

ผลกระทบจากทิศทางต่างๆ ของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-
กำลังรับแรงเฉือน ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิด
การอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน



ยุทธนา กุโรจนวงศ์

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2545


ISBN 974-17-0932-3

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4 ส.ย. 2546

120410502

EFFECTS OF TOTAL STRESS PATH'S DIRECTIONS ON UNDRAINED STRESS-STRAIN-STRENGTH
CHARACTERISTICS OF AGING MARINE BANGKOK CLAY



Mr. Yuttana Kurojjanawong

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2002

ISBN 974-17-0932-3

หัวข้อวิทยานิพนธ์

ผลกระทบจากทิศทางต่างๆ ของทางเดินของหน่วยแรงแจกรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิดการอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน

โดย

นายยุทธนา กุโรจนวงศ์


สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

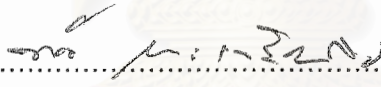
อาจารย์ที่ปรึกษา

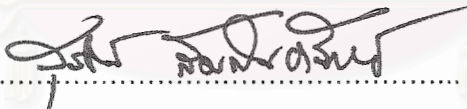
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์

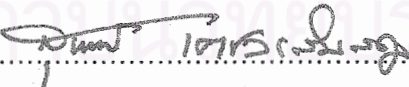
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต


..... คณะบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์


..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวี ชนะเจริญกิจ)


..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)


..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เดชวรสินสกุล)


..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน)

ยุทธนา ภู่วิจัยวงศ์ : ผลกระทบจากทิศทางการขึ้นของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิดการอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน (EFFECTS OF TOTAL STRESS PATH'S DIRECTIONS ON UNDRAINED STRESS-STRAIN-STRENGTH CHARACTERISTICS OF AGING MARINE BANGKOK CLAY)
 อ.ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์, 284 หน้า. ISBN 974-17-0932-3.

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาดังผลกระทบจากทิศทางการขึ้นของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิดการอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน รวมไปถึงยังได้ศึกษาพฤติกรรมทางด้าน Normalized Behaviour อีกด้วย โดยทำการทดสอบดินจากสองบริเวณ คือ บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ($PI \approx 40\%$) และบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ($PI \approx 75\%$) ซึ่งดินที่นำมาทำการทดสอบทำการเก็บด้วยวิธี Fix Piston Sampling ขนาด 3" ϕ พร้อมทำการทดสอบ Field Vane Shear Test จากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ในเครื่อง Oedometer พบว่าดินจากทั้งสองบริเวณมีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ใน Consolidation Curve ซึ่งจะเห็นพฤติกรรมดังกล่าวนี้ได้ชัดเจนน้อยที่สุดในช่วง NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 1.0-1.5 และพฤติกรรมนี้จะลดลงจนแทบไม่พบเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 3 โดยการทดสอบด้วยการเพิ่มน้ำหนักทันทีเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (EOP) และใช้ค่า LIR ($\Delta P/P$) ประมาณ 0.5 สามารถแสดงให้เห็นพฤติกรรม Non-Linearity ได้ชัดเจนน้อย โดยส่วนใหญ่จะพบพฤติกรรมนี้ได้ชัดเจนในช่วงดินเหนียวอ่อนเท่านั้น

ผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ CK_0UC โดยใช้วิธีการอัดตัวคายน้ำแบบ Recompression แสดงให้เห็นว่าในช่วง OC ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมไม่มีผลต่อค่า S_u/σ'_{vc} , A_r , ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติที่ q_{max} เลย แต่กลับมีผลอย่างมากเมื่อผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} ไปแล้ว ในขณะที่ในช่วง NC ผลของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมกลับแสดงให้เห็นอย่างเด่นชัดไม่ว่าจะพิจารณาที่จุดวิบัติแบบใดก็ตามโดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 1.0-1.5 ซึ่งอยู่ในช่วงที่แสดงพฤติกรรม Non-Linearity มากที่สุด และผลของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมจะลดลงหรือหายไปเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 3 ซึ่งเป็นช่วงที่แทบจะไม่เห็นพฤติกรรมแบบ Non-Linearity แล้ว ซึ่งผลดังกล่าวแสดงให้เห็นในดินจากทั้งสองบริเวณ และจะพบว่าผลของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมจะไม่มีผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE ไม่ว่าจะอยู่ในช่วง OC หรือ NC ก็ตาม

ผลจากโครงสร้างของมวลดิน ,Cementation (Fe_2O_3) และการที่ค่า K_0 ในช่วง NC สูงขึ้นเมื่อ σ'_{vc}/σ'_p มากขึ้น อันเป็นผลให้ดินมีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity จะทำให้ดินที่มีพฤติกรรมดังกล่าวสามารถ Normalized ค่า S_u และ A_r ได้ในช่วง OC และ NC เฉพาะที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1 เท่านั้น เนื่องจากการที่ดินมีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity นั้นถึงแม้ว่าจะทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น แต่กลับทำให้โครงสร้างของดินมีเสถียรภาพต่ำลงพร้อมที่จะพังทลายตลอดเวลาโดยเฉพาะเมื่อค่า $\sigma'_{vc} > \sigma'_p$ ดังจะเห็นได้จากค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ที่ลดต่ำลงอย่างรวดเร็วเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากขึ้นโดยเฉพาะสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ที่อยู่ในช่วง Non-Linearity ซึ่งอัตราการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC จะมีค่ามากขึ้นเมื่อค่า PI สูงขึ้น

จากการศึกษายังพบอีกด้วยว่าผลจากการทดสอบ Field Vane Shear Test ที่ปรับแก้ด้วย μ ของ Bjerrum (1972) ในรูป $\mu S_{uv}/\sigma'_{vc}$ สามารถใช้ในการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างตามวิธีของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) ได้ค่อนข้างดี หรือในรูป $\mu S_{uv}/\sigma'_{vc}$ สามารถใช้ในการประมาณค่า In Situ OCR ได้ค่อนข้างแม่นยำโดยอาศัยฐานข้อมูลที่เคยมีการรวบรวมมา

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
 ปีการศึกษา.....2545.....

4270501921 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: STRESS PATH / NORMALIZED BEHAVIOUR / NON-LINEARITY / MARINE CLAY

YUTTANA KUROYJANAWONG: EFFECTS OF TOTAL STRESS PATH'S DIRECTIONS ON UNDRAINED STRESS-STRAIN-STRENGTH CHARACTERISTICS OF AGING MARINE BANGKOK CLAY. THESIS ADVISOR: ASST. PROF.SURACHAT SAMBHANDHARAKSA, Sc.D., 284 pp. ISBN 974-17-0932-3.

The objectives of this thesis are to study the effects of total stress path's directions on undrained stress-strain-strength characteristics of aging marine Bangkok clay including normalized behaviour. The clay samples in this research were obtained from two locations, which had different in basic properties. The samples were collected by 3" ϕ fix piston sampling. The first location is at Chulalongkorn University, approximately having the PI of 40%, LI \approx 0.8 and 70% water content. The second location is at Bang Na-Bang Pakong Highway Km.29-800, approximately having the PI of 75%, LI \approx 1.1 and 120% water content. In situ field vane tests were performed at two locations and results show the clay is sensitive, which is believed to cause by the meta-structure of the clay formed by the leaching of fresh water process and cementation (Fe_2O_3) effect on the soft aging marine Bangkok clay.

The results from ordinary oedometer, which were performed at EOP duration and used $\Delta P/P=0.5$, exhibit the nonlinear consolidation curve in NC range at σ'_{vc}/σ'_p ratio approximately 1.0-1.5, and this behaviour disappears at σ'_{vc}/σ'_p ratio nearly 3.0. Nevertheless, non-linearity behaviour can be observed in soft clay layer only.

The results from stress path test show that in OC state at various OCR the total stress path's directions do not effect on S_u/σ'_{vc} , A_f , undrained stress-strain characteristics and undrained effective stress path until they reach q_{max} value. After failure at q_{max} , the directions of total stress path on the behaviour of OC samples slightly change the undrained effective stress path and undrained stress-strain characteristics. On the other hand, in NC range, total stress path's directions indicate noticeable effects on S_u/σ'_{vc} , A_f , undrained stress-strain characteristics and undrained effective stress path at σ'_{vc}/σ'_p approximately 1.0-1.5 for condition of q_{max} and $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$. However, this effect be gone at σ'_{vc}/σ'_p nearly 3.0. Moreover, the directions of total stress path do not change the normalized effective stress failure envelope (NESE) at OC and NC state including the data in the non-linearity range.

The soft aging marine Bangkok clays have leaching and cementation problems lead to the non-linearity problem in NC range. However, data can be normalized only in OC range including NC range at $\sigma'_{vc} \approx \sigma'_p$. In the non-linearity range in NC state, which indicates the $K_{0(NC)}$ increasing with σ'_{vc}/σ'_p , the strength can not be normalized due to decreasing in S_u/σ'_{vc} with the increasing in σ'_{vc}/σ'_p ratio to cause by collapse in soil structure. The decreasing in S_u/σ'_{vc} in NC state also increase with increasing in PI, when data at two location were compared.

In addition, the normalized undrained shear strength from field vane shear test were also used for estimating the in situ OCR and hence the value of σ'_p and for estimating the quality of samples. Such estimation and evaluation indicated the good application of the normalized soil behaviour approach in soft Bangkok clay.

Department Civil Engineering Student's signature.....
Field of study Civil Engineering Advisor's signature.....
Academic year 2002

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ สำเร็จลงได้ ต้องขอแสดงความขอบคุณ

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรจักร สัมพันธ์รักษ์ ในฐานะ อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำชี้แนะวิธีการทดสอบและทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์ ตลอดจนได้ปรับปรุงแก้ไขวิทยานิพนธ์นี้จนสำเร็จลุล่วงด้วยดี

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินกุล สำหรับคำชี้แนะแนวทางและหลักการในการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อควบคุมเครื่องมือทดสอบให้สามารถใช้ทดสอบได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ รวมทั้งคำแนะนำอื่นๆ ที่เป็นประโยชน์อีกมากมาย

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่าน ที่กรุณาใช้เวลา และให้คำแนะนำ รวมทั้งให้ข้อคิดเห็น ที่เป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

มูลนิธิ ศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกตะพันธ์ และ กองทุนสนับสนุนการวิจัย บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้เงินทุนสนับสนุนในการทำวิทยานิพนธ์นี้

บิดา-มารดา และครอบครัว สำหรับ แรงกาย แรงใจ และทุนทรัพย์ จนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้เอ่ยถึงในที่นี้ทุกท่าน ที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอขอบพระคุณทุกท่านเป็นอย่างยิ่ง

ยุทธนา กุโรจนวงศ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	๗
สารบัญรูป	๘
สัญลักษณ์.....	ม
บทที่	
1. บทนำ.....	1
1.1 คำนำ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	5
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	5
1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย.....	6
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	8
2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ และบริเวณใกล้เคียง.....	8
2.1.1 กำเนิดของชั้นดินกรุงเทพฯ.....	8
2.1.2 กำเนิดของชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ.....	9
2.2 หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล (Total and Effective Stress)	11
2.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0)	12
2.4 การประมาณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Estimated of Excess Water Pressure).....	17
2.5 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)	20
2.5.1 ชนิดของทางเดินของหน่วยแรง (Type of Stress Path).....	21
2.5.1.1 Vector Curve	21
2.5.1.2 MIT Stress Path.....	22
2.5.1.3 Cambridge Stress Path.....	23

บทที่	หน้า
2.5.1.4 Axial Symmetry	24
2.5.1.5 Principal Effective Stress	25
2.5.1.6 Deviator Stress Field	25
2.5.2 การประยุกต์ใช้ทางเดินของหน่วยแรง (Application of Stress Path)	28
2.5.2.1 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ	28
2.5.2.2 คุณสมบัติที่สำคัญของทางเดินของหน่วยแรง (Characteristics of Stress Path)	29
2.5.2.3 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการเก็บตัวอย่าง (Stress Path for Sampling Sample)	30
2.5.2.4 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Stress Path for Consolidation)	31
2.5.2.5 ทางเดินของหน่วยแรงในการเฉือนตัวอย่าง (Stress Path for Shear Process)	32
2.6 กฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Criteria)	33
2.6.1 การวิเคราะห์การวิบัติในมวลดิน (Two Type of Failure Law)	36
2.6.1.1 การวิเคราะห์ในรูปของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)	36
2.6.1.2 การวิเคราะห์ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)	37
2.6.2 หลักการกำหนดจุดวิบัติในมวลดิน (Failure Point Criteria)	38
2.6.2.1 Peak Deviator Stress , q_{max}	38
2.6.2.2 Maximum Principal Stress Ratio , $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	39
2.6.3 Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE)	40
2.6.4 เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และ q_{max}	40
2.7 หลักการหลักการแรงเฉือนของ Ladd (1963)	41
2.8 วิธีการวัดกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ	42
2.8.1 วิธีการของ Bjerrum (1972)	43
2.8.2 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Recompression	45
2.8.3 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Normalized Soil Parameter (NSP)	46

บทที่	หน้า
2.8.3.1 หลักการของ NSP (NSP Concept)	46
2.8.3.2 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี SHANSEP	49
2.8.4 การประยุกต์ใช้ NSP ในทางปฏิบัติ (Application of NSP).....	51
2.8.5 ตัวประกอบที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Factors Effects on Undrained Shear Strength , S_u).....	54
2.8.5.1 ผลกระทบจากคุณสมบัติพื้นฐาน (Influence of Basic Properties)	55
2.8.5.2 ผลกระทบจากแอนไอโซทรอปี่ของมวลดิน (Influence of Nature Anisotropy).....	56
2.8.5.3 ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ (Influence of Stress System).....	57
2.8.5.4 ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง (Influence of Stress History)	61
2.8.5.5 ผลกระทบจากโครงสร้างของมวลดินและการรบกวนต่อตัวอย่าง (Influence of Soil Structure and Sample Disturbance).....	64
2.8.5.6 ผลกระทบอัตราความเครียด (Influence of Strain Rate).....	69
3. วิธีการทดสอบและวิจัย	70
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างดิน	70
3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่างดิน.....	70
3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่างดิน	73
3.2 การทดสอบและการเก็บข้อมูลในสนาม	75
3.2.1 การทดสอบ Field Vane Shear Test.....	75
3.2.2 การวัดระดับน้ำและแรงดันน้ำในสนาม	76
3.3 การทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties Test)	79
3.4 การทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมี (Chemical Composition Test)	79
3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (1-D Consolidation Test).....	79
3.6 การทดสอบ Stress Path และ โปรแกรมการทดสอบ	80
3.6.1 โปรแกรมการทดสอบ.....	80
3.6.2 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ.....	85
3.6.3 ขั้นตอนในการทดสอบ	85

บทที่	หน้า
3.6.3.1 การเตรียมตัวอย่างดิน.....	85
3.6.3.2 การเตรียมเครื่องมือทดสอบและการจัดตัวอย่างดินในเครื่องมือ ทดสอบ Triaxial	86
3.6.3.3 การทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ.....	87
3.6.3.4 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0	87
3.6.3.5 การทดสอบ Stress Path Test.....	89
 4. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ข้อมูล.....	 91
4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน.....	91
4.2 ผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมี.....	98
4.3 ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test.....	100
4.4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (1-D Consolidation Test).....	101
4.4.1 การตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินด้วยวิธีการที่เสนอ โดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975).....	102
4.4.2 การตรวจสอบผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (1-D Consolidation Test) โดยใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test.....	104
4.4.3 การตรวจสอบผลการทดสอบ Field Vane Shear Test โดยใช้หลักการของ NSP.....	105
4.4.4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ.....	109
4.5 ผลการทดสอบ K_0 -Consolidation Test.....	112
4.6 หลักการในการวิเคราะห์ผลจากการทดสอบ Stress Path Test	117
4.7 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ Stress Path Test ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ.....	120
4.7.1 พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics).....	120
4.7.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$	120
4.7.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$	121
4.7.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$	122
4.7.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\% \epsilon_v$	123

บทที่	หน้า
4.7.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ	124
4.7.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max}	124
4.7.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	125
4.7.3 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล	126
4.7.4 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล	127
4.7.4.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลอด (Conventional Effective Stress Failure Envelope , CESE)	127
4.7.4.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'/ σ'_p -q'/ σ'_p พลอด (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE)	128
4.8 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ Stress Path Test ของตัวอย่างดินจาก บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	161
4.8.1 พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics)	161
4.8.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$	161
4.8.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$	162
4.8.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$	162
4.8.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\% \epsilon_v$	163
4.8.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ	163
4.8.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max}	163
4.8.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	165
4.8.3 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล	166
4.8.4 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล	167
4.8.4.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลอด (Conventional Effective Stress Failure Envelope , CESE)	167
4.8.4.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'/ σ'_p -q'/ σ'_p พลอด (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE)	167
4.9 เปรียบเทียบผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณ	200
4.9.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ	200

บทที่	หน้า
4.9.1.1 ค่าพารามิเตอร์ q'/σ'_{vc}	200
4.9.1.2 ค่าพารามิเตอร์ σ'_1/σ'_3	203
4.9.1.3 ค่าพารามิเตอร์ $\Delta u/\sigma'_{vc}$	203
4.9.1.4 ค่าพารามิเตอร์ A.....	205
4.9.2 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล.....	206
4.9.3 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล.....	207
4.9.3.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ $p'-q'$ พลอด (Conventional Effective Stress Failure Envelope , CESE)	207
4.9.3.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พลอด (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE).....	208
4.9.4 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดิน.....	209
4.10 เปรียบเทียบผลการทดสอบจากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยในอดีต.....	219
4.10.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR.....	219
4.10.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง A พารามิเตอร์ กับ OCR.....	222
4.10.3 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล.....	223
5. สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอนะ.....	231
5.1 สรุปผลการทดสอบ	231
5.1.1 ผลกระทบเนื่องจากทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Effect of Total Stress Path's Directions).....	231
5.1.2 ผลกระทบเนื่องจากประวัติของหน่วยแรง (Effect of Stress History).....	232
5.1.3 ผลกระทบเนื่องจากคุณสมบัติพื้นฐาน โครงสร้างของมวลดิน และการรบกวนต่อตัวอย่างดิน (Effect of Basic Properties Soil Structure and Sample Disturbance)	233
5.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Parameter for Soft Bangkok Clay).....	234
5.2.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength , S_u)	234
5.2.2 ค่า A_r พารามิเตอร์ (A_r Parameter).....	235
5.2.3 ค่าพารามิเตอร์กำลัง (Strength Parameter , $[\phi', c'/\sigma'_p]$)	235

บทที่	หน้า
5.3 ความเหมาะสมของการใช้ NSP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Suitability of NSP in Soft Bangkok Clay)	236
5.4 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาเพิ่มเติมในอนาคต	237
รายการอ้างอิง	238
ภาคผนวก	245
ภาคผนวก ก. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากจุฬาฯ.....	246
ภาคผนวก ข. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจาก ธ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	251
ภาคผนวก ค. รูปเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System	258
ภาคผนวก ง. รหัสต้นฉบับของซอฟต์แวร์ชื่อ SP7 ที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System ที่ผู้วิจัยเขียนขึ้นใช้ในงานวิจัยนี้	263
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	284

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 แสดงค่า K_0 ที่รวบรวมมาจากงานวิจัยต่างๆ (Head , 1986).....	15
2.2 ตารางที่ 2.2 ค่าโดยทั่วไปของพารามิเตอร์ A_v (Skempton , 1954)	19
2.3 ตัวอย่างความหมายของ $\Delta\sigma_1$ และ $\Delta\sigma_3$ ตามสมการของ Skempton (1954) (Law and Holtz , 1978)	20
2.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเขียนทางเดินของหน่วยแรงรูปแบบต่างๆ (Head , 1986) ...	27
3.1 แสดงโปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	82
3.2 แสดงโปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจาก ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800	83
4.1 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	92
4.2 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	95
4.3 แสดงส่วนประกอบทางเคมีของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัย	100
4.4 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	118
4.5 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจาก บริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800.....	119
4.6 แสดงการเปรียบเทียบการลดลงของ S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ของตัวอย่างดิน จากทั้ง 2 บริเวณ	202
4.7 การเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์สำหรับ Normalized Undrained Shear Strength (S_u/σ'_{vc}) จากจากวิธีการทดสอบ TC และ FV ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่า PI ต่างๆ	221
4.8 แสดงค่าพารามิเตอร์กำลังที่ได้จากงานวิจัยนี้เปรียบกับงานวิจัยในอดีต.....	224
5.1 แสดงค่าแสดงพารามิเตอร์กำลังของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	235

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 ลักษณะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติและการจำลองหน่วยแรง ในการทดสอบ Triaxial	2
1.2 ลักษณะทางเดินของหน่วยแรงจำแนกตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดิน	4
1.3 แสดงการเปรียบเทียบการจำลองหน่วยแรงในการทดสอบระหว่างการทดสอบ ด้วย Conventional Triaxial Test และ Stress Path Test	4
2.1 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้ (ว.ส.ท. , 2520)	10
2.2 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก (ว.ส.ท. , 2520)	10
2.3 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบ Triaxial	11
2.4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินตามธรรมชาติ	13
2.5 แสดงความหลากหลายของค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K) บนการเขียน ทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT	14
2.6 ค่า K_0 เป็นฟังก์ชันของดัชนีพลาสติคิตี (PI) และ OCR (Brooker and Ireland , 1965).....	15
2.7 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) (Ladd et al , 1977)	16
2.8 ความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับ OCR ของ Haney Sensitive Clay ระหว่างการ Reloading และ Unloading (Campanella and Vaid , 1972)	16
2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร , 2540)	17
2.10 เส้นที่มีค่า A พาราเมเตอร์คงที่ ใน p-q พล็อต	19
2.11 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Vector Curve (Taylor , 1944).....	21
2.12 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT (Lambe , 1967)	22
2.13 นิยามของค่า q ในการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT.....	23
2.14 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Cambridge (Roscoe et al , 1958)	24
2.15 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Axial Symmetry (Henkel , 1960)	25
2.16 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Principal Effective Stress (Skempton and Sowa , 1963)	26
2.17 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Deviator Stress Field (Bishop and Henkel , 1962).....	26

รูปที่	หน้า
2.18 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT กับ Cambridge.....	28
2.19 แสดงสภาพของหน่วยแรงในดินก่อนและหลังมีหน่วยแรงภายนอกมากกระทำ	29
2.20 ทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในดินเหนียวเมื่อมีค่า Δu เกิดขึ้นในปัญหาการก่อสร้างทั่วไป	30
2.21 การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากการเก็บตัวอย่างดิน	31
2.22 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการอัดตัวคายน้ำรูปแบบต่างๆ.....	32
2.23 แสดงนิยามของค่าตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาสัดส่วนของหน่วยแรงเพื่อใช้ในการควบคุมทิศทางของทางเดินของหน่วยแรง.....	33
2.24 แสดงสถานะของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบบต่างๆ ที่ทิศทางของ TSP ต่างๆ กัน	34
2.25 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ c', ϕ' กับ a', α'	35
2.26 เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล	36
2.27 วิธีการกำหนดจุดวิบัติในมวลดินแบบต่างๆ (Head , 1986)	38
2.28 Normalized Effective Stress Failure Envelope ของดินเหนียวโดยทั่วไป	41
2.29 ค่าปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane ที่มี $H/D=2.0$	44
2.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_{vc}$ ของผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำจากวิธี Recompression และ SHANSEP ในการทดลอง $\overline{CK_0U} - TC$	46
2.31 ตัวอย่างพฤติกรรม Normalized ที่สมบูรณ์ตามหลักการของ NSP (Ladd et al , 1977) ..	47
2.32 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS \text{ Test}$ ของ Normally Consolidated Maine Organic Clay (Ladd and Foot , 1974).....	48
2.33 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS \text{ Test}$ ของ Boston Blue Clay (Ladd and Foot , 1974).....	48
2.34 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio (e) และ Vertical Effective Stress (σ'_{vc}) ระหว่างการ Reconsolidated เมื่อมีการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และลักษณะการ Consolidation ตามวิธีของ SHANSEP ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC).....	50
2.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_v/σ'_{vc} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri , 1987)	52

รูปที่	หน้า
2.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TE$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri , 1987).....	52
2.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ In Situ Field Vane Vane Shear Tests ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Sambhandharaksa et al , 1999)	53
2.38 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u/σ'_{vc} กับ PI (Jamiołkowski et al , 1985)	55
2.39 แสดงผลของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของทางเดินของ TSP ที่มีต่อ ESP จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TE$ (Tampubolon , 1981).....	58
2.40 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ (Bishop and Wesley , 1975).....	59
2.41 แสดง Stress-Strain Curve สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ (Bishop and Wesley , 1975).....	59
2.42 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากผลการทดสอบ $\overline{CIU} - TC$ ตามสภาพการสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (อาคม , 2542).....	60
2.43 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay)	62
2.44 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay).....	62
2.45 ค่า A_v กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รวบรวมข้อมูลในสนามจากคันดินที่มีพิภักต์ความปลอดภัยประมาณ 1.5 (Lee , 1983)	63
2.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร , 2540)	63
2.47 ความสัมพันธ์ระหว่าง $[S_u/\sigma'_{vc}] / [S_u/\sigma'_{vc}]_{NC}$ กับ OCR (Ladd et al , 1977).....	63
2.48 ชนิดของโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอน	65
2.49 ผลของ Aging ที่ทำให้ NC Clay แปรสภาพกลายเป็น OC Clay (Bjerrum , 1967).....	67
2.50 ผลของ Aging และ Cementation ที่มีต่อ Consolidation Curve (Tsuchida , 2001)	67
2.51 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay (Tsuchida , 2001)	67

รูปที่	หน้า
2.52 ผลของประวัติของหน่วยแรงและการรบกวนต่อตัวอย่าง	68
3.1 แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test สำหรับบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	71
3.2 แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test สำหรับบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800	72
3.3 แสดงขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling	74
3.4 แสดงแรงดันน้ำในโพรงดินสำหรับบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ (พินิจ , 2544)	77
3.5 แสดงแรงดันน้ำในโพรงดินสำหรับบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.30 (พินิจ , 2528)	78
3.6 แสดงการเลือกตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) ของตัวอย่างดินที่มีพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity Behaviour) ที่ใช้ในงานวิจัยนี้	81
3.7 แผนผังแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุปกรณ์แต่ละชิ้นของเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System	84
4.1 Soil Boring Log ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	93
4.2 ประวัติของหน่วยแรงของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	94
4.3 Soil Boring Log ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	96
4.4 ประวัติของหน่วยแรงของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	97
4.5 แสดงการตรวจคุณภาพของตัวอย่างดินที่เก็บมาโดยใช้วิธีการที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri(1975)	103
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Field Vane Shear Strength กับ In Situ OCR ที่มีค่า Plasticity Index ต่างๆ กัน	107
4.7 Normalized Shear Strength กับ In Situ OCR สำหรับงาน Stability Analyses ของ Bangkok Clay	108
4.8 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของผลการทดสอบที่ได้ จากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยอื่นๆ	115
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_{0(NC)}$ กับ OCR ของผลการทดสอบดินจากทั้ง 2 บริเวณ	116
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์ ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)	130

รูปที่	หน้า
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	130
4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)	131
4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	131
4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	132
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	132
4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa).....	133
4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)	134
4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)	135
4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	135
4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)	136
4.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	136
4.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	137
4.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	137

รูปที่	หน้า
4.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)	138
4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)	139
4.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)	140
4.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	140
4.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)	141
4.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	141
4.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	142
4.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	142
4.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)	143
4.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)	144
4.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)	145
4.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	145
4.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)	146

รูปที่	หน้า
4.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	146
4.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)	147
4.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)	147
4.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)	148
4.41 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 91.33 KPa)	149
4.42 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa).....	150
4.43 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa).....	150
4.44 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa).....	151
4.45 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa).....	151
4.46 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa).....	152
4.47 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa).....	152
4.48 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ จุฬาย ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa).....	153
4.49 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาย รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)	154

รูปที่	หน้า
4.50 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อแยกตามค่า OCR และทิศทางการเดินทางเดินของหน่วยแรงรวม ที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	155
4.51 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	156
4.52 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อแยกตามค่า OCR และทิศทางการเดินทางเดินของหน่วยแรงรวม ที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	157
4.53 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	158
4.54 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	159
4.55 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa).....	160
4.56 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)	169
4.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)	169
4.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)	170
4.59 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	170
4.60 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa).....	171

รูปที่	หน้า
4.61 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	171
4.62 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)	172
4.63 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	173
4.64 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)	174
4.65 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)	174
4.66 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)	175
4.67 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	175
4.68 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa).....	176
4.69 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	176
4.70 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)	177
4.71 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	178

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.72 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)	179
4.73 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)	179
4.74 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)	180
4.75 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	180
4.76 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa).....	181
4.77 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	181
4.78 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)	182
4.79 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	183
4.80 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)	184
4.81 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)	184
4.82 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)	185

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.83 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % E_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	185
4.84 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % E_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa).....	186
4.85 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % E_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	186
4.86 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % E_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)	187
4.87 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % E_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	188
4.88 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)	189
4.89 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)	189
4.90 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)	190
4.91 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	190
4.92 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa).....	191

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.93 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)	191
4.94 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa).....	192
4.95 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	193
4.96 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่าง ดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 เมื่อแยกตามค่า OCR และทิศทาง ของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa).....	194
4.97 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่าง ดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	195
4.98 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่าง ดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 เมื่อแยกตามค่า OCR และทิศทาง ของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa).....	196
4.99 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่าง ดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	197
4.100 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	198
4.101 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)	199
4.102 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ของผลการทดสอบ ตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา.....	210

รูปที่	หน้า
4.103 แสดงการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น.....	211
4.104 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_r กับ OCR ของผลการทดสอบ ตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา.....	212
4.105 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_r ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ กับ OCR ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา.....	213
4.106 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_r ในช่วง NC กับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา.....	214
4.107 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_r ณ จุดวิบัติ ที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ในช่วง NC กับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา.....	215
4.108 แสดงการเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา	216
4.109 แสดงการเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย และบริเวณบางนา	217
4.110 ลักษณะการวิบัติแบบ Plastic Failure หรือ Barrelling.....	218
4.111 ลักษณะการวิบัติแบบ Brittle Failure หรือ Shear Plane.....	218
4.112 ลักษณะของตัวอย่างดิน ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ระหว่างการเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ	218
4.113 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} (TC) กับ OCR ที่ค่า Plasticity Index ต่างๆ กัน	225
4.114 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ของการทดสอบ Field Vane Shear , Triaxial Compression ($\overline{CK_0U}$) และ Normalized Shear Strength สำหรับ งาน Stability Analyses ของ Bangkok Clay.....	226
4.115 ความสัมพันธ์ระหว่าง A_r กับ OCR ที่ค่า Plasticity Index ต่างๆ กัน ของการทดสอบ แบบ Recompression และ SHANSEP.....	227
4.116 การเปรียบเทียบค่า A_r ของการทดสอบ $\overline{CK_0UC} - TC$ กับ ผลการทดสอบคันดิน ในสนามที่มีพิกัดความปลอดภัยประมาณ 1.50.....	228

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.117 การเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลด ของ Bangkok Clay ที่มีค่า Plasticity Index ประมาณ 40-50%.....	229
4.118 การเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลด ของ Bangkok Clay ที่มีค่า Plasticity Index ประมาณ 50-80%.....	230
ก-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 1 (1.50-2.50 ม.).....	247
ก-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 2 (3.00-4.00 ม.).....	247
ก-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 3 (4.50-5.50 ม.).....	248
ก-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 4 (6.00-7.00 ม.).....	248
ก-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 5 (7.50-8.50 ม.).....	249
ก-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 6 (9.00-10.00 ม.).....	249
ก-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 7 (10.50-11.50 ม.).....	250
ก-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 8 (12.00-12.30 ม.).....	250
ข-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 1 (3.00-4.00 ม.).....	252
ข-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 2 (4.50-5.50 ม.).....	252
ข-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 3 (6.00-7.00 ม.).....	253
ข-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 4 (7.50-8.50 ม.).....	253

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
ข-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 5 (9.00-10.00 ม.).....	254
ข-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 6 (10.50-11.50 ม.).....	254
ข-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 7 (12.00-13.00 ม.).....	255
ข-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 8 (13.50-14.50 ม.).....	255
ข-9 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 9 (15.00-16.00 ม.).....	256
ข-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 10 (16.50-17.50 ม.).....	256
ข-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 11 (18.00-19.00 ม.).....	257
ข-12 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 12 (19.50-20.50 ม.).....	257
ค-1 รูปเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System	259
ค-2 รูป ADU (Autonomous Data-acquisition Unit) สำหรับควบคุมระบบทดสอบ และเก็บข้อมูล	259
ค-3 รูป Regulator สำหรับปรับระดับแรงดันแบบควบคุมด้วยมอเตอร์	259
ค-4 รูป Bladder สำหรับเปลี่ยนแรงดันลมจาก Pump เป็นแรงดันน้ำ	260
ค-5 รูป Pressure Gauge สำหรับควบคุมแรงดันแบบ Manual.....	260
ค-6 รูป Load Frame หรือ Tritest 50 สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวตั้งแก่ตัวอย่างดิน	260
ค-7 รูป Triaxial Cell และ Internal Load Cell.....	261
ค-8 รูป Volume Change Unit สำหรับวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปของตัวอย่างดิน	261
ค-9 รูป Water Pressure Transducer สำหรับวัดแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน.....	261
ค-10 รูป LVDT (Linear Variable Differential Transformer) สำหรับวัดการเคลื่อนตัว	262
ค-11 รูปคอมพิวเตอร์และโปรแกรมที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ	262
ค-12 รูป Deair Water Apparatus สำหรับผลิต Deair Water สำหรับระบบทดสอบ.....	262

สัญลักษณ์

A, B	= พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดินของ Skempton
A_v	= พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดิน ณ จุดวิกฤติที่ q_{max}
a'	= ความเชื่อมั่นปรากฏในรูป p' - q' พลอต
ADU	= Autonomous Data-acquisition Unit
BN	= Bang Na-Bang Pakong Km.29-800
c'	= ความเชื่อมั่นที่ปรากฏ (Cohesion Intercept)
c'/σ'_p	= Normalized c'
CR	= สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio)
CRS	= Constant Rate of Strain Test
CU	= Chulalongkorn University
CU test	= Consolidation Undrained Test
C_v	= สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation)
C_α	= ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง (Coefficient of Secondary Compression)
CESE	= เส้นขอบเขตการวิกฤติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p' - q' พลอต (Conventional Effective Stress Failure Envelope)
\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
$\overline{CK_0U-DSS}$	= K_0 -Consolidation Undrained Direct Simple Shear Test with Pore Pressure Measurement
EOP	= จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (End of Primary)
ESA	= การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)
ESP	= ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path)

สัญลักษณ์ (ต่อ)

E_u	= Undrained Modulus
E_u/σ'_{vc}	= Normalized Undrained Modulus
K	= ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure)
K_a	= Active Stress Ratio
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 สภาวะสมดุลของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว
K_p	= Passive Stress Ratio
NC	= สภาพอัดแน่นปกติของดิน (Normally Consolidated Clay)
NESE	= เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พลอต (Normalized Effective Stress Failure Envelope)
NSP	= Normalized Soil Properties
L	= ความสูงของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ
LC	= การทดสอบแบบควบคุมด้วยน้ำหนัก (Load Control Test)
LL	= ขีดความเหลว (Liquid Limit)
LI	= ดัชนีความเหลว (Liquidity Index)
LIR	= Load Increment Ratio
LID	= Load Increment Duration
LVDT	= Linear Variable Differential Transformer
OC	= สภาพอัดแน่นเกินตัวของดิน (Overconsolidated Clay)
OCR	= สัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio)
OCR(FV)	= ค่า OCR จากการทดสอบ Field Vane Shear Test
OCR(Lab)	= ค่า OCR จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

สัญลักษณ์ (ต่อ)

PI	= ดัชนีพลาสติคิซิตี (Plasticity Index)
PL	= ขีดพลาสติค (Plastic Limit)
p, p'	= $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ และ $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$
q, q'	= $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ และ $\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$
$q'/\sigma'_{vc}, S_u/\sigma'_{vc}$	= Normalized Undrained Shear Strength
RR	= สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio)
S	= ค่าความอิ่มตัวด้วยน้ำของดิน (Degree of Saturation)
SC	= การทดสอบแบบควบคุมด้วยความเครียด (Strain Control Test)
SHANSEP	= Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
S_t	= ค่าความไวตัวของดิน (Sensitivity)
S_u, C_u, q_{max}, q_f	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength)
$S_{uFV}, S_u(FV)$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field Vane Shear
$S_{uTC}, S_u(TC)$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Triaxial Compression
$S_{uTE}, S_u(TE)$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Triaxial Extension
$S_{u\beta}$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ระนาบ β ต่างๆ
$(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$	= Normalized Undrained Shear Strength for NC Clay
$s'p$	= หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure)
TSA	= การวิเคราะห์ในรูปแบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)
TSP	= ทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path)
UC	= Unconfined Compression Test
UU	= Unconsolidated Undrained Test
u	= แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure)
u_b	= Back Pressure
u_f	= แรงดันน้ำในโพรงดิน ณ จุดวิบัติ q_{max} (Pore Pressure at Failure)

สัญลักษณ์ (ต่อ)

u_0	= แรงดันน้ำในโพรงดิน ณ สภาวะสมดุล (Equilibrium Pore Pressure)
u_s	= Preshear Pore Pressure
VOL	= ปริมาตรของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ
W_f	= ปริมาณความชื้นในมวลดิน ณ จุดวิบัติ q_{max}
W_n	= ปริมาณความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ
β	= ค่าสัดส่วนระหว่าง q/p' (MIT Stress Path)
α'	= มุมด้านทานแรงเฉือนในรูป $p'-q'$ พลอต
ϕ'	= มุมด้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)
θ	= ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม
τ	= หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress)
τ_{ff}	= หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติ
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'_{ff}	= หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

สัญลักษณ์ (ต่อ)

σ_p	= หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure)
σ'_s	= Preshear Effective Vertical Stress
σ'_1/σ'_3	= Principal Stress Ratio , Obliquity
$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	= Maximum Obliquity
ΔL	= ความสูงของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ
Δq	= ค่าความเปลี่ยนแปลงของ q
Δp	= ค่าความเปลี่ยนแปลงของ p
ΔK	= ค่าความเปลี่ยนแปลงของ K
ΔV	= ปริมาตรของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ
Δu	= แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Excess Pore Pressure)
Δu_c	= Excess Pore Pressure due to Increment of Isotropic Stress ($\Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $B\Delta\sigma_3$
Δu_d	= Excess Pore Pressure due to Increment of Deviator Stress ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $B\bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$
Δu_f	= แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน ณ จุดวิกฤติที่ q_{max}
$\Delta u/\sigma'_{vc}$	= Normalized Excess Pore Pressure
$\Delta(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$	= ความแตกต่างของ $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ต่างๆ
$\Delta\sigma_1$	= Major Principal Increment Stress
$\Delta\sigma_2$	= Intermediate Principal Increment Stress
$\Delta\sigma_3$	= Minor Principal Increment Stress
μ	= ค่าปรับแก้ S_{uFV} ของ Bjerrum (Bjerrum's Correction Factor)
$\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$	= Normalized Field Vane Shear Strength
$\mu S_{uFV}/\sigma'_p$	= Normalized Shear Strength for Stability Analyses
ϵ	= ค่าความเครียด
ϵ_f	= ค่าความเครียด ณ จุดวิกฤติที่ q_{max}
γ_t	= ความหนาแน่นรวม (Total Density)



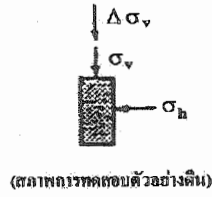
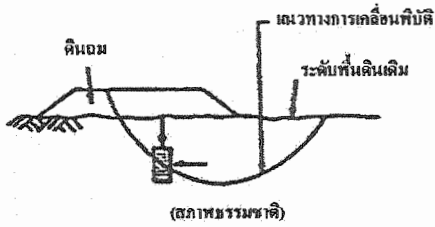
บทที่ 1

บทนำ

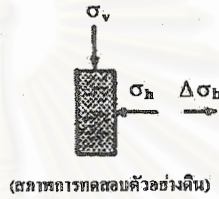
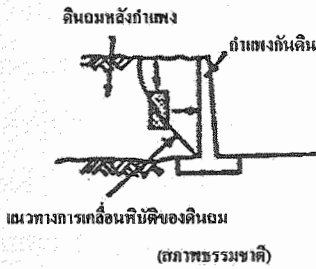
1.1 คำนำ

คุณสมบัติที่สำคัญของดินในการออกแบบสิ่งก่อสร้างก็คือ กำลังรับน้ำหนักหรือกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของดิน เราอาจใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ออกแบบสิ่งก่อสร้างในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis, TSA) หรือใช้ค่าพารามิเตอร์กำลัง [Strength Parameter (ϕ', c')] ของดินในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis, ESA) ในอดีตที่ผ่านมาได้มีการคิดค้นวิธีในการประมาณกำลังรับแรงเฉือนของดินมากมายหลายวิธี ทั้งการทดสอบในสนาม เช่น Vane Shear Test , Standard Penetration Test ฯลฯ และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น Direct Shear Test , Unconfined Compression Test และ Triaxial Test ฯลฯ ซึ่งในแต่ละวิธีก็ให้ผลแตกต่างกันออกไปตามสมมติฐานของการทดสอบและสภาพของหน่วยแรงที่ใช้ในการทดสอบ โดยผู้ออกแบบจะต้องใช้ประสบการณ์และวิจารณญาณในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ให้เหมาะสมกับสภาพงานนั้นๆ สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในปัจจุบันก็ได้แก่ การทดสอบ Triaxial เนื่องจากให้ผลที่ใกล้เคียงสภาพรับน้ำหนักจริงในธรรมชาติมากที่สุดและเป็นการทดสอบที่ให้ค่าพารามิเตอร์ที่สามารถแสดงคุณสมบัติต่างๆ ได้เป็นอย่างดี

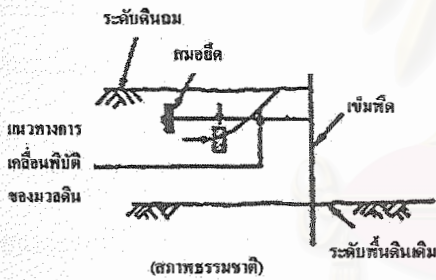
เครื่องมือทดสอบ Triaxial ได้ถูกพัฒนาขึ้นครั้งแรกที่สถาบัน Imperial College โดย Bishop and Eldin (1950) และหลังจากหนังสือชื่อ The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test ที่เขียนโดย Bishop and Henkel (1957,1962) ได้รับการตีพิมพ์ ทำให้การทดสอบ Triaxial เป็นที่รู้จักอย่างกว้างขวางในวงวิชาการ และได้ถูกพัฒนาให้มีประสิทธิภาพเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ แต่ถึงแม้ว่าจะมีการพัฒนาระบบ Triaxial อย่างต่อเนื่อง ระบบ Triaxial ที่ยังนิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบันหรือในงานวิจัยนี้ขอเรียกว่า Conventional Triaxial ก็ยังคงมีข้อจำกัดในเรื่องของระบบการควบคุมหรือเปลี่ยนแปลงความดันเซลล์ (Cell Pressure) หรือหน่วยแรงรวมในแนวอน (σ_v) ขณะทดสอบตัวอย่าง ($\Delta\sigma_1 > 0$, $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$) ทำให้สามารถจำลองสภาพการรับน้ำหนักได้เพียงลักษณะเดียวคือแบบ Foundation Loading (Total Stress Path ทำมุม 45 องศากับแกน X) ในขณะที่สภาพหน่วยแรงจริงที่เกิดขึ้นในธรรมชาติไม่ได้มีสภาพหน่วยแรงดังเช่นการวิบัติแบบ Foundation Loading เสมอไปแต่ขึ้นกับสภาพของงานแต่ละชนิด ดังแสดงในรูปที่ 1.1 และรูปที่ 1.2 ดังนั้นการที่จะใช้ผลการทดสอบจาก Conventional Triaxial ที่มีลักษณะหน่วยแรงแบบ Foundation Loading มาใช้ในการวิเคราะห์หรือนาบบการวิบัติของสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ย่อมเป็นสิ่งที่



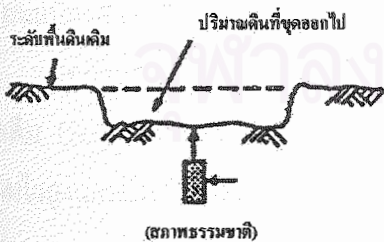
(a) สภาพดินภายใต้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น (Foundation Loading)



(b) สภาพดินหลังกำแพงกันดิน (Active Stress)



(c) สภาพดินที่มีสมอยึดหลังผนังกันดิน (Passive Stress)



(d) สภาพดินภายใต้การลดน้ำหนักบรรทุกของมวลดินในชั้นดิน (Excavation)

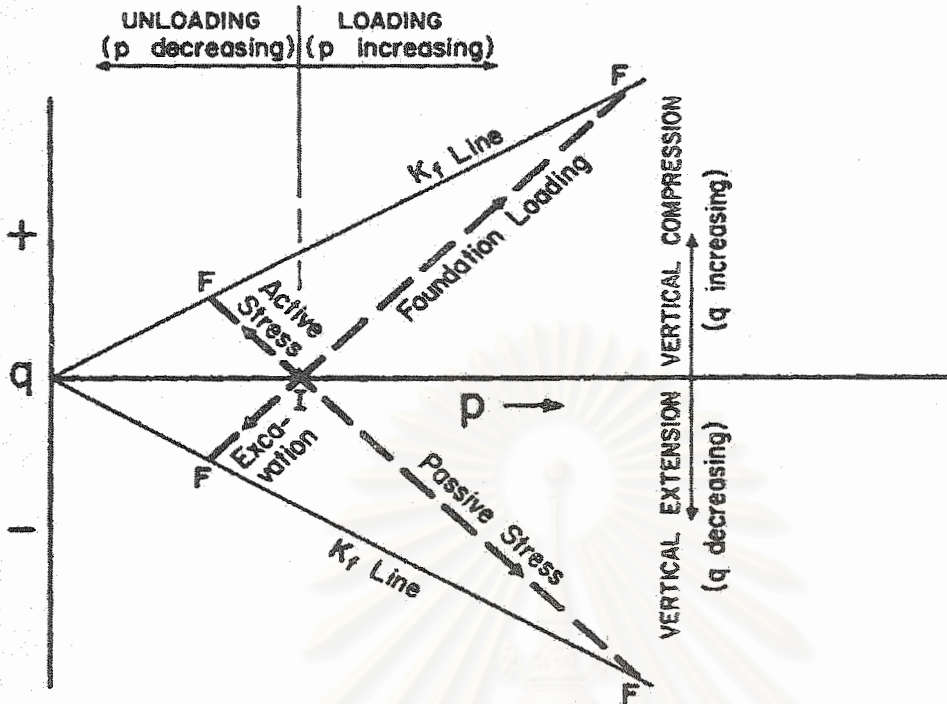
รูปที่ 1.1 ลักษณะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติและการจำลองหน่วยแรงในการทดสอบ Triaxial

ไม่สอดคล้องกับสภาพจริงในธรรมชาติ หลังจากได้ตระหนักถึงข้อบกพร่องต่างๆ ได้มีการพัฒนาระบบ Triaxial โดยใช้มอเตอร์และคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการควบคุมการทดสอบเป็นครั้งแรก โดย Menzies (1988) ซึ่งในที่นี้ขอเรียกว่าระบบ Triaxial กึ่งอัตโนมัติ และเรียกการทดสอบนี้ว่า Stress Path Test ทำให้สามารถจำลองสภาพการรับน้ำหนักได้หลากหลายและใกล้เคียงสภาพรับน้ำหนักจริงในธรรมชาติมากขึ้น ซึ่งความแตกต่างของการทดสอบทั้ง 2 แบบนั้นได้แสดงเปรียบเทียบกันในรูปแบบที่ 1.3

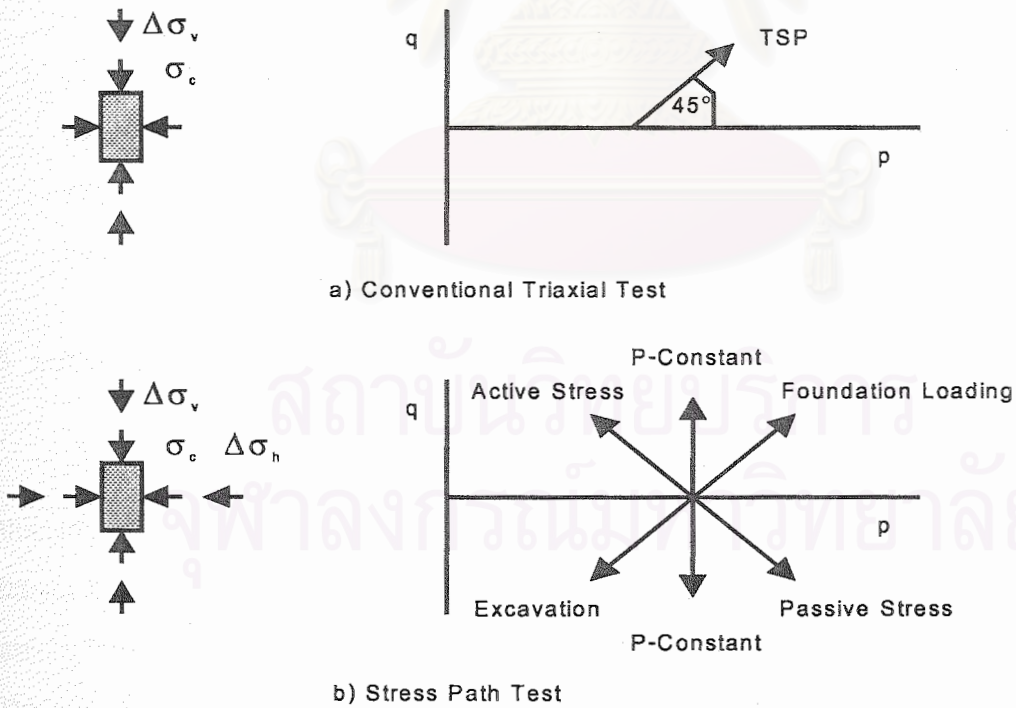
แต่เนื่องด้วยในปัจจุบันระบบ Triaxial กึ่งอัตโนมัติในประเทศไทยยังใช้งานกันไม่แพร่หลายและมีราคาค่อนข้างแพง จึงทำให้การทดสอบ Conventional Triaxial ยังคงเป็นที่นิยม ถึงแม้ว่าสภาพของหน่วยแรงในการทดสอบจะไม่สอดคล้องกับสภาพในธรรมชาติก็ตาม ปัญหาในเรื่องของระบบของหน่วยแรง (Stress System) ที่ใช้ในการทดสอบเป็นปัญหาที่มีมาค่อนข้างนานแล้วดังนั้นในต่างประเทศจึงมีผู้ทำการศึกษาพอสมควร ในขณะที่ในประเทศไทยระบบการทดสอบนี้เพิ่งเข้ามาในประเทศในช่วงไม่กี่ปีที่ผ่านมาจึงยังแทบไม่เคยมีการทดสอบกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มาก่อนว่ามีผลตอบสนองต่อสภาพของหน่วยแรงที่แตกต่างกันขณะทดสอบอย่างไร มีเพียง อาคม (2542) ที่ทำการทดสอบ Stress Path Test กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากบริเวณสถาบัน AIT แต่ก็เป็นเพียงการทดสอบที่เริ่มจากสภาพ Isotropic ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_c$) ซึ่งก็ไม่สอดคล้องกับสภาพจริงในธรรมชาติ จึงอาจทำให้ผลการทดสอบไม่แสดงถึงพฤติกรรมอันแท้จริงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีต่อทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP)

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีเป้าหมายในการที่จะศึกษาผลกระทบของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน (Stress-Strain-Strength Characteristics) เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) และค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จาก 2 บริเวณที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกันด้วยการทดสอบที่ทิศทางของ TSP ต่างกัน โดยเปลี่ยนแปลงค่า OCR หลายๆ ค่า

นอกจากนี้ในงานวิจัยนี้ยังได้ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นผลให้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีความไวสูงและมีพฤติกรรม Non-Linearity และเป็นสาเหตุให้แรงดันน้ำในสนามมักลดลงได้ยากในช่วงแรกๆ ของดินเหนียวอ่อนที่อยู่ในสภาพ Normally Consolidated จากการที่ในช่วง NC จะมีค่าสัดส่วนการยุบตัวสูงและค่าความชื้นน้ำต่ำ และยังได้ศึกษาถึงผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของมวลดินของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีต่อคุณสมบัติทางด้าน Normalized Soil Properties (NSP) อีกด้วย ซึ่งผลจากการศึกษานี้จะทำให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมการรับน้ำหนัก



รูปที่ 1.2 ลักษณะทางเดินของหน่วยแรงจำแนกตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดิน



รูปที่ 1.3 แสดงการเปรียบเทียบการจำลองหน่วยแรงในการทดสอบระหว่างการทดสอบด้วย Conventional Triaxial Test และ Stress Path Test

ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ใกล้เคียงสภาพจริงในสนามได้ดียิ่งขึ้น และยังไปกว่านั้นคือทำให้เราสามารถตระหนักและเลือกใช้พารามิเตอร์ในการออกแบบสิ่งก่อสร้างต่างได้เหมาะสมกับสภาพงานแต่ละชนิดมากยิ่งขึ้น ตลอดจนสามารถเข้าใจพฤติกรรมในสนามซึ่งบ่งชี้ว่าระหว่างการอัดตัวคายน้ำได้มีการเกิดการเคลื่อนตัวแบบไม่ระบายน้ำที่เกิดขึ้นเป็นฟังก์ชันกับเวลา

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนชนิดกดอัดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ (Compressive Undrained Shear Strength , S_{uc}) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อันเนื่องมาจากผลกระทบของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP) ในทิศทางต่างๆ กัน
2. เพื่อศึกษาผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อพฤติกรรมทางด้านความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน (Stress-Strain-Strength Characteristics) รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path , ESP) เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) และค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เมื่อมีการเปลี่ยนทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP)
3. เพื่อศึกษา Normalized Behaviour ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) โครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) และทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP)

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้จะทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จาก 2 บริเวณที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน คือ บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ (จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย) ที่มีค่า Plasticity Index (PI) ประมาณ 40 % และบริเวณรอบนอกกรุงเทพฯ (ถ. สายบางนา-บางปะกง กม.29-800) ที่มีค่า Plasticity Index (PI) ประมาณ 80 % โดยทำการเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) ขนาด 3 นิ้ว ด้วยวิธี Fix Piston Sampling พร้อมทำการทดสอบ Field Vane Shear Test

จากนั้นนำตัวอย่างมาทำการทดสอบ Triaxial Test แบบ CK_0UC (K_0 -Consolidation Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement) โดยการคืนหน่วยแรงประสิทธิผลให้มวลดิน (Reconsolidated) ด้วยวิธี Recompression และใช้ค่าสัมประสิทธิ์

ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure , K) ประมาณใกล้เคียงกับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0) ที่เป็นจริงตามสภาพธรรมชาติมากที่สุด และใช้อัตราความเครียด (Strain Rate) ที่ทำให้เกิดการวิบัติด้วยอัตราคงที่ประมาณ 0.8 %/ชม.

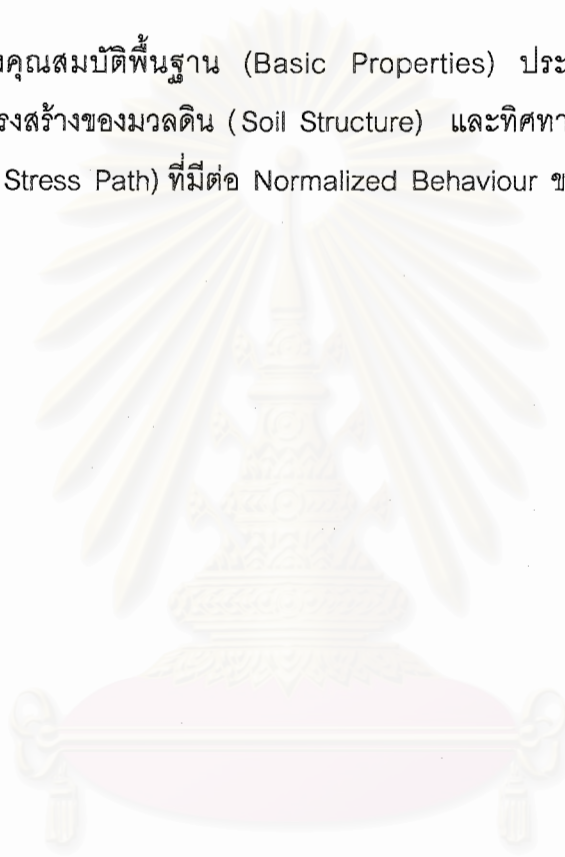
ขั้นตอนในการทดสอบทั้งหมดจะถูกควบคุมด้วยระบบคอมพิวเตอร์ ซึ่งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบในงานวิจัยนี้คือ Stress Path Control System ของบริษัท ELE International โดยผู้เขียนได้ทำการเขียน Software ขึ้นมาใหม่สำหรับเครื่องมือทดสอบนี้เพื่อให้สามารถทดสอบได้ตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้โดยเฉพาะ โดยการทดสอบ K_0 -Consolidation จะเป็นการประยุกต์ใช้วิธีการทดสอบ CRS (Constant Rate of Strain) มาใช้ในเครื่อง Triaxial ด้วยการให้หน่วยแรงแนวดิ่งแก่ตัวอย่างดินโดยยกขึ้นด้วยอัตราที่ทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินน้อยที่สุดเท่าที่จะทำได้หรืออยู่ในสภาวะระบายน้ำนั่นเอง ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้อัตรายกขึ้นประมาณ 0.001 มม./นาที แล้วควบคุมพื้นที่หน้าตัดให้อยู่ในสภาพ K_0 -Condition ตลอดเวลาด้วยการคำนวณและเพิ่ม Cell Pressure โดยระบบคอมพิวเตอร์ ส่วนในการเขื่อนตัวอย่างดินก็ใช้หลักการเดียวกันเพียงแต่ใช้อัตราในการยกขึ้นประมาณ 0.8 %/ชม. และอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำเท่านั้น

การทดสอบจะทำที่ทิศทางของ TSP ต่างๆ กัน โดยเปลี่ยนแปลงค่า OCR หลายๆ ค่า เพื่อให้ครอบคลุมผลกระทบของประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และพฤติกรรมในช่วงที่ดินเหนียวเกิดการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างในมวลดินมากที่สุด ส่วน การเปรียบเทียบผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณนั้นเพื่อศึกษาผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) โดยงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรม ทางด้าน ความเค้น-ความเครียด -กำลังรับแรงเฉือน (Stress-Strain-Strength Characteristics) ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) และเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ชนิดกดอัดตัวในสภาวะไม่ระบายน้ำเป็นหลัก นอกเหนือจากนั้นยังได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้ในพฤติกรรมทางด้าน Normalized Behaviour ในดินที่มีผลของการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างอย่างมากควบคู่กันไปอีกด้วย

1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย

1. ได้เห็นผลกระทบจากทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path) ที่มีต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนชนิดกดอัดตัวในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Compressive Undrained Shear Strength , S_{uc}) และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อให้เห็นว่าผลจากการทดสอบใน Conventional Triaxial สามารถนำมาใช้ในทางปฏิบัติจริงได้หรือไม่

2. ได้เห็นผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อพฤติกรรมทางด้านความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน (Stress-Strain-Strength Characteristics) รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) และค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เมื่อมีการเปลี่ยนทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path)
3. ได้เห็นผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) โครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) และทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path) ที่มีต่อ Normalized Behaviour ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพและบริเวณใกล้เคียง

2.1.1 กำเนิดของชั้นดินกรุงเทพฯ

ชั้นดินกรุงเทพฯ เป็นดินตกตะกอน (Transported Soil) ชนิด Marine และ Alluvial ซึ่งเป็นการตกตะกอนจากน้ำหรือสิ่งพัดพาจากพื้นดิน (Terrestrial Deposit) โดยมีความหนาแน่นมากกว่า 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

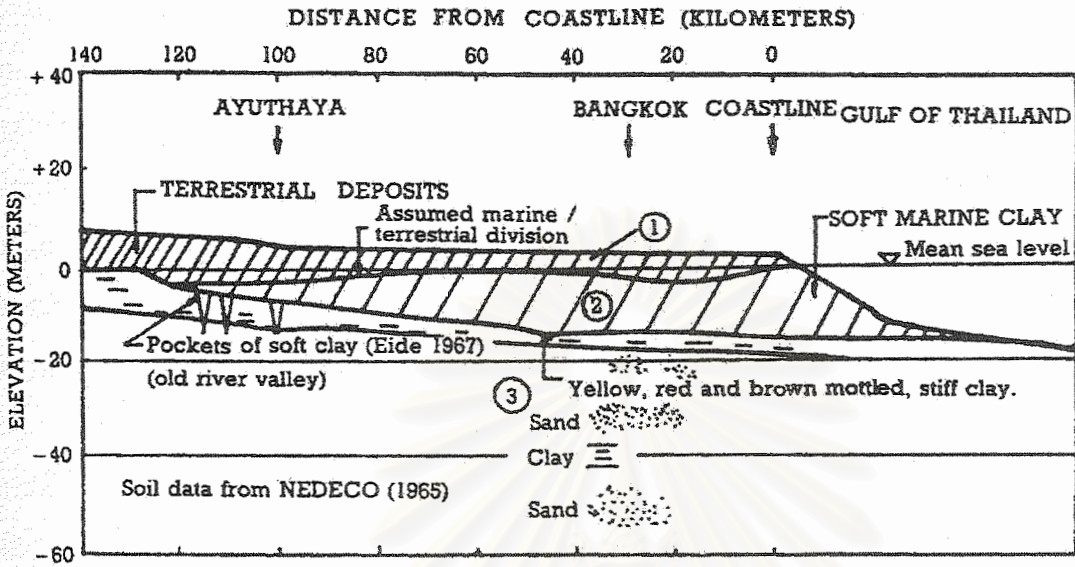
2.1.2 กำเนิดของชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ

รูปที่ 2.1 และ 2.2 แสดงรูปตัดของชั้นดินในบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ รูปที่ 2.1 แสดงรูปตัดจากอ่าวไทยไปยังอยุธยา (นั่นคือ จากทิศใต้ไปทิศเหนือ) จะเห็นว่าความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดจาก Marine Deposit เพิ่มขึ้นเมื่อใกล้อ่าวไทย และดินเหนียวบริเวณอ่าวไทยจะมีสมบัติทางด้านวิศวกรรมค่อนข้างเลว ส่วนจากกรุงเทพฯ ไปทางอยุธยาความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนลดลง แต่ความหนาของดินชั้นบนที่เป็น Terrestrial Deposit เพิ่มขึ้น จนกระทั่งเลยอยุธยาไปชั้นดินเหนียวอ่อนขาดหายไป โดยชั้นดินมีเพียง Terrestrial Deposit ซึ่งเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็ง อายุของดินมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นจากบริเวณอ่าวไทยไปยังอยุธยาเช่นกัน ดังนั้นดินเหนียวที่บริเวณอยุธยาจะมีสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) มากกว่าดินบริเวณอ่าวไทย

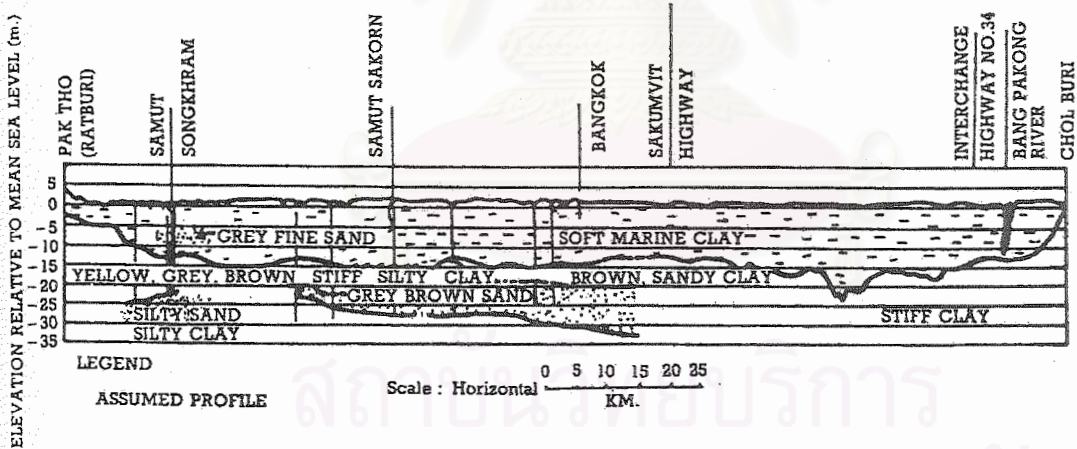
รูปที่ 2.2 แสดงรูปตัดของชั้นดินในบริเวณกรุงเทพฯ จากชลบุรีไปราชบุรี จะเห็นว่าดินเหนียวอ่อนเป็นแอ่งอยู่ และแนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนมีความไม่แน่นอน ความหนาของดินเหนียวอ่อนใกล้แม่น้ำบางปะกงมีถึง 20 ม. ความหนาของดินเหนียวอ่อนเริ่มลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อใกล้จังหวัดชลบุรี และจากจังหวัดสมุทรสงครามไปยังจังหวัดชลบุรี โดยทั่วไปอายุของดินเหนียวอ่อนจะน้อยที่สุดบริเวณใกล้จังหวัดชลบุรี จากนั้นอายุของดินและสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นในทิศทางไปยังจังหวัดราชบุรี

บริเวณจังหวัดชลบุรีและระยอง ดินส่วนมากเป็น Residual Soil โดยเกิดจากการสลายตัวของหินอัคนี ชั้นบนเป็นทรายค่อนข้างหยาบ มีความหนาแน่นไม่แน่นอน ทรายหยาบชั้นบนเป็นดินตกตะกอนอาจเป็นพวก Marine หรือ Alluvial Deposit ชนิดของดินตอบนที่เป็นส่วนของ Residual Soil อาจเป็นดินเหนียวหรือทรายแป้ง (Silt) ที่มีค่า Plasticity Index (PI) สูง ถัดลงมา

ดินเหนียวจะมีค่า Plasticity Index (PI) น้อยลง ดินส่วนมากจะเป็นพวกทรายปนดินเหนียวหรือดินปนทรายที่มีกรวดหรือเม็ดหินปนอยู่



รูปที่ 2.1 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้ (ว.ส.ท. , 2520)



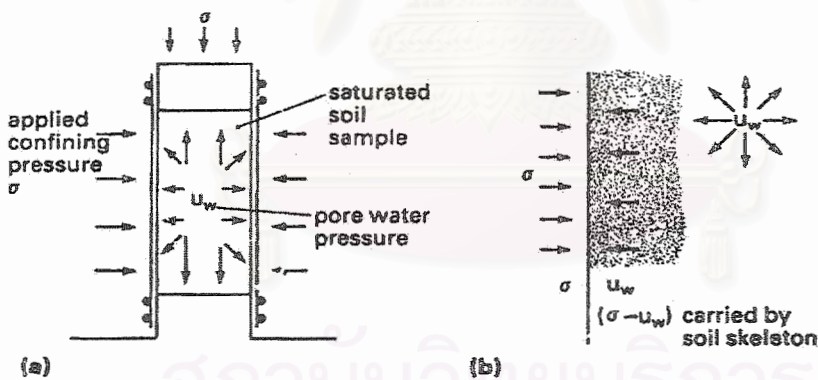
รูปที่ 2.2 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก (ว.ส.ท. , 2520)

ดินในประเทศไทยชนิดที่เป็นดินตกตะกอนส่วนใหญ่เกิดขึ้นในภาคกลาง ภาคตะวันออก ภาคเหนือ ส่วนภาคใต้มีดินตกตะกอนบ้างเป็นบางแห่ง แต่ส่วนใหญ่จะเป็นพวก Residual Soil บริเวณริมฝั่งทะเลตะวันออก ดินเกือบทั้งหมดเป็น Residual Soil หรือเมื่อมี Oxide ของเหล็กมาก มักจะถูกเรียกว่าดินลูกรัง (Lateritic Soil)

2.2 หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล (Total Stress and Effective Stress)

การพิจารณาหน่วยแรงในมวลดินสามารถแยกได้เป็น 2 ชนิด คือ พิจารณาจากภายนอก ซึ่งหน่วยแรงจะอยู่ในรูปของหน่วยแรงรวม (Total Stress) และพิจารณาจากภายใน ซึ่งสามารถแยกได้เป็นการพิจารณาแบบโครงสร้างรวม (Macroscopic Structure) และแบบโครงสร้างย่อย (Microscopic Structure) สำหรับการพิจารณาจากภายในแบบโครงสร้างรวมหน่วยแรงจะประกอบไปด้วย หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) และหน่วยแรงจากแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure) สำหรับหน่วยแรงประสิทธิผลนั้น เมื่อพิจารณาจากภายในแบบโครงสร้างย่อย อาจแยกย่อยได้เป็นหน่วยแรงจากประจุไฟฟ้า (Interparticle Force) หน่วยแรงจากการเสียดทาน และเสียดสีระหว่างเม็ดดิน (Friction and Interference Force) ฯลฯ

ในดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of Saturation, $S = 100\%$) ภายใต้สภาวะสมดุล เมื่อถูกกระทำโดยหน่วยแรงค่าหนึ่ง ซึ่งในที่นี้จะเรียกว่า หน่วยแรงรวม (Total Stress, σ) จะถูกกระจายแรงออกเป็น 2 ส่วน คือ รับโดยเม็ดดิน (Solid Particle) และรับโดยแรงดันน้ำระหว่างช่องว่างในเม็ดดิน (Pore Pressure, u_w) ดังแสดงในรูปที่ 2.3(a) ความแตกต่างระหว่าง $\sigma - u_w$ จะถูกรับโดยโครงสร้างของมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.3(b)



รูปที่ 2.3 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบ Triaxial

ความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงรวม (Total Stress, σ) และแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure, u_w) ก็คือ หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') นั่นเอง ซึ่งเป็นค่าที่เราไม่สามารถวัดได้แต่สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\sigma = \sigma' - u_w \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

สมการนี้ถือเป็นรากฐานที่สำคัญในสาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี ซึ่งค้นพบครั้งแรกโดย Professor Karl Terzaghi ใน ปี ค.ศ. 1924 โดยหน่วยแรงประสิทธิผลรวมไปถึงการเปลี่ยนแปลงใดๆ ที่เกี่ยวข้องกับหน่วยแรงนี้ ถือว่าเป็นส่วนที่สำคัญอย่างยิ่งในการกำหนดพฤติกรรมต่างๆ ของมวลดิน (Soil Behaviour)

2.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล
(Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0)

ตามธรรมชาติโดยทั่วไปดินในธรรมชาติจะได้รับหน่วยแรงเริ่มต้นแล้วจำนวนหนึ่งจากน้ำหนักทับถมของตัวเองซึ่งจะเรียกว่า หน่วยแรงทับถม (Overburden Stress) แต่เนื่องจากดินโดยส่วนใหญ่เป็นวัสดุสารแอนไอโซทรอปิก (Anisotropic Material) อันเนื่องมาจากลักษณะเม็ดดินและการจัดเรียงตัวของเม็ดดินซึ่งคือมีคุณสมบัติในแต่ละทิศทางไม่เท่ากัน ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress , σ'_v) และแนวนอน (Horizontal Effective Stress , σ'_h) มักมีค่าไม่เท่ากัน โดยสัดส่วนระหว่าง σ'_v และ σ'_h เราจะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure , K) แสดงดังสมการ

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (2.2)$$

เมื่อ K คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง
(Coefficient of Lateral Earth Pressure)

σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน
(Horizontal Effective Stress)

σ'_h คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
(Vertical Effective Stress)

การที่จะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0) หรือไม่นั้น ขึ้นอยู่กับข้อจำกัดดังต่อไปนี้

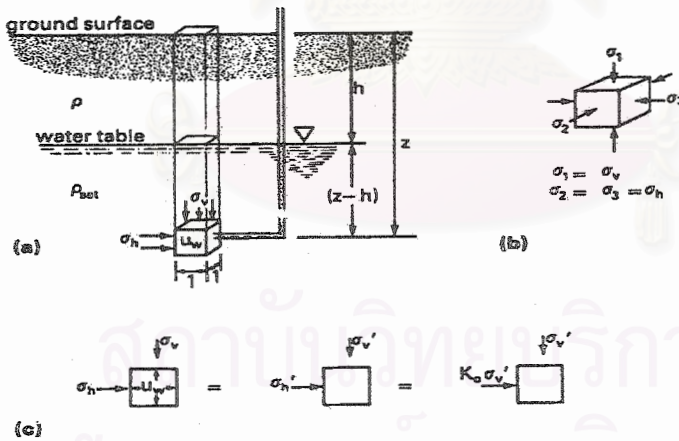
1. เกิดจากสัดส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวนอน (σ'_{ho}) และหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวตั้ง (σ'_{vo}) ดังสมการ

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \dots\dots\dots (2.3)$$

2. ต้องอยู่ในสภาวะ Geostatic Condition ซึ่งคือ

- ก. ผิวดินอยู่ในระนาบแนวนอน (Horizontal Surface)
- ข. การตกตะกอนของดินเกิดขึ้นในบริเวณที่กว้างมากเมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน ($H \ll D$)
- ค. เกิดการเคลื่อนตัวในแนวเดียว (One Dimensional Movement or No Lateral Movement) หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง คือ อยู่ในสภาวะที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่

ถ้ามีคุณสมบัติอื่นนอกเหนือจากนี้จะไม่ถือว่าเป็นค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) แต่จะถือว่าเป็นเพียงค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K) เท่านั้น ลักษณะการรับหน่วยแรงของดินในธรรมชาติแสดงในรูปที่ 2.4(a) ซึ่งในกรณีนี้เริ่มต้นดินอยู่ในสภาวะสมดุล สัดส่วนของ $\sigma'_{ho}/\sigma'_{vo}$ จะคือค่า K_0 [รูปที่ 2.4(c)] หลังจากดินได้รับหน่วยแรงเพิ่มขึ้นหรือลดลงจากน้ำหนักบรรทุกโดยไม่รักษาข้อกำหนด 2 ข้อข้างต้น ค่าสัดส่วน σ'_h/σ'_v จะคือ ค่า K มิใช่ค่า K_0 ดังแสดงในรูปที่ 2.5



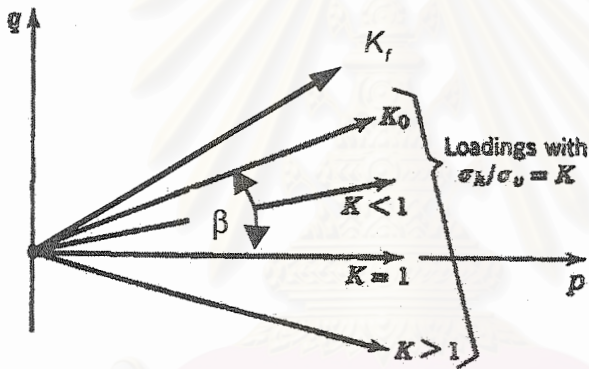
รูปที่ 2.4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินตามธรรมชาติ

ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (K) อาจพิจารณาได้ในรูปสมการ

$$K = \frac{1 - \tan \beta}{1 + \tan \beta} \dots\dots\dots (2.4)$$

เมื่อ β คือ ค่าสัดส่วนระหว่าง q/p' (MIT Stress Path)

การพิจารณาในรูปของสมการนี้อาจจะรวมไปถึงการวิบัติของมวลดินตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb ในกรณีที่ดินไม่มีแรงเชื่อมแน่น (No Cohesion Intercept, $c'=0$) ด้วย โดยจะมีค่า β อยู่ 1 ค่าที่ทำให้เกิดสภาวะสมดุล ซึ่งจะให้ค่า K เท่ากับค่า K_0 และหลังจากดินได้รับหน่วยแรงเพิ่มขึ้นหรือลดลงโดยไม่รักษาข้อกำหนดข้างต้น ค่า β จะให้ค่า K ที่มีค่าไม่เท่ากับค่า K_0 โดยอาจจะน้อยกว่าหรือมากกว่าแล้วแต่ลักษณะการรับหน่วยแรง และเมื่อมวลดินรับหน่วยแรงจนกระทั่งถึงจุดวิบัติตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb แล้ว ค่า β จะมีค่าสูงสุด (β_{max}) และจะให้ค่า K ที่เท่ากับค่า K_r ซึ่งก็คือ K_r -line ตามนิยาม เส้นขอบเขตการวิบัติบนการเขียนทางเดินของหน่วยแรงในแบบ MIT และจะมีค่าเท่ากับค่า K_a (Active Stress Ratio) หรือเท่ากับ ค่า K_p (Passive Stress Ratio) ในงานที่เกี่ยวข้องกับกำแพงกันดิน (Retaining Wall) ในกรณีที่ดินไม่มีแรงเชื่อมแน่น สำหรับการหาค่า β และการเขียนทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) จะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.5 ต่อไป



รูปที่ 2.5 แสดงความหลากหลายของค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K) บนการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT

สำหรับค่า K_0 นั้นได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์มากมาย แต่มีเพียงไม่กี่ความสัมพันธ์ที่ได้รับการยอมรับและใกล้เคียงสภาพจริงในสนาม ซึ่งมีดังต่อไปนี้

Head (1986) ได้รวบรวมข้อมูลค่า K_0 จาก Bishop and Henkel (1962) และ Lambe and Whitman (1979) แล้วสรุปไว้ดังตารางที่ 2.1

Jaky (1944) ได้ให้ความสัมพันธ์ของค่า K_0 สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือ แน่น (Dense) และมีค่า OCR=1 ดังสมการ

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \dots\dots\dots (2.5)$$

โดยค่า m ขึ้นกับค่า Plasticity Index ของดินแต่ละชนิด

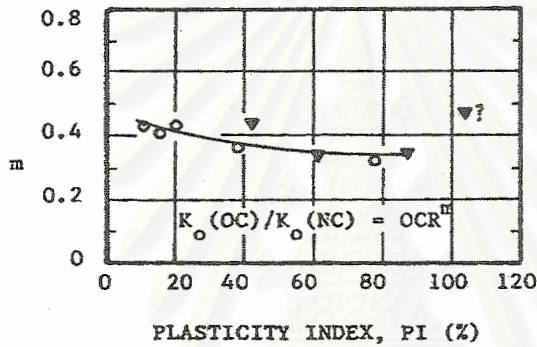
ค่า $m = 0.4-0.5$ เสนอโดย Alpan (1967)

ค่า $m = 0.42$ เสนอโดย Schmertmann (1975)

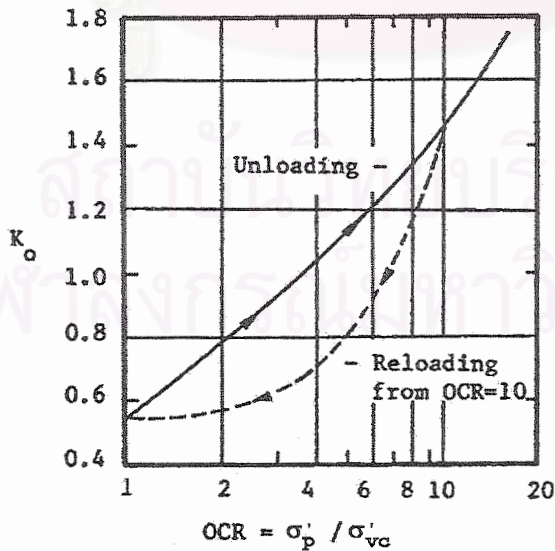
ค่า $m = 0.68$ เสนอโดย Sherif et al (1974) จากการทดสอบ
ทรายที่ค่า D_r ต่างๆ กัน

ค่า $m = 0.39$ เสนอโดย สุรฉัตร (2540) สำหรับดินเหนียวอ่อน
กรุงเทพฯ

Ladd et al (1977) ได้เสนอค่า m เป็นฟังก์ชันกับค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) ดังแสดงในรูปที่ 2.7 นอกจากนี้ยังพบว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Reloading จะให้ค่าที่ต่ำกว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Unloading ดังแสดงในรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.7 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) (Ladd et al , 1977)



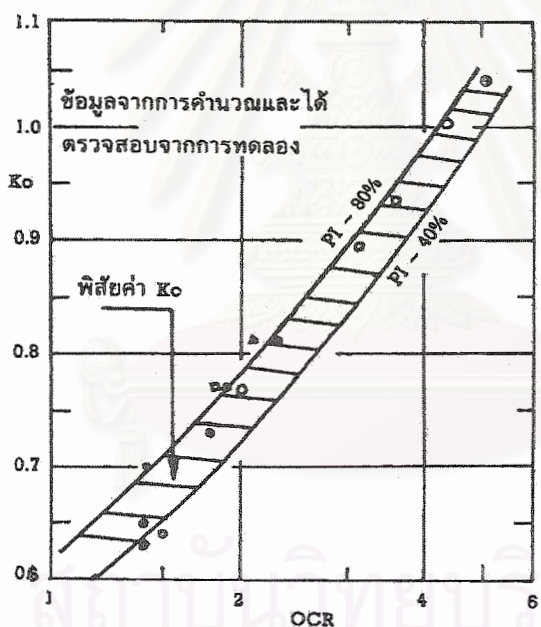
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับ OCR ของ Hanev Sensitive Clay ระหว่างการ Reloading และ Unloading (Campanella and Vaid , 1972)

Mayne and Kulhaway (1982) ได้ศึกษาดินหลายชนิดแล้วเสนอความสัมพันธ์สำหรับทั้ง การทดสอบแบบ Loading และ Unloading ดังสมการ

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \dots\dots\dots (2.9)$$

สำหรับผลของตัวประกอบอื่นๆ ที่มีผลต่อค่า K_0 สามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Andrawes and El-Sohby (1973)

ค่า K_0 ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีผู้ทำการศึกษาไว้แล้วพอสมควร โดยส่วนใหญ่จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading และเป็นการที่ใช้ความสัมพันธ์ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้นมาประยุกต์เข้ากับข้อมูลเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ในสมการ โดย สุรฉัตร (2540) พบว่าสมการของ Schmidt (1966) ให้ค่าที่ดีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ($PI \approx 40\%$) โดยใช้ค่า $m \approx 0.39$ และยังได้รวบรวมข้อมูลการทดสอบที่เคยมีมาแล้วเสนอค่า K_0 สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง ($PI \approx 40\%$) และบริเวณชานเมือง ($PI \approx 80\%$) แสดงดังรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร , 2540)

2.4 การประมาณแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Estimated of Excess Pore Pressure)

วิธีการประมาณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินนั้นมีมากมายหลายวิธี เช่น Terzaghi (1948) , Skempton (1954) , Henkel (1960) และ Tavenas (1979) ฯลฯ แต่สำหรับงานวิจัยนี้ขอกล่าวถึงเฉพาะวิธีการของ Skempton (1954) ซึ่งจะใช้ตลอดงานวิจัยนี้

แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure , u) ถือว่าเป็นส่วนสำคัญอย่างยิ่งต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) โดยแรงดันน้ำในโพรงดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน คือ แรงดันน้ำในโพรงดิน ณ สภาวะสมดุล (Equilibrium Pore Pressure , u_0) และแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Excess Pore Pressure , Δu) การที่จะประมาณค่า Δu ให้ถูกต้องนั้นเป็นสิ่งที่กระทำได้ยากมาก โดยวิธีการประมาณที่ถือได้ว่าเป็นผลที่ใกล้เคียงกับในธรรมชาติและเป็นที่ได้รับการยอมรับมากที่สุด คือ วิธีของ Skempton (1954) ซึ่งอาศัยพื้นฐานมาจากการทดสอบ Triaxial ดังนั้นวิธีการนี้จึงเหมาะสมเฉพาะกรณีทีระบบของหน่วยแรงเป็นลักษณะเดียวกันกับการทดสอบ Triaxial สมการคือ

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

เมื่อ A และ B คือ ค่าพารามิเตอร์ของ Skempton

Δu คือ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure)

$\Delta\sigma_1$ คือ Major Principal Increment Stress

$\Delta\sigma_3$ คือ Minor Principal Increment Stress

ตามทฤษฎีของ Skempton (1954) นั้นได้อาศัยสมมติฐานที่ว่าค่า Δu เกิดขึ้นจากผลของหน่วยแรง 2 ส่วน คือ Increment of Isotropic Stress ($\Delta\sigma_3$) และ Increment of Deviator Stress ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) ซึ่งจะทำให้เกิด Δu_c และ Δu_d ตามลำดับ โดย

$$\Delta u = \Delta u_c + \Delta u_d \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

เมื่อ Δu คือ Total Excess Pore Pressure

Δu_c คือ Excess Pore Pressure due to Increment of Isotropic Stress ($\Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $B\Delta\sigma_3$

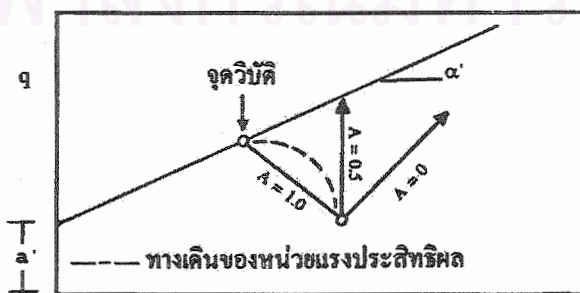
Δu_d คือ Excess Pore Pressure due to Increment of Deviator Stress ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $B\bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$

สำหรับค่าพารามิเตอร์แรงดันน้ำของ Skempton นั้นสามารถพิสูจน์ได้จาก Elastic Theory ซึ่งในที่นี้ขอไม่กล่าวถึง โดยผู้สนใจสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จาก Skempton (1954) หรือ Lambe and Whitman (1979) ค่า พารามิเตอร์ B นั้นจะมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (สำหรับดินส่วนใหญ่มีใช้ทั้งหมด) และค่าพารามิเตอร์ A นั้นจะมีค่าเท่ากับ 1/3 ถ้าดินมีคุณสมบัติยืดหยุ่นอย่างสมบูรณ์ (Perfectly Elastic Material) ซึ่งตามธรรมชาติมักจะเป็นไปไม่ได้ ดังนั้นค่า A จึงมีค่าอยู่ระหว่าง -0.5 ถึง 1.0 ขึ้นอยู่กับความเครียด ระบบของหน่วยแรงที่กระทำ และประวัติของหน่วยแรง โดย Skempton (1954) ได้ให้ค่าโดยประมาณของ A_r ไว้ดังตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ค่าโดยทั่วไปของพารามิเตอร์ A_r (Skempton , 1954)

Type of soil	Volume change due to shear	A_r
Highly sensitive clay	large contraction	+0.75 to +1.5
Normally consolidated clay	contraction	+0.5 to +1
Compacted sandy clay	slight contraction	+0.25 to +0.75
Lightly overconsolidated clay	none	0 to +0.5
Compacted clay gravel	expansion	-0.25 to +0.25
Heavily overconsolidated clay	expansion	-0.5 to 0

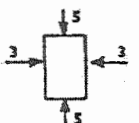

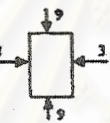
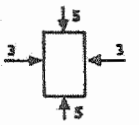
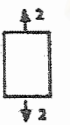
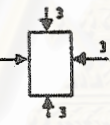
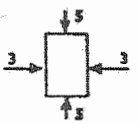

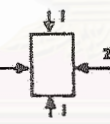
ค่า A พารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือที่เรียกว่า A_r เป็นค่าที่นิยามหาเพื่อนำมาใช้ในงานในทางปฏิบัติ และด้วยหลักการของ p-q และ p'-q' พลอต ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.5.1.2 ค่า A สามารถหาจากตำแหน่งของทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path , ESP) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 เส้นทึบ คือ เส้นที่มีค่า A คงที่ ส่วนจุดเริ่มต้นของเส้นเหล่านี้ คือ จุดที่เริ่มทำการทดสอบ หรือจุดที่แสดงสภาพของหน่วยแรงตามธรรมชาติ โดยดินที่มีความไว (Sensitivity , S_p) สูง แต่มี PI ต่ำ มักจะมีค่า A สูงกว่าดินที่มีความไวต่ำกว่า โดยเฉพาะเมื่อสาเหตุการเกิดความไวมาจากสารเชื่อมแน่นทางเคมี และค่า A ที่จุดวิบัติอาจมีค่ามากกว่า 1.0 ก็ได้ สำหรับดินเหนียวชนิดที่มี OCR ใกล้กับ 1.0 และมีความไวสูงมาก



รูปที่ 2.10 เส้นที่มีค่า A พารามิเตอร์คงที่ ใน p-q พลอต

Law and Holtz (1978) ได้ปรับปรุงและขยายความสมการของ Skempton ไว้อย่างชัดเจน เพื่อลดความสับสนในนิยามของค่าตัวแปรในสมการของ Skempton ที่เกิดขึ้นอย่างมากในช่วงแรกๆ ทำให้สามารถประยุกต์ใช้สมการของ Skempton ในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงทิศทางของหน่วยแรงหลักเข้ามาสัมพันธ์ด้วย โดยได้นิยามให้ $\Delta\sigma_1$ และ $\Delta\sigma_3$ เป็นค่าสูงสุดและต่ำสุดทางพีชคณิตของ Stress Increment ($\Delta\sigma$) ที่กระทำต่อระบบ โดยใช้เครื่องหมายบวกแทนทิศทางของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงแบบกดหรือที่มีค่าเพิ่มขึ้น และเครื่องหมายลบแทนทิศทางของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงแบบดึงหรือที่มีค่าลดลง ดังแสดงในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 ตัวอย่างความหมายของ $\Delta\sigma_1$ และ $\Delta\sigma_3$ ตามสมการของ Skempton (1954)
(Law and Holtz , 1978)

Initial stress system	Stress increment	Final stress state	$\Delta\sigma_1$		$\Delta\sigma_3$	
			Magnitude	Direction	Magnitude	Direction
			4	V ^o	0	H ^o
			0	H	-2	V
			-1	H	-4	V

* V = Vertical; H = Horizontal.

สำหรับงานวิจัยเกี่ยวกับแรงดันน้ำและค่าพารามิเตอร์ของ Skempton ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้น Lee (1983) ได้รวบรวมจากงานวิจัยของหลายๆ ท่าน แล้วเสนอความสัมพันธ์ไว้ดังแสดงในรูปที่ 2.45

2.5 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)

ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) เป็นการลากเส้นตรงหรือเส้นโค้งต่อเนื่องกันโดยเชื่อมจุดของหน่วยแรง (Stress Point) เพื่อแสดงสภาพต่างๆ ขณะมวลดินถูกหน่วยแรงเข้ามากระทำ เนื่องจากการ แสดงสถานะของหน่วยแรง (State of Stress) ในมวลดินด้วยการเขียน Mohr's Circle หลายๆ วงทับซ้อนกันอาจทำให้สับสนและยากในการศึกษาพฤติกรรม

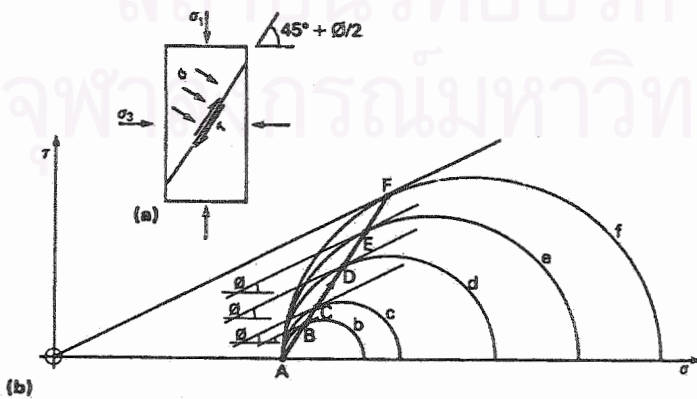
การเขียนทางเดินของหน่วยแรงนั้นสามารถเขียนได้ทั้งในรูปของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพ (Effective Stress Path , ESP) และในรูปของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP) โดยทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพจะเป็นตัวกำหนดพฤติกรรมการรับ หน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของมวลดินทั้งหมด ดังนั้นการเขียนทางเดินของหน่วยแรงจึงมีความสำคัญอย่างมากเพราะการเปลี่ยนแปลงทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพ อาจทำให้มวลดินก้อนเดียวกันมีพฤติกรรมหรือสมบัติทางด้าน ความเค้น - ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน แตกต่างกันไปได้

2.5.1 ชนิดของทางเดินหน่วยแรง (Type of Stress Path)

วิธีการการเขียนทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) มีมากมายหลายวิธีดังจะเสนอดังต่อไปนี้

2.5.1.1 Vector Curve

วิธีการนี้ถูกเสนอขึ้นครั้งแรกโดย Taylor (1944) และถูกนำมาเผยแพร่สู่สาธารณะครั้งแรกโดย Holtz (1947) Taylor ได้เสนอให้เขียนทางเดินของหน่วยแรงโดยลากเชื่อมระหว่างจุดของหน่วยแรงที่เป็นตัวแทนของหน่วยแรงบนระนาบที่ทำมุม $45^\circ + \phi/2$ กับแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 2.11(a) โดยจุดของหน่วยแรงที่สถานะต่างๆ สามารถหาได้จากการลากเส้นตรงเอียงทำมุม ϕ สัมผัสกับวงกลมของหน่วยแรงดังแสดงในรูปที่ 2.11(b) เส้นตรงที่ลากต่อเนื่องจากสถานะเริ่มต้นของหน่วยแรง (จุด A) ไปยังจุด B , C จนถึงจุด F ซึ่งเป็นจุดที่มวลดินเกิดการวิบัติจะเรียกว่า Vector Curve รายละเอียดของวิธีการนี้สามารถศึกษาได้จาก Casangrande and Wilson (1953)



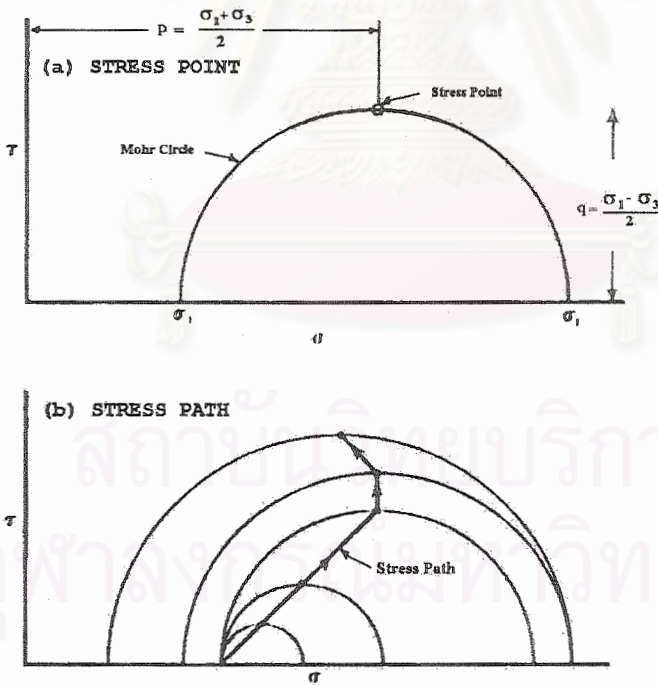
รูปที่ 2.11 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Vector Curve (Taylor , 1944)

ข้อเสียของวิธีการนี้คือ จำเป็นต้องทำการสมมติค่า ϕ เริ่มต้น ซึ่งในทางปฏิบัติจะต้องทำการสมมติหลายครั้ง เพื่อให้ได้ค่า ϕ จากการสมมติเท่ากับค่าจากการคำนวณจากทางเดินของหน่วยแรงทำให้ค่อนข้างยุ่งยากและไม่เป็นที่นิยมในทางปฏิบัติ

2.5.1.2 MIT Stress Path

วิธีการนี้มีพื้นฐานมาจากการเขียน Mohr's Circle ได้รับการพัฒนาขึ้นโดย Professor T.W. Lambe จาก Massachusetts Institute of Technology (Lambe, 1964) รู้จักกันแพร่หลายในชื่อ MIT Stress Path

ทำได้โดยการแทนสถานะของหน่วยแรงด้วยจุดของหน่วยแรงบนระนาบที่เกิดหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด (Maximum Deviator Stress) ซึ่งก็คือจุดสูงสุดบน Mohr's Circle นั่นเอง ดังแสดงในรูปที่ 2.12(a) ทางเดินของหน่วยแรงตามวิธีของ Lambe คือ เส้นตรงหรือเส้นโค้งที่ลากเชื่อมต่อเนื่องกันระหว่างจุดของหน่วยแรงที่อยู่สูงสุดบน Mohr's Circle ณ สถานะของหน่วยแรงต่างๆ บนมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.12(b)



รูปที่ 2.12 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT (Lambe, 1967)

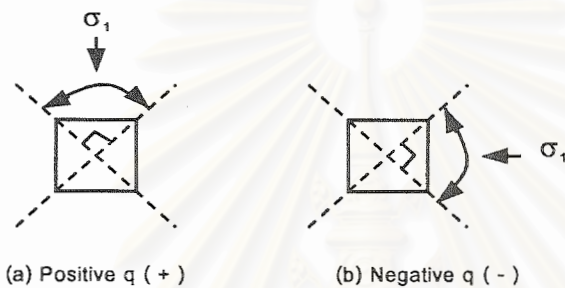
Lambe (1967) ได้เสนอวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงอยู่ในเทอมของพารามิเตอร์ p และ q ซึ่งเรียกรูปแบบนี้ว่า p - q Diagram โดย p และ q มีนิยามดังนี้

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \dots\dots\dots (2.12a)$$

$$q = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \dots\dots\dots (2.12b)$$

เมื่อ σ_1, σ_3 คือ Major และ Minor Principal Stress ตามลำดับ

โดยค่า q จะมีค่าเป็นบวก เมื่อทิศทางของ σ_1 ทำมุมอยู่ในช่วงตามนิยามดังรูปที่ 2.13(a) และจะมีค่าเป็นลบ เมื่อทิศทางของ σ_1 ทำมุมอยู่ในช่วงตามนิยามดังรูปที่ 2.13(b)



รูปที่ 2.13 นิยามของค่า q ในการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT

สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติมสามารถศึกษาได้จาก Lambe (1967) , Lambe and Marr (1979) , Simon and Menzies (1977) หรือ Lambe and Whitman (1979)

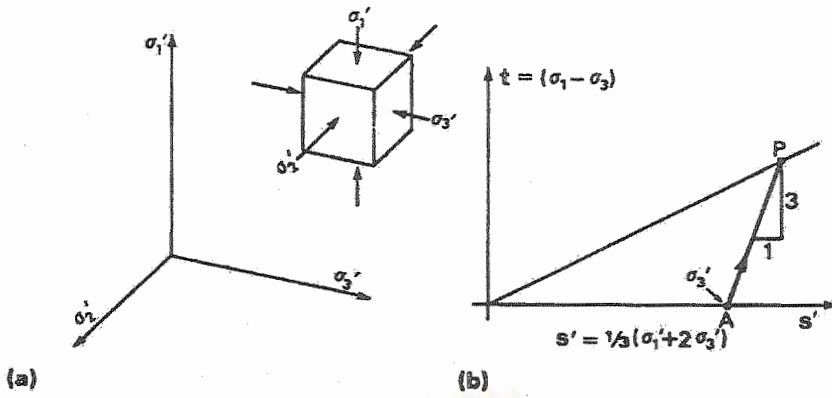
2.5.1.3 Cambridge Stress Path

Roscoe , Schofield and Wroth (1958) จาก University of Cambridge ได้พัฒนาการเขียนทางเดินของหน่วยแรง โดยใช้ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดิน ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) ดังแสดงในรูปที่ 2.14(a) วิธีการพลอตแบบนี้รู้จักกันในชื่อ Cambridge Stress Path แสดงในเทอมพารามิเตอร์ s และ t โดยที่

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \dots\dots (2.13a)$$

$$t = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad \dots\dots (2.13b)$$

เมื่อ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ คือ Major , Intermediate , Minor Principal Stress ตามลำดับ



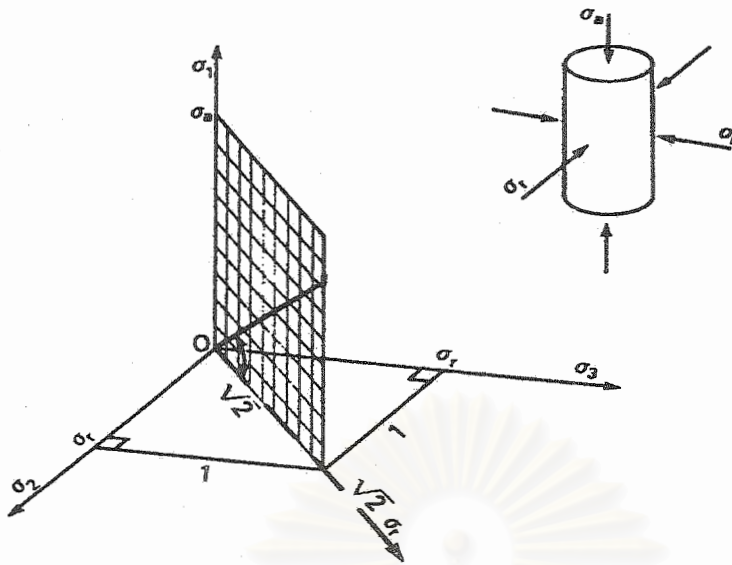
รูปที่ 2.14 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Cambridge (Roscoe et al , 1958)

โดยรูปที่ 2.14(b) แสดง Cambridge Stress Path ภายใต้การทดสอบ Conventional Triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$) ซึ่งจะทำให้ทางเดินของหน่วยแรงรวมทำมุมประมาณ 71.6 องศา กับแกน X หรือคิดเป็นอัตราส่วน 3 ต่อ 1 การพลอตแบบ Cambridge Stress Path นี้จะช่วยให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volumetric Behaviour) เนื่องจากเกี่ยวข้องกับค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงประสิทธิผล $[\frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)]$ และการพิจารณาผลของ Intermediate Principal Stress (σ_2) ยังช่วยในการพิจารณาจุด Yield และ Elastic Behaviour ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) ด้วย อีกทั้งวิธีการนี้ยังเป็นรากฐานของการวิเคราะห์แบบ Critical State ที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศแถบยุโรปและญี่ปุ่นอีกด้วย

2.5.1.4 Axial Symmetry

Henkel (1960) ได้เสนอวิธีการที่พิจารณาหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินเป็นลักษณะ Axial Symmetry ซึ่งคล้ายกับลักษณะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบ Triaxial ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ใน Axial Symmetry Condition นี้คือ การที่ σ_2 และ σ_3 จะมีค่าเท่ากัน ซึ่งในที่นี้จะใช้แทนด้วย σ_r และเกิดการเพิ่มหน่วยแรงในแนวแกนเพียงแนวเดียว คือ $\sigma_1 = \sigma_a$ ดังนั้นเมื่อนำหน่วยแรงทั้ง 3 แกน ($\sigma_1 = \sigma_a$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$) ไปพลอตลงบนแกนแบบ 3 มิติ หรือที่เรียกว่า Stress Space เมื่อมีการเพิ่มหน่วยแรงในแนวแกน (σ_a) ทางเดินของหน่วยแรงจะอยู่บนระนาบๆ หนึ่งเท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.15 โดยระนาบๆ นั้นจะเรียกว่า Axial Symmetry Plane

Axial Symmetry Plane นั้นสามารถนำมาพิจารณาในรูป 2 มิติ เพื่อความสะดวก ทำให้สามารถแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงของ Principal Stress อย่างชัดเจน แต่ปัจจุบันไม่ค่อยนิยมใช้กันมากนัก



รูปที่ 2.15 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Axial Symmetry (Henkel , 1960)

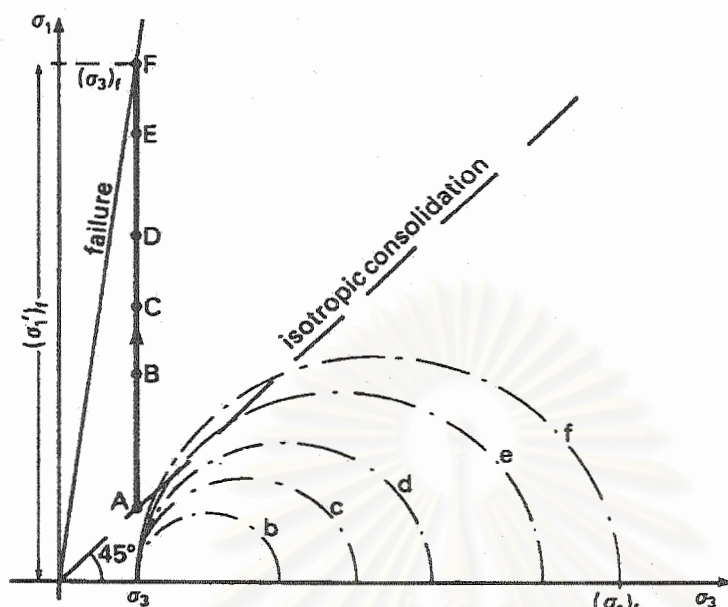
2.5.1.5 Principal Effective Stress

วิธีการนี้ใช้กันมากที่สุดที่ Imperial College เสนอโดย Skempton and Sowa (1963) เป็นการพลอตระหว่าง Major Principal Stress (σ_1) และ Minor Principal Stress (σ_3) โดยตรง ดังแสดงในรูปที่ 2.16 โดยแตกต่างจากทางเดินของหน่วยแรงแบบ Axial Symmetry คือ การไม่พิจารณาถึงผลของ Intermediate Principle Stress (σ_2) ทำให้สะดวกในการนำไปใช้ในทางปฏิบัติ และทำให้เห็นผลของการเปลี่ยนแปลงของ Principal Stress อย่างชัดเจน อีกทั้งไม่จำกัดเฉพาะในสภาพที่หน่วยแรงเป็นแบบ Axial Symmetry เหมือนวิธีการที่กล่าวมาข้างต้น

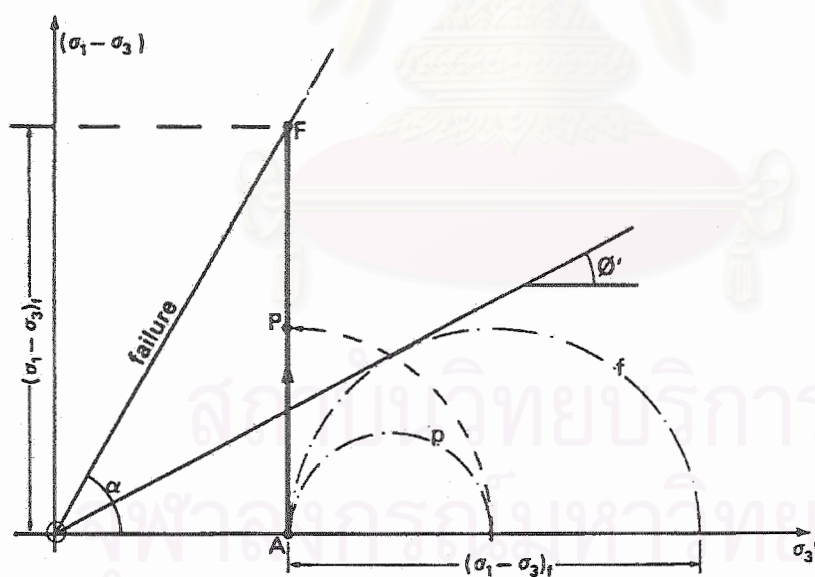
2.5.1.6 Deviator Stress Field

Bishop and Henkel (1962) เสนอวิธีการพลอตที่มีรากฐานมาจากการทดสอบ Triaxial โดยเสนอให้พลอตระหว่าง Confining (σ_3) และ Deviator Stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) ดังแสดงในรูปที่ 2.17 โดยจุด P ในรูปเกิดจากการหมุนของเส้นผ่านศูนย์กลาง Mohr's Circle ไปทางซ้าย 90 องศา วิธีการนี้ใช้กันมากในการแสดงผลของการทดสอบเพื่อหาค่า B พารามิเตอร์

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างการเขียนทางเดินของหน่วยแรงรูปแบบต่างๆ ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้นนั้น ได้แสดงไว้ดังตารางที่ 2.4



รูปที่ 2.16 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Principal Effective Stress
(Skempton and Sowa , 1963)



รูปที่ 2.17 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Deviator Stress Field
(Bishop and Henkel , 1962)

ตารางที่ 2.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเขียนทางเดินของหน่วยแรงรูปแบบต่างๆ (Head, 1986)

Parameter or function	MIT stress field	Cambridge stress field (axisymmetric)	Principal stress field	Deviator stress field
Abscissa — total stress	$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_3)$	$s = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$	σ_3	(not used)
effective stress	$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_3)$	$s' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$	σ'_3	$x = \sigma'_3$
Ordinate — total stress	$q = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)$	$t = \sigma_1 - \sigma_3$	σ_1	(not used)
effective stress	$q' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 - \sigma'_3)$	$t' = \sigma'_1 - \sigma'_3$	σ'_1	$y = \sigma'_1 - \sigma'_3$
Major principal effective stress	$\sigma'_1 = p' + q$	$\sigma'_1 = s' + \frac{2}{3}t$	σ'_1	$\sigma'_1 = x + y$
Minor principal effective stress	$\sigma'_3 = p' - q$	$\sigma'_3 = s' - \frac{2}{3}t$	σ'_3	$\sigma'_3 = x$
Slope of line from origin to stress point	$\tan \theta = \frac{q}{p}$	$\tan \eta = \frac{t}{s}$	$\tan \omega = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$	$\tan \alpha = \frac{y}{x}$
Mohr Coulomb failure envelope in compression (K_f line)	$\tan \theta = \sin \phi'$	$\tan \eta = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$	$\tan \omega = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$	$\tan \alpha = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$
Cohesion intercept	$q = c' \cos \phi'$	$t = \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} c'$	$\sigma'_1 = \frac{2 \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} c'$	$y = \frac{2 \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} c'$
Earth pressure coefficient (for K_0 line put $K = K_0$)	$K = \frac{1 - \tan \theta}{1 + \tan \theta}$	$K = \frac{3 - \tan \eta}{3 + 2 \tan \eta}$	$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	$K = \frac{1}{1 + \tan \alpha}$
Drained compression — slope of stress path	1 on 1	3 on 1	vertical	vertical
Isotropic consolidation — slope of stress path (K_1 line)	along p' axis	along s' axis	1 on 1	along σ'_3 axis

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.5.2 การประยุกต์ใช้ทางเดินของหน่วยแรง (Application of Stress Path)

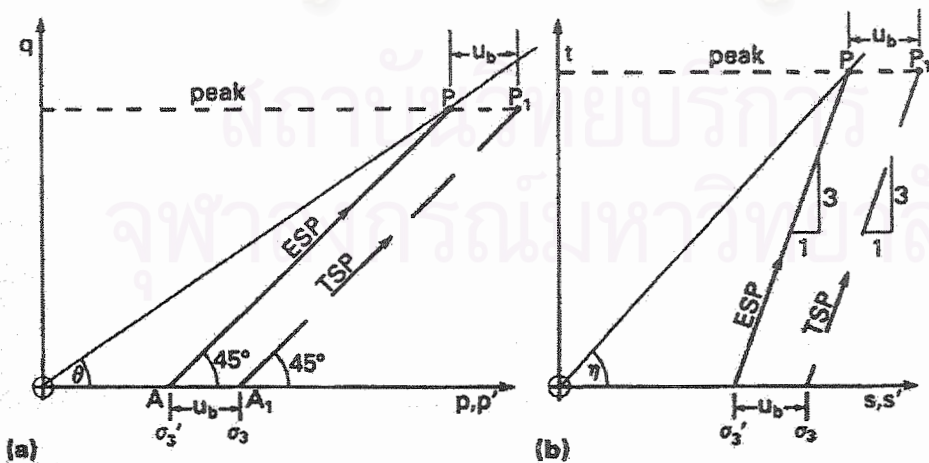
2.5.2.1 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ

การเขียนทางเดินของหน่วยแรงสามารถแสดงได้ดังรูปแบบที่ได้ดังกล่าวมาข้างต้น แต่วิธีการที่นิยมใช้กันในทางปฏิบัติและเชื่อถือกันมากที่สุดมีเพียง 2 วิธีการ คือ MIT Stress Path และ Cambridge Stress Path

MIT Stress Path นั้นจะไม่พิจารณาถึงผลของ Intermediate Principal Stress (σ_2) โดย Lambe and Whitman (1979) ได้ให้เหตุผลของการไม่พิจารณา σ_2 ว่า σ_2 มีผลน้อยมากต่อ Stress-Strain Behaviour ของมวลดิน การไม่พิจารณาผลของ σ_2 ยังทำให้สามารถนำมาใช้กับผลการทดสอบ Triaxial ได้ดี และง่ายในการนำมาใช้ในทางปฏิบัติ รวมทั้งเป็นไปตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb อีกด้วย

Cambridge Stress Path นั้นจะพิจารณาผลของหน่วยแรงทั้งหมดที่กระทำต่อมวลดิน ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) ทำให้แสดงสภาพหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในมวลดินได้ดี และช่วยในการพิจารณางานที่เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวของมวลดิน (Deformation) และจุด Yield ได้ดีอีกด้วย

รูปที่ 2.18 แสดงการเปรียบเทียบวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT [รูปที่ 2.18(a)] และ Cambridge [รูปที่ 2.18(b)] ในการทดสอบ Conventional Triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$) โดยสำหรับการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT นั้น ทางเดินหน่วยแรงรวมจะทำมุม 45 องศา กับแกน X (อัตราส่วน 1 ต่อ 1) ในขณะที่การเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Cambridge นั้นจะทำมุมประมาณ 71.6 องศา (อัตราส่วน 3 ต่อ 1)

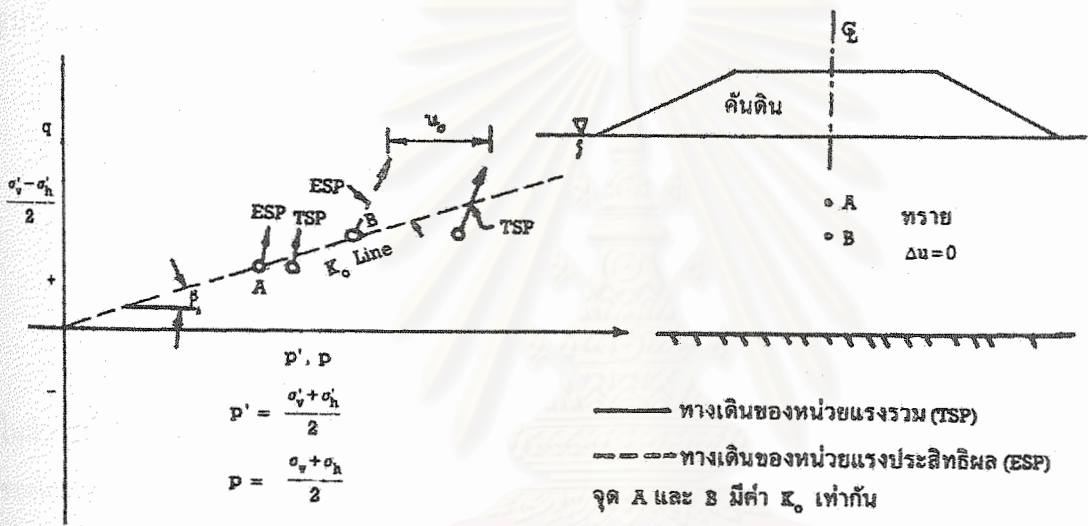


รูปที่ 2.18 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT กับ Cambridge

2.5.2.2 คุณสมบัติที่สำคัญของทางเดินของหน่วยแรง
(Characteristics of Stress Path)

ก. $\frac{q}{p'} = \tan \beta = \frac{1-K}{1+K}$ โดย $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ และเมื่อทุกจุดในมวลดินมีค่า K คงที่ เช่น K_0

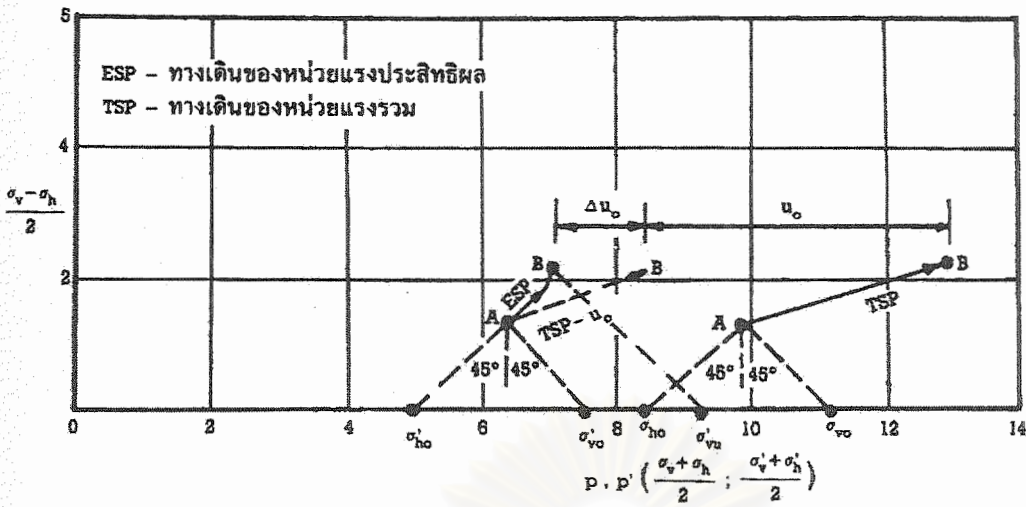
จุดเริ่มต้นของทางเดินของหน่วยแรง ซึ่งแสดงสภาพของหน่วยแรงในมวลดินทุกจุดก่อนมีหน่วยแรงภายนอกมากกระทำจะอยู่บนเส้นตรงอันเดียวกัน (รูปที่ 2.19) และเมื่อ β สูงขึ้นในขณะที่ q เป็นบวก ค่า K จะน้อยกว่า 1.0 และเมื่อมีค่าลดลงจนอยู่ที่แกน p' ค่า K จะมีค่าเท่ากับ 1.0 และเมื่อค่า q เป็นลบค่า K จะมากกว่า 1.0



รูปที่ 2.19 แสดงสภาพของหน่วยแรงในดินก่อนและหลังมีหน่วยแรงภายนอกมากกระทำ

ข. ถ้าวลากเส้น 45 องศากับแนวดิ่งจากจุดบน p-q Diagram ออกไปทั้งสองข้าง เส้นทั้งสองนี้จะตัดแกน p ที่ σ'_v และ σ'_h และสำหรับ p'-q' Diagram จุดที่เป็นจุดตัดคือ σ'_v และ σ'_h ดังนั้นทางเดินของหน่วยแรงที่เป็นเส้นตรงทำมุม 45 องศากับแนวแกน p หรือแนวนอน แสดงว่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเกิดขึ้นโดยเปลี่ยนค่า q ในขณะที่ σ'_v (หรือ σ'_v) หรือ σ'_h (หรือ σ'_h) ตัวใดตัวหนึ่งต้องคงที่

ค. ผลต่างของ p-u₀ และ p' คือ ค่า Δu ดังนั้นถ้าวลากเส้น TSP-u₀ ซึ่งขนานไปกับทางเดินของหน่วยแรงรวม (TSP) ดังรูปที่ 2.20 ระยะทางตามแนวแกน p หรือ p' ระหว่างเส้น TSP-u₀ กับทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผล (ESP) ที่ค่า q ค่าใดค่าหนึ่ง คือ ค่า Δu ในดินเหนียว จะเห็นได้ว่า Δu อาจเกิดได้ทั้งบวกและลบ ขึ้นอยู่กับทิศทางของ TSP

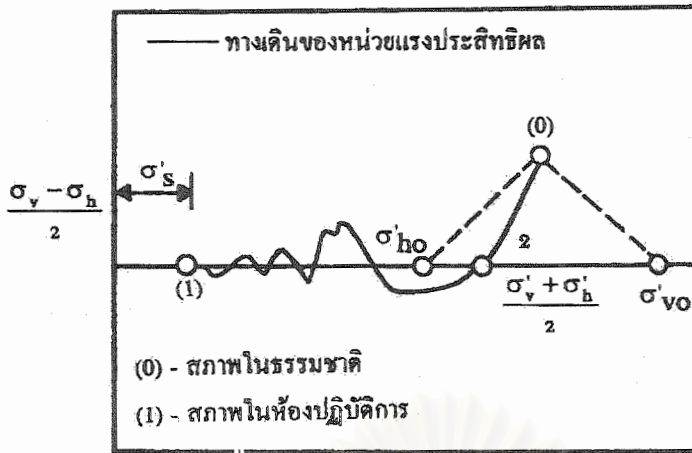


รูปที่ 2.20 ทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในดินเหนียวเมื่อมีค่า Δu เกิดขึ้นในปัญหาการก่อสร้างทั่วไป

2.5.2.3 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างเก็บตัวอย่าง
(Stress Path for Sampling Sample)

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนามส่วนใหญ่จะอยู่ในสภาพ Geostatic Condition ดังที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 2.3 ซึ่งมวลดินจะรับหน่วยแรงในแนวตั้งและแนวนอนมีค่าเท่ากับ σ_{vo} และ σ_{ho} ในรูปของหน่วยแรงรวมและมีค่าแรงดันน้ำในโพรงดินเท่ากับ Equilibrium Pore Pressure (u_0) เมื่อเราทำการเก็บตัวอย่างดินไม่ว่าจะเก็บด้วยวิธีใดและดีเพียงใดก็ตาม สภาพการรบกวนต่อตัวอย่างที่เกิดขึ้นอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ก็คือ การลดหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน ซึ่งจะทำให้แรงดันน้ำในมวลดินเป็นลบ ซึ่งในที่นี้แทนด้วยสัญลักษณ์ u_s ทำให้ดินเหนียวมีโอกาสดูดน้ำเข้าไปในตัวเองได้อีก เป็นเหตุให้อัตราส่วนช่องว่างในมวลดินและปริมาณความชื้นมีค่าสูงกว่าในธรรมชาติ และเมื่อดินเหนียวมีโอกาสดูดน้ำมากขึ้นและการรบกวนตัวอย่างมีมากขึ้น หน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างดินก่อนเริ่มทดสอบตัวอย่าง (σ'_v) จะมีค่าน้อยลงจากในสนาม

รูปที่ 2.21 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในสนามและการเปลี่ยนแปลงหลังจากการเก็บตัวอย่าง โดยทางเดินของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างการเก็บตัวอย่างระหว่างจุด (0) และจุด (1) เราไม่สามารถจะทราบได้ว่าเส้นทางที่แท้จริงเป็นอย่างไร แต่จะทราบเพียงจุดเริ่มต้น [จุด (0)] และจุดสุดท้ายของการเปลี่ยนแปลง [จุด (1)] เท่านั้น



รูปที่ 2.21 การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากการเก็บตัวอย่างดิน

2.5.2.4 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Stress Path for Consolidation)

ก. การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic

การทดสอบนี้เป็นการทดสอบการอัดตัวคายน้ำภายใต้สภาวะที่มีหน่วยแรงรอบตัวอย่างมีค่าเท่ากันทุกทิศทาง ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$) ซึ่งจะไม่ทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นในตัวอย่าง ($q=0$) ในกรณีที่ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ 100 % หน่วยแรงรวมที่เปลี่ยนแปลงไปจะถ่ายเทเข้าสู่แรงดันน้ำส่วนเกินโดยตรง ($\Delta\sigma_c = \Delta u$) ซึ่งทางเดินของหน่วยแรงในการทดสอบนี้แสดงดังรูปที่ 2.22(a)

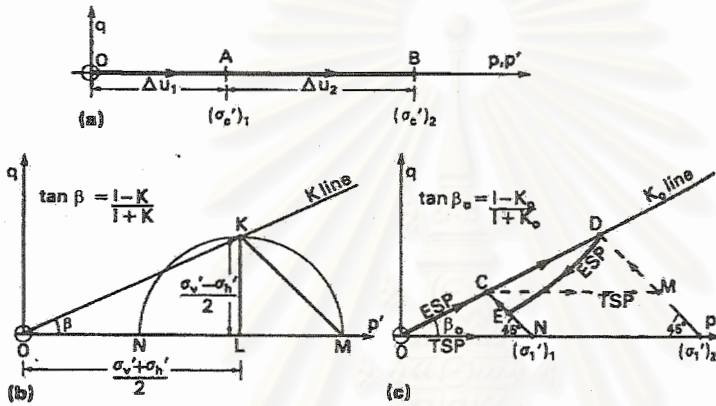
ข. การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic

การอัดตัวคายน้ำแบบนี้จะแตกต่างจากการทดสอบแบบ Isotropic Consolidated ตรงที่หน่วยแรงในแนวตั้งและแนวนอนจะมีค่าไม่เท่ากันทั้งในรูปหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล ($\sigma_v \neq \sigma_h$, $\sigma'_v \neq \sigma'_h$) แต่จะเป็นสัดส่วนกันด้วยค่าคงที่ค่าหนึ่งเรียกว่าค่า สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K)

ดังที่ได้เคยกล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 2.3 ณ ค่า K ค่าใดค่าหนึ่งสามารถแสดงได้ด้วยเส้นตรงเส้นหนึ่งที่ลากจากจุดกำเนิด (Origin) บนแกน (p , q) หรือ (τ , σ) โดยมีมุมยก β ที่สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.4 ดังนั้นวิธี การทดสอบแบบนี้ที่ทำการอัดตัวคายน้ำโดยให้สัดส่วนระหว่าง σ'_h และ σ'_v มีค่าเท่ากับ K จึงทำให้จุดสุดท้ายของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลหลังจากการอัดตัวคายน้ำสมบูรณ์อยู่บนเส้นตรง K ดังแสดงในรูป 2.22(b)

ค. การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0

เป็นการทดสอบที่จำลองสภาพที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติ ซึ่งไม่มีการเคลื่อนตัวในด้านข้าง โดยอัตราส่วน σ'_h/σ'_v จะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะ สมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) (ดูหัวข้อ 2.3) การทดสอบนี้ถือว่าเป็นส่วนย่อยส่วนหนึ่งในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic Consolidated เพียงแต่ไม่มีการเคลื่อนตัวในด้านข้างหรือมีพื้นที่หน้าตัดคงที่นั่นเอง ทางเดินของหน่วยแรงในการทดสอบนี้แสดงดังรูปที่ 2.22(c) ซึ่งจุด C ถึง D จะเป็นการทดสอบแบบ Loading และ D ถึง E จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading



รูปที่ 2.22 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการอัดตัวคายน้ำรูปแบบต่างๆ

2.5.2.5 ทางเดินของหน่วยแรงในการเฉือนตัวอย่าง

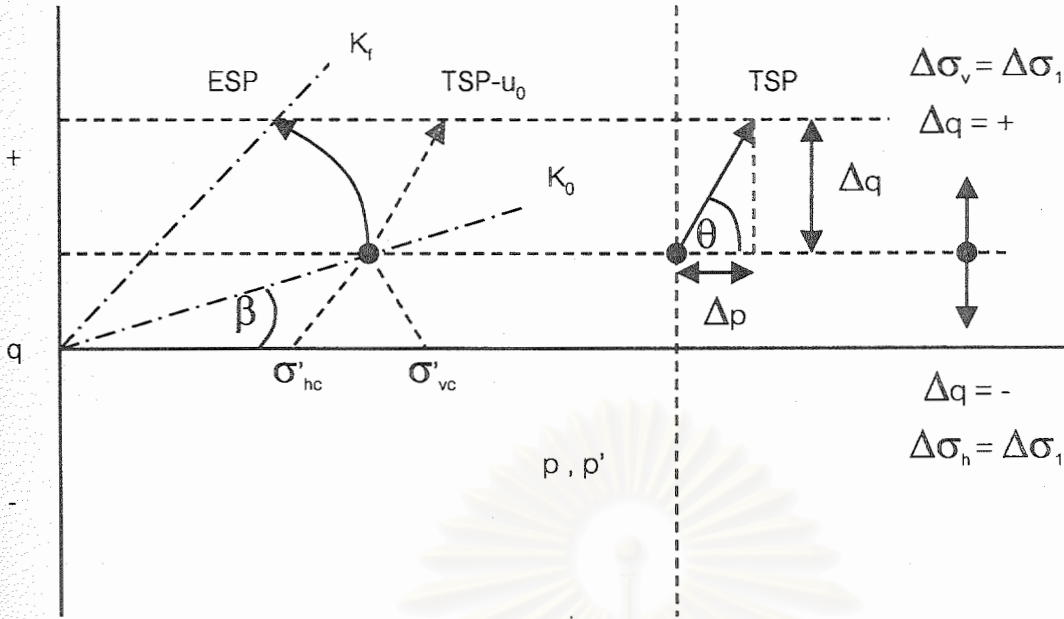
(Stress Path for Shear Process)

ในหัวข้อนี้ถือว่าเป็นส่วนสำคัญมากในงานวิจัยนี้ การที่จะควบคุมทางเดินของหน่วยแรงให้ได้ในทิศทางที่ต้องการนั้น จำเป็นต้องควบคุมสัดส่วนระหว่าง $\Delta\sigma_v$ และ $\Delta\sigma_h$ ให้ได้อย่างถูกต้อง ซึ่งสามารถหาความสัมพันธ์ได้ดังต่อไปนี้ (นิยามของค่าพารามิเตอร์ต่างๆ แสดงในรูปที่ 2.23)

$$\tan \theta = \frac{\Delta q}{\Delta p} = \frac{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)/2}{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)/2} = \frac{(\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h)}{(\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_h)} \dots\dots\dots (2.14a)$$

$$= \frac{1 - (\Delta\sigma_h / \Delta\sigma_v)}{1 + (\Delta\sigma_h / \Delta\sigma_v)} \dots\dots\dots (2.14b)$$

$$= \frac{1 - \Delta K}{1 + \Delta K} \dots\dots\dots (2.14c)$$



รูปที่ 2.23 แสดงนิยามของค่าตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาสัดส่วนของหน่วยแรง เพื่อใช้ในการควบคุมทิศทางของทางเดินของหน่วยแรง

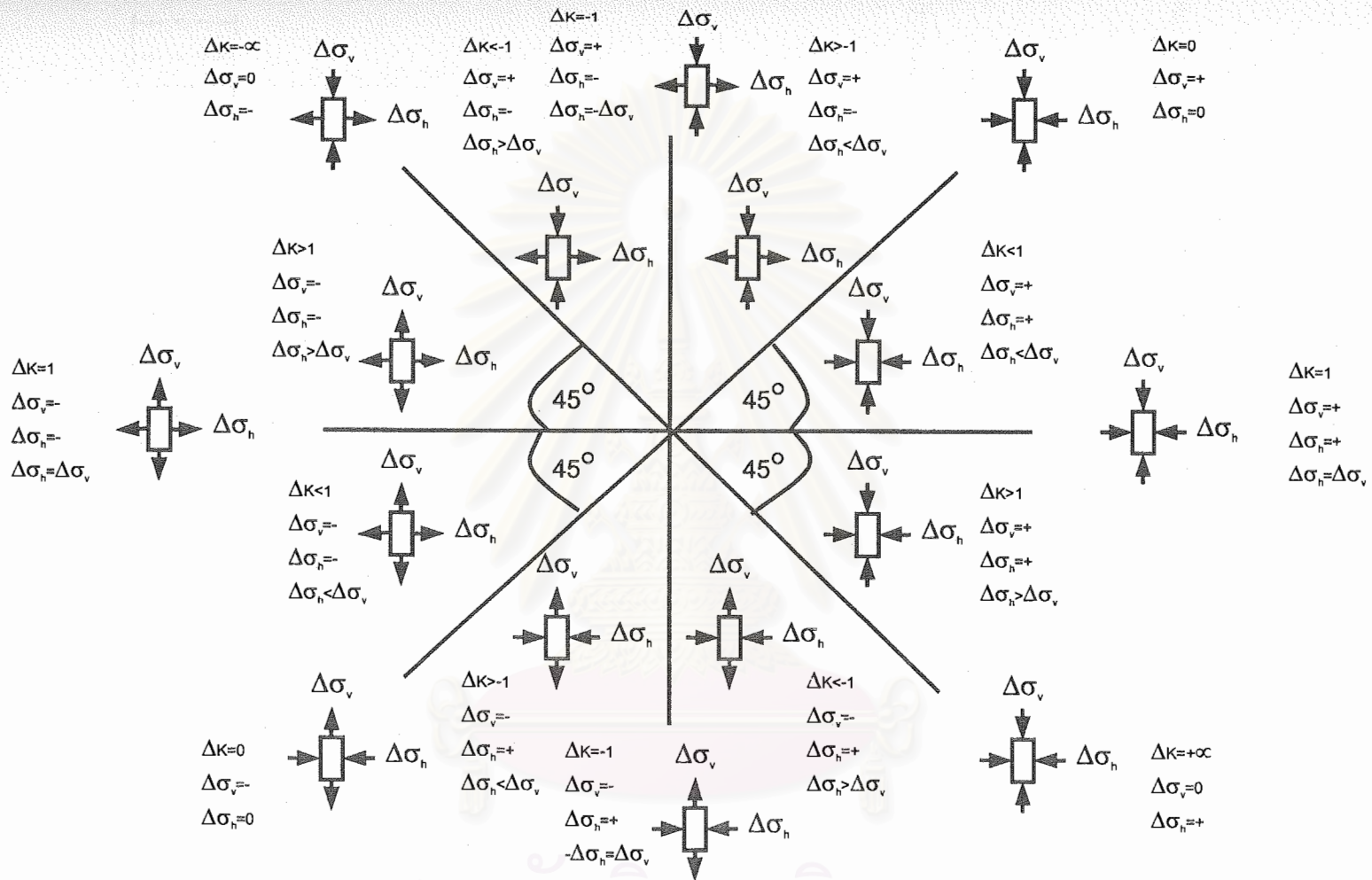
จากสมการที่ 2.14(c) จะพบว่า การที่จะควบคุมให้ได้ทางเดินหน่วยแรงรวม (Total Stress Path, TSP) ที่ต้องการ ก็คือ การควบคุมค่า ΔK ให้ได้นั่นเอง ในรูปที่ 2.24 แสดงสถานะของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบบต่างๆ ที่ทิศทางของ TSP ต่างๆ กัน และรูปที่ 1.1 แสดงการเปรียบเทียบสถานะของการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับการทดสอบ Triaxial

2.6 กฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

กฎการวิบัติของสารหรือวัสดุมีอยู่หลายรูปแบบด้วยกัน สารแต่ละชนิดมีกฎการวิบัติซึ่งมักตั้งขึ้นมาจากผลของการทดลองในห้องปฏิบัติการ สำหรับการวิบัติของมวลดินมักมีพฤติกรรมไปตามหรือใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่คาดคะเนโดยกฎการวิบัติที่เสนอโดย Mohr และ Coulomb ซึ่งนำมาใช้ได้ง่ายและได้ใช้กันในภาคปฏิบัติทั่วไปขณะนี้

ตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb ได้ให้นิยามจุดวิบัติของมวลดิน คือ สถานะที่ Mohr's Circle ที่แทนสภาพหน่วยแรงในมวลดินสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ของ Mohr-Coulomb ซึ่งแสดงโดยสมการ

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \dots\dots\dots (2.15)$$



รูปที่ 2.24 แสดงสถานะของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบบต่างๆ ที่ทิศทางของ TSP ต่างๆ กัน

- เมื่อ τ_{ff} คือ หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติ
- σ'_{ff} คือ หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ
- c' คือ ความเชื่อมแน่นที่ปรากฏ (Cohesion Intercept)
- ϕ' คือ มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)

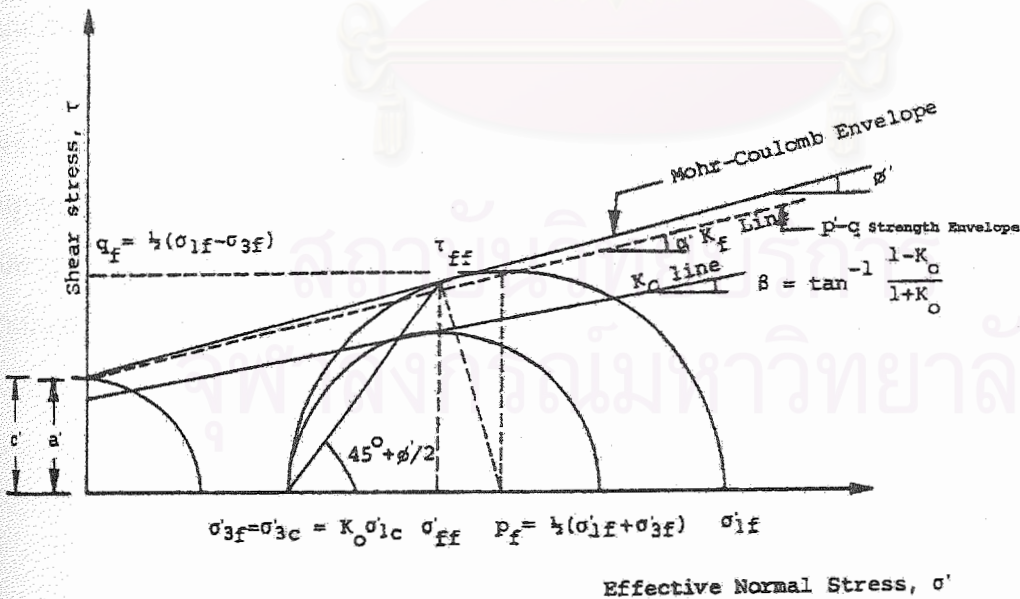
อย่างไรก็ดีเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ยังสามารถแสดงได้ในรูปการพลอตบนแกน p-q อีกรูปแบบหนึ่ง แสดงโดยสมการ

$$q_f = a' + p'_f \tan \alpha' \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ c', ϕ' และ a', α' แสดงโดยสมการ (ดูรูปที่ 2.25 ประกอบ)

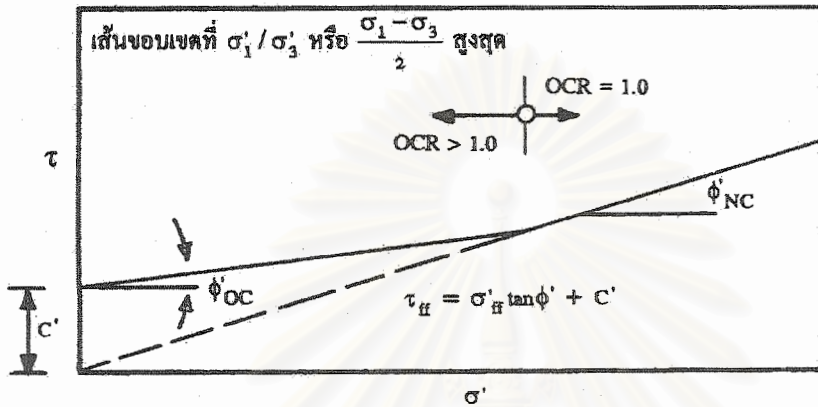
$$a' = c' \cos \phi' \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

$$\tan \alpha' = \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.18)$$



รูปที่ 2.25 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ c', ϕ' กับ a', α'

เส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ในดินเหนียวสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ช่วง ช่วงแรกสำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay , $OCR > 1$) ส่วนอีกช่วงหนึ่งสำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay , $OCR = 1.0$) ในช่วงนี้ c' มักจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ในกรณีที่ดินเหนียวไม่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวนี้แสดงดังในรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26 เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

2.6.1 การวิเคราะห์การวิบัติในมวลดิน (Two Type of Failure Law)

ในการวิเคราะห์การวิบัติในมวลดินนั้นสามารถพิจารณาได้ 2 รูปแบบ คือ การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis , TSA) ซึ่งค่า ϕ และ c จะรวมผลกระทบของค่าแรงดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นระหว่างที่มีหน่วยแรงมากกระทำจนทำให้ดินไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน จึงทำให้ไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของแรงดันน้ำเข้ามาเกี่ยวข้องในการคำนวณ และการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis , ESA) ซึ่งเป็นวิธีการที่ควรใช้ในการวิเคราะห์เนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นหน่วยแรงที่ควบคุมพฤติกรรมของดิน แต่การวิเคราะห์จำเป็นต้องใช้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินในการวิเคราะห์จึงมักใช้ในกรณีที่ทราบแรงดันน้ำในดิน

2.6.1.1 การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

ก. $\phi = 0$ Concept

$\phi = 0$ Concept นี้ถือเป็นหลักการในการออกแบบแบบหนึ่ง มิใช่คุณสมบัติประจำตัวที่แท้จริงของดินเหนียว ใช้ได้ดีกับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ($S = 100\%$) ในกรณีที่ไม่สามารถทราบค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Δu) อย่างแน่นอน การที่ค่า $\phi = 0$ ได้นั้นมาจากการทดสอบ

UU test ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ การเพิ่มขึ้นของ Cell Pressure ($\Delta\sigma_c$) ในการทดสอบมิได้ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินที่มีอยู่แล้วก่อนการทดสอบ เนื่องจากแรงดันน้ำจะเป็นส่วนที่รับหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นไปทั้งหมดจึงทำให้มวลดินมีค่า Preshear Effective Stress (σ'_v) เริ่มต้นเท่าๆ กัน ดังนั้นเมื่อมีการให้หน่วยแรงเฉือนแก่ตัวอย่างแล้วทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลทุกตัวอย่างจึงเคลื่อนที่เป็นเส้นเดียวกัน ทั้งนี้เนื่องจากเริ่มต้นจากจุดๆ เดียวกัน และมีเส้นขอบเขตการวิบัติเส้นเดียวกันจึงทำให้มีค่า S_u เท่ากันและเกิด $\phi=0$

ดังนั้นจากเหตุผลข้างต้น $\phi=0$ จึงไม่จำเป็นที่จะต้องเกิดขึ้นในการทดสอบ UU test เท่านั้น เราสามารถนำหลักการนี้มาประยุกต์ใช้ในการทดสอบใดๆ ก็ได้ เช่น การทดสอบ CU test เมื่อใช้ค่า σ'_{vc} เริ่มต้นเท่าๆ กัน ก็ทำให้ $\phi=0$ ได้เช่นกัน ในการนำหลักการนี้ไปใช้ในการออกแบบจึงต้องใช้นิยาม ความลึกใดความลึกหนึ่งเป็นจุดๆ ไป (Apply at a Point) เนื่องจากมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทับถม (Effective Overburden Stress) มีค่าค่อนข้างคงที่หรือใกล้เคียงกัน

ข. การวิเคราะห์ในรูปของพารามิเตอร์ ϕ และ c (ϕ, c Analysis)

มักไม่นิยมใช้กันในทางปฏิบัติสำหรับดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ เนื่องจากค่า ϕ, c ในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวมนั้นจะเปลี่ยนแปลงมากในดินเหนียวกับชนิดการทดสอบ เพราะค่า ϕ, c จะรวมผลของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในมวลดินลงไปด้วย จึงทำให้มีค่าไม่แน่นอนขึ้นกับค่าแรงดันน้ำ ดังนั้นในการนำมาใช้จึงต้องระมัดระวังเป็นพิเศษ โดยส่วนใหญ่จะใช้ในดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ

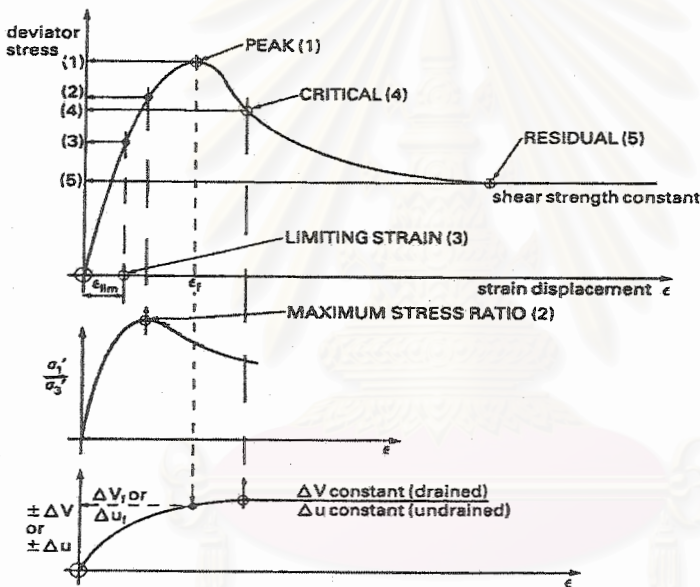
2.6.1.2 การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลนี้ถือว่าเป็นส่วนสำคัญที่สุดในการวิเคราะห์การวิบัติของมวลดิน เนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นตัวที่ควบคุมพฤติกรรมของการวิบัติของมวลดิน เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) และค่าพารามิเตอร์กำลัง (Strength Parameter ϕ', c') รวมไปถึงค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ที่ได้จากการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลจะไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงกับระบบของหน่วยแรงเฉือนที่มากกระทำ จึงถูกตั้งสมมติฐานว่าเป็นคุณสมบัติประจำตัวของมวลดิน

2.6.2 หลักการกำหนดจุดวิบัติ (Failure Point Criteria)

จุดวิบัติของมวลดินสามารถกำหนดได้หลายแบบแล้วแต่ความเหมาะสมในการใช้งาน ในที่นี้อ้างอิงวิธีการกำหนดจุดวิบัติตาม Head (1986) ซึ่งได้จำแนกไว้ 5 วิธีการ ดังนี้

- 1) Peak Deviator Stress
- 2) Maximum Principal Stress Ratio
- 3) Limiting Strain
- 4) Critical State
- 5) Residual State



รูปที่ 2.27 วิธีการกำหนดจุดวิบัติในมวลดินแบบต่างๆ (Head , 1986)

รูปที่ 2.27 แสดงวิธีการกำหนดจุดวิบัติแบบต่างๆ ในที่นี้ออกล่าวถึงรายละเอียดเพียง 2 วิธีที่ใช้ในงานวิจัยนี้ คือ Peak Deviator Stress และ Maximum Principal Stress Ratio ดังนี้

2.6.2.1 Peak Deviator Stress , q_{max}

จุดวิบัติที่ Maximum Deviator Stress เป็นวิธีการนิยามจุดวิบัติที่ใช้กันโดยทั่วไป โดยเฉพาะการวิเคราะห์ด้วย $\phi=0$ Concept ซึ่งจุดวิบัตินี้แสดงดังจุดที่ (1) ในรูปที่ 2.27 ซึ่งจะเป็นจุดที่เกิดค่าสูงสุดของ Deviator Stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง คือ จุดที่เกิดค่าแรงเฉือนสูงสุด

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ นั่นเอง ค่าพารามิเตอร์ ณ ตำแหน่งนี้ส่วนใหญ่จะใช้ตัวห้อย f (Failure) เช่น q_f , A_f , u_f , Δu_f และ ε_f เป็นต้น

2.6.2.2 Maximum Principal Stress Ratio , $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$

จุดวิบัติที่ Maximum Principal Stress Ratio หรือที่เรียกโดยทั่วไปว่า Maximum Obliquity $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ส่วนใหญ่จะใช้ในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) และกรณีที่ต้องการเส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่แท้จริง เนื่องจากจากจุดที่เกิด $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ นั้นเปรียบเสมือนสถานะของหน่วยแรงขณะนั้นได้เลื่อนเข้าไปสัมผัสพื้นผิวการวิบัติของ Mohr-Coulomb Model โดยสามารถพิสูจน์ได้จากสมการ 2.4 เมื่อ K มีค่าเท่ากับ σ'_3/σ'_1

จากสมการที่ 2.4 (ดูรูปที่ 2.5 ประกอบ) จะพบว่าจะเกิดมุม β_{\max} ได้นั้น จะต้องทำให้ค่า K มีค่าต่ำที่สุด ดังนั้นค่า σ'_1/σ'_3 จึงมีค่ามากที่สุดบนเส้นที่เกิดมุม β_{\max} ซึ่งเปรียบเสมือนพื้นผิวการวิบัติของ Mohr-Coulomb Model นั่นเอง

จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ มักไม่นิยมใช้ในการทดสอบในสภาพระบายน้ำ เนื่องจากในการทดสอบในสภาพระบายน้ำนั้นการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลจะมีค่าเท่ากับการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวม ซึ่งจะทำให้รูปร่างของกราฟ Stress Ratio จะมีรูปร่างและลักษณะเดียวกันกับกราฟ Deviator Stress

สำหรับการทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำในดินเหนียวที่มีค่า OCR สูงๆ ($OCR > 2$) จุดวิบัติทั้ง 2 แบบมักจะเกิดที่จุดเดียวกันหรือใกล้เคียงกัน แต่สำหรับใน ดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay , $OCR=1$) และดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay , $1 < OCR < 2$) จุดวิบัติทั้ง 2 แบบ อาจจะมีจุดขึ้นที่จุดเดียวกันหรือจุดต่างกันได้ ในกรณีที่เกิดต่างจุดกัน จุดวิบัติที่ q_{\max} มักจะเกิดขึ้นก่อน แล้วจึงเกิดจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ตามมาทีหลัง (ส่วนใหญ่จะเกิดที่ค่าความเครียดมากกว่า 10 %) โดยค่า q จะมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยจากจุดที่เกิด q_{\max}

การกำหนดจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ในบางครั้งให้ความหมายหรือความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ดีกว่าการใช้จุดวิบัติที่ q_{\max} ยิ่งในกรณีที่ต้องการเปรียบเทียบผลของการทดสอบต่างชนิดกัน หรือในกรณีที่ตัวอย่างดินมีค่า q สูงขึ้นโดยไม่มีแนวโน้มจะลดลงที่ความเครียดสูงๆ

2.6.3 Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE)

เนื่องจากผลของประวัติของหน่วยแรงและคุณสมบัติพื้นฐานของมวลดิน ซึ่งแสดงในรูปของค่า Plasticity Index (PI) และ Liquidity Index (LI) ดังนั้นเส้นขอบเขตการวิบัติของมวลดินบริเวณเดียวกันอาจไม่จำเป็นต้องให้ความสัมพันธ์เดียวกันเนื่องจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p)

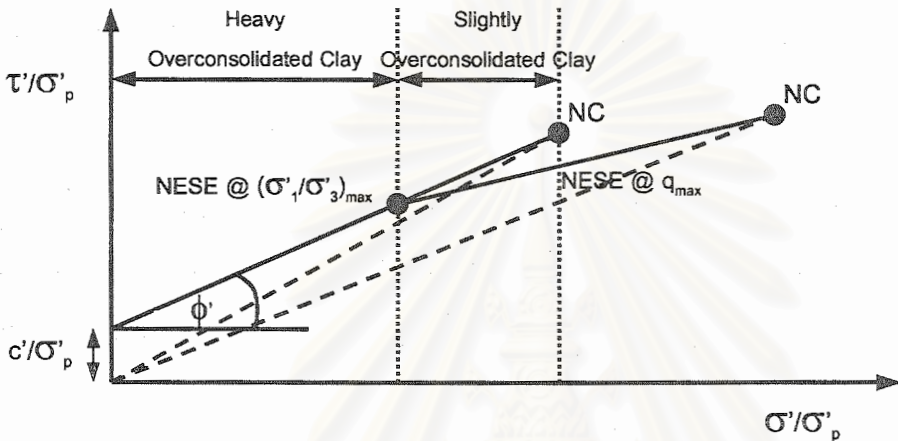
Sambhandharaksa (1977) จึงได้เสนอวิธีการลดผลกระทบของค่า σ'_p โดยเสนอให้พลอตระหว่าง τ/σ'_p กับ σ'/σ'_p ซึ่งเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้จะเรียกว่า Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE) และเรียกทางเดินของหน่วยแรงที่ได้ว่า Normalized Effective Stress Path (NESP) โดย Sambhandharaksa (1977) ยังพบว่า เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ บน NESE นั้นจะให้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงเดียวกัน (Unique Relationship) ไม่ว่าดินจะมีค่า σ'_p หรือค่า OCR เท่าใดก็ตาม

2.6.4 เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และ q_{max}

ในการพลอตบนแกน (τ , σ) หรือ (p , q) ในรูปทางเดินของหน่วยแรงของ MIT โดยปกติเมื่อพิจารณาที่จุดวิบัติแบบเดียวกันจะสามารถแบ่งเส้นขอบเขตการวิบัติออกได้ 2 ช่วง คือ ช่วง OC และ NC ดังที่ได้กล่าวไปแล้วข้างต้น แต่เมื่อพิจารณาที่จุดวิบัติแตกต่างกันจะพบว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และ q_{max} จะเป็นเส้นตรงเดียวกันในช่วงที่ดินมีค่า OCR สูงๆ ($OCR > 2$) เนื่องจากจุดวิบัติทั้ง 2 แบบเกิดขึ้นพร้อมๆ กัน แต่เมื่อดินมีค่า OCR ลดลงอยู่ในช่วง Slightly Overconsolidated ($1 < OCR < 2$) เส้นขอบเขตการวิบัติจากทั้ง 2 แบบจะเริ่มไม่เป็นเส้นตรงเดียวกัน โดยเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะอยู่สูงกว่าที่ q_{max}

จากหลักการที่เสนอโดย Schmertmann and Osterberg (1960) จะพบว่า Degree of Mobilization ของ Cohesion, Friction และ Potential Failure Plane ขึ้นกับความเครียดในมวลดิน (Strain) โดย Friction จะ Mobilized อย่างสมบูรณ์ที่ความเครียดสูงๆ (Large Strain) ในขณะที่ Cohesion จะเกิดที่ความเครียดต่ำๆ (Low Strain) ดังนั้นการที่เส้นขอบเขตการวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่สูงกว่าที่ q_{max} นั้นอาจตั้งสมมติฐานได้ว่า ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีผลทั้งจากการ Mobilized อย่างสมบูรณ์ทั้งใน Cohesion และ Friction เนื่องจากมักเกิดที่ความเครียดสูงๆ ในขณะที่ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะมีผลจาก Cohesion เท่านั้น

สำหรับในช่วง NC ถ้าดินเหนียวมีพฤติกรรมที่สามารถ Normalized ได้ในช่วง NC แล้ว เส้นขอบเขตการวิบัติจากจุดวิบัติทั้ง 2 รูปแบบจะไม่เป็นเส้นตรงเดียวกัน แต่จะมี Apparent Cohesion Intercept เท่ากับศูนย์เหมือนกัน ($c'=0$) สำหรับดินที่ไม่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจะสัมผัสเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ก่อนที่จะเริ่มมีค่า q คงที่หรือลดลงเล็กน้อย จนกระทั่งสัมผัสเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ แล้วค่อยๆ ลดลงและเคลื่อนที่ตามเส้นขอบเขตการวิบัตินี้



รูปที่ 2.28 Normalized Effective Stress Failure Envelope ของดินเหนียวโดยทั่วไป (Sambhandharaksa , 1977)

ถ้าดินเหนียวมีพฤติกรรมที่สามารถ Normalized ได้ เมื่อพลอตในรูปแบบของ NESE เส้นขอบเขตการวิบัติในช่วง NC จากทั้งที่จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะหายไปเนื่องจากผลของการหารด้วยค่า σ'_p โดยจะเหลือเป็นเพียงจุดๆ หนึ่งซึ่งอยู่ปลายของเส้นขอบเขตการวิบัติเท่านั้น (ดูรูปที่ 2.28 ประกอบ)

2.7 หลักการแรงเฉือนของ Ladd (1963)

ในปี ค.ศ. 1963 Ladd ได้เสนอหลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือนไว้ 3 ข้อ ซึ่งได้สรุปมาจากผลงานวิจัยต่างๆ ที่ผ่านมา และได้นำมารวบรวมไว้ดังนี้

ก. หลักการที่ 1

ค่ากำลังแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติ (Effective Stress at Failure, σ'_f) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งมีความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับ

กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ_2)

ข. หลักการที่ 2

ค่าปริมาณความชื้น (Water Content, W) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล (σ') มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งความสัมพันธ์นี้ขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ถ้าดินนั้นมีค่า OCR มากกว่าหนึ่ง และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ_2) ค่าใดค่าหนึ่ง

ค. หลักการที่ 3

ค่าปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (W_c) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิกฤติ (σ'_{pc}) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน ณ ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และหน่วยแรงรวมหลัก (σ_2) เดียวกัน

2.8 วิธีการวัดกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u)

วิธีการที่ใช้ในการวัดค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินเหนียวที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบันนี้ สำหรับการวิเคราะห์ความเสถียรภาพของดินเหนียวที่มีต่อแรงที่กระทำโดยวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม ($\phi=0$ Concept) มีอยู่ 2 วิธี คือ (Ladd 1967, Ladd et al 1971)

1. โดยใช้หลักการจากแนวทฤษฎีที่ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (W_c) มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน (Unique Relation) ซึ่งหมายความว่าวิศวกรสามารถทำการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้โดยวิธีการทดสอบใดๆ ที่ทำให้ค่าปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (W_c) ของดิน มีค่าเท่ากับค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (In Situ Water Content, W_n) ในภาคปฏิบัติทั่วไป วิธีการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้หลักการนี้มีอยู่ 2 ชนิด คือ

- ก. ทำการทดลองในสนามโดยใช้เครื่องมือ เช่น Field Vane หรือ Dutch Cone
- ข. ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยทำการเก็บตัวอย่างที่ดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) มาทำการทดสอบ UU test หรือ UC test

2. โดยใช้หลักการจากแนวทฤษฎีที่ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และ Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน (Unique Relationship) ซึ่งสามารถทำการวัดหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้ โดยการทดสอบ CU test โดยการนำเอาตัวอย่างดินคงสภาพมาทำการ Reconsolidated ให้ได้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ'_{vc}) แล้วทำการเฉือนจนเกิดการวิบัติในสภาพไม่ระบายน้ำ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ซึ่งในงานวิจัยนี้เรียกวิธีการหาค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) โดยวิธีนี้ว่า "Recompression Method" (ดูหัวข้อ 2.8.2 สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติม)

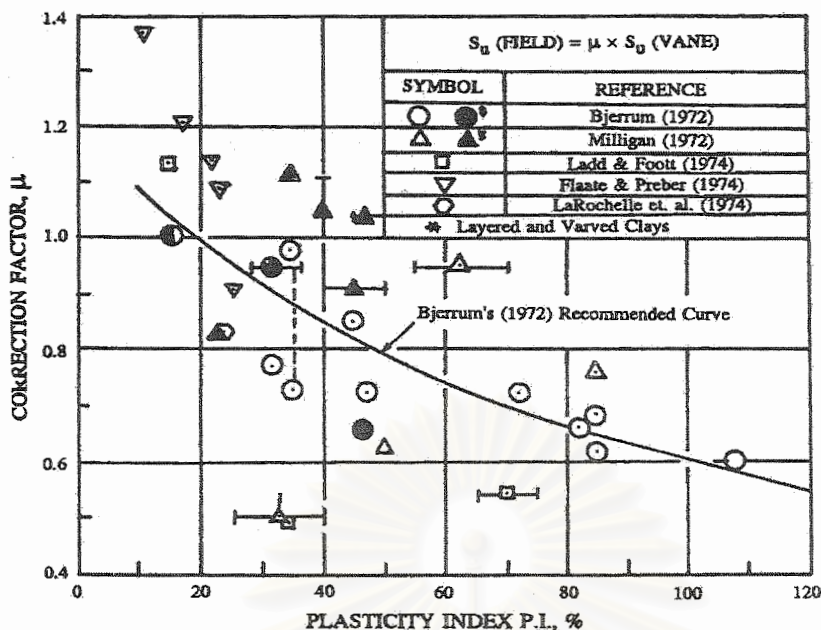
จากวิธีการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำทั้งสองวิธีการนี้ จะเห็นได้ว่าเป็นวิธีการวัดหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยตรง คือ พยายามวัดเพื่อให้ได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ใกล้เคียงธรรมชาติ (In Situ Undrained Shear Strength) โดยทำการทดสอบที่สภาพที่เหมือนธรรมชาติมากที่สุด (In Situ Condition) แต่ผลที่ได้มักไม่เป็นไปตามที่คิด เพราะว่าการวัดหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำให้ได้ค่าถูกต้องนั้นทำได้ยากลำบากและมีตัวประกอบหลายอย่างที่มีผลต่อการวัด ดังจะกล่าวถึงต่อไปในหัวข้อที่ 2.8.5

2.8.1 วิธีการของ Bjerrum (1972)

Bjerrum (1972) ได้เสนอวิธีการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนามโดยอาศัยข้อมูลจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และผลการทดสอบโดยการสร้างคันทางขนาดเท่าของจริง (Embankment Test) โดยการถมคันทางจนกระทั่งเกิดการวิบัติ แล้ววิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพที่เกิดการวิบัติพบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง S_{uFV} จะมีค่าสูงเกินไปสำหรับดินเหนียวที่มี $PI > 20\%$ เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันทาง Bjerrum จึงได้เสนอตัวปรับแก้ μ เพื่อให้ใช้ปรับแก้ค่า S_{uFV} ในการคำนวณเสถียรภาพของดินเหนียว โดยให้ความสัมพันธ์ดังสมการ

$$S_u (Field) = \mu S_{uFV} \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

ค่า Bjerrum's Correction Factor (μ) เป็นค่าที่ปรับแก้ผลเนื่องจาก อัตราความเครียด (Strain Rate), Anisotropy และ Progressive Failure ค่า μ ของ Bjerrum นั้นแสดงในรูปที่ 2.29 โดย Ladd (1975) ได้เพิ่มเติมข้อมูลการวิบัติของคันทางในอีกหลายแห่งที่มีการทดสอบ



รูปที่ 2.29 ค่าปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane ที่มี H/D=2.0

ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะมีค่า μ อยู่ระหว่าง 0.7-0.85 โดยเริ่มมีการใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test ในการออกแบบครั้งแรกโดย Eide and Holmberg (1972) ในการออกแบบ ถนนสายบางนา-ตราด สำหรับในดินกรุงเทพฯ นั้นมีการทดสอบการวิบัติของคันทางในหลายจุด ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของข้อมูล μ ที่ Bjerrum (1972) เสนอทำให้วิธีการนี้มีความน่าเชื่อถือมากสำหรับการออกแบบคันทางบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินอ่อน ณ จุดวิบัติ จะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต โดยมี

$$S_u (Field) = \mu S_{uFV} \approx 0.22 \sigma'_p \quad (\mu = 0.7) \dots\dots\dots (2.20)$$

ซึ่งสามารถจะนำสมการที่ 2.20 และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) จากผลการทดสอบ Oedometer Test ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างได้ ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.4.1 ต่อไป

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้น สุรจักร (2540) พบว่าในดินที่มีความไวสูงมากการทดสอบ Field Vane Shear Test จะให้ผลดีกว่าการทดสอบ UC test หรือ UU test จากตัวอย่างที่เก็บด้วยกระบอกบางธรรมดา มาก เนื่องจากเป็นการทดสอบในสนามจึงมีรบกวนต่อตัวอย่างน้อยกว่าการเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบ

Pinit (1984) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง S_{uFV} กับ S_u จากการทดสอบ Triaxial ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic เพื่อนำไปประยุกต์ใช้กับงานอื่นที่ไม่ใช่ งานตรวจสอบเสถียรภาพของดินเหนียว ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$S_{uTC} = 1.02S_{uFV} \quad \dots\dots\dots (2.21a)$$

$$S_{uTE} = 0.7 - 0.8S_{uFV} \quad \dots\dots\dots (2.21b)$$

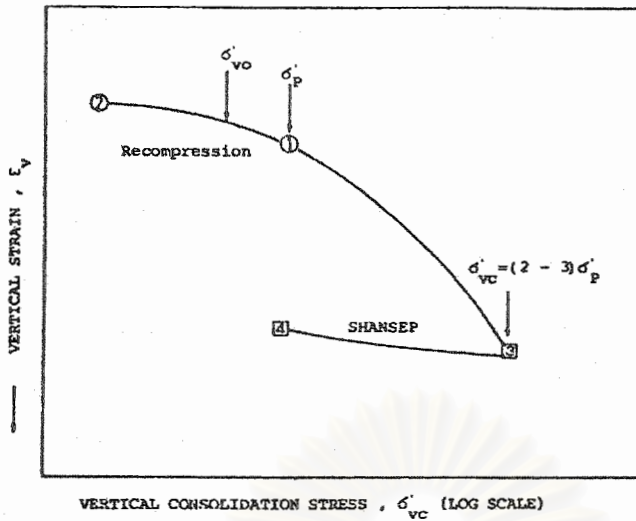
เมื่อ S_{uTC} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ
Triaxial Compression

S_{uTE} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ
Triaxial Extension

บัณฑิต (2529) ได้ทำการวิเคราะห์การวิบัติของคันทาง 4 แห่งในบริเวณกรุงเทพฯ พบว่า ค่า μ ของ Bjerrum (1972) ใช้ได้ดี และยังพบด้วยว่า E_v/S_{uFV} อยู่ระหว่าง 100-150

2.8.2 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Recompression

วิธีการวัดแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ด้วยวิธี Recompression นี้เป็นวิธีการที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบัน โดยอาศัยสมมติฐานว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และค่า Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relationship) ดังนั้นเราจึงสามารถทำการหาค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินโดยทำการทดสอบกับดินที่มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากับในธรรมชาติ ซึ่งสามารถทำได้ในการทดสอบ CU test โดยการใช้ตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) มาทำการสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างดินชั้นใหม่ด้วยการ Reconsolidated ตัวอย่างให้กลับไปอยู่ในสถานะเดิมตามธรรมชาติ (In Situ Condition) หรือทำการ Reconsolidated ตัวอย่างให้มีหน่วยแรงประสิทธิผลน้อยกว่าหรือเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ ($\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$) (จุด 1 ถึง จุด 2 ดังแสดงในรูปที่ 2.30) แล้วแต่ค่า OCR ที่ต้องการ แล้วจึงทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ โดยทำให้เกิดการวิบัติในสภาพไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 2.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง % ϵ_v กับ $\log \sigma'_{vc}$ ของผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ จากวิธี Recompression และ SHANSEP ในการทดลอง $\overline{CK_0U} - TC$

ข้อดีของวิธีการนี้ก็คือ ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากวิธี Recompression นี้เป็นค่าที่ต้องการได้โดยตรง เนื่องจากทำการทดสอบที่สภาพธรรมชาติ และไม่ทำลายโครงสร้างดั้งเดิมของมวลดินหรือถึงแม้ว่าจะทำลายบ้างแต่น้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี SHANSEP

ข้อเสียของวิธีการนี้ก็คือ ผลของการทดสอบนี้จะให้ค่าที่ดีหรือไม่นั้นขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ เนื่องผลของการรบกวนต่อตัวอย่างเป็นสาเหตุให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่วัดได้อาจมีค่าสูงหรือต่ำเกินไป เพราะผลของการรบกวนต่อตัวอย่างทำให้พฤติกรรมของดินเมื่อถูก Reconsolidated เปลี่ยนไปจากสภาพธรรมชาติ เช่น ปริมาณน้ำในมวลดินหรือช่องว่างในมวลดินอาจจะลดลง (ดูรูปที่ 2.34 ประกอบ)

การที่จะประยุกต์ใช้ NSP ในวิธี Recompression นี้จะให้ผลดีก็ต่อเมื่อคุณภาพของตัวอย่างค่อนข้างดี และวิธีการวัดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ต้องให้ค่าที่ค่อนข้างแม่นยำ

2.8.3 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี Normalized Soil Parameters (NSP)

2.8.3.1 หลักการของ NSP (NSP Concept)

หลักการของ NSP ได้วิวัฒนาการขึ้นมาจากการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักและลักษณะของหน่วยแรงกับความเครียดที่ MIT ในปี 1960 โดยมีหลักการว่าค่าคุณสมบัติของดินที่วัดได้เมื่อถูก Normalized ด้วยค่า Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) เมื่อเปรียบ

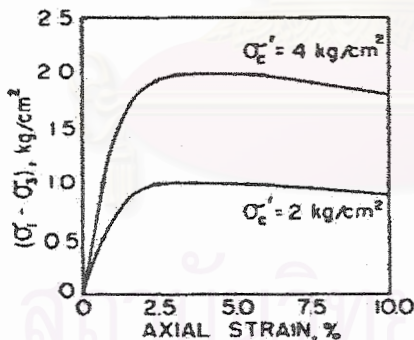
เทียบที่ค่า OCR ใดๆ สำหรับดินที่มี PI และ LI เดียวกัน ถึงแม้ว่าจะมีค่า σ'_{vc} หรือค่า σ'_p แตกต่างกันก็ตาม แต่จะแสดงพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักและลักษณะของความเค้นกับความเครียดเหมือนกัน

จากทฤษฎีของ NSP ดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ่นั้นถึงแม้ว่าตัวอย่างที่ทำการทดสอบจะใช้ค่า σ'_{vc} ไม่เท่ากันและมีความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ไม่เหมือนกันดังรูปที่ 2.31(a) ก็ตาม แต่เมื่อ Normalized ด้วยค่า σ'_{vc} ความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ที่ไม่เหมือนกันนั้นกลับแสดงความสัมพันธ์เป็นเส้นเดียวกัน ดังรูปที่ 2.31(b)

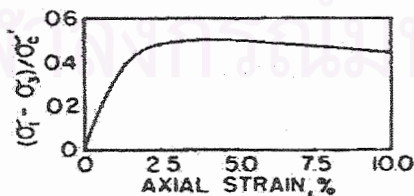
แต่ในความเป็นจริงนั้นพฤติกรรมของดินมิได้ถูก Normalized ได้สมบูรณ์เหมือนดังในรูปที่ 2.31 แต่จะมีความแตกต่างกันบ้างดังแสดงในรูปที่ 2.32 เนื่องจากความแตกต่างกันของแต่ละตัวอย่าง (Non-Homogeneous) และความผิดพลาดในการทดสอบแต่ละครั้ง

สำหรับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์นั้น สามารถแสดงผลการทดสอบได้รูปความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} , A_f , E_u/σ'_{vc} กับ ความเครียด ณ แต่ละค่า OCR หรือกับ ค่า Log OCR สำหรับดินที่มี PI และ LI ใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย (ดูรูปที่ 2.33)

ในปัจจุบันนี้หลักการแสดงผลการทดสอบแบบ NSP นั้น ใช้ได้แม้แต่ในดินที่ไม่มีพฤติกรรมที่ Normalized ได้ โดยใช้เป็นเพียงการแสดงผลของการทดสอบ ดังนั้นการแสดงผลการทดสอบแบบ NSP นี้จึงใช้ได้ทั้งในวิธี Recompression และ SHANSEP



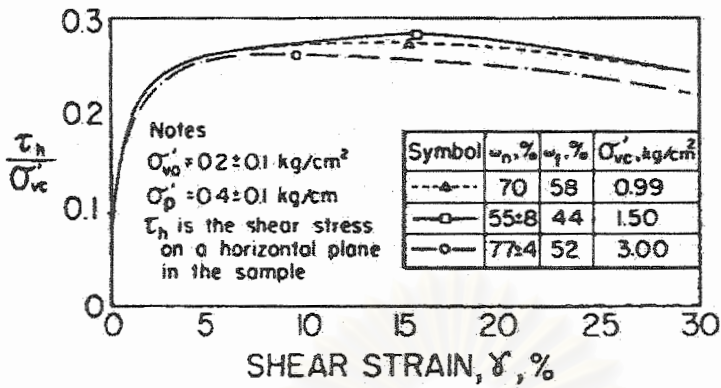
(a) TRIAXIAL COMPRESSION TEST DATA FOR $\sigma'_{vc} = 2$ & 4 kg/cm^2



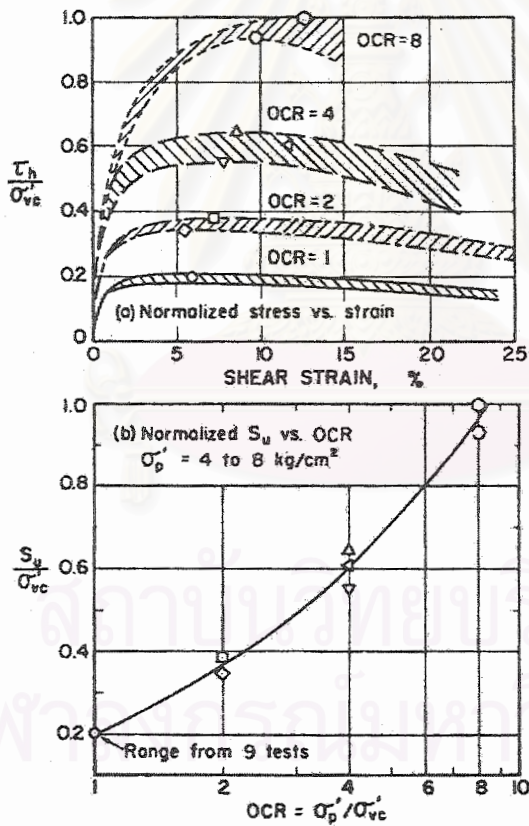
(b) NORMALIZED PLOT OF TRIAXIAL TEST DATA

รูปที่ 2.31 ตัวอย่างพฤติกรรม Normalized ที่สมบูรณ์ตามหลักการของ NSP

(Ladd et al , 1977)



รูปที่ 2.32 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U}$ - DSS Test ของ Normally Consolidated Maine Organic Clay (Ladd and Foot , 1974)



รูปที่ 2.33 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U}$ - DSS Test ของ Boston Blue Clay (Ladd and Foot , 1974)

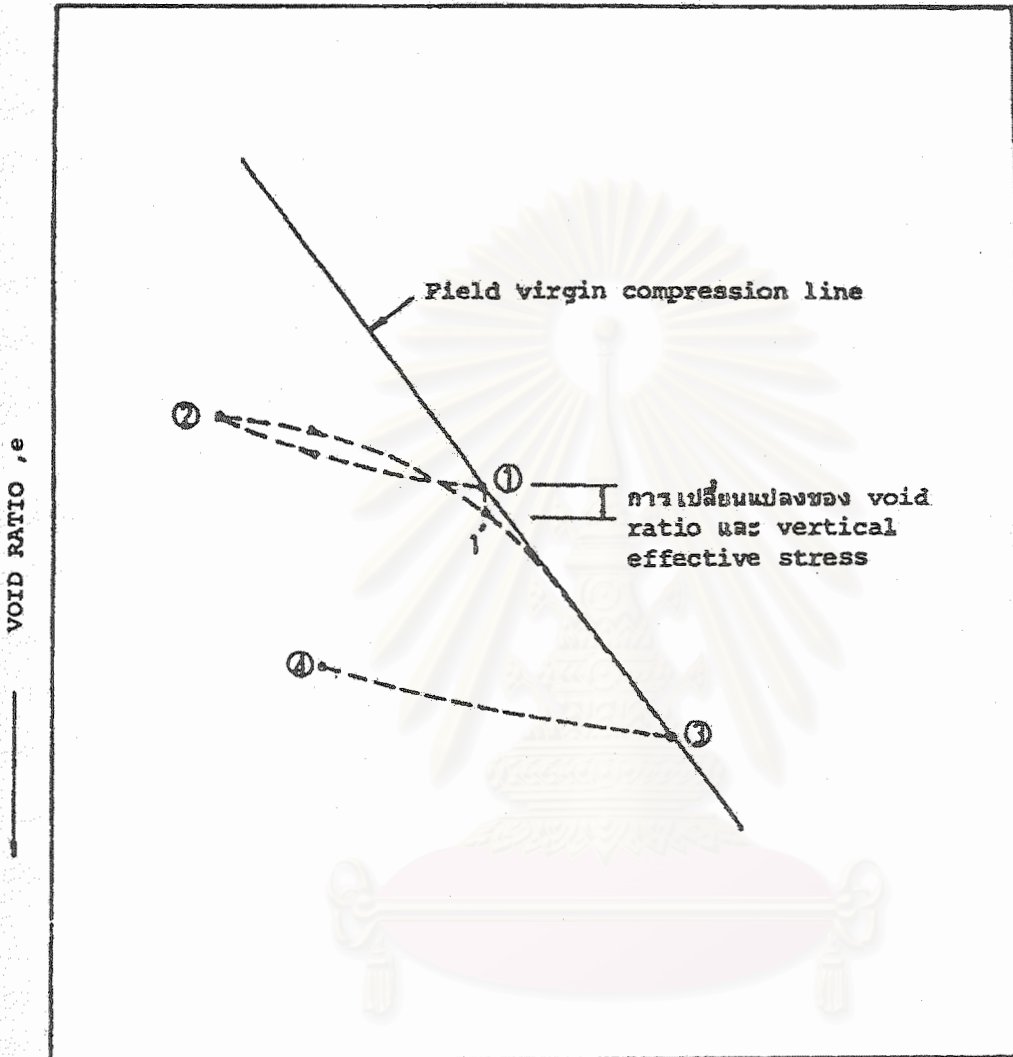
2.8.3.2 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี SHANSEP

(Stress History and Normalized Soil Engineering Properties)

วิธีการ SHANSEP เป็นวิธีการที่ใช้หาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินเหนียว เสนอโดย Ladd and Foot (1974) เป็นวิธีการทดสอบการอัดตัวคายน้ำรูปแบบหนึ่ง โดยอาศัยหลักการของ NSP และประวัติของหน่วยแรง (Stress History) มีวัตถุประสงค์เพื่อลดผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดิน โดยการสร้างประวัติของหน่วยแรงขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง ทำได้โดย Reconsolidated ตัวอย่างดินในสภาพ K_0 -Condition จนกระทั่งหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (σ'_{vc}) มีค่ามากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ประมาณ 2-3 เท่า เพื่อเป็นการสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง และเป็นการทำให้ สถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line (จุด 1 ถึง จุด 3 ในรูปที่ 2.30) ซึ่งถือว่าเป็นเส้นที่ทำให้มวลดินมีสภาพใกล้เคียงกับในธรรมชาติ ก่อนที่จะทำการลดหน่วยแรง (Unload) กลับมายังค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (σ'_{vc}) หรือค่า OCR ที่ต้องการ (จุด 3 ถึง จุด 4 ในรูปที่ 2.30) แล้วจึงทำให้เกิดการวิบัติเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำต่อไป

ข้อดีของวิธีการนี้ก็คือ ทำให้สามารถรู้ประวัติของหน่วยแรงที่แน่นอน เนื่องจากการสร้างขึ้นมาเองในห้องทดลอง และช่วยปรับปรุงคุณภาพของตัวอย่างในกรณีตัวอย่างที่เก็บมามีคุณภาพไม่ดี

ข้อเสียของวิธีการนี้คือ ใช้ได้กับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์เท่านั้น ซึ่งมักจะปรากฏในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ส่วนที่ OCR อื่นๆ พฤติกรรมมักเป็นไปได้เฉพาะในดินเหนียวที่ไม่มีควมไว (Insensitive Clay) สำหรับในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงๆ (Sensitivity > 4) มักจะไม่มีคุณสมบัติที่ Normalized ได้ โดยเฉพาะที่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementation) เนื่องจากการที่ Reconsolidated ตัวอย่างดินให้กลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line นั้นอาจเป็นการทำลายโครงสร้างของมวลดินที่เคยเป็นอยู่ ทำให้มีการจัดเรียงตัวกันใหม่จนมีความเปราะบาง (Brittle) และความไว (Sensitivity) ลดลงจากในธรรมชาติ อีกทั้งยังเป็นการทำให้ปริมาณน้ำในมวลดินลดลงจากที่ควรจะเป็นด้วย (ดูรูปที่ 2.34 ประกอบ)



VOID RATIO, e

VERTICAL EFFECTIVE STRESS, σ'_{vc} OR P' (LOG SCALE)

รูปที่ 2.34 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio (e) และ Vertical Effective Stress (σ'_{vc}) ระหว่างการ Reconsolidated เมื่อมีการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และ ลักษณะการ Consolidation ตามวิธี SHANSEP ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC)

2.8.4 การประยุกต์ใช้ NSP ในทางปฏิบัติ (Application of NSP)

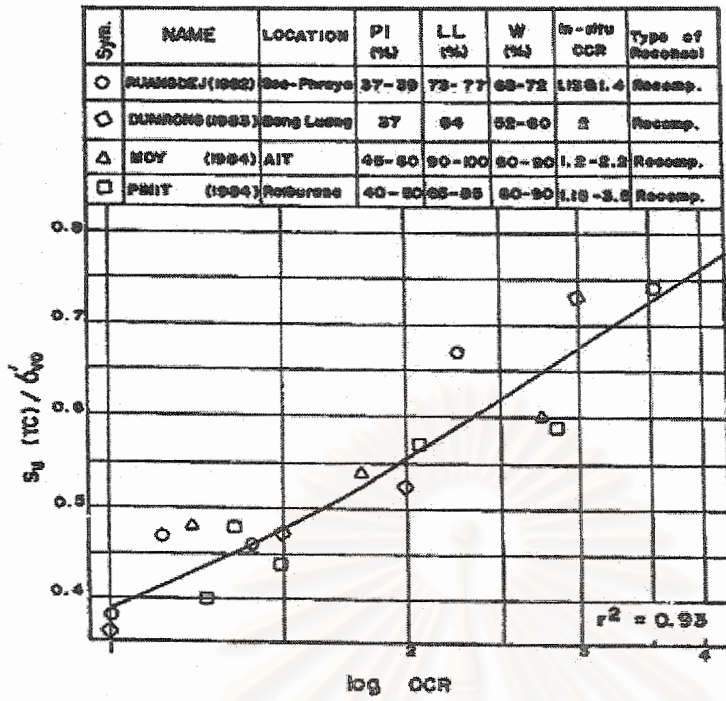
วิธีการ NSP ในที่นี้ขอกล่าวรวมไปถึงวิธีการแสดงผลแบบ NSP ของวิธี Recompression ด้วย ซึ่งวิธีการ NSP นี้สามารถนำมาใช้ได้ ในทางปฏิบัติจริง ยิ่งในกรณีที่มีผลการทดสอบที่อาศัยหลักการ NSP อยู่ค่อนข้างมากและกระจายครอบคลุมพื้นที่กว้างๆ จะทำให้เราสามารถสร้างฐานข้อมูลในพื้นที่ที่ต้องการได้โดยไม่ต้องมีการเจาะสำรวจดินขึ้นมาทำการทดสอบ โดยอาจใช้ในการประมาณค่าพารามิเตอร์ในการออกแบบ และตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างที่เก็บมา

สำหรับข้อมูลการทดสอบ Triaxial Compression , Triaxial Extension และ Field Vane Shear ที่อาศัยหลักการ NSP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นแสดงดังรูปที่ 2.35 , 2.36 และ 2.37 ตามลำดับ สำหรับรายละเอียดสามารถศึกษาได้จาก Sambhandharaksa and Taesiri (1987) และ Sambhandharaksa et al (1999)

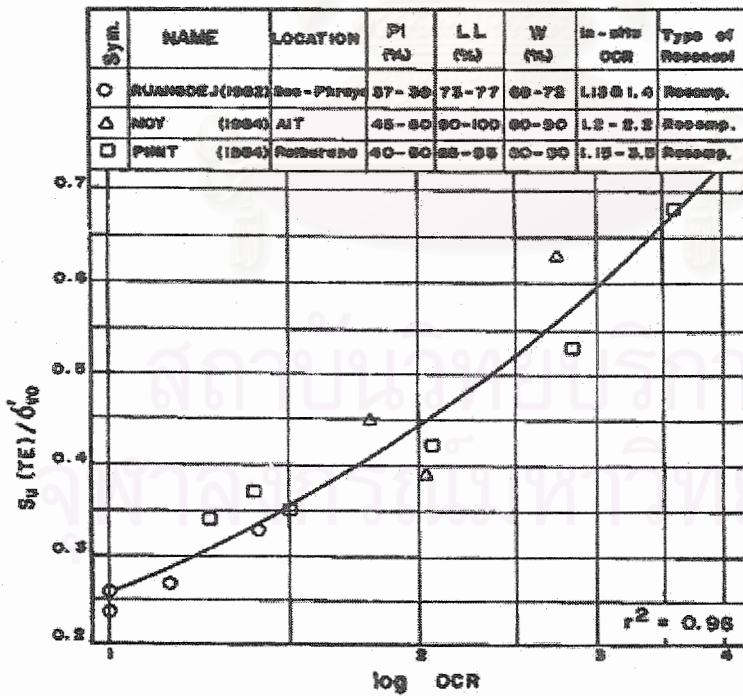
ความเหมาะสมในการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นได้ศึกษาโดย ดำรงค์ (2526) พบว่า พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณกลางเมือง ($PI \approx 37\%$, $S_u \approx 4$) สามารถ Normalized ได้เฉพาะค่า S_u ส่วน Niroth (1983) ทำการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีความไวกมาก ($PI \approx 30\%$, $S_u \approx 4$) บริเวณโรงไฟฟ้าบางปะกง พบว่า พฤติกรรมของดินสามารถ Normalized ได้ในดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) เท่านั้น เชื่อว่าส่วนหนึ่งเป็นผลจากสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ชนิด Carbonate ที่ปนอยู่ในดิน ดังนั้นการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จึงต้องกระทำด้วยความระมัดระวัง

สุรฉัตร (2540) พบว่า การพลอต S_u/σ'_{vc} และ A_r กับ OCR ในที่ต่างๆ ในบริเวณกรุงเทพฯ ได้ความสัมพันธ์แทบเป็นเส้นเดียวกัน (ดูรูปที่ 2.35 ถึง 2.37 และ 2.45) แสดงว่าการนำ NSP มาใช้ในดินกรุงเทพฯ อาจทำได้ถ้าใช้การทดสอบในสภาพ K_0 -Condition โดยใช้วิธี Recompression ($\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$) และความสัมพันธ์ที่ได้ยัง Unique สำหรับดินเหนียวและระบบของหน่วยแรงหนึ่งๆ ด้วย

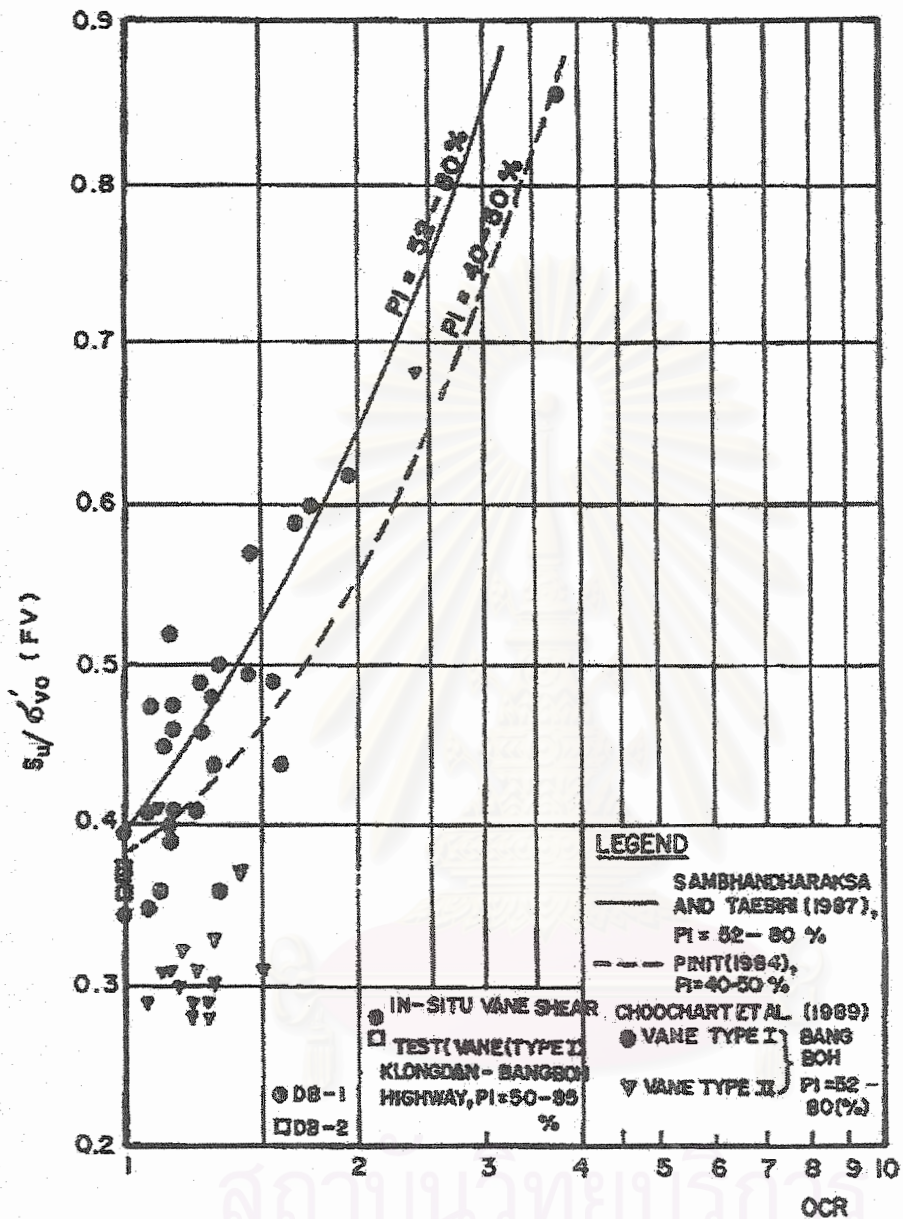
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u / σ'_{v0} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U-TC}$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri, 1987)



รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u / σ'_{v0} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U-TE}$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri, 1987)



รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Tests ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Sambhandharaksa et al , 1999)

¹ Vane Type I หมายถึง การทดสอบ Geonor Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยไม่มีการเจาะเพื่อเอาดินออก

² Vane Type II หมายถึง การทดสอบ Bore Hole Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยมีการเจาะเป็นหลุมก่อนทำการทดสอบ

2.8.5 ตัวประกอบที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Factors Effects on Undrained Shear Strength , S_u)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) มีความสำคัญอย่างมากในการออกแบบสิ่งก่อสร้างที่อยู่บนดินเหนียวในสภาวะระยะสั้น (Short Term Condition) เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความซึมน้ำต่ำทำให้เมื่อถูกน้ำหนักกระทำไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน การประมาณค่า S_u ให้ถูกต้องถือว่าเป็นสิ่งกระทำยาก เนื่องจากมีผลของตัวประกอบที่เกี่ยวข้องมากมาย

สำหรับดินเหนียวเป็นดินที่มีกำลังต้านทานต่อหน่วยแรงเฉือนมาจากความเชื่อมแน่น (Cohesion) แรงเสียดทาน (Friction) แรงเสียดสี (Interference) และแรงต้านทานที่มาจากการใช้พลังงานในการพยายามขยายตัว (Dilatancy)

ความเชื่อมแน่นที่แท้จริงของดิน (True Cohesion) มาจากความเชื่อมแน่นที่เกิดจากปฏิกิริยาเคมีของสารที่มีความเชื่อมแน่น เช่น พวก Carbonate Silica หรือ Iron Oxide ปฏิกิริยาทางเคมีนี้อาจเกิดขึ้นได้ในขบวนการ Weathering นอกจากนั้นแรงเชื่อมแน่นในดินเหนียวยังเกิดจากแรงดึงดูดและผลัดกันระหว่างธาตุดินเหนียว (Interparticle Force) ที่ทำให้เม็ดดินเกาะกันเป็นแผ่นติดกันอยู่เป็นโครงสร้างต่างๆ และแรงเชื่อมแน่นเหล่านี้เชื่อกันว่าจะเป็นแรงต้านทานส่วนใหญ่ของเม็ดดินเมื่อมวลดินเริ่มเคลื่อนที่ด้วยความเครียดต่างๆ แรงเสียดทานและแรงเสียดสีจะเกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวของมวลดินมีมากขึ้น

ค่า c' ที่วัดได้จากการทดสอบไม่ใช่เป็นค่าแสดงถึงค่าแท้จริงของความเชื่อมแน่น (True Cohesion) ของดินเหนียว แรงเชื่อมแน่น แรงเสียดทาน และแรงเสียดสีนั้นไม่สามารถที่จะแยกออกมาวัดโดยตรงได้ และเช่นเดียวกันค่า ϕ' ที่ได้จึงมิได้เป็นผลของแรงเสียดทานของมวลดินเพียงอย่างเดียว (True Friction Angle) ค่า c' และ ϕ' ที่ได้จึงเป็นผลรวมของค่าต่างๆ ที่ได้กล่าวมา ดังนั้นถ้าดินเหนียวมีค่า ϕ' สูงนั้นอาจหมายความว่าดินเหนียวชนิดนี้มีแรงเชื่อมแน่นสูงด้วย และ $c'=0$ ก็มิได้หมายความว่าดินนั้นไม่มีความเชื่อมแน่นแต่อย่างใด

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นค่า S_u นั้นขึ้นกับผลของตัวประกอบมากมายหลายอย่าง สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำนั้นเราสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบต่างๆ กับค่า S_u ได้ดังสมการ

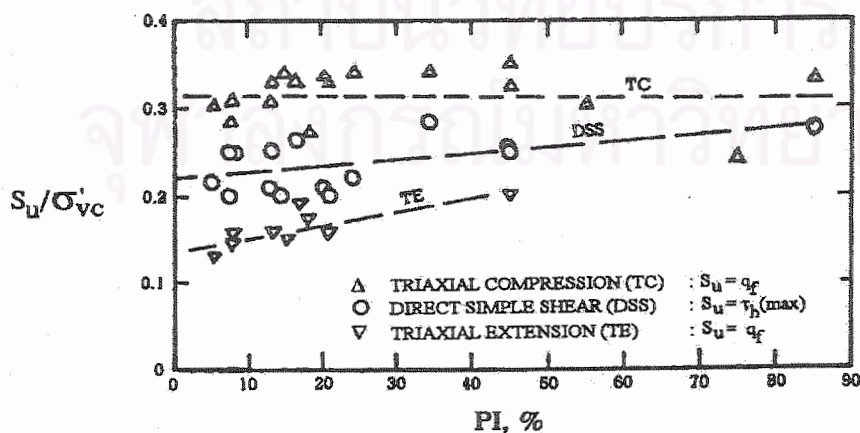
$$S_u = \frac{c' \cos \phi' + \sigma'_{vo} \sin \phi' [K_0 + A_f (1 - K_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \dots\dots\dots (2.22)$$

จากสมการที่ 2.22 จะเห็นว่าที่ σ'_{vo} ใดๆ ค่า ϕ' , c' , A_r (หรือ Δu) และค่า K_0 จะมีผลต่อค่า S_u ซึ่งตัวประกอบเหล่านี้ ได้แก่ สมบัติชั้นพื้นฐานของดินซึ่งอาจเปลี่ยนแปลงได้กับเวลาและสิ่งแวดล้อม เนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงทางฟิสิกส์และเคมี ประวัติของหน่วยแรง ระบบของหน่วยแรงที่มากกระทำ และอัตราความเร็วที่หน่วยแรงกระทำหรืออัตราความเครียด ดังที่จะได้กล่าวรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.8.5.1 ผลกระทบจากคุณสมบัติพื้นฐาน (Influence of Basic Properties)

สมบัติพื้นฐานที่สำคัญคือค่า Plastic Index (PI) และ Liquidity Index (LI) สำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ค่า Liquid Limit (LL) ก็ถือว่าเป็นสมบัติที่สำคัญอีกอย่างหนึ่ง สุรจัตรา (2540) ได้สรุปผลกระทบที่สำคัญไว้เป็นหัวข้อย่อยดังนี้

- ก. การเพิ่มขึ้นของ PI ทำให้ ϕ' ของดินเหนียวลดลง ส่วน c'/σ'_p ของดินเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้น
- ข. Δu ที่จุดวิกฤติมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ PI เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาที่ OCR และ σ'_{vo} ค่าเดียวกัน อันเป็นผลให้ที่ OCR เดียวกันค่า S_u/σ'_{vo} จะเพิ่มขึ้นกับ PI
- ค. การเพิ่มขึ้นของ PI จะทำให้ OCR ของดินเหนียวในธรรมชาติสูงขึ้น อันจะเป็นผลให้ในธรรมชาติที่ความลึกเดียวกันหรือมี σ'_{vo} เท่ากัน ค่า S_u ของดินเหนียวจะเพิ่มขึ้นกับ PI ด้วย ถ้ากลไกของการเกิด OCR มาจาก Aging
- ง. ดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติที่มี σ'_{vo} เดียวกัน ค่า S_u มีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้น เมื่อ LL เพิ่มขึ้น



รูปที่ 2.38 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ กับ PI (Jamiolkowski et al, 1985)

Jamiolkowski et al (1985) ได้เสนอข้อมูลที่รวบรวมมาจากการทดสอบแบบต่างๆ ของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ดังแสดงในรูปที่ 2.38 จะพบว่าในการทดสอบ TC ค่า S_u/σ'_{vc} จะมีค่าค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อย ในขณะที่การทดสอบ TE และ DSS จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อค่า PI เพิ่มขึ้น

2.8.5.2 ผลกระทบจากแอนไอโซทรอปี่ของมวลดิน (Influence of Nature Anisotropy)

Anisotropy เป็นคุณสมบัติที่สำคัญอย่างหนึ่งที่มีผลทำให้ดินมีพฤติกรรมทางด้าน กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) และ คุณสมบัติอื่นๆ เปลี่ยนแปลงได้กับทิศทางที่หน่วยแรงกระทำ

Anisotropy ของดิน หมายถึงการที่ดินมีคุณสมบัติในทิศทางต่างๆ ไม่เหมือนกัน โดยดินเหนียวที่มีคุณสมบัติดังนี้จะจัดเป็นสารแอนไอโซทรอปิก (Anisotropic Material) ทั้งนี้เนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเหนียวที่มีค่า $K_0 < 1.0$ มักจะเรียงตัวกันให้ด้านยาวอยู่ในทิศตั้งฉากกับ σ'_{vc} ดังนั้นเมื่อดินเหนียวรับหน่วยแรง σ_1 และ σ_3 ในทิศทางต่างๆ กัน จึงทำให้ดินเหนียวมีพฤติกรรมตอบสนองของหน่วยแรงนี้ดังกล่าวนี้แตกต่างกันไป

Ladd and Foot (1974) อธิบายการเปลี่ยนแปลงของค่า S_u ของดินเหนียวกับทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ว่าเนื่องมาจาก Anisotropy ของดิน 2 ชนิด คือ Inherent Anisotropy ซึ่งเป็น Anisotropy ประจำตัวของดิน ที่เกิดเนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน และ Stress Induce Anisotropy ซึ่งคือ Anisotropy ที่เกิดจากผลการกระทำของหน่วยแรง หรือระบบของหน่วยแรง (Stress System) ดังจะกล่าวในหัวข้อถัดไป ผลจาก Anisotropy ในมวลดินมีผลทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงที่มากกระทำ

เรื่องเดช (2525) ได้ศึกษาดิน เหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณเขตบางรักจากระดับความลึก 4.50-5.00 ม. และ 7.00-7.50 ม. สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic พบว่าตัวอย่างแบบตั้ง ($\beta=0^\circ$) มีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($S_{u\beta=0^\circ}$) สูงที่สุด และ $S_{u\beta}$ มีค่าลดลงตามลำดับเมื่อมุม β เพิ่มขึ้น โดย $S_{u\beta=90^\circ}/S_{u\beta=0^\circ}$ เท่ากับ 0.72 และ 0.59 สำหรับที่ความลึกเท่ากับ 4.50-5.00 และ 7.00-7.50 ม. ตามลำดับ และสำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic โดยให้ $\sigma'_c > \sigma'_p$ จะพบว่าอัตราส่วน $S_{u\beta=90^\circ}/S_{u\beta=0^\circ}$ มีค่าสูงขึ้น ซึ่งแสดงว่าการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีแนวโน้มที่จะบดบังคุณสมบัติ Anisotropy ของดิน อีกทั้งยังพบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีคุณสมบัติ Anisotropy ในทั้ง A_r และ $\%E_r$ โดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อมุม β เพิ่มขึ้น

Qureshi (1973) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณเขตรังสิต จากระดับความลึก 5 และ 7 ม. สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายน้ําแบบ Anisotropic พบว่า ได้ผลทํานองเดียวกันกับงานวิจัยของ เรืองเดช (2525) โดยได้ $S_{u(H)}/S_{u(V)}$ เท่ากับ 0.5 และ 0.81 ตามลำดับ

อาคม (2542) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณสถาบัน AIT จากระดับความลึก 4 ม. สำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายน้ําแบบ Isotropic พบว่าค่า S_u ของดินมีแนวโน้มลดลงเมื่อมุม β สูงขึ้น โดยค่า S_u ที่มุม β มีค่าเท่ากับ 30° , 60° และ 90° มีค่าเป็น 79% , 90% และ 82% ของค่า S_u ในแนวตั้งตามลำดับ

สำหรับผลกระทบของ Inherent Anisotropy ในงานวิจัยอื่นๆ ในต่างประเทศสามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Duncan and Seed (1966) , Lambe and Whitman (1979) , Parry and Nadarajah (1974) , Wesley (1975) และ Arthur et al (1977)

2.8.5.3 ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ

(Influence of Stress System)

จากที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 2.8.5.2 Anisotropy ที่สำคัญอีกชนิดหนึ่งก็คือ Stress Induce Anisotropy ซึ่งเกิดจากผลการกระทำของหน่วยแรง เช่น ผลจากการเปลี่ยนทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ทั้งที่ดินอาจไม่มี Inherent Anisotropy เลย กล่าวคือ มีการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเหมือนกันหมดทุกทิศทาง และเพราะสมบัติด้าน Anisotropy ทำให้ระบบของหน่วยแรง (Stress System) มีผลกระทบต่อพฤติกรรมทางด้านแรงเฉือน (S_u , ϕ' , c'/σ'_p และ E_u) ของดิน

สุรฉัตร (2540) กล่าวว่า ในสภาพไม่ระบายน้ำ ความแตกต่างของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP) ที่มีผลทำให้ทิศทางของ σ_1 และ σ_3 เปลี่ยนแปลงไปจะทำให้ดินเหนียวชนิดเดียวกันมีสมบัติทางด้านกำลังรับแรงเฉือนและการทรุดตัวแตกต่างกันด้วย เนื่องจากดินเหนียวจัดเป็นสารแอนไอโซทรอปิก (Anisotropic Material) แต่ถ้าทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ไม่มีการเปลี่ยนแปลงระหว่างที่มีหน่วยแรงมากระทำ ค่า S_u , ϕ' , c' , A_r และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path , ESP) แทบจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงกับทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม

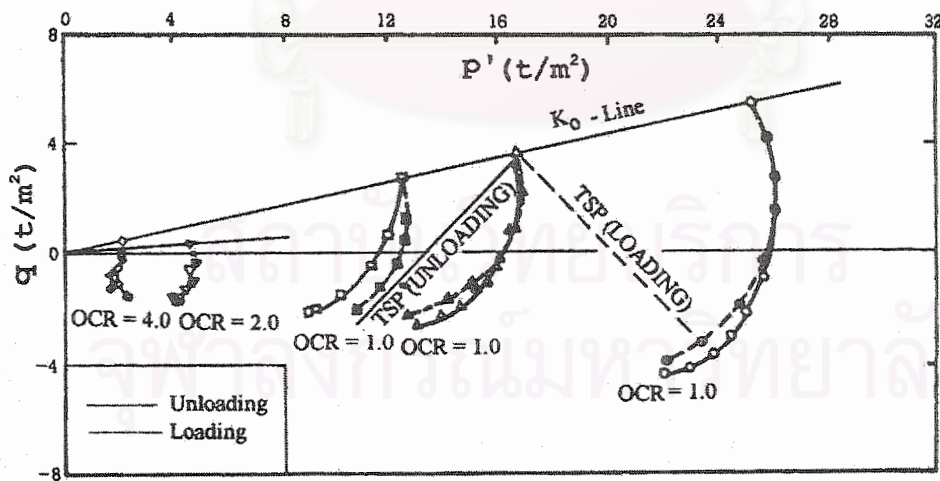
Jamiolkowski et al (1985) ศึกษาผลของระบบของหน่วยแรงที่มากระทำ (Stress Induce Anisotropy) ที่มีต่อค่า S_u พบว่าผลของ Anisotropy จะมีมากกับดินที่มีค่า PI ต่ำๆ (ดูรูปที่ 2.38)

Bishop and Wesley (1975) กล่าวเกี่ยวกับผลกระทบจากการทดสอบแบบ Loading และ Unloading ว่าจะได้ ESP และ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Stress-Strain Curve) ที่เกือบซ้อนทับกัน หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า ทิศทางทิศทางของ TSP แทบจะไม่มีผลกระทบต่อ ESP และ Stress-Strain Curve ดังแสดงในรูปที่ 2.40 และ 2.41

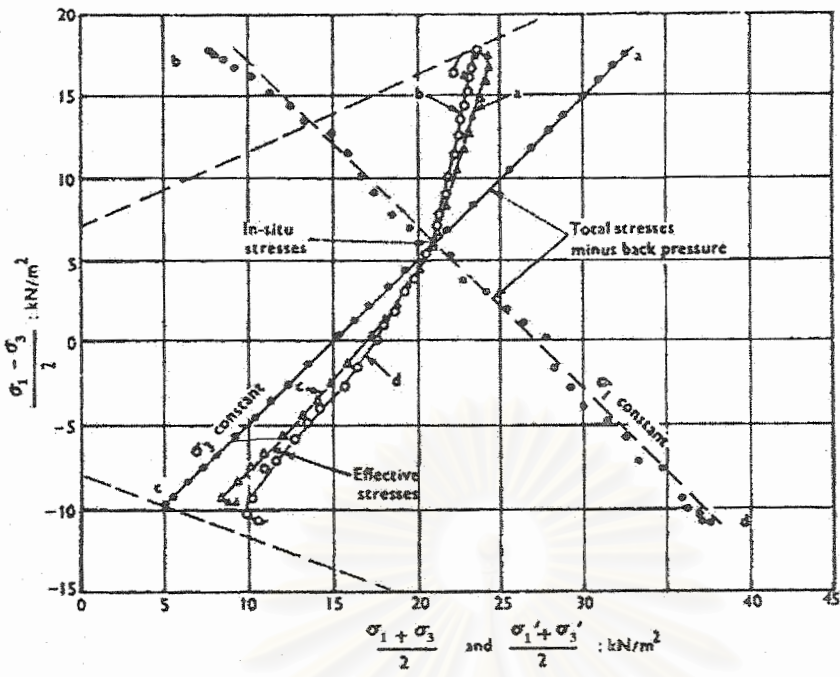
Vaid and Campanella (1974) ได้ศึกษา Normally Hane Clay ที่มี $PI \approx 18\%$ และ $LL \approx 44\%$ สำหรับตัวอย่างที่มีการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0 แล้วทำการทดสอบ Triaxial และ Plan Strain แบบไม่ระบายน้ำ ทั้ง Compression และ Extension พบว่า S_u/σ'_{vc} , ϕ' จะมีค่าเท่ากันทั้งในการทดสอบแบบ Loading และ Unloading ส่วนค่า Δu จะขึ้นกับทิศทางของ TSP

Parry (1960) ได้ศึกษา Remoulded Weld และ London Clay ซึ่งมี $LL \approx 43\%$, $PL \approx 18\%$, $PI \approx 25\%$ และ $LL \approx 78\%$, $PL \approx 26\%$, $PI \approx 52\%$ ตามลำดับ พบว่าให้ผลทำนองเดียวกันกับ Vaid and Campanella (1974)

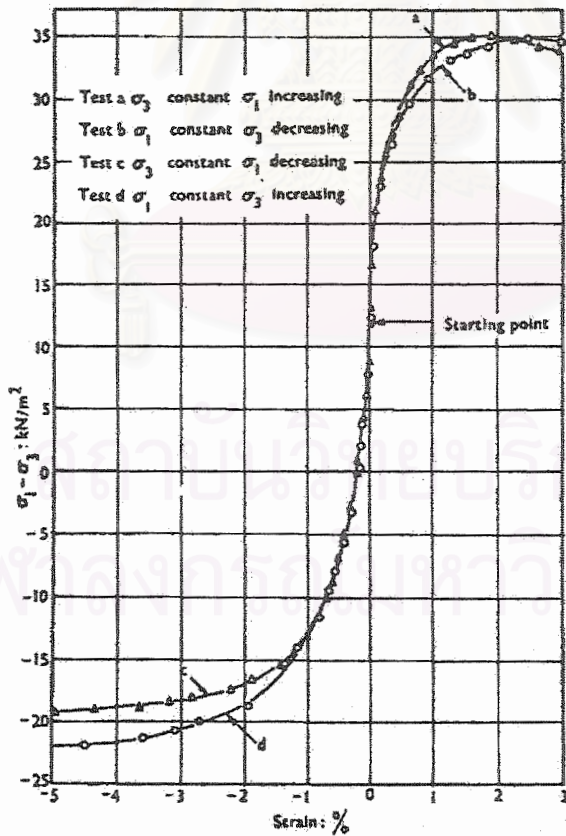
Tampubolon (1981) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณสถาบัน AIT จากความลึก 6.00-6.50 ม. ที่มีค่า $PI \approx 59\%$ สำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0 แล้วทำการทดสอบ Triaxial Extension ทั้งแบบ Loading และ Unloading ให้ผลทำนองเดียวกันกับ Vaid and Campanella (1974) และยังพบอีกด้วยว่าทิศทางและลักษณะของ ESP จากการทดสอบแบบ Loading และ Unloading แทบจะซ้อนทับกัน หรืออาจกล่าวได้ว่าผลจากทิศทาง ของ TSP แทบจะไม่มีผลกระทบต่อ ESP แสดงดังรูปที่ 2.39



รูปที่ 2.39 แสดงผลของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของทางเดินของ TSP ที่มีต่อ ESP จากผลการทดสอบ \overline{CK}_0U-TE (Tampubolon, 1981)



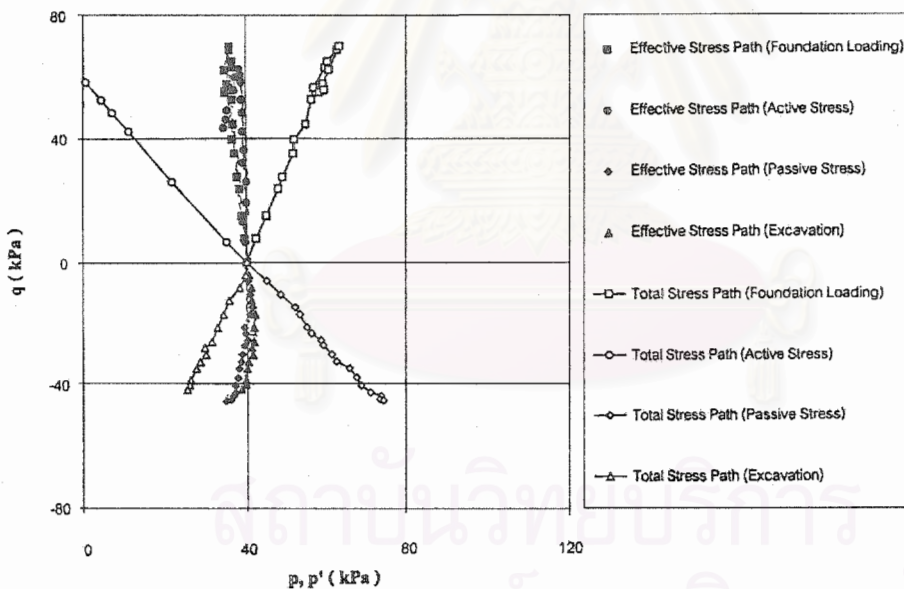
รูปที่ 2.40 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ (Bishop and Wesley , 1975)



รูปที่ 2.41 แสดง Stress-Strain curve สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ (Bishop and Wesley , 1975)

เรื่องเดช (2525) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณเขตบางรักจากระดับความลึก 4.50-5.00 ม. และ 7.00-7.50 ม. โดยมี $PI \approx 37.5\%$, $PL \approx 37\%$, $LL \approx 75\%$ และ $W_n \approx 70\%$ สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic พบว่า $S_{u(ext)}/S_{u(comp)} \approx 0.6-0.7$ สำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และค่าดังกล่าวมีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า OCR เพิ่มขึ้น

อาคม (2542) ได้ศึกษาผลกระทบบนจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ โดยทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากความลึก 4 ม. ที่ค่า In Situ OCR เท่ากับ 1.8 โดยมี $PI \approx 62.5\%$, $PL \approx 31.7\%$, $LL \approx 93.9\%$ และ $W_n \approx 94.36\%$ สำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic และทำการทดสอบ Triaxial ด้วยระบบ Triaxial กิ่งอัดโนมิติ โดยใช้ทิศทาง TSP ต่าง ๆ กัน พบว่าผลจากการทดสอบแบบ Compression และ Extension ทั้งในการทดสอบแบบ Loading และ Unloading นั้นแทบจะไม่มีผลรูปร่างและลักษณะของเส้น ESP (ดูรูปที่ 2.42) แต่เมื่อพิจารณาค่า S_u พบว่า ค่า S_u ที่ได้จากทิศทางของ TSP มุม 135 , -45 , -135 องศา จะมีค่าเป็น 73% , 71% และ 63% ของการทดสอบ แบบ Conventional Triaxial (45 องศา) ตามลำดับ



รูปที่ 2.42 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากผลการทดสอบ $\overline{CIU} - TC$ ตามสภาพการรับน้ำหนักของมวลดินแบบต่างๆ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (อาคม , 2542)

Eide and Holmberg (1972) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทำการทดสอบ Triaxial พบว่า $S_u/\sigma'_{vo(comp)} = 0.7$ และ $S_u/\sigma'_{vo(ext)} = 0.41$ และพบว่าค่า $\epsilon_{f(ext)}$ จะมีค่าประมาณ 2 เท่าของ $\epsilon_{f(comp)}$

2.8.5.4 ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง (Influence of Stress History)

ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) หมายถึง ประวัติการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง ซึ่งแสดงออกโดยค่าสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio , OCR) โดย สุรฉัตร (2540) ได้สรุปผลกระทบของ OCR ต่อค่า S_u และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path , ESP) ของดินไว้ดังนี้

ก. ดินเหนียวชนิดเดียวกันเมื่อมีสภาพการอัดแน่นเกินตัว ($OCR > 1.0$) จะมีค่า ϕ' ต่ำกว่าดินที่มีสภาพอัดแน่นปกติ ($OCR=1.0$) แต่มีค่า c' สูงกว่าดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติที่ไม่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ซึ่งจะมีค่า c' เท่ากับศูนย์ (ดูรูปที่ 2.26)

ข. ที่ σ'_{vo} อันเดียวกัน ค่า S_u และ E_u ของดินจะสูงขึ้นเมื่อ OCR ของดินสูงขึ้น โดยมีความสัมพันธ์อยู่ในรูป $S_u/\sigma'_{vc(OC)} = S_u/\sigma'_{vc(NC)}(OCR)^m$ (Jamiolkowski et al , 1985) รูปที่ 2.37 แสดงข้อมูล S_u/σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากการทดสอบ Field Vane Shear Test

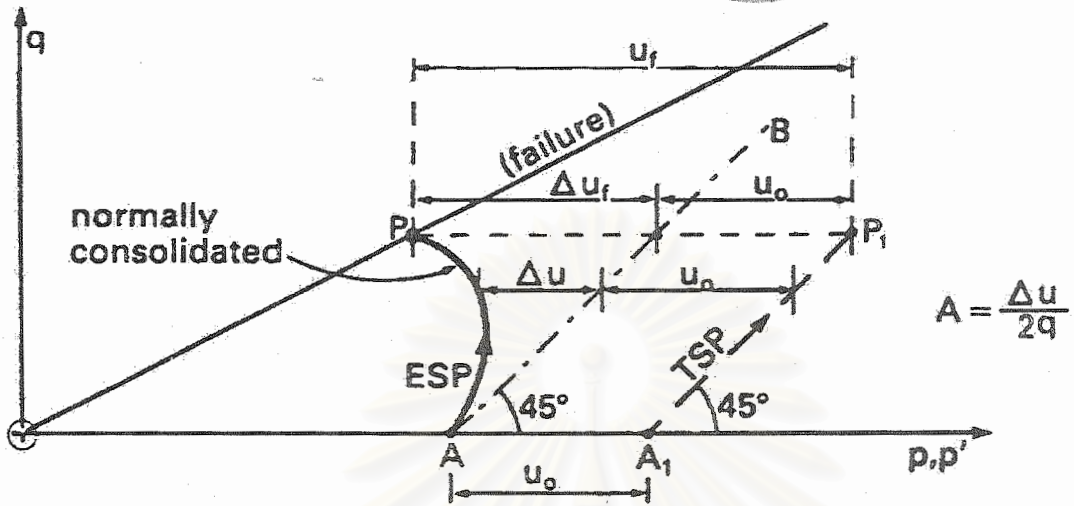
ค. ผลของ OCR ทำให้รูปร่างและลักษณะของ ESP แตกต่างกันไป โดยดินเหนียวที่มี OCR ต่ำจะมีค่า Δu_r หรือ A_r เป็นบวก ส่วนในกรณีที่ OCR ของดินเหนียวสูงมาก ($OCR \gg 4$) ด้วยผลของแนวโน้มที่ดินจะต้องขยายตัว ค่า Δu_r หรือ A_r จะเป็นลบ สำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC) มักจะมีค่า A ณ จุดวิกฤติที่ α_{max} หรือ A_r ใกล้เคียง 1.0 และจะมีค่า A เพิ่มขึ้น เมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น ส่วนในดินเหนียวที่มี OCR สูงๆ ($OCR \gg 4$) ค่า A จะเพิ่มขึ้นกับความเครียดในตอนแรก หลังจากนั้น A จะลดลงจนกระทั่ง A เป็นลบในที่สุด (ดูรูปที่ 2.43 และ 2.44 ประกอบ)

ง. Δu ที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำจะลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น และค่า A_r ก็เช่นเดียวกัน (รูปที่ 2.45 แสดงข้อมูลค่า A_r ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ)

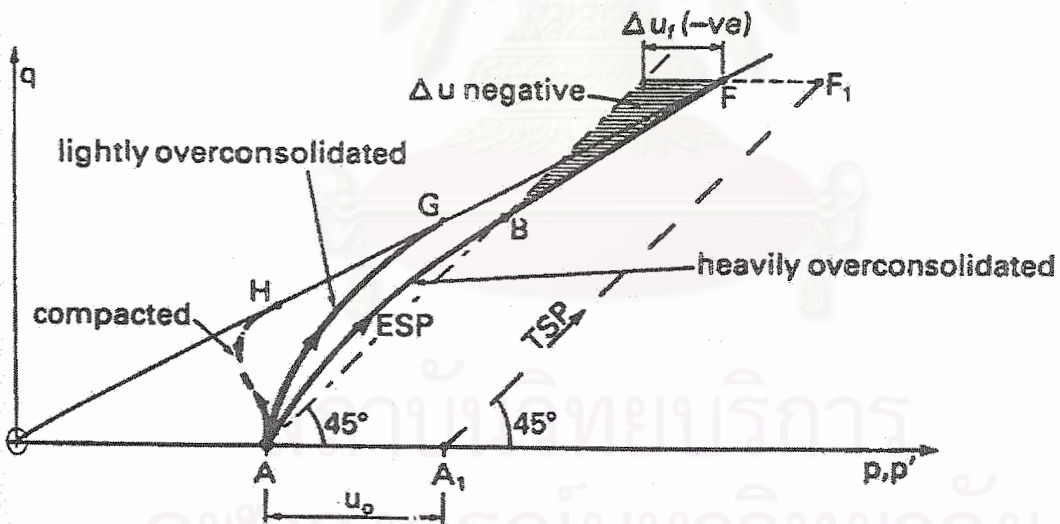
จ. สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีค่า $PI \leq 60\%$ Larsson (1980) ได้วิเคราะห์ข้อมูลการวิบัติของคันดินที่สร้างบนดินอ่อน สำหรับดินที่มีค่า $OCR < 2$ พบว่า

$$S_{uFV}/\sigma'_p = 0.23 \pm 0.04 \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

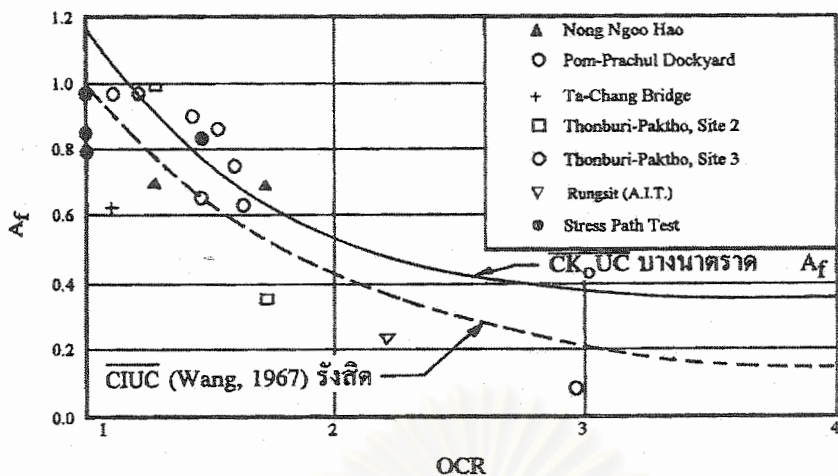
ความสัมพันธ์นี้อาจหาได้จาก $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vc}$ ของดินเหนียวอ่อน (Bjerrum 1972 , Mesri 1975) โดยเนื่องจากดินเหนียวส่วนใหญ่มีความสัมพันธ์ $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vc} \approx 0.23OCR^m$ โดยค่า m มีค่าใกล้เคียง 1.0 โดยขึ้นกับค่า PI (รูปที่ 2.46 แสดง $\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่า $PI \approx 30-60\%$)



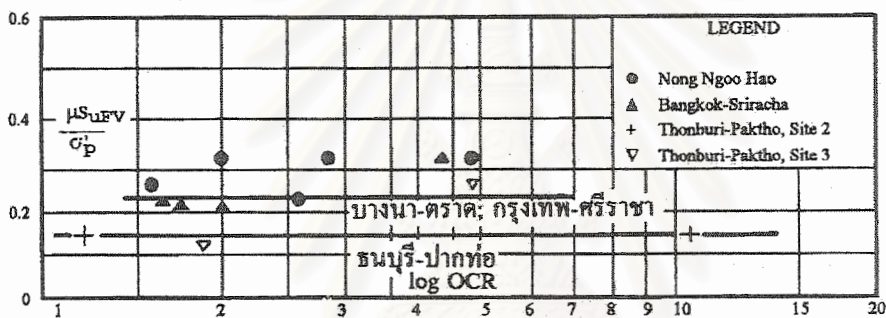
รูปที่ 2.43 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay)



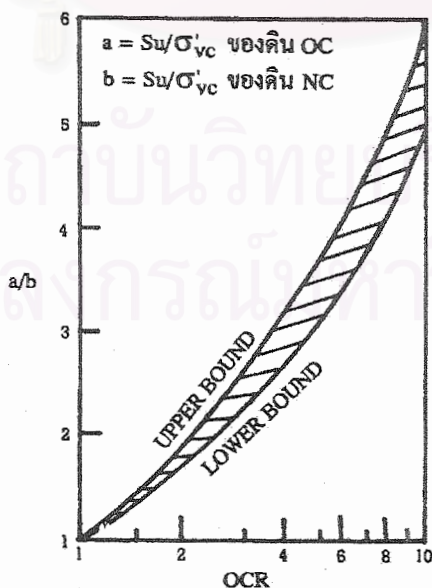
รูปที่ 2.44 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay)



รูปที่ 2.45 ค่า A_f กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รวบรวมข้อมูลในสนามจากคันดินที่มีพิภักต์ความปลอดภัยประมาณ 1.5 (Lee, 1983)



รูปที่ 2.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV} / \sigma'_p$ กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรจักร, 2540)



รูปที่ 2.47 ความสัมพันธ์ระหว่าง $[S_u / \sigma'_{vc}] / [S_u / \sigma'_{vc}]_{NC}$ กับ OCR (Ladd et al, 1977)

จ. การเพิ่มของค่า S_u/σ'_{vc} กับ OCR อาจเขียนได้ในรูปสมการ

$$S_u/\sigma'_{vc} = S(OCR)^m \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

Jamiolkowski et al (1985) เสนอสมการนี้ ใช้สำหรับดินเหนียวทั่วไป เพื่อประเมินเสถียรภาพของคันดิน และแนะนำว่าสมการนี้สามารถนำมาใช้ในกรณี Preloading ด้วย Ladd et al (1977) พบว่า พบว่าสัดส่วน $[S_u/\sigma'_{vc}] / [S_u/\sigma'_{vc}]_{NC}$ ของดินเหนียวหลายชนิดพลอตกับค่า OCR มีเปลี่ยนแปลงไม่มาก ดังแสดงในรูปที่ 2.47

ข. K_0 ของดินเหนียวเพิ่มขึ้นกับค่า OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ไม่ว่าจะเกิดการอัดแน่นเกินตัวจะเกิดจากกลไกใด แต่ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR นั้น ขึ้นอยู่กับวิธีการทดสอบ การทดสอบชนิดเพิ่มหน่วยแรง (Loading) จะให้ค่า K_0 ที่แตกต่างจากค่าที่ได้จากการทดสอบ โดยลดหน่วยแรง (Unloading) ที่ OCR เดียวกัน (ดูรูปที่ 2.8 ประกอบ)

2.8.5.5 ผลกระทบโครงสร้างของมวลดินและการรบกวนต่อตัวอย่าง (Influence of Soil Structure and Sample Disturbance)

โดยปกติดินเหนียวจะเกิดจาก Clay Particles ที่มีลักษณะเป็นแผ่นบางจำนวนมากมาเกาะตัวกันเป็นกลุ่มจนเกิดโครงสร้างของดิน ซึ่งสามารถจำแนกได้ 2 ชนิด คือ Dispersed Structure และ Flocculated Structure ดังแสดงในรูปที่ 2.48 ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นระหว่าง Clay Particles สามารถจำแนกออกได้หลายชนิด ดังต่อไปนี้

F_m = force where contacts is mineral-mineral

F_a = force where contacts is air-mineral

F_w = force where contacts is water-mineral or water-water

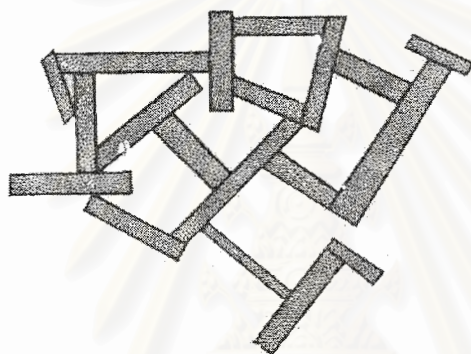
R' = electrical repulsion between particles

A' = electrical attraction between particles

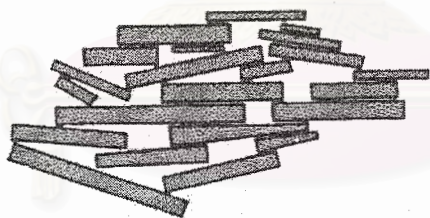
โครงสร้างแบบ Flocculated Structure จะมีโครงสร้างที่เกิดจากแรงดึงดูดระหว่าง Particle ($R'-A'$) และ F_m เป็นส่วนใหญ่ โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดีกว่าโครงสร้างแบบ Dispersed Structure เนื่องจากจัดเรียงตัวกันแบบขัดกันไปมา แต่เนื่องจากการจัดเรียงตัวไม่ค่อยเป็นระเบียบจึงทำให้มีช่องว่างในโครงสร้างค่อนข้างมากจึงทำให้ดินที่จัดเรียงตัวแบบนี้จะมีปริมาตรสูงและเกิดการยุบตัวได้มากจากการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นถึงแม้ว่าจะมีโครงสร้างที่สามารถรับน้ำหนักได้ดีแต่โครงสร้างมักไม่ค่อยมีเสถียรภาพ โดยเมื่อรับแรงจนถึงระดับหนึ่ง

ที่ทำให้โครงสร้างสามารถพังทลายแล้วจะทำให้เกิดการยุบตัวได้มากและกำลังรับน้ำหนักของดินลดลงได้อย่างรวดเร็ว

โครงสร้างแบบ Disperse Structure มักจะมีโครงสร้างที่จัดเรียงตัวอย่างเป็นระเบียบ แรงระหว่าง Particle ของดินเกิดจาก R'-A' เป็นส่วนใหญ่ ส่วนแรงจาก F_m มักไม่ค่อยมี เนื่องจากโครงสร้างจัดเรียงกันอย่างเป็นระเบียบและแต่ละ Particle ต่างล้อมรอบด้วย Double Layer ที่เป็นวงน้ำ ดังนั้นจุดสัมผัสกันระหว่าง Particle จะมีน้อยมาก โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักได้น้อยกว่าแบบ Flocculated Structure แต่มีเสถียรภาพมากกว่า และเมื่อรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้ว กำลังรับน้ำหนักจะไม่ลดลงเร็วเหมือนดังเช่นโครงสร้างแบบ Flocculated Structure เนื่องจากโครงสร้างมีระเบียบมากการพังทลายแบบยุบตัวทันทีจึงมีน้อย



(a) Flocculated Structure



(b) Dispersed Structure

รูปที่ 2.48 ชนิดของโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอน

ผลของการเกิด Secondary Compression (Delayed Compression) หรือ Aging และ Cementation ก็เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างของมวลดินซึ่งตกตะกอนตามธรรมชาติสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นเช่นกัน โดย Aging คือการที่ดินเกิดการทรุดตัวในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่โดยน้ำจะค่อยๆ ไหลออกจากช่องว่างในดิน ผลของ Aging นี้จะทำให้ดินเหนียวเกิดการทรุดตัวมากขึ้น นอกจากนั้นยังทำให้ดินเหนียวเกิดสภาพ Overconsolidated ด้วย โดยทำให้ σ'_p ในมวลดินมีค่าสูงขึ้น ซึ่งขบวนการดังกล่าวอาจต้องใช้เวลาานานมากถึงพันๆ ปี ดังแสดงจากจุด A ไปยังจุด C ในรูปที่ 2.49 ซึ่งหลักการนี้เสนอโดย Bjerrum (1967)

รูปที่ 2.50 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay จะเห็นว่า Aged Clay จะให้ Consolidation Curve ที่เห็น Maximum Curvature ชัดเจนและความสัมพันธ์ค่อนข้างลาดชันมาก ในขณะที่ Young Clay จะให้ Consolidation Curve ที่ค่อนข้างราบแบน อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ Consolidation Curve ดังกล่าวมิได้เกิดจากผลของ Aging เพียงอย่างเดียว ยังต้องพิจารณาถึงผลของ Cementation หรือ Chemical Bonding ด้วย

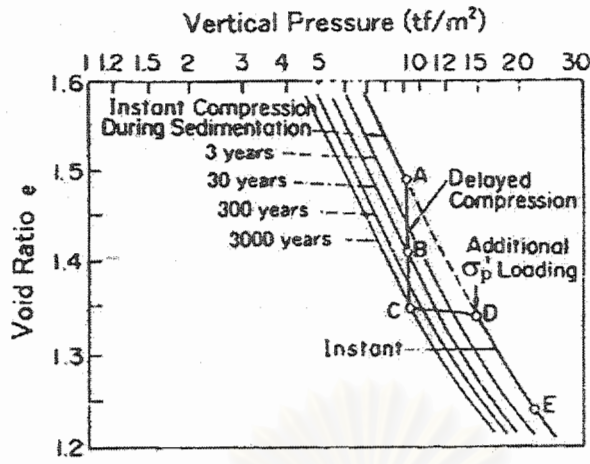
รูปที่ 2.51 อธิบายความแตกต่างของผลของ Secondary Compression หรือ Aging กับ Cementation ได้อย่างชัดเจน ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าเมื่อ σ'_{vc} มีค่ามากจนถึง ค่า σ'_{p1} แล้วรักษา ระดับของหน่วยแรงไว้เป็นเวลานาน Void Ratio จะค่อยลดลงเรื่อยๆ จาก A ไปยัง B ซึ่งก็คือผล จาก Aging ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 2.49 นั่นเอง ในขณะเดียวกันผลของโครงสร้างและปฏิกิริยาเคมี ในมวลดินจะทำให้เกิดความเชื่อมแน่น (Cementation) ระหว่างเม็ดดินและยังทำให้ผลของ Interlocking มีมากขึ้นด้วย

ผลดังกล่าวจะทำให้ดินสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและทำให้ σ'_p ในมวลดินมีค่า มากขึ้น โดยแทบจะไม่มี การยุบตัว (Volumetric Compression) เกิดขึ้นเลย ดังนั้นสำหรับดิน เหนียวที่ตกตะกอนที่มีอายุมากพอสมควร (Aged Clay หรือ Natural Clay) เมื่อดินได้รับน้ำหนัก กระทำจากจุด B จึงจะแสดงความสัมพันธ์ดังเส้น BCDE ตามรูปที่ 2.51 ซึ่งค่า $(\sigma'_{p2}-\sigma'_{p1})$ จึงเป็น ผลเนื่องจาก Secondary Compression หรือ Aging ส่วนค่า $(\sigma'_{p3}-\sigma'_{p2})$ เป็นผลจาก Mechanical และ Chemical Cementation

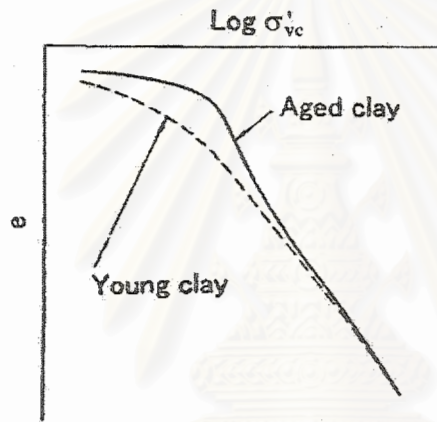
ซึ่งผลของ Cementation นี้สามารถเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุ เช่น สารเคมีเชื่อมแน่นใน ดิน (Cementing Agent) พวก Carbonated หรือ Ferric Oxide , Flocculation , Thixotropy , Leaching และอื่นๆ โดยรายละเอียดสามารถศึกษาได้จาก Tsuchida (2001)

อย่างไรก็ดีถึงแม้ว่าผลของโครงสร้างและ Cementation ในมวลดินจะทำให้โครงสร้าง สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น โครงสร้างมักมีเสถียรภาพต่ำพร้อมจะพังทลายได้ตลอดเวลา ส่วนใหญ่จะเกิดในดินเหนียวประเภท Marine Clay ดังนั้นการรบกวนต่อตัวอย่างอาจทำให้โครง สร้างของตัวอย่างเปลี่ยนแปลงไปได้จนทำให้กำลังรับน้ำหนักลดลงอย่างรวดเร็วและเกิดการยุบตัว ได้ค่อนข้างมาก

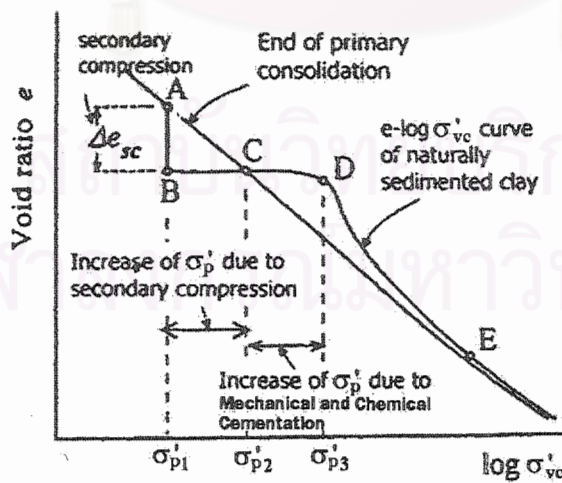
Skempton and Sowa (1963) กล่าวว่า ในการเก็บตัวอย่างเป็นการยากที่จะไม่ให้ตัว อย่างดินถูกรบกวน (Disturbance) เนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาเพื่อทำการทดสอบหรือขณะ ทำการทดสอบ ถึงแม้ว่าจะใช้เทคนิคในการเก็บตัวอย่างที่ดีที่สุดเพียงไร ก็ยังมีการรบกวนต่อตัว อย่างดินอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ สาเหตุเพราะว่าการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาทำให้เกิดการลดค่าหน่วย แรงประสิทธิผลในมวลดินเนื่องจากการลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่บวมในมวลดิน (σ'_{vo}) อาจ



รูปที่ 2.49 ผลของ Aging ที่ทำให้ NC Clay แปรสภาพกลายเป็น OC Clay (Bjerrum , 1967)



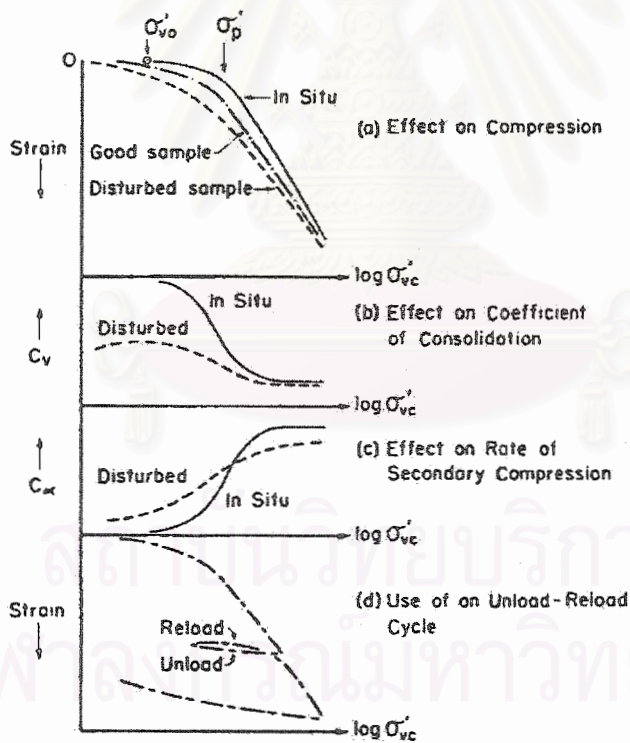
รูปที่ 2.50 ผลของ Aging และ Cementation ที่มีต่อ Consolidation Curve (Tsuchida , 2001)



รูปที่ 2.51 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay (Tsuchida , 2001)

ทำให้โครงสร้างของมวลดินเปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และผลของการที่หน่วยแรงประสิทธิผลลดลงอาจเกิดจากสาเหตุที่ดินมีปริมาณความชื้น (w) สูงไปภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดินแล้ว ซึ่งผลเหล่านี้ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินที่วัดได้มีค่าต่ำลดลง ถ้าไม่มีการปรับขนาดของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยการ Reconsolidated เสียก่อนให้มีลักษณะเหมือนตามธรรมชาติ หนึ่งการทำ Reconsolidated ในห้องทดลองก็มีข้อเสียคือดินจะมีความชื้นต่ำกว่าในธรรมชาติ ซึ่งเหตุนี้ทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงเกินไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินที่มีค่า OCR ต่ำ ๆ

นอกจากนี้ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดินยังทำให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) จากการทดสอบ 1-D Consolidation มีค่าต่ำกว่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงการจัดเรียงตัวและโครงสร้างของเม็ดดิน (Soil Structure) จากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมา ดังแสดงในรูปที่ 2.52 ทำให้ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) ที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองผิดไปจากที่เป็นจริงตามธรรมชาติ



รูปที่ 2.52 ผลของประวัติของหน่วยแรงและการรบกวนตัวอย่าง

ดังนั้นผลของการทดลองที่ได้นี้จะมีค่าใกล้เคียงกับที่เป็นจริงตามธรรมชาติเพียงใดขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดินว่าถูกรบกวนมากน้อยเพียงใด และค่า σ'_p ที่ได้จากทดลองจึงอาจมีค่าที่ถูกต้องเลยทีเดียวแต่ประมาณใกล้เคียงกับค่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ

สุรจักร (2540) ได้สรุปสาเหตุใหญ่ 3 ประการในการเกิดการรบกวนตัวอย่างดินไว้ดังนี้

ก. การเจาะเอาดินออก ทำให้สภาพของหน่วยแรงประสิทธิผลเปลี่ยนไปอยู่ในสภาพไม่มีหน่วยแรงเฉือน (นั่นคือ $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) และขนาดของหน่วยแรงนี้อาจลดลงมากเมื่อมีดินเม็ดหยาบปนอยู่ด้วย

ข. วิธีการเจาะและหลักการที่ใช้ในเจาะเก็บตัวอย่างดิน อาจทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนสาเหตุใหญ่มาจากแรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างกับกระบอกใส่ตัวอย่าง และการปล่อยให้มวลดินเกิดปัญหาทางด้าน Upheave ระหว่างเจาะดินจนเกิดการวิบัติ ทำให้คุณภาพของตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาไม่ดี การไม่ทำความสะอาดหลุมให้ดีก่อนเก็บตัวอย่าง ความพยายามกดกระบอกตัวอย่างให้เกินความยาวของกระบอกเพื่อให้เก็บตัวอย่างได้เต็มกระบอกก็เป็นผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวน

ค. วิธีการปฏิบัติต่อตัวอย่างหลังจากเก็บขึ้นมาแล้ว การขนส่ง การเก็บ และการเอาตัวอย่างออกจากกระบอก ล้วนมีผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนได้ทั้งสิ้น

2.8.5.6 ผลกระทบจากอัตราความเครียด (Influence of Strain Rate)

Bjerrum and Simons (1960) กล่าวว่า จากผลการทดลองต่างๆที่ผ่านมาพบว่าการทดลองหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยเครื่องทดสอบ Triaxial ในการทดลองที่ใช้อัตราความเครียดสูงๆ สำหรับดินชนิดเดียวกันในการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ ค่า S_u ที่ได้จะมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดลองด้วยอัตราความเครียดต่ำๆ สาเหตุอย่างหนึ่งที่ทำให้แรงเฉือนลดลงก็คือ ผลของ Undrained Creep ที่เกิดขึ้นระหว่างการกดน้ำหนักตัวอย่างดินด้วยอัตราความเครียดต่ำๆ ซึ่งมีผลทำให้ Excess Pore Pressure (Δu) มีค่าเพิ่มขึ้น ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินมีค่าลดลง และมีผลทำให้ค่า S_u ของดินมีค่าลดลงด้วย ในการทดสอบในห้องทดลองและในสนามมักจะใช้อัตราความเครียดมากกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงๆ ในสนาม ดังนั้นค่า S_u ที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองหรือในสนามอาจให้ค่าที่สูงหรือต่ำกว่าความเป็นจริงก็ได้ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดินและวิธีที่ใช้ในการทดสอบ

สุรจักร (2540) ได้แนะนำว่าอัตราความเครียดที่ให้กับตัวอย่างดินในแนวแกนควรประมาณ 0.8-1.0 %/ชม. สำหรับดินอ่อนกรุงเทพฯ เนื่องจากจะทำให้เกิดการกระจายของแรงดันน้ำได้อย่างทั่วถึงทั้งตัวอย่าง

บทที่ 3

วิธีการทดสอบและวิจัย

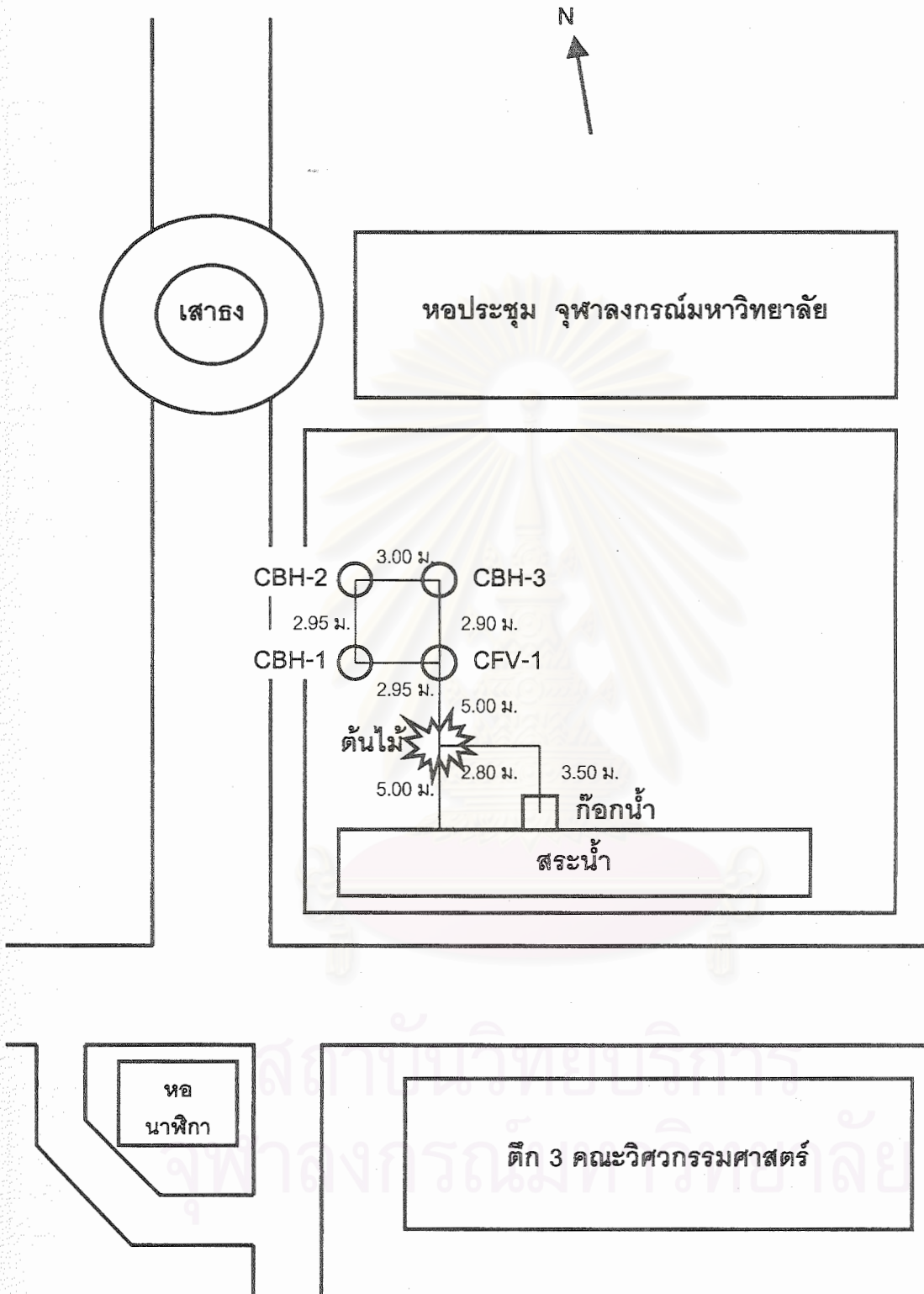
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างดิน

3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่างดิน

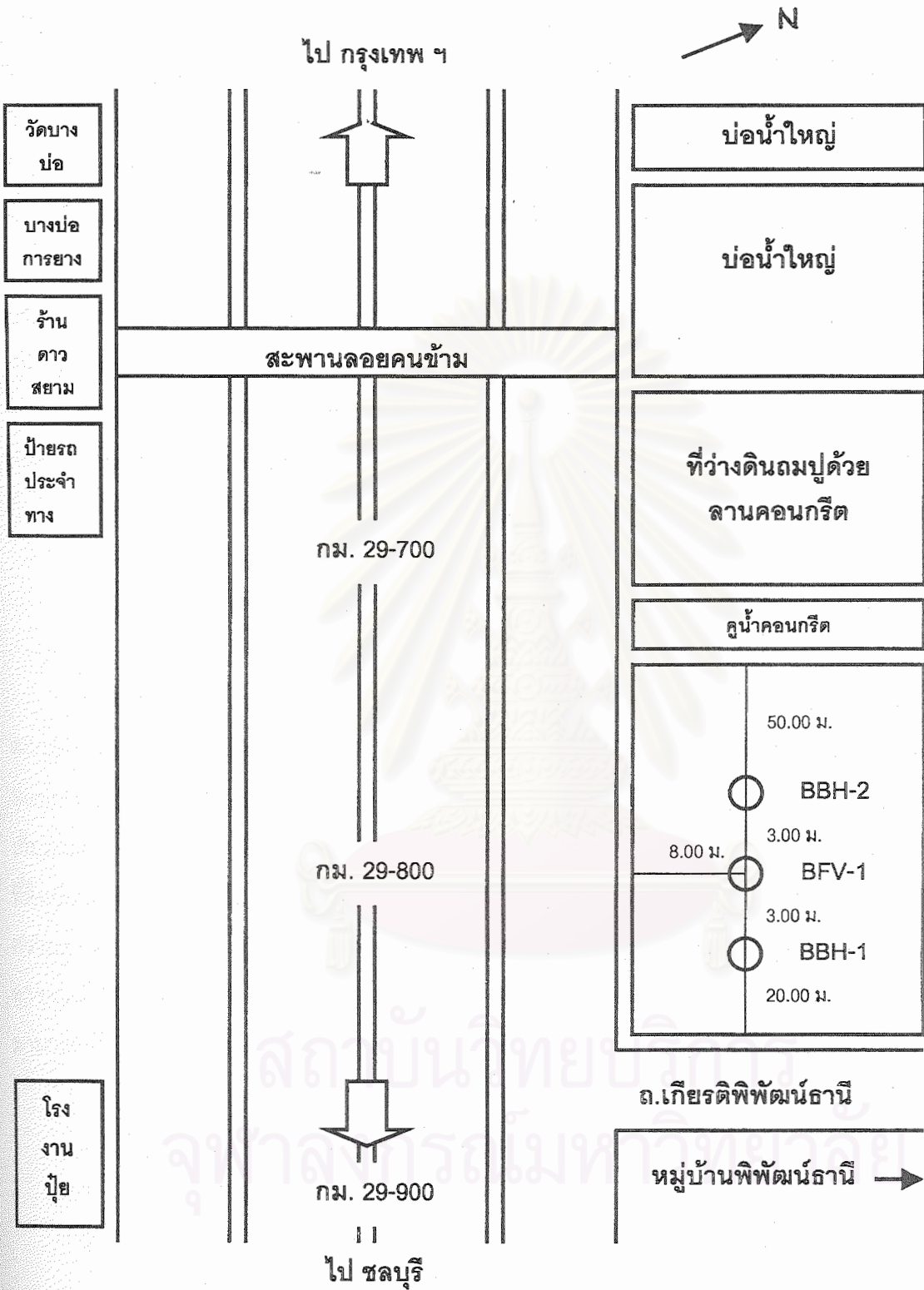
ตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ถูกเก็บมาจาก 2 บริเวณเพื่อทำการเปรียบเทียบกัน บริเวณแรกคือ บริเวณสนามข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ส่วนอีกบริเวณหนึ่งคือ บริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 สาเหตุที่เลือกเก็บตัวอย่างดินจาก 2 บริเวณนี้ ก็เนื่องจากดินจากทั้ง 2 บริเวณมีความแตกต่างกันค่อนข้างมากในส่วนของคุณสมบัติพื้นฐาน ทำให้เสมือนว่าเป็นทดสอบดินเหนียวอ่อน 2 ชนิด ถึงแม้ว่าจะถูกเรียกว่าเป็นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เหมือนกันก็ตาม อีกทั้ง 2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างดินอยู่ห่างกันค่อนข้างมากโดยบริเวณแรกอยู่ในใจกลางกรุงเทพฯ ในขณะที่อีกบริเวณอยู่ชานเมือง จึงทำให้ถือได้ว่าครอบคลุมดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีอยู่เกือบทั้งหมด และยิ่งไปกว่านั้นดินเหนียวอ่อนในบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ถือว่าเป็นบริเวณที่มีปัญหาในการก่อสร้างมากที่สุด จากข้อมูลการทรุดตัวของถนนสายนี้ในช่วงปี พ.ศ. 2512-2522 พบว่ามีการทรุดตัวมากถึงประมาณ 2.50 ม. อันเนื่องมาจากดินบริเวณนี้เป็นดินเหนียวอ่อนมากมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ค่าการยุบตัวสูง และมีความหนาของชั้นดินอ่อนถึงประมาณ 20 ม. อีกทั้งเคยมีการศึกษาพฤติกรรมของดินบริเวณนี้มาบ้างแล้วโดย พินิจ (2528) ทำให้เหมาะสมเป็นอย่างมากในการที่จะศึกษาในงานวิจัยนี้

ก. บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ทำการเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) บริเวณสนามหญ้าข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จำนวน 3 หลุม คือ CBH-1, CBH-2 และ CBH-3 และทำการทดสอบ Field Vane Shear Test จำนวน 1 หลุม คือ CFV-1 ตำแหน่งต่างๆ แสดงในรูปที่ 3.1 โดยแต่ละหลุมห่างกันประมาณ 3 ม. เพื่อให้ได้คุณสมบัติที่ใกล้เคียงกันมากที่สุด และเกิดการรบกวนเนื่องจากการเก็บตัวอย่างน้อยที่สุด โดยทำการเก็บตัวอย่างเฉพาะในช่วงดินเหนียวอ่อนเท่านั้น สำหรับตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ คือ ตัวอย่างดินจาก CBH-2 ส่วน CBH-1 ใช้ในงานวิจัยอื่น ๆ และ CBH-3 ใช้ในงานวิจัยของ วรการ (2545)



รูปที่ 3.1 แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test สำหรับบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (Not to Scale)



รูปที่ 3.2 แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test สำหรับบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 (Not to Scale)

ข. บริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800

ทำการเก็บตัวอย่างบริเวณที่ดินว่างเปล่าริม ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ขาออก จากกรุงเทพฯ ซึ่งอยู่บริเวณหน้าทางเข้าหมู่บ้านพัฒนาธานี จำนวน 2 หลุม คือ BBH-1 และ BBH-2 และทำการทดสอบ Filed Vane Shear Test 1 หลุม คือ BFV-1 ตำแหน่งต่างๆ แสดงใน รูปที่ 3.2 โดยแต่ละหลุมห่างกันประมาณ 3 ม. เพื่อให้ได้คุณสมบัติที่ใกล้เคียงกันมากที่สุด และพยายามให้หลุมเจาะอยู่ห่างจากถนนมากที่สุดเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่เป็นธรรมชาติมากที่สุด เนื่องจากบริเวณถนนสายนี้ฝั่งขาออกที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพิ่งมีการปรับปรุงครั้งล่าสุดเมื่อ ประมาณปี พ.ศ. 2528 การอัดตัวคายน้ำของดินบริเวณนี้จึงอาจยังไม่สมบูรณ์ อีกทั้งยังเป็นการ หลีกเลี่ยงแนวท่อก๊าซของการปิโตรเลียมแห่งประเทศไทยที่ฝังไว้ห่างจากแนวขอบถนนประมาณ 5 ม. โดยบริเวณที่ทำการเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างคาดว่าจะจะเป็นบริเวณขอบ Berm ซึ่งเคยถูกต่อเติม เพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้ประมาณปี พ.ศ. 2528 สำหรับตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัย นี้ คือ ตัวอย่างดินจาก BBH-2 ส่วน BBH-1 ใช้ในงานวิจัยของ วรการ (2545)

3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่างดิน

เนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินนี้นำมาเพื่อใช้ในงานวิจัย ดังนั้นเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินคง สภาพ (Undisturbed Sample) ที่มีคุณภาพดีที่สุด จึงเลือกเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling โดยใช้กระบอกบางที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว และยาวประมาณ 1 ม. ในการ เก็บตัวอย่างจากทั้ง 2 บริเวณ อีกทั้งบริเวณ ถ. สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 นี้เป็นบริเวณ ที่ดินอ่อนมาก มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ปริมาณความชื้นในธรรมชาติสูง (110-150 %) และมีค่า ความอ่อนไหวสูง (ประมาณ 6) การจะเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางธรรมดา (Shelby Tube) อาจจะเก็บไม่ได้หรือได้ตัวอย่างที่มีคุณภาพไม่ดี การเก็บตัวอย่างจะทำทุกๆ 1.50 ม. จนกว่าจะไม่สามารถเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางได้ ซึ่งจะใช้เวลาในการทำงานประมาณ 1 วัน ต่อ 1 หลุม

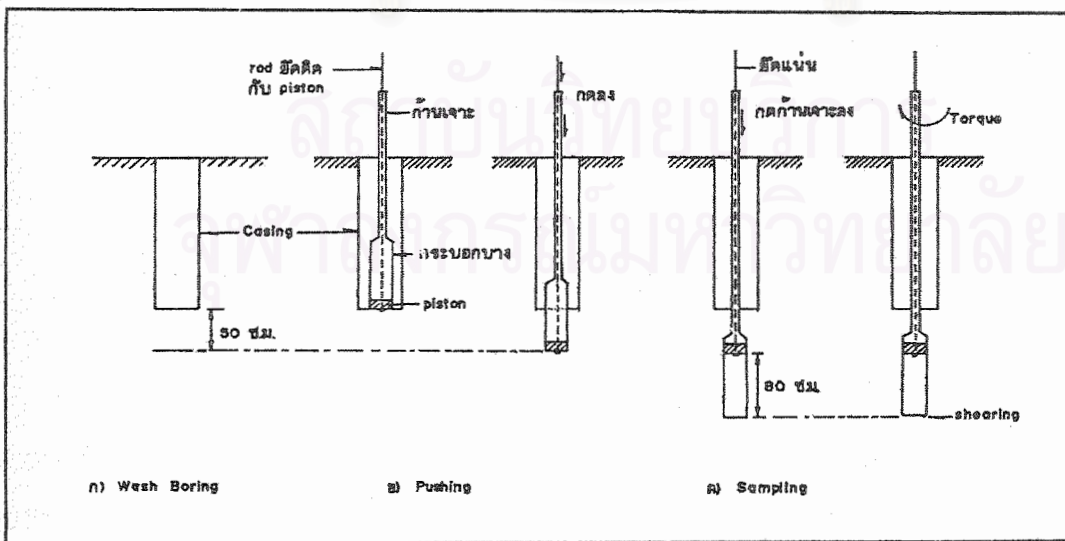
ขั้นตอนในการเก็บตัวอย่างมีดังนี้ (ดูรูปที่ 3.3 ประกอบ)

1. ใช้ Hand Auger เจาะนำเพื่อให้ได้แนวหลุมเจาะเบื้องต้น
2. เจาะดินโดยการใช้อัดล้าง (Wash Boring) จนถึงระดับก่อนเก็บตัวอย่างประมาณ 0.50 ม. (รูปที่ 3.3 ก)
3. ใช้กระบอกบางทำด้วย Stainless Steel เส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ยาวประมาณ 1.0 ม. ที่ประกอบกับ Piston เรียบร้อยแล้ว ดันไล่ดินอ่อนลงไปอีก 0.50 ม. โดยใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน (รูปที่ 3.3 ข)

4. เริ่มทำการเก็บตัวอย่างดิน โดยการล๊อค Piston ให้อยู่กับที่ พร้อมกับนั้นก็ใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน ดันกระบอกบางโดยส่งถ่ายแรงทางก้านเจาะลงไปดินอ่อนประมาณ 0.80 ม. (รูปที่ 3.3 ค)
5. หมุนก้านเจาะเพื่อเฉือนดินที่ปลายกระบอกบางให้ขาดออกจากกัน จากนั้นนำกระบอกบางขึ้นมาเคลือบพาราฟินที่หัวและท้ายกระบอกบาง พร้อมทั้งเขียนคำอธิบายเกี่ยวกับรายละเอียดของตัวอย่างที่เก็บ และปิดไว้กับตัวกระบอกบาง

เนื่องจากบริเวณที่เก็บเป็นดินเหนียวอ่อน ฉะนั้นจึงป้องกันหลุมเจาะพังทลายด้วยการ Stabilize หลุมเจาะด้วย Casing ตลอดช่วงที่เป็นดินเหนียวอ่อนและเติมน้ำให้เต็มหลุมตลอดเวลา หลังจากเก็บตัวอย่างเรียบร้อยแล้ว นำตัวอย่างทั้งหมดมาดันออกด้วย Hydraulic Jack ที่ห้องปฏิบัติการ โดยตัดตัวอย่างออกเป็นก้อนขนาดความยาวประมาณ 10 ซม. แล้วหุ้มด้วยแผ่นอลูมิเนียมฟอยด์เคลือบทับด้วยพาราฟินจนแน่ใจว่าสามารถรักษาความชื้นไว้ได้ พร้อมทั้งติดฉลากระบุหมายเลขตำแหน่งของตัวอย่างในกระบอกโดยเรียงลำดับจากบนลงล่าง สถานที่เก็บตัวอย่าง หมายเลขหลุมเจาะ และวันที่เก็บ จากนั้นนำไปเก็บไว้ในห้องควบคุมความชื้นเพื่อรอการทดสอบต่อไป

ตัวอย่างดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยทำการเก็บเมื่อวันที่ 16 มิ.ย. 2544 ถึง วันที่ 18 มิ.ย. 2544 ใช้เวลา 3 วัน ในการเก็บตัวอย่าง 3 หลุม และทำการทดสอบ Field Vane Shear Test 1 หลุม ส่วนตัวอย่างดินบริเวณ ถ. สาย บางนา-บางปะกง ทำการเก็บเมื่อวันที่ 5 พ.ย. 2544 ถึง วันที่ 6 พ.ย. 2544 ใช้เวลา 2 วัน ในการเก็บตัวอย่าง 2 หลุม และทำการทดสอบ Field Vane Shear Test 1 หลุม



รูปที่ 3.3 แสดงขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling

3.2 การทดสอบและการเก็บข้อมูลในสนาม

3.2.1 การทดสอบ Field Vane Shear Test

การทดสอบ Field Vane Shear Test เป็นการทดสอบเพื่อวัดกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ในสนาม ซึ่งในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบ Field Vane Shear Test ในทั้ง 2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่าง โดยทำการทดสอบบริเวณละ 1 หลุม คือ CFV-1 สำหรับบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ดังแสดงในรูปที่ 3.1 และ BFV-1 สำหรับบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ดังแสดงในรูปที่ 3.2 ซึ่งผลการทดสอบนี้จะนำไปใช้ในการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างที่ทำการเก็บมาตามวิธีที่เสนอ โดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) ซึ่งจะช่วยในการเลือกตัวอย่างที่จะนำมาใช้ในการงานวิจัยนี้ โดยวิธีการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างนี้จะกล่าวถึงโดยละเอียดในหัวข้อที่ 4.4.1 และผลการทดสอบนี้ยังทำให้รู้ค่าความไว (Sensitivity) ของดินจากทั้ง 2 บริเวณด้วย

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบแบบ Geonor Vane Shear ซึ่งจะไม่มี การเจาะเอาดินออก โดยใช้ใบ Vane ขนาด 55 x 110 มม. ที่เหมาะสำหรับดินอ่อนที่มีกำลังรับแรงเฉือนระหว่าง 0-10 ตัน/ม²

ขั้นตอนในการทดสอบ Field Vane Shear Test มีดังนี้

1. กัด Vane Borer ด้วย Hydraulic Jack ลงไปในดิน จนถึงระดับก่อนทดสอบ 0.50 ม.
2. กัด Inner Rod ที่ต่อกับใบ Vane ที่ซ่อนอยู่ใน Protection Shoe ลงไป 0.50 ม. จนถึงระดับที่ต้องการทดสอบ
3. ติดตั้งเครื่องมือส่งถ่ายโมเมนต์บิด (Torque) โดยต่อกับ Inner Rod ในข้อ 2 จากนั้นทำการทดสอบพร้อมบันทึกค่าโมเมนต์บิด (Torque) สูงสุดที่อ่านได้เพื่อนำไปคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือน
4. หลังจากวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนเสร็จแล้วให้ดึงใบ Vane กลับเข้าไปอยู่ใน Protection Shoe แล้วทำการเปลี่ยนระดับทดสอบโดยดำเนินการทดลองใหม่ จากข้อ 1 ถึง ข้อ 4

การทดสอบ Field Vane Shear นี้จะทำการทดสอบทุกๆ 1 ม. จากผิวดินลงไป โดยหลังจากทำการทดลองเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ของตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) แล้ว จะทำการหมุนใบ Vane 25 รอบ ก่อนทำการทดสอบอีกครั้งที่ระดับเดิม เพื่อหา กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินที่

ถูกรบกวน (Remolded Shear Strength) ซึ่งจะทำให้เราสามารถหาค่าความไว (Sensitivity) ของดินจากทั้ง 2 บริเวณ โดยจะทำการทดสอบจนกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะมีค่าประมาณ 6-7 ตัน/ม² จึงทำการหยุดการทดสอบ ซึ่งโดยทั่วไปจะอยู่ที่ระดับประมาณ 13-15 ม. สำหรับดินบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ และ ประมาณ 20-22 ม. สำหรับดินบริเวณชานเมือง

3.2.2 การวัดระดับน้ำและแรงดันน้ำในสนาม

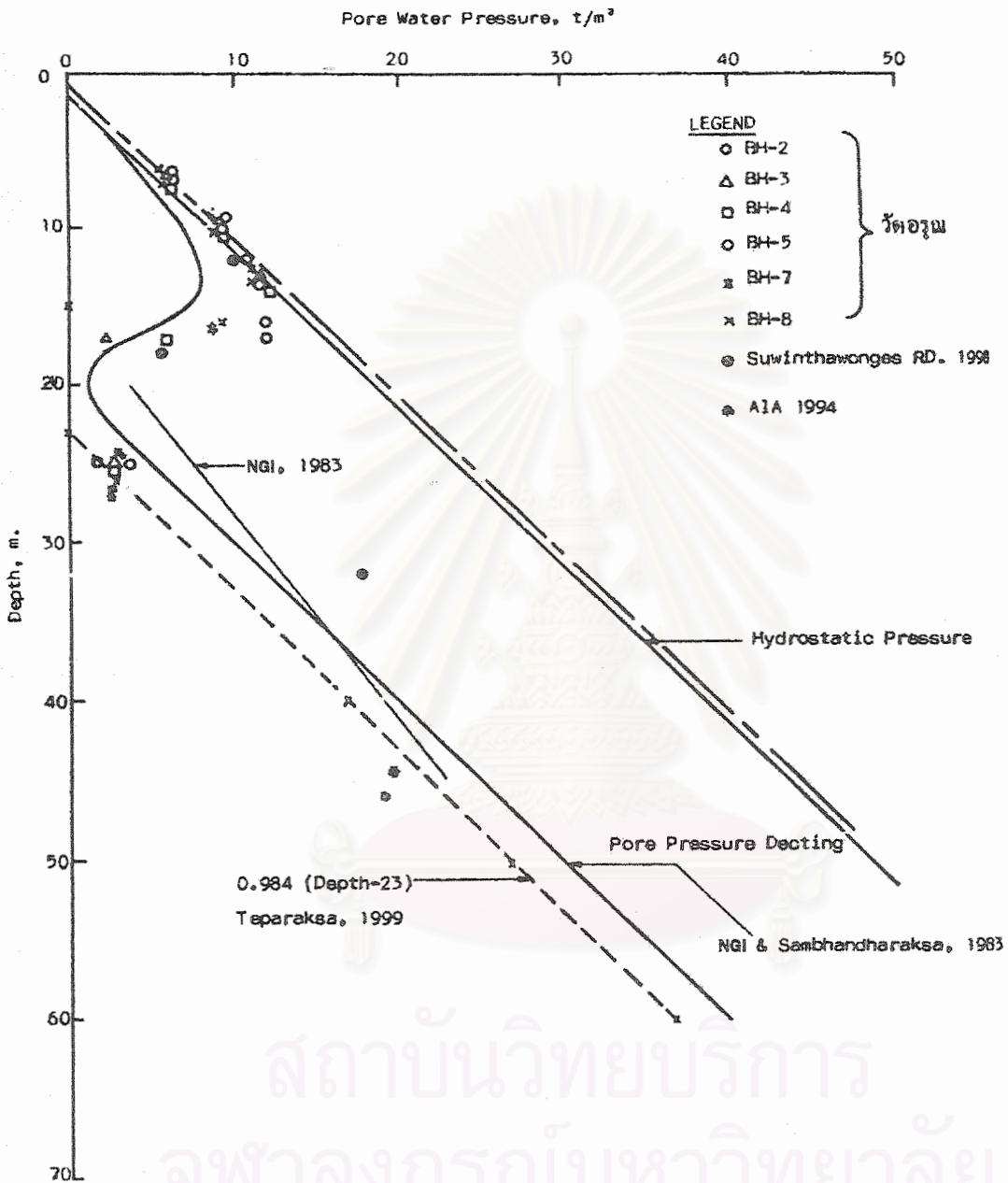
ในงานวิจัยนี้ไม่ได้มีการติดตั้ง Piezometer เพื่อวัดแรงดันน้ำในสนามโดยตรง มีเพียงการสังเกตระดับน้ำใต้ดิน 24 ชม. หลังการเจาะสำรวจดินเท่านั้น ดังนั้นการคำนวณหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ที่ถูกต้องจึงจำเป็นต้องอาศัยข้อมูลจากบริเวณใกล้เคียงที่เคยมีการศึกษาไว้แล้ว

ก. บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

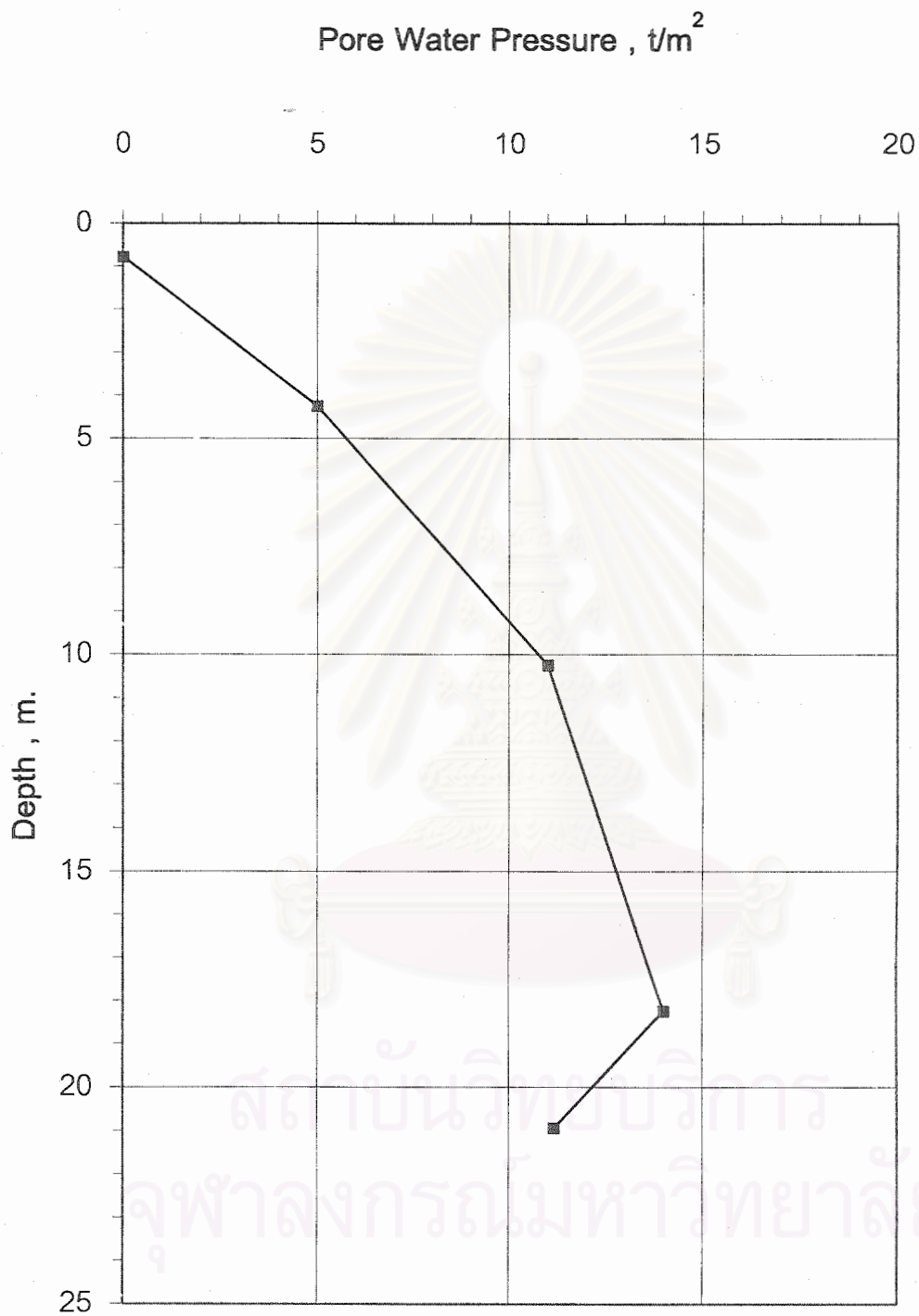
สำหรับบริเวณนี้ถือว่าเป็นใจกลางของกรุงเทพฯ จึงได้มีข้อมูลเก็บรวบรวมไว้มากพอสมควร ซึ่งแรงดันน้ำในโพรงดินของดินบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ แสดงดังในรูปที่ 3.4 จากรูปจะพบว่าค่าแรงดันน้ำจะมีค่าลดลงจากแรงดันน้ำ ณ สภาวะสมดุล (Equilibrium Pore Pressure) ในช่วงประมาณ 15 ม. เป็นต้นไป อันเป็นผลมาจากการสูบน้ำบาดาล แต่เนื่องจากดินเหนียวอ่อนบริเวณนี้ค่อนข้างตื้น จึงทำการเก็บได้ถึงประมาณ 12 ม. เท่านั้น ซึ่งจะพบว่าในช่วงจาก 0 ถึง 12 ม. นั้น แรงดันน้ำในโพรงดินค่อนข้างใกล้เคียงกับแรงดันน้ำ ณ สภาวะสมดุล มาก โดยแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย ดังนั้นสำหรับตัวอย่างดินจากบริเวณนี้จึงใช้แรงดันน้ำ ณ สภาวะสมดุลในการคำนวณ โดยพิจารณาว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 1 ม. จากระดับผิวดิน

ข. บริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800

ในบริเวณนี้ได้อาศัยข้อมูลจากบริเวณ กม. 30 ซึ่งห่างจากบริเวณที่เก็บตัวอย่าง (กม. 29-800) เพียง 200 ม. โดยในปี 2527 คณะวิจัยโครงการ "ศึกษาผลกระทบอันจะมีต่อแนวท่อส่งก๊าซธรรมชาติบนบก" ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ได้ทำการติดตั้ง Piezometer และ Dummy Piezometer เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของแนวท่อส่งก๊าซระดับที่ติดตั้งอยู่ที่ -4.245 , -10.245 , -18.245 และ -20.934 ม. สำหรับข้อมูลแรงดันน้ำได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5 ซึ่งจะใช้ในการคำนวณสำหรับตัวอย่างดินจากบริเวณนี้



รูปที่ 3.4 แสดงแรงดันน้ำในโพรงดินสำหรับบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ (พินิจ , 2544)



รูปที่ 3.5 แสดงแรงดันน้ำในโพรงดินสำหรับบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.30
(พินิจ , 2528)

3.3 การทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties Test)

ในส่วนนี้จะเป็นการทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน เพื่อจำแนกชนิดของดินและช่วยในการตัดสินใจในการเลือกตัวอย่างที่จะใช้ในการทดสอบ โดยทำการทดสอบดังนี้

- ก. Natural Water Content
- ข. Atterberg Limit
- ค. Wet Density

โดยทุกการทดสอบทำตามมาตรฐานของ ASTM และทำการทดสอบทุกความลึกที่ทำการเจาะสำรวจ โดยจะพยายามเลือกตัวอย่างดินก่อนที่คิดว่าเป็นตัวแทนของความลึกนั้นๆ ได้ดีที่สุด ซึ่งในที่นี้ส่วนใหญ่จะทำการทดสอบในก้อนที่ 2 นับจากด้านหัวกระบอกลง

3.4 การทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมี (Chemical Composition Test)

การทดสอบนี้เป็นการทดสอบเพื่อหาส่วนประกอบทางเคมีของตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบ โดยเน้นส่วนประกอบที่มีผลต่อโครงสร้างและกำลังรับน้ำหนักของมวลดิน ซึ่งคือปริมาณเกลือในมวลดิน (Salt Content) แสดงด้วยส่วนประกอบทางเคมีคือ NaCl และสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Chemical Cementing Agent) แสดงด้วยส่วนประกอบทางเคมี คือ Fe_2O_3

เนื่องจากขั้นตอนการทดสอบในการหาส่วนประกอบต่างๆ ต้องใช้ความชำนาญเฉพาะด้านเป็นพิเศษ จึงได้นำตัวอย่างส่งไปทดสอบยัง กรมวิทยาศาสตร์บริการ สังกัดกระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีและสิ่งแวดล้อม เพื่อทำการทดสอบต่อไป

3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (1-D Consolidation Test)

โดยเครื่องมือมาตรฐาน

การทดสอบส่วนนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure , σ'_p) สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio , CR) สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio , RR) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation , C_v) ซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานที่สำคัญในการทดสอบด้วยวิธี Recompression ในเครื่องมือ Triaxial โดยการทดสอบนี้ใช้เครื่องมือทดสอบแบบ Lever Arm หรือที่เรียกกันว่า Oedometer ซึ่งตัว Container ที่ใส่ใส่ตัวอย่างมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 50 มม. สูง 20 มม. และเป็นแบบยึดแน่น (Fixed-Ring Container) การทดสอบทั้งหมดทำตาม

มาตรฐาน ASTM D2435-90 แบบ Method B ซึ่งเป็นการเพิ่มน้ำหนักเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (100% Primary Consolidation หรือ End of Primary , EOP) ยกเว้นอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio , LIR) ที่ในงานวิจัยนี้จะใช้ค่า LIR เท่ากับ 0.5 เพื่อให้ได้กราฟการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Curve) ที่ละเอียดและสามารถระบุจุดที่เกิดความโค้งสูงสุด (Maximum Curvature) ได้ อย่างชัดเจน ซึ่งจะทำให้ได้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure, σ'_p) ที่ใกล้เคียงกับในธรรมชาติมากที่สุด โดยใช้วิธีการของ Casagrande (1936) ในการหาค่า σ'_p และสำหรับเวลาที่เกิด EOP หาได้โดยการ พล็อตระหว่าง $\%e_v$ กับ \sqrt{t} ตามวิธีการของ Taylor (1942) ซึ่งสามารถศึกษาโดยละเอียดได้จาก ASTM D2435-90

การทดสอบนี้จะทำทุกความลึกของตัวอย่างที่เก็บมาจากทั้ง 2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่าง โดยเลือกตัวอย่างที่คิดว่าเป็นตัวแทนของความลึกนั้นๆ ในที่นี้ส่วนใหญ่ใช้ตัวอย่างก้อนที่ 2 นับจากหัวกระบอกล

3.6 การทดสอบ Stress Path Test และ โปรแกรมการทดสอบ

การทดสอบ Stress Path Test หรือ อาจเรียกได้ว่าการทดสอบ Triaxial Test แบบ \overline{CK}_0UC (K_c -Consolidation Undrained Compression Test) เพียงแต่สามารถเงื่อนไขตัวอย่างในทิศทางที่แตกต่างออกไปจาก Triaxial ปกติ (Conventional Triaxial) การทดสอบ Stress Path Test นี้จะทำการทดสอบกับตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณในรูปแบบที่คล้ายคลึงกัน เพื่อให้สามารถนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกันได้

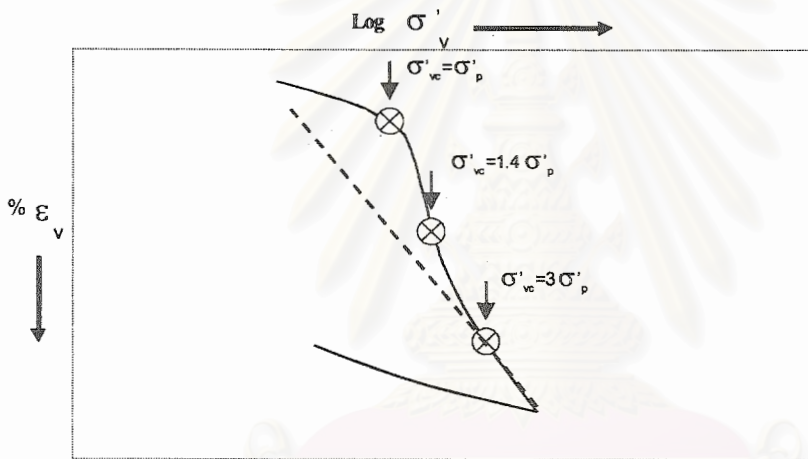
3.6.1 โปรแกรมการทดสอบ

การทดสอบ Stress Path Test นี้จะพิจารณา 2 องค์ประกอบที่สำคัญในการกำหนดพฤติกรรมการรับน้ำหนักของมวลดิน คือ ค่าสัดส่วนอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio , OCR) และค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index , PI) ซึ่งสำหรับการพิจารณาผลของ PI นี้จะทำการทดสอบดินจาก 2 บริเวณที่มีค่า PI แตกต่างกัน ซึ่งคือ บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ($PI \approx 40\%$) และบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ($PI \approx 80\%$)

สำหรับดินทั้ง 2 บริเวณที่ทำการทดสอบจะทำการทดสอบในรูปแบบที่คล้ายคลึงกัน เพื่อให้สามารถนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกันได้ โดยโปรแกรมการทดสอบแสดงดังตารางที่ 3.1 และตารางที่ 3.2 สำหรับดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม. 29-800 ตามลำดับ

ในการทดสอบ Stress Path Test ที่ค่า OCR ค่าต่างๆ จะพยายามเลือกใช้ตัวอย่างดินที่มาจากกระบอกเดียวกัน เพื่อให้การพิจารณาผลของส่วนประกอบอื่นๆ เป็นไปได้โดยง่าย เนื่องจากตัวอย่างมีคุณภาพใกล้เคียงกัน และจะพยายามใช้ตัวอย่างดินที่อยู่ประมาณกลางกระบอก เพื่อให้ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างที่นำมาทดสอบมีน้อยที่สุด

สำหรับที่ค่า OCR=1 (Normally Consolidated Clay , NC) เนื่องจากตัวอย่างดินที่เก็บมาจากทั้ง 2 บริเวณมีความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity Behaviour) ในช่วง NC ดังนั้นในการทดสอบนี้จึงเลือกทำการทดสอบแบ่งเป็น 3 ระดับของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำ คือ ที่ประมาณ $\sigma'_{vc} = \sigma'_p$, $\sigma'_{vc} = 1.4\sigma'_p$ และ $\sigma'_{vc} = 3\sigma'_p$ เพื่อศึกษาผลกระทบของโครงสร้างมวลดิน (Soil Structure) ในส่วนนี้ด้วย โดยตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วง NC แสดงดังในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 แสดงการเลือกตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) ของตัวอย่างดินที่มีพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity Behaviour) ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ในการทดสอบ K_0 -Consolidation นั้นจะใช้หลักการของวิธี Recompression ซึ่งขั้นตอนและวิธีการทดสอบจะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 3.6.3.4 ต่อไป

ตารางที่ 3.1 แสดงโปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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
CU-1	CBH-2	CST-2	3.00-4.00	3	3.00	0.33	0.77	45	66.51	22.17
CU-2	CBH-2	CST-3	4.50-5.50	3	1.76	0.57	0.65	45	94.27	35.74 , 53.61
CU-3				6				90		
CU-4				5				135		
CU-5	CBH-2	CST-5	7.50-8.50	3	1.27	0.79	0.59	45	88.29	34.76 , 52.14 , 69.52
CU-6				4				90		
CU-7				5				135		
CU-8	CBH-2	CST-4	6.00-7.00	1	1.00	1.02	0.56	45	91.33	31.13 , 46.70 , 62.27 , 93.40
CU-9				4				135		
CU-10	CBH-2	CST-3	4.50-5.50	1	1.00	1.40	0.58	45	94.27	35.74 , 53.61 , 74.23 , 96.15 , 131.98
CU-11		-	-	-				135		
CU-12	CBH-2	CST-4	6.00-7.00	3	1.00	3.07	0.59	45	91.33	31.13 , 46.70 , 62.27 , 93.40 , 140.10 , 186.80 , 280.20
CU-13				6				135		

หมายเหตุ * σ'_p คือ หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ

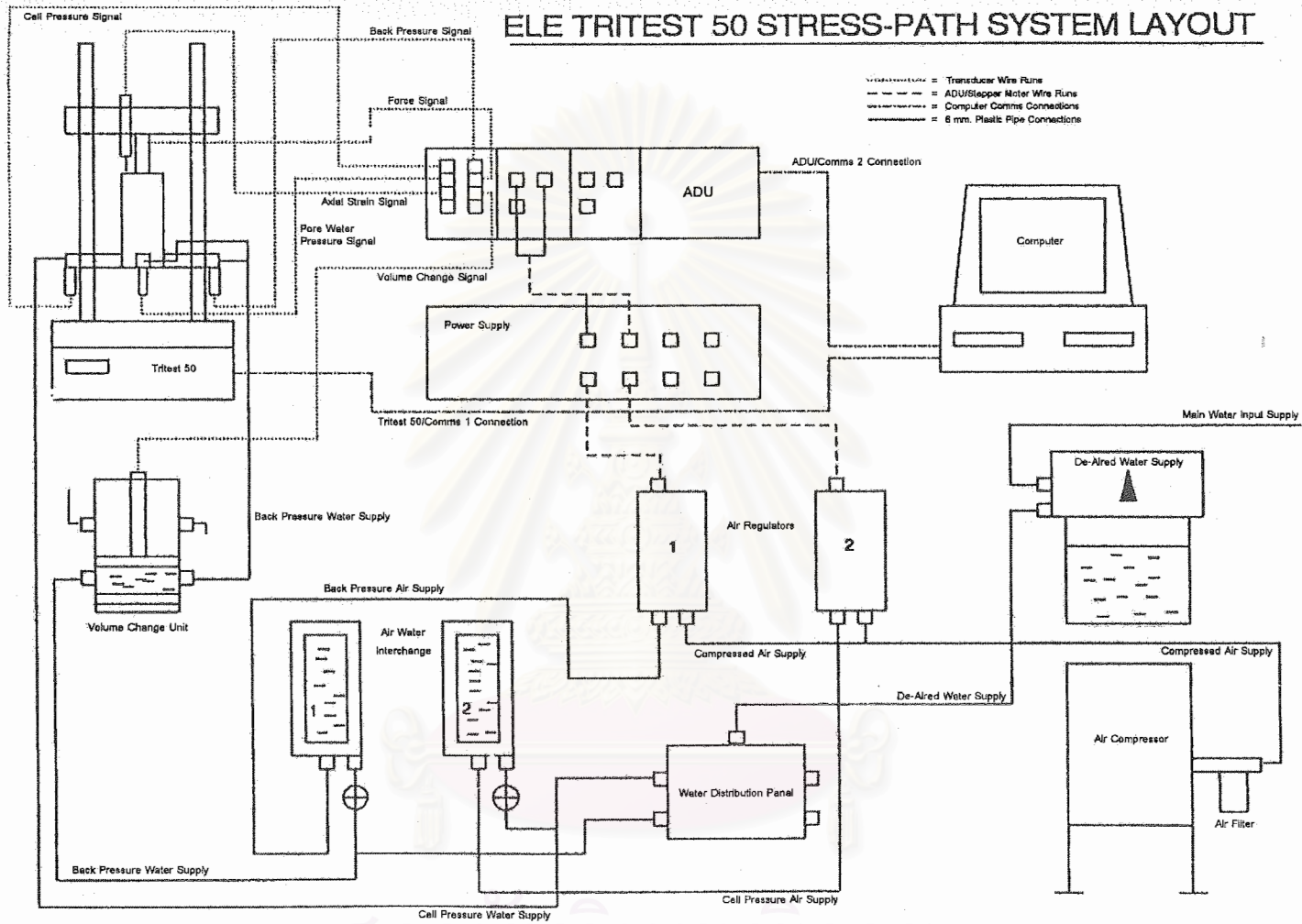
** σ'_{vc} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ละขั้นตอนของการ Consolidation

ตารางที่ 3.2 แสดงโปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800

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 หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ขั้นตอนของการ Consolidation



รูปที่ 3.7 แผนผังแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุปกรณ์แต่ละชิ้นของเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System

3.6.2 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ

ในการทดสอบนี้จะใช้เครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System ของบริษัท ELE Co.,Ltd. จากประเทศอังกฤษ ซึ่งมีส่วนประกอบหลัก คือ

1. Control Computer
2. ADU (Autonomous Data-acquisition Unit)
3. Load Frame (Tritest 50)
4. Internal Load Cell
5. LVDT (Linear Variable Differential Transformer)
6. 3 Water Pressure Transducer
7. Volume Change Transducer
8. Pressure Pump
9. Deair Water Apparatus

รูปที่ 3.7 แสดงแผนผังความสัมพันธ์ของอุปกรณ์แต่ละชิ้นส่วน (System Layout) ส่วนรูปแสดงเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจริงแสดงในภาคผนวก ค และเนื่องจากซอฟต์แวร์ที่มาพร้อมกับเครื่องมือทดสอบนั้นไม่สามารถนำมาใช้เพื่อทดสอบตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ได้ ดังนั้นผู้เขียนจึงได้ทำการพัฒนาซอฟต์แวร์เพิ่มเติม โดยในที่นี้ขอเรียกว่าโปรแกรม SP7 สำหรับใช้ในงานวิจัยนี้โดยเฉพาะ ซึ่งเขียนด้วยภาษา Basic และภาษา Ados¹ สำหรับรหัสต้นฉบับ (Source Code) ของซอฟต์แวร์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในภาคผนวก ง

3.6.3 ขั้นตอนในการทดสอบ

3.6.3.1 การเตรียมตัวอย่างดิน

นำตัวอย่างที่ต้องการทำการทดสอบมาทำการเอาพาราฟินและอลูมิเนียมฟอยล์ที่หุ้มอยู่ ออก แล้วนำมาตัดแต่งขอบ (Trim) ด้วยเส้นลวดขนาดเล็ก (Steel Wire Saw) ใน Trimming Frame จนกระทั่งได้ตัวอย่างดินรูปทรงกระบอกเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 38 มม. แล้วนำตัวอย่างที่ได้มาทำการตัดหัวและท้ายโดยใช้ Meter Box ให้เหลือความยาวประมาณ 76 มม. เพื่อให้

¹ ภาษาสำหรับควบคุมและสั่งงาน ADU

ได้สัดส่วนของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางเป็น 2 ต่อ 1 (H:D=2:1) ตามขนาดมาตรฐาน จากนั้นนำตัวอย่างที่ถูกตัดแต่งแล้วมาวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความสูง แล้วนำไปชั่งน้ำหนักเพื่อหาความหนาแน่น (Total Density, γ_t) ส่วนปริมาณความชื้น (Water Content, W_n) ในตัวอย่างดินหาได้โดยใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างปริมาณความชื้นของดินส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างของตัวอย่าง

3.6.3.2 การเตรียมเครื่องมือทดสอบและจัดตัวอย่างในเครื่องมือทดสอบ Triaxial

1. ทำการตรวจสอบอุปกรณ์ไฟฟ้า (Load Cell, Transducer, LVDT และ Volume Change Unit) ว่าอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้และต่อกับ ADU อย่างเรียบร้อย
2. ทำการตรวจสอบข้อต่อจุดต่างๆ ว่ามีการรั่วซึมหรือไม่
3. ตรวจสอบน้ำใน Bladder ว่าเต็มหรือไม่ ก่อนการทดสอบ
4. ทำการไล่ฟองอากาศออกจากระบบด้วย Deair Water (จากเครื่อง Deair Water Apparatus โดยทำการ Deair น้ำที่จะใช้ในการทดสอบเป็นเวลาอย่างน้อย 30 นาที ก่อนนำมาใช้) ทั้งในสายของ Cell Pressure และ Back Pressure และที่สำคัญคือ หลังจากไล่ฟองอากาศออกจากระบบแล้ว ต้องตรวจสอบให้แน่ใจว่าไม่มีแรงดันตกค้างอยู่ในระบบ โดยการเปิดระบบ (ประตุน้ำ หรือ Valve) ออกสู่บรรยากาศ
5. ทำการ Reset ADU เพื่อเริ่มต้นการทดสอบ (ควรแน่ใจว่าไม่มีแรงดันตกค้างอยู่ในระบบก่อนทำขั้นตอนนี้)
6. นำหินพรุน (Porous Stone) ที่ผ่านการต้มไล่ฟองอากาศในน้ำเดือดอย่างน้อย 10 นาที วางบนฐานของ Triaxial แล้วตามด้วยกระดาษกรอง (Filter Paper) ก่อนที่จะนำตัวอย่างที่ผ่านการตัดแต่ง (Trimmed) มาวาง จากนั้นตามด้วย กระดาษกรองและ Top Cap
7. ทำการติด Side Drained ซึ่งมีจำนวน 10 แถบ ขนาดตามมาตรฐานของ Bishop and Henkel (1962) เพื่อช่วยเร่งอัตราการระบายของแรงดันน้ำ (Pore Pressure Dissipation) ระหว่างการอัดตัวคายน้ำ และช่วยในการกระจายของแรงดันน้ำในระหว่างเจียนตัวอย่าง โดยปลายทั้ง 2 ของ Side Drained จะต้องสัมผัสกับหินพรุนทั้งด้านบนและด้านล่าง
8. หุ้มตัวอย่างด้วย Rubber Membrane เพื่อไม่ให้น้ำสัมผัสกับตัวอย่างโดยตรง ซึ่งในที่นี้จะใช้ถุงยางอนามัย โดยจะใช้ถุงยางอนามัย 2 ชั้นสำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายน้ำในช่วง OC และ ใช้ 3 ชั้น สำหรับ NC เนื่องจากในตัวอย่างที่ทำการทดสอบจนถึงช่วง NC ใช้เวลาในการทดสอบค่อนข้างนาน (3 สัปดาห์/ตัวอย่าง) จึงอาจทำให้ถุงยางเปื่อยได้
9. นำ Triaxial Cell ที่ติดด้วย Internal Load Cell ครอบลงบนตัวอย่าง แล้วทำการยึดด้วยสกรู และควรระวัง Load Cell กระแทกหรือกดตัวอย่างก่อนเริ่มการทดสอบ ซึ่งอาจทำให้

ตัวอย่างวิบัติได้ (Load Cell มีน้ำหนักประมาณ 1 กก.) จึงควรมีการล๊อคหรือค้ำ Load Cell ไว้ก่อนกระทำขั้นตอนนี้

10. เติมน้ำเข้าใน Triaxial Cell ผ่านทางสายของ Cell Pressure โดยเปิด Air Valve ด้านบนของ Triaxial Cell ไว้ แล้วรอจนกระทั่งน้ำเต็มและล้นออกทาง Air Valve จากนั้นทำการปิด Air Valve

11. ทำการตั้งค่าต่างๆ ให้เป็นศูนย์ (Zero Transducer) เพื่อเริ่มการทดสอบในขั้นต่อไป ในขั้นตอนนี้จะมี 6 ค่า คือ Cell Pressure , Back Pressure , Pore Pressure , Axial Force , Displacement และ Volume Change Unit

3.6.3.3 การทำให้ตัวอย่างอิ่มตัว (Saturation Stage)

ขั้นตอนนี้เป็นการทำให้มั่นใจว่าตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ และขจัดปัญหาของ Negative Pore Pressure ซึ่งเราไม่รู้ค่า โดยทำการใส่ Back Pressure เข้าไปที่บริเวณหัวและท้ายของตัวอย่างแล้วทิ้งไว้ประมาณ 24 ชม. เพื่อให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ ($B \geq 0.96$ หรือ $S \geq 96\%$) โดยเริ่มต้นก่อนทำการเพิ่มแรงดันจะต้องทำการขยับ Load Cell ให้สัมผัสกับ Top Cap มากที่สุดแต่ยังคงใช้ตัวค้ำ ใ้้อยู่ จากนั้นทำการยก Load Frame ขึ้นจนกระทั่ง Load Cell สัมผัสกับ Reaction Beam จากนั้นจึงเริ่มทำการเพิ่มแรงดันเข้าไป เพื่อป้องกันการกระแทกของ Load Cell เนื่องจากแรงลอยตัว ในกรณีที่มีช่องว่างระหว่าง Load Cell กับ Reaction Beam

ในงานวิจัยนี้จะใช้ Back Pressure (u_b) ประมาณเท่ากับ 200 KPa และใช้ Cell Pressure (σ_c) ประมาณเท่ากับ 210 KPa เพื่อสร้างค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเบื้องต้นซึ่งค่าดังกล่าวเป็นค่าที่ไม่ทำให้ตัวอย่างเกิดการบวม (Swell) และเป็นการป้องกันไม่ให้อุณหภูมิของตัวอย่างเกิดการบวม ในการเพิ่มแรงดันนั้นจะเพิ่มด้วยอัตราประมาณ 30 KPa/นาที และ 20 KPa/นาที สำหรับ Cell Pressure และ Back Pressure ตามลำดับ เพื่อให้เกิดการบวมต่อตัวอย่างน้อยที่สุด โดยทำการเพิ่มไปพร้อมๆ กันด้วยการควบคุมจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ และทำการวัดปริมาตรที่เปลี่ยนไปจากน้ำที่ไหลออกมาจากตัวอย่างระหว่าง Saturation Stage (หลังจาก Cell Pressure > 50 KPa สามารถปลดตัวค้ำ Load Cell ออกได้โดยไม่ทำอันตรายกับตัวอย่างดิน)

3.6.3.4 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0 (K_0 -Consolidation)

การทำให้ตัวอย่างเกิดการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0 -Condition ในงานวิจัยนี้ จะใช้วิธี Recompression โดยการประยุกต์เอาวิธีการทดสอบ CRS (Constant Rate of Strain) ซึ่งใช้ใน

เครื่องมือ Oedometer มาใช้ในขั้นตอนการทดสอบ Triaxial ทำได้โดยสั่งงานผ่านคอมพิวเตอร์ เพื่อทำการเพิ่ม Axial Stress โดยยก Load Frame ขึ้นด้วยอัตราคงที่ค่าหนึ่ง ซึ่งต้องเป็นอัตราที่ไม่เร็วจนเกินไป (Δu สูงจนตัวอย่างเกิดการวิบัติ) และต้องเป็นอัตราที่ไม่ช้าจนเกินไป (ช้าเกินไปอาจมีผลของ Secondary Compression มาเกี่ยวข้อง)

โดยในงานวิจัยนี้จะใช้อัตราการยก Load Frame เท่ากับ 0.001 มม./นาทิจากนั้นทำการบันทึกค่าปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปและค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นของตัวอย่าง แล้วทำการคำนวณพื้นที่หน้าตัดใหม่โดยใช้สมการว่า

$$\text{พื้นที่หน้าตัดใหม่} = \frac{Vol - \Delta V}{L - \Delta L} \dots\dots\dots (3.1)$$

เมื่อ Vol. คือ ปริมาตรของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ

L คือ ความสูงของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ

ΔV คือ ปริมาตรของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ

ΔL คือ ความสูงของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ

จากนั้นทำการคำนวณว่าพื้นที่หน้าตัดใหม่จะมีการเปลี่ยนแปลงจากพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น อยู่ในช่วงที่ยอมรับได้หรือไม่ โดยถ้าพื้นที่หน้าตัดใหม่มีค่ามากกว่าพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น คอมพิวเตอร์ก็จะทำการสั่งงานมอเตอร์ซึ่งควบคุม Regulator ของ Cell Pressure ให้ทำการเพิ่ม Cell Pressure เข้าไปที่ละ 0.5 KPa และในทางกลับกันถ้าพื้นที่หน้าตัดใหม่มีค่าน้อยกว่าพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น คอมพิวเตอร์จะทำการสั่งงานมอเตอร์ให้ลด Cell Pressure ที่ละ 0.5 KPa เพื่อควบคุมพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างให้อยู่ในช่วงที่สามารถยอมรับได้

โดยในงานวิจัยนี้จะทำการควบคุมพื้นที่หน้าตัดเมื่อพื้นที่หน้าตัดใหม่มากกว่าหรือน้อยกว่าพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้นเกิน 0.2% ซึ่งการควบคุมนี้จะสั่งงานผ่านโปรแกรมคอมพิวเตอร์ทำให้มีการควบคุมพื้นที่หน้าตัดตลอดเวลาระหว่างการเพิ่ม Axial Stress เพื่อให้อยู่ใน K_0 -Condition โดยหลังจากถึงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการแล้วโปรแกรมคอมพิวเตอร์จะสั่งให้ Load Frame หยุดยกตัวขึ้น แต่ยังคงพยายามควบคุมให้ได้หน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการอยู่ เพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำอย่างสมบูรณ์ (100% Consolidation) โดยยก Load Frame ขึ้นหรือลง ก่อนที่จะทำการทดสอบในขั้นตอนต่อไป

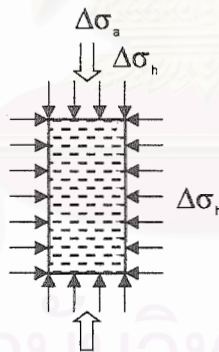
สำหรับขั้นตอนนี้ถือว่าเป็นขั้นตอนที่ใช้เวลาในการทดสอบนานที่สุด ขึ้นกับช่วงของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการ (Stress Level) โดยใช้เวลาดั้งแต่ 1 สัปดาห์ จนถึง 3 สัปดาห์

3.6.3.5 การทดสอบ Stress Path Test

ขั้นตอนนี้ตัวอย่างจะถูกทำให้เกิดการวิบัติในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ด้วยทิศทางของทางเดินหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP) ที่ต้องการ โดยก่อนทำการทดสอบต้องทำการปิด Back Pressure Line เสียก่อน เพื่อมิให้น้ำไหลออกจากตัวอย่าง และเปิด Pore Pressure Line ไว้เพื่อวัดค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure , u) ซึ่งเริ่มต้นจะมีค่าเท่ากับ Back Pressure ที่ใส่เข้าไป แล้วจึงทำการทดสอบตัวอย่างโดยการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้งเข้าไปด้วยการยก Load Frame ขึ้นด้วยอัตราความเครียดคงที่เท่ากับ 0.8 %/ชม. และระหว่างยก Load Frame ขึ้นนั้นเมื่อหน่วยแรงในแนวตั้งมีการเปลี่ยนแปลงไป ($\Delta\sigma_v$) จากผลของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงจาก Axial Force ($\Delta\sigma_a$) แล้ว โปรแกรมคอมพิวเตอร์จะทำการสั่งงานให้มีการปรับ Cell Pressure ($\Delta\sigma_h$) อยู่ตลอดเวลาเพื่อให้ได้ทิศทางของ TSP ที่ต้องการ

ซึ่งทิศทางของ TSP หรือมุม θ ที่ต้องการสามารถแสดงได้ด้วยค่า ΔK ดังสมการที่ 3.2 โดยสามารถพิสูจน์ได้จากสมการที่ 2.14(a) ถึง 2.14(c) (ดูรูปที่ 2.23 ประกอบ)

$$\Delta K = \frac{1 - \tan \theta}{1 + \tan \theta} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$



รูปที่ 3.8 แสดงส่วนประกอบของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ Triaxial

สำหรับ Cell Pressure ที่ต้องปรับเพิ่มขึ้น หรือ $\Delta\sigma_h$ สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้ (ดูรูปที่ 3.8 ประกอบ)

$$\Delta K = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta\sigma_v} = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_h} \quad \dots\dots\dots (3.3a)$$

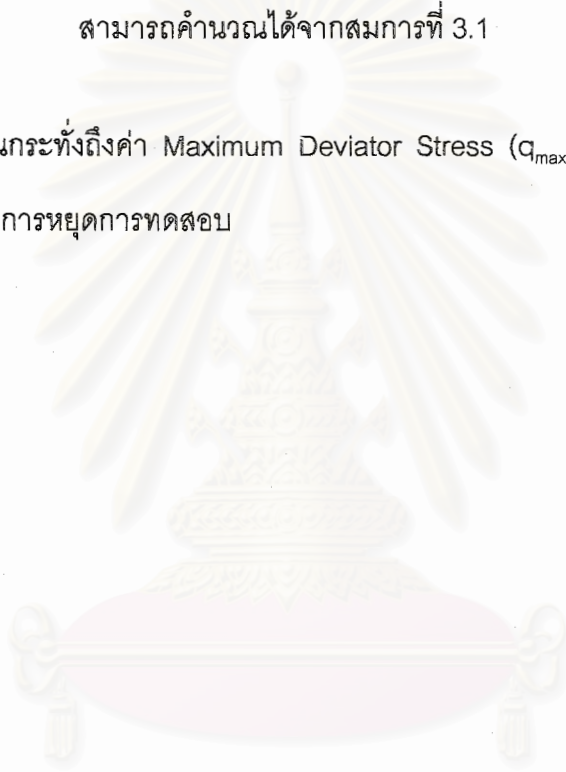
$$\Delta\sigma_h = \frac{\Delta K \Delta\sigma_a}{1 - \Delta K} \quad \dots\dots\dots (3.3b)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ คือ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวตั้ง ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวมของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแนวตั้งจาก Axial Force ($\Delta\sigma_a$) และ Cell Pressure ($\Delta\sigma_h$)

$\Delta\sigma_h$ คือ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวนอน ซึ่งเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของ Cell Pressure

$\Delta\sigma_a$ คือ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวตั้งจาก Axial Force โดยสามารถคำนวณได้จาก Axial Force ที่กระทำต่อตัวอย่างในแนวตั้งหารด้วย Area ของตัวอย่างที่สถานะต่างๆ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.1

โดยทำการทดสอบจนกระทั่งถึงค่า Maximum Deviator Stress (q_{max}) และ Maximum Obliquity $(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3})_{max}$ จึงจะทำการหยุดการทดสอบ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวอ่อนจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ ถ. สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 แสดงในตารางที่ 4.1 และ 4.2 ตามลำดับ และเพื่อเป็นการสะดวกในการวิเคราะห์ผลการทดสอบ จึงได้ทำการแบ่งชั้นดินออกเป็นชั้นๆ โดยพิจารณาจากชนิดของดิน กำลังรับแรงเฉือน ความหนาแน่นเปียก ปริมาณน้ำในธรรมชาติ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.1 และ 4.3 ตามลำดับ

จากตารางที่ 4.1 และรูปที่ 4.1 จะพบว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ มีชั้นดินอ่อนค่อนข้างตื้น โดยสามารถเก็บตัวอย่างโดยใช้กระบอกบางได้ถึงความลึกประมาณ 12 ม. โดยส่วนใหญ่เป็นดินเหนียวที่มีพลาสติกชดี่ปานกลาง ($PI \approx 35-45\%$) 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) ที่มีพลาสติกชดี่ลดลง ($PI \approx 30-40\%$) ความหนาแน่นเปียกค่อนข้างสูง ($1.8-1.9 \text{ ตัน/ม}^3$) และมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติลดลง ($\approx 30-40\%$) ในช่วงดินเหนียวอ่อน (3-9 ม. จากระดับผิวดิน) พบว่ามีค่า Liquidity Index ประมาณ 0.8 และมีค่าลดลงเหลือประมาณ 0.6 ในช่วงดินเหนียวแข็งปานกลาง (9-12 ม. จากระดับผิวดิน)

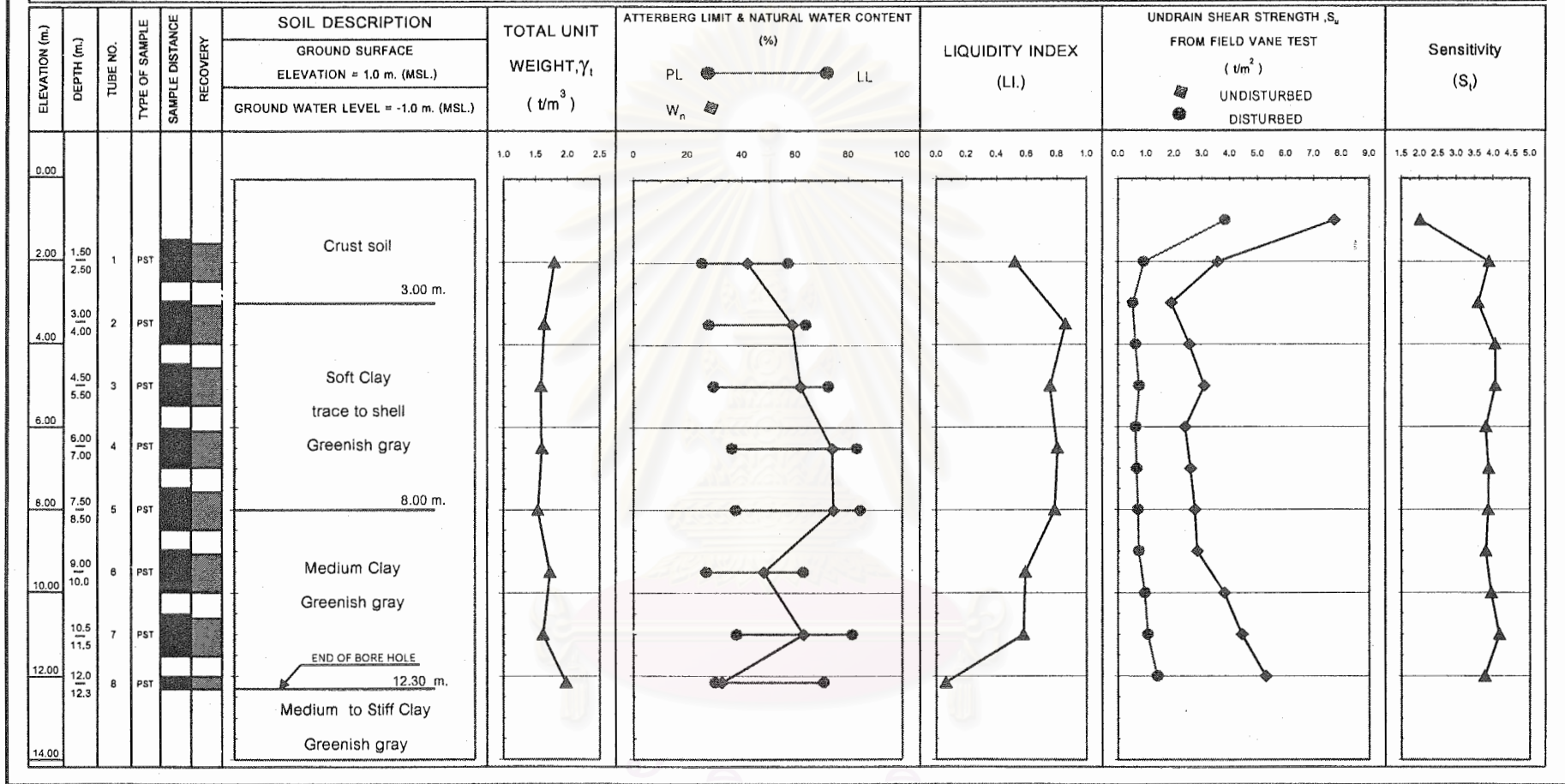
จากตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.3 จะพบว่าดินเหนียวจากบริเวณบางนา กม.29-800 เมื่อจำแนกด้วยพลาสติกชดี่สามารถแบ่งออกได้เป็นสองชั้น คือ ช่วงที่มีพลาสติกชดี่สูง ($PI \approx 70-75\%$) ซึ่งจะอยู่ระหว่าง 3-16 ม. จากระดับผิวดิน และชั้นที่มีพลาสติกชดี่ปานกลาง ($PI \approx 50-55\%$) ซึ่งจะอยู่ตั้งแต่ 16 ม.ลงไป โดยในช่วงดินเหนียวอ่อน (3-16 ม. จากระดับผิวดิน) จะมีค่า Liquidity Index ประมาณ 0.85-1.1 จากนั้นจะค่อยๆ ลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ซึ่งค่าเหล่านี้เป็นค่าที่ค่อนข้างผิดปกติ (Liquidity Index ต่ำเกินไป) จากการศึกษาในอดีตบริเวณใกล้เคียงกันมากโดย พิณจ (2528) ทำการศึกษาดินจากบริเวณบางนา กม.30 จะให้ค่า Liquidity Index สูงกว่า 1 ในช่วงดินเหนียวอ่อนเกือบทั้งสิ้น ทั้งนี้ที่ได้ค่า Liquidity Index ค่อนข้างต่ำกว่าปกติอาจเนื่องจากผลกระทบของทรายถม (Sand Fill) ที่เคยถูกต่อเติมเป็น Berm เพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้เมื่อประมาณปี พ.ศ. 2528 ซึ่งทำให้ความชื้นในธรรมชาติลดลง อย่างไรก็ตามโดยทั่วไปค่า Liquidity Index ของดินจากบริเวณบางน่ายังคงมากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ ปริมาณความชื้นในธรรมชาติของดินบริเวณนี้ค่อนข้างสูง ($\approx 110-130\%$) ความหนาแน่นเปียกประมาณ $1.35-1.40 \text{ ตัน/ม}^3$

ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = l_{100})					Insitu Field Vane Test Result							
Tube NO.	Sample NO.	Depth (m.)		Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Liquidity Index (%)	Total Unit Weight (l/m^3)	Unified Soil Classification	Effective Stress σ'_{vo} (l/m^2)	Maximum Past Pressure σ'_p (l/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} (l/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	3.9	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

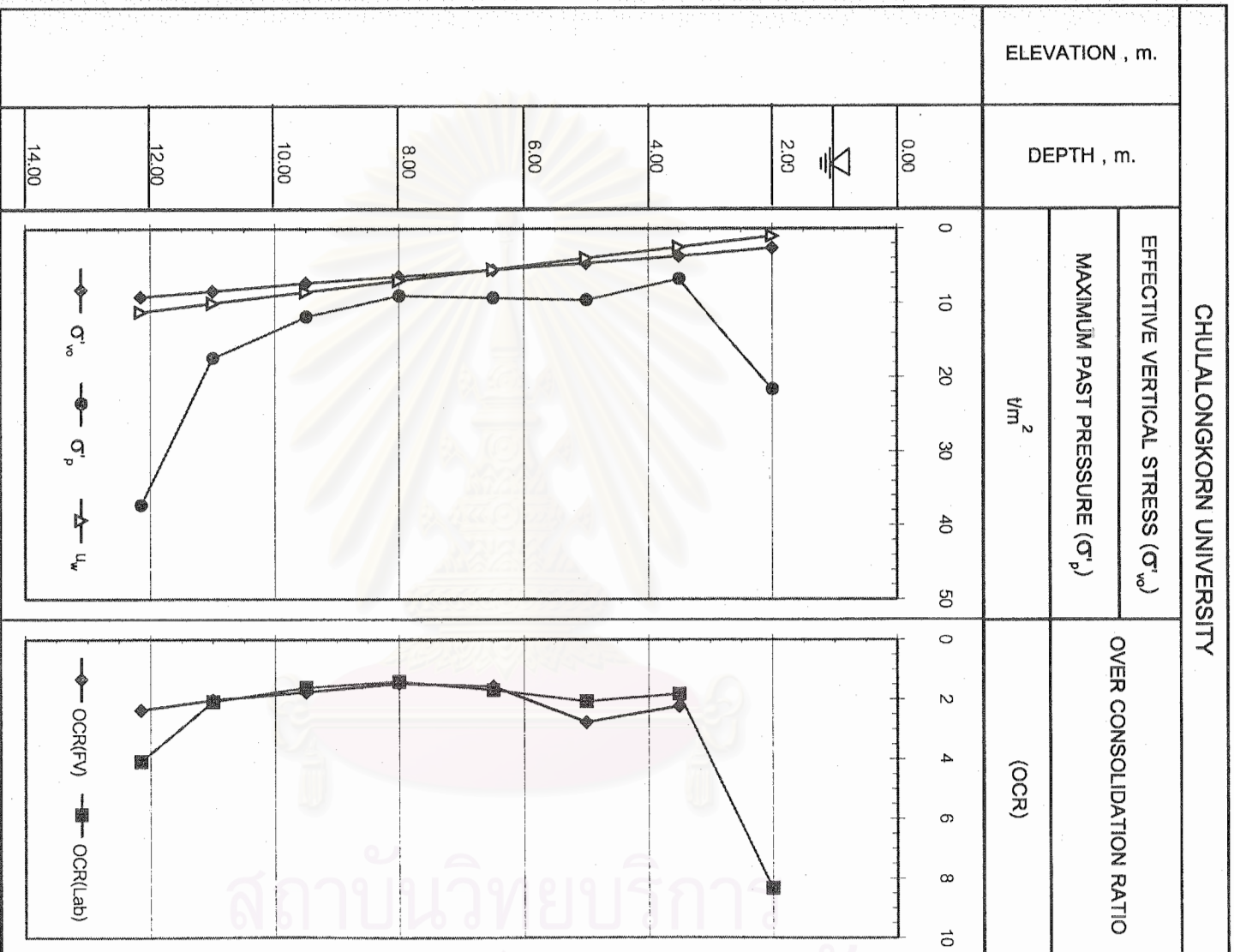
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SOIL BORING LOG
CHULALONGKORN UNIVERSITY



รูปที่ 4.1 Soil Boring Log ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.2 ประวัติของหน่วยแรงของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย [ค่า σ'_p มาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ EOP และค่า u_w มาจาก พินิจ (2544)]

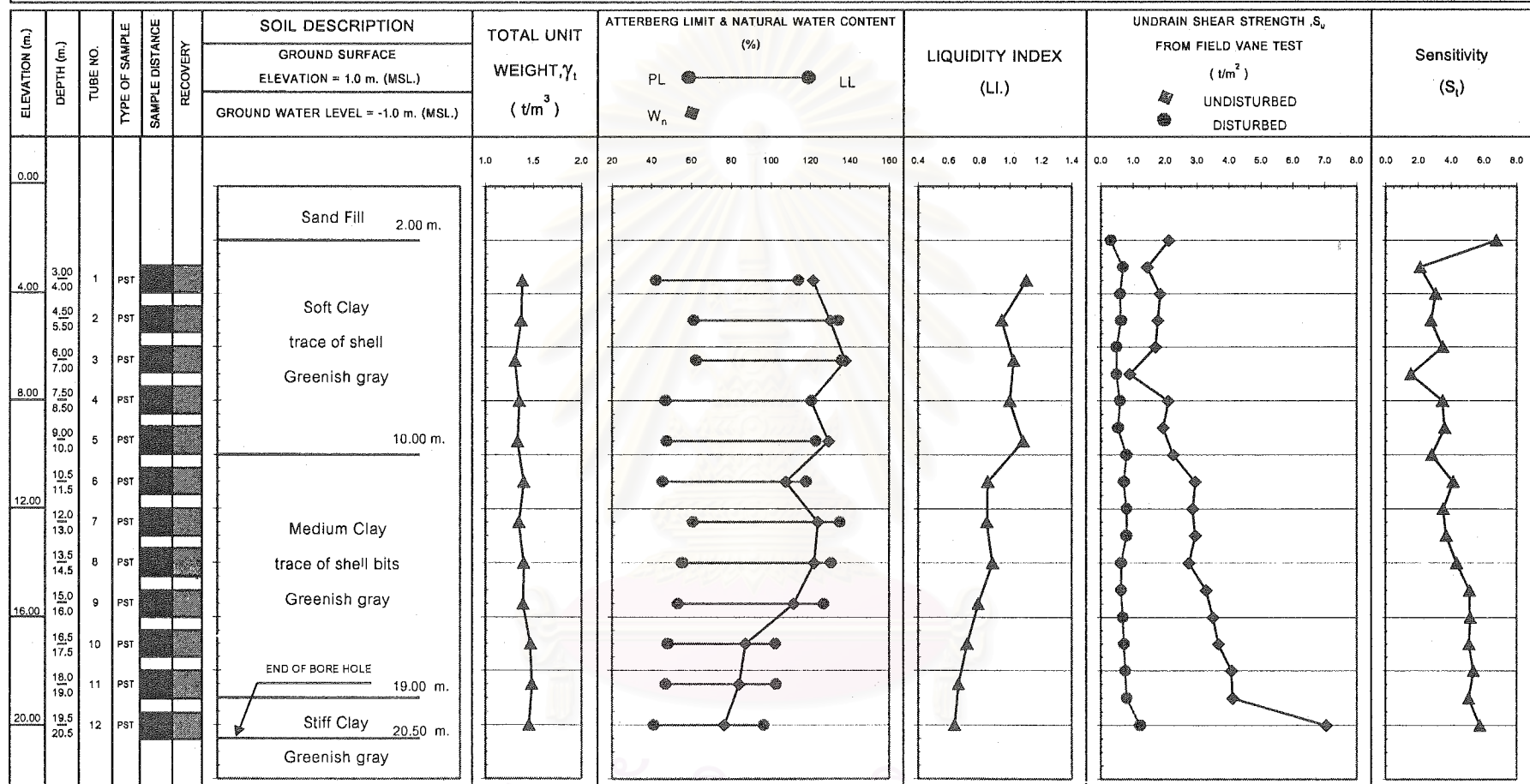
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = 1 ₁₀₀)					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	0.415	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

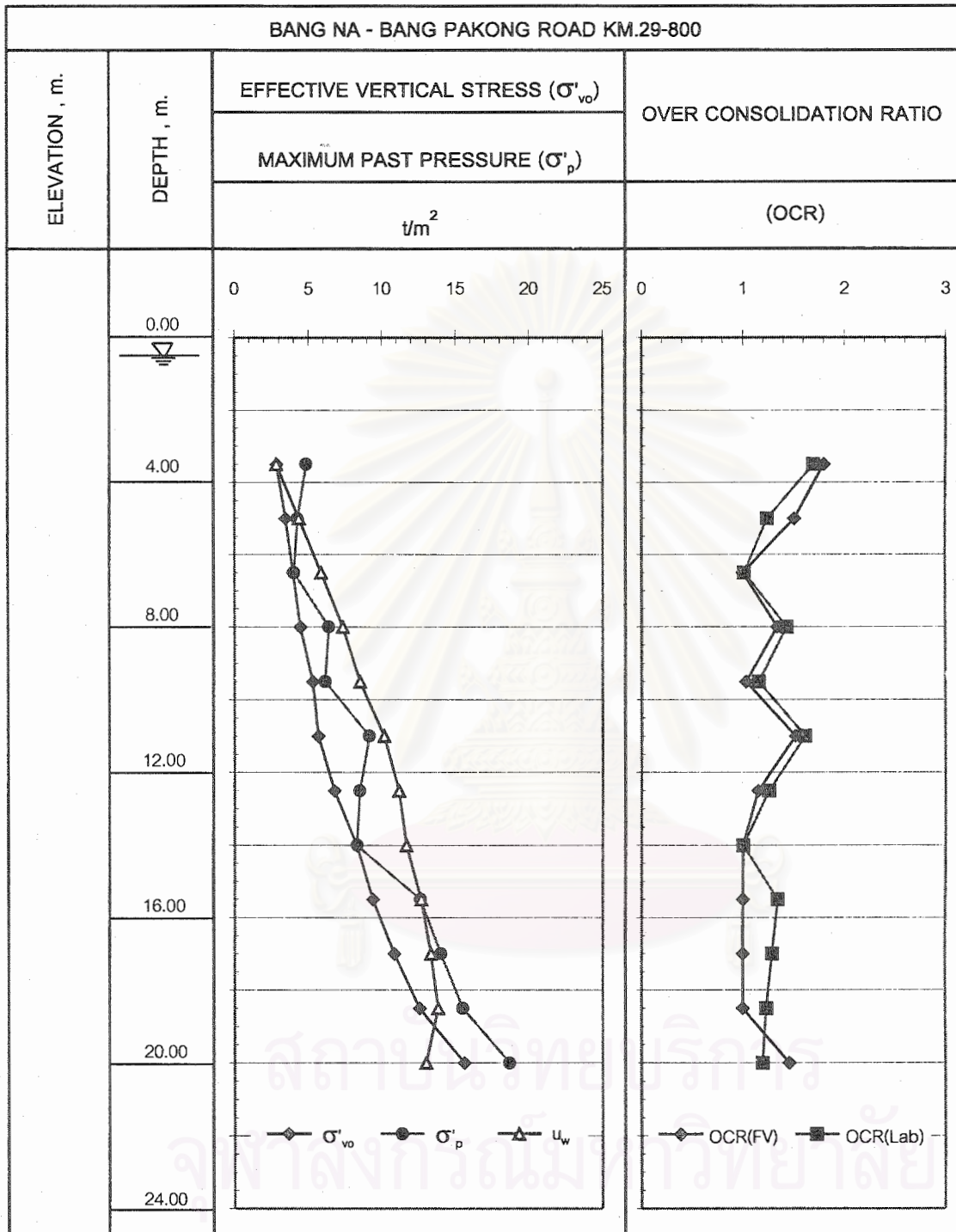
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SOIL BORING LOG
BANG NA - BANG PAKONG ROAD KM.29-800



รูปที่ 4.3 Soil Boring Log ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.4 ประวัติของหน่วยแรงของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800
[ค่า σ'_p มาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้แบบ EOP และค่า u_w มาจาก ฟินิจ (2528)]

ในช่วง 2-3 ม. แรก พบว่าเป็นทรายถม (Sand Fill) เนื่องจากอาจเป็นบริเวณขอบ Berm ดังกล่าว ที่มีความสูงประมาณ 2 ม. (พินิจ , 2528) ซึ่งใกล้เคียงกับชั้นทรายที่เจาะสำรวจพบในงานวิจัยนี้

4.2 ผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมี

ส่วนประกอบทางเคมีที่ได้หามาใช้ประกอบในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วยเปอร์เซ็นต์ของ NaCl และ Fe_2O_3 เมื่อเทียบกับน้ำหนักแห้งของดินที่ใช้ในการทดสอบ ซึ่งล้วนแต่มีผลต่อโครงสร้างและกำลังรับน้ำหนักของมวลดิน โดยผลการทดสอบแสดงดังในตารางที่ 4.3 และเพื่อให้เป็นการง่ายในการเปรียบเทียบกับปริมาณเกลือในน้ำทะเล จึงได้ทำการแปลงหน่วยเป็น กรัม/ลิตร

จากตารางที่ 4.3 จะพบว่าตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ จะมีปริมาณของ NaCl เท่ากับ 12.3 กรัม/ลิตร ในขณะที่ตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาบริเวณสวนบน (BST-5) ซึ่งใช้ทดสอบ Stress Path Test ในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 26.4 กรัม/ลิตร ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับระดับความเค็มของน้ำทะเลที่จะมีปริมาณของ NaCl เท่ากับ 35 กรัม/ลิตร จะพบว่าตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาสวนบนจะมีปริมาณของ NaCl ที่ใกล้เคียงกับระดับความเค็มของน้ำทะเลมากกว่าตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ทั้งนี้อาจเนื่องจากบริเวณบางนาอยู่ใกล้กับทะเลมากกว่าบริเวณจุฬาฯ ซึ่งอยู่กลางเมือง และอายุของดินจากบริเวณบางนาที่น้อยกว่า

การตกตะกอนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นดังที่ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 2.1 ว่าส่วนใหญ่เกิดจากการตกตะกอนของน้ำทะเล โดยเมื่อระดับน้ำทะเลเปลี่ยนแปลงไปมากก็ทำให้เกิดการตกตะกอนมากขึ้นเรื่อยๆ ดังนั้นบริเวณที่ยิ่งห่างจากทะเลออกไปมากเท่าใดจึงย่อมเกิดการตกตะกอนขึ้นก่อน ทำให้เมื่อเปรียบเทียบอายุแล้วดินจากบริเวณกลางเมือง (จุฬาฯ) จึงมีอายุมากกว่าดินบริเวณชานเมือง (บางนา) ที่อยู่สวนบนซึ่งมีค่า PI สูง (3-16 ม. แรกจากระดับผิวดินมีค่า PI $\approx 75\%$) ดังนั้นโอกาสที่จะเกิดขบวนการชะล้าง (Leaching¹) ด้วยน้ำสะอาดจึงมีมากกว่า จึงทำให้ปริมาณเกลือ (NaCl) ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ต่ำกว่าจากบริเวณบางนาที่อยู่สวนบนถึงประมาณ 2 เท่า

จากที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.1 ว่าสภาพชั้นดินบริเวณบางนา กม.29-800 สามารถแบ่งชั้นดินแบ่งออกได้เป็น 2 ชั้น คือ ชั้นดินเหนียวสวนบนที่มีค่า PI ประมาณ 75% (3-16 ม. แรกจากระดับผิวดิน) และชั้นดินเหนียวสวนล่างที่มีค่า PI ประมาณ 50% (ตั้งแต่ 16 ม. ลงไป)

¹ Leaching คือ ขบวนการชะล้างปริมาณเกลือในมวลดินด้วยน้ำสะอาด อันเกิดเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำทะเลหรือการยกตัวสูงขึ้นของผิวดินจนทำให้ห่างไกลจากสภาพแวดล้อมที่มีปริมาณเกลือสูง เมื่อมีน้ำสะอาด เช่น จากน้ำฝนไหลซึมผ่านช่องว่างในมวลดินหรือน้ำบาดาลอยู่ในลักษณะ Artesian Aquifer จึงทำให้เกิดการชะล้างปริมาณเกลือในมวลดินออกไปด้วย อันเป็นผลให้โครงสร้างมวลดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) ซึ่งเป็นสาเหตุอย่างหนึ่งที่ทำให้เกิดความไว (Sensitivity) ในมวลดิน

ซึ่งสันนิษฐานว่าดินเหนียวชั้นล่างนี้ตกตะกอนพร้อมๆ กับดินเหนียวบริเวณกลางเมือง และน่าจะเกิดขบวนการ Leaching ในระดับใกล้เคียงกันกับตัวอย่างดินจากบริเวณจุกฟ้า ซึ่งเมื่อพิจารณาจากส่วนประกอบทางเคมีของดินเหนียวจากบริเวณบางนาชั้นล่างนี้ในตารางที่ 4.3 (BST-11) จะพบว่าปริมาณ NaCl ประมาณ 18 กรัม/ลิตร ซึ่งก็ใกล้เคียงกับดินเหนียวจากบริเวณจุกฟ้า โดยมีค่ามากกว่าเพียงเล็กน้อย ซึ่งก็เนื่องจากบริเวณบางนานี้อยู่ใกล้ทะเลมากกว่าบริเวณจุกฟ้า นั่นเอง จึงอาจสรุปได้ว่าดินจากบริเวณบางนาชั้นล่างนี้มีอายุใกล้เคียงกับดินจากบริเวณกลางเมือง (จุกฟ้า) โดยอาจมีอายุน้อยกว่าเพียงเล็กน้อย ส่วนดินเหนียวชั้นบนซึ่งมีค่า PI ประมาณ 75% (3-16 ม. แรก) ซึ่งคาดว่าตกตะกอนที่หลังและมีอายุน้อยกว่าดินเหนียวจากบริเวณจุกฟ้า ค่อนข้างมาก จึงมีขบวนการ Leaching น้อยมากเพียงประมาณ 25% เมื่อเทียบกับปริมาณเกลือของน้ำทะเล ในขณะที่บริเวณจุกฟ้า เกิดการลดลงของปริมาณเกลือถึงประมาณ 65%

ผลของการ Leaching นั้นจะทำให้เกิดการลดลงของปริมาณเกลือในมวลดิน ซึ่งเป็นสาเหตุให้โครงสร้างมวลดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) และมีความเปราะ (Brittle) มากขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดความไว (Sensitivity) ในมวลดิน ดังนั้นถ้าพิจารณาจากปริมาณเกลือในมวลดินแล้ว ดินจากบริเวณจุกฟ้า จึงควรจะมี ความไวมากกว่าดินจากบริเวณบางนาส่วนบนที่นำมาใช้ทดสอบในงานวิจัยนี้ เนื่องจากถูก Leaching มามากกว่า แต่อย่างไรก็ดีอายุของดินจากบริเวณจุกฟ้า ที่ค่อนข้างสูงน่าจะทำให้ Mechanical Bond ภายในโครงสร้างค่อนข้างแข็งแรง อีกทั้งปริมาณเกลือและค่า Liquidity Index ที่ค่อนข้างสูงของดินจากบริเวณบางนาส่วนบน ตามทฤษฎีแล้วจึงควรทำให้โครงสร้างจัดเรียงตัวแบบ Edge to Face หรือ Flocculated Structure มากกว่า ซึ่งก็ทำให้มวลดินมีโครงสร้างที่เสถียรภาพต่ำเช่นกัน

ดังนั้นการที่จะสรุปให้ได้แน่นอนว่าผลของการ Leaching ที่มากกว่าในดินจากบริเวณจุกฟ้า หรือผลของโครงสร้างแบบ Flocculated Structure ของดินจากบริเวณบางนาส่วนบนอย่างใดจะทำให้โครงสร้างมีความเปราะบางและไม่เสถียรต่อการรับน้ำหนักมากกว่านั้นจึงยังไม่สามารถสรุปได้แน่นอน ต้องพิจารณาจากผลของตัวประกอบอื่นๆ ด้วย

เมื่อพิจารณาปริมาณของ Fe_2O_3 หรือที่เรียกกันว่า Ferric Oxide นั้นที่แสดงถึงปริมาณสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Chemical Cementing Agent) ซึ่งมักพบโดยทั่วไปในดินลูกรัง (สามารถสังเกตได้ง่าย โดยมักแสดงให้เห็นในรูปสีแดงในเนื้อดิน) จากที่ได้กล่าวมาบ้างแล้วในหัวข้อที่ 2.8.5.5 ว่าการที่มี Cementing Agent ในมวลดินจะทำให้เกิดแรงเชื่อมแน่นเนื่องจาก Chemical Bonding ซึ่งจะมีความเปราะบาง (Brittle) อันเป็นสาเหตุให้ดินมีความไวมากขึ้น และ อีกทั้งยังเป็นการทำให้เกิดสภาวะ Nonlinear Consolidation Curve ในมวลดิน ซึ่งเป็นจะเป็นผลให้ค่า σ'_p ในดินมีค่ามากขึ้นด้วย (ดูหัวข้อที่ 2.8.5.5 ประกอบ) ผลของ Cementation นี้เองมักจะ ทำให้มีปัญหาในการใช้ NSP ในดินที่อยู่ในช่วง NC ที่มักจะทำให้ค่า c' มีค่าไม่เท่ากับศูนย์

ดังนั้นจากตารางที่ 4.3 จะพบว่าปริมาณของ Fe_2O_3 สำหรับตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบางนาส่วนบน (BST-5) มีปริมาณที่ใกล้เคียงกันมากโดยมีค่าเท่ากับ 5.9% และ 5.8% ต่อน้ำหนักแห้งของดินตามลำดับ ซึ่งจัดว่าค่อนข้างสูงพอสมควรจึงแสดงว่าดินจากทั้ง 2 บริเวณต่างก็มีผลของ Cementation ด้วยกันทั้งคู่ แต่ยังไม่สามารถสรุปได้แน่นอนว่าบริเวณใดมีปริมาณที่มากกว่ากันเนื่องจากผลของ Cementation ก็เกิดได้จากหลายสาเหตุด้วยกัน ผลการทดสอบดังกล่าวจะพบว่าให้ผลสอดคล้องกันกับผลการทดสอบ Stress Path Test ที่จะให้ค่า c' ที่ไม่เป็นศูนย์ ดังจะกล่าวต่อไปในหัวข้อที่ 4.7 และ 4.8

ส่วนดินจากบริเวณบางนาส่วนล่าง (BST-11) จะมีปริมาณของ Fe_2O_3 ประมาณ 3.5% ต่อน้ำหนักแห้งของดิน โดยต่ำกว่าทั้งดินจากบริเวณจุฬาฯ และดินจากบริเวณบางนาส่วนบน ซึ่งก็ให้ผลสอดคล้องกันกับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติที่จะกล่าวต่อไปในหัวข้อที่ 4.4 ที่ดินเหนียวจากบริเวณบางนาจะแสดงให้เห็นพฤติกรรม Non-Linearity ลดน้อยลงเรื่อยๆ เมื่อความลึกมากขึ้นอันเนื่องมาจากปริมาณ Cementing Agent (Fe_2O_3) ลดน้อยลงนั่นเอง

ตารางที่ 4.3 แสดงส่วนประกอบทางเคมีของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัย

Location	Tube No.	Depth (m.)	PI. (%)	Fe_2O_3 (%/ dry weight)	NaCl (g/lit)
Chulalongkorn University	CST-4	6.00-7.00	46.54	5.90	12.30
Bang Na-Bang Pakong Road Km.29-800	BST-5	9.00-10.00	75.32	5.80	26.40
Bang Na-Bang Pakong Road Km.29-800	BST-11	18.00-19.00	55.47	3.50	18.00

4.3 ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_{uFV}) และค่าความไว (Sensitivity) จากการทดสอบ Field Vane Shear Test สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ (CBV-1) และบริเวณบางนา (BBV-1) ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.3 ตามลำดับ

จากรูปที่ 4.1 พบว่าดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ช่วง 3 ม. แรก มีค่า S_{uFV} ค่อนข้างสูง เนื่องจากเป็นดินที่อยู่ในช่วง Weathered Zone (Crust Soil) จากนั้นเมื่อเข้าสู่ช่วงดินเหนียวอ่อนค่า S_{uFV} จะมีค่าประมาณ 2-3 ตัน/ม² และตั้งแต่ความลึก 10 ม. ลงไป ค่า S_{uFV} จะมีค่าสูงขึ้นค่อนข้างมาก (4-5 ตัน/ม²) แสดงว่าเริ่มเข้าสู่ช่วงดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ถึงแข็งมาก (Stiff Clay) ส่วนค่าความไว (Sensitivity) มีค่าประมาณ 4 ซึ่งจัดได้ว่ามีความไวปานกลาง (Medium Sensitivity) ถึง ไวมาก (Sensitivity)

สำหรับดินบริเวณบางนาแสดงในรูปที่ 4.3 พบว่าในช่วงประมาณ 2 ม. แรก เป็นทรายถม ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 4.1 จึงเริ่มทำการทดสอบที่ระดับ 2 ม. เป็นความลึกแรก พบว่าในช่วงดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางจะมีค่า S_{uFV} ประมาณ 1-3 ตัน/ม² และตั้งแต่ระดับประมาณ 19 ม. ลงไปพบว่ามีค่า S_{uFV} เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากเริ่มเข้าสู่ช่วงดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) และที่ประมาณ 6.5 ม. จะเห็นว่าค่า S_{uFV} มีค่าต่ำผิดปกติเมื่อเปรียบเทียบกับความลึกข้างเคียง แต่เมื่อพิจารณาจากค่า In Situ OCR (ดูตารางที่ 4.2) ที่ระดับความลึกนี้พบว่ามีค่าใกล้เคียงกับ 1.0 มาก (Normally Consolidated Clay) ในขณะที่ความลึกใกล้เคียงมีค่า In Situ OCR มากกว่า 1.0 (Overconsolidated Clay) จึงเป็นไปได้ที่ระดับความลึกนี้จะมีค่า S_{uFV} ต่ำกว่าที่ระดับความลึกใกล้เคียง

ส่วนค่าความไว (Sensitivity) ของดินจากบริเวณบางนามีค่าประมาณ 3-4 ในช่วง 15 ม. แรก และมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 5-6 ในช่วง 15 ม. ลงไป ซึ่งต่ำกว่าที่ควรจะเป็น เนื่องจากตามปกติดินบริเวณนี้มีความไวสูงมาก (Very Sensitive) ดังนั้นในดินเหนียวช่วงบนจึงมีค่าความไวน้อยกว่าที่ควรจะเป็น พินิจ (2528) ทำการทดสอบ Field Vane Shear Test จำนวน 4 หลุม บริเวณ ถ. สายบางนา-บางปะกง กม.30 ซึ่งห่างจากบริเวณที่ทำการเจาะสำรวจเพียง 200 ม. พบว่ามีค่าความไวประมาณ 4-6 จึงอาจเป็นไปได้ว่าเกิดการรบกวน (Disturbed) ต่อดินที่ทำการทดสอบขณะติดตั้งเครื่องมือและทำการทดสอบ Field Vane Shear Test เนื่องจากตามธรรมชาติดินบริเวณนี้มีความไวสูง โครงสร้างมีเสถียรภาพต่ำ (Meta-Structure) เมื่อมีการรบกวนแม้เพียงเล็กน้อยอาจทำให้ค่า S_{uFV} ลดลงได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งอาจเป็นเหตุผลหนึ่งที่ทำให้มีค่าความไวต่ำกว่าที่ควรจะเป็น หรืออาจเกิดเนื่องจากผลของทรายถมส่วนบนที่ทำให้ปริมาณความชื้นในธรรมชาติลดลง อันเป็นผลให้ดินมีค่า Liquidity Index ลดลง ซึ่งผลของค่า Liquidity Index ที่ต่ำลงนี้ก็เป็นส่วนหนึ่งที่ทำให้ดินมีความไวลดลงได้

4.4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายนํ้า 1 มิติ (1-D Consolidation Test)

ดังที่กล่าวไว้ในขั้นตอนการทดสอบหัวข้อที่ 3.5 ว่าการทดสอบนี้อ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 แบบ Method B ซึ่งจะเพิ่มน้ำหนักทันทีเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้า (End of Primary, EOP) และใช้สัดส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio, LIR) เท่ากับ 0.5 โดยทำการคำนวณค่า σ'_p คร่าวๆ จากข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$ กับ OCR ที่ใช้สำหรับตรวจสอบเสถียรภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Sambhandharaksa et al, 1999) จึงทำให้สามารถคำนวณช่วงน้ำหนักที่ควรจะใช้ในการอัดตัวคายนํ้าได้ค่อนข้างแม่นยำ ซึ่งผลจากการ

ทดสอบแสดงให้เห็นว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ของความสัมพันธ์ $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ (Consolidation Curve)

ผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 4.1 และ 4.2 สำหรับดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ตามลำดับ ส่วนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ (Consolidation Curve) แสดงในภาคผนวก ก และ ข ตามลำดับ

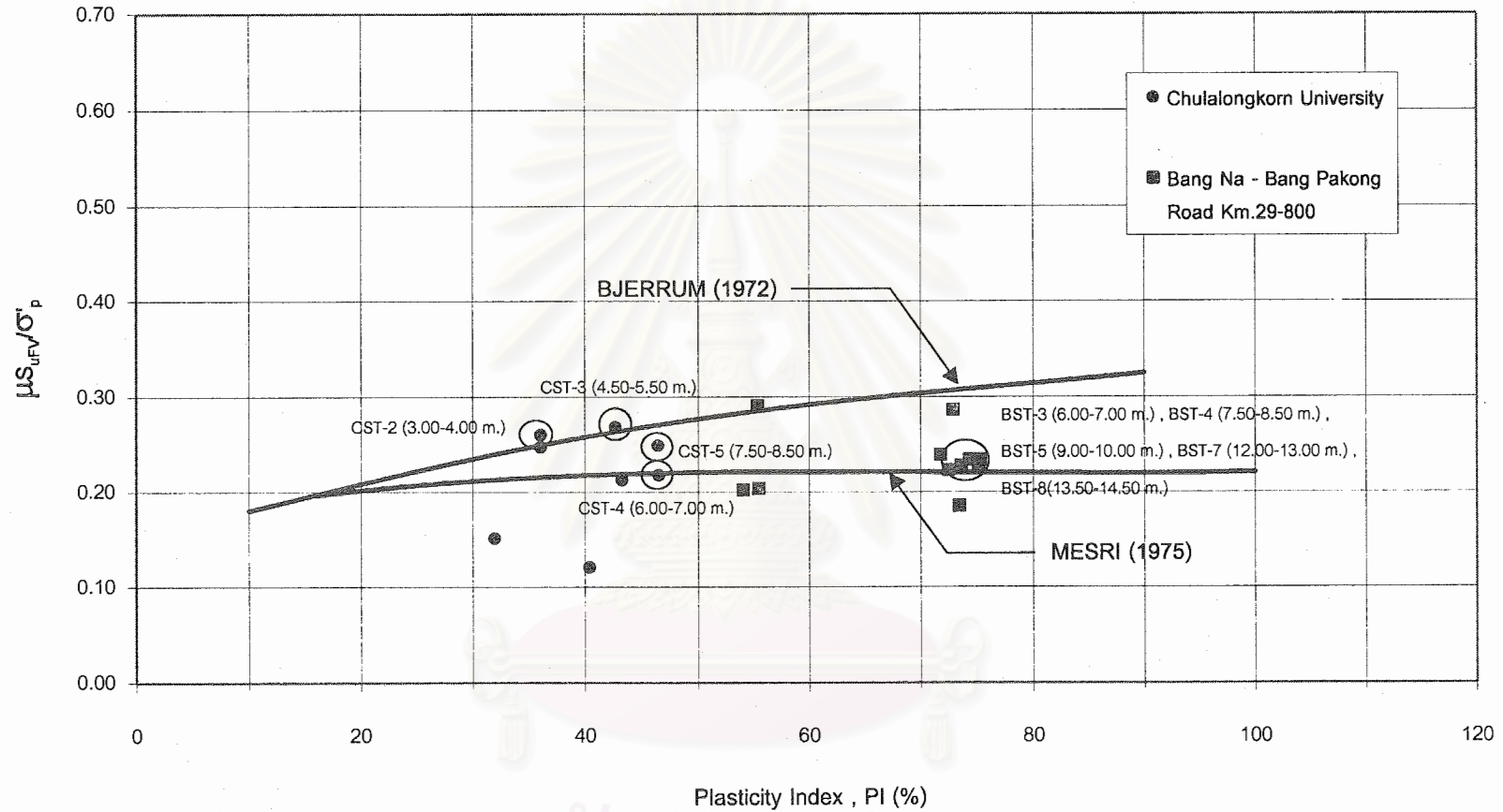
4.4.1 การตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินโดยวิธีการที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975)

รูปที่ 4.5 ตารางที่ 4.1 และ 4.2 แสดงการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่าง โดยอาศัยค่า S_{uFV} จากการทดสอบ Field Vane Shear Test ค่า σ'_{p0} จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ และตัวปรับแก้ของ Bjerrum (μ) (รูปที่ 2.29) ตามวิธีการที่เสนอ โดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) ซึ่งถ้าตัวอย่างมีคุณภาพดีควรมีค่า $\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_{p0}} \approx 0.22$ ($\mu=0.7$) จากผลการทดสอบจะพบว่าในช่วงดินเหนียวอ่อนข้อมูลส่วนใหญ่มีแนวโน้มที่จะเกาะกลุ่มความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) และความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV}/\sigma'_{p0}$ กับ OCR (รูปที่ 4.7) ซึ่งแสดงว่าตัวอย่างที่เก็บมามีคุณภาพค่อนข้างดี โดยอาจสังเกตได้จากค่า CR, RR (ตารางที่ 4.1, 4.2) และความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ (ภาคผนวก ก และ ข) ที่สามารถแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity) ในช่วง Normally Consolidated ได้อย่างชัดเจน

เมื่อเริ่มเข้าช่วงดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ถึงแข็งมาก (Stiff Clay) พบว่าความสัมพันธ์ของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) ให้ค่าที่ค่อนข้างสูงเกินไปเล็กน้อย ซึ่งแสดงให้เห็นในผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณ (ดูตารางที่ 4.1, 4.2 และรูปที่ 4.5 ประกอบ) จึงอาจเป็นไปได้ว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวจะให้ค่าที่ค่อนข้างสูงเกินไปบ้างสำหรับดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็งมาก แต่สามารถใช้ได้ดีในช่วงดินเหนียวอ่อน หรือค่า S_{uFV} ที่ได้จากการทดสอบ Field Vane Shear Test อาจมีค่าผิดพลาดจากที่ควรจะเป็นจากเหตุผลที่เคยกล่าวในหัวข้อที่ 4.3

แต่อย่างไรก็ดีตัวอย่างที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ล้วนมาจากกระบอกตัวอย่างที่ให้คุณภาพที่ดีตามความสัมพันธ์ของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) แสดงโดยวงกลมในรูปที่ 4.5 พร้อมกับกำกับด้วย Tube No. และความลึกของกระบอก

$\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_p$ VS. Plasticity Index (%)



รูปที่ 4.5 แสดงการตรวจคุณภาพของตัวอย่างดินที่เก็บมาโดยใช้วิธีการที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4.2 การตรวจสอบผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ (Consolidation Test) โดยใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear

รูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.4 แสดงการตรวจสอบผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ โดยใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear เข้ามาช่วย ค่า OCR(Lab) คือค่า In Situ OCR ที่ได้มาจากการใช้ค่า σ'_p จากผลการทดสอบ Consolidation Test โดยเครื่อง Oedometer หารด้วยค่า σ'_{vo} (Effective Overburden Stress) ส่วนค่า OCR(FV) คือค่า In Situ OCR ที่ได้มาจากการนำค่า $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$ จากผลการทดสอบ Field Vane Shear ที่ได้ไปเปิดจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$ กับ OCR สำหรับใช้ในงาน Stability Analyses ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (รูปที่ 4.7) ที่รวบรวมโดย Sambhandharaksa et al (1999) และเพิ่มเติมของข้อมูลการทดสอบจากงานวิจัยนี้เข้าไปด้วย ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นความสัมพันธ์ที่คงที่ไม่ขึ้นกับสถานที่หรือคุณสมบัติใดๆ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ดังจะได้กล่าวต่อไปในหัวข้อที่ 4.4.3

จากรูปที่ 4.2 สำหรับดินจากบริเวณจุกฟ้า พบว่าค่า OCR(Lab) และ OCR(FV) ให้ค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันมาก ยกเว้นในตัวอย่างจากกระบอกที่ CST-8 ที่ให้ค่า OCR(Lab) มีค่ามากกว่าค่า OCR(FV) ถึงประมาณหนึ่งเท่าตัวซึ่งน่าจะเกิดจากตัวอย่างในกระบอกนี้มีคุณภาพที่ไม่ดี โดยดูได้จากค่า CR ที่ให้ค่าค่อนข้างต่ำ (ดูตารางที่ 4.1 ประกอบ) และลักษณะของ Consolidation Curve (ดูรูปที่ ก-8 ประกอบ) ที่ค่อนข้างราบแบนซึ่งแสดงถึงคุณภาพของตัวอย่างที่ไม่ดี อีกทั้งค่า $\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p}$ ของตัวอย่างกระบอกนี้ยังให้ค่าเพียง 0.121 ซึ่งค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) (ดูรูปที่ 4.5 และตารางที่ 4.1 ประกอบ) จึงอาจสันนิษฐานได้ว่าตัวอย่างจากกระบอกนี้มีคุณภาพที่ไม่ค่อยดีนัก ทั้งนี้อาจเนื่องจากตัวอย่างดินจากกระบอกนี้เป็นดินที่ค่อนข้างแข็งอีกทั้งมีเศษเปลือกหอยปะปนอยู่เต็มไปหมด ดังนั้นการเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางอาจทำให้ได้ตัวอย่างที่มีคุณภาพไม่ดี หรือผลการทดสอบ Field Vane Shear Test อาจให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำเกินไป

รูปที่ 4.4 สำหรับดินจากบริเวณบางนา พบว่าค่า OCR(Lab) และ OCR(FV) ค่อนข้างใกล้เคียงกันมากทุกกระบอกที่ทำการทดสอบ โดยตั้งแต่กระบอก BST-9 (ความลึก 15 ม.) ลงไปอาจมีค่าที่แตกต่างกันบ้างเล็กน้อยแต่ก็ไม่มากนัก (ไม่เกิน 30%) ถือว่าอยู่ในช่วงที่ยังพอรับได้ ซึ่งความแตกต่างดังกล่าวอาจเกิดเนื่องจากเหตุผลเดียวกันกับที่กล่าวมาข้างต้น โดยเมื่อสังเกตค่า $\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p}$ (ดูตารางที่ 4.2 ประกอบ) จะพบว่าตั้งแต่กระบอก BST-9 ลงไปค่า $\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p}$ จะมีค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) (ดูรูปที่ 4.5 และตารางที่

4.2 ประกอบ) จึงอาจสันนิษฐานได้ด้วยเหตุผลเดียวกันกับที่กล่าวมาข้างต้น แต่เนื่องจากลักษณะของ Consolidation Curve (ดูรูปที่ ข-9 ถึง ข-12 ประกอบ) ที่ให้ความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity) อย่างชัดเจน ค่า CR สูง และ RR ต่ำ (ดูตารางที่ 4.2 ประกอบ) ซึ่งแสดงถึงคุณภาพของตัวอย่างที่ค่อนข้างดี จึงอาจสรุปได้ว่าผลการทดสอบ Field Vane Shear Test ตั้งแต่ BST-9 ลงไป น่าจะให้ค่าที่ผิดพลาดโดยให้ค่าที่ต่ำกว่าที่ควรจะเป็นจึงทำให้ค่า $\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p}$ มีค่าลดต่ำไปด้วย

จากผลการตรวจสอบโดยใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test พบว่าสามารถใช้ค่า S_{uFV} และ รูปที่ 4.7 ช่วยในการตรวจสอบค่า In Situ OCR ได้ค่อนข้างแม่นยำ ดังนั้นเราจึงสามารถที่จะนำค่า S_{uFV} นี้ไปช่วยในการประมาณค่า In Situ OCR อย่างคร่าวๆ (กรณีที่มีการรวบรวมข้อมูลในบริเวณที่ต้องการอย่างเพียงพอดังเช่นรูปที่ 4.7) อีกทั้งยังสามารถนำค่า S_{uFV} และหลักการดังกล่าวไปใช้ในการออกแบบได้อีกด้วย

4.4.3 การตรวจสอบผลการทดสอบ Field Vane Shear โดยใช้หลักการของ NSP

รูปที่ 4.6 แสดงการตรวจสอบผลการทดสอบ Field Vane Shear Test (FV) ด้วยหลักการของ NSP ในรูปของ Normalized FV Strength (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR เปรียบเทียบกับข้อมูลการทดสอบจากหลายบริเวณจะเห็นว่า ผลการทดสอบที่ได้จากดินบริเวณจุฬาฯ เมื่อพลอตเปรียบเทียบกับข้อมูลจากบริเวณอื่นที่มีค่า PI ประมาณ 40-50% เช่นเดียวกัน มีแนวโน้มที่ให้ความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างเข้ากันได้ดีทั้งที่ทำการทดสอบต่างสถานที่และเวลากัน ถึงแม้จะมีข้อมูลจากบางความจุดที่ให้ความสัมพันธ์ที่แตกต่างออกไปบ้าง แต่ยังให้ค่า R^2 ถึงประมาณ 0.8512 ซึ่งจัดว่าเป็นค่าที่ค่อนข้างดีทีเดียวสำหรับงานด้านปฐพี

ในขณะที่ผลการทดสอบจากบริเวณบางนานั้นเมื่อพลอตเปรียบเทียบกับข้อมูลจากบริเวณอื่นที่มีค่า PI ประมาณ 50-80% เหมือนกัน จะเห็นว่าข้อมูลที่มีการกระจายค่อนข้างมาก โดยมีค่า R^2 ประมาณ 0.7457 และจะเห็นว่าข้อมูลจาก Choochart et al (1989) ที่ทำการทดสอบแบบ Vane Type II จะให้ค่าที่ต่ำมาก ทั้งนี้เนื่องจากวิธีการนี้อาจมีการรบกวนต่อตัวอย่างดินอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้เพราะต้องทำการเจาะเป็นหลุมก่อนทำการทดสอบจึงมีการลดหน่วยแรงในตัวอย่างดินซึ่งน่าจะเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการรบกวนต่อตัวอย่างจนให้ค่า S_{uFV}/σ'_{vo} ที่ต่ำกว่า Vane Type I ที่ไม่มีการเจาะเป็นหลุมก่อนทำการทดสอบ ดังนั้นเส้นความสัมพันธ์ที่ PI ประมาณ 50-80% ที่เห็นดังรูปที่ 4.6 จึงเป็นความสัมพันธ์ที่ได้รวมผลการทดสอบจาก Vane Type II เข้าไปด้วยเป็นเพียงแสดงการเปรียบเทียบให้เห็นเท่านั้น

รูปที่ 4.7 แสดงการตรวจสอบผลการทดสอบ Field Vane Shear Test (FV) ด้วยหลักการของ NSP ในรูปของ Normalized Strength for Stability Analyses ($\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$) กับ OCR เปรียบเทียบกับข้อมูลการทดสอบจากหลายบริเวณจะพบว่าเมื่อปรับแก้ค่า S_{uFV} ด้วยค่า Bjerrum's Correction Factor (μ) แล้ว จะเห็นว่าสามารถลากความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$ กับ OCR ให้อยู่ในเส้นเดียวกันได้ด้วยค่า R^2 สูงถึง 0.8224 มากกว่าความสัมพันธ์เดิมที่เสนอโดย Sambhandharaksa et al (1999) ที่มีค่า R^2 เท่ากับ 0.8205 ทั้งที่ผลการทดสอบดังกล่าวมาจากหลากหลายบริเวณทั่วกรุงเทพฯ ที่มีคุณสมบัติพื้นฐานไม่เหมือนกัน ซึ่งผลดังกล่าวเป็นการยืนยันถึงความเหมาะสมของการใช้ Corrected Field Vane Strength ($\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$) ในการวิเคราะห์งาน Stability ของ Bangkok Clay แต่อย่างไรก็ดียังพบว่า τ_{hmax} จาก SHANSEP CK₀DSS Test ให้ค่าที่สามารถใช้ได้ดีเช่นกัน (Ladd and Foot, 1974)

จากรูปดังกล่าวจะเห็นว่าผลการทดสอบไม่ว่าจะจากบริเวณจุฬาฯ หรือ บางนาต่างให้ค่าที่เข้ากันได้ดีกับข้อมูลจากบริเวณอื่นๆ ถึงมีว่าจะมีการกระจายไปบ้างก็ตาม โดยผู้เขียนได้ให้สมการสำหรับการวิเคราะห์ Stability Analyses สำหรับ Bangkok Clay ซึ่งรวมข้อมูลจากงานวิจัยนี้เข้าไปด้วย คือ

$$\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_{vo}} = 0.2648 OCR^{0.7244} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

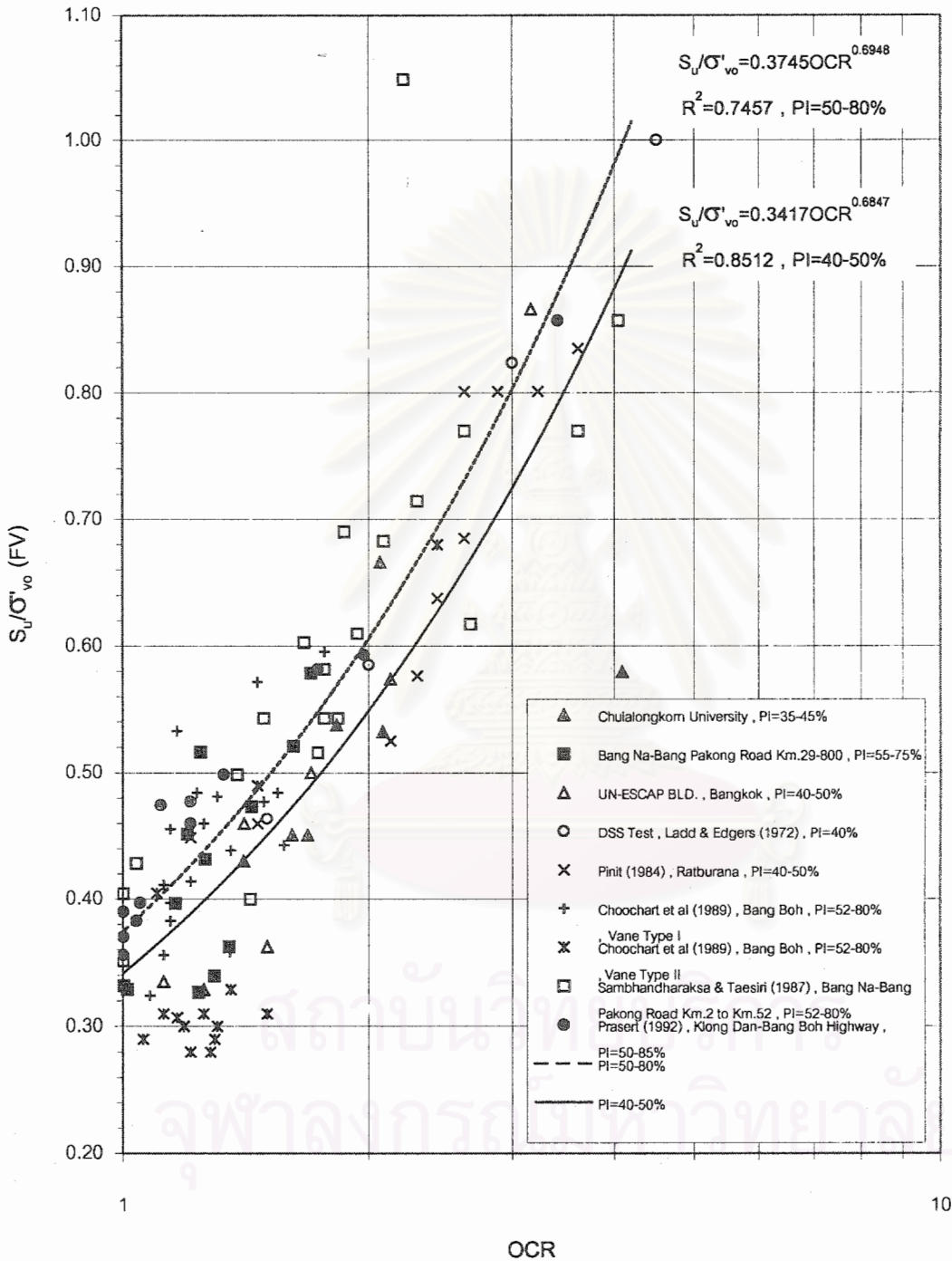
Larsson (1980) ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากการวิบัติของคันดินที่สร้างบนดินอ่อนหลายแห่ง พบว่าค่า S_u/σ'_p จะมีค่าค่อนข้างคงที่หรือเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยในช่วง Slightly OC โดยค่า S_u/σ'_p ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถคำนวณได้โดยคุณสมบัติที่ 4.1 ด้วย $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_p}$ แล้วจัดรูปสมการใหม่ ซึ่งค่า S_u ที่ใช้จะเป็นค่า Corrected FV Strength (μS_{uFV}) แสดงดังสมการดังต่อไปนี้

$$\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p} = 0.2648 OCR^{0.7244} \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_p} \right) \quad \dots\dots\dots(4.2a)$$

$$\frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p} = 0.2648 \frac{1}{OCR^{0.2756}} \quad \dots\dots\dots(4.2b)$$

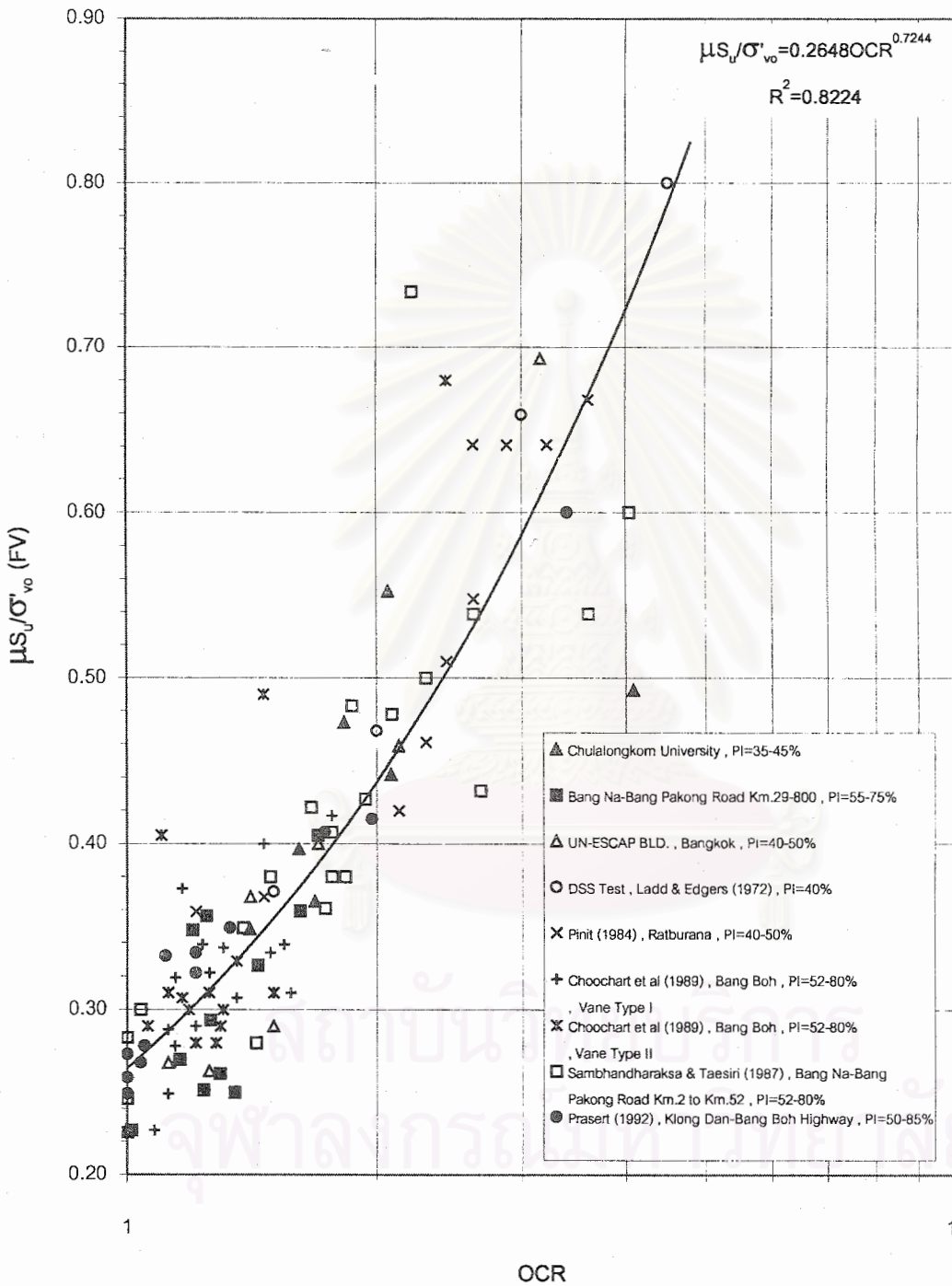
ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ส่วนใหญ่จะมีค่า In Situ OCR ประมาณ 1.0 ถึง 2.0 ดังนั้นจากสมการที่ 4.2(b) จะได้ว่าค่า $\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะมีค่าระหว่าง 0.22 ถึง 0.26 ขึ้นกับค่า OCR ซึ่งก็ใกล้เคียงกับที่ Larsson (1980) ให้ค่า S_u/σ'_p ไว้ คือ ประมาณ 0.23 ± 0.04

S_u/σ'_{vo} (FV) VS. OCR



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Field Vane Shear Strength กับ In Situ OCR ที่มีค่า Plasticity Index ต่างๆ กัน

μ_{s_u}/σ'_{vo} (FV) VS. OCR



รูปที่ 4.7 Normalized Shear Strength กับ In Situ OCR สำหรับงาน Stability Analyses ของ Bangkok Clay

ดังที่ได้กล่าวข้างต้นว่าผลการทดสอบแบบ Vane Type II จะให้ค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับผลจาก Vane Type I นั้น แต่เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.7 จะเห็นว่าผลการทดสอบจาก Vane Type II จะให้ค่าที่ค่อนข้างดีเมื่อใช้ในงาน Stability Analyses โดยไม่จำเป็นต้องมีการปรับแก้ด้วยตัวคูณของ Bjerrum แต่อย่างใด ซึ่งการทดสอบด้วย Vane Type II นี้นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศญี่ปุ่น

จากทั้งรูปที่ 4.6 และ 4.7 จะเห็นว่าดินจากทั้งที่จุฬาฯ และ บางนา นั้นสามารถ Normalization ได้สำหรับงานทางด้านปฏิบัติจริงเนื่องจากผลการทดสอบสามารถนำมาพลอตในรูป NSP รวมกันได้ถึงแม้ว่าจะมาจากต่างสถานที่กันก็ตาม และผลการทดสอบ Field Vane Shear Test ก็ให้ค่าที่น่าพอใจ แต่อย่างไรก็ดียังคงมีการกระจายของข้อมูลค่อนข้างสูงระหว่างค่า OCR เท่ากับ 1.0 ถึง 1.2 หรืออยู่ประมาณใกล้เคียงช่วง NC ซึ่งสาเหตุที่ทำให้ข้อมูลมีการกระจายค่อนข้างมากอาจเนื่องจากผลของ Cementation เช่นจาก Fe_2O_3 ซึ่งสันนิษฐานว่าจะมีผลต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในช่วง NC หรือใกล้เคียงจึงทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} ค่อนข้างกระจัดกระจายมาก ซึ่งก็สอดคล้องกับผลการทดสอบ Stress Path Test ที่ค่า S_u/σ'_{vc} จะลดลงในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น อันแสดงถึงผลของ Cementation นั้นเอง

4.4.4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ แสดงในภาคผนวก ก และ ข สำหรับดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ ถ.สายบางนาบางปะกง กม.29-800 ตามลำดับ พบว่าดินบริเวณจุฬาฯ ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear Consolidation Curve) ใน 3 ความลึกที่เก็บมา คือ CST-3 (4.50-5.50 ม.) , CST-4 (6.00-7.00 ม.) และ CST-5 (7.50-8.50 ม.) จากที่เก็บมาทั้งหมด 8 ความลึก ซึ่งความสัมพันธ์แบบ Nonlinear Consolidation Curve นี้ไม่เคยมีการศึกษาพบมาก่อนในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่อยู่ใจกลางเมือง ส่วนในดินจากบริเวณบางนานั้นสามารถเห็นพฤติกรรมนี้ได้ชัดเจนทุกความลึก ซึ่งก็เป็นไปตามที่คาดการณ์ไว้เนื่องจากดินบริเวณนี้มีค่า PI และ LI ค่อนข้างสูงและมีอายุน้อยกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ ซึ่งทำให้มี Mechanical Bond อ่อนกว่า ทำให้โครงสร้างมีเสถียรภาพค่อนข้างต่ำ ถึงแม้ว่าโดยโครงสร้างของดินจากบริเวณบางนาจะมีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure มากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ และถูก Leaching น้อยกว่าก็ตาม

ความสัมพันธ์แบบ Nonlinear Consolidation Curve นี้ส่วนใหญ่จะเกิดในดินเหนียวที่มีโครงสร้างของมวลดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) และมีความไวสูง (Very Sensitivity) ซึ่งมีสาเหตุมาจากการชะล้าง (Leaching) ของน้ำ จนทำให้ปริมาณเกลือในดินมีค่าลดลงและมี

โครงสร้างไม่มีเสถียรภาพ พฤติกรรมแบบนี้เป็นสาเหตุอย่างหนึ่งในธรรมชาติที่พบบ่อย คือการที่แรงดันน้ำในมวลดินมักมีค่าไม่ลดลงหรือบางครั้งอาจเพิ่มขึ้น ในช่วงที่หน่วยแรงในมวลดินตกอยู่ในช่วง Non-Linearity พอดี

ก. ผลการทดสอบดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สาเหตุที่สามารถเห็นพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมืองได้นั้น อาจเนื่องจากตัวอย่างที่เก็บมาทดสอบในครั้งนี้มีคุณภาพดีมาก (เก็บด้วยวิธี Fix Piston Sampling ขนาด ϕ 3") เพราะถ้าตัวอย่างมีคุณภาพไม่ดีอาจทำให้ไม่สามารถเห็นพฤติกรรมนี้ได้ อีกทั้งในก่อนการทดสอบการอัดตัวคายน้ำได้มีการประมาณค่า σ'_p คร่าวๆ ดังที่ได้กล่าวข้างต้น จึงทำให้สามารถคำนวณช่วงน้ำหนักที่ควรจะใช้ในการอัดตัวคายน้ำได้ค่อนข้างแม่นยำ โดยเฉพาะเมื่อหน่วยแรงเข้าใกล้ค่า σ'_p จะใช้ค่า LIR ที่ค่อนข้างต่ำและทำการทดสอบด้วยความระมัดระวัง

โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้ LIR เท่ากับ 0.5 ซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้สามารถเห็นช่วง Non-Linearity ได้ชัดเจนยิ่งขึ้น (งานวิจัยส่วนใหญ่ใช้ LIR เท่ากับ 1.0 จึงอาจทำให้เห็นพฤติกรรมนี้ไม่ชัดเจนหรือไม่สามารถเห็นเลย เนื่องจากการ LIR ที่มากเกินไปอาจทำให้ได้ Consolidation Curve ที่ไม่ละเอียดพอจึงไม่สามารถเห็นความสัมพันธ์ดังกล่าวซึ่งมีอยู่เพียงช่วง σ'_v สั้นๆ เท่านั้น)

สำหรับดินจากบริเวณนี้พบว่าสามารถเห็นพฤติกรรม Non-Linearity ได้จากกระบอก CST-3 (4.50-5.50 ม.) , CST-4 (6.00-7.00 ม.) และ CST-5 (7.50-8.50 ม.) ดังแสดงในรูปที่ ก-3 , ก-4 และ ก-5 ในภาคผนวก ก ซึ่ง 3 กระบอกดังกล่าวนี้จะพบว่ามีค่า CR ค่อนข้างสูงโดยมีค่าประมาณ 0.4-0.6 ในขณะที่กระบอกข้างเคียงมีค่าเพียงประมาณ 0.2-0.3 ส่วนค่า RR มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.03-0.04 และมีค่า CR/RR ประมาณ 12-17 ขึ้นกับว่าสามารถเห็นพฤติกรรม Non-Linearity มากน้อยเพียงใด ซึ่งค่อนข้างมากกว่าค่า CR/RR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่เคยมีการรวบรวมข้อมูลมาที่ควรจะมีค่าประมาณ 5-10

สำหรับดินจากกระบอกอื่นนอกเหนือจากสามกระบอกนี้ให้ค่า CR/RR ประมาณ 6-8 ซึ่งเป็นตามที่ต้องการจะเป็นเนื่องจากไม่พบพฤติกรรม Non-Linearity ในดินกระบอกอื่นนอกเหนือไปจากสามกระบอกข้างต้น พฤติกรรม Non-Linearity นี้พบว่าสามารถเห็นในช่วงดินเหนียวอ่อนเท่านั้น ในช่วงบน (Crust Soil) และช่วงล่าง (Medium to Stiff Clay) จะไม่แสดงพฤติกรรมนี้ให้เห็น

รูปที่ 4.2 และตารางที่ 4.1 แสดงหน่วยแรงประสิทธิผลทับถม (σ'_{vo}) หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ค่า OCR และแรงดันน้ำในมวลดิน (u_w) จากรูปที่ 4.2 พบว่า ในช่วงดินเหนียวอ่อน (3-9 ม. จากระดับผิวดิน) จะมีสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย

(Slightly Overconsolidated Clay) โดยมีค่า OCR ประมาณ 1.7-2.0 ยกเว้นดินส่วนบนที่อยู่ในช่วง Weathered Zone (0-3 ม. แรก) ที่จะมีค่า OCR ประมาณ 8 และส่วนล่างที่เริ่มเป็นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) (9 ม. ลงไป) ที่มีค่า OCR สูงกว่าในช่วงดินเหนียวอ่อน

ข. ผลการทดสอบดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

เนื่องจากดินบริเวณนี้เป็นดินที่มีความไวสูง (Very Sensitivity) อยู่แล้ว อีกทั้งใช้วิธีการเก็บตัวอย่างที่ให้คุณภาพค่อนข้างดีดังกล่าวมาแล้วข้างต้น ดังนั้นผลการทดสอบจึงแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ทุกความลึกที่ทำการทดสอบ (ดูภาคผนวก ข) และเป็นพฤติกรรมที่ค่อนข้างชัดเจนมากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ โดยมีค่า CR สูงถึงประมาณ 0.5-0.7 ส่วนค่า RR ประมาณ 0.03-0.04 และมีค่า CR/RR ค่อนข้างสูงมากโดยมีค่าประมาณ 15-24 เนื่องจากแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ชัดเจนมากจึงทำให้ได้ความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างลาดชัน

สำหรับ BST-6 (10.50-11.50 ม.) พบว่าค่า CR ต่ำผิดปกติเมื่อเทียบกับความลึกใกล้เคียง และเมื่อพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ (รูปที่ ข-6 ในภาคผนวก ข) พบว่าแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ไม่ชัดเจนเท่ากับกระบอกลดใกล้เคียง ซึ่งอาจมีสาเหตุมาจากตัวอย่างจากกระบอกลดนี้อาจมีคุณภาพไม่ดี เนื่องจากการรบกวนต่อตัวอย่างระหว่างทำการเก็บหรือขนย้ายตัวอย่าง

และสำหรับตัวอย่างจาก BST-1 (3.00-4.00 ม.) , BST-2 (4.50-5.50 ม.) และ BST-3 (6.00-7.00 ม.) พบว่าให้ค่า CR เพียง 0.4-0.5 ซึ่งมีค่าต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างจากความลึกมากๆ และเมื่อพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_v$ (รูปที่ ข-1 , ข-2 และ ข-3 ในภาคผนวก ข) พบว่าสามกระบอกลดแรกมีความสัมพันธ์ที่ให้จุดที่มีความโค้งสูงสุด (Maximum Curvature) ไม่ชัดเจน อีกทั้งยังแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ไม่เด่นชัดเท่ากับตัวอย่างจากความลึกถัดๆ มา ซึ่งน่าจะเกิดจากดินส่วนบนยังเป็นดินที่อยู่ในช่วง Weathered Zone จึงทำให้ไม่แสดงพฤติกรรมที่อย่างที่ควรจะเป็น

รูปที่ 4.4 และตารางที่ 4.2 แสดงหน่วยแรงประสิทธิผลทับถม (σ'_{vo}) หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ค่า OCR และแรงดันน้ำในมวลดิน (u_w) จากรูปที่ 4.4 พบว่า ดินส่วนใหญ่จะอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ถึงอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) มีค่า OCR ประมาณ 1.0-1.3 ซึ่งต่ำกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ เล็กน้อย การที่ดินบริเวณนี้มีค่า OCR ค่อนข้างต่ำอาจเกิดเนื่องจากบริเวณนี้ค่อนข้างใกล้ชายทะเลจึงเพิ่งตกตะกอนเป็นชั้นดินเหนียวได้ไม่นานนักเมื่อเทียบกับบริเวณใจกลางเมือง ซึ่งการที่ชั้นดินเหนียวมีอายุน้อยทำให้มีการอัดตัวครั้งที่สอง หรือ Aging ได้ไม่นานนักจึงทำให้มีค่า OCR ไม่มากนัก ผลดังกล่าวสอดคล้องกันกับผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมีใน

หัวข้อที่ 4.2 ที่พบว่าดินจากบริเวณบางนามีปริมาณเกลือ (NaCl) ในมวลดินมากกว่าบริเวณจุฬาฯ ถึงกว่า 2 เท่า ดังแสดงในตารางที่ 4.3 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ เกิดการ Leaching มามากกว่าบริเวณบางนา เนื่องจากมีอายุมากกว่า (ดูหัวข้อที่ 4.2)

จากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำจากดินทั้ง 2 บริเวณพบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ส่วนใหญ่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) ในช่วงดินเหนียวอ่อนมักแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินจากบริเวณชานเมือง (ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800) ดังนั้นในการก่อสร้างสิ่งก่อสร้างใดๆ จึงควรระมัดระวังการทรุดตัวที่มากผิดปกติ ในกรณีที่หน่วยแรงจากสิ่งก่อสร้างตกอยู่ในช่วง Non-Linearity เนื่องจากมีค่า CR ค่อนข้างสูง

4.5 ผลการทดสอบ K_0 -Consolidation

การทดสอบ K_0 -Consolidation ที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นวิธีการทดสอบแบบใหม่ที่ไม่เคยมีการทำมาก่อนในประเทศไทย เนื่องจากขั้นตอนการทดสอบถูกควบคุมด้วยระบบคอมพิวเตอร์ทั้งหมด โดยขั้นตอนการทดสอบนี้เป็นการประยุกต์วิธี Constant Rate of Strain (CRS) ซึ่งใช้ในเครื่องมือ Oedometer มาทำการทดสอบในเครื่องมือ Triaxial ทำได้โดยการให้หน่วยแรงในแนวตั้งแก่ตัวอย่างดินด้วยการยก Load Frame ขึ้นด้วยอัตราคงที่ แล้วระหว่างนั้นทำการควบคุมพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดินให้อยู่ในสภาพ K_0 -Condition ตลอดเวลาไม่ว่าค่า σ'_{vc} จะมีค่าเท่าใดด้วยการควบคุมจากแรงดันด้านข้างที่ให้แก่ตัวอย่างดิน (วิธีการทดสอบโดยละเอียด ดูในหัวข้อที่ 3.6.3.4) ซึ่งวิธีการทดสอบดังกล่าวจะแตกต่างจากวิธีการทดสอบโดยทั่วไปที่ใช้กัน คือ วิธีการทดสอบใช้กันโดยทั่วไปจะต้องทราบค่า K_0 อย่างคร่าวๆ ก่อนแล้วทำการคำนวณหน่วยแรงและใส่ให้แก่ตัวอย่างที่ละจำนวนหนึ่ง ซึ่งจะมีโอกาสทำให้ตัวอย่างเกิดวิบัติได้ค่อนข้างสูง เนื่องจากในช่วงน้ำหนักแรกๆ สถานะของหน่วยแรงในตัวอย่างดินจะอยู่ใกล้เส้นขอบเขตการวิบัติมาก ค่า Δu ที่เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยอาจทำให้ตัวอย่างเกิดการวิบัติได้โดยทันที ในขณะที่วิธีการที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะเป็นการให้หน่วยแรงในแนวตั้งแบบค่อยเป็นค่อยไปจากการยก Load Frame ด้วยอัตราคงที่ประมาณ 0.001 มม./นาที โอกาสที่ Δu ที่เกิดขึ้นจะสามารถระบายออกไปได้ทันทีจึงมีโอกาสมากกว่า อีกทั้งเป็นการควบคุมด้วยระบบคอมพิวเตอร์ทั้งหมดความละเอียดจึงค่อนข้างสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบที่ใช้กันทั่วไป

ดังนั้นจากเหตุผลที่กล่าวมาข้างต้นค่า K_0 ที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงไม่จำเป็นต้องมีค่าเท่ากับที่ได้จากงานวิจัยอื่นๆ เนื่องจากวิธีการทดสอบที่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.8 เป็นการเปรียบเทียบค่า K_0 ที่ได้จากงานวิจัยนี้กับจากวิธีที่ใช้กันโดยทั่วไปที่ทำการรวบรวมโดย สุรจักร (2540)

จะเห็นว่าค่า K_0 ที่ได้จากงานวิจัยนี้จะมีค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับจาก สูตรคร (2540) ไม่ว่าจะเปรียบเทียบในดินที่มีค่า PI เท่าใดก็ตาม และความแตกต่างจะมีมากขึ้นที่ค่า PI สูงๆ

สาเหตุของความแตกต่างที่เกิดขึ้นจึงอาจเนื่องจากค่า K_0 ที่เป็นจริงตามธรรมชาตินั้นคือสภาพที่สามารถควบคุมให้ได้พื้นที่หน้าตัดคงที่จริงๆ นั้นทำได้ยากมาก วิธีการทดสอบที่กระทำกันอยู่ในปัจจุบันไม่มีวิธีการใดที่สามารถควบคุมให้ได้พื้นที่หน้าตัดคงที่ได้ 100% เป็นเพียงการควบคุมพื้นที่หน้าตัดให้มากขึ้นหรือน้อยลงในอยู่ในช่วงที่สามารถยอมรับได้เท่านั้น ดังนั้นจึงเป็นการยากมากที่จะได้ค่า K_0 ที่ถูกต้องแน่นอน อีกทั้งเมื่อพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดินเปลี่ยนแปลงไปเพียงเล็กน้อยอาจทำให้ค่า K ที่ได้เปลี่ยนแปลงไปได้อย่างมากมาย ดังนั้นจึงควรตระหนักว่าค่า K_0 ที่ได้ไม่ว่าจะจากวิธีการทดสอบใดๆ ก็เป็นเพียงค่าโดยประมาณเท่านั้น

วิธีการที่ใช้กันโดยทั่วไปมักเป็นการอ่านและควบคุมด้วยสายตาคน โอกาสที่จะเกิดการวิบัติอย่างกะทันหันเมื่อมีการคำนวณหรือใช้ค่าผิดพลาดเพียงเล็กน้อยจึงค่อนข้างสูง ส่วนใหญ่จึงมักจะทำการเผื่อด้วยการเพิ่มหน่วยแรงด้านข้างหรือ Cell Pressure ขึ้นก่อนมีหน่วยแรงประสิทธิผลสูงและให้พื้นที่หน้าตัดลดลงก่อนเพื่อป้องกันการวิบัติ แล้วค่อยๆ ให้นำหน่วยแรงในแนวตั้งที่ละน้อยจนพื้นที่หน้าตัดค่อยๆ เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ แต่มักจะหยุดการทดสอบเมื่อพื้นที่หน้าตัดยังอยู่ในสภาวะที่ลดลงจากพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้นแต่อยู่ในช่วงที่สามารถยอมรับได้ เนื่องจากการควบคุมด้วยสายตาคนการที่จะเพิ่มหน่วยแรงแนวตั้งจนพื้นที่หน้าตัดมากกว่าพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้นนั้นถึงแม้ว่าจะสามารถกระทำได้แต่เป็นการเสี่ยงต่อการเกิดการวิบัติมาก เพราะที่ระดับของหน่วยแรงต่ำๆ การให้หน่วยแรงในแนวตั้งมากเกินไปเพียงเล็กน้อยการวิบัติอาจเกิดขึ้นโดยทันที ค่า K_0 ที่ได้จากการนี้จึงมักเป็นค่าที่ค่อนข้างสูงกว่าค่า K_0 ที่เป็นจริงตามธรรมชาติ

ในขณะที่งานวิจัยนี้ใช้เครื่องมือทดสอบและอุปกรณ์การวัดที่ควบคุมด้วยคอมพิวเตอร์จึงสามารถทำการควบคุมพื้นที่หน้าตัดได้ค่อนข้างละเอียดถึง $\pm 0.2\%$ จากพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น และเป็นวิธีการที่ทำการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้งที่ละน้อยด้วยการยก Load Frame ขึ้นด้วยด้วยอัตราคงที่ ซึ่งจะทำให้พื้นที่หน้าตัดค่อยๆ เพิ่มขึ้นแล้วจึงทำการควบคุมพื้นที่หน้าตัดให้ลดลงด้วยการปรับจากค่า Cell Pressure ดังนั้นสภาพพื้นที่หน้าตัดที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงมักอยู่ในสภาวะที่มากกว่าพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้นแต่ยังเป็นค่าที่ยอมรับได้ ซึ่งเป็นวิธีทดสอบที่ตรงกันข้ามกับวิธีที่กล่าวข้างต้น ดังนั้นค่า K_0 ที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงมักให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำกว่าค่า K_0 ที่เป็นจริงตามธรรมชาติ

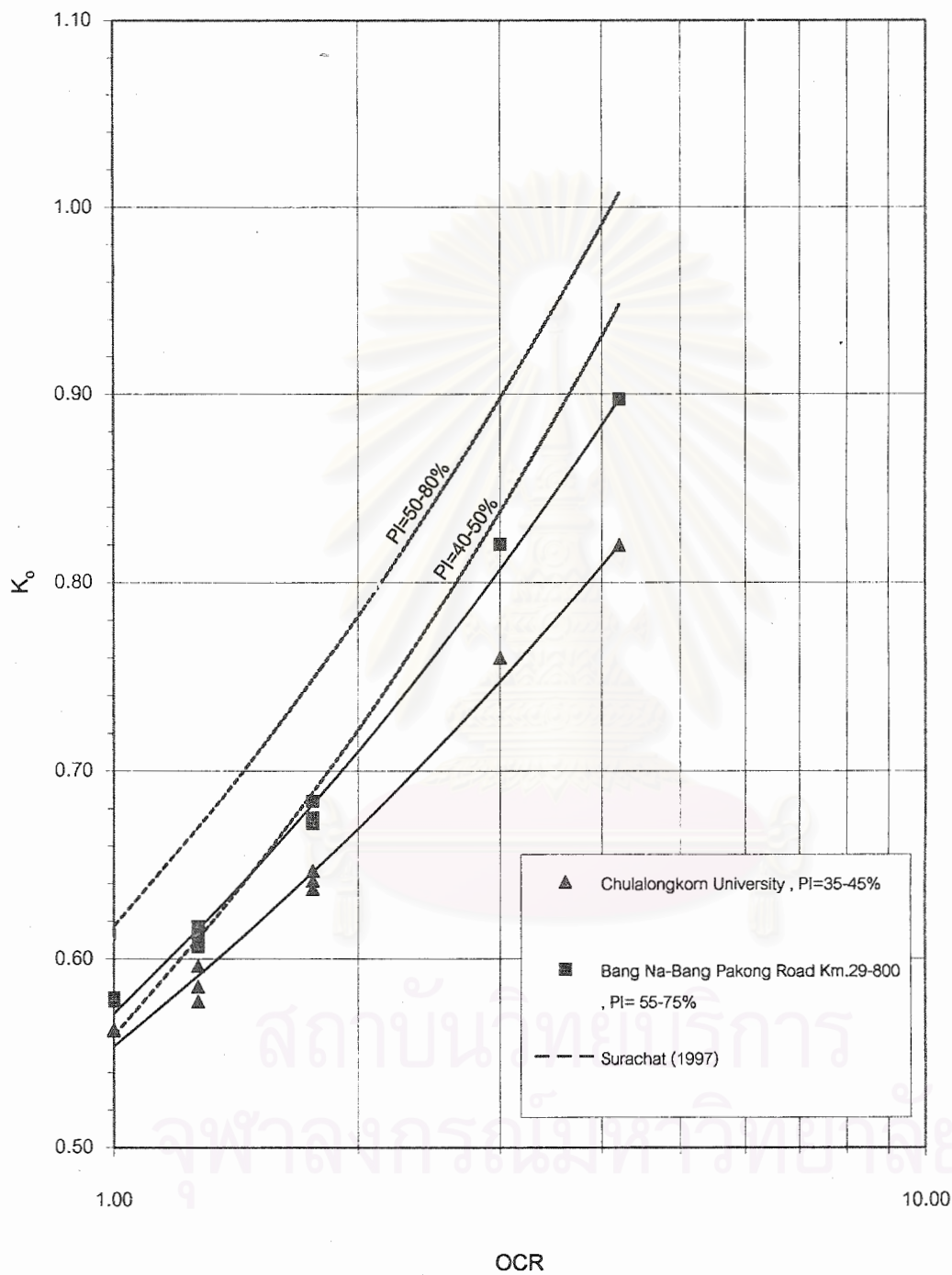
จากที่ได้กล่าวข้างต้นว่าความละเอียดของเครื่องมือที่ใช้ในงานวิจัยนี้ค่อนข้างสูงมากจึงน่าจะให้ค่า K_0 ที่น่าเชื่อถือกว่าวิธีการที่ใช้กันโดยปกติที่มักเป็นการใช้เครื่องมือทดสอบที่อ่านด้วยสายตาแล้วทำการปรับเพิ่มแรงดันด้วยมือ ซึ่งการที่จะควบคุมให้ได้ละเอียดเท่ากับการใช้คอมพิวเตอร์ควบคุมจึงเป็นไปได้ยาก แต่อย่างไรก็ดีเชื่อว่าค่า K_0 ที่เป็นจริงตามธรรมชาติน่าจะอยู่ระหว่างค่า K_0 ที่ได้จากงานวิจัยนี้กับวิธีการปกติ

รูปที่ 4.9 แสดงค่า K_0 ของตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ต่างๆ กัน ซึ่งจากรูปเป็นน่าน้ำสังเกตมากที่สุดค่า $K_{0(NC)}$ ที่ได้จากงานวิจัยให้ค่าที่ไม่คงที่แต่จะเพิ่มขึ้นกับ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p โดยเฉพาะตัวอย่างจากบริเวณบางนาที่มีค่า PI สูง จะเห็นว่าค่า $K_{0(NC)}$ พุ่งขึ้นอย่างรวดเร็ว ทั้งนี้การที่ค่า $K_{0(NC)}$ มีค่าสูงขึ้นดังกล่าวอาจจะเกิดเนื่องจากผลของโครงสร้างของมวลดินที่มีการเปลี่ยนแปลงค่อนข้างสูง โดยจากผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมีจะพบสารเคมีเชื่อมแน่นประเภท Ferric Oxide (Fe_2O_3) ในปริมาณที่ใกล้เคียงกันมากในดินจากทั้ง 2 บริเวณ แต่เนื่องจากดินจากบริเวณบางนามีอายุน้อยกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ จึงทำให้ Mechanical Bond ในโครงสร้างดินมีความอ่อนแอกว่าที่จุฬาฯ อันเป็นผลให้โครงสร้างของมวลดินจากบริเวณบางนามีความเปราะบาง (Brittle) มากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ อีกทั้งปริมาณเกลือ (NaCl) ในตัวอย่างดินจากบริเวณบางนามีมากกว่าจากบริเวณจุฬาฯ (ดูตารางที่ 4.3) ยังเป็นผลให้โครงสร้างดินมีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure มากกว่าอีกด้วย ถึงแม้ว่าตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ จะแสดงให้เห็นว่ามีผลของการ Leaching ที่สูงกว่า (ดูหัวข้อที่ 4.2) ซึ่งทำให้เกิดของโครงที่มีเสถียรภาพต่ำเช่นกัน แต่จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าผลของสารเคมีเชื่อมแน่นและการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure รวมไปถึงอายุดินที่น้อยกว่าของดินจากบริเวณบางนามีผลต่อการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของมวลดินมากกว่าผลของการ Leaching ของดินจากบริเวณจุฬาฯ

การที่ดินจากบริเวณบางนามีเสถียรภาพต่ำอาจสังเกตได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง $\%E_v$ กับ $\log \sigma'_v$ ที่ค่อนข้างลาดชันมากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ (ดูภาคผนวก ก และ ข) เมื่อ σ'_v มากกว่า σ'_p หรือเข้าสู่ช่วง NC ไปแล้ว ดังนั้นโครงสร้างหลังจากผ่านค่า σ'_p ไปแล้วจึงมีเสถียรภาพต่ำมากพร้อมที่จะพังทลายได้ตลอดเวลา ดังจะเห็นได้จากค่า CR ที่ค่อนข้างสูง (ดูตารางที่ 4.2) ซึ่งสามารถนำมาอธิบายสาเหตุของการที่ค่า $K_{0(NC)}$ มีค่าสูงขึ้นกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ได้เป็นอย่างดี ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำจนค่า σ'_{vc} มากกว่า σ'_p แล้วหรือเข้าสู่ช่วง NC แล้ว โครงสร้างจะค่อยๆ พังทลายและเกิดการยุบตัวในแนวตั้งสูงมากถึงแม้ว่าค่า σ'_{vc} เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยก็ตาม การขยายตัวด้านข้างจึงเกิดอย่างรวดเร็วเพื่อรักษาสมดุลในตัวอย่าง ซึ่งถ้าไม่มีการควบคุมพื้นที่หน้าตัดให้อยู่ในสภาพ K_0 -Condition แล้ว โอกาสที่จะเกิดการวิบัติจึงเป็นไปได้สูงมาก อันเป็นเหตุผลว่าทำไมค่า $K_{0(NC)}$ จึงมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มากขึ้นนั่นเอง

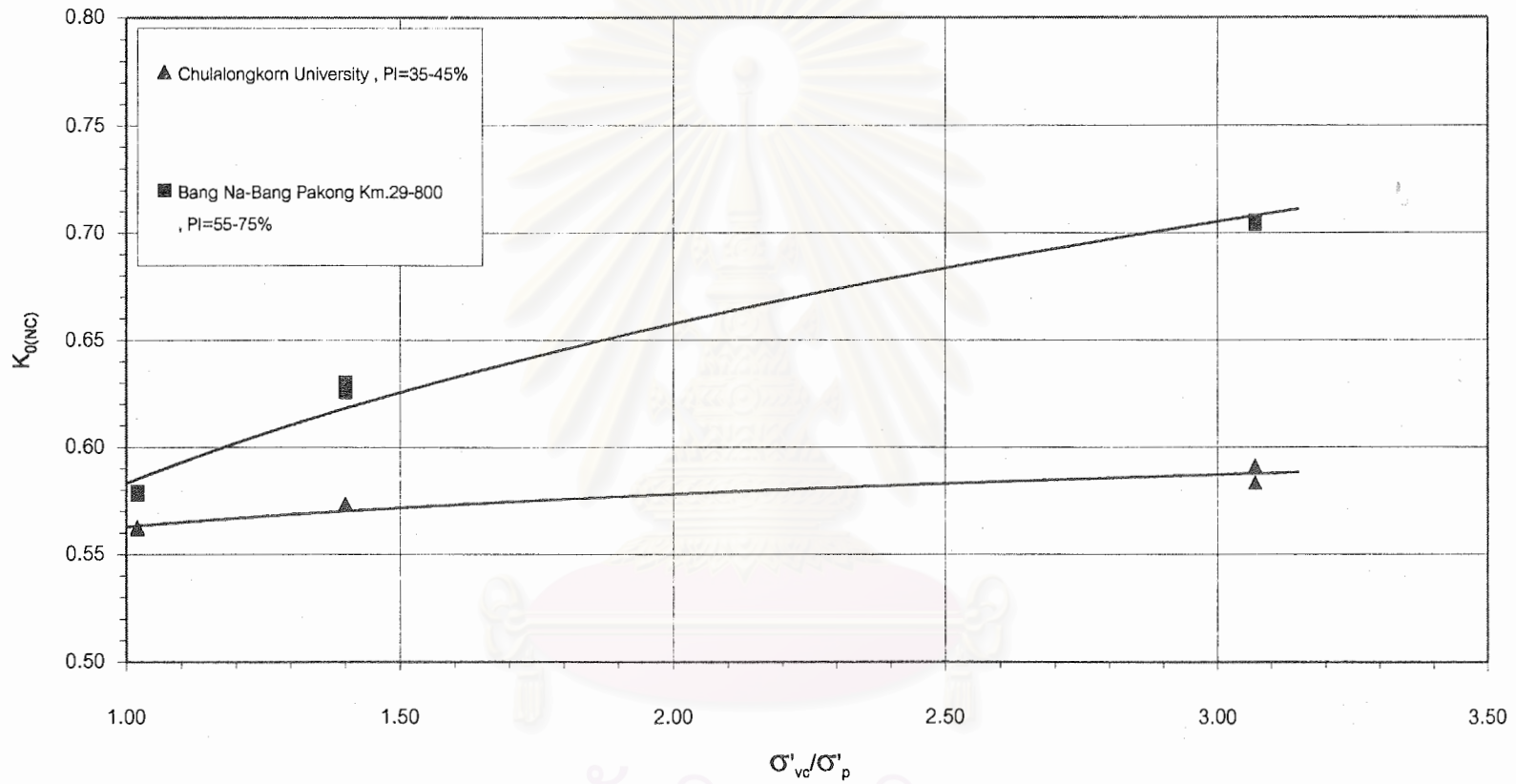
ดังนั้นในดินที่มีโครงสร้างเปราะบางมากๆ เช่น ดินจากบริเวณบางนา จึงเกิดการพังทลายได้รวดเร็วมากจึงต้องเพิ่มแรงดันด้านข้างเพื่อควบคุมพื้นที่หน้าตัดให้อยู่ในสภาพ K_0 -Condition ดังนั้นค่า $K_{0(NC)}$ จึงสูงขึ้นนั่นเอง ส่วนดินจากบริเวณจุฬาฯ มีโครงสร้างที่ไม่เปราะบางเท่าดินจากบริเวณบางนา เนื่องจากมีอายุมากกว่า Mechanical Bond แข็งแรงกว่า ดังนั้นอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า $K_{0(NC)}$ จึงไม่มากเท่านั่นเอง

K_0 VS. OCR



รูปที่ 4.8 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของผลการทดสอบที่ได้ จากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยอื่นๆ

$K_{0(NC)}$ VS. OCR



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_{0(NC)}$ ในสภาพอัดแน่นปกติ (OCR=1) กับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของผลการทดสอบดินจากทั้ง 2 บริเวณ

4.6 หลักการในการวิเคราะห์ผลจากการทดสอบ Stress Path Test

ผลการทดสอบ Stress Path ทั้งหมดประกอบไปด้วยผลทดสอบ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ผลการทดสอบแสดงดังในตารางที่ 4.4 และ 4.5 ตามลำดับ

การวิเคราะห์ผลการทดสอบเพื่อให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยจึงได้ทำการแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นหัวข้อย่อยๆ ดังต่อไปนี้

1. พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics)

- ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$
- ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$
- ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$
- ง. ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\% \epsilon_v$

2. ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติทั้ง 2 แบบ

- ก. ค่า q/σ'_{vc}
- ข. ค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$
- ค. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$
- ง. ค่า A
- จ. ค่า $\% \epsilon_v$
- ฉ. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p

3. ลักษณะและรูปร่างของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล

- ก. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในรูป $p'-q'$ พล็อต
- ข. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในรูป $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พล็อต

4. เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

- ก. เส้นขอบเขตการวิบัติแบบ $p'-q'$ พล็อต
- ข. เส้นขอบเขตการวิบัติแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พล็อต

5. ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดิน

ตารางที่ 4.4 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Site : Chulalongkorn University																								
OCR	σ'_v/σ'_p	θ (Degree)	Tube No	Depth (m.)	Result @ q'_{max}										Result @ $(\sigma'_v/\sigma'_p)_{max}$									
					Δu_f (KPa)	σ'_v/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	$\Delta u/\sigma'_{vc}$	%E %	A	Δu_f (KPa)	σ'_v/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	$\Delta u/\sigma'_{vc}$	%E %	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	0.563	0.250	0.240	11.33	4.35

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

** From Bore Hole No. CBH-3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.5 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

Site : Bang Na-Bang Pakong Km.29-800																								
OCR	σ'_v/σ'_p	θ (Degree)	Tube No	Depth (m.)	Result @ q'_{max}										Result @ $(\sigma'_v/\sigma'_p)_{max}$									
					Δu_t (KPa)	σ'_v/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	$\Delta u/\sigma'_{vc}$	%E %	A	Δu_t (KPa)	σ'_v/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	$\Delta u/\sigma'_{vc}$	%E %	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	0.311	0.222	0.531	2.44	0.46
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	0.274	0.224	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	150.64	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

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ในการวิเคราะห์นี้จะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ การเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ค่า OCR เท่ากัน ซึ่งจะเป็นการศึกษาผลกระทบจากทิศทางต่างๆ ของทางเดินของหน่วยแรงรวม โดยต่อไปนี้จะขอแทนทิศทางต่างๆ ของทางเดินของหน่วยแรงรวมด้วยสัญลักษณ์ θ เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ต่อไป (ในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วยมุม θ เท่ากับ 45° , 90° และ 135°) และการเปรียบเทียบผลการทดสอบที่มุม θ เท่ากัน ซึ่งจะเป็นการศึกษาผลกระทบจากค่า OCR ต่างกัน (ในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วยค่า OCR เท่ากับ 3, 1.76, 1.27 และ 1) รวมไปถึงศึกษาผลกระทบจากโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ซึ่งเป็นผลให้เกิดความสัมพันธ์แบบ Non-Linearity ในช่วง NC โดยจะวิเคราะห์จากผลการทดสอบของตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC ที่ค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ต่างกัน คือ 1.02, 1.40 และ 3.07

4.7 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ Stress Path Test ของตัวอย่างดินจากบริเวณ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.7.1 พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics)

4.7.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่าผลของมุม θ แทบไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ในช่วงตั้งแต่จุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่เกิดค่า q_{max} ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ถึง 4.12 กล่าวคือ มีความสัมพันธ์ที่แทบจะซ้อนทับกัน แต่เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ดังกล่าวหลังจากผ่านจุดวิกฤติที่ q_{max} แล้วจะพบว่ามุม θ เริ่มมีผลต่อความสัมพันธ์นี้อย่างชัดเจน แต่ไม่สามารถที่จะระบุได้อย่างแน่นอนว่าที่มุม θ ใดให้ความสัมพันธ์ที่สูงต่ำตามลำดับอย่างไร โดยเป็นที่น่าสังเกตว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา แสดงให้เห็นถึง Strain Softening ชัดเจนมากที่สุด

2. ในช่วง NC พบว่าผลของมุม θ มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ในทั้งช่วงต้นและช่วงปลายของความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ถึง 4.15 โดยตัวอย่างที่ถูกเฉือนด้วยมุม θ เท่ากับ 45 องศา จะให้ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ สูงกว่าที่ 135 องศา ซึ่งผลดังกล่าวแสดงให้เห็นในทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ที่อยู่ในช่วง NC โดยมีแนวโน้มว่าความแตกต่างนี้จะสูงที่สุดเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p อยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 1.5 ซึ่งอยู่ในช่วงที่เกิดพฤติกรรม Non-Linearity ใน Consolidation Curve มากที่สุด และความแตกต่างดังกล่าวจะเริ่มลดลงเมื่อสัดส่วน

σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้นจนมีค่าประมาณ 3 (ดูรูปที่ 4.16) ซึ่งใกล้ช่วงหักเป็นเส้นตรงใน Consolidation Curve ($\%E_v$ กับ $\text{Log } \sigma'_{vc}$) อีกครั้ง (ดูรูปที่ 3.6 แสดงตำแหน่งของสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประกอบ และภาคผนวก ก แสดงผลการทดสอบ Consolidation Test)

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ที่ค่า OCR สูงๆ จะพบว่า ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ จะแสดงให้เห็นถึงจุด Peak และ Strain Softening อย่างชัดเจน โดยลักษณะดังกล่าวจะแสดงให้เห็นน้อยลงเมื่อค่า OCR มีค่าลดลง ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีที่ทั่วไป ในขณะที่ค่า θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา ถึงแม้ว่าค่า OCR จะมีค่ามาก แต่กลับไม่ส่งผลมากนักต่อรูปร่างและลักษณะของความสัมพันธ์ดังกล่าว โดยแทบจะไม่เห็นจุด Peak และ Strain Softening ไม่ว่าค่า OCR จะมีค่าเท่าใดก็ตาม (ดูรูปที่ 4.10 ถึง 4.12 ประกอบ)

2. ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ จะขึ้นกับค่า OCR โดยที่ค่า OCR สูงกว่าจะให้ความสัมพันธ์ที่สูงกว่าที่ค่า OCR ต่ำๆ ซึ่งสามารถสังเกตได้ในทุกมุม θ (ดูรูปที่ 4.17)

3. ในช่วง NC พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ จะขึ้นกับค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p โดยยิ่งค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้นยิ่งทำให้ความสัมพันธ์ดังกล่าวลดต่ำลง (ดูรูปที่ 4.16)

4.7.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่าผลของมุม θ แทบจะไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ไม่ว่าจะที่ค่า OCR เท่าใดก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 4.18 ถึง 4.20

2. ในช่วง NC พบว่ามุม θ ส่งผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ อย่างชัดเจน ไม่ว่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p จะมีค่าเท่าใด ดังแสดงในรูปที่ 4.21 ถึง 4.23 โดยที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ สูงกว่าที่ 135 องศา และเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเท่ากับ 3.07 ซึ่งสูงขึ้นจนเข้าสู่ช่วงเป็นเส้นตรงใน Consolidation Curve อีกครั้ง จะพบว่าความแตกต่างดังกล่าวจะเริ่มลดน้อยลงด้วย (ดูรูปที่ 4.24 ประกอบ)

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. เมื่อพิจารณาในช่วง OC จะพบว่าค่า OCR แทบจะไม่ส่งผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ไม่ว่าจะที่มุม θ เท่าใดก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 4.25 โดยมีผลเพียงเล็กน้อยใน

ช่วงแรกๆ ของความสัมพันธ์เท่านั้น โดยที่ค่า OCR สูงกว่าจะให้ความสัมพันธ์ในช่วงแรกที่ค่อนข้างลาดชันกว่าที่ค่า OCR ต่ำๆ แต่อย่างไรก็ดีเมื่อค่า $\%E_v$ มากขึ้นจะพบว่าค่า OCR แทบจะไม่ส่งผลต่อความสัมพันธ์นี้เลย โดยให้ค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ประมาณ 4 เท่ากันหมดเกือบทุกตัวอย่างที่อยู่ในช่วง OC ถึงแม้ว่าจุดที่เกิด $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ จะไม่พร้อมกันก็ตาม

2. เมื่อพิจารณาในช่วง NC จะพบว่า ค่า OCR มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ อย่างเห็นได้ชัดดังแสดงในรูปที่ 4.24 โดยเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เพิ่มขึ้นมีแนวโน้มว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวจะลดต่ำลงเรื่อยๆ ซึ่งแสดงให้เห็นทั้งที่มุม θ เท่ากับ 45 และ 135 องศา

4.7.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. จากรูปที่ 4.26 ถึง 4.31 จะพบว่ามุม θ มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ไม่ว่าจะอยู่ในช่วง OC หรือว่า NC โดยความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ จะลดหลั่นกันมาตามลำดับเมื่อมุม θ เพิ่มขึ้น ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ จะมีค่าเป็นบวกที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ในขณะที่ที่มุม 90 และ 135 องศาจะมีค่าเป็นลบในช่วงต้นและกลับเป็นบวกในช่วงหลัง ความแตกต่างระหว่างความสัมพันธ์ดังกล่าวจากที่มุม θ ต่างๆ กันจะมีค่ามากที่สุดที่ค่า OCR สูงๆ และเมื่อค่า OCR ลดต่ำลงพบว่าความแตกต่างดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะลดลง โดยที่มุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อ $\%E_v$ มีค่ามากขึ้น ในขณะที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ไม่เพิ่มขึ้นมากนักกับ $\%E_v$ จึงทำให้ความแตกต่างของ $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ลดลงนั่นเอง

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 เส้น คือ ความสัมพันธ์ของช่วง OC และ NC อย่างละ 1 ความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 4.33 จะพบว่า ดินที่อยู่ในช่วง OC จะให้ความสัมพันธ์ที่แทบจะเป็นเส้นเดียวกันโดยมีความแตกต่างกันของความสัมพันธ์ดังกล่าวเพียงเล็กน้อยในช่วงต้นเท่านั้น ซึ่งแสดงออกถึงผลของค่า OCR คือ ที่ค่า OCR สูงๆ กราฟจะมีความลาดชันกว่า และเมื่อ $\%E_v$ มีค่ามากขึ้นจะพบว่า ความสัมพันธ์ดังกล่าวแทบไม่ขึ้นกับค่า OCR ในขณะที่ตัวอย่างดินที่อยู่ในช่วง NC ก็แสดงให้เห็นเช่นเดียวกับในช่วง OC โดยแทบจะไม่ขึ้นกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เลยเพียงแต่ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ที่ต่ำกว่าในช่วง OC เท่านั้น

2. ที่มุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา พบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของ $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่ค่า $\%E_v$ มากๆ นั้น มีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง โดยสามารถสังเกตได้จากจุดตัดแกนของตัวอย่างที่ถูกเฉือนด้วยมุม θ เท่ากับ 135 องศา ซึ่งมีค่าลดลงเรื่อยเมื่อ OCR ต่ำลง (ดูรูปที่ 4.26 ถึง 4.28 ประกอบ)

4.7.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. มุม θ จะมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ที่ค่า Strain สูงๆ เท่านั้น ในขณะที่ค่า Strain ต่ำๆ แต่ไม่เกินจุดวิบัติ q_{max} ผลของมุม θ แทบจะไม่มีผลต่อค่า A เลย รวมไปถึงค่า A ที่จุดวิบัติ q_{max} หรือที่เรียกว่าค่า A_p ด้วย โดยผลดังกล่าวสามารถพบได้ทั้งในช่วง OC และ NC ดังแสดงในรูปที่ 4.34 ถึง 4.39

2. เมื่อพิจารณาผลของมุม θ ที่ค่า Strain สูงๆ ในช่วง OC จะพบว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะมีแนวโน้มที่จะให้ค่า A ที่ค่า Strain สูงๆ มากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับที่มุม θ อื่นๆ ในขณะที่เมื่อเปรียบเทียบระหว่างมุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา จะไม่สามารถสรุปได้ว่าที่ θ เท่าใดให้ความสัมพันธ์ที่สูงกว่ากัน (ดูรูปที่ 4.34 ถึง 4.36 ประกอบ)

3. เมื่อพิจารณาผลของมุม θ ที่ค่า Strain สูงๆ ในช่วง NC จะพบว่ามุม θ จะมีผลต่อค่า A ที่ Strain สูงๆ เฉพาะที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 เท่านั้น (รูปที่ 4.37) เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.39) พบว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ที่มุม θ เท่ากับ 45 และ 135 องศาแทบจะซ้อนทับกัน ซึ่งอาจเป็นไปได้ว่ามุม θ อาจมีผลมากต่อค่า A ในช่วงที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 1.0-1.5 ซึ่งอยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve เท่านั้น และผลดังกล่าวเริ่มลดน้อยลงเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 3 ซึ่งอยู่ในช่วง Linear ใน Consolidation Curve อีกครั้ง

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ที่ค่า OCR สูงๆ ค่า A จะไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับ $\%E_v$ ดังแสดงในรูปที่ 4.34 เมื่อพิจารณาที่ค่า OCR ต่ำๆ จะพบว่าค่า A จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากเมื่อ $\%E_v$ มีค่าสูงขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.35 และ 4.36 โดยหลังจากจุดวิบัติที่ q_{max} แล้วค่า A ยังคงสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง อีกทั้งอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า A ยังสูงขึ้นเมื่อค่า OCR ต่ำลงอีกด้วย ซึ่งแสดงให้เห็นในทุกมุม θ (ดูรูปที่ 4.41 ประกอบ)

2. เมื่อพิจารณาถึงอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า A ในช่วง NC จะพบว่า ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 (รูปที่ 4.37) จะมีอัตราการเพิ่มขึ้นสูงที่สุด แต่เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.39) อัตราการเพิ่มขึ้นของค่า A กลับมีค่าลดลงจากที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 โดยเฉพาะที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา (ดูรูปที่ 4.40 ประกอบ)

4.7.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติทั้ง 2 แบบ

4.7.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max} (ดูตารางที่ 4.4 ทางซ้ายมือประกอบ)

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ค่าพารามิเตอร์ q'/σ'_{vc} , σ'_1/σ'_3 , p'/σ'_p และ q'/σ'_p ที่มุม θ ต่างๆ กันให้ค่าที่ใกล้เคียงกันมาก โดยแตกต่างกันมากที่สุดไม่เกิน 5 % ซึ่งแสดงให้เห็นทั้งในตัวอย่างที่อยู่ในช่วง OC และ NC ทำให้อาจสรุปได้ว่ามุม θ ไม่ส่งผลกระทบต่อค่าพารามิเตอร์เหล่านี้ ณ จุดวิบัติที่ q_{max}

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ มีแนวโน้มลดลงเมื่อมุม θ มีค่าเพิ่มขึ้น โดยความแตกต่างดังกล่าวมีแนวโน้มจะลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง

3. ค่า A_f ก็มีแนวโน้มเช่นเดียวกันกับข้อ 1 ยกเว้นตัวอย่างที่ค่า OCR เท่ากับ 1.27 และมุม θ เท่ากับ 45 องศา อาจให้ค่า A_f ที่ค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับที่มุมอื่นๆ ซึ่งอาจเกิดเนื่องจากการคำนวณค่า σ'_p ผิดพลาดทำให้ที่ค่า σ'_{vc} ดังกล่าวตัวอย่างอาจแสดงสภาพ NC แล้ว โดยสามารถสังเกตได้จากความสัมพันธ์ระหว่างค่า A กับ $\%E_v$ (รูปที่ 4.36) ของตัวอย่างนี้ที่เพิ่มขึ้นค่อนข้างรวดเร็วเหมือนที่เกิดขึ้นในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC

4. ค่า $\%E_v$ ไม่สามารถระบุได้อย่างแน่นอนว่ามีผลของมุม θ หรือไม่ เนื่องจากค่าค่อนข้างกระจาย แต่มีแนวโน้มว่าจะไม่ขึ้นกับมุม θ

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 และ q'/σ'_{vc} มีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า OCR ต่ำลง และยังคงลดลงอย่างต่อเนื่องในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ผลทดสอบดังกล่าวแสดงให้เห็นในทุกมุม θ โดยมีการลดของค่า q'/σ'_{vc} ในช่วง NC จากสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 จนถึง 3.07 ค่อนข้างใกล้เคียงกันคือ 13.07% และ 14.65% เมื่อเปรียบเทียบกับค่า q'/σ'_{vc} ในช่วง NC ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 สำหรับมุม θ เท่ากับ 45 และ 135 ตามลำดับ

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ มีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า OCR ต่ำลง สำหรับตัวอย่างที่มุม θ เท่ากับ 45 และ 90 องศา และเมื่อเข้าสู่ช่วง NC พบว่า เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ เริ่มมีค่าสูงขึ้นอีกครั้ง ส่วนที่มุม θ เท่ากับ 135 องศาให้ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ สูงขึ้นอย่างต่อเนื่องทั้งในตัวอย่างที่อยู่ในช่วง OC และ NC

3. ค่า A_r มีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง และยังคงสูงขึ้นอย่างต่อเนื่องในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้นด้วย

4. ค่า $\%E_v$ (ที่จุดวิบัติ q_{max}) มีแนวโน้มลดลงในช่วง OC เมื่อค่า OCR ลดต่ำลง และเมื่อตัวอย่างเข้าสู่ช่วง NC พบว่าเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ค่า $\%E_v$ กลับมีค่าสูงขึ้น

5. ค่า p/σ'_p และ q/σ'_p มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เมื่อค่า OCR ต่ำลงและจะมีค่าสูงที่สุดในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 จากนั้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เพิ่มขึ้นอีก จะเริ่มให้ค่าคงที่หรือต่ำลงเล็กน้อย

4.7.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

(ดูตารางที่ 4.4 ทางขวามือ ประกอบ)

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 และ q/σ'_{vc} ในช่วง OC ค่อนข้างคงที่ไม่ว่ามุม θ มีค่าเท่าใด มีเพียงที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ที่ให้ค่า q/σ'_{vc} ต่ำกว่าที่มุมอื่นๆ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา มีการลดลงของค่า q/σ'_{vc} มากที่สุด เมื่อพิจารณาตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 พบว่าค่า σ'_1/σ'_3 และ q/σ'_{vc} ของตัวอย่างที่ถูกเฉือนด้วยมุม θ เท่ากับ 45 องศา มีค่ามากกว่าที่ 135 องศา ส่วนที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 พบว่าค่า σ'_1/σ'_3 ให้ผลในการทำงานของเดียวกันกับที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 แต่ค่า q/σ'_{vc} กลับให้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ให้ผลในการทำงานของเดียวกันกับที่จุดวิบัติ q_{max}

3. ค่า A ค่อนข้างคงที่ในช่วง OC ไม่ว่ามุม θ จะมีค่าเท่าใด ส่วนในช่วง NC พบว่าค่า A ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ให้ค่ามากกว่าที่ 135 องศา ซึ่งแสดงให้เห็นในทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p

4. ค่า $\%E_v$ มีค่าที่ไม่แน่นอนจนไม่สามารถสรุปได้ว่าที่มุม θ ใดให้ความสัมพันธ์ที่สูงต่ำกว่ากัน

5. ค่า p/σ'_p และ q/σ'_p ในช่วง OC จะพบว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ให้ค่าต่ำที่สุด ในขณะที่ที่มุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา ให้ค่าค่อนข้างใกล้เคียงกัน โดยที่ 90 องศาจะให้ค่าสูงกว่าที่ 135 องศา เล็กน้อย ส่วนในช่วง NC พบว่าให้ผลในการทำงานของเดียวกัน

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ค่า σ'_v/σ'_p ในช่วง OC ให้ค่าที่ค่อนข้างคงที่โดยมีค่าประมาณ 4 และจะมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้นในช่วง NC
2. ค่า q'/σ'_{vc} มีแนวโน้มลดลงอย่างรวดเร็วในช่วง OC และจะค่อนข้างคงที่หรือลดลงบ้างเล็กน้อยในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น โดยแสดงให้เห็นในทุกมุม θ
3. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่ θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อค่า OCR ลดลง ส่วนที่ 45 องศา ให้ค่าค่อนข้างสับสนแต่มีแนวโน้มลดลงในช่วง OC สำหรับช่วง NC พบว่าเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ จะมีแนวโน้มลดลงเล็กน้อย
4. ค่า A ในช่วง OC จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR ต่ำลง โดยมีค่าสูงที่สุดในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ณ ค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้นอีก ค่า A กลับมีค่าลดต่ำลง โดยแสดงให้เห็นในทุกมุม θ
5. ค่า $\%E_v$ ในช่วง OC มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อค่า OCR ลดลง ส่วนในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ค่า $\%E_v$ กลับลดลง
6. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p มีแนวโน้มลดลงเล็กน้อยในช่วง OC จากนั้นค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนมีค่ามากที่สุดในช่วง NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 จากนั้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้นค่า q'/σ'_p และ p'/σ'_p มีแนวโน้มคงที่หรือลดลงเล็กน้อย

4.7.3 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่ารูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (ESP) แทบจะซ้อนทับกัน ไม่ว่ามุม θ จะมีค่าเท่าใด ดังแสดงในรูปที่ 4.42 ถึง 4.44 จึงอาจกล่าวได้ว่าผลมุม θ หรือทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (TSP) ไม่มีผลต่อรูปร่างและลักษณะของ ESP
2. ในช่วง NC พบว่า ESP จะซ้อนทับกันในช่วงแรกๆ เท่านั้น จากนั้น ESP จะแยกออกเป็น 2 ทิศทาง โดย ESP ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา จะอยู่สูงกว่าที่ 135 องศา แต่ยังคงมีรูปร่างและลักษณะที่คล้ายคลึงกัน ซึ่งผลดังกล่าวแสดงให้เห็นในทุกสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ดังแสดงในรูปที่ 4.45 ถึง 4.47

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่า รูปร่างและลักษณะของ ESP ค่อนข้างเป็นเส้นตรงพุ่งขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรกๆ จากนั้นจะเริ่มโค้งออกทางซ้ายมือ และเมื่อถึงจุดวิกฤติที่ q_{max} แล้ว ESP จะลดลงค่อนข้างรวดเร็วแบบหักมุม และถึงจุดวิกฤติที่ $(\sigma'_v/\sigma'_p)_{max}$ ในทันที จนกล่าวได้ว่าถึงจุดวิกฤติทั้ง 2 แบบพร้อมๆ กัน ซึ่งพฤติกรรมแบบนี้พบได้ในดินที่มีค่า OCR สูงๆ เช่นที่ OCR เท่ากับ 3 (รูปที่ 4.42) และลักษณะดังกล่าวจะแสดงให้เห็นน้อยลงเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง ดังเช่น ESP ที่ OCR เท่ากับ 1.27 (รูปที่ 4.44) ซึ่งจะสังเกตได้ว่า ESP ในช่วงเริ่มต้นจะค่อนข้างไปทางซ้ายมือ และหลังจากผ่านจุดวิกฤติที่ q_{max} จะค่อนข้างคงที่ไม่ลดต่ำลงมากแต่จะโค้งออกทางซ้ายมือมากขึ้นเรื่อยๆ จนไปถึงจุดวิกฤติที่ $(\sigma'_v/\sigma'_p)_{max}$ ไม่มีการลดลงอย่างรวดเร็วเหมือนดังเช่นที่ค่า OCR สูงๆ

2. ในช่วง NC จะพบว่า ในช่วงต้นๆ ของ ESP จะยังคงพุ่งขึ้นเป็นเส้นตรงอย่างรวดเร็วและเริ่มโค้งออกทางซ้ายมือในทันที ดังแสดงในรูปที่ 4.48 เมื่อเปรียบเทียบรูปร่างและลักษณะของ ESP กับของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ OC จะพบว่าตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ NC จะสามารถรับหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น (Δq) ได้น้อยกว่าตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ OC โดยสังเกตได้จากการที่มีช่วงความสูงจากจุดเริ่มต้น (Initial q') ถึง จุดที่เกิด q' สูงสุด (Maximum q') น้อยกว่า ซึ่งค่า Δq นี้จะลดลงเรื่อยๆ เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากเมื่อ σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น ค่า Initial q' ยิ่งสูงยิ่งทำให้ยิ่งเข้าใกล้เส้นขอบเขตการวิบัติมากขึ้นจึงทำให้รับหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นได้อีกไม่มากนัก อีกทั้งในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC เมื่อถึงจุดวิกฤติที่ q_{max} แล้วจะให้ค่า q' ที่ค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อย ในขณะที่ค่า p' ลดลง ทำให้ได้ ESP ที่ค่อนข้างโค้งมนมากกว่าตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC และเมื่อเปรียบเทียบในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC เหมือนกันจะพบว่า เมื่อ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น มีแนวโน้มที่จะทำให้ ESP ลดต่ำลง แต่ยังคงรูปร่างและลักษณะเหมือนเดิม (ดูรูปที่ 4.45 ถึง 4.47)

4.7.4 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

(Effective Stress Failure Envelope)

4.7.4.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p' - q' พลอต

(Conventional Effective Stress Failure Envelope , CESE)

เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p' - q' พลอต หรือในที่นี้ขอแทนด้วยสัญลักษณ์ CESE เมื่อแยกตามสถานะการทดสอบแสดงในรูปที่ 4.50 และเมื่อแยกตามชนิดจุดวิบัติแสดงในรูปที่ 4.51 โดยจุดที่มีสีจางกว่าแสดงจุดวิกฤติที่ q_{max} ในขณะที่จุดที่มีสีเข้มแสดงจุด

วิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ จากรูปที่ 4.50 จะเห็นว่ามีความโน้มที่ให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ (เส้นทึบ) เป็นเส้นเดียวกันไม่ว่าจะอยู่ในสภาพ NC หรือ OC โดยสามารถพิตด้วยกราฟด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9957 และมีมุม ϕ' เท่ากับ 27.58 องศา และ c' เท่ากับ 4.86 KPa

ในขณะที่เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} จะแยกได้ออกเป็น 3 ช่วง คือ ในช่วง Heavy OC ($OCR \geq 3$) , Slightly OC ($3 > OCR > 1$) และ NC ($OCR = 1$) โดยเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} ในช่วง Heavy OC จะเป็นเส้นเดียวกับเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ดังจะเห็นว่าจุดสี่จางซึ่งแสดงถึงจุดวิบัติที่ q_{\max} อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ จำนวนหลายจุดด้วยกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.51 (เส้นทึบ) และเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} ในช่วง Slightly OC (เส้นประจาง) จะมีเพียงช่วงสั้นๆ โดยสามารถพิตด้วยกราฟด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.8679 และมีมุม ϕ' เท่ากับ 10.79 องศา และ c' เท่ากับ 15.90 KPa และสุดท้ายคือ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} สำหรับช่วง NC (เส้นประเข้ม) ซึ่งสามารถพิตด้วยกราฟด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.99 และมีมุม ϕ' เท่ากับ 21.03 องศา และ c' เท่ากับ 6.69 KPa

ตามปกติแล้วดินที่อยู่ในสภาพ NC และไม่มี Chemical Cementing Agent มักจะมีค่า c' เท่ากับ 0 ซึ่งจะเห็นว่า เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} สำหรับช่วง NC (เส้นประเข้ม) มีค่า c' ที่ไม่เท่ากับ 0 โดยตามทฤษฎีแล้วจะแสดงให้เห็นว่าดินจากบริเวณนี้มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ปนอยู่ ซึ่งผลดังกล่าวก็สอดคล้องกับผลการหาส่วนประกอบทางเคมีที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 4.2 ที่พบสารประเภท Ferric Oxide (Fe_2O_3) อยู่ในดินค่อนข้างสูง ทำให้เห็นถึง Chemical Bonding อย่างชัดเจน

รูปที่ 4.54 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากจุดเริ่มต้นจนกระทั่งเกิดการวิบัติ และเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ CESE พล็อต

4.7.4.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$

พลอต (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE)

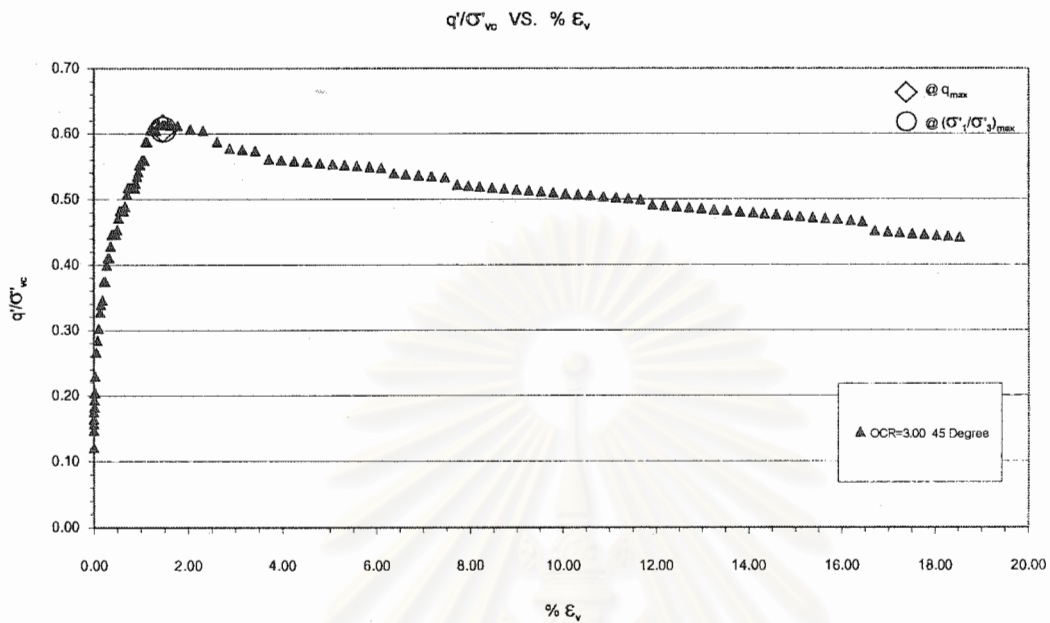
เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พล็อต หรือในที่นี้ขอแทนด้วยสัญลักษณ์ NESE เมื่อแยกตามสถานะการทดสอบแสดงในรูปที่ 4.52 และเมื่อแยกตามชนิดจุดวิบัติแสดงในรูปที่ 4.53 จะพบว่าเมื่อพลอตในรูปของ NESE แล้วเส้นขอบเขตการวิบัติจะเหลือเพียง 2 เส้นเท่านั้นคือ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ โดยในตัวอย่างดินที่อยู่ในช่วง Heavy OC ($OCR \geq 3$) จะมีเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ จะเป็นเส้นเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 4.52 (เส้นทึบ) โดยมีค่า ϕ' เท่ากับ 33.80 องศา

และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.0197 ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9728 ดังจะเห็นในรูปที่ 4.53 ว่าบนเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ มีทั้งข้อมูลจากจุดวิบัติที่ q_{\max} (สีจาง) และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ (สีเข้ม) และเมื่อเดินเข้าสู่ในช่วง Slightly OC ($3 > OCR > 1$) จะพบว่าเส้นขอบเขตการวิบัติจะแยกเป็น 2 เส้น คือเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ โดยเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ จะอยู่สูงกว่าที่ q_{\max} (ดูรูปที่ 4.52 และ 4.53 ประกอบ)

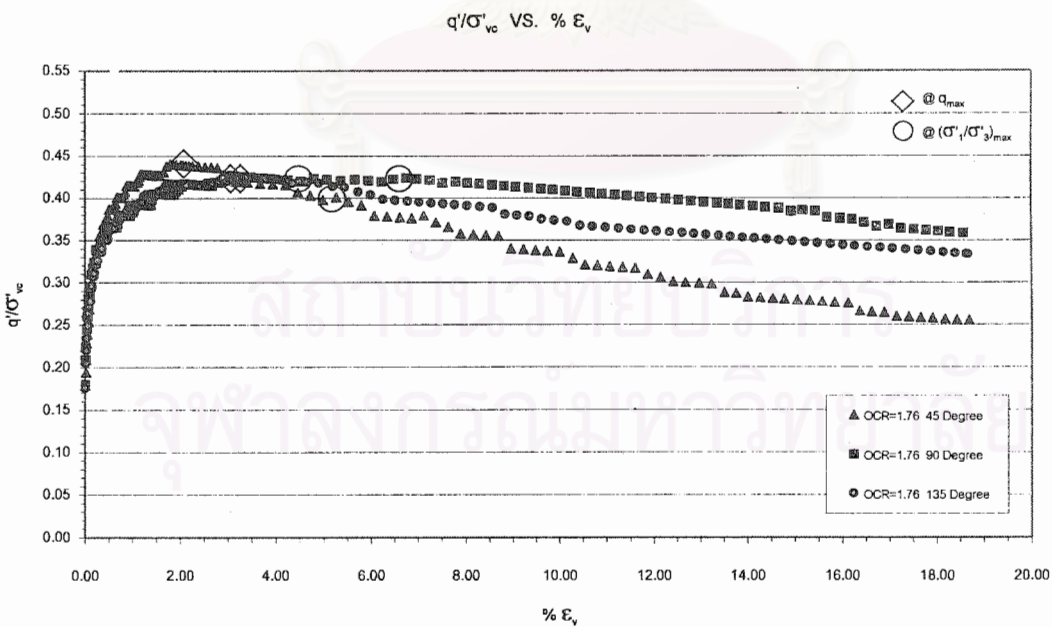
สำหรับในช่วง NC จะพบว่า เส้นขอบเขตการวิบัติจะเหลือเพียงเส้นเดียว โดยข้อมูลจากทั้งจุดวิบัติที่ q_{\max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ต่างก็อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} เดียวกับตัวอย่างที่อยู่ในช่วง Slightly OC ดังแสดงในรูปที่ 4.53 (เส้นปะ) ถึงแม้ว่าจะมีการกระจายของข้อมูลค่อนข้างมาก แต่ก็ยังมีแนวโน้มที่จะสามารถลากให้อยู่บนเส้นตรงเดียวกันได้ โดยมีค่า ϕ' เท่ากับ 11.53 องศา และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.1629 ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.6836

รูปที่ 4.55 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากจุดเริ่มต้นจนกระทั่งเกิดการวิบัติ และเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ NESE พล็อต

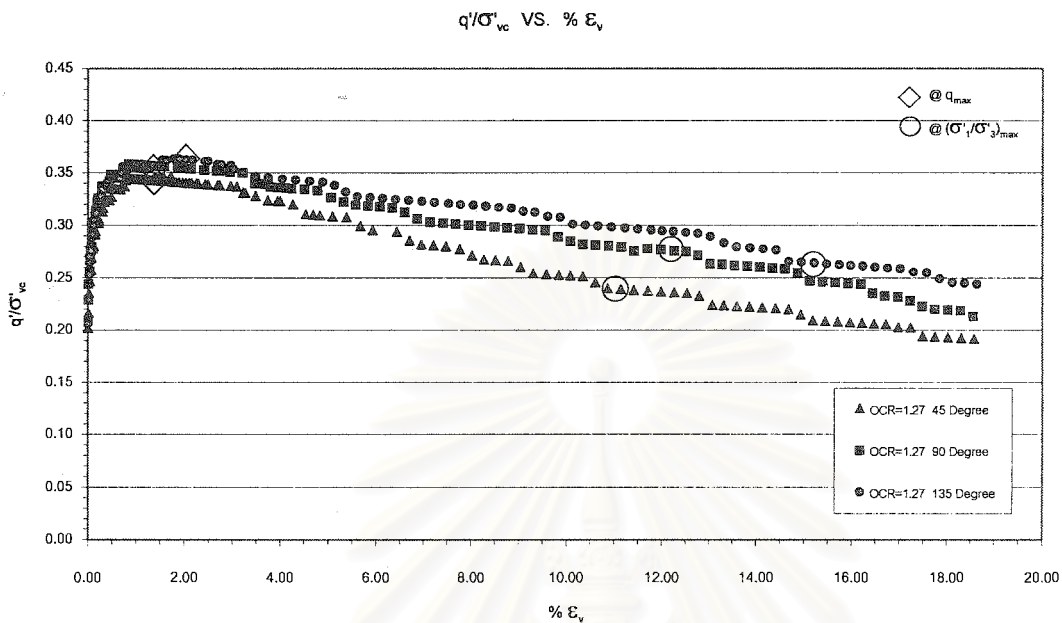
จากผลการทดสอบตัวอย่างดินทั้ง 2 พบว่าผลของทางเดินของหน่วยแรงรวมหรือมุม θ แทบไม่มีผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติโดยไม่ว่าจะพลอตในรูปแบบ CESE หรือ NESE ก็ยังคงได้เส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน



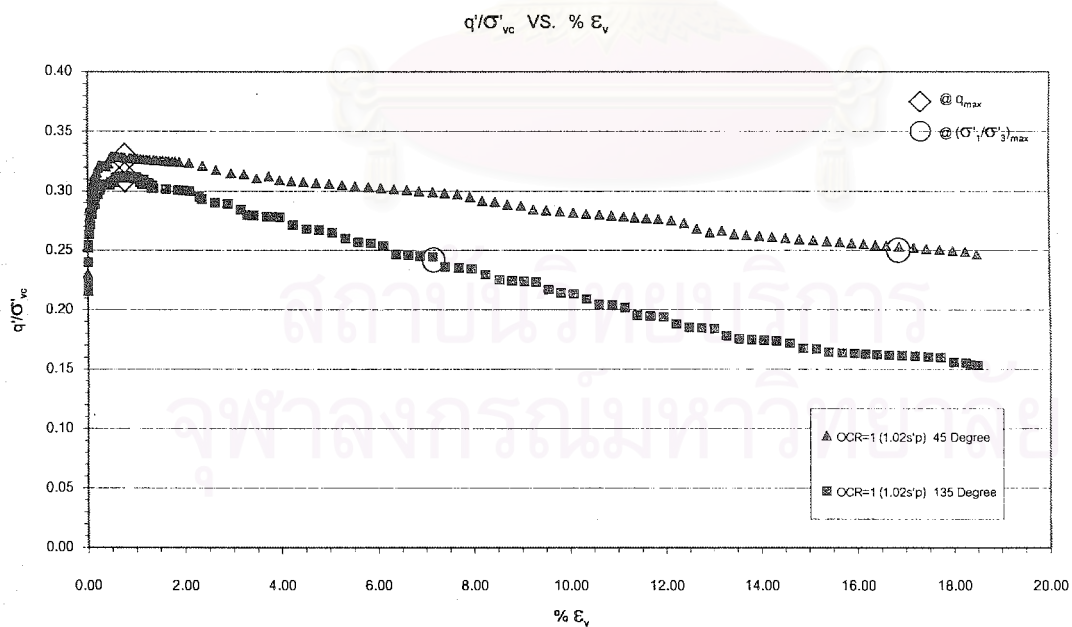
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)



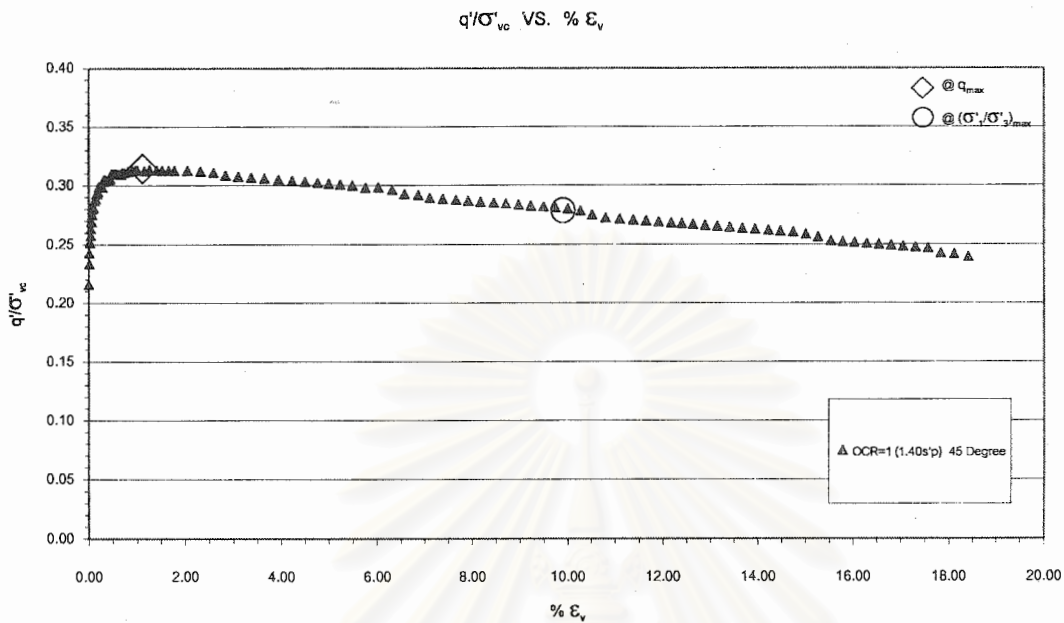
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



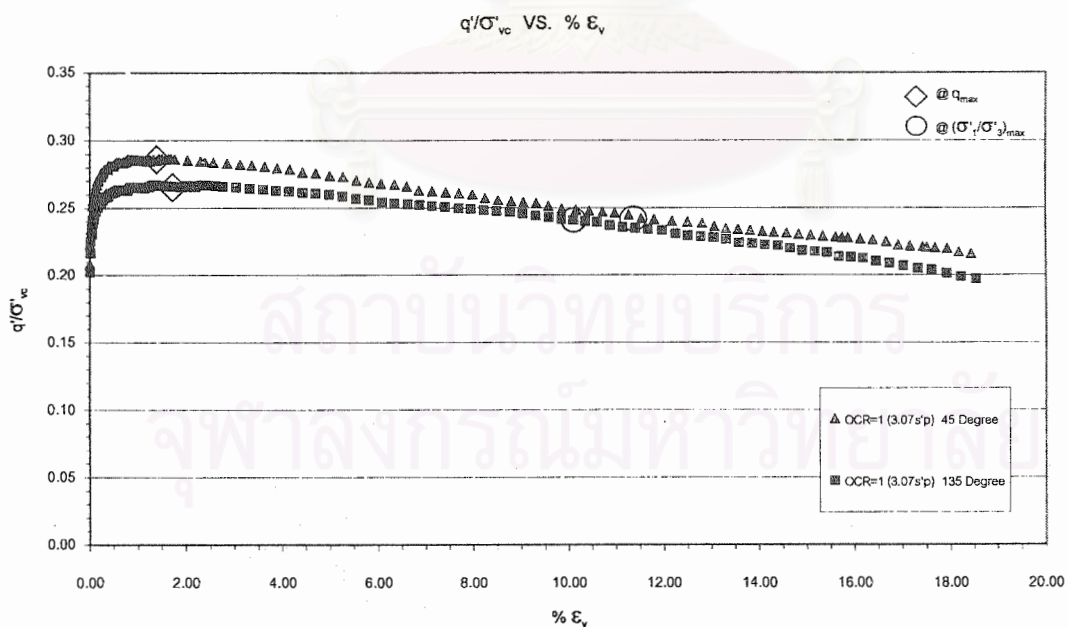
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

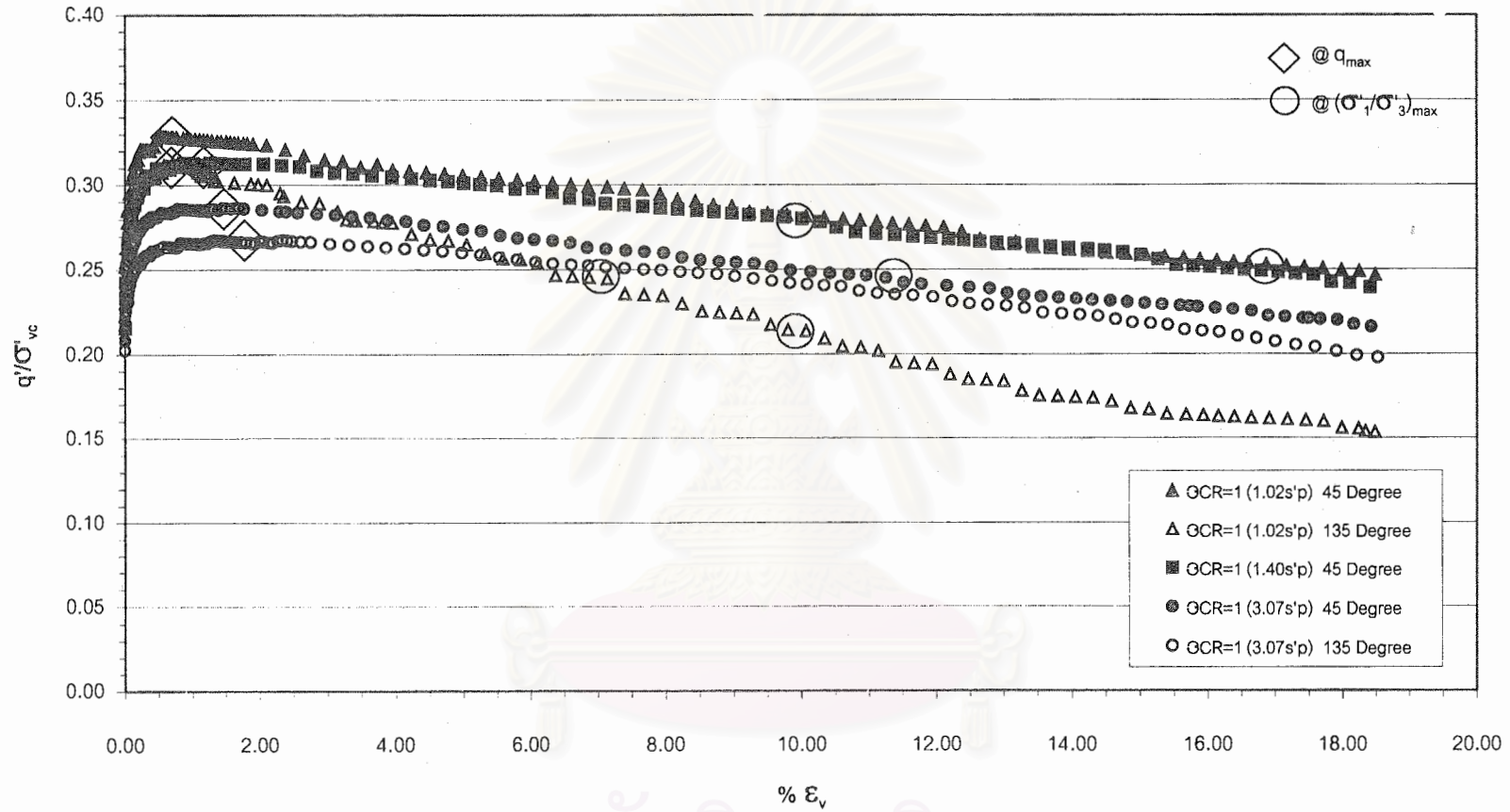


รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



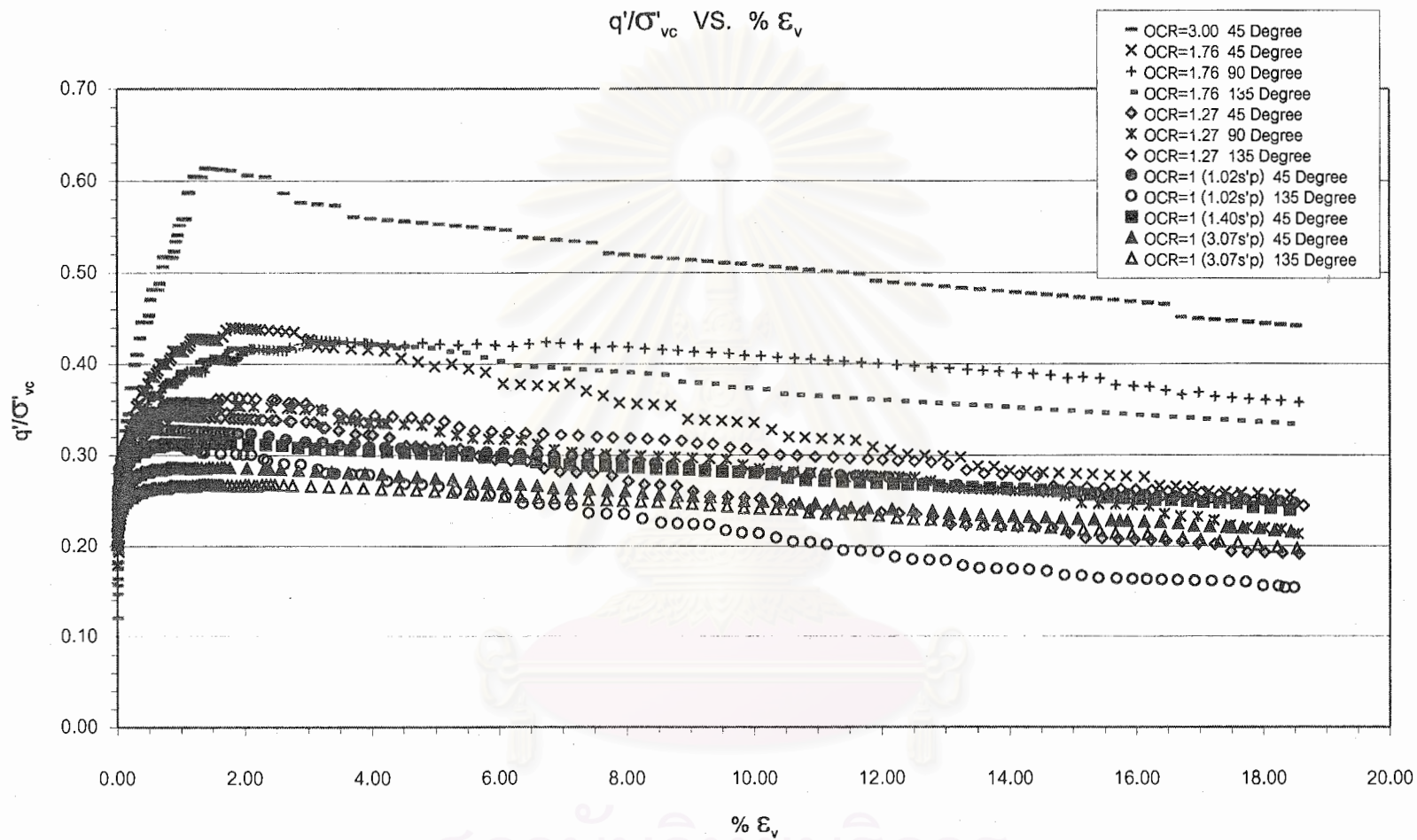
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

q'/σ'_{vc} VS. $\% \epsilon_v$



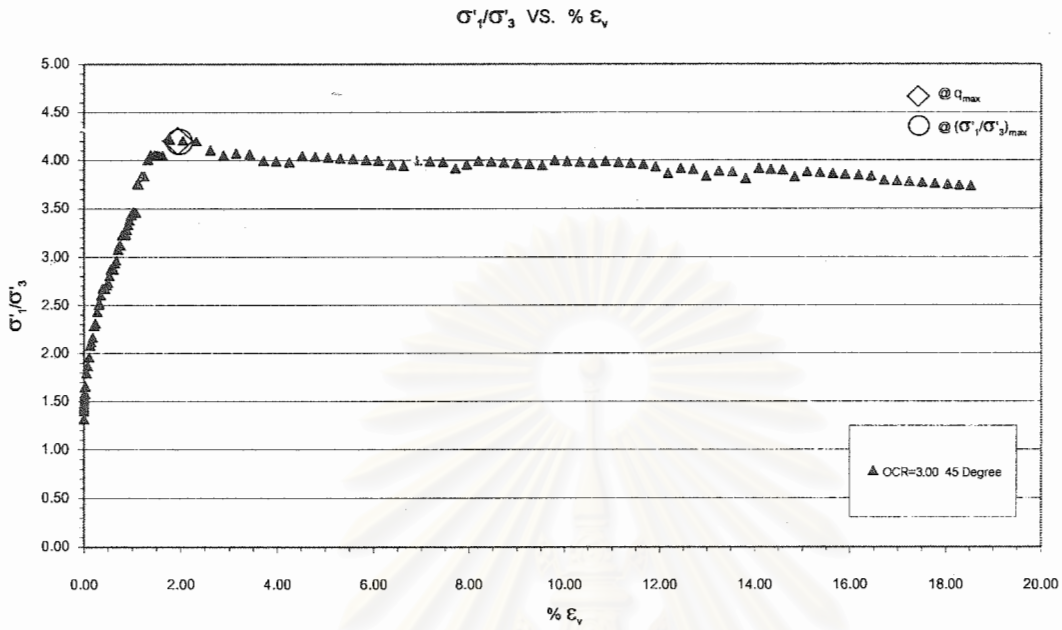
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจูปา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)

สงวนลิขสิทธิ์
 จูปาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

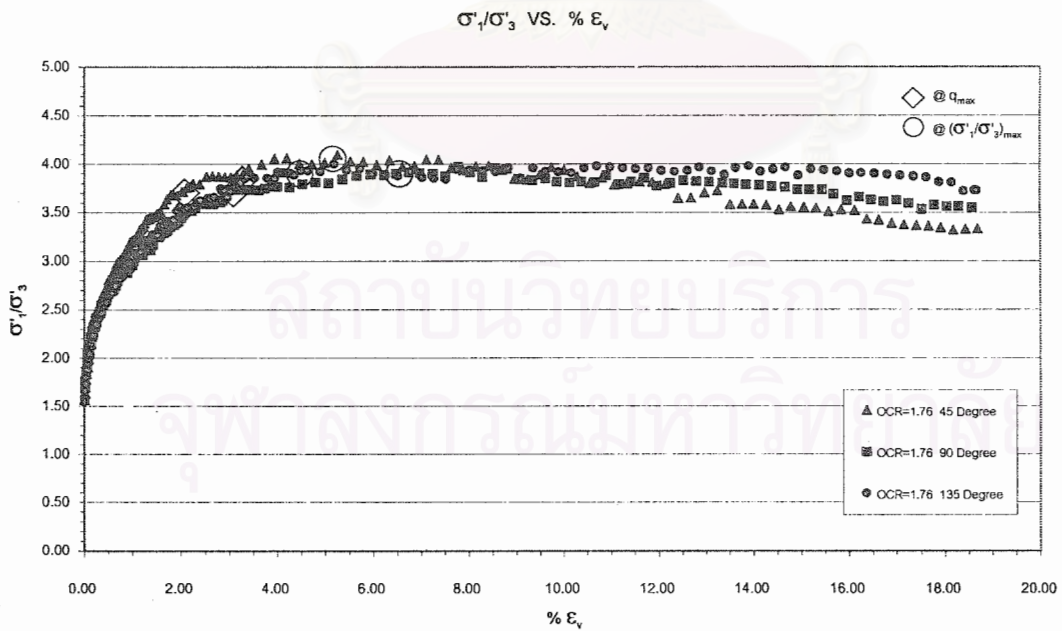


รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

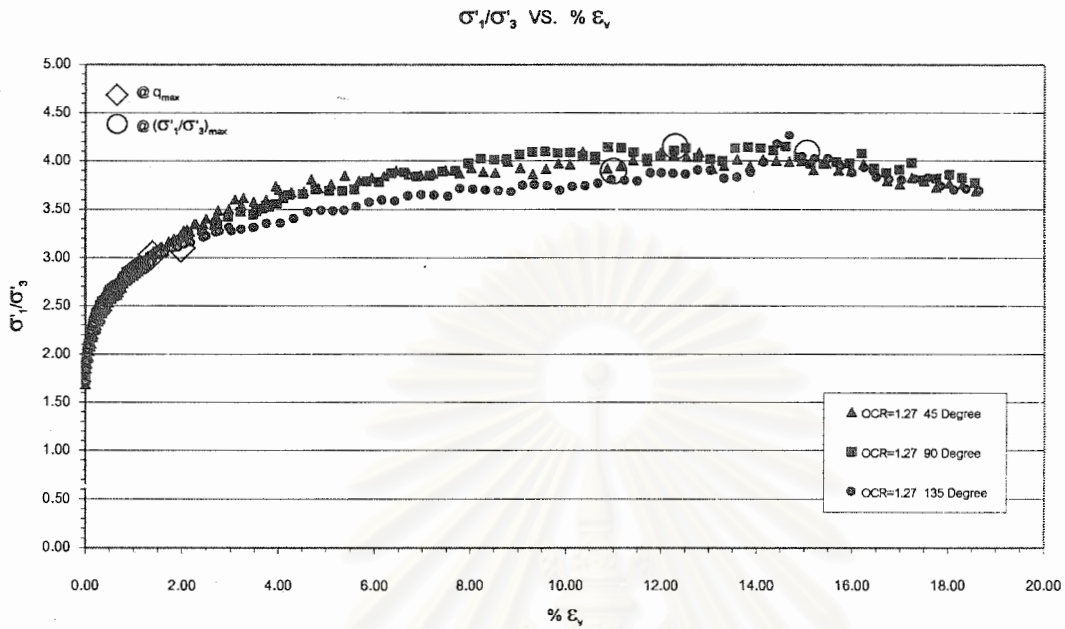
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



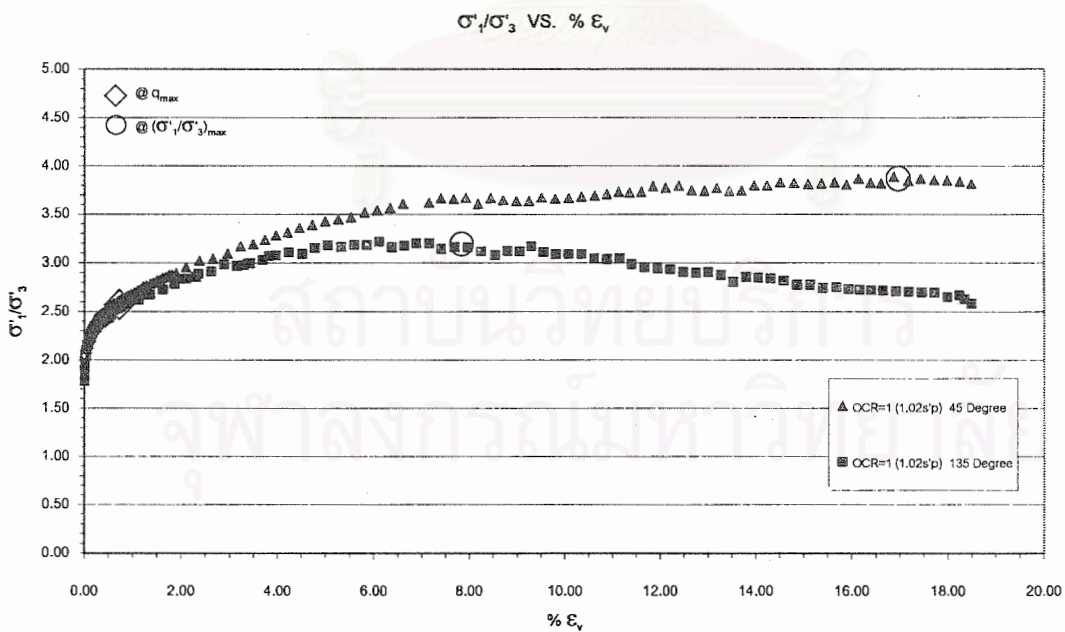
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)



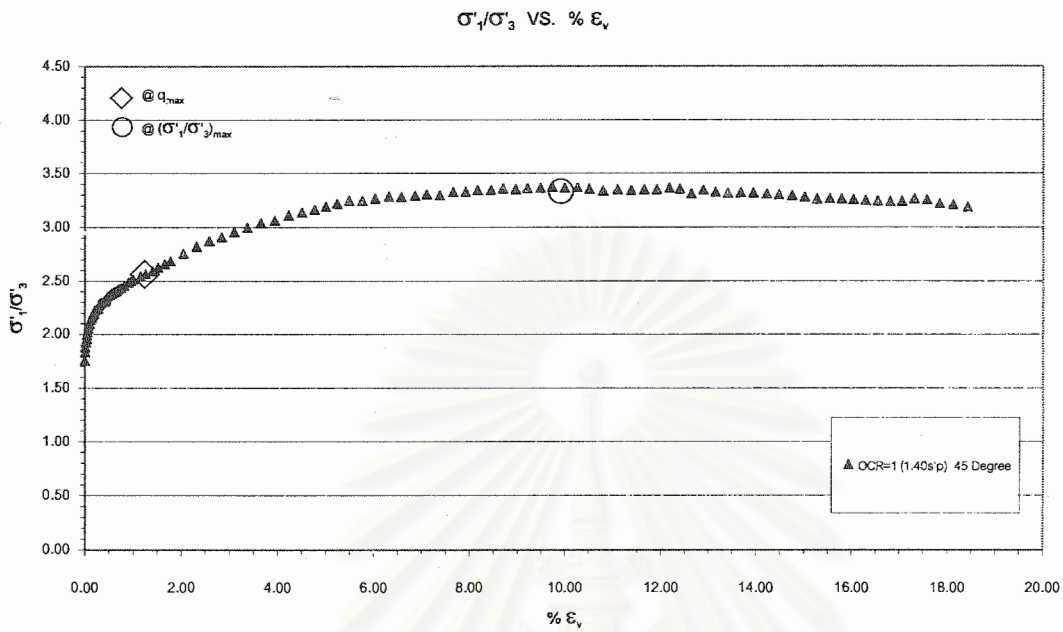
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



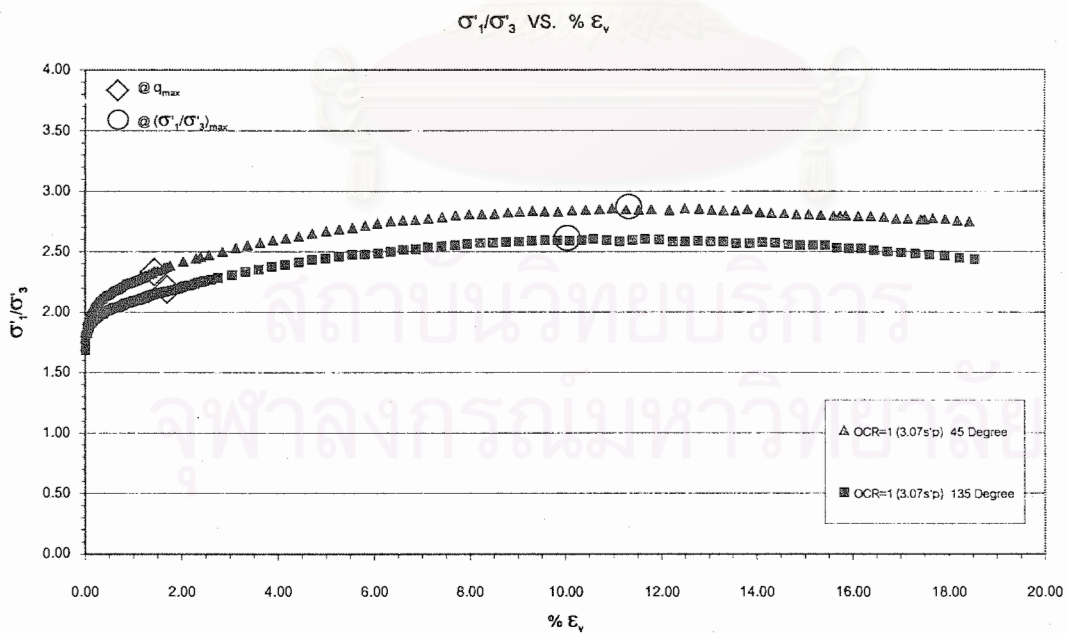
รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกฟ้า
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกฟ้า
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

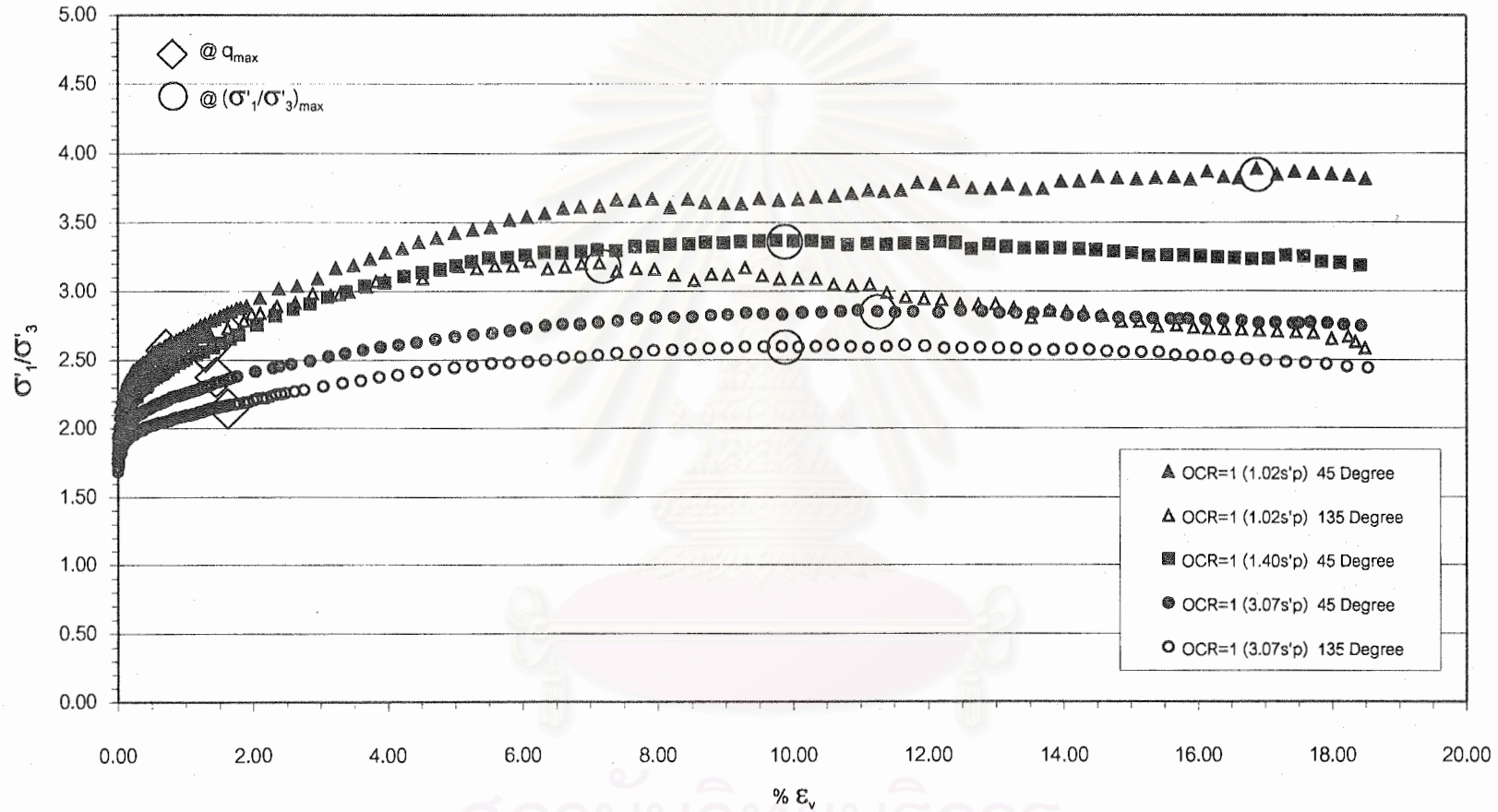


รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

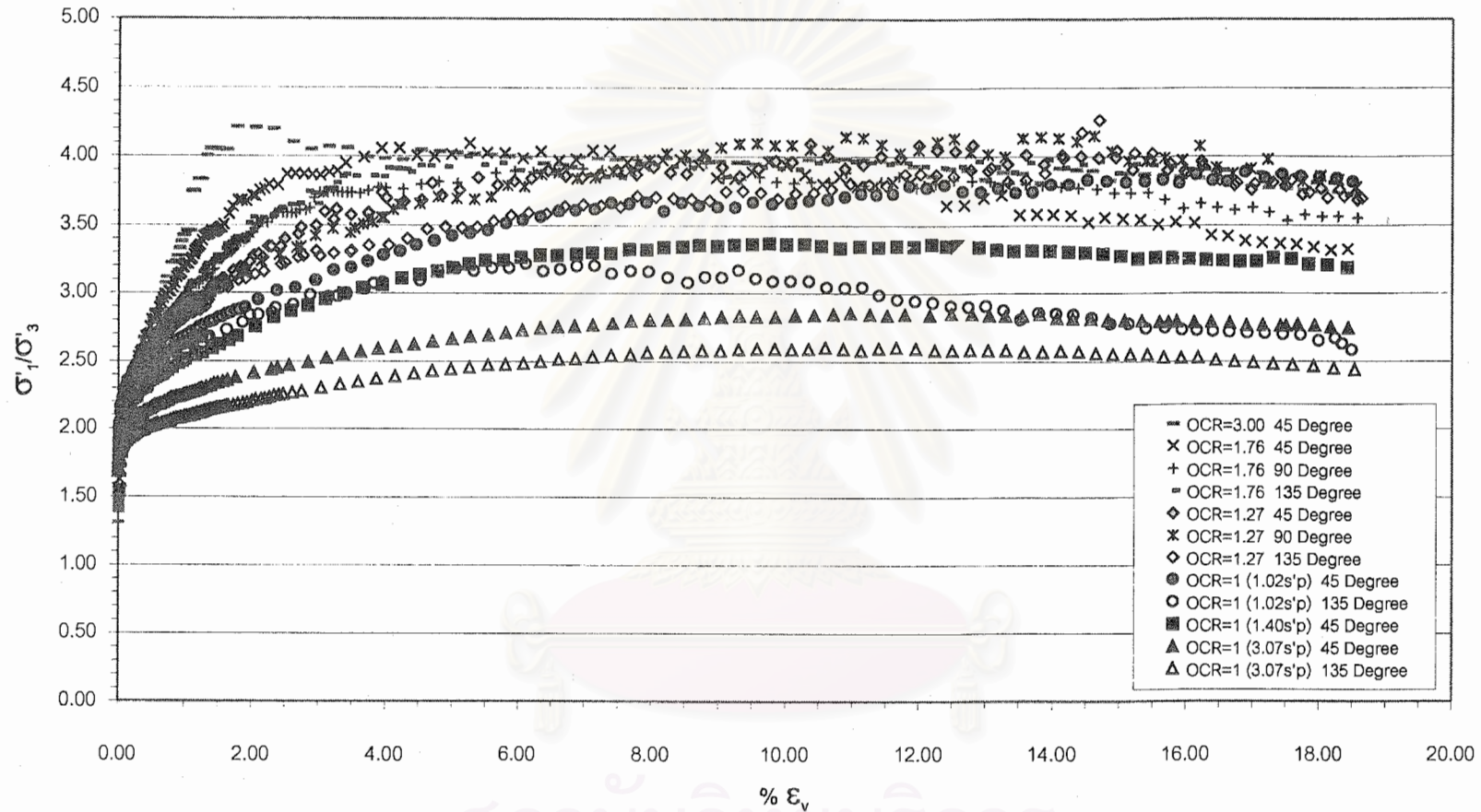
σ'_1/σ'_3 VS. % ϵ_v



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจูปา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)

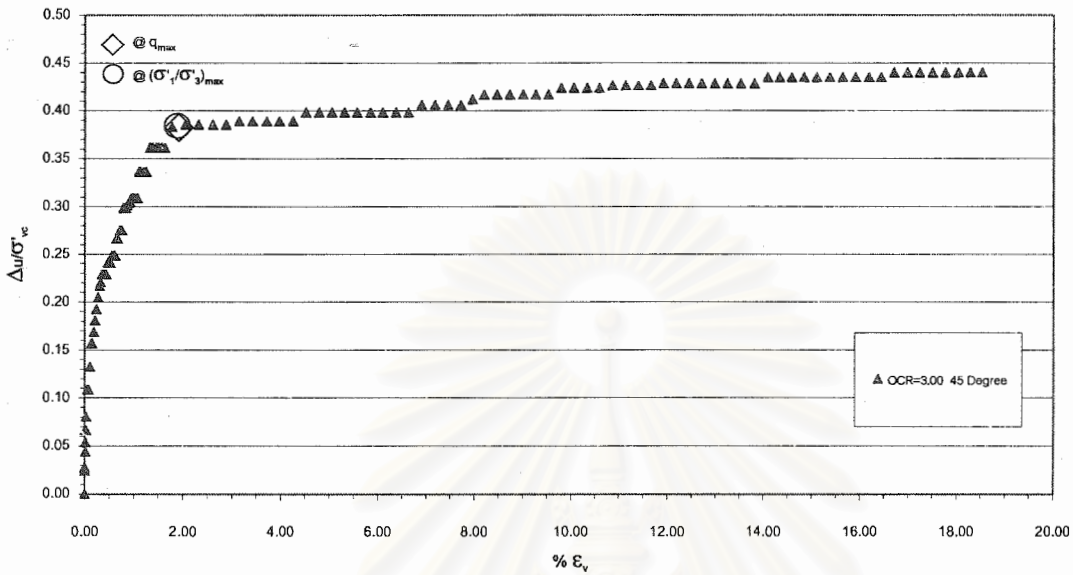
สถาบันวิทยบริการ
จูปาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

σ'_1/σ'_3 VS. % ϵ_v

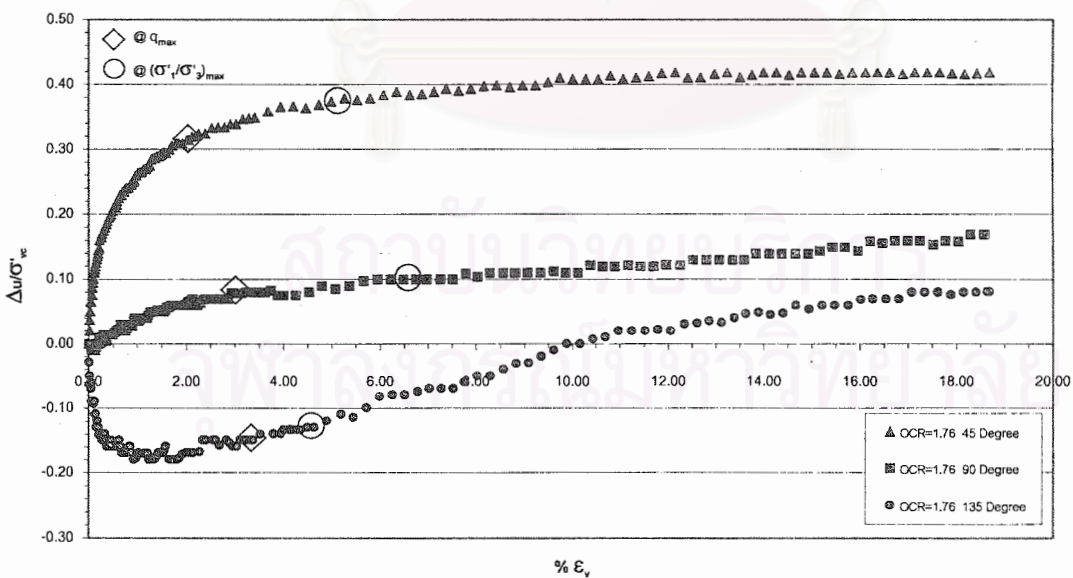


รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

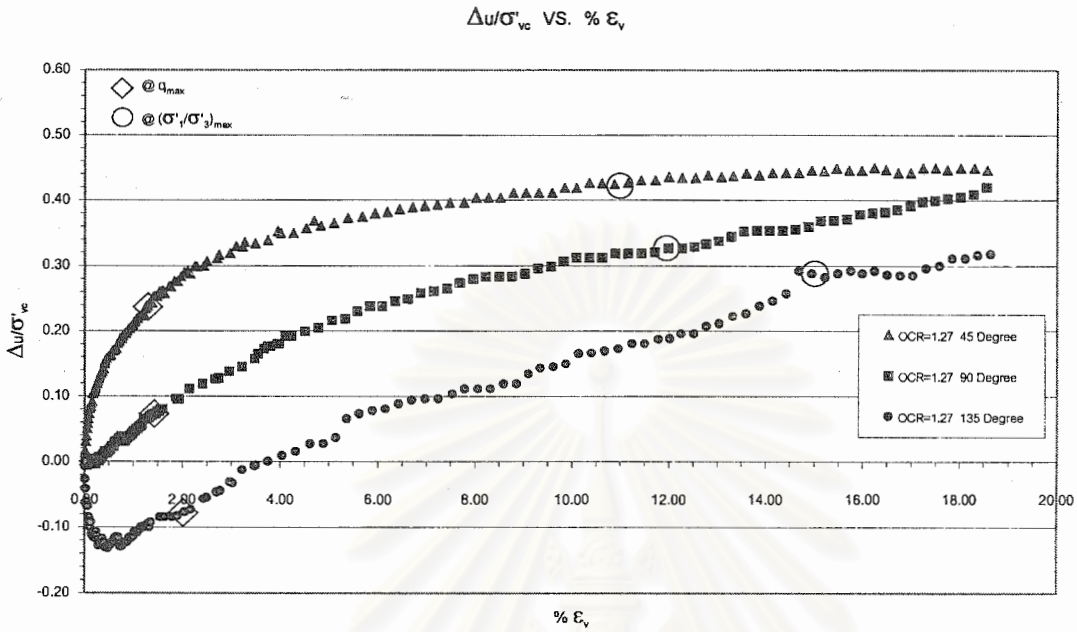
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$ 

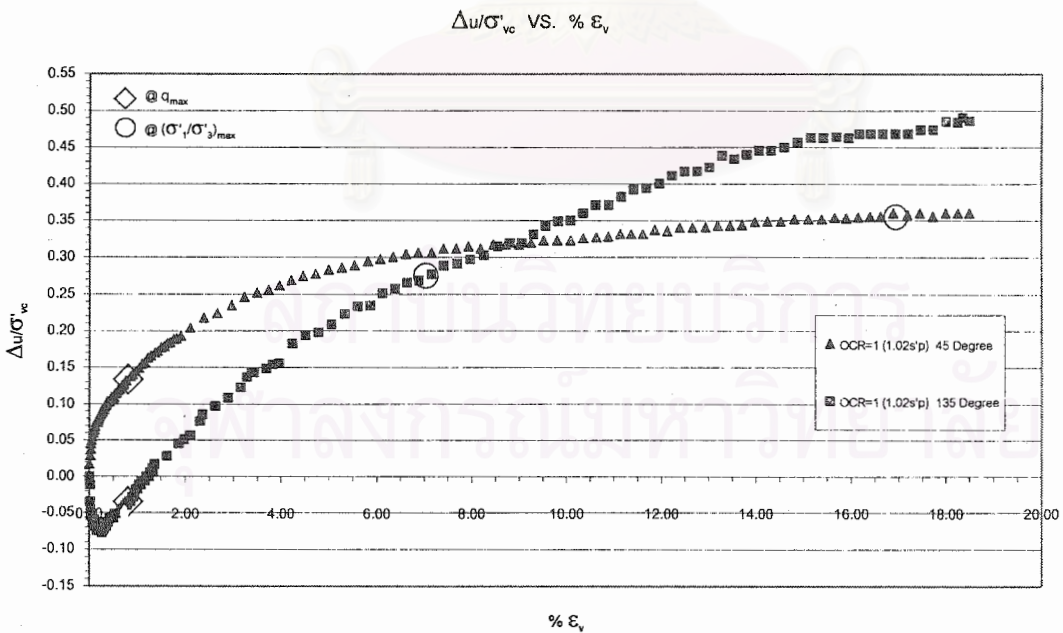
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)

 $\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$ 

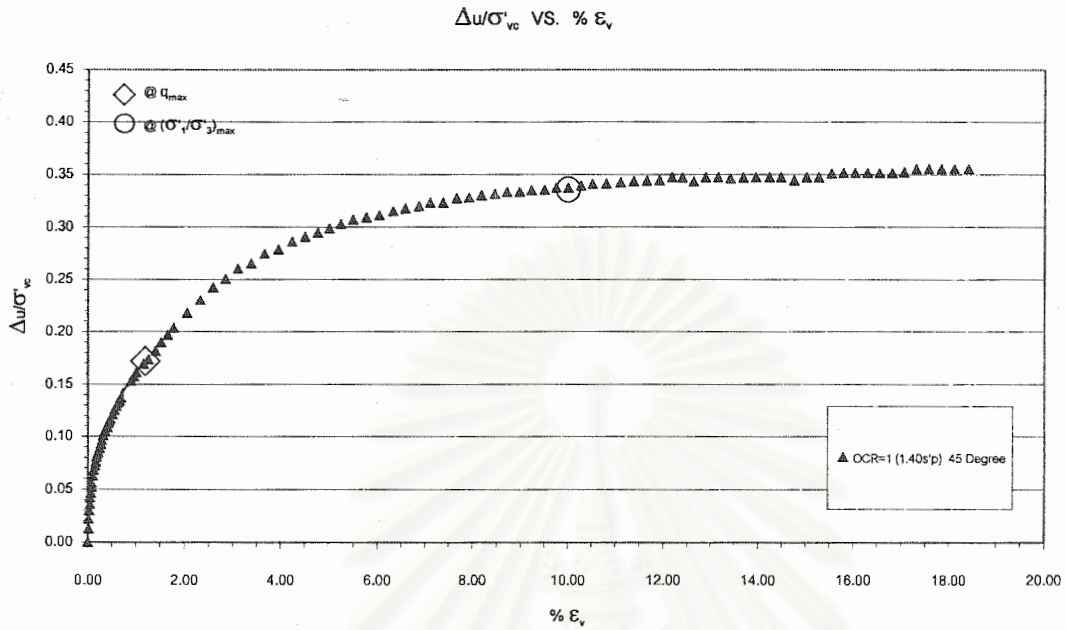
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



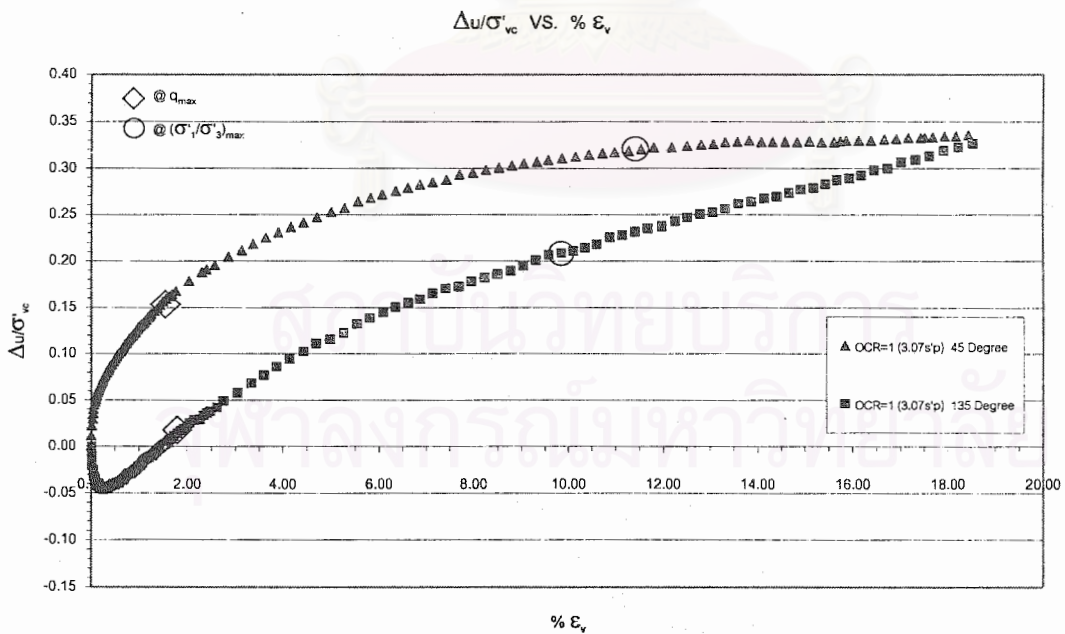
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)



รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

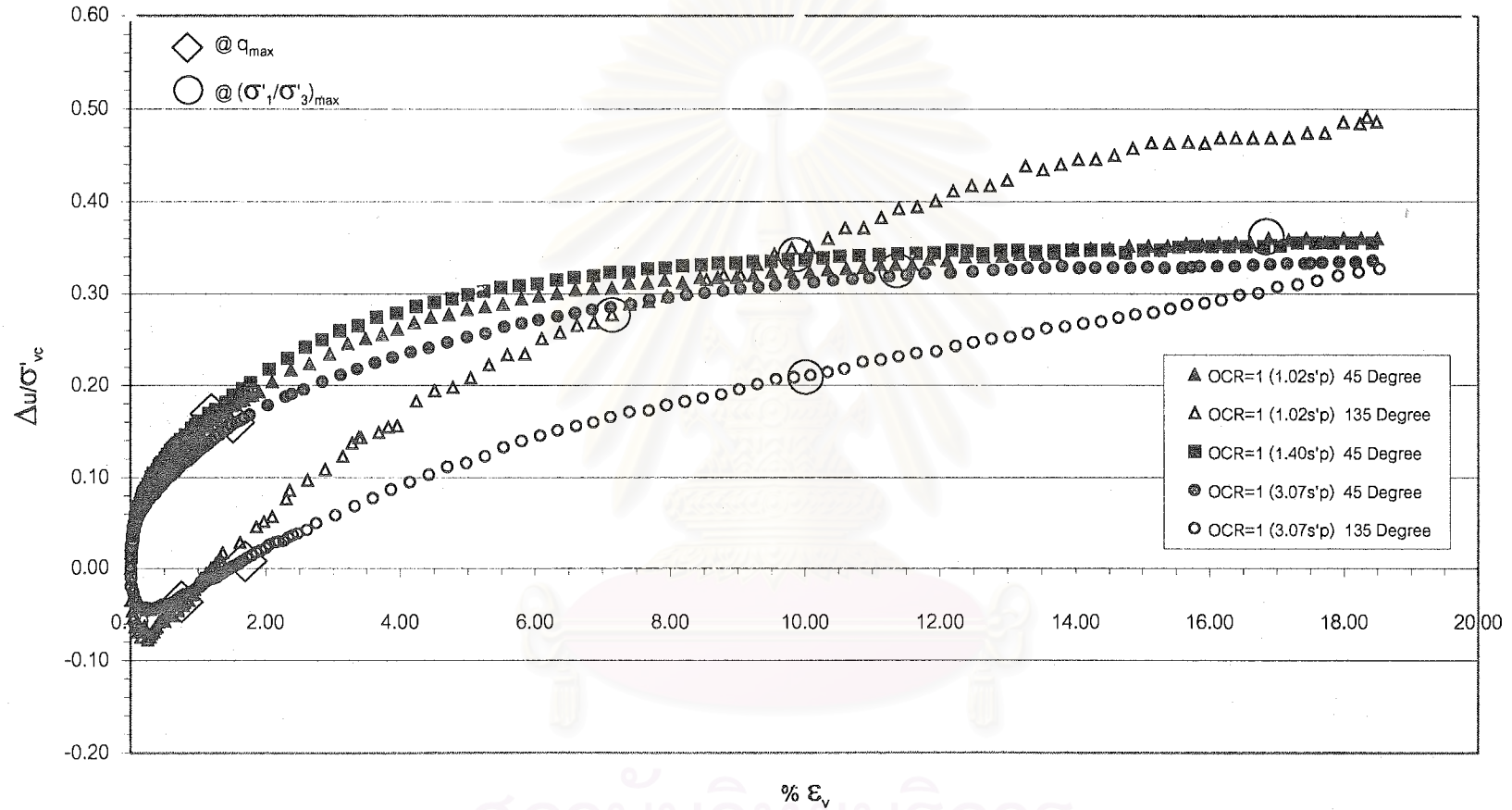


รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

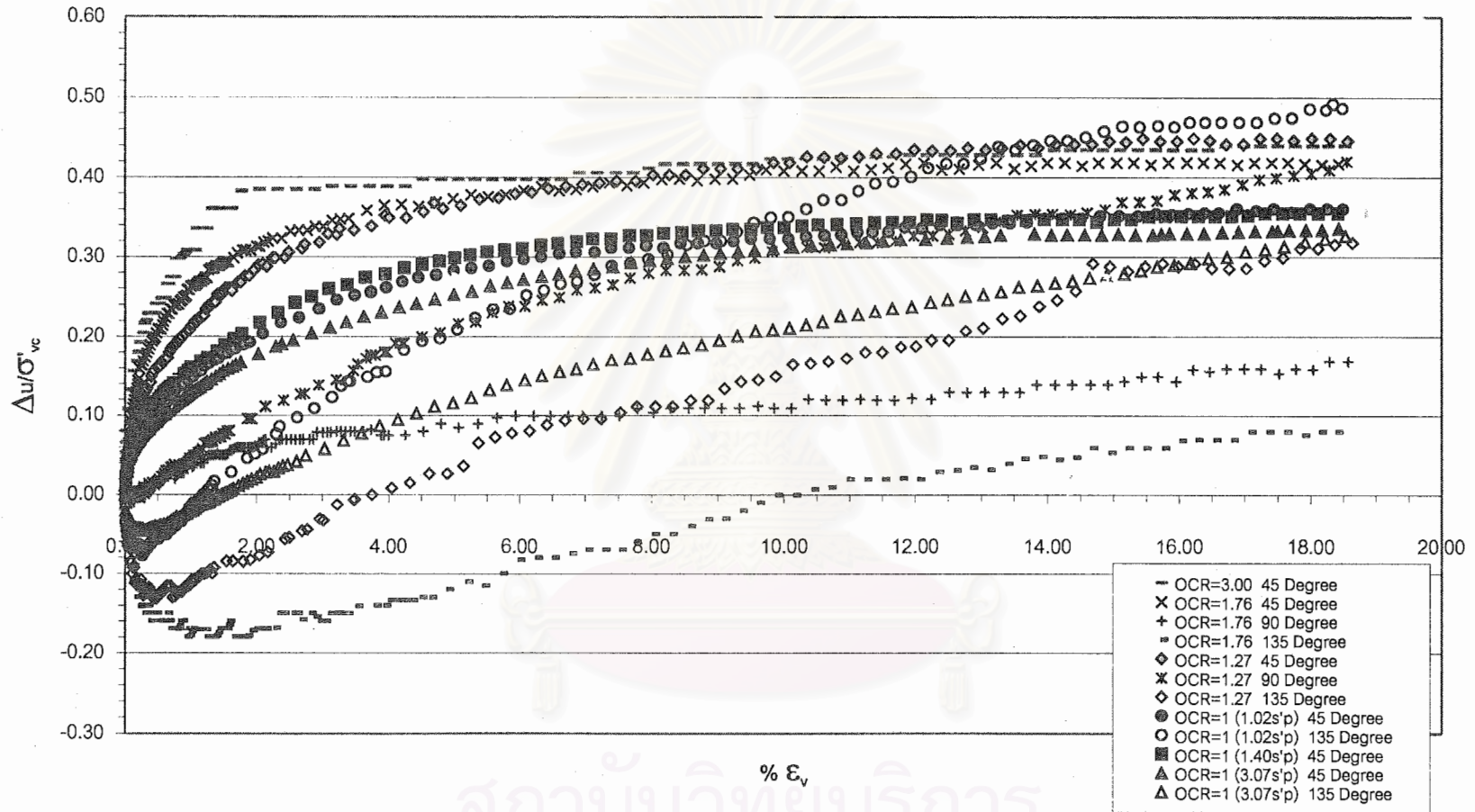
$\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$



รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกาษา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)

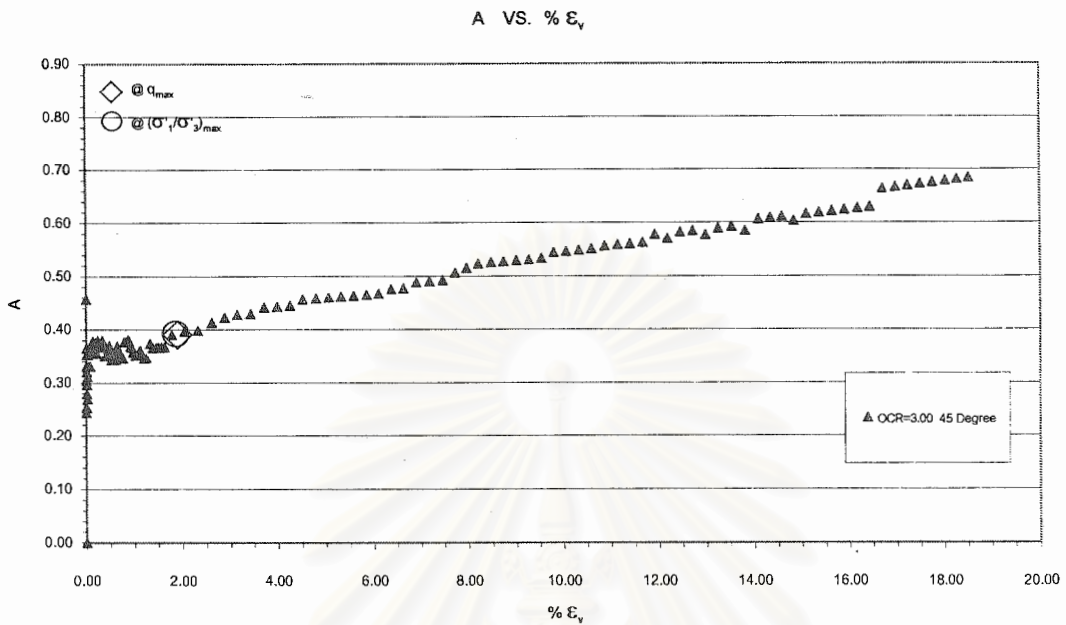
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$

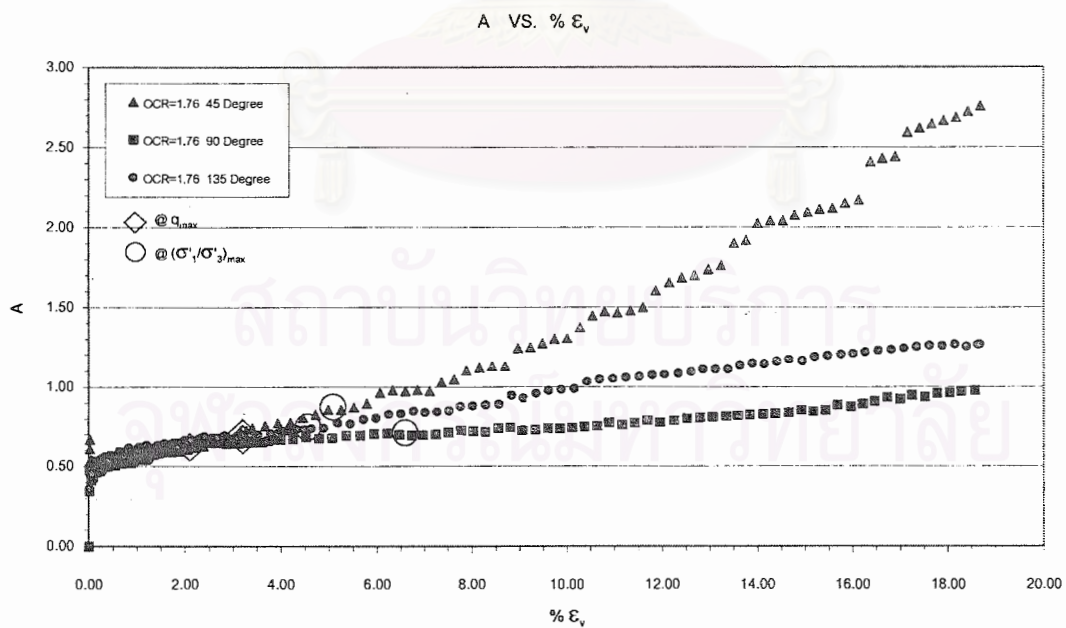


รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณजूฟาลง รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

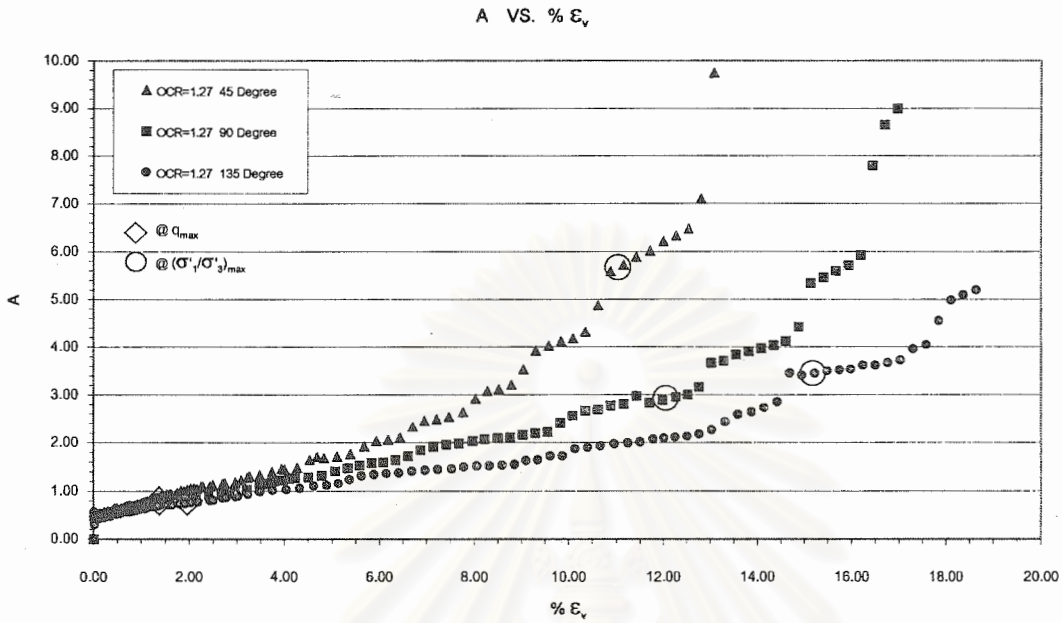
สถาบันวิทยบริการ
जूฟาลงกรณมหาวิทยาลัย



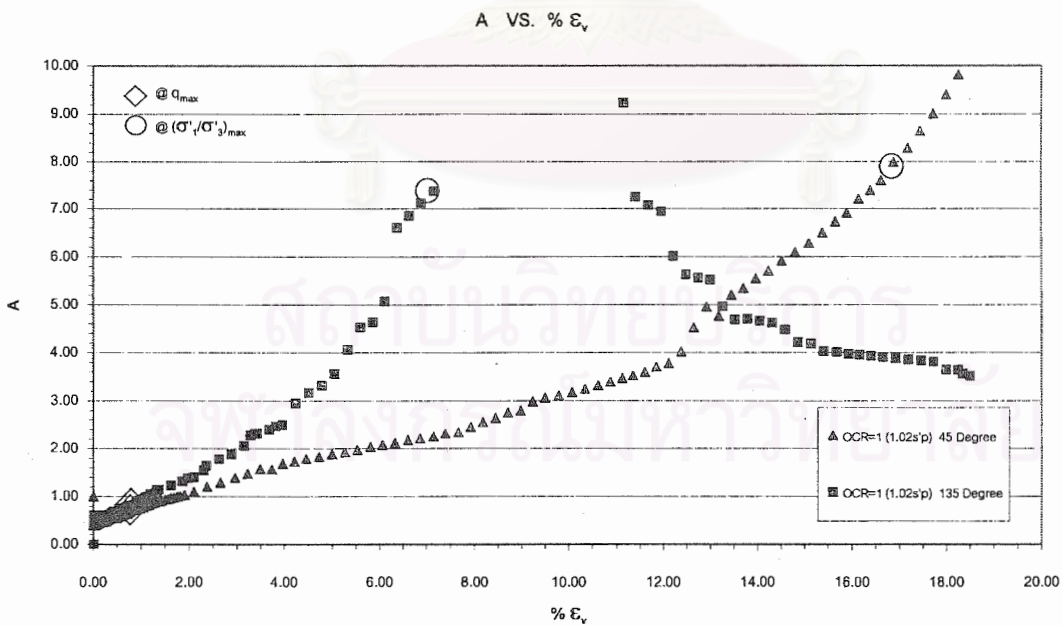
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
 ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)



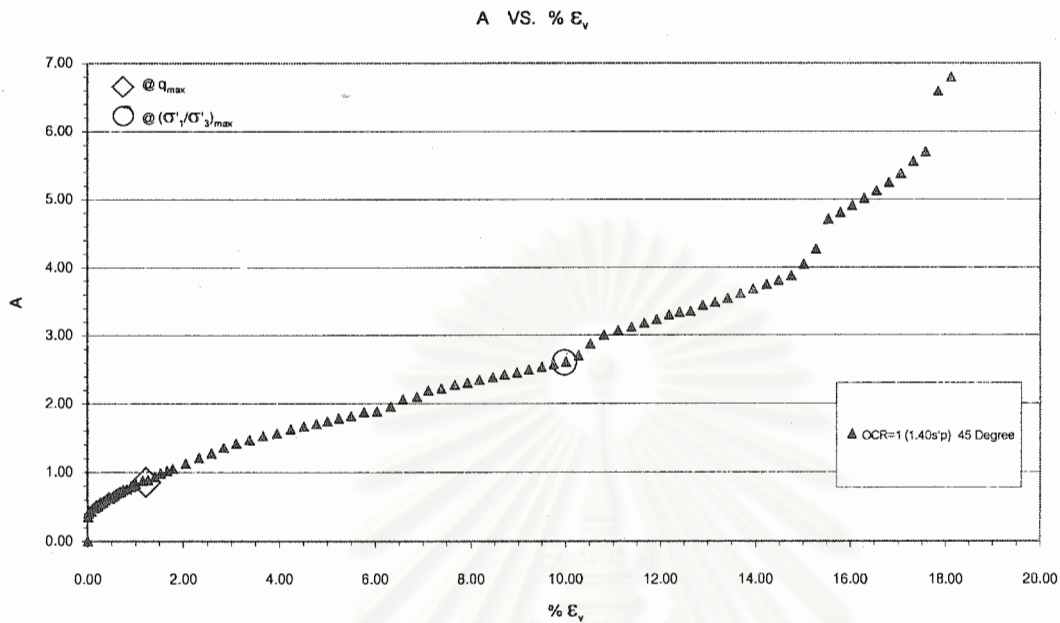
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
 ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



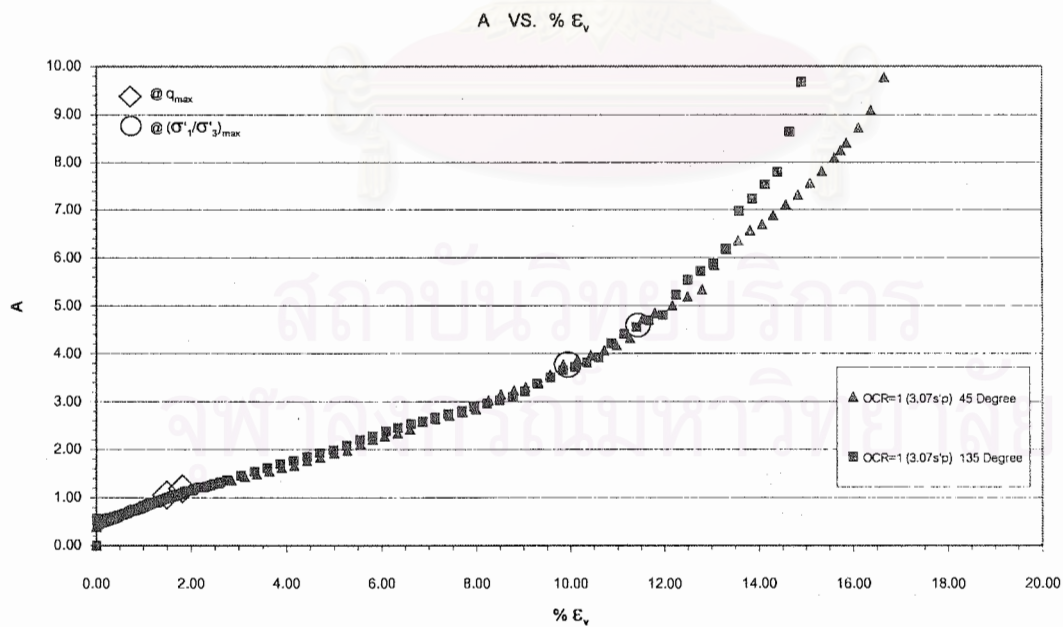
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)



รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

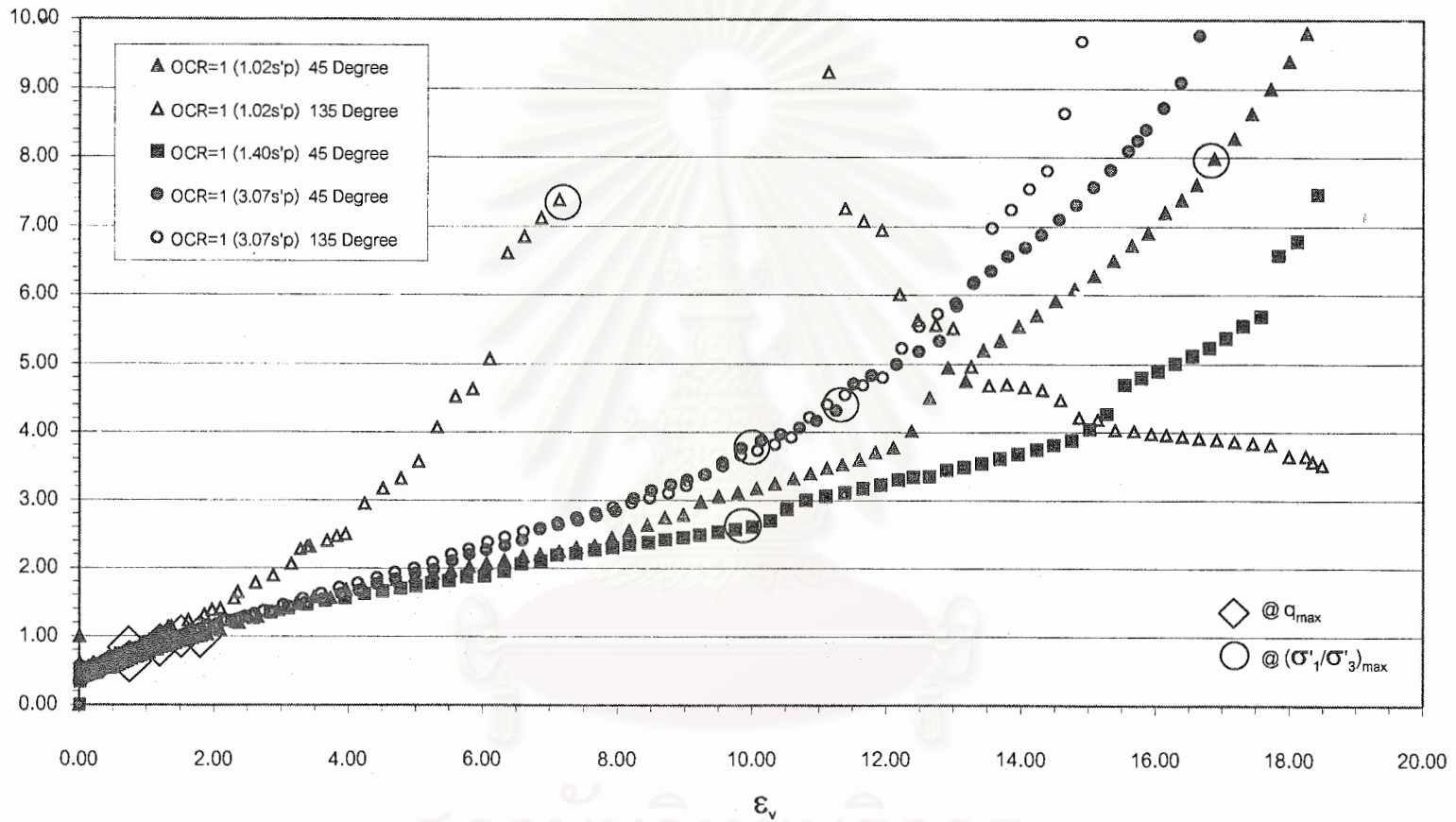


รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

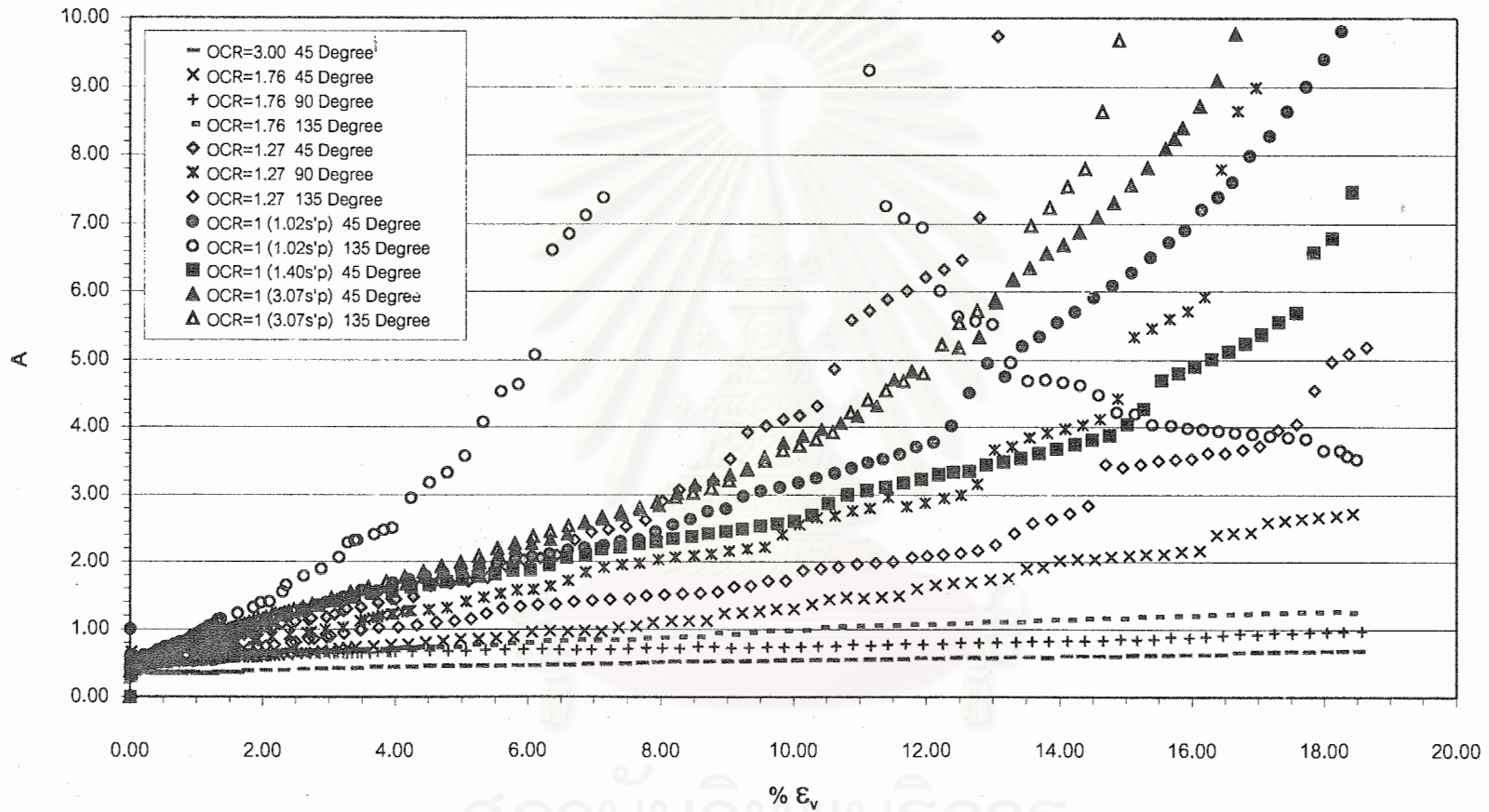
A VS. % ϵ_v



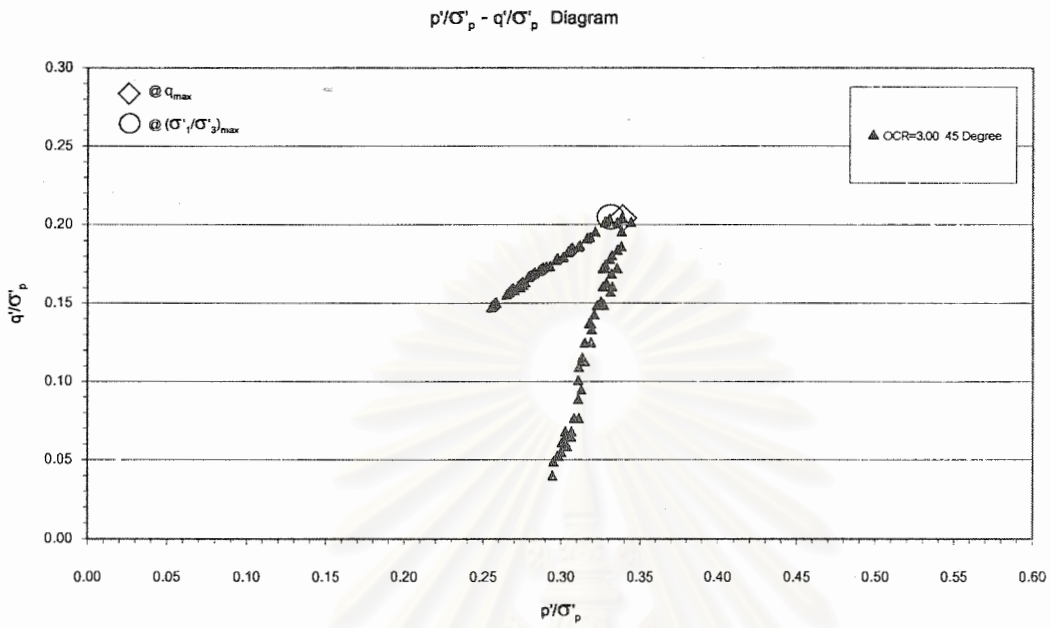
รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกฟ้า ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

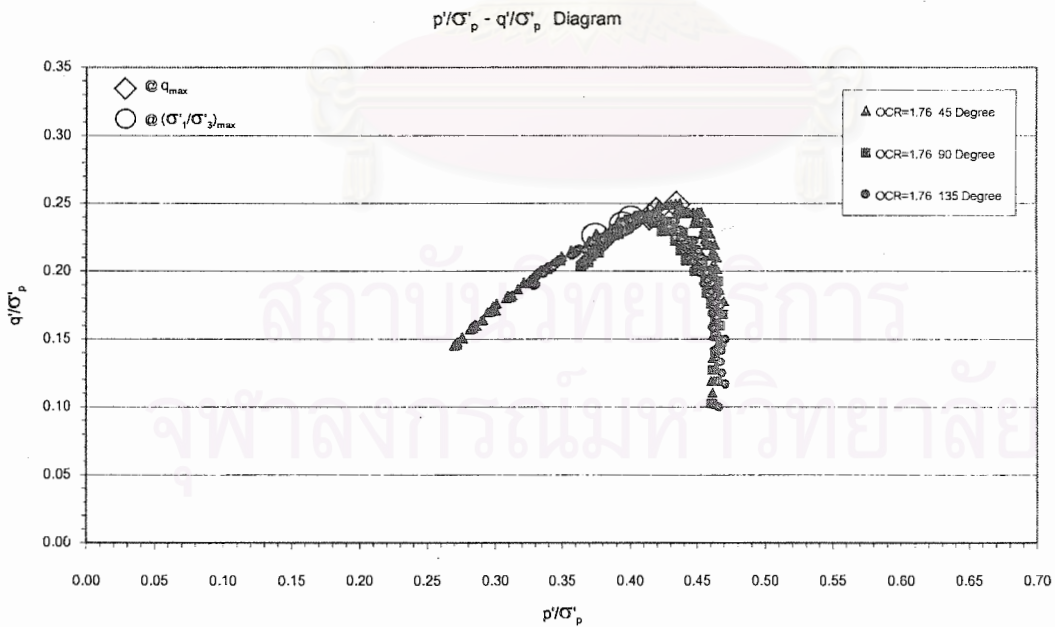
A VS. % ϵ_v



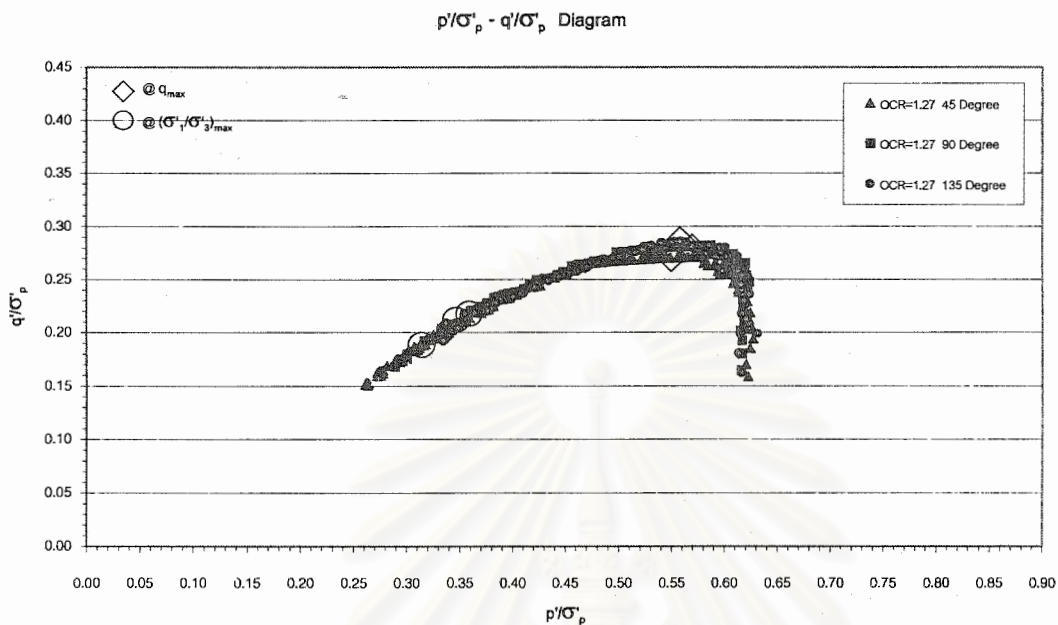
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)



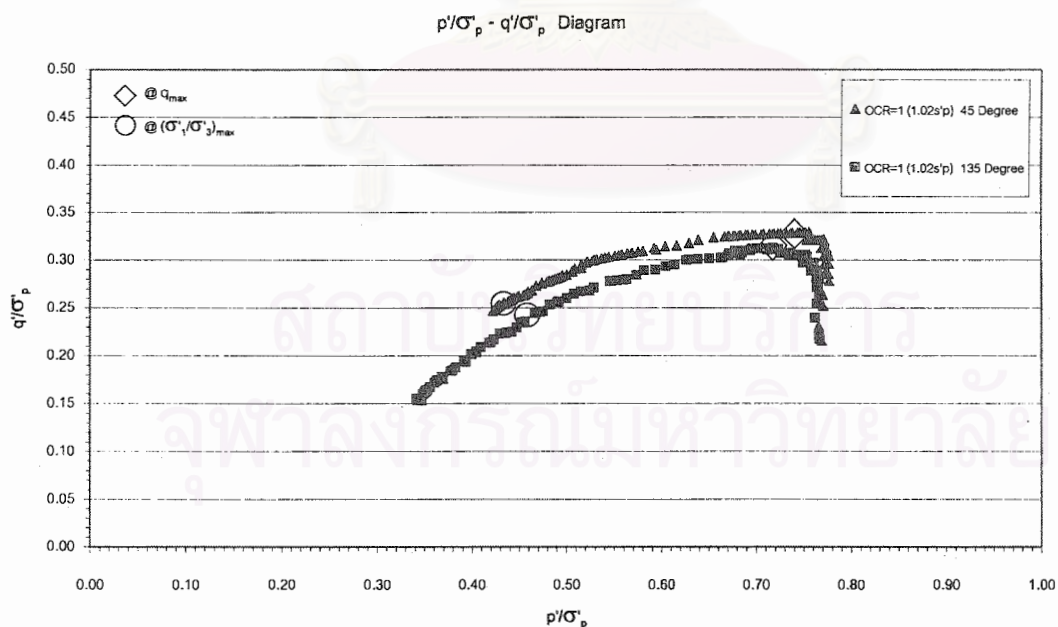
รูปที่ 4.42 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณลูพฯ ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=66.51$ KPa)



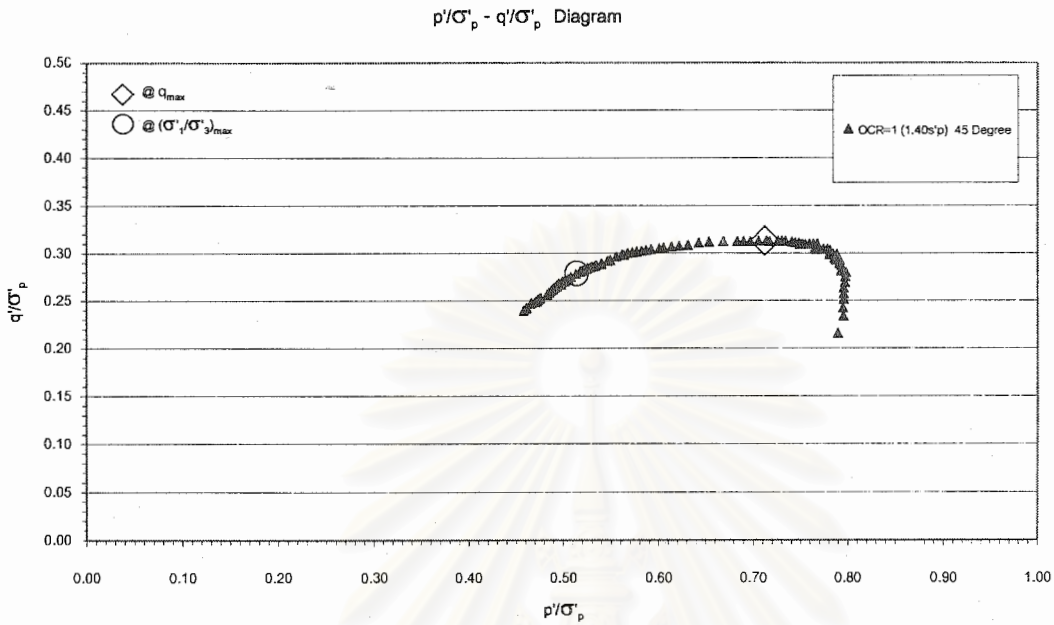
รูปที่ 4.43 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณลูพฯ ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=94.27$ KPa)



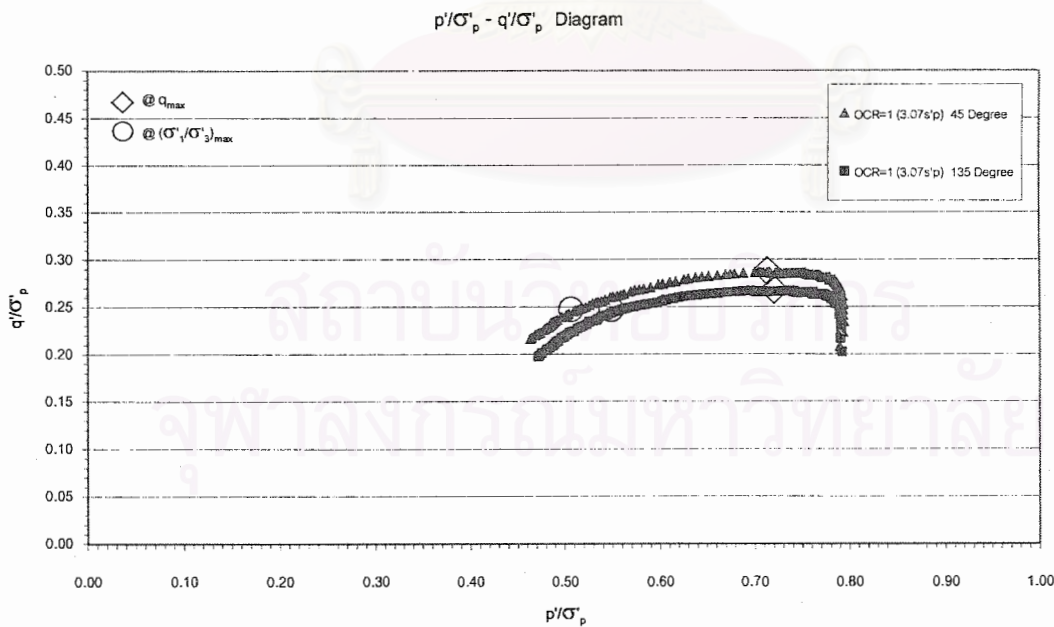
รูปที่ 4.44 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=88.29$ KPa)



รูปที่ 4.45 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=91.33$ KPa)

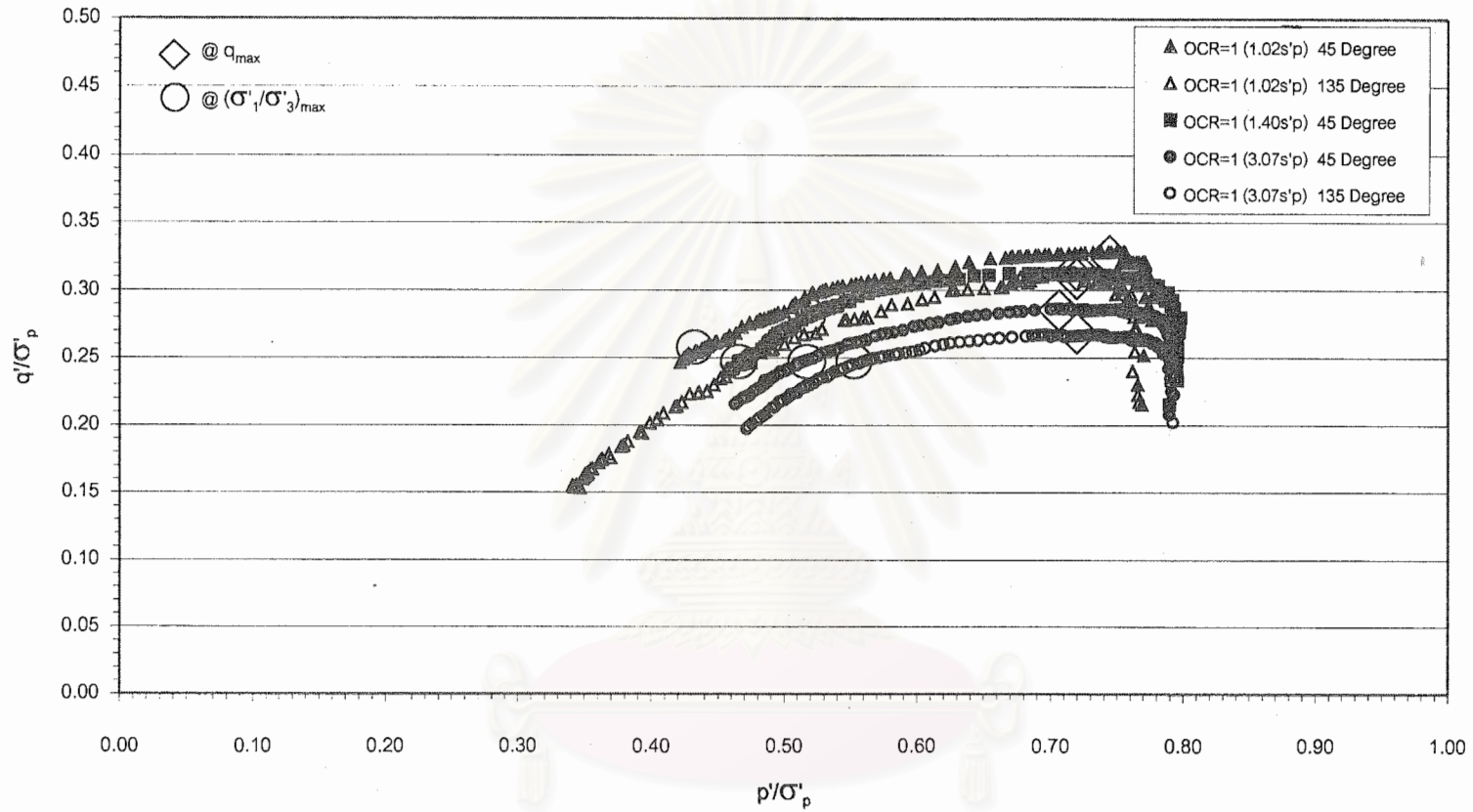


รูปที่ 4.46 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกหยาบ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ_p'=1.40 (σ_p'=94.27 KPa)



รูปที่ 4.47 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุกหยาบ ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ_p'=3.07 (σ_p'=91.33 KPa)

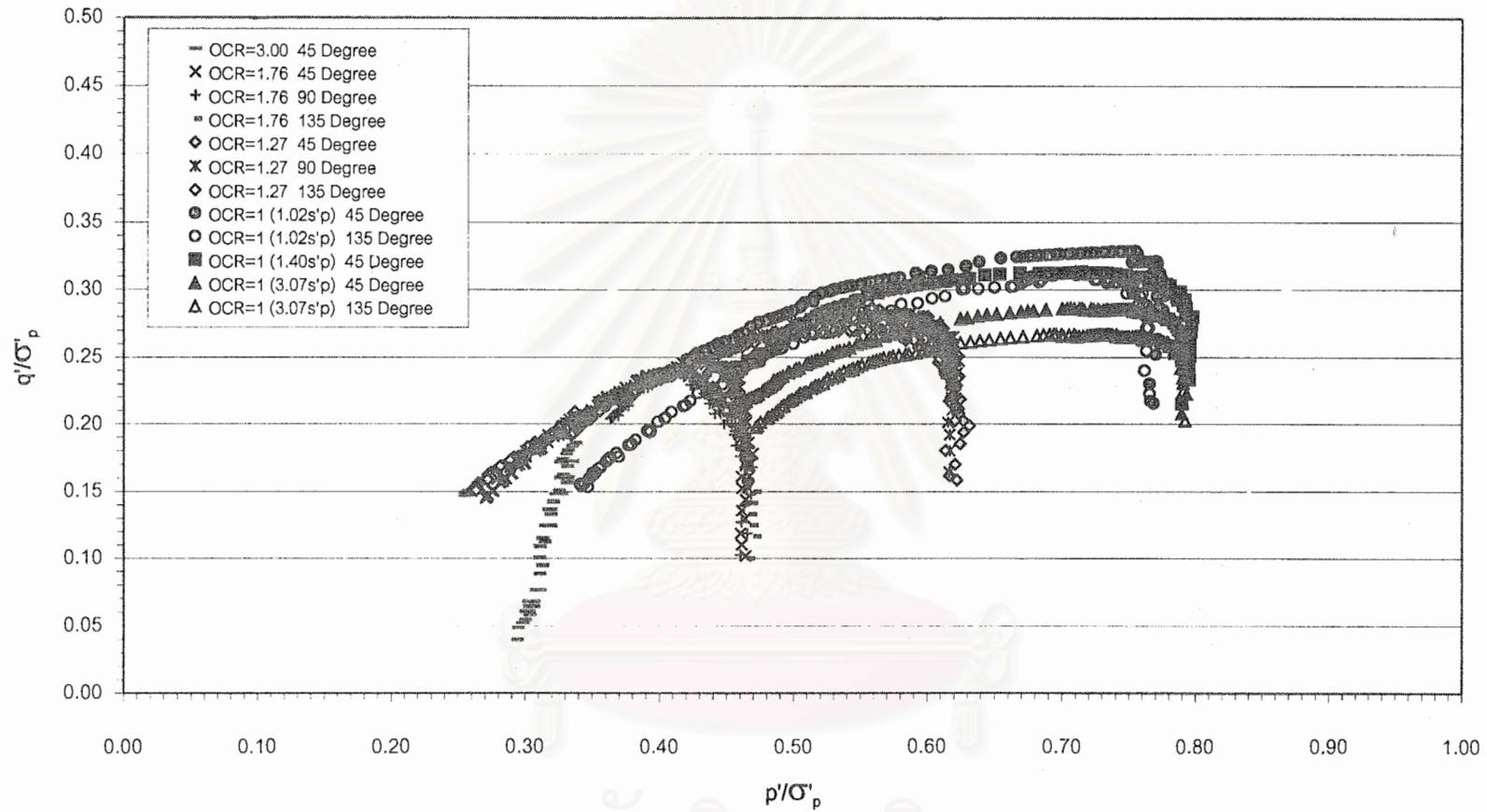
$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.48 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=91.33$ ถึง 94.27 KPa)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

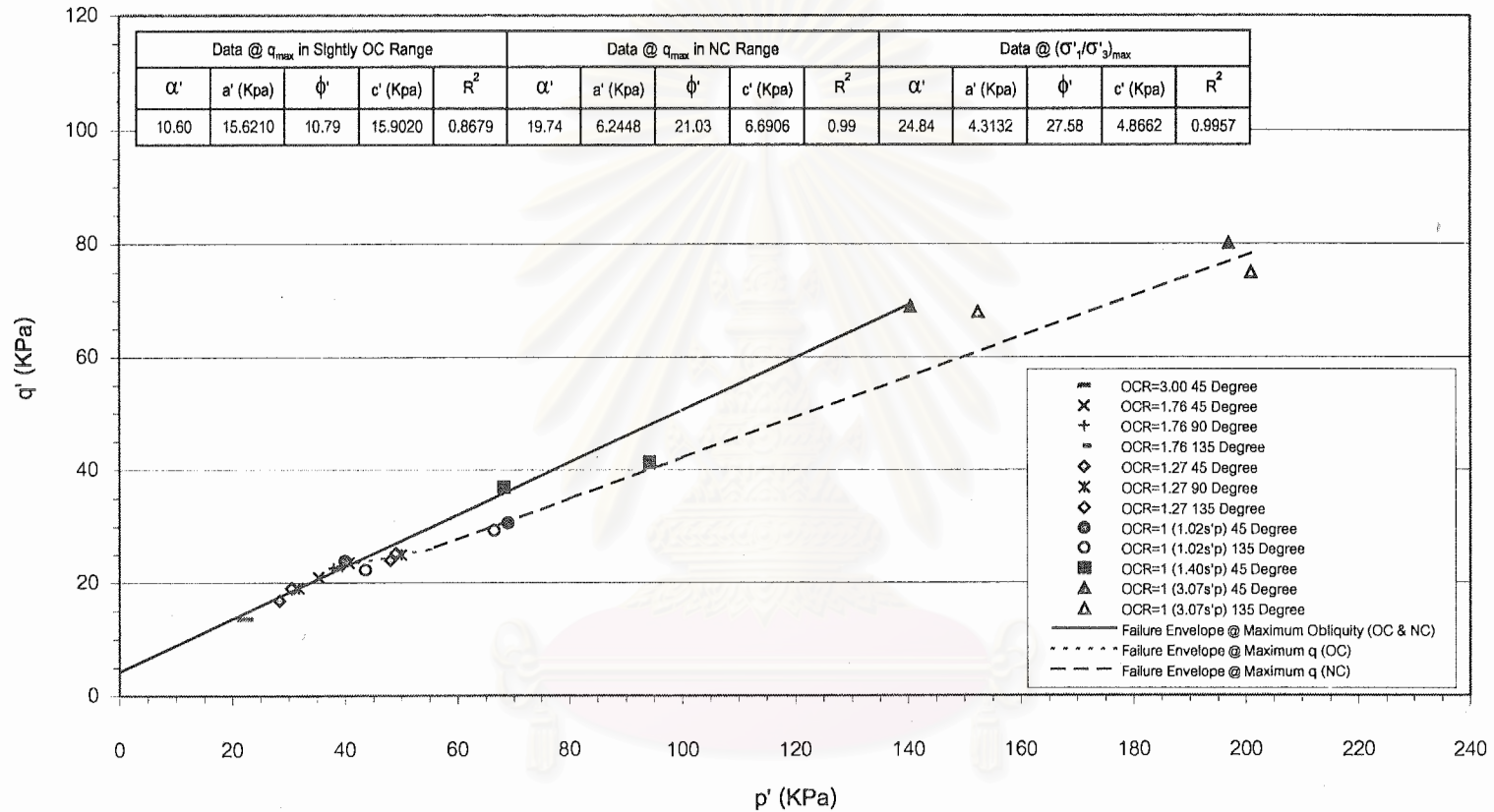
$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.49 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

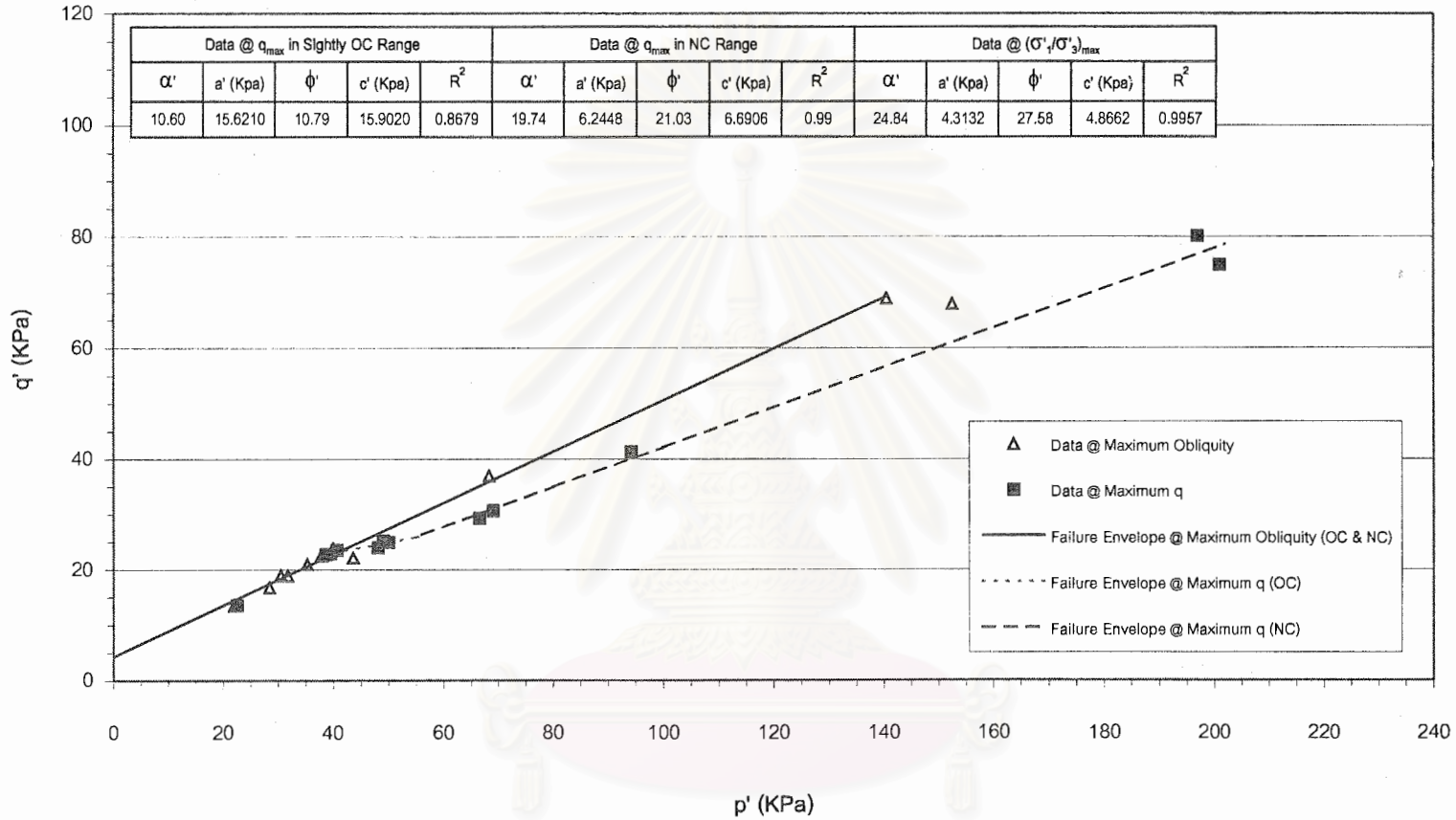
สงวนลิขสิทธิ์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

p' - q' Diagram



รูปที่ 4.50 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ เมื่อแยกตามค่า OCR และ ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมทั้งทำการทดสอบ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

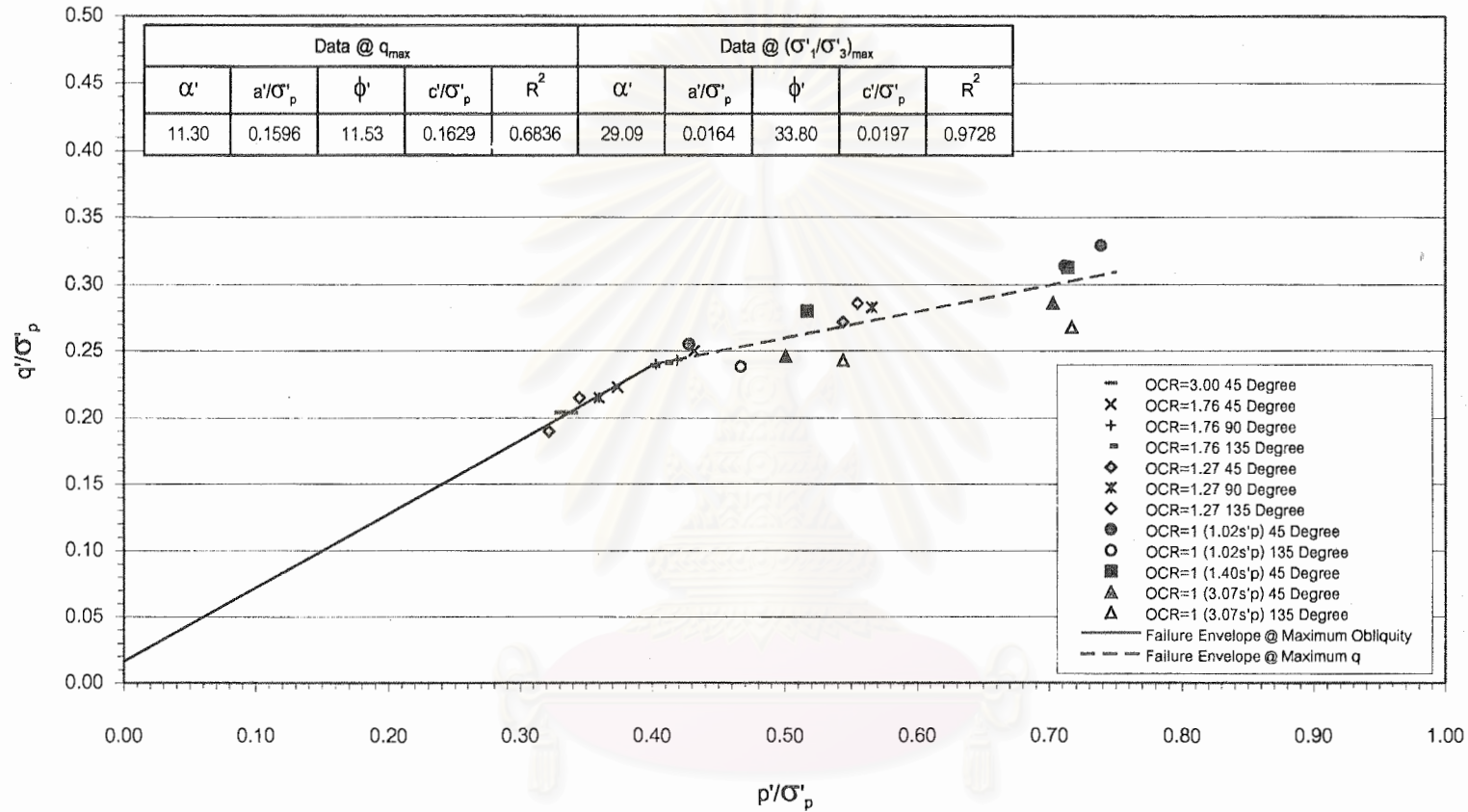
p' - q' Diagram



รูปที่ 4.51 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

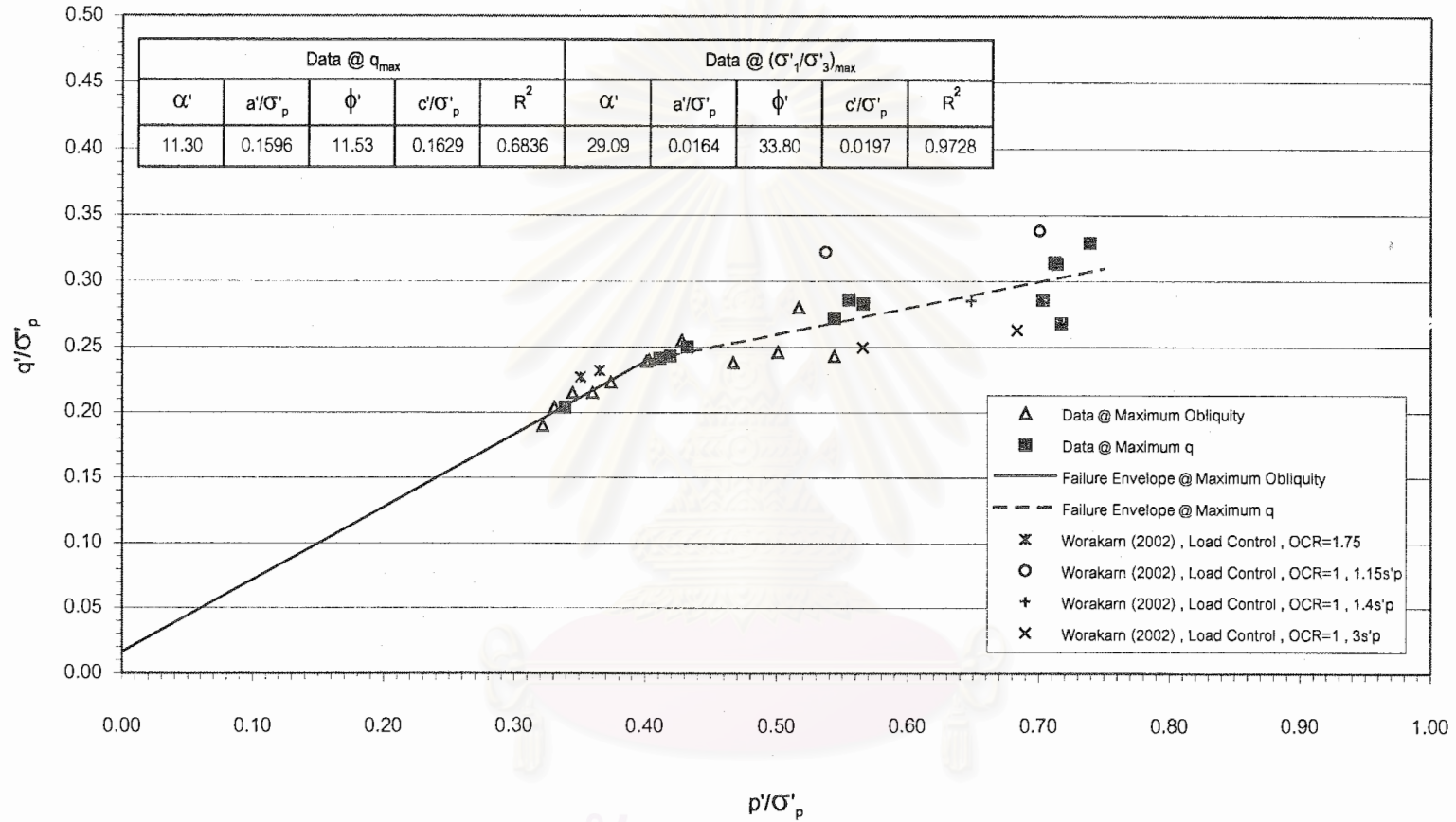
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



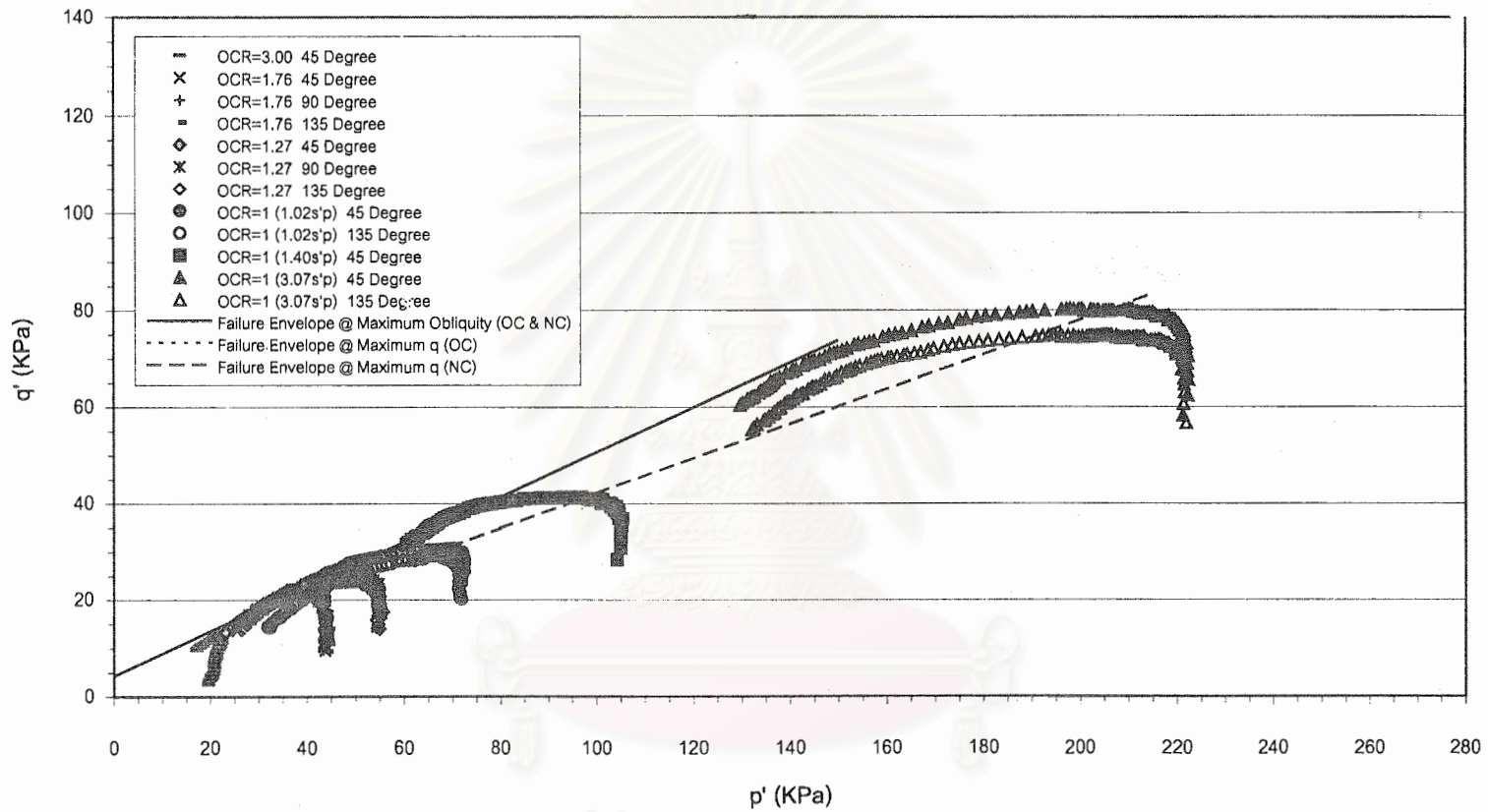
รูปที่ 4.52 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ เมื่อแยกตามค่า OCR และ ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa)

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



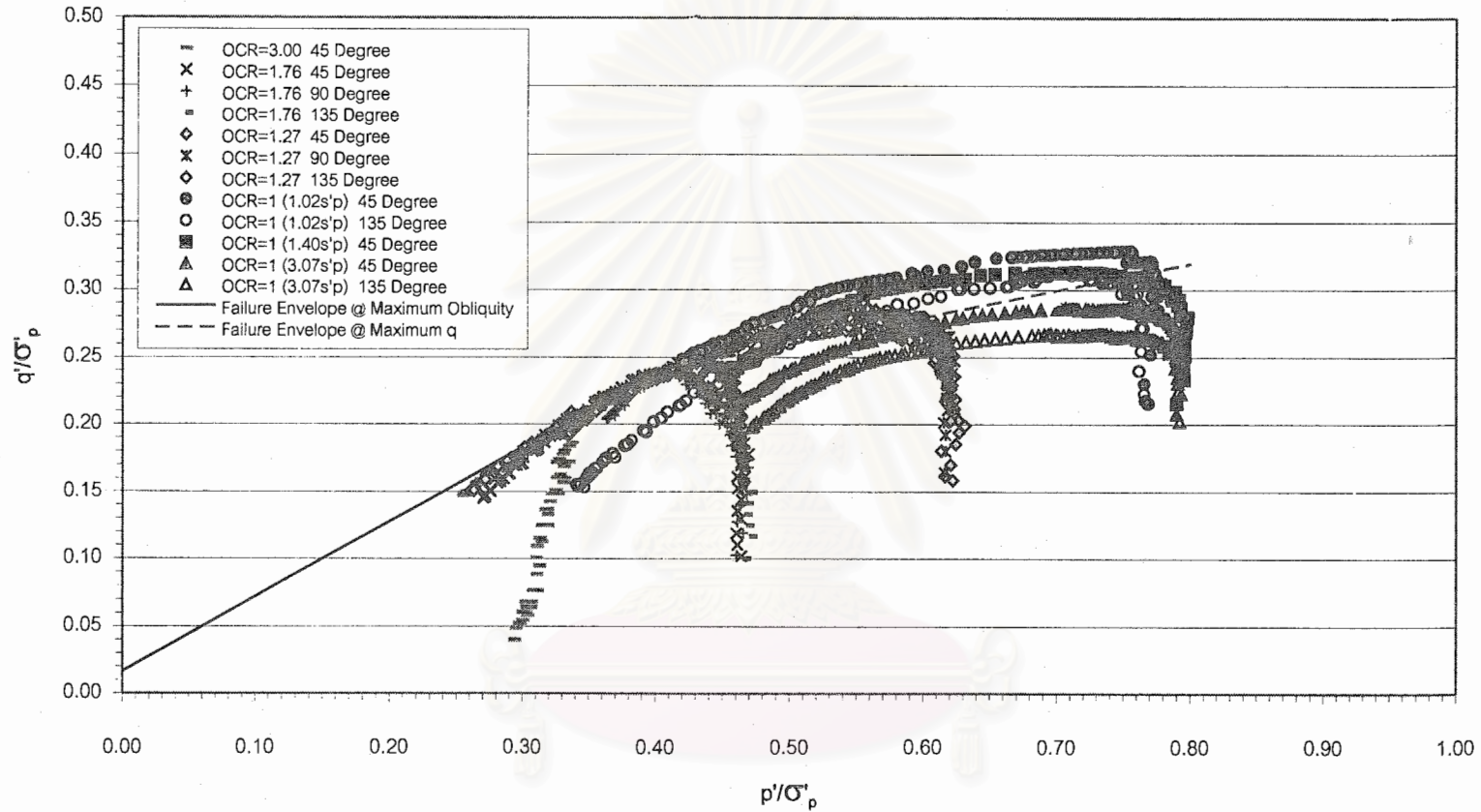
รูปที่ 4.53 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa)

p'-q' Diagram



รูปที่ 4.54 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa)

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.55 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.8 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ Stress Path Test ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม. 29-800

4.8.1 พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics)

4.8.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่า มุม θ แทบจะไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ โดยให้ความสัมพันธ์ที่แทบจะซ้อนทับกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.56 ถึง 4.58 แต่เมื่อผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} ไปแล้ว พบว่า มุม θ เริ่มมีผลต่อความสัมพันธ์นี้บ้าง แต่ก็เพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากอีกบริเวณ

2. ในช่วง NC พบว่า มุม θ มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ อย่างชัดเจน ไม่ว่าจะที่จุดวิบัติ q_{max} หรือ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.59 ถึง 4.61 โดยที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะให้ความสัมพันธ์ที่อยู่สูงกว่าที่ 45 องศา ผลของมุม θ นี้จะมีมากขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น โดยเฉพาะเมื่อมีค่าอยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve แต่เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.61) ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ที่มุม θ เท่ากับ 45 และ 135 องศา กลับมาซ้อนทับกันอีกครั้ง

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ OC มักจะแสดงให้เห็นจุด Peak อย่างชัดเจน (ดูรูปที่ 4.56) และจุด Peak นี้จะแสดงให้เห็นน้อยลงเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง (ดูรูปที่ 4.58)

2. เมื่อพิจารณาในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะพบว่า เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ ที่มุม θ มีค่าเท่ากับ 45 องศา ลดต่ำลงอย่างรวดเร็วจากที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ถึง 1.40 และความสัมพันธ์ดังกล่าวจะไม่ลดต่ำลงไปอีกหลังจากผ่านที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.40 ไปแล้ว ในขณะที่มุม q เท่ากับ 135 องศา จะพบว่า ความสัมพันธ์นี้กลับไม่ลดลงจนกว่าจะผ่านสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.40 ไปแล้ว (ดูรูปที่ 4.62)

4.8.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ที่มุม θ ต่างๆ กันจะซ้อนทับกันในช่วงต้น และมีความแตกต่างกันบ้างในช่วงปลาย ดังแสดงในรูปที่ 4.64 ถึง 4.66

2. ในช่วง NC จะพบว่าที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และ 1.40 ซึ่งตกอยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve พอดีนั้น ที่มุม θ เท่ากับ 135 องศาจะให้ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ ที่สูงกว่าที่ 45 องศาค่อนข้างมาก ดังแสดงในรูปที่ 4.67 และ 4.68 แต่เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.69) ความแตกต่างดังกล่าวกลับหายไป

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. จากรูปที่ 4.71 จะพบว่าให้ความสัมพันธ์ที่สรุปค่อนข้างยาก โดยความสัมพันธ์นี้จะขึ้นกับค่า OCR โดยมีแนวโน้มว่าที่ OCR สูงๆ จะให้ความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างต่ำ และเริ่มสูงขึ้นเมื่อค่า OCR มีค่าอยู่ในช่วง Slightly OC และลดลงอีกครั้งเมื่อเข้าใกล้ช่วง NC

4.8.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ผลของมุม θ มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ อย่างเห็นได้ชัด ดังแสดงในรูปที่ 4.72 ถึง 4.77 โดยที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ความสัมพันธ์ที่สูงที่สุดตามด้วยที่ 90 และ 135 องศา ตามลำดับ โดยความแตกต่างนี้จะลดน้อยลงเมื่อค่า OCR มีค่าลดลง ซึ่งแสดงให้เห็นทั้งในช่วง OC และ NC

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา มีแนวโน้มที่จะให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%E_v$ ลดต่ำลงเมื่อค่า OCR ลดต่ำลงแต่ก็เพียงเล็กน้อยเท่านั้น ในขณะที่ที่มุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา ให้ผลตรงกันข้าม (ดูรูปที่ 4.79 ประกอบ)

2. ในช่วง NC พบว่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p แทบไม่มีผลต่อความสัมพันธ์นี้ โดยมีความแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย ดังแสดงในรูปที่ 4.78

4.8.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ จะซ้อนทับกันในช่วงต้น จนกระทั่งผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} จึงเริ่มมีความแตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.80 ถึง 4.82 โดยความแตกต่างเนื่องจากผลของมุม θ จะเริ่มมีมากขึ้นเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง

2. ในช่วง NC จะพบว่ายังคงให้ผลในการทำงานเดียวกันกับในช่วง OC โดยหลังจากผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} แล้ว ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ความสัมพันธ์ที่อยู่สูงกว่าที่ 135 องศา (รูปที่ 4.83 ถึง 4.85) และมีความแตกต่างกันมากที่สุดที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเท่ากับ 1.40 (รูปที่ 4.84) ซึ่งอยู่ในช่วงที่เกิด Non-Linearity ใน Consolidation Curve มากที่สุด จากนั้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.85) ซึ่งอยู่ในช่วง Linear ใน Consolidation Curve อีกครั้ง พบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวกลับมาสอดทับกันอีกครั้งหรือผลของมุม θ หายไปนั่นเอง

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ในช่วง OC จะพบว่าที่ค่า OCR มีค่าสูงๆ (รูปที่ 4.80) ค่า A มักจะมีค่าไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับ $\%E_v$ และเมื่อค่า OCR มีค่าลดลง (รูปที่ 4.81 และ 4.82) จะพบว่าค่า A จะมีการเปลี่ยนแปลงกับ $\%E_v$ มากขึ้นทุกที โดยที่ค่า OCR มีค่าใกล้ 1 จะเห็นว่าค่า A จะมีค่าสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งแสดงให้เห็นในทุกมุม θ (ดูรูปที่ 4.87)

2. ในช่วง NC จะพบว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ $\%E_v$ ยังคงสูงขึ้นอย่างต่อเนื่องเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น และเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเท่ากับ 3.07 ความสัมพันธ์ดังกล่าวกลับมีค่าลดลงอีกครั้ง ในขณะที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา ความสัมพันธ์ดังกล่าวกลับมีค่าลดลงทันทีหลังจากผ่านสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น (ดูรูปที่ 4.86)

4.8.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติทั้ง 2 แบบ

4.8.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max} (ดูตารางที่ 4.5 ทางซ้ายมือประกอบ)

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 , q/σ'_{vc} , p/σ'_p และ q/σ'_p แทบจะไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับผลของมุม θ ทิศทางต่างๆ สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC แต่สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ที่สัดส่วน

σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และ 1.40 จะพบว่าค่าพารามิเตอร์ที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา มีแนวโน้มให้ค่าสูงกว่าที่ 45 องศา โดยความแตกต่างดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น จนกระทั่งสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเท่ากับ 3.07 ความแตกต่างดังกล่าวกลับหายไป

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา จะให้ค่าสูงที่สุด ตามมาด้วยที่มุม 90 และ 135 องศา ตามลำดับ โดยพบในตัวอย่างทั้งที่อยู่ในสภาพ OC และ NC โดยความแตกต่างนี้จะลดน้อยลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง

3. ค่า A_r ในช่วง OC จะพบว่าให้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกันไม่ว่าที่มุม θ เท่าใด แต่สำหรับในช่วง NC ค่า A_r ของตัวอย่างที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา มีแนวโน้มว่าจะให้ค่าสูงกว่าที่ 135 องศา

4. ค่า $\%E_v$ ในช่วง OC ค่อนข้างใกล้เคียงกัน ส่วนในช่วง NC มีแนวโน้มว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ค่าสูงกว่าที่ 135 องศา

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 และ q/σ'_{vc} สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC จะมีค่าลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ก็ยังคงมีการลดลงของค่าดังกล่าวอย่างต่อเนื่อง โดยที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา การลดลงของพารามิเตอร์นี้จะเกิดมากในช่วงจากสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ถึง 1.40 ในขณะที่ที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะเกิดมากในช่วงจาก 1.40 ถึง 3.07

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา จะมีค่าลดลงเรื่อยๆ เมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลงจนกระทั่งมีค่าต่ำที่สุดเมื่อตัวอย่างอยู่ในสภาพ NC ณ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.40 จากนั้นจึงเริ่มมีค่าสูงขึ้นอีกครั้ง ในขณะที่มุม θ เท่ากับ 90 และ 135 องศา ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เมื่อค่า OCR มีค่าลดลง รวมไปถึงในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

3. ค่า A_r จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีโดยทั่วไป และยังคงสูงขึ้นอย่างต่อเนื่องในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

4. ค่า $\%E_v$ สรุปลงได้ค่อนข้างยาก แต่มีแนวโน้มว่าจะให้ค่าลดลงเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง

5. ค่า p'/σ'_p และ q/σ'_p ในช่วง OC จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR มีค่าลดลง ส่วนในช่วง NC ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา จะให้ค่า p'/σ'_p จะให้ค่าเพิ่มขึ้นในช่วงจากสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ถึง 1.40 ส่วนค่า q/σ'_p จะให้ค่าลดลงอย่างรวดเร็ว และหลังจากนั้นค่าดังกล่าวจึงเริ่มคงที่ ส่วนที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะให้ค่า p'/σ'_p ที่ค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มากนัก และให้ค่า q/σ'_p ที่ค่อนข้างคงที่ในช่วงจากสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ถึง 1.40 และหลังจากนั้นจะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว

4.8.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ (ดูตารางที่ 4.5 ทางขวามือ ประกอบ)

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 , q/σ'_{vc} ในช่วง OC ให้ค่าค่อนข้างกระจายจนสรุปได้ยากกว่าที่มุม θ เท่าใด ให้ค่าสูงต่ำกว่ากัน ส่วนในช่วง NC ระหว่างสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ถึง 1.40 มีแนวโน้มว่าที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะให้ค่าค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับที่ 45 องศา และเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 พบว่าความแตกต่างดังกล่าวกลับหายไป

2. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ จะมีค่าลดต่ำลงเมื่อมุม θ มีค่าสูงขึ้น โดยความแตกต่างจะมีค่าน้อยลงเมื่อค่า OCR ลดลง

3. ค่า A ที่ค่า OCR สูงๆ จะไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับมุม θ แต่เมื่อค่า OCR ลดต่ำลงและรวมไปถึงในช่วง NC พบว่าค่า A มีแนวโน้มว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ค่าสูงกว่าที่ 135 องศา อย่างเห็นได้ชัด โดยจะมีความแตกต่างกันมากในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ณ ค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p อยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 1.4

4. ค่า $\% \epsilon_v$ มีแนวโน้มว่าที่มุม θ เท่ากับ 90 องศา จะให้ค่าสูงที่สุด ในขณะที่ที่มุม θ เท่ากับ 45 และ 135 องศา ให้ค่าที่ไม่แตกต่างกันมากนัก ผลดังกล่าวพบได้ทั้งในช่วง OC และ NC

5. ค่า p/σ'_p และ q/σ'_p ให้ค่าค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับมุม θ ยกเว้นในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC ณ ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.40 ที่มีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ค่า σ'_1/σ'_3 ในช่วง OC พบว่าให้ค่าค่อนข้างสับสนจนไม่สามารถสรุปได้แน่นอน แต่สำหรับในช่วง NC จะพบว่าค่า σ'_1/σ'_3 จะมีค่ามากที่สุดที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 จากนั้นจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

2. ค่า q/σ'_{vc} ให้ผลทำนองเดียวกันกับที่จุดวิบัติ q_{max} คือมีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง ส่วนในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะให้ค่าที่ค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มากนัก

3. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ให้ค่าที่สรุปได้ค่อนข้างยาก แต่มีแนวโน้มว่าที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา จะมีค่าลดลง เมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง ในขณะที่มุม θ อื่นให้ผลตรงกันข้าม

4. ค่า A จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR ลดลง และยิ่งค่า OCR มีค่าเข้าใกล้ 1 ค่า A จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนเมื่อเข้าสู่ช่วง NC จะพบว่าค่า A จะมีค่าสูงที่สุดเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 จากนั้นจะมีค่าลดต่ำลงเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

5. ค่า $\%E_v$ ให้ค่าที่สรุปได้ค่อนข้างลำบากแต่มีแนวโน้มว่าที่ค่า OCR ต่ำๆ จะให้ค่าสูงกว่าที่ค่า OCR สูงๆ โดยส่วนใหญ่จุดวิกฤติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มักเกิดที่ $\%E_v$ สูงๆ (ประมาณ 10% ขึ้นไป)

6. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p มีค่าค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า OCR แต่มีแนวโน้มจะให้ค่าสูงขึ้นเล็กน้อยเมื่อค่า OCR ต่ำลง โดยรวมไปถึงในช่วง NC

4.8.3 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล

ก. เปรียบเทียบที่ค่า OCR เท่ากัน

1. ในช่วง OC พบว่ามุม θ แทบไม่มีผลต่อรูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ดังแสดงในรูปที่ 4.88 ถึง 4.90

2. ในช่วง NC จะพบว่ามุม θ มีผลอย่างมากต่อทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และ 1.40 ดังแสดงในรูปที่ 4.91 และ 4.92 โดยให้ ESP ที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา อยู่สูงกว่าที่ 45 องศา ซึ่งความแตกต่างดังกล่าวจะมีมากขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น จนกระทั่งสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 (รูปที่ 4.93) ความแตกต่างดังกล่าวจึงหายไป

ข. เปรียบเทียบที่มุม θ เท่ากัน

1. ที่ค่า OCR สูงๆ ($OCR \geq 3$) จะให้ ESP ที่พุ่งขึ้นตรงในแนวตั้งและมีแนวโน้มที่จะโค้งไปทางขวามือมากขึ้นเมื่อค่า OCR สูงขึ้น โดยหลังจากผ่านจุดวิกฤติที่ q_{max} แล้วจะพบว่า ESP จะลดลงอย่างรวดเร็ว ดังแสดงในรูปที่ 4.88

2. สำหรับดินที่อยู่ในช่วง Slightly OC ($3 < OCR < 1$) จะพบว่า ESP จะพุ่งขึ้นในแนวตั้งและค่อนข้างไปทางซ้ายเล็กน้อยในช่วงแรก จากนั้นเมื่อเข้าใกล้จุดวิกฤติที่ q_{max} ESP จะเริ่มโค้งไปทางซ้ายมากขึ้น ดังในรูปที่ 4.89 และ 4.90 โดยเมื่อผ่านจุดวิกฤติที่ดังกล่าวไปแล้ว ESP จะไม่ลดลงเร็วเหมือนในตัวอย่างที่มีค่า OCR สูงๆ โดยความโค้งจะมีมากขึ้นเมื่อค่า OCR เข้าใกล้ 1 (รูปที่ 4.91)

3. ในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะพบว่า ESP จะโค้งออกทางซ้ายมือตั้งแต่ช่วงแรกและโค้งมากขึ้นเมื่อเข้าใกล้จุดวิกฤติ q_{max} โดยเมื่อผ่านจุดวิกฤติดังกล่าวไปแล้วจะพบว่า ESP จะค่อนข้างคงที่และแทบจะไม่ลดลงจนกระทั่งถึงจุดวิกฤติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.91 ถึง 4.93 และเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากขึ้นจะเห็นว่า ESP ยิ่งแสดงออกถึงความโค้งมากขึ้น (ดูรูปที่ 4.94)

4.8.4 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Failure Envelope)

4.8.4.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลอต (Conventional Effective Stress Failure Envelope , CESE)

เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลอต เมื่อแยกตามสถานะการทดสอบแสดงในรูปที่ 4.96 และเมื่อแยกตามชนิดจุดวิบัติแสดงในรูปที่ 4.97 จะเห็นว่ามีแนวโน้มที่ให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ (เส้นที่บ) เป็นเส้นเดียวกันไม่ว่าจะอยู่ในสภาพ NC หรือ OC เหมือนกับผลการทดสอบจากจุฬาย โดยสามารถพิตความสัมพันธ์ดังกล่าวด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9889 และมีมุม ϕ' เท่ากับ 27.41 องศา และค่า c' เท่ากับ 6.56 KPa

ในขณะที่เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะลากได้ค่อนข้างลำบาก โดยสามารถแยกออกได้เป็น 2 ช่วง คือ OC และ NC โดยเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของช่วง OC จะเป็นเส้นเดียวกันกับเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ (รูปที่ 4.97 เส้นที่บ) ในขณะที่เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของช่วง NC (รูปที่ 4.97 เส้นที่ป) จะแตกต่างออกไปโดยจะอยู่ต่ำกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และมีมุม ϕ' เท่ากับ 21.77 องศา และค่า c' เท่ากับ 6.84 KPa ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9934

สำหรับดินจากบริเวณนี้ยังคงแสดงให้เห็นถึงผลของ Cementation เนื่องจากปริมาณ Fe_2O_3 ที่มีอยู่ค่อนข้างสูงในมวลดิน (ตารางที่ 4.3) เหมือนดังเช่นตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย โดยสามารถสังเกตได้จากค่า c' ที่ไม่เท่ากับ 0 ของเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของช่วง NC

รูปที่ 4.100 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากจุดเริ่มต้นจนกระทั่งเกิดการวิบัติ และเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ CESE พลอต

4.8.4.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'/σ'_p - q'/σ'_p พลอต (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE)

เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'/σ'_p - q'/σ'_p พลอต เมื่อแยกตามสถานะการทดสอบแสดงในรูปที่ 4.98 และเมื่อแยกตามชนิดจุดวิบัติแสดงในรูปที่ 4.99 จะพบว่าเมื่อพลอตในรูปของ NESE แล้วเส้นขอบเขตการวิบัติจะเหลือเพียง 2 เส้นเท่านั้นคือ เส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC และ เส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC

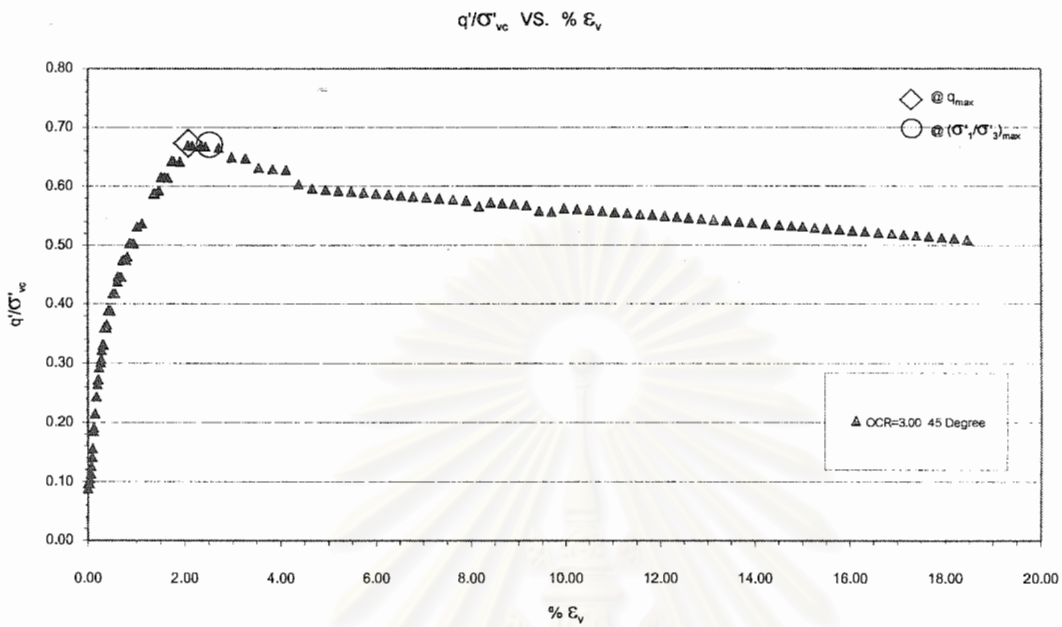
ในช่วง OC ไม่ว่าจะมีการพิจารณาจากค่า OCR หรือจุดวิบัติแบบใดก็ตาม ก็ยังคงให้เส้นขอบเขตการวิบัติเป็นเส้นตรงเดียวกัน ในที่นี้ขอเรียกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ (รูปที่ 4.99 เส้นที่บ) เพื่อให้ง่ายในการเปรียบเทียบกับอีกบริเวณหนึ่ง ถึงแม้ว่าเส้นขอบเขตการวิบัติดังกล่าวจะมีได้เกิดจากข้อมูลที่จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ เพียงอย่างเดียวก็ตาม โดยมีมุม ϕ' เท่ากับ 22.66 องศา และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.1187 ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9746 อย่างไรก็ตามเส้นขอบเขตการวิบัติดังกล่าวยังสามารถครอบคลุมถึงในช่วง NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และ 1.4 อีกด้วย (ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.4 เฉพาะที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา) (ดูรูปที่ 4.98 ประกอบ)

สำหรับในช่วง NC พบว่าเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าตั้งแต่ประมาณ 1.4 ขึ้นไปจะได้เส้นขอบเขตการวิบัติที่ต่ำกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติในช่วง OC เส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้นี้จะเส้นขอบเขตการวิบัติของทั้งที่จุดวิบัติที่ q_{\max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ซึ่งในที่นี้ขอเรียกโดยรวมว่าเป็นเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} ด้วยเหตุผลเดียวกันกับที่กล่าวข้างต้น โดยมีมุม ϕ' เท่ากับ 10.75 องศา และค่า c'/σ'_p เท่ากับ 0.1617 ด้วยค่า R^2 เท่ากับ 0.9634

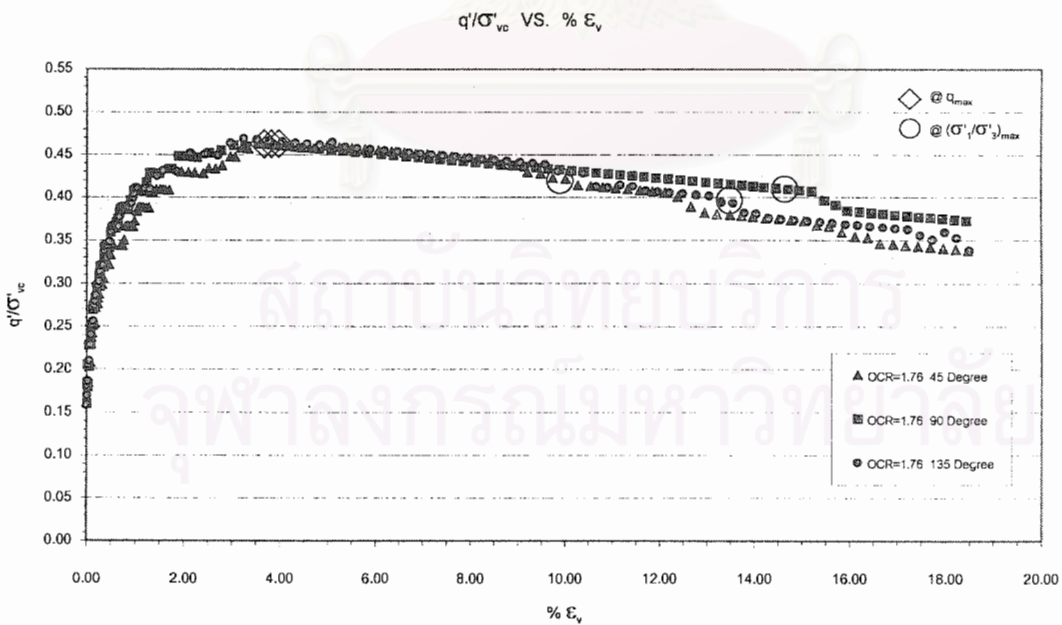
รูปที่ 4.101 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจากจุดเริ่มต้นจนกระทั่งเกิดการวิบัติ และเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ NESE พลอต

จากผลการทดสอบตัวอย่างดินทั้ง 2 พบว่าผลของทางเดินของหน่วยแรงรวมหรือมุม θ แทบไม่มีผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติโดยไม่ว่าจะพลอตในรูปแบบ CESE หรือ NESE ก็ยังคงได้เส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน

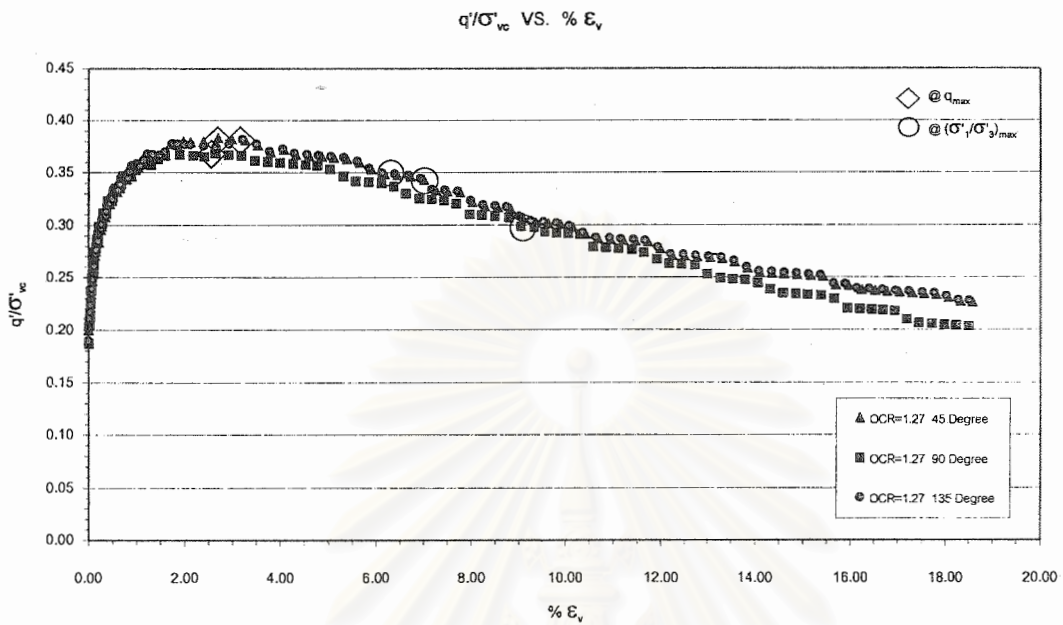
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



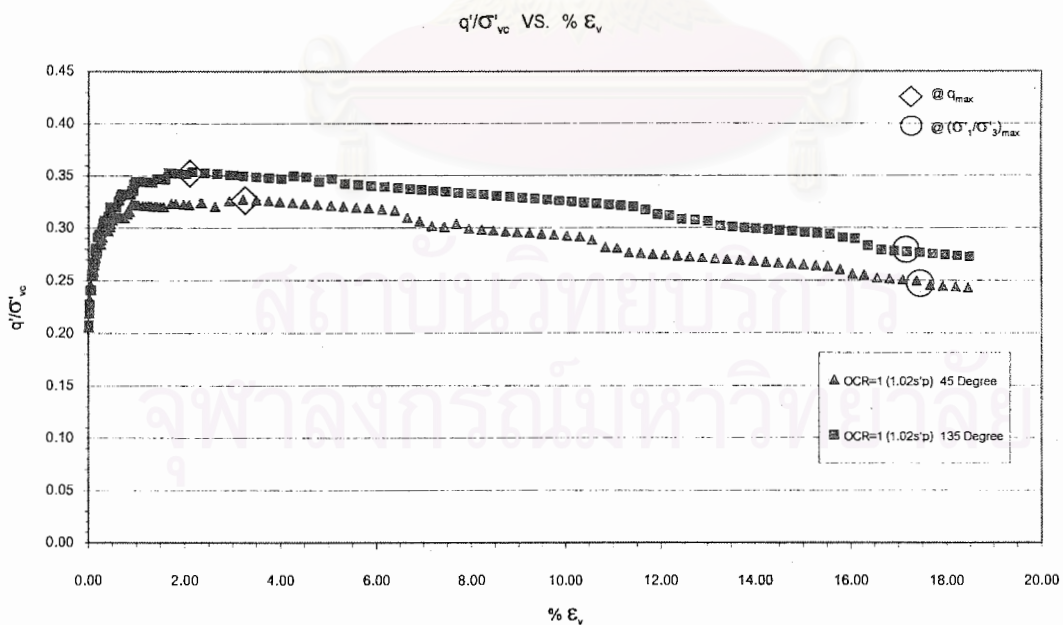
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า $OCR=3.00$ ($\sigma'_p=81.42$ KPa)



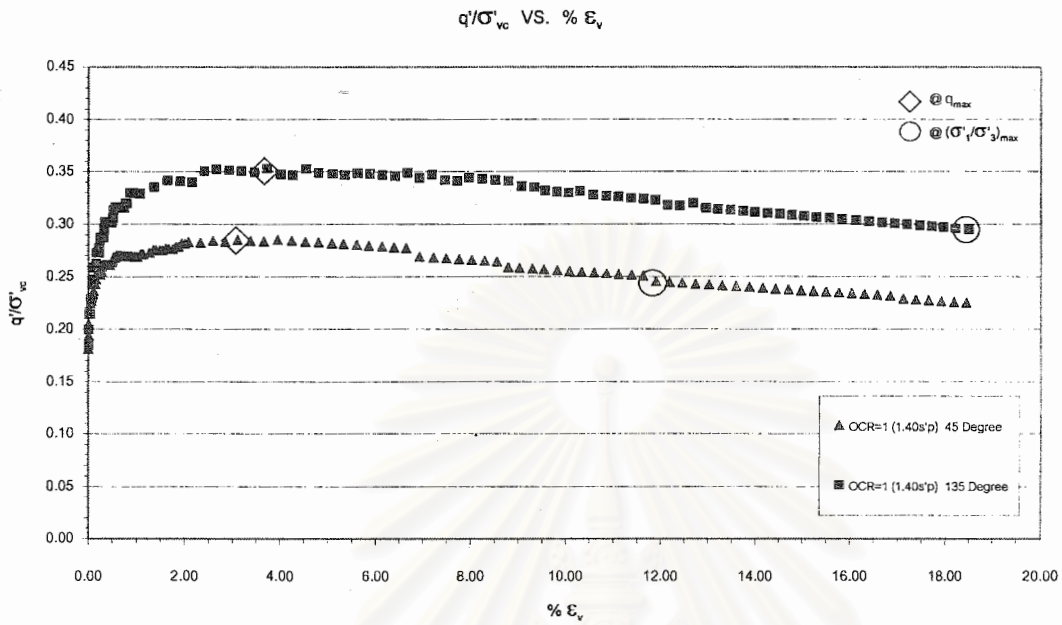
รูปที่ 4.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า $OCR=1.76$ ($\sigma'_p=62.49$ KPa)



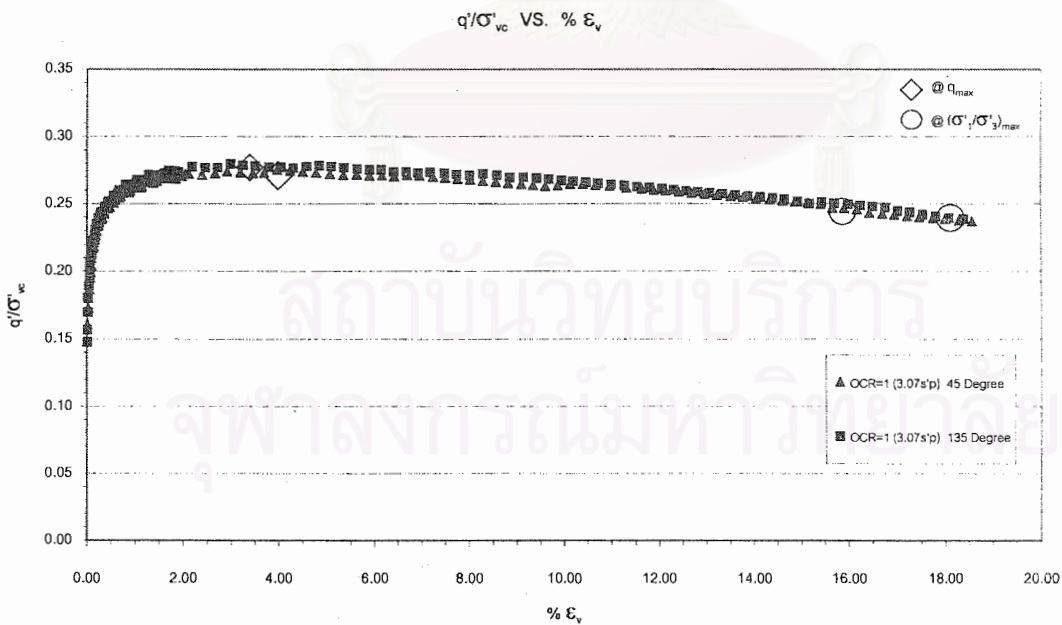
รูปที่ 4.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)



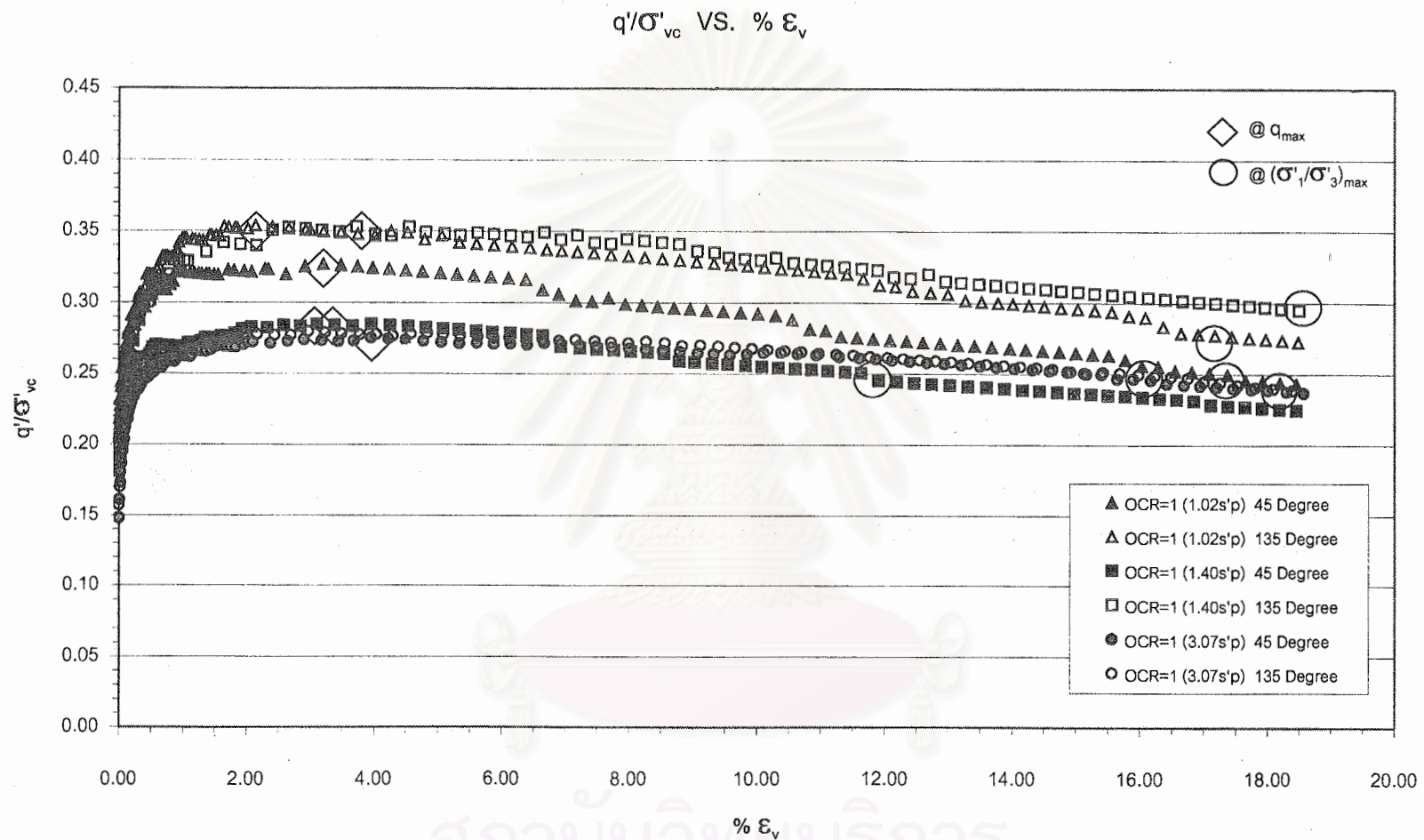
รูปที่ 4.59 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)



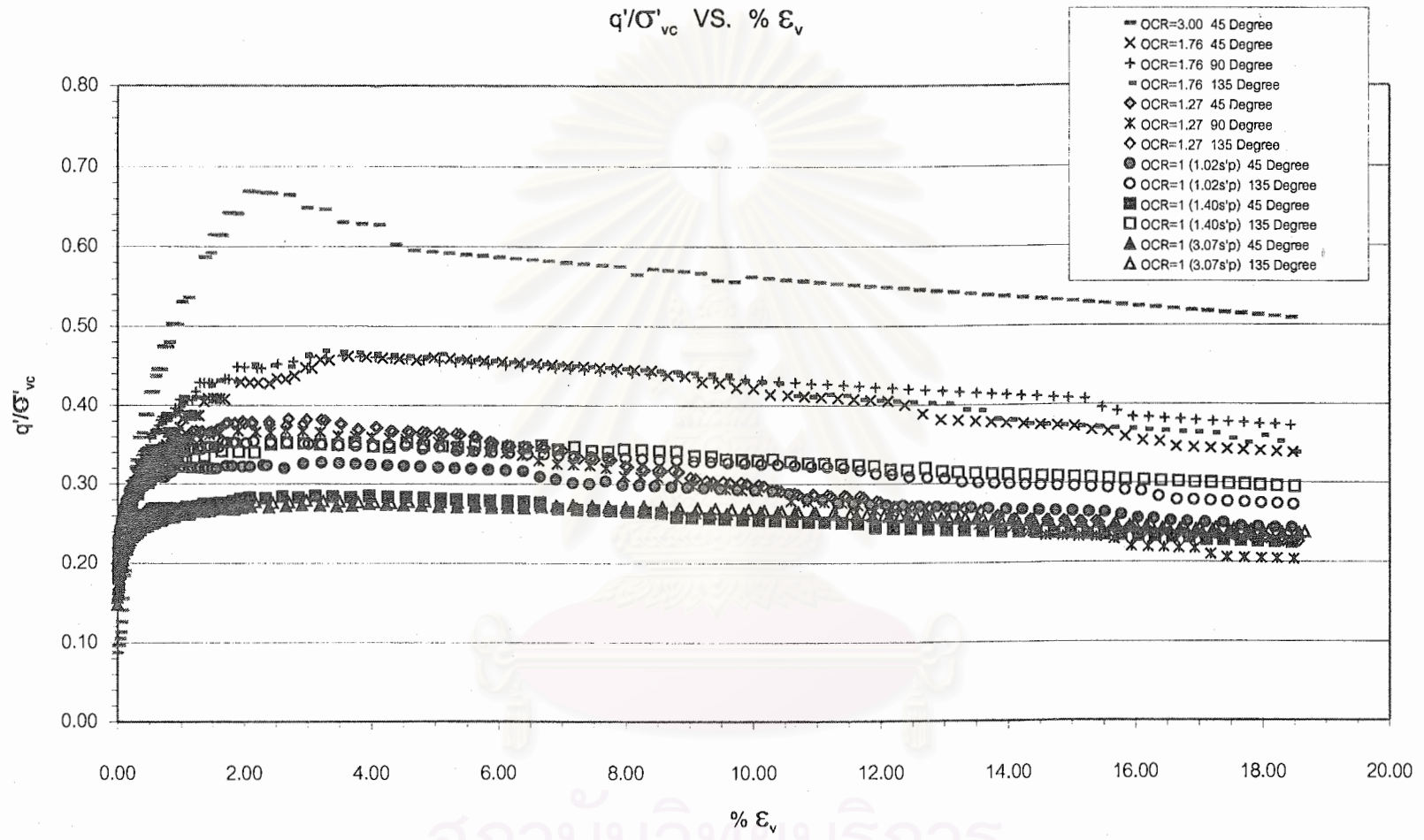
รูปที่ 4.60 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa)



รูปที่ 4.61 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

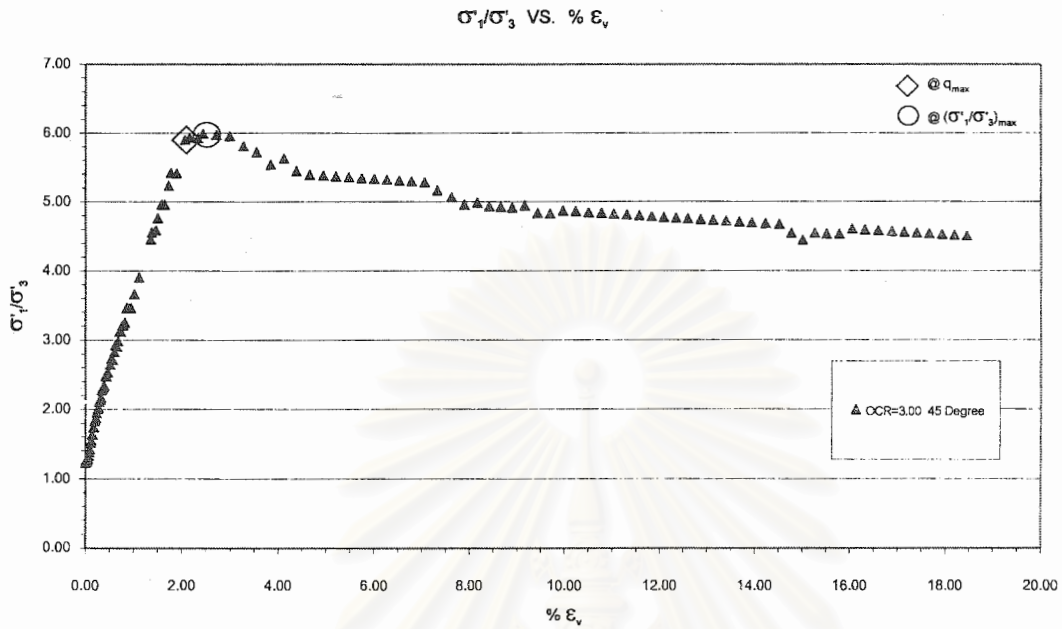


รูปที่ 4.62 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)

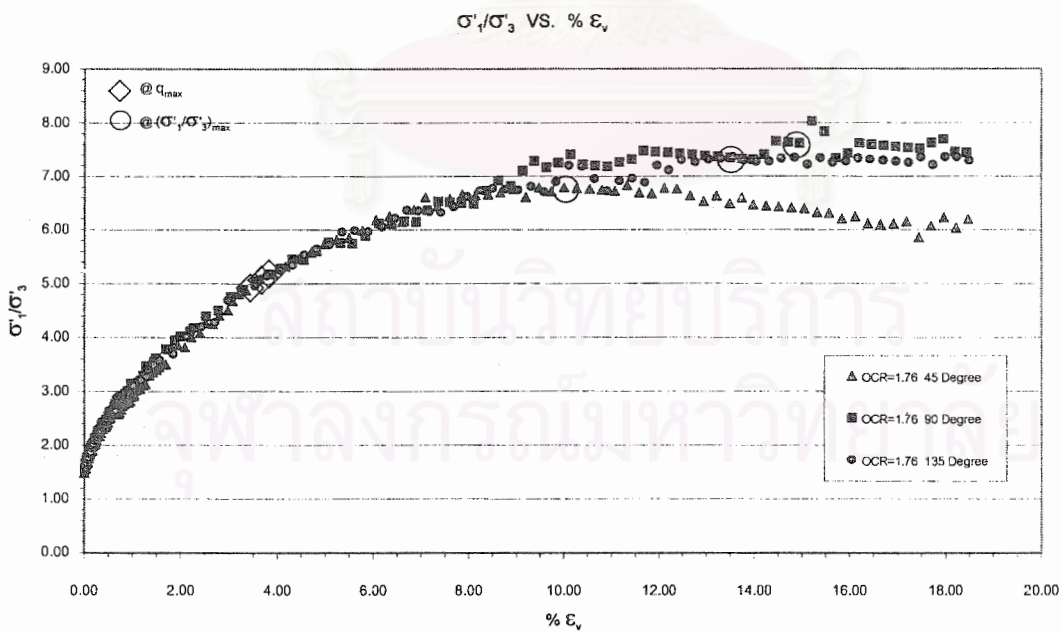


รูปที่ 4.63 ความสัมพันธ์ระหว่าง q'/σ'_{vc} กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)

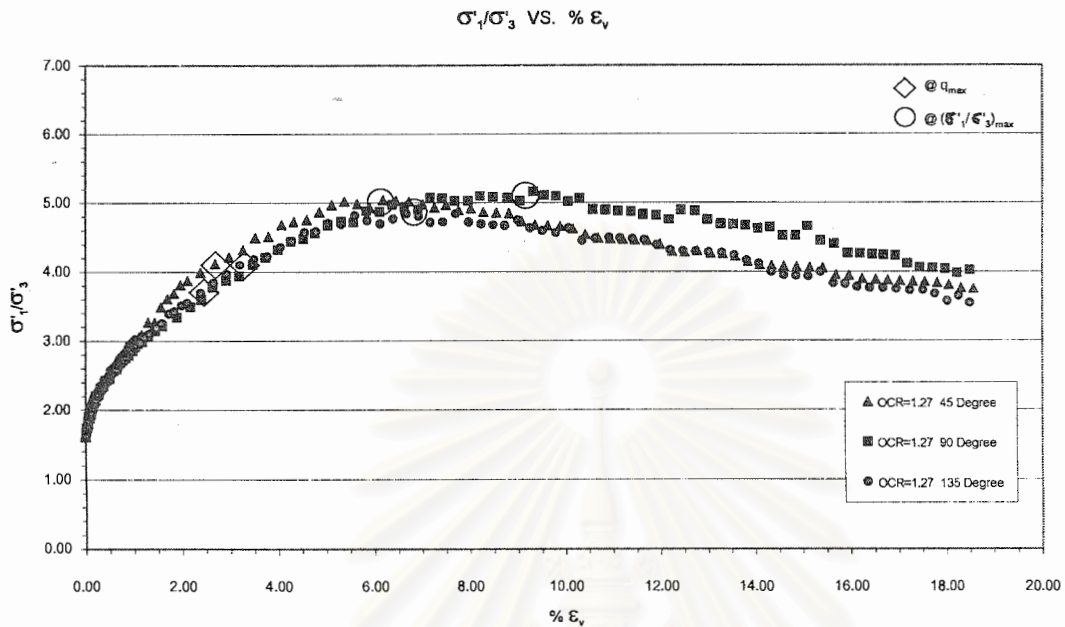
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



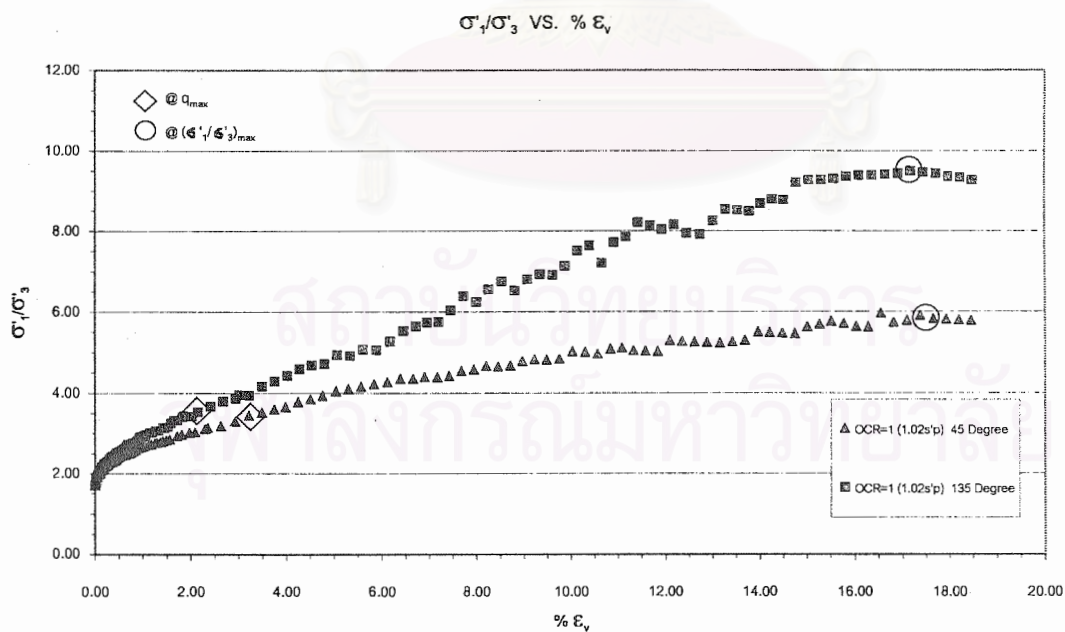
รูปที่ 4.64 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ_1/σ_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)



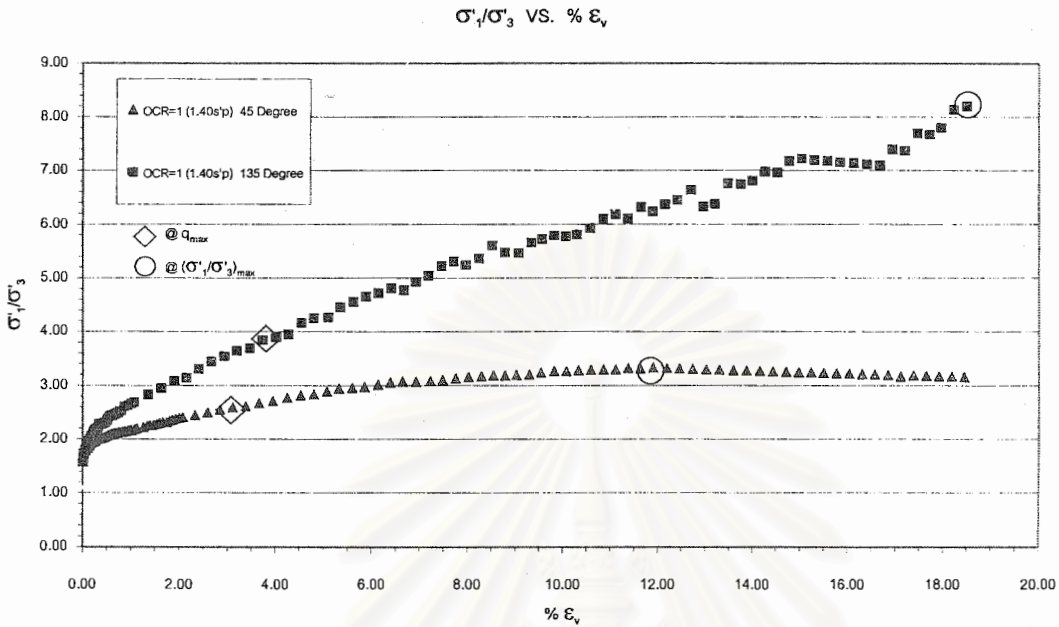
รูปที่ 4.65 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ_1/σ_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)



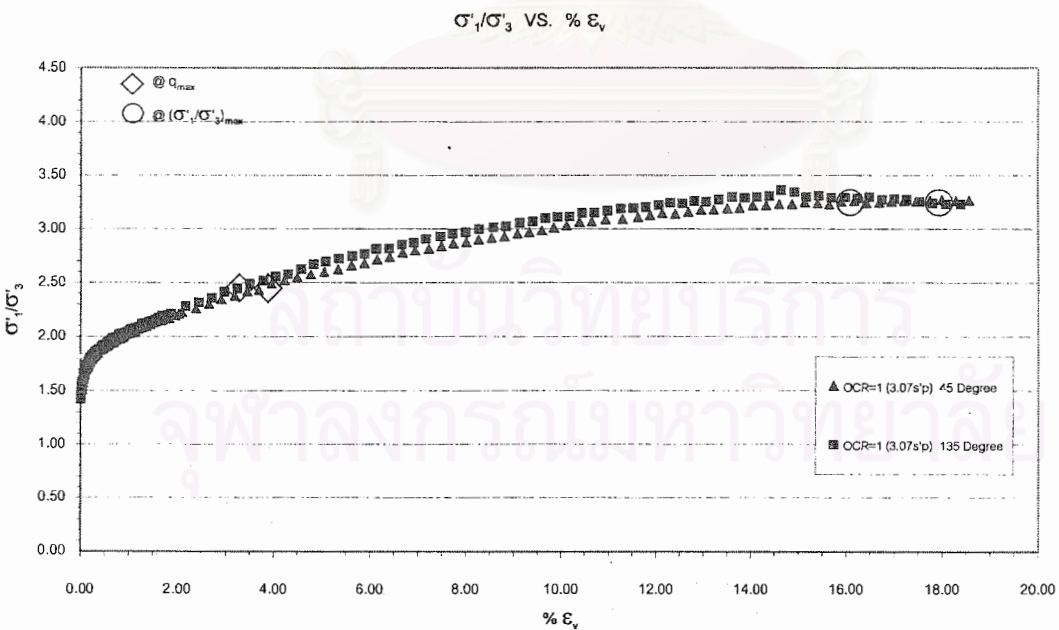
รูปที่ 4.66 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ 1 OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)



รูปที่ 4.67 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% E_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ 1 OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

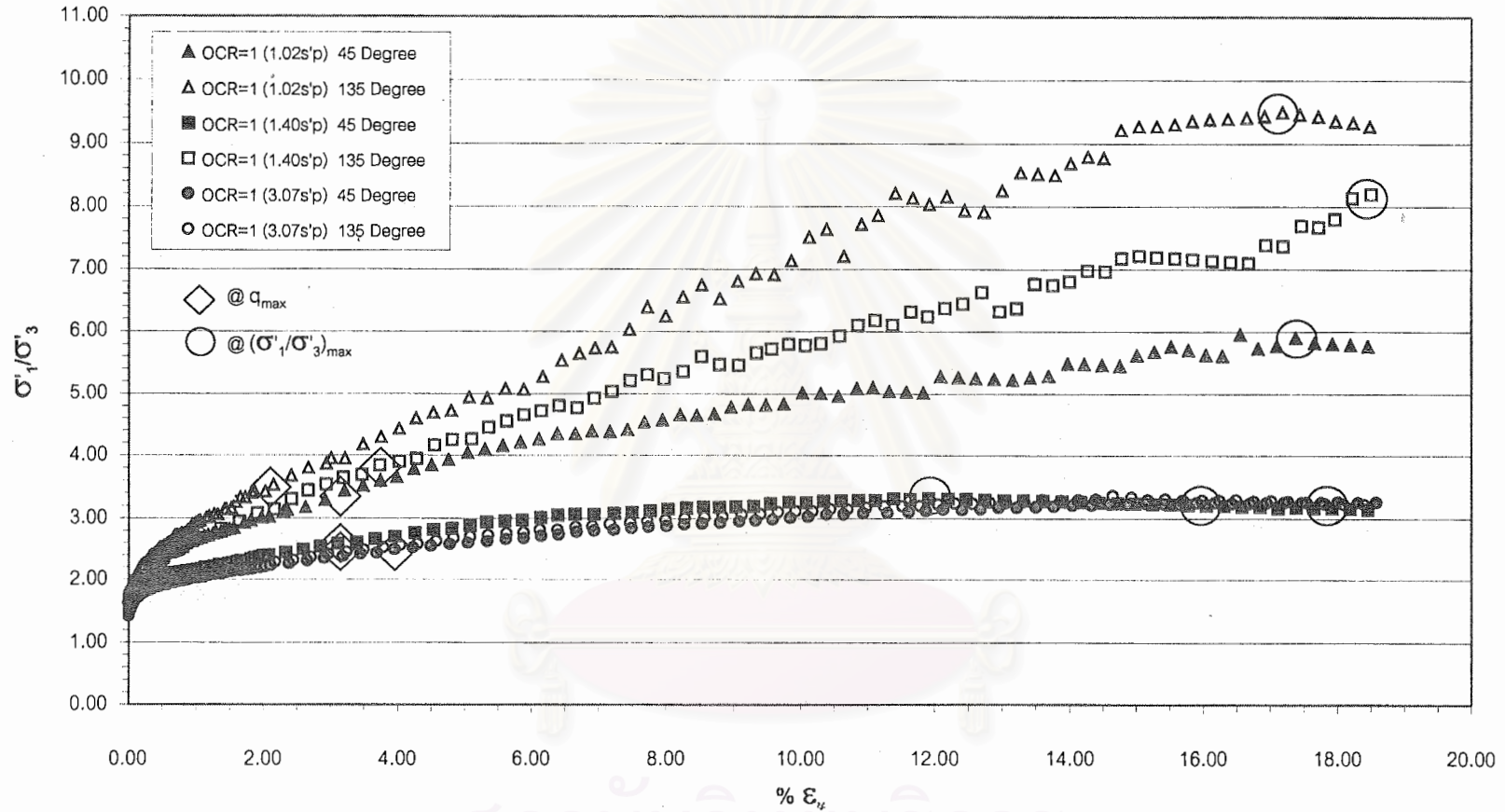


รูปที่ 4.68 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa)



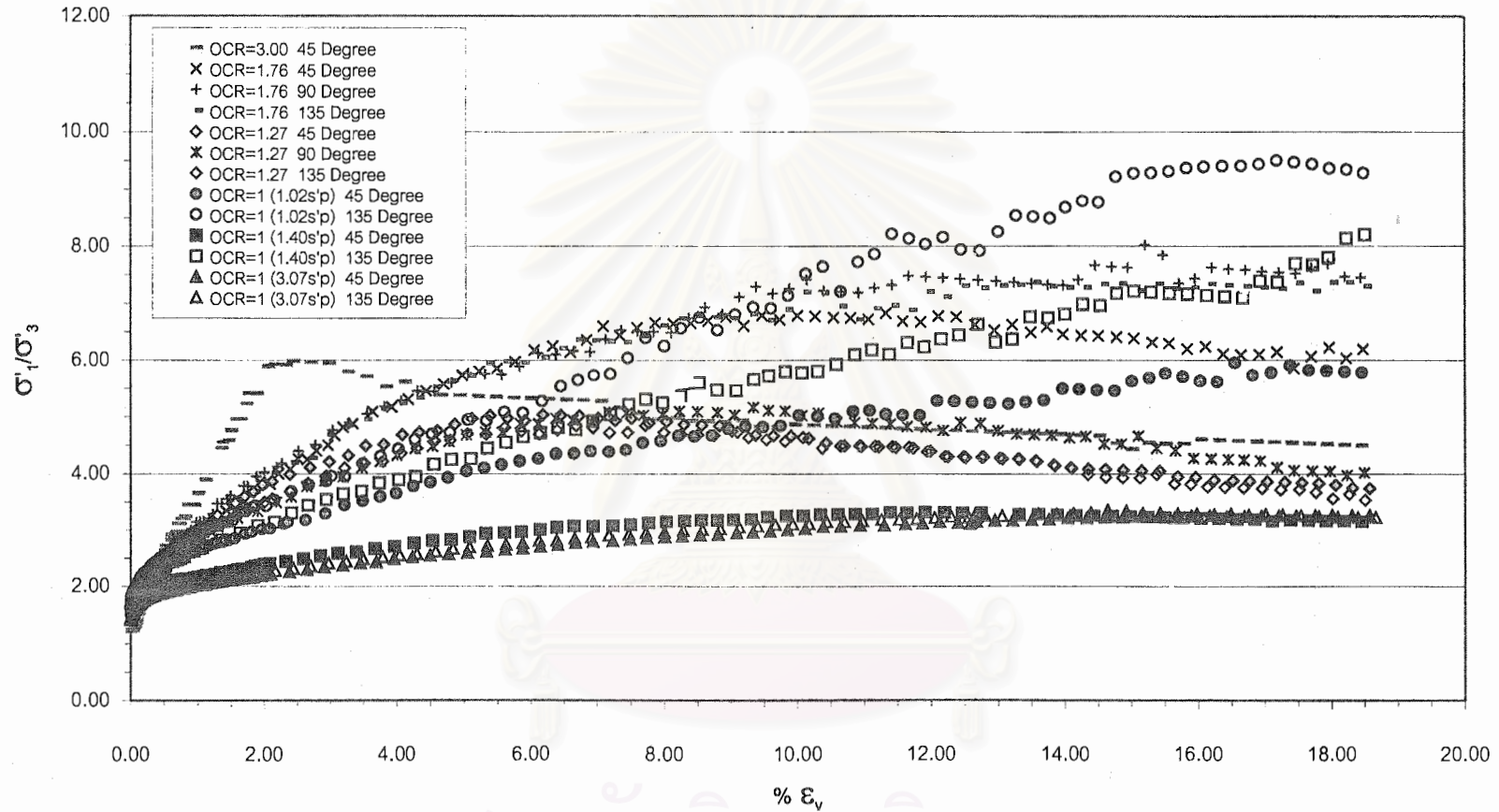
รูปที่ 4.69 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

σ'_1/σ'_3 VS. $\% \epsilon_v$

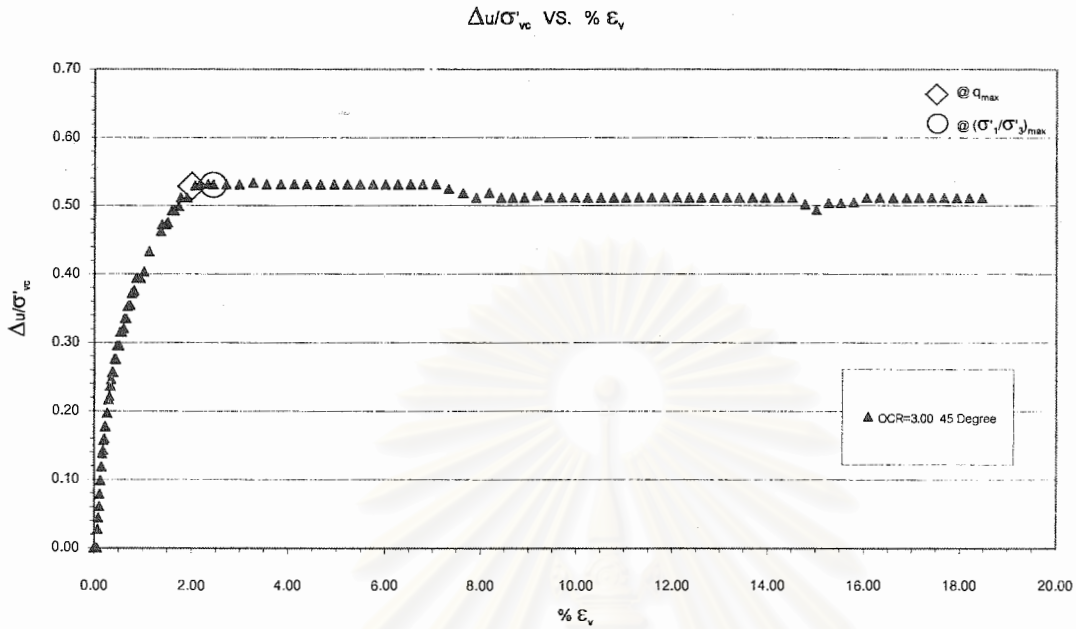


รูปที่ 4.70 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)

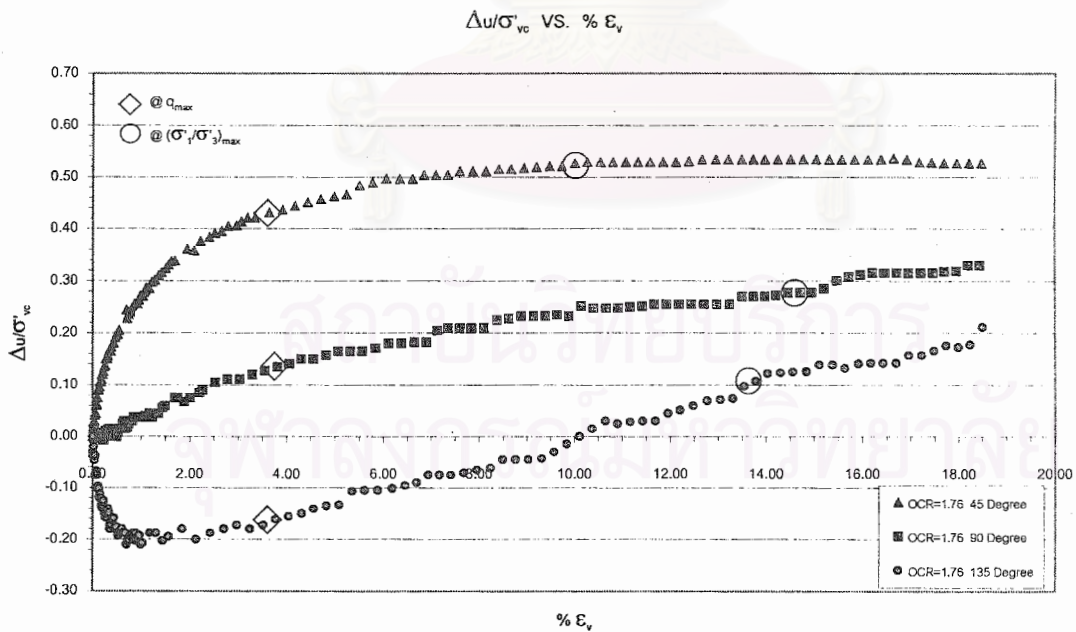
σ'_1/σ'_3 VS. $\% \epsilon_v$



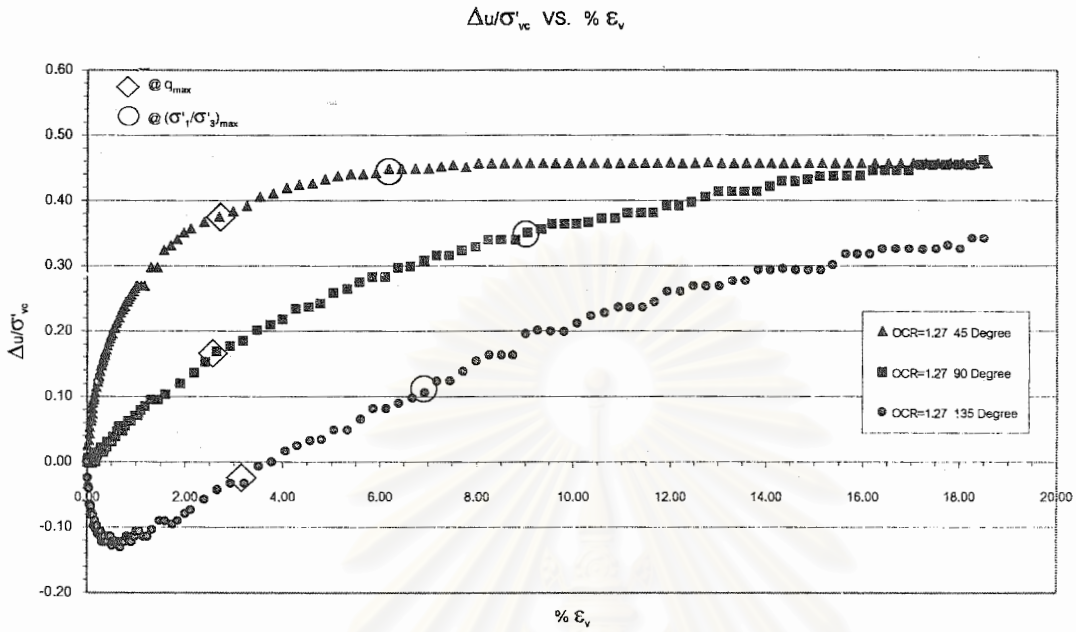
รูปที่ 4.71 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)



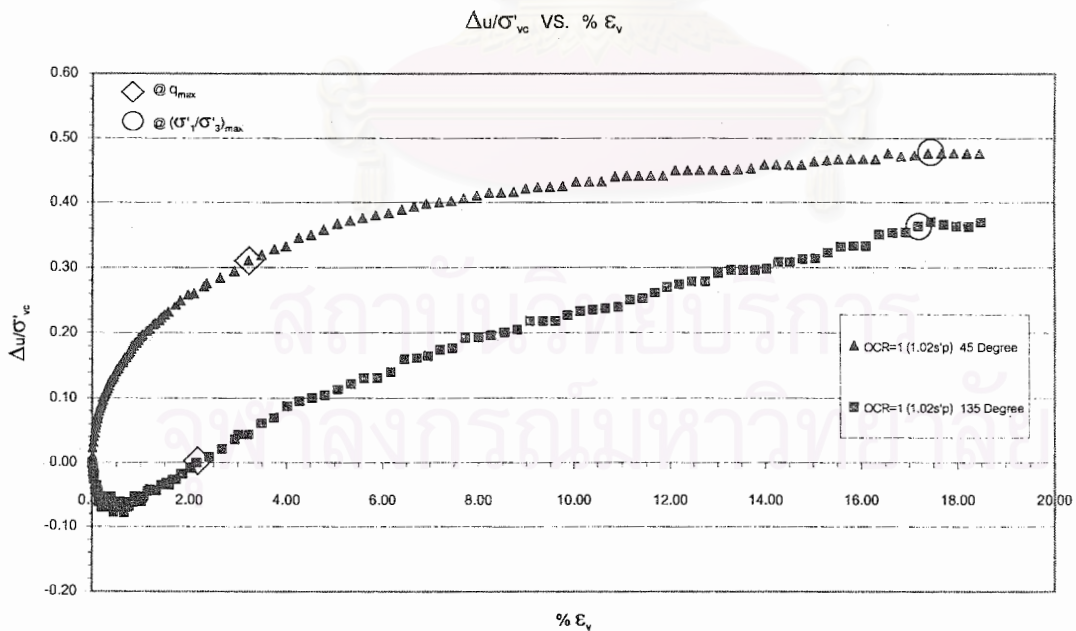
รูปที่ 4.72 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)



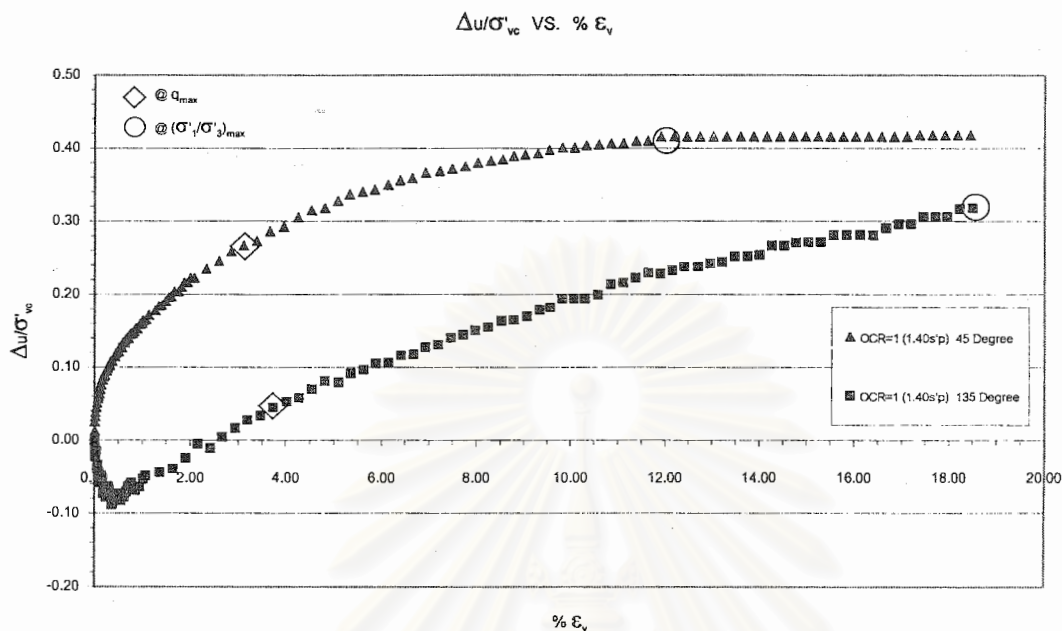
รูปที่ 4.73 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)



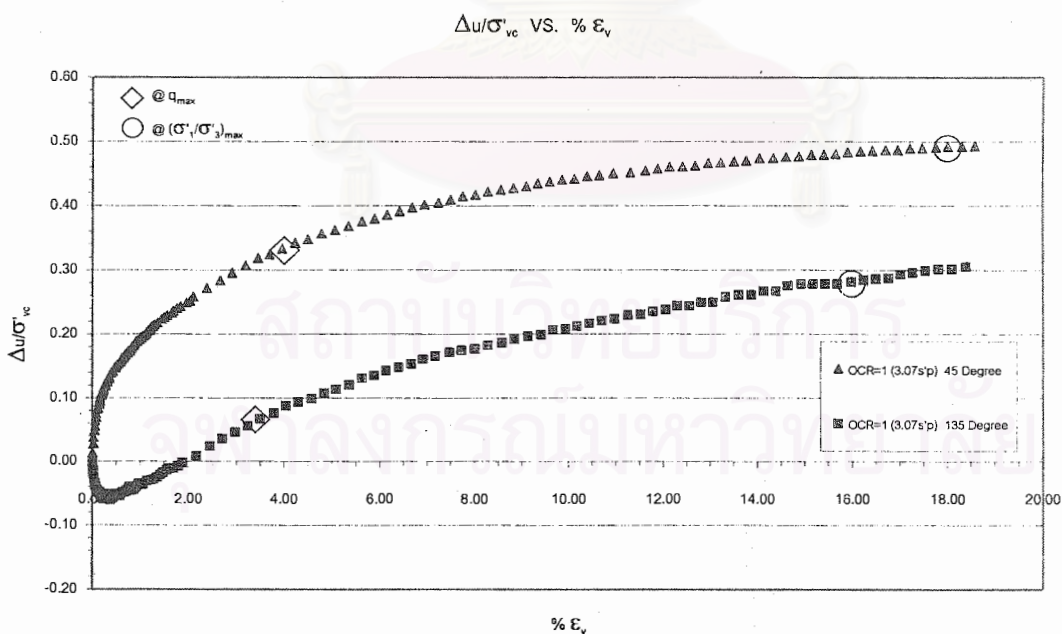
รูปที่ 4.74 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)



รูปที่ 4.75 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

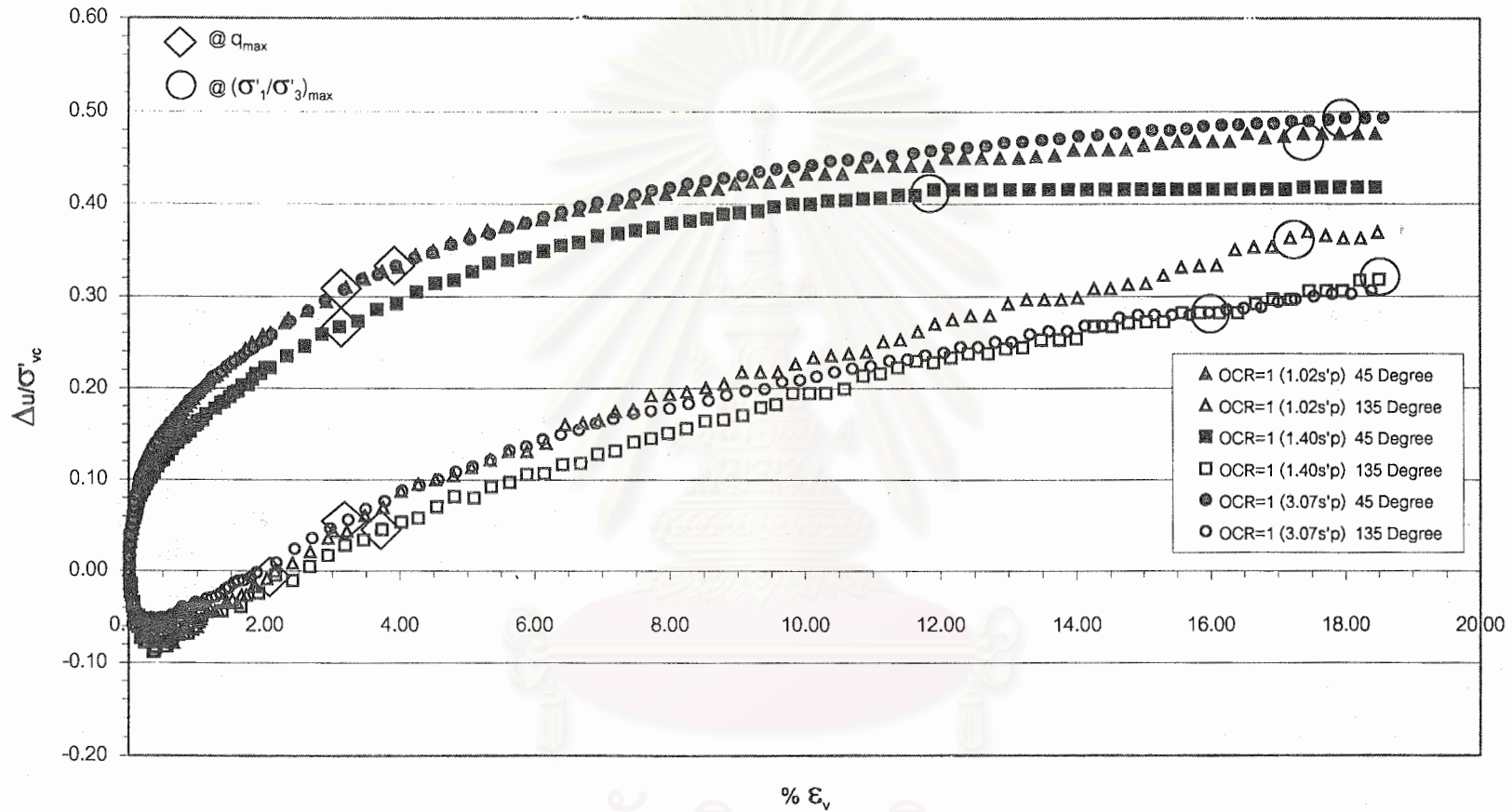


รูปที่ 4.76 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa)



รูปที่ 4.77 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

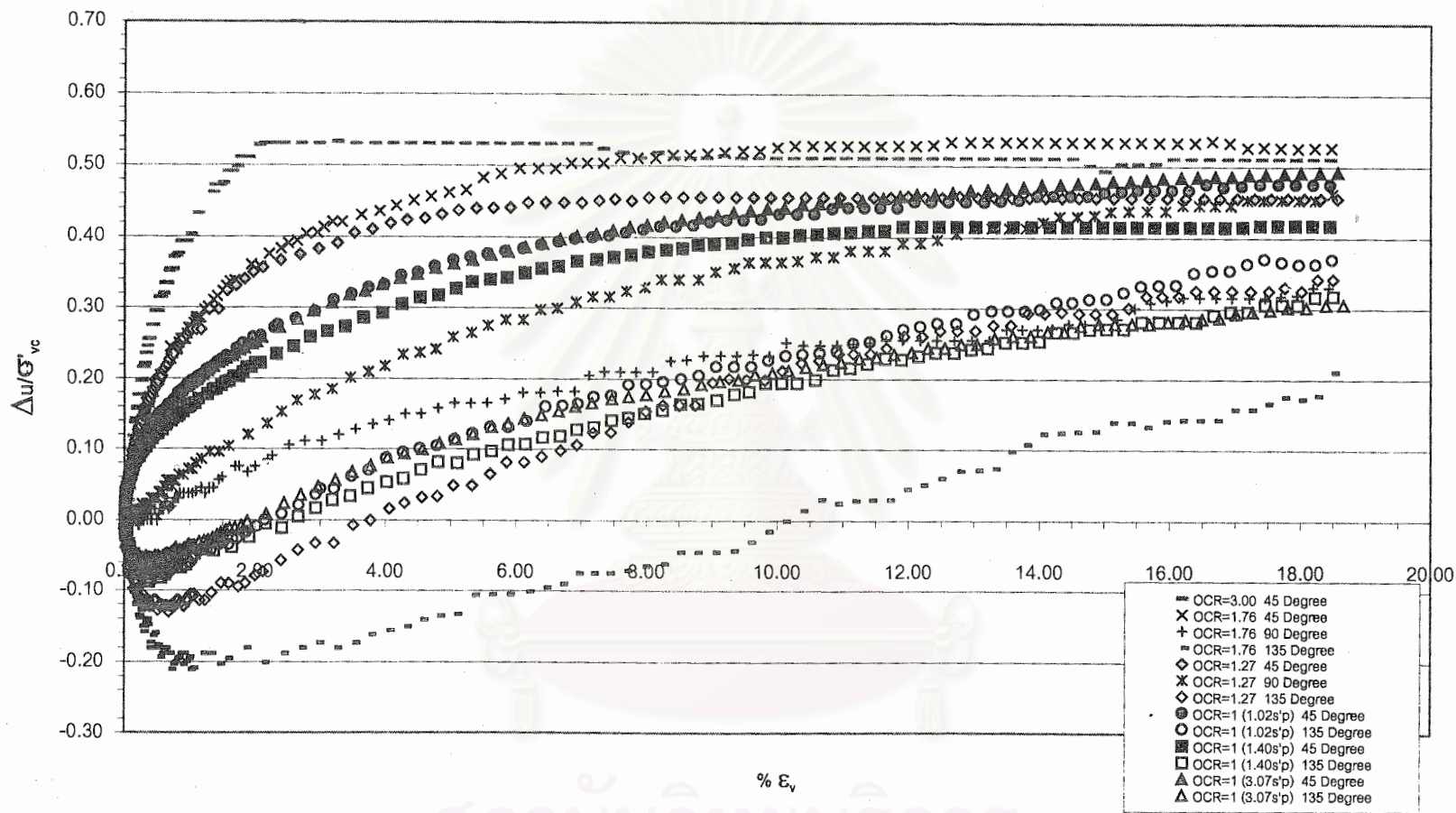
$\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$



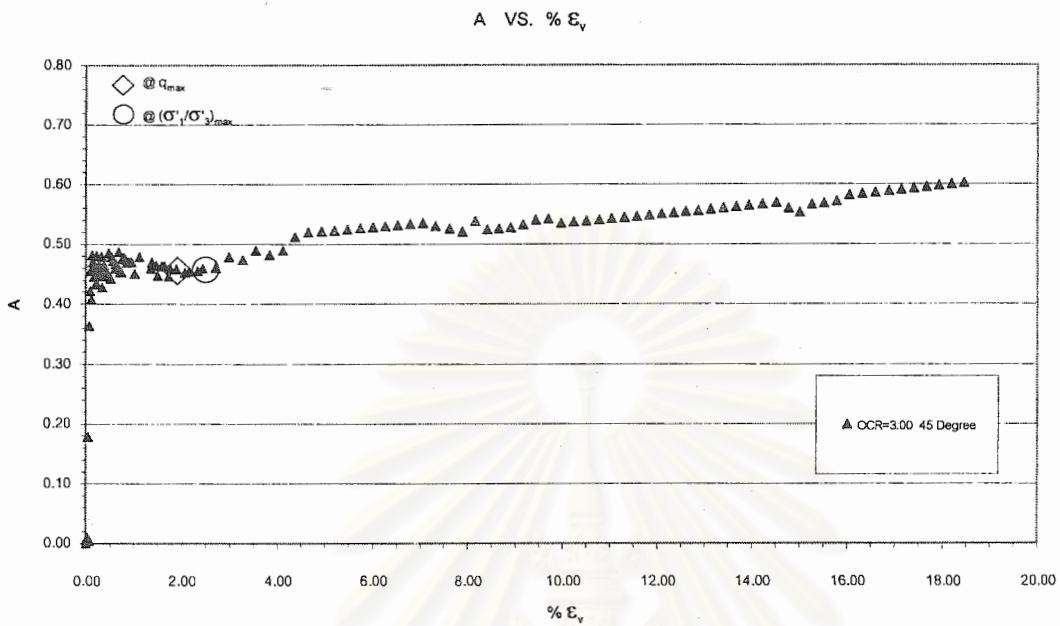
รูปที่ 4.78 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)

สงวนลิขสิทธิ์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

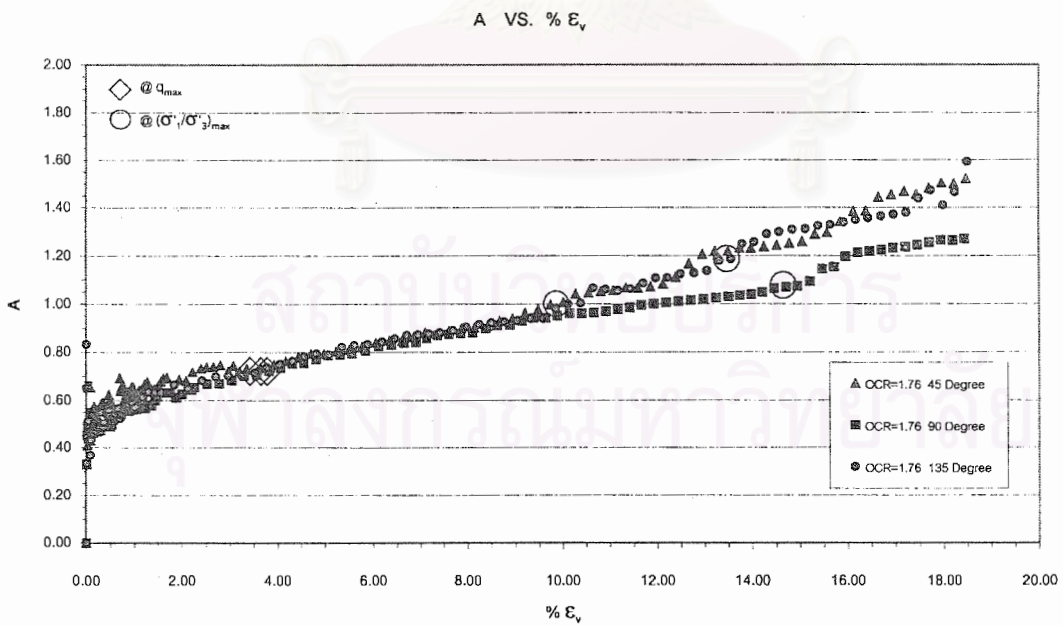
$\Delta u/\sigma'_{vc}$ VS. $\% \epsilon_v$



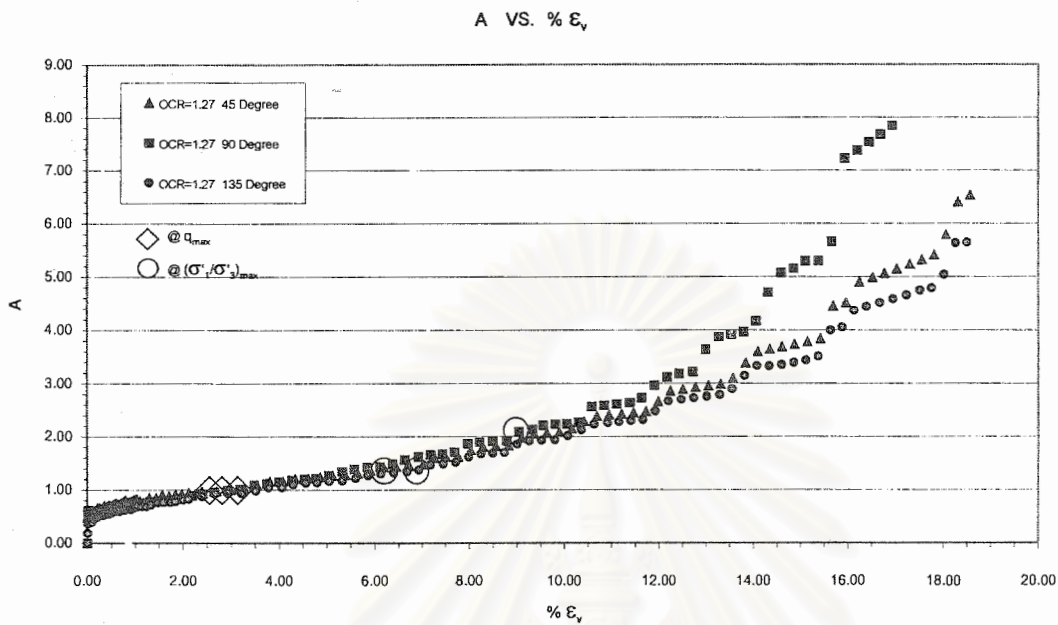
รูปที่ 4.79 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\% \epsilon_v$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa)



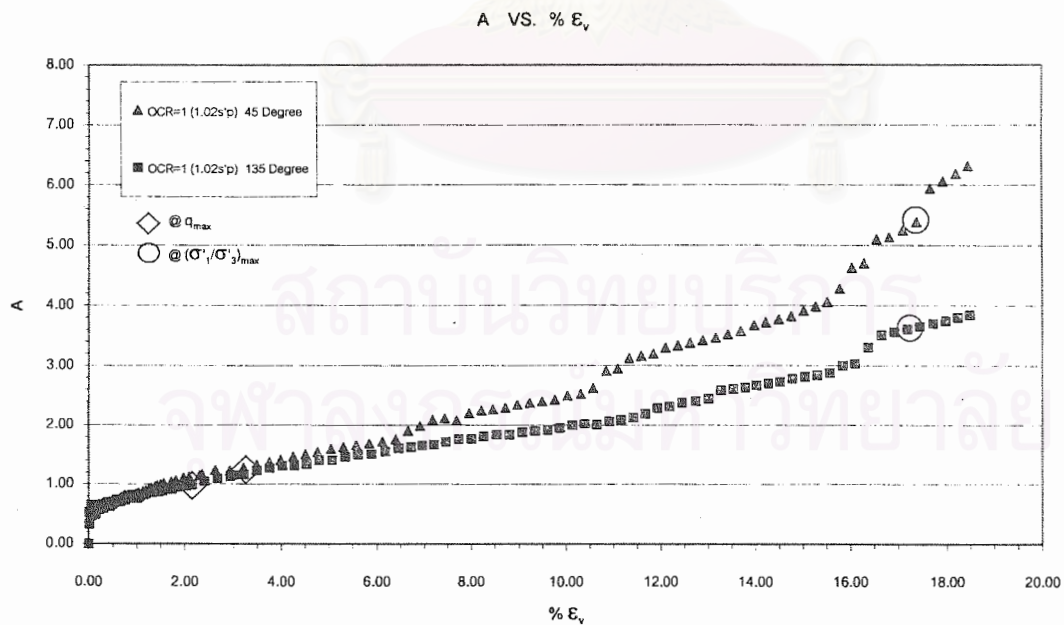
รูปที่ 4.80 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)



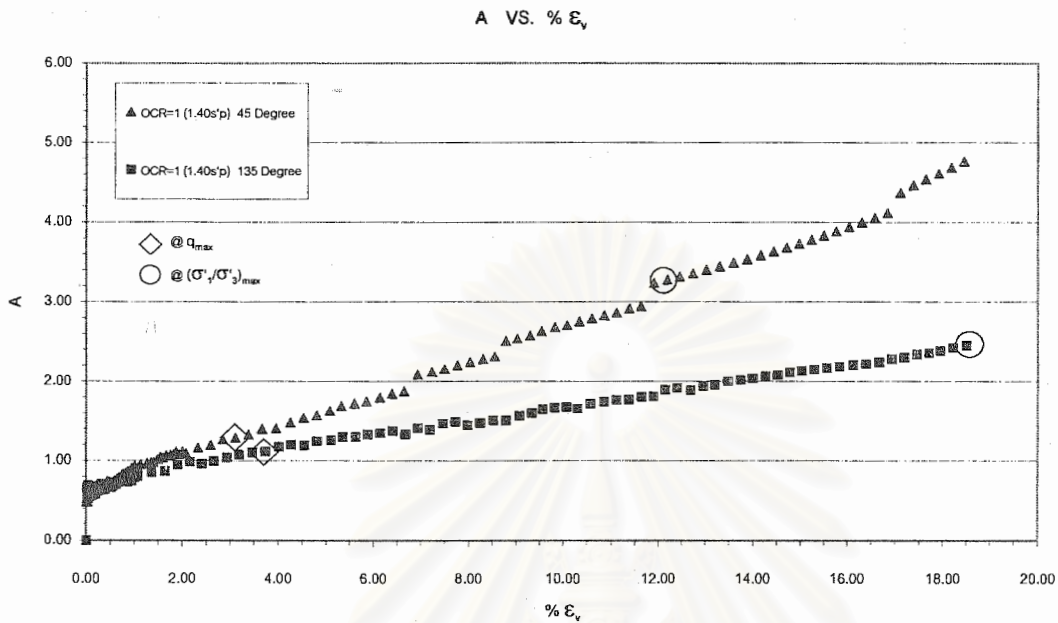
รูปที่ 4.81 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)



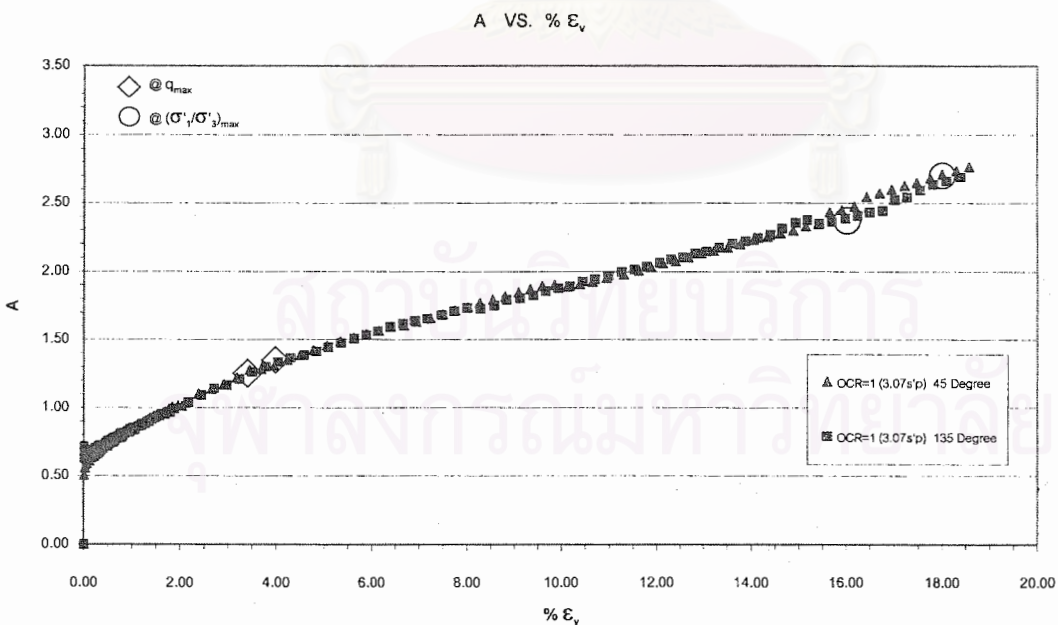
รูปที่ 4.82 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)



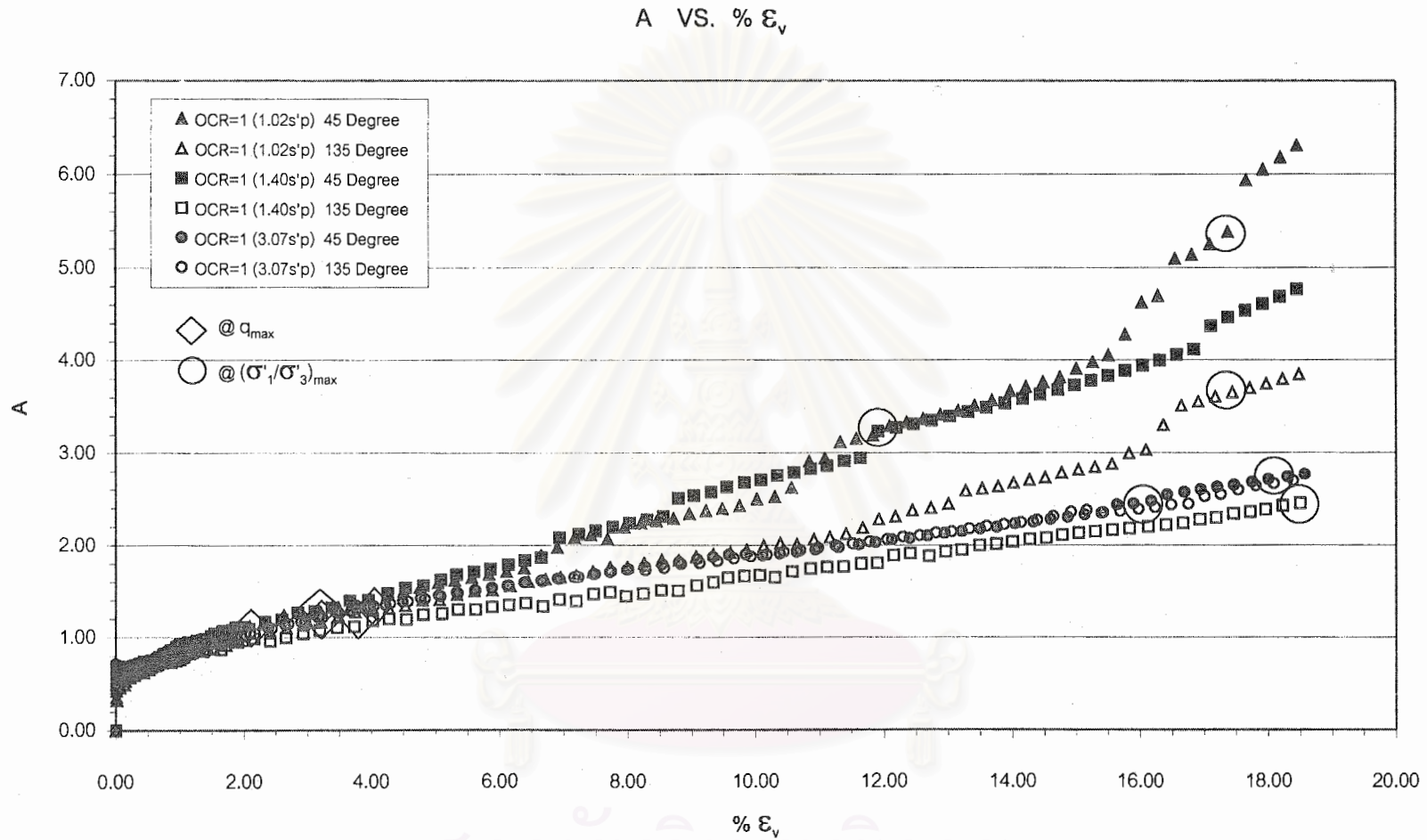
รูปที่ 4.83 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)



รูปที่ 4.84 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa)

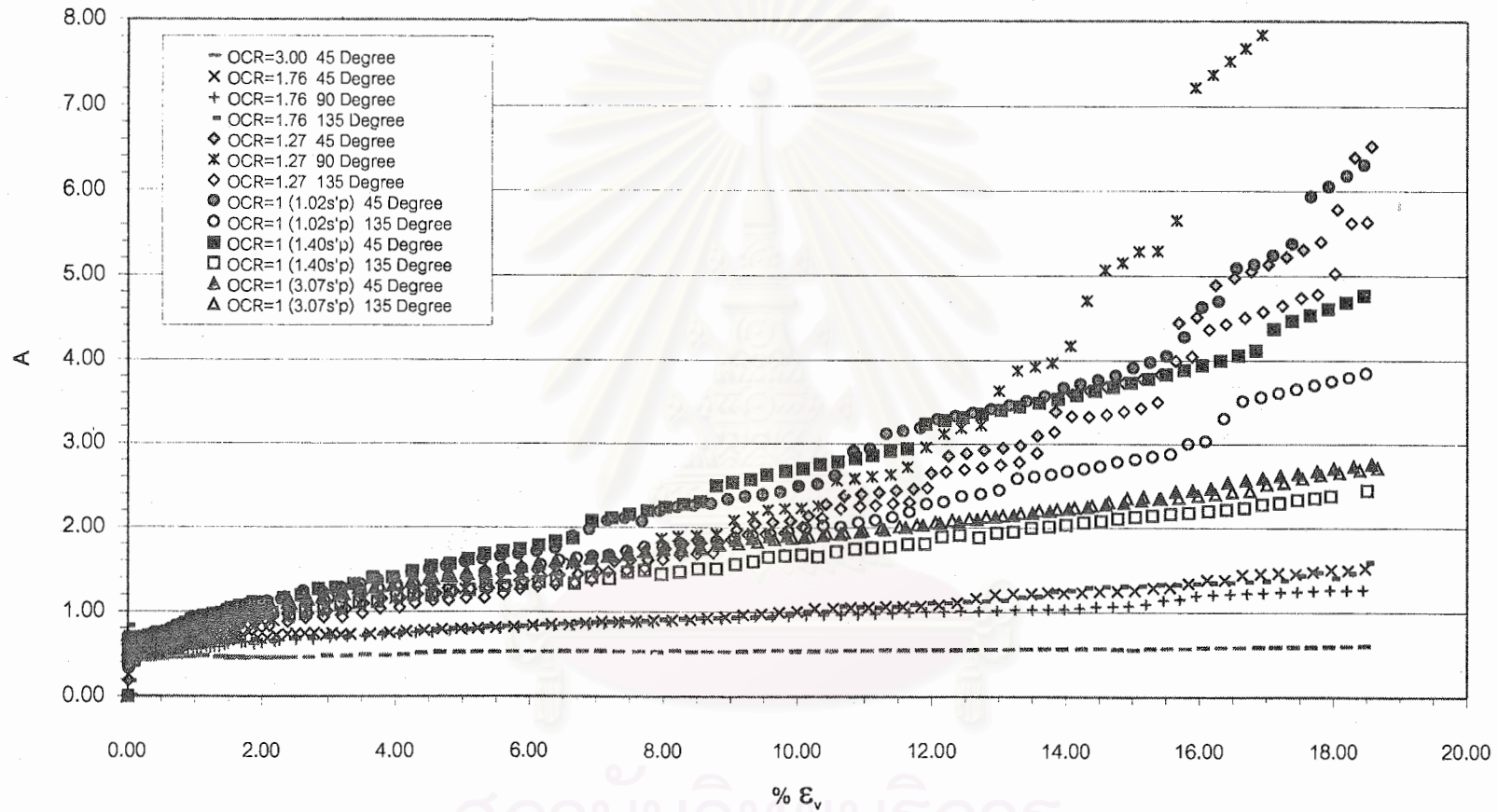


รูปที่ 4.85 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
 ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

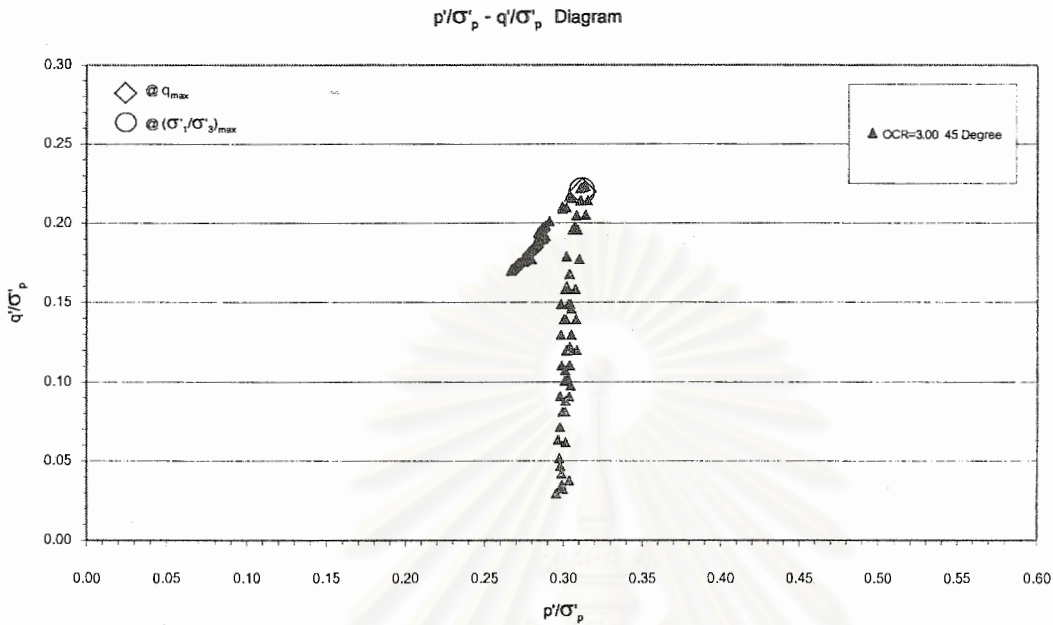


รูปที่ 4.86 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)

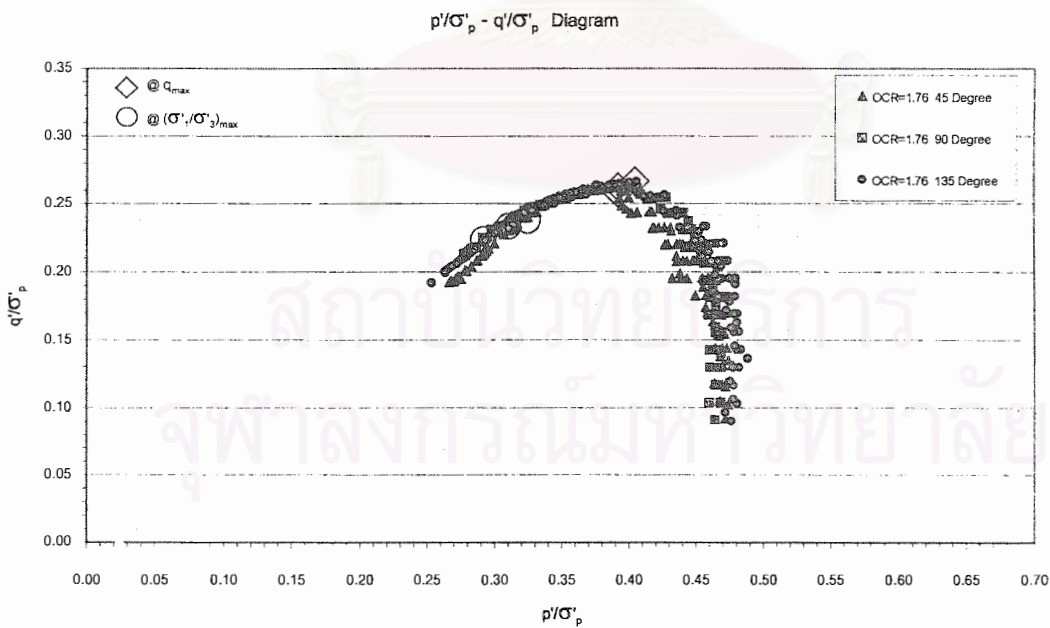
A VS. % ϵ_v



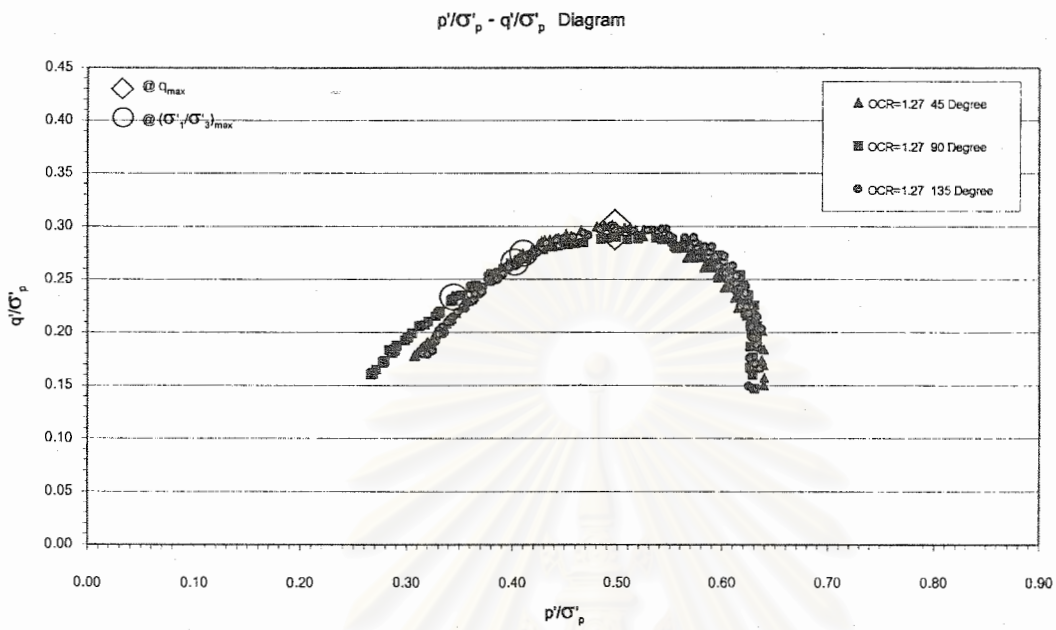
รูปที่ 4.87 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ % ϵ_v ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)



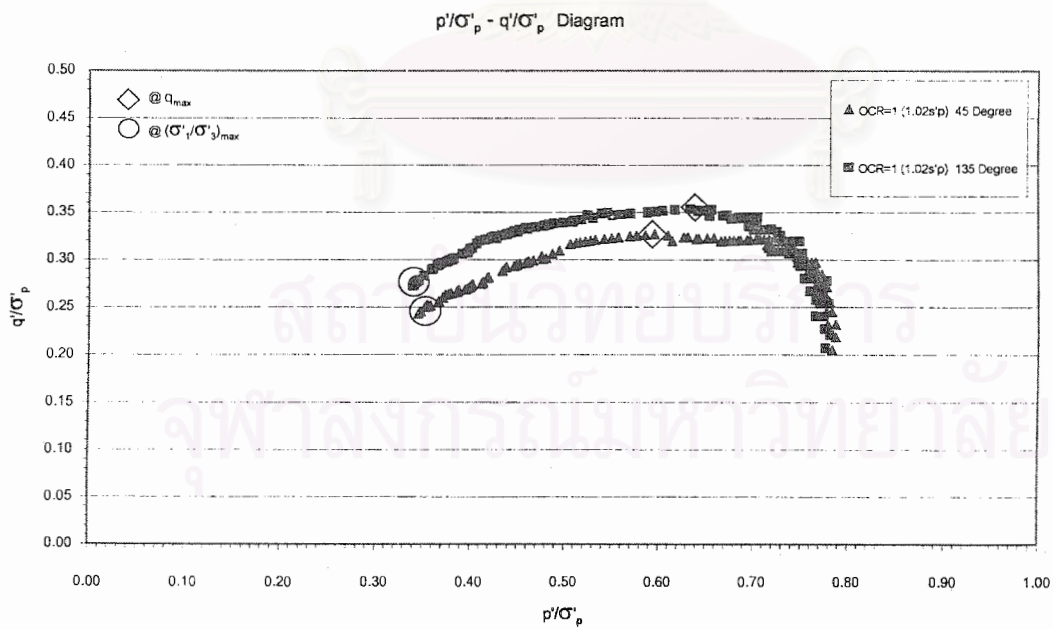
รูปที่ 4.88 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=3.00 ($\sigma'_p=81.42$ KPa)



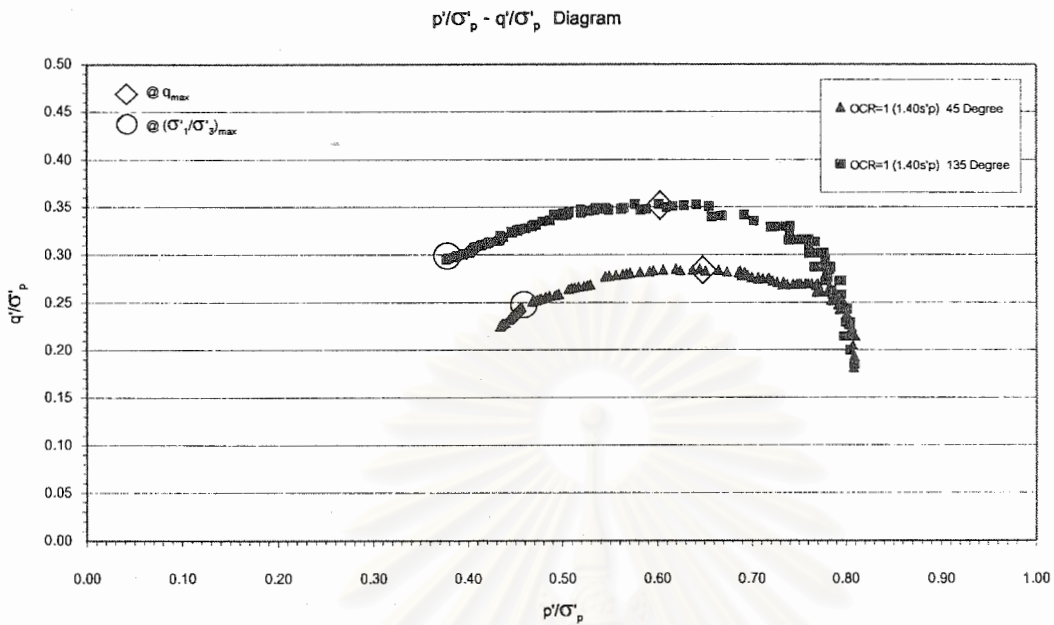
รูปที่ 4.89 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.76 ($\sigma'_p=62.49$ KPa)



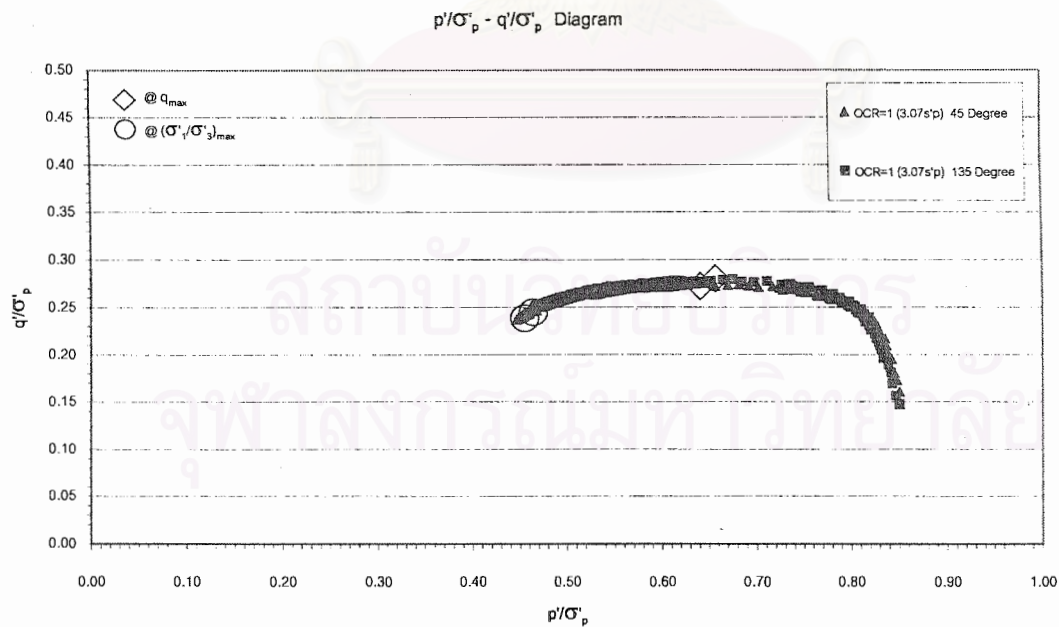
รูปที่ 4.90 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.27 ($\sigma'_p=83.20$ KPa)



รูปที่ 4.91 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

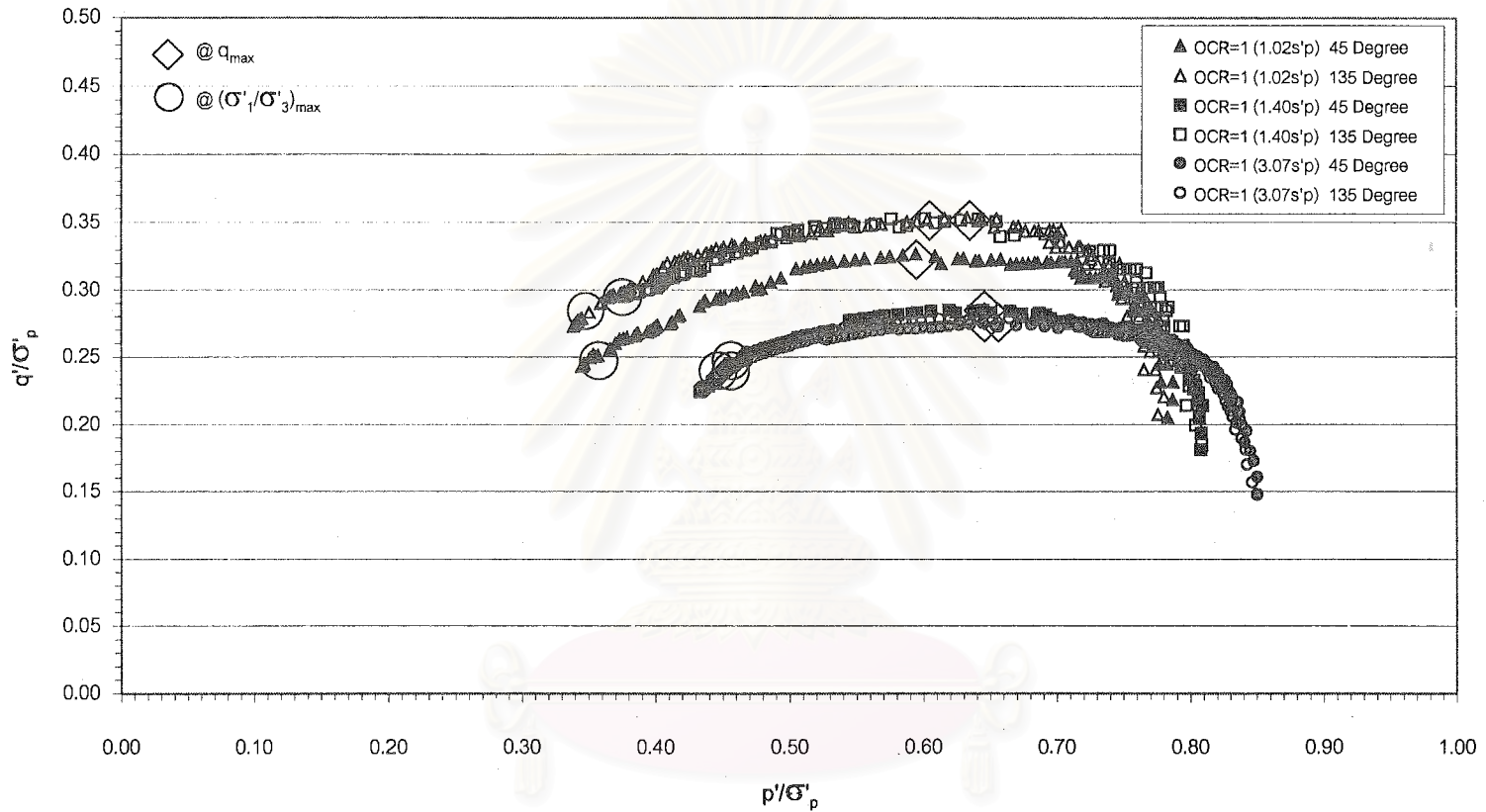


รูปที่ 4.92 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.40$ ($\sigma'_p=60.04$ และ 39.24 KPa)



รูปที่ 4.93 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 ณ สัดส่วน $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ ($\sigma'_p=60.04$ KPa)

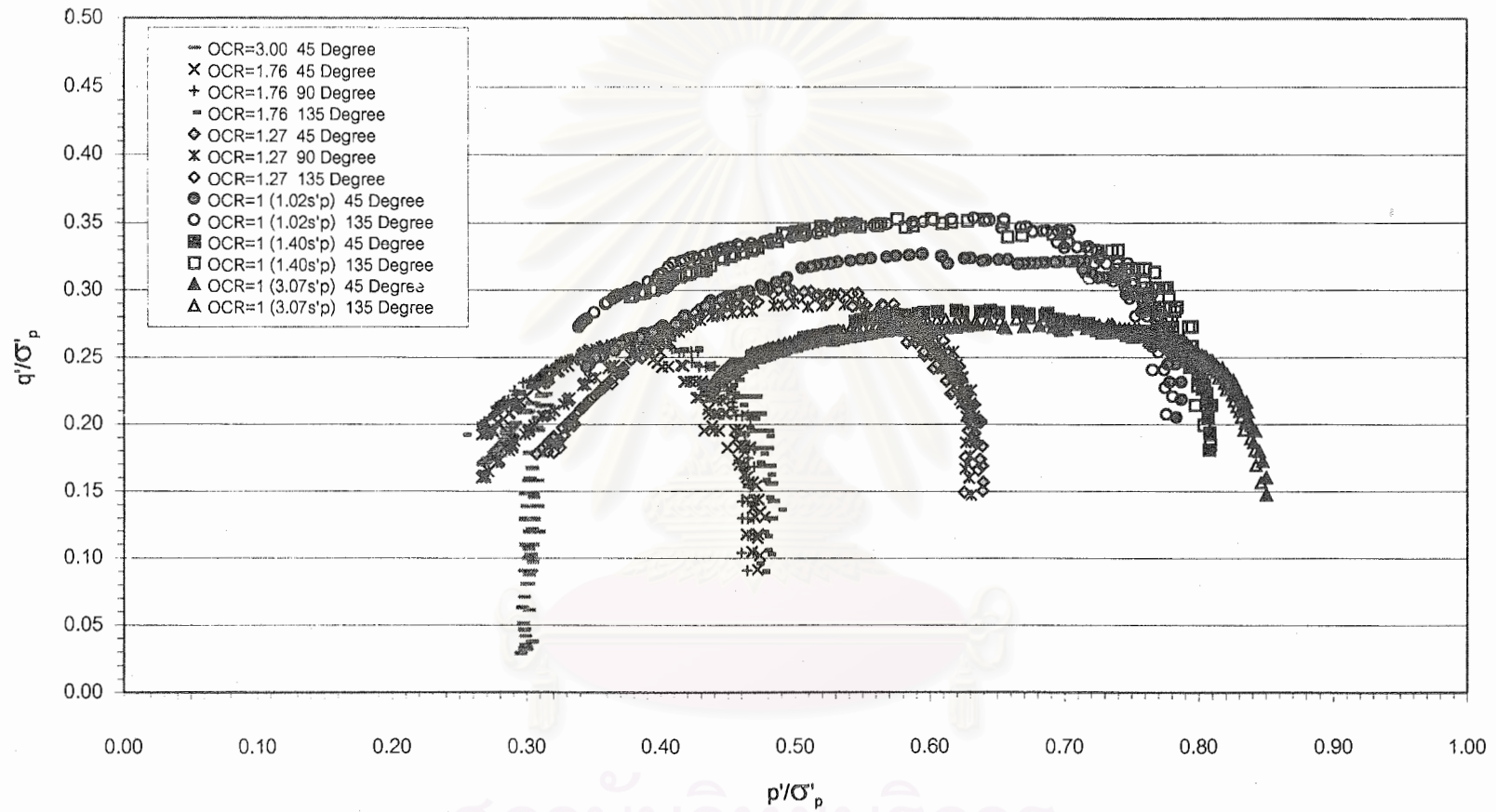
$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.94 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ที่ค่า OCR=1.00 รวมทุกค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 60.04 KPa)

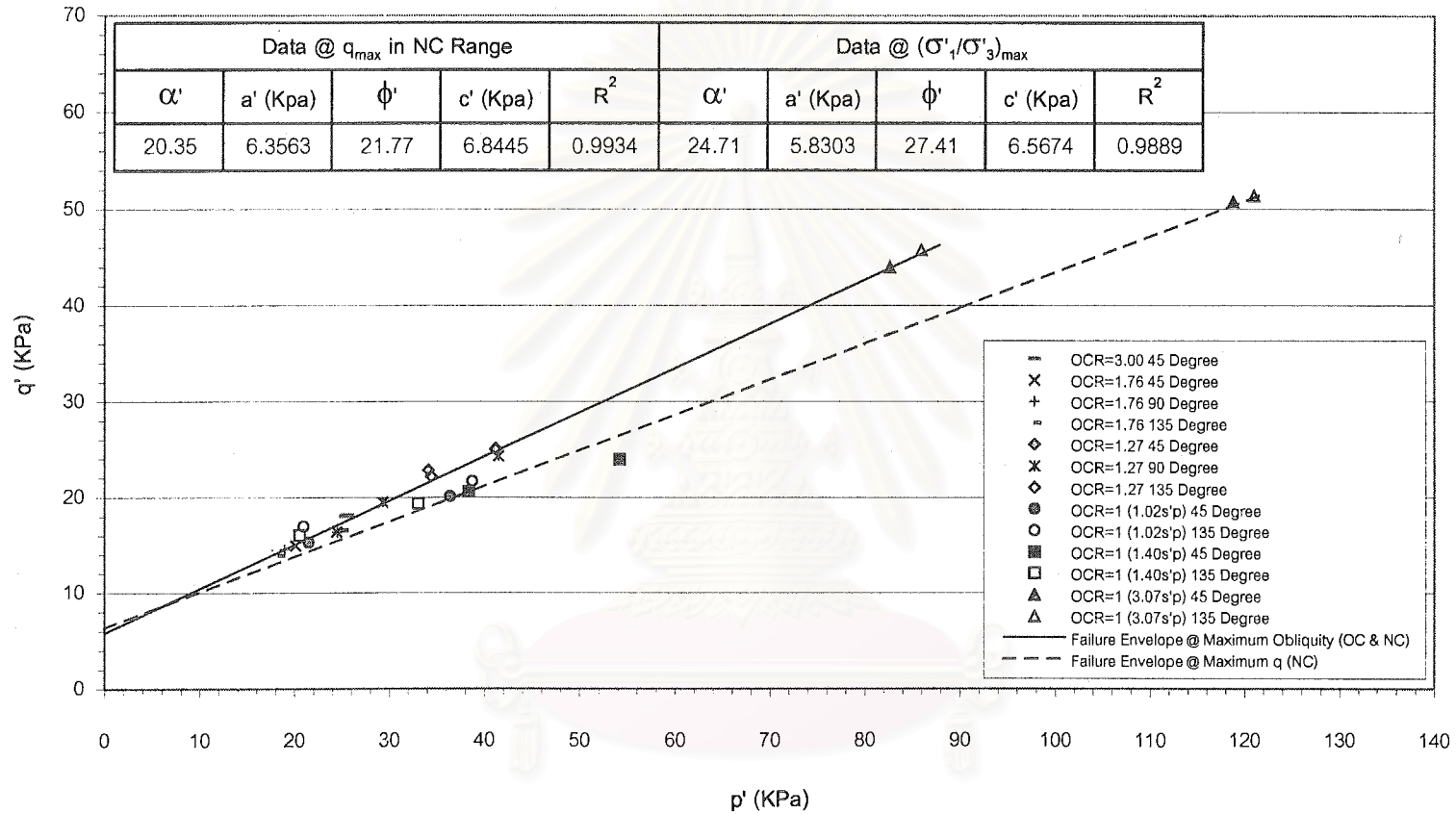
สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



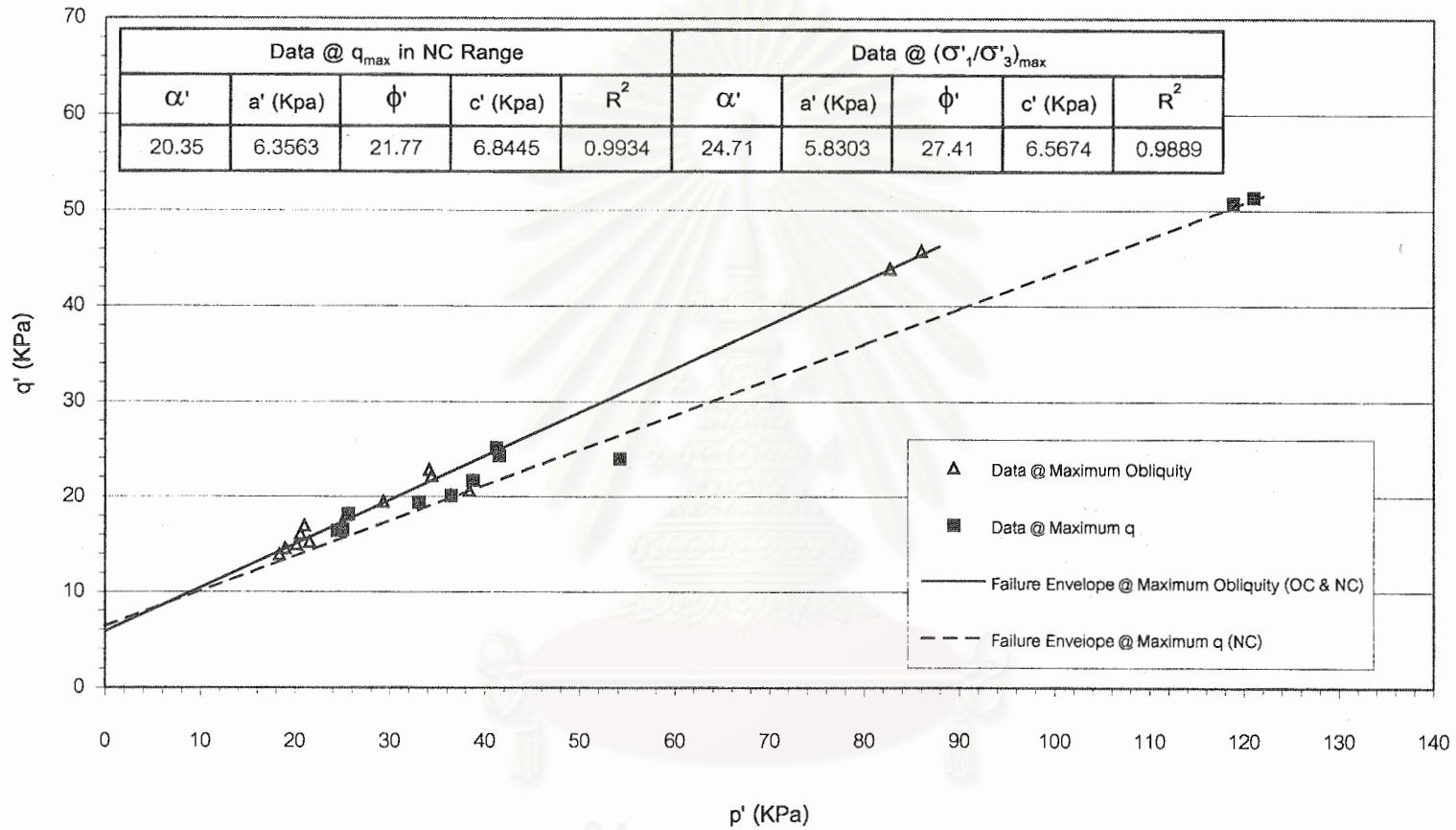
รูปที่ 4.95 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)

p' - q' Diagram

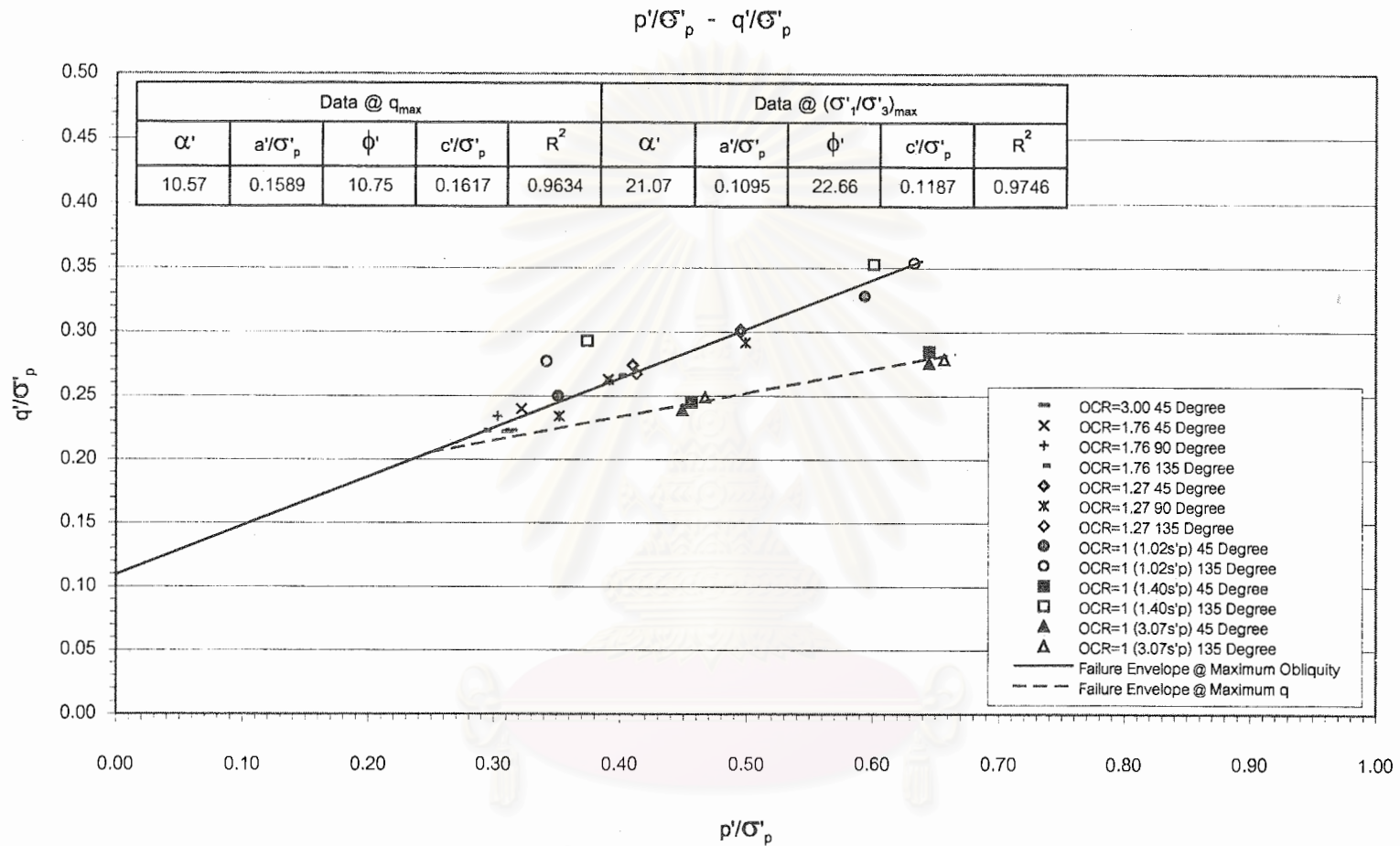


รูปที่ 4.96 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา เมื่อแยกตามค่า OCR และ ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)

p' - q' Diagram

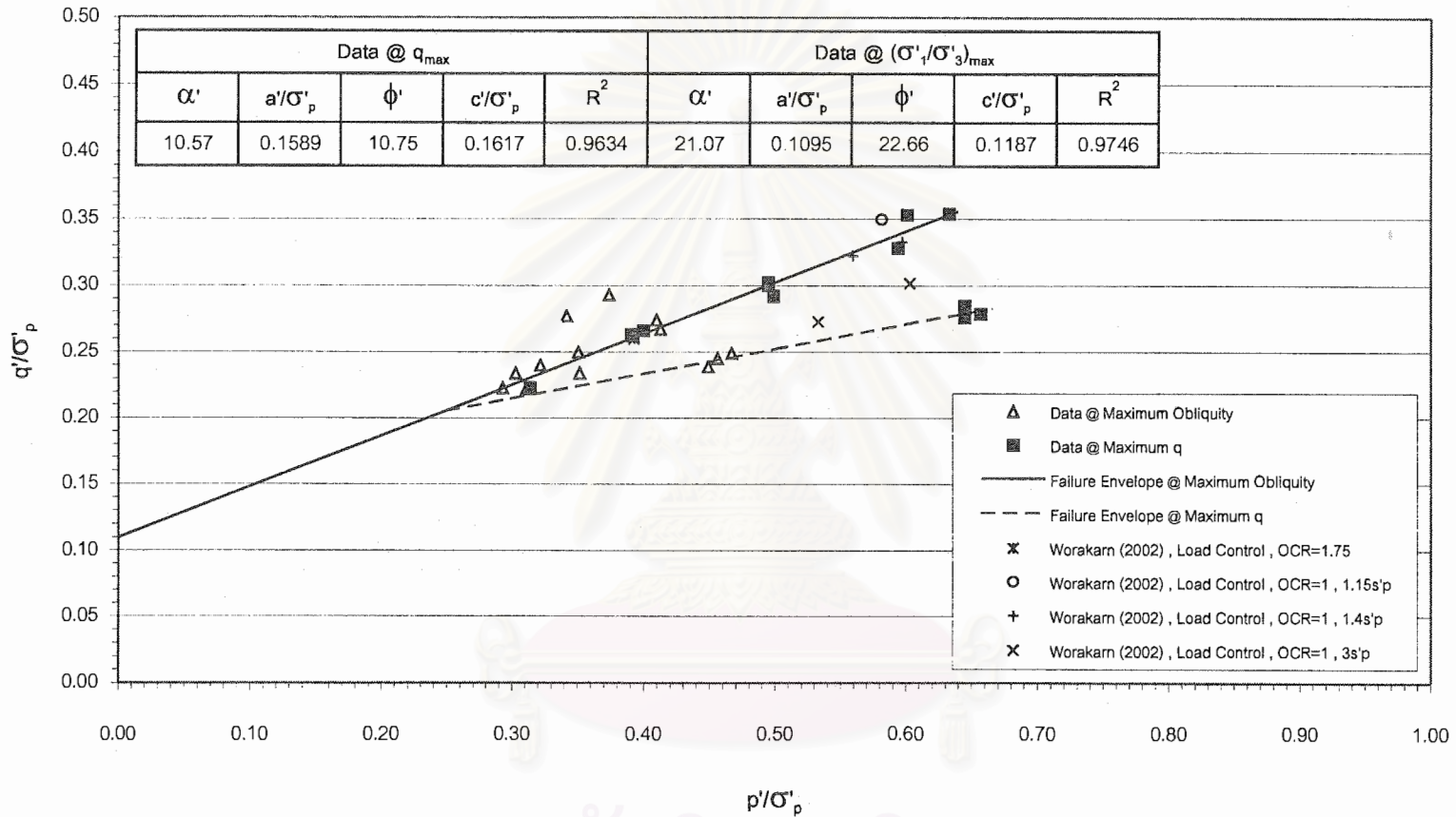


รูปที่ 4.97 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)



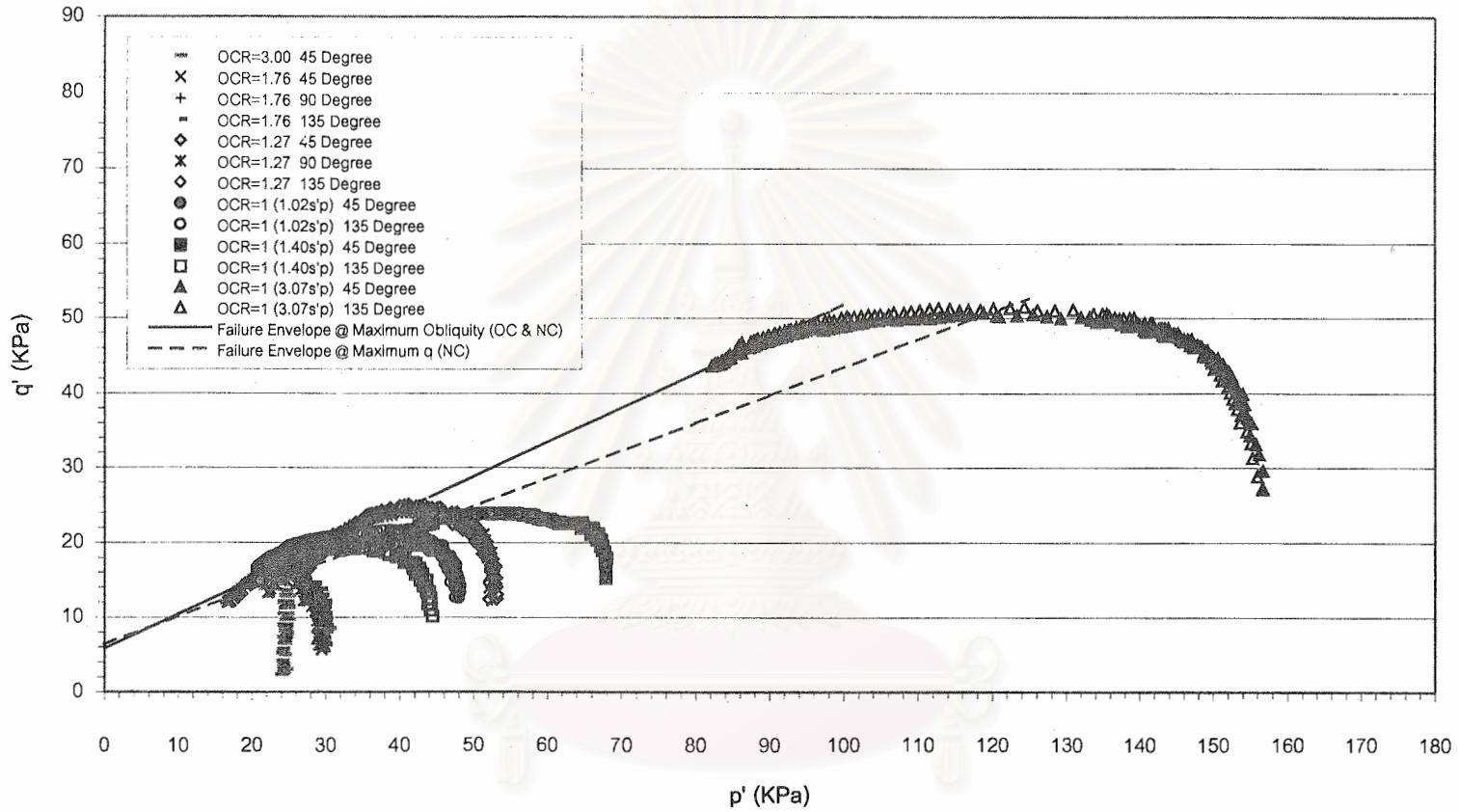
รูปที่ 4.98 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา เมื่อแยกตามค่า OCR และ ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่ทำการทดสอบ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



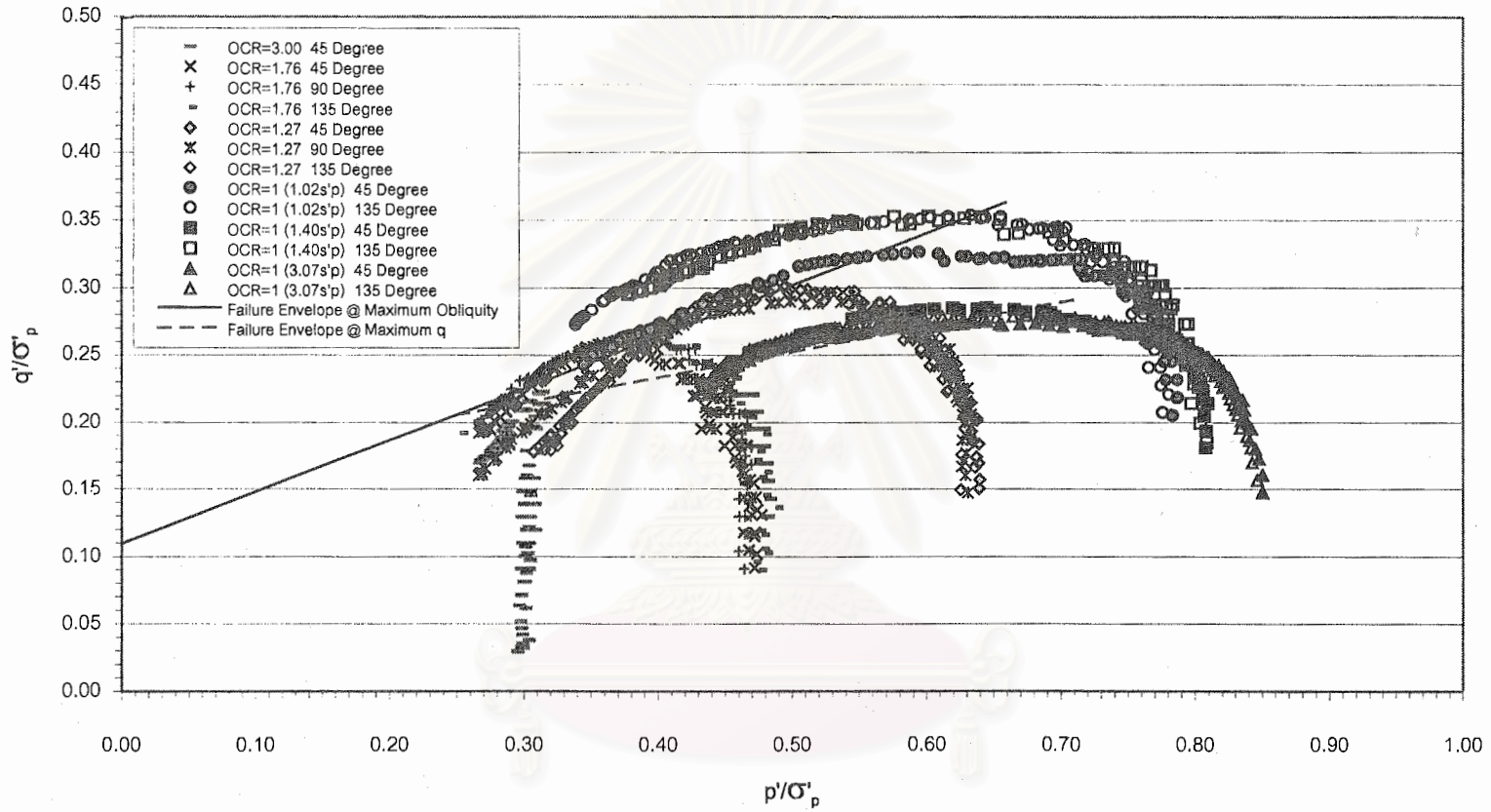
รูปที่ 4.99 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา เมื่อแยกตามชนิดของจุดวิบัติ ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa)

p'-q' Diagram



รูปที่ 4.100 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พลอต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa)

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.101 เส้นขอบเขตการวิบัติการวิบัติและทางเดินของหน่วยแรงในรูปหน่วยแรงประสิทธิภาพผลแบบ NESE พล็อต ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa)

4.9 เปรียบเทียบผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณ

4.9.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ

4.9.1.1 ค่า q'/σ'_{vc}

ในช่วง OC ผลของมุม θ หรือทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อค่า q'/σ'_{vc} จะแสดงให้เห็นเฉพาะที่จุดวิบัติที่ $(\sigma'_v/\sigma'_p)_{max}$ เท่านั้น ซึ่งยังคงให้ค่าที่สรุปค่อนข้างยากกว่าที่มุม θ เท่าใดให้ค่าที่สูงต่ำกว่ากัน ในขณะที่ที่จุดวิบัติ q_{max} จะให้ค่า q'/σ'_{vc} ที่แทบจะไม่แตกต่างกันเมื่อเงื่อนไข TSP ทิศทางต่างๆ ซึ่งผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณต่างให้ผลที่สอดคล้องกัน

ส่วนในช่วง NC จะพบว่าผลของมุม θ จะมีผลต่อค่า q'/σ'_{vc} ไม่ว่าจะพิจารณาจากจุดวิบัติแบบใด โดยผลการทดสอบดินจากบริเวณจุกฟ้า แสดงให้เห็นว่าค่า q'/σ'_{vc} ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศาจะให้ค่าที่สูงกว่าที่ 135 องศา ในขณะที่ผลการทดสอบจากบริเวณบางนากลับให้ค่าที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา มีค่ามากกว่า แต่อย่างไรก็ดีผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณให้ผลที่สอดคล้องกันคือ ผลของมุม θ จะมีมากเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-1.5 ซึ่งอยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve พอดีและเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงถึงประมาณ 3 เท่า ซึ่งจะอยู่ในช่วง Linear ใน Consolidation Curve อีกครั้งแล้วผลของมุม θ จะหายไป (ดูรูปที่ 3.6 ตารางที่ 4.4 และ 4.5 ประกอบ)

เมื่อเปรียบเทียบค่า q'/σ'_{vc} ของตัวอย่างดินจากจุกฟ้า และบางนาที่ค่า OCR และมุม θ เท่ากัน ไม่ว่าจะจากจุดวิบัติแบบใดๆ ก็ตาม จะพบว่าค่า q'/σ'_{vc} ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาจะให้ค่าสูงกว่าจากบริเวณจุกฟ้า เสมอ เนื่องจากผลของ Plasticity Index (PI) ที่สูงกว่าถึงประมาณ 1 เท่าตัว ซึ่งแสดงให้เห็นในทุกค่า OCR และ θ

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า q'/σ'_{vc} ที่จุดวิบัติ q_{max} หรือที่เรียกว่าค่า S_u/σ'_{vc} ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา กับ OCR แสดงในรูปที่ 4.102 (ค่า S_u/σ'_{vc} ที่ค่า OCR เท่ากับ 1 จะเป็นค่าที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 เท่านั้น) จะพบว่าค่า S_u/σ'_{vc} ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาจะให้ความสัมพันธ์ที่สูงกว่าดินจากบริเวณจุกฟ้า โดยให้ค่า $S_u/\sigma'_{vc}=0.3158(OCR)^{0.5922}$ และ $S_u/\sigma'_{vc}=0.323(OCR)^{0.6565}$ สำหรับผลทดสอบจากบริเวณจุกฟ้า และ บางนา ตามลำดับ

จากสมการ $S_u/\sigma'_{vc}=(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}OCR^m$ เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ได้จากทั้ง 2 บริเวณจะพบว่า ค่าพารามิเตอร์ m จะขึ้นกับค่า PI โดยเมื่อค่า PI มีค่าสูงขึ้นจะทำให้ค่า m สูงขึ้นด้วย ในขณะที่ค่า $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ จะพบว่าผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณให้ค่าค่อนข้างใกล้เคียง

กันมาก (ดูรูปที่ 4.102) ไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า PI ซึ่งผลดังกล่าวสอดคล้องกับงานวิจัยของ Jamiolkowski et al (1985) (ดูรูปที่ 2.38)

จากรูปที่ 4.102 เมื่อพิจารณาผลการทดสอบของ วรการ (2545) ซึ่งทำการทดสอบดินในบริเวณเดียวกัน แต่เป็นการทดสอบแบบ Load Control จะพบว่าในช่วง OC ถึงแม้ว่าจะทำการทดสอบคนละวิธีกันแต่ยังให้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกันโดยเฉพาะผลการทดสอบจากบริเวณบางนา ส่วนผลการทดสอบจากบริเวณจุฬาฯ ที่ค่า OCR เท่ากับ 1.75 จะเห็นว่าผลการทดสอบด้วย Load Control ให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำมากเมื่อเทียบกับที่ได้จากงานวิจัยนี้ที่ทำการทดสอบด้วย Strain Control ทั้งนี้เมื่อพิจารณาจากค่า A_r (รูปที่ 4.104) แล้วจะพบว่าให้ค่า A_r ที่สูงมาก ซึ่งเป็นไปได้ว่าผลการทดสอบดังกล่าวอาจเข้าใกล้ช่วง NC แล้ว จากการคำนวณค่า σ'_p ที่ไม่ถูกต้องก็เป็นได้

ส่วนในช่วง NC แม้ว่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของการทดสอบด้วยวิธี Load Control จะสูงถึง 1.15 แต่ยังให้ค่า S_u/σ'_{vc} สูงกว่าผลการทดสอบด้วยวิธี Strain Control ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ทั้งนี้สาเหตุดังกล่าวอาจเกิดเนื่องจากการทดสอบที่ วรการ (2545) ใช้ คือ การคำนวณและให้น้ำหนักแกตัวอย่างแบบใช้ LIR เป็นตัวควบคุม (ใช้ LIR ประมาณ 0.5) ซึ่งเมื่อหน่วยแรงในตัวอย่างเข้าใกล้จุดวิกฤติที่ q_{max} แล้ว วิธีการให้น้ำหนักด้วยการควบคุมจาก LIR อาจจะไม่ค่อยดีนัก เนื่องจากการวิธีการทดสอบแบบ Load Control การที่จะหาค่าหน่วยแรงสูงสุดให้ได้ อย่างถูกต้องนั้นเป็นไปได้ยากมาก การใช้ LIR คงที่ตลอดการทดสอบมักจะทำได้หน่วยแรงสูงสุดหรือค่า q_{max} มากกว่าที่เป็นจริง เนื่องจากน้ำหนักสุดท้ายก่อนถึงหน่วยแรงสูงสุดอาจเข้าใกล้ค่า q_{max} เมื่อทำการให้น้ำหนักต่อไปจึงมักจะมากเกินหน่วยแรงสูงสุดที่มวลดินสามารถรับได้จึงมักทำให้เกิดการวิบัติแบบฉับพลันทันที ดังจะสังเกตจากตารางที่ 4.4 และ 4.5 จะเห็นว่าผลการทดสอบจากวิธี Load Control มักจะทำให้เกิดจุดวิกฤติที่ q_{max} พร้อมๆ กับจุดวิกฤติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

ความเหมาะสมของการใช้ NSP ในงานวิจัยนี้จะพบว่าผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณต่างให้ผลที่สอดคล้องกันคือ สามารถ Normalized ค่า S_u ด้วยค่า σ'_{vc} เฉพาะในตัวอย่างที่อยู่ในช่วง OC และช่วง NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1 เท่านั้น (ดูรูปที่ 4.102 ตารางที่ 4.4 และ 4.5 ประกอบ) สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากขึ้นจะพบว่ามี การลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} อย่างรวดเร็วทั้งในผลการทดสอบจากบริเวณจุฬาฯ และบางนา โดยตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาจะมีการลดลงของ S_u/σ'_{vc} มากกว่าที่ตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ โดยที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะมีการลดลงมากกว่าที่ 45 องศา ดังแสดงในตารางที่ 4.6

ทั้งนี้สาเหตุที่ทำให้เกิดการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC เกิดเนื่องจากโครงสร้างของมวลดินจากทั้ง 2 บริเวณต่างก็เป็นดินเหนียวอ่อนชนิดที่มีสารเคมีเชื่อมแน่นประเภท Ferric Oxide ด้วยกันทั้งคู่ ดังที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 4.2 การที่มีสารประเภท Ferric Oxide ซึ่งจัดเป็นพวก

Cementing Agent อยู่ในดินทำให้โครงสร้างของมวลดินมีกำลังรับน้ำหนักมากขึ้น และยังทำให้ดินมีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ใน Consolidation Curve อีกด้วย ผลของ Cementation ในมวลดินดังกล่าวถึงแม้ว่าจะทำให้มวลดินสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นก็ตาม แต่กลับทำให้ดินมีความเปราะบาง มีโครงสร้างที่ไม่มีเสถียรภาพและมีความไวสูงด้วย (ดูหัวข้อที่ 2.8.5.5)

ตารางที่ 4.6 แสดงการเปรียบเทียบการลดลงของ S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ของตัวอย่างดิน จากทั้ง 2 บริเวณ

Location	Test Type	θ Degree	$\Delta(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ ** %
Chulalongkorn University	Strain Control	45	13.07
	Strain Control	135	14.65
	Load Control *	45	22.19
Bang Na-Bang Pakong Km.29-800	Strain Control	45	15.85
	Strain Control	135	21.19
	Load Control *	45	13.71

Remark : * From Worakarn (2002)

** Comparison $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ at $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=3.07$ with $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ at $\sigma'_{vc}/\sigma'_p=1.02$

ดังนั้นเมื่อมีการ Reconsolidated ตัวอย่างดินจนหน่วยแรงในตัวอย่างมากกว่า σ'_p ในธรรมชาติหรือเข้าสู่ช่วง NC แล้วจะพบว่าโครงสร้างดินที่เคยยึดแน่นด้วยผลของ Cementation จะถูกทำลายไปอย่างรวดเร็ว ดังจะเห็นได้จากการยุบตัวที่ค่อนข้างสูงมากในช่วง NC (ดูรูปที่ 2.51) โดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p อยู่ระหว่าง 1.0-1.5 ที่มักจะเป็นช่วงสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ที่เกิดความโค้ง หรือ Non-Linearity ใน Consolidation Curve มากที่สุด ซึ่งพฤติกรรมแบบ Non-Linearity นี้แสดงให้เห็นในดินจากทั้ง 2 บริเวณ (ดูภาคผนวก ก และ ข) ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} จึงลดลงอย่างรวดเร็วในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น อีกทั้งยังทำให้ทิศทางของ TSP เข้ามามีผลต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน ในมวลดิน โดยเฉพาะเมื่อค่า σ'_{vc} อยู่ในช่วง Non-Linearity นอกจากนั้นยังทำให้ค่า Δu ยังถูกขจัดออกได้ลำบากในช่วงดังกล่าวอีกด้วย (วรการ , 2545)

ส่วนการที่ผลการทดสอบดินจากบริเวณบางนามีการลดลงของ S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC มากกว่าผลการทดสอบดินจากบริเวณจุฬาฯ (ดูตารางที่ 4.6 หรือ รูปที่ 4.103) นั้นคาดว่าเนื่องจากผลของ Cementation ด้วยส่วนหนึ่ง แต่เนื่องจากเมื่อพิจารณาจากตารางที่ 4.3 จะพบว่าดินจากทั้ง 2 บริเวณมีปริมาณของ Fe_2O_3 ใกล้เคียงกันมาก ดังนั้นผลของ Cementation จึงยังไม่อาจอธิบายสาเหตุที่ดินจากบริเวณบางนามีการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC มากกว่า จึงต้องพิจารณาถึงผลจากการจัดเรียงโครงสร้างของมวลดิน ซึ่งจากตารางที่ 4.3 จะพบว่าดินจากบริเวณบางนามี

ปริมาณของ NaCl ที่มากกว่าดินจากบริเวณจู่ฟ้า จึงทำให้มีการจัดเรียงแบบ Flocculated Structure มากกว่าดินจากบริเวณจู่ฟ้า ซึ่งจะเรียงตัวแบบ Edge to Face (ดูรูปที่ 2.48) ที่ทำให้โครงสร้างรับน้ำหนักได้มากขึ้นแต่พร้อมที่จะพังทลายได้ตลอดเวลา เนื่องจากผลของ Mechanical Bond ที่ยังไม่ค่อยแข็งแรงเมื่อเปรียบเทียบกับดินจากบริเวณจู่ฟ้า อันเกิดจากอายุดินที่น้อยกว่า

ในขณะที่ดินผลของการ Leaching ในดินจากบริเวณจู่ฟ้า ที่มีมากกว่าดินจากบริเวณบางนา ก็น่าจะทำให้โครงสร้างของดินจากบริเวณจู่ฟ้า นี้มีโครงสร้างที่ไม่ค่อยเสถียรเช่นกัน ถึงแม้ว่าจะมีการจัดเรียงแบบ Flocculated Structure ที่น้อยกว่าก็ตาม แต่เมื่อพิจารณาจากผลการทดสอบจะเห็นว่าดินจากบริเวณบางนามีการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC มากกว่าดินจากบริเวณจู่ฟ้า ซึ่งน่าจะทำให้สามารถสรุปได้ว่า ผลของโครงสร้างที่มีการยึดแน่นด้วย Cementation บวกกับการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure ที่มากกว่าของดินจากบริเวณบางนา น่าจะทำให้โครงสร้างของดินจากบริเวณนี้มีกำลังรับน้ำหนักสูง แต่มีเสถียรภาพต่ำกว่าดินจากบริเวณจู่ฟ้า ที่มีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure น้อยกว่า แต่มีผลจากอายุของดินที่มากกว่า Mechanical Bond ภายในโครงสร้างดินจึงค่อนข้างแข็งแรงกว่า ถึงแม้ว่าจะดินจากบริเวณจู่ฟ้า นี้จะมีการ Leaching สูง และมีผลของ Mechanical Cementation เช่นกัน

4.9.1.2 ค่า σ'_1/σ'_3

ผลของมุม θ ไม่มีผลต่อค่า σ'_1/σ'_3 ในช่วง OC เช่นเดียวกับกับค่า q/σ'_{vc} ดังที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ผ่านมา ไม่ว่าจะพิจารณาจากที่จุดวิบัติแบบใด แต่จะเริ่มมีผลค่อนข้างสูงเมื่อเข้าสู่ในช่วง NC โดยเฉพาะผลการทดสอบดินจากบริเวณบางนา ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.4

เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณไม่ว่าจะที่จุดวิบัติแบบใด จะพบว่าตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาจะให้ค่า σ'_1/σ'_3 สูงกว่าบริเวณจู่ฟ้า ในทุกค่า OCR และ θ (ดูตารางที่ 4.4 และ 4.5 ประกอบ) โดยค่า σ'_1/σ'_3 ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ของผลการทดสอบจากจู่ฟ้า ในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC จะให้ค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 4 (ดูรูปที่ 4.25) ในขณะที่ผลจากที่บางนากลับให้ค่าที่ค่อนข้างสูงและไม่มีแนวโน้มที่แน่นอน (ดูรูปที่ 4.71) แต่ยังคงให้เส้นขอบเขตการวิบัติเป็นเส้นเดียวกัน

4.9.1.3 ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$

ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่ได้จะมีค่าเท่าใดนั้นขึ้นกับทิศทางของ TSP ที่ทำการทดสอบ ซึ่งแสดงให้เห็นในผลการทดสอบตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณไม่ว่าจะพิจารณาที่จุดวิบัติแบบใด โดยค่า

$\Delta u/\sigma'_{vc}$ จะมีค่าลดลงเมื่อมุม θ มีค่าสูงขึ้น เนื่องจากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าทิศทางของ ESP ที่ค่า OCR หนึ่งๆ มีเพียงทิศทางเดียว ดังนั้นการที่จะรักษาให้ ESP อยู่ในทิศทางเดิมจึงทำให้การเกิดของ Δu มีการตอบสนองตามทิศทางของ TSP ที่ใช้ทดสอบ

จากตารางที่ 4.4 และ 4.5 จะพบว่า ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ที่ได้จากตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาจะมีค่ามากกว่าจากบริเวณจุฬาฯ ไม่ว่าจะที่ OCR หรือมุม θ เท่าใด โดยสำหรับที่จุดวิบัติ q_{max} จะให้ค่าสูงกว่าประมาณ 1.3 ถึง 1.5 เท่าในช่วง OC และประมาณ 2 เท่าในช่วง NC และประมาณ 1.3 ถึง 1.5 เท่าในช่วง OC และ NC สำหรับที่จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

สำหรับสาเหตุที่ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนามีค่ามากกว่าจากบริเวณจุฬาฯ นั้นสามารถอธิบายได้ด้วยเหตุผลเดียวกับที่กล่าวในหัวข้อที่ 4.9.1.1 คือ โครงสร้างของดินจากบริเวณบางนามีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure มากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ ซึ่งโครงสร้างแบบ Flocculated Structure นี้เป็นการจัดเรียงตัวแบบที่มีช่องว่างในมวลดินค่อนข้างมากดังแสดงในรูปที่ 2.48 และมีโครงสร้างที่ค่อนข้างเปราะบาง อีกทั้งดินจากบริเวณนี้มีอายุน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับที่จุฬาฯ จึงทำให้ความแข็งแรงของ Bond ภายในโครงสร้างค่อนข้างต่ำไปด้วย

ดังนั้นในตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาซึ่งมีปริมาณน้ำในมวลดินมากอยู่แล้ว (110-130%) รวมเข้ากับผลของโครงสร้างที่ไม่ค่อยมีความเสถียรอยู่แล้ว เมื่อมีหน่วยแรงกระทำสูงจนทำให้โครงสร้างแตกหักได้แล้ว น้ำในมวลดินจึงต้องเป็นส่วนที่ต้องรับน้ำหนักแทน โดยเฉพาะเมื่อ σ'_{vc} มีค่ามากกว่า σ'_p หรืออยู่ในช่วง NC ซึ่งโครงสร้างดั้งเดิมมักจะถูกทำลายจนหมดสิ้นจึงทำให้ $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ของตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC มีค่าสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่อยู่ในช่วง OC และเมื่อเปรียบเทียบโครงสร้างของดินจากบริเวณบางนาที่มีการจัดเรียงแบบ Flocculated Structure มากกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ จึงทำให้ $\Delta u/\sigma'_{vc}$ เกิดขึ้นมากกว่านั่นเอง

เมื่อพิจารณาเฉพาะตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะพบว่าค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ในขณะที่ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ กลับมีค่าลดลง ซึ่งก็ด้วยเหตุผลเดียวกันกลับข้างต้น คือ ถึงแม้ว่าผลของโครงสร้างที่ถูกทำลายจนน้ำต้องเป็นส่วนที่ต้องรับน้ำหนักแทนจะแสดงให้เห็นที่จุดวิบัติที่ q_{max} แต่อย่างไรก็ดีผลของการ Consolidation ด้วยหน่วยแรงที่สูงมากยังทำให้โครงสร้างมีการจัดเรียงแบบเป็นระเบียบมากขึ้นด้วย (Dispersed Structure)

ดังนั้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น ถึงแม้ว่าจะทำให้ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ มีค่าสูงขึ้น แต่ยังทำให้อัตราการเพิ่มของค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ จากที่จุดวิบัติ q_{max} ไปยังจุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีค่าลดลงเนื่องจากโครงสร้างเริ่มเปลี่ยนแปลงในลักษณะที่มีระเบียบมากขึ้น (Dispersed Structure) การพังทลายของโครงสร้างอันเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดค่า Δu สูงขึ้นอย่างมากจึงมีน้อยลงนั่นเอง

4.9.1.4 ค่า A พารามิเตอร์

ผลของมุม θ จะมีต่อค่า A ณ จุดวิบัติที่ (σ'_1/σ'_3) เท่านั้น แต่ไม่สามารถระบุได้แน่นอนว่าทิศทางของ TSP โดย ให้ค่าที่สูงต่ำกว่ากัน ในขณะที่ที่จุดวิบัติที่ q_{max} ค่า A จะไม่ขึ้นกับทิศทางของ TSP โดยผลการทดสอบดินจากทั้ง 2 บริเวณต่างให้ที่ผลสอดคล้องกัน

เมื่อพิจารณาค่า A ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือที่เรียกว่าค่า A_q นั้น ผลจากการทดสอบที่ θ เท่ากับ 45 องศา จะพบว่าผลการทดสอบจากตัวอย่างดินบริเวณบางนาจะให้ค่าสูงกว่าจากจุฬายาเสมอทั้งในช่วง OC และ NC โดยความสัมพันธ์ระหว่างค่า A_q กับ OCR จากทั้ง 2 บริเวณ ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา แสดงดังในรูปที่ 4.104 ซึ่งก็ด้วยเหตุผลเดียวกันกับข้างต้น โดยเฉพาะในตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC จะมีค่า A_q ค่อนข้างสูงมากถึงประมาณ 1.1 ถึง 1.3 (ดูตารางที่ 4.5)

ในขณะที่เมื่อพิจารณาค่า A ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะพบว่าผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณบางนายังคงให้ค่าสูงกว่าผลการทดสอบจากบริเวณจุฬายา แต่เมื่อค่า OCR มีค่าลดลงจนอยู่ในช่วง Slightly OC ถึง NC ผลที่ได้กลับตรงกันข้ามกัน โดยค่า A ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬายา กลับให้ค่าที่ค่อนข้างสูงมาก (ดูรูปที่ 4.105) โดยเฉพาะที่ σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 ที่มีค่าสูงถึงประมาณ 8

สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะเห็นว่าค่า A ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากขึ้น โดยอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า A_q ในช่วง NC เมื่อ σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้นของดินจากบริเวณจุฬายา จะมีมากกว่าดินจากบริเวณบางนา ดังแสดงในรูปที่ 4.106 แต่ค่า A ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ กลับให้ผลที่ตรงข้ามกัน โดยจะมีค่าสูงที่สุดที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02 และค่อยลดลงเรื่อยๆ เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากขึ้น (ดูรูปที่ 4.107)

จากผลดังกล่าวสรุปได้ว่า การที่ดินจากบริเวณบางนามีค่า A ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือที่เรียกว่า A_q สูงกว่าดินจากบริเวณจุฬายา นั้น เนื่องมาจากผลของขบวนการ Consolidation ที่ทำให้โครงสร้างที่มีจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure เกิดการพังทลายจากการที่โครงสร้างไม่ค่อยมีเสถียรภาพและ Bond ภายในโครงสร้างที่อ่อนแอเพราะอายุของดินน้อย ซึ่งทำให้อาจสันนิษฐานได้ว่าผลจากการพังทลายของโครงสร้างภายในของดินจากบริเวณบางนาจะเกิดจากขบวนการ Consolidation และช่วงต้นของการเฉือนเป็นหลัก จึงทำให้ค่า A_q ค่อนข้างสูง ในขณะที่ดินจากบริเวณจุฬายา คาดว่าการพังทลายของโครงสร้างจะเกิดมากในระหว่างการเฉือนที่ความเครียดสูงๆ เนื่องจากมี Mechanical Bond ค่อนข้างแข็งแรงจากอายุที่มากกว่า จึงเป็นผลให้ค่า A ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ของดินจากบริเวณจุฬายา มีค่าสูงมาก

ส่วนในช่วง NC จะพบว่าค่า A_v ยังคงเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้น ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากโครงสร้างเกิดการพังทลายมากขึ้นเรื่อยๆ นั่นเอง แต่จะเห็นว่าดินจากบริเวณบางนามีการเพิ่มขึ้นของค่า A_v น้อยกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ ก็อาจเป็นเพราะว่าโครงสร้างของดินจากบริเวณบางนาค่อนข้างอ่อนแอกว่าดินจากบริเวณจุฬาฯ จากอายุที่น้อยกว่า จึงทำให้โครงสร้างของดินจากบริเวณบางนาอาจพังทลายไปเกือบหมดแล้วตั้งแต่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ต่ำๆ ดังจะเห็นได้จากการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ของดินจากบริเวณบางนาที่จะเกิดค่อนข้างมากที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าไม่มากนัก ในขณะที่โครงสร้างของดินจากบริเวณจุฬาฯ ที่แข็งแรงกว่าน่าจะพังทลายที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงๆ (ดูรูปที่ 4.103 ประกอบ)

4.9.2 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล

ผลของมุม θ หรือทางเดินของหน่วยแรงรวม (TSP) ที่มีต่อทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (ESP) นั้นจะพบว่าในช่วง OC มุม θ จะไม่มีผลต่อ ESP เลย ซึ่งแสดงในเห็นจากผลการทดสอบทั้ง 2 บริเวณ ส่วนในช่วง NC นั้นจะพบว่า มุม θ จะมีผลต่อ ESP อย่างชัดเจน โดยผลการทดสอบจากบริเวณจุฬาฯ จะให้ ESP ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา อยู่สูงกว่าที่ 135 องศา (ดูรูปที่ 4.42 ถึง 4.49) ในขณะที่ผลการทดสอบจากบริเวณบางนาจะให้ผลที่ตรงกันข้าม (ดูรูปที่ 4.88 ถึง 4.95)

ความแตกต่าง ESP เนื่องจากผลของมุม θ สำหรับตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC นี้ จะแสดงให้เห็นมากที่สุดเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p อยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 1.5 ซึ่งเป็นสัดส่วนที่อยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve พอดี และจะแสดงให้เห็นน้อยลงหรือไม่เห็นความแตกต่างเลยเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 3 ซึ่งจะอยู่ในช่วง Linear ใน Consolidation Curve พอดี ดังแสดงในรูปที่ 4.45 ถึง 4.47 และ 4.91 ถึง 4.93 สำหรับผลการทดสอบของดินจากบริเวณจุฬาฯ และบางนา ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาถึงรูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ณ ที่ค่า OCR ต่างๆ จะพบว่า ผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณ มีแนวโน้มคล้ายกันทั้งในช่วง OC และ NC คือ ที่ค่า OCR สูงๆ (ดูรูปที่ 4.42 หรือ 4.88 ประกอบ) จะให้ ESP ในช่วงแรกที่มีแนวโน้มพุ่งขึ้นในแนวตั้งอย่างรวดเร็วแล้วเริ่มโค้งออกทางขวาจนกระทั่งเมื่อถึงจุดวิบัติที่ q_{max} แล้ว ESP จะลดลงอย่างรวดเร็วและถึงจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ทันที โดยเมื่อค่า OCR มีค่าลดลงจนอยู่ในช่วง Slightly OC หรือ NC แล้ว ESP จะมีแนวโน้มที่จะโค้งออกทางซ้ายมือมากขึ้น และเมื่อผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} จะยังคงค่อนข้างคงที่ไม่ลดลงมากนักจนกระทั่งถึงจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ (ดูรูปที่ 4.44 ถึง 4.47 หรือ 4.90 ถึง 4.93 ประกอบ)

เปรียบเทียบ ESP ของผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณ ณ ค่า OCR และ θ เดียวกัน จะพบว่า ESP ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาจะมี ESP ที่ค่อนข้างโค้งออกทางซ้ายมือมากกว่า บริเวณจุฬาฯ โดยมีแนวโน้มที่โค้งออกทางซ้ายมือตั้งแต่แรกเมื่อเปรียบเทียบกับบริเวณจุฬาฯ ซึ่งสามารถสังเกตชัดเจนมากที่สุดในตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 3.07 โดยจะเห็นได้ว่า ESP โค้งออกทางซ้ายมืออย่างเห็นได้ชัดเจนตั้งแต่เริ่มต้น (ดูรูปที่ 4.49 และ 4.95 ประกอบ)

4.9.3 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Failure Envelope)

4.9.3.1 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลาด (Conventional Effective Stress Failure Envelope, CESE)

ผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณให้แนวโน้มที่คล้ายกันคือ มีเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เพียงเส้นเดียวไม่ว่าจะอยู่ในช่วง OC หรือ NC ส่วนเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} นั้นมีความแตกต่างกันบ้าง โดยผลการทดสอบดินจากบริเวณจุฬาฯ จะให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} แบ่งออกเป็น 3 ช่วงคือ Heavy OC ($OCR \geq 3$) [เป็นเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกันกับที่จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$], Slightly OC ($3 > OCR > 1$) และ NC ($OCR = 1$) ดังแสดงในรูปที่ 4.50 และ 4.51 ในขณะที่ผลการทดสอบจากบริเวณบางนาจะสามารถแบ่งออกได้เพียง 2 ช่วง คือ ช่วง OC ซึ่งเป็นเส้นเดียวกันกับเส้นขอบเขตการวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และช่วง NC ดังแสดงในรูปที่ 4.96 และ 4.97

อย่างไรก็ดีเมื่อนำมาพลอตเปรียบเทียบกันดังรูปที่ 4.108 จะพบว่า เส้นขอบเขตการวิบัติเมื่อพลอตแบบ CESE มีความใกล้เคียงกันมากถึงแม้ว่าข้อมูลจะมาจากคนละสถานที่ซึ่งมีคุณสมบัติไม่ใกล้เคียงกันก็ตาม จากรูปที่ 4.108 เมื่อเปรียบเทียบจากมุม ϕ' และค่า c' จะพบว่ามุม ϕ' จะมีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก ส่วนค่า c' จากผลการทดสอบของดินบริเวณบางนาจะให้ค่าสูงกว่าบริเวณจุฬาฯ

ผลการทดสอบจากทั้ง 2 บริเวณ ต่างให้ผลยืนยันถึงผลของ Cementation ในมวลดินจากการที่ค่า c' จากเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของตัวอย่างที่อยู่ในช่วง NC มีค่าไม่เท่ากับศูนย์ ซึ่งก็สอดคล้องกับผลทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมีที่พบส่วนประกอบชนิด Ferric Oxide ในดินจำนวนมาก ดังที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 4.2 โดยดินจากบริเวณบางนาจะให้ค่า c' ที่มากกว่าจากที่จุฬาฯ แต่เมื่อพิจารณาจากการพลอตแบบ CESE เพียงอย่างเดียวนั้นยังไม่สามารถระบุ

ได้แน่นอนว่าดินจากบริเวณใดมี Cementation ที่มากน้อยกว่ากัน เนื่องจากค่า c' สามารถแปรผัน
ได้กับประวัติของหน่วยแรงในมวลดินจึงต้องพิจารณาในหัวข้อที่ 4.9.3.2 ต่อไป

4.9.3.2 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิภาพผลแบบ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พลอต (Normalized Effective Stress Failure Envelope , NESE)

เมื่อพิจารณาเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปแบบ NESE จะพบว่าผลการทดสอบที่ได้จากทั้ง 2
บริเวณมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด โดยผลการทดสอบจากดินบริเวณจุกฟ้า จะแสดงให้เห็น
เห็นว่าเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้ขึ้นกับค่า OCR และจุดวิบัติที่พิจารณา โดยผลของจุดวิบัติที่
พิจารณาจะมีต่อเส้นขอบเขตการวิบัติเฉพาะในช่วง Slightly OC เท่านั้น (ดูรูปที่ 4.53 และ 4.54)

ในขณะที่ผลการทดสอบจากดินบริเวณบางนา นั้นเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้จะขึ้นกับค่า
OCR เท่านั้นไม่มีผลของจุดวิบัติที่พิจารณาเข้ามาเกี่ยวข้อง โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 เส้น
คือ เส้นขอบเขตการวิบัติสำหรับช่วง OC (รวมไปถึงช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p อยู่ระหว่าง 1.0
ถึง 1.4 ด้วย) และเส้นขอบเขตการวิบัติสำหรับช่วง NC จากรูปที่ 4.98 และ 4.99 จะเห็นว่ารูปแบบ
ของจุดวิบัติที่พิจารณานั้นไม่มีผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติเลยโดยมักจะให้ข้อมูลที่อยู่บนเส้น
ขอบเขตการวิบัติเดียวกันเสมอ ซึ่งในที่นี้ขอเรียกเส้นขอบเขตการวิบัติสำหรับช่วง OC ว่า
เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และเส้นขอบเขตการวิบัติสำหรับช่วง NC ว่า
เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ α_{max} เพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบต่อไป

เมื่อนำมาพลอตเปรียบเทียบกันดังแสดงในรูปที่ 4.109 จะพบว่า ความแตกต่างที่แสดงให้เห็น
เห็นน้อยมากเมื่อพลอตในรูปแบบ CESE (รูปที่ 4.108) กลับแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนในการพลอต
แบบ NESE โดยจะเห็นว่าเส้นขอบเขตการวิบัติของดินจากบริเวณบางนาจะอยู่สูงกว่าจากบริเวณ
จุกฟ้า อย่างเห็นได้ชัดเจน

จากรูปที่ 4.109 เมื่อเปรียบเทียบจากเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$
จะพบว่า ดินจากบริเวณจุกฟ้า จะมีค่า ϕ' ค่อนข้างสูง ถึง 33.80 องศา ในขณะที่จากบริเวณบาง
นามีค่าเพียง 22.66 องศา และค่า c'/σ'_p จากบริเวณจุกฟ้า จะมีค่าค่อนข้างต่ำมากเพียง 0.0197
ซึ่งอาจพิจารณาว่ามีค่าเป็นศูนย์เลยก็ได้ เมื่อเทียบกับจากบริเวณบางนาซึ่งมีค่าถึง 0.1187 จาก
ผลดังกล่าวทำให้สรุปได้ว่าเมื่อค่า PI มากขึ้น มีแนวโน้มจะทำให้ค่า ϕ' ต่ำลง ส่วนค่า c'/σ'_p สูงขึ้น

ความแตกต่างที่เห็นได้อย่างชัดเจนจากการเปรียบเทียบที่เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติ
ที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ นั้น กลับมีค่อนข้างน้อยจะพบว่าเมื่อเปรียบเทียบจากเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุด
วิบัติที่ α_{max} โดยจะเห็นได้ว่าเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้จากดินทั้ง 2 บริเวณ มีความใกล้เคียงกันมาก
และเมื่อพิจารณาค่า ϕ' และ c'/σ'_p ณ จุดวิบัติที่ α_{max} จะพบว่า ให้ค่าที่แทบจะไม่แตกต่างกันเลย

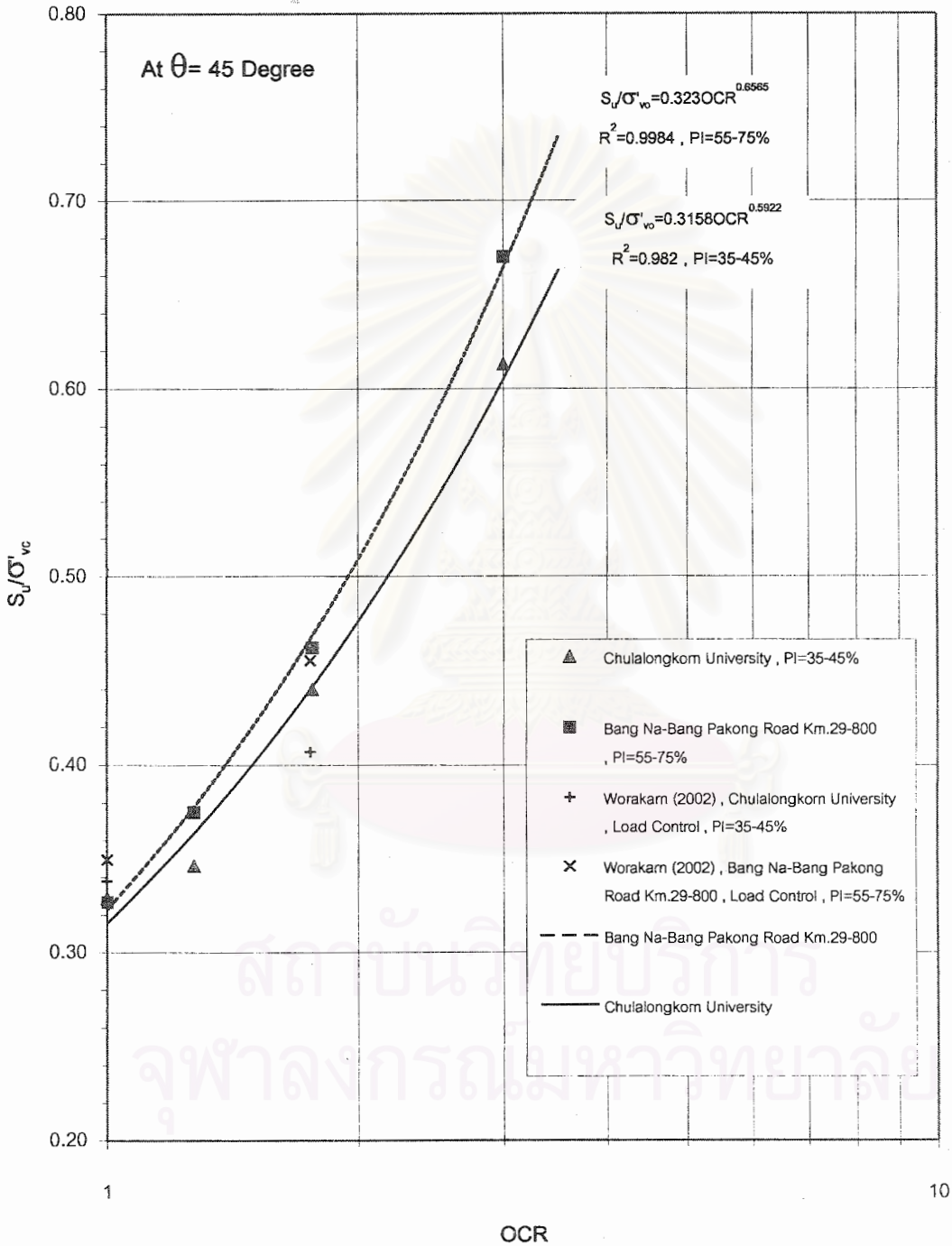
4.9.4 ลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณให้ผลที่คล้ายคลึงกัน โดยจะพบลักษณะการวิบัติเพียง 2 แบบเท่านั้น คือ แบบ Plastic Failure (Barrelling) และ Brittle Failure (Shear Plane) ซึ่งแสดงดังรูปที่ 4.110 และ 4.111 ตามลำดับ

ลักษณะการวิบัติแบบ Shear Plane ส่วนใหญ่จะเกิดในดินที่อยู่ในสภาพ OC ซึ่งดินที่อยู่ในสภาพดังกล่าวมักมีจุดวิบัติที่ q_{max} ใกล้เคียงกับ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ค่อนข้างมาก เนื่องจากตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ OC มักมีความชะลุดมากกว่าตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จากการทรุดตัวในขบวนการอัดตัวคายน้ำที่มีปริมาณน้อย โอกาสการเกิดลักษณะการวิบัติแบบ Shear Plane ซึ่งจะแสดงให้เห็นระนาบของการวิบัติอย่างชัดเจนนั้นจึงมีมากกว่าการเกิดลักษณะการวิบัติแบบ Barrelling ที่มักเป็นลักษณะการวิบัติที่ไม่แสดงให้เห็นระนาบการวิบัติแต่เกิดการวิบัติแบบอยู่ลงในแนวดิ่ง

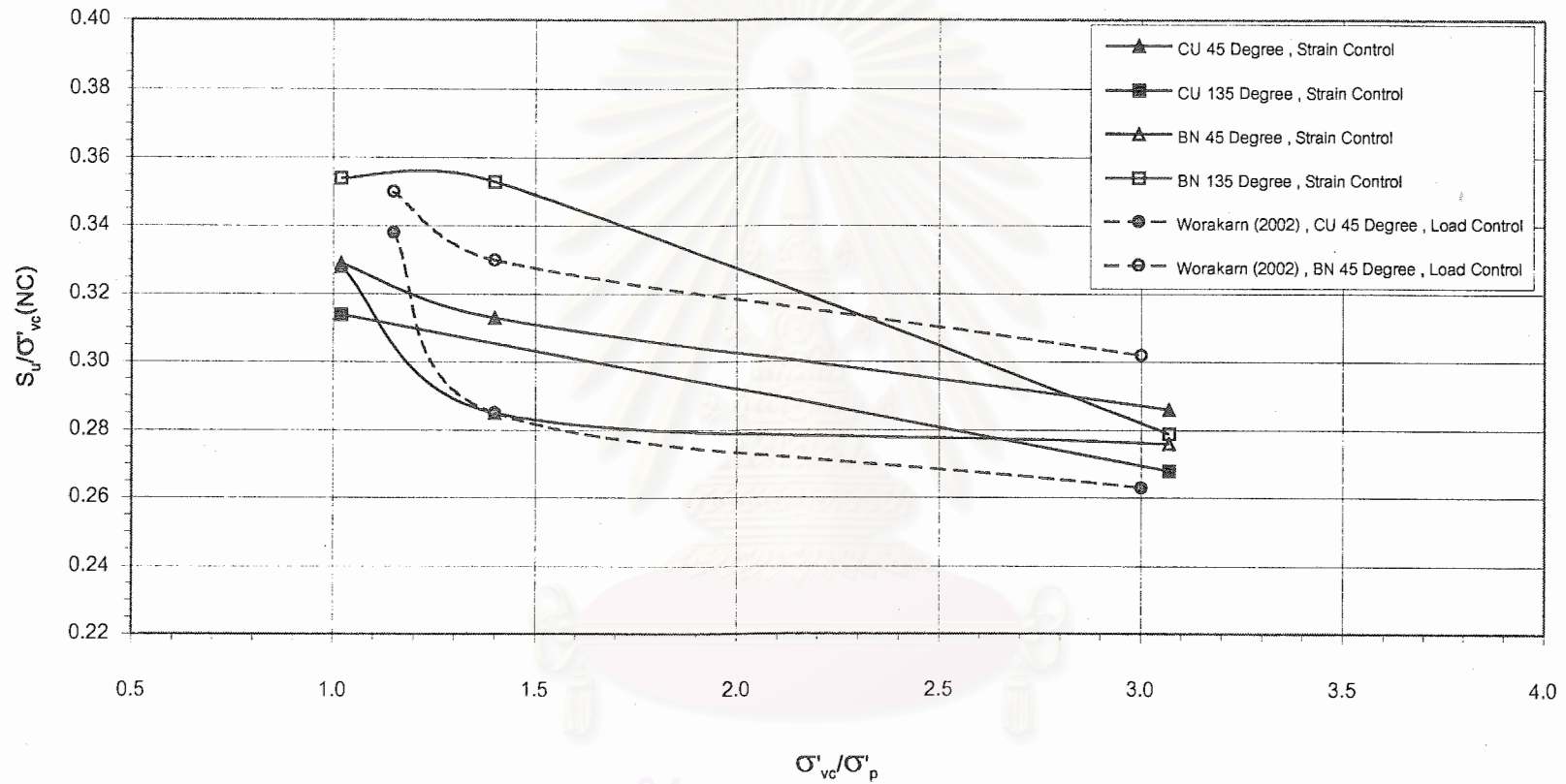
ส่วนตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC มักเกิดลักษณะการวิบัติแบบ Barrelling ซึ่งลักษณะการวิบัติดังกล่าวส่วนใหญ่จะเกิด ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ หรือใกล้เคียง ในขณะที่ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} นั้นจะพบว่าตัวอย่างดินมักจะไม่แสดงการเปลี่ยนแปลงแต่อย่างใด ดังในรูปที่ 4.112

S_u/σ'_{vc} VS. OCR



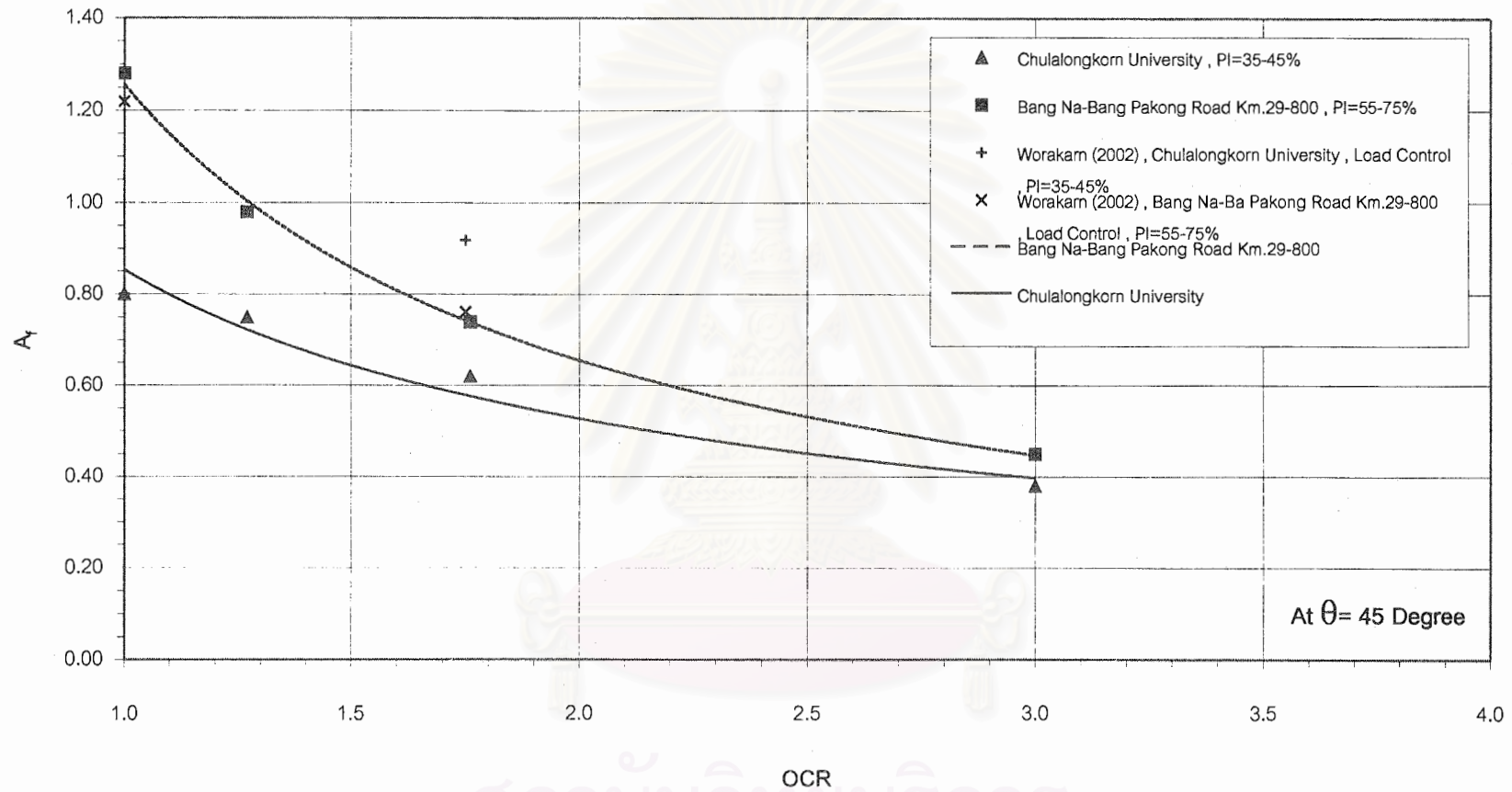
รูปที่ 4.102 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ของผลการทดสอบ ตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่มีมุม θ เท่ากับ 45 องศา

$S_u/\sigma'_{vc}(NC)$ VS. σ'_{vc}/σ'_p



รูปที่ 4.103 แสดงการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพ NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

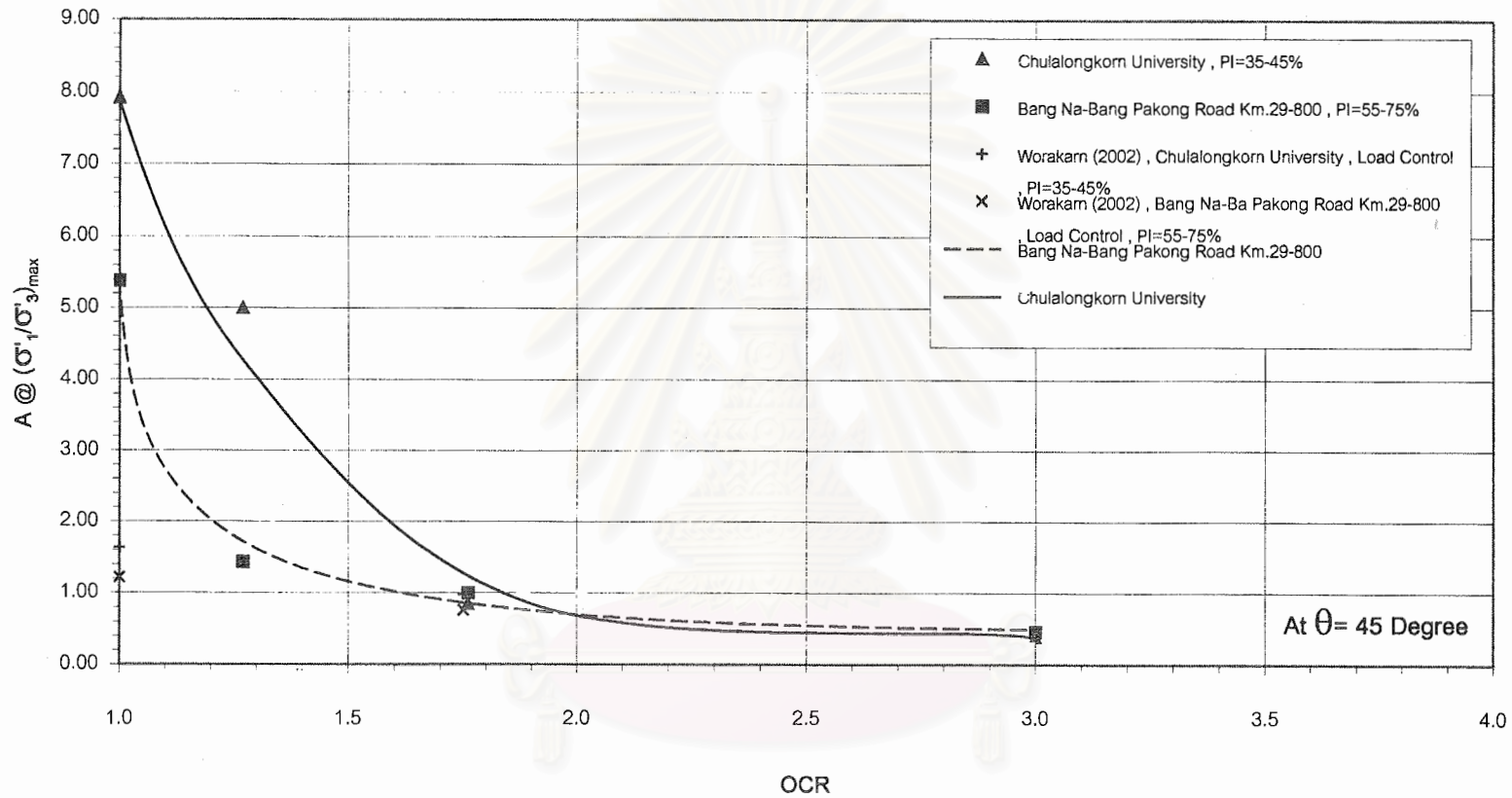
A_r VS. OCR



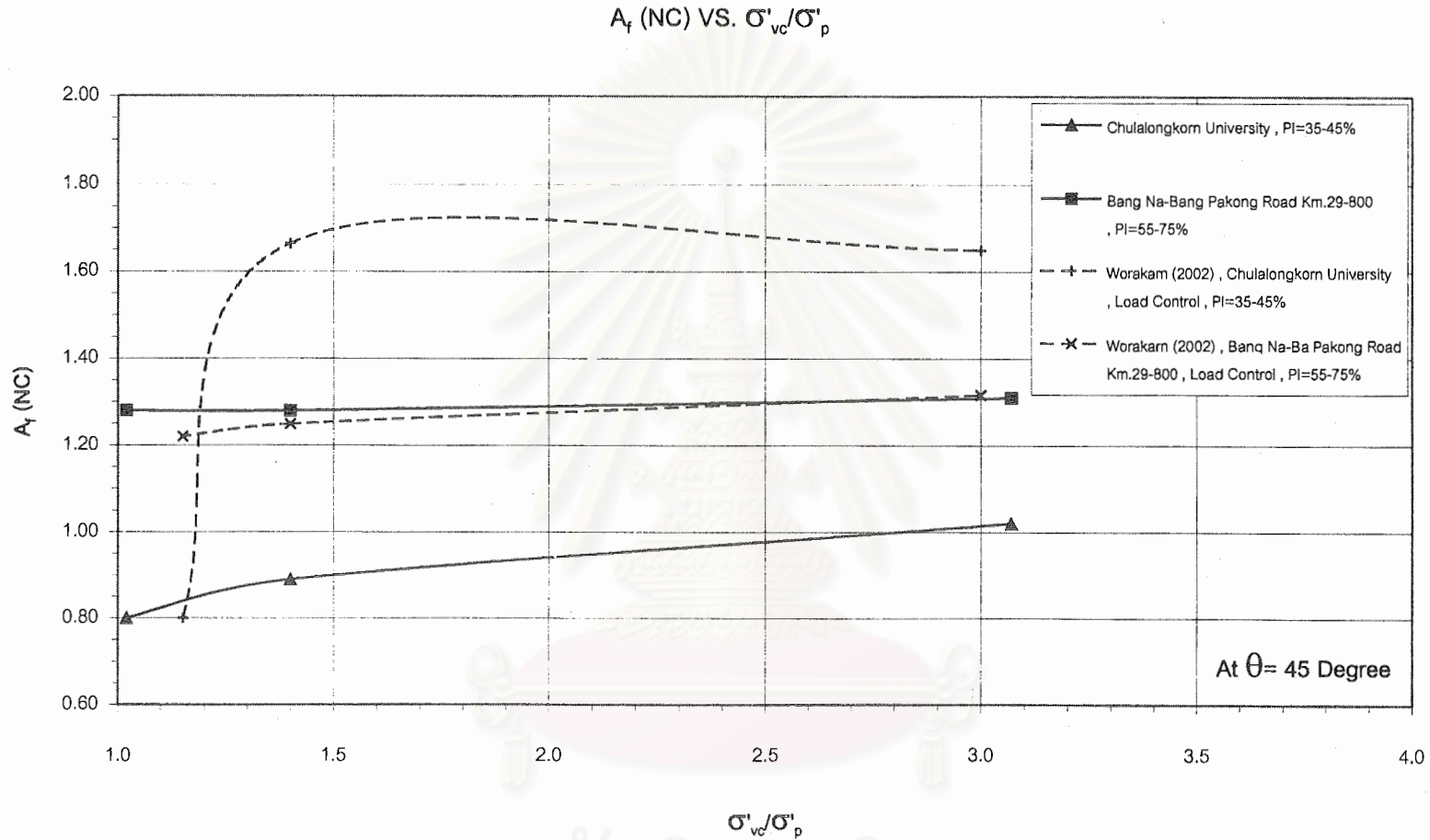
รูปที่ 4.104 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_r กับ OCR ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ VS. OCR

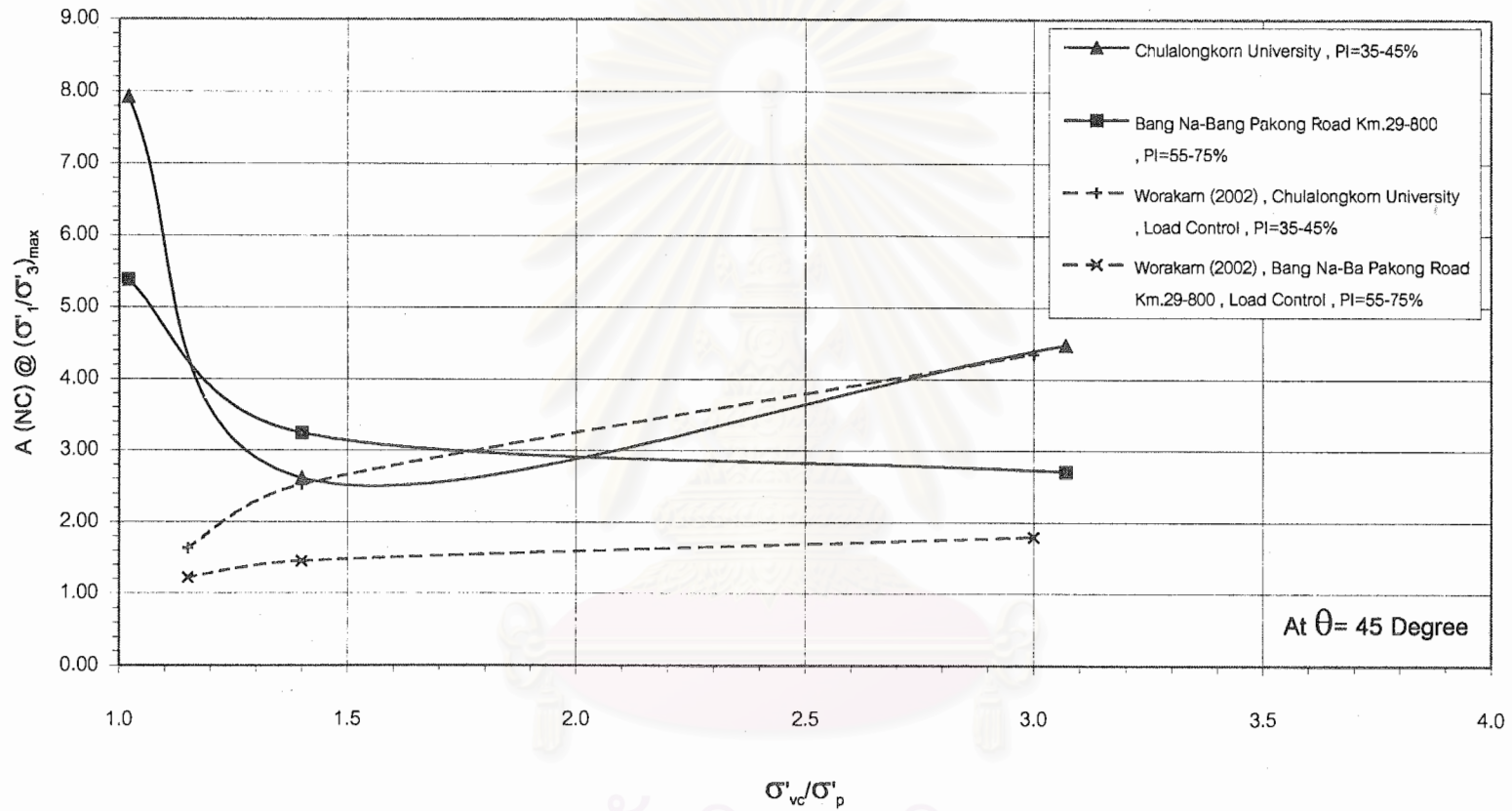


รูปที่ 4.105 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A ณ จุดวิกฤติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ กับ OCR ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และ บริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา



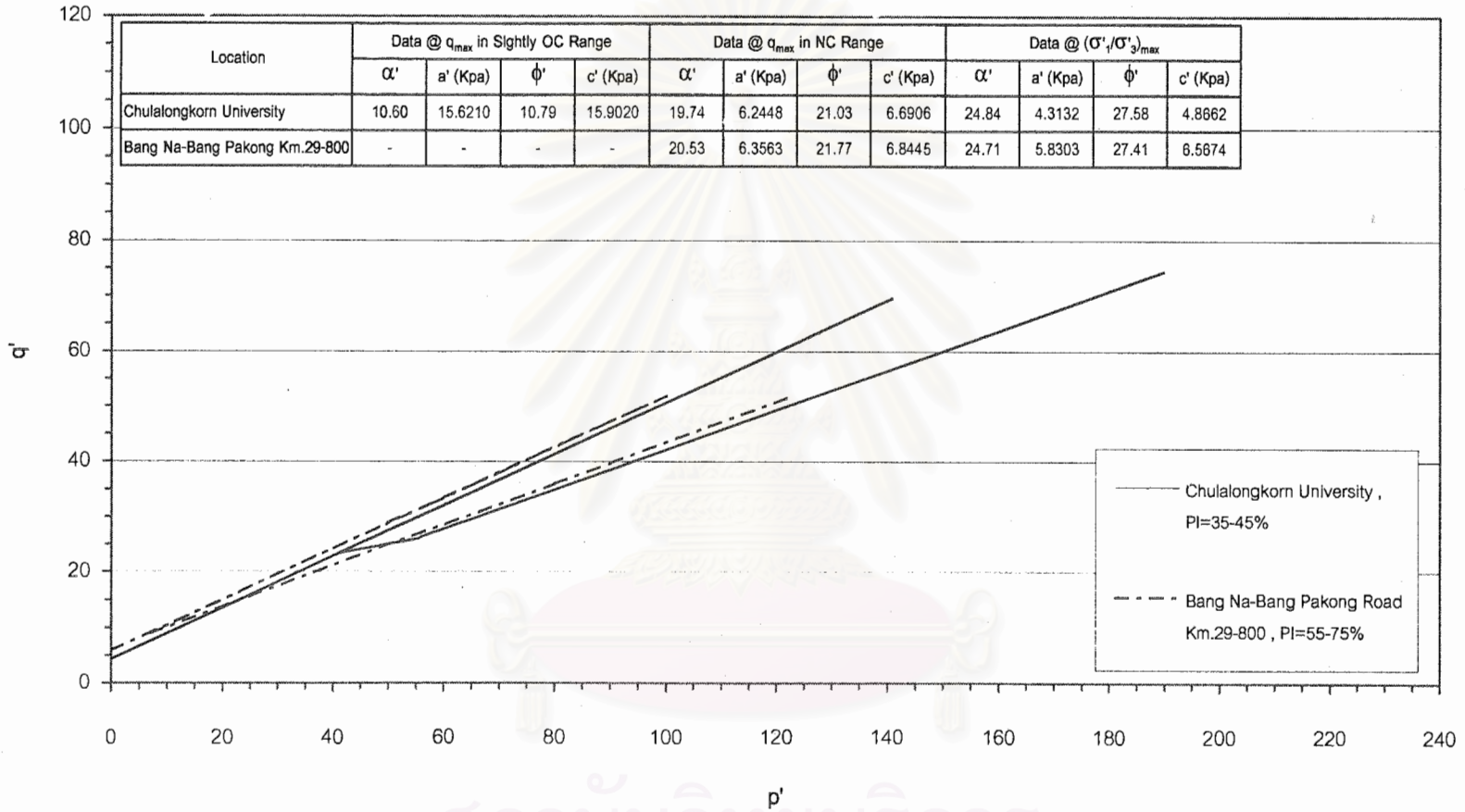
รูปที่ 4.106 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A_T ในช่วง NC กับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา

A (NC) @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ VS. σ'_{vc}/σ'_p



รูปที่ 4.107 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง A ณ จุดวิบัติ ที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ในช่วง NC กับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ของผลการทดสอบตัวอย่างดิน จากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา

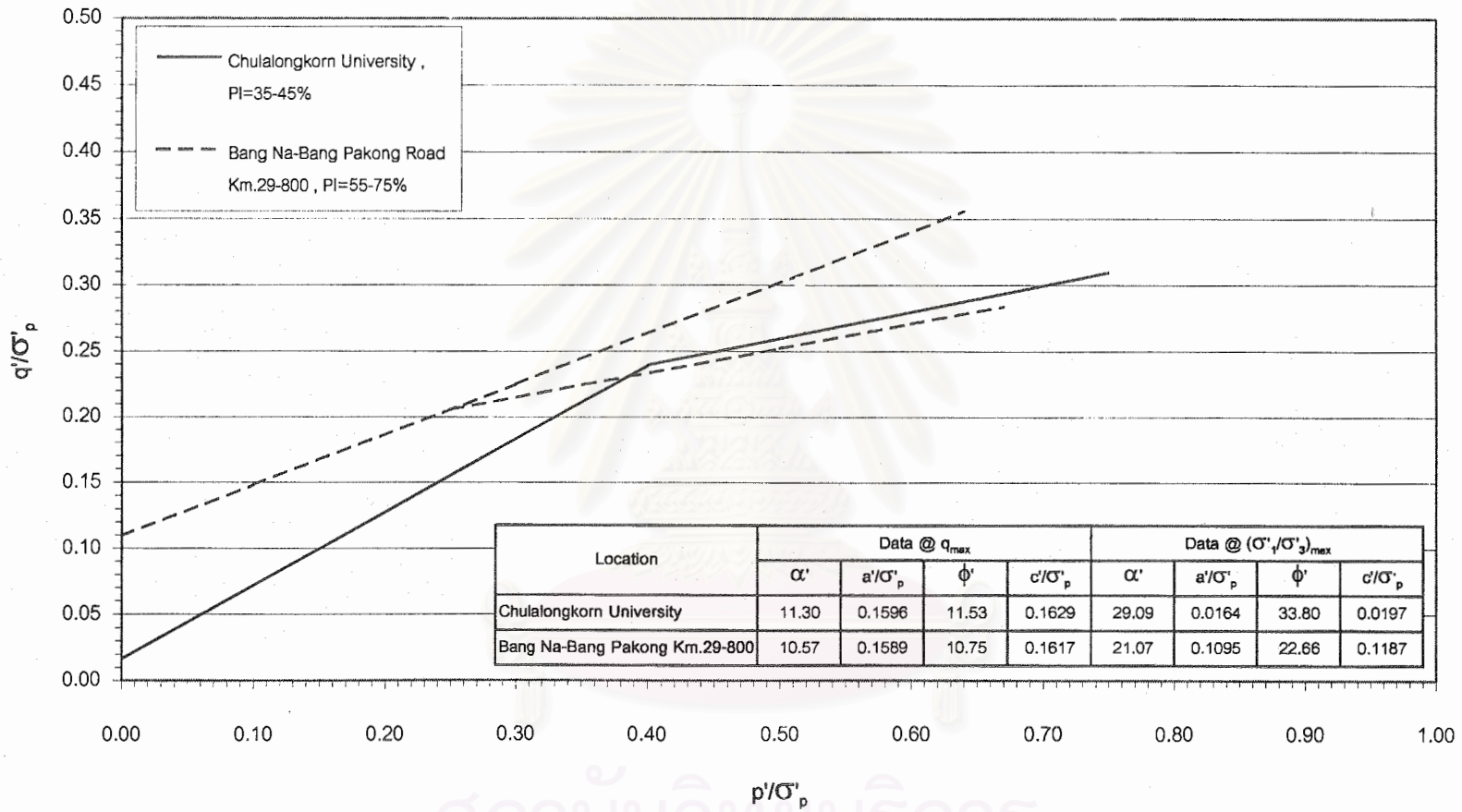
p' - q' Diagram



รูปที่ 4.108 แสดงการเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ CESE พลอต ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา

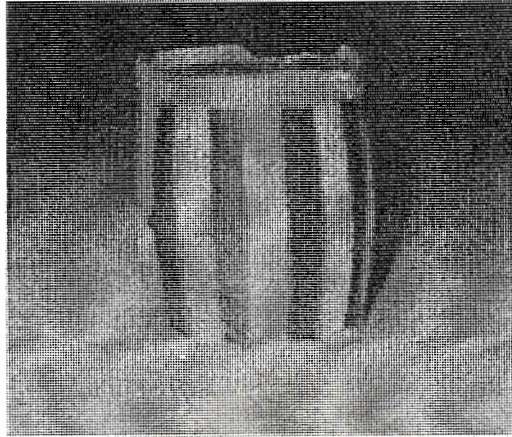
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.109 แสดงการเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลดต ของผลการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา

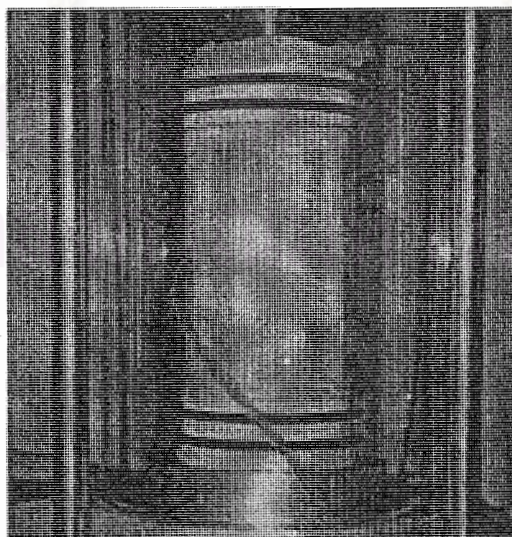
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.110 ลักษณะการวิบัติแบบ Plastic Failure หรือ Barrelling



รูปที่ 4.111 ลักษณะการวิบัติแบบ Brittle Failure หรือ Shear Plane



รูปที่ 4.112 ลักษณะของตัวอย่างดิน ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ระหว่างการเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ

4.10 เปรียบเทียบผลการทดสอบจากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยในอดีต

คุณสมบัติที่จะนำมาพิจารณาเปรียบเทียบนั้นจะประกอบไปด้วยค่า S_u/σ'_{vc} , A_r และ เส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE ซึ่งทำการทดสอบแบบ $\overline{CK_0U} - TC$ โดยสำหรับค่า S_u/σ'_{vc} และ A_r นั้นจะเปรียบเทียบเฉพาะที่มุม θ เท่ากับ 45 องศา เท่านั้น เนื่องจากเป็นการทดสอบที่งานวิจัยส่วนใหญ่ทำกัน

การเปรียบเทียบผลการทดสอบของงานวิจัยนี้กับงานวิจัยอื่นๆ ซึ่งทำการทดสอบแบบ $\overline{CK_0U} - TC$ นั้นจะเน้นเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ ดำรงค์ (2526) และ พินิจ (2528) เป็นหลัก เนื่องจากงานวิจัยของ ดำรงค์ (2526) จะเป็นการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ แบบ Block Sample ที่มีค่า PI ประมาณ 40% อีกทั้งเป็นการเก็บตัวอย่างด้วยวิธีการ Test Pit¹ ที่ให้คุณภาพของตัวอย่างที่ค่อนข้างดี ส่วนในงานวิจัยของ พินิจ (2528) เป็นการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่า PI ประมาณ 80% และยังเป็นบริเวณที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับบริเวณที่ใช้ศึกษาในงานวิจัยนี้ โดยงานวิจัยของ พินิจ (2528) เป็นการศึกษาตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.30 ซึ่งห่างจากบริเวณที่ใช้ในงานวิจัยนี้ คือ บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 เพียง 200 ม. เท่านั้นและยังเป็นการเก็บตัวอย่างแบบ Piston Sampling เพียงเก็บแบบต่อเนื่องเท่านั้น

ส่วนงานวิจัยของ วรการ (2545) ซึ่งทำการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณเดียวกันนั้นจะทำการเปรียบเทียบเฉพาะแนวโน้มต่างๆ ว่ามีความสอดคล้องกับงานวิจัยนี้หรือไม่ เนื่องจากวิธีการทดสอบแตกต่างจากงานวิจัยนี้ โดยเป็นการทดสอบแบบ Load Control (งานวิจัยนี้เป็นแบบ Strain Control) ดังนั้นค่าพารามิเตอร์ที่ได้จึงอาจนำมาเปรียบเทียบกันไม่ได้ เนื่องจากมีผลของ Undrained Creep ในขบวนการทดสอบเข้ามาเกี่ยวข้อง

4.10.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR

รูปที่ 4.113 แสดงการเปรียบเทียบค่า S_u/σ'_{vc} กับ OCR ของงานวิจัยนี้ (เฉพาะที่ มุม θ เท่ากับ 45 องศา) กับงานวิจัยอื่นๆ ที่เคยมีมาจะเห็นได้ว่า ผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้จะให้ความสัมพันธ์ที่ค่อนข้างต่ำมากเมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่นไม่ว่าจะค่า PI เท่าใด อีกทั้งยังแสดงให้เห็นว่าค่า A_r ที่ได้จากงานวิจัยนี้ยังค่อนข้างสูง (ดูรูปที่ 4.115) ทั้งนี้เป็นไปได้ว่าตัวอย่างที่ทำการเก็บมามีคุณภาพที่ค่อนข้างดีมากเมื่อเปรียบเทียบกับที่ใช้ในงานวิจัยอื่น เนื่องจากผลงาน

¹ Test Pit คือ การเก็บตัวอย่างดิน โดยการขุดดินออกเป็นบริเวณกว้างเพื่อให้คนสามารถลงไปทำงานได้ ใช้ได้กับดินที่ไม่แข็งมากนัก และในความลึกตื้นๆ มีการรบกวนต่อตัวอย่างดินเพียงเล็กน้อย เนื่องจากสามารถเก็บตัวอย่างได้ขนาดใหญ่ตามต้องการ ดังนั้นตัวอย่างที่นำมาทดสอบจึงมักใช้บริเวณกลางๆ ซึ่งมีการรบกวนน้อยที่สุด

วิจัยของ ดำรงค์ (2526) พบว่าในตัวอย่างที่มีค่า OCR ประมาณ 1 ถึง 3 ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างจะทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} ที่ได้มีค่าเพิ่มขึ้นจากตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) อีกทั้งวิธีที่ใช้ในการทดสอบโดยทั่วไป จะทำการ Consolidated ตัวอย่างดินโดยใช้ค่า $\Delta P/P=1.0$ ทำให้ข้ามส่วนที่มีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ไปทำให้ค่า K_0 ที่ได้ในงานวิจัยนี้กับงานอื่นๆ มีค่าแตกต่างกัน อันเป็นผลให้มีกำลังรับแรงเฉือนแตกต่างกันไปด้วย

วิธีการการเก็บตัวอย่างที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นแบบ Piston Sampling ขนาด 3 นิ้ว และทำการเก็บตัวอย่างสลับกับการ Washing ล้างสิ่งสกปรกในหลุมเจาะอยู่ตลอด (ดูขั้นตอนการเก็บตัวอย่างในหัวข้อที่ 3.1.2) ทำให้ไม่มีการอัดแน่นของสิ่งสกปรกในกระบอกตัวอย่าง ซึ่งเป็นสาเหตุของการรบกวนต่อตัวอย่างที่เกิดขึ้นอยู่เป็นประจำในการเก็บตัวอย่างที่ทำกันโดยทั่วไป (การเก็บตัวอย่างทำกันเป็นประจำ คือ การเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางธรรมดา ขนาด 2.5 นิ้ว)

จากวิธีการเก็บตัวอย่างดังกล่าวจึงอาจกล่าวได้ว่า คุณภาพของตัวอย่างที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ค่อนข้างดีกว่าที่เคยทำกันโดยทั่วไป อีกทั้งการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0 -Condition ยังใช้วิธีการที่ค่อยให้เพิ่มหน่วยแรงแนวตั้งและแนวนอนแบบค่อยเป็นค่อยไปโดยรักษาให้อยู่ในสภาพที่ใกล้เคียง K_0 -Condition อยู่ตลอดเวลา ในขณะที่ในงานวิจัยอื่นๆ มักคำนวณหาหน่วยแรงสุดท้ายที่ต้องการแล้วใส่ให้แก่ตัวอย่างโดยทันทีทำให้เกิด Δu ขึ้นในตัวอย่างค่อนข้างสูง อันเป็นสาเหตุของการรบกวนต่อตัวอย่างโดยตรง

ดังนั้นจากงานวิจัยของ ดำรงค์ (2526) ผลที่ได้ดังรูปที่ 4.113 จึงไม่เป็นที่น่าแปลกใจนักที่ค่า S_u/σ'_{vc} จากงานวิจัยนี้จะมีค่าน้อยกว่าที่ได้จากงานวิจัยอื่นๆ แต่อย่างไรก็ดีเนื่องจากข้อมูลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้ยังคงมีปริมาณน้อยอยู่มากความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 4.102 จึงยังไม่มี ความเหมาะสมที่จะนำไปใช้งานจริง และควรทำการทดสอบเพิ่มเติมเพื่อสร้างฐานข้อมูลให้มีความน่าเชื่อถือมากขึ้น

ตามที่ได้กล่าวข้างต้นจึงสามารถสรุปได้ว่าค่า S_u/σ'_{vc} ที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงน่าจะเป็นค่าที่น่าเชื่อถือมากกว่าจากงานวิจัยอื่น แต่เนื่องจากข้อมูลยังน้อยอยู่ในการที่จะให้ Recommended Curve ในการใช้งาน จึงได้ลากความสัมพันธ์ที่ค่า PI ประมาณ 40-50% และ 50-80% ดังในรูปที่ 4.113 ที่น่าจะเป็นความสัมพันธ์เฉลี่ยที่ดีในการนำไปใช้งาน

สัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR สำหรับการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ จะเป็นดังต่อไปนี้

$$\text{สำหรับ PI} \approx 40-50 \% \quad \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = 0.3520OCR^{0.6063} \quad , R^2=0.8531 \quad \dots\dots(4.3)$$

$$\text{สำหรับ PI} \approx 50-80 \% \quad \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = 0.3663OCR^{0.6866} \quad , R^2=0.9042 \quad \dots\dots(4.4)$$

จากสมการข้างต้นเมื่อเปรียบเทียบกับสมการหลักซึ่งคือ $S_u/\sigma'_{vc} = (S_u/\sigma'_{vc})_{NC} OCR^m$ จะเห็นว่าค่า $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ มีค่าไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า PI ซึ่งก็ให้ผลสอดคล้องกับงานวิจัยของ Jamiolkowski et al (1985) (ดูรูปที่ 2.38) แต่ค่าพารามิเตอร์ m จะพบว่ามีความขึ้นอยู่กับค่า PI เป็นหลัก โดยจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า PI มีค่ามากขึ้น และจะพบว่าค่า S_u/σ'_{vc} จากวิธีการ SHANSEP ที่ทำการทดสอบโดย ดำรงค์ (2526) ให้ผลทดสอบที่ใกล้เคียงวิธี Recompression โดยวิธี SHANSEP นี้สามารถนำมาใช้ปรับปรุงคุณภาพของตัวอย่างได้กรณีตัวอย่างที่เก็บมา มีคุณภาพไม่ดีนัก

จุดที่น่าสนใจอย่างมากสำหรับการพลอตแบบ NSP สำหรับงานวิจัยนี้ก็คือ ช่วงที่ค่า S_u สามารถ Normalized ด้วยค่า σ'_{vc} มีเฉพาะในช่วง OC และ NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1 เท่านั้น เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่ามากกว่านี้ ค่า S_u/σ'_{vc} จะลดลงอย่างรวดเร็ว โดยเฉพาะเมื่อ สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าอยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve ดังแสดงในรูปที่ 4.103 ทำให้ในดินที่มี Nonlinear Consolidation Curve ในช่วง NC จะไม่สามารถใช้หลักการ NSP ได้ ไม่ว่าจะด้วยหลักการ SHANSEP หรือ Recompression

ตารางที่ 4.7 การเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์สำหรับ Normalized Undrained Shear Strength (S_u/σ'_{vc}) จากวิธีการทดสอบ TC และ FV ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่า PI ต่างๆ

Plasticity Index	Type of Test	$(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$	m	R^2
40-50%	CK ₀ U-TC	0.3520	0.6063	0.8531
50-80%	CK ₀ U-TC	0.3663	0.6866	0.9042
40-50%	In Situ Field Vane Shear	0.3417	0.6847	0.8512
50-80%	In Situ Field Vane Shear	0.3745	0.6948	0.7457
For All PI.	Stability Analyses*	0.2648	0.7244	0.8224

Remark : * The normalized strength for stability analyses of Bangkok clay are corrected in situ field vane shear test by Bjerrum (1972)'s correction factor

ตารางที่ 4.7 แสดงการเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ และ m จากสมการ $(S_u/\sigma'_{vc})_{OC} = (S_u/\sigma'_{vc})_{NC} OCR^m$ และรูปที่ 4.11 4 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ที่ได้จากการทดสอบ $\overline{CK}_0U - TC$ และ FV Test จะเห็นได้ว่าค่า S_u/σ'_{vc} ที่ได้ จาก FV มีแนวโน้มที่จะให้ค่ามากกว่าจาก $\overline{CK}_0U - TC$ ในทุกๆ ค่า OCR ซึ่งแสดงให้เห็นทั้ง ที่ PI เท่ากับ 40-50% และ 50-80% และจะพบว่าค่าพารามิเตอร์ m จากการทดสอบ FV Test

จะมีค่าค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า PI ในขณะที่ผลการทดสอบจาก $\overline{CK_0U} - TC$ จะให้ค่าพารามิเตอร์ m ขึ้นกับค่า PI อย่างชัดเจน โดยค่า m จะมีค่ามากขึ้นเมื่อ PI เพิ่มขึ้น

จากรูปที่ 4.114 จะพบว่าในช่วง Slightly OC ถึง NC ค่า S_u/σ'_{vc} จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ และ FV ให้ค่าที่ใกล้เคียงกันมาก แต่อย่างไรก็ดีควรตระหนักว่าในดินที่มี Nonlinear Consolidation Curve หรือมี Cementation ในมวลดินมากๆ นั้น ในช่วง NC จะมีการลดลงของค่า S_u ค่อนข้างสูงมาก ดังนั้นดินในธรรมชาติที่อยู่ในสถานะ Normally Consolidated เช่นจากการสร้างคันดินหรือการ Preloading อื่นๆ ความสัมพันธ์ที่ให้ในรูปที่ 4.113 จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ อาจให้ค่าที่ไม่ปลอดภัย เนื่องจากมิได้รวมผลของการลดลงของค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC เข้าไปด้วย

แต่อย่างไรก็ดีจากรูปที่ 4.114 หรือตารางที่ 4.7 จะพบว่าผลการทดสอบไม่ว่าจะจาก $\overline{CK_0U} - TC$ หรือ FV Test ต่างก็ให้ค่าที่สูงเกินไปสำหรับงาน Stability Analyses ซึ่งจะให้ผลดีเมื่อใช้ Corrected FV ในการวิเคราะห์ ดังนั้นถ้าต้องการใช้ผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ ในการวิเคราะห์งาน Stability Analyses จึงอาจต้องทำการหาตัวปรับแก้ให้เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ต่อไป

4.10.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง A พารามิเตอร์ กับ OCR

รูปที่ 4.115 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของค่า A_r กับ OCR ของงานวิจัยนี้กับงานวิจัยอื่นๆ จะเห็นได้ว่า ค่า A_r ที่ได้จากงานวิจัยนี้จะค่อนข้างสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่นๆ โดยเฉพาะผลการทดสอบจากบริเวณบางนา (PI ประมาณ 80%) ซึ่งก็ด้วยเหตุผลเดียวกันกับข้างต้น คือ คุณภาพของตัวอย่างที่ดีสามารถทำให้ได้ค่า A_r หรือ Δu ที่ใกล้เคียงกันสภาพธรรมชาติมากกว่าตัวอย่างที่มีคุณภาพไม่ดี เนื่องจากโครงสร้างของดินในธรรมชาติไม่ถูกทำลายไปเนื่องจากการรบกวนต่อตัวอย่าง แต่เนื่องจากข้อมูลที่มีอยู่ปริมาณน้อยความสัมพันธ์ดังรูปที่ 4.104 อาจยังไม่เหมาะสมในการนำไปใช้งานจริง

ดังนั้นรูปที่ 4.115 แสดงความสัมพันธ์ของค่า A_r กับ OCR ที่เป็นค่าเฉลี่ยที่ค่า PI ต่างๆ กันจากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยอื่นจะเห็นได้ว่าค่า A_r จะมีค่าสูงขึ้น เมื่อค่า PI เพิ่มขึ้น โดยที่ค่า OCR เท่ากับ 1 ค่า A_r จะมีค่าประมาณ 0.9 ถึง 1.1 ขึ้นกับ PI ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวมิได้รวมค่า A_r จากงานวิจัยของ เรืองเดช (2525) เข้าไปด้วย เนื่องจากให้ค่าค่อนข้างต่ำมาเมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่นๆ สิ่งที่จะเป็นปัญหาในการก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือการที่ออกแบบด้วยค่า Factor of Safety (F.S.) ต่ำ ทำให้ดินบางจุดเกิด Yielding ซึ่งเป็นผลให้ค่า Δu สูงขึ้นเป็นอย่างมาก จนกระทั่งค่า A_r ณ จุดวิกฤติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_{3'})_{\max}$ อาจมีค่าถึงประมาณ 8 ได้ (ดูรูปที่ 4.105)

เมื่อเปรียบเทียบค่า A_r ที่ได้จากวิธี SHANSEP กับวิธี Recompression จะพบว่าวิธี SHANSEP จะให้ค่า A_r ต่ำมากเมื่ออยู่ในช่วง OC แต่ให้ได้ดีในช่วง NC ซึ่งการที่เป็นเช่นนั้นเนื่องจากวิธี SHANSEP จะต้องทำการสร้างประวัติของหน่วยแรงขึ้นมาใหม่ในห้องทดสอบด้วยการ Reconsolidated จนหน่วยแรงในมวลดินมากกว่าในธรรมชาติ 2 ถึง 3 เท่า (σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 2-3) ก่อนจะทำการลดหน่วยแรงให้กลับมาอยู่ในสภาพ OC ซึ่งวิธีการดังกล่าวจะเป็นการทำลายโครงสร้างดั้งเดิมของมวลดินไปจนหมดสิ้น ดังนั้นเมื่อทำการลดหน่วยแรงกลับมาอยู่ในสภาพ OC จึงทำให้ Δu และค่า A ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยลงไปด้วยจากการที่โครงสร้างมีการจัดเรียงตัวแบบ Dispersed Structure มากขึ้นจนมีความเสถียรเพิ่มขึ้น ถึงแม้ว่าวิธี SHANSEP จะให้ค่า S_u/σ'_{vc} จะให้ค่าที่ใช้ได้ค่อนข้างดีก็ตาม

รูปที่ 4.116 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า A_r กับ OCR ที่ได้จากการทดสอบ $\overline{CK}_0U - TC$ กับผลการทดสอบคันดินในสนามที่มีพิภคความปลอดภัยประมาณ 1.5 ซึ่งทำการรวบรวมโดย Lee (1983)

4.10.3 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

รูปที่ 4.117 และ 4.118 แสดงการเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE พลอตสำหรับที่ PI ประมาณ 40-50% และ 50-80% ตามลำดับ จากรูปที่ 4.117 ซึ่งแสดงเส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาย (PI ประมาณ 40%) เปรียบเทียบกับเส้นขอบเขตการวิบัติจากวิธี Recompression ของ ดำรงค์ (2526) จะเห็นได้ว่า เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีความใกล้เคียงกันมาก ทั้งมุม ϕ' และค่า c'/σ'_p (ดูตารางที่ 4.8 ประกอบ) โดยผลทดสอบดินจากบริเวณจุฬาย จะให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ต่ำกว่าเพียงเล็กน้อย

เมื่อพิจารณาเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะพบว่าเริ่มมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดเจน โดยผลการทดสอบดินจากบริเวณจุฬาย นั้นเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จะเริ่มแยกออกมาจากเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ที่ค่า p'/σ'_p ประมาณ 0.4 ส่วนงานวิจัยของ ดำรงค์ (2526) จะเริ่มแยกที่ค่า p'/σ'_p ประมาณ 0.3 โดยจะเห็นได้ว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของผลการทดสอบดินจากบริเวณจุฬาย จะลดต่ำลงค่อนข้างมากจากเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และยิ่งไปกว่านั้นในช่วง NC ผลการทดสอบดินจากบริเวณจุฬาย จะให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เป็นเส้นเดียวกัน ในขณะที่งานวิจัยอื่นๆ ในช่วง NC มักจะมีเส้นขอบเขตการวิบัติแยกออกเป็น 2 เส้น

เมื่อเปรียบเทียบกับเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} จากวิธี SHANSEP ของ ดำรงค์ (2526) จะพบว่าเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้จากวิธีการ SHANSEP จะต่ำกว่าที่ได้จากวิธี Recompression โดยวิธี SHANSEP จะให้ค่า ϕ' ต่ำ แต่ค่า c'/σ'_p สูงขึ้น จากวิธี Recompression

จากรูปที่ 4.118 เมื่อเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา (PI ประมาณ 50-80%) กับงานวิจัยของ พินิจ (2528) และ ประเสริฐ (2535) จะพบว่าให้แนวโน้มที่ คล้ายคลึงกับที่กล่าวมาข้างต้น คือ ให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ค่อนข้างใกล้เคียงกันมาก ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากมุม ϕ' และค่า c'/σ'_p (ดูตารางที่ 4.8) โดยผลการทดสอบ จากบริเวณบางนาจะอยู่ต่ำกว่างานวิจัยของ พินิจ (2528) และ ประเสริฐ (2535) เพียงเล็กน้อย

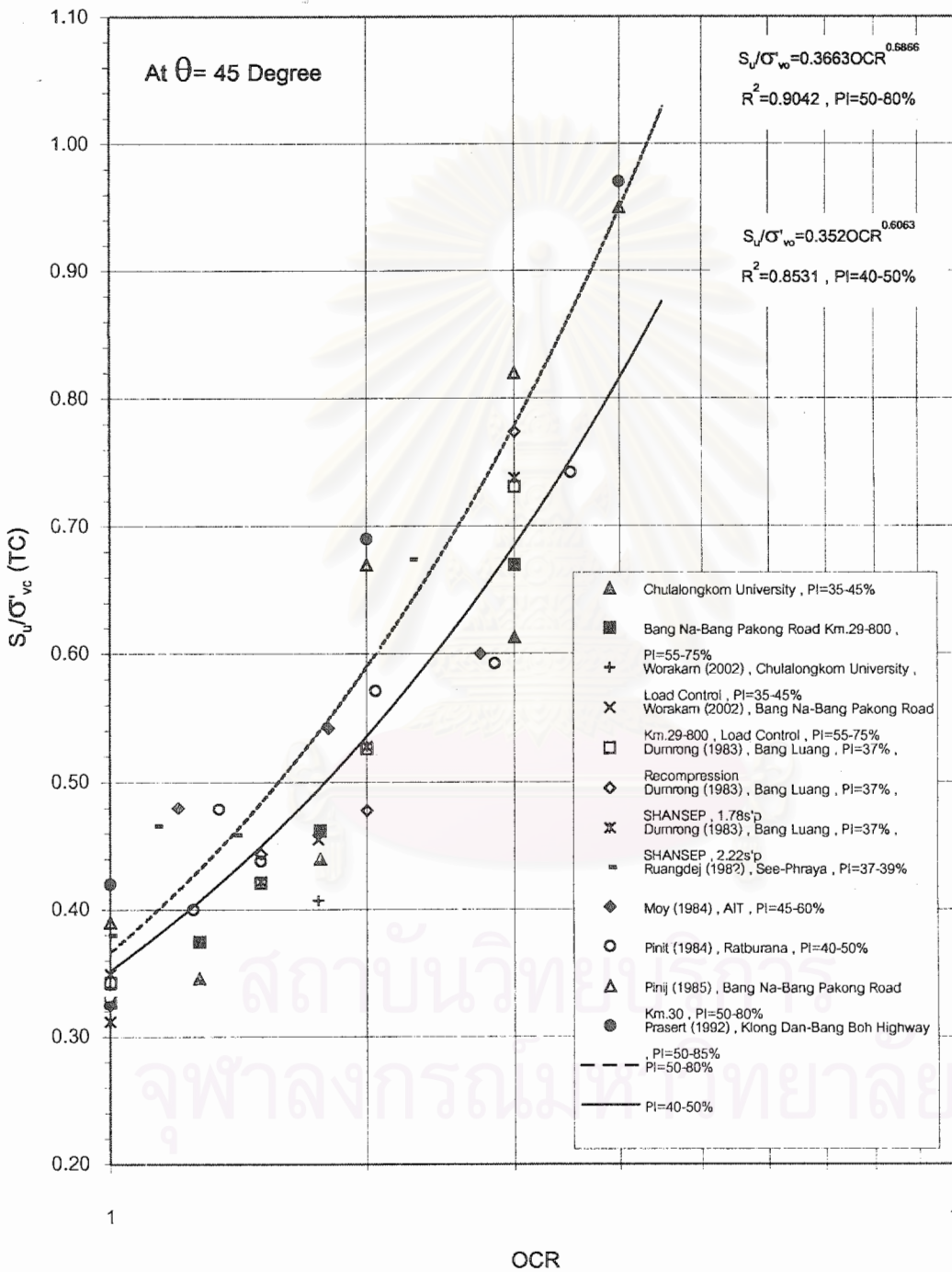
ส่วนเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ก็ยังคงให้ผลในการทำงานของเดียวกันกับข้างต้น คือ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ที่ได้จากงานวิจัยนี้ จะลดต่ำลงจากที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ค่อนข้างมาก ในขณะที่ผลที่ได้จากงานวิจัยอื่นกลับมีความสัมพันธ์ที่แทบไม่แตกต่างจากที่จุดวิบัติ ที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

ดังนั้นถ้าพิจารณาว่าคุณภาพของตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบในงานวิจัยนี้มีคุณภาพดีที่สุด เมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่นๆ จึงอาจสรุปได้ว่าผลของการรบกวนต่อตัวอย่างแทบจะไม่มีผลต่อ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติ ที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ โดยจะทำให้ ค่า ϕ' และ c'/σ'_p สูงขึ้นบ้างเล็กน้อย ในขณะที่เดียวกันจะทำให้เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} มีค่าสูงกว่าที่ควรจะเป็น โดยจะทำให้ค่า ϕ' สูงขึ้น แต่ค่า c'/σ'_p ลดลง

ตารางที่ 4.8 แสดงค่าพารามิเตอร์กำลังที่ได้จากงานวิจัยนี้เปรียบกับงานวิจัยในอดีต

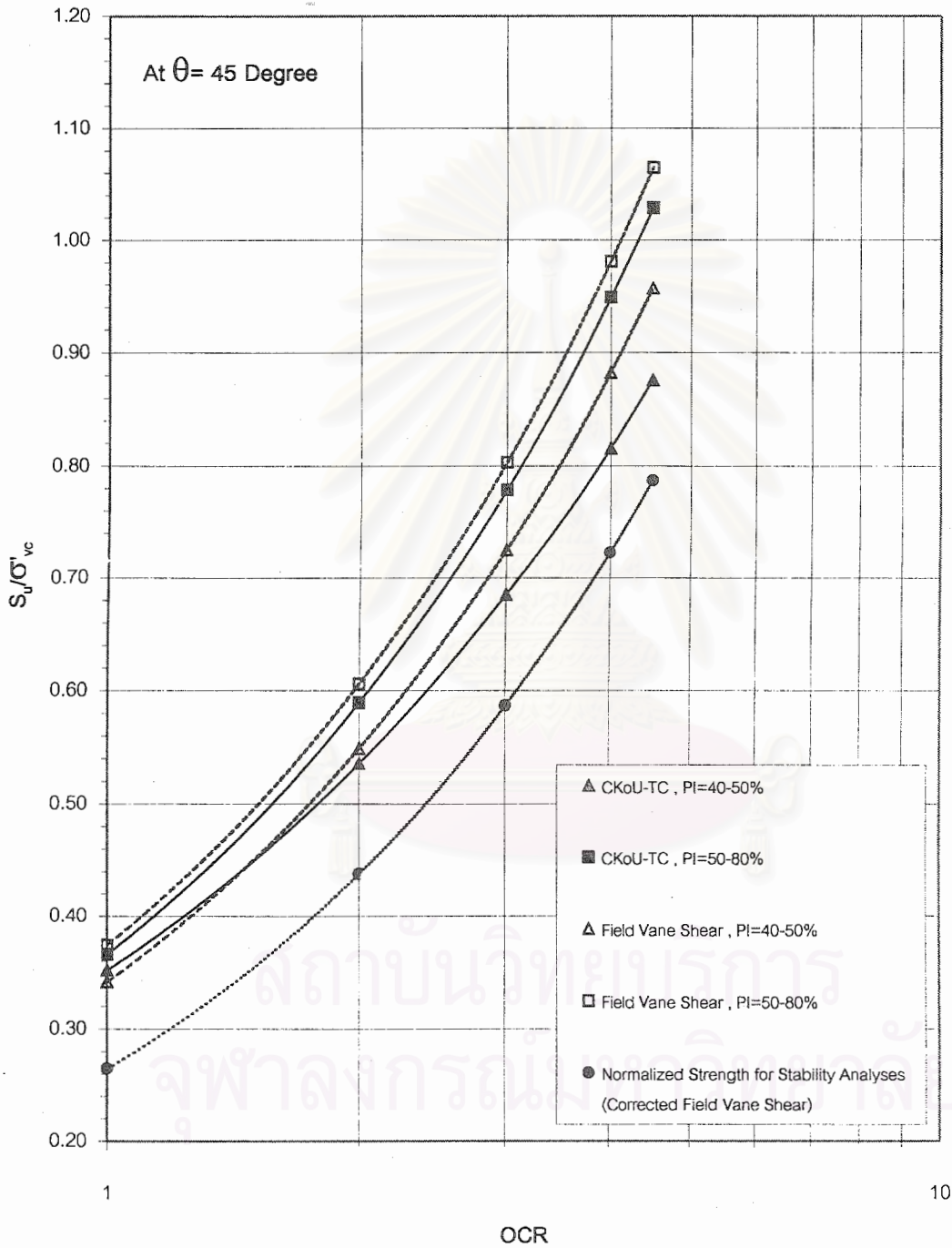
Location	Data @ q_{max}				Data @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$			
	α'	a'/σ'_p	ϕ'	c'/σ'_p	α'	a'/σ'_p	ϕ'	c'/σ'_p
Chulalongkorn University	11.30	0.1596	11.53	0.1629	29.09	0.0164	33.80	0.0197
Bang Na-Bang Pakong Km.29-800	10.57	0.1589	10.75	0.1617	21.07	0.1095	22.66	0.1187
Dumrong(1983) , Recompression	22.00	0.0800	23.83	0.0875	30.70	0.0200	36.42	0.0249
Dumrong(1983) , SHANSEP	22.00	0.0480	23.83	0.0525	24.70	0.0400	27.38	0.0450
Pinij (1985)	22.50	0.1200	24.47	0.1318	-	-	-	-
Prasert (1992)	21.00	0.1200	22.57	0.1300	24.00	0.1200	26.44	0.1340

S_u/σ'_{vc} (TC) VS. OCR



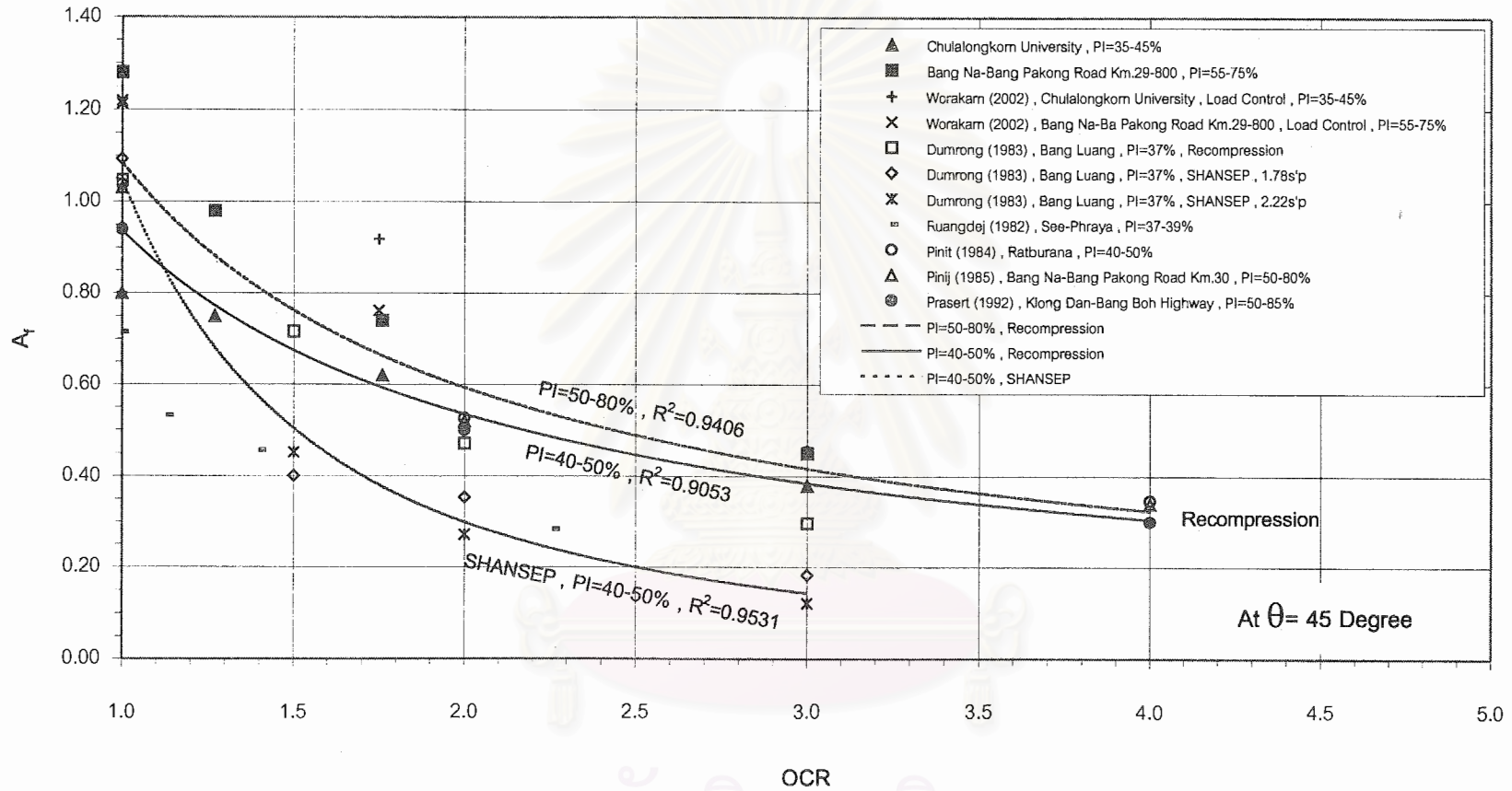
รูปที่ 4.113 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} (TC) กับ OCR ที่ค่า Plasticity Index ต่างๆ กัน

S_u/σ'_{vc} VS. OCR



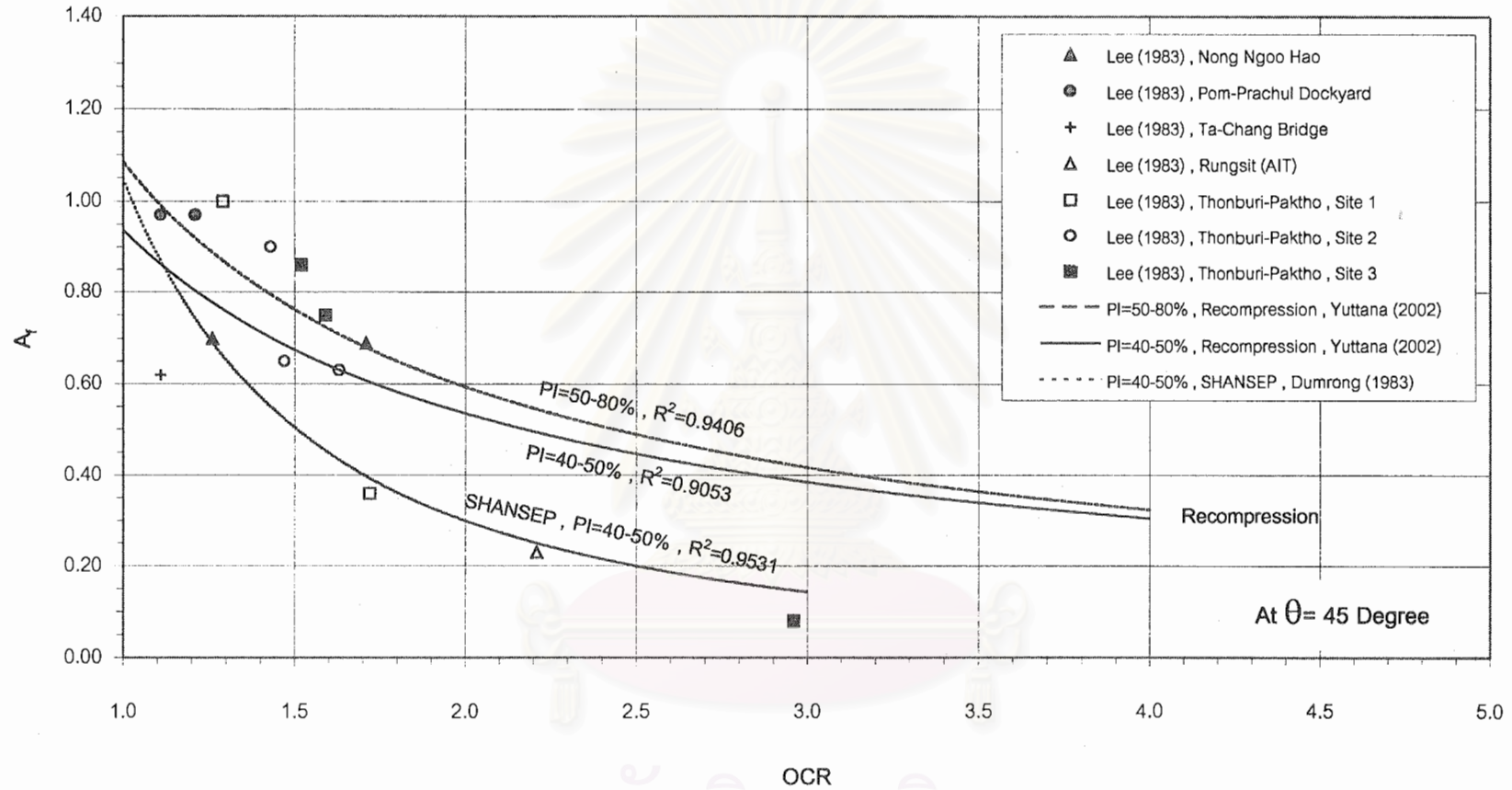
รูปที่ 4.114 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR ของการทดสอบ Field Vane Shear , Triaxial Compression (CK_0U) และ Normalized Shear Strength สำหรับงาน Stability Analyses ของ Bangkok Clay

A_t VS. OCR



รูปที่ 4.115 ความสัมพันธ์ระหว่าง A_t กับ OCR ที่ค่า Plasticity Index ต่าง ๆ กัน ของการทดสอบแบบ Recompression และ SHANSEP

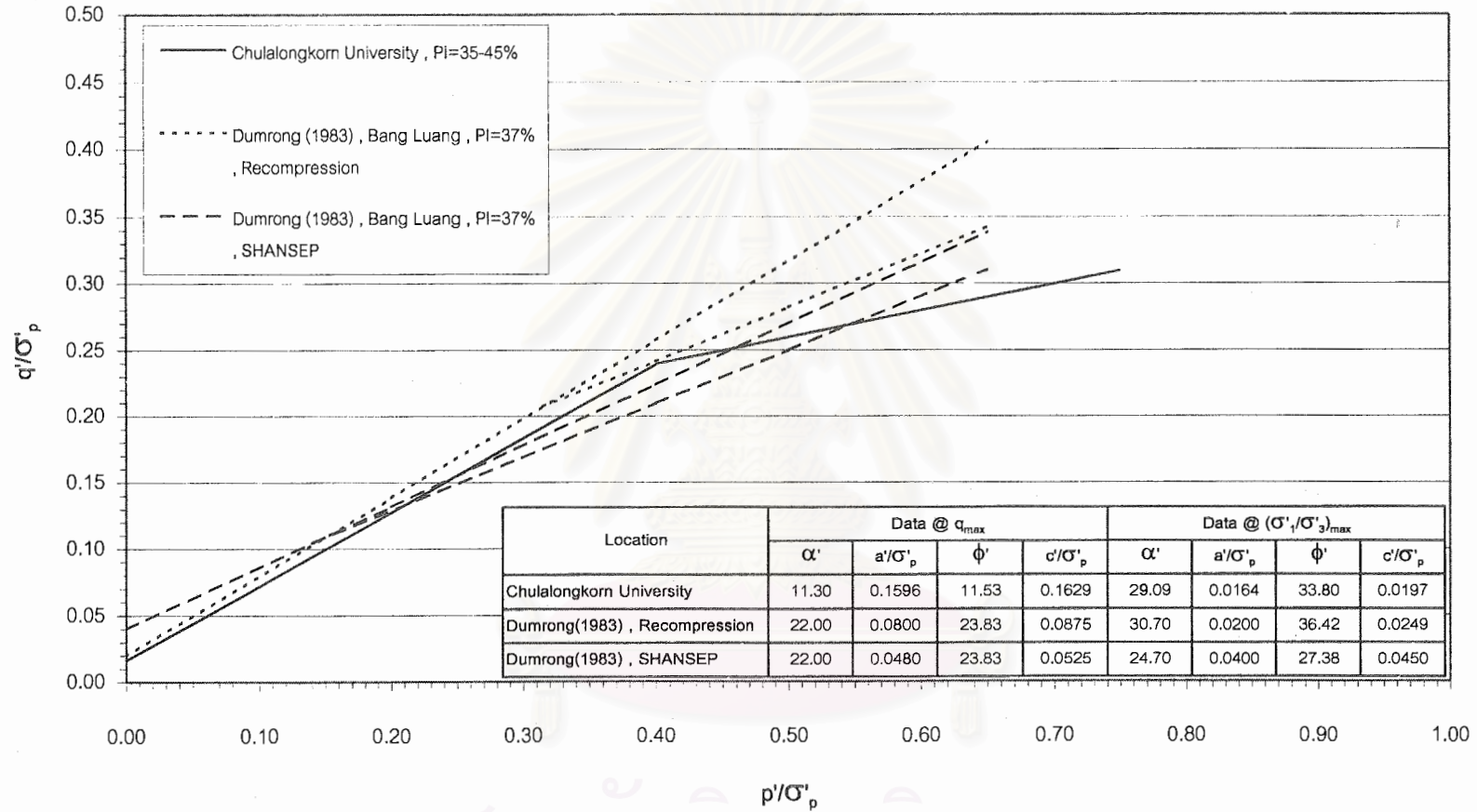
A_r VS. OCR



รูปที่ 4.116 การเปรียบเทียบค่า A_r ของการทดสอบ $\overline{CK_0UC} - TC$ กับ ผลการทดสอบคันดินในสนามที่มีพิกัดความปลอดภัยประมาณ 1.50

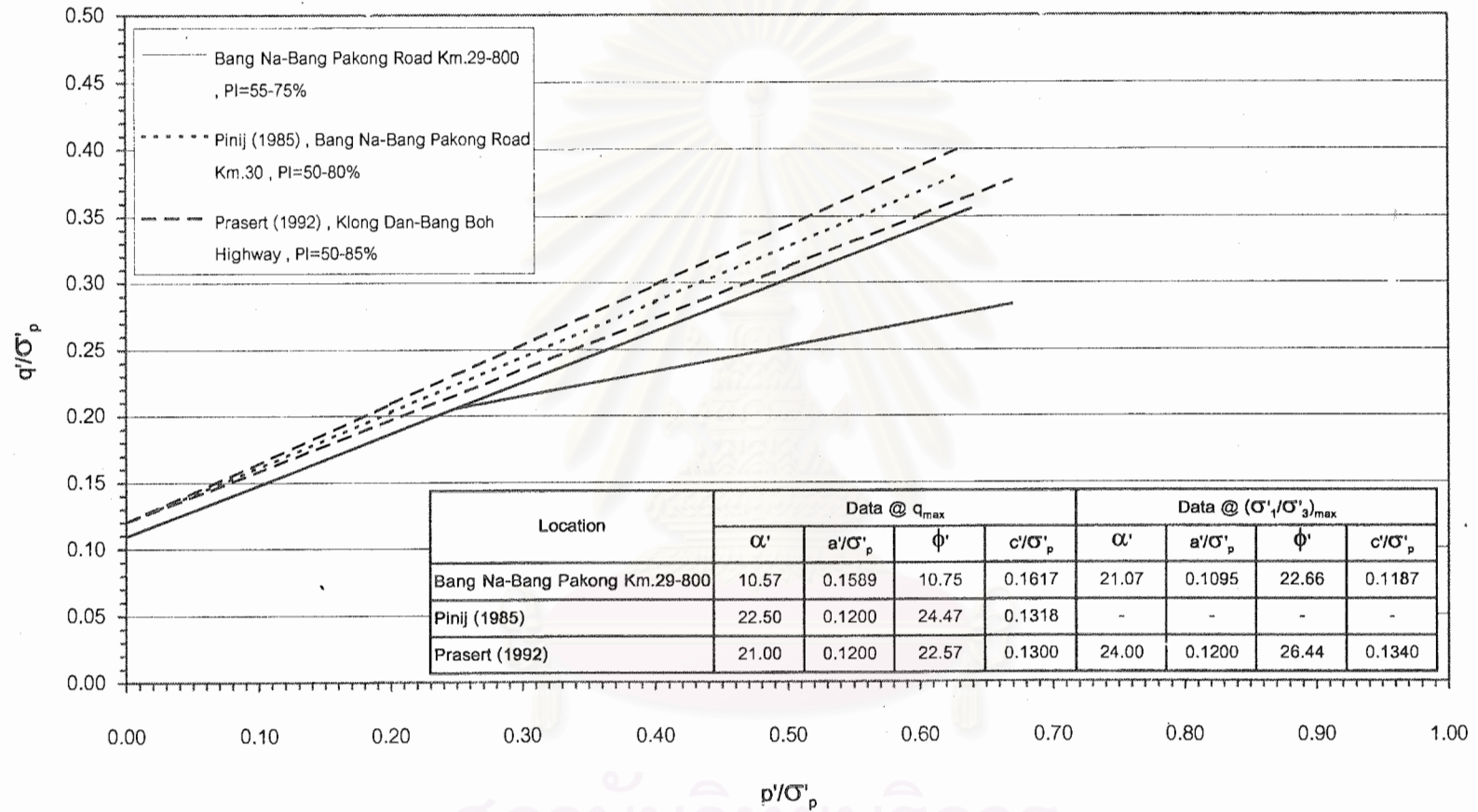
สภามหาวิทยาลัย
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.117 การเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของ Bangkok Clay ที่มีค่า Plasticity Index ประมาณ 40-50%

$p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ Diagram



รูปที่ 4.118 การเปรียบเทียบเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ NESE พลอต ของ Bangkok Clay ที่มีค่า Plasticity Index ประมาณ 50-80%

สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดสอบ (Conclusion)

ในที่นี้ขอกล่าวถึงผลกระทบต่างๆ ตลอดจนพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน , ค่าพารามิเตอร์ที่จุดวิบัติ , K_0 , รูปร่าง และลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล และเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เท่านั้น

5.1.1 ผลกระทบเนื่องจากทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Effect of Total Stress Path's Directions , TSP)

1. ในช่วง OC ทิศทางของ TSP จะไม่มีผลหรือมีผลน้อยมากต่อทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ค่าพารามิเตอร์ที่จุดวิบัติ และความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียด จนกระทั่งผ่านจุดวิบัติที่ σ_{max} ไปแล้วผลของทางเดินของหน่วยแรงรวมจึงจะแสดงให้เห็นอย่างเด่นชัด แต่ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่าทิศทางของ TSP มีผลให้ความสัมพันธ์ดังกล่าวเรียงลำดับกันอย่างไร

2. ในช่วง NC ทิศทางของ TSP จะมีผลต่อทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ค่าพารามิเตอร์ที่จุดวิบัติ และความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียด อย่างชัดเจนไม่ว่าจะพิจารณาจากที่จุดวิบัติแบบใด โดยจะมีความแตกต่างกันมากที่สุดเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1.0 ถึง 1.5 ซึ่งเป็นสัดส่วนที่อยู่ในช่วง Non-Linearity ใน Consolidation Curve พอดี ซึ่งที่สัดส่วนดังกล่าวคาดว่าเป็นช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงภายในโครงสร้างของดินและค่า K_0 มากที่สุด และความแตกต่างจะลดลงเมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าประมาณ 3 ซึ่งอยู่เป็นสัดส่วนที่อยู่ในช่วง Linear ใน Consolidation Curve อีกครั้ง

3. ค่า S_u/σ'_{vc} และ A_r ในช่วง NC ที่อยู่ในช่วง Non-Linearity Range สำหรับตัวอย่างดินที่มีค่า PI ประมาณ 40% (จุฬาฯ) จะให้ค่า S_u/σ'_{vc} และ A_r ที่มุม 45 องศาสูงกว่าที่ 135 องศา ในขณะที่ PI ประมาณ 80 % (บางนา) จะให้ผลตรงกันข้าม และความแตกต่างของค่า S_u/σ'_{vc} และ A_r ที่ TSP ต่างๆ กัน เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้น มีพฤติกรรมเป็นไปตามข้อ 2

4. การลดลงของ S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าสูงขึ้นนั้น ที่มุม θ เท่ากับ 135 องศา จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงมากกว่าที่ 45 องศา และความแตกต่างของค่า S_u/σ'_{vc} ที่มุม θ เท่ากับ 135 และ 45 องศา และอัตราการลดลงของ S_u/σ'_{vc} จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า PI สูงขึ้น

5. ทิศทางของ TSP ไม่มีผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติเลยทั้งในช่วง OC และ NC โดยไม่ว่าจะมี TSP ทิศทางใดยังคงให้เส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน ถึงแม้ว่าในช่วง NC ทิศทางของ TSP จะมีผลต่อทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและค่า S_u/σ'_{vc} ก็ตาม

5.1.2 ผลกระทบเนื่องจากประวัติของหน่วยแรง (Effect of Stress History)

1. เมื่อค่า OCR สูงขึ้นมีแนวโน้มที่จะทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} สูงขึ้น แต่ค่า A_r มีค่าลดลง และทำให้ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีความใกล้เคียงกันมากขึ้น ในขณะที่เมื่อ OCR เข้าใกล้ 1 ค่า พารามิเตอร์จากจุดวิบัติทั้ง 2 แบบจะมีความแตกต่างกันค่อนข้างมากแต่ยังคงให้เส้นขอบเขตการวิบัติ (NESE) เดียวกัน

2. สำหรับช่วง NC ค่า A_r ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือที่เรียกว่า A_r นั้นจะมีค่าประมาณ 1.0 ถึง 1.3 แปรผันโดยตรงกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ในขณะที่ค่า A_r ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะมีค่าสูงที่สุดที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1 และเมื่อค่าสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p สูงขึ้นอีก ค่า A_r ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ที่ได้จะมีค่าลดลง

3. ความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียด ที่ค่า OCR สูงๆ จะแสดงให้เห็นถึงจุด Peak ได้ชัดเจนมากเมื่อเทียบกับที่ค่า OCR ต่ำๆ และความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ $\%E_v$ และ σ'_1/σ'_3 กับ $\%E_v$ จะมีรูปร่างและลักษณะเดียวกันเมื่อค่า OCR มีค่าตั้งแต่ 3 ขึ้นไป หรือจุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เป็นจุดเดียวกันนั่นเอง

4. ในช่วง OC มักจะทำให้เกิดลักษณะการวิบัติแบบ Shear Plane หรือ Brittle Failure ส่วนในช่วง NC จะทำให้เกิดลักษณะการวิบัติแบบ Barrelling หรือ Plastic Failure

5. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (ESP) ที่ค่า OCR สูงๆ ($OCR \geq 3$) จะมีลักษณะพุ่งขึ้นในแนวตั้งอย่างรวดเร็ว เมื่อถึงจุดวิบัติที่ q_{max} แล้ว ESP จะลดลงอย่างฉับพลัน และถึงจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ในทันที ในขณะที่เมื่อค่า OCR เข้าใกล้ 1 ($3 < OCR < 1$) หรือเข้าสู่ในช่วง NC แล้ว ESP จะค่อยๆ พุ่งขึ้นอย่างช้าๆ มีความโค้งค่อนข้างมากและมีแนวโน้มจะค่อนข้างชันขึ้นจากการที่เกิด Δu เพิ่มขึ้น เมื่อถึงจุดวิบัติที่ q_{max} แล้ว ESP จะค่อยๆ โค้งออกทางซ้าย โดยมีค่า q คงที่หรือลดลงเล็กน้อยจนกระทั่งสัมผัสและเคลื่อนที่ตามเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

6. ผลของค่า OCR ทำให้เส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE ของตัวอย่างดินจากบริเวณ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย สามารถแยกออกได้เป็น 2 ช่วง คือ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ โดยเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ สำหรับช่วง OC จะมีเพียง

เส้นเดียว ส่วนขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} สามารถแบ่งออกได้ 2 ช่วง คือ สำหรับช่วง Heavy OC ($OCR > 3.0$) ซึ่งจะเป็นเส้นเดียวกันกับ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ และสำหรับช่วง Slightly OC ($OCR \approx 1.0-2.0$) ซึ่งจะอยู่ต่ำกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ส่วนช่วง NC เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะเป็นเส้นเดียวกัน คือเป็นเส้นเดียวกันกับ เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ q_{max} ของ ช่วง Slightly OC

7. ผลของค่า OCR ทำให้เส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนาแบ่งออกได้เป็น 2 ช่วง เช่นเดียวกัน คือ เส้นขอบเขตการวิบัติของช่วง OC และเส้นขอบเขตการวิบัติของช่วง NC โดยเส้นขอบเขตการวิบัติของช่วง OC จะอยู่สูงกว่าช่วง NC ซึ่งพบว่าผลของจุดวิบัติที่พิจารณาจะไม่ส่งผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติ คือไม่ว่าพิจารณาจากจุดวิบัติแบบใดยังคงให้เส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน

5.1.3 ผลกระทบเนื่องจากคุณสมบัติพื้นฐาน โครงสร้างของมวลดิน และการรบกวนต่อตัวอย่างดิน (Effect of Basic Properties , Soil Structure and Sample Disturbance)

1. การเพิ่มขึ้นของค่า PI จะทำให้ ϕ' ลดลง และ c'/σ'_p สูงขึ้น
2. การเพิ่มขึ้นของค่า PI จะทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} และค่า A_r สูงขึ้น ทั้งในช่วง OC และ NC
3. ค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ณ ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1 จะไม่เปลี่ยนแปลงมากกับค่า PI โดยที่ PI สูงกว่าจะให้ค่า S_u/σ'_{vc} สูงกว่า แต่ก็เพียงเล็กน้อยเท่านั้น

4. โครงสร้างของมวลดินที่เป็น Marine Clay และมี Mechanism ของการเกิดการอัดแน่นเกินตัวมาจากผลของ Aging และมีการจัดเรียงแบบ Flocculated Structure จากปริมาณเกลือ รวมทั้งผลของสารเคมีเชื่อมแน่น (Cementing Agent) มีแนวโน้มจะมีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น แต่โครงสร้างมีเสถียรภาพต่ำ พร้อมทั้งจะเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา โดยเฉพาะเมื่อ $\sigma'_{vc} > \sigma'_p$ ซึ่งเป็นสาเหตุให้ทิศทางของ TSP มีผลต่อความสัมพันธ์ ความเค้น-ความเครียด ของมวลดิน และทำให้ค่า S_u/σ'_{vc} ลดลงและค่า A_r พารามิเตอร์สูงมากในช่วง NC

5. ดินที่มีพฤติกรรมแบบ Non-Linearity สามารถพบได้โดยทั่วไปในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีความไวสูง โดยเฉพาะถ้ามีผลของ Cementation ด้วยจะยิ่งเห็นได้เด่นชัดขึ้น แต่พฤติกรรมนี้อาจหายไปถ้าเก็บตัวอย่างที่เก็บมาไม่คุณภาพไม่ดีพอ หรือใช้ Load Increment Ratio (LIR) ในการ Consolidation ที่สูงเกินไปจนทำให้หน่วยแรงที่ให้แก่ตัวอย่างดินเลยพฤติกรรมดังกล่าวซึ่งมีเพียงช่วงสั้นๆ ไป จากงานวิจัยนี้จะพบว่าการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fix Piston Sampling

ขนาด 3 นิ้ว โดย Washing สลับกับการเก็บตัวอย่างอยู่เสมอจะให้คุณภาพของตัวอย่างที่ค่อนข้างดี และค่า LIR ประมาณ 0.5 จะทำให้สามารถเห็นพฤติกรรม Non-Linearity ได้ชัดเจนยิ่งขึ้น

6. การรบกวนต่อตัวอย่างจะทำให้โครงสร้างของมวลดินเปลี่ยนแปลงไปเป็นแบบจัดเรียงตัวเป็นระเบียบมากขึ้นทำให้ความไวลดลง และจะทำให้ปริมาณน้ำในตัวอย่างหลังขบวนการ Consolidation ในการทดสอบ CU test ลดลงอันเป็นผลให้ค่า S_u/σ'_{vc} สูงขึ้นในช่วงค่า OCR ประมาณ 1.0-3.0 และจะทำให้ค่า A_v ต่ำลงด้วย

7. ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างแทบไม่ส่งผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ โดยอาจทำให้ค่า ϕ' และ c'/σ'_p สูงขึ้นบ้างเล็กน้อย ในขณะที่เดียวกันจะส่งผลต่อเส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ α_{max} อย่างเด่นชัด โดยจะทำให้ค่า ϕ' สูงขึ้น แต่ c'/σ'_p ลดลง

5.2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Parameter for Soft Bangkok Clay)

5.2.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u)

1. ค่า S_u จากการทดสอบ $CK_0U - TC$ เป็นไปดังรูปที่ 4.113 หรือ สมการต่อไปนี้

$$\text{สำหรับ } PI \approx 40-50 \% \quad \frac{S_{uTC}}{\sigma'_{vc}} = 0.3520OCR^{0.6063}, R^2=0.8531 \quad \dots\dots(5.1)$$

$$\text{สำหรับ } PI \approx 50-80 \% \quad \frac{S_{uTC}}{\sigma'_{vc}} = 0.3663OCR^{0.6866}, R^2=0.9042 \quad \dots\dots(5.2)$$

2. ค่า S_u จากการทดสอบ Field Vane Shear Test (FV) เป็นไปดังรูปที่ 4.6 หรือ สมการต่อไปนี้

$$\text{สำหรับ } PI \approx 40-50 \% \quad \frac{S_{uFV}}{\sigma'_{vc}} = 0.3417OCR^{0.6847}, R^2=0.8512 \quad \dots\dots(5.3)$$

$$\text{สำหรับ } PI \approx 50-80 \% \quad \frac{S_{uFV}}{\sigma'_{vc}} = 0.3745OCR^{0.6948}, R^2=0.7457 \quad \dots\dots(5.4)$$

3. ค่า S_u สำหรับงาน Stability Analyses (Corrected Field Vane Shear Test) เป็นไป
ดังรูปที่ 4.7 หรือ สมการต่อไปนี้

$$\text{สำหรับ ทุกค่า PI} \quad \frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_{vc}} = 0.2648 OCR^{0.7244} \quad , R^2=0.8224 \quad \dots\dots(5.5)$$

$$\text{สำหรับ ทุกค่า PI} \quad \frac{\mu S_{uFV}}{\sigma'_p} = 0.2648 \frac{1}{OCR^{0.2756}} \quad , R^2=0.8224 \quad \dots\dots(5.6)$$

จากสมการที่ 5.6 จะพบว่าสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งส่วนใหญ่มีค่า In Situ OCR
ประมาณ 1.0-2.0 จะมีค่า $S_u (Filed) = \mu S_{uFV} \approx 0.22 - 0.26 \sigma'_p$ ขึ้นกับค่า OCR

5.2.2 ค่า A_r พารามิเตอร์ (A_r Parameter)

ค่า A_r ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เมื่อแยกตามค่า Plasticity Index และ OCR เป็นไป
ดังรูปที่ 4.115 โดยแสดงผลทั้งจากวิธี Recompression และ SHANSEP

5.2.3 ค่าพารามิเตอร์กำลัง (Strength Parameter , $[\phi' , c'/\sigma'_p]$)

ค่าพารามิเตอร์กำลังในรูปแบบ NESE พลอต ($\sigma'/\sigma'_p - \tau/\sigma'_p$) คือ ϕ' และ c'/σ'_p ของ
ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นไปดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 5.1 แสดงพารามิเตอร์กำลังของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Plasticity Index (PI) %	Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE)	ϕ' Degree	c'/σ'_p
40-50 %	At $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ When $p'/\sigma'_p < 0.4$	34-36	0.020-0.025
	At q_{max} When $p'/\sigma'_p > 0.4$	11-12	0.16
50-80%	At $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ When $p'/\sigma'_p > 0.25$	23-26	0.12-0.13
	At q_{max} When $p'/\sigma'_p > 0.25$	10-11	0.16

5.3 ความเหมาะสมของการใช้ NSP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

(Suitability of NSP in Soft Bangkok Clay)

หลักการ NSP สามารถใช้ได้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในบางบริเวณเท่านั้น โดยเฉพาะในดินที่มีผลของ Cementation เข้ามาเกี่ยวข้อง จะพบว่าทั้งค่า S_u และ A_r สามารถ Normalized ได้เฉพาะในช่วง OC และ NC ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ประมาณ 1 เท่านั้น ถึงแม้ว่าจะใช้วิธีการ Consolidation แบบ Recompression ก็ตาม เนื่องจากการ Consolidation ด้วยระดับของหน่วยแรงสูงมากๆ ($\sigma'_{vc} \gg \sigma'_p$) จะเป็นการทำลายโครงสร้างดั้งเดิมของมวลดินจนทำให้คุณสมบัติและพฤติกรรมต่างๆ เปลี่ยนแปลงไป

ดังนั้นวิธีของ SHANSEP จึงไม่เหมาะจะใช้ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีผลของ Cementation เข้ามาเกี่ยวข้อง เนื่องจากจะต้องทำการสร้างประวัติของหน่วยแรงในห้องทดลอง ด้วยการใช้ระดับของหน่วยแรงสูงมาก ($\sigma'_{vc} \approx 2-3\sigma'_p$) ก่อนที่จะการลดหน่วยแรงให้กลับมามีอยู่ในสภาพ OC ซึ่งทำให้โครงสร้างของดินมีความไวและความเปราะบางลดลง (Less Sensitive and Brittle) ดังจะเห็นว่าในช่วง OC วิธี SHANSEP ใช้ค่า A_r ต่ำมากเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี Recompression ถึงแม้ว่าจะให้ค่า S_u จะให้ค่าที่ดีก็ตาม และยังทำให้ค่า ϕ' ลดลง แต่ค่า c'/σ'_p สูงขึ้นอีกด้วย ดังนั้นในดินที่มีผลของ Cementation การทดสอบในสนามเช่น Field Vane Shear Test น่าจะเป็นวิธีการที่ให้ผลดีกว่าการเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบในห้องทดลอง และยังสามารถนำมาใช้ในการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินตามวิธีที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) อีกด้วย

อย่างไรก็ดีหลักการพลอตแบบ NSP ยังคงนำมาใช้ในการแสดงผลการทดสอบได้ดีถึงแม้ว่าดินจำไม่มีพฤติกรรมที่สามารถ Normalized ได้ก็ตาม และเส้นขอบเขตการวิบัติแบบ NESE ($\sigma'/\sigma'_p - \tau/\sigma'_p$) จะให้เส้นขอบเขตการวิบัติที่ค่อนข้างดีและสามารถแสดงถึงพฤติกรรมของดินอย่างแท้จริงโดยไม่ขึ้นกับผลของ Stress History ที่แตกต่างกันในแต่ละความลึก

โดยสรุปวิธีการ Recompression น่าจะให้ผลที่ดีกว่าวิธี SHANSEP เนื่องจากมีการ Reconsolidated อยู่ในช่วงที่มวลดินเคยได้รับมาก่อนแล้ว จึงไม่น่าจะเป็นการทำลายต่อโครงสร้างของดินมากเท่ากับวิธี SHANSEP แต่วิธี Recompression จะให้ผลดีเมื่อตัวอย่างที่เก็บมา มีคุณภาพค่อนข้างดีและสามารถหาหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ได้อย่างแม่นยำเท่านั้น และค่า S_u/σ'_{vc} ในช่วง NC ที่ได้จาก SHANSEP อาจมีค่าต่ำเกินไป

5.4 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาเพิ่มเติมในอนาคต

1. ทำการทดสอบที่ทิศทางของ TSP และค่า OCR ที่หลากหลายมากกว่านี้ ซึ่งจะ
สามารถทำให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมอันแท้จริงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ดียิ่งขึ้น
2. ทำการทดสอบแบบ Extension เพิ่มเติมซึ่งอาจให้ผลที่แตกต่างออกไปจากการ
ทดสอบแบบ Compression เพียงอย่างเดียว
3. ศึกษาพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ในดินที่มีความไวสูงเพิ่มเติมจากงานวิจัยนี้ ที่มี
การทดสอบพฤติกรรมนี้น้อยมากเนื่องจากใช้เวลาในการทดสอบค่อนข้างมาก จนทำให้ไม่สามารถ
ระบุจุดเปลี่ยนความสัมพันธ์หลายๆ อย่างที่เกิดในช่วง NC ให้แน่นอน
4. ทำการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับ NSP ให้มากขึ้นเพื่อเป็นฐานข้อมูลสำหรับดินเหนียว
อ่อนกรุงเทพฯ ในการนำไปใช้งานต่อไป



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ดำรงศ ปิ่นภูวดล. การประเมินความเหมาะสมของวิธีการ "แซนแซพ" ในการวัดหาค่าแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
- บัณฑิต วณิชวิชาการกิจ. การประเมินวิธีการวิเคราะห์และพารามิเตอร์ของดินเพื่อการออกแบบบนคันดินอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2529.
- ประเสริฐ บุญรักษา. การวิเคราะห์การทรุดตัวและเสถียรภาพของคันทางที่ถนนสาย คลองด่าน-บางป่อ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2535.
- พินิจ ธรรมธรรสิริ. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่บนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528.
- พินิจ ธรรมธรรสิริ. แนวปฏิบัติการสำรวจดินในประเทศไทย. การประยุกต์ใช้ผลการสำรวจดินเพื่อการออกแบบ, 19-91. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2544.
- เรืองเดช ศตวิริยะ. แอนไอโซทรอปี้ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.
- วรการ เอมดี. กลไกและพฤติกรรมการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สองบริเวณที่มีคุณสมบัติชั้นพื้นฐานแตกต่างกัน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. ข้อมูลสภาพดินบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. 2520.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2540.
- อาคม แสงวงการ. พฤติกรรมการรับแรงเฉือนและแอนไอโซทรอปี้ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2542.

ภาษาอังกฤษ

- Aas, G. Vane Tests for Investigation for Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clay. Proceeding of the Geotechnical Conference Vol.1, 3-8. Oslo, 1967.
- Alpan, I. The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0r} . Soil and Foundation Vol.7, No.1 (Jan 1967) : 31-40.
- Andrawes, K. Z. and El-Sohby, M. A. Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0 . Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.99, No.SM7 (July 1973) : 527-539.
- Arthur, J. R. F., Chua K. S. and Dunstan, T. Induced Anisotropy in Sand. Geotechnique Vol.4, No.1 (1977) : 131-140.
- Bishop, A. W. and Eldin, G. Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Significance in the General Theory of Shear Strength. Geotechnique Vol.2, No.1 (1950) : 13.
- Bishop, A. W. and Henkel, D. J. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. First Edition. London : Edward Arnold, 1957.
- Bishop, A. W. and Henkel, D. J. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Second Edition. London : Edward Arnold, 1962.
- Bishop, A. W. and Wesley, L. D. A Hydraulic Triaxial Apparatus for Controlled Stress Path Testing. Geotechnique Vol.25, No.4 (1975) : 657-670.
- Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. The 7th Rankine Lecture : Geotechnique Vol.17, No.2 (1967) : 88-118.
- Bjerrum, L. Embankments on Soft Ground. State-of-the-Art Report : Proceeding ASCE Specialty on Performance of Earth and Earth-Supported Structures Vol.2, 1-54. Lafayette : ASCE, 1972.
- Bjerrum, L. and Simon. N. E. Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays. Proceeding ASCE Specialty on Shear Strength of Cohesive Soils, 711-726. Boulder , Colorado : ASCE, 1960.
- Brooker, E. W. and Ireland H. O. Earth Pressures at Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal Vol.2, No.1 (Feb 1965) : 1-15.

- Campanella, R. G. and Vaid, Y. P. A Simple K_0 -Triaxial Cell. Canadian Geotechnical Journal Vol.9, No.3 (1972) : 249-260.
- Casangrande, A. and Wilson, S. D. Prestress Induced in Consolidated-Quick Triaxial Tests. Proceeding of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.1, 106-110, 1953.
- Choochart Kietkajorkul and Veera Vasinvarthana. Influence of Different Vane Type on Undrained Shear Strength of Soft Bangkok Clay. Soil and Foundation Vol.29, No.2 (1989) : 140-152.
- Duncan, J. M. and Seed, H. B. Strength Variation along Failure Surface in Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.92, No.SM6 (1966) : 81-104.
- Eide, O. and Holmberg, S. Test Fills to Failure on the Soft Bangkok Clay. NR.95 : Norwegian Geotechnical Institute Pub., 1-12. Norway : NGI, 1972.
- Head, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing Volume.3 : Effective Stress Tests. First Edition. London : Pentech Press, 1986.
- Henkel, D. J. The Shear Strength of Saturated Remolded Clays. Proceeding ASCE Specialty on Shear Strength of Cohesive Soils, 533-554. Boulder , Colorado : ASCE, 1960.
- Holtz, W. G. The Use of the Maximum Principal Stress Ratio as the Failure Criterion Triaxial Shear Tests on Earth Materials. Proceeding ASTM Vol.47, 1067-1076, 1947.
- Jaky, J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers (1944) : 355-358.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Theme Lecture No.2 : Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.1, 57-153. Sanfancisco : ASCE, 1985.
- Ladd, C. C. Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clay during Undrained Loading. Proceeding of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.1, 282-286. ASCE, 1963.

- Ladd, C. C. Discussion on " $\phi=0$ Concept". Proceeding of the Geotechnical Conference, 112-115. Oslo, 1967.
- Ladd, C. C. Foundation Design of Embankments Constructed on Connecticut Valley Varved Clays. Research Report R.75-7 No.343 : Massachusetts Institute of Technology, USA : MIT, 1975.
- Ladd, C. C. and Edger. Consolidated-Undrained Direct Simple Shear Test on Saturated Clays. Research Report R.77-82 No.284 : Massachusetts Institute of Technology, USA : MIT, 1972.
- Ladd, C. C. and Foott, R. New Design Procedure for Stability of Soft Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol.100, No.GT7 (July 1974) : 763-786.
- Ladd, C. C., Moh, Z. C. and Gifford, D. G. Undrained Strength of Soft Bangkok Clay. Proceeding of the 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.1, 135-140. Bangkok, Thailand, 1971.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K. Schlosser, F. and Poulos, H. G. Stress-Deformation and Strength Characteristics. Proceeding of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.2, 421-494. Tokyo, Japan : ASCE, 1977.
- Lambe, T. W. Method of Estimating Settlement. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, No.SM5 (Sep 1964) : 43-67.
- Lambe, T. W. Stress Path Method. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.93, No.SM6 (Nov 1967) : 309-331.
- Lambe, T. W. and Marr, W. A. Stress Path Method : Second Edition. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol.105, No.GT6 (June 1979) : 727-738.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. Soil Mechanics (SI Version). Singapore : John Wiley and Sons, 1979.
- Larssons, R. Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Soft Clays. Canadian Geotechnical Journal No.4 (1980).
- Law, K. T. and Holtz, R. D. A Note on Skempton's A Parameter with Rotation of Principal Stresses. Geotechnique Vol.28, No.1 (1978) : 57-64.

- Lee, Y. H. Behaviour of Embankments, Excavation, and Foundation in Soft Bangkok Clay. No.GT82-2 C.2, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1983.
- Mayne, P. W. and Kulhaway, F. H. K_0 -OCR Relationship in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol.108, No.GT6 (June 1982) : 851-872.
- Menzies, B. K. A Computer Controlled Hydraulic Triaxial Testing System. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, 82-94. Philadelphia : ASTM STP 977, 1988.
- Mesri, G. Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol.101, No.GT4 (1975) : 409-412.
- Moy, W. Y. Properties of Sub-Soil Related to the Stability and Settlement at AIT Test Embankment. M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1984.
- Niroth Wajanavijai. A Study of the Suitability of Current Laboratory Method for Shear Strength Measurements of Very Sensitive Soft Clay. No.GT82-28, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1983.
- Parry, R. H. G. Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay. Geotechnique Vol.10, No.4 (1960) : 166-180.
- Parry, R. H. G. and Nadarajah, V. Observation on Laboratory Prepared Lightly Overconsolidated Specimens of Kaolin. Geotechnique Vol.24, (1974) : 345-357.
- Pinit Phamvan. Stability Evaluation of Sheet Pile by In Situ Testing. No.GT83-36, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1984.
- Qureshi, M. S. Anisotropy of Strength Characteristics of Bangkok Clay. No.919, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering Asian Institute of Technology, 1973.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C.P. On The Yielding of Soils. Geotechnique Vol.8, No.1 (1958) : 22-53.

- Sambhandharaksa, S. Stress-Strain-Strength Anisotropy of Varved Clays. Sc.D Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1977.
- Sambhandharaksa, S. and Taesiri, Y. Development of Theory and Practice in Geotechnical Engineering. Theme Lecture No.1 : Proceeding of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.2, 121-146. Kyoto, Japan, 1987.
- Sambhandharaksa, S., Pinpuvadol, D. and Boontharaksa, P. The Development of NSP and Its Applications in Practice. Proceeding of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Vol.2, 715-718. Seoul, Korea, 1999.
- Schmertmann, J. H. Measurement of In Situ Shear Strength. State-of-the-Art Report : Proceeding ASCE Specialty on In Situ Measurement of Soil Properties, 57-138. Raleigh : ASCE, 1975.
- Schmertmann, J. H. and Osterberg, J. O. An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils. Proceeding ASCE Specialty on Shear Strength of Cohesive Soils, 643-649. Boulder , Colorado : ASCE, 1960.
- Schmidt, B. Discussion of Earth Pressures at Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal Vol.3, No.4 (1966) : 239-242.
- Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Ryden, D.E. Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest. Soil Engineering Research Report No.9 : University of Washington. Seattle, USA : University of Washington, 1974.
- Simons, N. E. and Menzies, B. K. A Short Course in Foundation Engineering. : Butterworths, 1977.
- Skempton, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. Geotechnique Vol.4, No.4 (1954) : 143-152.
- Skempton, A. W. and Sowa, V. A. The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing. Geotechnique Vol.13, No.4 (1963) : 269-290.

- Tampubolon M. Behaviour of Soft Bangkok Clay Under Horizontal Loading. No.GT80-13, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1981.
- Tavenas, F. A. The Behaviour of Embankment on Clay Foundations. Proceeding of the 32nd Canadian Geotechnical Conference, 1979.
- Taylor, D. W. The 10th Progress Report to the US Engineering Department. USA : Massachusetts Institute of Technology, 1944.
- Trak, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S. and Roy, M. A New Approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clay. Proceeding of the 32nd Canadian Geotechnical Conference Vol.1, 3.1-3.24, 1979.
- Tsuchida, T. Settlement of Pleistocene Clay Layer in Coastal Area, the Reason, Prediction and Measure. Key Note Lectures No.6 : Soft Soil Engineering, 67-80. Hong Kong : Swets and Zeitlinger, 2001.
- Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. Triaxial and Plane Strain Behaviour of Natural Clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol.100, No.GT3 (March 1979) : 207-224.
- Wesley, L. D. Influence of Stress-Path and Anisotropy on the Behaviour of a Soft Alluvial Clay. Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, London University, 1975.



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



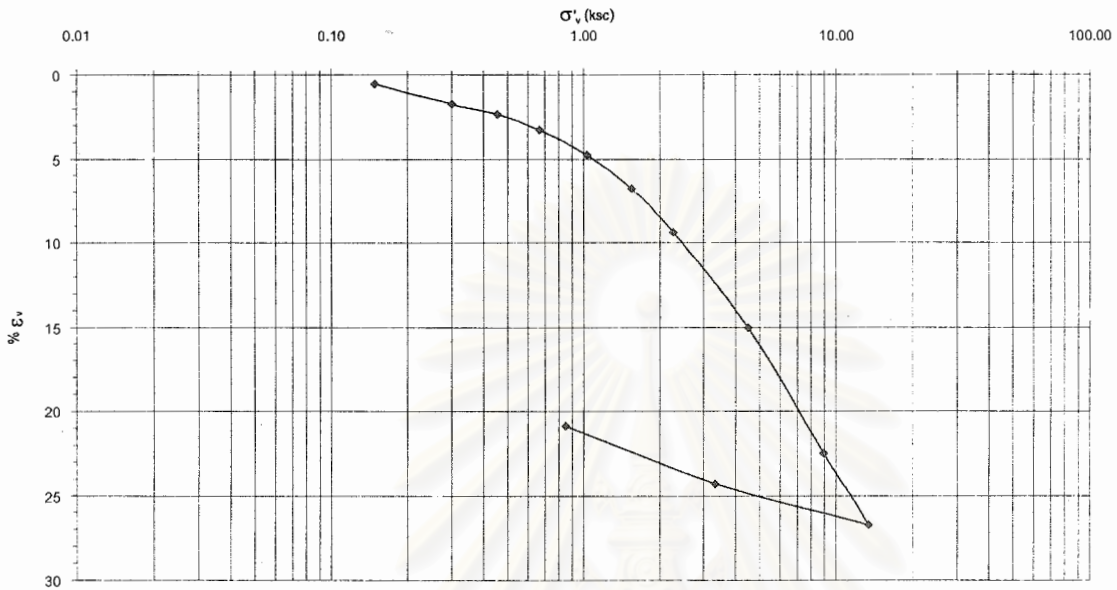
ภาคผนวก ก

ผลการทดสอบการอัดตัวคายนํ้า 1 มิติ

ตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CST-1 (1.5-2.5 m.) CBH-2 NO.2

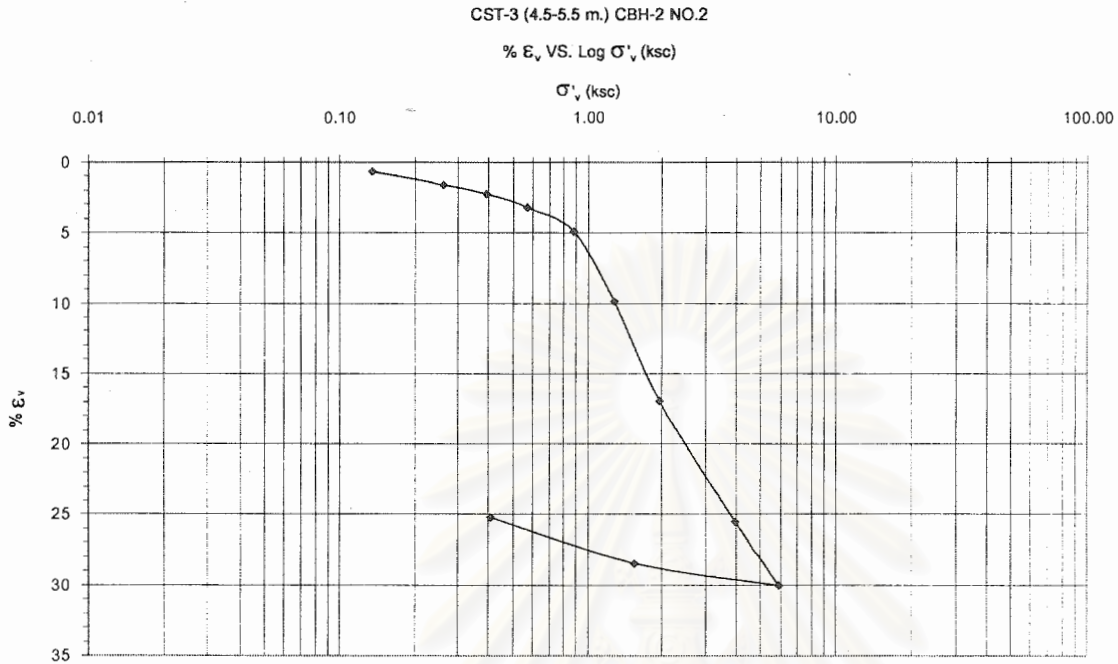
% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

รูปที่ ก-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 1 (1.50-2.50 ม.)

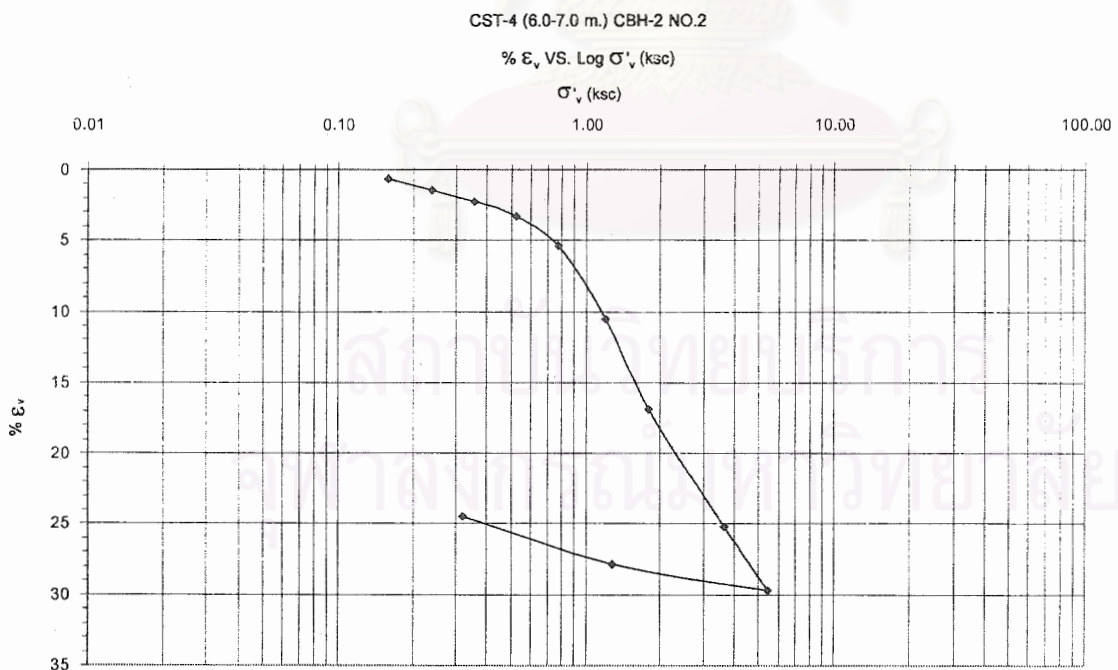
CST-2 (3.0-4.0 m.) CBH-3 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

รูปที่ ก-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 2 (3.00-4.00 ม.)

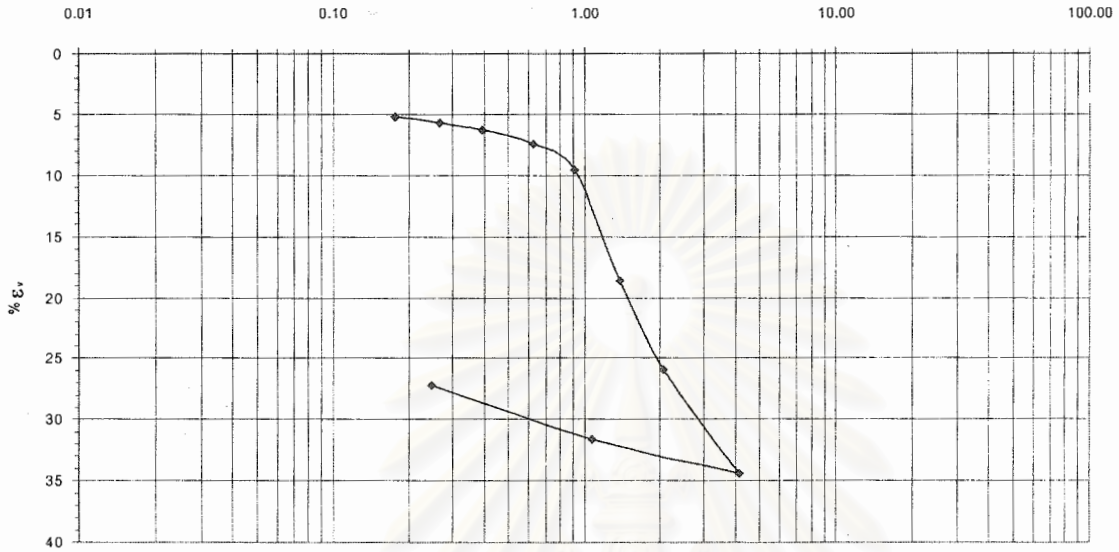


รูปที่ ก-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 3 (4.50-5.50 ม.)



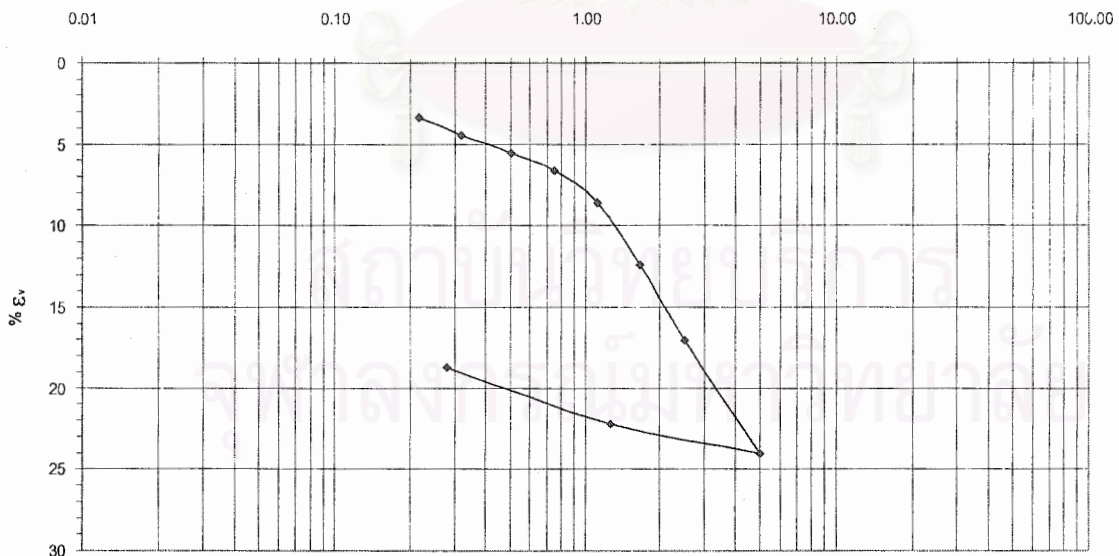
รูปที่ ก-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 4 (6.00-7.00 ม.)

CST-5 (7.50-8.50 m.) CBH-2 NO.1

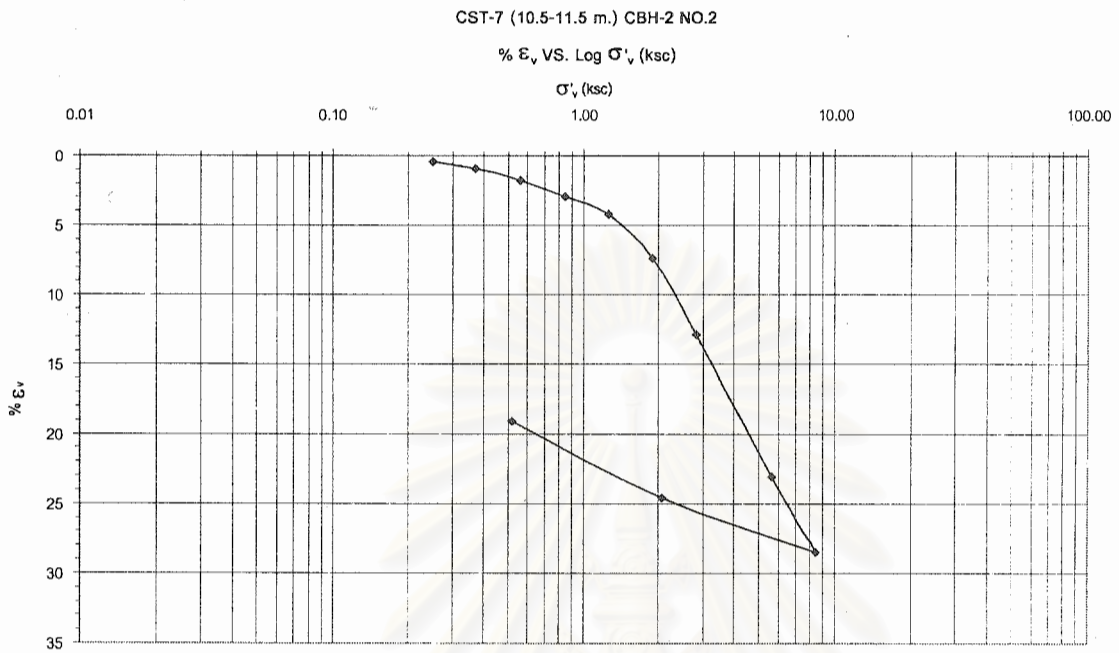
% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc) σ'_v (ksc)

รูปที่ ก-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 5 (7.50-8.50 ม.)

CST-6 (9.0-10.0 m.) CBH-2 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc) σ'_v (ksc)

รูปที่ ก-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 6 (9.00-10.00 ม.)



รูปที่ ก-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 7 (10.50-11.50 ม.)



รูปที่ ก-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 8 (12.00-12.30 ม.)



ภาคผนวก ข

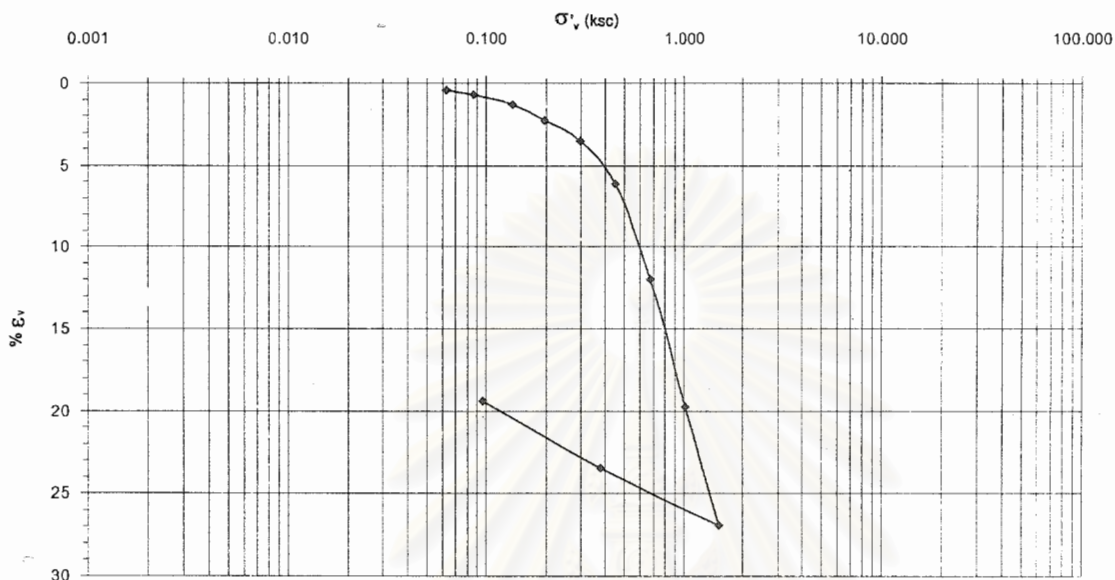
ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

ตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BST-1 (3.0-4.0 m.) BBH-2 NO.2

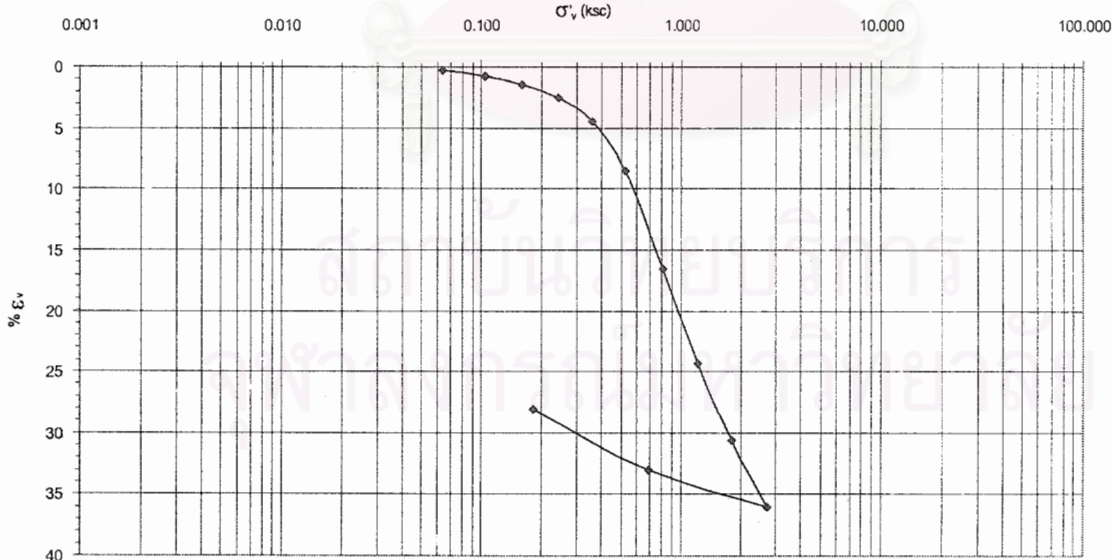
% E_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-1 ผลการทดสอบการอัดตัวด้วยน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 1 (3.00-4.00 ม.)

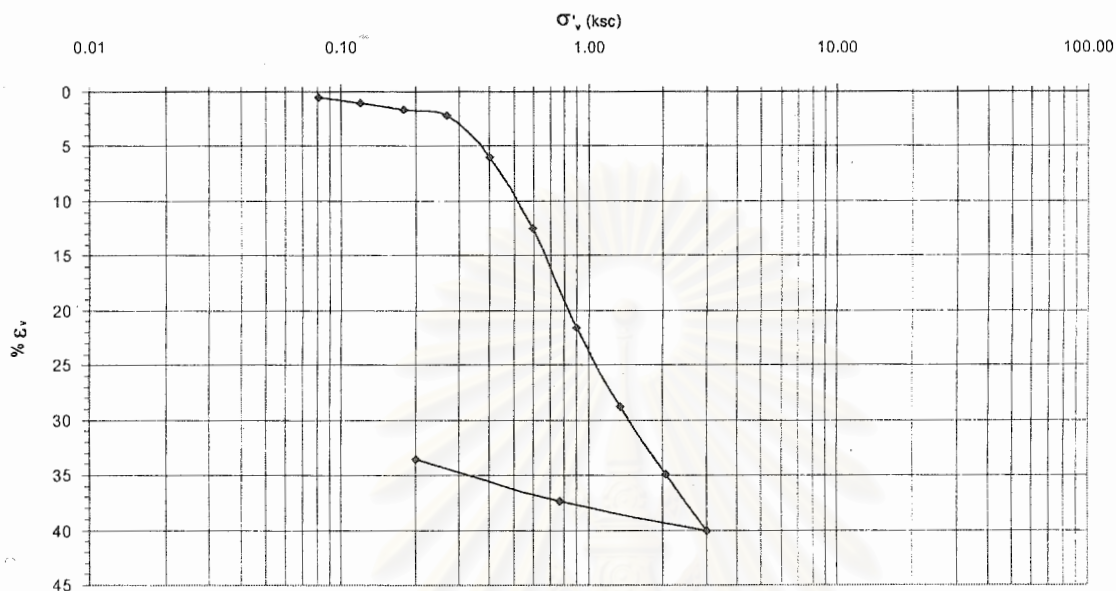
BST-2 (4.5-5.5 m.) BBH-2 NO.2

% E_v VS. Log σ'_v (ksc)



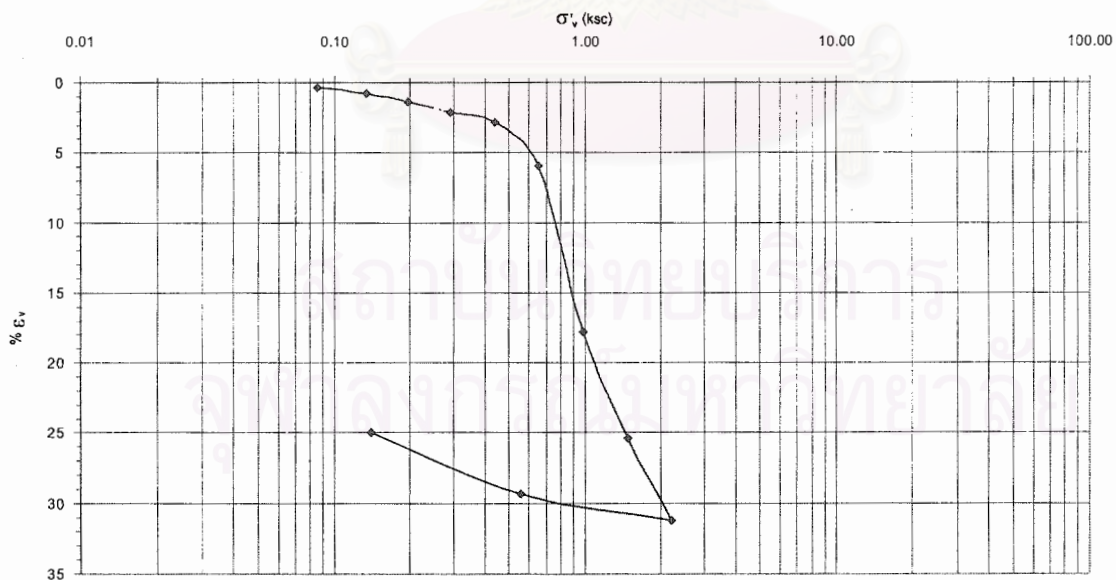
รูปที่ ข-2 ผลการทดสอบการอัดตัวด้วยน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 2 (4.50-5.50 ม.)

BST-3 (6.0-7.0 m.) BBH-2 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

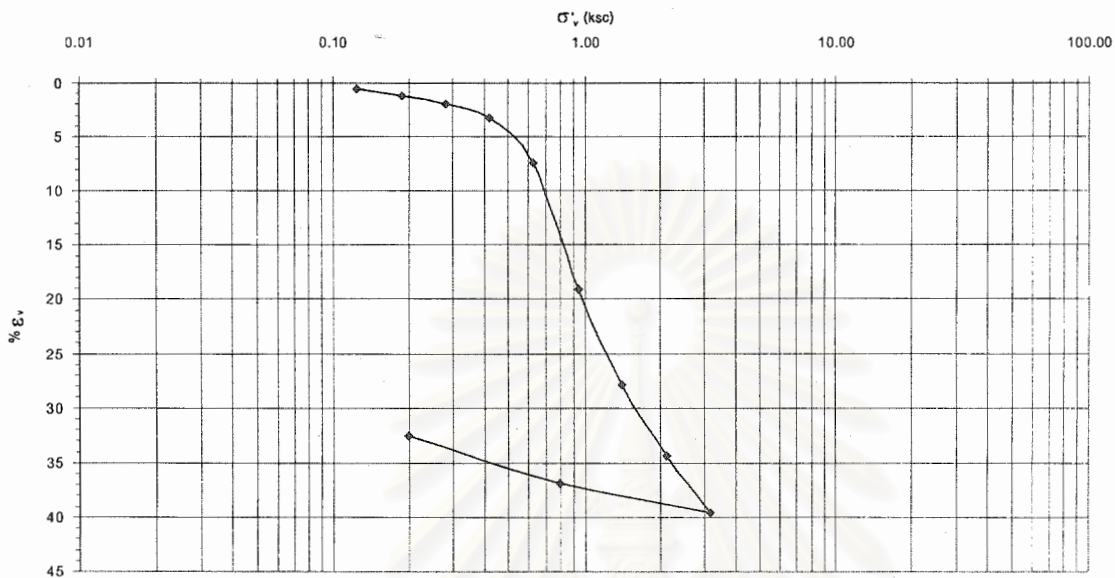
รูปที่ ข-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 3 (6.00-7.00 ม.)

BST-4 (7.5-8.5 m.) BBH-1 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

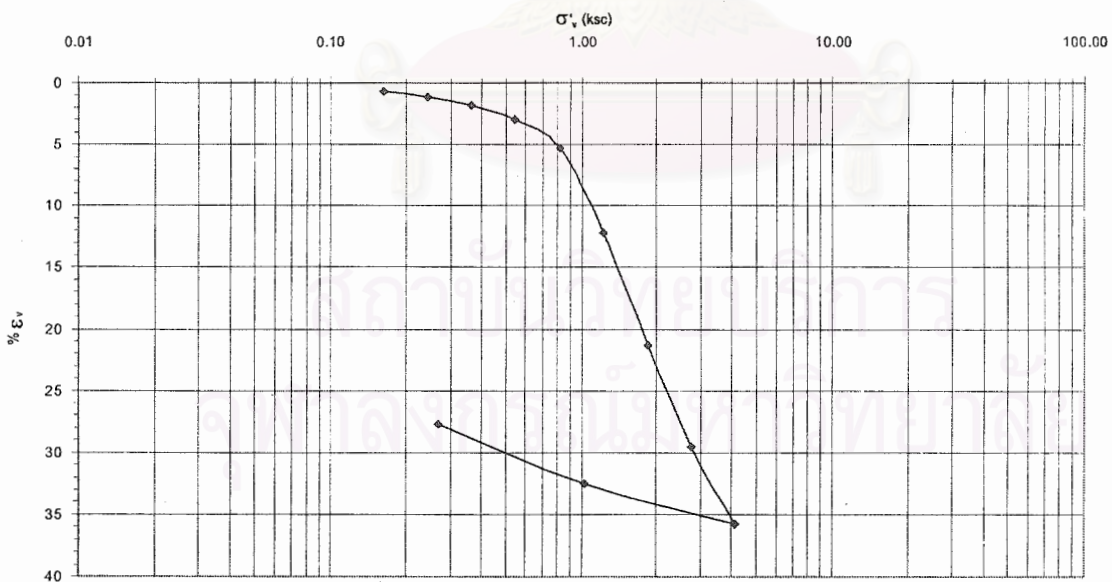
รูปที่ ข-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 4 (7.50-8.50 ม.)

BST-5 (9.0-10.0 m.) BBH-2 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

รูปที่ ข-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 5 (9.00-10.00 ม.)

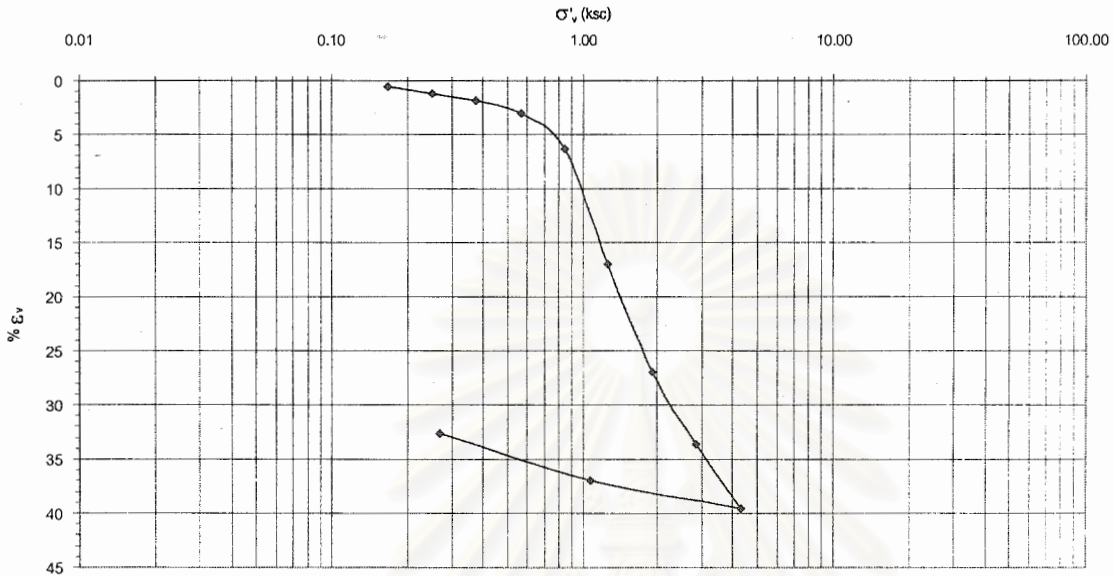
BST-6 (10.5-11.5 m.) BBH-2 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)

รูปที่ ข-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 6 (10.50-11.50 ม.)

BST-7 (12.0-13.0 m.) BBH-2 NO.2

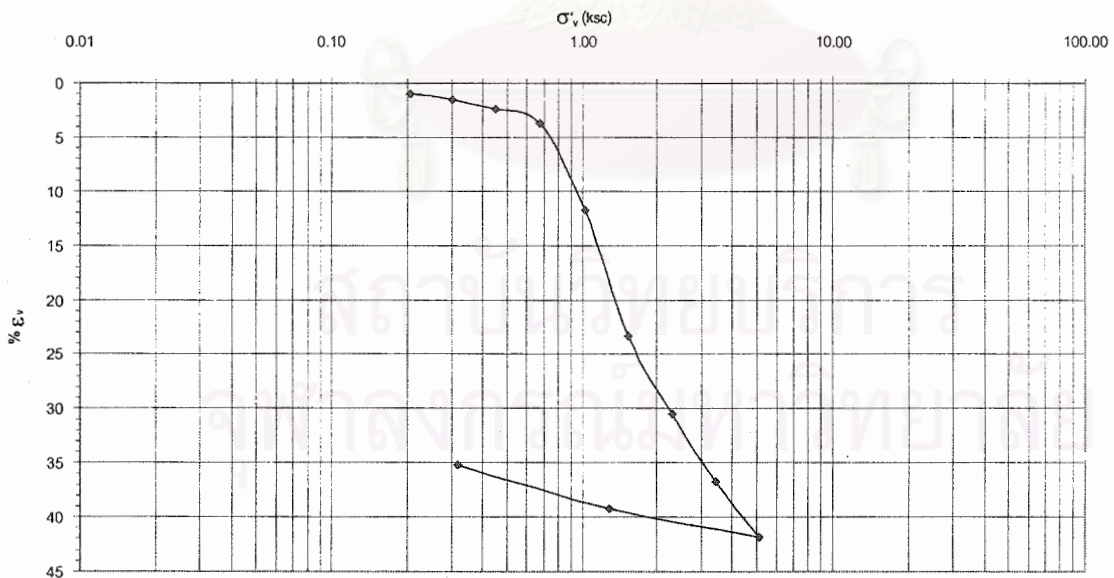
% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 7 (12.00-13.00 ม.)

BST-8 (13.5-14.5 m.) BBH-1 NO.2

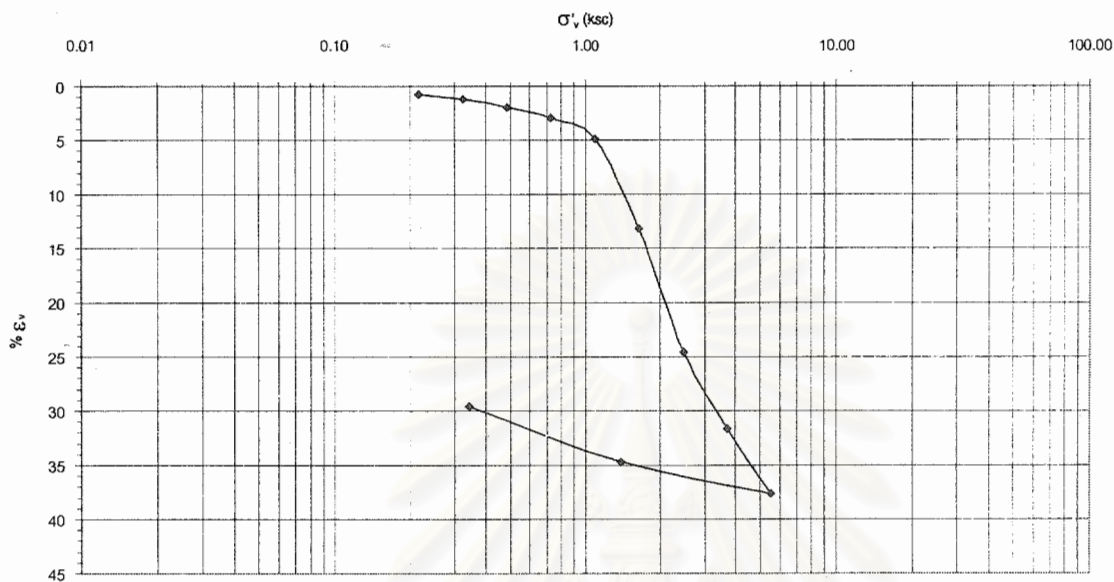
% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 8 (13.50-14.50 ม.)

BST-9 (15.0-16.0 m.) BBH-2 NO.2

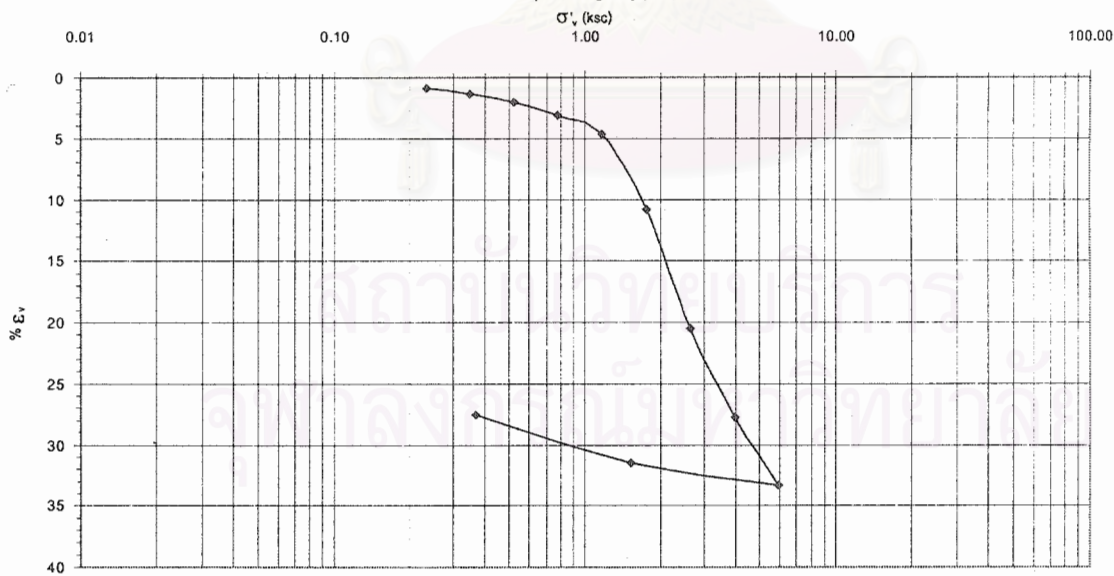
% E_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-9 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 9 (15.00-16.00 ม.)

BST-10 (16.5-17.5 m.) BBH-2 NO.2

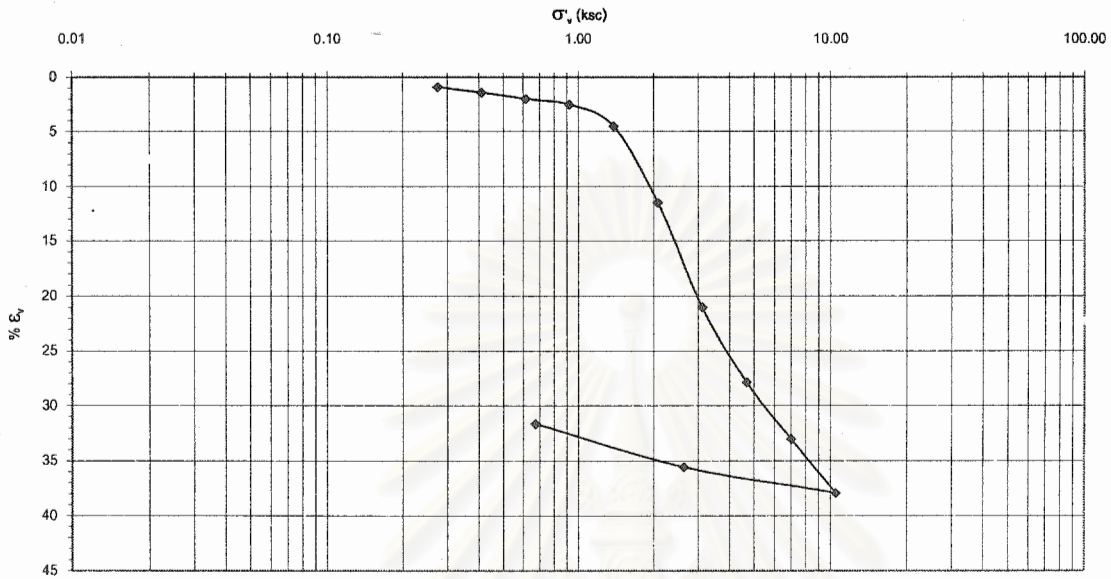
% E_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 10 (16.50-17.50 ม.)

BST-11 (18.0-19.0 m.) BBH-2 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)



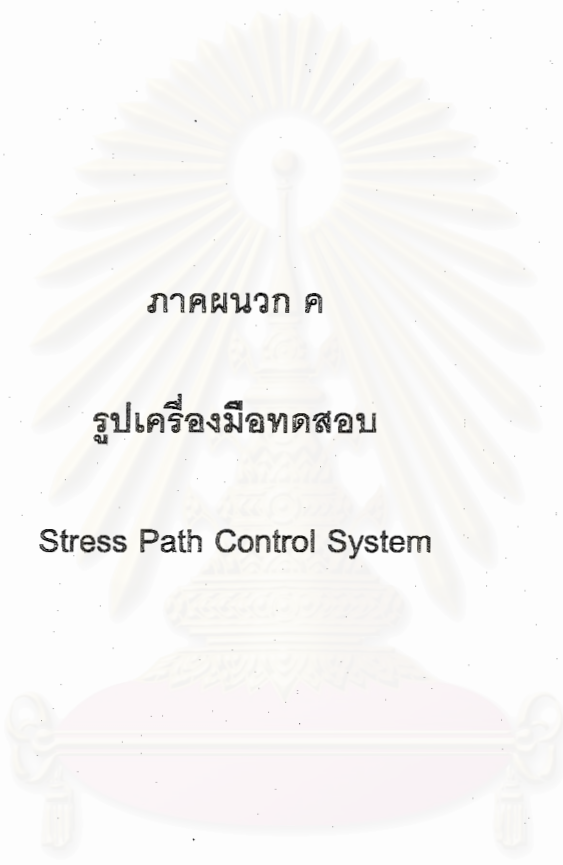
รูปที่ ข-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 11 (18.00-19.00 ม.)

BST-12 (19.5-20.5 m.) BBH-1 NO.2

% ϵ_v VS. Log σ'_v (ksc)



รูปที่ ข-12 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกที่ 12 (19.50-20.50 ม.)

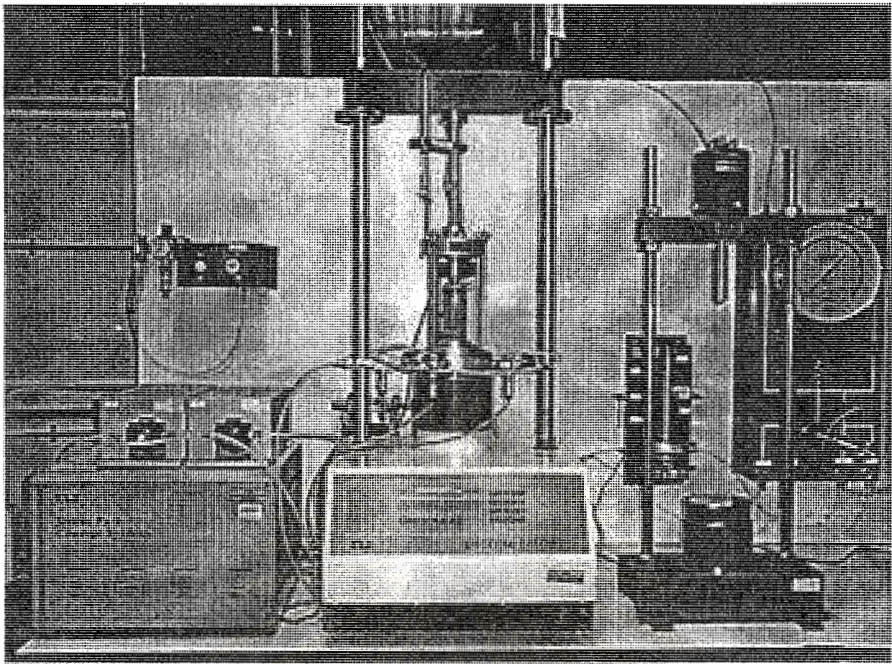


ภาคผนวก ค

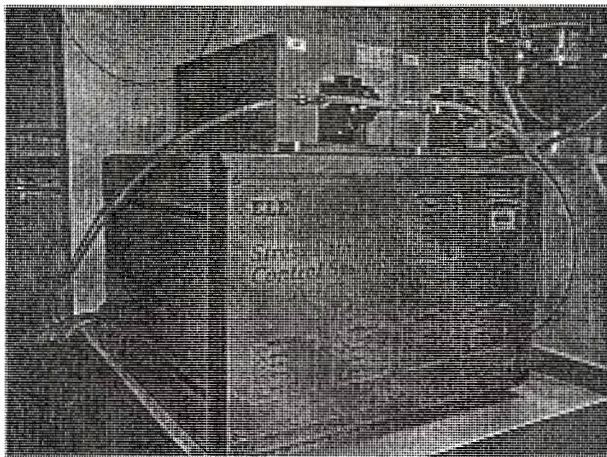
รูปเครื่องมือทดสอบ

Stress Path Control System

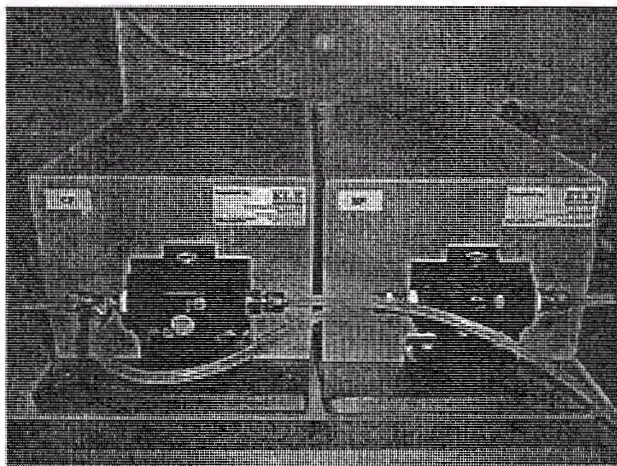
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



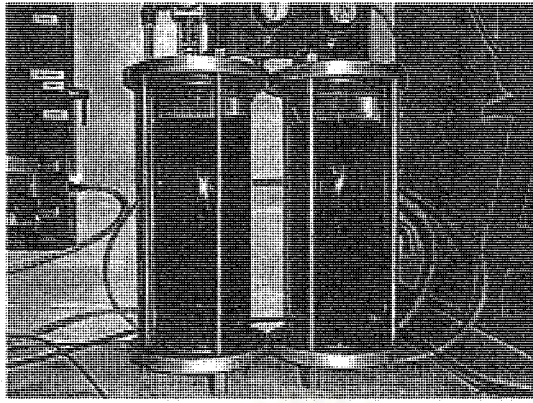
รูปที่ ค-1 รูปเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System



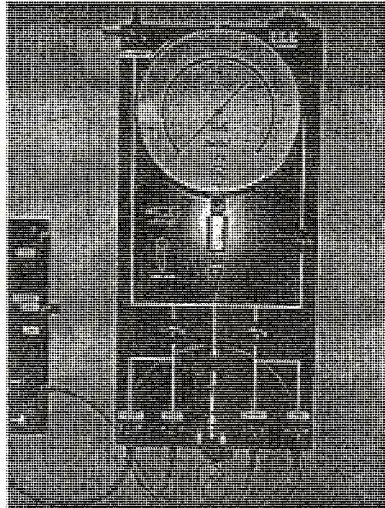
รูปที่ ค-2 รูป ADU (Autonomous Data-acquisition Unit) สำหรับควบคุมระบบทดสอบและเก็บข้อมูล



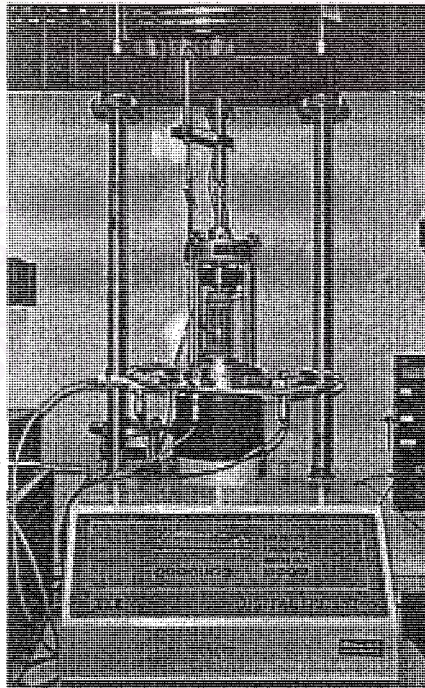
รูปที่ ค-3 รูป Regulator สำหรับปรับระดับแรงดันแบบควบคุมด้วยมอเตอร์



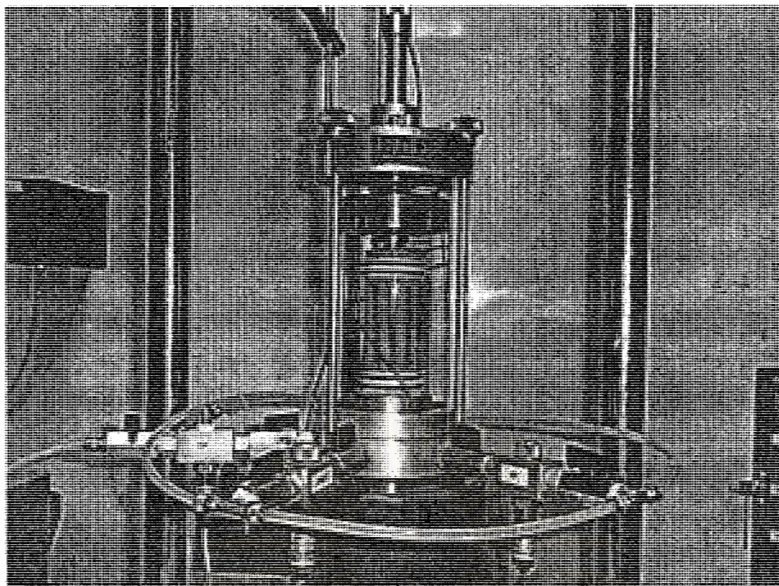
รูปที่ ค-4 รูป Bladder สำหรับเปลี่ยนแรงดันลมจาก Pump เป็นแรงดันน้ำ



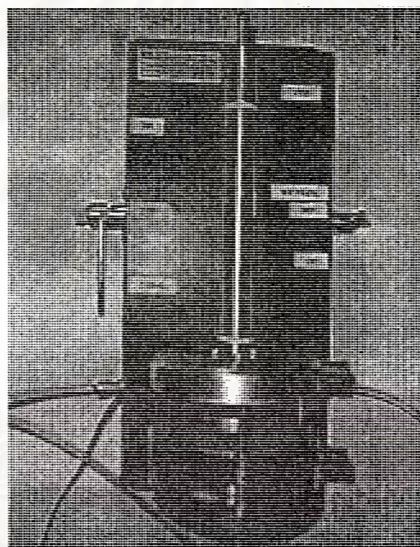
รูปที่ ค-5 รูป Pressure Gauge สำหรับควบคุมแรงดันแบบ Manual



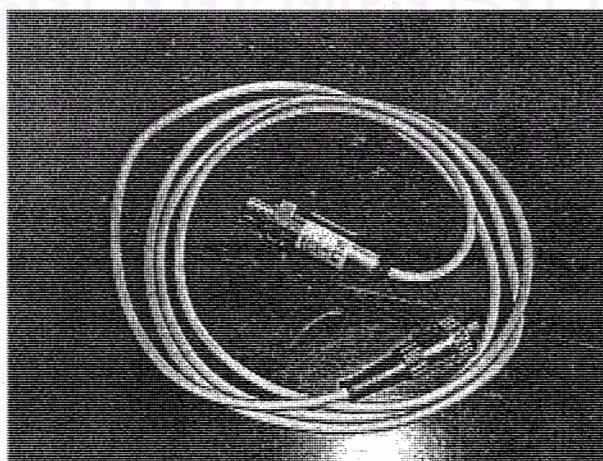
รูปที่ ค-6 รูป Load Frame หรือ Tritest 50 สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวตั้งแก่วางดิน



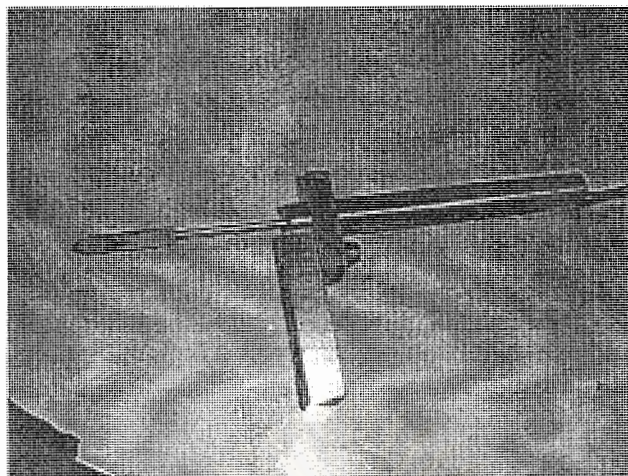
รูปที่ ค-7 รูป Triaxial Cell และ Internal Load Cell



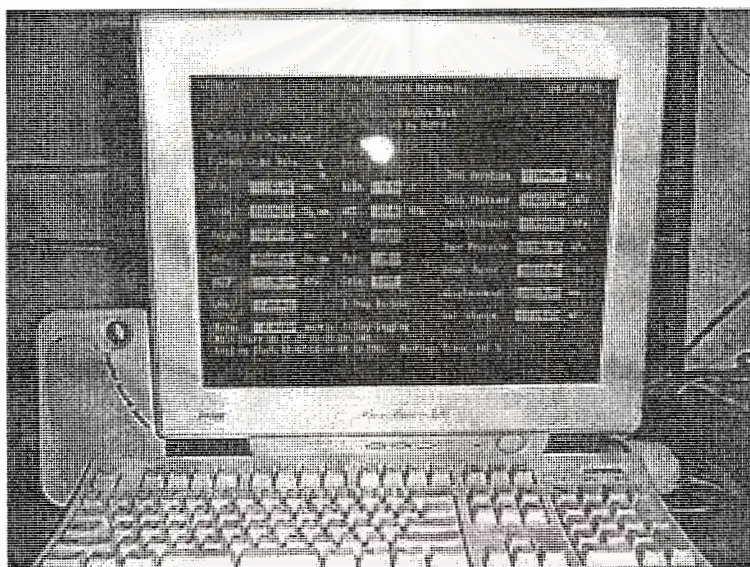
รูปที่ ค-8 รูป Volume Change Unit สำหรับวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปของตัวอย่างดิน



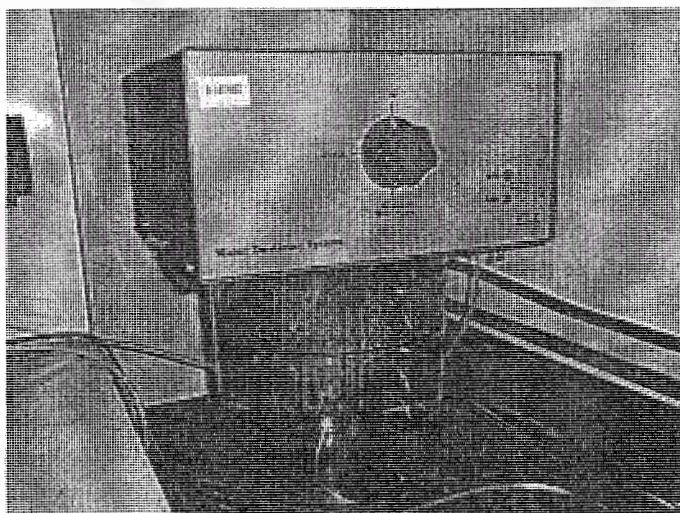
รูปที่ ค-9 รูป Water Pressure Transducer สำหรับวัดแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน



รูปที่ ค-10 รูป LVDT (Linear Variable Differential Transformer) สำหรับวัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง



รูปที่ ค-11 รูปคอมพิวเตอร์และโปรแกรมที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ



รูปที่ ค-12 รูป Deair Water Apparatus สำหรับผลิต Deair Water สำหรับระบบทดสอบ



ภาคผนวก ง

รหัสต้นฉบับ (Source Code) ของซอฟต์แวร์ชื่อ SP7

ที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ Stress Path Control System

ที่ผู้วิจัยเขียนขึ้นใช้ในงานวิจัยนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

```

1 'TPATH - STRESS PATH TRIAXIAL MANAGEMENT
SOFTWARE
2 'VSN 2.10 - 07/08/2001
3 '
4 ' MODIFIED BY YUTTANA KUROJJANAWONG
(BUNGY)
5 '
10 ON ERROR GOTO 30
20 GOTO 170
30 RESUME NEXT
40 PRINT "Unrecoverable error"; ERR; "in "; ERL
50 STOP
170 LOGGER = 2: ' 0=dummy, 2=ADU
172 REM FG% = 7: BG% = 1
174 REM COLOR FG%, BG%
176 S = 2000 ' Stepper interval control speed.
(Minimum is 2000)
180 DELAY = .1: DATAPATH$ = "c:\stress\data"
185 GOSUB 8030 'SET INITIAL
VARIABLE FOR STRAIN CONTROL
190 GOSUB 4960 'initialize variables
200 GOSUB 1870 'display menu &
variable names
210 A$ = INKEY$: IF A$ <> "" THEN 210
220 GOSUB 1130 ' read transducers
230 LOCATE 1, 1: PRINT TIMES: LOCATE 1, 70:
PRINT DATES;
240 COLOR 0, 7
250 IF R(0) THEN LOCATE 8, 55: PRINT USING
"#####.##"; R(0)
260 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 8 + I * 2, 55:
PRINT USING "#####.##"; R(I): NEXT I
270 COLOR 7, 0
280 ' Check axial load <= 4kN
290 IF R(4) > 4000 THEN TRICMD$ = "+0.00000":
GOSUB 1480
300 '-----
310 'check for key pressed
320 A$ = INKEY$
330 IF A$ = "" THEN 420
340 IF A$ = "p" OR A$ = "P" THEN DO$ = "S,G0":
GOSUB 1000: STOP
350 IF A$ = "=" THEN KEY ON: CLS : STOP
360 A = VAL(A$)
370 ON A GOSUB 2720, 2170, 2360, 5660, 6390,
7350, 1660, 13000
380 IF A$ = CHR$(27) THEN GOTO 7830
390 GOTO 200
400 '-----
410 'check for reading due

```

```

420 IF DATA CAP = 0 THEN 600
430 FOR J = 0 TO 1
440 IF NOREAD(J) = 0 OR LR(J) >= NOREAD(J)
THEN 590
450 NR = LR(J) + 1
460 INC = CR(NR, J) - CR(LR(J), J)
470 IF INC = 0 THEN 500 'take a reading without
checking direction
480 IF TTYPE(J) < 3 THEN CVALUE = R(0) ELSE
CVALUE = R(8 - TTYPE(J))
490 IF (CVALUE - CR(LR(J), J)) / INC < 1 THEN 590
500 R = NR * (MAXCH + 1) + 3
510 OPEN (FILES$(J)) FOR RANDOM AS #2 LEN = 4
520 FIELD #2, 4 AS FS
530 FOR I = 0 TO MAXCH: LSET FS = MKS$(R(I)):
PUT #2, R + I: NEXT I
540 LSET FS = MKS$(NR): PUT #2, 1
550 CLOSE 2
560 LR(J) = NR
570 LOCATE 23, 60: PRINT LR(0);
580 IF LR(1) > 0 THEN PRINT " (1)"; LR(1)
590 NEXT J
600 '-----
610 ' control
620 IF TESTRUN = 0 THEN 220
630 ' calc time
640 T = FNT(TIMES) - CTIME
650 IF DATES = CDATES THEN 720
660 D = VAL(MID$(DATES, 4, 2)) - VAL(MID$(
CDATES, 4, 2))
670 IF D > -1 THEN 710
680 A = VAL(LEFT$(CDATES, 2))
690 IF (A = 4) OR (A = 6) OR (A = 9) OR (A = 11)
THEN D = D + 31 ELSE D = D + 30
700 IF A = 2 THEN IF (VAL(RIGHT$(CDATES, 2))
MOD 4) THEN D = D - 3 ELSE D = D - 2
710 T = T + D * 1440
720 IF T < LT + DELAY THEN 220
730 'Cell Pressure control
740 IF SET(1) = 0 THEN 810
750 M% = 1: CH% = 1: P% = 1
760 ' cellc=0 for independent cell pressure control
770 IF CELLC = 0 THEN GOSUB 880
780 ' cellc=1 for K0 cell pressure control
790 ' K0 option provided for future development by
the user
800 'Load control
810 IF SET(2) AND RAMC = 0 THEN GOSUB 1020
820 'Back pressure control

```

```

830 IF SET(3) THEN M% = 2: CH% = 2: P% = 3:
      GOSUB 880
840 LT = T
850 GOTO 220
860 ' end of main control loop
870 'XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
880 ' Pressure regulator control
890 TARGET = CONV(P%, 2)
900 CHANGE = CONV(P%, 2) - CONV(P%, 1)
910 IF CHANGE = 0 THEN 940
920 C = T * CONV(P%, 3)
930 IF C / CHANGE < 1 THEN TARGET = CONV(P%,
      1) + C
940 STEPS% = (TARGET - R(CH%)) * MCONST(M%)
950 IF ABS(STEPS%) < 20 THEN RETURN
960 IF ABS(STEPS%) > 5000 THEN STEPS% = SGN
      (STEPS%) * 5000
970 IF M% = 1 THEN PRINT #3, "MOTOR "; 9,
      STEPS%
980 IF M% = 2 THEN PRINT #3, "MOTOR "; 10,
      STEPS%
990 INPUT #3, E$
1000 RETURN
1010 'XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
1020 ' Load Control
1030 TARGET = CONV(2, 2)
1040 CHANGE = CONV(2, 2) - CONV(2, 1)
1050 IF CHANGE = 0 THEN 1090
1060 C = T * CONV(2, 3)
1070 IF C / CHANGE < 1 THEN TARGET = CONV(2,
      1) + C
1080 ' Set max speed if target load exceed current
      load by 2%
1090 IF TARGET > R(4) * 1.02 THEN SPEED = CONV
      (4, 1): GOSUB 1420
1100 ' Set min speed if current load exceed target
      load by 2%
1110 IF R(4) > TARGET * 1.02 THEN SPEED = CONV
      (4, 2): GOSUB 1420
1120 RETURN
1130 *****
1140 '      Take readings
1150 *****
1160 R(0) = 0' test duration
1170 IF DATACAP = 0 THEN 1260
1180 R(0) = FNT(TIMES$) - TTIME
1190 IF DATES = TDATES$ THEN 1260
1200 D = VAL(MID$(DATES$, 4, 2)) - VAL(MID$
      (TDATES$, 4, 2))
1210 IF D > -1 THEN 1250

```

```

1220 A = VAL(LEFT$(TDATES$, 2))
1230 IF (A = 4) OR (A = 6) OR (A = 9) OR (A = 11)
      THEN D = D + 30 ELSE D = D + 31
1240 IF A = 2 THEN IF (VAL(RIGHT$(TDATES$, 2))
      MOD 4) THEN D = D - 3 ELSE D = D - 2
1250 R(0) = R(0) + D * 1440
1260 IF LOGGER <> 2 THEN 1380
1270 ' ADU Logger =====
1280 'LOCATE 23, 5: PRINT STRING$(50, " ")
1290 FOR CH% = 1 TO MAXCH
1300 PRINT #3, "CALL "; CH%
1310 INPUT #3, A$
1320 R(CH%) = (VAL(A$) - ZEROR(CH%)) * TCONST
      (CH%)
1330 PRINT #3, "ERROR"
1340 INPUT #3, E$
1350 IF E$ <> "O.K." AND E$ <> "P.D." THEN
      LOCATE 23, 5: PRINT E$
1360 NEXT CH%
1370 RETURN
1380 FOR CH% = 1 TO MAXCH
1390 R(CH%) = 0
1400 NEXT CH%
1410 RETURN
1420 *****
1430 '      SET TRI-TEST SPEED
1440 *****
1450 T$ = LEFT$(RIGHT$(STR$(ABS(SPEED) +
      .000001), 8), 7)
1460 IF LEFT$(T$, 1) = "" THEN T$ = "0" + RIGHT$
      (T$, 6)
1470 IF SPEED < 0 THEN TRICMD$ = "-" + T$ ELSE
      TRICMD$ = "+" + T$
1480 *****
1490 '      Tri Test Communication
1500 *****
1510 VIEW PRINT 22 TO 24: CLS : VIEW PRINT
1520 'LOCATE 23,1: PRINT"Sending "; TRICMD$;"
      to ",TRIPORT$
1530 IF LOGGER = 0 THEN REPLY = "NOT IN USE":
      GOTO 1610
1540 OPEN TRIPORT$ FOR RANDOM AS #1
1550 L = LEN(TRICMD$)
1560 FOR N = 1 TO L
1570 PRINT #1, MID$(TRICMD$, N, 1);
1580 NEXT N
1590 PRINT #1, CHR$(13);
1600 INPUT #1, REPLY$
1610 'PRINT "Reply = ",REPLY$;TAB(60);"press any
      key...";

```

```

1620 IF INKEY$="" THEN 1470
1630 CLOSE 1
1640 VIEW PRINT 22 TO 24: CLS : VIEW PRINT
1650 RETURN
1660 *****
1670 '   RESET ADU
1680 *****
1690 CLS
1700 LOCATE 2, 5: PRINT " RESET ADU"
1710 LOCATE 10, 5: PRINT " ALL DATA WILL BE
      LOST"
1720 LOCATE 12, 5: INPUT "CONTINUE (Y/N) "; A$
1730 IF A$ <> "Y" AND A$ <> "y" THEN RETURN
1740 LOCATE 15, 1: INPUT "DATE (DD MM YY) "; A$
1750 PRINT #3, "RESETC": INPUT #3, E$
1760 PRINT #3, "DATE "; A$: INPUT #3, E$
1770 INPUT "TIME (HH MM SS) "; A$
1780 PRINT #3, "TIME "; A$: INPUT #3, E$
1790 FOR I = 1 TO MAXCH
1800 PRINT #3, "SETF "; I: GAIN%(I); 0: INPUT #3, E$
1810 PRINT #3, "ERROR": INPUT #3, E$
1820 PRINT "Channel"; I: TAB(15); E$
1830 NEXT I
1840 PRINT " Press any key to continue"
1850 IF INKEY$ = "" THEN 1850
1860 RETURN
1870 *****
1880 '   display options / parameters
1890 *****
1900 CLS
1910 LOCATE 1, 30: PRINT "ELE INTERNATIONAL
      LTD"
1920 LOCATE 2, 22: PRINT "HEMEL HEMPSTEAD,
      HERTS, ENGLAND"
1930 LOCATE 4, 17: PRINT "(TRI-PATH) TRITEST 50
      STRESS-PATH SOFTWARE"
1940 FOR I = 0 TO MAXCH
1950 LOCATE 8 + I * 2, 40
1960 PRINT PARAM$(I): TAB(65); PUNIT$(I)
1970 NEXT I
1980 LOCATE 7, 2: PRINT "SELECT OPTION"
1990 LOCATE 9, 5: PRINT "1 = View control
      parameter"
2000 LOCATE 10, 5: PRINT "2 = ";
2010 IF TESTRUN THEN PRINT "Stop control" ELSE
      PRINT "Start control"
2020 LOCATE 11, 5: PRINT "3 = ";
2030 IF DATACAP THEN PRINT "Stop logging" ELSE
      PRINT "Start logging"
2040 LOCATE 12, 5: PRINT "4 = Output Data"

```

```

2050 LOCATE 13, 5: PRINT "5 = Manual Control"
2060 LOCATE 14, 5: PRINT "6 = Zero Transducers"
2070 LOCATE 15, 5: PRINT "7 = Reset ADU"
2071 LOCATE 16, 5: PRINT "8 = Strain Control Test"
2080 LOCATE 17, 3: PRINT "ESC = Exit Program"
2090 IF TESTRUN THEN LOCATE 19, 1: PRINT
      "Control Start "; CTIMES; " on "; CDATES$
2100 IF DATACAP = 0 THEN 2140
2110 LOCATE 23, 2: PRINT "Logging Start "; TTIMES;
      " on "; TDATES$;
2120 PRINT TAB(41); "Readings Taken"; TAB(57); "
      (0)"; LR(0);
2130 IF LR(1) > 0 THEN PRINT " (1)"; LR(1)
2140 TTIME = FNT(TTIMES$)
2150 CTIME = FNT(CTIMES$)
2160 RETURN
2170 *****
2180 '   Start/stop control
2190 *****
2200 VIEW PRINT 23 TO 24: CLS : VIEW PRINT
2210 IF TESTRUN = 0 THEN 2250
2215 LT = 0
2220 TRICMDS = "+0.00000": GOSUB 1480
2230 TESTRUN = 0: GOTO 3690
2240 *****
2250 TESTRUN = 1
2260 CDATES$ = DATES$
2270 CTIMES$ = TIMES$
2280 IF RAMC THEN TRAVEL = CONV(2, 2) ELSE
      TRAVEL = CONV(4, 3)
2290 T$ = STR$(INT(TRAVEL + .4))
2300 IF TRAVEL < 9.600001 THEN T$ = "0" +
      RIGHT$(T$, 1) ELSE T$ = RIGHT$(T$, 2)
2310 TRICMDS = "MAX +" + T$: GOSUB 1480
2320 TRICMDS = "MAX -" + T$: GOSUB 1480
2330 IF RAMC THEN SPEED = CONV(2, 3) ELSE
      SPEED = CONV(4, 2)
2340 GOSUB 1420
2350 GOTO 3690
2360 *****
2370 '   Start/stop logging
2380 *****
2390 IF DATACAP = 0 THEN 2450
2400 LOCATE 24, 5
2410 INPUT "Stop logging test (y/n)"; A$
2420 IF LEFT$(A$, 1) = "y" OR LEFT$(A$, 1) = "Y"
      THEN DATACAP = 0: GOTO 3690
2430 RETURN
2440 '-----

```

```

2450 IF TTYPE(0) + TTYPE(1) = 0 THEN GOSUB
      4010
2460 FOR J = 0 TO 1
2470 IF TTYPE(J) = 0 THEN 2680
2480 LOCATE 23, 1: PRINT SPC(79);
2490 LOCATE 23, 1: PRINT "Test No.:"; J; ", type=";
      TTYPE(J); ", "; NOREAD(J); " readings"
2500 LOCATE 24, 1: PRINT SPC(79);
2510 LOCATE 24, 1: INPUT "Start this test (y/n)"; A$
2520 IF LEFT$(A$, 1) <> "y" AND LEFT$(A$, 1) <> "Y"
      THEN TTYPE(J) = 0
2530 IF TTYPE(J) = 0 THEN 2680
2540 LOCATE 24, 1: PRINT SPC(79);
2550 LOCATE 24, 1: INPUT "File name "; N$
2560 IF INSTR(N$, ".") = 0 THEN N$ = N$ + ".DT" +
      CHR$(J + 48)
2570 FILE$(J) = DATAPATH$ + N$
2580 OPEN (FILE$(J)) FOR RANDOM AS #2 LEN = 4
2590 FIELD #2, 4 AS F$
2600 LSET F$ = MKS$(0): PUT #2, 1
2610 LSET F$ = MKS$(MAXCH): PUT #2, 2
2620 FOR I = 0 TO MAXCH
2630 LSET F$ = MKS$(R(I))
2640 PUT #2, I + 3
2650 NEXT I
2660 LR(J) = 0
2670 CLOSE 2
2680 NEXT J
2690 TTIMES$ = TIMES: TDATE$ = DATES
2700 IF TTYPE(0) + TTYPE(1) > 0 THEN DATACAP =
      1: GOTO 3690
2710 RETURN
2720 "*****
2730 '          control input
2740 "*****
2750 FOR I = 1 TO 4: FOR J = 1 TO 3: INV(I, J) =
      CONV(I, J): NEXT J: NEXT I
2760 FOR I = 1 TO 3: INSET(I) = SET(I): NEXT
2770 SOUTH = 6: EAST = 3
2780 INRAM = RAMC: INCELL = CELLC: INDATA =
      DATACAP: INRUN = TESTRUN
2790 CLS : KEY OFF
2800 LOCATE 1, 32: PRINT "STRESS PATH
      CONTROL"
2810 LOCATE 3, 33: PRINT "Initial   Final   Rate"
2820 LOCATE 4, 25: PRINT "Set   Value   Value
      (per min) Units"
2830 LOCATE 6, 2: PRINT "Cell pressure": LOCATE
      6, 71: PRINT "KPa"
2840 LOCATE 8, 2: PRINT "Ram ";

```

```

2850 IF INRAM THEN PRINT "Displacement" ELSE
      PRINT "Force"
2860 LOCATE 8, 71: IF INRAM THEN PRINT " mm"
      ELSE PRINT " N "
2870 LOCATE 10, 2: PRINT "Back pressure":
      LOCATE 10, 71: PRINT "KPa"
2880 LOCATE 12, 34: PRINT "Max      Min
      Max"
2890 LOCATE 13, 33: PRINT "Speed      Speed
      Travel"
2900 LOCATE 16, 32: PRINT "Ram      Cell"
2910 LOCATE 16, 32: PRINT "Control  Pressure
      Test"
2920 LOCATE 20, 32: PRINT "Data"
2930 COLOR 0, 7
2940 LOCATE 21, 32
2950 IF INDATA THEN PRINT " LOGGING "; : GOTO
      2970
2960 IF TTYPE(0) + TTYPE(1) > 0 THEN PRINT "
      DEFINED " ELSE PRINT "UNDEFINED ";
2970 LOCATE 21, 45: PRINT " CANCEL ";
2980 LOCATE 21, 58: PRINT " ACCEPT "
2990 LOCATE 18, 33: IF INRAM THEN PRINT " DISP.
      " ELSE PRINT " FORCE ";
3000 LOCATE 18, 45: IF INCELL THEN PRINT " K0
      " ELSE PRINT "INDEPENDENT";
3010 LOCATE 18, 58: IF INRUN THEN PRINT
      "RUNNING" ELSE PRINT "STOPPED"
3020 IF INRAM THEN INV(2, 1) = 0
3030 FOR I = 1 TO 3
3040 LOCATE I * 2 + 4, 24: IF INSET(I) = 1 THEN
      PRINT " YES " ELSE PRINT " NO "
3050 FOR J = 1 TO 2: LOCATE I * 2 + 4, 19 + J * 13:
      PRINT USING "#####.# "; INV(I, J); : NEXT
3060 LOCATE I * 2 + 4, 58: PRINT USING "###.#####
      "; INV(I, 3)
3070 NEXT I
3080 FOR J = 1 TO 2: LOCATE 14, 19 + J * 13:
      PRINT USING "###.#####"; INV(4, J); : NEXT
3090 LOCATE 14, 58: PRINT USING " ### "; INV(4,
      3)
3100 COLOR 7, 0
3110 IF SOUTH < 4 THEN ROW = SOUTH * 2 + 4
      ELSE ROW = SOUTH * 3 + 3
3120 IF SOUTH = 4 THEN ROW = 14
3130 IF EAST THEN C = EAST * 13 + 19 ELSE C = 24
3140 LOCATE ROW, C - 2: PRINT "<->"; : LOCATE
      ROW, C + 5 * (1 + SGN(EAST)); PRINT "<->"
3150 IF SOUTH > 4 OR EAST = 0 THEN A$ = "Press
      enter to change" ELSE A$ = "Enter new value"

```

```

3160 IF SOUTH < 6 THEN 3190
3170 IF EAST = 3 THEN A$ = "Press enter to accept"
3180 IF EAST = 2 THEN A$ = "Press enter to cancel"
3190 IF INRAM = 0 OR SOUTH <> 2 THEN A$ = A$
      + " or": GOTO 3220
3200 IF EAST = 1 THEN A$ = "Initial value must be 0,"
3210 IF EAST = 2 THEN A$ = "Enter maximum travel
      or"
3220 LOCATE 24, 1: PRINT A$: " use cursor keys ";
      SPC(60 - LEN(A$));
3230 LOCATE 24, 50
3240 A$ = ""
3250 GOSUB 3880
3260 IF B$ = CHR$(13) THEN 3380
3270 LOCATE ROW, C - 2: PRINT " ";: LOCATE
      ROW, C + 5 * (1 + SGN(EAST)): PRINT " "
3280 IF B = 75 AND EAST > 0 THEN EAST = EAST -
      1
3290 IF B = 77 AND EAST < 3 THEN EAST = EAST +
      1
3300 IF B = 72 AND SOUTH > 1 THEN SOUTH =
      SOUTH - 1
3310 IF B = 80 AND SOUTH < 6 THEN SOUTH =
      SOUTH + 1
3320 IF B = 71 THEN SOUTH = 1: EAST = 1
3330 IF B = 79 THEN SOUTH = 6: EAST = 3
3340 IF B = 73 THEN SOUTH = 1
3350 IF B = 81 THEN SOUTH = 6
3360 IF SOUTH > 3 AND EAST = 0 THEN EAST = 1
3370 GOTO 3110
3380 IF SOUTH > 4 THEN 3540
3390 IF EAST THEN INV(SOUTH, EAST) = VAL(A$)
3400 IF EAST = 3 AND SOUTH = 4 THEN INV(4, 3) =
      INT(ABS(INV(4, 3) + .5))
3410 IF SOUTH > 3 THEN 3440
3420 IF EAST = 0 THEN INSET(SOUTH) = (INSET
      (SOUTH) + 1) MOD 2
3430 IF EAST = 1 THEN INV(SOUTH, 2) = INV
      (SOUTH, 1): INSET(SOUTH) = 1
3440 IF INRAM = 0 THEN 2930
3450 IF SOUTH <> 2 THEN 3490
3460 IF EAST = 1 THEN : EAST = 2: INV(2, 2) = INV
      (2, 1): INV(2, 1) = 0
3470 IF EAST = 2 THEN : INSET(2) = 1: INV(4, 3) =
      INV(2, 2)
3480 IF EAST = 3 THEN INV(4, 1) = INV(2, 3): INV(4,
      2) = INV(2, 3)
3490 IF SOUTH <> 4 THEN 2930
3500 IF EAST = 1 THEN : INV(4, 2) = INV(4, 1): INV(2,
      3) = INV(4, 1)

```

```

3510 IF EAST = 2 THEN : INV(4, 1) = INV(4, 2): INV(2,
      3) = INV(4, 2)
3520 IF EAST = 3 THEN INV(2, 2) = INV(4, 3)
3530 GOTO 2930
3540 IF SOUTH = 6 THEN 3590
3550 IF EAST = 1 THEN INRAM = (INRAM + 1) MOD
      2
3560 IF EAST = 2 THEN INCELL = (INCELL + 1)
      MOD 2
3570 IF EAST = 3 THEN INRUN = (INRUN + 1) MOD
      2: SOUTH = 5
3580 GOTO 2790
3590 IF EAST = 1 THEN 4010
3600 IF EAST = 2 THEN 3840
3610 IF EAST <> 3 THEN STOP
3620 FOR I = 1 TO 4: FOR J = 1 TO 3: CONV(I, J) =
      INV(I, J): NEXT J: NEXT I
3630 FOR I = 1 TO 3: SET(I) = INSET(I): NEXT
      I
3640 IF TESTRUN = 0 AND INTEST = 1 THEN
      CDATE$ = DATE$: CTIME$ = TIME$
3650 RAMC = INRAM: CELLC = INCELL: DATACAP
      = INDATA: TESTRUN = INRUN
3660 *****
3670 ' save "control.dta"
3680 *****
3690 OPEN "control.dta" FOR OUTPUT AS #1
3700 FOR I = 1 TO 3
3710 PRINT #1, SET(I)
3720 FOR J = 1 TO 3: PRINT #1, CONV(I, J): NEXT J
3730 NEXT I
3740 FOR J = 1 TO 3: PRINT #1, CONV(4, J): NEXT J
3750 PRINT #1, RAMC
3760 PRINT #1, CELLC
3770 PRINT #1, TESTRUN: PRINT #1, CDATE$:
      PRINT #1, CTIME$
3780 PRINT #1, DATACAP: PRINT #1, TDATE$:
      PRINT #1, TTIME$
3790 FOR J = 0 TO 1
3800 PRINT #1, NOREAD(J): PRINT #1, TTYPE(J):
      PRINT #1, FILES(J)
3810 FOR I = 1 TO NOREAD(J): PRINT #1, CR(I, J):
      NEXT I
3820 NEXT J
3830 CLOSE 1
3840 RETURN
3850 *****
3860 '* Data input routine *
3870 *****
3880 B$ = INKEY$: IF B$ = "" THEN 3880
3890 IF ASC(B$) > 57 THEN 3880

```

```

3900 IF B$ = CHR$(8) THEN 3970
3910 IF ASC(B$) < 45 THEN 3940
3920 IF B$ <> "/" AND LEN(A$) < 8 THEN A$ = A$ +
      B$: PRINT B$;
3930 GOTO 3880
3940 IF B$ = CHR$(13) THEN 4000
3950 IF LEN(B$) = 1 THEN 3880 ELSE B = ASC
      (RIGHT$(B$, 1))
3960 IF B <> 83 THEN 4000
3970 A = LEN(A$) - 1
3980 IF A >= 0 THEN A$ = LEFT$(A$, A): PRINT
      CHR$(29); " "; CHR$(29);
3990 GOTO 3880
4000 RETURN
4010 *****
4020 '          data capture control
4030 *****
4040 ROW = 23: COL = 4
4050 INQ(1, 0) = 0: INQ(1, 1) = TTYPE(0): INQ(1, 2) =
      NOREAD(0)
4060 FOR I = 0 TO INQ(1, 2): INR(I) = CR(I, 0): NEXT
      I
4070 IF INQ(1, 1) > 0 THEN 4140
4080 INQ(0, 0) = 6: INQ(0, 1) = 60: INQ(1, 2) = 80
4090 FOR I = 1 TO INQ(1, 2)
4100 INR(I) = EXP(LOG(24 * 60) * (I - INQ(0, 0))) /
      (INQ(0, 1) - INQ(0, 0))
4110 IF INR(I) > 15 THEN INR(I) = INT(INR(I) + 1)
4120 NEXT I
4130 INQ(1, 1) = 1
4140 A$ = "Time": B$ = "minutes"
4150 IF INQ(1, 1) = 3 THEN A$ = "Displacement": B$
      = "mm"
4160 IF INQ(1, 1) = 4 THEN A$ = "Change in load":
      B$ = "N"
4170 CLS
4180 LOCATE 1, 1: PRINT A$; " from start of test in ";
      B$
4190 IF INQ(1, 2) > MAXR THEN INQ(1, 2) = MAXR
4200 FOR I = 1 TO INQ(1, 2)
4210 J = INT((I - 1) / 5) + 2: C = ((I - 1) MOD 5) * 15 +
      3
4220 LOCATE J, C: PRINT USING "### "; I;
4230 IF INR(I) > 10 THEN A$ = "#####.#" ELSE A$ =
      "#####.###"
4240 COLOR 0, 7: PRINT USING A$; INR(I); : COLOR
      7, 0
4250 NEXT I
4260 LOCATE 21, 1

```

```

4270 IF INQ(1, 1) = 1 THEN PRINT "R 1min"; SPC(13);
      "24h"; SPC(30);
4280 IF INQ(1, 1) > 1 THEN PRINT "First R"; SPC(11);
      "Last"; SPC(11); "Inc."
4290 LOCATE 23, 1: PRINT "Test No"; SPC(11);
      "Type"; SPC(11); "MaxR"
4300 LOCATE 24, 1
4310 PRINT "Test type: 1=Log time 2=Lin time
      3=Displacement 4=Load";
4320 A$ = " ### "
4330 COLOR 0, 7
4340 FOR I = 0 TO 1
4350 FOR J = 0 TO 2
4360 LOCATE I * 2 + 21, J * 15 + 10
4370 IF J < 2 OR I = 1 THEN PRINT USING A$; INQ(I,
      J): GOTO 4390
4380 IF INQ(1, 1) > 1 THEN PRINT USING "###.### ";
      INQ(I, J);
4390 NEXT J
4400 NEXT I
4410 LOCATE 21, 55: PRINT " Do ";
4420 LOCATE 23, 55: PRINT " Cancel";
4430 LOCATE 23, 70: PRINT " Accept";
4440 COLOR 7, 0
4450 I = COL * 15 + 6: J = I + 11
4460 IF ROW > 20 THEN I = I + 2
4470 LOCATE ROW, I: PRINT "->"; : LOCATE ROW, J:
      PRINT "<-"
4480 IF ROW > 20 AND C > 3 THEN A$ = "Press
      enter to accept" ELSE A$ = "Enter new value"
4490 IF C = 4 AND ROW = 23 THEN A$ = "Press
      enter to cancel"
4500 LOCATE 25, 1: PRINT A$; " or use cursor keys ";
      SPC(60 - LEN(A$));
4510 LOCATE 25, 50
4520 A$ = ""
4530 GOSUB 3880
4540 IF B$ = CHR$(13) THEN 4710
4550 LOCATE ROW, I: PRINT " "; : LOCATE ROW, J:
      PRINT " "
4560 IF B = 75 AND COL > 0 THEN COL = COL - 1
4570 IF B = 77 AND COL < 4 THEN COL = COL + 1
4580 IF B = 72 AND ROW > 2 THEN ROW = ROW - 1
4590 IF B = 72 AND ROW = 22 THEN ROW = 21
4600 IF B = 80 AND ROW < 23 THEN ROW = ROW +
      1
4610 IF B = 80 AND ROW = 22 THEN ROW = 23
4620 IF B = 71 THEN ROW = 2: COL = 0
4630 IF B = 79 THEN ROW = 23: COL = 4
4640 IF B = 73 THEN ROW = 2

```

```

4650 IF B = 81 THEN ROW = 23
4660 IF ROW > 20 OR (ROW - 1) * 5 + COL <= INQ
      (1, 2) THEN 4690
4670 IF B = 80 THEN ROW = 23: COL = 4
4680 IF B = 72 THEN ROW = INT(INQ(1, 2) / 5) + 1:
      COL = (INQ(1, 2) + 4) MOD 5
4690 IF ROW = 21 AND COL = 4 THEN ROW = 23
4700 GOTO 4450
4710 IF ROW > 20 THEN 4780
4720 I = ROW * 5 + COL - 9
4730 IF LEN(A$) > 0 THEN INR(I) = VAL(A$)
4740 LOCATE ROW, COL * 15 + 8
4750 IF INR(I) > 10 THEN A$ = "#####" ELSE A$ =
      "####.##"
4760 COLOR 0, 7: PRINT USING A$: INR(I): : COLOR
      7, 0
4770 GOTO 4480
4780 IF ROW = 21 AND COL < 2 THEN INQ(0, COL)
      = INT(VAL(A$)): GOTO 4320
4790 IF ROW = 21 AND COL = 2 THEN INQ(0, COL)
      = VAL(A$): GOTO 4320
4800 IF ROW = 23 AND COL = 0 THEN INQ(1, COL)
      = INT(VAL(A$)) MOD 2: GOTO 4060
4810 IF ROW = 23 AND COL < 3 THEN INQ(1, COL)
      = INT(VAL(A$)): GOTO 4070
4820 IF ROW = 23 THEN 4910
4830 IF INQ(1, 1) = 1 THEN 4090
4840 FR = INQ(0, 0): LR = INQ(0, 1)
4850 IF FR < 1 THEN FR = 1
4860 IF FR > INQ(1, 2) THEN FR = INQ(1, 2)
4870 IF LR > INQ(1, 2) THEN LR = INQ(1, 2)
4880 IF LR < FR THEN LR = FR
4890 FOR I = 0 TO LR - FR: INR(FR + I) = INR(FR - 1)
      + (I + 1) * INQ(0, 2): NEXT I
4900 GOTO 4170
4910 IF COL <> 4 THEN 4950
4920 J = INQ(1, 0): NOREAD(J) = INQ(1, 2): TTYPE
      (J) = INQ(1, 1)
4930 FOR I = 1 TO NOREAD(J): CR(I, J) = INR(I):
      NEXT I
4940 EAST = 3: SOUTH = 6
4950 GOTO 2790
4960 *****
4970 '   initialize variables
4980 *****
4990 CLS : KEY OFF: PRINT "Initializing variables"
5000 MAXCH = 6: DIM R(MAXCH), D%(MAXCH)
5010 ADUPORT$ =
      "COM1:9600,N,8,1,RS,CS0,DS0,CD0"

```

```

5020 IF LOGGER = 2 THEN OPEN ADUPORT$ FOR
      RANDOM AS #3
5030 TRIPORT$ =
      "COM2:9600,N,8,1,RS,CS0,DS0,CD0"
5040 '-----
5050 DEF FNT (T$) = VAL(LEFT$(T$, 2)) * 60 + VAL
      (MID$(T$, 4, 2)) + VAL(RIGHT$(T$, 2)) / 60
5060 '-----
5070 DIM PARAM$(MAXCH), PUNITS$(MAXCH),
      TCONST(MAXCH), OFFSET(MAXCH), GAIN%
      (MAXCH)
5080 MAXMO = 2: DIM MCONST(MAXMO)
5090 MAXR = 80
5100 DIM INR(MAXR), CR(MAXR, 1), NOREAD(1),
      TTYPE(1)
5110 DIM INQ(2, 3), INV(4, 3), CONV(4, 3), INSET(3),
      SET(3)
5120 RESTORE 5550
5130 FOR I = 0 TO MAXCH
5140 READ PARAM$(I), PUNITS(I), TCONST(I),
      OFFSET(I)
5150 READ GAIN%(I)
5160 NEXT I
5170 FOR I = 1 TO MAXMO: READ MCONST(I):
      NEXT I
5180 *****
5190 '   read control .dta
5200 *****
5210 ON ERROR GOTO 5530
5220 OPEN "control.dta" FOR INPUT AS #1
5230 ON ERROR GOTO 0
5240 IF EOF(1) THEN 5420
5250 FOR I = 1 TO 3
5260 INPUT #1, SET(I)
5270 FOR J = 1 TO 3: INPUT #1, CONV(I, J): NEXT J
5280 NEXT I
5290 FOR J = 1 TO 3: INPUT #1, CONV(4, J): NEXT J
5300 INPUT #1, RAMC
5310 INPUT #1, CELLC
5320 INPUT #1, TESTRUN: INPUT #1, CDATE$:
      INPUT #1, CTIME$
5330 IF EOF(1) THEN 5430
5340 INPUT #1, DATACAP: INPUT #1, TDATE$:
      INPUT #1, TTIME$
5350 FOR J = 0 TO 1
5360 INPUT #1, NOREAD(J): INPUT #1, TTYPE(J):
      INPUT #1, FILE$(J)
5370 IF NOREAD(J) > 80 THEN NOREAD(J) = 0
5380 FOR I = 1 TO NOREAD(J)
5390 IF EOF(1) = 0 THEN INPUT #1, CR(I, J)

```



```

5400 NEXT I
5410 LR(J) = 0
5420 IF (NOREAD(J) = 0) OR (DATACAP = 0) THEN
    5490
5430 OPEN (FILES(J)) FOR RANDOM AS #2 LEN = 4
5440 FIELD #2, 4 AS F$
5450 GET #2, 1
5460 LR(J) = CVS(F$)
5470 IF LR(J) < 0 THEN LR(J) = 0
5480 CLOSE 2
5490 NEXT J
5500 CLOSE 1
5510 ON ERROR GOTO 0
5520 RETURN
5530 RESUME 5500
5540 '   Parameter   Unit , const,
        Offset,Gain,Serial No.
5550 DATA "Test duration","min", 1.00, 0.00, 0
5560 DATA "Cell Pressure","KPa", -0.5335, 0.00, 6: '
        3748
5570 DATA "Back Pressure","KPa", -0.5338, 0.00, 6: '
        3739
5580 DATA "Pore Pressure","KPa", -0.5340, 0.00, 6: '
        3744
5590 DATA "Axial Force ","N ", -1.814, 0.00, 9: '
        19478
5600 DATA "Displacement ","mm ", 0.01391,0.00, 1: '
        M921138B011-10
5610 DATA "Vol. change ","ml ", -0.02266,0.00, 3: '
        1350-6-1513 (109744)
5620 DATA 110,100: 'Motor steps/KPa for Cell,Back
        Pressure control
5630 *****
5640 **   Data Output   *
5650 *****
5660 CLS : J = 0
5670 LOCATE 23, 1: INPUT "File name "; FILE$
5680 INPUT "Destination 1=screen, 2=printer,
        3=.XLS file ", DESTINATION
5690 IF INSTR(FILE$, ".") = 0 THEN FILE$ = FILE$ +
        ".DT" + CHR$(J + 48)
5700 OPEN (DATAPATH$ + FILE$) FOR RANDOM
        AS #2 LEN = 4
5710 FIELD #2, 4 AS F$
5720 GET #2, 1: LR = CVS(F$)
5730 GET #2, 2: MCH = CVS(F$)
5740 PRINT "No. readings = "; LR; TAB(30); "No.
        channel = "; MCH
5750 IF DESTINATION = 3 THEN 6010
5760 B$ = "\ \ '

```

```

5770 A$ = " \ \ '
5780 IF DESTINATION = 2 THEN 5840
5790 FOR I = 0 TO MCH: PRINT USING A$; LEFT$
        (PARAM$(I), 5); : NEXT: PRINT
5800 FOR I = 0 TO MCH: PRINT USING B$; MID$
        (PARAM$(I), 6); : NEXT: PRINT
5810 FOR I = 0 TO MCH: PRINT USING A$; PUNIT$
        (I); : NEXT: PRINT
5820 GOTO 5870
5830 LPRINT "Data file "; FILE$
5840 FOR I = 0 TO MCH: LPRINT USING A$; LEFT$
        (PARAM$(I), 5); : NEXT: LPRINT
5850 FOR I = 0 TO MCH: LPRINT USING B$; MID$
        (PARAM$(I), 6); : NEXT: LPRINT
5860 FOR I = 0 TO MCH: LPRINT USING A$; PUNIT$
        (I); : NEXT: LPRINT
5870 FOR K = 0 TO LR
5880 FOR I = 0 TO MCH
5890 GET #2, (K * (MCH + 1) + 3 + I)
5900 A = CVS(F$)
5910 IF A < 20 THEN A$ = " ###.## " ELSE IF A <
        1000 THEN A$ = " #####.## " ELSE A$ =
        "##### "
5920 IF DESTINATION = 2 THEN LPRINT USING A$;
        A; ELSE PRINT USING A$; A;
5930 NEXT I
5940 IF DESTINATION = 2 THEN LPRINT ELSE
        PRINT
5950 NEXT K
5960 CLOSE 2
5970 IF DESTINATION = 2 THEN LPRINT CHR$(12):
        RETURN
5980 PRINT "press space bar to continue"
5990 A$ = INKEY$: IF A$ = "" THEN 5990
6000 RETURN
6010 INPUT "Worksheet name"; W$
6020 CLOSE #3: OPEN DATAPATH$ + W$ + ".XLS"
        FOR OUTPUT AS #3
6030 O$ = CHR$(0)
6040 PRINT #3, O$; O$; CHR$(2); O$; CHR$(4);
        CHR$(4);
6050 S$ = CHR$(15) + O$
6060 FOR I = 0 TO MCH
6070 A$ = O$ + CHR$(255) + CHR$(I) + O$
6080 PRINT #3, S$; CHR$(12); A$; CHR$(2); O$; "";
        LEFT$(PARAM$(I), 5); O$;
6090 PRINT #3, S$; CHR$(LEN(PARAM$(I)) + 2); A$;
        CHR$(3); O$; CHR$(34); MID$(PARAM$(I), 6);
        O$;

```

```

6100 PRINT #3, S$; CHR$(LEN(PUNIT$(I)) + 7); A$;
      CHR$(4); O$; CHR$(34); PUNIT$(I); O$;
6110 NEXT I
6120 FOR ROW = 0 TO LR
6130 FOR COL = 0 TO MCH
6140 GET #2, (ROW * (MCH + 1) + 3 + COL)
6150 A$ = F$: A = CVS(A$)
6160 IF A < 20 THEN DP = 2 ELSE IF A < 1000 THEN
      DP = 1 ELSE DP = 0
6170 FOR I = 1 TO 4: B%(I) = ASC(MID$(A$, I, 1)):
      NEXT I
6180 E% = B%(4) - 129 + 1023
6190 L%(7) = (B%(3) AND 128) + INT(E% / 16)
6200 L%(6) = (E% AND 15) * 16 + INT((B%(3) AND
      120) / 8)
6210 L%(5) = (B%(3) AND 7) * 32 + INT(B%(2) / 8)
6220 L%(4) = (B%(2) AND 7) * 32 + INT(B%(1) / 8)
6230 L%(3) = (B%(1) AND 7) * 32
6240 L%(2) = 0
6250 L%(1) = 0
6260 L%(0) = 0
6270 PRINT #3, CHR$(14); CHR$(0); CHR$(13);
      CHR$(0);
6280 PRINT #3, CHR$(128 + DP); CHR$(COL); CHR$(
      0); CHR$(ROW + 5); CHR$(0);
6290 FOR I = 0 TO 7: PRINT #3, CHR$(L%(I)); : NEXT
      I
6300 NEXT COL
6310 NEXT ROW
6320 PRINT #3, CHR$(1); CHR$(0); CHR$(0); CHR$(
      0);
6330 CLOSE 3
6340 IF LOGGER = 2 THEN OPEN ADUPORT$ FOR
      RANDOM AS #3
6350 CLOSE 2
6360 RETURN
6370 G$ = INKEY$: IF G$ = "" THEN 6370
6380 RETURN
6390 ' *****
6400 '          MANUAL CONTROL
6410 ' *****
6420 IF TESTRUN THEN RETURN
6430 CLS
6440 F = 0: S = 2000
6450 FOR I = 1 TO MAXCH
6460 LOCATE 4 + I * 2, 40
6470 PRINT PARAM$(I); TAB(65); PUNIT$(I)
6480 NEXT I
6490 Y(1) = 10: Y(2) = 12: Y(3) = 14
6500 OPEN TRIPORT$ FOR RANDOM AS #1

```

```

6510 LOCATE 2, 2: PRINT "Manual Adjustment For All
      Controllers"
6520 LOCATE 3, 2: PRINT "-----
      .."
6530 LOCATE 6, 2: PRINT "Select Device"
6540 LOCATE 10, 2: PRINT *1 = Tritest Frame -"
6550 LOCATE 12, 2: PRINT *2 = Cell Pressure -"
6560 LOCATE 14, 2: PRINT *3 = Back Pressure -"
6570 LOCATE 18, 2: PRINT *U = UP"
6580 LOCATE 19, 2: PRINT *D = DOWN H =
      HIGH"
6590 LOCATE 20, 2: PRINT *S = STOP L = LOW"
6600 LOCATE 22, 2: PRINT "Esc = Exit to menu"
6610 X1$ = "": X$ = ""
6620 '
6630 ' Get the option
6640 '
6650 WHILE X$ <> CHR$(27)
6660 X$ = ""
6670 WHILE X$ = ""
6680 X$ = INKEY$
6682 IF X$ = "L" OR X$ = "I" THEN S = 4500
6684 IF X$ = "H" OR X$ = "h" THEN S = 2000
6690 IF X$ = "" THEN 6740
6700 IF X$ >= "a" AND X$ <= "z" THEN X$ =
      CHR$(ASC(X$) - 32)
6710 IF INSTR("UDS123" + CHR$(27), X$) = 0
      THEN X$ = ""
6720 ' IF X$ = X1$ THEN X$ = "" ELSE X1$ = X$
6730 GOTO 6830
6740 'else
6750 GOSUB 1130 'READ TRANSDUCERS
6760 COLOR 0, 7
6770 FOR I = 1 TO MAXCH
6780 LOCATE 4 + I * 2, 55
6790 PRINT USING "#####.##"; R(I)
6800 NEXT I
6810 COLOR 7, 0
6820 'end if
6830 WEND
6840 IF X$ = CHR$(27) THEN 7260
6850 IF INSTR("123", X$) = 0 THEN GOTO 6960
6860 '
6870 ' Deal with 1, 2 or 3.
6880 '
6890 IF Z <> 0 THEN LOCATE Y(Z), 1: COLOR
      7, 0: PRINT Z;
6900 Z = VAL(X$)
6910 IF Z = 1 THEN F = 1
6920 IF Z = 2 THEN F = 2: MN = 9

```

```

6930 IF Z = 3 THEN F = 2: MN = 10
6940 LOCATE Y(Z), 1: COLOR 0, 7: PRINT Z; :
      COLOR 7, 0
6950 GOTO 7240
6960 'else
6970 '
6980 ' Deal with U, D or S.
6990 '
7000 IF F = 0 THEN 7230 ELSE IF F = 2 THEN
      7100
7010 '
7020 ' Send speed to tritest via comm port
7030 '
7040 IF X$ = "U" THEN PRINT #1, "+9.99999":
      INPUT #1, E$
7050 IF X$ = "D" THEN PRINT #1, "-9.99999":
      INPUT #1, E$
7060 IF X$ = "S" THEN PRINT #1, "+0.00000":
      INPUT #1, E$
7070 GOTO 7170
7080 ' else
7090 '
7100 ' Send pressure setpoint
7110 '
7120 IF X$ = "U" THEN PRINT #3, "MOTOR";
      MN; 32767; S
7130 IF X$ = "D" THEN PRINT #3, "MOTOR";
      MN; -32768; S
7140 IF X$ = "S" THEN PRINT #3, "MOTOR";
      MN; 2
7150 INPUT #3, QM
7160 '
7170 ' Show status
7180 '
7190 LOCATE Y(Z), 24
7200 IF X$ = "U" THEN PRINT "UP "
7210 IF X$ = "D" THEN PRINT "DOWN"
7220 IF X$ = "S" THEN PRINT "STOP"
7230 'end if
7240 'end if
7250 'end if
7260 WEND
7270 '
7280 ' User has aborted
7290 '
7300 PRINT #1, "+0.00000": INPUT #1, E$
7310 PRINT #3, "MOTOR 9 2": INPUT #3, QM
7320 PRINT #3, "MOTOR 10 2": INPUT #3, QM
7330 CLOSE #1
7340 S = 2000: RETURN 200

```

```

7350 '*****
7360 '          ZERO TRANSDUCERS
7370 '*****
7380 CLS
7390 LOCATE 2, 30: PRINT "ZERO TRANSDUCER"
7400 LOCATE 3, 30: PRINT "-----"
7410 FOR I = 1 TO MAXCH
7420 LOCATE 4 + I * 2, 40
7430 PRINT PARAM$(I); TAB(65); PUNIT$(I)
7440 NEXT I
7450 COLOR 0, 7
7460 LOCATE 8, 8: PRINT "SELECT"
7470 LOCATE 10, 10: PRINT "TO"
7480 LOCATE 12, 8: PRINT " ZERO "
7490 COLOR 7, 0
7500 LOCATE 6, 30: PRINT "1 = "
7510 LOCATE 8, 30: PRINT "2 = "
7520 LOCATE 10, 30: PRINT "3 = "
7530 LOCATE 12, 30: PRINT "4 = "
7540 LOCATE 14, 30: PRINT "5 = "
7550 LOCATE 16, 30: PRINT "6 = "
7560 LOCATE 18, 30: PRINT "7 = ALL"
7570 LOCATE 20, 30: PRINT "ESC"
7580 X$ = INKEY$
7590 IF X$ = "1" THEN PRINT #3, "SETF "; 1; GAIN%
      (1); 0: INPUT #3, E$
7600 IF X$ = "2" THEN PRINT #3, "SETF "; 2; GAIN%
      (2); 0: INPUT #3, E$
7610 IF X$ = "3" THEN PRINT #3, "SETF "; 3; GAIN%
      (3); 0: INPUT #3, E$
7620 IF X$ = "4" THEN PRINT #3, "SETF "; 4; GAIN%
      (4); 0: INPUT #3, E$
7630 IF X$ = "5" THEN PRINT #3, "SETF "; 5; GAIN%
      (5); 0: INPUT #3, E$
7640 IF X$ = "6" THEN PRINT #3, "SETF "; 6; GAIN%
      (6); 0: INPUT #3, E$
7650 IF X$ = "7" THEN GOSUB 7740
7660 IF X$ = CHR$(27) THEN GOTO 200
7670 GOSUB 7690
7680 GOTO 7580
7690 GOSUB 1130 'READ TRANSDUCERS
7700 COLOR 0, 7
7710 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 4 + I * 2, 55:
      PRINT USING "#####.##"; R(I): NEXT I
7720 COLOR 7, 0
7730 RETURN
7740 LOCATE 22, 40: PRINT "ARE YOU SURE (Y) OR
      (N)"
7750 X$ = INKEY$: IF X$ = "y" OR X$ = "Y" THEN
      7780

```

```

7760 IF X$ = "n" OR X$ = "N" THEN LOCATE 22, 40:
      PRINT "          ": RETURN
7770 GOTO 7750
7780 LOCATE 22, 40: PRINT "          "
7790 FOR I = 1 TO MAXCH
7800 PRINT #3, "SETF "; I; GAIN%(I); 0: INPUT #3, E$
7810 NEXT I
7820 RETURN
7830 *****
7840 '      EXIT PROGRAM
7850 *****
7860 CLS : LOCATE 2, 10: PRINT "Program End"
7870 SYSTEM
7900 '-----
8000 *****
8010 '      SUB PROGRAM FOR ALL TEST
8020 *****
8030 '=====
8040 '      SET INITIAL VARIABLE
8050 '=====
8060 '-----
8070 '      FOR ALL TEST
8080 '-----
8090 IND = 0
8100 TS = 0
8110 TEMPTS = 3
8120 MS = 0
8500 '-----
8510 '      FOR Ko CONSOLIDATION
8520 '-----
8530 KoRUN = 0
8540 KROWW = 7: KCOLM = 1
8550 DIM KV(KROWW, KCOLM)
8560 FOR I = 1 TO KROWW
8570 KV(I, 1) = 0
8580 NEXT I
8590 K = 0
8600 VES = 0
8610 DIFFA = 0
8620 VVS = 0
8630 KHOLD = 0
9000 '-----
9010 '      FOR STRESS PATH TEST
9020 '-----
9030 SPRUN = 0
9040 SPROWW = 8: SPCOLM = 1
9050 DIM SPV(SPROWW, SPCOLM)
9060 FOR I = 1 TO SPROWW
9070 SPV(I, 1) = 0
9080 NEXT I

```

```

9090 ZETA = 0
9100 VTS = 0
9110 HTS = 0
9120 q = 0
9130 STR = 0
9140 AP = 0
9150 H = 0
9160 SPHOLD = 0
9165 OBLI = 0
9170 RETURN
9180 '-----
10000 '=====
10010 '      Data input routine
10020 '=====
10030 B$ = INKEY$: IF B$ = "" THEN 10030
10040 IF ASC(B$) > 57 THEN 10030
10050 IF B$ = CHR$(8) THEN 10130
10060 IF ASC(B$) < 45 THEN 10090
10070 IF B$ <> "?" AND LEN(A$) < 8 THEN A$ = A$
      + B$: PRINT B$;
10080 GOTO 10030
10090 IF B$ = CHR$(13) THEN 10160
10100 IF B$ = CHR$(27) THEN 10160
10110 IF LEN(B$) = 1 THEN 10030 ELSE B = ASC
      (RIGHT$(B$, 1))
10120 IF B <> 83 THEN 10160
10130 A = LEN(A$) - 1
10140 IF A >= 0 THEN A$ = LEFT$(A$, A): PRINT
      CHR$(29); " "; CHR$(29);
10150 GOTO 10030
10160 RETURN
10170 '-----
10200 '=====
10210 '      START/STOP INPUT DATA
10220 '=====
10230 IF IND = 0 THEN IND = 1 ELSE IND = 0
10240 RETURN
10250 '-----
10300 '=====
10310 '      CHECK READING DUE
10320 '=====
10330 FOR J = 0 TO 1
10340 IF NOREAD(J) = 0 OR LR(J) >= NOREAD(J)
      THEN 10490
10350 NR = LR(J) + 1
10360 INC = CR(NR, J) - CR(LR(J), J)
10370 IF INC = 0 THEN GOTO 10400
10380 IF TTYPE(J) < 3 THEN CVALUE = R(0) ELSE
      CVALUE = R(8 - TTYPE(J))

```

```

10390 IF (CVALUE - CR(LR(J), J)) / INC < 1 THEN
    GOTO 10490
10400 R = NR * (MAXCH + 1) + 3
10410 OPEN (FILE$(J)) FOR RANDOM AS #2 LEN =
    4
10420 FIELD #2, 4 AS F$
10430 FOR I = 0 TO MAXCH: LSET F$ = MKS$(R(I)):
    PUT #2, R + I: NEXT I
10440 LSET F$ = MKS$(NR): PUT #2, 1
10450 CLOSE 2
10460 LR(J) = NR
10470 LOCATE 23, 60: PRINT LR(0);
10480 IF LR(1) > 0 THEN PRINT " (1)"; LR(1)
10490 NEXT J
10500 RETURN
10510 '-----
10600 '=====
10610 '    TRI-TEST COMMUNICATION
10620 '=====
10630 OPEN TRIPORT$ FOR RANDOM AS #1
10640 PRINT #1, TRI$
10650 INPUT #1, E$
10660 CLOSE 1
10670 RETURN
10680 '-----
13000 *****
13010 ' MAIN PAGE FOR STRAIN CONTROL TEST
13020 *****
13030 '-----
13040 '    MAIN MENU
13050 '-----
13055 CLS
13060 LOCATE 2, 30: PRINT "Chulalongkorn
    University"
13070 LOCATE 4, 25: PRINT "Main Page for Strain
    Control Test"
13080 LOCATE 5, 33: PRINT "Modified By BUNGY"
13090 LOCATE 8, 35: PRINT "Test Item"
13100 LOCATE 10, 30: PRINT "1 = Saturation"
13110 LOCATE 12, 30: PRINT "2 = Isotropic
    Consolidation"
13120 LOCATE 14, 30: PRINT "3 = Anisotropic
    Consolidation"
13130 LOCATE 16, 30: PRINT "4 = Ko Consolidation"
13140 LOCATE 18, 30: PRINT "5 = Stress Path Test"
13150 LOCATE 20, 28: PRINT "ESC = Back To First
    Page"
13200 '-----
13210 '    CHECK FOR KEY PRESSED
13220 '-----

```

```

13230 C$ = INKEY$
13240 IF C$ = "" THEN 13300
13250 IF C$ = "P" OR C$ = "p" THEN STOP
13260 IF C$ = "=" THEN KEY ON: CLS : STOP
13270 C = VAL(C$)
13280 ON C GOSUB 13500, 13500, 13500, 15000,
    25000
13290 IF C$ = CHR$(27) THEN RETURN
13300 GOTO 13200
13310 '-----
13500 *****
13510 '    WAIT FOR FUTURE MODIFIED
13520 *****
13530 CLS
13540 LOCATE 9, 20: PRINT "-----"
13550 LOCATE 10, 25: PRINT "THIS ITEM CAN BE
    MODIFIED USER"
13560 LOCATE 11, 20: PRINT "-----"
13570 '-----
13580 '    CHECK FOR KEY PRESSED
13590 '-----
13600 C$ = INKEY$
13610 IF C$ = "" THEN GOTO 13640
13620 IF C$ = "P" OR C$ = "p" THEN STOP
13630 IF C$ = CHR$(27) THEN RETURN
13640 GOTO 13600
13650 '-----
15000 *****
15010 '    Ko-CONSOLIDATION TEST
15020 *****
15030 '=====
15040 '    MAIN LOOP FOR CONTROL Ko-TEST
15050 '=====
15060 GOSUB 16800 ' MAIN
    MENU FOR Ko-TEST
15070 C$ = INKEY$: IF C$ <> "" THEN 15070
15080 GOSUB 1130 ' READ
    TRANSDUCER
15090 LOCATE 1, 1: PRINT TIME$: LOCATE 1, 70:
    PRINT DATE$:
15100 COLOR 0, 7
15110 IF R(0) THEN LOCATE 8, 65: PRINT USING
    "#####.###"; R(0)
15120 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 8 + I * 2, 65:
    PRINT USING "#####.###"; R(I): NEXT I
15130 LOCATE 17, 35: IF MS = 0 THEN PRINT "
    STOP "
15140 LOCATE 17, 35: IF MS = 1 THEN PRINT " UP
    "

```

```

15150 LOCATE 17, 35: IF MS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "
15160 LOCATE 15, 35: IF TS = 0 THEN PRINT " STOP
      "
15170 LOCATE 15, 35: IF TS = 1 THEN PRINT " UP "
15180 LOCATE 15, 35: IF TS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "
15190 LOCATE 9, 35: PRINT USING "###.##"; DIFFA
15200 LOCATE 11, 35: PRINT USING "###.##"; VES
15210 LOCATE 13, 35: PRINT USING " #.##"; K
15220 LOCATE 9, 10: PRINT USING " ###.##"; KV(1,
      1)
15230 LOCATE 11, 10: PRINT USING " #####.##"; KV
      (2, 1)
15240 LOCATE 13, 10: PRINT USING " ###.##"; KV
      (3, 1)
15250 LOCATE 15, 10: PRINT USING "#####.##";
      KV(4, 1)
15260 LOCATE 17, 10: PRINT USING " ###.##"; KV
      (5, 1)
15270 LOCATE 19, 10: IF VVS = 0 THEN PRINT "
      DOWN " ELSE PRINT " UP "
15275 LOCATE 21, 10: PRINT USING " ##.#####"; KV
      (7, 1)
15280 COLOR 7, 0
15300 '-----
15310 '      LIMIT FOR INSTRUMENTS
15320 '-----
15330 IF R(1) > 900 THEN GOTO 15390
15340 IF R(2) > 900 THEN GOTO 15390
15350 IF R(3) > 900 THEN GOTO 15390
15360 IF R(4) > 4000 THEN GOTO 15390
15370 IF R(5) > 40 THEN GOTO 15390
15380 IF R(6) > 70 THEN GOTO 15390 ELSE GOTO
      15500
15390 T$ = "0.00000": GOSUB 18800
15400 IF MS THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2: MS = 0:
      INPUT #3, E$
15410 K0RUN = 0
15500 '-----
15510 '      CHECK FOR KEY PRESSED
15520 '-----
15530 C$ = INKEY$
15540 IF C$ = "" THEN GOTO 15700
15550 IF C$ = "P" OR C$ = "p" THEN STOP
15560 IF C$ = "=" THEN KEY ON: CLS : STOP
15570 C = VAL(C$)
15580 ON C GOSUB 10200, 19000, 2360
15590 IF C$ = CHR$(27) THEN RETURN
15600 GOTO 15060

```

```

15700 '-----
15710 '      SELECT PARAMETER FOR INPUT DATA
15720 '-----
15730 LOCATE 2 * KROWW + 7, 8: PRINT "->"
15740 LOCATE 2 * KROWW + 7, 19: PRINT "<-"
15750 IF IND = 0 THEN GOTO 16100
15760 LOCATE 24, 50
15770 A$ = ""
15780 GOSUB 10000          'DATA
      INPUT ROUTINE
15790 IF B$ = CHR$(13) THEN GOTO 15900
      'PRESSED ENTER TO CHANGE VALUE ON
      MONITER
15800 IF B$ = CHR$(27) THEN IND = 0: GOTO
      15060 'PRESSED ESC TO MAIN PAGE
15810 LOCATE 2 * KROWW + 7, 8: PRINT " *";
15820 LOCATE 2 * KROWW + 7, 19: PRINT " * "
15830 IF B = 75 AND KCOLM <> 1 THEN KCOLM =
      1
15840 IF B = 77 AND KCOLM <> 1 THEN KCOLM =
      1
15850 IF B = 72 AND KROWW > 1 THEN KROWW =
      KROWW - 1
15860 IF B = 80 AND KROWW < 7 THEN KROWW =
      KROWW + 1
15870 IF (B = 71) OR (B = 73) THEN KROWW = 1:
      KCOLM = 1
15880 IF (B = 79) OR (B = 81) THEN KROWW = 7:
      KCOLM = 1
15890 GOTO 15730
15900 KV(KROWW, KCOLM) = VAL(A$)
15910 VIEW PRINT 24 TO 24: CLS : VIEW PRINT
15920 IF KROWW = 1 THEN KV(2, 1) = 3.141592 *
      KV(1, 1) ^ 2 / 4
15930 IF KROWW = 2 THEN KV(1, 1) = SQR(4 * KV
      (2, 1) / 3.141592)
15940 KV(4, 1) = KV(2, 1) * KV(3, 1)
15950 IF KROWW = 6 THEN VVS = (VVS + 1) MOD 2
15955 IF KROWW = 7 THEN D$ = A$
15960 GOTO 15080
16100 '-----
16110 '      CHECK FOR K0 CONTROL
16120 '-----
16130 IF K0RUN = 0 THEN GOTO 16500
16140 ' SET 0.2 & 1 KPa ALLOW ERROR FOR
      VERTICLE EFF. STRESS
16150 IF KHOLD = 1 THEN GOTO 16170
16160 IF ABS(VES - KV(5, 1)) <= .2 THEN GOTO
      16170 ELSE GOSUB 17500: GOTO 16500

```

```

16170 IF ABS(VES - KV(5, 1)) >= 1 THEN GOTO
    16160
16180 TS = "0.00000"
16190 KHOLD = 1
16200 GOSUB 17550
16500 '-----
16510 '      CHECK READING DUE
16520 '-----
16530 IF DATACAP = 0 THEN GOTO 16600
16540 GOSUB 10300
16600 '-----
16610 '      END MAIN LOOP FOR Ko-TEST
16620 '-----
16630 GOTO 15080
16640 '-----
16800 '=====
16810 '      MAIN MENU FOR Ko-TEST
16820 '=====
16830 CLS
16840 LOCATE 1, 30: PRINT "Chulalongkorn
    University"
16850 LOCATE 3, 31: PRINT "Ko-Consolidation Test"
16860 LOCATE 4, 33: PRINT "Modified By BUNGY"
16870 IF IND = 1 THEN GOTO 16890
16880 LOCATE 5, 2: PRINT "Esc=Back to Main Page"
16890 LOCATE 7, 2
16900 IF IND THEN PRINT "Esc=Stop Input Data"
    ELSE PRINT "1=Start Input Data"
16910 LOCATE 9, 2: PRINT "Dia.": TAB(21); "mm"
    'KV(1,1)
16920 LOCATE 11, 2: PRINT "Area": TAB(21);
    "Sq.mm"      'KV(2,1)
16930 LOCATE 13, 2: PRINT "Height": TAB(21); "mm"
    'KV(3,1)
16940 LOCATE 15, 2: PRINT "Vol.": TAB(21); "Cu.mm"
    'KV(4,1)
16950 LOCATE 17, 2: PRINT "VESF": TAB(21); "KPa"
    'KV(5,1)
16960 LOCATE 19, 2: PRINT "VVS"
16965 LOCATE 21, 2: PRINT "Rcons": TAB(21);
    "mm/min"
16970 LOCATE 7, 29: PRINT "During Test"
16980 LOCATE 9, 29: PRINT "DIFA": TAB(43); "%"
16990 LOCATE 11, 29: PRINT "VES": TAB(43); "KPa"
17000 LOCATE 13, 29: PRINT "K"
17010 LOCATE 15, 29: PRINT "Tri"
17020 LOCATE 17, 29: PRINT "Cell"
17030 FOR I = 0 TO MAXCH
17040 LOCATE 8 + I * 2, 50
17050 PRINT PARAMS(I); TAB(76); PUNITS(I)

```

```

17060 NEXT I
17070 LOCATE 19, 29: PRINT "2=";
17080 IF KoRUN THEN PRINT "Stop Ko-test" ELSE
    PRINT "Start Ko-test"
17090 LOCATE 21, 29: PRINT "3=";
17100 IF DATACAP THEN PRINT "Stop Logging"
    ELSE PRINT "Start Logging"
17110 IF KoRUN THEN LOCATE 22, 2: PRINT "Ko -
    Start "; KTIMES; " on "; KDATES;
17120 IF DATACAP = 0 THEN 17160
17130 LOCATE 23, 2: PRINT "Logging Start ";
    TTIMES; " on "; TDATES;
17140 PRINT TAB(41); "Readings Taken"; TAB(57); "
    (0)"; LR(0);
17150 IF LR(1) > 0 THEN PRINT "(1)"; LR(1)
17160 TTIME = FNT(TTIMES)
17170 KTIME = FNT(KTIMES)
17180 RETURN
17190 '-----
17500 '=====
17510 '      MAIN CONTROL CELL & TRI-TEST
17520 '=====
17530 TS = D$
17540 KHOLD = 0
17550 GOSUB 18800
17560 'DISP = R(5) - RIN(5)
17570 'DVOL = R(6) - RIN(6)
17580 IF VVS = 1 THEN GOTO 17600
    'DIRECTION MOVEMENT VOL.CHG
17590 NEWA = (KV(4, 1) - (R(6) * 1000)) / (KV(3, 1) -
    R(5)); GOTO 17610
17600 NEWA = (KV(4, 1) + (R(6) * 1000)) / (KV(3, 1) -
    R(5))
17610 DIFFA = (NEWA - KV(2, 1)) * 100 / KV(2, 1)
    '% AREA DISTORT
17620 GOSUB 18000
    'CONTROL AREA
17630 VES = R(1) + ((R(4) * 1000000) / (1000 *
    NEWA)) - R(3) 'KPa
17640 HES = R(1) - R(3)
17650 K = HES / VES
17660 RETURN
17670 '-----
18000 '=====
18010 '      CONTROL AREA BY CELL PRESSURE
18020 '=====
18030 S = 4500
18040 INCP1 = .5 'KPa/CYCLE (UP)
18050 INCP2 = .5 'KPa/CYCLE (DOWN)
18060 MINP1 = INCP1 * MCONST(1)

```

```

18070 MINP2 = INCP2 * MCONST(1)
18080 WHILE ABS(DIFFA) > .2          '0.2 %
      ALLOW FOR DISTORT AREA
18090 T$ = "0.00000": GOSUB 18800
18100 IF (DIFFA > .2) THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9;
      MINP1; S: MS = 1
18110 IF (DIFFA < -.2) THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9;
      -MINP2; S: MS = 2
18120 INPUT #3, E$
18130 '-----
18140 ' DELAY AFTER CONTROL CELL PRESSURE
18150 '-----
18160 INTIME = FNT(TIME$) * 60
      'SECOND
18170 GOSUB 1130
18180 'DISP = R(5) - RIN(5)
18190 'DVOL = R(6) - RIN(6)
18200 IF VVS = 1 THEN GOTO 18220
      'DIRECTION MOVEMENT VOL.CHG
18210 NEWA = (KV(4, 1) - (R(6) * 1000)) / (KV(3, 1) -
      R(5)): GOTO 18230
18220 NEWA = (KV(4, 1) + (R(6) * 1000)) / (KV(3, 1) -
      R(5))
18230 DIFFA = (NEWA - KV(2, 1)) * 100 / KV(2, 1)
      '% AREA DISTORT
18240 VES = R(1) + ((R(4) * 1000000) / (1000 *
      NEWA)) - R(3) 'KPa
18250 HES = R(1) - R(3)
18260 K = HES / VES
18270 '-----
18280 'SHOW VALUE BETWEEN CONTROL
      PRESSURE
18290 '-----
18300 LOCATE 1, 1: PRINT TIMES: LOCATE 1, 70:
      PRINT DATES;
18310 COLOR 0, 7
18320 IF R(0) THEN LOCATE 8, 65: PRINT USING
      "#####.##"; R(0)
18330 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 8 + I * 2, 65:
      PRINT USING "#####.##"; R(I): NEXT I
18340 LOCATE 9, 35: PRINT USING "###.###"; DIFFA
18350 LOCATE 11, 35: PRINT USING "###.###"; VES
18360 LOCATE 13, 35: PRINT USING " #.###"; K
18370 LOCATE 17, 35: IF MS = 0 THEN PRINT "
      STOP "
18380 LOCATE 17, 35: IF MS = 1 THEN PRINT " UP
      "
18390 LOCATE 17, 35: IF MS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "

```

```

18400 LOCATE 15, 35: IF TS = 0 THEN PRINT " STOP
      "
18410 LOCATE 15, 35: IF TS = 1 THEN PRINT " UP "
18420 LOCATE 15, 35: IF TS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "
18430 COLOR 7, 0
18440 '-----
18450 '   PRESSED "P" TO PAUSE
18460 '-----
18470 C$ = INKEY$: IF C$ = "P" OR C$ = "p" THEN
      STOP
18480 '-----
18490 FTIME = FNT(TIME$) * 60
      'SECOND
18500 IF FTIME - INTIME < 5 THEN GOTO 18170
      'DELAY 5 SECOND
18510 '-----
18520 '   END DELAY
18530 '-----
18540 WEND
18550 IF MS THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2: MS = 0:
      INPUT #3, E$
18560 IF KHOLD = 1 THEN GOTO 18600 ELSE
      GOTO 18570
18570 T$ = D$
18580 KHOLD = 0
18590 GOSUB 18800
18600 RETURN
18610 '-----
18800 '=====
18810 '   SET TRI-TEST DIRECTION
18820 '=====
18830 IF VES <= KV(5, 1) THEN TRI$ = "+" + T$: TS
      = 1 ELSE TRI$ = "-" + T$: TS = 2
18840 IF T$ = "0.00000" THEN TS = 0
18850 IF TEMPTS = TS THEN RETURN
18860 TEMPTS = TS
18870 GOSUB 10600
18880 RETURN
18890 '-----
19000 '=====
19010 '   START/STOP Ko-TEST
19020 '=====
19030 VIEW PRINT 22 TO 22: CLS : VIEW PRINT
19040 IF KoRUN = 0 THEN GOTO 19150
19050 '-----
19060 '   STOP Ko-TEST
19070 '-----
19080 LOCATE 24, 5
19090 INPUT "Stop Ko Test (y/n)"; C$

```



```

19100 IF LEFT$(C$, 1) = "y" OR LEFT$(C$, 1) = "Y"
      THEN GOTO 19110 ELSE GOTO 19140
19110 T$ = "0.00000": GOSUB 18800
19120 PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2: MS = 0: INPUT #3,
      E$
19130 KoRUN = 0
19140 RETURN
19150 '-----
19160 '   START Ko-TEST
19170 '-----
19180 LOCATE 24, 5
19190 INPUT "Start Ko Test (y/n)"; C$
19200 IF LEFT$(C$, 1) = "y" OR LEFT$(C$, 1) = "Y"
      THEN GOTO 19210 ELSE GOTO 19270
19210 KoRUN = 1
19220 KDATE$ = DATE$
19230 KTIME$ = TIME$
19240 "***** SET INITIAL READING *****"
19250 'GOSUB 1130
19260 'FOR I = 1 TO MAXCH: RIN(I) = R(I): NEXT I
19270 RETURN
19280 '-----
25000 '-----
25010 '   STRESS PATH TEST
25020 '-----
25030 '-----
25040 ' MAIN LOOP FOR CONTROL STRESS PATH
25050 '-----
25060 GOSUB 26800           ' MAIN
      MENU FOR SP
25070 C$ = INKEY$: IF C$ <> "" THEN 25070
25080 GOSUB 1130           ' READ
      TRANSDUCER
25090 LOCATE 1, 1: PRINT TIME$: LOCATE 1, 70:
      PRINT DATE$;
25100 COLOR 0, 7
25110 IF R(0) THEN LOCATE 8, 65: PRINT USING
      "#####.##"; R(0)
25120 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 8 + I * 2, 65:
      PRINT USING "#####.##"; R(I): NEXT I
25130 LOCATE 19, 35: IF TS = 0 THEN PRINT " STOP
      "
25140 LOCATE 19, 35: IF TS = 1 THEN PRINT " UP "
25150 LOCATE 19, 35: IF TS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "
25160 LOCATE 21, 35: IF MS = 0 THEN PRINT "
      STOP "
25170 LOCATE 21, 35: IF MS = 1 THEN PRINT " UP
      "

```

```

25180 LOCATE 21, 35: IF MS = 2 THEN PRINT "
      DOWN "
25190 LOCATE 7, 35: PRINT USING "###.##"; ZETA
25195 LOCATE 9, 35
25200 IF H = 0 THEN PRINT USING "###.##"; VTS
      ELSE PRINT USING "###.##"; HTS
25210 LOCATE 11, 35: PRINT USING "###.##"; q
25220 LOCATE 13, 35: PRINT USING "###.##"; STR
25225 LOCATE 15, 35: PRINT USING "###.##"; OBLI
25230 LOCATE 17, 35: PRINT USING "###.##"; AP
25240 LOCATE 7, 10: PRINT USING " ###.##"; SPV
      (1, 1)
25250 LOCATE 9, 10: PRINT USING " #####.##"; SPV
      (2, 1)
25260 LOCATE 11, 10: PRINT USING " ###.##"; SPV
      (3, 1)
25270 LOCATE 13, 10: PRINT USING "#####.##";
      SPV(4, 1)
25280 LOCATE 15, 10: PRINT USING " #####.##";
      SPV(5, 1)
25290 LOCATE 17, 10: PRINT USING " #####.##";
      SPV(6, 1)
25300 LOCATE 19, 10: PRINT USING " ###.##"; SPV
      (7, 1)
25310 LOCATE 21, 10: PRINT USING " ##.#####";
      SPV(8, 1)
25320 COLOR 7, 0
25400 '-----
25410 '   LIMIT FOR INSTRUMENTS
25420 '-----
25430 IF R(1) > 900 THEN GOTO 25490
25440 IF R(2) > 900 THEN GOTO 25490
25450 IF R(3) > 900 THEN GOTO 25490
25460 IF R(4) > 4000 THEN GOTO 25490
25470 IF R(5) > 40 THEN GOTO 25490
25480 IF R(6) > 70 THEN GOTO 25490 ELSE GOTO
      25500
25490 T$ = "0.00000": GOSUB 30000
25492 IF MS THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2: MS = 0:
      INPUT #3, E$
25494 SPRUN = 0
25500 '-----
25510 '   CHECK FOR KEY PRESSED
25520 '-----
25530 C$ = INKEY$
25540 IF C$ = "" THEN GOTO 25700
25550 IF C$ = "P" OR C$ = "p" THEN STOP
25560 IF C$ = "=" THEN KEY ON: CLS : STOP
25570 C = VAL(C$)
25580 ON C GOSUB 10200, 30700, 2360

```

```

25590 IF C$ = CHR$(27) THEN RETURN
25600 GOTO 25060
25700 '-----
25710 '   SELECT PARAMETER FOR INPUT DATA
25720 '-----
25730 LOCATE 2 * SPROWW + 5, 8: PRINT "-->"
25740 LOCATE 2 * SPROWW + 5, 19: PRINT "<--"
25750 IF IND = 0 THEN GOTO 26100
25760 LOCATE 24, 50
25770 A$ = ""
25780 GOSUB 10000           'DATA
        INPUT ROUTINE
25790 IF B$ = CHR$(13) THEN GOTO 25900
        'PRESSED ENTER TO CHANGE VALUE ON
        MONITER
25800 IF B$ = CHR$(27) THEN IND = 0: GOTO
        25060 'PRESSED ESC TO MAIN PAGE
25810 LOCATE 2 * SPROWW + 5, 8: PRINT " ";
25820 LOCATE 2 * SPROWW + 5, 19: PRINT " "
25830 IF B = 75 AND SPCOLM <> 1 THEN SPCOLM
        = 1
25840 IF B = 77 AND SPCOLM <> 1 THEN SPCOLM
        = 1
25850 IF B = 72 AND SPROWW > 1 THEN SPROWW
        = SPROWW - 1
25860 IF B = 80 AND SPROWW < 8 THEN SPROWW
        = SPROWW + 1
25870 IF (B = 71) OR (B = 73) THEN SPROWW = 1:
        SPCOLM = 1
25880 IF (B = 79) OR (B = 81) THEN SPROWW = 8:
        SPCOLM = 1
25890 GOTO 25730
25900 SPV(SPROWW, SPCOLM) = VAL(A$)
25910 VIEW PRINT 24 TO 24: CLS : VIEW PRINT
25920 IF SPROWW = 1 THEN SPV(2, 1) = 3.141592 *
        SPV(1, 1) ^ 2 / 4 'Sq.mm
25930 IF SPROWW = 2 THEN SPV(1, 1) = SQR(4 *
        SPV(2, 1) / 3.141592) 'mm
25935 IF SPROWW = 8 THEN D$ = A$
25940 IF SPROWW = 5 THEN GOTO 25950 ELSE
        GOTO 26000
25950 IF (SPV(5, 1) = 135) OR (SPV(5, 1) = -45)
        THEN H = 1 ELSE H = 0
25960 LOCATE 17, 2
25970 IF H = 0 THEN PRINT "VTSF" ELSE PRINT
        "HTSF"
25980 LOCATE 9, 29
25990 IF H = 0 THEN PRINT "VTS" ELSE PRINT "HTS"
26000 SPV(4, 1) = SPV(2, 1) * SPV(3, 1)
        'Cu.mm

```

```

26010 GOTO 25080
26100 '-----
26110 '   CHECK FOR SP CONTROL
26120 '-----
26130 IF SPRUN = 0 THEN GOTO 26500
26131 'PROTECT ISOTROPIC CONSOLIDATION
26132 IF (SPV(5, 1) = 0) OR (SPV(5, 1) = 180) THEN
        GOTO 26160 ELSE GOTO 26133
26133 IF SPV(5, 1) = -180 THEN GOTO 26160 ELSE
        GOTO 26140
26140 ' SET 0.05 % ALLOW ERROR FOR STRAIN
26150 IF SPV(7, 1) - STR <= .05 THEN GOTO 26160
        ELSE GOTO 26200
26160 T$ = "0.00000": GOSUB 30000
26170 PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2; MS = 0: INPUT #3,
        E$
26180 SPRUN = 0
26190 GOTO 25060
26195 ' SET 0.2 & 1 KPa ALLOW ERROR FOR
        VERTICAL & HORIZONTAL TOTAL STRESS
26200 IF H = 0 THEN GOTO 26210 ELSE GOTO
        26240
26210 IF SPHOLD = 1 THEN GOTO 26230
26220 IF ABS(VTS - SPV(6, 1)) <= .2 THEN GOTO
        26230 ELSE GOSUB 27500: GOTO 26500
26230 IF ABS(VTS - SPV(6, 1)) >= 1 THEN GOTO
        26220 ELSE GOTO 26270
26240 IF SPHOLD = 1 THEN GOTO 26260
26250 IF ABS(HTS - SPV(6, 1)) <= .2 THEN GOTO
        26260 ELSE GOSUB 27500: GOTO 26500
26260 IF ABS(HTS - SPV(6, 1)) >= 1 THEN GOTO
        26250 ELSE GOTO 26270
26270 T$ = "0.00000"
26280 SPHOLD = 1
26290 GOSUB 27540
26500 '-----
26510 '   CHECK READING DUE
26520 '-----
26530 IF DATA CAP = 0 THEN GOTO 26600
26540 GOSUB 10300
26600 '-----
26610 '   END MAIN LOOP FOR SP-TEST
26620 '-----
26630 GOTO 25080
26640 '-----
26800 '=====
26810 '   MAIN MENU FOR SP-TEST
26820 '=====
26830 CLS

```

```

26840 LOCATE 1, 30: PRINT "Chulalongkorn
      University"
26850 LOCATE 2, 34: PRINT "Stress Path Test"
26860 LOCATE 3, 33: PRINT "Modified By BUNGY"
26870 IF IND = 1 THEN GOTO 26890
26880 LOCATE 6, 50: PRINT "Esc=Back to Main
      Page"
26890 LOCATE 5, 2
26900 IF IND THEN PRINT "Esc=Stop Input Data"
      ELSE PRINT "1=Start Input Data"
26910 LOCATE 7, 2: PRINT "Dia."; TAB(21); "mm"
26920 LOCATE 9, 2: PRINT "Area"; TAB(21); "Sq.mm"
26930 LOCATE 11, 2: PRINT "Height"; TAB(21); "mm"
26940 LOCATE 13, 2: PRINT "Vol."; TAB(21); "Cu.mm"
26950 LOCATE 15, 2: PRINT "Zeta"; TAB(21); "Deg"
26955 LOCATE 17, 2
26960 IF H = 0 THEN PRINT "VTSF"; TAB(21); "KPa"
      ELSE PRINT "HTSF"; TAB(21); "KPa"
26970 LOCATE 19, 2: PRINT "Fnstr"; TAB(21); "%"
26980 LOCATE 21, 2: PRINT "Rshear"; TAB(21);
      "mm/min"
26990 LOCATE 7, 29: PRINT "During Test"
27000 LOCATE 7, 29: PRINT "Zeta"; TAB(43); "Deg"
27005 LOCATE 9, 29
27010 IF H = 0 THEN PRINT "VTS"; TAB(43); "KPa"
      ELSE PRINT "HTS"; TAB(43); "KPa"
27020 LOCATE 11, 29: PRINT "q"; TAB(43); "KPa"
27030 LOCATE 13, 29: PRINT "Str"; TAB(43); "%"
27035 LOCATE 15, 29: PRINT "OBLI"
27040 LOCATE 17, 29: PRINT "A"
27050 LOCATE 19, 29: PRINT "Tr"
27060 LOCATE 21, 29: PRINT "Cell"
27070 FOR I = 0 TO MAXCH
27080 LOCATE 8 + I * 2, 50
27090 PRINT PARAM$(I); TAB(76); PUNIT$(I)
27100 NEXT I
27110 LOCATE 5, 29: PRINT "2=";
27120 IF SPRUN THEN PRINT "Stop SP test" ELSE
      PRINT "Start SP test"
27130 LOCATE 5, 50: PRINT "3=";
27140 IF DATACAP THEN PRINT "Stop Logging"
      ELSE PRINT "Start Logging"
27150 IF SPRUN THEN LOCATE 22, 2: PRINT "SP -
      Start "; SPTIME$; " on "; SPDATE$;
27160 IF DATACAP = 0 THEN 27200
27170 LOCATE 23, 2: PRINT "Logging Start ";
      TTIME$; " on "; TDATE$;
27180 PRINT TAB(41); "Readings Taken"; TAB(57); "
      (0)"; LR(0);
27190 IF LR(1) > 0 THEN PRINT " (1)"; LR(1)

```

```

27200 TTIME = FNT(TTIME$)
27210 SPTIME = FNT(SPTIME$)
27220 RETURN
27230 '-----
27500 '=====
27510 '      MAIN CONTROL TSP
27520 '=====
27530 T$ = D$
27535 SPHOLD = 0
27540 GOSUB 30000      'TRI-TEST
      COMMUNICATION
27550 GOSUB 30200      'COMPUTE VALUE
      DURING TEST
27560 GOSUB 28000      'CONTROL TSP BY
      CELL PRESSURE
27570 RETURN
27580 '-----
28000 '=====
28010 '      CONTROL TSP BY CELL PRESSURE
28020 '=====
28030 S = 2000
28040 DSIGR = FRS - INRS      'DELTA
      SIGMA RAM STRESS
28050 IF (SPV(5, 1) = 0) OR (SPV(5, 1) = 180) THEN
      SDSIGH = DSIGV: GOTO 28080
28060 IF (SPV(5, 1) = 135) OR (SPV(5, 1) = -45)
      THEN SDSIGH = -DSIGR: GOTO 28080
28070 SDSIGH = SDK * DSIGR / (1 - SDK)
28080 INCP = SDSIGH - DSIGH
28090 MINP = INCP * MCONST(1)
28092 'LIMIT INCREASE BY 50 KPa
28093 IF ABS(MINP) > 5000 THEN MINP = SGN
      (MINP) * 5000
28095 ' SET PRESSURE ERROR 0.5 KPa
28100 WHILE ABS(INCP) >= .5
28110 PRINT #3, "MOTOR"; 9; MINP; S; INPUT #3, E$
28120 IF MINP = 0 THEN MS = 0
28130 IF MINP > 0 THEN MS = 1
28140 IF MINP < 0 THEN MS = 2
28150 '-----
28160 '      DELAY AFTER CONTROL CELL PRESSURE
28170 '-----
28180 INTIME = FNT(TIME$) * 60
28190 GOSUB 1130
28200 GOSUB 30200
28210 '-----
28220 '      SHOW VALUE BETWEEN CONTROL
      PRESSURE
28230 '-----

```

```

28240 LOCATE 1, 1: PRINT TIMES$: LOCATE 1, 70:
      PRINT DATES:
28250 COLOR 0, 7
28260 IF R(0) THEN LOCATE 8, 65: PRINT USING
      "#####.##"; R(0)
28270 FOR I = 1 TO MAXCH: LOCATE 8 + I * 2, 65:
      PRINT USING "#####.##"; R(I): NEXT I
28280 LOCATE 7, 35: PRINT USING "###.##"; ZETA
28285 LOCATE 9, 35
28290 IF H = 0 THEN PRINT USING "###.##"; VTS
      ELSE PRINT USING "###.##"; HTS
28300 LOCATE 11, 35: PRINT USING "###.##"; q
28310 LOCATE 13, 35: PRINT USING "###.##"; STR
28315 LOCATE 15, 35: PRINT USING "###.##"; OBLI
28320 LOCATE 17, 35: PRINT USING "###.##"; AP
28330 LOCATE 19, 35: IF TS = 0 THEN PRINT " STOP
      *
28340 LOCATE 19, 35: IF TS = 1 THEN PRINT " UP *
28350 LOCATE 19, 35: IF TS = 2 THEN PRINT "
      DOWN *
28360 LOCATE 21, 35: IF MS = 0 THEN PRINT "
      STOP *
28370 LOCATE 21, 35: IF MS = 1 THEN PRINT " UP
      *
28380 LOCATE 21, 35: IF MS = 2 THEN PRINT "
      DOWN *
28390 COLOR 7, 0
28400 '-----
28410 '   PRESSED "P" TO PAUSE
28420 '-----
28430 CS$ = INKEY$: IF CS$ = "P" OR CS$ = "p" THEN
      STOP
28440 '-----
28450 FTIME = FNT(TIMES) * 60
28460 IF FTIME - INTIME < 3 THEN GOTO 28190
      'DELAY 3 SECOND
28470 '-----
28480 '   END DELAY
28490 '-----
28500 DSIGR = FRS - INRS
28510 IF (SPV(5, 1) = 0) OR (SPV(5, 1) = 180) THEN
      SDSIGH = DSIGV: GOTO 28540
28520 IF (SPV(5, 1) = 135) OR (SPV(5, 1) = -45)
      THEN SDSIGH = -DSIGR: GOTO 28540
28530 SDSIGH = SDK * DSIGR / (1 - SDK)
28540 INCP = SDSIGH - DSIGH
28550 MINP = INCP * MCONST(1)
28555 'LIMIT INCREASE BY 50 KPa
28557 IF ABS(MINP) > 5000 THEN MINP = SGN
      (MINP) * 5000

```

```

28560 WEND
28570 IF MS THEN PRINT #3, "MOTOR"; 9: 2: MS = 0:
      INPUT #3, E$
28580 RETURN
28590 '-----
30000 '-----
30010 '   SET TRI-TEST DIRECTION
30020 '-----
30030 IF (0 <= SPV(5, 1)) AND (SPV(5, 1) < 135)
      THEN GOTO 30040
30035 IF (-180 <= SPV(5, 1)) AND (SPV(5, 1) < -45)
      THEN GOTO 30040 ELSE GOTO 30050
30040 IF VTS <= SPV(6, 1) THEN GOTO 30090 ELSE
      GOTO 30100
30050 IF (135 < SPV(5, 1)) AND (SPV(5, 1) <= 180)
      THEN GOTO 30060
30055 IF (-45 < SPV(5, 1)) AND (SPV(5, 1) <= 0)
      THEN GOTO 30060 ELSE GOTO 30070
30060 IF VTS >= SPV(6, 1) THEN GOTO 30090 ELSE
      GOTO 30100
30070 IF (SPV(5, 1) = 135) OR (SPV(5, 1) = -45)
      THEN GOTO 30080 ELSE STOP
30080 IF HTS >= SPV(6, 1) THEN GOTO 30090 ELSE
      GOTO 30100
30090 TRIS$ = "+" + TS$: TS = 1: GOTO 30110
30100 TRIS$ = "-" + TS$: TS = 2: GOTO 30110
30110 IF TS$ = "0.00000" THEN TS = 0
30120 IF TEMPTS = TS THEN RETURN
30130 TEMPTS = TS
30140 GOSUB 10600
30150 RETURN
30160 '-----
30200 '-----
30210 '   COMPUTE VALUE DURING TEST
30220 '-----
30230 DISP = R(5) - RIN(5)
      'displacement
30240 STR = DISP * 100 / SPV(3, 1)      '%'
      strain
30250 NEWA = SPV(4, 1) / (SPV(3, 1) - DISP)
      'NEW AREA
30260 VTS = R(1) + R(4) * 1000000 / (1000 * NEWA)
      'KPa
30270 HTS = R(1)      'KPa
30280 FRS = VTS - HTS      'FINAL
      RAM STRESS
30290 q = (VTS - HTS) / 2      'MAX q
30300 'COMPUTE DELTA SIGMA
30310 DSIGV = VTS - INVTS
30320 DSIGH = HTS - INHTS

```

```

30325 AVERU = (R(2) + R(3)) / 2
      'AVERAGE PORE PRESSURE
30330 DU = AVERU - RIN(2)
      'EXCESS PORE PRESSURE
30340 IF DSIGV = 0 THEN GOTO 30360
      'PROTECT DIVIDE BY ZERO
30350 DK = DSIGH / DSIGV
30360 'PROTECT ERROR FROM COMPUTE ARC
      TAN
30370 IF DSIGV > DSIGH THEN GOTO 30380 ELSE
      GOTO 30440
30380 DSIG1 = DSIGV
30390 DSIG3 = DSIGH
30400 IF DSIGV = 0 THEN ZETA = 135: GOTO 30530
30410 IF ABS(DSIGH) > ABS(DSIGV) THEN ZETA =
      ATN((1 - DK) / (1 + DK)) * 180 / 3.141592 +
      180: GOTO 30530
30420 IF ABS(DSIGH) = ABS(DSIGV) THEN ZETA =
      90: GOTO 30530
30430 GOTO 30520
30440 IF DSIGV < DSIGH THEN GOTO 30450 ELSE
      GOTO 30510
30450 DSIG1 = DSIGH
30460 DSIG3 = DSIGV
30470 IF DSIGV = 0 THEN ZETA = -45: GOTO 30530
30480 IF ABS(DSIGH) < ABS(DSIGV) THEN ZETA =
      ATN((1 - DK) / (1 + DK)) * 180 / 3.141592 - 180:
      GOTO 30530
30490 IF ABS(DSIGH) = ABS(DSIGV) THEN ZETA = -
      90: GOTO 30530
30500 GOTO 30520
30510 IF (DSIGV = DSIGH) AND (DSIGV < 0) THEN
      GOTO 30515 ELSE GOTO 30520
30515 IF (DSIGH < 0) THEN ZETA = 180: GOTO
      30530 ELSE GOTO 30520
30520 ZETA = ATN((1 - DK) / (1 + DK)) * 180 /
      3.141592
30530 'COMPUTE SKEMPTON'S PORE PRESSURE
      PARAMETER
30540 BP = 1 'B
      PARAMETER
30545 IF DSIG1 = DSIG3 THEN AP = 0: GOTO 30560
      'NOT DEFINE A
30550 AP = ((DU / BP) - DSIG3) / (DSIG1 - DSIG3)
      'A PARAMETER
30551 'COMPUTE OBLIQUITY
30552 VES = VTS - AVERU
30553 HES = HTS - AVERU
30554 IF VES >= HES THEN GOTO 30555 ELSE
      GOTO 30556

30555 ESIG1 = VES: ESIG3 = HES: GOTO 30557
30556 ESIG1 = HES: ESIG3 = VES
30557 OBLI = ESIG1 / ESIG3
30560 RETURN
30570 '-----
30700 '=====
30710 '          START/STOP SP-TEST
30720 '=====
30730 VIEW PRINT 22 TO 22: CLS : VIEW PRINT
30740 IF SPRUN = 0 THEN GOTO 30850
30750 '-----
30760 '          STOP SP-TEST
30770 '-----
30780 LOCATE 24, 5
30790 INPUT "Stop SP Test (y/n)"; C$
30800 IF LEFT$(C$, 1) = "y" OR LEFT$(C$, 1) = "Y"
      THEN GOTO 30810 ELSE GOTO 30840
30810 T$ = "0.000000": GOSUB 30000
30820 PRINT #3, "MOTOR"; 9; 2: MS = 0: INPUT #3,
      E$
30830 SPRUN = 0
30840 RETURN
30850 '-----
30860 '          START SP-TEST
30870 '-----
30880 LOCATE 24, 5
30890 INPUT "Start SP Test (y/n)"; C$
30900 IF LEFT$(C$, 1) = "y" OR LEFT$(C$, 1) = "Y"
      THEN GOTO 30910 ELSE GOTO 31040
30910 SPRUN = 1
30920 SPDATES$ = DATE$
30930 SPTIMES$ = TIMES$
30940 ***** SET INITIAL READING
      *****
30950 GOSUB 1130
30960 FOR I = 1 TO MAXCH: RIN(I) = R(I): NEXT I
30970 INVTS = RIN(1) + RIN(4) * 1000000 / (1000 *
      SPV(2, 1)) 'KPa
30980 INHTS = RIN(1) 'KPa
30990 INRS = INVTS - INHTS 'KPa
31000 IF (SPV(5, 1) = 90) OR (SPV(5, 1) = -90) THEN
      SDK = -1: GOTO 31040
31010 IF (SPV(5, 1) = 135) OR (SPV(5, 1) = -45)
      THEN GOTO 31040
31020 SZETA = SPV(5, 1) * 3.141592 / 180 'RAD
31030 SDK = (1 - TAN(SZETA)) / (1 + TAN(SZETA))
31040 RETURN
31050 '-----

```



ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายยุทธนา กุโรจนวงศ์ เกิดเมื่อวันที่ 1 มีนาคม 2522 ที่จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2541 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย