

พฤติกรรมและกลไกการหลุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สองบริเวณ
ที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน



นายรกร เอมดี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

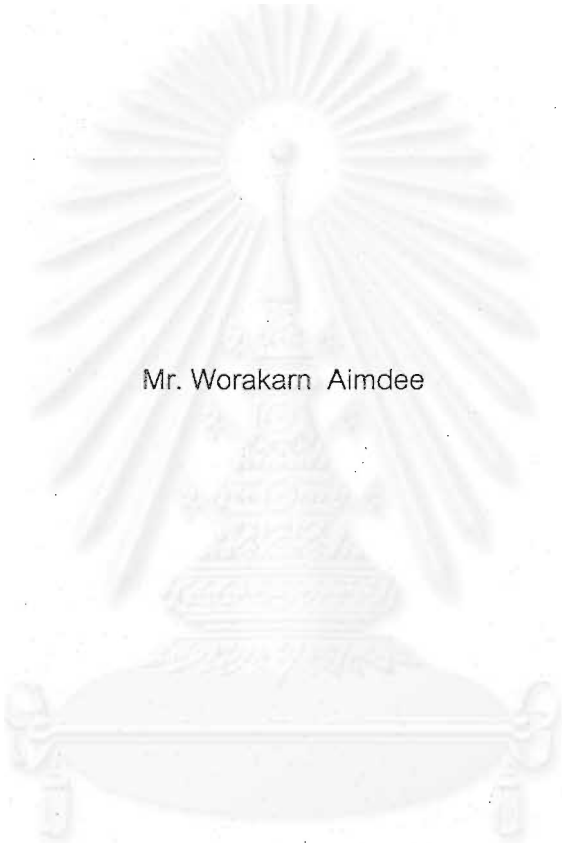
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2545

ISBN 974-17-1096-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

THE BEHAVIOUR AND MECHANISM OF TIME DEPENDENCY SETTLEMENT OF TWO TYPES OF
BANGKOK SOFT CLAY HAVING DIFFERENT BASIC PROPERTIES



Mr. Worakarn Aimdee

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 974-17-1096-8

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมและกลไกการหลุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาของดินเหนียวอ่อน
กรุงเทพฯ สองบริเวณที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน

โดย

นายวรการ เอมดี


สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา


อาจารย์ที่ปรึกษา

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์

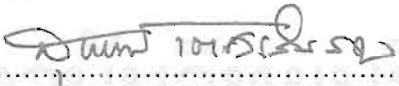
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต


..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(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)

วรการ เอมดี : พฤติกรรมและกลไกการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาของดินเหนียวอ่อน
 กรุงเทพฯ สองบริเวณที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน (THE BEHAVIOUR AND MECHANISM
 OF TIME DEPENDENCY SETTLEMENT OF TWO TYPES OF BANGKOK SOFT CLAY HAVING
 DIFFERENT BASIC PROPERTIES) อ. ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์,
 243 หน้า. ISBN 974-17-1096-8.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาลักษณะเนื่องจากคุณสมบัติพื้นฐาน, ประวัติของหน่วยแรง และโครงสร้างดินที่มีต่อพฤติกรรมการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนดินเหนียวในน้ำทะเลและอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากอายุตลอดจนเป็นดินที่มีความไฉ โดยทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนแบบคงสภาพบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และบริเวณ ถ.สายบาง-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งมีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน ซึ่งมีผลของ Non-Linearity เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติ และการระบายน้ำเกิดขึ้นในทิศทางเดียว สำหรับการทดสอบการเคลื่อนตัวในลักษณะ 1 มิติใช้เครื่องมือ Rowe Oedometer โดยใช้ LIR = 0.5 และ LID = 48 ชั่วโมง ส่วนการเคลื่อนตัวในลักษณะ 3 มิติใช้เครื่องมือ Triaxial โดยปล่อยให้ตัวอย่างเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำก่อนและจึงปล่อยให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ โดยให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งด้วยวิธี Stress Controlled

ดินที่มีค่า PI สูง, ดินที่มีช่องว่างในดินอยู่มากและเมื่อดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ มีแนวโน้มที่จะเกิดการทรุดตัวทั้งแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำที่เป็นฟังก์ชันกับเวลามาก โครงสร้างดินมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากเป็นผลของการมีสารเคมีเชื่อมแน่น (Fe₂O₃) อยู่ในมวลดิน โดยเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-2.3 ความสัมพันธ์ ϵ_v -LOG σ'_v ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) และมีความชันมาก โดยค่า CR มีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.4$ จากนั้นมีค่าลดลง และเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p > 2.30$ ความสัมพันธ์ ϵ_v -LOG σ'_v มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรงและ CR มีค่าคงที่

ในช่วงที่ความสัมพันธ์ ϵ_v -LOG σ'_v ไม่เป็นเส้นตรง แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำจะมีค่าสูงผิดปกติ และเมื่อดินอยู่ในสภาพระบายน้ำอัตราการขจัดแรงดันน้ำส่วนเกินจะลดลงอย่างมากเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.2$ เนื่องจากในช่วงดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดินและการแตกหักของพันธะเนื่องจากการมีสารเคมีเชื่อมแน่น (Fe₂O₃) อยู่ในมวลดิน ซึ่งมีผลทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านลดลงอย่างมาก นอกจากนี้ครีพแบบไม่ระบายน้ำและครีพแบบระบายน้ำมีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นมากในช่วงดังกล่าว โดยเฉพาะเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าประมาณ 1.2-1.5 อย่างไรก็ตามกลไกดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่ามากขึ้น

ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ แปรผันโดยตรงกับค่า CR โดยค่า $C_{\alpha\epsilon}/CR = 0.037$ และ 0.049 สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาฯ ตามลำดับ และค่า $C_{\alpha\epsilon}$ เป็นฟังก์ชันกับเวลา โดยเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 0.7- 1.3 ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น

ภาควิชา..... วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต..... *วรมะ เอมดี*
 สาขาวิชา..... วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา..... *วิมล วิมลรัตน์*
 ปีการศึกษา..... 2545.....

4270513421: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: SETTLEMENT / NON-LINEAR CONSOLIDATION / SOIL STRUCTURE / SENSITIVE CLAY

WORAKARN AIMDEE : THE BEHAVIOUR AND MECHANISM OF TIME DEPENDENCY
SETTLEMENT OF TWO TYPES OF BANGKOK SOFT CLAY HAVING DIFFERENT BASIC
PROPERTIES. THESIS ADVISOR : ASST. PROF. SURACHAT SAMBHANDHARAKSA, Sc.D., 243 pp.
ISBN 974-17-1096-8.

The purposes of this research are to study the effects of basic properties, stress history and soil structure on the behaviour and mechanism of time dependency settlement of soft sensitive aging marine Bangkok clay. The study was performed on 2 types undisturbed soft clay sample having different basic properties, piston samples were used to collect samples from Chulalongkorn University and Bangna-Bangpakong Rd. at KM. 29-800. Both Rowe oedometer (LIR = 0.5 and LID = 48 Hour) and anisotropic consolidation stress controlled triaxial which allow drainage in one direction were used in this research. For samples of both sites, undrained creep was allowed to occur before open the drainage to see the consolidation behaviour and secondary compression.

The study yields the results that the soft clay with high plasticity, high initial void ratio and is in normally consolidated state tends to have much undrained and drained time-dependent settlement. These are the resulted of the changes in the soil structure and bond breaking due to the presence of Fe_2O_3 . When σ'_v/σ'_p in NC range is between 1.0-2.3 the clay structure is greatly change that the stress-strain non-linearity was observed with high slope. The CR from Rowe oedometer test reaches the peak when $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.4$. Moreover the stress-strain relation in 1 dimensional movement tends to be linearity and the CR becomes constant when $\sigma'_v/\sigma'_p > 2.30$.

In the non-linear range, the high excess pore pressure is developed in undrained condition. In drained condition, when $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.2$, the rate of excess pore pressure dissipation, in both 1 dimensional and 3 dimensional movement, is dramatically reduced because of the change in soil structure, the breaking of Fe_2O_3 bonds and abruptly decreases in coefficient of permeability. This causes very high excess pore pressure and the subsequence settlement. Moreover, undrained creep and drained creep significantly develop in this range especially when σ'_v/σ'_p is between 1.2-1.5. However the mechanism tends to decrease when σ'_v/σ'_p is further increased.

$C_{\alpha\epsilon}$ is linearity proportional to CR that $C_{\alpha\epsilon} / CR = 0.037$ and 0.049 for soft clay from Chulalongkorn University and Bangna-Bangpakong Rd. at KM. 29-800, respectively. Moreover $C_{\alpha\epsilon}$ increases as the time increases, especially when σ'_v/σ'_p is between 0.7-1.3.

Department Civil Engineering Student's signature..... Worakarn A
Field of study Civil Engineering Advisor's signature..... Surachat Sambhandharaksa
Academic year 2002

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ ที่ได้ให้คำปรึกษา แนะนำแนวทาง ตรวจสอบ ตลอดจนปรับปรุงแก้ไขวิทยานิพนธ์นี้ และคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่านที่ได้ให้ความกรุณาตรวจสอบ แก้ไขวิทยานิพนธ์จนสำเร็จด้วยดี

อนึ่ง งานวิจัยนี้สำคัญที่สุดด้วยดีเนื่องด้วยความความช่วยเหลือของ มูลนิธิ ศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกตพันธุ์ ที่ได้ให้เงินทุนสนับสนุนในการทำวิจัย

ผู้เขียนขอขอบคุณ พี่ น้อง และเพื่อนๆ ทุกคนตลอดจนเจ้าหน้าที่วิจัยปฐพีกลศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้ความร่วมมือ และช่วยเหลือเป็นอย่างดีเสมอมา

สุดท้ายนี้ ผู้เขียนปรารถนาที่จะแสดงความรำลึกถึงพระคุณของบิดาและมารดา ที่ได้ให้ความสนับสนุน และเป็นกำลังใจแก่ผู้เขียนมาโดยตลอด จนสำเร็จการศึกษาในระดับนี้

วรการ เอมดี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพ.....	ต
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	พ
บทที่	
1. บทนำ.....	1
1.1 คำนำ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย.....	3
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.....	4
2.2 กลไกและพฤติกรรมกรรมการหดตัว.....	4
2.2.1 การหดตัวที่เกิดขึ้นทันที.....	5
2.2.2 การหดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา.....	6
2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมกรรมการหดตัว.....	8
2.4 การหดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ.....	8
2.4.1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับครีพแบบไม่ระบายน้ำ.....	8
2.4.2 ความดันน้ำในโพรงระหว่างครีพแบบไม่ระบายน้ำ.....	12
2.4.3 ผลกระทบของครีพแบบไม่ระบายน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือน.....	14
2.4.4 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ.....	16
2.5 การหดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ.....	18
2.5.1 การยุบตัวของดิน.....	18

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.5.2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวกับการอัดตัวคายน้ำ.....	20
2.5.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำ.....	25
2.6 การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ.....	30
2.6.1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวกับครีพแบบระบายน้ำ.....	30
2.6.2 ดินที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากผลของครีพแบบระบายน้ำ.....	32
2.6.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีพแบบระบายน้ำ.....	34
2.7 สาเหตุการเกิดและคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว.....	35
2.7.1 สาเหตุการเกิดดินเหนียวอ่อนที่มีความไว.....	36
2.7.2 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว.....	37
3. วิธีการวิจัยและทดสอบ.....	41
3.1 สถานที่เก็บตัวอย่างและวิธีการเก็บตัวอย่าง.....	41
3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง.....	41
3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่าง.....	44
3.2 การทดสอบและเก็บข้อมูลในสนาม.....	46
3.2.1 การทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test.....	46
3.2.2 การวัดระดับน้ำและแรงดันน้ำในสนาม.....	47
3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินและส่วนประกอบทางเคมี.....	49
3.3.1 การทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน.....	49
3.3.2 การทดสอบหาหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต.....	49
3.3.3 การทดสอบส่วนประกอบทางเคมี.....	50
3.4 โปรแกรมการทดสอบ.....	50
3.5 การทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ.....	54
3.5.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ.....	54
3.5.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer.....	55
3.5.3 ขั้นตอนการทดสอบครีพแบบระบายน้ำด้วยเครื่องมือ Conventional Oedometer.....	57

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
3.6 การทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนและการทดสอบพฤติกรรมกรรมการหดตัว	
เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติด้วยเครื่องมือ Triaxial	58
3.6.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ	58
3.6.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial	59
4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ข้อมูล	65
4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินและส่วนประกอบทางเคมี	65
4.1.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน	65
4.1.2 ผลการทดสอบส่วนประกอบทางเคมี	72
4.1.3 ผลการทดสอบหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต	75
4.2 ผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test	78
4.2.1 ผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลทดสอบ In Situ Field Vane Test	78
4.2.2 ผลการคาดคะเนอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวโดยใช้หลักการ NSP จากผลการ ทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test	84
4.3 การตรวจสอบคุณภาพตัวอย่างดิน	85
4.3.1 วิธีที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975)	85
4.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง m_v และปริมาณความชื้นในธรรมชาติ	86
4.4 ผลทดสอบพฤติกรรมกรรมการหดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ	87
4.4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$	87
4.4.2 ค่าความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำในแนวดิ่งในสภาพ ไม่ระบายน้ำ	94
4.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ - LOG Time	95
4.4.4 การกระจายของความดันน้ำส่วนเกินในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ	107
4.4.5 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ	124
4.4.6 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ	131
4.4.7 ครีพแบบระบายน้ำหรือการอัดตัวครั้งที่สอง	133
4.4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง $C_{\alpha E}$ กับ CR	138

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
4.5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน	143
4.5.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ	143
4.5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	152
4.5.3 เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน ทั้ง 2 บริเวณ	160
4.6 ผลทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ	164
4.6.1 ผลการทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำ	164
4.6.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ	171
4.6.3 ผลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำของดินทั้งสองบริเวณ	186
5. สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ	189
5.1 สรุปผลการทดสอบ	189
5.1.1 ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน	189
5.1.2 ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง	190
5.1.3 ผลกระทบจากโครงสร้างของมวลดิน	190
5.1.4 แนวทางในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Soil Modeling)	193
5.2 ข้อเสนอแนะและข้อควรระวังในการประมาณการทรุดตัว	193
5.3 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม	195
รายการอ้างอิง	196
ภาคผนวก	199
ภาคผนวก ก. ผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ	200
ภาคผนวก ข. ผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	205
ภาคผนวก ค. ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer	212
ภาคผนวก ง. ข้อมูลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำ (LID = 100t _p)	220

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
ภาคผนวก จ. ผลการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของตัวอย่างดิน จากบริเวณจุฬาฯ	225
ภาคผนวก ฉ. ผลการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของตัวอย่างดิน จากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	229
ภาคผนวก ช. รูปเครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer	233
ภาคผนวก ซ. รูปเครื่องมือทดสอบ Triaxial	237
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	240



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ	27
ตารางที่ 2.2 แสดงสัมพันธ์ระหว่าง C_α / C_c ของดินชนิดต่างๆ	30
ตารางที่ 3.1 โปรแกรมการทดสอบดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (ตัวอย่างดินจากหลุม BH-CU 3)	52
ตารางที่ 3.2 โปรแกรมการทดสอบดินบริเวณ ถ.บางนา-บางปะกง กม. 29-800 (ตัวอย่างดินจากหลุม BH-BN 2)	53
ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดสอบคุณสมบัติของดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	66
ตารางที่ 4.2 สรุปผลการทดสอบคุณสมบัติของดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	69
ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบส่วนประกอบทางเคมี	74
ตารางที่ 4.4 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	144
ตารางที่ 4.5 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	153
ตารางที่ 4.6 สรุปปริมาณ Strain และแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนทดสอบ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ	165
ตารางที่ 4.7 สรุปปริมาณ Strain และแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนทดสอบ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800	165
ตารางที่ 4.8 เปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ และ 3 มิติที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากันของตัว อย่างดินบริเวณจุฬาฯ	185
ตารางที่ 4.9 เปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ และ 3 มิติที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากันของตัว อย่างดินบริเวณบางนาฯ	185

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตาราง	หน้า
ตารางที่ ค-1 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 1 (4.50-5.50 ม.), $\sigma'_p = 90$ kPa.	213
ตารางที่ ค-2 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 2 (6.00-7.00 ม.), $\sigma'_p = 120$ kPa.	214
ตารางที่ ค-3 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 3 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 100$ kPa.	215
ตารางที่ ค-4 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 1 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 62.5$ kPa.	216
ตารางที่ ค-5 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 2 (9.00-10.00 ม.), $\sigma'_p = 65$ kPa.	217
ตารางที่ ค-6 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 3 (12.00-13.00 ม.), $\sigma'_p = 92$ kPa.	218
ตารางที่ ค-7 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 4 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 65$ kPa (Load) และ 200 kPa.(Reload)	219
ตารางที่ ง-1 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100 t_p) ของตัวอย่าง CrCU 1 (4.50-5.50 ม.), $\sigma'_p = 100$ kPa.	221
ตารางที่ ง-2 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100 t_p) ของตัวอย่าง CrCU 2 (3.00-4.00 ม.), $\sigma'_p = 72$ kPa.	222
ตารางที่ ง-3 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100 t_p) ของตัวอย่าง CrBN 1 (10.50-11.50 ม.), $\sigma'_p = 55$ kPa.	223
ตารางที่ ง-4 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100 t_p) ของตัวอย่าง CrBN 2 (13.50-14.50 ม.), $\sigma'_p = 64$ kPa.	224

สารบัญญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 2.1 ตัวอย่างงานทางด้านวิศวกรรมซึ่งสภาพความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ, 2 มิติ และ 3 มิติ	5
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \epsilon^\circ$ กับระดับหน่วยแรงเฉือนในระหว่างการทดสอบ ครีพ แบบไม่ระบายน้ำ	9
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\text{LOG } \epsilon^\circ$ กับเวลาที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่างๆ ในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ	9
รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง LOG ของอัตราความเครียดกับ LOG ของเวลาในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชั้นนี้	11
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง LOG ของเวลาที่เกิดความเครียดชั่วคราวกับ LOG ของอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว ของดินเหนียวชั้นนี้ ในช่วง NC	11
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เกิดขึ้นกับเวลา และความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับเวลาของอิลไลท์ที่ระหว่างเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ	13
รูปที่ 2.7 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำ เมื่อเวลาที่ยอมให้เกิดครีพแบบระบายน้ำต่างกัน	14
รูปที่ 2.8 การลดลงของกำลังรับน้ำหนักของดิน Heavily Overconsolidated Clay ในรูปของ $p'-q$ พลอต	16
รูปที่ 2.9 ผลกระทบเนื่องจากระบบของหน่วยแรงต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ	17
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลึดาซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว	19
รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_c และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลึดาและดินเหนียวอ่อนเม็กซิโกซิตีซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว	19
รูปที่ 2.12 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B	22
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ที่ได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation ซึ่งความยาวของเส้นทางน้ำไหลแตกต่างกัน	23
รูปที่ 2.14 เปรียบเทียบอัตราการทรุดตัวและอัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นจริง และที่ได้จากการคาดคะเนโดยใช้หลักการของ Theory of Consolidation	24
รูปที่ 2.15 พฤติกรรมการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกิน	26
รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_v กับค่า Liquid Limit	27

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 2.17 ผลของการรบกวนตัวอย่าง.....	28
รูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ กับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก	29
รูปที่ 2.19 การเปลี่ยนแปลงค่า C_{α} ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p และ t/t_p ต่างๆ กัน	31
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง $C_{\alpha E}$ และ CR ของดินเหนียว Olga	31
รูปที่ 2.21 ผลของครีพแบบระบายน้ำที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว.....	33
รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ e-LOG σ'_v ระหว่าง Reconstituted Young Clay และ Natural Aged Clay	33
รูปที่ 2.23 อธิบายผลของสารเคมีเชื่อมแน่นและผลของครีพแบบระบายน้ำที่มีผลต่อลักษณะความสัมพันธ์ e-LOG σ'_v	33
รูปที่ 2.24 ผลกระทบเนื่องจากระบบของหน่วยแรงต่อค่า C_{α}	35
รูปที่ 2.25 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินเหนียวเนื่องจากผลของกระบวนการ Leaching..	38
รูปที่ 2.26 คุณสมบัติทางด้านกำลังรับน้ำหนักของดิน Kaolinite ที่หน่วยแรงและปริมาณความชื้นในดินต่างๆ กัน	39
รูปที่ 3.1 แผนที่ตำแหน่งหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	42
รูปที่ 3.2 แผนที่ตำแหน่งหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	43
รูปที่ 3.3 ขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Piston Sampling	45
รูปที่ 3.4 แรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ	47
รูปที่ 3.5 แรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	48
รูปที่ 3.6 ตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วง NC	51
รูปที่ 3.7 เครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer	54
รูปที่ 3.8 เครื่องมือทดสอบ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยการวางน้ำหนัก	58
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในเซลล์กับน้ำหนักแขวน	62
รูปที่ 4.1 Boring log ดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	67

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.2 ประวัติของหน่วยแรงดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	68
รูปที่ 4.3 Boring log ดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	70
รูปที่ 4.4 ประวัติของหน่วยแรงดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800	71
รูปที่ 4.5 ผังพลาสติกซีดีสำหรับแยกดินเม็ดละเอียด	72
รูปที่ 4.6 การเปลี่ยนแปลงค่า Atterberg Limit เนื่องจากกระบวนการ Leaching	74
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณจุฬาย (PI \approx 45 %) และดิน ที่มี PI อยู่ในช่วง 40-50 %	79
รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.-29-800 (PI \approx 55-73 %) และดินที่มี PI อยู่ในช่วง 50-80 %	80
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินเหนียวกรุงเทพฯ	81
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$) กับค่า OCR ของดินเหนียวกรุงเทพฯ	83
รูปที่ 4.11 การตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินด้วยวิธีที่เสนอโดย Bjerrum(1972) และ Mesri (1975)	85
รูปที่ 4.12 การตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินด้วยความสัมพันธ์ระหว่าง m_v และ W_n	86
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ จุฬาย ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1.	88
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ จุฬาย ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2.	88
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ จุฬาย ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3.	89
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1.	89
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.	90
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3.	90
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง RR or CR กับ σ'_v/σ'_o ของดินบริเวณจุฬาย, PI \approx 45%	92

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง RR or CR กับ σ'_v/σ'_p ของดินบริเวณบางนาฯ, $PI \approx 73\%$...	92
รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 4.	93
รูปที่ 4.22 ความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำในแนวดิ่งในสภาพไม่ระบายน้ำ .	95
รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time ของดินบริเวณ จุฬายา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2.	96
รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.	97
รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ของดินบริเวณ จุฬายา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2	99
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2	99
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ในช่วง Reload ของดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4	100
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ของดินบริเวณ จุฬายา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3	101
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2	101
รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ในช่วง Reload ของดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4	102
รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ของดินบริเวณ จุฬายา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2	104
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2	104
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma'_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ในช่วง Reload ของดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4	105

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 4 ของดินบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1	106
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 4 ของดินบริเวณ บางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1	106
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1, $\sigma'_p = 90$ kPa.	108
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2, $\sigma'_p = 120$ kPa.	109
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3, $\sigma'_p = 100$ kPa.	110
รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณ บางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1, $\sigma'_p = 62$ kPa.	111
รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณ บางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2, $\sigma'_p = 65$ kPa.	112
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความ ลึก 12.0-13.0 ม. : Test RBN 3, $\sigma'_p = 92$ kPa.	113
รูปที่ 4.42 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1, $\sigma'_p = 90$ kPa.	115
รูปที่ 4.43 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2, $\sigma'_p = 120$ kPa.	116
รูปที่ 4.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3, $\sigma'_p = 100$ kPa.	117
รูปที่ 4.45 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณ บางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1, $\sigma'_p = 62$ kPa.	118
รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณ บางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2, $\sigma'_p = 65$ kPa.	119

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3, $\sigma'_p = 92$ kPa.....	120
รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ k_v^1 ของดินเหนียวบริเวณ จุฬายา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2	121
รูปที่ 4.49 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ k_v^1 ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.....	121
รูปที่ 4.50 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{50}^2 ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4.(ทดสอบแบบ Unload-Reload)	123
รูปที่ 4.51 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬายา ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1	125
รูปที่ 4.52 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬายา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2	125
รูปที่ 4.53 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬายา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3.	126
รูปที่ 4.54 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1.....	126
รูปที่ 4.55 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2	127
รูปที่ 4.56 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3	127
รูปที่ 4.57 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ. เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ของดินเหนียวอ่อน บริเวณจุฬายา ในช่วงความลึก 4.5-8.5 ม.	129
รูปที่ 4.58 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ. เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ของดินเหนียวอ่อน บริเวณบางนา ในช่วงความลึก 7.50-13.00 ม.	129
รูปที่ 4.59 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 4 (ทดสอบแบบ Load-Unload-Reload)	130
รูปที่ 4.60 สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬายา, $PI \approx 45\%$	132

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.61 สัมประสิทธิ์การอัดตัวของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $PI \approx 73\%$	132
รูปที่ 4.62 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, $PI \approx 45\%$	134
รูปที่ 4.63 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $PI \approx 73\%$..	134
รูปที่ 4.64 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. จากการทดสอบ Unload-Reload เปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ทำการ ทดสอบแบบปกติ	135
รูปที่ 4.65 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ จุฬาฯ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CrCU 1	136
รูปที่ 4.66 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ จุฬาฯ ที่ความลึก 3.00-4.00 ม. : Test CrCU 2	136
รูปที่ 4.67 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 10.50-11.50 ม. : Test CrBN 1	137
รูปที่ 4.68 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ บางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test CrBN 2	137
รูปที่ 4.69 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR กับ σ'_v / σ'_p ของตัวอย่างดิน เหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, $PI \approx 45\%$	139
รูปที่ 4.70 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR กับ σ'_v / σ'_p ของตัวอย่างดิน เหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $PI \approx 73\%$	140
รูปที่ 4.71 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณ จุฬาฯ, $PI \approx 45\%$	141
รูปที่ 4.72 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณ บางนาฯ, $PI \approx 73\%$	141
รูปที่ 4.73 ความสัมพันธ์ระหว่าง α / σ'_v กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.	146
รูปที่ 4.74 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_v / σ'_3 กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.	146

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.75 ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_u ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบ โดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p=88-94$ kPa.	147
รูปที่ 4.76 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'-q พล็อต ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p=88-94$ kPa.	148
รูปที่ 4.77 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดการทดสอบของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบ150	150
รูปที่ 4.78 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดของจุดวิบัติของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบ151	151
รูปที่ 4.79 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_u ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.154	154
รูปที่ 4.80 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_v/σ'_p กับ ϵ_u ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.154	154
รูปที่ 4.81 ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_u ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.155	155
รูปที่ 4.82 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'-q พล็อต ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.157	157
รูปที่ 4.83 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดการทดสอบของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ158	158
รูปที่ 4.84 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดของจุดวิบัติของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบ159	159
รูปที่ 4.85 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_v กับ σ'_v/σ'_p ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบ และบริเวณบางนาฯ ที่ได้จากการทดสอบ Stress Controlled160	160

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.86 เปรียบเทียบค่า A-Parameter ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p ต่างๆ ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฟ้าฯ และบริเวณบางนาฯ ที่ได้จากการทดสอบ Stress Controlled และ Strain Controlled, $\sigma'_p=88-94$ kPa. และ $60-83$ kPa. สำหรับดินบริเวณจุฟ้าฯ และบางนาฯ ตามลำดับ	162
รูปที่ 4.87 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดิน	163
รูปที่ 4.88 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฟ้าฯ, $\sigma'_p=88-94$ kPa.	168
รูปที่ 4.89 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\Delta u/\Delta \sigma'_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฟ้าฯ, $\sigma'_p=88-94$ kPa.	168
รูปที่ 4.90 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_a^o) กับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฟ้าฯ, $\sigma'_p=88-94$ kPa.	169
รูปที่ 4.91 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p=60-83$ kPa.	169
รูปที่ 4.92 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\Delta u/\Delta \sigma'_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p=60-83$ kPa.	170
รูปที่ 4.93 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_a^o) กับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p=60-83$ kPa.	170
รูปที่ 4.94 เปรียบเทียบค่า m ($d \text{ LOG } \epsilon^o/d \text{ LOG Time}$) ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p ระหว่างดินเหนียวบริเวณจุฟ้าฯ และบางนาฯ	171
รูปที่ 4.95 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} . และ $\Delta u/\Delta \sigma'_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณจุฟ้าฯ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CCU OCR = 1.75 ($\sigma'_p=94$ kPa.)	172
รูปที่ 4.96 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} . และ $\Delta u/\Delta \sigma'_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณจุฟ้าฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test CCU 1.15 σ'_p ($\sigma'_p=88$ kPa.)	173
รูปที่ 4.97 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} . และ $\Delta u/\Delta \sigma'_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณจุฟ้าฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test CCU 1.40 σ'_p ($\sigma'_p=88$ kPa.)	173

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.98 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CCU 2.00 σ'_p ($\sigma'_p=94$ kPa.)	174
รูปที่ 4.99 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณ จุดฟ้า ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test CCU 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=91$ kPa.)	174
รูปที่ 4.100 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ σ'_v ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิกใน เครื่องมือทดสอบ Triaxial ก่อนทำการ Shear และทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ของ ตัวอย่างดินบริเวณจุดฟ้า : Test CCU 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=91$ kPa.)	175
รูปที่ 4.101 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta u_{max}$ กับเวลา ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณจุดฟ้า, $\sigma'_p = 88-94$ kPa..	176
รูปที่ 4.102 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta u_{max}$ กับ $Time/H_d^2$ ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณจุดฟ้า, $\sigma'_p = 88-94$ kPa..	176
รูปที่ 4.103 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำและ การอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุดฟ้า, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.	177
รูปที่ 4.104 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test No. CBN OCR = 1.75 ($\sigma'_p=79$ kPa.)	179
รูปที่ 4.105 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test No. CBN 1.15 σ'_p ($\sigma'_p=60$ kPa.)	180
รูปที่ 4.106 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test No. CBN 1.40 σ'_p ($\sigma'_p=60$ kPa.)	179
รูปที่ 4.107 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test No. CBN 2.00 σ'_p ($\sigma'_p=79$ kPa.)	180

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.108 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test No. CBN 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=83$ kPa.)	180
รูปที่ 4.109 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ σ'_v ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิก ในเครื่องมือทดสอบ Triaxial ก่อนทำการ Shear และทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ : Test CBN 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=83$ kPa.)	181
รูปที่ 4.110 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta u_{max}$ กับเวลา ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa. ..	181
รูปที่ 4.111 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta u_{max}$ กับ $Time/H_0^2$ ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.	182
รูปที่ 4.112 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำและการอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.	183
รูปที่ 4.113 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha\epsilon}$ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติที่ $(q-q_0)/(q_{max}-q_0) = 70\%$ ระหว่างดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบางนาฯ ซึ่งมีค่า PI แตกต่างกันมาก	187
รูปที่ 4.114 เปรียบเทียบค่า $C_{\alpha\epsilon}$ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/q_{max}-q_0 = 70\%$ ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาฯ	188
รูปที่ ก-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-1 (1.50-2.50 ม.)	201
รูปที่ ก-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-2 (3.00-4.00 ม.)	201
รูปที่ ก-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-3 (4.50-5.50 ม.)	202

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ ก-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-4 (6.00-7.00 ม.)	202
รูปที่ ก-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-5 (7.50-8.50 ม.)	203
รูปที่ ก-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-6 (9.00-10.00 ม.)	203
รูปที่ ก-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-7 (10.50-11.50 ม.)	204
รูปที่ ก-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-8 (12.0-12.30 ม.)	204
รูปที่ ข-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-1 (3.00-4.00 ม.)	206
รูปที่ ข-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-2 (4.50-5.50 ม.)	206
รูปที่ ข-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-3 (6.00-7.00 ม.)	207
รูปที่ ข-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-4 (7.50-8.50 ม.)	207
รูปที่ ข-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-5 (9.00-10.00 ม.)	208
รูปที่ ข-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-6 (10.50-11.50 ม.)	208
รูปที่ ข-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-7 (12.00-13.00 ม.)	209
รูปที่ ข-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-8 (13.50-14.50 ม.)	209

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ ข-9 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกลูก BST-9 (15.00-16.00 ม.)	210
รูปที่ ข-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกลูก BST-10 (16.50-17.50 ม.).....	210
รูปที่ ข-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกลูก BST-11 (18.00-19.00 ม.)	211
รูปที่ ข-12 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกลูก BST-12 (19.50-20.50 ม.)	211
รูปที่ จ-1 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจู่ฟ้าฯ ความลึก 4.50-5.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1.75 ($\sigma'_p = 94$ kPa.)	226
รูปที่ จ-2 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจู่ฟ้าฯ ความลึก 7.50-8.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15$ ($\sigma'_p = 88$ kPa.)	226
รูปที่ จ-3 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจู่ฟ้าฯ ความลึก 7.50-8.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.40$ ($\sigma'_p = 88$ kPa.)	227
รูปที่ จ-4 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจู่ฟ้าฯ ความลึก 4.50-5.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 2.00$ ($\sigma'_p = 94$ kPa.)	227
รูปที่ จ-5 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจู่ฟ้าฯ ความลึก 6.00-7.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 3.00$ ($\sigma'_p = 91$ kPa.)	228
รูปที่ ฉ-1 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 13.50-14.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1.75 ($\sigma'_p = 79$ kPa.)	230
รูปที่ ฉ-2 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 9.00-10.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15$ ($\sigma'_p = 60$ kPa.)	230
รูปที่ ฉ-3 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 9.00-10.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.40$ ($\sigma'_p = 60$ kPa.)	231

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ จ-4 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 13.50-14.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 2.00$ ($\sigma'_p = 79$ kPa.)	231
รูปที่ จ-5 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 12.00-13.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 3.00$ ($\sigma'_p = 83$ kPa.)	232
รูปที่ ข-1 เครื่องมือ Rowe Oedometer	234
รูปที่ ข-2 เซลล์ทดสอบ Rowe Oedometer	235
รูปที่ ข-3 ส่วนประกอบต่างๆ ที่ใช้ในขั้นตอนเตรียมตัวอย่าง	236
รูปที่ ซ-1 เครื่องมือ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยการเขวมน้ำหนัก.....	238
รูปที่ ซ-2 เซลล์ทดสอบ Triaxial	239

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

ก. สัญลักษณ์สำหรับครีพ

A	= ค่าที่ได้จากการต่อกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \varepsilon^o$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน ส่วนที่เป็นเส้นตรง เมื่อ $t = t_1$ ตัดแกนของอัตราความเครียดที่ค่า A เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนเป็นศูนย์
D	= ระดับหน่วยแรงเฉือน (q/q_1)
D*	= สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $[(q-q_o)/(q_1-q_o)]$
m	= ความชันของเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\text{LOG } \varepsilon^o$ กับเวลา ซึ่งเป็นค่าที่ไม่ขึ้นกับระดับหน่วยแรงเฉือน
t	= เวลาใดๆ
t_e	= เวลาที่เกิดความเครียดชั่วคราว
t_r	= เวลาที่เหลืออยู่ก่อนการวิบัติด้วยครีพ
t_1	= หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง
α	= ค่าความชันของส่วนที่เป็นเส้นตรง จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \varepsilon^o$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน
ε^o	= อัตราความเครียด (%/หน่วยเวลา)
ε_m^o	= อัตราความเครียดต่ำชั่วคราว

ข. สัญลักษณ์สำหรับการอัดตัวคายน้

C_c	= Compression Index
C_v	= สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้
C_α	= $\Delta e / \Delta \text{LOG Time}$
$C_{\alpha\varepsilon}$	= $\Delta \varepsilon_s / \Delta \text{LOG Time}$
CR	= Compression Ratio
H_d	= ความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม
H_{d50}	= ความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึมที่ระดับการอัดตัวคายน้ 50 %
K_v	= สัมประสิทธิ์การซึมผ่าน
LID	= ระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก
LIR	= อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก ($\Delta P/P$)

m_v	=	Coefficient of volumetric compressibility
t_p	=	เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ
$t_{p,\Delta u}$	=	เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำเมื่อ $\Delta u/\Delta \sigma_v = 0.02$
$t_{p,\text{SQRT Time}}$	=	เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่คาดคะเนจากวิธี SQRT Time
$t_{p,\text{LOG Time}}$	=	เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่คาดคะเนจากวิธี LOG Time
RR	=	Recompression Ratio
SR	=	Swelling Ratio
$\epsilon_{a@EOP}$	=	ค่า Axial Strain ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ
$\epsilon_{a@EOP : \Delta u/\Delta \sigma_v = 0.02}$	=	ค่า Axial Strain ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำเมื่อ $\Delta u/\Delta \sigma_v = 0.02$
$\epsilon_{a@EOP : \text{LOG Time}}$	=	ค่า Axial Strain ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่คาดคะเนจากวิธี SQRT Time
$\epsilon_{a@EOP : \text{SQRT Time}}$	=	ค่า Axial Strain ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่คาดคะเนจากวิธี LOG Time

ค. สัญลักษณ์อื่นๆ

a'	=	ค่าที่เส้นขอบเขตการวิบัติของหน่วยแรงประสิทธิผลตัดกับแกน q เมื่อพลอตในรูป p' - q พลอต
A_r	=	ค่า A ณ จุดวิบัติ
c'	=	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล
e	=	อัตราส่วนช่องว่าง
e_0	=	อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น
K_0	=	หน่วยแรงประสิทธิผล ณ.สภาวะสมดุลย์
OCR	=	Over Consolidation Ratio
OCR 1 (A)	=	ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติที่สัดส่วน $\sigma'_1/\sigma'_p = A$
p	=	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
p'	=	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
q	=	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
q_0	=	q เริ่มต้น (K_0 Condition)
q_r	=	q ณ.จุดวิบัติ

S_u	= กำลังรับน้ำหนักของดินแบบไม่ระบายน้ำ
S_{uFV}	= กำลังรับน้ำหนักของดินแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ In situ field vane
W_n	= ความชื้นตามธรรมชาติ (%)
Δu	= ความดันน้ำส่วนเกิน
Δu_{max}	= ความดันน้ำส่วนเกินสูงสุด
ϵ_a	= Axial Strain
ϵ_{vol}	= Volumetric Strain
σ'_p	= หน่วยแรงสูงสุดในอดีต
σ'_v, σ'_1	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
σ'_h, σ'_3	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน
σ'_{vo}	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ
μ	= ค่าปรับแก้ของ Bjerrum
$\Delta\sigma$	= ส่วนเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง
α'	= มุมลาดเอียงเส้นขอบเขตการวิบัติของหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อพลอตในรูป p'-q พลอต
ϕ'	= มุมเสียดทานประสิทธิผล

ง. คำย่อ

$\overline{CK_0UC}$	= K_0 Consolidation Undrained Compression Test
\overline{CIUC}	= Isotropic Consolidation Undrained Compression Test
EOP	= End of primary
FV	= In situ field vane shear test
LI	= Liquidity Index
LL	= Liquid Index
NC	= Normally Consolidated
NSP	= Normalized Soil Properties
OC	= Over Consolidated
PI	= Plasticity Index
SQRT	= Square Root

บทที่ 1

บทนำ

1.1 คำนำ

ดินชั้นบนบริเวณกรุงเทพมหานครเป็นดินเหนียวอ่อน (Bangkok Soft Clay) ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนของดินเหนียวในน้ำทะเล (Marine Deposit) อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อยอันเป็นผลของอายุ, มีค่าความไผ่ 4-6 ซึ่งจัดเป็นดินเหนียวที่มีความไผ่ (Sensitive Clay), ดัชนีพลาสติกซีดีมีค่า 40-80 %, ชั้นดินมีความหนา 12-20 ม. และมีค่าการยุบตัวสูง ซึ่งงานก่อสร้างประเภทคันดินถมและงานถนนบนดินเหนียวอ่อนเช่นนี้จึงพบปัญหาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมาก และแรงดันน้ำส่วนเกินมักจะไม่ค่อยลดกับเวลา (พินิจ, 2528 และ อภิชัย, 2530)

การทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนสามารถแยกได้เป็น 2 ลักษณะ คือ

1. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement) ซึ่งจะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง
2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement) การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นจากกลไก 4 ชนิด คือ การอัดตัวคายน้ำ (Primary Consolidation), ครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep), ครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และการวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง (Local Yielding)

โดยทั่วไปการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาจะเป็นสาเหตุหลักของการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างที่ตั้งบนดินเหนียวอ่อน ซึ่งจะเกิดขึ้นทั้งขณะก่อสร้างและในช่วงอายุการใช้งานของสิ่งก่อสร้าง ดังนั้นความแม่นยำในการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา และอัตราการทรุดตัวในช่วงอายุการใช้งานของสิ่งก่อสร้างจึงเป็นสิ่งจำเป็น

ในทางปฏิบัติการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำใช้ทฤษฎี Terzaghi (1925) เมื่อการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นได้เพียง 1. มิติ แต่ถ้าอัตราการอัดตัวคายน้ำมีแนวโน้มจะเป็นในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การคาดคะเนอาจใช้วิธีอิลาสติกโดยใช้สมการของ Biot (1941) เช่นวิธีของ Christain et al. (1972) และ Lacasse et al. (1975)

ปัญหาที่มักพบเมื่อมีการก่อสร้างคันดินถมหรือถนนบนดินเหนียวอ่อนคือ ในช่วงแรกของการก่อสร้างมีการทรุดตัวมาก ในขณะที่แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าเกือบคงที่หรือเพิ่มขึ้น แม้การ

ก่อสร้างจะเสร็จสิ้นลงแล้ว (Mitchell, 1986) ทำให้ไม่สามารถคาดคะเนอัตราการทรุดตัว, ปริมาณการทรุดตัว และความดันน้ำในดินได้ถูกต้อง นอกจากนี้ยังทำให้ไม่สามารถคาดคะเนค่าหน่วยแรงประสิทธิผล และค่ากำลังรับน้ำหนักของดินที่เวลาต่างๆ ซึ่งใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในการก่อสร้างคันดินโดยวิธี Preloading

การคาดคะเนอัตราการทรุดตัวที่ผิดพลาดไปอาจมีสาเหตุมาจากสมมุติฐานที่ใช้ไม่เป็นไปตามพฤติกรรมจริงของดินในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ, การวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง, ครีพแบบไม่ระบายน้ำ และครีพแบบระบายน้ำ ซึ่งมีผลมากในดินเหนียวอ่อนที่โครงสร้างดินมีเสถียรภาพต่ำ (Metastable Structure) และในดินที่มีค่าดัชนีพลาสติกชี้ที่สูง

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษาผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties), ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อ พฤติกรรมการทรุดตัว, การเกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน และการขจัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและการระบายน้ำเกิดขึ้นในทิศทางเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

2. เพื่อศึกษาผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties), ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อ พฤติกรรมการทรุดตัว, การเกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน และการขจัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติและการระบายน้ำเกิดขึ้นในทิศทางเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $[(q-q_0)/(q_s-q_0)]$ เท่ากับ 70 %

3. เพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Soil Modeling) ให้เหมาะสมกับพฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ 2 บริเวณ ที่มีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน คือ บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ (จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย) ที่มีค่าดัชนีพลาสติกชี้ประมาณ 45 % และบริเวณชานเมืองด้านที่อยู่ติดอ่าวไทย (ถ. สายบางนา-บางปะกง กม.29-800) ที่มีค่าดัชนีพลาสติกชี้ประมาณ 73 % โดยทำการเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) ขนาด 3 นิ้ว โดยวิธี Fix Piston Sampling พร้อมทำการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test

จากนั้นนำตัวอย่างดินมาทำการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ และทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer และเครื่องมือ Triaxial เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติตามลำดับ โดยการทดสอบจะกระทำทั้งในสภาพอัดแน่นเกินตัวและในสภาพอัดแน่นปกติ สำหรับดินในสภาพอัดแน่นปกติจะทำการทดสอบที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p ต่างๆ กัน เพื่อศึกษาผลกระทบเนื่องจากโครงสร้างของมวลดินที่มีต่อพฤติกรรมการทรุดตัว และทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากทั้ง 2 บริเวณ เพื่อศึกษาผลกระทบของคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties) ต่อพฤติกรรมการทรุดตัว

การทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ลักษณะใน 1 มิติ โดยเครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer ใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR) เท่ากับ 0.5 และใช้เวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID) เท่ากับ 48 ชั่วโมง

สำหรับการทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ลักษณะใน 3 มิติ โดยเครื่องมือทดสอบ Triaxial ซึ่งให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยการแขวนน้ำหนัก (Hanger) ด้วยอัตรา 0.5 kPa./Hr. และใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.5 โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ส่วนคือ

1. การทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ทำการทดสอบแบบ \overline{CK}_0UC (K_0 Consolidation Undrained Compression Test) โดยให้หลักการ Recompression ที่ $OCR = 1.75$ และ $OCR = 1.00$ ที่สัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40$ และ 3.00

2. การทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ซึ่งการทรุดตัวเกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำเพื่อศึกษาพฤติกรรมของ Undrained Creep และในสภาพระบายน้ำ โดยปล่อยให้น้ำไหลออกจากตัวอย่างทางเดียวภายหลังการทดสอบ Undrained Creep การทดสอบจะกระทำที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70 % ซึ่งทำการทดสอบที่ $OCR = 1.75$ และ $OCR = 1.00$ ที่สัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40, 2.00$ และ 3.00

1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย

ผลการศึกษาวิจัยที่ได้ทำให้เรามีความเข้าใจพฤติกรรมการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งจากพื้นฐานความรู้ความเข้าใจดังกล่าวสามารถนำไปใช้เป็นพื้นฐานในการออกแบบและกำหนดวิธีการก่อสร้าง เพื่อให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นอยู่ในพิสัยที่ยอมรับได้ และเพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Soil Modeling) ให้เหมาะสมกับพฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เกิดจากการตกตะกอนของดินเหนียวในน้ำทะเล (Marine Deposit) ทำให้โครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบประเกอะระกะ (Flocculation) ในเวลาต่อมาเมื่อระดับน้ำทะเลลดลง ดินเหนียวอ่อนจะถูกชะล้าง (Leaching) ทำให้ปริมาณเกลือในดินลดลง โดยดินเหนียวส่วนบนจะถูกชะล้างน้อยกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่างอันเป็นผลเนื่องจากอายุของดิน เป็นผลทำให้โครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ ดินจึงมีพฤติกรรมที่มีความไว ซึ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่า Sensitivity 4-6 ซึ่งจัดเป็นดินเหนียวที่มีความไว (Sensitive Clay)

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีความหนาอยู่ในช่วงประมาณ 12-20 ม. โดยชั้นดินเหนียวส่วนบน (ระดับ 3-5 ม.) มักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลางและอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ซึ่งมีสาเหตุมาจากกระบวนการ Weathering โดยเฉพาะมาจาก Chemical Weathering, การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน และกระบวนการ Desiccation ส่วนชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ถัดลงไปก็อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated) ซึ่งเชื่อว่าส่วนใหญ่มาจากกระบวนการ Aging อันเป็นผลมาจากการอัดตัวครั้งที่สอง (สุรจันตร, 2540)

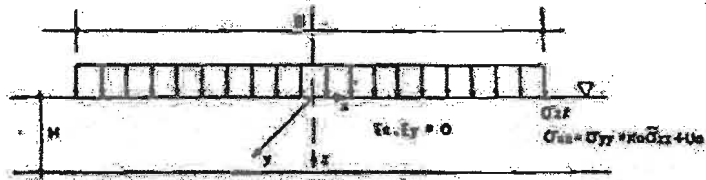
ในบริเวณกรุงเทพฯ สามารถจำแนกชนิดดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่าดัชนีพลาสติกิกซิตี (Plasticity Index: PI) เป็นเกณฑ์ในการแบ่ง ได้เป็น 3 ประเภทดังนี้

- ก. บริเวณตอนเหนือของกรุงเทพฯ ตั้งแต่รังสิตเป็นต้นไป ดินเหนียวจะมี $PI \approx 20-30 \%$
- ข. บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ดินเหนียวจะมี $PI \approx 40 \%$
- ค. บริเวณชานเมืองกรุงเทพฯ ด้านที่อยู่ใกล้อ่าวไทย ดินเหนียวจะมี $PI \approx 60-80 \%$

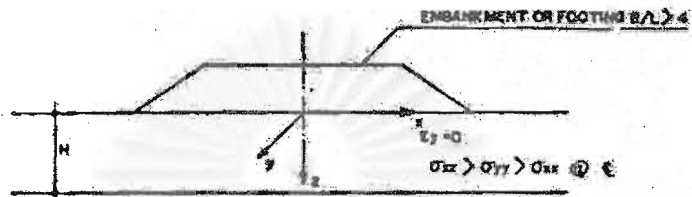
2.2 กลไกและพฤติกรรมทรุดตัว

เมื่อมีหน่วยแรงจากภายนอกมากระทำต่อมวลดิน และการเคลื่อนตัวอาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 1 หรือ 2 หรือ 3 มิติก็ได้ ขึ้นอยู่กับ ขนาด, รูปทรงของน้ำหนักที่มากกระทำ, ความหนาของชั้นดิน และขอบเขตของทิศทางการเคลื่อนตัวดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยการทรุดตัวของดินสามารถแบ่งได้ออกเป็น 2 ลักษณะ คือ

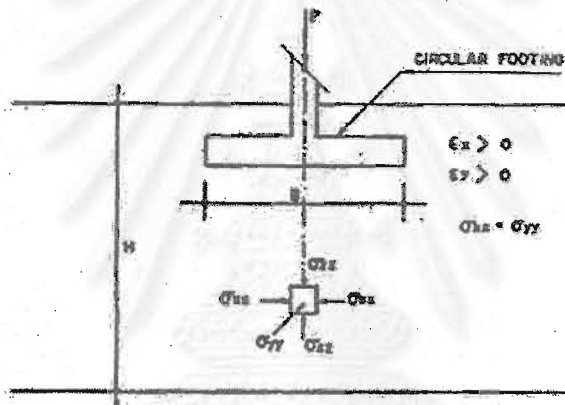
- ก. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)
- ข. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement)



- (ก) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 1 มิติ
 $B \gg H$ ($B/H > 10$ เป็นต้น)



- (ข) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 2 มิติ



- (ค) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 3 มิติ

รูปที่ 2.1 ตัวอย่างงานทางด้านวิศวกรรมซึ่งสภาพความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ, 2 มิติ และ 3 มิติ (สุรฉัตร, 2540)

2.2.1 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

เมื่อมวลดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำถูกหน่วยแรงภายนอกมากระทำอย่างรวดเร็ว น้ำจะไม่สามารถระบายออกจากมวลดินได้ทัน เนื่องจากดินเหนียวมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมต่ำ ทำให้ดินไม่สามารถเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ทัน ดังนั้นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจึงเป็นการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Settlement) และจะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อ จะต้องมีการขยายตัวทางด้านข้างไปพร้อมๆ กัน ซึ่งจะพบได้ในกรณีที่มีการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติเท่านั้น

2.2.2 การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement)

การทรุดตัวชนิดนี้เป็นลักษณะการทรุดตัวที่สำคัญสำหรับดินเหนียว ซึ่งสามารถแบ่งตามกลไกการทรุดตัวได้เป็น 3 ประเภทคือ

ก. การทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติเป็นที่ (Local Yielding or Plastic Flow) และ ครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep)

ในดินเหนียวเมื่อการเคลื่อนตัวสามารถเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่เกิดขึ้นอาจเป็นฟังก์ชันของเวลาได้ เนื่องจากผลของ Local Yielding และ Undrained Creep ซึ่งเกิดขึ้นมากในดินเหนียวประเภท High Plastic and Organic Clays และสิ่งก่อสร้างที่ตั้งอยู่บนดินเหนียวอ่อนซึ่งมีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำ เช่น ดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพฯ (สมบัติ, 2525 และ Mohamed Azlam, M.A., 1996) และดินเหนียวอ่อนมากที่บางปู (ชูชาติ, 2527) เป็นต้น

การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yielding เกิดจากมวลดินได้รับ Shear Stress จากแรงกระทำภายนอกมากกว่าจนกระทั่ง Shear Stress ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งเป็นผลให้เกิดการ Flow ของมวลดิน

ส่วนการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep เกิดจากดินได้รับ Shear Stress คงที่ในสภาพไม่ระบายน้ำ โดยเมื่อเวลาผ่านไปการทรุดตัวและความดันน้ำส่วนเกินก็จะมากขึ้น แต่อัตราการทรุดตัวมักจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ จนอาจจะหยุด ในบางกรณีเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือน (Stress Level) สูงกว่าค่าหนึ่ง ซึ่งเรียกว่า กำลังครีพ (Creep Strength) จะพบว่าอัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep กับเพิ่มขึ้นอีก (สมบัติ, 2525 และชูชาติ, 2527) จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติ ชูชาติ (2527) ทำการศึกษาพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางปูพบว่า กำลังครีพในแนวตั้งมีค่าประมาณ 80 % กำลังรับแรงเฉือนของดิน ซึ่งค่าดังกล่าวไม่ขึ้นกับค่า OCR

การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yielding และ Undrained Creep จะทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินเพิ่มขึ้นกับเวลา ในกรณีที่ในสนามมีการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นด้วย ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินอาจเพิ่มขึ้น คงที่หรือลดลง ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของกระบวนการอัดตัวคายน้ำและปริมาณความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดจากการเคลื่อนตัวแบบระบายน้ำว่าเกิดขึ้นได้มากน้อยเพียงใด แต่ถ้าแรงดันน้ำส่วนเกิน, อัตราการทรุดตัวและอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ กับเวลา แสดงว่ามวลดินกำลังเกิดการวิบัติ ซึ่งเป็นผลจาก Undrained Creep (สุรฉัตร, 2540)

ข. การทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)

พฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) เกิดจากหลักการที่ว่า อนุภาคดิน (Soil Particle) ณ.สภาวะหนึ่ง มีความสามารถที่จะรับหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดได้จำนวนหนึ่ง หากหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำมีค่ามากกว่าความสามารถของอนุภาคดินจะรับได้ เนื่องจากดินเหนียวมีความสามารถในการซึมผ่านต่ำ หน่วยแรงส่วนเกินจะถูกรับไว้ด้วยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Pressure) โดยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นนี้ทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ซึ่งทำให้ช่องว่างในมวลดินลดลงจนเกิดการทรุดตัว และเป็นการเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของอนุภาคดิน โดยการทรุดตัวจะดำเนินต่อไปจนกว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่ง ณ. สภาวะนี้หน่วยแรงภายนอกที่มากระทำเพิ่มเติมจะถูกแบกรับด้วยอนุภาคดินทั้งหมด (Taylor, 1948)

ค. การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

พฤติกรรมของการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยน้ำไหลออกจากช่องว่างในดิน ทำให้เกิดมวลดินเกิดการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา

ในปัจจุบันยังไม่เป็นที่แน่ชัดว่า ครีพแบบระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ หรือเกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (Jamiołkowski, 1985) และกลไกการเกิดเป็นอย่างไร จากการศึกษาและทดสอบในอดีตได้มีผู้เสนอกลไกการเกิดไว้ต่าง ๆ กันดังนี้

- (i) การจัดเรียงตัวเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างผิวของอนุภาคดิน (Casagrande & Fadum, 1940)
- (ii) การจัดเรียงตัวใหม่เนื่องจากน้ำไหลออกจากมวลดิน ซึ่งเป็นผลจากแรงดึงดูดทางประจุไฟฟ้าระหว่างอนุภาคดินเหนียว (Lambe & Whitman, 1969)
- (iii) อนุภาคที่อยู่ติดกันในมวลดินไม่เสถียรภาพหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นอนุภาคของดินจึงพยายามที่จะเคลื่อนไหวต่อไป เพื่อให้อยู่ในลักษณะที่มีเสถียรภาพอีกครั้ง (Ladd, 1971)
- (iv) เป็นขบวนการที่อนุภาคดินมีการจัดเรียงตัวเพื่อลดหน่วยแรงเฉือนระหว่างอนุภาคดิน (Kavanazajian & Michell, 1993)

2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการทรุดตัว

พฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในดินเหนียวขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ (Ladd, 1977) ดังนี้

- ก. คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ได้แก่ ค่า Sensitivity, ค่า PI และปริมาณอินทรีย์วัตถุ
- ข. ประวัติของหน่วยแรง (Stress History)
- ค. อัตราการให้หน่วยแรงกระทำต่อมวลดิน
- ง. รูปร่างและขนาดของหน่วยแรงกระทำ

2.4 การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ

2.4.1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับครีพแบบไม่ระบายน้ำ

Singh และ Mitchell (1968) ได้เสนอสมการ Semi-empirical "General Stress-Strain-Time Function for Soils" ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียด (Axial Strain Rate, $\dot{\epsilon}^o$), ระดับหน่วยแรงเฉือน (Stress Level, D) และเวลา (Time) จากผลการทดสอบ ครีพ ด้วยเครื่องมือ Triaxial ซึ่งเป็นไปตามสมการที่ 2.1

$$\dot{\epsilon}^o = A e^{\alpha D} (t/t_0)^m \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.1}$$

เมื่อ $\dot{\epsilon}^o$ คือ อัตราความเครียด (%/หน่วยเวลา)

A คือ ค่าที่ได้จากการต่อกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \dot{\epsilon}^o$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน ส่วนที่เป็นเส้นตรง เมื่อ $t = t_0$ ตัดแกนของอัตราความเครียดที่ค่า A เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนเป็นศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 2.2

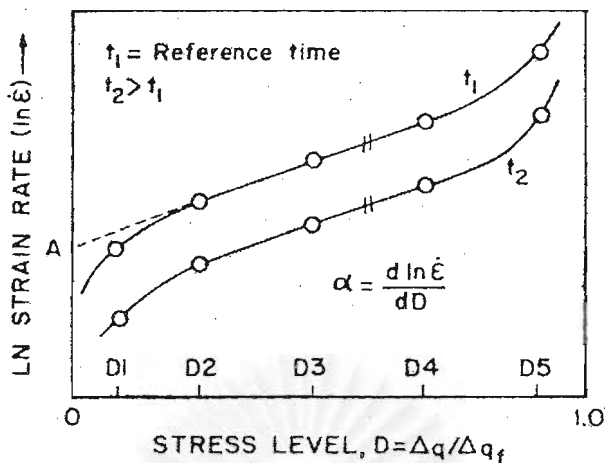
α คือ ค่าความชันของส่วนที่เป็นเส้นตรง จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \dot{\epsilon}^o$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 2.2

D คือ ระดับหน่วยแรงเฉือน

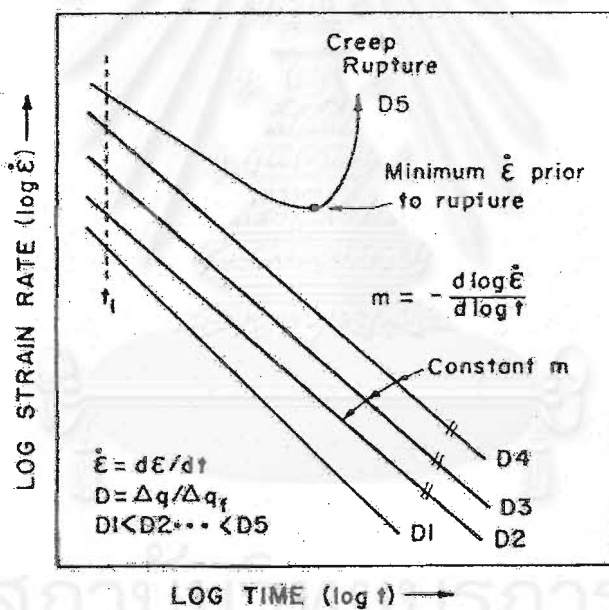
m คือ ความชันของเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\text{LOG } \dot{\epsilon}^o$ กับเวลา ซึ่งเป็นค่าที่ไม่ขึ้นกับระดับหน่วยแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 2.3

t คือ เวลาใดๆ

t_0 คือ หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \dot{\epsilon}^0$ กับระดับหน่วยแรงเฉือนในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ (จาก Ladd, 1977)



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\text{LOG } \dot{\epsilon}^0$ กับเวลาที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่างๆ ในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ (จาก Ladd, 1977)

ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้ทั้งครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

Singh และ Mitchell (1969) ใช้ค่า m เป็นตัวบ่งชี้แนวโน้มการเกิดปัญหาทางด้านครีพ (Creep Potential) ของดินโดย เมื่อ

ก. ค่า m มีค่าน้อยกว่า 1 ดินมักจะมีการพิบัติโดยครีพ โดยเมื่อ m มีค่าลดลงแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้านครีพก็จะมากขึ้น

ข. ค่า $m \geq 1$ การทรุดตัวของครีพมีแนวโน้มที่จะหยุดลงเมื่อเวลาผ่านไป

ชูชาติ (2527) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณบางปูมีค่า m มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ OCR มีค่าเพิ่มขึ้น และดินในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติโดยครีพมากกว่าดินในช่วง OC

นอกจากนี้ยังมีความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียดครีพกับเวลาซึ่งเสนอโดย Semple (1973) ซึ่งปรับปรุงมาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Singh และ Mitchell (1969) และ Mesri et al (1981) ได้ใช้สมการไอเปอโบริคแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดครีพที่เวลาต่างๆ ซึ่งได้จากการทดสอบ CIUC

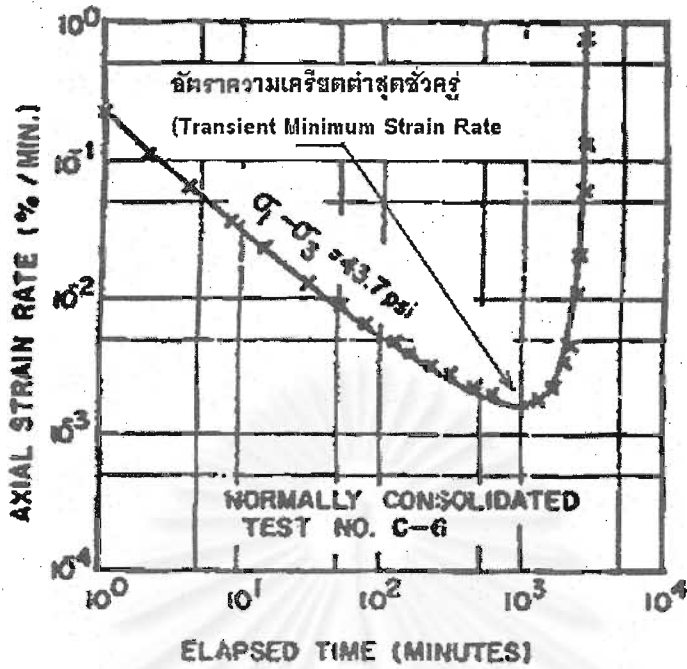
ชูชาติ (2527) พบว่าดินเหนียวอ่อนบางปูความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Singh และ Mitchell (1968), Semple (1973) และ Mesri et al (1981) สามารถคาดคะเนความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ทั้งในช่วง OC และ NC แต่สมการที่เสนอโดย Semple (1973) จะให้ผลใกล้เคียงที่สุด

และ Mohamed Azlam, M.A. (1996) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่า สมการที่เสนอโดย Semple (1973) สามารถใช้ได้ดีเช่นกัน

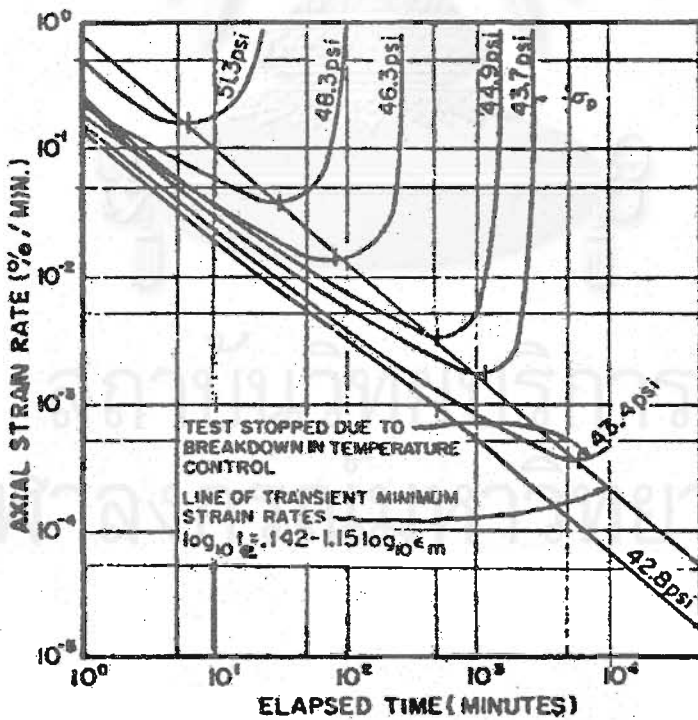
Finn และ Shead (1973) ศึกษาการวิบัติของครีพ (Creep Rupture) ในดินเหนียวฮันนี่ (Hanny Clay) พบว่า อัตราความเครียดในระหว่างเกิดครีพมีแนวโน้มที่จะลดลงในช่วงแรก จนกระทั่งถึงอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว (Transient Minimum Strain Rate: ϵ_m°) จากนั้นอัตราความเครียดจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจะกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 2.4

รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง LOG ของเวลาที่เกิดความเครียดชั่วคราว (Time of Transient Minimum Strain Rate: t_ϵ) กับ LOG ของอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว (ϵ_m°) ของดินเหนียวฮันนี่ในช่วง NC เป็นไปตามสมการที่ 2.2

$$\text{LOG } t_\epsilon = 0.142 - 1.15 \text{ LOG } \epsilon_m^\circ : \text{ สำหรับดินในช่วง NC} \dots \dots \dots \text{สมการที่ 2.2}$$



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง LOG ของอัตราความเครียดกับ LOG ของเวลาในระหว่างการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชั้นนี้ (Finn และ Shead, 1973)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง LOG ของเวลาที่เกิดความเครียดชั่วคราวกับ LOG ของอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว ของดินเหนียวชั้นนี้ ในช่วง NC (Finn และ Shead, 1973)

ชุกชาติพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว (ϵ_m^o) และเวลาที่เกิดความเครียดชั่วคราว (t_e) ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางปูเป็นไปตามสมการที่ 2.3 และสมการที่ 2.4 สำหรับดินเหนียวอ่อนในช่วง OC และ NC ตามลำดับ

$$\text{LOG } t_e = 0.167 - 0.905 \text{ LOG } \epsilon_m^o : \text{ สำหรับดินในช่วง OC.....สมการที่ 2.3}$$

$$\text{LOG } t_e = 0.178 - 1.076 \text{ LOG } \epsilon_m^o : \text{ สำหรับดินในช่วง NC.....สมการที่ 2.4}$$

สมบัติ (2525) และชุกชาติ (2527) พบว่าการคาดคะเนเวลาที่เหลืออยู่ก่อนการวิบัติด้วยครีฟ (t_c) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ เป็นไปตามความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Saito และ Uezawa (1961) ดังแสดงในสมการที่ 2.5

$$\text{LOG } t_c = 2.33 - 0.916 \text{ LOG } \epsilon_o \pm 0.59 \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.5}$$

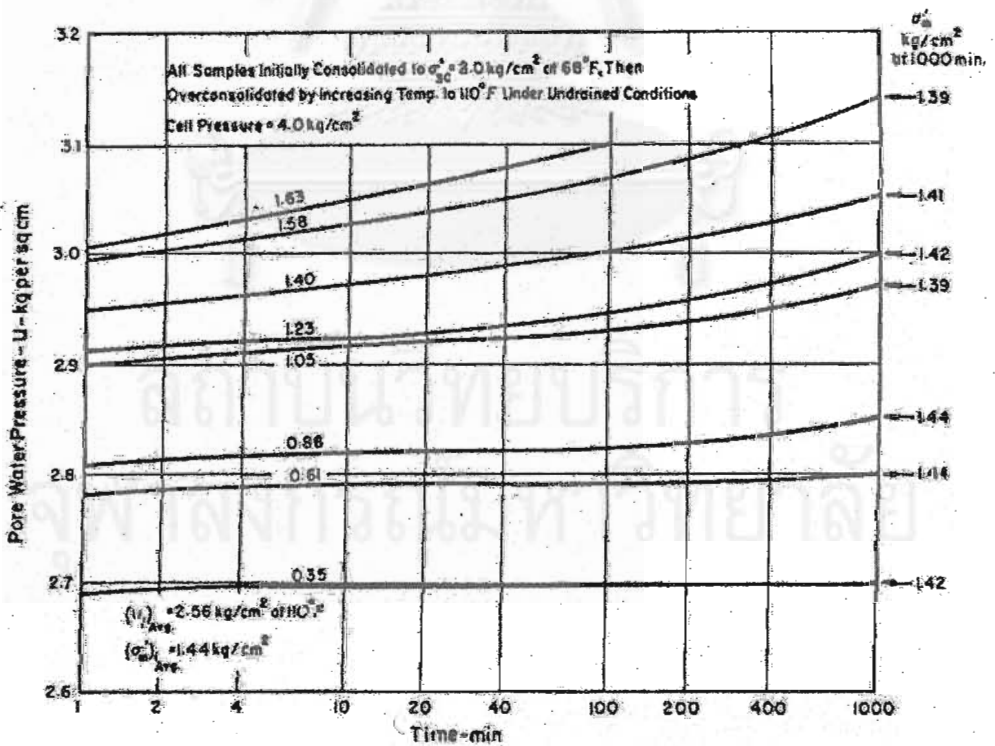
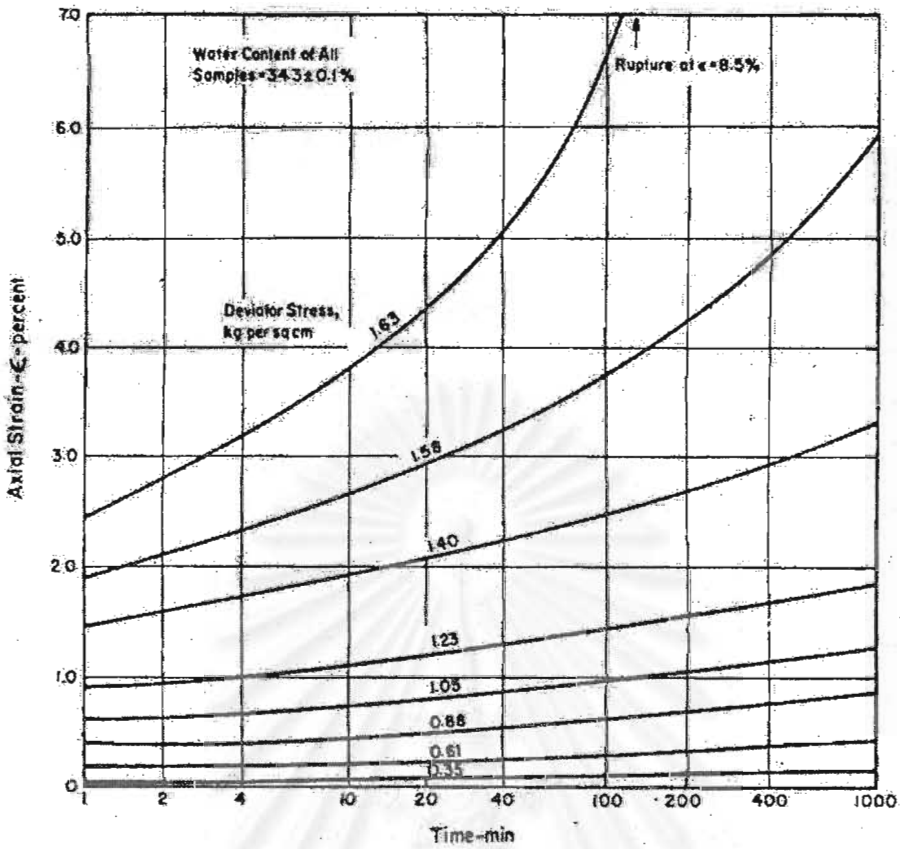
2.4.2 ความดันน้ำในโพรงระหว่างครีฟแบบไม่ระบายน้ำ

Singh และ Mitchell (1968) ทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำของดินอิลไลต์ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับเวลา และความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เกิดขึ้นกับเวลา มีความสัมพันธ์เป็นไปในแนวทางเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 2.6

Holzer et al (1973) ทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำดินเหนียวอ่อนที่ไม่ถูกรบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโก พบว่าค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับเวลาทุกๆ ค่าของระดับหน่วยแรงเฉือน (รวมทั้งระดับหน่วยแรงเฉือนที่เป็นศูนย์ด้วย) โดยอัตราการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงสูงเฉพาะในช่วงแรก หลังจากนั้นความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ อัตราการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงในช่วงหลังนี้จะมีค่าเกือบเท่ากันทุกค่าระดับแรงเฉือน ดังนั้น Holzer จึงแบ่งการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงระหว่างการเกิดครีฟแบบไม่ระบายน้ำออกเป็น 2 แบบ คือ

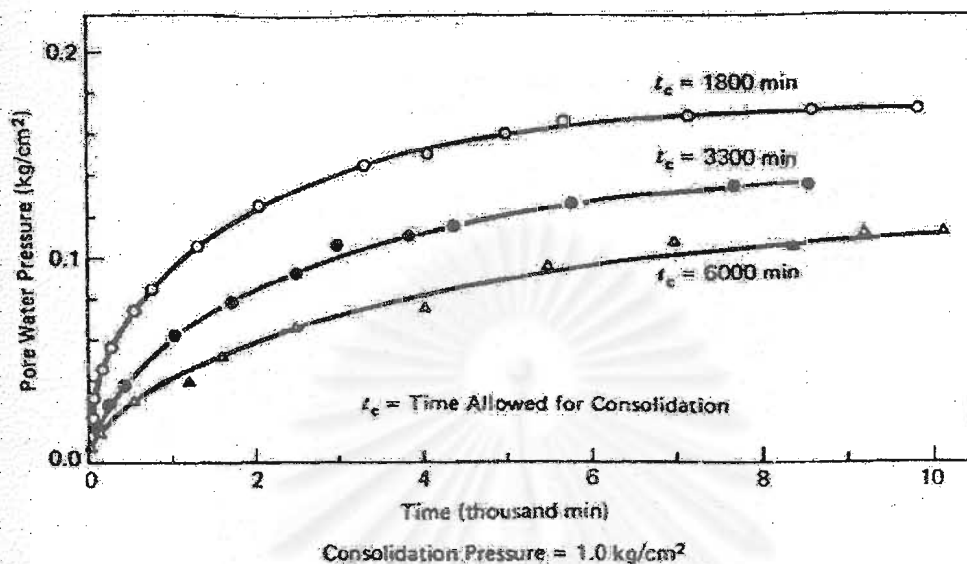
ก. ค่าความดันน้ำที่ไม่ขึ้นกับเวลา (Time-Independent) ซึ่งเกิดจากการเพิ่มของหน่วยแรงเฉือน

ข. ค่าความดันน้ำในโพรงที่ขึ้นกับเวลา (Time-Dependent) ซึ่งเกิดจากการปิดกั้นไม่ให้เกิดครีฟแบบระบายน้ำ โดยปริมาณและอัตราการเกิดความดันน้ำส่วนเกินกับเวลา มีแนวโน้มที่จะ



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เกิดขึ้นกับเวลา และความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับเวลาของอิลไลต์ระหว่างเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Singh และ Mitchell, 1968)

มากขึ้น เมื่อระยะเวลาที่ยอมให้เกิดครีพแบบระบายน้ำหลังจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลงน้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำ เมื่อเวลาที่ยอมให้เกิดครีพแบบระบายน้ำต่างกัน (จาก Mitchell, 1993)

Arulanandan et al (1971) และ Shen et al (1973) ทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนที่ไม่ถูกรบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโกเช่นกัน ผลการทดสอบที่ได้สอดคล้องกับผลของ Holzer et al (1973)

2.4.3 ผลกระทบของครีพแบบไม่ระบายน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือน

Mitchell et al (1976, 1993) พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงและดิน Heavily Overconsolidated Clay จะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ โดยในดินเหนียวอ่อนกำลังรับแรงเฉือนของดินจะลดลงหลังจากการก่อสร้างเสร็จใหม่ๆ ในสถานะที่น้ำระบายออกไม่ทัน (Undrained Condition) ส่วนดิน Heavily Overconsolidated Clay กำลังรับแรงเฉือนจะลดลงหลังจากการระบายน้ำจาก Swelling เสร็จสิ้นลงแล้ว (Long Term Condition) สำหรับสาเหตุที่กำลังรับแรงเฉือนลดลงสามารถอธิบายโดยใช้หลักการดังต่อไปนี้

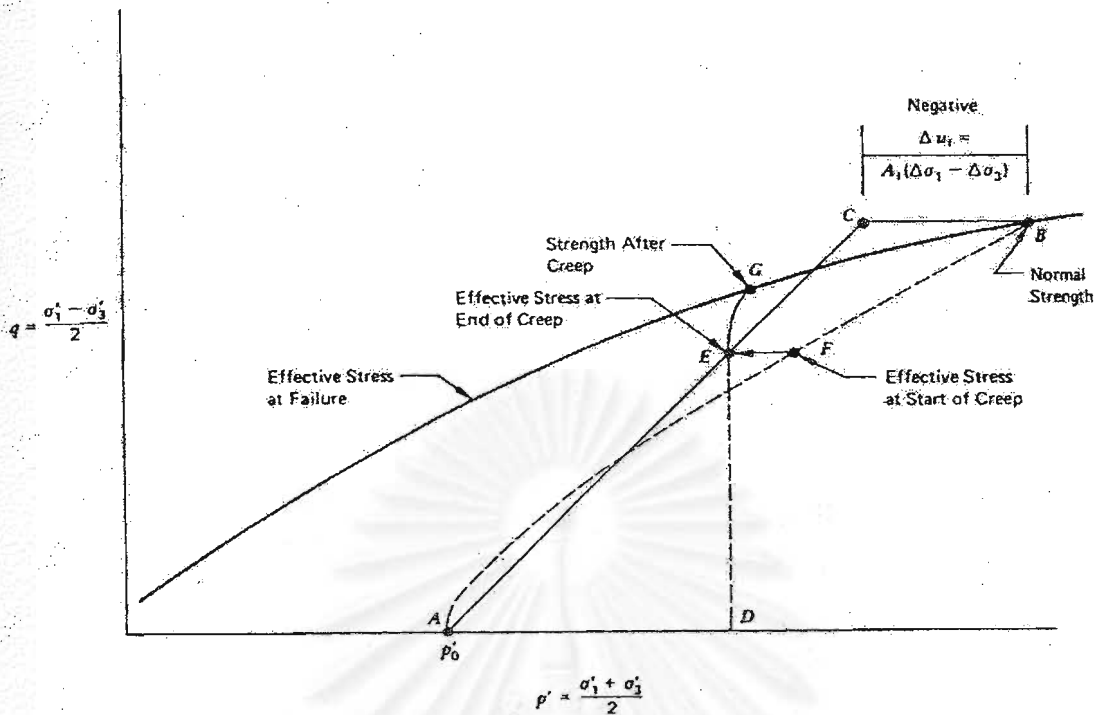
ก. การหลุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำทำลายพันธะสารเคมีเชื่อมแน่น (Cemented Bond) ระหว่างอนุภาคดิน

- ข. ครีพแบบไม่ระบายน้ำทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน
- ค. เมื่อมวลดินถูกหน่วยแรงเฉือนกระทำ ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) และเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในมวลดินเมื่อน้ำระบายออกหมดแล้ว (Drained Condition)
- ง. ปริมาณน้ำในมวลเกิดการเปลี่ยนแปลงหลังการเกิดครีพ

สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นผลมาจาก การแตกหักโครงสร้างดินซึ่งปกติจะเกาะตัวกันแบบกระเกาะ (Flocculation) หลังจากเกิดครีพจะทำให้ปริมาณน้ำใน Shear Zone มากกว่าบริเวณอื่น และอนุภาคของดินจะพยายามจัดเรียงตัวกันแบบขนาน (Tend to more Dispersed) ซึ่งทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง

สำหรับดิน Heavily Overconsolidated Clay การลดลงของกำลังรับแรงเฉือนหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นผลมาจาก การเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบ (Negative Pore Pressure) บริเวณ Shear Zone มากกว่าบริเวณอื่น ปริมาณน้ำในมวลดินบริเวณอื่นจึงพยายามเข้ามาบริเวณ Shear Zone ทำให้เกิดการอ่อนตัวและค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงใน Long Term

รูปที่ 2.8 แสดงการลดลงของกำลังรับน้ำหนักของดิน Heavily Overconsolidated Clay ในรูปของ $p'-q$ พลอต จากรูปเส้น AB คือ ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล และเส้น AC แสดงทางเดินของหน่วยแรงรวมซึ่งได้จากการทดสอบ \overline{CIUC} ซึ่งเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบ (เส้น CB) ดังนั้นถ้าทำการทดสอบครีพโดยให้หน่วยแรงเฉือนคงที่กระทำที่จุด F ในระยะเวลาช่วงแรกจะเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบมีค่าเท่ากับ EF จากนั้นเมื่อน้ำถูกดูดเข้าไปในมวลดินและแรงดันน้ำในโพรงกลับสู่สภาวะสมดุลย์ หน่วยแรงประสิทธิผล ณ.สภาวะใหม่นี้จะอยู่ที่จุด E ซึ่งจากจุดนี้ หากเพิ่มหน่วยแรงเฉือนกระทำต่อดินอีกครั้ง จะพบว่ามวลดินจะเกิดการวิบัติที่จุด G ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าดินที่ไม่เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ ในกรณีที่แรงดันน้ำในโพรงที่เป็นลบมีค่ามากๆ จุด E อาจอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติ ทำให้มวลดินเกิดการวิบัติใน Long Term ได้



รูปที่ 2.8 การลดลงของกำลังรับน้ำหนักของดิน Heavily Overconsolidated Clay ในรูปของ p'-q พล็อต (Mitchell, 1993)

2.4.4 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติพื้นฐาน

ดินที่มีค่า Activity (อัตราส่วนของค่า PI ต่อปริมาณดินเหนียวที่มีขนาดเล็กกว่า 2 μm) สูง, ค่า PI มีค่าสูง และดินที่มีน้ำอยู่ในช่องว่างในมวลดินมาก มีแนวโน้มจะเกิดพฤติกรรมทางด้านครีพมาก (Mitchell, 1993)

ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

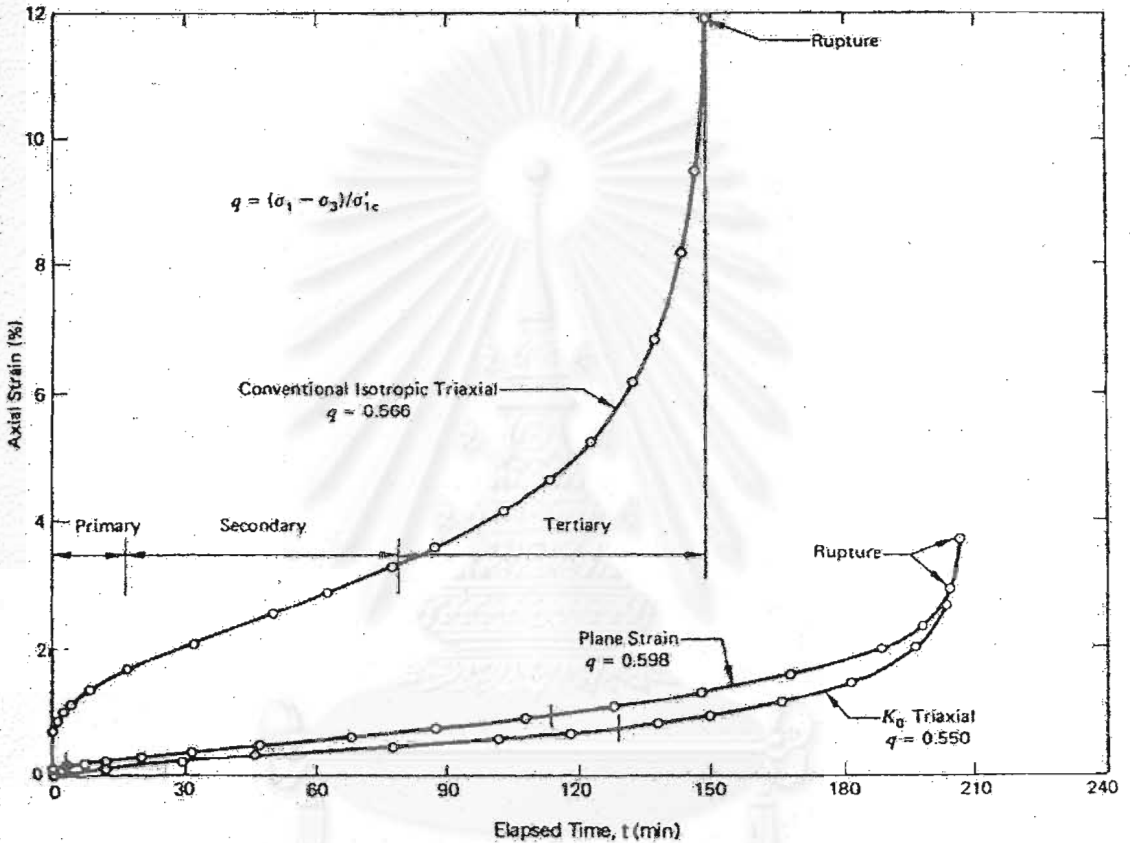
ดินที่อยู่ในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าในช่วง OC (Mitchell, 1993)

สมบัติ (2525) และ ชูชาติ (2527) ทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าดินในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าในช่วง OC เช่นกัน

ค. ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรง

Campanella และ Vaid (1974) ทำการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำดินเหนียวฮันนี (Haney Clay) ใช้เครื่องมือ Triaxial และ Plane Strain โดยทำการอัดตัวคายนํ้าในสภาพต่างๆ กัน

ก่อนการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 2.9 จะพบว่า ค่าอัตราความเครียดต่ำสุด (Minimum Creep Rate) ณ จุดที่เกิดการวิบัติโดยครีพแบบไม่ระบายน้ำ จะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับระบบของหน่วยแรงกระทำก่อนการทดสอบ โดยค่าอัตราความเครียดต่ำสุดที่ได้จาก K_0 Triaxial จะให้ค่าน้อยสุดในขณะที่ค่าอัตราความเครียดต่ำสุดที่ได้จาก CIUC จะให้ค่าสูงสุด



รูปที่ 2.9 ผลกระทบเนื่องจากระบบของหน่วยแรงต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Campanella และ Vaid, 1974)

2.5 การหดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

2.5.1 การยุบตัวของดิน (Soil Compressibility)

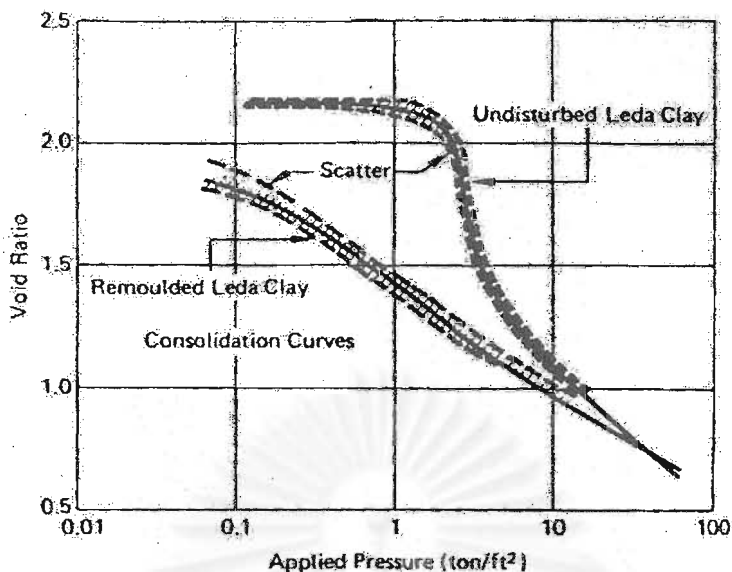
Mitchell (1993) พบว่าดินเหนียวอ่อนที่มีความไวความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ มีลักษณะเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.10. กล่าวคือในช่วง $\sigma'_v < \sigma'_p$ (Recompression Range) กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย แต่เมื่อ $\sigma'_v > \sigma'_p$ (Compression Range) ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและกราฟจะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) โดยกราฟจะมีความชันมากในช่วงแรก หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงเมื่อ σ'_v มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งเกิดจากการที่ดินเหนียวประเภท Marine Deposited ถูกกระบวนการ Leaching

นอกจากนี้ในดินเหนียวที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากกระบวนการ Aging ก็มีความสัมพันธ์ $e - \text{LOG } \sigma'_v$ เป็นไปดังแสดงในรูปที่ 2.10 เช่นกัน โดยในช่วง Recompression เชื่อว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยระหว่างผิวสัมผัสของอนุภาคดิน (Minor Slip at Interparticle Contacts) แต่เมื่อเข้าสู่ช่วง Compression อนุภาคของดินจัดเรียงตัวใหม่ (Rearrangement) เพื่อให้สามารถแบกทานหน่วยแรงที่มากกระทำเพิ่มและชดเชยความสามารถในการแบกทานหน่วยแรงที่สูญเสียไปเนื่องจากเนื่องจากการแตกหักของพันธะระหว่างอนุภาคดิน (Mesri, 1996)

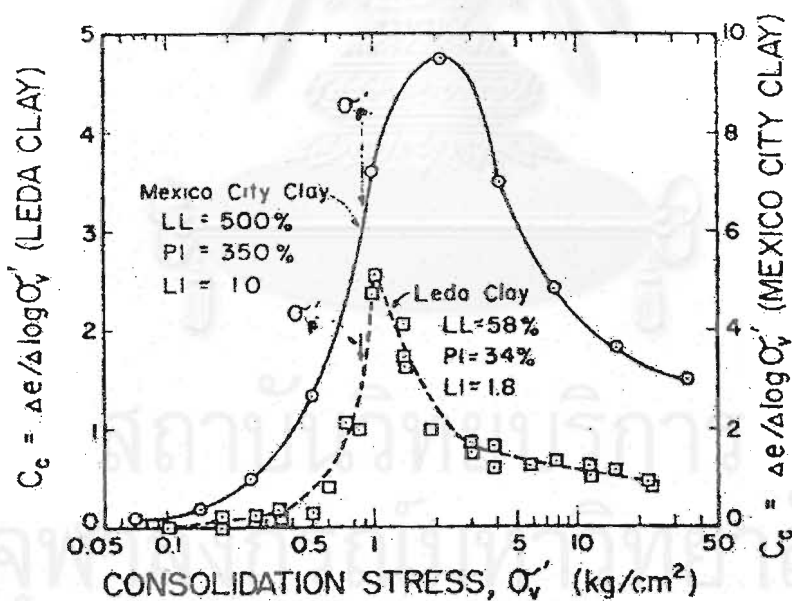
Mesri (1977) ทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดิน Leda Clay และ Mexico City Clay ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวพบว่าค่า C_c มีค่าไม่คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ σ'_v มีค่ามากกว่า σ'_p เล็กน้อย

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว Kim (1970), Reinmanorom (1974) และ Taesiri (1976) พบว่าความสัมพันธ์ $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ในช่วง Compression มีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงเช่นกัน ซึ่งเป็นพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลีดาคาซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Mitchell, 1993)



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_c และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลีดาคาและดินเหนียวอ่อนเม็กซิโกซิตีซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Ladd, 1977)

2.5.2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการอัดตัวคายน้ำ

ในทางปฏิบัติการคาดคะเนปริมาณการหดตัวและอัตราการหดตัวของสิ่งปลูกสร้างที่ตั้งอยู่บนดินเหนียวอ่อน นิยมใช้ทฤษฎีของ Terzaghi (1925) เมื่อการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นในแบบ 1 มิติ (One-dimensional consolidation) ซึ่งตั้งอยู่บนสมมุติฐานที่ว่า

- ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma' - e$ เป็นเส้นตรงและไม่ขึ้นกับเวลา
- ข. ค่าสัมประสิทธิ์การซึม (k_v) มีค่าคงที่ระหว่างการอัดตัวคายน้ำและกฎของ Darcy สามารถนำมาใช้ได้

ซึ่งผลของการคาดคะเนปริมาณการหดตัวและอัตราการหดตัวในระหว่างการอัดตัวคายน้ำโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่เกิดขึ้นจริงในสนาม แต่ก็มีหลายกรณีที่เกิดการคาดคะเนโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ให้ผลที่ผิดพลาดไปมาก Crooks et al. (1984) ได้รวบรวมพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำประมาณ 50 กรณีศึกษาและพบว่าหลายกรณีศึกษาที่พฤติกรรมไม่สามารถคาดคะเนและอธิบายโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi (Mitchell, 1986) ซึ่งพฤติกรรมต่าง ๆ เหล่านี้ได้แก่

- ก. Δu มีค่าเพิ่มขึ้นอีกระยะหนึ่งแม้ว่าการก่อสร้างจะเสร็จสิ้นไปแล้วก็ตาม
- ข. ความแตกต่างระหว่างอัตราการหดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนามและการคาดคะเนอัตราการหดตัวจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- ค. การเปลี่ยนแปลงอัตราการอัดตัวคายน้ำในระหว่างและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นลง
- ง. กำลังของดิน (Strength) มีค่าเกือบคงที่ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

Mesri (1985 a) เสนอ Constitutive Equation รูปแบบทั่วไปของอัตราการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างภายในดิน (Void Ratio, e) ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$\Delta e = \left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt} + \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} \dots \dots \dots \text{สมการที่ 2.6}$$

เมื่อ $\left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt}$ คือ การลดลงของ Void Ratio เนื่องจากผลของการเพิ่ม σ'
 $\left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'}$ คือ การลดลงของ Void Ratio ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับเวลา

ดังนั้นจะได้ว่าการลดลงของ Void Ratio ที่เวลา t ใด ๆ หลังจากการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงคือ

$$\Delta e = \int_0^{t_p} \left[\left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt} + \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} \right] dt + \int_{t_p}^t \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} dt \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.7}$$

$$= \Delta e_p + \Delta e_s \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.8}$$

เมื่อ Δe_p คือ การลดลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ
 Δe_s คือ การลดลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวครั้งที่สอง

จากสมการที่ 2.7 จะสังเกตว่าจากการเปลี่ยนแปลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (Δe_p) รวมผลของการเปลี่ยนแปลง ของ Void Ratio ที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา $\left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'}$ เข้าไว้ด้วย

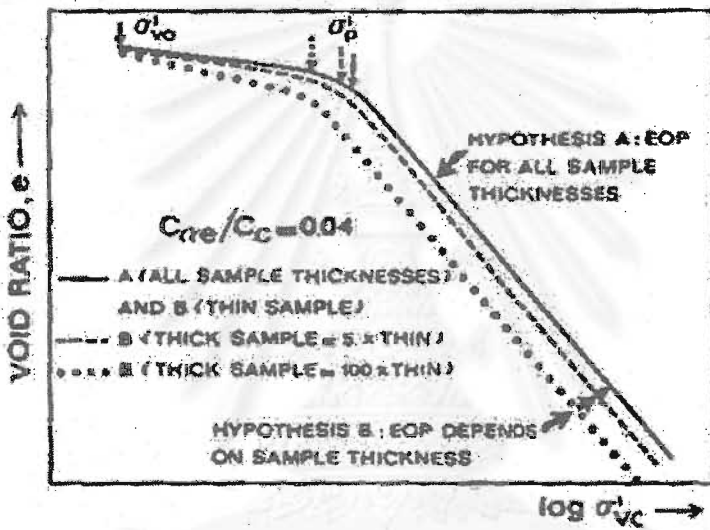
ในปัจจุบันสมมุติฐานที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ -LOG σ' (หรือ e -LOG σ') ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (EOP) มีอยู่ 2 สมมุติฐาน (Jamolkoski, 1985)

สมมุติฐาน A (Hypothesis A) เสนอว่าครีฟเกิดขึ้นหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้ว ดังนั้น ϵ หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ไม่ขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ -LOG σ' (หรือ e -LOG σ') จะอยู่บนความสัมพันธ์เดียวกัน (Uniqueness) ไม่ว่าความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path, H_d) จะมีขนาดเท่าใดก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 2.12 (b) สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนโดย Mesri (1985 a) ซึ่งทำการทดสอบ Isotropic Consolidation Test กับตัวอย่างที่มี H_d ต่างๆ กัน โดยตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบมาจาก 3 แหล่งคือ Saint-Alban clay; PI = 13% LI= 2.3, San Francisco Bay Mud; PI

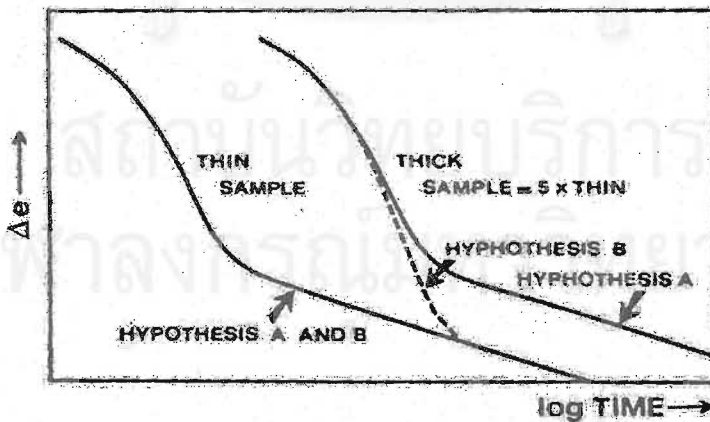
= 52% LI = 1.06 และ Louisville clay; PI = 37% LI = 1.06 และพบว่า ϵ หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับ H_0 ดังแสดงในรูปที่ 2.13

สมมุติฐาน B (Hypothesis B) เสนอว่าครีฟสามารถเกิดขึ้นในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้น ϵ หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือถ้าความยาวเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path) มีค่ามาก ระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำก็จะมาก Δe_p ก็จะมากตามขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.12 (b) ซึ่งมีผลทำให้ σ'_p มีค่าลดลงด้วยเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.12 (a) สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนจาก Yin (1996), Leroueil (1996)

(a) STRAIN VS STRESS AT END OF PRIMARY CONSOLIDATION

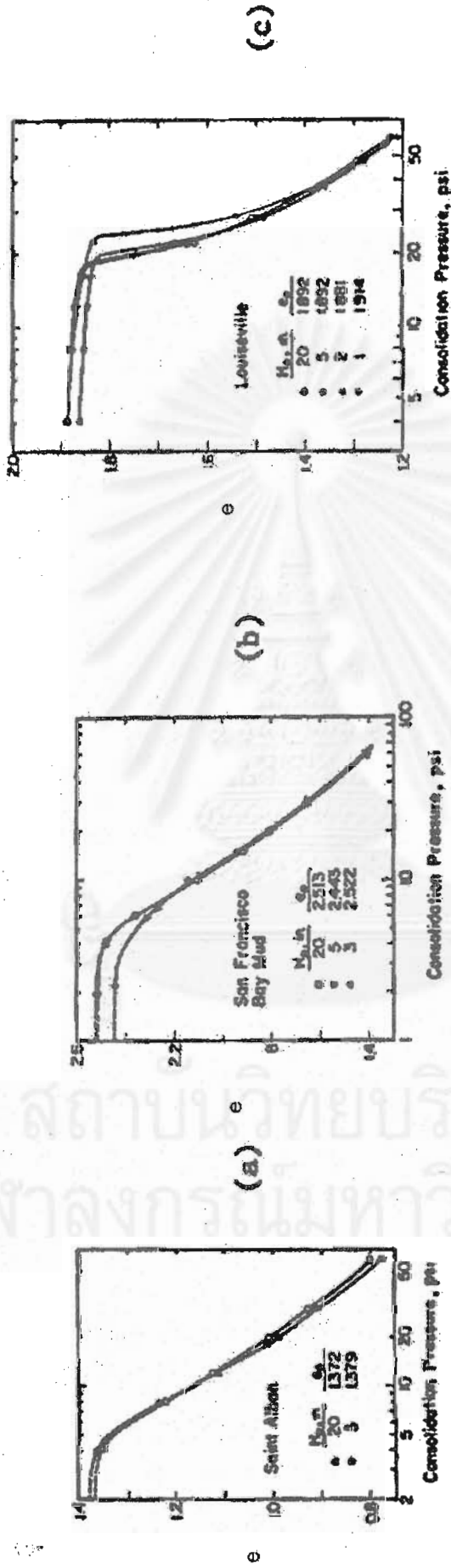


(b) STRAIN VS TIME FOR OCR=1 SAMPLES HAVING EQUAL INITIAL CONDITIONS AND $\Delta\sigma_v$



รูปที่ 2.12 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B (Jamolkowski, 1985)

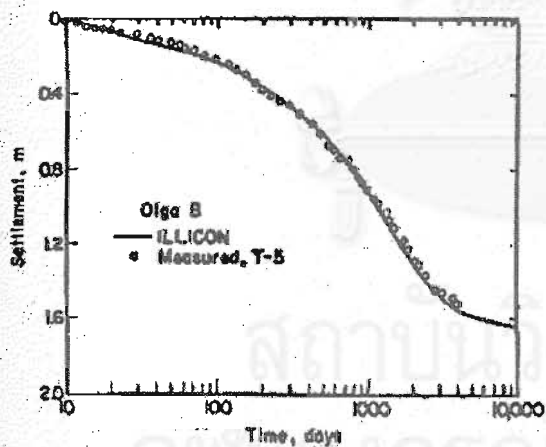
- (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v
- (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG Time



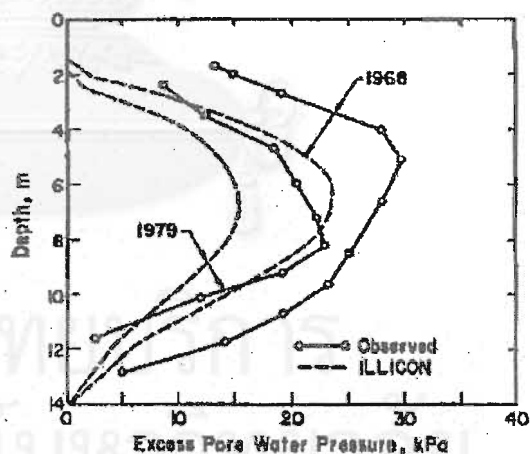
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง e - $\log \sigma_v$ ที่ได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation ซึ่งความยาวของเส้นทางน้ำไหลแตกต่างกัน (Mesri, 1985 a)

จากทั้งสองสมมุติฐานที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ได้มีงานวิจัยมากมายที่พยายามพัฒนาหลักการและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อคาดคะเนและอธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนามซึ่งไม่สามารถใช้ทฤษฎีของ Terzaghi อธิบายได้ เช่น

Mesri (1974) พัฒนา Theory of Consolidation โดยพิจารณาผลของ Nonlinear $e - \text{LOG } \sigma'_v$, ผลของ Stress history และผลของการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึม (Coefficient of Permeability) เข้าไว้ในทฤษฎีของ Terzaghi ซึ่งจากทฤษฎีที่ได้พัฒนาขึ้นมาใหม่นี้ สามารถอธิบายพฤติกรรมในสนามที่ Δu ไม่ยอมลดหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นในช่วงแรกๆ หรือพฤติกรรมที่ Δu มีค่าลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรก และมีค่าคงที่เมื่อเวลาผ่านไประยะหนึ่ง โดยอธิบายว่า เกิดจากการลดลงของค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมเมื่อ $\sigma'_v = \sigma'_p$ (Mesri, 1979) ต่อมา Mesri (1985 b) ได้นำทฤษฎีดังกล่าวมาคาดคะเนอัตราการทรุดตัวและอัตราในการอัดตัวคายน้ำของคันดินถมขนาด 174×104 เมตร บริเวณ Olga B (Montreal, Canada) บนชั้น Gray Varved Clay ที่มีความหนาประมาณ 10 เมตร ซึ่งมี $PI = 40\%$ และ $LI = 1.38 - 1.88$ พบว่าอัตราการทรุดตัวที่คาดคะเนไว้ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงดังแสดงในรูปที่ 2.14 (a) แต่อย่างไรก็ตามค่า Pore pressure ที่วัดได้จริงในสนามมีค่ามากกว่าที่คาดคะเนไว้ ดังแสดงในรูปที่ 2.14 (b)



(a) อัตราการทรุดตัว



(b) อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกิน

รูปที่ 2.14 เปรียบเทียบอัตราการทรุดตัวและอัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นจริงและที่ได้จากการคาดคะเนโดยใช้หลักการของ Theory of Consolidation (Mesri, 1985 b)

นอกจากนี้ Mesri (1996) ใช้หลักการของ Theory of Consolidation อธิบายพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งพบว่าเมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่ในช่วง Recompression การอัดตัวคายน้ำจะใช้เวลาไม่นานและการหลุดตัวเกิดขึ้นน้อยดังแสดงในรูปที่ 2.15 (b) แต่เมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่ในช่วง σ'_p รูปร่างการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมีรูปร่างผิดปกติไป ดังจะเห็นว่าการหลุดตัวในช่วงแรกเกิดขึ้นน้อยในขณะที่ มีการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมาก แต่เมื่อ Elapsed Time > 1000 min. อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินช้าลงอย่างมาก และการหลุดตัวในช่วงดังกล่าวเกิดขึ้นมากดังแสดงในรูปที่ 2.15 (c) ซึ่งเป็นผลมาจากเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินมีค่าเท่ากับ σ'_p จะมีการเปลี่ยนแปลงค่า C_c อย่างมาก มีผลทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมลดลง และอัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมาก อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์การซึมจะค่อยๆ ลดลงสัมพันธ์กับการลดลงของช่องว่างในมวลดิน แต่เนื่องจากในช่วงดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงของค่า C_c อย่างมาก ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของอัตราการอัดตัวคายน้ำอย่างมาก (ดูรูปที่ 2.15 (a) ประกอบ)

2.5.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

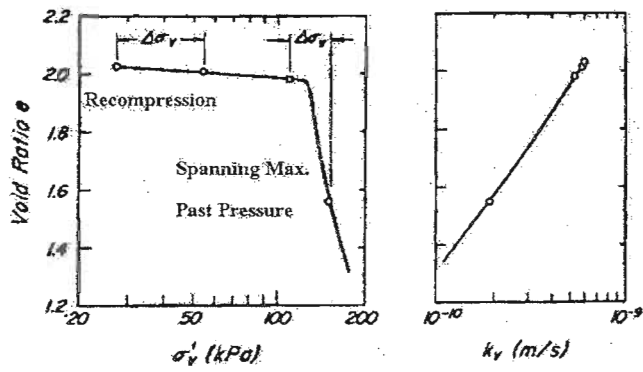
คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินเหนียวมีผลอย่างมากต่อปริมาณการหลุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำ จากอดีตจนถึงปัจจุบันได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติชั้นพื้นต่างๆ กับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประมาณการหลุดตัวไว้มากมายเช่น

(i) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.1

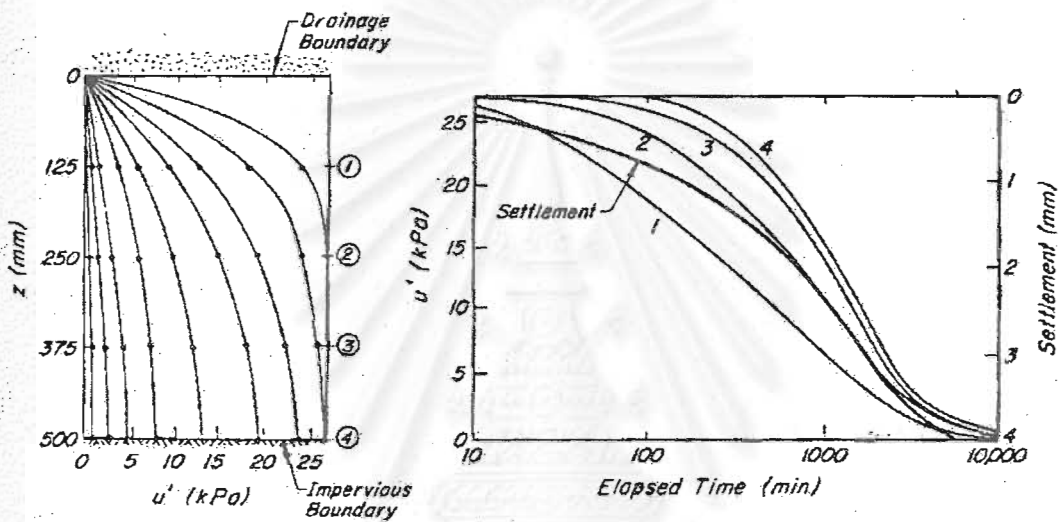
(ii) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_v กับค่า Liquid Limit ดังแสดงในรูปที่ 2.16

จะเห็นว่าดินที่มีค่า e_0 , ค่า W_n , ค่า LL และค่า PI สูงมีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้าน การหลุดตัวมาก

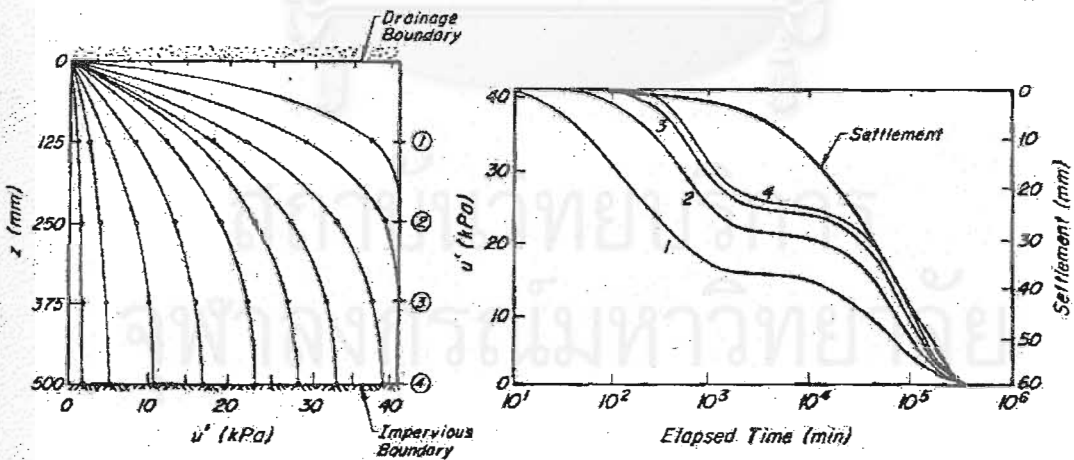
สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีค่า CR ของดินเหนียวมีค่าอยู่ประมาณ 0.004 – 0.0055 W_n (ปริมาณความชื้นเป็น %) โดย CR อยู่ระหว่าง 0.2-0.5 และค่า CR/RR มีค่าอยู่ระหว่าง 5-10 (สุรฉัตร, 2540)



(a) ความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v และ e-LOG k_v



(b) การกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วง Recompression



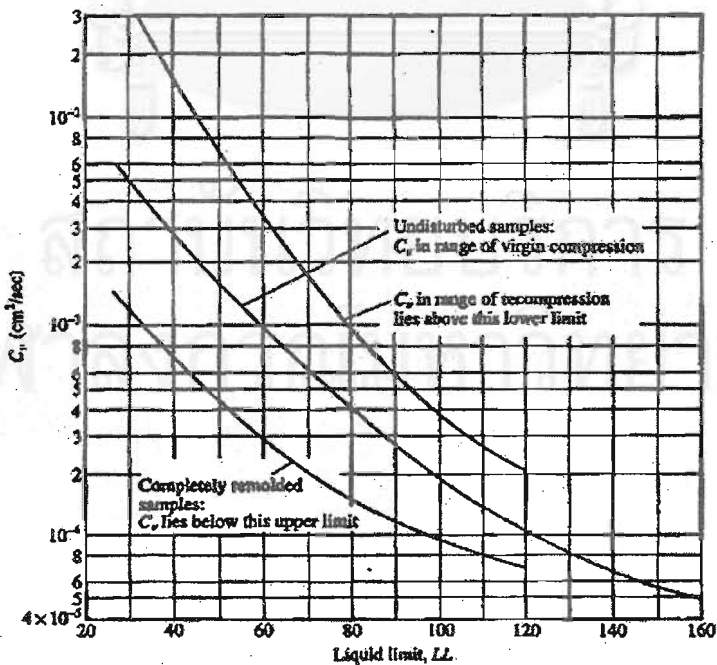
(c) การกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่ในช่วง σ'_p

รูปที่ 2.15 พฤติกรรมการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกิน (Mesri, 1996)

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ (Das, 1999)

Reference	Correlation
Azzouz, Krizek, and Corotis (1976)	$C_c = 0.01w_p$ (Chicago clay) $C_c = 0.208e_s + 0.0083$ (Chicago clay) $C_c = 0.0115w_p$ (organic soils, peat) $C_c = 0.0046(LL - 9)$ (Brazilian clay)
Rendon-Herrero (1980)	$C_c = 0.141G_s^{1.1} \left(\frac{1 + e_s}{G_s} \right)^{2.21}$
Nagaraj and Murthy (1985)	$C_c = 0.2343 \left(\frac{LL}{100} \right) G_s$
Wroth and Wood (1978)	$C_c = 0.5G_s \left(\frac{PI}{100} \right)$
Leroueil, Tavenas, and LeBlhan (1983)	

Note: G_s = specific gravity of soil solids
 LL = liquid limit
 PI = plasticity index
 S_v = sensitivity
 w_p = natural moisture content



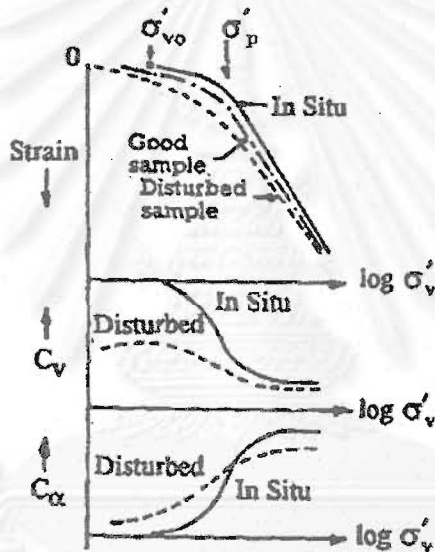
รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับค่า Liquid Limit (Das, 1999)

ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ประวัติของหน่วยแรงมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการหดตัวในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวเมื่อ $\sigma'_v > \sigma'_p$ ค่า C_c จะเพิ่มขึ้นอย่างมากเนื่องจากดินมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างอย่างมากดังแสดงในรูปที่ 2.11 (Mesri, 1977) นอกจากนี้ยังทำให้อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมากดังกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.5.2

ค. ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่าง

การรบกวนตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะทำให้ ค่า RR เพิ่มขึ้น, ค่า CR และค่า σ'_p ลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ค่า c_v ในช่วง OC ลดลงอีกด้วย (สุรจัตรา, 2540) ดังแสดงในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ผลของการรบกวนตัวอย่าง (สุรจัตรา, 2540)

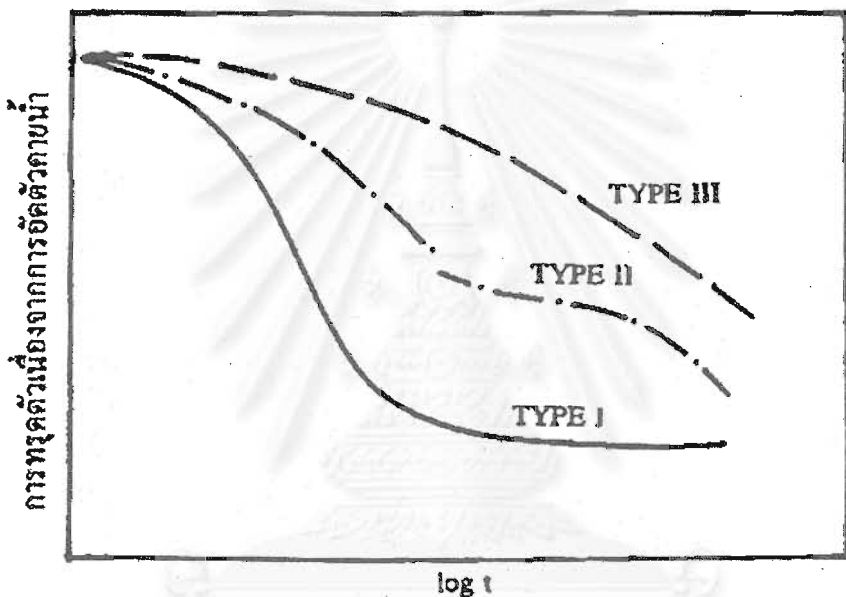
ง. ผลกระทบจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR)

Teves และ Moh (1968) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ การใช้ LIR = 0.25-2.00 ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v และค่า c_v มีแนวโน้มที่จะมากขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ อย่างไรก็ตาม Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่าค่า C_c มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อเลือกใช้ LIR ต่ำ

Taesiri (1976) พบว่าการใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักน้อยๆ ทำให้สามารถหาค่า σ'_p ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

Mesri (1996) เสนอว่าควรใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.5 ในช่วง $\sigma'_v/\sigma'_p = 0.5-2.0$ เพื่อให้รูปร่างความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v ที่ถูกต้อง

นอกจากนี้ค่า LIR ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG Time ดังแสดงในรูปที่ 2.18 โดยเส้น Type I เกิดขึ้นเมื่อ $LIR \geq 1.0$ และเส้นชนิด Type I นี้เป็นไปตามรูปแบบของทฤษฎี Terzaghi (1925) เส้น Type III แสดงการทรุดตัวที่เกิดจากผลของการอัดตัวคายน้ำที่น้อยเมื่อเทียบกับการอัดตัวครั้งที่สอง ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ ($LIR < 0.5$) ส่วนเส้น Type II เป็นพฤติกรรมระหว่าง Type I และ Type III (สุรฉัตร, 2540)



รูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ กับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (จาก สุรฉัตร, 2540)

จ. ผลกระทบจากระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID)

Eide (1968), Teves & Moh (1968), Brand & Kanjanophas (1971) และ Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ LID ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

Lewis (1957) และ Reinmanorom (1974) พบว่า ค่า c_v มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อใช้ LID มากขึ้น

จ. ผลกระทบจากขนาดของตัวอย่าง

Taesiri (1976) พบว่าขนาดของตัวอย่างไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ อย่างไรก็ตามค่า c_v ของตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่มีค่ามากกว่าค่า c_v ของตัวอย่างขนาดเล็ก ซึ่งเป็นผลจากดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v สามารถใช้ตัวอย่างเล็กทดสอบได้ แต่สำหรับการทดสอบเพื่อหาค่า c_v ควรใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่

Mesri (1985) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ไม่ขึ้นกับความยาวตัวอย่าง

2.6 การหดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ

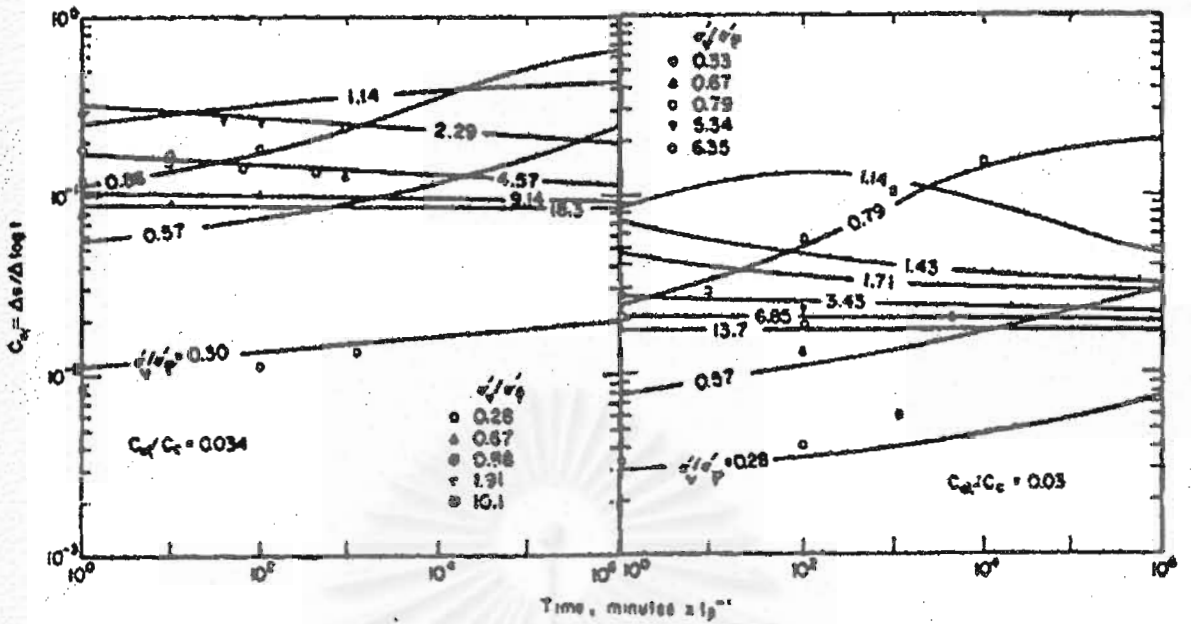
2.6.1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับครีพแบบระบายน้ำ

อัตราการเกิดครีพแบบระบายน้ำมักนำเสนอในรูปของ $C_{\alpha e}$ หรือ C_α ขึ้นอยู่กับว่าค่าที่นำเสนออยู่ในรูปของค่าความเครียด (Axial Strain: ϵ_a) หรือค่าอัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน (Void Ratio: e) ซึ่งค่า C_α ของดินแต่ละชนิดขึ้นอยู่กับค่า σ'_v / σ'_p และค่า t/t_p (Mesri, 1977) ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ซึ่ง C_α มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v / σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5-1.5 (Mesri, 1977)

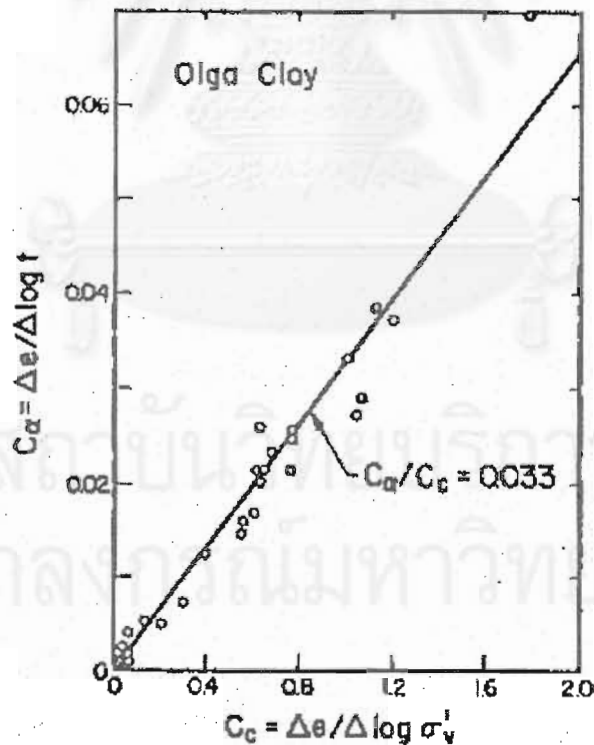
นอกจากนี้ Mesri (1977) พบว่าดินชนิดหนึ่ง C_α / C_c (หรือ $C_{\alpha e} / CR$) มีค่าคงที่ดังแสดงในรูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_α / C_c ของดินชนิดต่างๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 แสดงสัมพันธ์ระหว่าง C_α / C_c ของดินชนิดต่างๆ (Mesri, 1996)

Material	C_α / C_c
Granular Soil including Rockfill	0.02 ± 0.01
Shale and Mudstone	0.03 ± 0.01
Inorganic Clays and Silts	0.04 ± 0.01
Organic Clays and Silts	0.05 ± 0.01
Peat and Muskeg	0.06 ± 0.01



รูปที่ 2.19 การเปลี่ยนแปลงค่า C_{α} ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p และ t/t_p ต่างๆ กัน (Mesri, 1977)



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง $C_{\alpha E}$ และ CR ของดินเหนียว Olga (จาก Mesri, 1985 b)

2.6.2 ดินที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากผลของครีพแบบระบายน้ำ

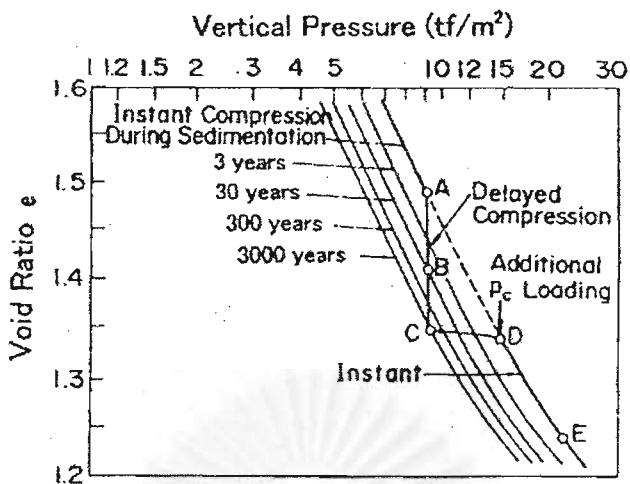
รูปที่ 2.21 แสดงให้เห็นว่าดินที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นปกติ (Young Clay) เมื่อมีอายุมากขึ้นจะแสดงพฤติกรรมของดินในสภาพอัดแน่นเกินตัวซึ่งเป็นผลจากครีพแบบระบายน้ำหรือการอัดตัวครั้งที่สอง (Mechanical Bond) โดยกระบวนการดังกล่าวเรียกว่า Aging (Bjerrum, 1967)

ข้อแตกต่างความสัมพันธ์ e -LOG σ'_v ระหว่าง Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay แสดงไว้ในรูปที่ 2.22 จะเห็นว่า Natural Aged Clay ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก (Sharp Concave Downward Curve) บริเวณ σ'_p ในขณะที่ Reconstituted Young Clay ความชันของกราฟจะค่อยเปลี่ยนแปลง (Gentle Curve) บริเวณ σ'_p การเปลี่ยนแปลงของ Natural Aged Clay ในลักษณะนี้ไม่สามารถใช้ทฤษฎีของ Bjerrum (1967) อธิบายได้ Tsuchida (2001) เชื่อว่าเป็นผลมาจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation) หรือพันธะทางเคมีในมวลดิน (Chemical Bond)

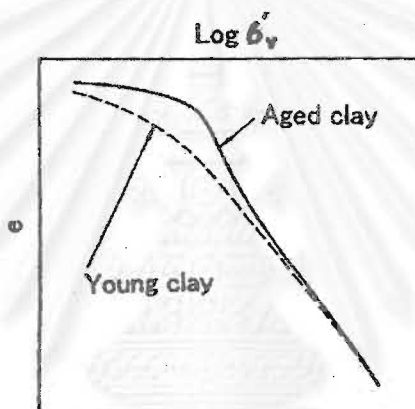
รูปที่ 2.23 อธิบายผลของสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation) และครีพแบบระบายน้ำที่มีต่อความสัมพันธ์ e -LOG σ'_v จากรูปจะเห็นว่าเมื่อดินสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ σ'_{v0} และให้เกิดครีพแบบระบายน้ำเป็นเวลานาน ช่องว่างในมวลดินจะลดลงตามเส้น AB ในขณะที่ดินเกิดครีพแบบระบายน้ำนั้น จะมีการก่อรูปของพันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดิน (Bond) โดยการก่อรูปของพันธะในมวลดินไม่เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรมวลดินเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำแต่อย่างใด ซึ่งมีผลทำให้สามารถแบกทานน้ำหนักได้มากกว่าผลเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเพียงอย่างเดียว พันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดินในที่นี้หมายรวมถึง โครงสร้างดินที่จัดเรียงกันแบบระเกะระกะ (Flocculation), Thixotropy และกระบวนการ Leaching และเมื่อมวลดินที่จุด B ถูกหน่วยแรงกระทำเพิ่มจะได้ความสัมพันธ์ e -LOG σ'_v เป็นไปตามเส้น BCDE ซึ่งในช่วง $(\sigma'_{v0} - \sigma'_{v1})$ เป็นผลเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ และในช่วง $(\sigma'_{p1} - \sigma'_{v1})$ เป็นผลเนื่องจากพันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดิน (Tsuchida, 2001) นั่นคือทั้ง Chemical และ Mechanical bond (Bond ที่เกิดจาก Physical-Chemical Force)

Mesri (1996) เสนอว่าถ้าชั้นดินบริเวณใด ค่า OCR มีค่าเกือบคงที่ทุกความลึก และค่า $\sigma'_p - \sigma'_v$ มีค่าเพิ่มขึ้นกับความลึก แสดงว่าสภาวะอัดแน่นเกินตัวของดินบริเวณดังกล่าวเกิดจากกระบวนการ Aging

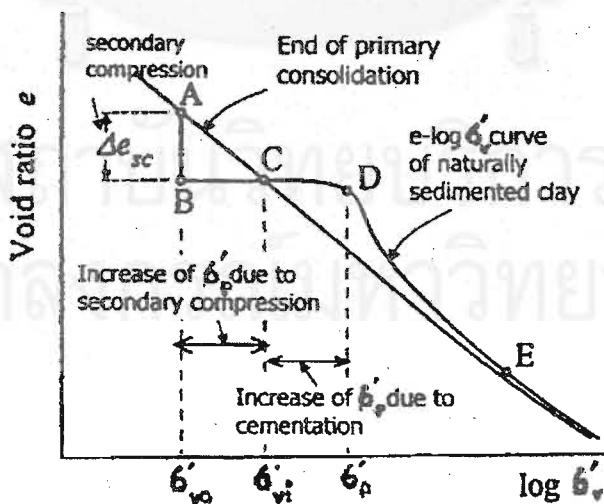
สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อยซึ่งเชื่อว่าเป็นผลจากกระบวนการ Aging (สุรฉัตร, 2540)



รูปที่ 2.21 ผลของครีพแบบระบายน้ำที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Bjerrum, 1967)



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ e - $\text{LOG } \sigma'_v$ ระหว่าง Reconstituted Young Clay และ Natural Aged Clay (Tsuchida, 2001)



รูปที่ 2.23 อธิบายผลของสารเคมีเชื่อมแน่นและผลของครีพแบบระบายน้ำที่มีผลต่อลักษณะความสัมพันธ์ e - $\text{LOG } \sigma'_v$ (Tsuchida, 2001)

2.6.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีพแบบระบายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

Bjerrum (1972) พบว่าดินเหนียวจาก Glacial Deposit ซึ่งค่า σ'_p มีค่ามากขึ้นเนื่องจากกระบวนการ Aging ค่า OCR มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อดินมีค่า PI มาก ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าครีพแบบระบายน้ำจะเกิดขึ้นมากในดินที่มีค่า PI มาก

นอกจากนี้ในดินที่มีอินทรีย์สารอยู่มากมีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบระบายน้ำมากขึ้นเช่นกัน (Leonard และ Ramiah, 1959)

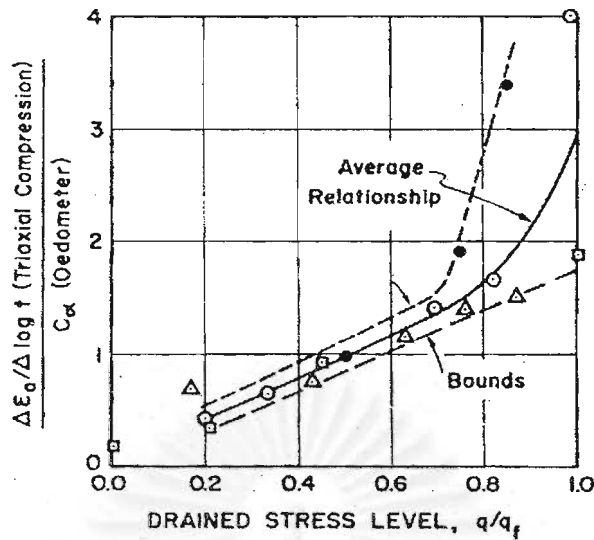
ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ดินเหนียวที่อยู่ในช่วง OC จะมีค่า C_α น้อยกว่าดินเหนียวที่อยู่ในช่วง NC (ดูรูปที่ 2.17)

ค. ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรง

Walker (1969) พบว่าอัตราการเกิดครีพแบบระบายน้ำจะเกิดขึ้นมากเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่ามาก

โดยปกติการคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำใช้ค่า C_α ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายนํ้าในเครื่อง Oedometer ซึ่งอยู่ในสภาวะ K_0 รูปที่ 2.24 เป็นผลการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำด้วยเครื่องมือ Triaxial โดยทดสอบแบบ CD Triaxial Compression แสดงให้เห็นว่า เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำซึ่งใช้ค่า C_α ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายนํ้าในเครื่อง Oedometer จะให้ค่าต่ำเกินไปเมื่อ ระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่ามากกว่า 0.6 (Ladd, 1977)



รูปที่ 2.24 ผลกระทบเนื่องจากระบบของหน่วยแรงต่อค่า C_{α} (Ladd, 1977)

2.7 สาเหตุการเกิดและคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

ดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (Sensitive Clay) คือดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับน้ำหนักลดลงเมื่อถูกรบกวน ค่าความไว (Sensitivity) หาได้จากสมการที่ 2.9 โดยค่ากำลังรับน้ำหนักได้จากการทดสอบ Unconfined Compression

$$\text{ความไว} = \frac{\text{กำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างดินที่ไม่ถูกรบกวน}}{\text{กำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างดินที่ถูกรบกวน}} \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.9}$$

ในกรณีที่ดินเหนียวอ่อนมีความไวมากกำลังรับน้ำหนักของดินอาจหาได้จากการทดสอบ In Situ Field Vane Test แบบ Geonor หรือการทดสอบดักโคน เพื่อลดปัญหาเนื่องจากการรบกวนตัวอย่างในระหว่างเจาะเก็บตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540)

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จัดเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว ซึ่งเป็นผลเนื่องจากการชะล้าง Leaching (สุรฉัตร, 2540) ฟินิจ (2528) และ อภิชัย (2530) ทดสอบ Field Vane Test แบบ Geonor บริเวณ ถ. สายบางนา-บางปะกง พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณดังกล่าวมีความไว 4-6

2.7.1 สาเหตุการเกิดดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

ดินเหนียวที่มีความไว (ยกเว้นความไวซึ่งเกิดจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน) โครงสร้างของดินมักจัดเรียงกันแบบประเกอะระกะ (Flocculation) สำหรับสาเหตุการเกิดดินเหนียวที่มีความไวเกิดจากสาเหตุดังต่อไปนี้ (Mitchell, 1993)

ก. โครงสร้างดินที่มีเสถียรภาพต่ำ (Metastable Fabric)

โครงสร้างของดินที่จัดเรียงตัวกันแบบประเกอะระกะมักมีเสถียรภาพต่ำ เมื่อตัวอย่างถูกรบกวนโครงสร้างดินจะเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ง่าย โดยเมื่อพิจารณาที่หน่วยแรงประสิทธิผลค่าหนึ่งพบว่า เมื่อดินถูกรบกวนช่องว่างในมวลดินและกำลังรับน้ำหนักของดินมีแนวโน้มจะลดลงซึ่งเป็นผลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดิน

ข. สารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation)

ในมวลดินที่มีสารจำพวก Carbonates, Iron Oxide, Alumina Oxide และอินทรีย์วัตถุปนอยู่ โดยแทรกอยู่ระหว่างผิวสัมผัสระหว่างอนุภาคดินเสมือนเป็นตัวเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation) ดังนั้นเมื่อดินถูกรบกวนพันธะทางเคมีดังกล่าวถูกทำลายทำให้กำลังรับน้ำหนักของดินลดลง

ค. กระบวนการการ Weathering

กระบวนการ Weathering ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชนิดและสัดส่วนของปริมาณไฮดรอกไซด์ในมวลดิน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวมีผลทำให้ดินที่ถูกรบกวนเกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างไปเป็นแบบ Flocculation หรือ Dispersive ขึ้นอยู่กับชนิดและปริมาณการเปลี่ยนแปลงไฮดรอกไซด์ในมวลดิน นอกจากนี้ค่ากำลังรับน้ำหนักและความไวของดิน อาจมีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงก็ได้

ง. Thixotropic Harding

Thixotropic Harding คือการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดินซึ่งขึ้นกับเวลา (Time Dependent) ซึ่งเกิดจากการที่อนุภาคของดินพยายามที่จะจัดเรียงตัวให้อยู่ในสภาพสมดุลย์

จ. กระบวนการ Leaching

กระบวนการ Leaching คือการลดลงของปริมาณเกลือ (NaCl) ในดินเหนียวที่เกิดจากตกตะกอนในน้ำทะเล (Marine Deposit) ภายหลังจากระดับน้ำทะเลลดลง ซึ่งเกิดจากการที่น้ำ (Fresh Water) ไหลไปตามชั้นทรายหรือซิลท์ที่แทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวและพาเอาเกลือออกจากมวลดิน

กระบวนการ Leaching มีผลทำให้ Double Layer ใหญ่ขึ้น เกิดแรงผลัก (Repulsion) แรงระหว่างอนุภาคดินมากขึ้น เมื่อดินถูกรบกวนทำให้โครงสร้างดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบ Dispersive มากขึ้น ซึ่งมีผลทำให้กำลังรับน้ำหนักของดินลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.25 จะเห็นว่าเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ดินจะมีความไวมากขึ้น (Bjerrum, 1954)

2.7.2 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (ที่ไม่ได้เกิดจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน) จะมีคุณสมบัติต่างๆ สรุปได้ดังนี้ (Mitchell, 1993)

ก. สมบัติชั้นพื้นฐาน

ในกรณีที่ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเปลี่ยนสภาพเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของปริมาณเกลือในดินจะพบว่า ค่า LL, ค่า PI และค่า Activity มีแนวโน้มที่จะลดลง ซึ่งมีผลทำให้ค่า LI มีค่ามากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.25 ซึ่งในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวค่า LI จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0

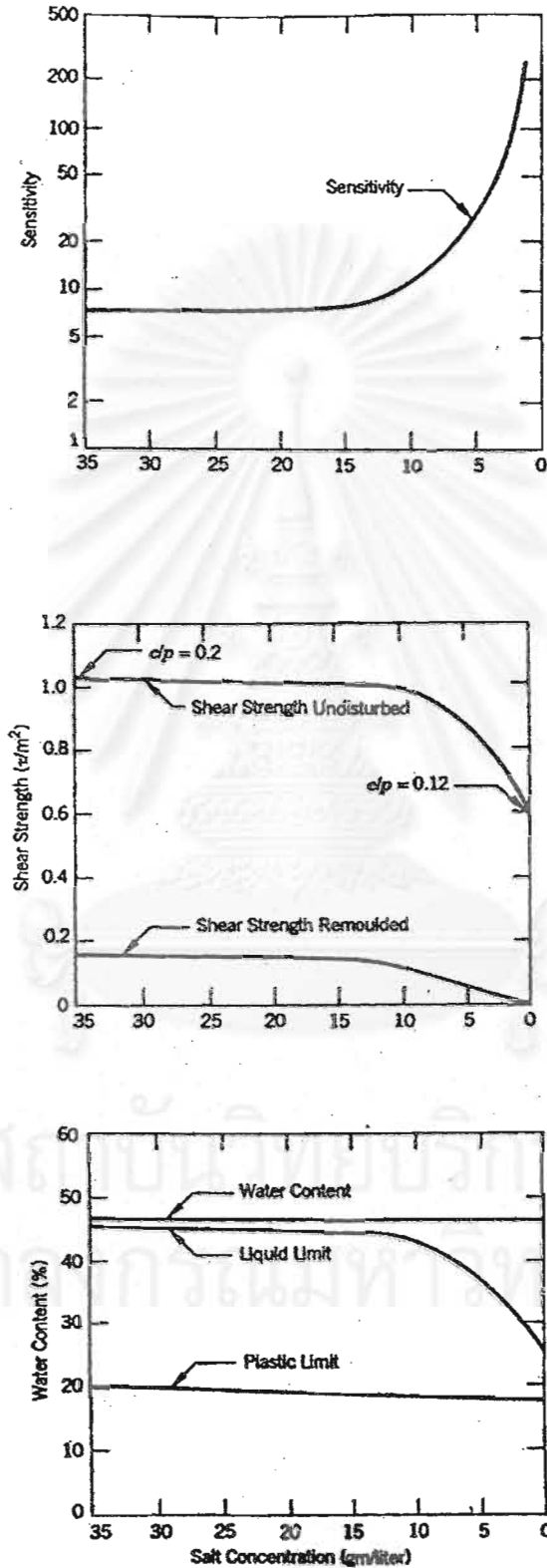
ข. คุณสมบัติทางการทดสอบ

ดินเหนียวอ่อนที่มีความไว ความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v จะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก เมื่อ $\sigma'_v > \sigma'_p$ และความสัมพันธ์ดังกล่าวในช่วง NC จะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 จากรูปดังกล่าวจะเห็นว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v จะเป็นฟังก์ชันกับโครงสร้างของดิน

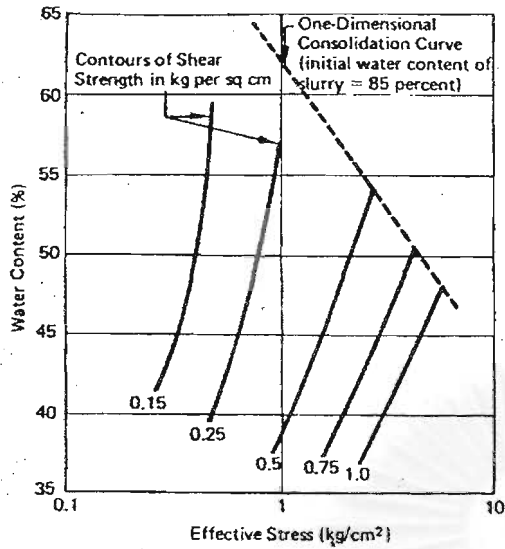
ค. คุณสมบัติทางด้านกำลังรับน้ำหนัก

Houston (1967) ทำการทดสอบ Triaxial Compression กับดิน Kaolinite ที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ที่สภาวะต่างๆ กันเพื่อศึกษาผลกระทบของโครงสร้างดินที่มีผลต่อพฤติกรรมทางด้านกำลังรับน้ำหนัก ซึ่งได้แก่ค่ากำลังรับน้ำหนักของมวลดิน, ค่าความไว, ค่า A ณ จุดวิบัติ

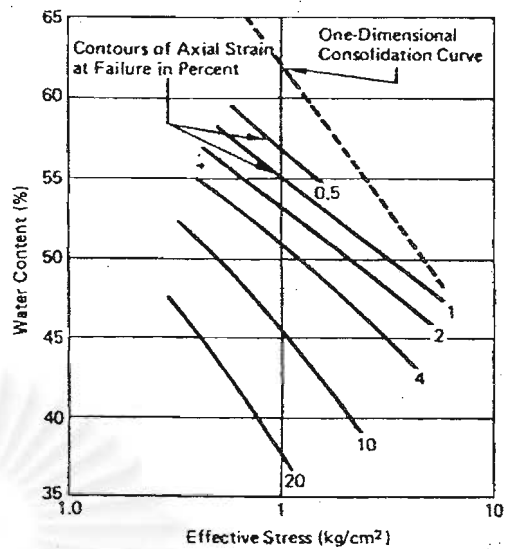
(A) และค่าความเครียด ณ จุดวิบัติ (Strain at Failure) โดยนำเสนอมผลการศึกษาในรูปของเส้น Contour ดังแสดงในรูปที่ 2.26 จะพบว่า



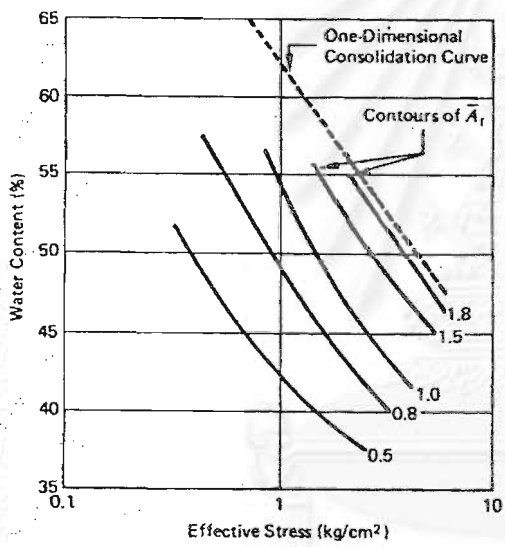
รูปที่ 2.25 การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินเหนียวเนื่องจากผลของกระบวนการ Leaching (Bjerrum, 1954)



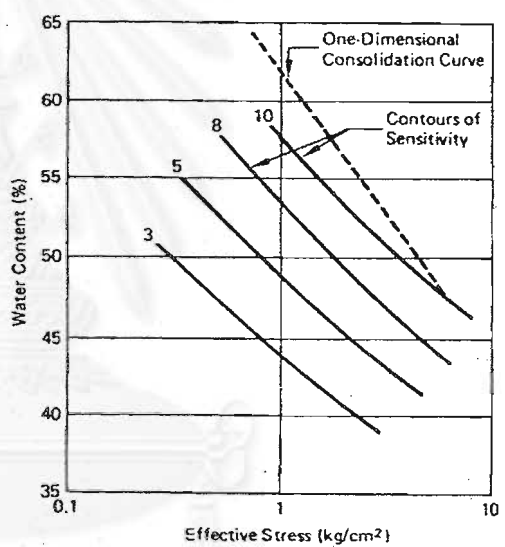
(a)



(b)



(c)



(d)

รูปที่ 2.26 คุณสมบัติทางด้านกำลังรับน้ำหนักของดิน Kaolinite ที่หน่วยแรงและปริมาณความชื้นในดินต่างๆ กัน (จาก Mitchell, 1993)

- (i) จากรูปที่ 2.26 (a) เมื่อพิจารณาที่ σ'_v ค่าหนึ่งพบว่า กำลังรับแรงเฉือนมีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณความชื้นในมวลดินมีค่าน้อยลง
- (ii) จากรูปที่ 2.26 (b) ดินที่โครงสร้างดินยังไม่ถูกทำลาย ความเครียด ณ จุดวิบัติ (Strain at Failure) มีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นที่ความเครียดต่ำๆ
- (iii) จากรูปที่ 2.26 (c) ดินที่โครงสร้างดินยังไม่ถูกทำลาย ค่า A_v จะมีค่าสูงกว่าดินที่โครงสร้างถูกทำลายไปแล้ว

(iv) จากรูปที่ 2.26 (d) ค่า Sensitivity มีแนวโน้มจะลดลงเมื่อโครงสร้างดินถูกทำลายมากขึ้น



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

วิธีการวิจัยและทดสอบ

3.1 สถานที่เก็บตัวอย่างและวิธีการเก็บตัวอย่าง

3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง

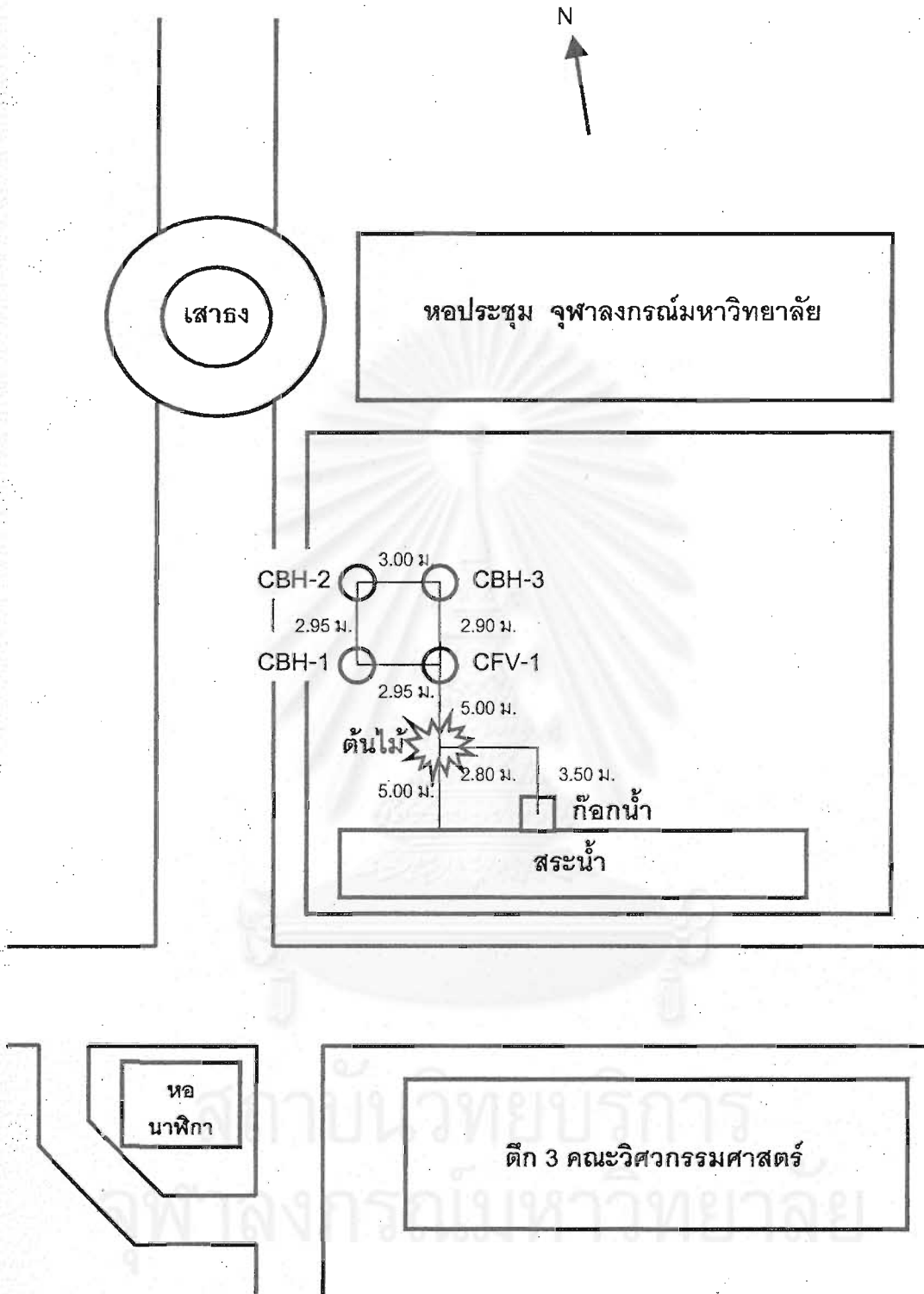
ตัวอย่างดินอ่อนที่ใช้ในงานวิจัยนี้ถูกเก็บมาจาก 2 บริเวณ คือบริเวณสนามข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยซึ่งตั้งอยู่บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ และบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งอยู่บริเวณชานเมืองด้านที่อยู่ใกล้ทะเล ดินทั้งสองบริเวณมีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกันมาก สำหรับดินเหนียวอ่อนบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 มีความหนาของชั้นดินอ่อนประมาณ 20 ม. และดินมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมค่อนข้างเลวกล่าวคือดินมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำและมีค่าการยุบตัวสูง จากข้อมูลการทรุดตัวของถนนสายนี้ในช่วงปี 2512-2522 พบว่ามีการทรุดตัวมากถึงประมาณ 2.50 ม. (พินิจ, 2528)

ก. บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

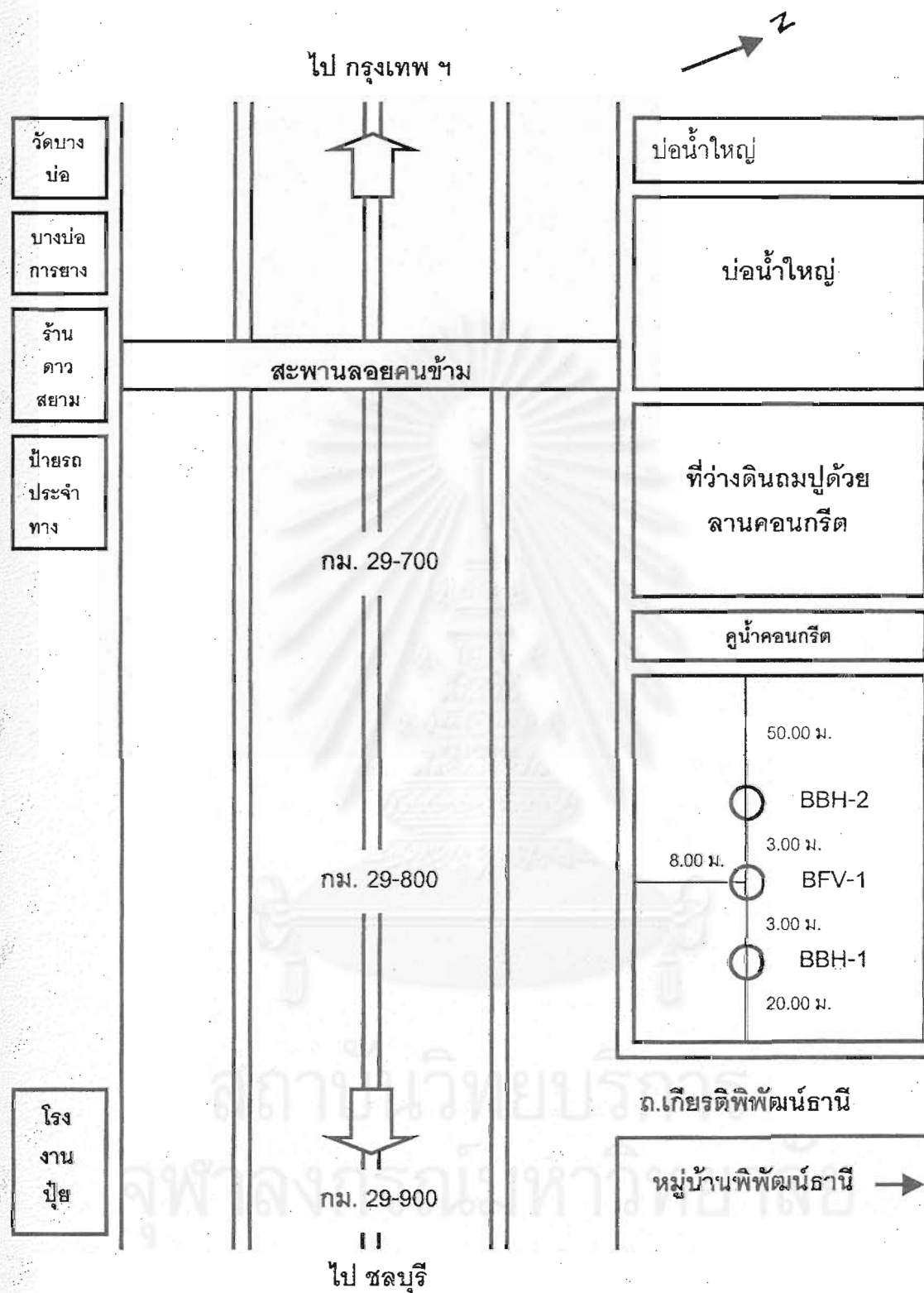
ทำการเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) บริเวณสนามหญ้าข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จำนวน 3 หลุมคือ CBH-1, CBH-2 และ CBH-3 และทำการทดสอบ Field Vane Shear Test จำนวน 1 หลุม คือ CFV-1 ตำแหน่งต่างๆ แสดงในรูปที่ 3.1 โดยแต่ละหลุมห่างกันประมาณ 3 ม. เพื่อให้ได้ดินที่มีคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกัน และเกิดการรบกวนเนื่องจากการเก็บตัวอย่างน้อยที่สุด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

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

ทำการเก็บตัวอย่างบริเวณที่ดินว่างเปล่าริม ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ขาออกจากกรุงเทพฯ บริเวณหน้าทางเข้าหมู่บ้านพัฒนธานี จำนวน 2 หลุมคือ BBH-1 และ BBH-2 และทำการทดสอบ Filed Vane Shear Test 1 หลุม คือ BFV-1 ตำแหน่งต่างๆ แสดงในรูปที่ 3.2 โดยแต่ละหลุมห่างกันประมาณ 3 ม. เพื่อให้ได้ดินที่มีคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกันมากที่สุด และพยายามให้หลุมเจาะอยู่ห่างจากถนนมากที่สุดเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่เป็นธรรมชาติมากที่สุด อีกทั้งยังเป็นการหลีกเลี่ยงแนวท่อก๊าซของการปิโตรเลียมแห่งประเทศไทยที่ฝังไว้ห่างจากแนวขอบ



รูปที่ 3.1 แผนที่ตำแหน่งหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test บริเวณ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.2 แผนที่ตำแหน่งหลุมเจาะ และการทดสอบ Field Vane Shear Test บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800

ถนนประมาณ 5 ม. โดยบริเวณที่ทำการเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างคาดว่าจะเป็บริเวณขอบ Berm ซึ่งเคยถูกต่อเติมเพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้ประมาณปี พ.ศ. 2528 ตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ คือ ตัวอย่างดินจาก BBH-1 ส่วน BBH-2 ใช้ในงานวิจัยของ ยุทธนา (2545)

3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) ด้วยวิธี Fixed Piston Sampling โดยใช้กระบอกบางที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว และยาวประมาณ 1 ม. ในการเก็บตัวอย่างจากทั้ง 2 บริเวณ เนื่องจากดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ปริมาณความชื้นในธรรมชาติสูง (110-150 %) และเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว ดังนั้นการจะเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางธรรมดา (Shelby Tube) อาจทำให้ได้ตัวอย่างดินที่มีคุณภาพไม่ดี โดยการเก็บตัวอย่างจะทำทุกๆ 1.50 ม. จนกว่าจะไม่สามารถเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบางได้ ซึ่งจะใช้เวลาในการทำงานประมาณ 1 วัน ต่อ 1 หลุม

ขั้นตอนในการเก็บตัวอย่างมีดังนี้ (ดูรูปที่ 3.3 ประกอบ)

ก. ใช้ Hand Auger เจาะนำเพื่อให้ได้แนวหลุมเจาะเบื้องต้น

ข. เจาะดินโดยการใช้อุปกรณ์ฉีดล้าง (Wash Boring) จนถึงระดับก่อนเก็บตัวอย่างประมาณ 0.50 ม. (รูปที่ 3.3 ก)

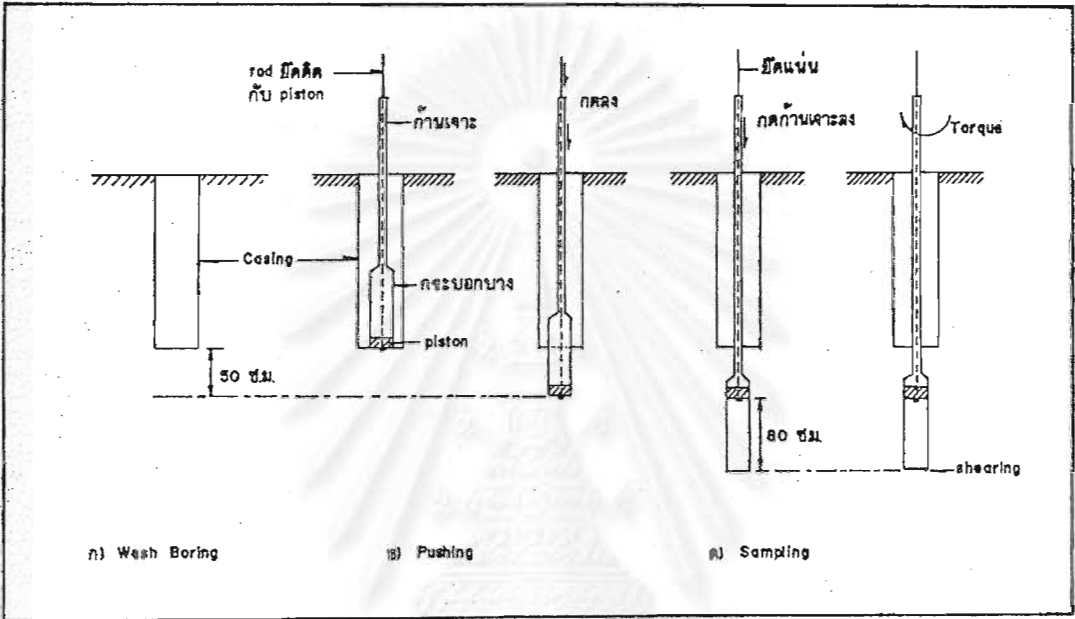
ค. ใช้กระบอกบางทำด้วย Stainless Steel เส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ยาวประมาณ 1.0 ม. ที่ประกอบกับ Piston เรียบร้อยแล้ว ดันไล่ดินอ่อนลงไปอีก 0.50 ม. โดยใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน (รูปที่ 3.3 ข)

ง. เริ่มทำการเก็บตัวอย่างดินโดยการล็อค Piston ให้นิ่งอยู่กับที่พร้อมกันนั้นก็ใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน ดันกระบอกบางโดยส่งถ่ายแรงทางก้านเจาะลงไปดินอ่อนประมาณ 0.80 ม. (รูปที่ 3.3 ค)

จ. หมุนก้านเจาะเพื่อเชื่อมดินที่ปลายกระบอกบางให้ขาดออกจากกัน จากนั้นนำกระบอกบางขึ้นมาเคลือบพาราฟินที่หัวและท้ายกระบอกบาง พร้อมทั้งเขียนคำอธิบายเกี่ยวกับรายละเอียดของตัวอย่างที่เก็บและปิดไว้กับตัวกระบอกบาง

เนื่องจากบริเวณที่เก็บเป็นดินอ่อน ดังนั้นจึงต้องมีการใช้ Casing ตลอดช่วงที่เป็นดินอ่อนเพื่อป้องกันการพังทลายของหลุมเจาะและเติมน้ำให้เต็มหลุมตลอดเวลา

หลังจากเก็บตัวอย่างเรียบร้อยแล้ว นำตัวอย่างทั้งหมดมาดันออกด้วย Hydraulic Jack ที่ห้องปฏิบัติการ โดยตัดตัวอย่างออกเป็นก้อนขนาดความยาวประมาณ 10 ซม. แล้วหุ้มด้วยแผ่นอลูมิเนียมฟอยด์เคลือบทับด้วยพาราฟินจนแน่ใจว่าสามารถรักษาความชื้นไว้ได้ พร้อมติดฉลากระบุสถานที่เก็บตัวอย่าง, ความลึก, หมายเลขหลุมเจาะและหมายเลขตำแหน่งของตัวอย่าง จากนั้นนำไปเก็บไว้ในห้องควบคุมความชื้นเพื่อรอการทดสอบต่อไป



รูปที่ 3.3 ขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Piston Sampling

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.2 การทดสอบและเก็บข้อมูลในสนาม

3.2.1 การทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test

การทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test เป็นการทดสอบเพื่อวัดกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ในสนาม ซึ่งในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในทั้ง 2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่าง โดยทำการทดสอบบริเวณละ 1 หลุม คือ CFV-1 สำหรับบริเวณจุฬาฯ ดังแสดงในรูปที่ 3.1 และ BFV-1 สำหรับบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ดังแสดงในรูปที่ 3.2

ในงานวิจัยนี้ทำการทดสอบแบบ Geonor Vane Shear (Push Type) ซึ่งจะไม่มีการเจาะเอาดินออก โดยใช้ใบ Vane ขนาด 55 x 110 มม. ซึ่งเหมาะสำหรับดินอ่อนที่มีกำลังรับแรงเฉือนระหว่าง 0-10 ตัน/ม²

ขั้นตอนในการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test มีดังนี้

- ก. กด Vane Borer ด้วย Hydraulic Jack ลงไปในดินจนถึงระดับก่อนทดสอบ 0.50 ม.
- ข. กด Inner Rod ที่ต่อกับใบ Vane ที่ซ่อนอยู่ใน Protection Shoe ลงไป 0.50 ม. จนถึงระดับที่ต้องการทดสอบ
- ค. ติดตั้งเครื่องมือส่งถ่ายโมเมนต์บิด (Torque) โดยต่อกับ Inner Rod เมื่อทำการทดสอบใบ Vane จะถูกหมุนด้วย Torque ด้วยอัตราการหมุน 6 องศา/นาที จนกระทั่งตัวอย่างดินเหนียวรอบใบเวเนเกิดการวิบัติ บันทึกค่าโมเมนต์บิด (Torque) สูงสุดที่อ่านได้เพื่อนำไปคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือน
- ง. ทำการหมุนใบ Vane 25 รอบ ก่อนทำการทดสอบอีกครั้งที่ระดับเดิม เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินที่ถูกรบกวน (Remolded Shear Strength) เพื่อนำค่าที่ได้ไปคำนวณค่าความไวของดิน (Sensitivity)
- จ. หลังจากวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนเสร็จแล้วให้ดึงใบ Vane กลับเข้าไปอยู่ใน Protection Shoe แล้วทำการเปลี่ยนระดับทดสอบ

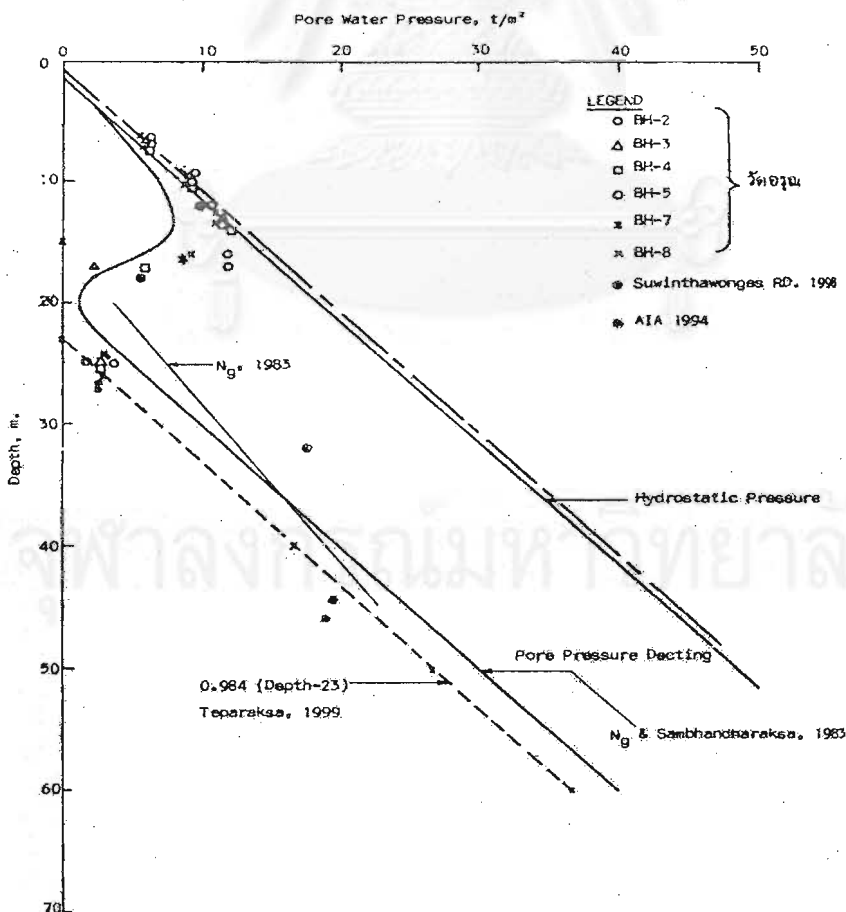
การทดสอบ In Situ Field Vane Shear นี้จะทำการทดสอบทุกๆ 1 ม. จากผิวดินลงไป โดยจะทำการทดสอบจนกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะมีค่าประมาณ 6-7 ตัน/ม² จึงทำการหยุดการทดสอบ

3.2.2 การวัดระดับน้ำและแรงดันน้ำในสนาม

ในงานวิจัยนี้ไม่ได้มีการติดตั้ง Piezometer เพื่อวัดแรงดันน้ำในสนาม มีเพียงการสังเกตระดับน้ำใต้ดิน 24 ซม. หลังการเจาะสำรวจดินเท่านั้น ดังนั้นการคำนวณหน่วยแรงประสิทธิผลตามธรรมชาติในแนวตั้ง (In Situ Effective Vertical Stress) จึงอาศัยข้อมูลจากบริเวณใกล้เคียงที่เคยมีการศึกษาไว้

ก. บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

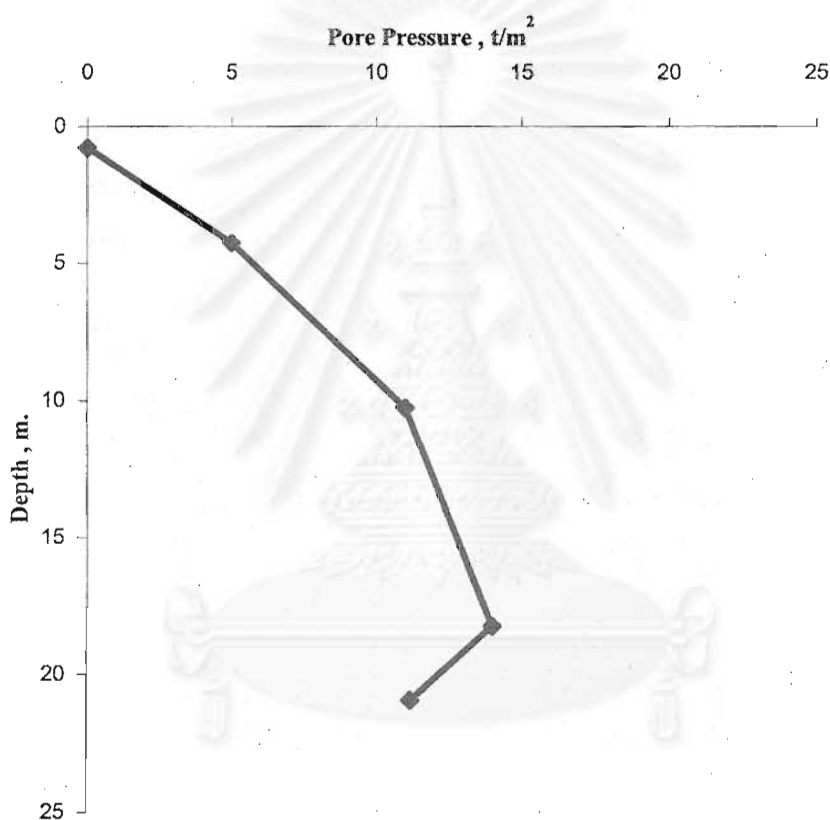
สำหรับบริเวณนี้ถือว่าเป็นใจกลางของกรุงเทพฯ พินิจ(2544) ได้รวบรวมข้อมูลแรงดันน้ำในโพรงดินของดินบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ดังแสดงในรูปที่ 3.4 จากรูปจะพบว่าค่าแรงดันน้ำจะมีค่าลดลงจากแรงดันน้ำ ณ.สภาวะสมดุล (Hydrostatic Pressure) ในช่วงประมาณ 15 ม. เป็นต้นไปอันเป็นผลมาจากการสูบน้ำบาดาล แต่เนื่องจากดินเหนียวอ่อนบริเวณนี้ค่อนข้างตื้น คือมีความหนาประมาณ 12 ม.เท่านั้น ซึ่งจะพบว่าในช่วงจาก 0 ถึง 12 ม.นั้น แรงดันน้ำในโพรงดินค่อนข้างใกล้เคียงกับแรงดันน้ำ ณ.สภาวะสมดุล ดังนั้นสำหรับตัวอย่างดินจากบริเวณนี้จึงใช้แรงดันน้ำ ณ.สภาวะสมดุลในการคำนวณ โดยพิจารณาว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 1 ม. จากระดับผิวดิน



รูปที่ 3.4 แรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ (พินิจ, 2544)

ข. บริเวณ ถ.สายบางนา-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 เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของแนวท่อส่งก๊าซ ระดับที่ติดตั้งอยู่ที่ -4.2, -10.2, -18.2 และ -20.9 ม. สำหรับข้อมูลแรงดันน้ำได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5 ซึ่งจะใช้ในการคำนวณสำหรับตัวอย่างดินจากบริเวณนี้



รูปที่ 3.5 แรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 (พินิจ, 2528)

3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินและส่วนประกอบทางเคมี

3.3.1 การทดสอบคุณสมบัติขั้นพื้นฐาน

การทดสอบคุณสมบัติขั้นพื้นฐานเพื่อจำแนกชนิดของดิน และใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการเลือกตัวอย่างเพื่อนำไปทดสอบในงานวิจัยมีดังนี้

ก. Natural Water Content

ข. Atterberg Limits

ค. Total Density

ง. Specific Gravity

การทดสอบทำตามมาตรฐาน ASTM โดยหัวข้อ ก. ถึง ค. ทำการทดสอบทุกระดับความลึก ส่วนหัวข้อ ง. ทำการทดสอบเฉพาะระดับความลึกที่เลือกใช้ทดสอบในงานวิจัยนี้เท่านั้น

3.3.2 การทดสอบหาหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

การทดสอบในส่วนนี้เพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure: σ'_p), RR และ CR เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการจัดลำดับหน่วยแรงกระทำในการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer และเป็นข้อมูลในการทดสอบ Triaxial โดยใช้หลักการ Reconsolidation

สำหรับการทดสอบจะทำการทดสอบโดยใช้ Conventional Oedometer ซึ่งทำการทดสอบโดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR) เท่ากับ 0.5 เพื่อให้ได้กราฟการอัดตัวคายน้ำที่ละเอียดหลังจากได้รู้ค่า σ'_p จากการทดสอบ In Situ Field Vane Test และสามารถระบุจุดที่เกิดความโค้งสูงสุด (Maximum Curvature) ได้อย่างชัดเจน และเพิ่มน้ำหนักทันทีเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ โดยเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำหาจากวิธี \sqrt{t} ของ Taylor (1942) และใช้วิธีการของ Casagrande (1936) ในการหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ซึ่งวิธีการทดสอบโดยละเอียดสามารถศึกษาได้จากมาตรฐาน ASTM D2435-90 โดยการทดสอบจะกระทำทุกระดับความลึกของตัวอย่างที่เก็บทั้ง 2 บริเวณ

3.3.3 การทดสอบส่วนประกอบทางเคมี

การทดสอบส่วนประกอบทางเคมีเพื่อหาปริมาณ Salt Concentration ปริมาณ Fe_2O_3 และปริมาณ CaCO_3 ในดิน จะทดสอบตามวิธีการ Method of Soil Analysis (1965) โดยส่งตัวอย่างดินให้กรมวิทยาศาสตร์บริการเป็นผู้ทดสอบ สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ ทดสอบที่กระบอก CST-4 ส่วนดินบริเวณบางนาฯ ทดสอบที่กระบอก BST-5 และ BST-11

3.4 โปรแกรมการทดสอบ

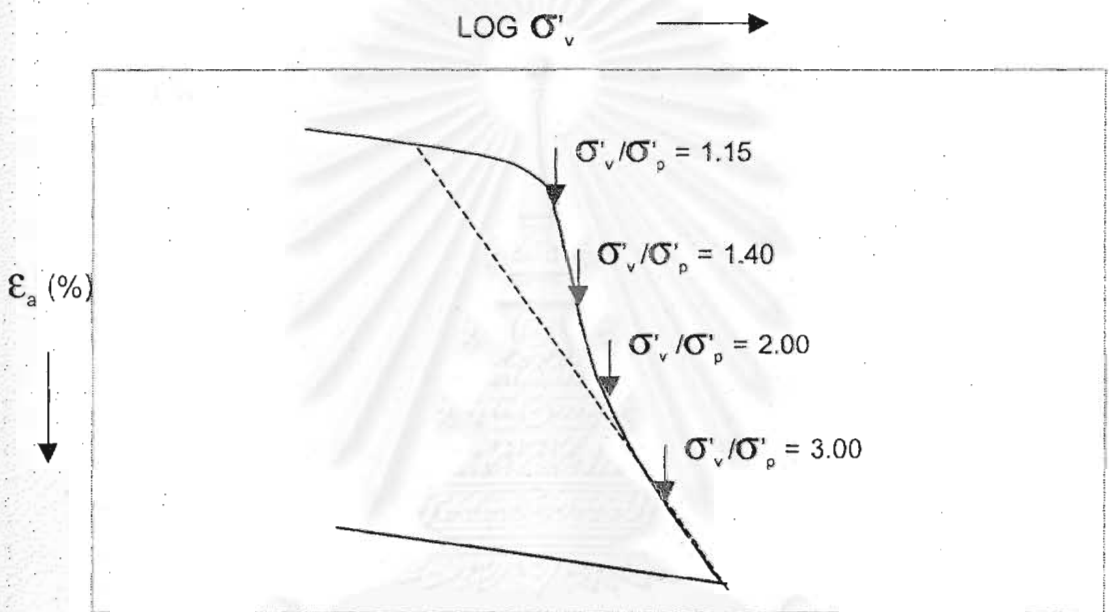
งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบบนคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties), ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อพฤติกรรมทรุดตัว เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการทดสอบดินสองบริเวณคือบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งดินทั้งสองบริเวณมีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกันมาก โดยการทดสอบจะแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ

1. การทดสอบพฤติกรรมทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ โดยใช้เครื่องมือ Rowe Oedometer เพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวระหว่างการอัดตัวคายน้ำซึ่งสามารถวัดความดันน้ำในตัวอย่างได้ขณะที่เกิดการอัดตัวคายน้ำ และเครื่องมือทดสอบ Conventional Oedometer เพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำในระยะเวลานาน (Long Term) การทดสอบทั้งสองแบบจะทำทั้งในช่วง OC และ NC โดยจะทำการเพิ่มหน่วยแรงกระทำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งสัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 3.00$

2. การทดสอบหากล้างรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ โดยใช้เครื่องมือ Triaxial ทำการทดสอบแบบ \overline{CK}_0UC (K_0 Consolidation Undrained Compression Test) โดยใช้หลักการ Recompression ที่ $OCR = 1.75$ และ $OCR = 1.00$ ที่สัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40$ และ 3.00 โดยใช้ค่า K_0 จากการทดสอบของ ยุทธนา (2545)

3. การทดสอบพฤติกรรมทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ โดยใช้เครื่องมือ Triaxial ที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70 % ซึ่งทำการทดสอบที่ $OCR = 1.75$ และ $OCR = 1.00$ ที่สัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40, 2.00$ และ 3.00

สาเหตุที่การทดสอบในช่วง NC ต้องทำที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p ต่างๆ เพื่อศึกษามลกระทบของโครงสร้างมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อพฤติกรรมการหดตัว เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งสองบริเวณความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_v$ ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) ซึ่งเป็นพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนที่มีความไวอันเป็นผลมาจากกระบวนการ Leaching ที่เกิดขึ้นในดินเหนียวอ่อนที่ตกตะกอนในทะเล และการมี cementing agent Fe_2O_3 โดยตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วง NC ที่สัดส่วนต่างๆ แสดงดังในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 ตำแหน่งของหน่วยแรงในการอัดตัวคายน้ำในช่วง NC

สำหรับโปรแกรมการทดสอบดินบริเวณจุฬาฯ และดินบริเวณบางนาได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1 และแสดงไว้ในตารางที่ 3.2 ตามลำดับ

จุฬา

ตารางที่ 3.1 โปรแกรมการทดสอบดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (ตัวอย่างดินจากหลุม BH-CU 3)

Sample Description					Test Condition				
Mode of Test	Test Machine	Test No.	Depth (m.)	Tube No.	$\sigma_{p,insitu}$ (kPa.)	OCR	σ_{vc}/σ_p	K_0	σ_{vc}'' (kPa.)
1-D Settlement	Rowe Oedometer	RCU 1	4.50-5.50	3	94	-	-	-	21, 32, 48, 75, 109, 162, 242, 362, 92, 25
		RCU 2	6.00-7.00	4	91	-	-	-	26, 38, 55, 83, 124, 185, 275, 412, 108, 28
		RCU 3	7.50-8.50	5	88	-	-	-	20, 31, 47, 70, 104, 157, 234, 352, 91, 24
	Conventional Oedometer	CrCU 1	4.50-5.50	3	94	-	-	-	21, 33, 51, 74, 112, 167, 251, 374, 101, 24
		CrCU 2	3.00-4.00	2	67	-	-	-	16, 24, 35, 51, 78, 118, 177, 264, 78, 18
Undrained Shear Strength	Triaxial	SCU OCR = 1.75	4.50-5.50	3	94	1.75	0.57	0.74	36, 43, 54
		SCU 1.15 σ_p	7.50-8.50	5	88	1.00	1.15	0.54	35, 42, 50, 60, 72, 87, 102
		SCU 1.40 σ_p	7.50-8.50	5	88	1.00	1.40	0.54	35, 42, 50, 60, 72, 87, 103, 124
		SCU 3.00 σ_p	6.00-7.00	4	91	1.00	3.00	0.56	30, 36, 44, 52, 63, 76, 91, 109, 130, 157, 188, 225, 270
3-D Settlement	Triaxial	CCU OCR = 1.7	4.50-5.50	3	94	1.75	0.57	0.74	36, 43, 54
		CCU 1.15 σ_p	7.50-8.50	5	88	1.00	1.15	0.54	35, 42, 50, 60, 72, 87, 102
		CCU 1.40 σ_p	7.50-8.50	5	88	1.00	1.40	0.54	35, 42, 50, 60, 72, 87, 103, 124
		CCU 2.00 σ_p	4.50-5.50	3	94	1.00	2.00	0.56	31, 38, 45, 54, 65, 78, 94, 112, 135, 162, 188
		CCU 3.00 σ_p	6.00-7.00	4	91	1.00	3.00	0.56	30, 36, 44, 52, 63, 76, 91, 109, 130, 157, 188, 225, 270

หมายเหตุ K_0 ได้จากการทดสอบของยุทธนา (2545)

σ_{vc}'' คือหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ละขั้นตอนของการ Consolidation

ตารางที่ 3.2 โปรแกรมการทดสอบดินบริเวณ ถ.บางนา-บางปะกง กม. 29-800 (ตัวอย่างดินจากหลุม BH-BN 2)

Sample Description					Test Condition				
Mode of Test	Test Machine	Test No.	Depth (m.)	Tube No.	$\sigma_{p:insitu}$ (kPa.)	OCR	σ_{vc}/σ_p	K_0	σ_{vc}'' (kPa.)
1-D Settlement	Rowe Oedometer	RBN 1	7.50-8.50	4	63	-	-	-	12, 19, 28, 42, 63, 93, 139, 208, 313, 75, 19
		RBN 2	9.00-10.00	5	60	-	-	-	14, 20, 30, 47, 66, 100, 150, 223, 335, 85, 21
		RBN 3	12.00-13.00	7	83	-	-	-	17, 26, 37, 57, 84, 126, 187, 282, 422, 107, 28
		RBN 4 (Load - Reload)	9.00-10.00	5	60	-	-	-	21, 33, 46, 68, 101, 150, 75,37,58,85, 128, 191, 285, 425, 73, 20
	Conventional Oedometer	CrBN 1	10.50-11.50	6	55	-	-	-	14, 21, 31, 51, 71, 106, 174, 239, 78, 16
		CrBN 2	13.50-14.50	8	79	-	-	-	19, 28, 43, 64, 94, 143, 224, 323, 78, 21
Undrained Shear Strength	Triaxial	SBN OCR = 1.75	13.50-14.50	8	79	1.75	0.57	0.69	26 ,31, 38 ,45
		SBN 1.15 σ'_p	9.00-10.00	5	60	1.00	1.15	0.60	20, 24, 29, 35, 42, 50, 60, 69
		SBN 1.40 σ'_p	9.00-10.00	5	60	1.00	1.40	0.62	20, 24, 29, 35, 41, 50, 60, 69, 84
		SBN 3.00 σ'_p	12.00-13.00	7	83	1.00	3.00	0.70	28, 33, 40, 48, 58, 69,83,99,119, 143, 172, 206, 250
3-D Settlement	Triaxial	CBN OCR = 1.75	13.50-14.50	8	79	1.75	0.57	0.69	26 ,31, 38 ,45
		CBN 1.15 σ'_p	9.00-10.00	5	60	1.00	1.15	0.60	20, 24, 29, 35, 42, 50, 60, 69
		CBN 1.40 σ'_p	9.00-10.00	5	60	1.00	1.40	0.62	20, 24, 29, 35, 41, 50, 60, 69, 84
		CBN 2.00 σ'_p	13.50-14.50	8	79	1.00	2.00	0.65	26 ,31, 38 ,45, 55, 66, 80, 96, 115, 138, 160
		CBN 3.00 σ'_p	12.00-13.00	7	83	1.00	3.00	0.70	28, 33, 40, 48, 58, 69,83,99,119, 143, 172, 206, 250

หมายเหตุ K_0 ได้จากการทดสอบของยูทริมา (2545)

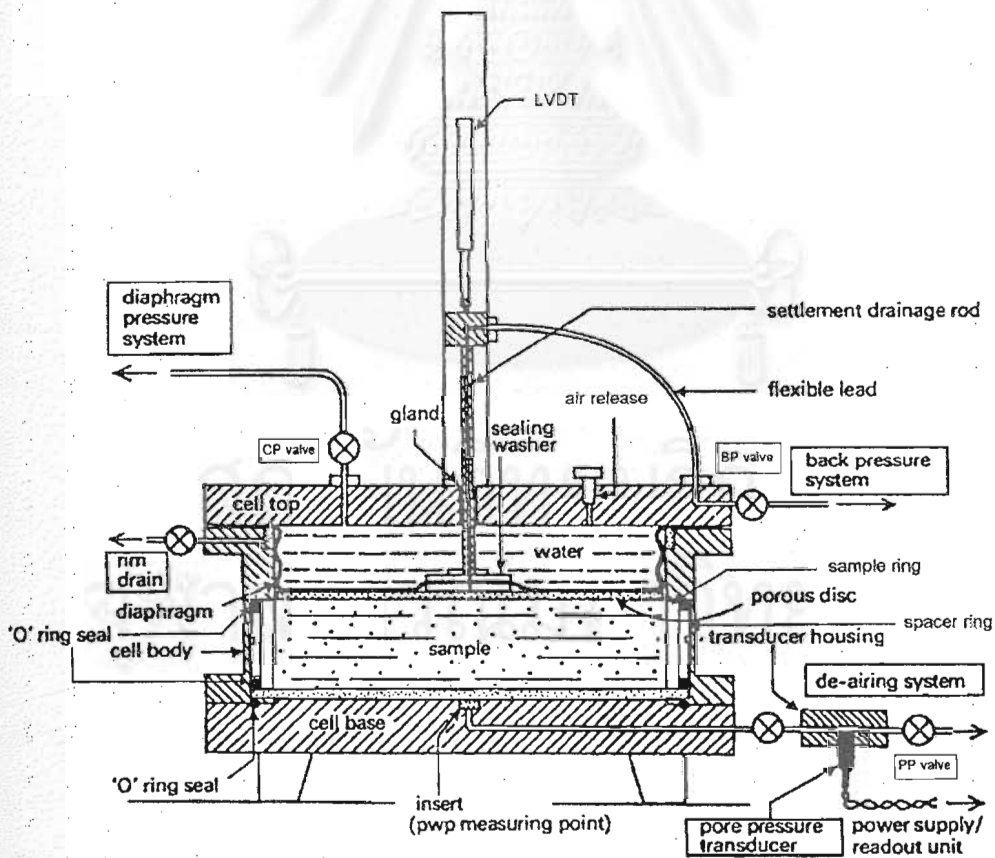
σ_{vc}'' คือหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ละขั้นตอนของการ Consolidation

3.5 การทดสอบพฤติกรรมกรรมการหดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ

3.5.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ

ก. เครื่องมือ Rowe Oedometer

เครื่องมือ Rowe Oedometer ผลิตโดย Wykeham Ferrance Engineering Limited ซึ่งเป็นเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำโดยใช้แรงดันน้ำกระทำผ่านแผ่นยางบางๆ (Flexible Rubber Diaphragm) กดลงบนแผ่นทองเหลืองพรุนแข็ง (Top Rigid Sintered Bronze Porous Disk) เป็นน้ำหนักกระทำต่อตัวอย่างดินเพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นพฤติกรรมของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อตัวอย่างดินทดสอบเป็นแบบ " Rigid Porous Cap" สำหรับตัว Sample Ring มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63.5 มม. สูง 16.2 มม. และเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Ring) ดังแสดงในรูปที่ 3.7 และภาคผนวก ข.



รูปที่ 3.7 เครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer

เครื่องมือดังกล่าวต่อเข้ากับอุปกรณ์ต่างๆ คือ ระบบให้ความดัน (Pressure System) ซึ่งให้แรงดันโดยใช้ปั๊มลม โดยความดันลมอัดผ่านตัว Bladder Air ให้ไปอัดเพิ่มแรงดันน้ำอีกทีหนึ่ง ซึ่งใช้ Regulator ในการควบคุมความดันลม, อุปกรณ์วัดค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเชิงตัวเลข (Volume Change Transducer, VCT), อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเชิงตัวเลข (Linear Vertical Displacement Transformer, LVDT), อุปกรณ์วัดความดันน้ำเชิงตัวเลข (Water Pressure Transducer) ซึ่งได้แก่ Cell Pressure Transducer และ Pore Pressure Transducer และอุปกรณ์บันทึกข้อมูลเชิงตัวเลขแบบอัตโนมัติ (Autonomous Data-acquisition Unit, ADU) ซึ่งใช้ร่วมกับโปรแกรม DS 6 เพื่อเก็บข้อมูลการทดสอบ

ข. เครื่องมือ Conventional Oedometer

เครื่องมือที่ใช้ทดสอบเป็นแบบ Lever Arm โดย Sample Ring มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มม. สูง 20 มม. และเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Ring) ผลิตโดยบริษัท ELE International Limited

3.5.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer

ก. การจัดเตรียมเครื่องมือ

สายความดันทุกเส้นต้องถูกไล่ฟองอากาศที่ค้างอยู่ออกให้หมดด้วย De-Aired Water, ต้ม Sintered Bronze Porous Disk ในน้ำกลั่นเดือดประมาณ 30 นาทีเพื่อไล่อากาศ, ตั้งค่า Pressure Transducer ให้เท่ากับศูนย์เมื่อเปิดให้สัมผัสกับอากาศ, วัดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน, ความสูงและชั่งน้ำหนัก Sample Ring นอกจากนี้ควรทา Silicon Grease บริเวณภายนอก Flexible Rubber Diaphragm เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างตัว Diaphragm กับ Guide Cylinder

ข. การจัดเตรียมตัวอย่าง

เอาพาราฟินและอลูมิเนียมฟอยล์ที่หุ้มตัวอย่างที่ต้องการทดสอบออกอยู่ ออก ตัดตัวอย่างให้เหลือความสูงประมาณ 5 ซม. นำ Sample Ring มาสวมลงบน Cutting Shoe ทา Silicone Grease ภายใน Sample Ring และ Cutting Shoe แล้วนำมากดลงบนตัวอย่างดินที่เตรียมไว้ โดยใช้เครื่องมือ Unconfined เป็นตัวกด เพื่อให้การกดอยู่ในระนาบเดียวกัน โดยระหว่างการกดควรจะใช้ Wire Saw ตัดดินส่วนเกินออกด้วย จนกระทั่งตัวอย่างดินเข้าไปจนเกือบเต็ม Sample Ring จากนั้นนำตัวอย่างออกจากเครื่องมือ Unconfined แล้วค่อย ๆ กดตัวอย่างจนเต็ม

Sample Ring โดยใช้แท่งไม้รูปวงกลมเส้นผ่านศูนย์กลาง 63 มม. พร้อมทั้งถอด Cutting Shoe ออกจาก Sample Ring แล้วใช้ Wire Saw ตัดแต่งผิวของตัวอย่างดินทั้งด้านบนและด้านล่างให้ผิวหน้าเรียบขนานกัน แล้วใช้แปลงสีพื้นที่ไม้ใช้แล้วปาดที่ผิวดินทั้งข้างบนและข้างล่างเพื่อลดผลของ Smear Effect (Head, 1986) เศษตัวอย่างดินที่เหลือจากการทดสอบนำไปหาปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ ตัวอย่างดินทดสอบที่บรรจุอยู่ภายใน Sample Ring จะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มม. สูง 16.2 มม. และนำไปซึ่งน้ำหนักเพื่อคำนวณหาค่าความหนาแน่นรวม

ค. การจัดตัวอย่างในเครื่องมือ (ดูรูปที่ 3.7 ประกอบ)

เปิดวาล์ว PP เพื่อให้ Bottom Sintered Bronze Porous Disk อิมตัวด้วยน้ำแล้วปิดวาล์ว PP นำกระดาษกรองที่อิมตัวด้วยน้ำวางด้านบนและด้านล่างตัวอย่างทดสอบ วางตัวอย่างทดสอบลงบน Bottom Sintered Bronze Porous Disk เปิดวาล์ว PP แล้วกด Lower "O" Ring สวม Spacer Ring ผ่าน Sample Ring ลงไปนั่งอยู่บน Lower "O" Ring ปิดวาล์ว PP จากนั้นจึงนำ Upper "O" Ring วางลงบน Spacer Ring และวาง Top Rigid Sintered Bronze Porous Disk ลงด้านบนของตัวอย่างทดสอบ

ในขั้นตอนต่อไปเปิดวาล์ว CP เพื่อให้น้ำไหลเข้าสู่ Cell Pressure Chamber จนเต็มและไหลออกทางด้านวาล์ว Air Release แล้วจึงปิดวาล์ว CP จากนั้นจึงยกเซลล์ส่วนบนขึ้นครอบตัวอย่างซึ่งอยู่ในเซลล์ส่วนล่างพร้อมทั้งเปิดวาล์ว BP ให้น้ำไหลออกมาเพื่อป้องกันไม่ให้มีอากาศแทรกอยู่ระหว่าง Diaphragm และตัวอย่างดิน ในขั้นตอนต่อไปเติมน้ำให้เต็ม Cell Pressure Chamber อีกครั้งจนน้ำไหลออกมาทางวาล์ว Air Release ทำการปิดวาล์ว BP แล้วขันสกรูยึดเซลล์บนและเซลล์ล่างเข้าไว้ด้วยกัน จากนั้นจึงทำการปิดวาล์ว Air Release และวาล์ว CP ทำการติดตั้ง LVDT และตั้งค่าให้เป็นศูนย์

ง. การทำให้ตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำ

ขั้นตอนนี้เป็นการทำให้ตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำ โดยจะใส่ Back Pressure เท่ากับ 200 kPa. เข้าไปที่บริเวณหัวและท้ายของตัวอย่างแล้วทิ้งไว้ประมาณ 24 ชม. เพื่อให้ตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำ

ในการที่จะทำให้ตัวอย่างดินรับความดันดังกล่าว จะต้องค่อยๆ เพิ่ม Cell Pressure และ Back Pressure อย่างช้าๆ และสลับกันอย่างต่อเนื่องในอัตราการเพิ่มประมาณ 10 kPa./Min. เพื่อให้ตัวอย่างดินถูกรบกวนน้อยที่สุด โดยระหว่างการเพิ่มความดันควรให้ Cell Pressure มีค่ามากกว่า Back Pressure ประมาณ 10 kPa. เพื่อป้องกันตัวอย่างบวม ซึ่งสามารถดูได้จากค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งที่อ่านได้จาก LVDT จนกระทั่ง Cell Pressure เท่ากับ 210 kPa. และ Back

Pressure เท่ากับ 200 kPa. แล้วทิ้งไว้อย่างน้อย 24 ชั่วโมง ทำการบันทึกปริมาตรของน้ำที่เปลี่ยนแปลงขณะที่ทำให้ดินอิ่มตัวด้วยน้ำไว้ด้วย แล้วจึงตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ โดยพิจารณาจากค่าความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Water Pressure) เมื่อเพิ่มแรงดันน้ำใน Cell Pressure Chamber ในรูปของค่า Parameter "B" ถ้าค่า "B" มีค่าเท่ากับ 1 แสดงว่าตัวอย่างทดสอบอิ่มตัวด้วยน้ำ

จ. การทดสอบอัดตัวคายน้ำและครีพแบบระบายน้ำ

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ แรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบเป็นแรงดันของน้ำใน Cell Pressure Chamber กระทำผ่านแผ่นยางบางๆ (Flexible Rubber Diaphragm) กดลงบนแผ่นทองเหลืองพรุนแข็ง (Top Rigid Sintered Bronze Porous Disk) เป็นน้ำหนักระทำต่อตัวอย่างดินเพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ โดยในระหว่างการทดสอบทำการวัดค่าการทรุดตัวของตัวอย่างดินทดสอบที่ผิวด้านบนบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างโดยใช้ LVDT และวัดค่าแรงดันน้ำในโพรง (Pore Water Pressure) โดยใช้ Pore Water Pressure Transducer ซึ่งติดตั้งอยู่ด้านล่างของตัวอย่างทดสอบ โดยวิธีการทดสอบพิจารณาตามลำดับดังนี้

- (i) ปิดวาล์ว BP, วาล์ว PP และวาล์ว CP
- (ii) บันทึกค่าเริ่มแรกของค่าการทรุดตัวจาก LVDT และค่าแรงดันน้ำโพรง
- (iii) เปิดวาล์ว CP เพิ่มความดันน้ำภายในสายที่ต่อเข้ากับ Cell Pressure Chamber จนถึงค่าที่ต้องการทดสอบ ทิ้งไว้ประมาณ 2 นาที จนกระทั่งได้ค่า Maximum Pore Pressure Response (Δu_{max})
- (iv) เปิดวาล์ว BP พร้อมทั้งให้ ADU เริ่มบันทึกค่าการทรุดตัวและค่าแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นระยะเวลา 48 ชั่วโมง จากนั้นจึงทำการเพิ่มหน่วยแรงในลำดับต่อไปด้วยอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR) เท่ากับ 0.5 โดยจะทำการเพิ่มหน่วยแรงกระทำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งสัดส่วน $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 3.00$ โดยลำดับในการเพิ่มหน่วยแรงกระทำแสดงไว้ในตารางที่ 3.1 และตารางที่ 3.2 สำหรับตัวอย่างดินทดสอบบริเวณจุฬาฯ และดินบริเวณบางนา ตามลำดับ

3.5.3 ขั้นตอนการทดสอบครีพแบบระบายน้ำด้วยเครื่องมือ Conventional Oedometer

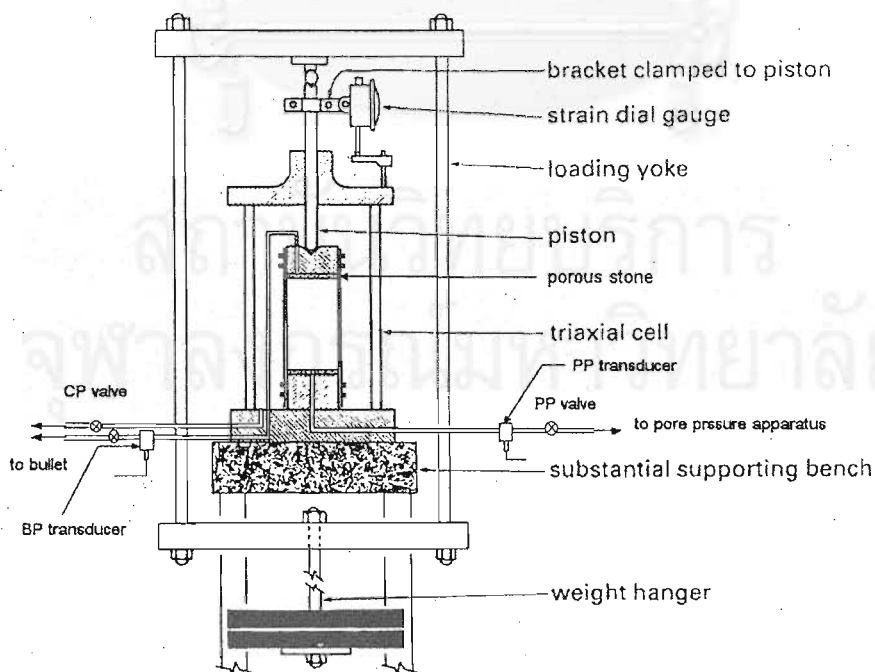
ขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างทดสอบเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 โดยในงานวิจัยนี้จะใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR) เท่ากับ 0.5 และจะเพิ่ม

น้ำหนักในลำดับต่อไปเมื่อเวลาผ่านไป $100 t_p$ เมื่อ t_p คือเวลาดิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในแต่ละลำดับการเพิ่มน้ำหนัก ซึ่งหาจากวิธีของ Taylor (1942) โดยจะทำการเพิ่มหน่วยแรงกระทำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งสัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 3.00$

3.6 การทดสอบหากล้างรับแรงเฉือนและการทดสอบพฤติกรรมกรรมการหดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติด้วยเครื่องมือ Triaxial

3.6.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ

เครื่องมือ Triaxial ซึ่งใช้ในงานวิจัยนี้ผลิตโดยบริษัท Hogentogler & Co.Inc. โดย Triaxial Cell ต่อเข้ากับอุปกรณ์ต่างๆ คือ ระบบให้ความดันซึ่งให้ความดันโดยปั๊มลม ความดันจากปั๊มลมจะอัดกระทำกับน้ำโดยตรงซึ่งใช้ Regulator ในการควบคุมความดันลม, อุปกรณ์วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในตัวอย่างดิน Bullet, LVDT, Water Pressure Transducer ซึ่งต่อเข้ากับ Triaxial Cell บริเวณ Pedestal, อุปกรณ์บันทึกข้อมูลเชิงตัวเลขแบบอัตโนมัติ (Autonomous Data-acquisition Unit, ADU) ซึ่งใช้ร่วมกับโปรแกรม DS 6 เพื่อเก็บข้อมูลการทดสอบ และใช้โครงแขวนเหล็ก (Steel Frame Hanger) ในการวางน้ำหนักเพื่ออัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิก (Anisotropic consolidation) และการเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวตั้ง ดังแสดงในรูปที่ 3.8 และภาคผนวก ซ.



รูปที่ 3.8 เครื่องมือทดสอบ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยการวางน้ำหนัก

3.6.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial

ก. การจัดเตรียมเครื่องมือ

สายความดันทุกเส้นต้องถูกไลฟองอากาศที่ค้างอยู่ออกให้หมดด้วย De-Aired Water, ตั้งค่า Pressure Transducer ให้เท่ากับศูนย์เมื่อเปิดให้สัมผัสกับอากาศ และตัม Porous Stone ในน้ำเดือดประมาณ 30 นาทีเพื่อไล่อากาศ

ข. การจัดเตรียมตัวอย่าง

นำตัวอย่างที่ต้องการทำการทดสอบมาทำการเอาพาราฟินและอลูมิเนียมฟอยล์ที่หุ้มอยู่ออก แล้วนำมาตัดแต่งขอบ (Trim) ด้วยเส้นลวดขนาดเล็ก (Steel Wire Saw) ใน Trimming Frame จนกระทั่งได้ตัวอย่างดินรูปทรงกระบอกเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 35.5 มม. แล้วนำตัวอย่างที่ได้มาทำการตัดหัวและท้ายโดยใช้ Meter Box ให้เหลือความยาวประมาณ 71 มม. เพื่อให้ได้สัดส่วนของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางเป็น 2 ต่อ 1 (H:D=2:1) ตามขนาดมาตรฐาน แล้วใช้แปรงสีฟันที่ไม่ใช่แล้วปาดที่ผิวดินทั้งข้างบนและข้างล่างเพื่อลดผลของ Smear Effect (Head, 1986) จากนั้นนำตัวอย่างที่ถูกตัดแต่งแล้วมาวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความสูง แล้วนำไปชั่งน้ำหนักเพื่อหาความหนาแน่นและปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ

ค. การจัดตัวอย่างในเครื่องมือ

วาง Porous Stone ซึ่งถูกตัมไลฟองอากาศแล้วไว้ที่ Pedestal ต่อมาจึงนำตัวอย่างมาวางบน Porous Stone, วาง Porous Stone ด้านบนตัวอย่าง และวาง Top Cap โดยระหว่าง Porous Stone กับตัวอย่างดินต้องมีกระดาษกรองวางคั่นไว้เพื่อมิให้ส่วนของดินที่ละลายในน้ำไหลเข้าไปใน Porous Stone หลังจากนั้นจึงใช้ Rubber Membrane บางๆ (สำหรับในงานวิจัยนี้ใช้ถุงยางแทน) หุ้มตัวอย่างไว้ 2 ชั้นเพื่อป้องกันไม่ให้ตัวอย่างสัมผัสกับน้ำโดยรอบใน Triaxial Cell. รััด Rubber Membrane ไว้ด้วย "O" ring จำนวน 4 เส้น ที่ด้านล่าง (Pedestal) 2 เส้น และที่ Top Cap 2 เส้น หลังจากติดตั้งตัวอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้ว จึงนำเอาเซลล์ด้านบนครอบไว้และยึดสกรูด้านบนให้เรียบร้อย ใส่น้ำเข้าไปใน Triaxial Cell ทาง Cell Pressure Line ด้วยความดันบรรยากาศจนกระทั่งน้ำเข้าไปเต็ม Triaxial cell และล้นออกมาทางวาล์ว Air Release แล้วจึงปิดวาล์ว Air Release ทำการติดตั้ง LVDT และตั้งค่าให้เป็นศูนย์

ง. การทำให้ตัวอย่างอิมัตว์ด้วยน้ำ

ทำการทดสอบในลักษณะเดียวกับเครื่องมือ Rowe Oedometer

จ. การอัดตัวคายน้ำแบบ K_0

ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 จะจัดลำดับการวางน้ำหนักในการอัดตัวคายน้ำ โดยเริ่มจาก $OCR \approx 3.00$ และการวางน้ำหนักในลำดับต่อไปให้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.2 โดยการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 จะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ

(i) การทำให้ตัวอย่างอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 (K_0 Consolidation) ในลำดับการวางน้ำหนักแรกที่ $OCR \approx 3.00$ ในขั้นแรกจะทำการอัดตัวคายน้ำแบบไอโซโทรปิกเพื่อให้ σ'_h มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนที่ $OCR = 3.00$ ก่อน สาเหตุที่ต้องทำการอัดตัวคายน้ำแบบไอโซโทรปิกก่อนก็เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติ เพราะตัวอย่างหลังการทำให้ตัวอย่างอิมัตว์ด้วยน้ำที่มีหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำๆ ทำให้สามารถรับแรงเฉือนได้น้อย หลังจากการอัดตัวคายน้ำในขั้นตอนนี้เสร็จสิ้นลง ขั้นตอนต่อไปจะเป็นการทำให้ตัวอย่างถูกอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิก โดยการวางน้ำหนักลงบนโครงเหล็กเพื่อให้ σ'_v มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ $OCR = 3.00$ หลังจากได้ทราบค่า K_0 จากยูทอนา (2545) รจนกระทั่งการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลงจึงทำการทดสอบในขั้นตอนต่อไป

(ii) หลังจากตัวอย่างมีหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (σ'_v) และแนวนอน (σ'_h) ตามที่คำนวณไว้ในลำดับแรก ($OCR \approx 3.00$) การวางน้ำหนักในลำดับต่อไปจะให้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.2 และทำการเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวตั้ง (σ'_v) และแนวนอน (σ'_h) พร้อมๆ กัน สาเหตุที่ให้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักต่ำ เพื่อลดปริมาณ ϵ_v ที่เกิดขึ้นเนื่องจาก Undrained Shear (Ladd and Germaine, 1988) นอกจากนี้ก็เพื่อให้โครงสร้างดินถูกรบกวนน้อยที่สุดเนื่องจากผลของ Undrained Shear การอัดตัวคายน้ำจะกระทำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงหน่วยแรงประสิทธิผลตามต้องการ ซึ่งลำดับการวางน้ำหนักในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิกแสดงไว้ในตารางที่ 3.1 และตารางที่ 3.2 สำหรับตัวอย่างดินทดสอบบริเวณจุฬาฯ และดินบริเวณบางนา ตามลำดับ

ในการทำให้ตัวอย่างถูกอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 ต้องหาความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำใน Triaxial Cell กับน้ำหนักที่จะใช้ด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell เพื่อไม่ให้ Loading

Piston ลอยตัวขึ้นและน้ำหนักนี้ต้องสามารถทำให้ Loading Piston เคลื่อนลงมาสัมผัสกับ Top Cap ได้พอดี โดยการเตรียม Triaxial Cell ให้เหมือนกับการทดสอบจริง แต่ไม่ได้ใส่ตัวอย่างดินเข้าไป โดยใส่ความดันน้ำใน Triaxial Cell เข้าไปค่าหนึ่งซึ่งอยู่ในช่วงการใช้งานแล้วค่อยๆ วางน้ำหนักที่ต้องการใช้ด้านความดันน้ำใน Triaxial Cell จนกระทั่ง Loading Piston เริ่มเคลื่อนลง ทำการบันทึกค่าความดันน้ำใน Triaxial Cell และน้ำหนักที่ใช้ด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell โดยการทดสอบจะทำในช่วงใช้งาน (10-60 psi) พลอตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำใน Triaxial Cell กับน้ำหนักทั้งหมด (รวมน้ำหนักของโครงแขนเหล็ก) ที่ใช้ด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell ดังแสดงในรูปที่ 3.9 ซึ่งน้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นไปบนโครงแขนเหล็กเพื่อด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell มีค่าเท่ากับน้ำหนักทั้งหมดที่ใช้ด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell ลบด้วยน้ำหนักโครงแขนเหล็ก

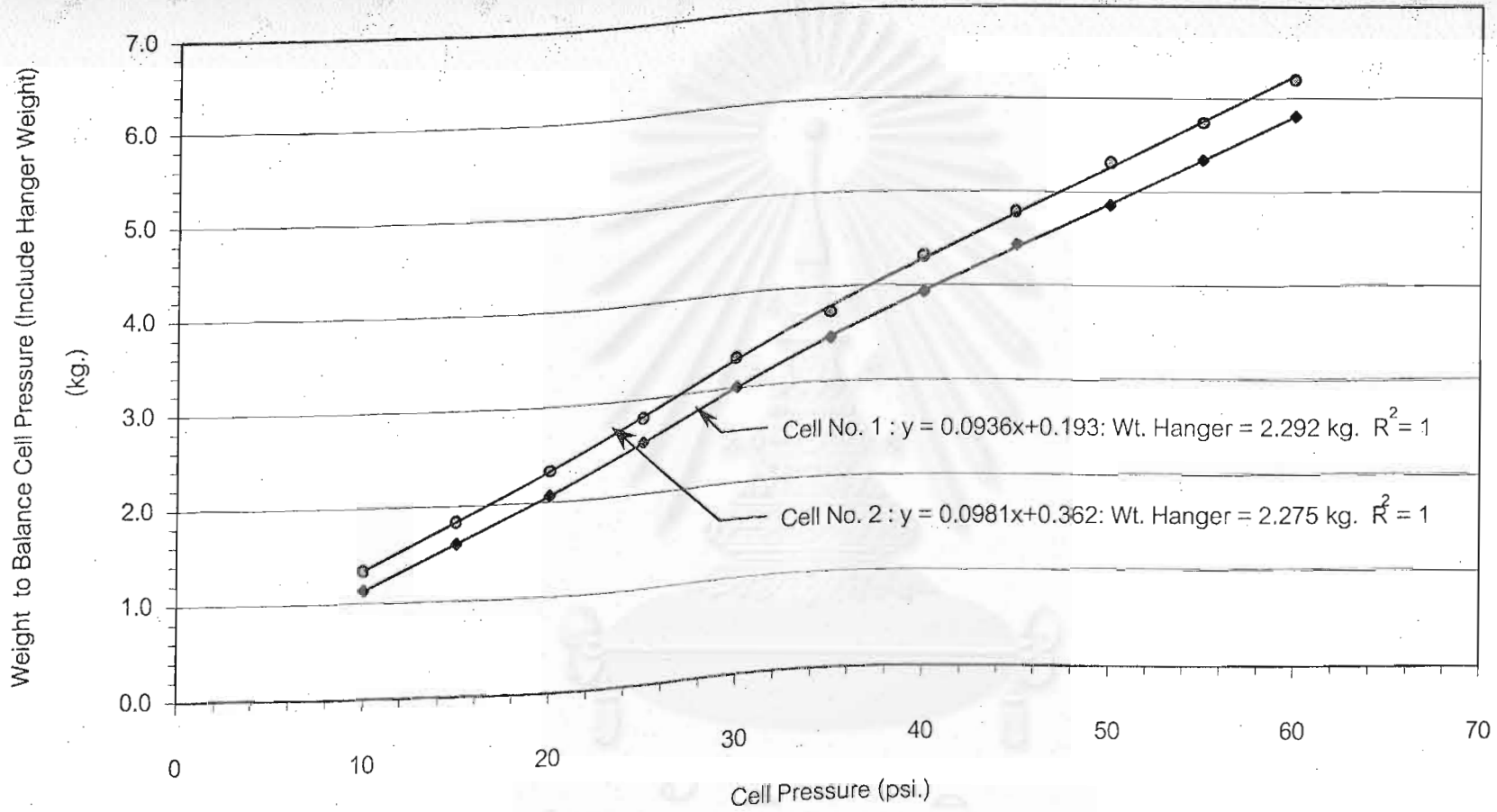
$$\text{น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนที่แขน} = \text{น้ำหนักทั้งหมดที่ใช้ด้านทานความดันน้ำใน Cell} - \text{น้ำหนักโครงแขนเหล็ก}$$

(เพื่อด้านทานความดันน้ำในเซลล์)

น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขนเหล็กเพื่อให้ได้ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งที่ต้องการมีค่าเท่ากับ น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนที่แขนเพื่อด้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell บวกด้วยผลคูณของหน่วยแรงเบี่ยงเบน ($\sigma_1 - \sigma_3$) กับ Corrected Area ของตัวอย่างทดสอบ

$$\text{น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขนเหล็ก} = \text{น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขนเหล็กเพื่อด้านความดันน้ำใน เซลล์} + (\sigma_1 - \sigma_3)A_{\text{corr}}$$

โดย σ_1 หรือ σ_v คือ หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง
 σ_3 หรือ σ_h คือ หน่วยแรงรวมในแนวนอน
 A_{corr} คือ Corrected Area



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในเซลล์กับน้ำหนักแขวน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 จะทำการเปิดวาล์ว PP และวาล์ว BP เพื่อให้สามารถระบายได้ทั้งสองทาง การตรวจสอบว่าตัวอย่างอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นหรือยัง ทำโดยการปิดวาล์ว BP และ วาล์ว PP ทิ้งไว้ประมาณ 1 ชม. เพื่อดูว่ายังมีแรงดันน้ำส่วนเกินค้างอยู่หรือไม่ หากไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกินเหลืออยู่ก็สามารถทำการอัดตัวคายน้ำในขั้นต่อไป สำหรับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในแต่ละขั้นตอนขึ้นอยู่กับค่า OCR ของดิน ถ้าดินอยู่ในช่วง OC การอัดตัวคายน้ำจะใช้เวลาไม่นาน แต่ถ้าดินอยู่ในช่วง NC การอัดตัวคายน้ำจะใช้เวลานานประมาณ 2-3 วันในแต่ละลำดับการเพิ่มน้ำหนัก และเมื่อการอัดตัวคายน้ำแต่ละครั้งเสร็จสิ้นลงจะทำการบันทึกปริมาณการทรุดตัวในแนวดิ่งและประมาณน้ำที่ออกมาจากตัวอย่างดิน เพื่อคำนวณหน้าตัดดินและน้ำหนักที่จะวางในลำดับต่อไป

เมื่อการอัดตัวคายน้ำในลำดับสุดท้ายสิ้นสุดลงจะทิ้งตัวอย่างให้เกิดครีพแบบระบายน้ำอีก 1 วันแล้วจึงทำการทดสอบในขั้นตอนต่อไป

จ. การเพิ่มหน่วยน้ำหนักกระทำในแนวดิ่ง

หลังจากการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 เสร็จสิ้นลงแล้ว ทำการปิดวาล์ว BP และวาล์ว PP เพื่อให้มีน้ำไหลออกจากตัวอย่างและทำการบันทึกค่า Pore Water Pressure เริ่มต้นซึ่งจะมีค่าเท่ากับ Back Pressure จากนั้นตัวอย่างจะถูกเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่งโดยการวางน้ำหนักลงบนโครงแขวนเหล็ก จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติเพื่อหากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือน หรือเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่งจนกระทั่งตัวอย่างมีสัดส่วนหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 70 % สำหรับการทดสอบพฤติกรรมทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ โดยการเพิ่มหน่วยแรงกระทำจะกระทำด้วยอัตรา 0.5 kPa/Hr. โดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.5

ข. การทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ

หลังจากตัวอย่างถูกเพิ่มหน่วยแรงในแนวดิ่งจนมีสัดส่วนหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 70 % ตัวอย่างจะถูกปล่อยให้ทำให้เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นเวลา 7 วัน โดยระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำจะทำการบันทึกค่าการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระยะเวลาต่างๆ ไว้

ค. การทดสอบอัดตัวคายน้ำและครีพแบบระบายน้ำ

หลังจากเกิดการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นเวลาไม่น้อยกว่า 7 วัน โดยการเคลื่อนตัวเนื่องจาก Undrained Creep หมดยุติหรือตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติ แล้วจะทำการเปิดวาล์ว BP เพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ โดยในระหว่างการอัดตัวคายน้ำจะวัดค่าการ

ทุกตัว, แรงดันน้ำส่วนเกิน และปริมาณน้ำที่ออกจากตัวอย่างที่เวลาต่างๆ ไว้ จนกระทั่งการอัดตัว
คายน้ำเสร็จสิ้นลง หลังจากนั้นจะยอมให้เกิดครีฟแบบระบายน้ำ 1 Log Cycle of Time เพื่อหาค่า

$C_{\alpha\epsilon}$



วาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินและคุณสมบัติทางเคมี

4.1.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินชั้นพื้นฐานบริเวณจุฬาฯ และบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 ได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และ 4.2 เพื่อเป็นการสะดวกในการวิเคราะห์ จึงทำการแบ่งดินออกเป็นชั้น ๆ โดยพิจารณาจาก กำลังรับแรงเฉือน, ค่า Atterberg Limit, ชนิดของดิน (ระบบ Unified), ปริมาณความชื้นในธรรมชาติ, และความหนาแน่นเปียก ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.1 และ 4.3

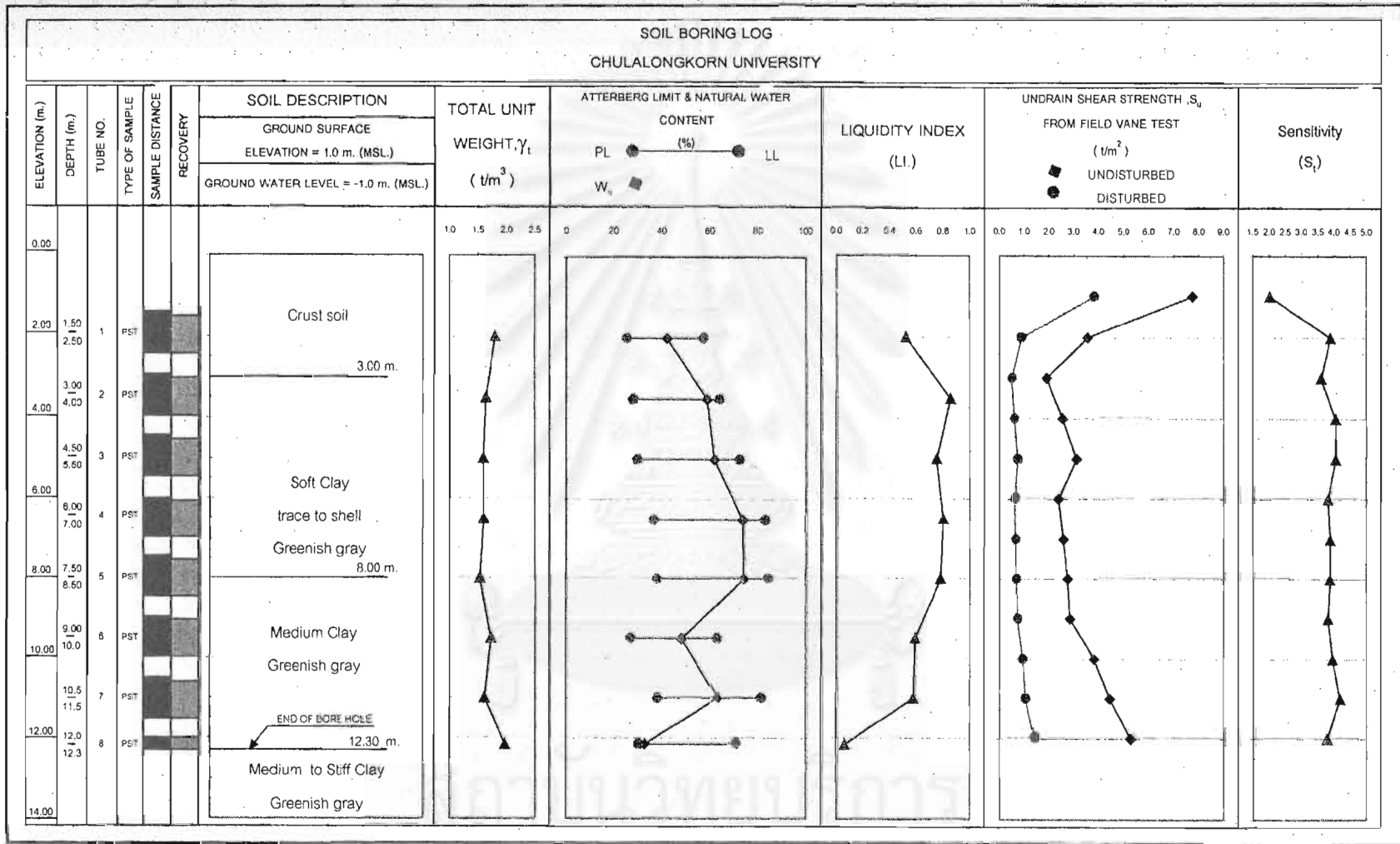
จากตารางที่ 4.1 และ รูปที่ 4.1 จะพบว่าดินบริเวณจุฬาฯ สามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ชั้นคือ ชั้นดินที่ถูก Weathered (Crust Soil, 0-3 ม. จากระดับผิวดิน) , ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay, 3-9 ม. จากระดับผิวดิน) , ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay, 9-12 ม. จากระดับผิวดิน) และชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Medium to Stiff Clay, ความลึกตั้งแต่ 12 ม. ลงไป) สำหรับในชั้นดินเหนียวอ่อนมีค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 60-80 % , ค่าดัชนีพลาสติกที่ดี (Plasticity Index, PI) ประมาณ 40-45 % ยกเว้นในชั้นดินสกปรก มีค่า PI ประมาณ 30-35 % ซึ่งความสัมพันธ์ของค่า PI และ LL ในผังพลาสติกที่ดีมีแนวโน้มที่จะอยู่เหนือและขนานไปกับเส้น A-Line ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ดังนั้นดินบริเวณจุฬาฯ จึงเป็นชนิดไม่มีสารอินทรีย์และมีพลาสติกที่ดีสูง (CH), ค่าดัชนีความเหลว (Liquid Index, LI) มีค่าประมาณ 0.8 ซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ว่าเป็นดินที่มีความไฉ อย่างไรก็ตามค่า LI มีแนวโน้มลดลง ($LI \approx 0.6$) ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ค่าความชื้นในธรรมชาติมีค่าประมาณ 60-73 % และมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น และค่าความหนาแน่นเปียกมีค่าประมาณ 1.6 ตัน/ม.³

จากตารางที่ 4.2 และ รูปที่ 4.3 จะพบว่าดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ชั้นคือ ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay, 2-10 ม. จากระดับผิวดิน), ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay, 10-19 ม. จากระดับผิวดิน) และชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Medium to Stiff Clay, ความลึกตั้งแต่ 19 ม. ลงไป) แต่หากใช้ค่าดัชนีพลาสติกที่ดี (Plasticity Index, PI) เป็นเกณฑ์ในการจำแนกชั้นดินจะแบ่งดินได้เป็น 2 ชั้นด้วยกัน ชั้นแรกในช่วงระดับความลึก 2-16 ม. มีค่า $PI \approx 70-75\%$ ชั้นที่สองในช่วงระดับความลึกตั้งแต่ 16 ม. ลงไปมีค่า $PI \approx 55\%$ ซึ่งมีค่ามากกว่าดินจุฬาฯ แสดงว่าดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 มี

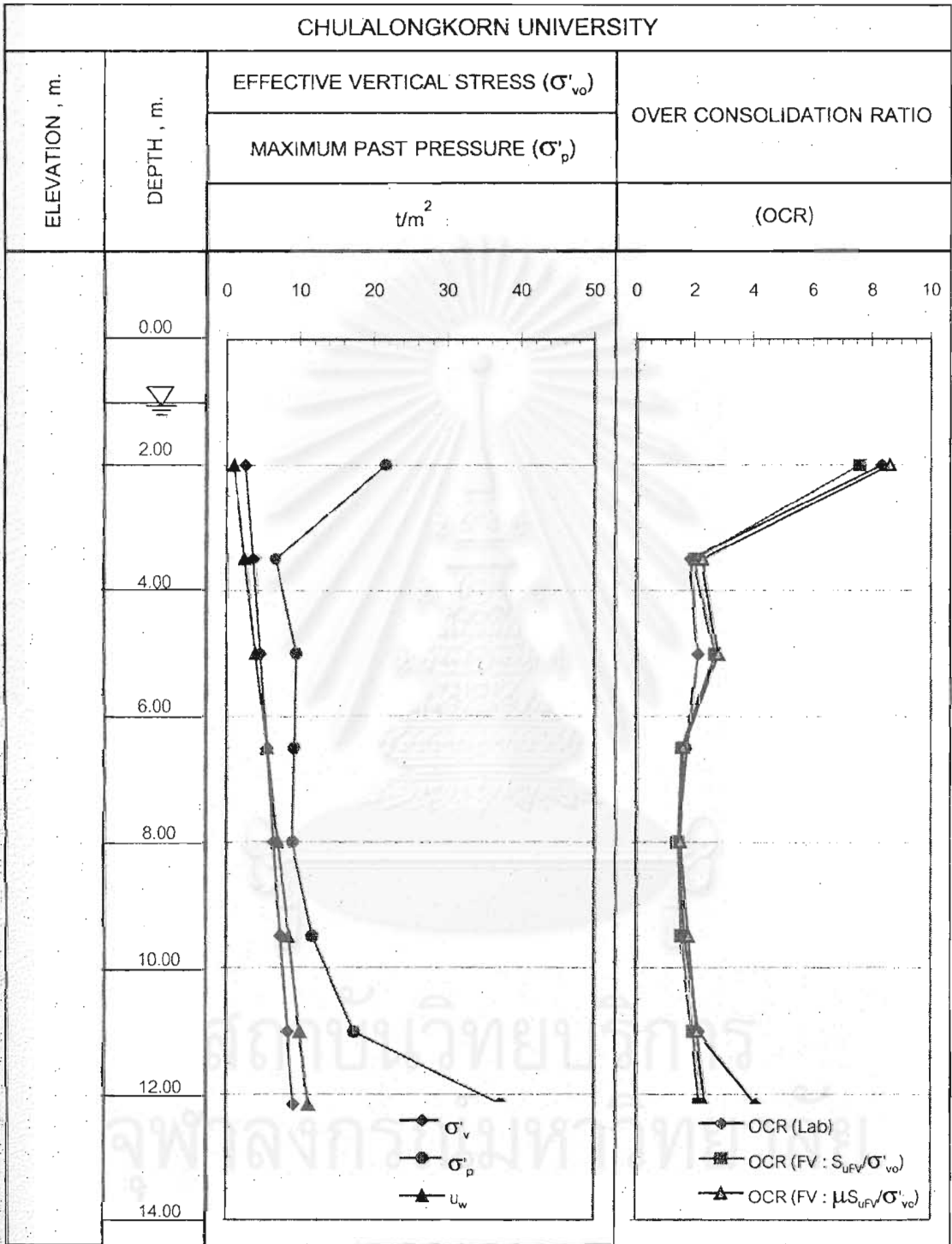
ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดสอบคุณสมบัติของดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = t ₁₀₀)						Insitu Field Vane Test Result								
Tube NO.	Sample NO.	Depth (m.)		Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Liquidity Index	Total Unit Weight (t/m ³)	Unified Soil Classification	Effective Stress σ'_{vo} (t/m ²)	Maximum Past Pressure σ'_p (t/m ²)	OCR (Lab)	m _v in OC-Range (m ² /ton)	Recompression Ratio : RR	Compression Ratio : CR	Undrained Shear Strength		Sensitivity	Bljurnum 's Correction Factor (μ)	Su _{PV} /σ' _{vo}	μSu _{PV} /σ' _{vo}	μSu _{PV} /σ' _p	OCR (FV : S _{uf} /σ' _{vo})	OCR (FV : μS _{uf} /σ' _{vo})
		From	To		LL	PL	PI										Undisturbed	Disturbed							
		Su _{PV} (t/m ²)																							
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	0.004	0.0358	0.261	3.56	0.91	3.91	0.92	1.369	1.260	0.151	7.59	8.61
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	0.006	0.0316	0.274	2.00	0.53	3.77	0.88	0.538	0.473	0.260	1.94	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	0.006	0.0337	0.415	3.10	0.76	4.08	0.83	0.666	0.553	0.268	2.65	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	0.007	0.0444	0.411	2.50	0.65	3.85	0.81	0.451	0.365	0.218	1.50	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	0.005	0.0311	0.548	2.76	0.71	3.89	0.81	0.430	0.348	0.248	1.40	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	0.005	0.0579	0.266	3.30	0.85	3.87	0.88	0.451	0.397	0.247	1.50	1.75
CST-7	2	10.50	11.50	63.11	81.30	38.01	43.29	0.580	1.62	OH	8.36	17.39	2.08	0.004	0.0383	0.340	4.45	1.07	4.16	0.83	0.532	0.442	0.212	1.91	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	0.001	0.0173	0.104	5.29	1.40	3.78	0.85	0.580	0.493	0.121	2.16	2.36

สถาบันวิจัยบริการ



รูปที่ 4.1 Boring log ดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

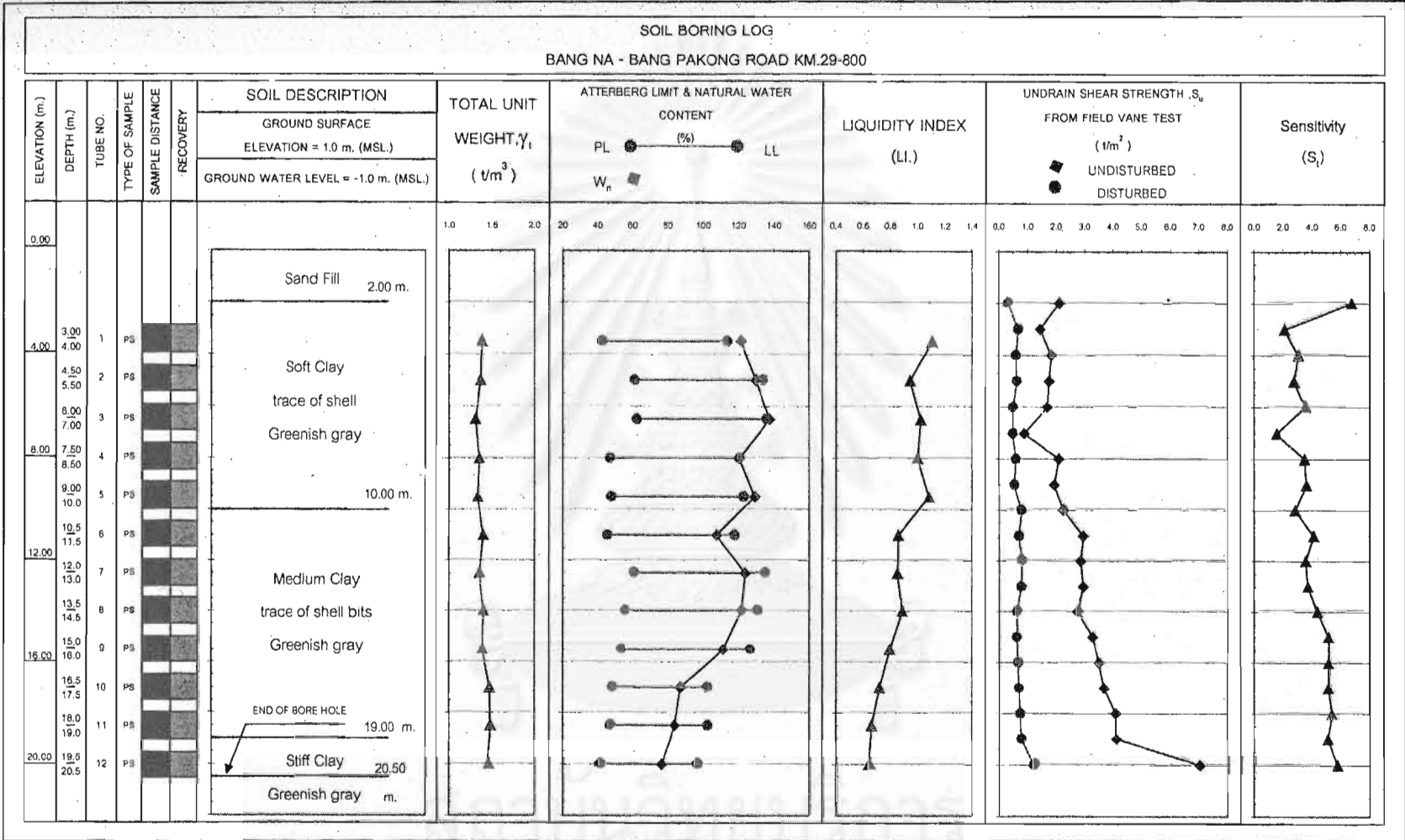


รูปที่ 4.2 ประวัติของหน่วยแรงดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

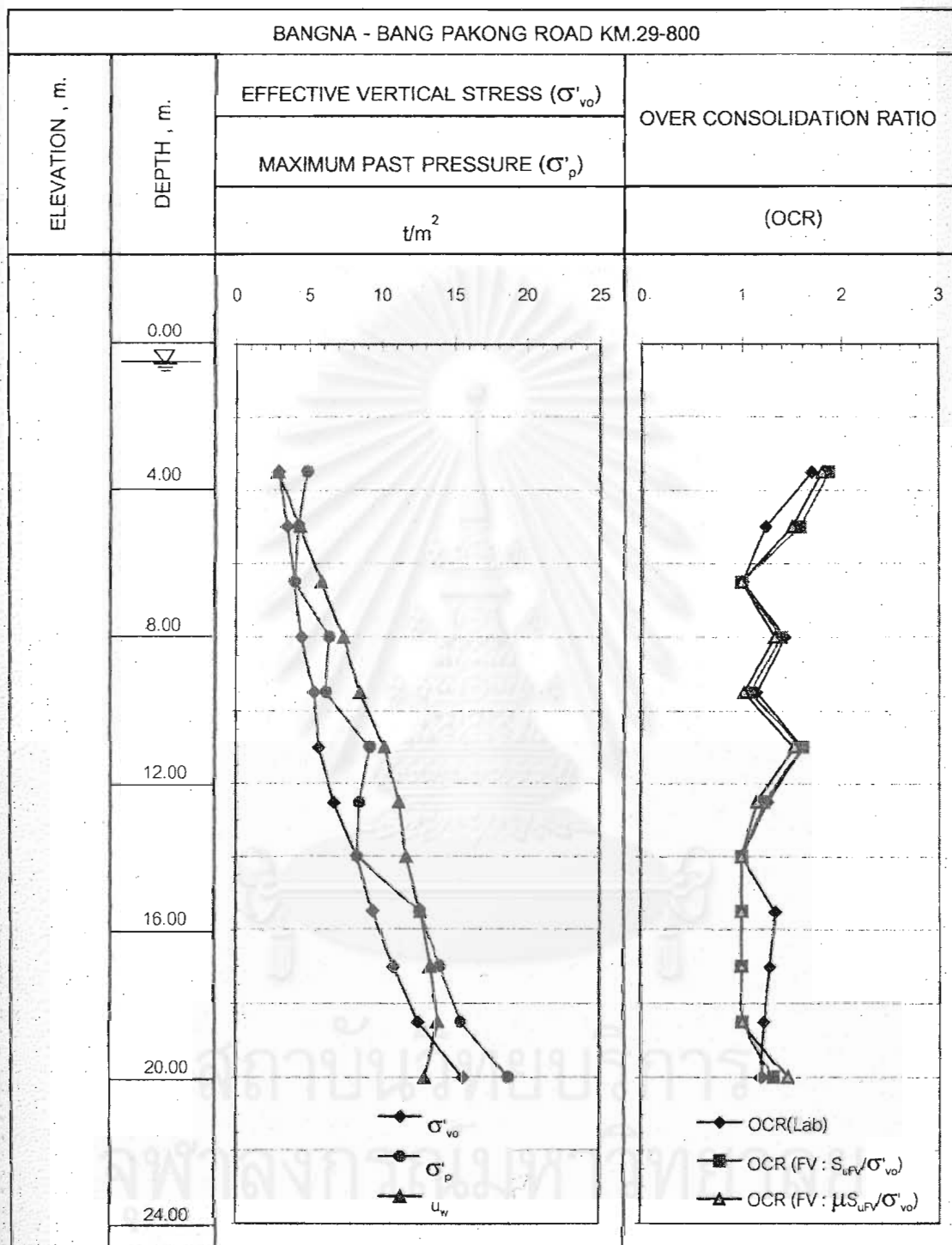
Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = i_{100})						Insitu Field Vane Test Result								
Tube NO.	Sample NO.	Depth (m.)		Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Liquidity Index	Total Unit Weight (t/m^3)	Unified Soil Classification	Effective Stress σ'_{vo} (t/m^2)	Maximum Past Pressure σ'_p (t/m^2)	OCR (Lab)	m_v in OC-Range (m^2/ton)	Recompression Ratio : RR	Compression Ratio : CR	Undrained Shear Strength		Sensitivity	Bjurrum 's Correction Factor (μ)	Su_{FV}/σ'_{vo}	$\mu Su_{FV}/\sigma'_{vo}$	$\mu Su_{FV}/\sigma'_p$	OCR (FV : Su_{FV}/σ'_{vo})	OCR (FV : $\mu Su_{FV}/\sigma'_{vo}$)
		From	To		LL	PL	PI										Undisturbed	Disturbed							
		Su_{FV} (t/m^2)																							
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	0.014	0.0272	0.440	1.65	0.64	2.58	0.70	0.579	0.405	0.239	1.87	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	0.013	0.0296	0.436	1.77	0.63	2.81	0.69	0.516	0.356	0.287	1.59	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	0.012	0.0334	0.504	1.30	0.49	2.65	0.69	0.329	0.227	0.224	1.00	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	0.009	0.0285	0.708	2.10	0.60	3.50	0.69	0.473	0.327	0.227	1.40	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	0.009	0.0390	0.687	2.10	0.67	3.16	0.68	0.397	0.270	0.233	1.09	1.03
BST-6	2	10.50	11.50	107.62	118.00	45.53	72.47	0.857	1.40	CH	5.66	9.14	1.61	0.006	0.0342	0.520	2.95	0.71	4.15	0.69	0.521	0.359	0.223	1.61	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	0.006	0.0364	0.646	2.91	0.80	3.64	0.68	0.432	0.294	0.233	1.23	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	0.006	0.0398	0.664	2.75	0.63	4.37	0.68	0.332	0.226	0.225	1.00	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	0.004	0.0330	0.650	3.40	0.66	5.15	0.69	0.362	0.250	0.186	1.00	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	0.004	0.0344	0.551	3.68	0.72	5.11	0.77	0.339	0.261	0.202	1.00	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	0.002	0.0310	0.563	4.10	0.78	5.26	0.77	0.327	0.251	0.204	1.00	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	0.003	0.0297	0.570	7.05	1.22	5.78	0.77	0.452	0.348	0.291	1.31	1.46

สถาบันวิจัยและพัฒนา
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

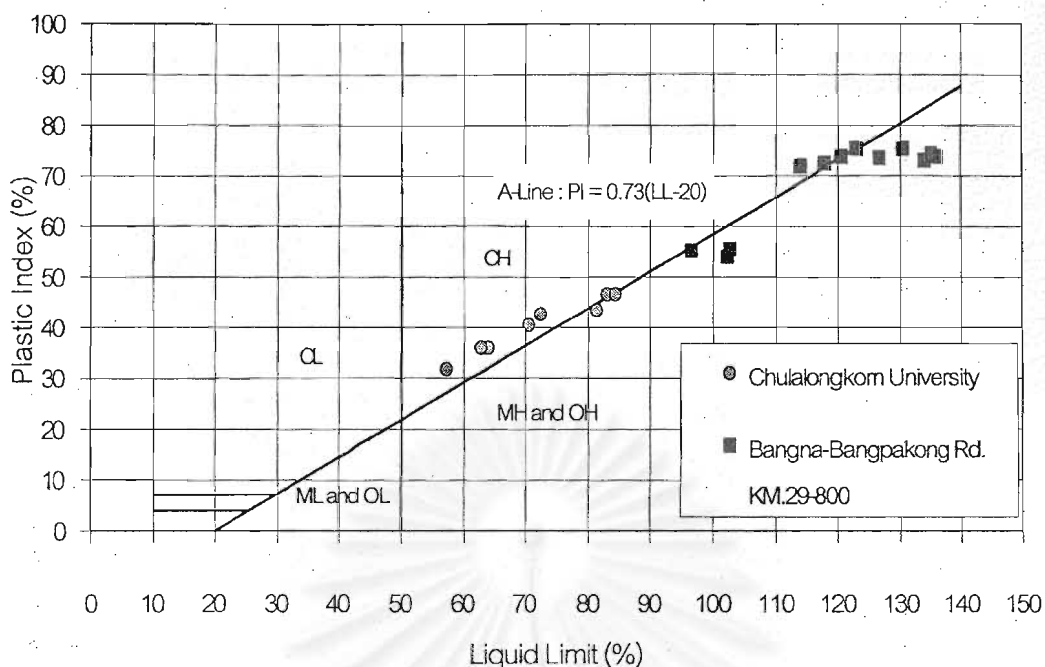


รูปที่ 4.3 Boring log ดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.4 ประวัติของหน่วยแรงดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800



รูปที่ 4.5 ผังพลาสติกชี้ติสำหรับแยกดินเม็ดละเอียด

ปริมาณดินเหนียวและธาตุดินเหนียวอยู่มากกว่าดินร่วน สำหรับในชั้นดินเหนียวอ่อนมีค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 110-130 % และค่า LL มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ของค่า PI และ LL ในผังพลาสติกชี้ติมีแนวโน้มที่จะอยู่ใต้เส้น A-Line ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ดังนั้นดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 จึงเป็นชนิดมีสารอินทรีย์และมีพลาสติกชี้ติสูง (OH), ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) มีค่ามากกว่า 1.0 ซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ว่าเป็นดินที่มีความไว อย่างไรก็ตามค่า LI มีแนวโน้มลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น, ค่าความชื้นในธรรมชาติมีค่าประมาณ 110-130 % และมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น และค่าความหนาแน่นเปียกมีค่าประมาณ 1.35-1.40 ตัน/ม.³

นอกจากนี้จากการทดสอบความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity: G_s) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยมีค่า G_s ประมาณ 2.73-2.75 และดินเหนียวอ่อนบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 มีค่า G_s ประมาณ 2.70-2.75

4.1.2 ผลการทดสอบส่วนประกอบทางเคมี

ส่วนประกอบทางเคมีในดินที่ทำการทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้คือ NaCl และ Fe_2O_3 เนื่องจากดินกรุงเทพฯ เป็นดินที่ตกตะกอนในทะเล (Marine Deposit) โครงสร้างของดินจึงมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงกันแบบระเกะระกะ (Flocculated Structure) ดังนั้น NaCl จึงเป็นตัวบ่งชี้เสถียรภาพของโครงสร้างดิน ถ้าดินผ่านกระบวนการ Leaching จะทำให้ปริมาณ NaCl น้อยลงเมื่อเทียบกับ

ปริมาณ NaCl ในน้ำทะเล จะส่งผลให้โครงสร้างของดินขาดเสถียรภาพและดินจะมีพฤติกรรมที่มีความไว ในขณะที่ Fe_2O_3 เป็นสารเคมีชนิดเชื่อมแน่นในมวลดิน (Chemical Cementing Agent) หากมีมากจะทำให้ดินมีพฤติกรรมเปราะบาง (Brittle) อันเป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ดินมีความไว นอกจากนี้ดินที่มีสารเคมีเชื่อมแน่นยังทำให้ดินมีค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตเพิ่มมากขึ้นด้วย (ดูหัวข้อ 2.7.1 ประกอบ) ดังนั้นปริมาณของส่วนประกอบทางเคมีทั้ง 2 ชนิดนี้มีผลต่อโครงสร้างของมวลดิน ซึ่งจะส่งผลกระทบโดยตรงต่อพฤติกรรมการทรุดตัวและพฤติกรรมทางด้านกำลังรับน้ำหนักของดินด้วย

สำหรับตัวอย่างดินที่จะนำไปทดสอบเลือกมาจากกระบอกตรงกลางของดินทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยโดยแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มดังนี้ คือ ดินบริเวณจุฬาฯ เลือกตัวอย่างจากกระบอก CST-4 เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างของดินซึ่งมี PI ประมาณ 40-45 % ที่ใช้ในงานวิจัย ส่วนดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800 เลือกตัวอย่างดินจาก 2 กระบอกคือ กระบอก BST-5 เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างดินซึ่งมี PI ประมาณ 70-75 % (2-16 ม.) ที่ใช้ในงานวิจัยและกระบอก BST-11 ซึ่งมี PI ประมาณ 55 % (ตั้งแต่ 16 ม. ลงไป) เพื่อใช้เปรียบเทียบอายุการเกิดกับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ

ก. ผลการทดสอบหาปริมาณ NaCl ในตัวอย่างดิน

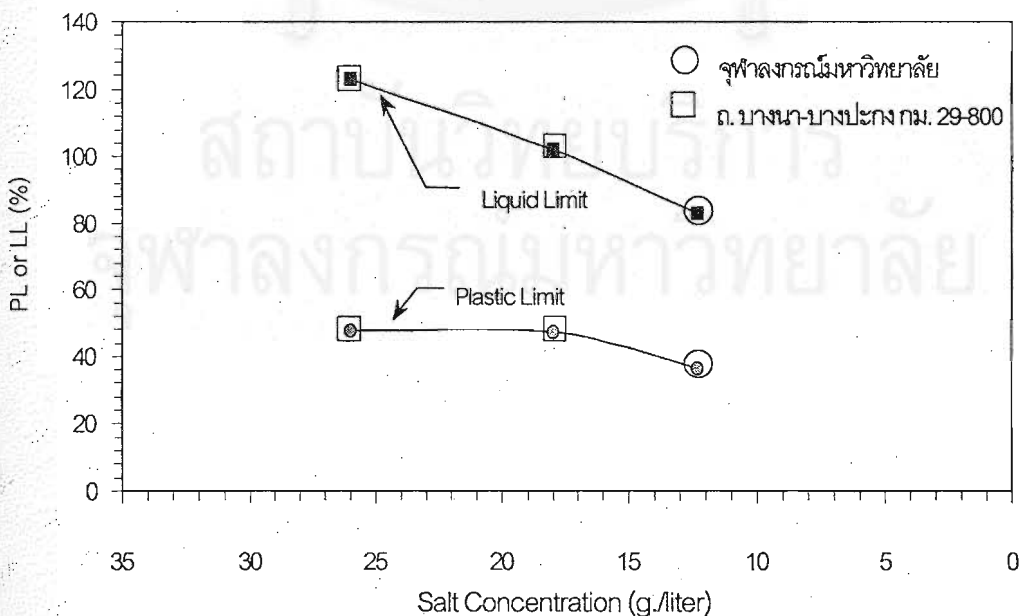
จากตารางที่ 4.3 จะพบว่าตัวอย่างดินบริเวณบางนา ซึ่งมี PI ประมาณ 70-75 % (2-16 ม. แรก) มีปริมาณ NaCl อยู่มากที่สุดคือ 26.4 กรัม/ลิตร ตัวอย่างดินบริเวณบางนาซึ่งมี PI ประมาณ 55 % (ตั้งแต่ 16 ม. ลงไป) มีปริมาณ NaCl อยู่ 18.0 กรัม/ลิตร และตัวอย่างดินบริเวณจุฬาฯ ซึ่งมี PI ประมาณ 40-45 % มีปริมาณ NaCl อยู่ น้อยที่สุดคือ 12.3 กรัม/ลิตร เรียงตามลำดับจากมากไปหาน้อย จะเห็นว่ากระบวนการ Leaching เกิดขึ้นกับดินบริเวณบางนาฯ ประมาณ 25 % และ 49 % ตามลำดับ และเกิดขึ้นกับดินบริเวณจุฬาฯ มากที่สุดคือประมาณ 65 % เมื่อเทียบกับปริมาณ NaCl ในน้ำทะเล (35 กรัม/ลิตร) ทั้งนี้เนื่องจากดินบริเวณจุฬาฯ มีอายุมากที่สุดจึงผ่านกระบวนการ Leaching มามากที่สุด ในขณะที่บริเวณบางนาฯ ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 16 ม.เป็นต้นไปมีอายุรองลงมา และดินบริเวณบางนาฯ ที่ระดับความลึก 2-16 ม.มีอายุน้อยที่สุด ซึ่งสอดคล้องกับความเป็นจริงเนื่องจากดินบริเวณจุฬาฯ อยู่ห่างไกลจากทะเลมากกว่าดินบริเวณบางนาฯ จึงน่าจะเกิดการตกตะกอนเป็นดินเหนียวขึ้นก่อน

ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบส่วนประกอบทางเคมี

Location	Tube No.	Depth	PI	NaCl	Fe ₂ O ₃
		m.	%	g./litre.	%/Dry wt.
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	CST-4	6.0-7.0	40-45	12.3	5.9
ถ.บางนา-บางปะกง กม.29-800	BST-5	9.0-10.0	70-75	26.4	5.8
	BST-11	18.0-19.0	55	18.0	3.5
น้ำทะเล	-	-	-	35.0	-

จากรูปที่ 4.6 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า PL, LL และปริมาณเกลือในดินของดินทั้ง 3 กลุ่ม จะพบว่าค่า PL มีแนวโน้มที่จะลดลงเล็กน้อยเมื่อปริมาณเกลือในดินมีค่าลดลง ในขณะที่ LL ลดลงอย่างมากเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ซึ่งมีผลทำให้ค่า PI มีค่าลดลงเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ผลที่ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบผลกระทบของกระบวนการ Leaching ต่อค่า Atterberg Limit ของ Bjerrum (1954) ซึ่งกล่าวไว้ในหัวข้อ 2.7.2

หากพิจารณาจากปริมาณเกลือในมวลดินแล้ว ดินบริเวณจุฬาฯ ควรจะมีความไวมากกว่าดินบริเวณบางนาเนื่องจากถูก Leaching มากกว่า แต่อย่างไรก็ดีสาเหตุของความไวของมวลดินมิได้มาจากกระบวนการ Leaching เพียงอย่างเดียวแต่เกิดเนื่องหลายสาเหตุประกอบกัน เช่น ชนิดของ Clay Mineral, Cementation, Weathering และ Thixotropic Hardening (Mitchell, 1993) ดังนั้นผลของกระบวนการ Leaching เพียงอย่างเดียวไม่สามารถบอกได้ว่าดินบริเวณใดมีความไวมากกว่ากัน ซึ่งค่า LI จะเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีกว่า



รูปที่ 4.6 การเปลี่ยนแปลงค่า Atterberg Limit เนื่องจากกระบวนการ Leaching

ข. ผลการทดสอบหาปริมาณ Fe_2O_3 และ $CaCO_3$ ในตัวอย่างดิน

จากตารางที่ 4.3 จะพบว่าตัวอย่างดินเหนียวอ่อนทั้ง 2 บริเวณมีปริมาณ Fe_2O_3 ใกล้เคียงกันคือประมาณ 5.8-6.0 %/Dry wt. แต่ที่ระดับความลึก 18.0-19.0 ม. ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางปริมาณ Fe_2O_3 มีค่าประมาณ 3.5 %/Dry wt. นอกจากนี้ได้มีการตรวจหาปริมาณ $CaCO_3$ พบว่ามีปริมาณอยู่น้อยมากจนไม่สามารถวัดออกมาในเชิงปริมาณได้ จากข้อมูลดังกล่าวข้างต้นแสดงว่าดินทั้ง 3 กลุ่มมีสารเคมีเชื่อมแน่น แต่อย่างไรก็ตามไม่สามารถระบุได้ว่าดินบริเวณใดมีปริมาณสารเชื่อมแน่นมากกว่ากันเนื่องจากสารเคมีเชื่อมแน่นในดินอาจมีอยู่หลายชนิด ซึ่งการที่ตัวอย่างดินมีสารเคมีเชื่อมแน่นทำให้ดินไม่สามารถ Normalize ได้ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ($c' \neq 0$)

4.1.3 ผลการทดสอบหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

ขั้นตอนการทดสอบอัดตัวคายน้ำเพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 Method B โดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio, LIR) 0.5 และทำการเพิ่มน้ำหนักทันทีหลังจากการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตและอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และรูปที่ 4.2 สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.4 สำหรับดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800

ก. ผลการทดสอบดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จากรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2 จะพบว่าดินบริเวณจุฬาฯ ในช่วงบน (Crust Soil) อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวอย่างมาก (Heavily Overconsolidated Clay: $OCR \approx 8.0$) ส่วนในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay: $OCR = 1.6-2.0$) และมีแนวโน้มสภาพอัดแน่นเกินตัวมากขึ้น ($OCR = 4.0$) ในชั้นดินแข็งมาก

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง E_s และ $LOG \sigma'_v$ ของดินบริเวณจุฬาฯ ซึ่งแสดงไว้ในภาคผนวก ก. พบว่าตัวอย่างดินที่ได้จากกระบอก CST-3, CST-4 และ CST-5 ซึ่งเป็นดินในชั้นดินเหนียวอ่อน ความสัมพันธ์ระหว่าง E_s และ $LOG \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-2.0 ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity Consolidation Curve) ดังแสดงในรูป ก-3, ก-4 และ ก-5 ในภาคผนวก ก. ดังนั้นค่า CR จะมีค่าไม่คงที่ในช่วงดังกล่าว ซึ่งจะมีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.40$ โดย CR มีค่าประมาณ 0.40-0.55 แต่เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p > 2.00$ ความสัมพันธ์ระหว่าง

ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรง โดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.30 ส่วนตัวอย่างดินในกระบอกอื่นๆ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติมีลักษณะเป็นเส้นตรง CR มีค่าประมาณ 0.20-0.30 สำหรับค่า RR ของดินทุกกระบอกมีค่าใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.03-0.04 ดังนั้นตัวอย่างดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ค่า CR/RR มีค่าประมาณ 12-17 ซึ่งสูงกว่าค่าที่มีการรวบรวมไว้ในอดีต ($\text{CR/RR} \approx 5-10$) ในขณะที่ตัวอย่างดินที่ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติเป็นเส้นตรงค่า CR/RR มีค่าประมาณ 6-10 และจากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่าดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity จะมีเฉพาะในชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความลึกประมาณ 4.50-8.50 ม.เท่านั้น ซึ่งจะไม่พบดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ในชั้นดินอื่น

สำหรับดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ยังไม่เคยมีการศึกษาพบมาก่อน สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง ซึ่งอาจมาจาก 2 สาเหตุด้วยกัน คือ ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบในครั้งนี้มีคุณภาพดี (เก็บด้วย Piston Sampling ขนาด ϕ 3") เพราะถ้าตัวอย่างที่เก็บมาถูกรบกวนจะทำให้ค่า CR มีค่าต่ำลงซึ่งอาจจะทำให้ไม่เห็นพฤติกรรมแบบ Non-Linearity และสาเหตุอีกประการหนึ่งคือในงานวิจัยนี้ใช้ $\text{LIR} = 0.5$ และค่า OCR โดยประมาณจากการทำการทดสอบ Field Vane ซึ่งทำให้สามารถเห็นพฤติกรรมในช่วง Non-Linear ได้ซึ่งโดยปกติตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 แนะนำให้ใช้ $\text{LIR} = 1.0$ ซึ่งอาจจะทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ไม่ละเอียดพอซึ่งข้ามช่วงที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ไป

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

จากตารางที่ 4.3 และ รูปที่ 4.4 จะพบว่าดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Soil) ถึงสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay: $\text{OCR} = 1.0-1.4$)

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ของดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800 แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear เกือบทุกความลึกดังแสดงในภาคผนวก ข. ซึ่งค่า CR มีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \approx 1.40$ โดย CR มีค่าประมาณ 0.5-0.7 ซึ่งจัดว่าอยู่ในเกณฑ์ที่สูง แต่เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p > 2.0$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรงโดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.30 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับดินบริเวณจุฬาฯ สำหรับค่า RR ของดินทุกกระบอกมีค่าใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.03-0.04 ดังนั้นค่า CR/RR มีค่าประมาณ 15-24 ซึ่งมีค่ามากกว่าดินจุฬาฯ แสดงให้เห็นว่าดินบริเวณ ถ.บางนา-บางปะกง กม. 29-800 แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity มากกว่าดินจุฬาฯ เนื่องจากดินบริเวณบางนามี Clay Mineral ที่ Active มากกว่าบริเวณ

จุฬาย นอกจกนี้การที่ดินบริเวณบางนา มีค่า OCR น้อยกว่าดินบริเวณจุฬาย เป็นการยืนยันว่าอายุของดินบริเวณบางนา มีอายุน้อยกว่าดินบริเวณจุฬาย

สำหรับตัวอย่างดินจากกระบอก BST-1, BST-2 และ BST-3 (รูปที่ ข-1, ข-2 และ ข-3) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง E_u และ $\text{LOG } \sigma'_v$ แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ไม่ชัดเจนและค่า CR มีค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่อยู่ลึกกว่า เชื่อว่าเป็นผลมาจากตัวอย่างดินใน 3 กระบอกดังกล่าวมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำทำให้ตัวอย่างมีโอกาสถูกรบกวนในขณะที่เก็บตัวอย่างและขนย้ายได้ง่ายกว่าตัวอย่างดินที่อยู่ในระดับลึกกว่าซึ่งมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงกว่า

จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณพบว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้ง 2 บริเวณมีสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) สำหรับสาเหตุของการเกิดสภาพอัดแน่นเกินตัวเชื่อว่าส่วนใหญ่มาจาก Aging โดยดินบริเวณชานเมือง (ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800) มีอายุน้อยกว่าดินบริเวณใจกลางเมือง (จุฬาย) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมีในหัวข้อ 4.1.2 ที่แสดงให้เห็นว่าดินบริเวณชานเมืองมีปริมาณเกลือ (NaCl) ในมวลดินมากกว่าดินบริเวณใจกลางเมืองถึง 2 เท่า ดังนั้นจึงแสดงให้เห็นว่าดินบริเวณใจกลางเมืองเกิดกระบวนการ Leaching มากกว่าดินบริเวณชานเมือง นั้นหมายความว่าดินบริเวณใจกลางเมืองมีอายุมากกว่าดินบริเวณชานเมือง ดังนั้นดินบริเวณชานเมืองจึงมีอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวที่น้อยกว่าดินบริเวณใจกลางเมือง นอกจากนี้ยังพบว่าดินบริเวณชานเมืองแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity มากกว่าดินบริเวณใจกลางเมืองอีกด้วย ทั้งนี้เนื่องจากมี PI สูงกว่าซึ่งแสดงว่ามี Clay Mineral ที่ Active มากกว่า

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2 ผลทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test

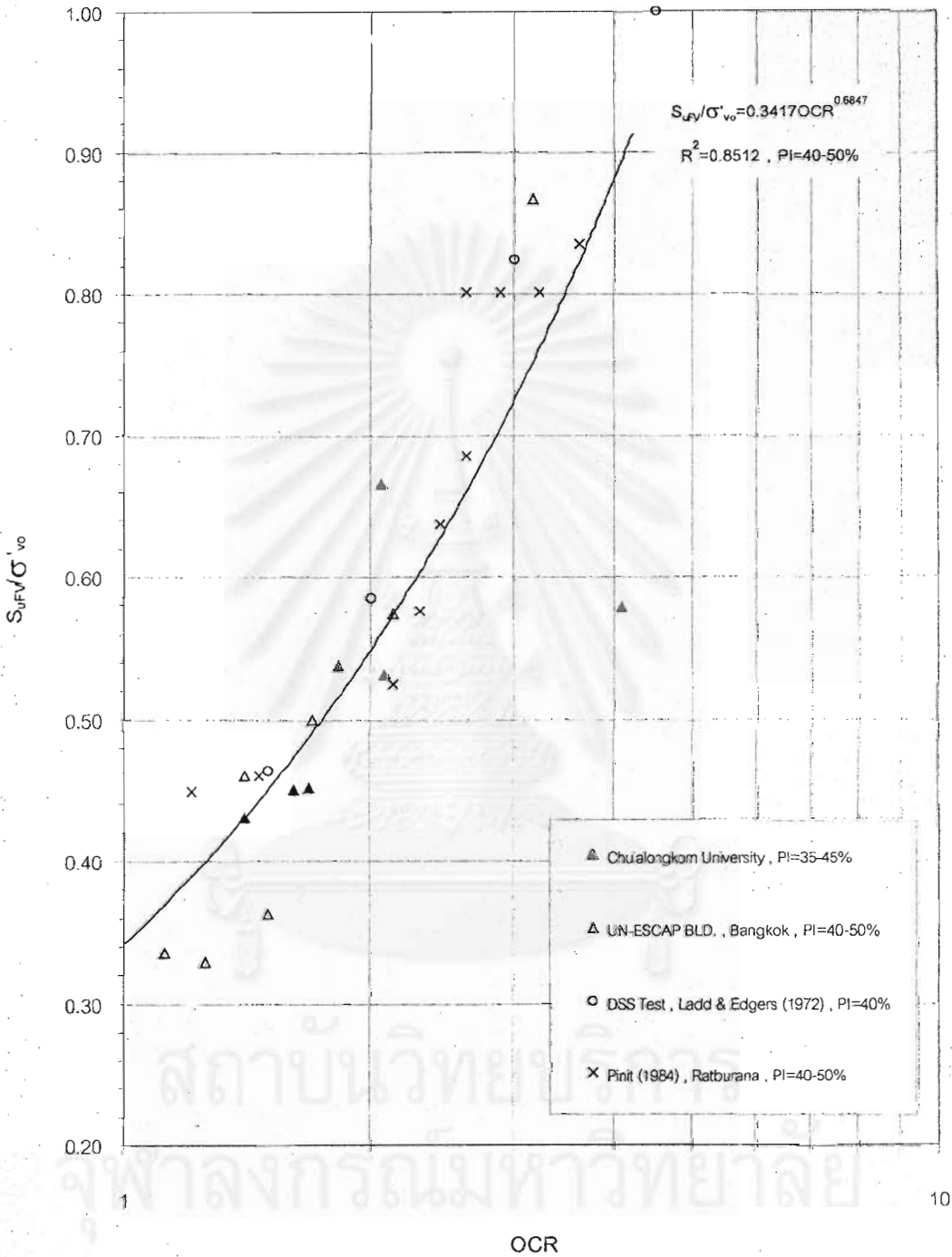
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและค่า Sensitivity จากการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ของดินบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.3 ตามลำดับ

จากรูปที่ 4.1 ซึ่งแสดงผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test บริเวณจุฬาฯ พบว่าค่า ดินชั้นบน (1-3 ม.) ซึ่งเป็นจำพวก Crust Soil มีค่า S_{uFV} ค่อนข้างสูง ส่วนชั้นดินเหนียวอ่อน (3-9 ม.) ค่า S_{uFV} มีค่าประมาณ 2-3 ตัน/ม². และเมื่อเข้าสู่ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (ตั้งแต่ 9 ม. ลงไป) ค่า S_{uFV} ค่าประมาณ 4-6 ตัน/ม². โดยมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับความลึก สำหรับค่า Sensitivity มีค่าประมาณ 4 ทุกความลึก แสดงว่าดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ จัดอยู่ในประเภทดินเหนียวที่มีความไว

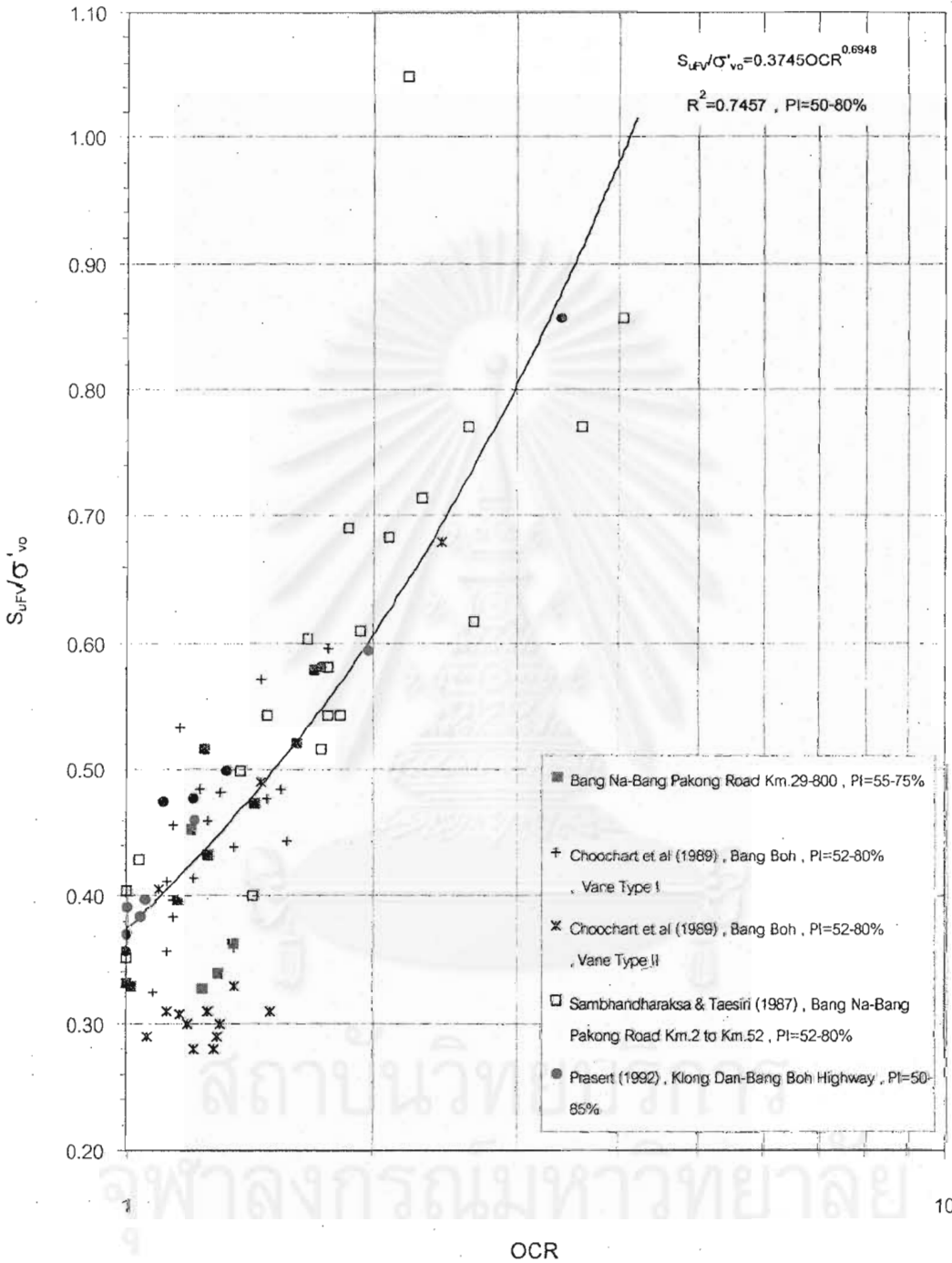
จากรูปที่ 4.3 ซึ่งแสดงผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test บริเวณบางนา พบว่า ในชั้นดินเหนียวอ่อน (2-10 ม.) ค่า S_{uFV} มีค่าประมาณ 1-2 ตัน/ม². เมื่อเข้าสู่ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (10-19 ม.) ค่า S_{uFV} มีค่าประมาณ 2-4 ตัน/ม². โดยมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับความลึก และเมื่อเข้าสู่ชั้นดินเหนียวแข็ง (ตั้งแต่ 19 ม. ลงไป) ค่า S_{uFV} จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว สำหรับค่า Sensitivity ในช่วงความลึก 15 ม. มีค่าประมาณ 3-4 และมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 5-6 เมื่อเลยจากระดับ 15 ม.ลงไป สำหรับค่า Sensitivity ในช่วง 15 ม. แรกมีค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเทียบกับงานวิจัยของพินิจ (2528) ซึ่งทำการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test จำนวน 4 หลุมบริเวณ ถ.สายบางนาบางปะกง กม.30 ซึ่งพบว่าดินบริเวณดังกล่าวมีค่า Sensitivity ประมาณ 4-6 สำหรับสาเหตุที่ผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในงานวิจัยนี้ออกมาต่ำกว่าคาดว่าเป็นผลเนื่องจากการถมทรายทำให้ปริมาณความชื้นในธรรมชาติลดลงซึ่งส่งผลให้ค่า LI ลดลงดินจึงมีค่า Sensitivity น้อยลงด้วย แต่อย่างไรก็ดีค่า Sensitivity ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 15 ม. ลงไปมีค่าสอดคล้องกับงานวิจัยของพินิจ (2528)

4.2.1 ผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test

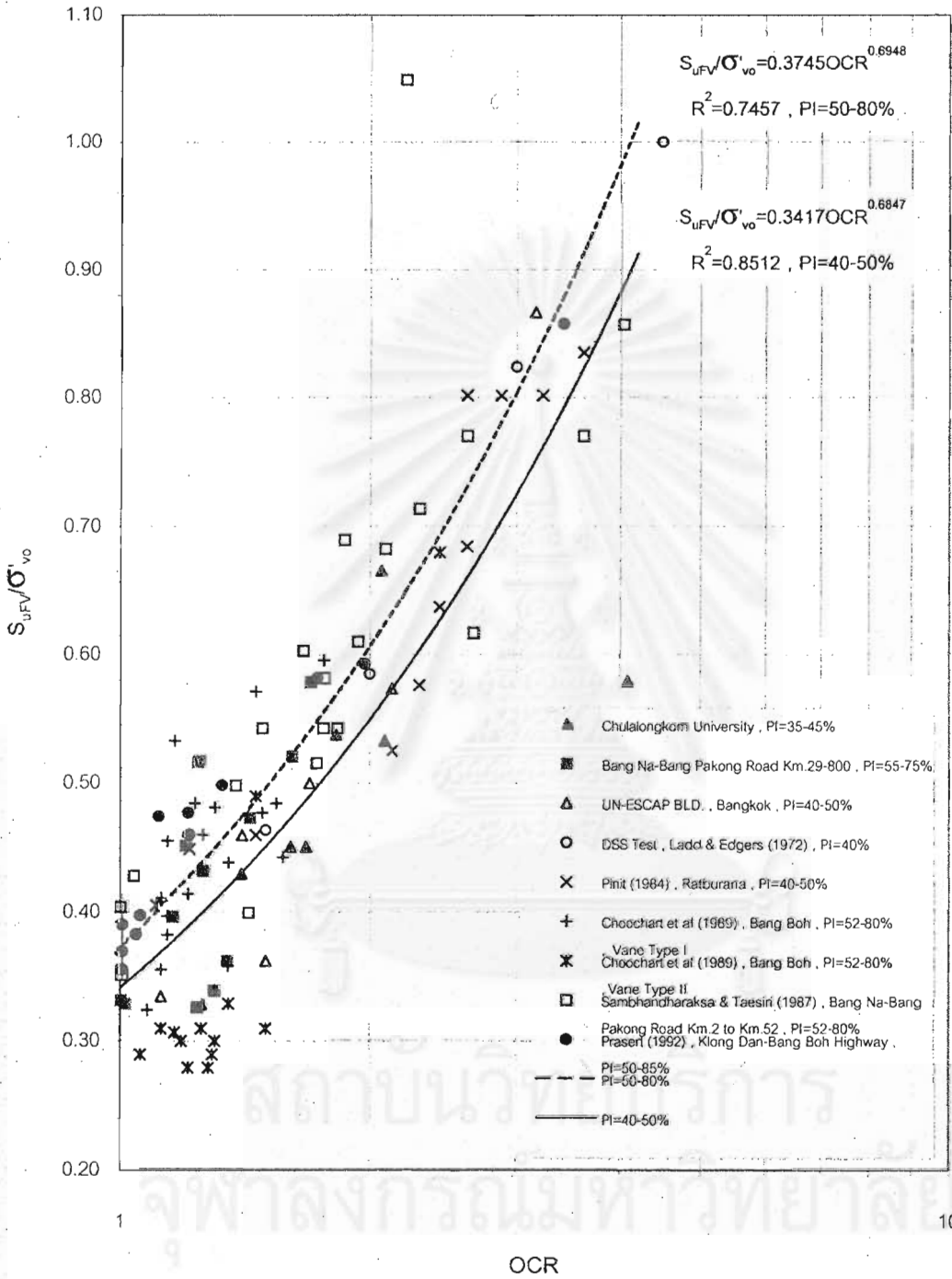
รูปที่ 4.7 แสดงผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในรูปของ (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณจุฬาฯ เปรียบเทียบกับข้อมูลบริเวณอื่นๆ ที่มีค่า PI อยู่ในช่วง 40-50 % พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR จากดินหลายบริเวณที่มีค่า PI อยู่ในช่วง 40-50 % เป็นไปในลักษณะเดียวกัน โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นไปตามสมการที่ 4.1



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณจุฬาราย (PI ≈ 45 %) และดินที่มี PI อยู่ในช่วง 40-50 %



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณ อ.สายบางนา-บางปะกง กม.-29-800 (PI ≈ 55-73 %) และดินที่มี PI อยู่ในช่วง 50-80 %



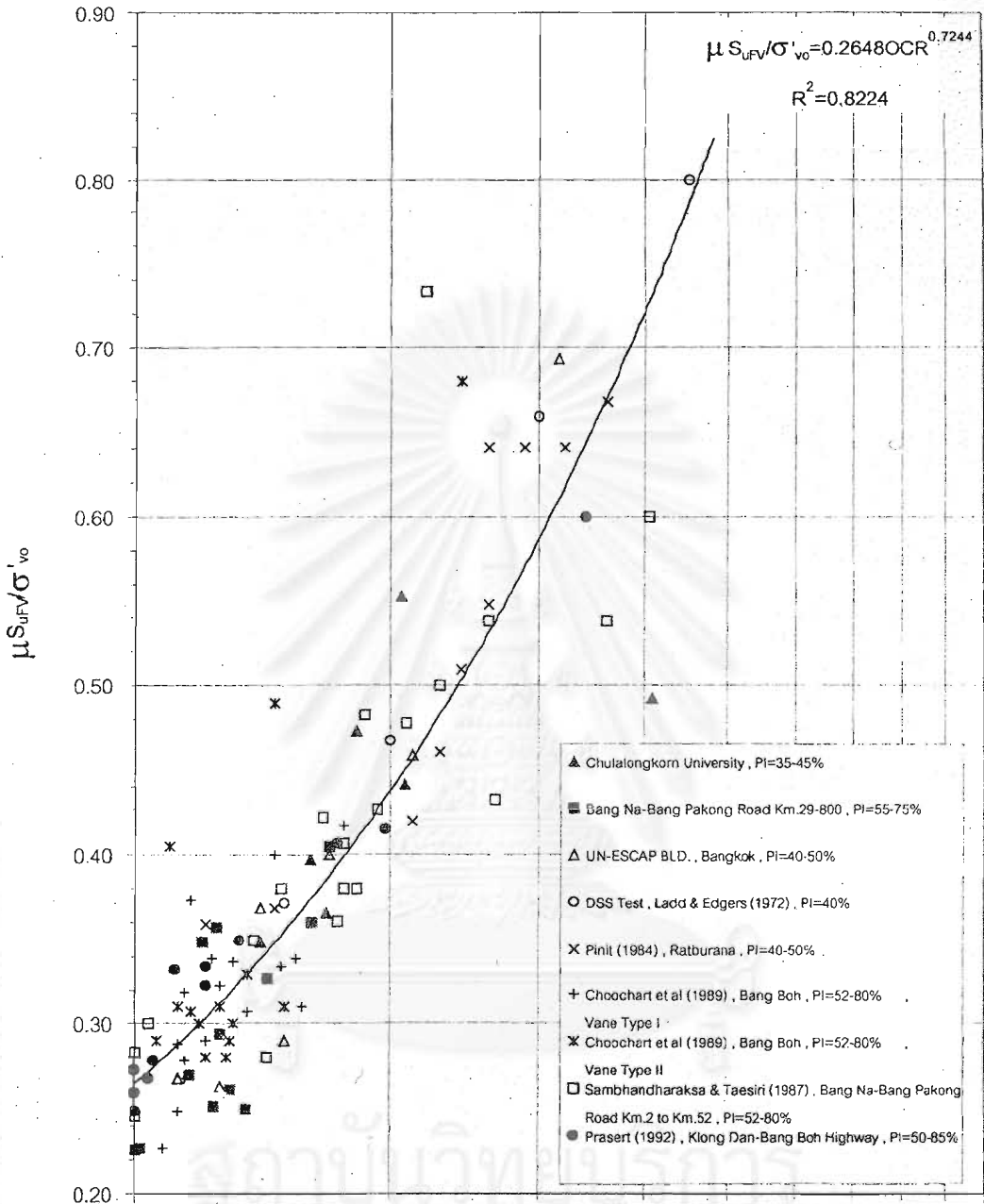
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

$$(S_{uFV}/\sigma'_{vo}) = 0.3417 \text{ OCR}^{0.6847}; R^2 = 0.8512 \dots \dots \dots \text{สมการที่ 4.1}$$

รูปที่ 4.8 แสดงผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในรูปของ (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินบริเวณบางนา เปรียบเทียบกับข้อมูลบริเวณอื่นๆ ที่มีค่า PI อยู่ในช่วง 50-80 % พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR สำหรับการทดสอบ Vane Type I (Geonor Field Vane Test) จากดินหลายบริเวณที่มีค่า PI อยู่ในช่วง 50-80 % เป็นไปในลักษณะเดียวกัน แต่สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR สำหรับการทดสอบ Vane Type II (Bored Hole Field Vane Test) ความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่เป็นไปในแนวทางเดียวกับผลการทดสอบ Vane Type I โดยมีความสัมพันธ์อยู่ต่ำกว่าผลการทดสอบ Vane Type I ทั้งนี้เนื่องมาจากวิธีการทดสอบ Vane Type II ต้องทำการเจาะหลุมก่อนที่จะทำการทดสอบทำให้หน่วยแรงในดินลดลงและเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้ดินถูกรบกวนทำให้ค่า (S_{uFV}/σ'_{vo}) ที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธีนี้มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบ Vane Type I โดยความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR สำหรับการทดสอบ Vane Type I เป็นไปตามสมการที่ 4.2

$$(S_{uFV}/\sigma'_{vo}) = 0.3745 \text{ OCR}^{0.6948}; R^2 = 0.7457 \dots \dots \dots \text{สมการที่ 4.2}$$

รูปที่ 4.9 แสดงผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในรูปของ (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ของดินกรุงเทพฯ บริเวณต่างๆ กันที่มี PI = 40-50 % และ PI = 50-80 % ซึ่งจะพบว่าดินกรุงเทพฯ สามารถประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ Field Vane Shear Test ในรูปของ (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR ได้ดี โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่ขึ้นกับสถานที่แต่ขึ้นอยู่กับค่า PI ของดิน



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$) กับค่า OCR ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

รูปที่ 4.10 แสดงผลการประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในรูปของ $(\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_{vo})$ กับค่า OCR ของดินกรุงเทพฯ บริเวณต่างๆ กันที่มี PI = 40-50 % และ PI = 50-80 % ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบคันดินถม โดย μ เป็นค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972) ซึ่งปรับแก้ผลของอัตราความเครียดที่กระทำต่อดิน, สมบัติของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้านและการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติที่ไม่พร้อมกัน ซึ่งพบว่าดินกรุงเทพฯ สามารถประยุกต์ใช้หลักการ NSP กับผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test ในรูปของ $(\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_{vo})$ กับค่า OCR สำหรับได้ดี โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นไปตามสมการ 4.3 ซึ่งไม่ขึ้นกับสถานที่และค่า PI ของดินเฉพาะเมื่อ OCR มากกว่า 1.00

$$(\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_{vo}) = 0.2648 \text{ OCR}^{0.7244}; R^2 = 0.8224 \dots \dots \dots \text{สมการ 4.3}$$

นอกจากนี้ยังพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง τ_{max}/σ'_{vc} กับ OCR ของดินที่ได้จากการทดสอบ CK₀U DSS กับดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพฯ ที่มี PI \approx 40 % ซึ่งทดสอบโดย Ladd & Edgers (1972) สอดคล้องกับความสัมพันธ์ $(\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_{vo})$ กับค่า OCR ดังนั้นข้อมูลจากการทดสอบ CK₀U DSS สามารถนำมาใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบคันดินถมได้ (Foot & Ladd, 1974)

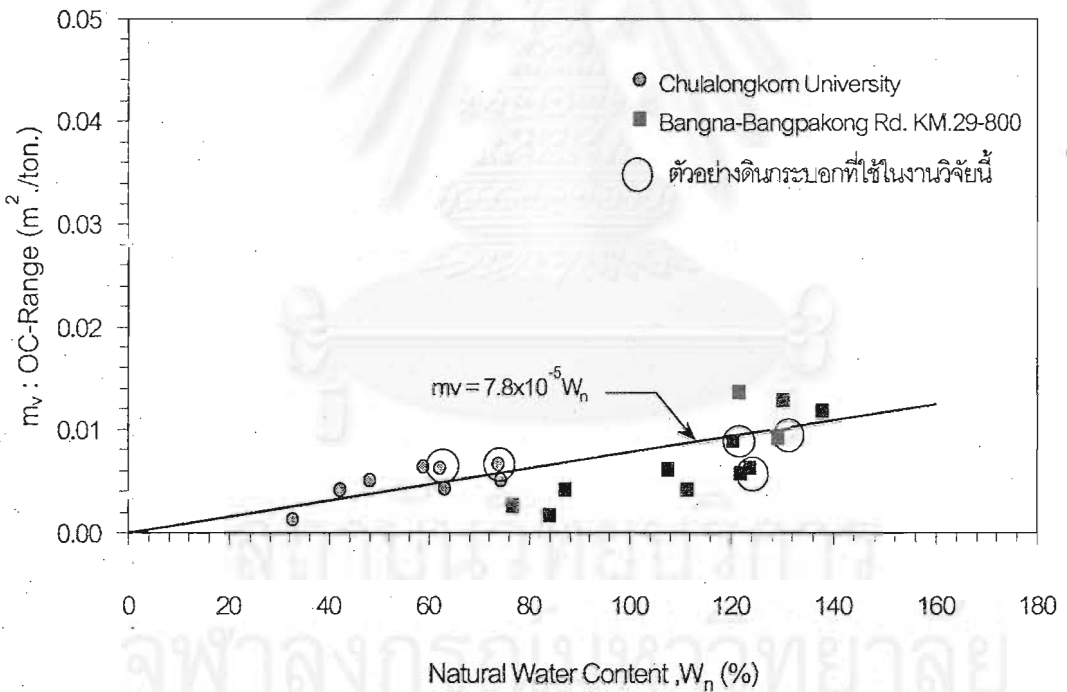
4.2.2 ผลการคาดคะเนอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวโดยใช้หลักการ NSP จากผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Test

รูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.4 แสดงผลการการคาดคะเนอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวของดินบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาตามลำดับ โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง (S_{uFV}/σ'_{vo}) กับค่า OCR และ $(\mu_{s_{uFV}}/\sigma'_{vo})$ กับค่า OCR เปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการ พบว่าความสัมพันธ์ทั้งสองสามารถใช้ในการคาดคะเนอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวของดินอ่อนกรุงเทพฯ ได้ดี

4.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง m_v และความชื้นในธรรมชาติ

รูปที่ 4.12 แสดงผลการตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินจากความสัมพันธ์ระหว่าง m_v (ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว) และปริมาณความชื้นในธรรมชาติ (Natural Water Content: W_n) ซึ่งเสนอโดย Sambhandharaksa S. (1987) สำหรับความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นไปตามสมการ 4.4 ซึ่งหากตัวอย่างดินที่เก็บมามีคุณภาพดี ค่า m_v ที่ได้ควรมีค่าต่ำกว่าหรืออยู่บนเส้นความสัมพันธ์ดังกล่าว จากผลการทดสอบจะพบว่าค่า m_v ส่วนใหญ่มีค่าต่ำกว่าหรืออยู่บนเส้นความสัมพันธ์ดังกล่าว นอกจากนี้ค่า m_v ของตัวอย่างดินบริเวณบางนามีค่าสูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ เนื่องจากดินบริเวณบางนามีปริมาณความชื้นในธรรมชาติและค่า PI อยู่สูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ ดังนั้นตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่เลือกใช้ในงานวิจัยครั้งนี้มีคุณภาพอยู่ในเกณฑ์ดี

$$m_v (m^2./ton.) = 7.5 \times 10^{-5} W_n (\%) \dots \dots \dots \text{สมการ 4.4}$$



รูปที่ 4.12 การตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินด้วยความสัมพันธ์ระหว่าง m_v และ W_n

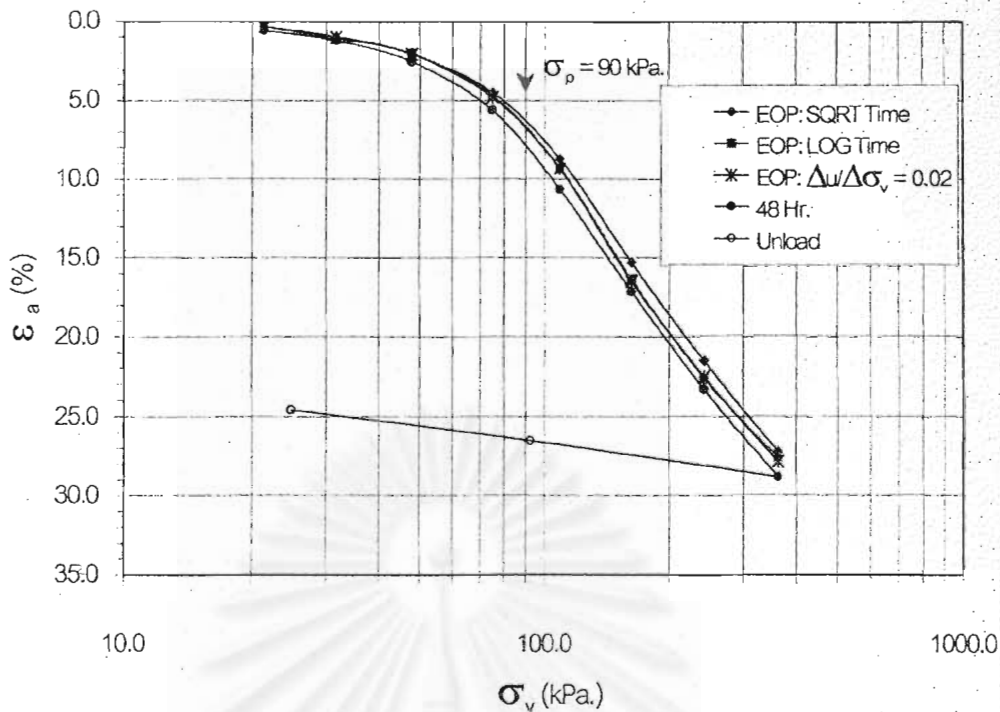
4.4 ผลทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ

การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ และบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งมีคุณสมบัติชั้นพื้นฐานแตกต่างกันมากด้วยเครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer โดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR) = 0.5 และระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID) = 48 ชั่วโมง สำหรับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนในแต่ละบริเวณที่เลือกนำมาทดสอบเป็นตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) และมีคุณภาพดี (ดูหัวข้อ 4.3) โดยเลือกตัวอย่างที่ระดับความลึกที่อยู่ติดกันและมีคุณสมบัติพื้นฐานใกล้เคียงกันนำมาทดสอบซึ่งในแต่ละบริเวณจะทำการทดสอบจำนวน 3 ความลึก ความลึกละ 1 ตัวอย่าง รวมหมดทั้งสองแห่งเป็น 6 ตัวอย่าง นอกจากนี้ตัวอย่างดินบริเวณบางนาได้ทำการทดสอบพิเศษเพิ่มอีก 1 ตัวอย่างคือ RBN 4 โดยทำการเพิ่มน้ำหนักไปจนกระทั่ง σ'_v/σ'_p มีค่าประมาณ 2.30 จากนั้นทำการ Unload ไปจนมีค่า OCR = 4.00 เสร็จแล้วทำการ Reload อีกครั้งจนกระทั่งตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ ซึ่งผลการทดสอบทั้งหมดแสดงไว้ในภาคผนวก ค.

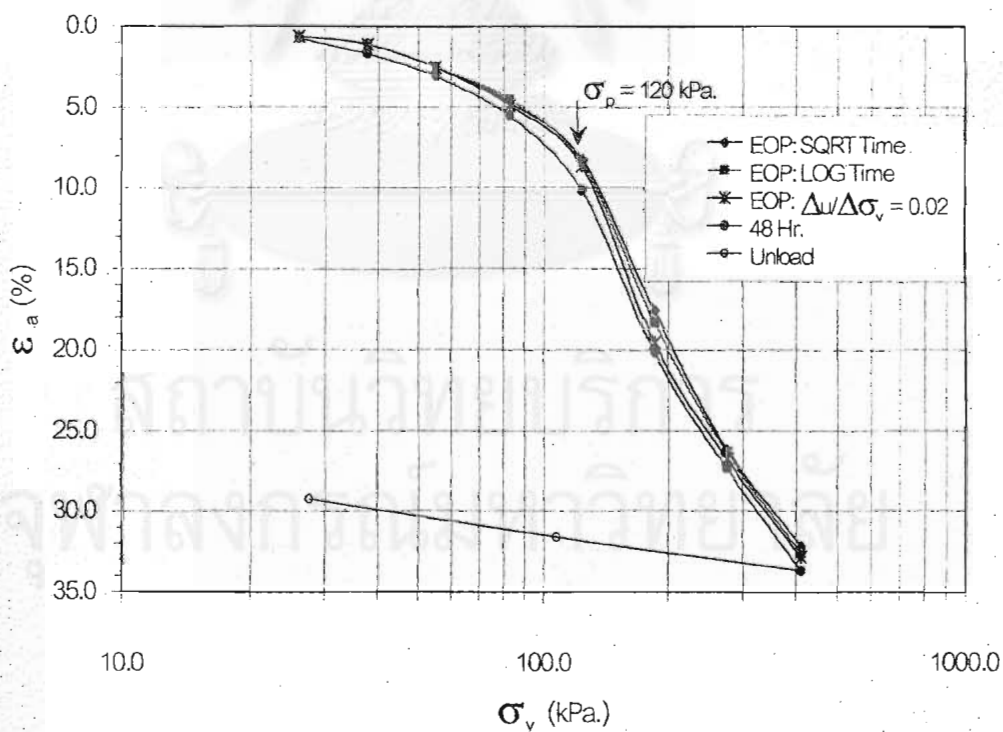
นอกนี้ยังมีการศึกษาพฤติกรรมของครีปแบบระบายน้ำหรือการอัดตัวครั้งที่สองที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาตั้งแต่การอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (t_p) ไปจนถึงระยะเวลา 100 เท่าของระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ ($100t_p$) ด้วยเครื่องทดสอบ Conventional Oedometer โดยในแต่ละบริเวณทำการทดสอบ 2 ตัวอย่างที่ความลึกต่างกัน ซึ่งผลการทดสอบแสดงไว้ในภาคผนวก ง.

4.4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_s กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$

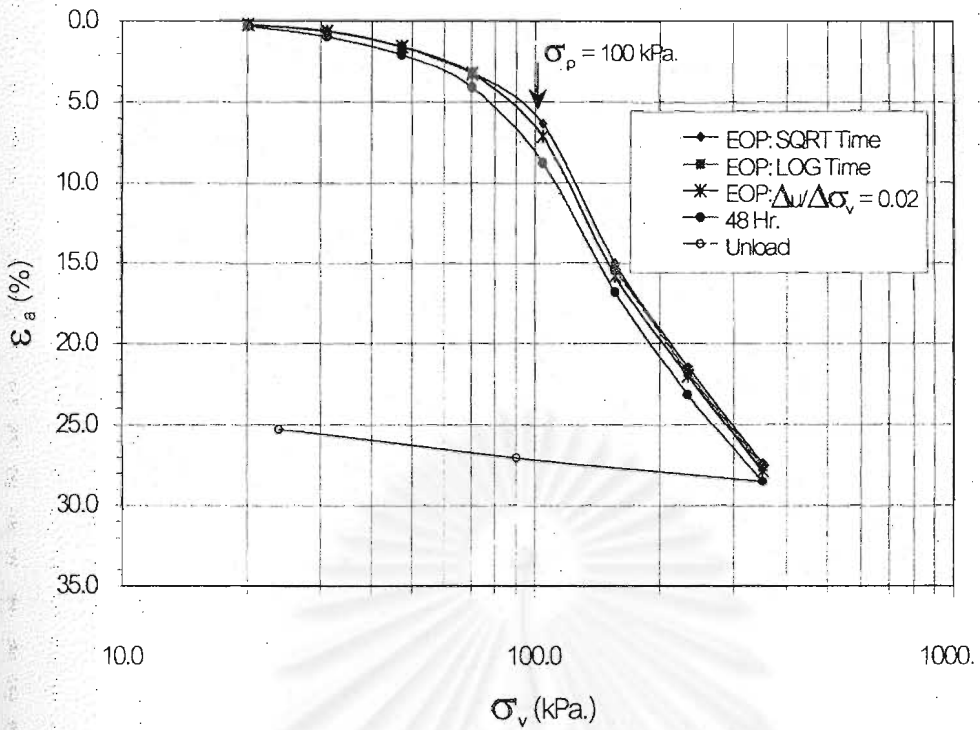
ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_s กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ของดินทั้งสองบริเวณสามารถจำแนกได้ออกเป็น 2 ประเภท คือความสัมพันธ์ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (End of Primary: EOP) และความสัมพันธ์ที่เวลา 48 ชั่วโมง สำหรับความสัมพันธ์ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำยังสามารถจำแนกออกได้อีก 3 ประเภทตามวิธีการหาค่า ϵ_s ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ($\epsilon_{s@EOP}$) คือวิธี SQRT Time, วิธี LOG Time และวิธีวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน โดยกำหนดให้ ϵ_s ที่ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินด้านที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impervious) $\Delta u/\Delta \sigma'_v = 0.02$ เป็นค่า $\epsilon_{s@EOP}$ เนื่องจากผลการทดสอบดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ พบว่ามีแรงดันน้ำส่วนเกินคงค้างอยู่แม้การอัดตัวคายน้ำจะเสร็จสิ้นลงแล้ว ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงใช้แรงดันน้ำส่วนเกินด้านที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ $\Delta u/\Delta \sigma'_v = 0.02$ เป็นข้อกำหนดในการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ



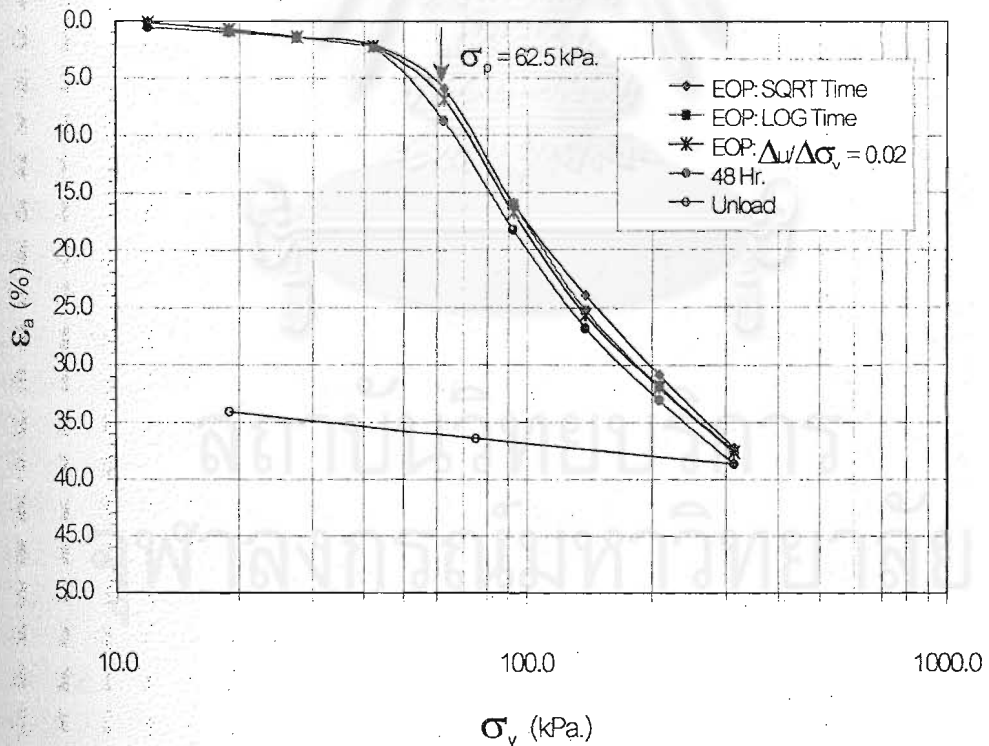
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ที่ ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1.



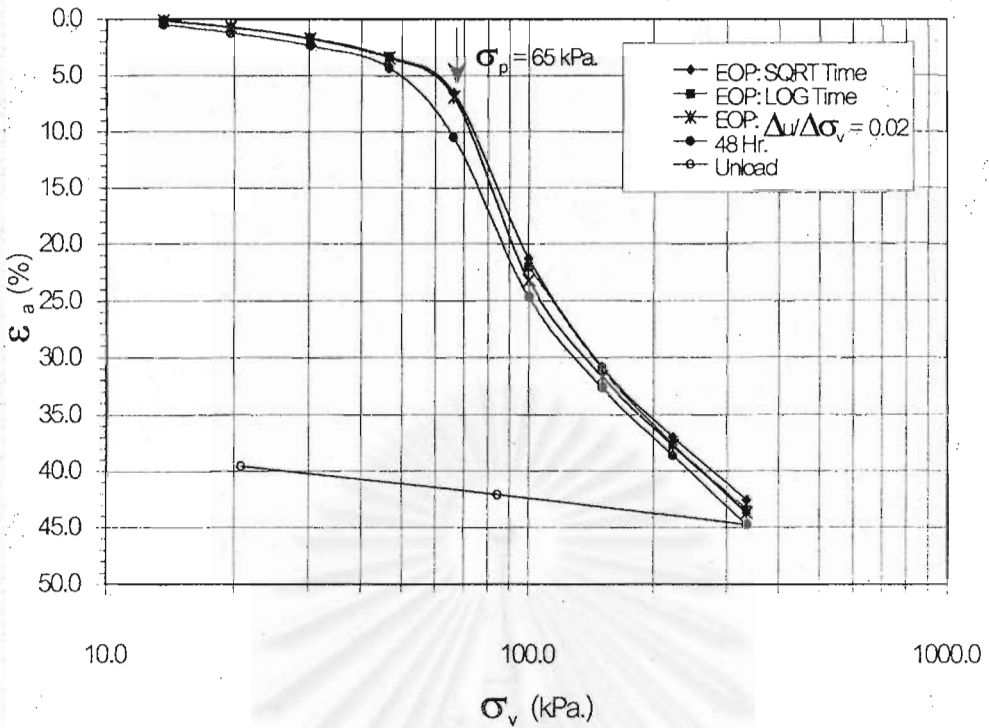
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ที่ ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2.



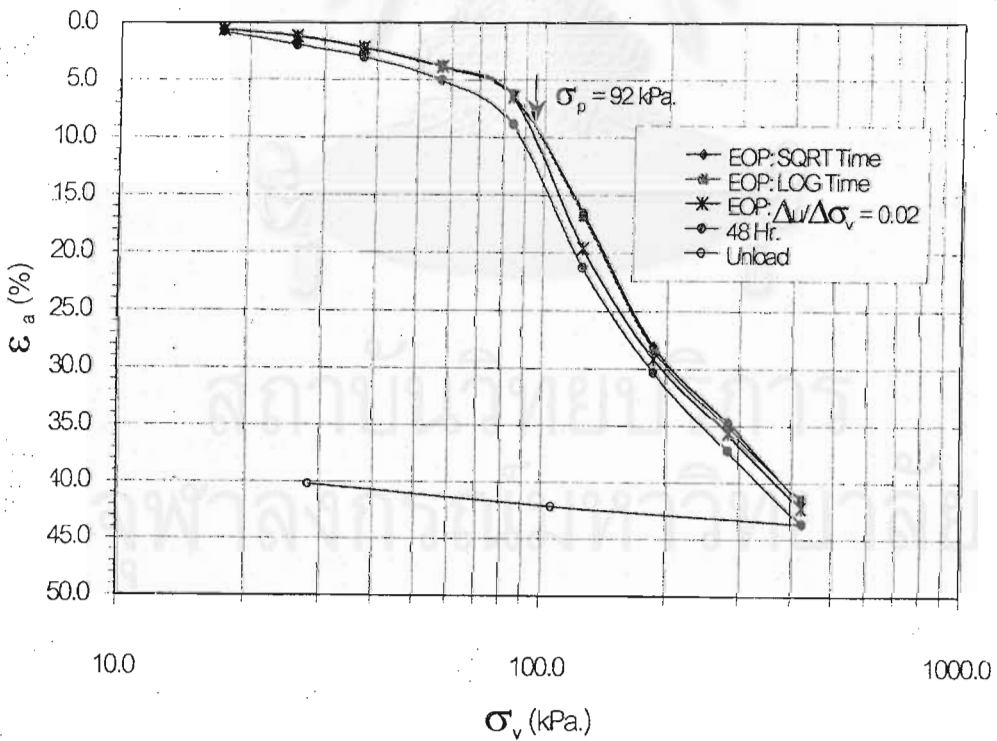
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ_v ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุดฟ้า ที่ ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3.



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ_v ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ที่ ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1.



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.

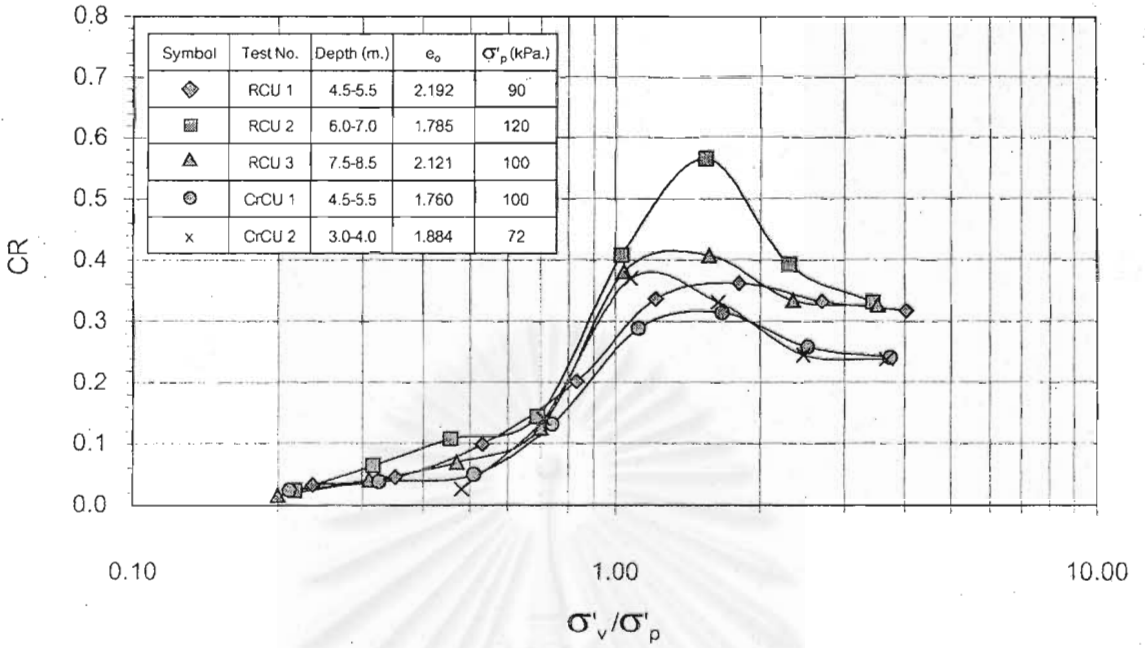


รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3.

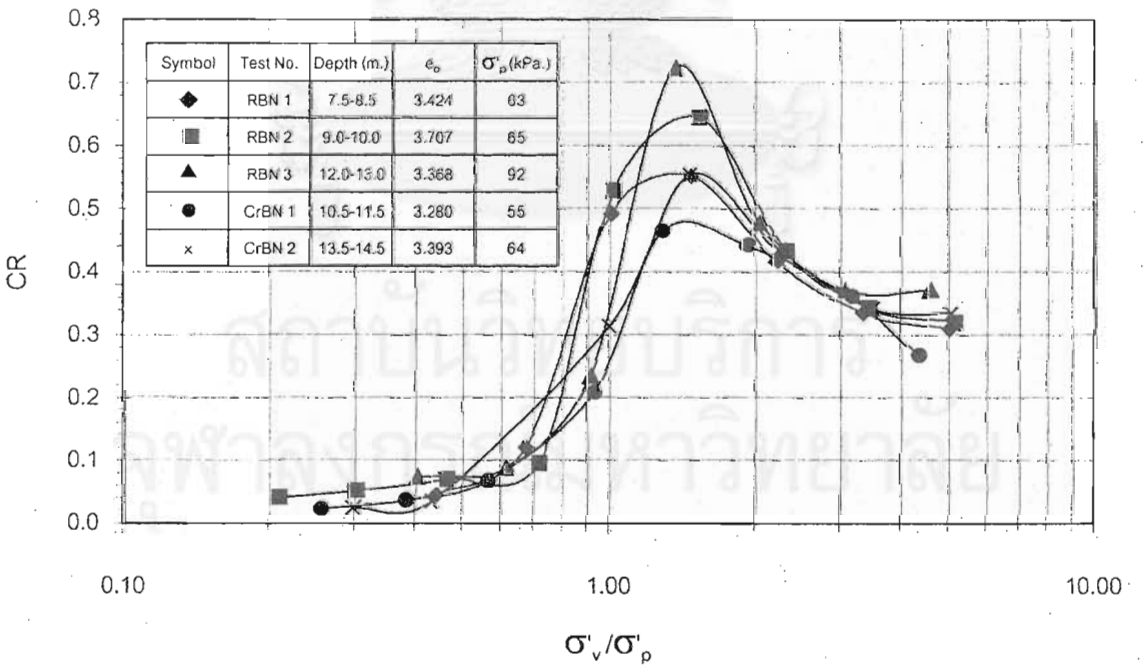
จากรูปที่ 4.13, รูปที่ 4.14 และรูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ของตัวอย่างดินบริเวณจุฟ้า และ รูปที่ 4.16, รูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ของตัวอย่างดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งจะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ของดินทั้งสองบริเวณเป็นไปในลักษณะเดียวกันคือ ในช่วงที่ตัวอย่างดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ความสัมพันธ์เกือบเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย โดย RR มีค่าประมาณ 0.03-0.06 ทั้งสองบริเวณ แต่เมื่อตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ ความสัมพันธ์ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) และความชันมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก (Abruptly Change) ซึ่งเป็นผลมาจากการที่โครงสร้างของมวลดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) เนื่องจากกระบวนการ Leaching และโครงสร้างของดินมีพฤติกรรมเปราะบาง (Brittle) เนื่องจากในดินทั้งสองบริเวณมีสาร Fe_2O_3 ซึ่งเป็นสารเคมีชนิดเชื่อมแน่นในมวลดิน (ดูหัวข้อ 4.1.2) โดยความสัมพันธ์ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$ ค่า CR จะมีค่าไม่คงที่และมีค่าประมาณ 0.30-0.55 สำหรับดินบริเวณจุฟ้า และ 0.50-0.70 สำหรับดินบริเวณบางนา ซึ่งสูงกว่าดินบริเวณจุฟ้า โดย CR จะมีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \approx 1.40$ แต่เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p > 2.30$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $\text{LOG } \sigma'_v$ มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรง โดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.33 สำหรับดินบริเวณจุฟ้า และ 0.34 สำหรับดินบริเวณบางนา ดังแสดงในรูปที่ 4.19 และรูปที่ 4.20

ดังนั้นค่า CR/RR มีค่าประมาณ 10-18 สำหรับดินบริเวณจุฟ้า และ 15-23 สำหรับดินบริเวณบางนา จากค่า CR/RR ที่ได้เป็นตัวบ่งชี้ให้เห็นว่าดินบริเวณบางนามีพฤติกรรม Non-Linearity มากกว่าดินบริเวณจุฟ้า อย่างไรก็ตามค่า CR/RR ที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าสูงกว่าที่เคยรวบรวมไว้ในอดีต (CR/RR \approx 5-10) ซึ่งผลการทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบอัดตัวคาน้ำด้วยเครื่องทดสอบ Conventional Oedometer (ดูหัวข้อ 4.1.3) นอกจากนี้ในขั้นตอนของการ Unload พบว่าค่า SR (Swell Ratio) มีค่าประมาณ 0.03-0.06 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่า RR ซึ่งเป็นสิ่งบ่งชี้อีกอย่างหนึ่งว่าตัวอย่างที่นำทดสอบมีคุณภาพอยู่ในเกณฑ์ดี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

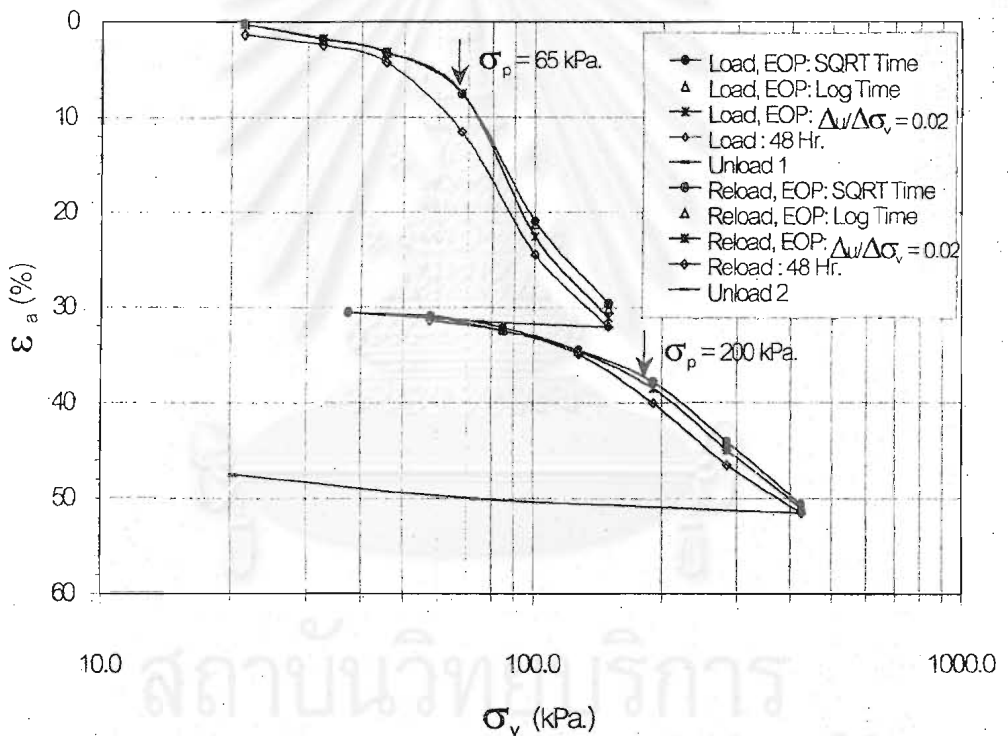


รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง RR or CR กับ σ'_v/σ'_p ของดินบริเวณจุฬาฯ, $PI \approx 45\%$



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง RR or CR กับ σ'_v/σ'_p ของดินบริเวณบางนา, $PI \approx 73\%$

รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ที่ได้จากการทดสอบแบบ Unload-Reload ของดินบริเวณบางนา เมื่อพิจารณาผลในช่วง Reload จะพบว่าในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวความสัมพันธ์เป็นไปในลักษณะเดียวกันกับที่กล่าวมาข้างต้น ($RR = 0.05$) และเมื่อดินเริ่มเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง ($CR = 0.37$) ความชันมีการเปลี่ยนแปลงไม่มาก ($CR/RR = 7.4$) และเป็นแบบค่อยเป็นค่อยไป (Gradually Change) ซึ่งแตกต่างจากที่กล่าวมาข้างต้น เชื่อว่าเป็นผลมาจากการที่โครงสร้างดินมีเสถียรภาพมากขึ้น เนื่องโครงสร้างดินที่ไม่มีเสถียรภาพที่มีสาเหตุจากขบวนการ Leaching และโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเปราะบางที่มีสาเหตุจากสารเคมีเชื่อมแน่นถูกทำลายไปหมดแล้วในขั้นตอนของการ Load ในครั้งแรก อย่างไรก็ตามค่า σ'_p มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นถึง 30 % เมื่อเทียบกับ σ'_v ในขั้นตอนของการ Load ในรอบแรก



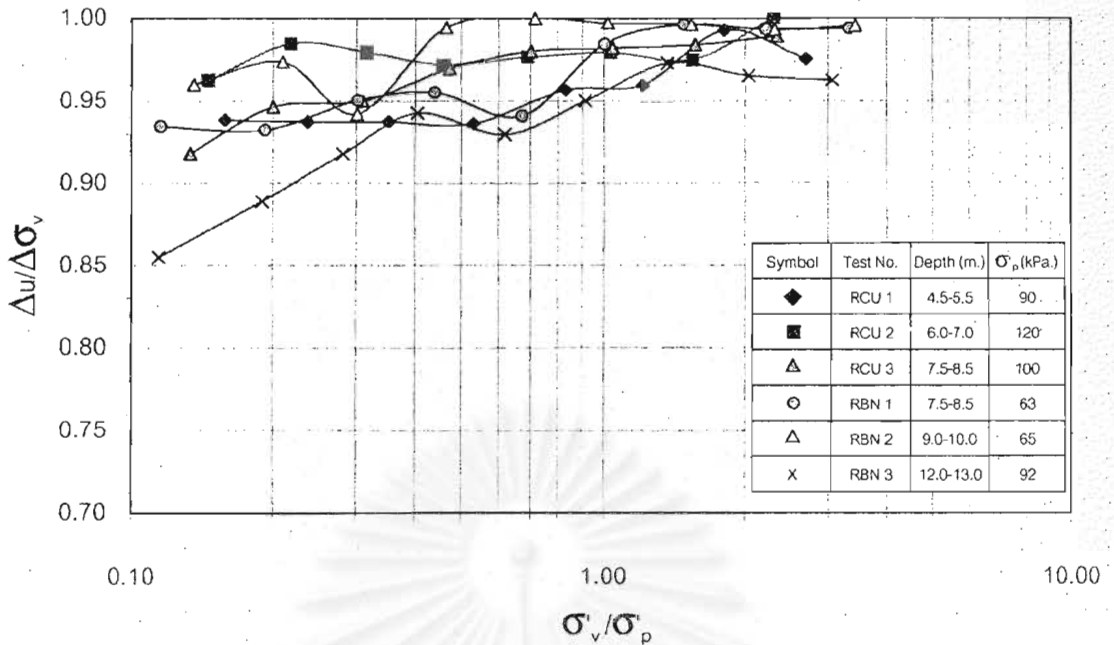
รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 4.

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ จากรูปที่ 4.13 ถึงรูปที่ 4.18 หากเราพิจารณาค่า $\epsilon_{a@EOP}$ ที่หาได้จาก 3 วิธีดังกล่าวข้างต้นที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกัน จะพบว่า ในช่วงที่ตัวอย่างดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ค่า $\epsilon_{a@EOP}$ ที่หาได้จากทั้ง 3 วิธีมีค่าใกล้เคียงกันหรือเท่ากัน แต่เมื่อตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ ค่า $\epsilon_{a@EOP}$ ที่หาได้จากทั้ง 3 วิธีมีค่าแตกต่างกัน โดยค่า $\epsilon_{a@EOP} : \Delta u / \Delta \sigma_v = 0.02 > \epsilon_{a@EOP} : \text{LOG Time} > \epsilon_{a@EOP} : \text{SQRT Time}$ ซึ่งแสดงว่าวิธี SQRT Time ที่ EOP ความดันน้ำส่วนเกินยังไม่หมด และเมื่อใช้วิธี LOG Time ค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ที่เหลือใกล้เคียงกับที่ $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ดังนั้นในทางปฏิบัติการคาดคะเน $\epsilon_{a@EOP}$ ควรใช้วิธี LOG Time ในการหาซึ่งจะให้ผลที่ดีกว่าวิธี SQRT Time

หากเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำกับความสัมพันธ์ที่เวลา 48 ชั่วโมงจะพบว่า ความสัมพันธ์ที่เวลาเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ อยู่เหนือความสัมพันธ์ที่เวลา 48 ชั่วโมงซึ่งเป็นผลมาจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression) ที่เกิดขึ้นหลังจากกระบวนการคายน้ำสิ้นสุดลง ซึ่งปริมาณการอัดตัวครั้งที่สองจะมีมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง และระยะเวลาการเกิดการอัดตัวครั้งที่สอง ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ $\text{LOG } \sigma'_{vc}$ เป็นความสัมพันธ์ที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent) และหลักการในการแปรข้อมูล

4.4.2 ค่าความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำในแนวดิ่งในสภาพไม่ระบายน้ำ

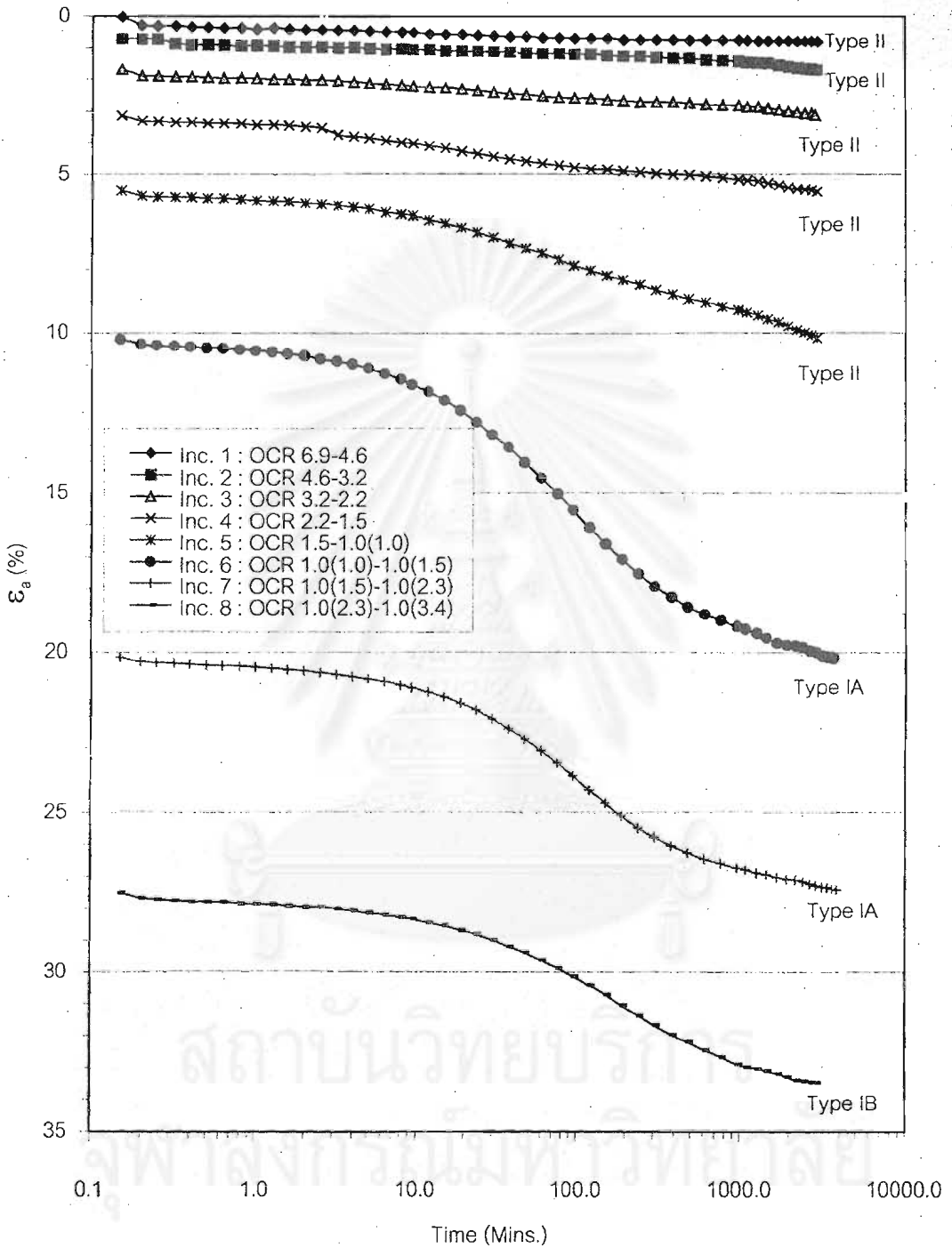
จากรูปที่ 4.22 แสดงอัตราส่วนของความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นต่อผลต่างของหน่วยแรงกระทำ ($\Delta u / \Delta \sigma_v$) เมื่อถูกหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่งในสภาพไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณ ซึ่งพบว่าค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.87-1.00 โดยในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ มีแนวโน้มต่ำกว่าดินที่อยู่ในช่วงอัดแน่นปกติ โดยค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นจนมีค่าใกล้เคียง 1.00 เมื่อ σ'_v / σ'_p เพิ่มขึ้น สำหรับสาเหตุที่ $\Delta u / \Delta \sigma_v$ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเนื่องจากเมื่อดินที่อยู่ในช่วงอัดแน่นปกติ อากาศที่แทรกอยู่ในมวลดินถูกบีบจนแทบไม่มีช่องว่างส่วนที่เป็นอากาศเหลืออยู่ ดังนั้นค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ของดินในช่วงอัดแน่นปกติจึงมีค่าใกล้เคียง 1.00 อย่างไรก็ตามการที่ค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ มีค่าใกล้เคียง 1.00 แสดงว่าดินที่นำมาทดสอบมีความอิ่มตัวด้วยน้ำใกล้เคียง 100 %



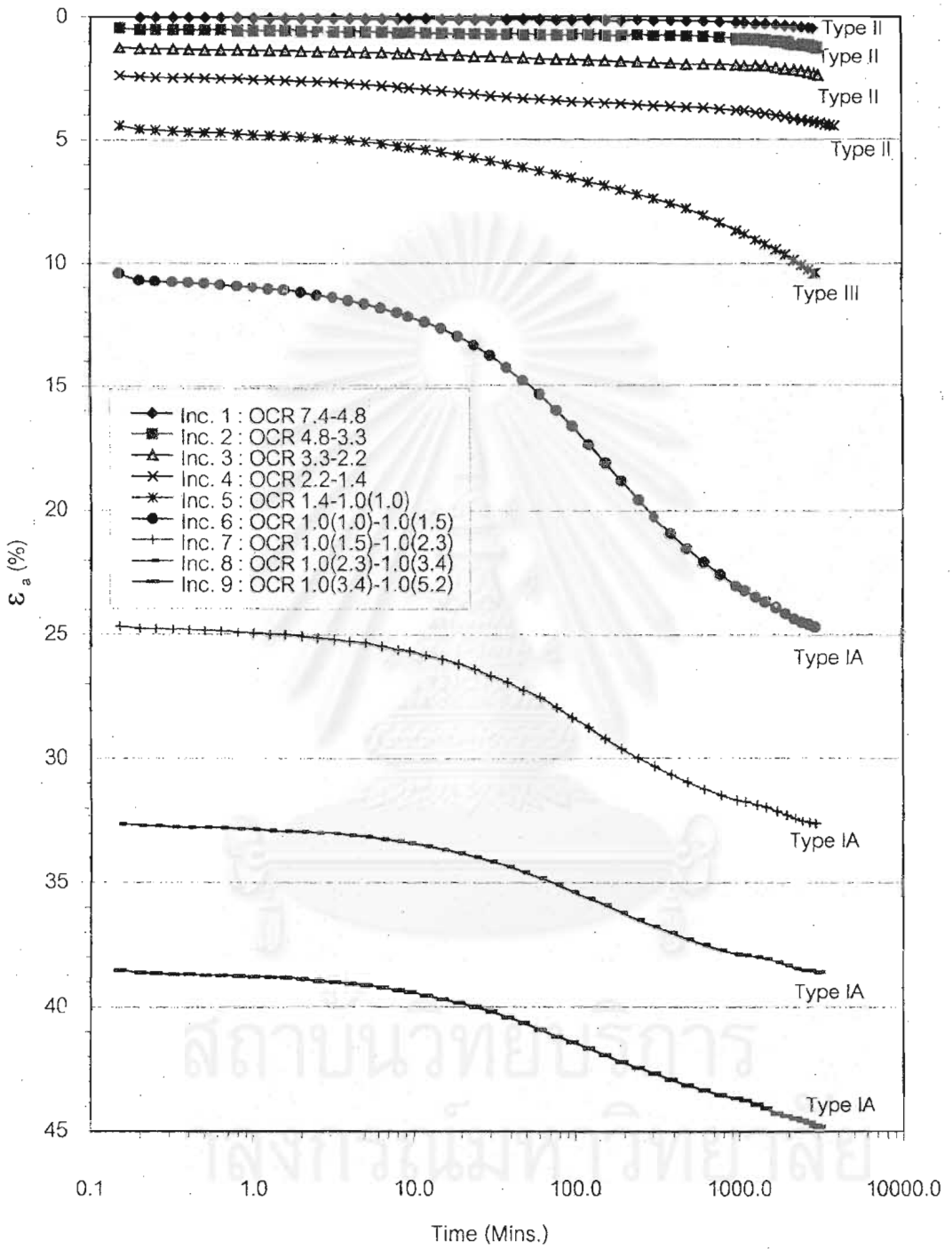
รูปที่ 4.22 ความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำในแนวตั้งในสภาพไม่ระบายน้ำ

4.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_s - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time

ในการทดสอบอัดตัวคายน้ำของดินทั้งสองบริเวณโดยใช้ LIR = 0.5 และ LID = 48 ชั่วโมง พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง E_s และ LOG Time แยกออกได้เป็น 3 ประเภท คือ Type I, Type II และ Type III ตามที่ Leonards and Girault (1961) เสนอไว้ ดังแสดงในรูปที่ 4.23 และรูปที่ 4.24 สำหรับปัจจัยที่มีผลต่อลักษณะของกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวคือ ปริมาณการทรุดตัวซึ่งเป็นผลจากการอัดตัวคายน้ำและปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวครั้งที่สอง ตัวอย่างเช่น หากปริมาณการทรุดตัวซึ่งเป็นผลจากการอัดตัวคายน้ำน้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวครั้งที่สอง ความสัมพันธ์ระหว่าง E_s และ LOG Time จะเป็น Type III เป็นต้น



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time ของดินบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2.



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time ของดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time เมื่อทำการทดสอบอัดตัวคายน้ำโดยใช้ LIR = 0.5 ของดินทั้งสองบริเวณ พบว่าแบ่งออกได้เป็น 4 ประเภท ขึ้นอยู่กับค่า OCR และสัดส่วน σ'_{vf} / σ'_p ของหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (σ'_{vf})

ประเภทที่ 1 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง $OCR > 1.25$

ประเภทที่ 2 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง $OCR = 1.25 - OCR = 1.00(1.30)^1$

ประเภทที่ 3 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง $OCR = 1.00(1.40)^1 - OCR = 1.00(2.30)^1$

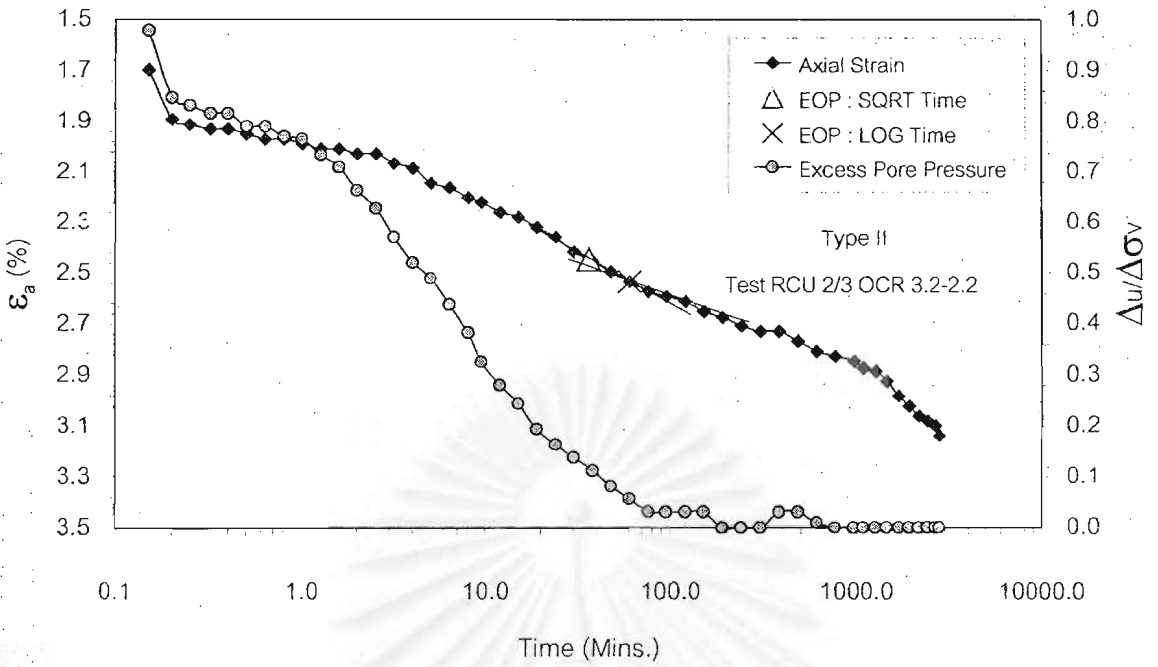
ประเภทที่ 4 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง $OCR > 1.00(2.30)^1$

ก. ประเภทที่ 1 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง $OCR > 1.25$

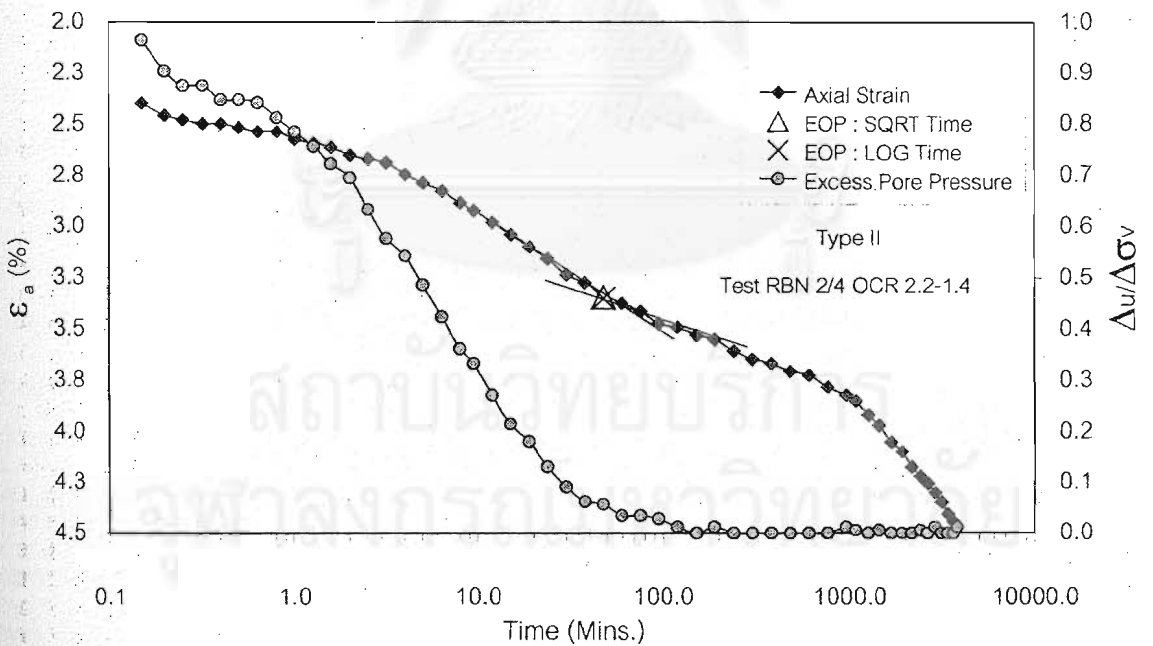
จากรูปที่ 4.25 และรูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็นประเภท Type II และความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ และ LOG Time เป็นรูป S-Curve สำหรับการคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำทั้งวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time ให้ผลใกล้เคียงกับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดด้วยแรงดันน้ำส่วนเกิน ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าความสัมพันธ์ประเภท Type II คือความสัมพันธ์ประเภท Type I ที่ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.27 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาที่ได้จากการทดสอบแบบ Unload-Reload เมื่อพิจารณาผลการทดสอบในช่วง Reload พบว่าเมื่อ σ'_{vf} มี $OCR = 2.2$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG Time เป็นประเภท Type II เช่นกัน

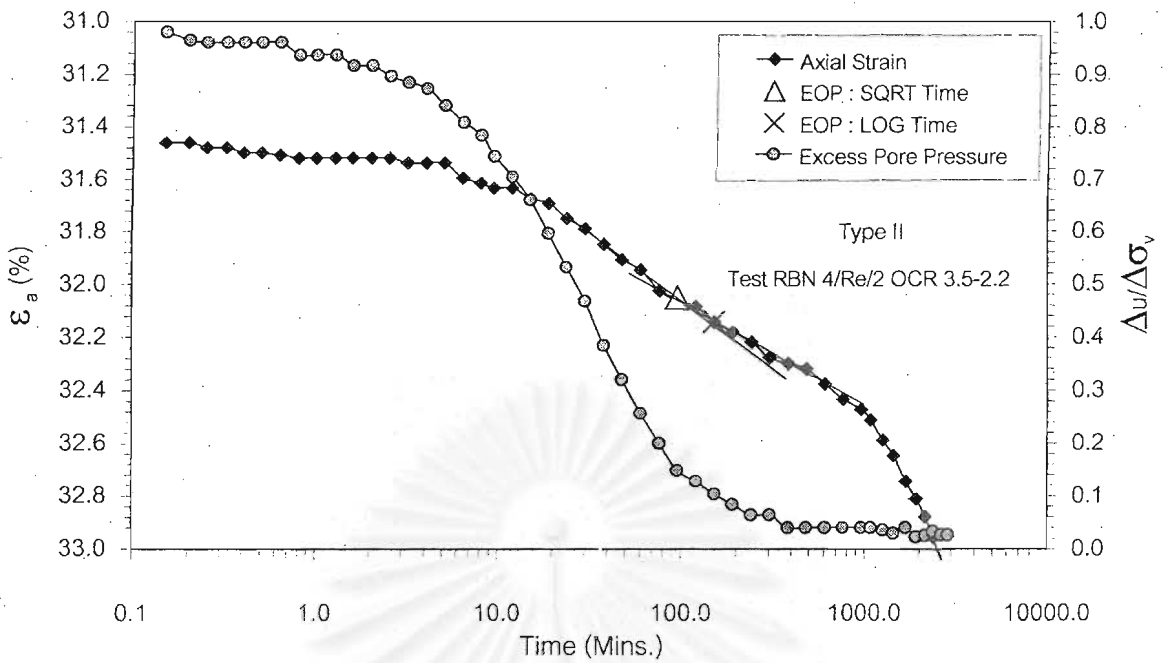
¹ $OCR = 1.00 (\sigma'_{vf} / \sigma'_p)$ ตัวเลขในวงเล็บแทนค่า σ'_{vf} / σ'_p



รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ของดินบริเวณ
 จุฬาราย ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2



รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ของดินบริเวณ
 บางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2

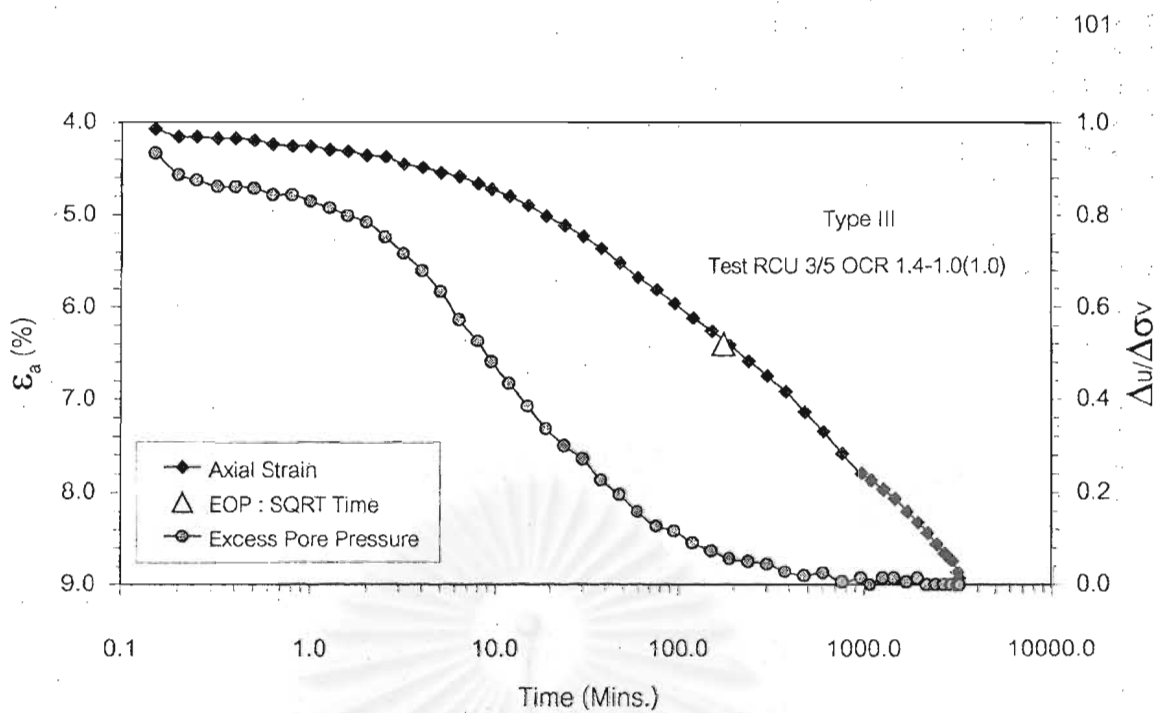


รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 1 ในช่วง Reload ของดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4

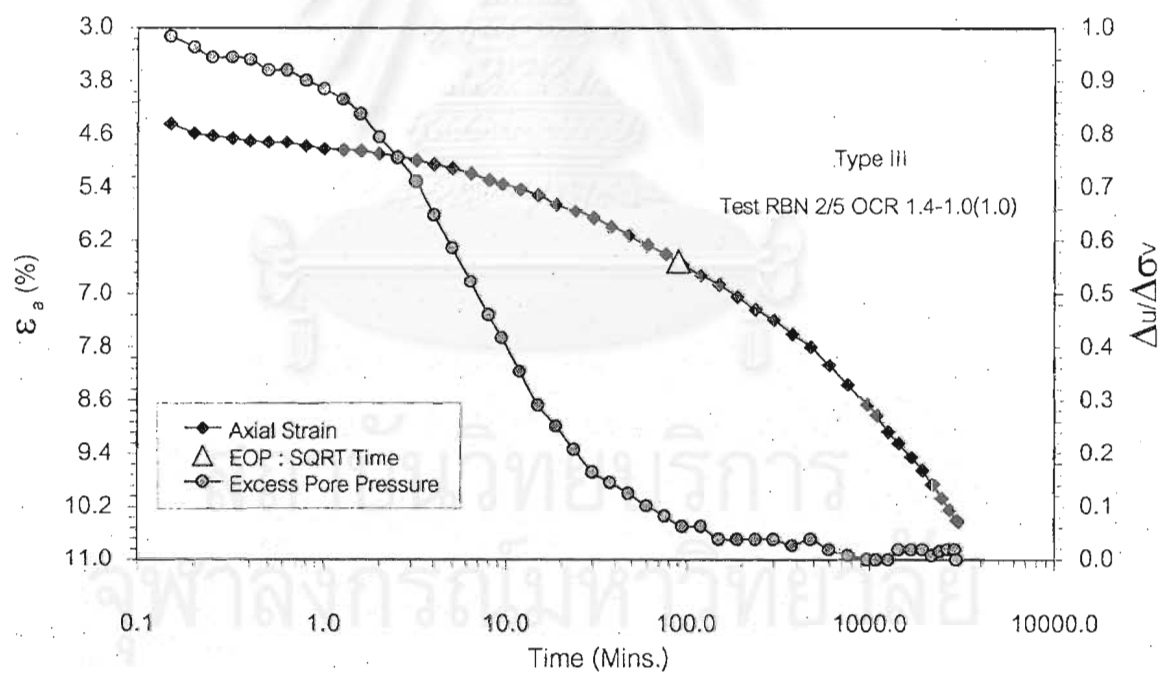
ข. ประเภทที่ 2 เมื่อ σ'_{vf} อยู่ในช่วง OCR = 1.25 - OCR = 1.00(1.30)

จากรูปที่ 4.28 และรูปที่ 4.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็นประเภท Type III ซึ่งไม่สามารถคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจากวิธี LOG Time ได้ สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ และ LOG Time เป็นรูป S-Curve แต่อย่างไรก็ตามการคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำวิธี SQRT Time ให้ผลใกล้เคียงกับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดด้วยแรงดันน้ำส่วนเกิน

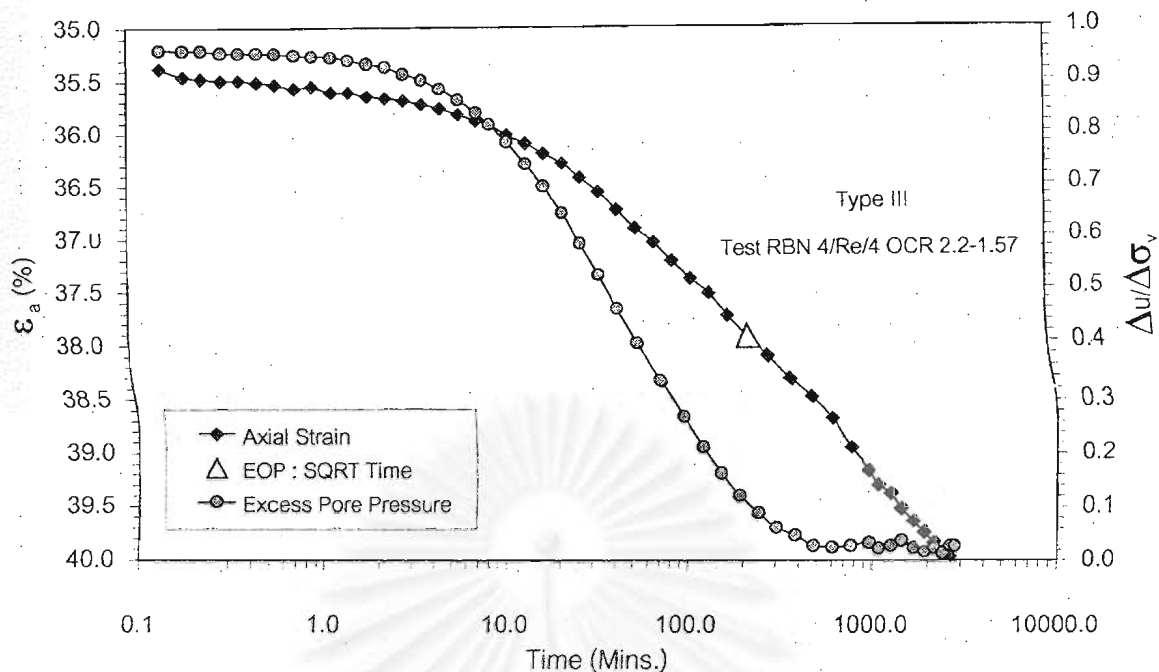
รูปที่ 4.30 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯที่ได้จากการทดสอบแบบ Unload-Reload เมื่อพิจารณาผลการทดสอบในช่วง Reload พบว่าเมื่อ σ'_{vf} มี OCR = 1.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG Time เป็นประเภท Type III เช่นกัน



รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ของดินบริเวณ
 จุฬาลงกรณ์ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3



รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ของดินบริเวณ
 บางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2



รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 2 ในช่วง Reload ของ ดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4

ค. ประเภทที่ 3 เมื่อ σ'_v อยู่ในช่วง OCR = 1.00(1.40) - OCR = 1.00(2.30)

จากรูปที่ 4.31 และรูปที่ 4.32 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็นประเภท Type IA¹ (LID = 48 ชั่วโมง) และ เป็นประเภท Type IB² (LID = 100t_p) และความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ และ LOG Time มีลักษณะแตกต่างไปจาก 2 ประเภทข้างต้นกล่าวคือ อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure Dissipation) ในช่วงแรกจะเป็นไปอย่างรวดเร็วและเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินด้านที่ไม่ระบายน้ำ (Impervious) $\sigma'_{v, \text{Impervious}}/\sigma'_p$ มีค่าประมาณ 1.20 อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินจะช้าลงในแบบทันทีทันใด ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินเพิ่มจากช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidated) เข้าสู่สถานะที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) โครงสร้างของดินในช่วงดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากในช่วงที่มีการเปลี่ยน

¹ Type IA คือ กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็นชนิด Type I และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองมีค่าคงที่ไม่ขึ้นกับเวลา

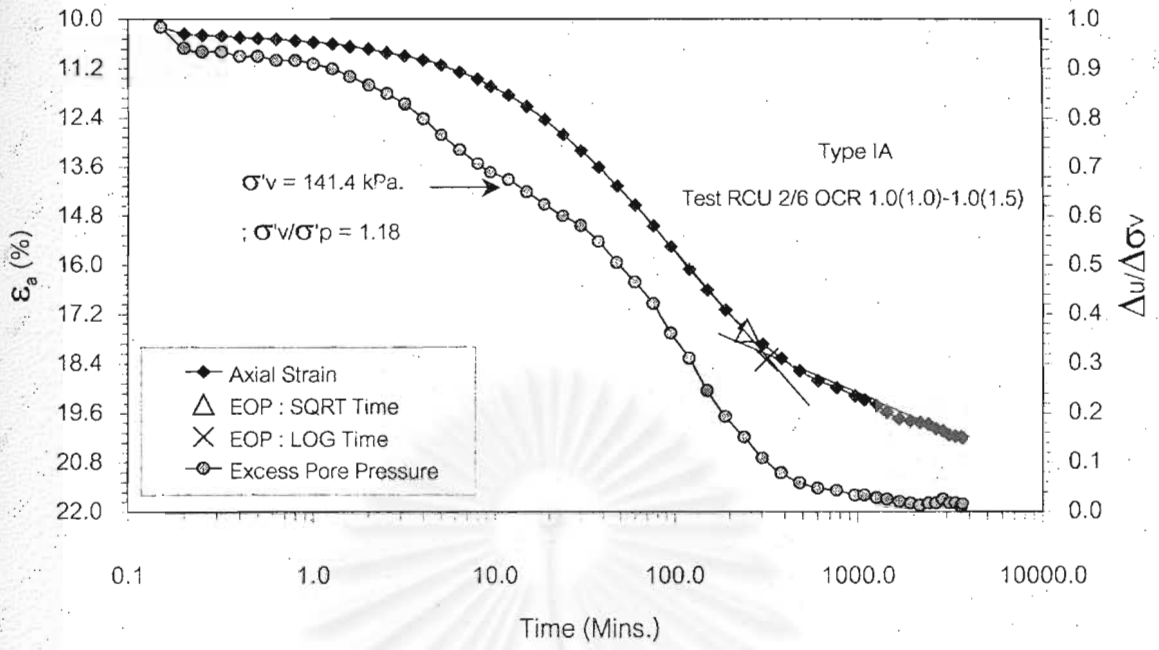
² Type IB คือ กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็นชนิด Type I และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองมีค่าลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น

แปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในช่วงแคบ ๆ ซึ่งจะสังเกตว่าค่า CR ในช่วงดังกล่าว ($1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$) มีค่ามาก คือ มีค่าประมาณ 0.40-0.55 สำหรับดินร่วน และ 0.50-0.70 สำหรับดินบริเวณบางนา และค่า CR/RR มีค่าประมาณ 10-18 สำหรับดินบริเวณร่วนและ 15-23 สำหรับดินบริเวณบางนา ซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ว่าโครงสร้างของดินมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและเป็นไปแบบทันทีทันใด (Abruptly Change) ซึ่งมีผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน (Coefficient of Permeability) ของดินลดลงอย่างมาก ดังนั้นจึงทำให้อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในกระบวนการอัดตัวคายนาลดลงแบบทันทีทันใด (จะกล่าวอย่างละเอียดในหัวข้อที่ 4.4.4) ซึ่งผลการทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Mesri (1985 b.) (ซึ่งกล่าวมาแล้วในบทที่ 2 ในหัวข้อที่ 2.4.1)

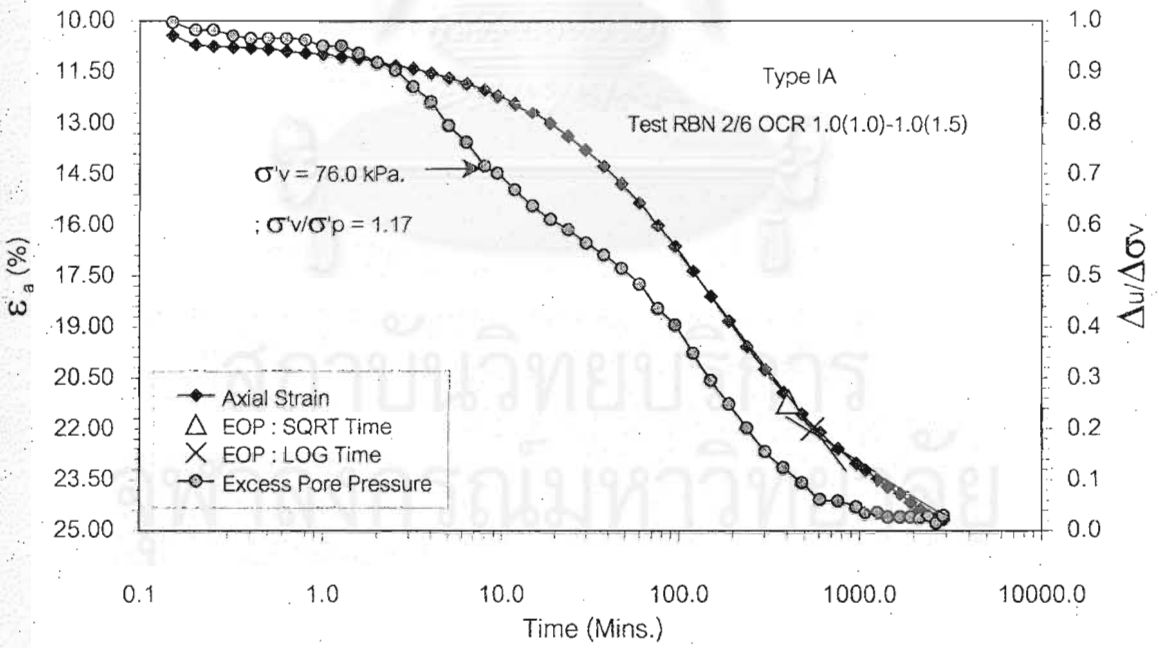
สำหรับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time จะเร็วกว่าเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน โดยค่า $t_{P: \Delta u / \Delta \sigma_v = 0.02} > t_{P: \text{LOG Time}} > t_{P: \text{SQRT Time}}$ ซึ่งจะกล่าวอย่างละเอียดในหัวข้อที่ 4.4.5

รูปที่ 4.33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ - LOG Time ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาที่ได้จากการทดสอบแบบ Unload-Reload ในช่วง Reload พบว่าเมื่อ σ'_v มี OCR = 1.00(1.40) ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ LOG Time เป็นประเภท Type IA เช่นกัน แต่และความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ และ LOG Time เป็นรูป S-Curve ซึ่งแตกต่างจากที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ที่เป็นเช่นนี้เนื่องมาจากโครงสร้างของดินมีการเปลี่ยนแปลงแบบค่อยเป็นค่อยไปเมื่อเปลี่ยนแปลงจากสภาพอัดแน่นเกินตัวไปเป็นสภาพอัดแน่นปกติโดยสังเกตจากค่า CR = 0.37 และค่า CR/RR = 7.4 ซึ่งมีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งมีผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของดินมีค่าค่อยๆ ลดลง ดังนั้นจึงทำให้อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในกระบวนการอัดตัวคายน้ำจึงเป็นรูปแบบปกติ (รูป S-Curve)

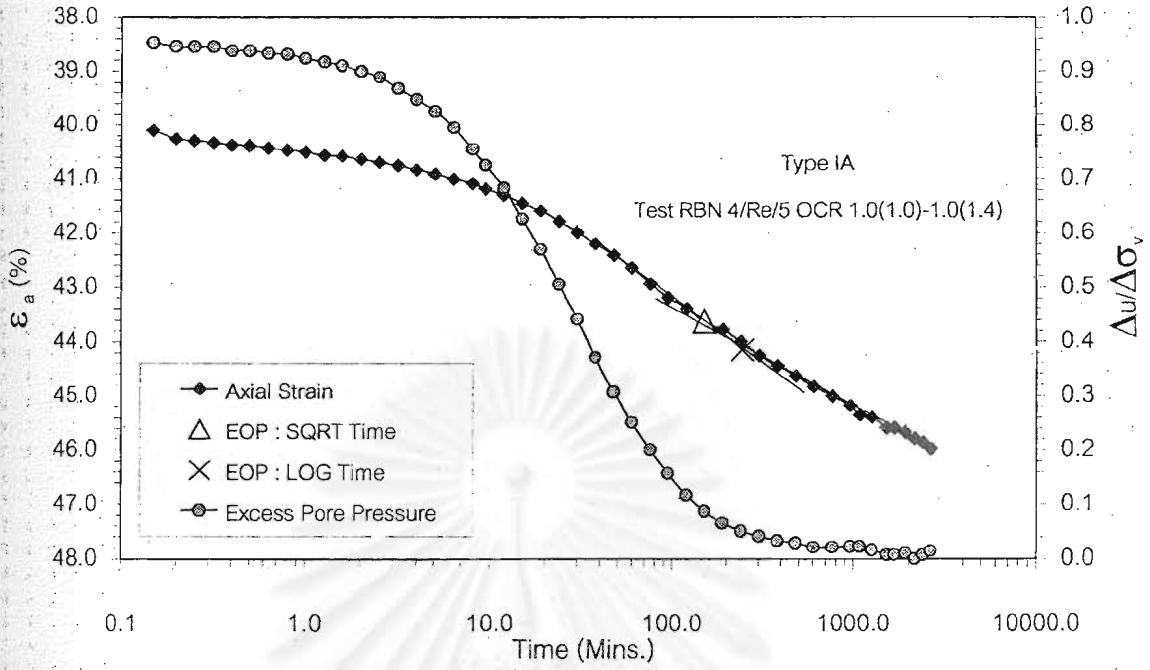
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ของดินบริเวณ
 จุฬาฯ ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2



รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ของดินบริเวณ
 บางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2

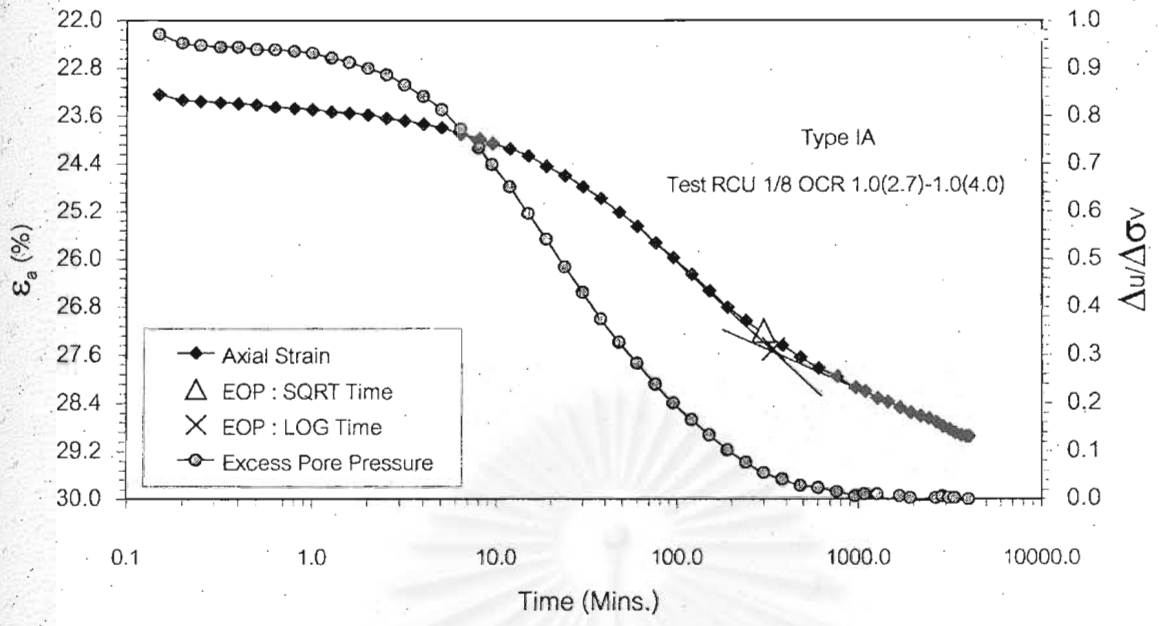


รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 3 ในช่วง Reload ของ ดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4

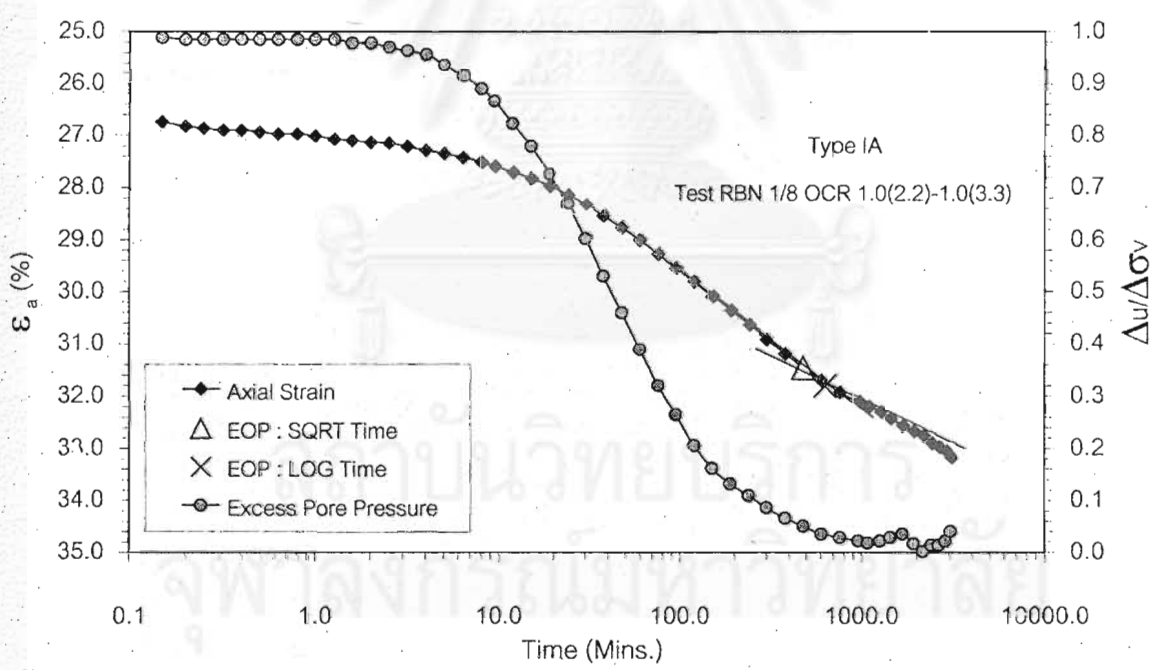
ง. ประเภทที่ 4 เมื่อ σ'_v อยู่ในช่วง OCR > 1.00(2.30)

จากรูปที่ 4.34 และรูปที่ 4.35 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\epsilon_a - \Delta u / \Delta \sigma_v$ -LOG Time ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณบริเวณ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ LOG Time เป็น ประเภท Type IA (เมื่อทดสอบโดยใช้ LID = 48 ชั่วโมง) และ เป็นประเภท Type IB (เมื่อทดสอบ โดยใช้ LID = 100 t_p) สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ และ LOG Time เป็นรูป S-Curve สำหรับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี SQRT Time และ วิธี LOG Time จะเร็วกว่าเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน โดยค่า t_p

$$\Delta u / \Delta \sigma_v = 0.02 > t_{P : LOG Time} > t_{P : SQRT Time} \text{ ซึ่งจะกล่าวอย่างละเอียดในหัวข้อที่ 4.4.5}$$



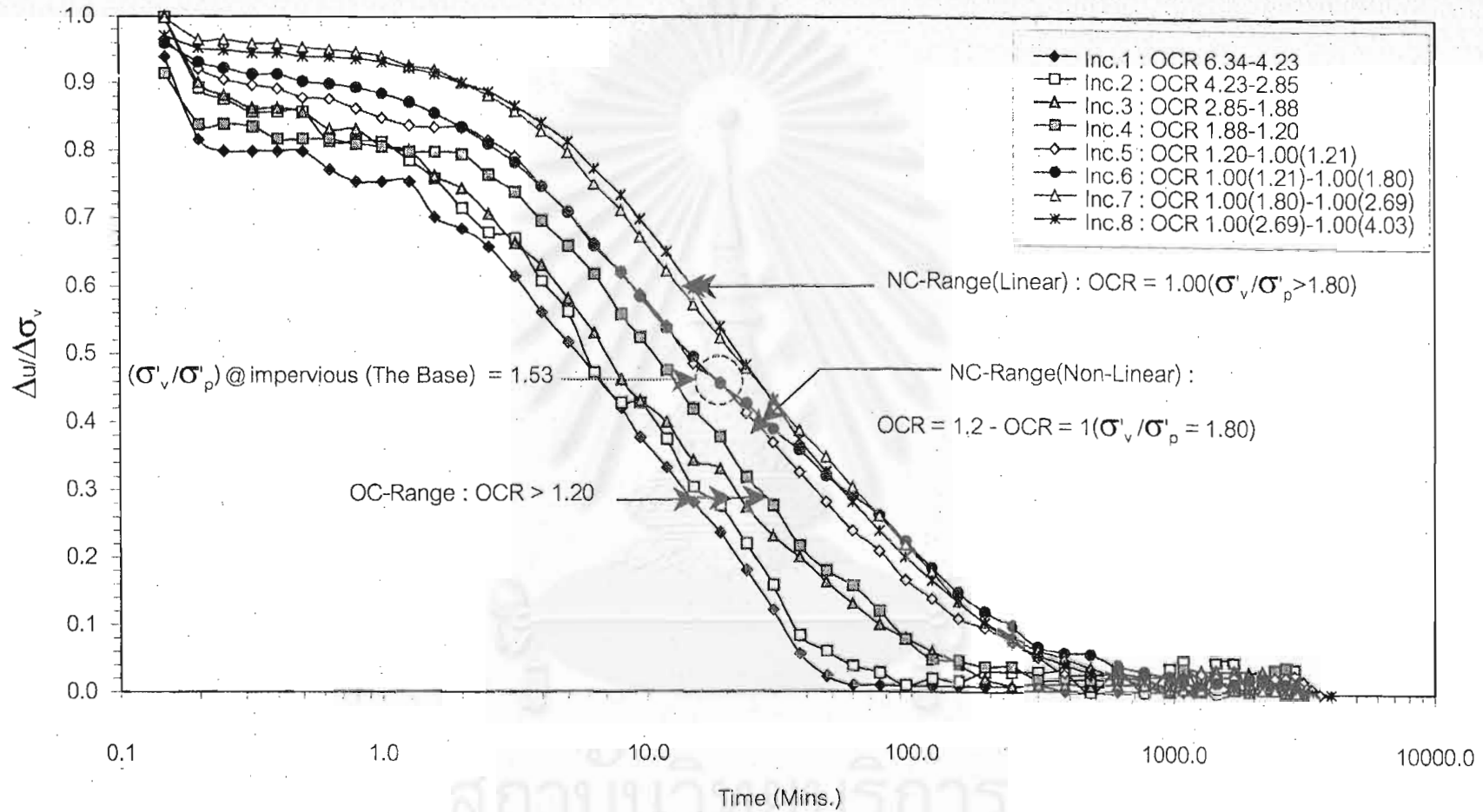
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 4 ของดินบริเวณ
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1



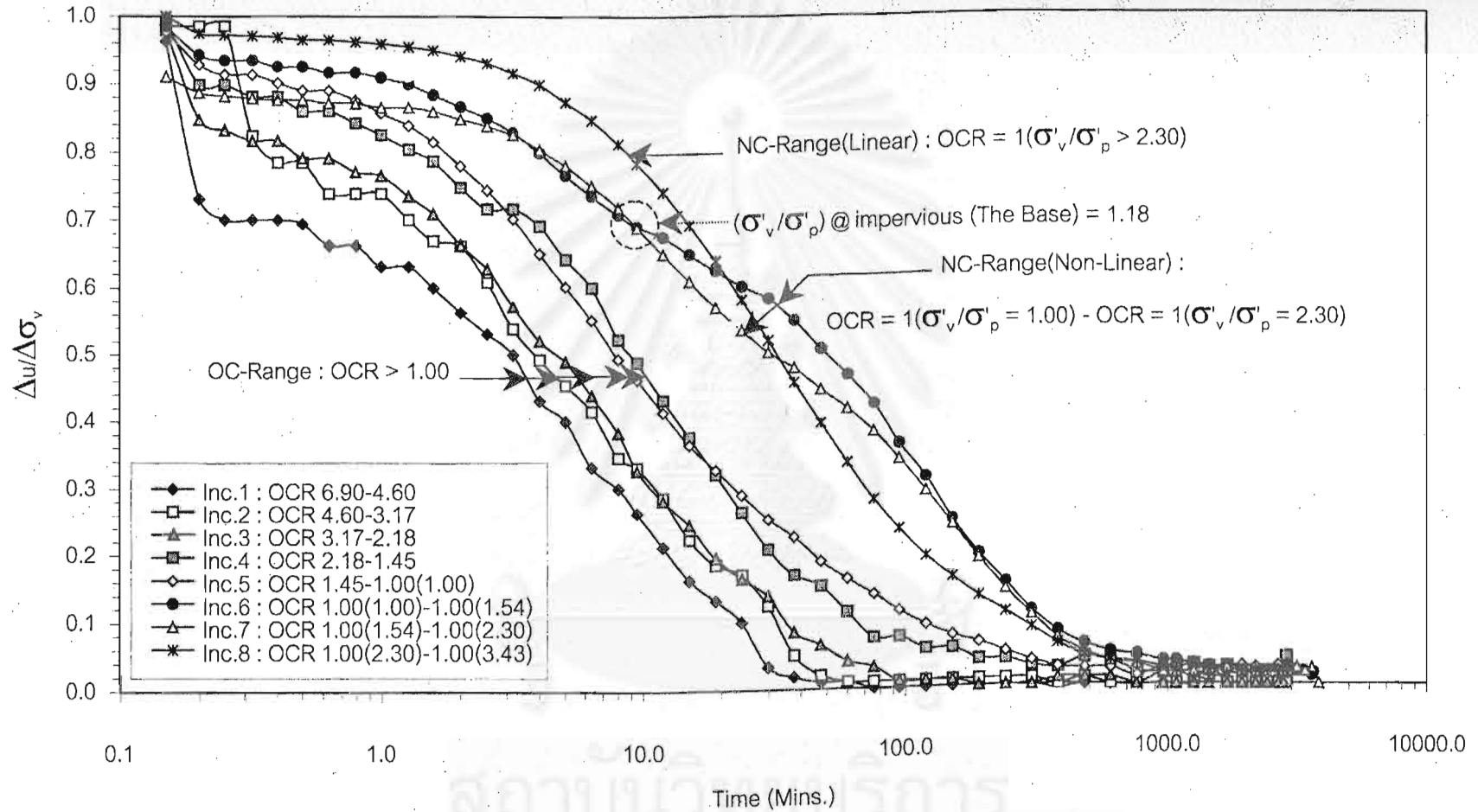
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a - $\Delta u/\Delta \sigma_v$ -LOG Time ประเภทที่ 4 ของดินบริเวณ
 บางนา ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1

4.4.4 การกระจายของความดันน้ำส่วนเกินในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

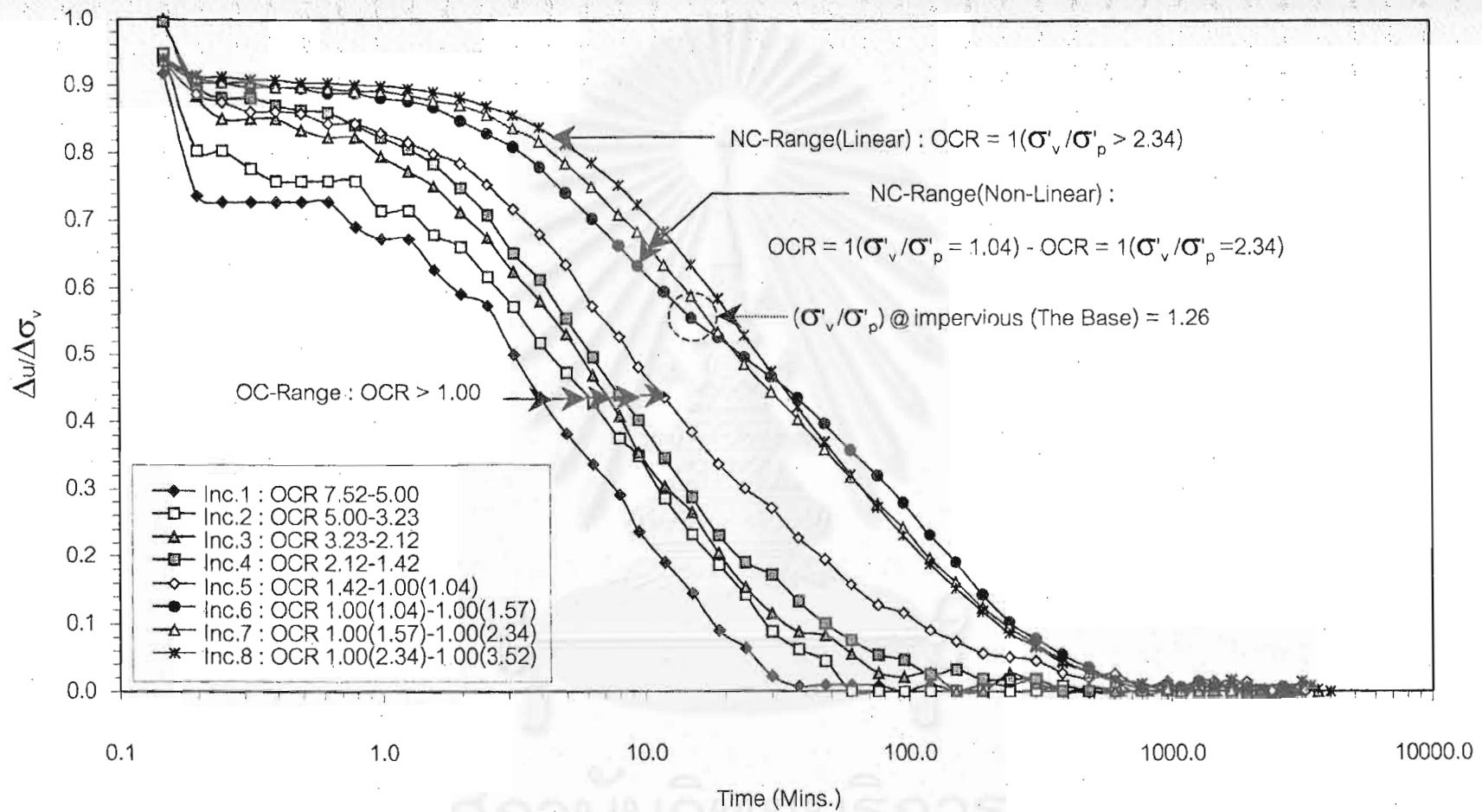
จากรูปที่ 4.36, รูปที่ 4.37, รูปที่ 4.38, รูปที่ 4.39, รูปที่ 4.40 และรูปที่ 4.41 แสดงการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลา ($\Delta u/\Delta \sigma_v$ และ LOG Time) ของดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณ พบว่าเมื่อดินเหนียวอ่อนอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นรูป S-Curve โดยเวลาที่ใช้ในการอัดตัวคายน้ำจะค่อยเพิ่มขึ้นเมื่อ OCR มีค่าน้อยลง (กราฟความสัมพันธ์จะค่อยเลื่อนไปทางขวามือ) แต่เมื่อดินเหนียวอ่อนเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ ($1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$) การกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วงแรกจะเป็นไปอย่างรวดเร็วและเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินด้านที่ไม่ระบายน้ำ (Impervious) $\sigma'_{v:impervious}/\sigma'_p$ มีค่าประมาณ 1.20 อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินจะช้าลงทำให้ลักษณะการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมีรูปร่างผิดปกติไป ซึ่งเป็นผลเนื่องจากดินมีพฤติกรรม Non-linear ในช่วงดังกล่าว แต่เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ การกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นรูป S-Curve เช่นเดียวกับเมื่อดินเหนียวอ่อนอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว นอกจากนี้ยังพบว่าเวลาที่ใช้ในการอัดตัวคายน้ำเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$ ใช้เวลานานมากกว่าช่วงที่ดินอยู่ในสภาพสภาพอัดแน่นปกติเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ เนื่องจากความยาวของตัวอย่างเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$ มีความยาวมากกว่าตัวอย่างเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ ทำให้ต้องใช้เวลาในการอัดตัวคายน้ำนานกว่าด้วย ถึงแม้ตัวอย่างที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติจะมีค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำใกล้เคียงกันก็ตาม (ดูหัวข้อ 4.4.6)



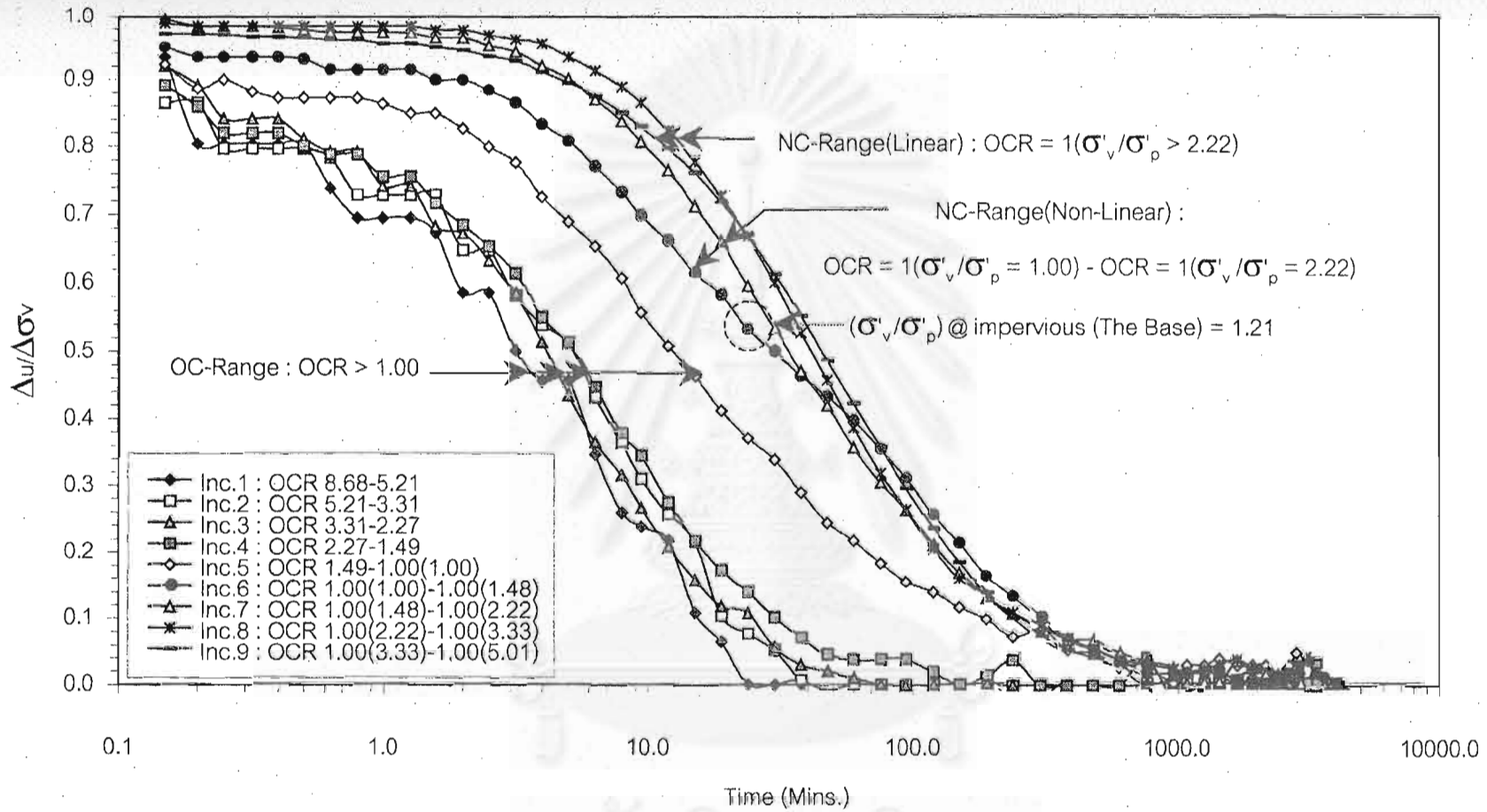
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณจุดเจาะ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1, $\sigma'_p = 90$ kPa.



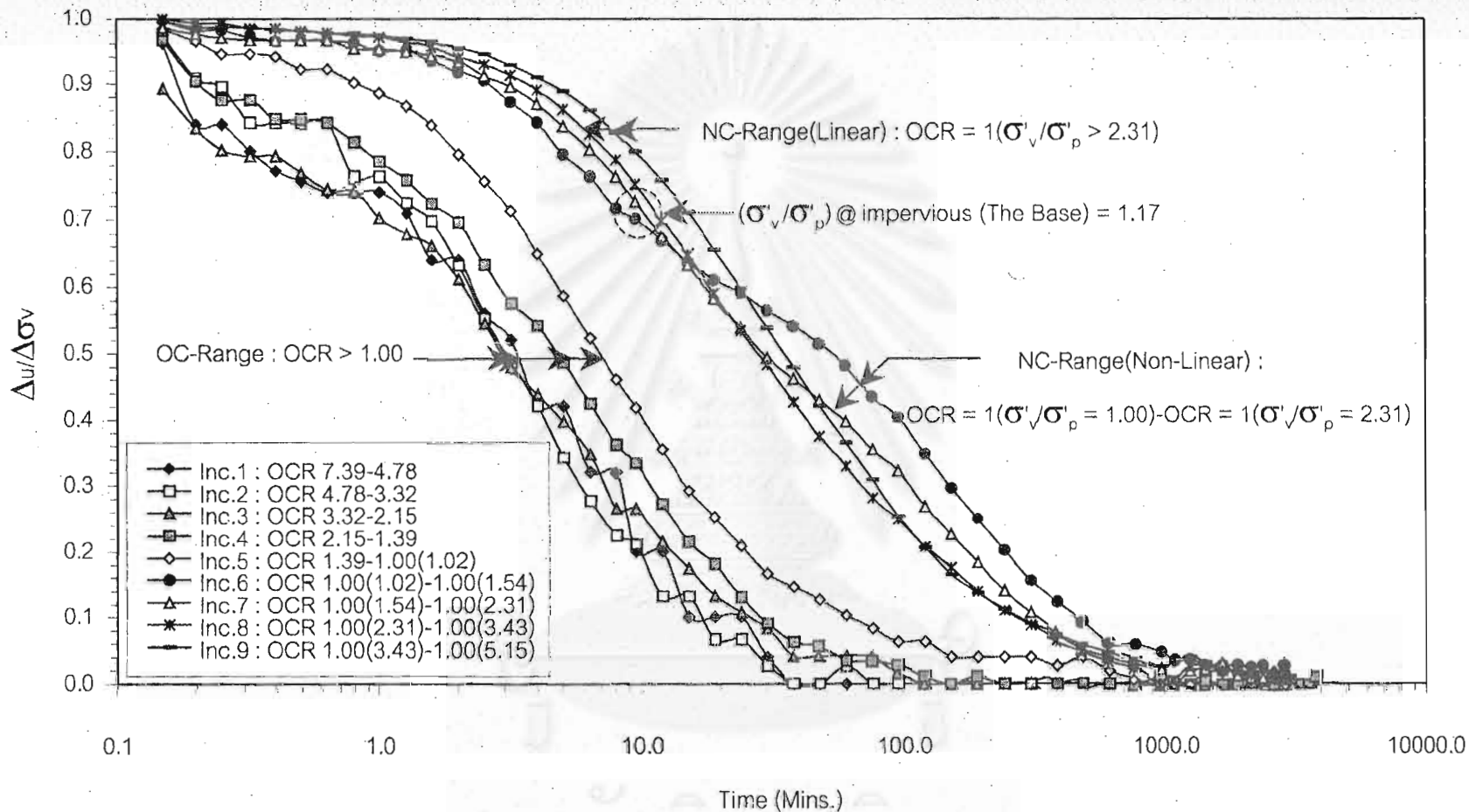
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2, $\sigma'_p = 120$ kPa.



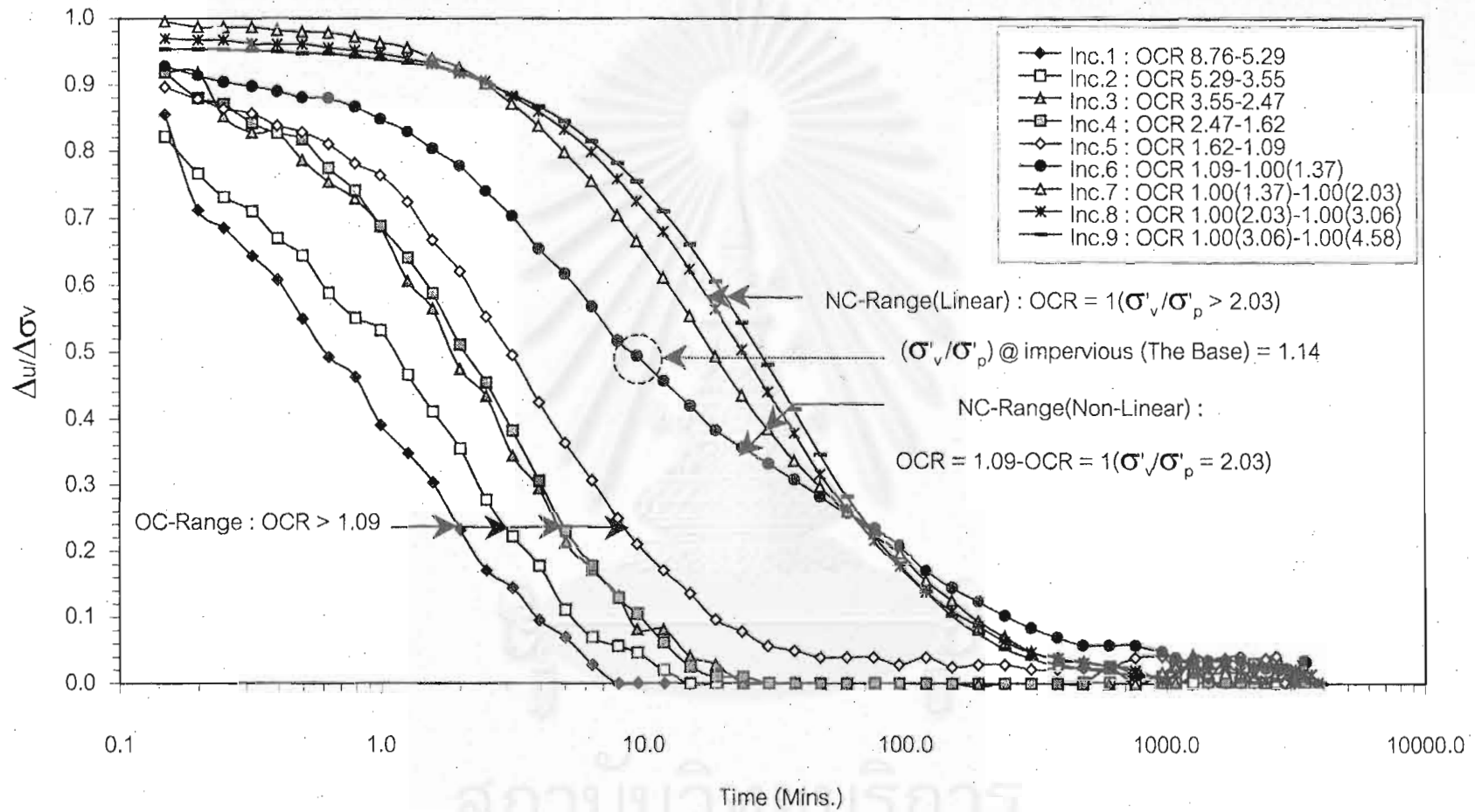
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3, $\sigma'_p = 100$ kPa.



รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1, $\sigma'_p = 62 \text{ kPa}$.



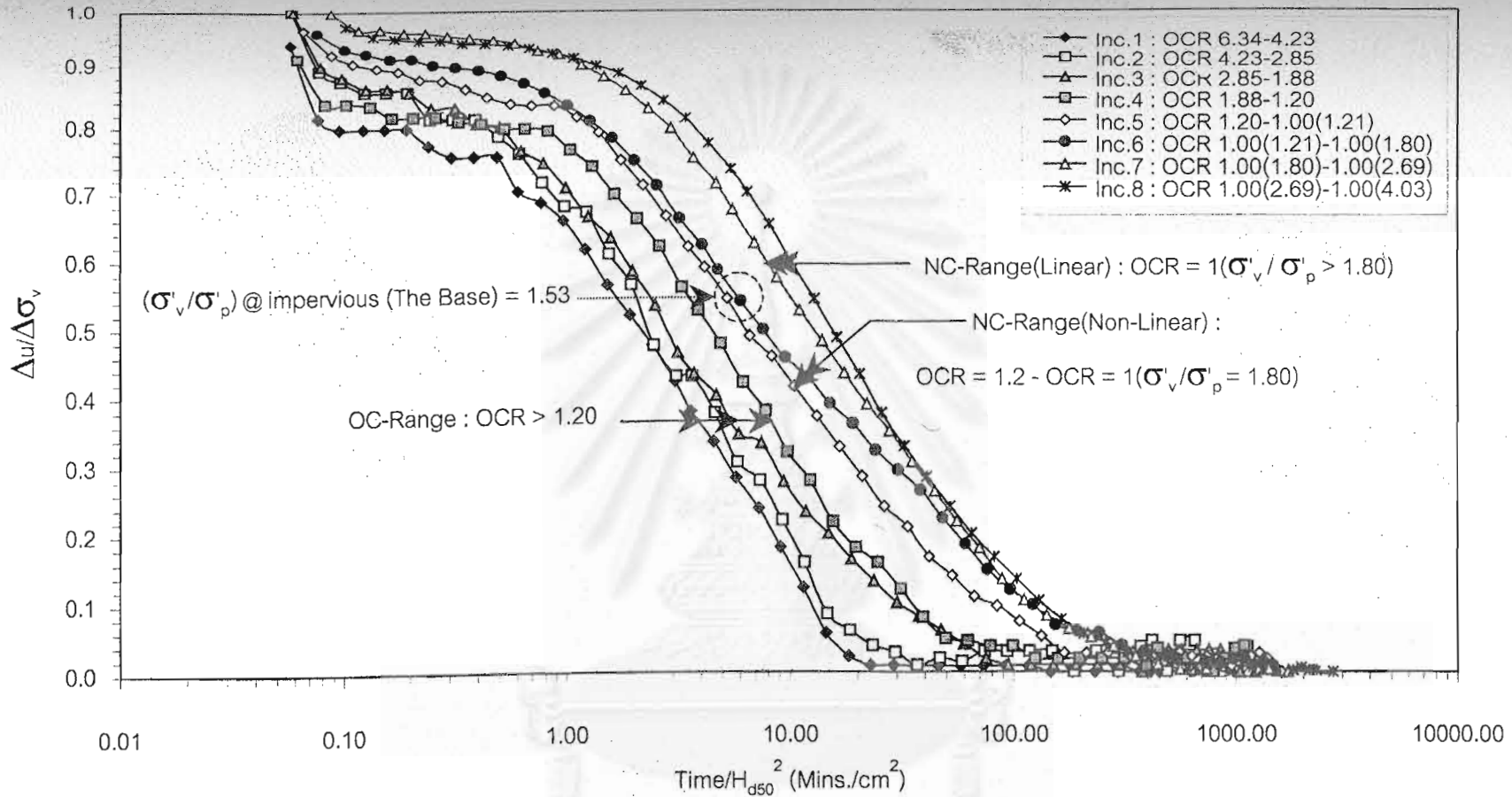
รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2, $\sigma'_p = 65$ kPa.



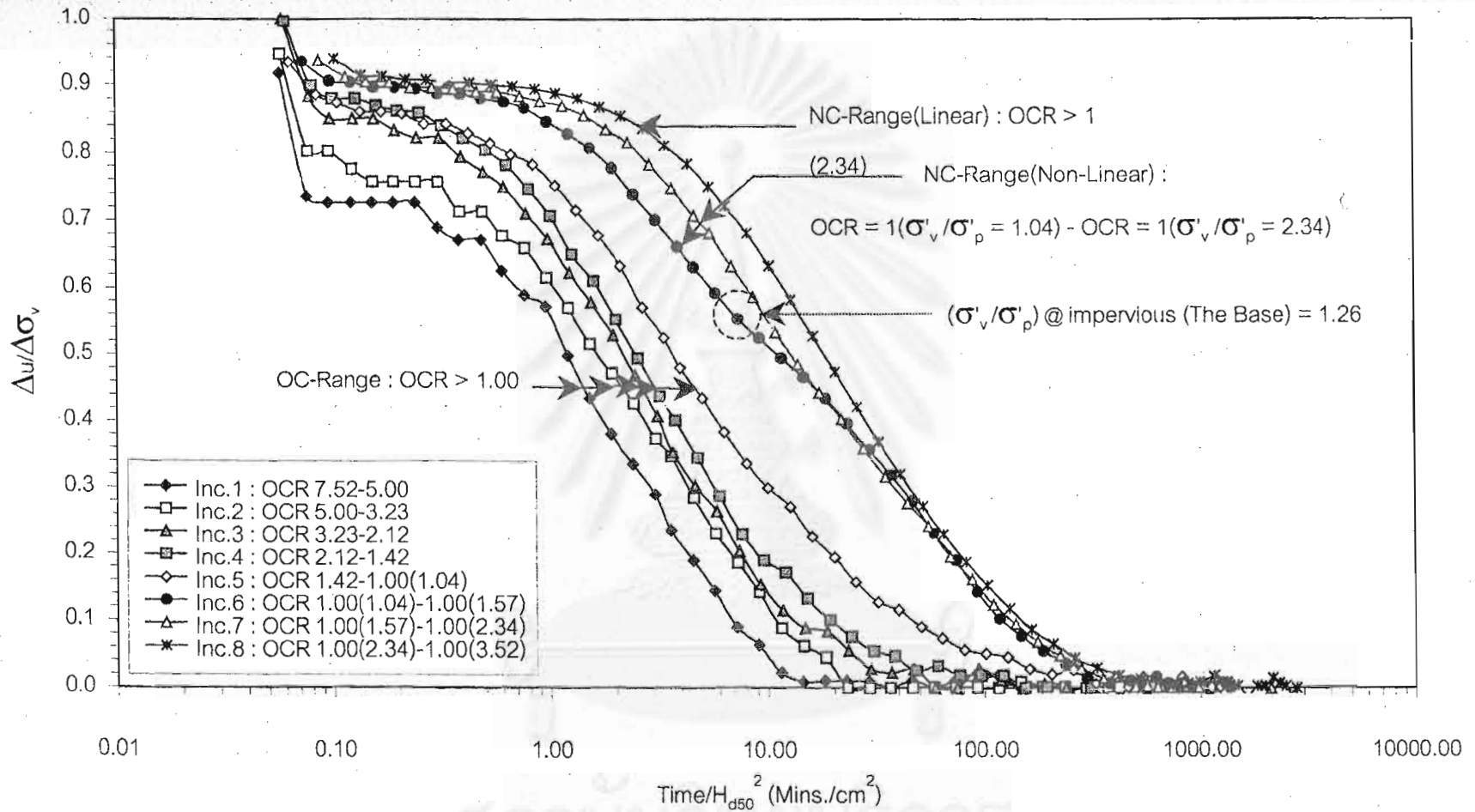
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 12.0-13.0 ม. : Test RBN 3, $\sigma'_p = 92$ kPa.

รูปที่ 4.42, รูปที่ 4.43, รูปที่ 4.44, รูปที่ 4.45, รูปที่ 4.46 และรูปที่ 4.47 แสดงการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาซึ่งปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่าง ($\Delta u/\Delta \sigma'_v$ และ $\text{LOG Time}/H_{d50}^2$) ของดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณ โดย H_d คือความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage Path) ซึ่งค่า H_d ที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือค่าความยาวของตัวอย่าง (เนื่องจากเปิดวาล์วให้น้ำไหลข้างเดียว) ที่ระดับการอัดตัวคายน้ำเท่ากับ 50% (H_{d50}) ในแต่ละลำดับการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment) สำหรับสาเหตุที่การปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างอยู่ในรูปของ H_d^2 เนื่องจาก อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินอยู่ในรูปของความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึมยกกำลังสอง (Terzaghi, 1925) ซึ่งหลังจากทำการการปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้วพบว่าการความสัมพันธ์ในช่วงที่ดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเป็นรูป S-Curve โดยกราฟความสัมพันธ์ในช่วงดังกล่าวค่อนข้างกระจาย และเวลาที่ใช้ในการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าแตกต่างกัน โดยเวลาจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า OCR มีค่าน้อยลง (เปรียบเทียบในกรณีปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้ว) เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินในสภาพอัดแน่นเกินตัวมีค่าแตกต่างกันในแต่ละลำดับการเพิ่มน้ำหนัก (ดูหัวข้อ 4.4.6)

และเมื่อดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติกราฟความสัมพันธ์ค่อนข้างที่จะอยู่เกาะกลุ่มกัน และเวลาที่ใช้ในการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าใกล้เคียงกันในสภาพอัดแน่นปกติ (เปรียบเทียบในกรณีปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้ว) เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำมีค่าใกล้เคียงกัน สิ่งสำคัญที่สังเกตได้จากกราฟความสัมพันธ์คือ ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติและหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$ อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วงแรกจะเป็นไปอย่างรวดเร็ว (แต่ช้ากว่าในช่วงสภาพอัดแน่นเกินตัว) และเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของดินด้านที่ไม่ระบายน้ำ (Impervious) $\sigma'_{v, \text{Impervious}}/\sigma'_p$ มีค่าประมาณ 1.20 อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินจะช้าลงและสูงเข้าหากกราฟการอัดตัวคายน้ำที่หน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ ซึ่งสาเหตุที่กราฟการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่มีรูปร่างผิดปกติ เนื่องมาจากโครงสร้างของมวลดินมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก ซึ่งมีผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน (Coefficient of Permeability) ของดินลดลงอย่างมากในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย (Abruptly Change) ดังแสดงในรูปที่ 4.48 และรูปที่ 4.49 จึงทำให้อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในกระบวนการอัดตัวคายน้ำลดลงอย่างมากเช่นกัน จึงเป็นสาเหตุทำให้กราฟการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่มีรูปร่างผิดปกติไป ซึ่งผลการทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Mesri (1985 b.) (ซึ่งกล่าวมาแล้วในบทที่ 2 ในหัวข้อที่ 2.4.1)

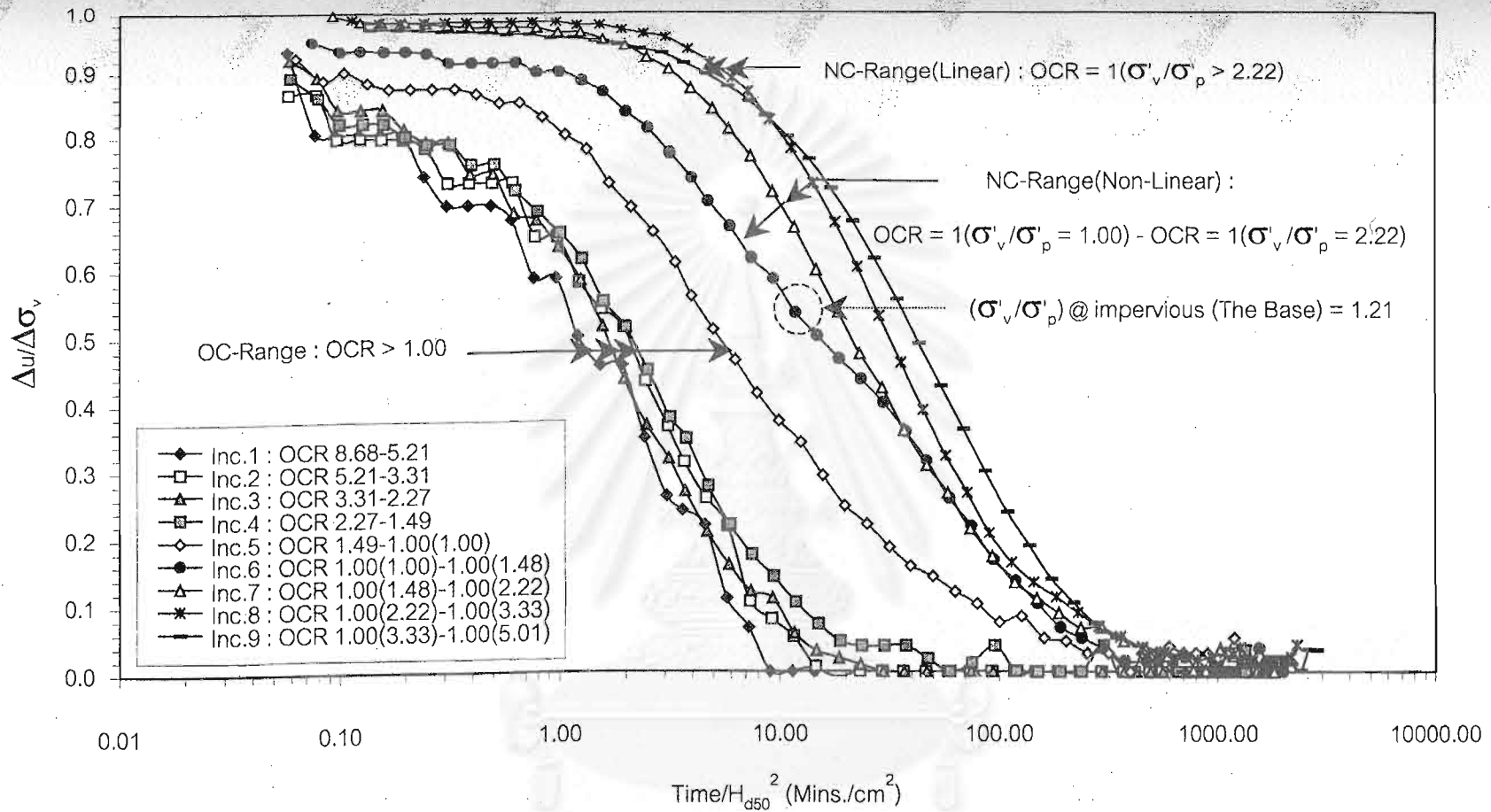


รูปที่ 4.42 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ $\text{LOG Time} / H_{d50}^2$ ของดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1, $\sigma'_p = 90 \text{ kPa}$.



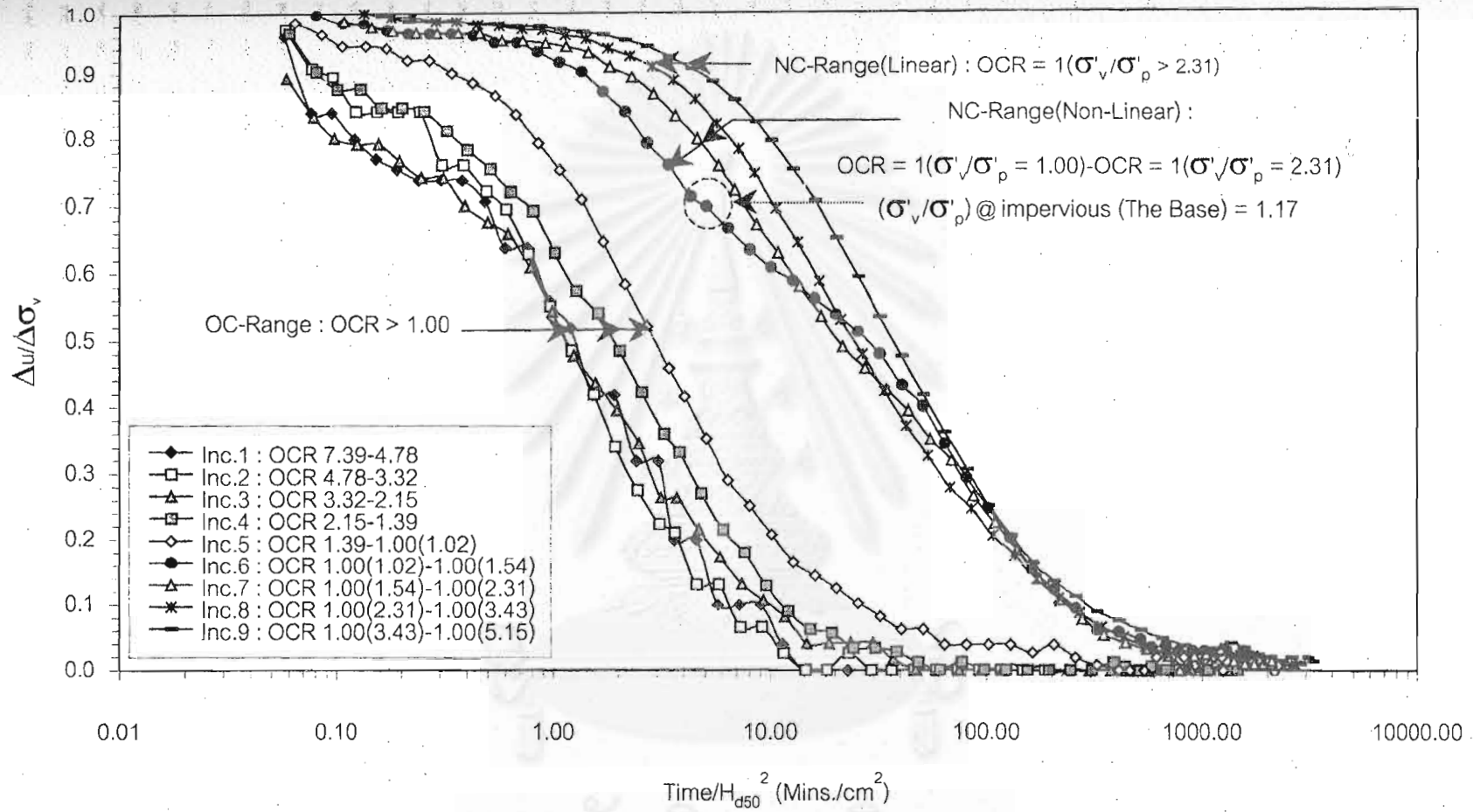
รูปที่ 4.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{d50}^2 ของดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3, $\sigma'_p = 100$ kPa.

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



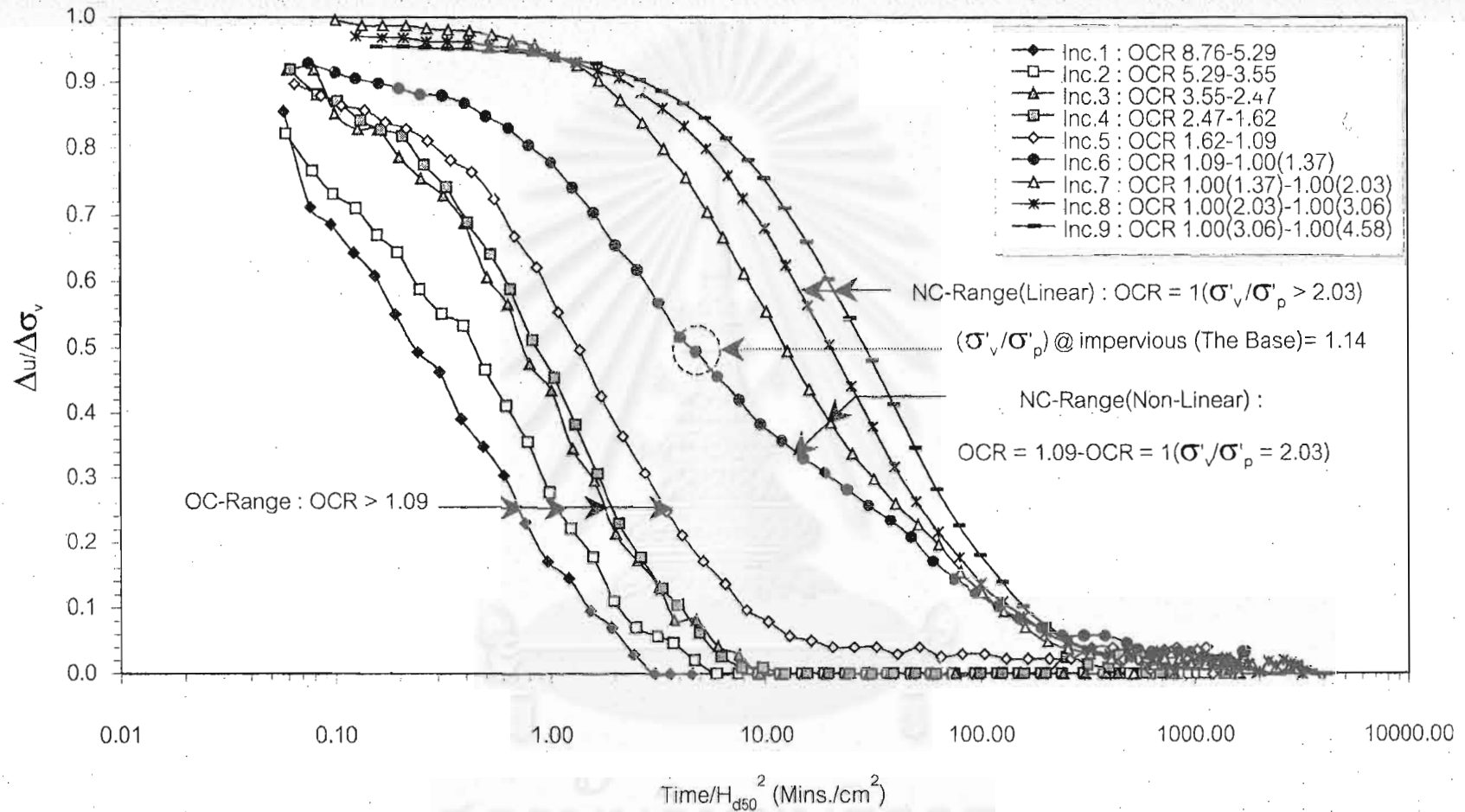
รูปที่ 4.45 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ $\text{LOG Time} / H_{d50}^2$ ของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1, $\sigma'_p = 62 \text{ kPa}$.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

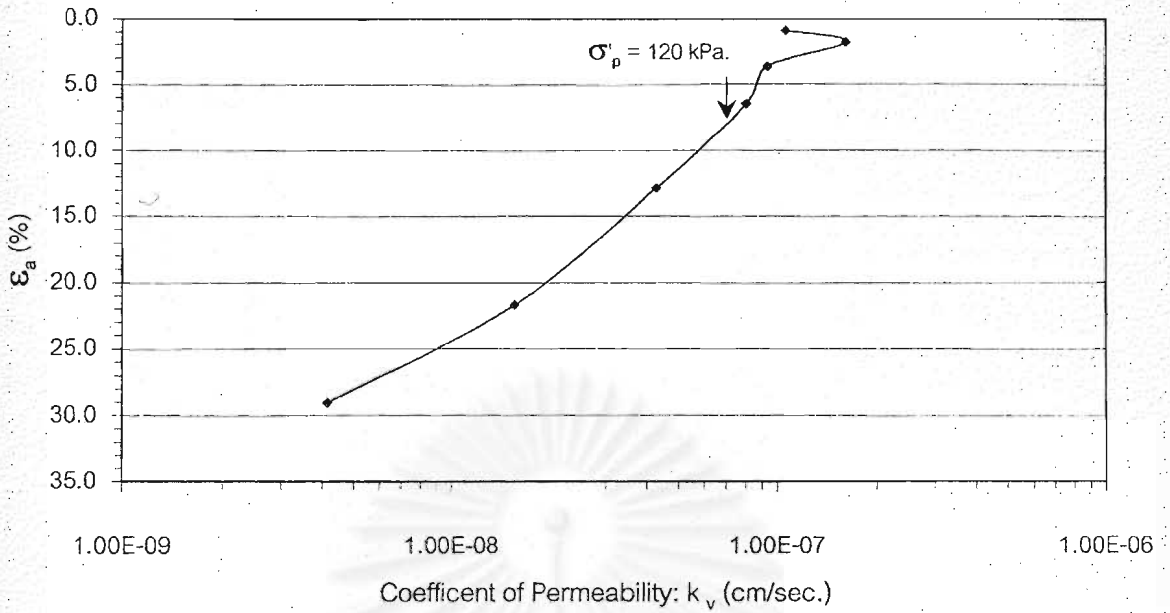


รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{d50}^2 ของดินเหนียวบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2, $\sigma'_p = 65$ kPa.

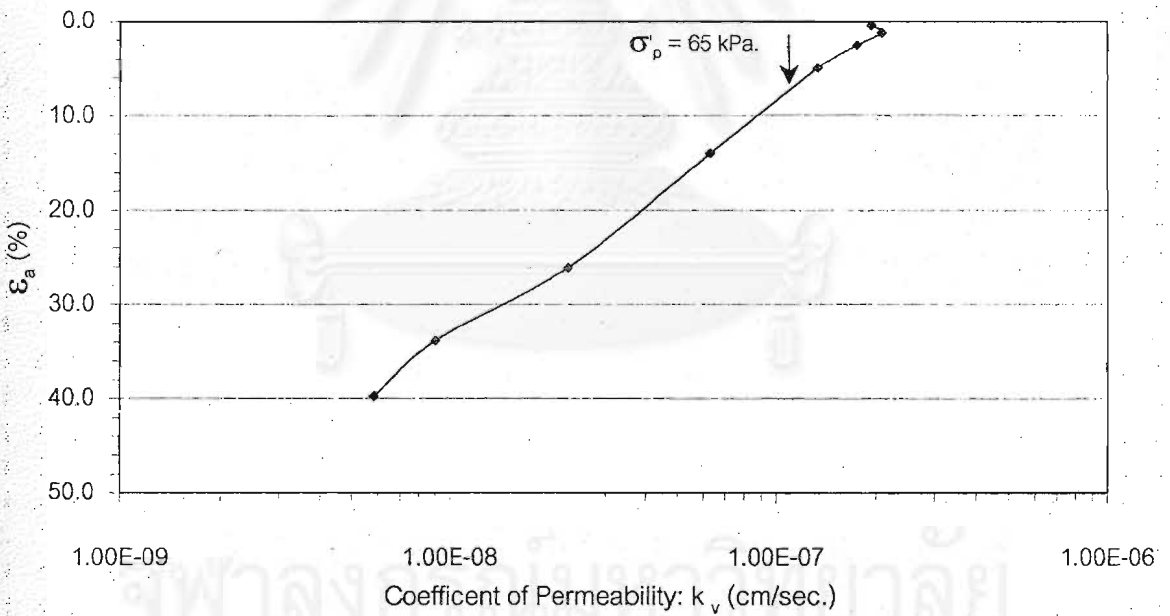
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{d50}^2 ของดินเหนียวบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3, $\sigma'_p = 92$ kPa.



รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ k_v ของดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2.



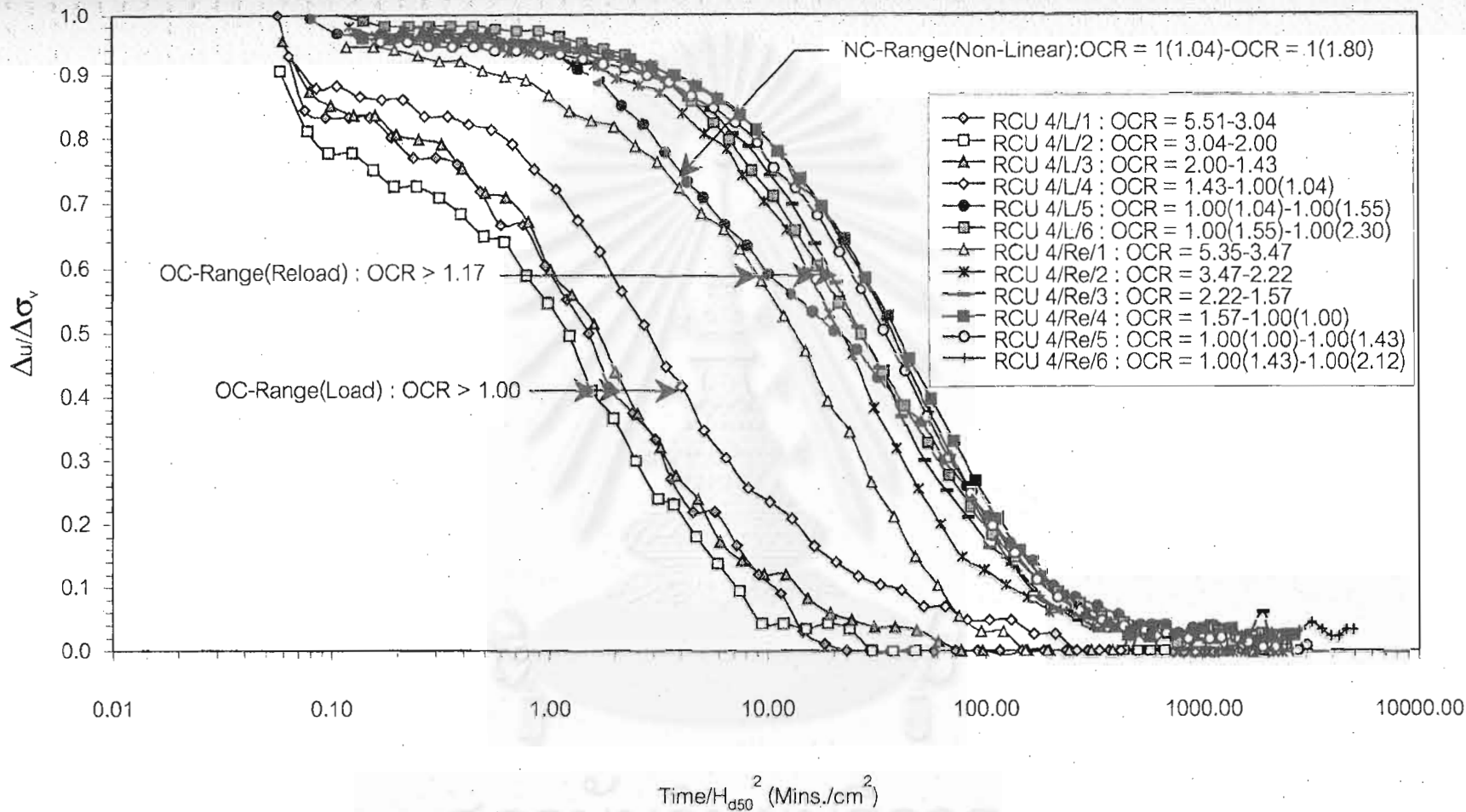
รูปที่ 4.49 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ k_v ของดินเหนียวบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2.

ค่า k_v หาจากการทดสอบอัดตัวคาน้ำ จากสมการ $k_v = c_v \gamma_w m_v$ โดย c_v หาจากวิธี SQRT Time

เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$ ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน (Coefficient of Permeability) ของดินลดลงอย่างมาก ซึ่งมีผลทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินลดไม่ค่อยลดกับเวลา นอกจากนี้การที่แรงดันน้ำส่วนเกินไม่ค่อยลดกับเวลา มีสาเหตุมาจากการแตกหักของ Mechanical Bond และ Chemical Cementation Bond ซึ่งจะสังเกตได้จาก เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ค่า K_0 มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้น (Horizontal Stress เพิ่มขึ้น) เมื่อ σ'_v / σ'_p เพิ่มขึ้น (ยุทธานุ, 2545) แสดงให้เห็นว่ามวลดินมีแนวโน้มที่จะเคลื่อนตัวออกด้านข้างซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ว่ามีการแตกหักของ Bond ดังนั้นจึงมีแรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นเพื่อชดเชยความสามารถในการรับน้ำหนักที่สูญเสียไปเนื่องจากการแตกหักของ Mechanical Bond และ Chemical Cementation Bond สำหรับค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ดินไม่สามารถระบายออกได้ทันเมื่อดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity อันเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมอย่างมากและการแตกหักของ Mechanical Bond และ Chemical Cementation Bond จะมีค่า $\Delta u / \Delta \sigma'_v$ ประมาณ 0.20 สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และ 0.25 สำหรับดินบริเวณบางนาฯ

รูปที่ 4.50 แสดงการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่ปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้ว ($\Delta u / \Delta \sigma'_v$ และ $\text{LOG Time} / H_{d50}^2$) ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ซึ่งทำการทดสอบแบบ Unload-Reload พบว่าในขั้นตอนการ Reload เมื่อดินมีสภาพอัดแน่นเกินตัวความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นรูป S-Curve และค่อนข้างกระจาย และเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในช่วงดังกล่าวมีค่ามากกว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวในขั้นตอนการ Load ในรอบแรก (เปรียบเทียบในกรณีปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้ว) เนื่องจากดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวที่ได้จากการทดสอบ Load-Unload มีค่า C_v น้อยกว่า (ดูรูปที่ 4.61) นอกจากนี้ในขั้นตอนการ Reload เมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติพบว่า ความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นรูป S-Curve โดยอยู่เกาะกลุ่มกับดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติที่ได้จากขั้นตอนการ Load ในรอบแรก และเวลาสิ้นสุดขบวนการอัดตัวคายน้ำมีค่าใกล้เคียงกัน จะสังเกตว่าความสัมพันธ์ $\Delta u / \Delta \sigma'_v$ และ $\text{LOG Time} / H_{d50}^2$ ในขั้นตอนของการ Unload เป็นรูป S-Curve ทั้งหมดเนื่องจากโครงสร้างของดินในช่วงดังกล่าวมีเสถียรภาพเพิ่มขึ้น

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



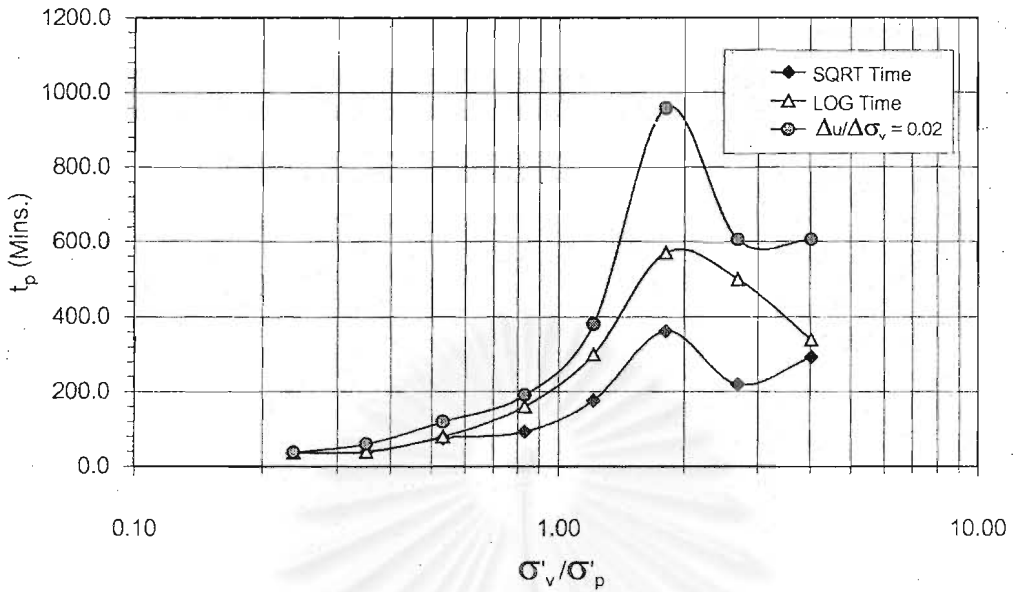
รูปที่ 4.50 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ กับ LOG Time/ H_{d50}^2 ของดินเหนียวบริเวณบางนาที่มีความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 4.(ทดสอบแบบ Unload-Reload)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

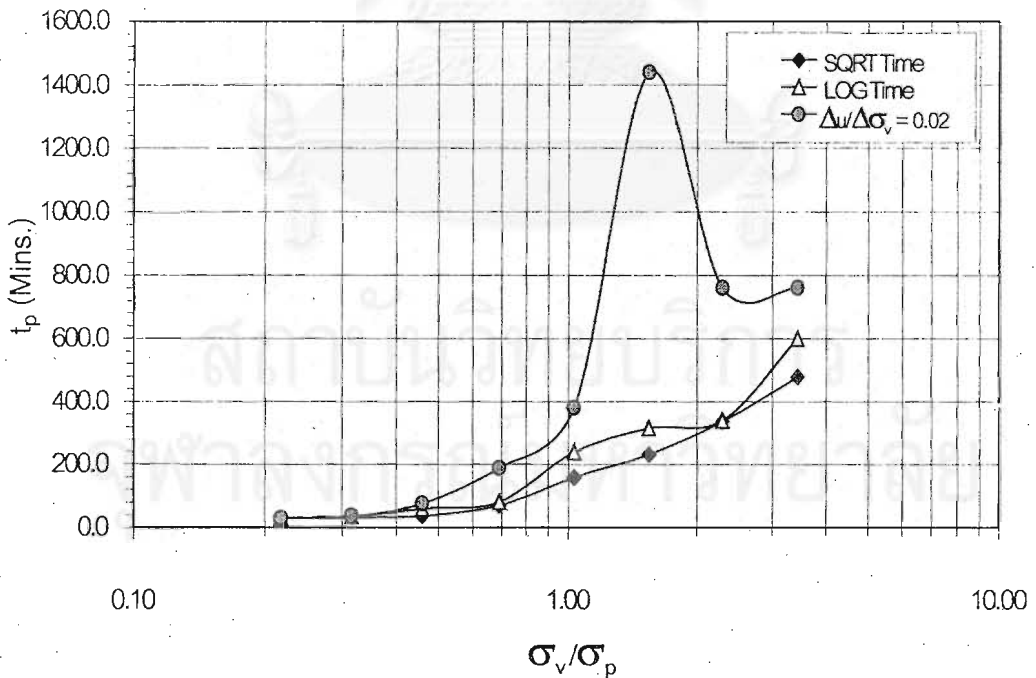
4.4.5 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

รูปที่ 4.51, รูปที่ 4.52, รูปที่ 4.53, รูปที่ 4.54, รูปที่ 4.55 และรูปที่ 4.56 แสดงเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณ โดยเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (t_p) หาได้จาก 3 วิธีคือวิธี SQRT Time ($t_{P:SQRT Time}$), วิธี LOG Time ($t_{P:LOG Time}$) และวิธีวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน โดยกำหนดให้เวลาที่ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินด้านที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impervious) มีค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v = 0.02$ เป็นเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ($t_{P:\Delta u}$) สำหรับในงานวิจัยนี้เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากวิธีวัดแรงดันน้ำส่วนเกินถือเป็นเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่แท้จริง จากผลการทดสอบดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณพบว่า เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ($\sigma'_v / \sigma'_p < 1.00$) เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ $t_{P:\Delta u} > t_{P:SQRT Time} \approx t_{P:LOG Time}$ โดย $t_{P:\Delta u}$ มีค่ามากกว่า $t_{P:SQRT Time}$ และ $t_{P:LOG Time}$ ประมาณ 20-25 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{P:\Delta u}$

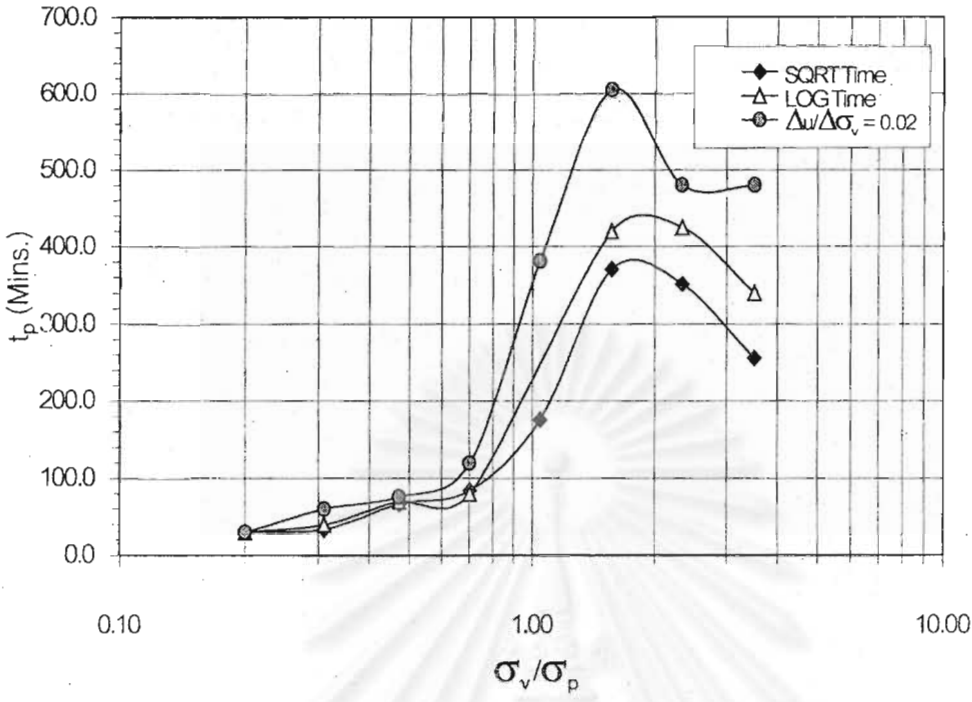
เมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติในช่วงที่ดินเหนียวแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ($1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$) เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ $t_{P:\Delta u} > t_{P:LOG Time} > t_{P:SQRT Time}$ โดย $t_{P:\Delta u}$ มีค่ามากกว่า $t_{P:SQRT Time}$ ประมาณ 55 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{P:\Delta u}$ และ $t_{P:\Delta u}$ มีค่ามากกว่า $t_{P:LOG Time}$ ประมาณ 40 % และ 50 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{P:\Delta u}$ สำหรับดินเหนียวอ่อนบริเวณจุกฟ้า และบางนาตามลำดับ และเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ $t_{P:\Delta u}$ มีค่ามากกว่า $t_{P:SQRT Time}$ ประมาณ 48 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{P:\Delta u}$ และ $t_{P:\Delta u}$ มีค่ามากกว่า $t_{P:LOG Time}$ ประมาณ 28 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{P:\Delta u}$ สำหรับดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณ



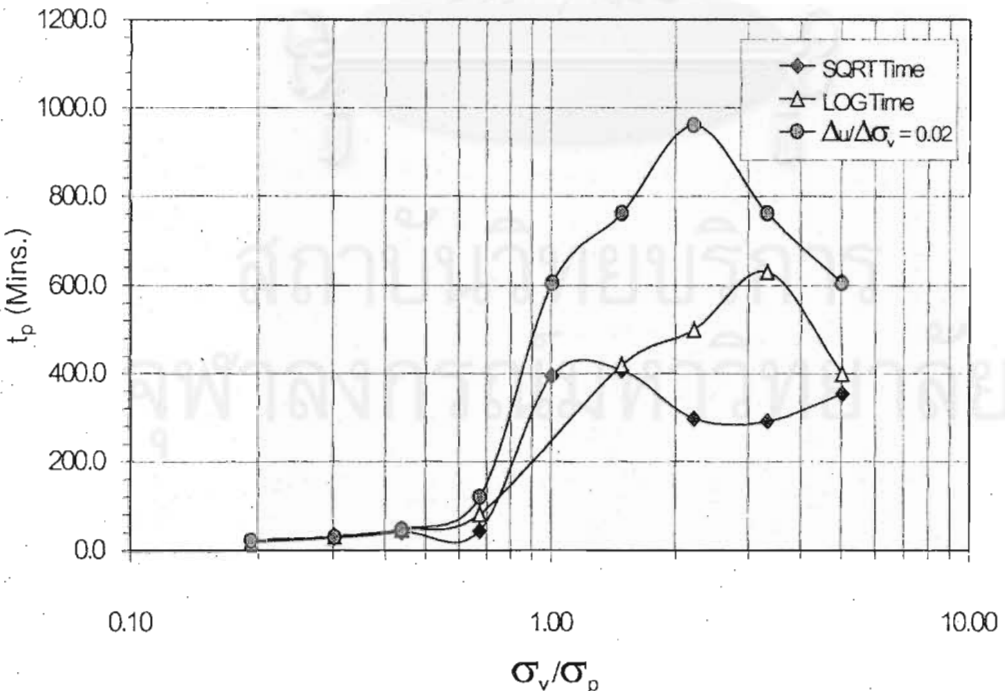
รูปที่ 4.51 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุดหา ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test RCU 1



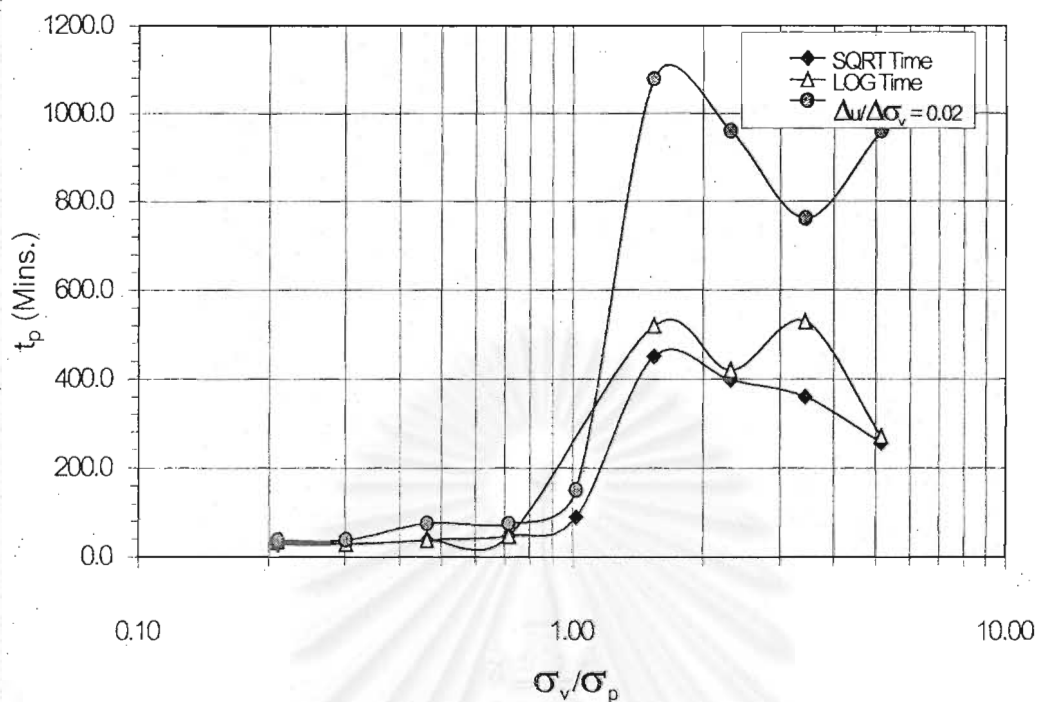
รูปที่ 4.52 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุดหา ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test RCU 2



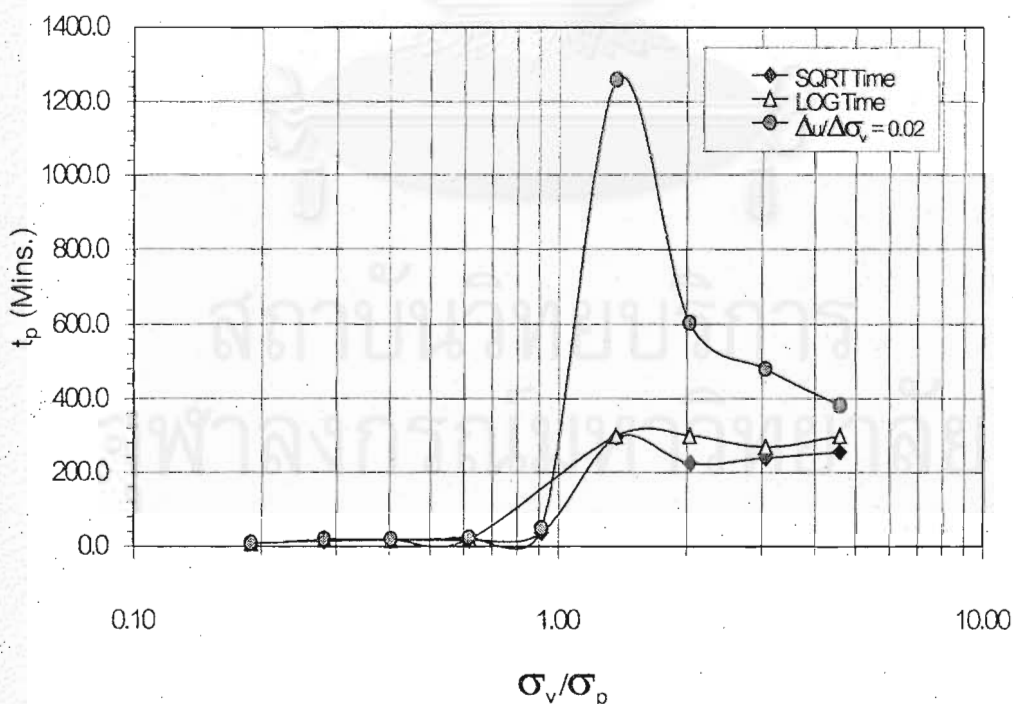
รูปที่ 4.53 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RCU 3.



รูปที่ 4.54 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test RBN 1



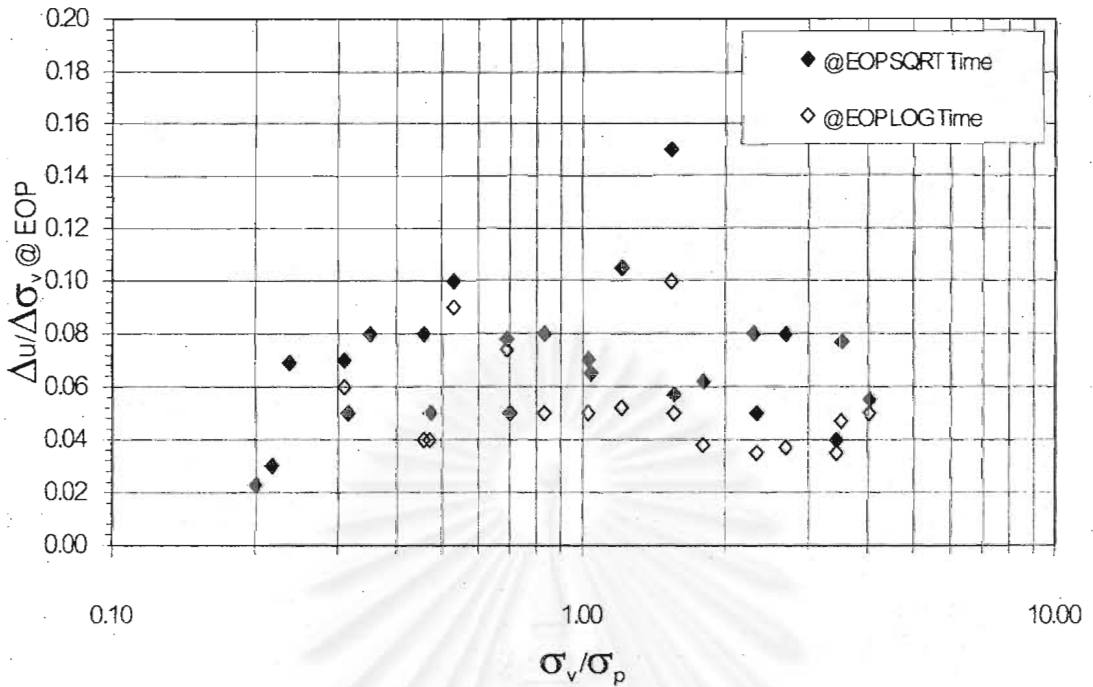
รูปที่ 4.55 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 2



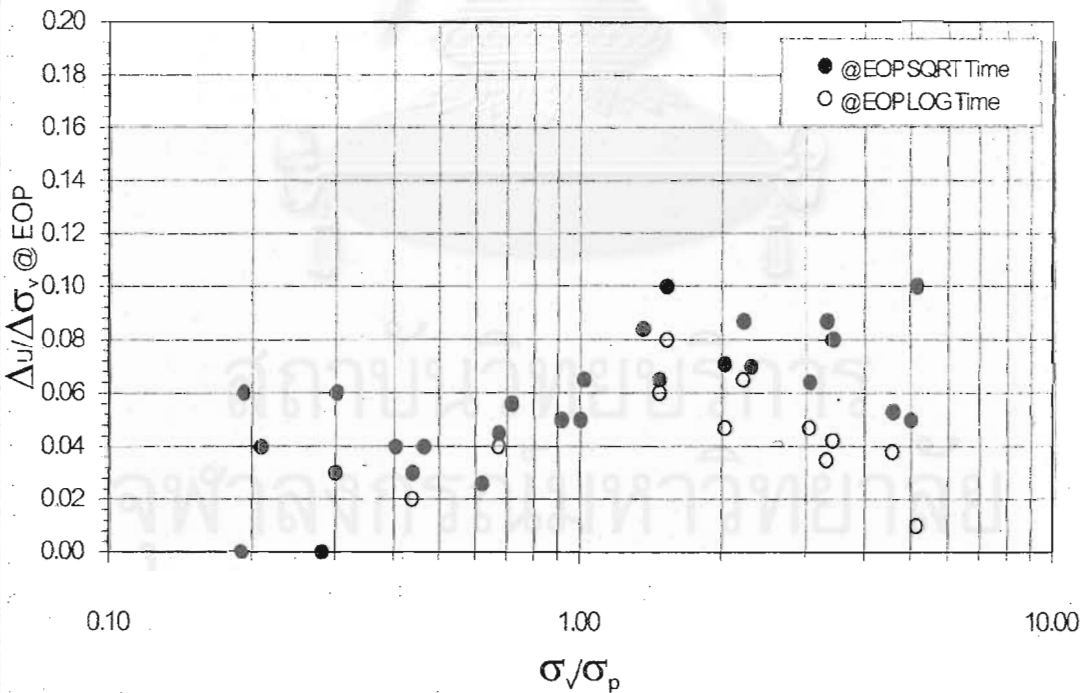
รูปที่ 4.56 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test RBN 3

แต่หากพิจารณาปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ที่หาได้จากวิธี Sqrt Time ($\Delta u / \Delta \sigma_v$)_{EOP:SQRT Time} และวิธี LOG Time ($\Delta u / \Delta \sigma_v$)_{EOP:LOG Time} ดังแสดงในรูปที่ 4.57 และรูปที่ 4.58 พบว่าดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณเมื่ออยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ($\sigma'_v / \sigma'_p < 1.00$) ปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ($\Delta u / \Delta \sigma_v$) ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี Sqrt Time และวิธี LOG Time มีค่าใกล้เคียงกันและมีค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ประมาณ 0.05 สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และ 0.03 สำหรับดินบริเวณบางนา และเมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติในช่วงที่ดินเหนียวแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ($1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$) ซึ่งโครงสร้างดินไม่มีเสถียรภาพ ปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ($\Delta u / \Delta \sigma_v$) ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี LOG Time มีค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ประมาณ 0.07 และเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ ซึ่งโครงสร้างดินมีเสถียรภาพ ปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ($\Delta u / \Delta \sigma_v$) ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี LOG Time มีค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ ประมาณ 0.04 สำหรับปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ($\Delta u / \Delta \sigma_v$) ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี Sqrt Time จะมีค่ามากกว่าที่หาได้จากวิธี LOG Time ประมาณ 0.02 เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ

จะเห็นว่าในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจริง (หาจากวิธีวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน) มีค่ามากกว่าเวลาที่ได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี Sqrt Time และวิธี LOG Time ถึงประมาณ 48-55 % และ 28-50 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{p,\Delta u}$ ตามลำดับ แต่หากพิจารณาปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ.เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี Sqrt Time และวิธี LOG Time จะพบว่าค่า $\Delta u / \Delta \sigma_v$ เหลืออยู่เพียงไม่เกิน 0.10 ซึ่งแสดงว่าการคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำทั้งสองวิธีให้ผลอยู่ในเกณฑ์ที่ดี ดังนั้นผลต่างของเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่หาได้จากวิธี Sqrt Time และวิธี LOG Time กับเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจริงคือเวลาที่ใช้ในการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินเพียงไม่เกิน 0.10 ซึ่งเชื่อว่าเป็นผลจากครีปแบบระบายน้ำ (Drained Creep) และการแตกหักของ Mechanical Bond และ Chemical Cementation Bond ที่มีอยู่มากในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติโดยเฉพาะในช่วงที่ดินเหนียวแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ($1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$) (จะกล่าวในหัวข้อ 4.6.3) ซึ่งในช่วงดังกล่าวจะสังเกตว่ามีปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินเหลืออยู่มากกว่าในช่วง $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ เช่นกัน



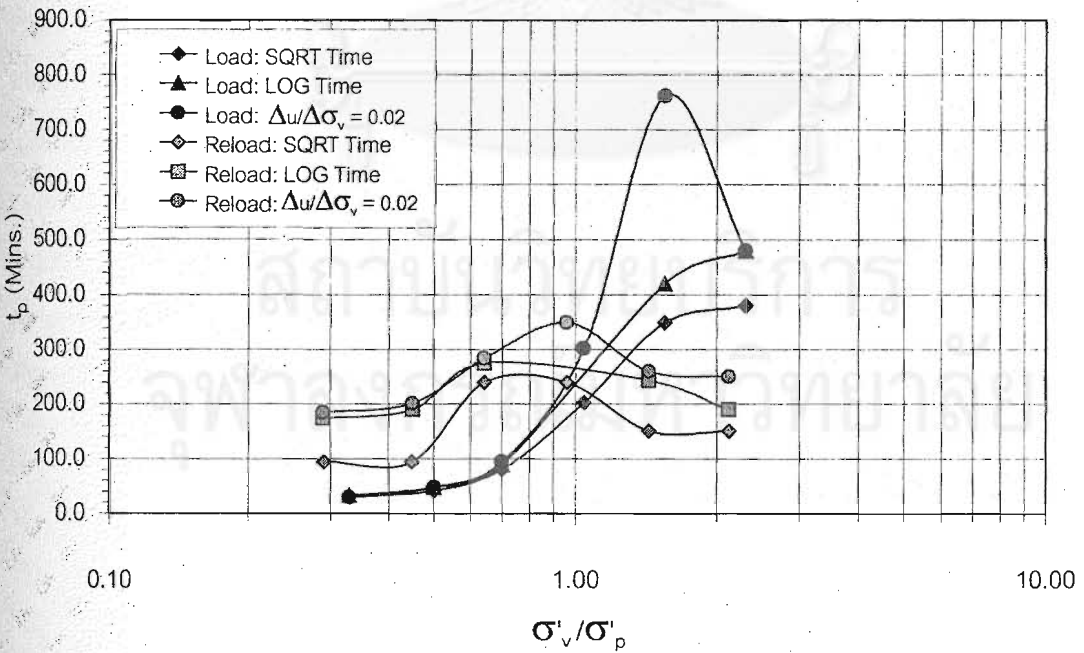
รูปที่ 4.57 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ. เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ในช่วงความลึก 4.5-8.5 ม.



รูปที่ 4.58 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เหลืออยู่ ณ. เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ในช่วงความลึก 7.50-13.00 ม.

รูปที่ 4.59 แสดงเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ซึ่งทำการทดสอบแบบ Unload-Reload พบว่าในขั้นตอนการ Reload เมื่อดินมีสภาพอัดแน่นเกิน ($\sigma'_v / \sigma'_p \leq 1.00$) เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในช่วงดังกล่าวมีค่ามากกว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวในขั้นตอนการ Load ในรอบแรกและ $t_{p,\Delta u} \approx t_{p,LOG\ Time} > t_{p,SQRT\ Time}$ โดยเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน และได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี LOG Time มีค่ามากกว่าที่ได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี SQRT Time ประมาณ 47 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{p,\Delta u}$ แต่เมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$ พบว่า $t_{p,\Delta u} > t_{p,LOG\ Time} > t_{p,SQRT\ Time}$ โดยเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่ามากกว่าที่ได้จากการคาดคะเนด้วยวิธี LOG Time และ SQRT Time ประมาณ 24 % และ 40 % เมื่อเปรียบเทียบกับ $t_{p,\Delta u}$ ตามลำดับ ซึ่งต่างที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับที่กล่าวไว้เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติในช่วง $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ (ซึ่งโครงสร้างดินมีเสถียรภาพ)

ดังนั้นเมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวการคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจากวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time ให้ผลใกล้เคียงกันและอยู่ในเกณฑ์ดี ($\Delta u / \Delta \sigma_{v@EOP}$ มีค่าประมาณ 0.05) แต่เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติวิธีการคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี LOG Time จะให้ผลดีกว่าวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time จะใช้ได้ดีให้ผลใกล้เคียงกับวิธีวัดแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อโครงสร้างดินบริเวณดังกล่าวมีเสถียรภาพ ($\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$)



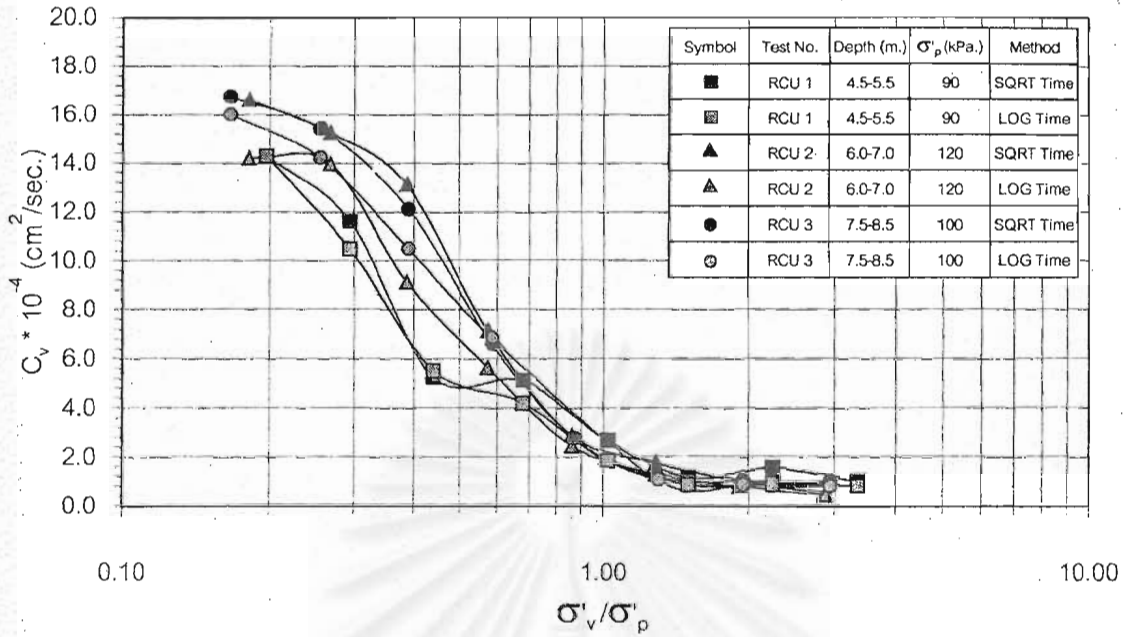
รูปที่ 4.59 เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวบริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test RBN 4 (ทดสอบแบบ Load-Unload-Reload)

4.4.6 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ

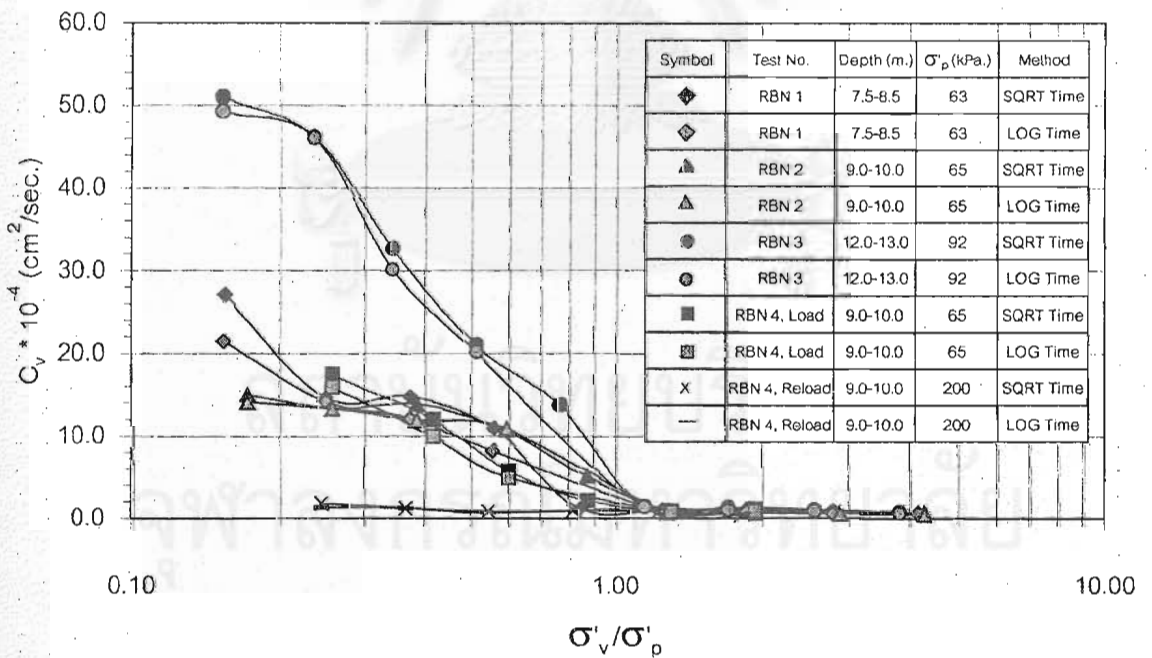
รูปที่ 4.60 และรูปที่ 4.61 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation: C_v) กับ σ'_v/σ'_p ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ และบางนาฯ ตามลำดับ จะพบว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ค่า C_v มีค่าสูงกว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ โดยค่า C_v มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น และจะมีค่าเกือบคงที่เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 1.50 สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และ 1.30 สำหรับดินบริเวณบางนาฯ

เมื่อเปรียบเทียบค่า C_v ของดินทั้งสองบริเวณจะพบว่า เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ค่า C_v ของดินทั้งสองบริเวณมีค่าใกล้เคียงกัน อย่างไรก็ตามค่า C_v ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. มีค่ามากกว่าตัวอย่างอื่น เชื่อว่าเป็นผลมาจากตัวอย่างดินอาจมีชั้น Silt แทรกอยู่ทำให้ค่า C_v มีค่าสูง และเมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติค่า C_v ของดินบริเวณบางนาฯ มีค่าน้อยกว่าดินบริเวณจุฬาฯ นั้นหมายความว่าดินบริเวณบางนาฯ จะใช้เวลาในการอัดตัวคายน้ำมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ เมื่อความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึมเท่ากัน ดังนั้นเมื่อดินอยู่ในช่วงอัดแน่นปกติดินที่มีค่า PI สูงจะใช้เวลาในการอัดตัวคายน้ำมากตามไปด้วย

ค่า C_v สามารถหาได้จาก 2 วิธีด้วยกันคือวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time ซึ่งค่า C_v ที่หาได้จากทั้งสองวิธีมีแนวโน้มเป็นไปในทางเดียวกัน แต่ค่า C_v ที่หาได้จากวิธี SQRT Time ให้ค่าสูงกว่าวิธี LOG Time ทั้งในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวและอัดแน่นปกติ ซึ่งผลที่ได้สอดคล้องกับวัฒนา (2527) นอกจากนี้จากรูปที่ 4.61 จะพบว่าค่า C_v ในช่วงที่ดินในสภาพอัดแน่นเกินตัวที่ได้จากขั้นตอนการ Reload มีค่าน้อยกว่าค่า C_v ในช่วงที่ดินในสภาพอัดแน่นเกินตัวที่ได้จากขั้นตอนการ Load ในครั้งแรก ส่วนค่า C_v ในช่วงที่ดินอยู่สภาพอัดแน่นปกติที่ได้จากขั้นตอนการ Reload มีค่าใกล้เคียงกับค่า C_v ในช่วงที่ดินในสภาพอัดแน่นปกติที่ได้จากขั้นตอนการ Load ในครั้งแรก อย่างไรก็ตามในการทดสอบแบบ Unload-Reload ค่า C_v ที่หาได้จากวิธี SQRT Time ให้ค่าสูงกว่าวิธี LOG Time เช่นกัน



รูปที่ 4.60 สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, PI ≈ 45%



รูปที่ 4.61 สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, PI ≈ 73%

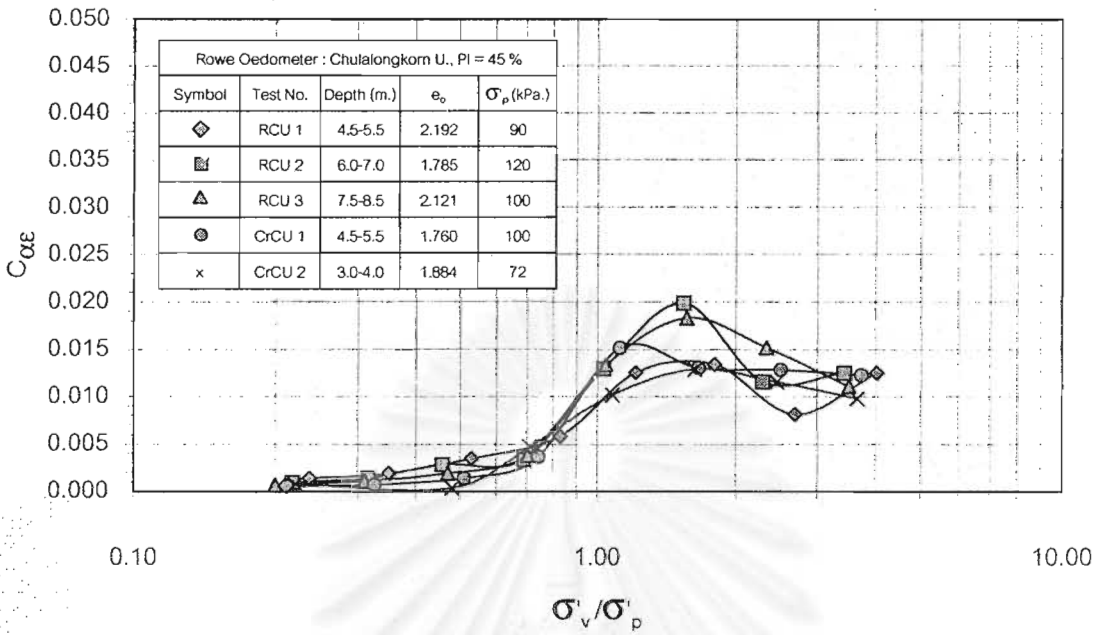
4.4.7 ครีพแบบระบายน้ำหรือการอัดตัวครั้งที่สอง

รูปที่ 4.62 และรูปที่ 4.63 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง (Coefficient of Secondary Compression: $C_{\alpha\epsilon}$) กับ σ'_v/σ'_p ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬายา และบางนาฯ ตามลำดับ พบว่าเมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวค่า $C_{\alpha\epsilon}$ จะมีค่าต่ำโดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v/σ'_p เพิ่มขึ้น (OCR ลดลง) และจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าประมาณ 1.40-1.60 หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงจนกระทั่ง $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 2.30$ ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ จะมีค่าคงที่เมื่อ σ'_v/σ'_p เพิ่มขึ้น

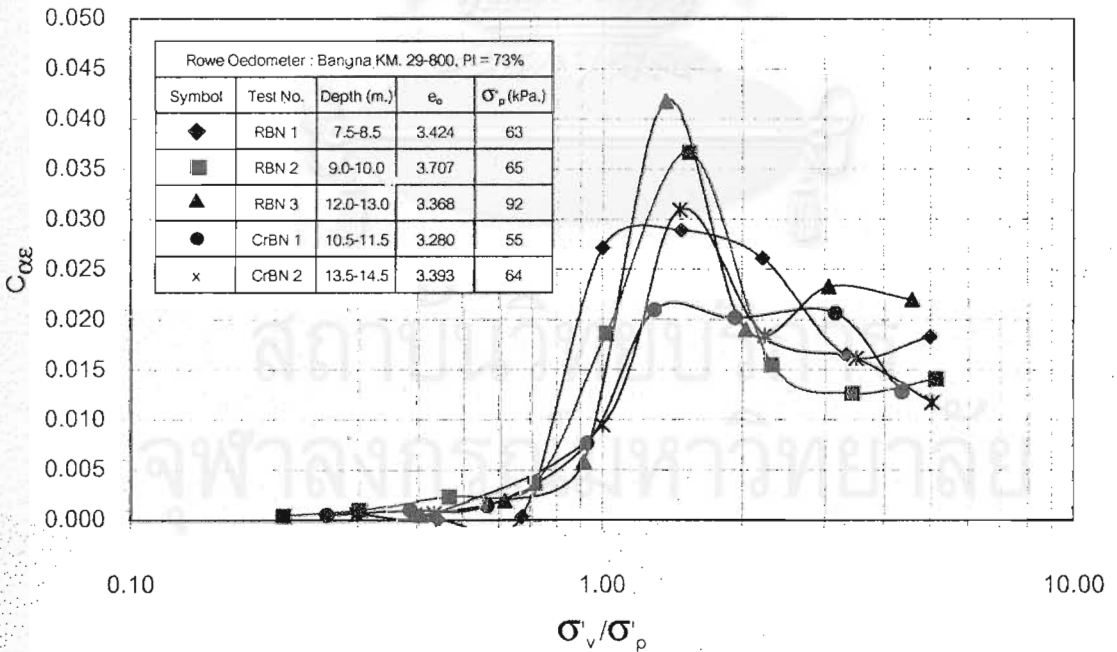
จากรูปที่ 4.63 จะพบว่าเมื่อดินอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$ ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มีค่ากระจายไม่เกาะกลุ่มกันทั้งๆ ที่ตัวอย่างดินมีสมบัติพื้นฐานใกล้เคียงกัน เนื่องจากตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบอาจมีคุณภาพแตกต่างกัน เพราะในช่วงดังกล่าวโครงสร้างดินมีผลต่อพฤติกรรมการทรุดตัว ดังเช่นตัวอย่าง RBN 1 จะสังเกตว่าค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity มีค่าค่อนข้างต่ำและเมื่อกลับไปพิจารณาค่า CR ของตัวอย่างนี้ในรูปที่ 4.20 จะพบว่าในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ค่า CR มีค่าต่ำเช่นกันซึ่งน่าจะเป็นผลเนื่องจากตัวอย่างนี้อาจถูกรบกวนในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทำให้ค่า CR และ $C_{\alpha\epsilon}$ มีค่าต่ำ ดังนั้นรบกวนตัวอย่างมีผลทำให้โครงสร้างดินเปลี่ยนแปลงซึ่งส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการทรุดตัว

หากเปรียบเทียบดินทั้งสองบริเวณที่มีค่า PI ต่างกันจะพบว่า ดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองจะมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อพิจารณาที่ σ'_v/σ'_p (OCR เดียวกัน) แต่ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของตัวอย่างดินบริเวณบางนา ($PI \approx 75\%$) มีค่าสูงกว่าตัวอย่างดินบริเวณจุฬายา ($PI \approx 45\%$)

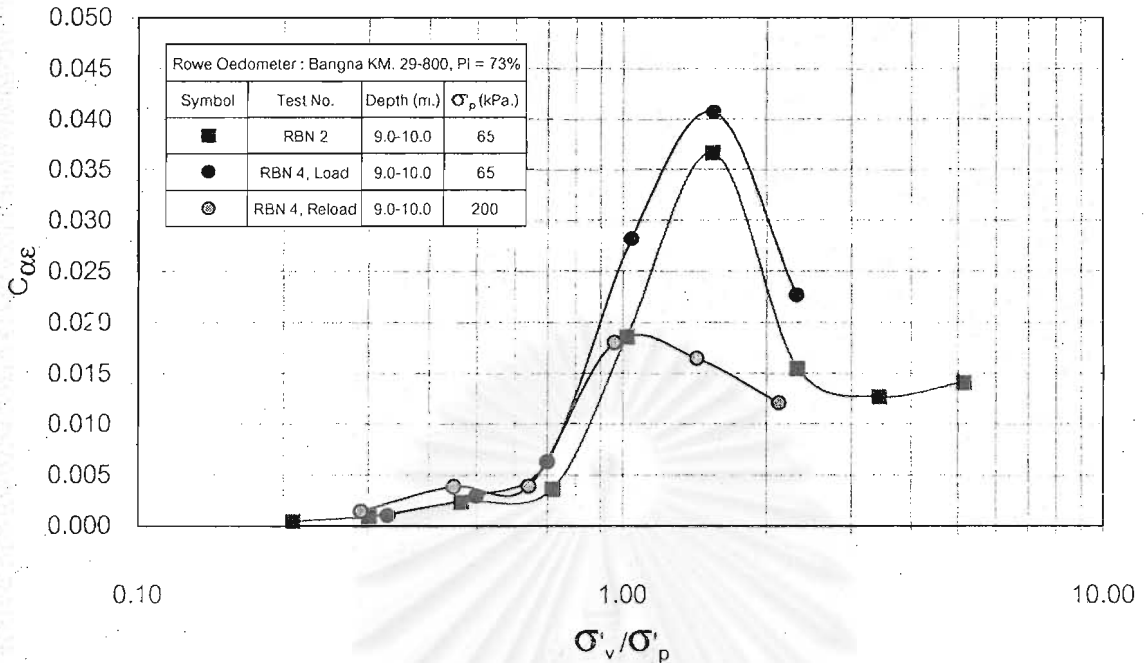
รูปที่ 4.64 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง (Coefficient of Secondary Compression: $C_{\alpha\epsilon}$) กับ σ'_v/σ'_p ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ที่ได้จากการทดสอบ Unload-Reload เปรียบเทียบตัวอย่างที่ทำการทดสอบแบบปกติ (ตัวอย่างดินมาจากความลึกเดียวกัน) พบว่าเมื่อดินอยู่ในช่วง OC ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ที่ได้จากขั้นตอน Reload มีค่าใกล้เคียงกับค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ที่ได้จากการทดสอบปกติ แต่เมื่อดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ในช่วงดังกล่าวมีค่าต่ำกว่าค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ที่ได้จากการทดสอบปกติเมื่อพิจารณาที่ σ'_v/σ'_p เดียวกัน แต่อย่างไรก็ตามค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ในช่วงดังกล่าวมีค่าใกล้เคียงกับค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ที่ได้จากการทดสอบปกติเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ ซึ่งเป็นผลมาจากโครงสร้างของดินในหลังจากการทำ Preloaded ไปแล้วมีเสถียรภาพมากขึ้น แสดงว่าการทำ Preloading แล้วทำการ Unload เพิ่มให้ดินกลับมาอยู่ในช่วง OC อีกครั้งจะช่วยลดปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ



รูปที่ 4.62 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, PI ≈ 45%

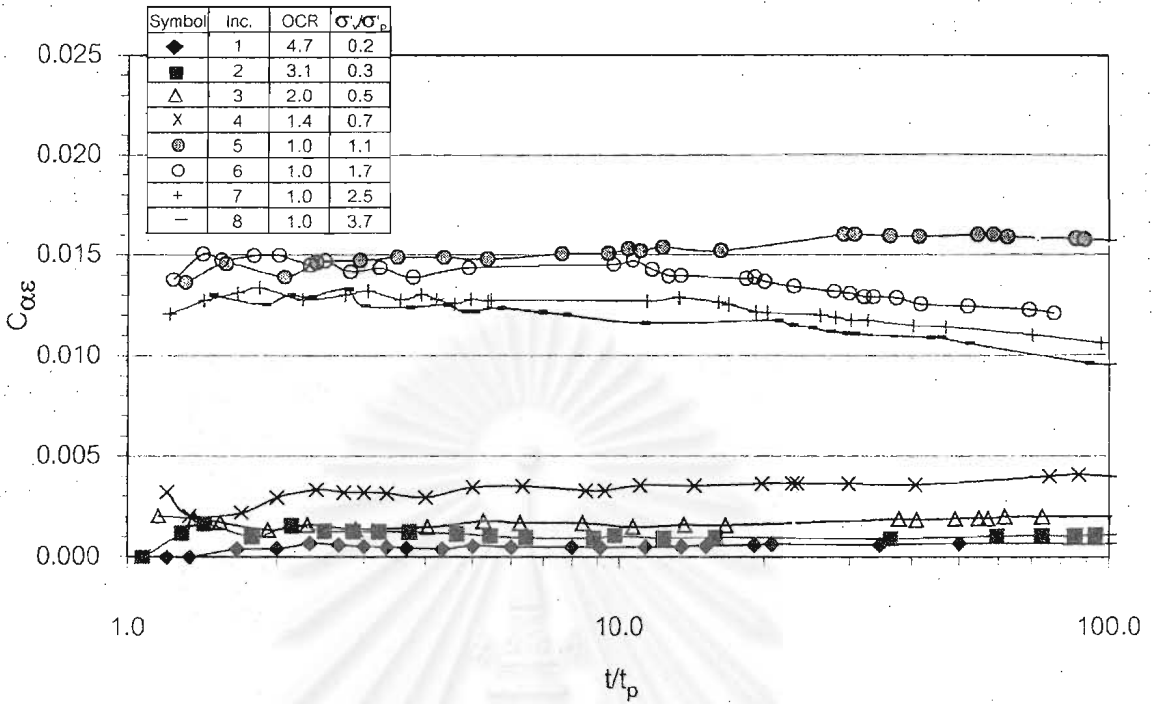


รูปที่ 4.63 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา, PI ≈ 73%

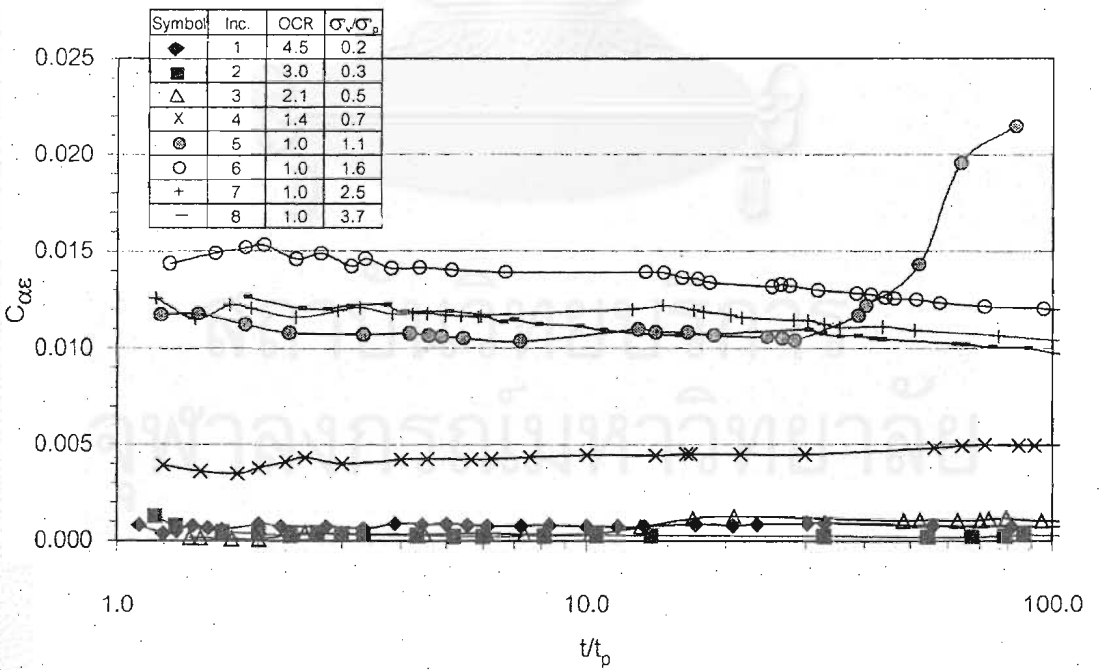


รูปที่ 4.64 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. จากการทดสอบ Unload-Reload เปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ทำ การทดสอบแบบปกติ

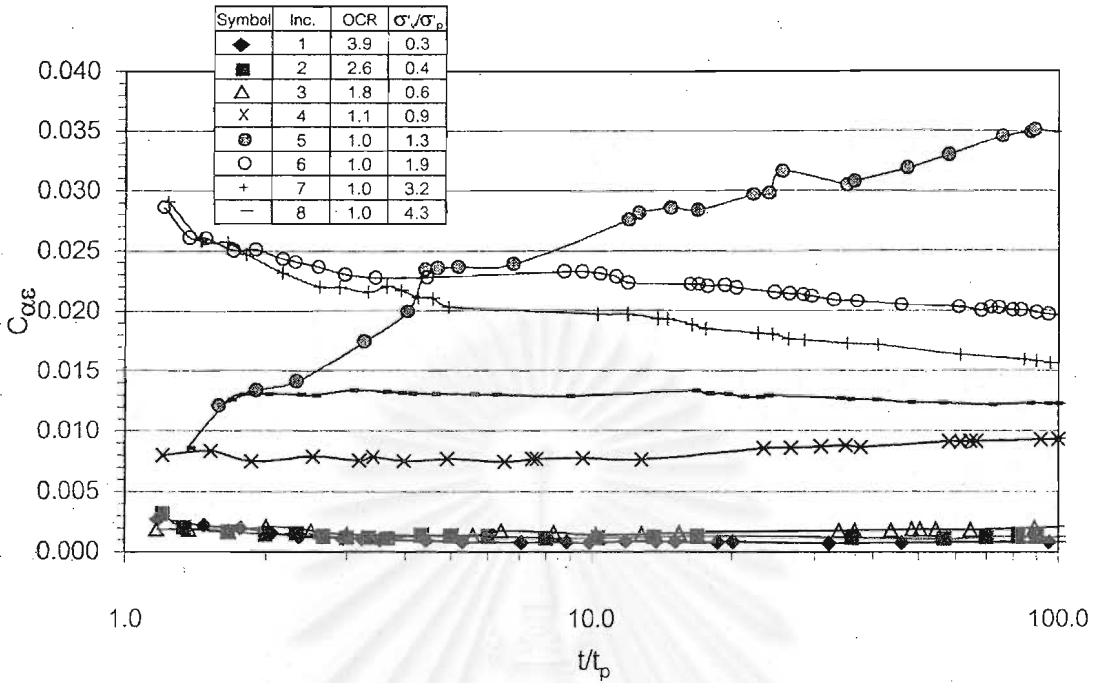
รูปที่ 4.65, รูปที่ 4.66, รูปที่ 4.67 และรูปที่ 4.68 แสดงผลการทดสอบการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลาของดินทั้งสองบริเวณ ซึ่งทำการทดสอบโดยใช้เครื่อง Conventional Oedometer และทิ้งให้เกิดครีพแบบระบายน้ำเป็นระยะเวลา 100 เท่าของระยะเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ($100 t_p$) โดย t_p คาคัดคะแนนจากวิธี LOG Time ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ระหว่าง E_s -LOG σ'_v เป็น Type I และ Type II แต่ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ระหว่าง E_s -LOG σ'_v เป็น Type III จะใช้วิธี SQRT Time ในการคาคัดคะแนน t_p พบว่า ดินบริเวณจุฬาฯ ในช่วง OC ค่า $C_{\alpha E}$ มีค่าเกือบคงที่และไม่เปลี่ยนแปลงกับเวลา อย่างไรก็ตามค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลสุดท้าย (σ'_{vt}) อยู่ในช่วง $OCR = 1.40-OCR = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.10$) และค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น เมื่อ σ'_{vt} อยู่ในช่วง $OCR > 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.10$) สำหรับดินบริเวณบางนาพบว่าค่า $C_{\alpha E}$ มีค่าคงที่กับเวลาเมื่อ σ'_{vt} อยู่ในช่วง $OCR \leq 1.80$ และจะมีค่าเพิ่มขึ้นกับเวลาเมื่อ σ'_{vt} อยู่ในช่วง $OCR = 1.10-OCR = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.30$) แต่เมื่อ σ'_{vt} อยู่ในช่วง $OCR \geq 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.50$) ค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น สำหรับช่วงเวลาที่ค่า $C_{\alpha E}$ เริ่มมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับเวลามีค่าอยู่ในช่วง 10-30 เท่าของ t_p สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และ 2-10 เท่าของ t_p สำหรับดินบริเวณบางนา



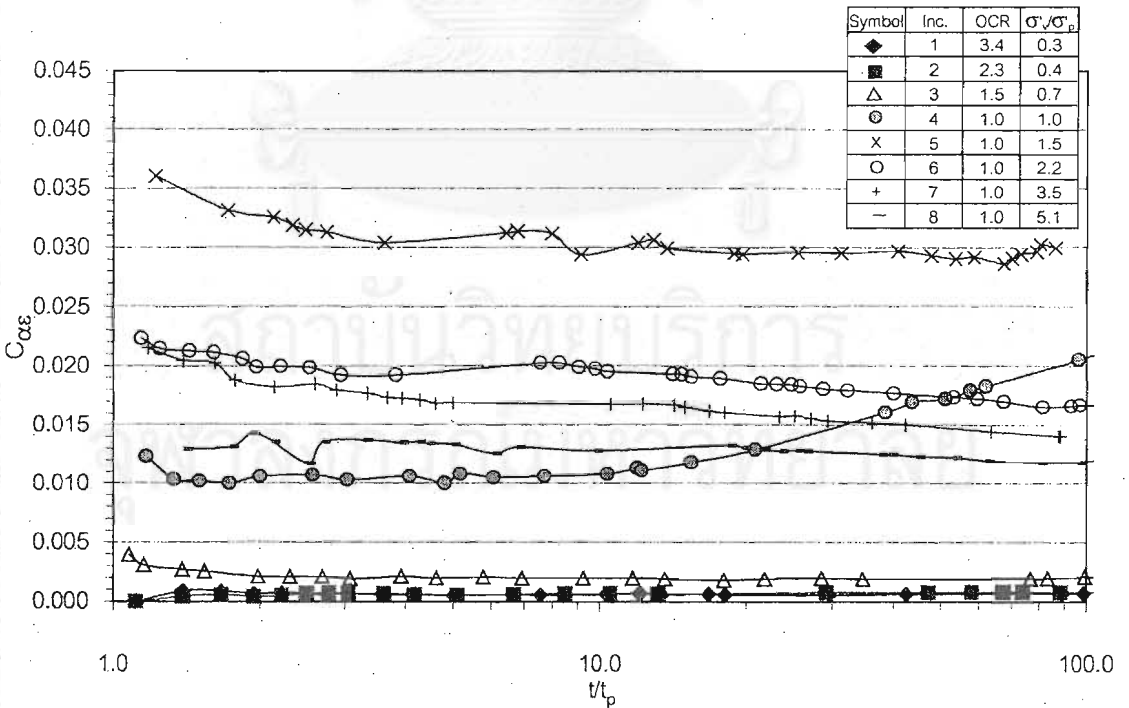
รูปที่ 4.65 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ
 จุฬาฯ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CrCU 1



รูปที่ 4.66 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ
 จุฬาฯ ที่ความลึก 3.00-4.00 ม. : Test CrCU 2



รูปที่ 4.67 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ
 บางนาฯ ที่ความลึก 10.50-11.50 ม. : Test CrBN 1



รูปที่ 4.68 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองกับเวลา ของดินบริเวณ
 บางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test CrBN 2

สำหรับสาเหตุที่ค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับเวลาในช่วง σ'_p เนื่องจากในช่วงดังกล่าวพันธะระหว่างอนุภาคดินเริ่มที่จะเกิดการแตกหักของ Mechanism Bond และ Chemical Bond ดังนั้นถึงแม้การอัดตัวคายน้ำจะเสร็จสิ้นแล้วการแตกหักของพันธะยังคงดำเนินต่อไปทำให้ค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น

ดังนั้นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สองจะขึ้นกับ OCR และ PI ของดิน โดยดินที่อยู่ในช่วง OC จะมีการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สองน้อยกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC และดินที่มี PI สูงการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สองก็จะมีมากตามไปด้วย นอกจากนี้ค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะไม่คงที่กับเวลาโดยมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v มีค่าใกล้เคียงกับค่า σ'_p และเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่ามากกว่า 1.50 ค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามดินที่มี PI มากจะมีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของค่า $C_{\alpha E}$ มากกว่าดินที่มีค่า PI น้อย

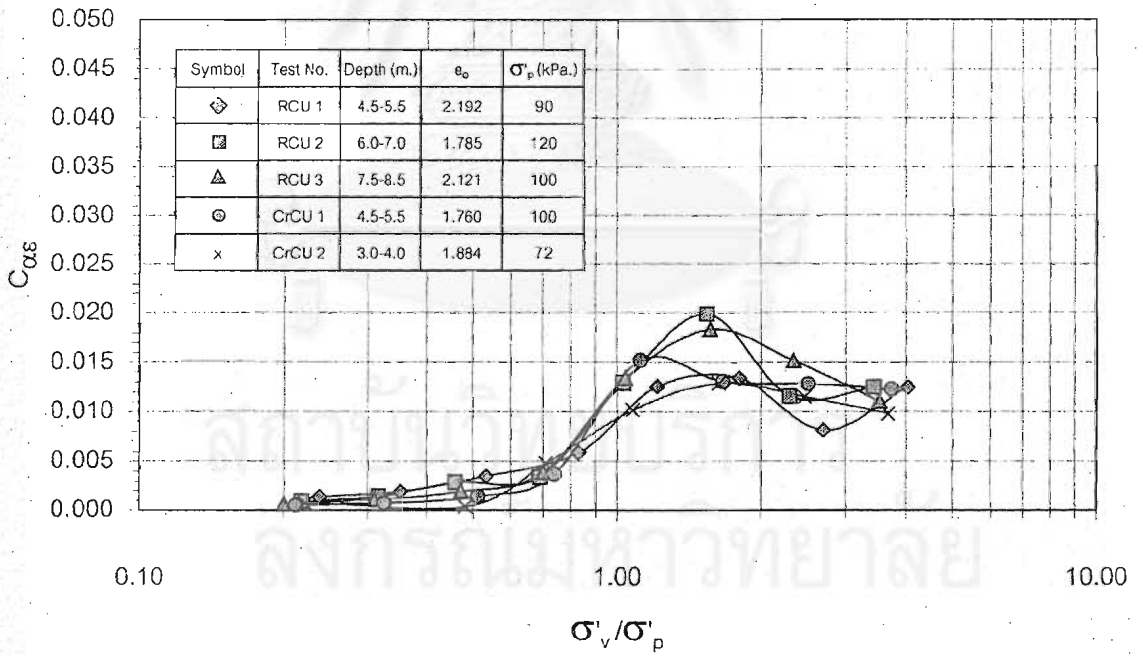
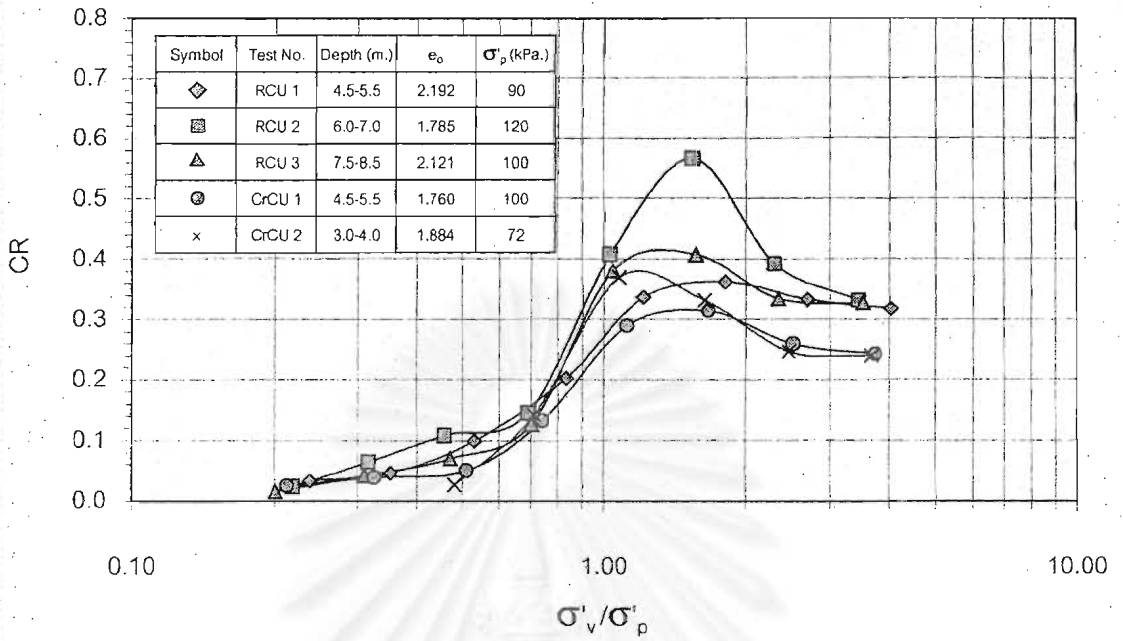
ในทางปฏิบัติการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อ σ'_v มีค่าน้อยกว่า σ'_p เพียงเล็กน้อย ควรให้ความสำคัญกับการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ เนื่องจากในช่วงดังกล่าวปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยและใช้เวลาไม่นานในการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นในช่วงการใช้งานของสิ่งก่อสร้างการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเป็นการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ ซึ่งเกิดขึ้นมากเมื่อเทียบกับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ นอกจากนี้ในช่วงดังกล่าวค่า $C_{\alpha E}$ มีค่าไม่คงที่กับเวลาโดยเฉพาะในดินเหนียวอ่อนที่มีค่า PI สูง นอกจากนี้ในการทำ Preloaded ควรทำที่ σ'_v มีค่ามากกว่าหน่วยแรงใช้งาน หลังจากนั้นทำการ Unload เพื่อให้มวลดินอยู่ในช่วง OC เพื่อให้การอัดตัวครั้งที่สองลดลง

4.4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง $C_{\alpha E}$ กับ CR

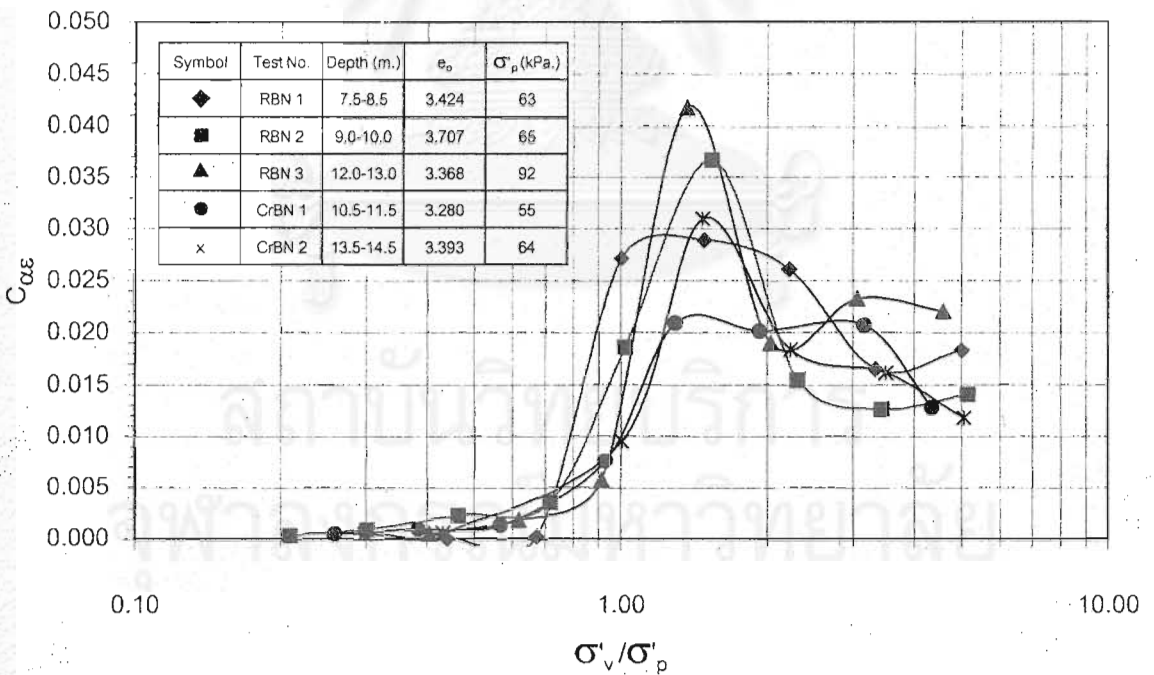
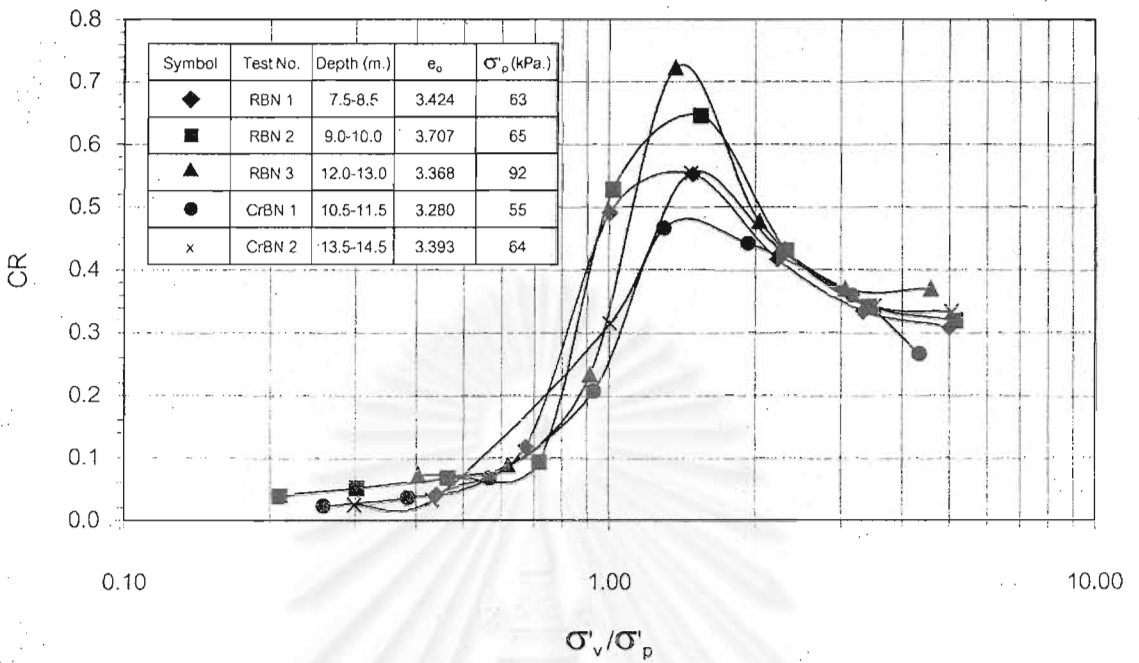
รูปที่ 4.69 และรูปที่ 4.70 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR (ในที่นี้รวมถึงค่า RR ด้วย) กับ σ'_v/σ'_p ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณ จะพบว่าความสัมพันธ์ทั้งสองมีแนวโน้มเป็นไปในแนวทางเดียวกัน ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน รูปที่ 4.71 และรูปที่ 4.72 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR ของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณจะพบว่า ความสัมพันธ์ดังกล่าวแปรผันโดยตรงกันและมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นไปตามสมการที่ 4.5 และสมการที่ 4.6 สำหรับดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาตามลำดับ

$$C_{\alpha E} / CR = 0.037 : R^2 = 0.90 \quad \text{บริเวณจุฬาฯ PI} \approx 45 \% \dots\dots\dots \text{สมการที่ 4.5}$$

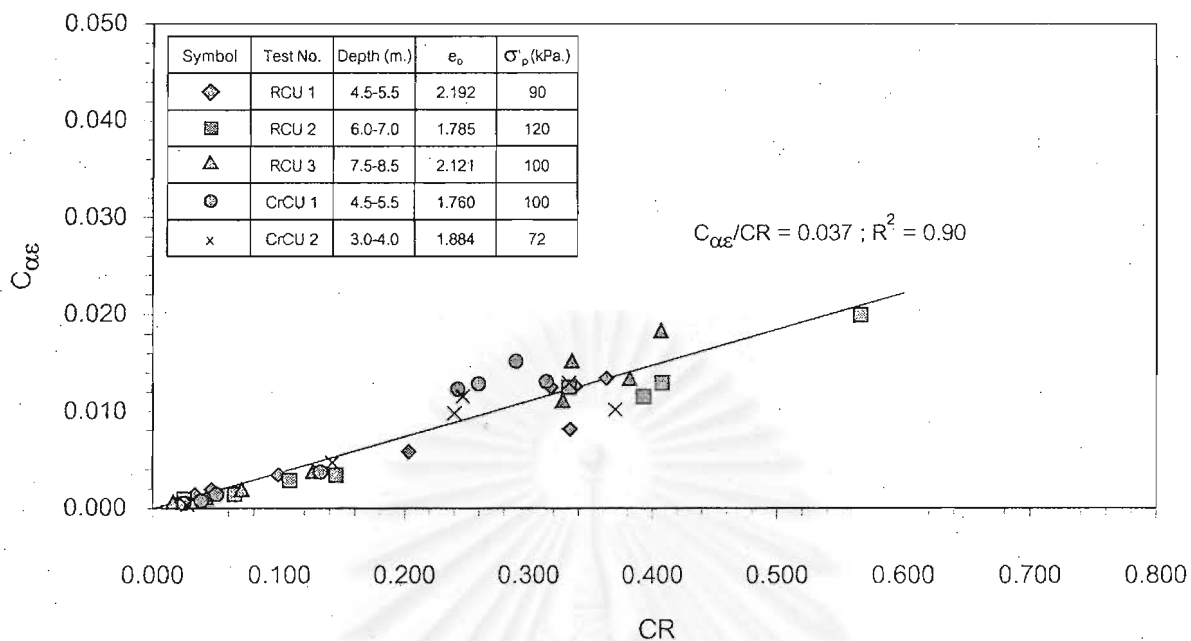
$$C_{\alpha E} / CR = 0.049 : R^2 = 0.90 \quad \text{บริเวณบางนา PI} \approx 75 \% \dots\dots\dots \text{สมการที่ 4.6}$$



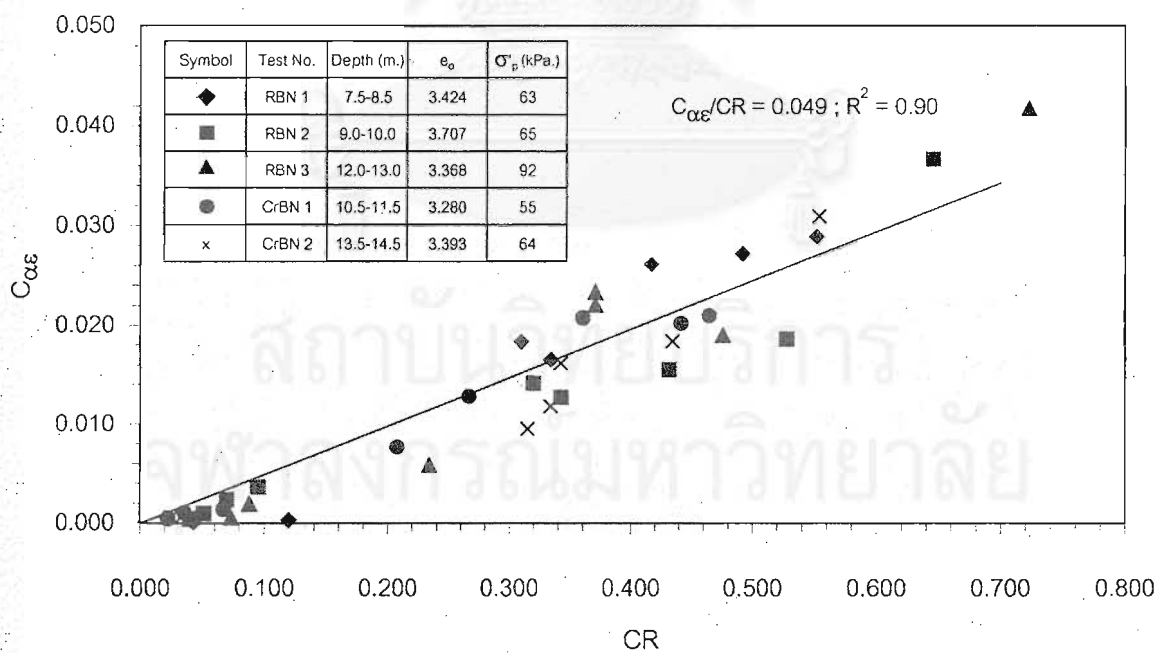
รูปที่ 4.69 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR กับ σ'_v/σ'_p ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, $PI \approx 45\%$



รูปที่ 4.70 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR กับ σ_v/σ'_p ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $PI \approx 73\%$



รูปที่ 4.71 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณ
จุฬาฯ, $PI \approx 45\%$



รูปที่ 4.72 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ และค่า CR ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณ
บางนาฯ, $PI \approx 73\%$

จากสมการทั้งสองจะพบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาจะมีปัญหาการทรุดตัวที่เกิดจากครีพแบบระบายน้ำมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ ในทางปฏิบัติความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้คาดคะเนแนวโน้มของปัญหาการทรุดตัวที่เกิดจากครีพแบบระบายน้ำว่าจะเกิดขึ้นมากหรือน้อยที่หน่วยแรงประสิทธิผลต่างๆ จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $\text{LOG } \sigma'_v$ นอกจากนี้ยังสามารถใช้ความสัมพันธ์ดังกล่าวคาดคะเนค่า $C_{\alpha\epsilon}$ ในกรณีที่มีรู้ค่า CR อยู่แล้ว



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน

การทดสอบเพื่อหาลำดับรับน้ำหนักของดินในสภาพไม่ระบายน้ำโดย การทดสอบแบบ CK_0UC ใช้หลักการ Recompression ในการอัดตัวคายน้ำเพื่อให้ดินมี OCR ตามต้องการโดยใช้ค่า K_0 ของยูทธนา (2545) และหาลำดับรับแรงเฉือนโดยการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้งโดยการวางน้ำหนัก (Stress Controlled) สำหรับงานวิจัยนี้ตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณจะทำการทดสอบที่ $OCR = 1.75$, $OCR = 1.00$ ที่ลัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15$, 1.40 และ 3.00

สำหรับการวิเคราะห์ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินทั้งสองบริเวณจะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นหัวข้อย่อยดังต่อไปนี้

- ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a
- ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_v/σ'_p กับ ϵ_a
- ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a
- ง. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'-q$ พล็อต
- จ. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อต

สำหรับการวิเคราะห์ในหัวข้อ ง. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'-q$ พล็อต จะแสดงเฉพาะในช่วง NC ส่วนในช่วง OC ไม่สามารถแสดงได้เนื่องจากตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีเพียงตัวอย่างเดียวคือ $OCR = 1.75$ และในหัวข้อ จ. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อต จะนำเสนอร่วมกับผลการทดสอบของยูทธนา (2545) ซึ่งทำการทดสอบ Stress Path CK_0UC โดยเป็นการทดสอบแบบควบคุมอัตราความเครียด (Strain Controlled) ตัวอย่างดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 เช่นเดียวกับที่ใช้ในงานวิจัยนี้

4.5.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณจุฬาฯ ได้รวบรวมไว้ในตารางที่ 4.4 โดยในตารางดังกล่าวได้รวบรวมผลการทดสอบของยูทธนา (2545) ซึ่งทำการทดสอบผลกระทบของทิศทางหน่วยแรงรวม (Total Stress Paths) ต่อพฤติกรรมทางด้านความเค้น-ความเครียด-กำลังรับน้ำหนัก ของดินบริเวณจุฬาฯ โดยเป็นการทดสอบแบบควบคุมอัตราความเครียด (Strain Controlled) ไว้ด้วย

ตารางที่ 4.4 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

OCR	σ'_v/σ'_p	Depth m.	θ	Result @ q'_{max}									Result @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$								
				σ'_1/σ'_3	p'	q'	p'/σ'_{vc}	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	%E	A	σ'_1/σ'_3	p'	q'	p'/σ'_{vc}	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	%E	A
				Kpa	Kpa	Kpa					%		Kpa	Kpa	Kpa					%	
3.00*	0.33	3.00-4.00	45	4.05	22.52	13.60	1.02	0.61	0.34	0.20	1.80	0.38	4.22	21.99	13.56	0.99	0.61	0.33	0.20	1.78	0.39
1.76*	0.57	4.50-5.50	45	3.75	40.70	23.58	0.76	0.44	0.43	0.25	2.10	0.62	4.05	35.30	21.00	0.66	0.39	0.37	0.22	5.10	0.85
1.76*	0.57	4.50-5.50	90	3.78	39.50	22.90	0.74	0.43	0.42	0.24	3.10	0.64	3.90	38.00	22.60	0.71	0.42	0.40	0.24	6.50	0.70
1.76*	0.57	4.50-5.50	135	3.82	38.70	22.76	0.72	0.43	0.41	0.24	3.20	0.99	3.95	37.83	22.50	0.71	0.42	0.40	0.24	4.50	0.73
1.27*	0.79	7.50-8.50	45	3.00	48.07	24.02	0.69	0.35	0.54	0.27	1.40	0.84	4.00	28.40	16.80	0.41	0.24	0.32	0.19	10.90	5.00
1.27*	0.79	7.50-8.50	90	3.00	50.00	25.00	0.72	0.36	0.57	0.28	1.40	0.75	4.10	31.80	19.00	0.46	0.27	0.36	0.22	12.00	2.95
1.27*	0.79	7.50-8.50	135	3.12	49.00	25.27	0.71	0.36	0.56	0.29	2.00	0.76	4.00	30.50	19.00	0.44	0.27	0.35	0.22	15.00	3.10
1.00*	1.02	6.00-7.00	45	2.63	69.00	30.70	0.74	0.33	0.74	0.33	0.82	0.80	3.83	40.00	23.80	0.43	0.26	0.43	0.26	16.80	7.92
1.00*	1.02	6.00-7.00	135	2.53	66.50	29.30	0.71	0.31	0.71	0.31	0.80	0.80	3.20	43.60	22.20	0.47	0.24	0.47	0.24	7.10	7.00
1.00*	1.40	4.50-5.50	45	2.56	94.27	41.35	0.71	0.31	0.71	0.31	1.26	0.89	3.36	68.27	36.98	0.52	0.28	0.52	0.28	10.00	2.61
1.00*	1.40	-	135	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.00*	3.07	6.00-7.00	45	2.36	197.00	80.15	0.70	0.29	0.70	0.29	1.50	1.02	2.85	140.50	69.00	0.50	0.25	0.50	0.25	11.30	4.48
1.00*	3.07	6.00-7.00	135	2.18	201.00	75.00	0.72	0.27	0.72	0.27	1.80	1.10	2.60	152.50	68.00	0.54	0.24	0.54	0.24	9.90	3.70
1.75**	0.57	4.50-5.50	45	4.49	34.36	21.82	0.64	0.41	0.37	0.23	4.52	0.92	4.66	32.99	21.31	0.62	0.40	0.35	0.23	8.63	0.98
1.00**	1.15	7.50-8.50	45	2.80	71.48	34.49	0.70	0.34	0.70	0.34	1.30	0.80	3.99	54.81	32.84	0.54	0.32	0.54	0.32	11.08	1.63
1.00**	1.40	7.50-8.50	45	2.55	80.43	35.34	0.65	0.29	0.65	0.29	2.10	1.66	3.00	70.31	35.22	0.57	0.28	0.57	0.28	9.40	2.52
1.00**	3.00	6.00-7.00	45	2.20	184.64	71.01	0.68	0.26	0.68	0.26	1.35	1.65	2.58	152.73	67.40	0.57	0.25	0.57	0.25	11.33	4.35

Remark : * This datas, which were done and shear by stress paths test CK₀UC under strain controlled method, were tested by Yuttana (2002).

** This datas were tested in this research by CK₀UC under stress controlled method.

ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a

พิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a ในรูปที่ 4.73 จะพบว่าค่า q/σ'_v จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-2\%$ จนกระทั่งมีค่าสูงสุด (จุดวิบัติที่ q_{\max}) จากนั้นมีค่าลดลงเล็กน้อยสำหรับตัวอย่างดิน $OCR = 1.75$ และมีค่าเกือบคงที่สำหรับตัวอย่างดินในช่วง NC จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติเมื่อ σ'_1/σ'_3 มีค่าสูงสุด (จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$) ในช่วง OC จุดวิบัติที่ q_{\max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ เกิดขึ้นที่ ϵ_a ใกล้เคียงกัน แต่ในช่วง NC การวิบัติทั้งสองแบบเกิดขึ้นที่ ϵ_a ต่างกันมาก และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a ในช่วง NC จะพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่สามารถ Normalized ได้

เปรียบเทียบค่า $(q/\sigma'_v)_{\max}$ หรือค่า (S_u/σ'_v) ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินที่อยู่ในช่วง OC มีค่า (S_u/σ'_v) สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC อย่างไรก็ตามค่า (S_u/σ'_v) เมื่อดินอยู่ในช่วง NC แนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a

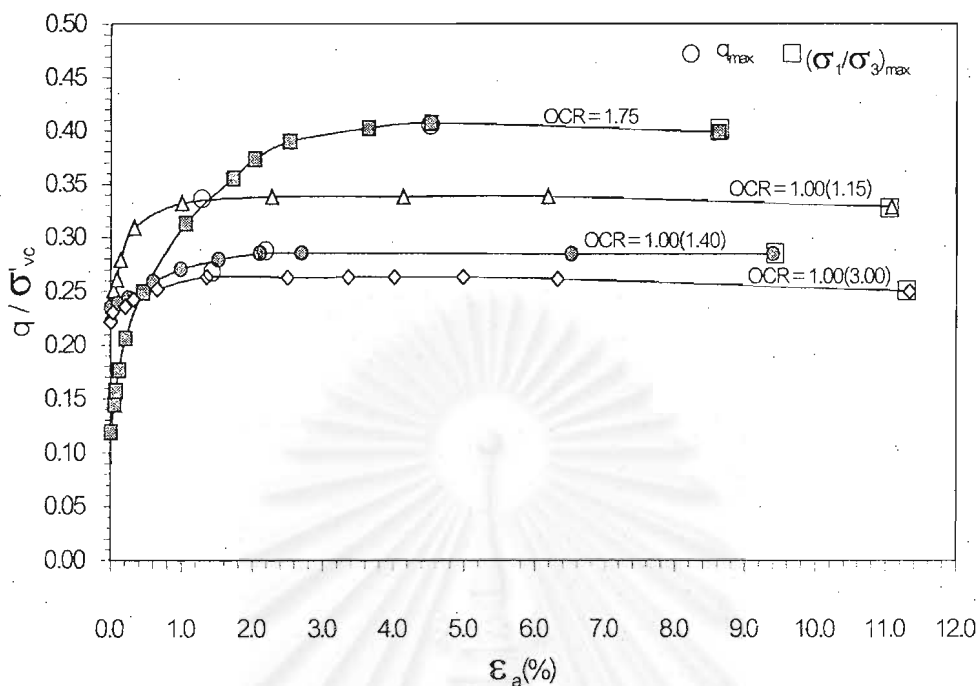
พิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a ในรูปที่ 4.74 จะพบว่าค่า σ'_1/σ'_3 จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-1\%$ หลังจากนั้นจะมีค่าค่อยเพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติที่ σ'_1/σ'_3 มีค่าสูงสุด

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินที่อยู่ในช่วง OC มีค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC อย่างไรก็ตามค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ เมื่อดินอยู่ในช่วง NC แนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_v/σ'_p

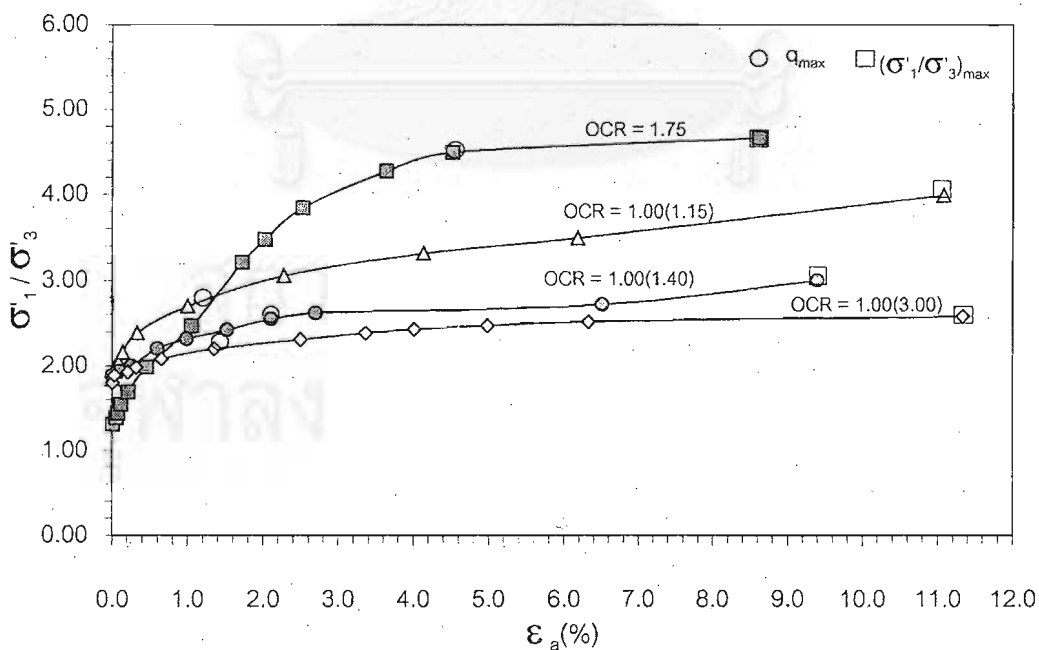
ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a

พิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a ในจะพบว่าในรูปที่ 4.75 ช่วง OC ค่า A-Parameter มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-1\%$ หลังจากนั้นจะมีค่าเกือบคงที่เมื่อ ϵ_a เพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ แต่เมื่ออยู่ในช่วง NC ค่า A-Parameter มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-2\%$ หลังจากนั้นจะมีค่าค่อยๆ เพิ่มขึ้นเมื่อ ϵ_a เพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ

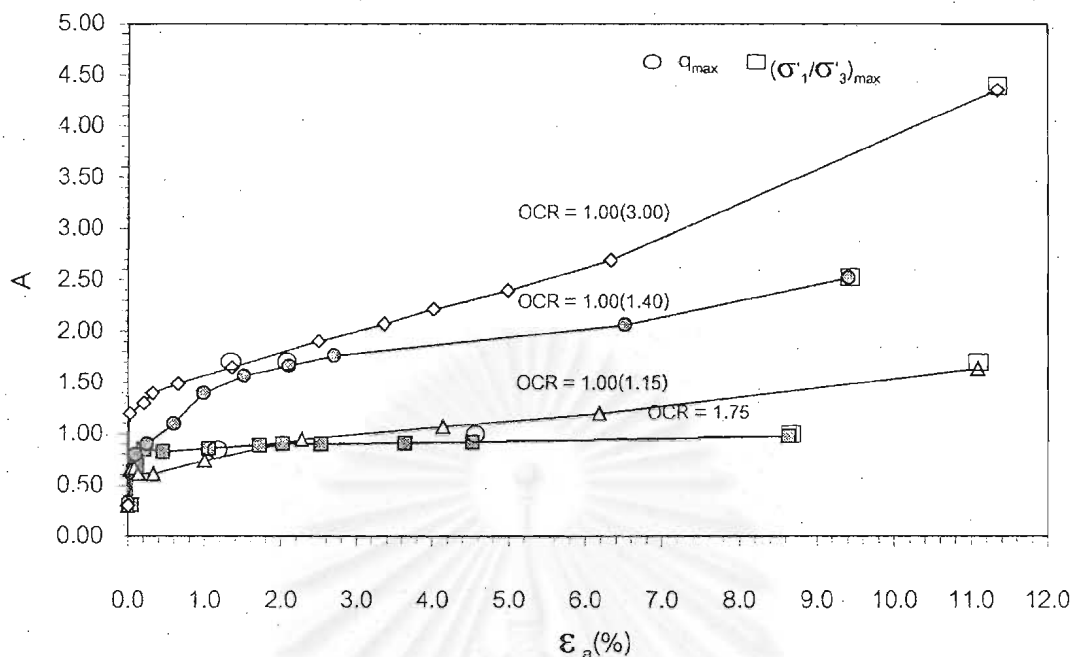
เมื่อพิจารณาค่า A-Parameter ณ จุดวิบัติที่ q_{\max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ มีแนวโน้มเดียวกันคือมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น



รูปที่ 4.73 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



รูปที่ 4.74 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ_1/σ_3 กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



รูปที่ 4.75 ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.

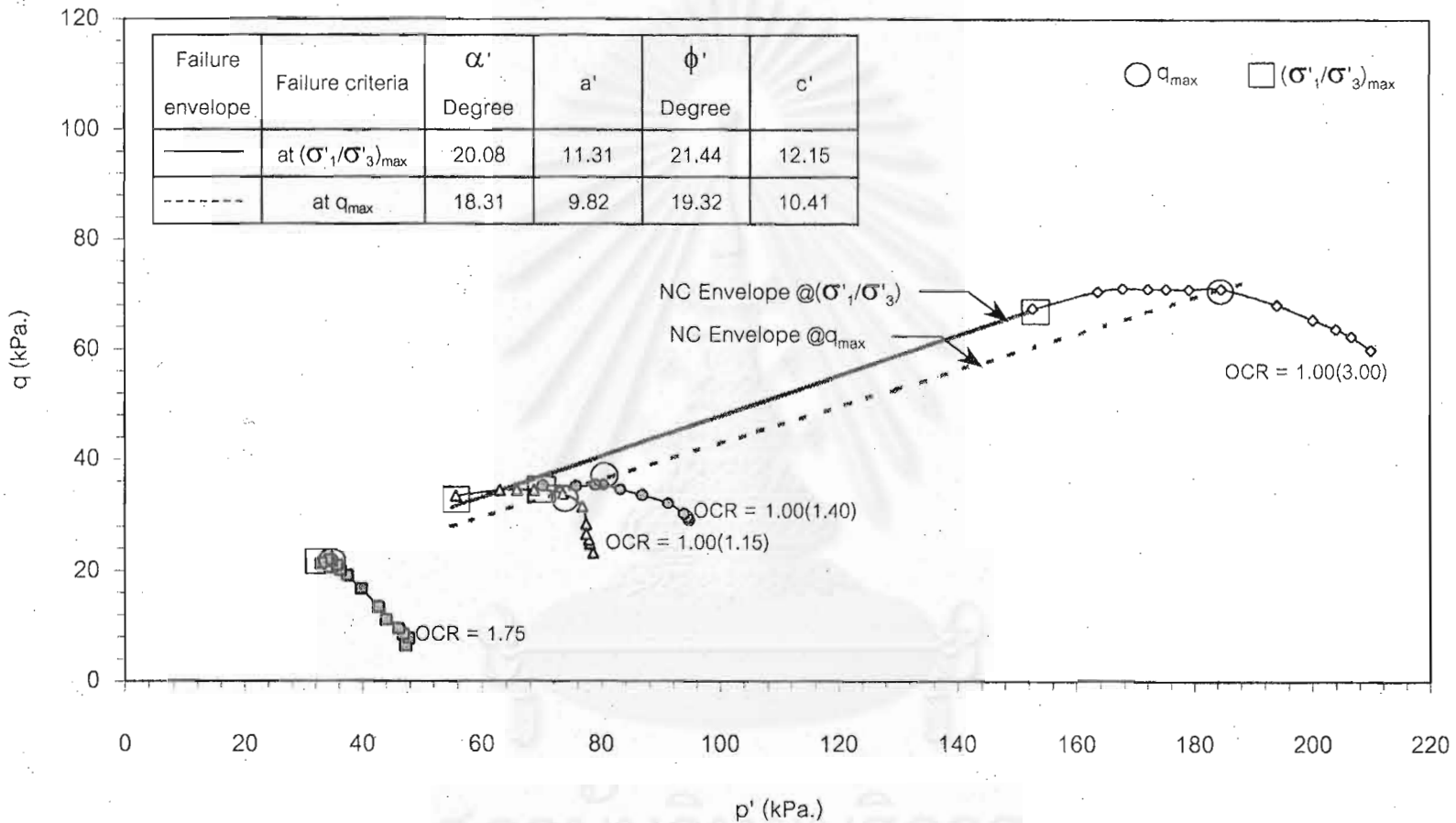
ง. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'-q พล็อต

รูปที่ 4.76 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'-q พล็อตในช่วง NC จะพบว่าในช่วง OC จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่ใกล้เคียงกัน ส่วนในช่วง NC จุดวิบัติที่ q_{max} จะเกิดก่อนและจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะเกิดภายหลัง ดังนั้นในช่วง NC สามารถลากเส้นขอบเขตการวิบัติได้ 2 เส้นคือ

เส้นขอบเขตการวิบัติที่ q_{max} มีค่า $\phi' = 19.32$ องศาและ $c' = 10.41$ kPa.

เส้นขอบเขตการวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีค่า $\phi' = 21.44$ องศาและ $c' = 12.15$ kPa.

จะสังเกตว่าเส้นขอบเขตการวิบัติในช่วง NC ทั้งสองเส้นมีค่า c' ซึ่งแสดงว่าดินบริเวณจุฬาทดสอบ ไม่สามารถ Normalized ได้ในช่วงที่เกิดพฤติกรรม Non-Linear



รูปที่ 4.76 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p' - q พล็อต ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 4.5-8.5 m., $\sigma'_p = 88-94$ kPa.

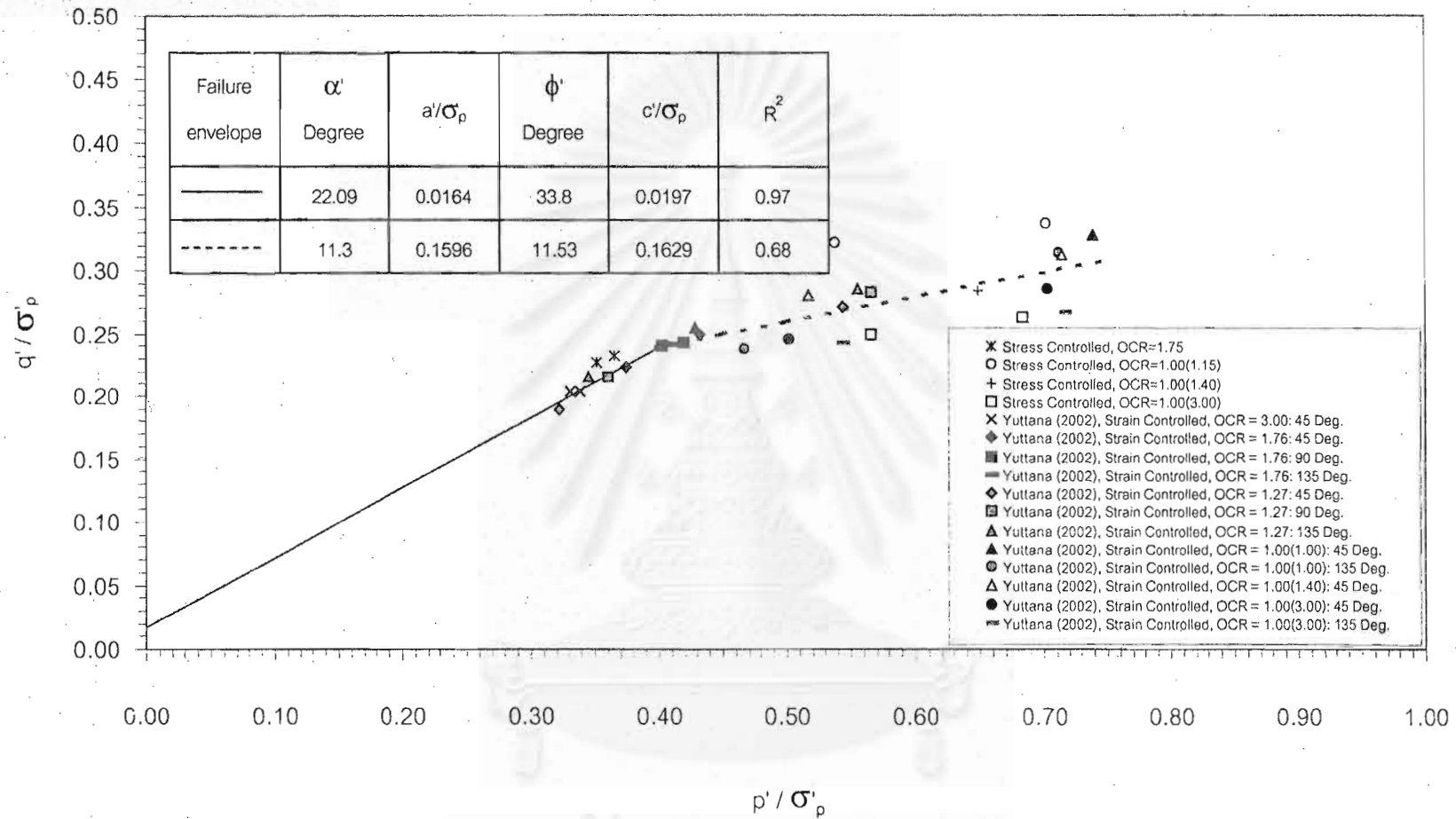
จ. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พลอต

รูปที่ 4.77 และรูปที่ 4.78 แสดงเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พลอตตามชนิดของการทดสอบและตามลักษณะการวิบัติตามลำดับ โดยรวมผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้ (ทดสอบด้วยวิธี Stress Controlled) และผลการทดสอบของยูทงนา (2545) ซึ่งทำการทดสอบ Stress Path (ทดสอบด้วยวิธี Strain Controlled) ตัวอย่างดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พบว่าข้อมูลของจุดวิบัติกระจายอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน

โดยเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นทึบเป็นเส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างดินในช่วง Heavy OC ($OCR \geq 3$) ซึ่งจุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน มีค่า ϕ' เท่ากับ 33.80 องศา และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.0197 และเมื่อดินเข้าสู่ช่วง Slightly OC ($3 > OCR > 1$) สำหรับการทดสอบแบบ Strain Controlled จะพบว่าเส้นขอบเขตการวิบัติของจุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะอยู่คนละเส้นกันโดยจุดวิบัติที่ q_{max} จะอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นประ ส่วนจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นทึบ แต่สำหรับการทดสอบแบบ Stress Controlled ที่ $OCR = 1.75$ พบว่าจุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่บนเส้นขอบเขตเดียวกัน (เส้นทึบ)

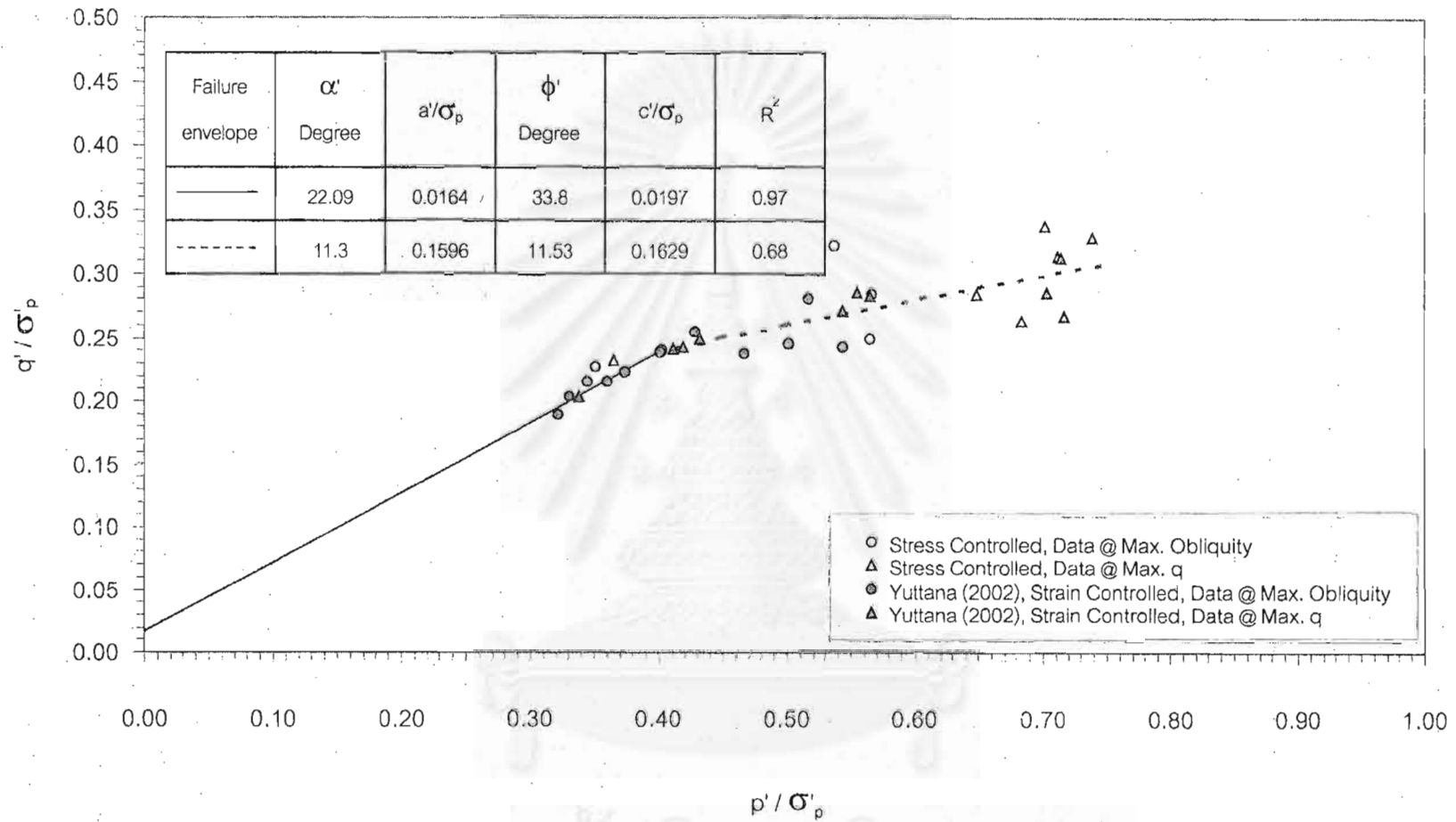
แต่ในช่วง NC จะพบว่าจุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ต่างก็อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นประ โดยครอบคลุม $p'/\sigma'_p = 0.40$ ถึง $p'/\sigma'_p = 0.74$ ซึ่งเป็นเส้นเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกับจุดวิบัติที่ q_{max} ของตัวอย่างที่อยู่ในช่วง Slightly OC โดยมีค่า ϕ' เท่ากับ 11.53 องศา และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.1629 อย่างไรก็ตามจุดวิบัติที่ q_{max} ของตัวอย่างที่ $OCR = 1.00$ เมื่อสัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15$ ที่ได้จากงานวิจัยนี้ (ทดสอบด้วยวิธี Stress Controlled) มีแนวโน้มที่จะอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกับตัวอย่างดินที่อยู่ในช่วง Heavy OC ($OCR \geq 3$) (เส้นทึบ)

เส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นประมีค่า R^2 ต่ำมากคือ 0.68 ซึ่งเป็นช่วงที่ดินไม่สามารถ Normalized ได้และอยู่ในช่วง Non-linearity แต่ดินที่อยู่ในช่วง OC จนกระทั่งถึง σ'_p ดินยังสามารถ Normalized ได้ (เส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นทึบ) โดย R^2 มีค่าเท่ากับ 0.97 ในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 4.77 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พลอตโดยข้อมูลแยกตามชนิดการทดสอบของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.78 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma_p - q'/\sigma_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดของจุดวิบัติของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ได้รวบรวมไว้ในตารางที่ 4.5 โดยในตารางดังกล่าวได้รวบรวมผลการทดสอบของ ยุทธนา (2545) ซึ่งทำการทดสอบผลกระทบบของทิศทางหน่วยแรงรวม (Total Stress Paths) ต่อ พฤติกรรมทางด้านความเค้น-ความเครียด-กำลังรับน้ำหนักของดินบริเวณบางนา โดยเป็นการ ทดสอบแบบควบคุมอัตราความเครียด (Strain Controlled) ไว้ด้วย

ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a

พิจารณากากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a ในรูปที่ 4.79 จะพบว่าค่า q/σ'_v จะ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-2\%$ จนกระทั่งมีค่าสูงสุด (จุดวิบัติที่ q_{max}) สำหรับตัวอย่างที่ OCR = 1.75 และ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p = 1.15$ เกิดการวิบัติของตัวอย่างทันทีซึ่งแสดงพฤติกรรมคล้ายวัสดุที่มีความเปราะ ดังนั้นจุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกิดที่ ϵ_a เดียวกัน แต่ สำหรับตัวอย่างที่ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p = 1.40$ และ 3.00 การวิบัติทั้งสองแบบเกิดขึ้นที่ ϵ_a แตกต่างกัน และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_a ในช่วง NC จะพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่สามารถ Normalized ได้

เปรียบเทียบค่า $(q/\sigma'_v)_{max}$ หรือค่า (S_u/σ'_v) ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินที่อยู่ในช่วง OC มีค่า (S_u/σ'_v) สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC อย่างไรก็ตามค่า (S_u/σ'_v) เมื่อดินอยู่ในช่วง NC แนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_1/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a

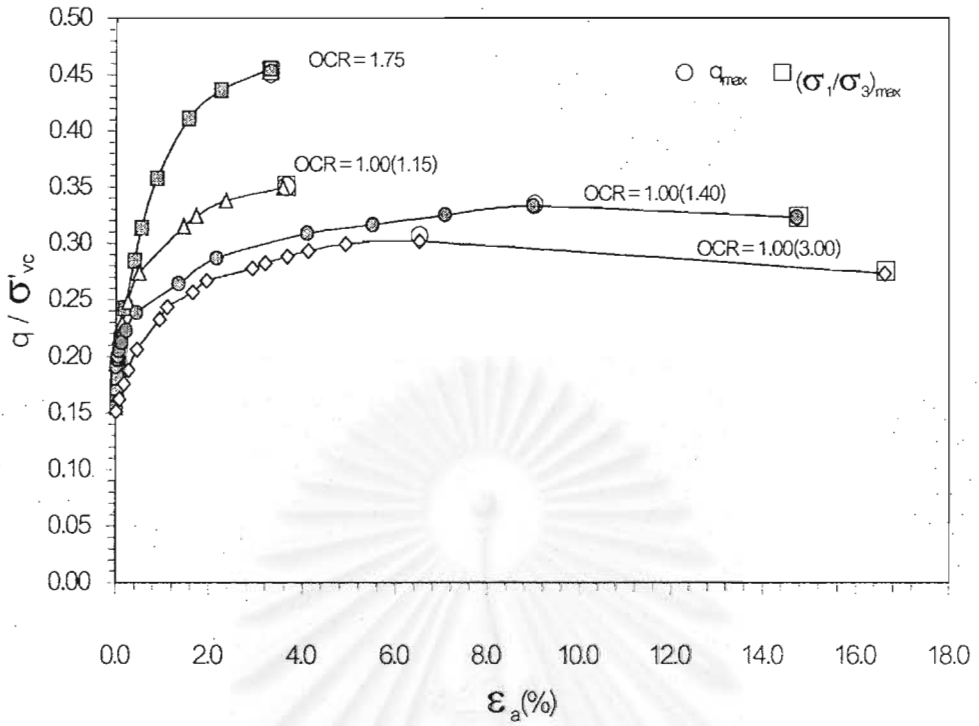
พิจารณากากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a ในรูปที่ 4.80 จะพบว่าค่า σ'_1/σ'_3 จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-2\%$ หลังจากนั้นจะมีค่าค่อยเพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติที่ σ'_1/σ'_3 มีค่าสูงสุด สำหรับตัวอย่างที่ OCR = 1.75 และ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p = 1.15$ เกิดการวิบัติของตัวอย่างทันทีซึ่งจุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกิดที่ ϵ_a เดียวกัน แต่สำหรับตัวอย่างที่ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p = 1.40$ และ 3.00 การวิบัติทั้งสองแบบเกิดขึ้นที่ ϵ_a แตกต่างกัน โดยจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกิดขึ้นที่ ϵ_a มากกว่า และเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินที่อยู่ในช่วง OC มีค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC อย่างไรก็ตามค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เมื่อดินอยู่ในช่วง NC แนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_1/σ'_p

ตารางที่ 4.5 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

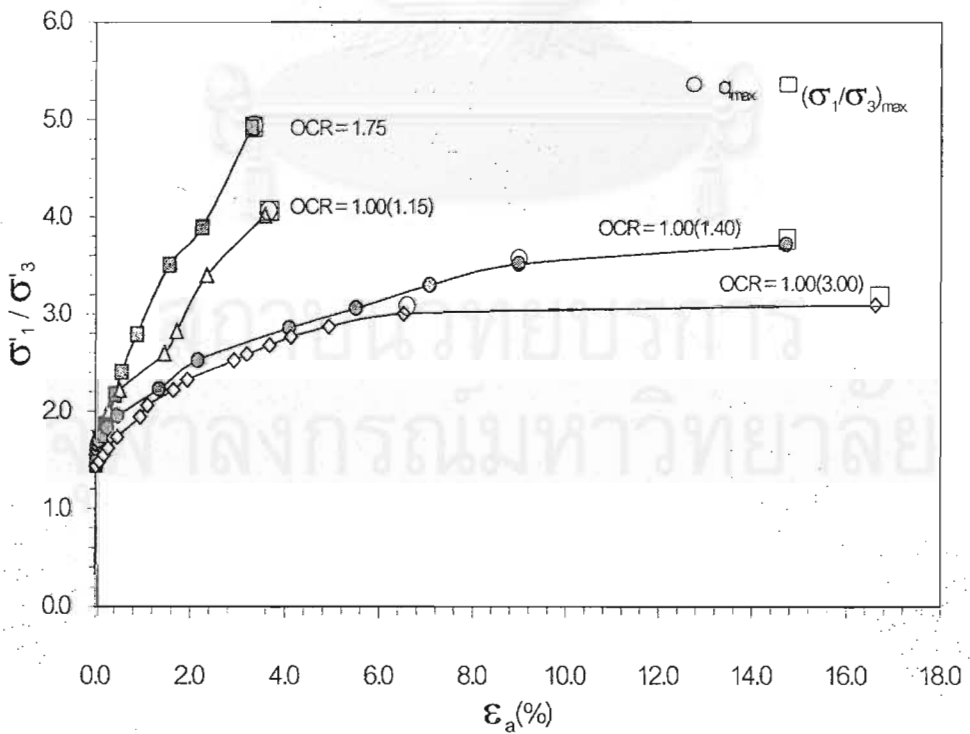
OCR	σ'_v/σ'_p	Depth m.	θ	Result @ q'_{max}									Result @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$								
				σ'_1/σ'_3	p'	q'	p'/σ'_{vc}	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	%E	A	σ'_1/σ'_3	p'	q'	p'/σ'_{vc}	q'/σ'_{vc}	p'/σ'_p	q'/σ'_p	%E	A
				Kpa	Kpa	Kpa					%		Kpa	Kpa	Kpa					%	
3.00*	0.33	3.50-14.5	45	5.900	25.580	18.160	0.943	0.669	0.314	0.223	2.070	0.450	5.990	25.350	18.100	0.934	0.667	0.311	0.222	2.440	0.460
1.76*	0.57	7.50-8.50	45	5.090	24.450	16.420	0.689	0.462	0.391	0.263	3.630	0.740	6.800	20.140	15.000	0.567	0.422	0.322	0.240	10.000	1.000
1.76*	0.57	7.50-8.50	90	5.100	24.500	16.400	0.690	0.462	0.392	0.262	3.700	0.720	7.670	18.960	14.600	0.534	0.411	0.303	0.234	14.600	1.060
1.76*	0.57	7.50-8.50	135	5.000	25.000	16.600	0.704	0.467	0.400	0.266	3.550	0.730	7.370	18.340	13.950	0.516	0.393	0.293	0.223	13.550	1.190
1.27*	0.79	2.00-13.0	45	4.120	41.2	25.090	0.629	0.383	0.495	0.302	2.690	0.980	5.040	34.110	22.810	0.521	0.348	0.410	0.274	6.180	1.430
1.27*	0.79	2.00-13.0	90	3.780	41.500	24.300	0.633	0.371	0.499	0.292	2.600	0.950	5.100	29.300	19.500	0.447	0.298	0.352	0.234	9.000	2.050
1.27*	0.79	2.00-13.0	135	4.100	41.200	25.000	0.629	0.382	0.495	0.300	3.200	0.930	4.810	34.400	22.200	0.525	0.339	0.413	0.267	6.950	1.370
1.00*	1.02	9.00-10.00	45	3.450	36.400	20.100	0.594	0.328	0.594	0.328	3.200	1.280	5.910	21.520	15.280	0.351	0.250	0.351	0.250	17.380	5.380
1.00*	1.02	9.00-10.00	135	3.540	38.740	21.660	0.633	0.354	0.633	0.354	2.150	1.000	9.500	20.970	16.980	0.342	0.277	0.342	0.277	17.180	3.610
1.00*	1.40	9.00-10.00	45	2.590	54.200	23.960	0.645	0.285	0.645	0.285	3.110	1.280	3.320	38.360	20.620	0.456	0.245	0.456	0.245	11.910	3.240
1.00*	1.40	6.00-7.00	135	3.840	33.030	19.390	0.601	0.353	0.601	0.353	3.730	1.120	8.300	20.540	16.110	0.374	0.293	0.374	0.293	19.000	2.500
1.00*	3.07	9.00-10.00	45	2.490	118.800	50.800	0.645	0.276	0.645	0.276	4.000	1.310	3.270	82.690	43.960	0.449	0.239	0.449	0.239	18.000	2.710
1.00*	3.07	9.00-10.00	135	2.460	121.000	51.400	0.657	0.279	0.657	0.279	3.300	1.230	3.290	86.000	45.800	0.467	0.249	0.467	0.249	16.000	2.400
1.75**	0.57	3.50-14.5	45	4.922	30.851	20.431	0.688	0.455	0.393	0.260	3.288	0.762	4.922	30.851	20.431	0.688	0.455	0.393	0.260	3.288	0.762
1.00**	1.15	9.00-10.00	45	4.016	40.129	24.120	0.581	0.350	0.581	0.350	3.570	1.220	4.016	40.129	24.120	0.581	0.350	0.581	0.350	3.570	1.220
1.00**	1.40	9.00-10.00	45	3.516	50.285	28.015	0.597	0.333	0.597	0.333	8.989	1.249	3.720	47.125	27.155	0.560	0.322	0.560	0.322	14.717	1.450
1.00**	3.00	2.00-13.0	45	3.000	150.837	75.477	0.603	0.302	0.603	0.302	6.522	1.317	3.098	133.307	68.247	0.533	0.273	0.533	0.273	16.610	1.800

Remark : * This datas, which were done and shear by stress paths test CK₀UC under strain controlled method, were tested by Yuttana (2002).

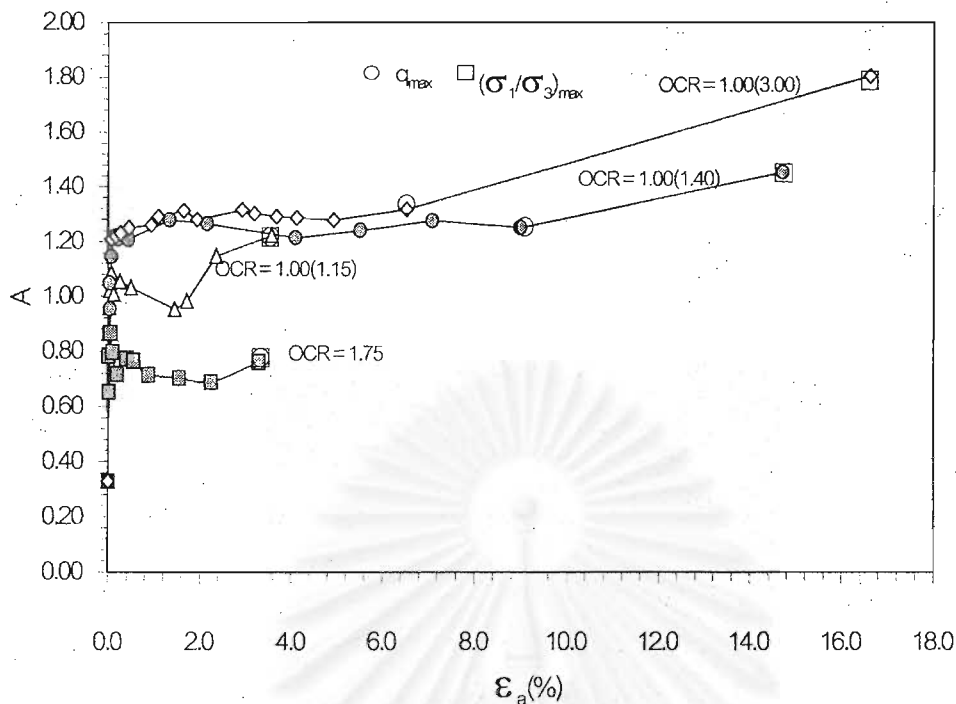
** This datas were tested in this research by CK₀UC under stress controlled method.



รูปที่ 4.79 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.



รูปที่ 4.80 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p=60-83$ kPa.



รูปที่ 4.81 ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบโดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p = 60-83$ kPa.

ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a

พิจารณารูปความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a ในรูปที่ 4.81 จะพบว่าในช่วง OC ค่า A-Parameter มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-0.3$ % หลังจากนั้นจะมีค่าเกือบคงที่เมื่อ ϵ_a เพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ แต่เมื่ออยู่ในช่วง NC ค่า A-Parameter มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-0.3$ % หลังจากนั้นจะมีค่าเกือบคงที่จนกระทั่งตัวอย่างผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} ค่า A-Parameter จึงเพิ่มขึ้นอีกจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ

เมื่อพิจารณาค่า A-Parameter ณ จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีแนวโน้มเดียวกันคือมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_1/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น

ง. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p-q พลาต

รูปที่ 4.82 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p-q พลาตในช่วง NC จะพบว่าตัวอย่างที่ OCR = 1.75 และ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p = 1.15$ จุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกิดขึ้นที่จุดเดียว สำหรับตัวอย่างที่ OCR = 1.00 เมื่อ $\sigma'_1/\sigma'_p =$

1.40 และ 3.00 จุดวิบัติที่ q_{max} จะเกิดก่อนและจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะเกิดภายหลัง ซึ่งในช่วง NC เส้นขอบเขตการวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกือบเป็นเส้นเดียวกันคือ

เส้นขอบเขตการวิบัติที่ q_{max} มีค่า $\phi' = 27.85$ องศาและ $c' = 5.62$ kPa.

เส้นขอบเขตการวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มีค่า $\phi' = 28.35$ องศาและ $c' = 5.59$ kPa

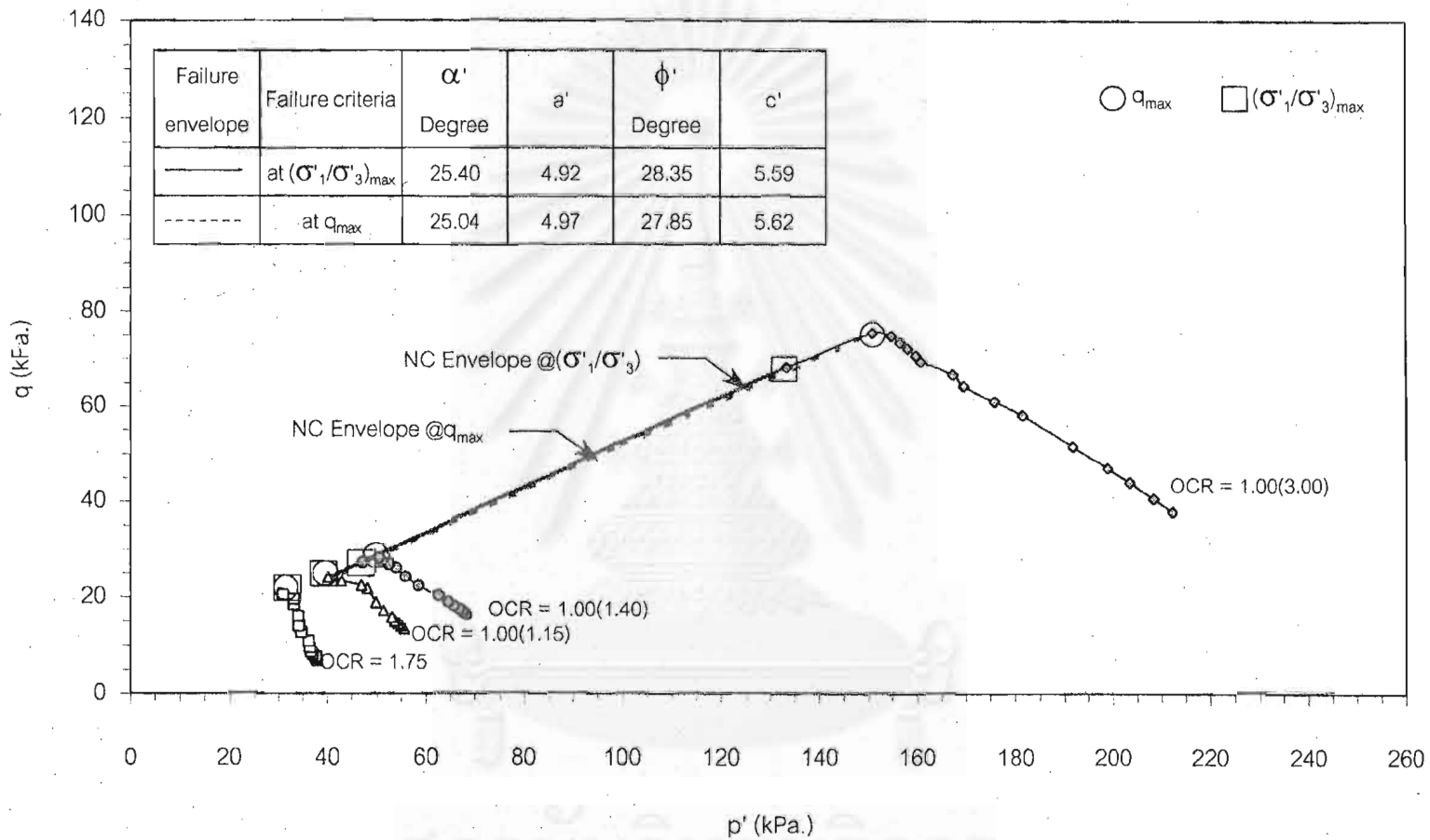
จะสังเกตว่าเส้นขอบเขตการวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เกือบเป็นเส้นเดียวกัน นอกจากนี้ในช่วง NC เส้นขอบเขตการวิบัติทั้งสองเส้นมีค่า c' ซึ่งแสดงว่าดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ไม่สามารถ Normalized ได้ในช่วงดังกล่าว

จ. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อต

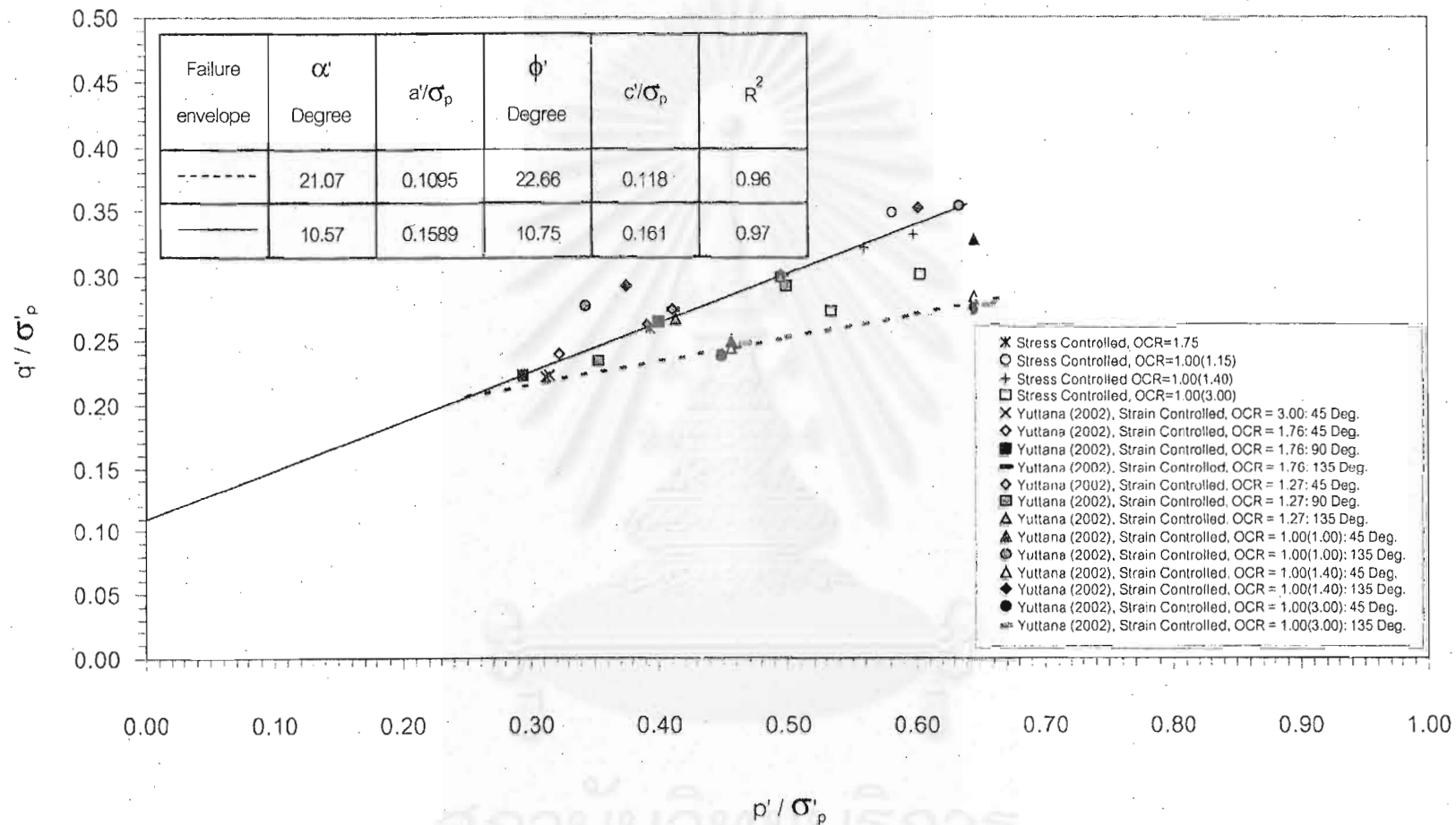
รูปที่ 4.83 และรูปที่ 4.84 แสดงเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พล็อตตามชนิดของการทดสอบและตามลักษณะการวิบัติตามลำดับ โดยรวมผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้ (ทดสอบด้วยวิธี Stress Controlled) และผลการทดสอบของยุทธนา (2545) ซึ่งทำการทดสอบ Stress Path (ทดสอบด้วยวิธี Strain Controlled) ตัวอย่างดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 เข้าไว้ด้วยกัน พบว่าข้อมูลของจุดวิบัติกระจายอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน

โดยเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นทึบเป็นเส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างดินในช่วง OC ทั้งหมดและตัวอย่างดินในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.02, 1.40 สำหรับการทดสอบด้วยวิธี Strain Controlled และ σ'_{vc}/σ'_p เท่ากับ 1.15, 1.40 สำหรับการทดสอบด้วยวิธี Load Controlled ซึ่งจุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน โดยมีมุม ϕ' เท่ากับ 22.66 องศา และ c'/σ'_p เท่ากับ 0.1187

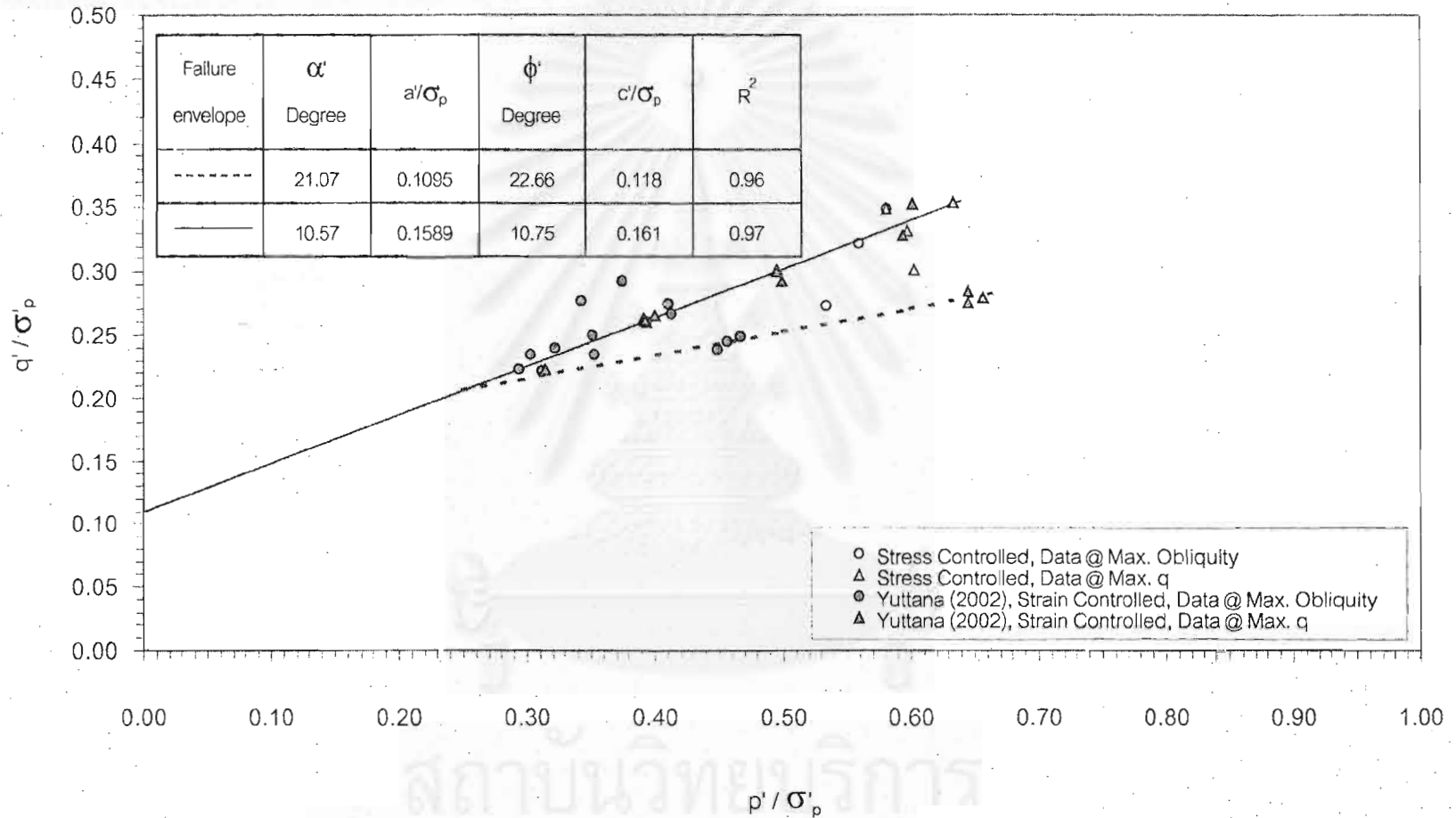
ส่วนเส้นประซึ่งอยู่ต่ำลงจากเส้นขอบเขตการวิบัติรูปเส้นทึบ เป็นเส้นขอบเขตการวิบัติของตัวอย่างดินในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p มีค่าตั้งแต่ประมาณ 1.4 ขึ้นไป ซึ่งจุดวิบัติที่ q_{max} และ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ อยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติเดียวกัน โดยมีมุม ϕ' เท่ากับ 10.75 องศา และค่า c'/σ'_p เท่ากับ 0.1617 โดยครอบคลุม $p'/\sigma'_p = 0.25$ ถึง $p'/\sigma'_p = 0.65$



รูปที่ 4.82 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'-q พลอต ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ ทดสอบ โดยวิธี Stress Controlled ที่ความลึก 9.0-14.5 m., $\sigma'_p = 60-83$ kPa.



รูปที่ 4.83 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พลอตโดยข้อมูลแยกตามชนิดการทดสอบของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ



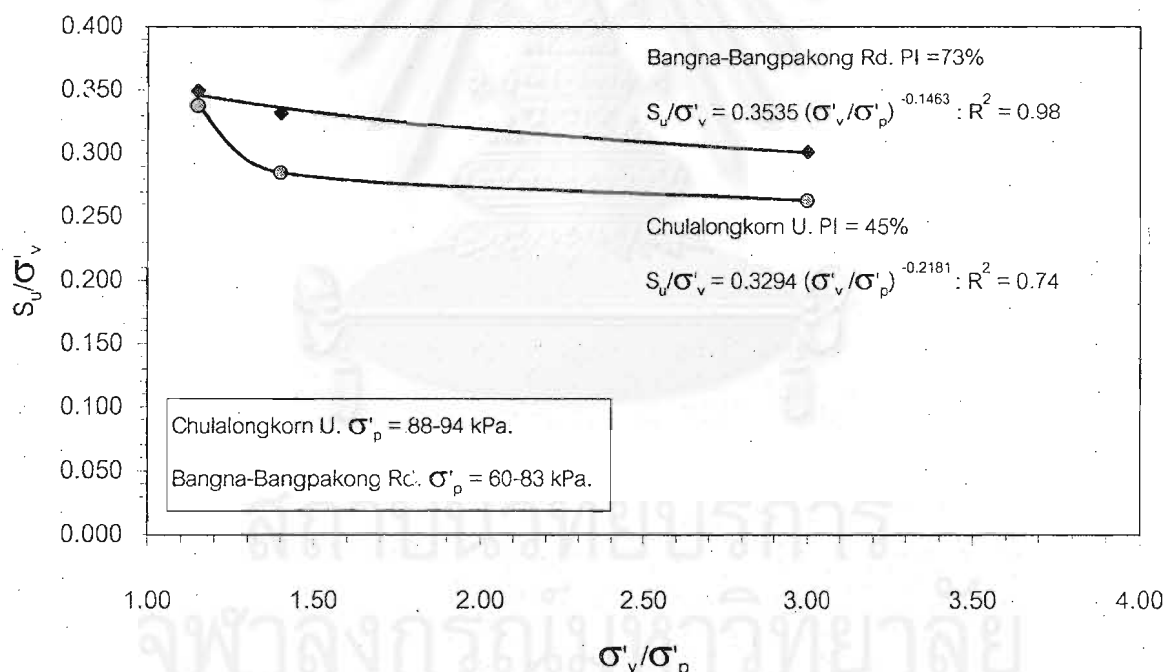
รูปที่ 4.84 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ $p'/\sigma'_p - q'/\sigma'_p$ พล็อตโดยข้อมูลแยกตามชนิดของจุดวิบัติของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ

4.5.3 เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณ

ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_u

ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_v กับ ϵ_u ของดินบริเวณบางนาสูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ เนื่องจากดินบางนามีค่า PI มากกว่า โดยดินทั้งสองบริเวณทั้งในช่วง OCR = 1.75 และในช่วง NC กราฟความสัมพันธ์จะไม่แสดงลักษณะของ Strain Softening และในช่วง NC ความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่สามารถ Normalized ได้เนื่องจากดินทั้งสองบริเวณเป็นดินที่มีพฤติกรรมทางด้าน Non-Linearity และในมวลดินมีสารเคมีเชื่อมแน่น

เปรียบเทียบค่า $(q/\sigma'_v)_{max}$ หรือค่า (S_u/σ'_v) ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินทั้งสองบริเวณที่อยู่ในช่วง OC มีค่า (S_u/σ'_v) สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC และค่า (S_u/σ'_v) ของดินทั้งสองบริเวณเมื่อดินอยู่ในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อสัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.85



รูปที่ 4.85 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_v กับ σ'_v/σ'_p ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนา ที่ได้จากการทดสอบ Stress Controlled

ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a

ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ ϵ_a ของดินทั้งสองบริเวณในช่วง OC มีแนวโน้มจะสูงกว่าในช่วง NC และความสัมพันธ์ดังกล่าวของดินบริเวณบางนาสูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ

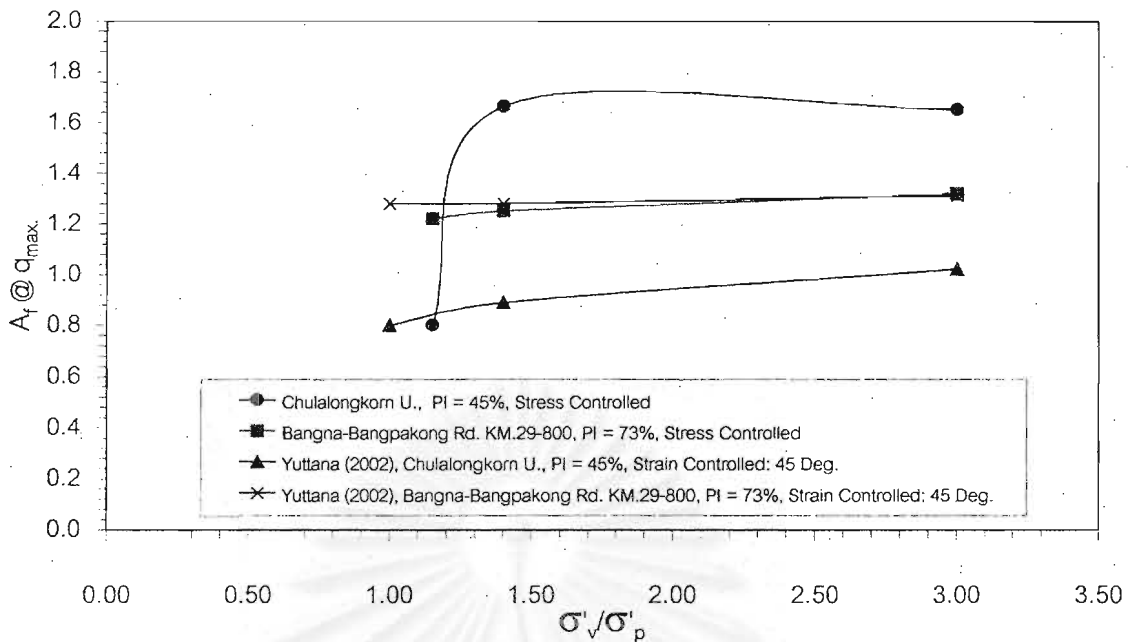
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ที่ OCR ต่างๆ กันจะพบว่าดินทั้งสองบริเวณที่อยู่ในช่วง OC มีค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ สูงกว่าดินที่อยู่ในช่วง NC อย่างไรก็ตามค่า $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ เมื่อดินอยู่ในช่วง NC แนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ'_1/σ'_3 มีค่าเพิ่มขึ้น

ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a

ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ ϵ_a ของดินทั้งสองบริเวณมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง $\epsilon_a = 0-2\%$ หลังจากนั้นก็มีค่าเกือบคงที่สำหรับดินในช่วง OC และมีค่าเพิ่มขึ้นสำหรับดินในช่วง NC เมื่อ ϵ_a เพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.86 แสดงค่า A-Parameter ณ จุดวิกฤติที่ q_{max} ($A_f @ q_{max}$) เมื่อดินอยู่ในช่วง NC ที่ได้จากงานวิจัยนี้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ Stress Path ซึ่งมุมของหน่วยแรงรวมเท่ากับ 45 องศาของยุทธนา (2545) พบว่าเป็นไปในแนวทางเดียวกัน คือ ค่า A-Parameter มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_1/σ'_3 มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งมีสาเหตุมาจากที่สัดส่วน σ'_1/σ'_3 มีค่ามากๆ พันธะทางเคมีและพันธะเนื่องจากมวลดินมีสารเชื่อมแน่นจำพวก Fe_2O_3 เกิดการแตกหักไปหมดแล้ว ดังนั้นเมื่อมีหน่วยแรงจากภายนอกกระทำต่อมวลดิน จึงมีเพียงน้ำที่อยู่ในช่องว่างมวลดินและจุดสัมผัสระหว่างอนุภาคดินซึ่งส่วนใหญ่มีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบ Disperse ซึ่งอนุภาคดินจัดเรียงตัวกันแบบขนานและมีจุดสัมผัสระหว่างอนุภาคดินน้อย ดังนั้นน้ำจึงเป็นตัวรับหน่วยแรงภายนอกส่วนใหญ่ที่มากกระทำ ทำให้ค่า $A_f @ q_{max}$ มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อสัดส่วน σ'_1/σ'_3 มีค่ามากขึ้น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.86 เปรียบเทียบค่า A-Parameter ที่สัดส่วน σ'_v / σ'_p ต่างๆ ในช่วง NC ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาฯ ที่ได้จากการทดสอบ Stress Controlled และ Strain Controlled, $\sigma'_p = 88-94$ kPa. และ $60-83$ kPa. สำหรับดินบริเวณจุฬาฯ และบางนาฯ ตามลำดับ

ง. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p - q พล็อต

เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p - q พล็อตของดินทั้งสองบริเวณในช่วง NC มีค่า c' แสดงว่าดินมีพฤติกรรมที่ไม่สามารถ Normalized ได้เนื่องจากดินทั้งสองบริเวณเป็นดินที่มีพฤติกรรม Non-Linearity และในมวลดินมีสารเคมีเชื่อมแน่น นอกจากนี้ดินบริเวณบางนามีค่า ϕ' สูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ แต่ค่า c' ดินบริเวณจุฬาฯ มีค่าสูงกว่า

จ. เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'/σ'_p - q/σ'_p พล็อต

เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'/σ'_p - q/σ'_p พล็อตของดินทั้งสองบริเวณในช่วง NC มีแนวโน้มจะต่ำลงเมื่อสัดส่วน σ'_v / σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น โดยเส้นขอบเขตการวิบัติในรูปของ p'/σ'_p - q/σ'_p พล็อตของดินบริเวณจุฬาฯ เริ่มมีค่าต่ำลงเมื่อสัดส่วน σ'_v / σ'_p ตั้งแต่ 1.15 ในขณะที่เส้นขอบเขตการวิบัติของดินบริเวณบางนาฯ เริ่มมีค่าต่ำลงเมื่อสัดส่วน σ'_v / σ'_p มากกว่า 1.40 ซึ่งทำให้ดินที่อยู่ในสภาพ NC ไม่สามารถ Normalized ได้

จ. ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณ

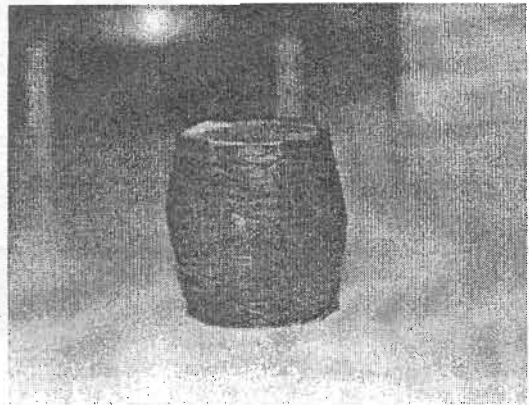
ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ แบบ Brittle Failure ซึ่งจะเห็นระนาบการวิบัติ (Shear Plane) ชัดเจน และแบบ Plastic Failure ซึ่งจะไม่มีระนาบการวิบัติเกิดขึ้น

ตัวอย่างดิน OCR = 1.75 และ OCR = 1.00 ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 1.15 ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบ Brittle Failure ดังแสดงในรูปที่ 4.87 ก. และการวิบัติส่วนใหญ่เกิดขึ้น ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือเลย q_{max} ออกไปเล็กน้อย ดังนั้นการวิบัติในลักษณะนี้จุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะเป็นจุดเดียวกันหรือเกิดขึ้นใกล้เคียงกัน

ตัวอย่างดิน OCR = 1.00 ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 1.40 และ 3.00 ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบ Plastic Failure ดังแสดงในรูปที่ 4.87 ข. และการวิบัติส่วนใหญ่เกิด ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ซึ่งเกิดขึ้นที่ Strain มากๆ ดังนั้นการวิบัติในลักษณะนี้จุดวิบัติที่ q_{max} และที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ จะเป็นคนละจุดกัน



ก. Brittle Failure



ข. Plastic Failure

รูปที่ 4.87 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดิน

4.6 ผลทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ

การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70% โดยแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 ส่วนด้วยกัน คือ

- ก. การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของครีพแบบไม่ระบายน้ำ
- ข. การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวในระหว่างอัดตัวคายน้ำและการอัดตัวครั้งที่สอง

สำหรับงานวิจัยนี้ตัวอย่างดินทั้งสองบริเวณจะทำการทดสอบที่ $OCR = 1.75$, $OCR = 1.00$ ที่ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40, 2.00$ และ 3.00 สำหรับค่ากำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบ $OCR = 1.00$ ที่ $\sigma'_v/\sigma'_p = 2.00$ คาดคะเนจากความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_v กับค่า σ'_v/σ'_p ของดินแต่ละบริเวณดังแสดงในรูปที่ 4.85 สำหรับสรุปผลการทดสอบการเคลื่อนตัวใน 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนารวบรวมไว้ในตารางที่ 4.6 และตารางที่ 4.7 ตามลำดับ

4.6.1 ผลการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ

พฤติกรรมของครีพแบบไม่ระบายน้ำของดินทั้งสองบริเวณ จะทำการศึกษาที่ $OCR = 1.75$ และ $OCR = 1.00$ ที่สัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15, 1.40, 2.00$ และ 3.00 ในการอัดตัวคายน้ำก่อนเริ่ม Applied Shear ที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70% โดยจะยอมให้เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นเวลา 7 วัน เพื่อศึกษาผลกระทบของประวัติของหน่วยแรง (Stress History) และโครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) ที่มีต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ เมื่อถูกหน่วยแรงเฉือนกระทำที่ระดับเดียวกัน โดยค่าหน่วยแรงเฉือนจะไม่เท่ากันเนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนขึ้นอยู่กับ OCR และสัดส่วน σ'_v/σ'_p

สาเหตุที่เลือกสัดส่วนหน่วยแรงเฉือนที่ระดับดังกล่าวเนื่องจาก Mohamed Azlam, M.A. (1996) ทำการทดสอบเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่าซึ่งมีคุณสมบัติชั้นพื้นฐานใกล้เคียงกับดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกับในดินในธรรมชาติ พบว่าที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70% เป็นระดับหน่วยแรงเฉือนที่ไม่ทำให้ตัวอย่างดินเกิดการวิบัติด้วยครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ตารางที่ 4.6 สรุปปริมาณ Strain และแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนทดสอบ
เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ

OCR	Undrained Creep		Consolidation		Drained Creep
	$\Delta\varepsilon_a$ (%)	$(\Delta u/\Delta\sigma_v)$ (%)	$\Delta\varepsilon_a$ (%): EOP @ $\Delta u/\Delta\sigma_v = 0.02$	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	$C_{\alpha\alpha} : 3D$: in range $t/t_p = 3-5$
1.75	0.57	0.49	0.60	1.00	0.006
1(1.15)	2.58	1.61	2.44	3.01	0.018
1(1.40)	2.48	1.98	1.84	2.22	0.021
1(2.00)	1.49	1.46	1.23	1.72	0.011
1(3.00)	1.21	1.41	0.69	0.83	0.009

ตารางที่ 4.7 สรุปปริมาณ Strain และแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนทดสอบ
เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะ
กง กม.29-800

OCR	Undrained Creep		Consolidation		Drained Creep
	$\Delta\varepsilon_a$ (%)	$(\Delta u/\Delta\sigma_v)$ (%)	$\Delta\varepsilon_a$ (%): EOP @ $\Delta u/\Delta\sigma_v = 0.02$	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	$C_{\alpha\alpha} : 3D$: in range $t/t_p = 3-5$
1.75	1.35	0.58	1.24	1.73	0.015
1(1.15)	3.76 (2Days.) ¹	0.94 (2Days.) ³	7.06	6.90	0.030
1(1.40)	3.00	1.15	5.51	6.37	0.046
1(2.00)	3.03	0.99	3.60	4.34	0.023
1(3.00)	1.32	0.73	1.92	2.41	0.015

¹ เนื่องจากดินบริเวณบางนาตัวอย่าง OCR = 1.00 (1.15) มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติที่เวลา 2 วัน

ก. ผลการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ

รูปที่ 4.88 และรูปที่ 4.89 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_s และ $(\Delta u/\Delta \sigma_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา พบว่าครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นมากเมื่อดินอยู่ในช่วง NC โดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ_v/σ_p มีค่าเท่ากับ 1.15 และ 1.40 ซึ่งเป็นช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity ครีพแบบไม่ระบายน้ำจะเกิดขึ้นมากและมีแนวโน้มที่จะเกิดน้อยลงเมื่อสัดส่วน σ_v/σ_p มีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่า 1.40 ส่วนในช่วง OC ครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นน้อยมาก โดยปริมาณการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำแสดงไว้ในตารางที่ 4.6

รูปที่ 4.90 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_s°) กับเวลา จะพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นเส้นตรงและ ϵ_s° มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น โดยในช่วง OC มีแนวโน้มลดลงเร็วกว่าในช่วง NC

รูปที่ 4.94 แสดงค่า m ($d \text{ LOG } \epsilon_s^\circ / d \text{ LOG Time}$) ที่สัดส่วน σ_v/σ_p ซึ่งค่า m เป็นตัวบ่งชี้แนวโน้มที่ดินจะเกิดการวิบัติเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Singh and Mitchell, 1969) จะพบว่าแนวโน้มที่ดินจะเกิดการวิบัติเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำในช่วง NC มีมากกว่าดินที่อยู่ในช่วง OC โดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ_v/σ_p มีค่าเท่ากับ 1.15 และ 1.40 มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำมากที่สุด สำหรับค่า m ใช้ค่าความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง (ϵ_s°) กับเวลาในช่วง 100 นาทีถึง 10000 นาที เพื่อให้มั่นใจว่า Pore Pressure ที่เกิดจากการ Shear ตัวอย่างและครีพแบบไม่ระบายน้ำกระจายทั่วทั้งตัวอย่างทดสอบ

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

รูปที่ 4.91 และรูปที่ 4.92 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_s และ $(\Delta u/\Delta \sigma_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา พบว่าครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นมากเมื่อดินอยู่ในช่วง NC โดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ_v/σ_p เท่ากับ 1.15 ตัวอย่างดินมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติเมื่อเวลาผ่านไป 2 วัน ดังจะสังเกตได้จากรูปที่ 4.112 จะพบว่าทางทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ $\text{OCR} = 1.00$ ที่สัดส่วน σ_v/σ_p เท่ากับ 1.15 สัมผัสเส้นขอบเขตการวิบัติแล้ว อย่างไรก็ตามเมื่อสัดส่วน σ_v/σ_p มีค่าเพิ่มขึ้นครีพแบบไม่ระบายน้ำมีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นน้อยลง ส่วนในช่วง OC ครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นน้อย โดยปริมาณการทรุดตัวและแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำแสดงไว้ในตารางที่ 4.7

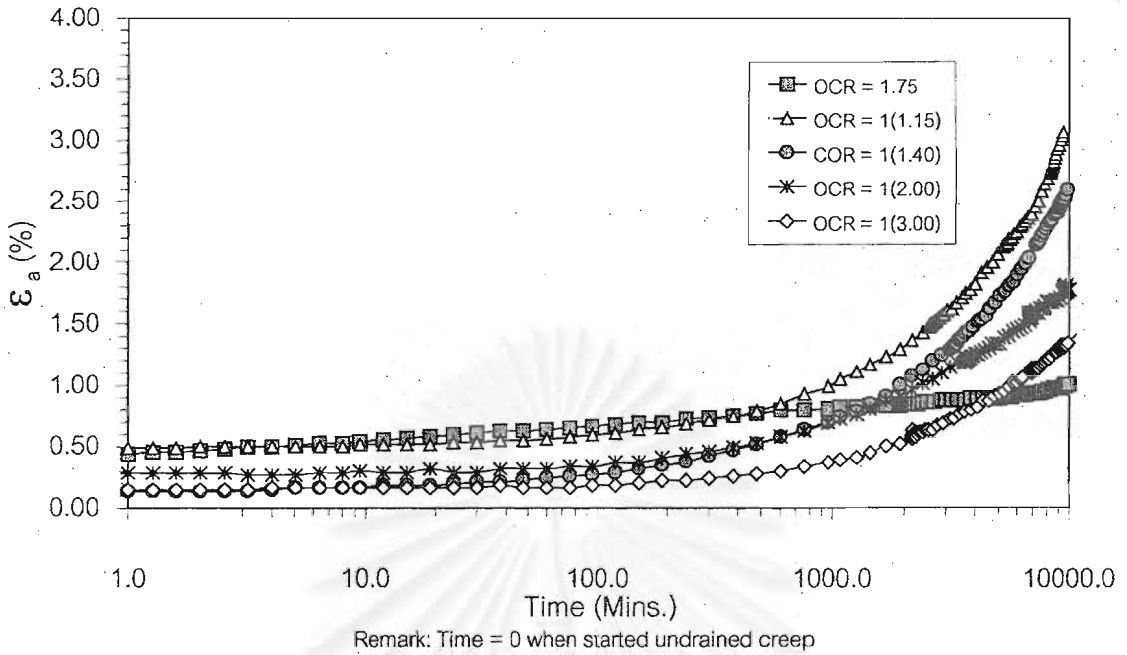
รูปที่ 4.93 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผลิตครีพแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_a°) กับเวลา จะพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นเส้นตรงและ ϵ_a° มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น โดยในช่วง OC มีแนวโน้มลดลงเร็วกว่าในช่วง NC เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ของตัวอย่างดิน OCR = 1.00 ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 1.15 ซึ่งตัวอย่างมีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติจะพบว่า ϵ_a° ลดลงในช่วงแรกและมีค่าเกือบคงที่โดยมีค่า (อัตราความเครียดต่ำชั่วคราว) หลังจากนั้น ϵ_a° มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ว่าตัวอย่างดินกำลังจะเกิดการวิบัติโดยครีพแบบไม่ระบายน้ำ

รูปที่ 4.94 แสดงค่า m ($d \text{ LOG } \epsilon^\circ / d \text{ LOG Time}$) ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p ซึ่งค่า m จะพบว่าแนวโน้มที่ดินจะเกิดการวิบัติวิบัติเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำในช่วง NC มีมากกว่าดินที่อยู่ในช่วง OC โดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าเท่ากับ 1.15 และ 1.40 ซึ่งเป็นช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติวิบัติเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำมากที่สุด

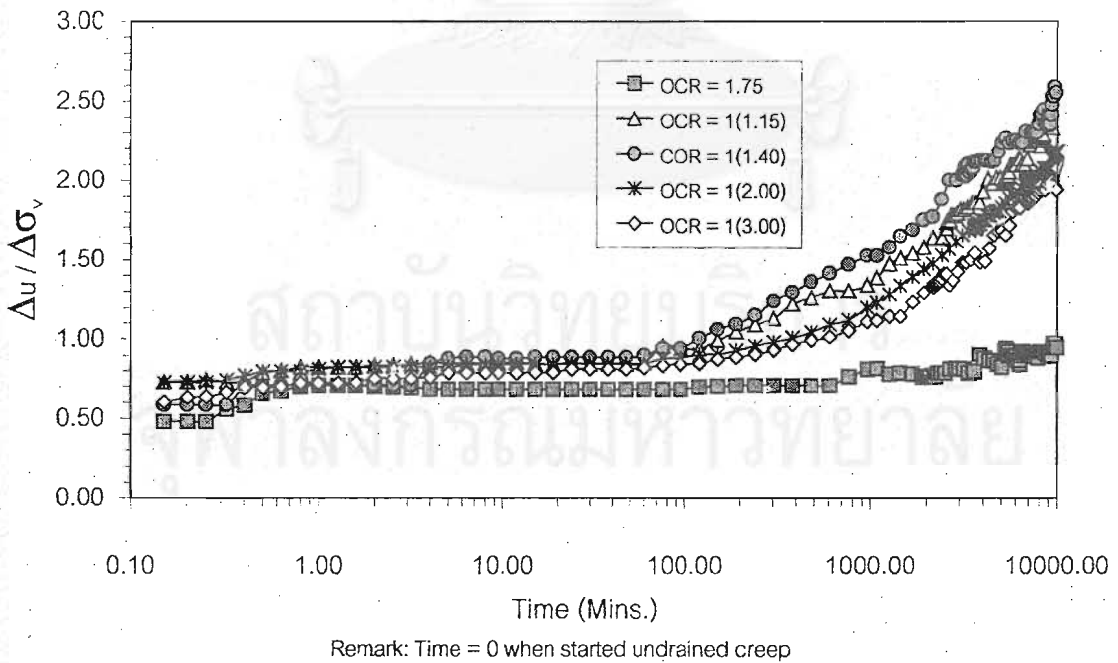
ค. เปรียบเทียบผลการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณ

จากผลการทดสอบดินทั้งสองบริเวณพบว่า ปัญหาการหลุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นมากเมื่อดินอยู่ในช่วง NC โดยเฉพาะเมื่อดินอยู่ในช่วงที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าประมาณ 1.15 - 1.40 ซึ่งในช่วงดังกล่าวจะมีปริมาณการหลุดตัว และการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 2.00 และ 3.00 เนื่องจากดินกรุงเทพฯ ทั้งสองบริเวณโครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพและการมีสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดินทำให้เมื่อมวลดินถูกหน่วยแรงกระทำเกินกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต พันธะทางประจุไฟฟ้าและพันธะเนื่องจากสารเคมีเชื่อมแน่นถูกทำลาย โครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก ทำให้มีการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าปกติเพื่อชดเชยหน่วยแรงที่ผิวสัมผัสระหว่างอนุภาคดินที่สูญเสียไป อย่างไรก็ตามการหลุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อสัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น ส่วนดินที่อยู่ในช่วง OC ครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นน้อยมาก

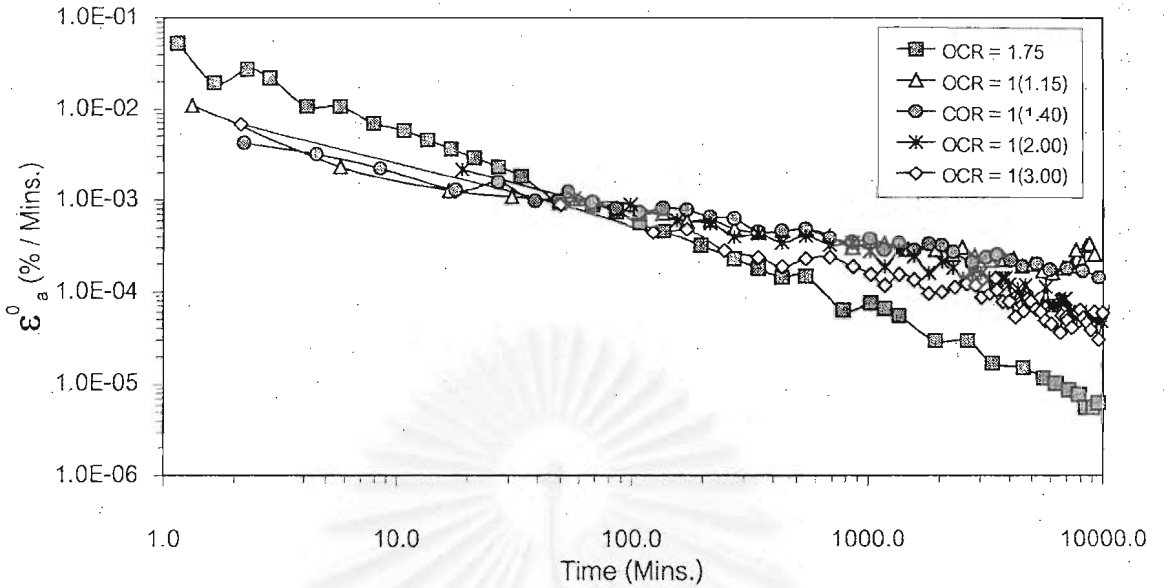
อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เดียวกันดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 มีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ เนื่องจากดินบริเวณบางนามีค่า PI และความไวสูงกว่าดินบริเวณจุฬาฯ



รูปที่ 4.88 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.

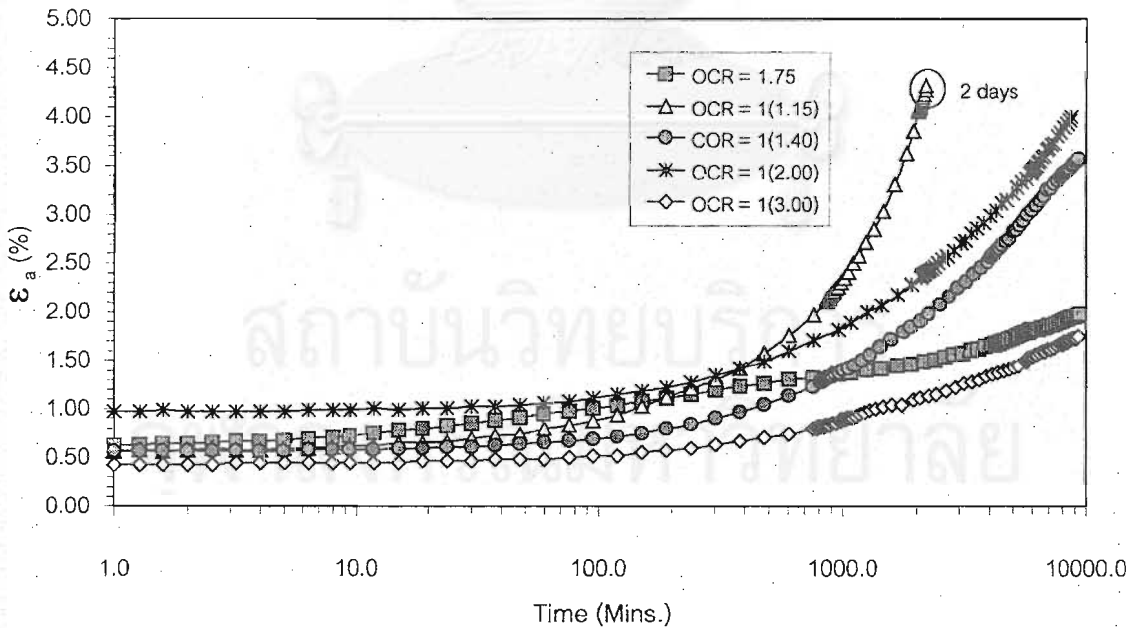


รูปที่ 4.89 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\Delta u / \Delta \sigma_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



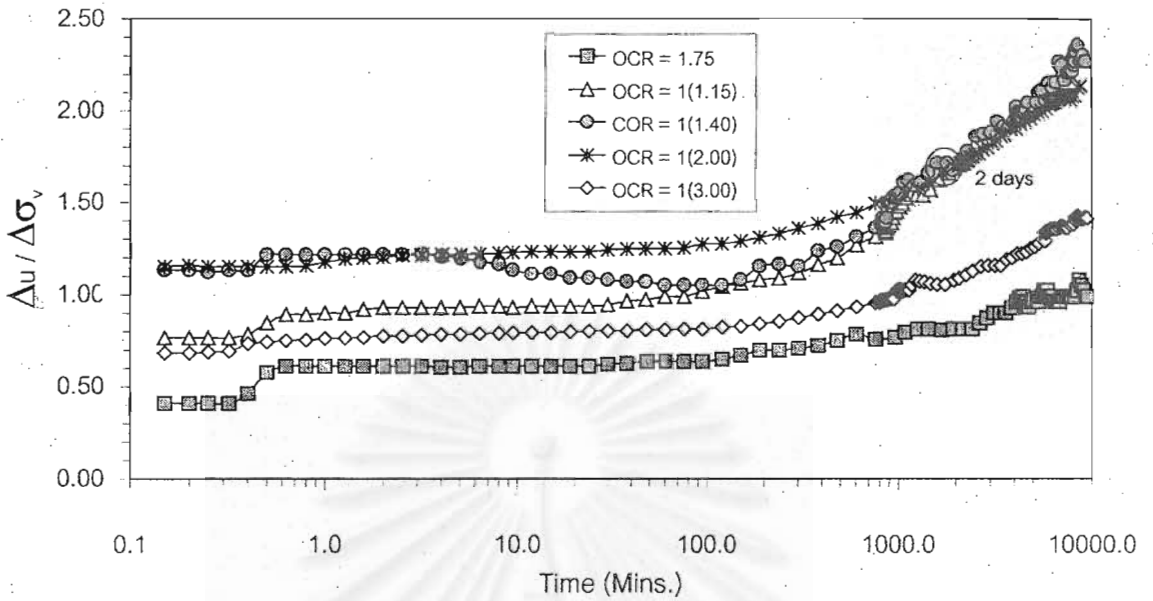
Remark: Time = 0 when started undrained creep

รูปที่ 4.90 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเกิดครีปแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_a^0) กับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณจุกหาฯ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



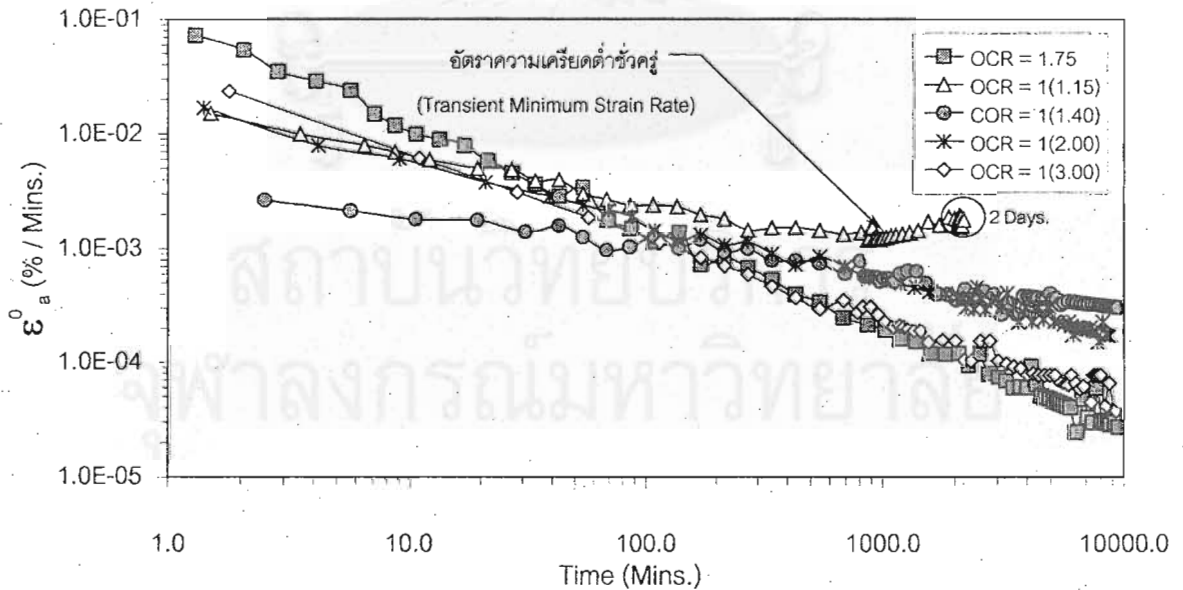
Remark: Time = 0 when started undrained creep

รูปที่ 4.91 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีปแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.



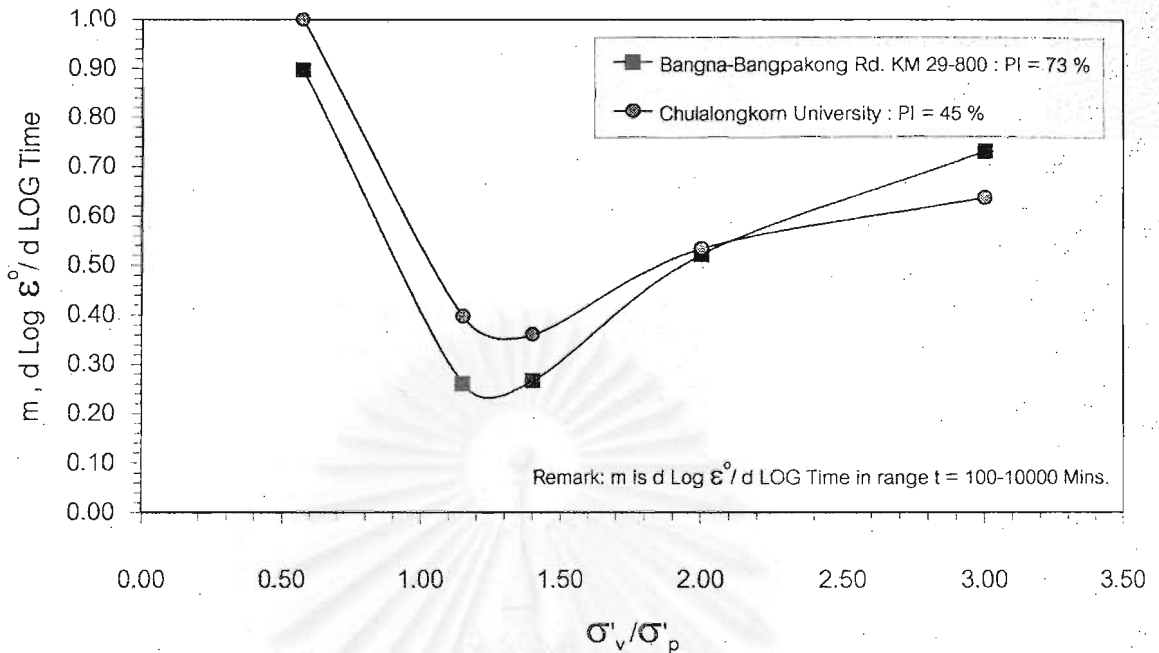
Remark: Time = 0 when started undrained creep

รูปที่ 4.92 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\Delta u / \Delta \sigma_v)$ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำกับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.



Remark: Time = 0 when started undrained creep

รูปที่ 4.93 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (ϵ_a°) กับเวลา ของดินเหนียวอ่อนบริเวณบางนา, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.



รูปที่ 4.94 เปรียบเทียบค่า m ($d \text{ LOG } \epsilon' / d \text{ LOG Time}$) ที่สัดส่วน σ'_v / σ'_p ระหว่างดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบางนา

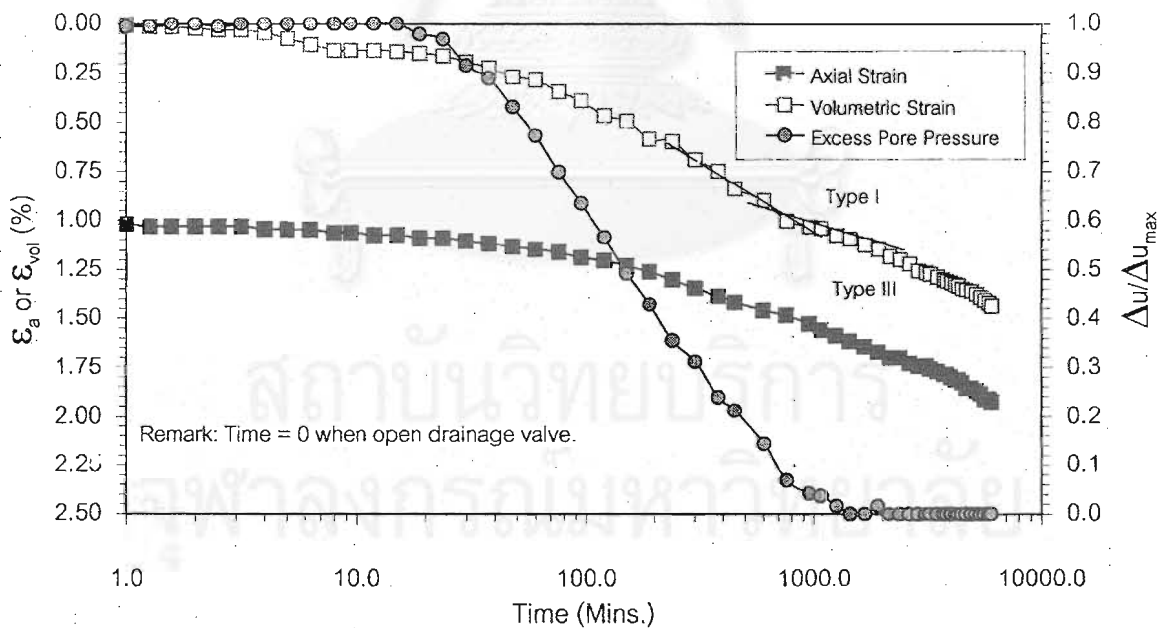
4.6.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ก. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ

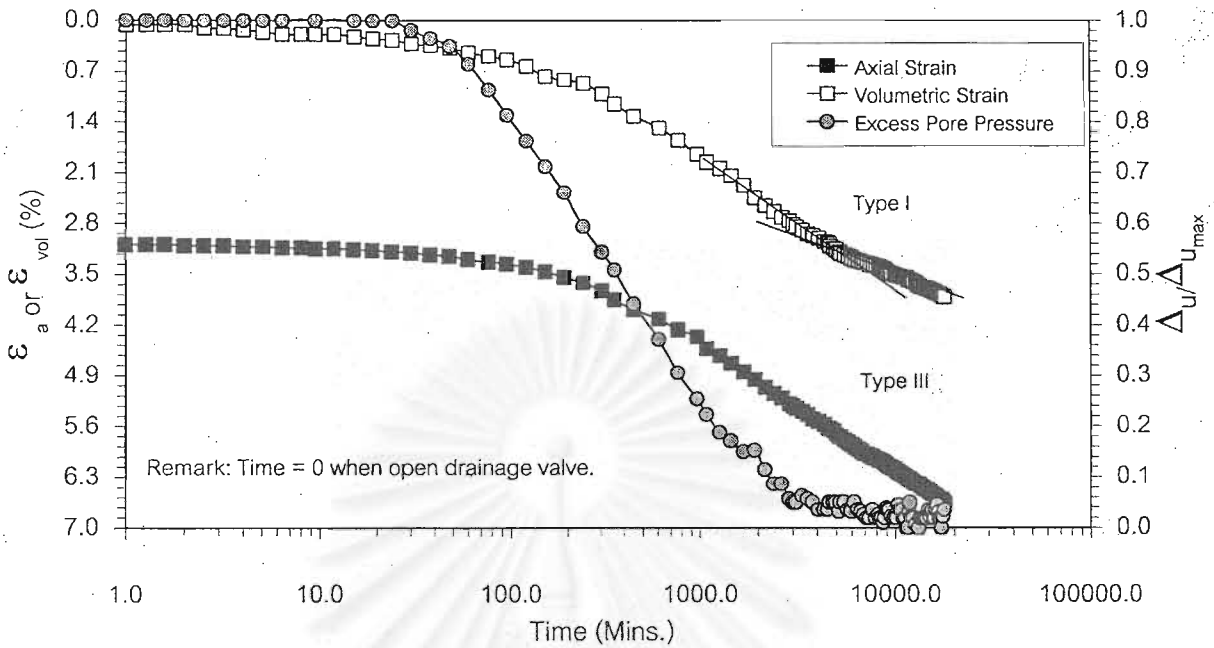
รูปที่ 4.95, รูปที่ 4.96, รูปที่ 4.97, รูปที่ 4.98 และรูปที่ 4.99 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u / \Delta \sigma_{max}$ กับเวลาในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ จะพบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a , ϵ_{vol} กับเวลาในช่วง NC ส่วนใหญ่เป็นประเภท Type III เนื่องจากปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยเมื่อเทียบกับวิธีแบบระบายน้ำ สาเหตุที่การทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยเนื่องจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักมีค่าต่ำดังแสดงในตารางที่ 4.6 อย่างไรก็ตามปริมาณการทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำจะเกิดขึ้นมากเมื่อดินอยู่ในช่วง NC โดยเฉพาะในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linear ซึ่งผลดังกล่าวสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_{max}$ กับเวลา จะพบว่ารูปร่างของกราฟความสัมพันธ์เป็นรูป S-Curve โดยลักษณะกราฟในช่วงแรก (ประมาณ 10-30 นาทีแรก) ไม่มีการลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในดินที่อยู่ติดด้านที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impervious) ถึงแม้จะมีการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นแล้วก็ตาม (จะสังเกตว่าค่า ϵ_{vol} มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากเช่นกันใน

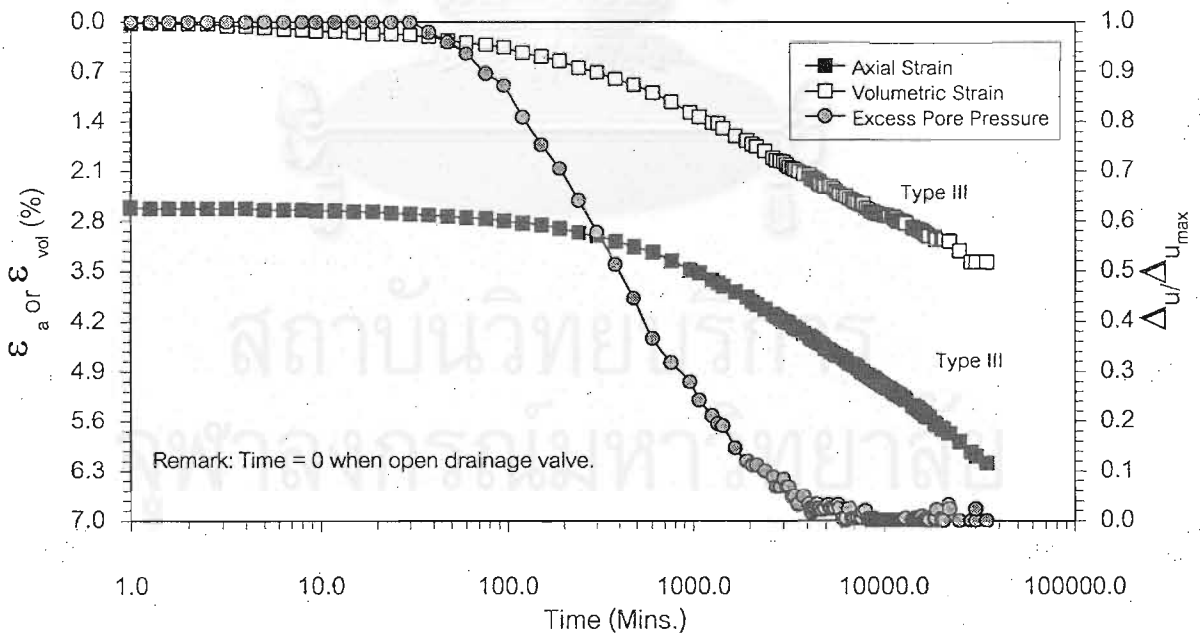
ช่วงดังกล่าว) ซึ่งเชื่อว่าเป็นผลมาจากตัวอย่างที่ใช้ทดสอบมีความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage Path) ที่ยาวเกินกว่าดินที่อยู่ติดด้านที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impervious) จะระบายได้ทัน จะสังเกตว่ารูปร่างของกราฟความสัมพันธ์เป็นรูป S-Curve ทั้งหมดไม่มีกราฟใดมีรูปร่างผิดปกติไปถึงแม้ว่าสัดส่วน σ'_v/σ'_p จะอยู่ในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linear (ซึ่งในการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial ดินก็แสดงพฤติกรรม Non-Linear เช่นกันแต่น้อยกว่าการทดสอบด้วยเครื่องมือ Oedometer ดังแสดงใน รูปที่ 4.100 และรูปที่ 109 สำหรับการทดสอบดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบริเวณบางนาฯ ตามลำดับ) ซึ่งเป็นผลเนื่องจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักมีค่าต่ำ ดังนั้นทำให้โครงสร้างของดินเปลี่ยนแปลงไม่มากในแต่ละตัวอย่าง ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านก็เปลี่ยนแปลงไม่มากเช่นกันทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลาออกมาในรูปปกติ (รูป S-Curve) นอกจากนี้การที่ยอมให้ตัวอย่างดินเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นเวลานาน (7 วัน) มีผลทำให้โครงสร้างดินเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างมากไปแล้ว ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลาในระหว่างการอัดตัวคายน้ำหลังการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำออกมาในรูปปกติ (รูป S-Curve) เช่นกัน



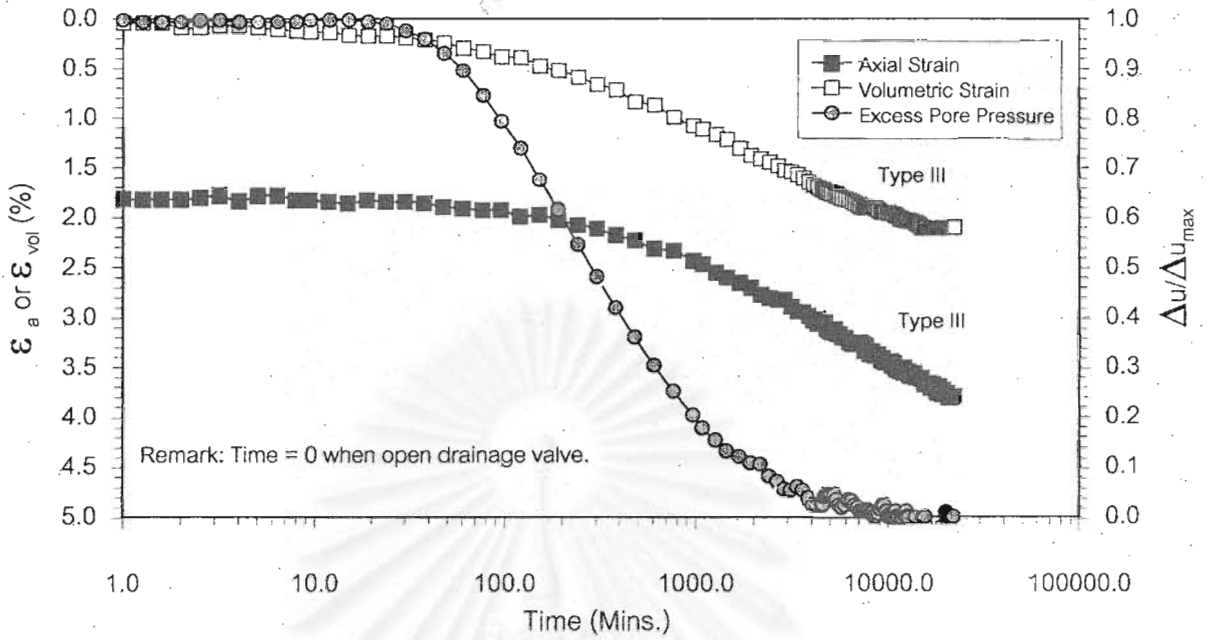
รูปที่ 4.95 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CCU OCR = 1.75 ($\sigma'_p = 94$ kPa.)



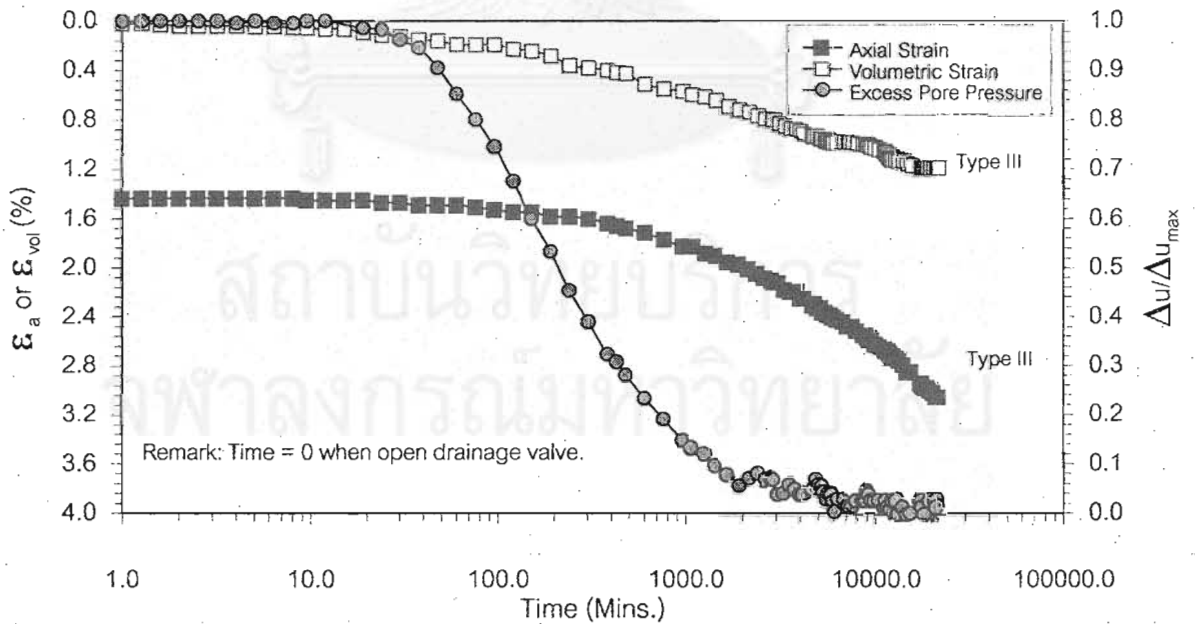
รูปที่ 4.96 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test CCU 1.15 σ'_p ($\sigma'_p=88$ kPa.)



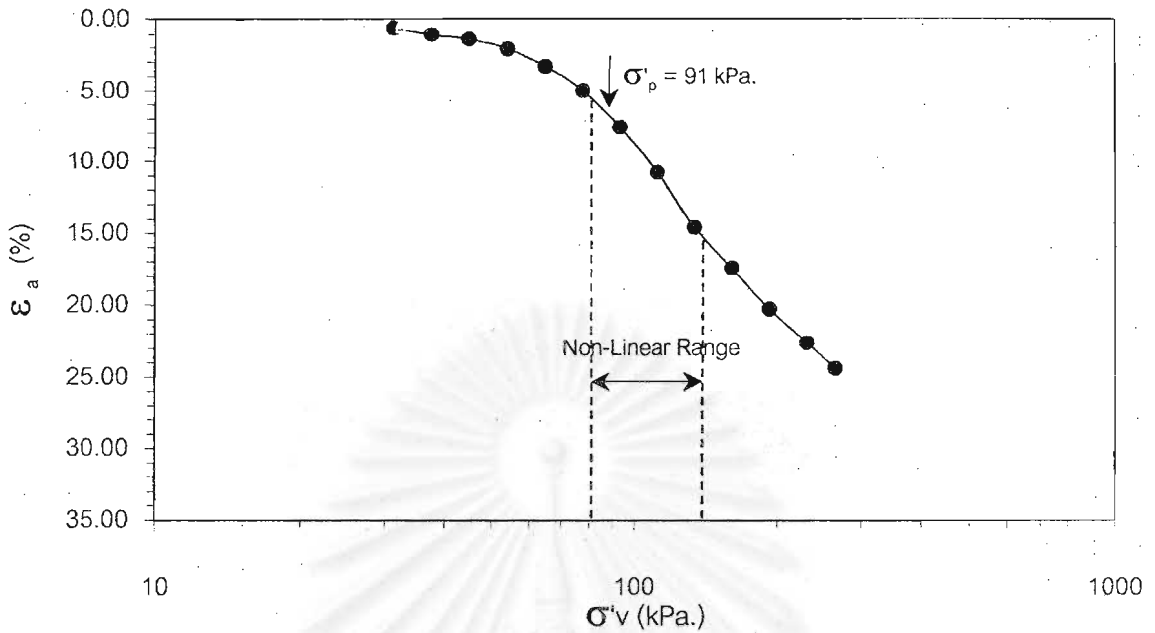
รูปที่ 4.97 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณจุฬาฯ ที่ความลึก 7.50-8.50 ม. : Test CCU 1.40 σ'_p ($\sigma'_p=88$ kPa.)



รูปที่ 4.98 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณจุดฟ้า ที่ความลึก 4.50-5.50 ม. : Test CCU 2.00 σ'_p ($\sigma'_p=94$ kPa.)



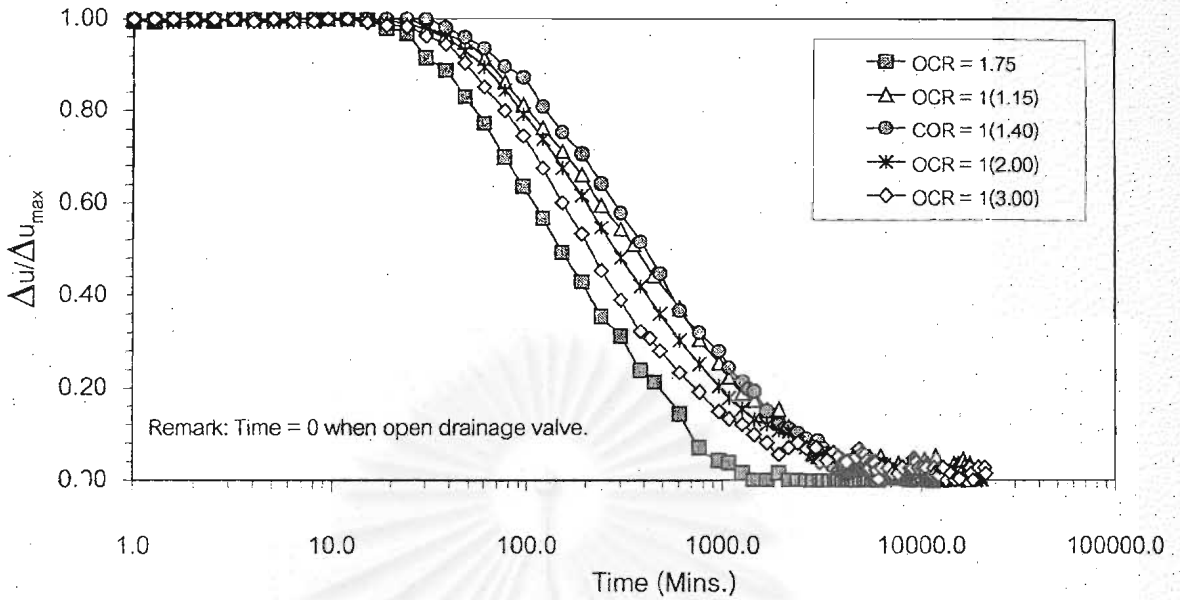
รูปที่ 4.99 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณจุดฟ้า ที่ความลึก 6.00-7.00 ม. : Test CCU 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=91$ kPa.)



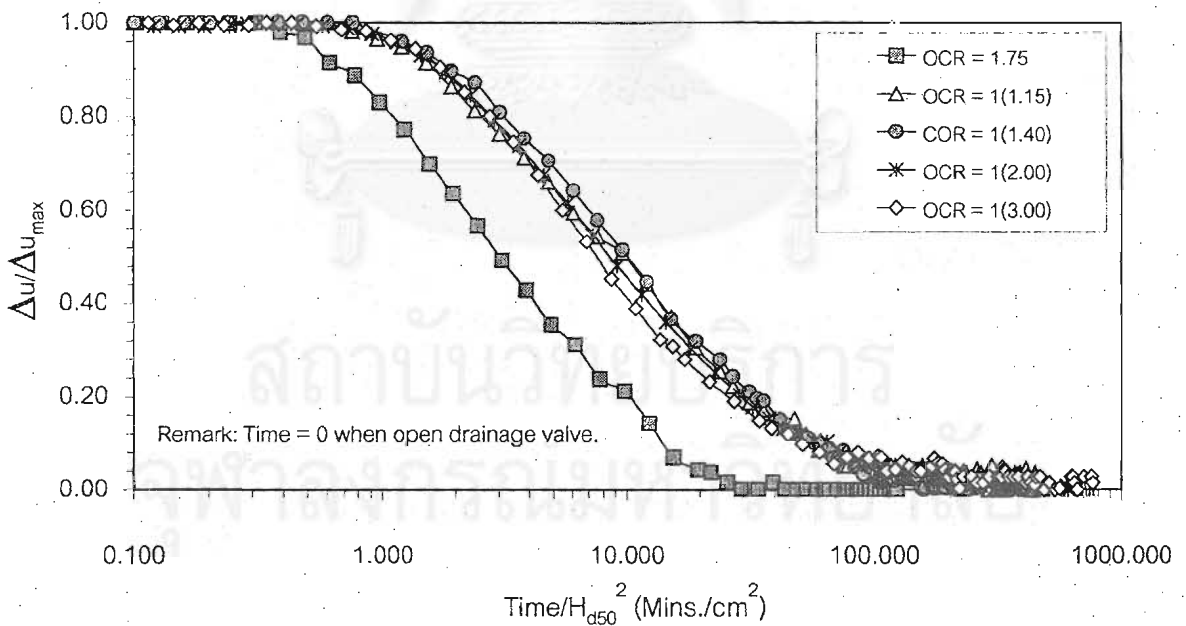
รูปที่ 4.100 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ σ'_v ในระหว่างการอัดตัวคายนํ้าแบบแอนไอโซโทรปิกในเครื่องมีลทดสอบ Triaxial ก่อนทำการ Shear และทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ของตัวอย่างดินบริเวณจุฬาฯ : Test CCU 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=91$ kPa.)

รูปที่ 4.101 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลาในระหว่างการอัดตัวคายนํ้า จะพบว่าดินในช่วง OC ใช้เวลาในการอัดตัวคายนํ้า น้อยกว่าดินในช่วง NC อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลาที่ปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้วในรูปที่ 4.102 จะพบว่าในช่วง NC กราฟเกาะกลุ่มจนเกือบเป็นเส้นเดียวกันซึ่งเป็นผลมาจากค่า c_v มีค่าเกือบคงที่ในช่วง NC นอกจากนี้ยังพบว่าระยะเวลาที่ใช้ในสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้า จะมีค่าประมาณ 50 เท่าและ 100 เท่าของระยะเวลาที่แรงดันนํ้าส่วนเกินเริ่มลดลงสำหรับตัวอย่างดินทดสอบที่ OCR = 1.75 และดินที่อยู่ในช่วง NC ตามลำดับ

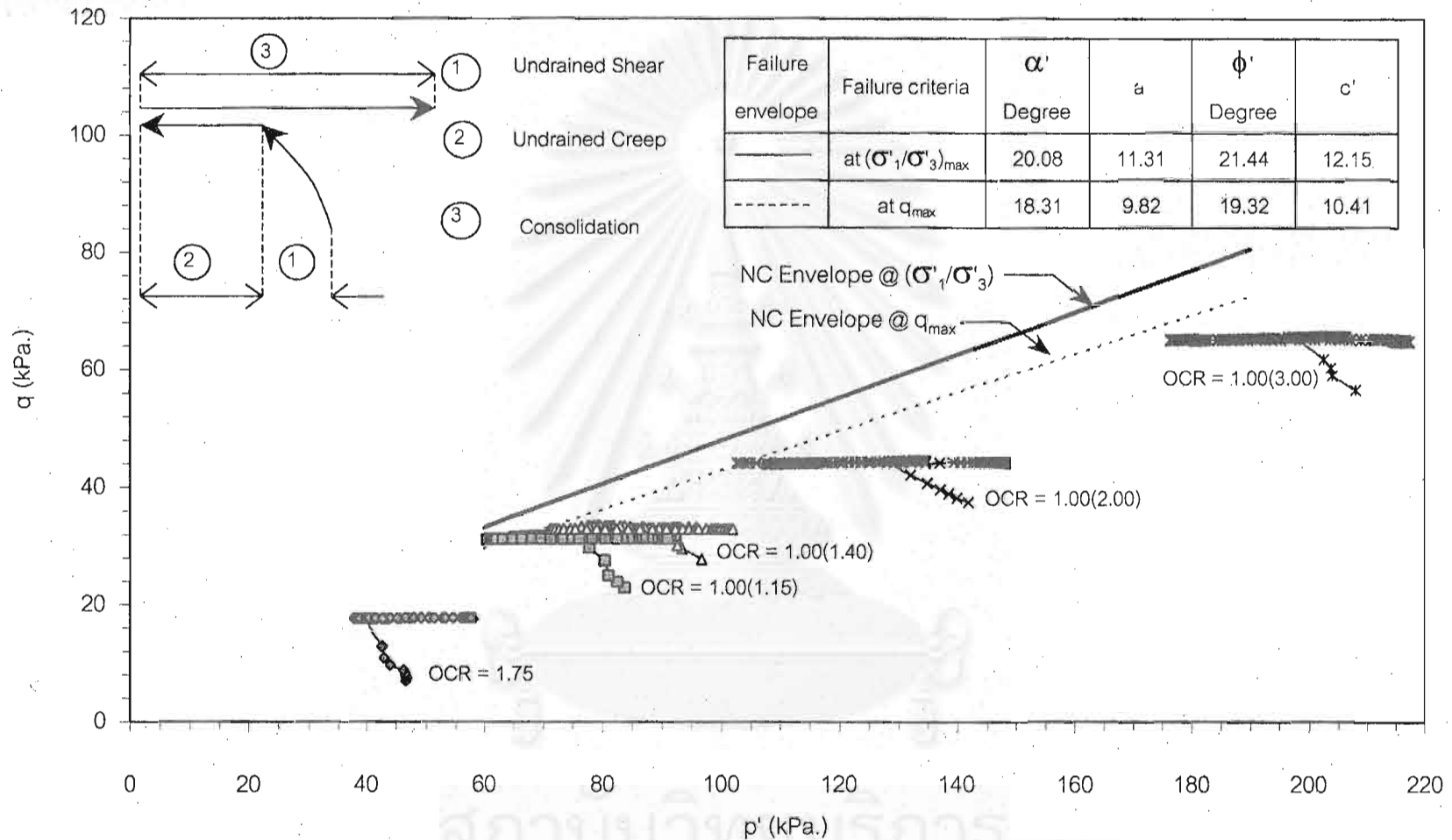
เมื่อพิจารณาทางเดินของหน่วยแรงในรูปที่ 4.103 จะพบว่าเส้นทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ ในช่วง NC เมื่อสัดส่วน σ/σ'_p มีค่าเท่ากับ 1.15, 1.40 และ 2.00 แต่เส้นขอบเขตการวิบัติที่ q_{max} แล้ว แสดงว่าถ้ายอมให้เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำนานขึ้นอีกตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติได้ และในระหว่างการอัดตัวคายนํ้าค่า q มีค่าเกือบคงที่ เนื่องจากมีการเปลี่ยนแปลงพื้นที่หน้าตัดเพียงเล็กน้อย



รูปที่ 4.101 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u / \Delta u_{max}$ กับเวลา ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณจุดๆ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



รูปที่ 4.102 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u / \Delta u_{max}$ กับ $Time/H_d^2$ ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณจุดๆ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.



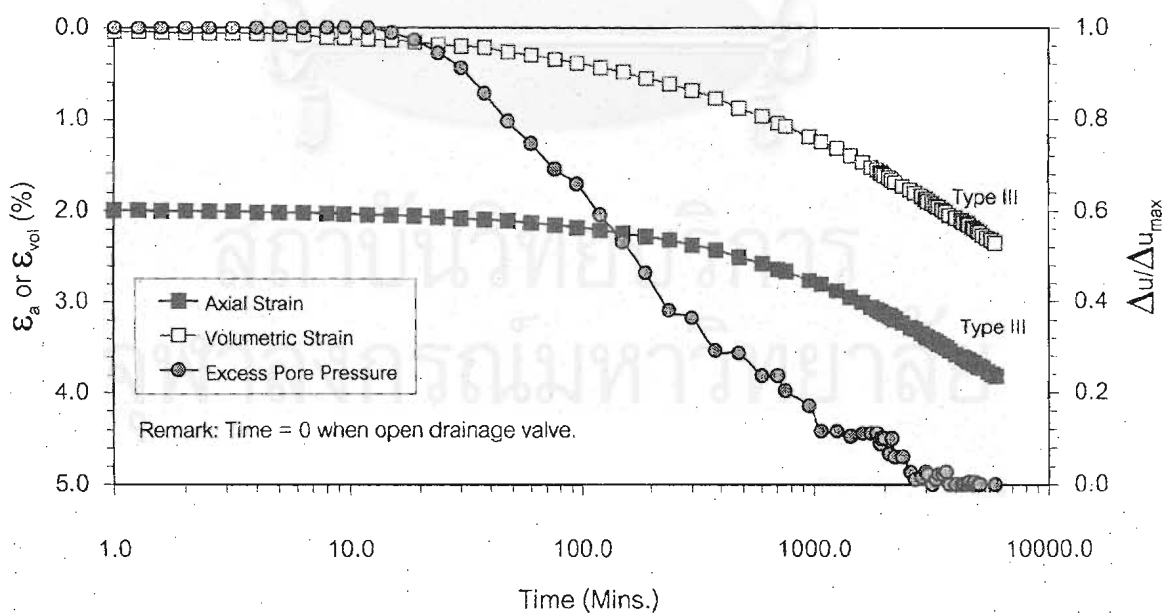
รูปที่ 4.103 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำและการอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณจุฬาฯ, $\sigma'_p = 88-94$ kPa.

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

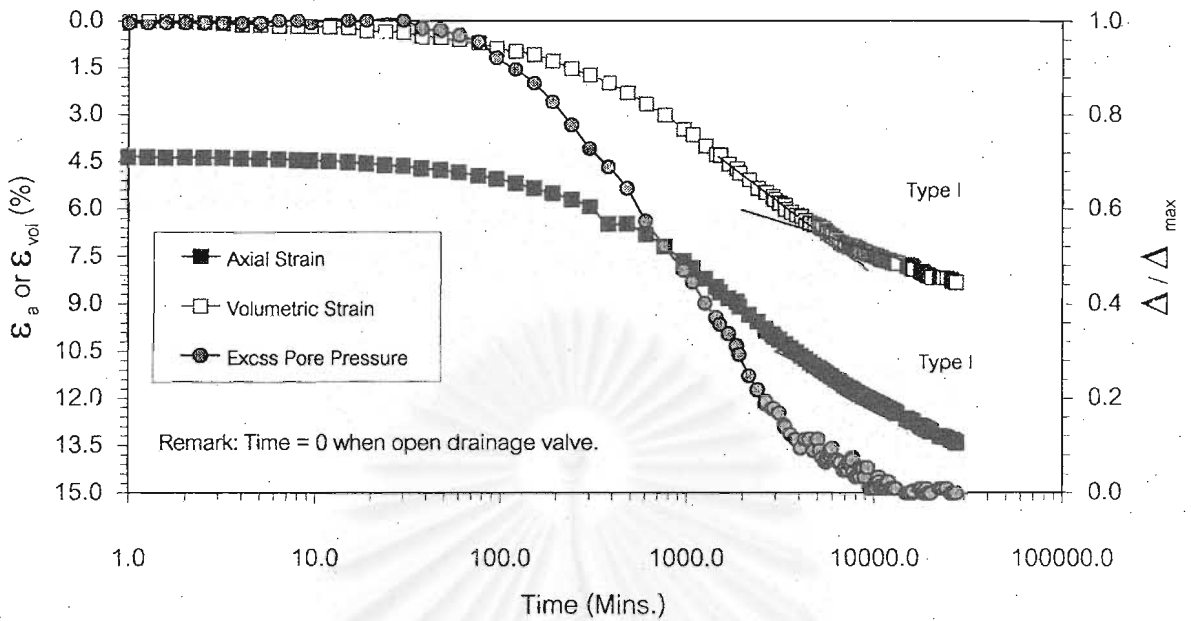
รูปที่ 4.104, รูปที่ 4.105, รูปที่ 4.106, รูปที่ 4.107 และรูปที่ 4.108 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลาในระหว่างการอัดตัวคายน้ำของดินบริเวณบางนา ซึ่งผลการทดสอบที่ได้เป็นไปในแนวทางเดียวกับดินบริเวณจุฬาฯ แต่อย่างไรก็ตามปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในระหว่างการอัดตัวคายน้ำมีปริมาณมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ

รูปที่ 4.110 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลาในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ จะพบว่าดินในช่วง OC ใช้เวลาในการอัดตัวคายน้ำน้อยกว่าดินในช่วง NC เช่นเดียวกับดินบริเวณจุฬาฯ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลาที่ปรับแก้ผลของความยาวตัวอย่างแล้วในรูปที่ 4.111 จะพบว่าในช่วง NC กราฟค่อนข้างกระจายกว่าดินบริเวณจุฬาฯ ซึ่งเชื่อกันว่าสาเหตุมาจากตัวอย่างมีความยาวค่อนข้างมากดังนั้นดินอาจไม่เป็นเนื้อเดียวกันหมดซึ่งอาจมีชั้น Silt แทรกอยู่ทำให้อัตราการอัดตัวคายน้ำในช่วง NC มีค่าแตกต่างกัน นอกจากนี้ยังพบว่าระยะเวลาที่ใช้ในสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจะมีค่าประมาณ 100 เท่าและ 130-200 เท่าของระยะเวลาที่แรงดันน้ำส่วนเกินเริ่มลดลงสำหรับตัวอย่างดินทดสอบที่ $OCR = 1.75$ และดินที่อยู่ในช่วง NC ตามลำดับ

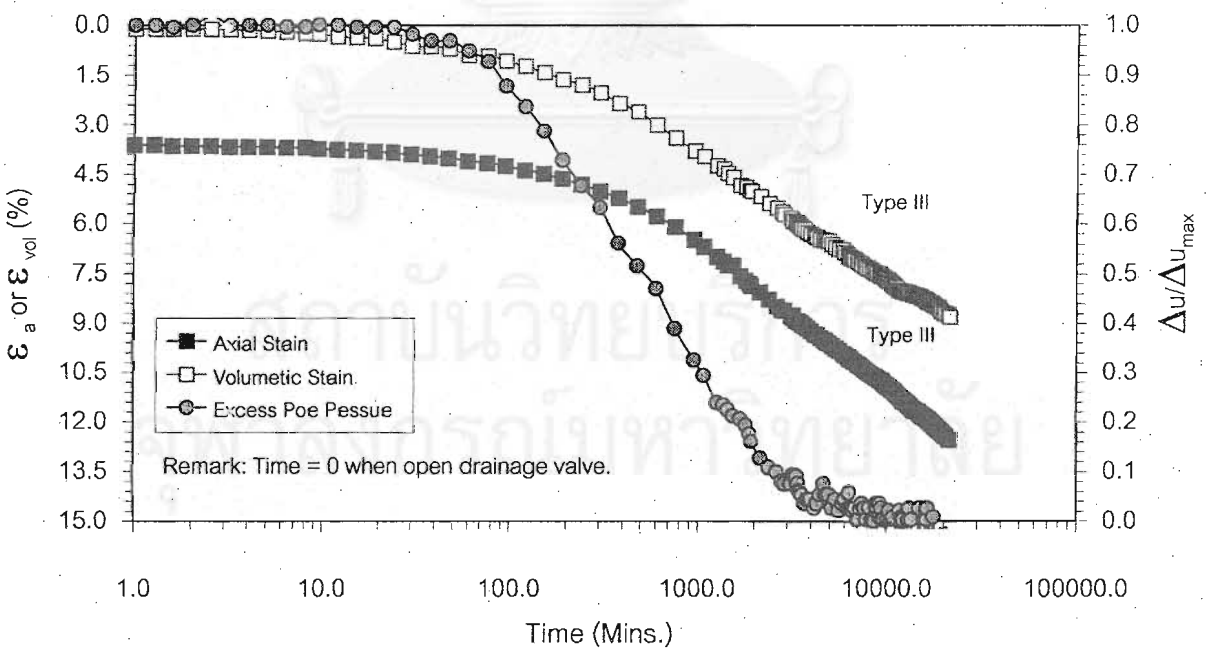
เมื่อพิจารณาทางเดินของหน่วยแรงในรูปที่ 4.112 จะพบว่าได้เป็นไปในแนวทางเดียวกับดินบริเวณจุฬาฯ



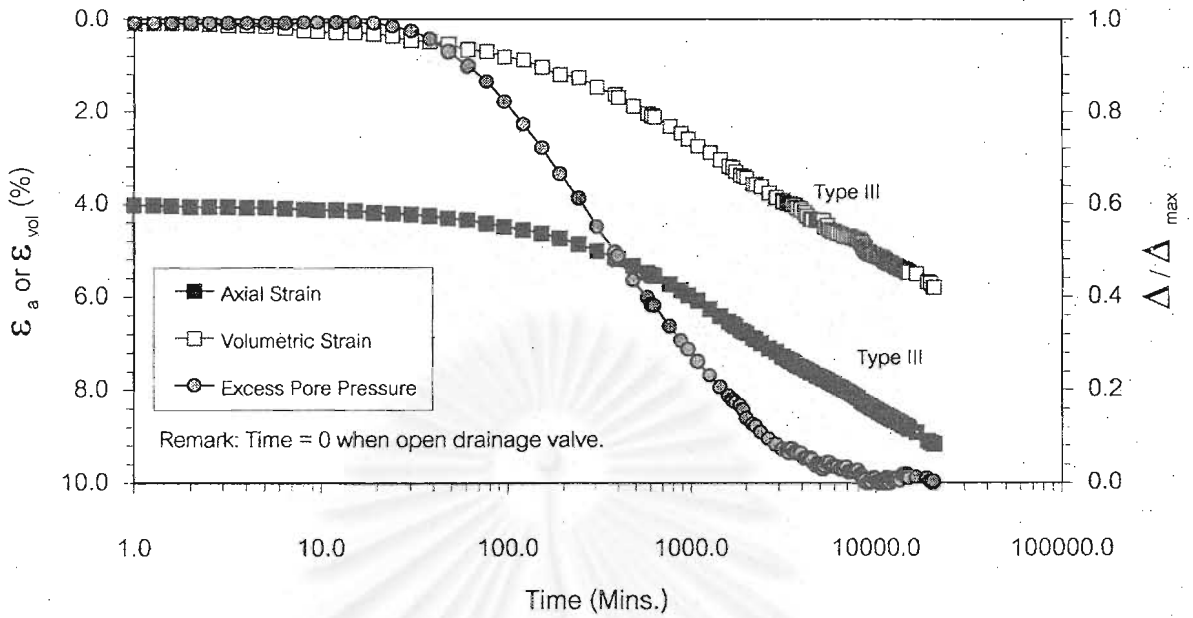
รูปที่ 4.104 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta\sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test No. CBN $OCR = 1.75$ ($\sigma'_p = 79$ kPa.)



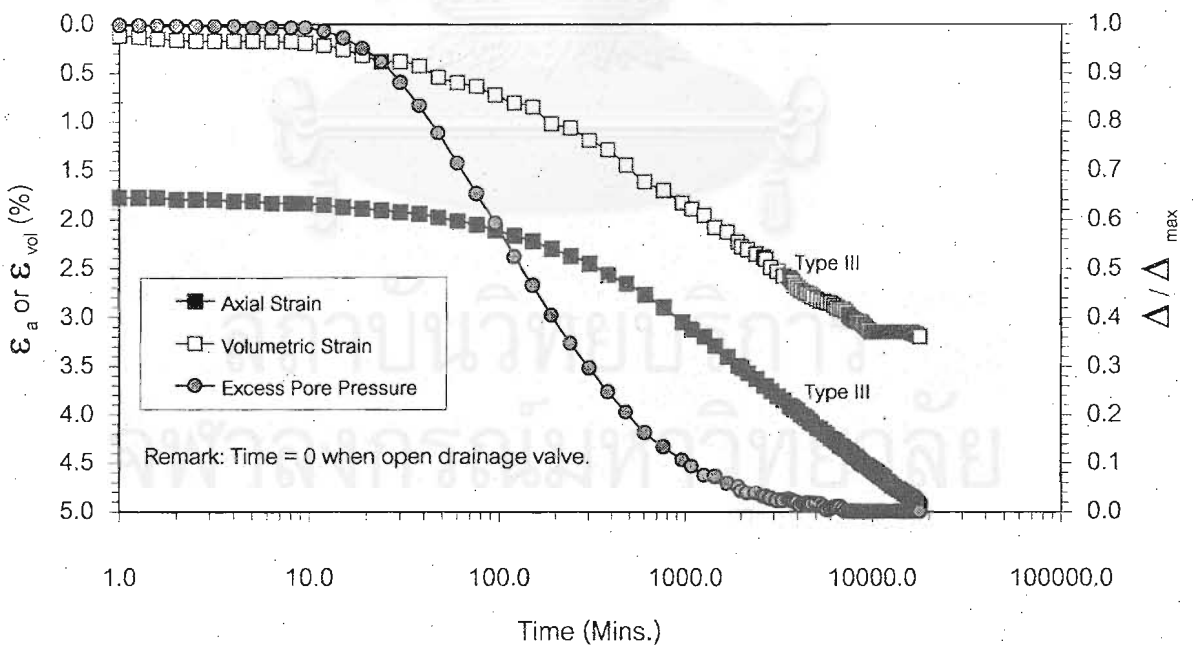
รูปที่ 4.105 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test No. CBN 1.15 σ'_p ($\sigma'_p=60$ kPa.)



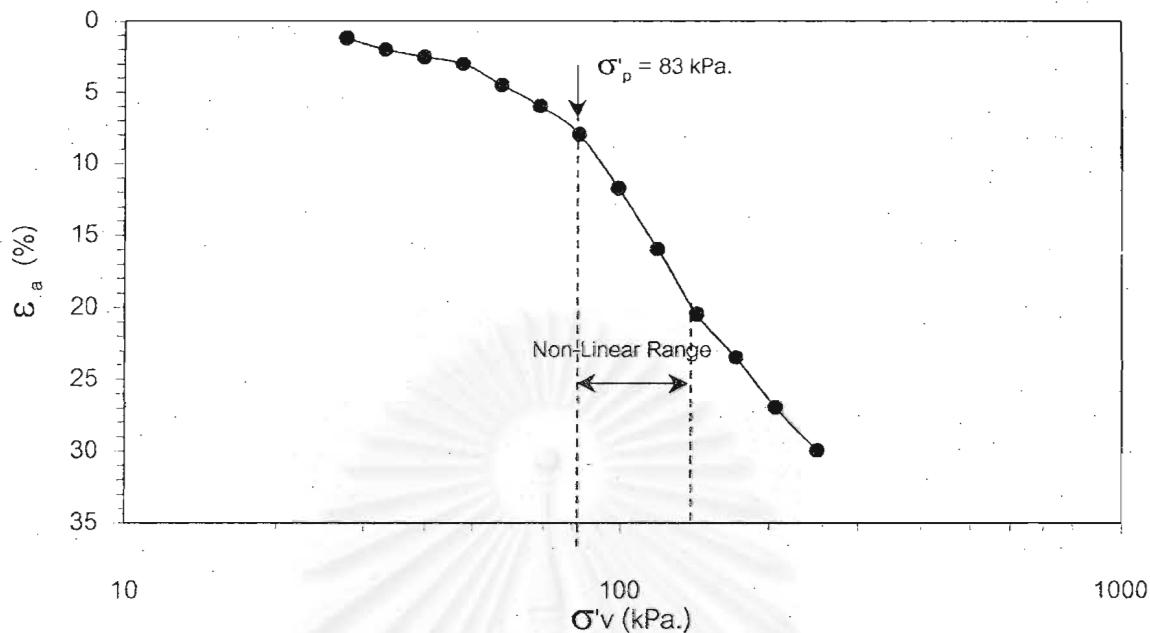
รูปที่ 4.106 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนา ที่ความลึก 9.00-10.00 ม. : Test No. CBN 1.40 σ'_p ($\sigma'_p=60$ kPa.)



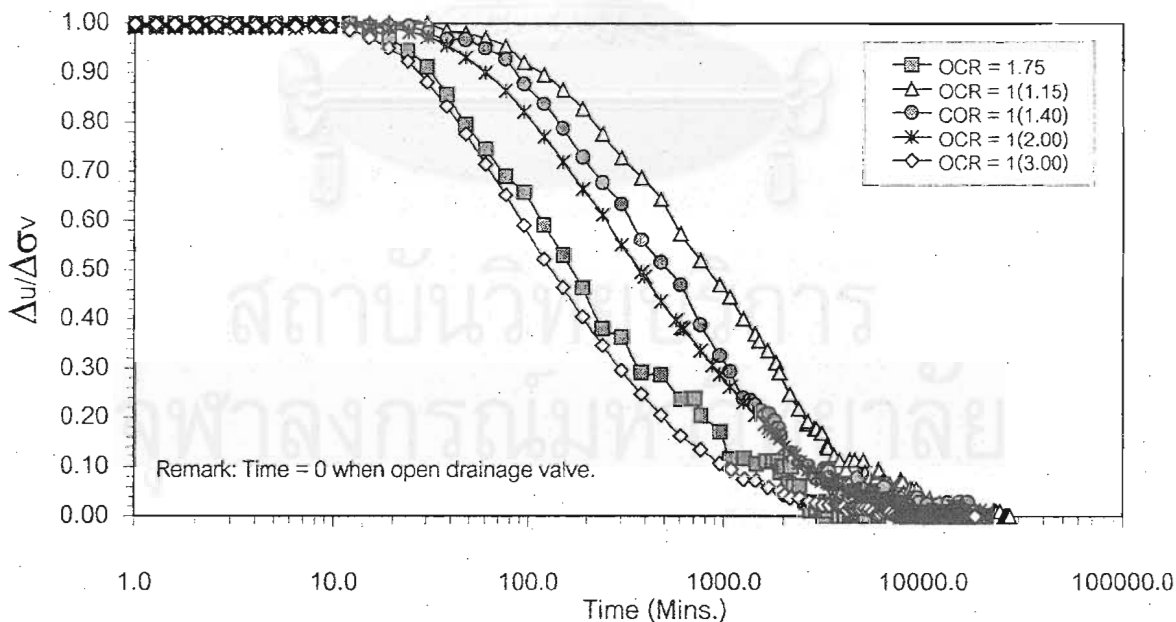
รูปที่ 4.107 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 13.50-14.50 ม. : Test No. CBN 2.00 σ'_p ($\sigma'_p=79$ kPa.)



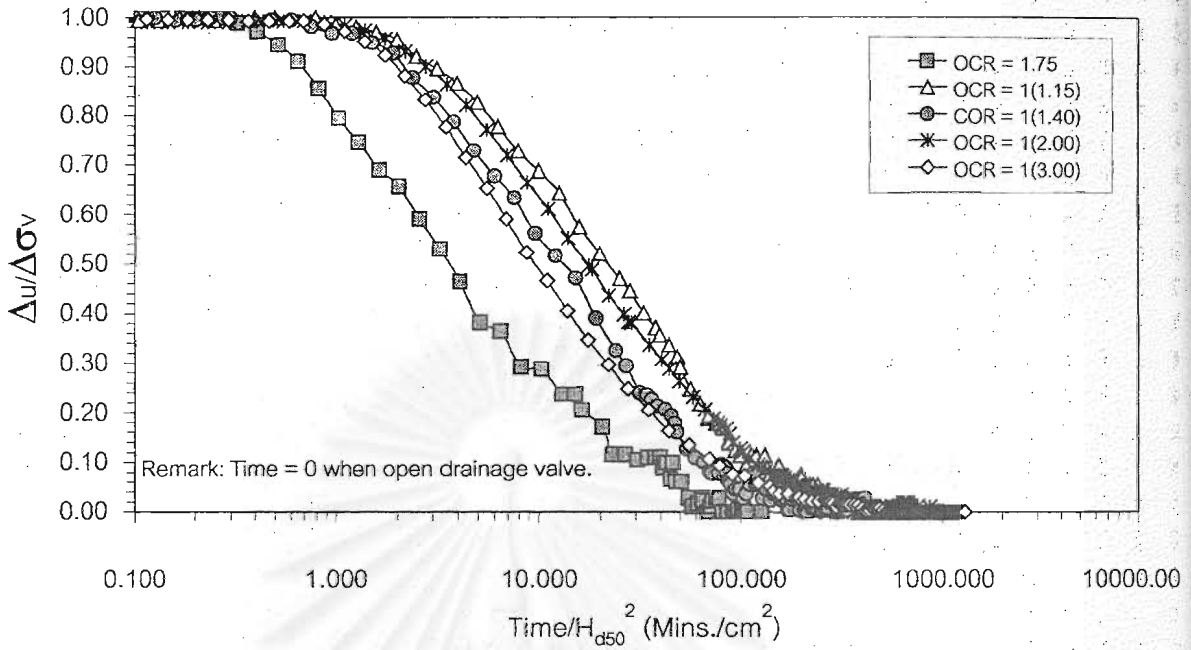
รูปที่ 4.108 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϵ_a , ϵ_{vol} และ $\Delta u/\Delta \sigma_{max}$ กับเวลา ของตัวอย่างดิน บริเวณบางนาฯ ที่ความลึก 12.00-13.00 ม. : Test No. CBN 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=83$ kPa.)



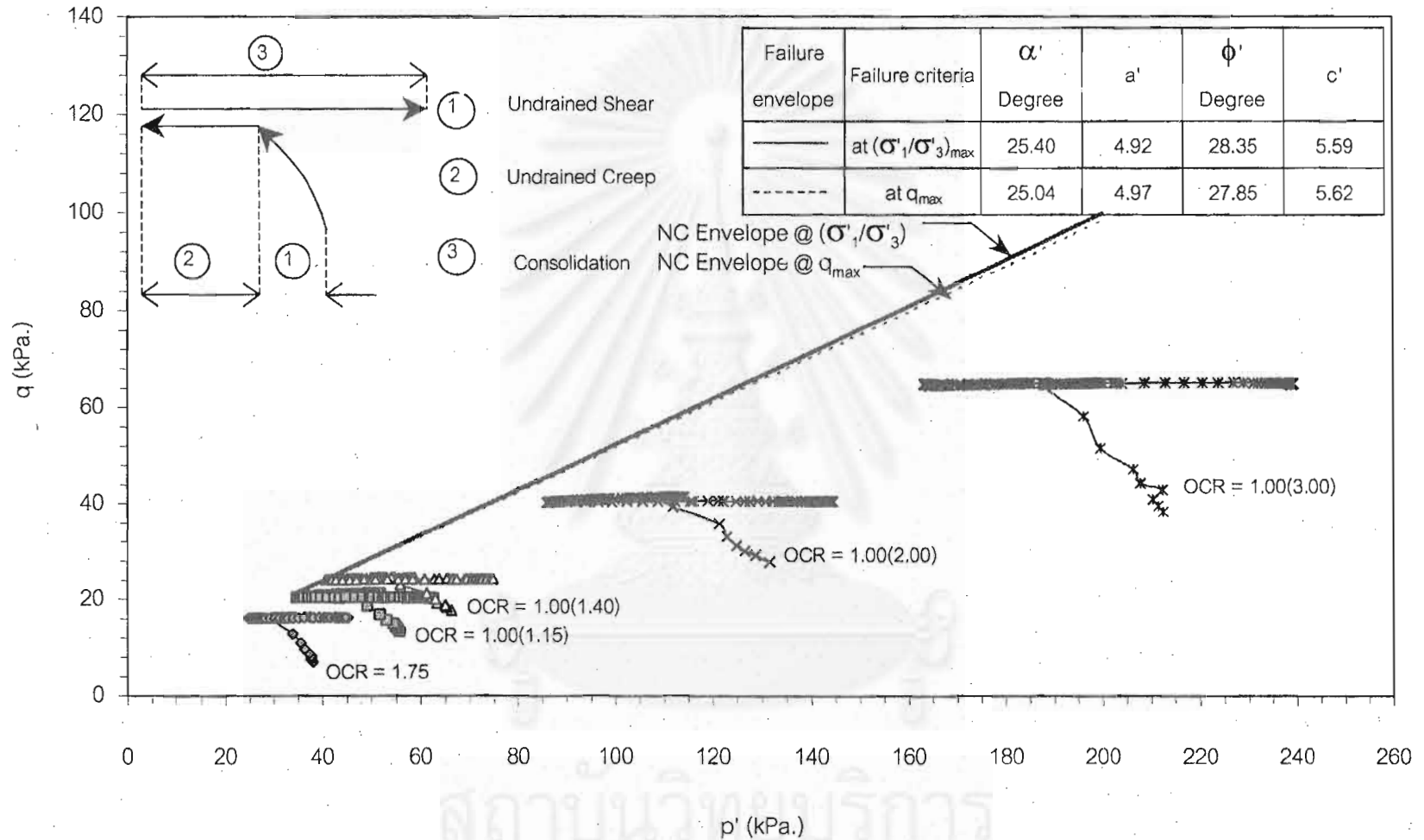
รูปที่ 4.109 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a กับ σ'_v ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิกในเครื่องมือทดสอบ Triaxial ก่อนทำการ Shear และทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ : Test CBN 3.00 σ'_p ($\sigma'_p=83$ kPa.)



รูปที่ 4.110 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta u_{max}$ กับเวลา ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.



รูปที่ 4.111 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\Delta u/\Delta \sigma_{v \max}$ กับ Time/H_d^2 ในระหว่างการอัดตัว คายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83 \text{ kPa}$.



รูปที่ 4.112 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างการเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำและการอัดตัวคายน้ำ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ ของดินบริเวณบางนาฯ, $\sigma'_p = 60-83$ kPa.

ค. เปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ และ 3 มิติที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากัน โดยในแต่ละกรณีเปรียบเทียบตัวอย่างที่ความลึกเดียวกัน

ตารางที่ 4.8 และตารางที่ 4.9 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติซึ่งทำการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer และ 3 มิติซึ่งทดสอบในเครื่องมือ Triaxial โดยยอมให้เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นก่อนการทดสอบอัดตัวคายน้ำ โดยเปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากัน และในแต่ละกรณีเปรียบเทียบตัวอย่างที่ความลึกเดียวกันของตัวอย่างดินบริเวณจุดต่างๆ และบริเวณบางนาๆ ตามลำดับ จะพบว่าค่า ϵ_{vol} ที่เกิดขึ้นสำหรับการทดสอบทั้งสองแบบมีค่าใกล้เคียงกัน แต่อย่างไรก็ตามค่า ϵ_{vol} ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial มีแนวโน้มที่จะมากกว่าค่า ϵ_{vol} ที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer เล็กน้อย เนื่องจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial ยอมให้เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำก่อนทำให้มีแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำอยู่มาก ดังนั้นจึงมีการเปลี่ยนแปลงของค่า ϵ_{vol} มากกว่าการทดสอบเครื่องมือ Rowe Oedometer สำหรับค่า ϵ_a ที่เกิดขึ้นจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial จะมีค่ามากกว่าที่ทำการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rowe Oedometer เช่นกัน เนื่องจากค่า ϵ_a ที่เกิดขึ้นจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Triaxial ได้รวมผลของ ϵ_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำเข้าไว้ด้วย

ตารางที่ 4.8 เปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ $\epsilon_{vol.}$ ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากันของตัวอย่างดินบริเวณจุฬาฯ

Depth (m.)	Triaxial Test at OCR	Triaxial Test				Rowe Oedo.
		ϵ_a (%), Undrained Creep	ϵ_a (%), Consolidation	ϵ_a (%), Total	$\epsilon_{vol.}$ (%), Consolidation	ϵ_a or $\epsilon_{vol.}$ (%)
4.5-5.5	1.75	0.57	0.60	1.17	1.00	1.30
7.5-8.5	1 (1.15 σ'_p)	2.58	2.44	5.02	3.01	3.20
7.5-8.5	1 (1.40 σ'_p)	2.48	1.84	4.32	2.22	2.60
4.5-5.5	1 (2.00 σ'_p)	1.49	1.23	2.72	1.72	1.50
6.0-7.0	1 (3.00 σ'_p)	1.21	0.69	1.90	0.83	0.90

ตารางที่ 4.9 เปรียบเทียบปริมาณ ϵ_a และ $\epsilon_{vol.}$ ที่เกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติที่เกิดขึ้นในช่วงการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่เท่ากันของตัวอย่างดินบริเวณบางนาฯ

Depth (m.)	Triaxial Test at OCR	Triaxial Test				Rowe Oedo.
		ϵ_a (%), Undrained Creep	ϵ_a (%), Consolidation	ϵ_a (%), Total	$\epsilon_{vol.}$ (%), Consolidation	ϵ_a or $\epsilon_{vol.}$ (%)
13.5-14.5	1.75	1.35	1.24	2.59	1.73	1.50
7.5-8.5	1 (1.15 σ'_p)	3.76	7.06	10.82	6.90	7.90
7.5-8.5	1 (1.40 σ'_p)	3.00	5.51	8.51	6.37	5.90
13.5-14.5	1 (2.00 σ'_p)	3.03	3.60	6.63	4.34	2.50
12.0-13.0	1 (3.00 σ'_p)	1.32	1.92	3.24	2.41	2.50

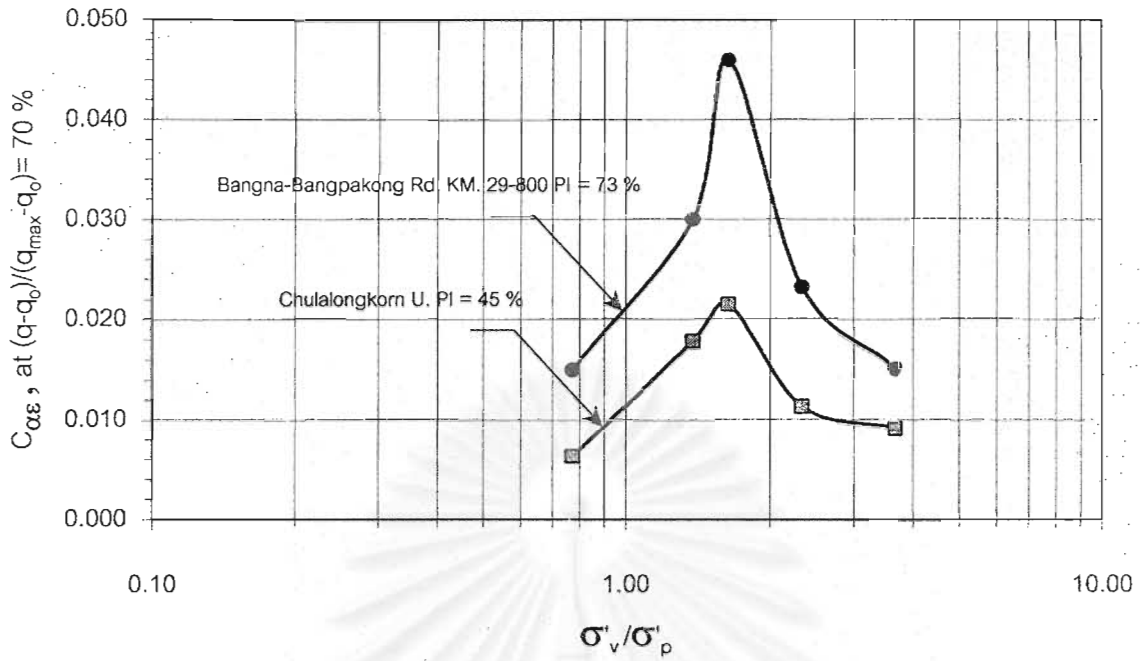
4.6.3 ผลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำของดินทั้งสองบริเวณ

รูปที่ 4.113 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ ที่สัดส่วน σ'/σ'_p ต่างๆ ของทั้งสองบริเวณ จะพบว่าที่สัดส่วน σ'/σ'_p เดียวกันครีฟแบบระบายน้ำของดินบริเวณบางนาเกิดขึ้นมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ และดินในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดครีฟแบบระบายน้ำมากกว่าดินในช่วง OC โดยครีฟแบบระบายน้ำจะเกิดมากที่สุดในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linear ที่สัดส่วน σ'/σ'_p มีค่าประมาณ 1.40 หลังจากนั้นแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อสัดส่วน σ'/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามค่า $C_{\alpha E}$ ในการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติมีค่าเกือบคงที่เนื่องจากระยะเวลาที่ใช้ทดสอบครีฟแบบระบายน้ำใช้เวลาทดสอบเพียง 3-5 เท่าของระยะเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (3-5 t_p) ซึ่งค่า $C_{\alpha E}$ มีค่าคงที่

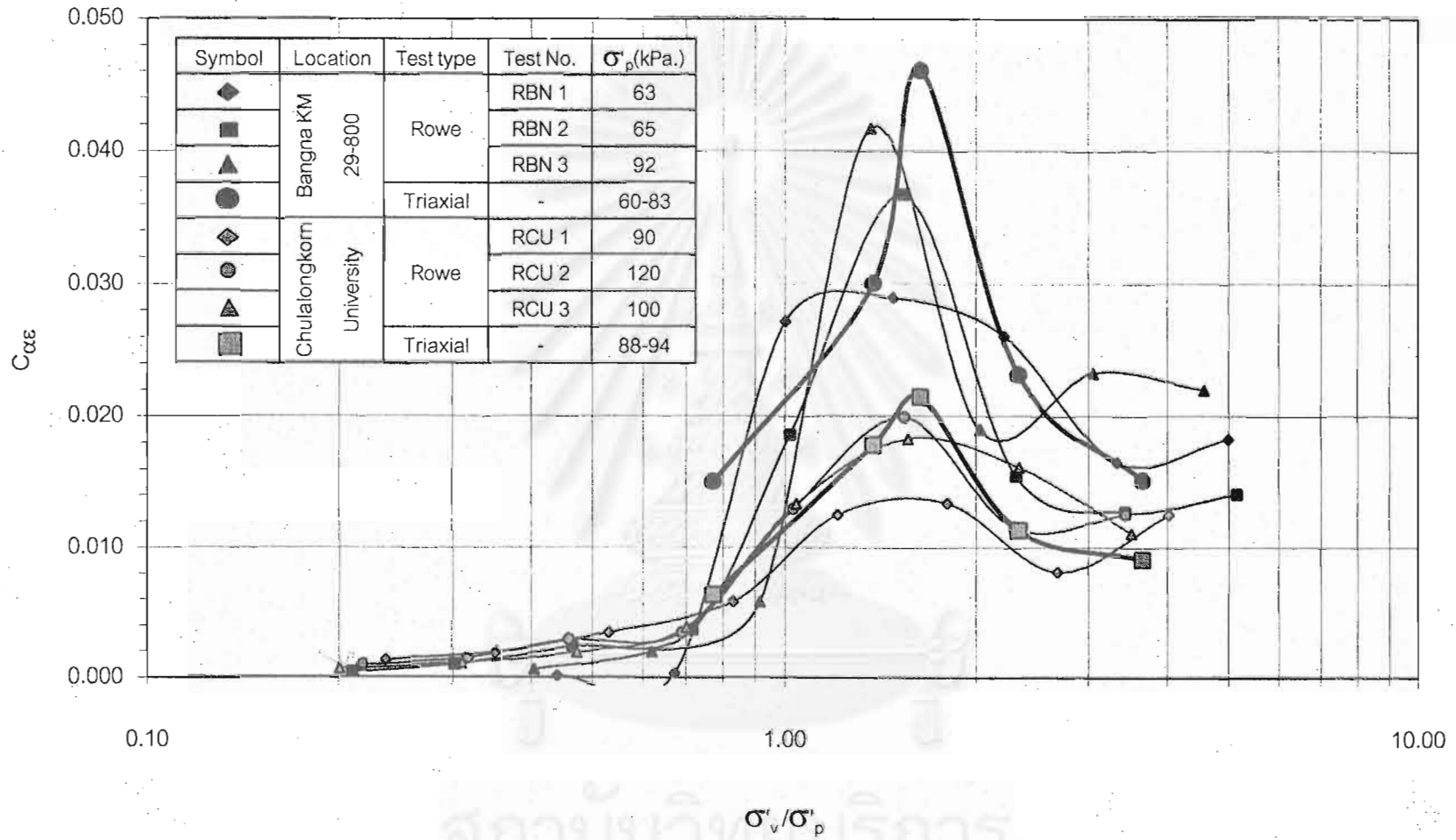
จะสังเกตว่าในช่วงการอัดตัวคายน้ำหลังจากการทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำดินไม่ได้แสดงผลของ Non-Linearity แต่เมื่อพิจารณาในช่วงครีฟแบบระบายน้ำกลับแสดงผลของ Non-Linearity อีกครั้ง ทั้งนี้เนื่องจากโครงสร้างดินไม่ได้ถูกทำลายไปทั้งหมดในช่วงการทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำและการทดสอบอัดตัวคายน้ำ

นอกจากนี้ยังพบว่าค่า $C_{\alpha E}$ ที่ได้จากการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 70% มีค่าสูงกว่าค่า $C_{\alpha E}$ ที่ได้จากการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ (สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ เท่ากับ 0%) ดังแสดงในรูปที่ 4.114 ดังนั้นค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อดินมีการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ และสัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$ มีค่ามากขึ้น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.113 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha E}$ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติที่ $(q-q_0)/(q_{max}-q_0) = 70\%$ ระหว่างดินเหนียวบริเวณจุฬาฯ และบางนาฯ ซึ่งมีค่า PI แตกต่างกันมาก



รูปที่ 4.114 เปรียบเทียบค่า $C_{\alpha E}$ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติและ 3 มิติที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{max}-q_0) = 70\%$ ของดินเหนียวอ่อน บริเวณจุกฟ้า และบริเวณบางนาฯ

สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดสอบ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบเนื่องจากคุณสมบัติพื้นฐาน, ประวัติของหน่วยแรง และโครงสร้างดินที่มีต่อพฤติกรรมการหดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนดินเหนียวในน้ำทะเลและอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากอายุตลอดจนเป็นดินที่มีความไว โดยทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนแบบคงสภาพบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และบริเวณ ถ.สายบาง-บางปะกง กม.29-800 ซึ่งมีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกัน ซึ่งพบว่าดินเหนียวอ่อนทั้งสองบริเวณเมื่อหน่วยแรงที่มากกระทำมีค่ามากกว่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_v -LOG σ'_v มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก โดยค่า CR มีค่าสูง และสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_v -LOG σ'_v เมื่อดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติและ σ'_v/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-2.3 จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) อันมีสาเหตุมาจากกระบวนการชะล้าง (Leaching) และการมีสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Fe_2O_3) ซึ่งดินที่อยู่ในช่วงดังกล่าวจะมีการหดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาเกิดขึ้นมาก และแรงดันน้ำส่วนเกินมักไม่ค่อยลดกับเวลา

5.1.1 ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

ดินบริเวณ ถ.บางนา-บางปะกง กม.29-800 มีอัตราส่วนช่องว่างตามธรรมชาติ (e_0), ค่า PI และค่า LI สูงกว่าดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย แสดงว่าดินบริเวณบางนามีช่องว่างในดินและปริมาณธาตุดินเหนียวชนิดที่ Active กว่าอยู่มากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ

ก. พฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ดินบริเวณบางนามีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติโดยครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าดินบริเวณจุฬาฯ [พิจารณาจากค่า m ในสมการความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Singh and Mitchell, (1969)] แสดงว่าดินที่มีอัตราส่วนช่องว่างตามธรรมชาติ (e_0), ค่า PI และค่า LI สูงมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติเนื่องครีพแบบไม่ระบายน้ำสูงตามไปด้วย

ข. พฤติกรรมในช่วงการอัดตัวคายน้ำ

ดินบริเวณบริเวณบางนามีปริมาณการหดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำมากกว่าดินบริเวณจุฬา ฯ ดังนั้นดินที่มีอัตราส่วนช่องว่างตามธรรมชาติ (e_0) มากจะเกิดการหดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำมาก

สำหรับอัตราในการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วง NC ดินบริเวณบางนาใช้เวลาในการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าดินบริเวณจุฬา ฯ ดังนั้นดินที่มีค่า PI สูง (มีปริมาณธาตุดินเหนียวอยู่มาก) จะใช้เวลาในการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินมาก

ค. พฤติกรรมครีพแบบระบายน้ำ

ดินบริเวณบริเวณบางนามีค่า $C_{\alpha e}$ มากกว่าดินบริเวณจุฬา ฯ ดังนั้นดินที่มีค่า PI สูงจะเกิดปัญหาครีพแบบระบายน้ำมากกว่าดินที่มี PI ต่ำ

5.1.2 ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ก. พฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ดินในช่วง NC เกิดปัญหาครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าดินในช่วง OC โดยในช่วง OC ครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นน้อยมาก

ข. พฤติกรรมในช่วงการอัดตัวคายน้ำ

ดินในช่วง NC จะเกิดการหดตัวมากกว่าดินในช่วง OC และในช่วง NC ใช้เวลาในการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าในช่วง OC

ค. พฤติกรรมครีพแบบระบายน้ำ

ดินในช่วง OC มีค่า $c_{\alpha e}$ น้อยกว่าดินในช่วง NC ดังนั้นดินในช่วง OC มีปัญหาการหดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำน้อยกว่าดินในช่วง NC

5.1.3 ผลกระทบจากโครงสร้างของมวลดิน

ดินบริเวณทั้งสองบริเวณจัดอยู่ในประเภทดินเหนียวที่มีความไว (Sensitive Soil) ซึ่งโครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) ซึ่งเป็นผลมาจากกระบวนการ Leaching และในมวลดินมีสารเคมีเชื่อมแน่น (Fe_2O_3) ทำให้ดินแสดงพฤติกรรมแบบเปราะบาง (Brittle)

อย่างไรก็ตามดินบริเวณบางนาโครงสร้างดินมีเสถียรภาพน้อยกว่าดินบริเวณจุฬา ฯ ซึ่งจะดูได้จากค่าSensitivity, ค่า LI และอัตราส่วน CR/RR ซึ่งดินบริเวณบางนามีค่าสูงกว่าดินบริเวณจุฬา ฯ

จากผลการทดสอบดินทั้งสองบริเวณพบว่าเมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่อมวลดิน ดินในช่วง OC โครงสร้างของดินมีการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย แต่เมื่อดินเข้าสู่ช่วง NC โครงสร้างมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากโดยเฉพาะเมื่อสัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.00-2.30 ซึ่งมวลดินมีพฤติกรรมในลักษณะของ Non-Linearity เนื่องจากในช่วงดังกล่าวโครงสร้างดินที่ไม่มีเสถียรภาพซึ่งเป็นผลมาจากกระบวนการ Leaching และมีสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดินได้ถูกทำลาย และเมื่อสัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p \geq 2.30$ โครงสร้างดินมีเสถียรภาพมากขึ้น

ก. พฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ปัญหาการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำเกิดขึ้นมากเมื่อดินอยู่ในช่วง NC โดยเฉพาะเมื่อดินอยู่ในช่วงที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p มีค่าประมาณ 1.15 - 1.40 ซึ่งในช่วงดังกล่าวจะมีปริมาณการทรุดตัว และการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าที่สัดส่วน σ'_v/σ'_p เท่ากับ 2.00 และ 3.00 เนื่องจากดินกรุงเทพฯ ทั้งสองบริเวณโครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพและการมีสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน ทำให้เมื่อมวลดินถูกหน่วยแรงกระทำเกินกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต พันธะทางประจุไฟฟ้าและพันธะเนื่องจากสารเคมีเชื่อมแน่นถูกทำลาย โครงสร้างของมวลดิน (Soil Structure) มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก ทำให้มีการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าปกติเพื่อชดเชยหน่วยแรงที่ผิวสัมผัสระหว่างอนุภาคดินที่สูญเสียไป

ข. พฤติกรรมในช่วงการอัดตัวคายน้ำ

ดินในช่วง OC ปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยกว่าดินในช่วง NC ลักษณะความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_v -LOG σ'_v ในช่วง OC มีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย สำหรับดินทั้งสองบริเวณ RR มีค่าประมาณ 0.03-0.06 แต่เมื่อดินอยู่ช่วง NC ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_v -LOG σ'_v จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) และความชันมีค่าสูง เมื่อความสัมพันธ์อยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v/\sigma'_p \leq 2.30$ ค่า CR มีค่าไม่คงที่ ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0.30-0.55 สำหรับดินบริเวณจุฬา ฯ และ 0.50-0.70 สำหรับดินบริเวณบางนา โดย CR จะมีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p \approx 1.40$ แต่เมื่อสัดส่วน $\sigma'_v/\sigma'_p > 2.30$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_v และ LOG σ'_v มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรง โดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.33 สำหรับดินบริเวณจุฬา ฯ และ 0.34 สำหรับดินบริเวณบางนา ดังนั้นค่า CR/RR มีค่าประมาณ 10-18 สำหรับดินบริเวณจุฬา ฯ และ 15-23 สำหรับดินบริเวณบางนา

สำหรับอัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วง OC จะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว แต่เมื่อดินในช่วง NC และหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $1.00 \leq \sigma'_v / \sigma'_p \leq 2.30$ อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วงแรกจะเป็นไปอย่างรวดเร็ว (แต่ช้ากว่าในช่วงสภาพอัดแน่นเกินตัว) และเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของดินด้านที่ไม่ระบายน้ำ (Impervious) $\sigma'_{v, \text{Impervious}} / \sigma'_p$ มีค่าประมาณ 1.20 อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินจะช้าลงและลู่เข้าหากกราฟการอัดตัวคายน้ำที่หน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในช่วง $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ ซึ่งสาเหตุที่กราฟการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่มีรูปร่างผิดปกติ เนื่องมาจากโครงสร้างของมวลดินมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก โดยมีค่า CR สูง ซึ่งมีผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่าน (Coefficient of Permeability) ของดินลดลงอย่างมากในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย (Abruptly Change) และการแตกหักของ Chemical และ Mechanical Bond จึงทำให้อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในกระบวนการอัดตัวคายน้ำลดลงอย่างมากเช่นกัน จึงเป็นสาเหตุทำให้กราฟการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่มีรูปร่างผิดปกติไป และเมื่อดินอยู่ในช่วง $\sigma'_v / \sigma'_p \geq 2.30$ ซึ่ง $\epsilon_s - \text{LOG } \sigma'_v$ อยู่ในสภาพ Linear อัตราการกระจายของแรงดันน้ำจะเป็นไปในลักษณะปกติเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างในช่วงดังกล่าวเกิดขึ้นไม่มากและเป็นแบบค่อยเป็นค่อยไป

ค. พฤติกรรมครีพแบบระบายน้ำ

ดินทั้งสองบริเวณเมื่ออยู่ในช่วง OC ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ จะมีค่าต่ำโดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v / σ'_p เพิ่มขึ้น (OCR ลดลง) และจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อดินเข้าสู่ช่วง NC โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ σ'_v / σ'_p มีค่าประมาณ 1.40-1.60 หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงจนกระทั่ง $\sigma'_v / \sigma'_p \approx 2.30$ ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ จะมีค่าคงที่เมื่อ σ'_v / σ'_p เพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_{\alpha\epsilon}$ กับเวลาจะพบว่า ในช่วง OC ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มีแนวโน้มที่จะคงที่เมื่อเวลาเพิ่มขึ้น แต่เมื่อ σ'_v มีค่าใกล้เคียงกับค่า σ'_p [ในช่วง $\text{OCR} = 1.40 - \text{OCR} = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.10$) สำหรับดินบริเวณจุฬาย และในช่วง $\text{OCR} = 1.10 - \text{OCR} = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.30$) สำหรับดินบริเวณบางนา] ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มีแนวโน้มที่จะไม่คงที่กับเวลาโดยมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น โดยช่วงเวลา ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ เริ่มมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับเวลาที่มีค่าอยู่ในช่วง 10-30 เท่าของ t_p สำหรับดินบริเวณจุฬาย และ 2-10 เท่าของ t_p สำหรับดินบริเวณบางนา และเมื่อ σ'_v มีค่ามากกว่า $\text{OCR} = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.10$) สำหรับดินบริเวณจุฬาย และ $\text{OCR} = 1.00$ ($\sigma'_v / \sigma'_p = 1.30$) สำหรับดินบริเวณบางนา ค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามดินบริเวณบางนามีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของค่า $C_{\alpha\epsilon}$ มากกว่าดินบริเวณจุฬาย

นอกจากนี้ยังพบว่าค่า $C_{\alpha\epsilon}$ และค่า CR แปรผันโดยตรงกันซึ่งกันและกันโดย

$$C_{\alpha E} / CR = 0.037; R^2 = 0.90 \quad \text{บริเวณจุฟ้าฯ PI} \approx 45 \%$$

$$C_{\alpha E} / CR = 0.049; R^2 = 0.90 \quad \text{บริเวณบางนา PI} \approx 75 \%$$

ดังนั้นในช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในสภาพที่ดินไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทันทีจะมีค่าสูงผิดปกติ และลักษณะการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมีรูปร่างผิดปกติไป เนื่องจากในช่วงดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดินและค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านลดลงอย่างมาก

5.1.4 แนวทางในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Soil Modeling)

การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในปัจจุบันจะพิจารณาเฉพาะคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินและประวัติของหน่วยแรง แต่จากงานวิจัยนี้จะเห็นว่าการพัฒนา Soil Model ควรพิจารณาผลของโครงสร้างมวลดินด้วย โดยเฉพาะดินประเภทที่มีความไวเช่นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นต้น ซึ่งโครงสร้างของดินจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและแสดงพฤติกรรม "Non-Linear" เมื่อหน่วยแรงกระทำมีค่ามากกว่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต

5.2 ข้อเสนอแนะและข้อควรระวังในการประมาณการหุดตัว

5.2.1 ตัวอย่างที่นำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อหาพารามิเตอร์ใช้ในการคาดคะเนการหุดตัวควรใช้ตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุด เนื่องจากการรบกวนตัวอย่างมีผลทำให้ค่าพารามิเตอร์ที่ได้ผิดไปจากพฤติกรรมในธรรมชาติ ซึ่งงานวิจัยนี้เก็บตัวอย่างโดยใช้ Piston Sampler ขนาด 3 นิ้วพบว่าตัวอย่างดินอยู่ในเกณฑ์ดี

5.2.2 การตรวจสอบคุณภาพตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาสามารถตรวจสอบได้ 2 วิธีคือวิธีที่เสนอโดย Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) หรือความสัมพันธ์ระหว่าง m_v และปริมาณความชื้นในธรรมชาติซึ่งเสนอโดย Sambhandharaksa S.(1987) พบว่าให้ผลดีทั้งสองวิธี

5.2.3 การคาดคะเน OCR สามารถคาดคะเนจากผลการทดสอบ Corrected Field Vane Test จากกราฟความสัมพันธ์ $\mu_{s_{fv}} / \sigma'_{vo} = 0.2648 OCR^{0.7244}$ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวไม่ขึ้นกับค่า PI

5.2.4 ในช่วง NC ค่า S_u / σ'_{vc} มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ σ' / σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้นซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$S_u / \sigma'_{vc} = 0.3294 (\sigma' / \sigma'_p)^{-0.2181} \quad \text{สำหรับดินบริเวณจุฟ้าฯ PI} \approx 45 \%$$

$$S_u/\sigma'_{vc} = 0.3535(\sigma'/\sigma'_p)^{-0.1463} \quad \text{สำหรับดินบริเวณบางนา PI} \approx 73\%$$

นอกจากนี้เส้นขอบเขตการวิบัติในช่วง NC ในรูปของ $p'/\sigma'_p - q/\sigma'_p$ พลอต ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ และ q_{\max} มีแนวโน้มที่จะอยู่บนเส้นเดียวกันเมื่อสัดส่วน σ'/σ'_p มีค่ามากกว่า 1.40 ดังนั้นในการทำ Preloaded ค่ากำลังรับน้ำหนักดินในช่วง NC ที่ใช้ควรพิจารณาการลดลงของ S_u/σ'_v ของดินเมื่อสัดส่วน σ'/σ'_p มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

5.2.5 ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวซึ่งโครงสร้างดินมีเสถียรภาพต่ำ และจะมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดินอย่างมากเมื่อ $1.00 \leq \sigma'/\sigma'_p \leq 2.30$ ซึ่งในช่วงดังกล่าว การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ, การอัดตัวคายน้ำและครีพแบบระบายน้ำเกิดขึ้นมาก ซึ่งในงานก่อสร้างประเภทคั่นดินถมหน่วยแรงที่มากกระทำจะอยู่ในช่วงดังกล่าวพอดี ดังนั้นเพื่อเป็นการลดปัญหาการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำควรทำ Preloaded เพื่อให้การทรุดตัวส่วนใหญ่เกิดขึ้นในช่วงการก่อสร้าง โดยให้ σ'_v มากกว่าหน่วยแรงใช้งานหลังจากนั้นทำการลดความสูงคันดิน (Unload) ให้ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว เพื่อลดปัญหาการทรุดตัวเนื่องจากครีพและการอัดตัวคายน้ำที่จะเกิดขึ้นในช่วงอายุการใช้งาน

5.2.6 การทดสอบอัดตัวคายน้ำเพื่อหาค่า CR ควรใช้ LIR = 0.5 จะทำให้ได้ค่า CR ที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินจริง หากใช้ LIR = 1.00 จะทำให้ค่า CR ที่ได้มีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง เนื่องจากลำดับในการเพิ่มน้ำหนักอาจข้ามช่วงที่ดินมีค่า CR สูงสุดไปซึ่งเป็นช่วงที่ดินแสดงพฤติกรรม Non-Linearity นอกจากนี้ยังทำให้หาค่า σ'_p ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

5.2.7 ในทางปฏิบัติการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อ σ'_v มีค่าน้อยกว่า σ'_p เพียงเล็กน้อย ควรให้ความสำคัญกับการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ เนื่องจากในช่วงดังกล่าวปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยและใช้เวลาไม่นานในการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นในช่วงการใช้งานของสิ่งก่อสร้างการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเป็นการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ ซึ่งเกิดขึ้นมากเมื่อเทียบกับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำและค่า $C_{\alpha e}$ มีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นกับเวลาในช่วงดังกล่าว โดยเฉพาะในดินเหนียวอ่อนที่มีค่า PI สูง

5.2.8 การคาดคะเนระดับการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ย (Average Degree of Consolidation) จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกินไม่สามารถทำได้เมื่อ $1.00 \leq \sigma'/\sigma'_p \leq 2.30$ เนื่องจากในช่วงดังกล่าวค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากซึ่งมีผลให้พฤติกรรมการทรุดตัวและการซัดแรงดันน้ำส่วนเกินไม่เป็นไปตามทฤษฎีของ Terzaghi (1925) ซึ่งทำให้ไม่สามารถคาดคะเนระดับการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ยจากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกินได้

5.2.9 การคาดคะเนเวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำจากวิธี LOG Time จะให้ผลดีกว่าวิธี SQRT Time อย่างไรก็ตามปริมาณแรงดันน้ำส่วนเกินด้านที่ตัวอย่างดินไม่สามารถระบายน้ำออกได้ที่

เหลืออยู่ ณ เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าที่หาได้จากวิธี SQRT Time และวิธี LOG Time จะพบว่า เหลืออยู่เพียงไม่เกิน 0.10

5.2.10 ค่า $C_{\alpha E}$ เมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติสามารถคาดคะเนจากค่า CR ได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$C_{\alpha E} / CR = 0.037; R^2 = 0.90 \quad \text{สำหรับบริเวณจุดฟ้าฯ } PI \approx 45 \%$$

$$C_{\alpha E} / CR = 0.049; R^2 = 0.90 \quad \text{สำหรับบริเวณบางนา } PI \approx 73 \%$$

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้คาดคะเนแนวโน้มของปัญหาการหลุดตัวที่เกิดจากครีพแบบระบายนํ้าว่าจะเกิดขึ้นมากหรือน้อยที่หน่วยแรงประสิทธิผลต่างๆ จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_s และ $\text{LOG } \sigma_v$ เนื่องจากค่า CR และ $C_{\alpha E}$ มีค่าแปรตามกัน

5.2.11 ค่า $C_{\alpha E}$ ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายนํ้าแบบ 1 มิติ มีค่าต่ำกว่าเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ใน 3 มิติที่สัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{\max}-q_0)$ เท่ากับ 70 % ดังนั้นค่า $C_{\alpha E}$ มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อสัดส่วนหน่วยแรงเฉือน $(q-q_0)/(q_{\max}-q_0)$ เพิ่มขึ้น

5.3 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

5.3.1 ควรมีการศึกษาพฤติกรรมการกระจายของแรงดันนํ้าส่วนเกินในช่วงการอัดตัวคายนํ้าเมื่อหน่วยแรงที่มากระทำใกล้เคียงกับในสนามและตัวอย่างมีความยาวมากๆ

5.3.2 ควรมีการศึกษาพฤติกรรมของครีพแบบระบายนํ้าเมื่อมีการใช้ PVD ในการทำ Preloaded ว่ามีพฤติกรรมเป็นอย่างไร เนื่องการหลุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงอายุการใช้งานของสิ่งปลูกสร้างที่ใช้ PVD จะเป็นการหลุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายนํ้า

5.3.3 การวัดค่าแรงดันนํ้าส่วนเกินควรทำที่บริเวณกึ่งกลางตัวอย่างจะให้ผลที่ถูกต้องมากกว่า

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ชูชาติ เกียรติขจรกุล. การศึกษาพฤติกรรมของภาวะแอนไอโซโทรปีคในอันตรนครีพของดินเหนียวอ่อนมากที่บางปู. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2527.

พินิจ ธรรมธสิริ. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการค่าดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่บนชั้นดินอ่อนมาก. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528.

พินิจ ธรรมธสิริ. แนวทางปฏิบัติการสำรวจดินในประเทศไทย การประยุกต์ใช้ผลการสำรวจดินเพื่อการออกแบบ. pp.19-91. กรุงเทพฯ, 2544

วัฒนา เลานเวชวานิช ศึกษาการยุบตัวของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในส่วนที่ถูกแปรสภาพโดยเครื่องมือทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบบิชชีบ. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2527.

สมบัติ กิจจาลักษณ์. การเปรียบเทียบอันตรนครีพและการยุบตัวของดินอ่อนเมื่อรับแรงในแนวตั้งและแนวนอน. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.

สรุฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.

อภิชัย อึ้งอร่าม. การประเมินค่าพารามิเตอร์และการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางปะกง ซึ่งสร้างบนดินเหนียวอ่อนชนิดโอเวอร์คอนโซลิเดต. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2530.

ภาษาอังกฤษ

Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlement of building. Journal of Geotechnique Vol. 17 (1967): 88-118

Bjerrum, L. Geotechnical Properties of Norwegian marine clays. Journal of Geotechnique Vol. 4 (1954): 49-69

Black, C.A.; Dinauer, R.C.; Lower, C.A.; and Wilcox, L.V. Methods of Soil Analysis. U.S.A : American Society of Agronomy Inc. Publisher , 1965

- Campanella, R.G. and Vaid, Y.P. Triaxial and Plane Strain Creep Rupture of an Undisturbed Clay. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 11 (1974): 1-10.
- Das, B.J. Principles of Foundation Engineering. 4th Edition. U.S.A : Brooks/Cole Publishing Company, 1999
- Finn, W.D.L; and Shead, D. Creep and Creep Rupture of an Undisturbed Sensitive Clay. Proc. 8th ICSMFE. Vol.1 pp.135-142. Moscow, 1973
- Head K.H. Manual of Soil Laboratory Testing. Vol.3 : Pentech Press Limited, 1986
- Holzer, T.L.; Hoeg, K.; and Arulanandan, K. Excess pore pressure during Undrained Creep. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 10 , No. 1 (1973): 12-24.
- Houston, W.N. Formation mechanisms and properties interrelationships in sensitive clays. PHD Thesis in Civil Engineering University of California Berkeley, 1967
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T.; and Lancellotta, R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Proc. 11th International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp.57-153. San Francisco, 1985
- Kim, S.K. Pore Pressure Development During One-Dimensional Consolidation of Soft Bangkok Clay. M.Eng Thesis AIT, 1970
- Kuhn, M.R.; and Mitchell, J.K. New Perspective on Soil Creep. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 119 , No. GT 3 (1993): 507-524.
- Ladd, C.C.; Foot, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F.; and Poulos, H.G. Stress-Deformation and Strength Characteristics Proc. 9th ICSMFE . pp. 421-482 Tokyo, 1977
- Ladd, C.C.; and Germaine, J.T. Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. State of the art : Advance Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, pp.421-459, Philadelphia, 1988
- Lambe, T.W.; and Whitman, R.W. Soil Mechanics. New York : Willey, 1969
- Leonard, G.A; and Ramish, B.K. Time effect in the consolidation of clays. ASTM Special Tech. Publ. No. 254 (1960): 116-130
- Leroueil, S. Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspect. Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 122 , No. GT 7 (1996): 534-543
- Mesri, G.; Febres-Cordero, E.; Shields, D.R.; and Castro, A. Shear Stress-Strain-Time-Behavior of Clays. Journal of Geotechnique Vol. 31 , (1968): 537-552

- Mesri, G.; and Godlewski, P.M. Time-and Stress-Compressibility interrelationship Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 103 , No. GT 5 (1977): 417-430
- Mesri, G.; and Choi, Y.K. The Uniqueness of the end of Primary (EOP) Void Ratio Effective Stress relationship. Proc. 9th ICSMFE. Vol.2 pp.587-590. , 1985 a
- Mesri, G.; and Choi, Y.K. Settlement Analysis of Embankment on Soft Clays. Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 111 , No. GT 4 (1985 b): 441-464.
- Mesri, G.; Terzaghi, K.; and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York : John Wiley & Sons, 1996
- Mitchell J.K. Practical problems from surprising soil behavior Journal of the Geotechnical Engineering , ASCE. Vol. 112 , No. GT 3 (1986): 259-289.
- Mitchell, J.K. Fundamental of Soil Behavior. 1st Edition. U.S.A : John Wiley & Sons,1976
- Mitchell, J.K. Fundamental of Soil Behavior. 2nd Edition. U.S.A : John Wiley & Sons,1993
- Mohamed Azlam, M.A. Creep behaviour of Nong Ngoo Hao subsoils at different deviator stress levels. M.Eng Thesis AIT, 1996
- Reinmanorom, S. One-Dimensional Consolidation Characteristics of Soft Nong Ngoo Hao Clay. M.Eng Thesis AIT, 1974
- Singh, A.; and Mitchell, J.K. Creep Potential and Creep Rupture on Soils. Proc. 7th ICSMFE. Vol.1 pp.379-384. Moscow, 1969
- Singh, A.; and Mitchell, J.K. General Stress-Strain-Time Function for Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 94 , No. SM 1 (1968): 21-46
- Taylor, D.W. Fundamental of Soil Mechanics. New York : John Wiley and Sons, 1948
- Taesiri, Y. Consolidation Characteristics of Rangsit Clay. M.Eng Thesis AIT, 1976
- Terzaghi, K. Erdbaumechanik auf. Boden-physicalischen Grundlagen. : Deutick, 1925
- Terzaghi, K.; and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York : John Wiley & Sons, 1948
- Tsushida, T. Settlement of Pleistocene clay layer in coastal area, the reason, prediction and measure Proc. Of Soft Soil Engineering. pp.67-94. Hongkong, 2001
- Walker, L.K. Secondary Compression in the shear of clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 95 , No. SM 1 (1969): 167-188
- Yin, J.H.; and Graham, J. Elastic Visco-Plastic modeling of One-Dimensional Consolidation Journal of Geotechnique Vol. 46 , No. 3 (1996): 515-527

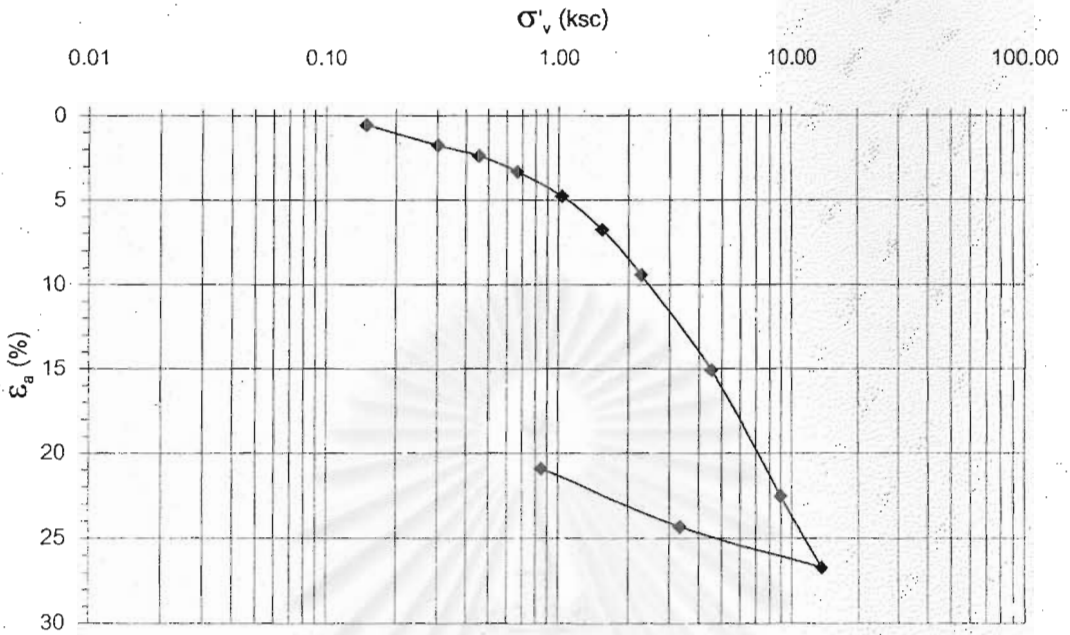


ภาคผนวก ก.

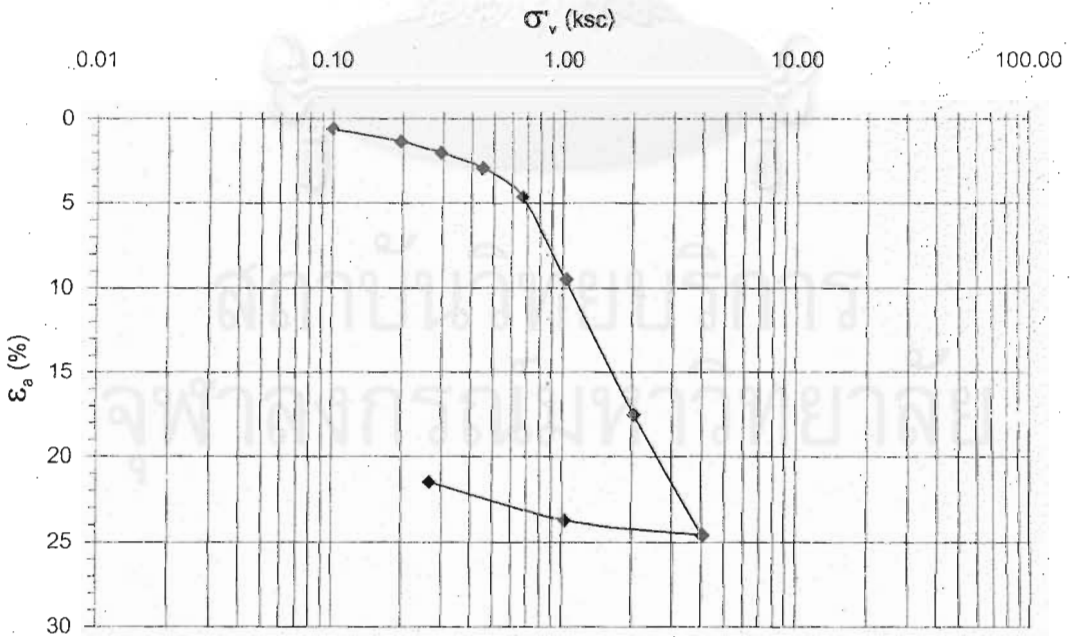
ผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติด้วยเครื่องมือ Conventional Oedometer
ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



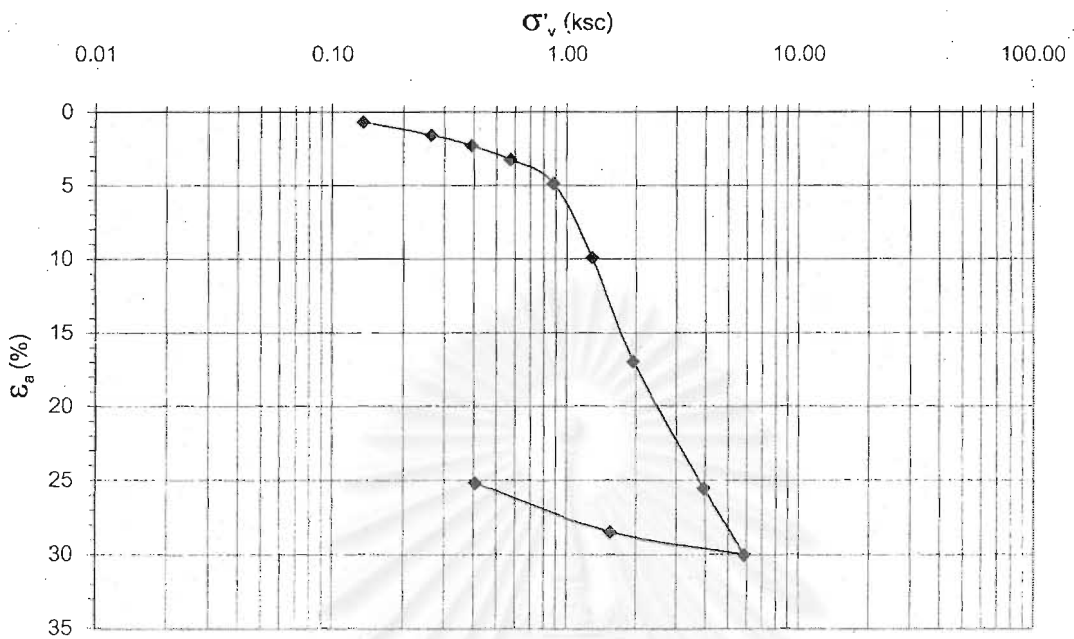
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



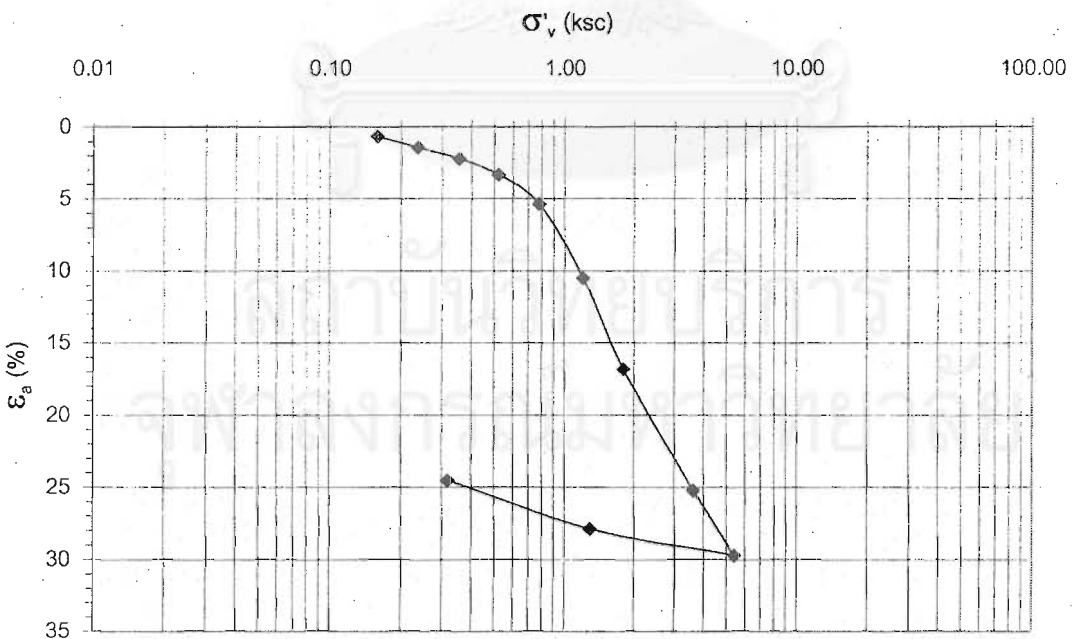
รูปที่ ก-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-1 (1.50-2.50 ม.)



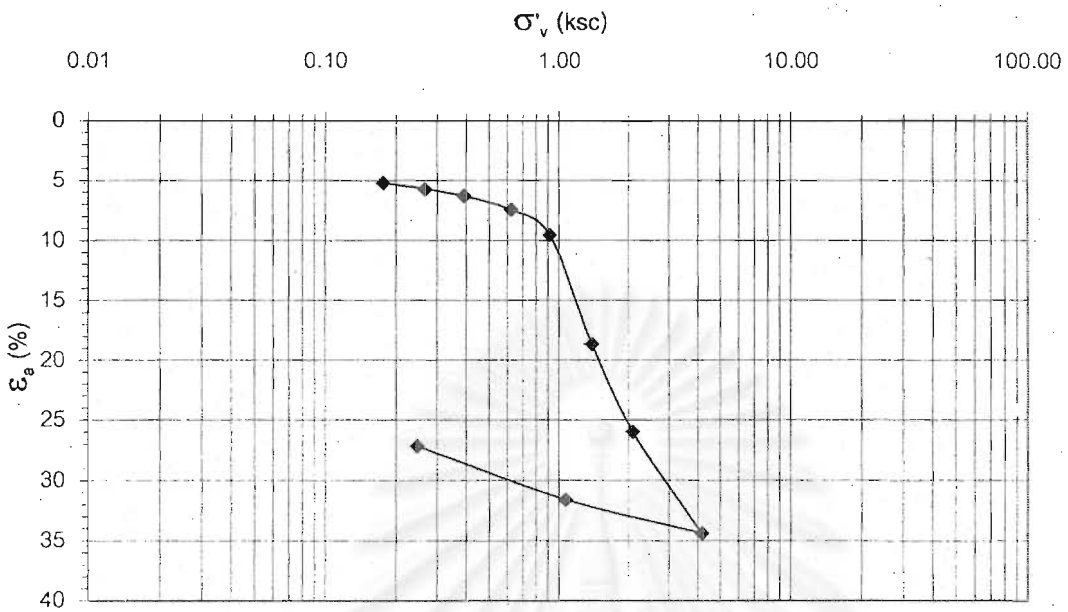
รูปที่ ก-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-2 (3.00-4.00 ม.)



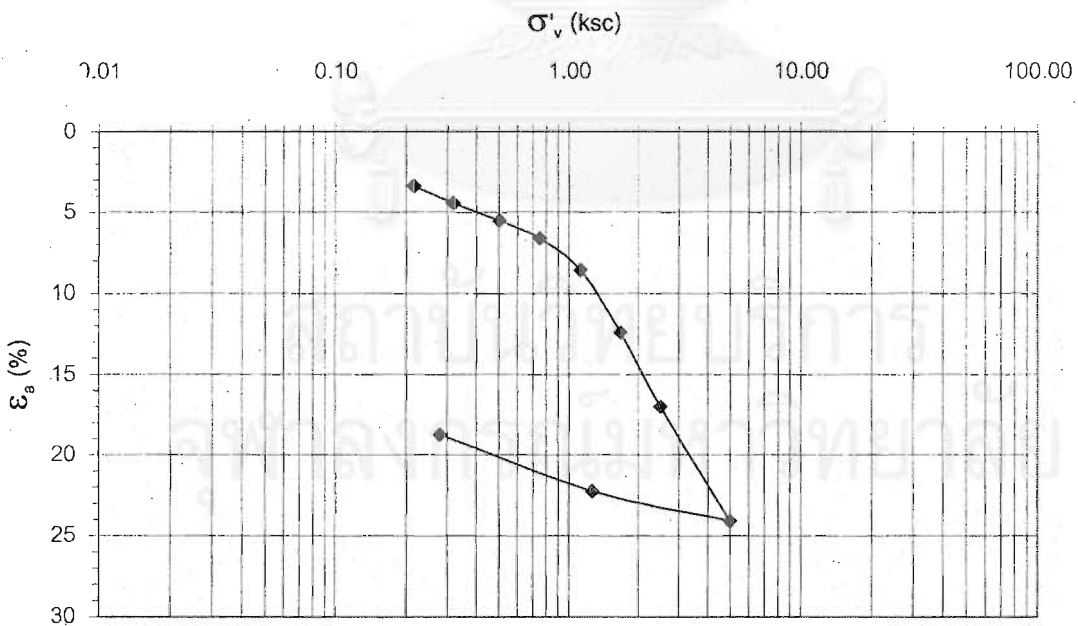
รูปที่ ก-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-3 (4.50-5.50 ม.)



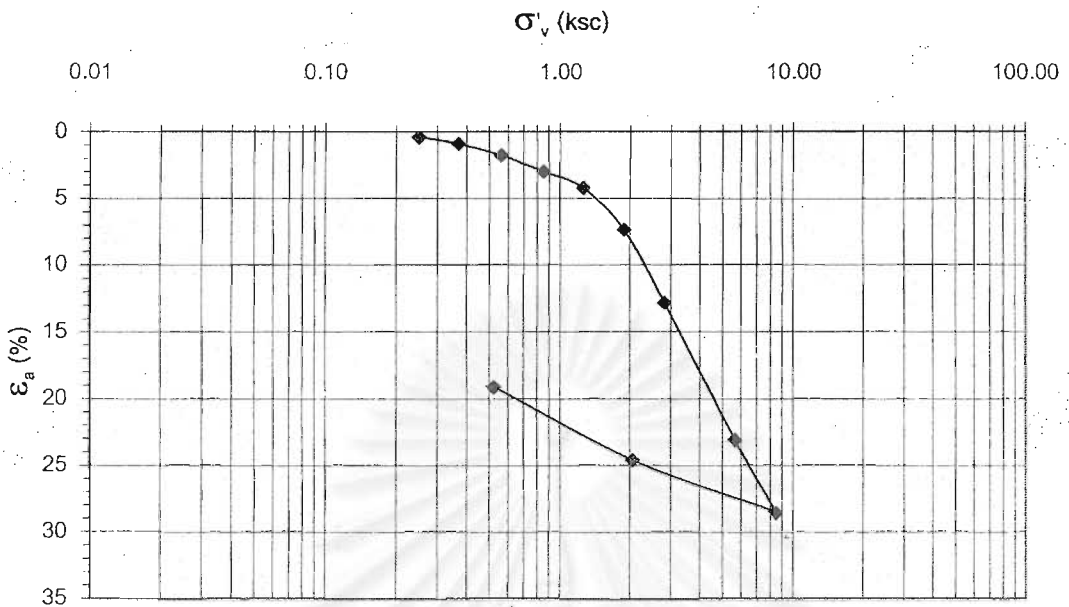
รูปที่ ก-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-4 (6.00-7.00 ม.)



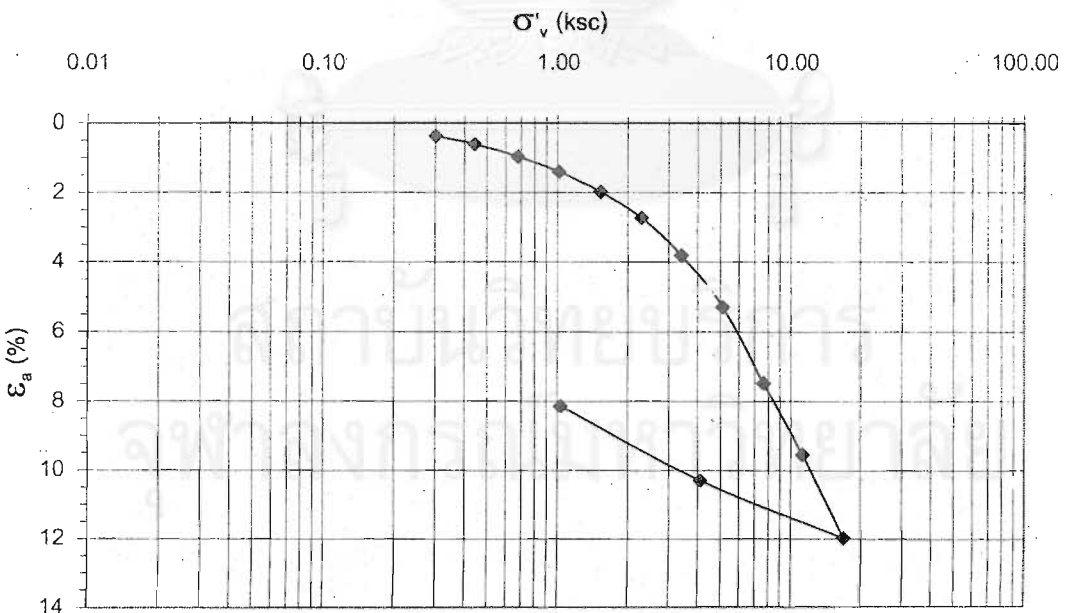
รูปที่ ก-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-5 (7.50-8.50 ม.)



รูปที่ ก-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก CST-6 (9.00-10.00 ม.)



รูปที่ ก-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-7 (10.50-11.50 ม.)



รูปที่ ก-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล CST-8 (12.0-12.30 ม.)

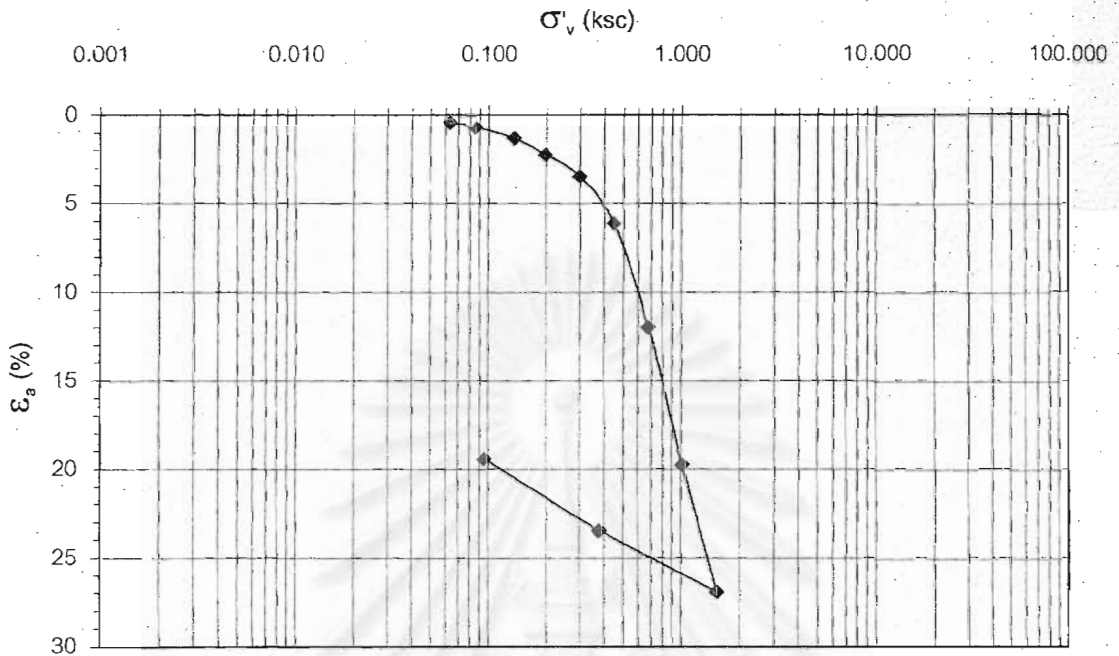


ภาคผนวก ข.

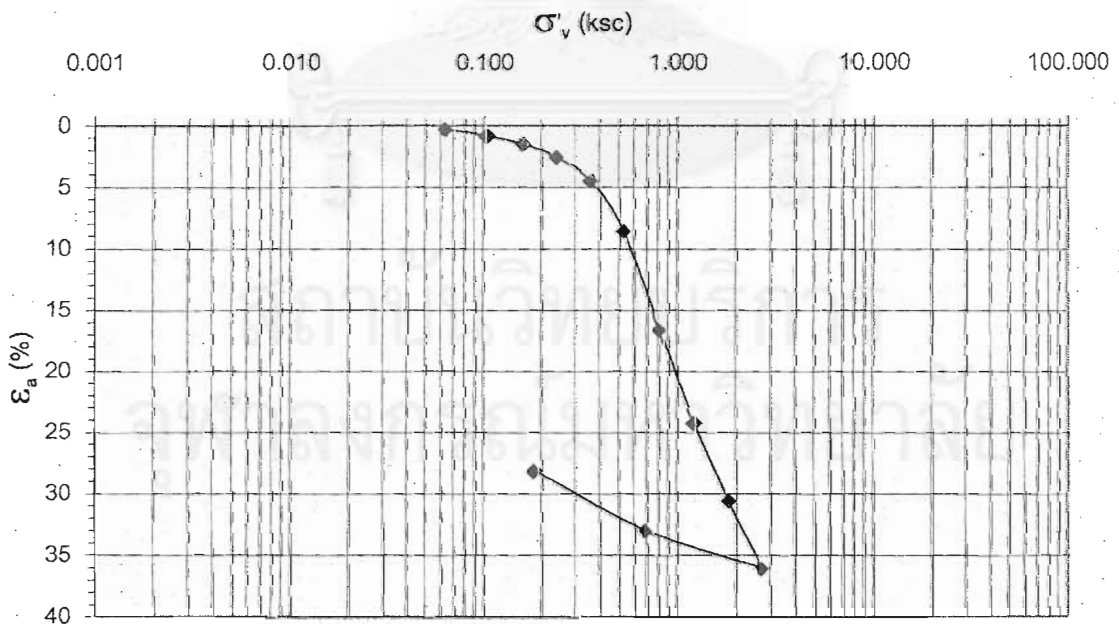
ผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติด้วยเครื่องมือ Conventional Oedometer
ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800



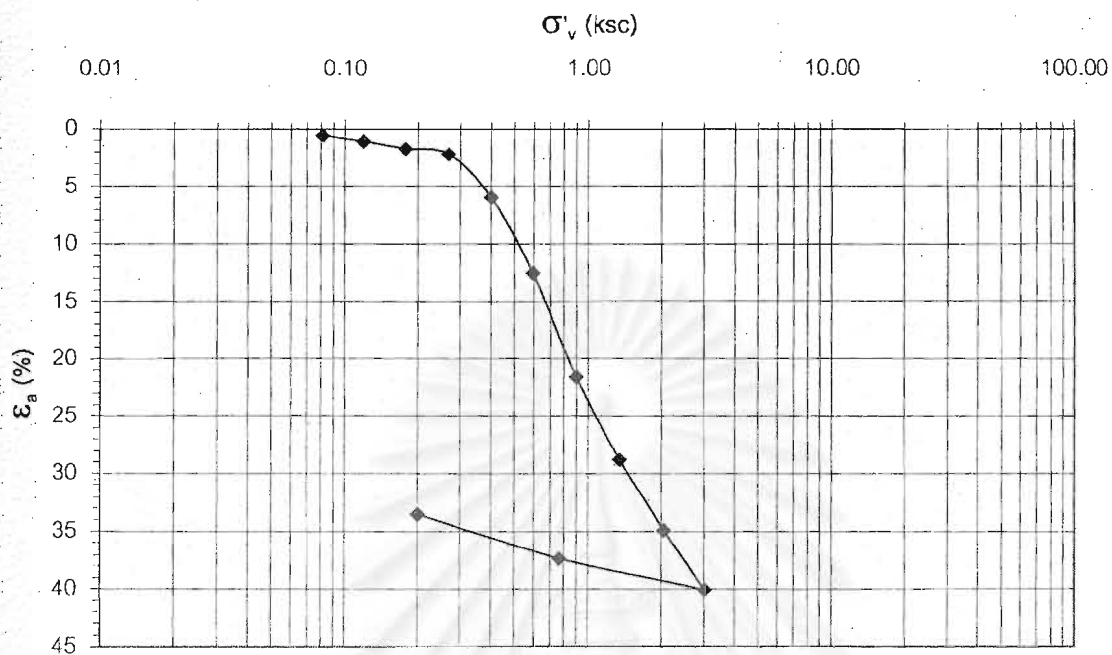
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



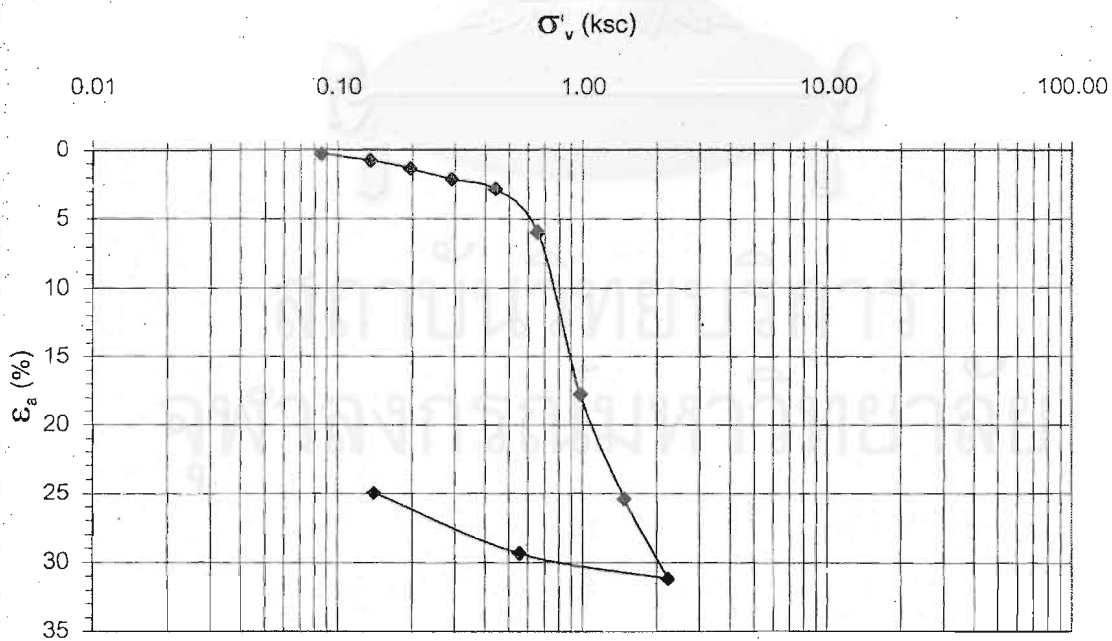
รูปที่ ข-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-1 (3.00-4.00 ม.)



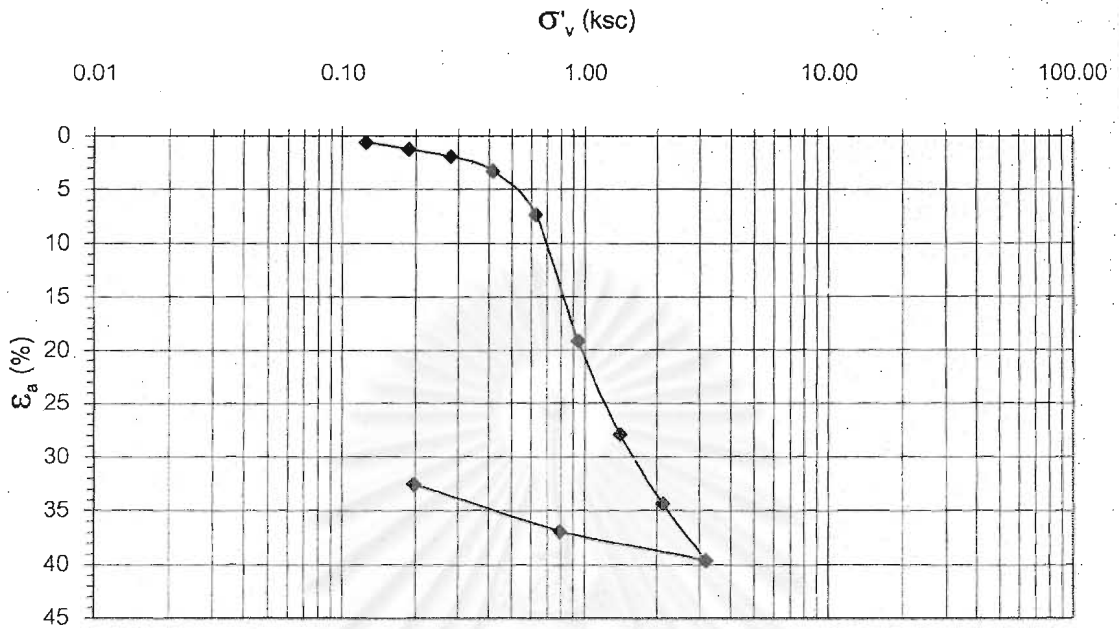
รูปที่ ข-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-2 (4.50-5.50 ม.)



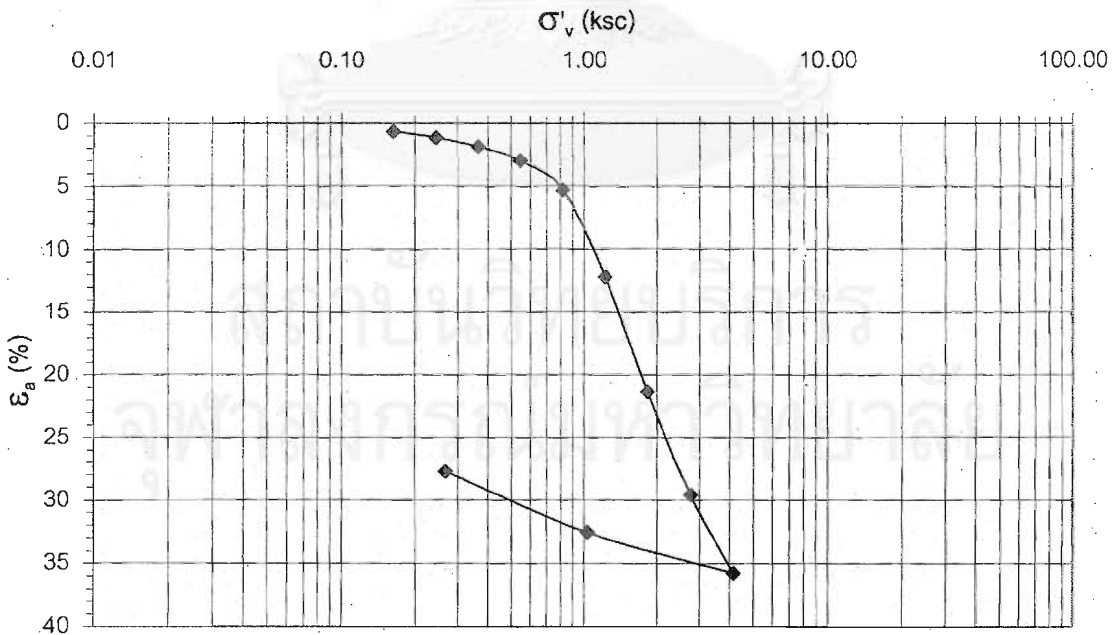
รูปที่ ๓-3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-3 (6.00-7.00 ม.)



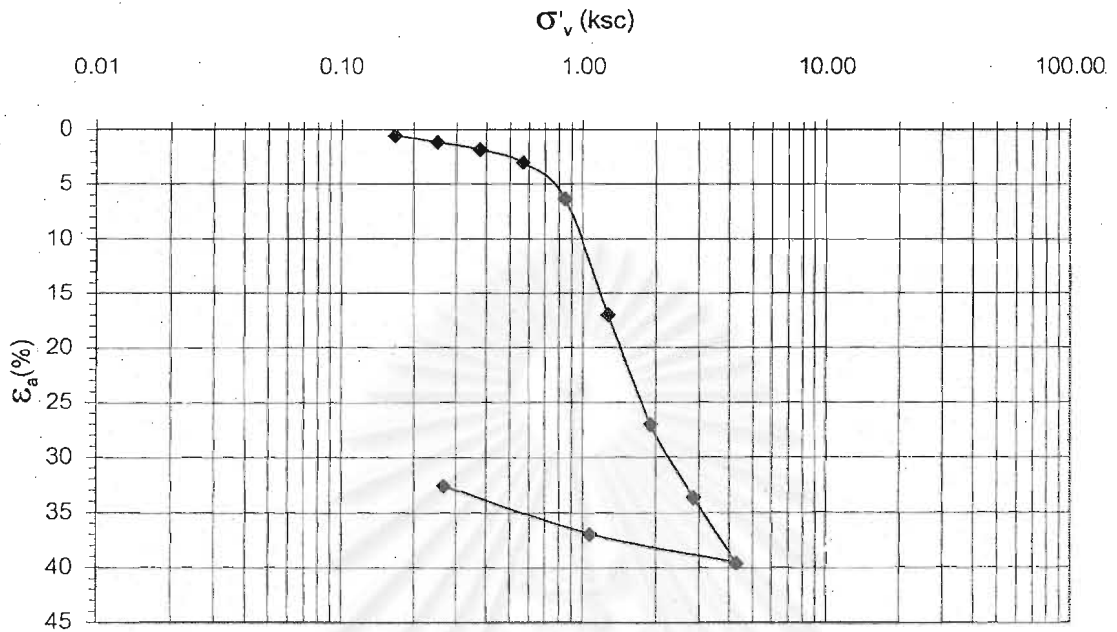
รูปที่ ๓-4 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-4 (7.50-8.50 ม.)



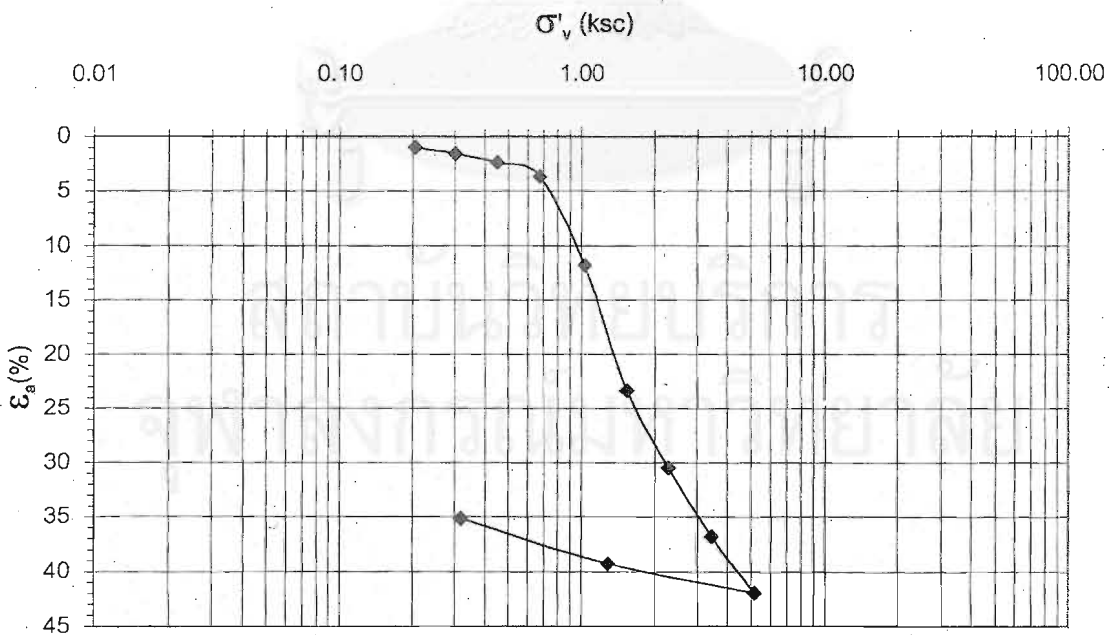
รูปที่ ข-5 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-5 (9.00-10.00 ม.)



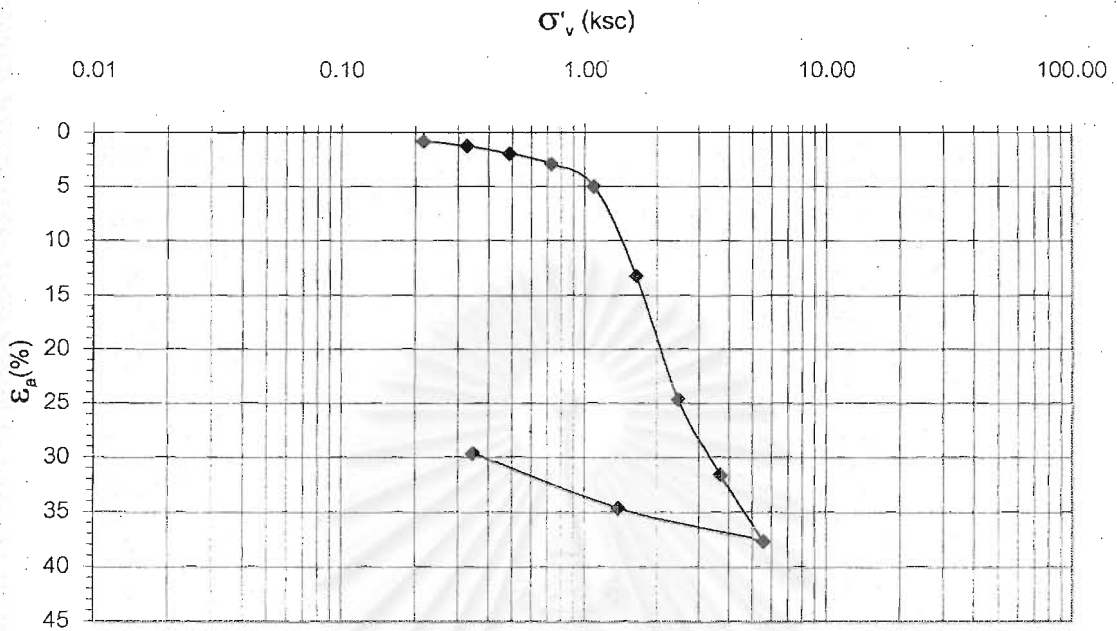
รูปที่ ข-6 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-6 (10.50-11.50 ม.)



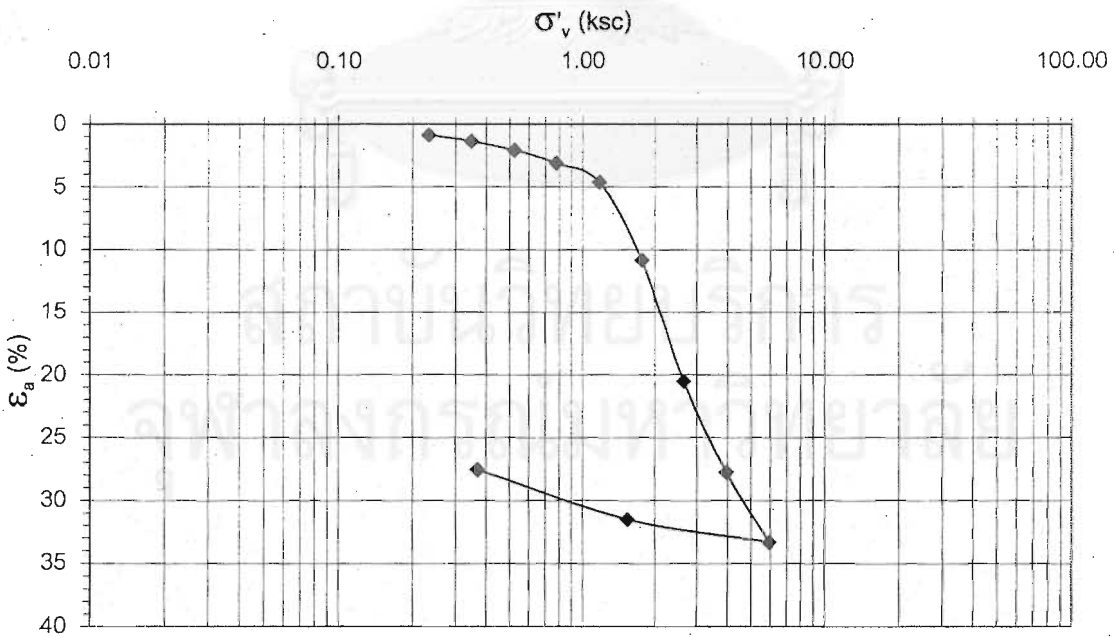
รูปที่ ข-7 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-7 (12.00-13.00 ม.)



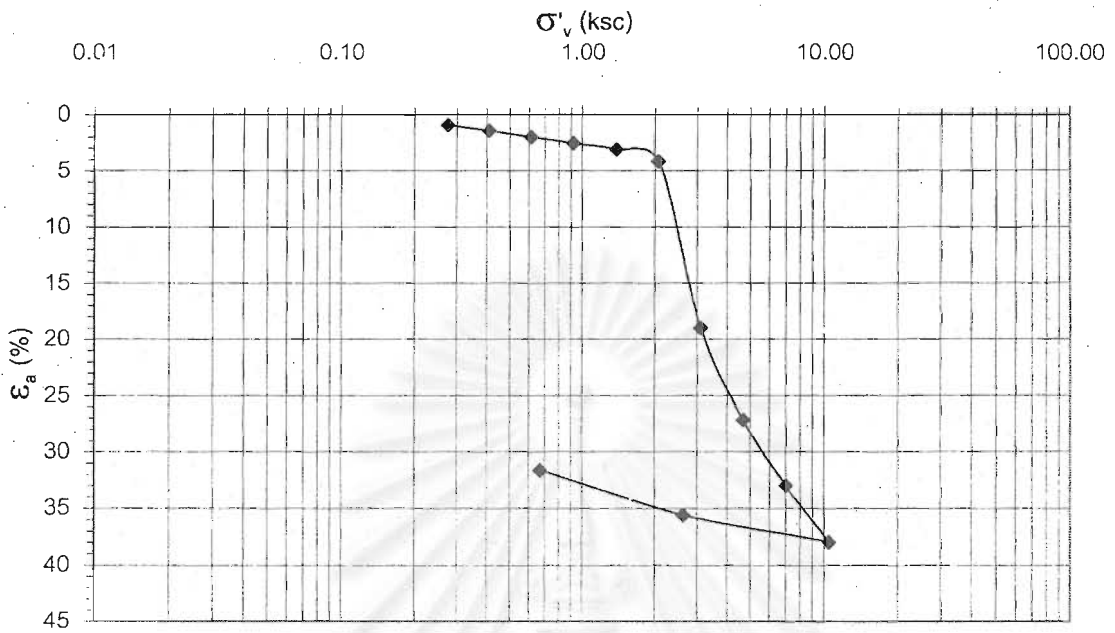
รูปที่ ข-8 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-8 (13.50-14.50 ม.)



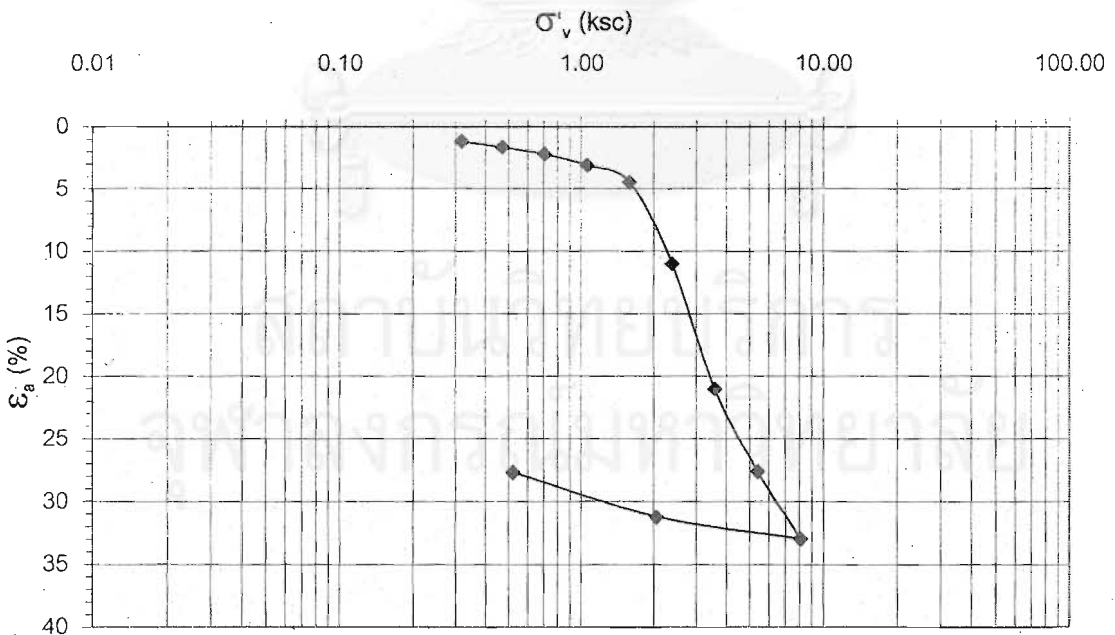
รูปที่ ข-9 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-9 (15.00-16.00 ม.)



รูปที่ ข-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอ ก BST-10 (16.50-17.50 ม.)



รูปที่ ข-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-11 (18.00-19.00 ม.)



รูปที่ ข-12 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของตัวอย่างดินจากกระบอกล BST-12 (19.50-20.50 ม.)

ภาคผนวก จ.

ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ค-1 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 1 (4.50-5.50 ม.), $\sigma'_p = 90$ kPa.

RCU 1																							
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		σ'_{vav}/σ'_p	$(\Delta u/\Delta \sigma'_v)_{max}$	$\epsilon, \% @ EOP$				Type	t_p , Mins.			$C_v * 10^{-4}, cm^2/sec.$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$			
	From	To	From	To	From	To			SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	48 Hr.		ϵ_a - LOG Time	SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	SQRT Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_a / \Delta LOG \sigma'_v$	$C_{\alpha\epsilon @ EOP} \cdot 1/\Delta LOG t$
1.0	14.2	21.3	6.34	4.23	0.16	0.24	0.20	0.94	0.4	0.4	0.3	0.5	II	37.8	37.8	37.8	14.300	14.300	0.034	0.0014			
2.0	21.3	31.6	4.23	2.85	0.24	0.35	0.29	0.94	1.0	1.1	1.0	1.2	II	39.1	40.0	60.0	11.639	10.500	0.046	0.0019			
3.0	31.6	47.8	2.85	1.88	0.35	0.53	0.44	0.94	2.0	2.0	2.1	2.6	II	75.0	80.0	120.0	5.269	5.556	0.099	0.0035			
4.0	47.8	74.8	1.88	1.20	0.53	0.83	0.68	0.94	4.5	4.7	4.8	5.6	II	92.2	160.0	190.0	5.117	4.225	0.203	0.0058			
5.0	74.8	109.1	1.20	1.00	0.83	1.21	1.02	0.96	8.7	9.2	9.3	10.6	II	177.0	300.0	381.0	2.675	1.847	0.337	0.0126			
6.0	109.1	162.4	1.00	1.00	1.21	1.80	1.51	0.96	15.5	16.2	16.5	17.2	IA	362.7	570.0	960.0	1.189	0.895	0.362	0.0134			
7.0	162.4	241.9	1.00	1.00	1.80	2.69	2.25	0.99	21.5	22.6	22.5	23.3	IA	219.0	500.0	605.0	1.548	0.922	0.333	0.0081			
8.0	241.9	362.4	1.00	1.00	2.69	4.03	3.36	0.98	27.2	27.6	27.8	28.8	IA	293.0	340.0	605.0	1.030	0.856	0.318	0.0125			
Un.1	362.4	92.4	1.00	3.92								26.5											
Un.2	92.4	24.8	3.92	14.61								24.6											

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ค-2 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 2 (6.00-7.00 ม.), $\sigma'_p = 120$ kPa.

RCU 2																							
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		$\sigma'_{v,av}/\sigma'_p$	$(\Delta u/\Delta \sigma'_v)_{max}$	ϵ , % @ EOP				Type	t_p , Mins.			$C_v \cdot 10^{-4}$, cm ² /sec.		CR	$C_{\alpha\epsilon}$			
	From	To	From	To	From	To			SORT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	48 Hr.		ϵ_a - LOG Time	SORT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	SORT Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_a / \Delta \log \sigma'_v$	$C_{\alpha\epsilon @ EOP} \cdot 1/\Delta \log t$
1.0	17.4	26.1	6.90	4.60	0.15	0.22	0.18	0.96	0.6	0.6	0.6	0.8	II	30.0	30.0	30.0	16.632	14.223	0.025	0.0010			
2.0	26.1	37.9	4.60	3.17	0.22	0.32	0.27	0.98	1.1	1.1	1.2	1.7	II	32.5	35.0	37.8	15.263	14.000	0.065	0.0014			
3.0	37.9	55.0	3.17	2.18	0.32	0.46	0.39	0.98	2.4	2.5	2.6	3.1	II	36.0	60.0	76.0	13.130	9.154	0.108	0.0029			
4.0	55.0	82.8	2.18	1.45	0.46	0.69	0.57	0.97	4.7	4.6	4.9	5.5	II	70.6	81.5	190.0	7.166	5.680	0.145	0.0034			
5.0	82.8	123.7	1.45	1.00	0.69	1.03	0.86	0.98	8.2	8.5	8.6	10.2	II	160.0	240.0	381.0	2.920	2.486	0.408	0.0130			
6.0	123.7	185.1	1.00	1.00	1.03	1.54	1.29	0.98	17.5	18.3	19.6	20.2	IA	232.6	315.0	1440	1.766	1.334	0.566	0.0199			
7.0	185.1	275.4	1.00	1.00	1.54	2.30	1.92	0.97	25.9	26.3	26.7	27.3	IA	338.0	340.0	762.0	1.053	0.827	0.392	0.0116			
8.0	275.4	412.0	1.00	1.00	2.30	3.43	2.86	1.00	32.1	32.6	32.9	33.7	IB	480.0	600.0	762.0	0.570	0.458	0.332	0.0125			
Un.1	412.0	107.7	1.00	3.83																			
Un.2	107.7	27.6	3.83	14.93																			

ตารางที่ ค-3 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RCU 3 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 100$ kPa.

RCU 3																							
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		$\sigma'_{\text{var.}}/\sigma'_p$	$(\Delta u/\Delta \sigma')_{\text{max}}$	$\epsilon_s, \% \text{ @ EOP}$				Type	t_p , Mins.			$C_v * 10^{-4}, \text{cm}^2/\text{sec.}$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$			
	From	To	From	To	From	To			Sqrt Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma') \cong 98\%$	48 Hr.		ϵ_s - LOG Time	Sqrt Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma') \cong 98\%$	Sqrt Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_s / \Delta \text{LOG} \sigma'_v$	$C_{\alpha\epsilon} \text{ @ EOP}, 1/\Delta \text{LOG} t$
1.0	13.3	20.0	7.52	5.00	0.13	0.20	0.17	0.92	0.2	0.2	0.2	0.3	II	30.0	30.0	30.0	16.747	16.000	0.017	0.0007			
2.0	20.0	31.0	5.00	3.23	0.20	0.31	0.26	0.95	0.6	0.6	0.6	1.0	II	33.6	40.0	60.0	15.420	14.222	0.042	0.0011			
3.0	31.0	47.2	3.23	2.12	0.31	0.47	0.39	0.95	1.6	1.6	1.6	2.1	II	67.0	70.0	76.0	12.120	10.494	0.070	0.0020			
4.0	47.2	70.2	2.12	1.42	0.47	0.70	0.59	0.97	3.2	3.2	3.3	4.1	II	84.6	80.0	120.0	6.594	6.862	0.127	0.0038			
5.0	70.2	104.3	1.42	1.00	0.70	1.04	0.87	0.98	6.4	N/A	7.1	8.7	III	175.6	N/A	381.0	2.780	N/A	0.381	0.0134			
6.0	104.3	156.6	1.00	1.00	1.04	1.57	1.30	0.98	15.0	15.4	15.8	16.8	IA	370.6	420.0	605.0	1.170	1.084	0.407	0.0183			
7.0	156.6	233.8	1.00	1.00	1.57	2.34	1.95	0.98	21.5	21.8	22.0	23.2	IA	351.6	425.0	480.0	1.013	0.877	0.334	0.0162			
8.0	233.8	351.6	1.00	1.00	2.34	3.52	2.93	0.99	27.4	27.6	27.9	28.5	IA	256.0	340.0	480.0	0.981	0.794	0.327	0.0111			
Un.1	351.6	90.5	1.00	3.89								27.1											
Un.2	90.5	23.8	3.89	14.77								25.3											

ตารางที่ ค-4 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 1 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 62.5$ kPa.

RBN 1																						
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		σ'_{vav}/σ'_p	$(\Delta u/\Delta \sigma)_{max}$	$\epsilon, \% @ EOP$				Type	t_p , Mins.			$C_v \cdot 10^{-4}, cm^2/sec$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$		
	From	To	From	To	From	To			SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma) \cong 98\%$	48 Hr.		ϵ_a - LOG Time	SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma) \cong 98\%$	SQRT Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_a / \Delta LOG \sigma'_v$
1.0	7.2	12.0	8.68	5.21	0.12	0.19	0.15	0.93	0.1	0.1	0.1	0.6	II	20.3	20.0	23.8	27.060	21.512	0.025	0.0010		
2.0	12.0	18.9	5.21	3.31	0.19	0.30	0.25	0.93	0.7	0.7	0.7	0.9	II	29.0	31.5	30.0	14.648	14.178	0.030	0.0013		
3.0	18.9	27.5	3.31	2.27	0.30	0.44	0.37	0.95	1.4	1.4	1.4	1.4	II	42.9	48.0	48.0	14.775	12.120	0.043	0.0020		
4.0	27.5	42.0	2.27	1.49	0.44	0.67	0.56	0.96	2.1	2.2	2.2	2.3	II	44.9	82.0	120.0	11.011	8.302	0.119	0.0050		
5.0	42.0	62.7	1.49	1.00	0.67	1.00	0.84	0.94	6.3	N/A	6.9	8.7	III	396.0	N/A	605.0	1.216	N/A	0.492	0.0272		
6.0	62.7	92.6	1.00	1.00	1.00	1.48	1.24	0.98	15.8	16.0	16.7	18.2	IA	408.0	420.0	762.0	1.063	0.870	0.552	0.0289		
7.0	92.6	138.5	1.00	1.00	1.48	2.22	1.85	1.00	24.0	24.9	25.7	26.8	IA	297.6	500.0	960.0	1.147	0.837	0.417	0.0261		
8.0	138.5	208.0	1.00	1.00	2.22	3.33	2.77	0.99	30.9	31.8	31.9	33.1	IA	292.4	630.0	762.0	0.921	0.559	0.334	0.0165		
9.0	208.0	312.9	1.00	0.66	3.33	5.01	4.17	0.99	37.2	37.5	37.6	38.6	IA	355.3	400.0	605.0	0.695	0.587	0.309	0.0183		
Un. 1	312.9	75.2	0.66	2.77								36.4										
Un. 2	75.2	19.0	4.2	16.5								34.1										

ตารางที่ ค-5 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 2 (9.00-10.00 ม.), $\sigma'_p = 65$ kPa.

RBN 2																							
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		$\sigma'_{v,av}/\sigma'_p$	$(\Delta u/\Delta \sigma'_v)_{max}$	$\epsilon, \% @ EOP$				Type	t_p Mins.			$C_v * 10^{-4}, cm^2/sec$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$			
	From	To	From	To	From	To			SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	48 Hr.		$\epsilon_g - LOG$ Time	SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	SQRT Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_g / \Delta LOG \sigma'_v$	$C_{\alpha\epsilon @ EOP}, 1/\Delta LOG t$
1.0	8.8	13.6	7.39	4.78	0.14	0.21	0.17	0.96	0.1	0.1	0.1	0.5	II	30.0	35.0	37.8	15.000	14.110	0.040	0.0005			
2.0	13.6	19.6	4.78	3.32	0.21	0.30	0.26	0.97	0.7	0.7	0.7	1.2	II	30.0	30.0	37.8	13.305	13.305	0.051	0.0010			
3.0	19.6	30.2	3.32	2.15	0.30	0.46	0.38	0.94	1.7	1.7	1.8	2.4	II	37.8	37.8	76.0	13.842	11.940	0.069	0.0024			
4.0	30.2	46.6	2.15	1.39	0.46	0.72	0.59	0.99	3.3	3.3	3.4	4.3	II	47.6	47.6	76.0	10.770	10.985	0.095	0.0036			
5.0	46.6	66.3	1.39	1.00	0.72	1.02	0.87	1.00	6.5	N/A	6.9	10.4	III	90.3	N/A	151.0	5.174	N/A	0.528	0.0186			
6.0	66.3	100.0	1.00	1.00	1.02	1.54	1.28	1.00	21.4	22.2	23.2	24.7	IA	451.6	520.0	1080	0.896	0.727	0.645	0.0367			
7.0	100.0	150.2	1.00	1.00	1.54	2.31	1.92	1.00	30.7	31.0	31.7	32.6	IA	398.0	420.0	960.0	0.785	0.642	0.432	0.0155			
8.0	150.2	222.8	1.00	1.00	2.31	3.43	2.87	0.99	36.9	37.6	37.7	38.6	IA	359.1	530.0	762.0	0.659	0.520	0.343	0.0127			
9.0	222.8	334.8	1.00	0.67	3.43	5.15	4.29	1.00	42.5	43.6	43.7	44.8	IA	256.0	270.0	960.0	0.732	0.475	0.320	0.0141			
Un. 1	334.8	84.6	0.67	2.63								42.1											
Un. 2	84.6	20.8	4.0	16.1								39.6											

ตารางที่ ค-6 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 3 (12.00-13.00 ม.), $\sigma'_p = 92$ kPa.

RBN 3																						
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		σ'_{vav}/σ'_p	$(\Delta u/\Delta \sigma'_v)_{max}$	$\epsilon, \% @ EOP$				Type	t_p , Mins.			$C_v \cdot 10^{-4}, cm^2/sec$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$		
	From	To	From	To	From	To			SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	48 Hr.		ϵ_a - LOG Time	SQRT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma'_v) \cong 98\%$	SQRT Time			LOG Time	$\Delta \epsilon_s / \Delta LOG \sigma'_v$
1.0	10.5	17.4	8.76	5.29	0.11	0.19	0.15	0.86	0.6	0.6	0.6	0.8	II	8.0	8.0	8.0	51.000	49.300	0.030	0.0010		
2.0	17.4	25.9	5.29	3.55	0.19	0.28	0.24	0.89	1.2	1.2	1.2	1.9	II	13.7	18.9	18.9	46.255	46.100	0.045	0.0019		
3.0	25.9	37.2	3.55	2.47	0.28	0.40	0.34	0.92	2.2	2.2	2.1	3.0	II	16.8	17.0	18.9	32.668	30.100	0.073	0.0021		
4.0	37.2	56.9	2.47	1.62	0.40	0.62	0.51	0.94	3.9	3.8	3.9	5.0	II	17.0	20.0	23.8	21.027	20.120	0.088	0.0032		
5.0	56.9	84.1	1.62	1.09	0.62	0.91	0.77	0.93	6.4	N/A	6.5	8.9	III	37.8	N/A	47.6	13.803	N/A	0.439	0.0058		
6.0	84.1	125.7	1.09	1.00	0.91	1.37	1.14	0.95	16.8	16.8	19.6	21.2	IA	295.0	300.0	1260	1.443	1.366	0.722	0.0417		
7.0	125.7	187.0	1.00	1.00	1.37	2.03	1.70	0.97	28.0	28.3	29.1	30.3	IA	225.0	300.0	605.0	1.395	1.015	0.476	0.0190		
8.0	187.0	281.5	1.00	1.00	2.03	3.06	2.55	0.97	34.7	35.1	35.6	37.2	IA	240.0	270.0	480.0	1.011	0.832	0.371	0.0233		
9.0	281.5	421.6	1.00	0.67	3.06	4.58	3.82	0.96	41.6	41.8	42.2	43.6	IA	256.0	300.0	381.0	0.770	0.654	0.371	0.0220		
Un. 1	421.6	106.7	0.67	2.64								42.1										
Un. 2	106.7	28.4	4.0	14.8								40.2										

ตารางที่ ค-7 ข้อมูลการทดสอบ Rowe Oedometer ของตัวอย่าง RBN 4 (7.50-8.50 ม.), $\sigma'_p = 65$ kPa (Load) และ 200 kPa.(Reload)

RBN 4																					
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		σ'_{vmax}/σ'_p	$(\Delta u/\Delta \sigma)_{v/max}$	$\epsilon, \% @ EOP$				Type	t_p , Mins.			$C_v \cdot 10^{-4}, cm^2/sec$		CR	$C_{\alpha\epsilon}$	
	From	To	From	To	From	To			SORT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma) \geq 98\%$	48 Hr.		ϵ_p - LOG Time	SORT Time	LOG Time	$(1-\Delta u/\Delta \sigma) \geq 98\%$	SORT Time			LOG Time
1.0	14.3	21.4	5.51	3.04	0.18	0.33	0.26	0.95	0.3	0.3	0.6	1.4	II	30.3	33.0	30.0	17.471	16.000	0.084	0.0011	
2.0	21.4	32.5	3.04	2.00	0.33	0.50	0.41	0.96	1.9	1.9	1.9	2.5	II	42.0	47.6	47.6	11.968	10.000	0.084	0.0030	
3.0	32.5	45.5	2.00	1.43	0.50	0.70	0.60	0.96	3.2	3.3	3.1	4.2	II	81.0	90.0	95.0	5.833	5.000	0.147	0.0063	
4.0	45.5	67.8	1.43	0.96	0.70	1.04	0.87	0.95	7.5	N/A	7.4	11.5	III	203.1	N/A	302.0	2.170	N/A	0.522	0.0282	
5.0	67.8	100.6	1.00	1.00	1.04	1.55	1.30	0.99	20.6	21.0	22.6	24.4	IA	350.0	420.0	762.0	0.971	0.823	0.621	0.0407	
6.0	100.6	149.7	1.00	1.00	1.55	2.30	1.93	1.00	30.2	30.4	31.1	32.1	IA	381.0	480.0	480.0	1.135	0.874	0.483	0.0227	
Un 1.	149.7	75.1	1.00	1.99	1.00	0.50	0.75	-	-	-	-	31.5	-	-	-	-	-	-	-	-	
Un 1.	75.1	37.4	1.99	4.00	0.50	0.25	0.38	-	-	-	-	30.6	-	-	-	-	-	-	-	-	
Re 1	37.4	57.7	5.35	3.47	0.19	0.29	0.24	0.98	30.9	30.9	31.0	31.44	II	95.0	174.2	185.0	1.9	1.4	0.044	0.0015	
Re 2	57.7	84.9	3.47	2.22	0.29	0.45	0.37	0.99	32.2	32.3	32.5	32.50	II	95.0	190.0	202.0	1.3	1.3	0.101	0.0039	
Re 3	84.9	127.5	2.22	1.57	0.45	0.64	0.54	0.98	34.5	34.6	34.7	34.95	II	240.0	275.6	204.0	0.9	0.8	0.154	0.0039	
Re 4	127.5	191.2	1.57	1.05	0.64	0.96	0.82	0.99	37.8	N/A	38.5	40.02	III	240.0	N/A	350.0	1.0	N/A	0.331	0.0181	
Re 5	191.2	285.0	1.05	1.00	0.96	1.43	1.22	0.99	43.6	44.2	44.9	46.47	II	151.0	243.4	260.0	0.8	1.3	0.381	0.0165	
Re 6	285.0	424.8	1.00	1.00	1.43	2.12	1.82	0.99	50.1	50.2	51.0	51.56	IB	151.0	190.0	251.0	0.5	0.5	0.381	0.0120	
Un 2.	424.8	73.0	1.00	5.82	-	-	-	-	-	-	-	50.00	-	-	-	-	-	-	-	-	
Un 2.	73.0	20.3	5.8	20.9	-	-	-	-	-	-	-	47.52	-	-	-	-	-	-	-	-	

หมายเหตุ σ'_p คือ ค่าหน่วยแรงปริมาตรสูงสุดของแต่ละขั้นตอนการ Load และ Reload



ภาคผนวก ง.

ขอผลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำ (LID = 100t_p)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ง-1 ข้อมูลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำ (LID = 100t_p) ของตัวอย่าง CrCU 1 (4.50-5.50 ม.), $\sigma'_p = 100$ kPa.

CrCU 1																				
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ_v/σ'_p		σ_{va}/σ'_p	$\epsilon, \% @ EOP$			Type	t_p , Mins.		$C_v \cdot 10^{-4}, \text{cm}^2/\text{sec}$		CR	$C_{\alpha\epsilon}^*$			
	From	To	From	To	From	To		SQR Time	LOG Time	100t _p		$\epsilon_a - \text{LOG Time}$	SQR Time	LOG Time	SQR Time			LOG Time	$\Delta\epsilon_a / \Delta\text{LOG}\sigma'_v$	$C_{\alpha\epsilon}^* \Delta\text{LOG}\sigma'_v$
1.0	14.1	21.2	7.09	4.72	0.14	0.21	0.18	0.8	0.9	1.0	IA	14.0	15.0	44.000	42.495	0.025	0.0005			
2.0	21.2	32.6	4.72	3.07	0.21	0.33	0.27	1.3	1.3	1.5	IA	13.5	14.0	36.000	33.636	0.039	0.0008			
3.0	32.6	51.2	3.07	1.95	0.33	0.51	0.42	2.2	2.2	2.6	II	16.0	20.0	25.474	20.000	0.050	0.0014			
4.0	51.2	74.1	1.95	1.35	0.51	0.74	0.63	3.2	N/A	4.1	III	30.0	N/A	12.100	N/A	0.133	0.0037			
5.0	74.1	111.9	1.35	1.00	0.74	1.12	0.93	6.6	N/A	9.8	III	54.8	N/A	8.080	N/A	0.290	0.0152			
6.0	111.9	166.6	1.00	1.00	1.12	1.67	1.39	13.0	13.5	15.7	IB	84.0	148.0	4.891	3.185	0.314	0.0130			
7.0	166.6	251.0	1.00	1.00	1.67	2.51	2.09	18.3	18.5	20.6	IB	72.1	103.0	5.112	4.120	0.259	0.0128			
8.0	251.0	373.8	1.00	1.00	2.51	3.74	3.12	22.6	23.1	24.8	IB	75.0	104.0	4.400	3.495	0.243	0.0123			
Un.1	373.8	101.1	1.00	3.70						23.58										
Un.2	101.1	24.2	3.70	15.46						20.89										

$C_{\alpha\epsilon}^*$ คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ง-2 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100t_p) ของตัวอย่าง CrCU 2(3.00-4.00 ม.), $\sigma'_p = 72$ kPa.

CrCU 2																		
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		$\sigma'_{v,av}/\sigma'_p$	ϵ , % @ EOP			Type	t_p , Mins.		$C_v \cdot 10^{-4}$, cm ² /sec.		CR	$C_{\alpha\epsilon}^*$	
	From	To	From	To	From	To		SQRT Time	LOG Time	100t _p		ϵ_a - LOG Time	SQRT Time	LOG Time	SQRT Time			LOG Time
1.0	10.6	15.9	6.8	4.5	0.1	0.2	0.2	1.1	1.11	1.24	IA	8.5	9.0	58.0	56.4	0.027	0.001	
2.0	15.9	24.0	4.5	3.0	0.2	0.3	0.3	1.55	1.53	1.59	IA	9.0	8.0	44.0	45.0	0.027	0.001	
3.0	24.0	34.7	3.0	2.1	0.3	0.5	0.4	1.76	1.75	1.91	II	12.3	20.0	23.0	20.1	0.027	0.0010	
4.0	34.7	51.2	2.1	1.4	0.5	0.7	0.6	2.58	N/A	3.68	III	18.9	N/A	12.0	N/A	0.142	0.0047	
5.0	51.2	77.5	1.4	1.0	0.7	1.1	0.9	6.36	6.90	11.04	II	50.0	123.0	9.4	5.5	0.370	0.0102	
6.0	77.5	117.6	1.0	1.0	1.1	1.6	1.4	14.3	14.82	17.25	IB	59.0	107.0	7.4	4.7	0.332	0.0129	
7.0	117.6	177.2	1.0	1.0	1.6	2.5	2.0	19.5	19.66	21.76	IB	81.0	93.0	4.9	3.8	0.247	0.0116	
8.0	177.2	264.0	1.0	1.0	2.5	3.7	3.1	23.7	24.25	25.64	IB	47.6	153.0	6.1	2.8	0.240	0.0098	
Un.1	264.0	77.5	1.0	3.4						24.79								
Un.2	77.5	17.7	3.4	14.9						23.22								

$C_{\alpha\epsilon}^*$ คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ง-3 ข้อมูลการทดสอบครีฟแบบระบายน้ำ (LID = 100t_p) ของตัวอย่าง CrBN 1 (10.50-11.50 ม.), $\sigma'_p = 55$ kPa.


CrBN 1																				
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		$\sigma'_{v,av}/\sigma'_p$	ϵ , % @ EOP			Type	t_p , Mins.		$C_v \cdot 10^{-4}$, cm ² /sec.		CR	$C_{\alpha\epsilon}^*$			
	From	To	From	To	From	To		Sqrt Time	LOG Time	100t _p		ϵ_a - LOG Time	Sqrt Time	LOG Time	Sqrt Time			LOG Time	$\Delta\epsilon_a / \Delta\text{LOG}\sigma'$	$C_{\alpha\epsilon}^* / \Delta\text{LOG}t$
1.0	9.5	14.2	5.8	3.9	0.2	0.3	0.2	0.43	0.46	0.60	IA	15.0	17.0	36.9	28.5	0.023	0.000			
2.0	14.2	21.2	3.9	2.6	0.3	0.4	0.3	0.94	0.97	1.20	II	15.0	18.0	40.6	28.3	0.036	0.001			
3.0	21.2	31.2	2.6	1.8	0.4	0.6	0.5	1.76	1.87	2.29	II	15.0	30.0	32.7	19.4	0.067	0.0014			
4.0	31.2	51.2	1.8	1.1	0.6	0.9	0.7	3.73	4.00	5.87	II	25.0	50.0	19.4	10.8	0.208	0.0076			
5.0	51.2	71.1	1.1	1.0	0.9	1.3	1.1	8.61	N/A	13.42	III	134.6	N/A	3.4	N/A	0.465	0.0209			
6.0	71.1	106.1	1.0	1.0	1.3	1.9	1.6	17.22	17.56	21.50	IB	125.0	168.0	3.0	2.3	0.441	0.0201			
7.0	106.1	173.8	1.0	1.0	1.9	3.2	2.5	26.06	26.10	29.16	IB	116.6	124.0	2.9	2.5	0.360	0.0207			
8.0	173.8	239.0	1.0	1.0	3.2	4.3	3.8	30.80	30.98	33.48	IB	67.9	92.0	3.6	2.6	0.267	0.0128			
Un.1	239.0	77.5	1.0	3.1						31.24										
Un.2	77.5	16.2	3.1	14.8						28.04										

$C_{\alpha\epsilon}^*$ คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

ตารางที่ ง-4 ข้อมูลการทดสอบครีพแบบระบายน้ำ (LID = 100t_p) ของตัวอย่าง CrBN 2 (13.50-14.50 ม.), $\sigma'_p = 64$ kPa.

CrBN 2																	
Inc.	σ'_v (kPa.)		OCR		σ'_v/σ'_p		σ'_{var}/σ'_p	ϵ , % @ EOP			Type	t_p , Mins.		$C_v \cdot 10^{-4}$, cm ² /sec.		CR	$C_{\alpha\epsilon}^*$
	From	To	From	To	From	To		SQRT Time	LOG Time	100t _p		SQRT Time	LOG Time	SQRT Time	LOG Time		
															$\Delta\epsilon_a / \Delta \text{LOG} \sigma'_v$		
1.0	12.7	19.1	5.0	3.4	0.2	0.3	0.2	0.4	0.46	0.60	IA	15.0	18.0	50.0	48.9	0.025	0.0006
2.0	19.1	27.6	3.4	2.3	0.3	0.4	0.4	0.8	0.81	1.00	II	14.0	18.0	48.8	45.1	0.034	0.0007
3.0	27.6	42.7	2.3	1.5	0.4	0.7	0.5	1.67	1.71	2.13	II	17.0	25.0	38.5	36.0	0.032	0.0006
4.0	42.7	64.2	1.5	1.0	0.7	1.0	0.8	3.32	N/A	6.60	III	13.0	N/A	22.1	N/A	0.315	0.0095
5.0	64.2	94.1	1.0	1.0	1.0	1.5	1.2	13.6	14.27	20.07	IB	174.2	251.0	2.7	1.9	0.554	0.0309
6.0	94.1	142.6	1.0	1.0	1.5	2.2	1.8	23.2	23.71	27.29	IB	96.0	158.0	3.4	2.4	0.434	0.0184
7.0	142.6	223.7	1.0	1.0	2.2	3.5	2.9	30.9	31.31	34.04	IB	72.0	113.0	3.7	2.5	0.342	0.0162
8.0	223.7	323.6	1.0	1.0	3.5	5.1	4.3	36.2	36.39	38.80	IB	64.0	82.0	3.5	2.4	0.334	0.0118
Un.1	323.6	77.6	1.0	4.2						36.03							
Un.2	77.6	21.2	4.2	15.3						33.17							

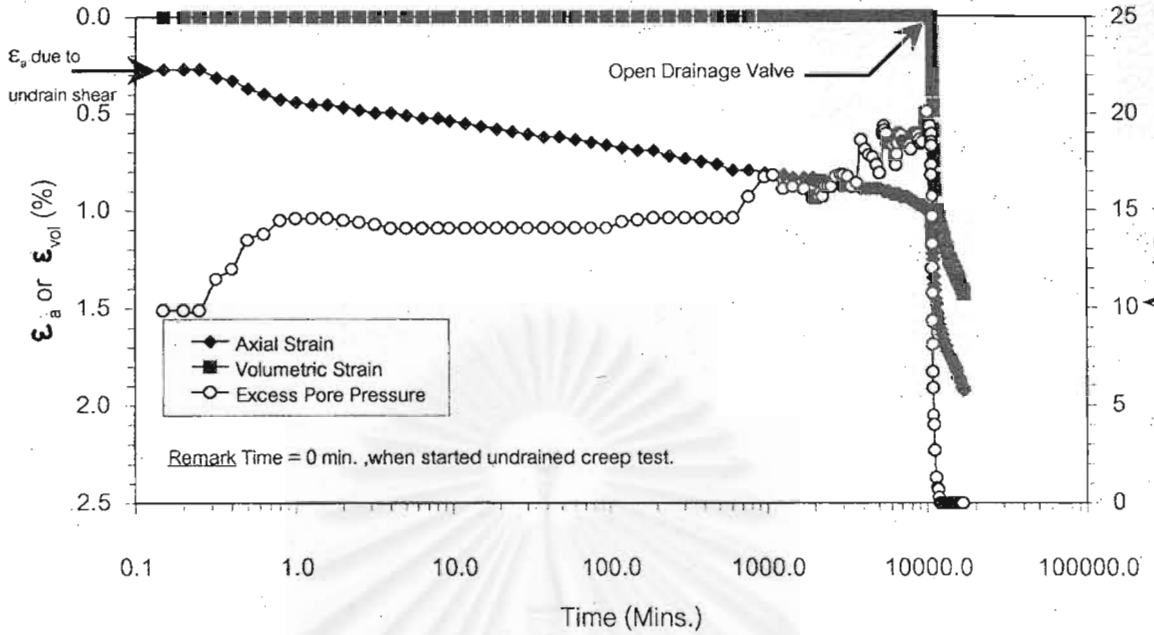
$C_{\alpha\epsilon}^*$ คือ หัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สองที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ



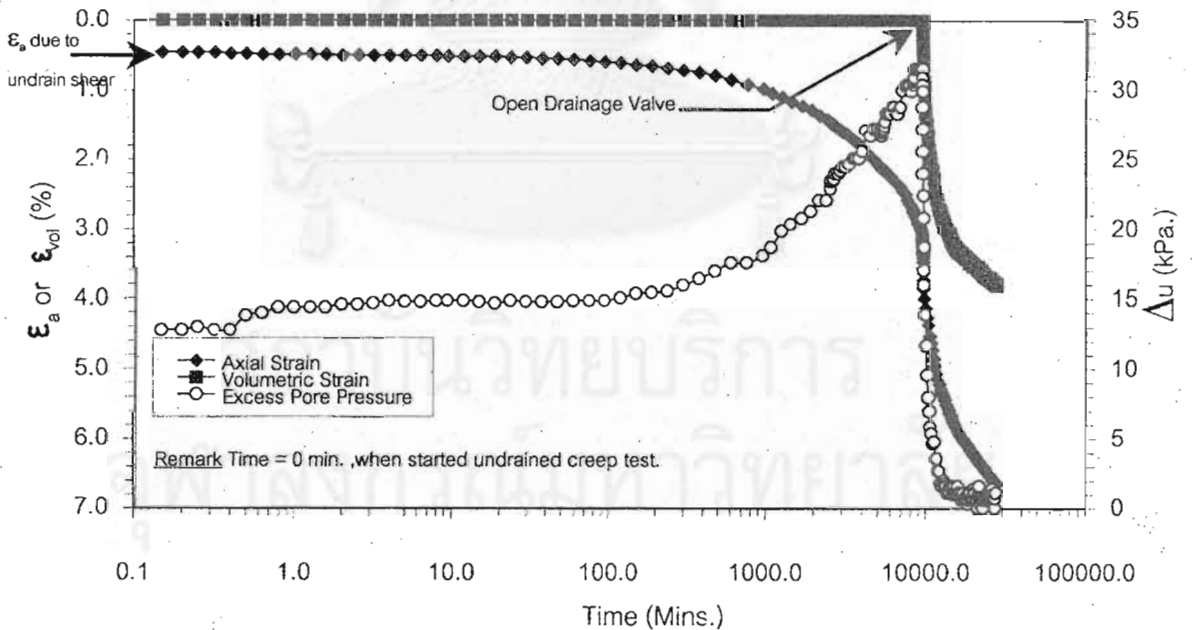
ภาคผนวก จ.

ผลการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของตัวอย่างดินจากบริเวณ
จุฬากรณมหาวิทยาลัย

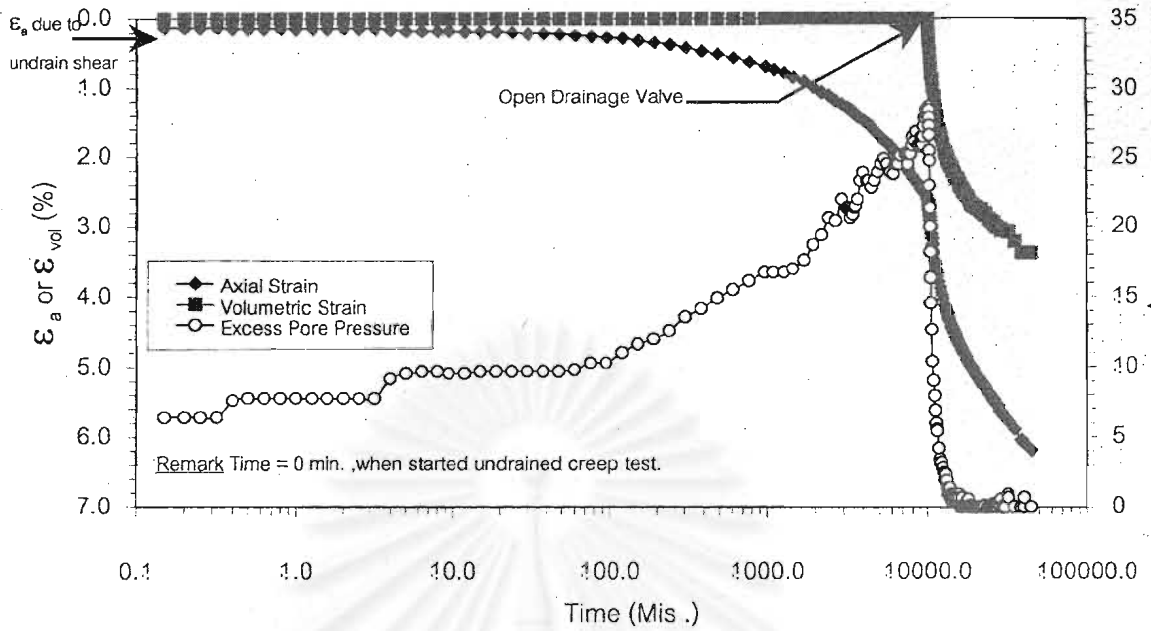
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



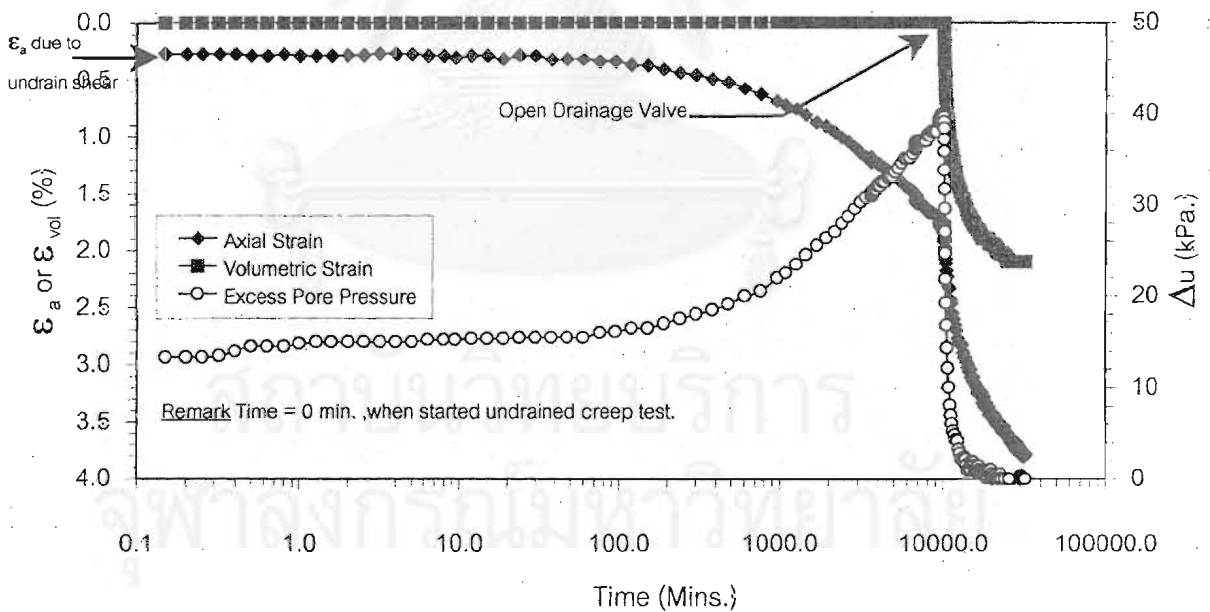
รูปที่ จ-1 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ ความลึก 4.50-5.50 ม. ทดสอบที่ $OCR = 1.75$ ($\sigma'_p = 94$ kPa.)



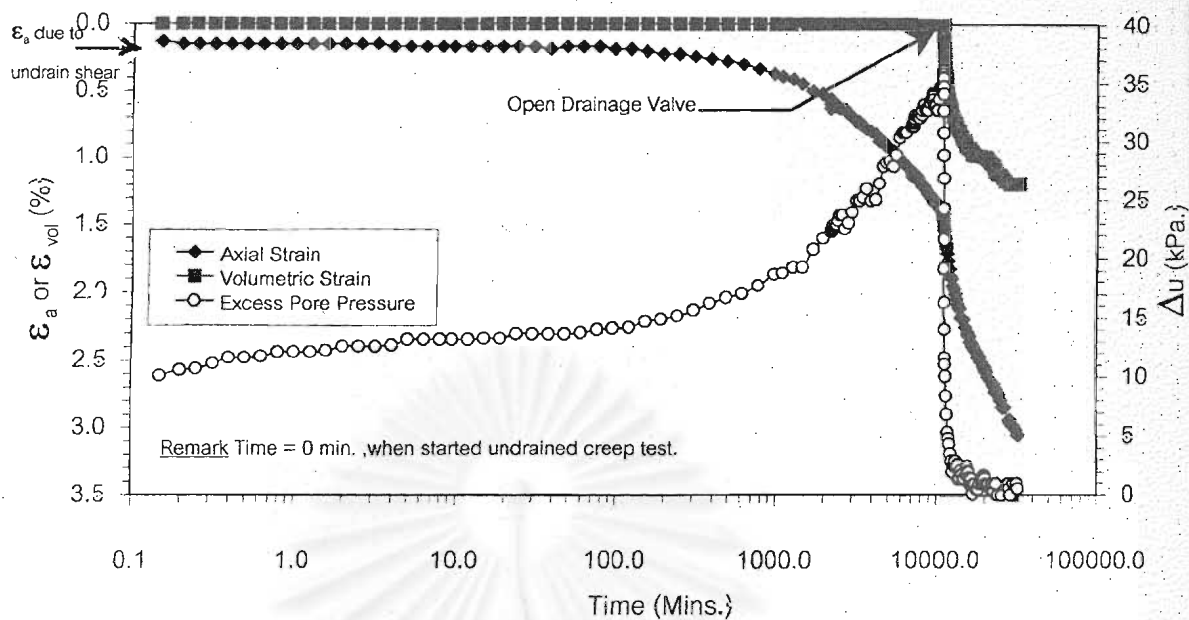
รูปที่ จ-2 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ ความลึก 7.50-8.50 ม. ทดสอบที่ $OCR = 1$ เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p = 1.15$ ($\sigma'_p = 88$ kPa.)



รูปที่ ๑-3 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุกหำ ความลึก 7.50-8.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.40$ ($\sigma'_p = 88$ kPa.)

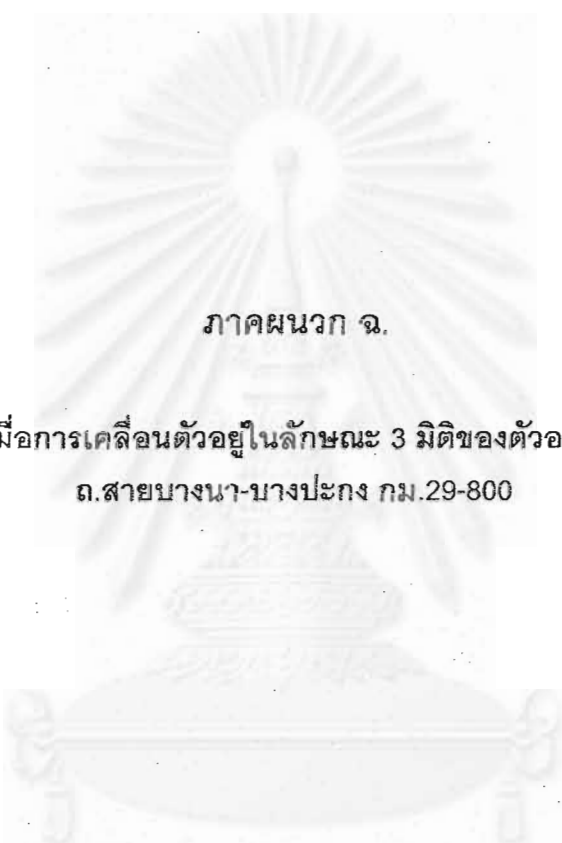


รูปที่ ๑-4 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุกหำ ความลึก 4.50-5.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 2.00$ ($\sigma'_p = 94$ kPa.)



รูปที่ ๑-5 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณจุฬาฯ ความลึก 6.00-7.00 ม. ทดสอบที่ $OCR = 1$ เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p = 3.00$ ($\sigma'_p = 91$ kPa.)

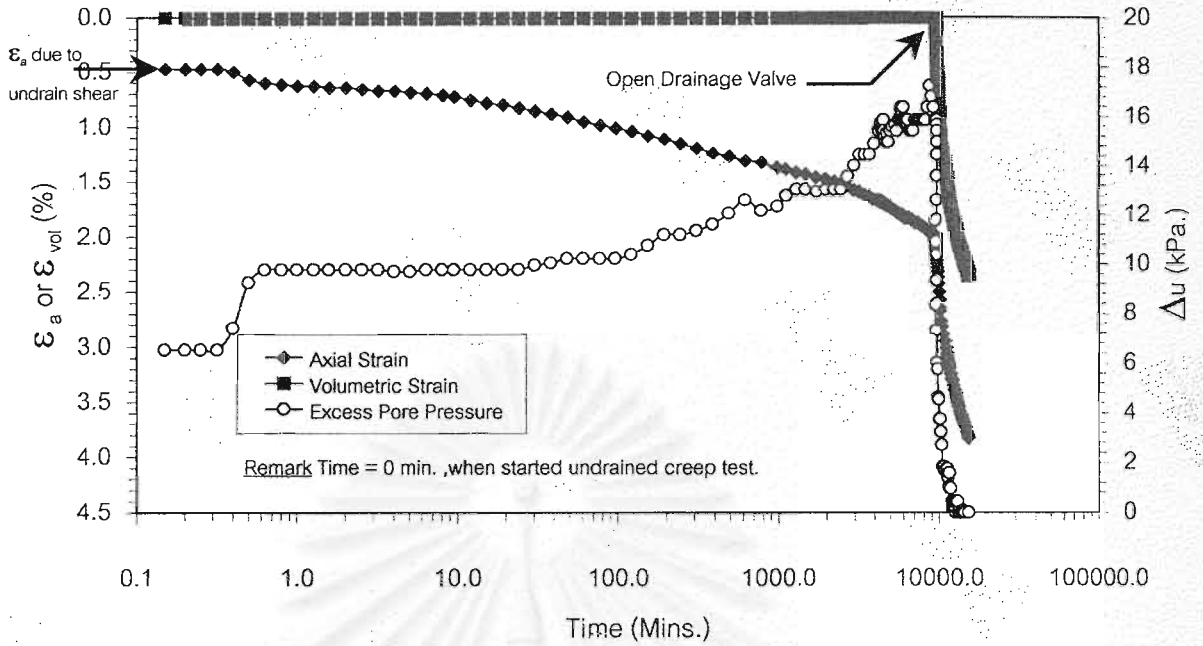
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



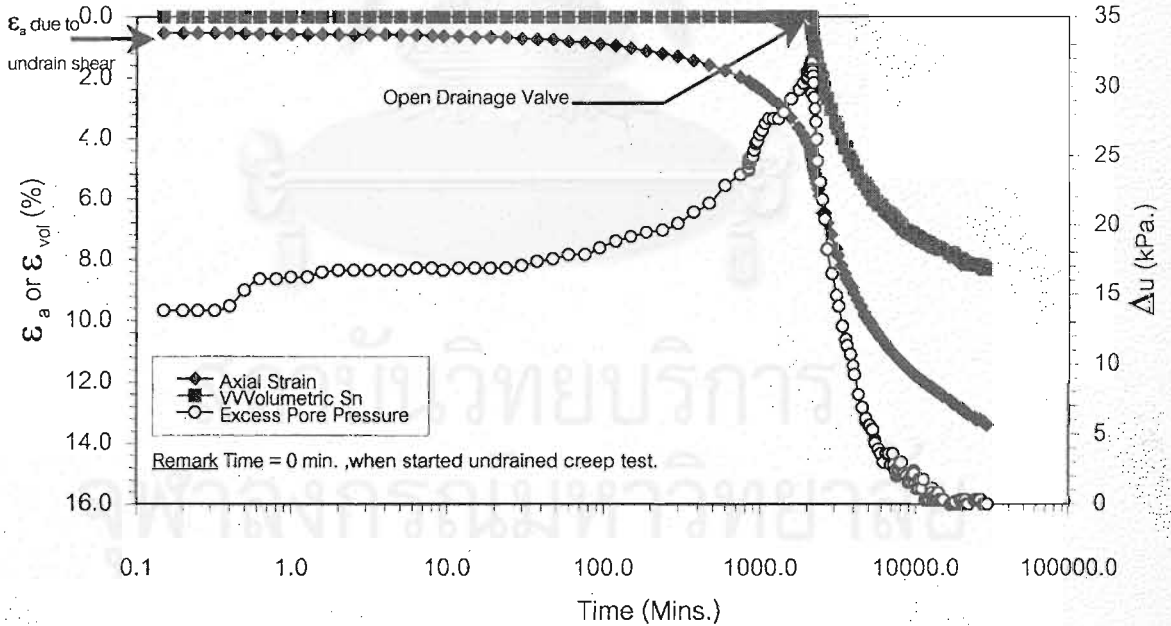
ภาคผนวก จ.

ผลการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของตัวอย่างดินจากบริเวณ
ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800

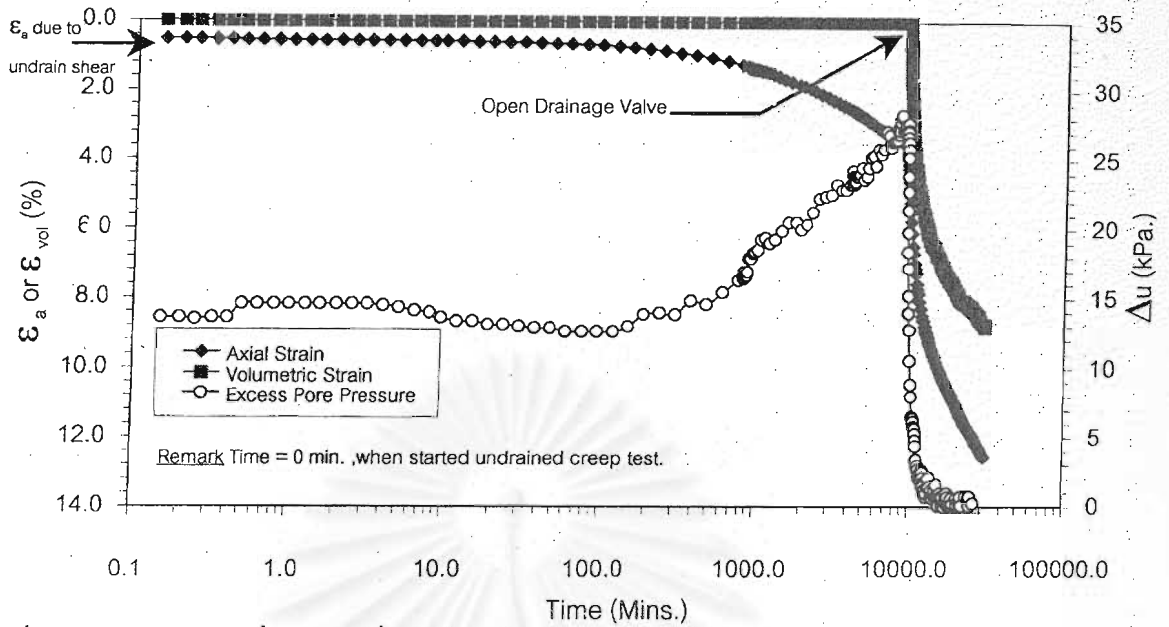
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



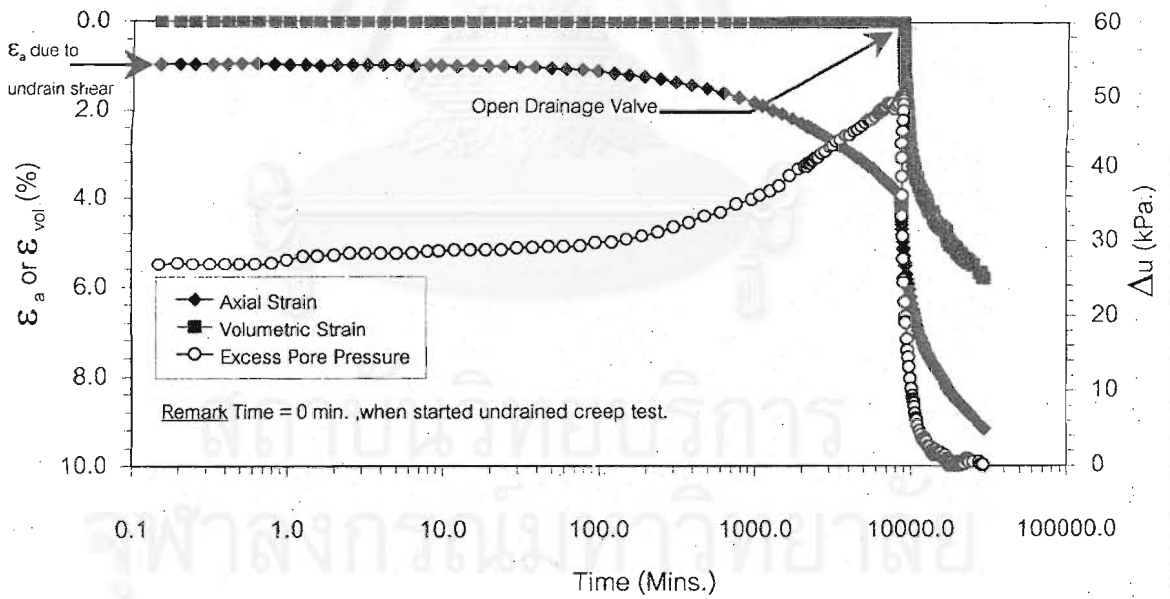
รูปที่ จ-1 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 13.50-14.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1.75 ($\sigma'_p = 79$ kPa.)



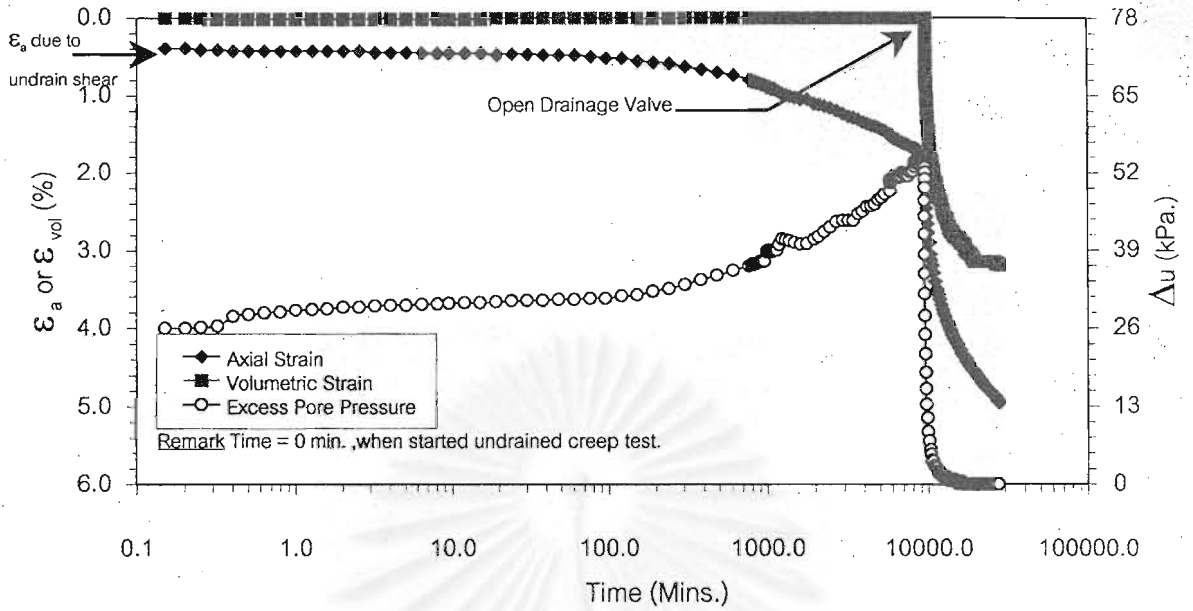
รูปที่ จ-2 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 9.00-10.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.15$ ($\sigma'_p = 60$ kPa.)



รูปที่ จ-3 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 9.00-10.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 1.40$ ($\sigma'_p = 60$ kPa.)

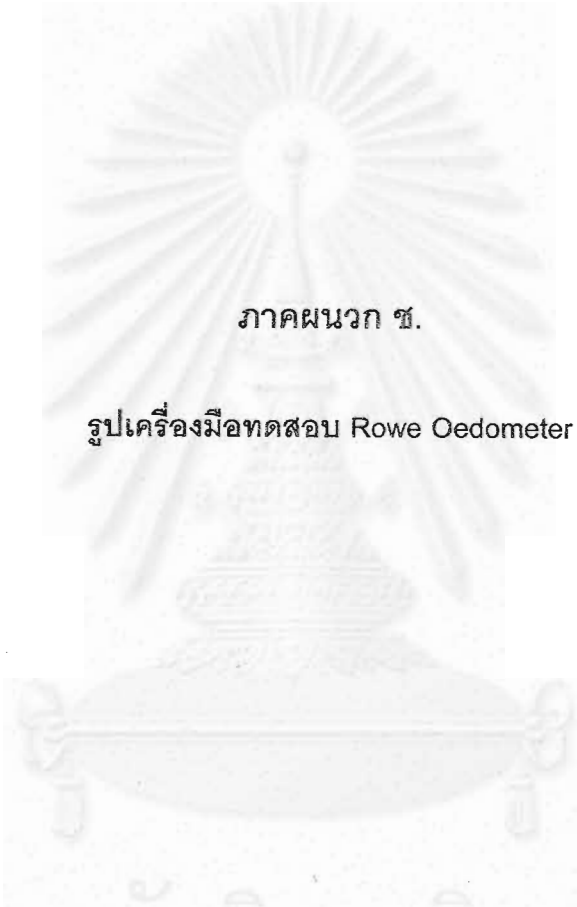


รูปที่ จ-4 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 13.50-14.50 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 2.00$ ($\sigma'_p = 79$ kPa.)



รูปที่ จ-5 การทรุดตัวเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติของดินบริเวณบางนาฯ ความลึก 12.00-13.00 ม. ทดสอบที่ OCR = 1 เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p = 3.00$ ($\sigma'_p = 83$ kPa.)

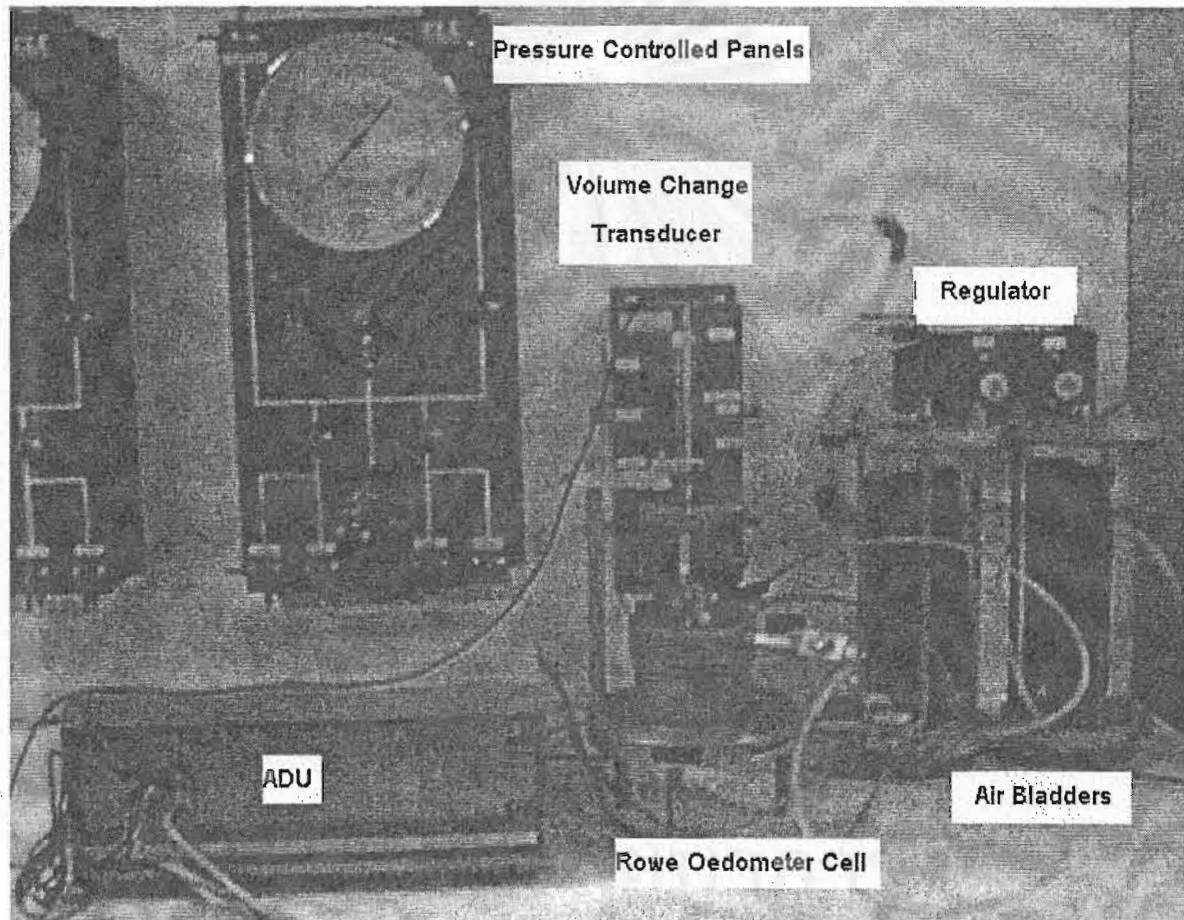
สถาบันวิทยบริการ
 าลงกรณ์มหาวิทยาลัย



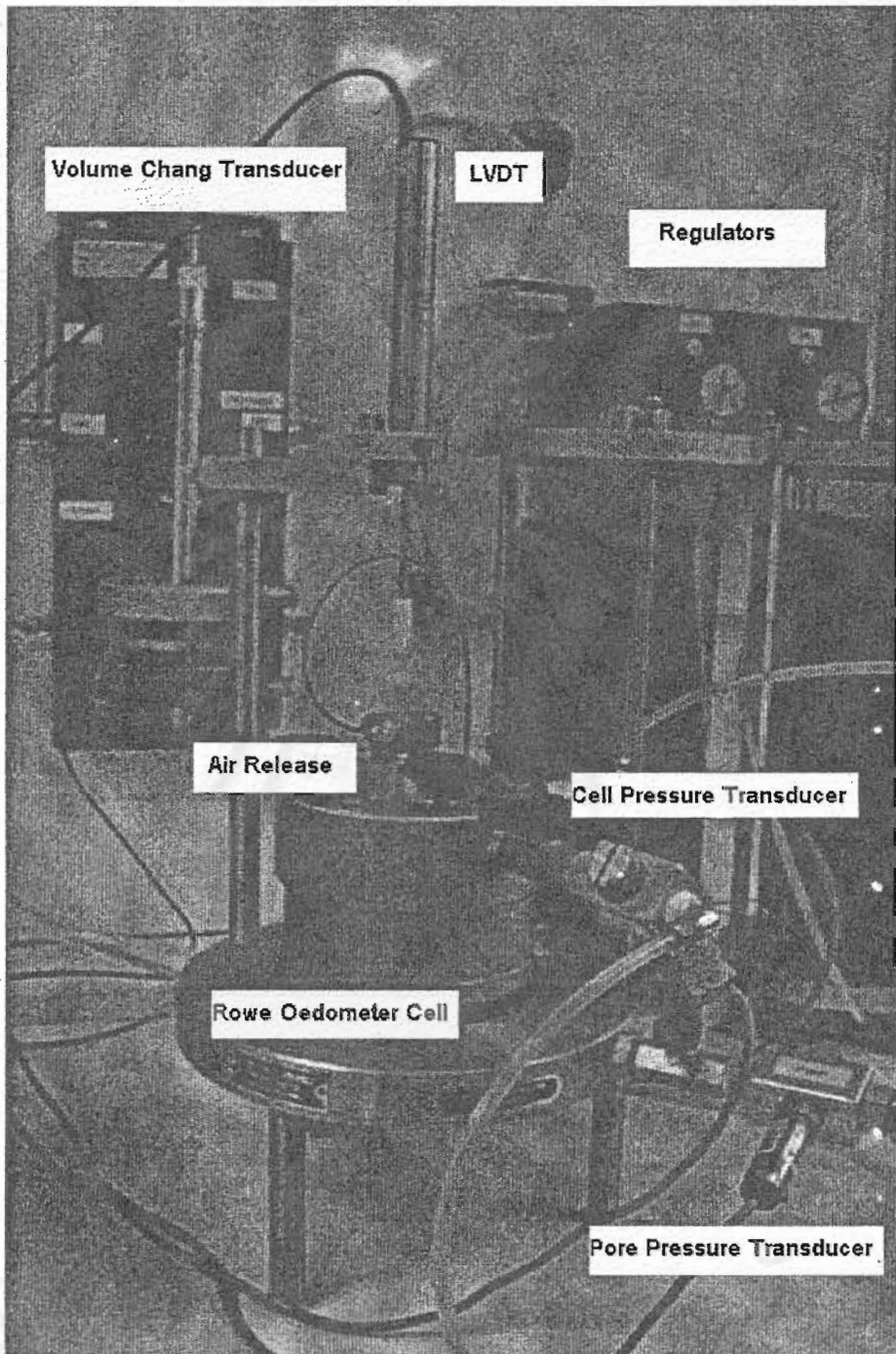
ภาคผนวก ซ.

รูปเครื่องมือทดสอบ Rowe Oedometer

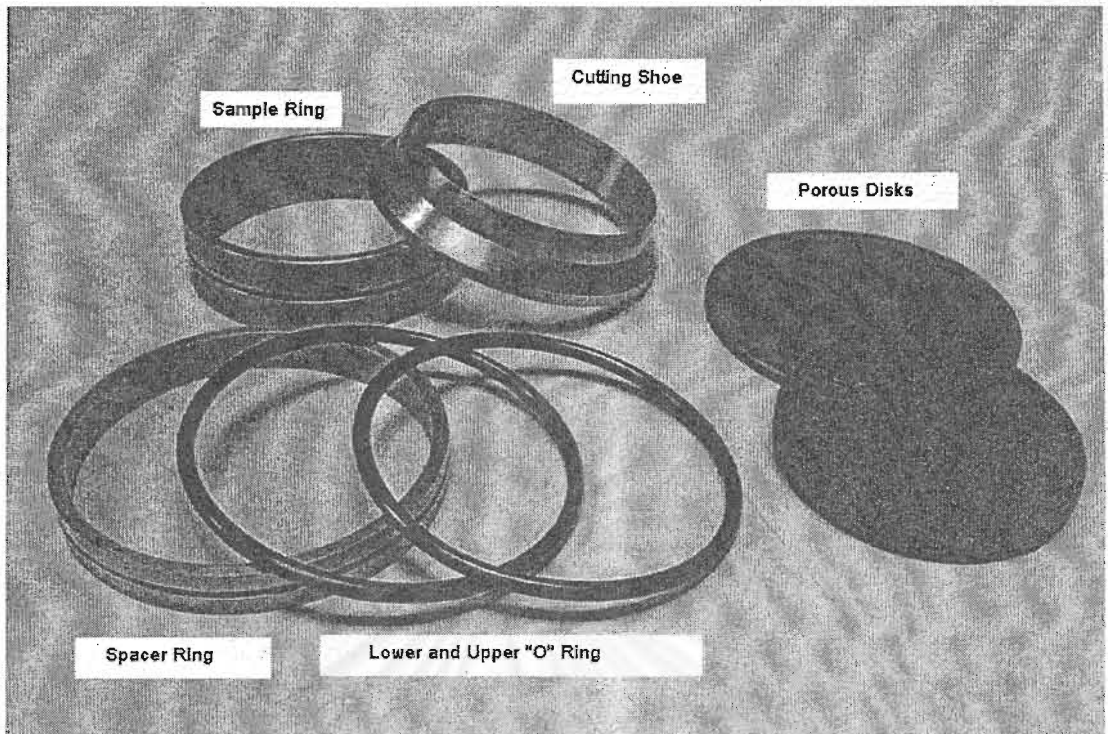
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ๗-1 เครื่องมือ Rowe Oedometer



รูปที่ ข-2 เซลล์ทดสอบ Rowe Oedometer



รูปที่ ช-3 ส่วนประกอบต่างๆ ที่ใช้ในขั้นตอนเตรียมตัวอย่าง

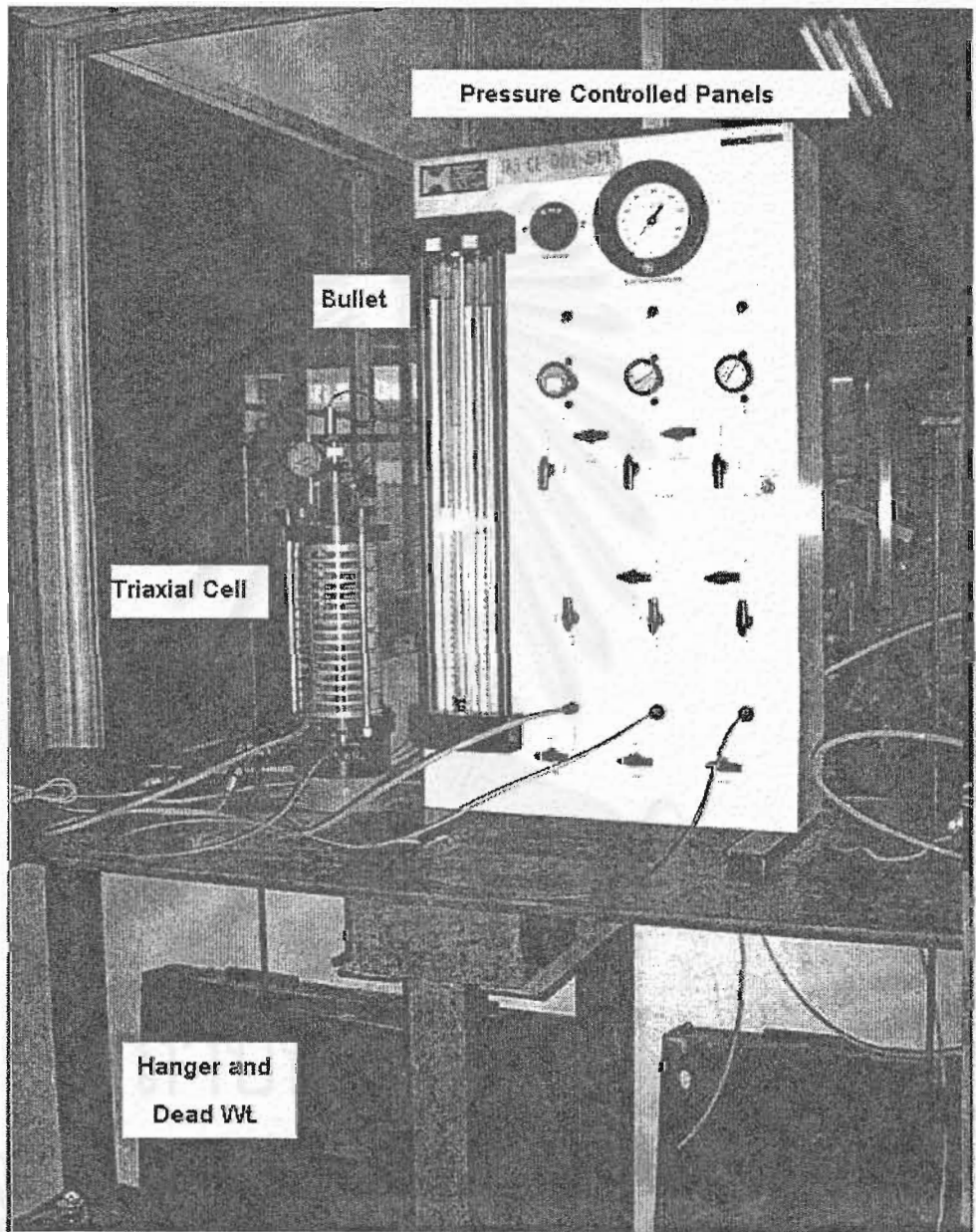
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



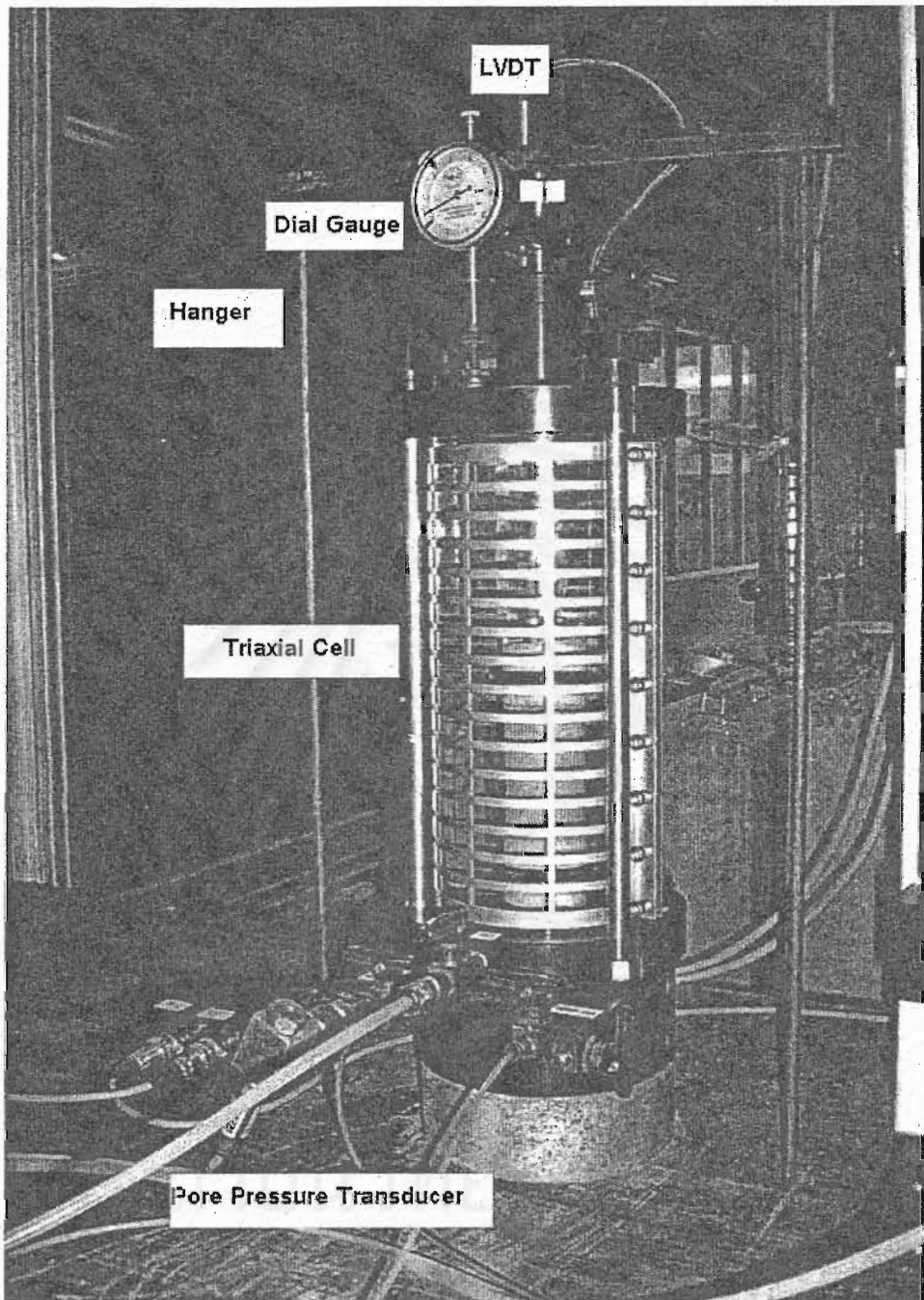
ภาคผนวก ซ.

รูปเครื่องมือทดสอบ Triaxial

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ๕-1 เครื่องมือ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยการแขวนน้ำหนัก



รูปที่ ๒-2 เซลล์ทดสอบ Triaxial

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวรการ เอมดี เกิดเมื่อวันที่ 19 มกราคม 2521 สำเร็จการศึกษาปริญญา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา
2541 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
เมื่อ พ.ศ. 2542



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย