

พฤติกรรมวัฏจักรของการอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติของดินเหนียวกรุงเทพฯ



นายสรายุทธ เพชรพรรณ

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

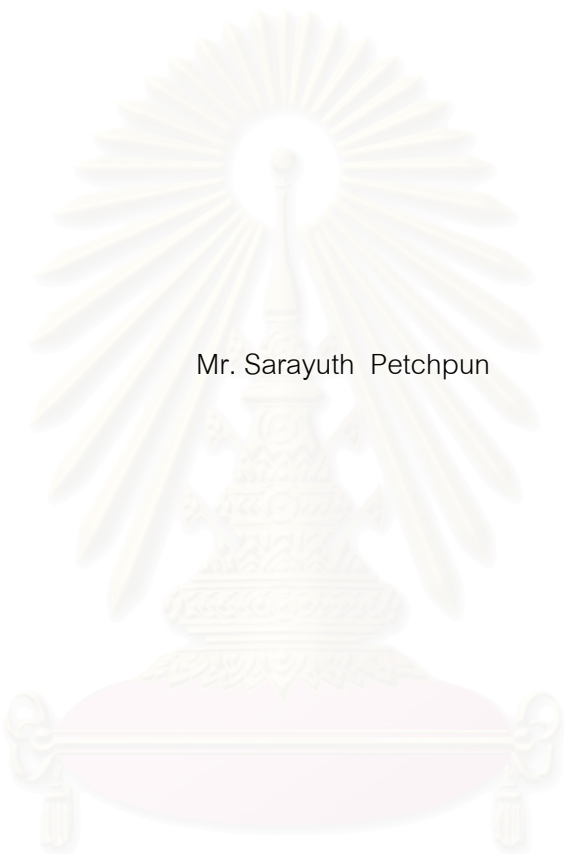
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-17-4908-2

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CYCLIC BEHAVIOR OF ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION OF BANGKOK CLAY



Mr. Sarayuth Petchpun

สถาบันวิทยบริการ

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

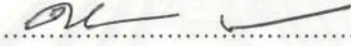
Chulalongkorn University

Academic Year 2005

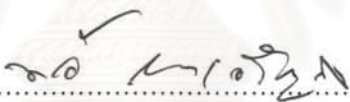
ISBN 974-17-4908-2

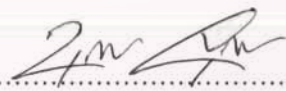
หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมวัฏจักรของการอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติของดินเหนียวกรุงเทพฯ
โดย	นายสรายุทธ เพชรพรรณ
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	Tian Ho Seah, Sc.D.

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น  
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารบัณฑิต

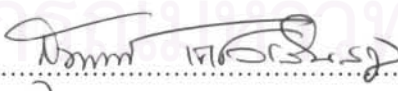
  
..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร.ดิเรก ลาวัณย์ศิริ)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

  
..... ประธานกรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวี ณะเจริญกิจ)

  
..... อาจารย์ที่ปรึกษา  
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน)

  
..... อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม  
(Tian Ho Seah, Sc.D.)

  
..... กรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

  
..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุวิตร บุญญะฐิติ)

สรายุทธ เพชรพรรณ : พฤติกรรมวัฏจักรของการอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติของดินเหนียว  
กรุงเทพฯ (CYCLIC BEHAVIOR OF ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION OF  
BANGKOK CLAY) อ. ที่ปรึกษา : รศ. ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน, 122 หน้า. ISBN 974-17-  
4908-2.

วิทยานิพนธ์นี้ มีจุดประสงค์เพื่อ ศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติของดินเหนียวเมื่อรับน้ำหนัก  
แบบวัฏจักร การทดสอบเก็บตัวดินอย่างมาจากบริเวณพระราม 9 และใช้ดินเหนียว 3 ตัวอย่างในการทดสอบ  
ด้วยเครื่องมือการอัดตัวคายน้ำแบบระบายน้ำทางเดียว การเพิ่มน้ำหนักน้ำหนักวัฏจักรเป็นรูปแบบสี่เหลี่ยม  
(Square Wave Cyclic Loading) ในระหว่างการกระทำของแรงแบบวัฏจักรให้ดินเหนียวเกิดการอัดตัวคายน้ำ  
อย่างต่อเนื่องจนถึงสภาวะคงที่ และเพิ่มแรงแบบคงที่เท่ากับน้ำหนักที่มากที่สุดของช่วงกระทำแรงแบบวัฏจักร  
และปล่อยให้ดินเหนียวเกิดการคายน้ำจนสมบูรณ์ หลังจากนั้นจึงเพิ่มน้ำหนักในขั้นต่อไป คาบเวลา ( $T_c$ ) ในการ  
ทดสอบเท่ากับ 20 , 200 และ 2000 วินาที อัตราส่วนระหว่างเวลาที่ใส่น้ำหนักต่อคาบเวลา ( $T_x/T_c$ ) เท่ากับ 0.5  
ขั้นตอนการเพิ่มน้ำหนักแบบวัฏจักรมีทั้งหมด 4 ชั้น เริ่มจากหน่วยแรงเท่ากับ 0.75 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร  
จนถึง 5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร หลังจากนั้นลดน้ำหนักจำนวน 3 ชั้นจนมีหน่วยแรงเท่ากับ 0.75 กิโลกรัม  
ต่อตารางเซนติเมตร

ผลการทดสอบพบว่า แรงดันน้ำในดินจะเพิ่มขึ้นในช่วงแรกและจะค่อยๆลดลงจนเข้าสู่สภาวะคงที่ และ  
การทรุดตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนคงที่เมื่อเข้าสู่สภาวะคงที่ แรงดันน้ำส่วนเกิน ( $u_e$ ) ในตัวอย่างที่ทดสอบ  
ด้วยคาบเวลา  $T_c$  เท่ากับ 20 วินาทีนั้นเกิดขึ้นไม่เท่ากับ  $\Delta\sigma$  ที่มากระทำ ( $u_e/\Delta\sigma < 1$ ) ในทางตรงกันข้าม  
ตัวอย่างที่ทดสอบด้วยคาบเวลา  $T_c$  เท่ากับ 200 และ 2000 วินาทีนั้น  $u_e$  ที่เกิดขึ้นเท่ากับ  $\Delta\sigma$  ที่มากระทำ  
( $u_e/\Delta\sigma = 1$ ) และขนาดของการเพิ่ม-ลดของแรงดันน้ำของตัวอย่างทดสอบด้วยคาบเวลา  $T_c$  เท่ากับ 20  
วินาทีจะต่ำกว่าตัวอย่างที่ทดสอบด้วยคาบเวลา  $T_c$  เท่ากับ 200 และ 2000 วินาที ใน 1 คาบเวลา การทรุดตัว  
ที่มากที่สุด จะเกิดที่จุดสิ้นสุดของ  $T_x$  และการทรุดตัวที่น้อยที่สุดจะเกิดที่จุดสิ้นสุดของ  $T_c$  ผลการทดสอบที่ได้  
ได้นำมาเปรียบเทียบกับวิธีเชิงตัวเลขโดยใช้ Finite Difference โดยพบว่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่ตำแหน่ง End  
of Cyclic โดยคำนวณจากวิธีเชิงตัวเลขตกอยู่ในเส้นทางของ Compression Curve ของหน่วยแรงประสิทธิผลที่  
End of Consolidation นอกจากนี้การเปรียบเทียบ แรงดันน้ำและการทรุดตัวระหว่างการทดสอบกับวิธีเชิง  
ตัวเลขสอดคล้องพอสมควร ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าการทำนายพฤติกรรมแบบวัฏจักรของการทรุดตัวหนึ่งมิติโดยใช้  
วิธีเชิงตัวเลขสมเหตุสมผล

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต.....  
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....  
ปีการศึกษา.....2548.....



# # 4570585921 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD : CYCLIC/CONSOLIDATION

SARAYUTH PETCHPUN : CYCLIC BEHAVIOR OF ONE DIMENSIONAL  
CONSOLIDATION OF BANGKOK CLAY. THESIS ADVISOR :  
ASSOC.PROF.DR.BOONCHAI UKRITCHON, 122 pp. ISBN 974-17-4908-2.

The objective of this thesis is to study one-dimensional consolidation of clay with cyclic loading. The soil from Rama 9 area was collected for the experiment. Three samples of clay were tested by the one-dimensional consolidation apparatus with single drainage. The applied loading is square wave cyclic loading. During cyclic loading, the clay is allowed to consolidate continuously and come to a steady-state condition. Then static loading equal to the highest value of cyclic loading is applied to the clay until the end of full consolidation. Then, the next cyclic load is applied for the next increment. Time period ( $T_c$ ) in the experiment are 20, 200, 2000 seconds. The  $T_x/T_c$  ratio is 0.5. The process of cyclic loading has 4 increments, where begins from the pressure equal to 0.75 kg/cm<sup>2</sup> to 5 kg/cm<sup>2</sup>. Then, the pressure is unloaded by 3 steps until it is equal to 0.75 kg/cm<sup>2</sup>.

The experiment results show that the pore water pressure in the clay increases from initial period and then decreases gradually to the steady-state condition. Similarly the settlement increases gradually and reaches the steady-state condition. The development of excess pore water pressure ( $u_e$ ) in the sample with  $T_c$  equal to 20 seconds is less than the applied load ( $u_e/\Delta\sigma < 1$ ). On the other hand, sample with  $T_c$  equal to 200 and 2000 seconds,  $u_e$  can increase to the applied load ( $u_e/\Delta\sigma = 1$ ). Moreover, the amplitude of pore water pressure with  $T_c$  equal to 20 seconds is lower than that of  $T_c$  equal to 200 and 2000 seconds. In one cycle period, the maximum settlement occurs at the end of  $T_x$  and the minimum settlement occurs at the end of  $T_c$ . The experimental results were compared with numerical solution by finite difference analysis. It is shown that the effective stress at the end of cyclic, calculated by numerical method, falls in between the path of Compression Curve of the effective stress at the end of consolidation. In addition, the comparison of excess pore water pressure and settlement between experiment results and the numerical analysis agree each other. Thus, it is be concluded that the prediction of the cyclic behavior of one-dimensional consolidation with numerical method is reasonable.

Department.....Civil Engineering.....Student's signature.....

Field of study.....Civil Engineering.....Advisor's signature.....

Academic year 2005.....

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน อาจารย์ที่ปรึกษาที่ได้ให้คำปรึกษา แนะนำแนวทาง ตรวจสอบ ตลอดจนปรับปรุงแก้ไข วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ และขอกราบขอบพระคุณ

Dr. Tian Ho Seah อาจารย์ที่ปรึกษาร่วมที่ได้ให้คำแนะนำในการทดสอบ เพื่อเครื่องมือ ทดสอบและสถานที่ในการทำงานวิจัยนี้จนสำเร็จ และขอกราบขอบพระคุณคณะกรรมการสอบ วิทยานิพนธ์ทุกท่านที่กรุณาใช้เวลาและให้คำแนะนำ รวมทั้งข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ต่อการศึกษาวิจัยนี้

พี่โบว์ลิ่ง พี่ปิ่นแก้ว น้องตุ้ม พี่เอส พี่กิตติ น้องเฟรด น้องจ๊กกี้ และ พนักงานบริษัท MAA Geotechnics ทุกท่าน ที่ได้ให้คำแนะนำและความช่วยเหลือในการทำวิทยานิพนธ์

มูลนิธิเมธีวิจัยอาวุโส และ กองทุนสนับสนุนวิจัย บัณฑิตวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัยที่ได้ให้เงินทุนสนับสนุนในการทำวิทยานิพนธ์นี้

ผู้เขียนขอขอบคุณ พี่ น้อง และเพื่อนๆทุกคนตลอดจนเจ้าหน้าที่วิจัยปฐพีกลศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้ความร่วมมือ ความช่วยเหลือ และเป็นกำลังใจให้เสมอมา

คุณพิมพ์พร สุพล คุณณัฐกานต์ ป้อมไชยา เพื่อนๆชาว Age of Empires และเพื่อนไท สกลทุกคน ที่คอยให้กำลังใจ ให้ความช่วยเหลือในการพิมพ์งาน และความสนุกสนานในการทำงาน

สุดท้ายนี้ ผู้เขียนปรารถนาที่จะแสดงความรำลึกถึงพระคุณของบิดาและมารดา ที่ได้ให้ความกรุณาอบรมสั่งสอน สนับสนุนและเป็นกำลังใจมาโดยตลอดจนสำเร็จการศึกษา

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญภาพ.....	ญ
สารบัญตาราง.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	1
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	1
1.4 ประโยชน์ที่ของงานวิจัย.....	2
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	3
2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.....	3
2.1.1 ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Clay Layer).....	3
2.1.2 ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer).....	4
2.1.3 ชั้นทรายชั้นที่ 1 (The Upper Bangkok Sand).....	4
2.1.4 ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer).....	5
2.1.5 ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The second Layer Sand).....	5
2.2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ.....	6
2.2.1 ขบวนการอัดตัวคายน้ำ.....	6
2.2.2 การยุบตัวของดิน (Soil Compressibility).....	6
2.2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำ.....	8
2.2.4 ครีปแบบระบายน้ำ (Drain Creep).....	12
2.3 หน่วยแรงในมวลดิน.....	15
2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับน้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Loading).....	17
2.5 ทฤษฎีในการคำนวณการทรุดตัว.....	24
2.5.1 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ.....	24
2.5.2 ทฤษฎีการหาการทรุดตัวของ การอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ.....	24

2.5.3 การแก้ปัญหาเชิงตัวเลขสำหรับการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ.....	26
บทที่ 3 ขั้นตอนและวิธีดำเนินงานวิจัย.....	28
3.1 ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.....	28
3.2 การทดสอบคุณสมบัติของดิน.....	28
3.2.1 การหาค่าคุณสมบัติพื้นฐานของดิน.....	28
3.2.2 การทดสอบหาหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในดิน.....	28
3.3 โปรแกรมการทดสอบ.....	28
3.4 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำเมื่อรับน้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Test).....	31
3.4.1 ลักษณะเครื่องมือทดสอบ CRS-V.....	31
3.4.2 ขั้นตอนการเตรียมการทดสอบ.....	33
3.4.3 ขั้นตอนการทดสอบและเก็บข้อมูล.....	36
3.4.3.1 ชุดเครื่องมือทดสอบและเก็บข้อมูล.....	36
3.4.3.2 ขั้นตอนการทดสอบและเก็บข้อมูล.....	36
บทที่ 4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ข้อมูล.....	38
4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน.....	38
4.2 ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำ.....	38
4.3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำให้น้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Test).....	40
4.3.1 ความดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน (Excess Pore Water Pressure at base , $u_c$ ).....	40
4.3.2 การทรุดตัว (Settlement).....	40
4.3.3 การใช้วิธี Finite Difference วิเคราะห์.....	47
4.3.3.1 กราฟการอัดตัว.....	48
4.3.3.2 การวิเคราะห์การทรุดตัว.....	48
4.3.3.3 การวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน.....	49
บทที่ 5 สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ.....	67
5.1 สรุปผลการทดสอบ.....	67
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	67



รายการอ้างอิง.....	68
ภาคผนวก.....	70
ภาคผนวก ก.ผลการทดสอบ CYCLIC TEST.....	71
ภาคผนวก ข.การเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบ CYCLIC TEST และการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Difference.....	96
ภาคผนวก ค.โปรแกรม Cyclic.....	109
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	122



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญภาพ

หน้า

รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลึดาซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Mitchell, 1993).....	7
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $C_c$ และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ของดินเหนียวอ่อนลึดาและดินเหนียวอ่อนเม็กชิโกซิติซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Ladd, 1977).....	7
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_v$ กับค่า Liquid Limit (Das, 1999).....	9
รูปที่ 2.4 ผลของการรบกวนตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540).....	10
รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำกับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (จาก สุรฉัตร, 2540).....	11
รูปที่ 2.6 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B (Jamolkowski, 1985).....	13
รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ที่ได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation ซึ่งความยาวของเส้นทางน้ำไหลแตกต่างกัน (Mesri, 1985 a).....	14
รูปที่ 2.8 รูปแบบของน้ำหนักแบบสี่เหลี่ยมและพฤติกรรมทรุดตัวของดิน.....	17
รูปที่ 2.9 กราฟสำหรับการหา $u_{\max}^{ss}$ และ $u_{\min}^{ss}$ ที่สภาวะ Steady State.....	18
รูปที่ 2.10 กราฟสำหรับการหาการทรุดตัวสูงสุดสำหรับ Slowly Cyclic Loads.....	19
รูปที่ 2.11 กราฟสำหรับการหาการทรุดตัวสูงสุดสำหรับ Rapidly Cyclic Loads.....	19
รูปที่ 2.12 การเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในดิน (Pinkaw 2005) .....	20
รูปที่ 2.13 ผลกระทบของสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำและคาบเวลา (Pinkaw 2005).....	21
รูปที่ 2.14 ผลกระทบจาก Pulse Duration (Pinkaw 2005).....	22
รูปที่ 2.15 ผลกระทบจากความสูงตัวอย่าง (Pinkaw 2005).....	23
รูปที่ 2.16 ผลกระทบจากรูปแบบของ Cyclic Loading (Pinkaw 2005).....	23
รูปที่ 2.17 Nodal points ที่ใช้ในวิธี finite difference .....	27
รูปที่ 3.1 ลักษณะของน้ำหนักแบบสี่เหลี่ยม (square wave loading) และขั้นตอนการใส่น้ำหนัก .....	30
รูปที่ 3.2 เครื่องมือทดสอบ CRS-V.....	32
รูปที่ 3.3 เครื่องมือตัดแต่งตัวอย่าง (Trimming Frame).....	34
รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบอัดตัวคายน้ำในแนวตั้ง.....	35

รูปที่ 3.5 อุปกรณ์การทดสอบและเก็บข้อมูล (MAA Geotechnics) .....	37
รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียดและหน่วยแรงประสิทธิผล .....	39
รูปที่ 4.2a แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 20 วินาที .....	41
รูปที่ 4.2b แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 200 วินาที .....	42
รูปที่ 4.2c แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 2000 วินาที .....	43
รูปที่ 4.3a การทรุดตัว ที่คาบเวลา 20 วินาที .....	44
รูปที่ 4.3b การทรุดตัว ที่คาบเวลา 200 วินาที .....	45
รูปที่ 4.3c การทรุดตัว ที่คาบเวลา 2000 วินาที .....	46
รูปที่ 4.4 โปรแกรมคำนวณที่ใช้ในการทดสอบ .....	47
รูปที่ 4.5a กราฟการอัดตัว $T_c = 20$ วินาที .....	50
รูปที่ 4.5b กราฟการอัดตัว $T_c = 200$ วินาที .....	51
รูปที่ 4.5c กราฟการอัดตัว $T_c = 2000$ วินาที .....	52
รูปที่ 4.6a การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 20$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	57
รูปที่ 4.6b การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 200$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	58
รูปที่ 4.6c การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 2000$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	59
รูปที่ 4.7a การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 20$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7) .....	61
รูปที่ 4.7b การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 200$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7) .....	62
รูปที่ 4.7c การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 2000$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7) .....	63
รูปที่ 4.8a การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 20$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	64
รูปที่ 4.8b การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 200$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	65
รูปที่ 4.8c การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา $T_c = 2000$ วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6) .....	66

## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $C_c$ กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ (Das, 1999).....	9
ตารางที่ 3.1 ขั้นตอนการทดสอบ Cyclic Test ( $T_c = 20, 200, 2,000$ วินาที ),.....	29
ตารางที่ 3.2 โปรแกรมการทดสอบ.....	29
ตารางที่ 4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน.....	38
ตารางที่ 4.2 ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน .....	39
ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบที่คาบเวลา $T_c = 20$ วินาที.....	53
ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบที่คาบเวลา $T_c = 200$ วินาที.....	54
ตารางที่ 4.5 ผลการทดสอบที่คาบเวลา $T_c = 2000$ วินาที.....	55
ตารางที่ 4.6 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสำหรับรูปที่ 4.6a – 4.6c และ 4.8a- 4.8c.....	56
ตารางที่ 4.7 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสำหรับรูปที่ 4.7a – 4.7c.....	60

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 คำนำ

ในการคำนวณการทรุดตัวของถนน ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นปัญหาสำคัญ สำหรับวิศวกรผู้ออกแบบ เพราะค่าการทรุดตัวที่หาได้จากการคำนวณโดยใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติโดยใช้น้ำหนักที่กระทำแบบคงที่ไม่ตรงกับการทรุดตัวที่ได้จากการวัดในสนาม ทั้งนี้เพราะน้ำหนักที่เกิดขึ้นจริงไม่ได้เป็นน้ำหนักแบบคงที่แต่เป็นน้ำหนักแบบวิวิจกรรม ซึ่งกรณีที่เป็นเช่นนี้ยังมีอีกหลายกรณี เช่น ถังเก็บน้ำ ถังน้ำมันขนาดใหญ่ เป็นต้น

งานวิจัยชิ้นนี้ ได้ทำการใช้การคำนวณการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนซึ่งรับน้ำหนักแบบวิวิจกรรม โดยวิธี Finite Difference และได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของการคำนวณโดยได้ทำการทดสอบการทรุดตัวในหนึ่งมิติโดยใช้น้ำหนักแบบวิวิจกรรมในห้องปฏิบัติการ

#### 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินเหนียวเมื่อรับน้ำหนักแบบวิวิจกรรมในสภาพ 1 มิติ
2. เพื่อศึกษาผลกระทบของคาบเวลาของแรงแบบวิวิจกรรมที่แตกต่างกัน
3. ประยุกต์ใช้การคำนวณเชิงตัวเลขในการวิเคราะห์ผล

#### 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. ทดสอบกับดินเหนียวกรุงเทพฯบริเวณพระราม9
2. สภาพการทรุดตัวในหนึ่งมิติของดินเหนียว
3. ทดสอบโดยให้น้ำหนักกระทำแบบวิวิจกรรม โดยใช้คาบเวลาที่แตกต่างกัน



#### 1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย

1. ทราบพฤติกรรมวิถีชีวิตของดินเหนียวกรุงเทพฯ
2. สามารถหาหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นได้
3. ทราบผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงคาบเวลาของการใส่ น้ำหนักแบบวิถีชีวิต



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เกิดจากการตกตะกอนของดินเหนียวในน้ำทะเล (Marine Deposit) ทำให้โครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบระเกะระกะ (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 (สุรฉัตร, 2540)

ในบริเวณกรุงเทพฯ สามารถจำแนกชนิดดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่าดัชนีพลาสติกิกซ์ดี (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  $PI \approx 60-80 \%$

##### 2.1.1 ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Marine Clay Layer)

ความหนา = 12 ถึง 20 เมตร (เฉลี่ยประมาณ 15 เมตร)

สี = เทาเข้มถึงกลาง

หน่วยน้ำหนัก = 1.5 ถึง 1.7  $t/m^3$

ปริมาณน้ำ = 50 ถึง 80 % หรือมากกว่า

Liquid Limit = 40 ถึง 80 %

Plasticity Index = 20 ถึง 33 %

โดยชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นที่อยู่บนสุด โดยเริ่มจากผิวดิน ซึ่งมักมีความหนาทางทิศเหนือน้อยกว่าทางทิศใต้ และอาจมีชั้นของดินทรายหรือดินตะกอนปนอยู่ทั่วไป โดยในชั้นนี้อาจจะมีเกลือปะปนอยู่ แสดงว่าบริเวณนี้เคยเป็นทะเลมาก่อนในอดีต (RAU,1981)

### 2.1.2 ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer)

ความหนา = ประมาณ 10 เมตร

สี = น้ำตาล ถึง น้ำตาลอ่อน

ค่า SPT-N = 10 ถึง 20 ครั้งตอ่ฟุต

หน่วยน้ำหนัก = 1.8 ถึง 2.0 t/m<sup>3</sup>

ปริมาณน้ำ = 25 ถึง 40 %

Liquid Limit = 35 ถึง 60 %

Plasticity Index = 15 ถึง 30 %

เป็นชั้นดินที่วางตัวใต้ชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่งไม่มีรูปแบบแน่นอน และมีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความหนาแน่นพอสมควร และมีระดับไม่ลึกมากเกินไป (ประมาณ 25 เมตร) แม้จะมีปัญหาเรื่องน้ำใต้ดินบ้างแต่ก็ไม่เป็นอุปสรรคมากนัก

### 2.1.3 ชั้นทรายชั้นที่ 1 (The Upper Bangkok Sand)

ความหนา = 5 ถึง 15 เมตร

สี = เทาอ่อน ถึง น้ำตาลอ่อน

ค่า SPT-N = 30 ถึง 60 ครั้งตอ่ฟุต

หน่วยน้ำหนัก = ประมาณ 2.0 t/m<sup>3</sup>

ปริมาณน้ำ = 17 ถึง 22 %

Liquid Limit = ประมาณ 20 %

เป็นชั้นที่วางตัวอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็ง มีความลึกปกติประมาณ 27 เมตร อาจจะมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียวแข็งกับชั้นทรายชั้นที่ 1 บางแห่ง

#### 2.1.4 ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer)

ความหนา = 2 ถึง 12 เมตร

สี = น้ำตาลอ่อน ถึง เทา

ค่า SPT-N = 20 ถึง 50 ครั้งตอฟุต

ปริมาณน้ำ = 20 ถึง 28 %

Liquid Limit = 48 ถึง 58 %

Plasticity Index = 26 ถึง 30 %

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก อยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรก ซึ่งมีความแข็งมากและในพื้นที่บางแห่งก็อาจไม่พบดินชั้นนี้ โดยทั่วไปแล้วดินเหนียวชั้นนี้จะอยู่ที่ความลึก ประมาณ 20 ถึง 30 เมตร ในบางพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพฯ จะพบว่ามีความหนามากกว่าที่อื่นๆ

#### 2.1.5 ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The Second Layer Sand)

ความหนา = ประมาณ 12 เมตร

สี = น้ำตาลอ่อน ถึง เหลืองอมเทา

ค่า SPT-N = 50 ถึง 80 ครั้งตอฟุต

ปริมาณน้ำ = ประมาณ 17 ถึง 20 %

ชั้นทรายชั้นนี้จะพบที่ระดับความลึกประมาณ 43 ถึง 53 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ย ประมาณ 45 เมตร

## 2.2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

### 2.2.1. ขบวนการอัดตัวคายน้ำ

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

### 2.2.2. การยุบตัวของดิน (Soil Compressibility)

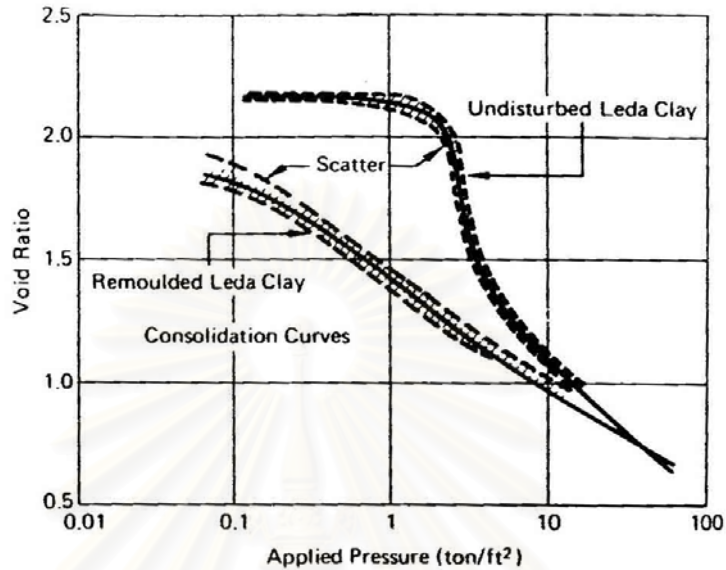
Mitchell (1993) พบว่าดินเหนียวอ่อนที่มีความไวความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  มีลักษณะเป็นดังแสดงใน [รูปที่ 2.1](#) กล่าวคือในช่วง  $\sigma'_v < \sigma'_p$  (Recompression Range) กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย แต่เมื่อ  $\sigma'_v > \sigma'_p$  (Compression Range) ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและกราฟจะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) โดยกราฟจะมีความชันมากในช่วงแรก หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงเมื่อ  $\sigma'_v$  มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งเกิดจากการที่ดินเหนียวประเภท Marine Deposited ถูกกระบวนการ Leaching

นอกจากนี้ในดินเหนียวที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากกระบวนการ Aging ก็มีความสัมพันธ์  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  เป็นไปดังแสดงใน [รูปที่ 2.1](#) เช่นกัน โดยในช่วง Recompression เชื่อว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยระหว่างผิวสัมผัสของอนุภาคดิน (Minor Slip at Interparticle Contacts) แต่เมื่อเข้าสู่ช่วง Compression อนุภาคของดินจัดเรียงตัวใหม่ (Rearrangement) เพื่อให้สามารถแบกทานหน่วยแรงที่มากกระทำเพิ่มและชดเชยความสามารถในการแบกทานหน่วยแรงที่สูงสูญเสียไปเนื่องจากเนื่องจากการแตกหักของพันธะระหว่างอนุภาคดิน (Mesri, 1996)

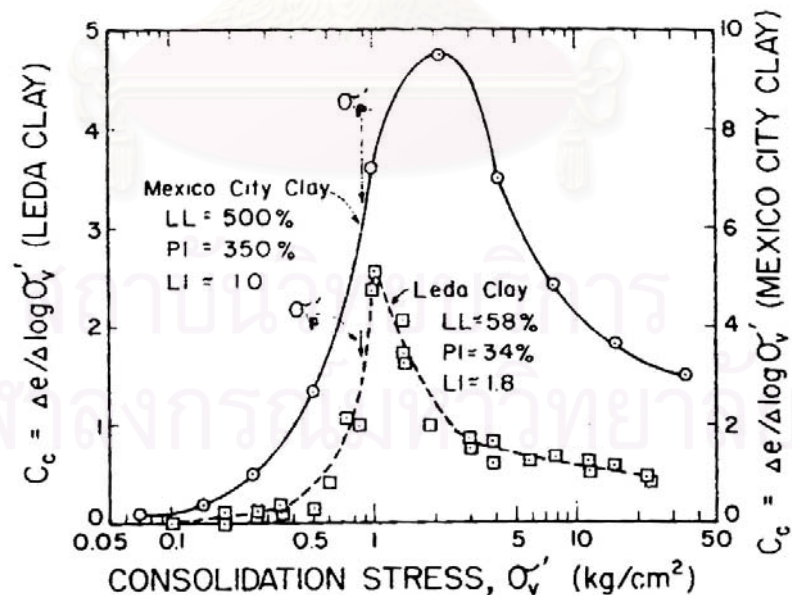
Mesri (1977) ทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดิน Leda Clay และ Mexico City Clay ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวพบว่าค่า  $C_c$  มีค่าไม่คงที่ ดังแสดงใน [รูปที่ 2.2](#) โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ  $\sigma'_v$  มีค่ามากกว่า  $\sigma'_p$  เล็กน้อย



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



รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  ของดินเหนียวอ่อนลีดาคือซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Mitchell, 1993)



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_c$  และ  $\text{LOG } \sigma'_v$  ของดินเหนียวอ่อนลีดาคือและดินเหนียวอ่อนเม็กซิโกซิตีซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Ladd, 1977)

### 2.2.3. ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมกรรมการอัดตัวคายนํ้า

#### ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินเหนียวมีผลอย่างมากต่อปริมาณการหดตัวในช่วงการอัดตัวคายนํ้า จากอดีตจนถึงปัจจุบันได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติชั้นพื้นต่างๆ กับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประมาณการหดตัวไว้มากมายเช่น

(i) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_c$  กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ แสดงใน ตารางที่ 2.1

(ii) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_v$  กับค่า Liquid Limit ดังแสดงใน รูปที่ 2.3

จะเห็นว่าดินที่มีค่า  $e_0$ , ค่า  $W_n$ , ค่า LL และค่า PI สูงมีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้านการหดตัวมาก

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)

#### ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

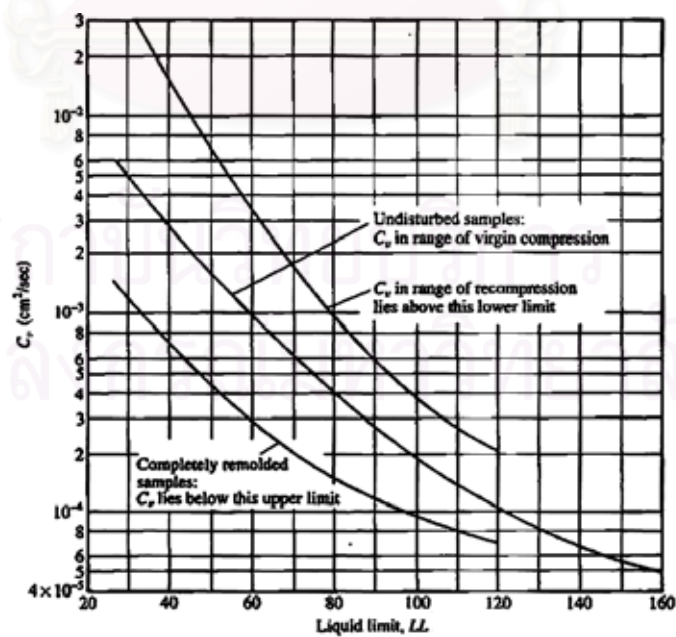
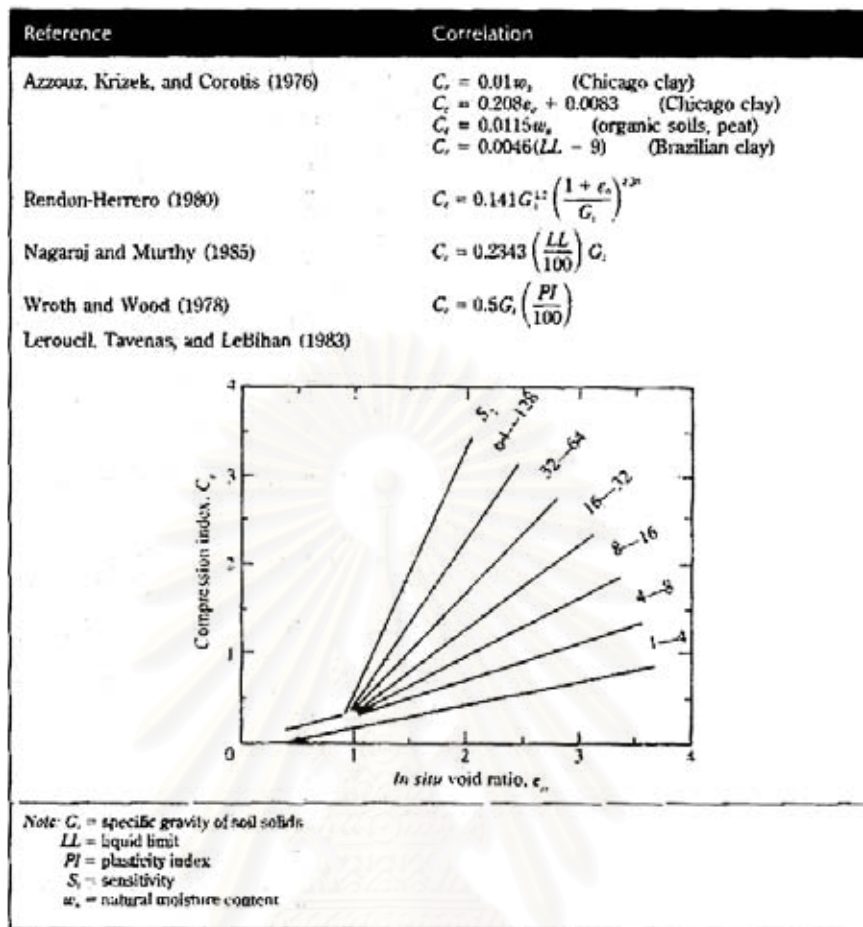
ประวัติของหน่วยแรงมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการหดตัวในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวเมื่อ  $\sigma'_v > \sigma'_p$  ค่า  $C_c$  จะเพิ่มขึ้นอย่างมากเนื่องจากดินมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างอย่างมากดังแสดงใน รูปที่ 2.2 (Mesri, 1977) นอกจากนี้ยังทำให้อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมาก

#### ค. ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่าง

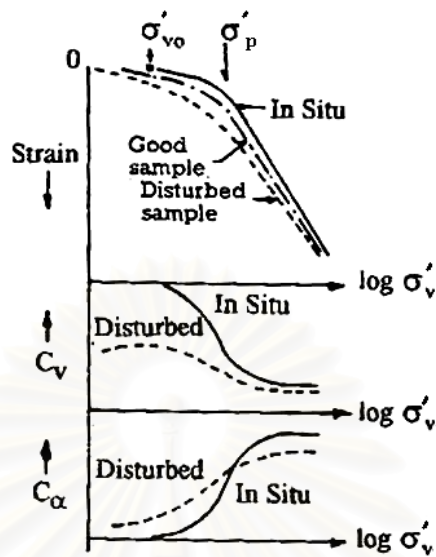
การรบกวนตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะทำให้ ค่า RR เพิ่มขึ้น, ค่า CR และค่า  $\sigma'_p$  ลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ค่า  $c_v$  ในช่วง OC ลดลงอีกด้วย (สุรฉัตร, 2540) ดังแสดงใน รูปที่ 2.4

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_c$  กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ (Das, 1999)



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_c$  กับค่า Liquid Limit (Das, 1999)



รูปที่ 2.4 ผลของการรบกวนตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540)

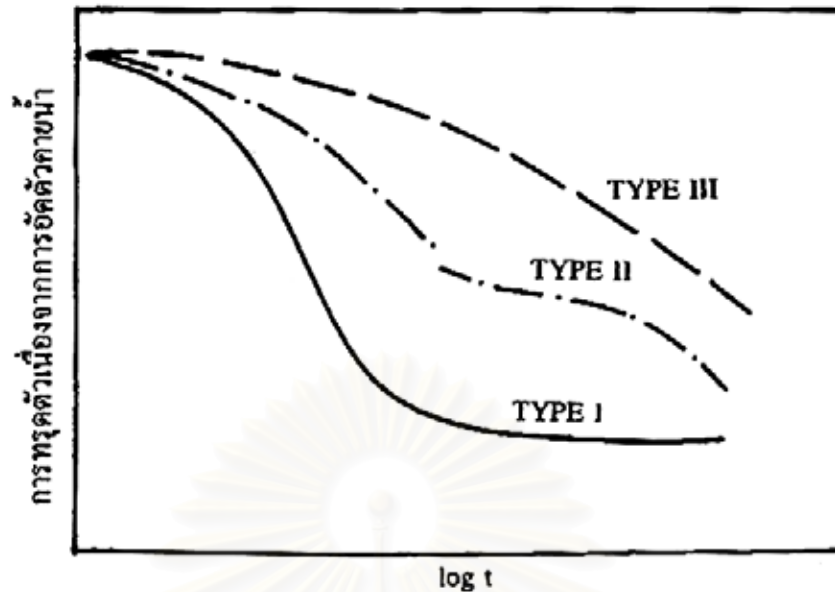
ง. ผลกระทบจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR)

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

Taesiri (1976) พบว่าการใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักน้อยๆ ทำให้สามารถหาค่า  $\sigma'_p$  ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

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

นอกจากนี้ค่า LIR ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG Time ดังแสดงใน รูปที่ 2.5 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 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ กับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (จาก สุรจักร, 2540)

จ. ผลกระทบจากรยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID) Eide (1968), Teves & Moh (1968), Brand & Kanjanophas (1971) และ Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ LID ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

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

ข. ผลกระทบจากขนาดของตัวอย่าง

Taesiri (1976) พบว่าขนาดของตัวอย่างไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ อย่างไรก็ตามค่า  $c_v$  ของตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่มีค่ามากกว่าค่า  $c_v$  ของตัวอย่างขนาดเล็ก ซึ่งเป็นผลจากดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  สามารถใช้ตัวอย่างเล็กทดสอบได้ แต่สำหรับการทดสอบเพื่อหา ค่า  $c_v$  ควรใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่

Mesri (1985) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับความยาวตัวอย่าง



#### 2.2.4. ครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

พฤติกรรมทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยน้ำไหลออกจากช่องว่างในดิน ทำให้เกิดมวลดินเกิดการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา

ในปัจจุบันยังไม่เป็นที่แน่ชัดว่า ครีพแบบระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ หรือเกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (Jamolkowski, 1985) และกลไกการเกิดเป็นอย่างไร จากการศึกษาค้นคว้าและทดสอบในอดีตได้มีผู้เสนอกฎการเกิดไว้ต่าง ๆ กัน ดังนี้

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

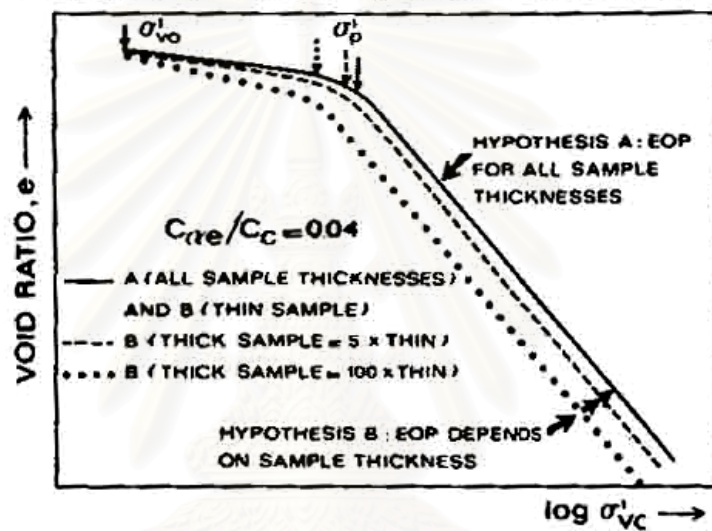
ในปัจจุบันสมมุติฐานที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง  $\epsilon$ -LOG  $\sigma'$  (หรือ e-LOG  $\sigma'$ ) ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (EOP) มีอยู่ 2 สมมุติฐาน (Jamolkowski, 1985)

สมมุติฐาน A (Hypothesis A) เสนอว่าครีพเกิดขึ้นหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้ว ดังนั้น  $\epsilon$  หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ไม่ขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือความสัมพันธ์ระหว่าง  $\epsilon$ -LOG  $\sigma'$  (หรือ e-LOG  $\sigma'$ ) จะอยู่บนความสัมพันธ์เดียวกัน (Uniqueness) ไม่ว่าจะความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path,  $H_d$ ) จะมีขนาดเท่าใดก็ตาม ดังแสดงใน รูปที่ 2.6b 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

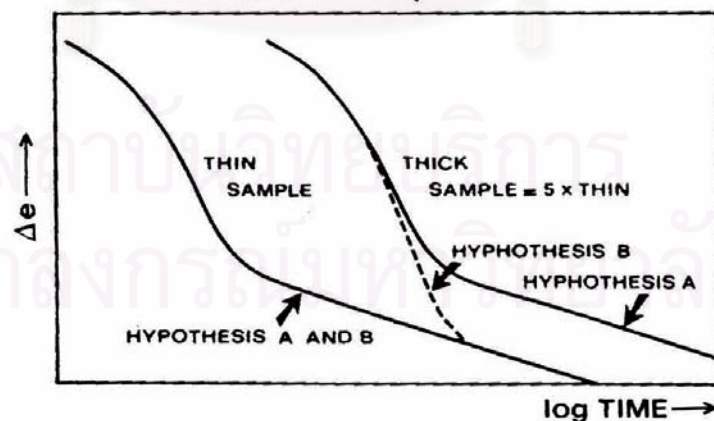
= 1.06 และ Louisville clay;  $PI = 37\%$   $LI = 1.06$  และพบว่า  $\mathcal{E}$  หรือ  $e$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับ  $H_0$  ดังแสดงใน รูปที่ 2.7

สมมุติฐาน B (Hypothesis B) เสนอว่าครีฟสามารถเกิดขึ้นในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้น  $\mathcal{E}$  หรือ  $e$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือ ถ้าความยาวเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path) มีค่ามาก ระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำก็จะมาก  $\Delta e_p$  ก็จะมีค่ามากขึ้นดังแสดงใน รูปที่ 2.6b ซึ่งมีผลทำให้  $\sigma'_p$  มีค่าลดลงด้วยเช่นกัน ดังแสดงใน รูปที่ 2.6a สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนจาก Yin (1996), Leroueil (1996)

(a) STRAIN VS STRESS AT END OF PRIMARY CONSOLIDATION



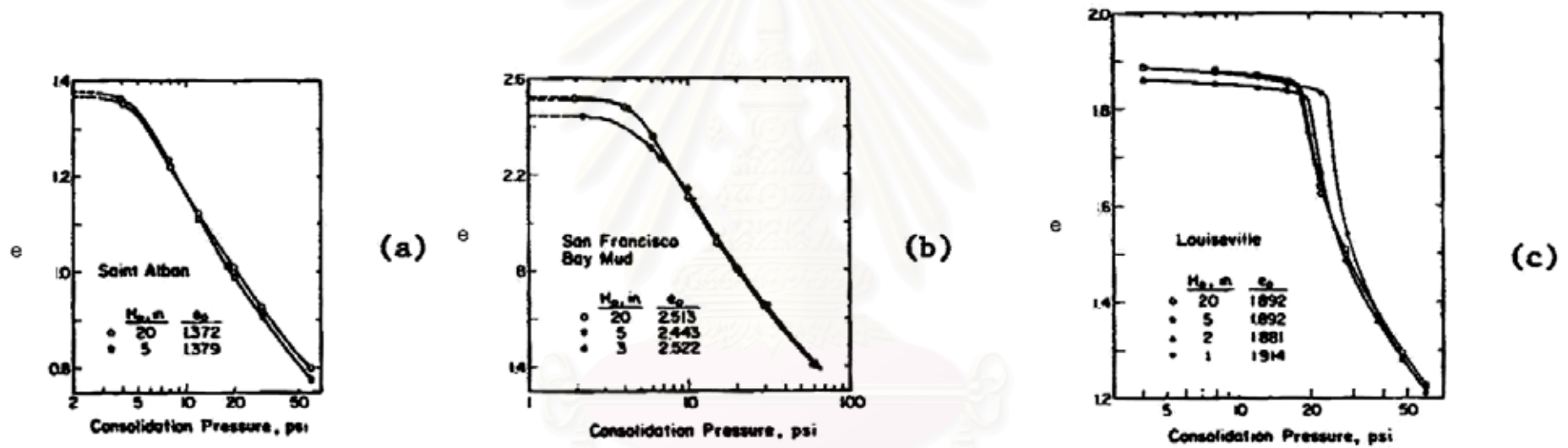
(b) STRAIN VS TIME FOR  $OCR = 1$  SAMPLES HAVING EQUAL INITIAL CONDITIONS AND  $\Delta\sigma_v$



รูปที่ 2.6 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B (Jamiolkowski, 1985)

(a) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$

(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG Time



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$  ที่ได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation ซึ่งความยาวของเส้นทางน้ำไหลแตกต่างกัน (Mesri, 1985 a)

## 2.3 หน่วยแรงในมวลดิน

หน่วยที่แรงกระทำต่อดินที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินที่เกิดจากสองสาเหตุคือ

- (1) หน่วยที่แรงมากกระทำเนื่องจากน้ำหนักของดินที่ทับถม
- (2) หน่วยที่แรงมากกระทำเนื่องจากแรงจากแหล่งภายนอก เช่น หน่วยแรงที่เกิดจากการก่อสร้างอาคาร เขื่อน เป็นต้น

หน่วยแรงในดินอาจพิจารณาได้เป็นสองชนิด ถ้าพิจารณาจากแรงภายนอก หน่วยแรงที่มากกระทำอยู่ในรูปของแรงรวม (Total Stress) ซึ่งผลบวกของแรงทางพีชคณิตจะเป็นไปตามหลักกลศาสตร์ของการสมดุลแรง ถ้าพิจารณาถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน ซึ่งได้แก่หน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดิน และหน่วยแรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้า และปฏิกิริยาทางเคมีในธาตุดินเหนียว และหน่วยแรงที่เกิดจากความดันน้ำในโพรงแล้ว หน่วยแรงภายในประกอบด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) และความดันน้ำในโพรง (Pore Pressure)

Terzaghi (1925 , 1936) พิจารณาถึงหลักการสมดุลระหว่างหน่วยแรงภายนอกกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน โดยพิจารณาว่าเมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากกระทำ หน่วยแรงส่วนหนึ่งจะต้องรับโดยน้ำและอากาศในรูปของความดันในโพรง Terzaghi ให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงรวมและความดันน้ำในโพรงที่จุดจุดหนึ่งในมวลดินดังนี้

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad \dots\dots\dots(2.3.1)$$

$\sigma$  = หน่วยแรงรวมในแนวตามแกน

$\sigma'$  = หน่วยแรงประสิทธิผล

$\mu$  = ความดันน้ำในโพรง

ผลต่างระหว่างหน่วยแรงรวมกับความดันน้ำในโพรง คือ หน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งเป็นค่าที่วัดไม่ได้ แต่คำนวณได้จากสมการที่ 2.3.1 เท่านั้น ในดินเม็ดหยาบหน่วยแรงประสิทธิผลอาจให้ความหมายว่าเป็นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดิน ส่วนในดินเม็ดละเอียดหน่วยแรงประสิทธิผลจะรวมถึงหน่วยแรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้า และปฏิกิริยาทางเคมีของธาตุในดินเม็ดละเอียดด้วย

ในกรณีที่ดินอยู่ต่ำกว่าเส้นน้ำอิสระ (Phreatic Line) ดินจะอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า  $\mu_w$  คือ ความดันน้ำในโพรง ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\mu_w = h_p \gamma_w \quad \dots\dots\dots(2.3.2)$$

$h_p$  คือ เหนือเนื่องจากความดันน้ำ  $\gamma_w$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ ในกรณีที่ไม่มีการไหล ซึ่มเกิดในมวลดิน  $h_p$  คือ ระยะทางในแนวตั้งจากเส้นน้ำอิสระมายังจุดที่ต้องการหาค่า  $u_w$  ถ้ามีการไหลค่า  $h_p$  ต้องหาจากตาข่ายของการไหล (Flow Net)

ในกรณีที่ดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ Bishop และคณะ (1960) ดัดแปลงสมการที่ 1 ของ Terzaghi ดังนี้

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu_a - x(\mu_a - \mu_w) \quad \dots\dots\dots(2.3.3)$$

$\mu_a$  คือ ความดันของอากาศในโพรง

$\mu_w$  คือ ความดันน้ำในโพรง

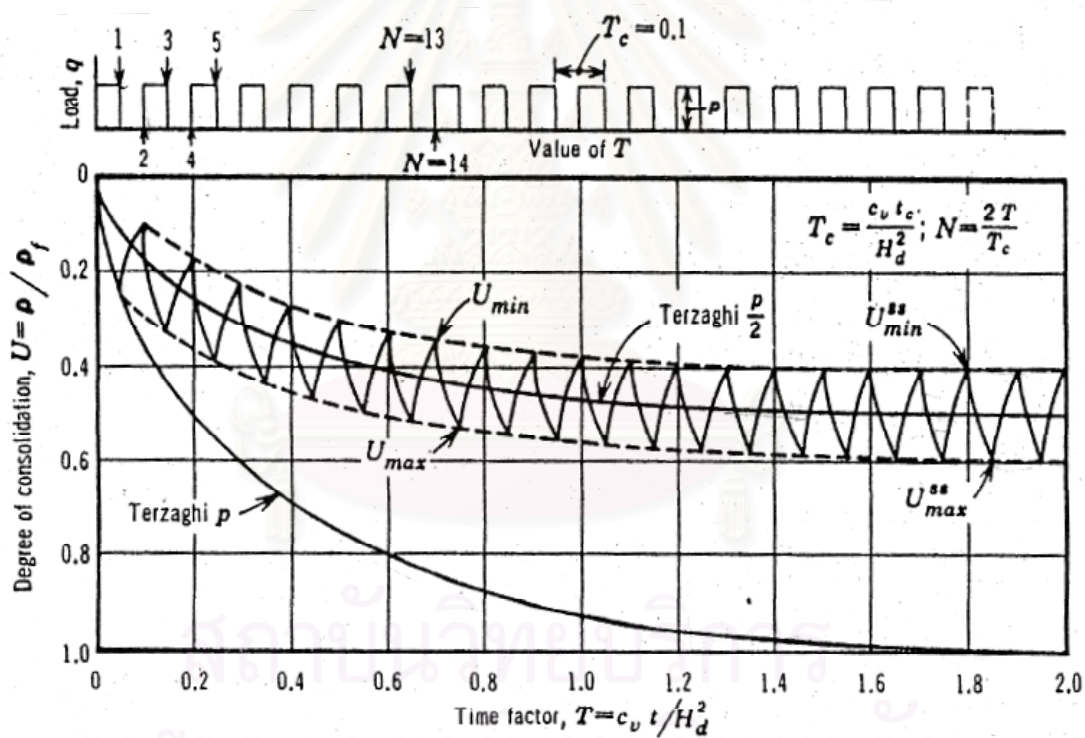
$X$  คือ ส่วนของพื้นที่หน้าตัดที่น้ำอยู่

ค่า  $X$  อยู่ระหว่าง 0 ถึง 0.1 เมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า  $X$  มีค่าเท่ากับ 1.0 เมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า  $X=0$  ค่า  $X$  หาได้จากการทดลอง และ  $\mu_a$  กับ  $\mu_w$  ต้องดำเนินการวัดในสนาม

## 2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับน้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Loading)

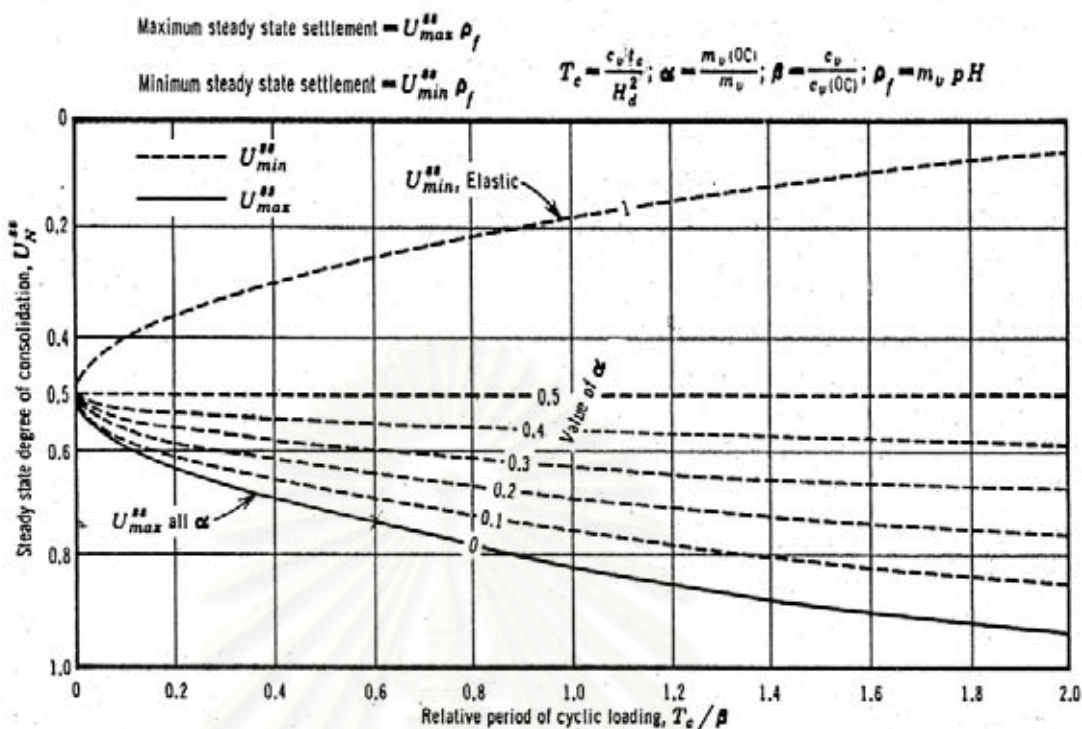
- Baligh and Levadoux (1978) ได้เสนอวิธีหาการทรุดตัวสูงสุดและการทรุดตัวต่ำสุดของดินเมื่อรับน้ำหนักวัฏจักรแบบสี่เหลี่ยม (Square Wave Cyclic Loading) ตาม รูปที่ 2.8 โดยที่เมื่อ  $N \rightarrow \infty$  จะเข้าสู่สภาวะ Steady State

โดยที่สภาวะ Steady State ได้เสนอกฎสำหรับหา  $u_{max}^{ss}$  และ  $u_{min}^{ss}$  ดังรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.8 รูปแบบของน้ำหนักแบบสี่เหลี่ยมและพฤติกรรมทรุดตัวของดิน





รูปที่ 2.9 กราฟสำหรับการหา  $u_{max}^{ss}$  และ  $u_{min}^{ss}$  ที่สภาวะ Steady State

ค่าการทรุดตัวสูงสุด (Maximum Settlement) ซึ่งได้เสนอตาม รูปที่ 2.10 สำหรับ Slowly Cyclic Loads ( $T_c > 0.5$ ) และ รูปที่ 2.11 สำหรับ Rapidly Cyclic Loads ( $0.01 < T_c < 0.5$ ) ซึ่งเป็นการหาค่าการทรุดตัวสูงสุดโดยวิธี Upper - and Lower - Bound Solution และ วิธี Finite Difference ตามลำดับ

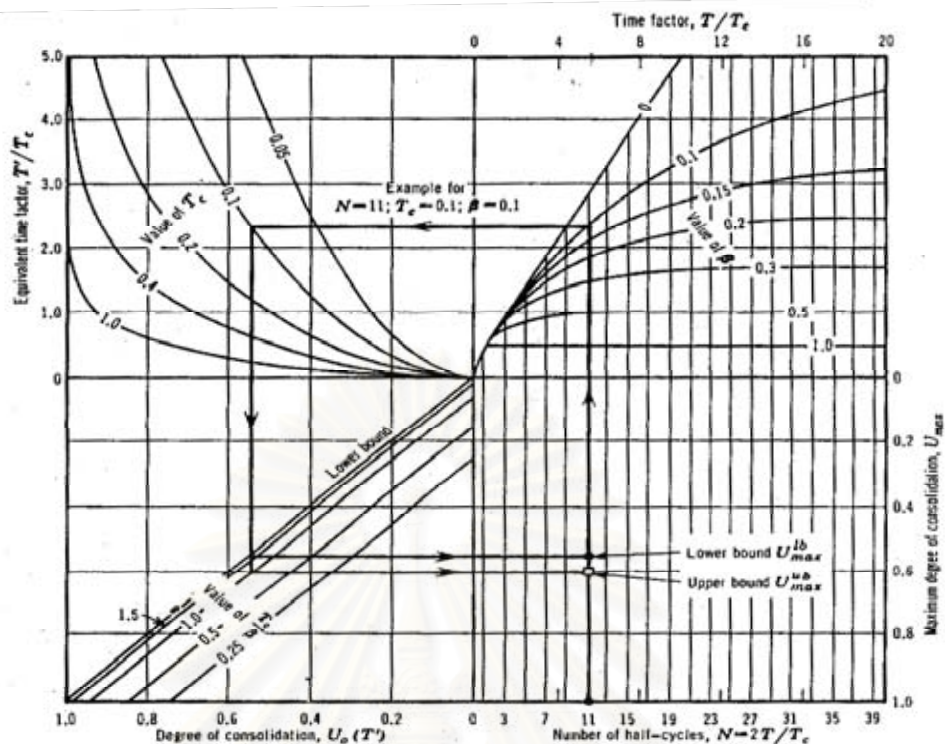
ค่าการทรุดตัวต่ำสุด (Minimum Settlement)

$$u_{max}(T_N) = (1 - \infty)u_{max}(T_N - 1); T_N = \frac{NT_c}{2}; N = 2, 4, 6 \dots \dots \dots (2.4.1)$$

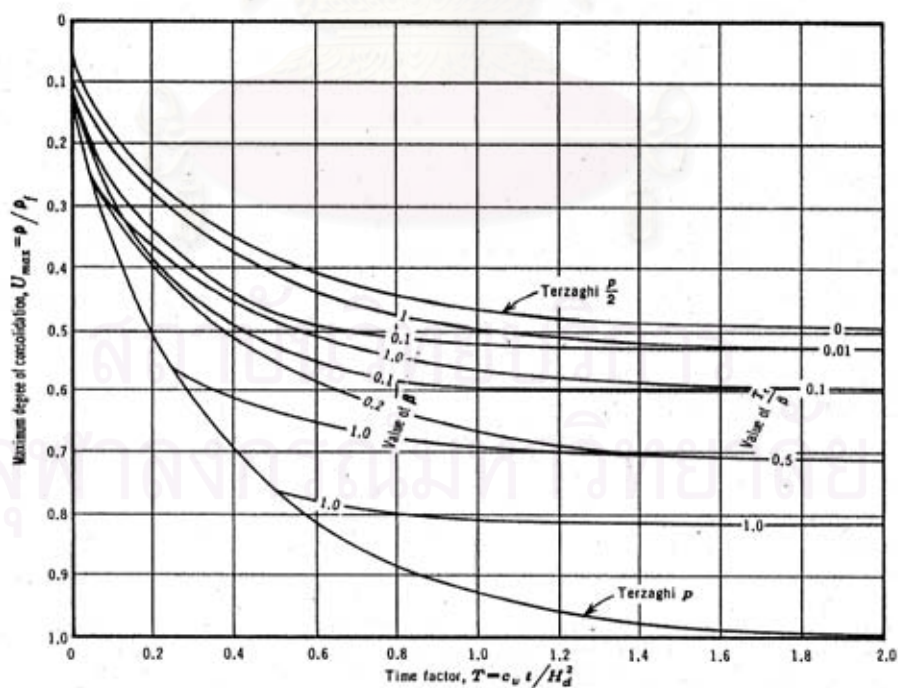
และ

$$u_{min}(T_N) = u_{max}(T_N - 1) - \infty[2u_{max}^{ss} - 1]; T_N = \frac{NT_c}{2}; N = 2, 4, 6 \dots \dots \dots (2.4.2)$$

ในช่วงที่ค่า N น้อยๆ สมการที่ 2.4.1 จะมีความเหมาะสมมากกว่า สมการที่ 2.4.2 แต่เมื่อ  $u_{max}(T_N - 1)$  มากกว่า  $2u_{max}^{ss} - 1$  สมการที่ 2.4.2 จะมีความถูกต้องมากกว่า

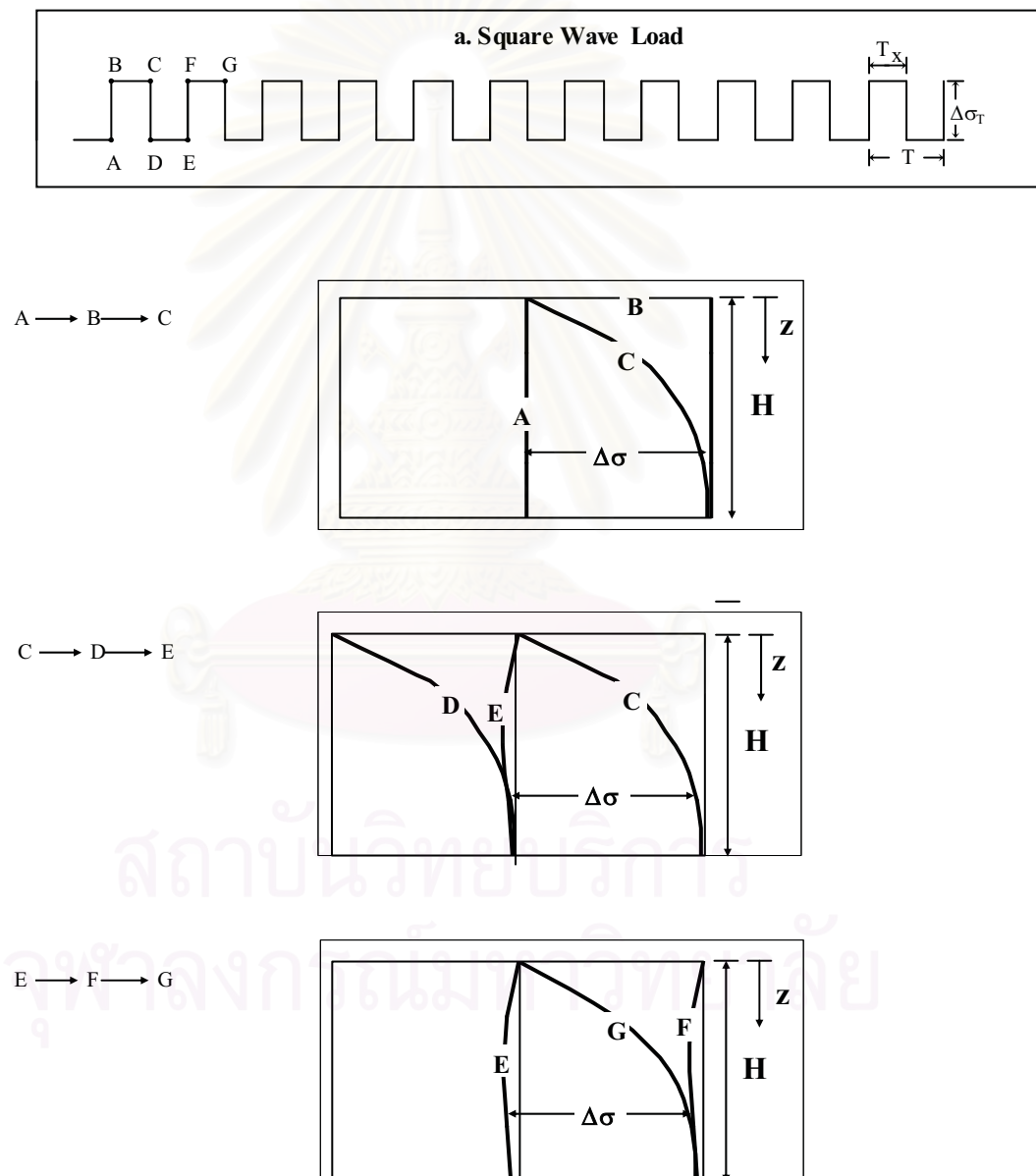


รูปที่ 2.10 กราฟสำหรับการหาการทรุดตัวสูงสุดสำหรับ Slowly Cyclic Loads

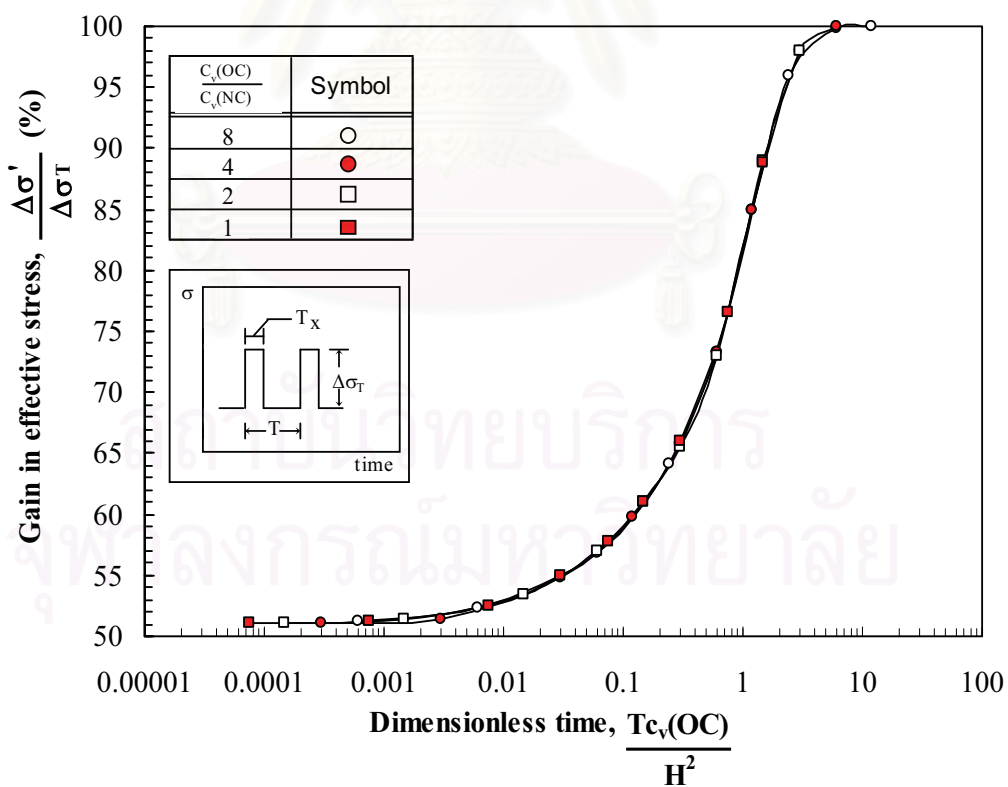
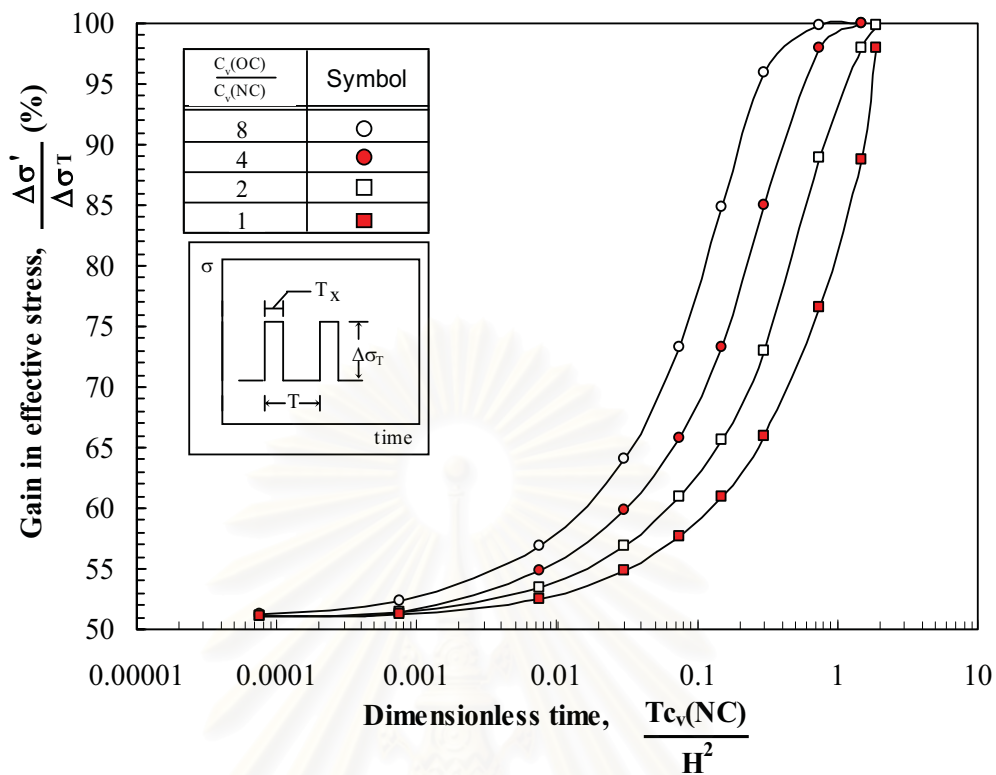


รูปที่ 2.11 กราฟสำหรับการหาการทรุดตัวสูงสุดสำหรับ Rapidly Cyclic Loads

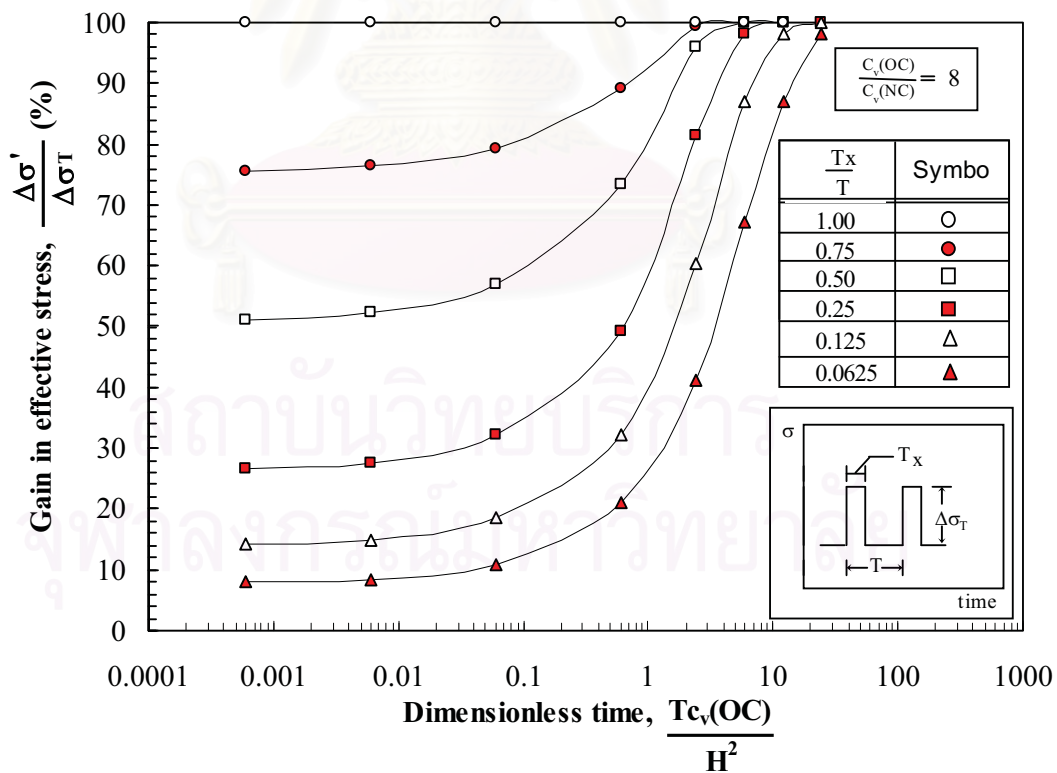
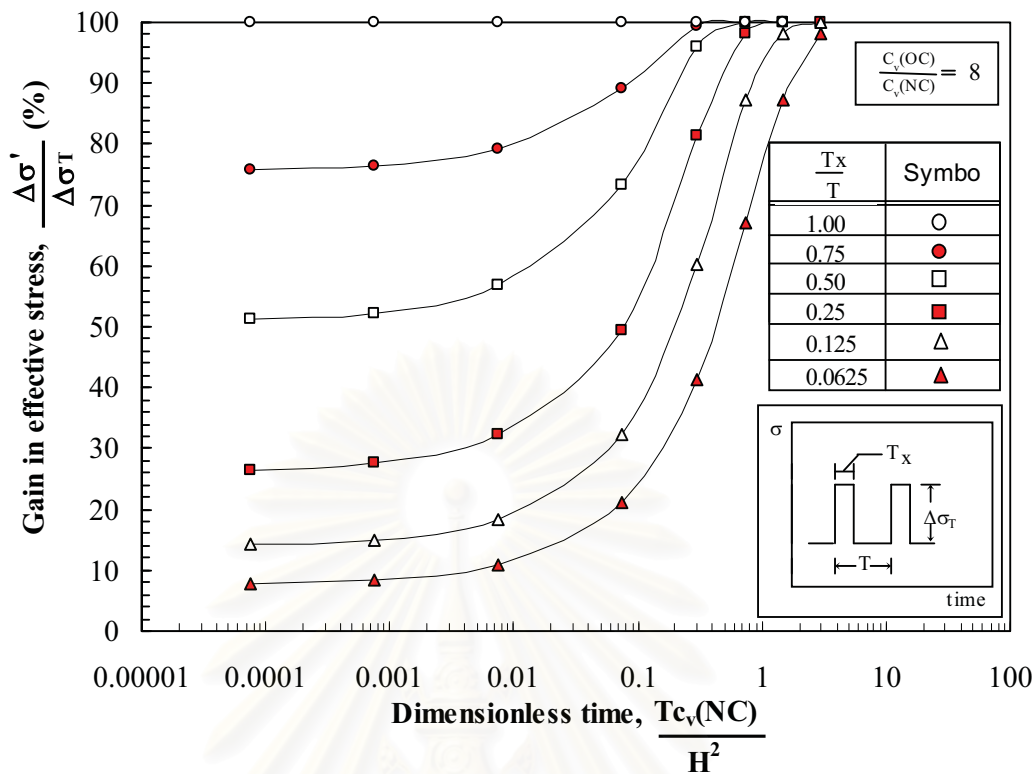
Pinkaew (2005) ได้ใช้วิธี Finite Difference คำนวณแรงดันน้ำส่วนเกินในดิน หน่วยแรงประสิทธิผล และการทรุดตัวของมวลดินที่รับน้ำหนักวัฏจักรแบบสี่เหลี่ยม (Square Wave Cyclic Loading) และแบบลูกคลื่น (Sinusoidal Wave Cyclic Loading) รูปที่ 2.12 แสดงการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในดิน และได้หาผลกระทบของค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ ( $C_v$ ) , Time Period ( $T_c$ ) , Pulse Duration ( $T_x$ ) ความสูงของตัวอย่างและรูปแบบของ Cyclic Loading ดังรูปที่ 2.13, 2.14, 2.15 และ 2.16 ตามลำดับ



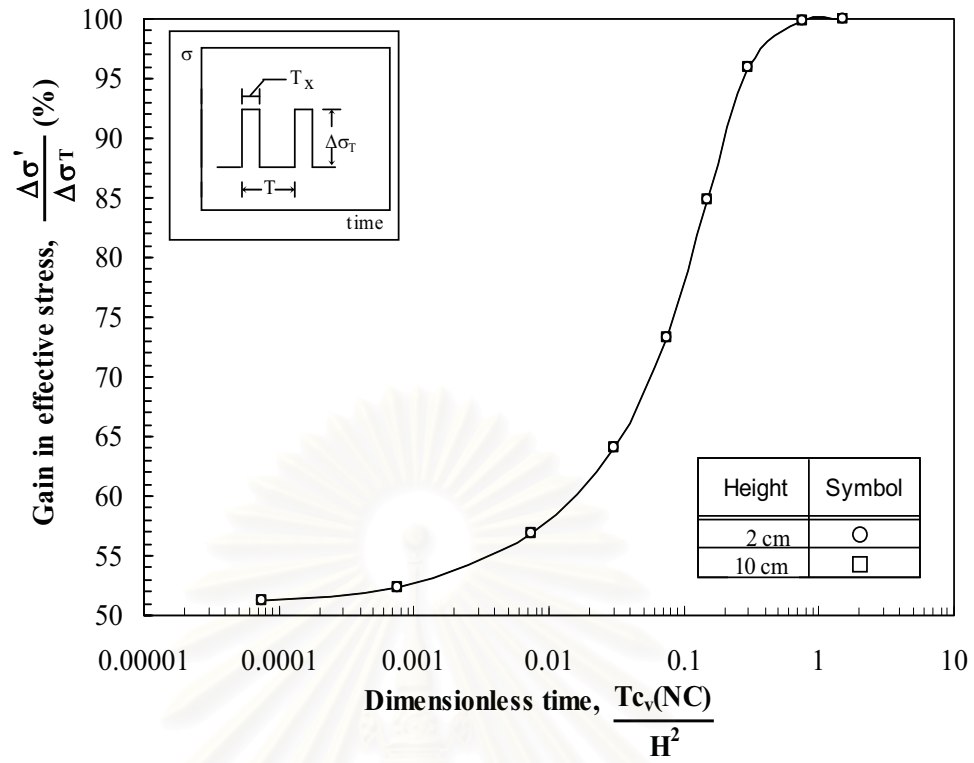
รูปที่ 2.12 การเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในดิน (Pinkaew 2005)



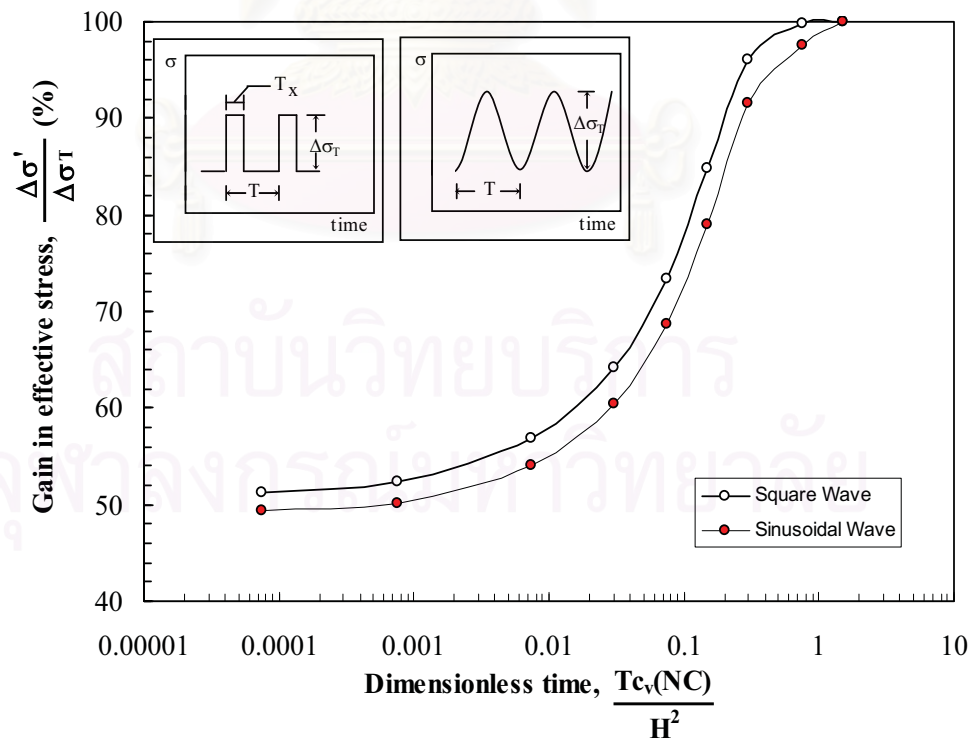
รูปที่ 2.13 ผลกระทบของสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำและคาบเวลา (Pinkaw 2005)



รูปที่ 2.14 ผลกระทบจาก Pulse Duration (Pinkaw 2005)



รูปที่ 2.15 ผลกระทบจากความสูงตัวอย่าง (Pinkaw 2005)



รูปที่ 2.16 ผลกระทบจากรูปแบบของ Cyclic Loading (Pinkaw 2005)



## 2.5 ทฤษฎีในการคำนวณการทรุดตัว

### 2.5.1 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ

เมื่อชั้นดินเหนียวที่อิ่มตัวคายน้ำซึ่งอยู่ระหว่างชั้นทราย 2 ชั้นถูกกระหน่ำโดยน้ำหนักที่ผิว,  $\sigma$  แรงดันน้ำในดินจะเพิ่มขึ้นเท่ากับแรงที่กระทำ ( $\mu = \sigma$ )

ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำถูกเสนอเป็นครั้งแรกโดย Terzaghi (1925) ซึ่งมีสมมติฐาน ดังนี้

1. ชั้นดินเหนียวเป็นเนื้อเดียวกันหมด
2. ชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ
3. Darcy's law สามารถใช้ได้
4. เม็ดดิน และ น้ำไม่สามารถบีบอัดได้
5. สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ ( $C_v$ ) มีค่าคงที่ตลอดกระบวนการ
6. การทรุดตัวเกิดในทิศทางที่แรงกระทำเท่านั้น

สมการอนุพันธ์ของทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial \sigma}{\partial t} \dots \dots \dots (2.5.1)$$

เมื่อ  $C_v$  : สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ

U : ค่าความดันโพรง

t : เวลา

z : ความลึก

### 2.5.2 ทฤษฎีการหาการทรุดตัวของการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ

การทรุดตัวของดินเหนียวพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \dots \dots \dots (2.5.2)$$

เมื่อ S : การทรุดตัวของดินเหนียว

H : ความหนาของชั้นดิน

$e_0$  : อัตราส่วนช่องว่างในดินเริ่มแรก

$\Delta e$  : อัตราส่วนช่องว่างที่เปลี่ยนไป

การหดตัวของดินสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างในดินและหน่วยแรง ( $\sigma$ ) โดยพล็อตกราฟโดยให้หน่วยแรงอยู่ในสเกลล็อก และเนื่องจากประวัติของหน่วยแรงมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างในดิน ทำให้ต้องแบ่งตามชนิดของดินดังนี้

1. ดินเหนียวที่สภาพอัดตัวปกติ (NC)

$$S = CR * H \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0}\right) \dots\dots\dots(2.5.3)$$

เมื่อ  $CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$

$C_c$  : ดัชนีการอัดตัว

$\sigma_0$  : หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มแรก

$\Delta\sigma$  : การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง

$e_0$  : อัตราส่วนช่องว่างในดินเริ่มแรก

H : ความหนาของชั้นดิน

2. ดินเหนียวที่สภาพการอัดตัวเกินปกติ (OC)

$$S = RR * H \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0}\right) \dots\dots\dots(2.5.4)$$

เมื่อ  $RR = \frac{C_s}{1 + e_0}$

$C_s$  : ดัชนีการบวมตัว

$\sigma_0$  : หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มแรก

$\Delta\sigma$  : การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง

$e_0$  : อัตราส่วนช่องว่างในดินเริ่มแรก

H : ความหนาของชั้นดิน

3. ดินเหนียวที่  $\sigma_0' < \sigma_c' < \sigma_0' + \Delta\sigma$

$$S = CR * H \log\left(\frac{\sigma_c'}{\sigma_0'}\right) + RR * H \log\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_0'}\right) \dots \dots \dots (2.5.5)$$

เมื่อ  $CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$

$$RR = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

$C_c$  : ดัชนีการอัดตัว

$C_s$  : ดัชนีการบวมตัว

$\sigma_c$  : หน่วยแรงที่เคยกดทับ

$\sigma_0$  : หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มแรก

$\Delta\sigma$  : การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง

$e_0$  : อัตราส่วนช่องว่างในดินเริ่มแรก

$H$  : ความหนาของชั้นดิน

### 2.5.3 การแก้ปัญหาเชิงตัวเลขสำหรับการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ

ทางเลือกในการสมการ 2.5.1 คือ ใช้ วิธีการเชิงตัวเลข (Numerical method) โดยใช้วิธี finite difference เพื่อประมาณค่าการกระจายของความดันน้ำในโพรงดิน

ดินเหนียวเนื้อเดียว Homogeneous clay

สมการการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติตามทฤษฎีของ Terzaghi

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots \dots \dots (2.5.6)$$

The dimensionless in the calculation are as follows:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\Delta u}{\Delta t} = \frac{(u_{i,t+\Delta t} - u_{i,t})}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} = \frac{(\sigma_{i,t+\Delta t} - \sigma_{i,t})}{\Delta t}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} &= \frac{\Delta}{\Delta z} \left( \frac{\Delta u}{\Delta z} \right) = \frac{1}{\Delta z} \left[ \left( \frac{u_{i+1,t} - u_{i,t}}{\Delta z} \right) - \left( \frac{u_{i,t} - u_{i-1,t}}{\Delta z} \right) \right] \\ &= \frac{1}{\Delta z^2} [u_{i+1,t} - 2u_{i,t} + u_{i-1,t}] \end{aligned}$$

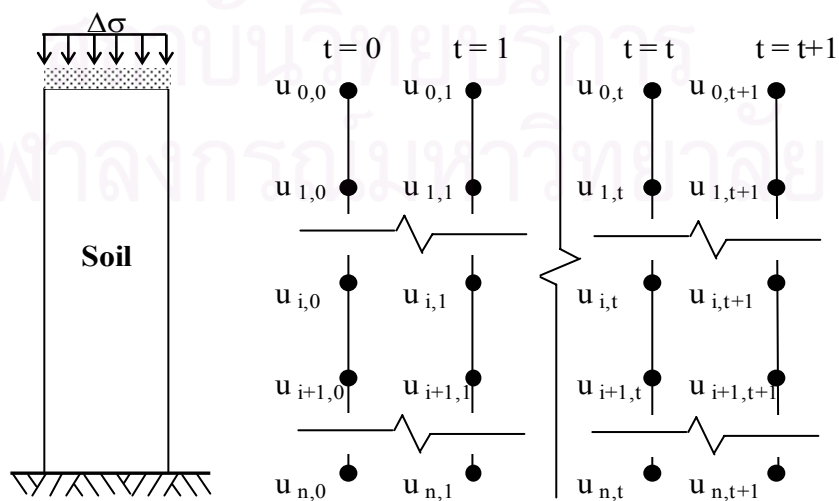
สมการสำหรับการคำนวณค่าความดันน้ำในโพรงดิน คือ

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$\frac{(u_{i,t+\Delta t} - u_{i,t})}{\Delta t} - \frac{(\sigma_{i,t+\Delta t} - \sigma_{i,t})}{\Delta t} = \frac{C_v}{\Delta z^2} (u_{i+1,t} - 2u_{i,t} + u_{i-1,t})$$

$$u_{i,t+\Delta t} = \left[ \frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2} (u_{i+1,t} - 2u_{i-1,t}) \right] + u_{i,t} + \sigma_{i,t+\Delta t} - \sigma_{i,t} \dots \dots \dots (2.5.7)$$

การจัด grid points and time step สำหรับ finite difference แสดงในรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.17 Nodal points ที่ใช้ในวิธี finite difference

## บทที่ 3

### วิธีการทดลองและวิจัย

#### 3.1 ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ตัวอย่างที่ใช้เก็บมาจากบริเวณ พระราม 9 เป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) การเก็บตัวอย่างจะใช้กระบอกบาง (Shelby Tube) เส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว และยาวประมาณ 1 เมตร เก็บตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ (Undisturbed Sample) แบบต่อเนื่องที่ระดับความลึก 8-9 เมตร

#### 3.2 การทดสอบคุณสมบัติของดิน

##### 3.2.1 การหาคูณสมบัติพื้นฐานของดิน

- การทดลองหาน้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตร (Total Unit Weight)
- การทดลองหาค่าความชื้นธรรมชาติในมวลดิน (Natural Moisture Content)
- การทดลองหาพิกัดเหลว (Liquid Limit) และพิกัดพลาสติก (Plastic Limit)
- การทดลองหาความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน (Specific Gravity of Soil Solid)
- การทดลองหาขนาดเม็ดดินด้วยไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer Analysis)

##### 3.2.2 การทดสอบหาหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในดิน

สำหรับการทดสอบจะทำการทดสอบโดยใช้ Conventional Oedometer ซึ่งทำการทดสอบโดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio : LIR) เท่ากับ 1 เพื่อให้ได้กราฟการอัดตัวคายน้ำแล้วจึงนำไปหาค่า  $\sigma'_p$  โดยเวลาการสิ้นสุดการคายน้ำหาได้จากวิธี  $\sqrt{t}$  ของ Taylor (1942) และ  $\log t$  ของ Casagande (1940) และใช้วิธีการของ Casagande (1936) การหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

#### 3.3 โปรแกรมการทดสอบ

โปรแกรมการทดสอบได้ออกแบบมาเพื่อให้การทดสอบบรรลุวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 3.2 โดยมีรายละเอียดของการทดสอบที่สำคัญดังนี้

- การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว เมื่อรับน้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Test) ทำการทดสอบทั้งหมด 3 ตัวอย่าง โดยใช้คาบของการให้น้ำหนัก ( $T_c$ ) = 20, 200, 2000 วินาที โดยใช้อัตราส่วนระหว่างเวลาที่กดตัวอย่าง ต่อ คาบของการให้น้ำหนัก ( $T_x/T_c = 0.5$ ) โดยจะทำการใส่

น้ำหนักตาม ตารางที่ 3.1 ซึ่งจะมีลักษณะเป็นแบบสี่เหลี่ยม (square wave loading) ดังรูปที่ 3.1 โดยในแต่ละขั้นของการเพิ่มน้ำหนัก(Load Increment) ในช่วง Loading จะให้น้ำหนักแบบวัฏจักร 10 ชั่วโมงเพื่อให้เข้าสู่สภาวะคงที่ที่จุดสิ้นสุดของภาระกระทำแรงแบบวัฏจักร (End of Cyclic) หลังจากนั้น จะให้น้ำหนักแบบคงที่ซึ่งเท่ากับน้ำหนักที่สูงที่สุดของน้ำหนักแบบวัฏจักรและปล่อยให้เกิดการอัดตัวคายน้ำจนเสร็จสมบูรณ์ (End of Increment) จึงทำการใส่น้ำหนักตามขั้นตอนต่อไป และในช่วง Unloading จะให้น้ำหนักแบบวัฏจักร 2 ชั่วโมงหลังจากนั้นจะให้น้ำหนักแบบคงที่ซึ่งเท่ากับน้ำหนักที่ต่ำที่สุดของน้ำหนักแบบวัฏจักรจนกว่าความดันน้ำส่วนเกินจะกลายเป็นศูนย์ จึงทำการใส่น้ำหนักตามขั้นตอนต่อไป

ตารางที่ 3.1 ขั้นตอนการทดสอบ Cyclic Test (  $T_c = 20, 200, 2,000$  วินาที )

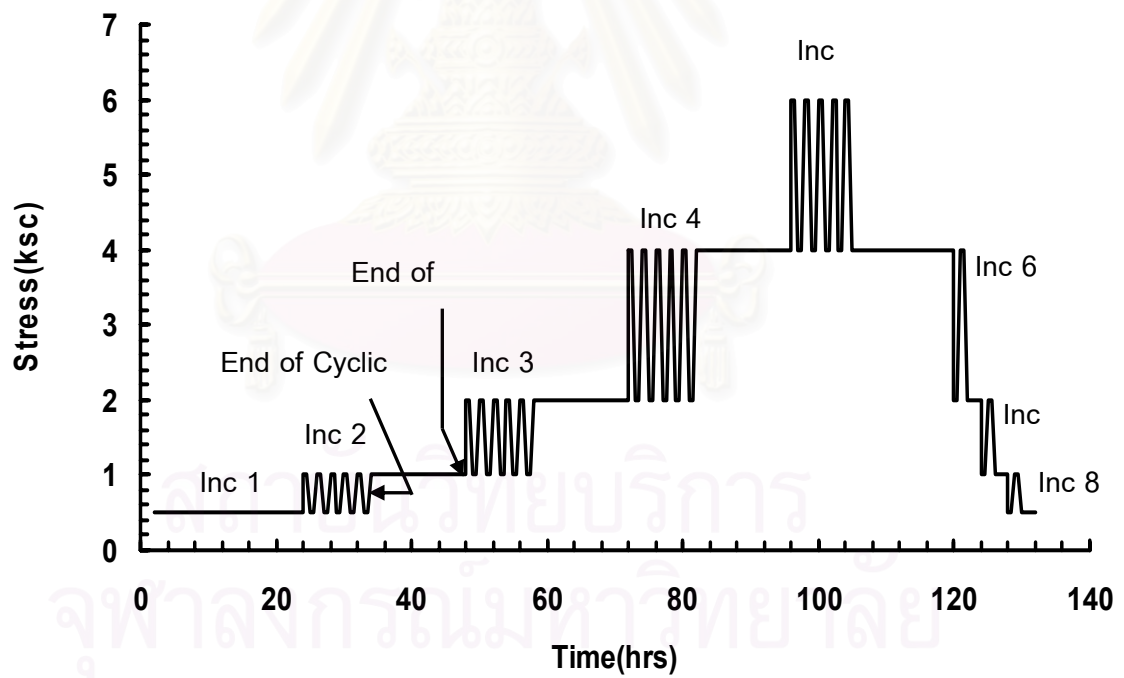
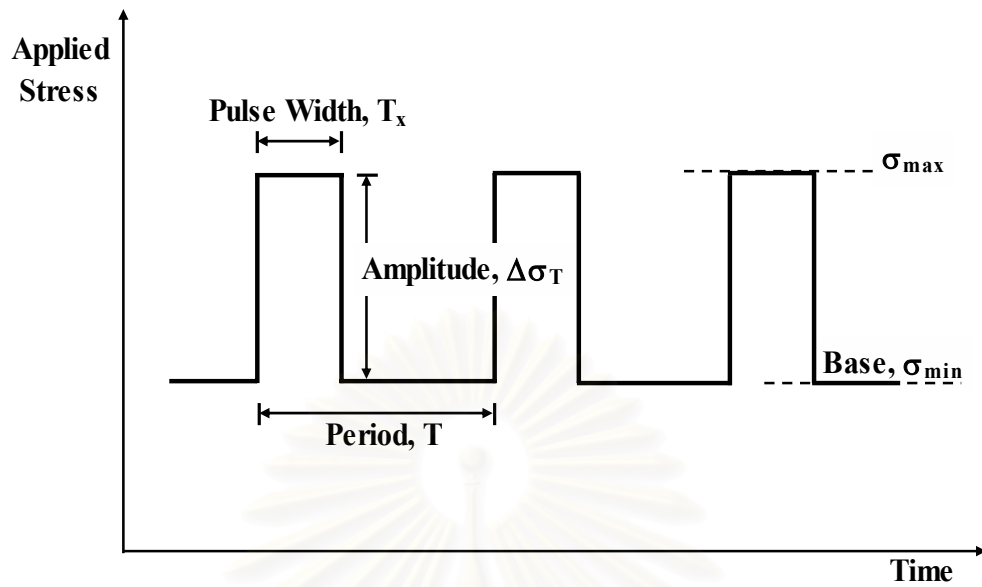
Increment No.	Mean Stress (ksc)	Amplitude (ksc)	Min Load (kg)	Max Load (kg)	Cyclic Duration (hr)	Main Taintain Duration (hr)
1	0.5	0	19.3	19.3	-	24
2	0.75	0.25	19.3	35.2	10	14
3	1.5	0.5	35.2	66.8	10	14
4	3	1	66.8	130.2	10	14
5	5	1	130.2	193.5	10	14
6	3	1	66.8	130.2	2	2
7	1.5	0.5	35.2	66.8	2	2
8	0.75	0.25	19.3	35.2	2	2

ตารางที่ 3.2 โปรแกรมการทดสอบ

การทดสอบ	ตัวอย่างที่ใช้	พารามิเตอร์ที่ได้
Convention Oedometer Test	Natural Clay 1 ตัวอย่าง	$\sigma'_p, C_v, K_v$
Cyclic Test	Natural Clay 3 ตัวอย่าง	$\sigma', \varepsilon, u_e$



### Square Pulse(or Wave)



รูปที่ 3.1 ลักษณะของน้ำหนักแบบสี่เหลี่ยม (square wave loading) และขั้นตอนการใส่น้ำหนัก

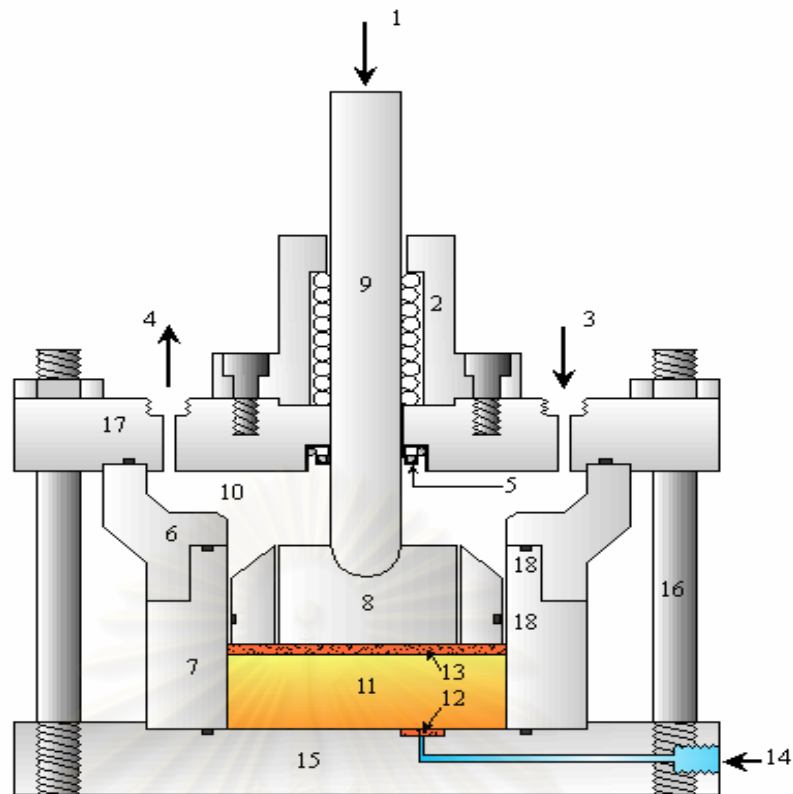
### 3.4 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำเมื่อรับน้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Test)

#### 3.4.1 ลักษณะเครื่องมือทดสอบ CRS-V

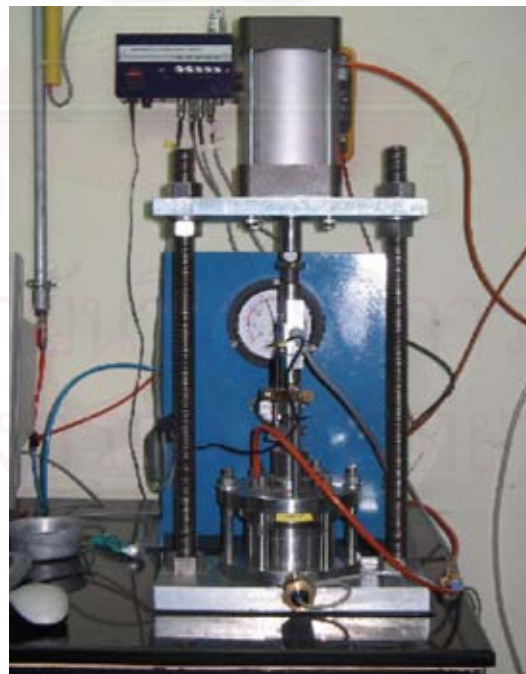
เครื่องมือทดสอบ CRS-V นี้เริ่มสร้างโดย Hassan (1993) และได้มีการปรับปรุงโดย Sinat (1997) ลักษณะของเครื่องมือดังแสดงใน รูปที่ 3.2 ส่วนประกอบของเครื่องมือที่สำคัญประกอบด้วย แผ่นสแตนเลสด้านบน และด้านล่าง (Top Plate and Base Plate) แผ่นถ้ำน้ำหนัก (Top cap) พร้อมก้านเพลลา (Loading Piston) Upper Cell Body และ Lower Cell Body

Lower Cell Body มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 63.5 มิลลิเมตร ซึ่งมีขนาดเท่ากับขนาดแหวนของ Convention Oedometer ที่กึ่งกลางฐานของ Base Plate เจาะรูพร้อมติดหินพรุนเซรามิค (Fine Ceramic Porous Stone) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ซึ่งต่อเข้ากับ Pressure Transducer เพื่อวัดค่าแรงดันน้ำที่ฐานของตัวอย่าง แรงดันน้ำส่วนเกินในตัวอย่างจะระบายออกเฉพาะด้านบน (One Way Drainage) ผ่านแผ่นทองเหลืองพรุนแข็ง (Top Rigid Sintered Bronze Porous Disk) ออกทางรูระบายน้ำของ Top Cap

Upper Cell Body จะทำหน้าที่เป็นที่กักเก็บน้ำ (Water Chamber) ที่ Top Plate มีวาล์วสำหรับไล่อากาศออกจากระบบ และมีวาล์วสำหรับใส่ Cell Pressure ส่วนประกอบทั้งหมดยึดติดด้วยแกนสแตนเลส 6 แกน และที่รอยต่อต่างๆจะใช้ O-Ring ป้องกันการรั่วซึม ใช้กระบอกลูกปืนบังคับก้านเพลลาให้เคลื่อนที่ในแนวตั้ง และใช้ Mechanical Oil Sealed ป้องกันการรั่วซึมระหว่างกระบอกลูกปืนกับก้านเพลลา



- |                    |                               |
|--------------------|-------------------------------|
| 1. Load Cell       | 10. Cell Chamber              |
| 2. Piston Assembly | 11. Soil Sample               |
| 3. Cell Pressure   | 12. Fine Ceramic Porous Stone |
| 4. Air Vent        | 13. Top Coarse Porous Stone   |
| 5. Oil Seal        | 14. Pressure Transducer       |
| 6. Upper Cell Body | 15. Base Plate                |
| 7. Lower Cell Body | 16. Bolt                      |
| 8. Top Cap         | 17. Top Plate                 |
| 9. Piston          | 18. O-ring                    |



รูปที่ 3.2 เครื่องมือทดสอบ CRS-V

### 3.4.2 ขั้นตอนการเตรียมการทดสอบ

#### ก. การจัดเตรียมเครื่องมือ

ทำการไล่อากาศจากฐานของเครื่องมือ CRS-V ก่อนประกอบเข้ากับ Pressure Transducer วัดค่า Zero ของ Pressure Transducer ทั้ง 2 ตัว Porous Stone เมื่อไล่อากาศ วัดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในความสูงและซั้งน้ำหนักร Sample Cutting Ring นอกจากนี้ควรทา Silicon Grease บริเวณ O-Ring และด้านในของ Lower Cell Body เพื่อลดแรงเสียดทานในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

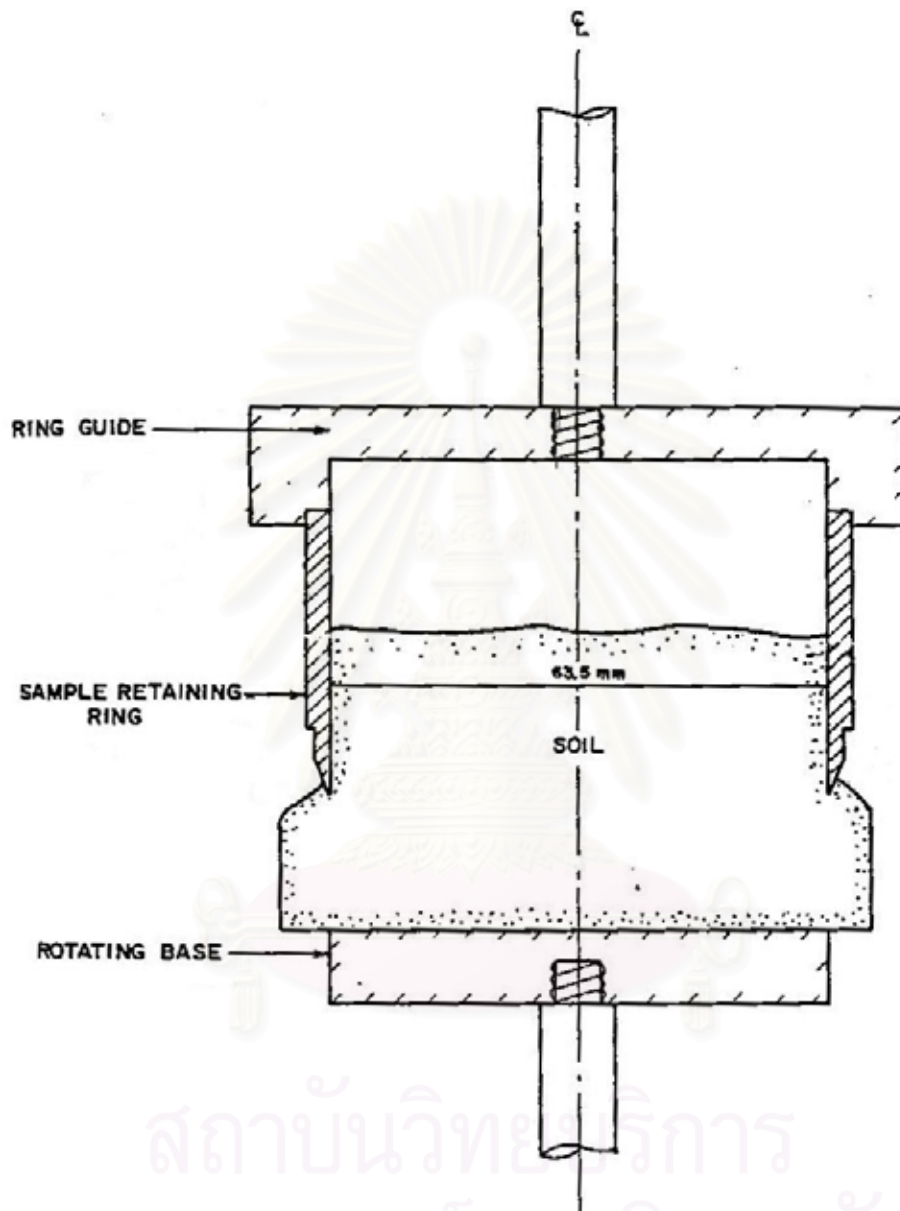
#### ข. การจัดเตรียมตัวอย่าง

เอาพาราฟิน และ Waxed Paper ที่หุ้มตัวอย่างที่ต้องการทดสอบออก ทา Silicone Grease ภายใน Sample Retaining Ring ค่อยๆกด Sample Retaining Ring ลงบนตัวอย่างดินที่เตรียมไว้ โดยใช้ Trimming Frame เป็นตัวกด รูปที่ 3.3 เพื่อให้การกดอยู่ในระนาบเดียวกัน โดยระหว่างการกดจะใช้ Wire Saw ตัดดินส่วนเกินออกด้วย จนกระทั่งตัวอย่างดินเข้าไปจนเต็ม Sample Retaining Ring แล้วใช้ Wire Saw ตัดแต่งผิวของตัวอย่างดินทั้งด้านบนและด้านล่างให้ผิวหน้าเรียบขนานกัน เศษตัวอย่างดินที่เหลือจากการทดสอบนำไปหาปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ ตัวอย่างดินทดสอบที่บรรจุอยู่ใน Sample Retaining Ring จะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63.5 มม. สูง 20 มม. และนำไปซั้งน้ำหนักรเพื่อคำนวณหาค่าความหนาแน่นรวม

นำ Sample Retaining Ring มาวางบน Lower Cell Body โดยมี Adaptor ล็อคให้ดินอยู่ในแนวเดียวกับ Lower Cell Body จากนั้นใช้ Spacer ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63 มม. ดันดินลงไป Lower Cell Body จนกระทั่งขอบบนของ Spacer เสมอกับขอบบนของ Lower Cell Body ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างดังแสดงใน รูปที่ 3.4

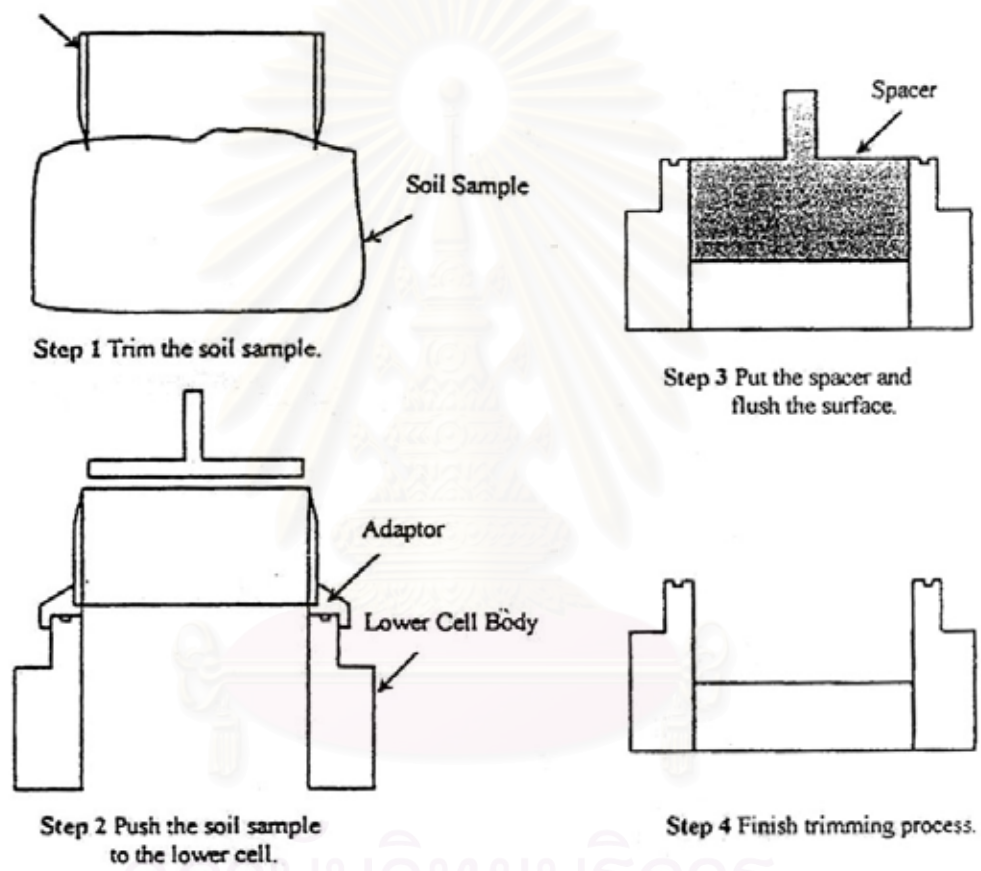
#### ค. การจัดตัวอย่างในเครื่องมือ

นำ Lower Cell Body ที่มีตัวอย่างดินมาประกอบเข้ากับ Base Plate, Upper Cell Body, Top Cap ที่ใส่แผ่นทองเหลืองพรมน้ำมันพร้อมกระดาศกรอง และ Top Plate ตามลำดับ ชั้นสกรูยึดส่วนประกอบทั้งหมดด้วยแกนสแตนเลส (Tie Rod) ให้แน่น เปิดวาล์ว Air Vent ก่อนใส่ Piston เพื่อไม่ให้อากาศอัดตัวอย่าง



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.3 เครื่องมือตัดแต่งตัวอย่าง (Trimming Frame)



รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบอัดตัวคายน้ำในแนวตั้ง



### 3.4.3 ขั้นตอนการทดสอบและเก็บข้อมูล

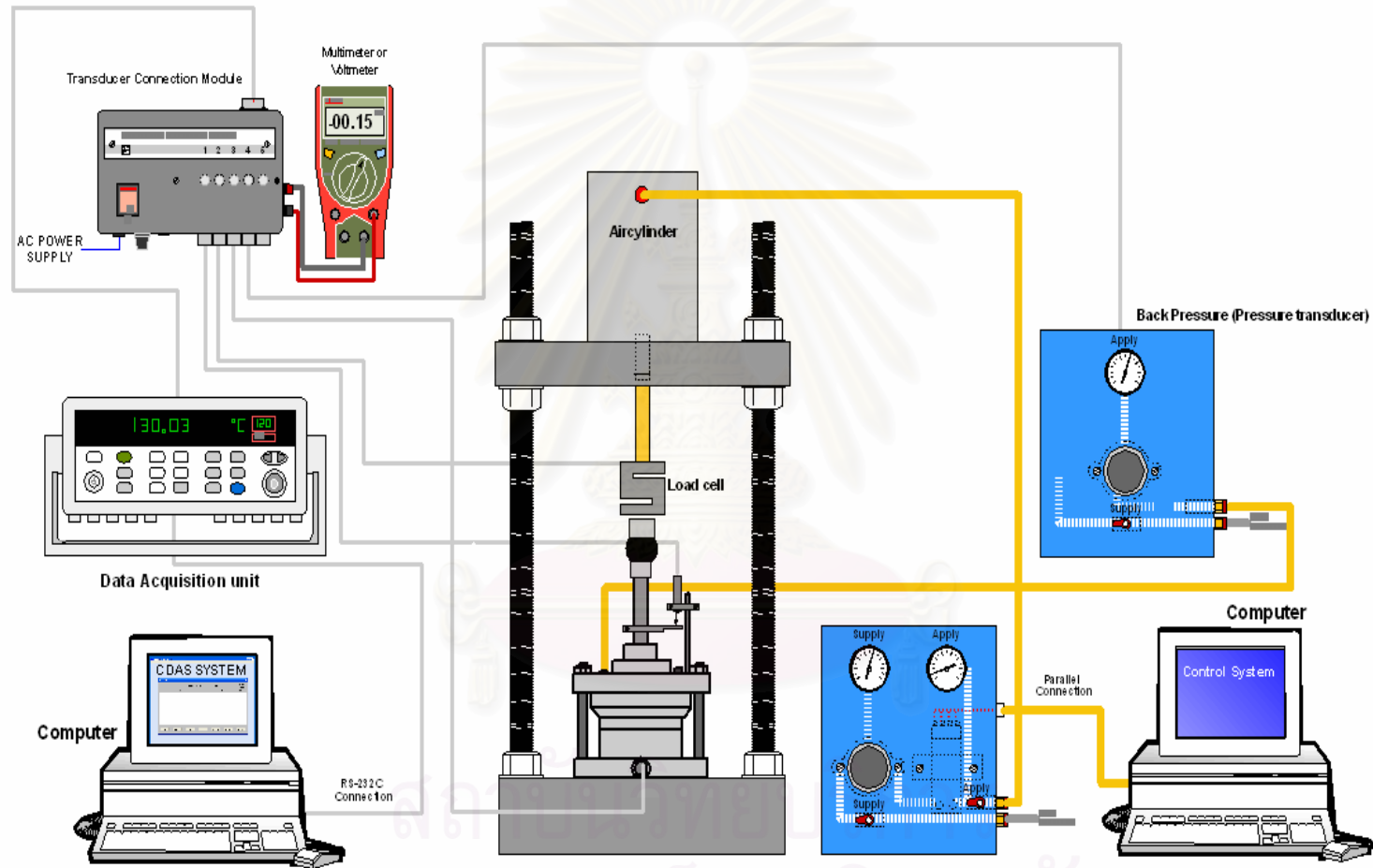
#### 3.4.3.1 ชุดเครื่องมือทดสอบและเก็บข้อมูล

1. คอมพิวเตอร์ 2 เครื่อง เครื่องแรกสำหรับควบคุมการทดสอบ (control system) และ เครื่องที่สองสำหรับเก็บข้อมูลและแสดงผล (CDAS system)
2. Pressure Transducer 2 ตัว สำหรับวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานและวัด Back Pressure
3. LVDT 1 ตัว สำหรับวัดการทรุดตัวของตัวอย่าง
4. Load cell 1 ตัว สำหรับวัดแรงในแนวดิ่งที่กระทำต่อตัวอย่าง
5. Pressure Regulator 1 ตัว สำหรับควบคุมแรงดันอากาศให้ได้ตามที่ต้องการ
6. เครื่องมือทดสอบ CRS – V 1 ชุด ดังแสดงรายละเอียดในหัวข้อ 3.4.1
7. อุปกรณ์จ่ายไฟ(AC power supply) สำหรับจ่ายไฟให้ Transducer ทั้งหมด
8. อุปกรณ์เก็บข้อมูล (Data Acquisition unit) 1 ชุด ซึ่งจะทำหน้าที่อ่านกระแสไฟที่มาจาก Transducer ทั้งหมดและบันทึกผล

โดยได้รับความอนุเคราะห์อุปกรณ์และสถานที่ทดสอบจากบริษัท MAA Geotechnics

#### 3.4.3.2 ขั้นตอนการทดสอบและเก็บข้อมูล

หลังจากเตรียมตัวอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้ว ตั้งความดันที่ต้องการใช้ตามตารางที่ 3.1 คอมพิวเตอร์จะจ่ายกระแสไฟไปที่ Pressure Regulator ซึ่งจะทำหน้าที่ควบคุมความดันให้เป็นไปตามที่ต้องการ ในระหว่างการทดสอบจะวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน Back Pressure น้ำหนักในแนวดิ่งที่กระทำต่อตัวอย่างและการทรุดตัวของตัวอย่าง โดยจะใช้ Transducer จำนวน 4 ตัวในการเก็บข้อมูลโดยจะมี AC power supply เป็นแหล่งจ่ายไฟให้กับ Transducer ทั้งหมด จากนั้นจะใช้ อุปกรณ์เก็บข้อมูล (Data Acquisition unit) อ่านกระแสไฟที่มาจาก Transducer ทั้งหมดตามระยะเวลาที่เราต้องการโดยผลที่อ่านได้จะไปเก็บไว้ที่เครื่องคอมพิวเตอร์สำหรับเก็บข้อมูลและแสดงผล (CDAS system) โดยรูปที่ 3.5 แสดงส่วนประกอบของชุดเครื่องมือ



รูปที่ 3.5 อุปกรณ์การทดสอบและเก็บข้อมูล (MAA Geotechnics)

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและวิเคราะห์ข้อมูล

#### 4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

จากตัวอย่างดินพระราม9 ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินนั้นพื้นฐาน ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 โดยมีค่าพิกัดเหลว (Liquid limit ,LL) ประมาณ 64.6 % ค่าดัชนีพลาสติกซีดี (Plasticity Index, PI) ประมาณ 39.2% ค่าความชื้นในธรรมชาติประมาณ 64.1% ซึ่งจะได้ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index ,LI) ประมาณ 0.98 ซึ่งใกล้เคียงกับ 1 ต้องระวังไม่ให้เกิดกระทบกระเทือนมาก , ค่าความถ่วงจำเพาะ (Gs) ประมาณ 2.60 และความหนาแน่นเปียกประมาณ  $15.8 \text{ KN} / \text{m}^3$

#### ตารางที่ 4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

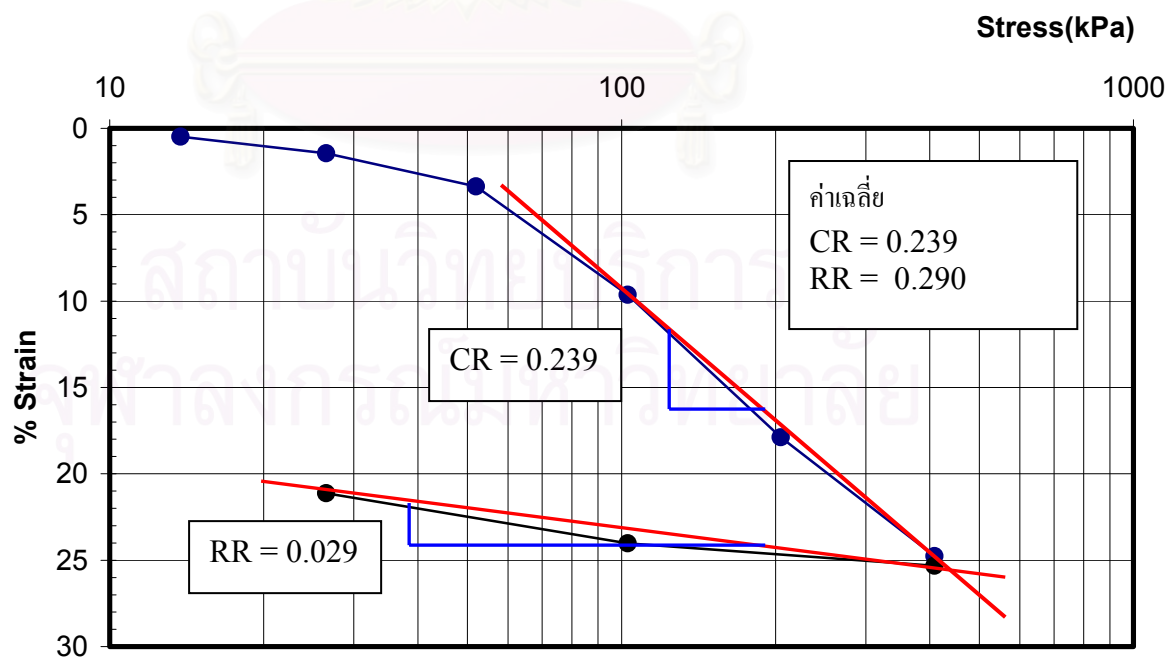
Depth(m)		Water	Total Unit	Specific	Grain Size(%)				LL	PI	
From	To	Content	Weight	Gravity	Gravel	Sand		Silt + Clay	LL	PI	
		(%)	( ton / m3)			Coarse	Medium				Fine
8	9	64.1	1.58	2.65	-	-	-	1	99	64.6	39.2

#### 4.2 ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ตารางที่ 4.2 สรุปผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ จากการทดสอบ Conventional Oedometer รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียด (Vertical strain ,  $\epsilon$ ) เทียบกับหน่วยแรงประสิทธิผล โดยหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ( $\sigma_p'$ ) หากจาก Cassagrande Method ประมาณ 64 kPa

ตารางที่ 4.2 ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

Vertical Stress (ton/m <sup>2</sup> )	Vertical Strain		Void ratio		Time		Coefficient of Consolidation			Permea. k x 10 <sup>-8</sup> (cm/sec)	Compres. Ratio CR
	$\epsilon_{100}$ (%)	$\epsilon_f$ (%)	$e_{100}$	$e_f$	$t_{90}$ (min.)	$t_{50}$ (min.)	$c_v \times 10^{-3}$ (cm <sup>2</sup> /sec)				
							sqrt(t)	log(t)	Average		
1.38	0.49	0.69	1.50	1.50	16.81	3.00	0.84	1.09	0.96	3.43	
2.65	1.44	1.67	1.48	1.48	28.09	5.50	0.49	0.58	0.54	4.02	0.03
5.19	3.37	3.44	1.43	1.43	30.25	6.80	0.44	0.46	0.45	3.43	0.07
10.29	9.64	9.69	1.27	1.27	64.00	17.00	0.19	0.17	0.18	2.23	0.21
20.47	17.89	18.96	1.07	1.04	60.84	12.00	0.17	0.20	0.19	1.52	0.28
40.85	24.76	25.33	0.89	0.88	32.49	7.20	0.27	0.28	0.27	0.92	0.23
10.29	24.13	24.02	0.91	0.91	17.60	4.00	0.46	0.47	0.46	0.10	0.01
2.65	21.27	21.12	0.98	0.99	77.44	16.00	0.11	0.12	0.12	0.43	0.05



รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียดและหน่วยแรงประสิทธิผล

### 4.3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำให้น้ำหนักแบบวัฏจักร (Cyclic Test)

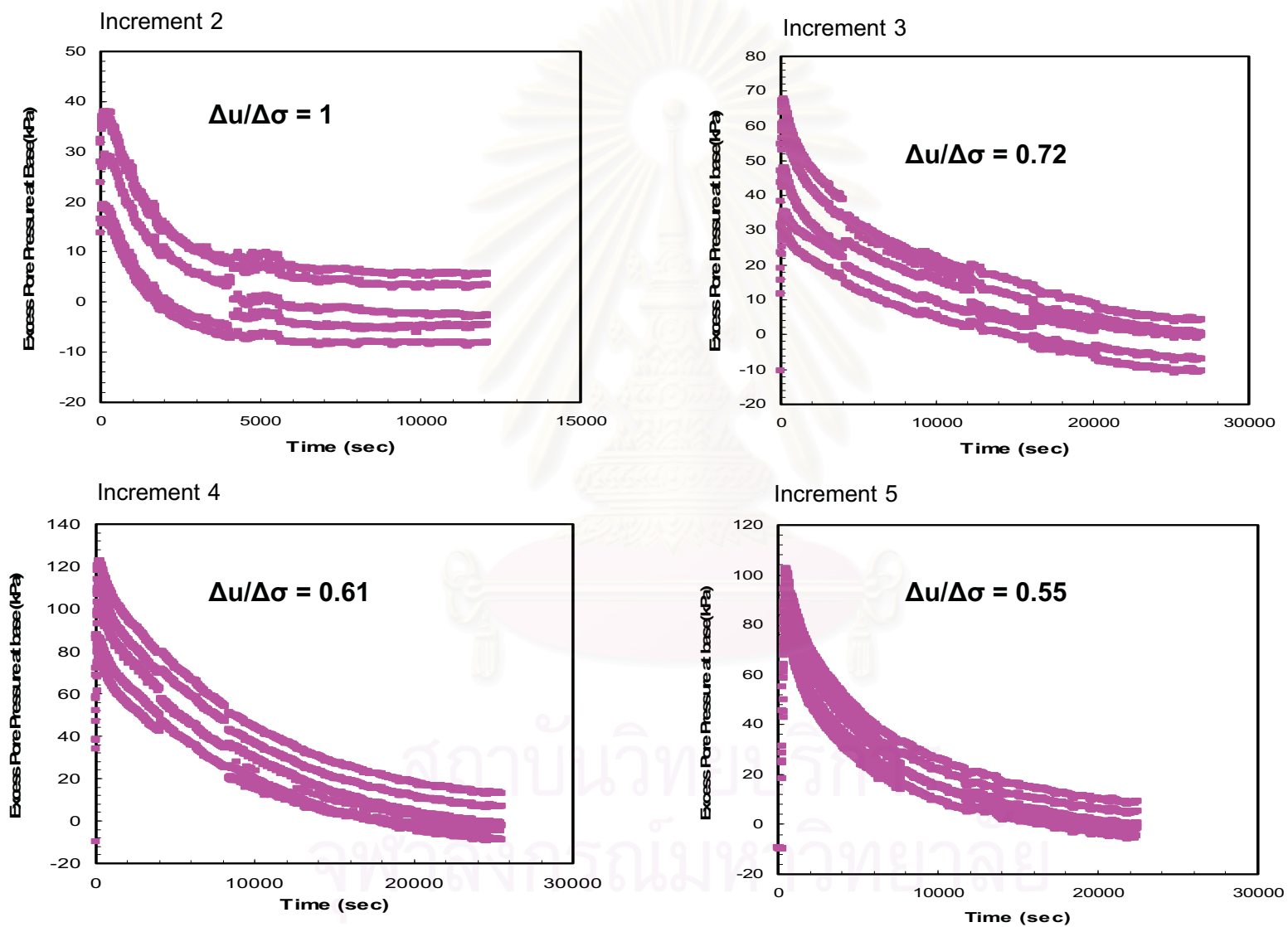
ทำการทดสอบโดยมีรูปแบบการให้น้ำหนักแบบ Square wave โดยทำการทดสอบเป็นจำนวน 3 ตัวอย่างซึ่งได้ใช้ค่า คาบเวลา (Time period ,  $T_c$ ) เท่ากับ 20 , 200 , 2000 วินาทีตามลำดับ โดยให้อัตราส่วนระหว่างระยะเวลาให้น้ำหนัก (Pulse Duration ,  $T_x$ ) กับคาบเวลาเท่ากับ 0.5 ( $T_x/T_c = 0.5$ ) ได้ผลการทดสอบดังนี้

#### 4.3.1 ความดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน (Excess Pore Water Pressure at base , $u_e$ )

ในตัวอย่างที่ใช้  $T_c$  เท่ากับ 20 วินาทีนั้นในช่วงเวลา Increment ที่ 2 นั้นเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ ( $\Delta\sigma$ )  $u_e$  ที่เกิดขึ้นจะเท่ากับ  $\Delta\sigma$  แต่ใน Increment ที่ 3,4,5 นั้น ( $u_e/\Delta\sigma < 1$ ) เนื่องจาก  $u_e$  นั้นเพิ่มขึ้นไม่ทันเนื่องจากระยะเวลา  $T_x$  สั้นเกินไป ส่วนในตัวอย่างที่ทดสอบด้วยเวลา  $T_c$  เท่ากับ 200 และ 2000 วินาทีนั้น ( $u_e/\Delta\sigma < 1$ ) ใน Increment ที่ 2,3,4 เป็นเพราะว่าเวลา  $T_x$  มีมากพอที่จะทำให้  $u_e$  เพิ่มขึ้นจนเท่ากับ  $\Delta\sigma$  แต่ใน Increment ที่ 5 ( $u_e/\Delta\sigma < 1$ ) เนื่องจากหน่วยแรงที่มากกระทำมีค่ามาก เมื่อ  $u_e$  เพิ่มขึ้นไปในระยะเวลาหนึ่งก็จะเกิดการลดลงของ  $u_e$  เนื่องมาจากการกระจายตัวของ  $u_e$  ทำให้  $u_e$  ไม่เท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ และ  $u_e$  จะลดลงเรื่อย ๆ จนเข้าสู่ Steady state ซึ่ง  $u_e$  จะขึ้นลงแบบคงที่ โดยที่ค่าเฉลี่ยของ  $u_e$  ที่วิ่งขึ้นลงจะเท่ากับศูนย์  $\left(\frac{u_{e,max} - u_{e,min}}{2} = 0\right)$  ซึ่งแสดงไว้ใน รูปที่ 4.2 a-4.2c

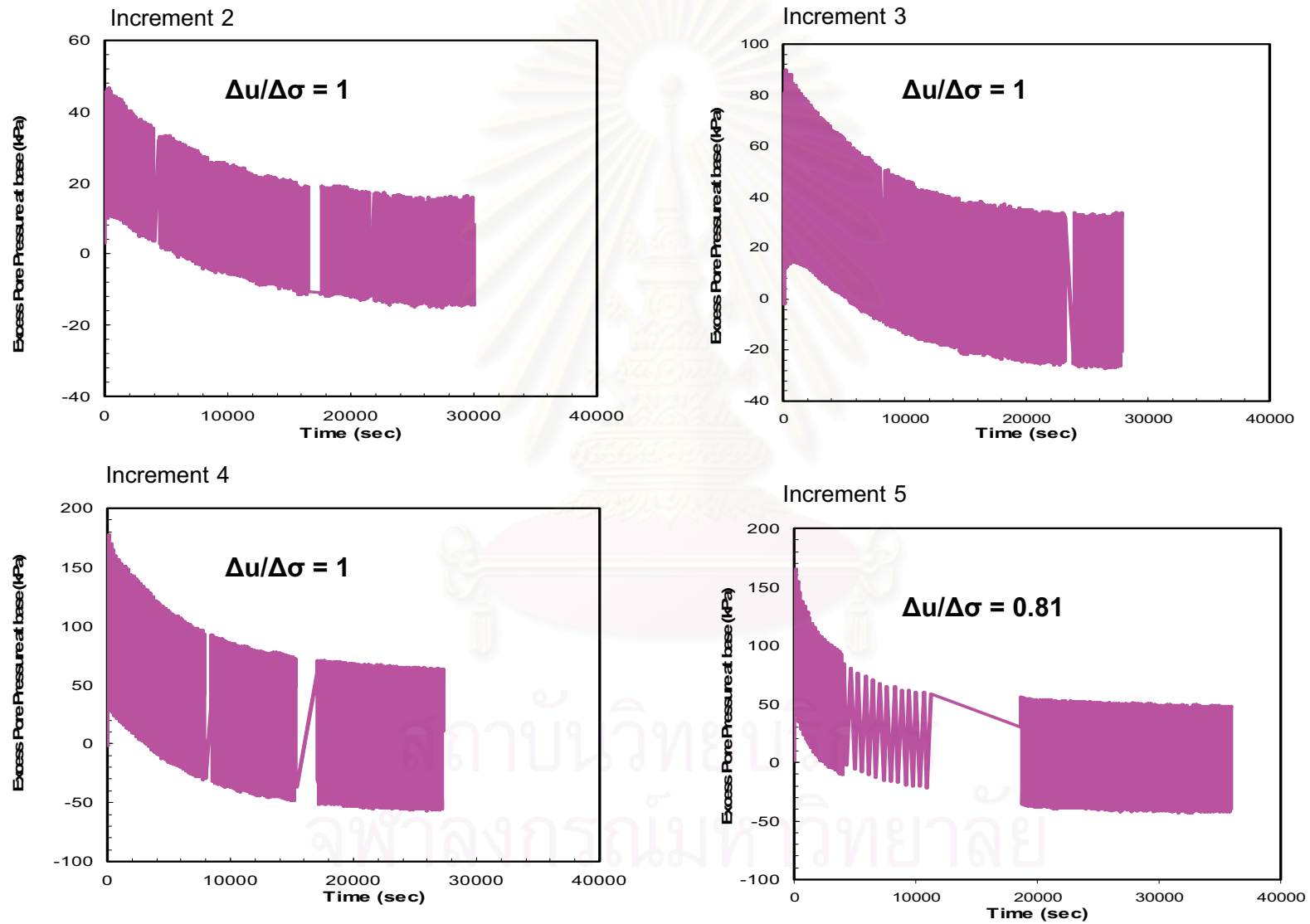
#### 4.3.2 การทรุดตัว (Settlement)

ใน 1 คาบ ( $T_c$ ) ของ Square wave load การทรุดตัวที่มากที่สุดจะอยู่ที่จุดสิ้นสุดของช่วง Loading และการทรุดตัวที่น้อยที่สุดจะอยู่ที่จุดสิ้นสุดของช่วง Unloading ดังแสดงในรูป 4.3a-4.3c ซึ่งในช่วง loading เกิดการกระจายออกของแรงดันน้ำส่วนเกินทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในดินเพิ่มขึ้นและทำให้เกิดการทรุดตัวในแนวตั้ง ในช่วง Unloading เกิดการดูดน้ำเนื่องจากแรงดันน้ำในมวลดินมีค่าเป็นลบทำให้เกิดการบวมตัวของตัวอย่างดิน

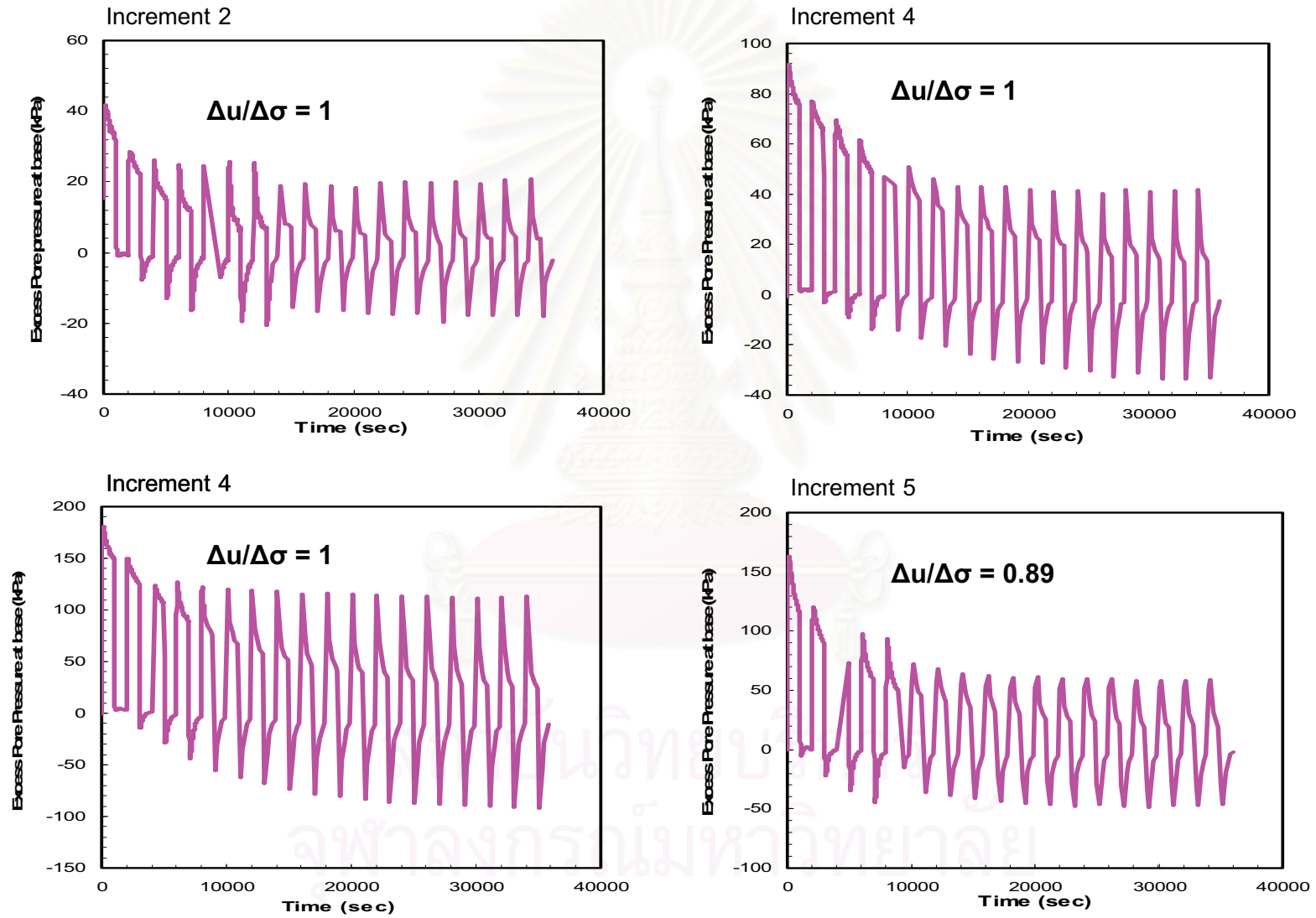


รูปที่ 4.2a แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 20 วินาที

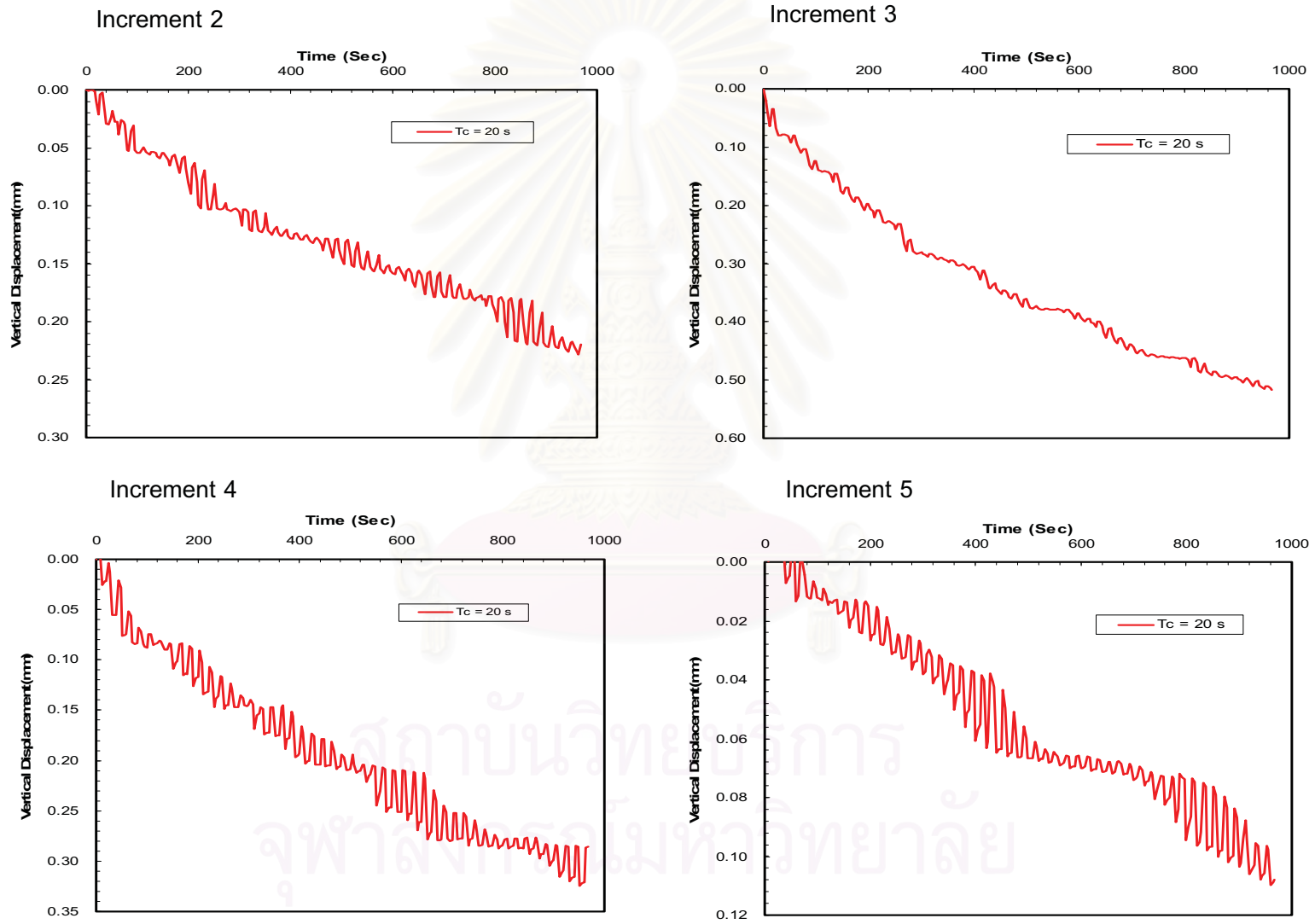




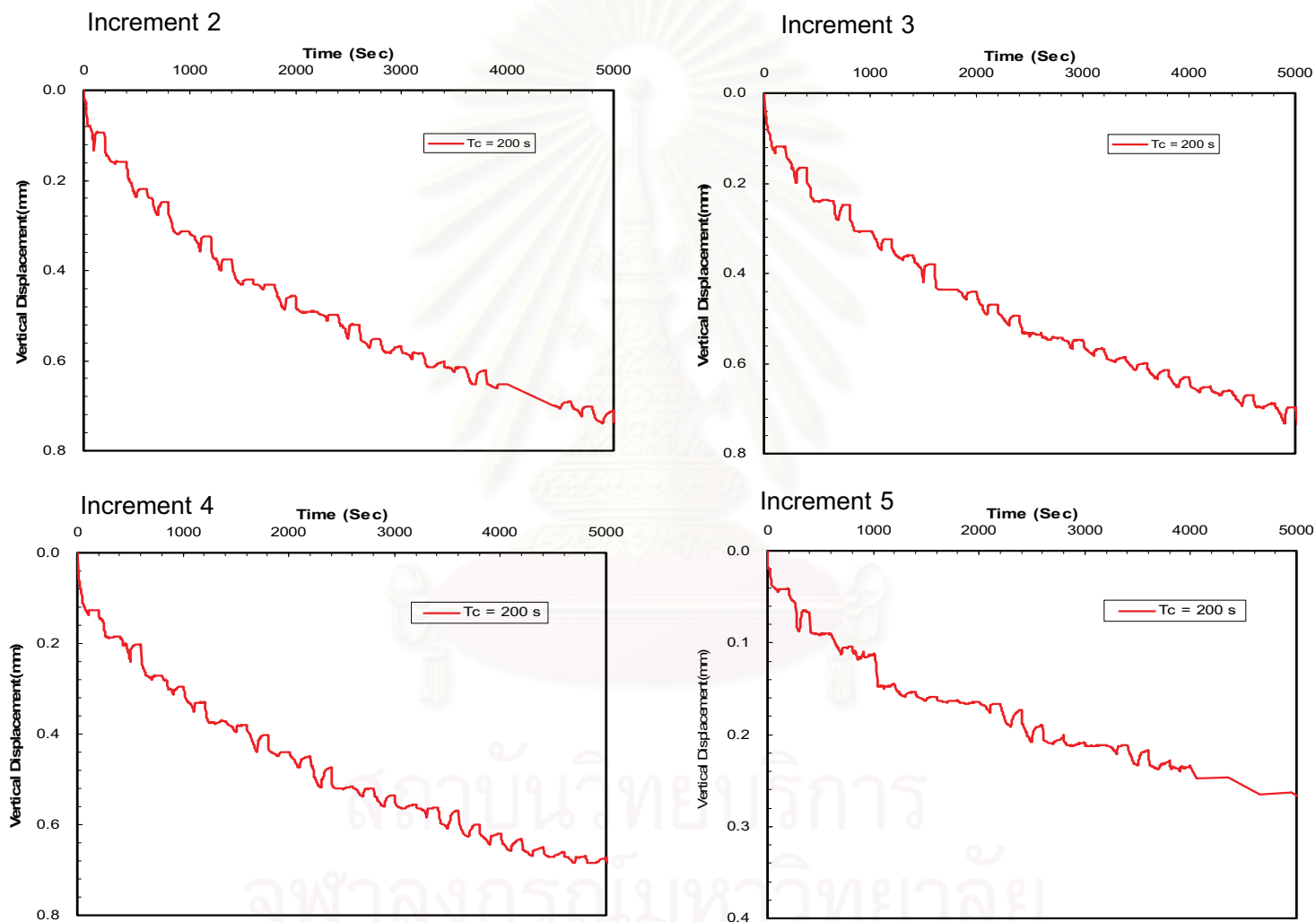
รูปที่ 4.2b แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 200 วินาที



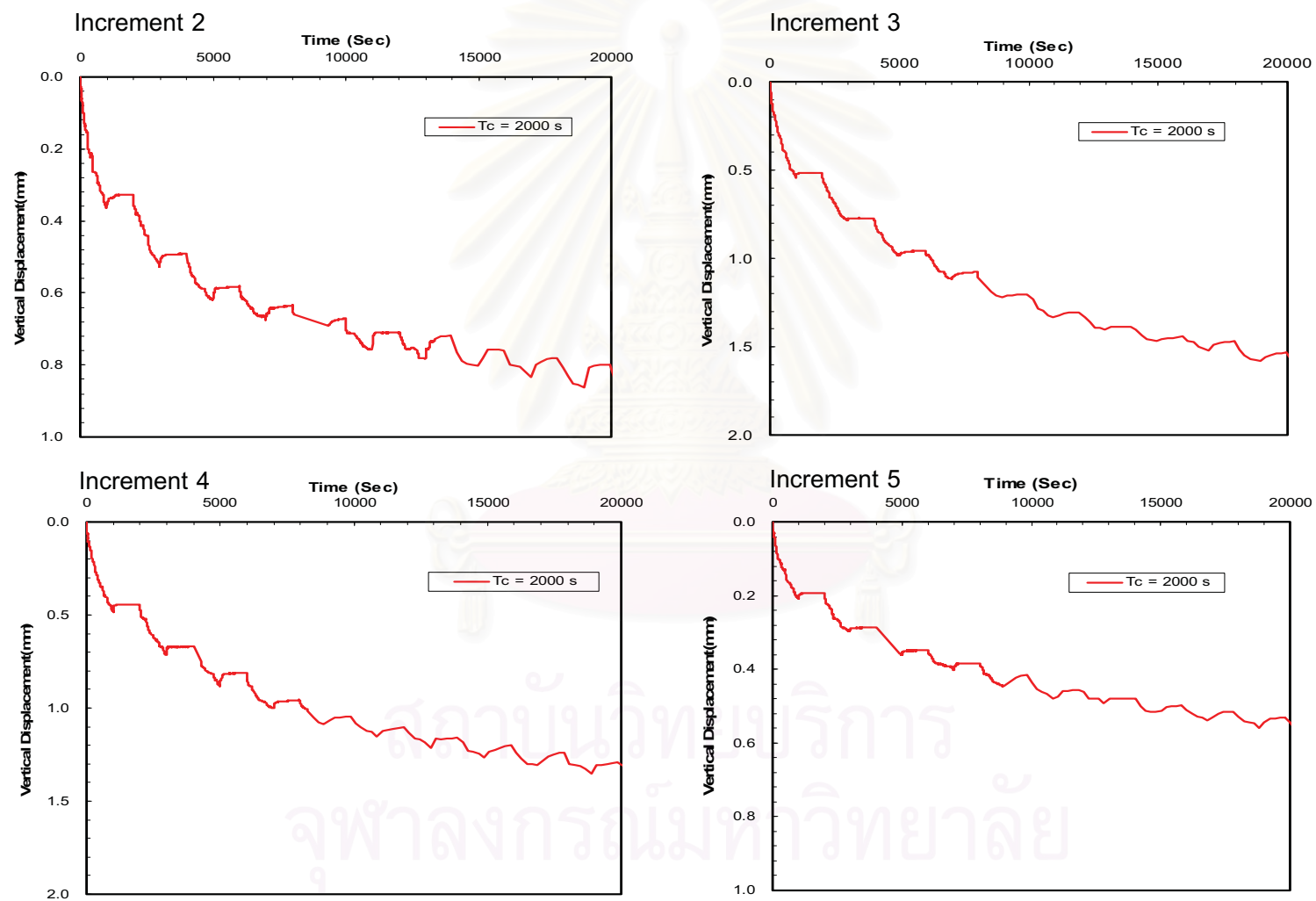
รูปที่ 4.2c แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่คาบเวลา 2000 วินาที



รูปที่ 4.3a การทรุดตัว ที่คาบเวลา 20 วินาที



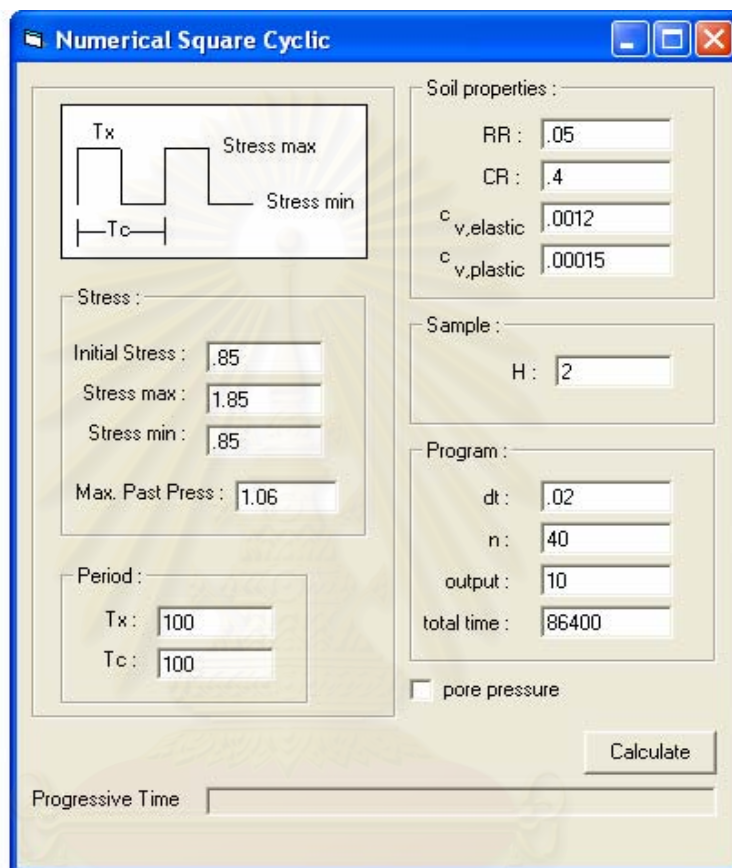
รูปที่ 4.3b การทรุดตัวที่คาบเวลา 200 วินาที



รูปที่ 4.3c การทรุดตัวที่คาบเวลา 2000 วินาที

### 4.3.3 การใช้วิธี Finite Difference วิเคราะห์

การใช้วิธี Finite Difference วิเคราะห์ผลจะใช้โปรแกรมที่ชื่อ Cyclic พัฒนาโดยคุณ วุฒินันต์ ประทุม เขียนโดย Visual Basic แสดงในรูปแบบที่ 4.4 โดยที่พารามิเตอร์ต่างๆได้มาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 4.4 โปรแกรมคำนวณที่ใช้ในการทดสอบ

Initial stress คือ stress ที่จุดเริ่มต้นของแต่ละ Increment , Stress max คือ stress ที่มากที่สุดของแต่ละ Increment , Stress min คือ stress ที่น้อยที่สุดของแต่ละ Increment , Max. Past Press คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในอดีต , Tx คือ ช่วงเวลา Loading , Tc คือ คาบเวลา , CR คือ Compression Ratio , RR คือ Recompression Ratio ,  $C_{v,elastic}$  และ  $C_{v,plastic}$  คือ  $C_v(OC)$  และ  $C_v(NC)$  ตามลำดับซึ่งหามาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ , H คือ ความสูงของตัวอย่าง , dt คือ  $(t+\Delta t) - t$  , n คือ การแบ่งจำนวนชั้นของตัวอย่าง , out put คือ ช่วงเวลาที่ต้องการแสดงผล , total time คือ เวลาทั้งหมดที่ใช้คำนวณ โปรแกรมคำนวณหา ความดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย และความเครียดที่เกิดขึ้น



โดยความดันน้ำส่วนเกินจะคำนวณโดยใช้สมการที่ 2.5.7 หน่วยแรงประสิทธิผลจะหาได้จากสมการ  $\sigma = \sigma' + \mu$  และการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหาได้จากสมการที่ 2.5.3 – 2.5.5

#### 4.3.3.1 กราฟการอัดตัว

ในแต่ละ Increment จะแบ่งออกเป็น 2 ช่วง โดยช่วงแรกเป็น Cyclic Loading และช่วงที่สอง เป็น Monotonic Loading ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.3 โดยที่จุด End of Cyclic จะทราบค่าการทรุดตัวได้จาก LVDT แต่ไม่สามารถหาหน่วยแรงประสิทธิผลได้ เพราะความดันน้ำมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา ซึ่งสามารถจะใช้กราฟของ Pinkaew (2005) ใน รูปที่ 2.14 ซึ่งได้มาจากวิธี Finite Difference มาประมาณหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้น ยกตัวอย่างเช่น ในตัวอย่างที่  $T_c = 20$  วินาที Increment ที่ 2  $C_v(OC)$  เท่ากับ 0.00096 เซนติเมตร<sup>2</sup>ต่อวินาที  $H_f$  เท่ากับ 1.92 เซนติเมตร  $T_x/T_c = 0.5$  การเพิ่มของหน่วยแรงประสิทธิผลจะเท่ากับ 56 % หน่วยแรงที่มากกระทำที่จุด End of Increment หน่วยแรงประสิทธิผลและการทรุดตัวหาได้สามารถจากการทดสอบกราฟการอัดตัวที่ได้เป็นเส้นเดียวกันทั้งช่วง Cyclic Loading และ Monotonic Loading ได้ผลดังรูปที่ 4.5a – 4.5c โดย ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ แสดงไว้ใน ตารางที่ 4.3, 4.4 และ 4.5 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าวิธี Finite Difference ซึ่งความน่าเชื่อถือในการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบ Cyclic Loading โดยใน รูปที่ 4.5b และ 4.5c จะเห็นได้ว่าค่า  $\sigma'_p$  ลดลงจากที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำเนื่องมาจากการรบกวนตัวอย่าง (สุรฉัตร 2540)

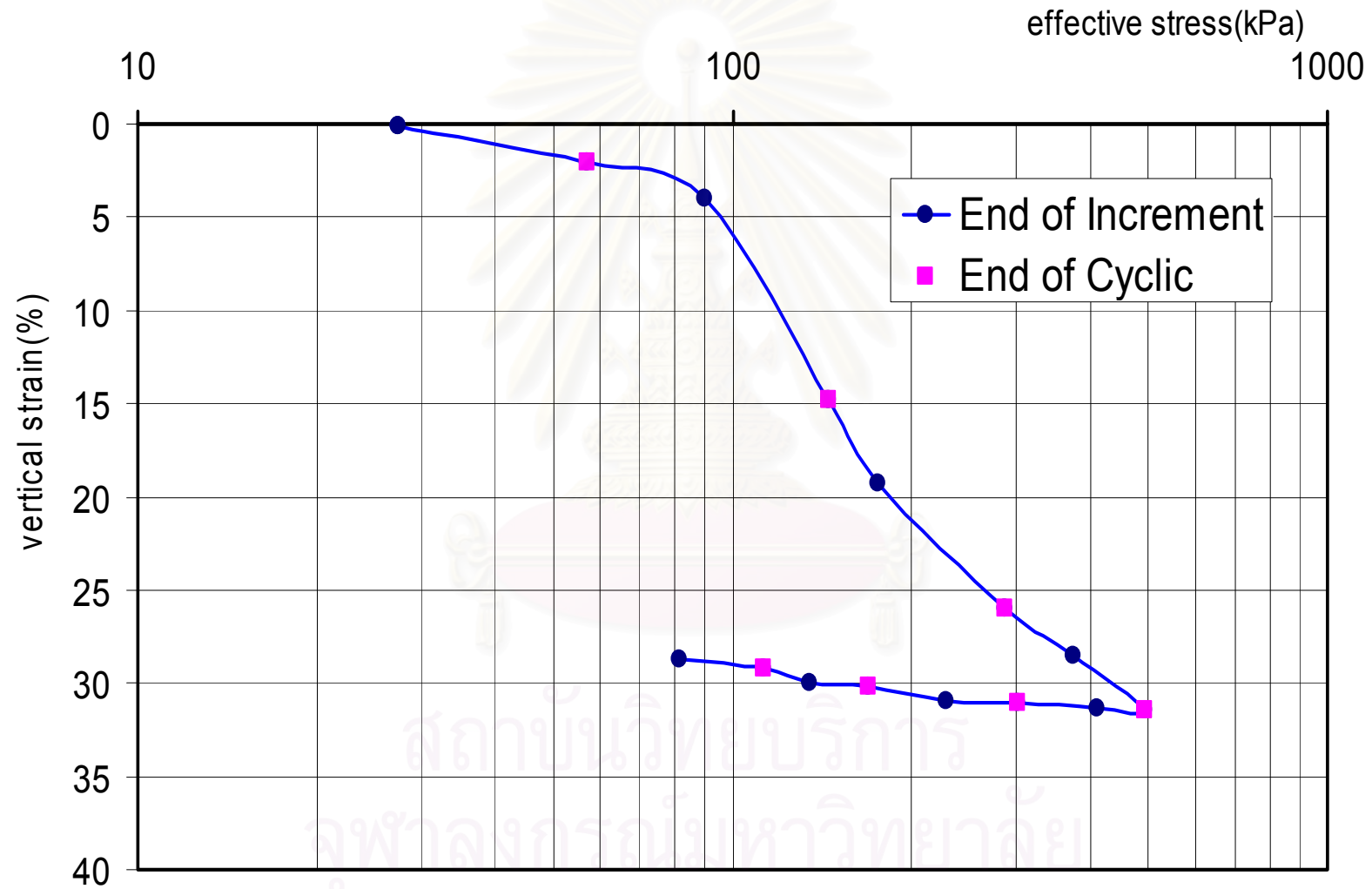
#### 4.3.3.2 การวิเคราะห์การทรุดตัว

การทรุดตัวที่ได้จากการใช้วิธี Finite Difference โดยใช้ค่าพารามิเตอร์จาก ตารางที่ 4.6 ซึ่งได้มาจากการทดสอบ การอัดตัวคายน้ำโดยในช่วง Normally Consolidated ค่า  $CR$ ,  $RR$ ,  $C_v(OC)$  และ  $C_v(NC)$  ที่ใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยจากค่าที่ได้จากการทดสอบ การอัดตัวคายน้ำดังตารางที่ 4.2 ผลที่ได้จะนำมาเทียบกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงที่ได้จากการทดสอบ Cyclic Test ตาม รูปที่ 4.6a – 4.6c จะเห็นได้ว่าจาก รูปที่ 4.6a ที่เวลา  $T_c = 20$  วินาที ค่าการทรุดตัว ที่ได้จากวิธี Finite Difference มีค่าใกล้เคียงกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงซึ่งแสดงให้เห็นว่า วิธี Finite Difference มีความน่าเชื่อถือในการวิเคราะห์การทรุดตัว แต่ใน รูปที่ 4.6b – 4.6c ที่เวลา  $T_c = 200$  วินาที และ  $T_c = 2000$  วินาที ค่าการทรุดตัวที่ได้จากวิธี Finite Difference มีความแตกต่างจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงประมาณ 15 – 20 % เนื่องมาจากมีการรบกวนตัวอย่าง ทำให้ค่า  $CR$  ลดลง และ  $RR$  มีค่าเพิ่มขึ้น (สุรฉัตร 2540) ทำให้ค่าการทรุดตัวที่วัดได้จริง มีค่าต่ำกว่าที่คำนวณโดยวิธี Finite Difference

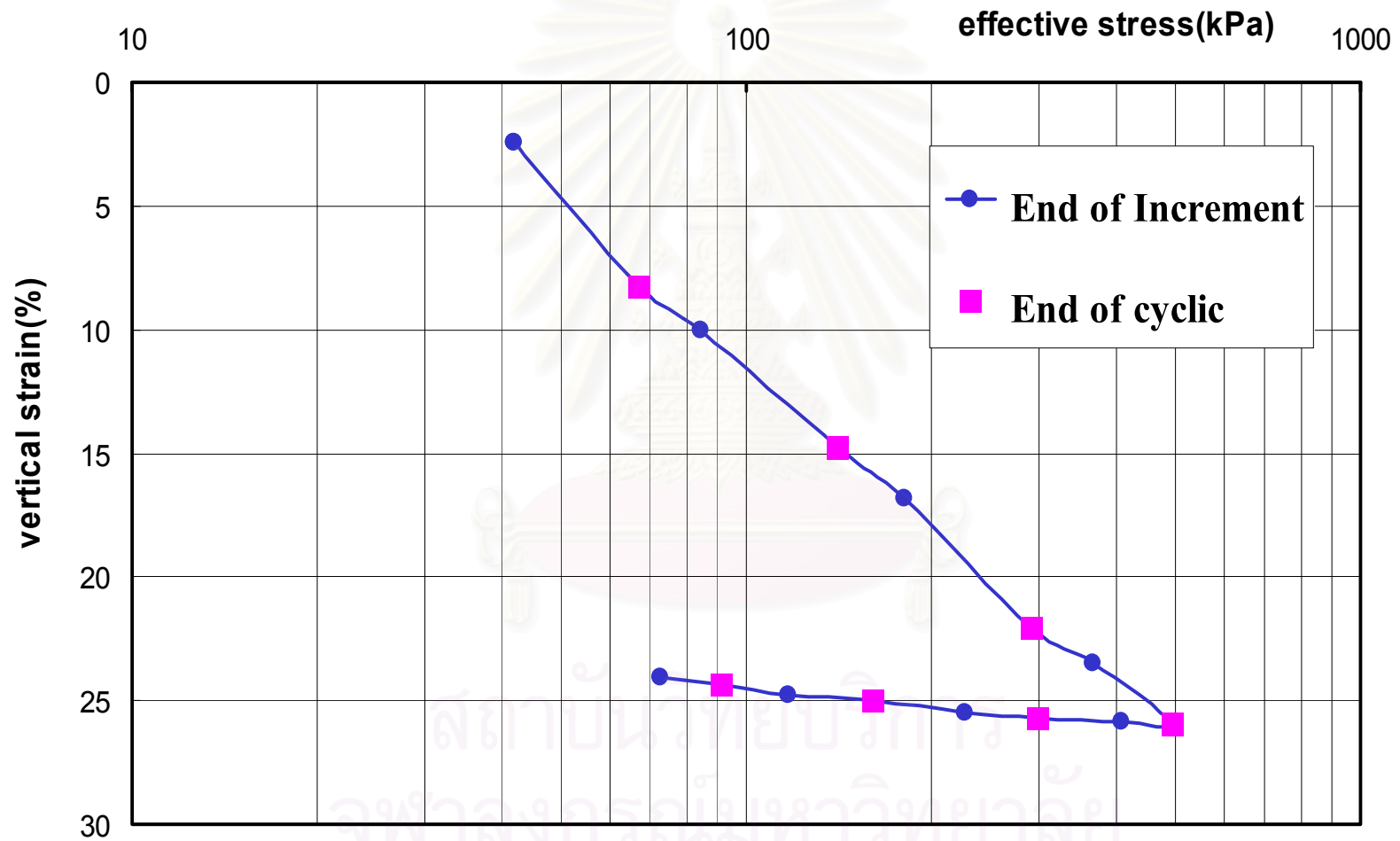
รูปที่ 4.7a – 4.7c แสดงผลการคำนวณการหลุดตัวโดยวิธี Finite Difference โดยใช้พารามิเตอร์ตาม ตารางที่ 4.7 ซึ่งได้มาจากการทดลอง Cyclic Test โดยตรงซึ่ง CR และ RR ที่ได้จะเป็นค่าที่เกิดจากการหลุดตัวของตัวอย่างนั้นๆ ค่าการหลุดตัวที่ได้จากการคำนวณจะมีค่าใกล้เคียงกับการหลุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ถ้าเราเลือกใช้พารามิเตอร์ที่เหมาะสม ก็จะสามารถคำนวณการหลุดตัวได้ใกล้เคียงกับการหลุดตัวที่เกิดขึ้นจริงได้ โดยสามารถใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ําในการคำนวณได้

#### 4.3.3.3 การวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐาน

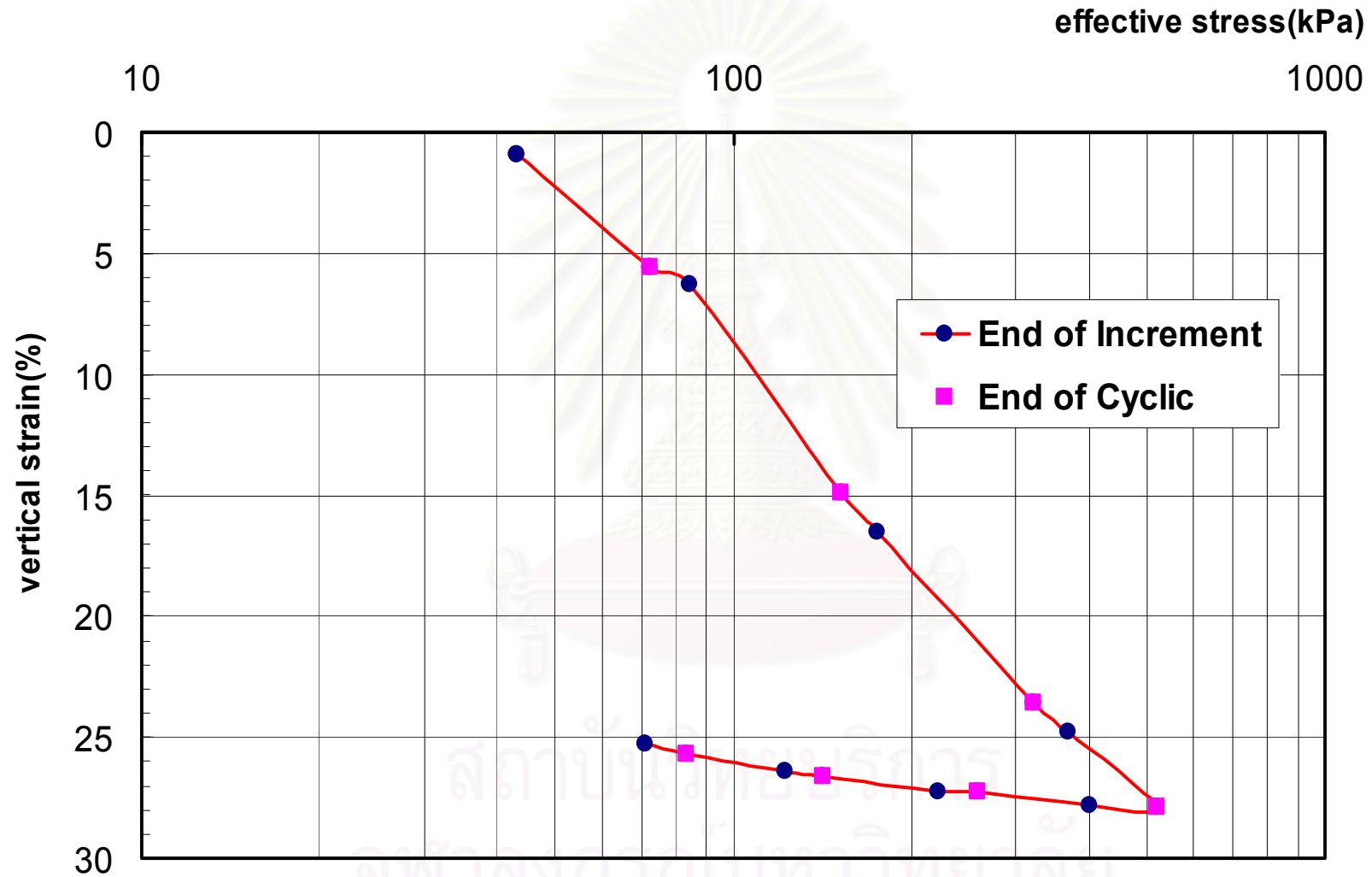
รูปที่ 4.8a – 4.8c แสดงการเปรียบเทียบ  $u_e$  ที่ได้จากวิธี Finite Difference กับ  $u_e$  ที่ได้จากการทดสอบ Cyclic Test จะเห็นได้ว่าใน รูปที่ 4.8a ที่เวลา  $T_C = 20$  วินาที  $u_e$  ที่ได้จากการทดสอบจะน้อยกว่าวิธี Finite Difference เป็นเพราะว่า  $u_e$  ต้องอาศัยเวลาระยะหนึ่งที่จะขึ้นไปให้เท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ ซึ่งที่  $T_C = 20$  วินาที นั้นเป็นช่วงเวลาที่สั้นเกินไปที่จะทำให้  $u_e$  ขึ้นไปเท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ ที่คาบเวลา  $T_C = 200$  และ 2,000 วินาที ใน รูปที่ 4.8b และ 4.8c ตามลำดับ ใน Increment ที่ 2 Increment ที่ 3 และ Increment ที่ 4  $u_e$  ที่คำนวณได้จะเท่ากับ  $u_e$  ที่วัดได้จริงเนื่องจากที่ระยะเวลาที่นานเพียงพอที่  $u_e$  จะขึ้นไปเท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ แต่ใน Increment ที่ 5  $u_e$  ที่คำนวณได้จะสูงกว่าที่วัดได้จริงเล็กน้อย เนื่องจากหน่วยแรงที่มากกระทำมีค่ามาก เมื่อ  $u_e$  เพิ่มขึ้นไปในระยะเวลาหนึ่งก็จะเกิดการลดลงของ  $u_e$  เนื่องมาจากการกระจายตัวของ  $u_e$  ทำให้  $u_e$  ไม่เท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ เป็นเหตุให้  $u_e / \Delta\sigma < 1$



รูปที่ 4.5a กราฟการอัดตัว  $T_c = 20$  วินาที



รูปที่ 4.5b กราฟการอัดตัว  $T_c = 200$  วินาที



รูปที่ 4.5c กราฟการอัดตัว  $T_c = 2000$  วินาที

ตาราง 4.3 ผลการทดสอบที่คาบเวลา  $T_c = 20$  วินาที

Inc.	Vertical Stress (ton/m <sup>2</sup> )	Vertical Strain		Time		Coefficient of Consolidation $c_v \times 10^{-3}$ (cm <sup>2</sup> /sec)			Permea. $k \times 10^{-8}$ (cm/sec)	Compres. Ratio CR
		$\epsilon_{100}$ (%)	$\epsilon_f$ (%)	$t_{50}$ (min.)	$t_{90}$ (min.)	sqrt(t)	log(t)	Average		
1	2.7	0.08	0.08	39.94	10.00	1.41	1.31	1.36		
2 <sup>1</sup>	5.7	2.08	2.36	67.24	15.00	0.82	0.86	0.84		0.063
2 <sup>2</sup>	9.0	4.01	4.01							0.077
3 <sup>1</sup>	14.5	14.76	15.44	331.24	72.00	0.14	0.15	0.14		0.515
3 <sup>2</sup>	17.5	19.24	19.24							0.523
4 <sup>1</sup>	28.7	25.99	26.40	265.69	60.00	0.13	0.13	0.13		0.314
4 <sup>2</sup>	37.3	28.56	28.56							0.284
5 <sup>1</sup>	49.2	31.45	31.45	324.00	80.00	0.09	0.08	0.08		0.234
5 <sup>2</sup>	41.0	31.37	31.37							0.010
6 <sup>1</sup>	30.2	31.06	31.06	31.36	7.00	0.85	0.89	0.87		0.023
6 <sup>2</sup>	22.8	30.94	30.94							0.010
7 <sup>1</sup>	17.0	30.13	30.13	44.89	13.00	0.61	0.49	0.55		0.063
7 <sup>2</sup>	13.45	29.97	29.97							0.016
8 <sup>1</sup>	11.31	29.22	29.22	100.00	22.00	0.28	0.30	0.29	0.57	0.099
8 <sup>2</sup>	8.16	28.73	28.73							0.035



ตาราง 4.4 ผลการทดสอบที่คาบเวลา  $T_c = 200$  วินาที

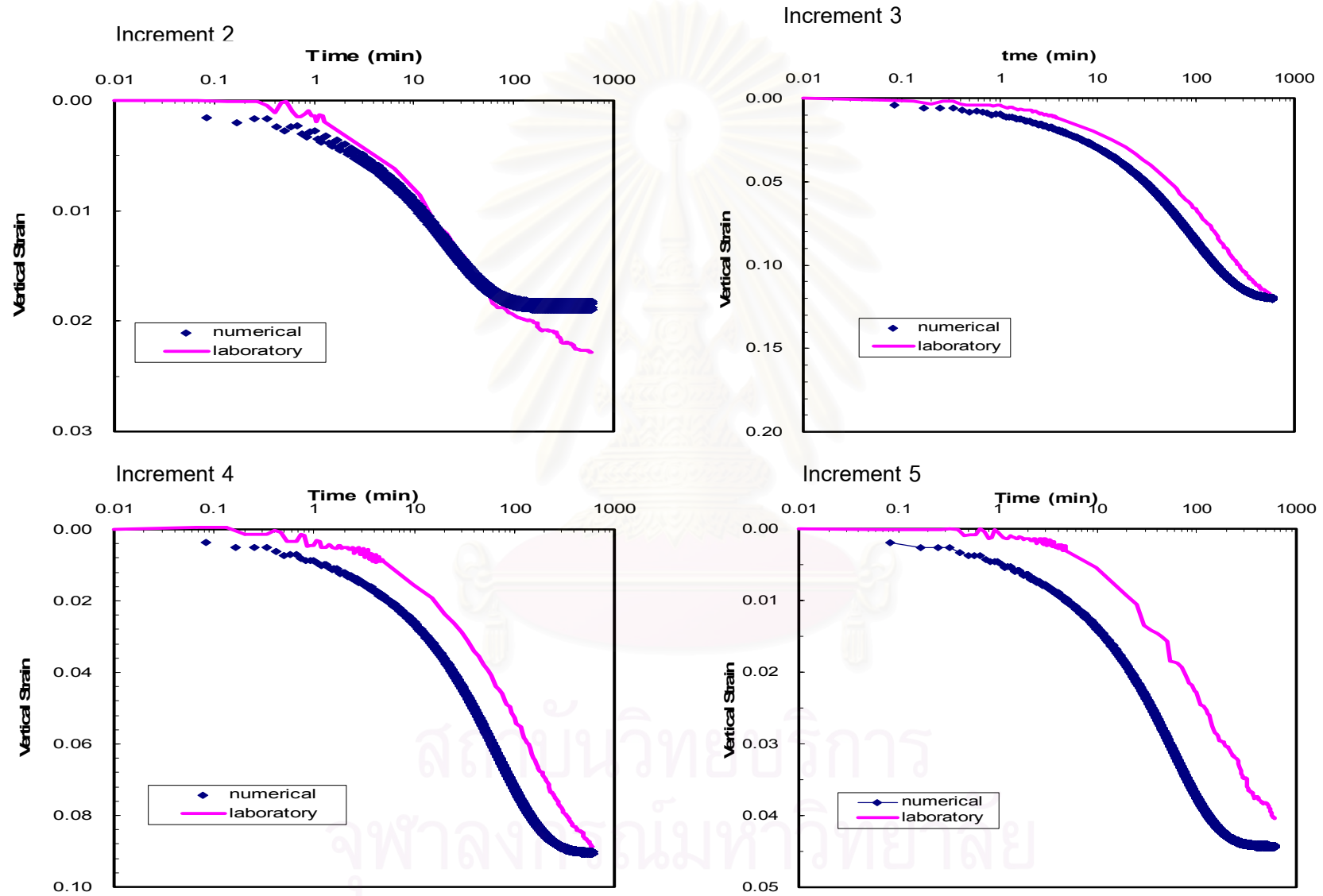
Inc.	Vertical Stress ( $\text{ton/m}^2$ )	Vertical Strain		Time		Coefficient of Consolidation $c_v \times 10^{-3}$ ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )			Compres.
		$\epsilon_{100}$ (%)	$\epsilon_f$ (%)	$t_{50}$ (min.)	$t_{90}$ (min.)	sqrt( $t$ )	log( $t$ )	Average	Ratio
									CR
1	4.2	2.42	2.42	196.00	48.00	0.28	0.27	0.27	
2 <sup>1</sup>	6.7	8.26	8.65	225.00	50.00	0.23	0.24	0.23	0.290
2 <sup>2</sup>	8.4	10.03	10.03						0.250
3 <sup>1</sup>	14.0	14.73	15.72	196.00	43.00	0.22	0.23	0.23	0.213
3 <sup>2</sup>	18.1	16.85	16.85						0.206
4 <sup>1</sup>	29.0	22.05	22.41	190.44	45.00	0.19	0.19	0.19	0.254
4 <sup>2</sup>	36.6	23.49	23.49						0.143
5 <sup>1</sup>	49.3	25.93	25.93	295.84	70.00	0.11	0.11	0.11	0.169
5 <sup>2</sup>	40.9	25.87	25.87						0.008
6 <sup>1</sup>	29.8	25.69	25.69	27.04	5.00	1.15	1.45	1.30	0.013
6 <sup>2</sup>	22.6	25.49	25.49						0.015
7 <sup>1</sup>	16.0	24.99	24.99	72.25	19.00	0.44	0.39	0.41	0.033
7 <sup>2</sup>	11.70	24.77	24.77						0.025
8 <sup>1</sup>	9.07	24.35	24.35	100.00	22.00	0.32	0.34	0.33	0.038
8 <sup>2</sup>	7.25	24.05	24.05						0.034

ตาราง 4.5 ผลการทดสอบที่คาบเวลา  $T_c = 2000$  วินาที

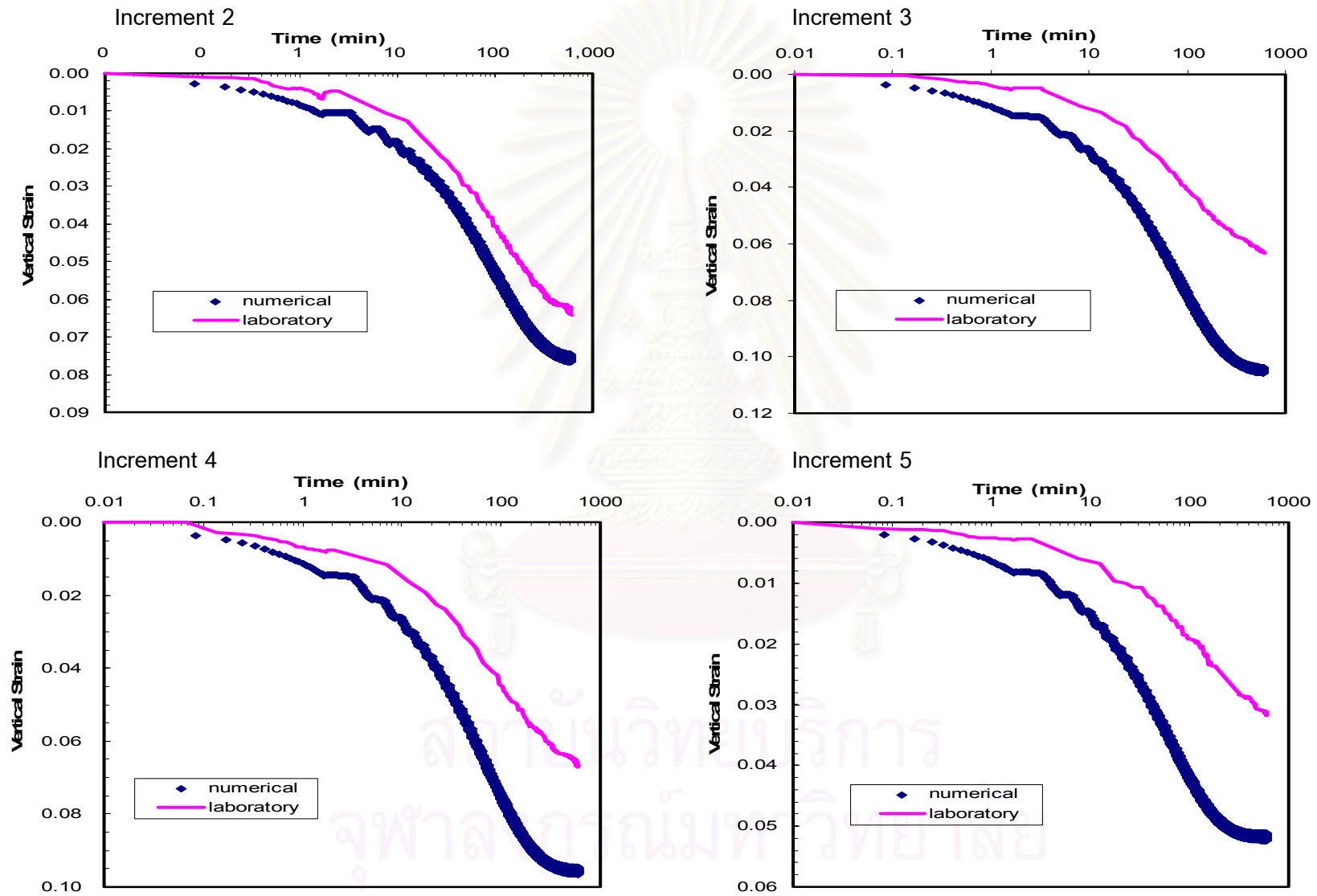
Inc.	Vertical Stress ( $\text{ton/m}^2$ )	Vertical Strain		Time		Coefficient of Consolidation			Compres. Ratio CR
		$\epsilon_{100}$ (%)	$\epsilon_r$ (%)	$t_{90}$ (min.)	$t_{50}$ (min.)	$c_v \times 10^{-3}$ ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )			
						sqrt(t)	log(t)	Average	
1	4.3	0.93	0.93	56.25	10.00	1.00	1.30	1.15	
2 <sup>1</sup>	7.2	5.58	5.58	169.00	50.00	0.31	0.25	0.28	0.208
2 <sup>2</sup>	8.4	6.30	6.30						0.184
3 <sup>1</sup>	15.2	14.91	14.91	361.00	76.00	0.13	0.14	0.13	0.337
3 <sup>2</sup>	17.5	16.50	16.50						0.322
4 <sup>1</sup>	32.2	23.56	23.56	289.00	60.00	0.13	0.14	0.13	0.266
4 <sup>2</sup>	36.9	24.80	24.80						0.256
5 <sup>1</sup>	51.9	27.89	27.89	316.84	79.00	0.10	0.09	0.09	0.209
5 <sup>2</sup>	40.1	27.84	27.84						0.005
6 <sup>1</sup>	25.8	27.26	27.26	144.00	30.00	0.21	0.23	0.22	0.030
6 <sup>2</sup>	22.2	27.25	27.25						0.023
7 <sup>1</sup>	14.2	26.60	26.60	56.25	17.00	0.54	0.41	0.47	0.033
7 <sup>2</sup>	12.22	26.38	26.38						0.034
8 <sup>1</sup>	8.32	25.71	25.71	110.25	32.00	0.28	0.22	0.25	0.040
8 <sup>2</sup>	7.10	25.28	25.28						0.047

ตาราง 4.6 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสำหรับรูปที่ 4.6a – 4.6c และ 4.8a- 4.8c

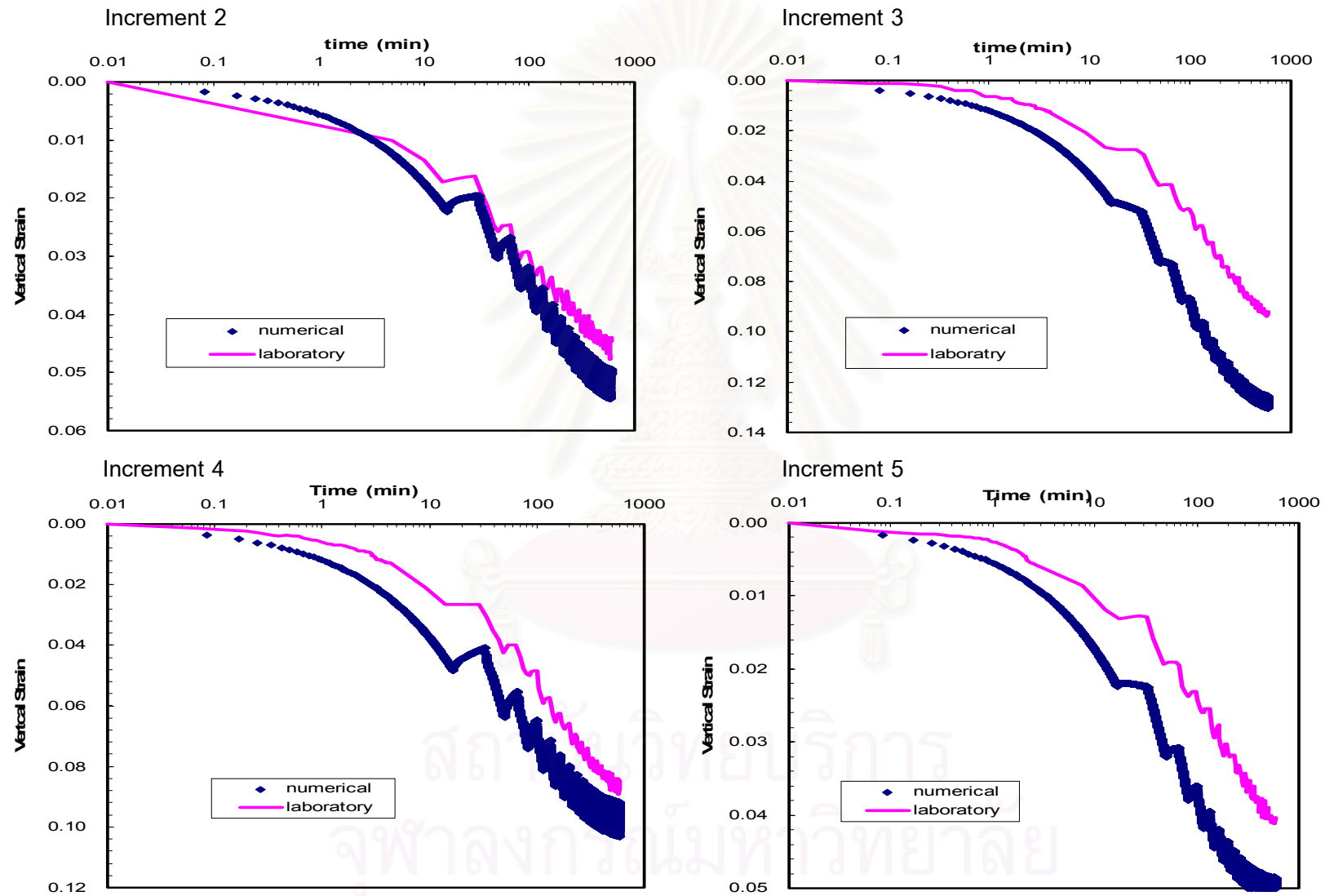
Tc	Inc	RR	CR	Cve	Cvp	$\sigma$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{p'}$	Hf	
20	2	0.029	0.029	0.00096	0.00021	0.27	0.73	0.38	0.64	1.9985	
	3	0.029	0.239	0.00096	0.00021	0.73	1.72	0.92	0.73	1.92	
	4	0.029	0.239	0.00096	0.00021	1.72	3.75	2.07	1.72	1.615	
	5	0.029	0.239	0.00096	0.00021	3.624	5.6	4.07	3.624	1.43	
	6	0.011	0.011	0.00046	0.00046	4.14	3.94	2.19	5.6	1.37	
	7	0.011	0.011	0.00046	0.00046	2.24	1.91	1.14	5.6	1.38	
	8	0.048	0.048	0.00012	0.00012	1.24	1.08	0.76	5.6	1.4	
	200	2	0.029	0.239	0.00096	0.00021	0.32	0.83	0.48	0.49	1.95
200	3	0.029	0.239	0.00096	0.00021	0.8	1.75	1.05	0.83	1.8	
	4	0.029	0.239	0.00096	0.00021	1.72	3.67	2.19	1.75	1.66	
	5	0.029	0.239	0.00096	0.00021	3.62	5.72	4.17	3.67	1.53	
	6	0.011	0.011	0.00046	0.00046	4.17	3.74	2.23	5.72	1.48	
	7	0.011	0.011	0.00046	0.00046	2.26	1.88	1.21	5.72	1.49	
	8	0.011	0.011	0.00046	0.00046	1.27	1.03	0.73	5.72	1.5	
	2000	2	0.029	0.239	0.00096	0.00021	0.35	0.79	0.48	0.57	1.98
	2000	3	0.029	0.239	0.00096	0.00021	0.76	1.72	1.08	0.79	1.87
4		0.029	0.239	0.00096	0.00021	1.69	3.72	1.21	1.72	1.67	
5		0.029	0.239	0.00096	0.00021	3.69	5.47	4.07	3.72	1.504	
6		0.011	0.011	0.00046	0.00046	4.09	3.66	2.23	5.74	1.44	
7		0.011	0.011	0.00046	0.00046	2.23	1.88	1.21	5.74	1.455	
8		0.011	0.011	0.00046	0.00046	1.21	1.02	0.70	5.74	1.47	



รูปที่ 4.6a การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 20$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)



รูปที่ 4.6b การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 200$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)

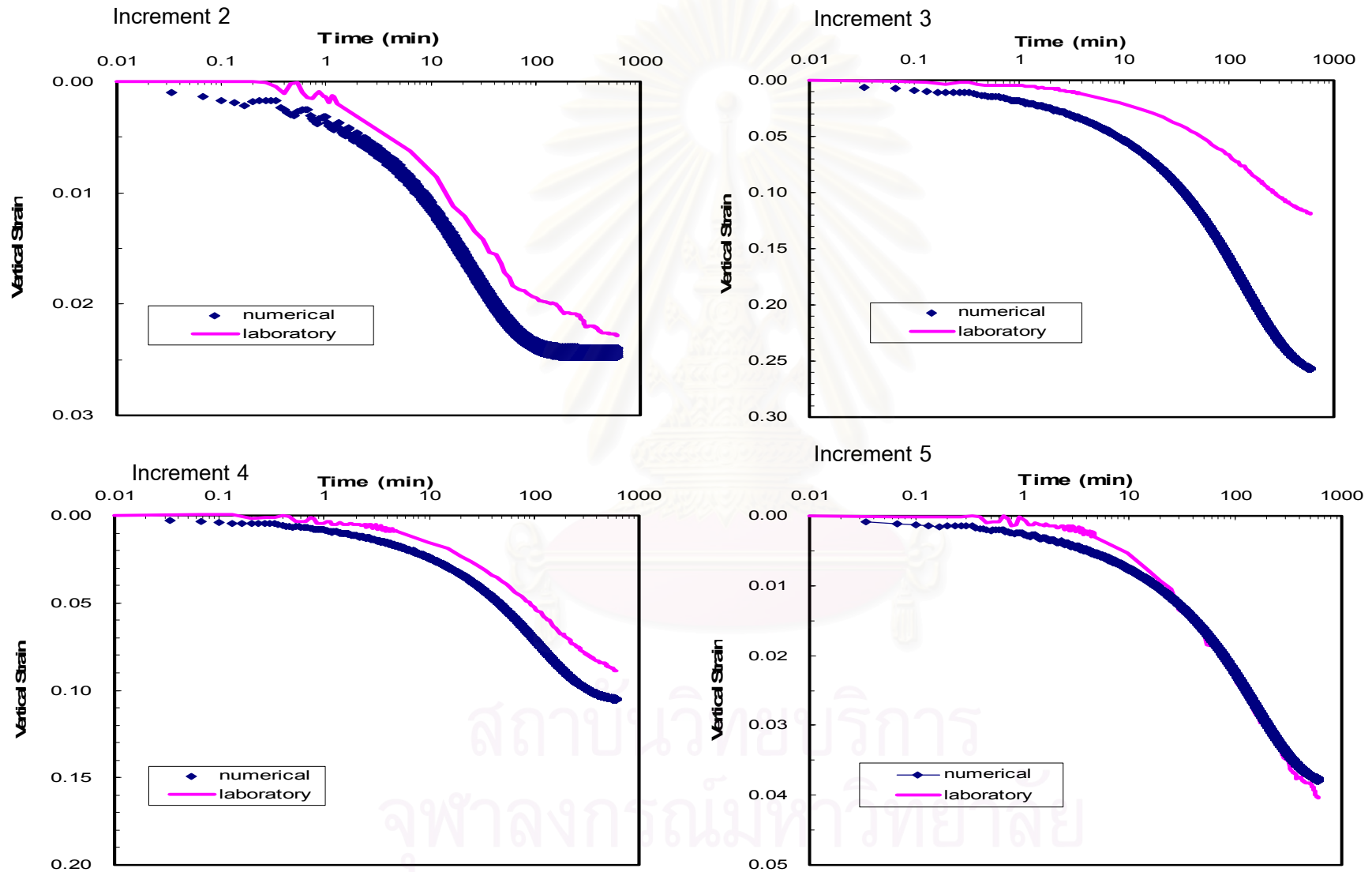


รูปที่ 4.6c การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 2000$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)

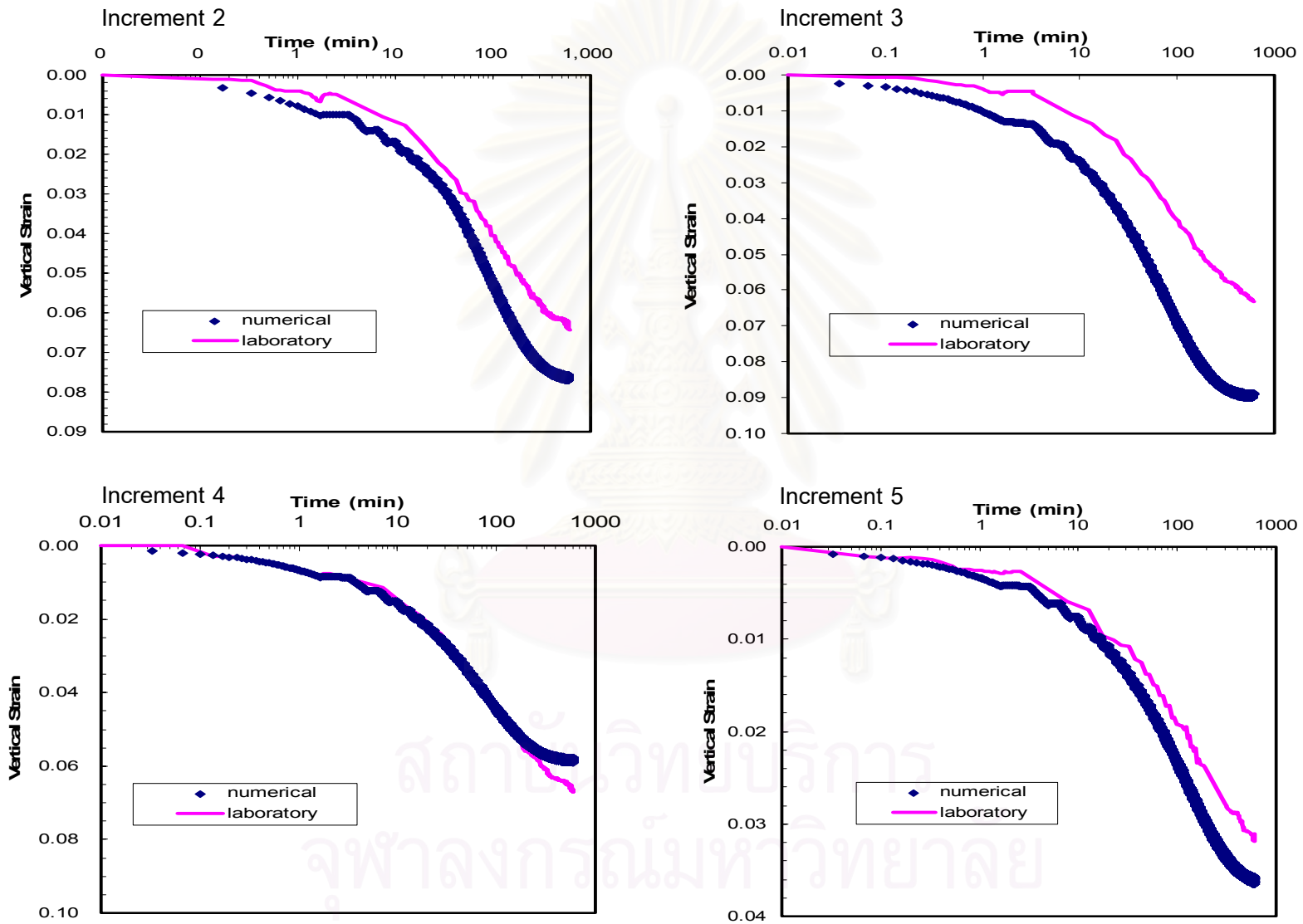


ตาราง 4.7 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสำหรับรูปที่ 4.7a – 4.7c

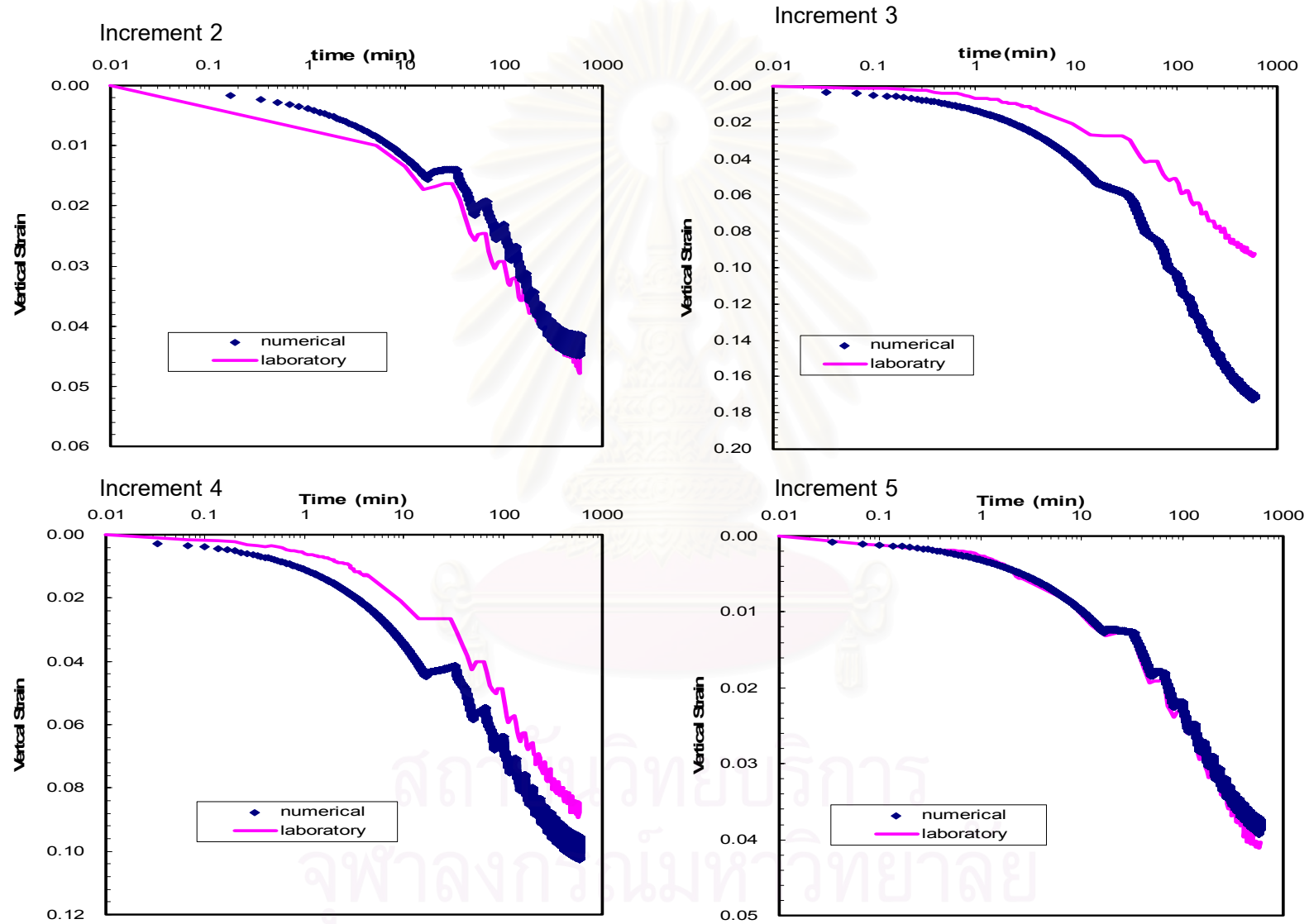
Tx	Inc	RR	CR	Cve	Cvp	$\sigma_1$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{p'}$	$H_f$
20	2	0.039	0.039	0.00084	0.00084	0.27	0.73	0.38	0.64	1.9985
	3	0.039	0.523	0.00057	0.00014	0.73	1.72	0.92	0.73	1.92
	4	0.039	0.284	0.00057	0.00013	1.72	3.75	2.07	1.73	1.615
	5	0.039	0.211	0.00057	0.00008	3.624	5.6	4.07	3.624	1.43
	6	0.039	0.039	0.00087	0.00087	4.14	3.94	2.19	5.6	1.37
	7	0.039	0.039	0.00055	0.00055	2.24	1.91	1.14	5.6	1.38
	8	0.039	0.039	0.00029	0.00029	1.24	1.08	0.76	5.6	1.4
	200	2	0.025	0.250	0.00068	0.00023	0.32	0.83	0.48	0.49
3		0.025	0.206	0.00068	0.00023	0.8	1.75	1.05	0.83	1.8
4		0.025	0.148	0.00068	0.00019	1.72	3.67	2.19	1.75	1.66
5		0.025	0.171	0.00068	0.00011	3.62	5.72	4.17	3.67	1.53
6		0.025	0.025	0.0013	0.0013	4.17	3.74	2.23	5.72	1.48
7		0.025	0.025	0.00041	0.00041	2.26	1.88	1.21	5.72	1.49
8		0.025	0.025	0.00033	0.00033	1.27	1.03	0.73	5.72	1.5
2000		2	0.034	0.211	0.00031	0.00028	0.35	0.79	0.48	0.57
	3	0.034	0.344	0.00031	0.00013	0.76	1.72	1.08	0.79	1.87
	4	0.034	0.2844	0.00031	0.00013	1.69	3.72	1.21	1.72	1.67
	5	0.034	0.208	0.00031	0.00009	3.69	5.47	4.07	3.72	1.504
	6	0.034	0.034	0.00022	0.00022	4.09	3.66	2.23	5.74	1.44
	7	0.034	0.034	0.00047	0.00047	2.23	1.88	1.21	5.74	1.455
	8	0.034	0.034	0.00025	0.00025	1.21	1.02	0.70	5.74	1.47



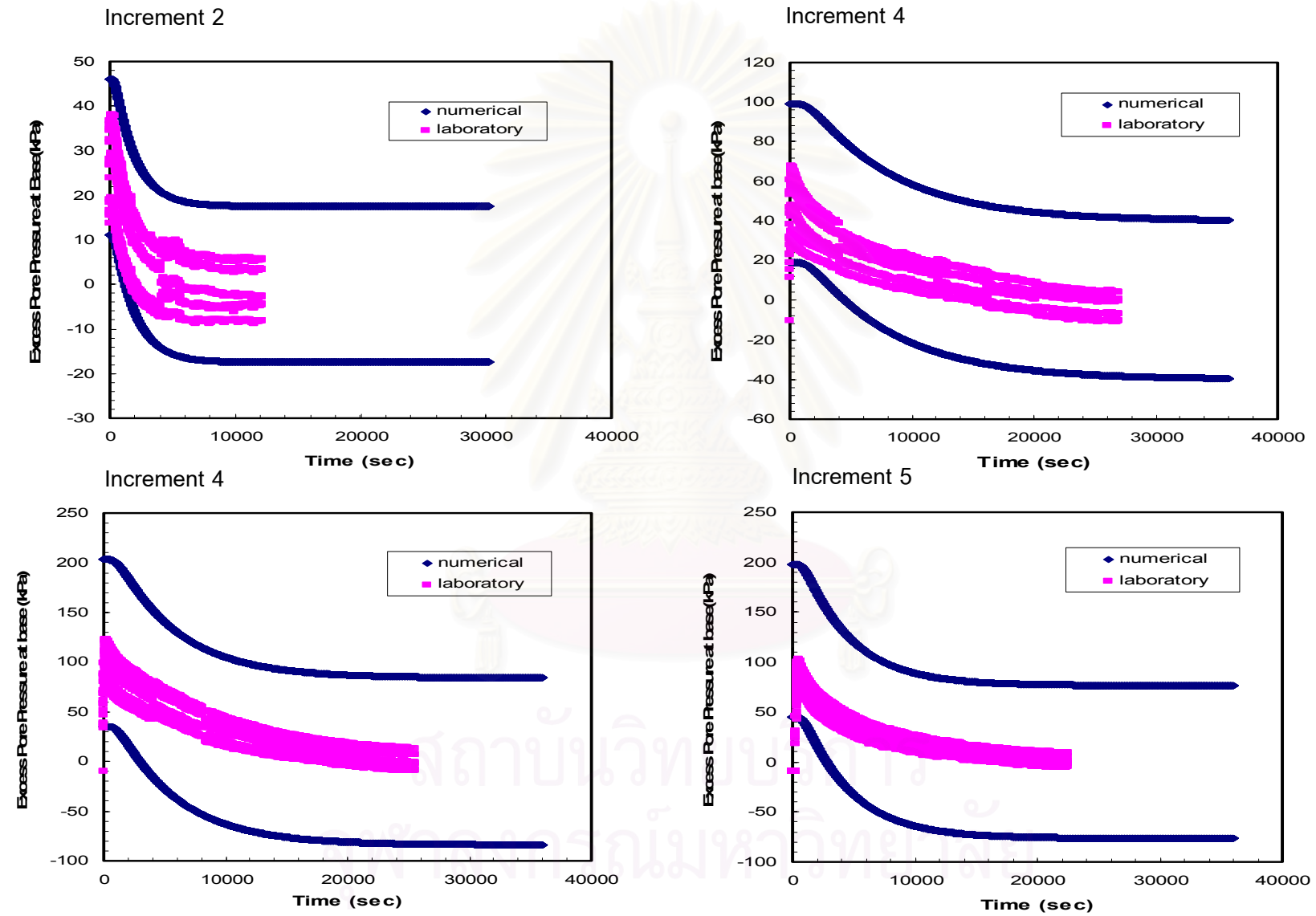
รูปที่ 4.7a การเปรียบเทียบการหดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 20$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7)



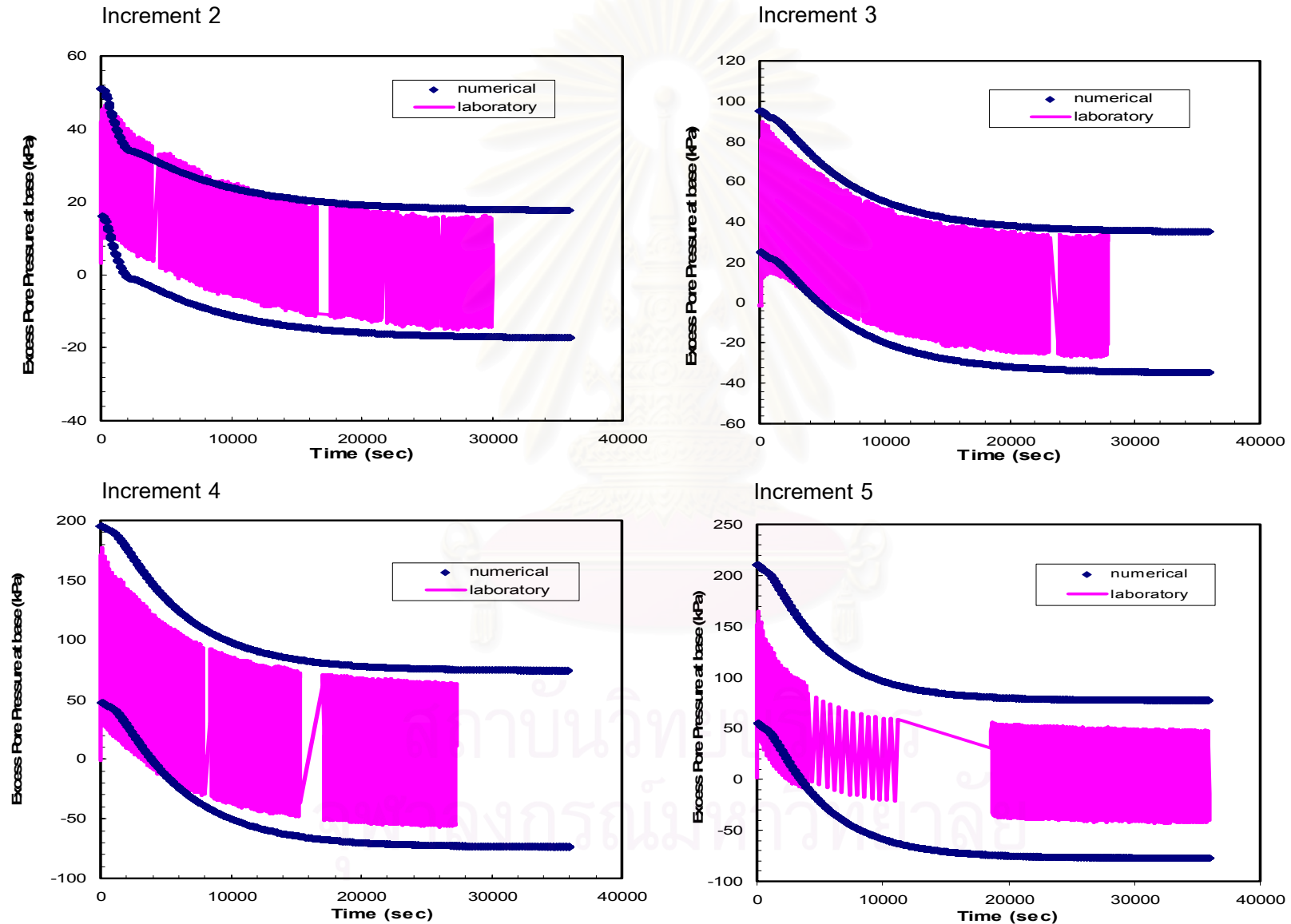
รูปที่ 4.7b การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 200$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7)



รูปที่ 4.7c การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 2000$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.7)

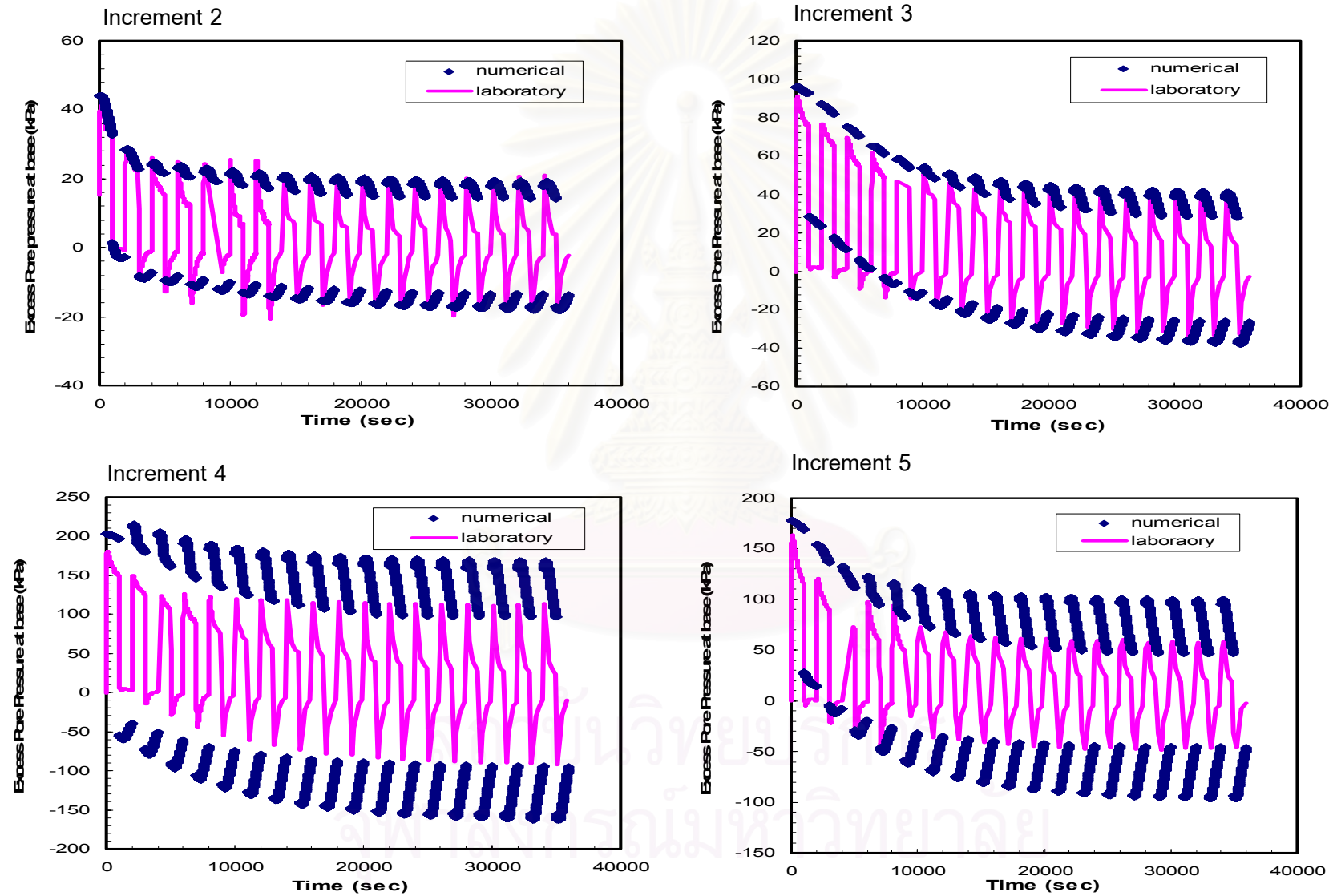


รูปที่ 4.8a การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 20$  วินาที พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)



รูปที่ 4.8b การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 200$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)





รูปที่ 4.8a การเปรียบเทียบแรงดันน้ำส่วนเกินที่ฐานที่เกิดขึ้นจริงกับที่คำนวณได้ที่คาบเวลา  $T_c = 2000$  วินาที (พารามิเตอร์จากตาราง 4.6)

## บทที่ 5

### สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการทดสอบ

งานวิจัยที่มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวแบบหนึ่งมิติ ของดินเหนียวที่เกิดจาก Cyclic Loading และประยุกต์ใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลข ในการคำนวณการทรุดตัวหน่วยประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริงจากการทดสอบ เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมที่ใช้คำนวณ และหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการคำนวณซึ่งได้ผลดังนี้

1) ที่คาบเวลา ( $T_C$ ) มีค่าน้อย แรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มขึ้นไม่เท่ากับหน่วยแรงที่มากระทำ เพราะต้องอาศัยช่วงเวลาสักระยะจึงจะทำให้ ( $u_e / \Delta\sigma < 1$ ) ได้ ซึ่งต่างกับทฤษฎีที่กล่าวว่า แรงดันน้ำจะเพิ่มขึ้นทันทีเท่ากับหน่วยแรงที่กระทำ

2) ใน 1 คาบเวลา การทรุดตัวที่มากที่สุด จะเกิดที่จุดสิ้นสุดของ  $T_x$  และการทรุดตัวที่น้อยที่สุดจะเกิดที่จุดสิ้นสุดของ  $T_C$

3) การใช้โปรแกรมคำนวณการทรุดตัว หน่วยแรงประสิทธิผล และแรงดันน้ำส่วนเกินเทียบกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบ Cyclic Test พบว่าการทรุดตัวมีค่าใกล้เคียงกัน มีความแตกต่างกันไม่เกิน 15% แรงดันน้ำส่วนเกินก็มีความใกล้เคียงกัน และหน่วยแรงประสิทธิผลที่ตำแหน่ง End of Cyclic โดยคำนวณจากวิธีเชิงตัวเลขตกอยู่ในเส้นทางของ Compression Curve ของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ End of Consolidation ซึ่งแสดงว่าโปรแกรมมีความน่าเชื่อถือ ในการประมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้

4) ค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการคำนวณการทรุดตัว สามารถใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ได้มาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

#### 5.2 ข้อเสนอแนะ

1) ควรศึกษาเพิ่มเติมใน Cyclic loading รูปแบบต่าง ๆ เช่น แบบ Sine wave loading หรือ Triangle loading เป็นต้น

2) ควรศึกษาเพิ่มเติมโดยวิธี Lab Cyclic Test โดยการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วน  $T_x / T_C$  หลากๆ ค่าเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Finite Difference

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

วิโรจน์ บุศยพลากร. พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ สร้างใหม่ จากสถานะเหลวถึงสถานะพลาสติก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546.

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

### ภาษาอังกฤษ

ASTM Standard (1980), Standard Test Method for 1-D Consolidation Properties of Soils, Designation: D 2435 - 80, Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.08, pp.378-384

Baligh, M.M., Levadoux, J.N., 1978. Consolidation theory of cyclic loading. Journal of Geotechnical Engineering Division , ASCE ,104(GT4) : 415-431

Cassangrand, A. The Determination of the Preconsolidation Load and its Practical Significance. Proceeding of the 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 3, 60-64, Cambridge , MA , 1936

Das, B.J Principles of Foundation Engineering. 4<sup>th</sup> Edition. U.S.A : Brooks/Cole Publishing, 1999

Hassan, S. I. Consolidation Behavior of Bangkok Clay Using a Constant Rate of Strain Consolidometer. No. GT-93-3, Master Thesis , School of Geotechnical Engineering, Asian Institute of Technology, 1993 .

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. (1985) New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Theme Lecture No.2 : Proceeding of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 57-153. San Francisco : ASCE.

Keshian, B., Ladd, C. C. And Olson, R. E. Sedimentation-Consolidation Behaviour of Phosphatic Clays. Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials. 188-209, The U. Of Michigan, Ann Arbor , 1977

- Kim , S.K. Pore Pressure Development During One-Dimensional Consolidation of Soft Bangkok Clay. M.Eng Thesis AIT 1970
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K. Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977) Stress-Deformation and Strength Characteristics. Proceeding of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,2,421-494. Tokyo, Japan : ASCE.
- Lamb, T.W. and Whitman, R.W. (1969) Soil Mechanics. New York : Willey.
- Mesri, G.; and Godlewski, P.M. Time-and Stress-Compressibility interrelationship Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE.103, 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. 9<sup>th</sup> ICSMFE. 2 pp.587-590., 1985 a
- Mersri, G.; Terzaghi, K.; and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York : John Wiley & Sons , 1196
- Mitchell, J.K. (1993) Fundamental of Soil Behavior. 2<sup>nd</sup> Edition. USA. : John Wiley & Sons.
- Pinkaew , K. OneDimensional Consolidation on Bangkok Clay.Under Cyclic Loading , Master Thesis, Division of Geotechnical Engineering , KingMongkut's University of Technology Thonburi, 2005
- Reinmanorom, S. One-Dimensional Consolidation Characteristics of Soft Nong Ngoo Hao Clay. M.Eng Thesis AIT, 1974
- Sinat, K. Consolidation Characteristics of Soft Bangkok Clay Using Constant Rate Strain Consolidometers. No. GT-97-14, Master Thesis, School of Geotechnical Engineering, Asian Institute of Technology, 1997.
- Taesiri, Y. Consolidation Characteristics of Rangsit Clay. M.Eng Thesis AIT, 1976
- Taylor, D.W. Funsamental of soil Mechanics. New York : John Wiley and Sons, 1948
- Terzaghi, K. Erdbaumechanik auf. Boden-physicalischen Grundlagen. Deuticke , Vienna,1925
- Wilson, N.E., Elgohary, N.M., 1974.Consolidation of soils under cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal, 11(3) : 420-617.



## ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



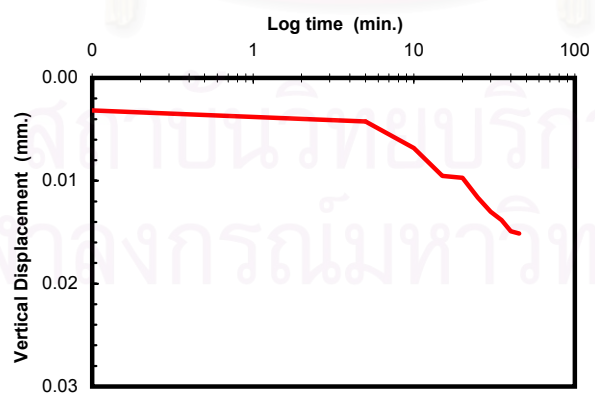
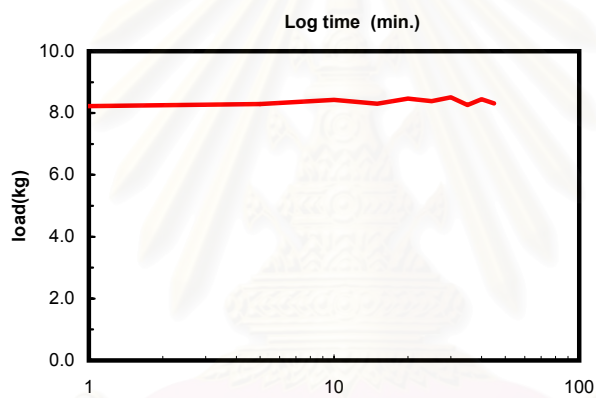
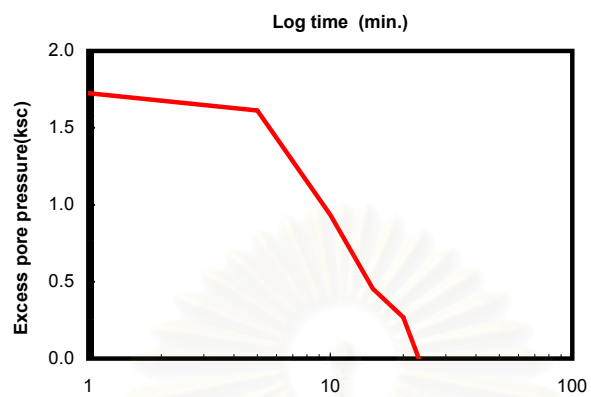
ภาคผนวก ก

ผลการทดสอบ CYCLIC TEST

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

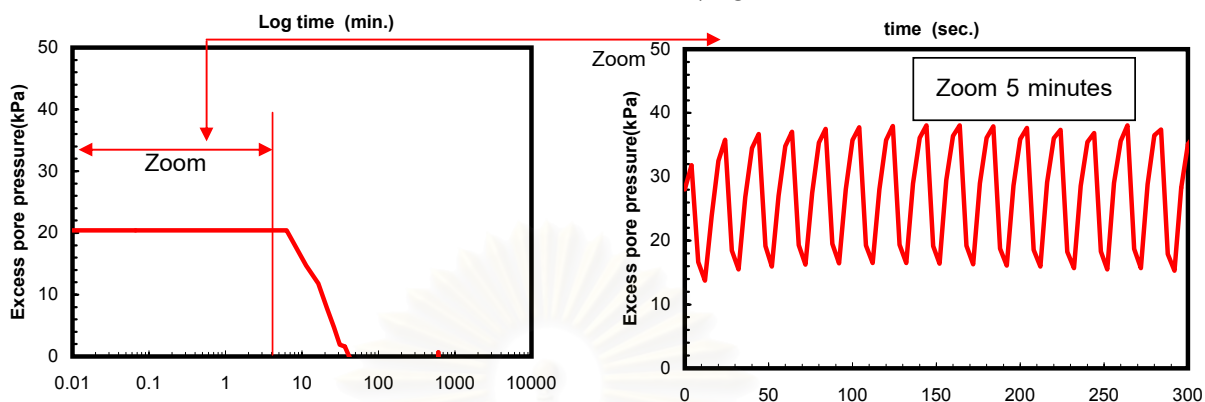


Increment No. 1

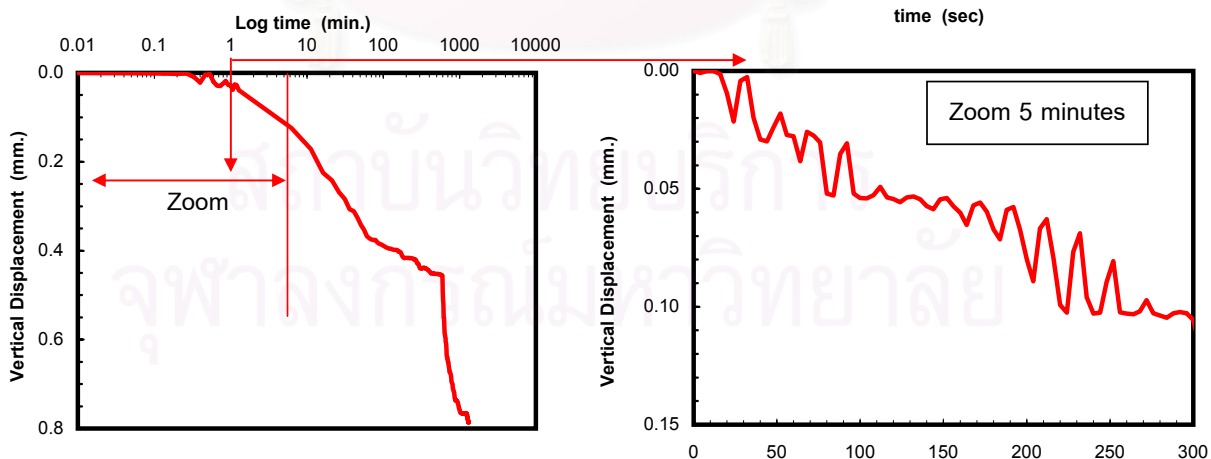
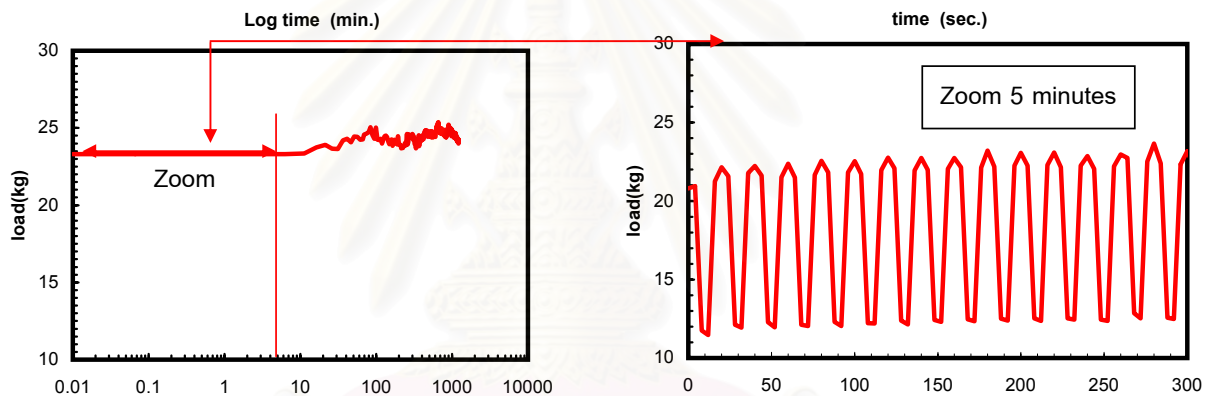


Increment No. 2

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$



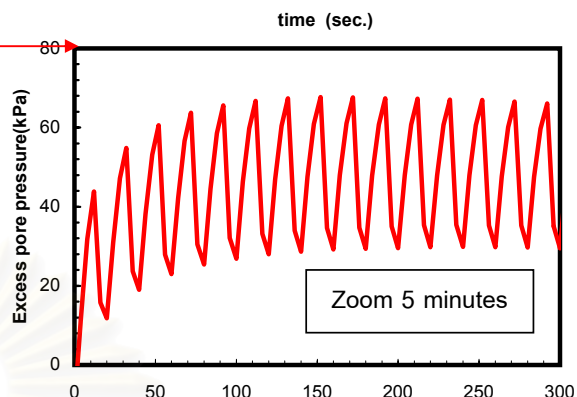
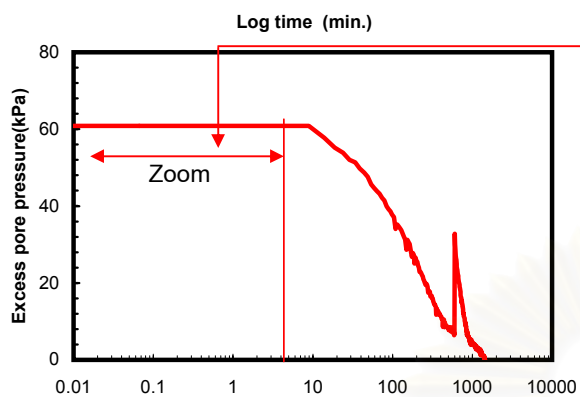
Max load 25 kg  
Min load 11 kg



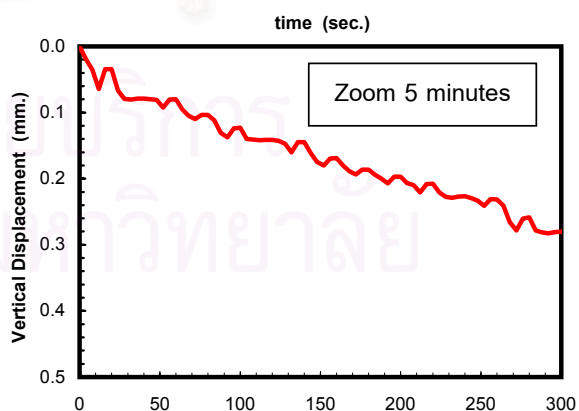
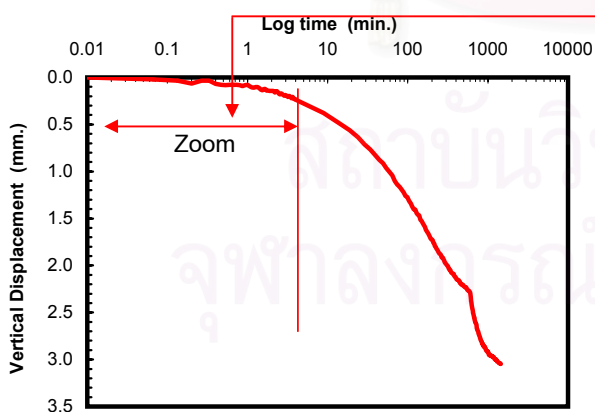
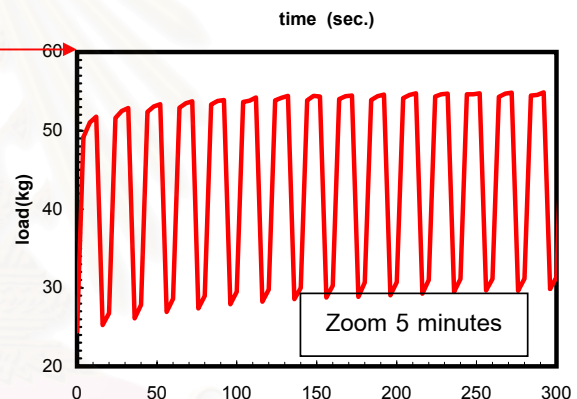
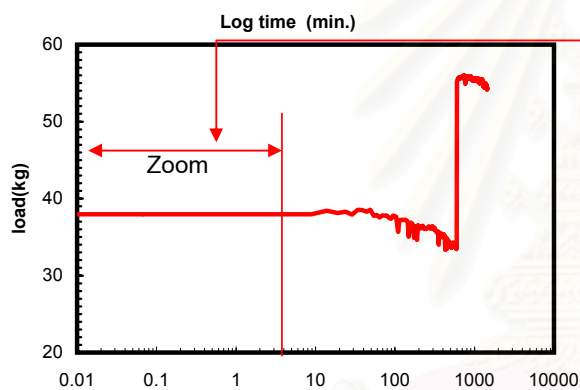
Increment No. 3

$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.72$$

Zoom 5 minutes

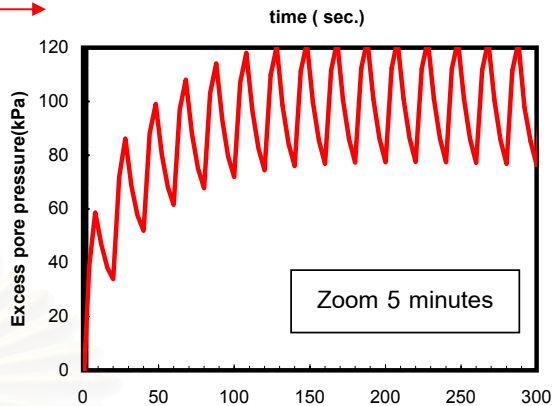
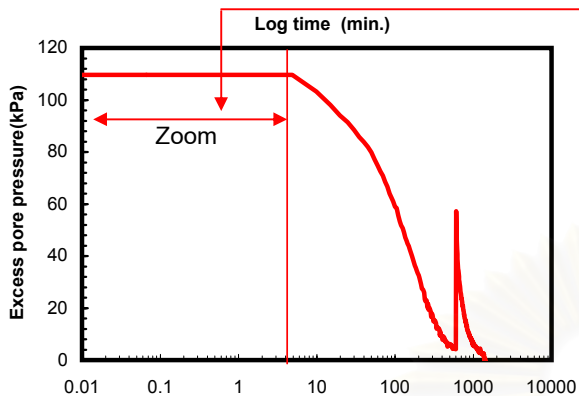


Max load 56 kg  
Min load 25 kg

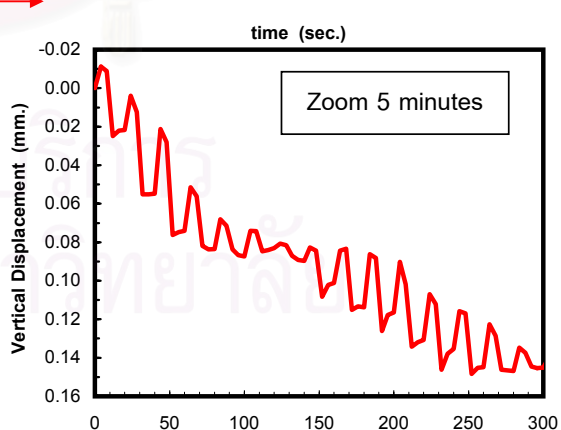
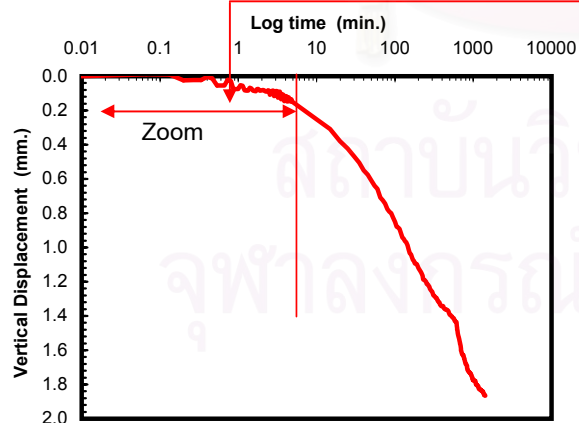
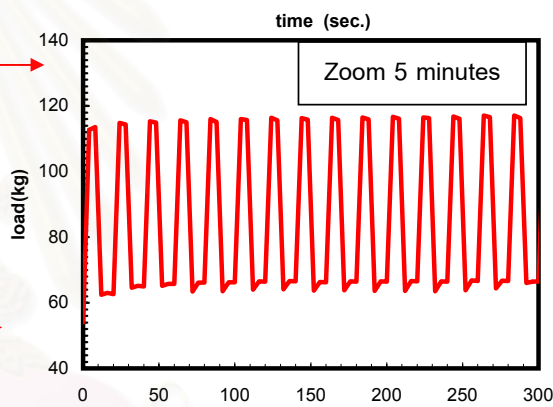
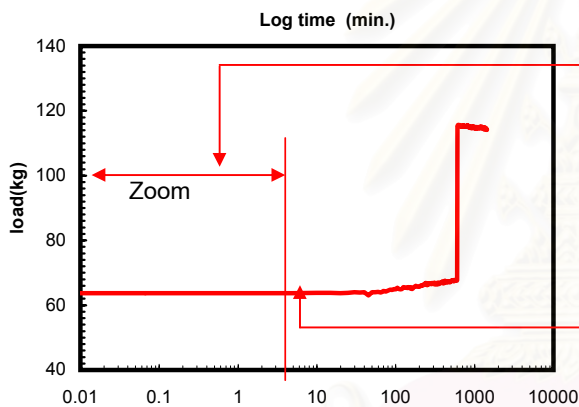


Increment No. 4

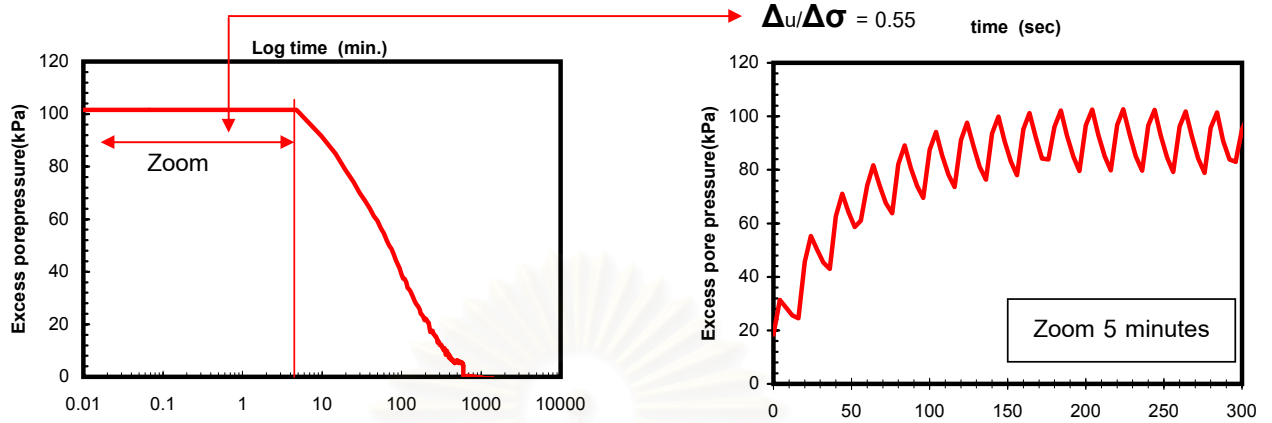
$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.61$$



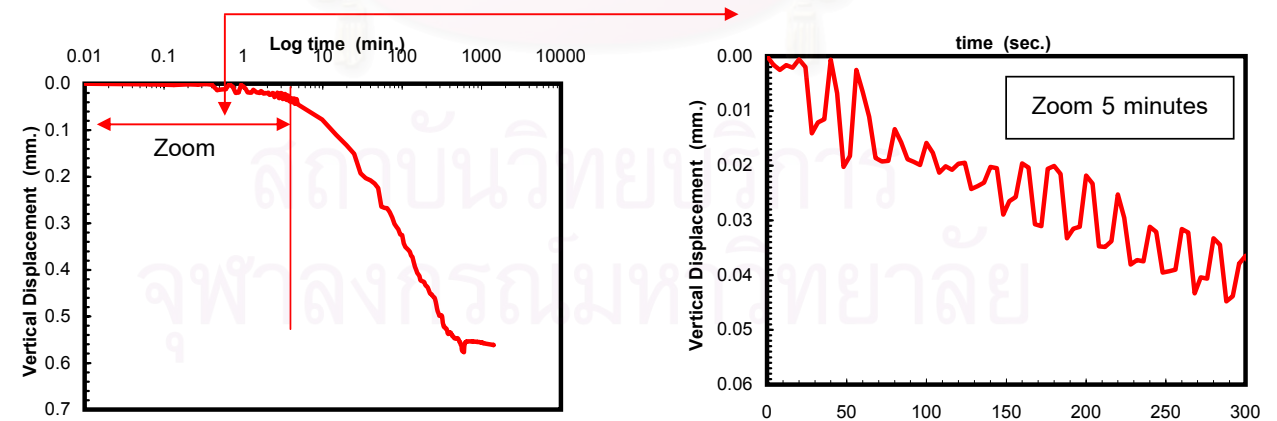
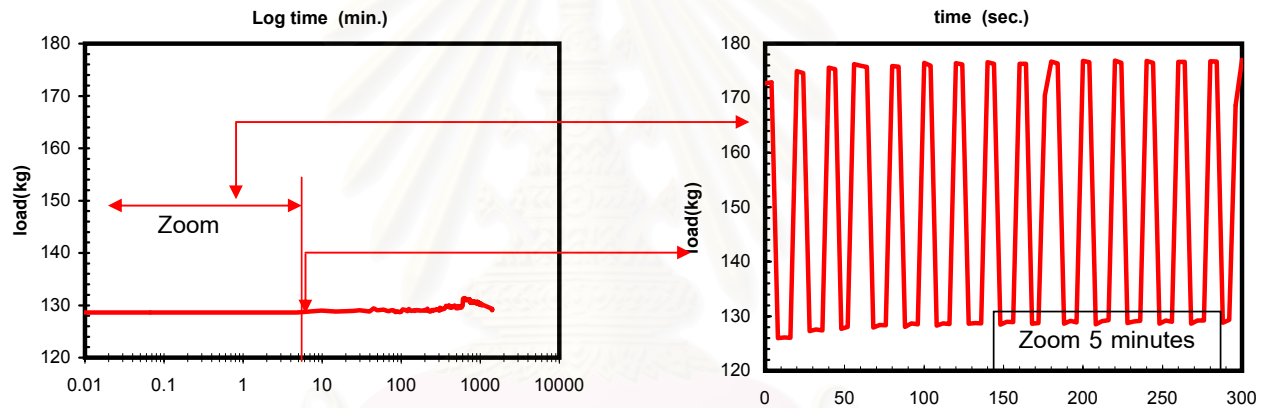
Max load 119 kg  
Min load 63 kg



Increment No. 5

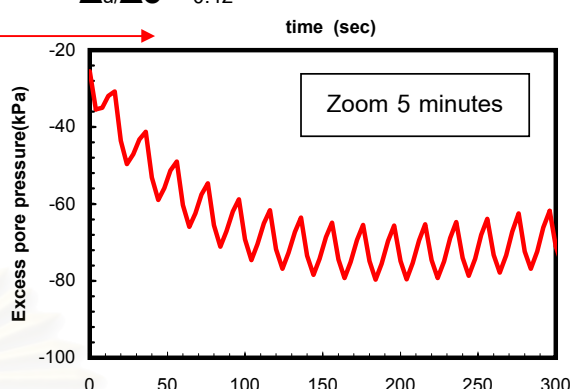
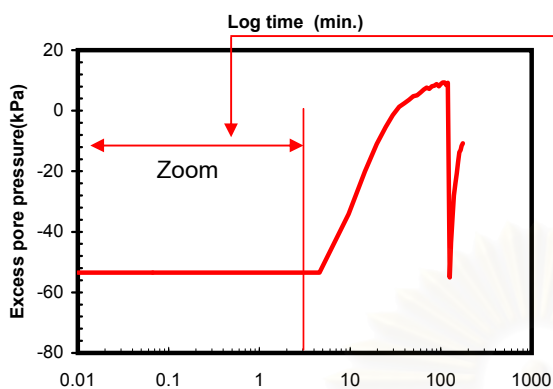


Max load 185 kg  
Min load 129 kg

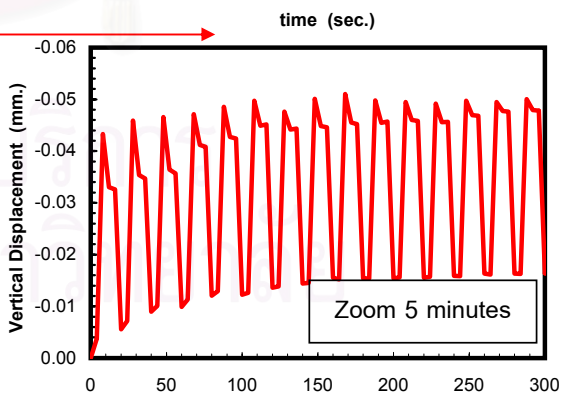
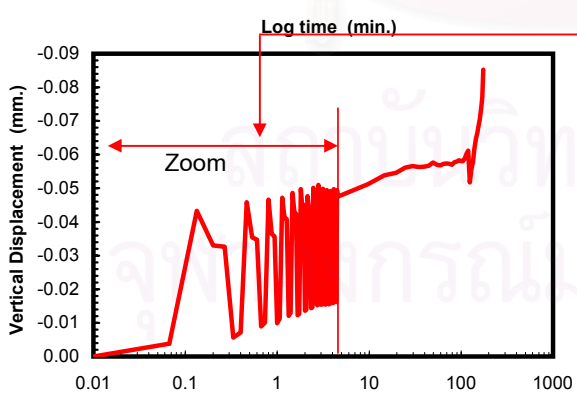
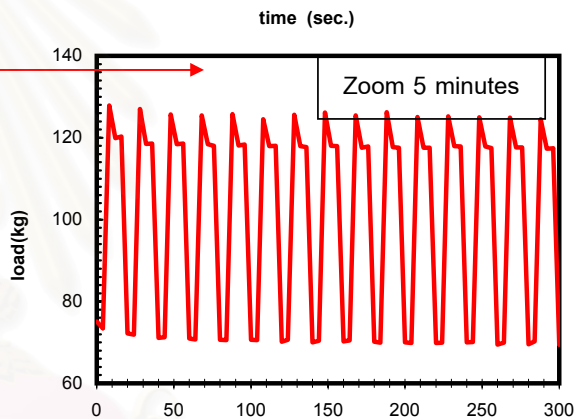
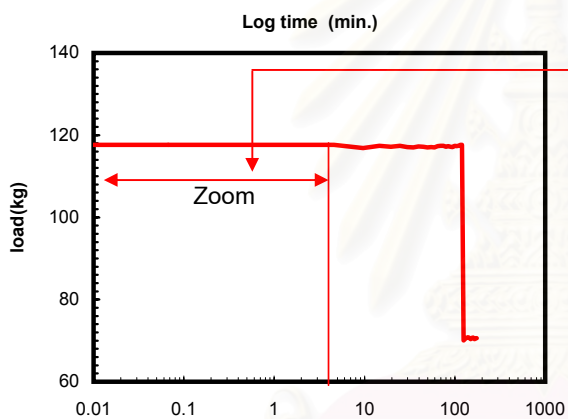


Increment No. 6

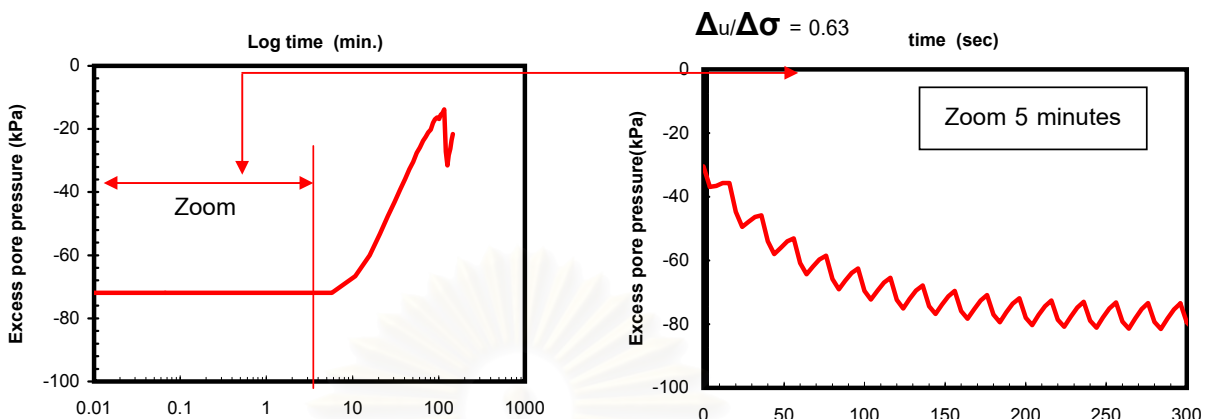
$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.42$$



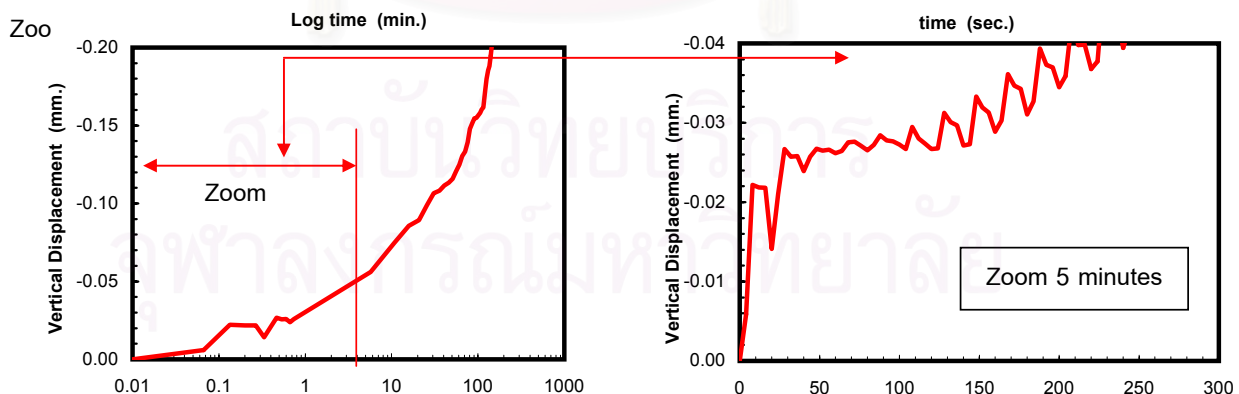
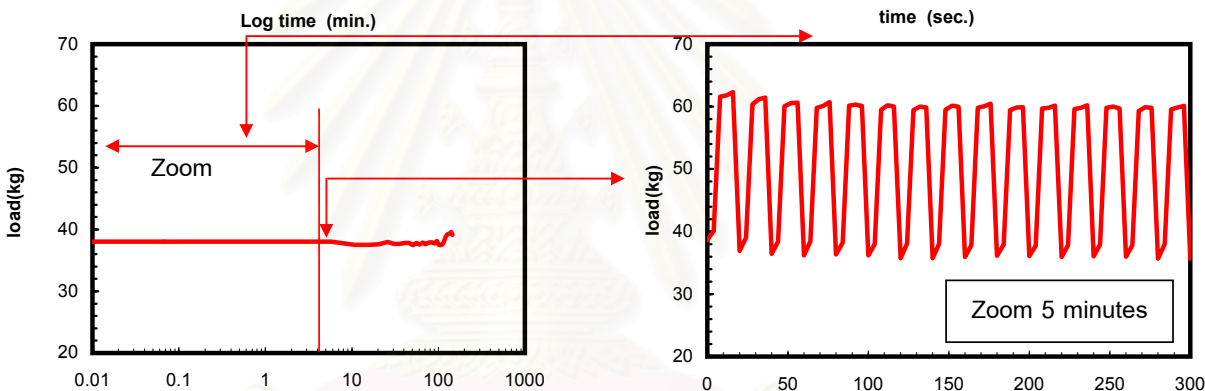
Max load 126 kg  
Min load 68 kg



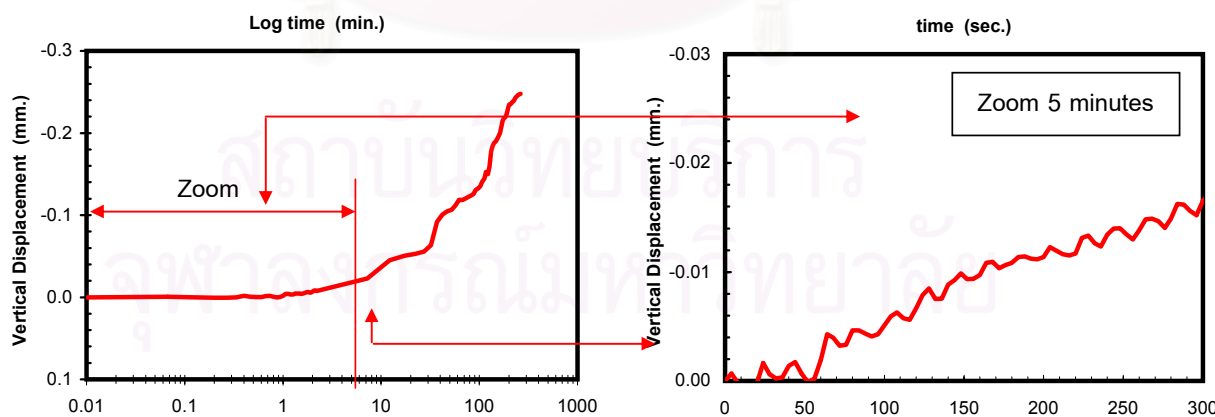
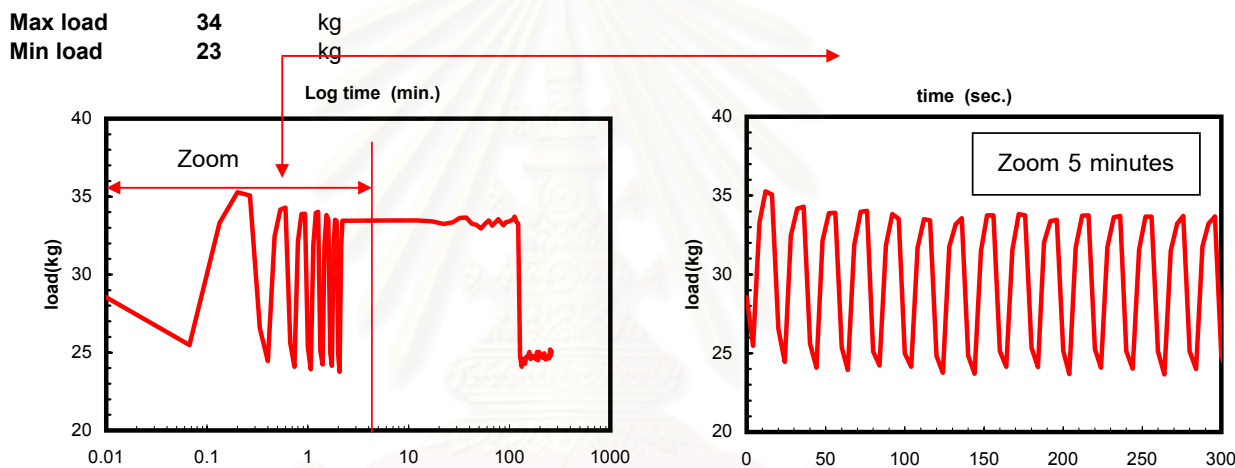
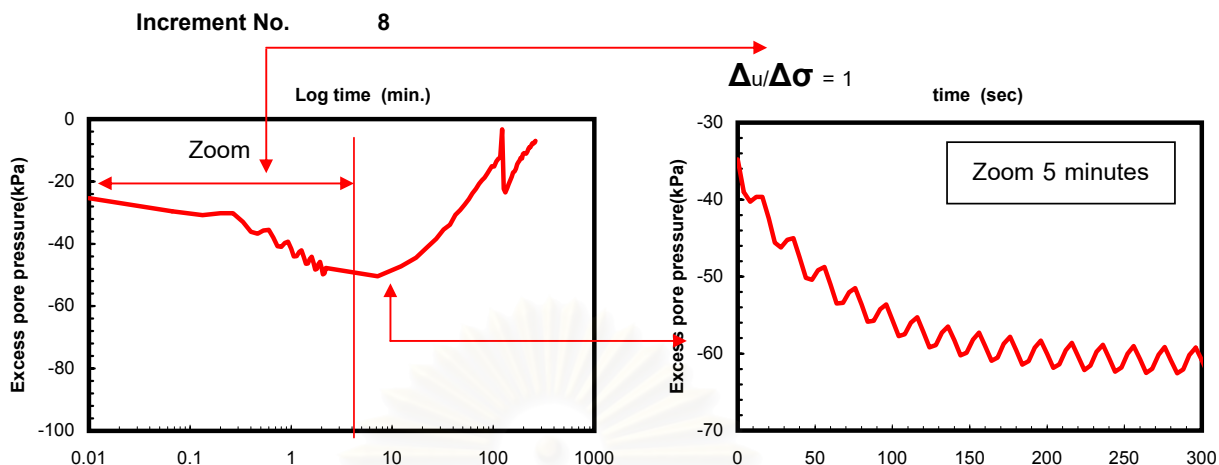
Increment No. 7



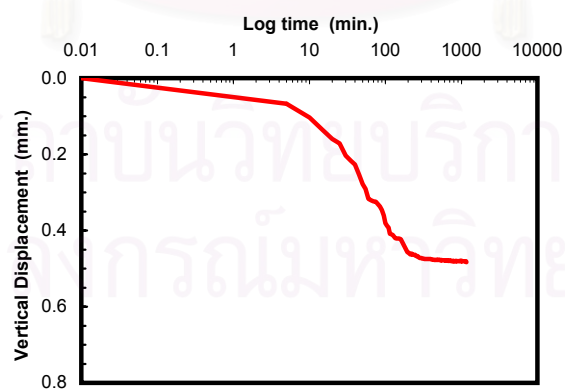
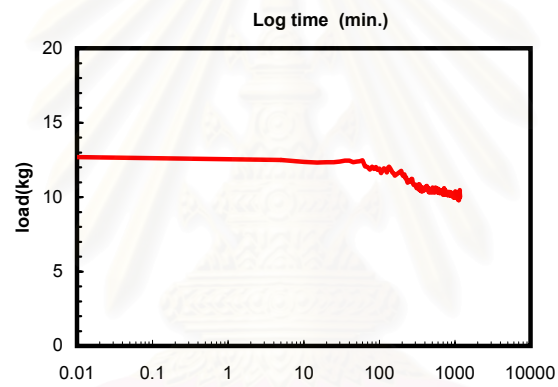
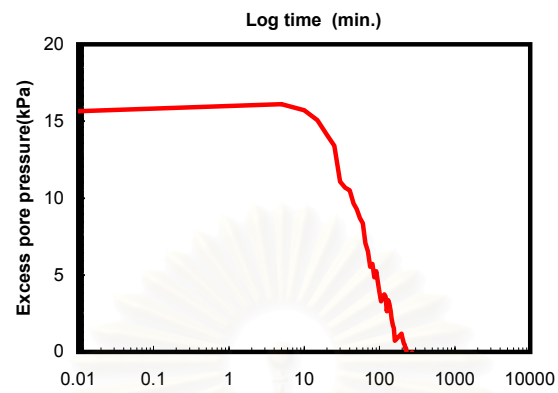
Max load 62 kg  
Min load 35 kg





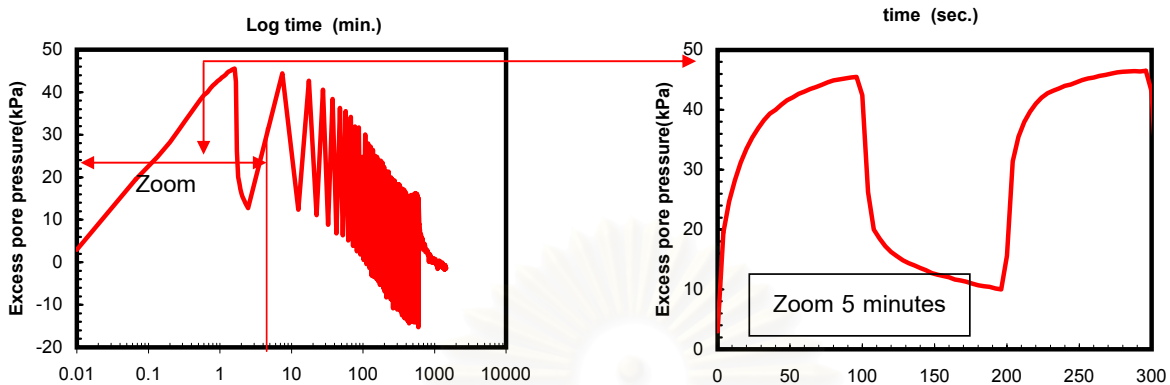


Increment No. 1

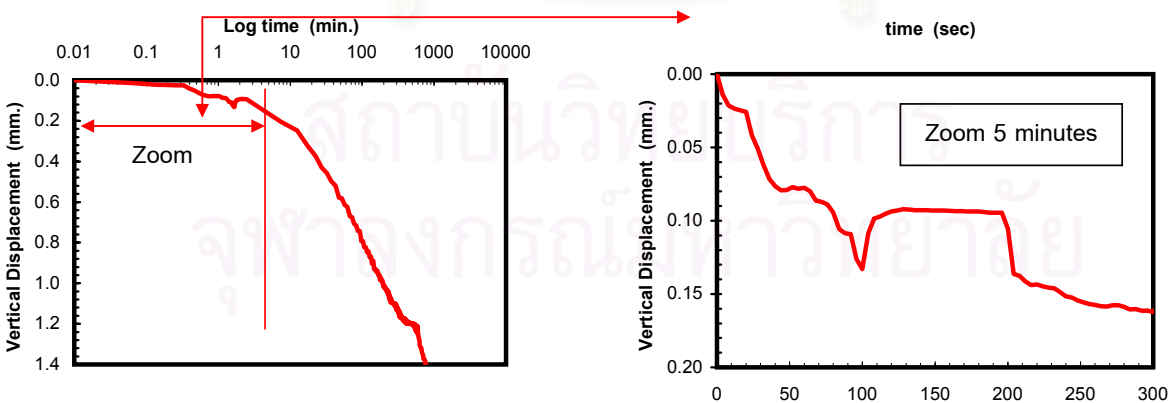
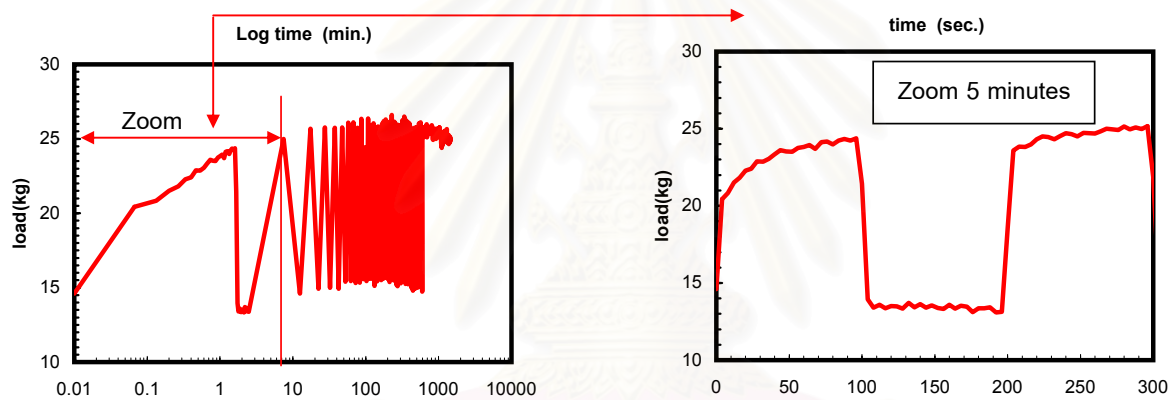


Increment No. 2

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

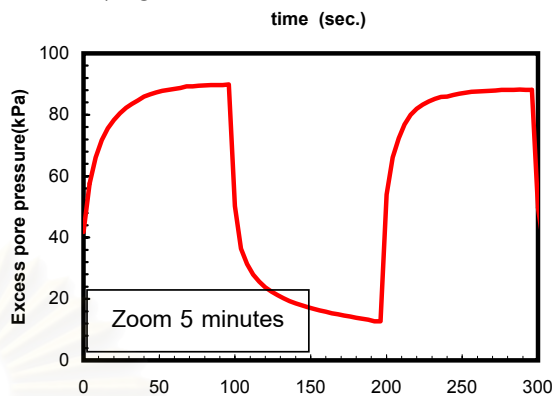
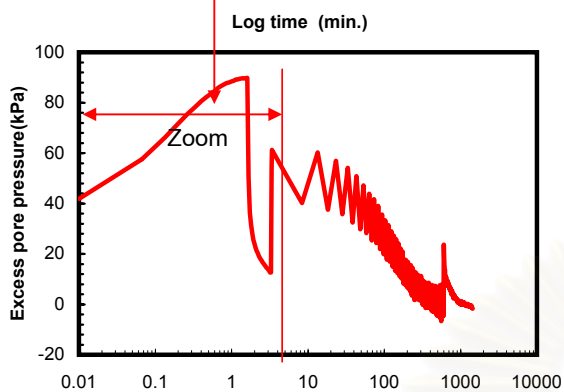


Max load 24.9 kg  
 Min load 14.3 kg

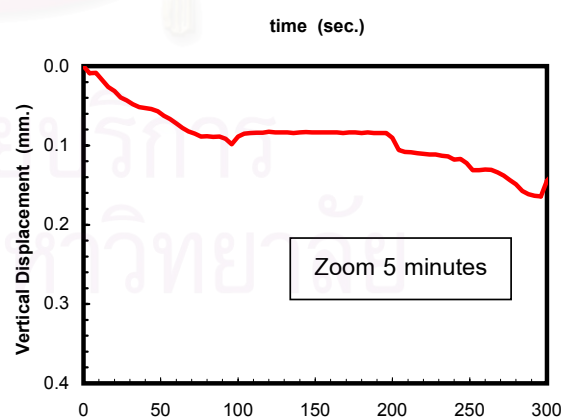
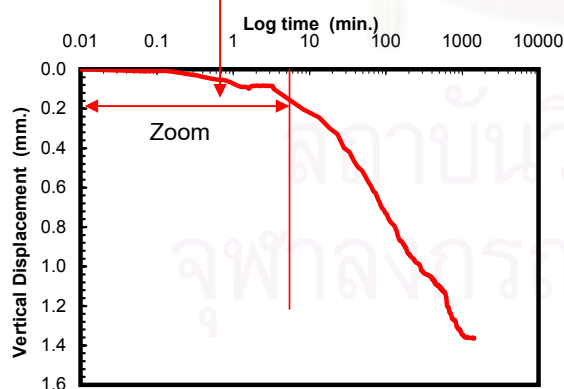
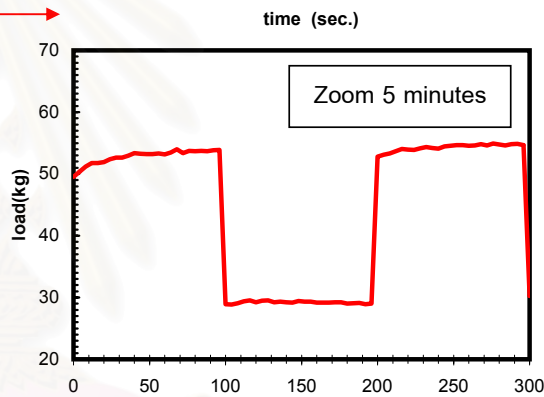
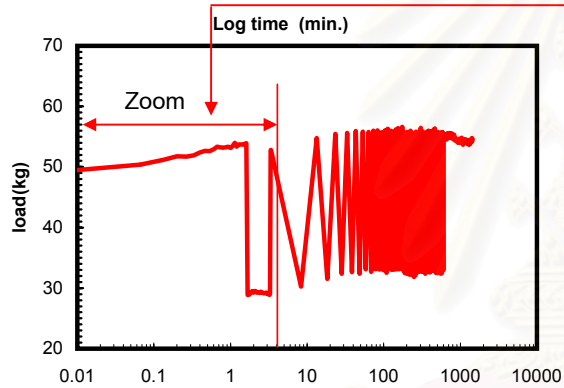


Increment No. 3

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

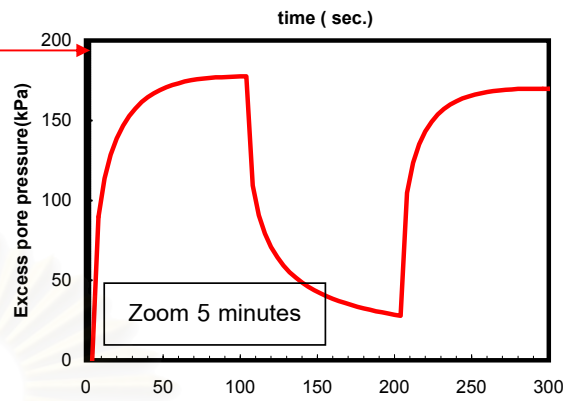
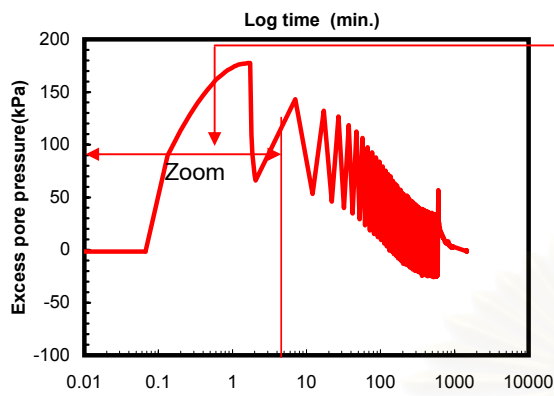


Max load 56.3 kg  
Min load 28.7 kg

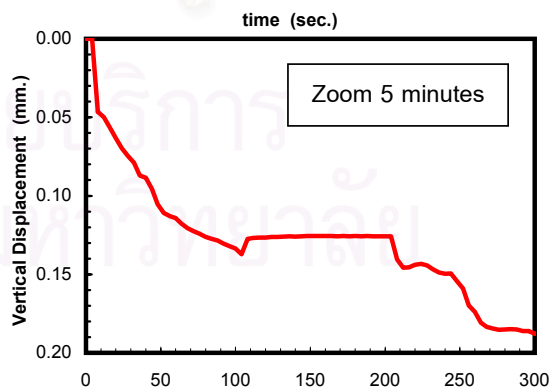
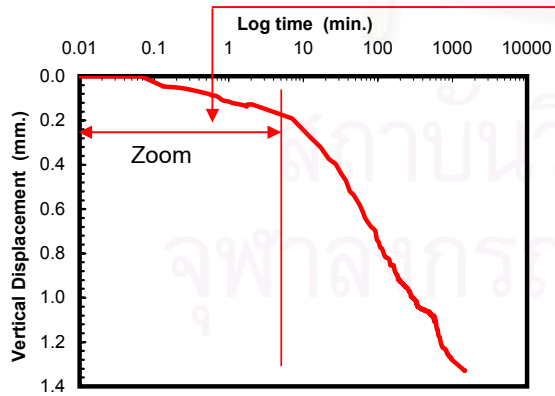
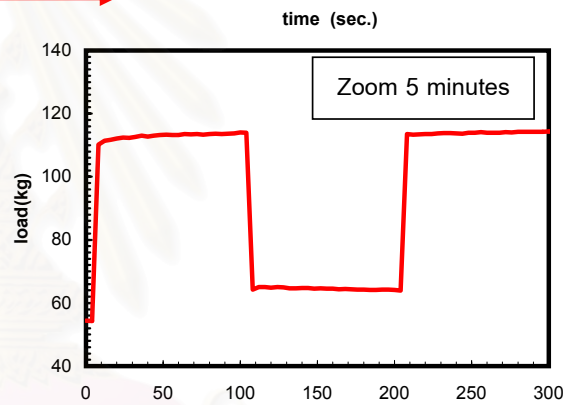
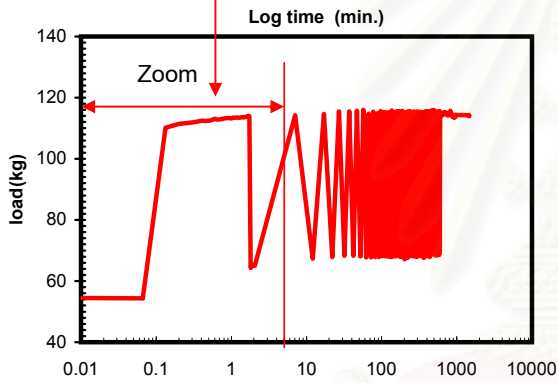


Increment No. 4

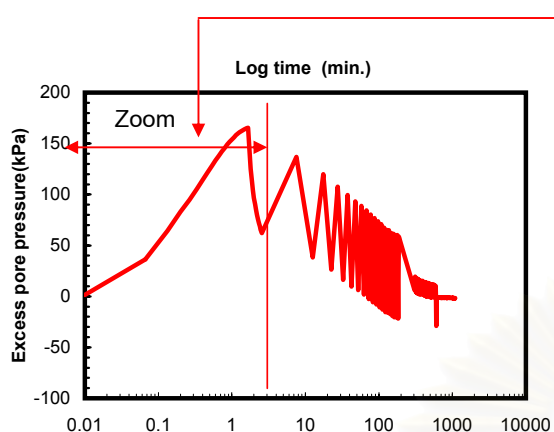
$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$



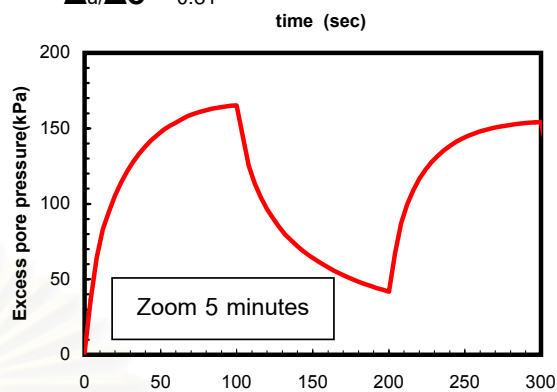
Max load 118.8 kg  
Min load 63.1 kg



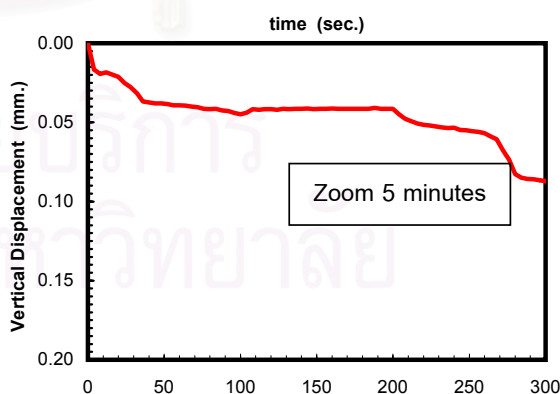
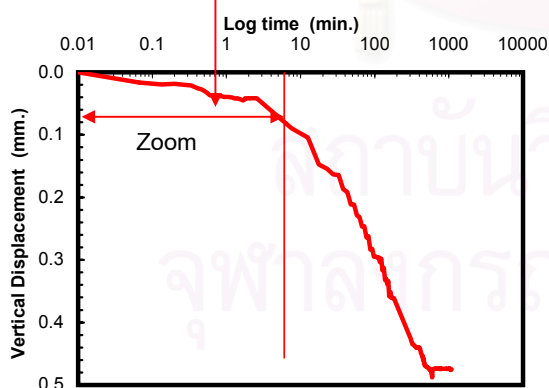
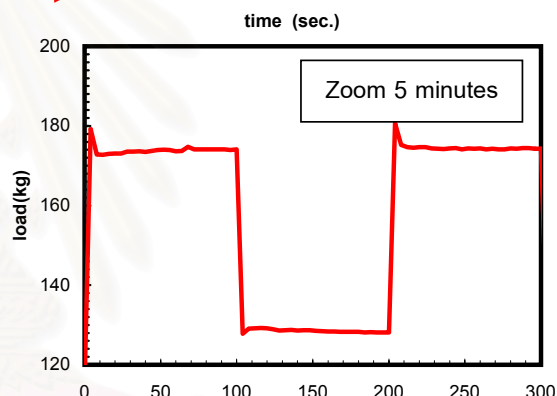
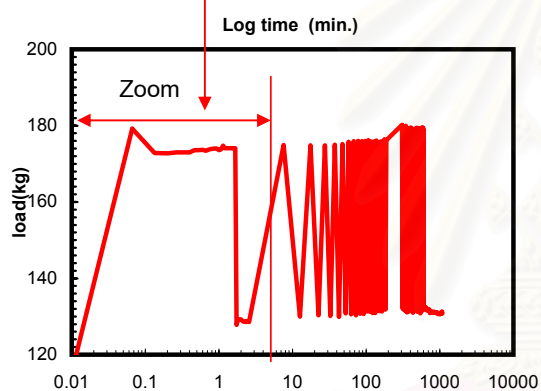
Increment No. 5



$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.81$$

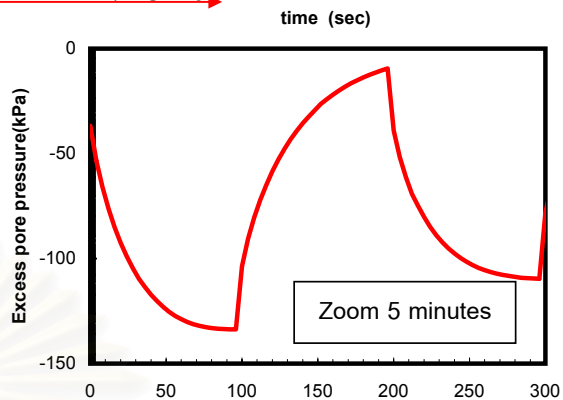
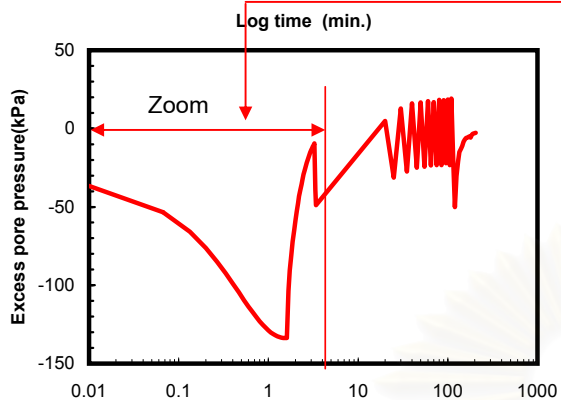


Max load 179.2 kg  
Min load 127.7 kg

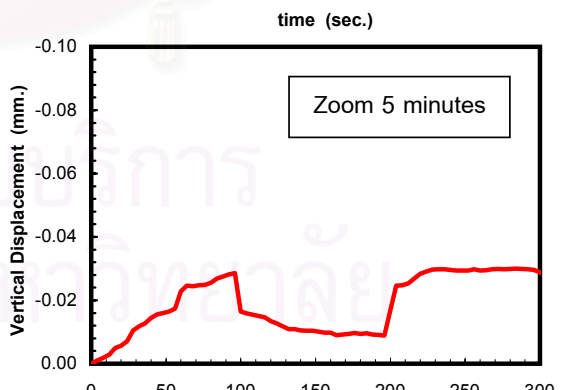
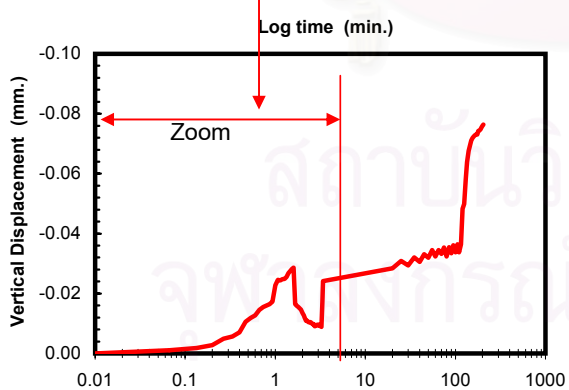
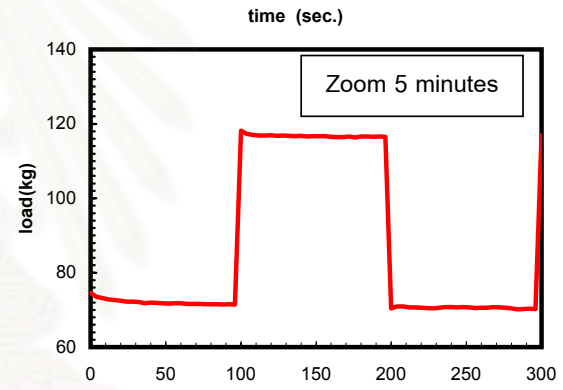
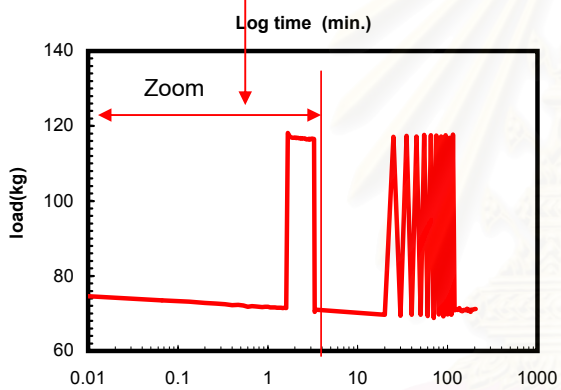


Increment No. 6

$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.72$$



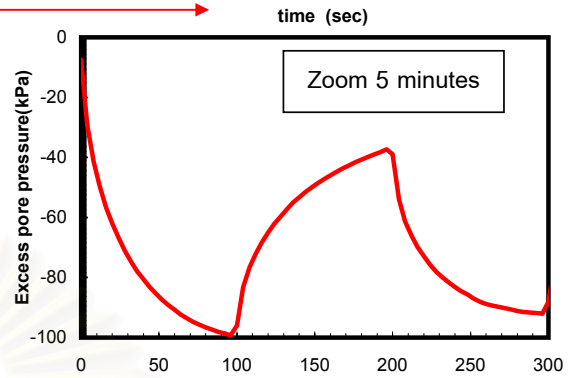
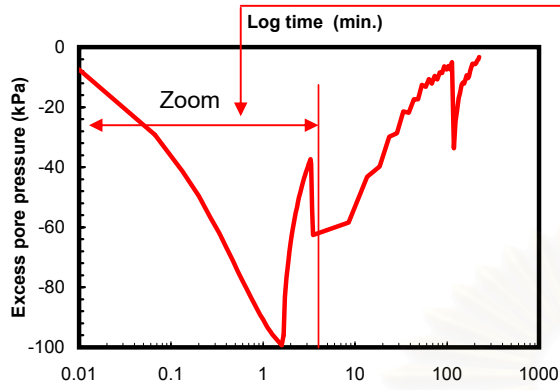
Max load 129.9 kg  
Min load 70.5 kg



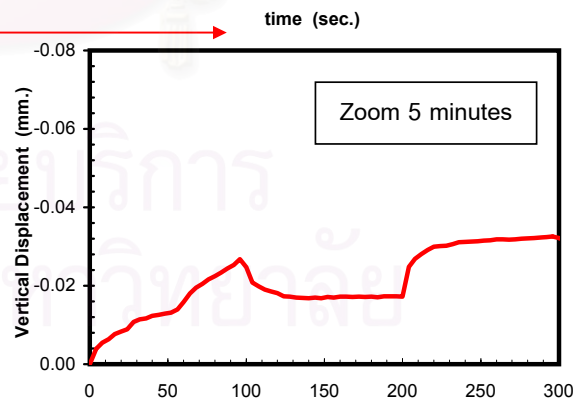
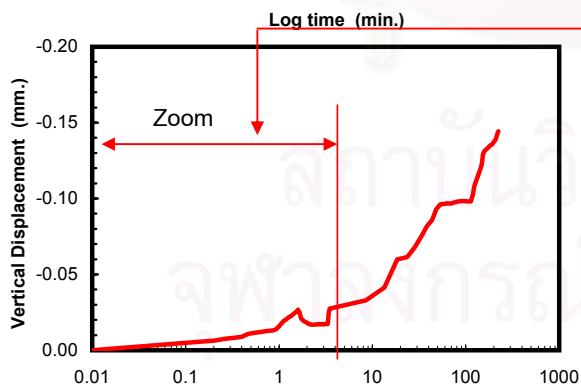
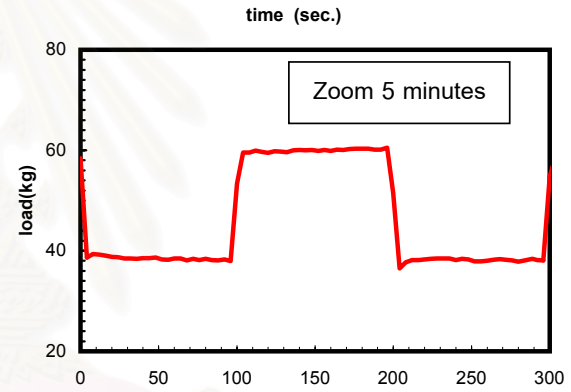
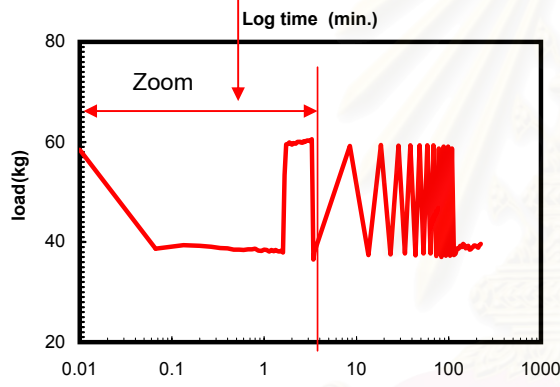


Increment No. 7

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

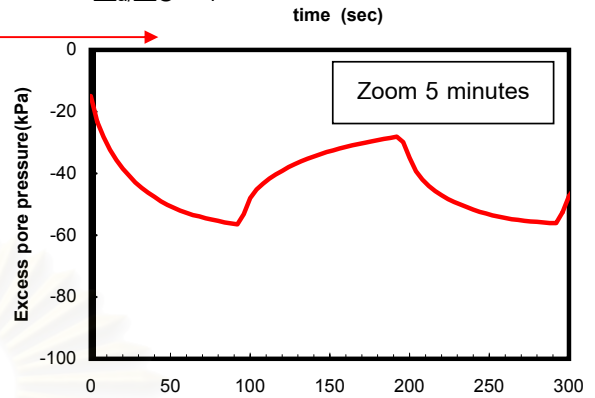
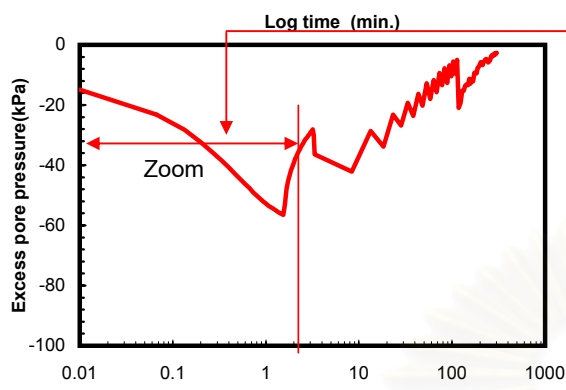


Max load 72.8 kg  
Min load 39.1 kg

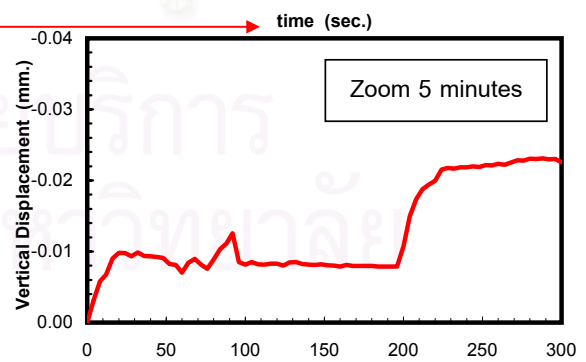
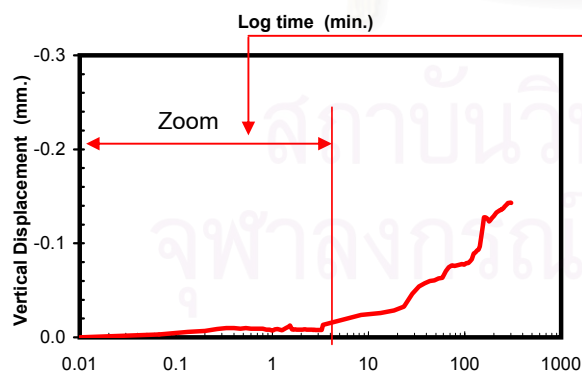
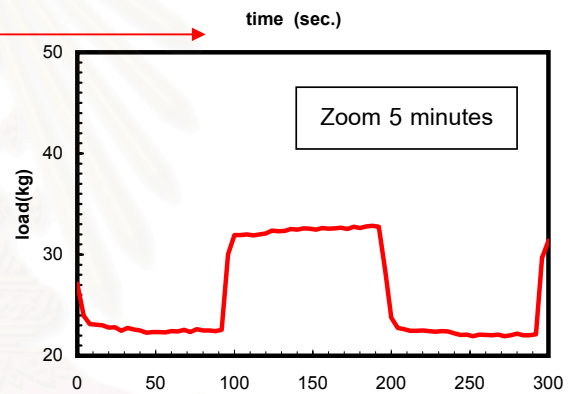
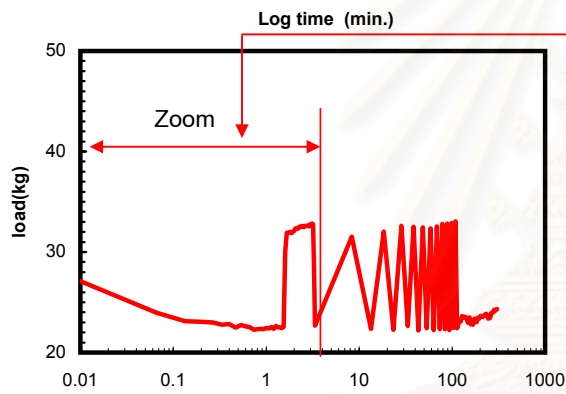


Increment No. 8

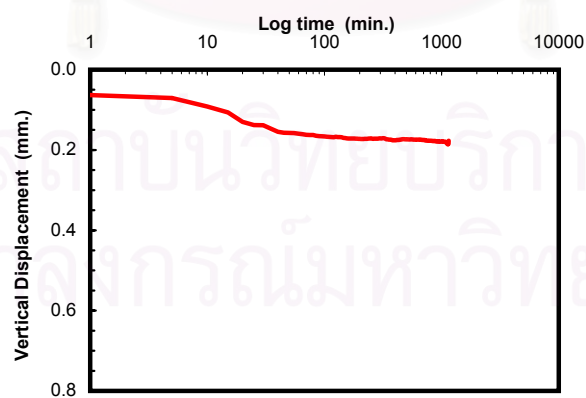
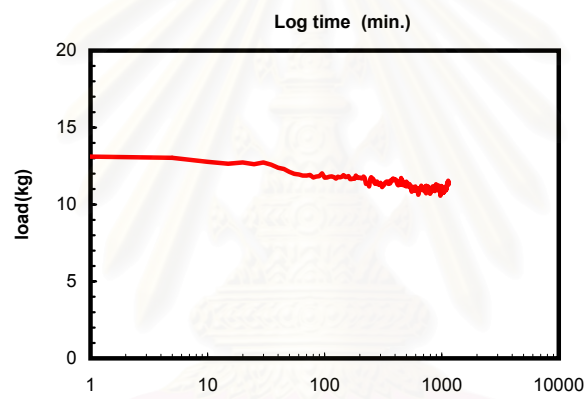
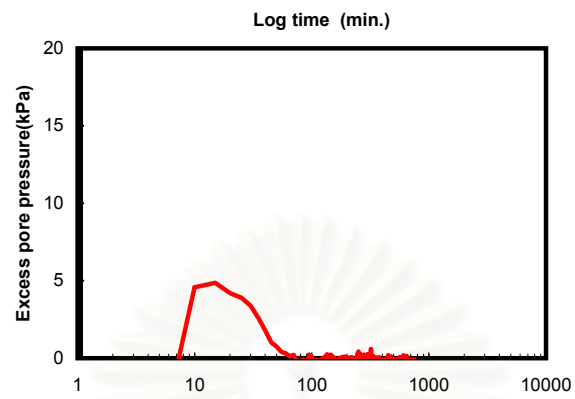
$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$



Max load 41.9 kg  
Min load 24.9 kg

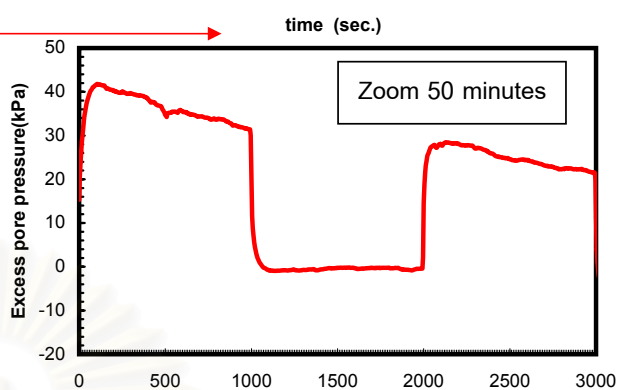
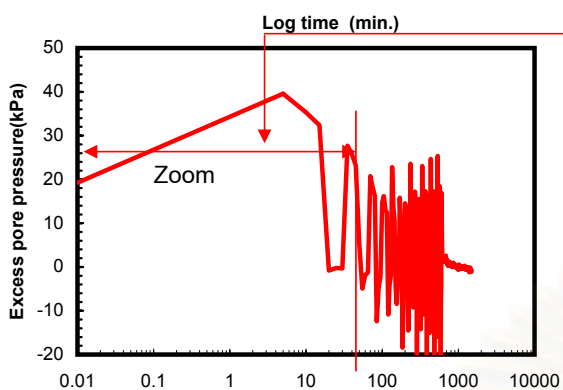


Increment No. 1

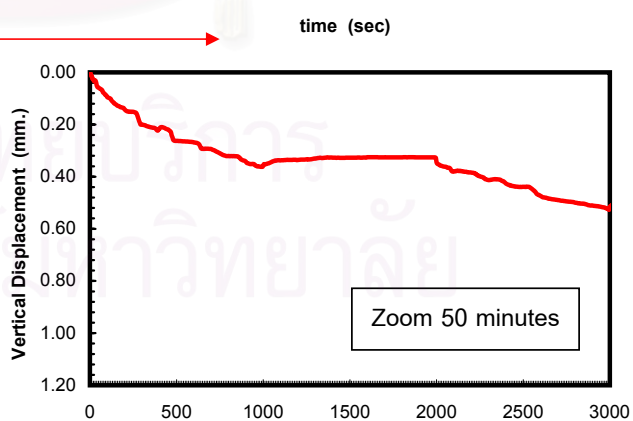
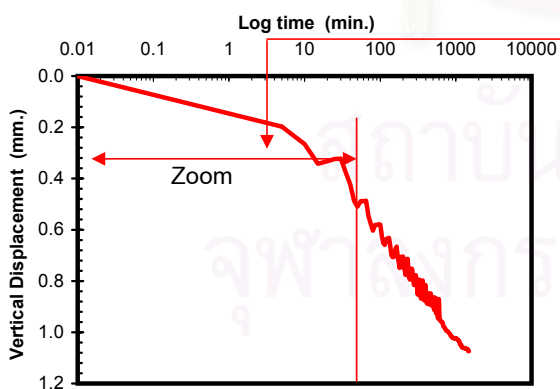
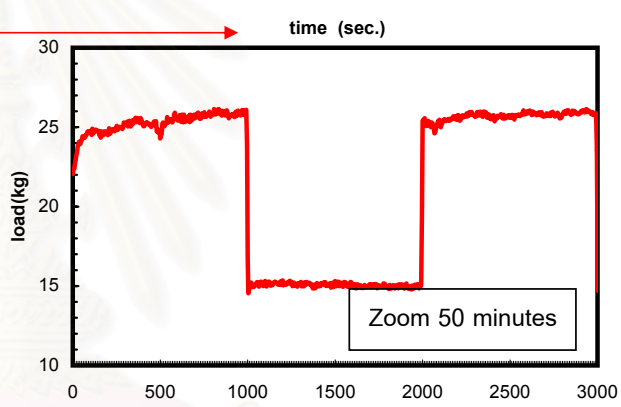
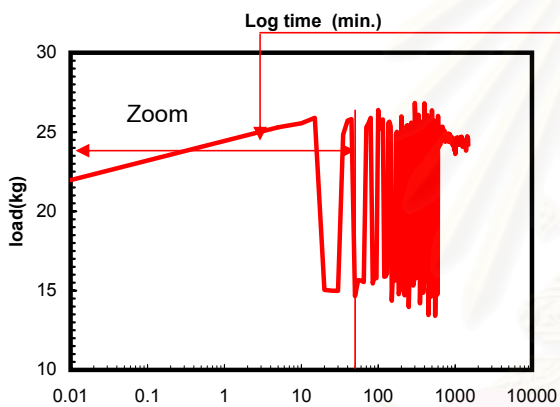


Increment No. 2

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

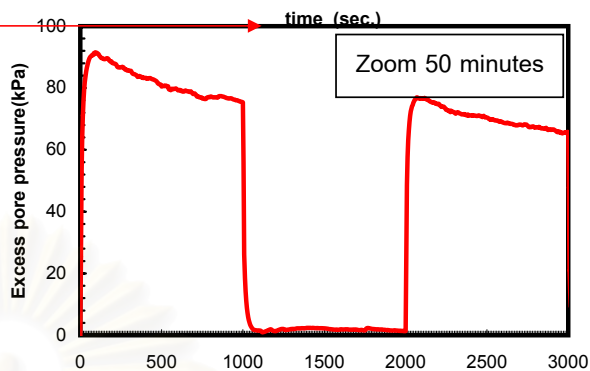
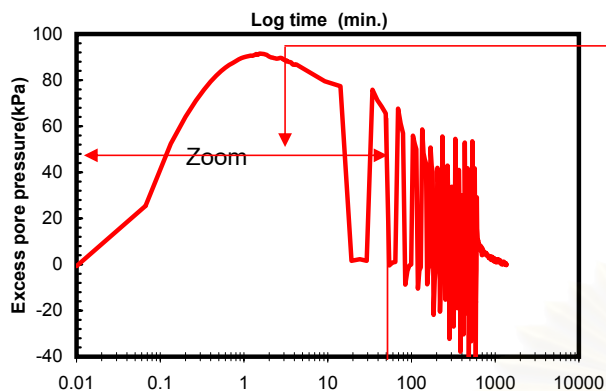


Max load 24.9 kg  
Min load 14.3 kg

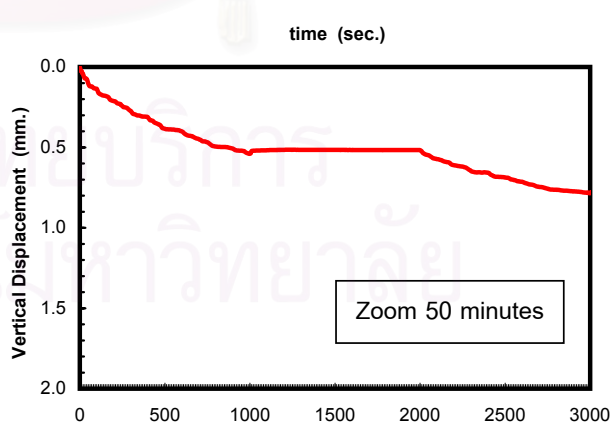
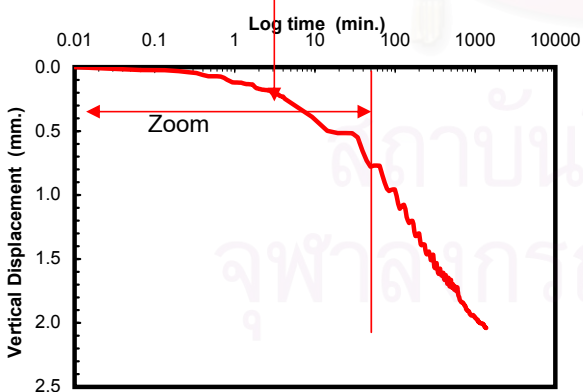
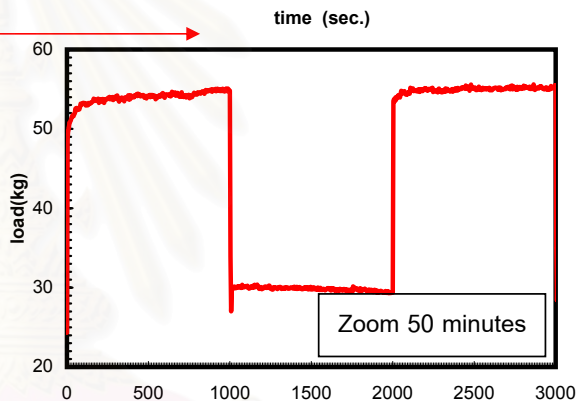
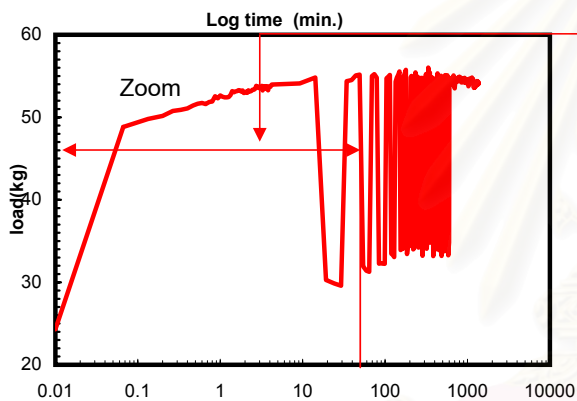


Increment No. 3

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

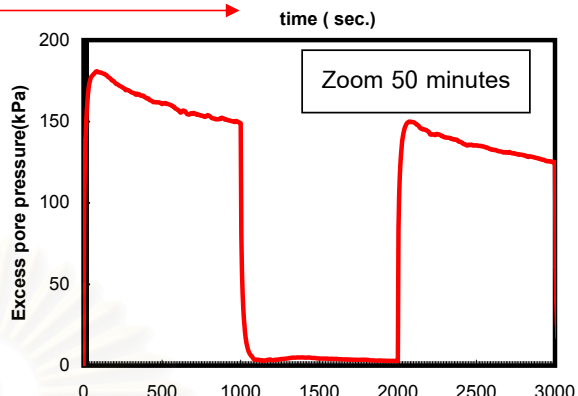
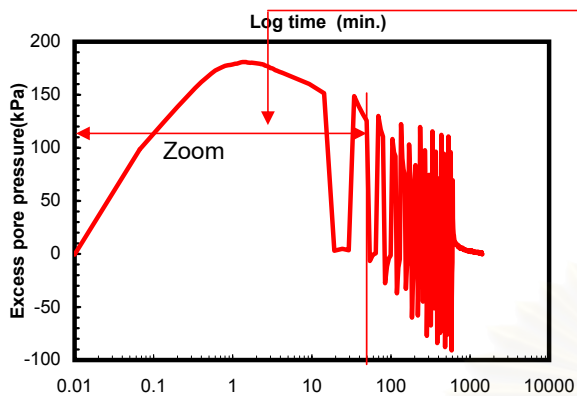


Max load 56.3 kg  
Min load 28.7 kg

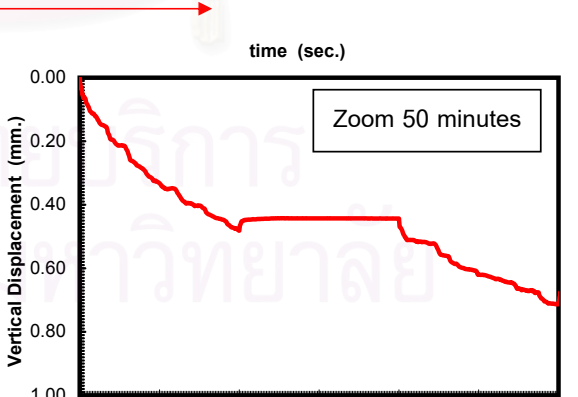
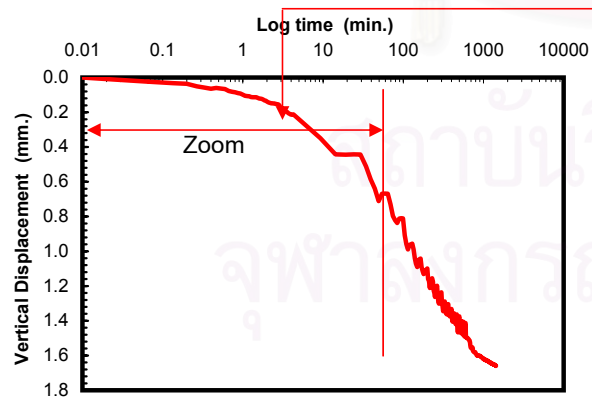
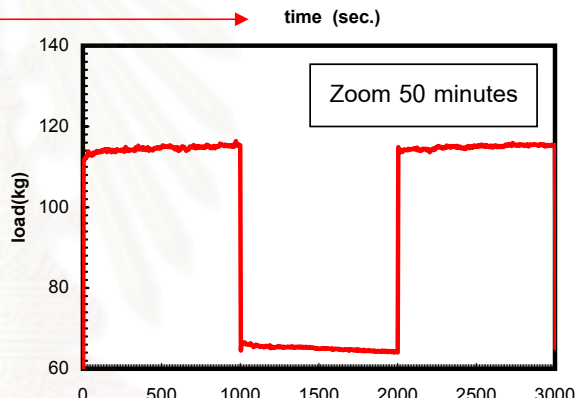
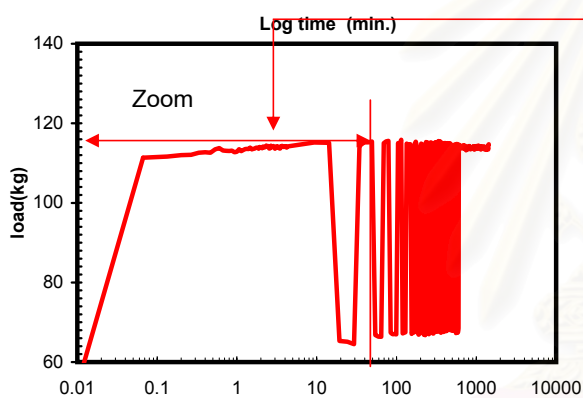


Increment No. 4

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

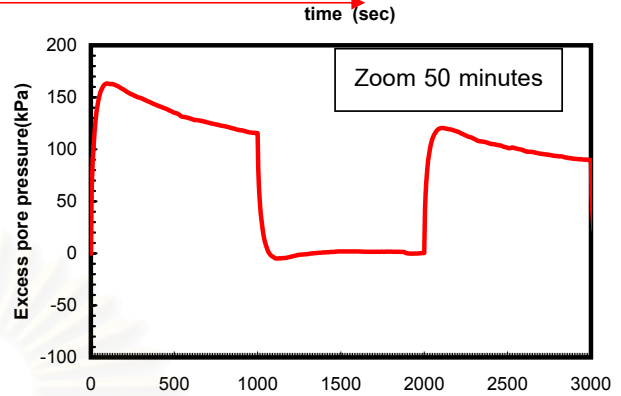
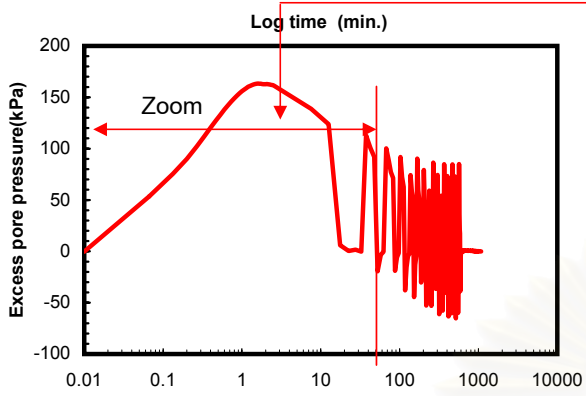


Max load 118.8 kg  
Min load 63.1 kg

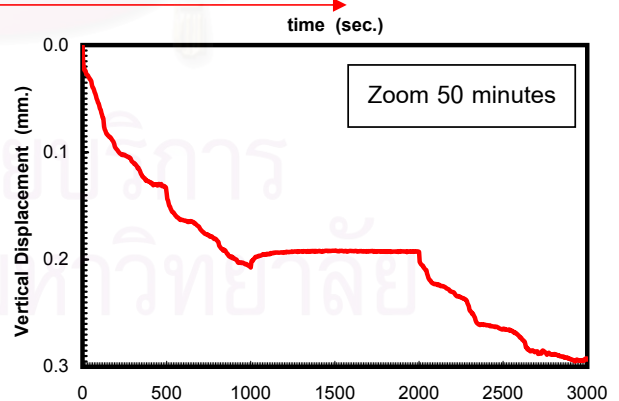
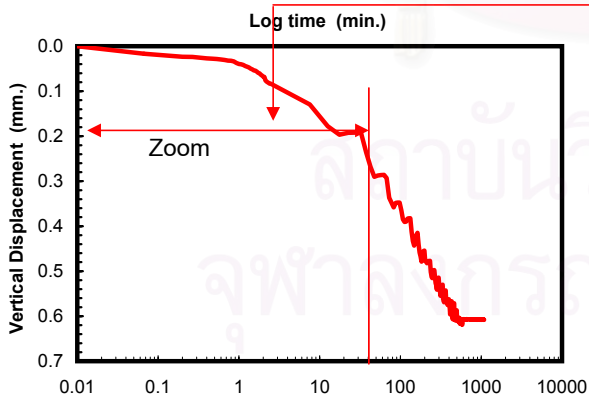
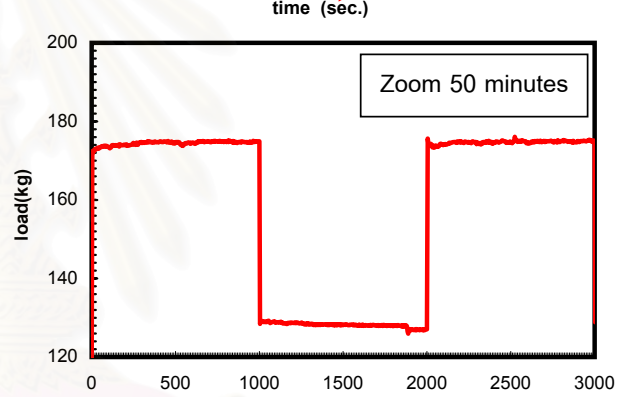
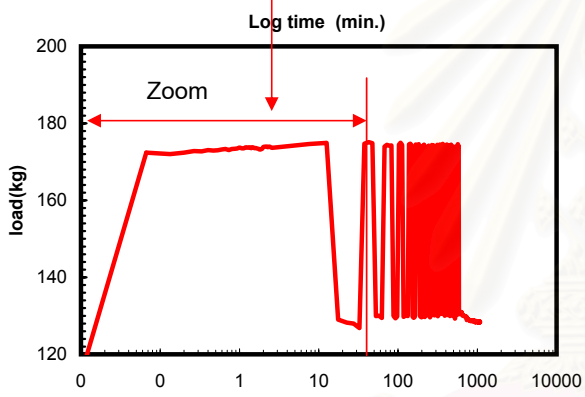


Increment No. 5

$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.89$$



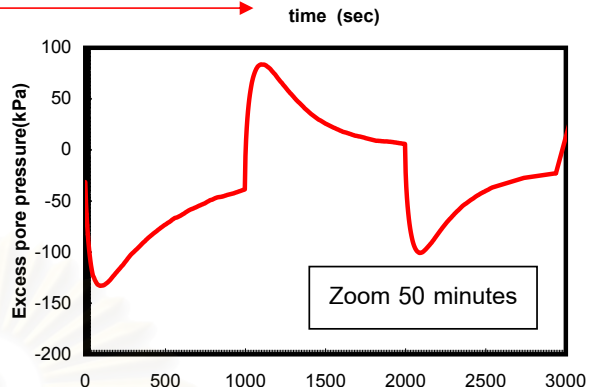
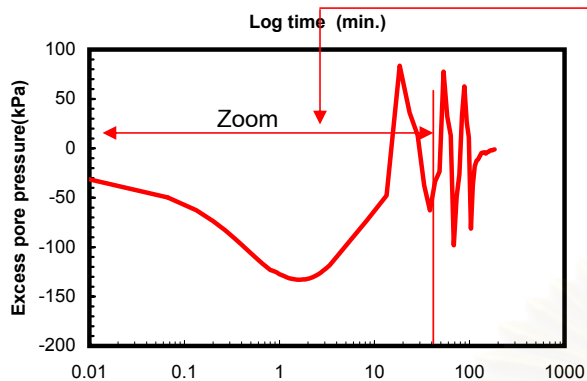
Max load 179.2 kg  
Min load 127.7 kg



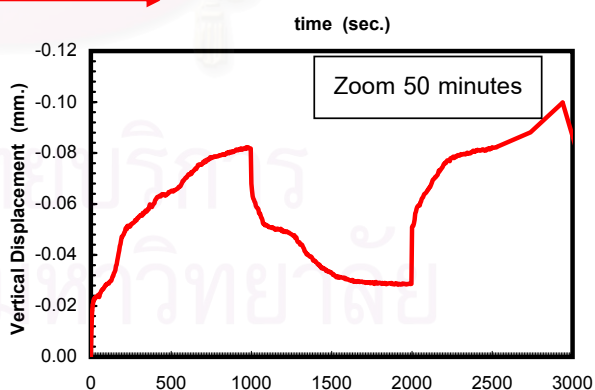
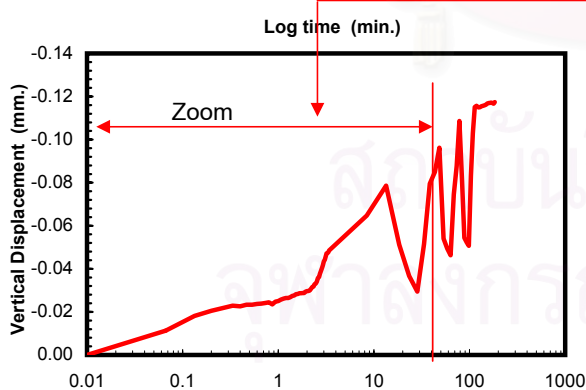
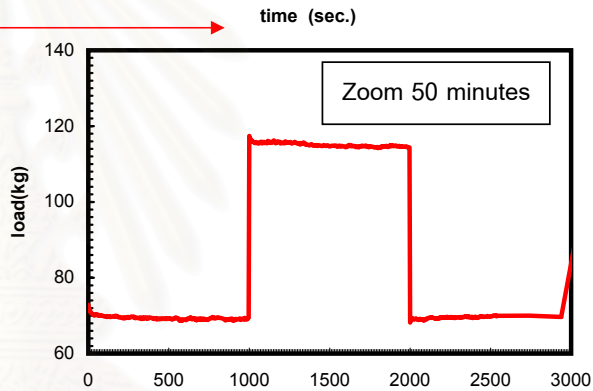
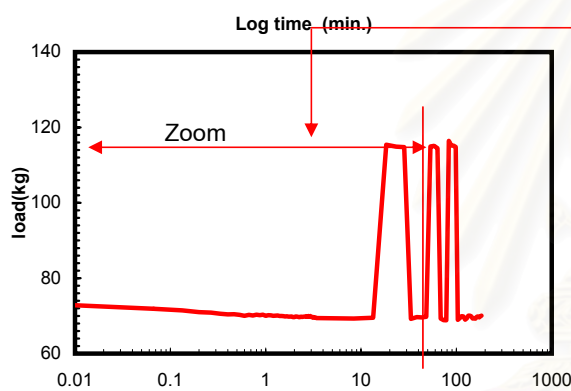


Increment No. 6

$$\Delta u / \Delta \sigma = 0.71$$

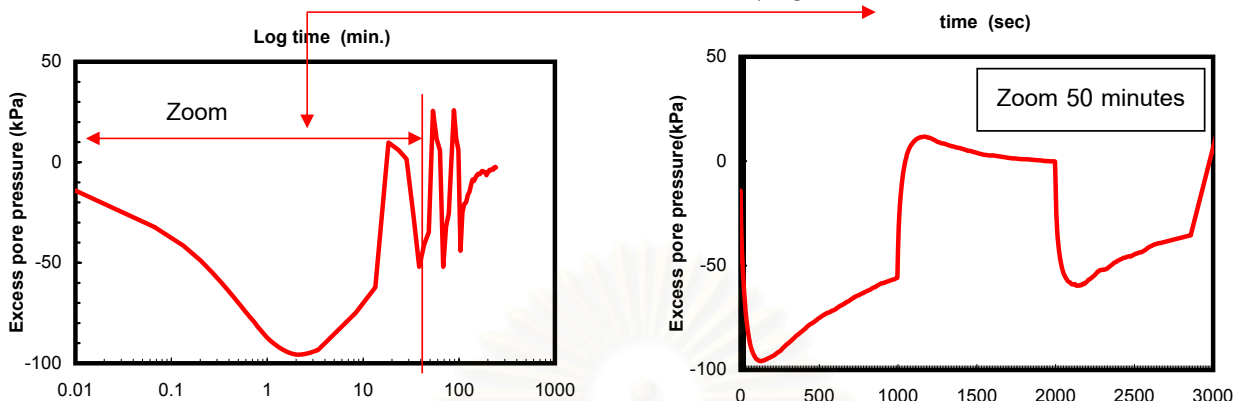


Max load 129.9 kg  
Min load 70.5 kg

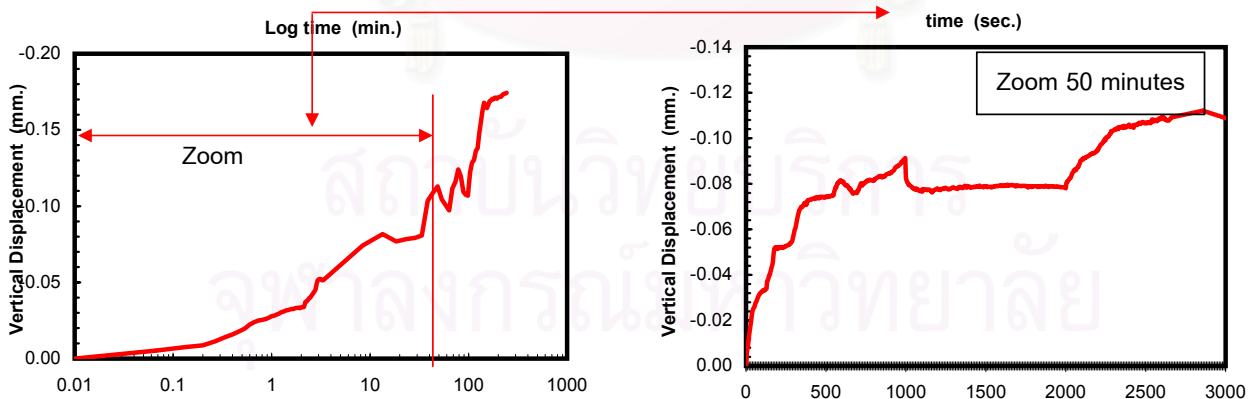
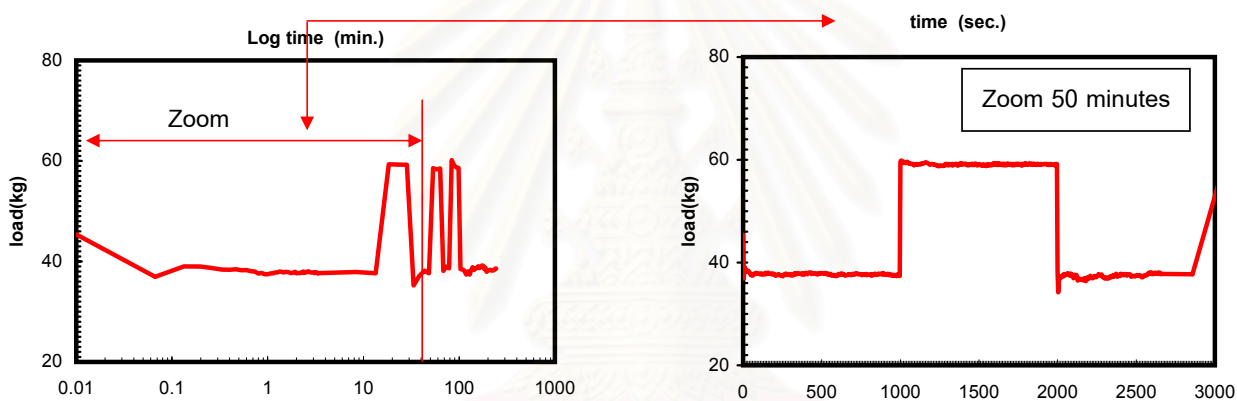


Increment No. 7

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$

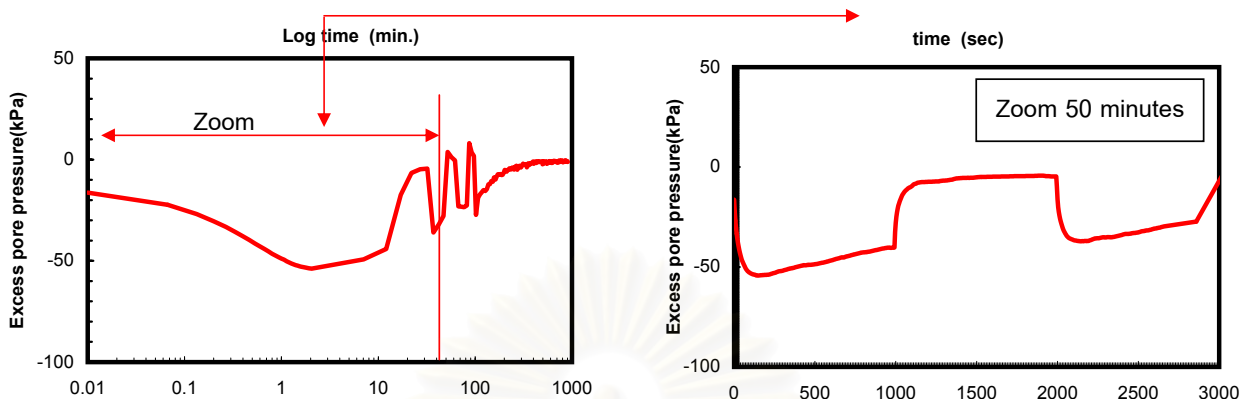


Max load 72.8 kg  
Min load 39.1 kg

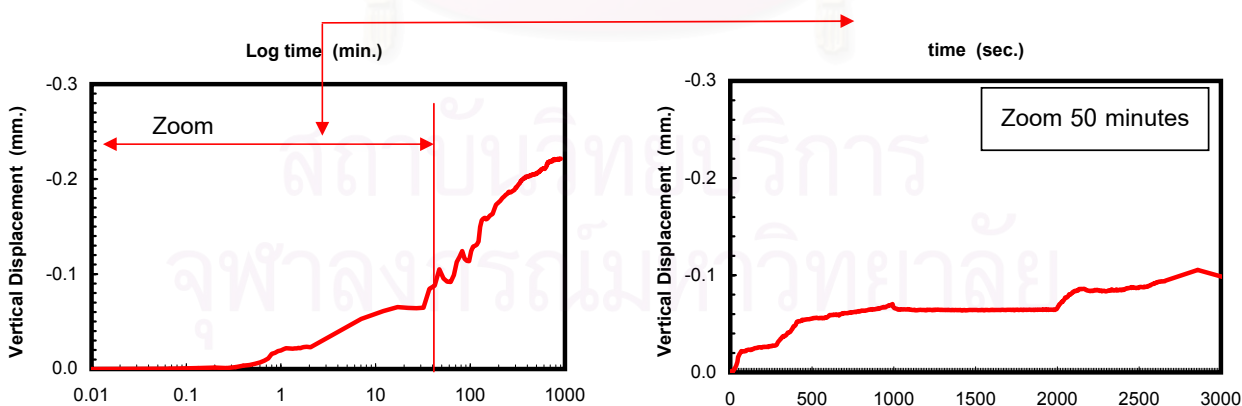
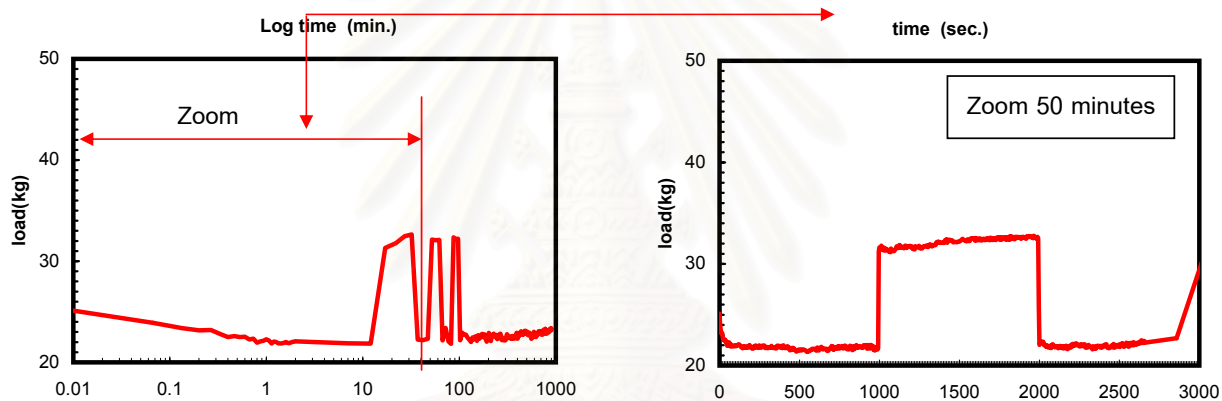



Increment No. 8

$$\Delta u / \Delta \sigma = 1$$



Max load 41.9 kg  
Min load 24.9 kg

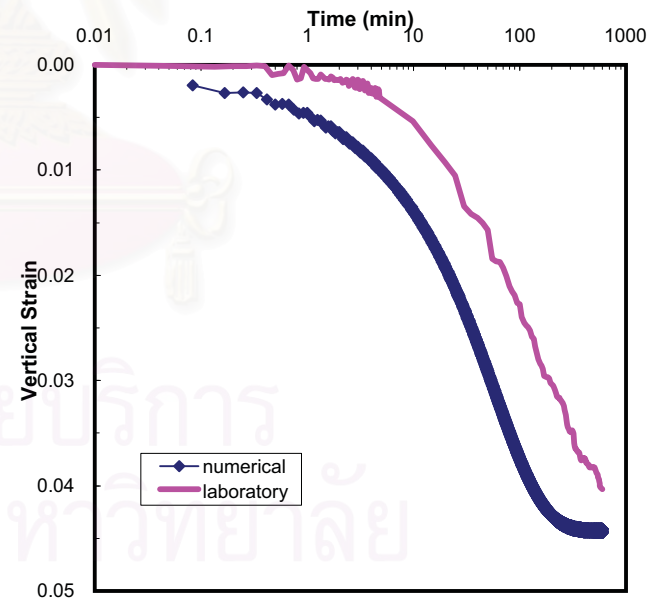
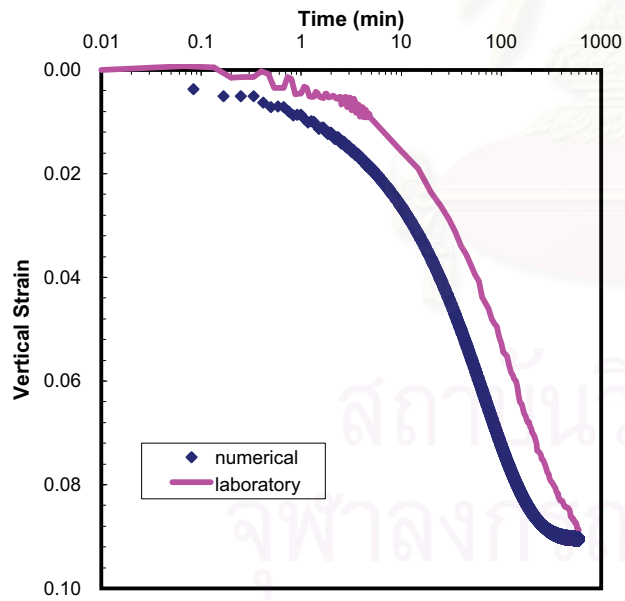
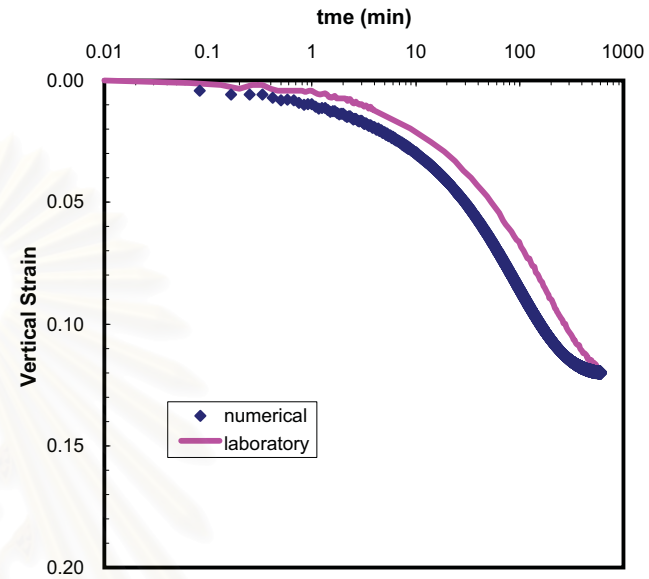
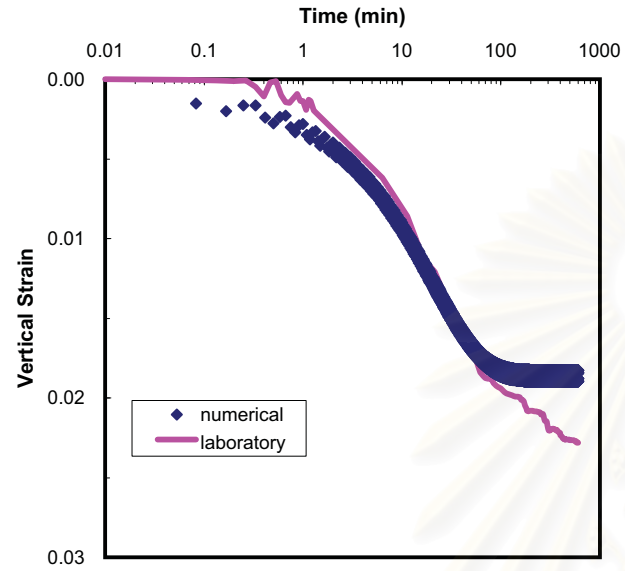




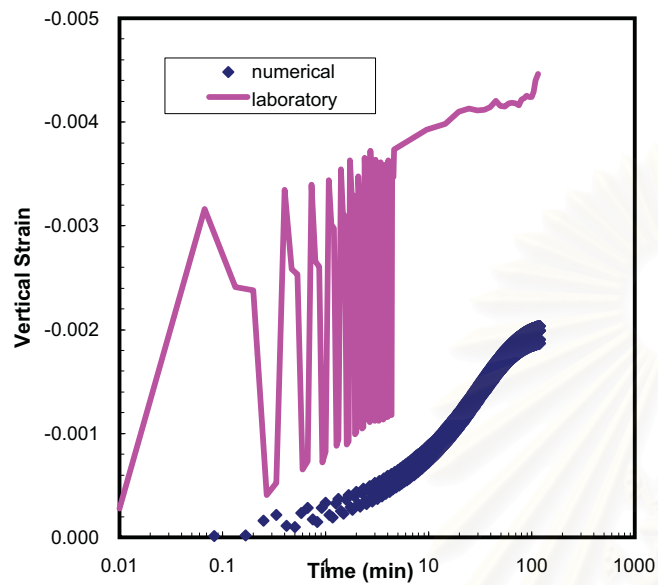
ภาคผนวก ข

การเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบ CYCLIC TEST และ  
การวิเคราะห์โดยวิธี Finite Difference

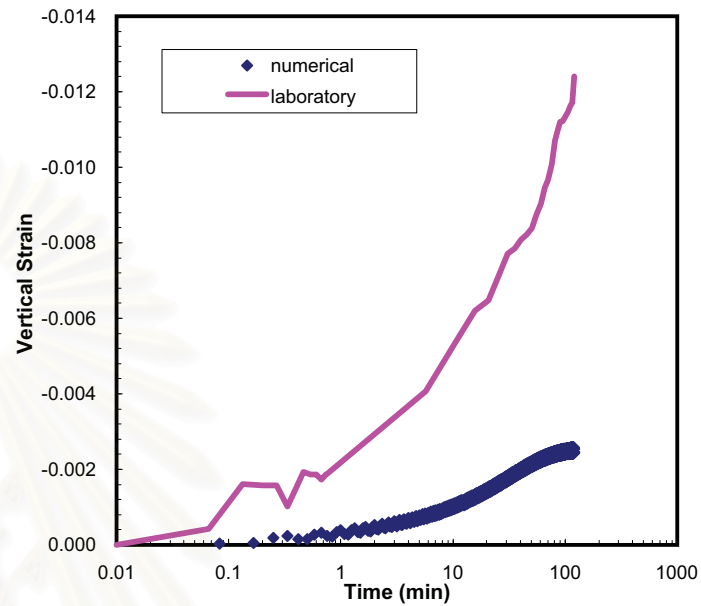
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



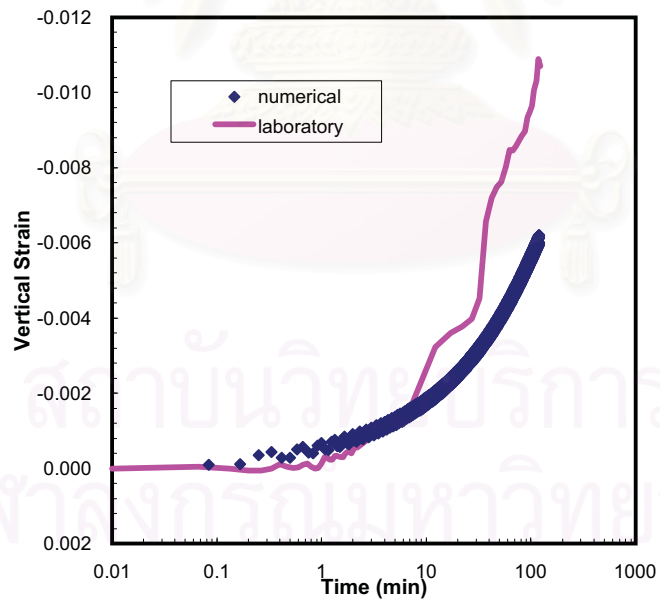
Increment 6



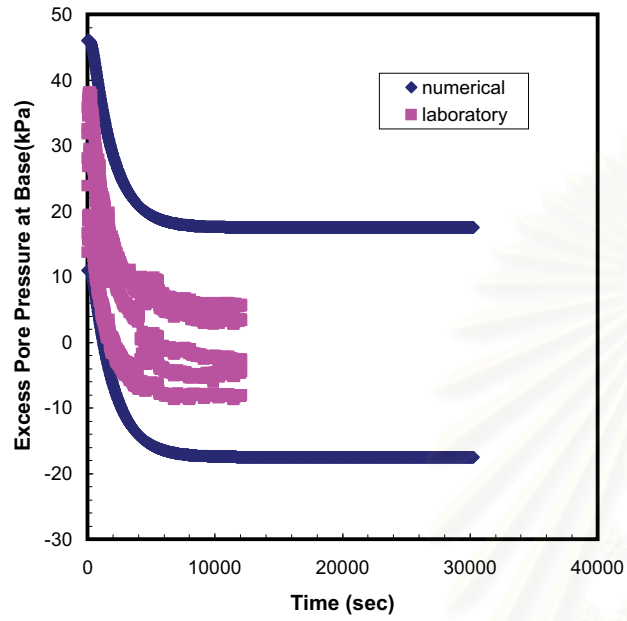
Increment 7



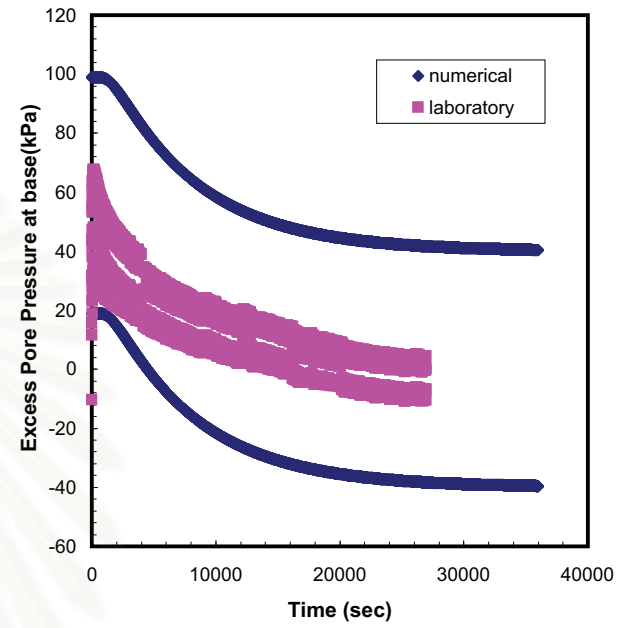
Increment 8



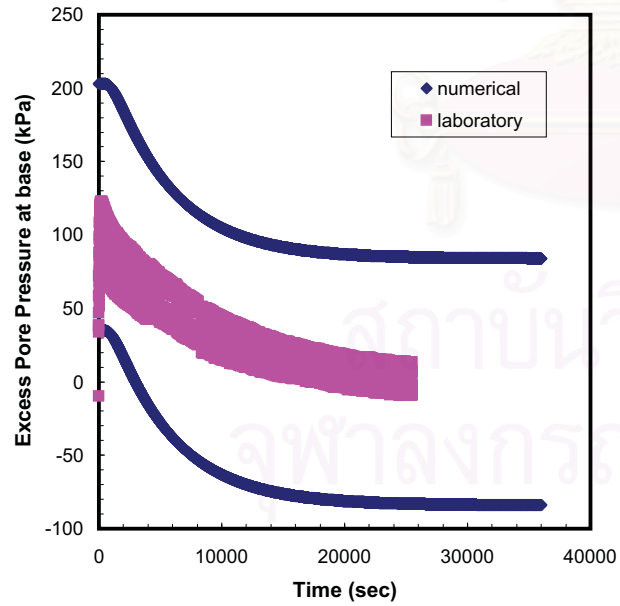
Increment 2



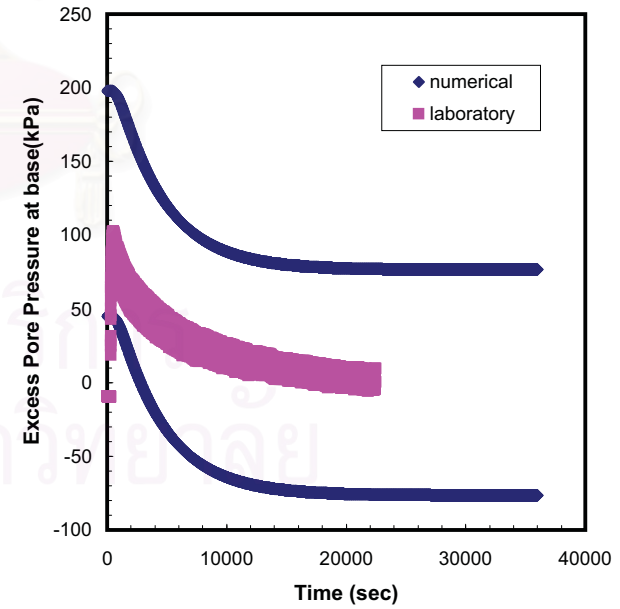
Increment 3



Increment 4

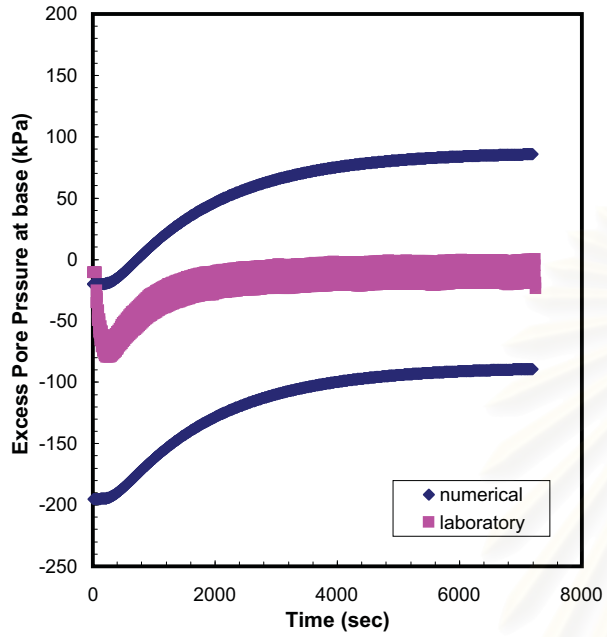


Increment 5

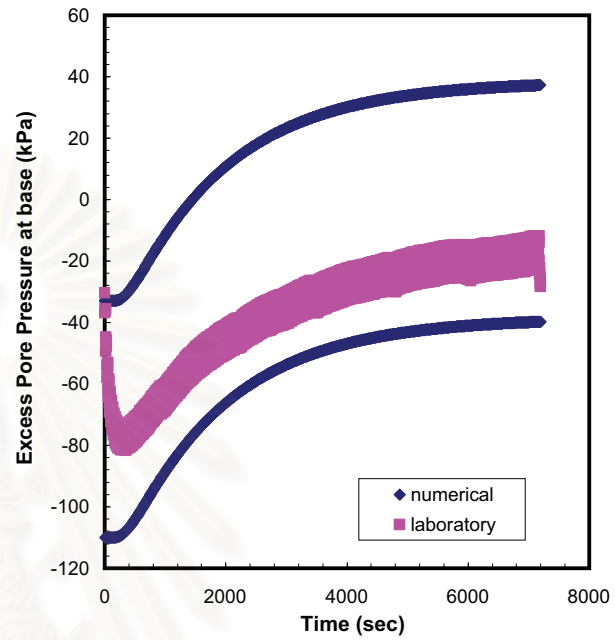




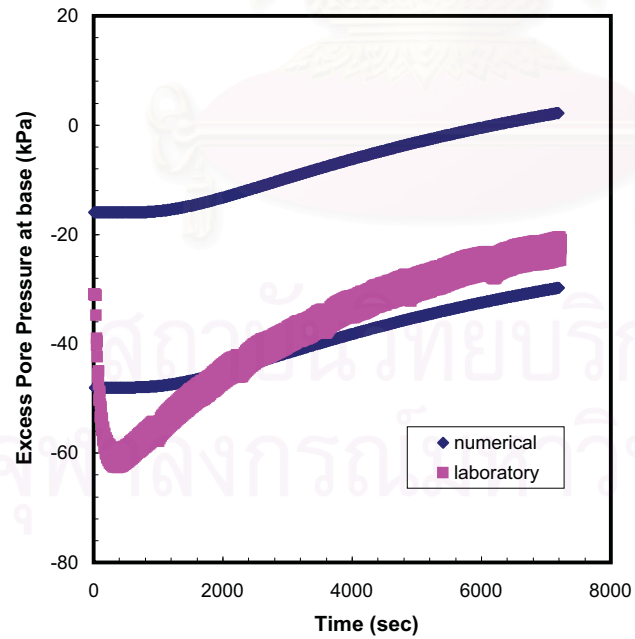
Increment 6



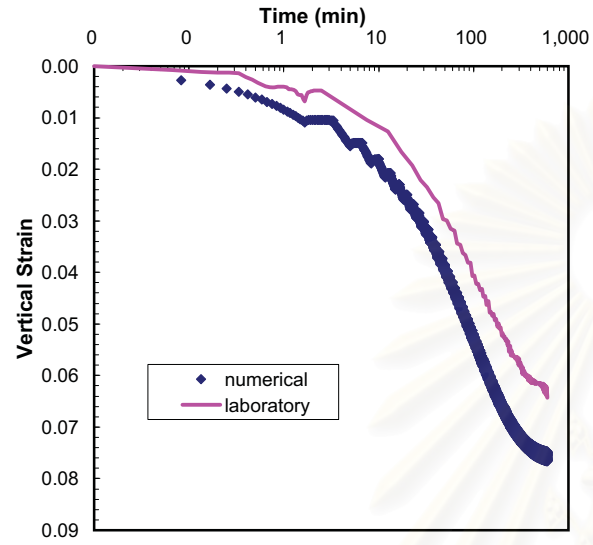
Increment 7



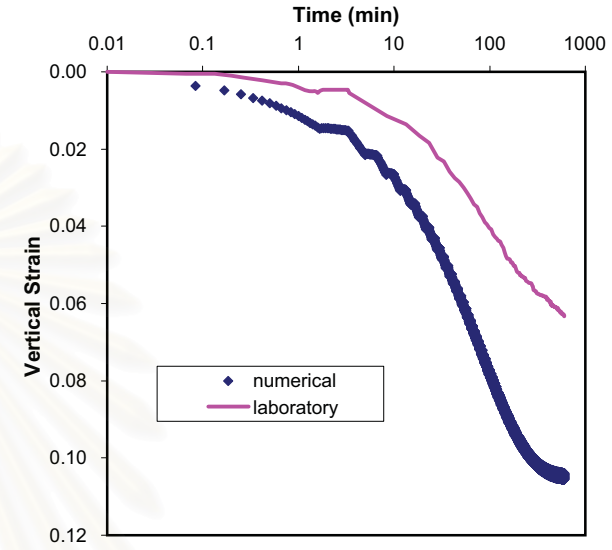
Increment 8



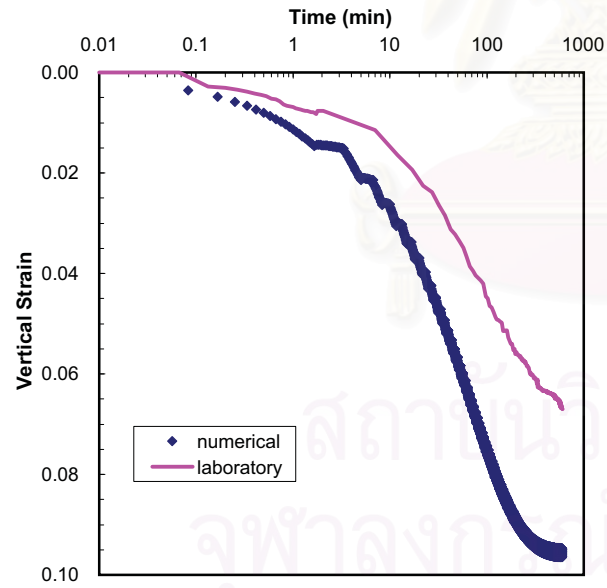
Increment 2



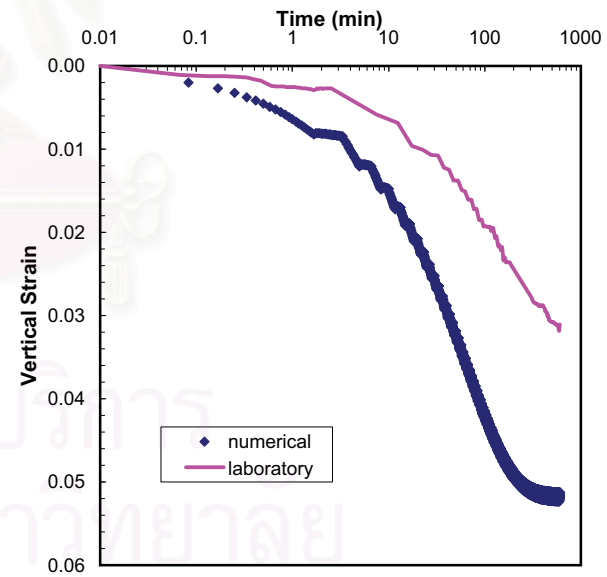
Increment 3



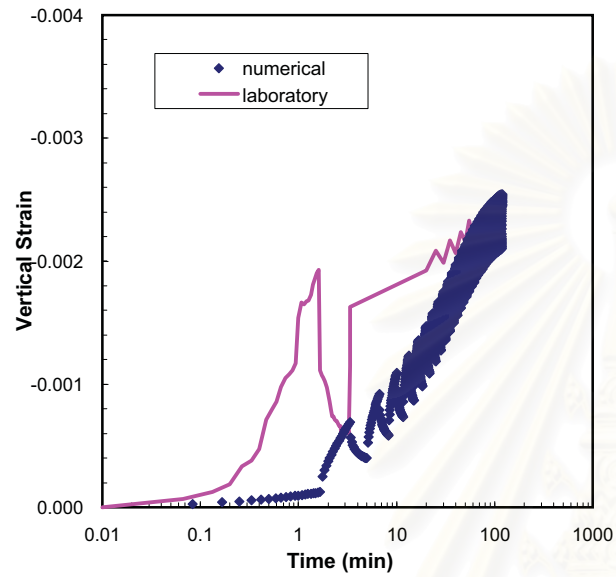
Increment 4



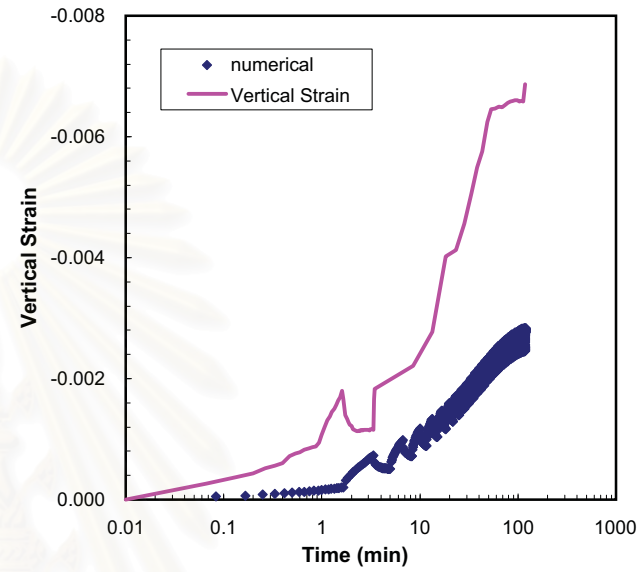
Increment 5



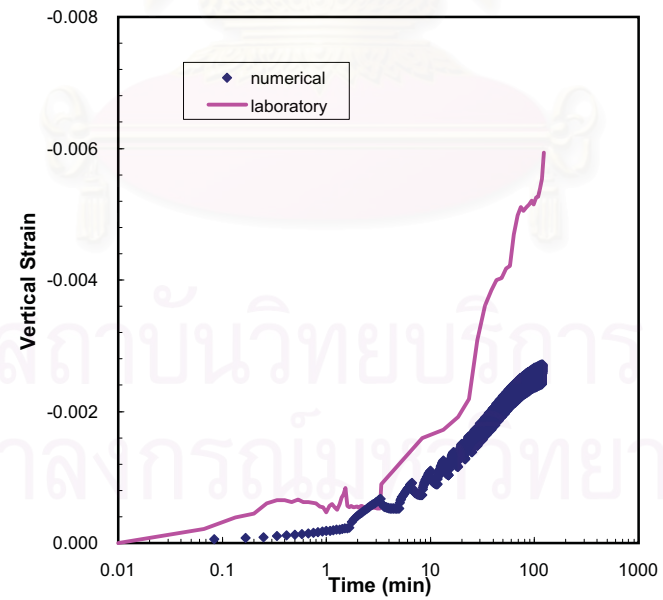
Increment 6



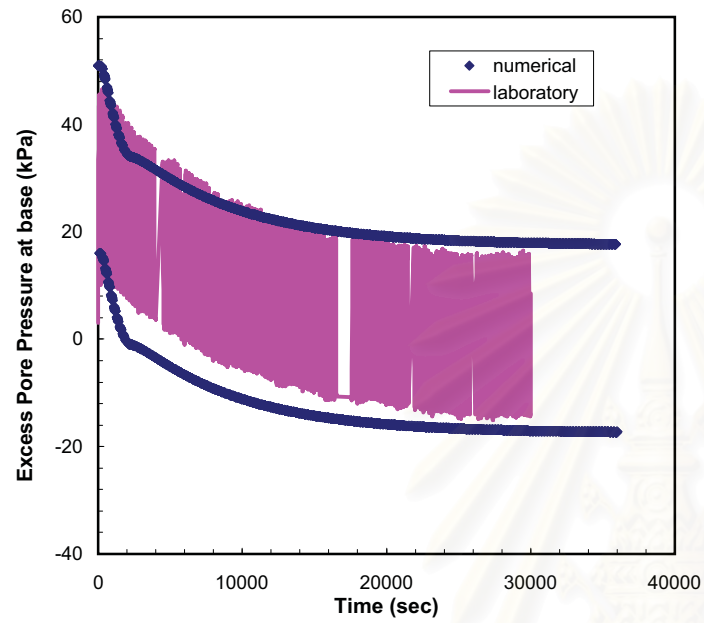
Increment 7



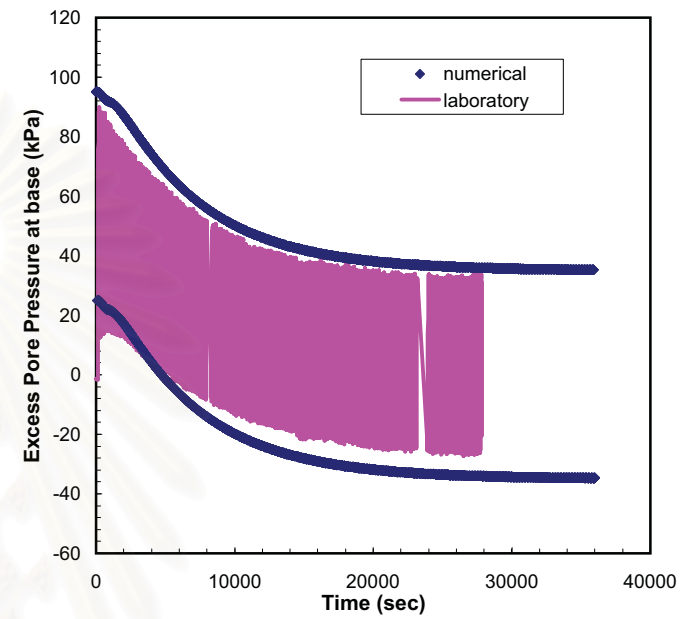
Increment 8



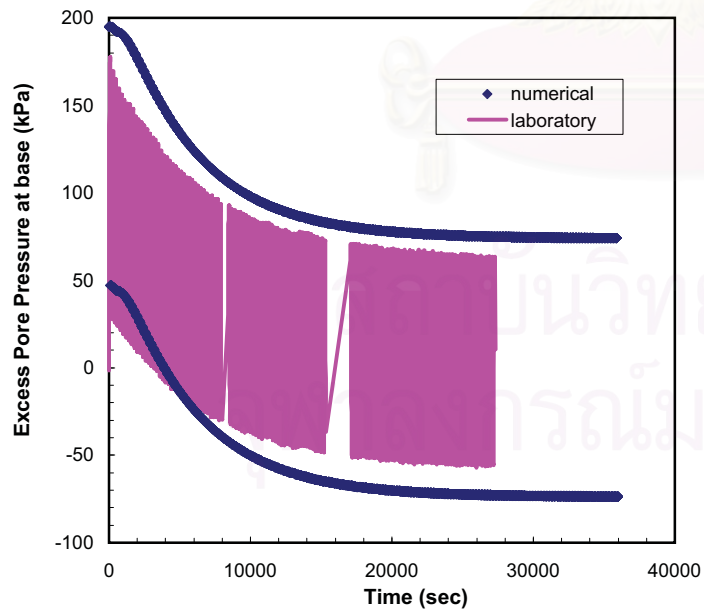
Increment 2



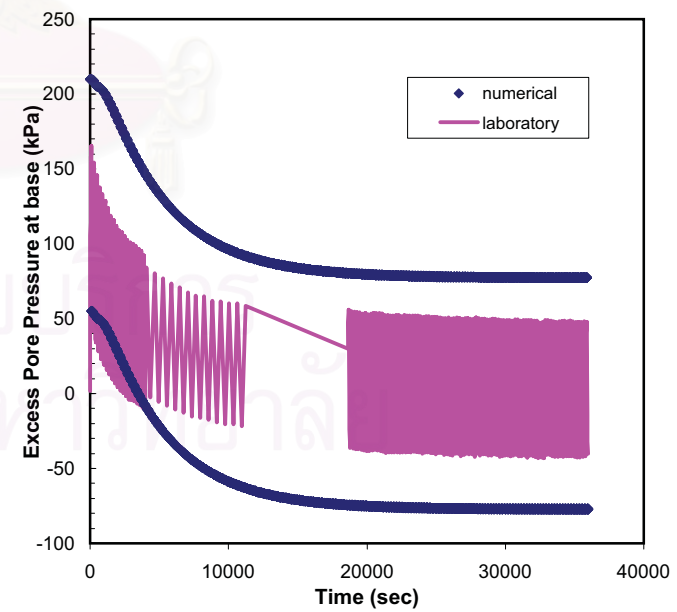
Increment 3



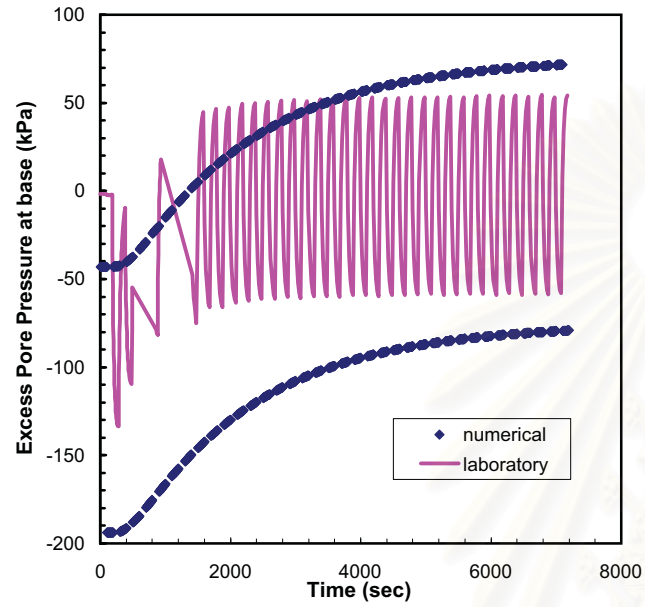
Increment 4



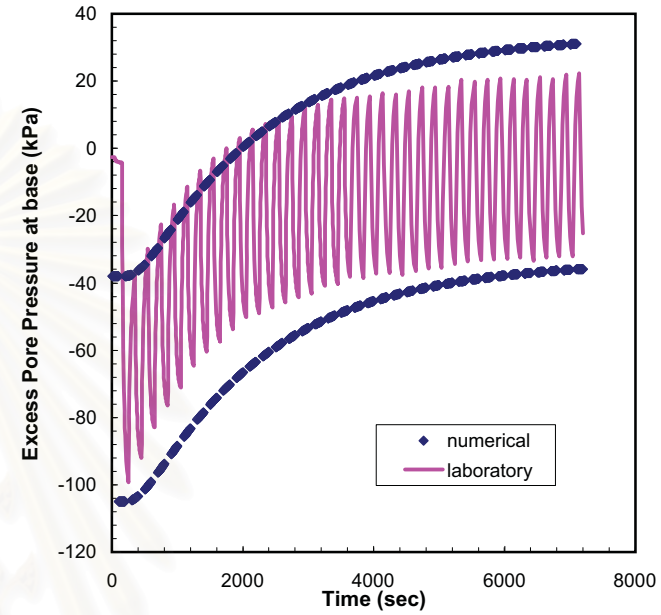
Increment 5



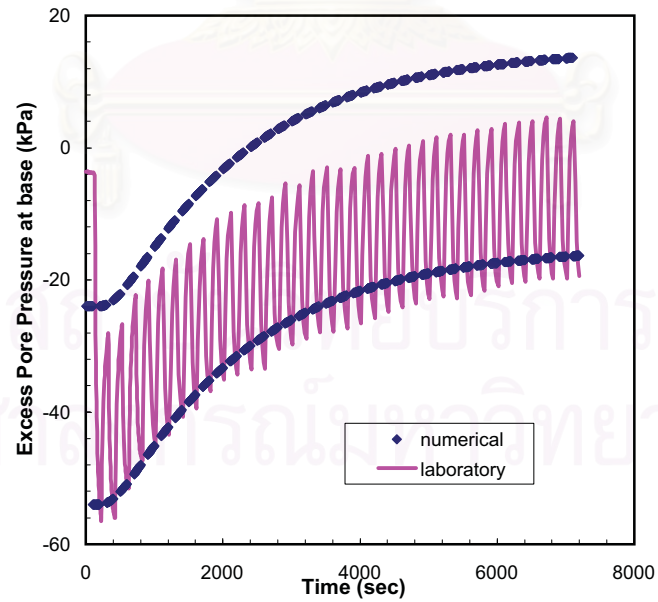
Increment 6



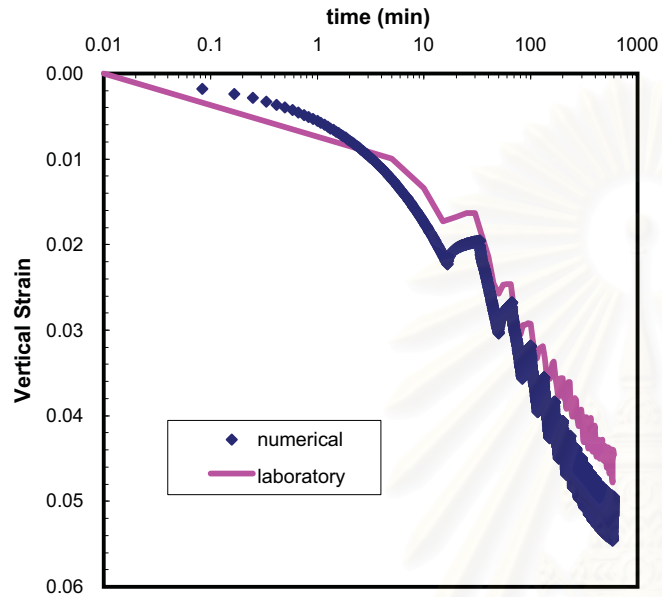
Increment 7



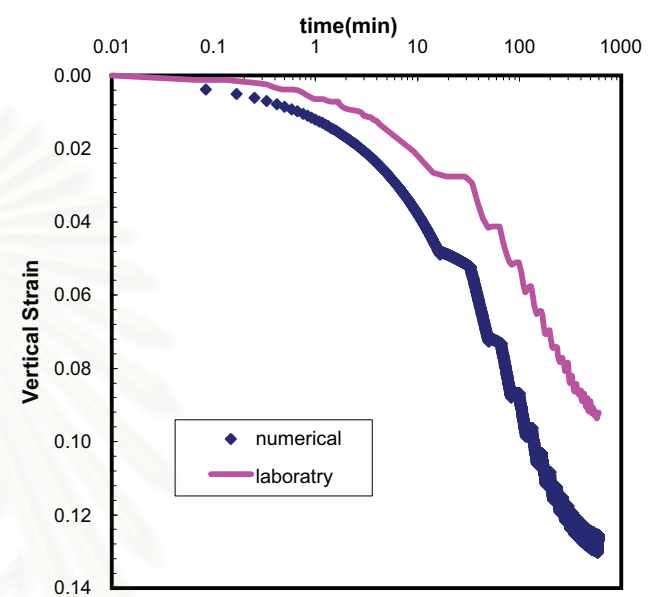
Increment 8



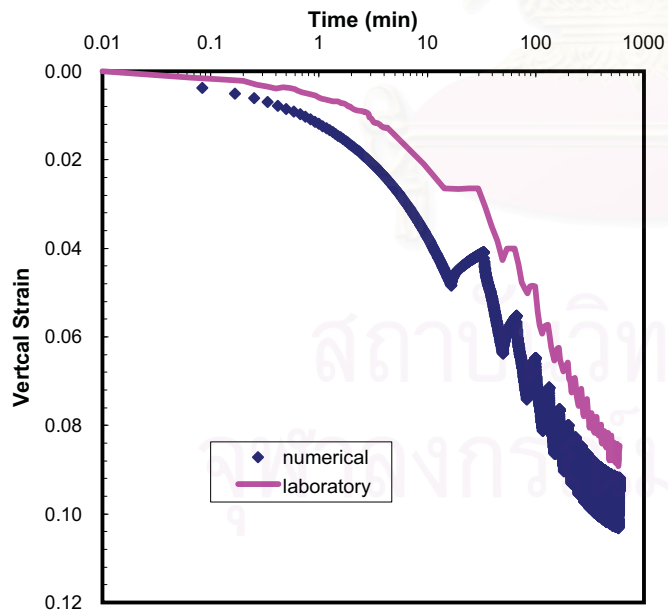
**Increment 2**



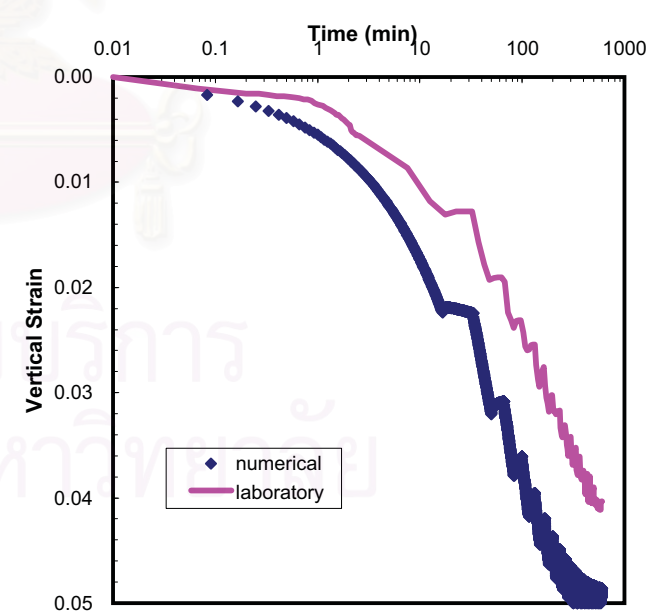
**Increment 3**



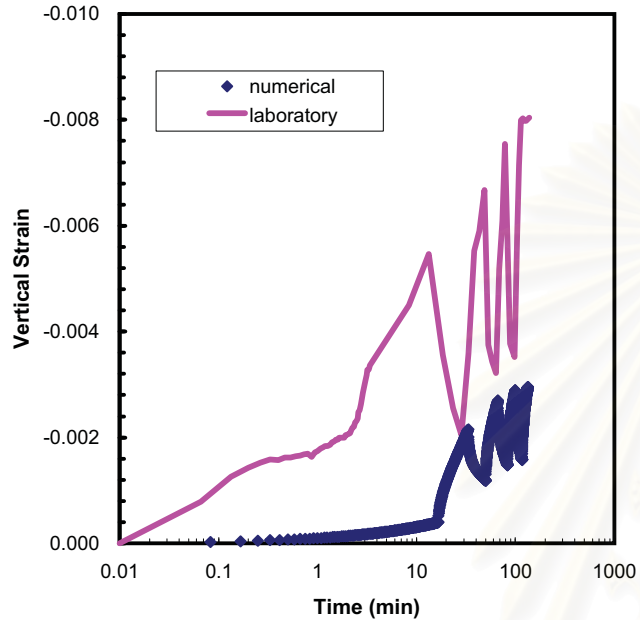
**Increment 4**



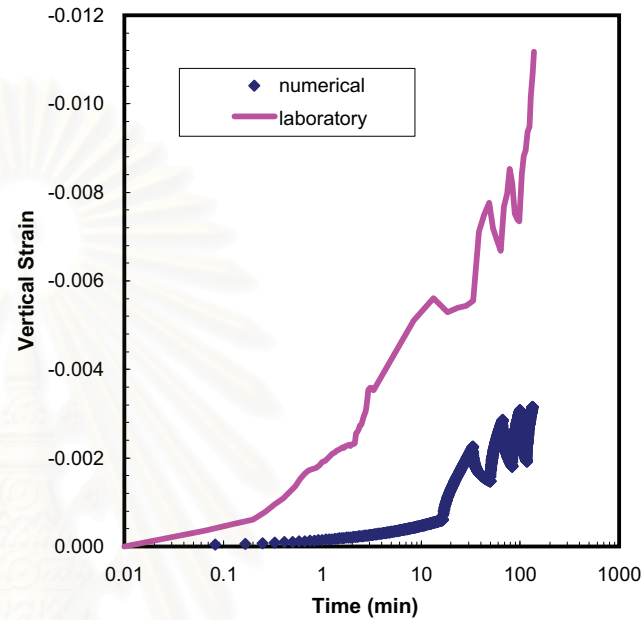
**Increment 5**



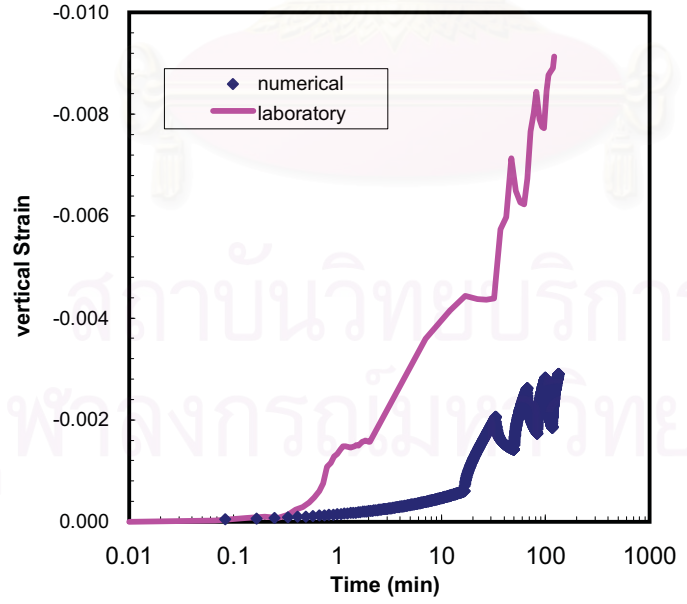
Increment 6



Increment 7

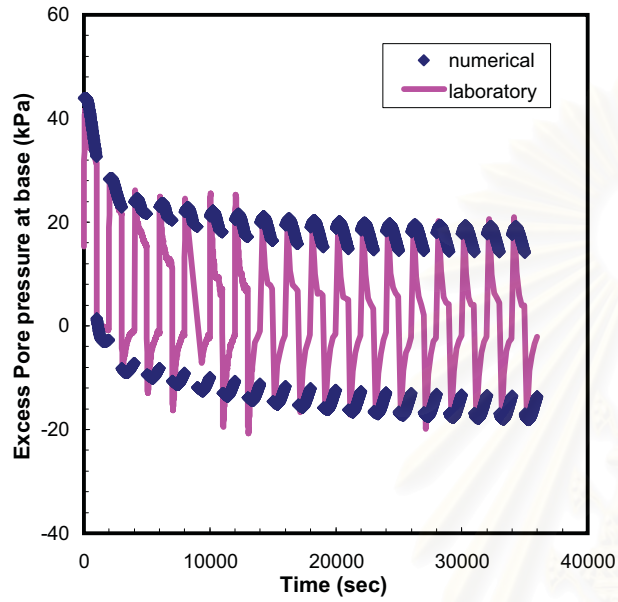


Increment 8

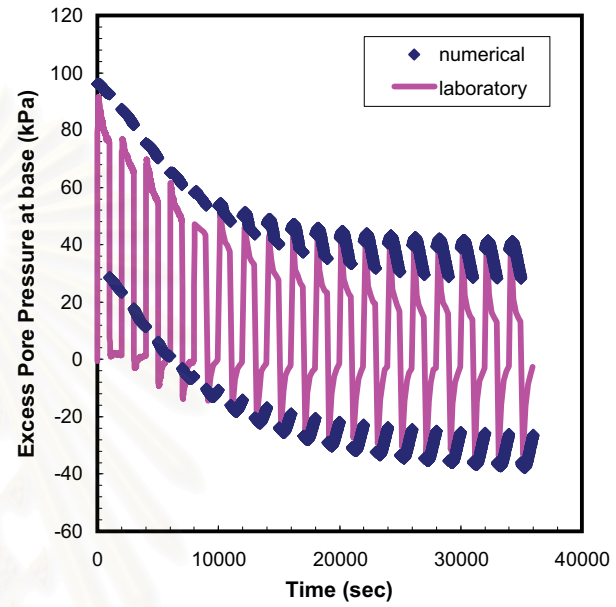




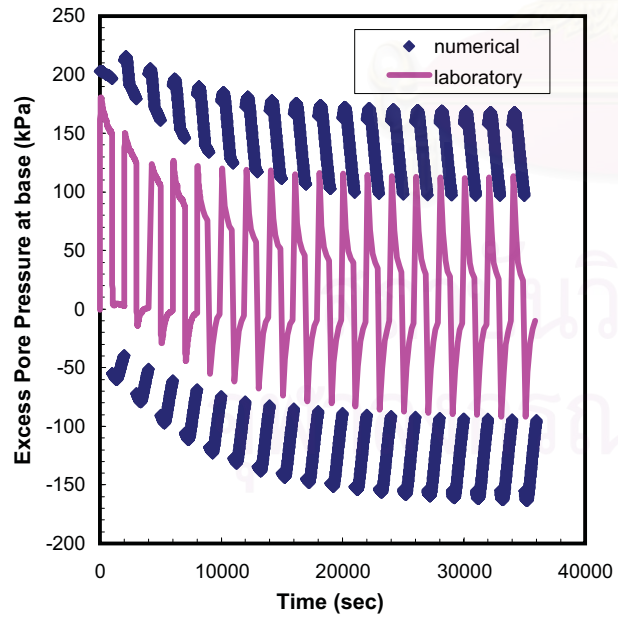
Increment 2



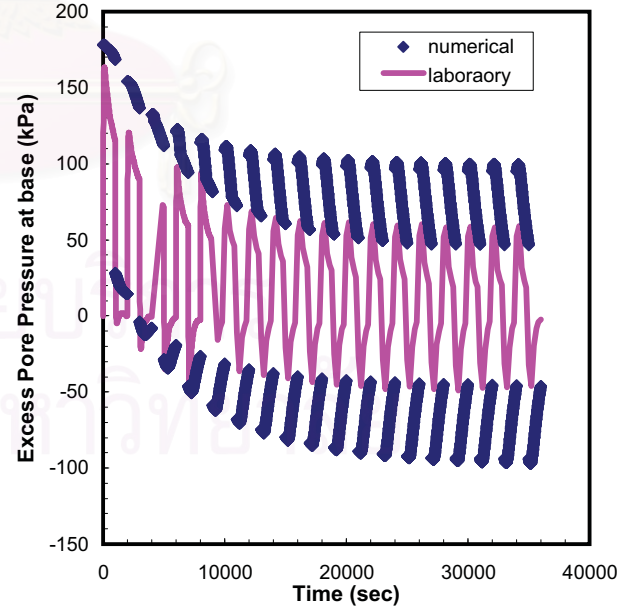
Increment 3



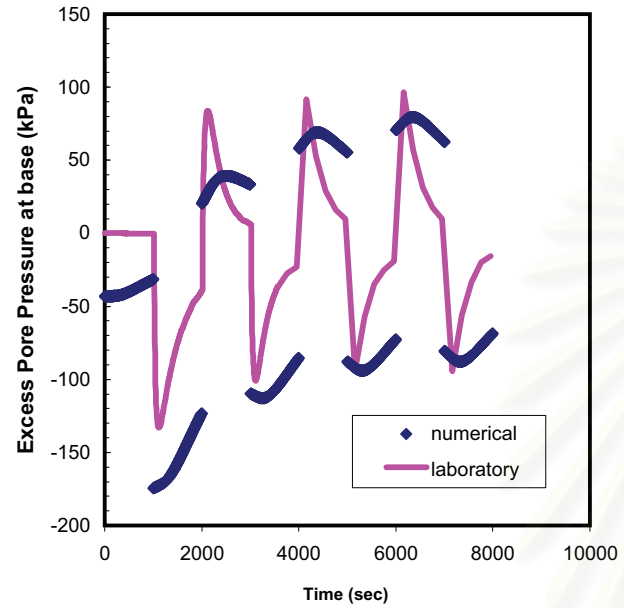
Increment 4



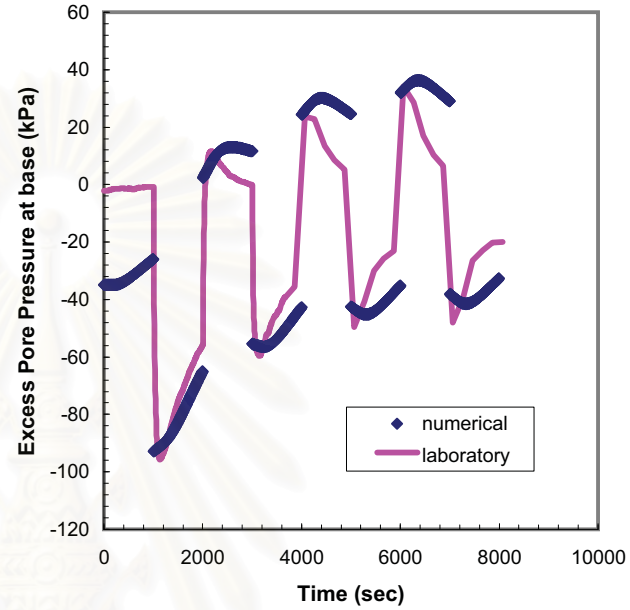
Increment 5



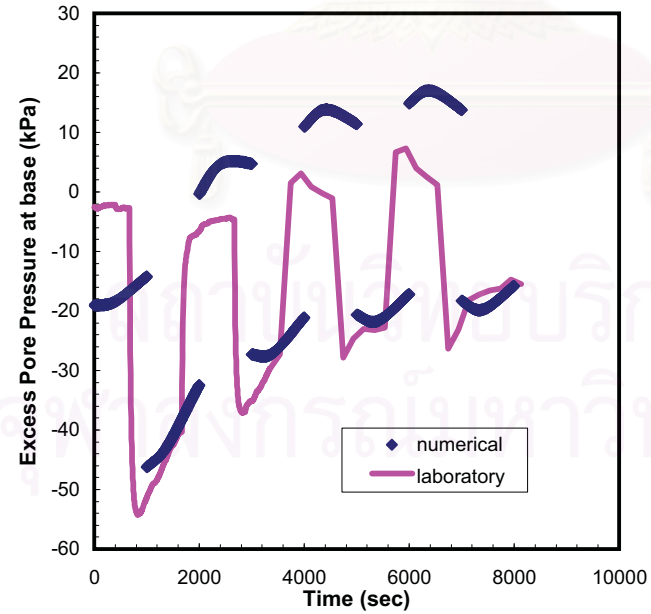
Increment 6



Increment 7



Increment 8





ภาคผนวก ค

โปรแกรม Cyclic

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

```

Dim T As Long, CP As Long
Dim i As Integer, tt As Long
Dim u1() As Double, Stress1() As Double, MaxStress() As Double, Minu() As Double
Dim S1() As Double, S2() As Double, SumStress1() As Double, SumStress2() As Double
Dim u1After As Double, u1Before As Double, u2After As Double, u2Before As Double
Dim u2() As Double, Stress2() As Double, SumS1() As Double, SumS2() As Double
Dim Percentu2() As Double, PercentS1() As Double, Percentu1() As Double, PercentS2()
As Double
Dim Cc As Double, Cs As Double, e As Double, Z As Double, K As Double, Dt As
Double, CvP As Double, CvE As Double, Dz As Double, InitStress As Double, Dstress
As Double
Dim CR As Double, RR As Double
Dim Time1() As Double, Time2() As Double
Dim x As Integer, y As Integer, zz As Integer, NofColumn1 As Integer, NofColumn2 As
Integer, NofCycle As Long
Dim MaxN As Integer, NumberofT1 As Long, NumberofT2 As Long, RNum As Integer
Dim MxS As Double, MnS As Double, MxP As Double, Tout As Long
Dim Tc As Double, Tx As Double, ChngeState As Double, TEnd As Double
Dim fso As New FileSystemObject, myfile As File
Dim fl As TextStream, fldr As Folder
Dim TxtOut As String
Private Sub Cal_Cmn_Click()

    MaxN = Val(n_Txt.Text) + 1
    'NumberofT1 = 1001
    'NumberofT2 = 1001

    ReDim u1(MaxN, 1) As Double, Stress1(MaxN, 1) As Double, MaxStress(MaxN) As
Double, Minu(MaxN) As Double

    ReDim S1(MaxN, 1) As Double, S2(MaxN, 1) As Double, SumStress1(1) As Double,
SumStress2(1) As Double

```

ReDim u2(MaxN, 1) As Double, Stress2(MaxN, 1) As Double, SumS1(1) As Double,  
SumS2(1) As Double

ReDim Percentu2(1) As Double, PercentS1(1) As Double, Percentu1(1) As Double,  
PercentS2(1) As Double

ReDim Time1(1) As Double, Time2(1) As Double

'Clear variable

SumS1(0) = 0

SumS2(0) = 0

Time1(0) = 0

Time2(0) = 0

SumStress1(0) = 0

SumStress2(0) = 0

T = 0

For i = 0 To MaxN

u1(i, 0) = 0

u1(i, 1) = 0

u2(i, 0) = 0

u2(i, 1) = 0

S1(i, 0) = 0

S1(i, 1) = 0

S2(i, 0) = 0

S2(i, 1) = 0

Stress1(i, 0) = 0

Stress1(i, 1) = 0

Stress2(i, 0) = 0

Stress2(i, 1) = 0

Next i

'Parameters



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

```

InitStress = Val(InitStress_Txt.Text)
MxS = Val(MxStress_Txt.Text)
MnS = Val(MnStress_Txt.Text)
MxP = Val(MxP_Txt.Text)
Dstress = MxS - MnS
CvP = Val(cvPlas_Txt.Text)
CvE = Val(cvElas_Txt.Text)
Z = Val(H_Txt.Text)
Dz = Z / (MaxN - 1)
Dt = Val(dt_Txt.Text)
Tout = Val(Output_Txt.Text)
Tx = Val(Tx_Txt.Text)
Tc = Val(T_Txt.Text)
TEnd = Val(TFnsh_Txt.Text)
NofCycle = 2 * Int(TEnd / Tc) + 1
NumberofT1 = Round(Tx / Dt, 1) + 1
NumberofT2 = Round((Tc - Tx) / Dt, 1) + 1
ChngeState = Tx
For i = 1 To Len(dt_Txt.Text)
    If Mid(dt_Txt.Text, i, 1) = "." Then Exit For
Next i
RNum = Len(dt_Txt.Text) - i
CR = Val(CR_Txt.Text)
RR = Val(RR_Txt.Text)

On Error Resume Next
Set fso = CreateObject("Scripting.FileSystemObject")
Set fldr = fso.CreateFolder("C:\NumerCyclic")
Set fldr = fso.CreateFolder("C:\NumerCyclic\Result")
On Error GoTo 0
MLocat = "C:\NumerCyclic\Result"

```

```

fso.CreateTextFile (MLocat & "STx" & Trim(Str(Tx)) & "T" & Trim(Str(Tc)) & "cvE" & _
Trim(Str(CvE)) & "cvP" & Trim(Str(CvP)) & "RR" & Trim(Str(RR)) & "CR" & Trim(Str(CR))
& ".txt")

Set myfile = fso.GetFile(MLocat & "STx" & Trim(Str(Tx)) & "T" & Trim(Str(Tc)) & "cvE" &
_
Trim(Str(CvE)) & "cvP" & Trim(Str(CvP)) & "RR" & Trim(Str(RR)) & "CR" & Trim(Str(CR))
& ".txt")

Set fl = myfile.OpenAsTextStream(ForWriting)
fl.Write "Tc = " & Str(Tc) & ",Tx = " & Str(Tx) & ",cvE = " & Str(CvE) & ",cvP= " & Str(CvP)
& ",RR = " & Str(RR) & ",CR = " _
& Str(CR) & ",H = " & Str(h) & ",DZ = " & Str(Dz) & ",Dt = " & Str(Dt) & ",initstress = " &
Str(InitStress) & ",maxstress = " _
& Str(MxS) & ",minstress = " & Str(MnS) & ",maxpast pressure = " & Str(MxP) & vbCrLf
TxtOut = ""
If u_chck.Value = vbChecked Then
    TxtOut = "Time" & ";" & "u at base" & ";" & "avg.estress" & ";" & "settlement"
    For i = 0 To MaxN - 1
        TxtOut = TxtOut & ";" & "u ele-" & Trim(Str(i))
    Next i
    TxtOut = TxtOut & vbCrLf
    fl.Write TxtOut
Else
    fl.Write "Time" & ";" & "u at base" & ";" & "avg.estress" & ";" & "settlement" & vbCrLf
End If
'For T1
'Initial Time T1
Time1(0) = 0
'Initial MaxStress T1
For i = 0 To MaxN - 1
    MaxStress(i) = MxP
Next i

```



```

u1(0, 0) = 0
For i = 1 To MaxN - 1
    u1(i, 0) = MxS - InitStress
Next i
'Initial Stress T1
Stress1(0, 0) = -u1(0, 0) + InitStress
For i = 1 To MaxN - 1
    Stress1(i, 0) = -u1(i, 0) + MxS
Next i
'Initial Settlement T1
For i = 0 To MaxN - 1
    S1(i, 0) = 0
Next i
'Calculate pore water pressure, stress, settlement T1
u1(0, 0) = 0
ProgressBar3.Max = TEnd
Do While Time1(0) < ChngeState
'For tt = 1 To NumberofT1 - 1
    'Find Time T1
    Time1(0) = Round(Dt + Time1(0), RNum)
    ProgressBar3.Value = Int(Time1(0))
    'Initial Pore water pressure T1
    u1(0, 1) = 0
    calu u1, Stress1, S1
    'Find Summation Stress T1
    SumStrss SumStress1, Stress1
    'Find Summation Settlement T1
    SumS1(0) = 0
    SumSett SumS1, S1
    'Calculate Percent consolidation T1
    Percentu1(0) = u1(0, 1) + u1(MaxN - 1, 1)

```

```

For i = 1 To MaxN - 2
    Percentu1(0) = (u1(i, 1) * 2) + Percentu1(0)
Next i
Percentu1(0) = (Percentu1(0) / (((MaxN - 2) * 2) + 2))
Percentu1(0) = 1 - (Percentu1(0) / Dstress)
'Find percent strain T1
PercentS1(0) = 0
For i = 0 To MaxN - 2
    PercentS1(0) = (S1(i, 1) / Z) + PercentS1(0)
Next i
If Time1(0) = Tout Or tt = NumberofT1 - 1 Then Output 1
'Next tt
Loop
ChngeState = ChngeState + (Tc - Tx)
'For T2
CP = 2
For T = 2 To NofCycle
    If T - 2 * Int(T / 2) = 0 Then
        'Initial Time T2
        Time2(0) = Time1(0)
        If Time2(0) >= TEnd Then Exit For
        For i = 1 To MaxN - 1
            u2(i, 0) = u1(i, 1) - Dstress
        Next i
        'Initail stress T2
        For i = 0 To MaxN - 1
            'Stress2(i, 0) = Stress1(i, NumberofT1 - 1)
            Stress2(i, 0) = Stress1(i, 1)
        Next i
        'Initail settlement T2
        For i = 0 To MaxN - 1

```

$$S2(i, 0) = 0$$

Next i

'Calculate pore water pressure, stress, settlement T2

$$u2(0, 0) = 0$$

For tt = 1 To NumberofT2 - 1

'Find Time T2

$$\text{Time2}(0) = \text{Round}(\text{Dt} + \text{Time2}(0), \text{RNum})$$

If Time2(0) >= TEnd Then Exit For

$$\text{ProgressBar3.Value} = \text{Int}(\text{Time2}(0))$$

'Initial pore water pressure T2

$$u2(0, 1) = 0$$

calu u2, Stress2, S2

'Find summation stress T2

$$\text{SumStrss} \text{ SumStress2, Stress2}$$

'Find summation settlement T2

$$\text{SumS2}(0) = \text{SumS1}(0)$$

$$\text{SumSett} \text{ SumS2, S2}$$

'Calculate percent consolidation T2

$$\text{Percentu2}(0) = u2(0, 1) + u2(\text{MaxN} - 1, 1)$$

For i = 1 To MaxN - 2

$$\text{Percentu2}(0) = (u2(i, 1) * 2) + \text{Percentu2}(0)$$

Next i

$$\text{Percentu2}(0) = (\text{Percentu2}(0) / (((\text{MaxN} - 2) * 2) + 2))$$

$$\text{Percentu2}(0) = -(\text{Percentu2}(0) / \text{Dstress})$$

'Find percent strain T2

$$\text{PercentS2}(0) = \text{PercentS1}(0)$$

$$\text{PercentS2}(0) = 0$$

For i = 0 To MaxN - 2

$$\text{PercentS2}(0) = (S2(i, 1) / Z) + \text{PercentS2}(0)$$

Next i

$$\text{PercentS2}(0) = \text{PercentS2}(0) + \text{PercentS2}(0)$$

```

    If Time2(0) = Tout Or tt = NumberofT2 - 1 Then Output 2
Next tt
Else
'Initial Time T3
If Tx <> Tc Then
    Time1(0) = Time2(0)
    For i = 1 To MaxN - 1
        u1(i, 0) = u2(i, 1) + Dstress
    Next i
'Initial stress T3
    For i = 0 To MaxN - 1
        'Stress1(i, 0) = Stress2(i, NumberofT2 - 1)
        Stress1(i, 0) = Stress2(i, 1)
    Next i
'Initial settlement T3
    For i = 0 To MaxN - 1
        S1(i, 0) = 0
    Next i
'Calculation pore water pressure, stress, settlement T3
    u1(0, 0) = 0
End If
For tt = 1 To NumberofT1 - 1
    'Find Time T3
    Time1(0) = Round(Dt + Time1(0), RNum)
    If Time1(0) >= TEnd Then Exit For
    ProgressBar3.Value = Int(Time1(0))
'Initial pore water pressure T3
    u1(0, 1) = 0
    calu u1, Stress1, S1
'Find Summation stress T3
    SumStrss SumStress1, Stress1

```

```

'Find Summation settlement T3
If Tx <> Tc Then
    SumS1(0) = SumS2(0)
Else
    SumS1(0) = 0
End If
SumSett SumS1, S1
'Calculate percent consolidation T3
Percentu1(0) = u1(0, 1) + u1(MaxN - 1, 1)
For i = 1 To MaxN - 2
    Percentu1(0) = (u1(i, 1) * 2) + Percentu1(0)
Next i
Percentu1(0) = (Percentu1(0) / (((MaxN - 2) * 2) + 2))
Percentu1(0) = 1 - (Percentu1(0) / Dstress)
'Find percent strain T3
PercentS1(0) = PercentS2(0)
PercentS1(0) = 0
For i = 0 To MaxN - 2
    PercentS1(0) = (S1(i, 1) / Z) + PercentS1(0)
Next i
PercentS1(0) = PercentS1(0) + PercentS1(0)
If Time1(0) = Tout Or tt = NumberofT1 - 1 Then Output 1
Next tt
End If
Next T
fl.Close
MsgBox "complete", vbOKOnly
ProgressBar3.Value = 0
End Sub

Sub calu(u() As Double, Stress() As Double, Sett() As Double)

```

Stress(0, 1) = MxS

If  $T - 2 * \text{Int}(T / 2) = 0$  And  $T \neq 0$  Then Stress(0, 1) =  $-u(0, 1) + \text{MnS}$

If Stress(0, 1) > MaxStress(0) Then

Sett(0, 1) =  $((\text{RR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{MaxStress}(0) / \text{Stress}(0, 0))) / 2.3025 +$  \_

$((\text{CR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{Stress}(0, 1) / \text{MaxStress}(0))) / 2.3025 + \text{Sett}(0, 0)$

MaxStress(0) = Stress(0, 1)

Else

Sett(0, 1) =  $((\text{RR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{Stress}(0, 1) / \text{Stress}(0, 0))) / 2.3025 + \text{Sett}(0, 0)$

End If

For i = 1 To MaxN - 1

If  $i \neq \text{MaxN} - 1$  Then

u1After =  $u(i + 1, 0)$

Else

u1After =  $u(i - 1, 0)$

End If

u1Before =  $u(i - 1, 0)$

$u(i, 1) = (((\text{CvP} * \text{Dt}) / (\text{Dz} * \text{Dz})) * (u1After + u1Before - (2 * u(i, 0)))) + u(i, 0)$

Stress(i, 1) =  $-u(i, 1) + \text{MxS}$

If  $T - 2 * \text{Int}(T / 2) = 0$  And  $T \neq 0$  Then Stress(i, 1) =  $-u(i, 1) + \text{MnS}$

If Stress(i, 1) > MaxStress(i) Then

Sett(i, 1) =  $((\text{RR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{MaxStress}(i) / \text{Stress}(i, 0))) / 2.3025 +$  \_

$((\text{CR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{Stress}(i, 1) / \text{MaxStress}(i))) / 2.3025 + \text{Sett}(i, 0)$

MaxStress(i) = Stress(i, 1)

Else

$u(i, 1) = (((\text{CvE} * \text{Dt}) / (\text{Dz} * \text{Dz})) * (u1After + u1Before - (2 * u(i, 0)))) + u(i, 0)$

Stress(i, 1) =  $-u(i, 1) + \text{MxS}$

If  $T - 2 * \text{Int}(T / 2) = 0$  And  $T \neq 0$  Then Stress(i, 1) =  $-u(i, 1) + \text{MnS}$

Sett(i, 1) =  $((\text{RR} * \text{Dz}) * \text{Log}(\text{Stress}(i, 1) / \text{Stress}(i, 0))) / 2.3025 + \text{Sett}(i, 0)$

End If

Next i

For i = 1 To MaxN - 1

```

    u(i, 0) = u(i, 1)
Next i
End Sub

Sub SumStrss(Sum() As Double, Stress() As Double)
    Sum(0) = Log(Stress(0, 1)) / 2.3025 + Log(Stress(MaxN - 1, 1)) / 2.3025
    For i = 1 To MaxN - 2
        Sum(0) = (Log(Stress(i, 1)) / 2.3025 * 2) + Sum(0)
    Next i
    Sum(0) = (Sum(0) / (((MaxN - 2) * 2) + 2))
    Sum(0) = 10 ^ Sum(0)
    For i = 0 To MaxN - 1
        Stress(i, 0) = Stress(i, 1)
    Next i
End Sub

Sub SumSett(SumS() As Double, Sett() As Double)
    SumS(0) = (Sett(0, 1) * 0.5) + SumS(0)
    For i = MaxN - 1 To MaxN - 1
        SumS(0) = (Sett(i, 1) * 0.5) + SumS(0)
    Next i
    For i = 1 To MaxN - 2
        SumS(0) = (Sett(i, 1)) + SumS(0)
    Next i
    For i = 0 To MaxN - 1
        Sett(i, 0) = Sett(i, 1)
    Next i
End Sub

Sub Output(CaseNum As Integer)
    TxtOut = ""
    If CaseNum = 1 Then

```



```

If u_chck.Value = vbChecked Then
    TxtOut = Time1(0) & ";" & u1(MaxN - 1, 1) & ";" & SumStress1(0) & ";" & SumS1(0)
    For i = 0 To MaxN - 1
        TxtOut = TxtOut & ";" & u1(i, 1)
    Next i
    TxtOut = TxtOut & vbCrLf
Else
    TxtOut = Time1(0) & ";" & u1(MaxN - 1, 1) & ";" & SumStress1(0) & ";" & SumS1(0)
& vbCrLf
End If
fl.Write TxtOut
Elseif CaseNum = 2 Then
    If u_chck.Value = vbChecked Then
        TxtOut = Time2(0) & ";" & u2(MaxN - 1, 1) & ";" & SumStress2(0) & ";" & SumS2(0)
        For i = 0 To MaxN - 1
            TxtOut = TxtOut & ";" & u2(i, 1)
        Next i
        TxtOut = TxtOut & vbCrLf
    Else
        TxtOut = Time2(0) & ";" & u2(MaxN - 1, 1) & ";" & SumStress2(0) & ";" & SumS2(0)
& vbCrLf
    End If
    fl.Write TxtOut
End If
Tout = Tout + Val(Output_Txt.Text)
End Sub

```

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายสรายุทธ เพชรพรรณ เกิดวันที่ 13 ธันวาคม 2522 ที่อำเภอเมือง จังหวัดสกลนคร จบการศึกษาปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปีการศึกษา 2544 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ.2545



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย