

พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯ  
สำหรับการประยุกต์ใช้ในวิศวกรรมแผ่นดินไหว

นายฉัตรชัย คงจีบ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ปีการศึกษา 2554  
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)  
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)  
are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF BANGKOK CLAY FOR EARTHQUAKE  
ENGINEERING APPLICATION

MR.CHATCHAI KONGJEEB

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 2011

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว

กรุงเทพฯ สำหรับการประยุกต์ใช้ในวิศวกรรมแผ่นดินไหว

โดย

นายฉัตรชัย คงจีบ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร. สุเชษฐ ธิจิตเลอสรวง

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยเป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศศิริวงษ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร. สุเชษฐ ธิจิตเลอสรวง)

..... กรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร. จิรวัด บุญญะฐิติ)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สยาม ยิ้มศิริ)

อัครชัย คงจีบ : พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯสำหรับการประยุกต์ใช้ในวิศวกรรมแผ่นดินไหว. (STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF BANGKOK CLAY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING APPLICATION) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์  
หลัก : รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 202 หน้า

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำด้วยแรงดันเท่ากันทุกทิศทางและเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ที่ติดตั้งระบบการวัดความเครียดเฉพาะที่และอุปกรณ์เบนเดอริอิลิเมนต์ การทดสอบกระทำบนตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพที่เจาะในบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำพบว่า ตัวอย่างดินแสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในรูปแบบเส้นโค้งการลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตร ส่วนผลการทดสอบเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำก็แสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในรูปแบบเส้นโค้งการลดลงของโมดูลัสแนวแกน มีการเสนอผลเปรียบเทียบค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดที่ได้จากการทดสอบต่าง ๆ ทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม จากนั้นนำความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่ได้มาวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง อีลาสติกไม่เชิงเส้น ด้วยวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขแบบชิ้นส่วนเดียว และพบว่าที่ความเครียดขนาดต่ำถึงขนาดกลางพบว่าแบบจำลองสมการเลขชี้กำลังที่เลขชี้กำลังเท่ากับ 3 และสมการแรมเบิร์ต-ฮอสกูดจะสามารถจำลองพฤติกรรมดังกล่าวได้ดีกว่า นอกจากนี้ งานวิจัยได้วิเคราะห์ผลการทดสอบด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยแบบจำลองอีลาสติก-พลาสติก เช่น แบบจำลองมอร์-คูลอมป์ แบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ แบบจำลองซอฟชอยล์ และแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ เพื่อหาค่าคุณสมบัติและค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯที่ใช้ในงานก่อสร้างทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค ในส่วนผลการทดสอบแบบพลวัต เมื่อวิเคราะห์แล้วพบว่าค่าอัตราส่วนการหน่วงที่คำนวณจากงานวิจัยนี้มีค่าสูงกว่าจากงานวิจัยอื่น และเมื่อนำอัตราส่วนการหน่วงไปสร้างแบบจำลองจึงได้ผลไม่ดีเท่าที่คาด อาจต้องมีการวัดค่าจากการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนแบบวงจรร ส่วนความไม่เชิงเส้นของการลดลงของตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสแนวแกนที่หารด้วยโมดูลัสแนวแกนสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบสามแกนแบบวงจรร

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ.....  
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....  
ปีการศึกษา.....2554.....

# # 5170268921 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : NON-LINEARITY / UNDRAINED BEHAVIOUR / BANGKOK CLAY /  
STRESS-STRAIN

CHATCHAI KONGJEEB : STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF BANGKOK CLAY  
FOR EARTHQUAKE ENGINEERING APPLICATION. ADVISOR: ASSOC.PROF.  
SUCHED LIKITLRSUANG, 202 pp.

This research studies the non-linear stress-strain behavior of Bangkok Clay under isotropic consolidation and undrained compression shearing. The conventional triaxial apparatus added with the local strain measurement system and bender element system was employed in this study. The undisturbed Bangkok clay specimens were collected from the site at Chulalongkorn University. During isotropic consolidation, the testing result shows a non-linear stiffness degradation as shown in terms of  $K_{sec}-\epsilon_{vol}$  plots. The undrained compression testing results also exhibits the non-linear stiffness degradation by means of  $E_{u,sec}-\epsilon_a$  curves. The maximum undrained modulus ( $E_{u,max}$ ) values obtained from various tests including laboratory and field tests were selected to make a comparison. Both non-linear elastic model and elasto-plastic model were used to simulate stress-strain behaviour of Bangkok clay. Non-linearity elastic models were numerically implemented by single element calculation. The results obtained from non-linearity elastic model showed that the polynomial with power of 3 equation and Ramberg-Osgood equation performed the best fit stress-strain relationship at small to intermediate strain level. Moreover the results of Bangkok clay behaviour were also analyzed by finite element software based on elasto-plastic models such as Mohr-Coulomb model Modified Cam Clay model Soft Soil model and Hardening Soil model. The stiffness degradation curve was well fitted by Hardening Soil model. For damping ratio the results from this study is higher than cyclic triaxial test from others. The results for non-linearity of stiffness degradation curve is similar to the cyclic triaxial test.

Department : Civil Engineering Student's Signature \_\_\_\_\_  
Field of Study : Civil Engineering Advisor's Signature \_\_\_\_\_  
Academic Year : 2011

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการทุนวิจัยมหาบัณฑิต สกว. สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี (TRFMAG) (สัญญาเลขที่ MRG – WI525E018)

ขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ ธิขิตเลอสรวง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้คำปรึกษา คำแนะนำ ให้ความช่วยเหลือตลอดมา และคอยตรวจสอบและแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ และขอขอบคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ อาจารย์มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้คำปรึกษา คำแนะนำในการทำวิจัย ตลอดจนแก้ไขปัญหาต่างๆ ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และยังให้แนวคิดและปรัชญาในชีวิต และขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล ประธานคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ และรองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัตร บุญญะฐิติ คณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ที่ให้คำแนะนำ ตรวจสอบจนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์

และท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอขอบคุณบิดา มารดาที่คอยให้กำลังใจและสนับสนุนการเรียนเป็นอย่างดี ตลอดจนเจ้าหน้าที่และนักศึกษามหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้ความช่วยเหลือ เอื้อเฟื้อสถานที่ทำการทดลอง และขอบคุณเพื่อนๆ พี่ๆน้องๆ และทีมงานที่ให้ความช่วยเหลือ และท้ายนี้ขอขอบคุณแรงบันดาลใจที่ช่วยผลักดันและเป็นกำลังใจให้เสมอมา

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฌ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	3
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	4
2.1 ความสำคัญของความเครียดระดับต่ำ.....	4
2.2 ความแข็งของดินที่ระดับความเครียดต่ำ.....	4
2.3 คุณสมบัติด้านพลศาสตร์.....	13
2.4 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือน.....	15
2.5 แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด.....	35
2.6 ตัวอย่างงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	50
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย.....	63
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่าง.....	63
3.2 เครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	64
3.3 เครื่องมือในการจำลองความเค้น-ความเครียดและอัตราส่วนการหน่วง.....	69
3.4 วิธีการทดสอบ.....	69

บทที่	หน้า
บทที่ 4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดสอบ.....	79
4.1 บทนำ.....	79
4.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	79
4.3 ผลการจำลองพฤติกรรมดิน.....	103
4.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินจากวิธีต่างๆ.....	129
บทที่ 5 บทสรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	132
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	132
5.2 ปัญหาและข้อจำกัดของงานวิจัย.....	134
5.3 ข้อเสนอแนะ.....	134
รายการอ้างอิง.....	135
ภาคผนวก.....	139
ภาคผนวก ก ผลการทดสอบสามแกน.....	139
ภาคผนวก ข ผลการสร้างแบบจำลอง.....	161
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	202



## สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2.1	ค่าคงที่และฟังก์ชันต่างๆ ของสูตรเชิงประสพการณ์ในสมการที่ 2.10.....	10
2.2	เปรียบเทียบความสามารถของวิธีการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือน ในห้องปฏิบัติการ.....	28
2.3	ความสัมพันธ์นิยามของ $\lambda^*$ และ $K^*$ กับแบบอื่นๆ.....	48
2.4	ผลการทดสอบสามแกนของ Shibuya et al., 2001.....	50
4.1	คุณสมบัติพื้นฐานทางวิศวกรรม.....	80
4.2	การจำแนกลักษณะชั้นดิน.....	80
4.3	แสดงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม.....	81
4.4	ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร.....	83
4.5	สรุปค่า $K$ .....	86
4.6	สรุปผลการทดสอบสามแกน.....	91
4.7	โมดูลัสเฉือนจากการทดสอบ.....	100
4.8	ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์.....	106
4.9	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์.....	111
4.10	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองโมดิไฟ์แคมเคลย์.....	112
4.11	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองซอฟชอยล์.....	113
4.12	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์.....	115
4.13	ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองต่างๆ.....	116
4.14	การเปรียบเทียบค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากการทดสอบต่างๆ.....	129

## สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
2.1	โมดูลัสเฉือนเริ่มต้น สัมผัส และซีแคนต์.....	6
2.2	ค่าโมดูลัสเฉือนในช่วงของความเครียดต่างๆ.....	7
2.3	ช่วงของความเครียดที่เหมาะสมกับการทดสอบและปัญหาของโครงสร้าง.....	8
2.4	ผลกระทบของหน่วยแรงประสิทธิผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน.....	12
2.5	ผลกระทบค่าดัชนีพลาสติดต่อค่าโมดูลัสเฉือน.....	13
2.6	อัตราส่วนการหน่วงและโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและสูง.....	14
2.7	เครื่องมือทดสอบสามแกน.....	15
2.8	ความผิดพลาดจากการวัดความเครียดจากภายนอก.....	17
2.9	(a) หลักการวัดการเคลื่อนที่.....	18
	(b) โครงสร้างของอิเล็กทรอนิกส์.....	18
2.10	แบบจำลองแอลวีดีที.....	19
2.11	ความเค้น-ความเครียดจากตัวอย่าง I1.....	20
2.12	องค์ประกอบของเบนเดอร์อีลีเมนต์.....	21
2.13	(a) การต่อวงจรตัวรับสัญญาณ (ขั้วเอ็กซ์).....	21
	(b) การต่อวงจรตัวส่งสัญญาณ (ขั้ววาย).....	21
2.14	ความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของตัวอย่างกับระยะเวลา.....	23
2.15	รูปแบบของคลื่นที่ปล่อยมาจากตัวส่งคลื่น.....	24
2.16	หลักการทำงานของแผ่นเฉือน.....	25
2.17	การส่งคลื่นและการรับคลื่นของตัวอย่างดินเหนียวเคโอลินหลังจากปัม 20 วัน.....	26
2.18	การส่งคลื่นและการรับคลื่น.....	26
2.19	เครื่องมือเรโซแนนท์คอสมันน์.....	27
2.20	เครื่องมือทดสอบสามแกนแบบวีจอร์.....	28
2.21	หลักการตรวจวัดคุณลักษณะของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น.....	29
2.22	หลักการตรวจวัดคุณลักษณะของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการหักเหของคลื่น.....	30
2.23	หลักการสำรวจด้วยวิธีการตรวจวัดความเร็วคลื่นแบบใช้คลื่นเคลื่อนที่ ระหว่างหลุมเจาะ.....	31

## สารบัญภาพ(ต่อ)

ภาพที่	หน้า	
2.24	หลักการสำรวจด้วยวิธีการวัดความเร็วคลื่นตามหลุมเจาะสำรวจ.....	32
2.25	ข้อมูลจากการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะ ในบริเวณต่างๆ ของกรุงเทพฯ.....	33
2.26	หลักการตรวจวัดความเร็วคลื่นด้วยวิธีการทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ.....	34
2.27	หลักการสำรวจด้วยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว.....	35
2.28	(a) เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร....	36
	(b) ส่วนประกอบของเส้นทางเดินตามทฤษฎีวิสโคอิลาสติก.....	36
2.29	อธิบายกฎของเมสซิง.....	38
2.30	การหาค่าโมดูลัสเชื่อมกับการสูญเสียพลังงาน.....	38
2.31	แบบจำลองพฤติกรรมอิลาสติกไม่เชิงเส้นประเภท 2 ตัวแปร.....	40
2.32	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองมอร์-คูลอมบี...	43
2.33	พื้นผิวคราก (Yield surface) แบบจำลองมอร์-คูลอมบี.....	43
2.34	ค่าจำกัดความของ $E_{50}$ ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบี.....	44
2.35	พื้นผิวครากแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์.....	45
2.36	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย....	46
2.37	พื้นผิวครากในแบบจำลองชอฟชอยล์.....	46
2.38	ฟังก์ชันครากในระบบความเค้นหลักของแบบจำลองชอฟชอยล์.....	47
2.39	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของไฮเพอร์โบลิกในการทดสอบ สามแกนแบบระบายน้ำ.....	49
2.40	การลดลงของตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยโมดูลัสเชื่อมสูงสุดของ Supot et al., 2002).....	51
2.41	อัตราส่วนการหน่วงของ Supot et al., 2002.....	51
2.42	ผลของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเชื่อมที่หน่วยแรง ประสิทธิผลเริ่มต้น 50 กิโลปาสกาล.....	52
2.43	ผลของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนการหน่วงที่หน่วยแรง ประสิทธิผลเริ่มต้น 50 กิโลปาสกาล.....	53

## สารบัญภาพ(ต่อ)

ภาพที่	หน้า	
2.44	ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยกับค่าโมดูลัสเฉือนในสภาพการอัดตัวคายน้ำที่แตกต่างกัน.....	54
2.45	ผลกระทบของค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำต่อค่าโมดูลัสเฉือน.....	55
2.46	วิธีการทดสอบคลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณ.....	56
2.47	ความเร็วคลื่นเฉือนกับความลึกจากการทดสอบต่างๆ.....	58
2.48	ผลกระทบของดัชนีพลาสติกต่อค่าโมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนการหน่วง.....	59
2.49	การเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสเฉือนต่ออัตราส่วนช่องว่างกับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่ความดันโอบรัด 200 กิโลปาสกาล.....	61
2.50	โมดูลัสเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยระหว่างการอัดตัวคายน้ำกับการเฉือน.....	62
3.1	สนามบอลหน้าพระบรมรูปสองรัชกาล.....	63
3.2	ตัวอย่างดิน.....	64
3.3	เครื่องมือสามแกน.....	65
3.4	เครื่องควบคุมความดัน (DPC).....	65
3.5	เครื่องบันทึกข้อมูล.....	66
3.6	แอลวีดีที่.....	66
3.7	ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมิตี้.....	67
3.8	เบนเดอรัลลิเมนต์ที่ติดตั้งในเครื่องสามแกน.....	68
3.9	เครื่องกำเนิดสัญญาณ.....	68
3.10	ออสซิลอสโคป.....	69
3.11	ขั้นตอนการทดสอบต่างๆ.....	70
3.12	ขั้นตอนการทดลองเครื่องสามแกนและเบนเดอรัลลิเมนต์.....	71
3.13	วิธีการสร้างแบบจำลอง.....	74
3.14	การจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว.....	78
4.1	ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของ CU-7.....	82
4.2	การหาซีแคนต์โมดูลัสเชิงปริมาตร.....	82

## สารบัญญภาพ(ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.3 การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรกับความเครียดเชิงปริมาตรของ CU-7.....	83
4.4 โมดูลัสเชิงปริมาตรต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น.....	84
4.5 ตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสเชิงปริมาตรที่หารด้วยฟังก์ชันอัตราส่วนช่องว่างต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น.....	86
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรจำเพาะกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย.....	84
4.7 ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-14.....	87
4.8 หลักการคำนวณซีแคนต์ยังโมดูลัสของแต่ละการเพิ่มแรง-ถอนแรง.....	88
4.9 การลดลงของซีแคนต์ยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-14.....	89
4.10 วิธีความเค้นของตัวอย่าง CU-14.....	89
4.11 แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-14.....	90
4.12 วิธีความเค้นของทุกตัวอย่าง.....	93
4.13 กำลังรับแรงเฉือนที่ความลึกต่างๆ.....	94
4.14 ค่ายังโมดูลัสต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย.....	95
4.15 ยังโมดูลัสสูงสุดของตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยฟังก์ชันอัตราส่วนช่องว่าง.....	95
4.16 การลดลงของตัวแปรไร้มิตียังโมดูลัสจากตัวอย่าง CU-9.....	96
4.17 การลดลงของตัวแปรไร้มิตียังโมดูลัสจากทุกตัวอย่าง.....	96
4.18 การลดลงของตัวแปรไร้มิตียังโมดูลัสโดยหารด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	97
4.19 การลดลงของตัวแปรไร้มิตียังโมดูลัสโดยหารด้วยความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม.....	98
4.20 คลื่นรูปไซน์ขณะทดสอบจากตัวอย่าง CU-7.....	99
4.21 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยต่อความเร็วคลื่นเฉือน.....	100
4.22 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยต่อโมดูลัสเฉือน.....	101
4.23 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนกับสูตรเชิงประสบการณ์ ของ Kokusho, 1982.....	102
4.24 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนกับสูตรเชิงประสบการณ์ของ Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007.....	102

## สารบัญภาพ(ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.25 คำจำกัดความของความเครียดอ้างอิง.....	104
4.26 ความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9.....	107
4.27 ความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดแนวแกนที่ความเครียดขนาดต่ำถึงขนาดกลาง ของตัวอย่าง CU-9.....	107
4.28 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9.....	108
4.29 การจำลองชิ้นส่วนในแบบจำลอง.....	109
4.30 วิธีการหาค่า $E_{ref}$ ของแบบจำลองมอร์-คูลอมป์.....	110
4.31 การหาค่ายังโมดูลัสที่ความเค้นอ้างอิงของแบบจำลองฮาร์ดเดนิงชอยล์.....	115
4.32 ความเค้นและความเครียดจากแบบจำลองตามทฤษฎีพลาสติก ของตัวอย่าง CU-7.....	118
4.33 แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-7.....	119
4.34 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ ของตัวอย่าง CU-7.....	119
4.35 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองชอฟชอยล์ ของตัวอย่าง CU-7.....	120
4.36 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองฮาร์ดเดนิงชอยล์ ของตัวอย่าง CU-7.....	120
4.37 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองโมดิไฟ์แคมเคลย์ ของตัวอย่าง CU-7.....	121
4.38 วิถีความเค้นของแบบจำลองต่างๆ ของตัวอย่าง CU-7.....	122
4.39 อัตราส่วนการหน่วงของสมการคณิตศาสตร์ตามทฤษฎีพลาสติก.....	124
4.40 ฮีสเทอรีซิสจากแบบจำลองตามทฤษฎีพลาสติก.....	125
4.41 อัตราส่วนการหน่วงของแบบจำลองต่างๆ ตามทฤษฎีพลาสติก.....	126
4.42 เปรียบเทียบอัตราส่วนการหน่วง.....	128
4.43 ค่ายังโมดูลัสสูงสุดด้วยวิธีต่างๆ กับความลึก.....	129
4.44 การเปรียบเทียบอัตราส่วนการหน่วงจากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยผู้อื่น.....	131

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย

แผ่นดินไหวเป็นภัยทางธรรมชาติที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของเปลือกโลก (แนวรอยต่อระหว่างเปลือกโลก) ซึ่งการเกิดแผ่นดินไหวเป็นสิ่งที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้และสร้างความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินของมนุษย์เป็นอันมาก ทำให้มนุษย์ต้องรู้จักเรียนรู้และป้องกันเพื่อไม่ให้ทรัพย์สินของตัวเองเสียหาย วิศวกรได้มีการออกแบบสิ่งก่อสร้างและบ้านพักอาศัยต่างๆ ให้มีความทนทานต่อการเกิดแผ่นดินไหว เมื่อไม่นานมานี้มีงานวิจัยพบว่าประเทศไทยมีโอกาสเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากพบแนวของแผ่นดินไหวอยู่ที่มหาสมุทรอินเดีย สุมาตรา และประเทศพม่า นอกจากนี้ยังมีแนวรอยเลื่อนที่มีพลังบางส่วนพาดผ่านในประเทศไทยอีกด้วย (เป็นหนึ่ง, 2542) ส่งผลให้ในปัจจุบันได้มีการตระหนักถึงความสำคัญของการเกิดแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยต่อการเกิดแผ่นดินไหวของประเทศไทย ซึ่งตามกฎกระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2550 ได้แบ่งบริเวณพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวต่างๆ ดังนี้ (1) บริเวณเฝ้าระวัง เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว (2) พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล (3) พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว (ประกาศกฎกระทรวงมหาดไทย, 2550)

ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวแรงที่มากกระทำกับมวลดินเป็นแรงแบบวัฏจักร ซึ่งหมายถึงแรงที่กระทำแบบซ้ำซากต่อมวลดิน ในการวิเคราะห์การตอบสนองของดินต่อการเกิดแผ่นดินไหวจำเป็นต้องมีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่ออธิบายพฤติกรรมเชิงกลของดินต่อแรงกระทำแบบวัฏจักร เช่น แบบจำลองของเคลวิน (Kelvin) กฎของเมสซิง (Masing's rule) เป็นต้น ในการหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆขณะเกิดแผ่นดินไหว ค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญ คือ ค่าโมดูลัสเฉือน (shear modulus,  $G$ ) และอัตราส่วนการหน่วง (damping ratio,  $D$ ) โดยค่าพารามิเตอร์เหล่านี้ใช้สำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแผ่นดินไหว การเลือกใช้แบบจำลองจะขึ้นอยู่กับระดับความเครียดของดินที่เกิดขึ้น โดยที่ระดับความเครียดต่ำค่าโมดูลัสเฉือนมีค่าสูง แต่จะมีค่าอัตราส่วนการหน่วงต่ำ ในทางตรงกันข้ามเมื่อระดับความเครียดสูงขึ้นไปค่าโมดูลัสเฉือนมีค่าลดลง ส่วนค่าอัตราส่วนการหน่วงมีค่าสูงขึ้นไป ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวได้มีการศึกษาถึงความเครียดที่เกิดขึ้นในดิน โดยค่าความเครียดเฉือนที่เกิดขึ้นอาจมีค่าตั้งแต่  $10^{-3}\%$  สำหรับแผ่นดินไหวขนาดเล็กจนถึง  $10^{-1}\%$  สำหรับแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (Dowrick, 2003) ซึ่งขนาดความเครียดดังกล่าวในขณะแผ่นดินไหวจัดว่าเป็นความเครียดในระดับต่ำ และอย่างไรก็ตามความเครียดในระดับต่ำก็

แสดงความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นของโมดูลัสเฉือนกับความเครียด ทำให้ค่าโมดูลัสเฉือนมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นการศึกษาความเครียดระดับต่ำจึงมีความสำคัญสำหรับการวิเคราะห์ผลตอบสนองของดินต่อแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวในพื้นที่เสี่ยงที่อาจได้รับผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวจากระยะไกล เพื่อที่จะหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ทางด้านพลศาสตร์ คือ ค่าโมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนการหน่วงไปใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากการเกิดแผ่นดินไหว โดยทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องมือสามแกนที่มีอยู่เดิมแต่นำมาพัฒนาให้มีขีดความสามารถในการวัดความเครียดในระดับต่ำให้มากขึ้นโดยใช้การวัดความเครียดภายใน (local strain) และเบนเดอร์อีลิเมนต์ (bender element) มาติดตั้ง แต่เนื่องจากการทดสอบด้วยเครื่องมือสามแกนเป็นการทดสอบด้วยแรงกระทำแบบสถิติทิศทางเดียว (monotonic loading) ส่วนการเกิดแผ่นดินไหวเป็นแรงแบบวัฏจักรที่กระทำต่อมวลดิน ซึ่งเครื่องมือที่ใช้เฉพาะในการทดสอบลักษณะแรงแบบวัฏจักรนั้นมีราคาแพงมาก และในประเทศไทยอุปกรณ์ทดสอบดังกล่าวมีอยู่จำกัด ทำให้งานวิจัยนี้จึงได้ใช้เครื่องมือการทดสอบสามแกนที่พัฒนาร่วมกับการใช้กฎของเมสซิงเข้ามาช่วยเพื่อให้มีลักษณะพฤติกรรมเป็นแบบวัฏจักร จากนั้นนำค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธีการข้างต้นมาเปรียบเทียบกับค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบในสนาม ได้แก่ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (down hole method)

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวในพื้นที่เสี่ยงภัยต่อการเกิดแผ่นดินไหวของกรุงเทพฯ

1.2.2 เพื่อหาค่าพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์แผ่นดินไหว คือ ค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำ และค่าอัตราส่วนการหน่วง

1.2.3 เพื่อจำลองพฤติกรรมฮิสเทอรีซิสด้วยกฎของเมสซิง

## 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

ศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียว เพื่อหาค่าคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ คือ ค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำ และค่าอัตราส่วนการหน่วง แล้วเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบทั้ง 2 วิธี คือ การทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องมือสามแกนกับการทดสอบในสนาม ได้แก่ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ ทำการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมแบบวัฏจักร โดยใช้กฎของเมสซิง ซึ่งใช้เครื่องมือสามแกนมาพัฒนาโดยใช้การวัดความเครียดภายใน และเบนเดอร์อีลิเมนต์ เนื่องจาก



ดินเหนียวมีความอ่อนไหวต่อการถูกรบกวน ทำให้ต้องใช้ตัวอย่างในการทดสอบเป็นตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) การทดสอบจะเป็นแบบแรงอัดการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ (CIUC) จำนวนทั้งหมด 8 ตัวอย่าง จากพื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่ได้รับผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

#### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

(1) ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเรื่องความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้น ความแตกต่างระหว่างการวัดความเครียดภายในกับการวัดความเครียดภายนอก การหาค่าโมดูลัสเฉือนด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์ (2) ทำการตรวจสอบเครื่องมือและอุปกรณ์ต่างๆ เช่น ทำการสอบเทียบค่า (calibration) ของแวลวี่ดีที (LVDTs) ตรวจสอบระบบของเบนเดอร์อิลิเมนต์ ตรวจสอบเครื่องควบคุมความดันน้ำ (DPC) เป็นต้น (3) ศึกษาขั้นตอนและวิธีการในการทดสอบ เช่น การใช้งานของระบบเครื่องสามแกน การใช้งานของระบบเบนเดอร์อิลิเมนต์ เป็นต้น (4) ทำการเตรียมตัวอย่าง (5) พร้อมทั้งติดตั้งตัวอย่างในเครื่องสามแกน หลังจากนั้นก็ทำการทดสอบตัวอย่างด้วยเครื่องสามแกนที่ปรับปรุงโดยใช้การวัดความเครียดภายใน และเบนเดอร์อิลิเมนต์ (6) ทำการวิเคราะห์ข้อมูลจากการทดสอบ เพื่อหาค่าโมดูลัสเฉือน ทำการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมวัฏจักร โดยใช้กฎของเมสซิง เพื่อหาค่าอัตราส่วนการหน่วง (7) ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสเฉือนจากภาคสนาม คือ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ หลังจากได้ข้อมูลจากภาคสนามและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้วก็ทำการวิเคราะห์ผล

#### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในระดับความเครียดต่ำ

1.5.2 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือ ค่าโมดูลัสเฉือน และค่าอัตราส่วนการหน่วง

1.5.3 วิศวกรสามารถนำค่าพารามิเตอร์ด้านพลศาสตร์ไปทำการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ เพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากการเกิดแผ่นดินไหว

## บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 ความสำคัญของความเครียดระดับต่ำ (small strain)

ในอดีตวิศวกรโยธามักออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (working stress design) คือ จะสนใจที่กำลังรับแรง (strength) ของดิน จัดว่าอยู่ในสถานะที่ใกล้การวิบัติของดิน หรือระดับความเครียด (strain level) ของมวลดินอยู่ในระดับสูง โดยสนใจเพียงว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติหรือไม่ จึงได้ออกแบบเครื่องมือทดสอบกำลังรับแรงของดินที่มุ่งเน้นไปที่การหากำลังต้านทานของดิน หรือการศึกษาความเครียดที่ระดับสูงนั่นเอง แต่ในเวลาต่อมาโครงสร้างเริ่มมีความสลับซับซ้อนมากขึ้น ทำให้โครงสร้างมีความอ่อนไหวต่อการทรุดตัวมากขึ้น เมื่อโครงสร้างเริ่มมีการทรุดตัวเกิดขึ้น ถึงแม้โครงสร้างยังไม่เกิดการวิบัติ แต่หน้าที่การใช้งานของโครงสร้างจะไม่สมบูรณ์ จึงเริ่มมีการพัฒนาวิธีการออกแบบด้วยวิธีสถานะขีดจำกัด (limit state design) ซึ่งเป็นการออกแบบที่สนใจความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งของดิน (stiffness) กับความเครียด โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งของดินกับความเครียด โดยที่ระดับความเครียดต่างค่ากันจะมีค่าความแข็งของดินต่างกันด้วย ฉะนั้นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบดินจะต้องมีความสามารถในการจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดได้อย่างสมบูรณ์ รวมถึงพฤติกรรมความเครียดในระดับต่ำมากขึ้น จึงได้พัฒนาเครื่องมือต่างๆ ให้ดีขึ้น เช่น การวัดความเครียดภายใน (local strain measurement) มาใช้งานร่วมกับการทดสอบสามแกน (triaxial test) เพื่อให้สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้มากขึ้น ส่วนการเกิดแผ่นดินไหวจัดอยู่ในปัญหาความเครียดต่ำ ทำให้การศึกษาความเครียดในระดับต่ำมีความสำคัญมากในงานด้านการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ เนื่องจากความสัมพันธ์ของค่าความแข็งของดินกับความเครียดมีลักษณะไม่เชิงเส้น (non-linearity)

### 2.2 ความแข็งของดินที่ระดับความเครียดต่ำ (stiffness at small strain)

โดยทั่วไปเมื่อพูดถึงกำลังรับแรงของดิน จะกล่าวถึงกำลังรับแรงเฉือนของดินมากกว่ากำลังรับแรงด้านอื่นๆ เนื่องจากพฤติกรรมของดินจะสามารถรับแรงเฉือนได้น้อยกว่ารับแรงอัด แต่ดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ ทำให้กำลังด้านรับแรงเฉือนเกิดวิกฤต ดังนั้นการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ ที่เกี่ยวกับด้านธรณีเทคนิคต้องศึกษาดินในด้านกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งในที่นี่จะกล่าวถึงกำลังรับแรงเฉือน

### 2.2.1 ทฤษฎีอิลาสติกและค่าโมดูลัส

วัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกเชิงเส้นจะต้องมีการคืนสภาพสู่สภาพเดิม ภายหลังจากการถอนแรง (unload) ซึ่งจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law) คือ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุใดๆ มีลักษณะเป็นเชิงเส้น สามารถบอกได้โดยอาศัยค่าคงที่อิลาสติก ค่าคงที่อิลาสติกที่สำคัญ คือ โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) หรือโมดูลัสของยัง (Young's modulus,  $E$ ) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio,  $\nu$ )

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ( $E$ ) นิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเค้นกับความเครียดในแนวแกน คือ

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (2.1)$$

โดยที่  $\sigma_a$  คือ ความเค้นในแนวแกน และ  $\varepsilon_a$  คือ ความเครียดในแนวแกน

ค่าอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) นิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเครียดแนวรัศมีกับความเครียดแนวแกน ดังนี้

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (2.2)$$

โดยที่  $\varepsilon_r$  คือ ความเครียดในแนวรัศมี

สำหรับค่าโมดูลัสเฉือน (shear modulus,  $G$ ) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองได้ ดังนี้

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.3)$$

โดยที่  $\tau$  คือ ความเค้นเฉือน และ  $\gamma$  คือ ความเครียดเฉือน

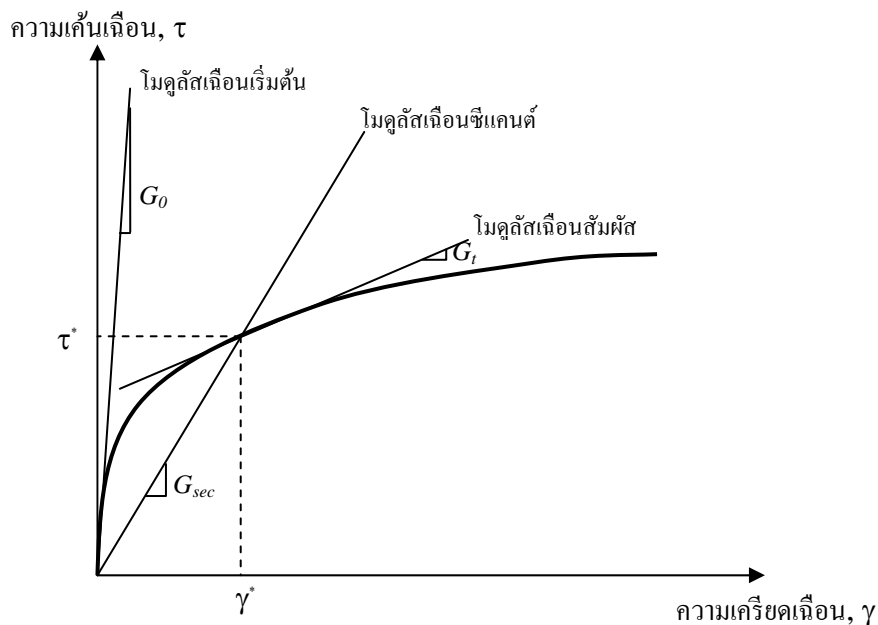
และสำหรับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (bulk modulus,  $K$ ) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับความเค้นเฉลี่ย สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองได้ ดังนี้

$$K = \frac{p}{\varepsilon_p} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.4)$$

โดยที่  $p$  คือ ความเค้นเฉลี่ย และ  $\varepsilon_p$  คือ ความเครียดเชิงปริมาตร

โดยปกติความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนของดินมีลักษณะไม่เชิงเส้น ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนกับความเครียดเฉือนหรือโมดูลัสเฉือนมีค่าลดลง

ตามขนาดความเครียดเฉือน ดังนั้นการหาค่าโมดูลัสเฉือนจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน สามารถนิยามได้ 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 โมดูลัสเฉือนเริ่มต้น สัมผัส และซีแคนต์ (สุเชษฐ, 2551)

โมดูลัสเฉือนเริ่มต้น (initial shear modulus,  $G_0$ ) นิยามจากความชันของเส้นสัมผัสที่จุดกำเนิดของเส้นโค้งความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน ดังนี้

$$G_0 = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (2.5)$$

โมดูลัสเฉือนสัมผัส (tangent shear modulus,  $G_t$ ) นิยามจากความชันของเส้นสัมผัสที่ระดับความเค้นที่ต้องการ ( $\sigma^*$ ) ดังนี้

$$G_t = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (2.6)$$

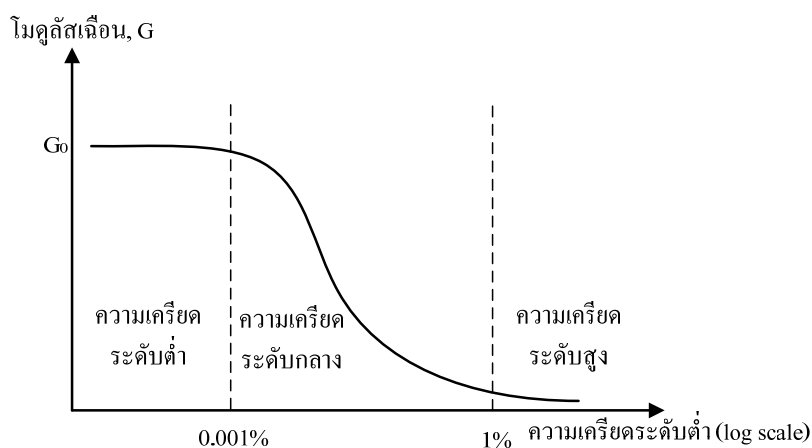
โมดูลัสเฉือนซีแคนต์ (secant shear modulus,  $G_{sec}$ ) นิยามจากความชันของเส้นที่ลากจากจุดกำเนิดไปถึงระดับความเค้นที่ต้องการ ( $\sigma^*$ ) ดังนี้

$$G_{sec} = \frac{\tau^*}{\gamma^*} \quad (2.7)$$

สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะใช้ค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด ( $G_{50}$ )

## 2.2.2 ความสัมพันธ์ของโมดูลัสกับระดับความเครียด

ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนของดินกับความเครียด มีลักษณะไม่เชิงเส้น (non-linearity) สามารถแบ่งได้เป็นช่วงอย่างกว้างๆ ได้เป็น 3 ช่วง คือ (1) ช่วงความเครียดระดับต่ำ (small strain) เป็นช่วงที่โมดูลัสเฉือน มีค่าเกือบจะคงที่ เพราะในช่วงนี้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดประมาณได้ว่าเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น (linear elastic) (2) ช่วงความเครียดระดับกลาง (intermediate strain) ความแข็งของดินเริ่มมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดซึ่งความสัมพันธ์เริ่มไม่เป็นเชิงเส้น ค่าโมดูลัสเฉือนลดลงที่ระดับความเครียดประมาณ 0.001% สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำ (low plasticity) ส่วนสำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกสูง (high plasticity) ค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มลดลงที่ระดับความเครียดประมาณ 0.01% (3) ช่วงความเครียดระดับสูงจะเริ่มจากความเครียดมากกว่า 1% ในช่วงนี้ค่าโมดูลัสเฉือนจะลดลงอย่างรวดเร็ว ดินเริ่มมีสภาพเข้าใกล้การวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.2



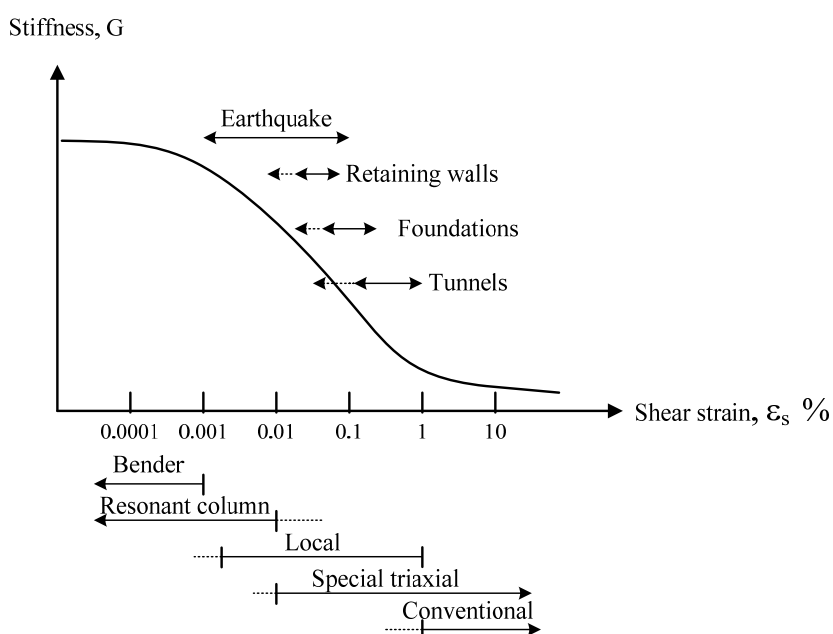
รูปที่ 2.2 ค่าโมดูลัสเฉือนในช่วงของความเครียดต่างๆ (Viggiani & Atkinson, 1995)

และจากงานวิจัยในอดีตมีการศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้น ดังนี้

Jardine et al., 1986 ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นระหว่างดินกับโครงสร้าง โดยทำการศึกษาดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำ วิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (finite element method) ได้แก่ ฐานรากเสาเข็ม งานขุด และการทดสอบมาตรแรงดัน (pressuremeter test) เป็นการประเมินถึงอิทธิพลของความไม่เชิงเส้นที่ระดับความเครียดต่ำ และเปรียบเทียบกับพฤติกรรมอีลาสติกเชิงเส้น ผลการทดสอบจะเน้นไปที่ระดับความเครียดและการเสียรูปของดินภายใต้สภาวะการรับน้ำหนักที่

แตกต่างกัน โดยเน้นที่แรงกระทำระหว่างโครงสร้างกับดิน เช่น รูปแบบการทรุดตัว การกระจายตัวของความเค้นที่ระดับความเครียดต่ำ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นมีความสำคัญในการหาโมดูลัสยืดหยุ่นในสนาม ผลปรากฏว่า ในทุกกรณีของโครงสร้างต่างๆ ดินที่บริเวณใต้โครงสร้างและบริเวณใกล้เคียงมีความเครียดเกิดขึ้นน้อยกว่า 0.1% และมีหลายครั้งที่ความเครียดน้อยกว่า 0.05% ดังนั้นจึงต้องมีการศึกษาพฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ในช่วงระดับความเครียดต่ำถึงความเครียดขนาดกลาง

การหาค่าโมดูลัสเฉือนสามารถกระทำได้ทั้งในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม ซึ่งวิธีที่ทำการทดสอบก็แตกต่างกัน แต่ละวิธีก็มีขีดความสามารถในการหาค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่างๆ กัน เพราะฉะนั้นต้องเลือกวิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับปัญหา โดย Mair, 1993 ได้ทำการแนะนำปัญหาของโครงสร้างด้านธรณีเทคนิคต่างๆ ว่าควรพิจารณาระดับความเครียดระดับใด และความสามารถในการวัดความเครียดต่างๆ ของเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 ช่วงของความเครียดที่เหมาะสมกับการทดสอบและปัญหาของโครงสร้าง

(Mair, 1993)

### 2.2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน

เป็นที่ทราบกันดีว่าที่ระดับความเครียดต่ำ สามารถประมาณค่าโมดูลัสเฉือนคงที่ได้ แต่เมื่อระดับความเครียดเพิ่มขึ้น โมดูลัสเฉือนมีค่าลดลง นอกจากนี้โมดูลัสเฉือนมีค่าขึ้นกับขนาดของ

ความเครียดแล้ว ยังมีตัวแปรอื่นๆ เข้ามาเกี่ยวข้องด้วย เช่น ความไม่สม่ำเสมอของดิน ความสมบูรณ์ของตัวอย่างดิน อัตราส่วนช่องว่าง ขนาดของหน่วยแรง สภาวะของหน่วยแรงปัจจัยเหล่านี้ มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของโมดูลัสเฉือน สามารถเขียนในรูปของสมการทั่วๆ ไปได้ ดังนี้

$$G = f(\sigma'_0, e, H, S, \tau_0, C, A, F, T, \theta, K) \quad (2.8)$$

โดยที่ $\sigma'_0$	คือ ความเค้นประสิทธิผล
$e$	คือ อัตราส่วนช่องว่าง
$H$	คือ ความเค้นที่ล้อมรอบ (ambient stress) และประวัติของการรับแรงสั่น (vibration history)
$S$	คือ ค่าความอิมิตัวด้วยน้ำของดิน
$\tau_0$	คือ ความเค้นเฉือน
$C$	คือ ลักษณะเฉพาะของเม็ดดิน, รูปร่างของเม็ดดิน, ขนาดของเม็ดดิน, ขนาดคละ, แร่ธาตุ
$A$	คือ ขนาดของการสั่น
$F$	คือ ความถี่ของการสั่น
$T$	คือ ผลกระทบระยะที่สองของเวลา ขนาดของแรงที่เพิ่มขึ้น
$\theta$	คือ โครงสร้างของดิน
$K$	คือ อุณหภูมิ

- ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสเฉือนในดินทราย

จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบหลายๆ ประเภทพบว่าค่าโมดูลัสเฉือนภายใต้สภาพหน่วยแรงดันประสิทธิผลที่แตกต่างกัน (effective confining pressure) ค่าอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) จะมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือนมากที่สุด ในยุคแรกๆ Hardin & Richart, 1963 ได้เสนอผลกระทบของอัตราส่วนช่องว่างในรูปของฟังก์ชัน ดังสมการที่ 2.9

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (2.9 \text{ (a)})$$

$$f(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad (2.9 \text{ (b)})$$

จากสมการที่ 2.9 (a) ใช้สำหรับดินทรายเกลี้ยงที่มีค่าอัตราส่วนช่องว่างประมาณ 0.5-1.2 ส่วนดินทรายที่มีค่า อัตราส่วนช่องว่างมากกว่านั้น ใช้สมการที่ 2.9 (b)

Kokusho, 1980 ได้ทำการทดสอบหาค่าพารามิเตอร์ทางด้านพลศาสตร์ของดินทรายที่โตโยคูรา (Toyoura sand) ด้วยเครื่องทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างเป็นดินทรายอิมมิตัวมีค่าอัตราส่วนปัวซงเท่ากับ 0.5 และนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนต่อฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่าง  $\left(\frac{G}{f(e)}\right)$  กับหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma'_0$ ) พบว่าลักษณะของค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.4 และสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลในรูปของสูตรเชิงประสพการณ์ได้ ดังสมการที่ 2.10

$$G = Af(e)(\sigma'_0)^n \quad (2.10)$$

โดยที่  $A, n$  คือ ค่าคงที่

$\sigma'_0$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผล

$f(e)$  คือ ฟังก์ชันอธิบายผลกระทบของอัตราส่วนช่องว่าง

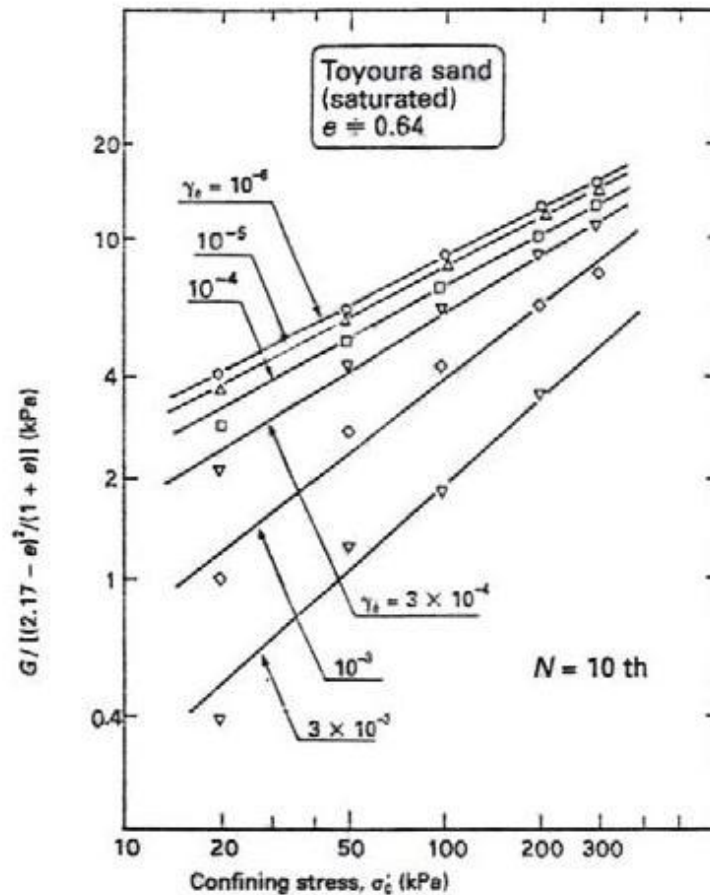
จากสูตรเชิงประสพการณ์ ค่าคงที่ต่างๆ ก็ขึ้นอยู่กับลักษณะการทดลองของแต่ละบุคคล ซึ่งสามารถสรุปค่าคงที่ต่างๆ ได้ ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ค่าคงที่และฟังก์ชันต่างๆ ของสูตรเชิงประสพการณ์ในสมการที่ 2.10 (สุพจน์, 2551)

	References	A	$f(e)$	n	Materials	Test
Sand	Hardin & Richart (1963)	7000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	Ottawa sand	Resonant column
		3000	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Angular quatz	
	Shibata & Soelarno (1975)	42000	$\frac{(0.67-e)^2}{1+e}$	0.5	Clean sands	Ultrasonic
	Iwasaki et al (1978)	9000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.38	Clean sands	Resonant column
	Kokusho (1980)	8400	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	Toyoura sand	Cyclic triaxial
	Yu & Richart (1984)	7000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	Cleans sand	Resonant column
Clay	Hardin & Black (1968)	3300	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Kaolinite	Resonant column



Clay	Marcuson & Wahls (1972)	4500	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Kaolinite (PI=35)	Resonant column
		450	$\frac{(4.4-e)^2}{1+e}$	0.5	Bentonite (PI=60)	
	Zen & Umehara (1978)	2000-4000	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Remolded clay	Resonant column
	Kokusho et al. (1982)	141	$\frac{(7.32-e)^2}{1+e}$	0.6	Undisturbed clay	Cyclic triaxial
Shibuya & Tanaka (1996)	5000	$e^{-1.5}$	0.5*	Undisturbed clay	Seismic cone	
Gravel	Prange (1981)	7230	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.38	Ballast $D_{50}=40$ mm	Resonant column
	Kokusho & Esashi (1981)	13000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.55	Crushed rock $D_{50}=30$ mm	Triaxial
		8400	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.60	Round gravel $D_{50}=10$ mm	
	Tanaka et al. (1987)	3080	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.60	Gravel $D_{50}=10$ mm	Triaxial
	Goto et al. (1987)	1200	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.85	Gravel $D_{50}=2$ mm	Triaxial
	Nishio et al. (1985)	9360	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.44	Gravel $D_{50}=10$ mm	Triaxial

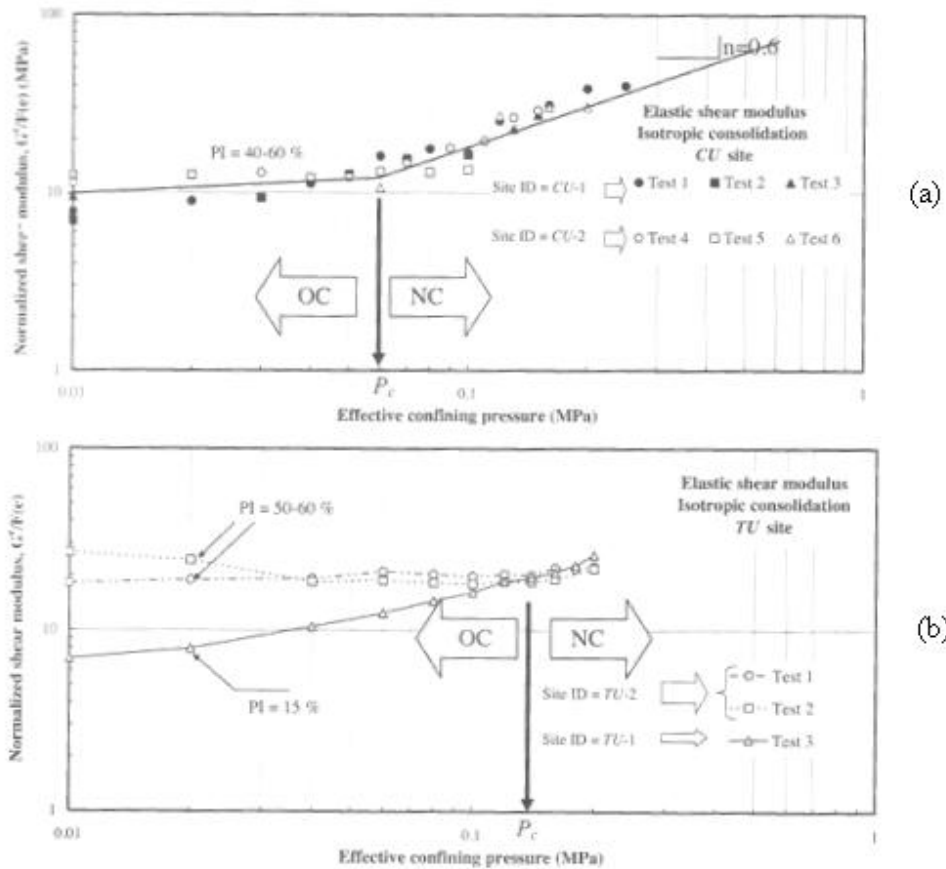


รูปที่ 2.4 ผลกระทบของหน่วยแรงประสิทธิผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน (Kokusho, 1980)

- ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสเฉือนในดินเหนียว

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวมีลักษณะคล้ายคลึงกับดินทราย แต่โมดูลัสเฉือนของดินเหนียวยังขึ้นอยู่กับดัชนีพลาสติก ( $PI$ ) ด้วย

Teachavorasinskun & Amornwithayalax, 2002 ได้ทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนยึดหยุ่นของดินเหนียวกรุงเทพฯ แบบคงสภาพ เฉือนตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินกรุงเทพฯ ที่เก็บมาจากที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยกับที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ทดสอบด้วยเครื่องสามแกนติดตั้งด้วยเบนเดอร์อิเลเมนต์ ผลปรากฏว่าค่าดัชนีพลาสติกมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน จะเห็นได้ชัดเจนในช่วงดินเหนียวที่อยู่ภายใต้สภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ (overconsolidated clay) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 สังเกตเห็นได้ชัดว่าตัวอย่างดินจากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ค่าดัชนีพลาสติกมีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือนค่อนข้างมาก



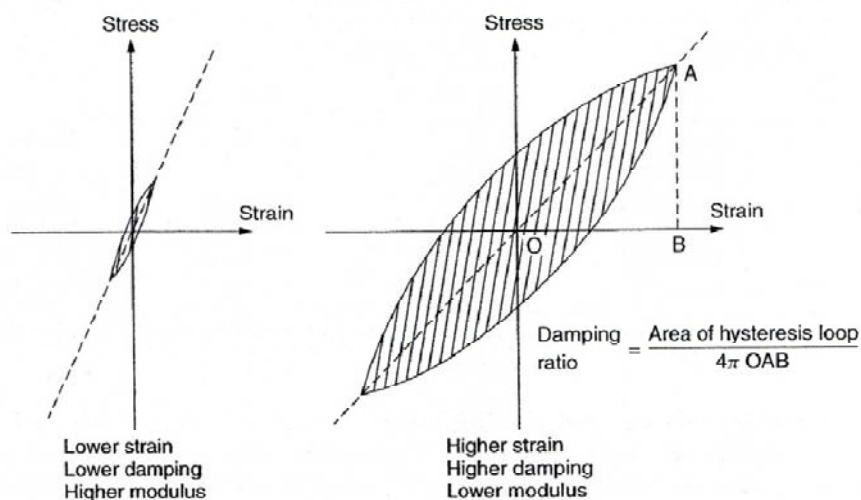
รูปที่ 2.5 ผลกระทบค่าดัชนีพลาสติกต่อค่าโมดูลัสเฉือน (a) ตัวอย่างดินเหนียวจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (b) ตัวอย่างดินเหนียวจากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (สุพจน์, 2551)

### 2.3 คุณสมบัติด้านพลศาสตร์

ในการวิเคราะห์และแก้ไขปัญหาในงานด้านทางธรณีเทคนิคที่เกี่ยวกับวิศวกรรมแผ่นดินไหว มีค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของดินต่อแรงแผ่นดินไหวอยู่ 2 พารามิเตอร์ คือ โมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนการหน่วง โดยที่พารามิเตอร์ทั้งสองจะสัมพันธ์กับระดับความเครียดนั้น คือ โมดูลัสเฉือนจะลดลงตามขนาดของความเครียดที่เพิ่มขึ้นและอัตราส่วนการหน่วงจะเพิ่มขึ้นตามขนาดของความเครียดที่เพิ่มขึ้น พฤติกรรมของดินภายใต้แรงกระทำแบบพลศาสตร์ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ธรรมชาติของดิน สภาพแวดล้อมของดิน ลักษณะของแรงกระทำ

### 2.3.1 โมดูลัสเฉือน

โมดูลัสเฉือนมีความสำคัญในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ สำหรับความเครียดในระดับต่ำมาก โดยเฉพาะผลตอบสนองของดินที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหว โมดูลัสเฉือนนิยามจากความชันระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน เนื่องจากที่ความเครียดระดับต่ำๆ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนเป็นเส้นตรง ส่วนสำหรับความเครียดขนาดกลาง ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนไม่เป็นเชิงเส้น ทำให้การหาโมดูลัสเฉือนจากความชันได้ค่าที่ไม่ใกล้เคียงกับค่าจริง ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งโมดูลัสเฉือนจะขึ้นอยู่กับขนาดของความเครียด การคำนวณค่าโมดูลัสเฉือนสามารถคำนวณได้ ดังสมการที่ 2.7 ดังได้กล่าวรายละเอียดไว้แล้วในข้างต้น



รูปที่ 2.6 อัตราส่วนการหน่วงและโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและสูง

(Dowrick, 2003)

### 2.3.2 อัตราส่วนการหน่วง

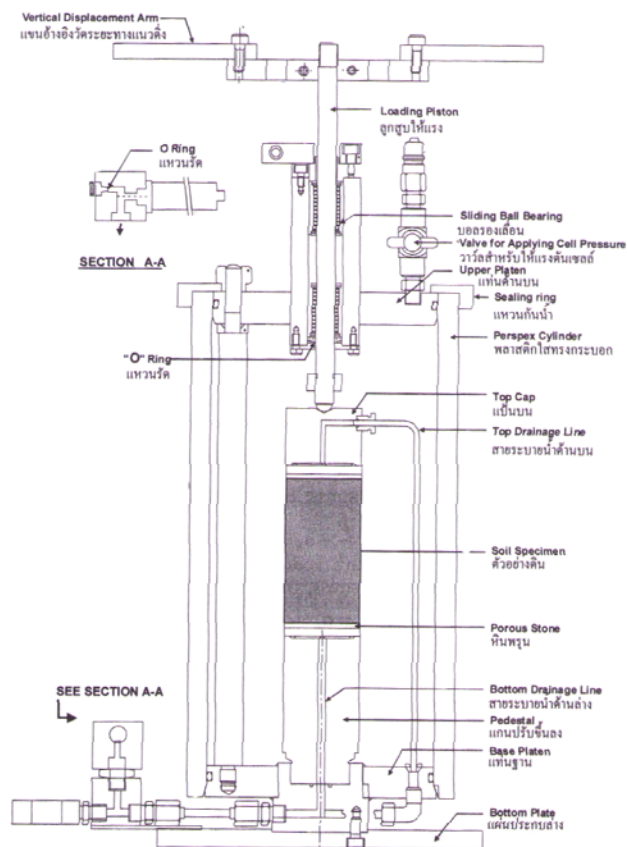
เป็นค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญอีกตัวหนึ่งในงานด้านแผ่นดินไหว อัตราส่วนการหน่วงคือการสูญเสียพลังงานจากการให้แรงกระทำแบบวัฏจักรต่อมวลดินในระดับความเครียดต่ำ จะเกิดขึ้นเมื่อคลื่นเกิดการสั่นผ่านเข้าไปในดิน แล้วมีการวัดพลังงานที่สูญเสียจากการผ่านดิน ซึ่งสาเหตุหลักมาจากฮิสเทอรีซิสของดิน เพื่อความง่ายมักแสดงในรูปของเศษส่วนของการหน่วงวิกฤต ซึ่งอยู่ในรูปของอัตราส่วนการหน่วง ส่วนรายละเอียดจะกล่าวในหัวข้อต่อไป

## 2.4. การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือน

### 2.4.1 ในห้องปฏิบัติการ

- การทดสอบสามแกน (conventional triaxial test)

ในอดีตเป็นเครื่องมือที่นิยมมากในการศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินรวมถึงหาค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือน ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบเป็นทรงกระบอกมาตรฐานขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 38 มิลลิเมตร สูง 76 มิลลิเมตร หรือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร โดยมีค่าอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับสอง แล้วสวมยางหุ้มรัด (rubber membrane) ที่ตัวอย่างดิน ส่วนการให้แรงแบ่งออกเป็นสองทิศทาง คือ การให้แรงในแนวแกนจากลูกสูบให้แรง และแรงจากด้านข้างหรือแนวรัศมี เป็นการให้แรงดันโอบรัด (confining pressure) จากแรงดันน้ำ หรืออาจจะเรียกว่า แรงดันเซลล์ (cell pressure) แล้วทำการวัดการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง โดยติดตั้งเกจอ่านค่าการเคลื่อนที่ภายนอก (external measurement) มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ที่บริเวณท่อระบายน้ำ มีการติดตั้งวาล์วเปิดปิด สำหรับการทดสอบการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ เครื่องมือทดสอบสามแกนสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.7

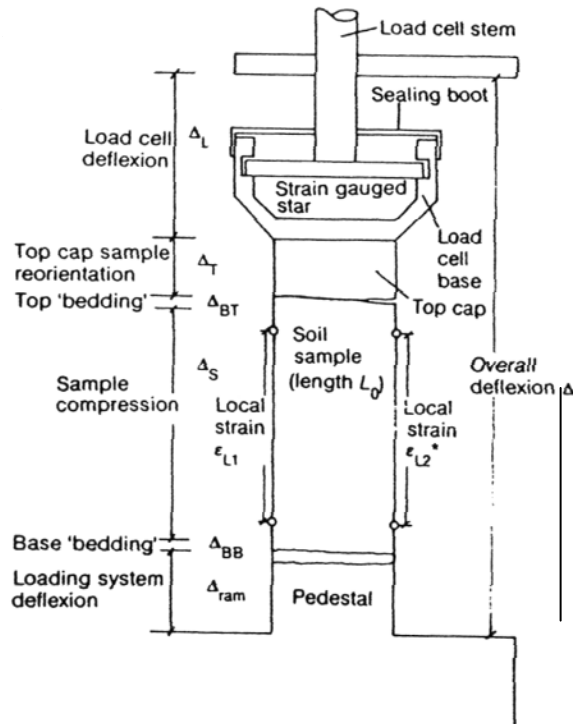


รูปที่ 2.7 เครื่องมือทดสอบสามแกน (สุเชษฐ์, 2551)

จากการทดสอบแบบนี้สามารถวัดความเครียดได้ในระดับสูง เนื่องจากเกจที่อ่านการเคลื่อนที่ภายนอกมีความละเอียดในการอ่านค่าน้อย และเป็นการวัดการเคลื่อนที่ที่อยู่ภายนอกตัวอย่าง ทำให้การเคลื่อนที่อาจไม่ใช่การเคลื่อนที่ของตัวอย่างดินจริงๆ อาจเป็นการขยับหรือเคลื่อนที่ของเครื่องมือเอง

- การปรับปรุงการวัดความเครียดของการทดสอบสามแกน

เป็นการนำเครื่องทดสอบสามแกนมาพัฒนา โดยมีการติดตั้งเกจวัดการเคลื่อนที่ภายในเพิ่ม เป็นการเพิ่มขีดความสามารถในการวัดความเครียดให้วัดได้ละเอียดมากขึ้น ส่วนหลักการในการทดสอบมีลักษณะเหมือนกับการทดสอบสามแกนทั่วไป และยังเป็นการลดความคลาดเคลื่อนจากการวัดการเคลื่อนที่ภายนอกเนื่องจากการทดสอบสามแกน มีการวัดการเคลื่อนที่ของตัวอย่างดินจากภายนอก อาจมีความคลาดเคลื่อนหลายกรณี ดังแสดงในรูปที่ 2.8 เช่น ความคลาดเคลื่อนจากการเตรียมตัวอย่าง ได้แก่ ความไม่ได้ระนาบของหน้าตัดดิน การติดตั้งตัวอย่างที่ไม่ได้ตั้งหรือตัวอย่างเอียง เป็นต้น อุปกรณ์ชิ้นส่วนเอียง ไม่ได้ตำแหน่ง มีการขยับเขยื้อน และสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ เช่น ความไม่สม่ำเสมอของหน้าตัดของตัวอย่างดินกับระนาบของฐานด้านล่าง (pedestal) และฐานด้านบน (top cap) ซึ่งความผิดพลาดเหล่านี้ทำให้ค่าความเครียดที่ได้มีค่ามากเกินไป ส่งผลให้ค่าความแข็งของดินมีค่าน้อยเกินความจริง ดังนั้นการนำค่าความแข็งของดินไปใช้ในวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ ส่งผลให้การออกแบบเป็นในเชิงอนุรักษ์นิยม (conservative) มากเกินไป ดังนั้นจึงได้มีการปรับปรุงเครื่องมือการทดสอบสามแกน ร่วมกับการวัดการเคลื่อนที่ภายใน

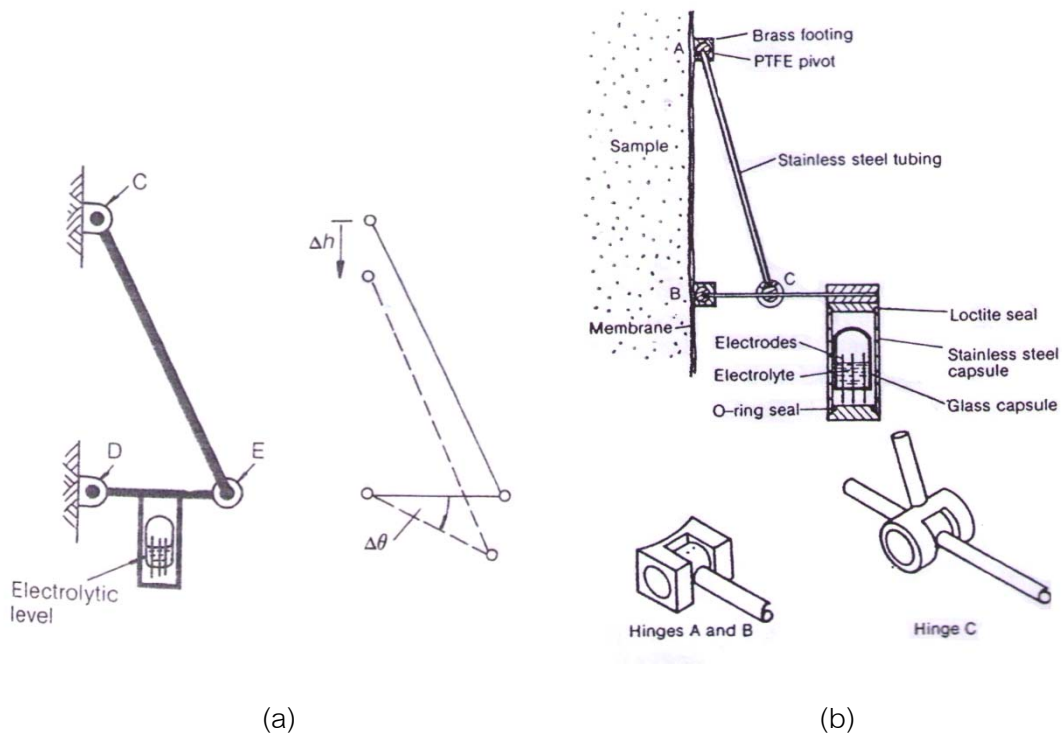


รูปที่ 2.8 ความผิดพลาดจากการวัดความเครียดจากภายนอก (Jardine et al., 1984)

รูปแบบเกจวัดการเคลื่อนที่ภายใน

- อิเล็กโตรเลเวลเกจ (electrolevel gauges)

การวัดการเคลื่อนที่ภายใน อาศัยหลักการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเรขาคณิต เป็นการเคลื่อนที่ระหว่าง 2 จุด ที่ติดอยู่กับตัวอย่างดิน โดยอาศัยการหมุนของแคปซูล (capsule) ดังแสดงในรูปที่ 2.9(a) ในแคปซูลประกอบด้วยระดับของเหลวที่สามารถนำไฟฟ้าได้ มีขั้วไฟฟ้า 3 ขั้ว ซึ่งบางส่วนจมอยู่ในของเหลว เมื่อตัวอย่างดินเกิดการหดตัวหรือเคลื่อนที่จะทำให้แคปซูลเกิดการเอียง ส่งผลให้ความต้านทานไฟฟ้าระหว่างขั้วตรงกลางและขั้วริมด้านนอกไม่เท่ากัน ใช้ไฟฟ้ากระแสสลับความต่างศักย์ 5 โวลต์ ความถี่ 5 กิโลเฮิรตซ์ กลไกบานพับ (hinges) และจุดหมุนต่างๆ ทำจากทองเหลือง ก้านทำจากสแตนเลสสตีล โครงสร้างต่างๆ ของอุปกรณ์สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.9(b) ความสามารถในการวัดการเคลื่อนที่ที่สามารถวัดได้น้อยกว่า 1 ไมโครเมตร



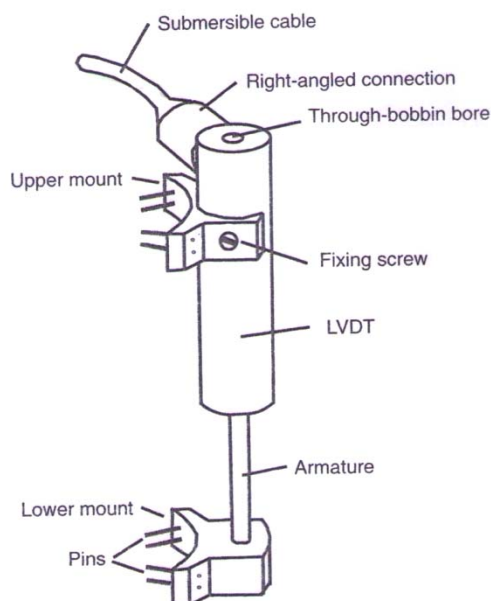
รูปที่ 2.9 (a) หลักการวัดการเคลื่อนที่ (Burland & Symes, 1982)

(b) โครงสร้างของอิเล็กโตรเลเวลเกจ (Jardine, 1984)

- แอลวีดีที (linear variable differential transformers, LVDTs)

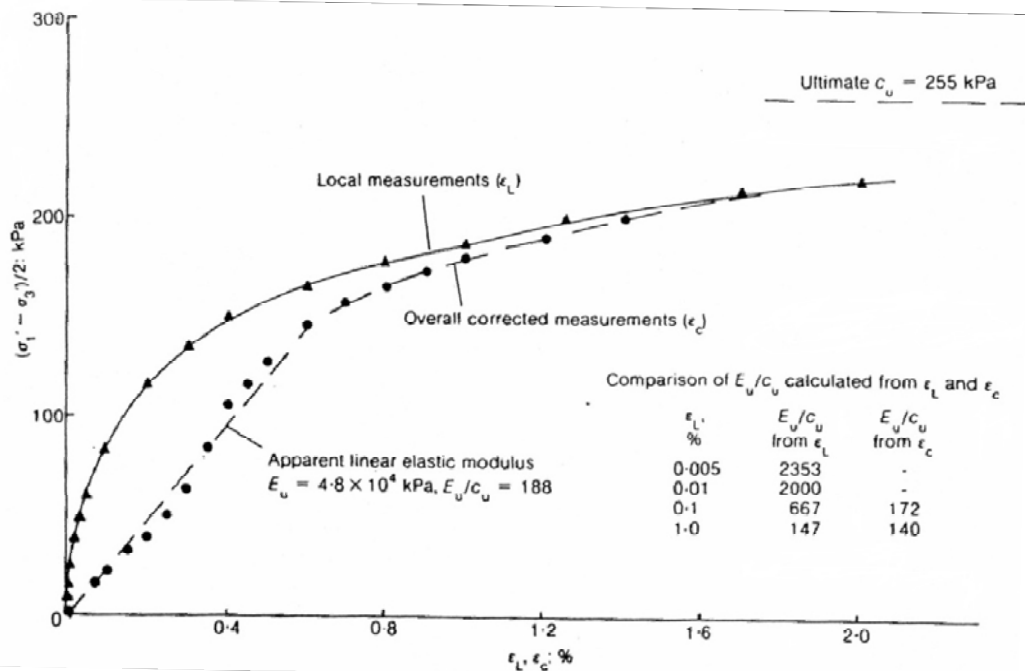
แอลวีดีทีเป็นตัวส่งสัญญาณประเภทแรกๆ ที่ใช้ในการวัดความเครียดแนวแกนภายใน ซึ่งเป็นอุปกรณ์ประเภทการเหนี่ยวนำของไฟฟ้า มีข้อดี คือ มีปัญหาในเรื่องของผลกระทบจากอุณหภูมิน้อยกว่าตัวส่งสัญญาณประเภทอื่นๆ และมีสัญญาณรบกวนน้อย (Cuccovillo & Coop, 1997) หลักการทำงานของแอลวีดีที ประกอบด้วยขดลวด 3 ขด คือ ขดลวดปฐมภูมิ และขดลวดทุติยภูมิอีก 2 ขด เมื่อตัวอย่างดินเกิดการหดตัวหรือยืดตัว อาร์มาเจอร์จะเกิดการเคลื่อนที่ผ่านขดลวดต่างๆ แล้วเกิดการเหนี่ยวนำกระแสไฟฟ้า แอลวีดีทีจะติดตั้งที่ด้านข้างของตัวอย่างดิน โดยติดตั้ง 2 ตัวให้อยู่ตรงข้ามกัน ลักษณะอุปกรณ์ของแอลวีดีทีที่สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.10





รูปที่ 2.10 แบบจำลองแอลวีดีที (Cuccovillo & Coop, 1997)

Jardine et al., 1984 ได้ทำการทดลองโดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ จากบริเวณทะเลเหนือ (North Sea) ที่มีสภาพพลาสติกต่ำ ทดสอบสามแกนแบบไม่อัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ โดยวัดความเครียดจากภายนอกแล้วเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่วัดจากภายใน มีผลความเค้นและความเครียด ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าค่าความเครียดจากภายนอกมีค่ามากกว่าค่าความเครียดจากภายใน ถึงแม้ว่าจะมีการปรับแก้ความคลาดเคลื่อนจากเซลล์แรง (load cell) และเครื่องมือต่างๆ โดยการวัดความเครียดภายในใช้อิเล็กโตรเลเวลเกจ (electrolevel gauges) จากการทดสอบจะเห็นได้ว่าที่ระดับความเครียดต่ำ การวัดความเครียดจากภายนอกกับการวัดความเครียดภายในมีความแตกต่างกันมาก จะสังเกตได้ว่าเส้นกราฟของการวัดความเครียดภายนอกมีลักษณะเป็นเส้นตรง ทำให้นักวิจัยในอดีตที่ไม่ได้มีการวัดความเครียดภายใน ส่งผลให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเชิงเส้น เพราะการวัดการเคลื่อนที่ภายนอกมีความคลาดเคลื่อนหลายอย่าง ส่วนการวัดการเคลื่อนที่ภายในความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งสนับสนุนว่าพฤติกรรมของดินที่ระดับความเครียดต่ำมีลักษณะไม่เชิงเส้น ส่วนในระดับความเครียดที่สูงขึ้น การวัดความเครียดภายในและภายนอกมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากเมื่อความเครียดมากขึ้น นั่นก็หมายถึงดินมีการเคลื่อนที่มากด้วย เมื่อดินเคลื่อนที่ได้มากการวัดการเคลื่อนที่จากภายนอกก็สามารถวัดค่าได้ ก็เลยทำให้มีค่าใกล้เคียงกับการวัดการเคลื่อนที่จากภายใน



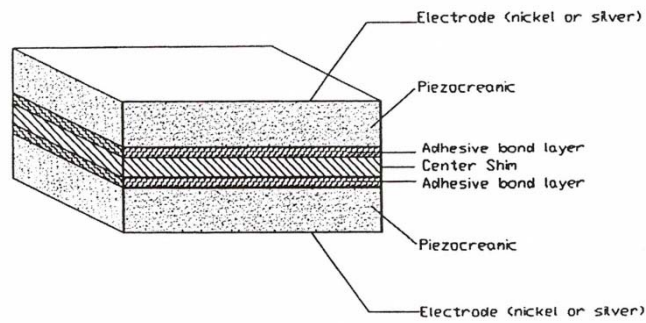
รูปที่ 2.11 ความเค้น-ความเครียดจากตัวอย่าง I1

(การทดสอบสามแกนจาก Jardine et al., 1984)

- การทดสอบเบนเดอริอิลิเมนต์ (bender element test)

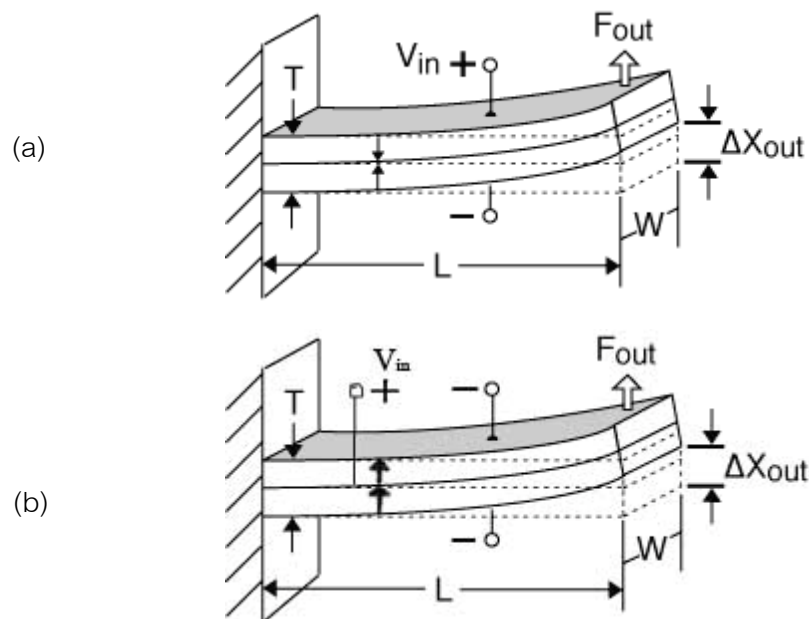
เป็นวิธีการวัดค่าความแข็งของดินวิธีหนึ่ง การตรวจวัดโมดูลัสเฉือนยืดหยุ่น (elastic shear modulus) โดยใช้เบนเดอริอิลิเมนต์ (bender element) ถูกพัฒนาโดย Shirley & Hampton, 1977 ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายในการหาโมดูลัสเฉือนยืดหยุ่นที่ระดับความเครียดต่ำ เบนเดอริอิลิเมนต์มีความสามารถในการวัดความเครียดได้น้อยกว่า  $10^{-5}$  (Viggiani & Atkinson, 1995)

เบนเดอริอิลิเมนต์ประกอบด้วยแผ่นไพโซอิเล็กทริกเซรามิก (piezoelectric ceramic) 2 แผ่น ประกบกับแผ่นทองเหลืองหรือสแตนเลสสตีล ดังแสดงในรูปที่ 2.12 การวัดค่าความเร็วเฉือนจะใช้เบนเดอริอิลิเมนต์ 2 ตัว ตัวหนึ่งเป็นตัวส่งสัญญาณจะถูกกระตุ้นด้วยกระแสไฟฟ้า โดยจะแปลงสัญญาณไฟฟ้าให้เป็นพลังงานกลแล้วเกิดการสั่นไหว การขของเบนเดอริอิลิเมนต์ ทำให้เกิดคลื่นเฉือนส่งผ่านไปยังตัวอย่างดิน และคลื่นจะถูกตรวจจับด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์อีกตัวซึ่งเรียกว่าตัวรับสัญญาณ และจะแปลงสัญญาณจากพลังงานกลให้เป็นพลังงานไฟฟ้า แล้วส่งต่อไปยังเครื่องบันทึกสัญญาณ



รูปที่ 2.12 องค์ประกอบของเบนเดอริอิลิเมนต์ (Alitking, 2006)

เบนเดอริอิลิเมนต์มี 2 ชนิด คือ ขั้วเอ็กซ์ (X-Pole) และขั้ววาย (Y-Pole) ดังที่แสดงในรูปที่ 2.13 ซึ่งขั้วเอ็กซ์เป็นตัวรับสัญญาณจะต่อวงจรไฟฟ้าแบบอนุกรม ส่วนขั้ววายเป็นตัวส่งสัญญาณต่อวงจรไฟฟ้าแบบขนาน เหตุที่ต่อวงจรไฟฟ้าระหว่างตัวส่งสัญญาณกับตัวรับสัญญาณที่แตกต่างกันนั้น เพื่อที่จะใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 2.13 (a) การต่อวงจรตัวรับสัญญาณ (ขั้วเอ็กซ์) (b) การต่อวงจรตัวส่งสัญญาณ (ขั้ววาย)

(piezo, 2008 : online)

การหาความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์ หลังจากที่ทำการต่อวงจรไฟฟ้าของตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณเรียบร้อยแล้ว นำเบนเดอริอิลิเมนต์ติดกับฐานด้านบนและฐานด้านล่างของเครื่องสามแกน จากนั้นเสียบแผ่นเบนเดอริอิลิเมนต์ที่ด้านบนและด้านล่างของ

ตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณ แล้วส่งคลื่นเฉือน (S-wave) วัดระยะเวลาที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่างดิน ( $t$ ) ซึ่งสามารถหาความเร็วคลื่นเฉือน ( $V_s$ ) ได้ดังสมการที่ 2.11

$$V_s = \frac{L}{t} \quad (2.11)$$

ซึ่ง  $V_s$  คือ ความเร็วคลื่นเฉือน

$L$  คือ ระยะทางระหว่างปลายทั้งสองของเบนเดอริอิลิเมนต์

$t$  คือ เวลาที่คลื่นเดินทาง (travel time)

จากค่าความเร็วคลื่นเฉือน ( $V_s$ ) สามารถหาค่าโมดูลัสเฉือนของดินได้ ดังสมการที่ 2.12

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.12)$$

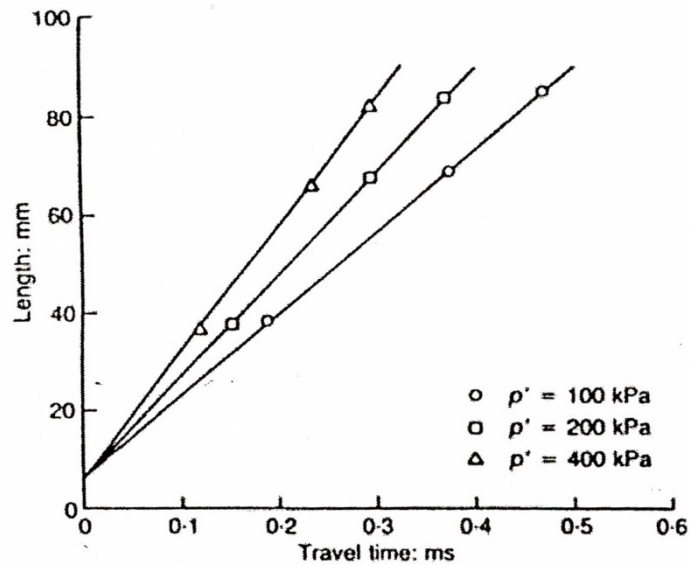
ซึ่ง  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของดิน

- ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการวัดความเร็วคลื่นเฉือน

การหาค่าโมดูลัสเฉือนให้ได้ค่าที่ถูกต้องนั้น ขึ้นอยู่กับการวัดความเร็วคลื่นเฉือน ซึ่งการวัดความเร็วคลื่นเฉือนมีปัจจัยหลายปัจจัยที่ส่งผลให้ค่าโมดูลัสเฉือนผิดพลาดได้แก่ ระยะทาง คือ ระยะทางที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน ว่าควรเป็นระยะทางระหว่างปลายของเบนเดอริอิลิเมนต์ทั้งสอง หรือเป็นความสูงของตัวอย่าง และระยะเวลาที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน เนื่องจากการหาระยะเวลาเป็นการดูจากกราฟ ต้องรู้ว่าคลื่นเริ่มส่งสัญญาณที่จุดใด และคลื่นมาถึงตัวรับสัญญาณที่ ณ จุดใด ซึ่งมีงานวิจัยพูดถึงปัญหาดังกล่าว ดังนี้

#### 1) ระยะทางประสิทธิภาพ ( $L$ )

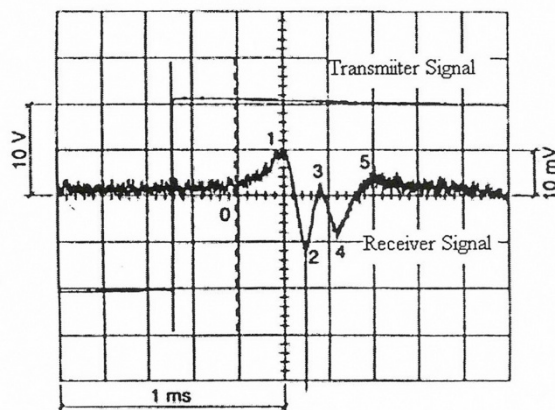
Viggiani & Atkinson, 1995 ได้ทำการทดลองโดยใช้ตัวอย่างดินสเปสไวท์เคโอลิน (Speswhite kaolin) ใช้ตัวอย่างดินที่มีความยาวที่แตกต่างกัน 3 ขนาด และใช้ความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ยที่แตกต่างกัน (mean effective stress) 3 ค่า โดยฝังเบนเดอริอิลิเมนต์เข้าไปในตัวอย่างดิน ทั้งด้านบนและด้านล่างด้านละ 3 มิลลิเมตร เมื่อนำผลการทดสอบมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของตัวอย่างกับเวลาที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ผลปรากฏว่าที่ระดับความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ยเดียวกันแต่ใช้ความยาวของตัวอย่างที่แตกต่างกัน เมื่อเขียนกราฟจะได้ความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรง แล้วลากตัดแกนตั้งที่ 6 มิลลิเมตร นั้นแสดงว่าระยะทางที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่างดินควรเป็นระยะทางระหว่างปลายของเบนเดอริอิลิเมนต์ทั้งสอง และที่ระดับความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ยอื่นๆ มีลักษณะเหมือนกัน คือ ระยะทางควรเป็นระยะระหว่างปลายของเบนเดอริอิลิเมนต์ทั้งสอง



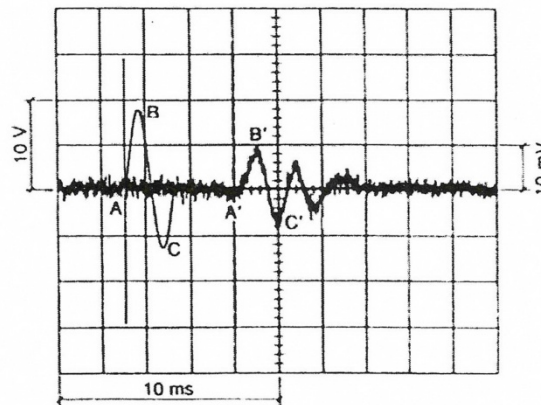
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของตัวอย่างกับระยะเวลา  
(Viggiani & Atkinson, 1995)

## 2) ระยะเวลา (travel time)

Viggiani & Atkinson, 1995 ได้ทำการทดสอบตัวอย่างตะกอนธารน้ำแข็งปนก้อนหินแบบสร้างขึ้นใหม่ โดยส่งคลื่นผ่านตัวอย่างดิน 2 รูปแบบ คือ 1.) คลื่นรูปสี่เหลี่ยมที่มีความถี่ 50 เฮิรตซ์ 2.) คลื่นรูปไซน์ ที่ความถี่ 1-10 กิโลเฮิรตซ์ ดังแสดงในรูปที่ 2.15 สำหรับระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นรูปสี่เหลี่ยมควรวัดอ้างอิงจากตำแหน่งที่ 1 และระยะเวลาของคลื่นรูปไซน์อาจวัดได้จากช่วงเริ่มต้นถึงสิ้นสุด (A-A') จากสันคลื่นถึงสันคลื่น (B-B') หรือจากท้องคลื่นถึงท้องคลื่น (C-C')



(ก) คลื่นรูปสี่เหลี่ยม



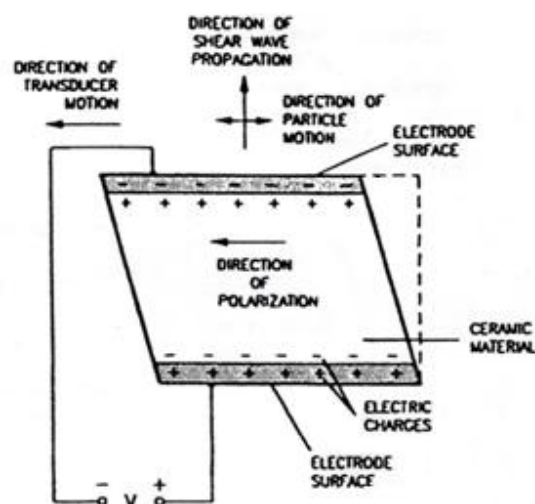
(b) คลื่นรูปไซน์

รูปที่ 2.15 รูปแบบของคลื่นที่ปล่อยมาจากตัวส่งคลื่น (Viggiani & Atkinson, 1995)

Ismail & Rammah, 2005 ได้สรุปข้อจำกัดของการทดสอบเบนเดอริอิลิเมนต์ไว้ว่า

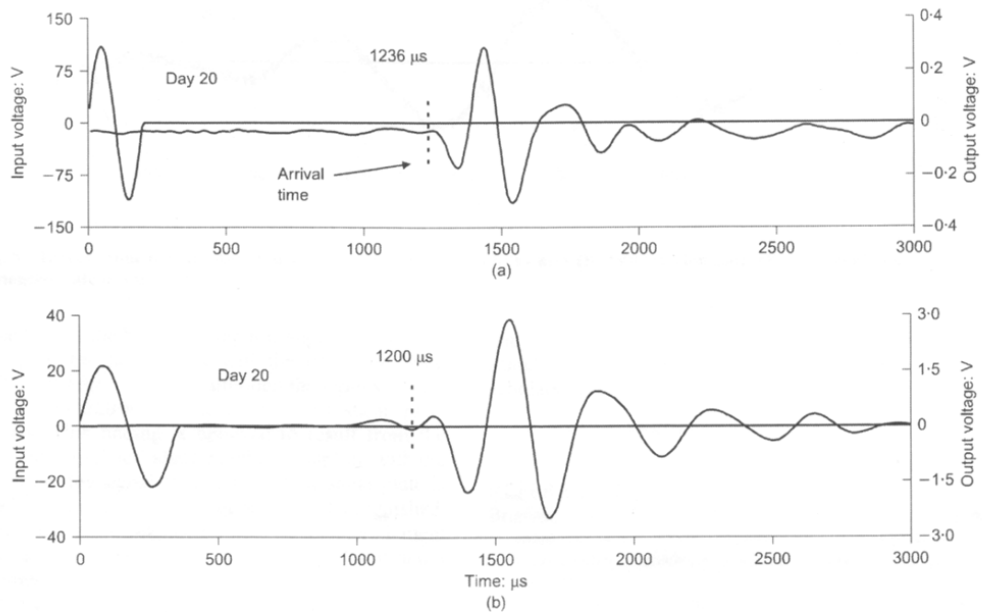
1. ต้องมีการฝังเบนเดอริอิลิเมนต์เข้าไปในตัวอย่าง กรณีตัวอย่างดินที่คงสภาพและตัวอย่างดินเชื่อมประสาน (cemented samples) อาจทำให้เกิดการรบกวนตัวอย่างดิน
2. ต้องมีการหล่อหุ้มเบนเดอริอิลิเมนต์ด้วยกาว ทำให้กาวสัมผัสกับดิน ถ้ากาวที่หล่อหุ้มเกิดเสียหายอาจทำให้น้ำเข้าไปในเบนเดอริอิลิเมนต์ ส่งผลให้เกิดไฟฟ้าลัดวงจรได้ ทำให้สัญญาณคลื่นที่ส่งไม่ชัด และเบนเดอริอิลิเมนต์อาจเกิดเสียหาย
3. เบนเดอริอิลิเมนต์จะได้รับผลกระทบจากความเค้นที่เกิดขึ้นภายในตัวอย่าง โดยเฉพาะบริเวณผิวสัมผัสที่ติดกับแท่นรองของเครื่องสามแกน
4. การใช้เบนเดอริอิลิเมนต์ไม่เหมาะสมกับในสภาพสารละลายที่เลวร้าย เช่น ในสภาพที่น้ำกระด้างเพราะอิเล็คโทรไลทิส (electrolytes) จะซึมเข้าไปในเบนเดอริอิลิเมนต์
5. เนื่องจากเบนเดอริอิลิเมนต์บางมาก หนาประมาณ 0.5-1 มิลลิเมตร มีปัจจัยหลายปัจจัยที่จะทำให้สัญญาณการส่งคลื่นดี เช่น ต้องใช้ความต่างศักย์ไฟฟ้าที่สูง จำนวนลูกคลื่นและรูปแบบของคลื่นด้วย ทำให้ต้องมีการพิจารณาหลายปัจจัยเพื่อที่จะให้ได้สัญญาณคลื่นที่ดี
6. การต่อวงจรของตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณมี 2 แบบ ตัวส่งสัญญาณต่อแบบขนาน ส่วนตัวรับสัญญาณต่อแบบอนุกรม ซึ่งต้องการดูแลเป็นพิเศษในการติดตั้งและการทดสอบ เพราะอาจเกิดข้อผิดพลาดจากการสลับกันในการต่อวงจร
  - ตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือน (shear plate transducer) เป็นวิธีที่ใช้สำหรับหาค่าโมดูลัสเฉือนอีกวิธีหนึ่ง โดยเป็นการกระตุ้นด้วยไฟฟ้าใส่ที่ตัวส่งสัญญาณ (transducer) แล้วแผ่นเฉือนเกิดการเคลื่อนที่ไปมา การเคลื่อนที่ของตัวส่ง

สัญญาณแผ่นฉนวนจะตั้งฉากกับทิศทางการเคลื่อนที่ของคลื่นฉนวน ทำให้เกิดคลื่นฉนวนเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน ลักษณะการทำงานของตัวส่งสัญญาณแผ่นฉนวนสามารถจำลองได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.16

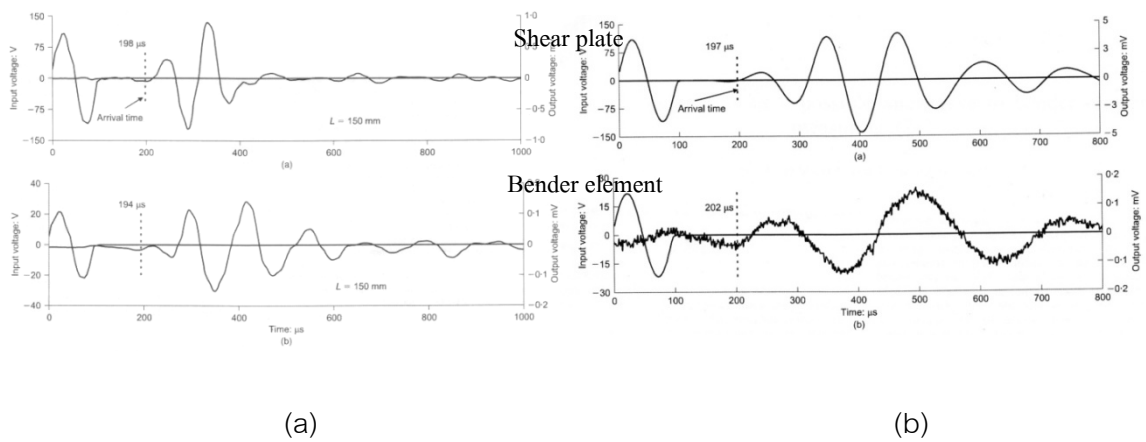


รูปที่ 2.16 หลักการทำงานของแผ่นฉนวน (Brignoli, 1996)

มีงานวิจัยที่เปรียบเทียบการทดสอบระหว่างเบนเดอริอิลิเมนต์กับแผ่นฉนวน ซึ่งข้อดีและข้อเสียของแต่ละวิธีก็แตกต่างกันออกไป ต้องเลือกใช้ให้เหมาะสม เช่น Ismail & Rammah, 2005 ได้ทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์ และแผ่นฉนวน โดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อน ททรายซิลิกาที่ไม่มีสารเชื่อมประสาน (uncemented silica sand) และทรายแคลคัลเลียที่มีสารเชื่อมประสานแน่น (strongly cemented calcareous) ผลปรากฏว่าการใช้เบนเดอริอิลิเมนต์มีความเหมาะสมกับดินเหนียวอ่อนมากกว่าการใช้แผ่นฉนวน ดังแสดงในรูปที่ 2.17 เห็นได้ว่าการใช้เบนเดอริอิลิเมนต์ให้คลื่นที่มีขนาดแอมพลิจูดที่สูงกว่า มีความชัดเจนกว่าแผ่นฉนวน ส่วนการใช้แผ่นฉนวนเหมาะสมในดินทรายมากกว่าการใช้เบนเดอริอิลิเมนต์ ดังแสดงในรูปที่ 2.18 คลื่นที่ได้จากแผ่นฉนวนมีความชัดเจนกว่า



รูปที่ 2.17 การส่งคลื่นและการรับคลื่นของตัวอย่างดินเหนียวเคโอดินหลังจากบ่ม 20 วัน  
(a) แผ่นเนียน (b) เบนเดอร์อีลิเมนต์ (Ismail & Rammah, 2005)



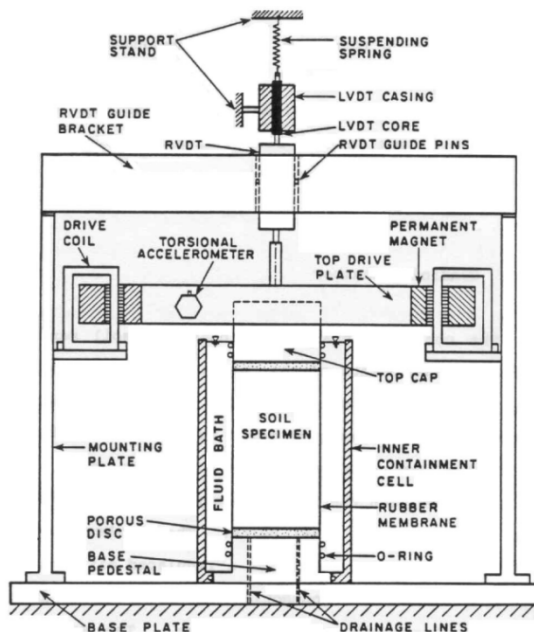
รูปที่ 2.18 การส่งคลื่นและการรับคลื่น (a) ตัวอย่างทรายซิลิกา (b) ดินเหนียวที่มีสารเชื่อมประสานแน่น (cemented calcareous) (Ismail & Rammah, 2005)

- การทดสอบเรโซแนนท์คอลัมน์ (resonant column test)

การทดสอบแบบเรโซแนนท์คอลัมน์เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ได้รับคามนิยมมากในการหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ อาศัยการตอบสนองของตัวอย่างดินต่อการกระตุ้นจากแรงกระทำที่ความถี่ต่างๆ ชนิดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีทั้งแบบรูปทรงกระบอกกลวงและไม่กลวง ให้แรงได้ทั้งแบบการบิดฮาร์มอนิก (harmonic torsional) หรือแบบแรงตามแนวแกนด้วย



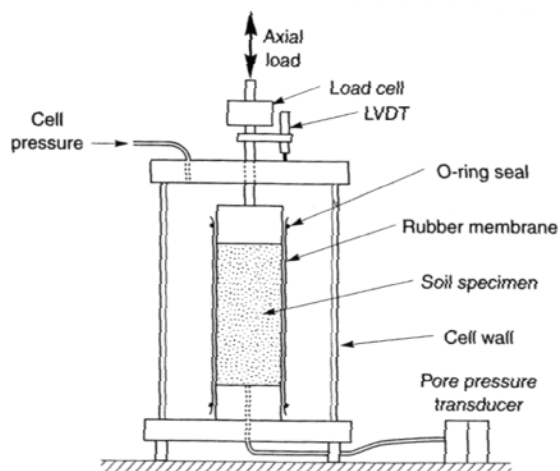
ระบบทางแม่เหล็กไฟฟ้า (electromagnetic) รูปภาพแสดงองค์ประกอบของเครื่องมือ จําลองได้ตั้งแสดงในรูปที่ 2.19 ความสามารถในการวัดความเครียดเฉือนสามารถวัดได้ถึง 0.00001% ถึง 1%



รูปที่ 2.19 เครื่องมือเรโซแนนท์คอลัมน์ (ubc, 2008 : online)

- การทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร (cyclic triaxial test)

การทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรสามารถหาค่าคุณสมบัติด้านพลศาสตร์ของดินได้ คือ โมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนการหน่วง สามารถศึกษาพฤติกรรมของดินด้านความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ในแบบพลวัตร เครื่องมือทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรสามารถจําลองได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.20 ลักษณะการเตรียมตัวอย่าง และการทดสอบมีลักษณะเหมือนกับการทดสอบสามแกน แต่ต่างกันตรงการให้แรงกระทำในแนวแกนกับตัวอย่างดิน เป็นการให้แรงกระทำในแนวแกนแบบซ้ำไปซ้ำมากับตัวอย่างดิน สามารถปรับเปลี่ยนอัตราเร็วและขนาดของแรงได้



รูปที่ 2.20 เครื่องมือทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร (Kramer, 1996)

- เปรียบเทียบวิธีการวัดค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ

จากวิธีการทดสอบหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินในห้องปฏิบัติการมีหลากหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีมีความสามารถและขีดจำกัดที่แตกต่างกัน ดังนั้นควรเลือกใช้วิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับค่าพารามิเตอร์ที่ต้องการ สามารถสรุปความสามารถของแต่ละวิธีได้ ดังแสดงในตารางที่ 2.2

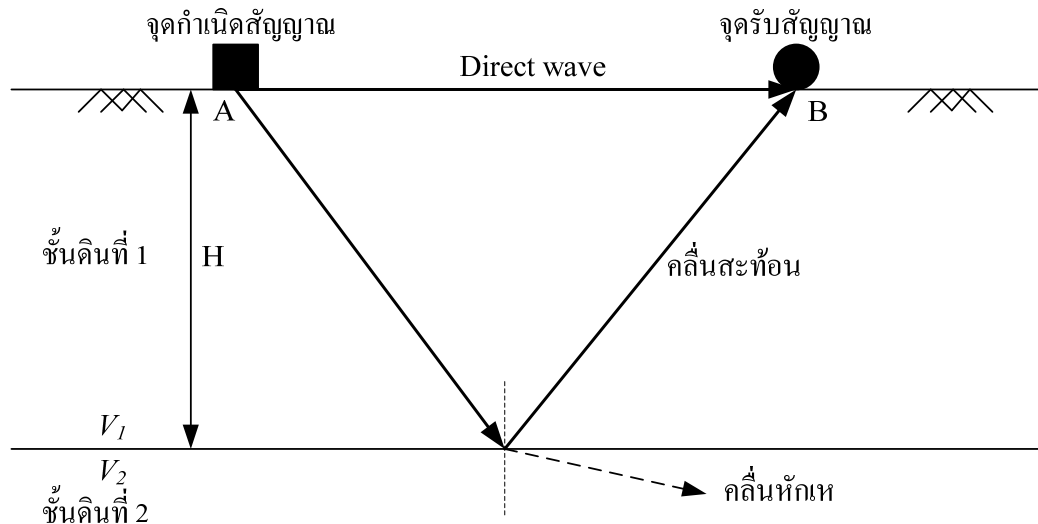
ตารางที่ 2.2 เปรียบเทียบความสามารถของวิธีการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ

วิธีการ	พารามิเตอร์ที่วัด	วัดความเครียด	ข้อดี-ข้อจำกัด
สามแกน	โมดูลัสของยัง	$>1\%$	ไม่สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้
เบนเดอร์อิลิเมนต์	โมดูลัสเฉือน	$<10^{-3}\%$	เหมาะสำหรับดินเหนียว
ตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือน	โมดูลัสเฉือน	$<10^{-3}\%$	เหมาะสำหรับดินทราย
เวซิแนนท์คอลัมน์	โมดูลัสเฉือน	$<10^{-2}\%$	ไม่เหมาะสมกับความเครียดระดับกลาง
สามแกนแบบวัฏจักร	โมดูลัสของยัง, อัตราส่วนการหน่วง	$>10^{-2}\%$	จำลองพฤติกรรมแบบพลศาสตร์

### 2.4.2 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในสนาม

- การสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น (reflection survey)

ลักษณะการสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.21



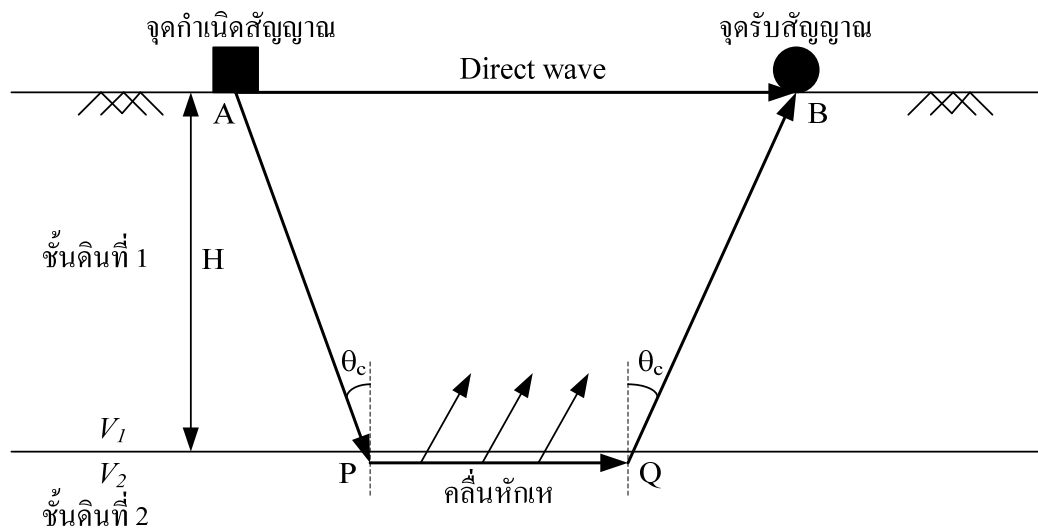
รูปที่ 2.21 หลักการตรวจวัดคุณสมบัติของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น

(สุพจน์, 2549)

เมื่อแหล่งกำเนิดคลื่นสร้างคลื่น แล้วส่งคลื่น คลื่นจะผ่านชั้นดินที่ 1 เมื่อคลื่นเกิดการตกกระทบที่รอยต่อระหว่างชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการนำคลื่นที่แตกต่างกัน คลื่นส่วนหนึ่งจะเกิดการหักเหเข้าสู่ดินชั้นที่ 2 และส่วนที่เหลือจะเกิดการสะท้อนกลับไปสู่ชั้นดินที่ 1 โดยที่มุมตกกระทบ มุมหักเห และมุมสะท้อนจะมีความสัมพันธ์กันตามกฎของสเนลล์ (Snell's law) โดยการสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น จะอาศัยหลักการดังกล่าวในการศึกษาคุณสมบัติของชั้นดิน โดยใช้คลื่นแรงอัด (p-wave) ในการสำรวจ เนื่องจากคลื่นแรงอัดเป็นคลื่นที่มีความเร็วสูงสุด

- การสำรวจโดยใช้คลื่นหักเห (refraction survey)

ลักษณะการสำรวจโดยใช้คลื่นหักเห สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.22



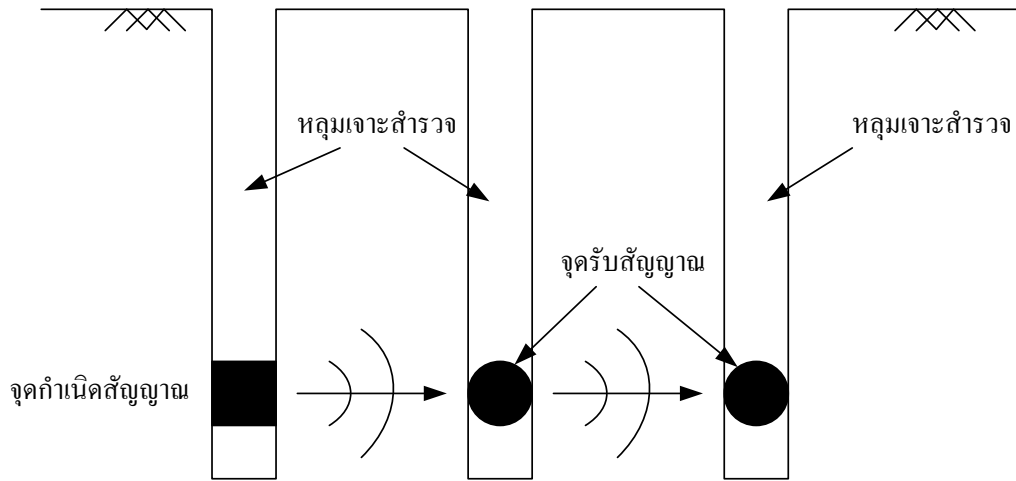
รูปที่ 2.22 หลักการตรวจวัดคุณลักษณะของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการหักเหของคลื่น

(สุพจน์, 2549)

การสำรวจโดยใช้คลื่นหักเหเป็นการวัดความเร็วคลื่นที่เกิดจากการหักเห กระทำได้โดยวางจุดกำเนิดสัญญาณ แล้วทำการวางจุดรับสัญญาณห่างจากจุดกำเนิดสัญญาณเป็นระยะๆ ให้เป็นแนวเส้นตรง คลื่นตกกระทบที่ทำมุมตกกระทบวิกฤติ ( $\theta_c$ ) จะทำให้เกิดคลื่นหักเหที่ทำมุมหักเห 90 องศา คลื่นหักเหจะเคลื่อนที่ไปตามแนวรอยต่อของชั้นดิน ข้อกำหนดของการสำรวจนี้คือการที่ชั้นดินด้านบนจะต้องเป็นตัวกลางที่มีความเร็วคลื่นน้อยกว่าชั้นดินที่อยู่ด้านล่าง ( $V_1 < V_2$ )

- การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ (cross hole method)

ลักษณะการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.23

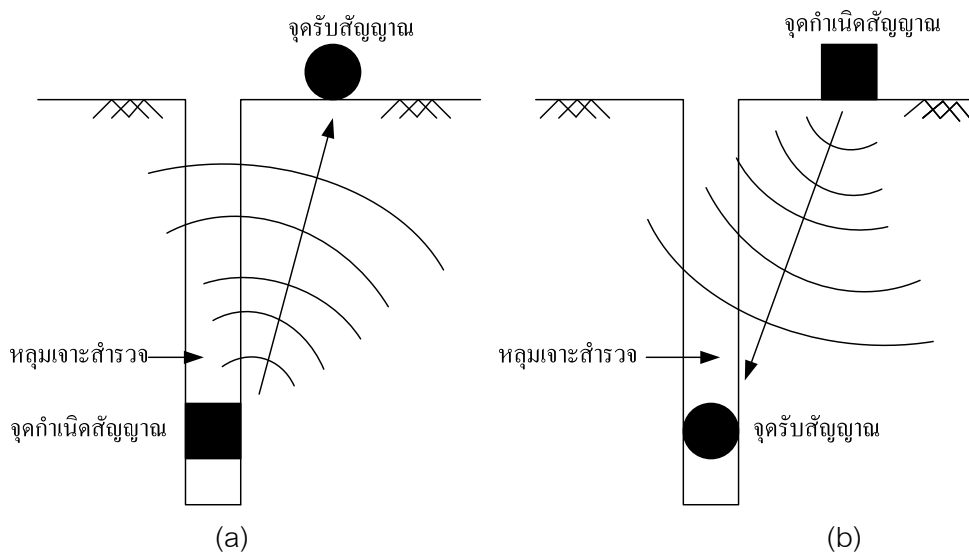


รูปที่ 2.23 หลักการสำรวจด้วยวิธีการตรวจวัดความเร็วคลื่นแบบใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ (สุพจน์, 2549)

เป็นการวัดความเร็วคลื่นที่ส่งผ่านไปยังจุดรับสัญญาณที่อยู่อีกหลุมเจาะหนึ่ง คลื่นจะเคลื่อนที่ผ่านตามแนวราบ จุดกำเนิดสัญญาณกับจุดรับสัญญาณจะต้องอยู่ในระดับความลึกเดียวกัน การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะจำเป็นต้องมีการขุดหลุมเจาะสำรวจอย่างน้อย 2 หลุมเจาะเพื่อใช้เป็นแหล่งกำเนิดสัญญาณและจุดรับสัญญาณ อย่างไรก็ตาม โดยทั่วไปมักใช้หลุมเจาะสำรวจ 3 หลุม ข้อจำกัดของการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะ คือในระดับที่มีความลึกมาก ต้องใช้การกระตุ้นสัญญาณให้แรงมากขึ้น ซึ่งทำได้ค่อนข้างยาก ทำให้เกิดวิธีการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะ ซึ่งจะแก้ไขปัญหาดังกล่าว

- การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะสำรวจ (up-hole and down-hole methods)

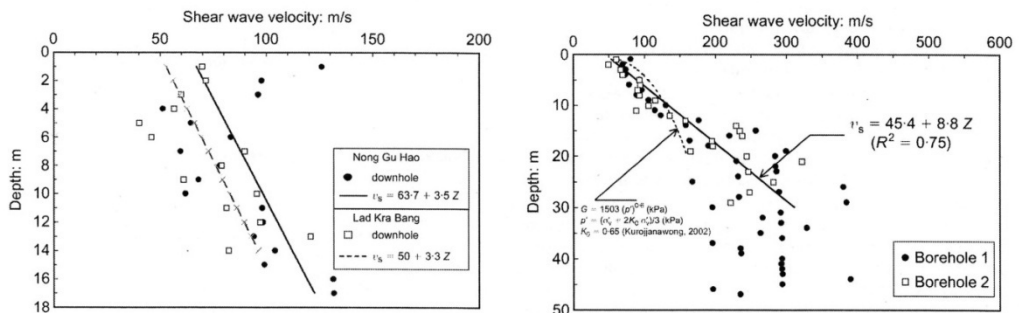
ลักษณะการสำรวจด้วยวิธีการใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะสำรวจ มี 2 วิธี คือ คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (up-hole method) และคลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (down-hole method) สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.24 (a) และ (b) ตามลำดับ



รูปที่ 2.24 หลักการสำรวจด้วยวิธีการวัดความเร็วคลื่นตามหลุมเจาะสำรวจ (a) คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (b) คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (สุพจน์, 2549)

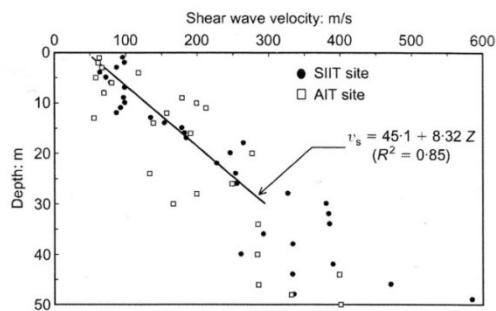
เป็นวิธีการตรวจวัดความเร็วของคลื่นสั้นสะเทือนในแนวตั้งตามความลึกของหลุมเจาะสำรวจ มีสมมติฐานว่าคลื่นเคลื่อนที่ในแนวตั้ง (มุมตกกระทบมีค่าเป็น 0 องศา) ดังนั้นการสำรวจจึงทำได้ทั้งแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ คือการที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่ด้านล่างของหลุมเจาะแล้วให้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นจากหลุมเจาะมายังจุดรับสัญญาณต่างๆ ที่อยู่บนพื้นดิน และแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ คือการที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่บนพื้นดินแล้วให้คลื่นเคลื่อนที่ลงจากแหล่งกำเนิดคลื่นไปสู่จุดรับสัญญาณที่อยู่ในหลุมเจาะที่ระดับความลึกต่างๆ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะเป็นที่นิยมมากกว่าแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ เนื่องจากทำงานได้ง่ายกว่า ชนิดของคลื่นที่ส่งออกจากจุดกำเนิดคลื่นสามารถเป็นไปได้อย่างคลื่นแรงอัด และคลื่นเฉือน ขึ้นอยู่กับลักษณะการกระตุ้นที่จุดกำเนิดคลื่น ในการทดสอบจะวัดระยะเวลาที่คลื่นเดินทางมาถึงจุดรับสัญญาณ แล้วคำนวณความเร็วของคลื่น

Teachavorasinskun & Lukkunaprasit, 2004 ได้ทำการทดสอบด้วยวิธีใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะ โดยทำการสำรวจจากบริเวณทางเหนือของกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางของกรุงเทพฯ และบริเวณทางตะวันออกของกรุงเทพฯ ทำการสรุปผลว่าความเร็วคลื่นเฉือนเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2.25 โดยบริเวณทางเหนือและใจกลางของกรุงเทพฯ อัตราส่วนระหว่างความเร็วคลื่นเฉือนกับความลึกจะเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่าของบริเวณทางใต้ของกรุงเทพฯ ทั้งนี้อาจเป็นเพราะว่าค่าดัชนีพลาสติก (plasticity index) ที่แตกต่างกัน



(a) บริเวณทางตะวันออกของกรุงเทพฯ

(b) บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ



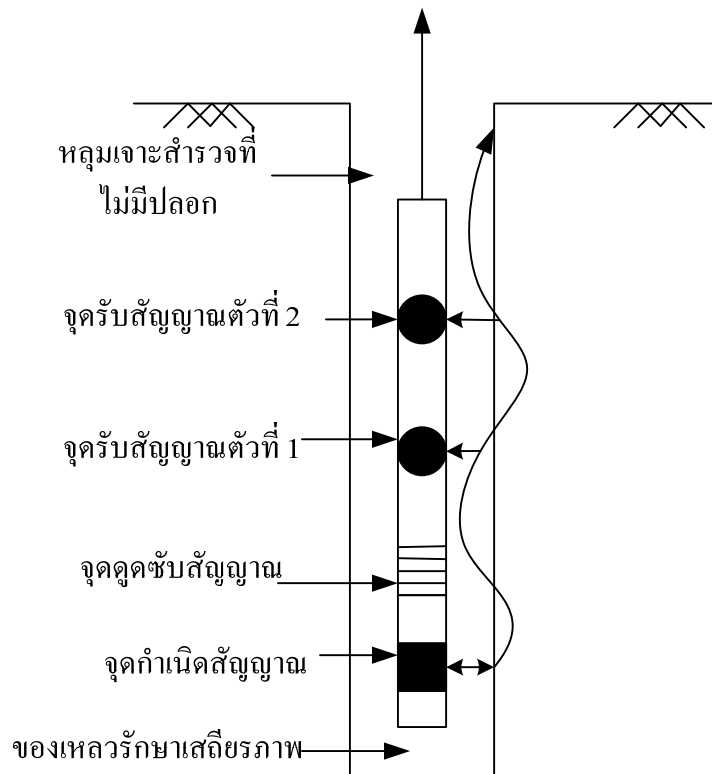
(c) บริเวณทางเหนือของกรุงเทพฯ

รูปที่ 2.25 ข้อมูลจากการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะในบริเวณต่างๆของกรุงเทพฯ (Teachavorasinskun & Lukkunaprasit, 2004)

- การทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ (suspension logging test)

หลักการดำเนินงานเบื้องต้นของการทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่

2.26



รูปที่ 2.26 หลักการตรวจวัดความเร็วคลื่นด้วยวิธีการทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ

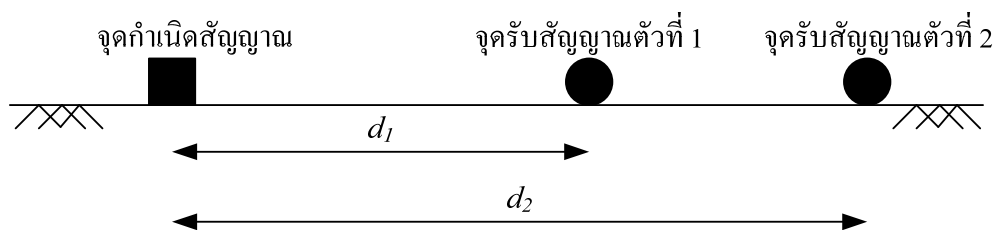
(สุพจน์, 2549)

ในการทดสอบจะต้องทำการเติมของเหลวให้เต็มหลุมเจาะ ซึ่งอาจจะเป็นสารละลายเป็น โทไนด์หรือของเหลวชนิดอื่นๆ เพื่อใช้รักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะ แล้วทำการหย่อนอุปกรณ์ลงไปในหลุมเจาะที่ไม่มีปลอก ตัวส่งสัญญาณจะทำการกระตุ้นของเหลวรอบๆ ตัว ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบ การเคลื่อนตัวของของเหลวจะก่อให้เกิดความเค้นกระทำต่อผนังของหลุมเจาะ ส่งผลให้เกิดคลื่นเฉือนเคลื่อนที่กระจายออกจากจุดที่ของเหลวกระทำ คลื่นเฉือนส่วนหนึ่งจะเคลื่อนที่ขึ้นตามขอบผนังของหลุมเจาะ แรงกระทำของคลื่นเฉือนที่กระทำต่อผนังของหลุมเจาะในขณะที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านจะถูกถ่ายทอดเข้าสู่ของเหลวและส่งไปยังจุดรับสัญญาณ 2 จุด ที่อยู่ห่างกันประมาณ 1 เมตร



- การสำรวจโดยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว (spectrum analysis of surface wave (SASW))

ลักษณะการสำรวจด้วยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.27



รูปที่ 2.27 หลักการสำรวจด้วยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว  
(Kramer, 1996)

เป็นวิธีการสำรวจโดยใช้คลื่นพื้นผิวประเภทคลื่นเรย์เล่ (Rayleigh wave) ใช้ตรวจสอบคุณลักษณะของชั้นดินที่ระดับพื้นผิวเป็นหลัก ข้อดีของวิธีนี้ก็คือ สามารถทำการทดสอบได้ง่ายโดยไม่ต้องทำการเจาะหลุมสำรวจ การทดสอบโดยการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว ทำได้โดยการวางจุดกำเนิดคลื่นและจุดรับสัญญาณ 2 ตัว บนพื้นดินที่จะทำการสำรวจ จุดรับสัญญาณจะทำการบันทึกค่าแล้วแปลงค่าเป็นความถี่ โดยใช้ผลการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (fast fourier transform)

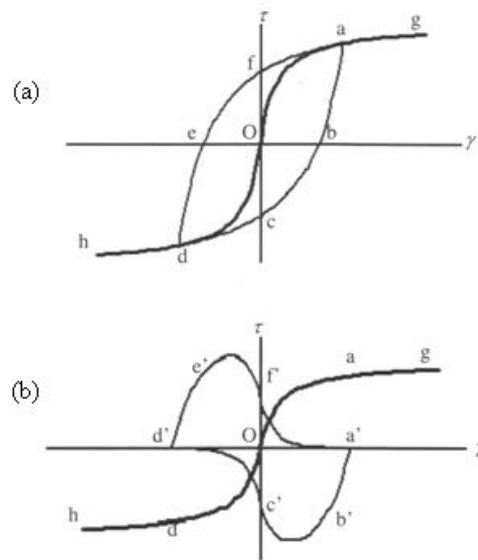
## 2.5 แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด

การสร้างแบบจำลองเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ด้านพลศาสตร์ของดินจะขึ้นอยู่กับขนาดของความเครียด เพื่อให้ได้พฤติกรรมของดินที่ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง และการเลือกใช้แบบจำลองเพื่อหาค่าทางด้านพลศาสตร์ของดินจะต้องเลือกใช้แบบจำลองให้เหมาะสมกับพฤติกรรมของดิน ลักษณะของแรงแบบวัฏจักรที่มากกระทำกับมวลดินเป็นคลื่นรูปไซน์ ซึ่งแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของดินที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดไม่เชิงเส้นมีอยู่ 2 ประเภทด้วยกัน คือ แบบจำลองที่ใช้ทฤษฎีสภาพพลาสติก และแบบจำลองประเภทอีลาสติกไม่เชิงเส้นที่สร้างขึ้นโดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 2.5.1 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีคลาสสิก

พฤติกรรมของดินในช่วงของความเครียดระดับต่ำถึงระดับกลาง ค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มมีค่าลดลงตามความเครียด ซึ่งมีลักษณะไม่เป็นเชิงเส้น

เส้นทางเดินระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่เกิดขึ้นในดินระหว่างการให้แรงแบบวัฏจักร เนื่องจากระดับความเครียดยังไม่สูงมากนัก จึงทำให้ฮีสเทอรีซิสลูปอยู่ในสภาพที่ปิด ดังแสดงในรูปที่ 2.28



รูปที่ 2.28 (a) เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร  
(b) ส่วนประกอบของเส้นทางเดินตามทฤษฎีวิสโคอีลาสติก (สุพจน์, 2549)

จากรูปที่ 2.28 (a) หน่วยแรงและความเครียดของดินก่อนการให้แรงอยู่ที่จุด O เมื่อเริ่มมีการให้แรง เส้นทางเดินจะเริ่มเคลื่อนที่จากจุด O ไปยังจุด a และถ้าไม่มีการกลับทิศของการให้แรง เส้นทางเดินก็จะเคลื่อนที่ไปยังจุด g แล้วก็เข้าสู่การวิบัติในที่สุด (เป็นการทดสอบแบบอัดตัวอย่างดิน) ในทางกลับกันเส้นทางเดินสามารถเริ่มจากจุด O ไปยังจุด d และจุด h แล้วเข้าสู่การวิบัติได้ (เป็นการทดสอบแบบดึงตัวอย่างดิน) ตามธรรมชาติของแรงกระทำแบบพลศาสตร์จะเกิดการกลับทิศทางของแรงอย่างต่อเนื่องอยู่ตลอดเวลาของการให้แรง การกลับทิศทางเกิดขึ้นครั้งแรกที่จุด a ทำให้เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดเคลื่อนที่ต่อไปยังจุด b, c และ d ตามลำดับ เรียกเส้นทางเดินแบบนี้ว่าการถอนแรง (unloading) ที่จุด d ก็จะมีการกลับทิศของแรงอีกครั้ง ทำให้เส้นทางเดินเคลื่อนที่ต่อไปยังจุด e, f และ a ตามลำดับ เรียกเส้นทางเดินแบบนี้ว่าการเพิ่มแรง (reloading) จากรูปที่ 2.28 (a) จะเห็นได้ว่าเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดประกอบ

ด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นเส้นโค้งแกนหลัก (backbone curve) (จากจุด h, d, O, a และ g ตามลำดับ) และส่วนที่เป็นฮิสเทอรีซิสลูป (hysteresis loop) (จากจุด a, b, c, d, e, f และ a ตามลำดับ) ตามทฤษฎีของวิสโคอิลาสติก หน่วยแรงประกอบไปด้วย 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่มาจากพฤติกรรมของดินโดยตรง ซึ่งสามารถแทนด้วยเส้นทางเดินเส้นโค้งแกนหลัก และส่วนประกอบที่เกิดจากพฤติกรรมการสูญเสียพลังงานของดิน ในที่นี้สามารถแทนด้วยผลต่างของเส้นทางเดินในส่วนที่เป็นฮิสเทอรีซิสลูปกับเส้นทางเดินที่เป็นเส้นโค้งหลัก ดังแสดงในรูปที่ 2.28 (b)

จากพฤติกรรมของดินภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ประกอบไปด้วยพฤติกรรม 2 ส่วน ดังที่กล่าวแล้วข้างต้น ดังนั้นการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จำเป็นต้องประกอบไปด้วย 2 ส่วนเช่นกัน จากเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดในส่วนที่เป็นเส้นโค้งแกนหลัก สามารถเขียนแทนด้วยสมการได้ ดังนี้

$$\tau = f(\gamma) \quad (2.13)$$

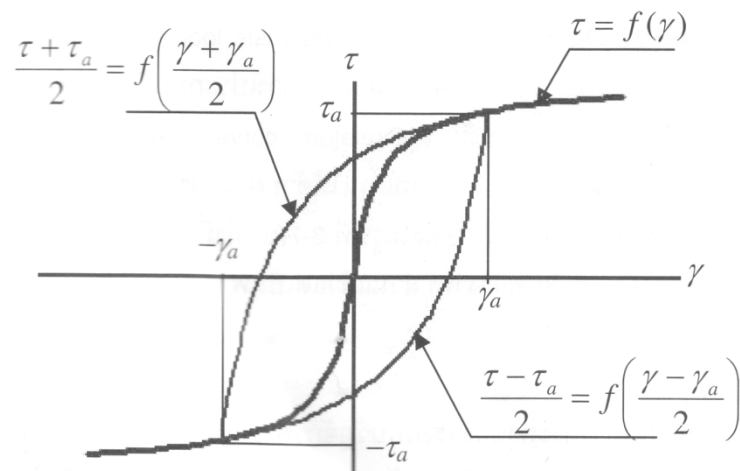
โดยใช้หลักการที่เรียกว่า กฎของเมซซิง (Masing rule) มาประยุกต์กับเส้นทางเดินในส่วนของเส้นโค้งแกนหลัก เพื่อหาเส้นทางเดินระหว่างการลดแรงที่เกิดขึ้นที่จุด a  $(\tau_a, \gamma_a)$  สามารถเขียนแทนด้วยสมการ ดังนี้

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (2.14)$$

การหาเส้นทางเดินระหว่างการลดแรงนั้น ทำได้โดยนำสมการที่ 2.14 ซึ่งเป็นสมการที่อธิบายเส้นทางเดินเส้นโค้งแกนหลักมาขยายออกเป็น 2 เท่า ในทางตรงกันข้ามเมื่อแรงกระทำเริ่มกลับทิศอีกครั้งที่จุด d  $(-\tau_a, -\gamma_a)$  เส้นทางเดินระหว่างการเพิ่มแรง สามารถเขียนแทนด้วยสมการ ดังนี้

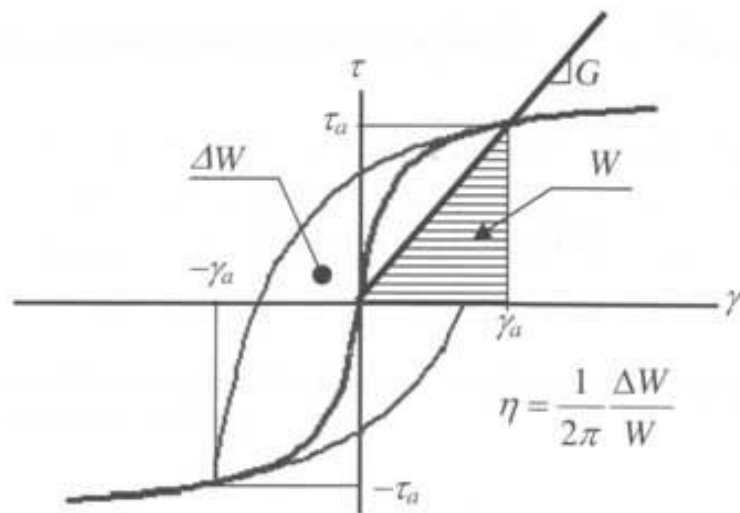
$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (2.15)$$

โดยสามารถนำสมการจากทั้ง 2 ส่วนมารวมกัน แล้วสามารถอธิบายได้ด้วยรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.29 อธิบายกฎของเมสซิง (สุพจน์, 2549)

คุณสมบัติที่สำคัญ 2 ประการที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของดินต่อแรงกระทำจากภายนอกแบบแรงวัฏจักร ได้แก่ ค่าโมดูลัสเฉือน ( $G$ ) และค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียพลังงาน ( $\eta$ ) ซึ่งจะเรียกว่าอัตราส่วนการหน่วง ( $D$ ) โดยสามารถคำนวณได้จากกฎของเมสซิง ดังแสดงในรูปที่ 2.30



รูปที่ 2.30 การหาค่าโมดูลัสเฉือนกับการสูญเสียพลังงาน

จากรูปที่ 2.30 ค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์ สามารถคำนวณได้จากสมการ ดังนี้

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad (2.16)$$

ส่วนค่าอัตราส่วนการหน่วง สามารถคำนวณได้จากค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียพลังงาน ดังนี้

$$D = \frac{\eta}{2} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2.17)$$

โดยที่ค่า  $W$  คือ ค่าพลังงานแบบอิลาสติกที่สะสมในดินระหว่างการให้แรง และ  $\Delta W$  คือ พลังงานที่สูญเสียในระหว่างที่แรงกระทำกลับไปกลับมา ค่า  $W$  สามารถคำนวณได้จากสมการของเส้นทางเดินในส่วนของเส้นโค้งแกนหลัก ดังนี้

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) \quad (2.18)$$

และค่า  $\Delta W$  สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ที่ถูกล้อมรอบด้วยฮิสเทอรีซิส ดังแสดงในรูปที่ 2.30 คำนวณได้จากสมการ ดังนี้

$$\Delta W = 8 \left[ \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right] \quad (2.19)$$

เมื่อนำสมการที่ 2.18 และสมการที่ 2.19 แทนในสมการที่ 2.17 ก็สามารหาค่าอัตราส่วนการหน่วงได้ ดังนี้

$$D = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{2 \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (2.20)$$

ค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์ และค่าอัตราส่วนการหน่วง จากสมการที่ 2.16 และ 2.20 ตามลำดับ เป็นค่าที่เปลี่ยนแปลงตามขนาดของความเครียดสูงสุดที่กระทำในแต่ละรอบของการให้แรง

เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียด ส่วนมากจะถูกตีกรอบอยู่ในเส้น 2 เส้นด้วยกัน ได้แก่ เส้นตรงที่สัมผัสกับเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดที่จุดเริ่มต้น ซึ่งจะใช้หาค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด ( $G_0$ ) และเส้นตรงที่ขนานกับแนวราบ ซึ่งเป็นเส้นตรงที่กำหนดระดับของหน่วยแรงสูงสุด ( $\tau_f$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.31 แบบจำลองนี้สร้างด้วยหลักการของเส้นกรอบทั้งสองดังกล่าวแล้วข้างต้น โดยแบบจำลองนี้สามารถเขียนได้ด้วยสมการ ดังนี้

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_0 \left( 1 - \frac{\tau}{\tau_f} \right)^n \quad (2.21)$$

สมการที่แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดในส่วนของเส้นโค้งแกนหลัก สามารถเขียนด้วยสมการได้ ดังนี้ (ยกเว้นกรณีนี้ที่  $n=1$ )

$$\gamma = \frac{\gamma_r}{n-1} \left[ \frac{1}{\left( 1 - \tau/\tau_f \right)^{n-1}} - 1 \right] \quad (2.22)$$

โดยที่  $\gamma_r$  คือ ค่าความเครียดอ้างอิง (reference strain) ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 2.23

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_0} \quad (2.23)$$

ค่าความเครียดอ้างอิง คือ ขนาดของความเครียดที่จะเกิดขึ้นเมื่อ  $\tau = \tau_f$  ในกรณีที่ดินมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกเชิงเส้น ดังแสดงในรูปที่ 2.31

-สมการไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic)

จากสมการที่ 2.22 เมื่อทำการแทนค่า  $n = 2$  แล้ว สมการที่ 2.22 สามารถลดรูปเหลือในรูปของสมการไฮเพอร์โบลิก (hyperbolic) ดังนี้

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2.24)$$

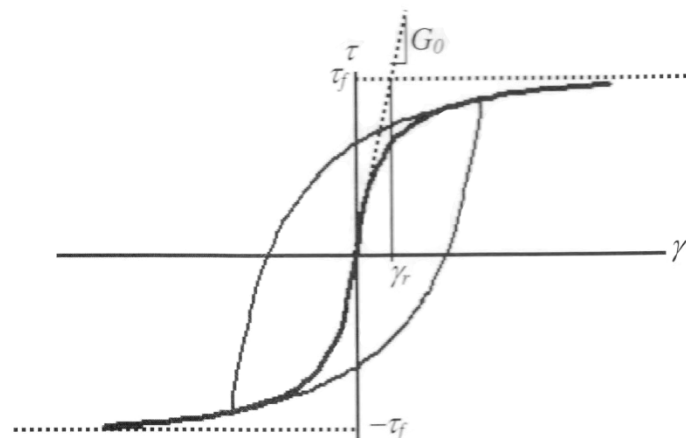
สมการไฮเพอร์โบลิกเป็นสมการที่นิยมใช้กันมากเพื่อเป็นตัวแทนเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดของดิน ดังนั้นค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์และค่าอัตราส่วนการหน่วงสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a/\gamma_r} \quad (2.25)$$

$$D = \frac{4}{\pi} \left[ 1 + \frac{1}{\gamma_a/\gamma_r} \right] \left[ 1 - \frac{\ln(1 + \gamma_a/\gamma_r)}{\gamma_a/\gamma_r} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (2.26)$$

จากสมการที่ 2.26 อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของความเครียด สามารถจัดสมการดังกล่าวให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสเฉือนได้ ดังนี้

$$D = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[ 1 + \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \frac{G}{G_0} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (2.27)$$



รูปที่ 2.31 แบบจำลองพฤติกรรมอีลาสติกไม่เชิงเส้นประเภท 2 ตัวแปร (สุพจน์, 2551)

-สมการเอ็กโพเนนเชียล (Exponential)

จากสมการของเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดหลักในรูปทั่วไป ดังแสดงในสมการที่ 2.22 ถ้า  $n=1$  สมการที่ 2.22 จะลดรูปเป็นสมการเอ็กโพเนนเชียล สามารถเขียนแทนด้วย ดังสมการ

$$\tau = \tau_f \left(1 - e^{-\gamma_a/\gamma_r}\right) \quad (2.28)$$

และสมการที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสและความเครียด สามารถแสดงได้ ดังสมการ

$$\frac{G}{G_0} = \frac{\gamma_r}{\gamma_a} \left(1 - e^{-\gamma_a/\gamma_r}\right) \quad (2.29)$$

สามารถเขียนความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการหน่วงได้ ดังสมการ

$$D = \frac{2}{\pi} \left[ \left( \frac{2(e^{\gamma_a/\gamma_r}(\gamma_a - \gamma_r) + \gamma_r)}{(e^{\gamma_a/\gamma_r} - 1)\gamma_a} \right) - 1 \right] \quad (2.30)$$

-สมการเลขชี้กำลังเท่ากับ 3 ( $n=3$ )

เมื่อนำสมการ 2.22 แทนเลขชี้กำลังด้วย 3 สามารถเขียนเป็นสมการใหม่ได้ ดังนี้

$$\gamma = \frac{\gamma_r}{n-1} \left( \frac{1}{\left(1 - (\tau/\tau_f)^{n-1}\right)} - 1 \right) \quad (2.31)$$

สามารถเขียนเป็นสมการในรูปของอัตราส่วนการหน่วง ดังนี้

$$D = \left\{ \frac{2}{\pi} \left[ -1 + \left( \frac{1}{\left(1 - \left( \frac{1}{1 + \frac{\gamma(-1+n)}{\gamma_r}} \right)^{\frac{1}{-1+n}} \right)} \tau_r \right) \right] \right\} \left\{ \left( \left( \left( \left( \gamma - \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_r + (\gamma(n-1))} \right)^{\left(-1 + \frac{1}{n-1}\right)} \right) \right) \right) \right) \frac{\tau_r}{\gamma} - \frac{\gamma_r \tau_r}{2\gamma - n\gamma} \right\} \quad (2.32)$$

-สมการแรมเบอร์ก-ออสกูด (Ramberg-Osgood)

เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดเส้นหลัก สามารถเขียนในรูปของสมการได้ ดังนี้

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \left| \tau / \tau_f \right|^{r-1}} \quad (2.33)$$

และสามารถเขียนในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสและความเครียดได้ ดังสมการ

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \tau / \tau_f \right|^{r-1}} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G \gamma_a}{G_0 \gamma_r} \right|^{r-1}} \quad (2.34)$$

และสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของอัตราส่วนการหน่วงได้ ดังสมการ

$$D = \alpha \frac{2r-1}{\pi r + 1} \frac{\left| \frac{G \gamma_a}{G_0 \gamma_r} \right|^{r-1}}{1 + \alpha \left| \frac{G \gamma_a}{G_0 \gamma_r} \right|^{r-1}} \quad (2.35)$$

โดยที่  $\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1$   $\gamma_f$  คือ ความเครียดสูงสุด

Hara, 1980 ได้เสนอตัวแปร  $r$  ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2-4 เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดค่าความเค้นเฉือน ( $\tau$ ) ที่ความเครียดต่างๆ มีค่าเกินความเค้นเฉือนสูงสุด ( $\tau_f$ )

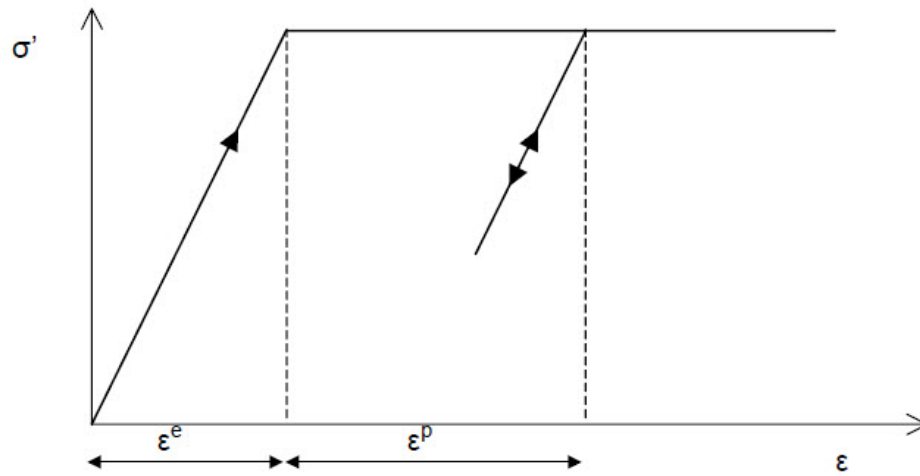
## 2.5.2 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีพลาสติก

งานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดโดยอาศัยทฤษฎีพลาสติก โดยใช้โปรแกรมเป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์แบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ได้แก่ มอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb) ซอฟชอยล์ (Soft soil) ฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ (Hardening soil) และโมดิไฟด์แคมเคลย์ (Modified Cam Clay)

(I) แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model)

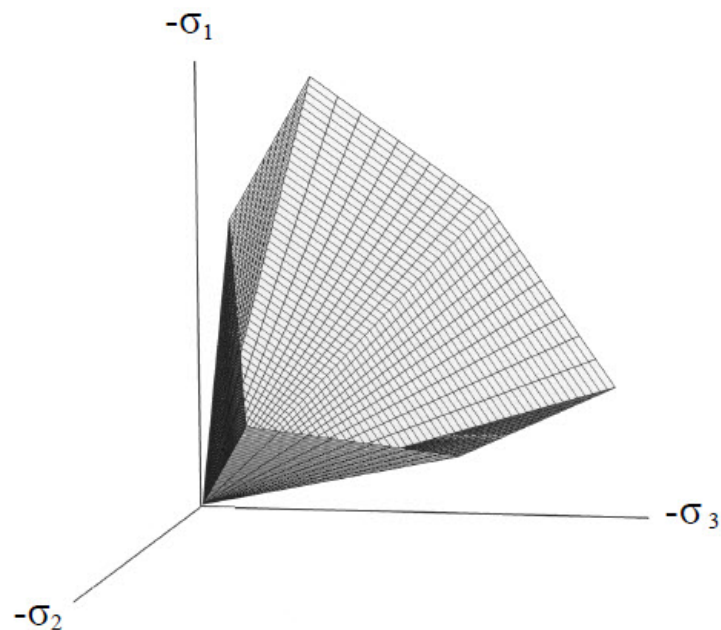
แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นการจำลองพฤติกรรมดินแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นและพลาสติกสมบูรณ์ (Linear elastic perfectly plastic) ดังแสดงในรูปที่ 2.32 ถ้าดินอยู่ในสภาพอิลาสติกความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมีลักษณะเป็นเส้นตรง ไม่เกิดความเครียดคงค้างเมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรง





รูปที่ 2.32 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

มีพารามิเตอร์ 2 ตัวที่สำคัญในการกำหนดฟังก์ชันคราก (yield function) คือ มุมแรงเสียดทาน (friction angle,  $\phi$ ) และค่าแรงยึดเหนี่ยว (cohesion,  $c$ ) ลักษณะของฟังก์ชันครากของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นรูปกรวยแปดเหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.33 พื้นผิวคราก (yield surface) แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ตัว

$E$  : ยั่งโมดูลัส ( $\text{kN/m}^2$ )

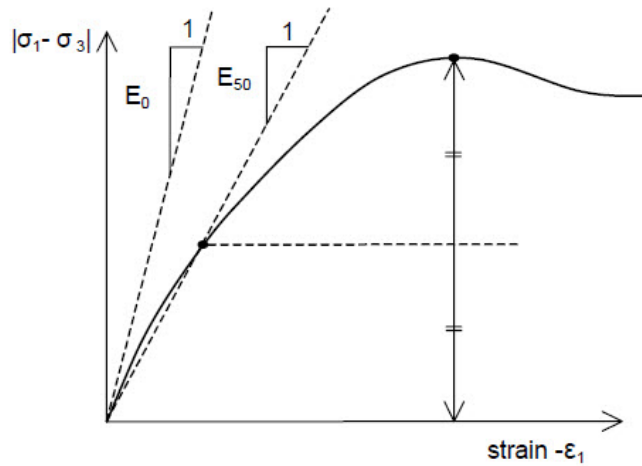
$U$  : อัตราส่วนปัวซอง

$\phi$  : มุมแรงเสียดทาน ( $^\circ$ )

$c$  : แรงยึดเหนี่ยว ( $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  : มุมไคเลชัน ( $^\circ$ )

โดยที่ค่ายั่งโมดูลัสเป็นค่ายั่งโมดูลัสแบบซีแคนต์ที่ 50% ของกำลังสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.34 และเป็นสภาพการเฉือนแบบระบายน้ำ (drained test)



รูปที่ 2.34 คำจำกัดความของ  $E_{50}$  ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

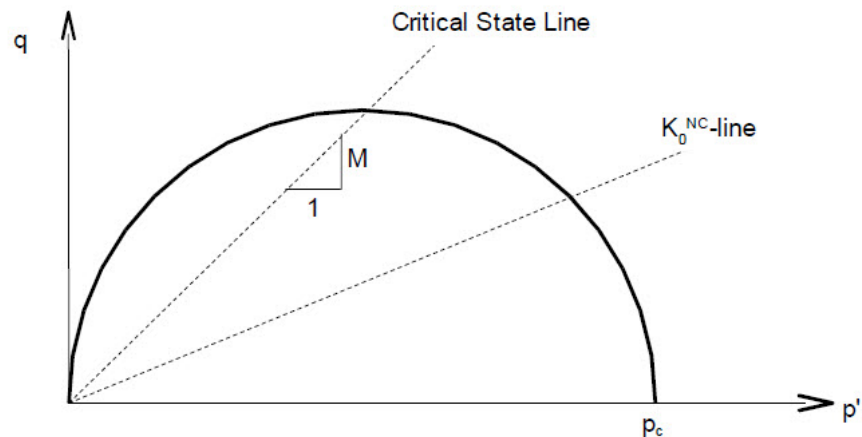
(II) แบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ (Modified Cam-Clay model)

ฟังก์ชันคราก สามารถแสดงได้ ดังสมการ

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c) \quad (2.36)$$

โดยที่  $p_c$  คือ ความเค้นอัดตัวคายน้ำ

พื้นผิวครากเท่ากับศูนย์ ( $f=0$ ) ลักษณะของพื้นผิวครากจะเป็นวงรี ซึ่งสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.35 พื้นผิวครากแบบจำลองโมดิไฟด์ไคแคมเคลย์

พารามิเตอร์ที่สำคัญ

- $v_{ur}$  คือ อัตราส่วนบัวซงที่สภาพการเพิ่มแรง-ถอนแรง
- $\kappa$  คือ ดัชนีการบวมตัวของแคมเคลย์
- $\lambda$  คือ ดัชนีการอัดตัวของแคมเคลย์
- $M$  คือ เส้นสถานะวิกฤต
- $e$  คือ อัตราส่วนช่องว่าง

(III) แบบจำลองซอฟชอยล์ (Soft soil model)

แบบจำลองซอฟชอยล์มีความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain,  $\epsilon_v$ ) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress,  $p'$ ) ในรูปของ logarithmic ดังสมการ

$$\epsilon_v - \epsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (2.37)$$

โดยที่  $\lambda^*$  คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร (modified compression index)

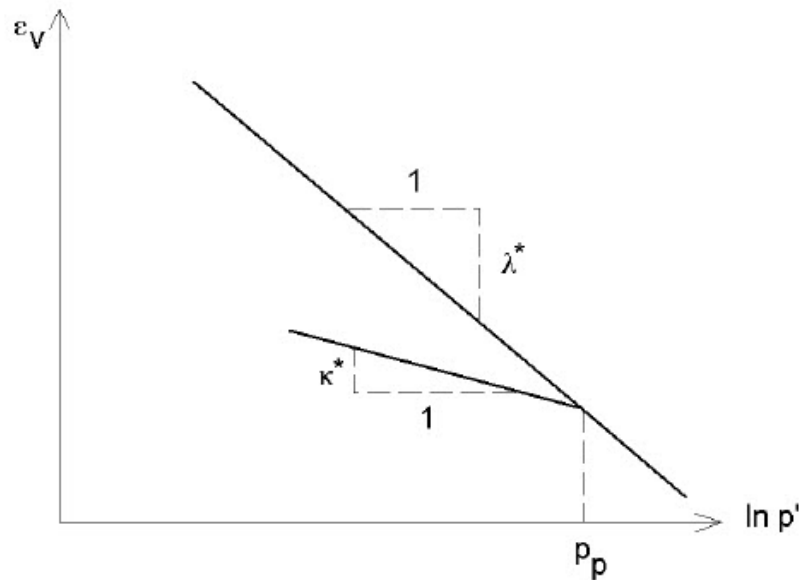
เมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงก็จะเกิดเส้นทางที่แตกต่างจากเส้นทางอัดตัวหลัก และสามารถเขียนเป็นสมการได้ ดังนี้

$$\epsilon_v^c - \epsilon_v^{c0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (2.38)$$

โดยที่  $\kappa^*$  คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร (modified swelling index)

จากสมการที่ 2.37 และ 2.38 อัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) แฝงอยู่ในรูปความเครียดเชิงปริมาตร

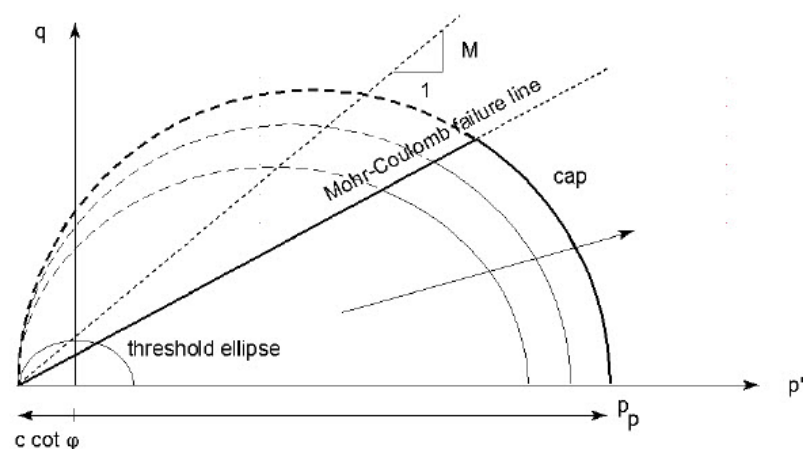
( $\varepsilon_v = 1+e$ ) เมื่อนำมาพล็อตกราฟกึ่งลอการิทึมระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยบนแกนลอการิทึมฐาน  $e$  (natural log) พบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย จากสมการ 2.38 ในการเพิ่มแรง-ถอนแรงถือว่าเป็นพฤติกรรมอิลาสติก สามารถหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรสัมพันธ์ได้ ดังสมการ 2.39

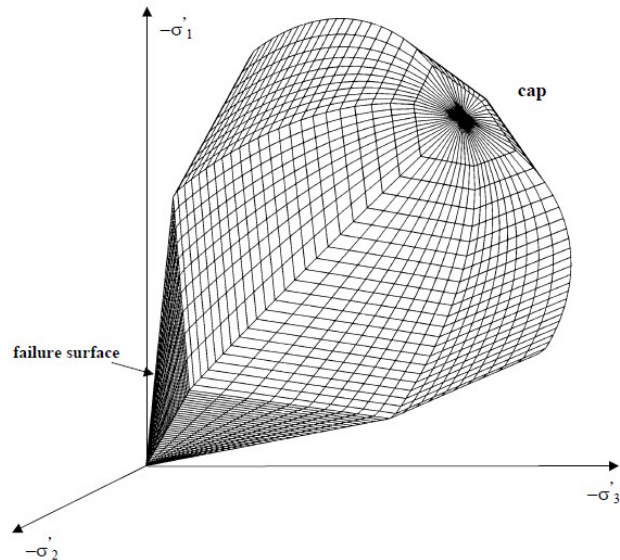
$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \tag{2.39}$$

แบบจำลองชอพซอยล์มีฟังก์ชันคราก ลักษณะเป็นวงรีในระนาบของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเค้นเบี่ยงเบน ( $p'-q$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.37



รูปที่ 2.37 พื้นผิวครากในแบบจำลองชอพซอยล์

แค็บ ยิว (Cap yield) สามารถเคลื่อนที่ได้ขึ้นอยู่กับความเค้นอัดตัวคายน้ำ (pre-consolidation stress,  $p_p$ ) สามารถแสดงลักษณะของฟังก์ชันคราก ในรูปแบบสามมิติของความเค้นได้ ดังรูปที่ 2.38



รูปที่ 2.38 ฟังก์ชันคราก ในระบบความเค้นหลักของแบบจำลองซอฟต์แวร์

พารามิเตอร์พื้นฐาน

- $\lambda^*$  คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร
- $K^*$  คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร
- $c$  คือ แรงยึดเหนี่ยว ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\phi$  คือ มุมแรงเสียดทาน ( $^\circ$ )
- $\varphi$  คือ มุมไคเลชัน ( $^\circ$ )

ซึ่ง  $\lambda^*$  และ  $K^*$  เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional compression test) มีความสัมพันธ์กับการนิยามจากแบบจำลองอื่นๆ สามารถสรุปได้ ดังตาราง

ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์นิยามของ  $\lambda^*$  และ  $\kappa^*$  กับแบบอื่นๆ

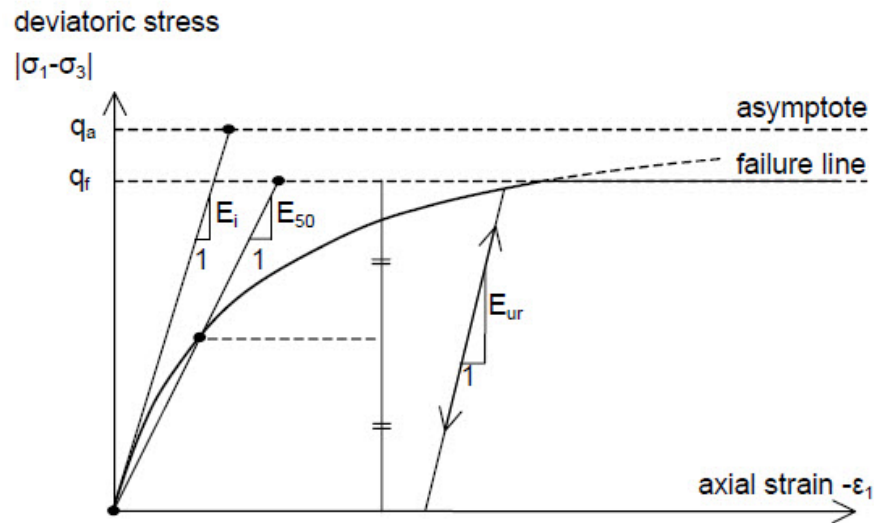
Relationship	$\lambda^*$	$\kappa^*$
Cam-Clay parameters	$\frac{\lambda}{1+e}$	$\frac{\kappa}{1+e}$
Dutch engineering practice	$\frac{1}{C_p}$	$\approx \frac{2}{A_p}$
Internationally normalized parameters	$\frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$\approx \frac{2C_r}{2.3(1+e)}$

(IV) แบบจำลองฮาร์ดเดนิงชอยล์ (Hardening soil model)

แบบจำลองฮาร์ดเดนิงชอยล์สามารถจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดแนวแกนกับความเค้นเบี่ยงเบนได้ดีด้วยสมการไฮเพอร์โบล่าในสภาพการทดสอบสามแกนในเงื่อนไขระบายน้ำ (Duncan & Chang, 1970) แบบจำลองฮาร์ดเดนิงชอยล์ใช้สมการไฮเพอร์โบลิกในการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในดิ่ง (vertical strain,  $\epsilon_1$ ) กับความเค้นเบี่ยงเบน (deviatoric stress,  $q$ ) ในสภาพการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดสามารถอธิบายด้วยสมการ 2.40 ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยรูป ดังรูปที่ 2.39

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - (q/q_a)} \quad (2.40)$$

โดยที่  $q_a$  คือ ค่าความเค้นที่กำกับไม่ให้ความเค้นสูงสุดมีค่าเกิน  
 $E_i$  คือ ยังไม่ดูลัสเริ่มต้น



รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของไฮเพอร์โบลิคในการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ

#### พารามิเตอร์ด้านกำลัง

- $c$  คือ ค่าแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\phi$  คือ มุมแรงเสียดทานประสิทธิผล ( $^\circ$ )
- $\psi$  คือ มุมไคเลชัน ( $^\circ$ )

#### พารามิเตอร์ด้านสติฟเนส

- $E_{50}^{\text{ref}}$  คือ ค่าซีแคนตียังโมดูลัสอ้างอิงที่ 50% ของกำลังสูงสุดที่เลื่อนไหลการระบายน้ำ ( $\text{kN/m}^2$ )
- $E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$  คือ ค่าโมดูลัสสัมผัสจากการทดสอบโอดมิเตอร์ ( $\text{kN/m}^2$ )
- $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  คือ ค่ายังโมดูลัสจากการเพิ่มแรงถนนแรง ( $\text{kN/m}^2$ )
- $m$  คือ เลขชี้กำลังของยังโมดูลัสต่อขนาดของความเครียด

#### พารามิเตอร์พิเศษ

- $v_{\text{ur}}$  คือ อัตราส่วนปัวซองในสภาพการถนนแรง-เพิ่มแรง
- $p^{\text{ref}}$  คือ ความเค้นอ้างอิง ( $p^{\text{ref}} = 100$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )

## 2.6 ตัวอย่างงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.6.1 ดินเหนียวกรุงเทพฯ

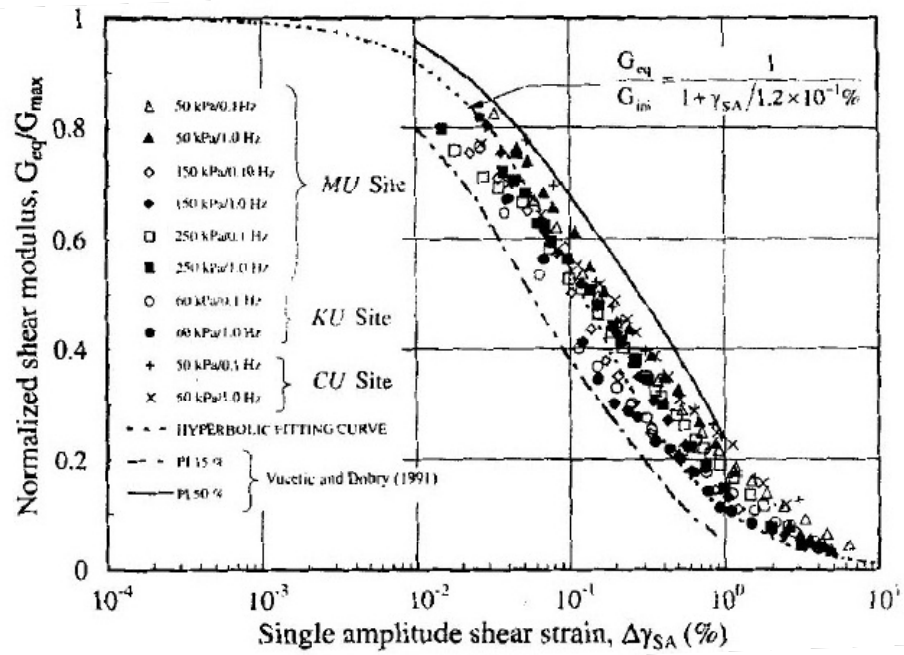
Shibuya et al., 2001 ได้ทำการทดสอบหาค่าคุณสมบัติของดินเหนียวกรุงเทพฯ ทั้งจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม เป็นการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) เก็บด้วยกระบอกบางขนาด 76 มิลลิเมตร ที่สถานีรถไฟใต้ดินสุทธิสาร ทำการทดสอบด้วยเครื่องสามแกนเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร ใช้สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง  $K=0.7$  สำหรับดินเหนียวอ่อน และ  $K=0.5$  สำหรับดินเหนียวแข็ง เชื้อนด้วยอัตราความเครียดคงที่ 0.05% ต่อนาที โดยสามารถสรุปค่าต่างๆ ดังตาราง 2.4 และได้สรุปค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรง คือ ค่าแรงยึดเหนียว ( $c$ ) เท่ากับ 0 และมุมแรงเสียดทาน ( $\phi$ ) เท่ากับ  $34^\circ$  สำหรับดินเหนียวอ่อน ส่วนดินเหนียวแข็งค่าแรงยึดเหนียว ( $c$ ) เท่ากับ 20 kPa และมุมแรงเสียดทาน ( $\phi$ ) เท่ากับ  $25^\circ$

และมิ่งงานวิจัยของ Supot et al., 2002 ได้ทำการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ เก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน ทดสอบด้วยเครื่องสามแกนแบบวัฏจักร (cyclic triaxial) ซึ่งเป็นดินจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล และมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ สามารถวัดความเครียดได้ 0.01% จากผลการทดสอบพบว่าค่าโมดูลัสเฉือนที่ความเครียด 0.01% เป็น 80% ของโมดูลัสเฉือนจากการวัดด้วยความเร็วคลื่นเฉือน สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2.40 ส่วนอัตราส่วนการหน่วงมีค่าประมาณ 4-5% ที่ความเครียดขนาดต่ำ (0.01%) ถึง 25-30% ที่ความเครียดขนาดใหญ่ (10%) ดังแสดงในรูปที่ 2.41

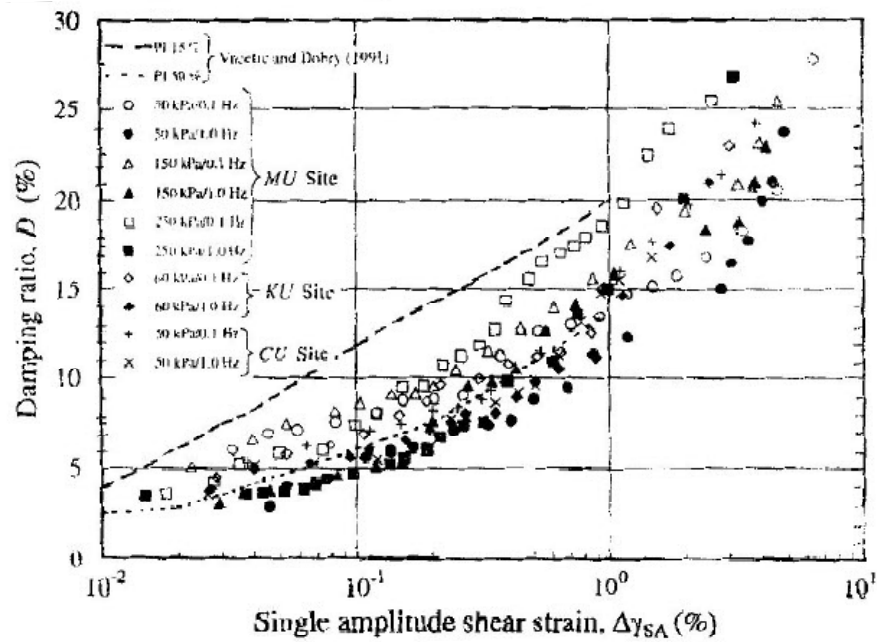
ตารางที่ 2.4 ผลการทดสอบสามแกนของ Shibuya et al., 2001

Depth	$S_u$	$E_{sec,0.001\%}$
(m)	(kPa)	(MPa)
5.6	26	20
9.6	35	33
13.6	43.5	33
17.2	70	75
18.5	97.5	66





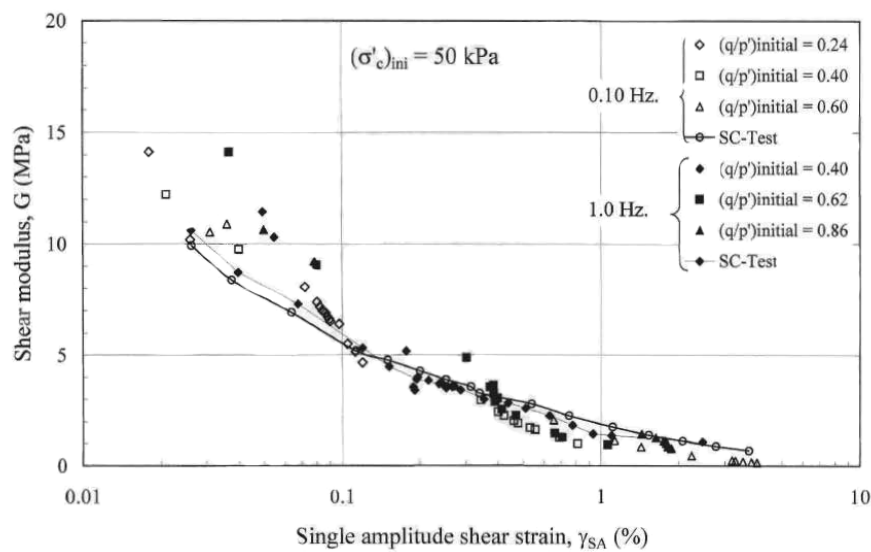
รูปที่ 2.40 การลดลงของตัวแปรไรมิติที่หารด้วยโมดูลัสเฉือนสูงสุดของ Supot et al., 2002



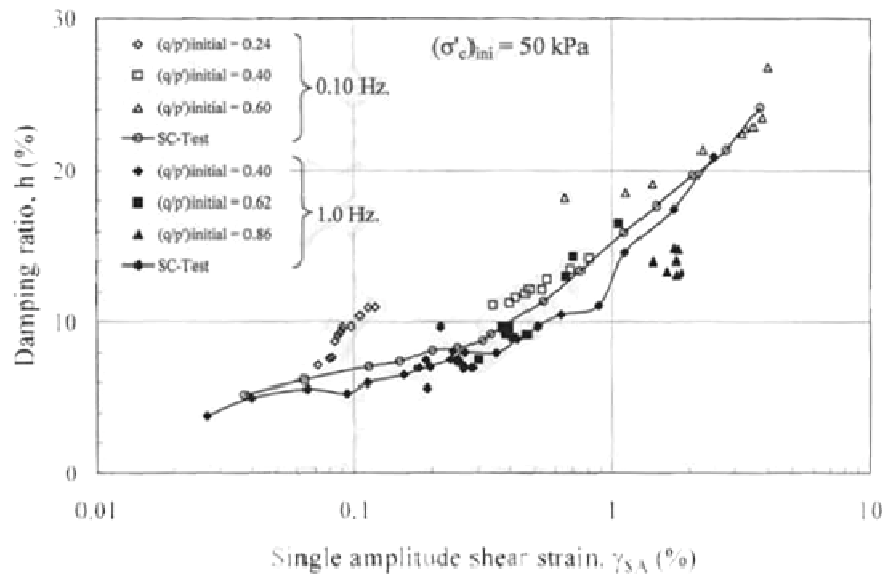
รูปที่ 2.41 อัตราส่วนการหน่วงของ Supot et al., 2002

และมีงานวิจัยของพิพัฒน์, 2546 ได้ศึกษาถึงผลกระทบของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักร และคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้เครื่องทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร ตัวอย่างดินนำมาจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ระดับความลึก 6.0–9.0 เมตร เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 และ 100 กิโลปาสกาล เชื้อนด้วยความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิรตซ์ วิธีการเชื้อนมี 2 แบบ คือ แบบให้แรงกระทำวัฏจักรอย่างต่อเนื่อง (continuous cyclic loading) และแบบให้แรงกระทำวัฏจักรทีละขั้น (staged cyclic loading) โดยแรงกระทำวัฏจักรมีลักษณะของคลื่นเป็นแบบรูปไซน์

ผลการทดสอบพบว่าผลกระทบของความถี่แรงกระทำแบบวัฏจักรของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไม่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเชื้อน ดังแสดงในรูปที่ 2.42 แต่ค่าอัตราส่วนการหน่วงจะลดลงเล็กน้อย ดังแสดงในรูปที่ 2.43 และผลกระทบของวิธีการทดสอบทั้งสองแบบไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสเชื้อน และอัตราส่วนการหน่วง



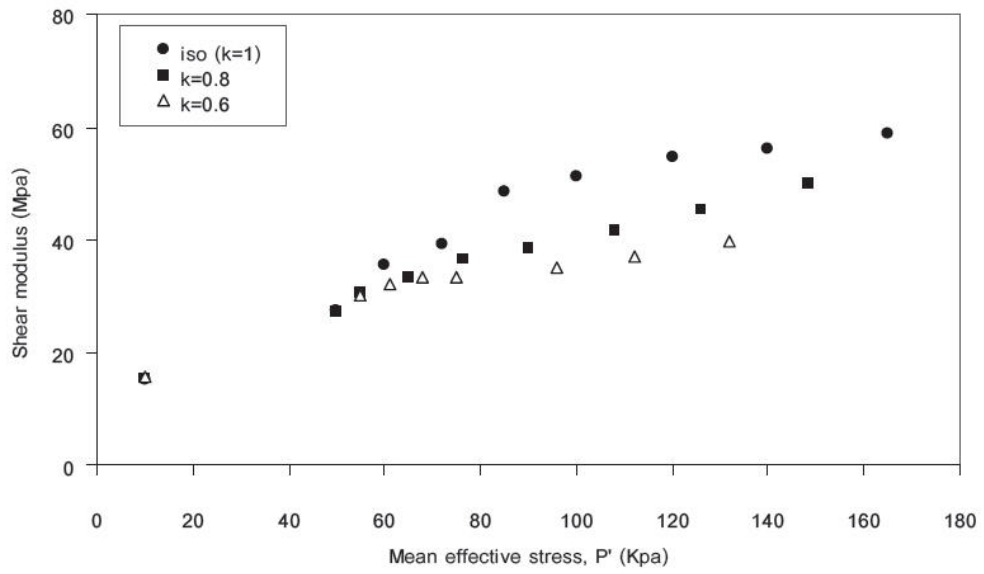
รูปที่ 2.42 ผลของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเชื้อนที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น 50 กิโลปาสกาล (พิพัฒน์, 2546)



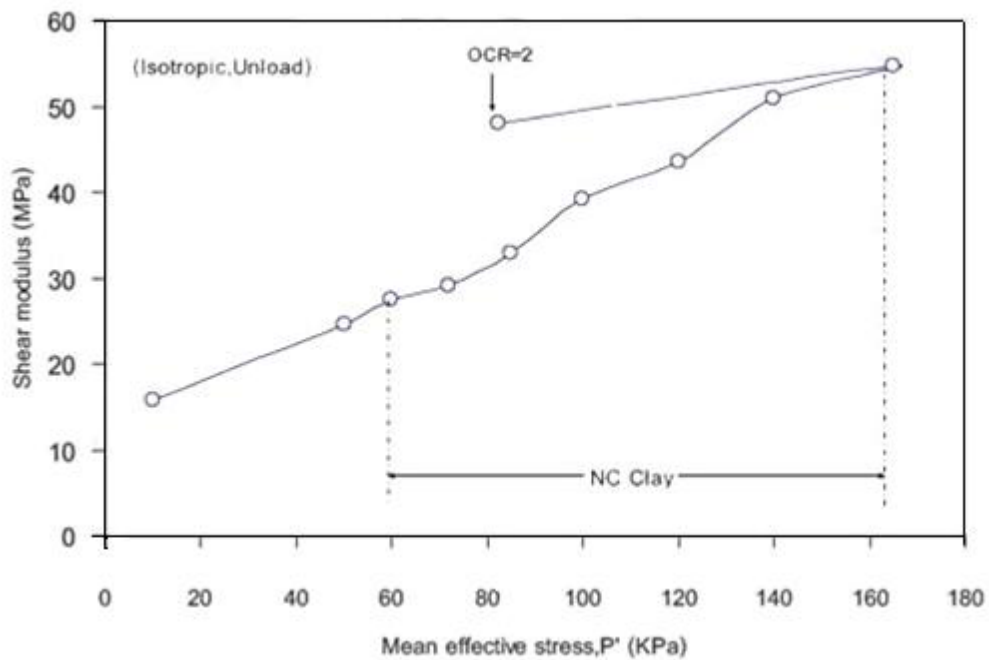
รูปที่ 2.43 ผลของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนการหน่วงที่หน่วยแรงประสิทธิผล เริ่มต้น 50 กิโลปาสกาล (พิพัฒน์, 2546)

กฤษฎา, 2548 ศึกษาพฤติกรรมของค่าโมดูลัสเฉือนดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่สร้างใหม่ เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ําเท่ากันทุกทิศทาง ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v = 1$ ) และแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v = 0.8, 0.6$ ) เฉือนตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ ทดสอบโดยใช้เครื่องทดสอบสามแกน ที่ติดตั้งเบนเดอริอิลิเมนต์ ตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในช่วงการอัดตัวคายน้ําและเฉือนตัวอย่างดิน และนำค่าความเร็วคลื่นเฉือนมาคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือน หลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ําเสร็จ ถอนแรง (unload) ของสถานะความเค้น (stress state) ให้อยู่ที่ค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ําเท่ากับสอง (OCR=2)

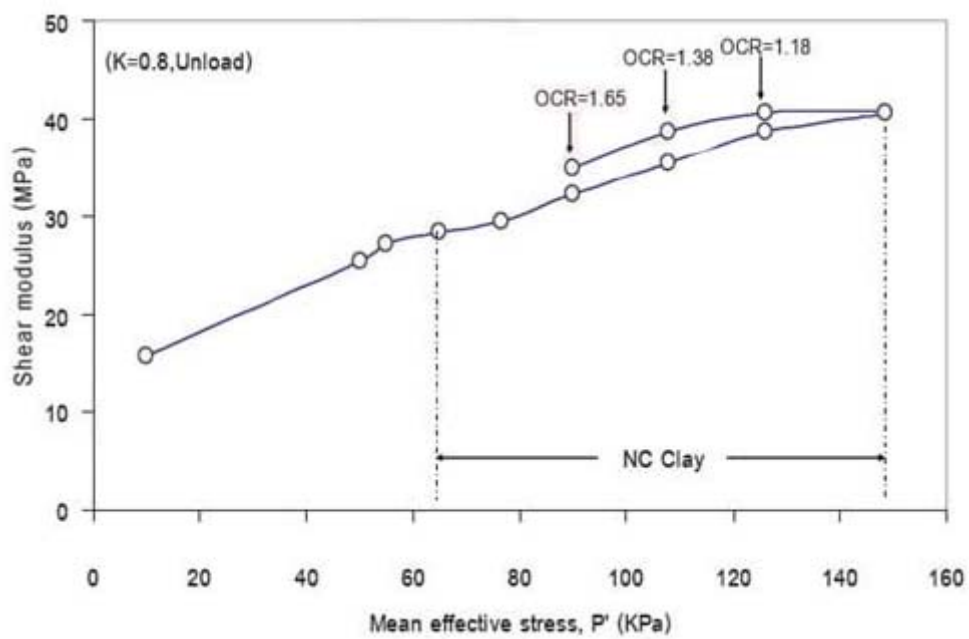
ผลการทดสอบพบว่าโมดูลัสเฉือนในช่วงการอัดตัวคายน้ําแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่เท่ากันทุกทิศทางมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) เพิ่มขึ้น และพบอีกว่าเมื่ออัดตัวคายน้ําไม่เท่ากันทุกทิศทาง (ค่า  $K$  ลดลง) ค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มลดลงด้วย สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2.44 ดินที่มีค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ํามากกว่าหนึ่ง (OCR>1) มีค่าโมดูลัสเฉือนสูงกว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (normally consolidation) ที่ระดับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเดียวกัน ทั้งแบบอัดตัวคายน้ําเท่ากันทุกทิศทางและไม่เท่ากันทุกทิศทาง ดังแสดงในรูปที่ 2.45 ในระหว่างการเฉือนตัวอย่างดิน ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีผลกระทบอย่างมากต่อค่าโมดูลัสเฉือน



รูปที่ 2.44 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยกับค่าโมดูลัสเฉือนในสภาพการอัดตัวคายน้ำที่แตกต่างกัน ( $K=1, 0.8, 0.6$ ) (กฤษฎา, 2548)



(a)

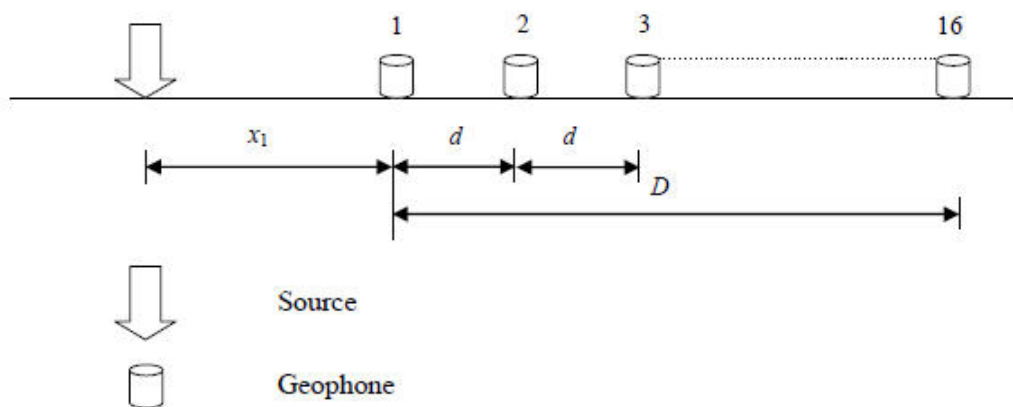


(b)

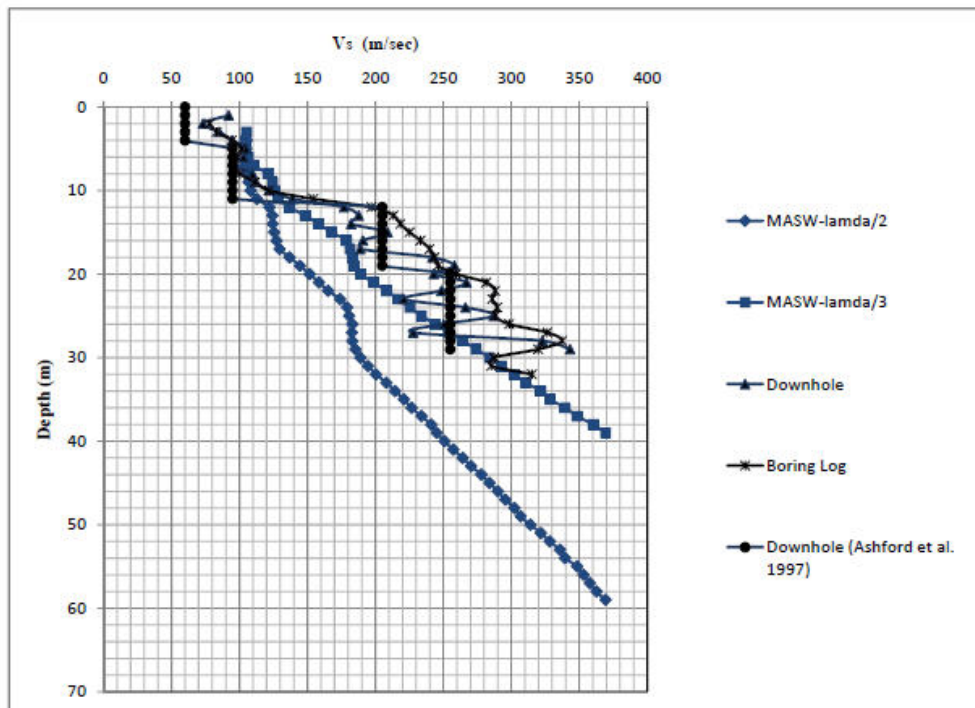
รูปที่ 2.45 ผลกระทบของค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายนํ้าต่อค่าโมดูลัสเฉือน (a) การอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทาง ( $K=1$ ) (b) การอัดตัวคายนํ้าแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K=0.8$ ) (กฤษฎา, 2548)

และยังมีงานวิจัยอื่นๆ ที่หาค่าความแข็งของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในสนาม ด้วยวิธีอื่นๆ Sochan, 2008 ประยุกต์ใช้วิธีการวิเคราะห์คลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณ เพื่อการสำรวจชั้นดินระดับตื้นของประเทศไทย พร้อมกับการทดสอบด้วยวิธีใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ เพื่อเป็นการตรวจสอบความน่าเชื่อถือ ซึ่งทำการทดสอบในสถานที่ต่างๆ ในประเทศไทยจำนวน 7 แห่ง โดยแบ่งออกเป็นพื้นที่ได้ 3 แห่ง คือ กรุงเทพฯ กาญจนบุรี และเชียงใหม่ ได้ทำการทดสอบโดยวางแหล่งกำเนิดคลื่น และจีโอฟอนออกเป็นระยะๆ ทั้งหมด 16 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.46 การทดสอบแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน คือ การทดสอบภาคสนาม การแปลงข้อมูลโดยใช้ผลการแปลงของฟูรีเยร์ในปริภูมิสองมิติ และการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาความเร็วคลื่นเฉือน ซึ่งใช้  $\lambda/2$  และ  $\lambda/3$  โดยที่  $\lambda$  คือ ความยาวคลื่น

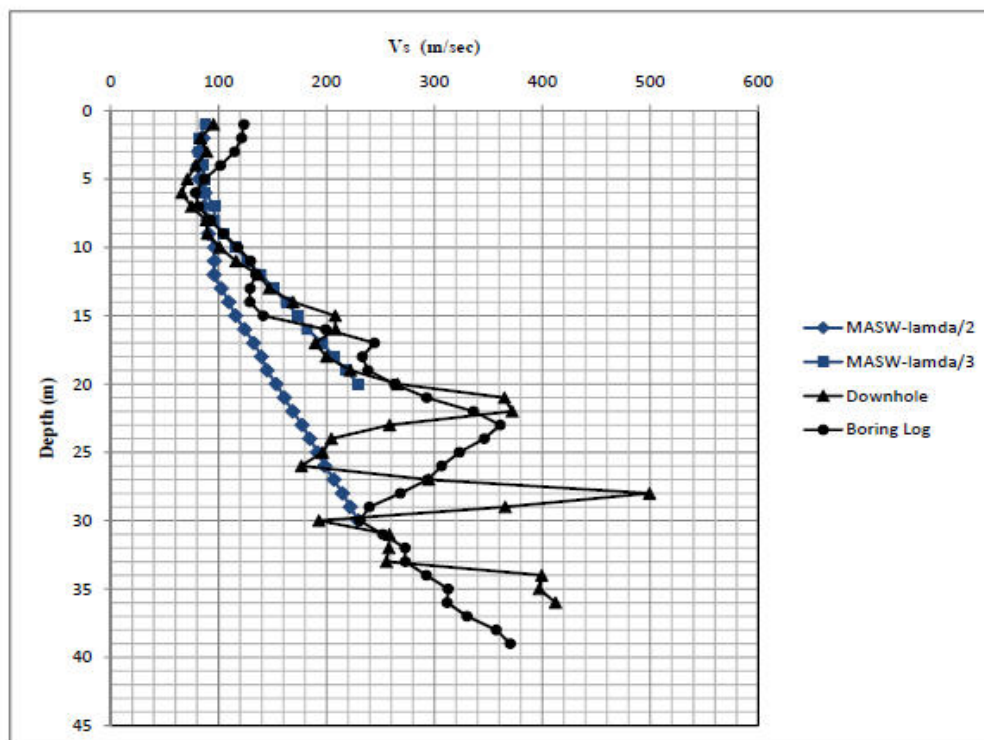
จากการทดสอบพบว่า การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าความเร็วคลื่นเฉือนด้วยวิธี  $\lambda/3$  ให้ผลที่สอดคล้องกับการทดสอบด้วยวิธีอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.47 ดังนั้นวิธีวิเคราะห์คลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณจึงน่าจะเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ใช้ได้สำหรับการสำรวจลักษณะของชั้นดินในประเทศไทย สำหรับการศึกษาด้านเทคนิคการทดสอบพบว่า ชุดอุปกรณ์และลักษณะการจัดวางที่ใช้ในการศึกษานี้สามารถสำรวจได้ลึกที่สุดถึง 20 เมตร โดยควรจัดให้แหล่งกำเนิดคลื่นห่างจากมาตรวัดสัญญาณตัวแรกเป็นระยะประมาณร้อยละ 20 ถึง 30 ของความยาว วัดจากมาตรวัดสัญญาณตัวแรกถึงตัวสุดท้าย



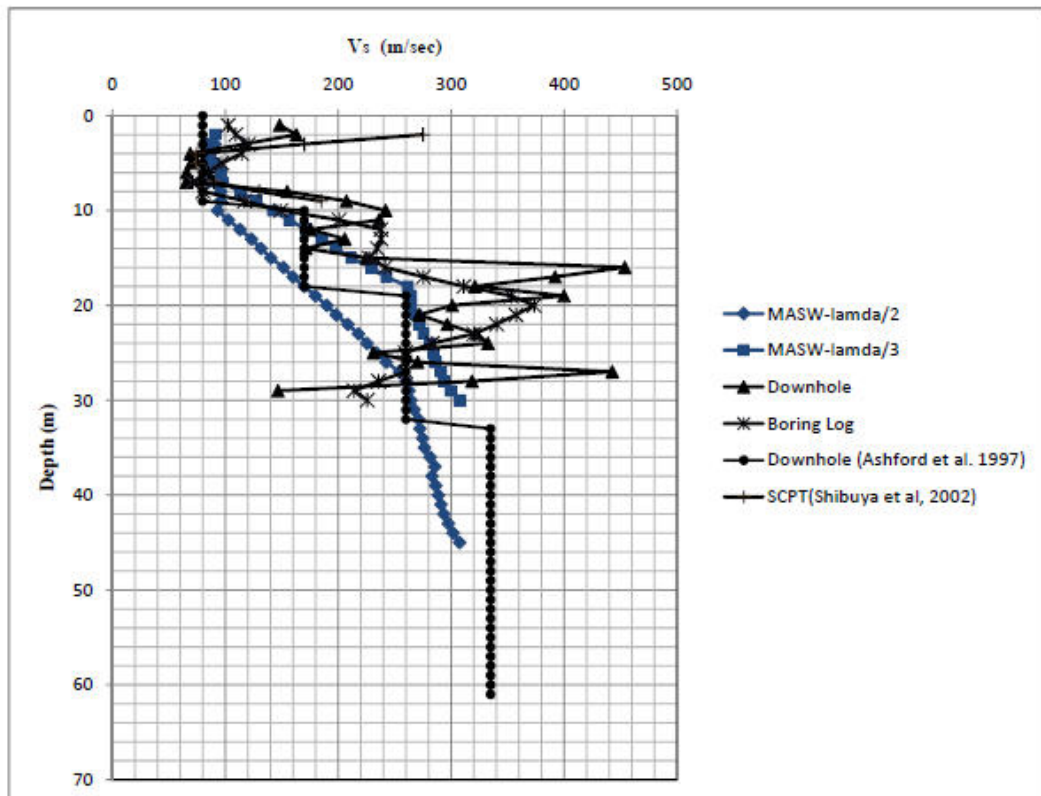
รูปที่ 2.46 วิธีการทดสอบคลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณ



(a)



(b)



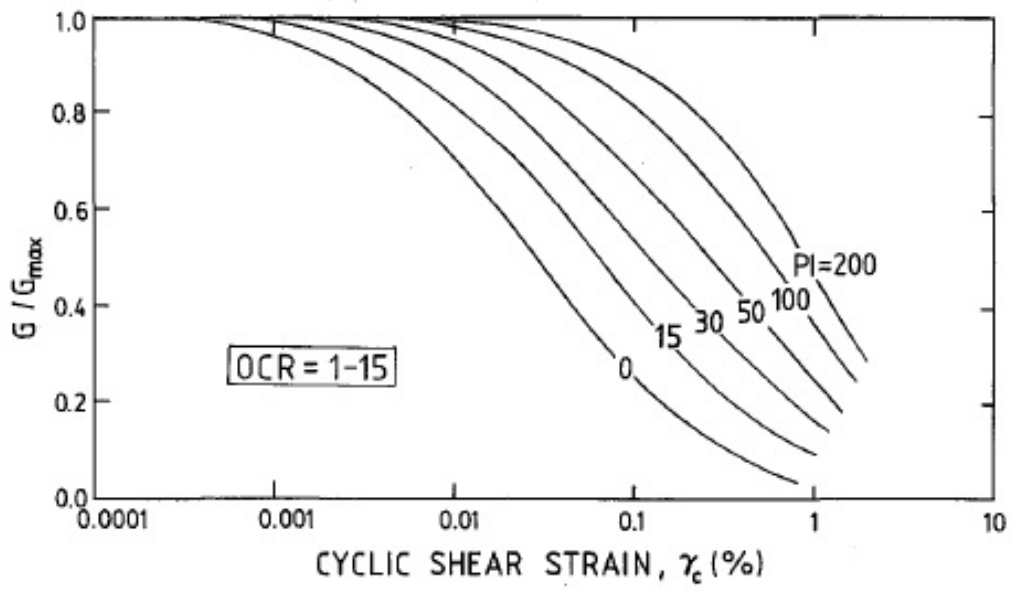
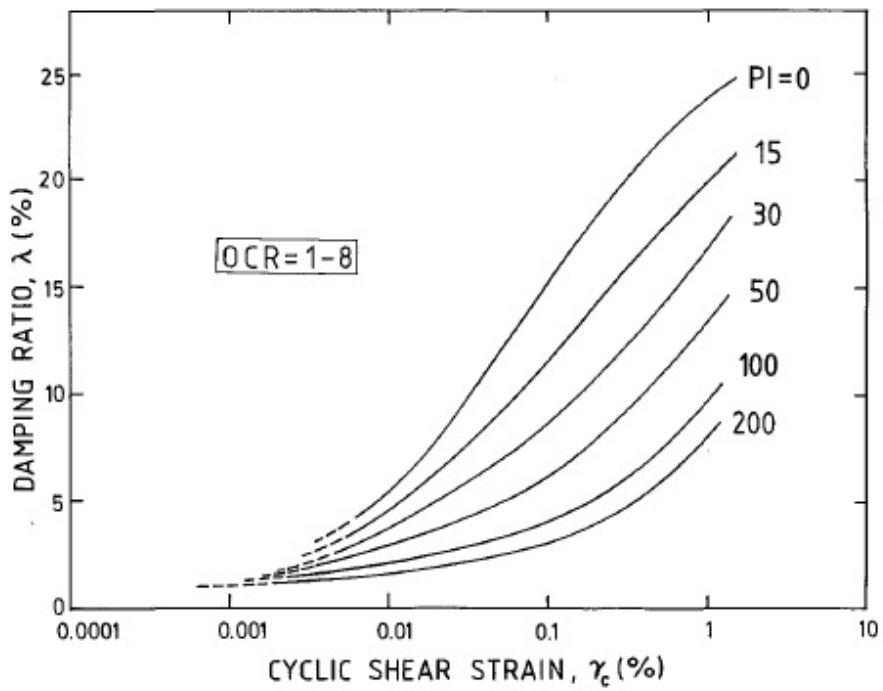
(c)

รูปที่ 2.47 ความเร็วคลื่นเฉือนกับความลึกจากการทดสอบต่างๆ (a) จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
(b) กรมอุตุนิยมวิทยาบางนา (c) สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Sochan, 2008)

### 2.6.2 ดินอื่นๆ

ได้มีงานวิจัยที่ศึกษาผลกระทบของดัชนีพลาสติก (PI) ของดินต่อการตอบสนองของแรงแบบวัฏจักรซึ่ง Vucetic & Dobry, 1991 ดัชนีพลาสติกมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนการหน่วง โดยที่ดัชนีพลาสติกมีค่ามากขึ้น ค่าตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสเฉือนที่หารด้วยโมดูลัสเฉือนสูงสุดจะมีค่ามากขึ้นด้วย ส่วนอัตราส่วนการหน่วงจะมีค่าลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.48 ดินที่มีสภาพพลาสติกสูงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบวัฏจักรมีแนวโน้มเป็นเชิงเส้นมากกว่าดินที่มีสภาพพลาสติกต่ำที่ความเครียดขนาดต่ำ



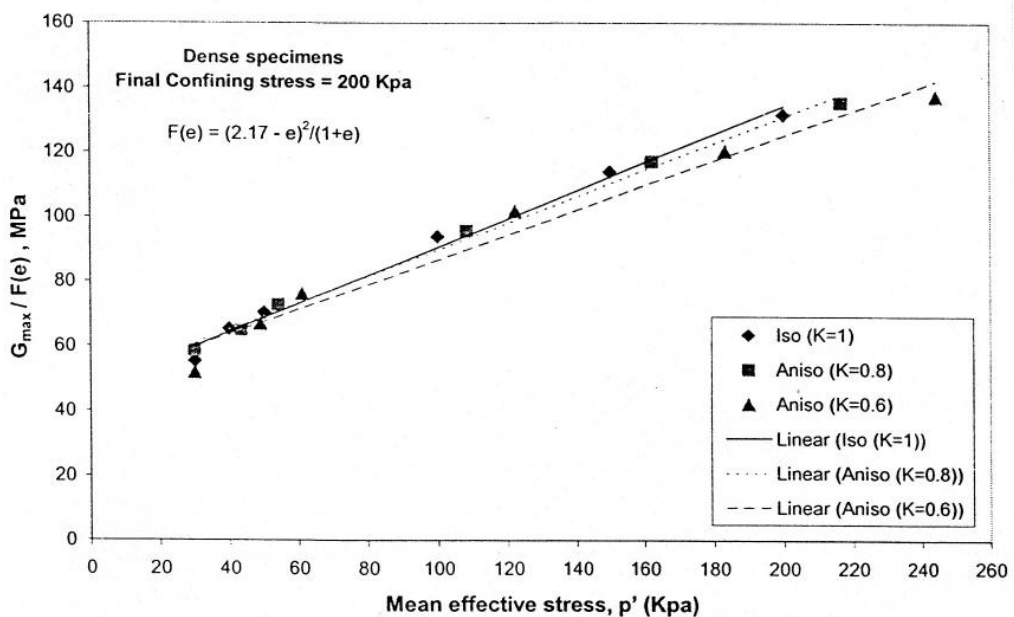
(a) PI- $G/G_{max}$ 

(b) PI-Damping

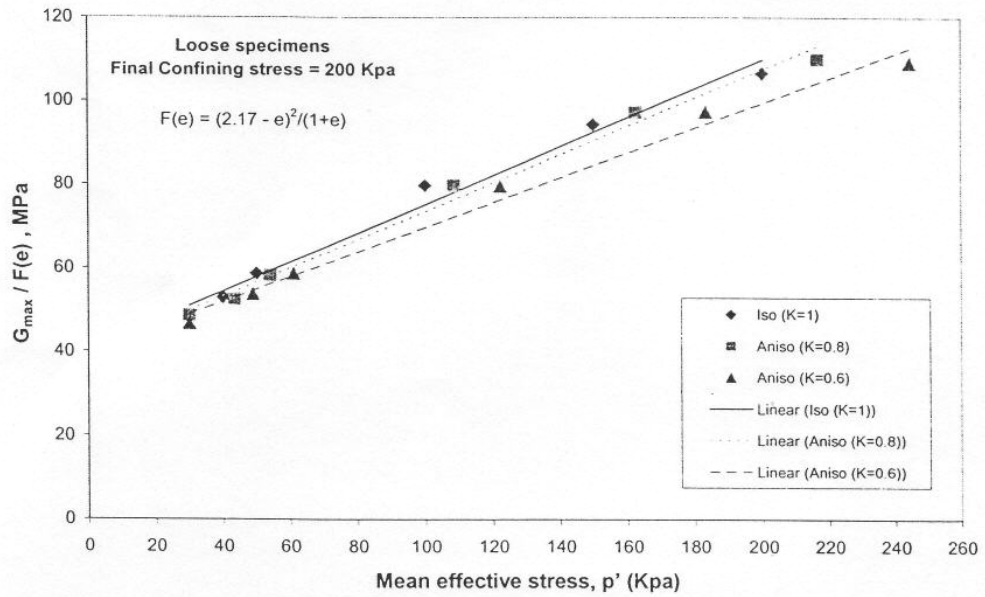
รูปที่ 2.48 ผลกระทบของดัชนีพลาสติกต่อค่าโมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนการหน่วง

Alitking, 2006 ศึกษาผลกระทบของหน่วยแรงแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางต่อค่าโมดูลัสเฉือน โดยทำการทดสอบด้วยเครื่องแรงอัดสามแกนที่ติดตั้งเบนเดอร์อิเลิเมนต์ ใช้ตัวอย่างทรายในการทดสอบทั้งจากการเตรียมตัวอย่างในสภาพหลวมและแน่น โดยใช้วิธีแอร์พลูเวชัน (air-pluviation) เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและระบายน้ำ และการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำไม่เท่ากันทุกทิศทางและระบายน้ำ การวัดคลื่นเฉือนจะกระทำในช่วงการอัดตัวคายน้ำ และในช่วงการเฉือนตัวอย่างดิน

ผลการทดสอบพบว่า ค่าโมดูลัสเฉือนของทรายขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) และอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.49 ค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากแรงดันอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางมีความแตกต่างกันเล็กน้อย ซึ่งหมายถึงผลกระทบจากแรงดันอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางมีน้อย เส้นทางการเคลื่อนที่ของ  $G_{max} - p'$  ในช่วงการเฉือนตัวอย่างมีแนวโน้มคล้ายกันกับในช่วงการอัดตัวคายน้ำทั้งในการทดสอบแบบแรงดันเท่ากันทุกทิศทางกับแรงดันไม่เท่ากันทุกทิศทาง ดังแสดงในรูปที่ 2.50 ดังนั้นหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) มีอิทธิพลอย่างมากต่อค่าโมดูลัสเฉือน



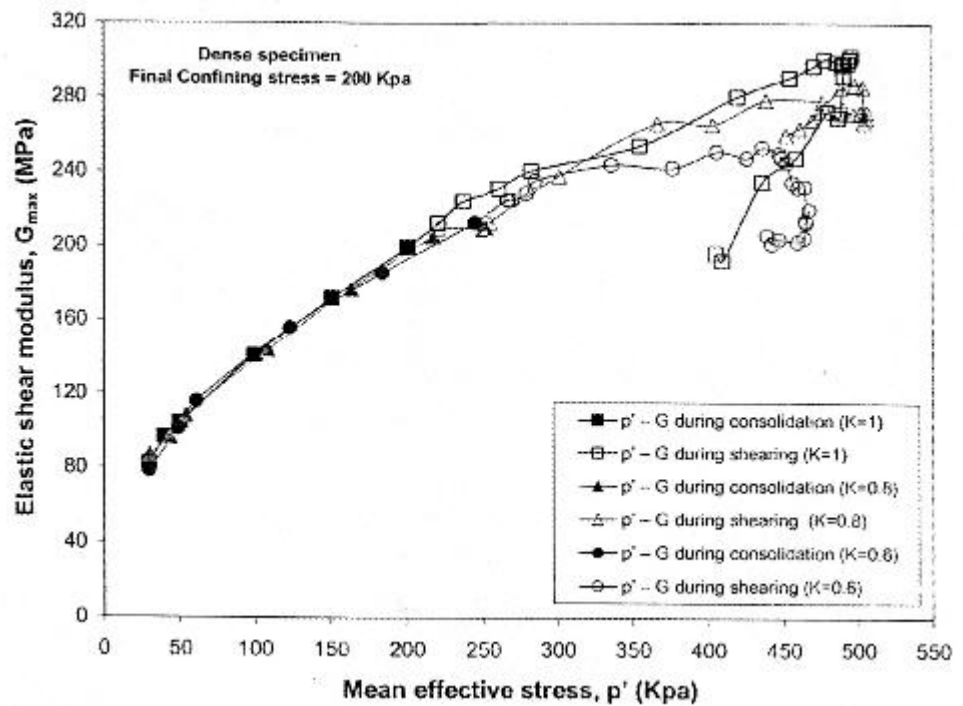
(a)



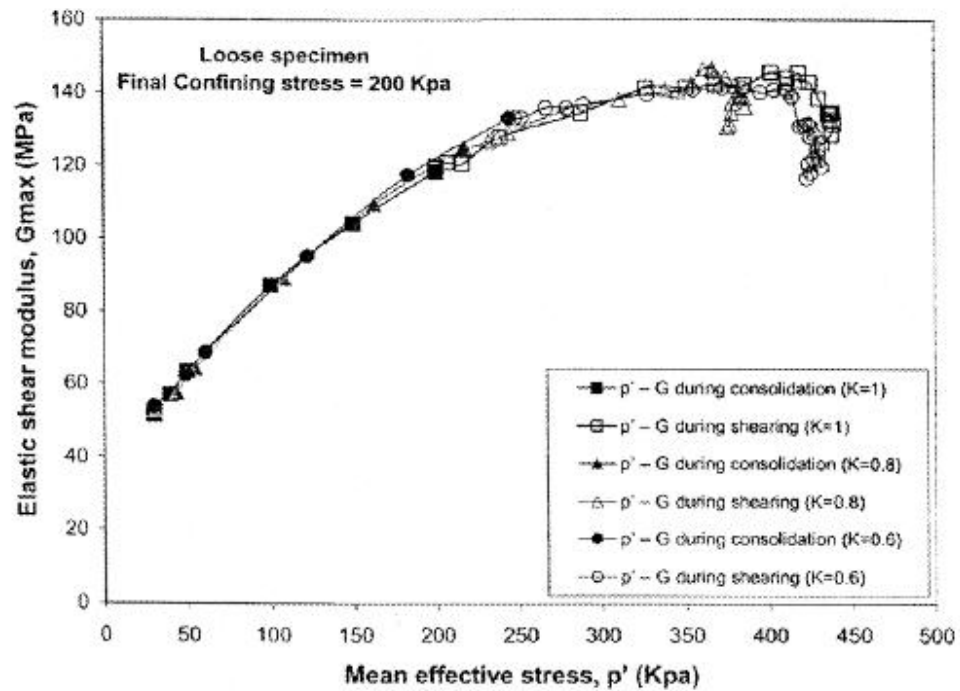
(b)

รูปที่ 2.49 การเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสเฉือนต่ออัตราส่วนช่องว่างกับค่าความเค้น  
ประสิทธิผลเฉลี่ยที่ความดันโอบรัด 200 กิโลปาสกาล (a) สภาพทรายแน่น (b) สภาพทรายหลวม

(Alitking, 2006)



(a)



(b)

รูปที่ 2.50 โมดูลัสเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยระหว่างการอัดตัวคายน้ำกับการเฉือน ตัวอย่างที่ความดันโอบรัด 200 กิโลปาสกาล (a) สภาพทรายแน่น (b) สภาพทรายนวม (Alitking, 2006)

จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมาได้มีการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่เกี่ยวข้องกับทางด้านสถิติศาสตร์เป็นส่วนใหญ่ ส่วนงานวิจัยทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ศึกษาพฤติกรรมของดิน และพารามิเตอร์ที่สำคัญในช่วงระดับความเครียดที่กว้างยังมีอยู่น้อย และงานวิจัยที่เกี่ยวกับทางด้านพลศาสตร์นั้น จำเป็นต้องมีการใช้เครื่องมือที่มีลักษณะเฉพาะเพื่อจำลองพฤติกรรมของดินในขณะที่รับแรงแบบวัฏจักร ซึ่งเครื่องมือดังกล่าวมีราคาแพง ดังนั้นงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในด้านพลศาสตร์ โดยใช้เครื่องทดสอบสามแกนร่วมกับการวัดความเครียดภายใน และติดตั้งเบนเดอริอิลิเมนต์ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ และมีการสร้างแบบจำลองเพื่อทำนายพฤติกรรมของดิน โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับความเครียดที่ได้จากทดสอบจากงานวิจัยนี้ การใช้แบบจำลองจะอาศัยทั้งทฤษฎีอีลาสติกและพลาสติก

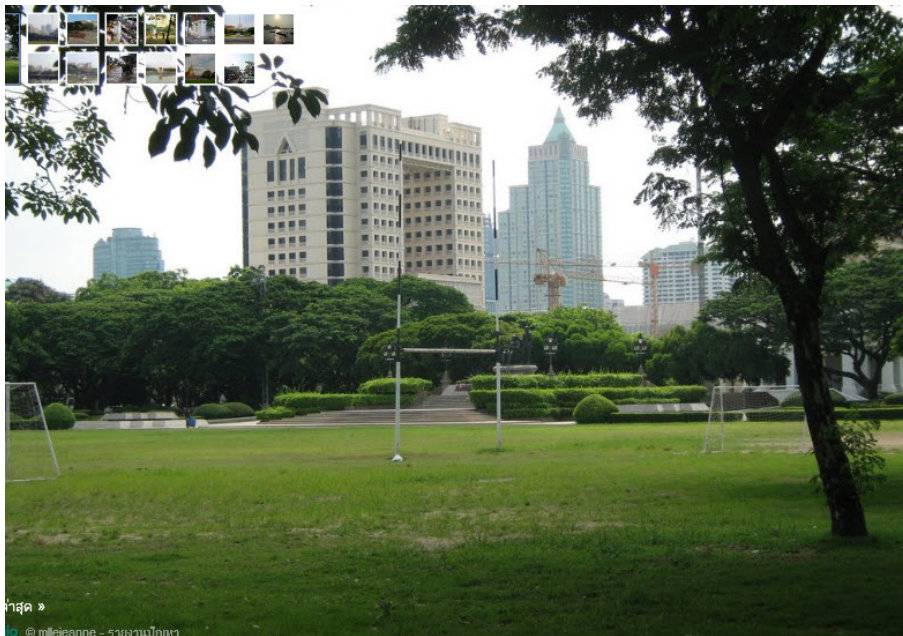
## บทที่ 3

### วิธีดำเนินการวิจัย

#### 3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่าง

##### 3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง

ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นตัวอย่างดินเหนียวที่ได้มาจากพื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล เป็นบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เขตปทุมวัน แขวงวังใหม่ บริเวณที่เก็บตัวอย่างสนามบอลหน้าพระบรมรูปสองรัชกาล ดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 สนามบอลหน้าพระบรมรูปสองรัชกาล

##### 3.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง

เจาะหลุมสำรวจขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร โดยใช้สว่านเจาะจนถึงความลึก 3 เมตร และใส่ปลอก (casing) เพื่อป้องกันหลุมเจาะพังทลาย ตั้งแต่ความลึก 3 เมตร จะทำการใช้น้ำเป่ากระแทก (percussion wash boring) จนถึงความลึกที่ต้องการ ส่วนการเก็บตัวอย่างดินเป็นแบบคงสภาพ (undisturbed sample) โดยใช้กระบอกบาง (thin-walled Shelby tube) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 7.3 เซนติเมตร หนา 1.5 มิลลิเมตร ยาว 60 เซนติเมตร กดลงไป

ในดินประมาณ 50 เซนติเมตร แล้วบิดหมุนก้านเจาะตัดดินกันกระบอกให้ขาดจากกัน การเก็บตัวอย่างได้ทำการเก็บในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง ทุกๆ ระยะ 1 เมตร เมื่อเจอชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ทำการเปลี่ยนขนาดกระบอกบาง เนื่องจากดินแข็งทำให้กระบอกบางเกิดความเสียหาย โดยการเพิ่มความหนาของกระบอกบางเป็น 3.4 มิลลิเมตร เพื่อที่จะไม่เกิดความเสียหายกับกระบอก และสามารถทะลุทะลวงชั้นดินได้ เมื่อได้ตัวอย่างดินขึ้นมาแล้ว ใช้เทียนไขที่ต้มจนละลาย เทเคลือบปิดหัวท้ายกระบอกบาง เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการสูญเสียน้ำในตัวอย่างดิน ลักษณะของตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างดิน

### 3.2 เครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ

#### 3.2.1 เครื่องมือทดสอบที่ใช้ในระบบสามแกน

- เครื่องทดสอบสามแกน (triaxial)

เครื่องทดสอบสามแกนที่ใช้ในการทดสอบนี้ยี่ห้อ ELE รุ่น EL25-3516/01 ดังแสดงในรูปที่ 3.3 การให้แรงกับตัวอย่างดินด้วยวิธีโหลดเฟรม (load frame) สามารถให้แรงได้สูงสุด 50 กิโลนิวตัน ใช้กับตัวอย่างดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร โหลดแก้วสามารถทนแรงดันได้สูงสุด 1700 กิโลปาสกาล อัตราเร็วการเข็นตัวอย่างดิน 0.00001-9.99999 มิลลิเมตรต่ออนาที



รูปที่ 3.3 เครื่องมือสามแกน

- เครื่องควบคุมความดัน (digital pressure controller)

เครื่องควบคุมความดัน (DPC) ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ยี่ห้อ GDS การทดสอบนี้ใช้เครื่องควบคุมความดันจำนวน 2 ตัว ตัวหนึ่งทำการควบคุมแรงดันเซลล์ (cell pressure) และอีกตัวหนึ่งควบคุมแรงดันหลัง (back pressure) สามารถวัดความดันได้ละเอียด 0.1 กิโลปาสกาล วัดปริมาตรได้ละเอียด 1 ลูกบาศก์มิลลิเมตร



รูปที่ 3.4 เครื่องควบคุมความดัน (DPC)

- เครื่องบันทึกข้อมูล (data logger)

เครื่องบันทึกข้อมูล ยี่ห้อ ELE รุ่น MM700 Series เครื่องบันทึกข้อมูลมี 11 ช่องสัญญาณ เป็นเครื่องมือที่ทำหน้าที่ในการรับสัญญาณไฟฟ้าจากตัวส่งสัญญาณ (transducer)

ต่างๆ ที่ใช้วัด แล้วส่งต่อไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์ ลักษณะของเครื่องบันทึกข้อมูล ดังแสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 เครื่องบันทึกข้อมูล

- แอลวีดีทีภายใน (local LVDTs)

เป็นระบบการวัดการเคลื่อนที่ภายในของตัวอย่างดิน ซึ่งทำการติดตั้งแอลวีดีทีที่ด้านข้างของตัวอย่าง โดยติดตั้ง 2 ตัว แอลวีดีทีที่ใช้ยี่ห้อ RDP รุ่น D5/200WRA /131 ชนิดแบบจมนในของเหลว สามารถวัดระยะได้  $\pm 5$  มิลลิเมตร ลักษณะแอลวีดีที ดังแสดงในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 แอลวีดีที

- ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี (proximity transducer)

ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี ยี่ห้อ KEYENCE รุ่น EX-205 Series สามารถวัดระยะได้ตั้งแต่ 0-5 มิลลิเมตร ความละเอียด 0.04% ของ F.S. ความถี่ตั้งแต่ 1.3-13 กิโลเฮิรตซ์ ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตีเป็นการวัดการเคลื่อนที่โดยการขยายหรือหดของตัวอย่างออกทางด้านข้าง



โดยการวัดจะวัดจากแผ่นฟอยล์อะลูมิเนียมที่ติดกับตัวอย่างดิน ถึงตัวส่งสัญญาณพรอกซีมิติ โดยแผ่นฟอยล์อะลูมิเนียมจะติดที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 ตัวส่งสัญญาณพรอกซีมิติ

- คอมพิวเตอร์

เครื่องคอมพิวเตอร์ทำหน้าที่ในการบันทึกข้อมูลต่างๆ ที่ส่งข้อมูลมาจากเครื่องบันทึกข้อมูล ใช้โปรแกรมแล็บวิลเขียนในการเก็บบันทึกข้อมูลต่างๆ

### 3.2.2 เครื่องมือระบบการวัดความเร็วคลื่นเฉือน

- เบนเดอร์อิลิเมนต์ (bender element)

เบนเดอร์อิลิเมนต์ที่ใช้ในการทดสอบ ยี่ห้อ PIEZO SYSTEM, INC. รุ่น T226 Standard Brass Shim ความถี่ 440 เฮิรตซ์ ระยะเวลาโค้ง  $\pm 175$  ไมโครเมตร ประกอบด้วย 2 ตัว คือ ตัวส่งสัญญาณติดตั้งที่ฐานด้านบน (top cap) เป็นขั้ววาย ความต่างศักย์  $\pm 125$  โวลต์ และตัวรับสัญญาณติดตั้งที่ฐานด้านล่าง (pedestal) เป็นขั้วเอ็กซ์ ความต่างศักย์  $\pm 250$  โวลต์ ดังแสดงในรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.8 เบนเดอริอิลิเมนต์ที่ติดตั้งในเครื่องสามแกน

- เครื่องกำเนิดสัญญาณ (function generator)

เครื่องกำเนิดสัญญาณ ยี่ห้อ Agilent รุ่น 33220A สามารถให้กำเนิดคลื่นรูปไซน์ รูปสี่เหลี่ยม รูปสามเหลี่ยม และพัลส์ได้ โดยคลื่นรูปไซน์สามารถใช้ความถี่ได้ตั้งแต่ 1 ไมโครเฮิร์ตซ์ ถึง 20 เมกะเฮิร์ตซ์ สามารถวัดแอมพลิจูดได้ตั้งแต่ 10 มิลลิโวลต์ ถึง 10 โวลต์ โดยวัดจากจุดยอดคลื่น ใช้ในการกำเนิดสัญญาณส่งไปยังตัวส่งสัญญาณและผ่านออสซิลโลสโคป ลักษณะเครื่องกำเนิดสัญญาณ ดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 เครื่องกำเนิดสัญญาณ

- ออสซิลโลสโคป (oscilloscope)

ออสซิลโลสโคป ยี่ห้อ Agilent รุ่น DSO3102A แบนด์วิดท์ 100 เมกะเฮิร์ตซ์ มี 2 ช่องสัญญาณ ความไวของความต่างศักย์ 2 มิลลิโวลต์/ช่อง ถึง 5 โวลต์/ช่อง ความคลาดเคลื่อนของความต่างศักย์  $\pm 3\%$  ของ 10 มิลลิโวลต์/ช่อง ถึง 5 โวลต์/ช่อง หรือ  $\pm 4\%$  ของ 2 มิลลิโวลต์/

ช่อง ถึง 5 มิลลิโวลต์/ช่อง ช่วงของเวลาที่วัดได้ 2 นาโนวินาที/ช่อง ถึง 50 วินาที/ช่อง เครื่องสามารถวัดความต่างศักย์ของคลื่นกับเวลาได้ ลักษณะเครื่องออสซิลอโคป ดังแสดงในรูปที่ 3.10



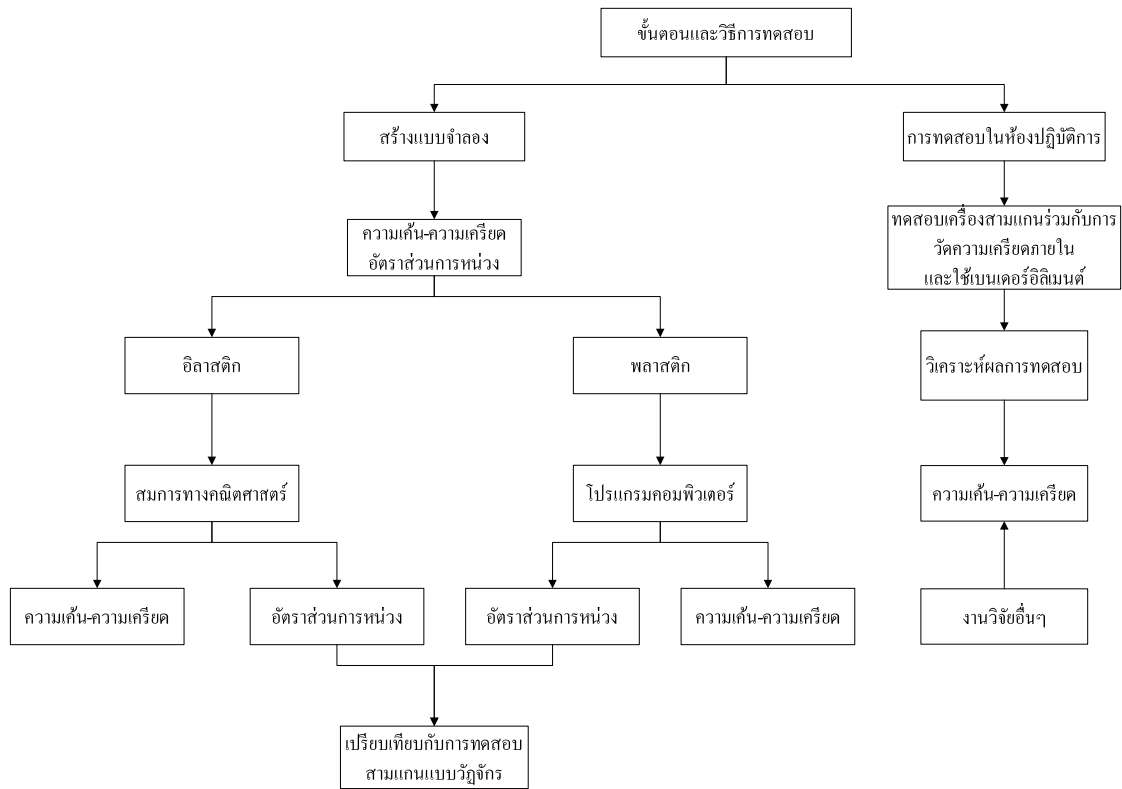
รูปที่ 3.10 ออสซิลอโคป

### 3.3 วิธีการจำลองความเค้น-ความเครียดและอัตราส่วนการหน่วง

งานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดและอัตราส่วนการหน่วงด้วยทฤษฎีอิลาสติก ซึ่งใช้สมการทางคณิตศาสตร์ และอีกทฤษฎีคือพลาสติก ซึ่งมีความสลับซับซ้อนมากยิ่งขึ้น ได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เป็นตัวช่วยในการวิเคราะห์ดังกล่าว ซึ่งใช้โปรแกรม Plaxis 2D

### 3.4 วิธีการทดสอบ

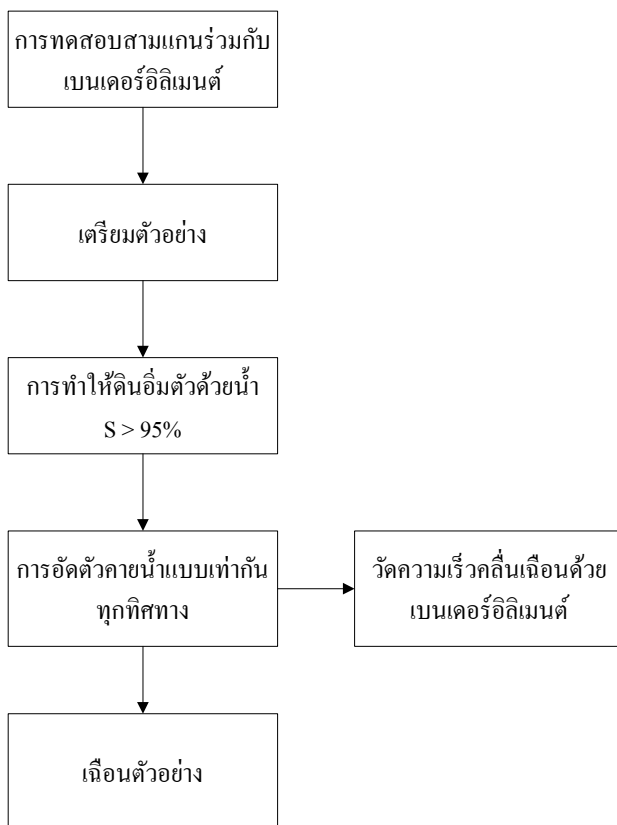
วิธีการทดสอบและขั้นตอนต่างๆ ในงานวิจัยนี้เป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ได้ทำการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยเครื่องสามแกนที่ปรับปรุงการวัดความเครียดภายใน และวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์ จากนั้นทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนการหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้น และการหาอัตราส่วนการหน่วง โดยใช้กฎของเมสซิง จากนั้นทำการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด และอัตราส่วนการหน่วงด้วยแบบจำลองที่ใช้ทฤษฎีอิลาสติกกับทฤษฎีพลาสติก เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง และผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการก็จะนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยเครื่องสามแกนแบบวีจัวร์ และจากผลการทดสอบในสนามโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (down hole) ซึ่งสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 ขั้นตอนการทดสอบต่างๆ

### 3.4.1 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ในงานวิจัยนี้ ได้ทำการทดสอบดินเหนียวด้วยเครื่องสามแกนที่มีการวัดความเครียดภายใน และมีการวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์ การทดสอบแบบแรงอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ (CIUC) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ขั้นตอนการทดสอบสามแกนร่วมกับเบนเดอริอิลิเมนต์ สามารถสรุปได้ ดังแสดงในรูปที่ 3.12 ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวต่อไป



รูปที่ 3.12 ขั้นตอนการทดลองเครื่องสามแกนและเบนเดอริออลิเมนต์

- การเตรียมและติดตั้งตัวอย่างดินในเครื่องทดสอบสามแกน มีขั้นตอนดังนี้

1) นำเทียนไขที่เคลือบตัวอย่างดินออก จากนั้นนำตัวอย่างดินไปตัดแต่งให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร และนำดินส่วนหนึ่งไปหาปริมาณน้ำในดิน (water content)

2) ประกอบแบบท่อพีวีซี เพื่อจะใส่ยางหุ้มรัดกับตัวอย่างดิน โดยนำแหวนยางกันรั่ว (O-ring) ใส่ไว้ข้างนอกแบบท่อพีวีซี หลังจากนั้นนำยางหุ้มรัด (membrane) ใส่ไว้ในแบบท่อพีวีซี

3) นำตัวอย่างดินวางบนฐานด้านล่าง (pedestal) ของเครื่องสามแกน โดยทำตำหนิที่ด้านล่างของตัวอย่างดิน เพื่อที่จะเสียบเบนเดอริออลิเมนต์ โดยการขูดดินออกให้เป็นร่องเล็กน้อย และนำกระดาษกรองวางบนฐานด้านล่าง สลับกับหินพรุน และนำกระดาษกรองวางทับบนหินพรุนอีกทีหนึ่ง หลังจากนั้นนำตัวอย่างดินวางบนฐานด้านล่างแล้ว ก็นำกระดาษกรองระบายน้ำ (filter drainage paper) มาพันรอบดินตัวอย่างดิน

4) นำแบบท่อพีวีซีที่ใส่ยางหุ้มรัดมาใส่ในตัวอย่างดิน โดยทำการดูดสายยางที่ต่อจากท่อพีวีซี เพื่อให้เป็นสุญญากาศ แล้วครอบลงไปในตัวอย่างดิน

5) นำฐานด้านบน (top cap) วางบนตัวอย่างดิน โดยทำตำหนิที่ด้านบนของตัวอย่างดิน เพื่อเสียบเบนเคอร์อิเลิเมนต์ โดยขุดดินออกให้เป็นร่อง แล้ววางกระดาษกรอง และหินพรุนบนดินตัวอย่าง

6) ทำการรูดยางหุ้มรัดที่ด้านล่างของตัวอย่างดินลงก่อน หลังจากนั้นทำการรูดยางหุ้มรัดทางด้านบนของตัวอย่างดิน จากนั้นทำการรูดยางกันรั้วที่ด้านล่างก่อนเพื่อลงมารูดยางหุ้มรัด ให้ตรงร่องสำหรับยางกันรั้ว และก็ทำการรูดยางกันรั้วทางด้านบน หลังจากนั้นก็ทำการแกะแบบท่อพีวีซีออก

- การติดตั้งเครื่องมือ มีขั้นตอนดังนี้

1) ติดตั้งตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี โดยติดตั้งขาสำหรับติดตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี และติดกระดาษฟอยด์อะลูมิเนียมรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 5x5 เซนติเมตร ที่ตัวอย่างดิน

2) ติดตั้งแอลวีดีทีภายใน (local LVDTs) ทำการติดตั้งแอลวีดีทีภายใน โดยใช้กาวทาให้ได้ระยะกึ่งกลางของตัวอย่าง โดยติดกับตัวอย่างในส่วนของพื้นที่ที่หลีกเลี่ยงจากการติดตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี จะติดแอลวีดีทีภายใน 2 ตัว โดยจะอยู่ตรงข้ามกัน หลังจากนั้นทิ้งไว้จนกาวแห้ง

3) นำคลอบแก้ว (chamber) มาครอบตัวอย่าง โดยระมัดระวังอย่าให้คลอบแก้วกระแทกกับสาย หรืออุปกรณ์ต่างๆ จากนั้นไขคลอบแก้วให้แน่น เปิดน้ำเข้าไปในคลอบแก้วให้ได้ครึ่งหนึ่งของตัวอย่างดิน

4) ทำการตั้งค่าเครื่องควบคุมความดัน โดยเซตที่ค่าความดัน (pressure) และปริมาตร (volume) ให้เป็น 0 ทั้งสองที่เครื่องควบคุมความดัน

5) เปิดโปรแกรมที่เครื่องคอมพิวเตอร์ แล้วเปิดคำสั่งโปรแกรม แล้วจดบันทึกค่าเริ่มต้นต่างๆ ในใบบันทึกข้อมูล

6) จากนั้นทำการเปิดน้ำใส่คลอบแก้วจนเต็ม แล้วปิดจุกที่คลอบแก้ว

7) ทำการเพิ่มความดันเซลล์ (cell pressure) ไปที่ความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น

- การทำตัวอย่างดินให้อิ่มตัวด้วยน้ำ มีขั้นตอนดังนี้

1) เพิ่มความดันเซลล์ และความดันหลังไปที่ความเค้นประสิทธิผลสุดท้าย โดยเพิ่มความดันที่เครื่องควบคุมความดัน เป็นการเพิ่มความดันทีละน้อยด้วยอัตรา 25 กิโลปาสกาลต่อชั่วโมง

2) หลังจากการทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำเสร็จ ก็ทำการเช็คว่าดินมีความอิ่มตัวกี่เปอร์เซ็นต์ (Skempton B-value) ค่า B ควรมากกว่า 95 %

- การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation)

โดยการควบคุมความดันเซลล์ให้เพิ่มเป็นขั้นๆ โดยในแต่ละขั้นจะต้องรอให้แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นระบายออกให้หมด แล้วถึงเพิ่มความดันเซลล์ในขั้นต่อไปจนถึงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม (in-situ mean effective stress,  $p'_0$ ) เป็นการเพิ่มความดันเซลล์แบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยอัตรา 4 kPa/hr ส่วนความดันหลังให้คงรักษาความดันเท่าเดิมไว้ โดยการอัดตัวคายน้ำเป็นการระบายน้ำออกทางเดียว (single drainage) เมื่อน้ำสามารถระบายออกได้ทำให้แรงดันน้ำลดลงจนใกล้ศูนย์ และจะทำให้ปริมาตรของตัวอย่างดินลดลงด้วย ในขั้นตอนนี้สามารถวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกได้ วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ วัดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นได้ ทำให้งานวิจัยนี้สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรได้ ทำให้ได้โมดูลัสเชิงปริมาตรแบบซีแคนต์

- การวัดคลื่นความเร็วเฉือน

ทำการวัดคลื่นความเร็วเฉือนในขณะที่อยู่ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ โดยแบ่งช่วงของความเค้นที่แตกต่างกันแล้วทำการวัดคลื่นเฉือน โดยใช้คลื่นรูปไซน์ขนาด 20 โวลต์จากคลื่นถึงท้องคลื่น (peak to peak) จำนวน 5 ลูกคลื่น ความถี่ 1000 เฮิรตซ์

- การเฉือนด้วยแรงอัด

1) ทำการเฉือนด้วยอัตราเร็ว 0.15 มิลลิเมตรต่อชั่วโมง เมื่อถึงความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress,  $q$ ) ประมาณ 30% ของกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $s_u$ ) ก็ทำการหยุดพัก (rest period) ประมาณ 3 ชั่วโมง

2) จากนั้นทำการถอนแรง (unload) กลับมาที่ความเค้นเบี่ยงเบนประมาณศูนย์ จากนั้นก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง

3) ก็ทำการเพิ่มแรง (reload) กลับไปความเค้นเบี่ยงเบนประมาณ 60% ของกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ ก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง

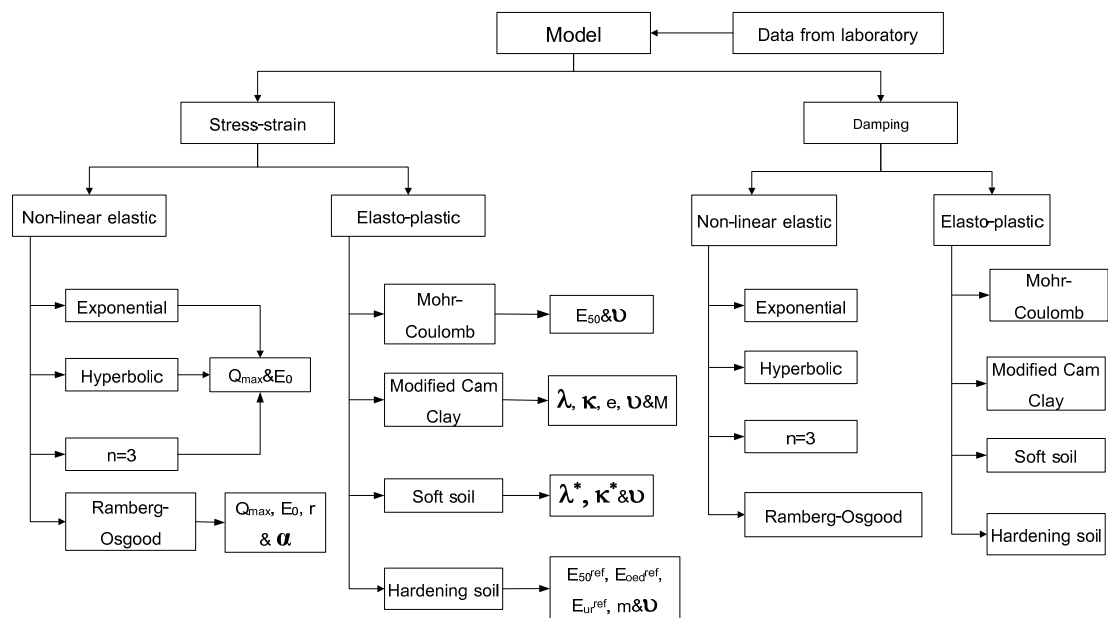
4) แล้วทำการถอนแรงกลับมาที่ความเค้นเบี่ยงเบนประมาณศูนย์ จากนั้นก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง

5) ทำการเฉือนตัวอย่างไปเรื่อยๆ จนกระทั่งความเครียดประมาณ 10% หรือไหลดเซลล์เริ่มคงที่

### 3.4.2 การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดและอัตราส่วนการหน่วง

- การจำลองความเค้นและความเครียดด้วยโปรแกรม Plaxis 2D

งานวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม Plaxis 2D เป็นเครื่องมือช่วยในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด โดยอาศัยทฤษฎีพลาสติก ซึ่งใช้แบบจำลองทั้งหมด 4 แบบจำลอง คือ แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) แบบจำลองซอฟท์ซอยล์ (Soft Soil model) แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอยล์ (Hardening Soil model) และแบบจำลองโมดิไฟด์ไฟย์แคมเคลย์ (Modified Cam-Clay model) ซึ่งพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใส่เข้าไปในโปรแกรมส่วนใหญ่จะคำนวณมาจากผลการทดสอบ ซึ่งสามารถสรุปวิธีการทดสอบได้ ดังรูปที่ 3.13



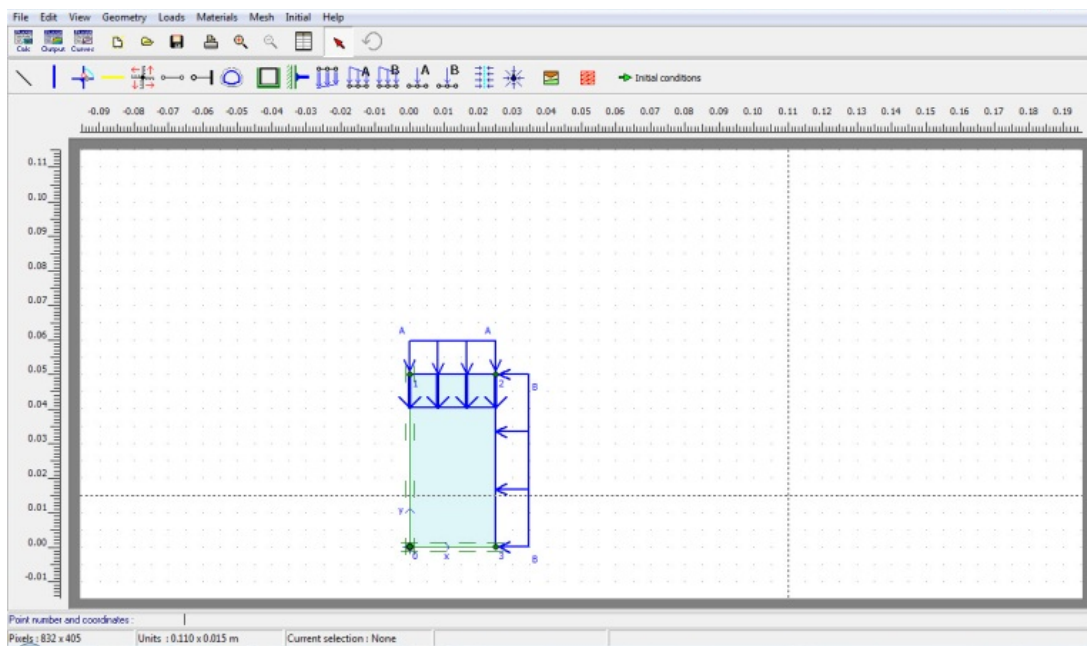
รูปที่ 3.13 วิธีการสร้างแบบจำลอง

- 1) สร้างแบบจำลองขึ้นมา โดยขึ้นส่วนที่เขียนในแบบจำลองมีขนาดเป็น  $\frac{1}{4}$  เท่าของขนาดตัวอย่างจริง โดยมีขนาดกว้าง 25 มิลลิเมตร สูง 50 มิลลิเมตร เป็นการจำลองแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetry)
- 2) สร้างและกำหนดคุณสมบัติของวัสดุต่างๆ ใส่ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในแบบจำลอง
- 3) สร้างเมช (Mesh) โดยงานวิจัยนี้ใช้ความละเอียดของเมชระดับสูง (very fine)
- 4) กำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น โดยเงื่อนไขความดันน้ำไม่ต้องทำการสร้าง ส่วนเงื่อนไขความเค้นเริ่มต้นให้ทำการสร้าง

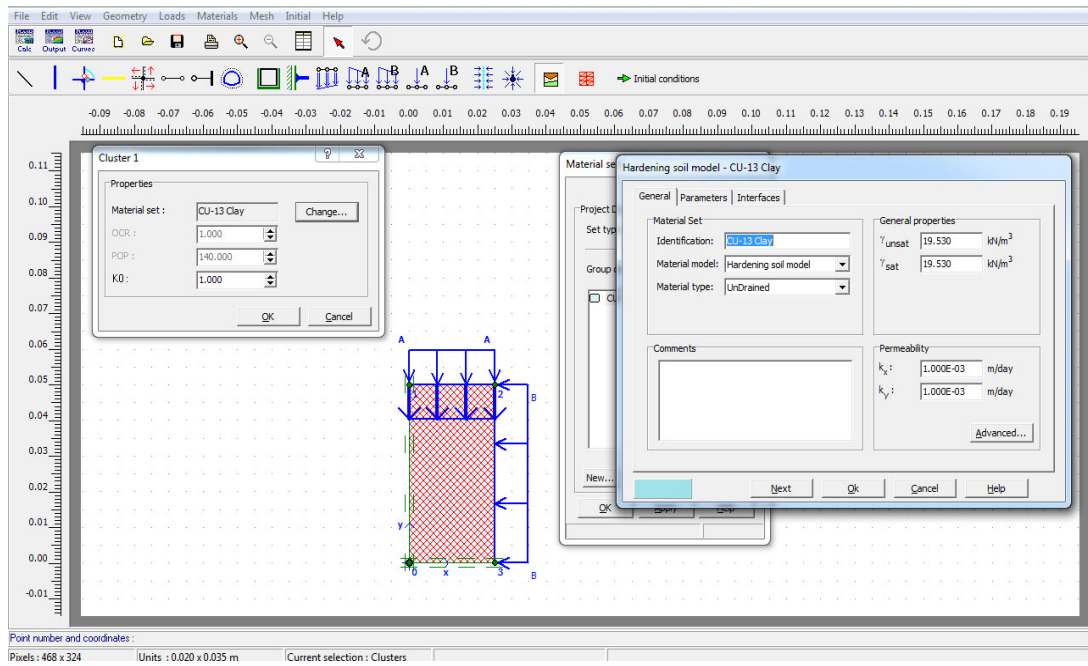


- 5) การคำนวณ โดยการสร้างขั้นตอนต่างๆ ให้เหมือนกับผลการทดสอบจริง โดยในขั้นตอนการฉีกจะทำการควบคุมความเครียด (strain control)
- 6) เลือกจุดที่ต้องการพล็อตกราฟต่างๆ
- 7) แสดงผลการทดสอบ

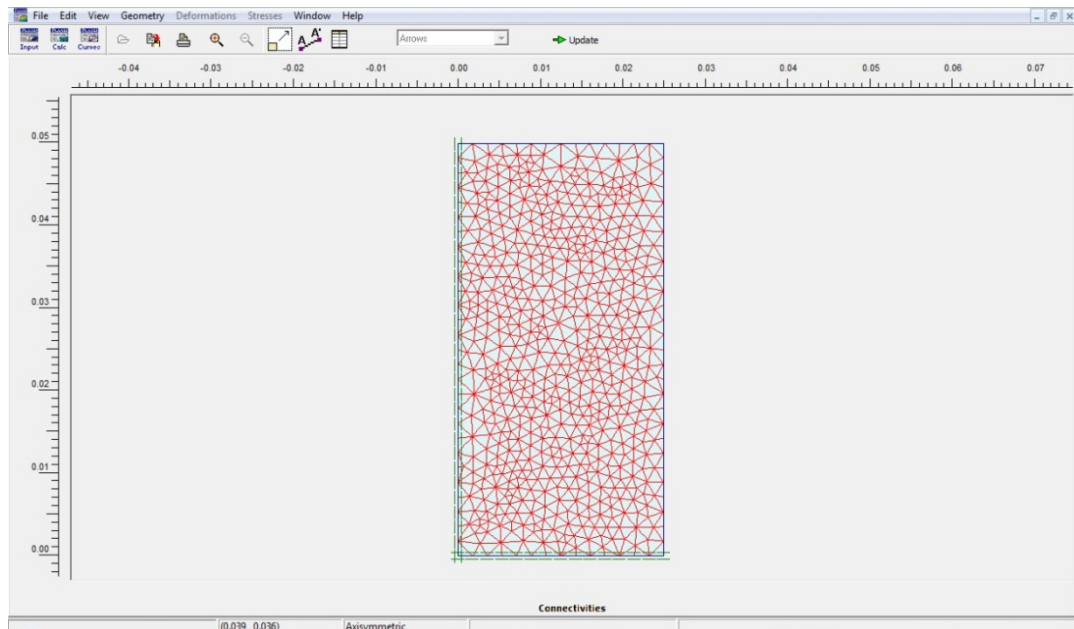
สามารถแสดงเป็นรูปได้ ดังนี้



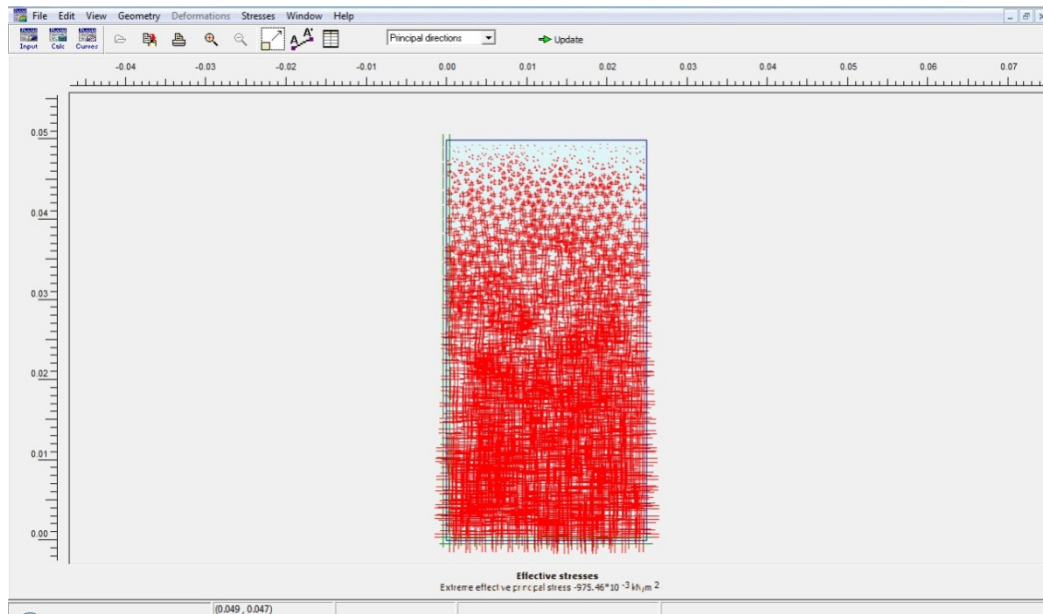
(a) เขียนไดอะแกรม



(b) สร้างและใส่คุณสมบัติของวัสดุ เลือกแบบจำลองต่างๆ



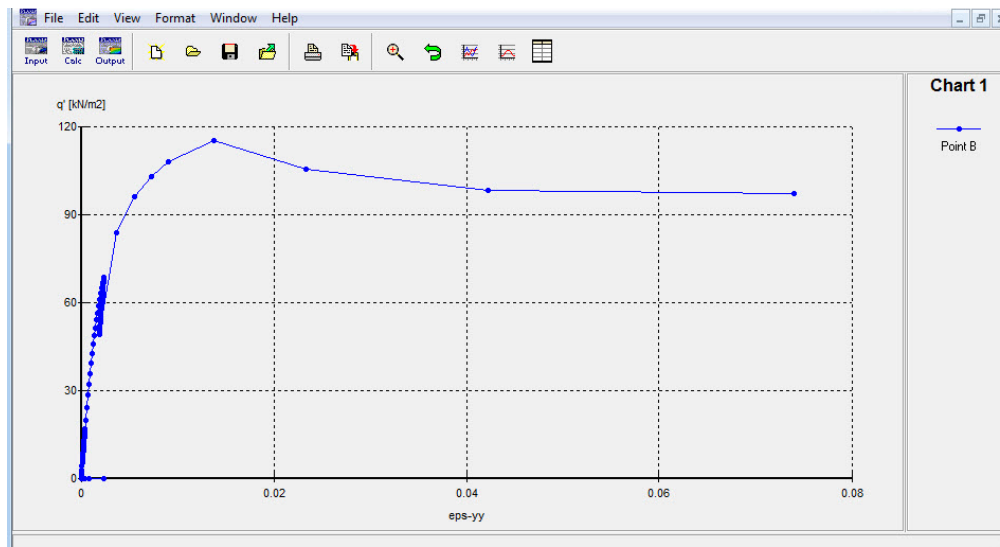
(c) การสร้างเมช



(d) การสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0
Consolidated	1	0	Consolidation	Staged Construction	1.00 ...	1
Initial	7	1	Plastic	Staged construction	0.00 ...	7
@strain0.001	66	7	Plastic	Staged construction	0.00 ...	66
Subload1.1	15	66	Plastic	Staged construction	0.00 ...	15
Subload1.2	14	15	Plastic	Staged construction	0.00 ...	14

(e) ขั้นตอนการคำนวณต่างๆ



(f) ผลการทดสอบ

รูปที่ 3.14 การจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว

- การจำลองพฤติกรรมฮิสเทอรีซิส

ในงานวิจัยนี้ได้นำแบบจำลองทั้ง 4 แบบจำลองหาค่าอัตราส่วนการหน่วง โดยทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงเต็มวงรอบ จำนวน 5 วงรอบ ที่ระดับความเครียดเท่ากับ 0.001%, 0.01%, 0.1%, 1% และ 5% ตามลำดับ โดยใช้วิธีการควบคุมความเครียด ลักษณะการรันโปรแกรมเหมือนกับการจำลองความเค้นและความเครียด ต่างกันตอนขึ้นตอนการคำนวณ ซึ่งจะทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงจำนวน 5 วงรอบ ที่ความเครียดดังกล่าวข้างต้น โดยใช้พารามิเตอร์ต่างๆ ของแบบจำลองตัวเดียวกันกับที่สร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดสอบ

#### 4.1 บทนำ

งานวิจัยนี้เป็นการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด และคุณสมบัติของดินสำหรับการประยุกต์ใช้ในงานแผ่นดินไหว ได้แก่ โมดูลัสเฉือนและอัตราส่วนการหน่วง โดยเก็บตัวอย่างจากบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ณ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวนด้วยกระบวนการบดจากนั้นทำการทดสอบด้วยเครื่องสามแกนที่มีการติดตั้งระบบการวัดความเครียดเฉพาะที่ และเบนเดอริอิลิเมนต์ ทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและเชื่อมด้วยแรงอัดแบบไม่ระบายน้ำ โดยเชื่อมด้วยการเพิ่มแรง-ถอนแรงจำนวน 2 รอบ ที่ประมาณ  $1/3$  และ  $2/3$  ของความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด ( $q_{max}$ )

#### 4.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

##### 4.2.1 คุณสมบัติทางวิศวกรรมพื้นฐานของตัวอย่าง

ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวกรุงเทพฯ มีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติในมวลดิน (natural water content,  $w_n$ )  $63.2 \pm 3\%$  และ  $27.0 \pm 2.3\%$  สำหรับดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ตามลำดับ โดยดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางมีอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (initial void ratio,  $e_0$ ) 1.65 ส่วนดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากมีค่าอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น 0.71 มีค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 81.5% และ 64.2% สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ ค่าพิกัดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 34.8% และ 44.5% สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ ส่วนค่าดัชนีพลาสติก (Plastic Index, PI) ประมาณ 46.7% และ 19.7% ของดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ตามลำดับ สามารถจำแนกชนิดของดินได้ 2 ลักษณะ คือ ดินเหนียวสภาพพลาสติกสูง (CH) และดินทรายแป้งสภาพพลาสติกสูง (MH) ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.1 และได้มีการทดสอบกระบอกทะลวงมาตรฐาน (standard penetration test, SPT) ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบสามแกน ดังแสดงในตารางที่ 4.2 เพื่อจำแนกลักษณะของชั้นดิน โดยสามารถแบ่งได้ 2 ลักษณะ คือ ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง และชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ซึ่งความลึกที่มีการเปลี่ยนแปลงชั้นดินจากดินเหนียวอ่อนไปดินเหนียวแข็งประมาณ 13 เมตร

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติพื้นฐานทางวิศวกรรม

No.	Symbol	Depth (m)	Atterberg's Limit			Classified USCS	$w_n$ (%)	$e_0$
			LL(%)	PL(%)	PI(%)			
1	CU-7	7.00-7.50	83.17	36.14	47.03	CH	63.3	1.7
2	CU-8	8.00-8.50	91.30	35.59	55.71	CH	62.7	1.56
3	CU-9	9.00-9.50	90.12	41.22	48.90	CH	60.1	1.57
4	CU-10	10.00-10.50	55.14	25.74	29.41	CH	68.1	1.78
5	CU-12	12.00-12.50	87.78	35.09	52.70	CH	61.6	1.64
6	CU-14	14.00-14.50	51.80	28.50	23.30	CH	24.9	0.67
7	CU-16	16.00-16.50	58.89	46.06	12.83	MH	29.5	0.78
8	CU-18	18.00-18.50	82.06	59.05	23.00	MH	26.6	0.67

ตารางที่ 4.2 การจำแนกลักษณะชั้นดิน

No.	Symbol	Depth (m)	$q_u$ (TX) (kPa)	SPT $N_f$	Consistency*
2	CU-8	8.00-8.50	45	-	Soft
3	CU-9	9.00-9.50	52	-	Medium
4	CU-10	10.00-10.50	64	-	Medium
5	CU-12	12.00-12.50	63	-	Medium
6	CU-14	14.00-14.50	154	11	Stiff
7	CU-16	16.00-16.50	190	17	Stiff
8	CU-18	18.00-18.50	252	18	Very Stiff

\*หมายเหตุ : Terzaghi & Peck, 1967

#### 4.2.2 การทดสอบในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

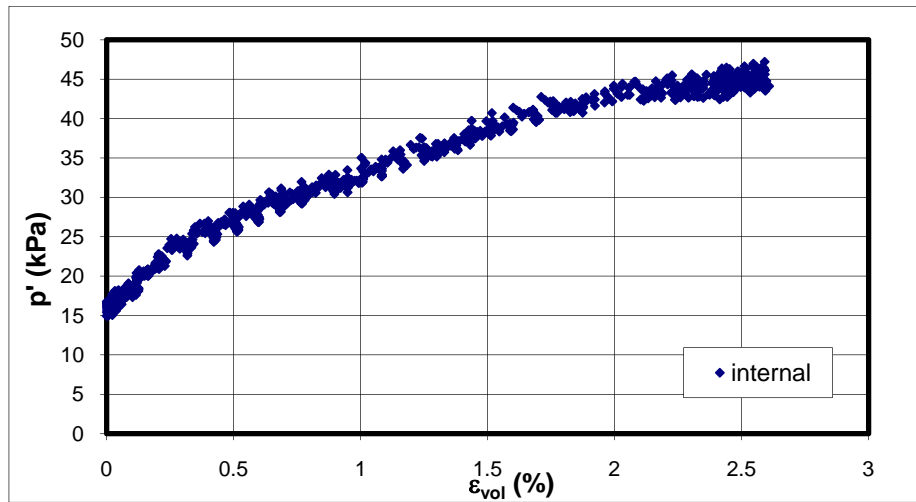
เป็นการทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง โดยทำการเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) ไปจนถึงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม ( $p_0'$ ) ซึ่งสามารถสรุปค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในสนามได้ ดังตารางที่ 4.3 ซึ่งสมมุติให้ความถ่วงจำเพาะของดินเท่ากับ 2.70 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ -0.50 เมตร คิดความดันน้ำใต้ดินจาก Phienwej & Giao, 2006 และใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างของดินในสภาวะสถิต (coefficient of lateral pressure at rest,  $K_0$ )  $K_0=0.7$  (Shibuya et al., 2001) โดยที่  $p_0' = \frac{\sigma_{v0}' + 2\sigma_{h0}'}{3}$  จากผลการทดสอบสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรซึ่งมีลักษณะไม่เชิงเส้น ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ซึ่งเป็นตัวอย่าง CU-7 เมื่อเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยมากขึ้น ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรมากขึ้นด้วย คือ ตัวอย่างดินเกิดการหดตัวมากขึ้น เมื่อมีการเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย จากผลการทดสอบทุกตัวอย่างความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะไม่เชิงเส้น

ตารางที่ 4.3 แสดงค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม

No.	Symbol	Depth	$\gamma_{bulk}^*$	$u_w^{**}$	$\sigma_{v0}$	$\sigma'_{v0}$	$p_0'$
		(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	CU-7	7.25	16.68	65	120.9	55.9	44.74
2	CU-8	8.25	16.68	70	137.6	67.6	54.09
3	CU-9	9.25	16.68	78	154.3	76.3	61.03
4	CU-10	10.25	16.68	80	171.0	91.0	72.78
5	CU-12	12.25	16.68	82	204.3	122.3	97.86
6	CU-14	14.25	16.68	72	237.7	165.7	132.55
7	CU-16	16.25	16.68	55	271.1	216.1	172.84
8	CU-18	18.25	16.68	38	304.4	266.4	213.13

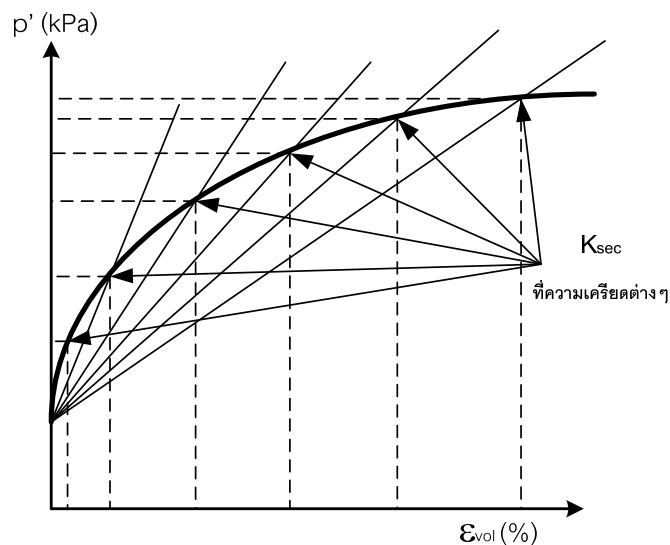
\*หมายเหตุ สมมติ  $\gamma_{field} = 1.7 \text{ t/m}^3$

\*\*หมายเหตุ ใช้ความดันน้ำดรอดาวน์ ( $u_{w,drawdown}$ ) จากงานวิจัยของ Phienwej & Giao, 2006



รูปที่ 4.1 ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของ CU-7

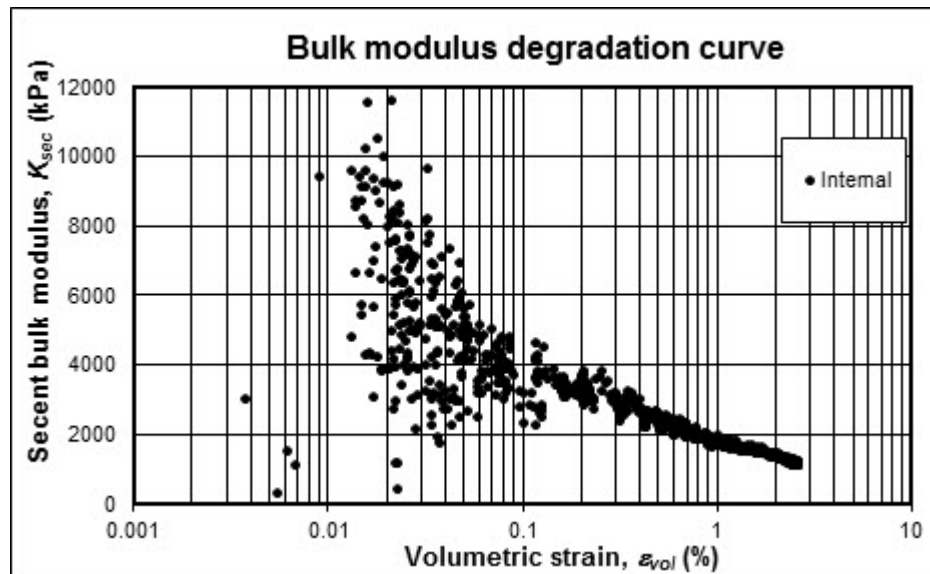
ในขั้นตอนการอัดตัวคายนํ้าจะทำการอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation) โดยทำการเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยอย่างช้าๆ ด้วยอัตรา 4 kPa/hr ความดันนํ้าส่วนเกิน (excess pore pressure,  $\Delta u$ ) เป็น 0 ทำให้สามารถวัดการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย และสามารถวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ ทำให้ได้โมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) ดังสมการ  $K = \frac{dp}{d\varepsilon_p}$  โดยที่  $p$  คือความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย และ  $\varepsilon_p$  คือ ความเครียดเชิงปริมาตร ในการหาโมดูลัสเชิงปริมาตรทำการคำนวณแบบซีแคนต์โมดูลัสเชิงปริมาตร ดังแสดงในรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.2 การหาซีแคนต์โมดูลัสเชิงปริมาตร



จากรูปที่ 4.1 สามารถหาซีแคนต์โมดูลัสเชิงปริมาตร (secant bulk modulus) ด้วยวิธีคำนวณตามรูปที่ 4.2 สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.3 จากรูปเห็นได้ว่าโมดูลัสเชิงปริมาตรมีค่าลดลงเมื่อขนาดของความเครียดเชิงปริมาตรเพิ่มขึ้น จากการทดสอบในงานวิจัยนี้มีความละเอียดวัดความเครียดเชิงปริมาตรได้ 0.01% สามารถสรุปค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรที่ขนาดความเครียดเชิงปริมาตร 0.01% ดังแสดงในตารางที่ 4.4



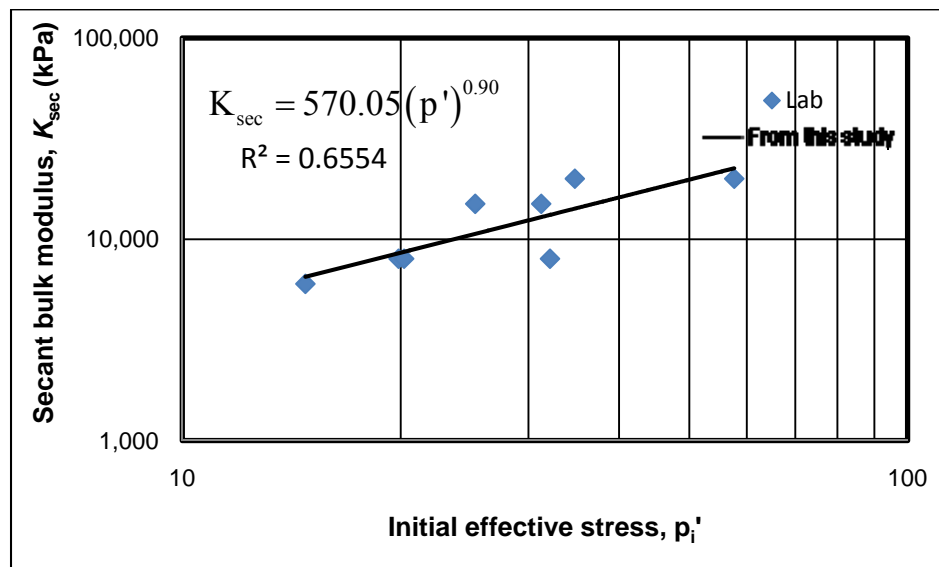
รูปที่ 4.3 การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรกับความเครียดเชิงปริมาตรของ CU-7

ตารางที่ 4.4 ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร

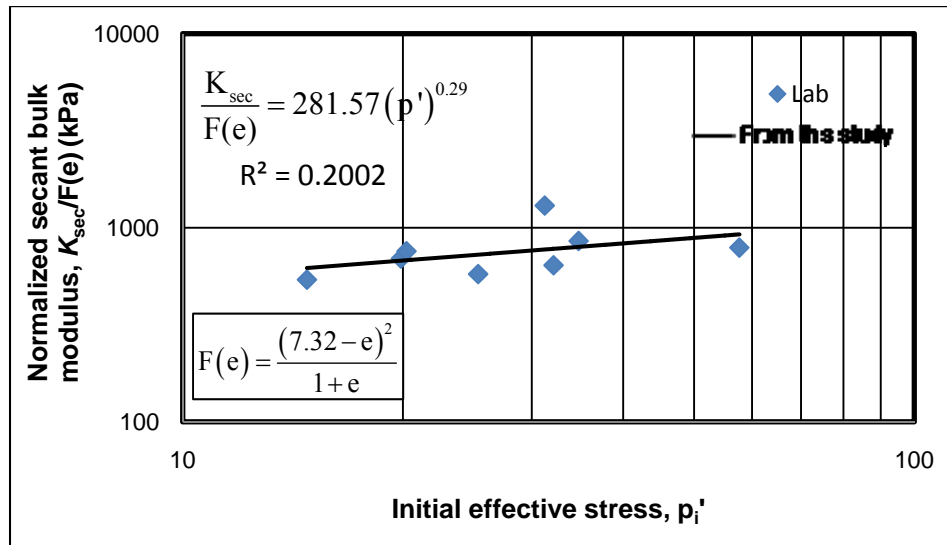
No.	Symbol	$p_i'$	$K_{sec}$ at 0.01%	$K_{sec}$ at 0.01% / $p_i'$
		(kPa)	(kPa)	
1	CU-7	14.78	6,000	405.95
2	CU-8	32.13	8,000	248.99
3	CU-9	19.87	8,000	402.62
4	CU-10	20.22	8,000	395.65
5	CU-12	31.25	15,000	480
6	CU-14	25.34	15,000	591.95
7	CU-16	34.77	20,000	575.21
8	CU-18	57.67	20,000	346.80

โดยที่  $p_i'$  คือ ความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น (initial effective stress)

จากการที่นำโมดูลัสเชิงปริมาตรที่ความเครียดเท่ากับ 0.01% มาพล็อตกราฟกับหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้นในแกนลอการิทึม  $e$  ทั้งสองแกน พบว่าโมดูลัสเชิงปริมาตรแบบซีแคนต์มีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น ดังแสดงในรูปที่ 4.4 สามารถเขียนสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $K_{sec} = 570.05(p')^{0.90}$  และสามารถสร้างความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้น ด้วยการทำให้โมดูลัสเชิงปริมาตรแบบซีแคนต์เป็นตัวแปรไร้มิติที่หารโดยฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่าง ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ซึ่งฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่างที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นของ Kokusho, 1982 โดยที่  $F(e) = \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$  ซึ่งอัตราส่วนช่องว่างอยู่ในสภาพเริ่มต้นการอัดตัวคายนํ้า สามารถเขียนสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $\frac{K_{sec}}{F(e)} = 281.57(p')^{0.29}$

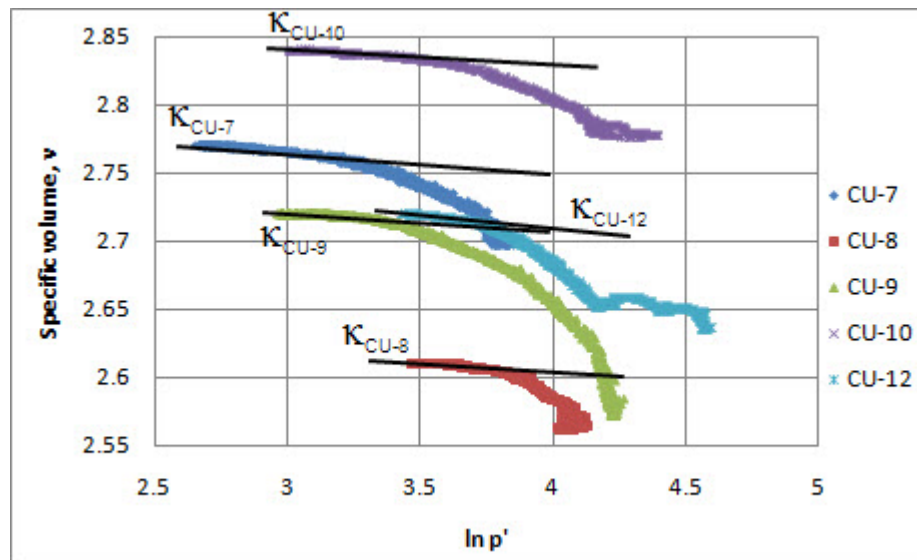


รูปที่ 4.4 โมดูลัสเชิงปริมาตรต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น

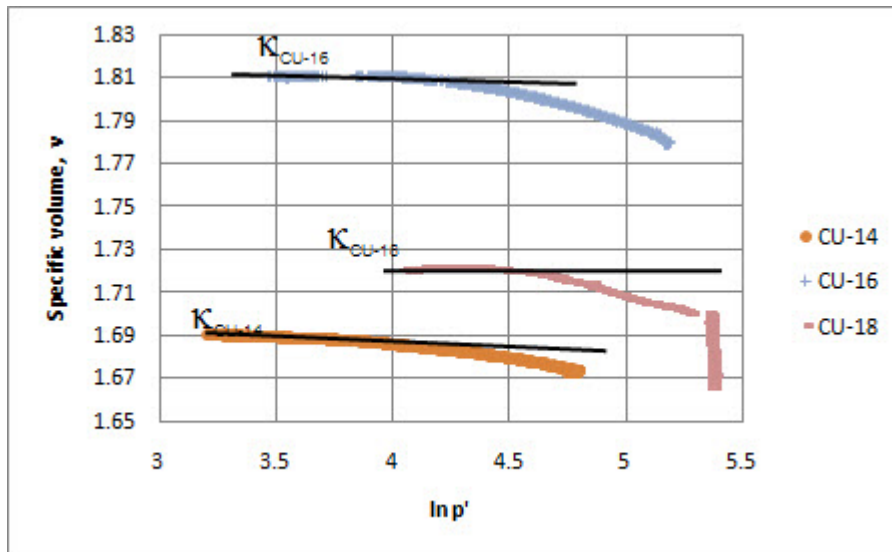


รูปที่ 4.5 ตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสเชิงปริมาตรที่หารด้วยฟังก์ชันอัตราส่วนช่องว่างต่อหน่วยแรง  
ประสิทธิผลเริ่มต้น

และจากการทดสอบการอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทางสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง  
ปริมาตรจำเพาะ (specific volume,  $V$ ) ( $v = 1 + e$ ) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในแกนลึอก  
ฐาน  $e$  ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ทั้งดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ หาพารามิเตอร์ได้  
ดังนี้



(a) ดินเหนียวอ่อน



(b) ดินเหนียวแข็ง

รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรจำเพาะกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย

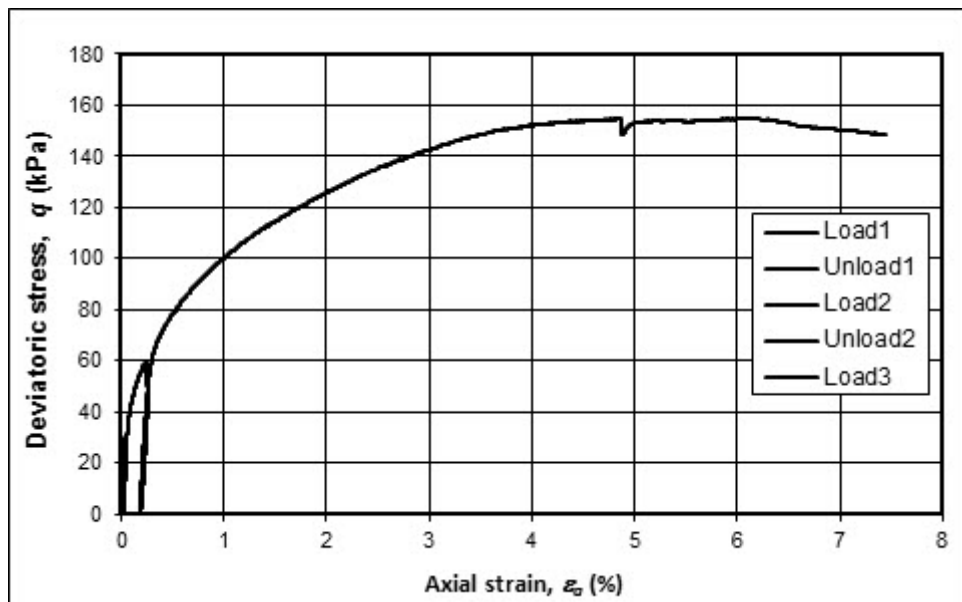
จากรูปที่ 4.6 สามารถหาพารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการอัดตัวคายน้ำได้ ดังแสดงในตารางที่ 4.5 ซึ่ง  $K$  คือค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำ

ตารางที่ 4.5 สรุปค่า  $K$

No.	Symbol	$K$
1	CU-7	0.014
2	CU-8	0.01
3	CU-9	0.016
4	CU-10	0.01
5	CU-12	0.02
6	CU-14	0.003
7	CU-16	0.002
8	CU-18	0.002

### 4.2.3 การเฉือนตัวอย่าง (Shearing)

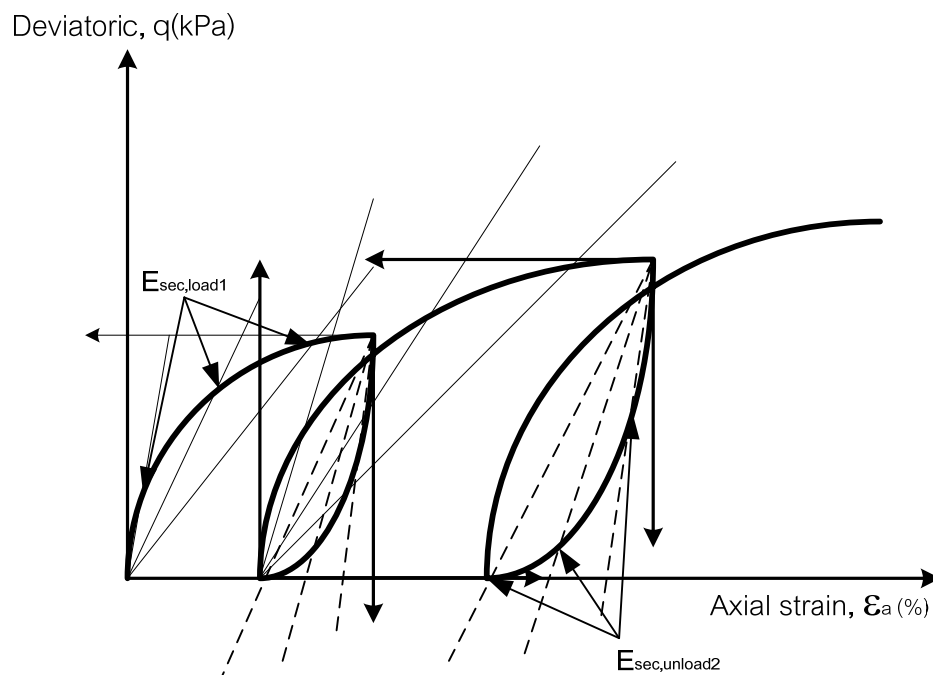
ในงานวิจัยนี้ทำการเฉือนตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear) ด้วยการอัดตัวอย่างแบบวงรอบ โดยทำการเพิ่มแรงและถอนแรงจำนวน 2 รอบ ซึ่งตัวอย่างที่นำมาแสดงนี้เป็นตัวอย่างจาก CU-14 ที่ความลึก 14.25 เมตรเป็นดินเหนียวแข็ง เมื่อให้แรงอัดแก่ตัวอย่างดิน ตัวอย่างดินก็จะเกิดการหดตัว เมื่อถอนแรงจากตัวอย่างดิน ดินก็จะเกิดการคลายตัว (ยืดออก) การวัดการเคลื่อนตัวภายใน (local strain) ของตัวอย่างดินจำนวน 2 ตัว ในการหาค่าความเครียดแนวแกน (axial strain,  $\epsilon_a$ ) จะทำการหาค่าเฉลี่ยจากแอลโลวีตีที่ทั้งสอง สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.7 ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน (deviatoric stress,  $q$ ) และความเครียดแนวแกน (axial strain,  $\epsilon_a$ ) มีลักษณะไม่เชิงเส้น



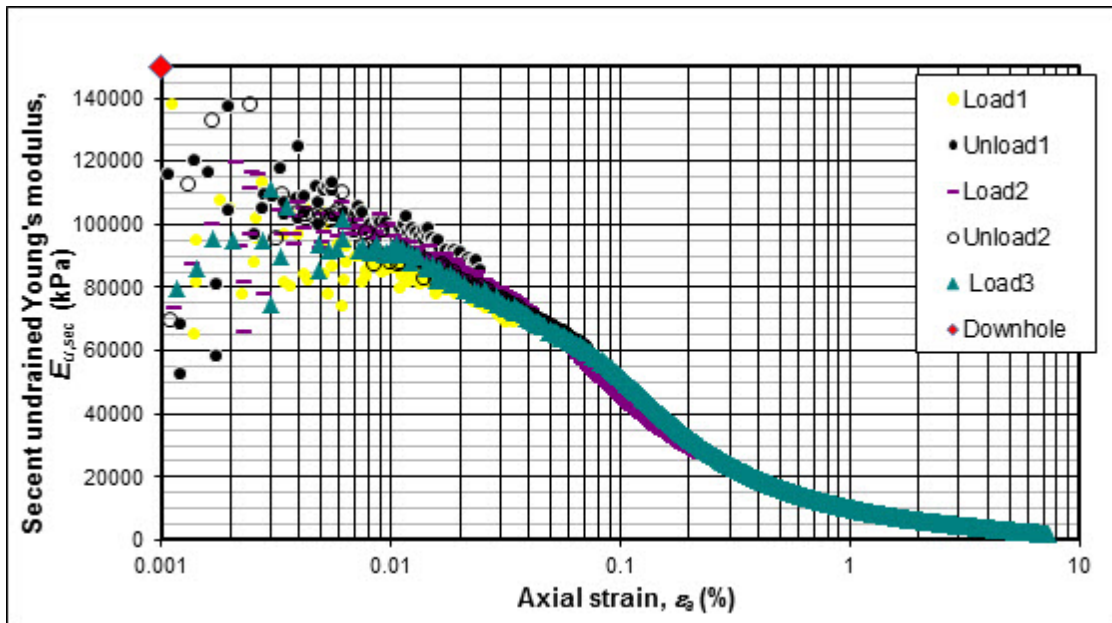
รูปที่ 4.7 ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-14

จากรูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน และความเครียดแนวแกน ซึ่งมีลักษณะไม่เชิงเส้น เมื่อทำการเพิ่มแรงและถอนแรงในรอบแรก สังเกตได้ว่าเมื่อทำการถอนแรง แล้วเพิ่มแรงใหม่จะไม่กลับไปจุดเริ่มต้น เนื่องจากเกิดความเครียดคงค้าง ซึ่งไม่ใช่พฤติกรรมอิลาสติก ดินมีความเป็นสภาพพลาสติกเกิดขึ้น ไม่ว่าจะเป็นการเพิ่มแรงหรือถอนแรงในครั้งใดก็ตาม ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดก็มีลักษณะไม่เชิงเส้นทั้งสิ้น จากรูปที่ 4.7 ค่าความเค้นสูงสุดที่ตัวอย่างดินเริ่มพัง ( $q_{max}$ ) เท่ากับ 154 kPa ส่วนค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) เท่ากับ 77 kPa และเมื่อหาความชันกราฟจากรูปที่ 4.8 โดยเริ่มจากจุดกำเนิดไปยังความเครียดแนวแกนจุดต่างๆ ก็จะได้ซีแคนต์ยังโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ ในการถอนแรง ก็

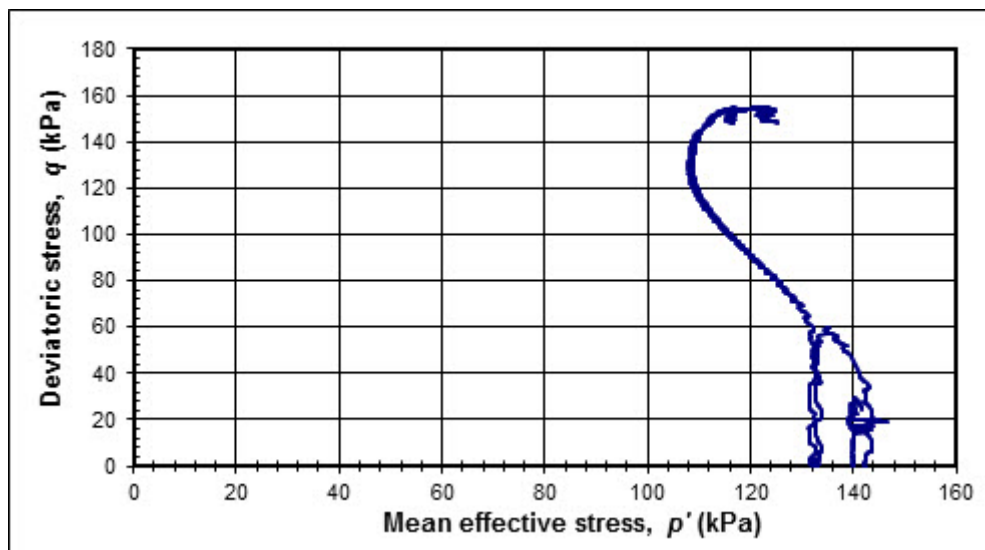
คำนวณเช่นเดียวกันกับการให้แรง คือ หาความชันโดยเริ่มจากจุดกำเนิดไปยังความเครียดแนวแกนจุดต่างๆ แต่ตั้งแกน ณ ตำแหน่งที่เริ่มต้นของการถอนแรงเป็นจุดกำเนิดใหม่ วิธีการคำนวณ ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ส่วนรูปที่ 4.9 เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างซีแคนต์ยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกน ซึ่งหลักการคำนวณเดียวกับรูปที่ 4.8 ซึ่งซีแคนต์ยังโมดูลัสมีค่าลดลง เมื่อขนาดของความเครียดแนวแกนเพิ่มขึ้นโดยที่ระดับความเครียดที่สามารถวัดได้ คือ 0.001% ที่ความเครียด 0.001% มีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก แต่เมื่อขนาดของความเครียดมากขึ้นข้อมูลเริ่มมีแนวโน้มที่ดี มีการกระจายข้อมูลน้อย การลดลงของค่าซีแคนต์ยังโมดูลัสตามขนาดของความเครียดต่างๆ ตามลักษณะการเพิ่มแรง และการถอนแรงมีลักษณะใกล้เคียงกัน ที่ขนาดความเครียดประมาณ 0.001% อิทธิผลของการเพิ่มแรง ถอนแรงมีผลกระทบต่อค่าซีแคนต์ยังโมดูลัสเล็กน้อย แต่เมื่อขนาดของความเครียดมากขึ้นอิทธิผลของการเพิ่มแรง ถอนแรงไม่มีผลกระทบต่อค่ายังโมดูลัส กล่าวโดยสรุปไม่ว่าการเพิ่มแรงหรือถอนแรง การลดลงของค่ายังโมดูลัสมีค่าใกล้เคียงกัน เมื่อพิจารณาถึงวิถีความเค้น (stress path) ดังแสดงในรูปที่ 4.10 จะสังเกตได้ว่าเส้นทางเค้นความเค้นมีลักษณะเลียวย้ายก่อน แล้วเลียวยาวซึ่งเป็นลักษณะของดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (overconsolidated clay) และการทดสอบการเขื่อนแบบไม่ระบายน้ำสามารถวัดความดันน้ำส่วนเกินได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.11 จากผลการทดสอบทุกอย่างสามารถสรุปได้ ดังตารางที่ 4.6



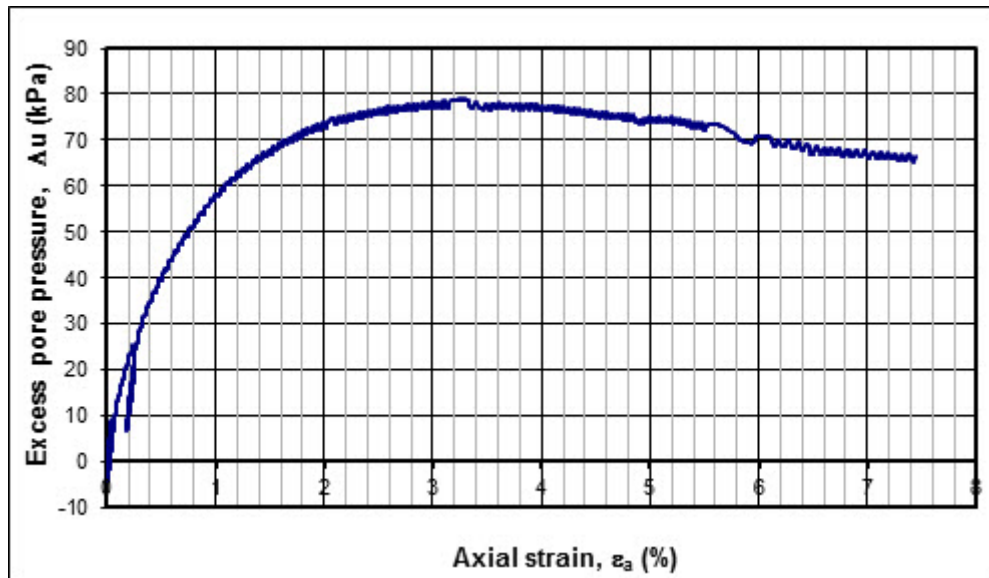
รูปที่ 4.8 หลักการคำนวณซีแคนต์ยังโมดูลัสของแต่ละการเพิ่มแรง-ถอนแรง



รูปที่ 4.9 การลดลงของซีแคนต์ยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-14



รูปที่ 4.10 วิถีความเค้นของ CU-14



รูปที่ 4.11 แรงแดันน้ำส่วนเกินของ CU-14



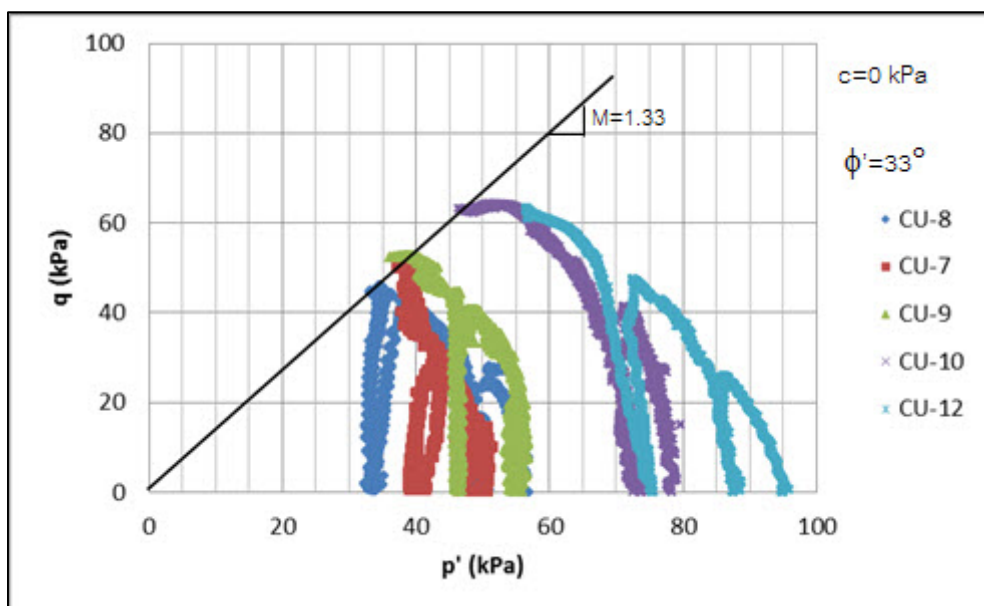
ตารางที่ 4.6 สรุปผลการทดสอบสามแกน

No.	Symbol	Depth (m)	$E_0 \approx E_{sec}$ at 0.001% (Initial undrained modulus) (kPa)					Average $E_0$ (kPa)	$E_{50}^{sec}$ (kPa)	$S_u$ (kPa)
			Load1	Unload1	Reload2	Unload2	Reload3			
1	CU-7	7.25	20,000	20,000	23,000	18,000	20,000	20,200	5,000	25
2	CU-8	8.25	35,000	32,000	30,000	40,000	50,000	37,400	10,000	22.5
3	CU-9	9.25	22,000	20,000	25,000	22,000	22,000	22,200	10,000	26
4	CU-10	10.25	-	-	22,000	22,000	20,000	21,333	9,000	32
5	CU-12	12.25	22,000	24,000	24,000	40,000*	25,000	23,750	7,500	31.5
6	CU-14	14.25	95,000	105,000	105,000	110,000	95,000	102,000	15,000	77
7	CU-16	16.25	-	-	70,000	80,000	80,000	76,667	20,000	95
8	CU-18	18.25	70,000	80,000	75,000	70,000	80,000	75,000	19,000	126

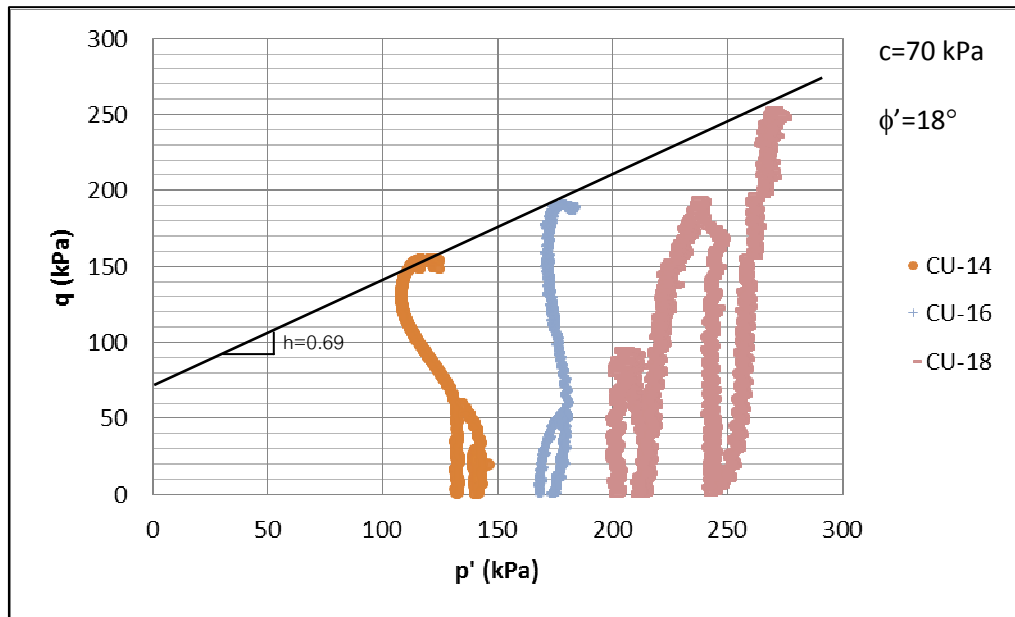
\*หมายเหตุ : ไม่นำมาคิดค่าเฉลี่ย

จากตารางที่ 4.5 สังเกตได้ว่าค่ายังโมดูลัสสูงสุด ( $E_0$ ) จากการเพิ่มแรงและถอนแรงมีค่าใกล้เคียงกัน จากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อน กับดินเหนียวแข็งมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด

การหาพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงของดินนั้น เมื่อนำวิถีความเค้นของทุกตัวอย่างมาพล็อตรวมกัน สามารถหาค่ามุมแรงเสียดทาน ( $\phi'$ ) ของดินเหนียวกรุงเทพฯได้ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดกำลังรับแรงของดิน คือเมื่อเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยมากขึ้น กำลังรับแรงก็จะมากขึ้นไปด้วย ดังแสดงในรูปที่ 4.12 จากค่า  $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} = 1.33$  คำนวณหาค่า  $\phi'$  ได้เท่ากับ  $33^\circ$  และสมมติว่ามีค่ามีแรงยึดเหนี่ยวภายใน (cohesion,  $c'$ ) เท่ากับ 0 kPa สำหรับดินเหนียวอ่อน และ  $\phi'$  เท่ากับ  $18^\circ$  และมีแรงยึดเหนี่ยวภายใน (cohesion,  $c'$ ) เท่ากับ 70 kPa สำหรับดินเหนียวแข็ง จากผลการทดสอบงานวิจัยนี้ได้ค่ามุมแรงเสียดทานของดินเหนียวอ่อนใกล้เคียงกับผลการทดสอบสามแกนแบบไม่ระบายน้ำของ Shibuya et al., 2001 ที่ได้ค่า  $\phi' = 34^\circ$   $c' = 0$  kPa สำหรับดินเหนียวอ่อน ส่วนดินเหนียวแข็งมีค่า  $\phi' = 25^\circ$   $c' = 20$  kPa ของ Shibuya et al., 2001



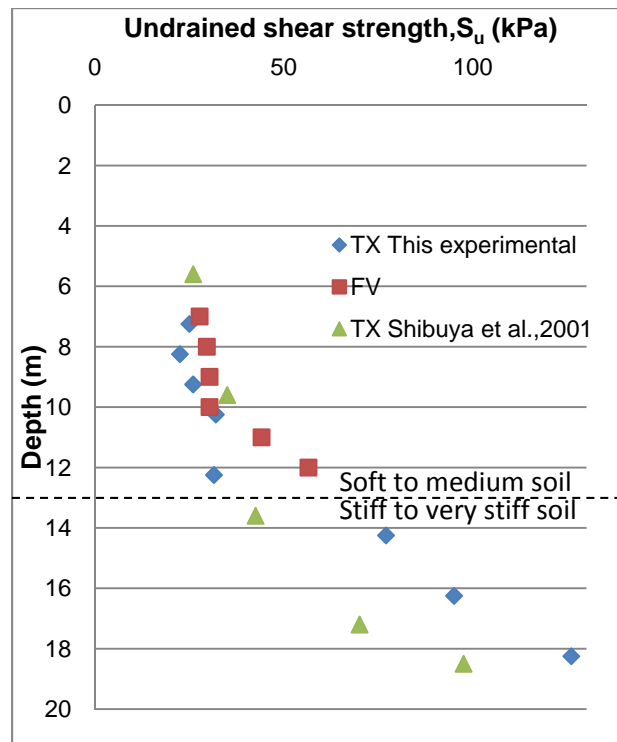
(a) ดินเหนียวอ่อน



(b) ดินเหนียวแข็ง

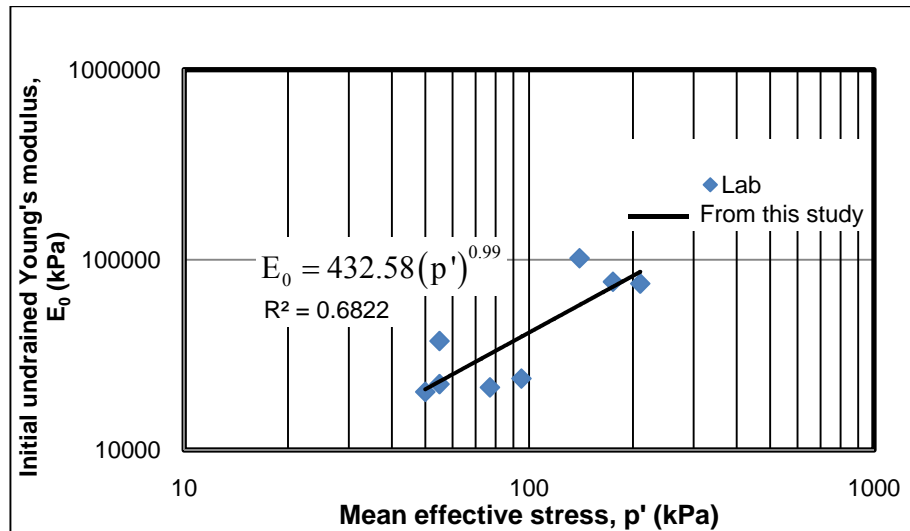
รูปที่ 4.12 วิธีความเค้นของทุกตัวอย่าง

เมื่อนำกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) จากงานวิจัยนี้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.13 พบว่าในชั้นดินเหนียวอ่อนค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบสามแกนของงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบสามแกนจาก Shibuya et al., 2001 และมีใกล้เคียงกับการทดสอบไบริดสนาม (field vane test, FV) จากการทดสอบที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ส่วนในชั้นดินเหนียวแข็งค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจาก Shibuya et al., 2001 มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนจากงานวิจัยนี้

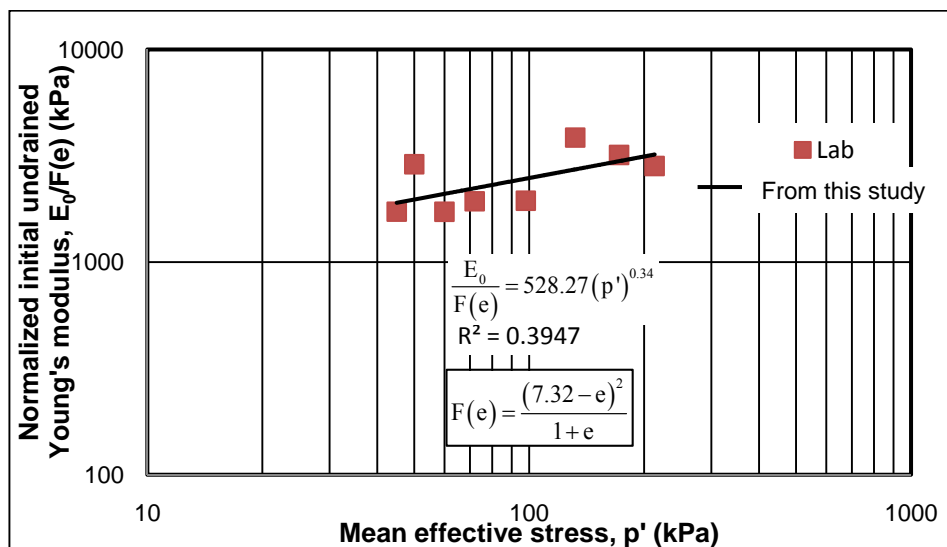


รูปที่ 4.13 กำลังรับแรงเฉือนที่ความลึกต่างๆ

จากรูปที่ 4.14 เป็นการพล็อตกราฟระหว่างค่ายังโมดูลัสสูงสุดกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย พบว่าเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้ยังโมดูลัสมีค่ามากขึ้นด้วย ด้วยอัตรากำลัง 0.99 และเมื่อนำค่ายังโมดูลัสสูงสุดทำเป็นตัวแปรไร้มิติโดยหารโดยฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่าง  $F(e) = \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$  ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย โดยที่เป็นอัตราส่วนช่องว่างที่สภาพการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้น ซึ่งจะได้เหมือนสภาวะในสนาม ดังแสดงในรูปที่ 4.15 พบว่าเมื่อเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยขึ้น ค่ายังโมดูลัสสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย โดยค่ายังโมดูลัสสูงสุดที่ได้เป็นยังโมดูลัสที่ความเครียดระดับ 0.001% ซึ่งจากทั้งรูปที่ 4.14 และรูปที่ 4.15 ค่ายังโมดูลัสเป็นฟังก์ชันกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย คือ เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเพิ่มขึ้น ค่ายังโมดูลัสก็จะเพิ่มขึ้นด้วย



รูปที่ 4.14 ค่ายังโมดูลัสต่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย

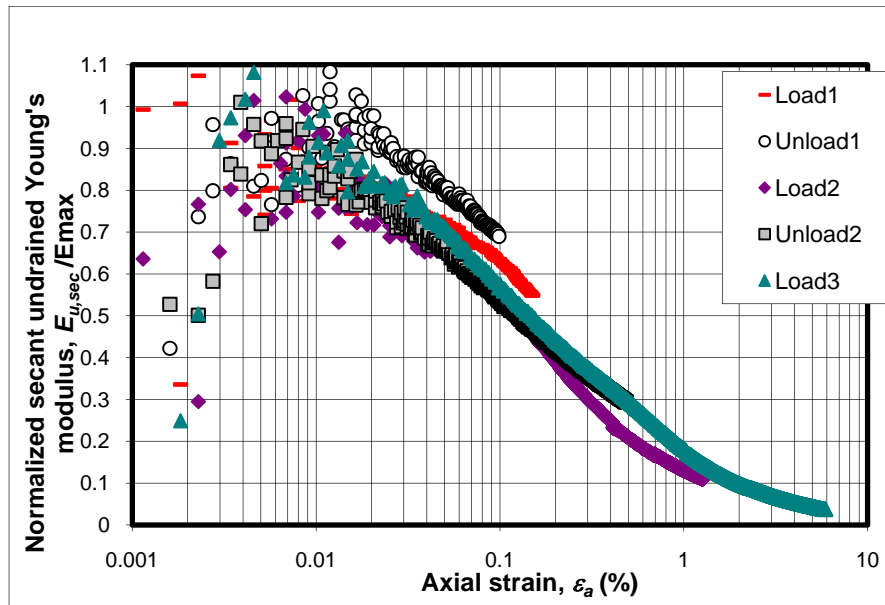


รูปที่ 4.15 ยังโมดูลัสสูงสุดของตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยฟังก์ชันอัตราส่วนช่องว่าง

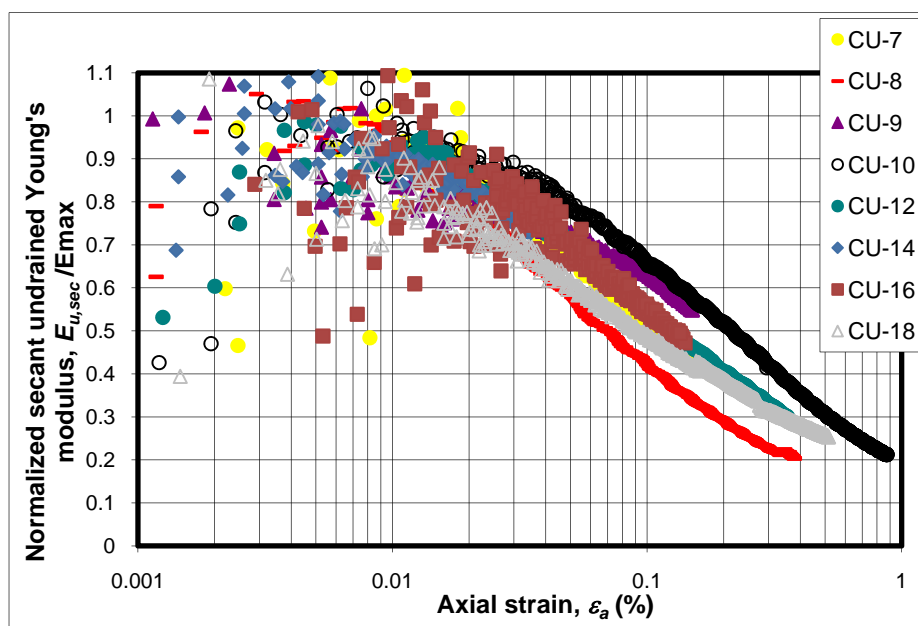
#### 4.2.4 ความไม่เชิงเส้นของความแข็งของดิน

จากการที่ความสัมพันธ์ระหว่างยังโมดูลัสกับความเครียดมีลักษณะไม่เชิงเส้น สามารถแสดงถึงการลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดได้ ดังรูปที่ 4.16 ซึ่งเป็นตัวอย่างจาก CU-9 จะเห็นได้ว่าการลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดทั้งจากการเพิ่มแรงและถอนแรงมีลักษณะเหมือนกัน เมื่อการเพิ่มแรงและถอนแรงให้ค่ายังโมดูลัสที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้นสามารถเลือกใช้ลักษณะการให้แรงอย่างใดอย่างหนึ่งเพื่อเป็นตัวแทนของแต่ละตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 4.17 จากรูปที่ 4.17 เมื่อนำทุกตัวอย่างมาพล็อตรวมกัน แสดงให้เห็นว่าดินกรุงเทพฯ มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นใกล้เคียง

กันทั้งหมด ทั้งดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง โดยมีค่า  $E_u/E_{u, at 0.001\%}$  โดยเฉลี่ยเท่ากับ 90% 50% และ 10% ที่ระดับความเครียด 0.01% 0.1% และ 1% ตามลำดับ และการลดลงของตัวแปรไร้มิติยังโมดูลัสที่หารด้วยยังโมดูลัสสูงสุดของงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบของ Supot et al., 2002 ซึ่งมีค่า  $E_u/E_{u, at 0.001\%}$  โดยเฉลี่ยเท่ากับ 90% 55% และ 10% ที่ระดับความเครียด 0.01% 0.1% และ 1% ตามลำดับ ซึ่งทำการทดสอบด้วยเครื่องสามแกนแบบวงจักรโดยพฤติกรรมความไม่เชิงเส้นมีลักษณะเหมือนกันทั้งดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง

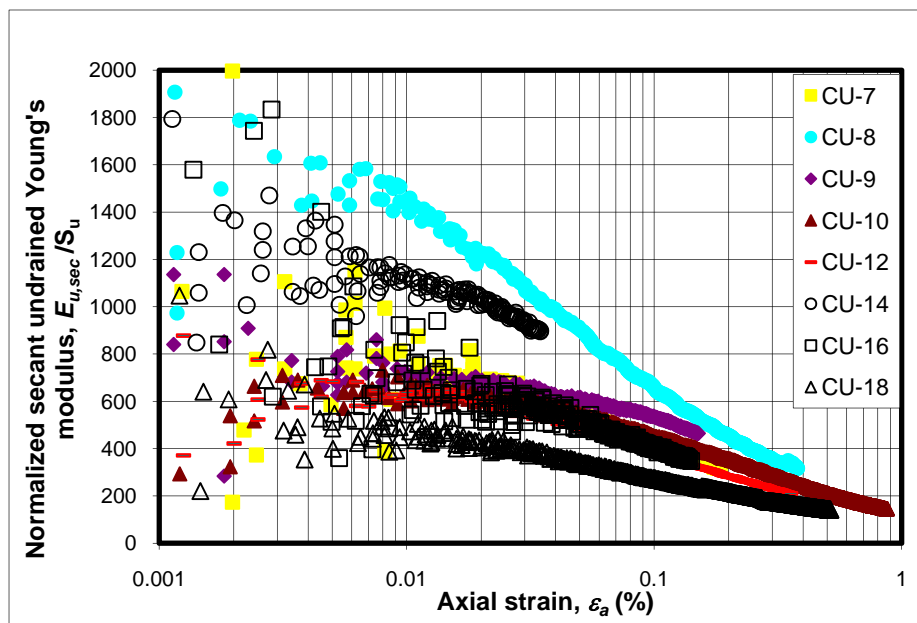


รูปที่ 4.16 การลดลงของตัวแปรไร้มิติยังโมดูลัสจากตัวอย่าง CU-9

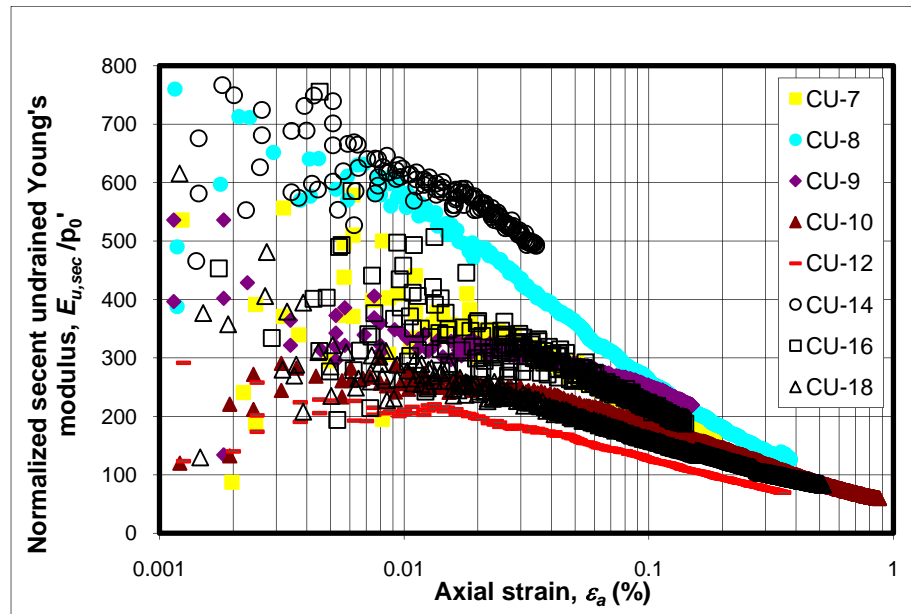


รูปที่ 4.17 การลดลงของตัวแปรไร้มิติยังโมดูลัสจากทุกตัวอย่าง

เมื่อแปลงค่าซีแคนด์ยังโมดูลัสเป็นตัวแปรไร้มิติ โดยการหารด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) จะได้พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของ  $E_u/S_u - \varepsilon_a$  ดังแสดงในรูปที่ 4.18 จากรูปที่ 4.18 เมื่อพิจารณาความเครียดที่เกิดขึ้นสำหรับงานชุดประมาณ 0.01%-0.1% จะได้ค่า  $E_{u,sec}/S_u$  เท่ากับ 400-700 และ 300-500 สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง เมื่อเปรียบเทียบค่าที่เสนอโดย Teparaksa et al., 1999 ที่เสนอค่า  $E_u/S_u$  สำหรับการวิเคราะห์งานชุดเท่ากับ 500 และ 2000 สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ซึ่งดินเหนียวอ่อนมีค่าใกล้เคียงกับ Teparaksa et al., 1999 ที่เสนอไว้ เมื่อเราสามารถทราบค่ากำลังรับแรงเฉือนก็จะสามารถประมาณค่ายังโมดูลัสได้ หรือเมื่อทราบค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในสนามก็สามารถประมาณค่ายังโมดูลัสได้เช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.19 และหากพิจารณาความเครียดที่เกิดกับงานชุด ค่า  $E_{u,sec}/p_0'$  เท่ากับ 200-300 ทั้งดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง



รูปที่ 4.18 การลดลงของตัวแปรไร้มิติยังโมดูลัสโดยหารด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

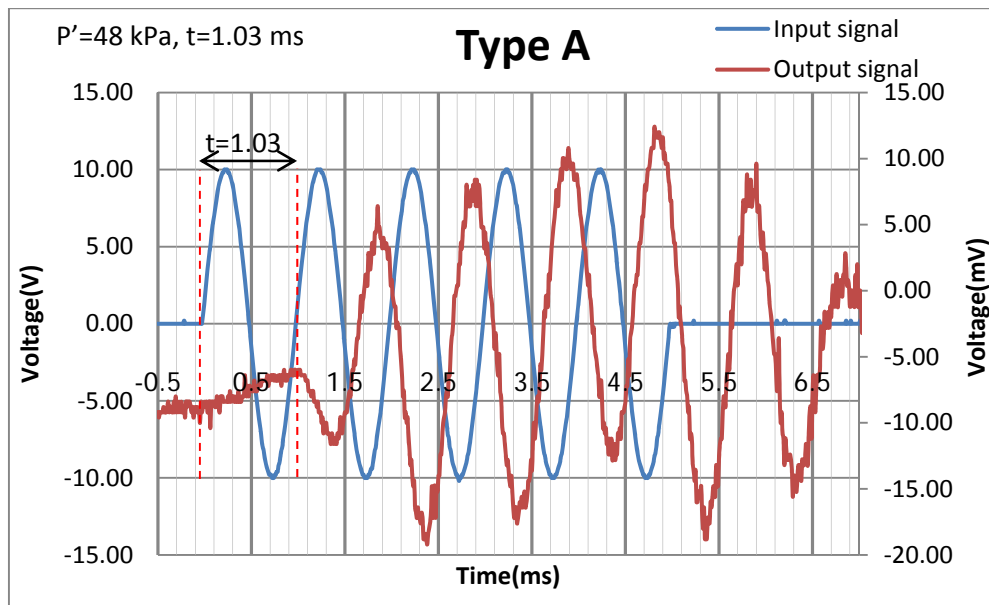


รูปที่ 4.19 การลดลงของตัวแปรไร้มิติยังโมดูลัสโดยหารด้วยความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม

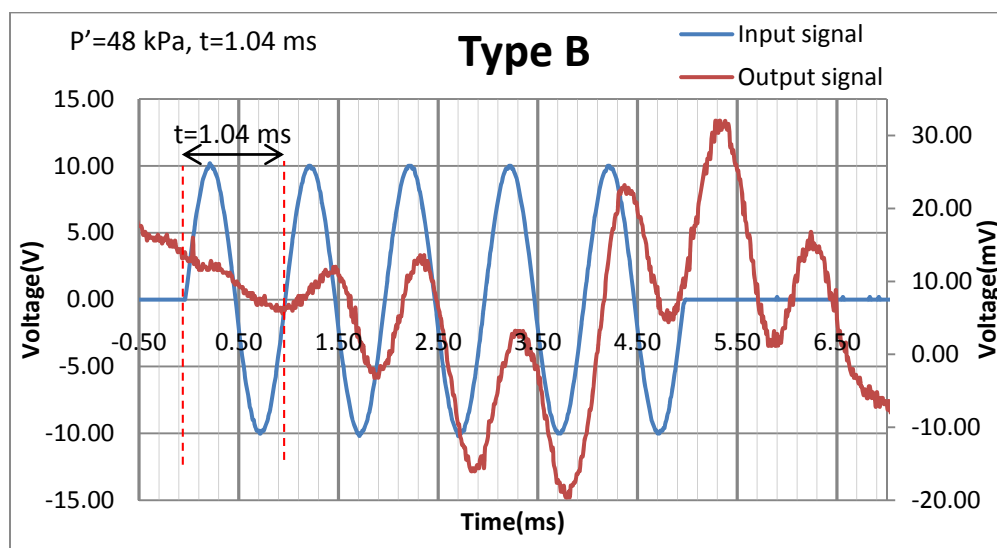
#### 4.2.5 การวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริลลิเมนต์

ในงานวิจัยนี้ทำการวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริลลิเมนต์ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง โดยใช้คลื่นรูปไซน์ ขนาด 20 โวลต์ จากยอดคลื่นถึงสันคลื่น จำนวน 5 ลูก ที่ความถี่ 1000 เฮิรตซ์ จำนวนตัวอย่างที่ทดสอบทั้งหมด 4 ตัวอย่าง ซึ่งรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 4.6 โดยหาเวลาที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่าง ซึ่งในงานวิจัยนี้ทำการสลับกระแสไฟฟ้า (สัญญาณ) ที่ส่งคลื่น เพื่อเป็นการตรวจสอบเวลาที่คลื่นเดินทางจากเบนเดอริลลิเมนต์ตัวส่งสัญญาณมายังเบนเดอริลลิเมนต์ตัวรับสัญญาณ ว่าเวลาที่ได้จากการที่สลับกระแสไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกันหรือไม่ เวลาจะเริ่มวัดจากจุดแรกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของคลื่นที่ส่งจากเบนเดอริลลิเมนต์ตัวส่ง มายังจุดแรกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของคลื่นที่มายังเบนเดอริลลิเมนต์ตัวรับ ดังแสดงในรูปที่ 4.20 ซึ่งเป็นตัวอย่าง CU-7





(a) ขั้วสัญญาณชนิด A



(b) ขั้วสัญญาณชนิด B

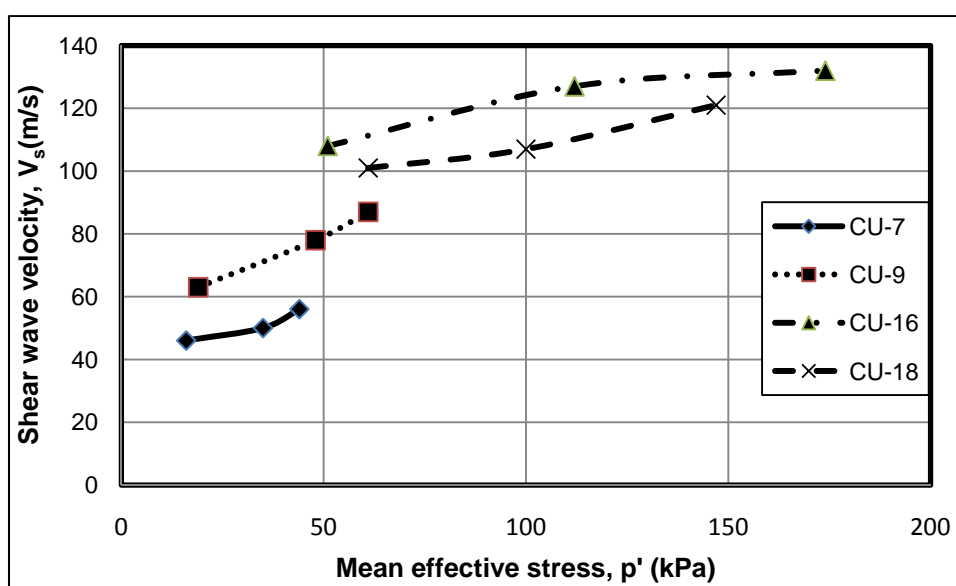
รูปที่ 4.20 คลื่นรูปไซน์ขณะทดสอบจากตัวอย่าง CU-7

นำเวลาที่ได้หาความเร็วคลื่นเฉือน  $V_s = \frac{L}{t}$  แล้วนำไปคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือน จาก  $G = \rho V_s^2$  สามารถสรุปค่าต่างๆ ที่ได้จากการทดสอบของทุกตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 4.7

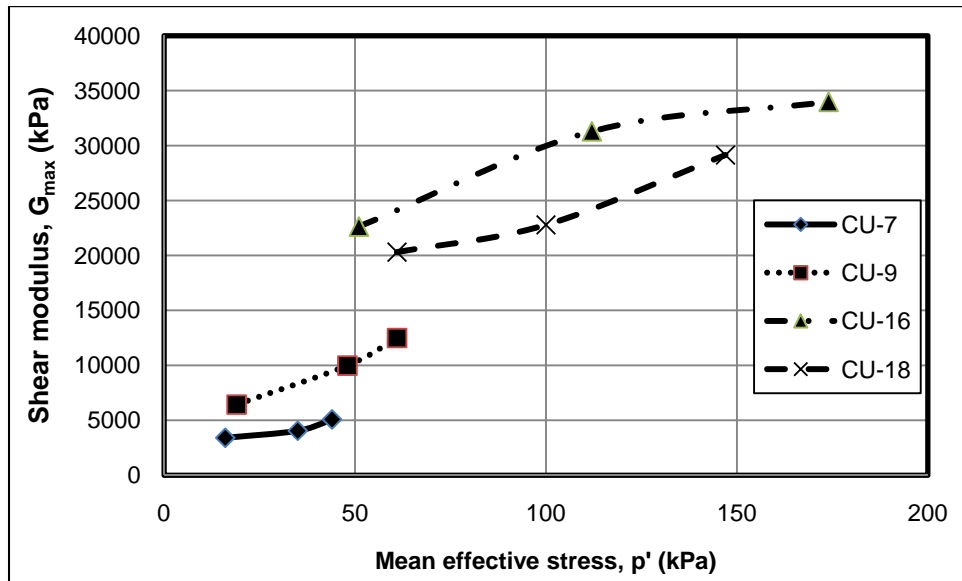
ตารางที่ 4.7 ไมโครลัสเซียนจากการทดสอบ

Sample	Depth	p'	L	t	Vs	G <sub>max</sub>	Consistency
	(m)	(kPa)	(cm)	(ms)	(m/s)	(kPa)	
CU-7	7.25	45	9.93	1.075	75	9,169	Soft to medium
CU-9	9.25	61	9.91	0.93	87	12,488	
CU-16	16.25	174	9.2	0.57	132	33,976	Stiff to v.stiff
CU-18	18.25	147	10.04	0.68	121	29,136	

หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) มีผลกระทบต่อค่าไมโครลัสเซียน โดยเมื่อทำการเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยขึ้น แล้วทำการวัดความเร็วคลื่นเฉือนที่ผ่านตัวอย่างดิน ปรากฏว่าความเร็วคลื่นเฉือนมีค่ามากขึ้น เนื่องจากเมื่อทำการเพิ่มความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยมากขึ้น ทำให้ตัวอย่างดินมีความแข็งแรงมากขึ้น คลื่นจะเดินทางผ่านตัวกลางที่แข็งได้เร็วกว่า เดินทางผ่านตัวกลางอ่อนกว่า จึงส่งผลให้ความเร็วที่ได้มีค่ามากขึ้นเมื่อความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.21 และเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าไมโครลัสเซียนมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ดังแสดงในรูปที่ 4.22 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Hardin & Black, 1986 ที่บอกว่าค่าไมโครลัสเซียนเป็นฟังก์ชันกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ( $G=AF(e)(\sigma_0')^n$ )

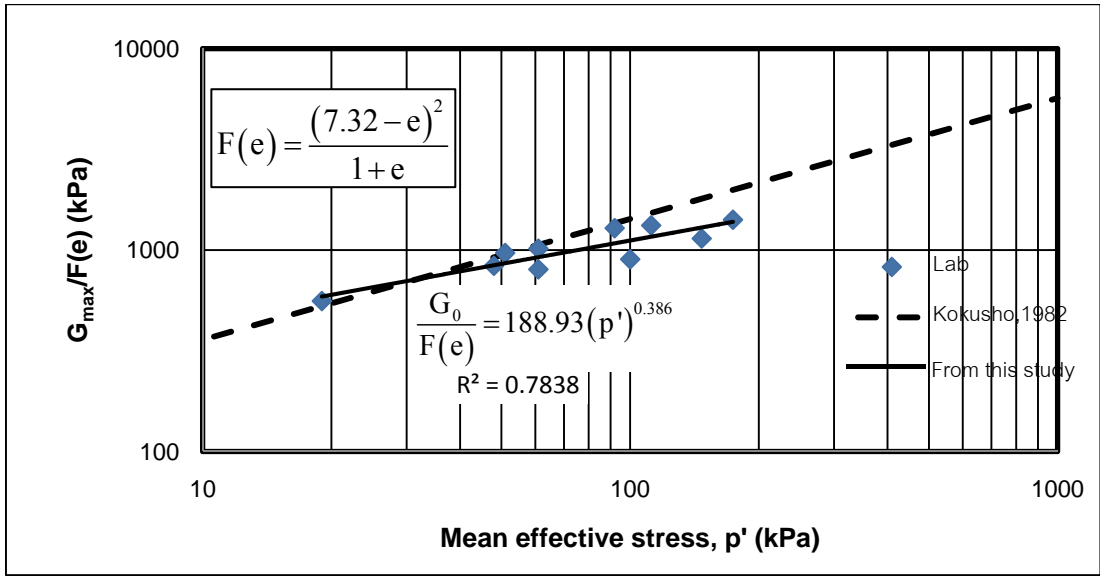


รูปที่ 4.21 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยต่อความเร็วคลื่นเฉือน

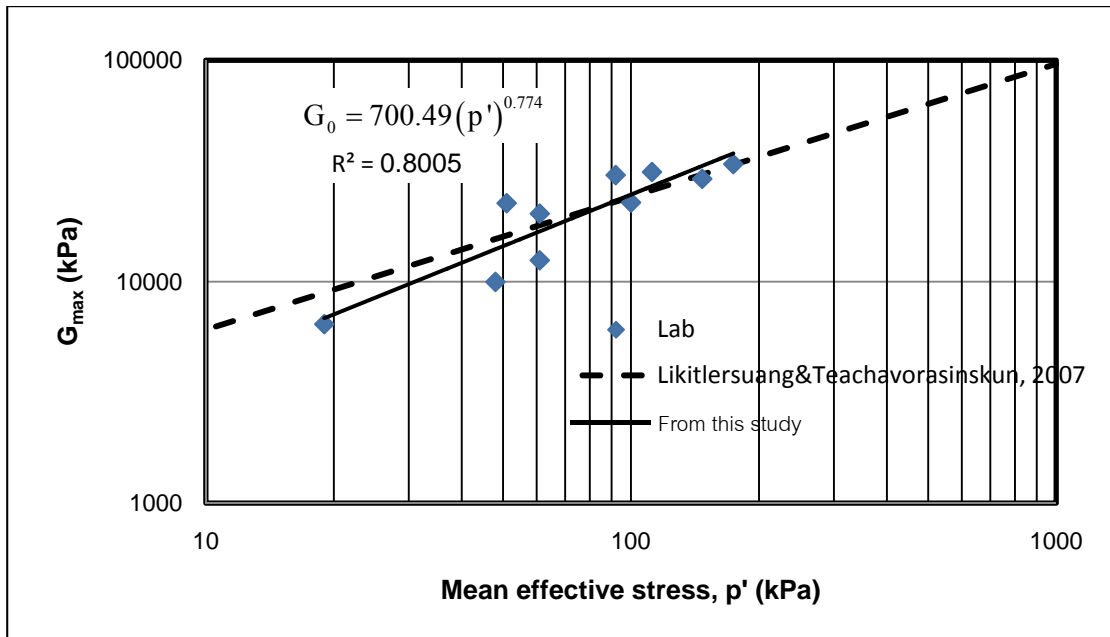


รูปที่ 4.22 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยต่อโมดูลัสเฉือน

เมื่อนำโมดูลัสเฉือนเป็นตัวแปรไร้มิติ โดยหารด้วยฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่าง  $F(e)$  เพื่อเปรียบเทียบกับสูตรเชิงประสพการณ์ (empirical formular) ของ Kokusho, 1982 และ Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007 สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.23 และรูปที่ 4.24 ตามลำดับ จากรูปที่ 4.23 ผลการทดสอบของงานวิจัยนี้ มีความแตกต่างกันเล็กน้อยกับสูตรเชิงประสพการณ์ของ Kokusho, 1982 ซึ่งใช้  $F(e) = \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$  โดยในงานวิจัยนี้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับฟังก์ชันของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีความใกล้เคียงกับสูตรเชิงประสพการณ์ของ Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007



รูปที่ 4.23 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนกับสูตรเชิงประสพการณ์ของ Kokusho, 1982



รูปที่ 4.24 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนกับสูตรเชิงประสพการณ์ของ Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007

### 4.3 ผลการจำลองพฤติกรรมดิน

#### 4.3.1 แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด

- แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้น-ความเครียดหลัก (back-bone curve)

ตามทฤษฎีอิลาสติกไม่เชิงเส้น

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด จากสมการทางคณิตศาสตร์ของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดหลักสมการพื้นฐาน

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_r}{n-1} \left[ \frac{1}{(1-q/q_{max})^{n-1}} - 1 \right] \quad (4.1)$$

ซึ่งสอดคล้องกับสมการ 2.22 ซึ่ง  $n$  เป็นเลขชี้กำลัง โดยที่  $\varepsilon_r$  = ความเครียดอ้างอิง เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงเลขชี้กำลังก็จะเกิดสมการของความเค้นและความเครียดหลักเป็นสมการใหม่เกิดขึ้น เช่น ถ้า  $n=1$  เรียกเป็นสมการใหม่ได้ว่า สมการเอ็กโพเนนเชียล  $n=2$  เรียกเป็นสมการใหม่ได้ว่า สมการไฮเพอร์โบลิก

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 4 แบบจำลอง มีสมการ 2 ตัวแปร คือ (1.) สมการเลขชี้กำลัง (Exponential) (2.) สมการไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic) มีสมการ 3 ตัวแปร (3.) สมการที่เลขชี้กำลังเท่ากับ 3 ( $n=3$ ) และสมการ 4 ตัวแปร คือ (4.) สมการแรมเบิร์ก-ออสกู๊ด (Ramberg-Osgood) จากการเลือกเลขชี้กำลังเพื่อทำนายความเค้นและความเครียดจากสมการทั่วไปของสมการ 4.1 พบว่าที่เลขชี้กำลังเท่ากับสาม ( $n=3$ ) ได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ดีกว่าเลขชี้กำลังอื่นๆ

ในขั้นตอนการเพิ่มแรง-ถอนแรงจะทำการจำลองพฤติกรรมดังกล่าวด้วยวิธีกฎของเมสซิง (Masing rule) โดยที่ควบคุมความเครียดในการถอนแรงให้เท่ากับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เมื่อได้ลักษณะของความเค้นและความเครียดหลักและความเค้นและความเครียดขณะถอนแรงและเพิ่มแรง ซึ่งสามารถหาอัตราส่วนการหน่วงได้ จากสมการของความเค้นและความเครียดหลักในบทที่ 2 ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวอยู่ในรูปของความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน แต่การจำลองในงานวิจัยนี้เป็นการหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดแนวแกน ซึ่งสามารถเขียนสมการของความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนได้ ดังนี้

$$\text{สมการไฮเพอร์โบลิก } q = \frac{E_0 \varepsilon_a}{1 + \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_r}} \quad (4.2)$$

$$\text{สมการเอ็กโพเนนเชียล } q = q_{\max} (1 - e^{-\varepsilon_a / \varepsilon_r}) \quad (4.3)$$

$$\text{สมการ } n=3 \quad \varepsilon_a = \frac{\varepsilon_r}{2} \left[ \frac{1}{(1 - q / q_{\max})^2} - 1 \right] \quad (4.4)$$

$$\text{สมการแรมเบิร์ต-ฮอสกูด } q = \frac{E_0 \varepsilon_a}{1 + \alpha |q / q_{\max}|^{r-1}} \quad (4.5)$$

โดยที่  $\varepsilon_r = \frac{q_{\max}}{E_0}$

$q_{\max}$  คือ ความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด

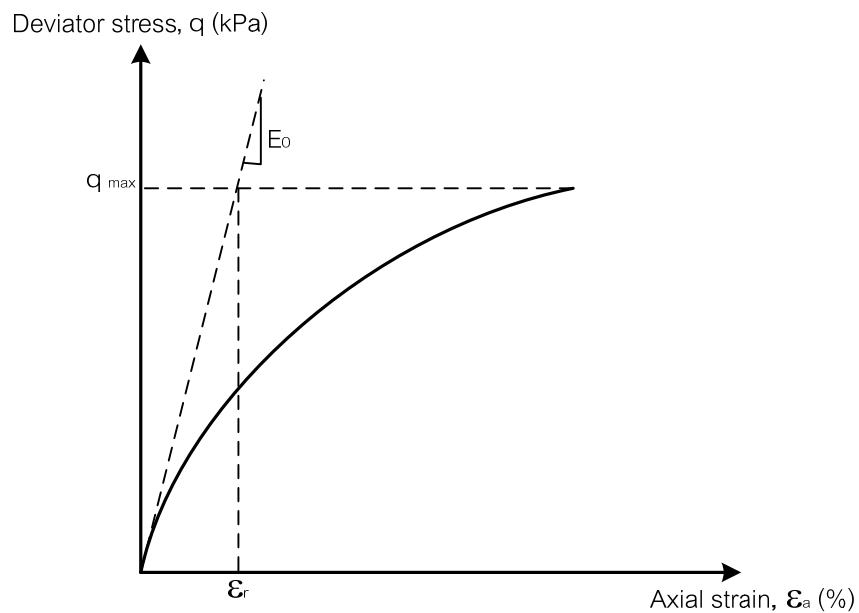
$q$  คือ ความเค้นเบี่ยงเบน

$\varepsilon_a$  คือ ความเครียดแนวแกน

$\varepsilon_r$  คือ ความเครียดแนวแกนอ้างอิง โดยที่  $\varepsilon_r = \frac{q_{\max}}{E_0}$

$E_0$  คือ ยังโมดูลัสสูงสุด

ซึ่งค่าพารามิเตอร์ต่างๆ สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.25



รูปที่ 4.25 ค่าจำกัดความของ ความเครียดอ้างอิง

ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับค่ายังโมดูลัสสูงสุดจะเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

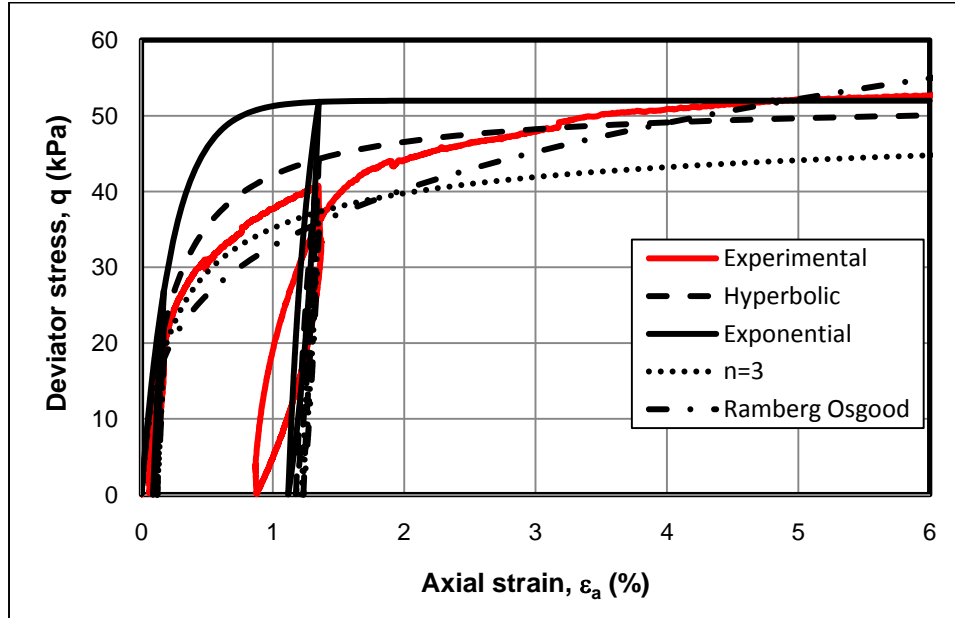
ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ตามที่ใช้ในแบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดหลักสามารถแสดงได้ ดังตารางที่ 4.8 สมการแรมเบิร์ต-ฮอสกูดมีพารามิเตอร์ 2 ตัว คือ  $\alpha$  และ  $r$  ที่ต้องทำการปรับเปลี่ยนเพื่อให้เหมาะสมกับผลการทดสอบ โดยการเลือกพารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่สุดของแต่ละตัวอย่าง แล้วจึงสรุปค่าพารามิเตอร์ของสมการแรมเบิร์ต-ฮอสกูด โดยแบ่งออกสำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ดังตารางที่ 4.8 แบบจำลองความเค้นและความเครียดสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.26 ซึ่งตัวอย่างที่นำมาแสดงเป็นตัวอย่างจาก CU-9 จากการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดโดยจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นด้วยทฤษฎีอีลาสติก ส่วนที่ความเครียดขนาดต่ำถึงขนาดกลาง มีสมการทั่วไปของความเค้นและความเครียดที่  $n=3$  และสมการแรมเบิร์ต-ฮอสกูดที่สามารถจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจากเครื่องสามแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.27 ในงานวิจัยนี้ทำการเพิ่มแรงและถอนแรง 2 รอบ ดังนั้นสมการทางคณิตศาสตร์จะจำลองความเค้นและความเครียดได้แต่เส้นหลัก (backbone curve)

ตารางที่ 4.8 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

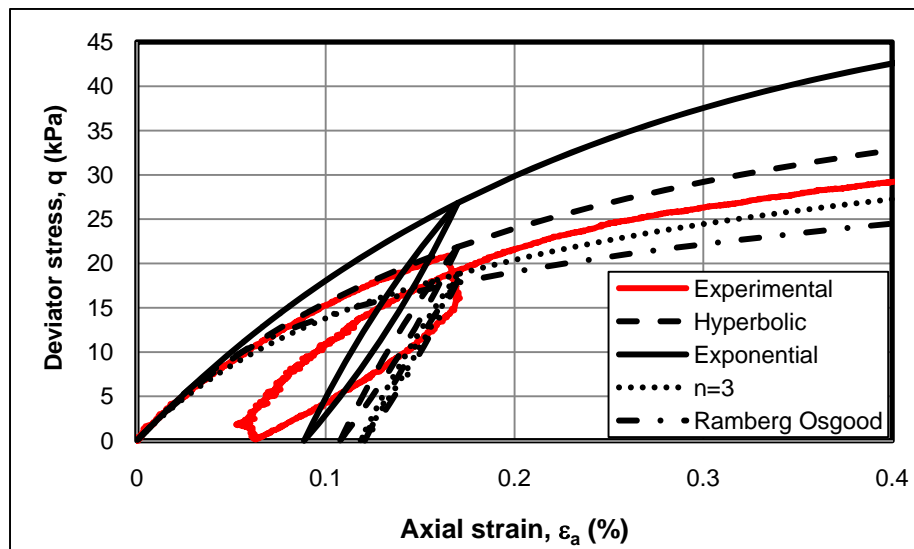
Sample	Exponential			Hyperbolic			n=3				Ramberg-Osgood				
	$E_0$	$q_{max}$	$\epsilon_r$	$E_0$	$q_{max}$	$\epsilon_r$	$E_0$	$q_{max}$	$\epsilon_r$	n	$E_0$	$q_{max}$	$\epsilon_r$	$\alpha$	r
	(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)			(kPa)	(kPa)			
CU-7	20200	50	0.002475	20200	50	0.002475	20200	50	0.002475	3	20200	50	0.002475	20	3.7
CU-8	37400	45	0.001203	37400	45	0.001203	37400	45	0.001203		37400	45	0.001203		
CU-9	22200	52	0.002342	22200	52	0.002342	22200	52	0.002342		22200	52	0.002342		
CU-10	21333	64	0.003	21333	64	0.003	21333	64	0.003		21333	64	0.003		
CU-12	23750	63	0.002653	23750	63	0.002653	23750	63	0.002653		23750	63	0.002653		
CU-14	100000	154	0.00154	100000	154	0.00154	100000	154	0.00154		100000	154	0.00154	15	2.5
CU-16	76667	190	0.002478	76667	190	0.002478	76667	190	0.002478		76667	190	0.002478		
CU-18	73200	252	0.003443	73200	252	0.003443	73200	252	0.003443		73200	252	0.003443		

\*หมายเหตุ : ความเครียดอ้างอิง



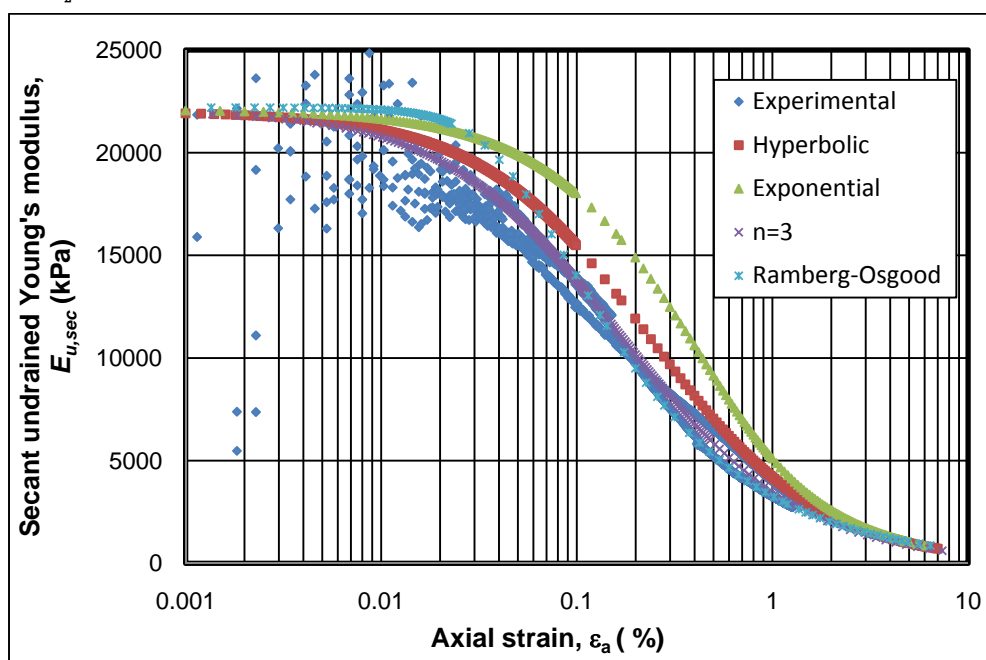


รูปที่ 4.26 ความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9



รูปที่ 4.27 ความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดแนวแกนที่ความเครียดขนาดต่ำถึงขนาดกลางของตัวอย่าง CU-9

เมื่อสามารถจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดได้ ก็สามารถจำลองการลดลงของค่ายังโมดูลัสต่อความเครียดได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.28 การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจากสมการ  $n=3$  ส่วนใหญ่สามารถจำลองพฤติกรรมลดลงของยังโมดูลัสได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



รูปที่ 4.28 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9

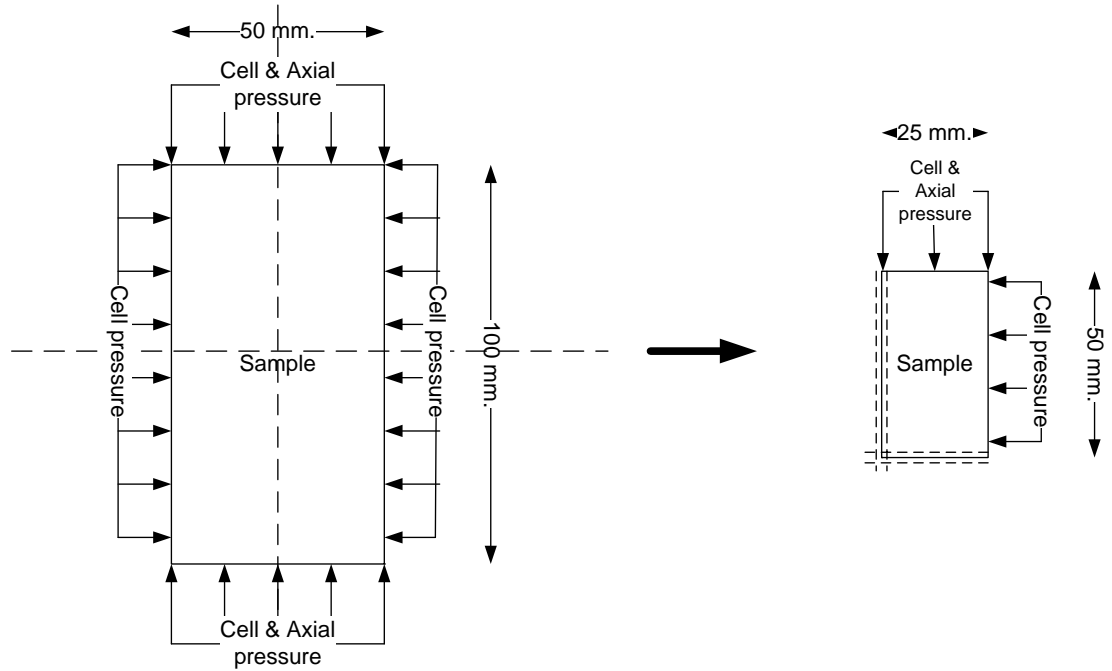
- **แบบจำลองความเค้นและความเครียดหลักด้วยทฤษฎีพลาสติก**

ในงานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดด้วยวิธีทฤษฎีทางพลาสติก โดยอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เป็นเครื่องมือช่วยในการคำนวณ ซึ่งใช้โปรแกรม Plaxis 2D เป็นการจำลองพฤติกรรมแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetry) โดยทำการจำลองพฤติกรรมดินเหนียวกรุงเทพฯ ทั้งดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง เพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆ ให้มีลักษณะเหมือนกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องสามแกน เป็นการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ

งานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลอง 4 แบบจำลอง ได้แก่ มอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) โมดิไฟด์แคมเคล (Modified Cam Clay model) ซอฟท์ซอยล์ (Soft Soil model) และฮาร์ดเดนนิ่งซอยล์ (Hardening Soil model)

การสร้างแบบจำลองในโปรแกรมแพลิกซีส เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบสามแกน โดยเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบในเครื่องสามแกนมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร ซึ่งในการสร้างชิ้นส่วนสำหรับการจำลองใช้แบบ

สมมาตรรอบแกน จึงเลือกใช้ขนาดของตัวอย่างดิน ¼ เท่าของขนาดจริง โดยในแบบจำลอง ตัวอย่างดินมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร สูง 50 มิลลิเมตร ทำให้มีแกนสมมาตร 2 แกน การจำลองการสร้างชิ้นส่วนสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.29



(a) ขนาดตัวอย่างดินจริง

(b) การจำลองตัวอย่างดินในแบบจำลอง

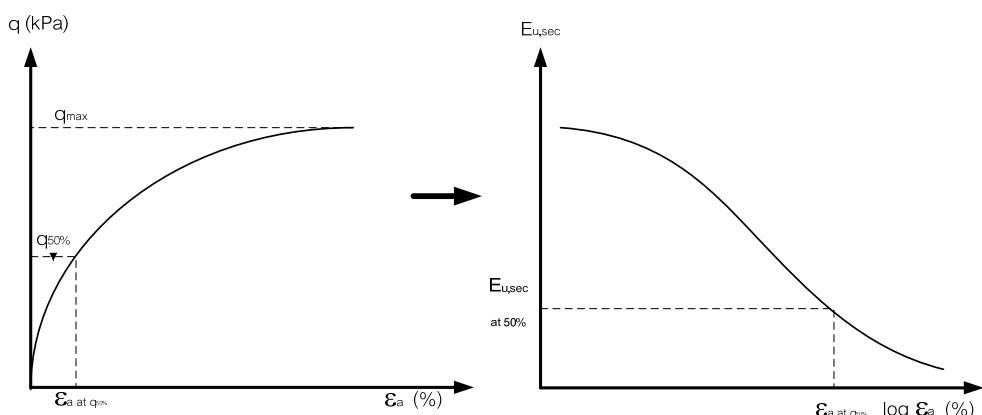
รูปที่ 4.29 การจำลองชิ้นส่วนในแบบจำลอง

เมื่อทำการสร้างชิ้นส่วนเสร็จ การสร้างเมช (mesh) ในชิ้นส่วนเพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆ โดยในงานวิจัยนี้ใช้เมชแบบละเอียดมาก (very fined) โดยมี 16 โหนด (node) ซึ่งเมชมีความสำคัญ คือเป็นตัวที่โปรแกรมจะคำนวณความเค้นและความเครียด

**แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model)**

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องเป็นพารามิเตอร์พื้นฐาน ไม่มีความสลับซับซ้อน ซึ่งพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 พารามิเตอร์

- (1) ยั่งโมดูลัส ( $E_{ref}$ ) ซึ่งค่ายั่งโมดูลัสในแบบจำลองนี้เป็นค่ายั่งโมดูลัสที่ 50% ของกำลังรับแรงสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 4.30



รูปที่ 4.30 วิธีการหาค่า  $E_{ref}$  ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

ค่ายังโมดูลัสที่ได้จากงานวิจัยนี้เป็นซีแคนต์ยังโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ แต่ค่ายังโมดูลัสที่ใส่ในโปรแกรมเป็นยังโมดูลัสแบบระบายน้ำ ดังนั้นเมื่อเราได้ค่ายังโมดูลัสที่ 50% แบบไม่ระบายน้ำ ( $E_{u, at 50\%}$ ) ต้องแปลงค่าไปเป็นยังโมดูลัสแบบระบายน้ำ ตามสมการ 4.6

$$E' = 2(1 + \nu') \frac{E_u}{3} \quad (4.6)$$

(2) อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio,  $\nu'$ )

อัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำ ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้ค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.3

เนื่องจากค่าอัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งมีค่าประมาณ 0.2-0.4 (สุเชษฐ, 2551) ดังนั้นจึงเลือกใช้ค่าเฉลี่ย 0.3 เพราะว่าในงานวิจัยนี้เป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็ง

(3) แรงยึดเหนี่ยวภายใน (cohesion,  $c$ )

จากรูปที่ 4.10 สามารถหาค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในได้ โดยแยกออกเป็นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ดินเหนียวอ่อนมีค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในเท่ากับ 0 kPa แต่เนื่องจากโปรแกรมไม่สามารถใส่ค่าเท่ากับ 0 ได้ ดังนั้นจึงใช้ค่าใกล้เคียง 0 โดยงานวิจัยนี้ใช้ค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในเท่ากับ 0.001 kPa

(4) มุมแรงเสียดทาน (friction angle,  $\phi$ )

จากรูปที่ 4.10 สามารถหาค่ามุมเสียดทานได้ โดยแยกออกเป็นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง โดยค่ามุมแรงเสียดทานเท่ากับ  $33^\circ$  และ  $18^\circ$  สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ

(5) มุมไคเลชัน (dilation angle,  $\Psi$ )

เนื่องจากเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ (normal consolidated clay) และเป็น การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ค่ามุมไคเลชันเท่ากับ 0 และค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ได้แก่ ค่าการซึมผ่านทั้ง ทิศทางเอ็กซีและวาย สมมติให้ดินมีค่าการซึมผ่านเท่ากับ 0.001 m/day ซึ่งพารามิเตอร์ที่ใช้ใน แบบจำลองมอร์-คูลอมป์สามารถสรุปได้ ดังตาราง

ตารางที่ 4.9 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองมอร์-คูลอมป์

Sample	General properties			Strength properties			Stiffness properties		
	$\gamma$	$k_x$	$k_y$	c	$\phi$	$\Psi$	$E_{u_{ref}}$	$E_{ref}$	$\nu$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/day)	(m/day)	(kPa)	°	°	(kPa)	(kPa)	
CU-7	15.6	0.001	0.001	0.001	33	0	5000	4300	0.3
CU-8	16.5	0.001	0.001				10000	8700	
CU-9	15.6	0.001	0.001				10000	8700	
CU-10	15.8	0.001	0.001				9000	7800	
CU-12	15.7	0.001	0.001				7500	6500	
CU-14	19.5	0.001	0.001	70	18	15000	13000		
CU-16	19.0	0.001	0.001			20000	17300		
CU-18	19.5	0.001	0.001			19000	16500		

**แบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ (Modified Cam Clay model)**

แบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 พารามิเตอร์

(1) อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio,  $\nu$ )

เป็นอัตราส่วนปัวซองในสภาพการเพิ่มแรง-ถอนแรง ซึ่งโดยปกติค่าของอัตราส่วน ปัวซองของโปรแกรมอยู่ระหว่าง 0.1-0.2 ซึ่งงานวิจัยนี้เลือกใช้ค่าเฉลี่ย คือ 0.15

(2) ดัชนีการอัดตัว (compression index,  $\lambda$ )

เป็นพารามิเตอร์ที่แสดงความชันของการอัดตัวครั้งแรก ซึ่งในงานวิจัยนี้ไม่ สามารถหาค่าดัชนีการอัดตัวได้ เนื่องจากทำการอัดตัวคายน้ำไปเท่ากับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ในสนาม งานวิจัยนี้จึงได้ใช้ค่าดัชนีการอัดตัว ( $\lambda$ ) ของ Chai et al., 1997 ซึ่งมีค่า  $\lambda$  เท่ากับ 0.25 และ 0.15 สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ

(3) ดัชนีการบวมตัว (swelling index,  $K$ )

เป็นพารามิเตอร์ที่แสดงความชันของเส้นการเพิ่มแรง-ถอนแรง ซึ่งงานวิจัยนี้สามารถหาค่าดัชนีการบวมตัวได้จากการอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทาง แต่เนื่องจากค่า  $\lambda$  ได้ใช้ของ Chai et al., 1997 ก็เลยต้องใช้ดัชนีการบวมตัว ( $K$ ) ของ Chai et al., 1997 ด้วยจะได้มีความสอดคล้องกัน

(4) ความชันของเส้นสถานะวิกฤต ( $M$ )

จากรูปที่ 4.10 (a) สามารถหาความชันของเส้นสถานะวิกฤตได้  $M=1.33$  สำหรับดินเหนียวอ่อน แต่ดินเหนียวแข็งเส้นความชันของเส้นสถานะวิกฤตไม่ได้ผ่านจุดกำเนิด จึงใช้ค่า  $M$  เดียวกันกับดินเหนียวอ่อน

(5) อัตราส่วนช่องว่าง (void ratio,  $e$ )

ได้จากการคำนวณในห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นอัตราส่วนช่องว่างที่หลักจากการอัดตัวคายนํ้า สามารถสรุปพารามิเตอร์ต่างๆ ของแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ ดังตารางที่ 4.10

ตารางที่ 4.10 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์

Sample	General properties			Strength properties			Stiffness properties				
	$\gamma$	$k_x$	$k_y$	$c$	$\phi$	$\psi$	$\lambda$	$\kappa$	$e$	$M$	$\nu$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/day)	(m/day)	(kPa)	°	°					
CU-7	15.6	0.001	0.001	0.001	33	0	0.25	0.025	1.7	1.33	0.15
CU-8	16.5	0.001	0.001						1.56		
CU-9	15.6	0.001	0.001						1.57		
CU-10	15.8	0.001	0.001						1.78		
CU-12	15.7	0.001	0.001						1.64		
CU-14	19.5	0.001	0.001	70	18	0.15	0.015	0.67			
CU-16	19.0	0.001	0.001					0.78			
CU-18	19.5	0.001	0.001					0.67			
									0.67		

### แบบจำลองซอฟต์แวร์ (Soft Soil model)

แบบจำลองซอฟต์แวร์มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ ได้แก่

#### (1) ดัชนีการอัดตัวดัดแปร (modified compression index, $\lambda^*$ )

ดัชนีการอัดตัวดัดแปรมีความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 2.36 และสามารถหาค่า  $\lambda^*$  จากความสัมพันธ์ของ  $\lambda$  ได้จากตารางที่ 2.3 โดยค่าของ  $\lambda^*$  ขึ้นกับค่าอัตราส่วนช่องว่างของแต่ละตัวอย่าง โดยใช้ค่า  $\lambda$  จาก Chai et al., 1997

#### (2) ดัชนีการบวมตัวดัดแปร (modified swelling index, $K^*$ )

ดัชนีการบวมตัวดัดแปรมีความสัมพันธ์ ดังแสดงในรูปที่ 2.36 และสามารถหาค่า  $K^*$  จากความสัมพันธ์ของ  $K$  ได้จากตารางที่ 2.3 โดยค่าของ  $K^*$  ขึ้นกับค่าอัตราส่วนช่องว่างของแต่ละตัวอย่าง โดยใช้ค่า  $K$  จาก Chai et al., 1997

#### (3) อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, $\nu$ )

เป็นอัตราส่วนปัวซองในสภาพการเพิ่มแรง-ถอนแรง ซึ่งโดยปกติค่าของอัตราส่วนปัวซองของโปรแกรมน้อยระหว่าง 0.1-0.2 ซึ่งงานวิจัยนี้เลือกใช้ค่าเฉลี่ย คือ 0.15

#### (4) สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสภาพสถิต ( $K_0^{NC}$ )

โดยปกติค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างจะมีความสัมพันธ์กับค่ามุมแรงเสียดทาน โดยมีความสัมพันธ์  $K_0 = 1 - \sin \phi$  (Jaky) ซึ่งโปรแกรมจะคำนวณอัตโนมัติ

สามารถสรุปพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในแบบจำลองซอฟต์แวร์ ดังตารางที่ 4.11

ตารางที่ 4.11 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองซอฟต์แวร์

Sample	General properties			Strength properties			Stiffness properties		
	$\gamma$	$k_x$	$k_y$	$c$	$\phi$	$\psi$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$\nu$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/day)	(m/day)	(kPa)	°	°			
CU-7	15.6	0.001	0.001	0.001	33	0	0.093	0.009	0.15
CU-8	16.5	0.001	0.001				0.098	0.010	
CU-9	15.6	0.001	0.001				0.097	0.010	
CU-10	15.8	0.001	0.001				0.09	0.009	
CU-12	15.7	0.001	0.001				0.095	0.009	
CU-14	19.5	0.001	0.001	70	18	0.09	0.009		
CU-16	19.0	0.001	0.001			0.084	0.008		
CU-18	19.5	0.001	0.001			0.09	0.009		

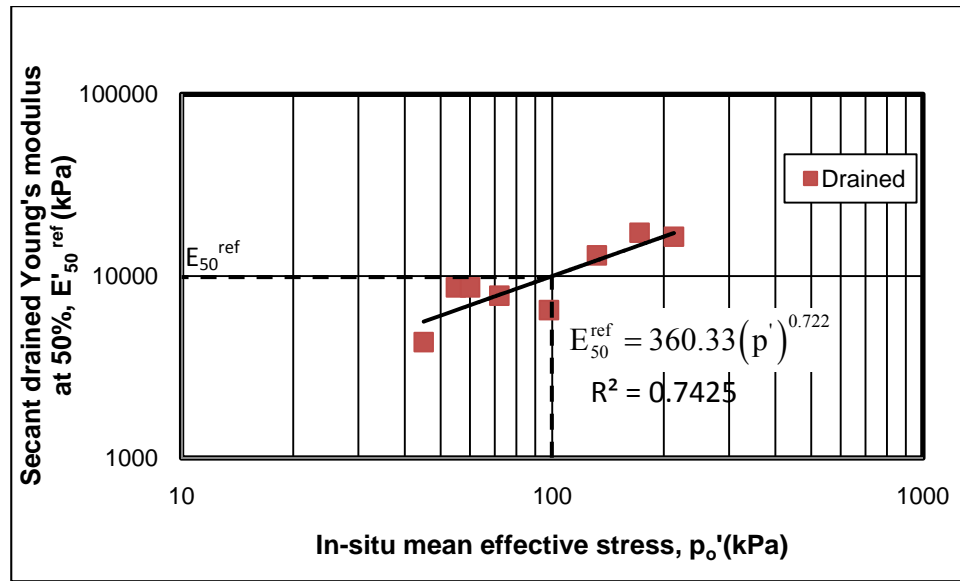
#### แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอชอล (Hardening Soil model)

แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอชอลมีพารามิเตอร์ที่สำคัญ ได้แก่

- (1) ซีแคนต์ยังโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Secant Young's modulus in drained triaxial,  $E_{50}^{ref}$ )

จากพารามิเตอร์ของซีแคนต์ยังโมดูลัสแบบระบายน้ำที่ความเค้นอ้างอิง โดยที่ความเค้นอ้างอิงเท่ากับ 100 kPa โดยที่ทำการพล็อตกราฟระหว่างค่ายังโมดูลัสแบบระบายน้ำกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย เพื่อหาค่ายังโมดูลัสแบบระบายน้ำที่ความเค้นอ้างอิง ดังแสดงในรูปที่ 4.31 โดยที่ค่ายังโมดูลัสเป็นค่ายังโมดูลัสที่ 50% ของกำลังรับแรงสูงสุด





รูปที่ 4.31 การหาค่ายังโมดูลัสที่ความเค้นอ้างอิงของแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์

โดยที่ก่อนนำค่ายังโมดูลัสที่ 50% ของกำลังรับแรงสูงสุดแบบระบายน้ำนั้นต้องทำการแปลงค่ายังโมดูลัสที่ 50% ของกำลังรับแรงสูงสุดแบบไม่ระบายน้ำ

- (2) ยังโมดูลัสสัมผัสจากโอดมิเตอร์ (Tangent Young's modulus oedometer,  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ )  
ค่ายังโมดูลัสสัมผัสจากโอดมิเตอร์
- (3) ยังโมดูลัสการเพิ่มแรง-ถอนแรง (Unloading / reloading Young modulus,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ )  
ซึ่งค่ายังโมดูลัสการเพิ่มแรงถอนแรง โดยปกติจะมีค่ายังโมดูลัสจากการเพิ่มแรงถอนแรงเป็น 3 เท่าของยังโมดูลัส
- (4) เลขชี้กำลังของความเค้นต่อยังโมดูลัส ( $m$ ) จากรูปที่ 4.27 สามารถหาค่า  $m$  ได้เท่ากับ 0.722
- (5) อัตราส่วนปัวซองการเพิ่มแรง-ถอนแรง (Poisson's ratio for unloading-reloading,  $\nu$ )  
โดยอัตราส่วนปัวซองที่ใช้ในแบบจำลองนี้เท่ากับ 0.3
- (6) ความเค้นอ้างอิง ( $p^{\text{ref}}$ ) มีค่าเท่ากับ 100 kPa

จากแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งซอยล์ สามารถสรุปพารามิเตอร์ต่างๆ ของแบบจำลองนี้ได้ ดังตาราง

ตารางที่ 4.12 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งซอยล์ (Hardening Soil model)

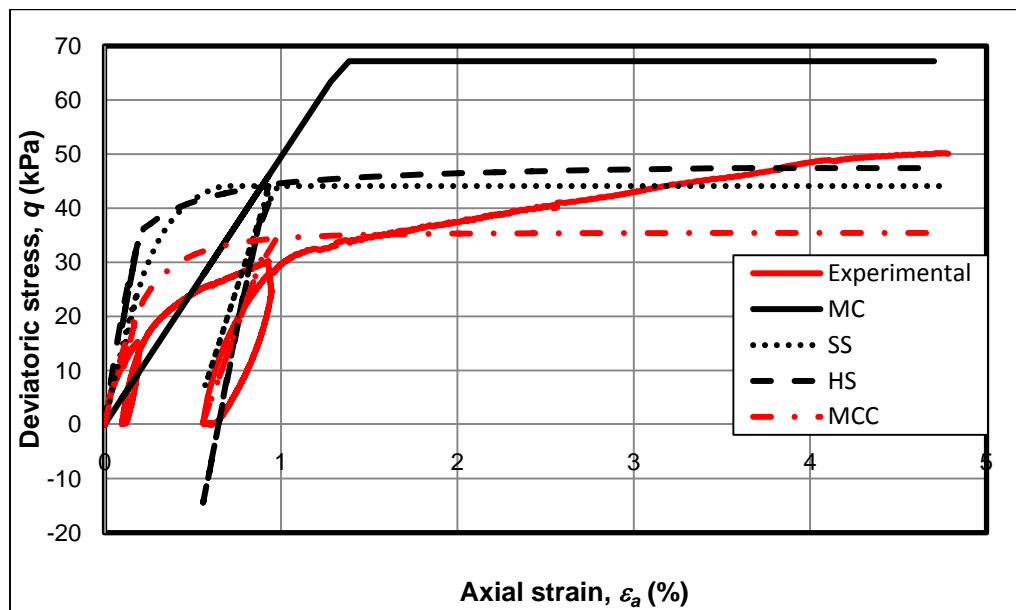
Sample	General properties			Strength properties			Stiffness properties				
	$\gamma$	$k_x$	$k_y$	$c$	$\phi$	$\psi$	$E'_{50}{}^{ref}$	$E'_{oed}{}^{ref}$	$E'_{ur}{}^{ref}$	m	U
	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/day)	(m/day)	(kPa)	°	°	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
CU-7	15.6	0.001	0.001	0.001	33	0	10000	5000	30000	0.722	0.3
CU-8	16.5	0.001	0.001								
CU-9	15.6	0.001	0.001								
CU-10	15.8	0.001	0.001								
CU-12	15.7	0.001	0.001								
CU-14	19.5	0.001	0.001	70	18						
CU-16	19.0	0.001	0.001								
CU-18	19.5	0.001	0.001								

จากพารามิเตอร์ต่างๆ ของแต่ละแบบจำลองสามารถสรุปพารามิเตอร์ได้ ดังตารางที่ 4.13 และขั้นตอนการเงื่อนไขตัวอย่างจะทำการเงื่อนไขตัวอย่างด้วยวิธีการควบคุมความเครียด (strain control) เพื่อจำลองลักษณะการเพิ่มแรงและถอนแรงให้เหมือนผลการทดสอบจริง โดยจะทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงที่ความเครียดเดียวกับผลการทดสอบ

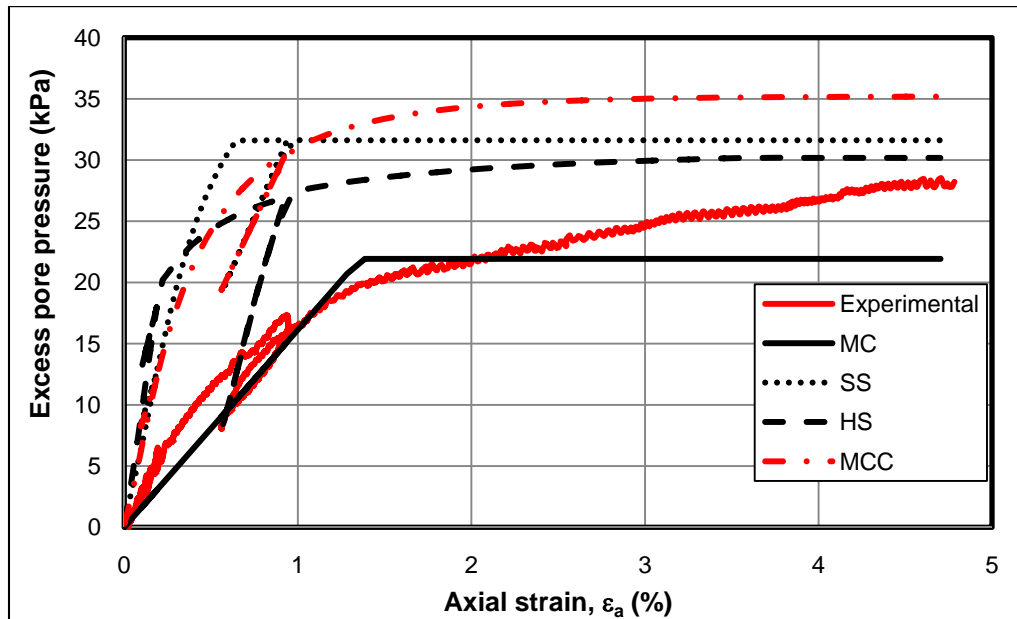
ตารางที่ 4.13 ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองต่างๆ

Smple	c	$\phi$	$\varphi$	Mohr Coulomb Model		Soft Soil Model			Hardening Soil Model							Modified Cam Clay Model					
				$E'_{ref}$	$\nu$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$\nu$	$K_0$	$E'_{50}^{ref}$	$E'_{oed}^{ref}$	$E'_{ur}^{ref}$	m	$\nu_{ur}$	$p^{ref}$	$K_0^{nc}$	$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	M	$e_0$
	(kPa)	°	°	(kPa)						(kPa)	(kPa)	(kPa)			(kPa)						
CU-7	0.001	33	0	4300	0.3	0.093	0.009	0.15	0.455	10000	5000	30000	0.722	0.3	100	0.455	0.25	0.025	0.15	1.33	1.7
CU-8				8700		0.098	0.010														1.56
CU-9				8700		0.097	0.010														1.57
CU-10				7800		0.090	0.009														1.78
CU-12				6500		0.095	0.009														1.64
CU-14	70	18	0	13000	0.3	0.090	0.009	0.15	0.691	5500	30000	0.722	0.3	100	0.691	0.15	0.015	0.15	1.33	0.67	
CU-16				17300		0.084	0.008													0.78	
CU-18				16500		0.090	0.009													0.67	

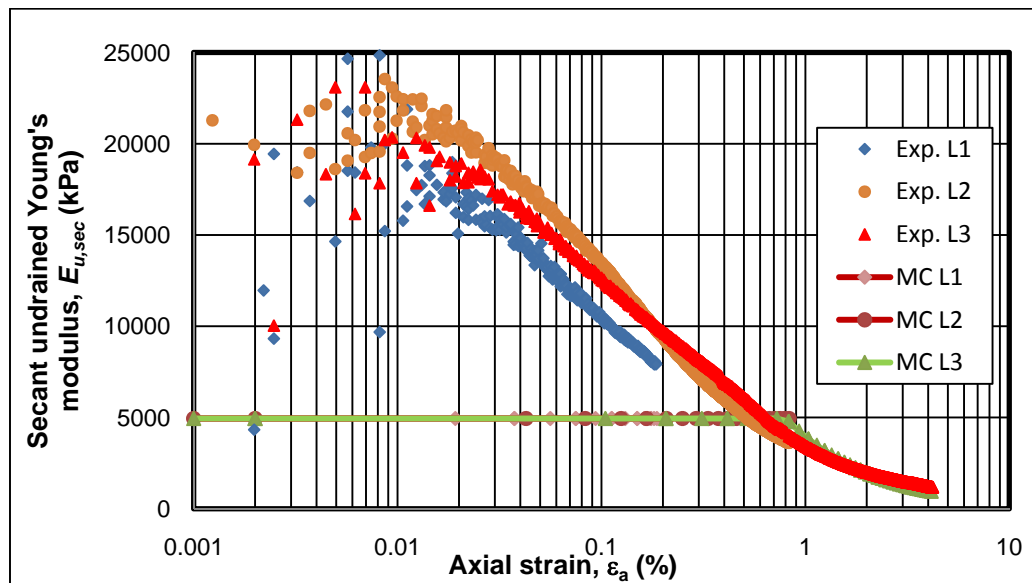
เมื่อนำพารามิเตอร์ต่างๆ ไปใช้ในการคำนวณตามแบบจำลองต่างๆ ของโปรแกรม สามารถแสดงผลของความเค้นและความเครียด ตัวอย่างที่นำมาแสดงเป็นตัวอย่าง CU-7 ดังแสดงในรูปที่ 4.32 จากรูปที่ 4.32 มีการจำลองการเพิ่มแรงและถอนแรงเพื่อให้เหมือนกับการทดสอบจริง จากผลการรันโปรแกรมพบว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ ให้การทำนายค่ากำลังรับแรง (strength) ที่สูงกว่าแบบจำลองอื่นๆ และผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการมาก ซึ่งถ้าใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมป์จะทำให้ดินมีความแข็งแรงมากกว่าความเป็นจริง ส่วนแบบจำลองที่ทำนายกำลังรับแรง (strength) ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงมีแบบจำลองซอฟชอยล์และฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ โปรแกรมสามารถจำลองพฤติกรรมแรงดันน้ำส่วนเกิน (excess pore pressure) ในขณะทดสอบได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.33 เมื่อสามารถจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดได้ ก็สามารถจำลองพฤติกรรมการลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดทั้งจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ แบบจำลองซอฟชอยล์ แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ และแบบจำลองโมดิไฟแคมเคลย์ ดังแสดงในรูปที่ 4.34, 4.35, 4.36 และ 4.37 ตามลำดับ



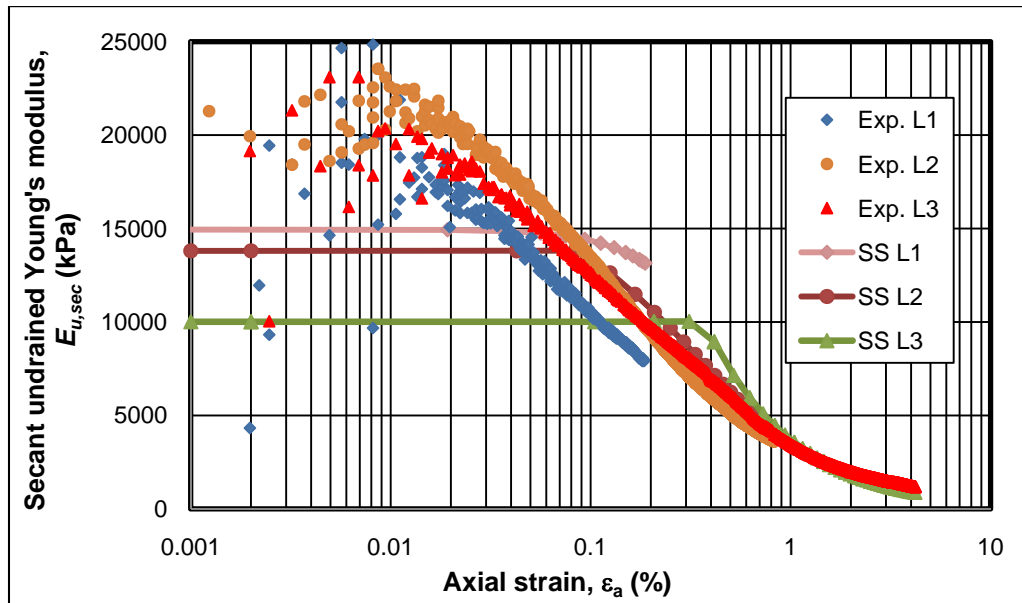
รูปที่ 4.32 ความเค้นและความเครียดจากแบบจำลองตามทฤษฎีพลาสติกของตัวอย่าง CU-7



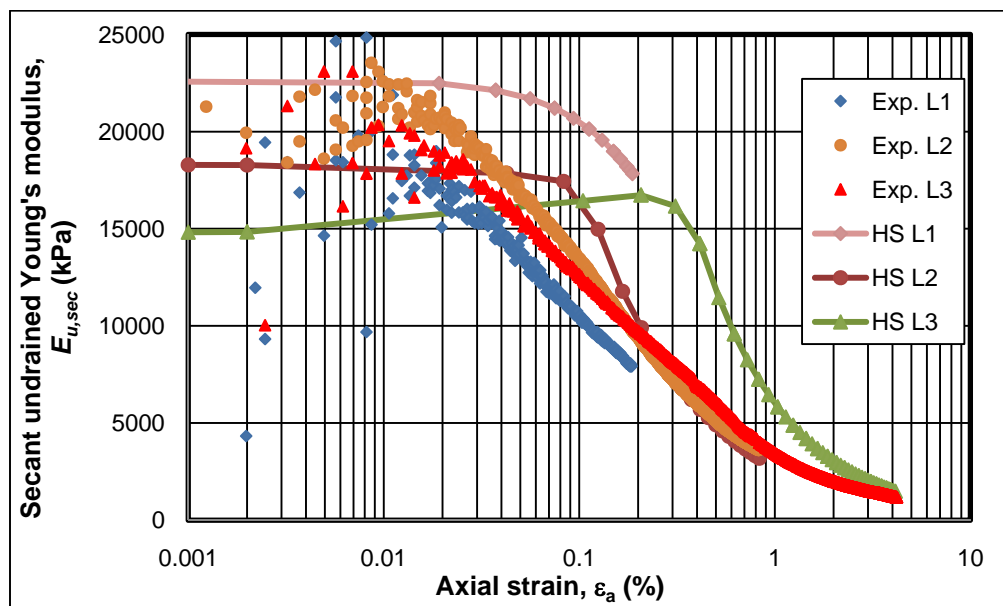
รูปที่ 4.33 แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-7



รูปที่ 4.34 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ของตัวอย่าง CU-7

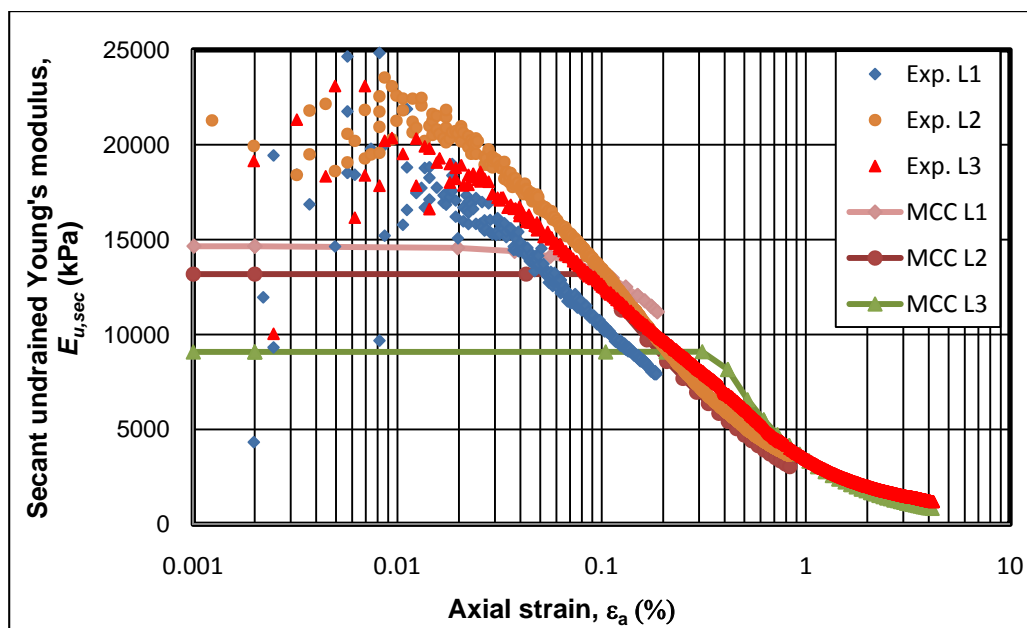


รูปที่ 4.35 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ของตัวอย่าง CU-7



รูปที่ 4.36 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองฮาดเดนิงของตัวอย่าง

CU-7



รูปที่ 4.37 การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดจากแบบจำลองโมดิไฟเคมเคลย์ของตัวอย่าง

CU-7

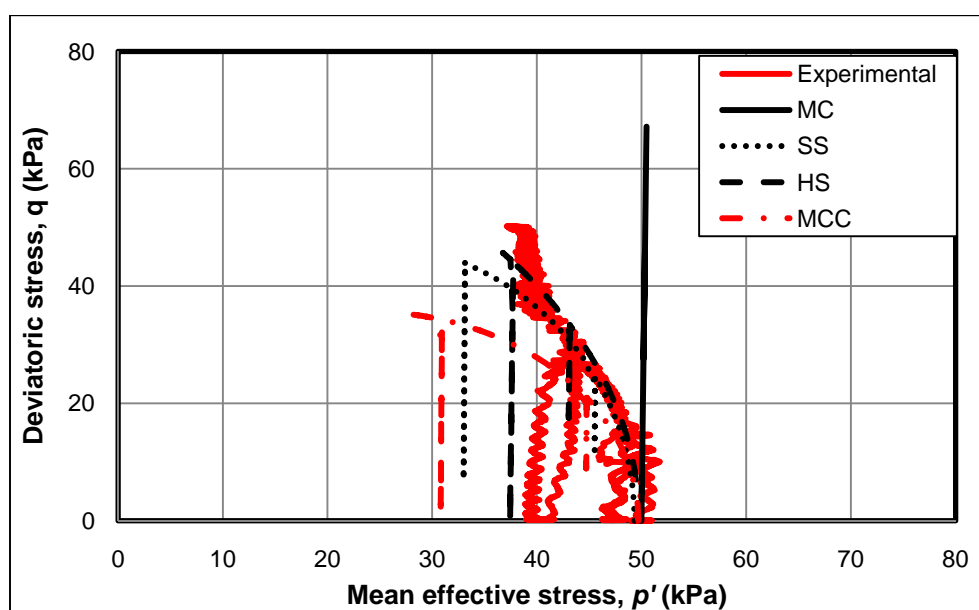
จากรูปที่ 4.34 เป็นการจำลองการลดลงของยังโมดูลัส ด้วยแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ สังเกตได้ว่าค่ายังโมดูลัสมีค่าน้อยกว่าจากผลการทดสอบก่อนข้างมากที่ความเครียด 0.001% เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ใส่ในโปรแกรมเป็นค่ายังโมดูลัสที่ 50% ของกำลังสูงสุด ที่ความเครียดขนาดใหญ่ ( $\epsilon_a \approx 1\%$ ) การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบ จากรูปเป็นการเปรียบเทียบการลดลงของยังโมดูลัสจากการเพิ่มแรงทั้ง 3 แรง

จากรูปที่ 4.35 เป็นการจำลองการลดลงของยังโมดูลัส ด้วยแบบจำลองชอฟชอยล์ ที่ความเครียดขนาดต่ำ ( $\epsilon_a \approx 0.001\%$ ) ค่ายังโมดูลัสยังมีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบ ซึ่งพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับยังโมดูลัส คือ  $K$  จะเป็นตัวกำหนดค่ายังโมดูลัสว่าสูงหรือต่ำ

จากรูปที่ 4.36 เป็นการจำลองการลดลงของยังโมดูลัส ด้วยแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ ที่ความเครียดขนาดต่ำค่ายังโมดูลัสมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

จากรูปที่ 4.37 เป็นการจำลองการลดลงของยังโมดูลัส ด้วยแบบจำลองโมดิไฟเคมเคลย์ ซึ่งการลดลงของยังโมดูลัสมีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบในช่วงความเครียดประมาณ 0.01%-1% แต่ที่ความเครียด 0.001% ค่ายังโมดูลัสยังต่ำกว่าผลการทดสอบ ซึ่งพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับยังโมดูลัส คือ  $K$  จะเป็นตัวกำหนดค่ายังโมดูลัสว่าสูงหรือต่ำ

จากการจำลองวิถีความเค้น (stress path) ด้วยแบบจำลองต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.38 พบว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ มีลักษณะเป็นเส้นตรงขึ้นไปตรงๆ ซึ่งไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ เนื่องจากอยู่ในช่วงอิลาสติก แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ ไม่มีแค้บยิวจึงอยู่ในช่วงอิลาสติกเสมอ ส่วนแบบจำลองซอฟชอยล์กับฮาดเดนนิ่งมีลักษณะคล้ายกับผลการทดสอบ เนื่องจากมีการสร้างแค้บยิวเกิดขึ้น เมื่อความเค้นเกิดสัมผัสแค้บยิวจะทำให้ดินเกิดการคราก



รูปที่ 4.38 วิถีความเค้นของแบบจำลองต่างๆของตัวอย่าง CU-7

จากผลการทดสอบทุกตัวอย่างพบว่า แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ จะให้ค่ากำลังรับแรง (strength) ที่สูงกว่าผลการทดสอบจริงมาก ส่วนการลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดที่ความเครียดขนาดปานกลางค่ายังโมดูลัสมีค่าคงที่ ไม่ขึ้นกับขนาดของความเครียด ซึ่งจากผลการทดสอบจริงค่ายังโมดูลัสมีค่าไม่คงที่ มีลักษณะไม่เชิงเส้น ขึ้นอยู่กับขนาดของความเครียด แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ไม่เหมาะสมในการทำนายพฤติกรรมของดิน ในสภาพการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล เพราะเนื่องจากมอร์-คูลอมบ์จำลองพฤติกรรมแรงดันน้ำส่วนเกินได้ต่ำกว่าผลการทดสอบจริงมาก และแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ไม่มีแค้บยิวจึงส่งผลให้ดินอยู่ในสภาพอิลาสติกเสมอ แต่แบบจำลองอื่นๆ วิถีความเค้นมีลักษณะโค้งเลี้ยวซ้ายเนื่องจากแบบจำลองมีแค้บยิว โดยให้แค้บยิวเท่ากับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนามแบบจำลองซอฟชอยล์ มีความเหมาะสมในการทำนายกำลังรับแรง (strength) ในประเภทดิน

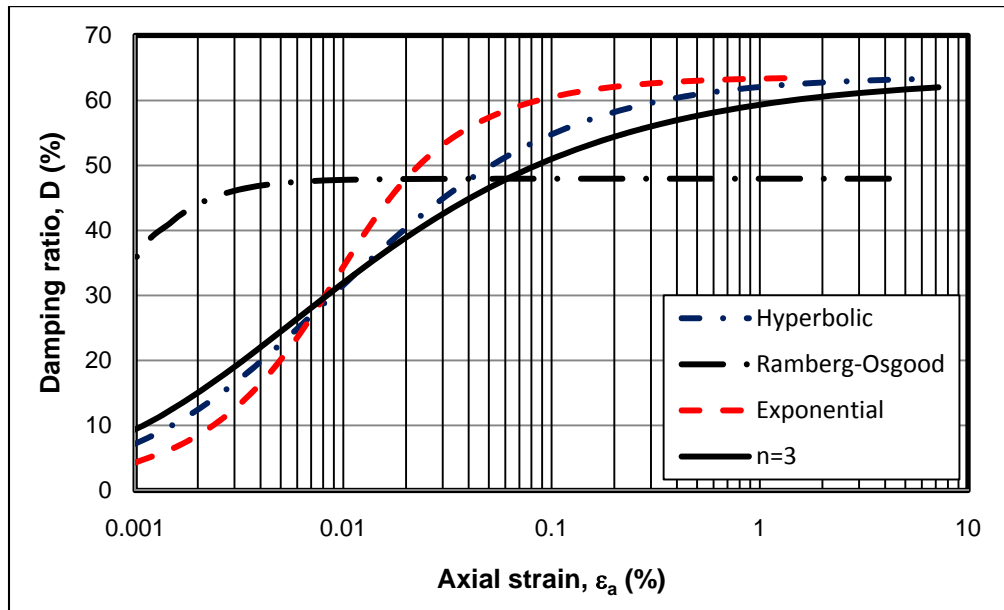


เหนียวอ่อน จากการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล ส่วนดินเหนียวแข็งแบบจำลองที่เหมาะสมคือ ฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์

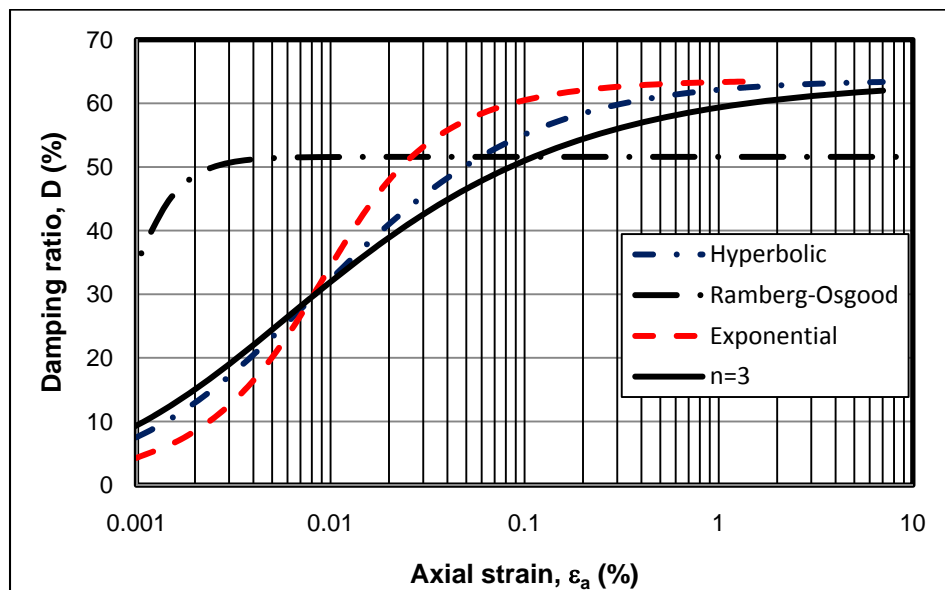
#### 4.3.2 แบบจำลองอัตราส่วนการหน่วง (Damping ratio)

- แบบจำลองตามทฤษฎีอีลาสติก

ในงานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดหลักด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ 4 แบบจำลอง และในส่วนของอัตราส่วนการหน่วงก็สามารถเขียนเป็นสมการทางคณิตศาสตร์ได้เช่นกัน แสดงได้ดังรูปที่ 4.38(a) และรูปที่ 4.38(b) สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ จากแบบจำลองของไฮเพอร์โบลิก เอ็กโพเนนเชียล และ  $n=3$  มีลักษณะของอัตราส่วนการหน่วงที่ขึ้นขนาดของความเครียดที่ใกล้เคียงกัน เมื่อขนาดของความเครียดเพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วนการหน่วงก็เพิ่มขึ้นด้วย โดยมีค่าอัตราส่วนการหน่วงได้สูงสุดไม่เกิน  $\left(\frac{2}{\pi}\right)$  ประมาณ 63% ส่วนแบบจำลอง Ramberg-Osgood ค่าอัตราส่วนการหน่วงก็ขึ้นอยู่กัขนาดของความเครียดเช่นกัน แต่ลักษณะของอัตราส่วนการหน่วงกับขนาดของความเครียดมีอัตราการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนการหน่วงอย่างรวดเร็ว ซึ่งค่าอัตราส่วนการหน่วงได้สูงสุดไม่เกินประมาณ 50% จากแบบจำลองทางสมการทางคณิตศาสตร์ตามทฤษฎีอีลาสติก แบบจำลองไฮเพอร์โบลิก เอ็กโพเนนเชียล และ  $n=3$  ค่าอัตราส่วนการหน่วงขึ้นอยู่กัขนาดของความเครียดเพียงอย่างเดียว ส่วนสมการ Ramberg-Osgood ค่าอัตราส่วนการหน่วงขึ้นอยู่กัขนาดของความเครียดและค่าโมดูลัสที่ความเครียดต่างๆ



(a) CU-7



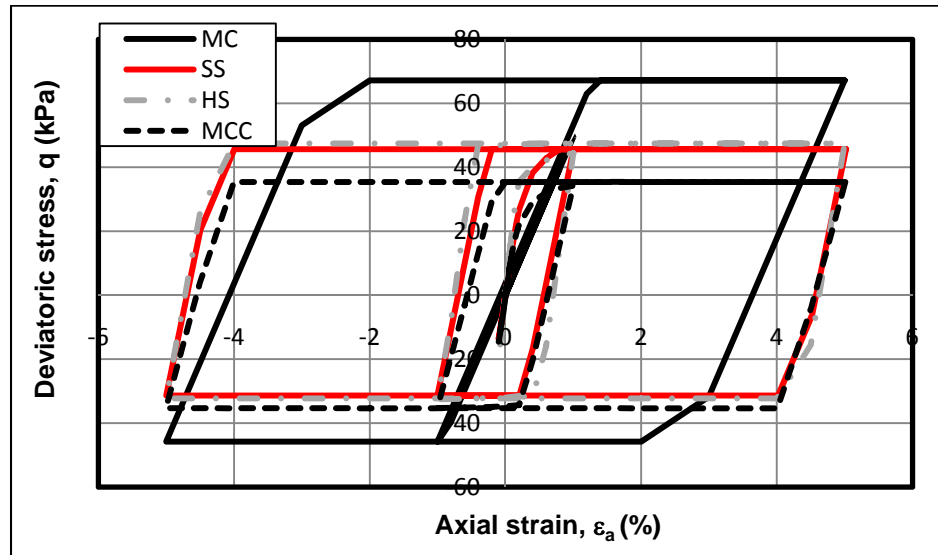
(b) CU-16

รูปที่ 4.39 อัตราส่วนการหน่วงของสมการคณิตศาสตร์ตามทฤษฎีพลาสติก

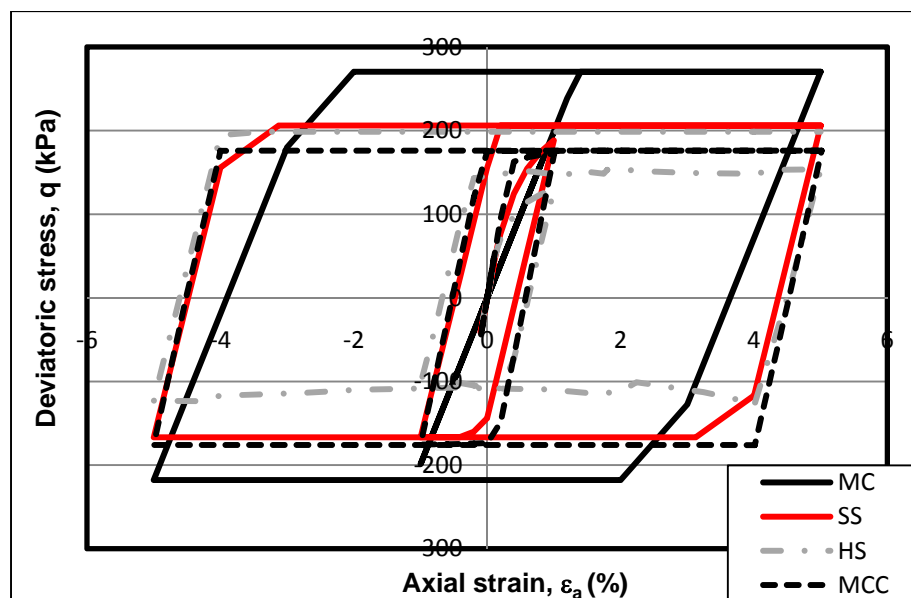
- **แบบจำลองตามทฤษฎีพลาสติก**

ในงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองโดยใช้ทฤษฎีพลาสติก โดยทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงด้วยวิธีควบคุมความเครียด (strain control) โดยทำการเพิ่มแรงและถอนแรง เพื่อให้เกิดฮีสเทอริซิสที่ขนาดความเครียด ได้แก่ 0.001%, 0.01%, 0.1%, 1% และ 5% ดังแสดงในรูปที่ 4.40

จากนั้นไปหาค่าอัตราส่วนการหน่วง ตามสมการที่ 2.17 สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 4.41(a) และรูปที่ 4.41(b) สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ

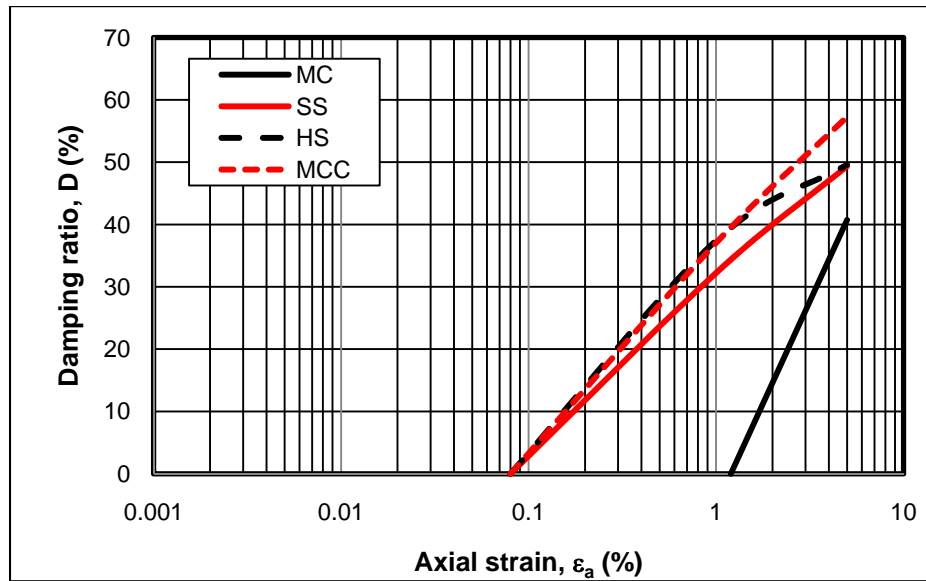


(a) CU-7

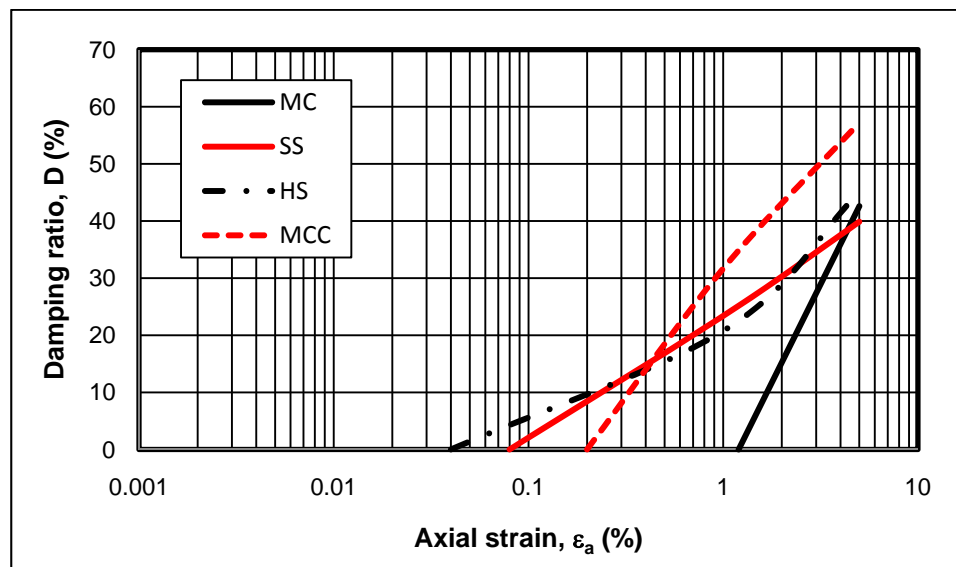


(b) CU-16

รูปที่ 4.40 ฮีสเทอรีซิสจากแบบจำลองตามทฤษฎีพลาสติก



(a) CU-7

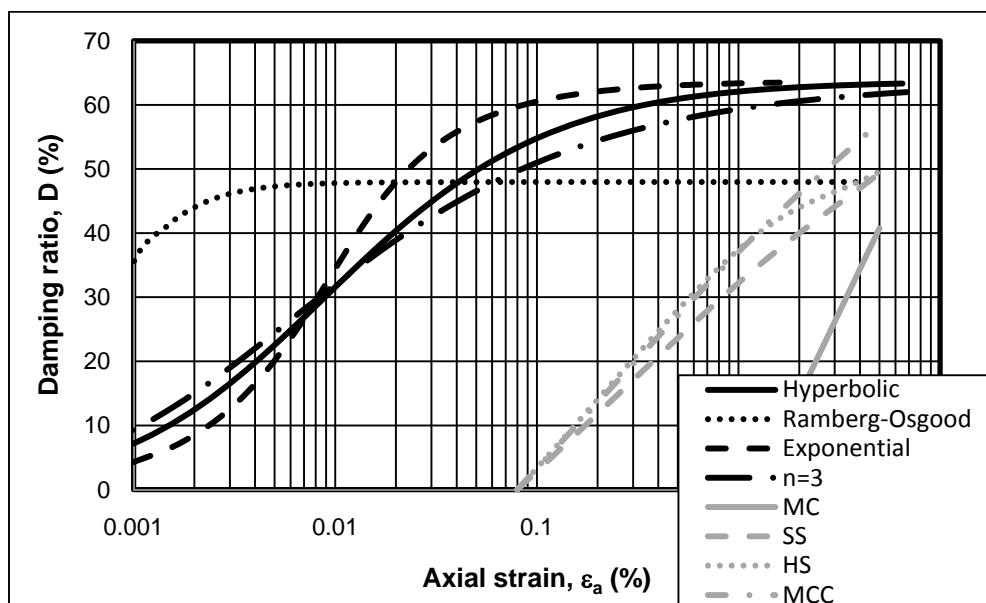


(b) CU-16

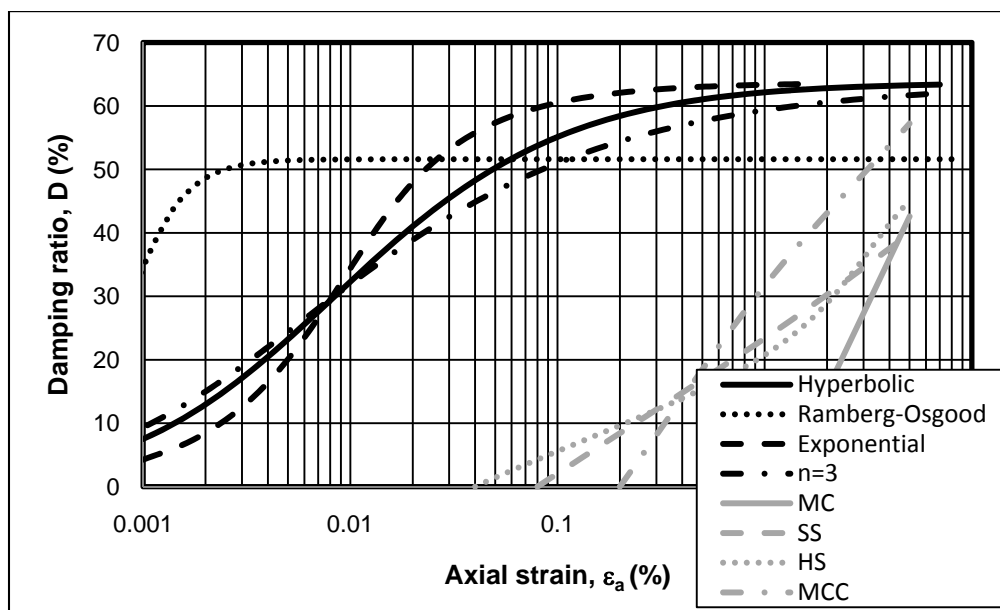
รูปที่ 4.41 อัตราส่วนการหน่วงของแบบจำลองต่างๆ ตามทฤษฎีพลาสติกิก

จากการทดสอบอัตราส่วนการหน่วงของแบบจำลองโมดิไฟด์ไคลแมคเคลให้ค่าที่สูงกว่าแบบจำลองอื่น จากแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ อัตราส่วนการหน่วงที่ความเครียด 5% ค่าอัตราส่วนการหน่วงมีค่าใกล้เคียงกันหมดทุกผลการทดสอบ ส่วนแบบจำลองซอฟต์แวร์และฮาร์ดแวร์ของซอฟต์แวร์ที่ความเครียด 5% อัตราส่วนการหน่วงมีค่าใกล้เคียงกัน ดินเหนียวอ่อนหรือดินเหนียวแข็งไม่

มีผลต่ออัตราส่วนการหน่วง แต่ที่ความเครียด 1% ดินเหนียวแข็งจะมีค่าอัตราส่วนการหน่วงที่น้อยกว่าดินเหนียวอ่อน ทั้งจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ชอยล์และฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ ส่วนแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ค่าอัตราส่วนการหน่วงมีค่าใกล้เคียงกันทั้งดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ส่วนแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ที่ความเครียดขนาดต่ำกว่า 1% ไม่เกิดเป็นฮีสเทรีซิส เนื่องจากอยู่ในสภาพอิลาสติก เมื่อเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนการหน่วงจากการคำนวณจากสมการทางคณิตศาสตร์ด้วยทฤษฎี กับการคำนวณด้วยวิธีพลาสติกจากโปรแกรม ดังแสดงในรูปที่ 4.42 ค่าอัตราส่วนการหน่วงที่คำนวณได้จากโปรแกรมมีค่าน้อยกว่าอัตราส่วนการหน่วงที่คำนวณจากสมการทางคณิตศาสตร์ค่อนข้างมากที่ความเครียดระดับต่ำ ส่วนที่ความเครียดใหญ่ประมาณ 7% อัตราส่วนการหน่วงมีค่าต่างกันไม่มากทั้งดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง



(a) CU-7



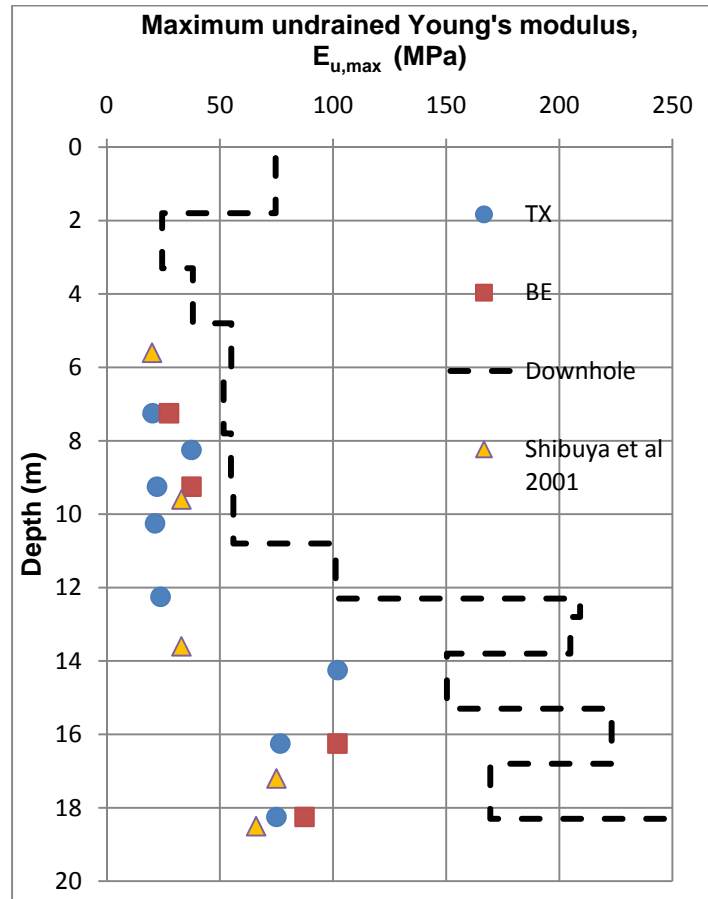
(b) CU-16

รูปที่ 4.42 เปรียบเทียบอัตราส่วนการหน่วง

#### 4.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินจากวิธีต่างๆ

##### 4.4.1 ความแข็งของดิน (Stiffness)

จากงานวิจัยนี้ได้ค่าซีแคนต์ยังโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบสามแกน และยังมีค่าซีแคนต์ยังโมดูลัสจากการทดสอบเบนเดอริลลิเมนต์ โดยค่าที่นำมาเปรียบเทียบเป็นค่าซีแคนต์ยังโมดูลัสสูงสุด ( $E_{max}$ ) เปรียบเทียบกับผู้อื่น ดังแสดงในรูปที่ 4.43 จากรูปที่ 4.43 ค่า  $E_{u,max}$  จากการทดสอบสามแกนมีค่าน้อยกว่าจากผลของเบนเดอริลลิเมนต์เล็กน้อยสำหรับดินเหนียวอ่อน แต่ความแตกต่างมากสำหรับดินเหนียวแข็ง และผลการทดสอบจากงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบสามแกนของ Shibuya et al., 2001 ส่วนการทดสอบในสนามด้วยวิธีดาวนไฮลค่ายังโมดูลัสสูงสุดมีค่ามากกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั้งจากการทดสอบสามแกนและผลของเบนเดอริลลิเมนต์ ทั้งในชั้นดินเหนียวอ่อน แต่จะเห็นได้ชัดเจนในชั้นดินเหนียวแข็งว่ามีความแตกต่างกันมาก ทั้งนี้เนื่องจากการทดสอบด้วยวิธีดาวนไฮลเป็นการส่งสัญญาณด้วยคลื่น คลื่นจะเลือกเดินทางผ่านตัวกลางที่แข็งได้เร็วกว่า ดังนั้นคลื่นจะเลือกเดินทางผ่านบริเวณดินที่คลื่นสามารถเคลื่อนที่ผ่านได้ง่ายกว่า หรือชั้นดินที่มีค่าความแข็งมากกว่านั่นเอง



รูปที่ 4.43 ค่ายังโมดูลัสสูงสุดด้วยวิธีต่างๆ กับความลึก

และสามารถเปรียบเทียบค่ายังโมดูลัสสูงสุดด้วยวิธีต่างๆ ว่ามีความแตกต่างกันเล็กน้อยเพียงใด ดังแสดงในตารางที่ 4.13

ตารางที่ 4.13 การเปรียบเทียบค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากการทดสอบด้วยวิธีต่างๆ

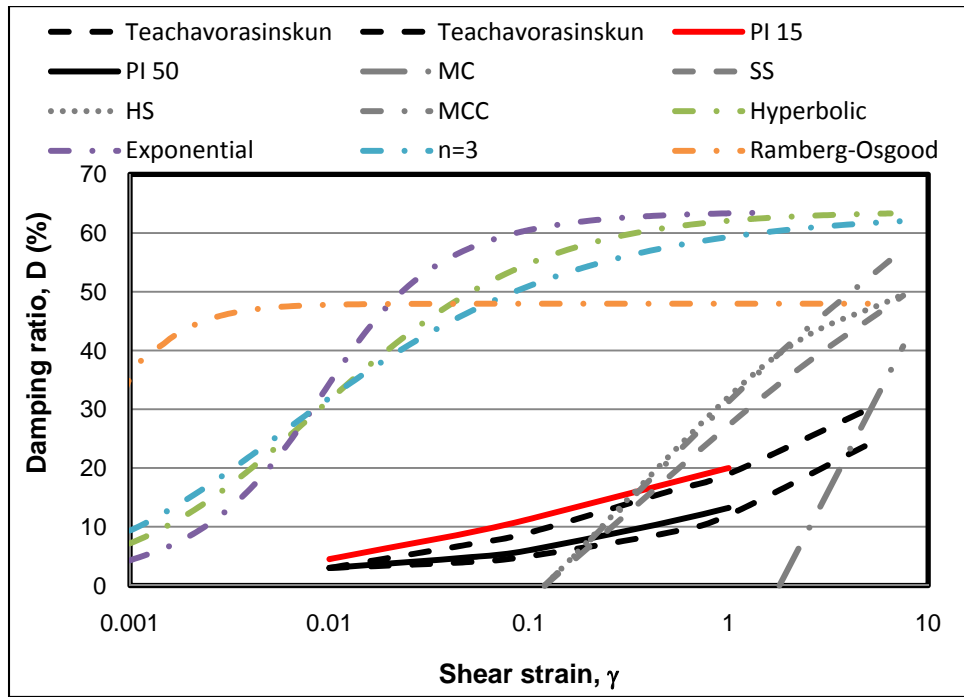
Parameters	soft to medium	stiff to very stiff
$E_{max,TX}/E_{max,BE}$	0.60-0.73	0.75
$E_{max,TX}/E_{max,DH}$	0.38-0.40	0.21-0.34
$E_{max,BE}/E_{max,DH}$	0.53-0.68	0.46

จากตารางพบว่าในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางและดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ค่ายังไมเคิลล์สูงสุดจากการทดสอบสามแกนกับจากการทดสอบเบนเดอร์อิลิเมนต์มีค่าใกล้เคียงกัน คือ ค่ายังไมเคิลล์สูงสุดจากสามแกนเป็น 60%-73% และ 75% ของค่ายังไมเคิลล์สูงสุดจากเบนเดอร์อิลิเมนต์ สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ ส่วนค่ายังไมเคิลล์สูงสุดที่ได้จากการทดสอบสามแกนเมื่อเทียบกับค่ายังไมเคิลล์สูงสุดที่ได้จากการทดสอบในสนามด้วยวิธีดาวนโฮลพบว่า ค่ายังไมเคิลล์สูงสุดจากสามแกนเป็น 38%-40% และ 21%-34% ของค่ายังไมเคิลล์สูงสุดด้วยวิธีดาวนโฮล สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ สำหรับชั้นดินเหนียวแข็งมีความแตกต่างกันมาก เนื่องจากการเก็บตัวอย่างในชั้นดินเหนียวแข็งแบบไม่ถูกรบกวนทำได้ยาก ตัวอย่างอาจถูกรบกวน และการทดสอบในสนามเป็นการทดสอบด้วยคลื่น ซึ่งคลื่นสามารถเลือกเดินทางผ่านบริเวณดินที่คลื่นสามารถเคลื่อนที่ผ่านได้ง่ายกว่า หรือคือชั้นดินที่มีสลิปเฟสสูงกว่านั่นเอง

#### 4.4.2 อัตราส่วนการหน่วง

จากงานวิจัยนี้ค่าอัตราส่วนการหน่วงมาจากการจำลองด้วยวิธีทางอิลาสติก และวิธีทางพลาสติก และได้มีการเปรียบเทียบอัตราส่วนการหน่วงจากการทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรของ Supot et al., 2002 ดังแสดงในรูปที่ 4.44 จากรูปที่ 4.44 ได้มีผลการทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรจากดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งรายงานโดย Supot et al., 2002 ซึ่งที่ความเครียดเฉือนสูงสุด ความเครียดประมาณ 7% มีค่าอัตราส่วนการหน่วงประมาณ 25-30% และค่าที่รายงานโดย Vucetic & Dobry, 1991 เป็นค่าอัตราส่วนการหน่วงที่ขึ้นดัชนีพลาสติกของดิน ซึ่งดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีค่าดัชนีพลาสติกอยู่ระหว่าง 15-50 มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบของ Supot et al., 2002 ส่วนค่าอัตราส่วนการหน่วงจากงานวิจัยนี้มีค่าค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับค่าที่ได้จาก Supot et al., 2002 และ Vucetic & Dobry, 1991 ที่ความเครียดเฉือนขนาดต่ำ 0.01% มีค่าอัตราส่วนการหน่วงเกิดขึ้นประมาณ 5% ทั้งจากผลการทดสอบของ Supot et al., 2002 และ Vucetic & Dobry, 1991 แต่ค่าอัตราส่วนการหน่วงจากการคิดด้วยทฤษฎีพลาสติกของงานวิจัยนี้จะมีค่าเป็นศูนย์ที่ความเครียดเฉือนประมาณ 0.1% เนื่องจากที่ความเครียดเฉือนต่ำกว่านี้ดินมีลักษณะเป็นพฤติกรรมอิลาสติก





รูปที่ 4.44 การเปรียบเทียบอัตราส่วนการหน่วงจากงานวิจัยนี้กับงานวิจัยผู้อื่น

## บทที่ 5

### บทสรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

##### 5.1.1. ค่าความแข็งของดินที่ความเครียดระดับต่ำ

ในขั้นตอนการอัดตัวคาน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางสามารถหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรได้ที่ความเครียดต่ำสุดเท่ากับ 0.01% ซึ่งค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรขึ้นกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเริ่มต้น สามารถเขียนเป็นสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $K_{sec} = 570.05(p')^{0.90}$  คือ เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเริ่มต้นเพิ่มขึ้น ทำให้โมดูลัสเชิงปริมาตรมีค่าสูงขึ้นด้วย และสามารถเขียนสูตรเชิงประสบการณ์ในรูปของตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสเชิงปริมาตรที่หารด้วยฟังก์ชันอัตราส่วน  $\frac{K_{sec}}{F(e)} = 281.57(p')^{0.29}$  โดยที่ดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก มีค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรที่ความเครียด 0.01% เท่ากับ 8000 kPa และ 20000 kPa ตามลำดับ

ในขั้นตอนการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ค่ายังโมดูลัสสูงสุดที่ความเครียดระดับ 0.001% เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเพิ่มขึ้น จะทำให้ยังโมดูลัสสูงสุดมีค่ามากขึ้นด้วย ซึ่งสามารถสร้างเป็นสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $E_0 = 432.58(p')^{0.99}$  ซึ่งค่ายังโมดูลัสสูงสุดจะแปรผันตามหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยด้วยกำลัง 0.99 และเมื่อนำยังโมดูลัสสูงสุดมาเป็นตัวแปรไร้มิติที่หารโดยฟังก์ชันอัตราส่วนการหน่วง ค่ายังโมดูลัสสูงสุดก็มีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย สามารถเขียนเป็นสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $\frac{E_0}{F(e)} = 528.27(p')^{0.34}$  และจากการเปรียบเทียบค่ายังโมดูลัสสูงสุดด้วยวิธีการทดสอบต่างๆ พบว่า ค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากการทดสอบสามแกนจากงานวิจัยนี้กับผลการทดสอบจากเบนเดอร์อิลิเมนต์มีค่าใกล้เคียงกันทั้งชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง ส่วนการทดสอบจากสามแกนเมื่อเทียบกับการทดสอบในสนามด้วยวิธีดาวนโฮล พบว่าค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากสามแกนเป็น 38%-40% และ 21%-34% ของค่ายังโมดูลัสจากวิธีดาวนโฮล สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน และชั้นดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ

ผลการทดสอบเบนเดอร์อิลิเมนต์จากผลการทดสอบพบว่า ค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย สามารถเขียนเป็นสูตรเชิงประสบการณ์ได้  $G_0 = 700.49(p')^{0.77}$  ซึ่งใกล้เคียงกับงานวิจัยของ Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007 และเมื่อเปรียบเทียบค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากเบนเดอร์อิลิเมนต์กับการทดสอบดาวนโฮล พบว่าค่า

ยังโมดูลัสสูงสุดจากเบนเดอร์อิลิเมนต์เป็น 53%-68% ของค่ายังโมดูลัสจากวิธีดาวนโฮล สำหรับดินเหนียวอ่อน ส่วนดินเหนียวแข็งค่ายังโมดูลัสของเบนเดอร์อิลิเมนต์เป็น 46% ของค่ายังโมดูลัสจากวิธีดาวนโฮล ซึ่งในชั้นดินเหนียวแข็งค่ายังโมดูลัสสูงสุดจากการทดสอบเบนเดอร์อิลิเมนต์มีค่าต่ำกว่าทดสอบดาวนโฮลมาก เนื่องจากการเก็บตัวอย่างในชั้นดินเหนียวแข็งแบบไม่ถูกรบกวนทำได้ค่อนข้างยาก ดังนั้นตัวอย่างที่นำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการอาจเป็นตัวอย่างที่ถูกรบกวน

### 5.1.2. ความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด

จากงานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมของความเค้นและความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯ ภายใต้การทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทาง และเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ (CIUC) ซึ่งพบว่าดินเหนียวกรุงเทพฯ ทั้งอ่อนและแข็ง มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นใกล้เคียงกันโดยมีค่า  $E_{u,sec} / E_{u,0.001\%}$  เท่ากับ 90%, 50% และ 10% ที่ความเครียดเท่ากับ 0.01%, 0.1% และ 1% ตามลำดับ และจากความไม่เชิงเส้นของการลดลงของยังโมดูลัสของดินเหนียวกรุงเทพฯ ความเครียดที่เกิดขึ้นสำหรับงานชุด ซึ่งแนะนำโดย Mair, 1993 คือ 0.01%-0.1% งานวิจัยนี้แนะนำค่ายังโมดูลัสที่เป็นตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $E_u/S_u$ ) ที่ความเครียดที่เกิดขึ้นกับงานชุดดังกล่าวเท่ากับ 400-700 และ 300-500 สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ ซึ่งตรงกับงานวิจัยของ Teparaksa et al., 1999 ที่เสนอค่า  $E_u/S_u$  สำหรับการวิเคราะห์งานชุดเท่ากับ 500 และ 2000 สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งตามลำดับ ซึ่งดินเหนียวอ่อนมีค่าใกล้เคียงกัน และงานวิจัยนี้ได้แนะนำค่ายังโมดูลัสที่เป็นตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม ( $E_u/p_0'$ ) เท่ากับ 200-300 ทั้งดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง

### 5.1.3. แบบจำลอง

จากงานวิจัยนี้ได้สร้างแบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดด้วย 2 วิธี คือแบบจำลองอิลาสติกไม่เชิงเส้น และแบบจำลองอิลาสโตพลาสติก ซึ่งการจำลองความเค้นและความเครียดด้วยวิธีอิลาสติกไม่เชิงเส้น พบว่าแบบจำลองที่เหมาะสมที่ใช้ในวิเคราะห์ความเค้นและความเครียดที่ความเครียดระดับต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ คือ แบบจำลองเลขชี้กำลังเท่ากับ 3 ( $n=3$ ) และแบบจำลองสมการ Ramberg-Osgood ซึ่งมีค่า  $\alpha=20$   $r=3.7$  สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และ  $\alpha=15$   $r=2.5$

แบบจำลองประเภทอิลาสโตพลาสติก แบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ คือ แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ โดยที่  $m=0.722$  ซึ่งพิจารณาการลดลงของยังโมดูลัสต่อ

ความเครียด และวิธีความเค้น ส่วนแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์และซอฟต์แวร์ชอยล์ที่ความเครียดระดับต่ำค่ายังโมดูลัสที่ได้มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบ แต่สามารถปรับแก้ค่า  $K$  ได้ เพื่อให้ค่ายังโมดูลัสสูงขึ้น โดยปรับ  $K$  ให้ลดลง ถึงจะมีการปรับแก้ค่าต่างๆ ในแบบจำลอง อย่างไรก็ตามก็ยังให้การทำนายวิธีความเค้นไม่ดี ส่วนแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ที่ความเครียดระดับต่ำให้ค่ายังโมดูลัสต่ำกว่าจากการทดสอบสามแกน เนื่องจากค่ายังโมดูลัสที่ใส่ในโปรแกรมเป็นยังโมดูลัสที่ 50% ของกำลังรับแรงสูงสุด และให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่สูงกว่าผลการทดสอบมาก ดังนั้นไม่ควรใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมป์ ในการวิเคราะห์ปัญหาต่างๆ ในสภาพไม่ระบายน้ำด้วยพารามิเตอร์ประสิทธิผล

#### 5.1.4. อัตราส่วนการหน่วง

งานวิจัยนี้ได้ทำการคำนวณอัตราส่วนการหน่วง 2 วิธี คือ อีลาสติกไม่เชิงเส้น และ อีลาสโตพลาสติก โดยใช้พารามิเตอร์จากการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดหลักโดยอีลาสติกไม่เชิงเส้นใช้กฎของเมสซิงในการหาอัตราส่วนการหน่วง และแบบจำลองประเภทอีลาสโตพลาสติกได้ใช้การจำลองการทดสอบแบบวัฏจักรที่ระดับความเครียด 0.001%, 0.01%, 0.1%, 1% และ 5% จากผลการวิเคราะห์พบว่า ทั้งจากการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี ให้ค่าอัตราส่วนการหน่วงที่สูงกว่าจากการทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร โดยเฉพาะความเครียดที่สูงขึ้น ดังนั้นการหาอัตราส่วนการหน่วงด้วยการวิเคราะห์ทางทฤษฎีทำได้ไม่ดีเท่ากับสูตรเชิงประสบการณ์

#### 5.2 ปัญหาและข้อจำกัดของงานวิจัย

ในการหาพารามิเตอร์ต่างๆมาใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นและความเครียดจากการวิเคราะห์แบบอีลาสโตพลาสติก ซึ่งพารามิเตอร์ต่างๆ ไม่สามารถหาจากงานวิจัยนี้ได้ทั้งหมด ทำให้ผลไม่ได้สะท้อนคุณสมบัติที่แท้จริงของดินที่มาทดสอบ เครื่องมืออุปกรณ์ไฟฟ้าบางชนิดถูกรบกวนด้วยคลื่นสัญญาณไฟฟ้าได้ง่าย

#### 5.3 ข้อเสนอแนะ

ควรทำการศึกษาข้อมูลเพิ่มเติมในชั้นดินเหนียวแข็ง เนื่องจากงานวิจัยนี้ทำการทดสอบตัวอย่างดินในชั้นดินเหนียวแข็งยังน้อยอยู่ และงานวิจัยนี้ทำการทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งควรมีการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K_0$  consolidated) และในขั้นตอนการเงื่อนไขตัวอย่างควรมีแบบระบายน้ำ

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

กฎกระทรวงมหาดไทย. กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. 2550 เล่ม 124 ตอนที่ 86 ก : 17-25

กฤษฎา กมลเกรียงไกร. พฤติกรรมความเครียดระดับต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยใช้เบนเดอร์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2548.

เป็นหนึ่งในงานวิจัย. ภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ในประเทศไทย. โยธาสาร. ตุลาคม-ธันวาคม 2542 : 19-24

พิพัฒน์ ทองฉิม. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์ระหว่างพลาสติกซีดีและทฤษฎีสถานะวิกฤต. 1,000. 1. บริษัทแอคทีฟ ฟริน จำกัด : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2553.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์ระหว่างพลาสติกซีดีพื้นฐาน. 1,000. 1. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

สุพจน์ เตชวรสินสกุล. พฤติกรรมของดินทางพลศาสตร์. 500. 1. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549

### ภาษาอังกฤษ

Alitking Anongphouth. Effect of stress-induced anisotropy on elastic shear modulus of sands using bender elements. Master's Thesis, Department of Civil Engineering Faculty of Engineering Chulalongkorn University, 2006.

Brignoli, E.G.M., Gotti, M., and Stokoe, K.H. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. American society for testing and materials. (1996): 384-397.

- Burland, J. B. & Symes, M. Simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. Geotechnique 32 (1982): 62-65.
- Burland J.B., "Small is beautiful"-the stiffness of soils at small strains. Can. Geotech. J. 26 (1989): 499-516.
- Chai J.C., Miura N., Bergado D.T. and Long P.V. Finite element analysis of embankment failure onj soft subsoil. Geotechnical engineering, SEAGS 28 2 (1991): 249-276.
- Chee-Ming Chan. Bender element test in soil specimens identifying the shear wave arrival time. EJGE 15 (2010): 1263-1276.
- Cuccovillo T. and Coop M.R. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. Geotechnique 47 1 (1997): 167-171.
- Dowrick D.J. Earthquake risk reduction. John Wiley & Sons Ltd.: John Wiley & Sons Ltd, 2003
- Duncan M. and Chang Chin-Yung. Nonlinear analysis and strain in soils. Journal of the soil mechanics and foundations division. Proceedings of the American society of civil engineers (September 1970): 1629-1653.
- Hird, C. C. and young. P. C. Y. The use of proximity transducers for local strain measurements in triaxial tests. American society for testing and materials (1989): 292-296.
- Ismail M. A. and Rammah K. I. Shear-plate transducers as a possible alternative to bender elements for measuring Gmax. Geotechnique 55 (2005): 403-407.
- Jardine R. J., Symes M. J. and Burland J. B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique 34 (1984): 323-340.
- Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B. and Burland J.R. Studies of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. Geotechnique 36 3 (1986): 377-396.
- Jovicic V. and Coop M.R. The Measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the Triaxial Apparatus. The American society for testing and materials (1998): 3-10.

- Kokushu Taken. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering 20, 2. (June 1980): 45-60.
- Kramer, S. L. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey. 1996.
- Likitlersuang S. and Kyaw K. A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil. Obras y Proyectos7. (2010): 27-33.
- Mair R.J. Unwin memorial lecture 1992 developments in geotechnical engineering research : application to tunnels and deep excavations. Proc. Instn. (February 1993): 27-41.
- Mladen Vucetic and Ricardo Dobry. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering (January 1991): 89-107.
- Piezo. การทดลองจรรถับสัญญาณ (ขั้วเค็ทซ์) การทดลองจรรถส่งสัญญาณ (ขั้วววาย). [ออนไลน์]. แหล่งที่มา: <http://www.piezo.com/tech2intropiezotrans.html>. [2008, 12/Jan]
- Seng, S. Application of multichannel analysis of surface wave to shallow site investigation for subsoil in thailand. Master's Thesis, Department of Civil Engineering Faculty of Engineering Chulalongkorn University, 2008.
- Shibuya S., Tamrakar S.B. and Theramast N. Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok clay. Journal of the southeast asian geotechnical society (December 2001): 139-151.
- Teachavorasinskun S., Thongchim P. and Lukkunaprasit P. Shear modulus and damping of soft Bangkok clays. Can. Geotech. J. (2002): 1201-1208.
- Teachavorasinskun S. and Amornwithayalax T. Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression. Geotechnique 52. 7 (2002): 537-540
- Teachavorasinskun S. and Lukkunaprasit P. A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays. Geotechnique 54 5 (2004): 323-326.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley & Sons, 1967

ubc.ca. เครื่องมือเอชแบนด์คอลัมน์. [ออนไลน์]. 2008. แหล่งที่มา:<http://www.civil.ubc.ca/research/geotech/gradlab/rescol.html>. [2008, February 6]

Viggiani, G. & Atkinson, J. H. Interpretation of bender element tests. Geotechnique 45 1 (1995): 149-154.

Viggiani G. and Atkinson J.H. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. Geotechnique 45 2 (1995): 249-265.

Wanchai Teeparaksa., Narong Thasnanipan and Pornpot Tanseng. Analysis of lateral wall movement for deep braced excavation in Bangkok subsoils. Civil and environmental engineering conference (November 1999): 67-76.

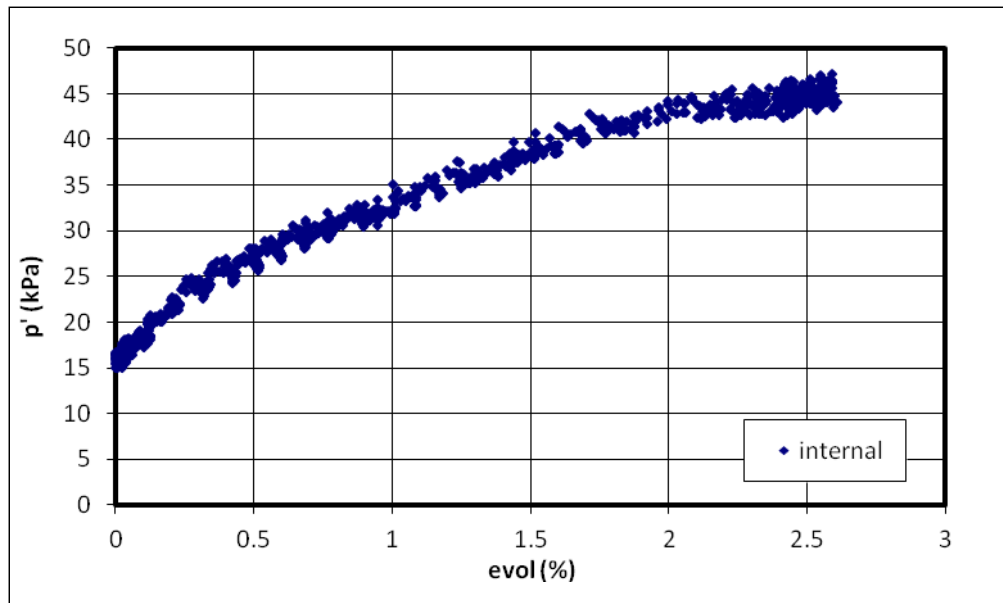


ภาคผนวก

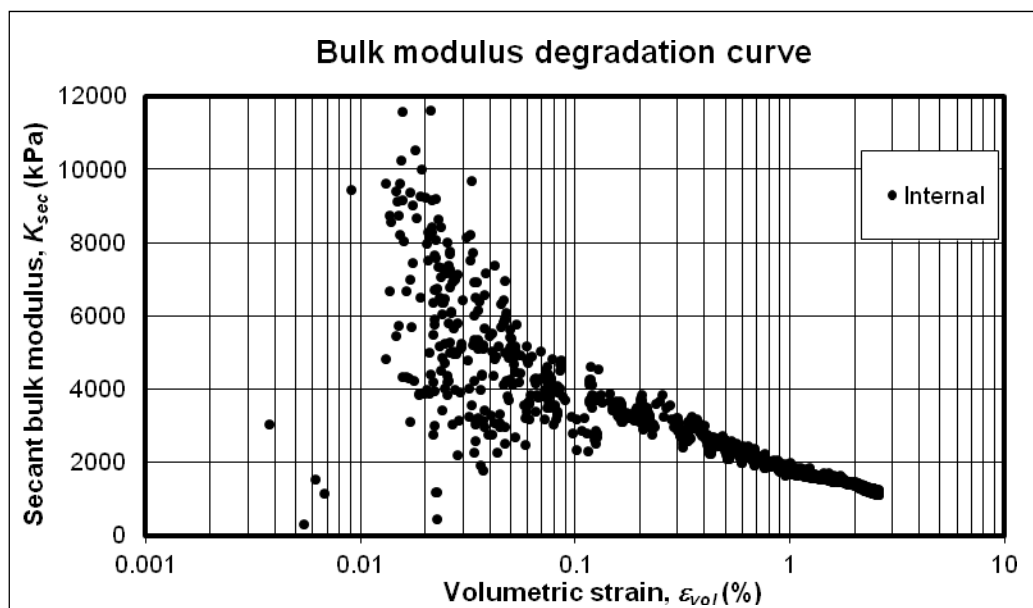
ภาคผนวก ก  
ผลการทดสอบสามแกน

การทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง

ตัวอย่าง CU-7

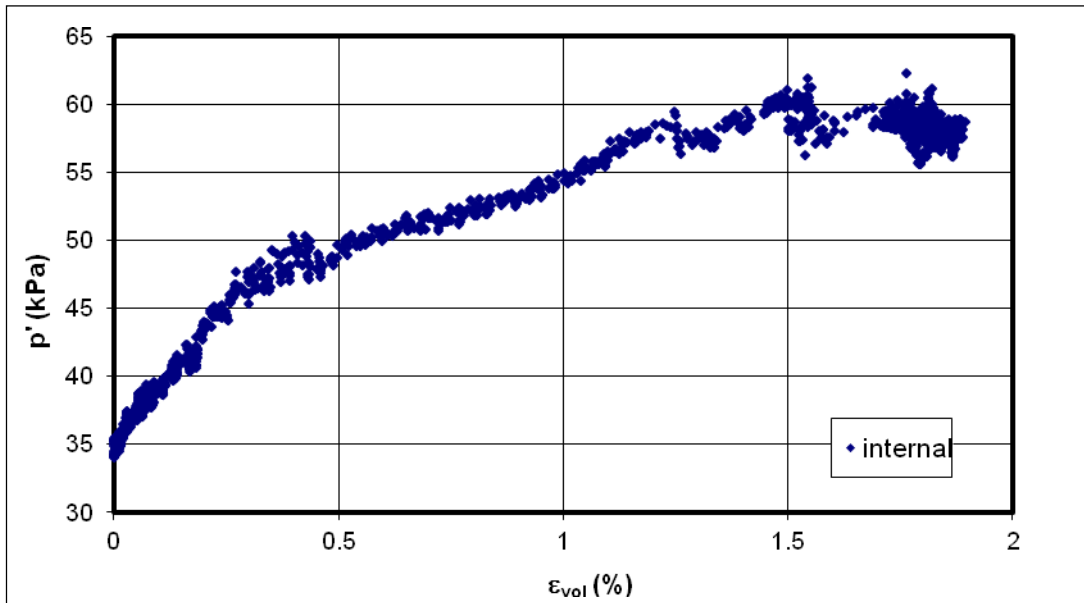


ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-7

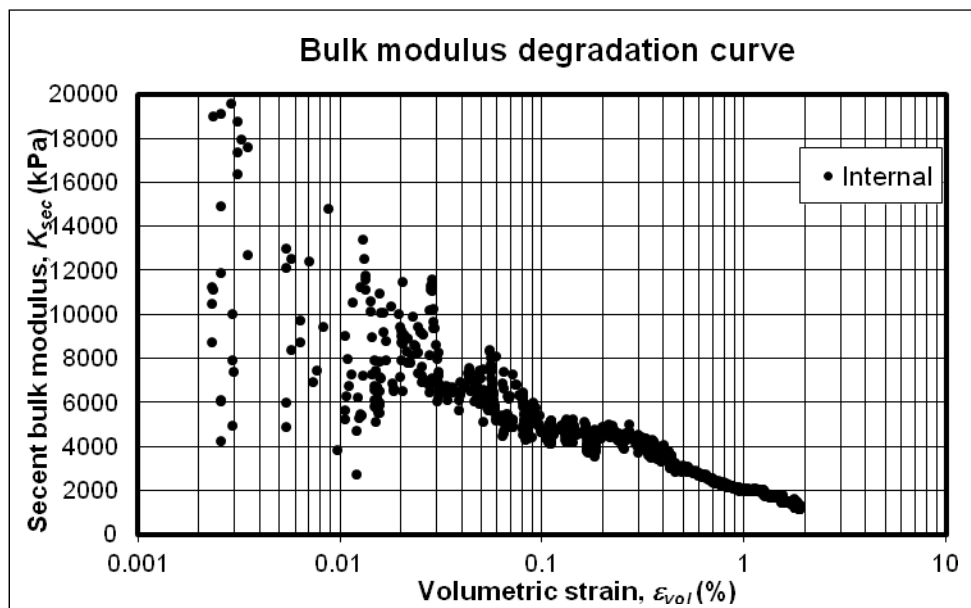


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-7

CU-8

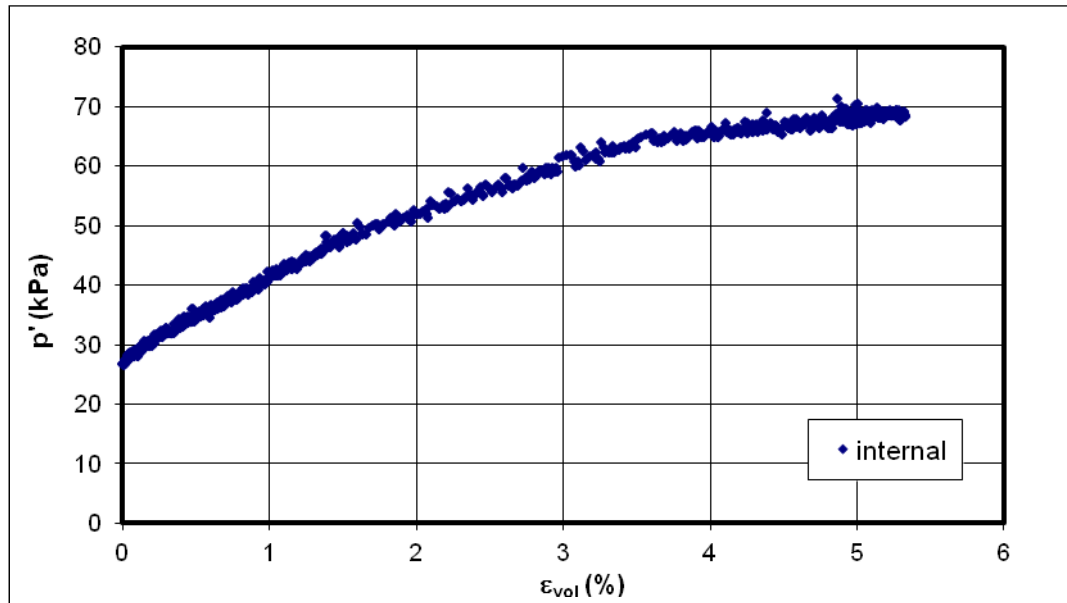


ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-8

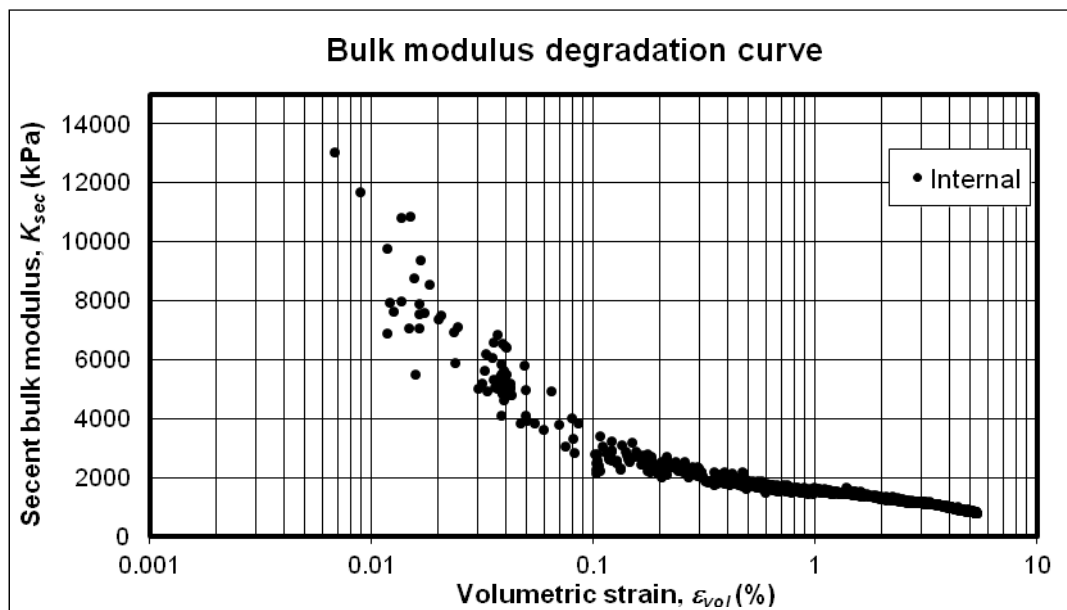


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-8

CU-9

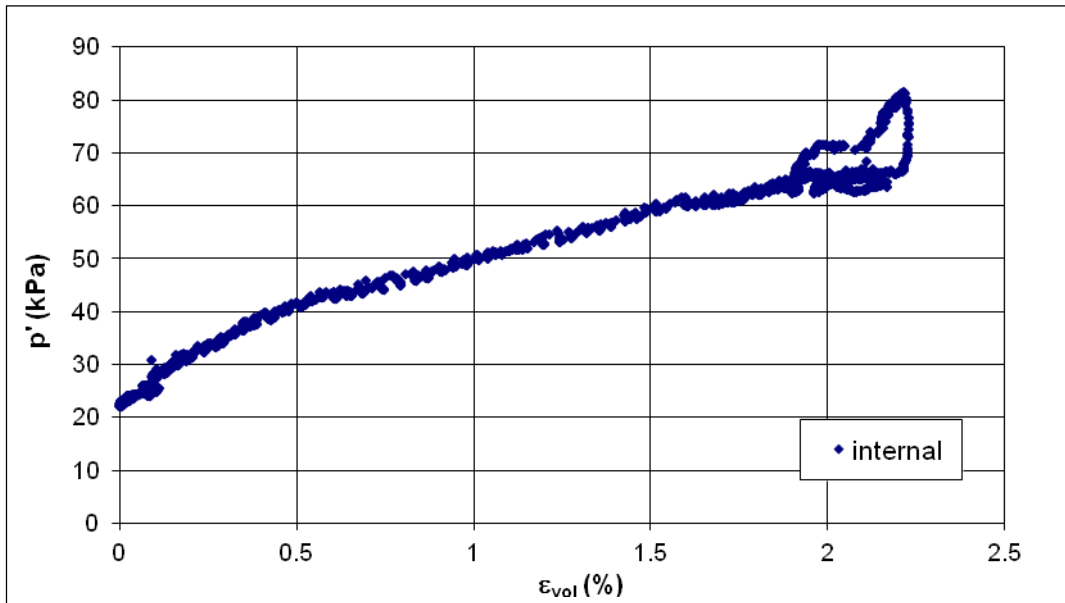


ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-9

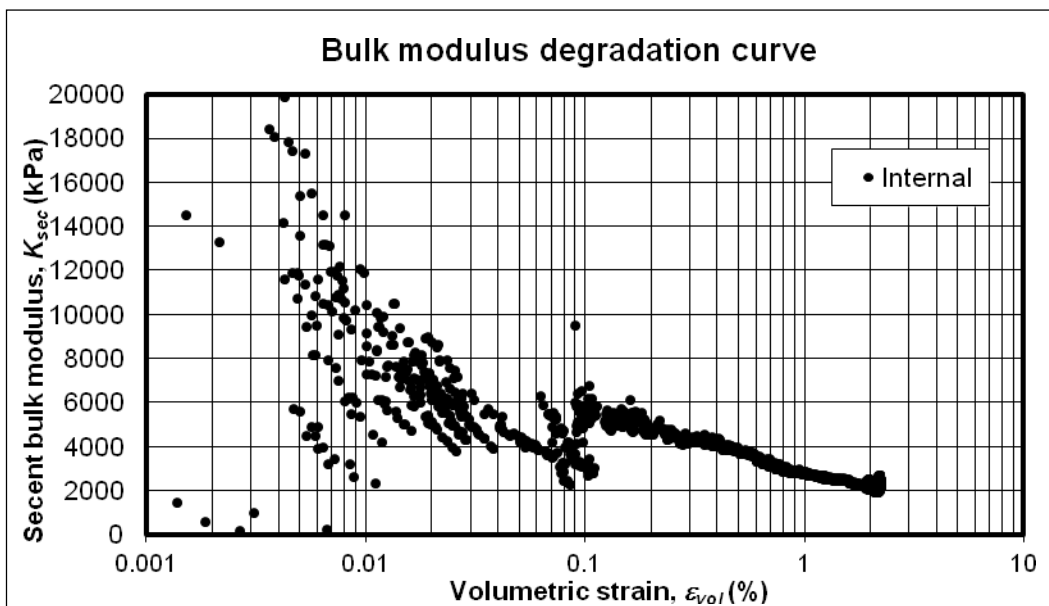


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-9

CU-10

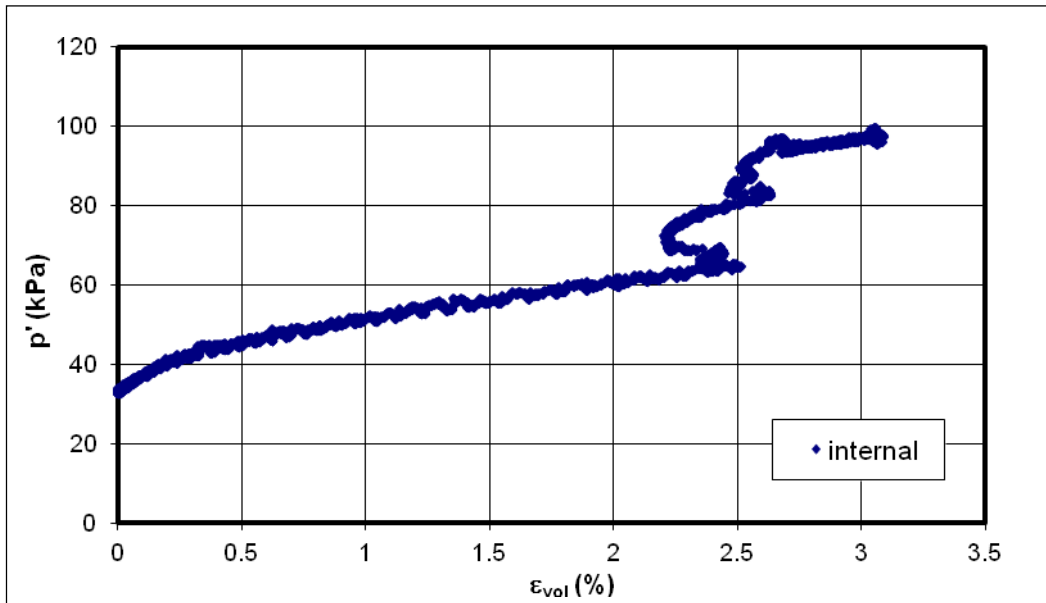


ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-10

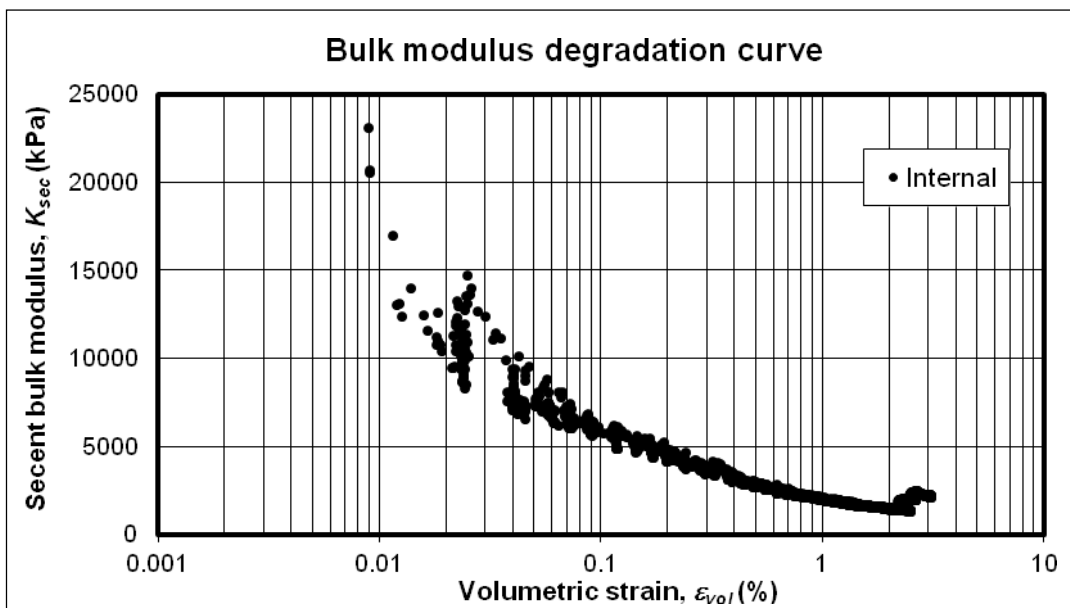


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-10

CU-12

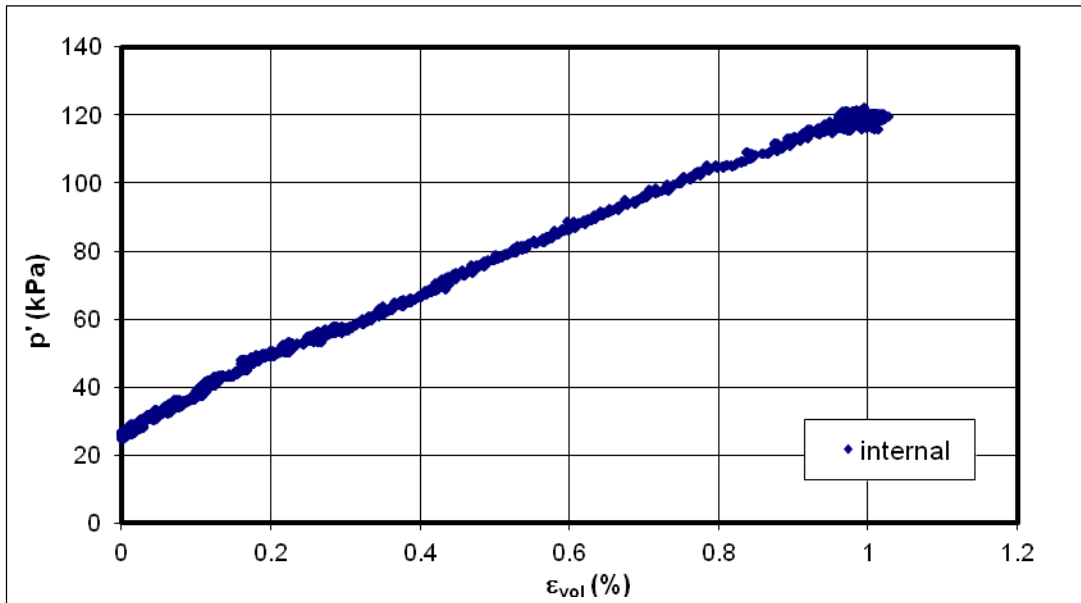


ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-12

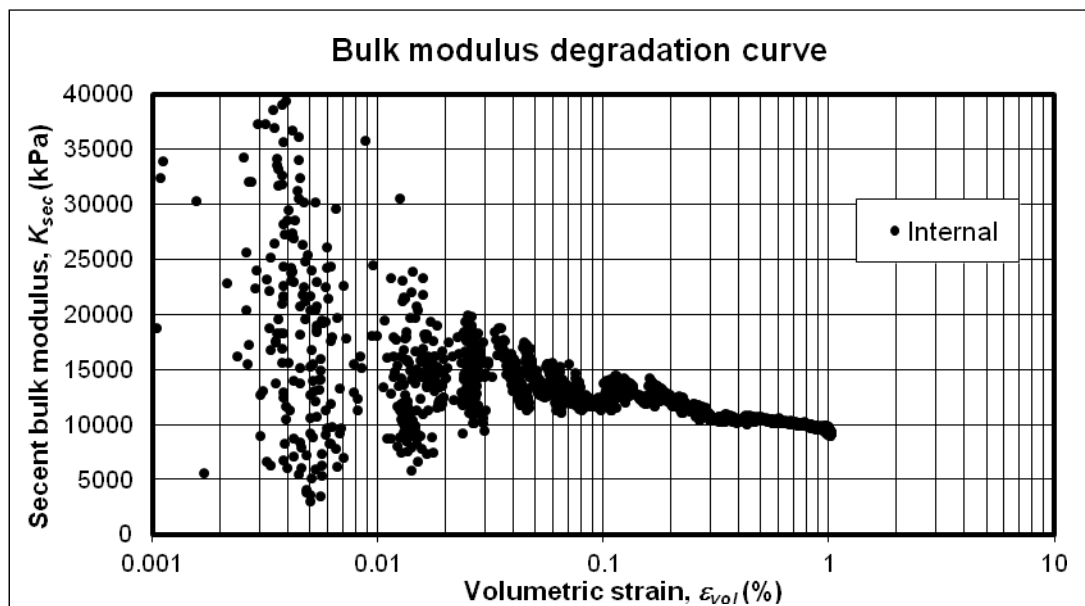


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-12

CU-14



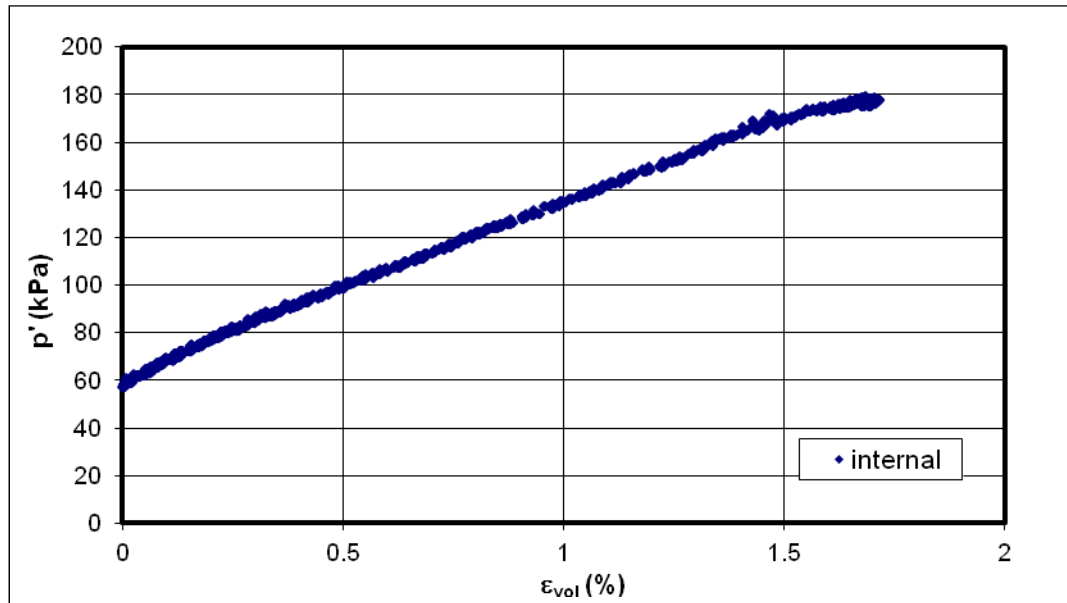
ความเค้นประสิทธิผลเพิ่มขึ้นกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-14



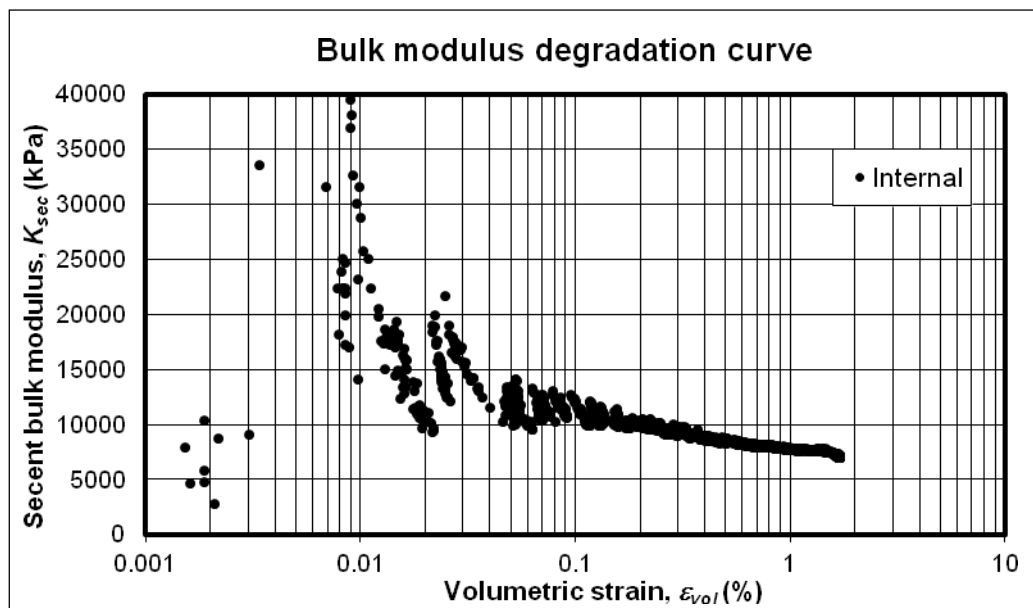
การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-14



CU-16

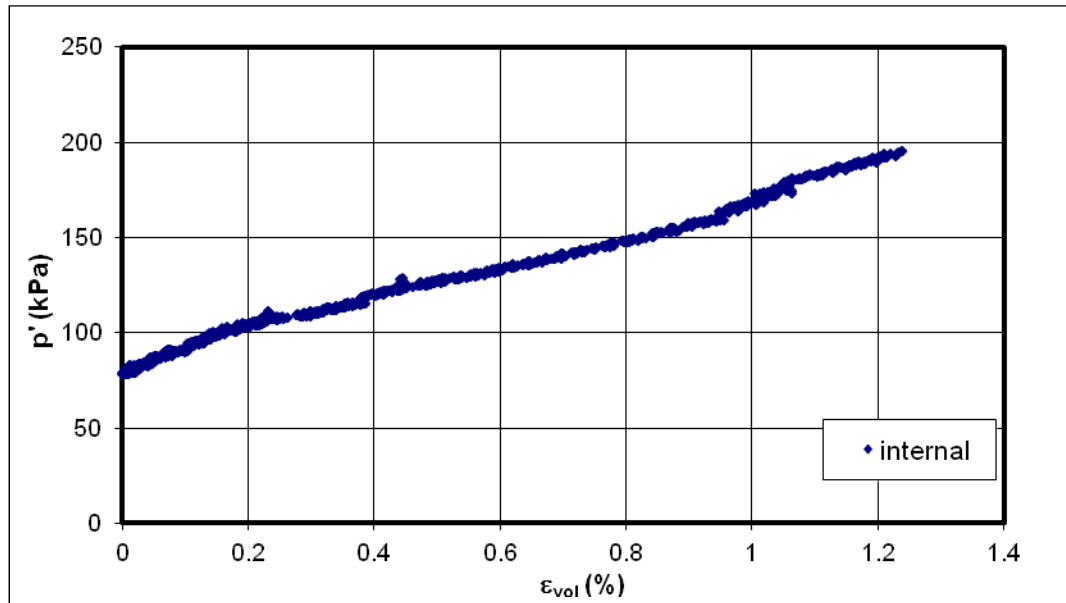


ความเค้นประสิทธิผลเพิ่มขึ้นกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-16

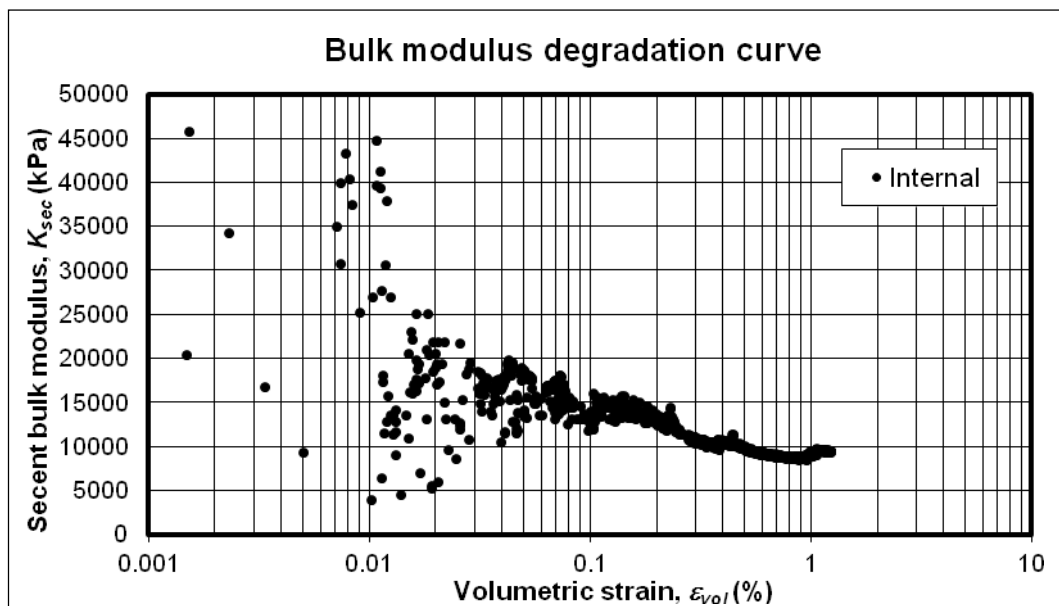


การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-16

CU-18



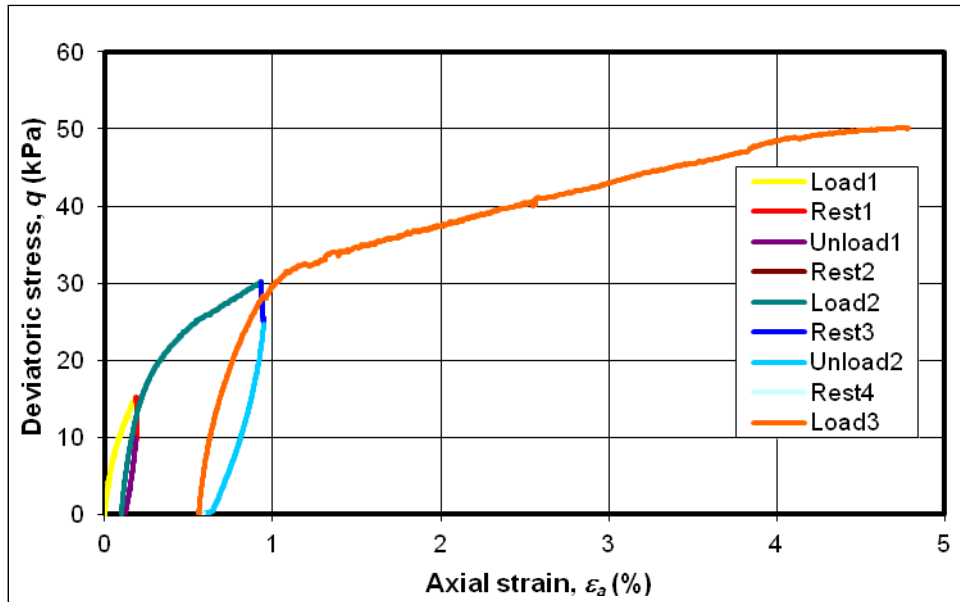
ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-18



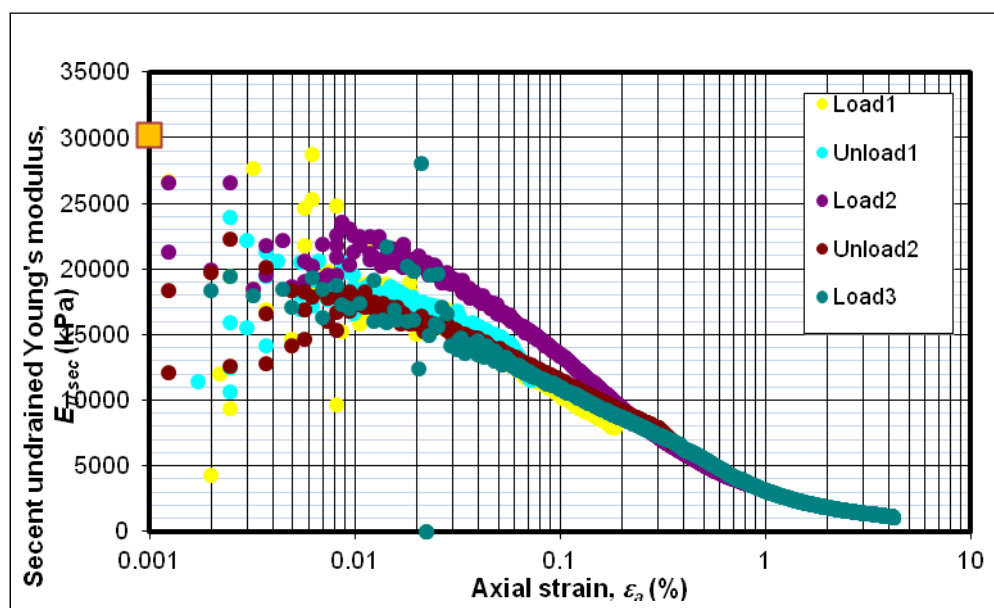
การลดลงของโมดูลัสเชิงปริมาตรของตัวอย่าง CU-18

การเจือปนตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ

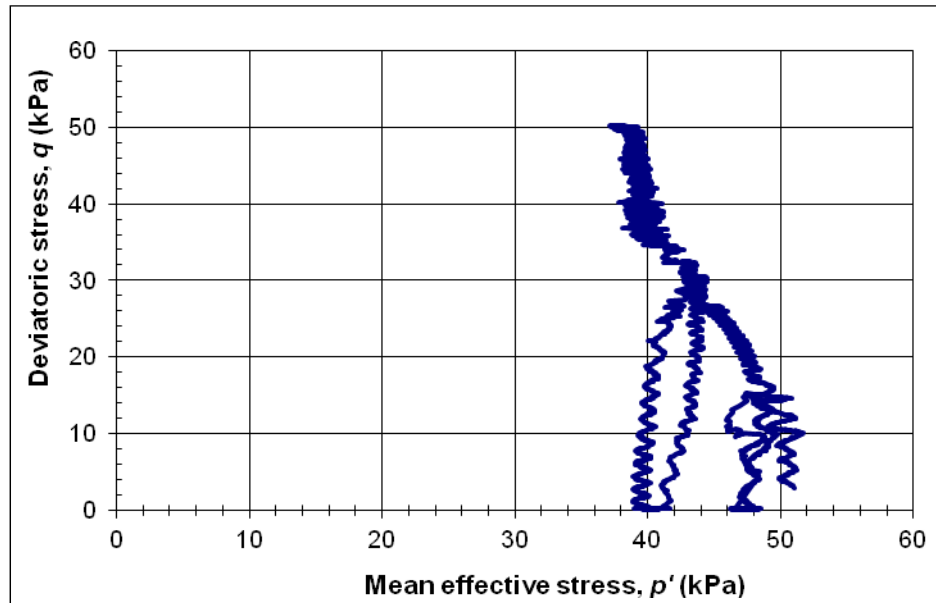
CU-7



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-7

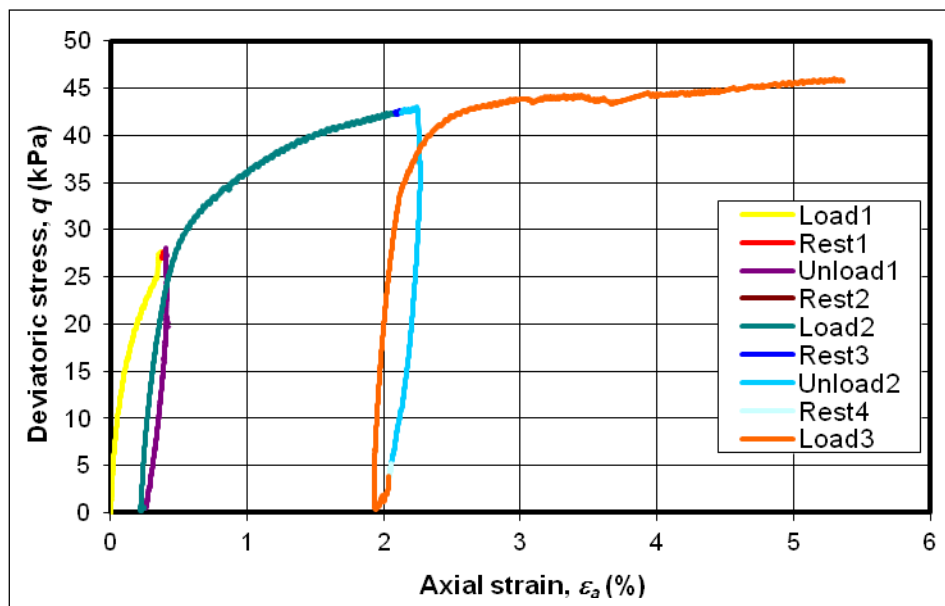


การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-7

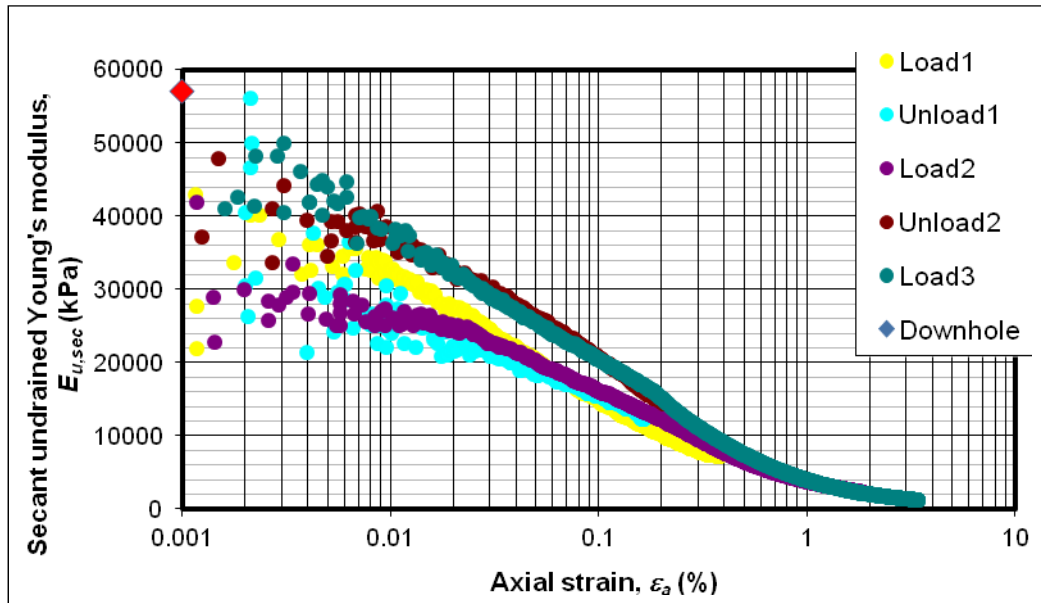


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-7

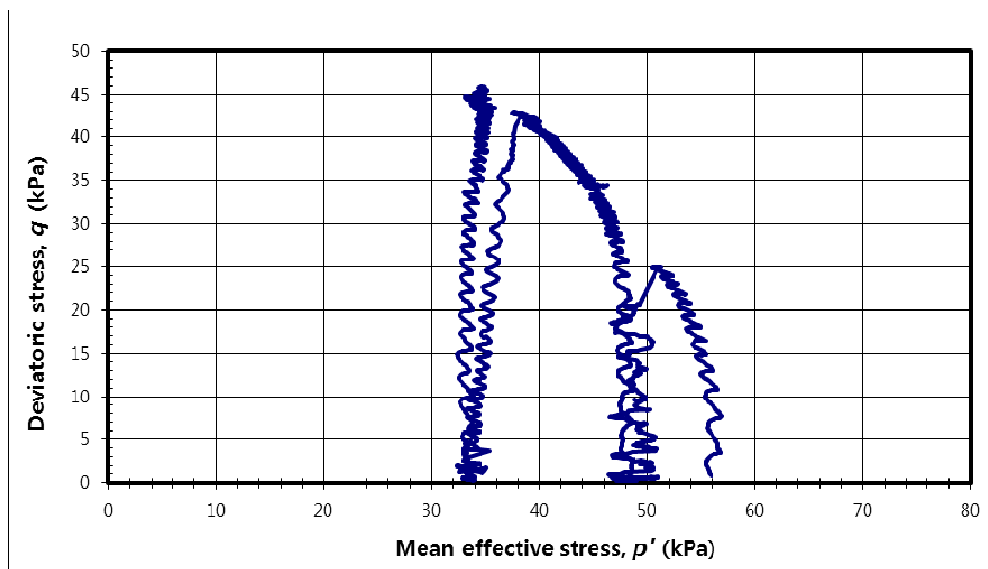
CU-8



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-8

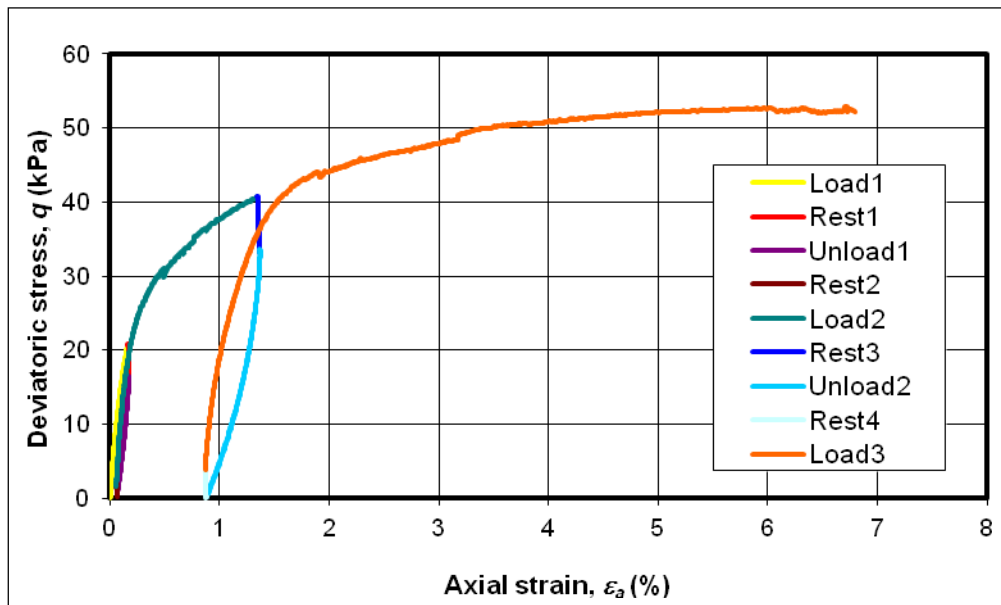


การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-8

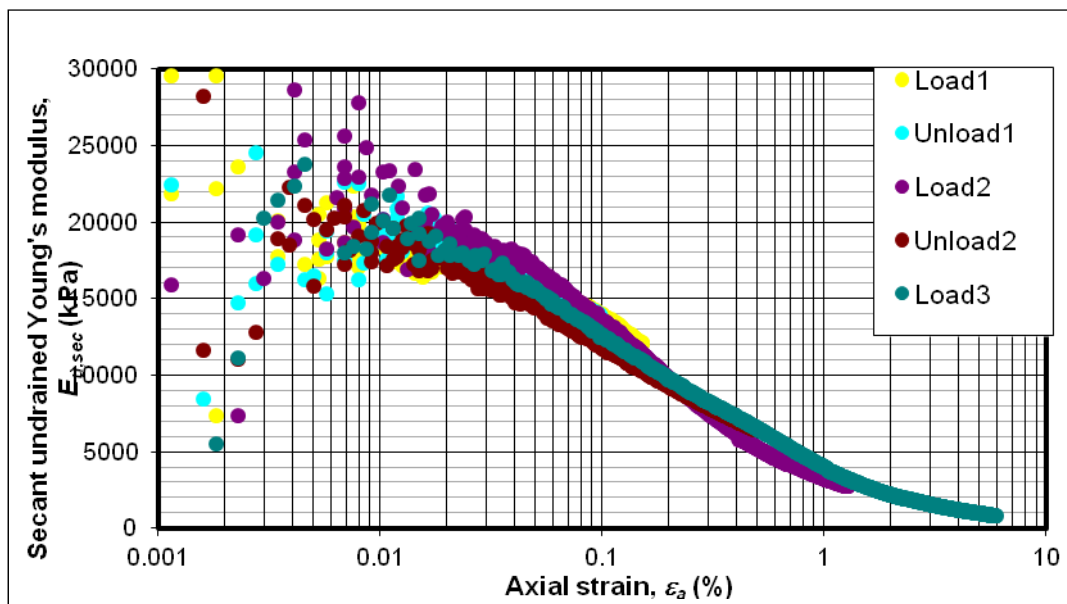


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-8

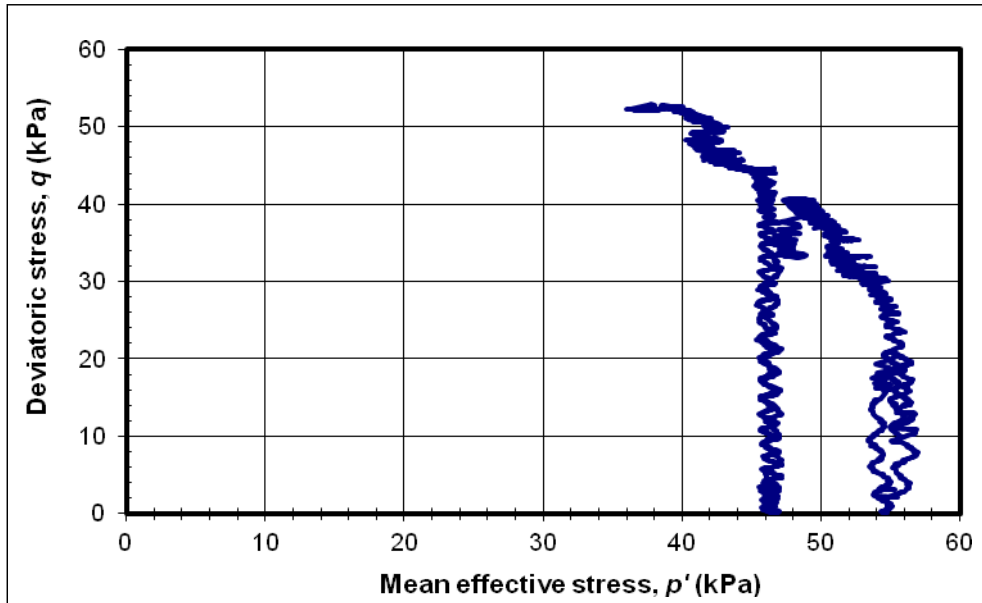
CU-9



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9

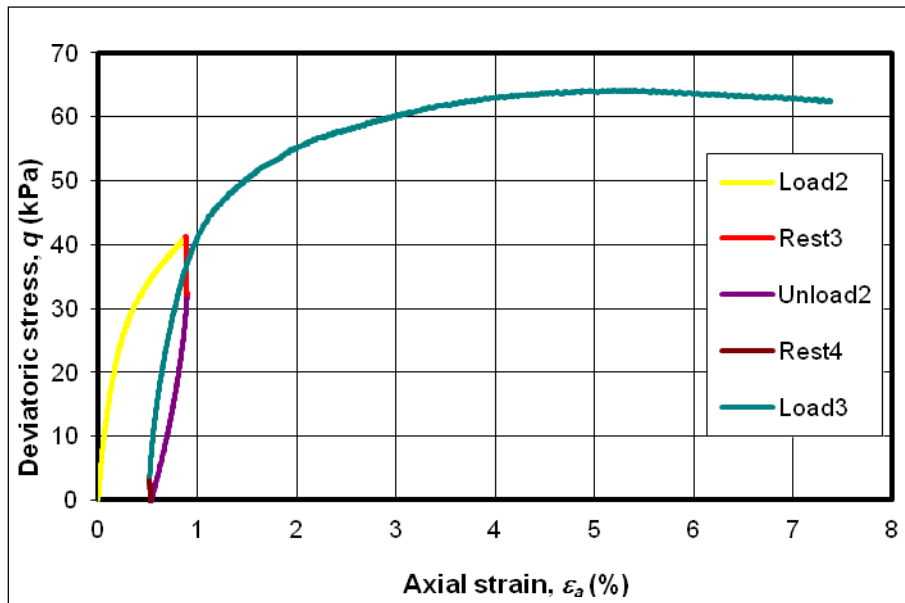


การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-9

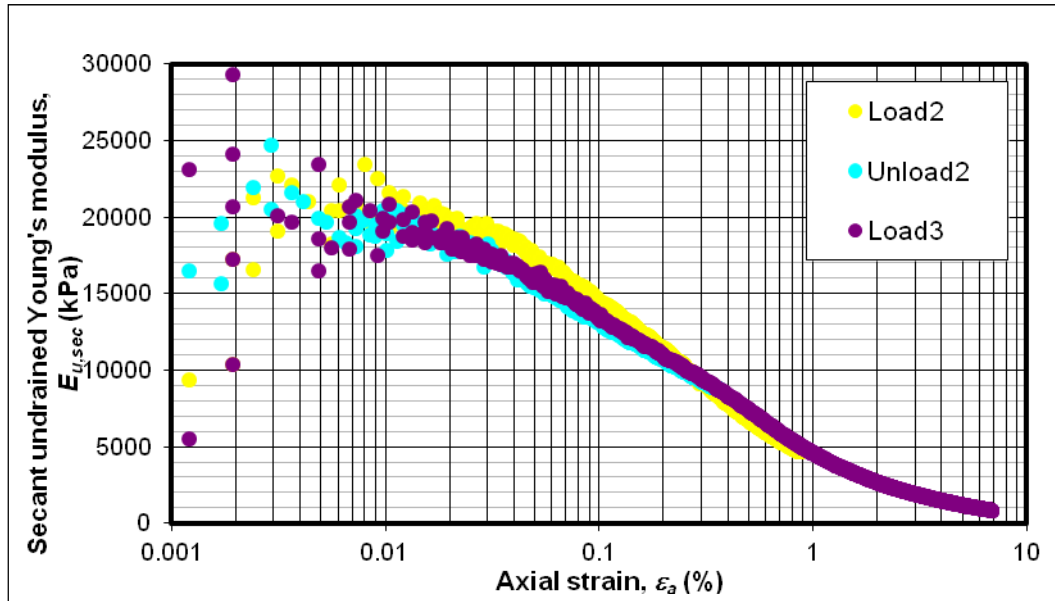


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-9

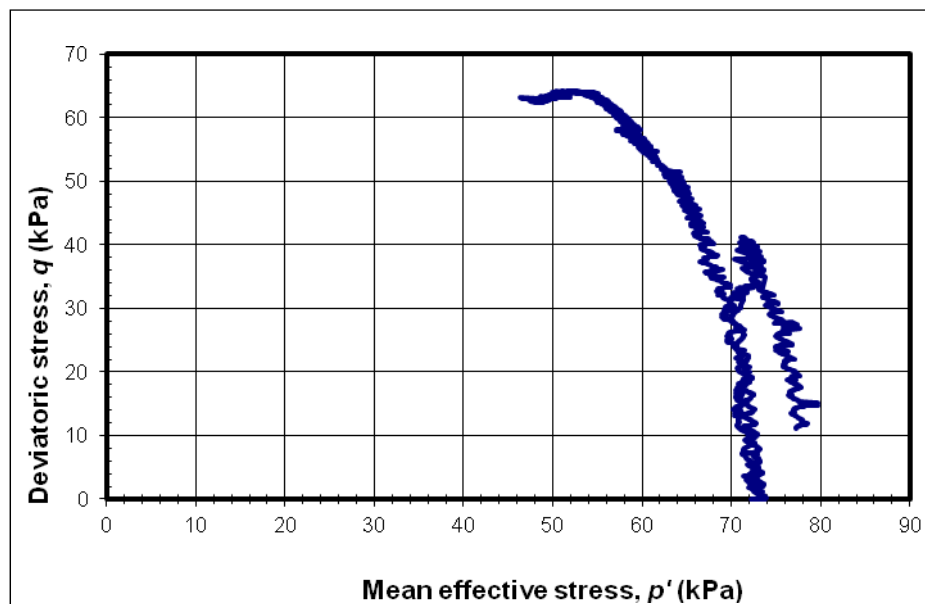
CU-10



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-10



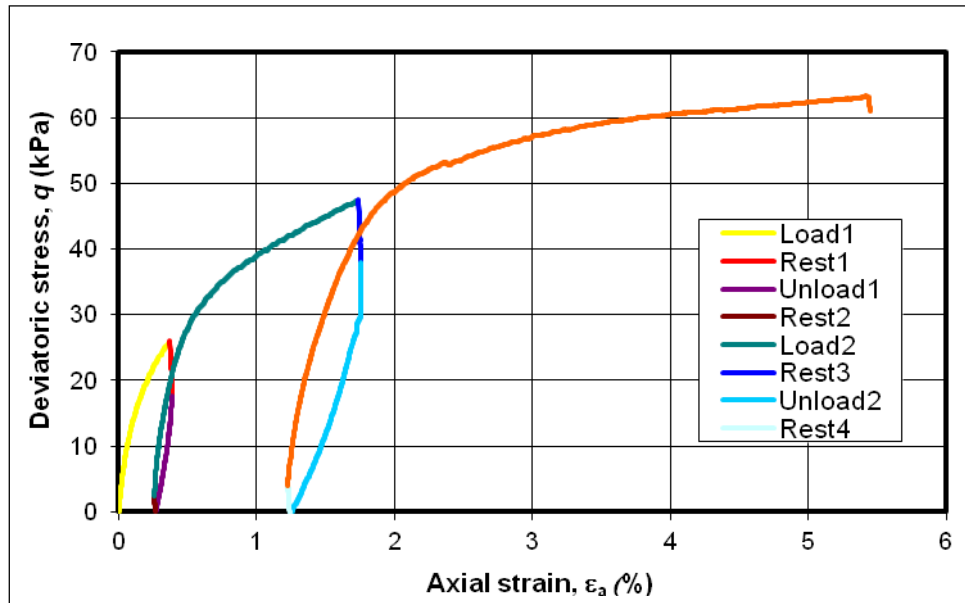
การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-10



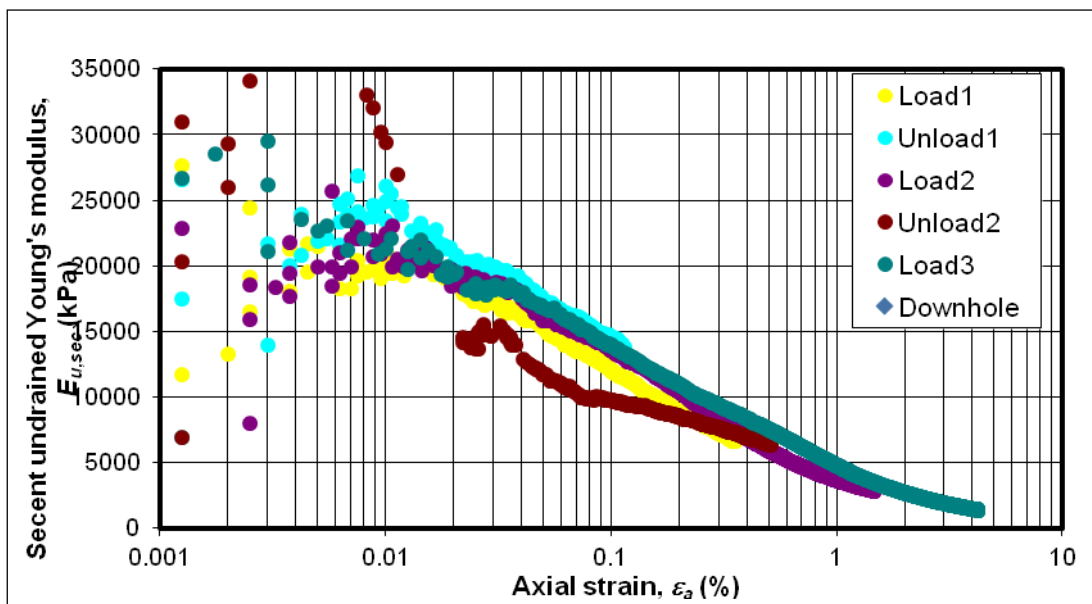
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-10



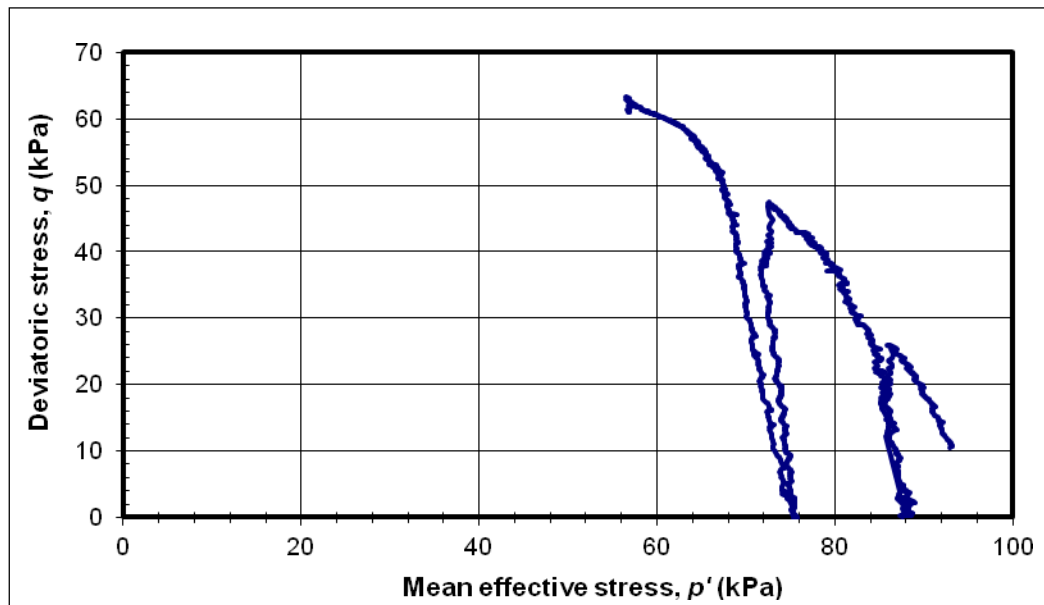
CU-12



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-12

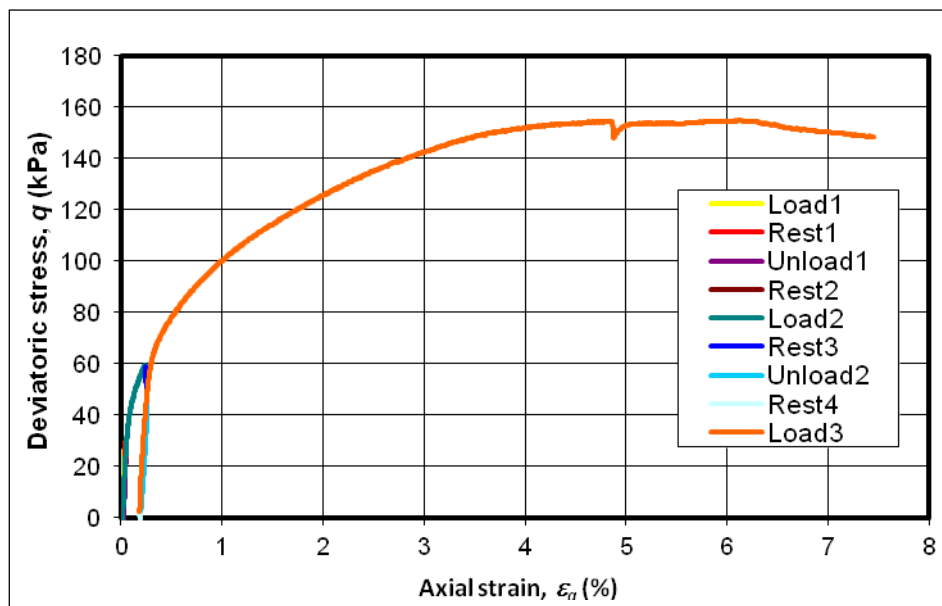


การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-12

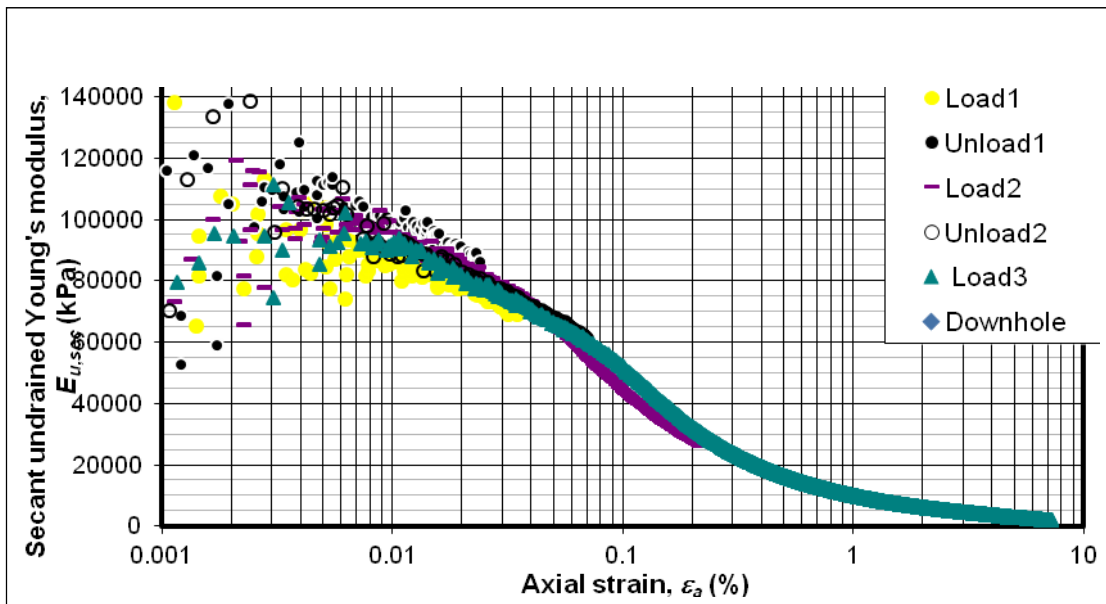


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-12

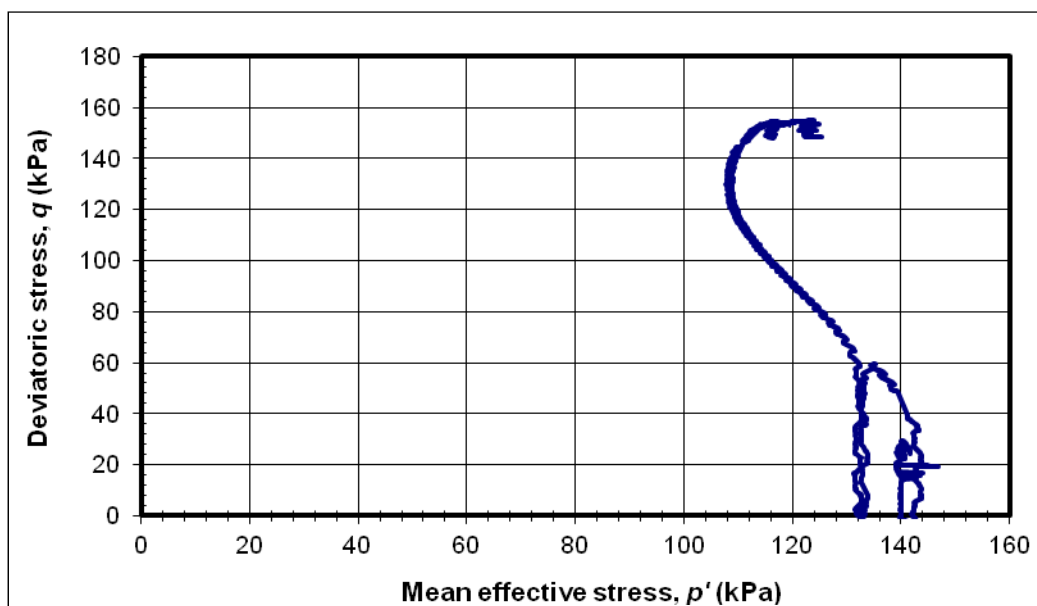
CU-14



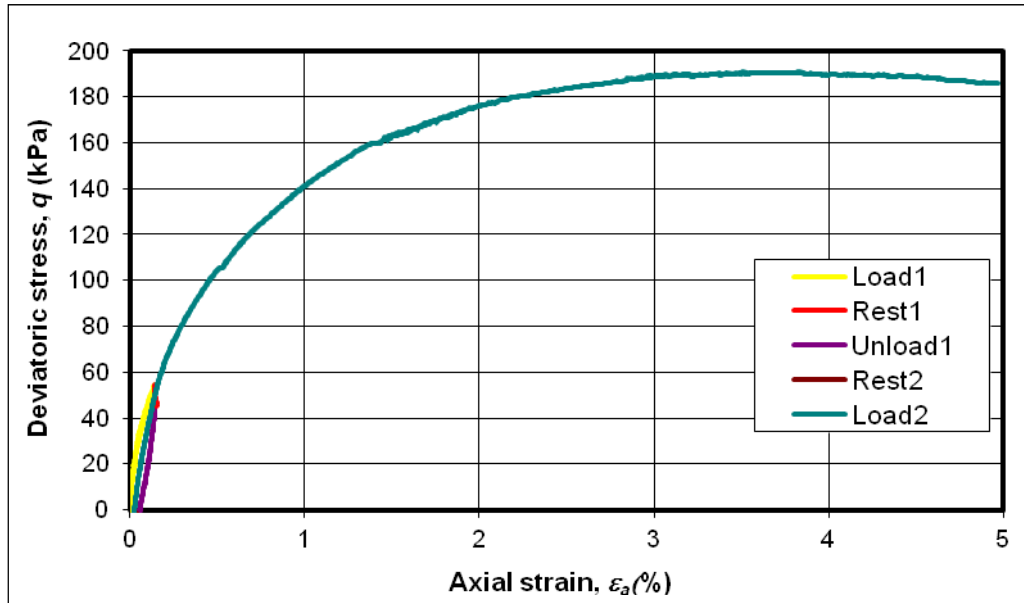
ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-14



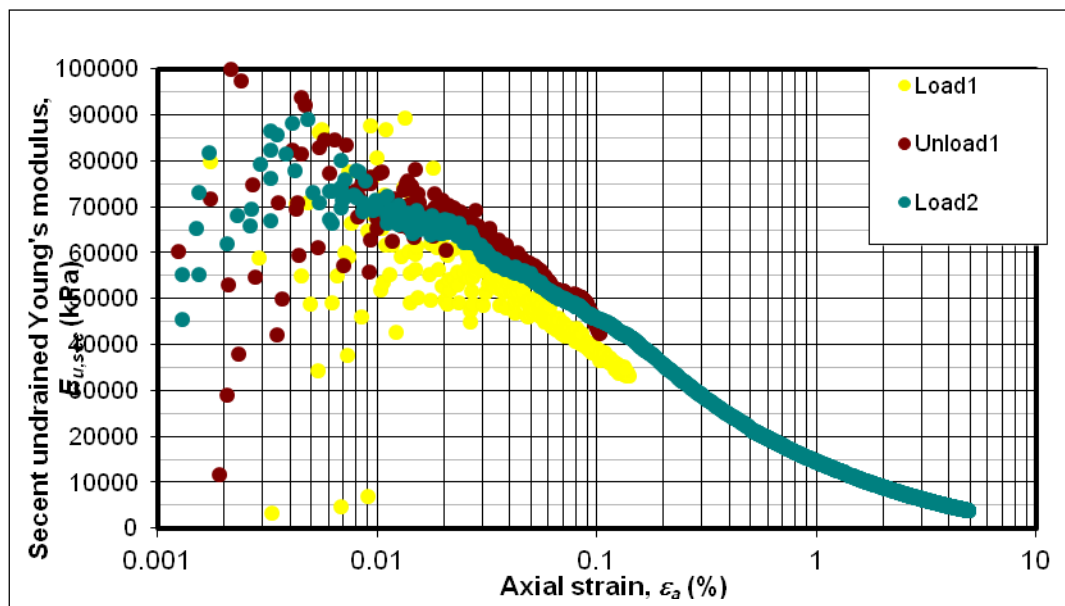
การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-14



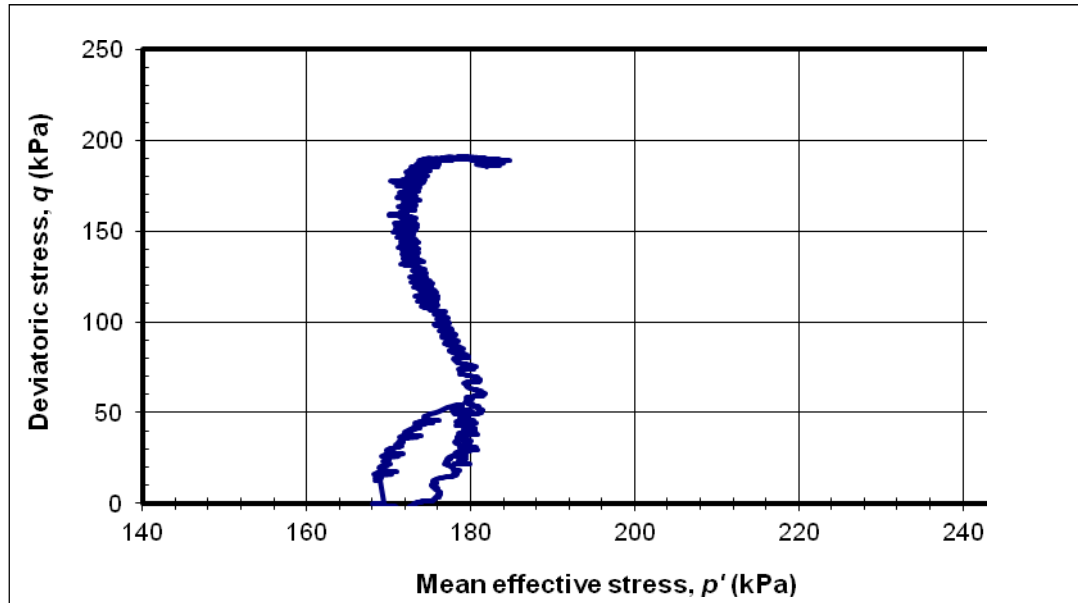
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-14CU-16



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-16

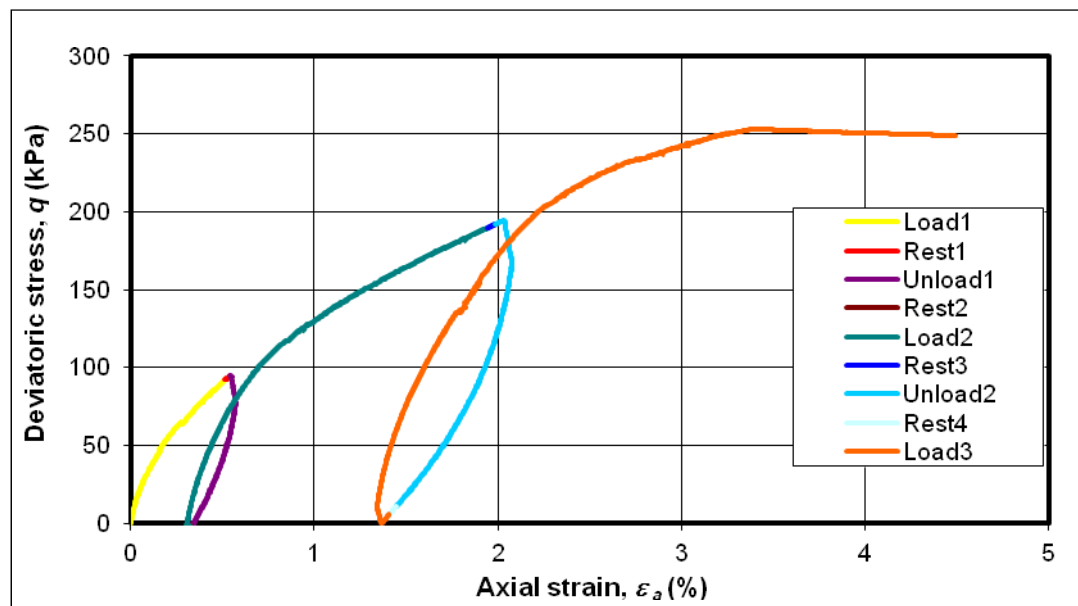


การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-16

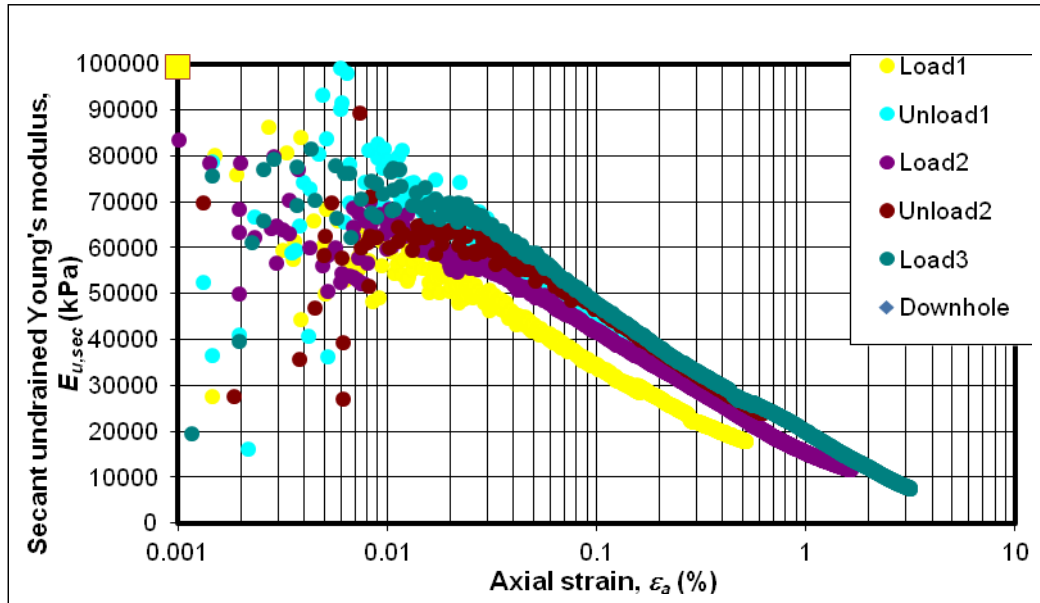


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-16

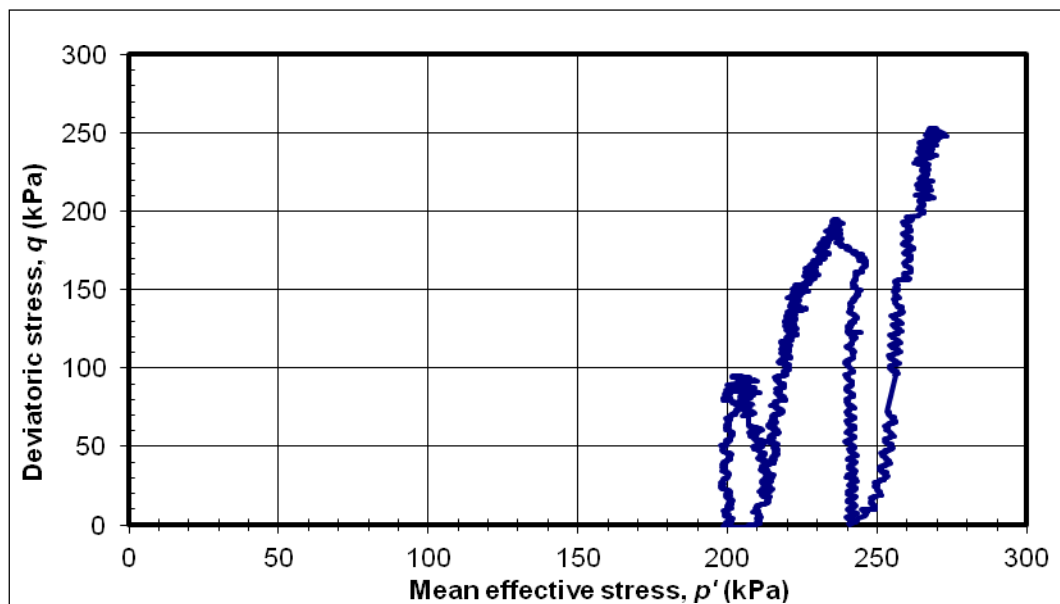
CU-18



ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-18



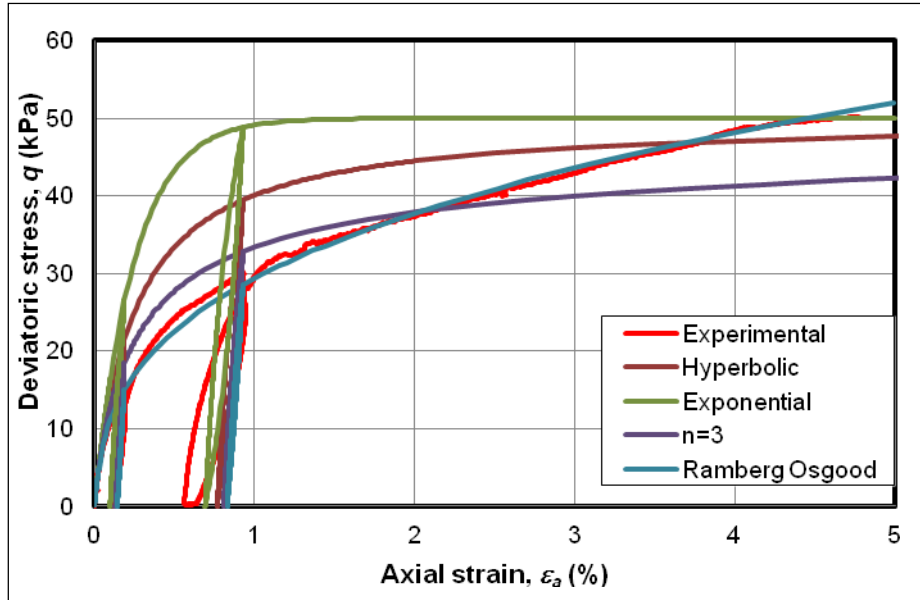
การลดลงของยังโมดูลัสกับความเครียดแนวแกนของตัวอย่าง CU-18



วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-18

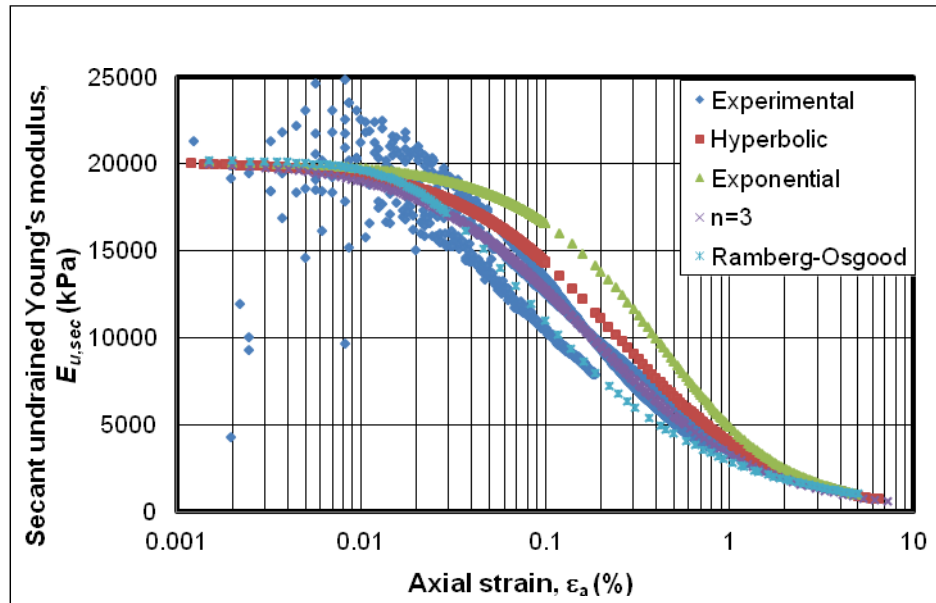
ภาคผนวก ข  
ผลการสร้างแบบจำลอง

การสร้างแบบจำลองด้วยทฤษฎีพลาสติกไม่เชิงเส้น

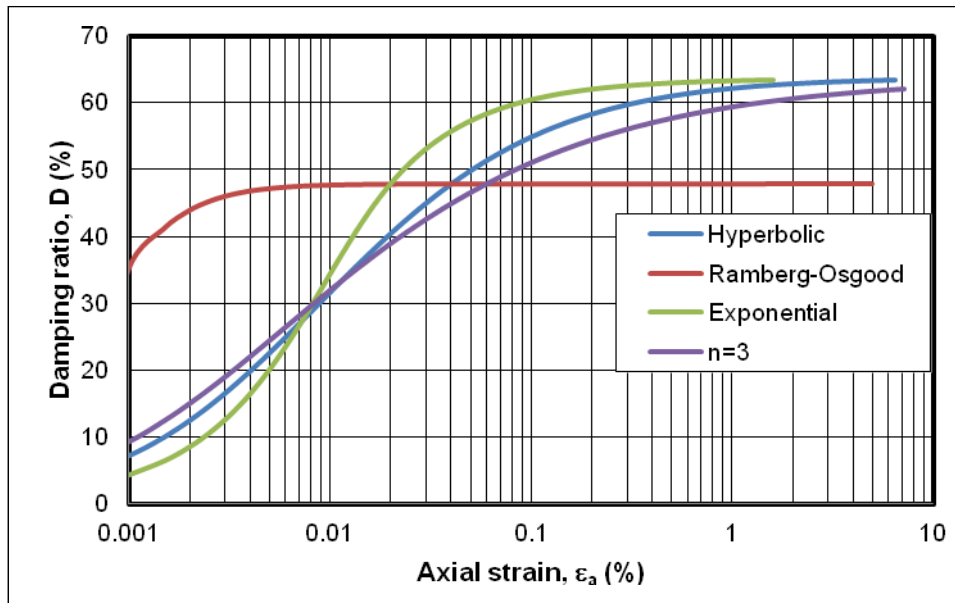


ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-7



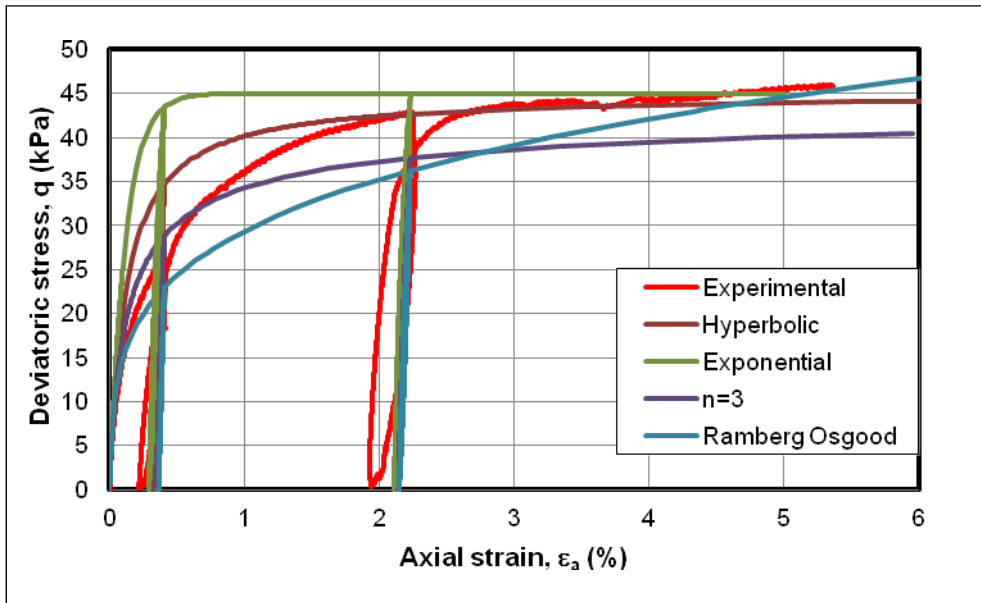


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-7

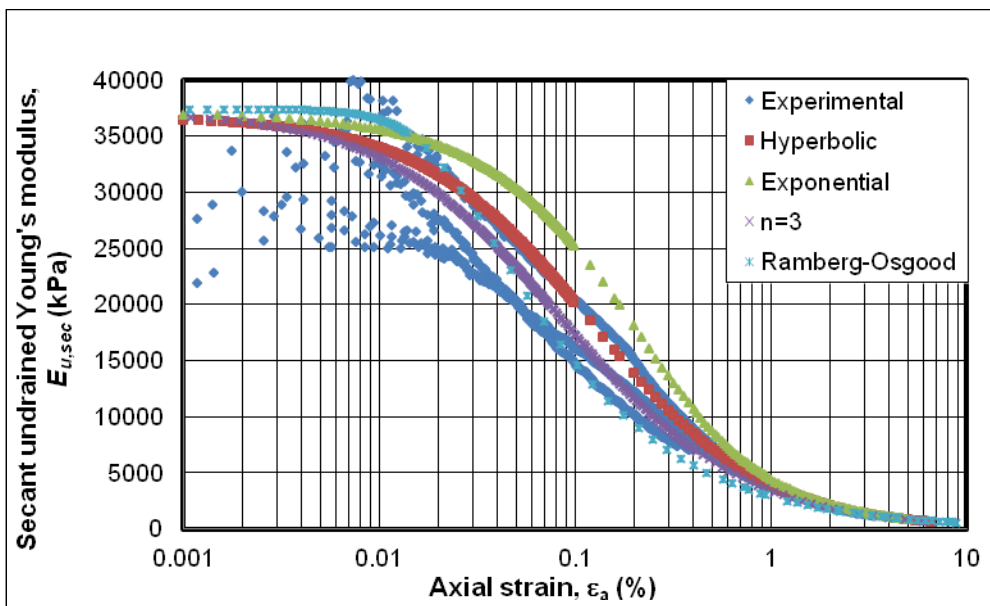


ผลของ การลดลงของยังโมดูลัส และอัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-7

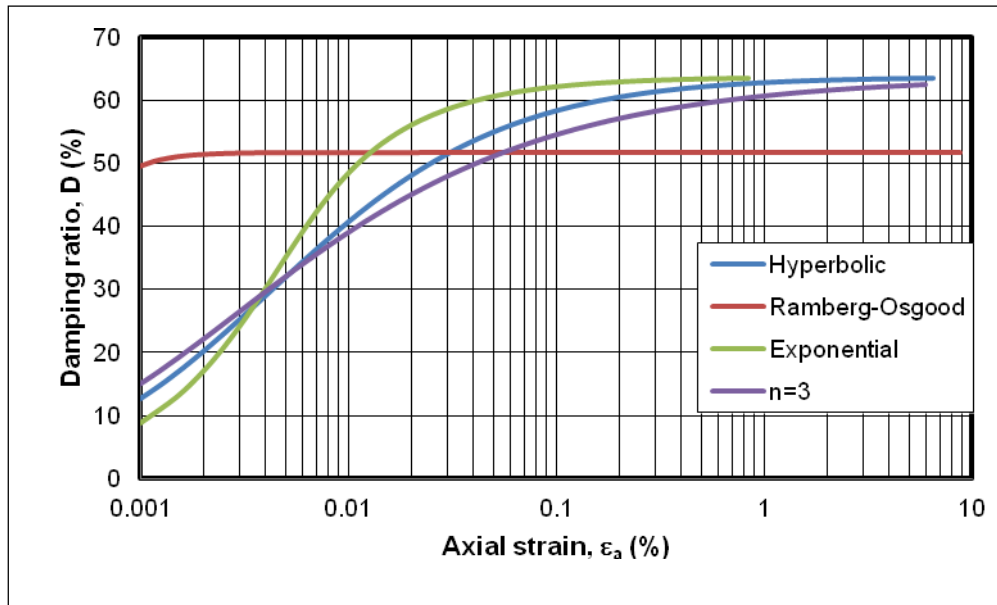
CU-8



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-8

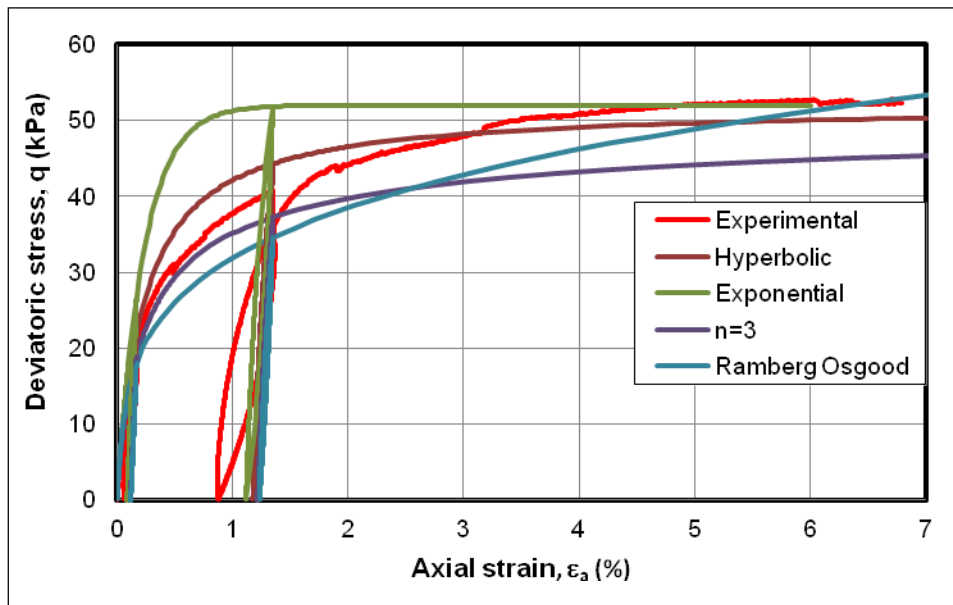


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-8

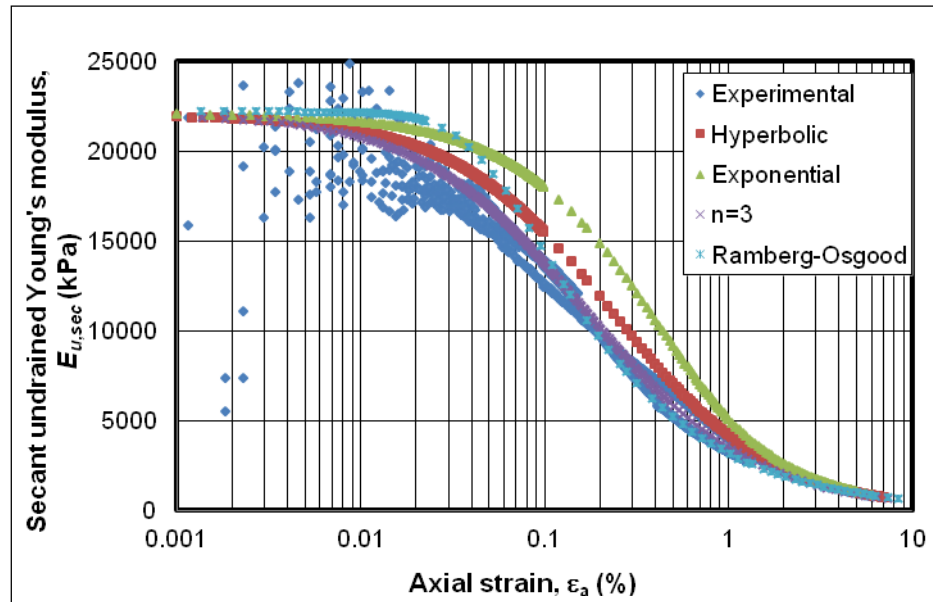


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-8

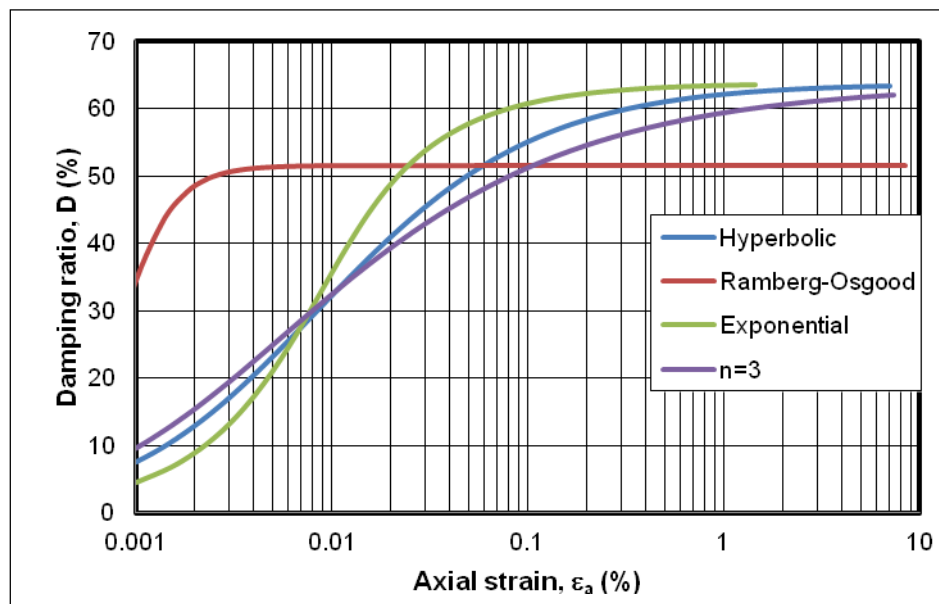
CU-9



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-9

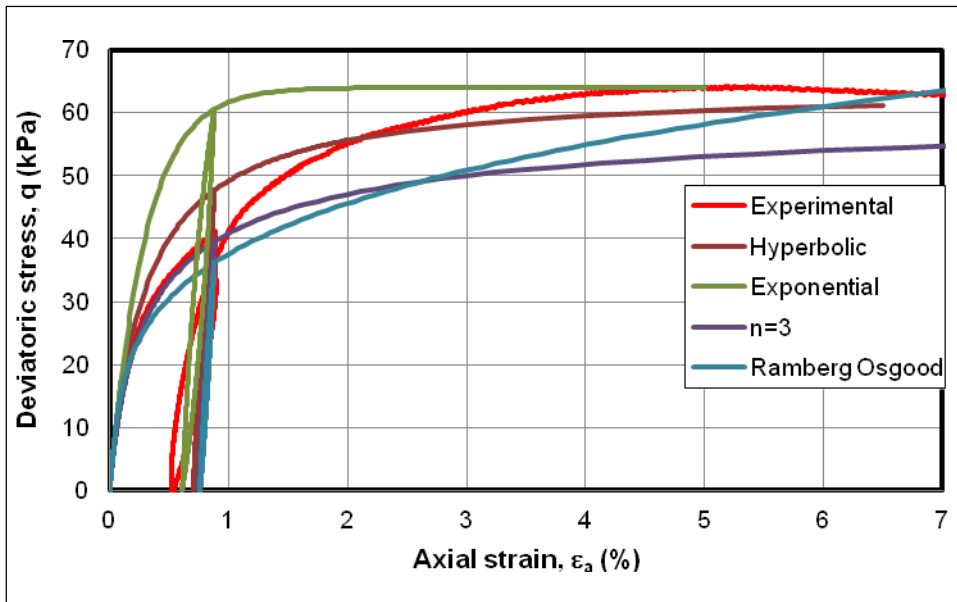


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-9

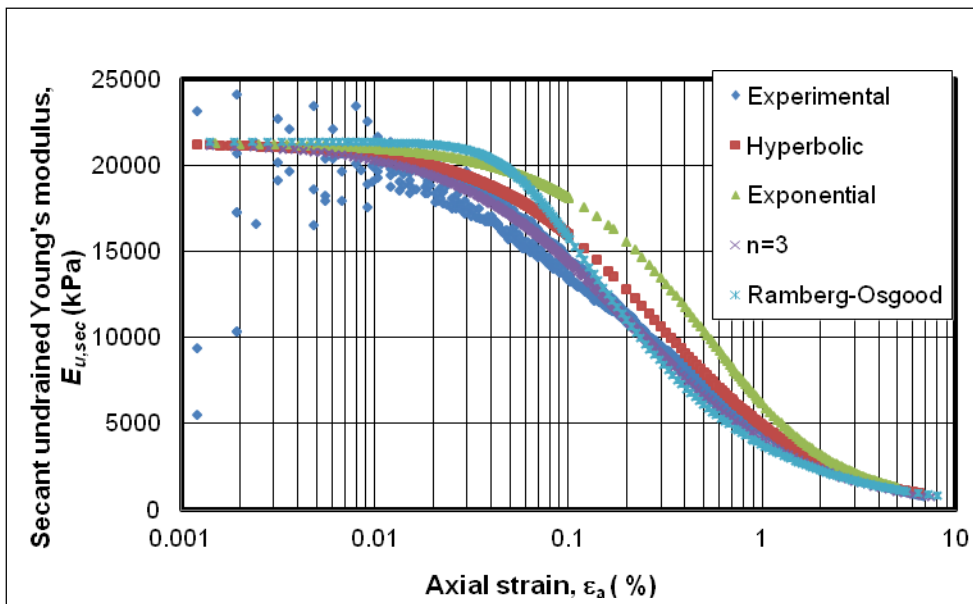


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-9

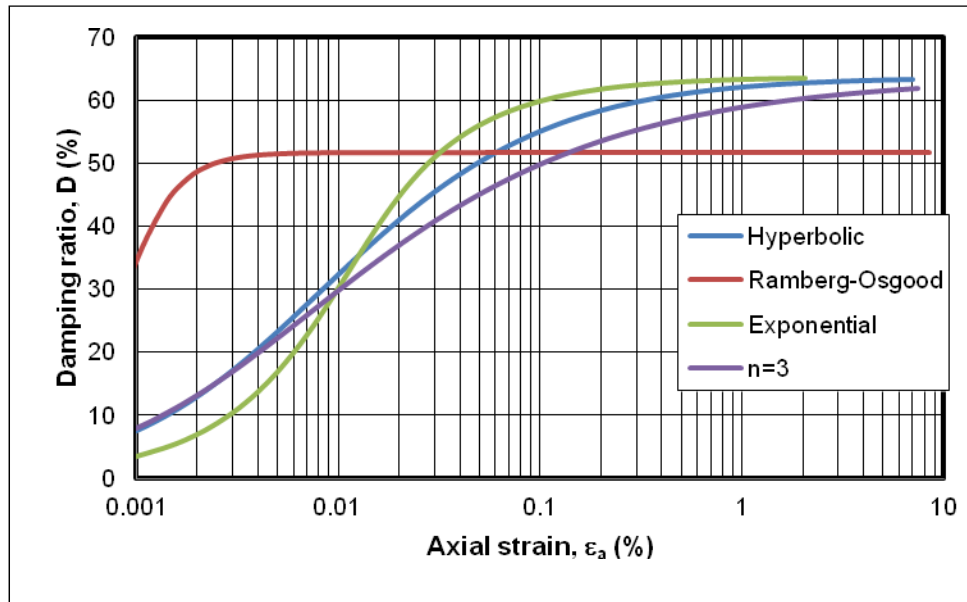
CU-10



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-10

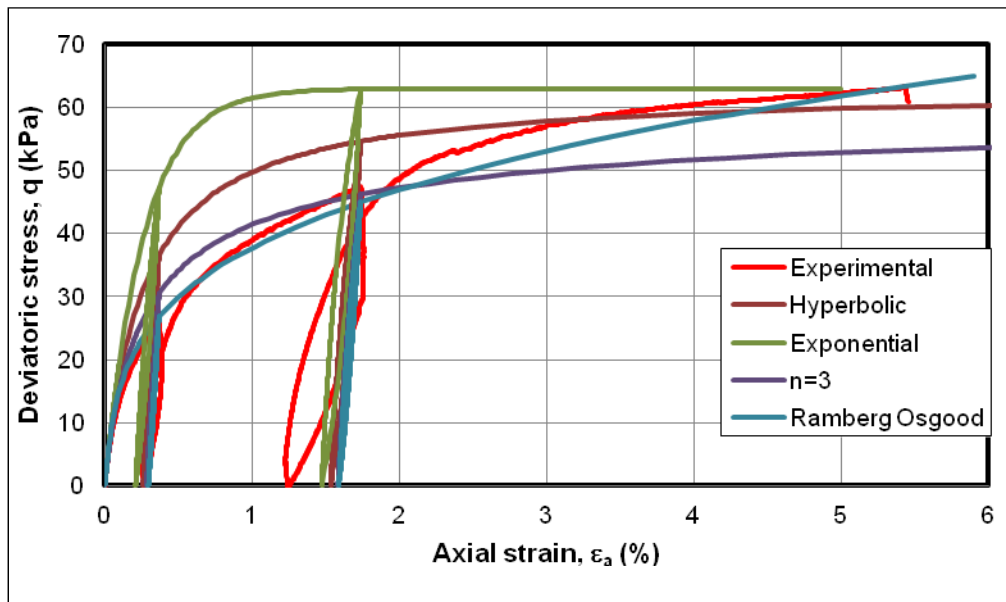


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-10

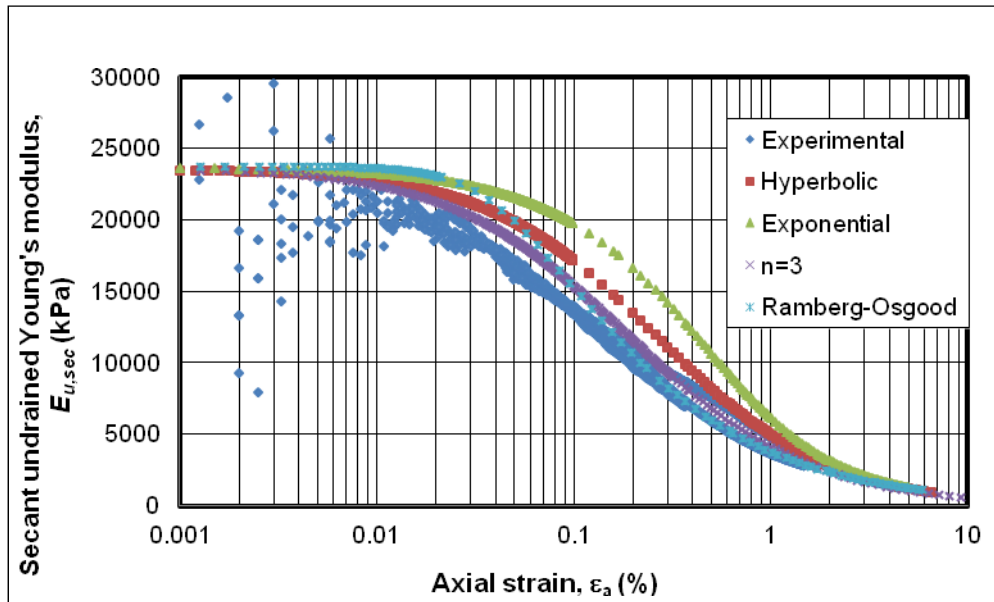


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-10

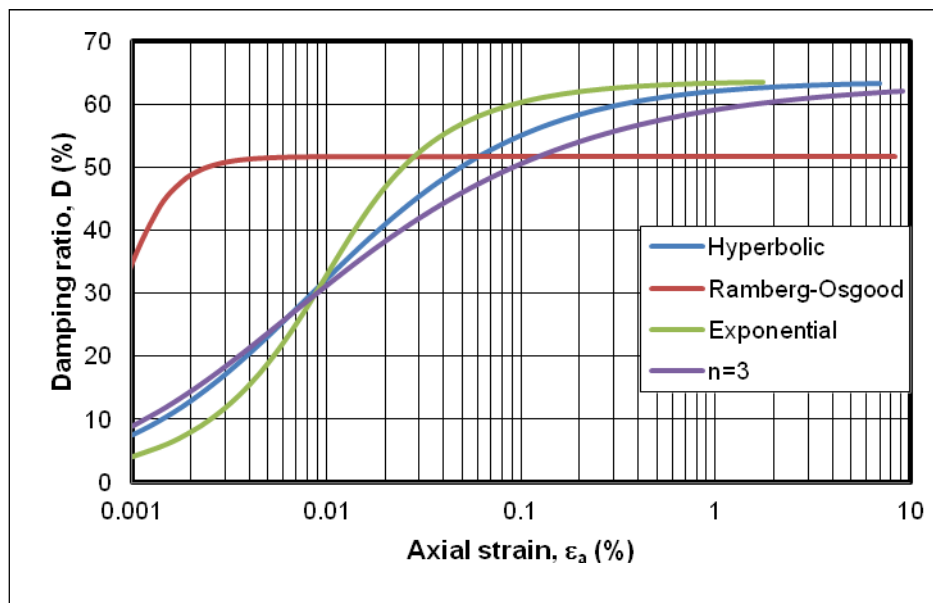
CU-12



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-12

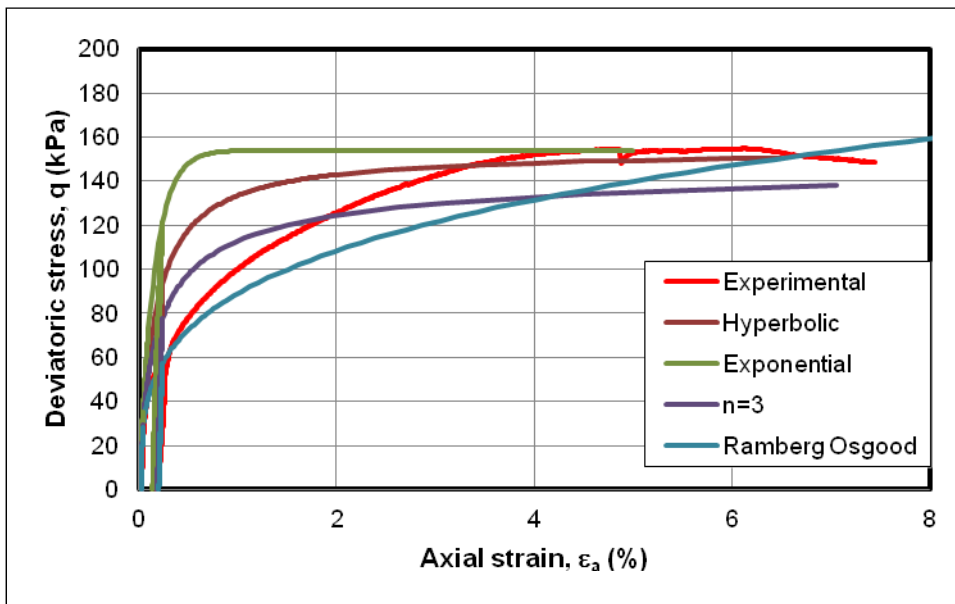


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-12

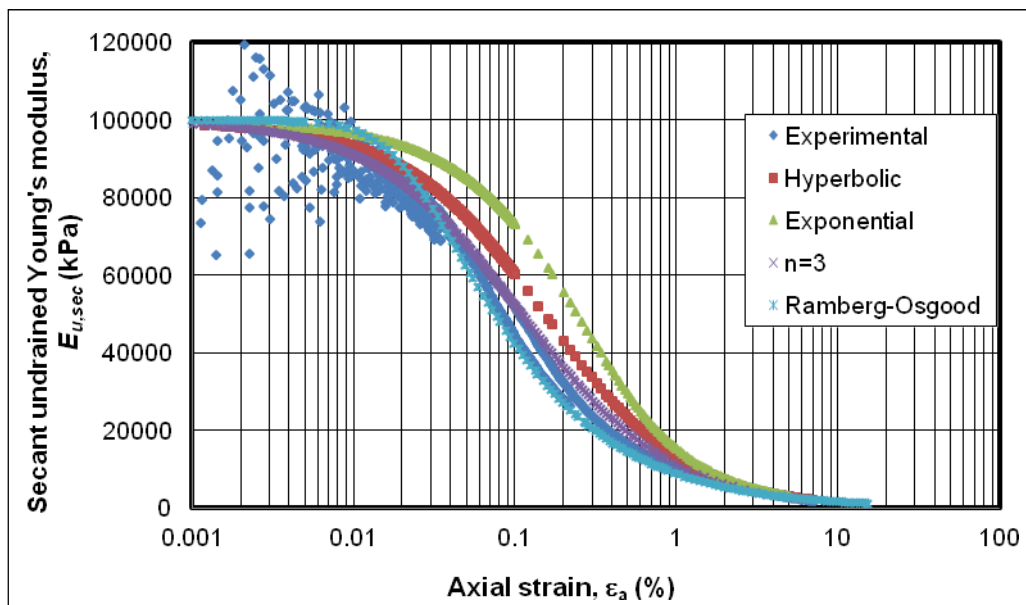


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-12

CU-14

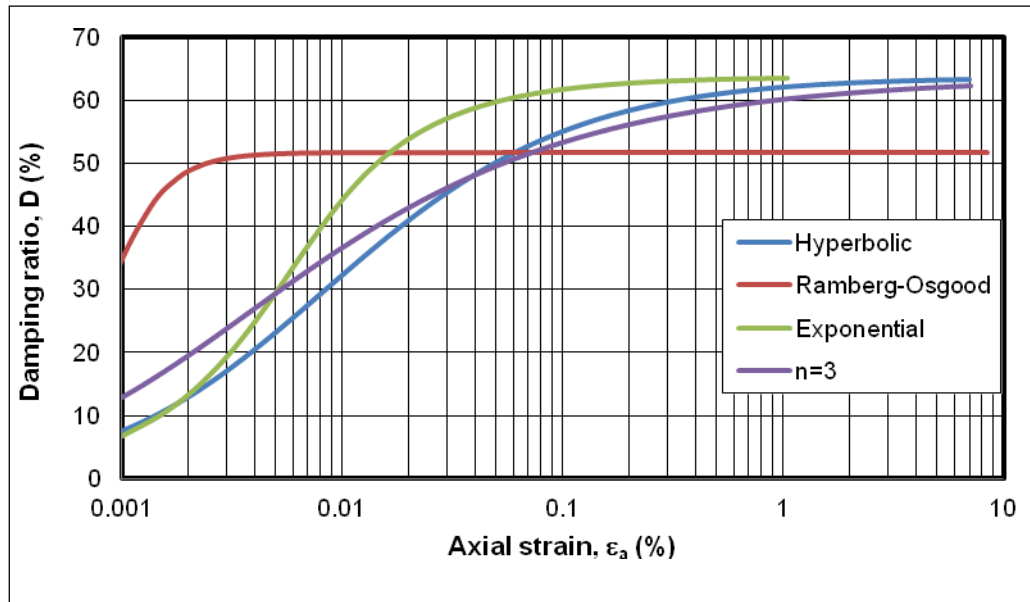


ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-14



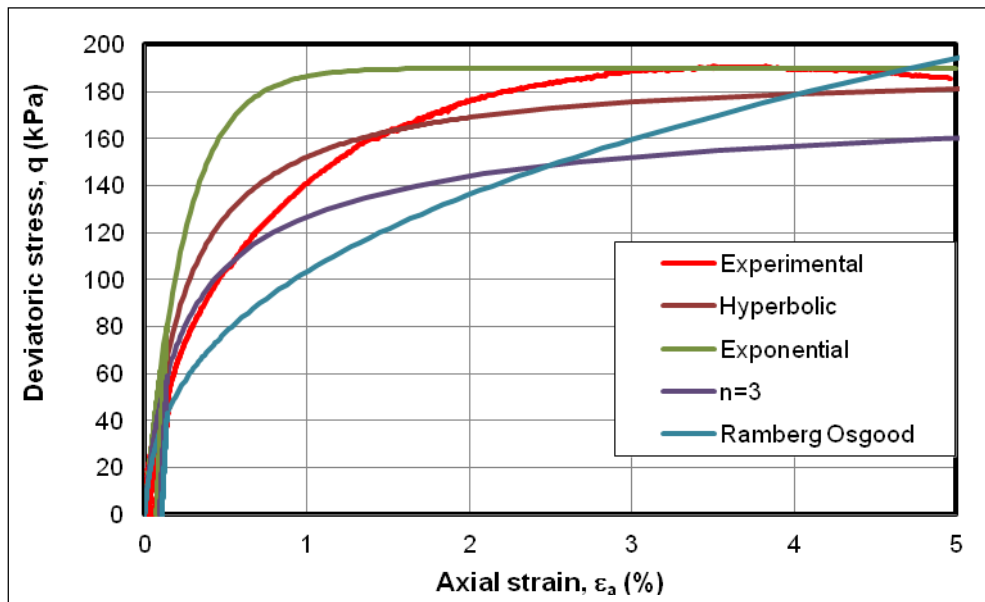
การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-14



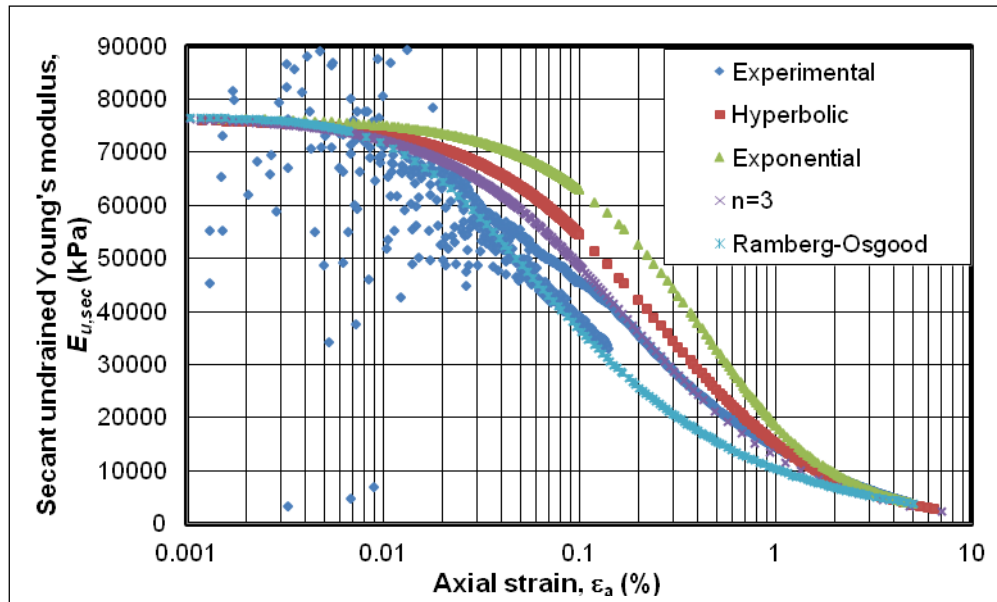


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-14

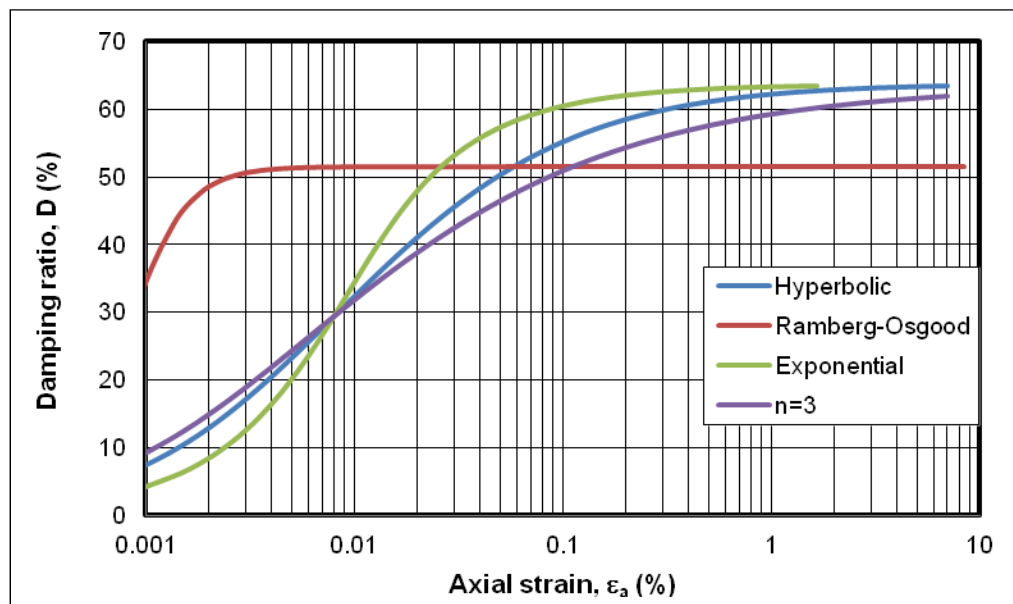
CU-16



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-16

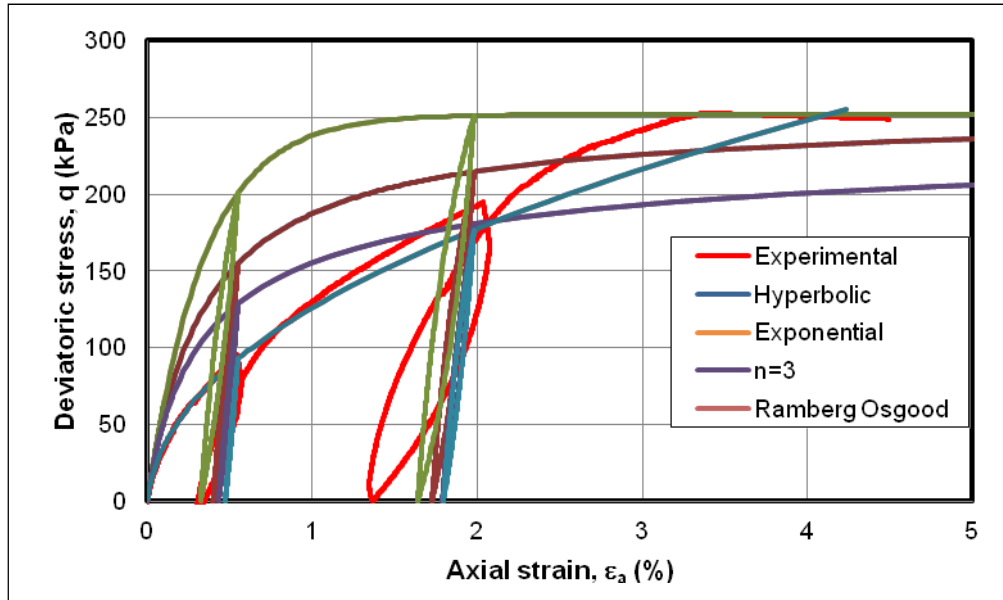


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-16

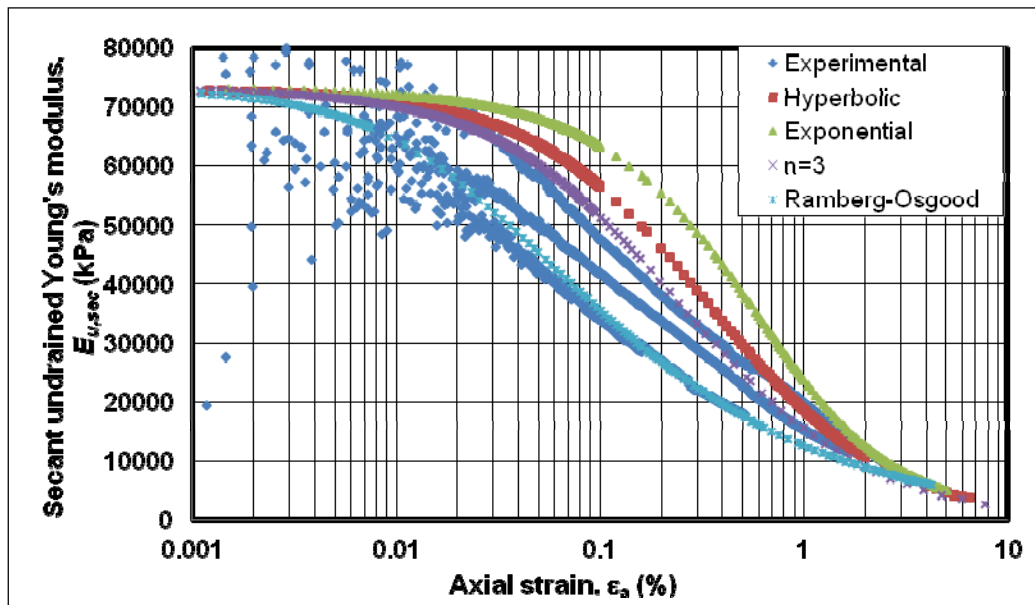


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-16

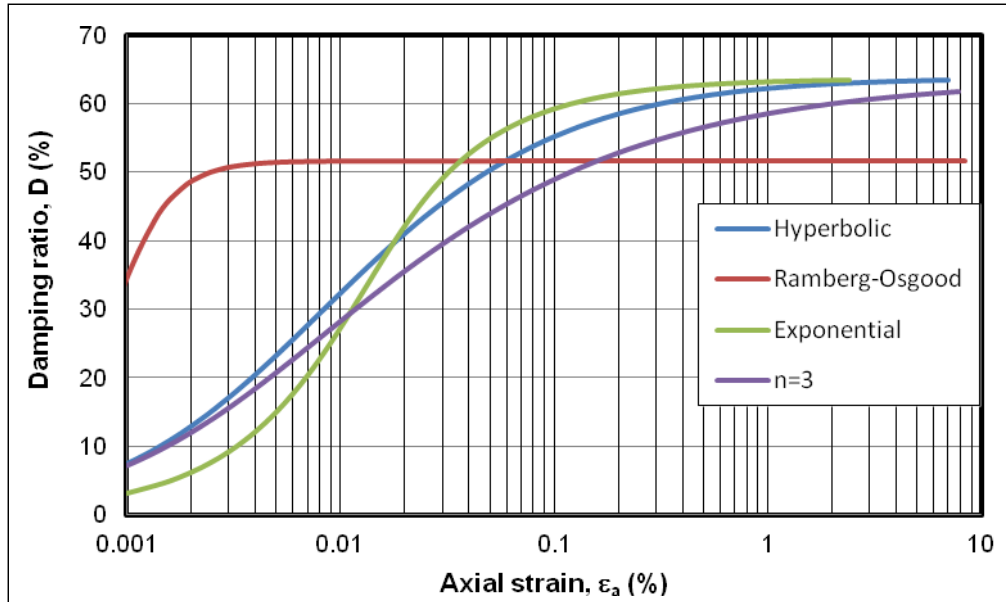
CU-18



ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-18

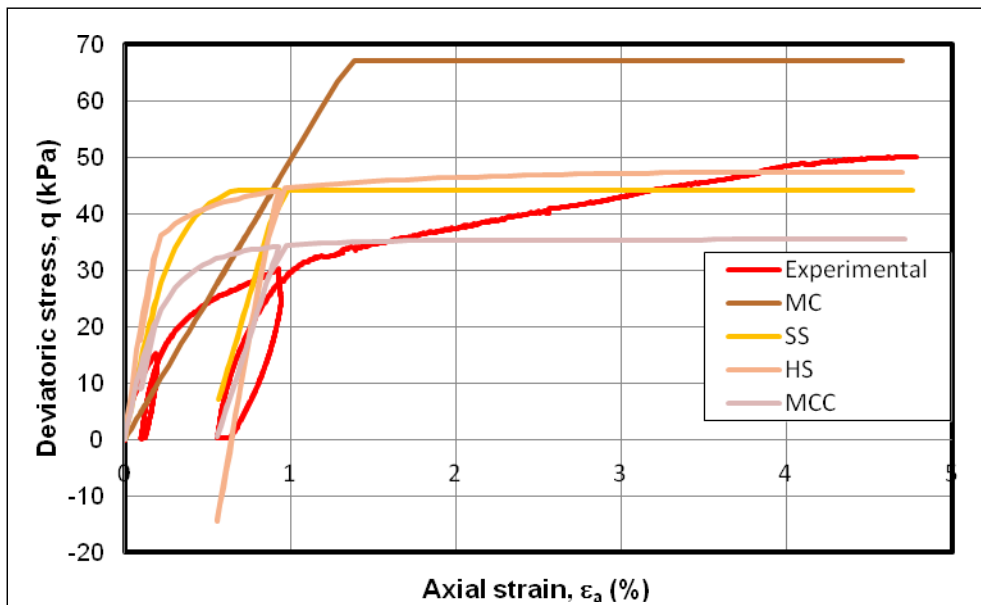


การลดลงของยังโมดูลัสของตัวอย่าง CU-18

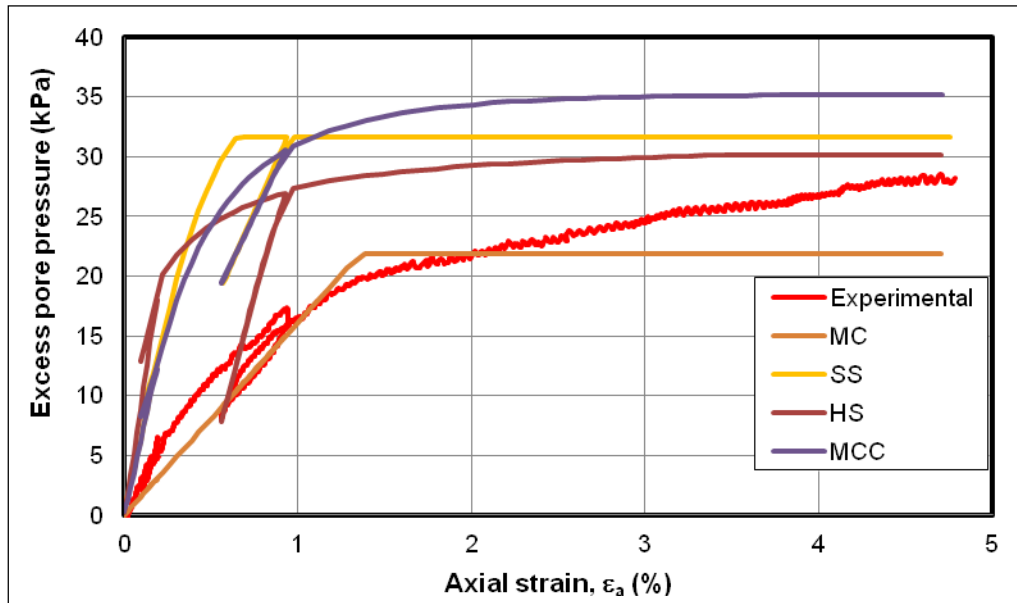


อัตราส่วนการหน่วงของตัวอย่าง CU-18

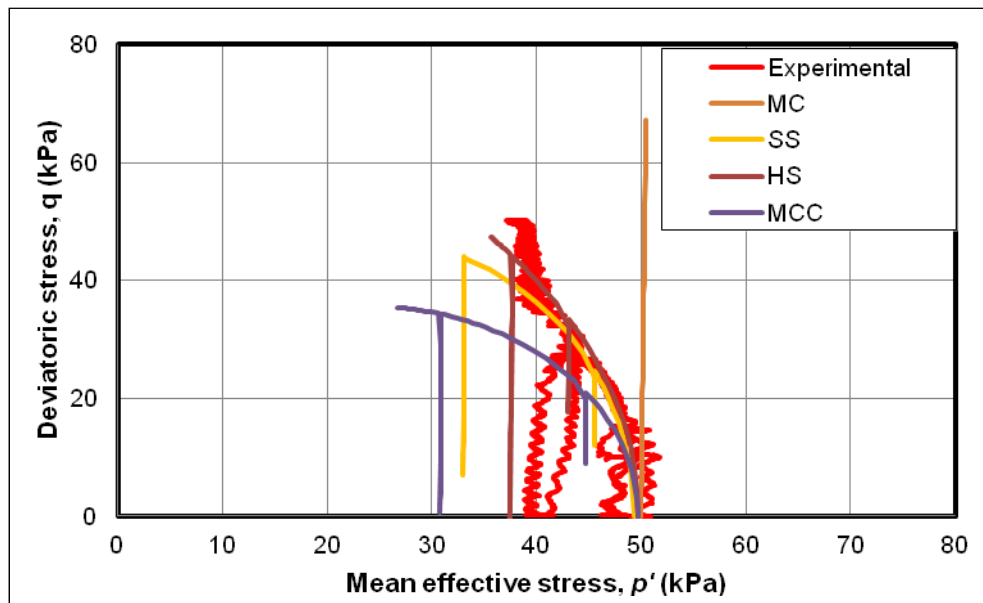
ผลจากการสร้างแบบจำลองด้วยทฤษฎีพลาสติก (Plaxis 2D)



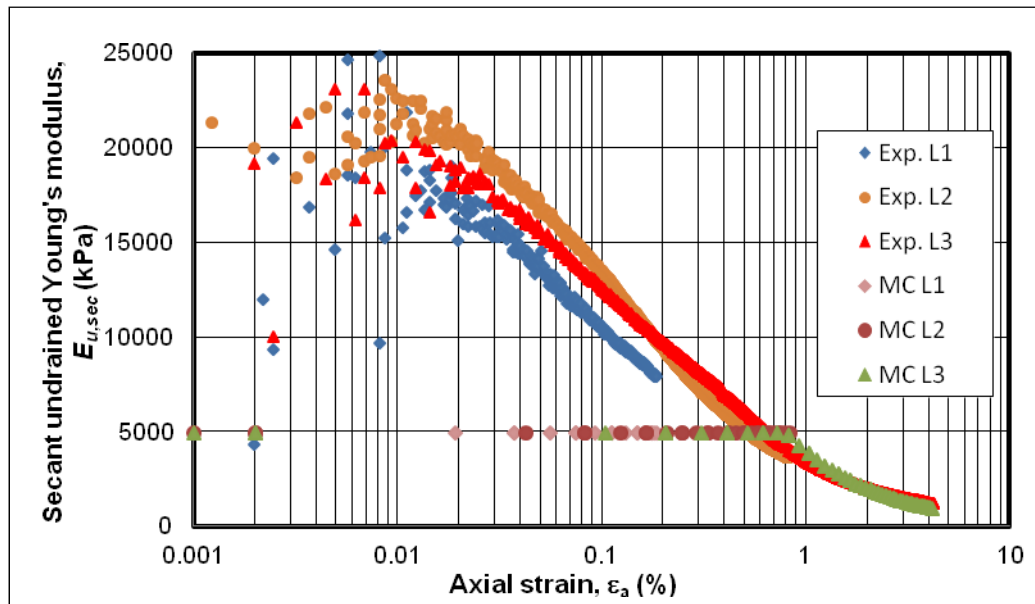
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-7



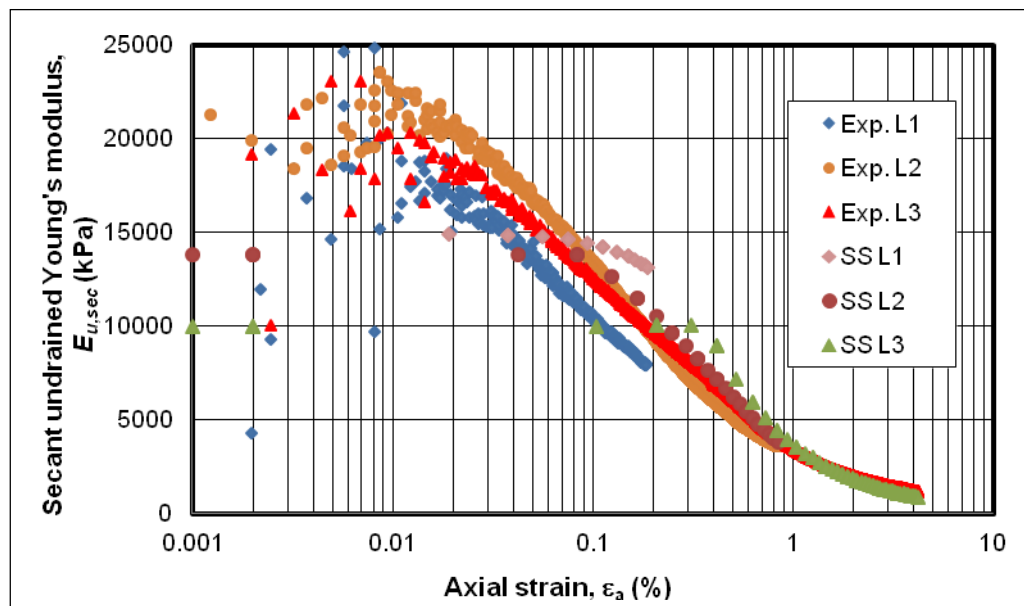
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-7



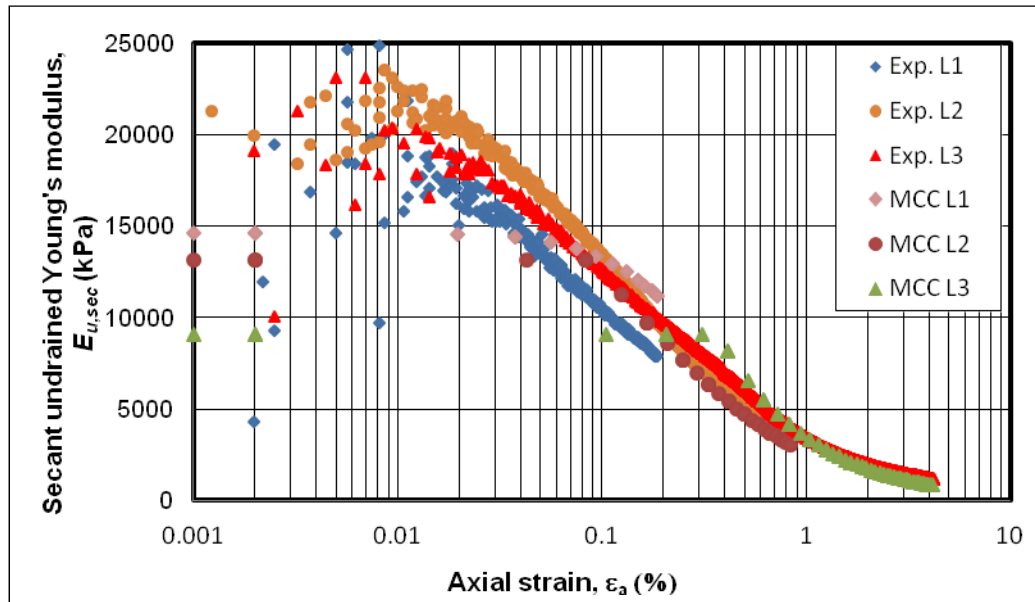
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-7



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ของตัวอย่าง CU-7

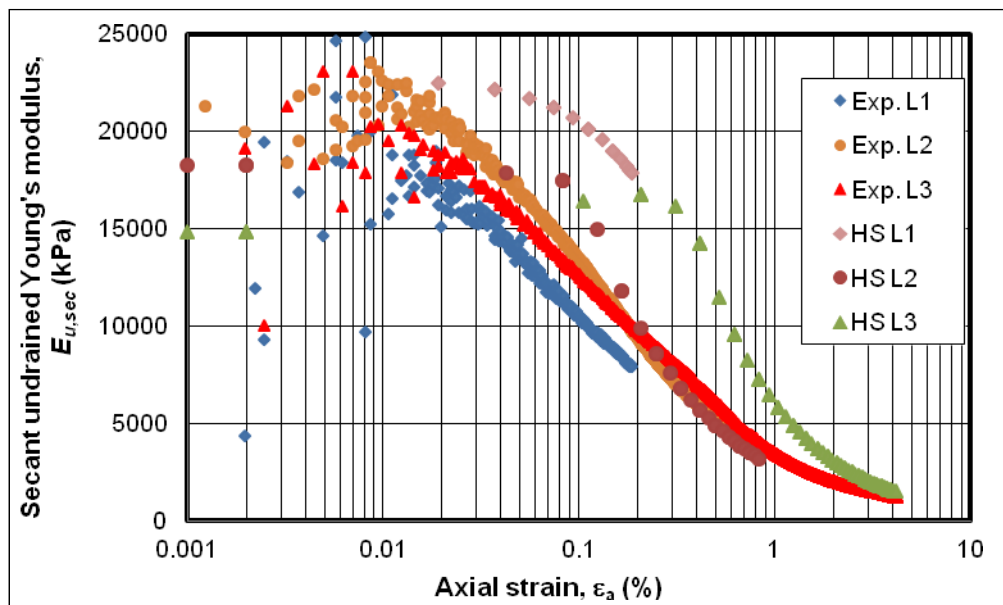


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟชอยล์ของตัวอย่าง CU-7



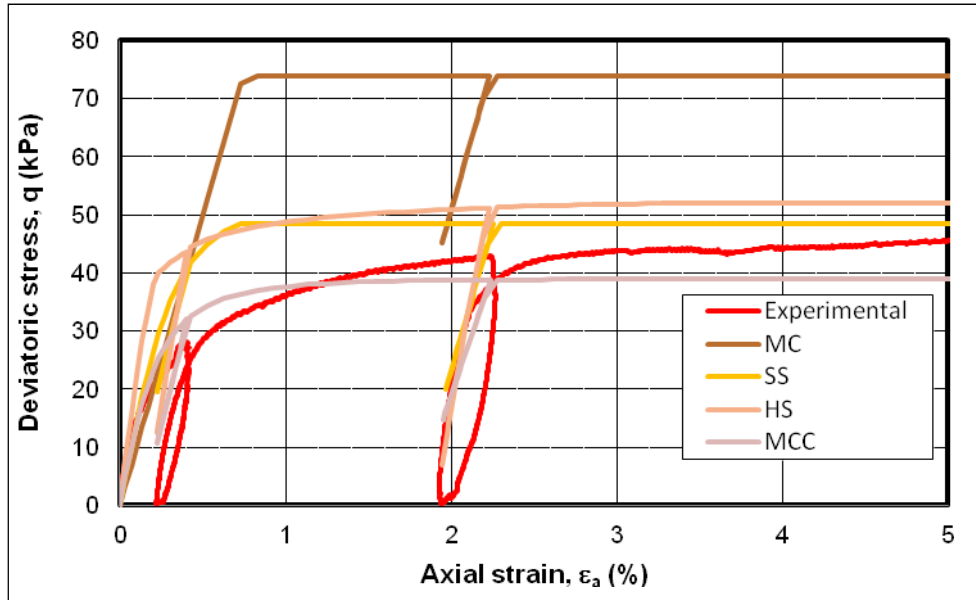
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองไมติไฟฟ์แคลมเคลย์ของตัวอย่าง

CU-7

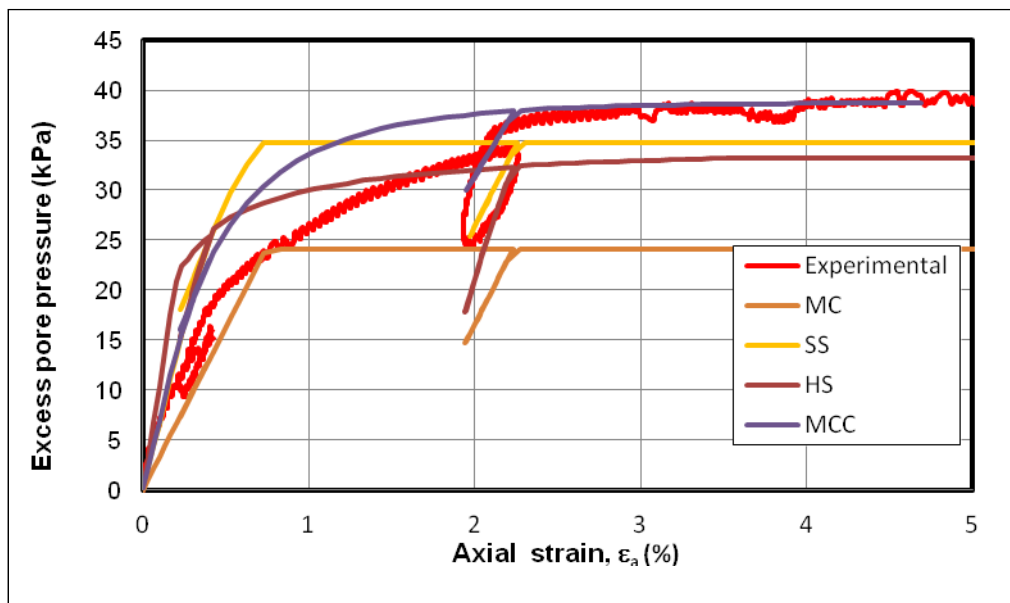


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์เดนนิ่งของตัวอย่าง CU-7

CU-8

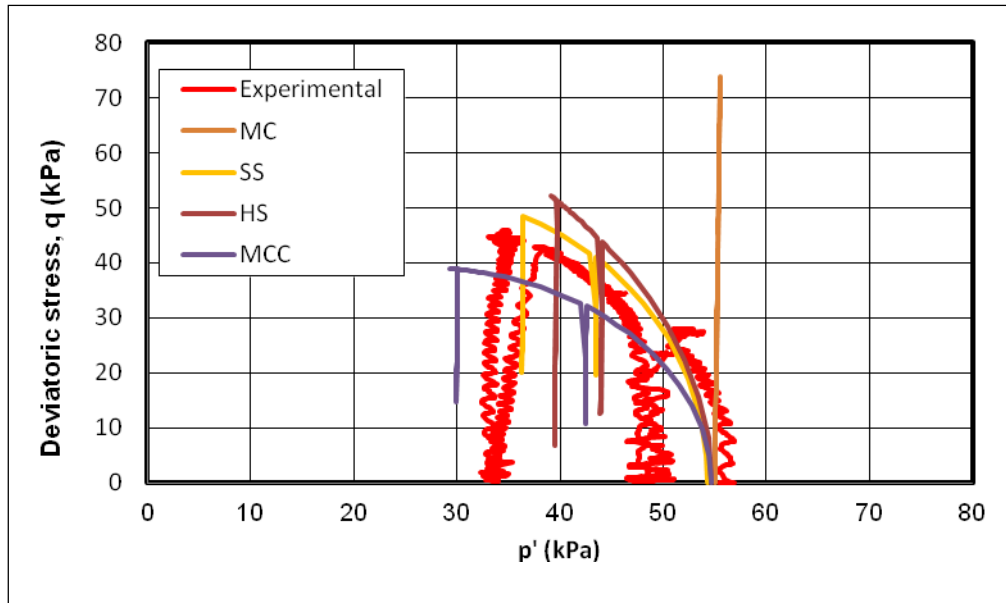


ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-8

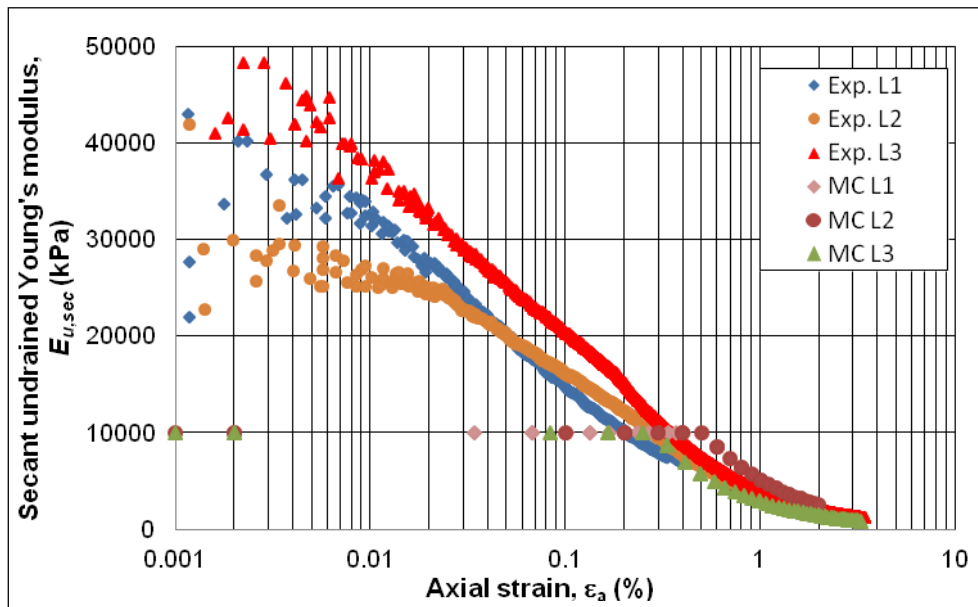


แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-8

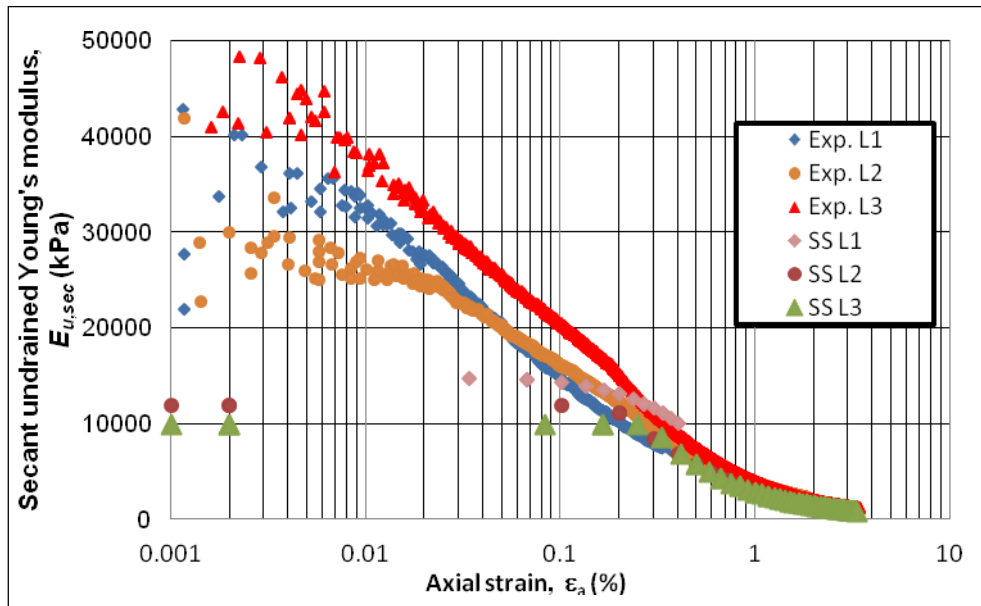




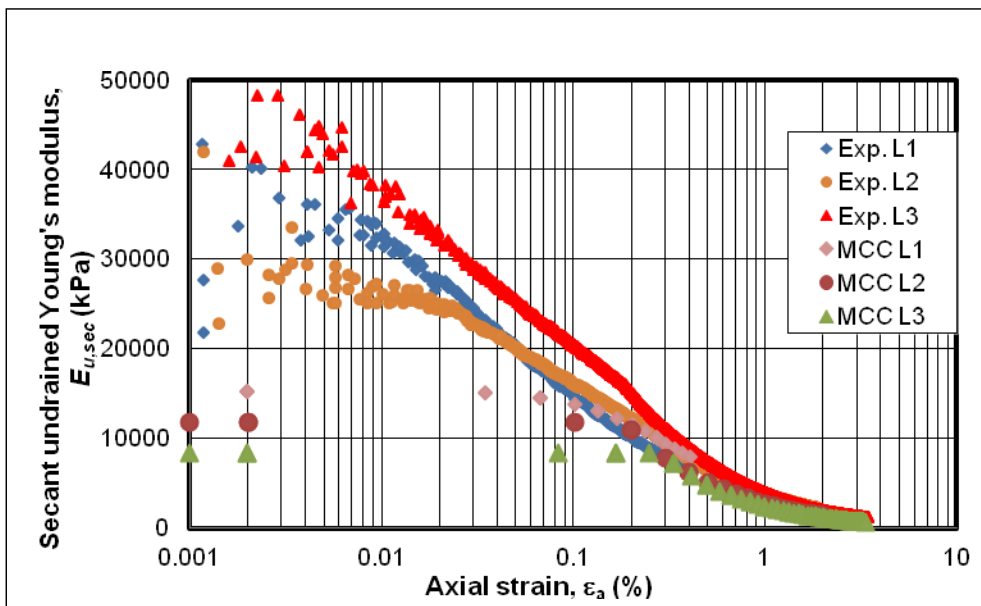
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-8



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ของตัวอย่าง CU-8

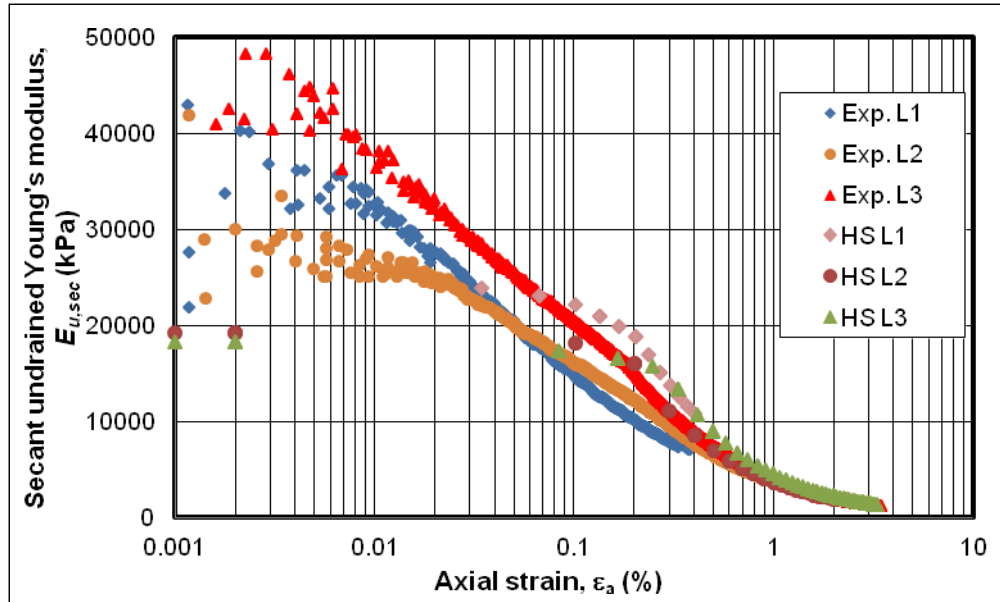


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ของตัวอย่าง CU-8



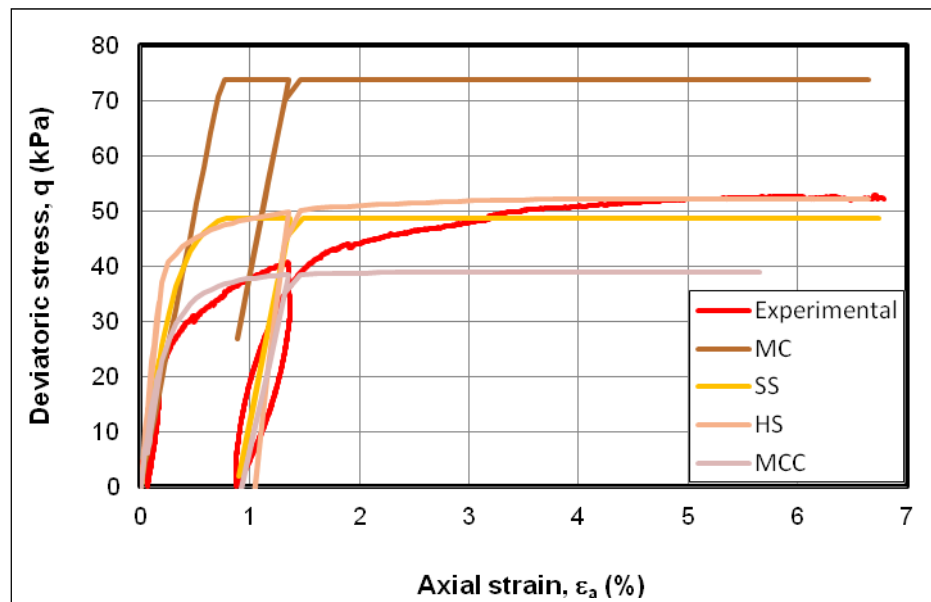
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองไมติไฟฟ์แคลมเคลย์ของตัวอย่าง

CU-8

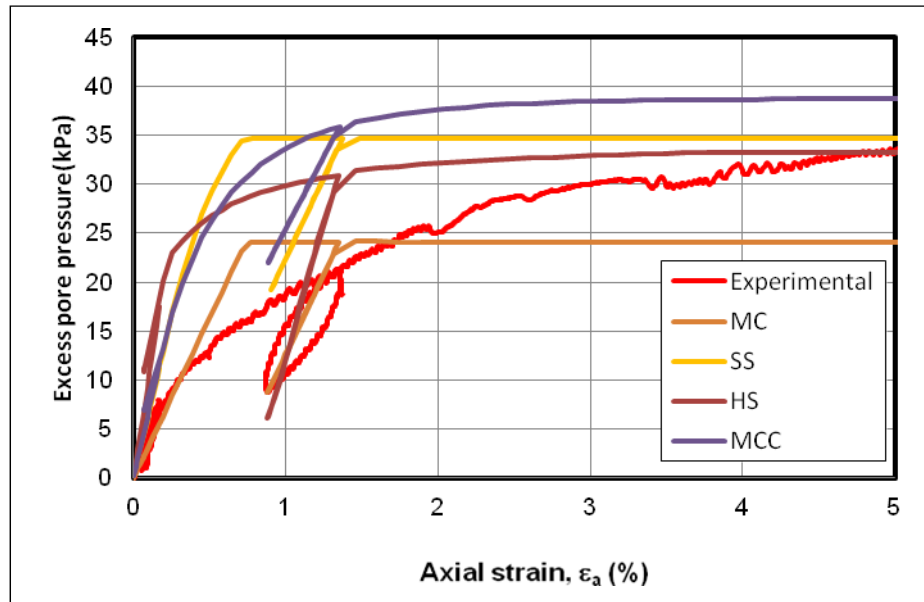


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์เดนนิ่งของตัวอย่าง CU-8

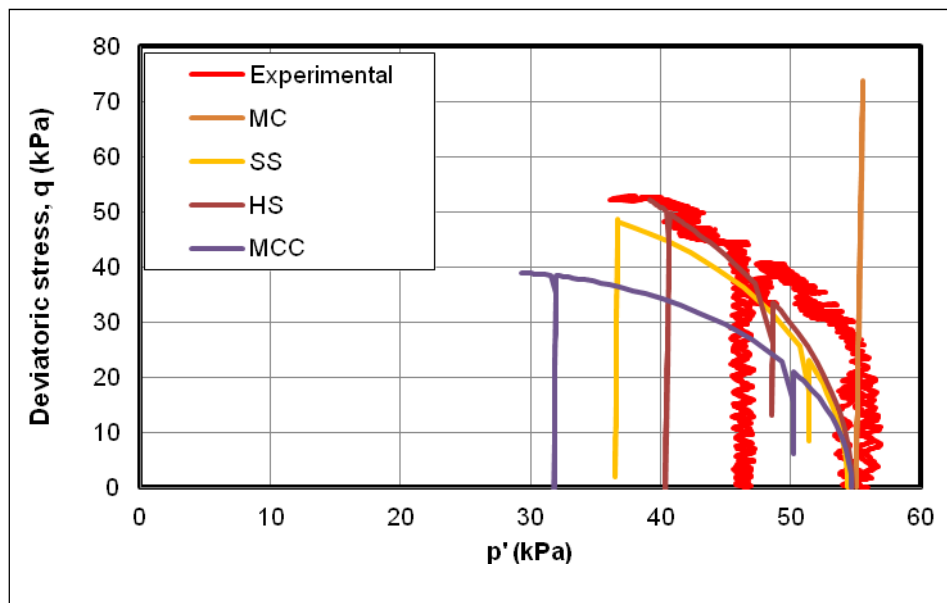
CU-9



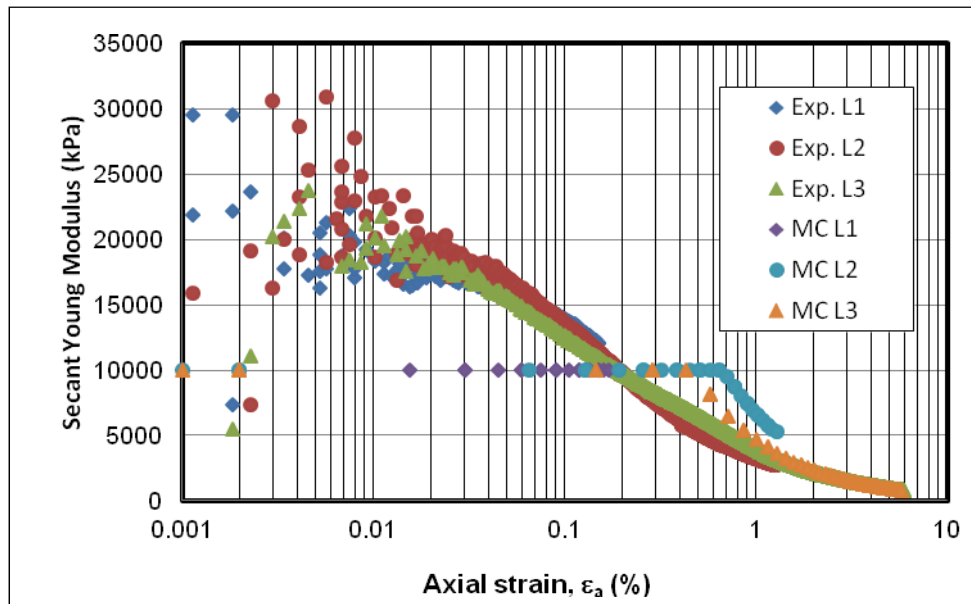
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-9



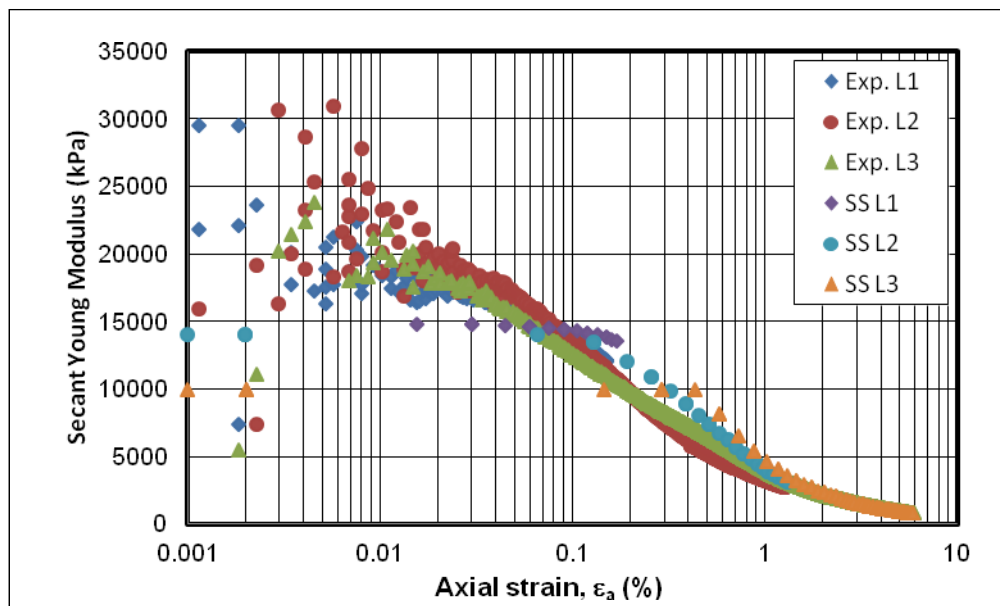
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-9



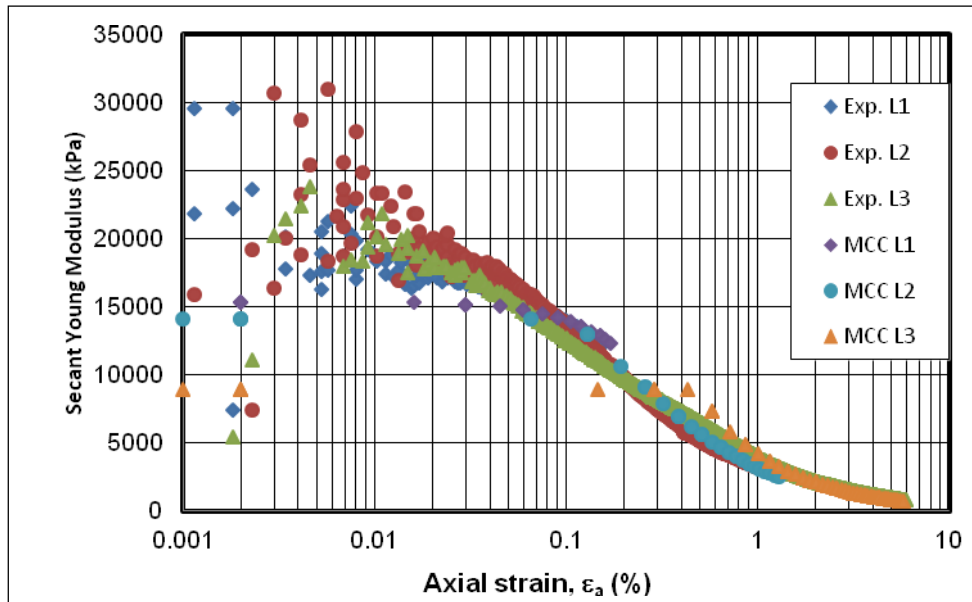
ผลการรันโปรแกรม ความเค้นและ ความเครียด แรงดันน้ำส่วนเกิน วิธีความเค้นของตัวอย่าง CU-9



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ของตัวอย่าง CU-9

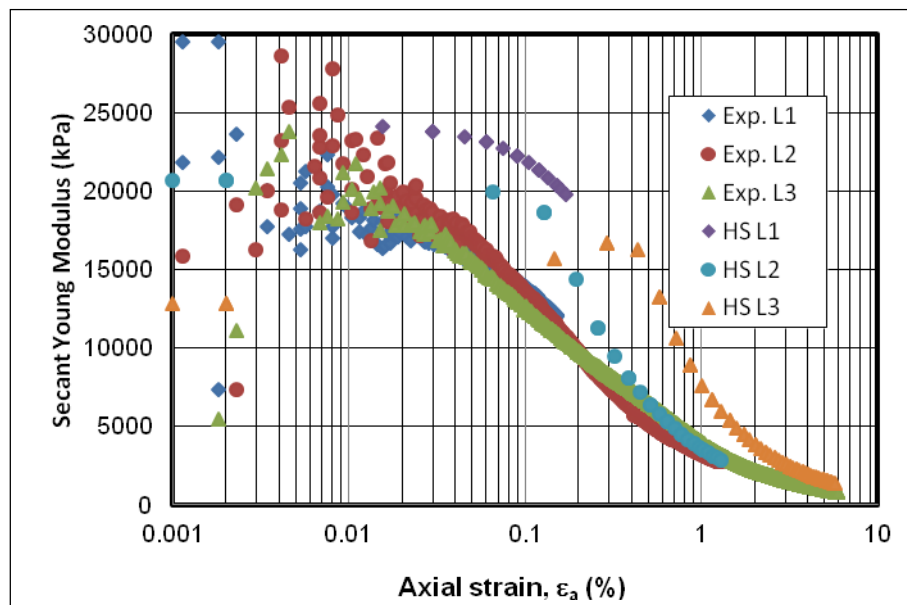


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟชอยล์ของตัวอย่าง CU-9



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองโมดิไฟด์ไคลมเคลย์ของตัวอย่าง

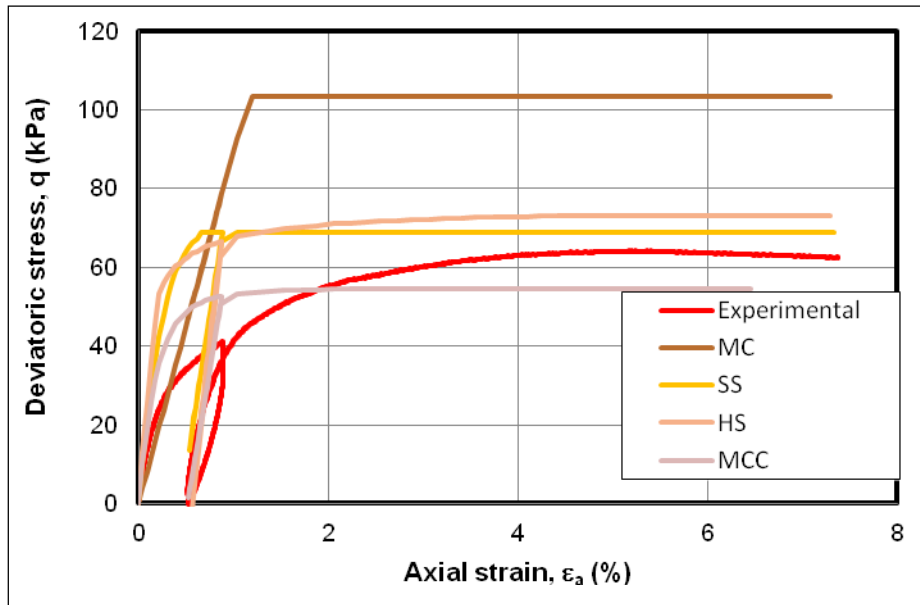
CU-9



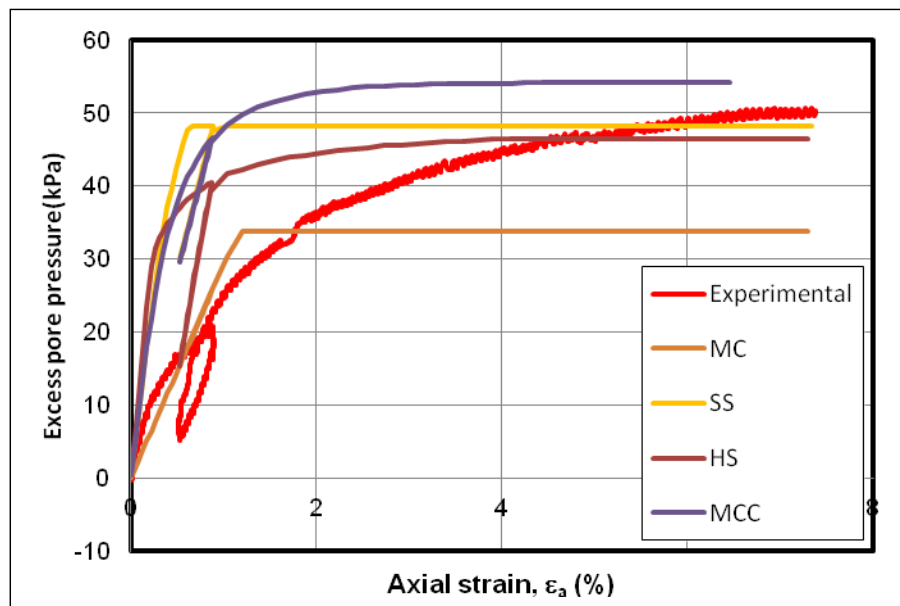
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งซอยล์ของตัวอย่าง

CU-9

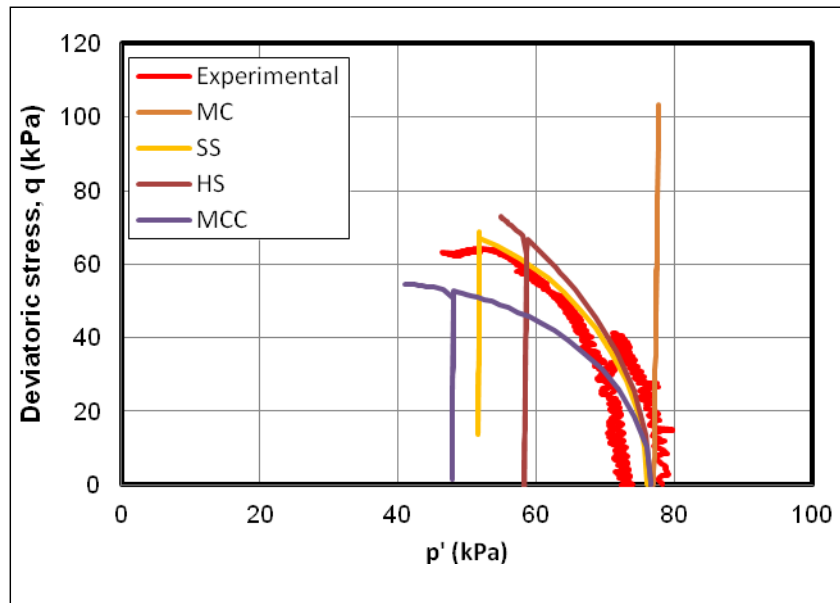
CU-10



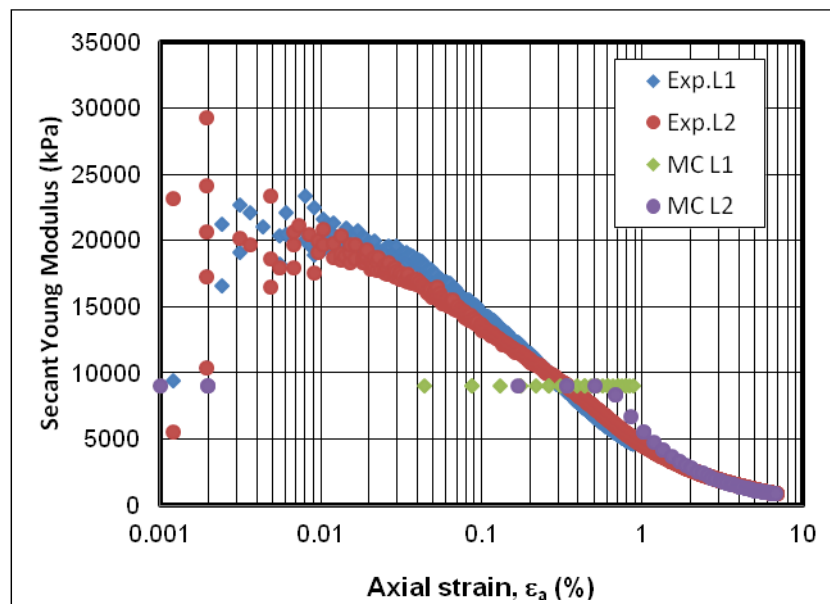
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-10



แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-10

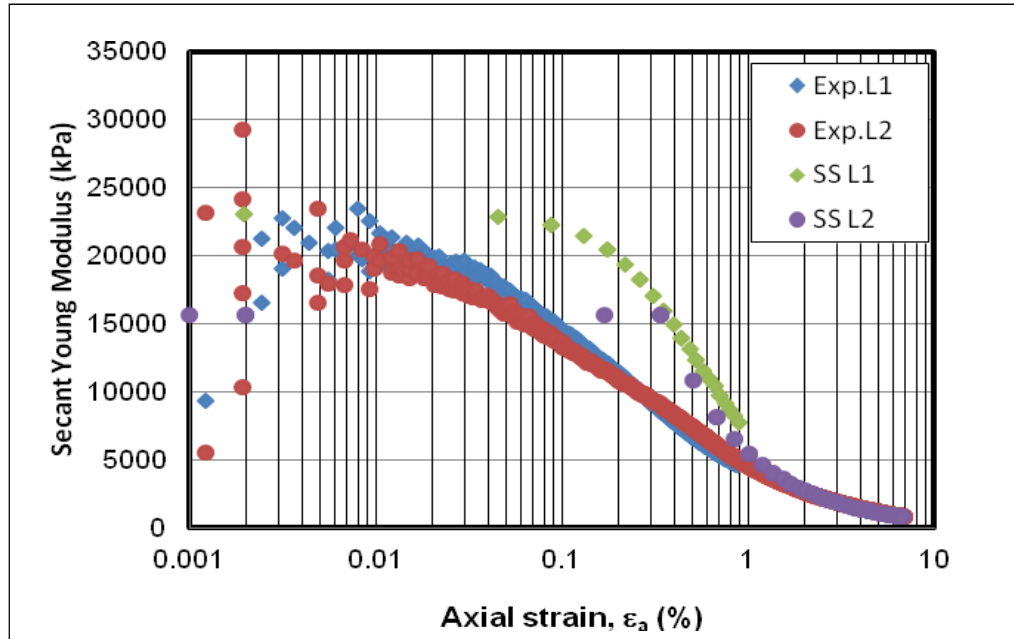


วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-10

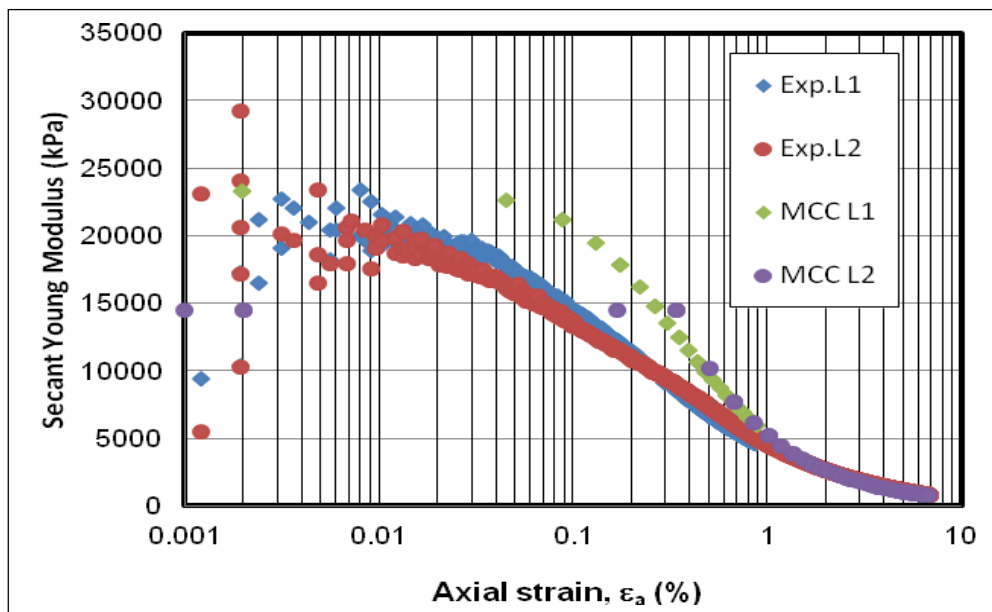


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ของตัวอย่าง CU-10



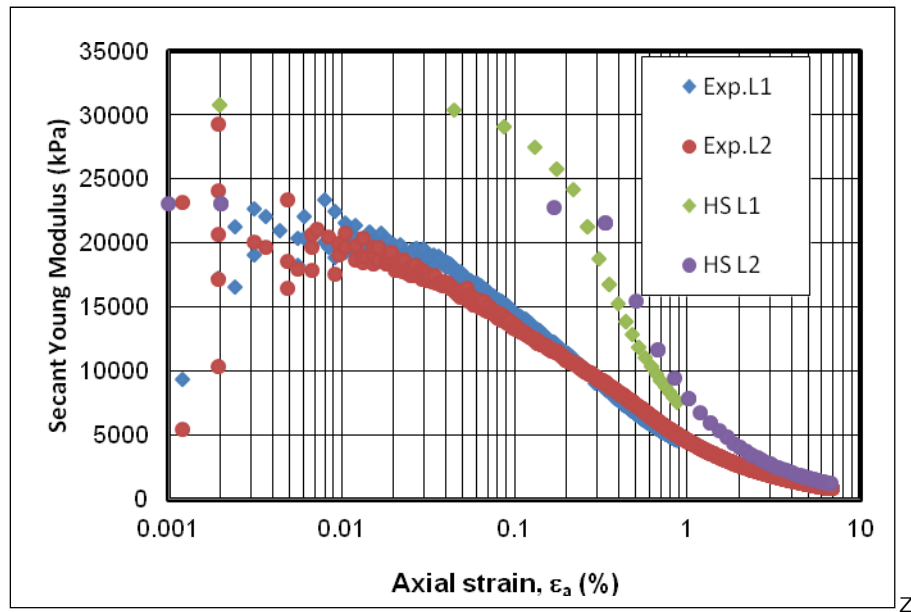


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ของตัวอย่าง CU-10

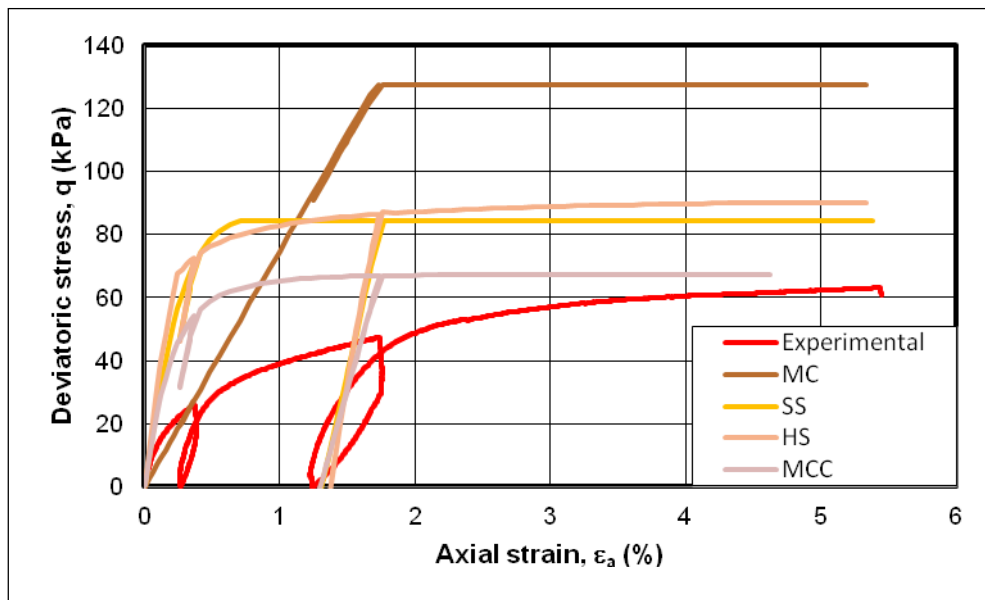


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองโมดิไฟด์ไฟแควลเมคเคิลส์ของตัวอย่าง

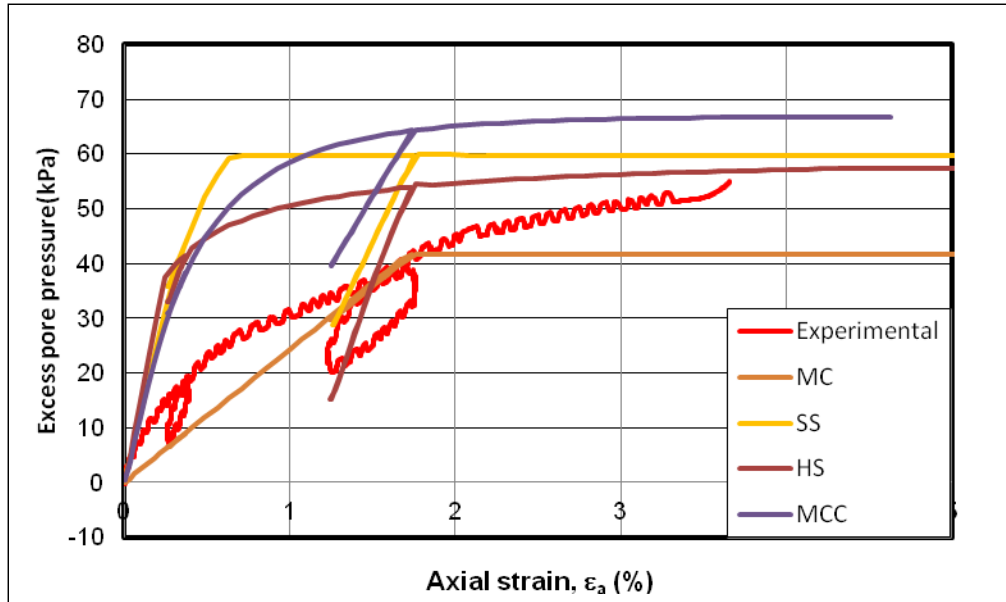
CU-10



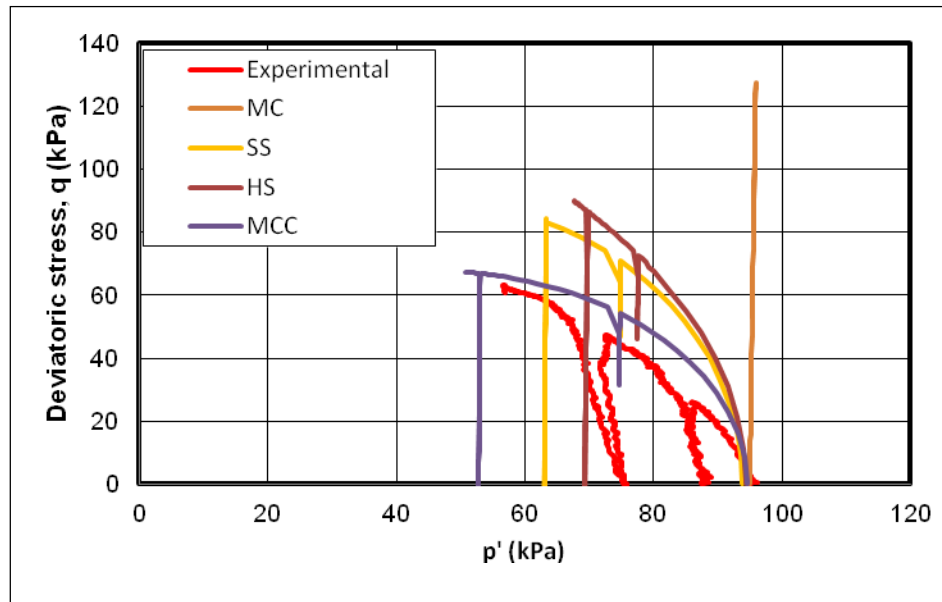
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองต่างๆของตัวอย่าง CU-10  
CU-12



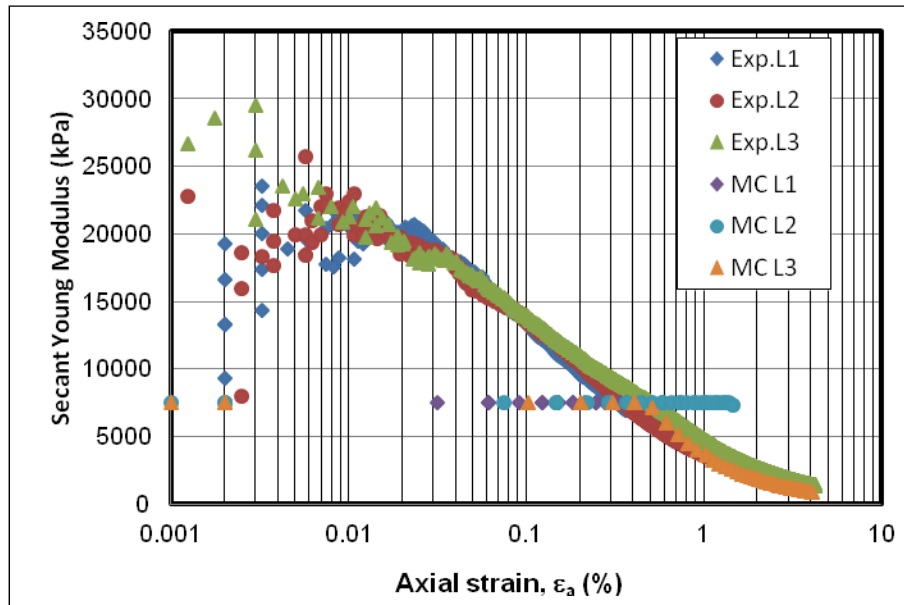
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-12



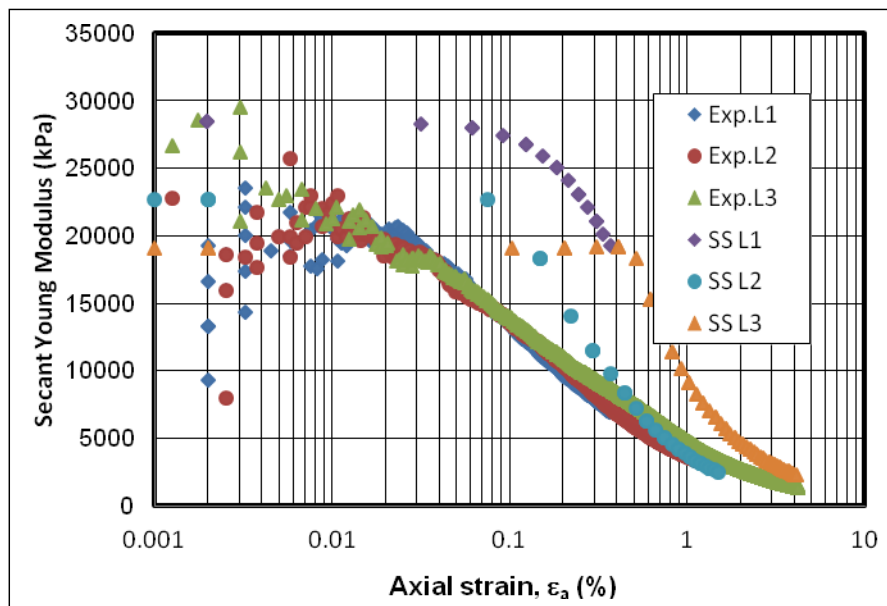
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-12



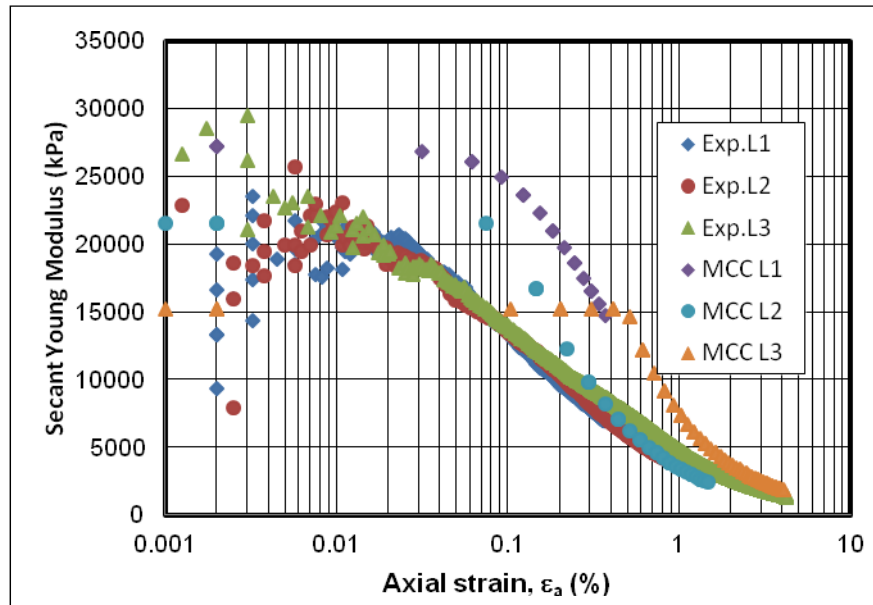
ผลการรันโปรแกรม ความเค้นและควมเครียด แรงดันน้ำส่วนเกิน วิธีความเค้นของตัวอย่าง CU-12



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ของตัวอย่าง CU-12

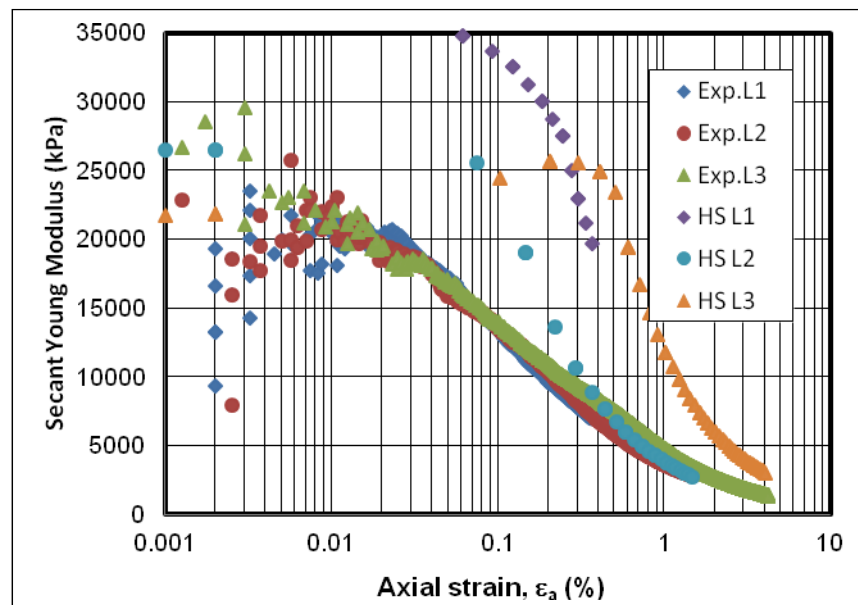


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ของตัวอย่าง CU-12



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองโมดิไฟด์ไคลมเคลย์ของตัวอย่าง

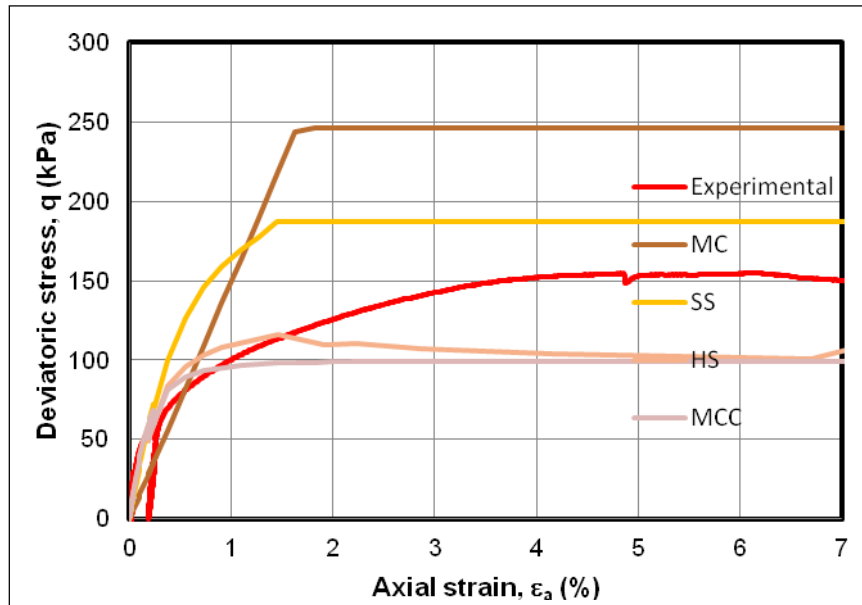
CU-12



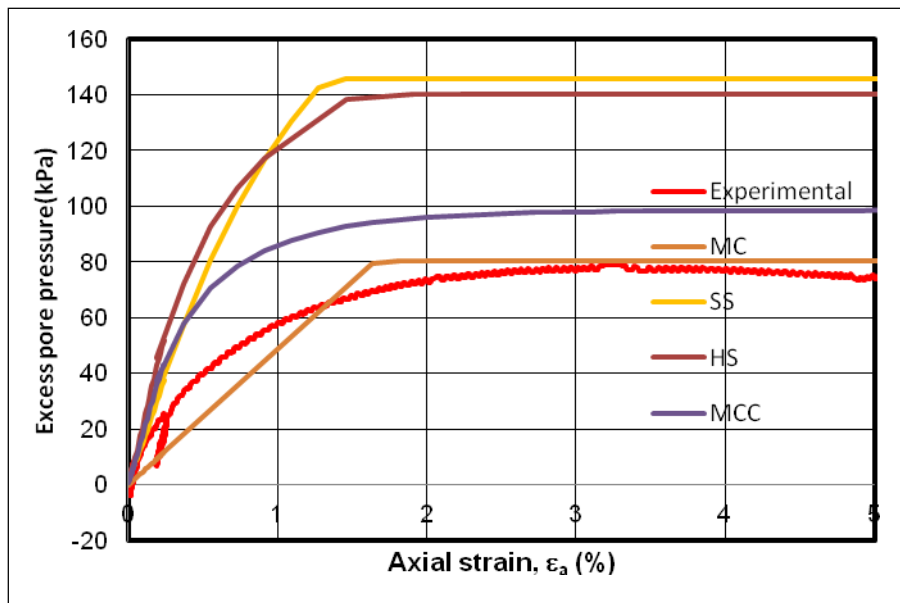
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งซอຍล์ของตัวอย่าง

CU-12

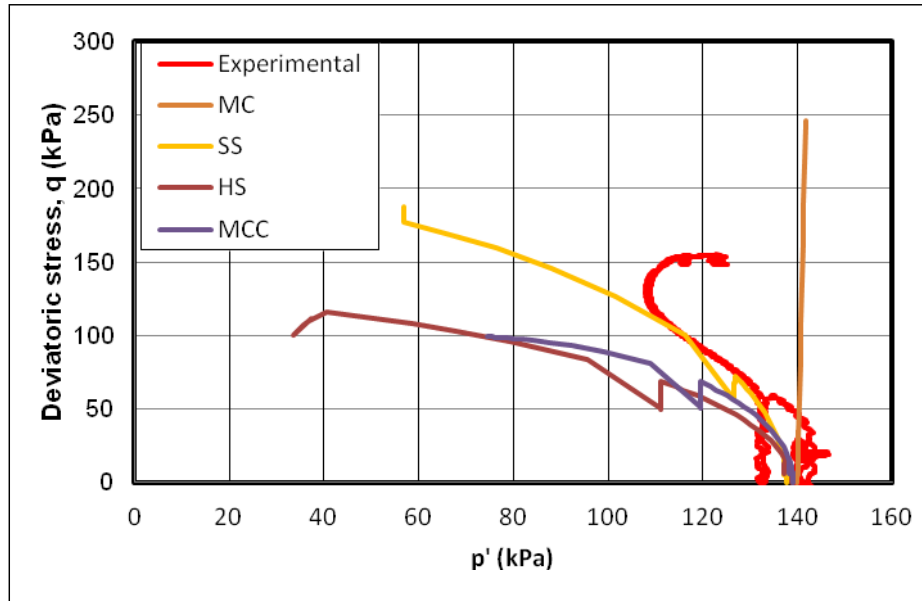
CU-14



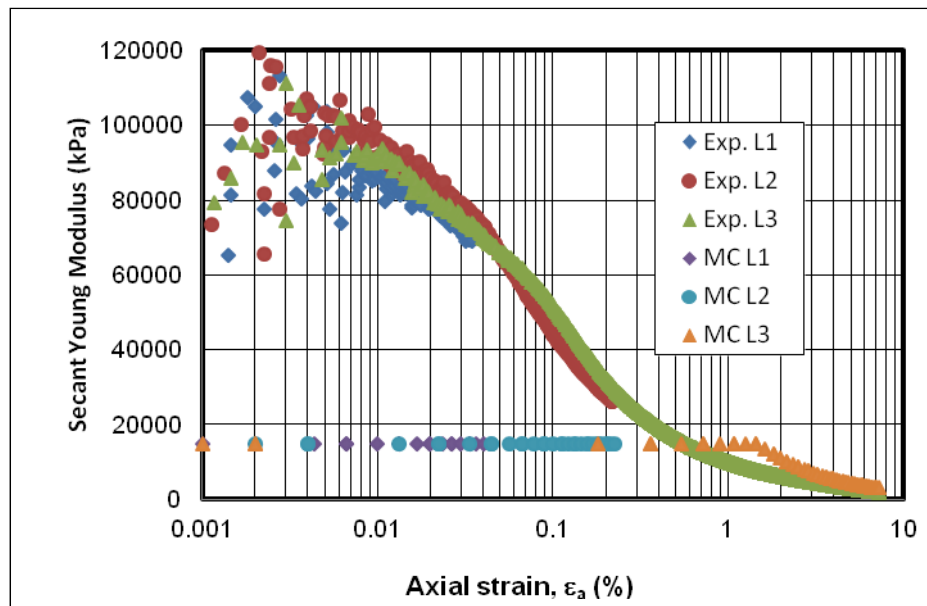
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-14



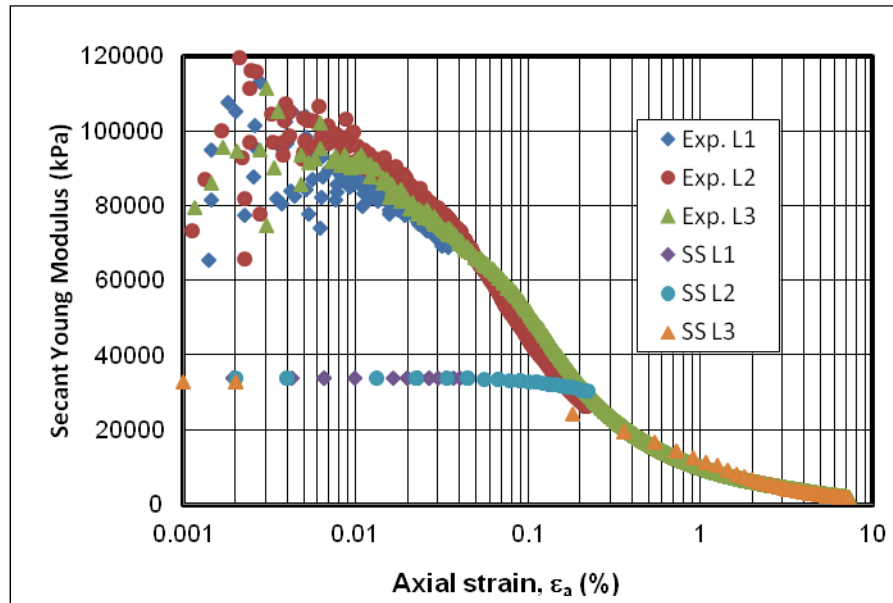
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-14



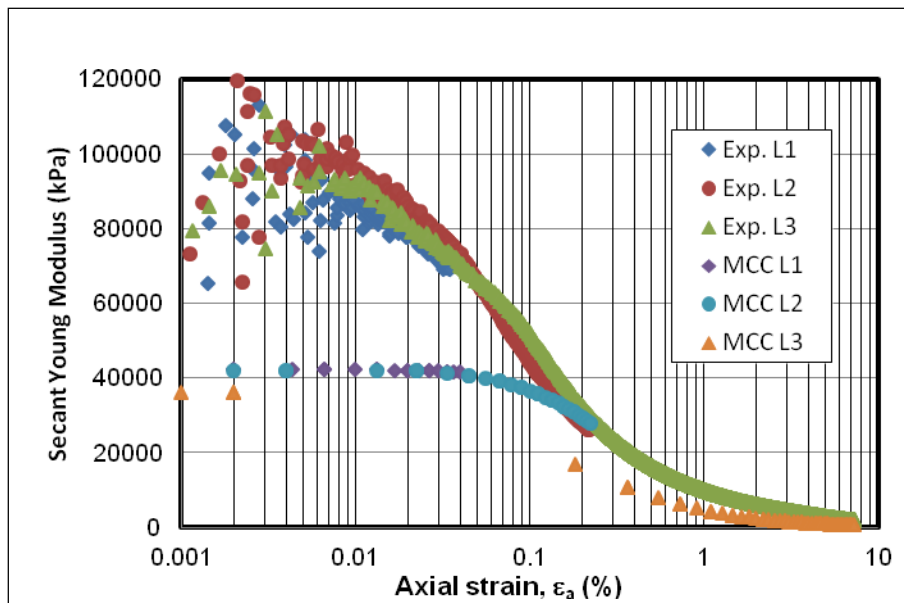
ผลการรันโปรแกรม ความเค้นและ ความเครียด แรงดันน้ำส่วนเกิน วิธีความเค้นของตัวอย่าง CU-14



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมป์ของตัวอย่าง CU-14



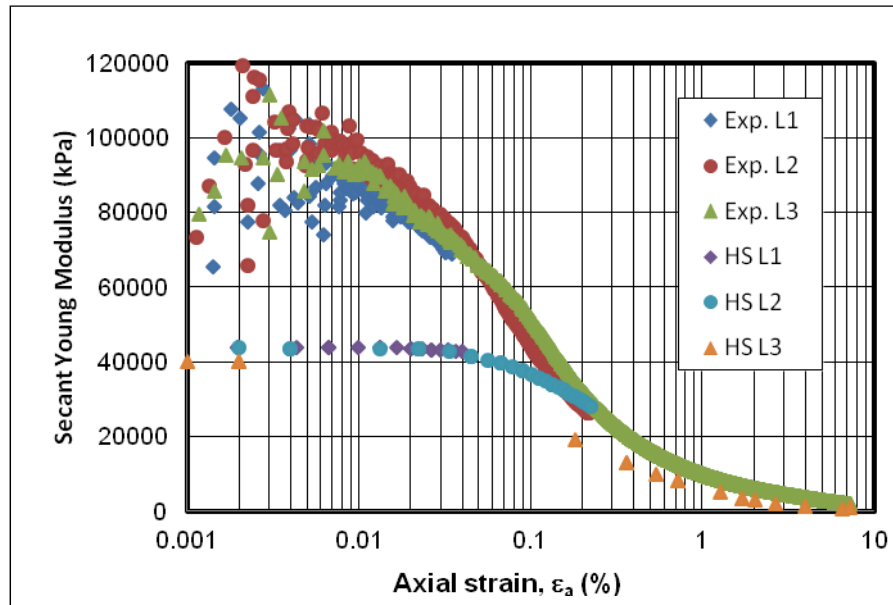
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองซอฟต์แวร์ของตัวอย่าง CU-14



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมิติไฟน์แคลมเซลล์ของตัวอย่าง

CU-14

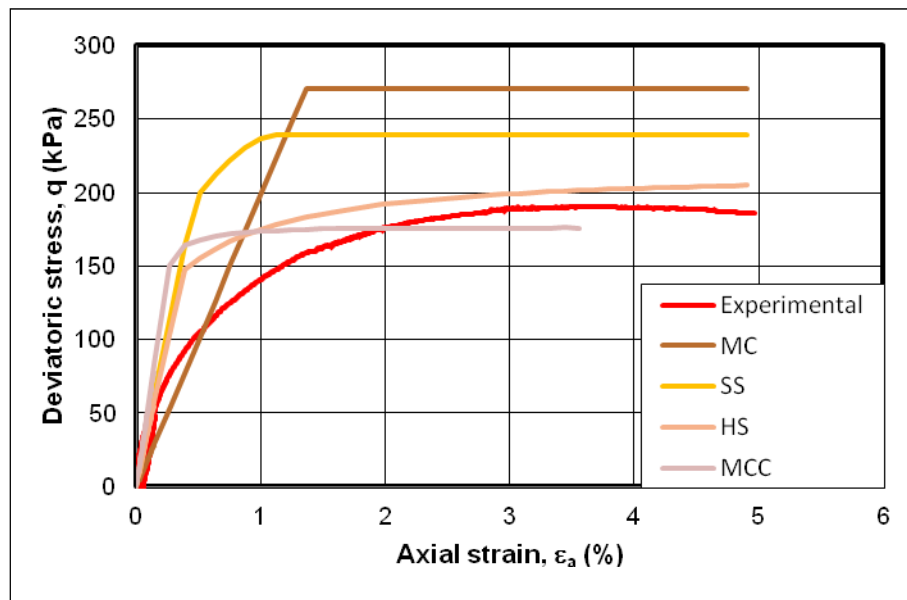




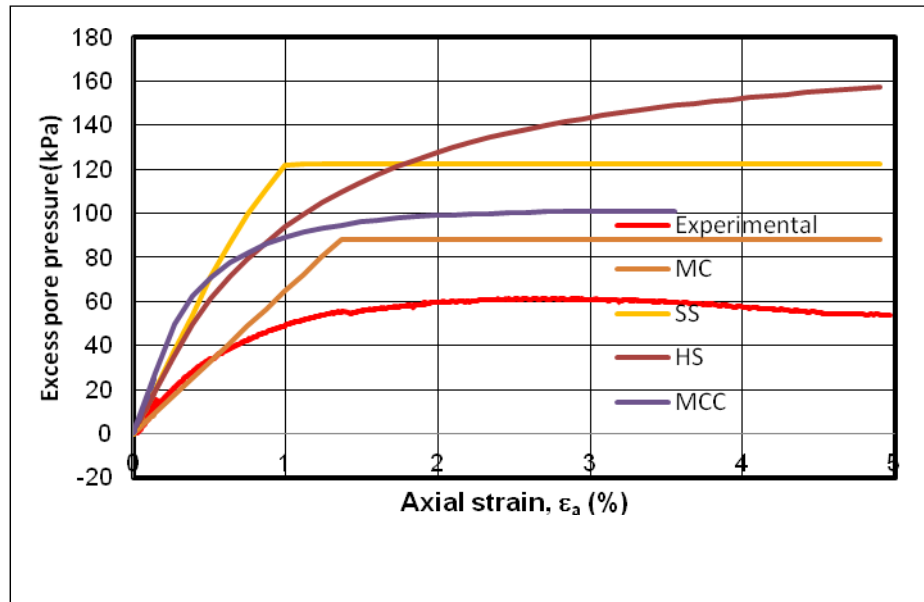
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งชอยล์ของตัวอย่าง

CU-14

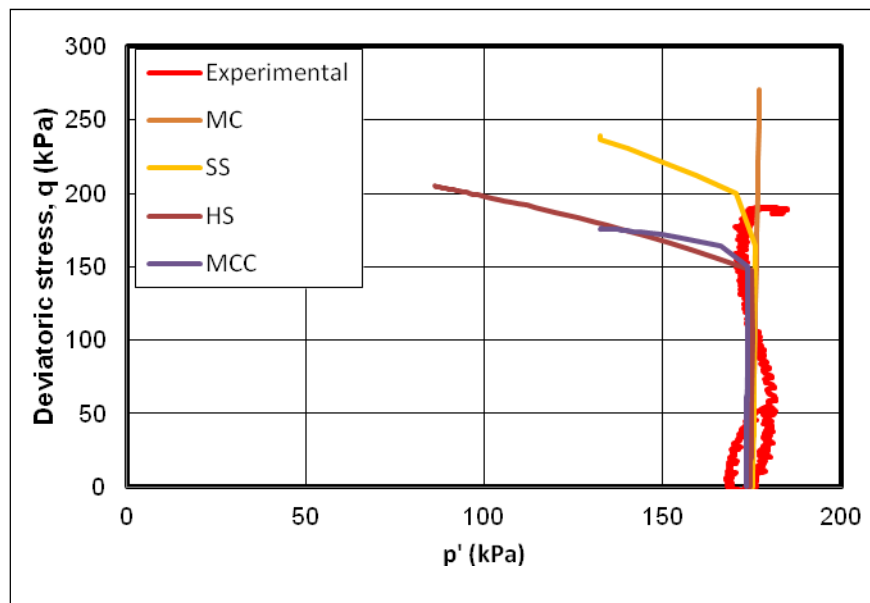
CU-16



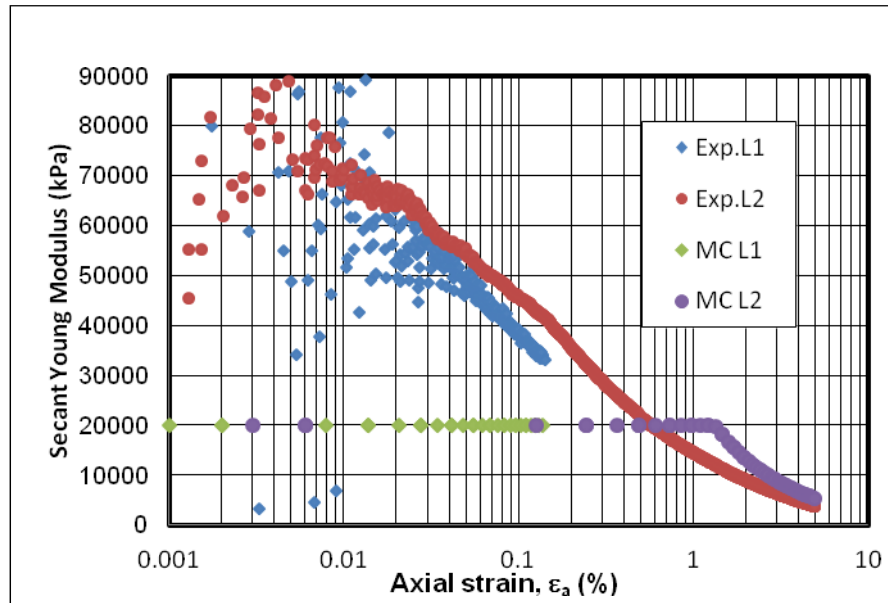
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-16



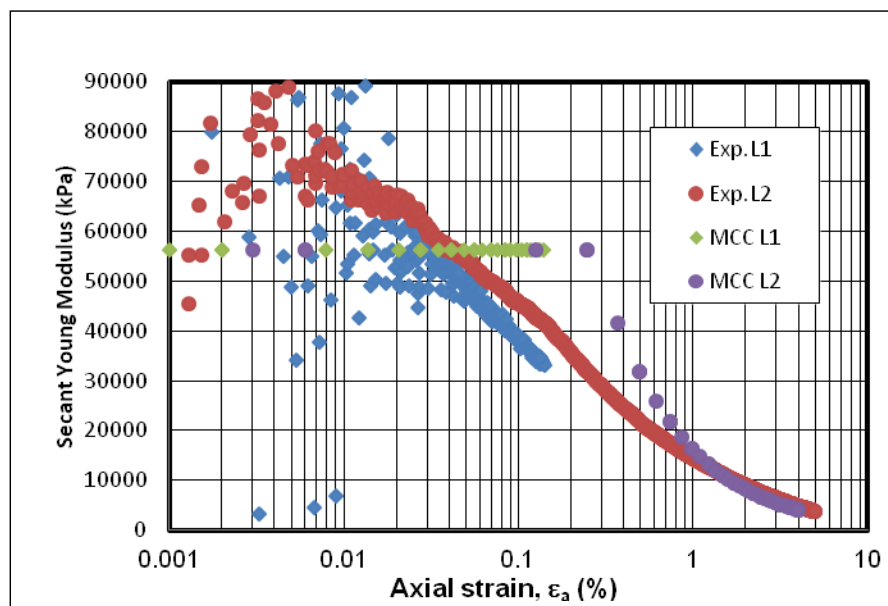
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-16



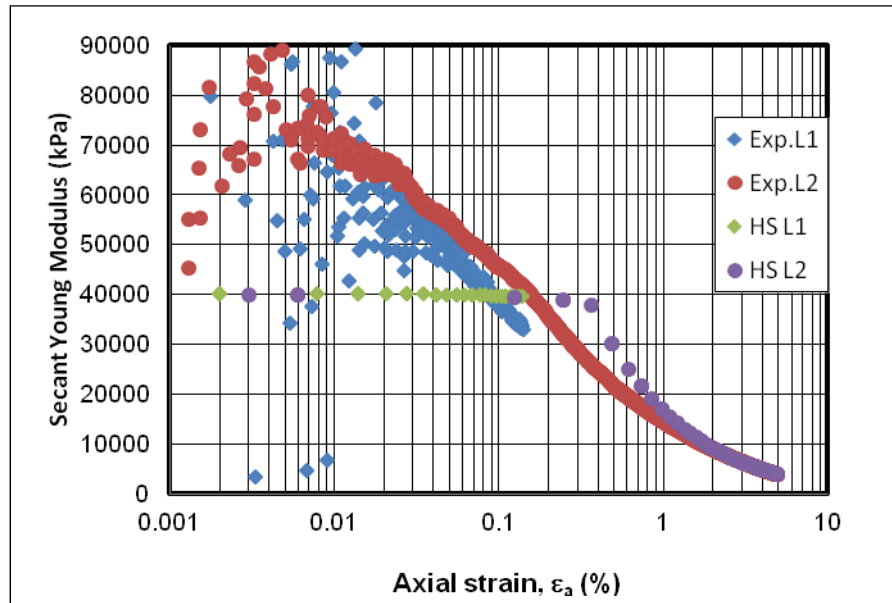
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-16



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ของตัวอย่าง CU-16



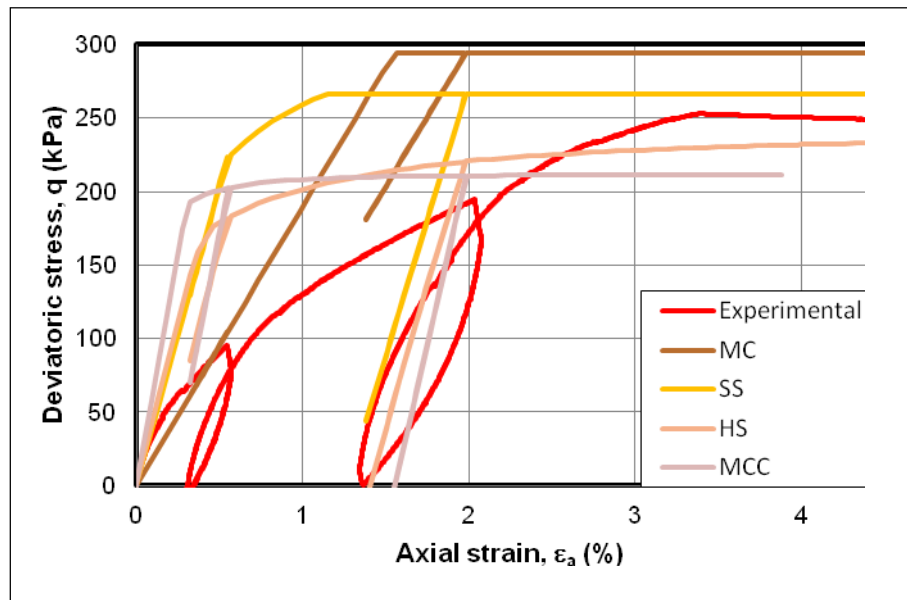
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองชอฟชอยล์ของตัวอย่าง CU-16



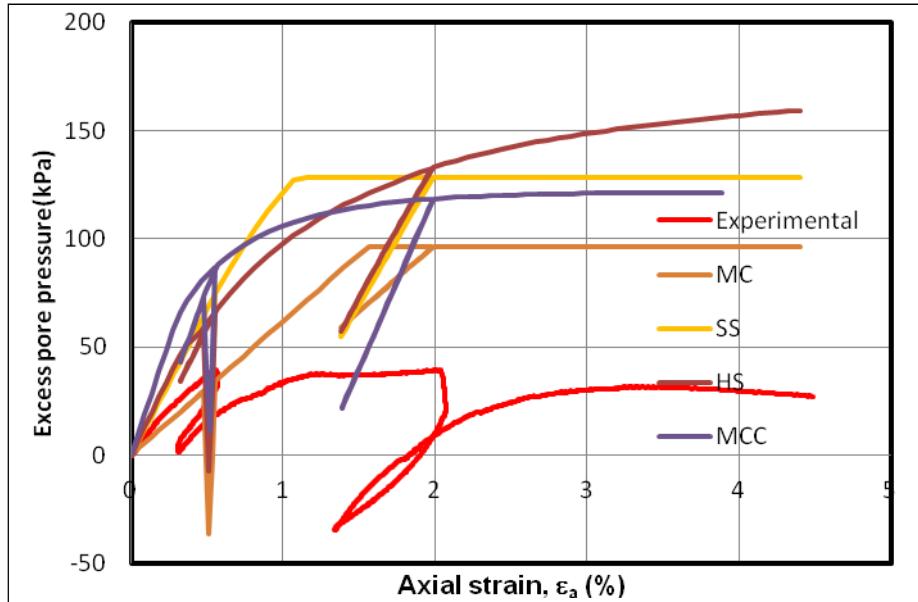
การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งชอยล์ของตัวอย่าง

CU-16

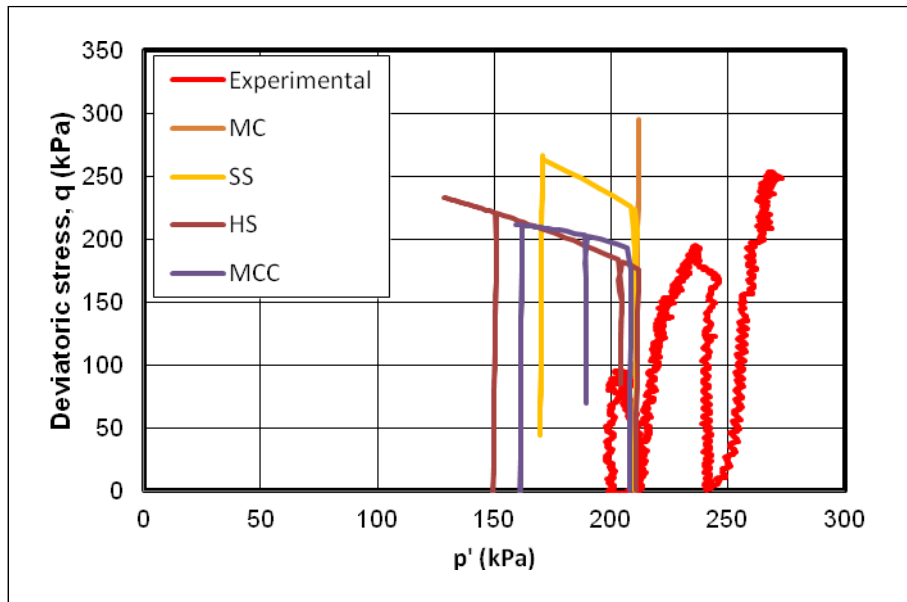
CU-18



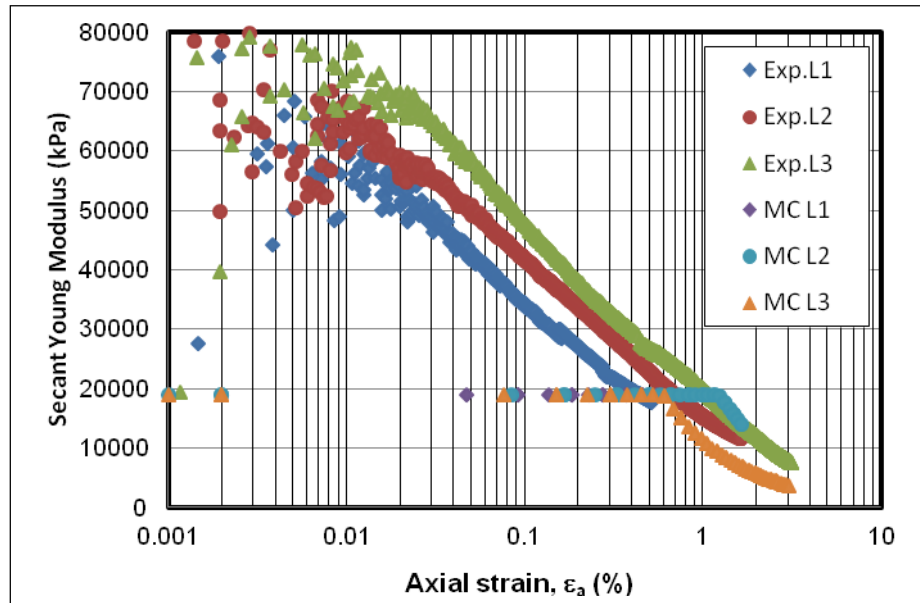
ความเค้นและความเครียดของตัวอย่าง CU-18



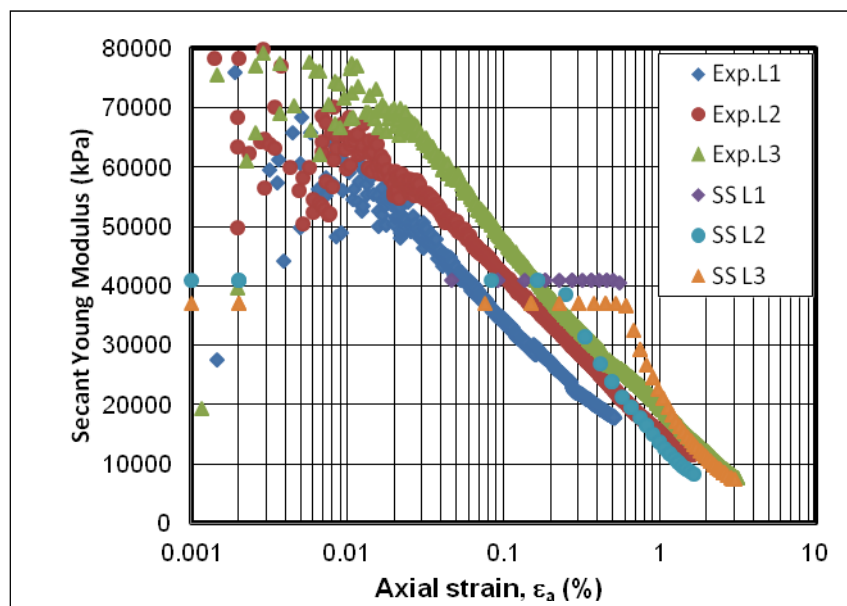
แรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่าง CU-18



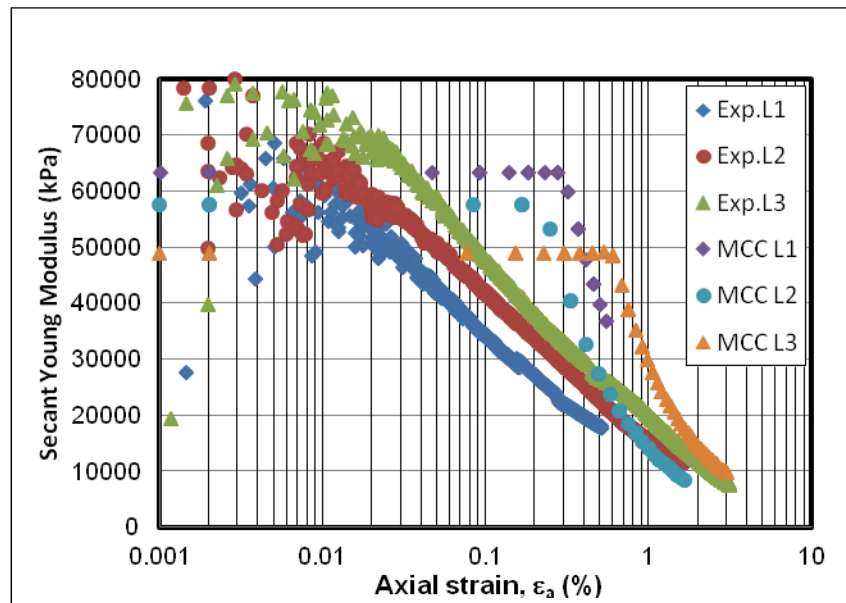
วิถีความเค้นของตัวอย่าง CU-18



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ของตัวอย่าง CU-18

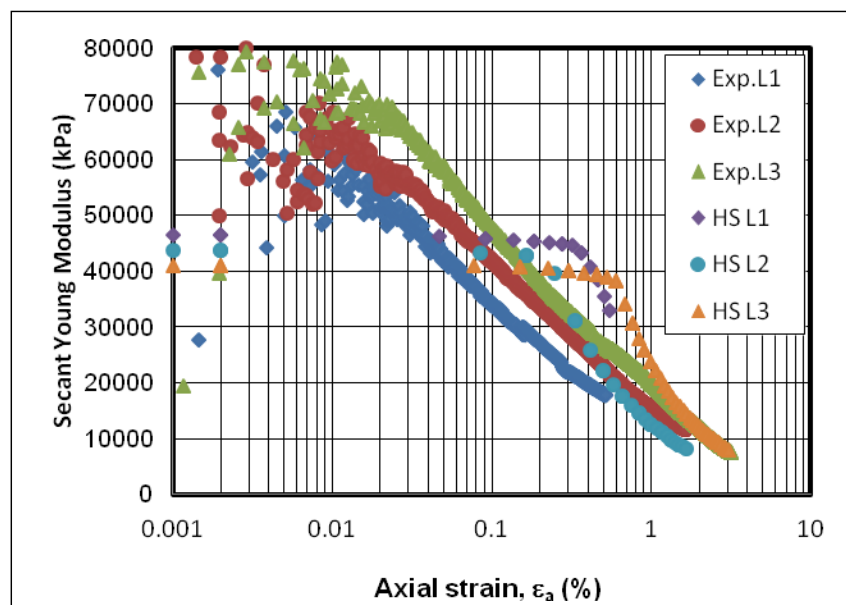


การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองชอฟชอยล์ของตัวอย่าง CU-18



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองโมดิไฟด์ไฟย์แคมเคลย์ของตัวอย่าง

CU-18



การลดลงของยังโมดูลัสต่อความเครียดแนวแกนจากแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซออยล์ของตัวอย่าง

CU-18

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายฉัตรชัย คงจีบ เกิดวันเสาร์ที่ 5 เดือนพฤษภาคม พ.ศ.2527 ที่อยู่ที่สามารถติดต่อได้ บ้านเลขที่ 145 หมู่ที่ 5 ต.ชุมแสง อ.วังจันทร์ จ.ระยอง สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ปีการศึกษา 2549 และปัจจุบันกำลังศึกษาระดับปริญญาโท วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมธรณีเทคนิค ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย รางวัลที่ได้รับบทความดีเด่นเรื่อง พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯ สาขาวิศวกรรมปฐพี ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16 จากมูลนิธิศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกตพันธ์