



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

(ปีที่ 1 ของโครงการ 2 ปี)

พฤติกรรมแอนไอโซโทรปีในระดับความเครียดต่ำและกลางของ
ดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำ
Anisotropic behavior in small- and intermediate-strain
ranges of Bangkok Clay under undrained extension mode

สยาม ยิ้มศิริ

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล
(งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559

มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 2559A10802016

สัญญาเลขที่ 137/2559

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

(ปีที่ 1 ของโครงการ 2 ปี)

พฤติกรรมแอนไอโซโทรปีในระดับความเครียดต่ำและกลางของ

ดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำ

Anisotropic behavior in small- and intermediate-strain
ranges of Bangkok Clay under undrained extension mode

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

สิงหาคม 2560

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 137/2559 ขอขอบพระคุณ ดร. วรณวรารักษ์ รัตนานิคม ที่ช่วยในการดำเนินงานวิจัยนี้

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษาคูณสมบัติทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งผลลัพธ์ของโครงการมีความสำคัญอย่างยิ่งในการเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยวัตถุประสงค์สำคัญของโครงการมีดังนี้

- การพัฒนาระบบ local strain measurement system สำหรับ ที่มีอยู่ให้มี apparatus triaxial ประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลาง
- การพัฒนาระบบระบบการให้แรงดึงสำหรับที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้ triaxial apparatus สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะการยึดตัว
- การพัฒนาระบบ bender element สำหรับที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้ triaxial apparatus สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนผ่านดิน
- การศึกษาพฤติกรรม stiffness degradation curve, non-linearity, และ anisotropy ภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (undrained extension) ของตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมในแนวตั้งและแนวนอน ด้วย triaxial apparatus & bender element

ABSTRACT

The objectives of this research project are: (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, and (iii) stiffness anisotropy of Bangkok Clay. The results of this project can provide a very important data for the understanding of the behavior of Bangkok Clay. The detail objectives of this project are as follow:

- Development of a local strain measurement system for an existing conventional triaxial apparatus to be able to study soil behavior at small- and intermediate-strain levels
- Development of an extension system for an existing conventional triaxial apparatus to be able to perform triaxial extension test
- Development of a bender element system for an existing conventional triaxial apparatus to be able to study soil behavior at small-strain level be wave propagation
- Study stiffness degradation curve, non-linearity, and anisotropy under an undrained extension test of vertically- and horizontally-cut specimens of Bangkok Clay

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	i
บทคัดย่อ	ii
สารบัญ	iii
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1-1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	1-2
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	1-3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	2-1
2.2 พฤติกรรมที่ small-strain	2-4
2.2.1 Effective stress state	2-10
2.2.2 Stress history	2-12
2.2.3 Void ratio	2-12
2.2.4 Stress ratio	2-14
2.2.5 Rate effect	2-14
2.2.6 Aging และ time effect	2-15
2.2.7 ชนิดของดิน	2-16
2.2.8 Recent stress history	2-17
2.3 Anisotropy	2-18
2.3.1 Inherent anisotropy	2-19
2.3.2 Stress induced anisotropy	2-21
2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy	2-23
2.3.4 นิยามของค่า α และ b	2-26
2.3.5 ผลการศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรมของดิน	2-27
2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain	2-43
2.4.1 การทดลองในห้องปฏิบัติการ	2-45
2.4.2 การทดลองในสนาม	2-47

บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง

3.1	บทนำ	3-1
3.2	การทดลอง triaxial	3-2
3.2.1	ระบบการทดลอง triaxial แบบธรรมดา	3-2
3.2.2	เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้	3-2
3.3	การพัฒนาระบบ triaxial	3-5
3.3.1	ระบบ local strain measurement	3-5
3.3.2	ระบบ bender element	3-7
3.3.3	ระบบการทดสอบแรงดึง	3-12
3.4	แผนการทดลอง triaxial	3-14
3.4.1	Sampling	3-17
3.4.2	การเตรียมตัวอย่าง	3-17
3.4.3	การติดตั้งตัวอย่าง	3-17
3.4.4	Saturation	3-18
3.4.5	Isotropic consolidation	3-18
3.4.6	Rest period	3-18
3.4.7	Extension shearing	3-18
3.4.8	การเก็บข้อมูล	3-18
	เอกสารอ้างอิง	R-1
	ผลผลิต	
	ประวัตินักวิจัย	

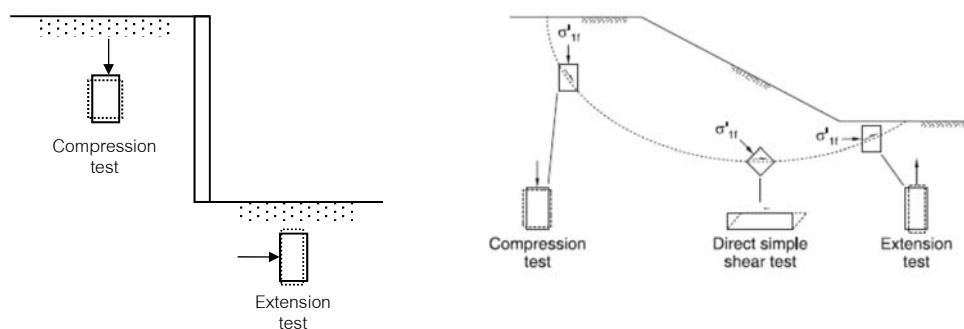
บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในอดีตนั้นพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ของโครงสร้างเป็นหลักโดยไม่ค่อยสนใจการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน โดยคุณสมบัติของดินที่ต้องการในการวิเคราะห์ดังกล่าวคือกำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ของดิน แต่การออกแบบในปัจจุบันเริ่มสนใจการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานเพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆโครงสร้างต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในเขตเมือง) และยังต้องการทราบสภาวะที่แท้จริงของโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์ที่ใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่าพบว่า การเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง (เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์)) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานมีค่าน้อยกว่าค่าที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989 และ Tatsuoka et al., 1997) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างกันนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้ต้องมีความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆของดินที่มีความซับซ้อนเหล่านี้มากขึ้นซึ่งจะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

ในการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่สมบูรณ์โดยเฉพาะสำหรับงานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์จะต้องประกอบด้วย (i) การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินและโครงสร้าง, (ii) การวิเคราะห์แรงที่ดินกระทำต่อโครงสร้าง, (iii) การวิเคราะห์ความดันของน้ำใต้ดินที่เกิดขึ้น, และ (iv) การวิเคราะห์ผลกระทบของการลดลงของความดันของน้ำใต้ดินที่เกิดขึ้นเพื่อทราบพฤติกรรมของโครงสร้างในระยะยาว (Negro & de Queiroz, 2000) จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าพฤติกรรมที่สำคัญของดินที่ต้องถูกรวมในแบบจำลองคณิตศาสตร์ของดินเพื่อให้ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นมีความถูกต้องคือ (i) small-strain stiffness และ non-linearity, (ii) stiffness anisotropy, (iii) recent stress history, (iv) elastic-plastic behavior within the yield surface, (v) 3-D nature of soil deformation, และ (vi) creep behavior อย่างไรก็ตามแม้ว่ามีโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่มากมายในกรุงเทพฯ โดยเฉพาะโครงการที่เกี่ยวข้องกับวิศวกรรมปฐพี เช่น โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA) และงานขุดชั้นใต้ดิน พฤติกรรมเหล่านี้ยังถูกศึกษาน้อยมากสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยการศึกษาเกี่ยวกับ small-strain stiffness, non-linearity, และ anisotropy ที่ผ่านมาได้ทำโดยการทดสอบ triaxial compression ซึ่งเป็นการศึกษาการเสียรูปในสภาวะการอัดตัวของดิน แต่สำหรับปัญหาบางอย่าง เช่น การอูท (heave) ที่ก้นของงานขุดหรือกำแพงเข็มพืดและการเคลื่อนตัวที่ตีนของลาดดินจะเป็น

การเสียรูปในสภาวะการยึดตัวของดินดังแสดงในรูปที่ 1-1 ซึ่งยังไม่มีข้อมูลที่เกี่ยวข้องเลย ฉะนั้นโครงการวิจัยนี้จึงได้ถูกเสนอขึ้นเพื่อศึกษา small-strain stiffness, non-linearity, และ anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำโดยการทดลองในห้องปฏิบัติการโดยใช้เครื่องมือ triaxial apparatus ผลการทดลองนี้จะเป็นประโยชน์ในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯต่อไป เพื่อทำให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้น



รูปที่ 1-1 สภาวะการเค้นแบบต่างๆ

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

วัตถุประสงค์สูงสุดในการทำวิจัยด้านวิศวกรรมโยธา คือการปรับปรุงการออกแบบของโครงสร้างต่างๆให้มีความปลอดภัยและประหยัดยิ่งขึ้น การวิจัยทางด้านพฤติกรรมของดินก็มีวัตถุประสงค์เช่นเดียวกัน โดยจะเห็นว่าการจะทำวิจัยเพื่อให้บรรลุจุดประสงค์สุดท้ายของวงจรโดยสมบูรณ์ของการวิจัยทางด้านพฤติกรรมของดินนั้นต้องใช้บุคลากรที่มีความสามารถในด้านต่างๆกันจำนวนมากและใช้ระยะเวลายาวนาน สำหรับโครงการวิจัยที่เสนอนี้เป็นส่วนหนึ่งของวงจรสมบูรณ์เท่านั้นซึ่งจะเป็นจุดเริ่มต้นที่สำคัญของวงจรการวิจัยนี้ต่อไป

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษถึงคุณสมบัติทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งผลลัพธ์ของโครงการมีความสำคัญอย่างยิ่งในการเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ อีกทั้งในอนาคตยังจะเป็นประโยชน์ในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงที่ถูกต้องยิ่งขึ้นเพื่อจำลองพฤติกรรมภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ และหากได้เพิ่มแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ได้รับการพัฒนาแล้วเข้าไปในระเบียบวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข เช่น วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (finite element method) จะทำให้สามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีได้ถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้น โดยวัตถุประสงค์สำคัญของโครงการนี้สามารถจำแนกเป็นข้อๆดังนี้

- การพัฒนาระบบ local strain measurement system สำหรับ triaxial apparatus ที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลาง

- การพัฒนาระบบระบบการให้แรงดึงสำหรับ triaxial apparatus ที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะการยึดตัว
- การพัฒนาระบบ bender element สำหรับ triaxial apparatus ที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนผ่านดิน
- การศึกษาพฤติกรรม stiffness degradation curve, non-linearity, และ anisotropy ภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (undrained extension) ของตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมในแนวตั้งและแนวนอน ด้วย triaxial apparatus & bender element

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

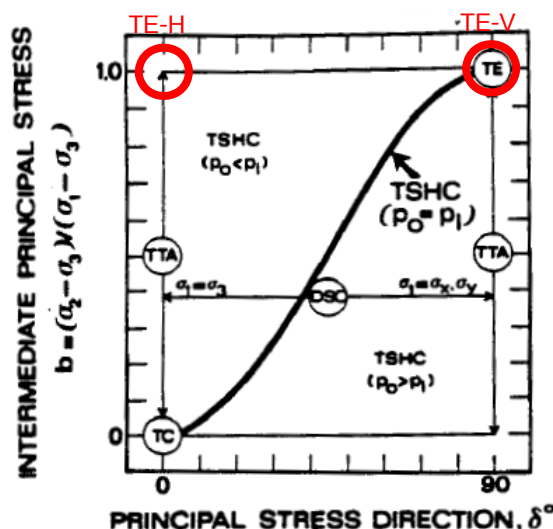
การวิจัยนี้สนใจศึกษาพฤติกรรม stiffness anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลาง โดยเป็นการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการโดยใช้เครื่องมือ triaxial apparatus โดยจะทดสอบดินที่ isotropic in-situ confining stress และทำการเฉือนดินภายใต้สภาวะการยึดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (undrained extension) สำหรับตัวอย่างดิน vertically- and horizontally-cut หลังจากนั้นก็จะนำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์คุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างๆที่จะเป็นประโยชน์ในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงสำหรับพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯต่อไปในอนาคต โดยโครงการวิจัยนี้สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วนคือ (i) การพัฒนาเครื่องมือ และ (ii) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

อนุภาคดินเหนียวมีแนวโน้มจะจัดเรียงตัวในแกนนอนระหว่างการทับถม (Mitchell & Soga, 2005) ทำให้เกิดพฤติกรรม inherent anisotropy ที่ทำให้ modulus, pore water pressure, undrained shear strength, และ Mohr-Coulomb strength parameters (c' และ ϕ') มีค่าขึ้นกับทิศทางของ major principal stress Duncan & Seed (1966) แสดงผลการทดสอบ UU และ CU กับตัวอย่างดิน kaolinite ที่ตัดที่ทิศทางต่างกับแนวตั้ง δ และแสดงว่าตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนมี effective stress envelope เหมือนกันแต่ $s_u(V)$ มีค่ามากกว่า $s_u(H)$ ประมาณ 10% เนื่องจากมี Skempton's (1954) pore pressure A_f ต่ำกว่า ผลการทดสอบ UU ของตัวอย่างเดียวแสดงว่า $s_u(\delta=45^\circ)/s_u(V)=0.75$ และ $s_u(H)/s_u(V)=0.87$ ดินยังสามารถแสดง stress induced anisotropy เมื่อ K_0 ไม่เท่ากับ 1.0 เนื่องจากต้องการแรงเฉือนเพื่อให้เกิดการวิบัติที่ต่างกันเมื่อ major principal stress at failure (σ_{1f}) เปลี่ยนแปลงระหว่างแนวตั้ง ($\delta=0^\circ$) และแนวนอน ($\delta=90^\circ$) ดังนั้นสภาพความเค้นจึงมีผลต่อพฤติกรรมของดินอย่างมาก

สภาพของความเค้นนิยามโดยขนาดและทิศทางของ principal stress 3 ตัว (σ_1 , σ_2 , และ σ_3) โดยมักจะอธิบายความแตกต่างของสภาพความเค้นด้วยตัวแปร 2 ตัว คือ (i) ทิศทางของ major principal stress เทียบกับแนวตั้ง (δ) และ (ii) ขนาดสัมพัทธ์ของ intermediate principal stress ($b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$) การเปลี่ยนแปลงของค่า δ และ b ทำให้เกิดพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดที่ต่างกันเนื่องจากคุณสมบัติ anisotropy ของดิน รูปที่ 3 แสดงสภาพความเค้น (b และ δ) ที่สามารถควบคุมได้ในการทดสอบต่างๆในห้องปฏิบัติการ การทดสอบ true triaxial (TTA) เป็นการทดสอบที่เหมาะสมสำหรับศึกษาผลกระทบของ σ_2 แต่มีความสามารถจำกัดในการศึกษา anisotropy เนื่องจาก σ_1 ต้องมีทิศทางตามแกน x, y, หรือ z เท่านั้น Directional shear cell (DSC) เป็นเครื่องมือ plane strain ที่เหมาะในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy (Arthur et al., 1977) เนื่องจากสามารถควบคุมทิศทางของ σ_1 (δ) ภายใต้อาณัติ plane strain ได้ แต่ไม่สามารถควบคุม b ได้โดย b ของ plane strain จะประมาณ 0.3-0.6 (Yimsiri et al., 2013) เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder (TSHC) สามารถบังคับได้ทั้ง δ และ b ใดๆแต่ยังมีปัญหาเรื่อง stress non-uniformity ทำให้ยังไม่สามารถทำการทดสอบที่บริเวณมุมของรูปที่ 2-1 ได้ ($\delta = 0^\circ$, $b = 1$ และ $\delta = 90^\circ$, $b = 0$) ซึ่งต้องใช้ค่า $(p_o - p_i)$ ที่มาก (Wijewickreme & Vaid, 1991) และหาก TSHC ใช้ความดันภายในและภายนอกเท่ากันจะได้ $\sigma_2 = \sigma_r = p_i = p_o$ และได้สภาพความเค้นตามสมการ $b = \sin^2 \delta$ การทดสอบที่จะดำเนินการในโครงการวิจัยนี้จะได้อัตราของสภาพความเค้นดังแสดงในรูปที่ 2-1 (TE-V และ TE-H) ซึ่งเป็นสภาพความเค้นในส่วนที่วัดได้ยากด้วยเครื่องมือที่กล่าวมาข้างต้น



รูปที่ 2-1 สภาพของความเค้นที่สามารถทดสอบได้โดยการทดสอบแบบต่างๆ
(after Jamiolkowski et al., 1985)

สิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในปัจจุบันคือการเคลื่อนตัวของของดินและโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน ซึ่งแตกต่างจากสมัยก่อนที่คำนึงถึงเฉพาะปัญหาด้านเสถียรภาพ (stability) และใช้ Factor of Safety ที่เหมาะสมเพื่อจำกัดปัญหาการเคลื่อนตัว สิ่งนี้ทำให้ความสนใจในพฤติกรรมของดินเปลี่ยนจากช่วงวิบัติ (failure) มาสู่ช่วงก่อนวิบัติ (pre-failure) ข้อมูลของความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ที่ถูกต้องในช่วงก่อนวิบัติคือสิ่งสำคัญที่จะเข้าใจพฤติกรรมของดินซึ่งเป็นประโยชน์ในการประมาณการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง เพราะว่าขนาดของความเครียด (strain) ของดินรอบๆโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในสภาพใช้งานมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปน้อยกว่า 0.1% (Burland, 1989) ความรู้ทางด้านพฤติกรรมของดินด้านพฤติกรรมก่อนการวิบัติ (pre-failure deformation behavior) นั้นได้มีการพัฒนาและเพิ่มพูนอย่างรวดเร็วในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมา โดยจะเห็นได้ว่าได้มีการจัดการประชุมทางวิชาการระดับนานาชาติสำหรับหัวข้อนี้โดยเฉพาะหลายครั้ง เช่น 10th ECSMFE (1991), IS-Hokkaido (1994), Geotechnique Symposium in Print (1997), IS-Torino (1999), IS-Lyon (2003), IS-Atlanto (2008), และล่าสุด IS Seoul (2012) อย่างไรก็ตามข้อมูลเกี่ยวกับการศึกษาพฤติกรรมช่วงก่อนการวิบัติ และพฤติกรรมอื่นๆที่เกี่ยวข้องสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของดินเหนียวกรุงเทพฯยังมีน้อยมาก

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯโดยการทดสอบ conventional triaxial compression ได้ดำเนินการอย่างกว้างขวาง จนกระทั่งเมื่อไม่นานนี้ Shibuya & Tamrakar (1999) และ Shibuya et al. (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ external strain measurement อย่างละเอียดซึ่งพบว่าค่า small-strain stiffness จาก monotonic triaxial ที่แสดงมีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นๆมากและยังมีส่วน initial linear stress-strain relationship กว้าง

มาก ต่อมา Ratananikom et al. (2013) ได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมถึงพฤติกรรมแอนไอโซโทรปีในระดับความเครียดต่ำถึงปานกลางของดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยการทดสอบ monotonic triaxial ที่มีการวัดการเคลื่อนตัวแบบ local strain measurement ซึ่งงานวิจัยนี้เป็นงานวิจัยแรกที่ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดย local strain measurement สำหรับการศึกษาพฤติกรรมรับแรงดึงโดยการทดสอบ triaxial แบบ CIUE ได้ดำเนินการโดยผู้วิจัยหลายท่าน เช่น Li (1975), Balasubramaniam & Uddin (1977), Tampubolon (1981), Anwar (1992), และ Seah & Lai (2003) และการศึกษาพฤติกรรมรับแรงดึงจากการทดสอบ triaxial แบบ CK₀UE ได้ดำเนินการโดย เช่น Memon (1976), Tapubolon (1981), และ Tanaka et al. (2001) อย่างไรก็ตามการศึกษาที่กล่าวมาทั้งหมดนี้สนใจพฤติกรรมด้านกำลังเป็นหลัก เนื่องจากเป็นการทดสอบโดย conventional triaxial apparatus โดยการวัด external strain measurement จึงทำให้ไม่ได้ค่า stiffness ของดินในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลางที่ต้องการ

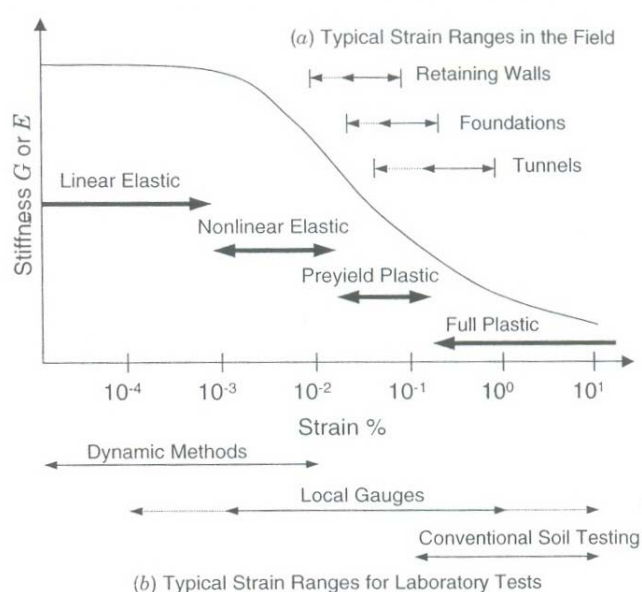
การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในโครงการนี้จะทำโดยใช้ triaxial apparatus อย่างไรก็ตามการศึกษานี้ไม่สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่มีใช้อยู่ในปัจจุบัน (conventional triaxial apparatus) เพราะต้องการเครื่องมือที่ใช้วัดความเค้นและความเครียดได้อย่างแม่นยำโดยเฉพาะต้องวัดความเครียดให้ได้ละเอียดถึง 0.001% การวัดความเค้นที่แม่นยำทำได้โดยการวัดแรงจากภายใน triaxial cell โดยใช้ internal load cell และการวัดความเครียดที่แม่นยำทำได้โดยการวัดการเคลื่อนตัวของดินบนผิวของตัวอย่างดินโดยตรง (local strain measurement) จากการที่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนา local strain measurement ทำให้สามารถวัดความเค้นและความเครียดของตัวอย่างดินได้ในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลางได้อย่างแม่นยำซึ่งนำไปสู่การศึกษาถึงพฤติกรรมการล้าของดินที่ความเครียดต่ำถึงปานกลางได้ (เช่น Tatsuoka & Shibuya, 1991; Jardine, 1992; Smith et al., 1992; Kuwano, 1999) การพัฒนา triaxial apparatus โดยการใช้ local strain measurement กับ triaxial apparatus กลายเป็นมาตรฐานในการศึกษาพฤติกรรมของดิน ใน 2 ทศวรรษที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาระบบ local strain measurement แบบต่างๆโดยในด้าน local axial strain measurement ก็มี (i) inclinometer gauge (เช่น Burland & Symes, 1982), (ii) Hall effect local strain gauge (เช่น Clayton & Khattrush, 1986), (iii) proximity transducer (เช่น Hird & Yung, 1989), (iv) original-local deformation transducer (original-LDT) (เช่น Goto et al., 1991), (v) LVDT (เช่น Cuccovillo & Coop, 1997), and (vi) cantilever-LDT (Yimsiri et al., 2005) การสรุปบทวนถึงระบบ local strain measurement ที่ได้รับการพัฒนาขึ้นมาแล้วนั้นสามารถอ่านได้จาก Scholey et al. (1995) และ Yimsiri & Soga (2002) โดยในโครงการวิจัยนี้จะเลือกใช้ LVDT สำหรับ local axial strain measuring device และ proximity transducer สำหรับ local radial strain measuring device

การทดสอบ stiffness ของดินที่ระดับความเครียดต่ำด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนที่วิ่งผ่านดินได้เริ่มมีการศึกษาสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ เช่น การศึกษาในสนามโดยวิธีต่างๆโดย Ashford & Jakrapiyanun (1999) และ Shibuya & Tamrakar (1999) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วย bender element โดย Teachavorasinskun et al (2001) Teachavorasinskun et al. (2002a, b) Teachavorasinskun & Amornwithayalax (2002) Teachavorasinskun & Lukkunaprasit (2004) และ

Teachavorasinskun & Akkarakun (2004) อย่างไรก็ตามข้อมูลส่วนมากมาจากผู้วิจัยกลุ่มเดียวและยังมีพฤติกรรมบางประการที่ยังไม่ได้ทำการศึกษา โครงการวิจัยนี้จึงจะทำการทดลองด้วย bender element เพิ่มเติม โดยข้อมูลจากผลการทดลองในโครงการนี้จะเป็นการเพิ่มข้อมูลในฐานข้อมูลของดินเหนียวกรุงเทพฯ อีกทั้งโครงการนี้จะทำการศึกษา bender element ในส่วนที่ไม่เคยศึกษามาก่อน เช่น anisotropy

2.2 พฤติกรรมที่ small-strain

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ local strain measurement ยังไม่เคยได้ทำศึกษามาก่อน อย่างไรก็ตาม Shibuya & Tamrakar (1999) และ Shibuya et al. (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ external strain measurement ซึ่งพบว่าค่า small-strain stiffness จาก monotonic triaxial ที่ตีพิมพ์ออกมามีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นๆมากและยังมีส่วน initial linear stress-strain relationship กว้างมาก ทำให้ข้อมูลที่ได้มีความน่าเชื่อถือน้อยลง อีกทั้ง Yimsiri (2002) ยังได้ตั้งข้อสงสัยว่าค่า stiffness ที่ได้จาก monotonic triaxial test ที่ได้ตีพิมพ์นั้นน่าจะมีค่าต่ำเกินไปหลังจากเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก self-boring pressuremeter เนื่องจาก bedding error ที่เกิดจาก external strain measurement



รูปที่ 2-2 ค่า modulus ที่เปลี่ยนไปกับ strain และแสดง (a) ขนาดของ strain ระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างทางปฐพีต่างๆ (after Mair, 1993) และ (b) ขนาดของ strain ที่วัดได้จากการทดสอบต่างๆ (after Atkinson, 2000)

ข้อมูลผลการทดสอบ small-strain stiffness ของดินโดยมากจะมาจากการทดลองแบบ dynamic กับตัวอย่าง undisturbed หรือ reconstituted clay, หรือตัวอย่าง reconstituted sand ภายใต้สภาพความ

คั่นแบบ isotropic การทดสอบที่นิยมใช้คือ resonant column หรือ bender element ที่อยู่ใน triaxial system งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงว่ามีปัจจัยหลายอย่างที่จะกระทบค่า small-strain stiffness ของดินซึ่งเกี่ยวข้องกับธรรมชาติและโครงสร้างของดิน (เช่น ขนาดของอนุภาค, ขนาดคละ, ความหนาแน่น) และประวัติทางธรณีวิทยา (เช่น stress history, stress state, ageing, chemical processes) Hardin and Drnevich (1972) ได้จัดแบ่งปัจจัยต่างๆเป็น 3 กลุ่ม คือ สำคัญมาก, สำคัญน้อย, และไม่สำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 2-1

ตารางที่ 2-1 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ shear modulus และ damping สำหรับ complete stress reversal. (Hardin and Drnevich, 1972)

Factors	Importance to ^a	
	Modulus	
	Clean sands	Cohesive soils
Strain Amplitude	V	V
Effective Mean Principal Stress	V	V
Void Ratio	V	V
Number of Cycles of Loading	R ^b	R
Degree of Saturation	R	V
Overconsolidation ratio	R	L
Effective Strength Envelope	L	L
Octahedral Shear Stress	L	L
Frequency of loading (above 0.1 Hz)	R	R
Other Time Effects (Thixotropy)	R	L
Grain Characteristics, Size, Shape, Gradation, Mineralogy	R	R
Soil Structure	R	R
Volume Change Due to Shear Strain (for strains less than 0.5%)	U	R

^a V means very important, L means less important and R means relatively unimportant except as it may affect another parameters; U means relative importance is not clearly known at this time.

^b Except for saturate clean sand where the number of cycles of loading is a less important parameter.

Hardin (1978) ได้ศึกษาพฤติกรรม small-strain ของ clay และ sand และพบว่าค่า small-strain shear modulus จะขึ้นอยู่กับ current stress state (โดยใช้ค่า mean effective stress), current void ratio, และ stress history ของดิน (โดยใช้ค่า overconsolidation ratio $OCR (= \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v})$) ค่า small-strain shear modulus สามารถอธิบายได้ดังสมการ (2-1)

$$\frac{G_{max}}{p_a} = SF(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n OCR^k \quad (2-1)$$

โดยที่ $G_{\max}$ คือ small-strain shear modulus, $F(e)$ คือตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับค่า void ratio, p' คือ mean effective stress, p_a คือ reference stress (มักใช้ค่าความดันบรรยากาศ), S , n และ k คือค่าคงที่ที่ได้จากการทดลอง

ต่อมาความสัมพันธ์คล้ายๆกับสมการ (2-1) ก็ได้ถูกเสนอโดยผู้วิจัยอื่นๆเพื่ออธิบายผลการทดลองสำหรับดินชนิดอื่นๆ ความสัมพันธ์ที่ถูกเสนอบางส่วนได้แสดงในตารางที่ 2-2 ในหัวข้อถัดไปจะได้อธิบายถึงผลกระทบของปัจจัยต่างๆต่อพฤติกรรม small-strain ของดิน

ตารางที่ 2-2 ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	S	$f(e)$	n	Void ratio range	reference
Sand:						
Round-grain Ottawa Sand	RC	690	$\frac{(2.174 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.3-0.8	Hardin & Richart (1963)
Angular-grain crushed quartz	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-1.3	Hardin & Richart (1963)
Several sands	RC	563	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.4	0.6-0.9	Iwasaki <i>et al.</i> (1978)
Reconstituted Toyoura Sand	Cyclic TX	840	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-0.8	Kokusho (1980)
Several cohesionless and cohesive soils	RC	450-14000	$(0.3 + 0.7e^2)^{-1}$	0.5	N.A.	Hardin & Blandford (1989)
Reconstituted Ticino Sand	RC & TS	507	$\frac{(2.27 - e)^2}{1 + e}$	0.43	0.6-0.9	Lo Presti <i>et al</i> (1993)

ตารางที่ 2-2 (ต่อ) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Clay:						
Reconstituted NC kaolin	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.5	Hardin & Black (1968)
Several undisturbed clays (NC range)	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.7	Hardin & Black (1968)
Reconstituted NC kaolin	RC	450	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.1-1.3	Marcuson & Wahls (1972)
Reconstituted NC bentonite	RC	45	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.6-2.5	Marcuson & Wahls (1972)
Several undisturbed silts and clays (NC range)	RC	74-288	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.46-0.61	0.4-1.1	Kim & Novak (1981)
Undisturbed NC clay	Cyclic TX	14	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	0.6	1.7-3.8	Kokusho <i>et al.</i> (1982)

ตารางที่ 2-2 (ต่อ) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ ($G_{\max}$, p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Six undisturbed Italian clays	RC & BE	275-1174	$e^{-1.3}$ (average from e^{-x} : $x = 1.11$ to 1.43)	0.40-0.58	0.6-1.8	Jamiolkowski <i>et al.</i> (1995)**
Several soft clays	SCPT	500	$e^{-1.5}$	0.5	1-5	Shibuya & Tanaka (1996)***
Several soft clays	SPCT	1800-3000	$(1+e)^{-2.4}$	0.5	1-6	Shibuya <i>et al</i> (1997)***

* RC: resonant column test

TX: triaxial test

TS: torsional shear test

BE: bender element test

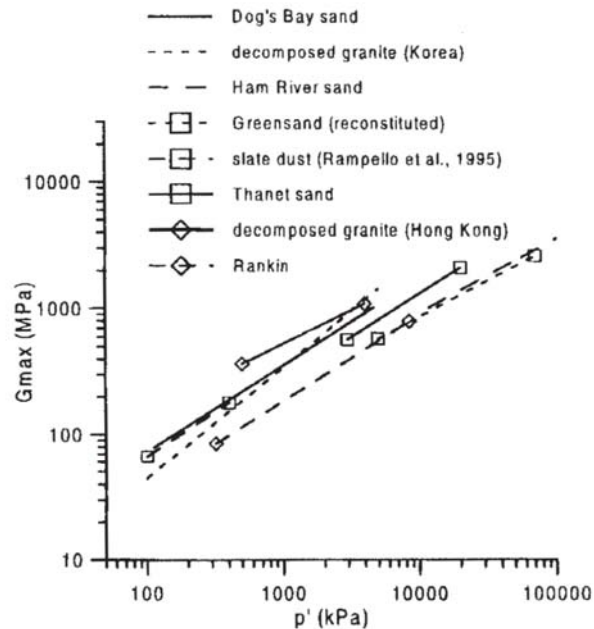
SCPT: seismic cone test

** from anisotropic stress condition

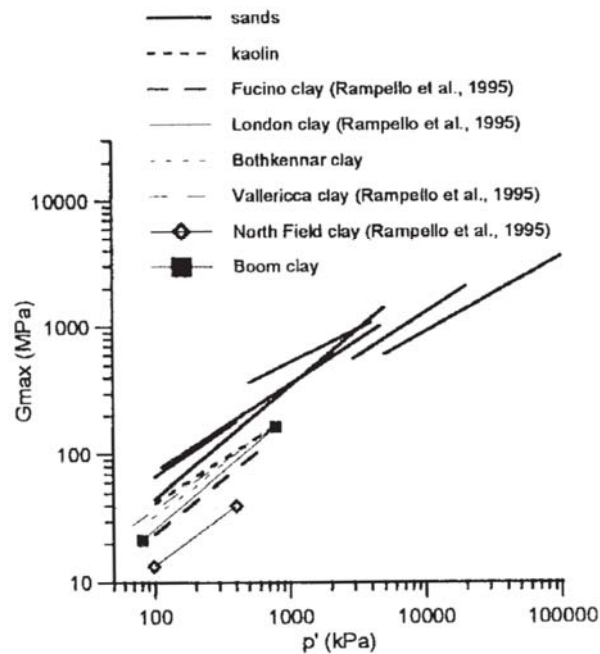
*** use σ'_v instead p'

2.2.1 Effective stress state

จากผลการศึกษาพบว่าค่า stiffness ของดินจะขึ้นอยู่กับค่า mean effective stress หรือ principal effective stress รูปที่ 2-3 แสดงตัวอย่างของผลกระทบของ stress level ต่อ shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop & Jovicic, 1999).



(a) sands

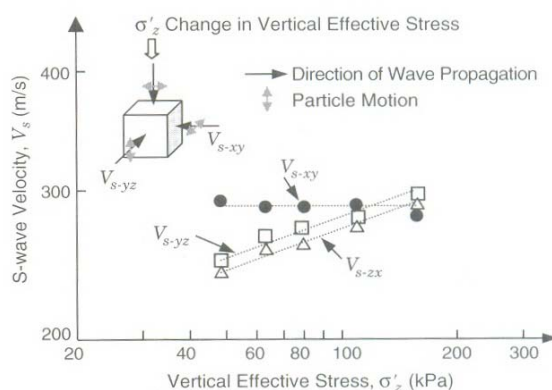


(b) sands and clays.

รูปที่ 2-3 ผลกระทบของ stress level ต่อค่า shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop & Jovicic, 1999)

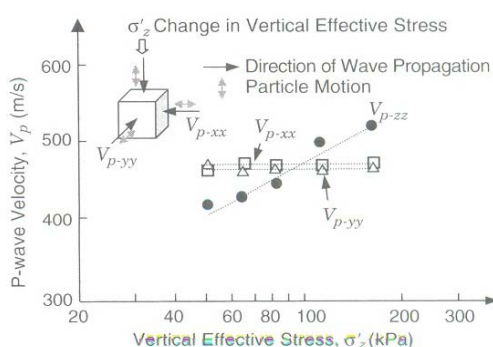
สมการ (2-1) จะสมมุติความเค้นแบบ isotropic อย่างไรก็ตาม Roesler (1979) พบว่าค่า small-strain stiffness ขึ้นอยู่กับ principal stress ที่แตกต่างกัน โดยได้ทำการวัด small-strain shear modulus จาก shear wave velocity ในตัวอย่างดินรูปลูกบาศก์ที่สามารถควบคุม principal effective stresses แต่ละอันได้ Roesler (1979) พบว่าค่า shear modulus จะขึ้นอยู่กับ principal effective stresses ในทิศที่ shear wave เดินทางและในทิศที่อนุภาคดินเคลื่อนที่ โดยจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า principal stress ในแนวตั้งฉากกับระนาบนี้ การค้นพบนี้ได้ถูกยืนยันโดยผู้วิจัยหลายคนต่อมา (เช่น Yu & Richart, 1984; Stokoe et al., 1985, 1991)

รูปที่ 2-4 แสดงค่า shear wave velocity ที่เดินทางใน 3 ทิศทางที่ต่างกัน (V_{s-xy} , V_{s-yz} และ V_{s-zx}) ค่า vertical effective stress (σ'_z) จะเพิ่มขึ้นในขณะที่ horizontal effective stress (σ'_x และ σ'_y) มีค่าคงที่ (Stokoe et al., 1995) ซึ่งพบว่าค่า shear wave V_{s-xy} ซึ่งมีทิศการเดินทางและทิศของการเคลื่อนที่ของอนุภาคดินในแนว out-of-plane direction จะมีค่าคงที่



รูปที่ 2-4 การเปลี่ยนแปลงค่าของ shear wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

สมการที่คล้ายกันทำนองนี้ก็ได้เสนอสำหรับ elastic wave อื่นๆ ค่า P-wave velocity จะขึ้นอยู่กับ effective stress ในทิศทางการเดินทางเท่านั้นดังแสดงในรูปที่ 2-5 (Stokoe et al., 1995)



รูปที่ 2-5 การเปลี่ยนแปลงค่าของ P-wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

2.2.2 Stress history

stress history และ current state เป็นปัจจัยอีกอันหนึ่งที่มีผลต่อพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain โดยทั่วไป stress history จะอธิบายด้วยค่า overconsolidation ratio Hardin and Black (1969) เสนอพจน์เพิ่มเติมเข้าไปในสมการ (2-1) เพื่อพิจารณาผลกระทบของ overconsolidation ratio โดยใช้ผลการทดสอบจาก resonant column test กับดินเหนียวคงสภาพหลายๆชนิด สมการนี้สามารถอธิบายดังสมการ (2-2)

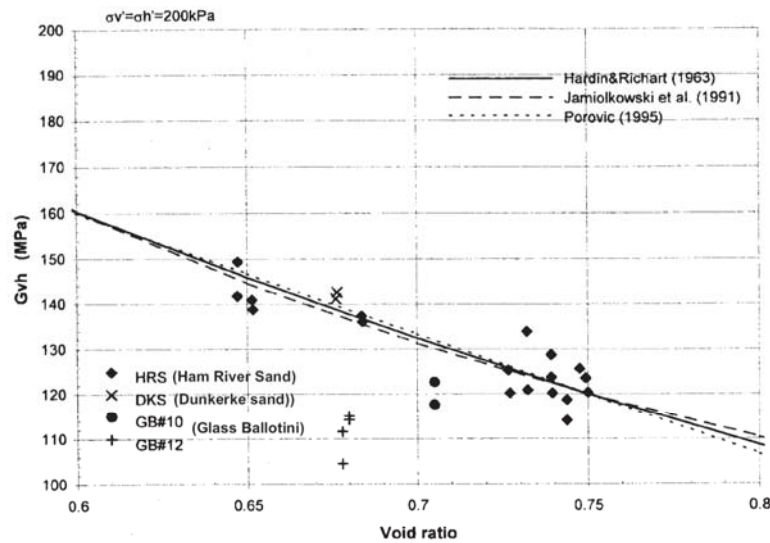
ค่า overconsolidation ratio (OCR) ในสมการ (2-2) จะนิยามในรูปของ mean effective stress, $R = \frac{p'_c}{p'}$ อย่างไรก็ตามค่า OCR ก็สามารถนิยามในรูป effective stress ในแนวตั้ง ($OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v}$)

$$\frac{G_{max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R^k \quad (2-2)$$

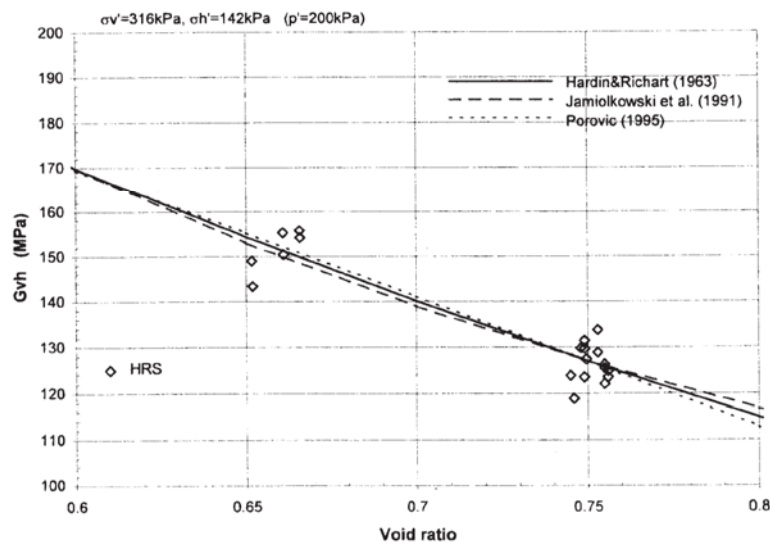
ในทางตรงกันข้ามผลการทดสอบ bender element และ resonant column test โดย Jamiolkowski *et al.* (1994) แสดงว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพถ้ามีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของค่า void ratio เรียบร้อยแล้ว ผลการทดสอบโดย Tatsuoka & Shibuya (1991) และ Lo Presti (1994) ยืนยันว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของ sand ด้วย

2.2.3 Void ratio

ค่า elastic stiffness ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นหรือค่า void ratio ลดลง รูปที่ 2-6 แสดงตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงค่า shear stiffness กับค่า void ratio ของดินชนิดต่างๆ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบค่า shear stiffness ที่วัดได้จากดินชนิดเดียวกันที่ค่าความหนาแน่นต่างกัน ผู้วิจัยหลายท่านจึงได้เสนอ normalizing function $F(e)$ ดังสรุปในตารางที่ 2-2 อย่างไรก็ตามค่า void ratio function นี้เป็นค่า empirical ซึ่งวิเคราะห์มาจากการทดสอบหลายๆชนิดและดินหลายๆชนิด ดังนั้นจะต้องระมัดระวังในการเลือกใช้ค่าเหล่านี้



(a) isotropic effective stress state



(b) anisotropic effective stress state

รูปที่ 2-6 ผลกระทบของค่า void ratio ต่อค่า shear stiffness สำหรับ (a) isotropically consolidated sample และ (b) anisotropically consolidated sample ของ HRS (Kuwano, 1999)

อย่างไรก็ตามการศึกษาทั้งจากการทดลองและจากทฤษฎี (Weiler, 1988; Houlsby and Wroth, 1991; Viggiani, 1992; Rampello et al., 1994 และ 1997) สนับสนุนว่าค่า small-strain shear modulus ของ overconsolidated clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะขึ้นอยู่กับ current stress state, ค่า state variable, และค่า mean effective stress โดยไม่จำเป็นต้องพิจารณาค่า void ratio ดังนั้นค่า small-strain shear stiffness สามารถจะอธิบายเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับ 2 ค่าจาก 3 ค่านี้ $F(e)$, p' และ OCR ดังนั้นสมการ (2-2) จะถูกปรับให้เป็นสมการ (2-3)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{n^*} R^{k^*} \quad (2-3)$$

โดยที่เครื่องหมาย * เพื่อให้เห็นความแตกต่างกับค่า S , n , และ k

2.2.4 Stress ratio

Yu & Richart (1984) พบว่าสมการ (2-1) ไม่สามารถใช้กับผลการทดลองที่มีค่า stress ratios ($\eta=q/p'$) สูงได้ จากผลการทดสอบ resonant column test เขาพบว่าเมื่อ shearing stress หรือ stress ratio มีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus มีค่าลดลง อย่างไรก็ตามถ้าค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5-3.0 ผลกระทบของมันต่อค่า shear modulus จะน้อยกว่า 10% และสามารถพิจารณาได้ว่าอยู่ในความคลาดเคลื่อนของการทดลองในการหาค่า shear modulus

การค้นพบนี้ถูกยืนยันภายหลังโดยผู้วิจัยหลายท่าน Rampello et al. (1997) พบว่าค่า elastic shear modulus ของ reconstituted clay ระหว่างการทดสอบ drained constant stress ratio test นั้นจะเพิ่มขึ้นอยู่กับค่า deviator stress ratio ($\eta=q/p'$) ค่า elastic shear modulus เพิ่มขึ้นประมาณ 20% เมื่อค่า deviator stress ratio เพิ่มขึ้นจาก 0 ไปเป็น 0.7 ผนทางตรงกันข้าม Pennington et al. (1997) พบว่าในการทดลองแบบเดียวกันนี้ค่า deviator stress ratio ไม่มีผลต่อค่า elastic shear modulus ยกเว้นค่าที่วันในแนวนอน

นอกจากนี้ Rampello et al. (1997) ได้เสนอสมการสำหรับดินเหนียวซึ่งเป็นการดัดแปลงจากสมการ (2-3) ดังแสดงในสมการ (2-4)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S_{\eta}^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{n^*} R_{\eta}^{k^*} \quad (2-4)$$

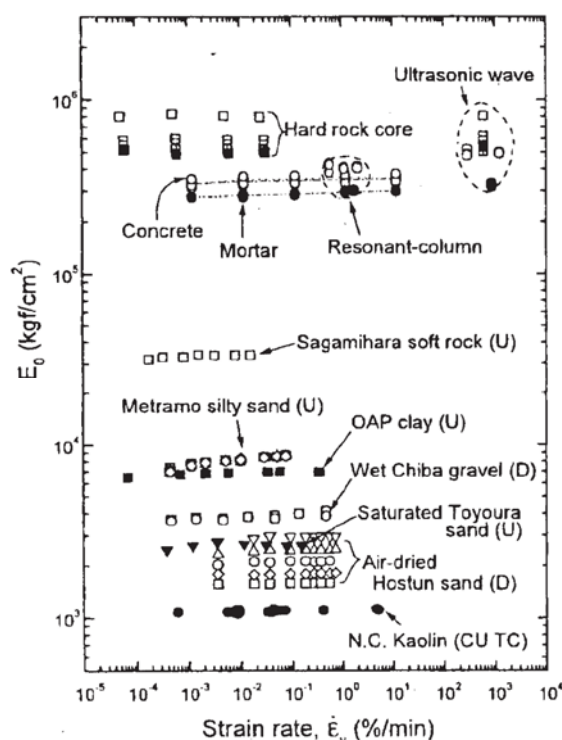
โดยที่ R_{η} คือค่า stress ratio ภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic

2.2.5 Rate effect

อัตราการให้การเคลื่อนตัวหรือแรงเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดิน ผลกระทบของอัตราการให้แรงต่อค่า stiffness ของดินเหนียวได้ทำการศึกษาจากผลการทดลอง resonant column และ torsional shear หรือ triaxial (Stokoe et al., 1994) ซึ่งแสดงว่าเพื่ออัตราการให้แรงเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus เพิ่มขึ้นสำหรับการทดลอง resonant column ในสภาพความเค้นแบบ compression อย่างไรก็ตามผลการทดลองบางส่วนในผลงานตีพิมพ์แสดงว่าค่า small-strain stiffness ไม่ขึ้นกับอัตราการให้แรง Shibuya et al. (1995) ศึกษาผลกระทบของ shear strain rate ต่อค่า shear modulus จากการทดลอง cyclic torsional shear test และพบว่าเมื่อความถี่ของแรงเปลี่ยนแปลงจาก 0.005 เป็น 0.1 Hz นั้นไม่มีผลกระทบต่อค่า shear modulus นอกจากนี้สำหรับ shear strain ที่เล็กกว่า 2×10^{-5} ค่า stiffness จะไม่ได้มีผลกระทบจาก shear strain rate, type of loading, number of cycles, และ cyclic prestraining

Teachavorasinskun et al. (2002) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของ stress rate ต่อค่า stiffness ของ soft Bangkok Clay จากการทดลอง cyclic (compression-extension) triaxial tests ค่าอัตราการให้แรง नियามโดย vertical stress rate ซึ่งมีค่าจาก 0.05 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ monotonic อย่างช้า จนถึง 1000 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ cyclic อย่างเร็ว ผลการทดลองแสดงว่าค่า secant Young's modulus ที่ขนาด strain ปานกลาง ($\epsilon_a \cong 0.02 - 0.2\%$) เปลี่ยนแปลงตามการเปลี่ยนแปลงของอัตราการให้แรง

รูปที่ 2-7 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ elastic Young's modulus ของดินชนิดต่างๆ ที่ strain rate ต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าค่า elastic stiffness แทบจะไม่ขึ้นกับค่า strain rate (ผลการทดลองเดียวกันนี้สรุปโดย Lo Presti et al., 1996 และ Shibuya et al., 1996 ด้วย)



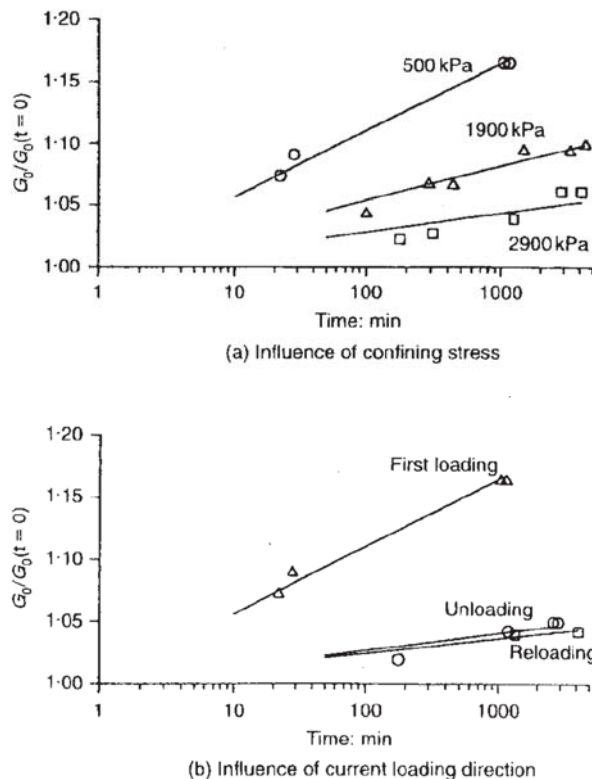
รูปที่ 2-7 ผลกระทบของ strain rate ต่อค่า elastic normal stiffness (Tatsuoka et al., 1997)

2.2.6 Aging และ time effect

ผลกระทบของเวลาต่อ stiffness นั้นมีมากสำหรับทั้ง clay และ sand การศึกษาจำนวนมากแสดงว่า ค่า small-strain shear modulus จะเพิ่มขึ้นกับเวลาที่สภาพความเค้นคงที่ (เช่น Marcuson & Wahls, 1972; Afifi & Richart, 1973; Seed, 1979 และ Daramola, 1980) เหตุผลที่เป็นไปได้คือ creep, การเคลื่อนที่ของอนุภาคดิน, และการเพิ่มขึ้นของ interlocking และ cementation รอบอนุภาคดิน

รูปที่ 2-8 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ shear stiffness (G) กับเวลาระหว่าง creep จากการทดสอบกับ ดิน Dogs Bay sand ที่มีความหนาแน่นต่ำและ poorly graded โดย Jovicic & Coop (1997) รูปที่ 2-8(a)

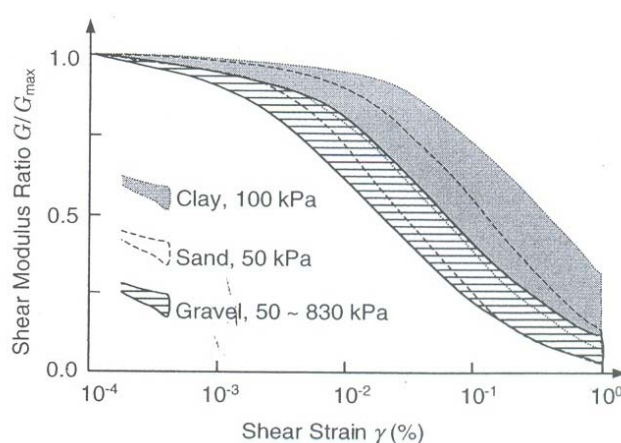
แสดงผลกระทบของ ageing/creep สำหรับระดับ isotropic effective stress ต่างๆและ loading direction ต่างๆ ผลการทดสอบจะถูก normalized ด้วยค่า G เริ่มต้นที่เวลาศูนย์ ผลการทดลองแสดงว่าผลกระทบจะมากที่ระดับความเค้นต่ำและมีการเพิ่มขึ้นของ shear stiffness จนถึง 15% ในระยะเวลา 3 วัน Jovicic and Coop (1997) อธิบายว่าการเพิ่มขึ้นของ stiffness (ดูรูปที่ 2-8(b)) โดยที่ตัวอย่างดินอยู่ภายใต้การ loading และ unloading แบบ isotropic) มาจากปรากฏการณ์ ageing เนื่องจากระหว่างนั้นไม่มี creep (เพราะ volumetric strain มีค่าใกล้ศูนย์)



รูปที่ 2-8 ผลกระทบของเวลา (creep) ต่อ shear stiffness ของตัวอย่างดิน calcareous sand (Jovicic & Coop, 1997)

2.2.7 ชนิดของดิน

การรวบรวมของ normalized shear modulus degradation curve ของดินต่างๆแสดงในรูปที่ 2-9 (Kokusho, 1987) กราฟ modulus degradation ของ gravel จะราบกว่าของ sand และ clay การพินิจจะเคลื่อนไปทางขวาเมื่อ confining pressure เพิ่มขึ้นและเป็นไปได้ที่กราฟ degradation curve ที่ confining pressure สูงมากอาจวางตัวอยู่นอกแถบที่แสดงในรูปที่ 2-8 (Laird & Stokoe, 1993)

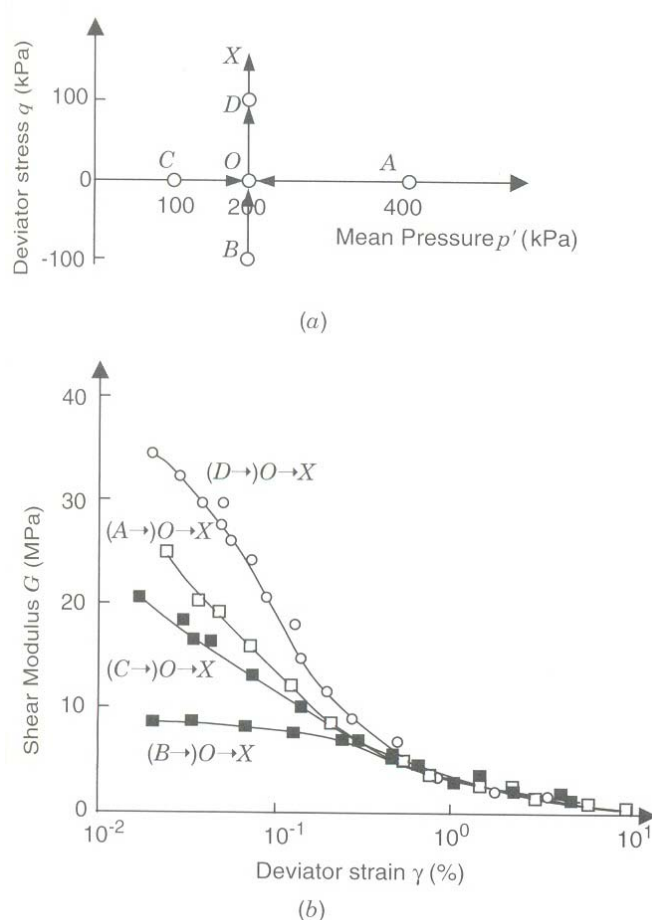


รูปที่ 2-9 Normalized shear modulus degradation curves ของดินชนิดต่างๆ (Kokusho, 1987)

2.2.8 Recent stress history

ค่า small-strain stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงโดย recent stress history การเปลี่ยนแปลงของทิศทางของ stress path หรือระยะเวลาที่หยุดอยู่ที่สภาพความเค้นที่คงที่ซึ่งจะมีผลกระทบอย่างมากต่อ stiffness ภายหลัง

Atkinson et al. (1990) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ stress path ต่อ stiffness ของ overconsolidated soil การทดลองทำกับ London Clay โดยการทดสอบ drained constant effective mean stress (p') และ constant deviatoric stress (q') และยังทำการทดลองนี้กับดินชนิดอื่นๆด้วย การทดสอบทั้งหมดเริ่มจากสภาพความเค้นที่เหมือนกันแต่ต่างกันที่ stress path ที่มาที่สภาพความเค้นเริ่มต้นนี้ต่างกัน ผลการทดลองแสดงว่า recent stress history มีผลกระทบอย่างมากต่อพฤติกรรม stress-strain ในภายหลัง ผลกระทบของทิศทางของ stress path ต่อค่า stiffness degradation curve ได้แสดงในรูปที่ 2-10 ซึ่งจะได้ stiffness degradation curves ที่ต่างกันถึงแม้ว่าการทดสอบทั้งหมดจะกระทำที่ stress path เดียวกัน (ดูรูปที่ 2-10(a)) ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างดินมี stress path history ต่างกันก่อนการถูกเฉือน (AO, BO, CO และ DO) และพฤติกรรมที่ stiffer จะเกิดขึ้นเมื่อทิศทางของ stress path ย้อนกลับ ($D \rightarrow O \rightarrow X$) (ดูรูปที่ 2-10(b))



รูปที่ 2-10 ผลกระทบของ recent stress history ต่อ stiffness degradation; (a) stress paths และ (b) stiffness degradation ของ OX stress path (Atkinson et al., 1990)

2.3 Anisotropy

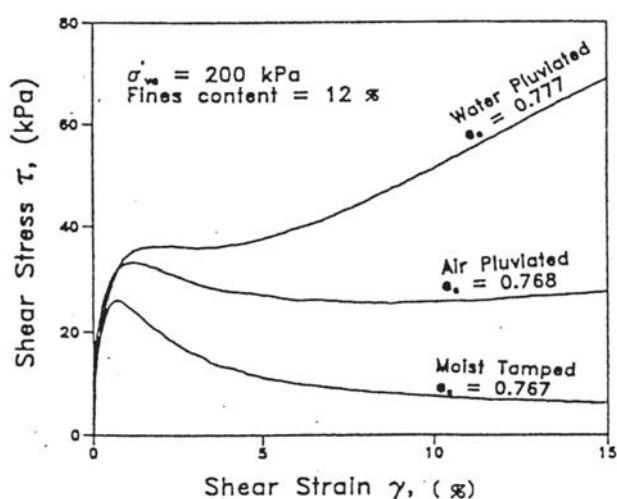
เนื่องจากดินเกิดจากการตกตะกอนภายใต้แรงโน้มถ่วง ดังนั้นอนุภาคดินจะเรียงตัวแบบ anisotropic และดินจะมีพฤติกรรมแบบ anisotropic คือมีพฤติกรรมขึ้นกับทิศทางของ stress หรือ strain ที่กระทำ พฤติกรรม anisotropic สามารถอธิบายโดย inherent และ stress induced พฤติกรรม inherent anisotropy เกิดจากผลของกระบวนการทับถมและลักษณะของอนุภาคดิน ต่อจากนั้นการกระจายการเรียงตัวของอนุภาคดินระหว่างการ consolidation หรือ stress process อื่นๆจะทำให้เกิด stress induced anisotropy ในความเป็นจริงดินจะถูกกระทำโดยทั้งสองกระบวนการพร้อมๆกันซึ่งเรียกว่า initial anisotropy

การวิบัติของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีสามารถเกิดขึ้นจากการถูกเฉือนใน mode ต่างๆกัน จากการศึกษามากมายแสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดโดย compression mode สามารถมีค่ามากกว่าที่วัดโดย extension mode อย่างมาก ความแตกต่างนี้แสดงว่าสภาพความเค้น (เช่น ทิศทางของ principal stress และขนาดของ intermediate principal stress) มีผลต่อพฤติกรรมของดิน นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลง

ทิศทางของ major principal stress เป็นปัจจัยสำคัญในแนวโน้มที่จะวิบัติของโครงสร้างส่วนมาก ดังนั้นการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น ฐานราก, งานขุดลึก, ค้นดิน) จะต้องพิจารณาทั้งขนาดและทิศทางของ the principal stress axes

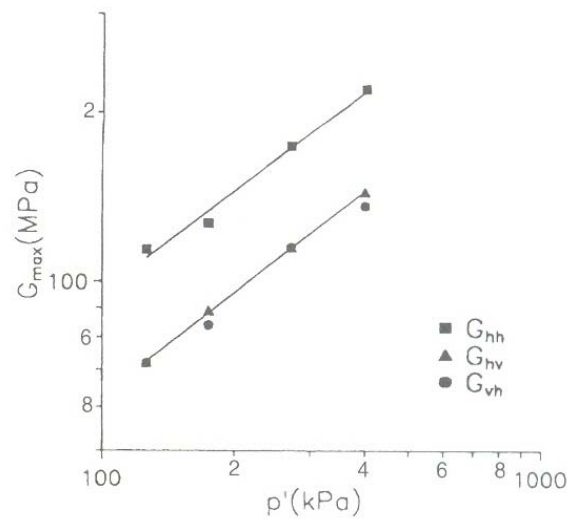
2.3.1 Inherent anisotropy

พฤติกรรม inherent anisotropy มาจากธรรมชาติการ anisotropic ของดินเนื่องมาจากกระบวนการทับถมลักษณะของอนุภาคดิน Vaid et.al (1995) ศึกษาพฤติกรรม inherent anisotropic ของ Syncrude sand โดยการทดสอบ simple shear test (NGI type) และ torsional shear hollow cylinder test ตัวอย่างดินแบบ reconstituted ถูกเตรียมโดยวิธีการแบบต่างๆคือวิธี moist tamping และ water pluviation และ/หรือ air pluviation ผลการทดลองแสดงพฤติกรรมที่แตกต่างกันเมื่อเตรียมตัวอย่างด้วยวิธีที่ต่างกัน วิธี moist tamping ให้พฤติกรรมที่ soft และ brittle ที่สุด วิธี air pluviation ให้พฤติกรรมที่ brittle น้อยลง ในขณะที่วิธี water pluviation ให้พฤติกรรมแบบ strain hardening ดังแสดงในรูปที่ 2-11



รูปที่ 2-11 ผลของวิธีการเตรียมตัวอย่างดินต่อผลการทดลอง undrained simple shear ของ Syncrude sand (Vaid et al., 1995)

ผลกระทบของ soil fabric ต่อ small-strain stiffness ของตัวอย่างดินแบบ reconstituted ของ London Clay specimen ได้แสดงในรูปที่ 2-12 ซึ่งแสดงค่า small-strain stiffness ในทิศทางต่างๆ (G_{vh} , G_{hv} and G_{hh}) ภายใต้สภาพความเค้นเดียวกัน (Jovicic & Coop, 1998) ผลการทดลองแสดงว่าสำหรับ confining pressure หนึ่งๆนั้นค่า G_{hh} จะมากกว่าค่า $G_{vh} \approx G_{hv}$ ดังนั้นดินจะมี stiffness ในแนวนอนมากกว่าในแนวตั้งเนื่องจาก soil fabric



รูปที่ 2-12 พฤติกรรม stiffness anisotropy ของ undisturbed London Clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic (Jovicic & Coop, 1998)

ผลการทดลองแสดงว่า clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะมีค่า G_{hh} มากกว่าค่า G_{vh} ประมาณ 50% ซึ่งแสดงถึงพฤติกรรม inherent anisotropic เนื่องจากการตัดเรียงตัวของอนุภาคดินเหนียว (Pennington et al., 1997; Jovicic & Coop, 1998)

Jamiolkowski et al. (1995) สรุปอัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนามดังแสดงในตารางที่ 2-3

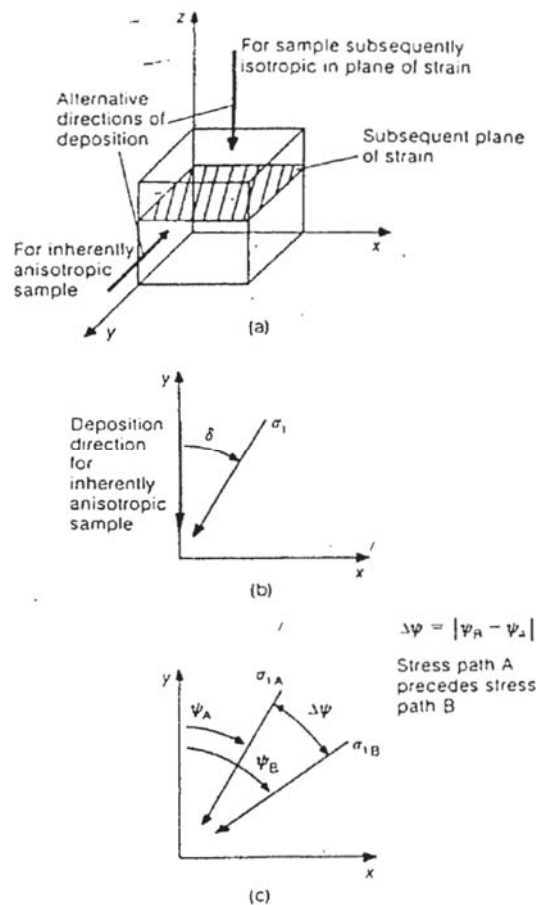
ตารางที่ 2-3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนาม (Jamiolkowski et al., 1995)

Site	Soil type	V_{hh}^s / V_{vh}^s	References
Montalto di Castro (Italy)	Silty sand and silty clay strata	1.00-1.10	Jamiolkowski & Lo Presti (1994)
S.Francisco-Oakland Bay Bridge Toll Plaza	Sand and gravel	0.88-1.10	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (Dike)	Sand with fines	0.85-1.04	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (South Loop Road)	Sand and clay strata	0.86-1.16	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (Hall Avenue)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.12	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POR2)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.08	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POO7)	Poorly graded sand	0.82-1.00	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Pence Ranch Idaho	Silty sand and gravel to sandy gravel	0.85-1.03	Andrus (1994)
Anderson Bar Idaho	Sandy gravel from loose to medium dense	0.85-1-15	Andrus (1994)
Larter Ranch Idaho	Silty sand to sandy gravel	0.85-1.20	Andrus (1994)
Gilroy No.2 Treasure Island	Quaternary Alluvium Bay Mud	0.91-1.14	Fuhrihan (1993)
		0.90-1.11	
Site A	Bolson fill	0.75-1.41	Stokoe <i>et al.</i> (1992)
Site B Fort Honkock (Texas)		0.57-1.08	Nasir (1992)

2.3.2 Stress induced anisotropy

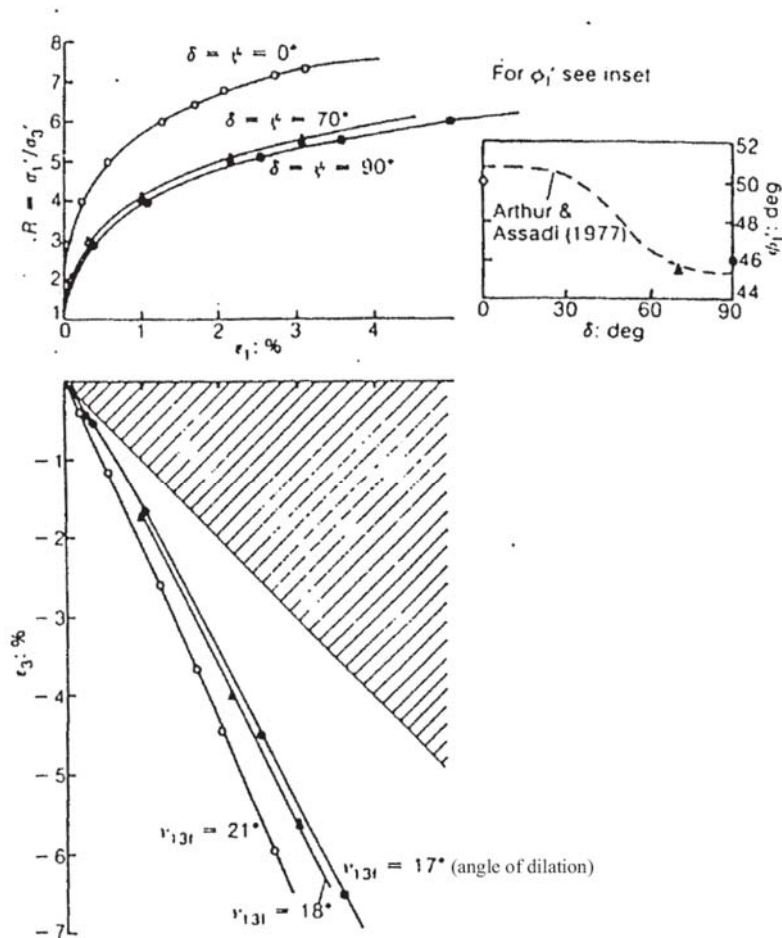
พฤติกรรม stress induced anisotropy เป็นพฤติกรรม anisotropy เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ soil fabric ที่เกิดจากสภาพความเค้นแบบ anisotropic Wong & Arthur (1985) ศึกษาผลกระทบของ พฤติกรรม anisotropy ของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้เครื่องมือ directional shear cell ภายใต้การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูกเตรียมโดยวิธี pluviation โดยไม่เกิดพฤติกรรม inherent anisotropy ในระนาบแนวนอน (รูปที่ 2-13) ระหว่างการเฉือนค่า σ'_2 จะถูกควบคุมที่ $b = 0.4$ ลักษณะของ stress path ระหว่างการเฉือนมี 2 ขั้นตอน ในขั้นตอน A นั้นตัวอย่างดินจะถูกเฉือนไปที่ค่า effective stress ratio (σ'_3/σ'_1) ที่กำหนด (โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_A) และหลังจากนั้นก็ unload กลับไปที่ $\sigma'_3/\sigma'_1=1$ ในขั้นตอน B นั้นตัวอย่างดินจะถูก reload โดยมีค่า major principal stress

direction = ψ_B ซึ่งแตกต่างจากของขั้นตอน A โดยกำหนดให้ $\Delta\psi=0^\circ$ และ 70° ($\Delta\psi=\psi_A-\psi_B$) (รูปที่ 2-13) ในขั้นตอน A จะเกิด axial strain ก่อนการ unload



รูปที่ 2-13 การเอียงของตัวอย่างดิน, stress path, และนิยามของการวัด anisotropy ในการทดสอบ DSC (Wong & Arthur, 1985)

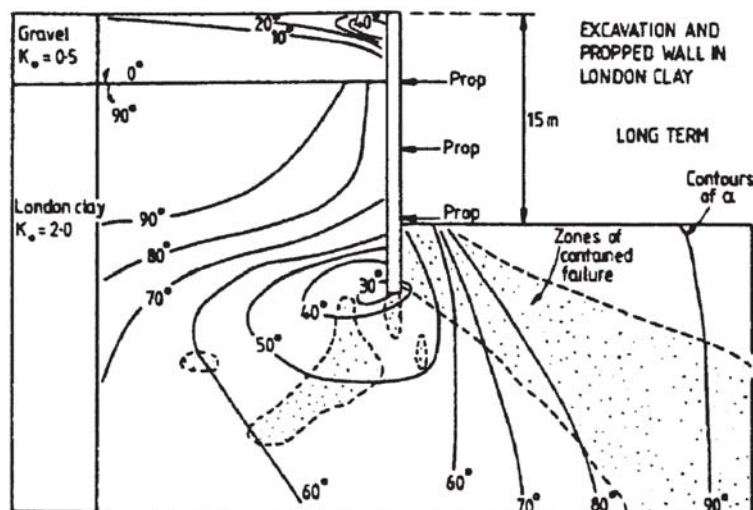
รูปที่ 2-14 แสดงผลการทดสอบซึ่งแสดงผลกระทบของ induced anisotropy ต่อ stiffness และ dilatancy อย่างชัดเจนโดยขึ้นอยู่กับความเครียดที่กระทำในขั้นตอน A ซึ่งเป็นช่วงการเกิด anisotropy เมื่อระดับ pre-strain เพิ่มขึ้นตัวอย่างดินจะมีพฤติกรรม contractant มากขึ้นและ stiff น้อยลง พฤติกรรมนี้ยืนยันโดยการหมุนของ principal stresses ($\Delta\psi=70^\circ$) จะทำให้ตัวอย่างดิน contract มากขึ้นและมีพฤติกรรม stress-strain ที่ ductile มากขึ้น ผลการทดลองนี้แสดงระดับของพฤติกรรม anisotropy ที่ทำให้เกิดขึ้นจากขั้นตอน A



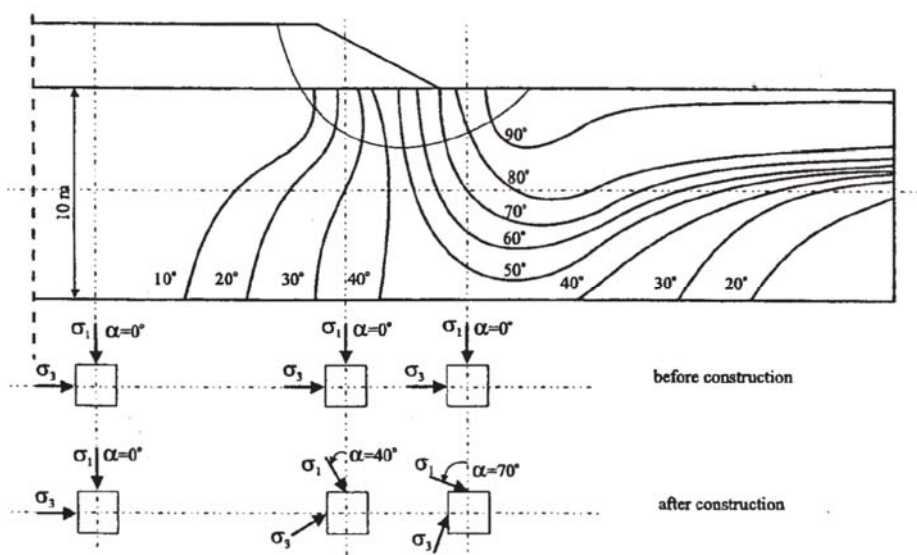
รูปที่ 2-14 stress-strain ของ dense sand ที่มีพฤติกรรม anisotropic (Wong & Arthur, 1985)

2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy

การหมุนของทิศทางของ principal stress นั้นเกิดขึ้นเป็นปกติในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี รูปที่ 2-15 แสดงเส้น contour ของการหมุนของทิศทาง principal stress ของคันดินที่ถูกสร้างบน overconsolidated clay ซึ่งวิเคราะห์โดยวิธี non-linear isotropic finite element (Yeats, 1983) ผลการวิเคราะห์แสดงว่าที่ได้ center line ของคันดินนั้นดินจะถูกกระทำโดยการเพิ่มขึ้นของ axial stress ในทางตรงข้ามดินที่เท้าของลาดดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นในสภาพ unloading ซึ่งสามารถเห็นได้จากการเปลี่ยนแปลงของค่าของมุมที่กระทำกับแนวตั้งของ major principal stress จาก 0° ไปเป็น 90° จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดย Hight & Higgins (1994) ทำให้ Jardine (1994) พล็อตการเอียงตัวของ principal stress ในงานชุดที่มีค้ำยันดังแสดงในรูปที่ 2-16 โดยงานชุดที่มีค้ำยันนี้ถูกสร้างในดิน Thames Gravel ($K_0 \approx 0.5$) บางๆซึ่งวางตัวอยู่บนชั้นดินหนาของ overconsolidated London Clay ($K_0 \approx 2$) ผู้วิจัยยังพบว่าค่าของการหมุนของ principal stress อยู่ระหว่าง 30° และ 90° ในชั้นดินเหนียว

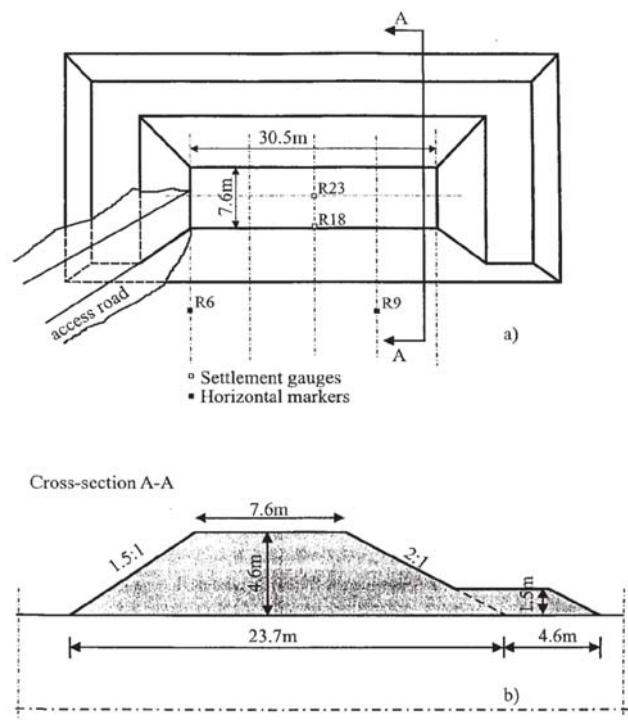


รูปที่ 2-15 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานขุดใน gravel และ London Clay (Jardine, 1994)



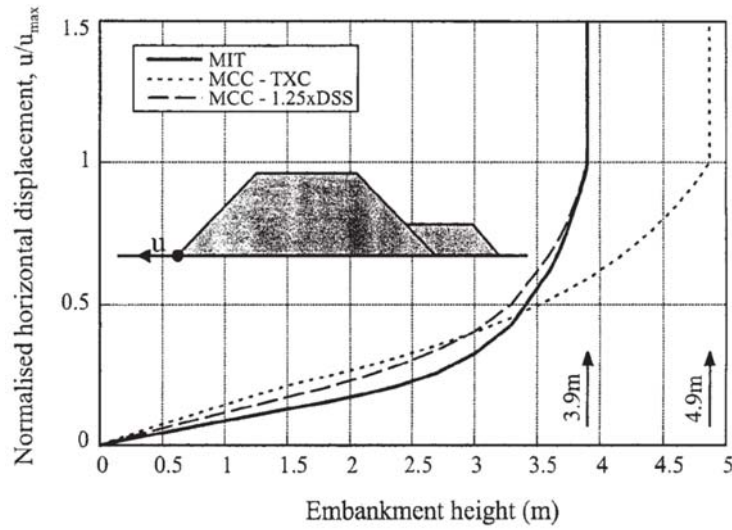
รูปที่ 2-16 เส้น contour ของทิศทางของ major principal stress ได้คำนวณบนชั้นดินเหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์โดย non-linear numerical analysis (Yeats, 1983)

ในทางปฏิบัติการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีจะสมมุติว่าดินมีพฤติกรรม isotropic ในการพิจารณาผลกระทบของการสมมุตินี้ Zdravkovic et al. (2001a) ได้ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropic ต่อพฤติกรรมของคันดินบนดินเหนียวโดยทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยแบบจำลองดินแบบ isotropic (Modified Cam-Clay) และ anisotropic (MIT-E3) นอกจากนี้ผลการคำนวณที่ได้ยังนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลจาก full-scale test ของคันดินที่ทดสอบจนวิบัติซึ่งรายงานโดย La Rochelle et al. (1974) และ Tavenas et al. (1974) รูปแนวราบและรูปตัดของคันดินนี้แสดงในรูปที่ 2-17



รูปที่ 2-17 (a) รูปแนวราบ และ (b) รูปตัดของ Saint-alban test embankment (Zdravkovic et al., 2001a)

รูปที่ 2-18 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบที่เท้าของคันดินโดยค่าการเคลื่อนตัวถูก normalized ด้วยค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมากที่สุดที่ประมาณได้ก่อนที่คันดินจะวิบัติ รูปนี้ยืนยันว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองแบบ anisotropic ให้ผลที่ดีกว่า ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่วิเคราะห์โดยแบบจำลองดินแบบ anisotropic และผลการทดสอบในสนามตรงกันที่ 3.9 เมตร การวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง anisotropic ใช้ข้อมูล undrained shear strength จากการทดสอบ direct simple shear (DSS) และ triaxial compression/extension กับตัวอย่างดินที่ isotropically consolidated ในทางกลับกันการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง isotropic ใช้ข้อมูล undrained triaxial compression strength และวิเคราะห์ได้ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่ 4.9 เมตร (หรือ 1 เมตรสูงกว่าค่าจริง) เหตุผลที่วิเคราะห์ได้ค่ามากเกินไปเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress ตามระนาบการวิบัติ



รูปที่ 2-18 การเปรียบเทียบความสูงของคันดินที่วิบัติจากการวิเคราะห์แบบต่างๆ (Zdravkovic et al., 2001a)

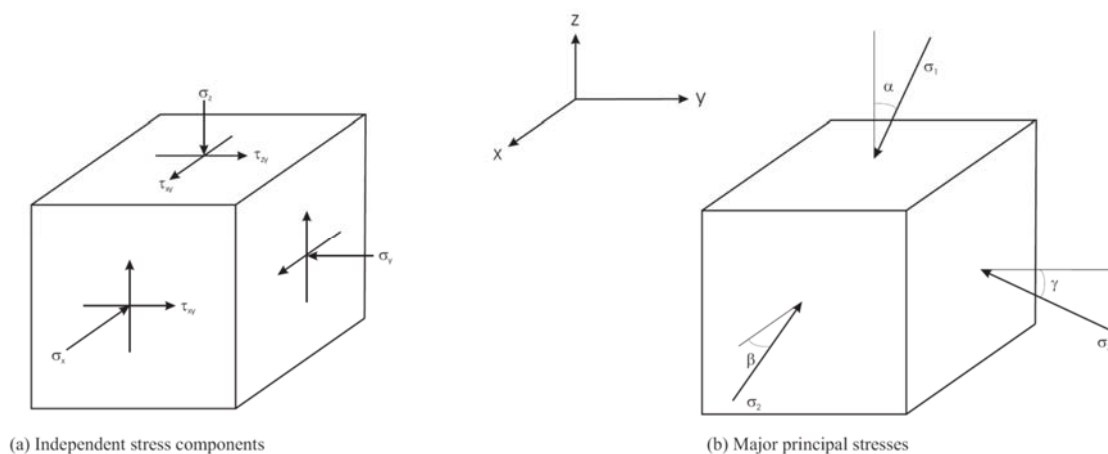
2.3.4 นิยามของค่า α และ b

ขนาดของส่วนประกอบของ stress vector ขึ้นอยู่กับทิศทางที่เลือกสำหรับแกนอ้างอิง อย่างไรก็ตาม ค่า principal stress จะมีทิศทางและขนาดคงที่ไม่ขึ้นกับทิศทางของแกนอ้างอิง ดังนั้นสภาพของความเค้นสามารถอธิบายด้วย stress tensor ดังสมการ (2-5)

$$T_{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_z & \tau_{zy} & \tau_{zx} \\ \tau_{yz} & \sigma_y & \tau_{yx} \\ \tau_{xz} & \tau_{xy} & \sigma_x \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

จากการพิจารณาสมมาตรจะได้ $\tau_{zy} = -\tau_{yz}$, $\tau_{xy} = -\tau_{yx}$ และ $\tau_{zx} = -\tau_{xz}$ ดังนั้นจึงต้องการตัวแปรอิสระ 6 ตัวเพื่อกำหนดสภาพความเค้นต่อเอลิเมนต์ดินหนึ่งๆ นอกจากนี้ยังสามารถนิยามสภาพความเค้นด้วยการกำหนดขนาดและทิศทางของ principal stress ทั้งหมด จากรูปที่ 2-19 แสดงค่ามุมของ principal stress ทั้งสาม (α , β และ γ)

$$T_{\sigma}^* = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2-6)$$



รูปที่ 2-19 ส่วนประกอบของความเค้นที่กระทำบนเอลิเมนต์ดิน (a) ส่วนประกอบทั้งหมด (b) major principal stress

ในสภาพทั่วไปทางวิศวกรรมปฐพีนั้นการทับถมของดินจะเกิดขึ้นในทิศทางแรงโน้มถ่วงของโลกดังนั้นจึงคาดการณ์ได้ว่าค่ามุม $\alpha = \beta = \gamma = 0^\circ$ สำหรับ normally consolidated clay จะมีค่า vertical stress มากกว่า horizontal stress ดังนั้น $\sigma_v = \sigma_1$ และ $\sigma_h = \sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_v$ ในทางตรงข้ามสำหรับ heavily-overconsolidated clay จะเป็น $\sigma_h > \sigma_v$, $\sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2$ และ $\sigma_v = \sigma_3$ ในการอธิบายขนาดของ intermediate principal stress จะใช้ตัวแปร intermediate principal stress parameter (b) ดังสมการ (2-7) (Bishop, 1966)

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (2-7)$$

เมื่ออธิบายสภาพความเค้นด้วยตัวแปรเหล่านี้จะได้ว่าค่า $b=0$ และ $\alpha=0^\circ$ สำหรับ normally-consolidated clay และค่า $b=1$ และ $\alpha=90^\circ$ สำหรับ over-consolidated clay สำหรับสภาพความเค้นแบบ plane strain จะมีค่า $b=0.3-0.5$

2.3.5 ผลการศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรมของดิน

จากผลงานวิจัยที่ได้ตีพิมพ์แสดงว่า shear strength และ stiffness ของดินขึ้นอยู่กับขนาดของ intermediate principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร b) และมุมเอียงกับแนวตั้งของ major principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร α) ในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีส่วนมากดินจะถูกกระทำด้วยสภาพความเค้นที่ซับซ้อนโดยที่ $\alpha \neq 0$ และ $b \neq 0$ และ $\neq 1$ สภาพความเค้นแบบนี้ไม่สามารถจำลองได้โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั่วไป

มีการศึกษามากมายเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropy ของดินชนิดต่างๆโดยใช้เครื่องมือต่างๆ เช่น triaxial, simple shear, directional shear cell, true triaxial, และ plane strain อย่างไรก็ตามเครื่องมือเหล่านี้มีข้อจำกัดที่แตกต่างกันในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เครื่องมือส่วนมากมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการควบคุมทิศทางและขนาดของความเค้นได้อย่างอิสระและเกี่ยวกับ stress/strain non-uniformity หรือสภาพการระบายน้ำ

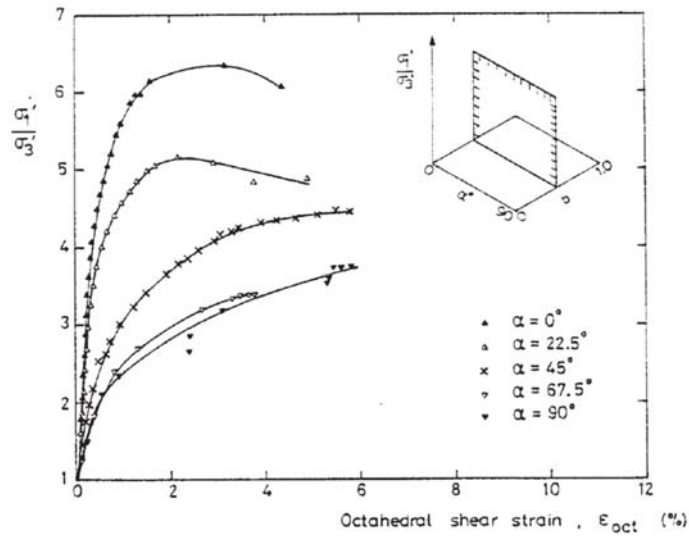
ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropic ของดินโดยเน้นงานวิจัยเกี่ยวกับสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำของตัวอย่างดินที่ถูกกระทำโดยสภาพความเค้นที่มีทิศทางต่างๆของ major principal stress axis (α) และมีขนาดต่างๆของ intermediate principal stress (b)

2.3.5.1 ผลกระทบของ α

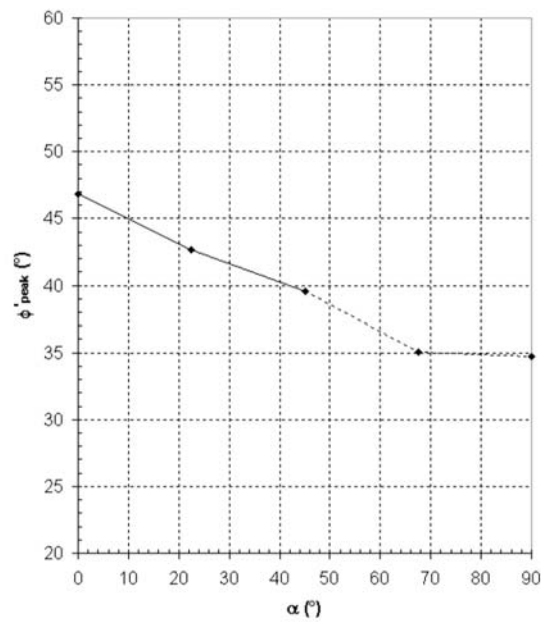
i) สภาพระบายน้ำ

Symes (1983) ได้ทำการศึกษาผลของ initial anisotropy โดยการทดสอบ torsional shear กับตัวอย่างดิน medium-loose Ham River sand (HRS) ซึ่งเตรียมด้วยวิธี water pluviation ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress (p') เท่ากับ 200 kPa และมี back pressure เท่ากับ 400 kPa เพื่อให้เกิด saturation อย่างสมบูรณ์ ตัวอย่างดินจะถูกเฉือนด้วยค่า α และ b ต่างๆเพื่อศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ภายใต้สภาวะระบายน้ำ ค่าความเค้นเฉือนจะเพิ่มขึ้นอย่าง monotonic จนกระทั่งวิบัติแบบ stress-controlled ในขณะที่ค่า $p=600$ kPa และค่า b มีค่าคงที่ มุมเอียงของ major principal stress ต่อแกนตั้งจะเปลี่ยนแปลงระหว่าง 0° และ 90°

รูปที่ 2-20 พล็อตค่า stress ratio ($\sigma'_1/((3))$) กับ octahedral shear strain (ϵ_{oct}) จากการทดสอบ HCA ที่มีค่า $b=0.5$ และค่า α อยู่ระหว่าง 0° และ 90° ค่า ϵ_{oct} นิยามโดย
$$\epsilon_{oct} = \frac{2}{\sqrt{6}} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2}$$
 ผลการทดลองแสดงว่าค่า stiffness ของดินจะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรม volumetric compression จะเพิ่มขึ้นเมื่อ α เพิ่มขึ้น ค่า ultimate stress ratio จะลดลงอย่างมากเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจากแนวตั้ง รูปที่ 2-21 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ drained strength ซึ่งแสดงโดยค่า friction angle ที่ maximum stress ratio (ϕ'_{peak}) โดยแสดงว่าค่า ϕ'_{peak} จะลดลงอย่างมากเมื่อ α หมุนจาก 0° ไปเป็น 90° นอกจากนี้แนวโน้มแบบเดียวกันก็พบสำหรับค่า $b = 0, 0.14$ และ 1 ถึงแม้ว่าผลกระทบมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.5$



รูปที่ 2-20 ค่า stress ratio กับ octahedral shear strain จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated medium-loose HRS ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)



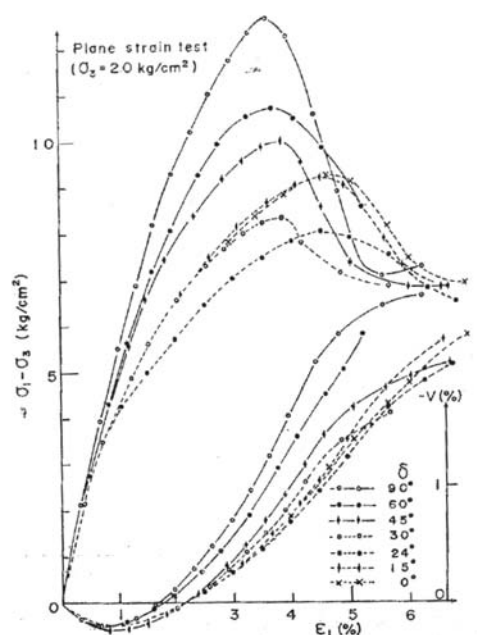
รูปที่ 2-21 ค่า ϕ'_{peak} ที่ค่า peak stress ratio จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated HRS ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)

Wong & Arthur (1985) ทำการเฉือนตัวอย่างดินแห้งของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้ directional shear cell (DSC) ที่ค่า b ที่คงที่ ($b=0.4$) และควบคุมทิศทางของ major principal stress กับทิศทางของการทับถม $\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90° ตัวอย่างดินเหล่านี้ถูกเตรียมด้วยการโรยดินลงในแบบที่

ออกแบบมาเป็นพิเศษเพื่อให้ทิศทางของการเฉือนทำมุมกับทิศทางของการทับถมได้ตามต้องการดังแสดงในรูปที่ 2-13 กราฟ strain-strain จากการทดสอบ 3 ตัวอย่างที่มีการวางตัวของ bedding plane ต่างๆ ($\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90°) ได้แสดงในรูปที่ 2-14 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำซึ่งแสดงด้วย maximum stress ratio (σ'_1/σ'_3) จะเปลี่ยนไปตามมุม δ ระหว่างทิศทางของ major principal stress (σ'_1) และทิศตั้งฉากกับ bedding plane ค่า stiffness จะลดลงเมื่อค่ามุม δ เพิ่มขึ้น ค่ามุม friction angle ที่วิกฤติ (ϕ'_p) ลดลงเกือบ 5° เมื่อค่ามุม δ เปลี่ยนจาก 0° ไปที่ $\delta=70^\circ\sim 90^\circ$ ผลการทดลองนี้ตรงกับผลการทดลองของ Symes (1983)

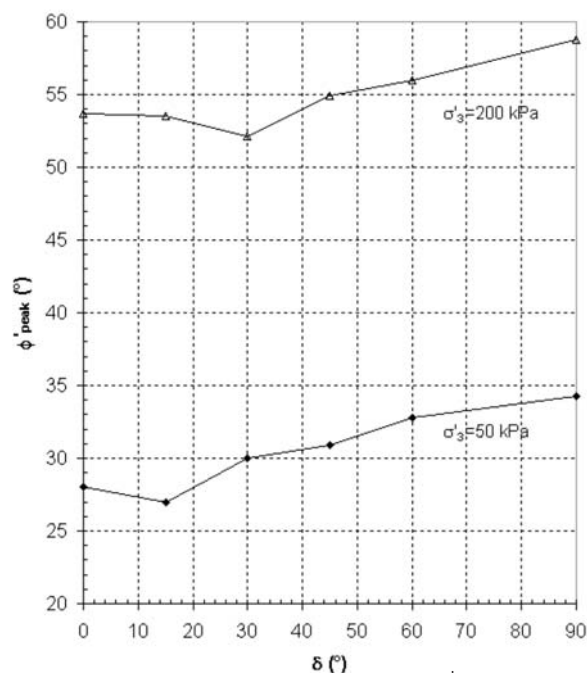
Oda et al. (1978) ทำการทดลองกับ Toyoura Sand ในเครื่องมือ plane strain ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำ การทดลองการควบคุมมุมของ major principal stress กับแนวตั้ง δ ระหว่าง 0° และ 90° (โดยมุม δ ในการทดลองนี้เปรียบเทียบกับมุม α ในการศึกษาของ Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) เป็นดังนี้ $\alpha=90^\circ-\delta$) ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ mean pressures เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 kPa และเฉือนโดยการเพิ่มความเค้นในแนวตั้งจนวิกฤติในขณะที่ควบคุมค่า σ'_3 ให้คงที่และควบคุมค่า σ'_2 ให้ตัวอย่างมีพฤติกรรม plane strain ($b\approx 0.2\sim 0.3$)

พฤติกรรม stress-strain จากการพล็อตของ deviator stress ($\sigma'_1-\sigma'_3$) และ major principal strain (ϵ_1) สำหรับการเฉือนที่ $\sigma'_3=200$ kPa ได้แสดงในรูปที่ 2-22 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรม stress-strain จะ softer เมื่อค่า δ ลดลง (ค่า α เพิ่มขึ้น) ค่า stress ratio ที่ peak deviator stress จะลดลงเมื่อค่า δ ลดลงโดยมีค่าน้อยสุดเมื่อ $\delta\approx 24^\circ$ นอกจากนี้ค่า volumetric strains (V ในรูป) จะมีพฤติกรรม dilatant น้อยลงเมื่อค่า δ ลดลง แนวโน้มแบบเดียวกันนี้ของพฤติกรรม stress-strain ก็จะได้จากการทดลองที่ระดับความเค้นอื่นๆ



รูปที่ 2-22 พฤติกรรม stress-strain จากการทดลอง plane strain ของ isotropically consolidated dense Toyoura sand (Oda et al., 1978)

รูปที่ 2-23 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ'_{peak} กับมุม δ ของการทดลองที่ระดับความเค้น 50 และ 200 kPa ค่ากำลังในสภาพระบายน้ำจะเพิ่มขึ้นเมื่อ δ เพิ่มขึ้นโดยมีค่าน้อยสุดที่ δ ระหว่าง 15° และ 30° ค่าผลต่างมากที่สุดของ ϕ'_{peak} ประมาณ 6°-7° ผลการทดลองนี้แตกต่างจากที่รายงานโดย Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) อย่างไรก็ตามผู้วิจัยอื่นๆที่ทำการทดลอง drained plane stain, true triaxial, และ torsional shear กับ Toyoura sand ก็ได้พฤติกรรม stress-strain และ strength คล้ายกับที่รายงานโดย Oda et al. (1978) (Tatsuoka et al., 1986; Lam & Tatsuoka, 1988a; Miura et al., 1986)



รูปที่ 2-23 พฤติกรรม anisotropy ของ mobilised ϕ' ที่ peak จากการทดลอง plane strain กับ isotropically consolidated dense Toyoura sand (ข้อมูลจาก Oda et al., 1978) (โดยที่ $\alpha = 90 - \delta$)

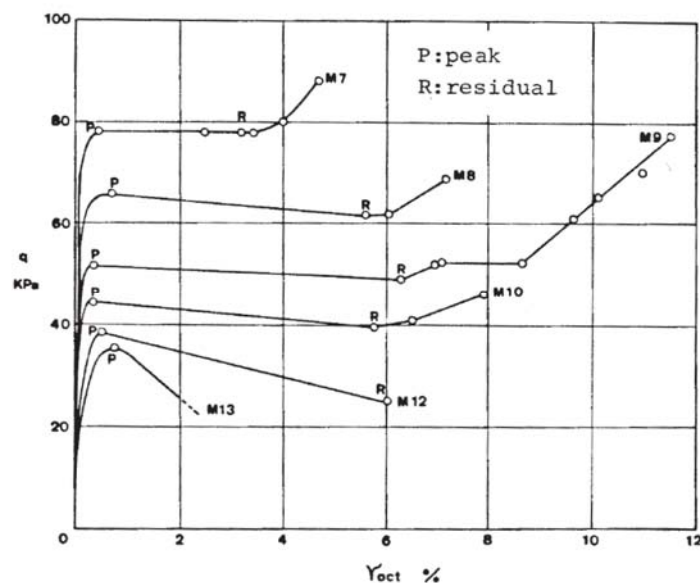
เป็นสิ่งสำคัญต้องคำนึงว่าพฤติกรรม anisotropy ของ ϕ' นั้นขึ้นกับชนิดของดินอย่างมาก ดินเม็ดหยาบมีแนวโน้มที่จะมีค่า ϕ' ที่ลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นในขณะที่ดินเม็ดละเอียดอาจจะมีการลดลงเพียงเล็กน้อยหรือเพิ่มขึ้น (Menkiti, 1995; Porovic, 1995; Hight et al., 1997)

ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

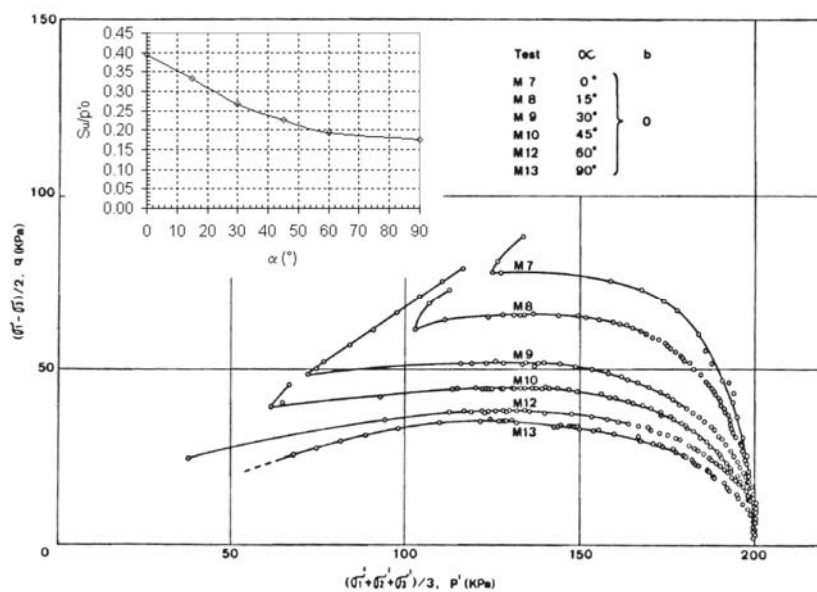
Shibuya (1985) ศึกษาพฤติกรรมของ undrained shear strength ของ water pluviated loose Ham River sand (HRS) ที่มีค่ามุม α ต่างๆโดยการทดลอง hollow cylinder ตัวอย่างดินจะถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า effective mean stress $p' = 200$ kPa และเงื่อนไขแบบ stress-controlled โดยควบคุมให้ค่า total mean stress, p มีค่าคงที่เท่ากับ 600 kPa การทดลองกระทำที่ค่า α และ b ต่างๆ

รูปที่ 2-24 แสดงค่าความเค้นเฉือน (นิยามโดย $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$) กับ octahedral shear strain (γ_{oct}) ภายใต้การเฉือนที่มีค่า $b=0$ และมีค่า α ระหว่าง 0° และ 90° พฤติกรรม stress-strain จะ softer และ ductile เมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรมนี้ยังสามารถสังเกตได้จาก effective stress path แสดงในรูปที่ 2-25 และจะสังเกตเห็นว่าจุด phase transformation จะเกิดช้าลงหรือหายไปเมื่อมีการหมุนของทิศทางของ major principal stress การเปลี่ยนแปลงของ undrained shear strength, s_u (นิยามว่าเป็น maximum

shear stress mobilized ในขอบเขต contractant) กับค่า α ได้แสดงในรูปเล็กของรูป 2-25 ค่า s_u ได้ถูก normalized โดยค่า mean effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) ค่า undrained strength ลดลงอย่างมากเมื่อค่า α เปลี่ยนจาก 0° ไปสู่ 60° ค่า s_u เพิ่มขึ้นประมาณ 2.3 เท่าเมื่อ $\alpha=0^\circ$ เทียบกับเมื่อ $\alpha=90^\circ$ แนวโน้มเดียวกันนี้พบเมื่อ $b=0.5$ และ 1.0 ผลกระทบแบบเดียวกันนี้ต่อพฤติกรรม undrained ของ pluviated loose Ham River sand (HRS) ได้ศึกษาอย่างกว้างขวางโดยเครื่องมือ hollow cylinder (เช่น Symes, 1983; Symes et al., 1984; Shibuya, 1985; Shibuya et al., 2002a)

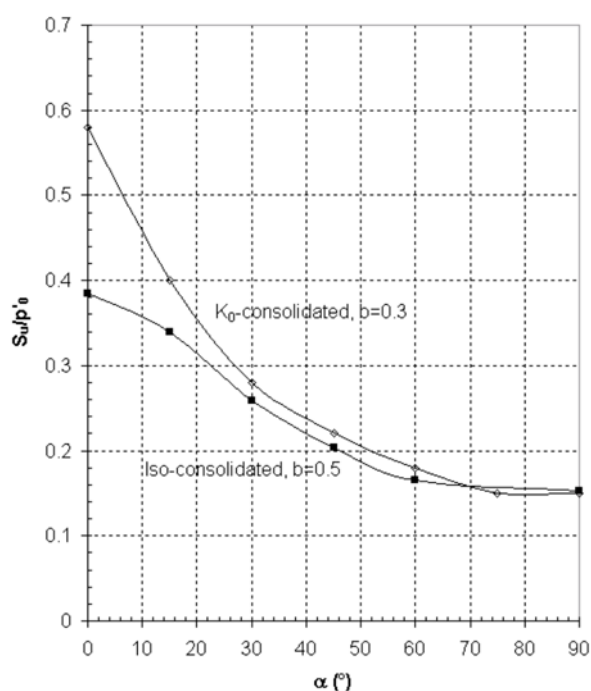


รูปที่ 2-24 พฤติกรรม stress-strain จากการทดสอบ HCA ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985)



รูปที่ 2-25 Effective stress path จากการทดลอง HCA ของ isotropically consolidated HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985) (รูปเล็กแสดง normalized undrained shear strength)

Shibuya & Hight (1996) และ Shibuya et al. (2002b) แสดงการทดลองแบบเดียวกันกับ loose HRS แต่ภายใต้สภาพ K_0 -consolidation ($K=0.5$) ตัวอย่างดินจะเตรียมโดยวิธีเดียวกันและทดลองด้วยเครื่องมือเดียวกันกับที่ใช้โดย Symes (1983) และ Shibuya (1985) ตัวอย่างดินจะถูก consolidated ไปที่ mean effective stress เท่ากับ 200 kPa แต่การทดสอบนี้ใช้ค่า $b=0.3$ เท่านั้นระหว่างการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำซึ่งทำให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับสภาพ plane strain พฤติกรรม stress-strain และ strength ที่พบจากการทดลองนี้เหมือนกับที่พบในตัวอย่างแบบ isotropically consolidated พฤติกรรมที่ softer และ weaker จะเกิดขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น นอกจากนี้จะเห็นได้ชัดจากรูปที่ 2-26 ว่า anisotropic consolidation จะเพิ่มผลกระทบต่อ undrained strength anisotropy ค่า s_u ที่ $\alpha=0^\circ$ มีค่า 3.8 เท่ามากกว่าที่ $\alpha=90^\circ$ รูปที่ 2-26 แสดงการเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของค่า s_u/p'_0 กับ α สำหรับการทดสอบแบบ isotropically consolidated ที่เงื่อนไขด้วยค่า $b=0.5$ (Shibuya, 1985) และ K_0 -consolidated ones (ด้วยค่า $b=0.3$)



รูปที่ 2-26 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength จากการทดสอบ isotropically และ K_0 - consolidated HRS sand โดยการทดสอบ HCA (ข้อมูลจาก Shibuya (1985) และ Shibuya & Hight (1996))

พฤติกรรม anisotropy ของดินได้มีการศึกษาอย่างมากมายที่ Imperial College ตารางที่ 2-4 สรุปการวิจัยต่างๆที่ Imperial College กับ reconstituted clay และ silt ผู้วิจัยเหล่านี้ศึกษาโดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder apparatus (HCA) ที่มีค่า α และ b ต่างๆ รูปที่ 2-27 แสดงการลดลงของค่า undrained

shear strength หลังจาก normalized ด้วยค่า effective consolidation pressure (s_u/p'_0) เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจากการทดลอง K_0 normally consolidated กับ reconstituted soil

ตารางที่ 2-4 การทดลอง HCA กับ reconstituted K_0 recompression clay และ silt ที่ดำเนินการที่ Imperial College London

Soils	Author (Year)	CF [%]	p'_0 [kPa]	K_0	b -ratios considered	Inclinations at shear α [°]
HK	Menkiti (1995)	7	400	0.49	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
KSS	Menkiti (1995)	44	300	0.585	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
HPF4	Zdravkovic (1996)	0	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 15, 30, 45, 60, 90
HK15	Rolo (2003)	15	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 45, 90

Notes:

HK = a mixture of kaolin and sand (Ham River Sand)

KSS = a mixture of kaolin, sand and silt

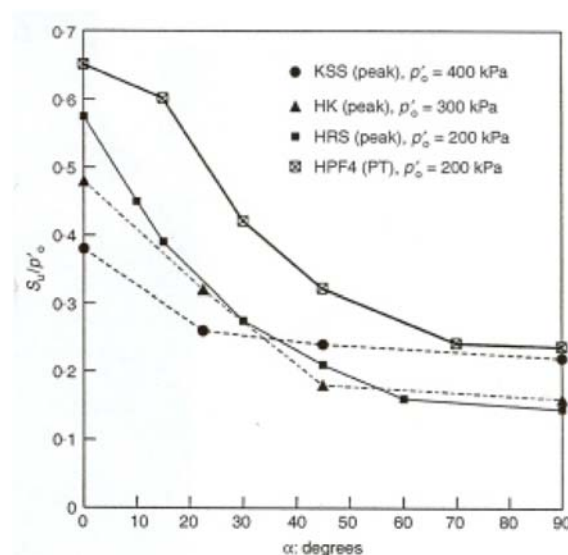
HPF4 = non-plastic quart-based silt

HK15 = a mixture of kaolin and HPF4 silt

Zdravkovic (1996) also performed series inclined-consolidation tests, which are not reported here.

CF: Clay fraction

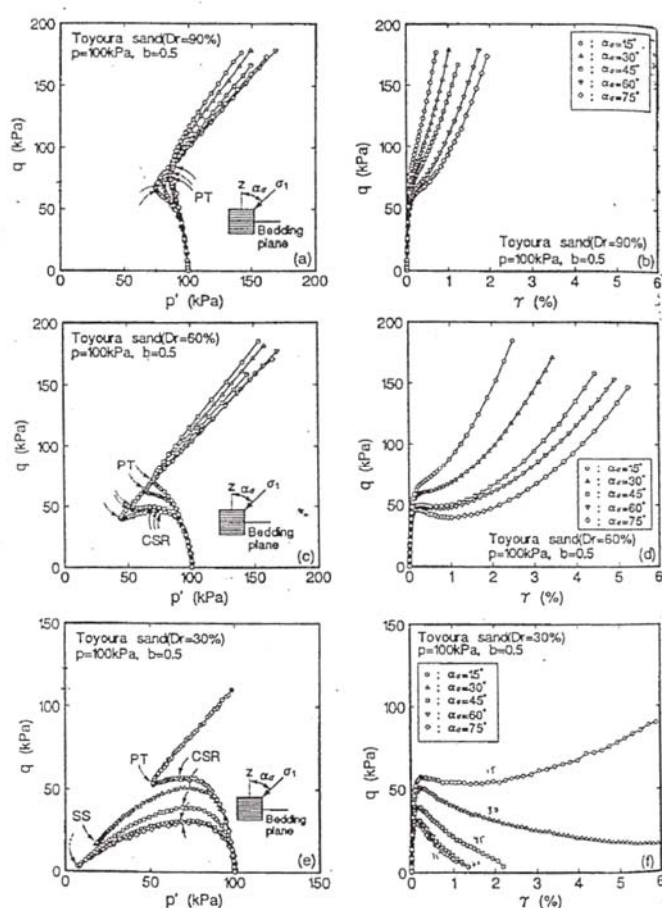
p'_0 : Mean effective pressure at the end of anisotropic K_0 consolidation



รูปที่ 2-27 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength ที่ $b = 0.5$ ของ normally K_0 -consolidated soil ($OCR = 1$) จากฐานข้อมูลของ Imperial College (Jardine et al., 1997) ค่า S_u มาจาก peak shear stress และที่ phase transformation point (PT) สำหรับตัวอย่าง HPF4

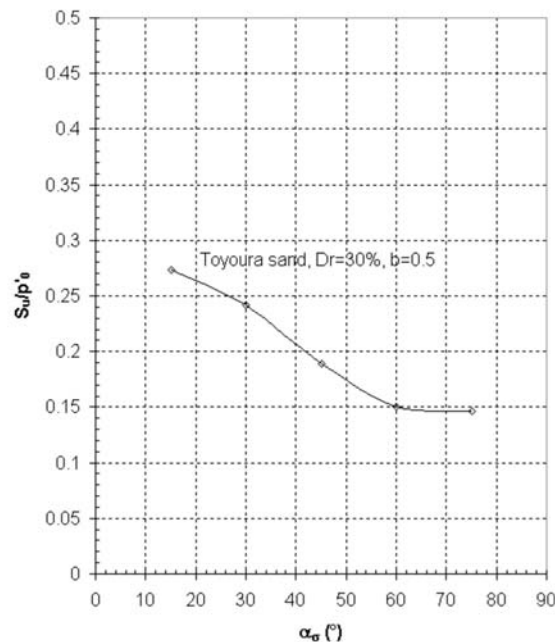
Nakata *et al.* (1998) ทำการทดลอง hollow cylinder (200 mm height, 100 mm OD และ 60 mm ID) เพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ Toyoura sand เมื่อมีการหมุนของทิศ major principal stress ตัวอย่างเตรียมโดยวิธี air pluviation และใช้การ vibration เพื่อให้ได้ค่า relative density ต่างๆ ($Dr=30\%$ to 90%) ตัวอย่างถูก saturated โดยการ flush ด้วย CO_2 และ de-aired water ตัวอย่างถูก isotropically consolidated ไปที่ $p'=100$ kPa การเฉือนกระทำภายใต้การควบคุมของ torsional strain โดยควบคุมให้ค่า $b=0.5$, ค่า total mean stress $p=300$ kPa, และมีมุมเอียงของทิศ major principal stress ต่างๆ (α_σ)

รูปที่ 2-28 แสดง effective stress path และ stress-strain curve ของการทดลองดังกล่าว โดยพบว่าตัวอย่างมีแนวโน้มจะ softer (ถึงแม้ว่าพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain จะไม่ชัดเจน) และ weaker เมื่อค่า α_σ เพิ่มขึ้น ผลกระทบของค่า void ratio (relative density) ต่อพฤติกรรมของดินเห็นได้อย่างชัดเจน ตัวอย่างที่มีความหนาแน่นมากกว่า (relative density มากกว่า) จะแสดงพฤติกรรม dilatant ในทุกมุมเอียงของทิศ major principal stress สำหรับตัวอย่างที่มีความหนาแน่นน้อยจะมีพฤติกรรม collapsible และ brittle เมื่อทิศของ major principal stress หมุนออกจากแนวตั้ง



รูปที่ 2-28 ผลกระทบของทิศทางของ principal stress ต่อ isotropically consolidated Toyoura sand (Nakata *et al.*, 1998)

รูปที่ 2-29 แสดงค่า maximum undrained shear strength กับ α_σ สำหรับตัวอย่างดินที่มี $D_r=30\%$ จะพบว่าการลดลงของค่า s_u ครั้งหนึ่งเมื่อค่า α_σ เปลี่ยนแปลงจาก 15 เป็น 75



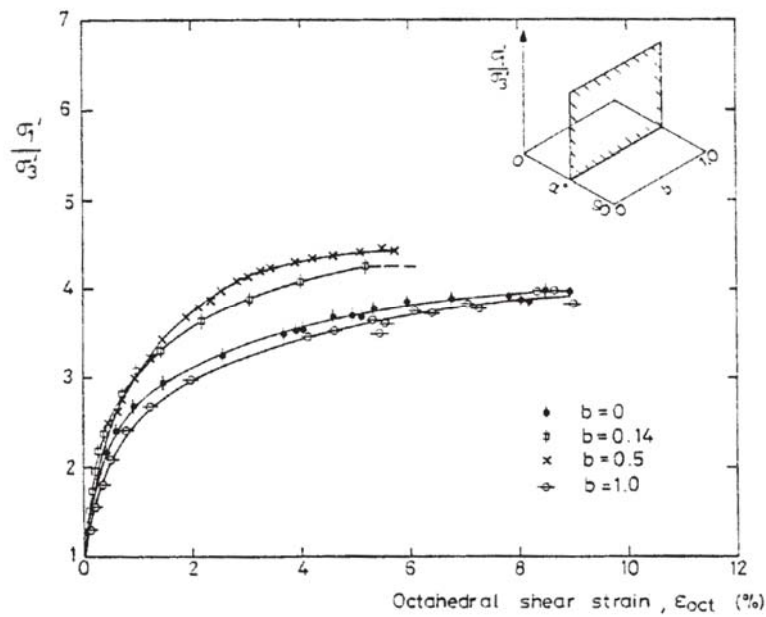
รูปที่ 2-29 พฤติกรรม anisotropy ของ normalized undrained shear strength ของ isotropically consolidated Toyoura sand (ข้อมูลจาก Nakata et al., 1998)

2.3.5.2 ผลกระทบของ b

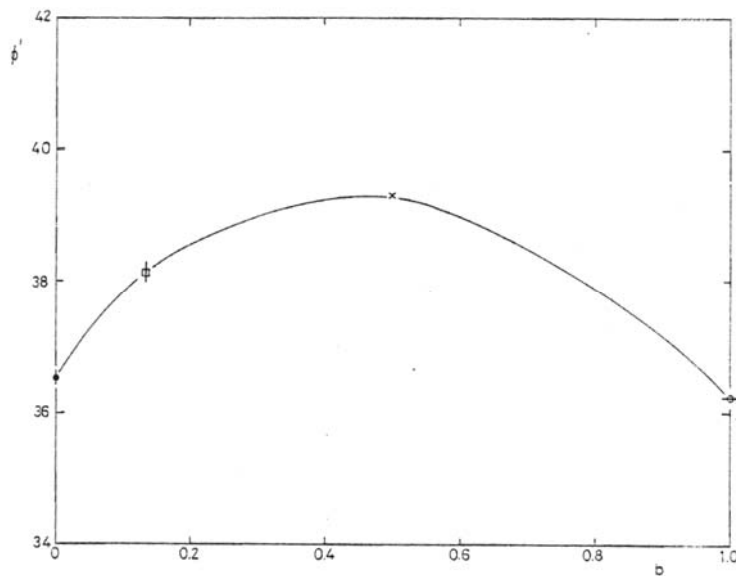
i) สภาพระบายน้ำ

Symes (1983) ได้ทำการทดลองแบบระบายน้ำกับ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) โดยเครื่องมือ hollow cylinder การศึกษานี้ดูผลกระทบของมุมเอียงของทิศ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress (แสดงโดยตัวแปร b) แยกต่างหากจากกัน การทดลอง hollow cylinder ทำที่ $b = 0, 0.14, 0.5$, และ 1.0 ขณะที่ค่า α จะกำหนดไว้ระหว่าง 0° และ 90°

กราฟ stress ratio และ octahedral shear strain จากการทดลองสำหรับค่า $\alpha=45^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-30 การทดสอบที่มีค่า $b=0.14$ และ 0.5 มีค่า strain ที่วิบัติน้อยที่สุดและมีค่า initial stiffness และ stress ratio มากที่สุด การทดสอบ 2 อันนี้ยังแสดง volumetric strain ที่วิบัติน้อยที่สุด รูปที่ 2-31 แสดงค่า angles of shearing resistance (ϕ') ที่จุดวิบัติซึ่งแสดงว่าค่า ϕ' จะเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยกับการเปลี่ยนแปลงของค่า intermediate principal stress ค่ากำลังมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อทำการเฉือนใกล้สภาพ plane strain ($b \approx 0.3 \sim 0.5$) ค่า stiffness และ strength จะมีค่าน้อยสุดเมื่อค่า $b=0.1$



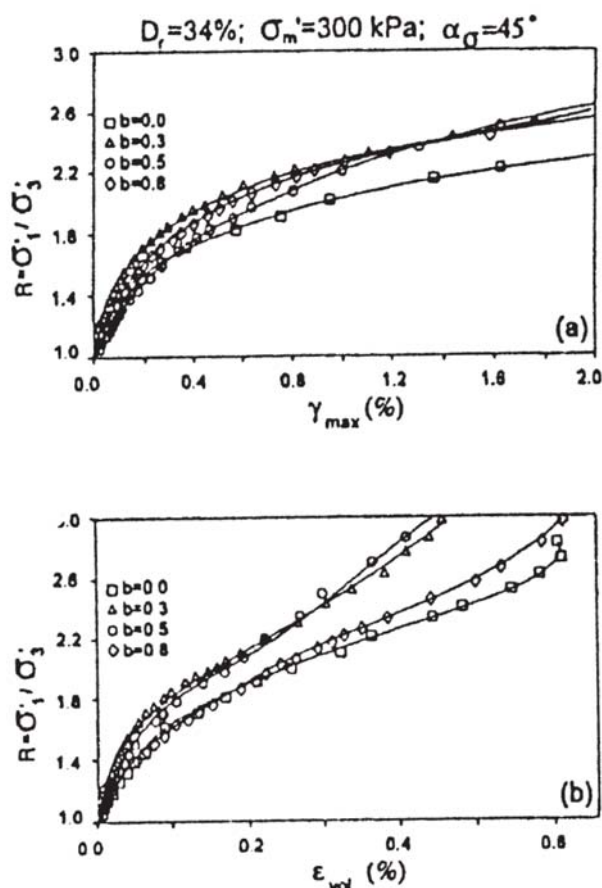
รูปที่ 2-30 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)



รูปที่ 2-31 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า ultimate ϕ' ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)

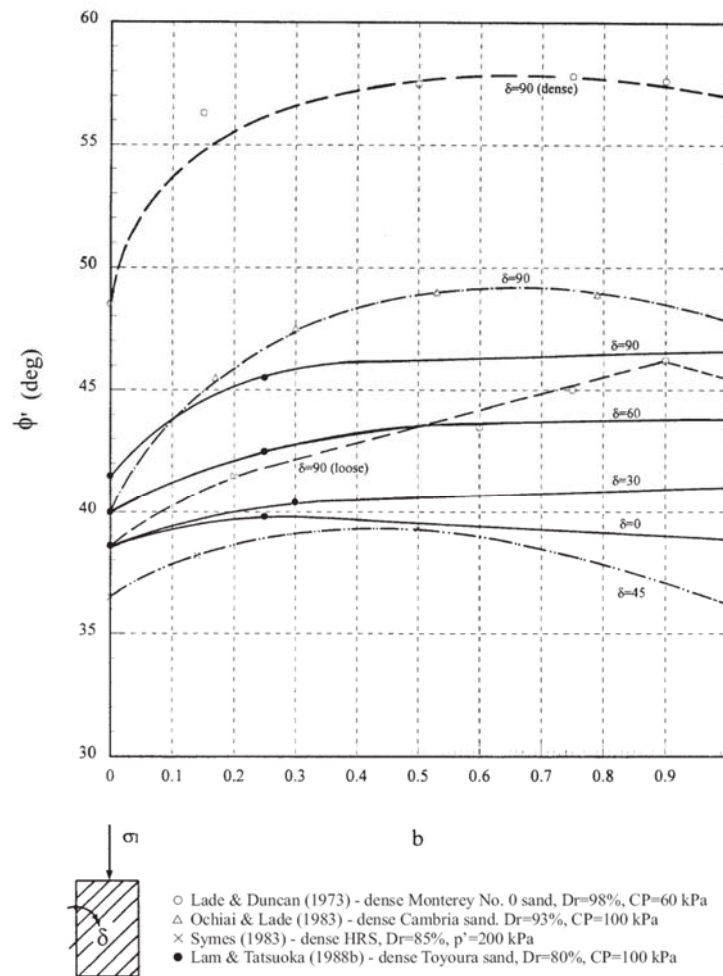
Sayão & Vaid (1996) ทำการศึกษา medium-loose Ottawa sand โดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder ตัวอย่างดินที่เตรียมโดยวิธี water pluviation จะถูก isotropically consolidated ไปที่ effective mean stress $p' = 300$ kPa หลังจากนั้นตัวอย่างจะถูกเฉือนจนวิบัติภายใต้สภาวะระบายน้ำโดยกำหนดค่า b

= 0, 0.3, 0.5, และ 0.8 ในขณะที่กำหนดค่า α คงที่เท่ากับ 45° รูปที่ 2-32 แสดงพฤติกรรม shear และ volumetric ของการทดลองเหล่านี้ พฤติกรรมที่ stiff ที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.3$ ซึ่งเป็นสภาพที่ใกล้กับสภาพ plane strain พฤติกรรมที่ soft ที่สุดและเกิด volumetric strain มากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0$ ค่า ultimate stress ratio จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากเมื่อ $b < 0.3$ และเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังจากนี้ ผลการทดลองนี้ตรงกับที่รายงานโดย Symes (1983) ค่า stress ratio จะเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเมื่อค่า b และ α มาก



รูปที่ 2-32 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ Syncrude sand (Sayão & Vaid, 1996)

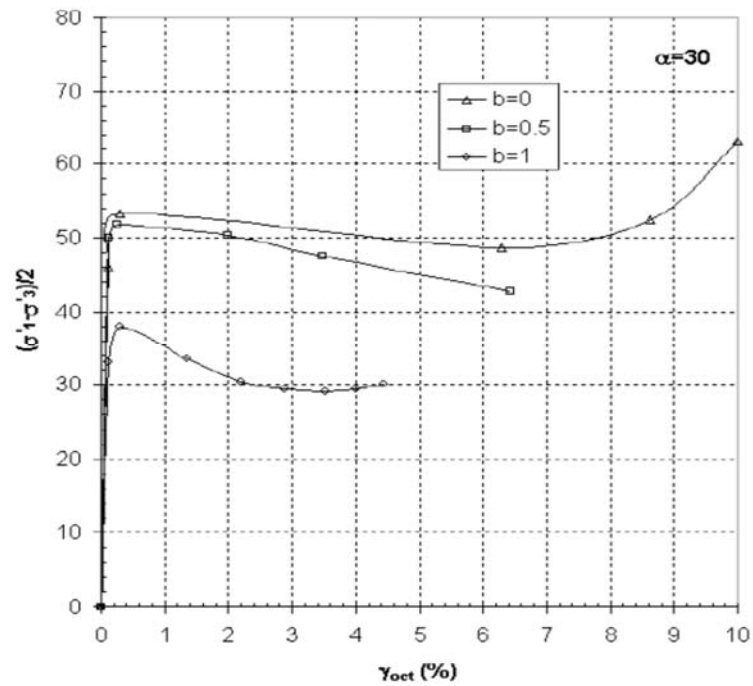
รูปที่ 2-33 แสดงข้อมูล drained strength ที่ศึกษาโดยผู้วิจัยหลายคน (Ochiai and Lade, 1983; Lade and Duncan, 1973; Lam and Tatsuoka, 1988b) ที่ทดลองกับดิน isotropically consolidated ($OCR=1$) สิ่งที่สำคัญที่พบคือค่า drained strength จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจนถึงค่า 0.6 และมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยหลังจากนั้น จากการศึกษาเหล่านี้ยังแสดงอย่างชัดเจนว่าพฤติกรรม anisotropy จะลดลงเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจนตรงกับ bedding plane



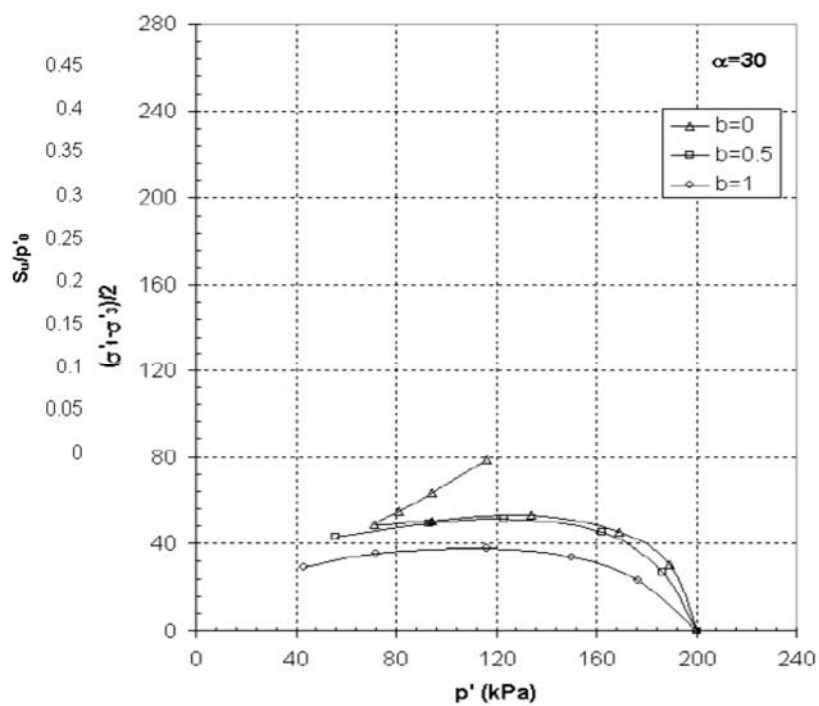
รูปที่ 2-33 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม anisotropy ของค่า peak ϕ' (ปรับปรุงมาจาก Zdravkovic (1996))

ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

จากการศึกษาของ Shibuya (1985), Shibuya and Hight (1987), และ Shibuya *et al.* (2002a และ 2002b) แสดงผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ medium-loose isotropically consolidated HRS โดยการทดสอบ hollow cylinder โดยทำการศึกษาที่ค่า $b=0, 0.5$ และ 1 และเปลี่ยนแปลงค่า α ระหว่าง 0° และ 90° กราฟ stress-strain และ effective stress path จากการทดสอบเมื่อ $\alpha=30^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-34 ผลกระทบของการเพิ่มขึ้นของค่า intermediate principal stress มีน้อยมากสำหรับค่า b จนถึง 0.5 ถึงแม้ว่าจะแสดงพฤติกรรม compressible มากขึ้นที่ large strain เมื่อค่า b มากขึ้นจะมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำที่ soft, weak, และ brittle มากขึ้น



(a) พฤติกรรม stress-strain แบบไม่ระบายน้ำ



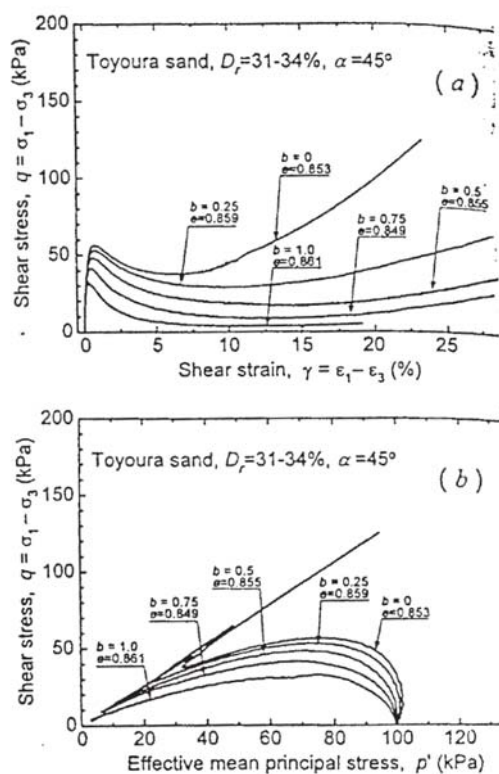
(b) effective stress path และ undrained strength anisotropy

รูปที่ 2-34 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมของ isotropically consolidated HRS ($OCR=1$) (ข้อมูลจาก Shibuya (1985))

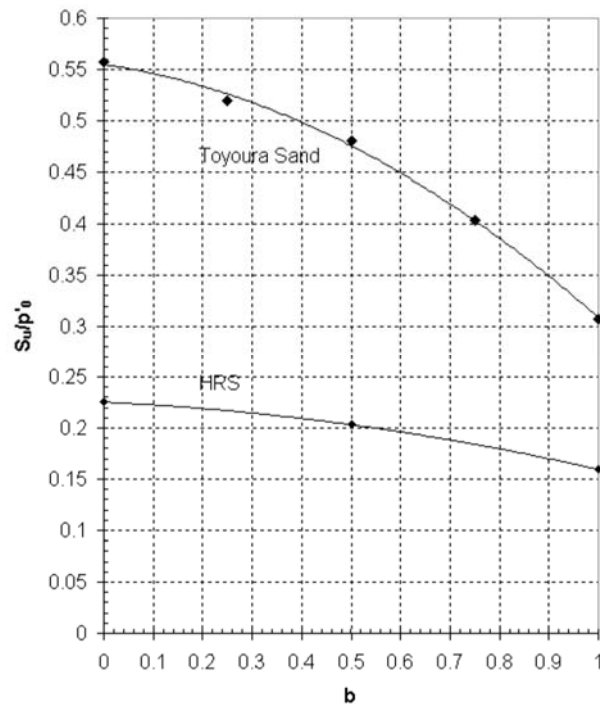
พฤติกรรมเหล่านี้ขึ้นอยู่กับค่าของ α ดังแสดงในรูปเล็กในรูปที่ 2-34(b) ค่า undrained strength, s_u ถูก normalized โดยค่า effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) สำหรับค่า α ที่น้อยกว่า 45° จะไม่มีพฤติกรรม undrained strength anisotropy เมื่อ $b < 0.5$ อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ s_u ถึง 40% จะเกิดขึ้นที่ค่า b มากขึ้น หลังจากค่า $\alpha=45^\circ$ ผลของ b จะมีมากขึ้นโดยที่ s_u จะเพิ่มขึ้นถึง 1.5 เท่าเมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 1

ผลการทดสอบทำนองเดียวกันได้รายงานโดย Yoshimine *et al.* (1998) กับ loose Toyoura sand ตัวอย่างดินสำหรับการทดลอง hollow cylinder เตรียมโดยวิธี air-pluviation และ vibration ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress $p'=100$ kPa และถูกเฉือนภายใต้สภาพไม่ระบายน้ำที่ค่าของ intermediate principal stress ต่างๆโดยควบคุมค่า $\alpha=45^\circ$ และ p ให้คงที่

กราฟ stress-strain และ effective stress path สำหรับตัวอย่างดินที่เฉือนที่ $b=0, 0.25, 0.5, 0.75$, และ 1 ได้แสดงในรูปที่ 2-35 โดยพบว่าแนวโน้มโดยทั่วไปเหมือนกับที่ได้อธิบายไปแล้ว เมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจะทำให้พฤติกรรมดิน weak และ compressible มากขึ้น อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะมีมากเมื่อ b มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับของ HRS การเปลี่ยนแปลงของค่า normalized undrained strength ได้แสดงในรูปที่ 2-36 โดยเปรียบเทียบกับข้อมูลของ HRS ที่ค่า $\alpha=45^\circ$ เหมือนกัน จากรูปแสดงว่าผลกระทบของค่า intermediate principal stress นั้นมากกว่าสำหรับ TS เทียบกับ HRS อย่างน้อยก็สำหรับค่า α ที่สนใจนี้ ค่า undrained strength ของ TS ลดลง 1.8 เท่าเมื่อค่า b เปลี่ยนจาก 0 เป็น 1 ซึ่งลดลงมากกว่าของ HRS ประมาณ 28%



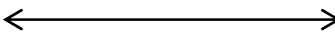
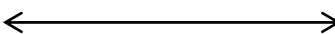
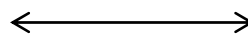
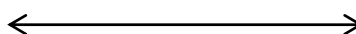
รูปที่ 2-35 ผลกระทบของ b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ isotropically consolidated Toyoura sand (Yoshimine *et al.*, 1998)



รูปที่ 2-36 ผลกระทบของค่า b ต่อ undrained strength ของ isotropically consolidated sand ที่เฉือนที่ $\alpha=45^\circ$ (ข้อมูลจาก Yoshimine et al. (1998) และ Shibuya (1985))

2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain

พฤติกรรม stress-strain ของดินนั้นสำคัญมากสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี ด้วยเหตุนี้จึงมีวิธีหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม stress-strain และ stiffness ของดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม วิธีการวัดค่า stiffness ของดินจะแตกต่างกันไปตามขนาดของความเครียดที่สนใจ รูปที่ 2-37 แสดงของเขตของความเครียดสำหรับการทดลองต่างๆ (Ishihara, 1996) ที่ความเครียดสูงจะเหมาะสมที่จะใช้การทดลองแบบทำลาย เช่น triaxial, direct shear, และ unconfined compression test ในขณะที่ความเครียดที่ต่ำลงมากจะต้องใช้การทดลอง dynamic loading โดย wave propagation technique เช่น resonant column test และ Bender Element test ส่วนในสนามก็สามารถใช้การทดลอง in-situ shear wave velocity tests, cross-hole seismic test, และ pressuremeter test

Magnitude of strain		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
Phenomena		Wave propagation, vibration		Cracks, differential settelment		Slide, compaction, liquefaction	
Mechanical charecturistics		Elastic		Elasto-plastic		Failure	
Effect of load repetition							
Effect of rate of loading							
Constants		Shear modulus, Poisson's ratio. Damping					Angle of interal friction, cohesion
In-situ measurement	Seismic wave method						
	In-istu vibretion test						
	Repeated loading test						
Laboratory measurement	Wave propagation precise test						
	Resonant column precise test						
	Repeated loading test						

รูปที่ 2-37 ขอบเขตของความเครียดโดยการทดลองชนิดต่างๆ (Ishihara, 1996)

ค่า stiffness ของดินที่ได้จากการทดลองต่างๆจะมีค่าแตกต่างกัน ดังนั้นเมื่อมีการเปรียบเทียบค่า stiffness จากการทดลองต่างกัน จะต้องพิจารณาปัจจัยต่างๆด้วย เช่น

- strain level
- stress state
- การรบกวนของตัวอย่างดิน
- mode of shearing
- stress/strain rate
- drainage condition
- discontinuity

ในหัวข้อต่อไปนี้จะอธิบายคร่าวๆถึงการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ใช้ในการวัดค่า stiffness และพฤติกรรม stress-strain ของดินที่ small ถึง intermediate strain

2.4.1 การทดลองในห้องปฏิบัติการ

i) Advanced triaxial test

การทดลอง triaxial เป็นการทดลองที่ใช้กันมากที่สุดเพื่อการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการตระหนักถึงความสำคัญของค่า small strain stiffness ของดินในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของงานขุดจะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงของค่า stiffness จาก small strain) จึงทำให้ในปัจจุบันมีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดค่าความเครียดของดินที่เล็กลงและแม่นยำขึ้น การทดลอง monotonic triaxial โดยมี local strain measurement กลายเป็นการทดลองที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในขอบเขตความเครียดที่กว้าง ข้อดีของการทดลอง monotonic triaxial คือ ความสามารถในการควบคุม strain rate, สามารถวัดค่าได้ในช่วงความเครียดที่กว้าง, สามารถควบคุม stress path, และ สามารถทดสอบด้านกำลัง อย่างไรก็ตามข้อจำกัดของการทดลองนี้คือไม่สามารถวัดค่า damping ratio ยกเว้นในการทดลอง cyclic test

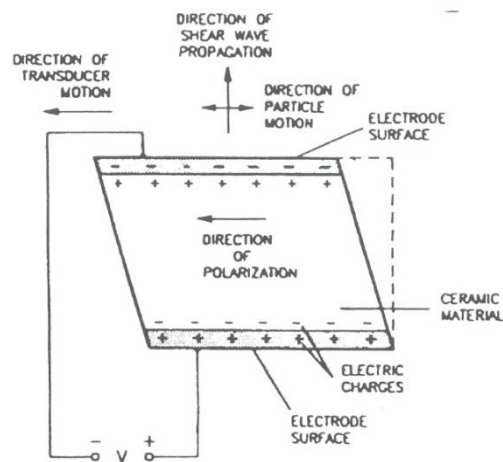
ii) Bender Element test

การทดลอง bender element พัฒนาขึ้นโดย Shirley and Hampton (1978) เป็นวิธีในการวัด small strain stiffness โดยจะได้ค่า elastic shear modulus ของดินจากการวัดค่า shear wave velocity ที่วิ่งผ่านตัวอย่างดิน ระบบการทดลอง bender element สามารถติดตั้งได้ในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการส่วนมาก แต่โดยมากจะใช้ร่วมกับเครื่องมือ triaxial (เช่น Dyvik & Madshus (1985)) ขนาดของความเครียดบนตัวอย่างดินของการทดลองนี้จะน้อยกว่า 0.001% (Dyvik & Madshus, 1985) ดังนั้นการทดลองนี้จะเป็นการทดลองแบบไม่ทำลาย

ค่า elastic stiffness ที่ได้จากการทดลอง bender element จะเป็นประโยชน์ในการระบุจุดเริ่มต้นที่ความเครียดน้อยๆของ stiffness degradation curve สำหรับการวิเคราะห์ผลการทดลอง dynamic หรือ small-strain cyclic loading และยังเป็นตัวแปรที่ต้องการในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับ non-linear numerical analysis ที่ความเครียดที่สูงขึ้น (Jardine et al., 1991; Stallebarass et al., 1997)

iii) Shear-plate transducer

รูปที่ 2-38 แสดงภาพร่างของ shear-plate transducer ซึ่งประกอบด้วย electrode ที่ทั้งสองด้านและขนานกับทิศทางของการ polarization การเคลื่อนตัวของ shear-plate transducer จะตั้งฉากกับทิศทางการเดินทางของ shear wave การติดตั้งเครื่องมือ shear-plate transducer นั้นเหมือนกับของ bender element



รูปที่ 2-38 Shear-plate transducer (Brignoli et al., 1006)

Ismail and Rammah (2005) ได้ศึกษาการประยุกต์ใช้ shear plate เทียบกับการใช้ bender element ผลการทดลองแสดงว่าข้อมูลจาก shear plate และ bender element ต่างกันไม่เกิน 2.5% ซึ่งตรงกับผลการศึกษาของ Brignoli *et al.*, (1996) นอกจากนี้ shear-plate จะเหมาะสมกว่า bender element ในการทดสอบดิน undisturbed stiff soil, sand, และดินที่มี large aggregate เพราะ shear plate ไม่มีการรบกวนตัวอย่างดินจากการติดตั้ง อย่างไรก็ตาม bender element เหมาะจะใช้ทดลองกับดินเหนียวอ่อนมากกว่า

iv) Resonant column test

การทดลอง resonant column เป็นการทดลองที่สะดวกที่สุดในการวัดพฤติกรรม dynamic ของดินในห้องปฏิบัติการ Hardin & Music (1965) ได้อธิบายทฤษฎีและวิธีการทดลอง การทดลองนี้มีพื้นฐานมาจากผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎีของค่า shear modulus ของแท่งดินทรงกระบอกที่สั่นด้วยความถี่ที่ resonant ในการทดลองสามารถให้ axial ต่อตัวอย่างดินที่อยู่ใน triaxial ค่า shear modulus ที่ได้จากการทดลองนี้จะ เป็นค่าที่ความเครียดต่ำ (ประมาณ $10^{-3} \%$ to $10^{-1} \%$)

v) Torsional shear hollow cylinder test

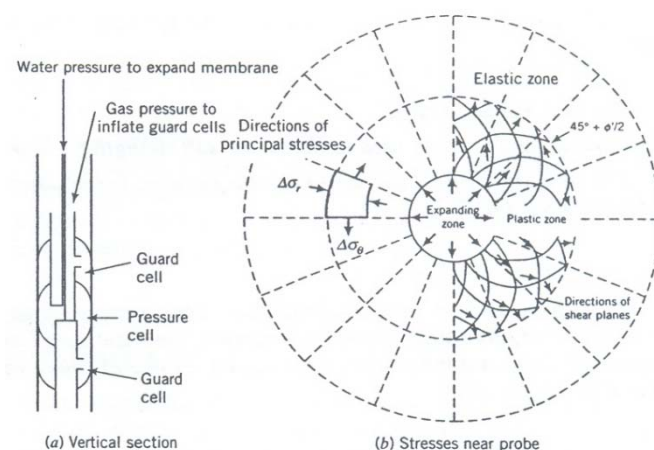
เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เป็นที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เนื่องจากเครื่องมือนี้สามารถควบคุมทั้งขนาดของ principal stress และทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ axial load, torque, และ outer และ inner pressure นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และทำการทดลองทั้งในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้นเมื่อสภาวะขอบเขตทั้งหมดถูกควบคุมจะทำให้ศึกษาผลกระทบของทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress

2.4.2 การทดลองในสนาม

i) Pressuremeter test

การทดลอง pressuremeter test เป็นการขยายทรงกระบอกยาวในดินออกในแนวรัศมี พฤติกรรมของดินสามารถศึกษาได้จากการวัดค่าความดันและการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรและรัศมีของทรงกระบอกนี้ โดยทฤษฎีการทดลองนี้สามารถวัดค่า strength, stiffness, consolidation parameter, และ in-situ horizontal stress การทดลอง unload-reload cycle สามารถศึกษาพฤติกรรม non-linearity ของดินได้

เครื่องมือ pressuremeter (ในรูปที่ 2-39(a)) เป็นแท่งทรงกระบอกยาวที่วางไว้ที่ความลึกที่ต้องการในหลุมเจาะและมีการให้ความดันใน cell ความเค้นใกล้ๆ probe แสดงในรูปที่ 2-39(b) การให้แรงแบบนี้เหมือนกับปัญหา cylindrical cavity expansion ความดันจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆและมีการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร หลังจากนั้นจะได้กราฟ pressure-volume change ซึ่งจะสามารถใช้วิเคราะห์หาค่า elastic modulus, shear modulus, และ undrained shear strength ได้



รูปที่ 2-39 Pressuremeter test (a) Meard pressuremeter และ (b) ความเค้นใกล้ probe
(Budhu, 2000)

ii) Geophysical method

การทดลองแบบ seismic test เป็นวิธีการทาง geophysics survey ในวิธี seismic จะมีการส่ง elastic pulse (หรือ continuous elastic wave) จากผิวดินและวัดการสั่นสะเทือนของดินที่จุดต่างๆบนผิวดินโดยใช้ seismometer หรือ geophone การวัดระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นไปยังจุดต่างๆจะให้ความเร็วคลื่นที่วิ่งผ่านดิน จากข้อมูลนี้จะทำให้สามารถวิเคราะห์หา elastic wave velocity ของดินชั้นต่างๆ และลักษณะการเรียงตัวของชั้นดิน

มีวิธีการทดลองแบบ seismic test หลายแบบ เช่น cross-down hole seismic test และ seismic cone penetration test การทดลอง cross-hole seismic test นั้นจะทำหลุมเจาะ 2 หลุมที่รู้ระยะห่างและติดตั้ง wave source และ receiver ในระดับเดียวกันจากนั้นจึงวัดระยะเวลาที่คลื่นใช้ในการเดินทางระหว่าง

หลุมทั้งสองที่ระดับความลึกต่างๆ การทดลอง down-hole seismic test ก็มีหลักการคล้ายๆ กับของ cross-hole เพียงแต่ใช้หลุมเจาะเพียงหนึ่งหลุม โดยจะติดตั้ง wave source ที่ผิวดินและวัดระยะเวลาที่คลื่นจะเคลื่อนที่ไปถึง sensor ที่อยู่ใต้ดินในหลุม ในบางกรณีอาจจะให้ source อยู่ในหลุมและ receiver อยู่บนผิวดินซึ่งจะเรียกว่าการทดลอง up-hole method

การทดลอง cross-hole seismic method จะให้ข้อมูลที่ดีเกี่ยวกับชั้นดินในแนวนราบ ส่วนการทดลอง down-hole seismic method จะมีราคาถูกกว่าและสามารถให้ข้อมูลชั้นดินได้ดีกว่าแต่มีข้อเสียคือต้องการ source ที่มีกำลังมากเมื่อทดลองที่ความลึกมากเนื่องจาก energy decay

การทดลอง seismic cone penetration test (SCPT) เป็นอีกวิธีในการหาค่า in-situ seismic wave velocity ซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน เช่น shear modulus และ Poisson's ratio การทดลองประกอบด้วยการวัดระยะเวลาการเดินทางของคลื่นที่เดินทางจาก wave source บนผิวดินไปสู่แถวของ geophone ที่ติดตั้งอยู่ใน seismic cone penetrometer ที่ถูกกดลงไปใต้ผิวดิน คลื่นที่เดินทางนี้มีทั้ง shear wave (S-wave) และ compression wave (P-wave)

บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง

3.1 บทนำ

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในโครงการนี้จะทำโดยใช้ triaxial apparatus อย่างไรก็ตามการศึกษานี้ไม่สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่มีใช้อยู่ในปัจจุบัน (conventional triaxial apparatus) เนื่องจากปัจจัย 2 ประการ คือ (i) ต้องมีเครื่องมือที่ใช้วัดความเค้นและความเครียดได้อย่างแม่นยำ และ (ii) ต้องมีเครื่องมือที่สามารถทดสอบแรงดึงได้ โดยเฉพาะการวัดความเครียดนั้น ต้องวัดให้ได้ละเอียดถึง 0.001% โดยการวัดให้ได้ความเค้นที่แม่นยำทำได้โดยการวัดแรงจากภายใน triaxial cell โดยใช้ internal load cell และการวัดความเค้นที่แม่นยำก็ทำได้โดยการวัดการเคลื่อนตัวของดินบนผิวของตัวอย่างดินโดยตรง (local strain measurement) จากการที่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนา local strain measurement ที่มีความไวสูงทำให้สามารถวัดความเค้นและความเครียดของตัวอย่างดินได้ในช่วง small- และ intermediate-strain ranges ได้อย่างแม่นยำ ซึ่งนำไปสู่การศึกษาถึงพฤติกรรมการล้าของดินที่ความเครียดต่ำได้อย่างสมบูรณ์ (เช่น Tatsuoka & Shibuya, 1991; Jardine, 1992; Smith et al., 1992; Kuwano, 1999) การพัฒนา triaxial apparatus โดยใช้ local strain measurement device ใน triaxial test ได้เริ่มจะกลายเป็นมาตรฐานในการศึกษาพฤติกรรมของดิน ในสองทศวรรษที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาระบบ local strain measurement แบบต่างๆโดยสถาบันการศึกษาและสถาบันวิจัยต่างๆทั่วโลก ในด้าน local axial strain measurement ก็มี (i) inclinometer gauge (เช่น Burland & Symes, 1982), (ii) Hall effect local strain gauge (เช่น Clayton & Khatrush, 1986), (iii) proximity transducer (เช่น Hird & Yung, 1989), (iv) original-local deformation transducer (original-LDT) (เช่น Goto et al., 1991), (v) LVDT (เช่น Cuccovillo & Coop, 1997), and (vi) cantilever-LDT (Yimsiri et al., 2005) สำหรับการพัฒนา ระบบ local radial strain measurement นั้นยังไม่ค่อยแพร่หลายนักเนื่องจากยุ่งยากกว่าการสรุปทบทวนถึงระบบ local strain measurement ที่ได้รับการพัฒนาขึ้นมาแล้วนั้นสามารถอ่านได้จาก Scholey et al. (1995) และ Yimsiri & Soga (2002) โดยในโครงการวิจัยนี้จะเลือกใช้ LVDT สำหรับ local axial strain measuring device และ proximity transducer สำหรับ local radial strain measuring device

การทดสอบหาความแข็ง (stiffness) ของดินที่ระดับความเครียดต่ำมากด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนที่วิ่งผ่านดินได้เริ่มมีการศึกษาสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น การศึกษาในสนามโดยวิธีต่างๆ โดย Ashford & Jakrapiyanun (1999) และ Shibuya & Tamrakar (1999) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วย bender element โดย Teachavorasinskun et al (2001) Teachavorasinskun et al. (2002a, b) Teachavorasinskun & Amornwithayalax (2002) Teachavorasinskun & Lukkunaprasit (2004) และ Teachavorasinskun & Akkarakun (2004) อย่างไรก็ตามข้อมูลส่วนมากมาจากผู้วิจัยกลุ่มเดียวและยังมีพฤติกรรมบางประการที่ยังไม่ได้ทำการศึกษา โครงการวิจัยนี้จึงจะทำการทดลองด้วย bender element เพิ่มเติม โดยข้อมูลจากผลการทดลองในโครงการนี้ จะเป็นการเพิ่มข้อมูลใน

ฐานข้อมูลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งโครงการนี้จะทำการศึกษา bender element ในส่วนที่ไม่เคยศึกษามาก่อน เช่น anisotropy

3.2 การทดลอง triaxial

ในส่วนนี้จะอธิบายการออกแบบวิธีการวิจัยของการทดลอง isotropically consolidated undrained extension (CIUE) สำหรับตัวอย่างดินแนวตั้งและแนวนอนเพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของพฤติกรรม stress-strain ในความเค้นขนาด small และ intermediate

3.2.1 ระบบการทดลอง triaxial แบบธรรมดา

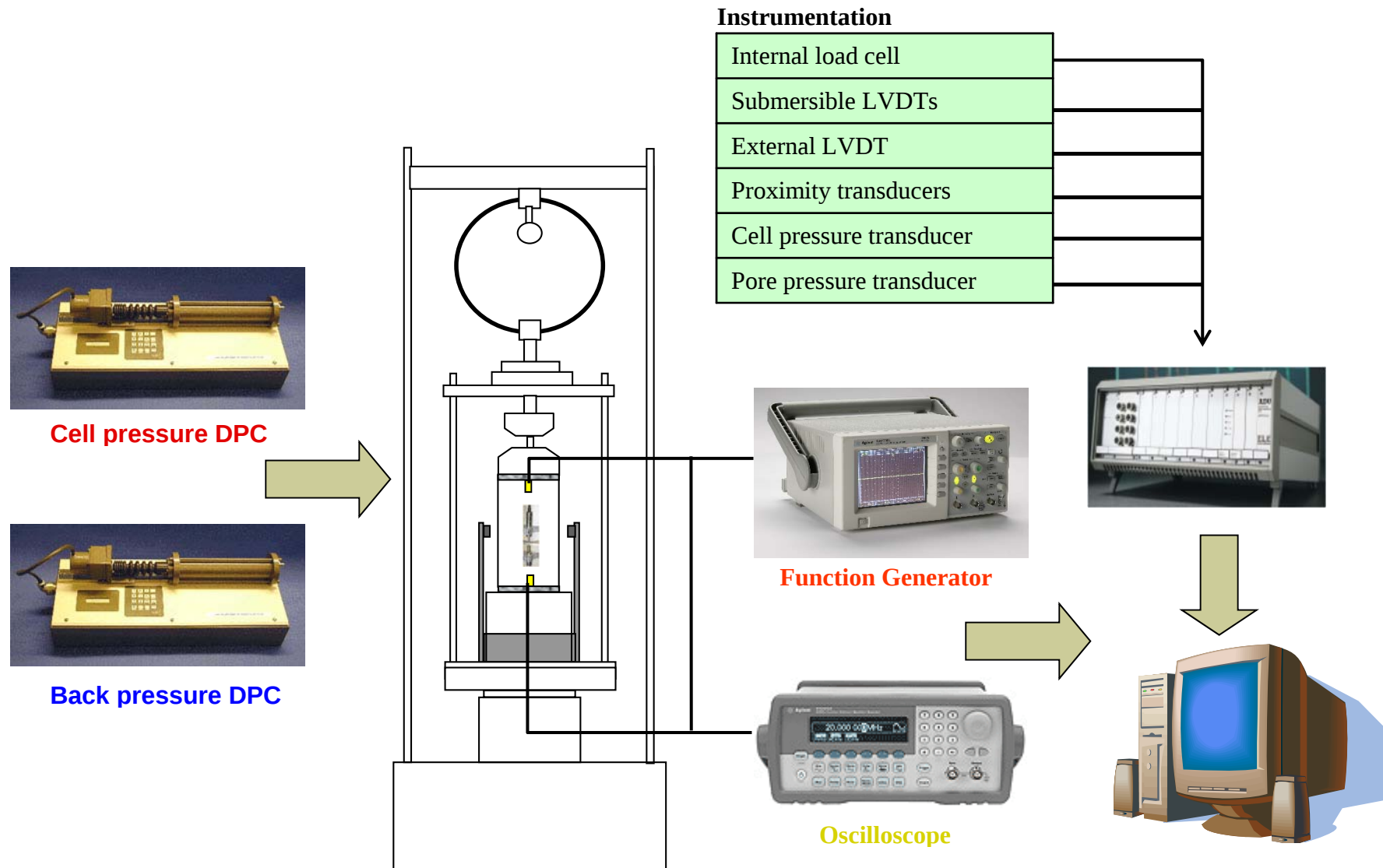
ถึงแม้ว่าเครื่อง triaxial แบบธรรมดาคือเป็นเครื่องมือการทดสอบที่นิยมที่สุดในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ ผลการทดลองจากเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดานี้อาจจะไม่สะท้อนถึงพฤติกรรม stress-strain ที่แท้จริงของดิน โดยมักจะพบเสมอว่าค่า stiffness ของดินที่ได้จากเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดาจะน้อยกว่าค่าที่ได้จากค่า stiffness ของดินที่ได้จากการ back calculation จากข้อมูลการเคลื่อนตัวในสนามอย่างมาก มีปัจจัยหลายอย่างที่จะเป็นสาเหตุของความผิดพลาดนี้ เช่น การรบกวนตัวอย่างดิน, การวัดค่า axial strain ที่ได้มากเกินไปจากการวัดความเค้นภายนอก, และ สภาพของการทดลอง อย่างไรก็ตามปัจจัยสำคัญที่สุดคือการได้ค่า stiffness ที่ขนาดความเครียดต่างกัน

งานวิจัยใหม่ๆจำนวนมากแสดงว่าพฤติกรรม stress-strain ของดินนั้น highly non-linear และค่า small-strain stiffness ของดินจะเป็นข้อมูลที่สำคัญมากในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี อย่างไรก็ตามขนาดของความเครียดที่สนใจอยู่นอกจากความสามารถของเครื่องมือ triaxial ธรรมดา ดังนั้นได้มีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้ (i) สามารถวัดพฤติกรรม non-linear ได้อย่างแม่นยำโดยเฉพาะที่ความเครียดเล็กน้อย โดยมีการเพิ่มระบบต่างๆในเครื่องมือ triaxial เช่น ระบบ local strain measurement system และระบบ bender element เพื่อวัด ใน small strain (elastic) stiffness และ (ii) สามารถทดสอบแรงดึงได้

โครงการวิจัยนี้เป็นการพัฒนาเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดาเพื่อให้สามารถศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในขอบเขตความเครียดที่กว้างขึ้นโดยการเพิ่มระบบ local strain measurement และ bender element และเพื่อให้สามารถทดสอบแรงดึงได้โดยการเพิ่มระบบการออกแรงดึง

3.2.2 เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ประกอบด้วย triaxial cell, pressure controllers (DPC) 2 อัน, เครื่องมือวัดต่างๆ เช่น cell pressure, back/pore pressure transducer, และ controlling micro-computer การพัฒนาเครื่องมือคือการเพิ่มระบบ local axial และ radial strain measurement และระบบ bender element ระบบเครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในรูปที่ 3-1 โดยส่วนประกอบต่างๆได้อธิบายดังนี้



รูปที่ 3-1 ระบบเครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

i) Triaxial cell

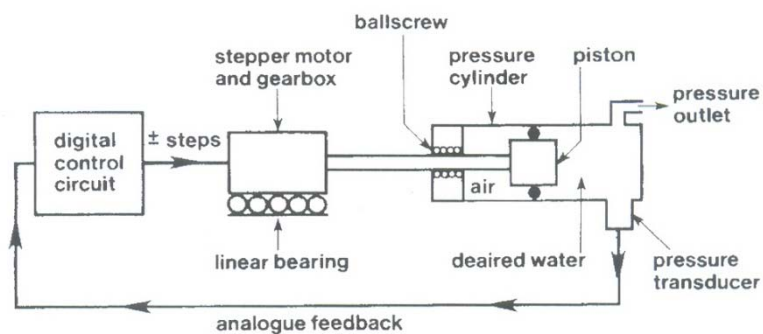
เครื่องมือนี้ใช้ triaxial cell ของ ELE รุ่น EL25-4157 สำหรับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มม แรงในแนวแกนต่อตัวอย่างดินกระทำโดย load frame triaxial chamber สามารถรองรับความดันมากที่สุด 1700 kPa และ load frame สามารถให้แรงกระทำมากที่สุด 45 kN

ii) Digital pressure controller

รูปที่ 3-2(a) แสดง digital pressure controller (DPC) โดย DPC คือ microprocessor controlled hydraulic actuator เพื่อควบคุมและวัดความดันของของเหลวและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร โดยหลักการของการทำงานได้แสดงในรูปที่ 3-2(b) และอธิบายในรายละเอียดโดย Menzies (1988) ระบบนี้ใช้ DPC 2 ตัว เพื่อควบคุมค่า back pressure และ cell pressure โดยการบังคับด้วยคน ความละเอียดของการวัดและควบคุมความดันและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรคือ 1 kPa และ 1 mm³ ขนาดการทำงานของปริมาตรคือ 200 cm³



(a) รูปถ่าย



(b) ไดอะแกรม

รูปที่ 3-2 Digital pressure controller (Menzies, 1988)

iii) Data logger

Data logger ที่ใช้เป็นยี่ห้อ ELE โดยมี 11 ช่องสัญญาณเพื่อรับสัญญาณของ transducer และขยายและกรองสัญญาณก่อนการผ่านสัญญาณไปสู่ microcomputer

iv) Microcomputer

microcomputer ใช้ในการจัดเก็บข้อมูลจากเครื่องมือวัดต่างๆผ่าน data logger นอกจากนี้ยังใช้ในการควบคุม function generator และจัดเก็บ waveform จาก oscilloscope

v) เครื่องมือวัด

เครื่องมือวัดที่ใช้ในระบบ triaxial นี้มีดังนี้ internal load cell, proximity transducer, submersible LVDT, external LVDT, volume change transducer, cell pressure transducer pore, pressure transducer, และ back pressure transducer

3.3 การพัฒนาระบบ triaxial

1. การพัฒนาและปรับปรุงเครื่องมือ triaxial โดยการเพิ่มระบบ local strain measurement

สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในความเครียดขนาด small ถึง intermediate ในงานวิจัยนี้ เครื่องมือ triaxial ได้ทำการพัฒนาโดยการเพิ่ม local strain measurement ใหม่ โดยในระบบ local strain measurement มีการวัด 2 ชนิด คือ

- Local axial strain measurement system โดยใช้ submersible LVDT
- Local radial strain measurement system โดยใช้ proximity transducer

นอกจากนี้มีการพัฒนาระบบ data acquisition เพื่อต่อพ่วงเครื่องมือวัดใหม่เหล่านี้เข้าสู่ระบบ

2. การพัฒนาและปรับปรุงระบบ bender element

โดยการพัฒนาต่างๆได้อธิบายดังข้างล่าง

3. การพัฒนาระบบทดสอบแรงดึง

3.3.1 ระบบ local strain measurement

ในการพัฒนาเครื่องมือ triaxial ได้เพิ่ม submersible LVDT เพื่อใช้วัด local axial strain measurement สาเหตุในการเลือกใช้ submersible LVDT เนื่องจากความแข็งแรงของอุปกรณ์ และมีการเพิ่มระบบ proximity transducer เพื่อใช้วัด local radial strain measurement สาเหตุที่เลือกใช้ proximity transducer เนื่องจากเป็นอุปกรณ์ที่ไม่สัมผัสกับตัวอย่างดินทำให้ง่ายต่อการติดตั้ง

i) Submersible LVDT

อุปกรณ์ linear variable differential transformer (LVDT) คือเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่ชนิด inductive ในอดีตจะนิยมใช้แบบ fixed-type LVDT เพราะ LVDT ในสมัยก่อนมีขนาดใหญ่ทำให้ต้องการตัวอย่างดินที่มีขนาดใหญ่ขึ้นหากต้องการใช้แบบ floating-type อย่างไรก็ตาม LVDT ในปัจจุบันมีขนาดเล็ก และ water-submersible ดังนั้นในปัจจุบันจึงนิยมใช้แบบ floating-type LVDT และได้ใช้ในงานวิจัยนี้

รูปที่ 3-3 แสดง floating-type LVDT ที่ใช้ในงานวิจัยนี้. โดยจะใช้ 2 ตัวติดตั้งที่ด้านข้างของตัวอย่างดิน ในทิศทางที่ตรงข้ามกัน สำหรับตัวอย่าง clay และ uncemented sand จะสามารถติดตั้ง LVDT ด้วยกาว แล้วค่อยใช้เข็มยึดติดผ่าน membrane เข้าไปในดิน จากนั้นเข็มจะถูกอุดด้วย vulcanizing solution ในกรณีที่ไม่สามารถใช้เข็มได้ (เช่น กรณีตัวอย่างดิน stiff soil หรือ soft rock) ก็จะใช้ติดตั้งด้วย cyanoacrylate instant cement บน membrane



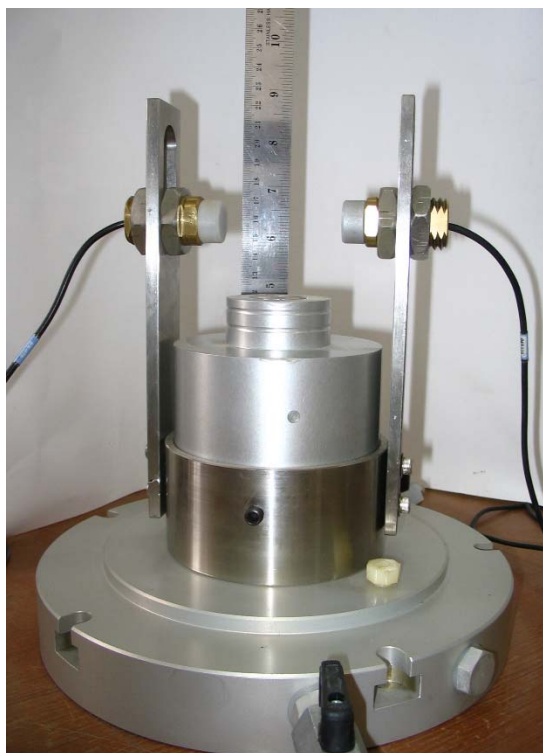
รูปที่ 3-3 Floating-type LVDT

ข้อดีของ LVDT คือ: (i) linear calibration curve, (ii) มี resolution ที่ดีประมาณ $2 \times 10^{-5}\%$ ถึง $1.4 \times 10^{-3}\%$, และ (iii) ความเสถียร ในทางตรงข้าม LVDT ก็มีข้อจำกัดคือ: (i) ต้องการ cell fluid ที่ไม่นำไฟฟ้า (เช่น อากาศและ silicone oil) ยกเว้นแบบ water-submersible LVDT, (ii) ราคาแพง, (iii) ขนาดใหญ่ ยกเว้นแบบ miniature LVDT, และ (iv) แนวโน้มที่จะติดขัดของ inner rod เพราะการเอียงตัวของ LVDT เมื่อใกล้สภาพวิบัติ (Yimsiri & Soga, 2002)

ii) Proximity transducer

อุปกรณ์ proximity transducer คือ inductive displacement transducer ที่ทำงานบนหลักการของการวัดสนามแม่เหล็กไฟฟ้าจากการไหลของ eddy current ในเป่าโลหะ กาสัญญาณสนามแม่เหล็กจะแปรผันตรงกับระยะระหว่างหัววัดกับเป่าโลหะ ในงานวิจัยนี้ใช้ proximity transducer เป็นอุปกรณ์ local radial strain measurement การติดตั้งของ proximity transducer ได้แสดงในรูปที่ 3-4 โดย proximity

transducer จะถูกยึดอยู่กับที่โดยเสาโลหะที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างในแนวตรงข้ามกับเส้นผ่าศูนย์กลาง โดยเสาถูกยึดกับฐานของ triaxial cell ด้วยสกรู เป้าโลหะใช้แผ่น aluminum foil รูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด $5 \times 5 \text{ cm}^2$ ติดกับ rubber membrane โดยใช้ silicone sealant การเคลื่อนที่ของเป้าในแนวรัศมีจะวัดโดย proximity transducer และแปรเป็นการเปลี่ยนแปลงความยาวของเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 3-4 Proximity transducer

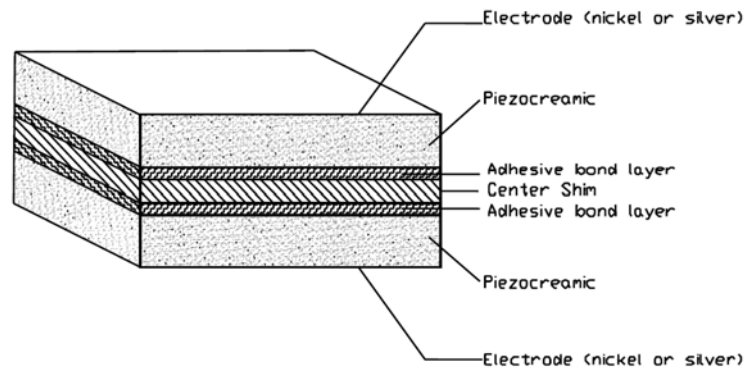
ข้อดีของ proximity transducer คือ: (i) linear calibration, (ii) มี resolution ที่ดีประมาณ 0.001% และ (iii) มี accuracy ที่ดีประมาณ 0.008% ในทางตรงข้าม proximity transducer ก็มีข้อเสียคือ: (i) การติดตั้งเป้าโลหะ, (ii) ราคาแพง, (iii) ไม่สามารถทำงานใต้น้ำ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ), และ (iv) มีผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงของความดันรอบๆ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ) (Yimsiri & Soga, 2002)

3.3.2 ระบบ bender element

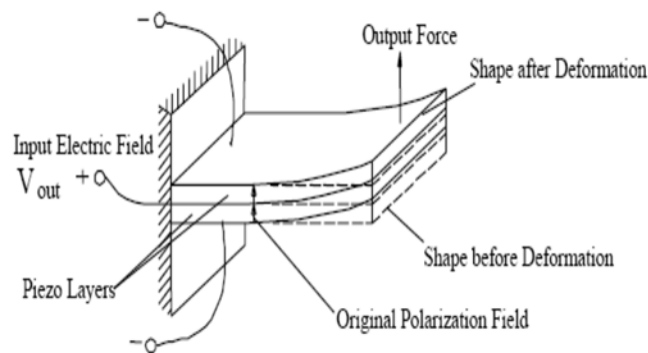
i) การพัฒนาและการติดตั้ง

อุปกรณ์ bender element คือ electro-mechanical transducer ที่เปลี่ยนพลังงานกลและพลังงานไฟฟ้ากลับไปกลับมา โดยประกอบด้วย piezo-ceramic plate 2 อันเชื่อมติดกันคล้ายๆกับแกนวิชที่ต่อวงจรแบบอนุกรม (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น receiver) และแบบขนาน (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น transmitter) รูปที่ 3-5 แสดง piezoceramic bender element ที่ต่อวงจรแบบอนุกรมและขนาน เหตุผลของการใช้วัสดุนี้คือเมื่อมีกระแสไฟฟ้าผ่านมันจะหดตัวหรือขยายตัวและในทางกลับกันเมื่อมันหดตัวหรือขยายตัวมันจะให้ไฟฟ้าออกมา

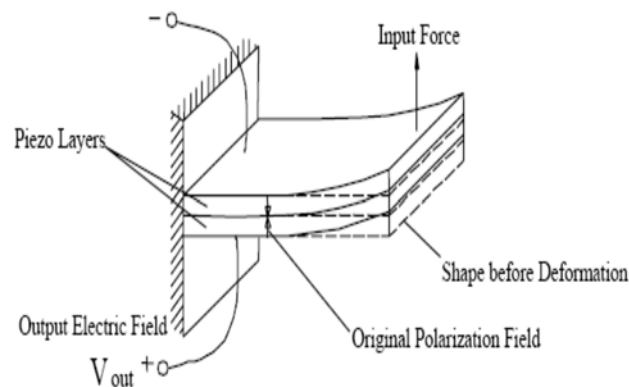
ดังนั้นถ้าให้ voltage ที่ทั้งสองด้านของ bender element ด้านหนึ่งจะยืดตัวและอีกด้านหนึ่งจะหดตัวดังรูปที่ 3-6(a) นอกจากนี้ bender element เป็นอุปกรณ์ high impedance ดังนั้นไม่สามารถถูกความชื้นได้มีฉะนั้น จะเกิดการลัดวงจร ดังนั้นจำเป็นต้องมีการป้องกันน้ำและความชื้นโดยใช้ epoxy รูปที่ 3-6(b) แสดง bender element ที่เตรียมไว้เพื่อติดตั้งในอุปกรณ์การทดสอบดิน



(a) โครงสร้างของ 2-Layer piezoceramic element

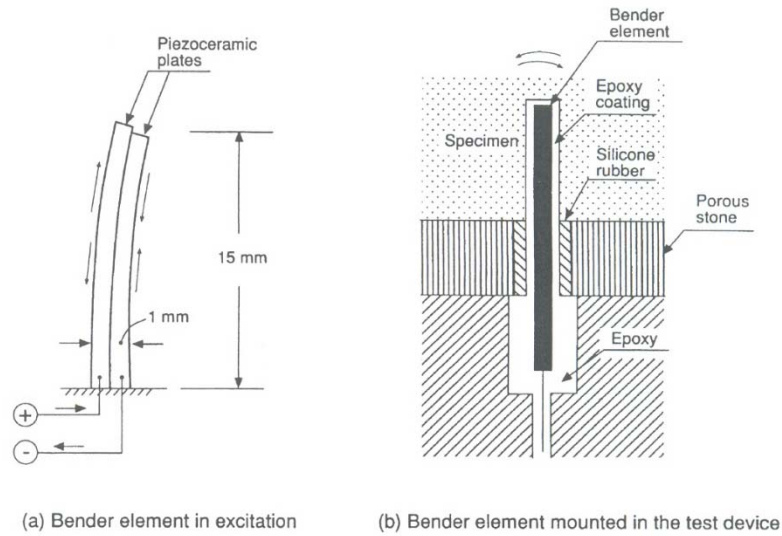


(b) Y - poled with parallel connection (3 wires)



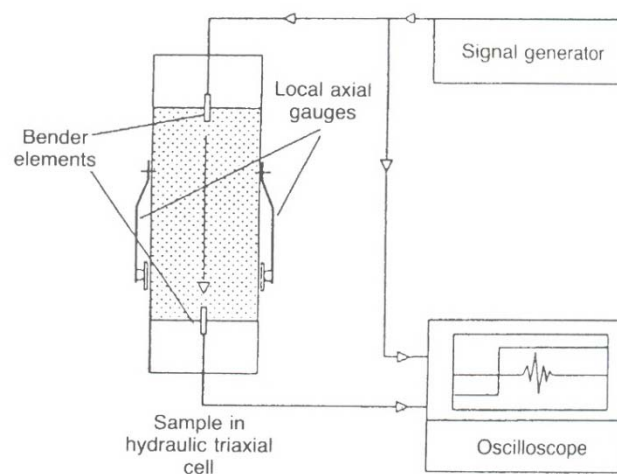
(c) X - poled with series connection (3 wires)

รูปที่ 3-5 Piezoceramic bender element ต่อแบบอนุกรมและขนาน



รูปที่ 3-6 Bender element (Dyvik & Madshus, 1985)

อุปกรณ์ bender element สามารถติดตั้งในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการได้หลากหลายโดยมักจะติดตั้งในเครื่องมือ triaxial และ oedometer การติดตั้งอุปกรณ์ bender element ในเครื่องมือ triaxial ได้แสดงในรูปที่ 3-7 โดยที่ transmitting bender element ติดตั้งที่ top cap และ receiving bender element ติดตั้งที่ base pedestal ส่วนอุปกรณ์ที่จำเป็นอย่างอื่นคือ function generator และ oscilloscope



รูปที่ 3-7 การติดตั้ง bender element (Viggiani & Atkinson, 1995b)

ii) Interpretations of arrival time

ค่า small-strain shear modulus ($G_{\max}$) สามารถคำนวณจากความเร็วของคลื่นเฉือน (V_s) ที่วิ่งผ่านตัวอย่างดินดังสมการ (3-1)

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (3-1)$$

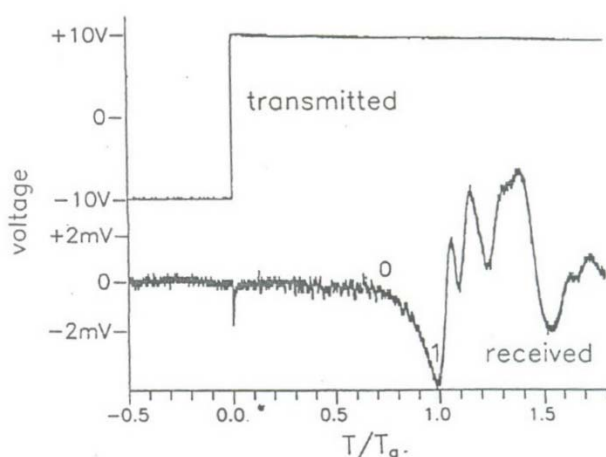
โดยที่ ρ คือความหนาแน่นของดิน

แนวโน้มความผิดพลาดของการวัดค่า shear modulus ($\Delta G_{\max}$) แสดงโดยสมการ (3-2)

$$\frac{\Delta G_{\max}}{G_{\max}} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{2\Delta L}{L} + \frac{2\Delta t}{t} \quad (3-2)$$

Viggiani & Atkinson (1995) ได้รายงานว่าต้องใช้ระยะระหว่างปลายของ bender element เพื่อคำนวณค่า V_s และยังวิเคราะห์ด้วย fast Fourier transform กับคลื่นที่รับมาเทียบกับคลื่นที่ส่งออกโดย cross-correlation function และ cross-power spectrum เพื่อลดความไม่แน่นอนในการหาระยะเวลาการเดินทาง (t) เป็น $\pm 7\%$ จึงทำให้ความผิดพลาดในการหาค่า $G_{\max}$ เป็น $\pm 15\%$

รูปที่ 3-8 แสดงสัญญาณจากการทดลอง bender element ที่วัดโดย oscilloscope จุดเวลาที่ปล่อยคลื่นออกจากตัวส่งจะเห็นได้อย่างชัดเจนแต่จุดเวลาที่คลื่นมาถึงตัวรับจะไม่ค่อยชัดเจน สัญญาณที่รับจะเริ่มเห็นที่จุด 0 ละจะค่อยๆเพิ่มขึ้นจนถึงจุด 1 หลังจากนั้นจะมีการเปลี่ยนทิศอย่างรวดเร็ว หลังจากนั้นจะมีการขึ้นลงอีกหลายรอบก่อนที่จะสัญญาณจะหายไป



รูปที่ 3-8 สัญญาณจาก bender element ที่วัดโดย oscilloscope

เป็นแนวปฏิบัติโดยทั่วไปที่จะพิจารณาให้จุดที่คลื่นเฉือนเดินทางมาถึงคือจุดที่รับสัญญาณได้ครั้งแรก (คือจุด 0) การกลับหัวของคลื่นที่ส่งเพื่อสังเกตการกลับหัวของคลื่นที่รับจะเป็นวิธีในการแสดงว่าจุด 0 เป็นจุดของ first arrival ของ shear wave อย่างแท้จริง (Abbiss, 1981) อย่างไรก็ตามการศึกษาทางทฤษฎีโดย Salinero et al. (1986) แสดงว่าสัญญาณแรกที่ได้รับอาจจะไม่ใช่ arrival ของ shear wave แต่เป็น arrival ของคลื่นที่

เรียกว่า near-field component ซึ่งจะวิ่งด้วยความเร็วเท่ากับ compression wave Viggiani and Atkinson (1995) อธิบายว่าการพิจารณาคลื่น near-field นี้สามารถทำให้ได้ค่า $G_{\max}$ มากเกินไปถึง 14% อย่างไรก็ตาม Salinero et al. (1986) พบว่าการเกิดขึ้นของ near-field effect ขึ้นอยู่กับระยะทางระหว่าง source และ receiver (L) และค่า wavelength (λ) ของ sine wave ดังนั้นจึงขึ้นอยู่กับค่า frequency (f) และความเร็วของคลื่นด้วย โดยนิยามจำนวนของ wavelength ระหว่าง source และ receiver (R_d) เป็นตัวแปรที่ควบคุมดังนี้

$$R_d = \frac{L}{\lambda} = \frac{fL}{V_s} \quad (3-3)$$

ดังนั้นจะไม่เกิด near-field effect ถ้ามีค่า R_d มากกว่าประมาณ 5 และโดยทั่วไปจะเป็นได้โดยการควบคุมให้ frequency ของ transmitted wave มีค่าสูงเพียงพอ

iii) ข้อจำกัดของการทดลอง bender element

การทดลอง bender element (Dyvik & Madshus, 1985) ใช้เป็นประจำในการวัดค่า small-strain shear modulus ($G_{\max}$) ของดิน ถึงแม้ว่ามันจะประสบความสำเร็จในการใช้กับ clay, sand, และ stiff material เช่น cemented soil (เช่น Jovicic et al., 1997; Ismail et al, 2004) แต่มันยังมีข้อจำกัดทางการทดลองดังนี้ (Ismail & Rammah, 2005)

- bender element จะต้องใส่เข้าไปในตัวอย่างดินเพื่อถ่ายการเคลื่อนตัวแบบ bending ไปเป็น shear strain ในดินรอบๆ ซึ่งอาจจะเป็นการรบกวนตัวอย่าง undisturbed และ cemented การทำรูไว้ในตัวอย่างดินจะต้องเติมรูให้เต็มในภายหลังด้วยวัสดุเช่น epoxy หรือ gypsum ซึ่งอาจจะทำให้เกิดการรบกวนตัวอย่างเพิ่มมากขึ้น
- coated bimorph จะสัมผัสกับดินโดยตรงทำให้มีแนวโน้มจะเสียหาย และความเสียหายของ epoxy coat จะทำให้เกิดการลัดวงจร
- bender element ไม่เหมาะสำหรับสภาพแวดล้อมที่รุนแรงที่สารละลายอาจซึมผ่าน epoxy เช่นในกรณีของ electrokinetic treatment
- bender element จะได้รับผลกระทบจากความเค้นในตัวอย่างดิน โดยเฉพาะส่วนกรวยตรงปลายตัวอย่างที่เกิดเนื่องจากความขรุขระของ platen
- เพราะว่า bender element ค่อนข้างบาง (0.5-1.0 mm) จึงมีแนวโน้มจะมีการ depolarization ที่ high voltage อย่างไรก็ตามจะขึ้นอยู่กับจำนวนของ working cycle และรูปร่างของคลื่น voltage ที่สูงขึ้น อาจจะต้องใช้ในสถานการณ์ที่มี signal attenuation มาก เช่นในกรณีของ soft soil หรือ stiff soil ที่มีระยะเดินทางยาว

iv) Function generator

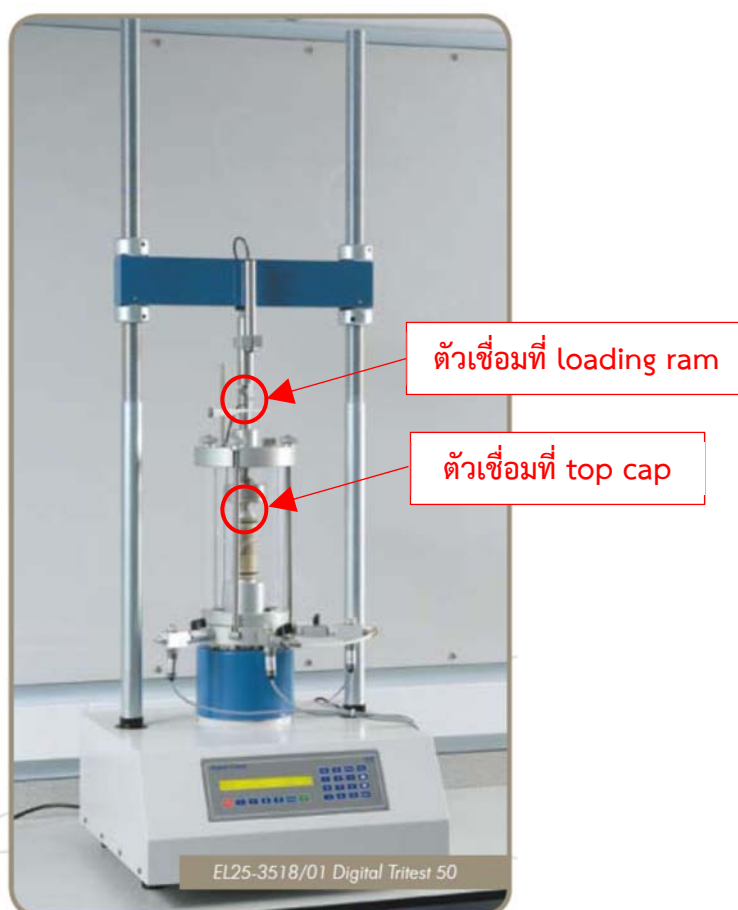
function generator ที่ใช้เป็นแบบ Agilent 33220A เพื่อสร้างคลื่นรูป sine ให้กับ transmitting bender element โดย function generator สามารถสร้างคลื่นที่มีความถี่ถึง 5 MHz

v) Oscilloscope

oscilloscope ใช้แบบ Agilent 3000 series receiver bender element จะต่อกับ oscilloscope โดยรับคลื่นที่วิ่งผ่านตัวอย่างจาก transmitting bender element oscilloscope จะต่อเชื่อมกับ microcomputer ผ่าน USB port เพื่อการควบคุมและส่งถ่ายข้อมูล

3.3.3 ระบบการทดสอบแรงดึง

การพัฒนาระบบการทดสอบแรงดึงทำโดยการเพิ่มอุปกรณ์ออกแรงดึงเข้าไปในระบบ triaxial เดิม เนื่องจากระบบเดิมสามารถออกแรงกดได้เท่านั้น โดยส่วนที่พัฒนาคือ (i) ตัวเชื่อมที่ top cap และ (ii) ตัวเชื่อมที่ loading ram ดังแสดงตำแหน่งในรูปที่ 3-9 และมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 3-9 ตำแหน่งในการพัฒนาระบบทดสอบแรงดึง

i) การพัฒนาตัวเชื่อมต่อที่ top cap

top cap เดิมเป็นแบบที่มีหลุมเพื่อรับปลายทรงกลมของ loading ram ดังแสดงในรูปที่ 3-10 ซึ่งสามารถใช้ได้เฉพาะการทดสอบแรงกดเท่านั้น ดังนั้นจึงได้มีการพัฒนา top cap ใหม่ดังแสดงในรูปที่ 3-11 และตัวเชื่อมระหว่าง top cap และ loading ram ดังแสดงในรูปที่ 3-12 เพื่อให้สามารถรับแรงดึงระหว่าง top cap และ loading ram ได้



รูปที่ 3-10 top cap แบบเดิม



รูปที่ 3-11 top cap ที่ได้รับการพัฒนา



รูปที่ 3-12 ลักษณะของตัวเชื่อมระหว่าง top cap และ loading ram

ii) การพัฒนาตัวเชื่อมที่ loading ram

ตัวเชื่อมที่ loading ram (ระหว่าง load cell และ loading ram) แบบเดิมแสดงในรูปที่ 3-13 ซึ่งสามารถใช้ได้เฉพาะการทดสอบแรงกดเท่านั้น ดังนั้นจึงได้มีการพัฒนาตัวเชื่อมที่ loading ram ใหม่ดังแสดงในรูปที่ 3-14 เพื่อให้ loading ram สามารถออกแรงดึงต่อตัวอย่างดินได้



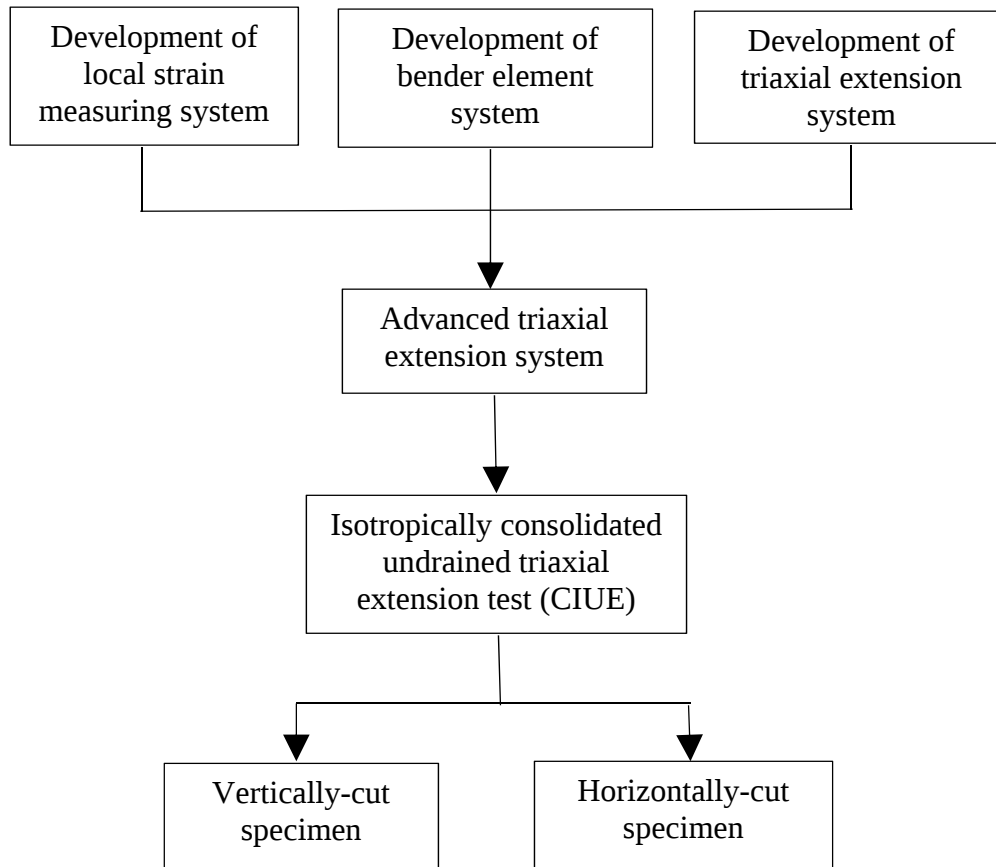
รูปที่ 3-13 ลักษณะของตัวเชื่อมที่ loading ram แบบเดิม



รูปที่ 3-14 ลักษณะของตัวเชื่อมที่ loading ram ที่ได้รับการพัฒนา

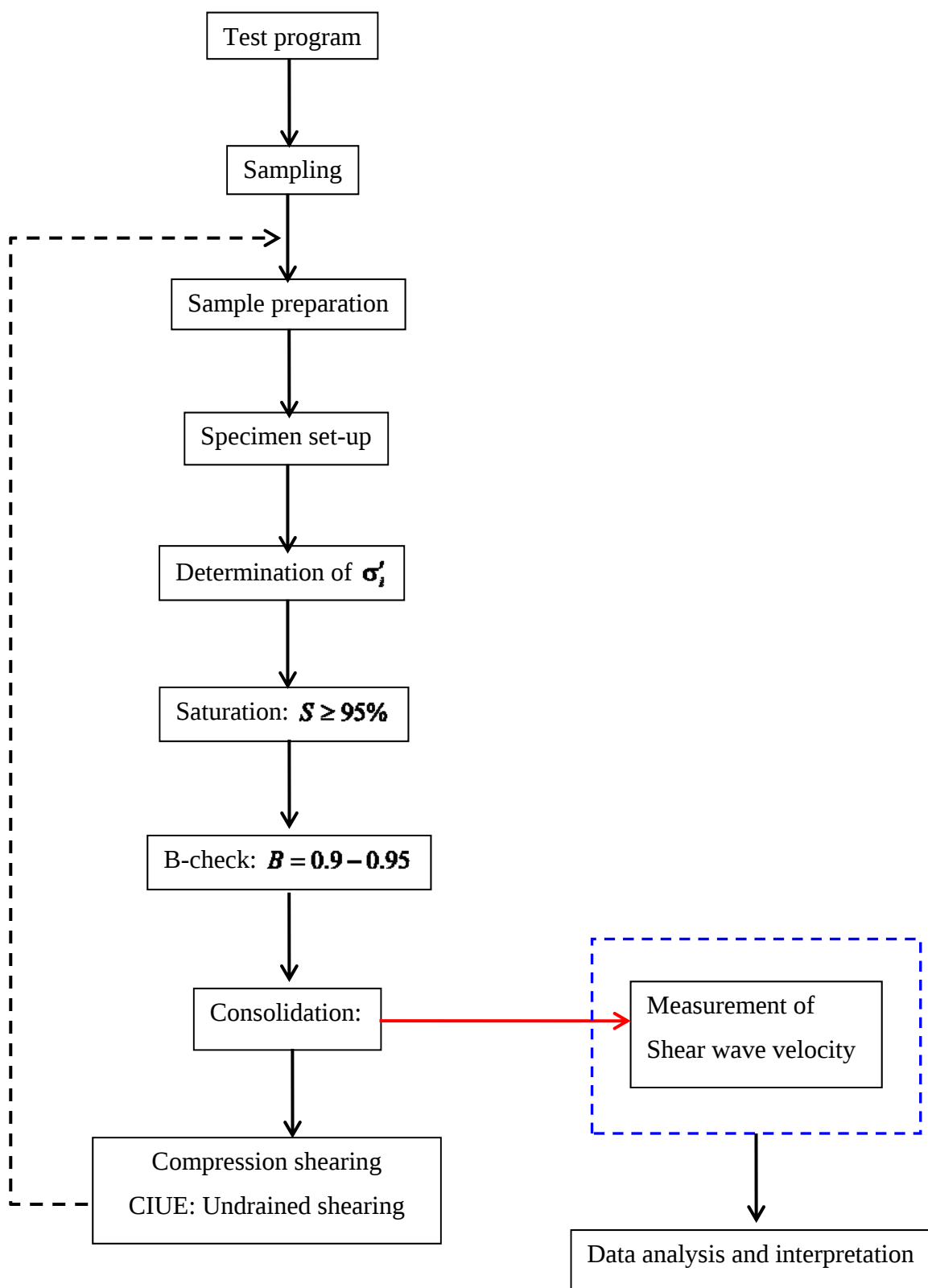
3.4 แผนการทดลอง triaxial

แผนการทดลอง triaxial ถูกออกแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของ Bangkok Clay ที่ small-strain levels โดยใช้ local strain measurement และ bender element ร่วมด้วย แผนการทดลองต้องการศึกษาผลกระทบของ non-linearity และ anisotropy ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ Bangkok Clay ดังนั้นจะทำการทดลอง isotropically consolidated undrained extension (CIUE) กับตัวอย่างดินที่ตัดในแนวตั้งและในแนวนอน แผนการทดลอง triaxial ได้สรุปในรูปที่ 3-15



รูปที่ 3-15 แผนการทดลอง

วิธีการทดลอง triaxial ได้แสดงใน flowchart ในรูปที่ 3-16 วิธีการทดลองของแต่ละขั้นตอนได้อธิบายในหัวข้อต่อไป



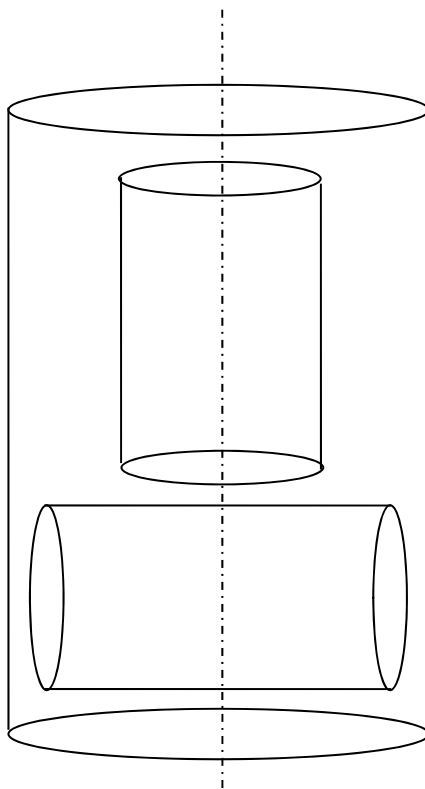
รูปที่ 3-16 วิธีการทดลอง

3.4.1 Sampling

ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดลอง triaxial คือ undisturbed Bangkok Clay ที่ถูกเก็บโดย piston sampler ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.5 ซม (5 นิ้ว) ตัวอย่างจะถูกเคลือบด้วย wax และเก็บรักษาก่อนการทดลอง

3.4.2 การเตรียมตัวอย่าง

หลังจากที่เอาชั้น wax และ cling-film ออกจากตัวอย่างดินแล้วจะทำการตรวจสอบเพื่อดูสภาพความเหมาะสมสำหรับการทดสอบ ถ้ามีสิ่งผิดปกติกับตัวอย่างดิน เช่น เซ่น รอยแตก จะไม่ใช่ตัวอย่างดินนั้น นอกจากนี้ส่วนหัวท้ายของตัวอย่างจะถูกตัดให้เรียบก่อนจะวางลงใน soil lathe ตัวอย่างดินจะถูกตัดให้ได้ขนาดโดย wire saw ให้มีเส้นผ่าศูนย์กลางโดยมีตัวอย่างดิน 2 ชนิด คือ ตัวอย่างในแนวตั้งและตัวอย่างในแนวนอน ความสูงของตัวอย่างดินจะประมาณ 100 มม ภาพร่างของตัวอย่างนี้แสดงในรูปที่ 3-14 เศษดินที่ได้จากการเตรียมตัวอย่างจะนำไปใช้ในการหา moisture content



รูปที่ 3-17 ภาพร่างของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอน

3.4.3 การติดตั้งตัวอย่าง

ตัวอย่างดินจะถูกติดตั้งที่ฐานของเครื่องมือ triaxial โดยวางหินพูนไว้ที่ปลายทั้งสองด้านเพื่อช่วยการซึมน้ำ bender element จะถูกดันเข้าไปในตัวอย่างที่ปลายทั้งสองด้าน และเพื่อลดการรบกวนตัวอย่างดินจากการดัน bender element เข้าไปจะทำช่องเล็กๆไว้ที่ตัวอย่างก่อนโดยใช้มีดคม หลังจากนั้นจะครอบตัวอย่าง

ด้วย rubber membrane รอบๆ top cap และ base pedestal จะทาดด้วย silicon grease เพื่อป้องกันการรั่วซึมก่อนจะใช้ O-ring วางทับ

สุดท้าย triaxial cell chamber จะถูกประกอบและเติมด้วย deaired water ระหว่างการติดตั้ง ตัวอย่างดินจะปิดวาล์วจากระบบ back pressure เพื่อป้องกันไม่ให้ตัวอย่างดินดูดน้ำเข้าไปและบวมตัว

3.4.4 Saturation

มีการใช้ back pressure 200 kPa เพื่อให้ตัวอย่างดิน fully saturated โดยใช้เวลาในกระบวนการ saturation ประมาณ 24 ชั่วโมง การศึกษาทางทฤษฎีและการทดลองเกี่ยวกับการ saturation ของดินโดยใช้ back pressure ได้อธิบายโดย Black and Lee (1973) ในระหว่างกระบวนการ saturation จะเปิด drainage valve ไปสู่ตัวอย่างดิน การ full saturation ของตัวอย่างดินเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรของตัวอย่างดิน หลังจากกระบวนการ saturation สมบูรณ์จะมีการวัดค่า Skempton B-value (Skempton, 1954) โดยพบว่าจะมีค่าประมาณ 0.90-0.95 ซึ่งตรงกับ degree of saturation ที่ 100% สำหรับ soft ถึง stiff clay (Black & Lee, 1973)

3.4.5 Isotropic consolidation

อัตราการเพิ่มแรงระหว่างทดลอง constant-rate-of-stress consolidation คือ 1 kPa/20 minutes เพื่อให้ fully drainage ระหว่างนั้นน้ำจะไหลออกจากตัวอย่างดินผ่าน drainage valve ที่ด้านล่าง และจะวัดค่า excess pore pressure จาก pore pressure transducer ที่ด้านบนของตัวอย่างดินเพื่อตรวจสอบ fully drainage นอกจากนี้ระหว่าง isotropic consolidation จะมีการวัด shear wave velocity ด้วย bender element เพื่อวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain shear modulus และ consolidation stress

3.4.6 Rest period

เพื่อที่จะลดผลกระทบของ recent stress history จะทิ้งตัวอย่างดินไว้นานกว่า 24 ชั่วโมงก่อนการเฉือน

3.4.7 Extension shearing

ในงานวิจัยนี้จะเฉือนตัวอย่างดินแบบไม่ระบายน้ำซึ่งเป็นการลดแรงในแนวแกนแบบ strain-controlled และควบคุม cell pressure ให้คงที่ จะใช้ external strain rate เท่ากับ 0.15 มม/ชม และวัดค่า excess pore pressure ที่เกิดขึ้น

3.4.8 การเก็บข้อมูล

ระหว่างการทดลอง triaxial ผลการอ่านค่าจาก transducer ทั้งหมดจะถูกเก็บไว้ในคอมพิวเตอร์ กระบวนการ data logging จะสำคัญมากสำหรับการวัดค่าที่ small strain ระหว่างการเริ่มต้น compression

shearing ในช่วงนี้ข้อมูลจะถูกเก็บด้วยความถี่ที่บ่อยทุกๆ 15 วินาทีสำหรับการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ข้อมูลที่อ่านในแต่ละชุดข้อมูลมีดังนี้

- เวลา
- Axial load
- Cell pressure
- Pore water pressure
- Back pressure
- Volume change
- Local axial displacement
- Local radial displacement
- External axial displacement
- Proving ring

เอกสารอ้างอิง

- Anwar, M. S. (1992), Extension behavior of Bangkok Soft Clay below state boundary surface, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
- Arthur, J. R. F., Chua, K. S., and Dunstan, T. (1977), "Induced anisotropy in sand", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, pp. 13-30
- Ashford, S. A. and Jakrapiyanun, W. (1999), "Comparison of estimated and measured Vs profile for Bangkok, Thailand", *Geotechnical Engineering*, Vol. 30, No. 3, pp. 167-181
- Balasubramaniam, A. S. and Uddin, W. (1977), "Deformation characteristics of weathered Bangkok Clay in triaxial extension", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, pp. 75-92
- Burland, J. B. (1989), Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful". – the stiffness of soils at small strains, *Canadian Geotechnical Journal* 26, pp. 499-516
- Burland, J. B. and Symes, M. (1982), "A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus", *Geotechnique* 32, No. 1, pp. 62-65
- Clayton, C. R. I. And Khattrush, S. A. (1986), "A new device for measuring local axial strains on triaxial specimen", *Geotechnique* 36, No. 4, pp. 593-597
- Cuccovillo, T. and Coop, M. P. (1997), "The measurement of local axial strains in triaxial test using LVDTs", *Geotechnique* 47, No. 1, pp. 167-171
- Duncan, J. M. and Seed, H. B. (1966), "Anisotropy and stress reorientation in clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM5, pp. 21-50
- Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S, and Sato, T. (1991), "A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory", *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 169-180
- Gunn, M. J. (1993), "The prediction of the surface settlement profile due to tunneling", *Predictive Soil Mechanics*, Thomas Telford, London, pp. 304-316
- Hird, C. C. and Yung, P. C. Y. (1989), "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests", *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Vol. 12, No. 4, pp. 292-296
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germarine, J. T., and Lancellotta, R. (1985) "New developments in field and laboratory testing of soils", *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153
- Jardine, R. J. (1992), "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness", *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 111-124
- Kuwano, R. (1999), "The stiffness and yielding anisotropy of sand", Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, England
- Li, Y.-G. (1975), Stress-strain behavior and strength characteristics of soft Nong Ngoo Hao Clay under extension condition, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
- Memon, M. A. (1976), Undrained shear strength on different failure planes of soft Rangsit Clay, M.Eng thesis, Asian Institute of Technology, Thailand

- Mitchell, J. K. and Soga, K. (2005), *Fundamentals of Soil Behavior*, 3rd Ed., Wiley
- Negro, A. and de Queiroz, P. I. B. (2000), "Prediction and Performance: A review of numerical analysis for tunnels", *Geotechnical Aspects of underground construction in soft ground*, Eds. Kusakabe et al., Balkema, Rotterdam, pp. 671-697
- Ng, C. W. W. and Lings, M. L. (1995), "Effects of Modeling Soil Nonlinearity and Wall Installation on Back-Analysis of Deep Excavation in Stiff Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 10, pp. 687-695
- Ratananikom, W., Likitlersuang, S., and Yimsiri, S. (2013), "An investigation of anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay from vertical and horizontal cut specimens", *Geomechanics and Geoengineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 15-27
- Scholey, G. K., Frost, J. D., Lo Presti, D. C. F., and Jamiolkowski, M. (1995), "A Review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 18, No. 2, pp. 137-156
- Seah, T. H. and Lai, K. C. (2003), "Strength and deformation behavior of soft Bangkok Clay", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 26, No. 4, pp. 1-11
- Shibuya, S. and Tamrakar, S. B. (1999), "In-situ and laboratory investigations into engineering properties of Bangkok clay", *Characterization of Soft Marine Clays*, Eds. Tsuchida & Nakase, Balkema, Rotterdam, pp. 107-132
- Shibuya, S., Tamrakar, S. B., and Theramast, N. (2001), "Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok Clay", *Geotechnical Engineering*, SEAGS, Vol. 32, No. 3, pp. 139-151
- Skempton, A. W. (1954), "The pore pressure coefficients A and B", *Geotechnique*, Vol. 4, No. 4, pp. 146-147
- Smith, P. R., Jardine, R. J., and Hight, D. W. (1992), "The yielding of Bothkennar clay", *Geotechnique* 42, No. 2, pp. 257-274
- Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Soon, T. T., and Shiwakoti, D. R. (2001), "Characterization of Singapore, Bangkok and Ariake Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp. 378-400
- Tapubolon, M. (1981), *Behavior of soft Bangkok Clay under horizontal loading*, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
- Tatsuoka, F., Jardine, R. J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H., and Kodaka, T. (1997), "Characterizing the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials", *Proc. 14th ICSMFE*, Hamburg, Vol. 4, pp. 2129-2164
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991), "Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests", *Proc. of the 9th ARCSMFE*, Bangkok, Vol. 1, pp. 101-170
- Teachavorasinskun, S. and Akkarakun, T. (2004), "Paths of elastic shear modulus of clays", *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 331-333
- Teachavorasinskun, S. and Amornwithayalax, T. (2002), "Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression", *Geotechnique*, Vol. 52, No. 7, pp. 537-540
- Teachavorasinskun, S. and Lukkunaprasit, P. (2004), "A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays", *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 323-326

- Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2001), "Shear modulus and damping ratio of a clay during undrained cyclic loading", *Geotechnique*, Vol. 51, No. 5, pp. 467-470
- Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002a), "Stress rate effect on the stiffness of a soft clay from cyclic, compression and extension triaxial tests", *Geotechnique*, Vol. 52, No. 1, pp. 51-54
- Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002b), "Shear modulus and damping of soft Bangkok clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 1201-1207
- Wijewickreme, D. and Vaid, Y.P. (1991), "Stress non-uniformities in hollow cylinder torsional specimens", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 14, No. 4, pp. 349-362
- Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F., and Likitlersuang, S. (2013), "Undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition", *Geomechanics and Engineering*, Vol. 5, No. 5, pp. 419-445
- Yimsiri, S. and Soga, K. (2002), "A review of local strain measurement systems for triaxial testing of soils", *Geotechnical Engineering*, SEAGS, Vol. 33, No. 1, pp. 41-52
- Yimsiri, S., Soga, K., and Chandler, S. G. (2005), "Cantilever-type local deformation transducer for local axial strain measurement in triaxial test", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 28, No. 5, pp. 445-451

ผลผลิต

Yimsiri, S. and Ratananikom, W. (2015), “Relationships among undrained shear strength from UC, UU, and CIUC tests of soft Bangkok Clay”, 8th ASEAN Civil Engineering Conference, 8ACEC, Kuala Lumpur, Malaysia

Relationships among undrained shear strength from UC, UU, and CIUC tests of soft Bangkok Clay

Siam Yimsiri^{1, a*} and Wanwarang Ratananikom^{1, b}

¹Department of Civil Engineering, Burapha University, Chonburi, Thailand

^{a*}ysiam@buu.ac.th, ^bwanwarangr@buu.ac.th

Keywords: Laboratory tests; shear strength; clays; undrained.

Abstract. The relationships among undrained shear strength from unconfined compression tests (UC), unconsolidated-undrained triaxial compression tests (UU), and isotropically consolidated undrained triaxial compression tests (CIUC) are developed for soft Bangkok Clay. The experimental data are obtained from laboratory tests performed in this study and collected from previous published studies. The validity of various empirical and theoretical relationships for predicting undrained shear strength of soft Bangkok Clay are evaluated.

Introduction

The undrained shear strength (s_u) is an important parameter for describing the consistency of cohesive soils during undrained loading with an assumption of zero volume change. However, s_u is not a fundamental soil property because it is affected by mode of shearing, boundary conditions, rate of loading, confining stress level, initial stress state, and other variables (e.g. Wroth, 1984; and Kulhawy & Mayne, 1990). In measuring s_u , various laboratory tests are used in practice; therefore, it is expected that different test types should produce different results of measured s_u . Because of this variation, correlations of s_u measured from various laboratory tests can conveniently help the comparison of results among them. This research studies laboratory test data of s_u of soft Bangkok Clay from 5 sites, i.e. (i) Chulalongkorn University (CU), (ii) Kasetsart University (KU), (iii) Asian Institute of Technology (AIT), (iv) MRT Sutthisan Station, and (v) Suvarnabhumi Airport. The soil profiles of all sites are summarized in Table 1. The soils of interest in this research are very soft and soft clays which are located between 2-11 m depth BGL. The average index properties of all sites are summarized in Table 2.

Table 1 Soil profiles of studied sites

Soil profile	CU	KU	AIT	MRT Sutthisan Station	Suvarnabhumi Airport
Top soil	0-3 m	0-2 m	0-2 m	0-4 m	0-1 m
Very soft clay	3-6 m	2-5 m	Not found	Not found	1-8 m
Soft clay	6-11 m	5-11 m	2-10 m	4-9 m	8-13 m

Table 2 Average index properties of soft Bangkok Clay at studied sites

Consistency*	Approx. depth BGL (m)	w (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	LI
Very soft clay	2 – 6	81.6	91.4	33.5	57.9	0.83
Soft clay	6 – 11	72.0	84.9	33.2	51.7	0.75

*according to s_u from UC test (Terzaghi & Peck, 1967)

Undrained shear strength from empirical consideration

The undrained shear strength (s_u) from laboratory tests normalized with effective overburden stress (σ_{v0}') or maximum past pressure ($\sigma_{v,max}'$) is an important index in evaluating the shear strength and stress history of in-situ clay. In the field, different elements of soil are subjected to different boundary conditions and loading stress paths. Therefore, the undrained shear strengths at various points are different because natural clays are anisotropic. Various undrained shear strengths can be measured by a number of different laboratory tests which subjects the soil specimens to different boundary conditions, loading stress paths, and strain rates. Bjerrum & Simons (1960)

showed that, for NC sensitive clays, the undrained shear strength ratio from triaxial compression test (CIUC) can be correlated with the plasticity index (PI) and liquidity index (LI), as shown in Eqs. (1) and (2), respectively. Kulhawy & Mayne (1990) suggested the empirical relationships between undrained shear strength ratio and friction angle (ϕ') of CIUC test for NC clay as shown in Eq. (3).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = 0.045 PI^{0.5} \quad (\text{PI in \%}) \quad (1)$$

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = \frac{0.18}{LI^{0.5}} \quad (\text{LI in decimal}) \quad (2)$$

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = 0.0120 \phi_{TC}' \quad (3)$$

The undrained shear strength ratio increases with increasing overconsolidation, as measured by the overconsolidation ratio ($OCR = \sigma_{v,max}'/\sigma_{vo}'$). Mesri (1975) reported that the mobilized undrained shear strength at failure ($(s_u)_{mob}$) under an embankment can be written using the maximum past pressure ($\sigma_{v,max}'$) as shown in Eq. (4).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{v,max}'} \right)_{mob} = 0.22 \quad (4)$$

In laboratory testing, sampling process inevitably introduces sample disturbance to the soil structure, a major source of which is the stress relief involved in taking a sample from the ground. This causes a reduction in negative pore pressure which causes a reduction in the effective stress in the sample and results in a decrease in s_u , the reduction of which typically ranges from 20-50% of the “perfect sample” strength (Ladd & Lambe, 1968). Ladd & Foott (1974) later suggested the SHANSEP technique to minimize the effects of sample disturbance on the strength measured with the Recompression technique (Bjerrum, 1973). In SHANSEP technique, the specimens are first consolidated well beyond their maximum past pressures to achieve NC state before rebounded to varying OCRs and being subjected to undrained compression, extension, and direct simple shear tests. The results can generally be written as Eq. (5).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{OC} = \left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{NC} OCR^m \quad (5)$$

Undrained shear strength from theoretical consideration

The undrained shear strength ratio for triaxial compression (CIUC) as a function of index properties can be determined from Critical State Soil Mechanics (CSSM) using modified Cam Clay model (e.g. Wroth & Wood, 1978; Wroth & Houlsby, 1985). For NC clay, this relationship is given by Eq. (6).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = 0.129 + 0.00435 PI \quad (\text{PI in \%}) \quad (6)$$

from $\ln S = (1 - LI) \ln R$ in which $S = s_u/(s_u \text{ at LL})$ and $R = (s_u \text{ at PL})/(s_u \text{ at LL})$. Typically $R \approx 100$ and $(s_u \text{ at LL}) \approx 0.017 p_a$, where p_a = atmospheric pressure (100 kPa).

The undrained shear strength ratio in triaxial compression can be expressed by analysis of the Mohr-Coulomb failure envelope (Kulhawy & Mayne, 1990). For isotropic consolidation, the undrained strength ratio is given as Eq. (7).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = \frac{\sin \phi_{TC}'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi_{TC}'} \quad (7)$$

in which A_f = Skempton's pore water pressure parameter at failure.

The undrained shear strength ratio of NC clays in triaxial compression can be analyzed from modified Cam Clay model (e.g. Wroth, 1984) for isotropic consolidation as shown in Eq. (8).

$$\left(\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} \right)_{CIUC} = 0.5M(0.5)^\Lambda \quad (8)$$

in which $M = 6 \sin \phi_{TC}' / (3 - \sin \phi_{TC}')$, $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda = 1 - C_s / C_c$.

The influence of OCR on $(s_u)_{CIUC}$ can be analyzed by modified Cam Clay model, as shown in Eq. (9) (e.g. Wroth & Houlsby, 1985) which is identical to SHANSEP equation (Eq. 5) where Λ is equivalent to m .

$$\frac{(s_u / \sigma_{vo}')_{OC}}{(s_u / \sigma_{vo}')_{NC}} = OCR^\Lambda \quad (9)$$

Chen & Kulhawy (1993) theoretically approximated the interrelationships among CIUC, UU, and UC tests by a simple stress path evaluation. This procedure requires Skempton's A parameter, σ_s' / σ_{ps}' , $\sigma_{ps}' / \sigma_{vo}'$, OCR, K_o , and ϕ_{TC}' , where σ_s' = effective stress for actual sampling, σ_{ps}' = effective stress for perfect sampling. Their results showed that, for $\phi' = 30^\circ$ and $OCR < 2$, $(s_u)_{UU}$ or $UC / (s_u)_{CIUC}$ can approximately be 0.40-0.75 and decreasing with increasing OCR.

Correlations among undrained shear strength from various laboratory tests

The index properties of soft Bangkok Clay have been shown in Table 2 as $w = 72$ -82%, $LL = 85$ -90%, $PL = 33\%$, $PI = 52$ -58%, and $LI = 0.75$ -0.83. The Bangkok Clay is of lightly overconsolidated with $OCR = 1.3$. The CIUC tests from this study yield the friction angle ϕ_{TC}' of 27° ($M = 1.07$) which is relatively consistent with other reported data (e.g. Yimsiri et al., 2013). The isotropic consolidation during CIUC tests in this study give $\lambda = 0.25$, $\kappa = 0.025$, and $\Lambda = 0.9$. The Skempton's pore pressure parameter $(A_f)_{CIUC} = 0.76$. The values of s_u of undisturbed soft Bangkok Clay specimens are investigated by: (i) unconfined compression tests (UC), (ii) unconsolidated undrained triaxial tests (UU), (iii) isotropically consolidated undrained triaxial compression tests (CIUC). The details of experimental data are summarized in Table 4. The resulting $(s_u)_{UC}$, $(s_u)_{UU}$, and $(s_u)_{CIUC}$ are summarized in Figs. 1, 2, and 3, respectively. Best-fit straight lines through the origin are assumed and superimposed.

Table 4 Summary of experimental data

Tests	References	Locations	Test conditions
UC	This study	CU, KU, AIT	specimen of ϕ 38 mm×ht. 76 mm, $\dot{\epsilon}_a = 1\%/min$.
	Shibuya et al. (2001)	MRT Sutthisan Sta.	
	Tanaka et al. (2001)	MRT Sutthisan Sta.	
UU	Shibuya & Hanh (2001)	Suvarnabhumi Airport	N.A.
CIUC	This study	CU, KU, AIT	specimen of ϕ 50 mm×ht. 100 mm; $\dot{\epsilon}_a = 0.025\%/min$

The applicability of SHANSEP technique with soft Bangkok Clay is verified by the test results shown in Fig. 4, the detail of which is not presented in this paper. The normalized behavior according to SHANSEP technique has to be done with consolidation stress to 1.5-2.0 times of maximum past pressure before unloading to various OCR (Ladd & Foott, 1974). Fig. 4 shows that this process does not change the soil structure of soft Bangkok Clay and the SHANSEP equation (Eq. 5) is applicable.

Fig. 5 shows undrained shear strength (s_u) with depth measured by various laboratory tests which are average values of the data presented earlier. The values of s_u in order from largest to smallest are CIUC, UC, and UU, respectively. Wroth (1984) recommended to use $(s_u)_{CIUC}$ as a standard “test of reference” for convenience in comparison of s_u among various tests. Fig. 6 shows the comparison of s_u from various laboratory tests with $(s_u)_{CIUC}$. The linear regression lines are superimposed and their equations and R^2 are summarized in Eq. (10).

$$\left. \begin{aligned} (s_u)_{UC} &= 0.790(s_u)_{CIUC} & R^2 &= 0.764 \\ (s_u)_{UU} &= 0.560(s_u)_{CIUC} & R^2 &= 0.400 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

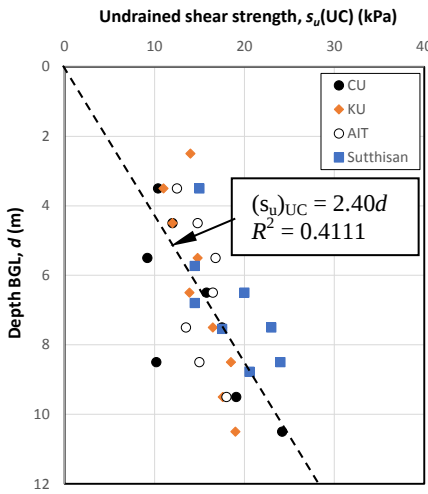


Figure 1 UC results

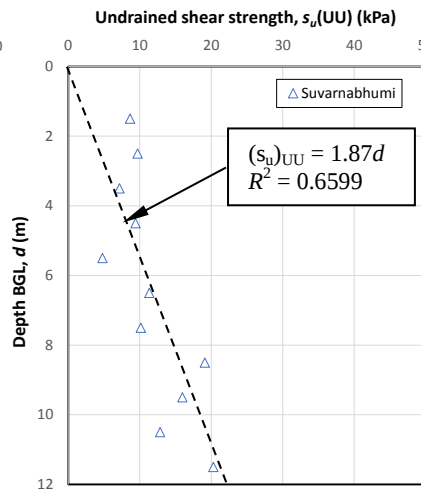


Figure 2 UU results

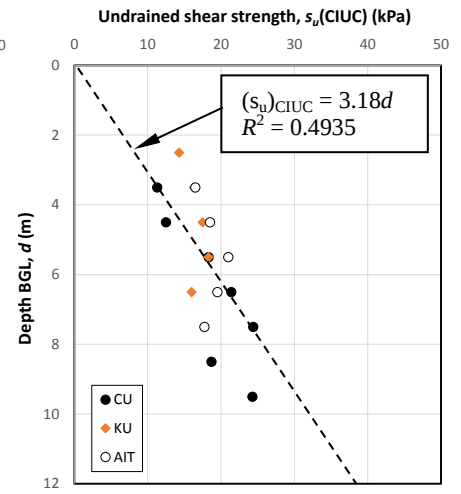


Figure 3 CIUC results

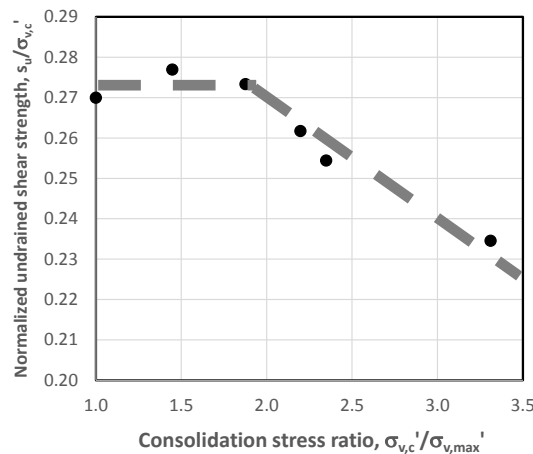


Figure 4 Verification of SHANSEP technique for soft Bangkok Clay

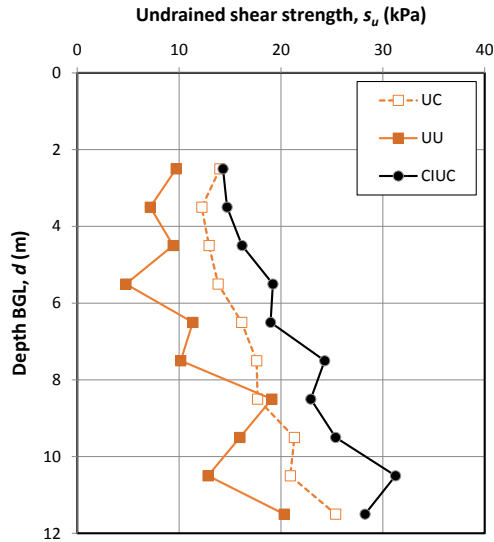


Figure 5 s_u profiles with depth

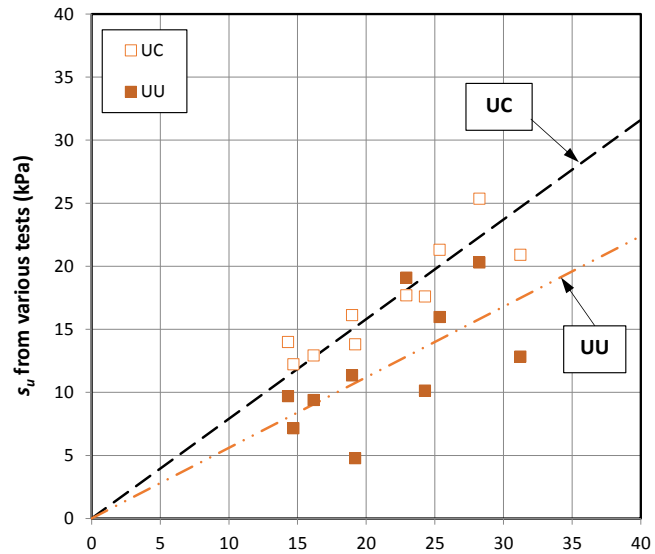


Figure 6 Comparison of s_u from various laboratory tests

Fig. 7 shows the undrained shear strength ratios (s_u/σ'_{vo}) with depth. The values of s_u/σ'_{vo} tend to be larger at shallow depth (< 4 m BGL) due to their larger values of OCR near the ground surface. The s_u/σ'_{vo} at NC state can be calculated using SHANSEP equation (Eq. 5) with $m = 0.9$. The resulting (s_u/σ'_{vo})_{NC} with depth is also plotted in Fig. 7 which shows more uniform values with depth. The average values of (s_u/σ'_{vo})_{NC} of various laboratory tests are summarized in Table. 4. Table 4 also shows the values of (s_u/σ'_{vo})_{field} of various laboratory tests which are calculated from SHANSEP technique (Eq. 5) using OCR = 1.3 and $m = 0.9$.

Table 4 Average s_u/σ'_{vo} from various laboratory tests

Test types	$(s_u/\sigma'_{vo})_{NC}$		$(s_u/\sigma'_{vo})_{field}$
	Bangkok Clay*	Boston Blue Clay (Mayne et al., 2009)	Bangkok Clay* (OCR = 1.3, $m = 0.9$)
UC	0.17	0.14	0.22
UU	0.12	0.19	0.15
CIUC	0.22	0.32	0.28

* this study

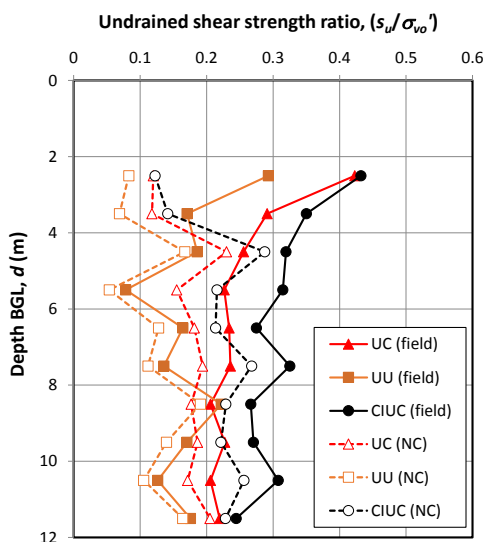


Figure 7 s_u/σ'_{vo} and $(s_u/\sigma'_{vo})_{NC}$ profiles with depth

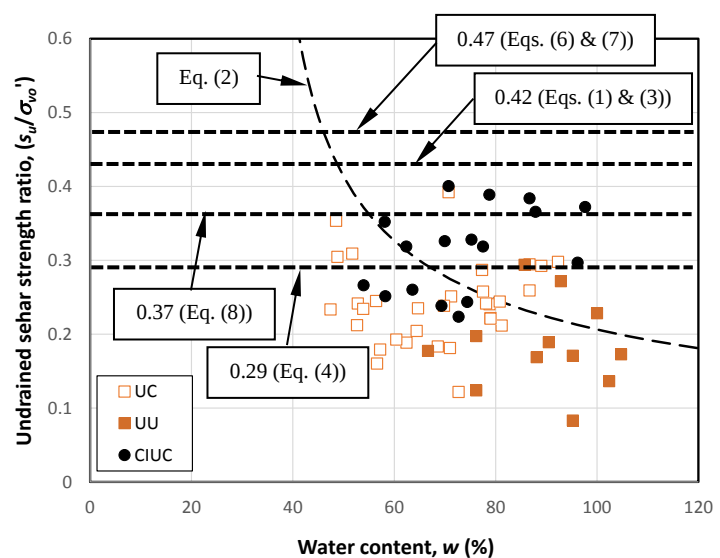


Figure 8 Relationship between s_u/σ'_{vo} and water content

Discussions

Table 4 shows that the values of $(s_u/\sigma_{vo}')_{NC}$ obtained from this study are relatively smaller than the data of Boston Blue Clay summarized by Mayne et al. (2009). Fig. 8 shows the relationship between (s_u/σ_{vo}') from various laboratory tests and water content. Various relationships between (s_u/σ_{vo}') and index properties both empirical (Eqs. 1, 2, 3, and 4) and theoretical (Eqs. 6, 7, and 8) are calculated using the properties of Bangkok Clay (considering effects of OCR according to Eq. 5) and superimposed. It can be seen that the values of $(s_u/\sigma_{vo}')_{CIUC}$ according to Eqs. (2) and (4) give better fit, while Eq. (8) are at an upper boundary and Eqs. (1), (3), (6), and (7) overpredicts the $(s_u)_{CIUC}$ of soft Bangkok Clay. In this study, the ratio of $(s_u)_{UU \text{ or } UC}/(s_u)_{CIUC} = 0.67\text{-}0.84$ (see Eq. 10) which is larger than the data of Boston Blue Clay (Mayne et al. 2009), which is 0.44-0.59, and also larger than that suggested by Chen & Kulhawy (1993), which is 0.40-0.75.

The undrained shear strengths for design of embankment stability (mobilized undrained shear strength, $(s_u)_{mob}$), have been proposed by Mesri (1975) as shown in Eq. (4). This yields $(s_u/\sigma_{vo}')_{mob} = 0.29$ for Bangkok Clay (OCR = 1.3) which is close to the value of $(s_u/\sigma_{vo}')_{field}$ obtained from CIUC test (Table 4). This suggests that the data from $(s_u)_{CIUC}$ can be directly used for embankment stability analysis without any correction providing that the strain rate used for the test is close to the reference strain rate indicated in this study. In Japan, $(s_u)_{UC}$ is traditionally used without correction factor (e.g. Tanaka & Tanaka, 1997). The results from this study indicate that this approach would be too conservative for Bangkok Clay.

Conclusions

The values of s_u of Bangkok Clay in order from largest to smallest are CIUC, UC, and UU, respectively. The interrelationships among various s_u with $(s_u)_{CIUC}$ are presented in Eq. (10). The values of $(s_u/\sigma_{vo}')_{NC}$ from various laboratory tests obtained from this study are relatively smaller than the data of Boston Blue Clay summarized by Mayne et al. (2009). The validity of various empirical and theoretical relationships for predicting undrained shear strength (s_u) and undrained shear strength ratio (s_u/σ_{vo}') of Bangkok Clay are investigated. The $(s_u)_{CIUC}$ of Bangkok Clay can be conservatively estimated by Eq. (2) (Bjerrum & Simons, 1960) and Eq. (4) (Mesri, 1975), while Eq. (8) are at an upper boundary and Eqs. (1), (3), (6), and (7) overpredicts the $(s_u)_{CIUC}$ of soft Bangkok Clay. The relationships of s_u from various mode of shearing obtained from this study show that the obtained ratio of $(s_u)_{UU \text{ or } UC}/(s_u)_{CIUC}$ is much larger than published data. According to the mobilized undrained shear strength proposed by Mesri (1975), the results from this study suggest that $(s_u)_{CIUC}$ can be directly used for embankment stability analysis for Bangkok without any correction.

Acknowledgements

This work was financially supported by the Faculty of Engineering, Burapha University (WJP 11/2557) and Burapha University under NRCT Grant. Mr. Pongsakorn Soontranont provided assistance in experimental works. Prof. Suched Likitlersuang provided technical supports.

References

- [1] Bjerrum, L. (1973), "Problem of soil mechanics and construction of soft clay and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)", 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 111-159
- [2] Bjerrum, L. and Simons, N. E. (1960), "Comparison of shear strength of clays using field vane", ASCE Research Conference on shear strength of cohesive soils, Boulder, pp. 711-726
- [3] Chen, Y. J. and Kulhawy, F. H. (1993), "Undrained strength interrelationships among CIUC, UU, and UC tests", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 1732-1750

- [4] Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990), Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800, Electric Power Research Institute, California
- [5] Ladd, C. C. and Foott, R. (1974), "New design procedure for stability of soft clays", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786
- [6] Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1968), The strength of undisturbed clay determined from undrained tests", Symp. on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, pp. 342-371
- [7] Mayne, P. W., Coop, M. R., Springman, S., Huang, A.-B., and Zoenberg, J. (2009), "Geomaterial behavior and testing", 17th ICSMGE, Egypt, Vol. 4, pp. 2777-2872
- [8] Mesri, G. (1975), Discussion on "New design procedure for stability of soft clays", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, No. GT4, pp. 409-412
- [9] Shibuya, S. and Hanh, L. T. (2001), "Estimating undrained shear strength of soft clay ground improved by pre-loading with PVD case history in Bangkok", Soils and Foundations, Vol. 41, No. 4, pp. 95-101
- [10] Shibuya, S., Tamrakar, S. B., and Theramast, N. (2001), "Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok Clay", Geotechnical Engineering, SEAGS, Vol. 32, No. 3, pp. 139-151
- [11] Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Soon, T. T., and Shiwakoti, D. R. (2001), "Characterization of Singapore, Bangkok and Ariake Clays", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, pp. 378-400
- [12] Tanaka, H. and Tanaka, M. (1997), "Applicability of the UC test to two European clays", Proc. International Symposium on Characterization of soft marine clays – Bothkennar, Dremmen, Quebec and Ariake clays, pp. 57-82
- [13] Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), Soil mechanics in engineering practice, 2nd Ed., John Wiley and Sons
- [14] Wroth, C. P. (1984), "Interpretation of in-situ soil tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489
- [15] Wroth, C. P. and Houlsby, G. T. (1985), "Soil mechanics – properties characterization and analysis procedures", 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 1-55
- [16] Wroth, C. P. and Wood D. M. (1978), "The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 2, pp. 137-145
- [17] Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F., and Likitlersuang, S. (2013), "Undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition", Geomechanics and Engineering, Vol. 5, No. 5, pp. 419-445

ประวัตินักวิจัย

ชื่อ	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สยาม ยิ้มศิริ
หน่วยงาน	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา
การศึกษา	Ph.D. (Soil Mechanics), University of Cambridge
ความเชี่ยวชาญ	Geotechnical Engineering, Geoenvironmental Engineering