

พฤติกรรมการเฉือนของดินเหนียวกรุงเทพฯอย่างที่มีการอัดตัวคายน้ำแบบ
isotropic และ anisotropic

SHEARING BEHAVIOUR OF SOFT BANGKOK CLAY UNDER ISOTROPIC AND
ANISOTROPIC CONSOLIDATIONS



ชนกานต์ สุขกระจ่าง

CHANAKAN SOOKRAJANG

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ.2568

KMITL-2025-EN-M-097-046

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SHEARING BEHAVIOUR OF SOFT BANGKOK CLAY UNDER ISOTROPIC AND
ANISOTROPIC CONSOLIDATIONS



CHANAKAN SOOKKRAJANG

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING
SCHOOL OF ENGINEERING

KMITL-2025-EN-M-097-046

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



COPYRIGHT 2025

SCHOOL OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมการเฉือนของดินเหนียวกรุงเทพฯ ตัวอย่างที่มีการอัดตัว คายน้ำแบบ isotropic และ anisotropic
นักศึกษา	นายชนกานต์ สุขกระจ่าง
รหัสประจำตัว	63601201
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา สิ่งแวดล้อม และการจัดงานก่อสร้าง
พ.ศ.	2568
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	รศ.ดร. วิรุพงษ์ คำชุม

บทคัดย่อ

การปรับปรุงคุณภาพดินมีความสำคัญต่อการก่อสร้างในกรุงเทพมหานคร โดยทั่วไปนั้นจะนิยมใช้การถมดินเพื่อให้ดินเกิดจากอัดตัวคายน้ำและให้ดินมีกำลังรับแรงที่มากขึ้น การอัดตัวคายน้ำจากดินถมเป็นสภาวะแบบ Anisotropic นั้นก็จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินตามไปด้วย ซึ่งอาจจะส่งผลกระทบต่อหากมีการถมดินในชุมชนเมืองหรือใกล้เคียงสิ่งปลูกสร้างเดิม ความเข้าใจพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบนี้จึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดินเพื่อหาผลกระทบที่อาจจะเกิดขึ้น ในงานวิจัยนี้มุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมการเฉือนของดินเหนียวกรุงเทพฯ เปรียบเทียบกันระหว่างการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic และ anisotropic ซึ่งการศึกษาทดลองนี้ ได้ทำการศึกษาตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ๆ โดยการเก็บตัวอย่างแบบไม่รบกวน (undisturbed sample) จากโครงการอุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองลิดิต บริเวณกรุงเทพฝั่งตะวันตก โดยจะตัวอย่างถูกทดสอบภายใต้สภาวะ isotropic และ anisotropic consolidation โดยให้ความเค้นกระทำกับตัวอย่างคือ 50,70,100 kPa และทำการเฉือนในสภาวะระบายน้ำ (drained condition) โดยมีการเพิ่มความเครียดในอัตรา 0.02 %/min ผลการวิจัยนี้จะพูดถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Stress-strain relationship) ของดินที่เกิดขึ้นในระหว่างการเฉือนและช่วยพัฒนาความเข้าใจและใช้ในการออกแบบและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของงานก่อสร้างบนดินเหนียวกรุงเทพฯต่อไป

คำสำคัญ: ดินเหนียวกรุงเทพฯ, พฤติกรรมการเฉือน, ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด, การอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic, การอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic

Thesis	SHEARING BEHAVIOUR OF SOFT BANGKOK CLAY UNDER ISOTROPIC AND ANISOTROPIC CONSOLIDATIONS
Student	Mr. Chanakan Sookkrajang
Student ID.	63601201
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2025
Thesis Advisor	Assoc. Prof. Dr. Viroon Kamchoom

ABSTRACT

Ground improvement is crucial for construction, especially for soft clay area in Bangkok. Typical approach like surcharge loading can generate consolidation in soil and thus increase soil shear strength. Such method provides anisotropic condition and also cause soil movement. This can be critical when consolidation is needed in urban area or with nearby existing structures. Understanding the shearing behavior of anisotropic consolidated sample is thus proved necessary for simulating soil structure to determine the effects that may occur. In this research, shearing behavior of Bangkok clay were compared between isotropic and anisotropic consolidations. The undisturbed samples in this study was collected from likhit canal in West Bangkok area. The samples were tested under isotropic and anisotropic consolidation. The stress applied to the sample is 50,70,100 kPa and sheared under drained condition with an increase of the strain rate at about 0.02 %/min. This research will discuss the relationship between stress and strain of the soil that occurred during the shearing. The finding would help to develop understanding and use in the design and analysis of the soil movement during construction on Bangkok clay.

Keywords: Bangkok Clay, Shearing Behavior, Stress-strain relationship, Isotropic Consolidation, Anisotropic Consolidation

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จได้ด้วยความกรุณาจากอาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ดร. วิรุฬห์ คำชุม ที่ให้ความช่วยเหลือให้คำชี้แนะช่วยแก้ปัญหาตลอดจนให้ความรู้และประการที่ดีแก่ข้าพเจ้า

ขอขอบพระคุณกรรมการสอบหัวข้อและโครงร่างวิทยานิพนธ์ที่ได้กรุณาให้คำแนะนำตลอดจนข้อชี้แนะ จนในที่สุดทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้

สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอมอบให้กับบิดามารดา ซึ่งเป็นที่รักและเคารพยิ่ง ตลอดจนครูอาจารย์ที่เคารพทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้และถ่ายทอดประสบการณ์ที่ดีให้แก่ข้าพเจ้า



ด้วยความเคารพอย่างสูง

ชนกานต์ สุขกระจ่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VII
สารบัญรูป.....	IX
บทที่ 1	1
1.1 ความเป็นมาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2	4
2.1 พฤติกรรมที่ small-strain	8
2.2 Void ratio.....	11
2.3 Stress ratio.....	13
2.4 ชนิดของดิน.....	14
2.5 Anisotropy.....	15
2.6 Inherent anisotropy.....	16
2.7 Stress induced anisotropy.....	19

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	หน้า
2.8 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy.....	21
2.9 การวัดพฤติกรรม stress-strain.....	25
2.10 การทดลองในห้องปฏิบัติการ.....	27
2.11 การทดลองในสนาม.....	30
2.12 ทฤษฎีกำลังเฉือนของดิน (Shear strength theory).....	34
2.13 Hardening Soil Model in PLAXIS.....	44
2.14 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	48
บทที่ 3	56
3.1 ข้อมูลแหล่งตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบ.....	56
3.2 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง.....	82
3.3 อุปกรณ์.....	83
3.4 ขั้นตอนการทดสอบ.....	84
3.5 การทำให้ดินชุ่มน้ำ (Saturation).....	85
3.6 การอัดตัวคายน้ำ.....	86
3.7 การเก็บข้อมูล.....	89
3.8 การเฉือนแบบวัฏจักรและไม่ระบายน้ำ (Undrained Cyclic Shear Test).....	89
3.9 การเฉือนแบบระบายน้ำ (Drained Shear Test).....	90
3.10 ขั้นตอนการคาลิเบรตค่า soil parameters ด้วยโปรแกรม PLAXIS.....	93
บทที่ 4	94
4.1 ผลการทดลอง.....	94
4.2 ผลการคาลิเบรตพารามิเตอร์ของดินด้วยการจำลองโมเดล.....	105
4.3 ผลการทดสอบความแข็งแรงของดินในช่วง Small strain.....	110

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5	121
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	121
5.2 ผลการสรุปค่าของค่าพารามิเตอร์ของดินที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS.....	123
5.3 ผลของการทดสอบ Stiffness degradation curve ของตัวอย่างดินในช่วง Small strain.....	124
5.4 ข้อเสนอแนะ.....	124
บรรณานุกรม	125



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ปัจจัยที่ที่ผลกระทบต่อ shear modulus และ damping สำหรับ complete stress	9
2.2 ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus.....	10
2.3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนาม.....	18
2.4 การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมาตรฐาน (Standard triaxial compression test)	39
2.4 Plaxis parameter.....	44
3.1 ข้อมูล Boring logs กลุ่มตัวอย่างดินทดสอบด้วย Isotropic consolidation.....	80
3.2 ข้อมูล Boring logs กลุ่มตัวอย่างดินทดสอบด้วย Anisotropic consolidation.....	81
3.3 ความเค้นการอัดตัวคายน้้ำ.....	87
4.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Isotropic consolidation.....	101
4.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Anisotropic consolidation.....	102
4.3 ตารางผลการทดสอบ triaxial test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Isotropic consolidation.....	103
4.4 ตารางผลการทดสอบ triaxial test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Anisotropic consolidation.....	104
4.5 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Isotropic consolidation.....	106
4.6 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้้ำแบบ Anisotropic consolidation	106
.....	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่	หน้า
4.7 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ของ Bangkok clay ในงานวิจัยอ้างอิง.....	106
4.8 ข้อมูลดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ในการทดสอบ Cyclic Test จากงานวิจัยอ้างอิง.....	110
4.9 ผลการคาลิเบรทพารามิเตอร์สำหรับค่า Shear modulus ของดินที่ทำการทดสอบ แบบ anisotropic consolidation ในช่วง Small strain.....	117



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 สภาพของความเค้นที่สามารถทดสอบได้โดยการทดสอบแบบต่างๆ.....	5
2.2 ค่าโมดูลัสที่เปลี่ยนไปกับ strain	8
2.3 ผลกระทบของค่า void ratio ต่อค่า shear stiffness.....	11
2.4 Normalized shear modulus degradation curves	14
2.5 ผลของวิธีการเตรียมตัวอย่างดินต่อผลการทดลอง undrained simple shear	16
2.6 พฤติกรรม stiffness anisotropy ของ undisturbed London Clay ภายใต้สภาพ ความเค้นแบบ isotropic	17
2.7 การเอียงของตัวอย่างดิน stress path และ นิยามของการวัด anisotropy ในการ ทดสอบ DSC.....	19
2.8 stress-strain ของ dense sand ที่มีพฤติกรรม anisotropic.....	20
2.9 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานชุดใน gravel และ London Clay.....	21
2.10 เส้น contour ของทิศทางของ major principle stress ใต้คันดินบนชั้นดิน เหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์โดย non-linear numerical.....	22
2.11 รูปตัดของ Saint-alban test embankment.....	23
2.12 การเปรียบเทียบความสูงของคันดินที่วัดจากการวิเคราะห์แบบต่างๆ.....	24
2.13 ขอบเขตของความเครียดโดยการทดลองชนิดต่างๆ.....	25
2.15 Shear-plate transducer.....	28
2.16 กฎการวิบัติของ Mohr และ Coulomb.....	34
2.17 ภาพ Radiograph แสดงแถบเฉือนที่เกิดขึ้นในดินทรายละเอียดแน่น.....	36
2.18 การตอบสนองของดินต่อแรงเฉือน (Response of soils to shearing forces).....	36

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่	หน้า
2.19 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial apparatus).....	38
2.20 แสดงการทดสอบแรงอัดสามแกนและแรงดึงสามแกน.....	39
2.21 วงกลมมอร์จากการทดสอบแรงอัดสามแกน.....	41
2.22 วงกลมมอร์จากการทดสอบแรงอัดสามแกน 3 ตัวอย่าง.....	42
2.23 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างวงกลมมอร์กับวิถีความเค้น.....	43
2.24 Hyperbolic stress-strain relationship in primary loading for a standard drained triaxial test.....	45
3.1 ภาคตัดดินตามปรับปรุง/ชุดลอกคลองระบายน้ำและแนวอุโมงค์ระบายน้ำ.....	57
3.2 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-2.....	58
3.3 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-5.....	59
3.4 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-6.....	60
3.5 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-7.....	61
3.6 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-9.....	62
3.7 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-9.....	63
3.8 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-10.....	64
3.9 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-13.....	65
3.10 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-14.....	66
3.11 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-15.....	67
3.12 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-18.....	68
3.13 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-20.....	69
3.14 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-21.....	70

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่	หน้า
3.15 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-22.....	71
3.16 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-23.....	72
3.17 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-24.....	73
3.17 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-25.....	74
3.19 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-26.....	75
3.20 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-30.....	76
3.21 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-31.....	77
3.22 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-32.....	70
3.23 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-33.....	70
3.24 แสดงการติดตั้งตัวอย่างในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน.....	83
3.25 เครื่องมือการทดสอบแรงอัดสามแกน แบบอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำ (CD Triaxial Test).....	84
3.26 แผนภาพการดำเนินการทดสอบ Triaxial test.....	88
3.27 แรงกดเทียบกับเวลาในระหว่างการเฉือนแบบวัฏจักร.....	89
4.1 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic.....	96
4.2 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic....	97
4.3 ผลของอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic.....	98
4.4 ผลของอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic.....	99
4.5 ภาพผลการเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการสอบเทียบตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation และ Anisotropic consolidation	107
4.6 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa เทียบกับผลการคาลิเบรทค่าด้วยโมเดล HSM.....	108

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.7 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa เทียบกับผลการคาลิเบรทค่าด้วยโมเดล HSS.....	109
4.8 ภาพ Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation.....	111
4.9 ภาพ Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation.....	112
4.10 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 50 kPa.....	113
4.11 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 70 kPa.....	114
4.12 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 100 kPa.....	115
4.13 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 50,70,100 kPa.....	116
4.14 ภาพผลการคาลิเบรท Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation.....	118
4.15 ภาพผลการคาลิเบรท Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 50 kPa.....	119
4.16 ภาพผลการคาลิเบรท Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 70 kPa.....	120
4.17 ภาพผลการคาลิเบรท Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 100 kPa.....	121

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในอดีตนั้นพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ของโครงสร้างเป็นหลักโดยไม่ค่อยสนใจการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน โดยคุณสมบัติของดินที่ต้องการในการวิเคราะห์ดังกล่าวคือกำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ของดิน แต่การออกแบบในปัจจุบันเริ่มสนใจการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานเพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ โครงสร้างต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในเขตเมือง) และยังต้องการทราบสภาวะที่แท้จริงของโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์โดยใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่าพบว่าการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง (เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์)) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานมีค่าน้อยกว่าค่าที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989 และ Tatsuoka et al., 1997) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างกันนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้ต้องมีค่าความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆ ของดินที่มีความซับซ้อนเหล่านี้มากขึ้นซึ่งจะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

เนื่องจากปัจจุบันกรุงเทพมหานคร กำลังมีการพัฒนาระบบโครงสร้างพื้นฐานมากมาย อาทิเช่น ระบบขนส่งมวลชน ระบบชลประทาน ระบบการส่งน้ำ-ระบายน้ำ เป็นต้น ซึ่งหลายโครงการมีความเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างที่ใต้ดิน การก่อสร้างเหล่านี้ก่อให้เกิดผลกระทบและการเคลื่อนตัวของดิน ในช่วงความเครียดที่น้อย (Small strain) และผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ในช่วงความเครียดที่น้อย ดังนั้นจึงต้องการการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งาน จึงมีความจำเป็นที่ต้องทำการศึกษา stiffness degradation curve ซึ่งบ่งบอกถึงการลดลงของความแข็งแรงของโครงสร้างดินเมื่อเกิดความเครียดเนื่องจากการสภาวะใช้งานของโครงสร้างใต้ดิน ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยการใช้อุปกรณ์ triaxial apparatus โดยวิธีทดสอบแบบ cyclic loading ซึ่งปัจจุบันมีการศึกษาเกี่ยวกับ stiffness degradation curve ภายใต้สภาวะ isotropic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตถือว่าผิดกฎหมาย

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

consolidation under drained condition แต่หากว่าในการก่อสร้างและสถานะดินจริงนั้น จะมีการรับความเค้นในแนวตั้งและความเค้นในแนวราบที่ไม่เท่ากัน การทดสอบหาค่า stiffness degradation curve ภายใต้สถานะ anisotropic consolidation under drained condition จะสามารถจำลองการรับความเค้นในแนวตั้งและความเค้นในแนวราบที่ไม่เท่ากันของดินเหนียวกรุงเทพฯ ได้ ซึ่งการศึกษาทดลองนี้ ได้ทำการศึกษาตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ จากโครงการอุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองบางน้ำจืดและคลองลัดชิด ซึ่งตั้งอยู่ในบริเวณ ฟุ้งตะวันออก โดยจะถูกทดสอบภายใต้สถานะ anisotropic consolidation โดยที่มีความถี่การให้โหลดอยู่ที่ 0.1 Hz เพื่อศึกษา Stiffness degradation curve ที่ค่า small strain 0.01% ถึง 1 % โดยหวังว่าผลการวิจัยนี้จะช่วยพัฒนาการวิเคราะห์และออกแบบงานก่อสร้างใต้ดินของดินเหนียวกรุงเทพฯ

1.2 วัตถุประสงค์

- เพื่อศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic และแบบ Isotropic ของดินเหนียวกรุงเทพฯ
- เพื่อศึกษาพฤติกรรมการลดลงของ Stiffness Degradation Curve ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic

1.3 ขอบเขตการศึกษา

- ศึกษาดินเหนียวกรุงเทพฯ จากโครงการอุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองบางน้ำจืด บริเวณกรุงเทพฯ ฟุ้งตะวันตก
- ทดสอบดินในห้องปฏิบัติการโดยใช้เครื่องมือ triaxial apparatus
- ตัวอย่างถูกทดสอบภายใต้สถานะ isotropic และ anisotropic consolidation โดยให้ความเค้นกระทำกับตัวอย่างคือ 50,70,100 kPa และทำการเฉือนในสภาวะระบายน้ำ (drained condition) โดยมีการเพิ่มความเครียดในอัตรา 0.02 %/min
- ผลการวิจัยนี้จะพูดถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Stress-strain relationship) ของดินที่เกิดขึ้นในระหว่างการเฉือน

1.4 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

1. กำหนดหัวข้อของงานวิจัยที่สนใจจะศึกษา
2. กำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตของการทำวิจัย
3. ค้นคว้าข้อมูลและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง
4. รวบรวมข้อมูลที่ค้นคว้าได้ และวิเคราะห์มาประยุกต์กับงานวิจัย
5. เปรียบเทียบเครื่องมือ และเตรียมวัสดุ อุปกรณ์ต่าง ๆ ที่จำเป็นต่อการวิจัย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ทำการเก็บข้อมูลพร้อมวิเคราะห์ข้อมูล เพื่อปรับแก้ข้อผิดพลาด
7. ประมวลผลข้อมูลทั้งหมด และเปรียบเทียบข้อมูล
8. สรุปผลการวิจัย

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. เข้าใจพฤติกรรมการรับแรงเฉือนที่แตกต่างกันของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic และ Isotropic
2. ทราบถึงพฤติกรรมการลดลงของ Stiffness Degradation Curve ของดินเหนียวกรุงเทพฯ
3. สามารถนำค่าพารามิเตอร์ของดินที่สอบเทียบได้ไปใช้งานกับงานออกแบบและควบคุมงานก่อสร้าง เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพและป้องกันผลกระทบต่อโครงสร้างเดิม



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

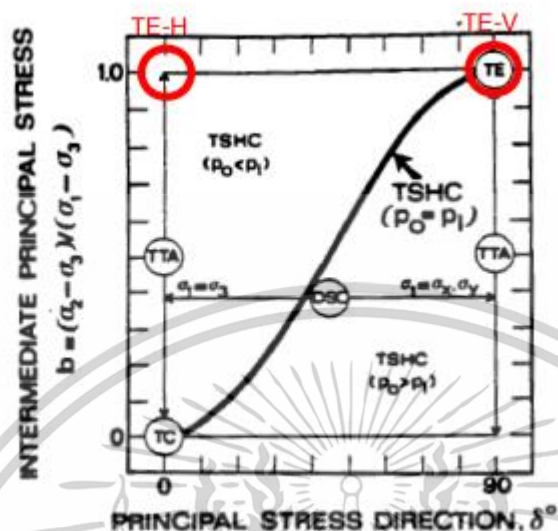
บทที่ 2

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 ที่ตัดที่ทิศทางต่างๆกับแนวตั้ง 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 $s_u(H)/s_u(V)=0.87$ ดิน ยังสามารถแสดง stress induced anisotropy เมื่อ K_0 ไม่เท่ากับ 1.0 เนื่องจากต้องการแรงเฉือนเพื่อให้เกิด การวิบัติที่ต่างกันเมื่อ 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 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) ภายใต้สภาวะ plane strain ได้แต่ไม่สามารถควบคุม 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 $b = \sin^2 \delta$ การทดสอบเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่จะดำเนินการในโครงการวิจัยนี้จะได้ข้อมูลของสภาพความเค้นดังแสดงในรูปที่ 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 เพราะขนาดของความเครียด (strain) ของดินรอบๆโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในสภาพใช้งานมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปน้อยกว่า 0.1% (Burland, 1989) ความรู้ทางด้านพฤติกรรมของดินด้านพฤติกรรมการเคลื่อนตัวก่อนการวิบัติ (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) อย่างไรก็ตามข้อมูลเกี่ยวกับการศึกษาพฤติกรรมช่วงก่อนการวิบัติและพฤติกรรมอื่นๆที่เกี่ยวข้องสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของดินเหนียวกรุงเทพฯยังมีน้อยมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยการทดสอบ conventional triaxial compression ได้ดำเนินการอย่างกว้างขวาง จนกระทั่งเมื่อไม่นานนี้ Shibuya & Tamrakar (1999) และ Shibuya et al. (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ external strain measurement อย่างละเอียดซึ่งพบว่าค่า small-strain stiffness จาก monotonic triaxial ที่แสดงมีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นๆมากและยังมีส่วน initial linear stress-strain relationship กว้างมาก ต่อมา Ratananikom et al. (2013) ได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมถึงพฤติกรรมแอนไอโซโทรปีในระดับ ความเครียดต่ำถึงปานกลางของดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยการทดสอบ monotonic triaxial ที่มีการวัดการ เคลื่อนตัวแบบ local strain measurement ซึ่งงานวิจัยนี้เป็นงานวิจัยแรกที่ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียว กรุงเทพฯโดย local strain measurement สำหรับการศึกษานี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมรับแรงดึงโดยการทดสอบ 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) อย่างไรก็ตามการศึกษานี้ที่กล่าวมาทั้งหมดนี้สนใจพฤติกรรมด้านกำลังเป็นหลัก เนื่องจากเป็นการทดสอบโดย conventional triaxial apparatus โดยการวัด external strain measurement จึงทำให้ไม่ได้ค่า stiffness ของดินในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลางที่ต้องการ

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในโครงการนี้จะทำโดยใช้ triaxial apparatus อย่างไรก็ตามการศึกษานี้ไม่สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่มีอยู่ในปัจจุบัน (conventional triaxial apparatus) เพราะต้องการเครื่องมือที่ใช้วัดความเค้นและความเครียดได้อย่างแม่นยำโดยเฉพาะต้องวัดความเครียดให้ได้ละเอียดถึง 0.001% การวัดความเค้นที่แม่นยำทำได้โดยการวัดแรงจากภายใน triaxial cell โดยใช้ internal load cell และการวัดความเครียดที่แม่นยำทำได้โดยการวัดการเคลื่อนตัวของดินบนผิวของตัวอย่างดินโดยตรง (local strain measurement) จากการที่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนา local strain measurement ทำให้สามารถวัดความเค้นและความเครียดของตัวอย่างดินได้ในช่วงความเครียดต่ำถึงปานกลางได้อย่างแม่นยำ ซึ่งนำไปสู่การศึกษาถึงพฤติกรรมการล้าของดินที่ความเครียดต่ำถึงปานกลางได้ (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 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการศึกษา ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

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 ของดินที่ระดับความเครียดต่ำด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั้นสะเทือนที่วิ่งผ่านดินได้เริ่มมีการศึกษาสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ 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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1 พฤติกรรมที่ small-strain

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



รูปที่ 2-2 ค่าโมดูลัสที่เปลี่ยนไปกับ strain และแสดง (a) ขนาดของ strain ระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างพื้นฐานต่างๆ (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 ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic การทดสอบที่นิยมใช้คือ resonant column หรือ bender element ที่อยู่ใน triaxial system งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่ามีปัจจัยหลายอย่างที่จะกระทบค่า small-strain stiffness ของดินซึ่งเกี่ยวข้องกับธรรมชาติและโครงสร้างของดิน (เช่น ขนาดของอนุภาค, ขนาดคละ, ความหนาแน่น) และประวัติทางธรณีวิทยา เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(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	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 smallstrain 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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

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 et al. (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 et al (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 et al. (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^{-1} to $e^{-1.43}$)	0.40-0.58	0.6-1.8	Jamiolkowski et al. (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 et al (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'

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 Void ratio

ค่า elastic stiffness ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นหรือค่า void ratio ลดลง รูปที่ 2-3 แสดงตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงค่า shear stiffness กับค่า void ratio ของดินชนิดต่างๆ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบค่า shear stiffness ที่วัดได้จากดินชนิดเดียวกันที่ค่าความหนาแน่นต่างกัน ผู้วิจัยหลาย ท่านจึงได้เสนอ normalizing function $F(e)$ ดังสรุปในตารางที่ 2-2 อย่างไรก็ตามค่า void ratio function นี้เป็นค่า empirical ซึ่งวิเคราะห์มาจากการทดสอบหลายๆชนิดและดินหลายๆชนิด ดังนั้นจะต้องระมัดระวัง ในการเลือกใช้ค่าเหล่านี้



รูปที่ 2-3 ผลกระทบของค่า void ratio ต่อค่า shear stiffness สำหรับ (a) isotropically consolidation sample และ (b) anisotropically consolidation ของ HRS (Kuwano, 1999)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

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 ดังนั้น สมการ จะถูกปรับให้เป็นสมการ (2-2)

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

โดยที่เครื่องหมาย * เพื่อให้เห็นความแตกต่างกับค่า S , n , และ k



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 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 เพิ่มจาก 0 ไปเป็น 0.7 ในทางตรงกันข้าม Pennington et al. (1997) พบว่าในการทดลองแบบเดียวกันนี้ค่า deviator stress ratio ไม่มีผลต่อค่า elastic shear modulus ยกเว้นค่าที่วัดในแนวนอน

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

$$\frac{G_{max}}{p_a} = S_{\eta}^* \left(\frac{p'}{P_a}\right)^{n^*} R_{\eta} k^* \quad (2-3)$$

โดยที่ R_{η} คือค่า stress ratio ภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic

2.4 ชนิดของดิน

การรวบรวมของ normalized shear modulus degradation curve ของดินต่างๆแสดงในรูปที่ 2-4 (Kokusho, 1987) กราฟ modulus degradation ของ gravel จะราบกว่าของ sand และ clay กราฟนี้จะเคลื่อนไปทางขวาเมื่อ confining pressure เพิ่มขึ้นและเป็นไปได้ที่กราฟ degradation curve ที่ confining pressure สูงมากๆอาจวางตัวอยู่นอกแถบที่แสดง



รูปที่ 2-4 Normalized shear modulus degradation curves ของชนิดดินต่างๆ (Kokusho, 1987)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

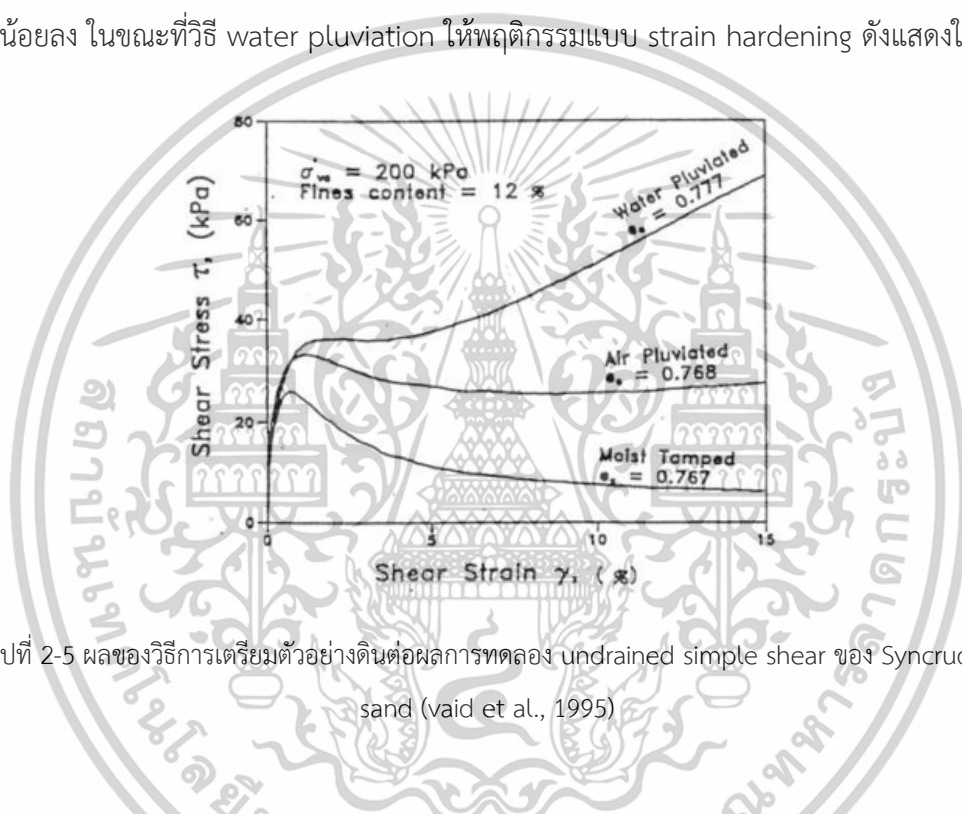
2.5 Anisotropy

เนื่องจากดินเกิดจากการตกตะกอนภายใต้แรงโน้มถ่วงดังนั้นอนุภาคดินจะเรียงตัวแบบ 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 ในความเป็นจริงดินจะถูกกระทำโดยทั้งสองกระบวนการพร้อมๆ กันซึ่งเรียกว่า initial anisotropy

การวิบัติของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีสามารถเกิดขึ้นจากการถูกเฉือนใน mode ต่างๆ กัน จากการศึกษามากมายแสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดโดย compression mode สามารถมีค่ามากกว่าที่วัดโดย extension mode อย่างมาก ความแตกต่างนี้แสดงว่าสภาพความเค้น (เช่น ทิศทางของ principal stress และขนาดของ intermediate principal stress) มีผลต่อพฤติกรรมของดิน นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress เป็นปัจจัยสำคัญในแนวโน้มที่จะวิบัติของโครงสร้างส่วนมาก ดังนั้นการ ออกแบบ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น ฐานราก, งานขุดลึก, คันดิน) จะต้องพิจารณาทั้งขนาดและทิศทาง ของ the principal stress axes

2.6 Inherent anisotropy

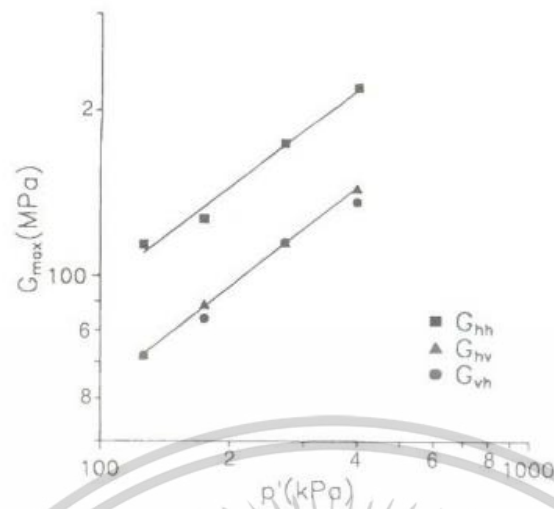
พฤติกรรม inherent anisotropy มาจากธรรมชาติการ anisotropic ของดินเนื่องมาจากกระบวนการ ทับถมลักษณะของอนุภาคดิน Vaid et.al (1995) ศึกษาพฤติกรรม inherent anisotropic ของ Syncrude sand โดยการทดสอบ simple shear test (NGI type) และ torsional shear hollow cylinder test ตัวอย่างดินแบบ reconstituted ถูกเตรียมโดยวิธีการแบบต่างๆคือวิธี moist tamping และ water pluviation และ/หรือ air pluviation ผลการทดลองแสดงพฤติกรรมที่แตกต่างกันเมื่อเตรียมตัวอย่างด้วยวิธี ที่ต่างกัน วิธี moist tamping ให้พฤติกรรมที่ soft และ brittle ที่สุด วิธี air pluviation ให้พฤติกรรมที่ brittle น้อยลง ในขณะที่วิธี water pluviation ให้พฤติกรรมแบบ strain hardening ดังแสดงในรูปที่ 2-5



รูปที่ 2-5 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 2-6 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 ในแนวนอน มากกว่าในแนวตั้ง เนื่องจาก soil fabric

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-6 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

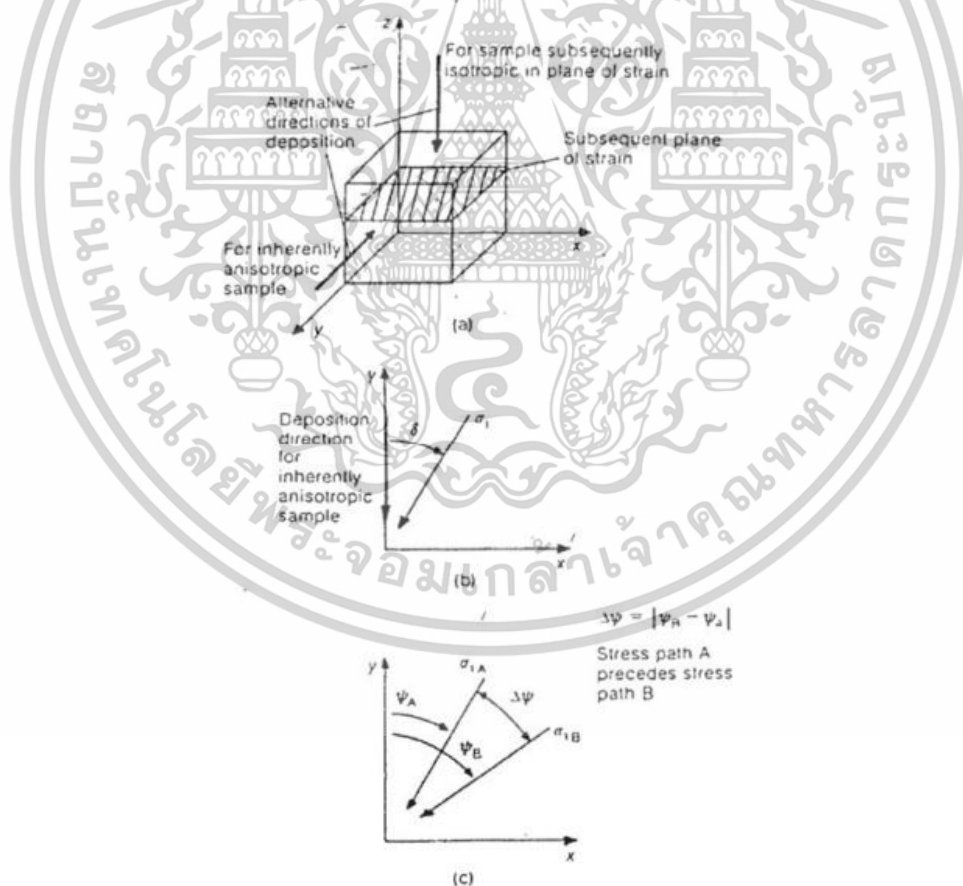
ตารางที่ 2-3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนาม (Jamiolkowski et al., 1995)

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)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7 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 2-7) ระหว่างการเฉือนค่า σ'_2 จะถูกควบคุมที่ $b = 0.4$ ลักษณะ ของ 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° ($\Delta\psi=\psi_A-\psi_B$) (ดูรูปที่ 2-7) ใน ขั้นตอน A จะเกิด axial strain ก่อนการ unload



รูปที่ 2-7 การเอียงของตัวอย่างดิน stress path และ นิยามของการวัด anisotropy ในการทดสอบ DSC

(wong & Arthur, 1985)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2-8 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

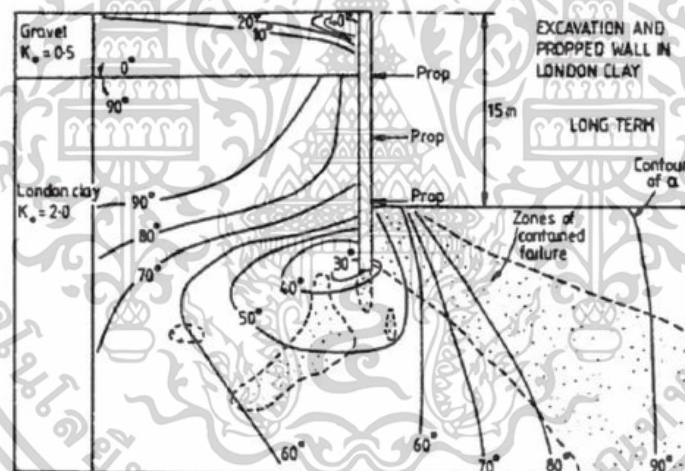


รูปที่ 2-8 stress-strain ของ dense sand ที่มีพฤติกรรม anisotropic (Wong & Arthur, 1985)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

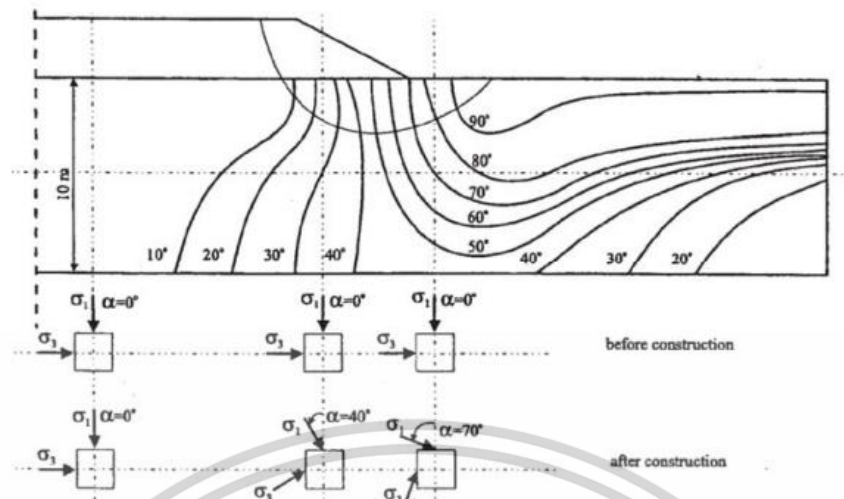
2.8 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy

การหมุนของทิศทางของ principal stress นั้นเกิดขึ้นเป็นปกติในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี รูปที่ 2-9 แสดงเส้น contour ของการหมุนของทิศทาง principal stress ของคันทันที่ถูกสร้างบน overconsolidated clay ซึ่งวิเคราะห์โดยวิธี non-linear isotropic finite element (Yeats, 1983) ผลการวิเคราะห์แสดงว่าที่ได้ center line ของคันทันนั้นดินจะถูกกระทำโดยการเพิ่มขึ้นของ axial stress ในทาง ตรงข้ามดินที่เท้าของลาด ดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นในสภาพ unloading ซึ่งสามารถเห็นได้จากการ เปลี่ยนแปลงของค่าของมุมที่กระทำกับแนวตั้งของ major principal stress จาก 0° ไปเป็น 90° จากผลการ วิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดย Hight & Higgins (1994) ทำให้ Jardine (1994) พล็อตการเอียงตัวของ principal stress ในงานขุดที่มีค้ำยัน ดังแสดงในรูปที่ 2-10 โดยงานขุดที่มีค้ำยันนี้ถูกสร้างในดิน Thames Gravel ($K_0 \approx 0.5$) บางๆ ซึ่งวางตัวอยู่บนชั้นดินหนาของ overconsolidated London Clay ($K_0 \approx 2$) ผู้วิจัย ยังพบว่าค่าของการหมุนของ principal stress อยู่ระหว่าง 30° และ 90° ในชั้นดินเหนียว



รูปที่ 2-9 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานขุดใน gravel และ London Clay (Jardine, 1994)

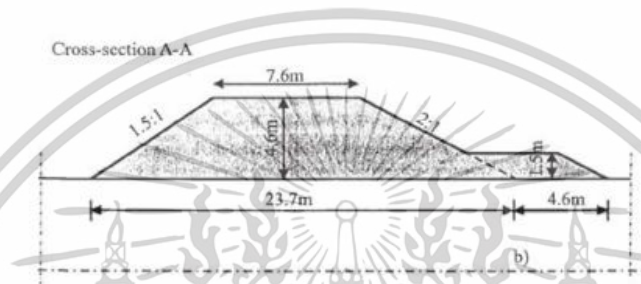
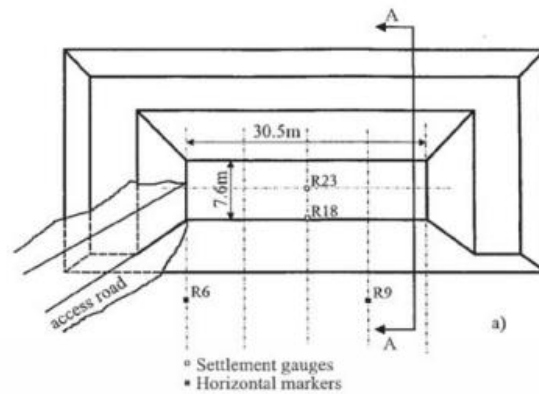
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-10 เส้น contour ของทิศทางของ major principle stress ใต้คันดินบนชั้นดินเหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์
โดย 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 2-11

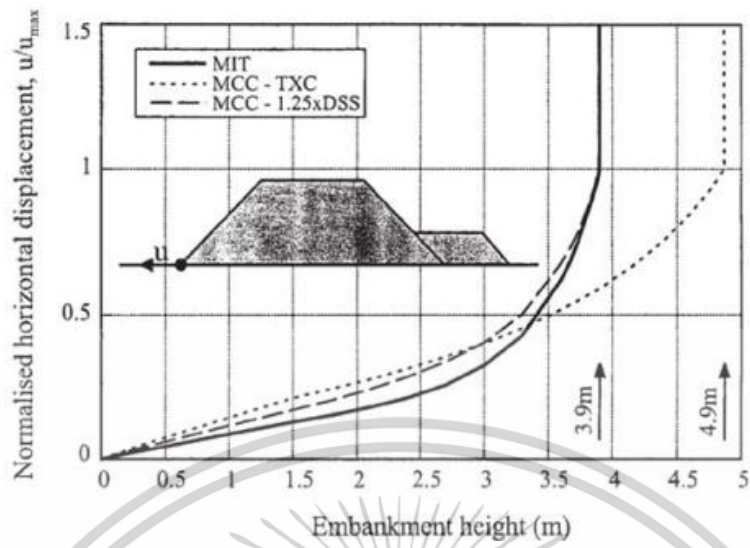
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-11 (a) รูปแนวราบ และ (b) รูปตัดของ Saint-alban test embankment (Zdravkovic et al., 2001a)

รูปที่ 2-12 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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-12 การเปรียบเทียบความสูงของคันดินที่วัดจากการวิเคราะห์แบบต่างๆ (Zdravkovic et al.,2001a)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9 การวัดพฤติกรรม stress-strain

พฤติกรรม stress-strain ของดินนั้นสำคัญมากสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี ด้วยเหตุนี้จึงมีวิธีหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม stress-strain และ stiffness ของดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม วิธีการวัดค่า stiffness ของดินจะแตกต่างกันไปตามขนาดของความเครียดที่สนใจ รูปที่ 2-13 แสดงของเขตของความเครียดสำหรับการทดลองต่างๆ (Ishihara, 1996) ที่ความเครียดสูงจะเหมาะสมที่จะใช้การทดลองแบบทำลาย เช่น triaxial, direct shear, และ unconfined compression test ในขณะที่ ความเครียดที่ต่ำลงมากจะต้องใช้การทดลอง dynamic loading โดย wave propagation technique เช่น resonant column test และ Bender Element test ส่วนในสนามก็สามารถใช้การทดลอง in-situ shear wave velocity tests, cross-down hole seismic test, และ pressure meter test

Magnitude of strain	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Phenomena	Wave propagation, vibration		Cracks, differential settlement		Slide, compaction, liquefaction	
Mechanical characteristics	Elastic		Elasto-plastic		Failure	
Effect of load repetition	←————→					
Effect of rate of loading	←————→					
Constants	Shear modulus, Poisson's ratio, Damping				Angle of internal friction, cohesion	
In-situ measurement	Seismic wave method	←————→				
	In-situ vibration test	←————→				
	Repeated loading test	←————→				
Laboratory measurement	Wave propagation precise test	←————→				
	Resonant column precise test	←————→				
	Repeated loading test	←————→				

รูปที่ 2-13 ขอบเขตของความเครียดโดยการทดลองชนิดต่างๆ (Ishihara, 1996)

ค่า stiffness ของดินที่ได้จากการทดลองต่างๆจะมีค่าแตกต่างกัน ดังนั้นเมื่อมีการเปรียบเทียบค่า stiffness จากการทดลองต่างกัน จะต้องพิจารณาปัจจัยต่างๆด้วย เช่น

- strain level
- stress state

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

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

ในหัวข้อต่อไปนี้จะอธิบายคร่าวๆถึงการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ใช้ในการวัดค่า stiffness และพฤติกรรม stress-strain ของดินที่ small ถึง intermediate strain



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.10 การทดลองในห้องปฏิบัติการ

Advanced triaxial test

การทดลอง triaxial เป็นการทดลองที่ใช้กันมากที่สุดเพื่อการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการตระหนักถึงความสำคัญของค่า small strain stiffness ของดินในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของงานขุดจะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงของค่า stiffness จาก small strain) จึงทำให้ในปัจจุบันมีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดค่าความเครียดของดินที่เล็กและแม่นยำขึ้น 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

Bender Element test

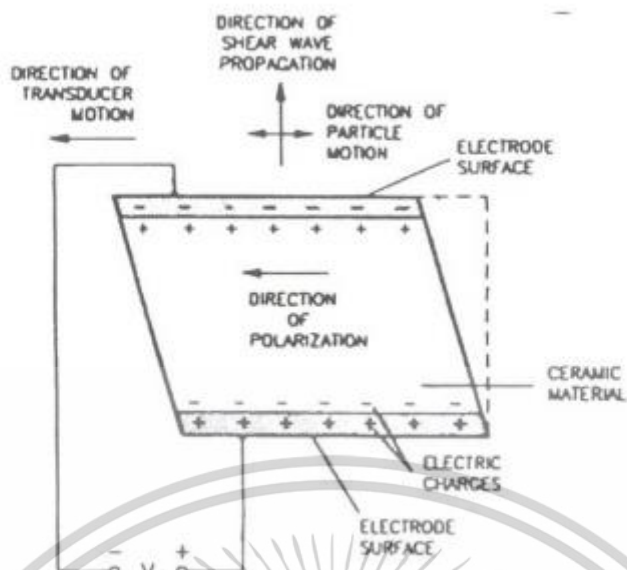
การทดลอง bender element พัฒนาขึ้นโดย Shirley and Hampton (1978) เป็นวิธีในการวัด small strain stiffness โดยจะได้ค่า elastic shear modulus ของดินจากการวัดค่า shear wave velocity ที่วิ่ง ผ่านตัวอย่างดิน ระบบการทดลอง bender element สามารถติดตั้งได้ในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการ ส่วนมาก แต่โดยมากจะใช้ร่วมกับเครื่องมือ triaxial (เช่น Dyvik & Madshus (1985)) ขนาดของความเครียด บนตัวอย่างดินของการทดลองนี้จะน้อยกว่า 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)

Shear-plate transducer

รูปที่ 2-14 แสดงภาพร่างของ shear-plate transducer ซึ่งประกอบด้วย electrode ที่ทั้งสองด้านและขนานกับทิศทางการ polarization การเคลื่อนตัวของ shear-plate transducer จะตั้งฉากกับทิศทางการเดินทางของ shear wave การติดตั้งเครื่องมือ shear-plate transducer นั้นเหมือนกับของ bender element

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-14 Shear-plate transducer (Brignoli et al., 1996)

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

Resonant column test

การทดลอง resonant column เป็นการทดลองที่สะดวกที่สุดในการวัดพฤติกรรม dynamic ของดิน ในห้องปฏิบัติการ Hardin & Music (1965) ได้อธิบายทฤษฎีและวิธีการทดลอง การทดลองนี้มีพื้นฐานมาจากผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎีของค่า shear modulus ของแท่งดินทรงกระบอกที่สั่นด้วยความถี่ที่ resonant ในการทดลองสามารถให้ axial ต่อตัวอย่างดินที่อยู่ใน triaxial ค่า shear modulus ที่ได้จากการทดลองนี้จะ เป็นค่าที่ความเครียดต่ำ (ประมาณ 10⁻³ % to 10⁻¹%)

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 นอกจากนี้ ยังเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และทำการทดลองทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้น เมื่อสภาวะขอบเขตทั้งหมดถูกควบคุมจะทำให้ศึกษาผลกระทบของทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.11 การทดลองในสนาม

Pressuremeter test

การทดลอง pressuremeter test เป็นการขยายทรงกระบอกยาวในดินออกในแนวรัศมี พฤติกรรมของ ดินสามารถศึกษาได้จากการวัดค่าความดันและการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรและรัศมีของทรงกระบอกนี้ โดย ทฤษฎีการทดลองนี้สามารถวัดค่า strength, stiffness, consolidation parameter, และ in-situ horizontal stress การทดลอง unload-reload cycle สามารถศึกษาพฤติกรรม non-linearity ของดินได้

เครื่องมือ pressuremeter (ในรูปที่ 2-15(a)) เป็นแท่งทรงกระบอกยาวที่วางไว้ที่ความลึกที่ต้องการในหลุมเจาะและมีการให้ความดันใน cell ความเค้นใกล้ๆ probe แสดงในรูปที่ 2-15(b) การให้แรงแบบนี้เหมือนกับปัญหา cylindrical cavity expansion ความดันจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ และมีการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร หลังจากนั้นจะได้กราฟ pressure-volume change ซึ่งจะสามารถใช้วิเคราะห์หาค่า elastic modulus, shear modulus, และ undrained shear strength ได้



รูปที่ 2-15 Pressure meter test (a) Meard pressure meter และ (b) ความเค้นใกล้ probe (Budhu, 2000)

Geophysical method

การทดลองแบบ seismic test เป็นวิธีการทาง geophysics survey ในวิธี seismic จะมีการส่ง elastic pulse (หรือ continuous elastic wave) จากผิวดินและวัดการสั่นสะเทือนของดินที่จุดต่างๆบนผิวดินโดยใช้ seismometer หรือ geophone การวัดระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นไปยังจุดต่างๆจะให้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความเร็วคลื่นที่วิ่งผ่านดิน จากข้อมูลนี้จะทำให้สามารถวิเคราะห์หา elastic wave velocity ของดินชั้นต่างๆ และลักษณะการเรียงตัวของชั้นดิน

มีวิธีการทดลองแบบ seismic test หลายแบบ เช่น cross-hole seismic test และ seismic cone penetration test การทดลอง cross-hole seismic test นั้นจะทำหลุมเจาะ 2 หลุมที่รู้ระยะห่างและติดตั้ง wave source และ receiver ในระดับเดียวกันจากนั้นจึงวัดระยะเวลาที่คลื่นใช้ในการเดินทางระหว่างหลุมทั้งสองที่ระดับความลึกต่างๆ การทดลอง down-hole seismic test ก็มีหลักการคล้ายๆกับของ crosshole เพียงแต่ใช้หลุมเจาะเพียงหนึ่งหลุม โดยจะติดตั้ง wave source ที่ผิวดินและวัดระยะเวลาที่คลื่นจะเคลื่อนที่ไปถึง sensor ที่อยู่ใต้ดินในหลุม ในบางกรณีอาจจะให้ source อยู่ในหลุมและ receiver อยู่บนผิว ดิน ซึ่งจะเรียกว่าการทดลอง up-hole method

การทดลอง cross-hole seismic method จะให้ข้อมูลที่ดีเกี่ยวกับชั้นดินในแนวราบ ส่วนการทดลอง down-hole seismic method จะมีราคาสูงกว่าและสามารถให้ข้อมูลชั้นดินได้ดีกว่าแต่มีข้อเสียคือต้องการ source ที่มีกำลังมากเมื่อทดลองที่ความลึกมากเนื่องจาก energy decay

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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (Coefficient of earth pressure at-rest, K_0)

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (Coefficient of earth pressure at-rest, K_0) คือคุณสมบัติของดินที่สำคัญที่ใช้ในการคำนวณออกแบบทางวิศวกรรมปฐพี เช่น ฐานรากเสาเข็ม กำแพงกันดิน เป็นต้น ค่า K_0 สามารถคำนวณได้ ด้วย สมการที่ (2-4) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน (Horizontal effective stress, σ'_h) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical effective stress, σ'_v) ในสภาวะสมดุลโดยอยู่ในสภาวะของดินที่ไม่เกิดการเสียรูป (Deformation) หรือความเครียดทาง ด้านข้างเกิดขึ้น (Zero-lateral strain)

เนื่องจากการวัดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน (σ'_h) ทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการนั้นทำได้ยาก ได้มีการศึกษาความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับคุณสมบัติทางวิศวกรรมอื่น ๆ ของดินและเสนอเป็นสมการเชิงประจักษ์ (Empirical equations) เพื่อใช้ในการประมาณค่า K_0 เช่น สมการเชิงประจักษ์ ตามสมการที่ (2-5) เป็นสมการที่เสนอโดย Jaky เมื่อปีค.ศ. 1994 ซึ่งเป็นการประมาณค่า K_0 โดยใช้มุมเสียดทานภายในของดิน (ϕ') สมการที่ (2-5) จัดได้ว่าเป็นสมการที่เหมาะสมสำหรับประมาณค่า K_0 ของ ทราย (Sands) ซึ่งปกติเป็นดินที่ไม่มีความเหนียว ซึ่งเป็นสมการที่ได้รับการยอมรับในการประมาณค่า K_0 ของดิน อย่างไรก็ตาม สมการที่ 2-5 เหมาะสำหรับการประมาณค่าของทรายสะอาดที่ไม่ปนเปื้อน (clean sands) แต่ดินตามธรรมชาตินั้นมีการปะปนของเม็ดดินละเอียดอยู่ทำให้เกิดการกดอัดตัวเกินปกติ (over consolidation soils) ซึ่งค่า K_0 ของดินนี้สามารถประมาณค่าโดย สมการที่ 2-6 ซึ่งเสนอโดย งานวิจัยของ Schimdt (1966), Sherif and Koch (1970) และ Mayne and Kulhawy (1982)

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.4)$$

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

$$(K_0)_{OC} = (K_0)_{NC} \times (OCR)^{\sin\phi'} \quad (2.6)$$

โดย K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล

σ'_h = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน

σ'_v = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

ϕ' = มุมเสียดทานภายในของดิน

OCR = อัตราส่วนการอัดตัวของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากงานวิจัยของ S.Shibuya (2001) ได้ทำการทดสอบเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวกรุงเทพ (Bangkok Clay) พบว่าดินเหนียวอ่อน มีค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (K_0) ของดินเหนียวกรุงเทพจากธรรมชาติ มีค่า อยู่ในช่วง 0.7 ถึง 0.75 และเมื่อเพิ่มค่า OCR ของดินพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (K_0) มีค่าลดลง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.12 ทฤษฎีกำลังเฉือนของดิน (Shear strength theory)

แรงกระทำมวลดินในธรรมชาติสามารถแบ่งได้เป็น 2 กลุ่มคือ แรงดันอันเกิดจากน้ำหนักของดินเองโดยรอบซึ่งเรียกว่า Geostatic Stress และแรงกระทำภายนอกอันเป็นสาเหตุให้มวลดินรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นจนเกิดการพิบัติ ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength of soil) หมายถึงกำลังต้านทานต่อการเฉือนสูงสุดที่ดินจะสามารถรับได้โดยไม่วิบัติหรือพังทลาย (failure) โดยการวิบัติของมวลดินมักมีพฤติกรรมไปตามหรือใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่คาดคะเนโดยกฎการวิบัติที่เสนอโดย Mohr และ Coulomb ซึ่งกฎของ Mohr และ Coulomb กำหนดไว้ว่า มวลดินจะถึงการวิบัติเมื่อวงกลมของมอร์ที่ให้แทนสภาพของหน่วยแรงในมวลดินสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ของ Mohr และ Coulomb ดังรูปที่ 2-16 ซึ่งจะได้สมการว่า

$$\text{ในรูปของหน่วยแรงรวม } \tau = \sigma \tan \phi + c$$



รูปที่ 2-16 กฎการวิบัติของ Mohr และ Coulomb

หลักการของกำลังเฉือนของดินเป็นหลักสำคัญที่ต้องศึกษา เพื่อใช้ในการหาความสามารถของดินต่อการต้านทานน้ำหนักที่มากกระทำในรูปแบบต่างๆ และเป็นพื้นฐานสำคัญในการออกแบบทางด้านวิศวกรรมปฐพี เช่นการออกแบบฐานราก (Foundation design) การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด (Slope stability) การออกแบบโครงสร้างรับแรงด้านข้าง (Lateral earth pressure) เป็นต้น

การตอบสนองของดินต่อแรงเฉือน (Response of soils to shearing forces) การตอบสนองของดิน หมายถึง พฤติกรรมการต้านทานต่อแรงเฉือนภายนอกที่กระทำต่อมวลดินทั้งในแง่แรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ดังรูปที่ รูปที่ 2-16 ซึ่งจะกล่าวถึงพฤติกรรมของดิน 2 ประเภท คือ

- ดินประเภทไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion less soil) หมายถึงดินที่มีแรงยึดเกาะภายในระหว่างอนุภาคมีความอ่อนแอมากเมื่อเทียบกับแรงเชิงกลที่กระทำระหว่างอนุภาคดินส่วนมาก และดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กลุ่มนี้มักจะเป็นดินที่มีอนุภาคขนาดใหญ่ ตัวอย่างของดินประเภทนี้เช่น ทราย (S) กรวด (G) เป็นต้น

- ดินประเภทที่แรงยึดเหนี่ยว (Cohesive soil) หมายถึงดินที่แรงยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาคแข็งแรงมาก โดยเป็นผลจากพันธะทางเคมี เช่น ทรายแป้ง (M) ดินเหนียว (C) เป็นต้น

เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้แรงเฉือนอย่างง่าย (Simple shear) พบว่าการเสียรูปของดินอาจจะเกิดได้ 2 แบบ คือแบบยุบตัว (Compression) และการขยายตัว (Expansion) ซึ่งเรียกรูปแบบการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินดังกล่าวว่าการเปลี่ยนแปลงแบบที่ 1 และการเปลี่ยนแปลงแบบที่ 2 โดยดินที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเมื่อรับแรงกระทำจะมีลักษณะเด่นบางประการมีดังนี้

การเปลี่ยนแปลงแบบที่ 1 เป็นการเปลี่ยนแปลงของ พวดินทรายหลวม (Loose sand) หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidated, NC clay) ถึงสภาพอัดแน่นกว่าปกติเล็กน้อย (Lightly overconsolidated, LOC clay) $OCR \leq 2$

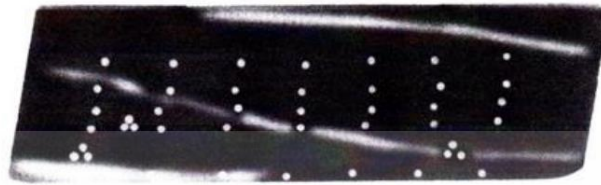
- ความเค้นเฉือนจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นที่รู้จักกันดีของพฤติกรรม การเพิ่มความแข็งด้วยความเครียด (Strain hardening) โดยความเค้นเฉือนเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเกือบมีค่าคงที่ซึ่งอาจจะถือว่าเข้าสู่สถานะวิกฤตที่เรียกว่า ความเค้นสถานะวิกฤต (Critical state shear stress, τ_{cs})
- การอัดตัวจะทำให้ดินมีความหนาแน่นเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเข้าใกล้สภาพที่อัตราส่วนช่องว่างคงตัวหรือที่เรียกว่า เข้าสู่อัตราส่วนโพรงวิกฤต (Critical void ratio, e_{cs})

การเปลี่ยนแปลงแบบที่ 2 เป็นการเปลี่ยนแปลงของ พวดินทรายแน่น (Dense sand) และดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (Heavily overconsolidated, HOC clay) หรือมีค่า $OCR > 2$

- ความเค้นเฉือนจะค่อย ๆ เพิ่มอย่างรวดเร็วไปจนกระทั่งถึงจุดสูงสุด (Peak shear stress, τ_n) ตำแหน่งที่ความเครียดเฉือนมีค่าต่ำกว่า (เมื่อเปรียบเทียบกับ การเปลี่ยนแปลงแบบที่ 1) และจากนั้นความเค้นเฉือนจะลดลงแบบพฤติกรรมอ่อนตัวด้วยความเครียด (Strain softening) จนเข้าใกล้ถึงความเค้นเฉือนวิกฤต τ_{cs} โดยที่การตอบสนองแบบนี้ โดยทั่วไปแล้วเกิดจากการวิบัติเฉพาะที่ (localization) หรืออาจจะเรียกว่าแถบเฉือน (Shear bands) ดังแสดงในรูปที่ 2-17

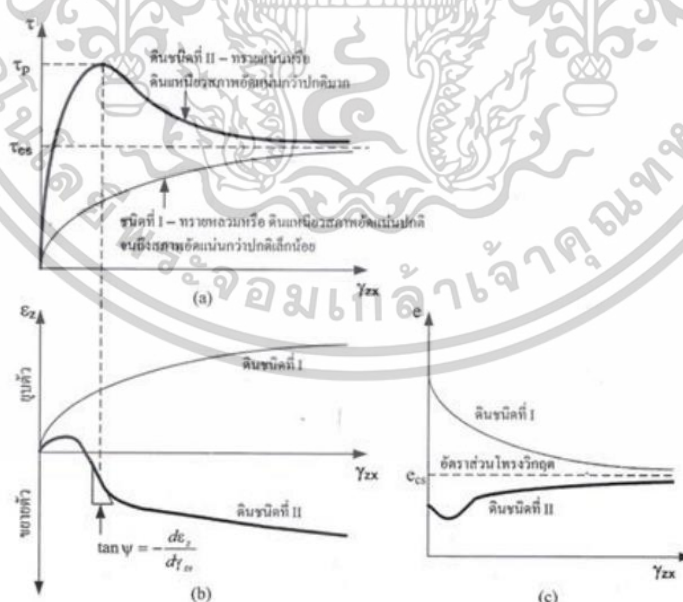
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- เกิดการอัดตัวในช่วงแรกซึ่งเป็นผลจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน แต่ต่อมาจะขยายตัวขึ้นอย่างรวดเร็วและส่งผลให้ดินเริ่มหลวมขึ้นจนกระทั่งเข้าสู่อัตราส่วนโพรงวิกฤต e_{cs} เช่นเดียวกับการเปลี่ยนแปลงแบบที่ 1



รูปที่ 2-17 ภาพ Radiograph แสดงแถบเฉือนที่เกิดขึ้นในดินทรายละเอียดแน่น จุดสีขาวแสดงตำแหน่งตะกั่วที่ใช้ในการตามการเคลื่อนที่ภายใน ส่วนเส้นสีขาวแสดงแถบเฉือน

พฤติกรรมตอบสนองของการเปลี่ยนแปลงทั้ง 2 แบบต่อแรงเฉือนอาจสามารถพิจารณารูปที่ 2-18 แสดงกราฟความสัมพันธ์ที่สำคัญของดินในสภาวะที่ความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) มีค่าคงตัวและมีการเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือนในอัตราคงที่รูปที่ 2-18(a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเฉือน (τ) กับความเครียดเฉือน (ϵ_{zx}) รูปที่ 2-18(b) แสดงความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain, ϵ_z) กับความเครียดเฉือน และในรูปที่ 2-18(c) แสดงอัตราส่วนโพรง (Void ratio, e) เทียบกับความเครียดเฉือน



รูปที่ 2-18 การตอบสนองของดินต่อแรงเฉือน (Response of soils to shearing forces)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

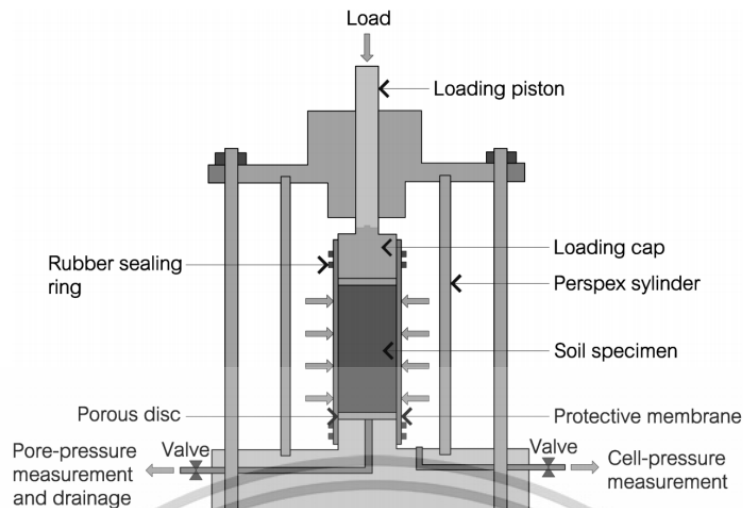
สภาพอิลาสติกในปฐพีกลศาสตร์ (elasticity in soil mechanics)

พฤติกรรมอิลาสติกคือพฤติกรรมคืนสภาพสมบูรณ์แบบ (recoverable) ของดินภายหลังการลดแรง (unload) โดยความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดิน คือสมบัติอิลาสติก (elastic property) หรืออีลาสติกโมดูลัส (elastic modulus) อย่างไรก็ตามค่าสตีเฟนหรือโมดูลัสของดินจะขึ้นกับหลายปัจจัยเช่น ระดับ ความเค้น (stress level) อัตราส่วนโพรง (e) ประวัติความเค้น (stress history) หรืออัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (OCR) เป็นต้น โดยมีผลงานวิจัยหลายชิ้นได้นำเสนอผลการทดสอบแบบต่าง ๆ เพื่อหาค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด (maximum shear modulus, G_{max}) หรือค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มต้น (initial shear modulus, G_0)

การทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test)

การทดสอบแรงอัดสามแกน เป็นวิธีทดสอบเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินที่นิยมมากในห้องปฏิบัติการเพราะสามารถปรับสภาพของดินให้ใกล้เคียงกับดินในธรรมชาติเหมาะสำหรับการทดสอบดินเหนียว โดยมีวิธีการกลึงดินให้เป็นรูปทรงกระบอก โดยให้มีอัตราส่วนของความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 2 เท่า แล้วหุ้มด้วยพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นและกั้นน้ำในกล่องทรงกระบอกซึมเข้าไปในตัวอย่างขณะทำการทดสอบ ที่ปลายทั้ง 2 ข้างจะมีหินพรุน (Porous stone) เพื่อให้ น้ำในมวลดินมีโอกาสระบายออก และเพื่อให้สามารถวัดความดันของน้ำได้ด้วย จากนั้นนำไปวางลงในกล่องทรงกระบอกใส เติมน้ำพร้อมอัดความดันเข้าไปด้วย เพื่อให้ดินตัวอย่างที่จะทดสอบอยู่ในสภาวะที่ใกล้เคียงกับธรรมชาติดังแสดงในรูปที่ 2-19 แสดงเครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งการทดสอบจะมี 2 กรณี คือที่แรงแนวแกนมากกว่าแรงโอบรัดหรือ $\sigma_a = \sigma_1 > \sigma_r = \sigma_3$ จะเป็นการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) แต่ในทางตรงข้ามถ้าแรงโอบรัดมากกว่าแรงแนวแกน $\sigma_a = \sigma_1 < \sigma_r = \sigma_3$ จะเป็นการทดสอบแรงดึงสามแกน (Triaxial extension test)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-19 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial apparatus)

การทดสอบแรงอัดสามแกนจะอยู่ภายใต้เงื่อนไขดังนี้

- ค่าความเค้นในแนวรัศมี (σ_3) จะคงที่และความเค้นในแนวแกน (σ_1) จะเพิ่มขึ้น
- ความเค้นในแนวแกน (σ_1) จะคงที่และค่าความเค้นในแนวรัศมี (σ_3) ลดลง
- ความเค้นหลักเฉลี่ย (Mean principal stress) จะคงที่และค่าแรงในแนวแกน (σ_1) ลดลง

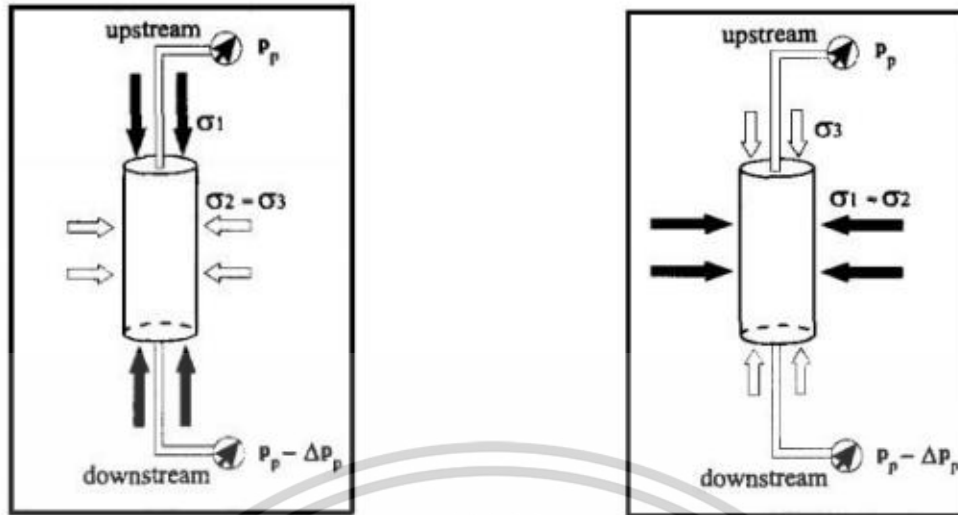
สำหรับการระบายน้ำของการทดสอบแรงอัดสามแกน σ_1 จะเท่ากับค่าความเค้นหลัก และ σ_3 จะเท่ากับค่าความเค้นรอง และ σ_2 จะเท่ากับค่าความเค้นกลาง สำหรับการทดสอบอยู่ภายใต้ 3 ข้อที่กล่าวมาข้างต้นค่าความเค้นหลักเฉลี่ยมาจาก $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 / 3$ เป็นค่าคงที่และ $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = j = \sigma_1 + 2\sigma_3$ เป็นค่าคงที่โดยให้ σ_1 เพิ่มขึ้น และ σ_3 ลดลง

การทดสอบแรงดึงสามแกนจะอยู่ภายใต้เงื่อนไขดังนี้

- ค่าความเค้นในแนวรัศมี (σ_3) จะคงที่และความเค้นในแนวแกน (σ_1) จะลดลง
- ความเค้นในแนวแกน (σ_1) จะคงที่และค่าความเค้นในแนวรัศมี (σ_3) เพิ่มขึ้น
- ความเค้นหลักเฉลี่ยจะคงที่และค่าแรงในแนวแกน (σ_1) เพิ่มขึ้น

สำหรับการระบายน้ำของการทดสอบแรงดึงสามแกน σ_1 จะเท่ากับค่าความเค้นประสิทธิผลหลัก σ_1' และ σ_3 จะเท่ากับค่าความเค้นประสิทธิผลรอง σ_3' และ σ_2' จะเท่ากับค่าความเค้นประสิทธิผลกลางนั่นเอง โดยรูปที่ 2-20 แสดงการทดสอบแรงอัดสามแกนและแรงดึงสามแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-20 แสดงการทดสอบแรงอัดสามแกนและแรงดึงสามแกน

ขั้นตอนการทดสอบแรงอัดสามแกนแบ่งออกเป็นสองขั้นตอน คือ ขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation stage) และขั้นตอนการเฉือน (Shearing stage) ดังนั้นวิธีการทดสอบแรงอัดสามแกนสามารถแบ่งตามเงื่อนไขการทดสอบในแต่ละขั้นตอน ดังแสดงในตารางที่ 2-4

ชนิดการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test)	ขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation stage)	ขั้นตอนการเฉือน (Shearing stage)
แบบไม่อัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ (Unconsolidated undrained test, UU)	ไม่ทำ	ไม่ระบายน้ำ (Undrained)
แบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ (Consolidated undrained test, CU)	แบบเท่ากันทุกทิศทุกทาง (Isotropic)	ไม่ระบายน้ำ (Undrained)
แบบอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำ (Consolidated drained test, CD)	แบบเท่ากันทุกทิศทุกทาง (Isotropic)	ระบายน้ำ (Drained)

ตารางที่ 2-4 การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมาตรฐาน (Standard triaxial compression test)

1. ขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation stage) เป็นขั้นตอนการจำลองสถานะความเค้นประสิทธิผลให้เหมือนกับในสนาม โดยทำการเพิ่มแรงดันเซลล์ ($\Delta\sigma_c$) ทีละขั้น (Step by step) และในแต่ละขั้นต้องรอให้กระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้น นั่นคือแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure, Δu) ลดลงจนเข้าใกล้ศูนย์ เพื่อให้ความเค้นประสิทธิผลเท่ากับแรงดันเซลล์ $\Delta\sigma_c = \Delta\sigma'$
- เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กระบวนการอัดตัวคายนํ้าแบบใช้แรงดันทุกทิศทุกทางเรียกว่าการอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทุกทาง (Isotropic consolidation) อาจจะมีเงื่อนไขการอัดตัวคายนํ้าแบบอื่นได้ เช่นเงื่อนไขปราศจากความเครียดด้านข้าง (No lateral strain) หรือเป็นที่รู้จักกันในชื่อเงื่อนไข K_0 (K_0 - Consolidation) เป็นต้น

ขั้นตอนนี้ต้องระวังให้ตัวอย่างอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยนํ้า (Saturated) โดยอาจจะต้องทำการเปิกแรงดันหลัง (Back pressure, u_b) เข้าช่วยในการไล่ฟองอากาศที่แทรกตัวระหว่างดินออกให้หมด เทคนิคการตรวจสอบการอิ่มตัวด้วยนํ้าของดินได้แนะนำไว้โดย อลัน บิชอปและเฮนเกล (Bishop and Henkel, 1962) ว่าทำการตรวจสอบค่าพารามิเตอร์แรงดันนํ้าสเคมตัน B (B - check) ว่ามีค่าเข้าใกล้ 1 หรือประมาณ 0.98 นั่นคือ 1

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_c \rightarrow 1 \quad (2-7)$$

- ขั้นตอนการเฉือน (shearing stage) เป็นการให้แรงในแนวแกนจนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ มีทั้งแบบควบคุมแรง (load control) โดยทำการควบคุมลูกสูบให้แรง (loading piston) หรือควบคุมการเคลื่อนที่ (displacement control) จากการควบคุมมอเตอร์ที่ใช้ขับเคลื่อนที่ขึ้นลงของแท่นฐาน เป็นต้น

ในทศวรรษที่ 18 วิศวกรชาวฝรั่งเศสชื่อคูลอมบ์ (Coulomb) ได้คิดความสัมพันธ์ ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับหน่วยแรงตั้งฉากกับผิวสัมผัสที่ระนาบใด ๆ ของมวลดินในรูปสมการเส้นตรงแสดงขอบเขตการพิบัติของมวลดินเรียกว่าสมการมอร์คูลอมบ์ซึ่งใช้หาค่าแรงเฉือนของดินที่จุดวิบัติ

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (2-8)$$

เมื่อ τ = หน่วยแรงเฉือนรวมหรือค่ากำลังเฉือนของดิน

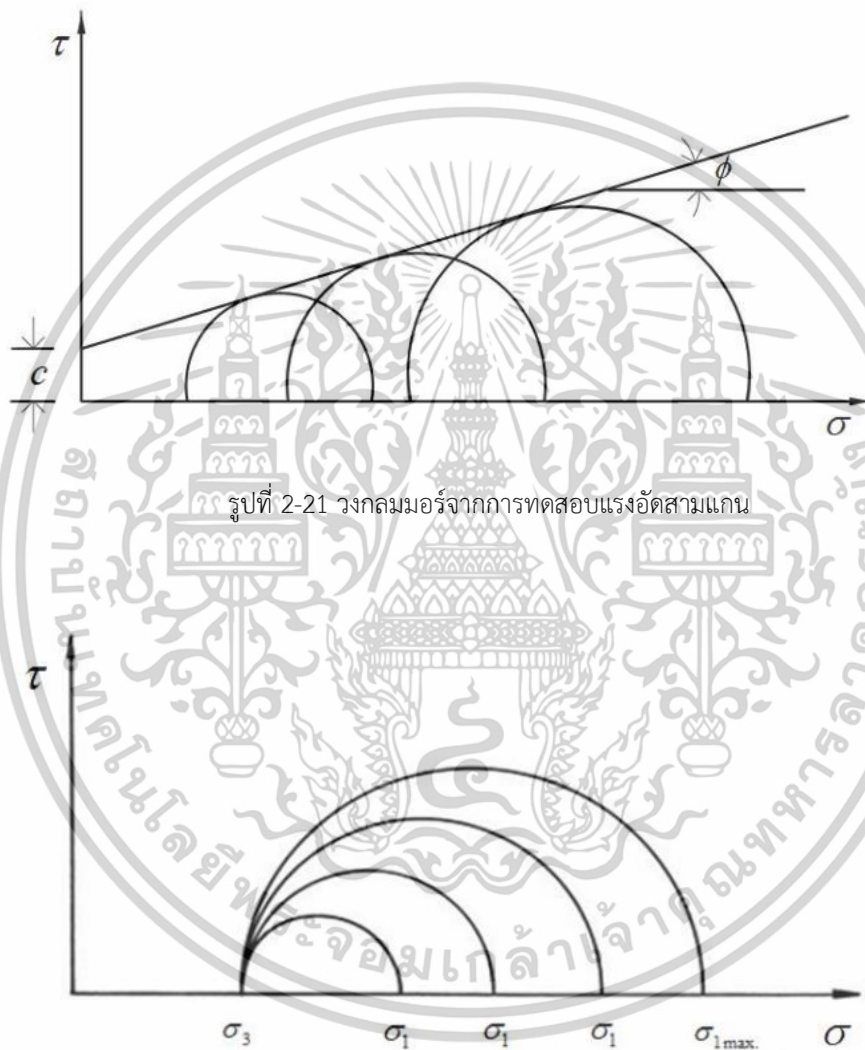
σ = หน่วยแรงตั้งฉากรวมบนระนาบ

c = การยึดเกาะกัน

ϕ = มุมเสียดทานภายใน

มุมของระนาบแรงเฉือน (Shear plane) ที่ดินวิบัติตามทฤษฎีค่า σ_1 และ σ_3 สามารถทดสอบได้ด้วยวิธีแรงอัด 3 แกน โดยกำหนดค่าและกดตัวอย่างให้วิบัติด้วยและทำการทดสอบที่ค่าต่าง ๆ กันเมื่อพิจารณาสภาพของความดันในขณะที่เกิดการเคลื่อนพังจะเห็นว่าความดัน หรือแรงดันทั้งหมดเป็นความเค้นหลัก เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(principal stresses) โดยค่าความเค้นที่มีค่ามากเรียกว่าความเค้นหลัก (major principal stress, σ_1) และค่าความเค้นที่น้อยกว่าเรียกว่า ความเค้นรอง (minor principal stress, σ_3) เมื่อนำค่าทั้งสองมาพล็อตเป็น กราฟวงกลมมอร์ (Mohr's diagram) และลากเส้นสัมผัสวงกลมมอร์ จะสามารถหาค่าแรงยึดเหนี่ยว (c) และค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ) ได้ดังแสดงในรูปที่ 2-21 ส่วนรูปที่ 2-22 แสดงวงกลมมอร์จากการทดสอบแรงอัดสามแกน 3 ตัวอย่าง



รูปที่ 2-22 วงกลมมอร์จากการทดสอบแรงอัดสามแกน 3 ตัวอย่าง

จากผลการทดสอบแรงอัดสามแกนความสัมพันธ์แรงเฉือน τ และแรงอัด σ ด้วยการเขียนวงกลมมอร์ จะไม่สามารถสื่อความถึงประวัติของดินได้ ดังนั้นแลมบ์และวิชแมน จึงได้เสนอวิธีแสดงผลการทดสอบแรงอัด 3 แกนในรูปแบบวิถีความเค้น (Stress path)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิถีความเค้น (Stress path) คือเส้นทางที่แสดงการเปลี่ยนแปลง ของหน่วยแรงในมวลดินแสดงได้ด้วย เส้นของลูกศรที่ลากผ่านจุดยอดของวงกลมมอร์ริในสภาพความเค้นรวม (Total stress) ที่ทำการทดสอบ $\Delta\sigma_3 = 0$ (คงที่) $\Delta\sigma_3 > 0$ สามารถพิสูจน์ได้ว่าทำมุม 45 องศา กับแกนนอน เพื่อความสะดวกจึงตั้งแกนขึ้นมาใหม่ โดยที่

$$\text{แกน } y : \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2-9)$$

$$\text{แกน } x : \quad p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (2-10)$$

ในสภาพประสิทธิผล (Effective stress) ที่มีการวัดความดันน้ำ (Pore pressure, u) เมื่อ

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u \\ \sigma'_1 &= \sigma_1 - u \\ q' &= q = \sigma_1 - \sigma_3 \end{aligned} \quad (2-11)$$

$$p' = p = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2-12)$$

จากคุณสมบัติของดินเหนียวที่สภาพอัดแน่นปกติ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน (u) มีค่าสูงหรืออาจเป็นบวก ดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติค่าแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าต่ำหรืออาจเป็นลบเมื่อเขียนกราฟจากผลการ ทดสอบแรงอัดสามแกน เส้นทางเดินวิถีความเค้นแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมของดินเหนียวสภาพ อัดแน่นปกติ และดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติจะแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดเจน ดังแสดงในรูปที่ 2-23 ซึ่งแสดงการ เปรียบเทียบระหว่างวงกลมมอร์ริกับวิถีความเค้น จากการเฉลี่ยจากผลการทดสอบแรงอัดสามแกน 2 - 4 ตัวอย่างเมื่อนำไปใช้จึงต้องทำการแปลงค่าดังสมการต่อไปนี้

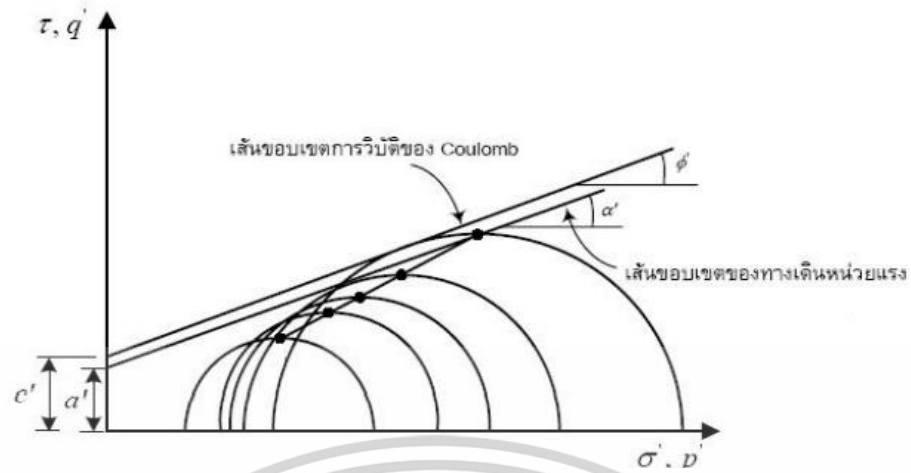
$$\phi' = \sin^{-1} \tan \alpha' \quad (2-13)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \alpha'} \quad (2-14)$$

โดยที่ α' = ค่ามุมลาดประสิทธิผล

a' = ค่าตัดแกนตั้งประสิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-23 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างวงกลมมอร์กับวิถีความเค้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.13 Hardening Soil Model in PLAXIS

Hardening Soil Model ในโปรแกรม PLAXIS เริ่มต้นถูกนำมาใช้สำหรับการต่อยอดโมเดล Mohr Coulomb (Nordal, 1999) โดยโมเดล HSM ถูกพัฒนาภายใต้ทฤษฎีของความเป็นพลาสติก ภายในโมเดลผลรวมความเครียดถูกคำนวณจากความเค้นที่มาจากความแข็ง ซึ่งมาจากความแตกต่างของการให้แรง ถอนแรง/ให้แรงซ้ำ โดย HSM จะจำลองในแบบ Isotropic ซึ่งขึ้นกับ Plastic shear และ Volumetric strain

Schanz et al. (1999) และ Brinkgreve (2002) ได้ขยายรายละเอียดการคำนวณของ HSM ซึ่งส่วนสำคัญจะถูกอธิบายในนี้ โดยรายการพารามิเตอร์จะแสดงในตารางที่ 2-5

Parameter	Description	Parameter evaluation
ϕ'	Internal friction angle	Slope of failure line from MC failure criterion
c'	Cohesion	y-intercept of failure line from MC failure criterion
R_f	Failure ratio	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$
ψ	Dilatancy angle	Function of ϵ_a and ϵ_v
E_{50}^{ref}	Reference secant stiffness from drained triaxial test	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{50})$ space
E_{oed}^{ref}	Reference tangent stiffness for oedometer primary loading	y-intercept in $\log(\sigma_1/p^{ref})$ - $\log(E_{oed})$ space
E_{ur}^{ref}	Reference unloading/reloading stiffness	y-intercept in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{ur})$ space
m	Exponential power	Slope of trend-line in $\log(\sigma_3/p^{ref})$ - $\log(E_{50})$ space
ν_{ur}	Unloading/reloading Poisson's ratio	0.2 (default setting)
K_o^{nc}	Coefficient of earth pressure at rest (NC state)	$1 - \sin\phi'$ (default setting)

โดย HSM จะต่างจาก Mohr Coulomb Model ที่ ความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียด จะถูกอธิบายด้วย โค้งพาราโบลา ที่ถูกนิยามโดย Kondner (1963) โดยสำหรับการทดสอบแบบไตรแอกเซียลแบบคายน้ำ จะใช้การคำนวณดังนี้

$$\epsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}, \text{ for } q < q_f \quad (2-15)$$

โดย ϵ_1 คือความเครียดตามแกน

q คือความเค้นเบี่ยงเบน (Deviatoric stress)

q_f คือความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด (Ultimate deviatoric stress)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$q_f = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \quad (2-16)$$

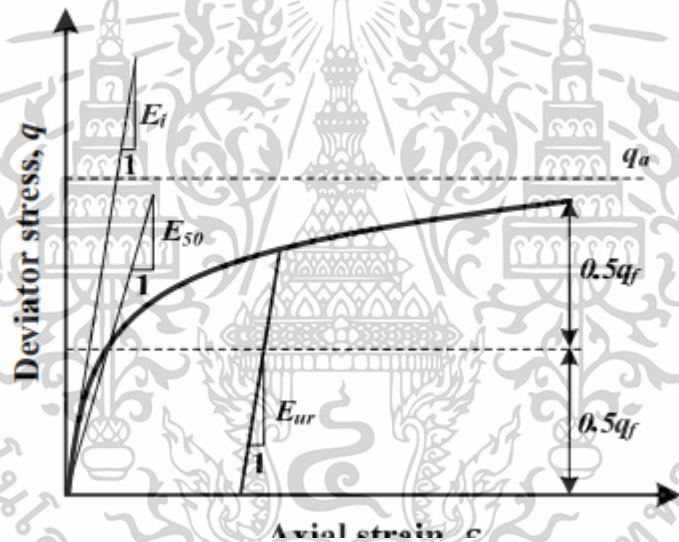
$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2-17)$$

โดย q_f คือความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่จุดพิบัติ (Ultimate deviatoric stress at failure) ที่ได้จาก Mohr Coulomb

q_a คือค่าเส้นสัมผัสกำลังเฉือน

R_f คือสัดส่วนความเสียหาย (Failure ratio)

ซึ่งสัดส่วนความเสียหาย (Failure ratio) (R_f) ในโปรแกรม PLAXIS จะถูกตั้งค่าเริ่มต้นไว้ที่ 0.9 โดยจะแสดงความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียดที่แรงกดหลักในรูปแบบไฮเพอโบลิกจะถูกแสดงในรูปที่ 2-24



รูปที่ 2-24 Hyperbolic stress-strain relationship in primary loading for a standard drained triaxial test

(Schanz et al., 1999)

E_{50} คือสติเฟเนสโมดูลัสที่มาจากแรงดันโดยรอบของโหนดในแกนหลัก E_{50} ถูกใช้แทนค่าโมดูลัสเริ่มต้น E_0 ในช่วงของความเครียดต่ำ ซึ่งได้สามารถคำนวณดังนี้

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' - p^{ref} \sin \phi'} \right) \quad (2-18)$$

โดย E_{50}^{ref} คือสติเฟเนสโมดูลัสอ้างอิงที่สอดคล้องกับค่าความเค้นอ้างอิง p^{ref} ซึ่งในการตั้งค่าเริ่มต้นในโปรแกรม PLAXIS จะถูกตั้งไว้ที่ 100 kN/m^2 ซึ่งความแข็งแรงที่แท้จริงนั้นผลมาจากความเค้นประสิทธิภาพรอง เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตามแกนหลัก σ'_3 ซึ่งเป็นแรงดันประสิทธิผลโดยรอบในการทดสอบไตรแอกเซียล โดยในโปรแกรม PLAXIS σ'_3 จะเป็นความดันที่ติดลบ ซึ่งปริมาณความเค้นจะถูกกำหนดโดยกำลัง m เพื่อจำลองลอการิทึมของความเค้นจากการสำรวจพบว่าดินเหนียวอ่อนควรมีค่า m ที่ 1 และจากการศึกษาของ Soos Von (2001) รายงานว่าช่วงของ m อยู่ที่ 0.5 ถึง 1 ในดินที่แตกต่างกัน ซึ่งสำหรับดินเหนียวอยู่ที่ 0.9 ถึง 1

โดยสตีเฟนส์โมดูลัสสำหรับการถอนแรงและให้แรงซ้ำสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 2-19

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' - p^{ref} \sin \phi'} \right) \quad (2-19)$$

โดย E_{ur}^{ref} คือโมดูลัสอ้างอิงสำหรับการถอนแรงและให้แรงซ้ำที่สอดคล้องกับแรงดันอ้างอิง p^{ref} (การตั้งค่าเริ่มต้นในโปรแกรม PLAXIS จะถูกตั้งไว้ที่ 100 kN/m²) สำหรับกรณีใช้งาน PLAXIS จะตั้งค่าเริ่มต้น E_{ur}^{ref} ค่าเท่ากับ $3E_{50}^{ref}$

ฟังก์ชันขอบเขตความแข็งเฉือน (f_s) ใน HSM กำหนดโดยสมการ (2-20)

$$f_s = \bar{f} - \gamma^p \quad (2-20)$$

$$\bar{f} = \frac{q_a}{E_{50}} \left\{ \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_3)} \right\} - \frac{2(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{E_{ur}} \quad (2-21)$$

โดย σ'_1, σ'_3 คือความเค้นประสิทธิผลหลักและรอง

E_{50} คือ 50% ของซีแคนท์สตีเฟนส์โมดูลัส

γ^p คือความเครียดเฉือนพลาสติก ซึ่งสามารถประมาณได้เท่ากับ

$$\gamma^p \approx \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (2-22)$$

โดย $\varepsilon_1^p, \varepsilon_2^p, \varepsilon_3^p$ คือความเครียดพลาสติก

ε_v^p คือความเครียดพลาสติกเชิงปริมาตร

โมดูลัสโอโดมิเตอร์อ้างอิง (E_{oed}^{ref}) สามารถคำนวณได้จากสมการ (2-23)

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' - p^{ref} \sin \phi'} \right) \quad (2-23)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จุดยอดของฟังก์ชันขอบเขตความแข็งแรงคำนวณได้ดังสมการที่ (2-24)

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (2-24)$$

โดย α คือพารามิเตอร์องค์ประกอบเสริมโมเดลที่สัมพันธ์กับ K_0^{nc}

p, \tilde{q} สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$p = \frac{-(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (2-25)$$

$$\tilde{q}^2 = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \sigma_3 \quad (2-26)$$

$$\delta = \frac{(3 + \sin \phi')}{(3 - \sin \phi')} \quad (2-27)$$

ในกรณีของการทดสอบไตรแอกเซียลแบบกดอัด \tilde{q} จะถูกลดลงเป็น $\tilde{q} = -\delta(\sigma_1 - \sigma_3)$

จุดยอดของความเครียดเชิงปริมาตร (ε_v^{pc}) สามารถอธิบายได้ดังสมการ (2-28)

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2-28)$$

$$\alpha = K_0^{nc} \quad (\text{ค่าเริ่มต้น } K_0^{nc} = 1 - \sin \phi') \quad (2-29)$$

$$\beta = E_{oed}^{ref} \quad (\text{ค่าเริ่มต้น } E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}) \quad (2-30)$$

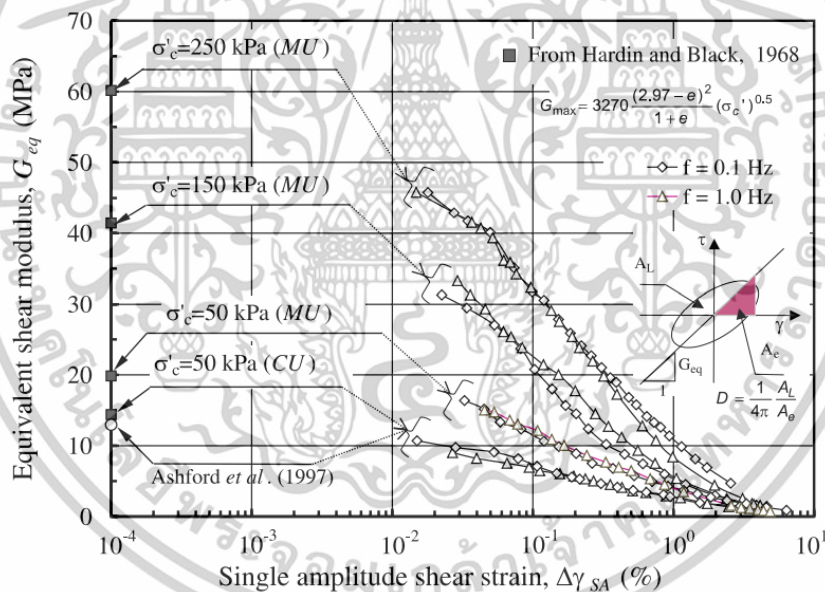
โดย ε_v^{pc} คือ จุดยอดของความเครียดเชิงปริมาตรซึ่งเป็นตัวแทนของความเครียดพลาสติกเชิงปริมาตรในการอัดแรงที่เท่ากันทุกแกน

2.14 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สุพจน์, พิพัฒน์และปนิธาน (2002) โมดูลัสของแรงเฉือนและอัตราส่วนการหน่วงของดินเหนียวกรุงเทพฯ (Shear modulus and damping of soft Bangkok clays)

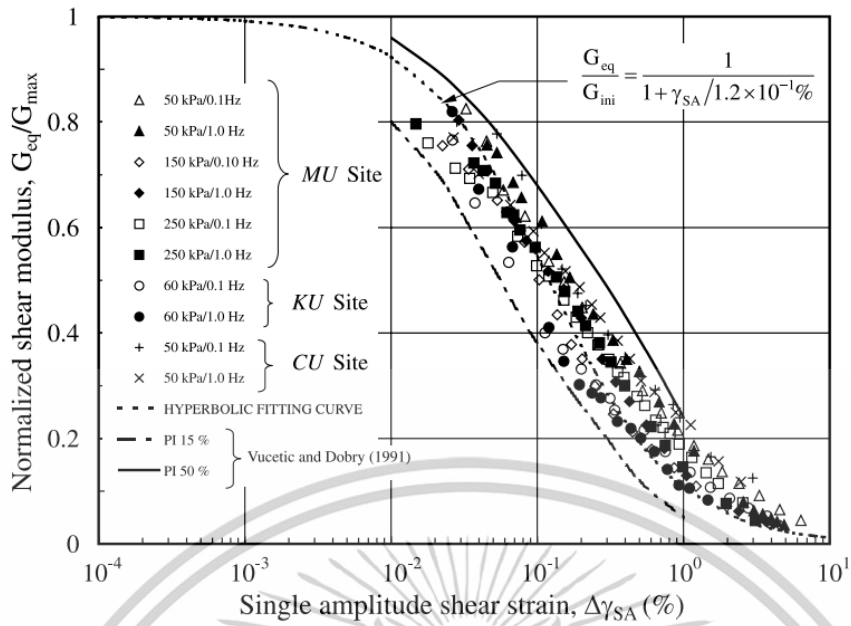
สุพจน์, พิพัฒน์และปนิธาน ได้ทำการศึกษาค่าโมดูลัสของแรงเฉือนและอัตราส่วนการหน่วงของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยศึกษาที่ผลของการให้ความถี่ของการให้น้ำหนัก ความดันในการเริ่มการอัดตัวคายน้ำ ค่าแอมพลิจูดขนาดเล็กของประวัติความเค้นแบบวัฏจักร ที่แตกต่างกัน โดยศึกษาดินเหนียวกรุงเทพฯ จาก 3 แหล่ง ได้แก่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ด้วยการทดสอบ Cyclic triaxial test

โดยเริ่มต้นจากการเตรียมตัวอย่าง ที่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 mm สูง 70 mm แล้วทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ (B-value > 95%) แล้วอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation 24 ชั่วโมง ก่อนการเริ่มเฉือน แบบ Cyclic

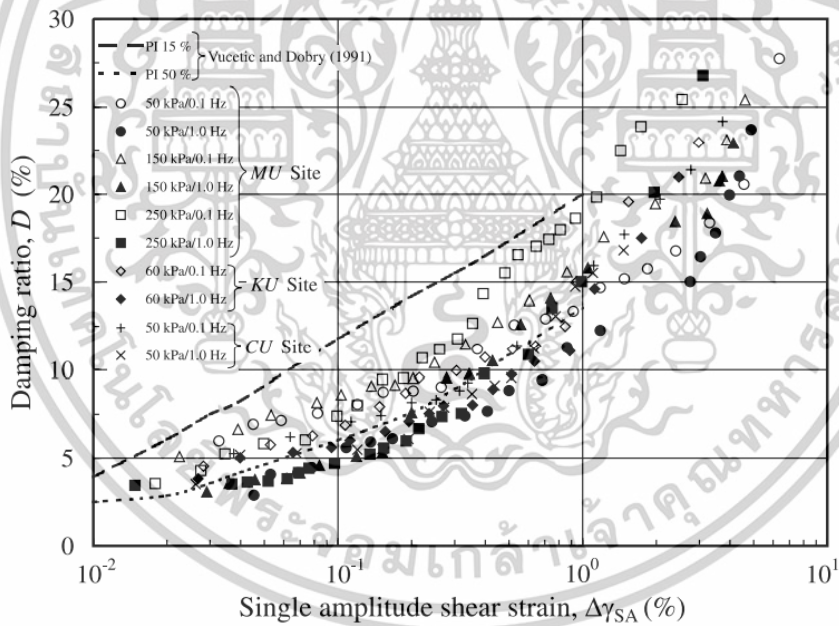


รูปที่ 2-25 Degradation curves of the equivalent shear modulus.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

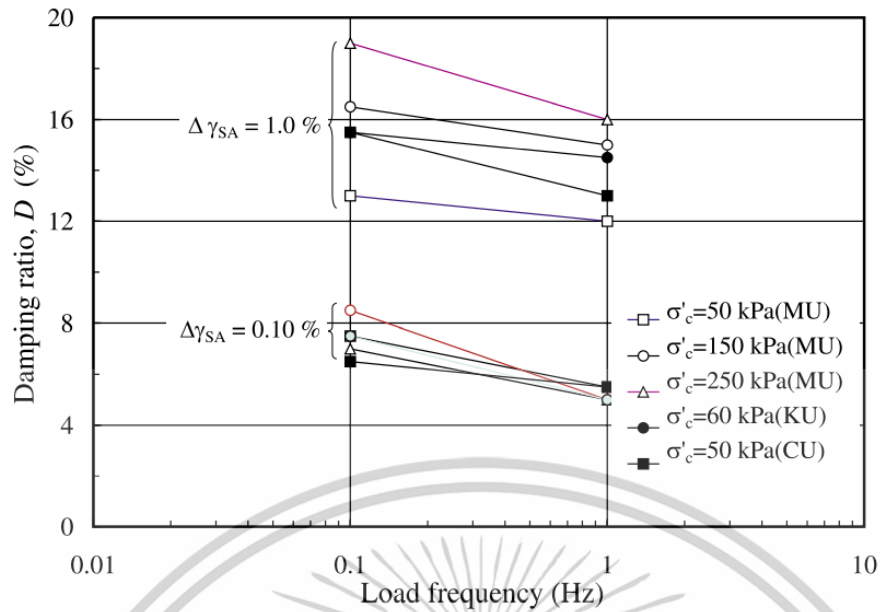


รูปที่ 2-26 Normalized shear modulus degradation curves.



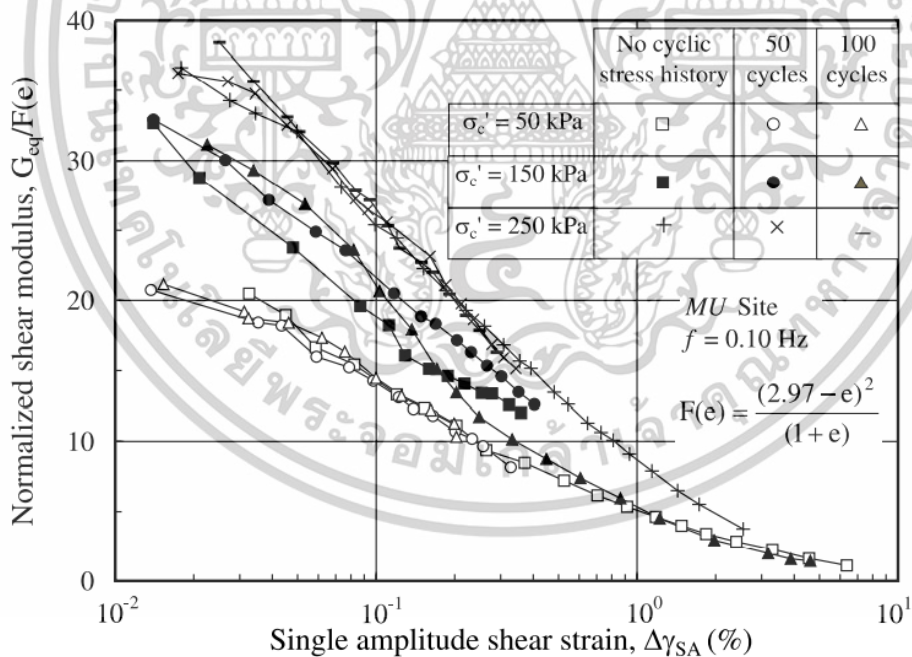
รูปที่ 2-27 Relationships between the damping ratios and shear strain.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



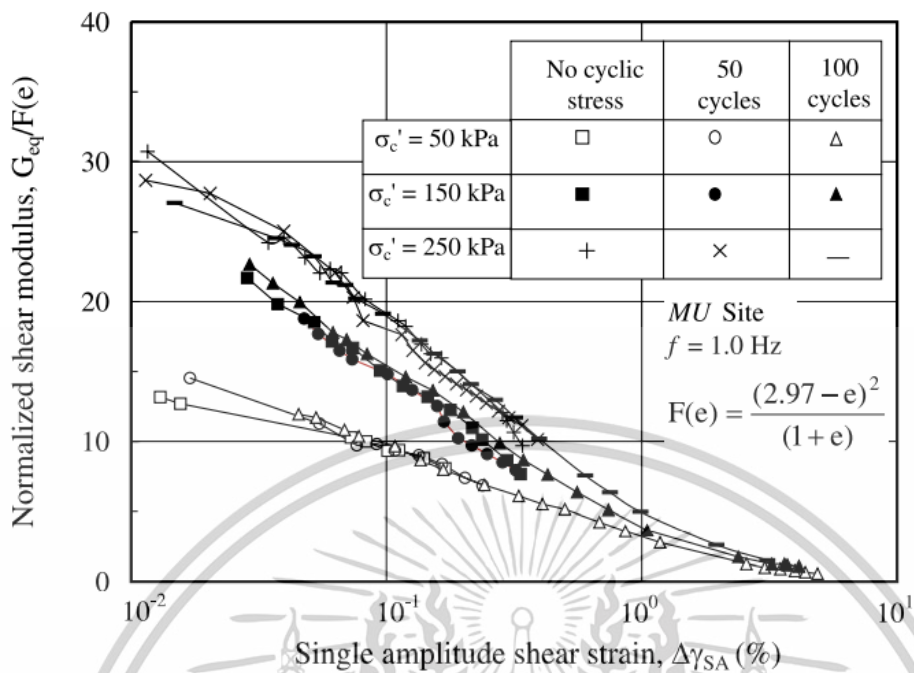
รูปที่ 2-28 The effects of load frequency and initial confining stress on the damping ratio.

ผลของค่า confining stress เริ่มต้นต่อ damping ratio พบว่าที่ $\Delta\gamma_{SA} = 1\%$ ค่า damping ratio จะเพิ่มขึ้นแปรผันตามกับค่า confining stress เริ่มต้น

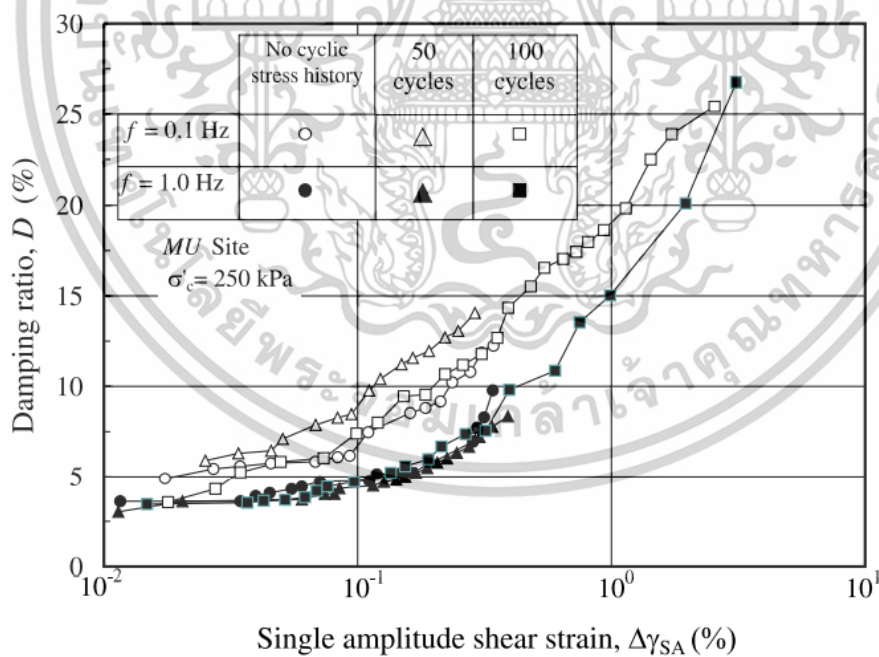


รูปที่ 2-29 Normalized shear modulus $G_{eq}/F(e)$ obtained from samples with and without cyclic stress history ($f = 0.1 \text{ Hz}$).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-30 Normalized shear modulus $G_{eq}/F(e)$ obtained from samples with and without cyclic stress history ($f = 1.0 \text{ Hz}$).



รูปที่ 2-31 The effect of cyclic stress history on damping ratios.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการศึกษาผลของการรับ cyclic stress history ต่อ Normalized shear modulus และ damping ratio พบว่า cyclic stress history ไม่ได้มีผลอย่างมีนัยสำคัญแต่อย่างใด

จากการศึกษาโดยรวมพบว่า equivalent shear modulus ไม่ได้รับผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญจากความถี่การให้น้ำหนัก ($f = 0.1$ and 1.0 Hz) หรือผลจาก small amplitude cyclic stress history แต่อย่างไรก็ตาม damping ratio มีแนวโน้มที่จะมีค่าลดลงจากผลของความถี่การให้น้ำหนักที่เพิ่มขึ้น

สุพจน์, พิพัฒน์และปนิธาน (2002) ผลของอัตราความเค้นต่อความแข็งแรงของดินเหนียวอ่อน จากผลการทดสอบให้น้ำหนักแบบวัฏจักร การกดและการดึง ด้วยเครื่องไตรแอกเซียล (Stress rate effect on the stiffness of a soft clay from cyclic, compression, extension triaxial tests)

อัตราการให้ความเค้นเป็นหนึ่งสิ่งที่มีผลต่อพฤติกรรมของดิน จึงได้ทำการทดลองผลจากอัตราความเค้นต่อ secant Young's modulus ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยศึกษาจากผลการทดสอบไตรแอกเซียล แบบไม่คายน้ำ ในรูปแบบการให้น้ำหนัก 3 แบบ ได้แก่ น้ำหนักแบบวัฏจักร การกดและการดึง

โดยทดสอบที่การอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation ที่ 50 , 100 kPa และเงื่อนไขตัวอย่างแบบไม่คายด้วยอัตราการเค้นที่แตกกตามกัสดังตาราง

Test no.	Type of loading	Rate of loading* (kPa/min.)	$(\sigma_c)_{m\ddagger}$ (kPa)	B-value (%)
COM-1	Triaxial Compression	0-5	50	94
COM-2	Triaxial Compression	5-0	50	94
COM-3	Triaxial Compression	50	50	95
COM-4	Triaxial Compression	0-05	100	96
COM-5	Triaxial Compression	0-5	100	96
COM-6	Triaxial Compression	5-0	100	95
COM-7	Triaxial Compression	50	100	94
EXT-1	Triaxial Extension	0-05	50	97
EXT-2	Triaxial Extension	0-5	50	94
EXT-3	Triaxial Extension	0-05	100	96
EXT-4	Triaxial Extension	0-5	100	95
CYC-1	Cyclic triaxial	0-00025 \ddagger	100	95
CYC-2	Cyclic Triaxial	0-1 \ddagger	100	94
CYC-3	Cyclic Triaxial	0-1 \ddagger	50	96

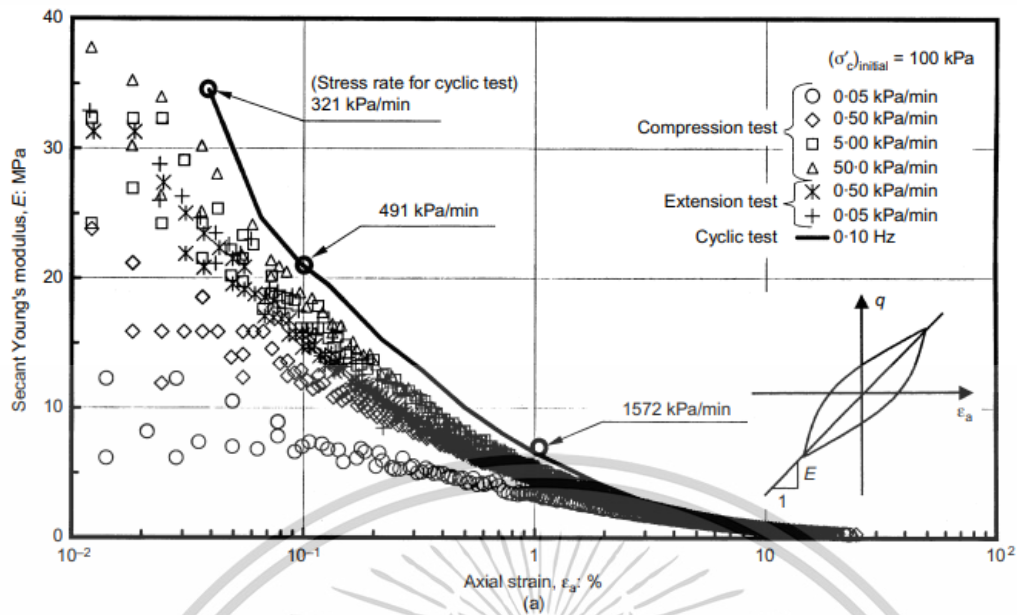
* Defined in term of rate of applied deviator stress, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$.

† Initial consolidation pressure.

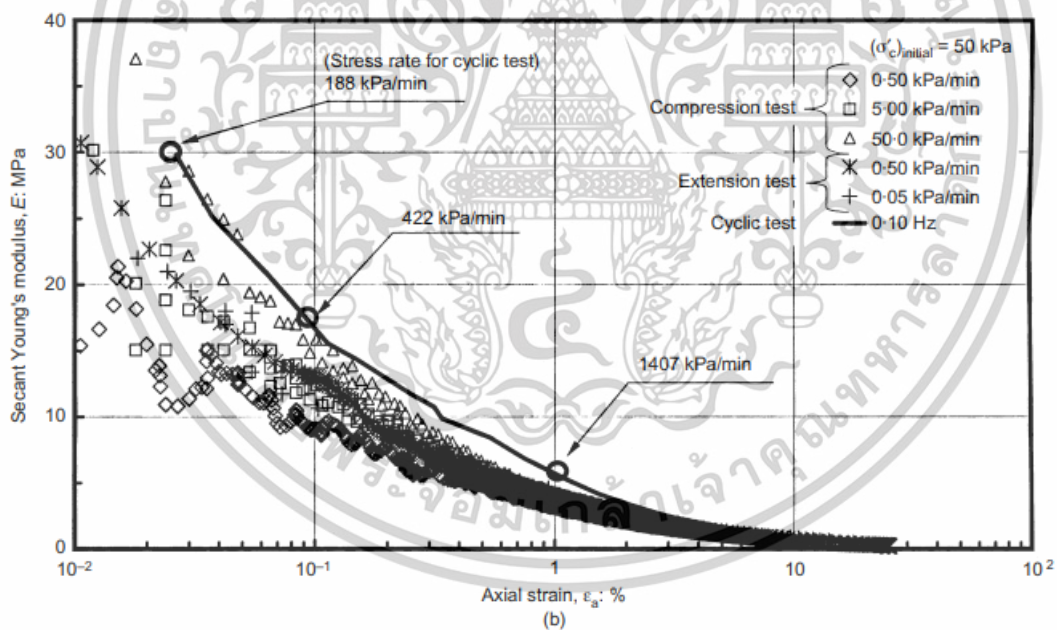
‡ Unit in Hz.

ตารางที่ 2-6 ตารางสรุปวิธีการทดสอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-32 การเปลี่ยนแปลงของ secant Young's modulus ที่ confining stress 100 kPa The effect of cyclic stress history on damping ratios.

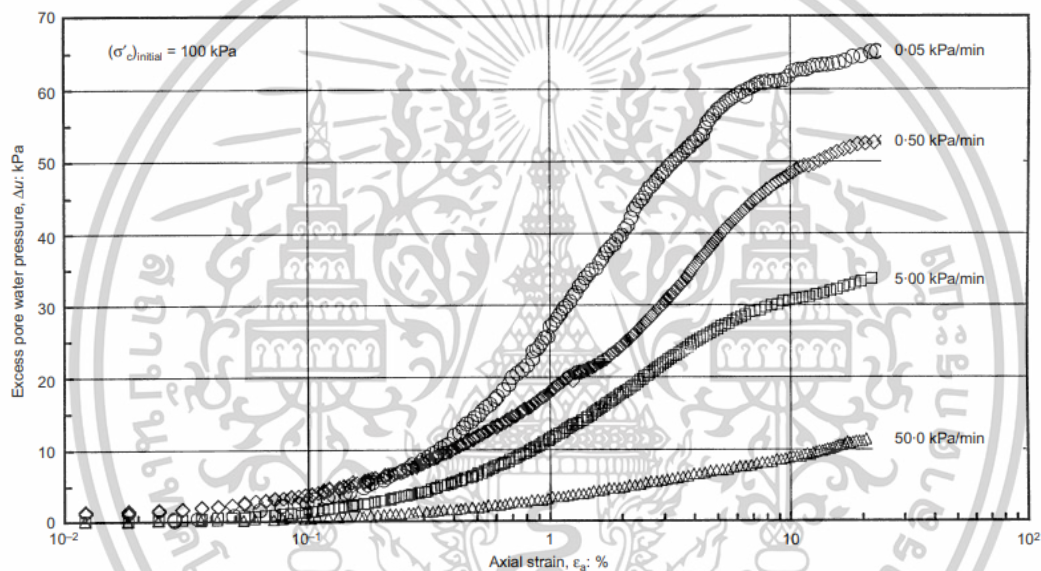


รูปที่ 2-33 การเปลี่ยนแปลงของ secant Young's modulus ที่ confining stress 50 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลการทดลองโดยภาพรวมพบว่าเมื่อมีอัตราการเฉือนที่สูงกว่าส่งผลให้ secant Young's modulus ที่สูงขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงความเครียดปานกลาง ($\epsilon_a \cong 0.02-0.2\%$) ตัวอย่างเช่น ในรูปที่ 2.8 ที่ $\epsilon_a = 0.02\%$ ค่า E มีการผกผันประมาณ 10 MPa (ในการทดสอบแบบกด ที่อัตราการความเค้น 0.05 kPa/min) ถึง ประมาณ 35 kPa (ในการทดสอบแบบวัฏจักร ที่อัตราการความเค้น kPa/min)

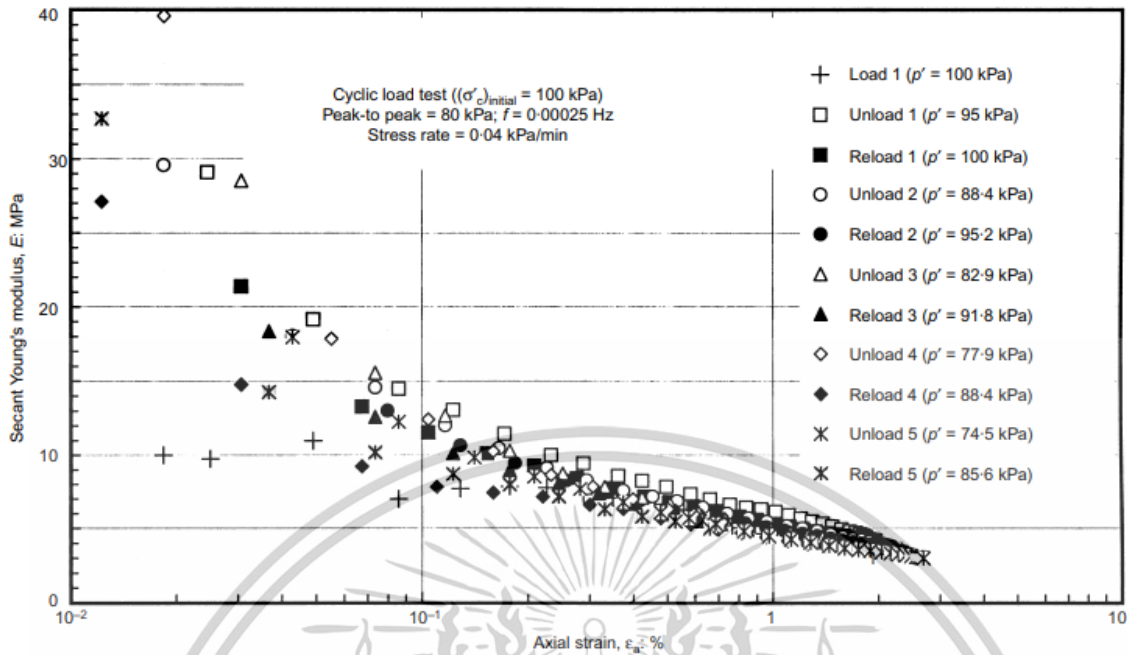
และที่ ความเครียดขนาดใหญ่ ($\epsilon_a > 1\%$) ผลของการทดสอบด้วยการกด (0.05-50 kPa/min) พบว่าค่า E เริ่มไม่มีการเปลี่ยนแปลง และจากผลของการทดสอบแบบวัฏจักร (>1570 kPa/min) พบว่าค่า E เริ่มมีการเปลี่ยนแปลงที่ลดลงแสดงให้เห็นว่า การลดลงของเส้นอัตราลักษณะของ E มีมากกว่าผลของอัตราการเฉือน



รูปที่ 2-33 Development of excess pore water pressure ที่ confining stress 100 kPa

ผลการเปลี่ยนแปลงของ pore water pressure ระหว่างการเฉือนพบว่า ที่ $\epsilon_a \cong 0.02-0.2\%$ นั้นค่าการเพิ่มขึ้นของ pore water pressure ยังคงมีอยู่น้อยมากนั้นแสดงให้เห็นว่าความต่างของค่า E ที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากสาเหตุหลักคืออัตราการให้น้ำหนัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2-34 Secant Young's modulus during load-unload-reload cycles

ผลการศึกษา Secant Young's modulus during load-unload-reload cycles ของการให้น้ำหนักแบบวัฏจักร ที่ความถี่ 0.00025 Hz ประมาณเท่ากับ 0.04 kPa/min พบว่าที่การให้น้ำหนักครั้งแรก ได้ผลคล้ายผลจากการเลื่อนแบบกด ที่อัตราการเลื่อน 0.05 kPa/min เมื่อทำการถอนน้ำหนักครั้งแรกพบว่า ที่ $\epsilon_a \cong 0.02-0.2$ % มีการเพิ่มขึ้นของค่า Secant Young's modulus อย่างเห็นได้ชัด ในช่วงการให้น้ำหนักรอบแรกๆ เส้นโค้ง $E-\epsilon_a$ ไม่ค่อยมีความต่างกันมากนัก แต่ที่การให้น้ำหนักรอบท้ายๆ ที่ตัวอย่างใกล้เคียง พบว่าค่า E ลดลงอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ pore water pressure

ผลของการถอนน้ำหนักต่อ subsequent secant Young's modulus อาจต้านทานผลของอัตราการเลื่อน เนื่องจากเส้นโค้งของความแข็งแรง จะตามการถอนน้ำหนักครั้งแรก เนื่องจากผลของอัตราการเลื่อนถูกรวมไปกับผลจากการให้น้ำหนักแบบวัฏจักร ทำให้ไม่สามารถระบุผลได้อย่างชัดเจน

สรุปผลการศึกษา ค่า Secant Young's modulus ที่ความเครียดขนาดกลาง $\epsilon_a \cong 0.02-0.2$ % จะได้รับผลของอัตราการเลื่อน โดยยิ่งเลื่อนเร็วยิ่งมีค่า Secant Young's modulus สูง และเมื่อความเค้นเริ่มต้นลดลง ค่า Secant Young's modulus ที่ความเครียดขนาดกลางก็ลดลงด้วยเช่นกัน แต่ที่ความเครียดขนาดใหญ่ ค่า Secant Young's modulus จะไม่ได้รับผลจากอัตราการเลื่อนและการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผล โดยการลดลงของค่า E ที่ ความเครียดขนาดใหญ่ เกือบทั้งหมดมาจากความเค้นเริ่มต้นจากการอัดตัวคายนํ้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

วิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 ข้อมูลแหล่งตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบ

ตัวอย่างดินได้รับจากโครงการคลองถนนและอุโมงค์ระบายน้ำ (street canal) จังหวัดนครปฐม ตั้งอยู่บริเวณสันดอน ปากแม่น้ำท่าจีน ทางด้านทิศตะวันออกของจังหวัดสมุทรสาครและนครปฐมติดกับกรุงเทพฯ มีแม่น้ำสายสำคัญ คือ แม่น้ำท่าจีนทางด้านตะวันตก และแม่น้ำเจ้าพระยาทางด้านตะวันออกของพื้นที่โครงการฯ ประกอบด้วย งาน 3 ส่วนหลักและมีรายละเอียดดังนี้

1) งานปรับปรุง/ขุดลอกคลอง ตั้งอยู่ในพื้นที่ อำเภอพุทธมณฑล ตำบลศาลายา จังหวัดนครปฐม โดยแนวโครงการจะมีจุดเริ่มต้นบริเวณปากคลองสามบาทซึ่งรับน้ำจากคลองมหาสวัสดิ์ ไหลไปตามคลองจนบรรจบกับคลองถนนพุทธมณฑลสาย 5 จนถึงคลองฉางและไปสิ้นสุดบริเวณคลองรางเตย

2) งานก่อสร้างอาคารบังคับน้ำตามแนวคลอง ตั้งอยู่ในพื้นที่ อำเภอพุทธมณฑล ตำบลศาลายา จังหวัดนครปฐม จะมีการก่อสร้างประตูระบายน้ำ 3 แห่ง คือ บริเวณปากคลองสามบาท บริเวณฝั่งขวาของถนนพุทธมณฑลสาย 5 ในคลองสามบาทและบริเวณคลองฉาง จะมีการก่อสร้างไซฟอนลอดคลองธรรมชาติอีก 4 แห่ง ท่อระบายน้ำ 1 แห่ง ท่อลอดถนน 1 แห่ง และก่อสร้างอาคารประกอบ (สะพาน) ตามแนวถนนพุทธมณฑลสาย 5

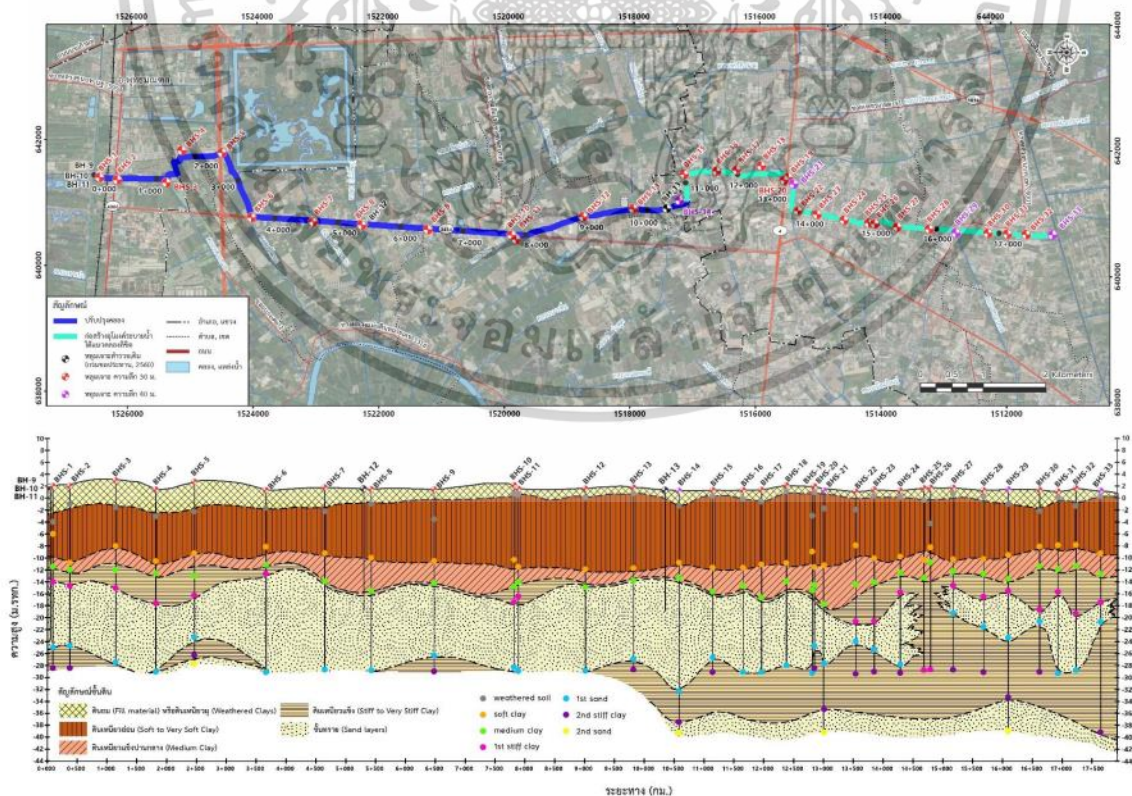
3) งานอุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองแนวลิขิต ตั้งอยู่ในพื้นที่ อำเภอพุทธมณฑล ตำบลศาลายา จังหวัดนครปฐม และมีบางส่วนอยู่ใน เทศบาลนครอ้อมน้อย จังหวัดสมุทรสาคร มีจุดรับน้ำอยู่ที่บริเวณปลายคลองฉางบรรจบกับคลองรางเตย และจุดปล่อยน้ำตั้งอยู่บริเวณคลองภาษีเจริญ

ลักษณะชั้นดินฐานราก (Soil Profile)

ในพื้นที่โครงการ ลักษณะชั้นดินฐานราก (Soil Profile) ในพื้นที่โครงการ แสดงในรูปที่ 3-1 ระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ และความลึกของหลุมเจาะ กำหนดให้มีความเหมาะสมเพียงพอต่อข้อมูลการวิเคราะห์และออกแบบ ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจตั้งอยู่บริเวณตำแหน่งโครงสร้างที่สำคัญ หลุมเจาะสำรวจมีจำนวนทั้งหมด 33 หลุมเจาะ แบ่งออกเป็นหลุมเจาะในงานปรับปรุงขุดลอกคลอง ทั้งหมด 10 หลุมเจาะ งานออกแบบ อุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองแนวลิขิต 1 ทั้งหมด 20 หลุมเจาะ และงานปรับปรุงและออกแบบอาคารบังคับน้ำ ตามแนวคลอง ทั้งหมด 3 หลุมเจาะ ข้อมูลเจาะสำรวจชั้นดินในโครงการจะนำมาแปลผลพารามิเตอร์ของ ชั้นดินสำหรับการออกแบบ ลักษณะโครงสร้างชั้นดินในโครงการแบ่งออกเป็น 8 ชั้น ดังต่อไปนี้

- ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Soil) วางตัวอยู่ด้านบนสุด ความหนาประมาณ 2 ถึง 5 เมตร พบเป็น ชั้นทรายปนทรายแป้ง ดินเหนียว และกรวด (Loose to Medium Dense Silty /Clayey Sand with Gravel)
- เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินเหนียวสีเทา วางตัวถล่มมาจากชั้นดินเหนียว การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ ความหนาประมาณ 7 ถึง 12 เมตร
- ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) หนาประมาณ 1 ถึง 6 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 12 เมตร
- ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (1st Stiff Clay) หนาประมาณ 1 ถึง 5 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 18 เมตร
- ชั้นทรายชั้นแรก (1st Sand) หนาประมาณ 2 ถึง 10 เมตร อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 21 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอและมีชั้นดินเหนียวแข็งแทรกบางช่วง
- ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่สอง (2nd Stiff Clay) หนาประมาณ 1 ถึง 5 เมตร อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 28 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ
- ชั้นทรายชั้นที่สอง (2nd Sand) หนาประมาณ 1 ถึง 5 เมตร หนาไม่สม่ำเสมอ อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 30 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ
- ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) หนาประมาณ 6 ถึง 8 เมตร หนาไม่สม่ำเสมอ อยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดิน 32 เมตร การวางตัวมีความหนาไม่สม่ำเสมอ



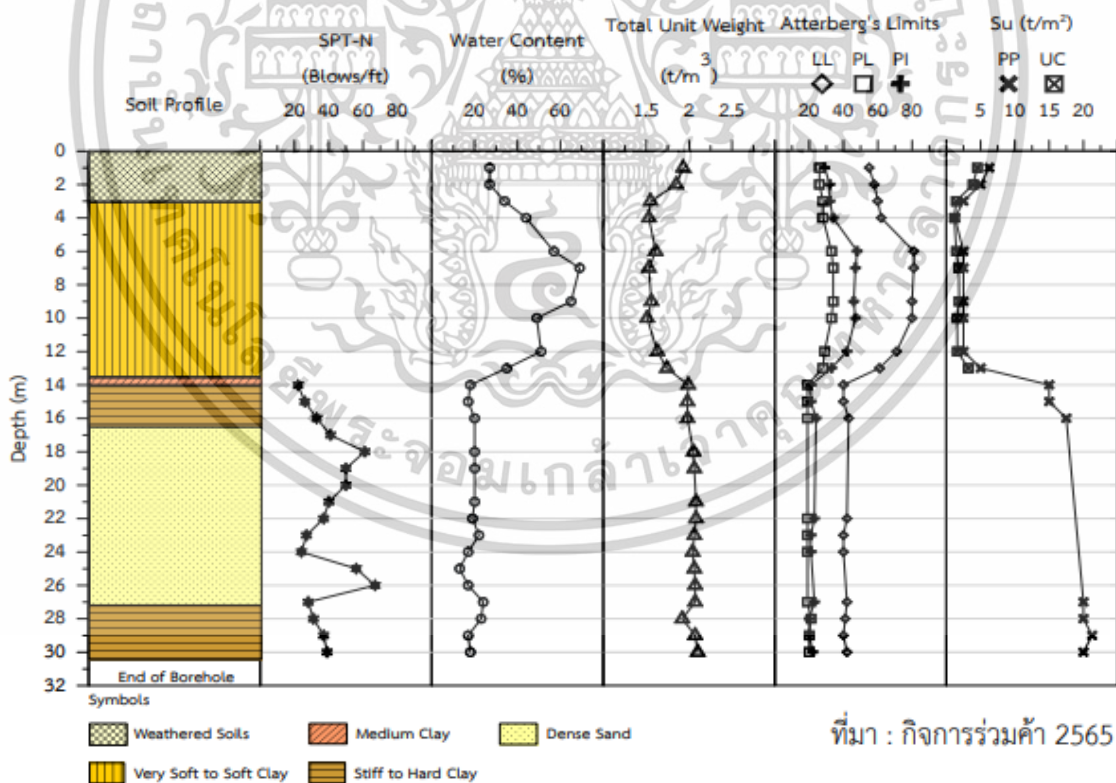
รูปที่ 3-1 ภาคตัดดินตามปรับปรุง/ขุดลอกคลองระบายน้ำและแนวคูเมืองระบายน้ำใต้คลองลัด 1 ช่วง 0+000 ถึง 17+540

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อมูลผลการเจาะสำรวจชั้นดิน

หลุมเจาะสำรวจ BHS-2

หลุมเจาะ BHS-2 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 2.001 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 0+376 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641372 E 1526198 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.20 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกใน ช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้างต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 3 ถึง 13.50 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึกประมาณ 14.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) เป็นชั้นบาง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH ดินมีสีเทา ในช่วงความลึก 14.00 เมตร ถึง 17.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 (The 1st Stiff Clay) จำแนกได้เป็นดินชนิด Fine Sandy Lean Clay (CL) ที่มีรอยต่อ อย่างไม่เนื่องกับชั้นทราย (Sand Layer) ที่ความลึก 17.00 ถึง 27.00 เมตร ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่นชั้นดินปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) พบมีชั้นทรายปนกรวดหนาประมาณ 3.00 เมตร ในช่วงความลึก 22.00 ถึง 25.00 เมตร จำแนกได้เป็นชนิด Poorly Graded Sand (SP-SM) แทรกสลับกับชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) ที่พบในช่วงความลึก 27.00 เมตร จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-2 แสดงดังรูปที่ 3-2

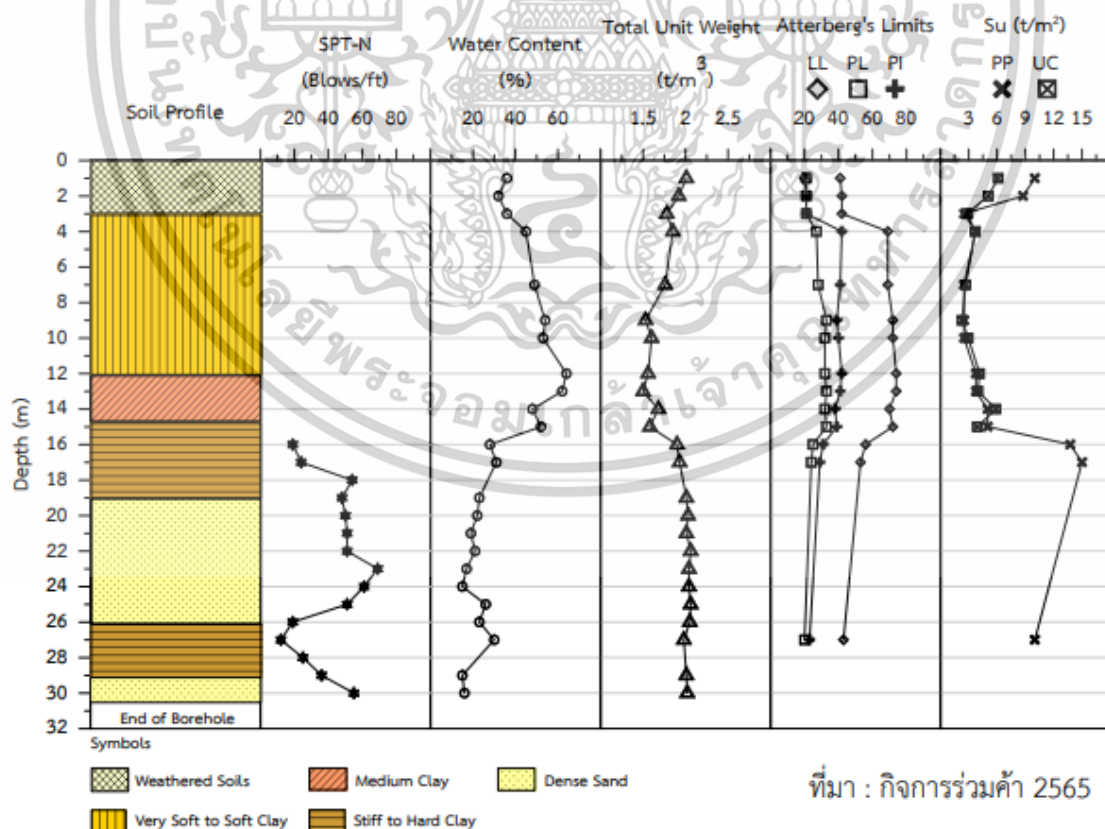


รูปที่ 3-2 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-2 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-5

หลุมเจาะ BHS-5 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 2.746 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 2+462 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641825 E 1524535 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 0.95 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) โดยดินชั้นบน เป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ชั้นถัดไปที่ความลึก 1.00 ถึง 3.00 พบเป็นดินเหนียวปนทรายแน่นสีเทา เข้ม ชนิด CL ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 3.00 ถึง 12.00 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 12.00 ถึง 15.70 เมตร พบ เป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่มีค่าความชื้นสัมพัทธ์ในดินสูงชันจากดินเหนียวอ่อน และมี สถานะพลาสติกสูง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วงความลึก 15.70 เมตร ถึง 19.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 (The 1st Stiff Clay) จำแนกได้เป็นดินชนิด Fat Clay (CH) ที่มี รอยต่ออย่างไม่เนื่องกับชั้นทราย (Sand Layer) ที่ความลึก 19.00 ถึง 26.00 เมตร ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่นชั้นดินปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) โดยที่ความลึก 19.00 ถึง 21.00 เมตร เป็นดินทรายปนกรวดสีน้ำตาล ชนิด SP-SM ถัดไปที่ความลึก 21.00 ถึง 26.00 เมตรเป็นดินทราย แบ่งสีน้ำตาล (Silty Fine Sand) ชนิด SM ในช่วงความลึก 26.00 ถึง 29.00 เมตร เป็นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 (The 2nd Stiff Clay) จำแนกได้เป็นดินชนิด Lean Clay (CL) รองด้วยชั้นดินทรายปนตะกอนทรายสีเทา (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM ในช่วงความลึก 29.00 เมตร จนถึงก้นหลุมเจาะ โดย ข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-5 แสดงดังรูปที่ 3-3

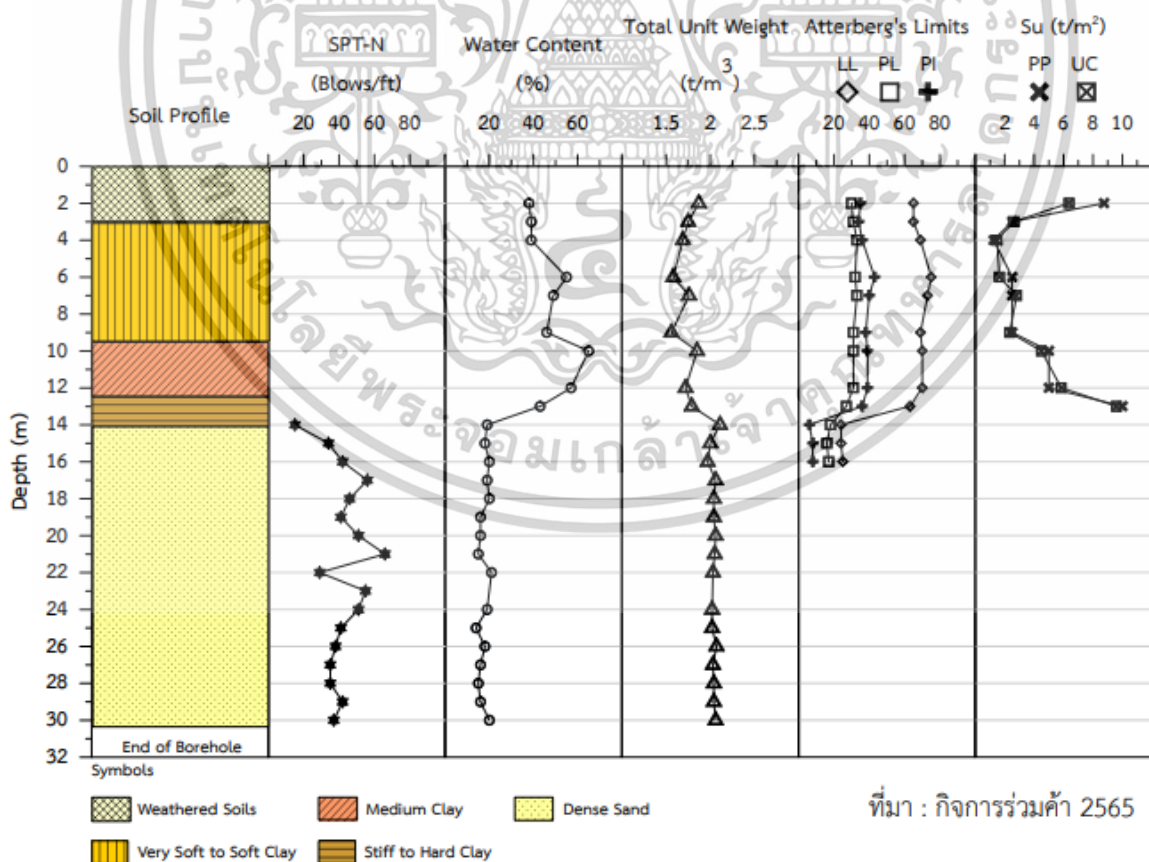


ที่มา : กิจการร่วมค้า 2565

รูปที่ 3-3 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-5 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-6

หลุมเจาะ BHS-6 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.343 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 3+660 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640798 E 1524054 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.00 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) โดยดินชั้นบน เป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ชั้นถัดไปที่ความลึก 1.00 ถึง 3.00 พบเป็นดินเหนียวสีน้ำตาลเทา ชนิด CH ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 3.00 ถึง 9.50 เมตร สามารถจำแนก ได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 9.50 ถึง 12.50 เมตร พบเป็นดิน เหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่มีค่าความชื้นสัมพัทธ์ในดินสูงขึ้นจากดินเหนียวอ่อน และมีสถานะ พลาสติกสูง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วงความลึก 12.50 เมตร ถึง 14.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 (The 1st Stiff Clay) จำแนกได้เป็นดินชนิด Fat Clay (CH) ที่มีรอยต่อ อย่างไม่เนื่องกับชั้นทราย (Sand Layer) ที่ความลึก 14.00 ถึง 30.45 เมตร ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความ แน่นชั้นดินปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) โดยที่ความลึก 14.00 ถึง 16.00 เมตร เป็นดินทรายสีน้ำตาลเทา ชนิด SC-SM ถัดไปที่ความลึก 17.00 ถึง 22.00 เมตร เป็นดินทรายปนกรวด สีน้ำตาลเทา (Sand With Gravel) ชนิด SM ในช่วงความลึก 22.00 ถึง จนถึงก้นหลุมเจาะ เป็นดินทราย ปนตะกอนทรายสีน้ำตาลเทา (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-6 แสดงดังรูปที่ 3-4



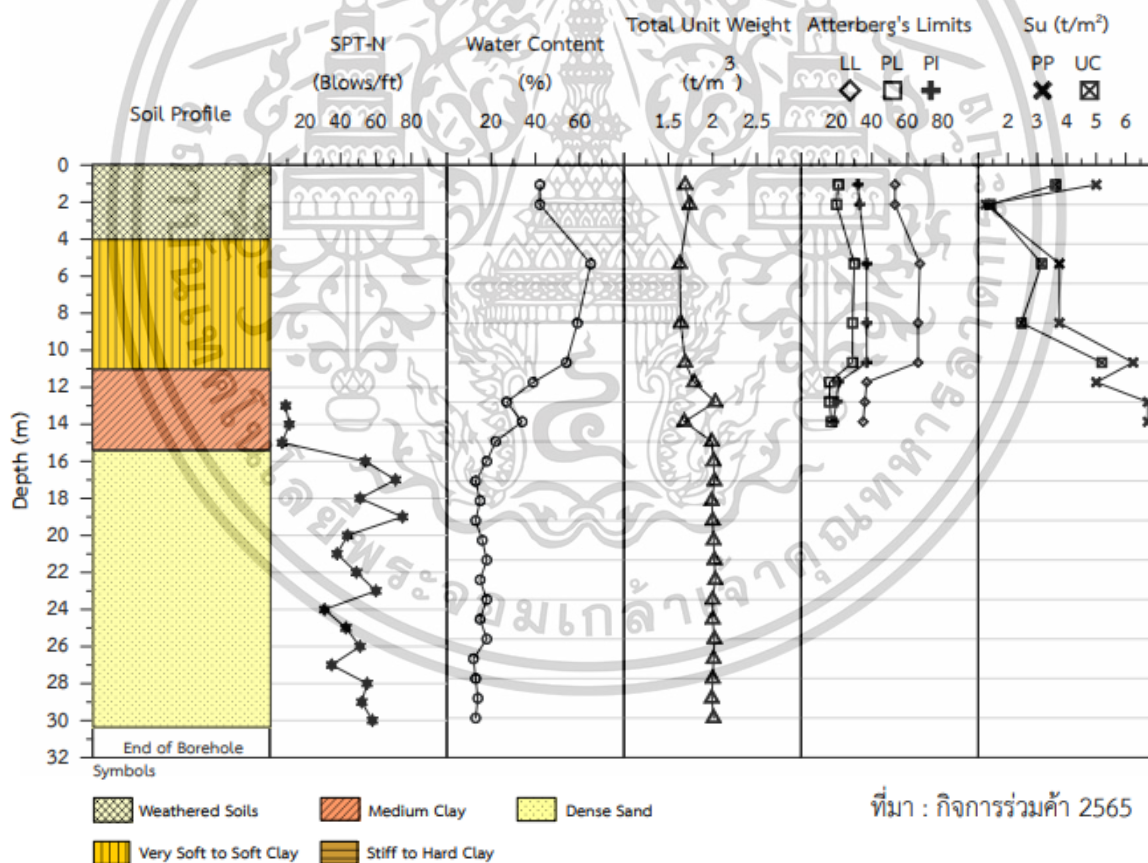
ที่มา : กิจการร่วมค้า 2565

รูปที่ 3-4 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-6 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-7

หลุมเจาะ BHS-7 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.771 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 4+644 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640743 E 1523073 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 0.90 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 4.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) โดยดินชั้นบนเป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ชั้นถัดไปที่ความลึก 4.00 ถึง 11.00 พบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) สามารถ จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) และ Lean Clay (CL) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 11.00 ถึง 15.70 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่มีค่าความชื้นสัมพัทธ์ในดินสูงชันจากดินเหนียวอ่อน และมีสถานะพลาสติกสูง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH, CL, CL/SC ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วง ความลึก 15.70 เมตร ถึง 30.45 เมตร พบเป็นชั้นทราย (Sand Layer) ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่น ชั้นดินปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) โดยที่ความลึก 15.70 ถึง 20.00 เมตร เป็นดิน ทรายสีน้ำตาลเทา ชนิด SM ถัดไปที่ความลึก 20.00 จนถึงก้นหลุมเจาะ เป็นดินทรายปนตะกอนทรายสี น้ำตาลเทา (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-7 แสดงดังรูป ที่ 3-5

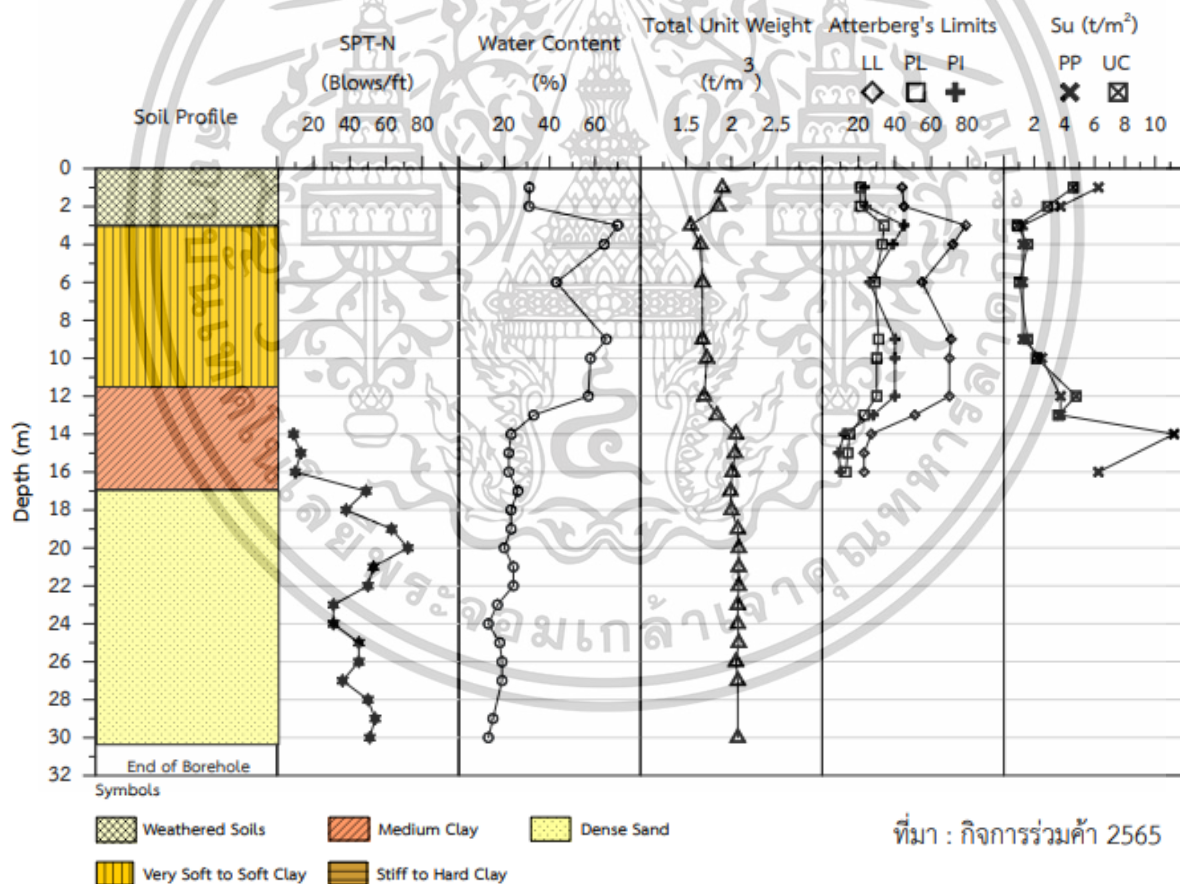


รูปที่ 3-5 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-7 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-8

หลุมเจาะ BHS-8 มีความลึก 30.30 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.511 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 5+424 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640696 E 1522295 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.40 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) โดยดินชั้นบนเป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ชั้นถัดไปที่ความลึก 3.00 ถึง 11.50 พบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) สามารถ จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 11.50 ถึง 17.00 เมตร พบ เป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่มีค่าความชื้นสัมพัทธ์ในดินสูงขึ้นจากดินเหนียวอ่อน และมี สถานะพลาสติกสูง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH, CL ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วงความลึก 17.00 เมตร ถึง 30.30 เมตร พบเป็นชั้นทราย (Sand Layer) ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่นชั้นดินปานกลางถึงแน่น มาก (Medium to Very Dense) โดยที่ความลึก 17.00 ถึง 21.00 เมตร เป็นดินทรายสีน้ำตาล ชนิด SM ถัดไปที่ความลึก 21.00 จนถึงก้นหลุมเจาะ เป็นดินทรายปนตะกอนทรายสีน้ำตาลเทา (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-8 แสดงดังรูปที่ 3-6

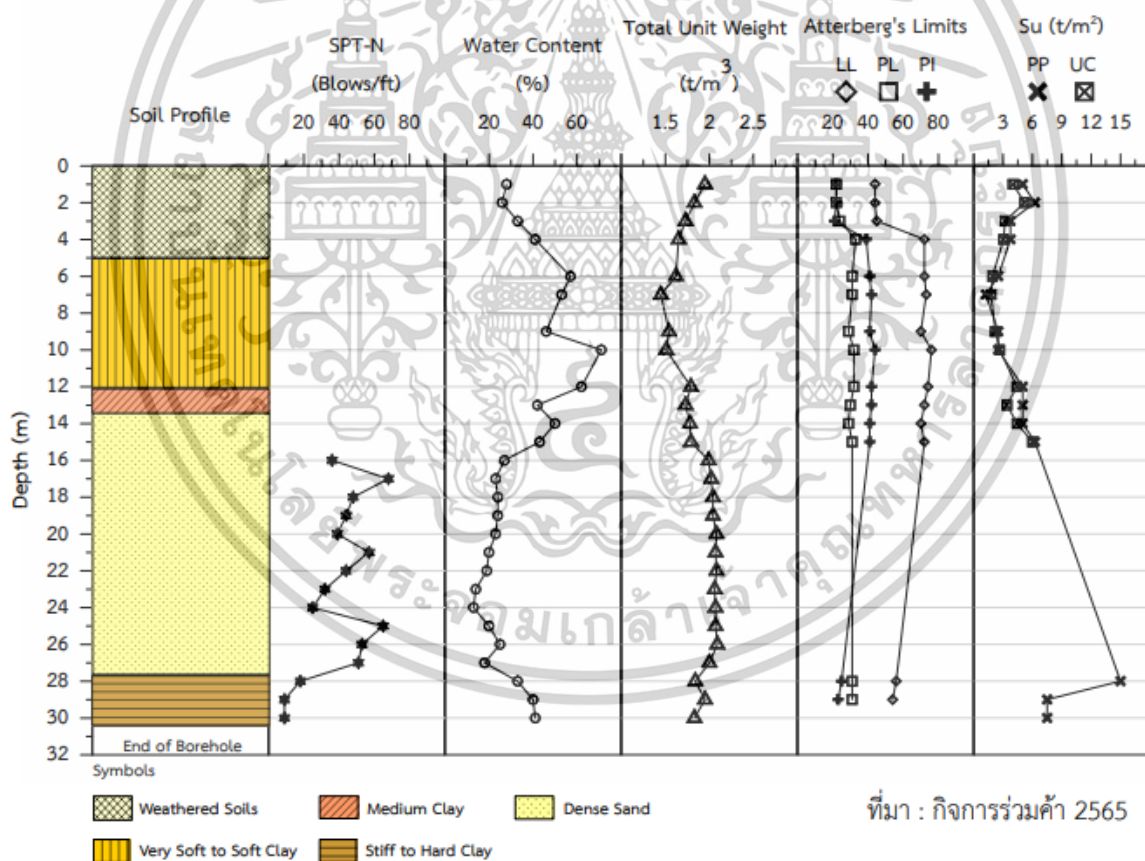


รูปที่ 3-6 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-8 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-9

หลุมเจาะ BHS-9 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.462 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 6+477 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640638 E 1521244 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 0.90 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 5.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง โดยดินชั้นบนเป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ปิดทับ ถัดไปที่ความลึก 5.00 ถึง 12.00 พบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) สามารถจำแนก ได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 12.00 ถึง 15.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่ จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH, CL ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วงความ ลึก 15.00 เมตร ถึง 28.00 เมตร พบเป็นชั้นทราย (Sand Layer) ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่นชั้นดิน ปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) โดยที่ความลึก 15.00 ถึง 21.00 เมตร เป็นดินทรายสี น้ำตาล ชนิด SM ถัดไปที่ความลึก 21.00 ถึง 28.00 เมตร เป็นดินทรายปนตะกอนทรายสีน้ำตาลเทา (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM รองรับด้วยชั้นดินเหนียวแข็งที่ความลึก 28.00 เมตร จนถึงก้นหลุมเจาะ BHS-9 แสดงดังรูปที่ 3-7

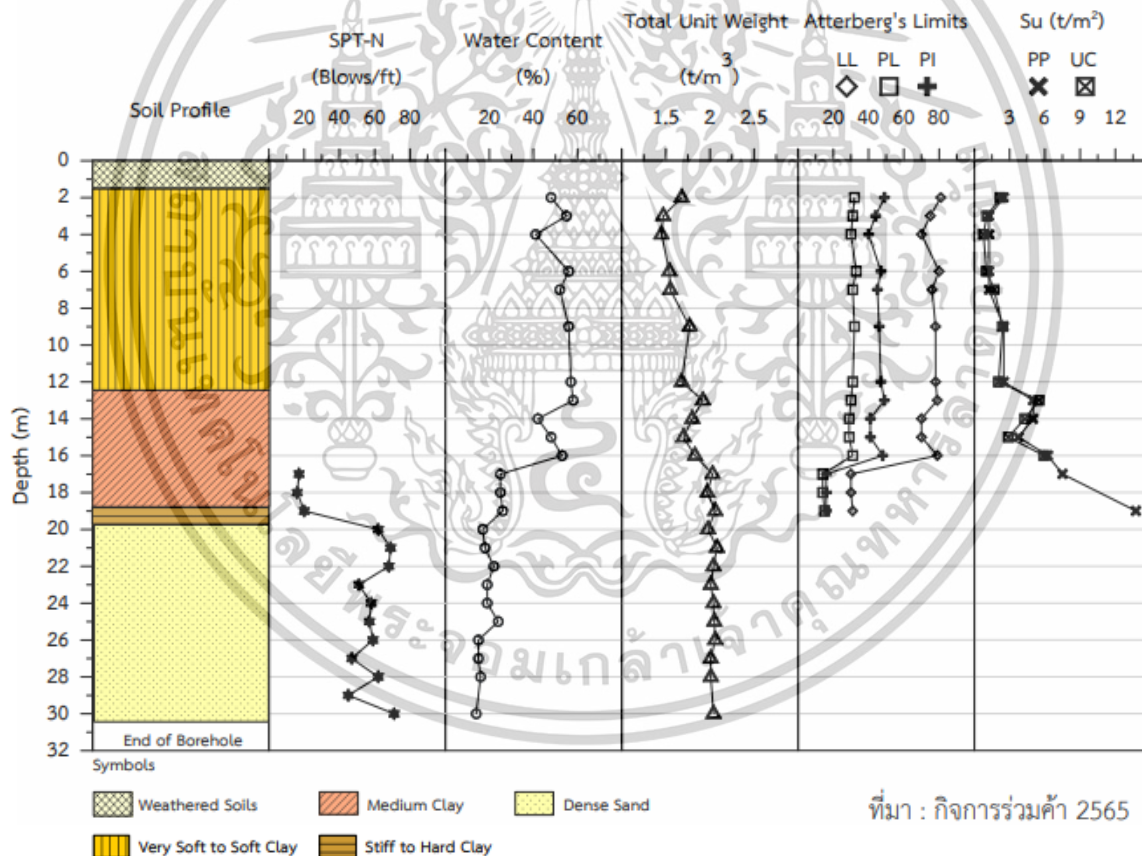


รูปที่ 3-7 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-9 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-10

หลุมเจาะ BHS-10 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 2.184 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 7+813 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 6405263 E 1519910 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.35 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 2.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง โดยดินชั้นบนเป็นดินถม มีความหนา 1.00 เมตร ชั้นถัดไปที่ความลึก 2.00 ถึง 13.00 พบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) สามารถ จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทาเข้ม ถัดมาช่วงความลึก 13.00 ถึง 19.00 เมตร พบ เป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่มีค่าความชื้นสัมพัทธ์ในดินสูงชันจากดินเหนียวอ่อน และมี สถานะพลาสติกสูง จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH, CH/SC ดินมีสีเทาเข้ม ในช่วงความลึก 19.00 เมตร ถึง 30.45 เมตร พบเป็นชั้นทราย (Sand Layer) ที่เป็นชั้นตะกอนอุ้มน้ำ มีความแน่นชั้นดินปานกลางถึงแน่น มาก (Medium to Very Dense) เป็นดินทรายสีน้ำตาล ชนิด SM แทรกสลับกับชนิด SP-SM ถัดไปที่ความ ลึก 24.00 เมตร จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-10 แสดงดังรูปที่ 3-8

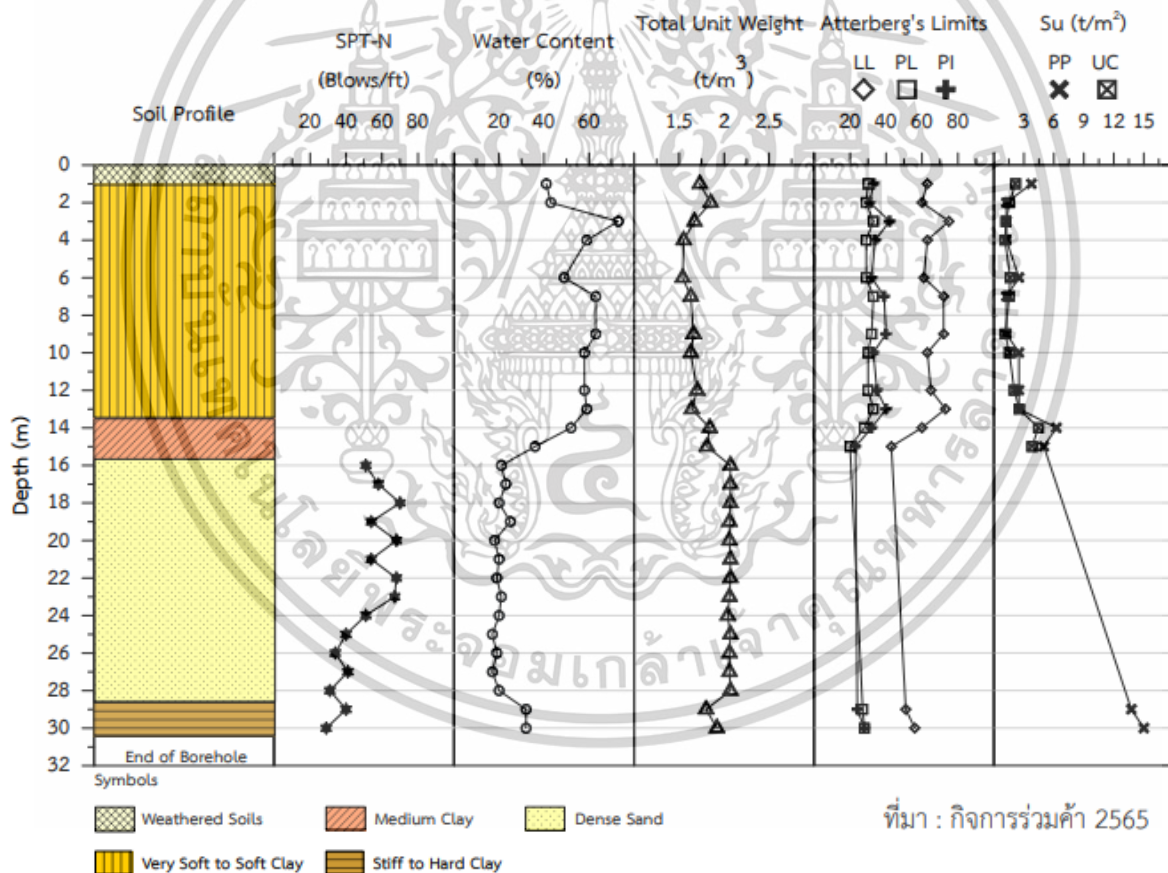


รูปที่ 3-8 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-10 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-13

หลุมเจาะ BHS-13 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.77 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 9+815 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641003 E 1517976 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 0.85 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 1.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้างต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียว อ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 1.00 ถึง 13.50 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึก 13.50 ถึง 15.60 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) แทรกด้วยดินเหนียวปนทราย (Sandy Lean Clay) จำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด CH, CL/SC ดินมีสีเทา ในช่วงความลึก 15.60 เมตร ถึง 22.00 เมตร เป็นดินทรายแป้ง (Silty Fine Sand) ชนิด SM พบเป็น ชั้นดินที่มีความแน่นมาก (Very Dense) ส่วนช่วงความลึก 22.00 เมตร ถึง 28.70 เมตร เป็นชั้นทรายปน กรวด จำแนกได้เป็นชนิด Poorly Graded Sand (SP-SM) วางตัวบนชั้นดินเหนียวแข็งมากสีเทา (Hard Clay) ที่พบในช่วงความลึก 28.70 เมตร จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-13 แสดงดัง รูปที่ 3-9

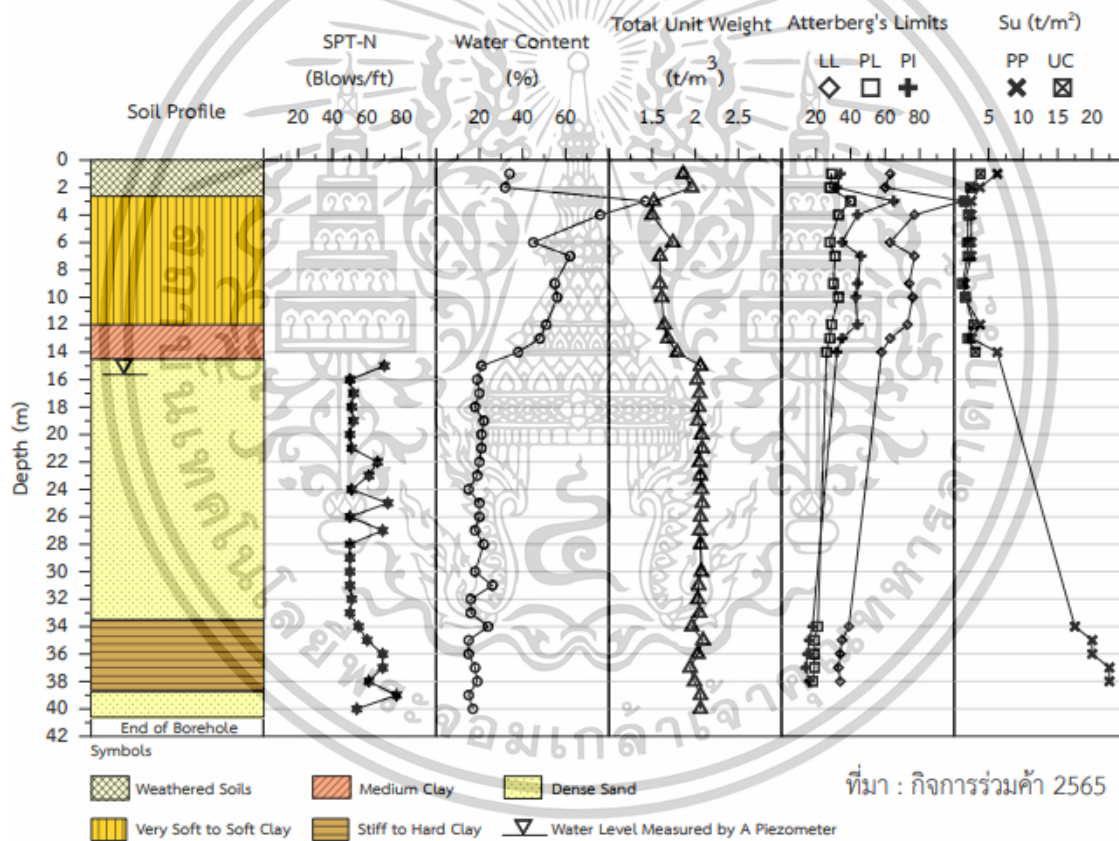


รูปที่ 3-9 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-13 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-14

หลุมเจาะ BHS-14 มีความลึก 40.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.195 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 10+578 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641143 E 1517244 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.15 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 2.50 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้างต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 2.50 ถึง 12.00 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสี เทา ถัดมาช่วงความลึก 12.00 ถึง 14.50 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และในช่วง ความลึก 14.50 เมตร ถึง 40.45 เมตร เป็นดินทรายแป้ง (Silty Fine Sand) ชนิด SM ชั้นดินมีความแน่น ปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) แทรกด้วยทรายปนกรวด ในช่วงความลึก 25.00 ถึง 31.00 เมตร จำแนกได้เป็นชนิด Poorly Graded Sand (SP-SM) และพบดินเหนียวปนทรายสีน้ำตาล ชนิด CL ในช่วงความลึก 33.50 ถึง 38.70 เมตร โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-14 แสดงดังรูปที่ 3-10



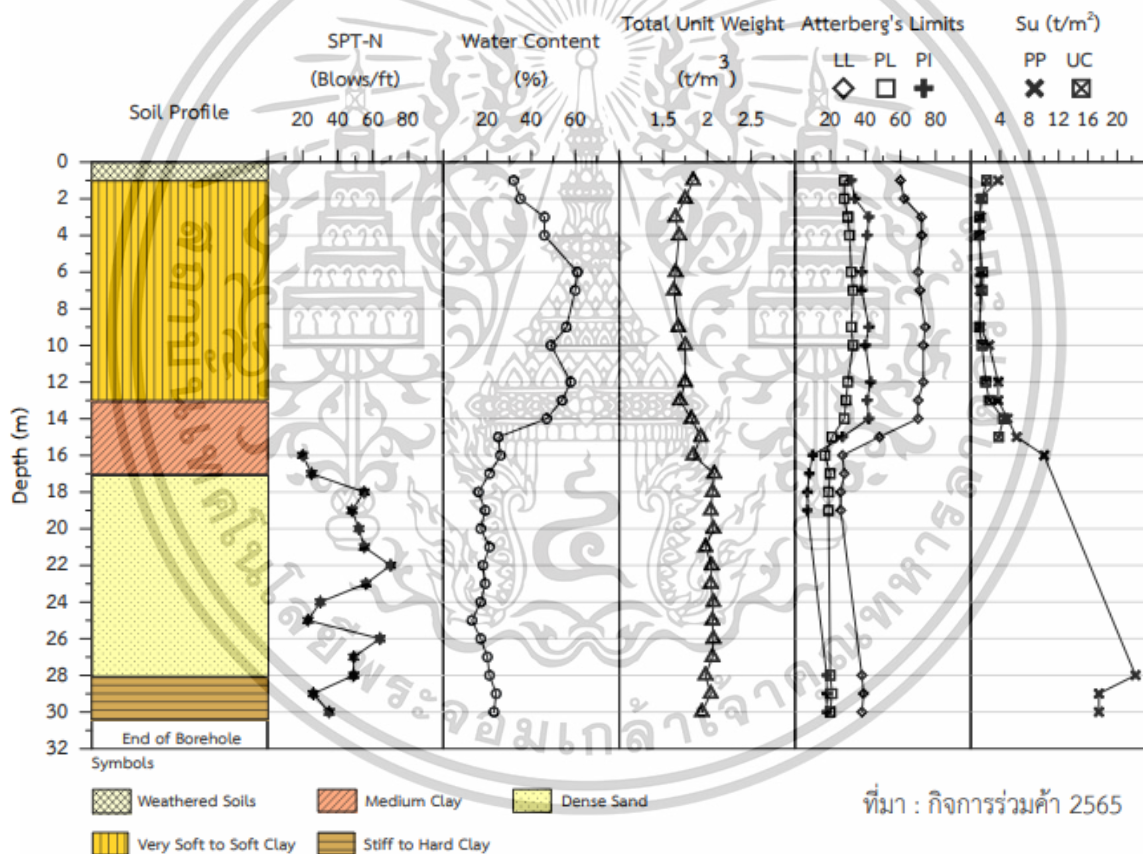
หมายเหตุ: ระดับติดตั้งของ Piezometer ที่ความลึก 40 เมตร เพื่อวัดระดับน้ำในชั้นทราย

รูปที่ 3-10 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-14 ความลึก 40.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-15

หลุมเจาะ BHS-15 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.330 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 11+141 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641558 E 1517171 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.10 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 1.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) พบช่วงความลึก 1.00 ถึง 13.00 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึก 13.00 ถึง 17.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลาง (Medium Clay) ดินมีสีเทา ชนิด CH, CL ในช่วงความลึก 17.00 เมตร ถึง 28.00 เมตร เป็นดินทรายปน ตะกอนทราย (Poorly Graded Sand Trace Silt) ชนิด SP-SM ชั้นดินมีความแน่นปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) แทรกด้วยดินทรายชนิด SM และในช่วงความลึก 28.00 ถึง 30.45 เมตร พบ ดินเหนียวแข็งมากสีน้ำตาล ชนิด CL โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-15 แสดงดังรูปที่ 3-11

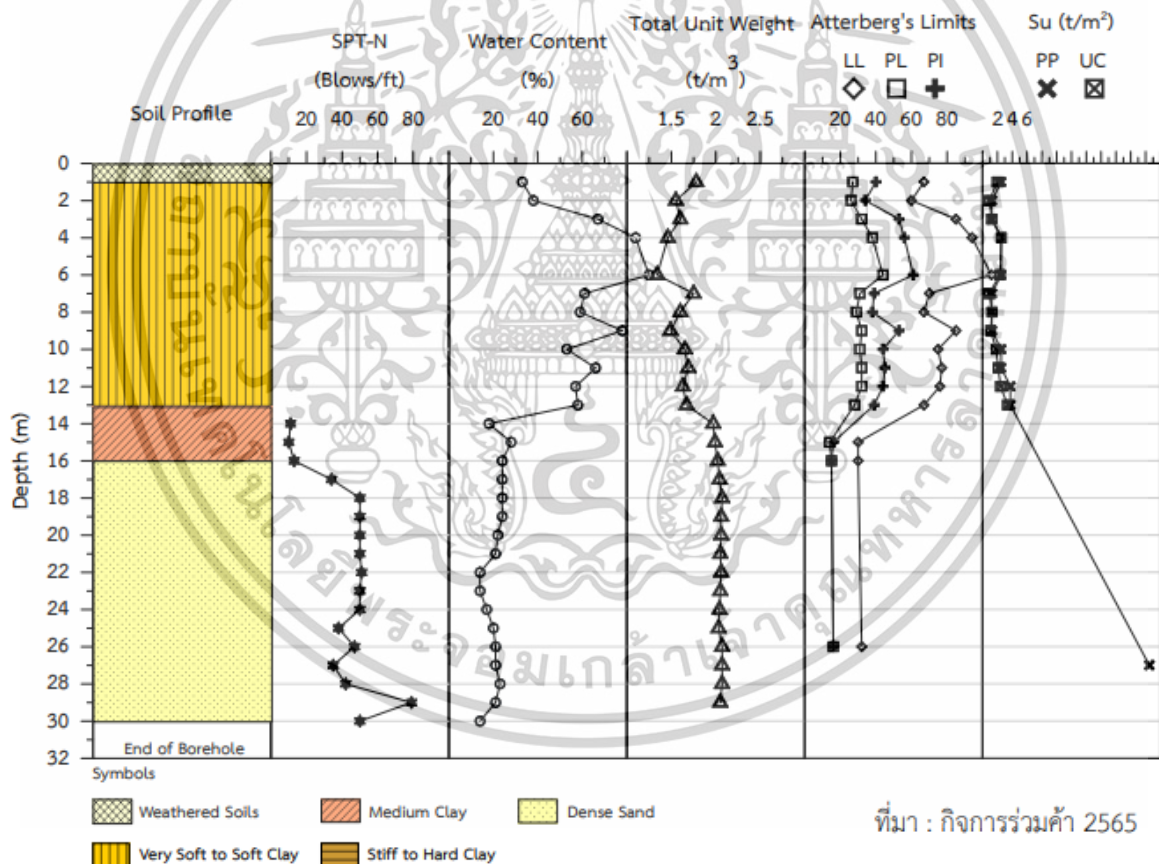


รูปที่ 3-11 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-15 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-18

หลุมเจาะ BHS-18 มีความลึก 30.08 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 2.121 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 12+376 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641707 E 1515948 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 0.80 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 1.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ในช่วงความลึก 1.00 ถึง 13.00 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึก 13.00 ถึง 16.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ดินมีสีเทา ชนิด CH ในช่วงความลึก 16.00 เมตร ถึง 30.00 เมตร พบเป็นดินทราย ชั้นดินมีความหนาแน่นถึงแน่นมาก (Dense to Very Dense) โดยในช่วงความลึก 16.00 ถึง 17.00 เมตร เป็นดินทรายปน ดินเหนียว (Clayey Fine Sand) ชนิด SC ดินมีสีเทา ถัดไปเป็นชั้นดินทรายปนตะกอนทราย ชนิด SP-SM แทรกสลับกับดินทราย ชนิด SM จนถึงก้นหลุมเจาะ และพบดินเหนียวปนทราย ชนิด CL ที่ความลึก 26.00 เมตร หนา 0.9 เมตร โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-18 แสดงดังรูปที่ 3-12

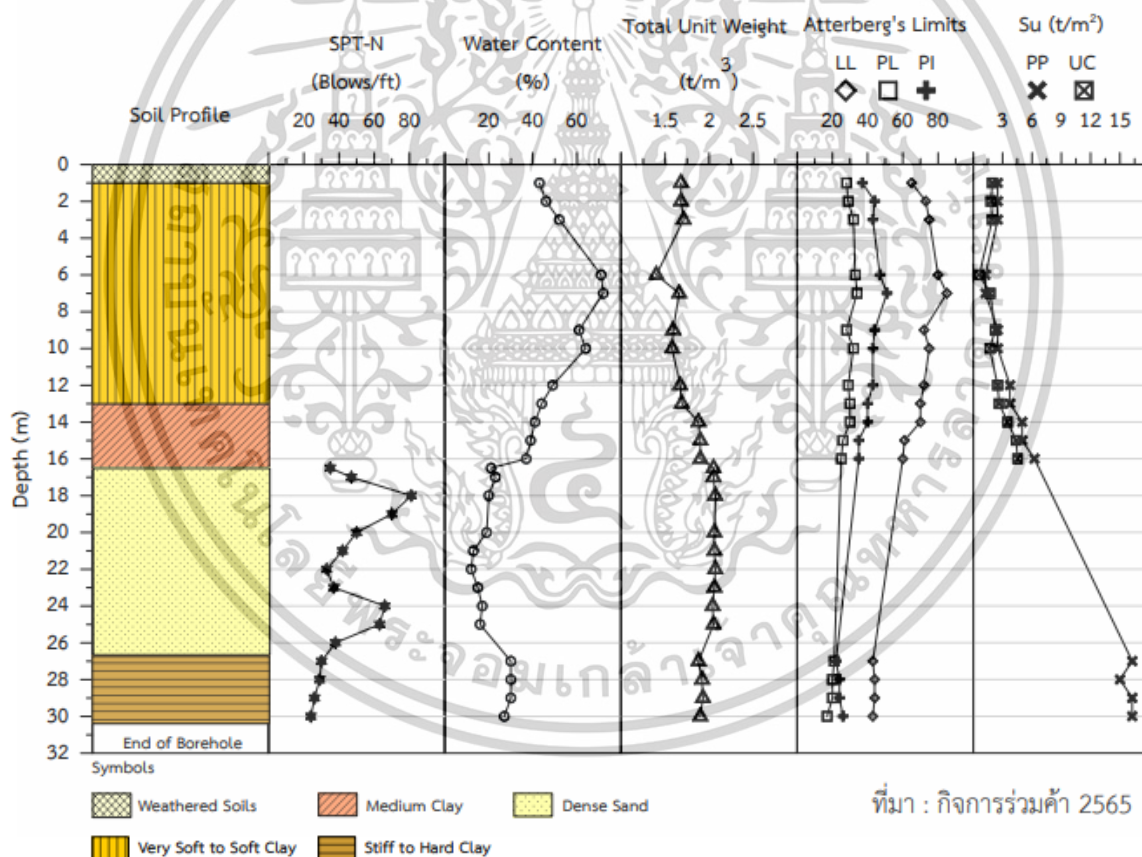


รูปที่ 3-12 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-18 ความลึก 30.08 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-20

หลุมเจาะ BHS-20 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.984 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 12+844 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641483 E 1515578 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.20 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 1.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) ต่อเนื่องกับชั้น ดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ในช่วงความลึก 1.00 ถึง 13.00 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึก 13.00 ถึง 16.50 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ดินมีสีเทา ชนิด CH ในช่วงความลึก 16.50 เมตร ถึง 26.70 เมตร พบเป็นดินทรายแป้ง (Silty Fine Sand) ชนิด SM ดินมีสีเทา ชั้นดินมีความหนาแน่นถึงแน่นมาก (Dense to Very Dense) โดยแทรกด้วยดิน ทรายปนตะกอนทราย (Poorly Graded Silty Sand) ในช่วงความลึก 21.00 ถึง 24.00 เมตร และในช่วง ความลึก 26.70 ถึง 30.45 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งมาก ชนิด CL ดินมีสีเทา โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-20 แสดงดังรูปที่ 3-13

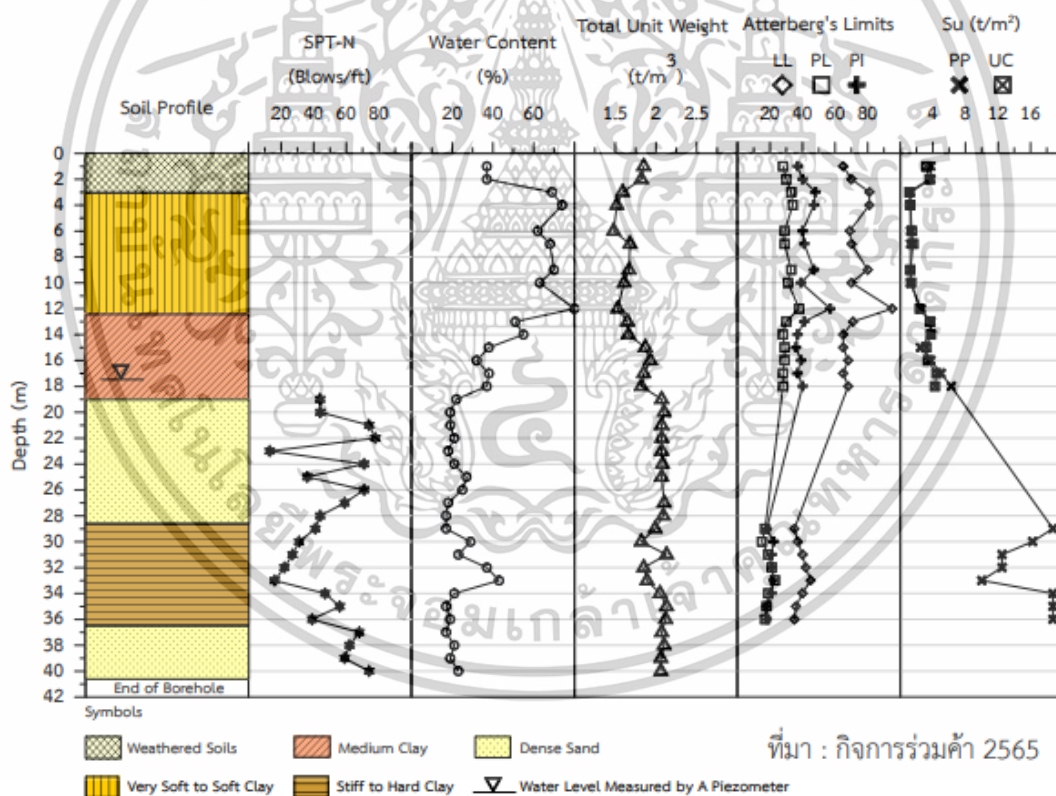


รูปที่ 3-13 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-20 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-21

หลุมเจาะ BHS-21 มีความลึก 40.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.245 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 13+007 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641425 E 1515425 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.20 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า ชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clays) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ชั้นดินมีการแปรสภาพจากแสงแดดและการชะล้าง (Leaching) ต่อเนื่องกับชั้น ดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ในช่วงความลึก 3.00 ถึง 12.50 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวชนิด Fat Clay (CH) ดินมีสีเทา ถัดมาช่วงความลึก 12.50 ถึง 19.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ดินมีสีเทา ชนิด CH ในช่วงความลึก 19.00 เมตร ถึง 21.00 เมตร พบเป็นดินทรายแป้งที่มีความแน่น (Dense Silty Fine Sand) ชนิด SM ดินมีสีเทา ในช่วงความลึก 21.00 ถึง 28.90 เมตร เป็นดินทรายปน ตะกอนทรายสีเทา ชนิด SP-SM ชั้นดินมีความหนาแน่นปานกลางถึงแน่นมาก (Medium to Very Dense) ในช่วงความลึก 28.90 ถึง 36.60 เมตร พบเป็นดินเหนียวแน่นและแข็งมาก ชนิด CL ดินมีสีน้ำตาลและสีเทา และในช่วงความลึก 36.60 ถึง 40.45 เมตร พบเป็นดินทรายแป้งสีน้ำตาล ชนิด SM โดยข้อมูลชั้นดินหลุม เจาะ BHS-21 แสดงดังรูปที่ 3-14



ที่มา : กิจการร่วมค้า 2565

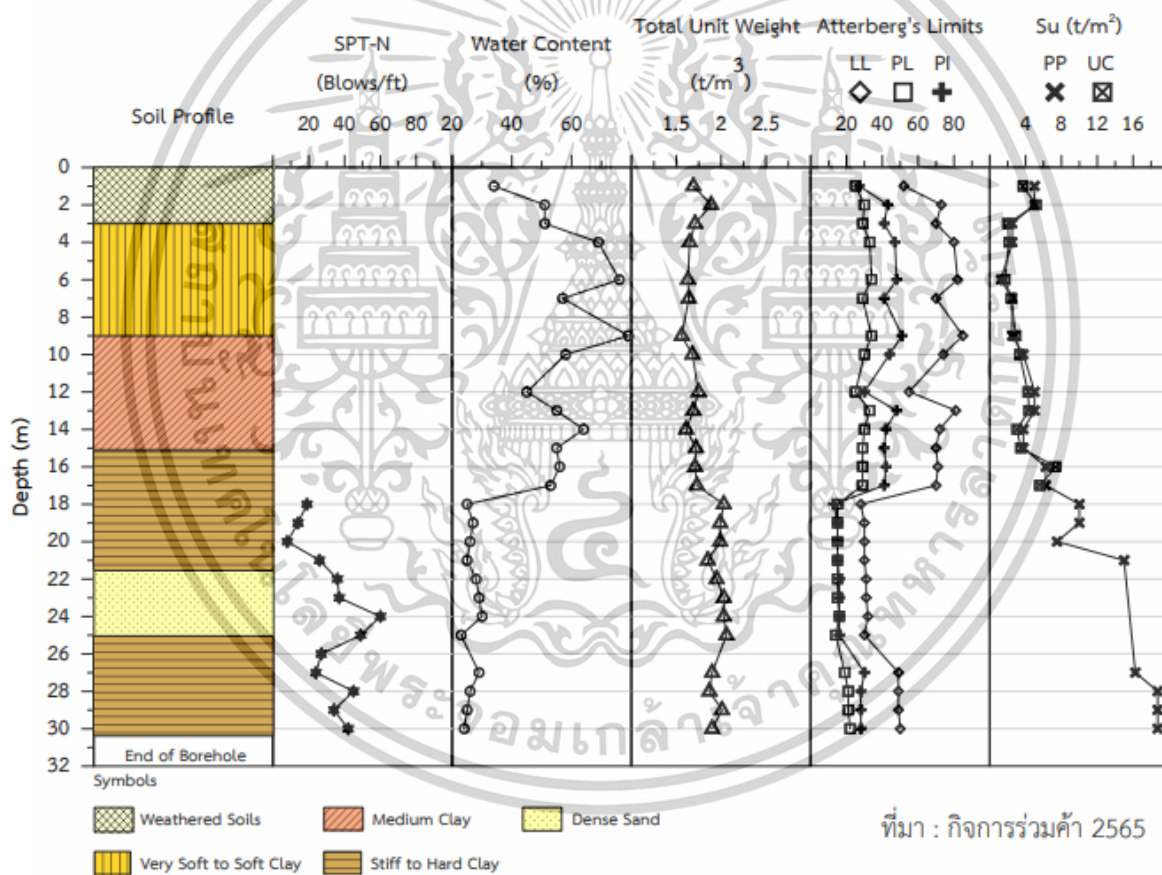
หมายเหตุ: ระดับติดตั้งของ Piezometer ที่ความลึก 40 เมตร เพื่อวัดระดับน้ำในชั้นทราย

รูปที่ 3-14 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-21 ความลึก 40.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-22

หลุมเจาะ BHS-22 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.060 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 13+537 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 641000.57 E 1515335.45 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 2.25 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay, CH) มีความลึกในช่วง 0 ถึง 3 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อน (Very Soft Clay) พบช่วงความลึก 3 ถึง 9 เมตร สามารถจำแนกได้เป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ถัดมาช่วงความลึก 9 ถึง 16 เมตร พบเป็นดินเหนียวแข็งปานกลางชนิด Fat Clay ในช่วงความลึก 16 เมตร ถึง 21.70 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff) ชนิด Fat Clay ถัดมาที่ช่วงความลึก 21.70 ถึง 24.00 เมตร พบเป็นชั้นทรายปนดินเหนียวมีความหนาแน่นสูง สีเทา (Dense Clayey Fine Sand, SC/CL) และที่ความ ลึก 24 ถึง 30.45 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก แทรกสลับด้วยชั้นทราย (CL, CL/SC) จนถึงก้น หลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-22 แสดงดังรูปที่ 3-15

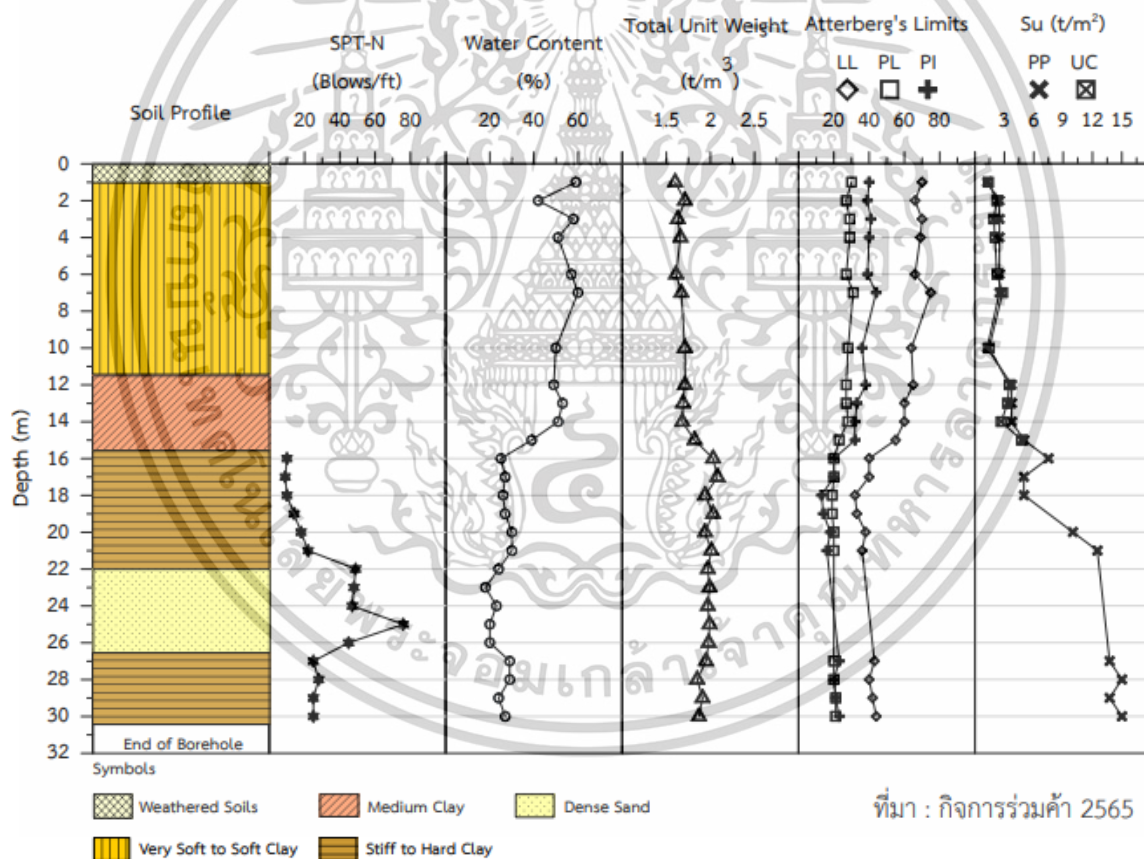


รูปที่ 3-15 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-22 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-23

หลุมเจาะ BHS-23 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.401 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 13+846 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640942.61 E 1515050.32 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.80 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมาก (Very Soft to Soft Fat Clay, CH) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 7.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) พบช่วงความลึก 7.00 ถึง 8.00 เมตร ถัดมาช่วงความลึก 8.00 ถึง 12.00 เมตร พบชั้นดินเหนียวอ่อนมาก (Very Soft to Soft Fat Clay, CH) ในช่วงความลึก 12.00 เมตร ถึง 16.00 เมตร พบเป็น ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) สีเทา แทรกสลับชั้นทราย ถัดมาที่ช่วงความลึก 16.00 ถึง 22.00 เมตร พบเป็นชั้นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก แทรกสลับกับชั้นดินเหนียวปนทรายและชั้นทรายปน กรวด ถัดมาที่ช่วงความลึก 22.00 ถึง 26.70 เมตร พบเป็นชั้นทรายปนทรายแป้งมีความหนาแน่นสูงถึงสูง มาก สีน้ำตาลและสีเทา (Dense to Very Dense Silt Sand, SM) และที่ความลึก 26.70 ถึง 30.46 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก (Very Stiff to Stiff Clay, CL) จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดิน หลุมเจาะ BHS-23 แสดงดังรูปที่ 3-16

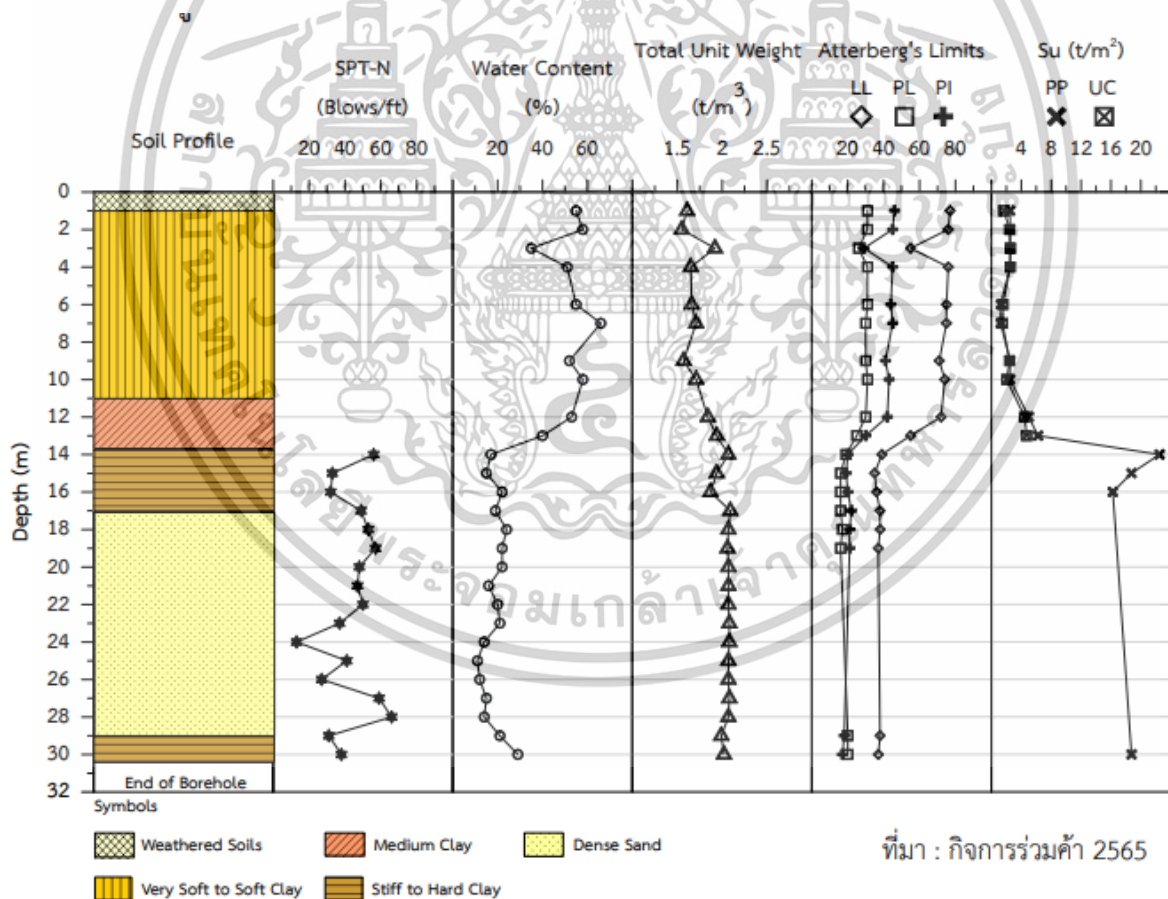


รูปที่ 3-16 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-23 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-24

หลุมเจาะ BHS-24 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.196 ม.รทก. บริเวณ ช่วง กม. 14+284 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640859 E 1514621 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.10 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก สีเทา (Very Soft to Soft Fat Clay, CH) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 3.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง สีเทา (Medium Clay) พบช่วงความลึก 3.00 ถึง 5.00 เมตร ถัดมาช่วงความลึก 5.00 ถึง 12.00 เมตร พบชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก สีเทา (Very Soft to Soft Fat Clay, CH) ในช่วงความลึก 12.00 เมตร ถึง 13.70 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง สีเทา (Medium Clay) แทรกสลับกับชั้นทราย ถัดมาที่ช่วงความ ลึก 13.70 ถึง 17.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลางถึงแข็งมาก (Hard Fine to Medium Sandy Lean Clay, CL) ถัดมาที่ช่วงความลึก 17.00 ถึง 20.00 เมตร พบเป็นชั้นทรายปนดินเหนียวมีความ หนาแน่นปานกลางถึงสูงมาก สีน้ำตาลและสีเทา (SM) ถัดมาที่ความลึก 20.00 ถึง 29.00 เมตร พบเป็นชั้น ดินทรายแป้งแข็งปานกลางถึงแข็งมาก แทรกสลับด้วยชั้นทราย (SM) และที่ความลึก 20.00 ถึง 30.00 เมตร พบเป็นชั้นดินทรายปนดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็งมาก จนถึงก้นหลุมเจาะ โดย ข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-24 แสดงดังรูปที่ 3-17

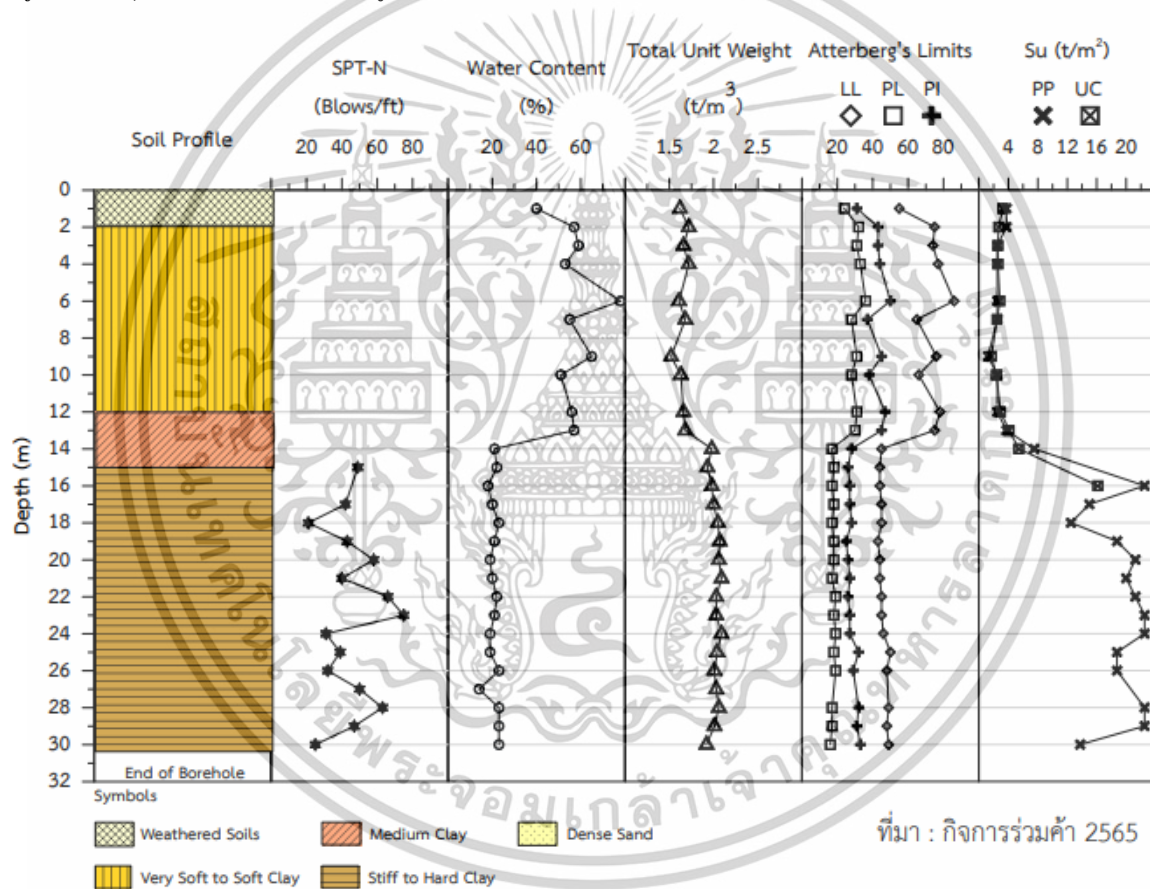


รูปที่ 3-17 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-24 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-25

หลุมเจาะ BHS-25 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.670 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 14+681 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640816 E 1514227 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.25 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน สีเทา (CH) แทรกสลับด้วยชั้น ทราย มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 7.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมา สีเทา (CH) พบช่วง ความลึก 7.00 ถึง 12.00 เมตร ถัดมาช่วงความลึก 12.00 ถึง 15.00 เมตร พบชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง สี เทา (CH,CL) ในช่วงความลึก 15.00 เมตร ถึง 27.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก สีเทา และสี น้ำตาล (CL) แทรกสลับกับชั้นทราย ถัดมาที่ช่วงความลึก 27.00 ถึง 28.00 เมตร พบเป็นชั้นดินทรายแป้ง แข็งมาก แทรกสลับกับชั้นทราย (SM) และช่วงความลึก 28.00 ถึง 30.00 เมตร พบชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็ง มาก (CL) จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-25 แสดงดังรูปที่ 3-18

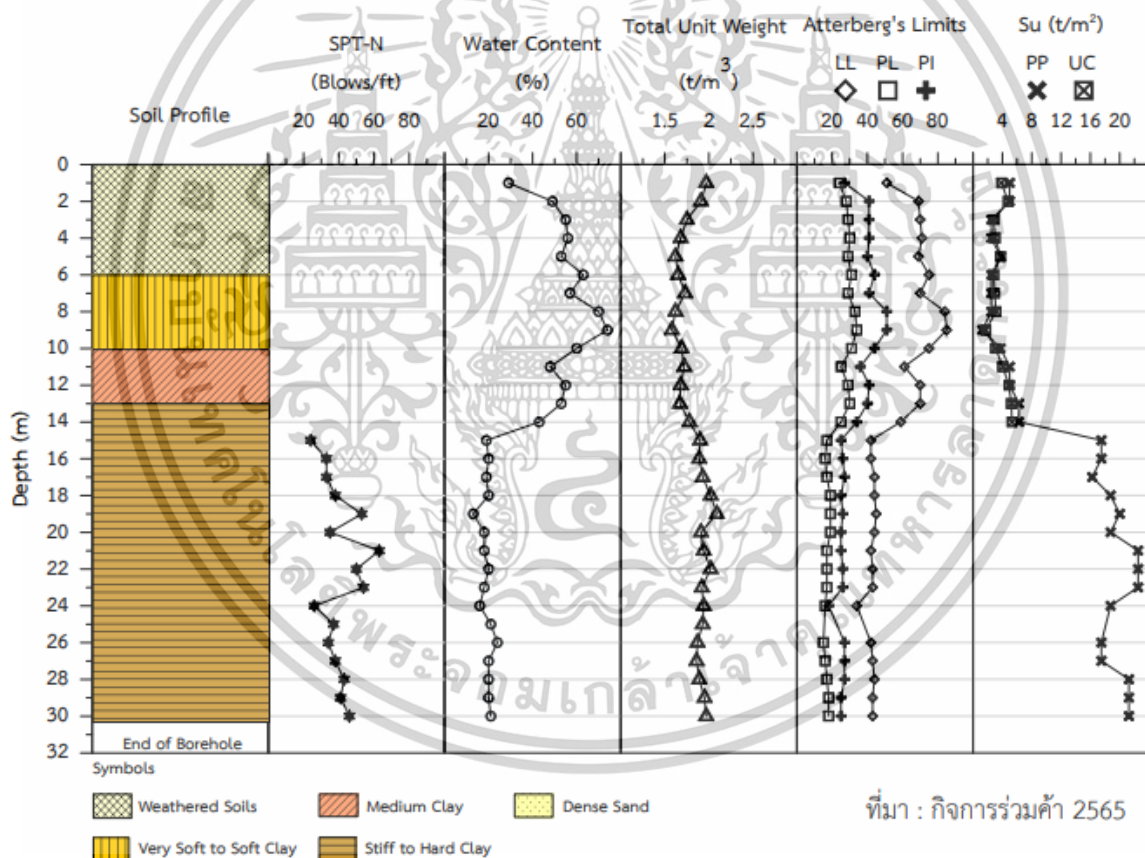


รูปที่ 3-18 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-25 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-26

หลุมเจาะ BHS-26 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.752 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 14+787 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640850 E 1514126 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.45 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางท (CH) มีความลึก ในช่วง 0.00 ถึง 9.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวแข็งอ่อน สีเทา (CH) พบช่วงความลึก 9.00 ถึง 10.00 เมตร ถัดมาช่วงความลึก 10.00 ถึง 13.00 เมตร พบชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางสีเทา (Medium Fat Clay, CH) ในช่วงความลึก 13.00 เมตร ถึง 16.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก สีเทา (CH,CL) แทรก สลับกับชั้นทรายแฉะชั้นกรวดถัดมาที่ช่วงความลึก 16.00 ถึง 25.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็ง มาก สีน้ำตาลเทา (CL) แทรกสลับด้วยชั้นดินเหนียวปนทราย ถัดมาที่ช่วงความลึก 25.00 ถึง 26.00 เมตร พบเป็นชั้นทรายปนทรายแฉะมีความหนาแน่นปานกลางถึงสูงมาก (SM) และความลึก 26.00 ถึง 30.45 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียว (CL) แทรกสลับด้วยชั้นทราย จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-26 แสดงดังรูปที่ 3-19

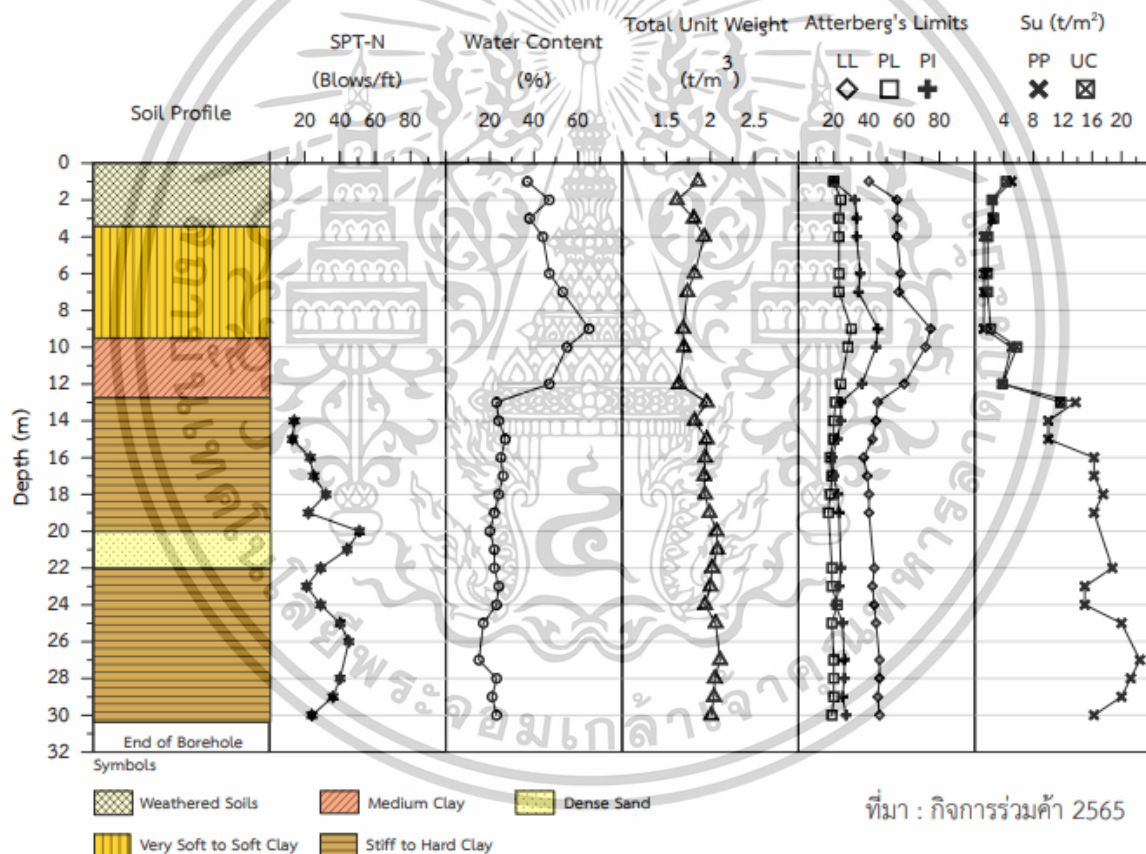


รูปที่ 3-19 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-26 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-30

หลุมเจาะ BHS-30 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.365 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 16+616 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640678 E 1512324 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 3.85 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง สีน้ำตาลเทา (CL) มีความลึกในช่วง 0.00 ถึง 4.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก แทรกสลับกับชั้นทราย (CH) พบช่วงความลึก 4.00 ถึง 10.00 ถัดมาช่วงความลึก 10.00 ถึง 12.80 เมตร พบชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ถึงแข็งมาก สีเทา (CH) ในช่วงความลึก 12.80 เมตร ถึง 16.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียว แทรกสลับกับชั้น ทราย (CL) ถัดมาที่ช่วงความลึก 16.00 ถึง 20.00 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียว สีน้ำตาลเทา (CL) ถัดมาที่ช่วง ความลึก 20.00 ถึง 22.00 เมตร พบชั้นดินทรายที่มีความหนาแน่นสูง แทรกสลับกับชั้นหินทรายแป้ง สี น้ำตาล และช่วงความลึก 22.00 ถึง 30.45 เมตร พบชั้นดินเหนียว สีน้ำตาลเทา แทรกสลับกับชั้นทรายและ ชั้นดินเหนียวปนทราย ตลอดจนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-30 แสดงดังรูปที่ 3-20

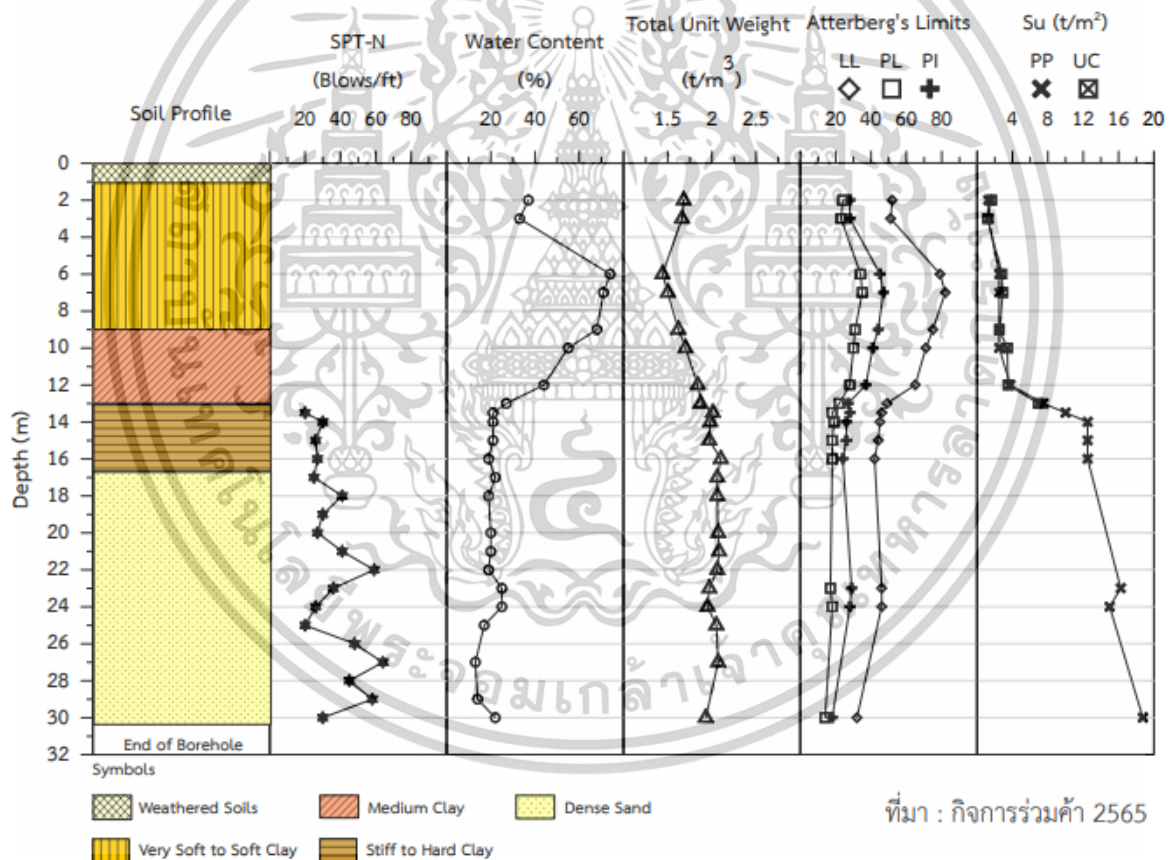


รูปที่ 3-20 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-30 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-31

หลุมเจาะ BHS-31 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.109 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 16+925 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640665 E 1512015 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.20 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก สีเทา (CH) มีความ ลึกในช่วง 0.00 ถึง 6.00 เมตร ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (CH) พบช่วงความลึก 6.00 ถึง 13.00 ถัดมาช่วงความลึก 13.00 ถึง 13.50 เมตร พบชั้นดินเหนียว สีเทา แทรกสลับกับชั้นหินทราย (CL) ในช่วง ความลึก 13.50 เมตร ถึง 16.80 เมตร พบเป็นชั้นดินเหนียว แทรกสลับกับชั้นกรวด (CL) ถัดมาที่ช่วง ความ ลึก 16.80 ถึง 23.00 เมตร พบเป็นชั้นดินทรายแป้ง มีความหนาแน่นสูงถึงสูงมาก สีนํ้าตาล (SM) ถัดมาที่ช่วง ความลึก 23.00 ถึง 25.00 เมตร พบชั้นดินทราย สีนํ้าตาล ต่อเนื่องกับชั้นดินทรายแป้งมีความหนาแน่นสูงถึง สูงมากแทรกสลับกับชั้น ทราย สีนํ้าตาลเทา แทรกสลับกับชั้นทรายและชั้นดินเหนียวปนทราย ที่ช่วงความลึก 25.00 ถึง 30.00 เมตร และที่ช่วงความลึก 30.00 ถึง 30.45 เมตร พบชั้นดินเหนียว สีเทา ตลอดจนถึงก้น หลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-31 แสดงดังรูปที่ 3-21

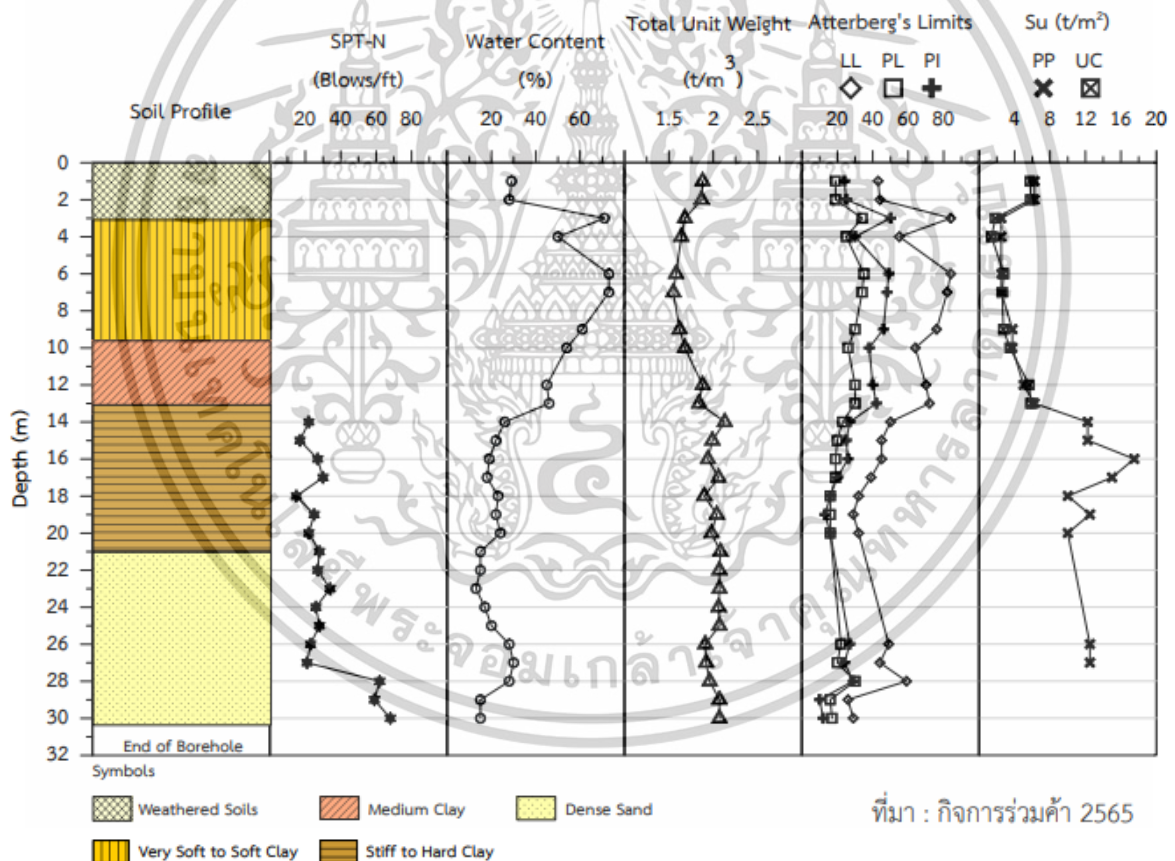


รูปที่ 3-21 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-31 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-32

หลุมเจาะ BHS-32 มีความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน ระดับปากหลุมเจาะ 1.641 ม.รทก. บริเวณ ช่าง กม. 17+223 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640661 E 1511718 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 1.00 เมตร จากผิวดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่ามีชั้นดินถม (Fill Material) ความหนา 1 เมตร ปิดทับอยู่บนดินเหนียวผุ (Weathered Clay) ช่วงความลึก 1.00 ถึง 3.00 เมตร ถัดมาช่วงความลึก 3.00 ถึง 9.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) จนถึงความลึก 13.00 เมตร สามารถจำแนกชนิดดินเหนียวได้เป็น Fat Clay (CH) สีเทาเข้ม ต่อมาในช่วงความลึก 13.00 ถึง 21.00 เมตร จำแนกชนิดดินได้เป็น Lean Clay with Sand (CL) ที่มีกระเปาะทราย แทรกที่ความลึก 14.00 ถึง 15.00 เมตร และความลึก 19.00 ถึง 20.00 เมตร ช่วงความลึก 21.00 ถึง 26.00 เมตร พบเป็นชั้นทรายปนกรวดสีน้ำตาลเทา จำแนกได้เป็นดินชนิด Poorly Graded Sand (SP-SM) แทรก สลับด้วยชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ชนิด Lean Clay สีเทา ช่วงความลึก 26.00 ถึง 28.00 เมตร และ ช่วงก้นหลุมเจาะพบชั้นทรายชนิด Clayey Sand (SC) สีน้ำตาลเทา โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-32 แสดงดังรูปที่ 3-22

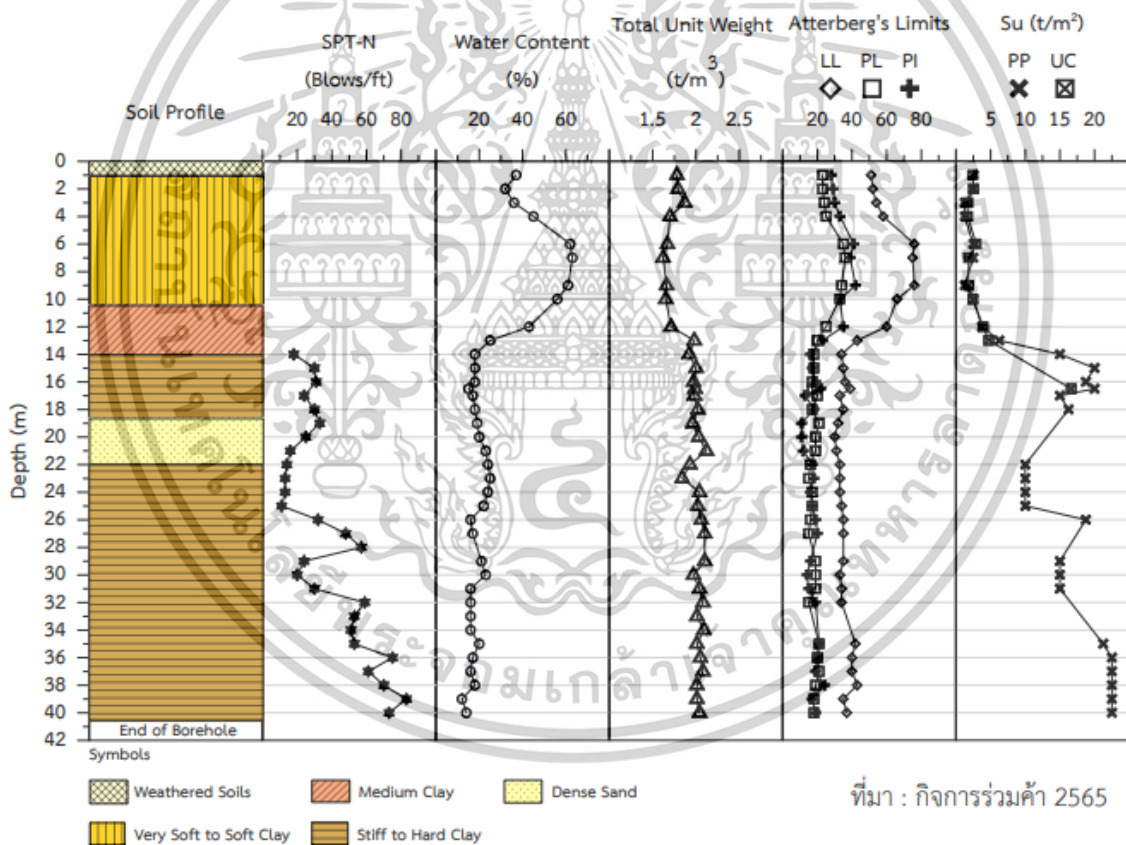


รูปที่ 3-22 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-32 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลุมเจาะสำรวจ BHS-33

หลุมเจาะ BHS-33 มีความลึก 40.45 เมตร ระดับปากหลุมเจาะ 1.274 ม.รทก. บริเวณช่วง กม. 17+638 ของแนวโครงการ ฯ มีพิกัด UTM 640663 E 1511298 N พบน้ำใต้ดินที่ระดับ 3.70 เมตร จากผิว ดิน โดยข้อมูลหลุมเจาะ (Boring Log) พบว่า มีชั้นดินเหนียวผุ (Weathered Clay) ช่วงความลึก 0.00 ถึง 1.00 ถัดมาช่วงความลึก 1.00 ถึง 11.00 เมตร พบเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ต่อเนื่องกับชั้นดินเหนียว แข็งปานกลาง (Medium Clay) สีน้ำตาลเทา จนถึงความลึก 14.00 เมตร สามารถจำแนกชนิดดินได้เป็น Fat Clay/Lean Clay (CH – CL) มีลักษณะของทรายแทรกในช่วงความลึก 4.00 ถึง 5.00 เมตร และ ความลึก 13.00 ถึง 14.00 เมตร เป็นชั้นบางในดินเหนียว ในช่วงความลึก 14.00 ถึง 19.00 เมตร พบเป็นชั้นดิน เหนียวแข็ง (Stiff Clay) สีน้ำตาล จำแนกได้เป็นชนิด Lean Clay (CL) โดยในช่วงความลึกตั้งแต่ 19.00 ถึง 34.00 เมตร พบมีชั้นทรายปน ดินเหนียว (Clayey Sand, SC) แทรกสลับกับชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay, CL) รองรับด้วยชั้นดินเหนียวแข็งชั้นหนาที่ช่วง ความลึก 34.00 จนถึงก้นหลุมเจาะ โดยข้อมูลชั้นดินหลุมเจาะ BHS-33 แสดงดังรูปที่ 3-23



รูปที่ 3-23 ข้อมูลลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะสำรวจ BHS-33 ความลึก 30.45 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3-1 ข้อมูล Boring logs กลุ่มตัวอย่างดินทดสอบด้วย Isotropic consolidation

BH	kPa	Depth	USCS Group	Gradation (% passing sieve)				Natural water content (%)	Atterberg Limits and indices				Total Density (t/cu.m)	Su (t/sq.m)	
				#4	#10	#40	#200		LL (%)	PL (%)	PI (%)	LI		PP	UC
6	50	5.5	CH	100	99	98	65	55	75	32	43	0.53	1.58	2.5	1.64
	70	8.5	CH	100	100	100	99	46	69	31	38	0.39	1.56	2.5	2.34
	100	11.5	CH	100	100	100	99	57	70	31	39	0.67	1.72	5	5.84
7	50	5.5	CH	100	100	100	99	53.5	60	25	35	0.81	1.63	2.5	2.28
	70	8.5	CH	100	100	100	99	59	66	29	37	0.81	1.64	3.75	2.46
	100	11.5	CH	100	100	99	86	54	66	29	37	0.68	1.69	6.25	5.19
9	50	5.5	CH	100	99	99	92	57	72	31	41	0.63	1.62	2.5	1.91
	70	8.5	CH	100	100	100	99	46	70	29	41	0.41	1.54	2.5	2.21
	100	11.5	CH	100	100	100	99	62	74	32	42	0.71	1.79	5	4.41
13	50	5.5	CH	100	99	96	94	49	61	29	32	0.63	1.54	2.5	1.62
	70	8.5	CH	100	100	100	99	63	72	32	40	0.78	1.66	1.25	1.13
	100	11.5	CH	100	100	99	84	58	65	30	35	0.8	1.7	2.5	2.03
18	50	5.5	CH	100	100	99	98	90	105	44	61	0.75	1.34	2.5	2.34
	70	8.5	CH	100	100	100	98	59	67	29	38	0.79	1.6	1.25	1.29
	100	11.5	CH	100	100	100	99	66	77	32	45	0.76	1.69	2.5	2.11
20	50	5.5	CH	100	100	99	98	71	80	33	47	0.81	1.4	1.25	0.61
	70	8.5	CH	100	100	99	86	61	72	28	44	0.75	1.59	2.5	2.24
	100	11.5	CH	100	100	100	89	49	72	29	43	0.47	1.67	3.75	2.49
21	50	5.5	CH	100	100	99	97	62	69	29	40	0.83	1.48	1.25	1.4
	70	8.5	CH	100	100	99	96	70	80	33	47	0.79	1.67	1.25	1.24
	100	11.5	CH	100	100	98	93	80	95	38	57	0.74	1.53	2.5	2.41
24	50	5.5	CH	100	99	98	93	55	75	31	44	0.55	1.66	1.25	1.57
	70	8.5	CH	100	100	100	99	52	71	30	41	0.54	1.57	2.5	2.44
	100	11.5	CH	100	100	100	97	53	72	30	42	0.55	1.84	5	4.46
26	50	5.5	CH	100	100	100	97	53	69	29	40	0.4	1.62	3.75	3.75
	70	8.5	CH	100	100	100	99	70	84	33	51	0.73	1.62	2.5	3.12
	100	11.5	CH	100	100	100	98	48	61	25	36	0.64	1.72	5	4.04
31	50	5.5	CH	100	100	99	96	74	79	34	45	0.89	1.44	2.5	2.77
	70	8.5	CH	100	100	99	96	68	75	31	44	0.84	1.62	2.5	2.51
	100	11.5	CH	100	100	99	96	44	65	28	37	0.43	1.84	3.75	3.49
32	50	5.5	CH	100	99	98	91	73	84	35	49	0.78	1.58	2.5	2.78
	70	8.5	CH	100	100	100	99	61	76	30	46	0.67	1.62	3.75	2.74
	100	11.5	CH	100	100	99	93	45	70	30	40	0.38	1.88	5	5.64

ตารางที่ 3-2 ข้อมูล Boring logs กลุ่มตัวอย่างดินทดสอบด้วย Anisotropic consolidation

BH	kPa	Depth	USCS Group	Gradation (% passing sieve)				Natural water content (%)	Atterberg Limits and indices				Total Density (t/cu.m)	Su (t/sq.m)	
				#4	#10	#40	#200		LL (%)	PL (%)	PI (%)	LI		PP	UC
2	50	5.5	CH	99	98	98	92	57	81	33	48	0.5	1.61	2.5	1.45
	70	8.5	CH	99	98	98	92	65	80	34	46	0.47	1.56	2.5	1.86
	100	11.5	CH	100	100	99	93	51	71	29	42	0.52	1.63	2.5	1.62
5	50	5.5	CH	100	99	98	94	45	69	27	42	0.43	1.85	3.75	3.67
	70	8.5	CH	100	100	99	81	54	72	33	39	0.54	1.53	2.5	2.28
	100	11.5	CH	100	100	99	98	64	74	32	42	0.76	1.56	3.75	4.15
8	50	5.5	CH	100	100	99	91	43	55	29	26	0.54	1.68	1.25	1.04
	70	8.5	CH	100	100	100	98	65	71	31	40	0.85	1.68	1.25	1.55
	100	11.5	CH	100	100	100	98	57	70	30	40	0.68	1.7	3.75	4.77
10	50	5.5	CH	100	99	98	89	56	80	33	47	0.49	1.54	1.25	1.04
	70	8.5	CH	100	100	100	99	56	78	32	46	0.52	1.77	2.5	2.4
	100	11.5	CH	100	100	100	99	57	78	31	47	0.55	1.68	2.5	2.07
14	50	5.5	CH	99	97	94	88	45	63	28	35	0.49	1.74	2.5	1.97
	70	8.5	CH	100	100	100	99	55	74	30	44	0.57	1.59	1.5	1.19
	100	11.5	CH	100	100	100	98	51	73	29	44	0.5	1.64	3.75	2.84
15	50	5.5	CH	100	100	99	98	61	70	32	38	0.76	1.64	1.25	1.76
	70	8.5	CH	100	100	100	99	56	74	32	42	0.57	1.67	1.25	1.57
	100	11.5	CH	100	100	100	99	58	73	30	43	0.65	1.75	3.75	2.91
22	50	5.5	CH	100	100	99	98	76	82	34	48	0.88	1.63	1.25	1.71
	70	8.5	CH	100	100	99	98	79	85	34	51	0.88	1.56	2.5	2.91
	100	11.5	CH	100	100	99	98	45	55	25	30	0.67	1.75	5	4.25
23	50	5.5	CH	100	100	100	99	57	66	27	39	0.77	1.61	2.5	2.25
	70	8.5	CH	100	100	99	94	55	70	30	40	0.64	1.69	1.88	2.13
	100	11.5	CH	100	100	99	94	49	65	27	38	0.58	1.71	3.75	3.49
25	50	5.5	CH	100	100	100	98	78	86	36	50	0.84	1.61	2.5	2.84
	70	8.5	CH	100	100	99	98	65	76	31	45	0.76	1.52	1.25	1.71
	100	11.5	CH	100	100	100	95	56	78	31	47	0.53	1.66	2.5	2.94
30	50	5.5	CH	100	100	98	89	47	58	23	35	0.69	1.82	1.25	1.75
	70	8.5	CH	100	100	99	79	65	75	30	45	0.78	1.69	1.25	2.18
	100	11.5	CH	97	96	95	93	47	60	24	36	0.64	1.64	3.75	3.79
33	50	5.5	CH	99	96	94	77	62	76	35	41	0.66	1.67	2.5	2.91
	70	8.5	CH	100	100	99	98	61	76	34	42	0.64	1.66	1.25	1.81
	100	11.5	CH	100	100	99	97	43	60	25	35	0.51	1.71	3.75	3.92

3.2 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง

ขั้นตอนการถอดตัวอย่างดิน

- ทำการถอดตัวอย่างดินออกจากกระบอกบาง ด้วยเครื่องดันตัวอย่างดิน แล้วทำการตรวจสอบความสมบูรณ์ของตัวอย่างดินว่าอยู่ในสภาพที่เหมาะสม ไม่มีความผิดปกติ เช่น รอยแตก

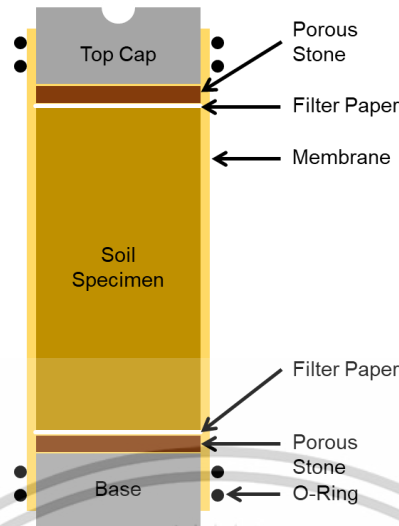
ขั้นตอนการตัดแต่งตัวอย่างดิน

- หลังจากตรวจสอบตัวอย่างดินที่ถูกถอดออกจากกระบอกบางแล้ว ตัวอย่างจะถูกตัดแต่งบน soil lathe ให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตามที่ต้องการด้วย wire saw และทำการตัดส่วนหัวท้ายของตัวอย่างให้เรียบ ให้ได้ความสูงของตัวอย่างที่ต้องการ แล้วนำเศษจากการตัดแต่งตัวอย่างไปหาค่า moisture content ต่อไป

ขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่าง

- ตัวอย่างดินจะถูกติดตั้งที่ฐานของเครื่อง triaxial ซึ่งก่อนเริ่มทำการต้องทำให้แผ่นหินพรุนและกระดาษกรองชุ่มไปด้วยน้ำเสียก่อน จากนั้นวางแผ่นหินพรุนโดยมีแผ่นกระดาษกรองคั่นกลางระหว่างดินตัวอย่างและแผ่นหินพรุน ทั้ง 2 ด้านของตัวอย่างดิน และใส่แผ่นแถบกระดาษกรองที่ด้านข้างของตัวอย่าง จากนั้นถ่าง rubber membrane ด้วย membrane stretcher แล้วครอบตัวอย่างด้วย rubber membrane ที่ถูกถ่างออก แล้วจึงประกอบเข้ากับฐานและ top cap และทำการรัดฐานและ top cap ด้วยยาง O-ring เพื่อป้องกันการรั่วซึม สุดท้าย triaxial cell chamber จะถูกประกอบและเติมด้วย deaired water ระหว่างการติดตั้งตัวอย่างดินจะปิดวาล์วจากระบบ back pressure เพื่อป้องกันไม่ให้ตัวอย่างดินคูดน้ำเข้าไปและบวมตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3-24 แสดงการติดตั้งตัวอย่างในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน

3.3 อุปกรณ์

Triaxial cell

ขนาดของเซลล์สามารถใช้ได้กับตัวอย่างทดสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางสูงสุด 100 มม. ตัวผนังเซลล์เป็นแบบผนังใส 2 ชั้น ทำด้วยอะคริลิกใส (Perspex) ทนแรงดันได้สูงสุด 2 MPa

Load cell

โหลดเซลล์อ่านค่าการรับน้ำหนักแบบ S-type พร้อมเกลียวต่อ (Adapter) สามารถรับแรงได้ถึง 20 kN (Accuracy < 0.1% max output)

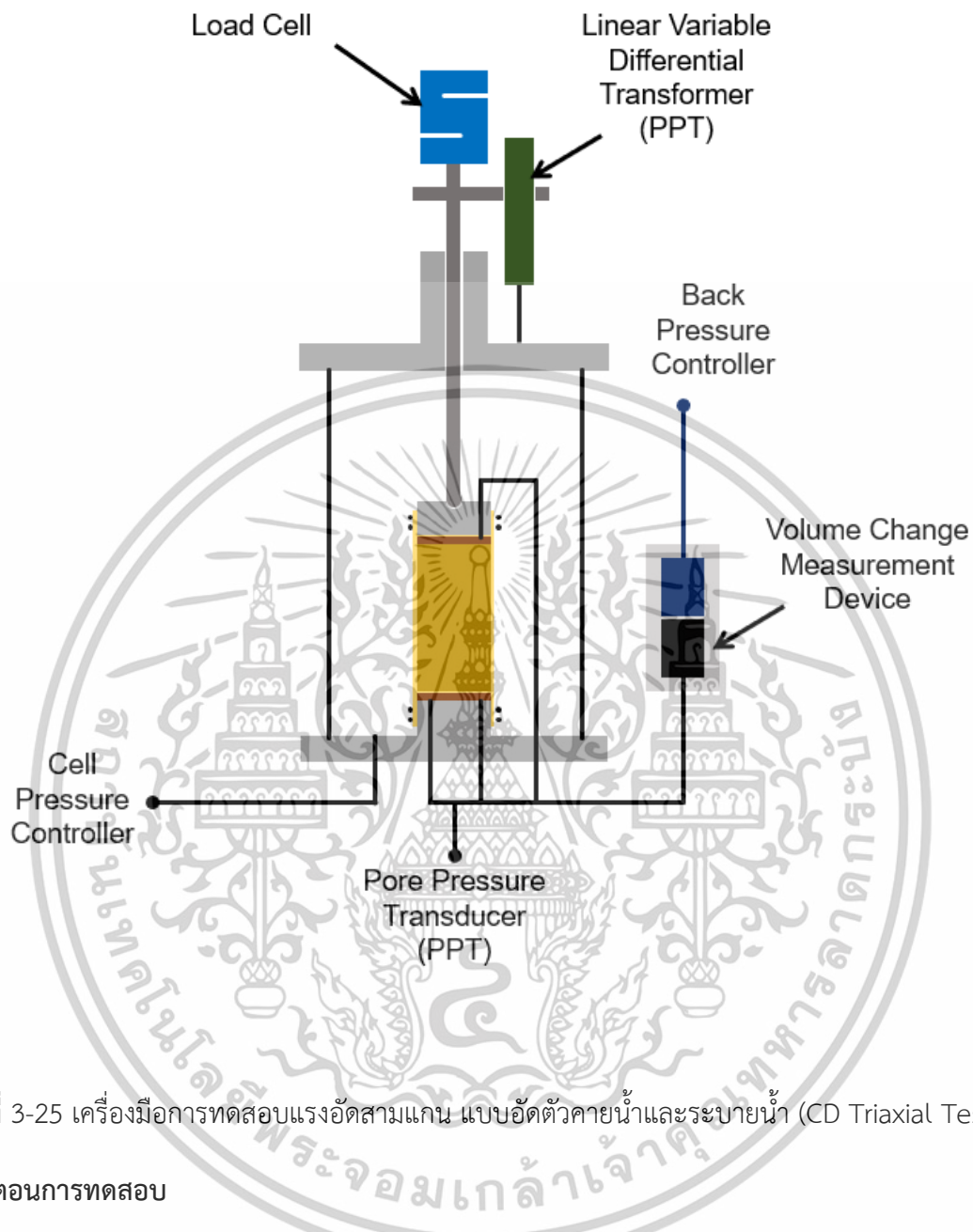
อุปกรณ์วัดการยืดตัว Strain Transducer

อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง Linear Strain Conversion Transducers (LSCT) ที่มีช่วงการวัดได้ถึง 50 มิลลิเมตร

อุปกรณ์ควบคุมแรงดันน้ำและวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรอัตโนมัติ 2 เครื่อง

สำหรับควบคุม Cell pressure และ Back pressure สามารถควบคุมแรงดันน้ำได้สูงสุด 1,000 kPa มีค่าความถูกต้อง 0.15% FRO และมีความละเอียดในการอ่านค่าแรงดัน 0.1 kPa สามารถวัดการเปลี่ยนแปลงได้ 200 cc. พร้อมติดตั้งโซลินอยด์ควบคุมการเปิด/ปิดวาล์วสำหรับ Back pressure

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3-25 เครื่องมือการทดสอบแรงอัดสามแกน แบบอัดตัวคายนํ้าและระบายน้ำ (CD Triaxial Test)

3.4 ขั้นตอนการทดสอบ

ขั้นตอนการทดสอบประกอบด้วย 3 ขั้นตอนหลัก คือ การทำให้ดินชุ่มน้ำ การอัดตัวคายนํ้า และการเฉือน

ก่อนการทำให้ดินชุ่มน้ำ

1. จัดให้ตัวอย่างวางตัวตามแนวแกน โดยการนำก้านกดตามแนวแกนไปสัมผัสกับฝาของตัวอย่างหลายๆครั้ง โดยต้องระวังไม่ให้แรงกดเกิน 0.5% ของค่าประมาณของแรงกดตามแนวแกนเมื่อพิบัติ
2. เติมนํ้าใสในเซลล์ทดสอบ พร้อมทำการไล่ฟองอากาศไม่ให้ติดค้างอยู่ในเซลล์ทดสอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.5 การทำให้ดินชุ่มน้ำ (Saturation)

เพื่อควบคุมการทดสอบไม่ให้ได้รับผลกระทบจากความอิ่มตัวด้วยน้ำที่ไม่เท่ากันของดิน จึงจำเป็นต้องทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำก่อนการทดสอบ ดังนั้นขั้นตอนการทำให้ดินอิ่มตัวด้วยน้ำจึงใช้แบบเริ่มต้นด้วยการทำให้ระบบระบายน้ำอิ่มตัวด้วยน้ำก่อนที่จะทำการติดตั้งตัวอย่าง

1. เพิ่มความดันเซลล์ไปที่ 35 kPa และปล่อยให้ตัวอย่างระบายน้ำ จนกระทั่งความดันน้ำที่ฐานของตัวอย่างคงที่
2. เพิ่มความดันน้ำภายในตัวอย่างและความดันเซลล์ขึ้นพร้อมๆกัน (back pressurizing) เพื่อให้ฟองอากาศที่ค้างอยู่ในตัวอย่างละลายในน้ำ ในขั้นตอนนี้ต้องระวังไม่ให้ความดันเซลล์และความดันภายในตัวอย่างต่างเกิน 35 kPa และเพื่อป้องกันไม่ให้อย่างได้รับความเค้นมากกว่าที่ต้องการ ในการเพิ่มความดันน้ำภายในตัวอย่างและความดันเซลล์แต่ละขั้นต้องรอให้เกิดภาวะสมดุลระหว่างความดันทั้งสองก่อนเริ่มเพิ่มความดันในขั้นถัดไป
3. เช็คว่าเข้าสู่ภาวะสมดุลระหว่างความดันน้ำภายในตัวอย่างและความดันเซลล์ได้โดยการปิดวาล์วระบายน้ำที่เชื่อมต่อกับตัวอย่าง และทำการวัดค่าความดันน้ำภายในตัวอย่าง เป็นเวลา 1 นาที ถ้าหากความดันน้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อยกว่า 5% ของผลต่างระหว่างความดันน้ำภายในตัวอย่างและความดันเซลล์ ให้ถือว่าเข้าสู่ภาวะสมดุล และสามารถเพิ่มความดันในขั้นถัดไปได้

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_{cp}} \quad (3-1)$$

โดยที่

Δu คือ ความดันน้ำในตัวอย่างที่เพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของความดันในเซลล์ เมื่อปิดวาล์วระบายน้ำออกจากตัวอย่าง

$\Delta \sigma_{cp}$ คือ ความดันเซลล์ที่เพิ่มขึ้น

3.1 ปิดวาล์วระบายน้ำออกจากตัวอย่าง และทำการเพิ่มความดันเซลล์ขึ้นไป 70 kPa

3.2 วัดค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้น หลังจากเพิ่มความดันเซลล์ไปแล้วประมาณ 2 นาที

3.3 คำนวณหาค่าพารามิเตอร์แรงดันน้ำ B

3.4 ปรับค่าความเค้นประสิทธิผลให้เท่ากับความเค้นเดิมก่อนทำการวัดค่าพารามิเตอร์แรงดันน้ำ

3.5 ในกรณีที่ค่า B มากกว่า 0.95 หรือค่า B ไม่มีการเปลี่ยนแปลงหลังจากขั้นตอนการ back pressurizing ล่าสุด เริ่มขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ แต่ในกรณีที่ค่า B เพิ่มขึ้นจากขั้นตอนการ back pressurizing ล่าสุด ทำการ back pressurizing ต่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.6 การอัดตัวคายน้ำ

ก่อนการเริ่มเฉือนตัวอย่างดิน ต้องทำการอัดตัวคายน้ำดิน เพื่อให้ได้ระดับความเค้นของดินที่กำหนดไว้ที่ 50,70 และ 100 kPa การอัดตัวคายน้ำที่ใช้ในการทดสอบ ประกอบด้วย 1) การอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation) ใช้สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมีการอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำ และ 2) การอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นตามแนวแกนและความเค้นด้านข้างไม่เท่ากัน (anisotropic consolidation) ใช้สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบวัฏจักร (cyclic triaxial test) โดยดินที่รับการอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation) จะได้รับความเค้นจากการเพิ่มแรงดันในถังความดันของเครื่องทดสอบ เพื่อให้ตัวอย่างดินได้รับแรงดันที่เท่ากันทุกทิศทาง และดินที่การอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นตามแนวแกนและความเค้นด้านข้างไม่เท่ากัน (anisotropic consolidation) จะได้รับความเค้นจากการเพิ่มแรงดันในถังความดันของเครื่องทดสอบ เพื่อเพิ่มความเค้นด้านข้าง σ'_h แก่ตัวอย่าง และทำการกดโพลิตเซลลินในแนวตั้ง เพื่อเป็นการเพิ่มความเค้นในแนวตั้ง โดยให้สัดส่วนของความเค้นให้ใกล้เคียงธรรมชาติ โดยกำหนดที่ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (Coefficient of earth pressure at-rest, K_0) เท่ากับ 0.7 หรือ $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 0.7$ เนื่องจากงานวิจัยของ S.Shibuya (2001) ได้ทำการทดสอบเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok Clay) พบว่าดินเหนียวอ่อน มีค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะสมดุล (K_0) ของดินเหนียวกรุงเทพฯจากธรรมชาติ มีค่า อยู่ในช่วง 0.7 ถึง 0.75

1. การอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง
 - 1.1 จัดให้ตัวอย่างวางตัวตามแนวแกน โดยการนำก้านกดตามแนวแกนไปสัมผัสกับฝาของตัวอย่างหลายๆครั้ง โดยต้องระวังไม่ให้แรงกดเกิน 0.5% ของค่าประมาณของแรงกดตามแนวแกนเมื่อพิบัติ
 - 1.2 ปิดวาล์วระบายน้ำออกจากตัวอย่าง เพิ่มความดันในเซลล์ให้ได้ค่าความเค้นประสิทธิผลที่ต้องการ
 - 1.3 อ่านค่าเริ่มต้นการเสีรูปของตัวอย่าง จากอุปกรณ์วัดการเสีรูปของตัวอย่าง และเปิดวาล์วเพื่อให้ น้ำระบายออกจากตัวอย่าง และบันทึกค่าการเสีรูปของตัวอย่าง เทียบกับเวลา
 - 1.4 พล็อตกราฟระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างกับรากที่ 2 ของเวลา รอจนกระทั่งกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้น
2. การอัดตัวคายน้ำแบบความเค้นตามแนวแกนและความเค้นด้านข้างไม่เท่ากัน
 - 2.1 เปิดวาล์วระบายน้ำออกจากตัวอย่าง เพิ่มความเค้นตามแนวแกนและความเค้นด้านข้างด้วยอัตราที่ช้าเพียงพอที่จะไม่ทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินในตัวอย่าง

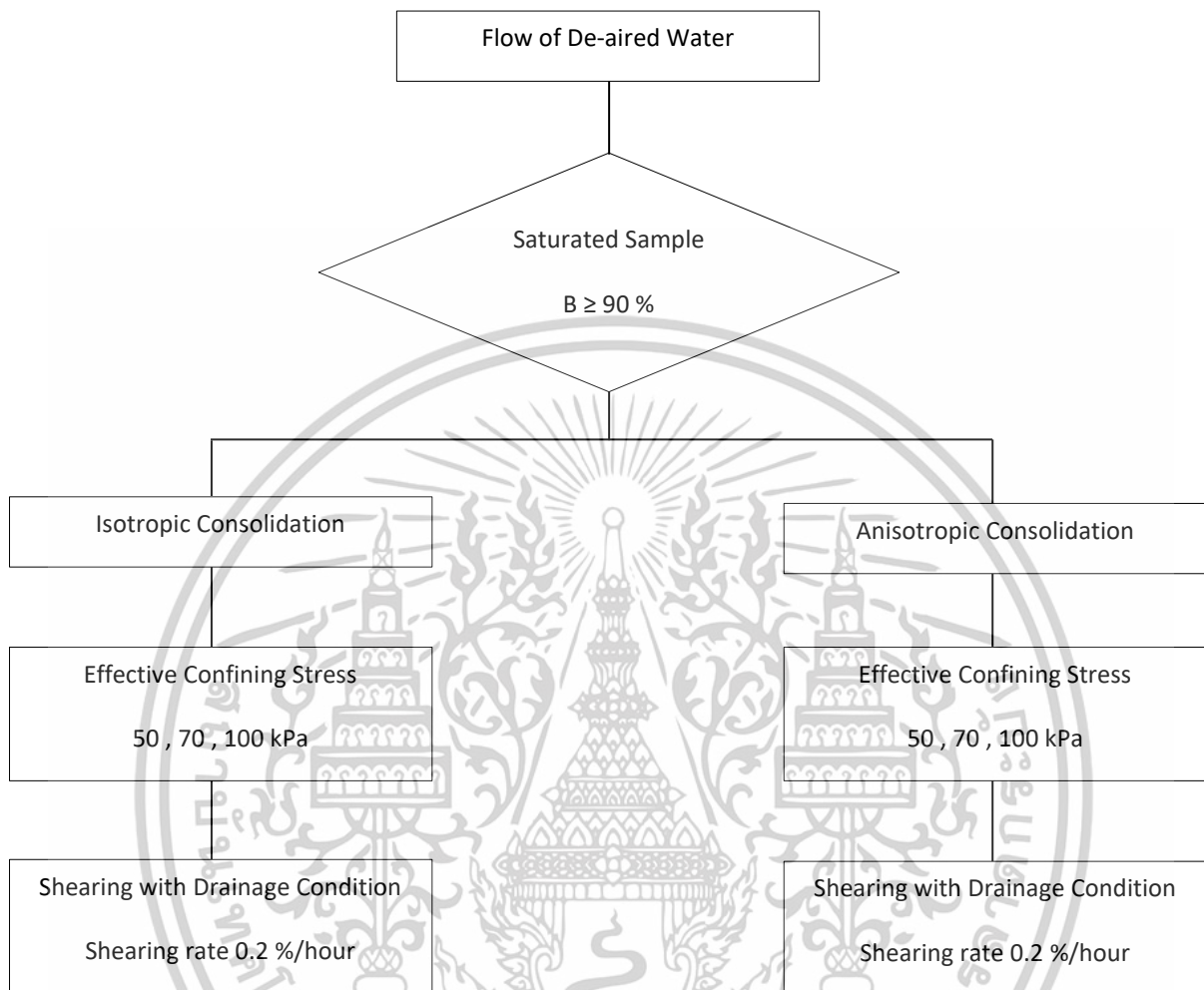
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 2.2 อ่านค่าเริ่มต้นการเสียรูปของตัวอย่าง จากอุปกรณ์วัดการเสียรูปของตัวอย่าง และเปิดวาล์วเพื่อให้น้ำระบายออกจากตัวอย่าง และบันทึกค่าการเสียรูปของตัวอย่าง เทียบกับเวลา
- 2.3 พล็อตกราฟระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างกับรากที่ 2 ของเวลา
- 2.4 รวบรวมกระทั่งกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้น

ตารางที่ 3-3 ความเค้นการอัดตัวคายน้ำ

Effective Confining Stress (kPa)	Isotropic Consolidation			Anisotropic Consolidation		
	Effective Vertical Stress (kPa)	Effective Horizontal Stress (kPa)	Deviator Stress (kPa)	Effective Vertical Stress (kPa)	Effective Horizontal Stress (kPa)	Deviator Stress (kPa)
50	50	50	0	62.5	43.75	18.75
70	70	70	0	87.5	61.25	26.25
100	100	100	0	125	87.5	37.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3-26 แผนภาพการดำเนินการทดสอบ Triaxial test

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

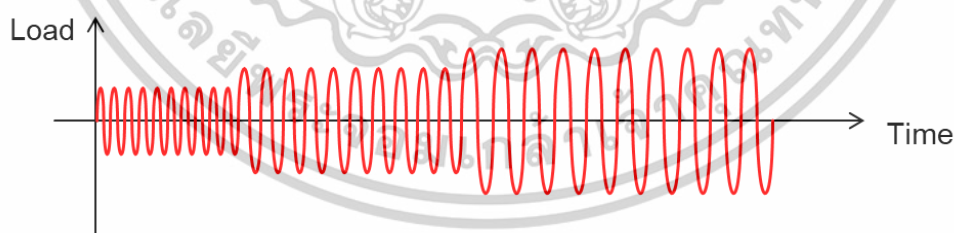
3.7 การเก็บข้อมูล

ระหว่างการทดลอง triaxial ผลการอ่านค่าจาก transducer ทั้งหมดจะถูกเก็บไว้ในคอมพิวเตอร์ระบบการ data logging จะสำคัญมากสำหรับการวัดค่าที่ small strain ระหว่างการเริ่มต้น compression shearing ในช่วงนี้ข้อมูลจะถูกเก็บด้วยความถี่ที่บ่อยทุกๆ 15 วินาทีสำหรับการเลื่อนแบบไม่ระบายน้ำข้อมูลที่อ่านในแต่ละชุดข้อมูลมีดังนี้

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

3.8 การเลื่อนแบบวัฏจักรและไม่ระบายน้ำ (Undrained Cyclic Shear Test)

ใช้การเลื่อนแบบวัฏจักรในการวิเคราะห์หาเส้นโค้งการเสื่อมถอยของค่าความแข็งเกร็งที่ความเครียดต่ำตั้งแต่ 0.01 – 1% ค่าความแข็งเกร็งที่แต่ละความเครียดได้จากการเลื่อนแบบวัฏจักรที่แรงกดคงที่ (Load controlled) จำนวน 10 รอบ ที่ความถี่ 0.1 Hz โดยเริ่มทดสอบจากค่าแรงกดต่ำและเพิ่มค่าแรงกดขึ้นไปตามมาตรฐานลอการิทึม จนกระทั่งเลื่อนแบบวัฏจักรแล้วเกิดความเครียดเท่ากับ 1 % หรือได้ค่าอัตราส่วนความเค้นเท่ากับค่าเป้าหมาย



รูปที่ 3-27 แรงกดเทียบกับเวลาในระหว่างการเลื่อนแบบวัฏจักร

1. ประมาณค่าแรงกดในแนวตั้งสูงสุดที่จะต้องใช้ในการเลื่อนแบบวัฏจักรจากค่าอัตราส่วนความเค้นเป้าหมาย
2. ปิดวาล์วระบายน้ำในระหว่างการทดสอบ และให้แรงกดในแนวตั้งแบบวัฏจักร โดยควบคุมให้การเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นอยู่ในรูปแบบคลื่นไซน์ ที่ความถี่ 0.1 Hz จำนวน 10 รอบ รักษาความดัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการเรียนเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. บันทึกค่าแรงกด การยุบตัว และการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในตัวอย่าง เทียบกับเวลาในกรณีที่อัตราส่วนความเค้นต่ำกว่าค่าเป้าหมาย และความเครียดไม่เกิน 1% ให้ทำซ้ำข้อ 2 และ 3 โดยเพิ่มแรงกดในแนวตั้งขึ้นไปตามมาตราส่วนลอการิทึม

3.9 การเฉือนแบบระบายน้ำ (Drained Shear Test)

เลือกทำการเฉือนตัวอย่างด้วยวิธีการเฉือนแบบระบายน้ำเพื่อไม่ให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินระหว่างการเฉือนและเพื่อให้ได้ค่าความเค้นประสิทธิผลจากการทดสอบ และในระหว่างการเฉือนรักษาความดันเซลล์ให้คงที่ ในขณะที่ทำการเพิ่มแรงกดในแนวตั้ง โดยให้การเสีรูปตามแนวแกนของตัวอย่างเป็นตัวควบคุมอัตราการกดตัวอย่าง เปิดวาล์วระบายน้ำในระหว่างการทดสอบและทำการวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่าง การวัดของตัวอย่างใช้เวลานานเพื่อให้ความดันน้ำส่วนเกินในตัวอย่างสามารถระบายออกได้

1. ก่อนทำการเฉือน

- 1.1 จัดวางเซลล์ให้อยู่บนเครื่องกดในแนวตั้ง โดยให้เครื่องกด อุปกรณ์วัดแรงกด และเซลล์อยู่ในแกนเดียวกัน เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดแรงดันข้างบนก้านกดในระหว่างการเฉือน
- 1.2 นำก้านกดตามแนวแกนไปสัมผัสกับฝาของตัวอย่าง โดยต้องระวังไม่ให้แรงกดเกิน 0.5% ของค่าประมาณของแรงกดตามแนวแกนเมื่อพิบัติ ในกรณีที่อุปกรณ์วัดแรงตามแนวแกนอยู่ด้านนอกเซลล์ ความดันภายในเซลล์จะทำให้เกิดแรงดันขึ้นบนก้านกด ดังนั้นจะต้องมีการวัดและบันทึกค่าที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงเสียดทานและแรงดันขึ้นบนก้านกด และนำไปปรับแก้ค่าแรงกดตามแนวแกนที่เกิดขึ้นจริงบนตัวอย่าง ในกรณีที่อุปกรณ์วัดแรงตามแนวแกนอยู่ด้านในเซลล์ไม่จำเป็นจะต้องมีการปรับแก้ค่าแรงกดตามแนวแกน

2. การกดตัวอย่างตามแนวแกน

a. Strain controlled

เปิดวาล์วเพื่อระบายความดันน้ำส่วนเกินในตัวอย่างตลอดการทดสอบ คำนวณหาอัตราการกดเพื่อให้มีการระบายความดันน้ำส่วนเกิน โดยใช้สมการ

$$\dot{\epsilon} = \frac{\text{estimated failure strain}}{10 t_{90}} \quad (3-2)$$

อัตราการกดขึ้นอยู่กับค่าประมาณของความเครียดเมื่อวิบัติและค่า t_{90} ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

- b. การบันทึกค่าแรงกด การยุบตัว และการเปลี่ยนแปลงปริมาตร บันทึกค่าทุกความเครียดที่เพิ่มขึ้น 0.1% ไปจนถึง 1% และบันทึกค่าต่อไปที่ความเครียดเพิ่มขึ้นทีละ 1% จนกระทั่งความเครียดมากกว่า 15% หรือจนตัวอย่างวิบัติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณ

1. การปรับแก้ความสูงของตัวอย่างหลังจากการอัดตัวคายนํ้า

$$H_c = H_0 - \Delta H_c \quad (3-3)$$

โดยที่

- H_0 คือ ความสูงของตัวอย่างตอนเริ่มต้น
 ΔH_c คือ การเปลี่ยนแปลงความสูงในระหว่างการอัดตัวคายนํ้า
 H_c คือ ความสูงของตัวอย่างหลังจากการอัดตัวคายนํ้า

2. การปรับแก้พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังจากการอัดตัวคายนํ้า

$$A_c = \frac{V_0 - \Delta V_{sat} - \Delta V_c}{H_c} \quad (3-4)$$

โดยที่

- V_0 คือ ปริมาตรของตัวอย่างตอนเริ่มต้น
 ΔV_{sat} คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในระหว่างการทำให้ดินชุ่มนํ้า
 ΔV_c คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในระหว่างการอัดตัวคายนํ้า
 A_c คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังการอัดตัวคายนํ้า

3. การคำนวณความเครียดตามแนวแกนและพื้นที่หน้าตัดในระหว่างการเฉือน

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H_\varepsilon}{H_c} \quad (3-5)$$

โดยที่

- ΔH_ε คือ การเปลี่ยนแปลงความสูงในระหว่างการเฉือน
 ε_a คือ ความเครียดตามแนวแกน

$$A = \frac{V_c - \Delta V_\varepsilon}{H_c - \Delta H_\varepsilon} \quad (3-6)$$

โดยที่

- ΔV_ε คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในระหว่างการเฉือน
 A คือ พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างในระหว่างการเฉือน

Cyclic

4. การคำนวณค่าความแข็งแรงจากการเฉือนแบบวัฏจักร

$$3G_{cyclic} = \frac{q_{da}}{\varepsilon_{qda}} \quad (3-7)$$

โดยที่

q_{da} คือ ความเค้นเบี่ยงเบนแบบดับเบิลแอมพลิจูดในระหว่างการเฉือนแบบวัฏจักร
 $q = \sigma_a - \sigma_c$

ε_{qda} คือ ความเครียดเบี่ยงเบนแบบดับเบิลแอมพลิจูดในระหว่างการเฉือนแบบวัฏจักร

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$$

G_{cyclic} คือ ค่าความแข็งแรงที่ได้จากการเฉือนแบบวัฏจักร



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.10 ขั้นตอนการคาลิเบรทค่า soil parameters ด้วยโปรแกรม PLAXIS

3.10.1 รวบรวมข้อมูลทดสอบดิน

- Triaxial (UU, CU, CD), Oedometer test เป็นต้น

3.10.2 ตั้งค่าพารามิเตอร์เบื้องต้น

- E50, Eoed, Eur จากกราฟ stress-strain
- ϕ , c, ψ จาก shear strength parameters
- m, $\gamma_{0.7}$, \mathbf{V}_{ur} จาก empirical หรือ literature

3.10.3 จำลองการทดสอบใน PLAXIS (ผ่าน SoilTest)

- ใส่ค่าลงใน Material model
- จำลองการไหลเหมือนการทดสอบจริง

3.10.4 ปรับค่า (Calibration)

- ปรับจนกราฟ simulation ใกล้เคียงของจริง
- เน้นความแม่นยำทั้งไหลและ unload

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

4.1 ผลการทดลอง

ผลแสดงพฤติกรรมมารับแรงเฉือนของดิน

พฤติกรรมมารับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน โดยตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress สูงสุดเฉลี่ยที่ 47.47, 67.87, 111.58 kPa ตามลำดับ และตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress สูงสุดเฉลี่ยที่ 59.34, 76.80, 105.75 kPa ตามลำดับ จากรูปที่ 4.1 ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีแนวโน้มที่จะมีค่า Deviator Stress ที่สูงกว่า และในช่วง Axial Strain ที่ 0 % ถึง 5 % ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีอัตราการเพิ่มขึ้นของ Deviator Stress ที่มากกว่า จากกราฟจะเห็นได้ว่าข้อมูลของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation มีการกระจายตัวมากกว่า เนื่องจากการทำการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic มีการบังคับกดแรงในทิศทางแนวตั้งที่มากกว่า ทำให้เป็นการบังคับจัดเรียงตัวอนุภาคของดินในแบบทิศทางที่กำหนดซึ่งมีความใกล้เคียงกับดินในธรรมชาติ ซึ่งต่างจากดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic ที่จะมีการให้แรงดันที่เท่าๆ กันในทุกทิศทางของตัวดิน ทำให้ตัวอย่างดินมีการจัดอนุภาคภายในใหม่ที่แตกต่างออกไปแบบไม่มีการควบคุมทิศทาง ทำให้ข้อมูลของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic จึงมีความกระจายตัวที่มากกว่า

ผลแสดงพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือน

พฤติกรรมเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือน ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนเฉลี่ยสูงสุดที่ 2.98, 2.53, 3.02 % ตามลำดับ ส่วนดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนเฉลี่ยสูงสุดที่ 4.11, 3.61, 4.30 % ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีพฤติกรรมเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนที่มากกว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic เล็กน้อย

ผลแสดงอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress และ Effective Mean Stress

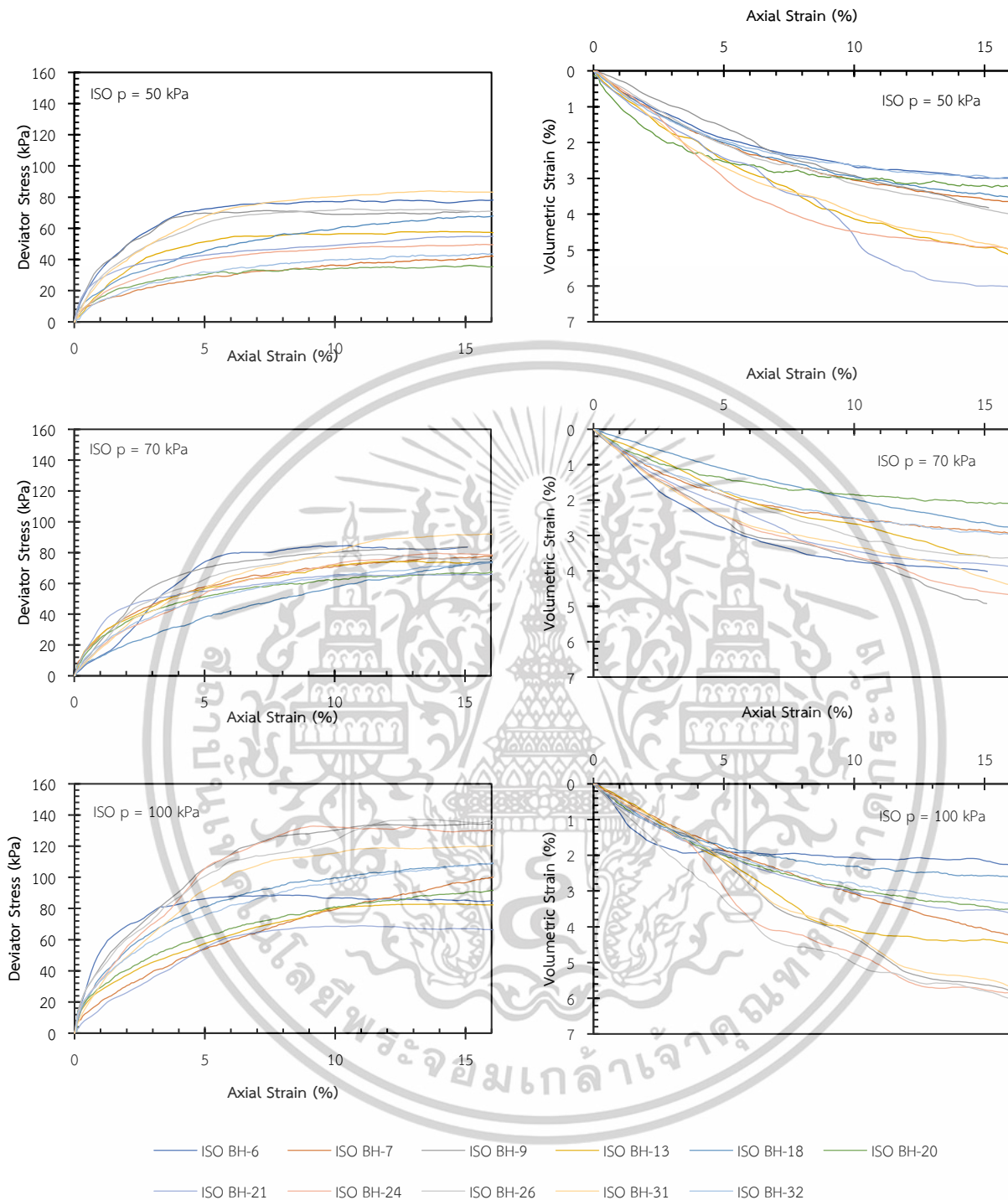
ผลของอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress มีค่าสูงสุดอยู่ในช่วง 0.57 ถึง 0.81, 0.60 ถึง 0.83, 0.75 ถึง 0.88 โดยค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.72, 0.73, 0.81 ตามลำดับ ส่วนดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Isotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress มีค่าสูงสุดอยู่ในช่วง 0.56 ถึง 1.07 , 0.71 ถึง 0.91 , 0.54 ถึง 0.93 โดยค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.838 , 0.801 , 0.775 ตามลำดับ ดังรูปที่ 4.3 และ 4.4

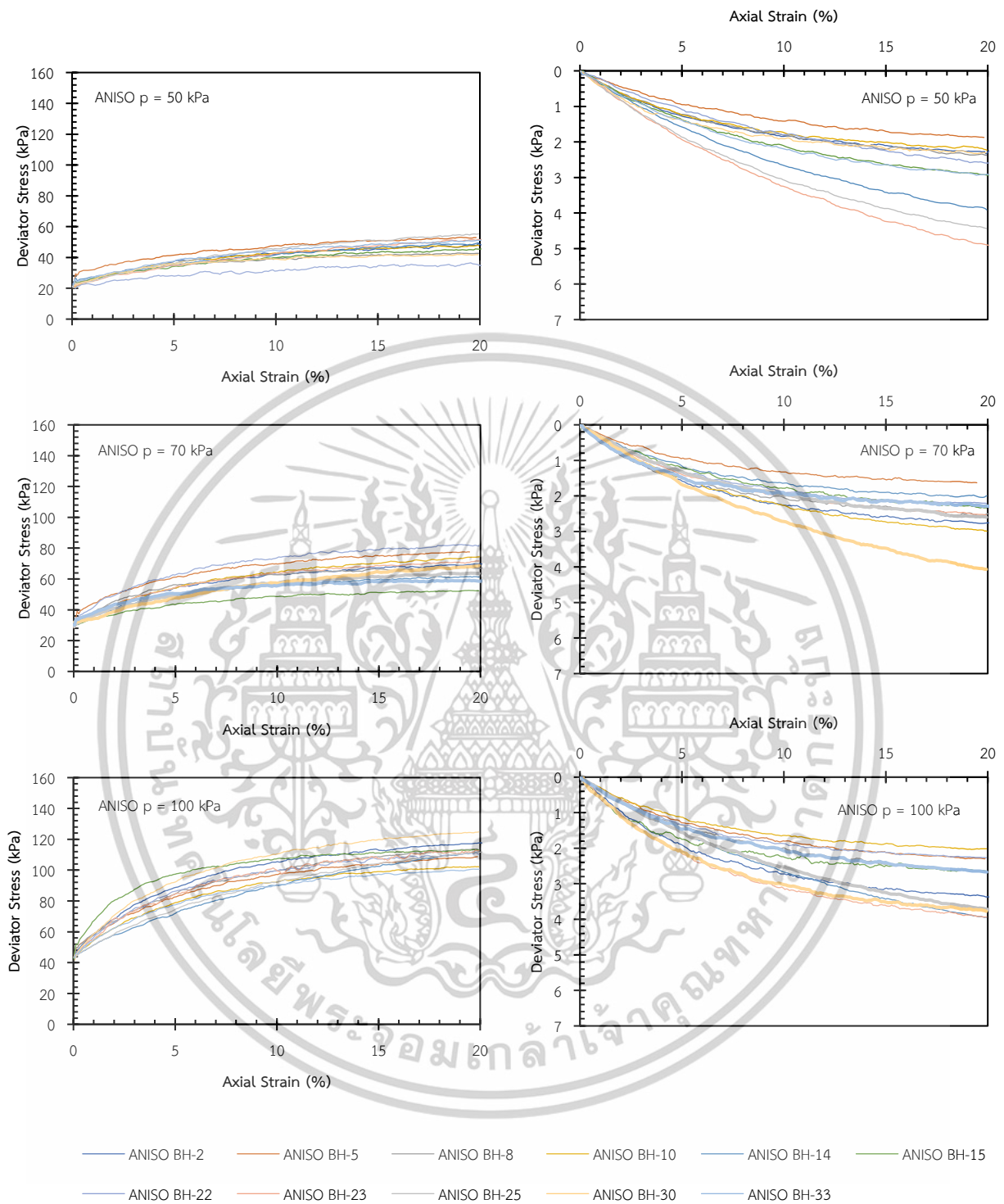


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



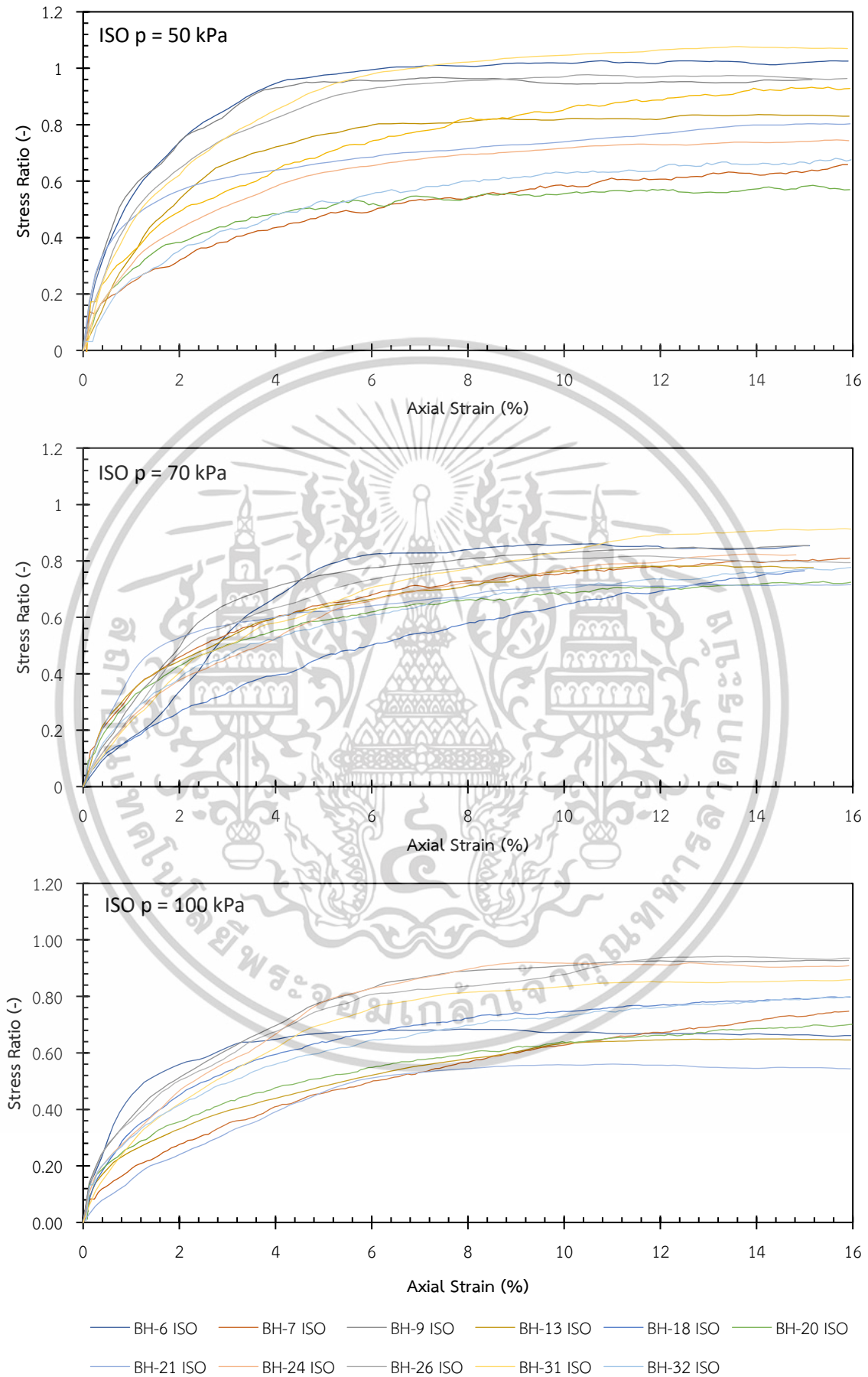
รูปที่ 4.1 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

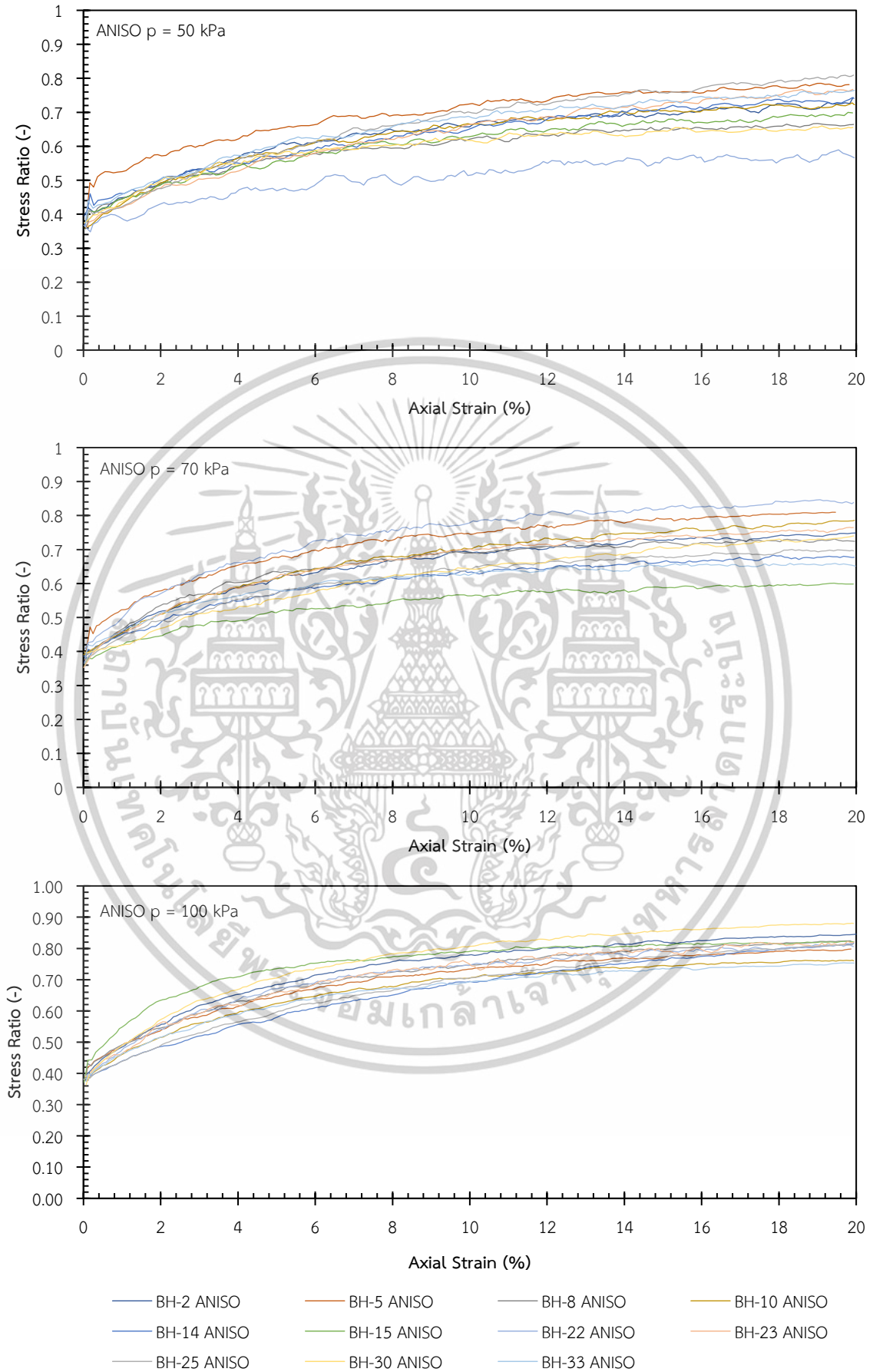


รูปที่ 4.2 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้แบบ Anisotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้เข้าไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 รูปที่ 4.3 ผลของอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective
 Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคาน้ำแบบ Isotropic



รูปที่ 4.4 ผลของอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคานาแบบ Anisotropic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามแก้ไขตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

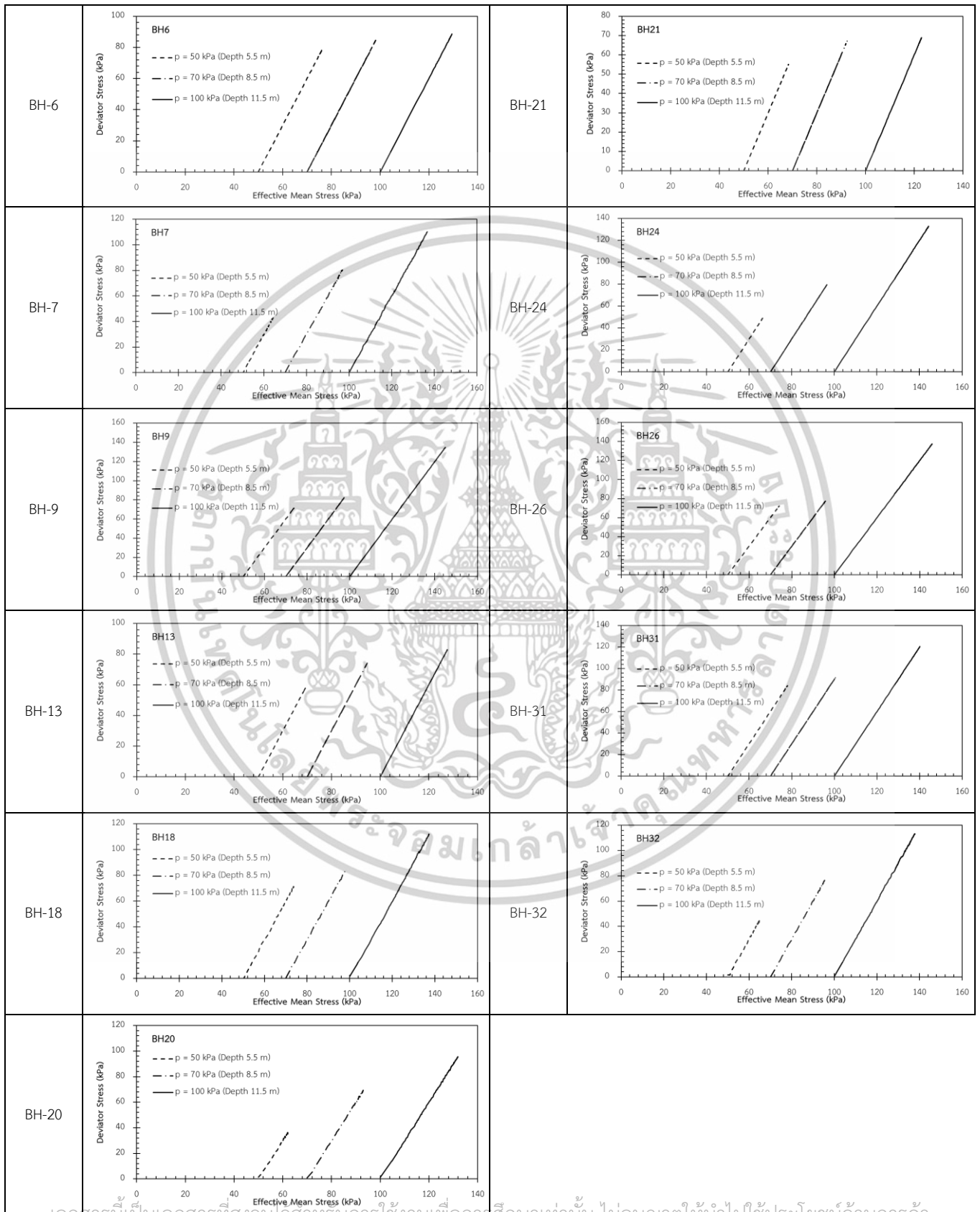
ผลแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress

พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic ที่ Effective Confining Stress 50 , 70 , 100 kPa มีค่า Deviator Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 47.47, 67.87 ,111.58 kPa ตามลำดับ และค่า Effective Mean Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 65.82 , 92.67 , 137.21 kPa เมื่อทำการวาดเส้น M-Line จะได้ค่ามุม $\Phi = 19.69$ Degree ส่วนดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 59.34, 76.80 , 105.75 kPa ตามลำดับ และค่า Effective Mean Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 69.80 , 95.62 , 135.26 kPa เมื่อทำการวาดเส้น M-Line จะได้ค่ามุม $\Phi = 20.96$ Degree อีกทั้งที่จุดเริ่มต้นการเฉือนค่า Deviatoric Stress ของดินที่รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic จะไม่ได้เริ่มที่ 0 เนื่องจากมีความแตกต่างกันของค่า Effective Vertical Stress และ Effective Horizontal Stress ที่แตกต่างกันในช่วงของอัดตัวคายนํ้า โดยผลของการอัดตัวคายนํ้าที่แตกต่างกันไม่ได้ส่งผลต่อการกำลังรับแรงเฉือนของดินและค่ามุม Φ ของดินมากนัก ซึ่งผลที่ได้มีความใกล้เคียงกัน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

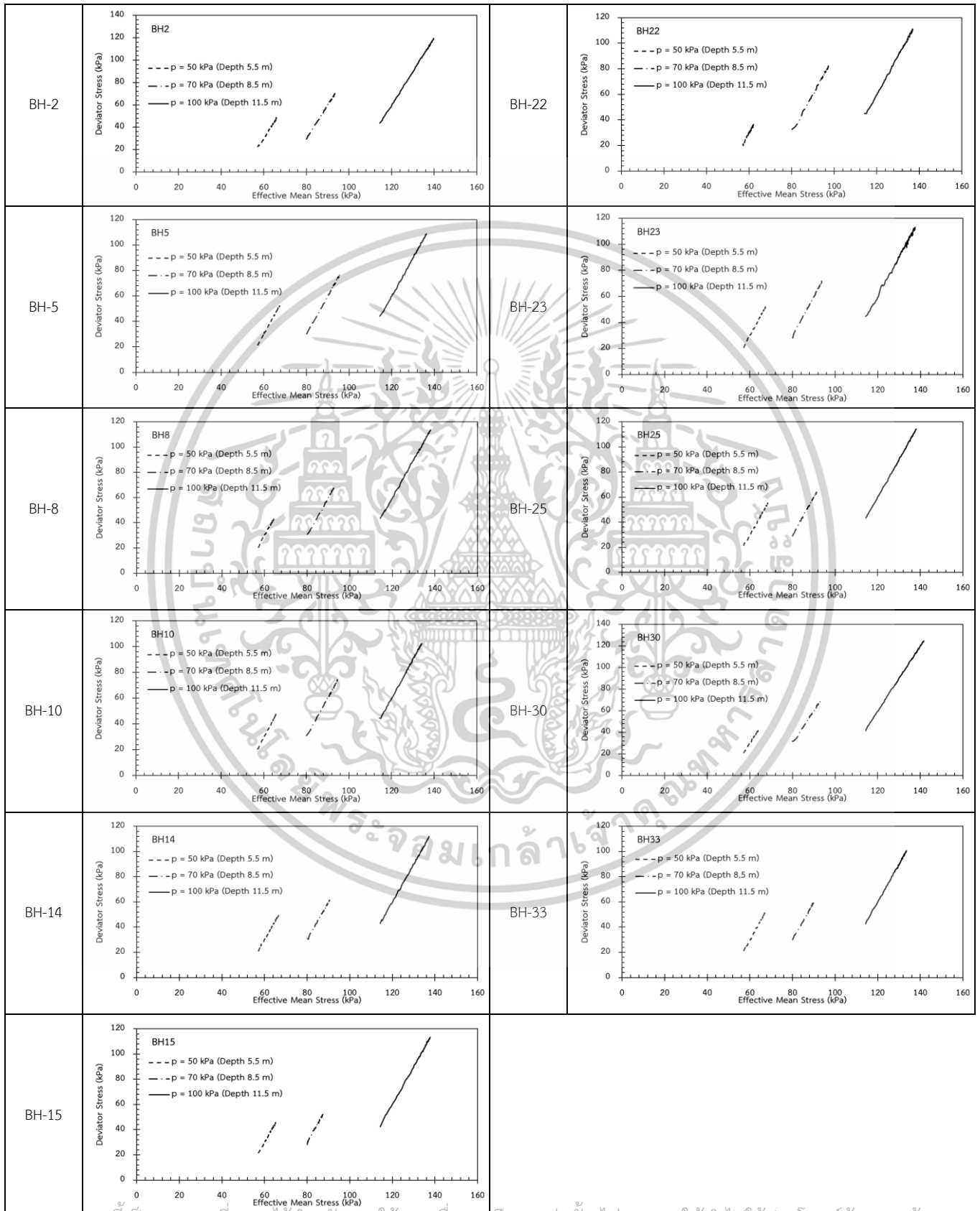
ตารางที่ 4.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้แบบ Isotropic consolidation



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation



เอกสารนี้เป็นเอกสาร ราชภัฏวชิรเวศน์ มหาวิทยาลัยราชภัฏวชิรเวศน์ เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.3 ตารางผลการทดสอบ triaxial test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation

consolidation	Borehole	Effective Mean Stress		Deviator Stress	Volumetric Strain	Stress Ratio	ϕ
		Initial	Final				
isotropic	BH-6	50	75.97	77.91	3.00	1.02555	26
		70	97.86	83.57	4.02	0.853969	22
		100	128.31	84.93	2.26	0.661889	18
	BH-7	50	63.79	42.00	3.65	0.65851	17
		70	95.96	77.74	2.94	0.810119	21
		100	133.32	99.67	4.23	0.747624	19.5
	BH-9	50	73.55	70.66	3.82	0.960658	25
		70	97.84	83.53	4.92	0.853704	22
		100	144.73	134.19	5.78	0.927182	24
	BH-13	50	69.12	57.35	5.12	0.829777	21.5
		70	94.46	73.37	3.61	0.776726	20.5
		100	127.43	82.29	4.47	0.645758	17
	BH-18	50	72.79	67.54	3.52	0.927769	24
		70	94.76	73.80	2.76	0.778737	20.5
		100	136.23	108.64	2.60	0.797462	20.5
	BH-20	50	61.94	35.30	3.24	0.569952	15.5
		70	92.46	66.99	2.10	0.72448	19
		100	130.52	91.55	3.51	0.701406	18.5
	BH-21	50	68.27	54.81	6.03	0.80287	21
		70	91.95	65.84	3.87	0.716105	19
		100	122.14	66.42	3.61	0.543797	15
	BH-24	50	66.48	49.44	4.97	0.74363	19.5
		70	96.41	79.24	4.57	0.821852	21.5
		100	143.41	130.24	5.85	0.908156	23.5
BH-26	50	73.67	71.00	3.98	0.963773	25	
	70	95.18	75.54	3.63	0.793664	21	
	100	145.33	135.98	6.00	0.935695	24	
BH-31	50	77.72	83.17	4.96	1.070102	27	
	70	100.63	91.89	4.39	0.913166	23.5	
	100	140.15	120.44	5.67	0.859363	22	
BH-32	50	64.53	43.59	2.98	0.675508	18	
	70	94.39	73.35	2.98	0.777099	20	
	100	136.33	109.00	3.34	0.799505	20.5	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.4 ตารางผลการทดสอบ triaxial test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation

consolidation	Borehole	Effective Mean Stress		Deviator Stress		Volumetric Strain	Stress Ratio	ϕ
		Initial	Final	Initial	Final			
Anisotropic	BH-2	50	65.84	19.00	48.9626	2.34	0.743637	19
		70	93.22	27	69.7994	2.7606	0.748751	19.5
		100	139.2236	37	117.7317	3.3639	0.84563	21.5
	BH-5	50	67.69	19	52.9116	1.8747	0.781665	20.5
		70	95.82	27	77.5641	1.6267	0.809464	21
		100	136.2283	37	108.7316	2.2975	0.798157	20.5
	BH-8	50	64.40	19	42.775	2.3765	0.664217	18
		70	92.52	27	67.0101	2.5088	0.724273	19
		100	137.9714	37	113.7524	2.6633	0.824464	21.5
	BH-10	50	65.89	19	47.6035	2.2343	0.722425	19
		70	94.68	27	74.4043	2.9962	0.785888	20.5
		100	134.1919	37	102.084	2.0184	0.760731	20
	BH-14	50	66.54	19	49.2979	3.9128	0.740897	19.5
		70	90.56	27	61.366	1.9997	0.677597	18
		100	137.2433	37	112.0392	3.94	0.816355	21
	BH-15	50	65.13	19	45.4942	2.9276	0.698479	18
		70	87.54	27	52.3973	2.3411	0.598554	16
		100	137.7493	37	113.1114	2.6528	0.82114	21
	BH-22	50	62.01	19	35.0955	2.5987	0.565962	16
		70	97.42	27	81.7038	2.2158	0.838661	22
		100	136.9403	37	110.3467	2.263	0.805802	21
	BH-23	50	67.28	19	51.627	4.8932	0.767368	20
		70	93.76	27	71.7093	2.5285	0.76484	20
		100	137.4973	37	112.8925	3.9378	0.821052	21
	BH-25	50	68.39	19	55.3524	4.4379	0.809394	21
		70	91.33	27	63.5572	2.6014	0.695902	18.5
		100	137.2175	37	111.4932	3.7111	0.812529	21
	BH-30	50	63.95	19	41.9265	2.3027	0.655589	17.5
		70	92.86	27	68.72	4.0656	0.740001	19
		100	141.617	37	124.6651	3.7758	0.880298	22.5
BH-33	50	66.95	19	51.1833	2.9071	0.764449	20	
	70	89.73	27	58.4421	2.2889	0.651309	17.5	
	100	133.5052	37	100.5955	2.6703	0.753495	19.5	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2 ผลการคาลิเบรทพารามิเตอร์ของดินด้วยการจำลองโมเดล ด้วยโปรแกรม PLAXIS

ค่า internal friction angle ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่าสูงกว่าในกลุ่มตัวอย่างที่ทดสอบด้วยความเค้นโอบรัด 50 และ 70 kPa (ค่า internal angle ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่าเท่ากับ 20.8 และ 20.8 degree ตามลำดับ และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่า internal friction angle 20 และ 20.2 degree ตามลำดับ) แต่น้อยกว่าที่กลุ่มการทดสอบด้วยความเค้นโอบรัดที่ 100 kPa (ค่า internal friction angle ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่าเท่ากับ 21 degree และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่า internal friction angle 23 degree)

ค่าพารามิเตอร์ E_{50}^{ref} พบว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่าสูงกว่าในกลุ่มตัวอย่างที่ทดสอบด้วยความเค้นโอบรัด 50 และ 100 kPa (ค่า E_{50}^{ref} ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่าเท่ากับ 1700 และ 2100 kPa ตามลำดับ และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่า E_{50}^{ref} เท่ากับ 1450 และ 2000 kPa ตามลำดับ) แต่น้อยกว่าที่กลุ่มการทดสอบด้วยความเค้นโอบรัดที่ 70 kPa (ค่า E_{50}^{ref} ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่าเท่ากับ 2200 kPa และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่า E_{50}^{ref} 2100 kPa)

ค่าพารามิเตอร์ E_{oed}^{ref} พบว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่าสูงกว่าในทุกกลุ่มตัวอย่างที่ทดสอบด้วยความเค้นโอบรัด 50,70 และ 100 kPa (ค่า E_{oed}^{ref} ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีค่าเท่ากับ 1600,1850,1860 kPa ตามลำดับ และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่า E_{oed}^{ref} เท่ากับ 1330,1800,1500 kPa ตามลำดับ)

ค่าพารามิเตอร์ E_{ur}^{ref} พบว่าที่การทดสอบที่ความเค้นโอบรัด 50 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีค่าเท่ากับดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation คือ 10000 kPa แต่ที่การทดสอบที่ความเค้นโอบรัด 70 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation มีค่าสูงกว่า ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation โดยค่า E_{ur}^{ref} เท่ากับ 12000 และ 10000 kPa ตามลำดับ และที่การทดสอบด้วยความเค้น 100 kPa พบว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation มีค่าน้อยกว่า ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation โดยค่า E_{ur}^{ref} เท่ากับ 13000 และ 14000 kPa ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.5 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation

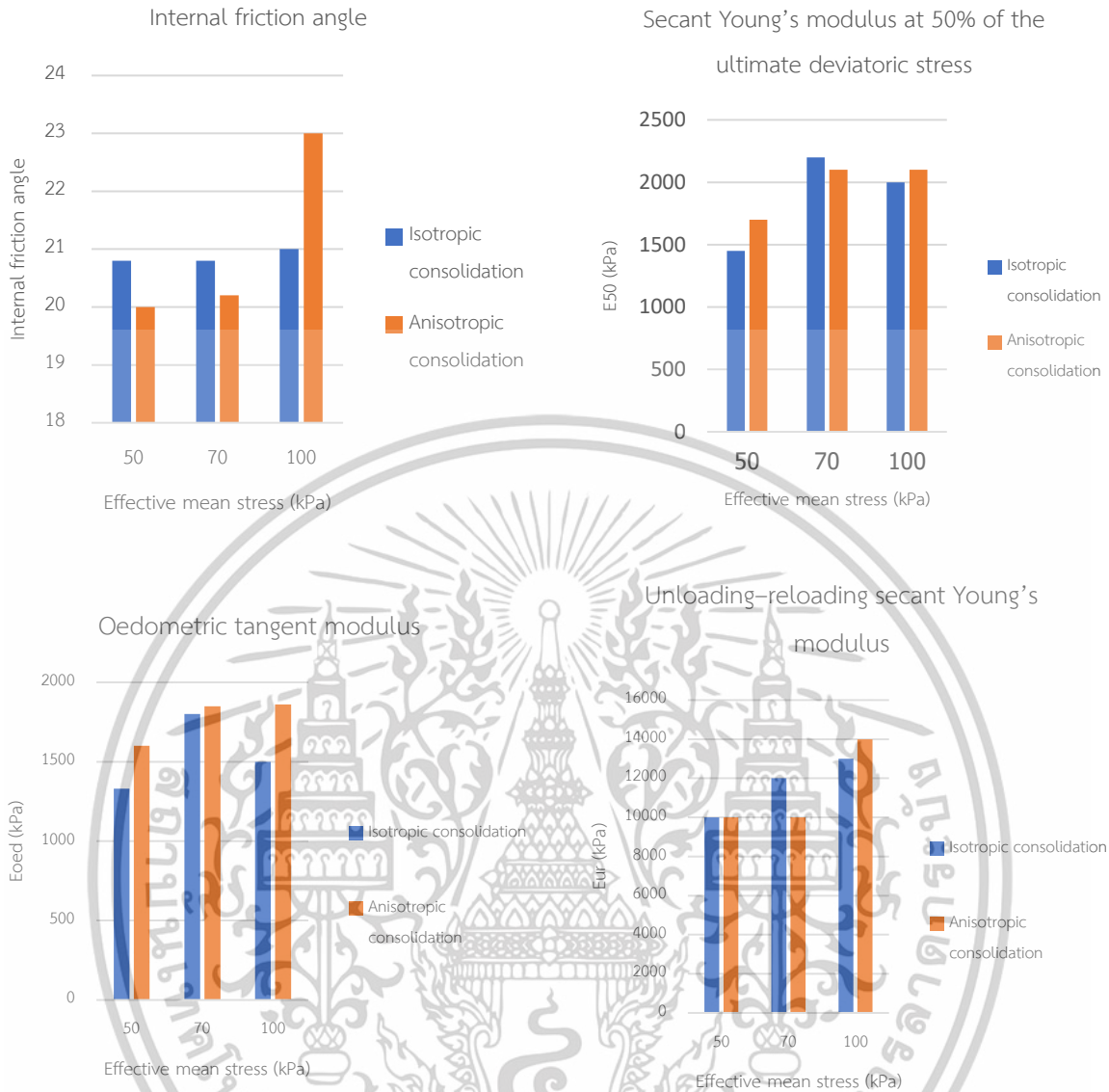
Consolidation	Effective Mean Stress	Model	Yunsat (kN/m ³)	Ysat (kN/m ³)	e	Pref (kPa)	c' (kPa)	f(deg.)	power (m)	v _{ur}	K _{0nc}	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
Isotropic	50	hsm	16	16	1.621	100	1	20.8	1	0.2	0.6335	1450	1330	10000
	70		16	16	1.675	100	1	20.8	1	0.2	0.64	2200	1800	12000
	100		16	16	1.504	100	1	21	1	0.2	0.6416	2000	1500	13000

ตารางที่ 4.6 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation

Consolidation	Effective Mean Stress	Model	Yunsat (kN/m ³)	Ysat (kN/m ³)	e	Pref (kPa)	c' (kPa)	f(deg.)	power (m)	v _{ur}	K _{0nc}	G _{0ref}	Y _{0.7}	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
Anisotropic	50	hss	16	16	1.655	100	1	20	1	0.2	0.6695	12000	0.0003	1700	1600	10000
	70		16	16	1.685	100	1	20.2	1	0.2	0.6547	14120	0.0003	2100	1850	10000
	100		16	16	1.555	100	1	23	1	0.2	0.6093	19350	0.0003	2100	1860	14000

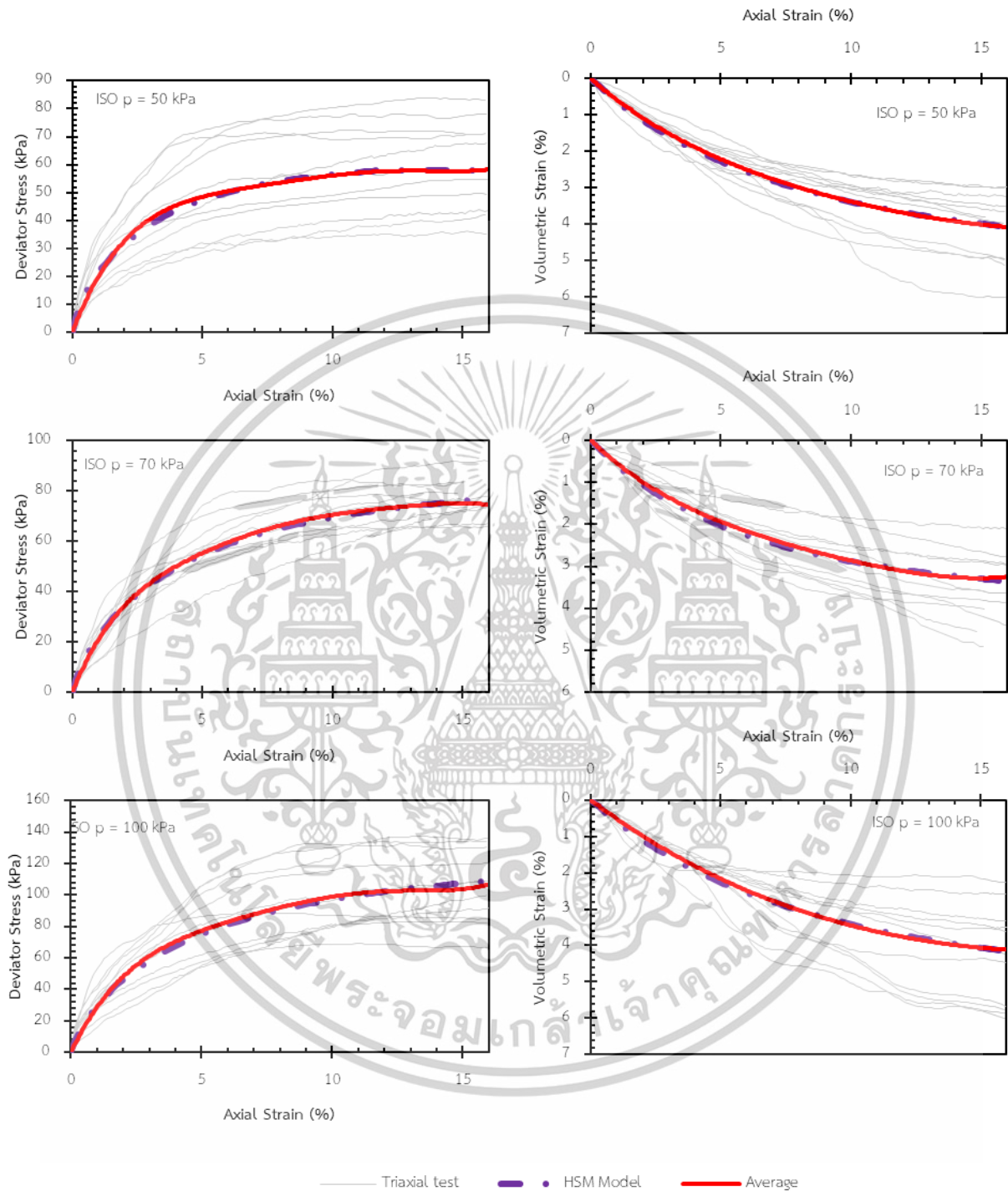
ตารางที่ 4.7 ตารางพารามิเตอร์ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation ของ Bangkok clay ในงานวิจัยอ้างอิง

งานวิจัยอ้างอิง	E ₅₀ (kPa)	E _{oed} (kPa)	E _{ur} (kPa)	c' kPa	f(deg.)
Jongpradist et al. (2016)	10300	10300	30900	0	24
Phein-wei et al. (2012)	10000	12000	45000	9	26
Jamsawang et al. (2015)	8750	8750	52000	-	-
Likitlersuang et al. (2013)	1650	1650	5400	10	25



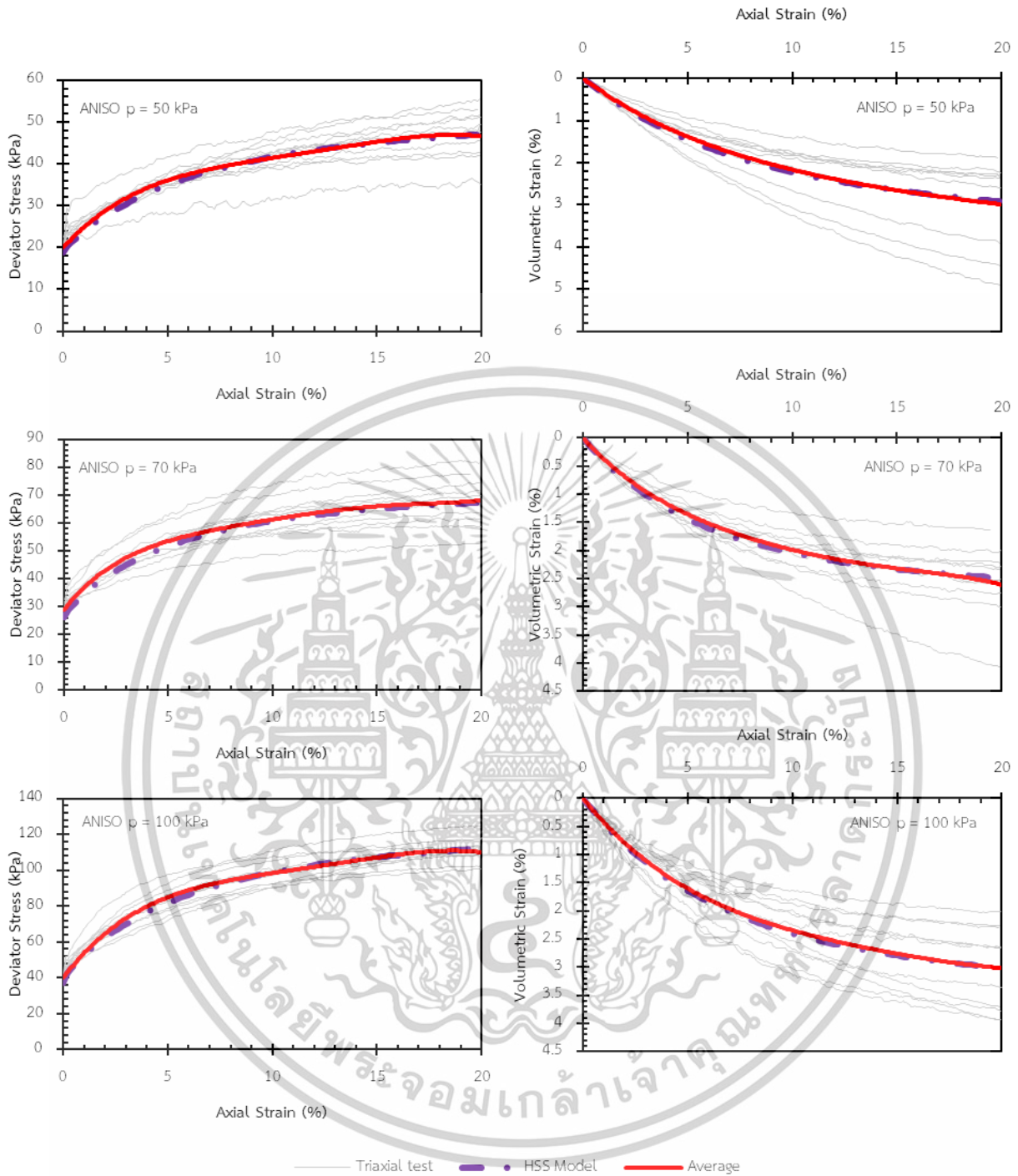
รูปที่ 4.5 ภาพผลการเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการสอบเทียบตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation และ Anisotropic consolidation

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.6 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้แบบ Isotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa เทียบกับผลการคาลิเบรทค่าด้วยโมเดล HSM

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.7 ผลการทดสอบ Triaxial Test ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa เทียบกับผลการคาลิเบรทค่าด้วยโมเดล HSS

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

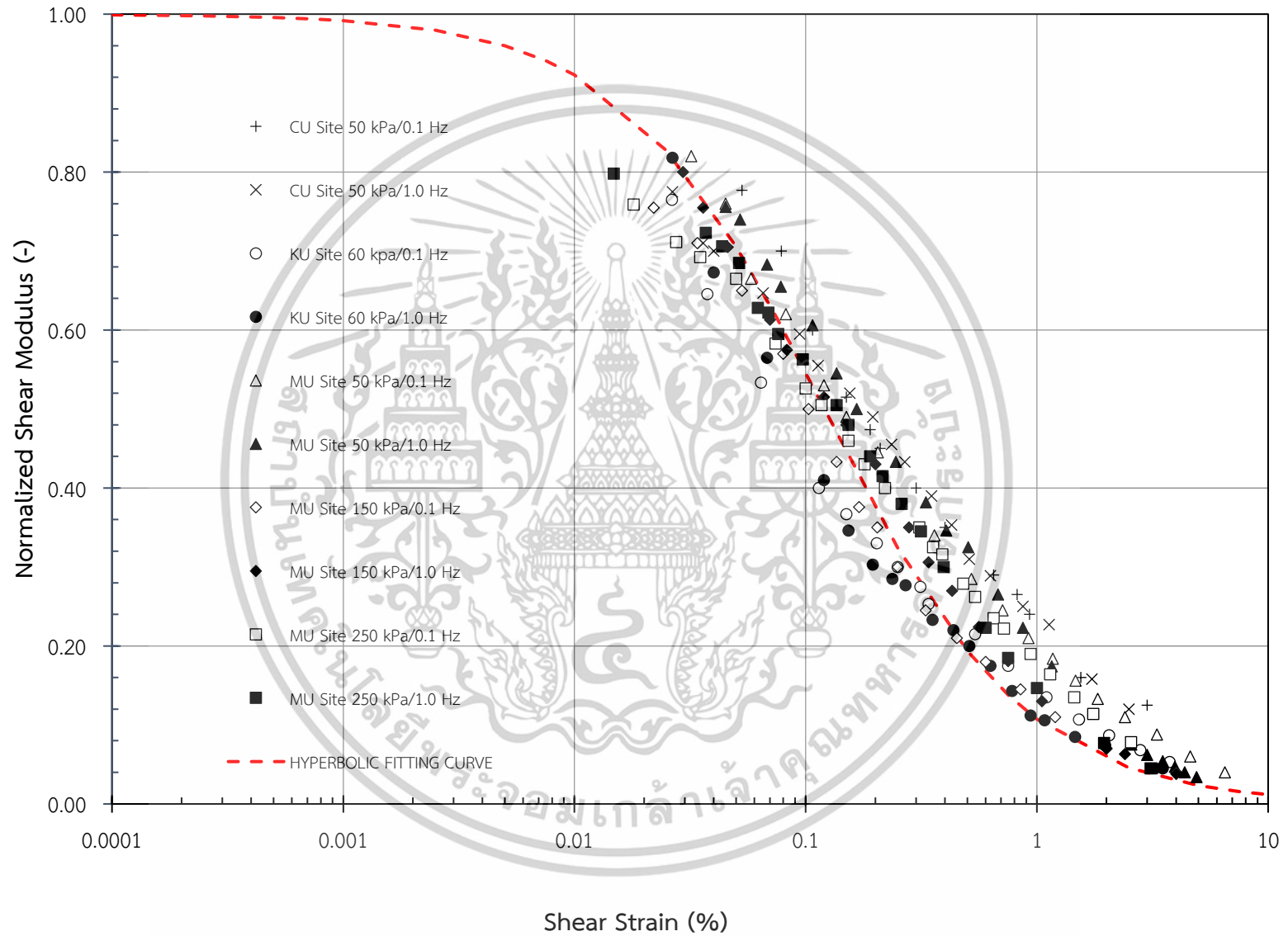
ผลการทดสอบความแข็งแรงของดินในช่วง Small strain

ผลการทดสอบค่า Shear modulus โดยเสนอในรูปแบบ Stiffness degradation curve ที่ช่วง Small strain ของดินตัวอย่างกลุ่ม Anisotropic consolidation ได้ผลการทดสอบจากโครงการคลองลัดชิด และดินตัวอย่างกลุ่ม Isotropic consolidation ได้ผลการทดสอบจากการทดสอบของมหาวิทยาลัยมหิดล (MU) และมหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์ (CU) โดยใช้ตัวอย่างดินจากกลางกรุงเทพฯ และจากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (KU) โดยใช้ตัวอย่างดินจากตอนเหนือของกรุงเทพฯ โดยดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ทำการทดสอบด้วย Cyclic test ที่ความเค้นโอบรัด 50,70 และ 100 kPa โดยทำการทดสอบที่ความถี่ 0.1 Hz และดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation กลุ่มตัวอย่างดินจากมหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์ ทดสอบ Cyclic test ที่ความเค้นโอบรัด 50 kPa โดยทำการทดสอบที่ความถี่ 0.1 และ 1 Hz กลุ่มตัวอย่างดินจากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ทดสอบ Cyclic test ที่ความเค้นโอบรัด 60 kPa โดยทำการทดสอบที่ความถี่ 0.1 และ 1 Hz และกลุ่มตัวอย่างดินจากมหาวิทยาลัยมหิดล ทดสอบ Cyclic test ที่ความเค้นโอบรัด 50, 150 และ 250 kPa โดยทำการทดสอบที่ความถี่ 0.1 และ 1 Hz

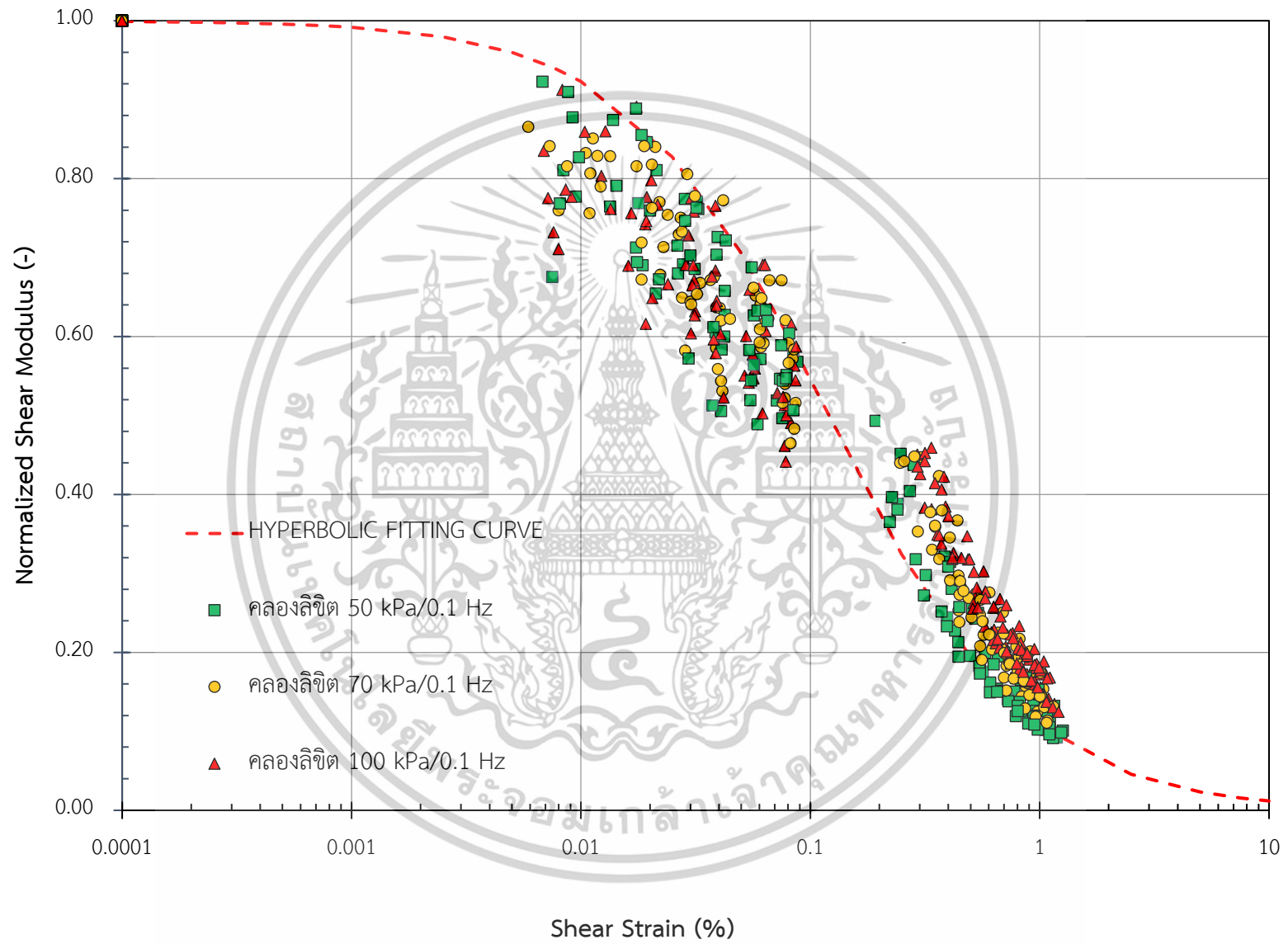
ตารางที่ 4.8 ข้อมูลดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ในการทดสอบ Cyclic Test จากงานวิจัยอ้างอิง

Sites	Depth (m)	water content (%)	Liquid Limit (%)	Plasticity index (%)	Total unit weight (kN/m ³)	Confining Stress (kPa)	Cyclic test frequency (Hz)
MU	4.5-6.0	53-60	59-67	29-30	16	50 ,150 ,250	0.1 ,1.0
CU	6.0-7.0	60-70	80-85	40-45	16	50	0.1 ,1.0
KU	9.0	60-65	80-85	40-45	16	60	0.1 ,1.0

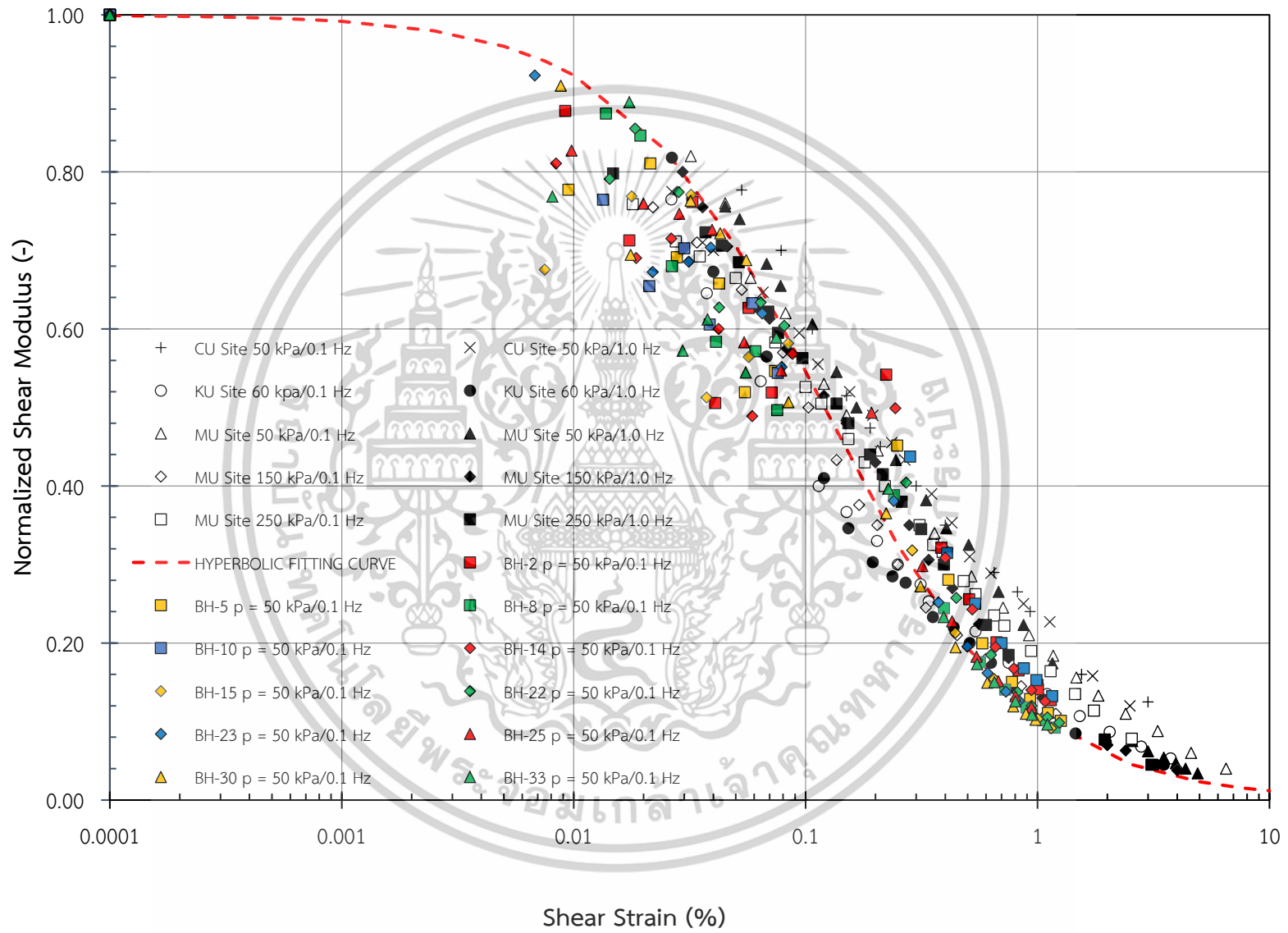
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



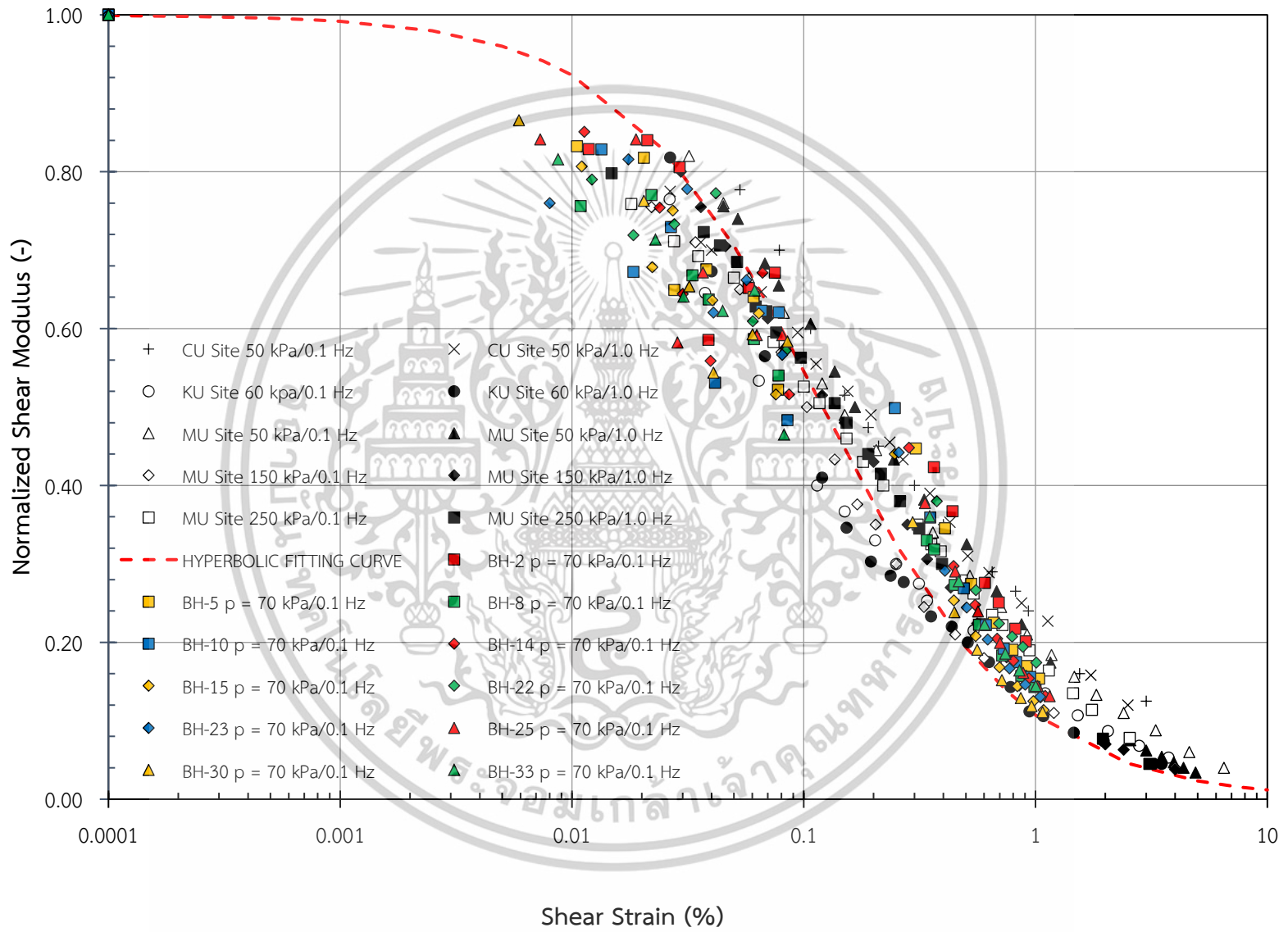
รูปที่ 4.8 ภาพ Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation



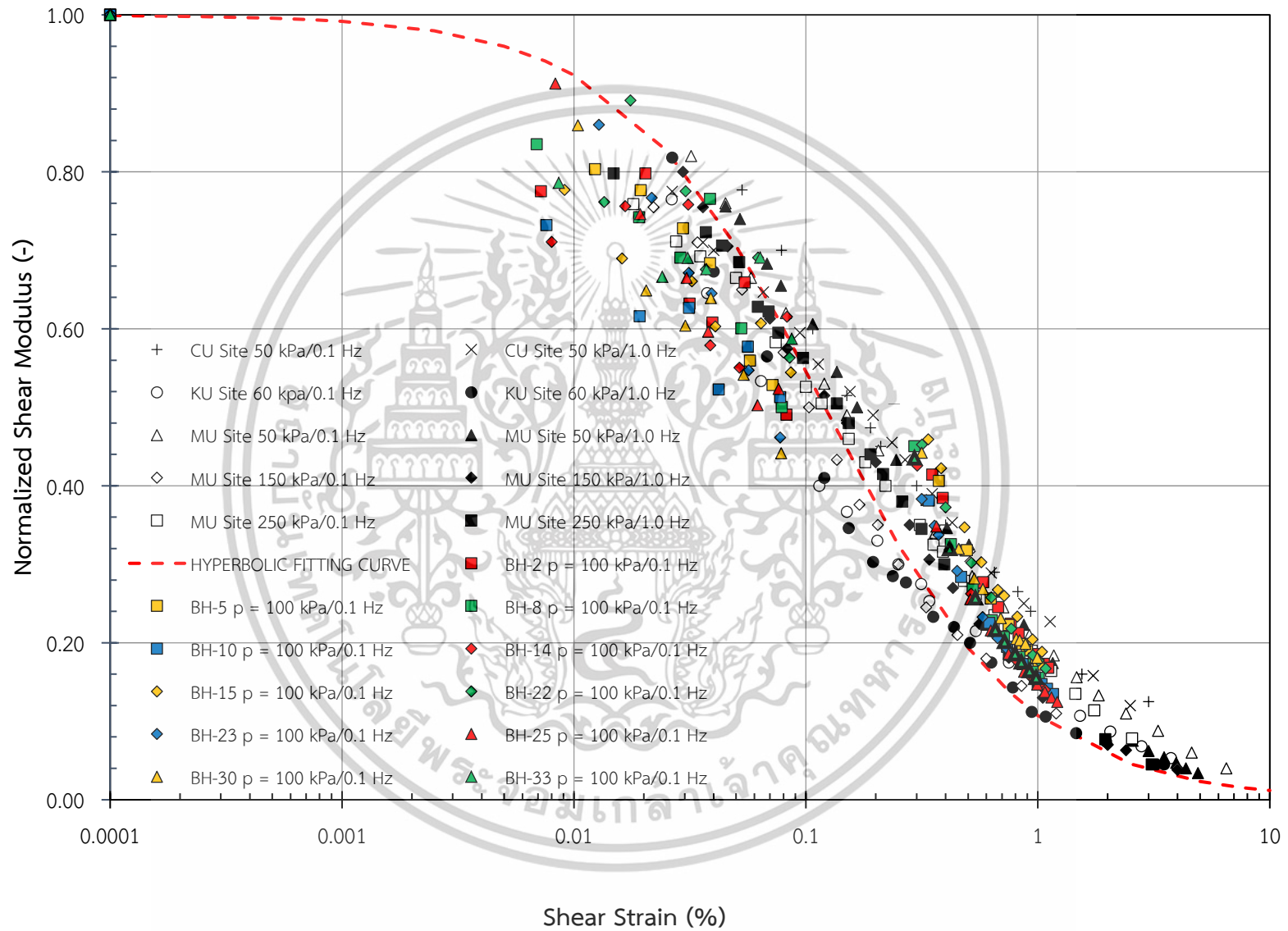
รูปที่ 4.9 ภาพ Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation



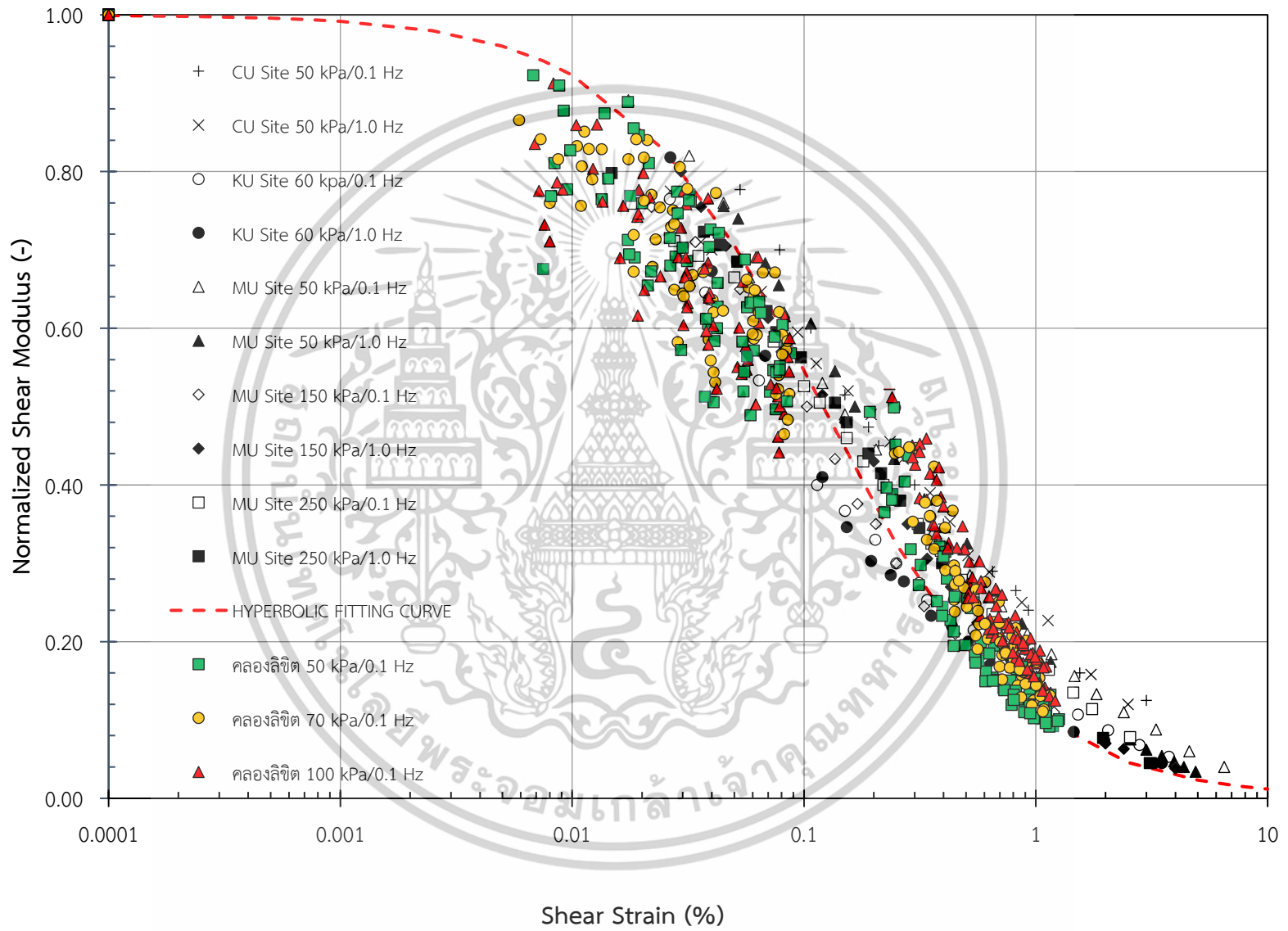
รูปที่ 4.10 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบ
 รััด 50 kPa



รูปที่ 4.11 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบ
 รััด 70 kPa



รูปที่ 4.12 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบ
 รััด 100 kPa



รูปที่ 4.13 ภาพการเปรียบเทียบ Stiffness degradation curve ที่การทดสอบความเค้นโอบ
 รัศ 50,70,100 kPa

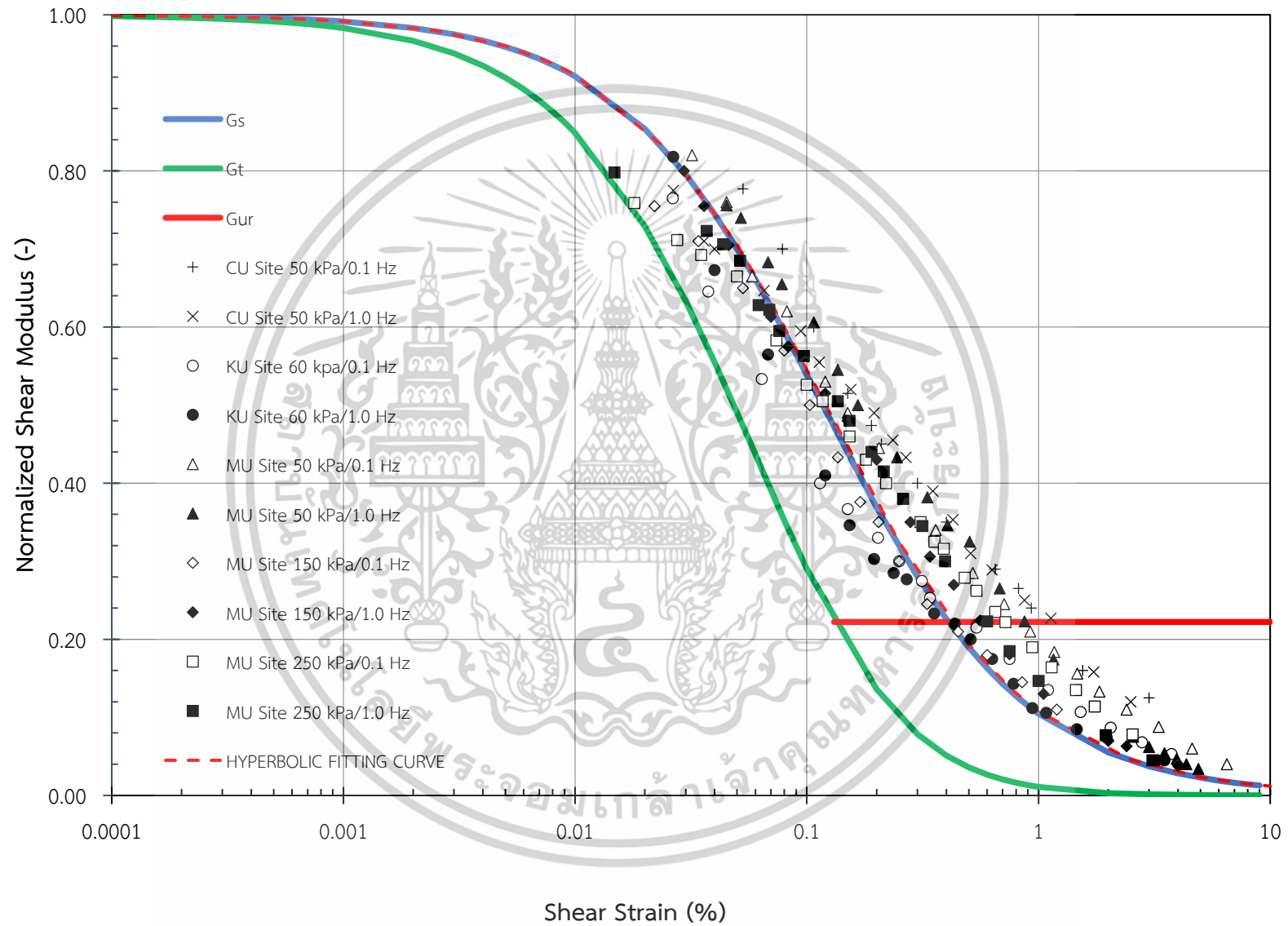
4.4 ผลการทดสอบความแข็งแรงของดินในช่วง Small strain ด้วยการจำลองโมเดล

ผลการคาลิเบรทพารามิเตอร์ Shear modulus ของดินด้วยแบบจำลอง HSS โดยโปรแกรม PLAXIS 3D โดยผลการคาลิเบรทได้ค่าพารามิเตอร์ E_{ur} ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50,70 และ 100 kPa เท่ากับ 10000,10000 และ 14000 kPa และของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50 kPa เท่ากับ 8000 kPa ผลค่าพารามิเตอร์ G_0 ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50,70 และ 100 kPa เท่ากับ 12000,14120 และ 19350 kPa และของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50 kPa เท่ากับ 15000 kPa ผลค่าพารามิเตอร์ $\nu_{0.7}$ ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50,70 และ 100 kPa เท่ากับ 0.0005,0.0006 และ 0.0007 % และของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50 kPa เท่ากับ 0.00045 % ผลค่าพารามิเตอร์ G_{ur} ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50,70 และ 100 kPa เท่ากับ 4166,4166 และ 5833 kPa และของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50 kPa เท่ากับ 3333 kPa ผลค่าพารามิเตอร์ $\gamma_{cut-off}$ ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50,70 และ 100 kPa เท่ากับ 0.09,0.131 และ 0.149 % และของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้น 50 kPa เท่ากับ 0.131 %

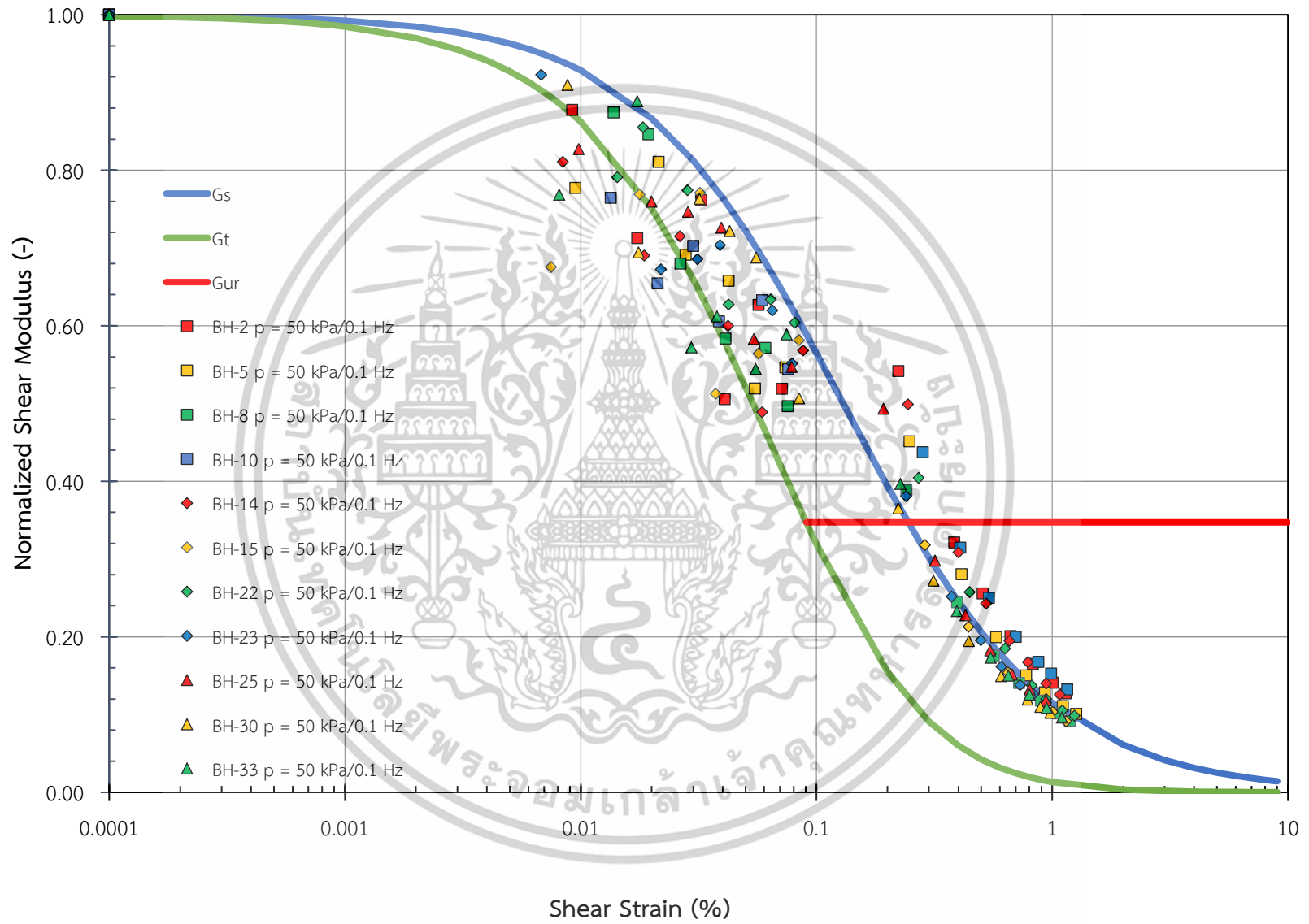
ตารางที่ 4.9 ผลการคาลิเบรทพารามิเตอร์สำหรับค่า Shear modulus ของดินที่ทำการทดสอบแบบ anisotropic consolidation ในช่วง Small strain

	Anisotropic consolidation			Isotropic consolidation
	50	70	100	50-150
confining stress (kPa)	50	70	100	50-150
E_{ur} (kPa)	10000	10000	14000	8000
ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2
G_0 (kPa)	12000	14120	19350	15000
$\nu_{0.7}$	0.0002	0.0002	0.0002	0.00045
G_{ur} (kPa)	4166	4166	5833	3333
$\gamma_{cut-off}$	0.090	0.131	0.149	0.131

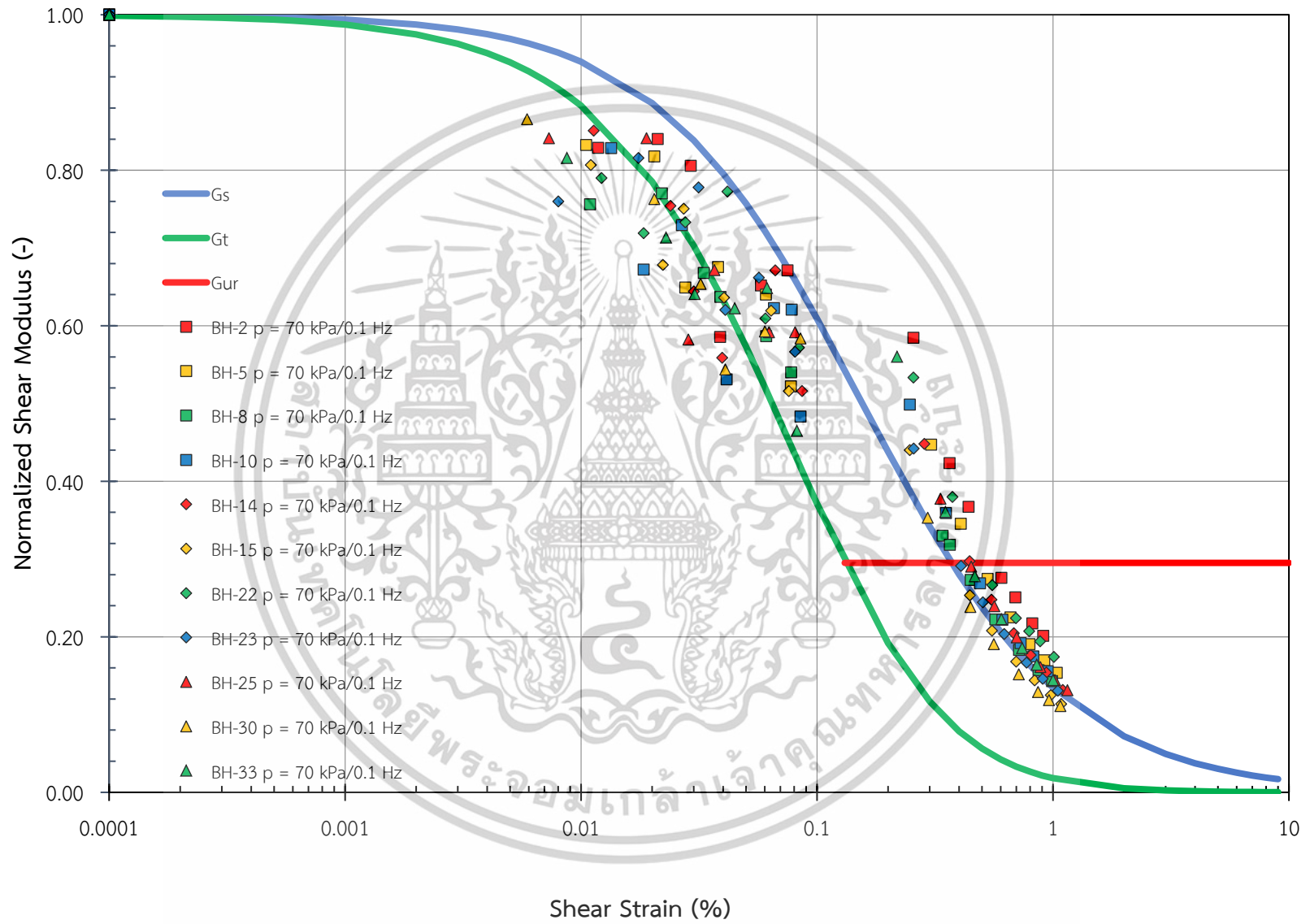
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



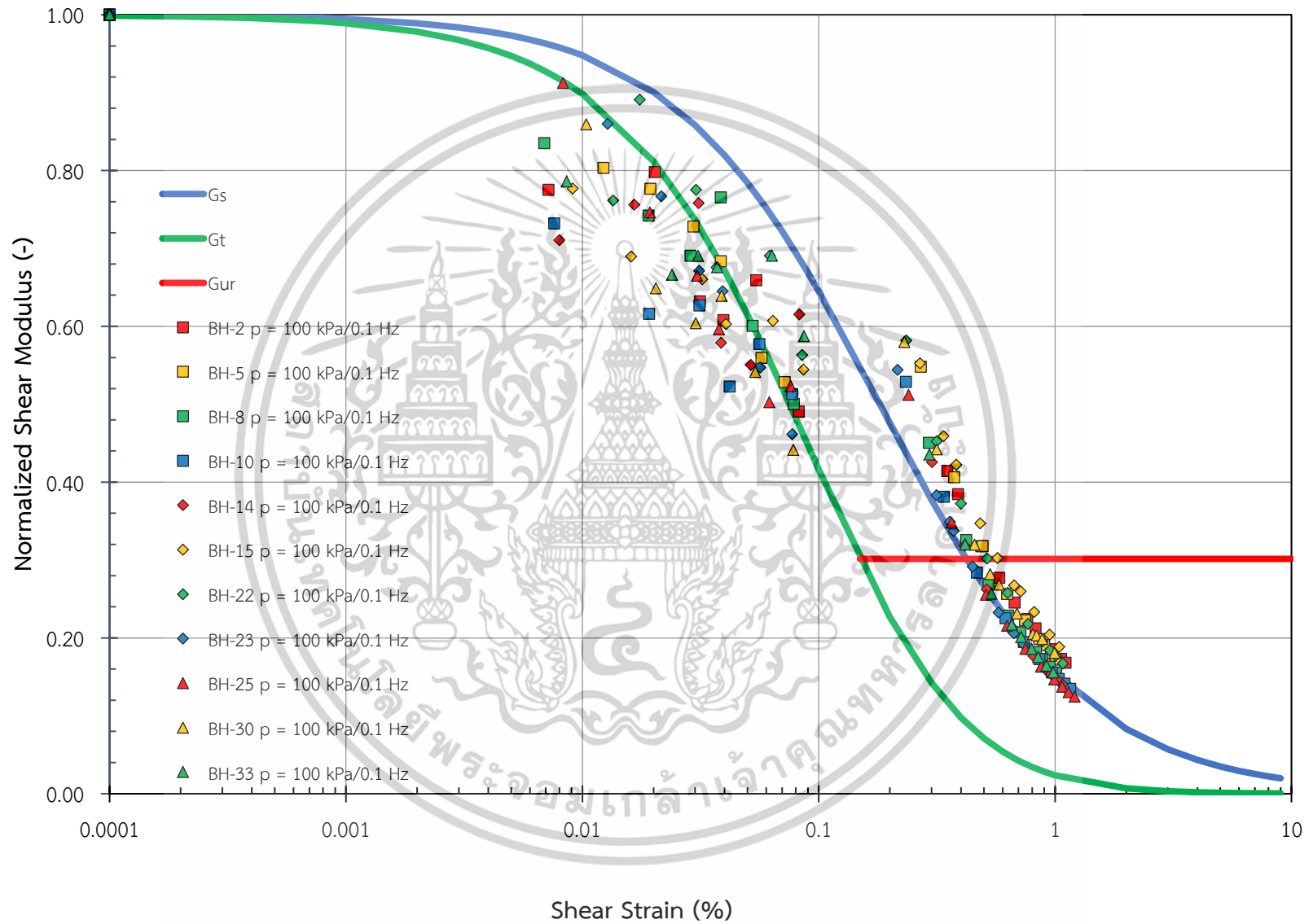
รูปที่ 4.14 ภาพผลการคาลิเบรต Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัว
คายน้ำแบบ Isotropic consolidation



รูปที่ 4.15 ภาพผลการคาลิเบรต Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัว
คายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 50 kPa



รูปที่ 4.16 ภาพผลการคาลิเบรต Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัว
คายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 70 kPa



รูปที่ 4.17 ภาพผลการคาลิเบรต Stiffness degradation curve ของดินที่ได้รับการอัดตัว
คายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation ที่การทดสอบความเค้นโอบรัด 100 kPa

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

5.1.1 ผลแสดงพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของดิน

ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress สูงสุดเฉลี่ยที่ 47.47, 67.87, 111.58 kPa ตามลำดับ และตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress สูงสุดเฉลี่ยที่ 59.34, 76.80, 105.75 kPa ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าการทดสอบที่ควบคุม Effective Mean Stress 50 และ 70 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation จะมีค่า Deviator stress มากกว่า 25.01 และ 13.16 % แต่จะน้อยกว่าที่การทดสอบที่ควบคุม Effective Mean Stress 100 kPa อยู่ 5.22 % แสดงให้เห็นว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic consolidation สามารถรับความเค้นได้มากกว่าที่การทดสอบแบบ Anisotropic consolidation ในช่วงความเค้นที่น้อยแต่ความแตกต่างจะลดลงและน้อยกว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic เมื่อมี confining stress ที่สูงขึ้น เนื่องจากดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ถูกแรงกระทำในแนวตั้งมากกว่าแต่มีแรงกระทำด้านข้างที่น้อยกว่า ทำให้ที่การทดสอบที่ค่า stress ต่ำ ดินจึงอ่อนแอกว่าเพราะมีแรงกระทำด้านข้างน้อยแต่กลับกัน เมื่อเพิ่ม stress แรงกระทำด้านข้างของดินมีมากขึ้น ช่วยบีบดินให้แน่นยิ่งขึ้น ประกอบกับดินเคยได้รับแรงกระทำในแนวตั้งที่มากกว่า ทำให้ทนต่อแรงกระทำในแนวตั้งที่มากกระทำเพิ่มได้มากกว่า จึงทำให้ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic แข็งแรงกว่าในช่วง stress สูง

5.1.2 ผลแสดงพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือน

ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนเฉลี่ยสูงสุดที่ 2.98, 2.53, 3.02 % ตามลำดับ ส่วนดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ที่ควบคุม Effective Mean Stress 50,70,100 kPa มีค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนเฉลี่ยสูงสุดที่ 4.11, 3.61, 4.30 % ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีพฤติกรรมเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการเฉือนที่มากกว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic เล็กน้อยเนื่องจากดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic ได้รับโหลดกระทำในแนวตั้งที่มากกว่าทำให้ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation เนื่องจากดินที่ได้รับการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อัดตัวคายนํ้าแบบ anisotropic consolidation มีสามารถต้านทานกำลังในแนวตั้งได้มากกว่า จึงทำให้มีการต้านทานการเสีรูปได้ดีกว่า

5.1.3 ผลแสดงอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress และ Effective Mean Stress

ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic consolidation ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress มีค่าเฉลี่ยสูงสุด เท่ากับ 0.72 , 0.73 , 0.81 ตามลำดับ และดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation ที่ควบคุม Effective Mean Stress ที่ 50,70,100 kPa มีค่าอัตราส่วนความเค้นระหว่าง Deviator Stress กับ Effective Mean Stress มีค่าเฉลี่ยสูงสุดเท่ากับ 0.838 , 0.801 , 0.775 ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic consolidation มีแนวโน้มค่าของ Stress ratio ที่สูงกว่า และจากกราฟดินมีพฤติกรรมการขยายตัวที่มากกว่าทำให้ดินคูมีลักษณะที่แน่นกว่า แต่ผลของ Anisotropic consolidation จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อ ค่า Effective Mean Stress สูงขึ้น

5.1.4 ผลแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง Deviatoric Stress กับ Effective Mean Stress

ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Anisotropic ที่ Effective Confining Stress 50 , 70 , 100 kPa มีค่า Deviator Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 47.47, 67.87 ,111.58 kPa ตามลำดับ และค่า Effective Mean Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 65.82 , 92.67 , 137.21 kPa และค่ามุม Phi เฉลี่ยที่ 18.95, 19.18, 20.95 degree ส่วนดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ Isotropic ที่ Effective Confining Stress 50,70,100 kPa มีค่า Deviator Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 59.34, 76.80 , 105.75 kPa ตามลำดับ และค่า Effective Mean Stress เฉลี่ยสูงสุดที่ 69.80 , 95.62 , 135.26 kPa และค่ามุม Phi เฉลี่ยที่ 21.77, 20.91, 20.23 degree แสดงให้เห็นว่า ดินที่ได้รับการอัดตัวคายนํ้าแบบ isotropic consolidation มีความแข็งแรงและเสถียรภาพที่มากกว่า แต่ผลของ Anisotropic consolidation จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อ ค่า Effective Mean Stress สูงขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2 ผลการสรุปค่าของค่าพารามิเตอร์ของดินที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS

5.2.1 ค่าพารามิเตอร์ Internal friction angle

ที่การทดสอบ Effective mean stress ที่ 50 และ 70 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation มีผลค่า Internal friction angle ที่สูงกว่า ค่าของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation แต่ผลค่า Internal friction angle ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation มีแนวโน้มที่จะพัฒนาและเพิ่มขึ้นเมื่อค่า confining stress สูงขึ้นอย่างเห็นได้ชัด สอดคล้องกับผลการทดลองที่ได้จากการทดสอบ triaxial test

5.2.2 ค่าพารามิเตอร์ Secant Young's Modulus at 50%

ที่การทดสอบ Effective mean stress ที่ 50 และ 70 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation มีผลค่า Secant Young's Modulus at 50% ที่สูงกว่า ค่าของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation แต่ความแตกต่างเริ่มลดลงเมื่อมีค่า confining stress ที่เพิ่มขึ้น และที่การทดสอบที่ confining stress 100 kPa ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation มีการพัฒนาค่า Secant Young's Modulus at 50% ที่สูงกว่า นั้นแสดงถึงดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation จะมีความแข็งแรงกว่าที่การทดสอบภายใต้ confining stress ที่ต่ำ และ ดินได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation จะมีความแข็งแรงที่มากกว่าเมื่อทดสอบที่ confining stress ที่สูงขึ้น

5.2.3 ค่าพารามิเตอร์ Oedometer Modulus

ในการทดสอบในทุกระดับค่า Effective mean stress พบว่า ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation มีค่า Oedometer Modulus ที่สูงกว่าแสดงให้เห็นถึงการต้านทานการทรุดตัว และการต้านทานกำลังในแนวตั้งได้ดีกว่า ส่งผลให้งานที่ใช้ข้อมูลดินที่จำเป็นต้องใช้ความสามารถในการต้านทานการทรุดตัวในแนวตั้ง เช่น งานฐานรากแผ่ ควรใช้ข้อมูลของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ isotropic consolidation เพื่อการออกแบบที่ปลอดภัยยิ่งขึ้น

5.2.4 ค่าพารามิเตอร์ Unloading–Reloading Modulus

ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation มีค่า Unloading–Reloading Modulus แนวโน้มที่สูงกว่า แสดงให้เห็นว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation สามารถต้านทานแรงที่กระทำซ้ำๆ ได้ดีกว่า เช่น งานขุดดิน งานอุโมงค์ การวิเคราะห์แรงดันดินข้าง Retaining wall เป็นต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3 ผลของการทดสอบ Stiffness degradation curve ของตัวอย่างดินที่ช่วง Small strain

จากการทดสอบพบว่าค่า Shear modulus ของตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic มีแนวโน้มที่น้อยกว่าดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic ในช่วง Small strain 0.001-0.1% ส่งผลให้เมื่อมีการเพิ่มขึ้นของ Shear strain จะส่งผลให้ Shear modulus ของดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation ลดลงอย่างรวดเร็ว ทำให้ในการวิเคราะห์ข้อมูลในช่วงการใช้งาน Small strain เช่น การออกแบบอุโมงค์ ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic consolidation จึงมีความเหมาะสมกว่า

5.4 ข้อเสนอแนะ

- ดินตัวอย่างที่ถูกนำมาใช้ทดสอบเป็นดินธรรมชาติ อาจส่งผลให้ส่งผลต่อความคลาดเคลื่อนของผลการทดสอบจากอนุภาคภายในเม็ดดินที่แตกต่างกัน ตามแต่ละพื้นที่
- ทดสอบที่ความเค้นที่ละเอียดและสูงยิ่งขึ้น เพื่อหาจุดเปลี่ยนแปลงที่ทำให้ดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบ anisotropic consolidation เริ่มมีความแข็งแรงกว่า เพื่อกำหนดพิกัดในการเลือกใช้งานข้อมูลในการออกแบบ
- สามารถทำการทดสอบเพิ่มเติมในพื้นที่ที่แตกต่างกันของดิน Bangkok clay พื้นเป็นฐานข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ข้อมูลดิน แบบ Random field เพื่อเป็นฐานข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบที่แม่นยำยิ่งขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรณานุกรม

1. Anwar, M. S. (1992), Extension behavior of Bangkok Soft Clay below state boundary surface, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
2. Arthur, J. R. F., Chua, K. S., and Dunstan, T. (1977), "Induced anisotropy in sand", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, pp. 13-30
3. 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
4. Balasubramaniam, A. S. and Uddin, W. (1977), "Deformation characteristics of weathered Bangkok Clay in triaxial extension", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, pp. 75-92
5. 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
6. 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
7. 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
8. 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
9. 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
10. Gunn, M. J. (1993), "The prediction of the surface settlement profile due to tunneling", *Predictive Soil Mechanics*, Thomas Telford, London, pp. 304-316
11. 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
12. 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
13. Jardine, R. J. (1992), "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness", *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 111-124
14. Kuwano, R. (1999), "The stiffness and yielding anisotropy of sand", Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, England
15. 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
16. Memon, M. A. (1976), Undrained shear strength on different failure planes of soft Rangsit Clay, M.Eng thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
17. 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.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้เผยแพร่โดยไม่เสียค่าใช้จ่าย

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- Kusakabe et al., Balkema, Rotterdam, pp. 671-697
18. Ng, C. W. W. and Lings, M. L. (1995), "Effects of Modeling Soil Nonlinearity and Wall Installation on BackAnalysis of Deep Excavation in Stiff Clay", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 10, pp. 687-695
 19. 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
 20. 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
 21. 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
 22. 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
 23. 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
 24. Skempton, A. W. (1954), "The pore pressure coefficients A and B", *Geotechnique*, Vol. 4, No. 4, pp. 146-147
 25. Smith, P. R., Jardine, R. J., and Hight, D. W. (1992), "The yielding of Bothkennar clay", *Geotechnique* 42, No. 2, pp. 257-274
 26. 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
 27. Tapubolon, M. (1981), Behavior of soft Bangkok Clay under horizontal loading, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand
 28. 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, Humburg*, Vol. 4, pp. 2129-2164
 29. Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991), "Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and
 29. 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
 30. 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
 31. Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002b), "Shear modulus and damping of soft Bangkok clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 1201-1207
 32. 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
 33. Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F., and Likitlersuang, S. (2013), "Undrained strength-
- เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition", *Geomechanics and Engineering*, Vol. 5, No. 5, pp. 419-445

34. 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
35. 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 *Laboratory Tests*", *Proc. of the 9th ARCSMFE, Bangkok*, Vol. 1, pp. 101-170
36. Teachavorasinskun, S. and Akkarakun, T. (2004), "Paths of elastic shear modulus of clays", *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 331-333
37. Teachavorasinskun, S. and Amornwithayalax, T. (2002), "Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression", *Geotechnique*, Vol. 52, No. 7, pp. 537-540
38. 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



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้