การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD

นายกฤตเมธ อัตถานุวัฒน์

นายฉัตรเมธา พระจันทร์ลา

นายทินกร สมณวัฒนา

โครงงานพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2556

การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัด โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD

นายกฤตเมธ อัตถานุวัฒน์

นายฉัตรเมธา พระจันทร์ลา

นายทินกร สมณวัฒนา

โครงงานพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2556

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD

MR.KRITAMET AUTTHANUWAT
MR.CHATMETHA PRACHANLA
MR.TINNAKORN SAMANAWATTANA

A SPECIAL PROJECT IS SUMMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEEGREE OF
BACHELOR OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEEING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
2013

เอกสารนี้เป็นเอกสาร[illegible]ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา [illegible]อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองโครงงานพิเศษ

หัวข้อโครงงานพิเศษ	การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัด โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD
นักศึกษา	นายกฤตเมธ อัตถานุวัฒน์ รหัสประจำตัว 53010041
	นายฉัตรเมธา พระจันทร์ลา รหัสประจำตัว 53010273
	นายทินกร สมณวัฒนา รหัสประจำตัว 53010590
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ.สุพจน์ ศรีนิล
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	ผศ.ดร.ธนาดล คงสมบูรณ์, อ.อุบะ ศิริแก้ว
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา	2556

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
รศ. สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.ดร. ธนาดล คงสมบูรณ์	
ผศ. สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์	
อ. อุบะ ศิริแก้ว	

วันที่ 25 มีนาคม พ.ศ.2557 เวลา 13.00-14.00 น.

สถานที่สอบ CV-201

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(รศ. สุพจน์ ศรีนิล)

ประธานสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงงานพิเศษ	การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD		
นักศึกษา	นายกฤตเมธ	อัตถานุวัฒน์	รหัสประจำตัว 53010041
	นายฉัตรเมธา	พระจันทร์ลา	รหัสประจำตัว 53010273
	นายทินกร	สมณวัฒนา	รหัสประจำตัว 53010590
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ.สุพจน์	ศรีนิล	
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	ผศ.ดร.ธนาดล	คงสมบูรณ์,	อ.อุบะ ศิริแก้ว
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต		สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา	2556		

บทคัดย่อ

โครงงานพิเศษนี้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ เพื่อศึกษาอิทธิพลของความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกินจากการบดอัด ซึ่งได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนแรกจะทำการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ โดยใช้พารามิเตอร์ของดินในรูปแบบของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์สำหรับการวิเคราะห์ ซึ่งจะสร้างแบบจำลองขนาด 20x30 เมตร และแบ่งชั้นดินออกเป็น 4 ชั้น ประกอบด้วย ชั้นดินตามฤดู ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง และชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งมีค่าระดับ -1.00, -9.00, -13.00 และ -20.00 เมตร ตามลำดับ และมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ -0.50 เมตรจากผิวดิน ส่วนที่สองจะศึกษาความสัมพันธ์ของตุ้มน้ำหนักและความสูงที่ยก เพื่อสร้างแรงกระทำแบบกระแทกตามหลักการบดอัด จากการศึกษาพบว่าแรงกระทำที่เหมาะสมสำหรับการบดอัดอยู่ที่ระหว่าง 40–60 kN/m^2 หรือใช้ตุ้มน้ำหนักประมาณ 5 ตัน ยกสูงประมาณ 5-8 เมตรจากพื้นดิน โดยระยะห่างระหว่างจุดบดอัดไม่เกิน 1 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Title	THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD		
Name	MR.KRITAMET	AUTTHANUWAT	ID. 53010041
	MR.CHATMETHA	PRACHANLA	ID. 53010273
	MR.TINNAKORN	SAMANAWATTANA	ID. 53010590
Adviser	ASSOC.PROF SUPOJ	SRINIL	
Co-Adviser	ASST.PROF.DR. THANADOL KONGSOMBOON, MS.UBA SIRIKAEW		
Degree	BACHELOR OF ENGINEERING		
Year	2013		

ABSTRACT

This special project studied to behavior of Compaction in Bangkok Clay by Finite Element Method. To studied influence of effective depth and excess pore pressure from compaction load. This study is separated to 2 parts. The first, to studied behavior of Bangkok Clay by Finite Element Method (FEM) model. For Analytical that used soil parameters in type of Mohr-Coulomb Model. Dimension of FEM model is 20x30 meters and soil profile is included by weathered crust, soft clay, medium clay and stiff clay, there elevation are -1.00, -9.00, -13.00 and -20.00 meters respectively. And groundwater level at -0.50 meter from ground. The second to studied relative of tamper weight and drop height for created compaction load. In conclusion, The appropriate load at ground surface is 40-60 kN/m^2, or that equal to in compaction technique is 5 Ton weight of tamper and 5-8 meters drop height. And spacing of compaction point is not exceed 1 meter.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

ทางคณะผู้จัดทำโครงงานพิเศษของกราบขอบพระคุณ รศ. สุพจน์ ศรีนิล ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงงานพิเศษนี้ ที่ได้สละเวลาอันมีค่าในการให้คำปรึกษา คำแนะนำและข้อเสนอแนะต่างๆ จนทำให้โครงงานพิเศษนี้บรรลุวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ผศ.ดร.ธนาดล คงสมบูรณ์, รศ.ดร.สกุล ห่อวโนทยาน และ อ.อุบะ ศิริแก้ว ที่ให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะเพิ่มเติมเพื่อแนวทางให้งานวิจัยฉบับนี้มีความถูกต้องสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณนายประทีป หลือประเสริฐและนายวิรุฬห์ ทุมเที่ยงจาก Ladkrabang Underground and Tunneling Innovation Center (LUTIC) ที่คอยช่วยเหลือในการใช้โปรแกรมวิเคราะห์ดินโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์และให้ข้อมูลดินและแนะนำแนวทางในศึกษาจนทำให้โครงงานพิเศษนี้ให้สำเร็จไปด้วยดี

ขอขอบพระคุณนายหฤทัสถ์ พ่อบาล และพี่ๆทุกท่านที่คอยแนะนำและสนับสนุนในการทำโครงงานพิเศษ และเพื่อนที่คอยเป็นกำลังใจและช่วยเหลือในด้านต่างๆตลอดเวลาที่ทำโครงงานพิเศษฉบับนี้

สุดท้ายนี้ หากโครงงานพิเศษฉบับนี้มีความดีและก่อประโยชน์แก่ส่วนรวม คณะผู้วิจัย ขอมอบความดีทั้งปวงให้แก่บิดาและมารดา ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ช่วยส่งเสริมให้คณะผู้วิจัยได้มีความรู้ ความสามารถและประสบความสำเร็จในการศึกษา

นายกฤตเมธ อัตถานุวัฒน์
นายฉัตรเมธา พระจันทร์ลา
นายทินกร สมณวัฒนา
ผู้จัดทำโครงงานพิเศษ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน (ภาษาไทย)	ก
	ปกใน (ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอนุมัติ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัทย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฎ
	สารบัญรูป	ฎ
1	**บทนำ**	1
	1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา	1
	1.2 วัตถุประสงค์ของโครงงานพิเศษ	2
	1.3 ขอบเขตของโครงงานพิเศษ	2
	1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
2	**วรรณกรรมปริทัศน์**	3
	2.1 กล่าวนำ	3
	2.2 ชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ	3
	2.3 ข้อมูลชั้นดินเหนียวกรุงเทพ	4
	2.3.1 การแบ่งชั้นดิน	6
	2.3.1.1 Weathered Clay Layer	6
	2.3.1.2 Soft to Medium Clay Layer	6
	2.3.1.3 Stiff Clay Layer	6
	2.3.1.4 First Sand Layer	6
	2.3.1.5 Hard Clay Layer	6
	2.3.1.6 Second Sand Layer	6
	2.3.1.7 Third Sand Layer	7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ(ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.3.1.8 Fourth Sand	7
	2.4 พารามิเตอร์ชั้นดินสำหรับการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ (FEM)	7
	2.5 เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก	7
	2.6 แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure)	9
	2.7 ความแข็งแรงของดิน (Soil strength)	12
	2.8 การขนและโมเมนตัม	14
	2.8.1 โมเมนตัม (Momentum)	14
	2.8.2 แรงและการเปลี่ยนโมเมนตัม	15
	2.8.3 การดลและแรงดล (Impulse)	16
3	**วิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค**	17
	3.1 กล่าวนำ	17
	3.2 หลักการวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Principle of Finite Element Method)	18
	3.2.1 การแบ่งชิ้นส่วน (Element discretisation)	18
	3.2.2 การเลือกฟังก์ชั้นของตัวแปรหลัก (Primary variable function selection)	18
	3.2.3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (Element equation)	18
	3.2.4 การสร้างสมการหลัก (Global equation)	18
	3.2.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)	18
	3.2.6 การแก้สมการหลัก (Solve the global equation)	18
	3.3 ข้อพิจารณาสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical Engineering Considerations)	19
	3.3.1 รูปแบบเลขาคณิตในอุดมคติ (Geometric idealisation)	19
	3.3.2 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)	19
	3.3.2.1 กรณีระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained)	19
	3.3.2.2 กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained)	19
	3.3.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)	20
	3.3.3.1 การคำนวณแรงดันของเหลว (Pore fluid pressure calculation)	20

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ(ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.3.4 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)	21
	3.3.4.1 แกนท้องถิ่น (Local axes)	22
	3.3.4.2 เงื่อนไขขอบด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions)	23
	3.3.4.3 เงื่อนไขขอบด้านแรงกระทำที่จุดต่อ (Loading conditions)	24
	3.3.5 การก่อสร้างแบบขั้นตอน (Staged construction)	26
	3.3.5.1 งานถมคันดิน (Filled embankment)	26
	3.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดิน (Constitutive Soil Models)	27
	3.4.1 ตัวแปรความเค้นและความเครียด (Stress-strain variables)	28
	3.4.2 แบบจำลองอิลาสติก (Elastic model)	28
	3.4.3 แบบจำลองอิลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple elasto-plastic model)	28
	3.4.4 แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model)	30
	3.5 การประยุกต์ใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์สำหรับเทคการบดอัดกระแทก	33
4	**ขั้นตอนและวิธีดำเนินการ**	34
	4.1 กล่าวนำ	34
	4.2 การสร้างโมเดลที่ใช้ในการศึกษา	34
	4.3 การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดิน	35
	4.3.1 การใส่น้ำหนักกระทำกับชั้นดิน	35
	4.3.2 การใส่ระดับน้ำใต้ดิน	36
	4.3.3 การคำนวณโดย FEM	37
	4.3.4 การพิจารณาผลของ Effective Stress เนื่องจากแรงกระทำ	37
	4.3.5 Flow Chart ขั้นตอนการพิจารณา Vertical Effective Stress	39
	4.4 การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในชั้นดิน	40
	4.4.1 การใส่น้ำหนักกระทำกับชั้นดิน	40
	4.4.2 การใส่ระดับน้ำใต้ดิน (Groundwater Level)	40
	4.4.3 การคำนวณโดย FEM	41

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ(ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	4.4.4 การดูผลของ Excess Pore Water Pressure ที่เกิดจากน้ำหนักกระทำทั้งสองจุด	41
	4.4.5 Flow Chart ขั้นตอนการพิจารณา Excess Pore Water Pressure	42
5	**ผลการศึกษา และการวิเคราะห์**	43
	5.1 กล่าวนำ	43
	5.2 การวิเคราะห์ความลึกประสิทธิผล	43
	5.3 การวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกิน	53
	5.4 การวิเคราะห์แรงกระทำของการบดอัดกระแทก	70
6	**บทสรุป ปัญหาที่เกิดขึ้นและข้อเสนอแนะ**	71
	6.1 สรุปผลโครงงาน	71
	6.2 ปัญหาที่พบในการดำเนินงาน	72
	6.3 ข้อเสนอแนะ	72
	บรรณาณุกรม	73
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก ตารางการคำนวณต่างๆ	ผก.1
	ภาคผนวก ข กราฟเปรียบความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งโดยวิธี FEM และวิธีโดยละเอียด	ผข.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
2.1	ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินกรุงเทพสำหรับการวิเคราะห์ด้วย FEM (Wonglert และคณะ, 2008)	7
3.1	ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces)	25
6.1	ตารางสรุปผลการศึกษา	71

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1	ข้อมูลชั้นดิน (Soil profile) พื้นที่สนามบินสุวรรณภูมิ (Moh & Lin, 2003)	4
2.2	พื้นที่บริเวณกรุงเทพและปริมณฑล	5
2.3	Isopach ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพ (Ntalaya and Rua, 1981)	6
2.4	ลักษณะการทำงานของ Dynamic compaction	8
2.5	ระยะประสิทธิผลของการทุบบดอัดแบบกระแทก	9
2.6	การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน	11
3.1	เงื่อนไขขอบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition)	22
3.2	ตัวอย่างการกำหนดค่าการเคลื่อนที่สำหรับวัสดุแข็งเกร็ง (Prescribed displacement of rigid body modes)	23
3.3	ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses)	24
3.4	ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันดินถม	26
3.5	กระบวนก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment)	27
3.6	ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule)	30
3.7	พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)	31
3.8	พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)	31
3.9	ผลของมุมไดเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์	32
4.1	ลักษณะแบบจำลองที่ใช้คำนวณไฟไนต์อิลิเมนต์	34
4.2	การใส่ (Input) แรงกระทำลงในแบบจำลอง	35
4.3	รูปแบบของน้ำหนักกระทำในแบบจำลอง	36
4.4	การกำหนดระดับน้ำใต้ดินในแบบจำลอง	36
4.5	Effective Stress ของหน้าตัดที่ -0.50 เมตร จากผิวดิน	37
4.6	ตัวอย่างตารางค่า Vertical Effective Stress ของหน้าตัดที่ -0.50 เมตร จากผิวดิน	38
4.7	รูปแบบน้ำหนักกระทำในแบบจำลองโดยมีระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร	40
4.8	รูปแบบขั้นตอนการคำนวณของ Phase 1 และ Phase 2	41

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.9	Shading ของ Excess Pore Water Pressure จากน้ำหนักกระทำ 60kN/m² ที่ระยะห่าง 1.00 เมตร	41
5.1(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งก่อนได้รับแรงกระทำ	44
5.1(ข)	กราฟแสดงค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินก่อนได้รับแรงกระทำ	44
5.2(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 10kN/m^2	45
5.2(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 10kN/m^2	45
5.3(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 20kN/m^2	46
5.3(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 20kN/m^2	46
5.4(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 30kN/m^2	47
5.4(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 30kN/m^2	47
5.5(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 40kN/m^2	48
5.5(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 40kN/m^2	48
5.6(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 50kN/m^2	49
5.6(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 50kN/m^2	49

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
5.7(ก)	กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 60kN/m^2	50
5.7(ข)	กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 60kN/m^2	50
5.8	กราฟแสดงค่าความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งของดิน	51
5.9	กราฟแสดงร้อยละความแตกต่างของความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำและไม่ได้รับแรงกระทำที่แต่ละระดับความลึก	52
5.10	กราฟแสดงความลึกประสิทธิผลเนื่องจากผลของแรงกระทำ	53
5.11(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	54
5.11(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	54
5.12(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	55
5.12(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	55
5.13(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	56
5.13(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	56
5.14(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	57
5.14(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	57

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
5.15(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	58
5.15(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	58
5.16(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	59
5.16(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	59
5.17(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	60
5.17(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	60
5.18(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	61
5.18(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	61
5.19(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	62
5.19(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	62
5.20(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	63
5.20(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	63

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
5.21(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	64
5.21(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	64
5.22(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	65
5.22(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	65
5.23(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	66
5.23(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	66
5.24(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	67
5.24(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	67
5.25(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	68
5.25(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	68
5.26(ก)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1	69
5.26(ข)	อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2	69
5.27	กราฟแสดงความสัมพันธ์ขนาดตุ้มน้ำหนักละความสูงที่ยก	70

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

ในการศึกษาคุณสมบัติต่างๆของดินเหนียวกรุงเทพนั้นมีความสำคัญมาก เพื่อที่จะนำคุณสมบัติที่ได้ไปใช้เป็นองค์ประกอบในการออกแบบสิ่งปลูกสร้างต่างๆที่วางอยู่บนพื้นที่นั้น เช่น อาคาร สนามบิน ถนน หรือโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ เป็นต้น ทำให้ช่วยค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาโครงการนั้นภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จในอนาคตได้

เนื่องจากดินเหนียวกรุงเทพมีคุณสมบัติที่รู้จักอย่างแพร่หลายคือ ปริมาณน้ำและการยุบอัดตัวคายน้ำของดินสูง กำลังรับน้ำหนักแบกทานต่ำ ทำให้สิ่งปลูกสร้างที่วางอยู่บนดินชนิดนี้อาจจะได้รับความเสียหายต่อโครงสร้างในภายหลังได้ และยังทำให้มีค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาสูง แนวทางหนึ่งที่ที่สามารถลดผลกระทบจากการทรุดตัวของดินได้คือ การสร้างอาคารโดยที่ฐานรากวางอยู่บนเสาเข็มที่หยั่งลึกลงถึงชั้นดินแน่น การทรุดตัวของอาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงสู่เสาเข็มนี้จะไม่ขึ้นอยู่การการทรุดตัวของชั้นดินด้านบน ซึ่งการก่อสร้างฐานรากแบบเสาเข็มนี้จะทำให้ค่าใช้จ่ายของโครงการสูงมากขึ้น แต่สำหรับบางโครงสร้างที่ไม่เหมาะสมที่จะสร้างฐานรากแบบได้เข็ม เช่น ถนน รันเวย์สนามบิน หรือโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นพื้นที่กว้างเมื่อเทียบกับน้ำหนักโครงสร้าง ดังนั้นชั้นดินจึงจำเป็นจะต้องสามารถรับน้ำหนักของโครงสร้างที่วางอยู่บนดินได้ หลักการในการปรับปรุงคุณภาพดินให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นได้มีอยู่ด้วยกันหลายวิธี เช่น เทคนิคการบดอัดกระแทก (Dynamic Compaction) การให้น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้า (Preload) การเร่งระบายน้ำด้วยแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง (Prefabricated Vertical Drain, PVD) หรือใช้การเร่งการระบายน้ำโดยใช้ระบบสุญญากาศกำลังสูง (High Vacuum Densification Method, HVDM) หรือจะใช้อาจจะใช้ร่วมกันทั้งสองวิธีคือ ใช้การบดอัดกระแทกหรือการให้น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้าร่วมกับการใช้แผ่นระบายน้ำแนวดิ่งหรือการใช้ระบบสุญญากาศกำลังสูง เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุดในการปรับปรุงคุณภาพดิน

หลักการบดอัดกระแทก เป็นเทคนิคที่น่าสนใจในการประยุกต์ใช้กับการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวกรุงเทพ แต่ปัจจัยที่สำคัญในศึกษาโครงการนี้คือค่าใช้จ่ายในการดำเนินโครงการค่อนข้างสูง คณะผู้ศึกษาจึงได้นำเอาวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) มาใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวจากการบดอัดกระแทก ซึ่งจะทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายในการศึกษาลงเป็นอย่างมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงงานพิเศษ

1.2.1 เพื่อศึกษาอิทธิพลของความลึกประสิทธิผลของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

1.2.2 เพื่อศึกษาอิทธิพลของแรงดันน้ำส่วนเกินของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

1.2.3 เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ของน้ำหนักลูกตุ้มและความสูงที่ยกสำหรับเทคนิคการการบดอัดโดยหลักการโมเมนตัมและการชน

1.2.4 เพื่อศึกษาระยะห่างที่เหมาะสมในการกำหนดจุดบดอัด

1.3 ขอบเขตของโครงงานพิเศษ

โครงงานพิเศษนี้เป็นการศึกษาอิทธิพลของความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกินของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ เพื่อหาขนาดของตุ้มน้ำหนักและความสูงที่ยกที่เหมาะสมของเทคนิคการบดอัด และระยะห่างระหว่างจุดบดอัดที่เหมาะสำหรับดินเหนียวกรุงเทพ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์นั้น เป็นการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์ ซึ่งจะทำการสร้างแบบจำลองของชั้นดินให้มีลักษะเหมือนกับพื้นที่ทดลองจริง เช่น คุณสมบัติของดินแต่ละชั้น ความลึกของแต่ละชั้นดิน เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เปลี่ยนแปลงไปจากการบดอัด ทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายและเวลาในการศึกษาของโครงการลงเป็นอย่างมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2
วรรณกรรมปริทัศน์

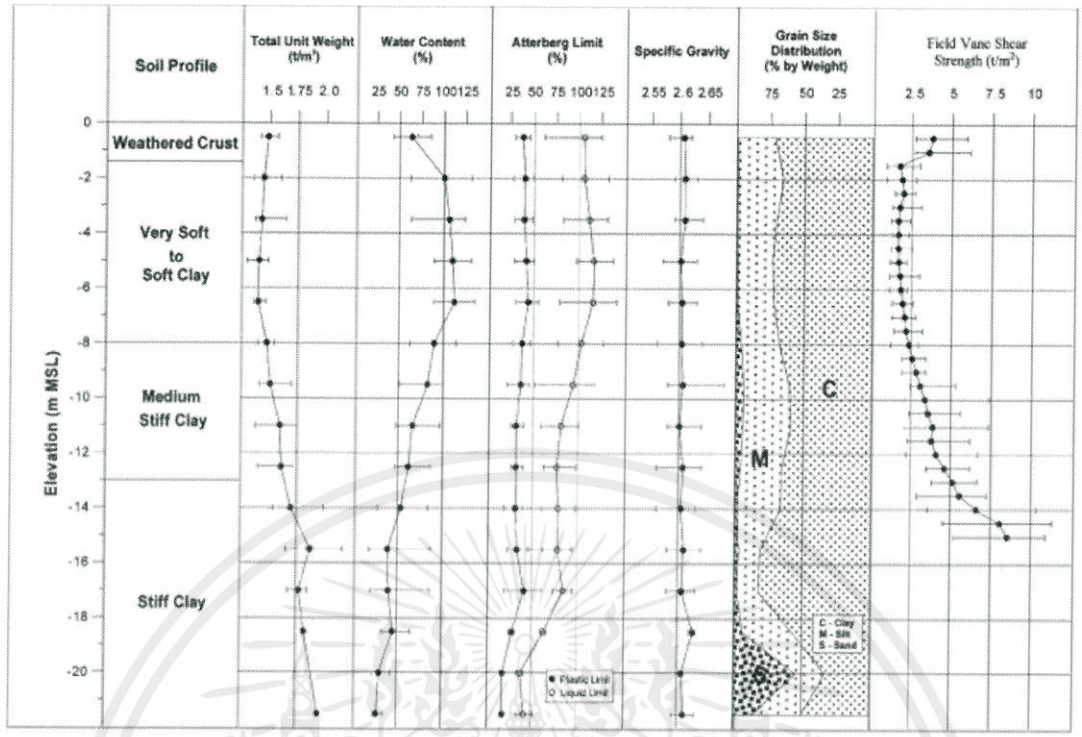
2.1 กล่าวนำ

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ทำให้ได้มาซึ่งพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดินโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ โดยจะทำการวิเคราะห์อิทธิพลของความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากการบดอัดกระแทกด้วยแรงกระทำขนาดต่างๆ จากนั้นจะทำการรวบรวมผลการศึกษาความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกิน เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้นและแนวทางในการศึกษาการระบายน้ำแนวดิ่ง โดยใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิสำหรับการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคบดอัด เป็นกรณีศึกษา

2.2 ชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ

สนามบินสุวรรณภูมิสร้างขึ้นในบริเวณหนองงูเห่า ตำบลราชาเทวะ อำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ มีลักษณะที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Moh และคณะ, 1969) ได้เรียกดินที่มีลักษณะดังกล่าวนี้ในชื่อ ดินเหนียวกรุงเทพ จึงทำให้ชั้นดินสุวรรณภูมิเป็นที่นิยมแพร่หลายในการศึกษาพฤติกรรมทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค จากศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวข้อง ได้พบการศึกษาข้อมูลชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ดังรูปที่ 2.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

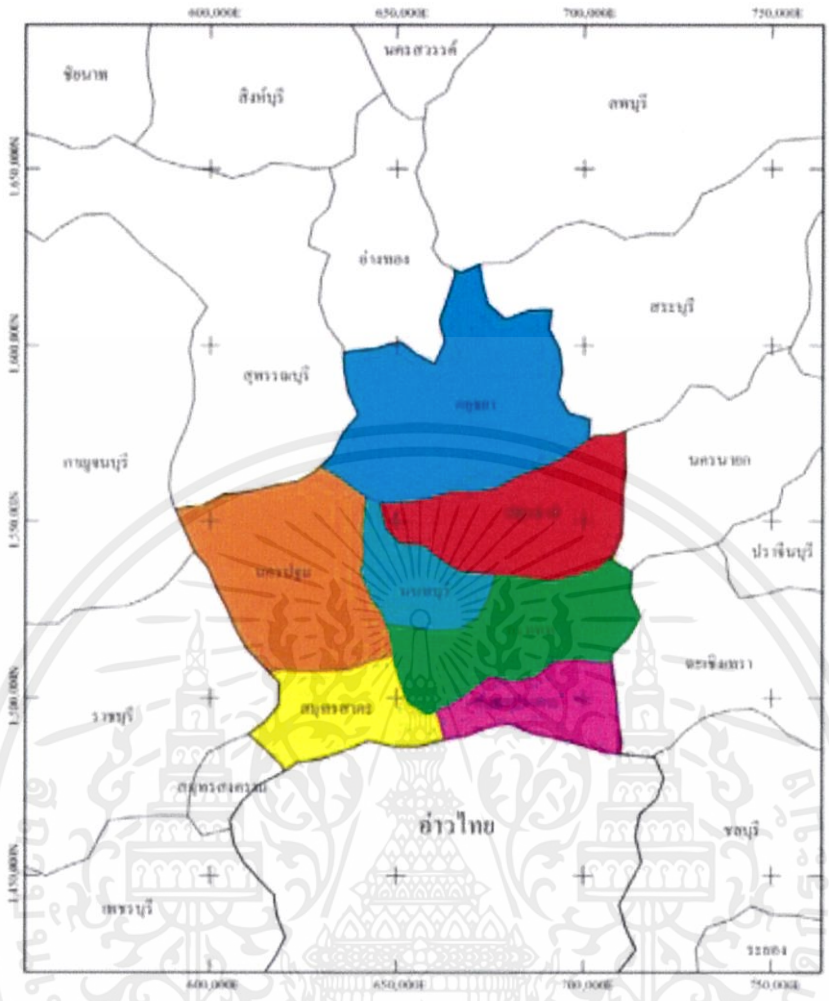


รูปที่ 2.1 ข้อมูลชั้นดิน (Soil profile) พื้นที่สนามบินสุวรรณภูมิ (Moh & Lin, 2003)

2.3 ข้อมูลชั้นดินเหนียวกรุงเทพ

ชั้นดินบริเวณกรุงเทพฯและปริมณฑลได้แก่จังหวัด กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี พระนครศรีอยุธยา นครปฐม สมุทรสาคร สมุทรปราการ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ลักษณะชั้นดินในบริเวณดังกล่าว เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำที่ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ (วสท., 2545)

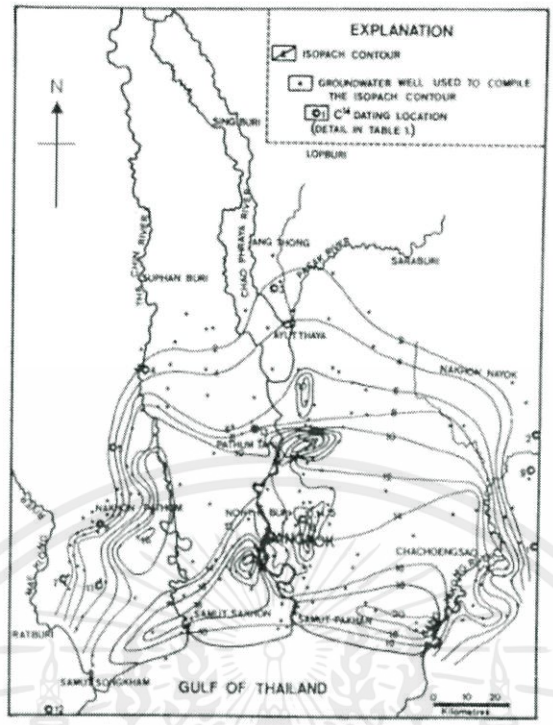
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2 พื้นที่บริเวณกรุงเทพและปริมณฑล (กรมทรัพยากรน้ำบาดาล, 2555)

Moh และคณะ (1969) ได้ขนานนามเฉพาะชั้นดินส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนที่วางตัวอยู่บนสุดของดินตะกอนในพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างว่า “Bangkok Clay” รูปที่ 2.3 แสดง Isopach Map ของลักษณะชั้นดินนี้ ซึ่งมีลักษณะคล้ายแอ่งกระทะค่อนซีกท้องของแอ่งค่อนมาทางปากอ่าวไทย ความหนาของชั้นดินส่วนใหญ่ประมาณ 10 - 18 ม. ยกเว้นพื้นที่ทางตอนเหนือตั้งแต่จังหวัดปทุมธานีขึ้นไปจนสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยาที่ความหนาค่อยๆ ลดลงจาก 10 ม. ไปเป็น 0 ม. ที่ปลายด้านบนสุด สำหรับขอบแอ่งด้านตะวันออกและตะวันตกมีความชันและความหนาลดลงรวดเร็วมากกว่าด้านทิศเหนือ (วสท., 2545)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3 Isopach ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพ (Ntalaya and Rua, 1981)

2.3.1 การแบ่งชั้นดิน

2.3.1.1 Weathered Clay Layer เป็นชั้นผิวดิน ช่วงระดับความลึกประมาณ 0-2 เมตร

2.3.1.2 Soft to Medium Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางพบอยู่ที่ช่วงระดับความลึก ประมาณ 2-14 เมตร

2.3.1.3 Stiff Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง พบที่ช่วงระดับความลึกประมาณ 14-22 เมตร

2.3.1.4 First Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่1 พบอยู่ช่วงระดับความลึกประมาณ 22-36 เมตร

2.3.1.5 Hard Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวแข็งมาก พบที่ช่วงระดับความลึกประมาณ 36-42 เมตร

2.3.1.6 Second Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่ 2 ซึ่งแทรกด้วย Hard Clay หรือดินเหนียวแข็งมากพบที่วงระดับความลึกประมาณ 42-80 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.1.7 Third Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่สาม พบอยู่ช่วงระดับความลึกประมาณ 50-70 เมตร โดยมีดิน Hard Clay หนาประมาณ 2-5 เมตร อยู่ด้านบน หรือแทรกอยู่ในระหว่างชั้น หรืออยู่ด้านล่างของชั้นดินทรายนี้

2.3.1.8 Fourth Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่สี่ พบอยู่ตั้งแต่ระดับความลึกประมาณ 70 เมตร ลงไปโดยแทรกด้วยดิน Hard Clay หนาประมาณ 2-5 เมตร ดินทรายชั้นนี้อาจเป็นส่วนบนของชั้นน้ำใต้ดินพระประแดง

2.4 พารามิเตอร์ชั้นดินสำหรับการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (FEM)

จากข้อมูลชั้นดินของดินเหนียวกรุงเทพดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ได้มีการศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินเพื่อการสร้างแบบจำลองเชิงตัวเลขในการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดิน ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินกรุงเทพสำหรับการวิเคราะห์ด้วย FEM

Soil layer	Weathered crust	Soft clay	Medium Clay	Stiff clay	Sand
Elevation (m.)	0-1	1-9	9-13	13-20	-
γ_{sat} (kN/m³)	17	16	18	18	20
ν (-)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.3
Ø (°)	22	22	22	22	36
c (kN/m²)	8	5	10	18	0
E' (kN/m²)	6000	5000	20000	60000	80000
Ψ (°)	0	0	0	0	0
R_{inter}	1	1	1	1	0.7

ที่มา Wonglert และคณะ, 2008

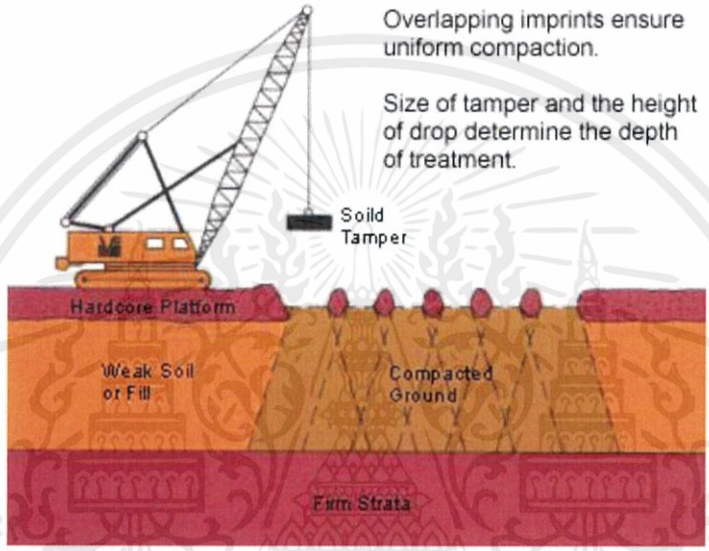
2.5 เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก

การศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก (Dynamic compaction) เป็นรูปแบบที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินมานานแล้ว การทิ้งน้ำหนักลงบนผิวดินเป็นที่กล่าวถึงและนำทฤษฎีไปใช้งานในยุค 1970 เป็นเทคนิคของ Menard เทคนิคนี้ประกอบไปด้วยการทิ้งตุ้มน้ำหนักลงบนพื้นดินอ่อนอย่างต่อเนื่อง ซึ่งมีน้ำหนักตั้งแต่ 10 ถึง 150 ตัน ระยะตกกระทบตั้งแต่ 10 ถึง 40 เมตร เพื่อให้มีความอัดแน่นบนบริเวณผิวหน้าของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น และห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประยุกต์ใช้การบดอัดแบบกระแทก มีประเภทและวัสดุที่ใช้แตกต่างกันออกไป ตามการใช้งานและพิจารณาตามเงื่อนไขของการใช้งาน โดยปกติแล้วดินที่จะนำมาพิจารณาในการใช้การบดอัดแบบกระแทกหรือการถ่วงน้ำหนักจะใช้กับทรายตามธรรมชาติหรือดินที่เป็นกรวดเท่านั้น เพราะว่าโดยทั่วไปมักจะเกี่ยวข้องกับเศรษฐศาสตร์ในการใช้

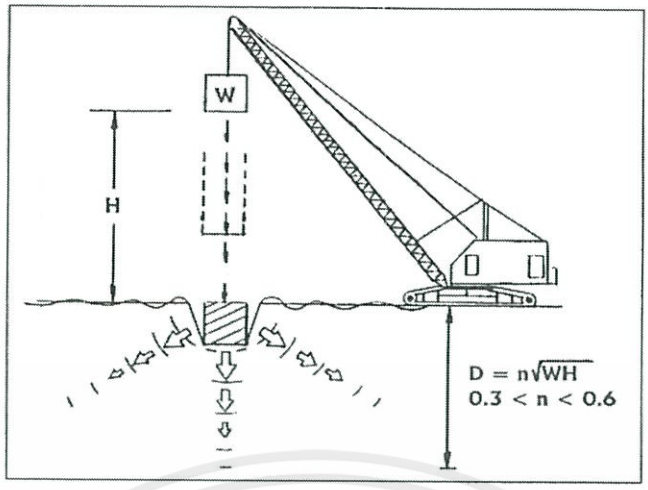
การทุบบดอัดแบบกระแทกจะขึ้นอยู่กับประเภทวัสดุอุปกรณ์ เช่น การใช้ Hydraulic กับพื้นที่ที่เป็นตะกอนทราย ดินเหนียว หรือดินเหนียวเม็ดละเอียด เป็นต้น อย่างไรก็ตามวิธีนี้จะมีประสิทธิภาพมากสำหรับดินที่มีความชื้น หรือกรวด



รูปที่ 2.4 ลักษณะการทำงานของ Dynamic compaction

ปัจจัยที่เหมาะสมมากที่สุดที่จะปรับปรุงโดยวิธีการทุบบดอัดดินแบบกระแทกจะเป็นดินที่มีระดับน้ำใต้ดินอยู่ใกล้กับระดับพื้นดิน ซึ่งมีความสามารถในการกระจายตัวของแรงดันน้ำส่วนเกิน ทั้งนี้เพราะว่าดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินจะมีสัดส่วนของการถ่ายเทพลังงานจลน์เปลี่ยนแปลงไปเป็นแรงดันน้ำส่วนเกินได้มากกว่าดินที่มีระดับน้ำใต้ดินลึก ขั้นตอนการทุบบดอัดแบบกระแทกเหล่านี้ได้รับการศึกษาแล้วว่า ระหว่างมุมและความลึกในการปรับปรุงคุณภาพดินนี้ มีความสัมพันธ์กัน และเกี่ยวพันไปถึงตัวแปรอื่นๆโดยวิศวกรจะเป็นผู้ตัดสินใจในการนำทฤษฎีมาใช้ ในปัจจุบันไม่มีกระบวนการออกแบบการปรับปรุงดินในชั้นดินที่อิ่มตัว เนื่องจากในดินที่อิ่มตัวมีค่าตัวแปรมากมาย ในกรณีที่ดินอิ่มตัวต้องพิจารณาถึง จุดอิ่มตัวค่าสัมประสิทธิ์การบดอัดตัวค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ ค่าเหล่านี้ควรศึกษาควบคู่กันกับแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นระหว่างกระบวนการทุบบดอัดแบบกระแทกการปรับปรุงดินที่มีเม็ดขนาดเล็กๆ หรือดินเหนียวที่อิ่มตัวมีความต้องการพลังงานที่ใช้ในการทุบบดอัดที่สูงเพื่อประสิทธิภาพในการส่งถ่ายพลังงานลงสู่ดินในระดับลึกโดยพิจารณาระยะประสิทธิผลของการบดอัดแบบกระแทกจากรูปประกอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.5 ระยะประสิทธิผลของการทุบบดอัดแบบกระแทก

สมการ $D = n\sqrt{W \times H}$ (2.1)

โดยที่ D = ระยะลึกประสิทธิผล , เมตร

n = ค่าคงที่ 0.3-0.5 สำหรับดินเหนียว, 0.5 - 1 สำหรับดินทราย

W = น้ำหนักของตุ้ม, ตัน

H = ความสูงของตุ้มจากพื้นดิน, เมตร

Mernard (1970) ได้ทำการทดลองแล้วตั้งทฤษฎีไว้ว่า ระยะลึกประสิทธิผลของการบดอัดแบบกระแทกจะขึ้นอยู่กับรากที่สองของพลังงานที่เกิดจากความสูงและน้ำหนักของวัสดุที่จะนำมาทำการบดอัด หรือนำมากระแทก และคูณด้วยค่าคงที่ซึ่งมีค่าประมาณ 0.3-0.5 สำหรับดินเหนียว, 0.5-1 สำหรับดินทรายขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน หากดินมีความหนาแน่นมาก ก็จะมีค่าคงที่ที่มากกว่า เพราะมีการส่งถ่ายพลังงานที่ดีกว่า

2.6 แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure)

เนื่องจากชั้นดินเหนียวที่มีการยุบอัดตัวเกิดขึ้นนั้น ส่วนใหญ่จะอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงสมมติว่าดินเหนียวอิ่มตัว ในรูปที่ 2.6 แสดงการเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน

สมมติให้ชั้นดินเหนียวอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ที่ระดับใดๆ ในชั้นดินนี้ แรงดันประสิทธิผลจะหาได้จากสมการ $\sigma = \sigma' + u$ (2.2)

โดยที่ σ = แรงดันในแนวดิ่งทั้งหมด (Total vertical pressure)

σ' = แรงดันประสิทธิผล (Effective stress หรือ Intergranular)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

u = แรงดันน้ำ (Neutral stress หรือ Pore-water pressure)

ดังนั้นที่ระดับ A-A แผนผังแรงดันของดินนี้จะเขียน ดังรูปที่ 2.6(ก)

เมื่อน้ำหนักกด p กระทำต่อดินอิ่มตัวในทันที น้ำหนักกดทั้งหมดนี้จะถูกรับโดยน้ำ ดังนั้น สมการแรงดันประสิทธิผลเป็น

$$(\sigma + p) = \sigma' + (u + p) \qquad (2.3)$$

และแผนผังแรงดันในชั้นดินเหนียวกรณีนี้จะเขียนได้ ดังรูปที่ 2.6(ข)

ในกรณีดังแสดงในรูป 2.6(ข) นี้ น้ำจะถูกรับแรงดัน p และแรงดันจำนวนนี้จะถูกกำจัดออกในชั้นทรายซึ่งอยู่บนชั้นดินเหนียวนี้จะถูกกำจัดออกอย่างรวดเร็วมากเนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของทรายสูง ในชั้นดินเหนียวแรงดันนี้จะถูกขจัดออกช้ามาก เนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของดินเหนียวต่ำ แต่เส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวกับทรายจะถูกขจัดออกได้เร็วเช่นกัน ส่วนในเนื้อดินเหนียวเองแทบขจัดไม่ได้เลย ดังนั้นหลังจากช่วงเวลา t แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore-Water Pressure) นี้ จะถูกขจัดออกไปหมดที่เส้นขอบเขต และแรงดันนี้จะถ่ายทอดไปยังเนื้อดินเป็นแรงดันประสิทธิผล สมการประสิทธิผลภายหลังเวลา t จะเขียนได้เป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + \delta p) + (u + p - \delta p) \qquad (2.4)$$

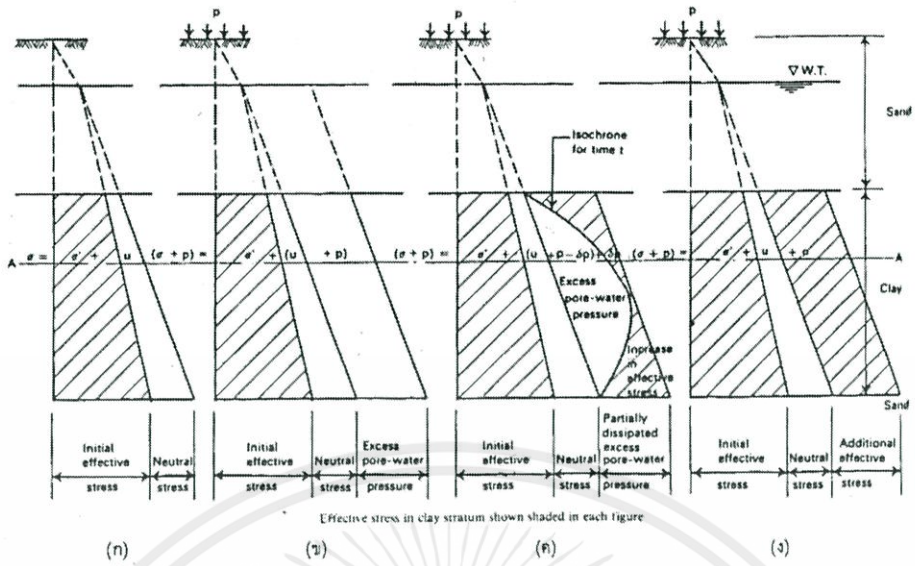
และแผนผังแรงดันในกรณีเขียนได้ดังรูปที่ 2.6(ค)

การเพิ่มแรงดันดันประสิทธิผลนี้ ทำให้ดินเกิดการยุบตัวขึ้นการยุบตัวของดินจะสิ้นสุดต่อเมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดถูกถ่ายทอดไปยังเนื้อดินและสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + p) + u \qquad (2.5)$$

แรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดจะถูกขจัดออกไป และแผนผังแรงดันเขียนได้ดังรูปที่ 2.6(ง)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.6 การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน

ดังนั้นสำหรับการเพิ่มของ Effective stress ในแนวดิ่งใช้สมการดังนี้

$$\Delta\sigma' = -\Delta u \qquad (2.6)$$

เมื่อ Effective stress ในดินเพิ่มขึ้น การทรุดตัวของดินก็จะเกิดขึ้น และสำหรับการประมาณค่า magnitude of settlement ได้จากทฤษฎีของ Terzaghi's Consolidation Theory

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \times u}{\partial \times Z^2} \qquad (2.7)$$

โดยที่ C_v = The coefficient of consolidation

U = magnitude of settlement

t = period of time

z = depth of consolidation layer

และการทรุดตัวจะสามารถประมาณได้จากการใช้ค่า Coefficient of volume change, M_v โดยใช้สมการดังนี้

$$S = H \times M_v \times \sigma\Delta \qquad (2.8)$$

โดยที่ S = Settlement

H = thickness of settlement

$\Sigma\Delta$ = increment

M_v = coefficient of volume change

และสามารถหาค่า Coefficient of volume change, M_v ได้จากสมการดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_v = \frac{k}{C_v \times \gamma_w} \quad (2.9)$$

โดยที่ k = permeability

γ_w = unit weight of water

C_v = coefficient of consolidation

จากสมการ $S = H \times M_v \times \sigma\Delta$ magnitude of subsidence จะเกี่ยวข้องโดยตรงกลับการเปลี่ยนแปลงใน effective stress, ความหนาของ compressible layer และลักษณะของดินภายใต้ compression

Magnitude ของ subsidence นั้นจะส่งผลกับประวัติของ stress ในดินนั้น ถ้า effective stress ของดินมีค่าน้อยกว่า past maximum pressure ดินจะอยู่ในสถานะ over consolidation stage ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวเล็กน้อย แต่ในทางกลับกัน ถ้า effective stress ของดินมีค่ามากกว่า past maximum pressure ดินจะอยู่ในสถานะ normal consolidation stage ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวที่มากกว่าและรุนแรงกว่า

2.7 ความแข็งแรงของดิน (Soil strength)

ความหมายของความแข็งแรงของดิน คือ ความสามารถของอนุภาคเม็ดดิน ในสภาวะที่สามารถต้านทานต่อแรงกระทำ ความแข็งแรงของดินอาจให้ความหมายอีกอย่างหนึ่งว่า เป็นความสามารถของดินที่จะต้านทานต่อการเปลี่ยนรูป หรือความเครียดความแข็งแรงของดินจะเปลี่ยนไปเมื่อถูกแรงกระทำ ซึ่งจะทำให้อนุภาคของเม็ดดินเกิดการเคลื่อนที่ ในการทำนายถึงค่าความแข็งแรงของดิน จากการทดสอบในสนามด้วยอุปกรณ์ต่าง ๆ กับดินชนิดเดียวกันแต่ต่างสถานที่กัน พบว่าจะให้ค่าความแข็งแรงแตกต่างกันออกไป เนื่องจากว่าดินจะมีการเปลี่ยนแปลงสภาวะไปตามเวลา ซึ่งเป็นผลจากสภาพดินฟ้าอากาศ

ในการวัดค่าความแข็งแรงของดิน จะเป็นการประเมินค่าพารามิเตอร์ 2 ค่า คือ แรงเกาะยึดกันระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยกัน (Cohesive Force, C) และค่าความต้านทานการเสียดทาน (Friction Resistance, Ø) ซึ่งเป็นผลจากการเลื่อนตัวของดิน ในการวัดค่าความแข็งแรงของดินสามารถวัดได้ด้วยวิธีต่าง ๆกันดังนี้

1. Translational Shearing Box เป็นการวัดโดยตรง ด้วยการใช้อุปกรณ์ที่สามารถควบคุมพื้นที่ผิวการแตกตัวของดินได้ (Failure Surface) แสดงให้เห็นการวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) ในดินอ่อนและดินแข็งตามลำดับ โดยที่ระยะทางการเคลื่อนที่ไปของเครื่องมือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทดสอบและการเปลี่ยนรูปของดินทั้งสองชนิด จะไม่เหมือนกันและการกระจายตัวของความเค้นตามแนวพื้นผิวที่ถูกแรงเฉือนจะไม่เท่ากัน และค่าความเครียดตามแนวผิวของการวิบัติตัวจะไม่สม่ำเสมอ

2. Torsional Shearing Box เป็นวิธีการวัดโดยตรงอีกวิธีหนึ่ง เป็นอุปกรณ์ทดสอบที่มีลักษณะเป็นจานที่มีครีบด้านล่าง (Vane) อุปกรณ์ชนิดนี้ขณะทำการทดสอบจะถูกทำให้หมุนโดยรอบซึ่งระยะทางที่เคลื่อนที่ไปของอุปกรณ์ทดสอบจะทำให้เราทราบค่าแรงบิดที่ใช้ (Torque, M) เป็นอุปกรณ์วัดค่าความแข็งแรงของดิน มีลักษณะเป็นจานซึ่งมีรูกลวงตรงกลาง จะถูกนำไปกดลงในดินจนกระทั่งฝาของกล่องด้านในจะสัมผัสกับดิน ดินที่อยู่บริเวณโดยรอบอุปกรณ์ทดสอบจะถูกนำออกไปก่อนที่จะทำการวัดค่าการวิบัติตัวของดิน ดังนั้นดินบริเวณส่วนล่างของกล่องดินเท่านั้นจะถูกแรงเฉือน ก่อนทำการทดสอบจะต้องทำเครื่องหมายบนดินที่อยู่ด้านในของกล่องดิน ซึ่งจะทำให้เราสังเกตเห็นตำแหน่งของเครื่องหมายบนดินที่ฉีกขาดโดยผ่านทางรูเล็กๆของกล่องดิน

3. Triaxial Test เป็นวิธีการวัดโดยอ้อม และยากที่สุด แต่ก็ให้ค่าแม่นยำที่สุดด้วย การทดสอบนี้จะทำให้ทราบค่า ของดิน ตัวอย่างดินทรงกระบอกจะถูกหุ้มด้วยแผ่นเยื่อบาง (Membrane) ซึ่งน้ำสามารถซึมผ่านได้ บริเวณหัว-ท้ายของทรงกระบอกจะถูกผนึกอย่างหนาแน่น เนื่องจากแผ่นเยื่อบาง ดังกล่าว มีความบางมาก ๆ จึงไม่มีผลกระทบต่อค่าความเค้นภายในตัวอย่างดินภายใน Triaxial จะมีของไหลบรรจุอยู่และสามารถปรับค่าแรงดันภายในได้ แท่งตัวอย่างดินจะถูกแรงดันกระทำอย่างสม่ำเสมอตามแนวด้านข้างของแท่งดินทั้งหมด ซึ่งจะมีความสมดุลกันของแรงดันโดยรอบแท่งดิน การเสียดทานและมุมโค้งต่าง ๆ อาจทำให้การกระจายตัวของความเค้น บริเวณแผ่นปิดหัว-ท้ายของแท่งตัวอย่างดินไม่สม่ำเสมอซึ่งก็มีผลไม่มากนัก ภาระที่กระทำต่อแท่งตัวอย่างดินเริ่มแรกจะกระทำบริเวณพื้นผิวด้านข้างของตัวอย่างดินทั้งหมด นั่นคือแรงดันจากของไหลที่ล้อมรอบแท่งตัวอย่างดินนั่นเอง หลังจากนั้นจะส่งแรงผ่านก้านกระทุ้งไปยังแท่งตัวอย่างดิน ทำให้เกิดความเค้นในแนวแกนของแท่งตัวอย่างดิน และจะเพิ่มค่าความเค้นในแนวแกนขึ้นเรื่อย ๆ ซึ่งจะมีค่าสูงกว่าค่าความเค้นที่กระทำต่อผิวด้านข้างของแท่งตัวอย่างดิน ค่าความเค้นจะสูงถึงค่าหนึ่งซึ่งจะทำให้ดินเกิดการวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) ขึ้น การวิบัติตัวของดินจะเกิดขึ้นเมื่อรอยร้าวปรากฏขึ้นบนแท่งตัวอย่างดิน หรือไม่แท่งตัวอย่างดินก็จะถูกอัดตัวทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางมีขนาดใหญ่ขึ้น นำค่าความเค้นที่ทำให้แท่งดินเกิดการวิบัติตัว มาเขียนกราฟเทียบกับค่าความเค้นที่กระทำในทิศทางตั้งฉากกับผิวแท่งดินด้านข้างโดยรอบ (Normal Stress) ที่ค่าต่าง ๆ จะได้กราฟเส้นตรงในการวัดค่าความแข็งแรงของดินด้วยการวัดค่าแรงเฉือน จากทั้งสามวิธีข้างต้น จะกระทำที่ค่า Normal Stress ต่างๆ กัน ค่าความเค้นเฉือนที่ทำให้ดินเริ่มวิบัติตัวจะถูกนำมาเขียนกราฟเทียบกับค่า Normal Stress

เอกสารนี้สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารนี้ทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(σ) ในช่วงต่างๆกันเมื่อจุด A_1 , A_2 , A_3 เป็นค่าจากการทดสอบแต่ละครั้งกราฟที่ได้จะเป็นเส้นตรงหรือโค้ง ค่าความลาดชันของเส้นกราฟก็คือค่ามุมเสียดทานภายใน ($\emptyset$) จุดตัดบนแกน Maximum Shearing Stress คือแรงเกาะยึดระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยกัน (Cohesion Force, C) แสดงในรูป

สมการ $\tau = C + \sigma \tan(\emptyset)$ (2.10)

เมื่อ τ = ค่าความเค้นเฉือน

σ = Normal Stress

C = แรงยึดกันระหว่างอนุภาคเม็ดดิน

$\emptyset$ = ค่ามุมเสียดทานภายใน

เป็นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่แสดงให้เห็นว่า การวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าพารามิเตอร์ 2 ตัวคือ C และ $\emptyset$ ในดินชนิดต่างๆ กัน ผลจากการทดสอบจะทำให้ได้กราฟที่มีรูปร่างแตกต่างกันออกไป

2.8 การชนและโมเมนตัม

ตามกฎการเคลื่อนที่ของนิวตันข้อที่ 2 ได้พบว่าเมื่อผลรวมของแรงหรือแรงลัพธ์ที่กระทำต่อวัตถุไม่เป็นศูนย์ จะทำให้วัตถุมีความเร่งหรือเปลี่ยนแปลงสภาพการเคลื่อนที่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงลัพธ์ที่กระทำวัตถุกับการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนที่ของวัตถุ อาจคิดในแง่ของการเปลี่ยนแปลงปริมาณที่เรียกว่า โมนเมนตัม

2.8.1 โมเมนตัม (Momentum)

โมเมนตัมเป็นปริมาณการเคลื่อนที่ของวัตถุ ซึ่งปริมาณนี้จะบอกถึงความพยายามที่วัตถุจะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า

ปริมาณโมเมนตัมที่กำหนดขึ้น มีขนาดมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับมวลและความเร็วของวัตถุในขณะนั้น ตามความสัมพันธ์ว่า

โมเมนตัม = มวล x ความเร็ว

$$\vec{P} = m\vec{v} \quad (2.11)$$

โมเมนตัมเป็นปริมาณเวกเตอร์ (Vector) มีทิศทางตามขนาดของความเร็ว $\vec{v}$ มีหน่วยเป็น กิโลกรัม-เมตร/วินาที (kg.m/s)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.2 แรงและการเปลี่ยนโมเมนตัม

มาพิจารณาวัตถุมวล m กำลังเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว $\vec{u}$ มีแรงคงที่ $\vec{F}$ มากระทำต่อวัตถุในช่วงเวลา Δt เป็นผลให้วัตถุมีความเร็วเป็น $\vec{v}$ เมื่อใช้กฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน

$$\vec{F} = \frac{m(\vec{v}-\vec{u})}{\Delta t}$$

เมื่อ $\vec{a} = \dfrac{\vec{v}-\vec{u}}{\Delta t}$

$$\vec{F} = \frac{m\vec{v}-m\vec{u}}{\Delta t}$$

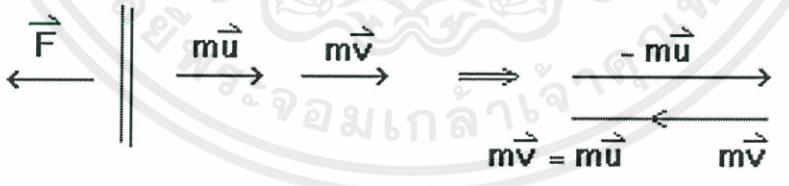
$$= \frac{\Delta \vec{P}}{\Delta t} \qquad (2.12)$$

ดังนั้น แรงลัพธ์ที่กระทำต่อวัตถุ = อัตราการเปลี่ยนแปลงโมเมนตัมของวัตถุนั้น

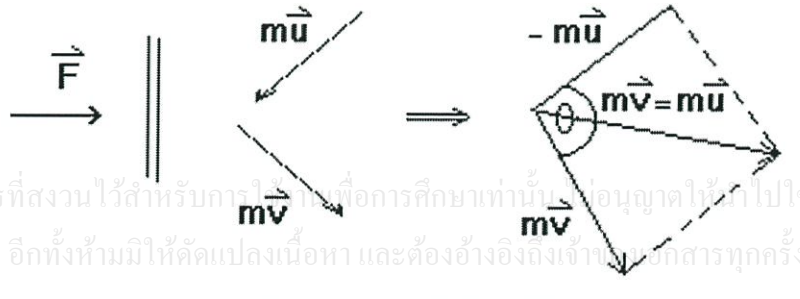
ดังที่ได้กล่าวมาแล้วว่าโมเมนตัมเป็นปริมาณเวกเตอร์ ดังนั้นเมื่อโมเมนตัมมีการเปลี่ยนแปลงไป การคำนวณหาโมเมนตัมลัพธ์ก็ใช้หลักการของเวกเตอร์ ถ้าให้แรง $\vec{F}$ กระทำต่อวัตถุที่มีโมเมนตัม $m\vec{u}$ ทำให้โมเมนตัมเปลี่ยนไปเป็น $m\vec{v}$ พิจารณาได้เป็น 3 กรณี

กรณีที่ 1 เมื่อทิศทางของแรง $\vec{F}$ อยู่ในทิศเดียวกับ $\vec{u}$ และ $\vec{v}$ (ทำให้ v>u)

กรณีที่ 2 เมื่อทิศทางของแรง $\vec{F}$ อยู่ในทิศสวนทางหรือตรงข้ามกับ $\vec{u}$ และ $\vec{v}$ (ทำให้ v>u)



กรณีที่ 3 เมื่อทิศทางของแรง $\vec{F}$ ไม่อยู่ในทิศเดียวกับ $\vec{u}$ และ $\vec{v}$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.3 การดลและแรงดล (Impulse)

จากสมการ

$$\vec{F} = \frac{m\vec{v}-m\vec{u}}{\Delta t}$$

ดังนั้น $$\vec{F}\Delta t = m\vec{v} - m\vec{u} \qquad (2.13)$$

ค่าของแรงลัพธ์คูณกับเวลา เรียกปริมาณนี้ว่า การดล มีหน่วยเป็นนิวตัน.วินาที (N.s) หรือ กิโลกรัม.เมตร/วินาที (kg.m/s) ซึ่งก็เป็นปริมาณที่บอกถึงการเปลี่ยนโมเมนตัมของวัตถุ

การดลที่อาจพบเห็นในชีวิตประจำวันได้แก่ ลูกกระสุนปืนวิ่งกระทบเป้า รถยนต์ชนกัน การตอกตะปูด้วยค้อน การตีลูกเทนนิสหรือลูกขนไก่ ลูกกระทบกับของบิลเลียด การที่ยกตัวอย่างนี้ เป็นการดลที่ใช้เวลาสั้นๆ แรงซึ่งกระทำในช่วงเวลาสั้นๆนี้เราเรียกว่า แรงดล มีหน่วยเป็นนิวตัว (N)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3
วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค

3.1 กล่าวนำ

การพัฒนาองค์ความรู้และงานวิจัยทางวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) ทางวิศวกรรมได้เพิ่มความนิยมอย่างมากในช่วง 20 ปีหลังนี้ อันเนื่องมาจากวิวัฒนาการคอมพิวเตอร์เป็นไปอย่างก้าวกระโดดประกอบกับปัญหาทางด้านวิศวกรรมศาสตร์ซับซ้อนมากขึ้น จึงทำให้การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ไม่สามารถแก้ปัญหาได้ วิธีตัวเลขที่ประยุกต์ในทางวิศวกรรมในช่วงแรกนั้น มักใช้การวิเคราะห์ปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของแข็งและโครงสร้าง (Solid and Structural mechanics) การแก้สมการเชิงอนุพันธ์ (Difference equation) เช่น การแพร่ของสารเคมีผ่านตัวกลาง (Chemical diffusion) การวิเคราะห์การสั่นไหว (Vibration analysis) การถ่ายเทความร้อน (Heat transfer) สองเทคนิคที่มักจะอ้างถึงในวิธีเชิงตัวเลขนั้นคือ วิธีผลต่างอันตะ (Finite Difference Method, FDM) และวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) โดยที่วิธีแรกมักประยุกต์ใช้กับปัญหาทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ ส่วนวิธีหลังมักประยุกต์ใช้กับปัญหาด้านกลศาสตร์ของแข็ง

สำหรับการประยุกต์ใช้วิธีเชิงตัวเลขในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical engineering) นั้นในช่วงแรกมักจะเป็นการวิเคราะห์เชิงวิจัยเป็นส่วนใหญ่ แต่ระยะใน 10 ปีหลังนี้ได้เริ่มนำมาประยุกต์ใช้กับปัญหาจริงเพิ่มมากขึ้น เช่น การนำวิธรเชิงตัวเลขมาแก้ปัญหาการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของหอเอนเมืองปิซ่า (Learning Tower of Pisa) ประเทศอิตาลี และการขุดอุโมงค์ส่วนขยายสายยูบิลลี (Jubilee Line Extension) ลอดใต้หอนาฬิกาบิกเบน (Big Ben) ที่กรุงลอนดอน ประเทศอังกฤษ โดย ศาสตราจารย์ เดวิด พ๊อตตส์ (Professor David M. Potts) และศาสตราจารย์ จอห์น เบอร์แลนด์ (Professor John B. Burland) ที่วิทยาลัยอิมพีเรียล มหาวิทยาลัยลอนดอน (Imperial College, London University)

อย่างไรก็ตามวิธีเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคยังเป็นที่ถกเถียงกันว่าจะสามารถนำมาประยุกต์ใช้งานได้จริง หรือเป็นเพียงงานวิจัยเท่านั้น ความมั่นใจในการนำตัวเลขมาใช้งานจริง ได้มีข้อยืนยันโดยการนำวิธีเชิงตัวเลขนี้มาบรรจุอยู่ในแนวทางปฏิบัติ (Code of practice) ในหลายประเทศด้วยกัน เช่น ในกลุ่มประเทศความร่วมมือยุโรป (Eurocode 7) นอกเหนือจากข้อได้เปรียบทางด้านข้อจำกัดเชิงทฤษฎี และข้อจำกัดทางการคำนวณของการวิเคราะห์โดยใช้วิธีตัวเลขยังได้มีผลการวิจัยหลายชิ้นยืนยันว่าการออกแบบโดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขนั้นได้ผลประหยัดกว่าการออกแบบโดยใช้วิธีแบบดั้งเดิมอีกด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2 หลักการวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Principle of Finite Element Method)

หลักการเบื้องต้นของวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ เพื่อให้ง่ายแก่การศึกษาและเข้าใจในหลักการนี้ การอธิบายจะนำเสนอเฉพาะหลักการไฟไนต์อิลิเมนต์สำหรับปัญหาเชิงเส้นในสองมิติ (Two-dimensional liner problem) อย่างไรก็ตาม การประยุกต์ใช้กับปัญหาไม่เชิงเส้น (Non-linear) หรือ ปัญหาสามมิติ (Three-dimensional) สามารถนำหลักการที่นำเสนอนี้ไปประยุกต์ใช้ได้ แต่อาจจะต้องเพิ่มวิธีบางประการในกรณีทำการวิเคราะห์ปัญหาขั้นสูง หลักการวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อยๆได้ดังต่อไปนี้

3.2.1 การแบ่งชิ้นส่วน (Element discretisation) การแบ่งขอบเขตและรูปร่างของปัญหาที่ต้องการจะหาผลลัพธ์ออกเป็นชิ้นส่วน (Element) ย่อยๆ โดยแต่ละชิ้นส่วนจะถูกกำหนดขอบด้วยจุดต่อ(Node) หรือบางจุกต่อก็อาจจะอยู่ภายในชิ้นส่วนก็ได้ เพื่อเพิ่มความละเอียดในการคำนวณ

3.2.2 การเลือกฟังก์ชันของตัวแปรหลัก (Primary variable function selection) การเลือกฟังก์ชันตัวแปรหลัก เช่นฟังก์ชันความเค้นและฟังก์ชันนี้จะต้องสามารถเชื่อมโยงกันระหว่างจุดต่อ

3.2.3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (Element equation) ขั้นตอนการสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนนั้นคือ $\{\Delta F_E\} = [K_E]\{\Delta d_E\}$ โดยที่ $[K_E]$ คือเมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย (Element stiffness matrix) $\{\Delta F_E\}$ คือเวกเตอร์การเพิ่มของแรง ณ จุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal forces) และ $\{\Delta d_E\}$คือเวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal displacements)

3.2.4 การสร้างสมการหลัก (Global equation) ขั้นตอนการรวมสมการย่อยของแต่ละชิ้นส่วนเป็นสมการหลัก ความสัมพันธ์ของสมการหลัก คือ$\{\Delta F_G\} = [K_G][\Delta d_G]$โดยที่ $[K_G]$คือเมทริกซ์สติฟเนสรวม (Global stiffness matrix) $\{F_G\}$ คือเวกเตอร์การเพิ่มของแรงรวม (Vector of all incremental nodal forces) และ $\{\Delta d_G\}$คือเวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อรวม (Vector of all incremental nodal displacements)

3.2.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions) กำหนดเงื่อนไขขอบให้สอดคล้องกับปัญหาจริง เช่น เงื่อนไขด้านแรง (Loading conditions) ซึ่งจะถูกบรรจุอยู่ใน $\{\Delta F_G\}$ เงื่อนไขด้านการเคลื่อนตัว (Displacement conditions) ซึ่งจะถูกบรรจุอยู่ใน $\{\Delta d_G\}$

3.2.6 การแก้สมการหลัก (Solve the global equation) เนื่องจากสมการหลักมีขนาดใหญ่มาก และประกอบไปด้วยตัวแปรหลายตัว ส่งผลทำให้ต้องนำเทคนิคในการแก้ระบบสมการเชิงเส้นแบบต่างๆ มาใช้ เพื่อเพิ่มความเร็วและความแม่นยำในการหาผลเฉลย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 ข้อพิจารณาสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical Engineering Considerations)

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคนั้นมีข้อทฤษฎีบางอย่างที่จะต้องพิจารณาเพิ่มขึ้นนอกเหนือไปจากทฤษฎีพื้นฐานสำหรับปัญหาวิศวกรรมด้านอื่น เช่นความเค้นที่ควบคุมพฤติกรรมดินไม่ใช่ความเค้นรวม (Total stress) แต่เป็นความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ดังนั้นในบทนี้จะนำเสนอข้อพิจารณาพิเศษที่เกี่ยวข้องกับกรวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค

3.3.1 รูปแบบเลขาคณิตในอุดมคติ (Geometric idealisation)

ในบางกรณีของการวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค อาจจะต้องสมมติปัญหาจริงใน 3 มิติที่ยุ่งยากให้วิเคราะห์ได้ง่ายขึ้น โดยใช้คุณสมบัติพิเศษทางเรขาคณิตของตัวปัญหาเอง ในทางทฤษฎีนั้นปัญหา 2 มิติในอุดมคติที่พบในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีด้วยกัน 2 แบบ คือ ปัญหาระนาบความเครียด (Plan strain problem) และปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axi-symmetry problem)

3.3.2 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินในรูปแบบสมการ

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \qquad (3.1)$$

โดยที่เมทริกซ์ [D] ในสมการข้างต้นนั้นอาจจะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคนั่นเองคือ

3.3.2.1 กรณีระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained) นั่นคือไม่มีแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore fluid pressure) $\Delta u_f = 0$ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิผลด้วย $\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\}$ และเมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิผล (Effective constitutive behaviour) ตัวอย่างในกรณีดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained Young's modulus, E') และค่าอัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำ (Drained Poisson's ratio, υ')

3.3.2.2 กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained) เมทริกซ์ [D] จะแสดงสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Total constitutive behaviour) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrianed Poisson's ratio, υ_u)

ในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) ปริมาณของดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ υ_u มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า υ_u = 0.5 จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus, K) มีค่าไม่จำกัด (not exist) ดังนั้น ในทางปฏิบัติแล้วมักจะกำหนดอยู่ในช่วงระหว่าง 0.49 < υ_u <0.5 (แนะนำใช้ค่า υ_u = 0.499 สำหรับการคำนวณปกติ)

3.3.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)

ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure, Δu_f) แต่ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณีต้องการทราบค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน นอกเหนือไปกว่านั้นโดยปกติแล้ว สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักจะนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิผล (Effective constitutive law, [D']) มากกว่าดังนั้นการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ (Undrained analysis) ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน Δu_f ด้วย ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผล $\{\Delta\sigma'\}$ ได้ดังแสดงในสมการที่ (2)

$$\{\Delta\sigma'\} = \{\Delta\sigma\} - \{\Delta U_f\} \tag{3.2}$$

โดยที่

$$\{\Delta U_f\}^T = \{\Delta U_f \quad \Delta U_f \quad \Delta U_f \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \tag{3.3}$$

และนำไปเชื่อมต่อกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล [D'] ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta\varepsilon\}$ ได้ในที่สุดในสมการที่ (4)

$$\{\Delta\sigma'\} = [D']\{\Delta\varepsilon\} \tag{3.4}$$

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล [D']

3.3.3.1 การคำนวณแรงดันของเหลว (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหน (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกันไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียดด้วยดังนั้น ถ้าเราพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ (2) ไปพร้อมกับสมการ (1) และ (4) เราสามารถเขียนสมการความเค้นละความเครียดได้ว่า

$$[D] = [D'] + [D_f] \tag{3.5}$$

โดยที่ $[D_f]$ เป็นเมทริกซ์สติฟเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังสมการความสัมพันธ์ในสมการที่ (6)

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{xx} \\ \Delta\varepsilon_{yy} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U_f \\ \Delta U_f \\ \Delta U_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & & & \\ & 1 & 1 & & & \\ & & 1 & & & \\ & sym & & 0 & & \\ & & & & 0 & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

หรือ $$\{\Delta U_f\} = [D_f]\{\Delta\varepsilon\} \tag{3.6}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมทริกซ์ $[D_f]$ เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid, K_f) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะในเชิงปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์ $[D_f]$ จึงมีค่าเฉพาะ 3x3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังสมการที่ (3.6) โดยที่ K_e เป็นค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่าของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)

ถ้าดินมีความพรุน η ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน แล้วของไหลจะมีปริมาตรเท่ากับ η และของแข็งจะมีปริมาตรเท่ากับ $1-\eta$ และกำหนดให้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของแข็ง (Bulk modulus of soil solid particle) คือ K_s และการเพิ่มความดันของของไหลในมวลดิน Δu_f จะเป็นการเพิ่งทั้งความดันของของไหลและความเค้นประสิทธิผลของของแข็ง ดังนั้น เราการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain, $\Delta\varepsilon_v$) สามารถคำนวณได้จากสองส่วน คือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดังสมการที่ (3.7)

$$\Delta\varepsilon_v = \eta \frac{\Delta U_f}{K_f} + (1-\eta) \frac{\Delta U_f}{K_s} \tag{3.7}$$

แต่นิยามของค่า K_e คือ $\Delta U_f = K_e(\Delta\varepsilon_{xx} + \Delta\varepsilon_{yy} + \Delta\varepsilon_{zz}) = K_e(\Delta\varepsilon_v)$ (3.8)

จากสมการที่ (7) (8) ดังนั้นค่า K_e สามารถนิยามได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\frac{\eta}{K_f} + \frac{(1-\eta)}{K_s}} \tag{3.9}$$

แต่เนื่องจากค่า K_s มีค่ามากกว่าค่า K_f มาก เราอาจจะประมาณค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{K_f}{\eta} \tag{3.10}$$

สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำค่า K_s และ K_f มีค่ามากกว่าสติฟเนสของดินมาก ดังนั้น อาจจะไม่จำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_eที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า K_e ด้วยค่า K_fได้ด้วยคือ $K_e \approx K_f$

บทสรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดคือ

- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ (1)
- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)ให้ใช้สมการที่ (4)
- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ (5) ร่วมกับ (6)

3.3.4 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)

เงื่อนไขขอบคือเงื่อนไขที่นอกเหนือจากเงื่อนไขทางทฤษฎี และเป็นสิ่งจำเป็นที่ใช้อธิบายลักษณะปัญหาที่เราจะวิเคราะห์ เราสามารถแบ่งชนิดของเงื่อนไขขอบตามความเกี่ยวข้องในสมการหลักนั่นคือ

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta F_G\} \tag{3.11}$$

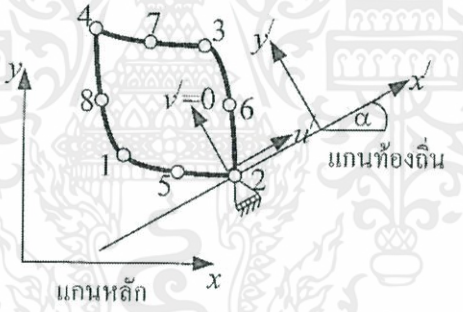
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าเงื่อนไขขอบเกี่ยวข้องกับเวกเตอร์แรงภายนอก $\{\Delta F_G\}$ เราจะเรียกเงื่อนไขขอบด้านแรง (Load conditions) และถ้าเงื่อนไขขอบเกี่ยวข้องกับเวกเตอร์การเคลื่อนที่ $\{\Delta d_G\}$ เราจะเรียกเงื่อนไขขอบการเคลื่อนที่ (Displacement conditions) ในหัวข้อนี้ผู้เขียนจะเขียนกล่าวถึงหลักการในการกำหนดเงื่อนไขขอบแบบต่างๆ เชิงทฤษฎีเฉพาะในสองมิติระนาบความเครียด (Plane strain) และแบบสมมาตรรอบแกน (Axi-symmetry)

3.3.4.1 แกนท้องถิ่น (Local axes)

เราสามารถใช้ประโยชน์จากแกนท้องถิ่นในการกำหนดเงื่อนไขขอบได้ กล่าวคือ เงื่อนไขขอบอาจจะไม่จำเป็นต้องจัดตัวอยู่ในแกนหลัก (Global axes) ดังนั้น การใช้แกนท้องถิ่นที่จัดเรียงตัวขนานและ/หรือตั้งฉากกับเงื่อนไขขอบเพื่อง่ายต่อการกำหนดสมการเงื่อนไขขอบ จากนั้นเมื่อเราสามารถกำหนดสมการเงื่อนไขขอบสำเร็จแล้วจึงทำการเปลี่ยนแปลงสมการเงื่อนไขขอบที่นิยามอยู่บนแกนท้องถิ่นให้เป็นนิยามบนแกนหลักโดยใช้เมทริกซ์หมุนแกน (Rotational matrix, $[Q]$)

อาจจะทำความเข้าใจหลักการนี้จากตัวอย่างปัญหาในรูปที่ 4.1 สมมติว่าชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมชนิด 8 จุดต่อ ซึ่งมีจุดต่อที่ 2 เป็นจุดต่อแบบเลื่อน (Sliding boundary condition) ในแนวแกน x' ซึ่งทำมุม $\propto$ กับแกนหลัก หรือไม่มีการเคลื่อนที่ในแนวแกน y' ($v' = 0$) ดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 เงื่อนไขขอบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition)

เมทริกซ์หมุนแกน [Q] ใช้ในการแปลงความสัมพันธ์ที่นิยามบนแกนท้องถิ่นไปเป็นการนิยามบนแกนหลักโดยมีความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

- สำหรับเวกเตอร์การเคลื่อนที่

$$\{\Delta d_E\}_{global} = [Q]\{\Delta d_E\}_{local} \quad (3.12)$$

- สำหรับเวกเตอร์แรงภายนอก

$$\{\Delta F_E\}_{global} = [Q]\{\Delta F_E\}_{local} \quad (3.13)$$

- สำหรับเมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

$$[\Delta K_E]_{global} = [Q]\{\Delta d_E\}_{local} \quad (3.14)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างเมทริกซ์หมุนแกน [Q] สำหรับชิ้นส่วนแบบ 4 จุดต่อคือ

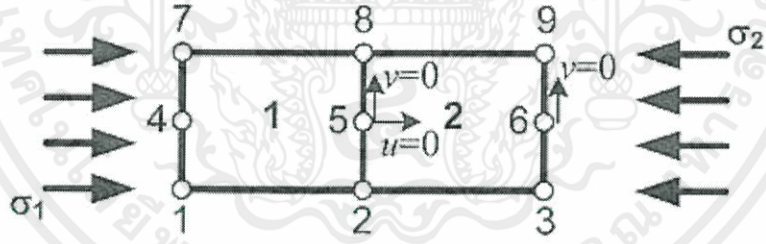
$$[Q] = \begin{bmatrix} \cos\alpha_1 & \sin\alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\alpha_1 & \cos\alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\alpha_1 & \sin\alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin\alpha_1 & \cos\alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha_1 & \sin\alpha_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\alpha_{01} & \cos\alpha_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha_1 & \sin\alpha_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\alpha_1 & \cos\alpha_1 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

โดยที่มุม $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ คือ มุมที่แกนท้องถิ่น ณ จุดต่อที่ 1 2 3 4 กระทำกับแกนหลักในทางปฏิบัตินั้นเนื่องจากเมทริกซ์หมุนแกน [Q] เป็นแบบมากศูนย์ (Sparse) (คือเมทริกซ์ที่สมาชิกส่วนใหญ่เป็นศูนย์) และแบบแถบ (Banded) (คือแบบสมาชิกที่ไม่เป็นศูนย์อยู่บริเวณแนวแกนทแยงหลัก ดังนั้นการคูณเมทริกซ์ในสมการที่ (3.12)-(3.14) จึงไม่ยุ่งยากนัก

3.3.4.2 เงื่อนไขขอบด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions)

3.3.4.2.1 การเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า (Prescribed displacement)

มักจะมีการกำหนดค่าเงื่อนไขการเคลื่อนที่สำหรับการเคลื่อนที่ของวัสดุแข็งแกร่ง (Rigid body movement) โดยเฉพาะที่ขอบของปัญหา ในปัญหาสองมิตินั้น การเคลื่อนที่ประกอบไปด้วย 3 ระดับขั้นความเสรีคือ 2 ทิศทางในการเคลื่อนตัว (Translation) และอีก 1 ทิศทางในการหมุน (Rotation) ตัวอย่างการเคลื่อนที่เช่น ในรูปที่ 3.2 สมมติว่าวัสดุเกร็งชิ้นหนึ่งถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม 2 ชิ้น ระดับขั้นความเสรีถูกกำหนดค่าไม่ให้เคลื่อนที่ใน 3 ตำแหน่ง คือ จุดต่อที่ 5 ไม่มีการเคลื่อนที่ทั้งแนวราบและดิ่ง $u_5 = 0, v_5 = 0$ ส่วนจุดต่อที่ 6 ไม่มีการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง $v_6 = 0$



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างการกำหนดค่าการเคลื่อนที่สำหรับวัสดุแข็งเกร็ง
(Prescribed displacement of rigid body modes)

ในหัวนี้จะกล่าวถึงหลักการมาตรฐานในการปรับเปลี่ยนเมทริกซ์หลักนั้นคือ โดยปกติแล้วสมการหลัก (3.11) สามารถเขียนอยู่ในรูปแบบที่แบ่งแยกระหว่างการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่าไว้ $\{\Delta d_p\}$ กับการเคลื่อนที่ที่เป็นตัวแปรอิสระ $\{\Delta d_u\}$ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} K_u & K_{up} \\ K_{up} & K_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta d_u \\ \Delta d_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta F_u \\ \Delta F_p \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

หรืออาจแบ่งเป็นเมทริกซ์การคำนวณย่อย 2 ตัว คือ

เมทริกซ์การคำนวณที่ 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$[K_u]\{\Delta d_u\} = \{K_u\} - [K_{up}]\{\Delta d_p\} \quad (3.17)$$

สมการที่ (3.17) มีไว้เพื่อปรับเปลี่ยนสมการตามเงื่อนไขการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า $\{\Delta d_u\}$ จากนั้นก็แก้สมการเพื่อหาผลการเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่เป็นตัวแปรอิสระ $\{\Delta d_u\}$ จากนั้นก็ทำการคำนวณในส่วนที่ 2

เมทริกซ์การคำนวณที่ 2

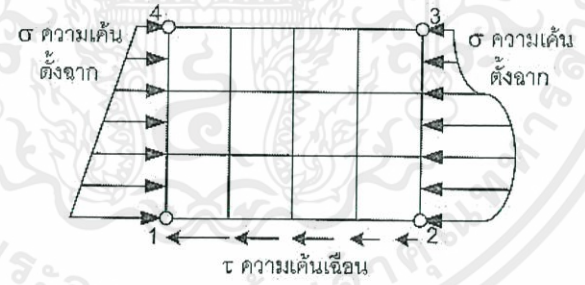
$$\{\Delta F_P\} = [K_{up}]^T\{\Delta d_u\} + \{K_P\}\{\Delta d_p\} \quad (3.18)$$

สมการที่ (3.18) มีไว้เพื่อคำนวณแรงปฏิกิริยา (Reaction forces) ที่ตำแหน่งที่ถูกกำหนดค่าเคลื่อนที่

ในกรณีที่เป็นชิ้นส่วนคานนอกจากระดับความเสรีของการเคลื่อนตัว (Translational degrees of freedom, (u, v)) แล้วอาจจะต้องกำหนดระดับขั้นความเสรีของการหมุนตัว (Rotational degree of freedom , θ) เช่น กรณีคานยื่น (Cantilever beam)

3.3.4.3 เงื่อนไขขอบด้านแรงกระทำที่จุดต่อ (Loading conditions)

ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ เงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stress) มักจะต้องแปลงเป็นค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces) เพื่อที่จะเข้าใจในหลักการเราอาจพิจารณาได้จากตัวอย่างในรูปที่ 3.3 ซึ่งแสดงตัวอย่างเงื่อนไขขอบ 4 ด้านที่กระทำต่อมวลดินชิ้นหนึ่ง โดยขอบล่าง(ระหว่างจุดที่ 1 ถึงจุดที่ 2) เป็นความเค้นเฉือนแบบลดลงเชิงเส้น (Linearly decreasing shear stress)ขอบล่างด้านขวามือ (ระหว่างจุดที่ 2 ถึง จุดที่ 3 ถึงจุดที่ 4) ไม่ความเค้นแบบใดกระทำ (Stress-free) และขอบทางด้านซ้ายมือ (ระหว่างจุดที่ 4 ถึงจุดที่ 1) เป็นความเค้นตั้งฉากแบบเพิ่มเชิงเส้น (Linearly increasing normal stress)



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses)

- การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force calculation)

หลักการคำนวณหาแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force) จากเงื่อนไขความเค้นที่กระทำขอบของปัญหานั้นสามารถสรุปได้ดังนี้ ขั้นแรกจะต้องคำนวณการกระจายความเค้น (Stress distribution) อยู่ในรูปแรงกระทำที่ผิว (Surface traction) ดังสมการที่ (3.19)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

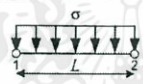
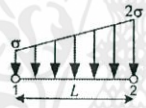
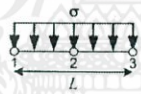
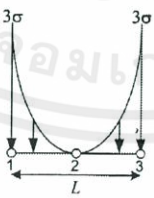
$$\{\Delta\tau_i\} = \sigma_i \begin{Bmatrix} \cos\sigma_i \\ \sin\sigma_i \end{Bmatrix}$$

หรือ (3.19)

$$\{\Delta\tau_i\} = \tau_i \begin{Bmatrix} \sin\sigma_i \\ \cos\sigma_i \end{Bmatrix}$$

โดยที่เครื่องหมายของความเค้นแนวตั้งฉาก (Normal stress, σ_i) จะมีค่าเป็นบวกในกรณีที่ความเค้นกระทำทิศทางพุ่งออกจากมวลดิน ส่วนเครื่องหมายของความเค้นเฉือน (Shear stress, τ_i) นั้นจะมีค่าบวกในกรณีที่ความเค้นกระทำในทิศทางที่ทำให้มวลดินหมุนในทิศทางทวนเข็มนาฬิกา และมุม α_i คือมุมแนวการวางตัวของพื้นผิวขอบเทียบกับแกนหลัก และตัวห้อย i นั้นแสดงถึงค่าที่ตำแหน่งของจุดปริพันธ์แบบเกาส์

ตาราง 3.1 ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces)

ชนิดชิ้นส่วน	รูปแบบความเค้น	ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces)		
		F_1	F_2	F_3
ชิ้นส่วนแบบ 2 จุดต่อด้าน (2-noded element side)	 ความเค้นแบบสม่ำเสมอ (Uniform stress)	$\frac{1}{2}\sigma L$	$\frac{1}{2}\sigma L$	
	 ความเค้นแบบเชิงเส้น (Linear stress)	$\frac{1}{3}\sigma L$	$\frac{2}{3}\sigma L$	
ชิ้นส่วนแบบ 3 จุดต่อด้าน (3-noded element side)	 ความเค้นแบบสม่ำเสมอ (Uniform stress)	$\frac{1}{6}\sigma L$	$\frac{2}{3}\sigma L$	$\frac{1}{6}\sigma L$
	ความเค้นแบบเชิงเส้น (Linear stress)	0	$\frac{2}{3}\sigma L$	$\frac{1}{3}\sigma L$
	 ความเค้นแบบพาราโบลิก (Parabolic stress)	$\frac{3}{10}\sigma L$	$\frac{4}{10}\sigma L$	$\frac{3}{10}\sigma L$

ขั้นตอนที่สองเมื่อได้แรงกระทำที่ผิว จากนั้นก็นำไปคำนวณหาเวกเตอร์แรงภายนอก สามารถคำนวณได้จาก

$$\{\Delta F_E\} = \int_A [N]\{\Delta T\} dA \quad (3.20)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของผลงานทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับชิ้นส่วนแบบ 2 จุดต่อด้านและ 3 จุดต่อด้าน ได้มีการคำนวณค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal force) สำหรับความเค้นแบบง่ายๆดังแสดงตาราง 3.1

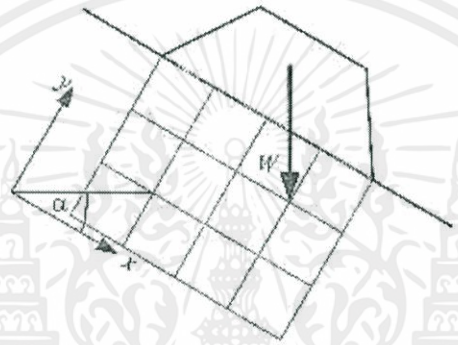
■ แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก (Body force)

แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักอันเนื่องมาจากแรงดึงดูดของโลก (Gravity loading) เป็นแรงที่สำคัญอีกแรงหนึ่งในทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยเฉพาะอย่างยิ่งในงานดินถม การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อกระทำโดยหาค่าแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักเสียก่อน แล้วจึงแปลงค่าแรงแรงเนื่องจากหน่อยน้ำหนักเป็นเวกเตอร์แรงภายนอกดังสมการ ที่ (3.21) และ (3.22)

$$\{\Delta F\} = \begin{Bmatrix}\Delta F_x \\ \Delta F_y\end{Bmatrix} = \Delta\gamma \begin{Bmatrix}\cos\alpha \\ \sin\alpha\end{Bmatrix} \qquad (3.21)$$

โดยที่ $\Delta\gamma$ คือหน่วยน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น และมุม α ที่แนวแกนหลักกระทำกับทิศทางแรงดึงดูด

$$\{\Delta F_E\} = \int_V [N]^T \{\Delta F\} dv \qquad (3.22)$$



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันดินถม

ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักได้แสดงในรูปที่ 3.4 โดยในรูปเป็นตัวอย่างของคันดินถม ที่ถูกสร้างขึ้นภายหลังจึงทำให้ต้องคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักกดทับบนมวลดินข้างใต้

3.3.5 การก่อสร้างแบบขั้นตอน (Staged construction)

กระบวนการก่อสร้างในวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะเกี่ยวข้องกับการเพิ่มหรือลดมวลดิน นั่นก็คือ งานดินถม (fill) หรืองานขุด (Excavation) กระบวนการก่อสร้างมักจะทำเป็นขั้นตอนเพื่อที่จะลดปัญหาการวิบัติอันแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained failure) ข้อควรระวังในการวิเคราะห์ปัญหาการก่อสร้างแบบขั้นตอนของงานถมคันดินและงานขุดสามารถสรุปได้ดังนี้

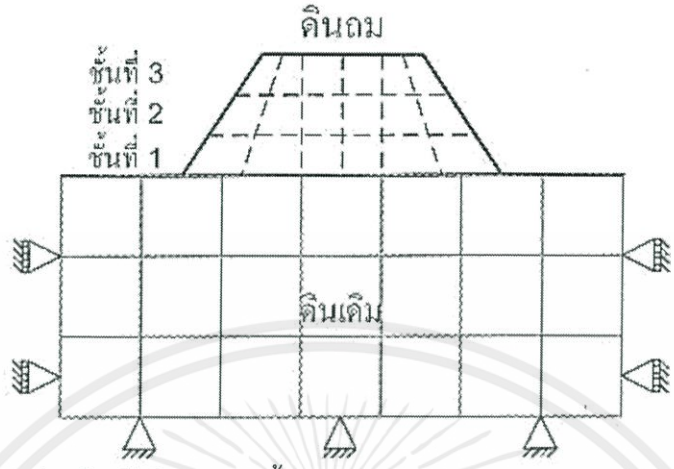
3.3.5.1 งานถมคันดิน (Filled embankment)

- ชิ้นส่วนวัสดุถม (Filled material) จะต้องจำลองไปพร้อมๆกับปัญหารวมแต่แรก แต่ควรตั้งค่าไม่ให้แสดงพฤติกรรม (Deactivation) แล้วจึงกระตุ้นให้แสดงพฤติกรรมในวิเคราะห์

- วัสดุก่อสร้างควรจะกระทำเป็นขั้นตอน โดยที่แต่ละขั้นตอนของวัสดุก่อสร้างจะจำลองกระบวนการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน ดังรูป 3.5 เพราะว่าพฤติกรรมของวัสดุ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ก่อสร้าง หรือดินไม่จำเป็นจะต้องเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้น ที่สามารถใช้เทคนิคการรวมค่าความเค้นและความเครียดได้โดยตรง (Superposition)



รูปที่ 3.5 กระบวนก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment)

- ในระหว่างการก่อสร้าง จะต้องทำการเลือกชนิดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดให้กับชิ้นส่วนของวัสดุก่อสร้าง เพราะในกรณีที่เปลี่ยนชนิดวัสดุก่อสร้าง

- พฤติกรรมของความเค้นและความเครียดจะต้องเปลี่ยนไปด้วยเมื่อการก่อสร้างเสร็จสิ้น แรงเรื่องจากหน่วยน้ำหนักของวัสดุก่อสร้างจะต้องถูกพิจารณา

3.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดิน (Constitutive Soil Models)

ก่อนที่วิศวกรรมจะเลือกใช้แบบจำลองของดิน วิศวกรมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำความเข้าใจกับแบบจำลองของดิน เพราะว่าแบบจำลองของแต่ละแบบย่อมมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างออกไป เราสามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดินได้เป็น 2 กลุ่มหลักคือ แบบจำลองอิลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอิลาสโตพาสติก (Elasto-plastic models)

ข้อดีและข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น เป็นที่ทราบกันดีว่า การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอิลาสติกนั้น ย่อมไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมของดินได้ทั้งหมด ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มากคือ มีการพิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบอิลาสโตพลาสติกสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดย Schofirld และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมแคลย์ (Modified Cam-clay, MCC model) ประสบความสำเร็จอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องนักของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) กล่าวคือ จะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่ว่าสามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวคิดหลักโดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิดเนื้อผิวบาวดิง (Bounding surface idea) และแนวคิดที่ 2 คือ แนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple "nest" yield surface model) โดย Mroz และคณะ (1982) แบบจำลองไคเนแมตริกฮาร์ดเดนนิ่งโมดิฟายแคมเคล์ (Kinematic hardening modified Cam-clay, KHMCC model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

3.4.1 ตัวแปรความเค้นและความเครียด (Stress-strain variables)

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดิน (Constitutive soil model) โดยทั่วไปสามารถเขียนอยู่ในรูปของการเปลี่ยนแปลงของความเครียด (Strain increment) ซึ่งเป็นฟังก์ชันการเปลี่ยนแปลงของความเค้น (Stress increment) และ/หรือการเพิ่มขึ้นของเวลา (Time) โดยตัวแปรเวลานั้นจะพิจารณาเฉพาะในกรณีของวัสดุที่ขึ้นการอัตรา (Rate-dependent material) ดังแสดงในสมการ 3.23

$$d\varepsilon = \mathrm{f}(\mathrm{d}\sigma', \mathrm{dt}) \qquad (3.23)$$

โดยที่ $\mathrm{d}\sigma'$และ dt คือ การเปลี่ยนแปลง ความเค้นประสิทธิผลกับเวลาตามลำดับ อย่างไรก็ตาม แบบจำลองของดิน โดยส่วนมากมักถูกพัฒนามาจากผลการทดลองในห้องปฏิบัติ การ โดยมีเงื่อนไขของความเค้นแบบระนาบความเครียด (Plan strain) ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมักจะนำเสนอโดยใช้พารามิเตอร์ความเค้นและความเครียดแบบเฉพาะ

3.4.2 แบบจำลองอิลาสติก (Elastic model)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก คือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

3.4.3 แบบจำลองอิลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple elasto-plastic model)

ดังอธิบายถึงข้อจำกัดของแบบจำลองอิลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประกายโดยเฉพาะอย่างยิ่งความเครียดแบบอิลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก

แบบจำลองอิลาสโตพลาสติกนั้นตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิตี (Plastic theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function, f) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก กล่าวคือ วัสดุจัมีพฤติกรรมพลาสติกเฉพาะภายใต้ความเค้นที่อยู่ในพื้นผิวคราก (Yield surface) ดังรูปที่ 3.6 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอิลาสโต

เอกสารนี้สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารนี้ทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule) ดังแสดงในสมการที่ 3.24

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \tag{3.24}$$

โดยที่ ε_{ij}^{p} คือความเครียดพลาสติกที่เพิ่มขึ้นและ $d\lambda$ เป็นค้าคงตัวสำหรับการแปรผัน จะสังเกตได้ว่าอนุพันธ์บางส่วน (Partial differentiation) จะมีทิศทางตั้งฉากกับฟังก์ชันคราก f จึงทำให้เวกเตอร์ความเครียดพลาสติกส่วนเพิ่ม (Incremental plastic strain vector) ε_{ij}^{p} จะมีทิศทางตั้งฉากกับฟังก์ชันคราก f ด้วยเหมือนกัน บางครั้งเราจะเรียกความสัมพันธ์แบบนี้ว่ากฎการตั้งฉาก ซึ่งฟังก์ชันคราก f นั้นอาจนิยามว่าเป็นฟังก์ชันความเค้น ความเครียด หรือความเครียดพลาสติกก็ได้ ดังแสดงในสมการที่ 3.25

$$y = f(\sigma_{ij}\varepsilon_{if}\varepsilon_{ij}^{p}) \tag{3.25}$$

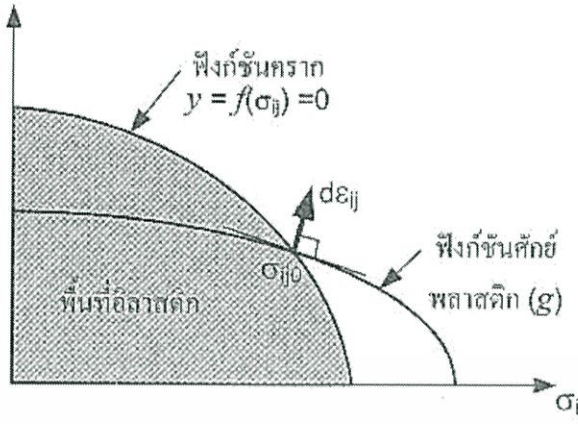
ในบางกรณีกฎการไหลแบบสอดคล้อง (Associated flow rule) อาจจะให้ความเครียดพลาสติกและ/หรือทิศทางไม่ตรงกับพฤติกรรมที่แสดงในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นอาจจะจำเป็นที่ต้องนิยามค่าฟังก์ชันศักย์พลาสติก (Plastic potential function, g) ขึ้นมาใช้ในการหาค่าความเครียดพลาสติกแทนการหาค่าความเครียดพลาสติกโดยตรงจากฟังก์ชันคราก การนิยามแบบนี้ก็ทำแบบเดียวกับการนิยามฟังก์ชันครากแต่ต่างกันที่ฟังก์ชันนี้จะเปลี่ยนแปลงไปตามความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณความเครียดพลาสติกดังนิยามในสมการที่ 3.26

$$g = g(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^{p}) \tag{3.26}$$

ซึ่ง σ_{ij} คือความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณความเครียดพลาสติก โดยกฎการไหลที่คำนวณด้วยฟังก์ชันศักย์พลาสติกนี้เราจะเรียกว่า กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule) ดังแสดงในสมการที่ 3.27 โดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้องนี้อาจจะจำลองโดยใช้ภาพประกอบดังแสดงในรูปที่ 3.6

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \tag{3.27}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.6 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule)

3.4.4 แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์นี้ เป็นที่นิยมมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่ว่าจะเป็นการทดสอบกล่องแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test) หรือว่าการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-Test) ผลการทดสอบทั้งสองจะนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, σ'_n) และความเค้นเฉือน (Stress, τ) ดังสมการ 3.28

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} + \tan \phi' \qquad (3.28)$$

โดยค่า c' และ ϕ' คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมแรงเสียดทาน (angle of frictional resistance) และดัชนีล่าง f หมายถึงภาวะวิบัติ (Failure) ในบางครั้งการพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plan strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไขมอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s', t) ได้คือ

$$t'_f = a' + s'_f \tan \alpha' \qquad (3.29)$$

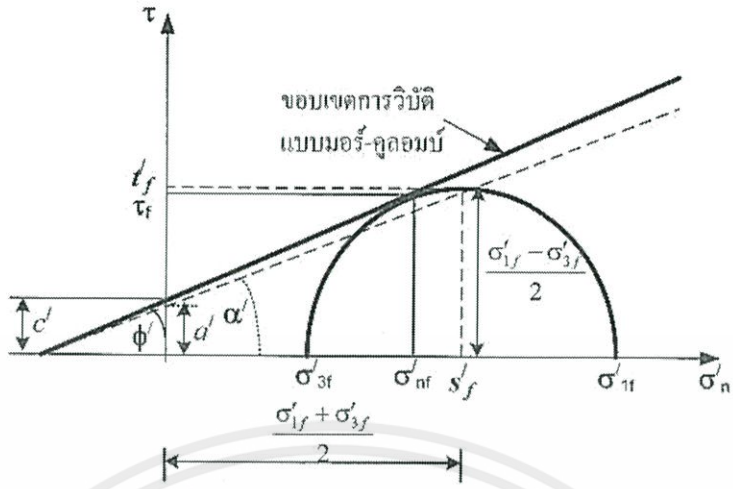
โดยที่ $a' = \cos \emptyset'$และ $\sin \phi' = \tan \alpha'$ รูปที่ 3.7 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ที่นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก σ'_n และความเค้นเฉือน τ และตัวแปร (s', t)

เนื่องจากการนิยามความเค้นความเครียดแบบสองมิติ อาจจะไม่สะดวกในการนำไปคำนวณโดยวิธีเชิงตัวเลข ดังนั้นถึงมีความจำเป็นจะต้องดัดแปลงฟังก์ชันครากที่นิยามในสองมิติให้เป็นการนิยามในสามมิติ โดย Potts และ Zdravkovic' (1999) ได้นิยามฟังก์ชันว่า

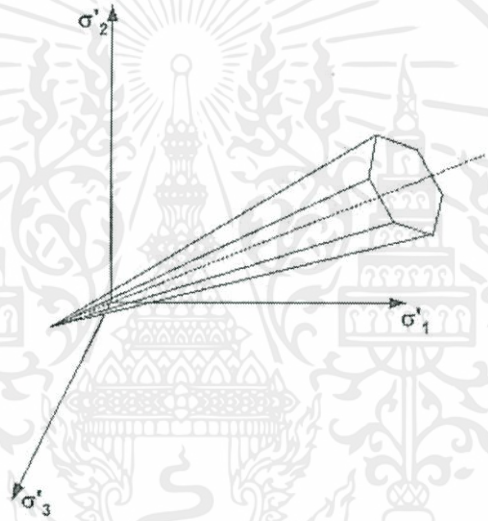
$$\sqrt{3J_2} = (p' + \frac{c'}{\tan \phi'})M \qquad (3.30)$$

โดยที่ค่า M คืออัตราส่วนความเค้นในสถานะวิกฤต (Critical state stress ratio, q_f / p'_f) โดยปกติแล้วจะหาได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-Test) ทั้งแบบรับแรงอัด (Compression) และแบบรับแรงดึง (Extension) ซึ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.7 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)



รูปที่ 3.8 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)

- กรณีการทดสอบรับแรงแอดสามแกน (Triaxail compression test) หรือ $\theta = -30°$

$$\mathrm{M} = M_c = \frac{6\sin\phi'_{TC}}{3-\sin\phi'_{TC}} \tag{3.31}$$

- กรณีการทดสอบรับแรงแอดสามแกน (Triaxail compression test) หรือ $\theta = +30°$

$$\mathrm{M} = M_E = \frac{6\sin\phi'_{TE}}{3+\sin\phi'_{TE}} \tag{3.32}$$

โดยที่ ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE} คือค่ามุมแรเสียดทานทดสอบสามแกนแบบอัดและดึงตามลำดับ รูปที่ 3.8 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ที่นิยามในสามมิติ

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีความเหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในวัสดุได้ และยิ่งไปกว่านั้นสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียงอนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติ แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไดเล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชันด้วยเหมือนกัน ในรูปที่ 3.9 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมไดเลชัน, ψ ซึ่งแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi') \qquad (3.33)$$

โดยที่ค่ามุมไดเลชัน, ψ จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับค่าความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 3.9

รูปที่ 3.9 ผลของมุมไดเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์

สำหรับการคำนวณความเครียดแบบพลาสติกจะต้องใช้กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule) กล่าวคือจะต้องนิยามฟังก์ชันศักย์พลาสติก (Plastic potential, g) ดังในสมการที่ 3.32

Yield function f : $\sqrt{3J_2} = (p' + \frac{c'}{\tan\phi'})M(\phi)$

Plastic potential function g : $\sqrt{3J_2} = \left[\left(p' + \frac{c'}{\tan\phi'}\right)\frac{M(\phi_0)}{M_g(\phi_0)} - p'_0 + p'\right]M_g(\theta)$

โดยที่ตัวแปรความเค้นไม่เปลี่ยนแปลง $(p'_0, \sqrt{j_{20}}, \theta_0)$ คำนวณได้จากภาวะความเค้น ณ ตำแหน่งที่ต้องการการคำนวณค่าความเครียดพลาสติก และ $M_g = (\theta) = \frac{3\sin\psi}{\sqrt{3}\cos\theta + \sin\psi}$

แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย p' หรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อย่างไรก็ตามอาจจะมีข้อจำกัดอันเนื่องมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ซึ่งทำให้กำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงนำไปสู่การใช้แบบจำลองแบบต่อเนื่อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.5 การประยุกต์ใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์สำหรับเทคการบดอัดกระแทก

การศึกษาพฤติกรรมของดินในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ โดยทั่วไปแล้วสามารถทำได้หลาย เช่น การเคลื่อนตัวของดิน ความเค้นประสิทธิผล การเคลื่อนตัวของโครงสร้างใต้ดิน เป็นต้น แต่ยังมีข้อจำกัดด้วยแรงกระทำที่ไม่สามารถกำหนดให้เป็นแรงกระทำแบบกระแทกได้ ในการศึกษานี้ จึงได้แบ่งการหัวข้อการศึกษาออกเป็น 2 หัวข้อหลักๆคือ

3.5.1 การศึกษาพฤติกรรมของดินเนื่องจากแรงกระทำ

โดยในการหัวข้อนี้ จะศึกษาพฤติกรรมของดินเนื่องจากแรงกระทำแบบสถิตย์ (Static Load) และวิเคราะห์ผลโดยวิธีไฟนต์อิลิเมนต์

3.5.2 การศึกษาความสัมพันธ์ของตุ้มน้ำหนักและความสูงที่ยก

ในหัวข้อนี้ จะศึกษาความสัมพันธ์ของแรงกระทำที่ผิวดินเนื่องจากน้ำหนักของตุ่มน้ำหนักและความสูงที่ยกจากหลักการโมเมนตัมและการชน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

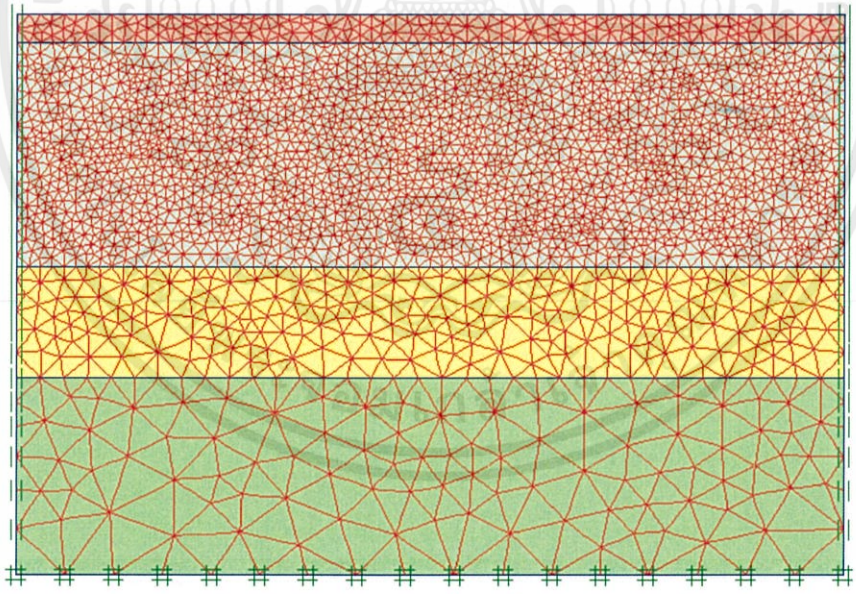
บทที่ 4
ขั้นตอนและวิธีดำเนินการ

4.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงวิธีการใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดินกรุงเทพฯ เมื่อมีน้ำหนักกระทำโดยจะแบ่งเป็นขั้นตอนการสร้างโมเดลตามที่ต้องการศึกษา การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดิน และ การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในชั้นดิน เมื่อมีใช้น้ำหนักที่มีขนาดต่างๆกันกระทำกับชั้นดิน

4.2 การสร้างโมเดลที่ใช้ในการศึกษา

สร้างโมเดลโดยทำการแบ่งชั้นดินเป็น 4 ชั้นดินตามลักษณะของชั้นดินสุวรรณภูมิตามรูปที่ 2.1 โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินแต่ละชั้น ดังตารางที่ 2.1 เมื่อกำหนดชั้นดินของแบบจำลองได้ตามที่ต้องการแล้ว จะทำการ Generate Mesh ซึ่งจะปรากฏเป็นโครงตาข่ายในแบบจำลองที่มีลักษณะดังรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 ลักษณะแบบจำลองที่ใช้คำนวณไฟไนต์อิลิเมนต์

เมื่อได้โมเดลตามที่ต้องการแล้วจึงทำการใส่น้ำหนักกระทำเพื่อการหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดินและแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในชั้นดินต่อไป

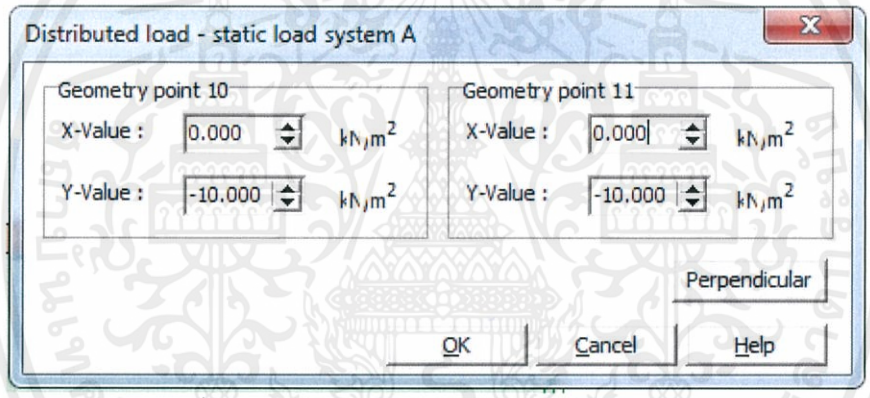
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3 การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดิน

ในการใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดินนั้นจะทำการใส่น้ำหนักกระทำที่กึ่งกลางของโมเดลดังรูปที่ 4.3 เป็นขนาดต่างๆตั้งแต่ 10-60 kN/m² (ในที่นี้ผลการคำนวณไฟไนต์อิลิเมนต์คำนวณว่าดินวิบัติที่แรงกระทำขนาด 75 kN/m²) โดยกำหนดระดับน้ำใต้ดินที่ -0.50 เมตรจากชั้นดินบนสุด และจึงทำการคำนวณไฟไนต์อิลิเมนต์ซึ่งผลที่ได้และการวิเคราะห์ผลจะนำไปแสดงในบทที่ 5ต่อไป

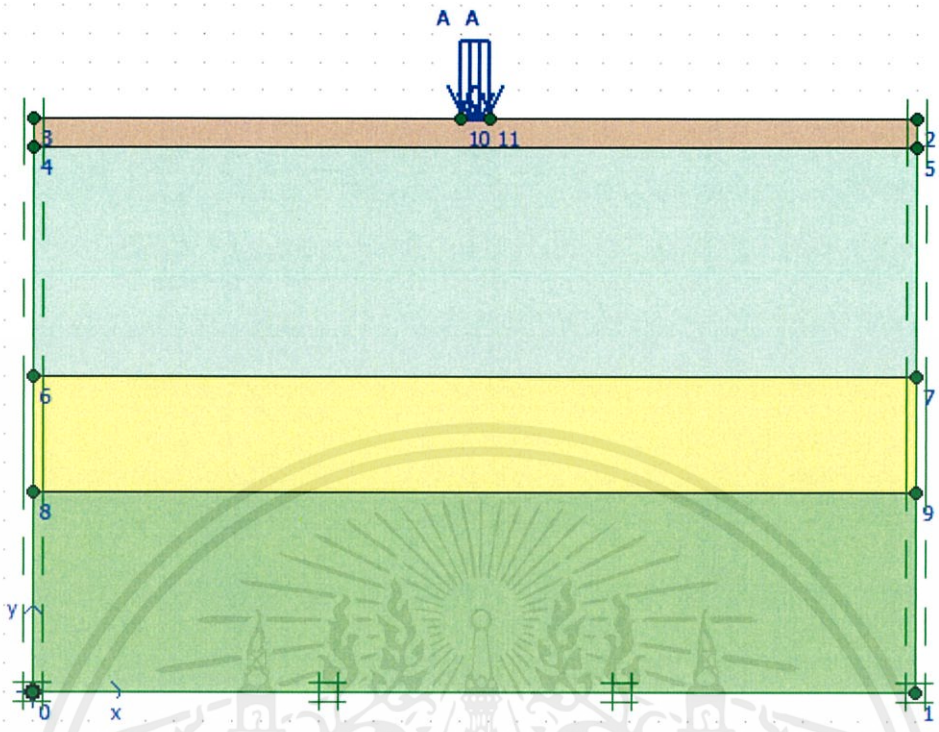
4.3.1 การใส่น้ำหนักกระทำกับชั้นดิน

ในที่นี้น้ำหนักที่กระทำกับชั้นดินจะใช้เป็นแรงกระทำต่อเนื่อง Uniform Load ขนาดเริ่มตั้งแต่ 10 kN/m² ถึง 60 kN/m² ในการคำนวณแต่ละครั้งโดยค่าที่ใส่ (Input) ลงในโปรแกรมจะเป็นค่าลบซึ่งมีความหมายว่าเป็นน้ำหนักกระทำที่ส่งผลลงในแนวแกน -Y (แนวดิ่ง) ดังรูปที่ 4.2 ซึ่งน้ำหนักกระทำในรูปที่ 4.2 จะส่งผลลงต่อแบบจำลองในแนวแกน Y ดังรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.2 การใส่ (Input) แรงกระทำลงในแบบจำลอง

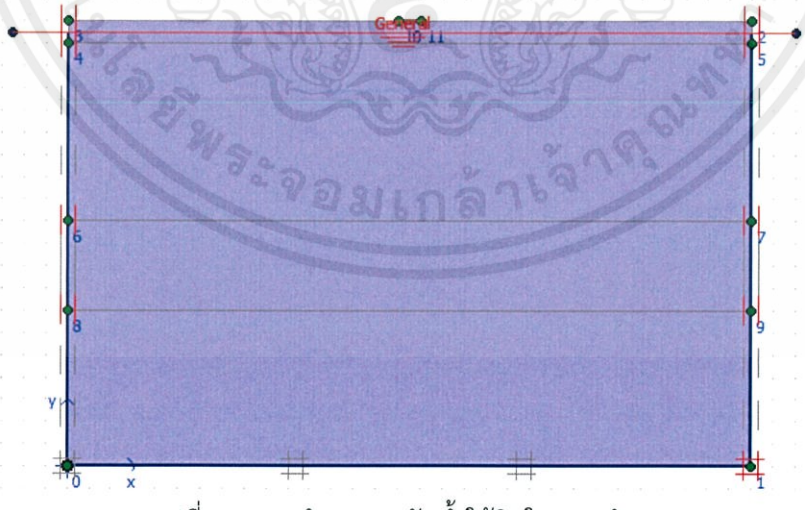
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.3 รูปแบบของน้ำหนักกระทำในแบบจำลอง

4.3.2 การใส่ระดับน้ำใต้ดิน

จากข้อมูลลักษณะของชั้นดินที่สุวรรณภูมินั้นจะมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ประมาณ -0.50 เมตร จากผิวดินถึงระดับ -1.00 เมตร ในที่นี้จะกำหนดระดับน้ำใต้ดินไว้ที่ระดับ -0.50 เมตร จากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4 จากนั้นจึงทำการ Generate ระดับน้ำใต้ดินตามขั้นตอนของ FEM ต่อไป



รูปที่ 4.4 การกำหนดระดับน้ำใต้ดินในแบบจำลอง

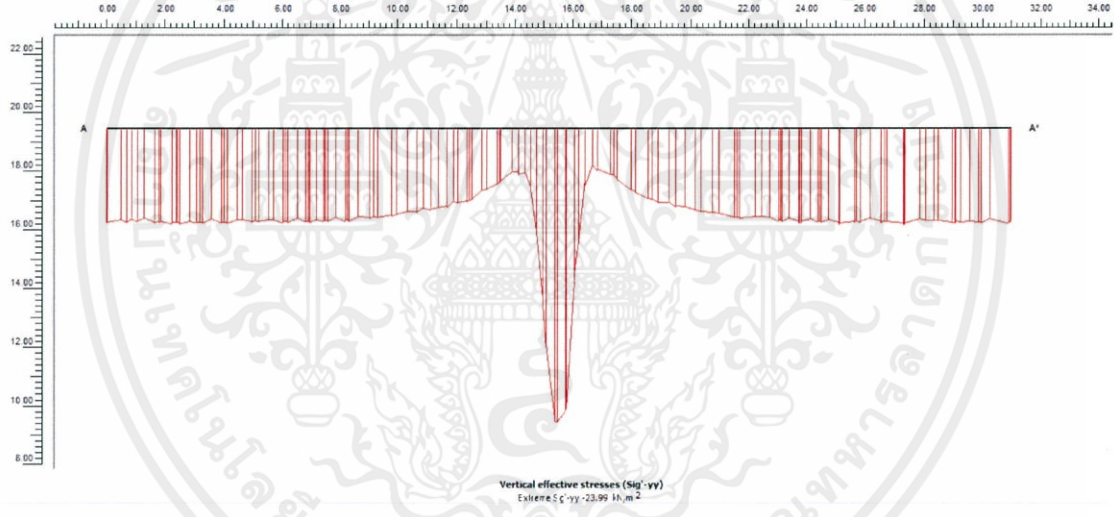
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.3 การคำนวณโดย FEM

ในการคำนวณโดย FEM นั้นโปรแกรมจะแบ่งการคำนวณเป็น Phase ซึ่ง Phase แรกที่ทางโปรแกรมกำหนดให้จะเป็น Initial Phase ซึ่ง Phase ต่อไปนั้นคือ Phase 1 จะเป็นการคำนวณต่อจาก Initial Phase

4.3.4 การพิจารณาผลของ Effective Stress เนื่องจากแรงกระทำ

ในการดูผลของ Effective Stress เนื่องจากน้ำหนักกระทำหลังจากการคำนวณโดย FEM สามารถดูได้ที่ Output ของโปรแกรม ในที่นี้จะดูผลของ Effective Stress ในแนวแกน y จากหน้าตัดของแบบจำลองที่ระดับ 0 เมตร จากผิวดินถึงระดับ –10 เมตร จากผิวดิน ซึ่งสามารถดูค่าเป็นหน้าตัดดังรูปที่ 4.5 และตารางได้ดังรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.5 Effective Stress ของหน้าตัดที่ -0.50 เมตร จากผิวดิน

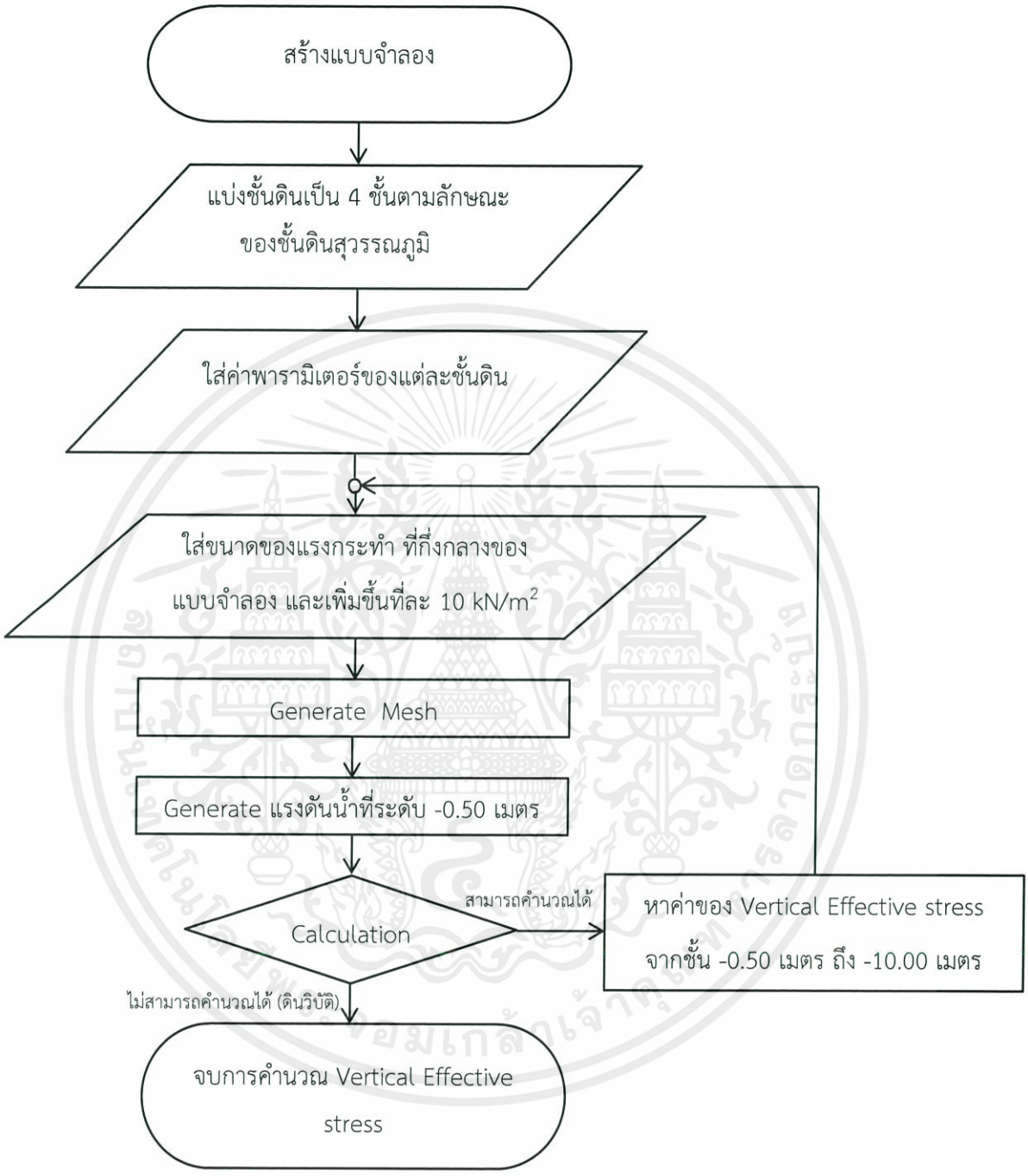
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

X [m]	Y [m]	σ'_{yy} [kN/m^2]
0.000	19.476	-7.605
0.021	19.476	-7.605
0.021	19.476	-7.603
0.508	19.476	-7.421
0.508	19.476	-7.427
0.694	19.476	-7.598
0.694	19.476	-7.659
0.881	19.476	-7.356
0.881	19.476	-7.331
1.060	19.476	-7.633
1.060	19.476	-7.568
1.309	19.476	-7.286
1.309	19.476	-7.305
1.680	19.476	-7.597
1.680	19.476	-7.713
1.811	19.476	-7.504
1.811	19.476	-7.611
1.871	19.476	-7.659
1.871	19.476	-7.529
2.251	19.476	-7.740
2.251	19.476	-7.612
2.408	19.476	-7.613

รูปที่ 4.6 ตัวอย่างตารางค่า Vertical Effective Stress ของหน้าตัดที่ -0.50 เมตร จากผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.5 Flow Chart ขั้นตอนการพิจารณา Vertical Effective Stress



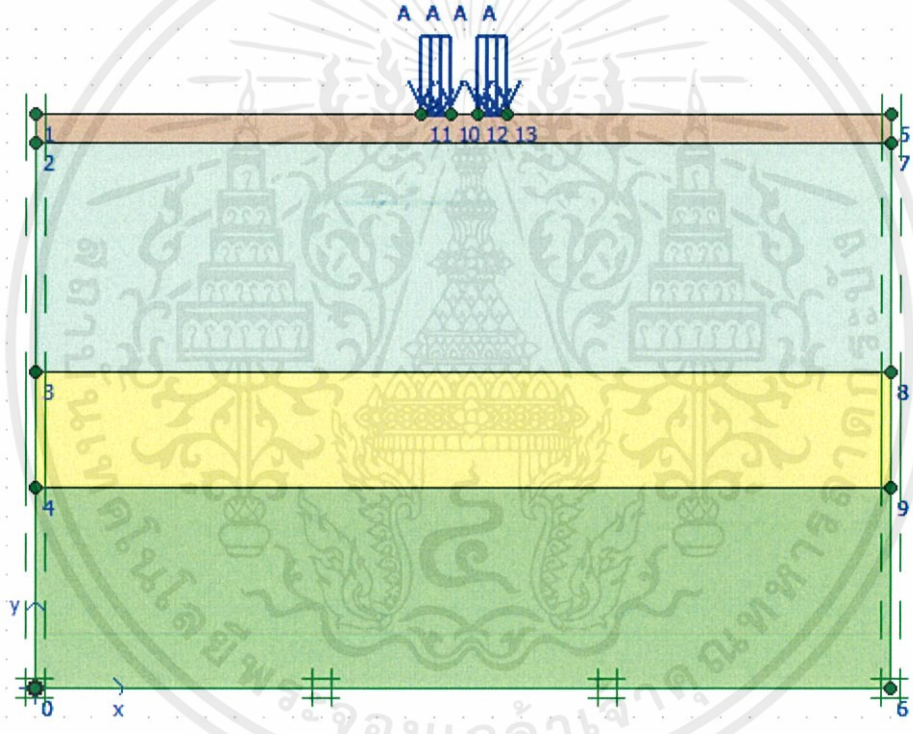
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4 การใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในชั้นดิน

ในการใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์เพื่อหาแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในชั้นดินนั้นจะทำการใส่แรงกระทำเป็น 2 จุดที่ระยะห่างกัน (spacing) ต่างๆ ตั้งแต่ 0.50-2.00 เมตร โดยน้ำหนักที่กระทำจะมีขนาดตั้งแต่ 30-60 kN/m² (ค่าแรงกระทำที่เหมาะสมจากค่าความลึกประสิทธิผลในชั้นดิน) โดยกำหนดระดับน้ำใต้ดินที่ระดับ -0.50 เมตร จากชั้นดินบนสุด แล้วจึงทำการคำนวณไฟไนต์อิลิเมนต์ซึ่งผลที่ได้และการวิเคราะห์ผลจะนำไปแสดงในบทที่ 5 ต่อไป

4.4.1 การใส่น้ำหนักกระทำกับชั้นดิน

ในที่นี้น้ำหนักที่กระทำกับชั้นดินจะใช้เป็น Uniform Load แบบ 2 จุดกระทำกับชั้นดินขนาดเริ่มตั้งแต่ 30 kN/m² ถึง 60 kN/m² โดยมีระยะห่างกันตั้งแต่ 0.50 เมตร ถึง 3.00 เมตร ซึ่งมีตัวอย่างดังรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 รูปแบบน้ำหนักกระทำในแบบจำลองโดยมีระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร

4.4.2 การใส่ระดับน้ำใต้ดิน (Groundwater Level)

ในการกำหนดระดับน้ำใต้ดินนั้นจะเหมือนกับหัวข้อที่ 3.3.2 และรูปที่ 4.4

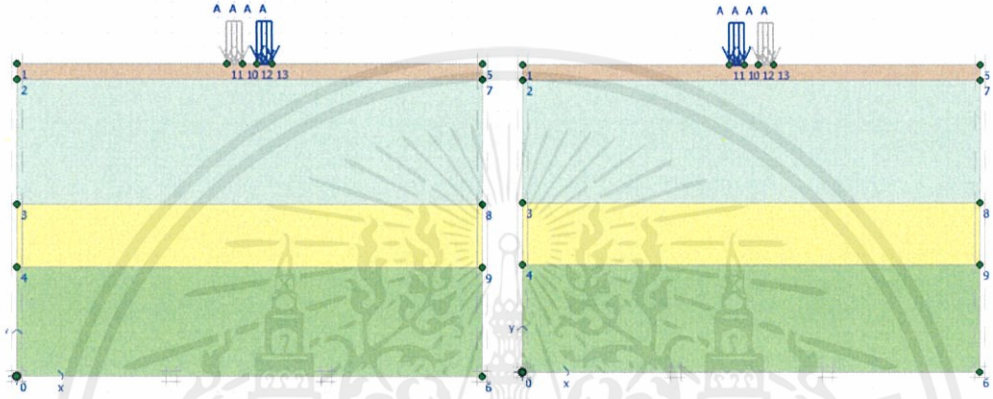
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.3 การคำนวณโดย FEM

ในการคำนวณโดย FEM นั้นโปรแกรมจะแบ่งการคำนวณเป็น Phase ซึ่ง Phase แรกที่ทางโปรแกรมกำหนดให้จะเป็น Initial Phase ซึ่ง Phase ต่อไปนั้นคือ Phase 1 จะเป็นการคำนวณต่อจาก Initial Phase และ Phase 2 จะเป็นการคำนวณต่อจาก Phase 1 โดยมีขั้นตอนการคำนวณดังนี้

Phase 1 จะทำการคำนวณที่คิดน้ำหนักกระทำด้านซ้ายมือเท่านั้นดังรูปที 4.8 (ก)

Phase 2 ทำการคำนวณต่อจาก Phase 1 โดยคิดน้ำหนักกระทำที่ด้านขวามือเท่านั้นดังรูปที่ 4.8(ข)

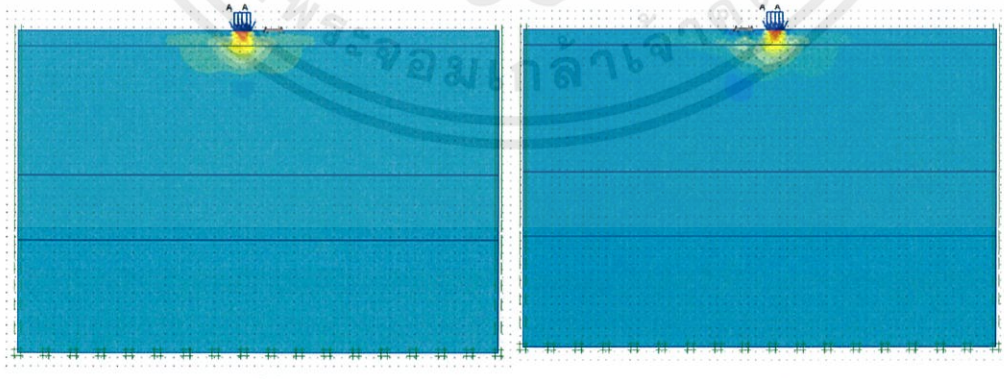


(ก) (ข)

รูปที่ 4.8 รูปแบบขั้นตอนการคำนวณของ Phase 1 และ Phase 2

4.4.4 การดูผลของ Excess Pore Water Pressure ที่เกิดจากน้ำหนักกระทำทั้งสองจุด

ในการดูผลของ Excess Pore Water Pressure เนื่องจากน้ำหนักกระทำหลังจากการคำนวณโดย FEM สามารถดูได้ที่ Output ของโปรแกรม ในที่นี้จะพิจารณาผลจาก Shading ดังรูปที่ 4.9(ก) ที่ Phase 1 และ รูปที่ 4.9(ข) ที่ Phase 2 เพื่อการวิเคราะห์ในการหาระยะห่างของจุดบดอัดกระแทก (Spacing) ที่เหมาะสมต่อไป

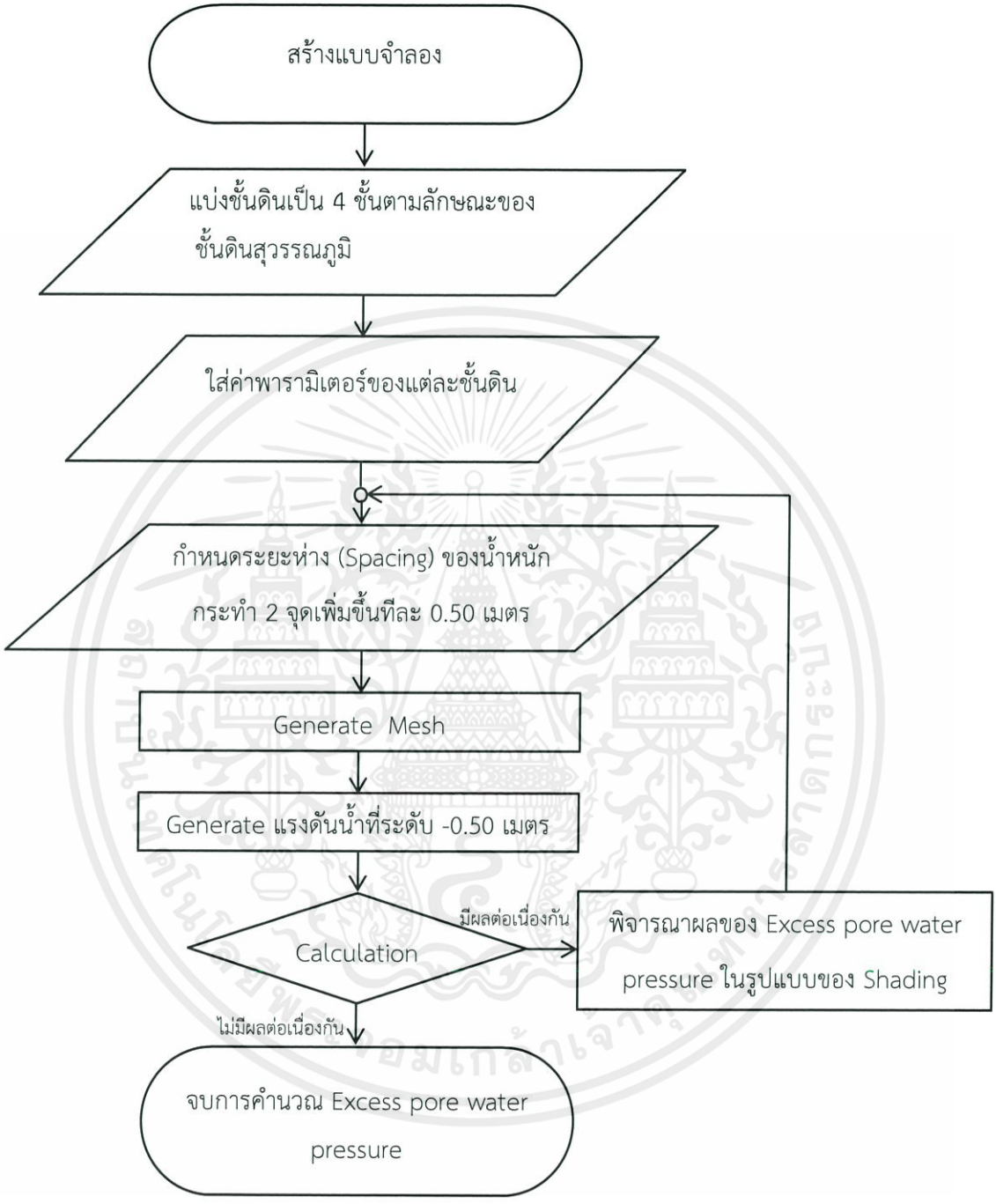


(ก) (ข)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 4.9 Shading ของ Excess Pore Water Pressure จากน้ำหนักกระทำ 60 kN/m² ที่ระยะห่าง 1.00 เมตร

4.4.5 Flow Chart ขั้นตอนการพิจารณา Excess Pore Water Pressure



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5
ผลการศึกษา และการวิเคราะห์

5.1 กล่าวนำ

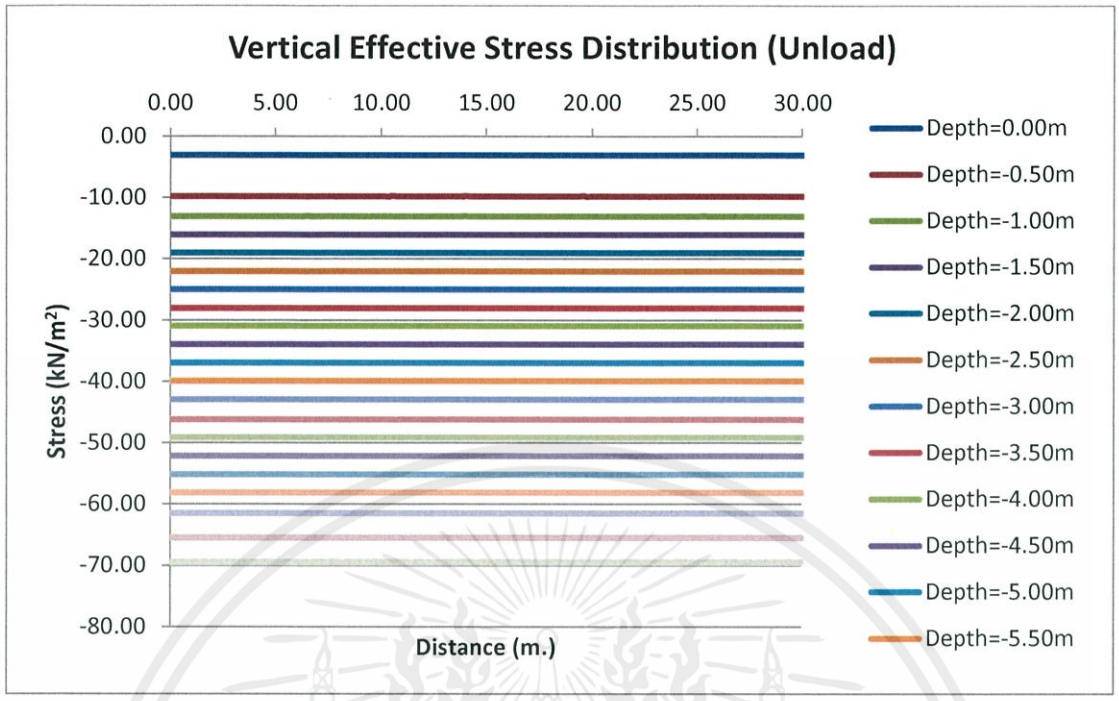
จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ทำให้ได้มาซึ่งพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ โดยจะทำการวิเคราะห์อิทธิพลของความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากการบดอัดด้วยแรงกระทำขนาดต่างๆ จากนั้นจะทำการรวบรวมผลการศึกษาความลึกประสิทธิผลและแรงดันน้ำส่วนเกิน เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้นและแนวทางในการศึกษาการระบายน้ำแนวดิ่ง โดยใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิสำหรับการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิดบดอัด เป็นกรณีศึกษา

5.2 การวิเคราะห์ความลึกประสิทธิผล

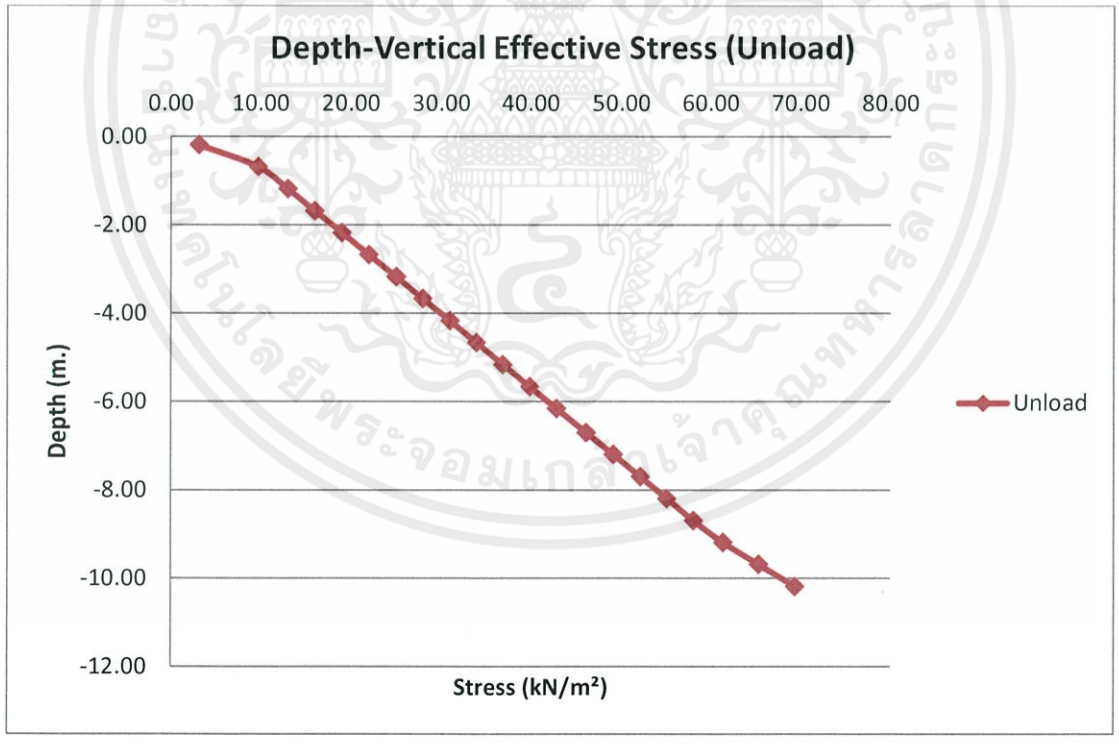
จากการศึกษาความลึกประสิทธผลของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัด โดยให้แรงกระทำขนาด 10, 20, 30, 40, 50 และ 60 kN/m^2 ตามลำดับ พบว่าเมื่อขนาดของแรงกระทำมากขึ้นจะทำให้ความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้นเช่นกัน และเมื่อเพิ่มขนาดของแรงกระทำขึ้นจะทำให้ความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งเพิ่มขึ้นด้วยแต่จะลดลงตามความลึกของดิน ดังรูปที่ 5.1 ถึง รูปที่ 5.7

เมื่อนำผลการคำนวณความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 10, 20, 30, 40, 50 และ 60 kN/m^2 มาเปรียบเทียบกับที่ไม่ได้รับแรงกระทำ โดยร้อยละความแตกต่างของความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำและไม่ได้รับแรงกระทำไม่ค่าน้อยกว่าร้อยละ 10 ดังรูปที่ 5.9 จะถือว่าแรงกระทำส่งผลให้ความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งเพิ่มขึ้นน้อยมาก หรือมีผลน้อยมาก จะให้ที่แรงกระทำขนาดนั้นส่งผลให้เกิดความลึกประสิทธิผล ดังรูปที่ 5.10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

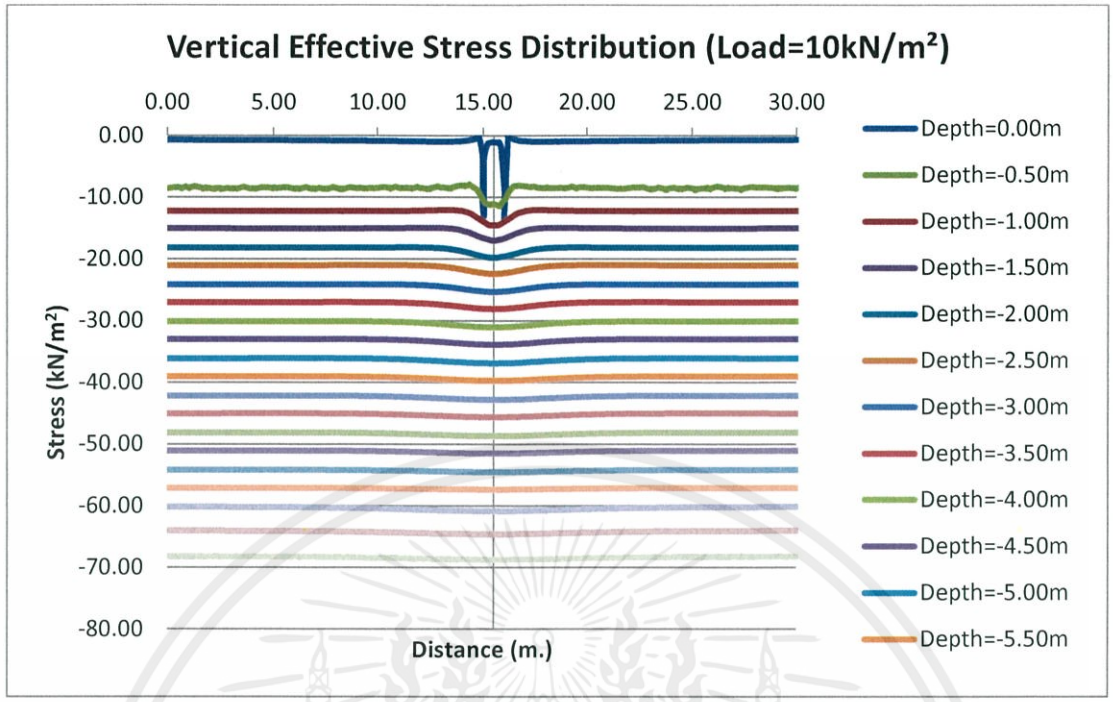


รูปที่ 5.1(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งก่อนได้รับแรงกระทำ

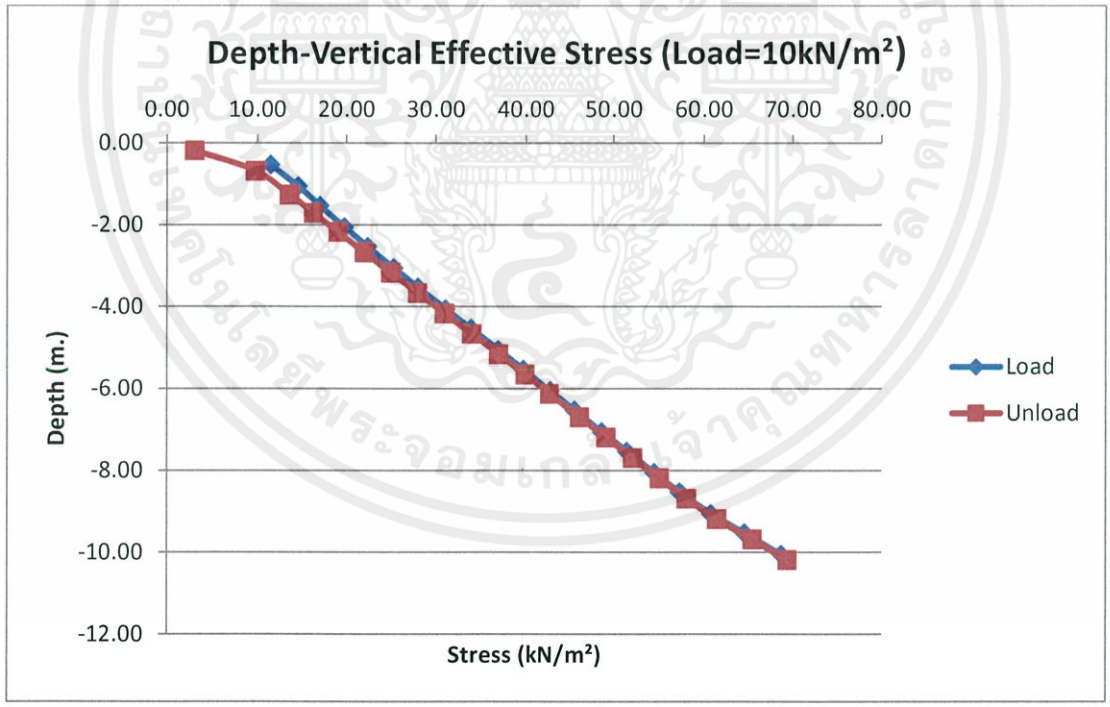


รูปที่ 5.1(ข) กราฟแสดงค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินก่อนได้รับแรงกระทำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

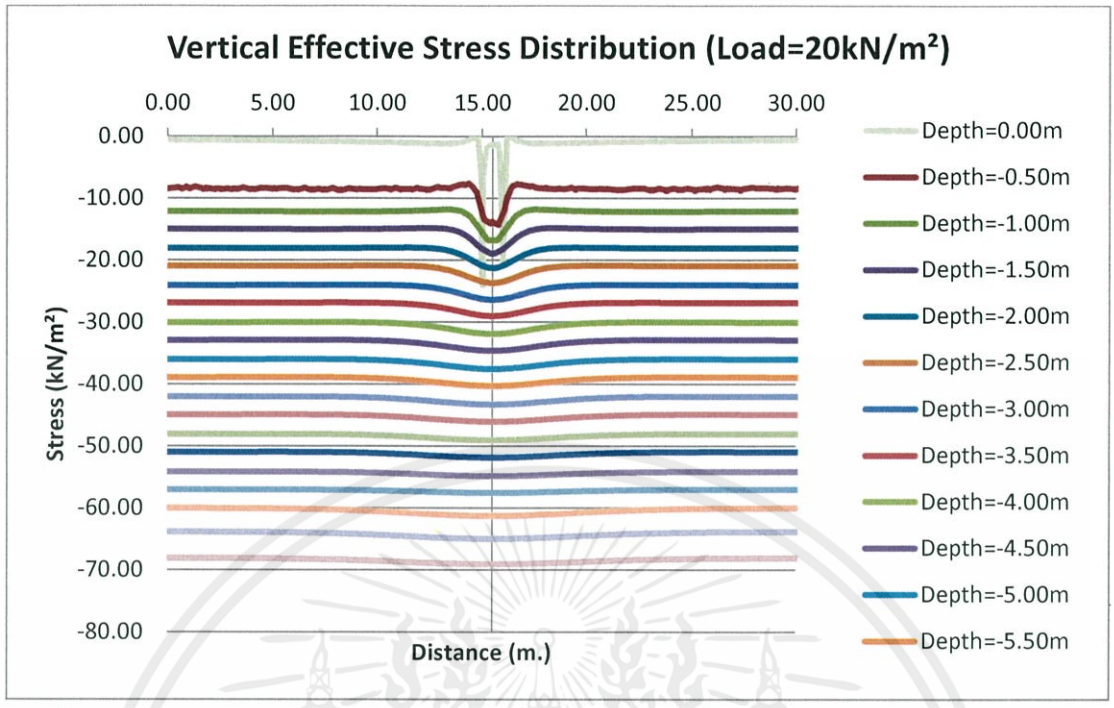


รูปที่ 5.2(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 10 kN/m^2

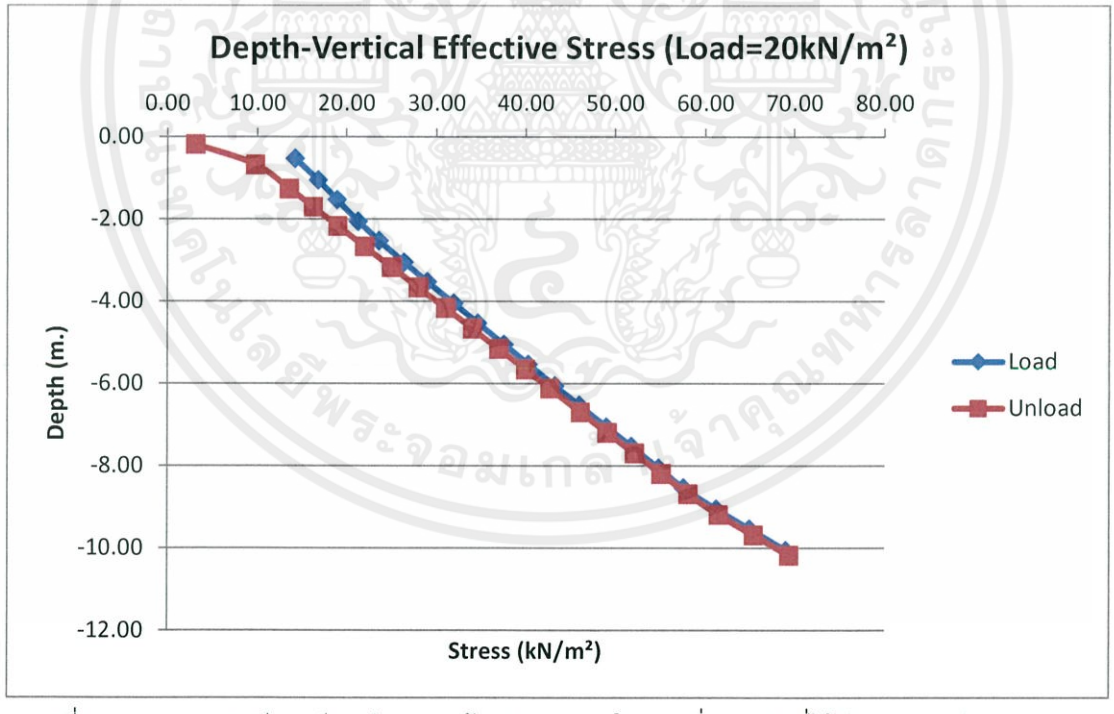


รูปที่ 5.2(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 10kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

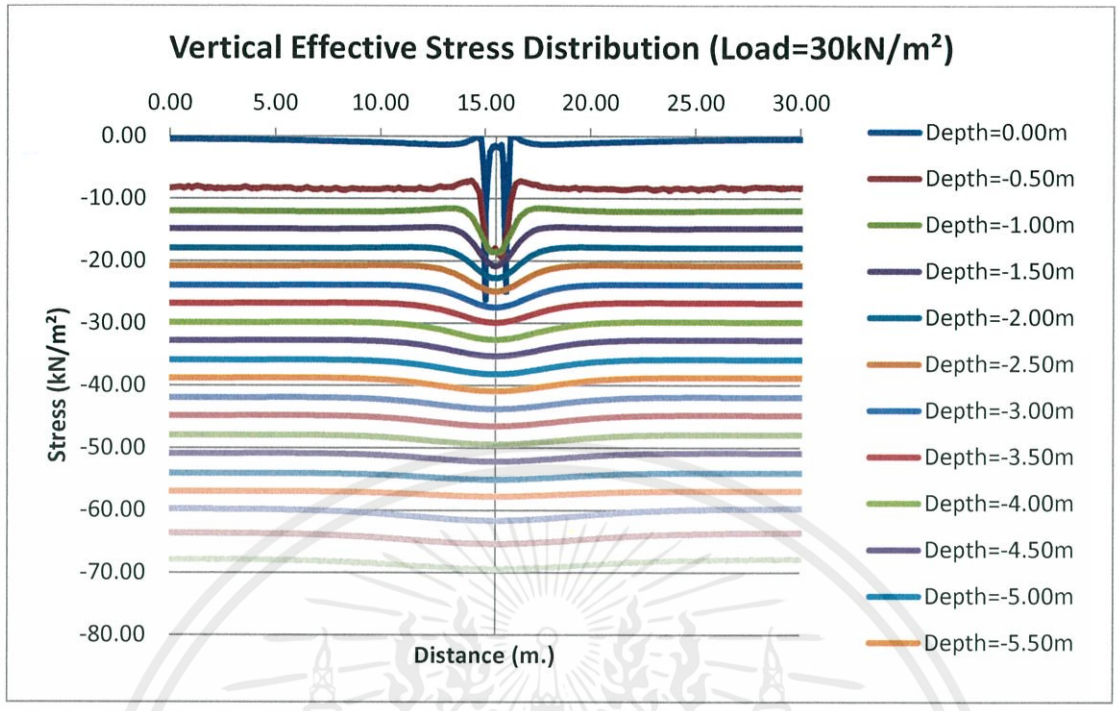


รูปที่ 5.3(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 20kN/m^2

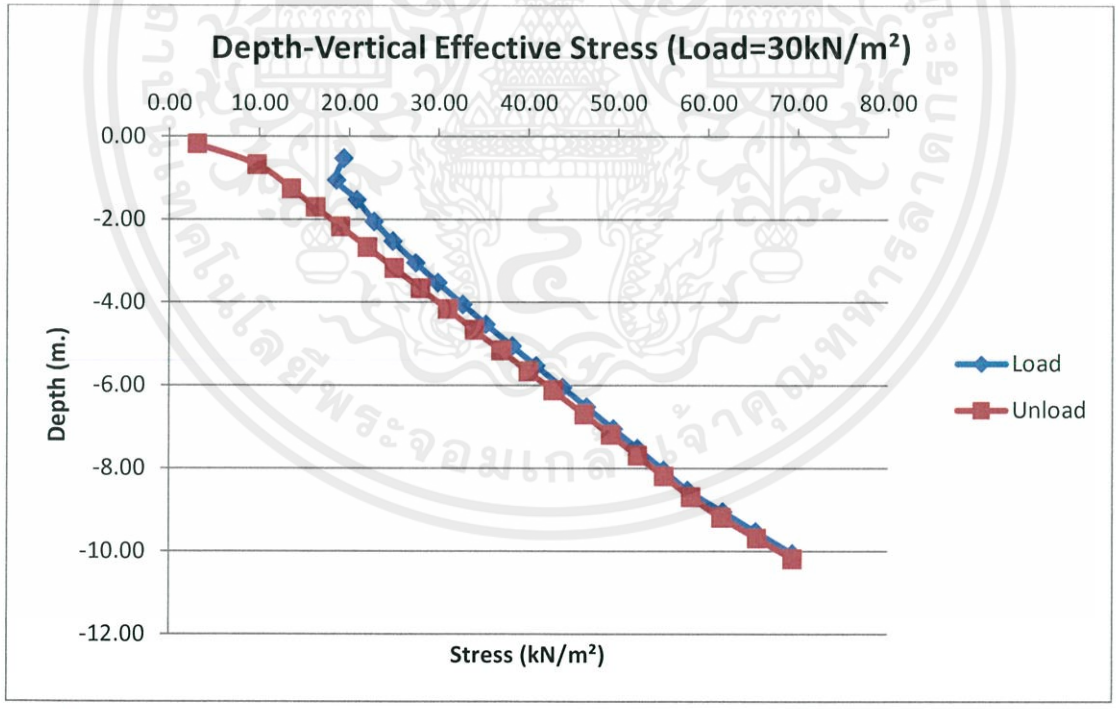


รูปที่ 5.3(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 20kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

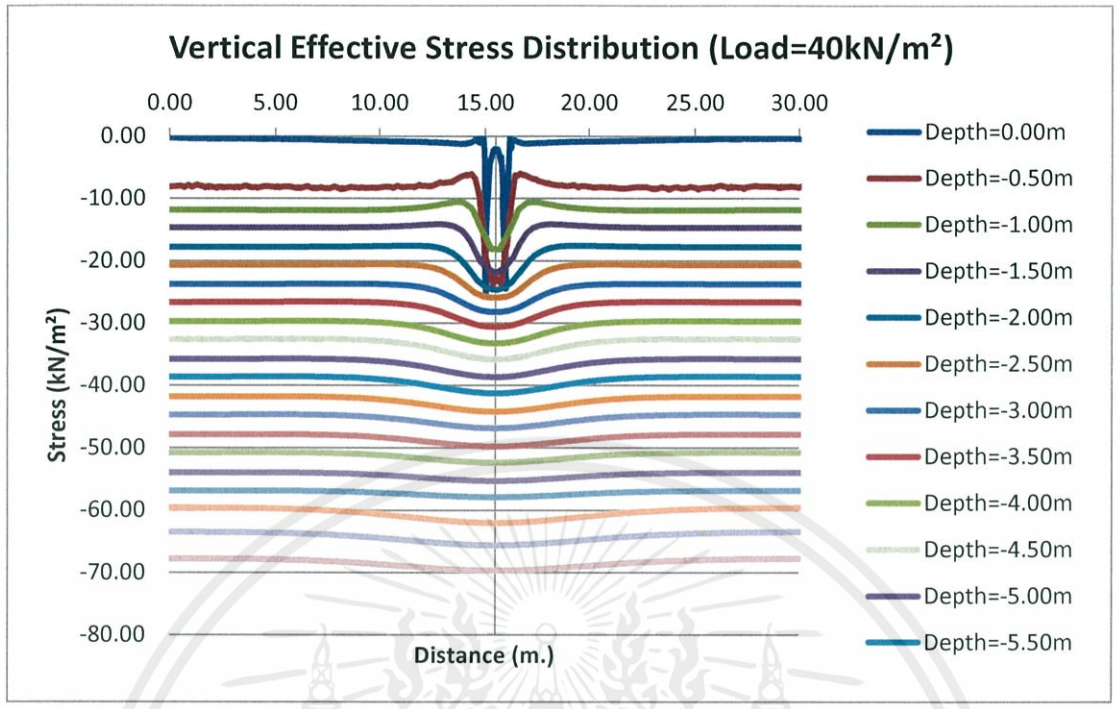


รูปที่ 5.4(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 30kN/m^2

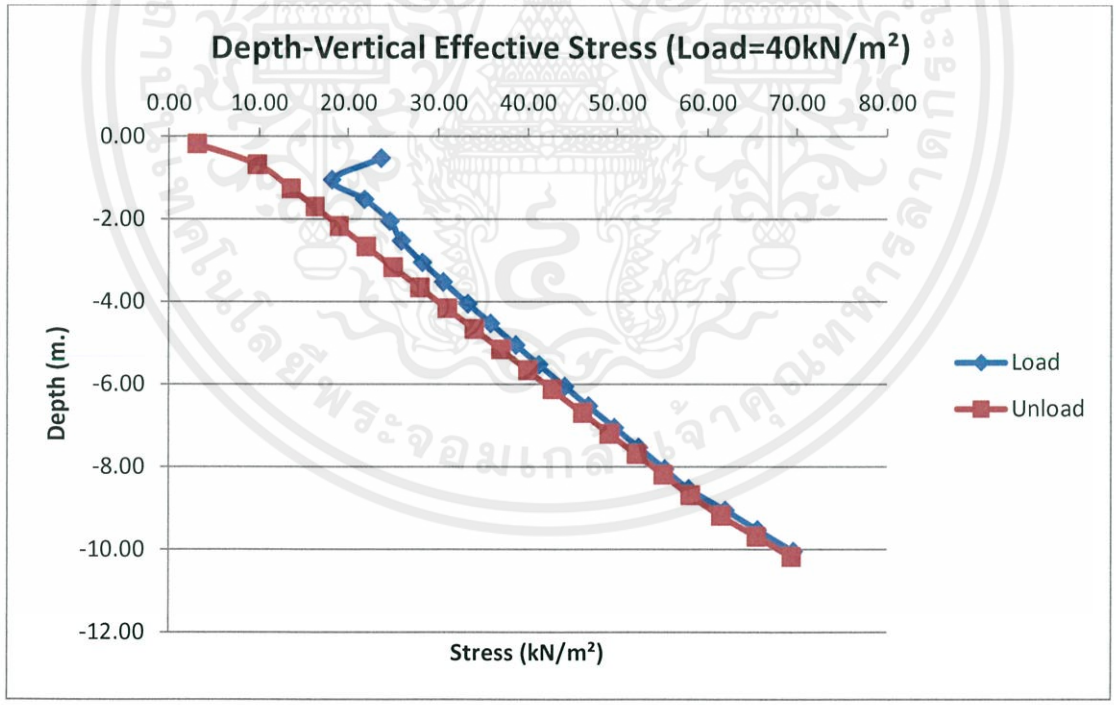


รูปที่ 5.4(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 30kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

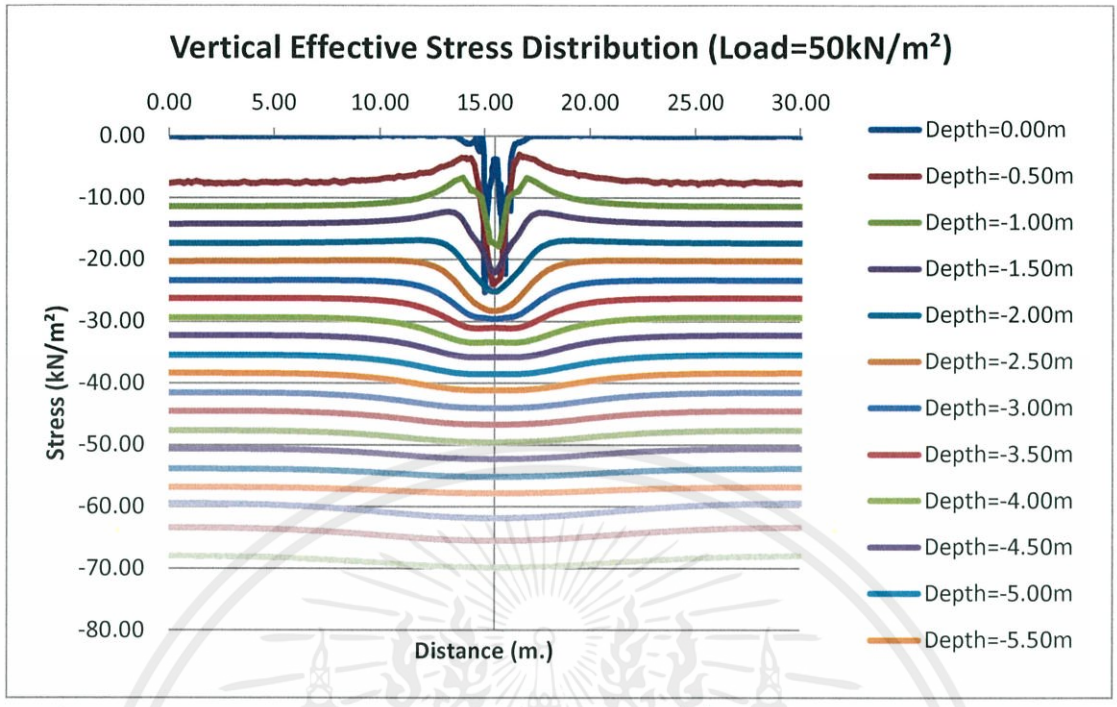


รูปที่ 5.5(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 40kN/m^2

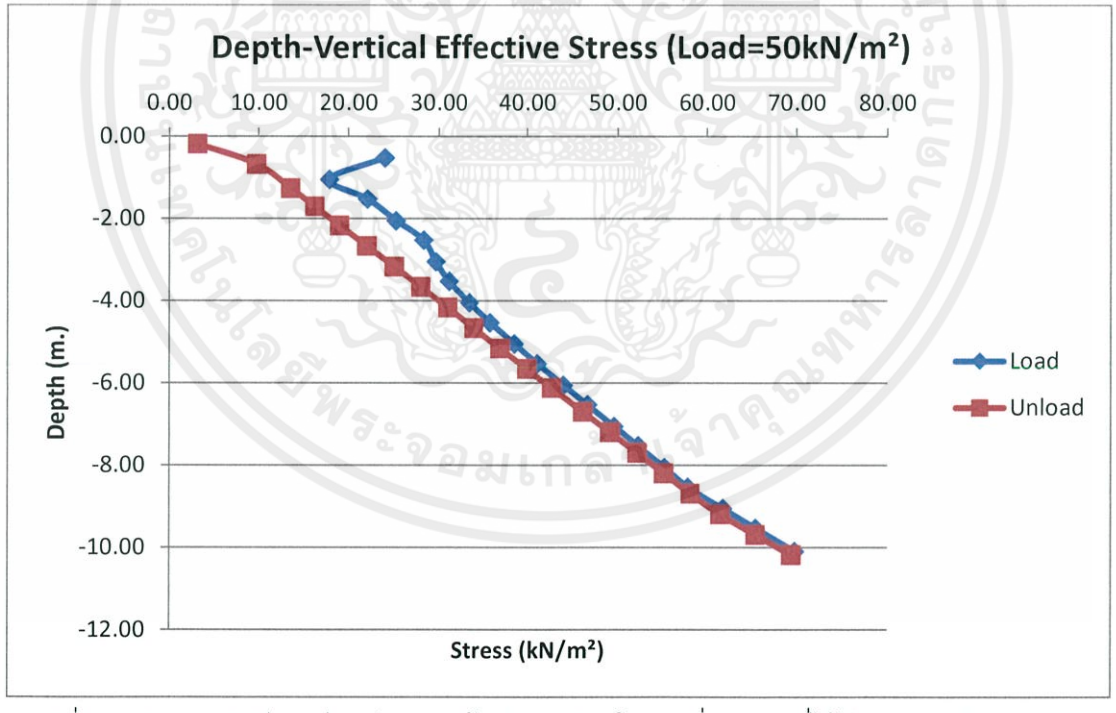


รูปที่ 5.5(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 40kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

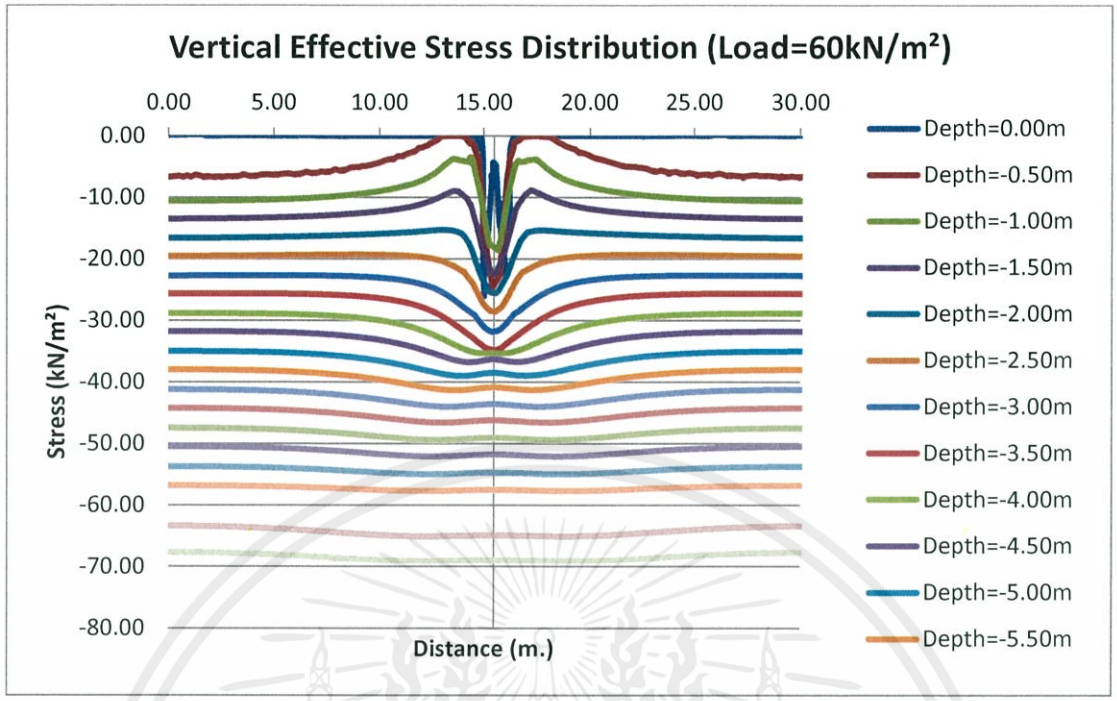


รูปที่ 5.6(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 50kN/m^2

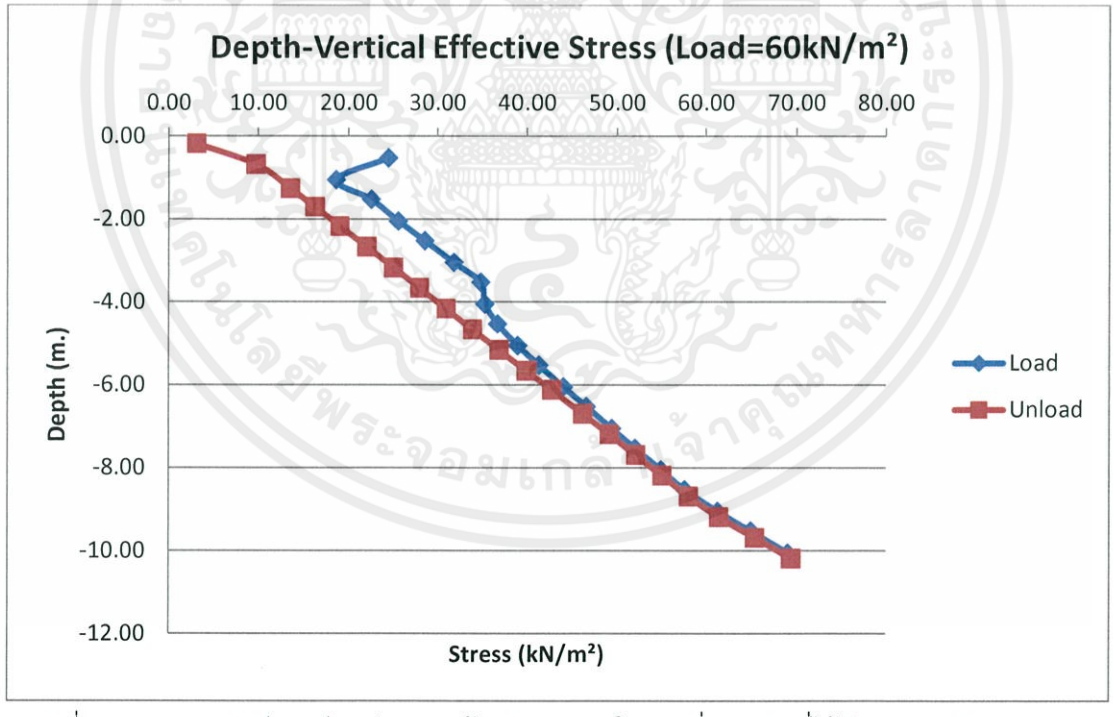


รูปที่ 5.6(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 50kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

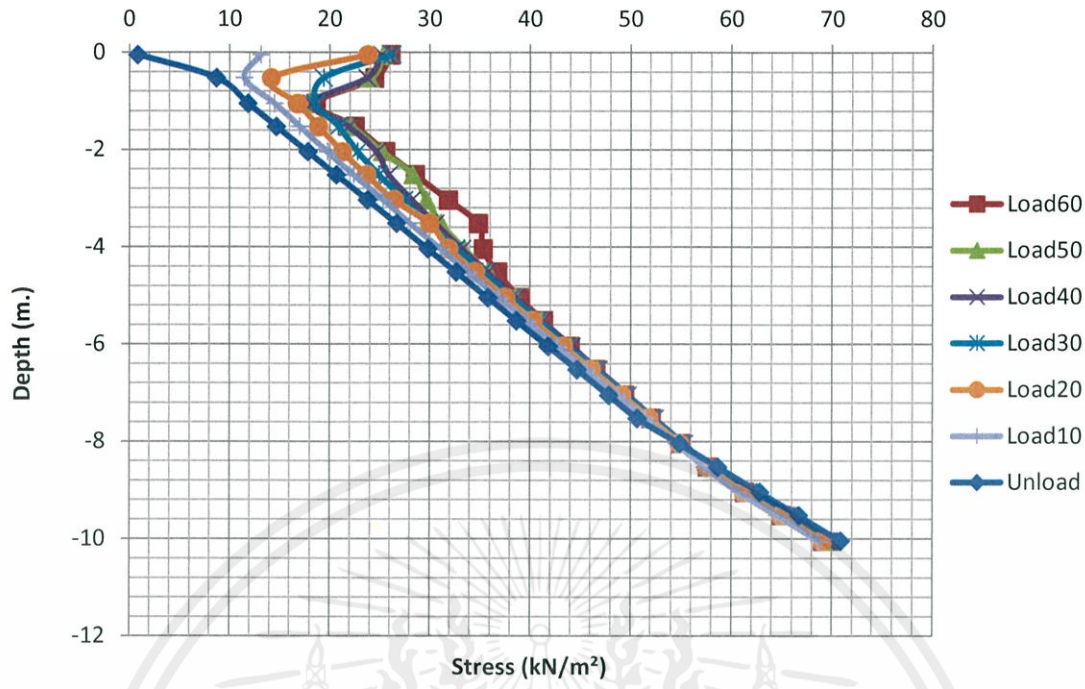


รูปที่ 5.7(ก) กราฟแสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำขนาด 60kN/m^2



รูปที่ 5.7(ข) กราฟเปรียบเทียบค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ได้รับแรงกระทำขนาด 60kN/m^2

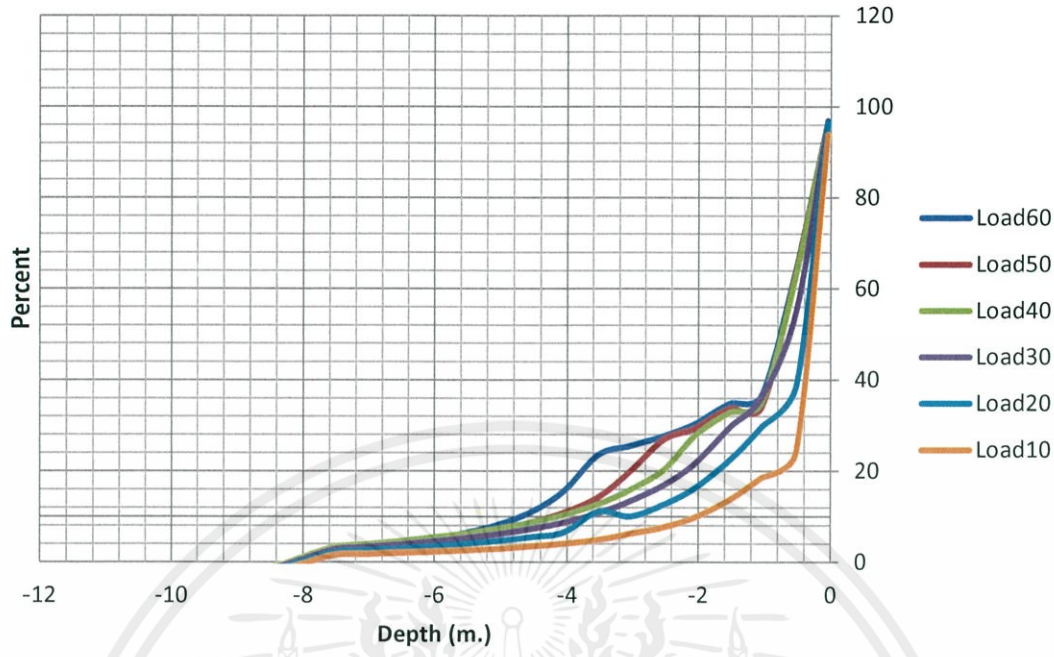
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.8 กราฟแสดงค่าความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งของดิน

จากรูปที่ 5.1(ก) ถึงรูปที่ 5.7(ข) และรูปที่ 5.8 สามารถนำมา วิเคราะห์หาค่าของความเค้นประสิทธิผลที่เปลี่ยนไปของดินจากการได้รับน้ำหนักกระทำขนาด 10kN/m^2, 20kN/m^2, 30kN/m^2, 40kN/m^2, 50kN/m^2, 60kN/m^2 มาเปรียบค่าความเค้นประสิทธิผลของดินที่ไม่ได้รับน้ำหนักกระทำในรูปแบบของร้อยละความแตกต่างซึ่งสามารถนำมาเขียนเป็นกราฟได้ดังรูปที่ 5.9

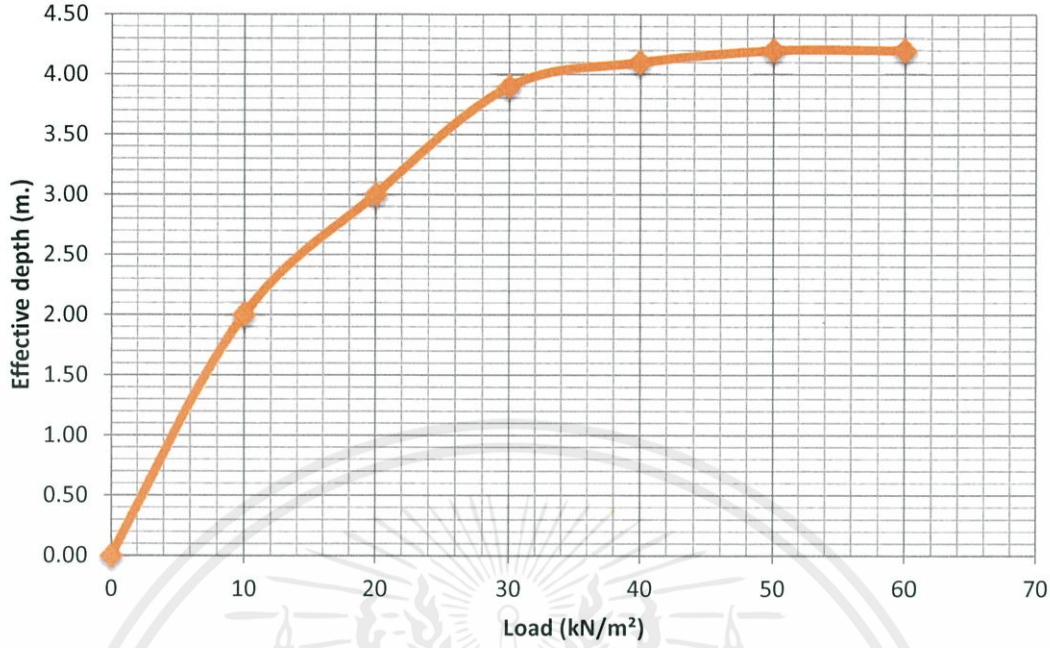
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.9 กราฟแสดงร้อยละความแตกต่างของความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ได้รับแรงกระทำและไม่ได้รับแรงกระทำที่แต่ละระดับความลึก

จากรูปที่ 5.9 เมื่อคิดค่าของความเค้นประสิทธิผลที่เปลี่ยนไปจากการมีน้ำหนักกระทำมีผลต่อดินสิ้นสุดที่ความแตกต่างร้อยละ 10 ก็จะได้ค่าความลึกประสิทธิผลจากน้ำหนักกระทำขนาด 10kN/m^2, 20kN/m^2, 30kN/m^2, 40kN/m^2, 50kN/m^2, 60kN/m^2 เท่ากับ 2.00, 3.00, 3.90, 4.10, 4.20, 4.20 ตามลำดับซึ่งสามารถนำมาเขียนความสัมพันธ์ได้เป็นกราฟ ดังรูปที่ 5.10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.10 กราฟแสดงความลึกประสิทธิผลเนื่องจากผลของแรงกระทำ

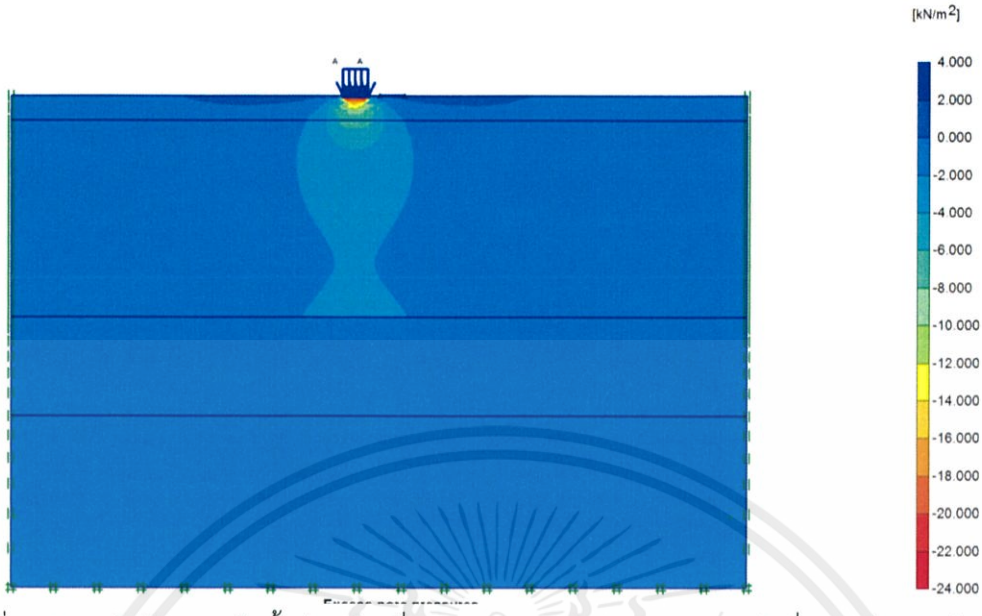
5.3 การวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกิน

จากการศึกษาแรงดันน้ำส่วนเกินของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดกระแทก โดยให้แรงกระทำขนาด 30, 40, 50, 60 kN/m^2 กระทำกับดินในแบบจำลอง 2 จุดโดยมีระยะห่างเท่ากับ 0.50, 1.00, 1.50, 2.00 เมตร โดยในที่นี้จะพิจารณาแรงดันน้ำส่วนเกินที่กึ่งกลางระหว่างแรงกระทำทั้ง 2 จุด จากการบดอัดกระแทกในจุดที่ 2 ซึ่งจะมีผลต่อเนื่องจากการบดอัดกระแทกในจุดที่ 1 ด้วย ซึ่งมีผลการคำนวณทางไฟไนต์อิลิเมนต์ดังรูปที่ 5.11 ถึง รูปที่ 5.26

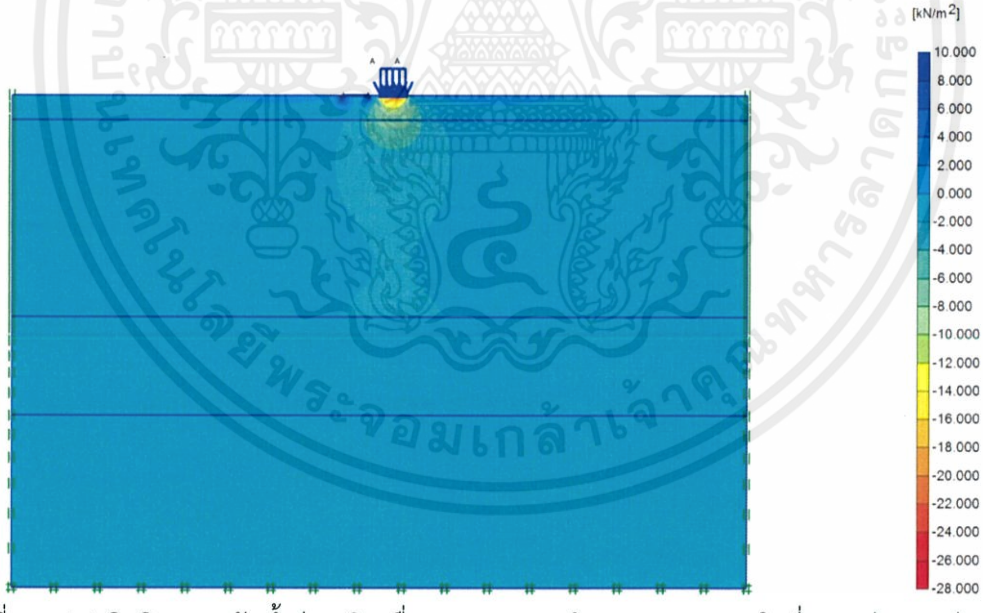
การวิเคราะห์แรงดันน้ำาส่วนเกินนั้นจะสามารถวิเคราะห์ได้จาก Shading ของผลการคำนวณที่ได้โดยในที่นี้จะพิจารณาแรงดันน้ำส่วนเกินที่กึ่งกลางระหว่างแรงกระทำทั้ง 2 จุด โดยมี 2 เกณฑ์ในการพิจารณาคือ

1. พิจารณาให้แรงดันน้ำส่วนเกินมีผลต่อเนื่องกันที่ มากกว่าหรือเท่ากับ 10kN/m^2
2. พิจารณาให้แรงดันน้ำส่วนเกินมีผลต่อเนื่องกันที่ มากกว่าหรือเท่ากับ 20kN/m^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

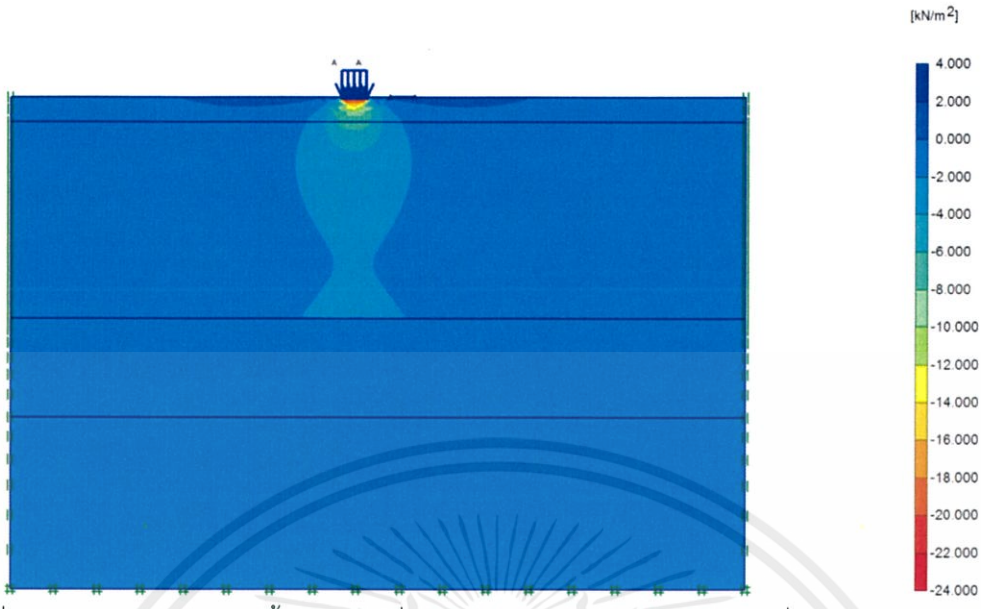


รูปที่ 5.11(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

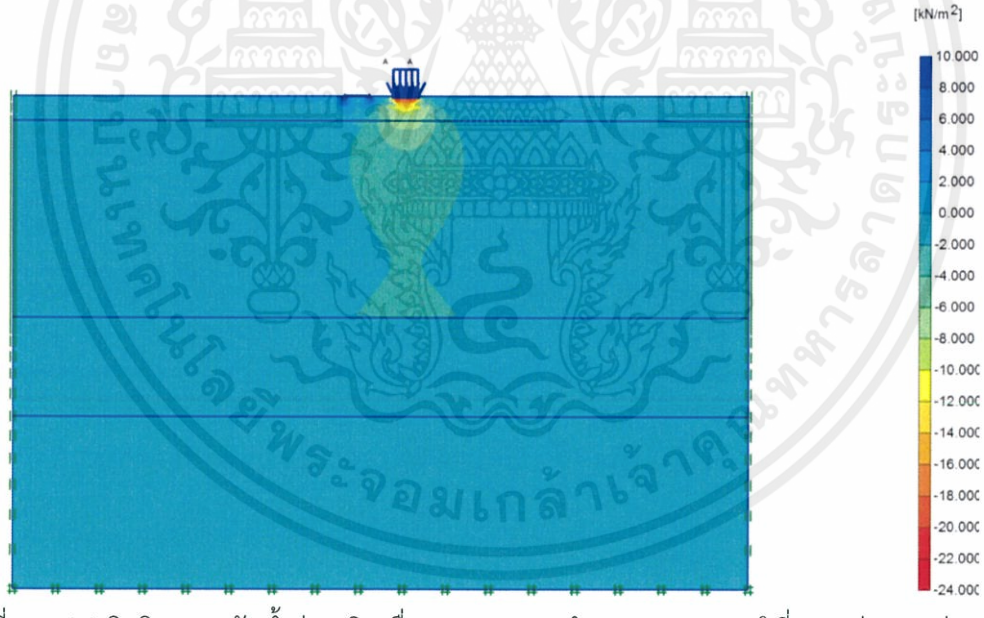


รูปที่ 5.11(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

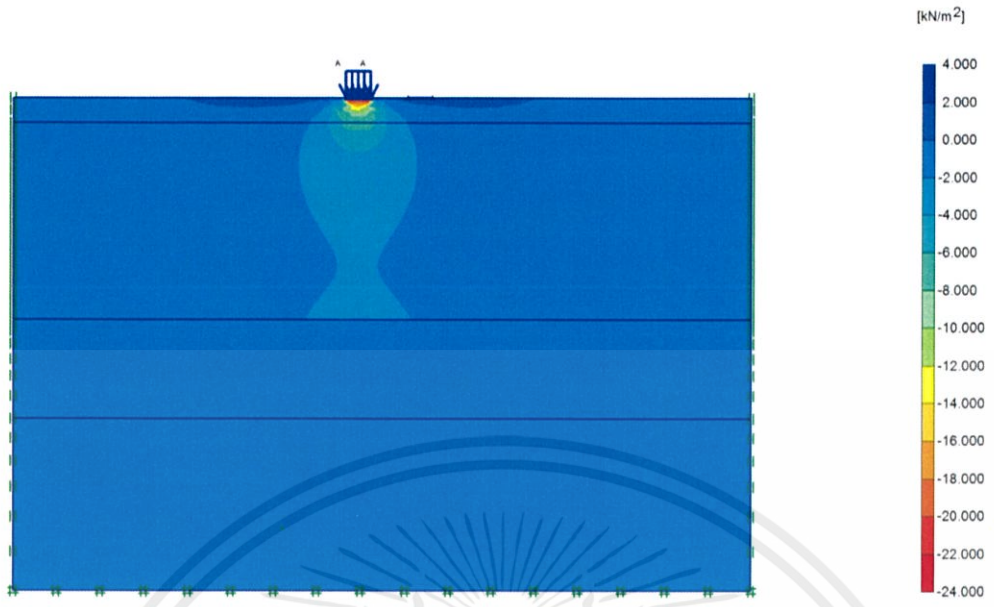


รูปที่ 5.12(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

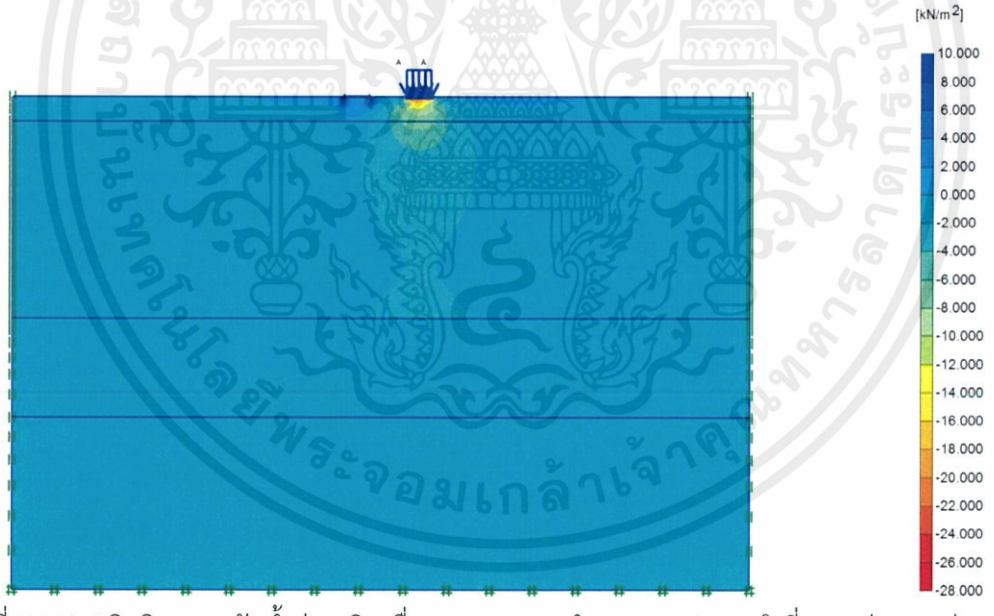


รูปที่ 5.12(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

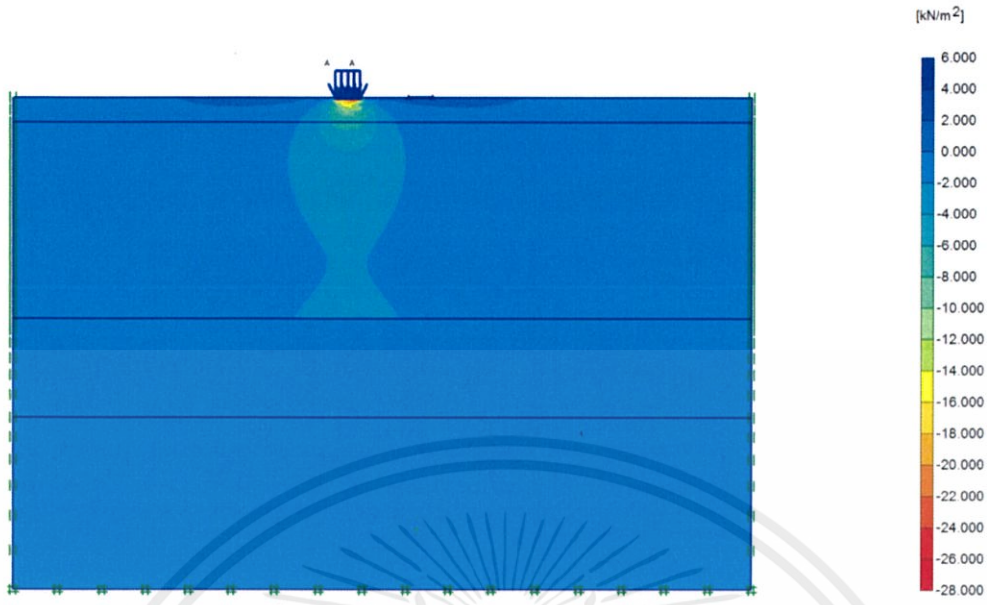


รูปที่ 5.13(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

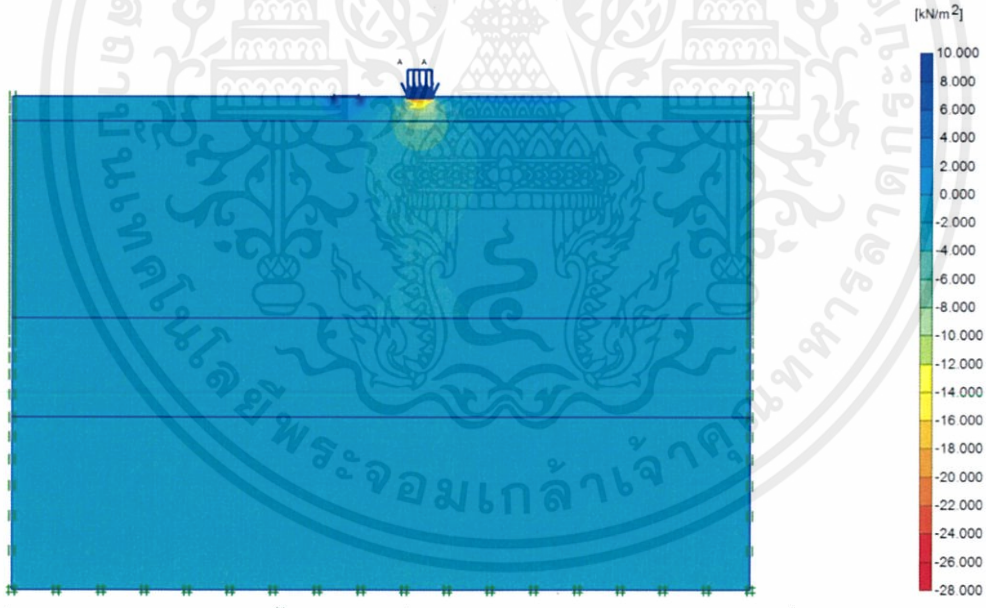


รูปที่ 5.13(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

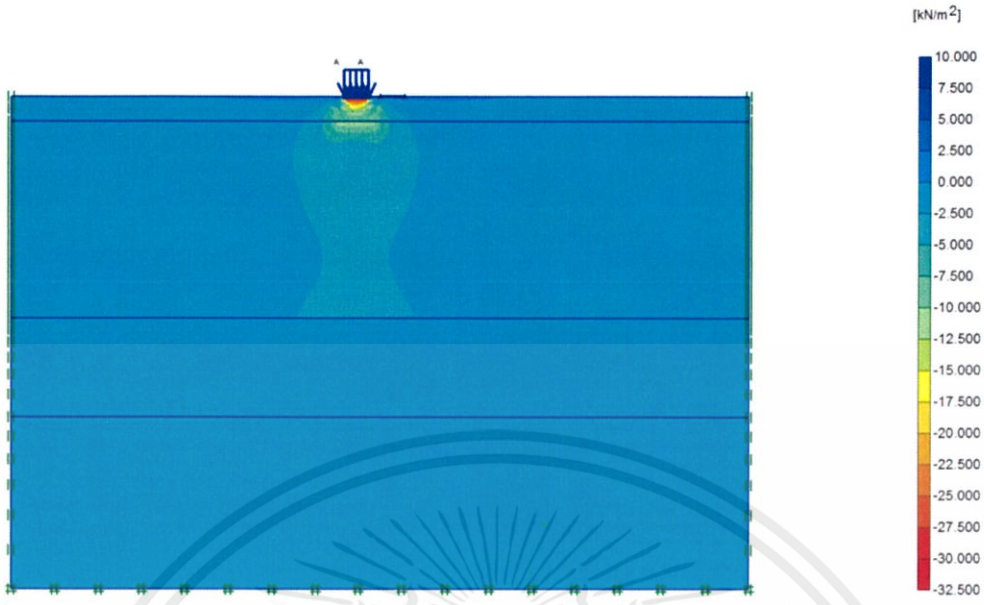


รูปที่ 5.14(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1



รูปที่ 5.14(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

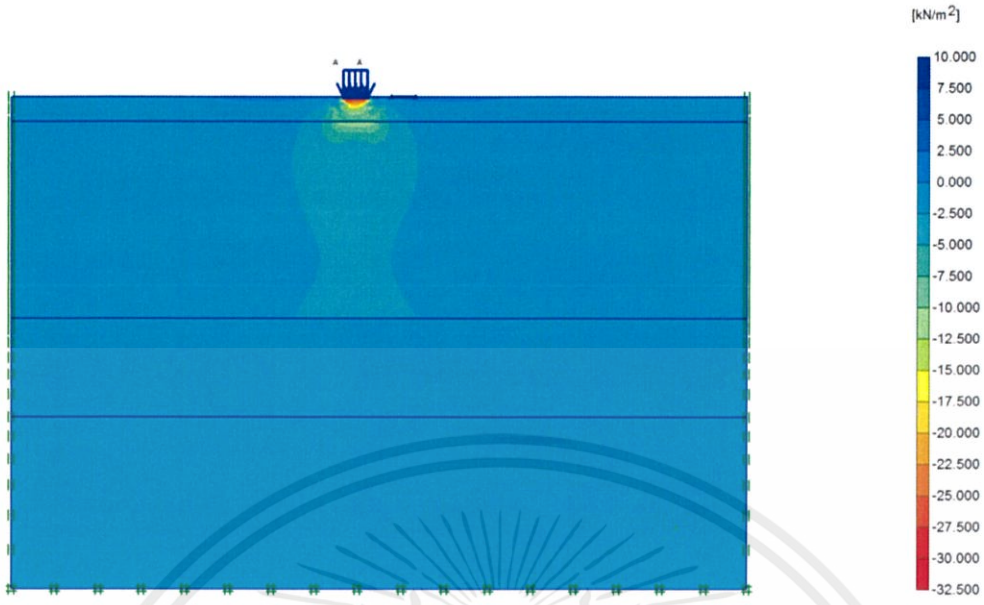
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



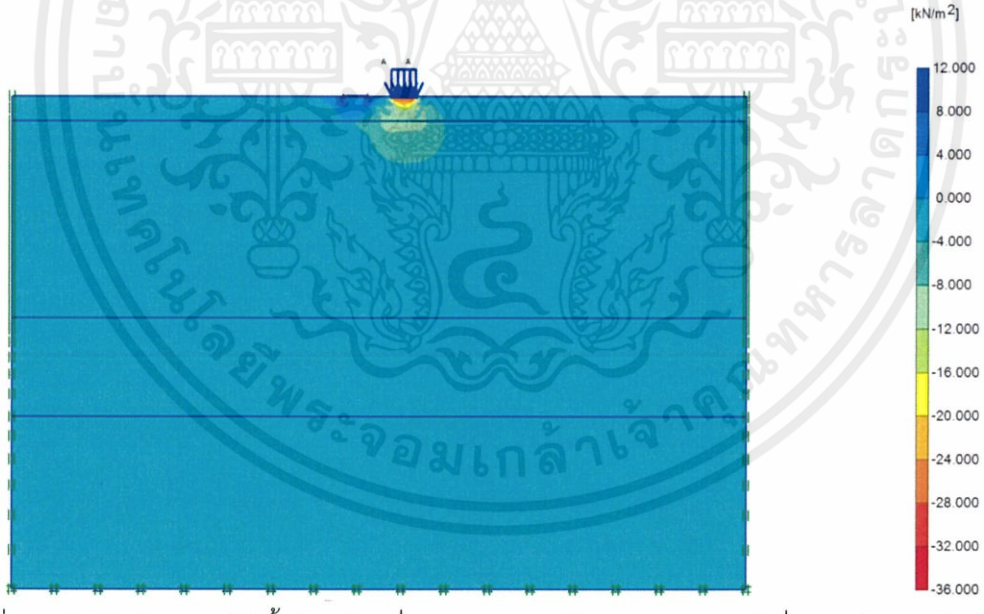
รูปที่ 5.15(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

รูปที่ 5.15(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

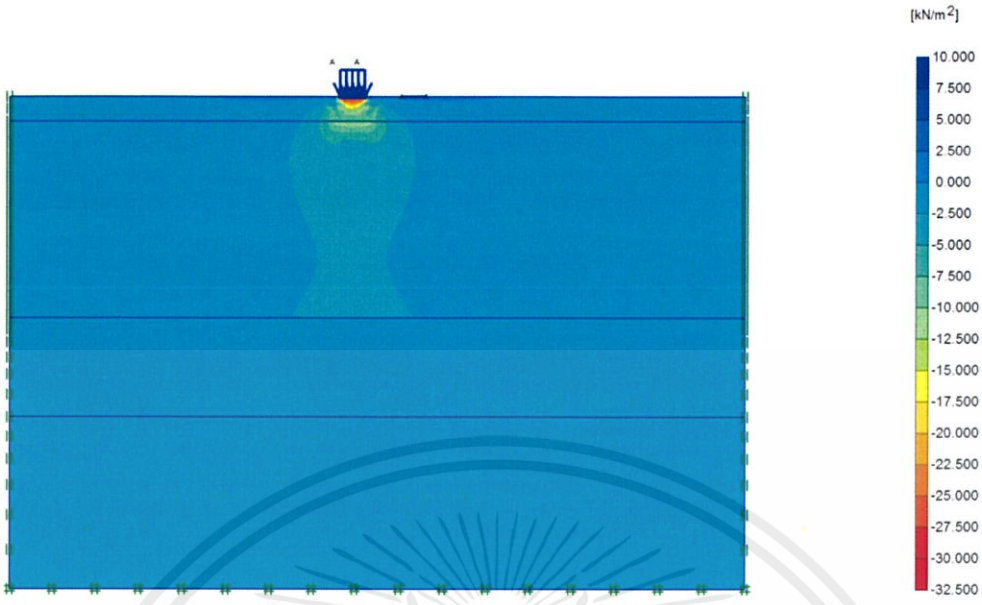


รูปที่ 5.16(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

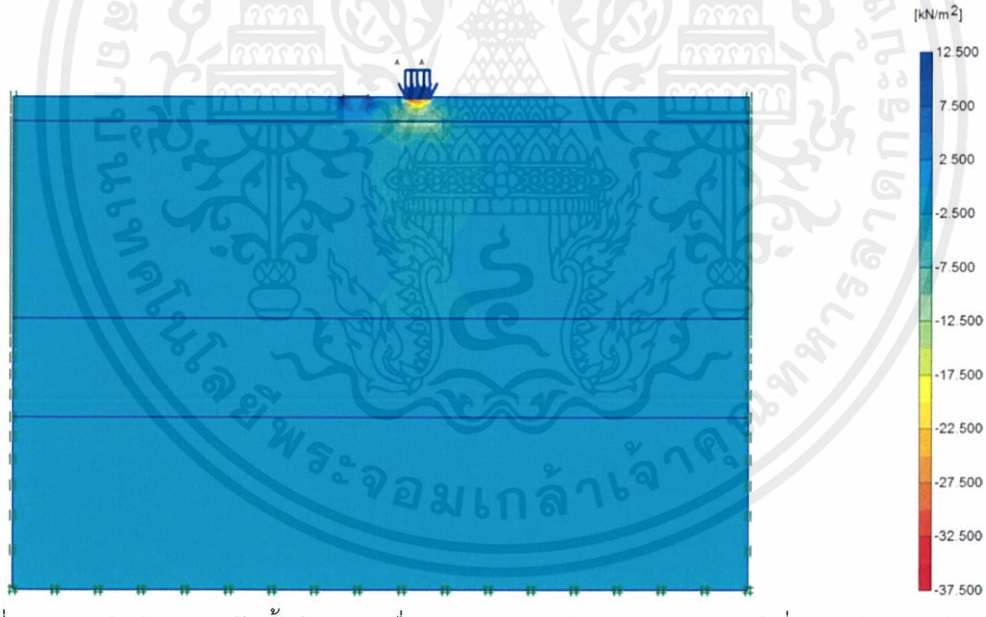


รูปที่ 5.16(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

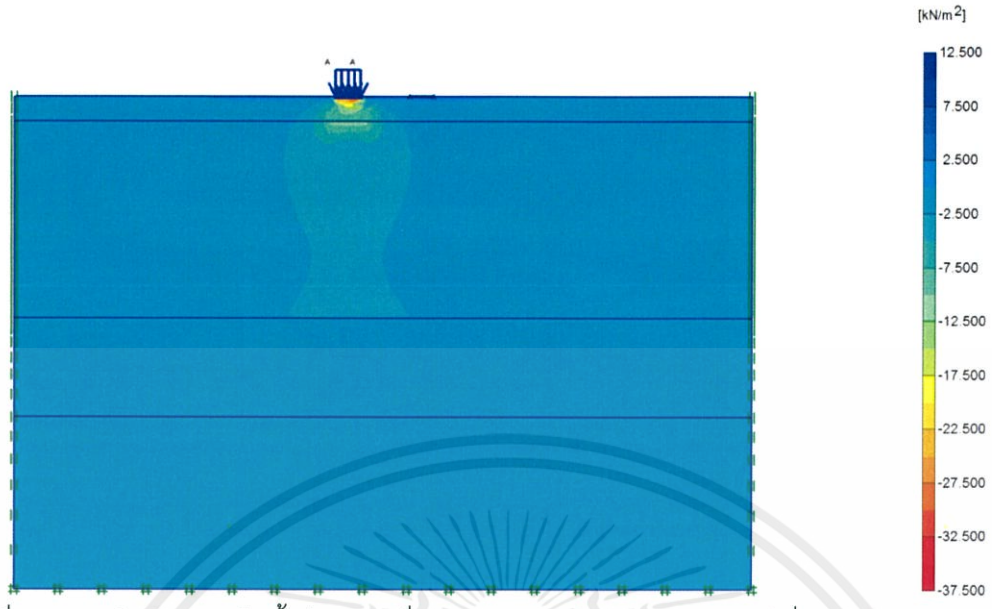


รูปที่ 5.17(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

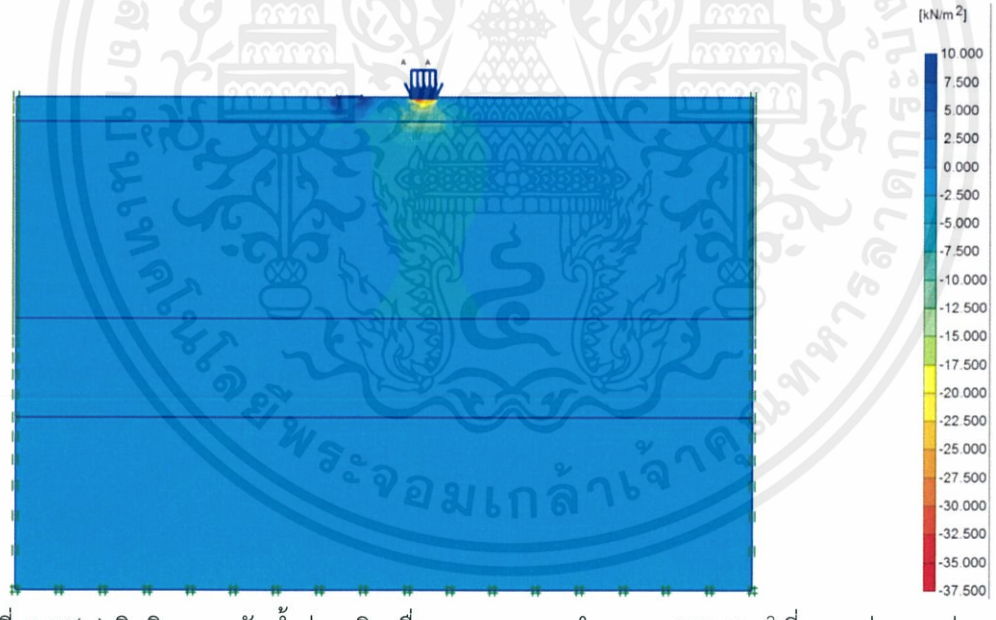


รูปที่ 5.17(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

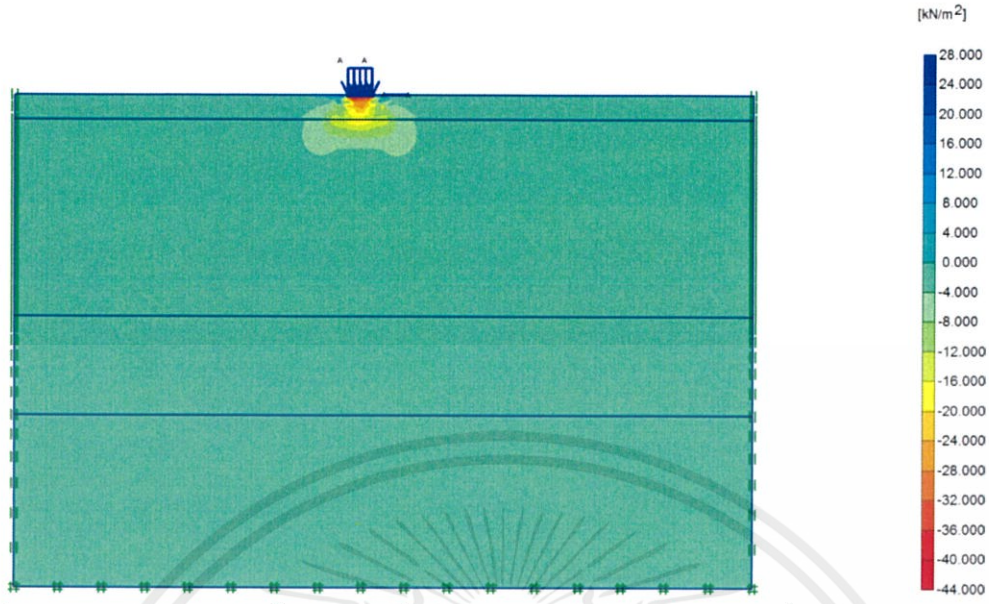


รูปที่ 5.18(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

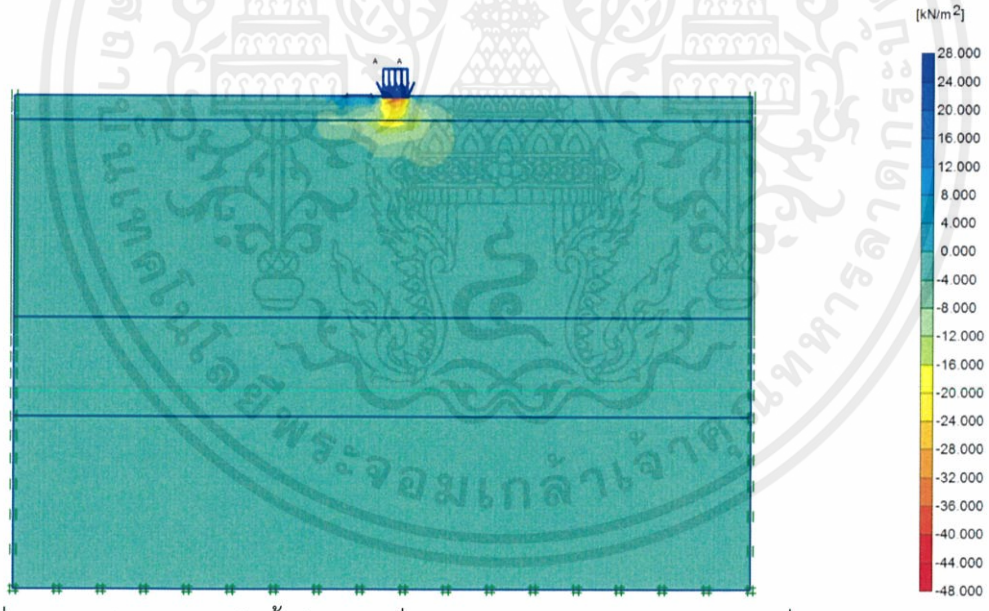


รูปที่ 5.18(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 40kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

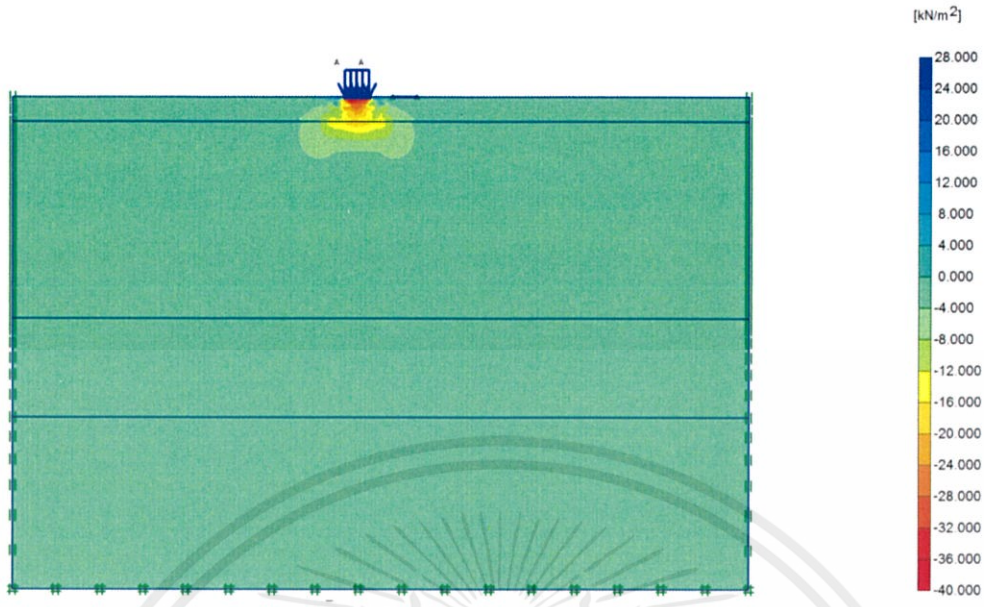


รูปที่ 5.19(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

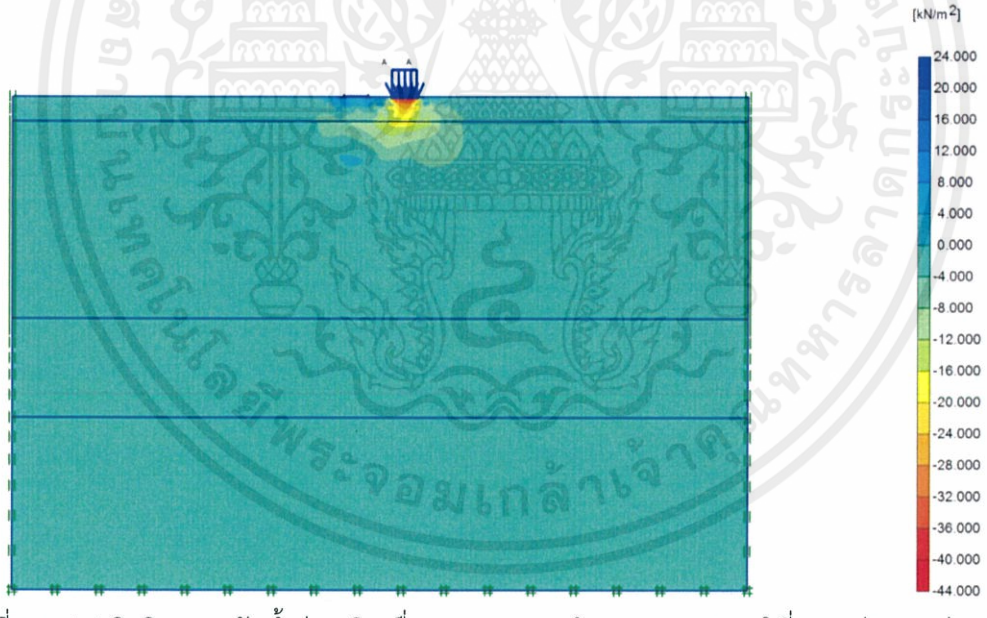


รูปที่ 5.19(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

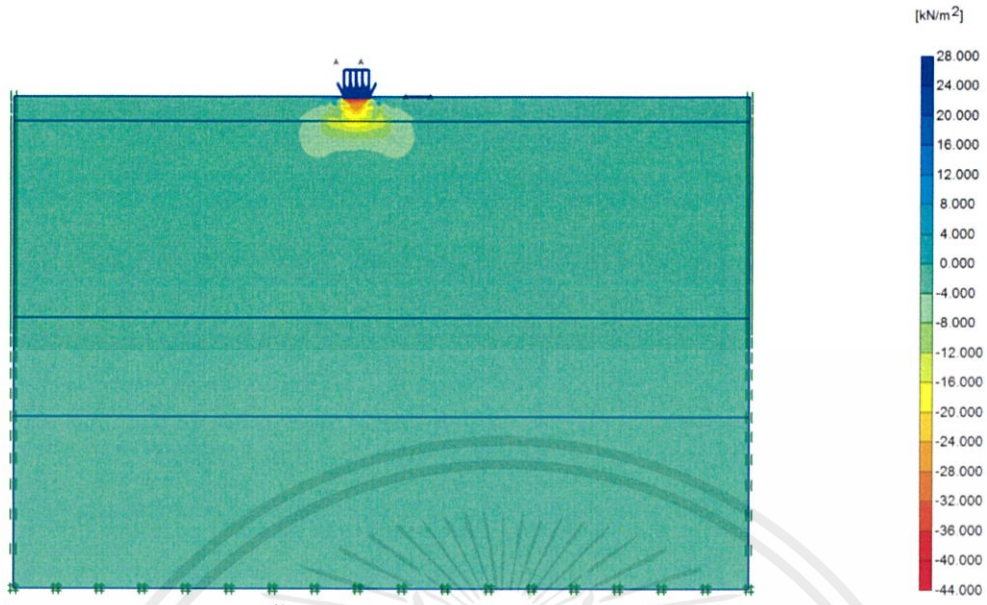


รูปที่ 5.20(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

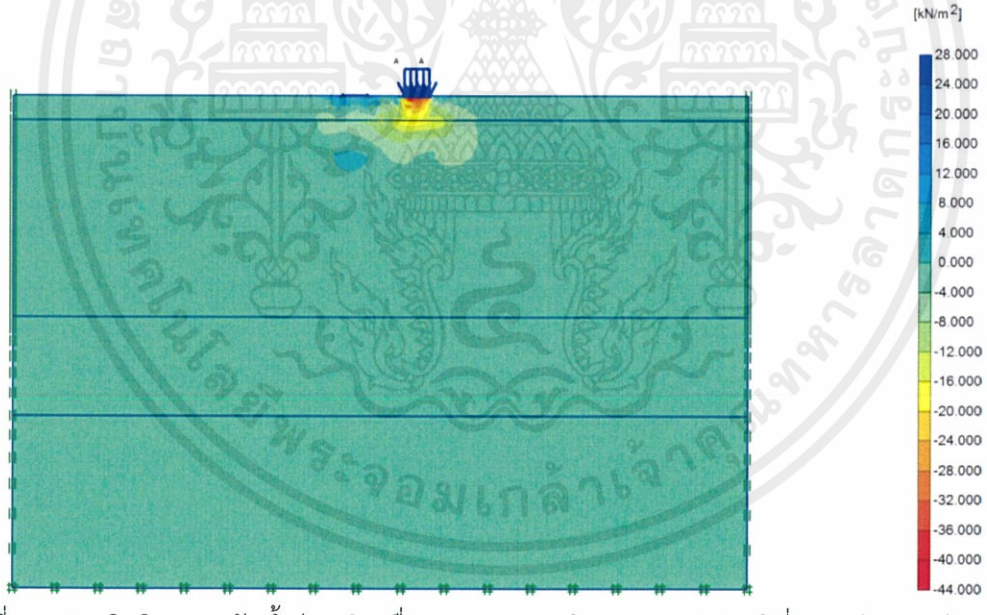


รูปที่ 5.20(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

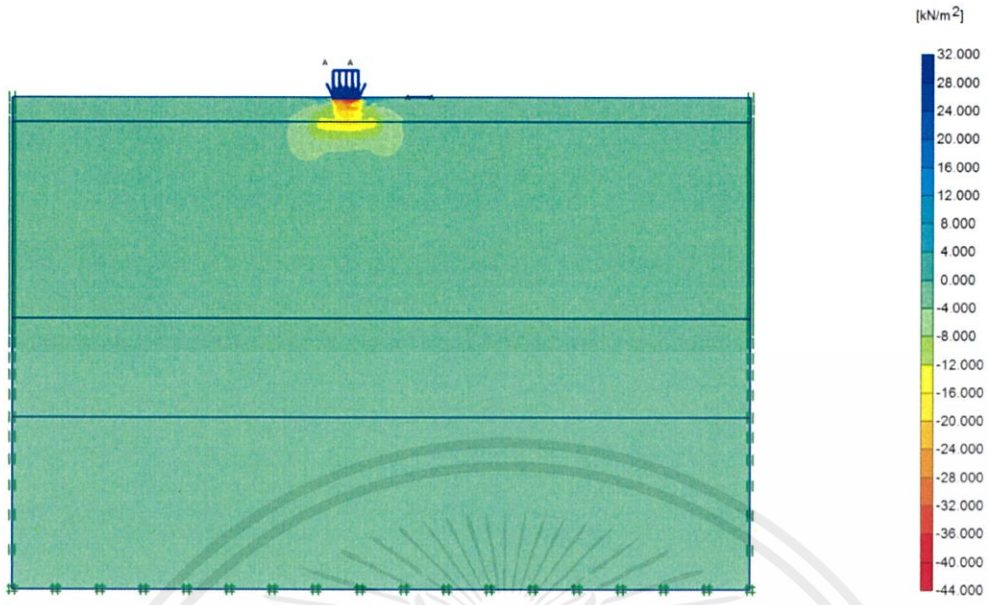


รูปที่ 5.21(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

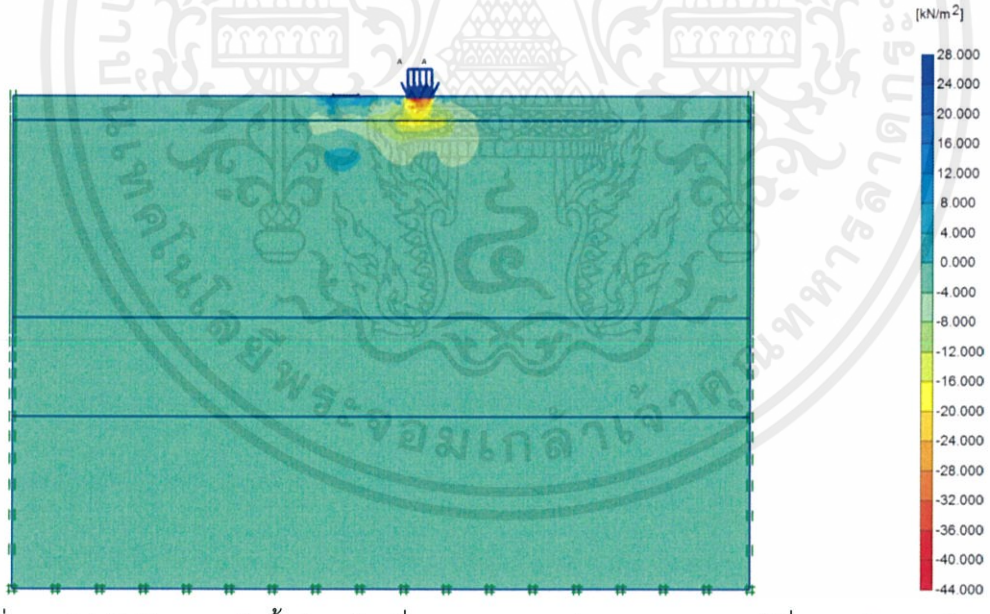


รูปที่ 5.21(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

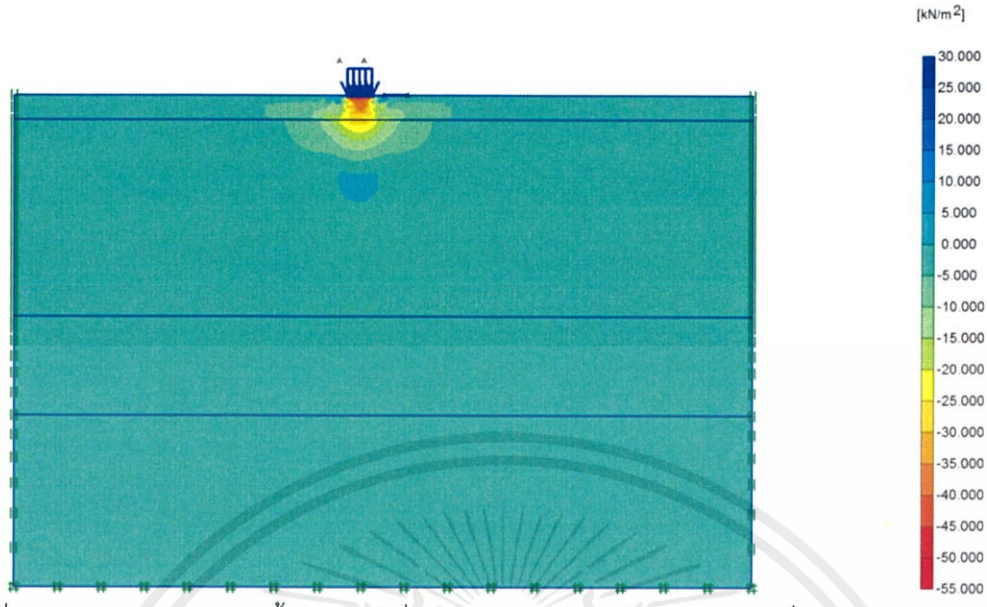


รูปที่ 5.22(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

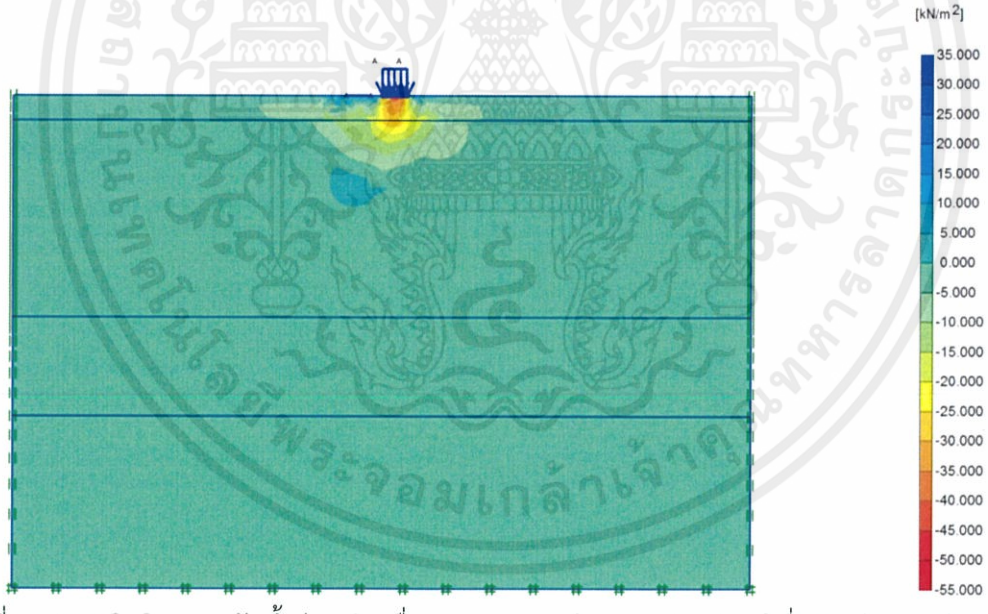


รูปที่ 5.22(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 50kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

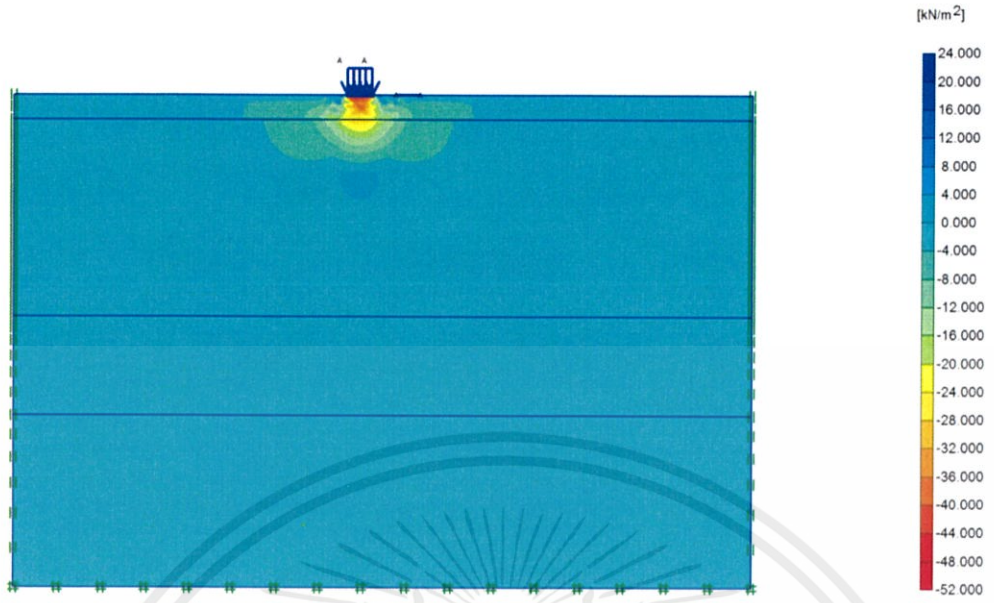


รูปที่ 5.23(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

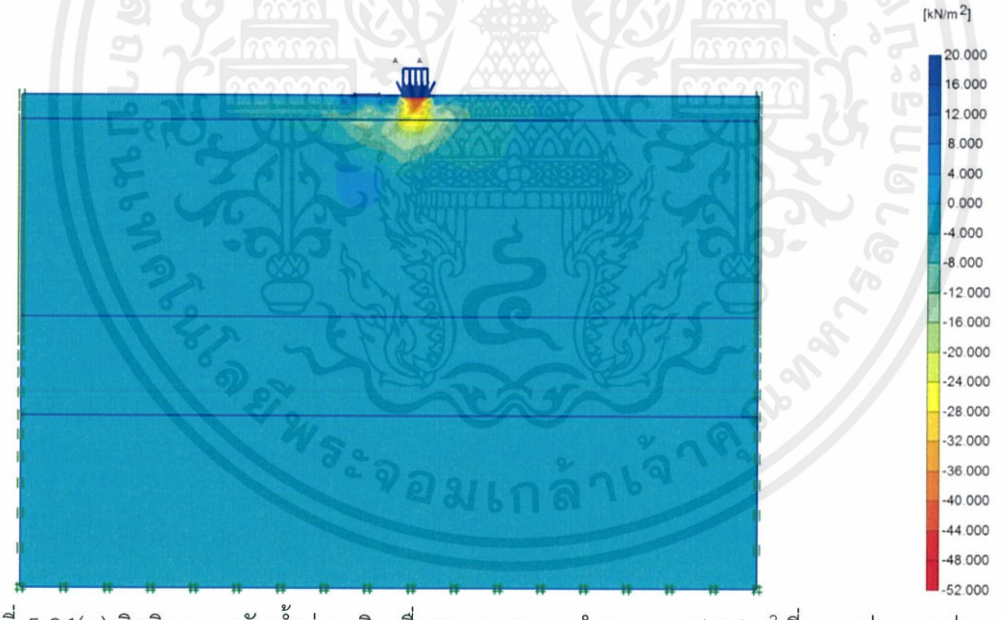


รูปที่ 5.23(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 0.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

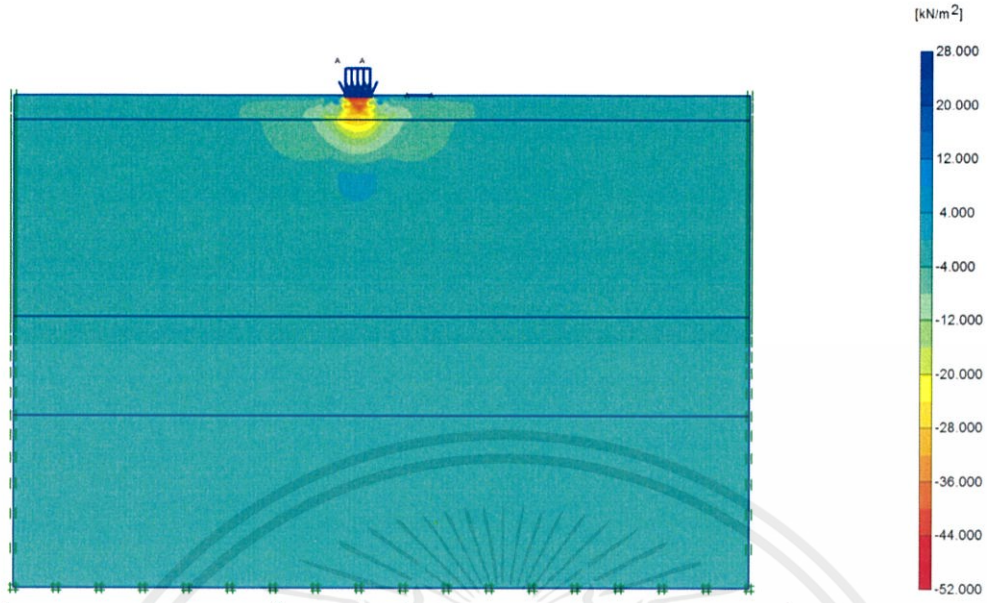


รูปที่ 5.24(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

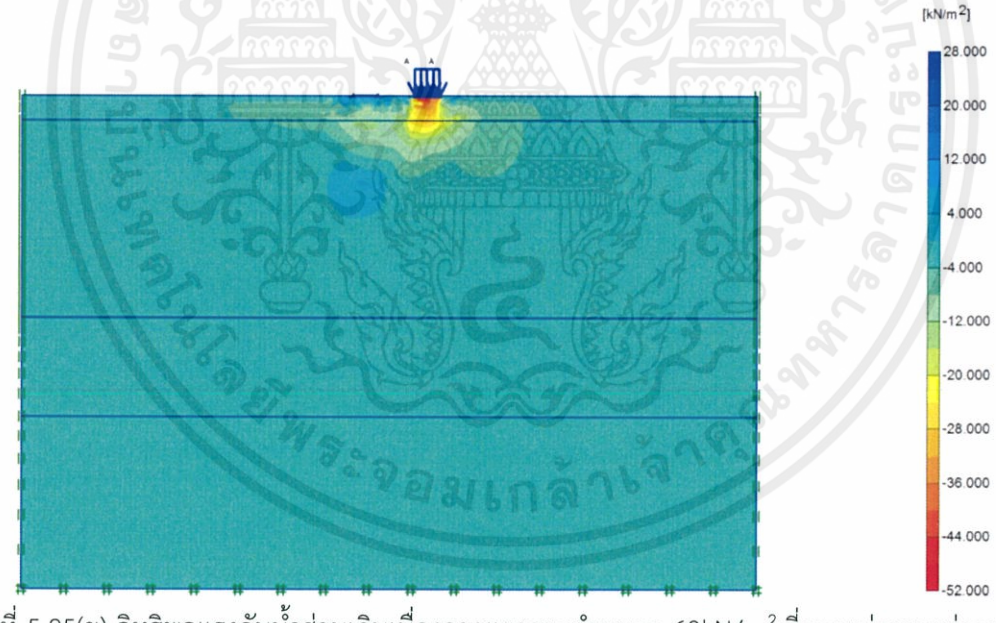


รูปที่ 5.24(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

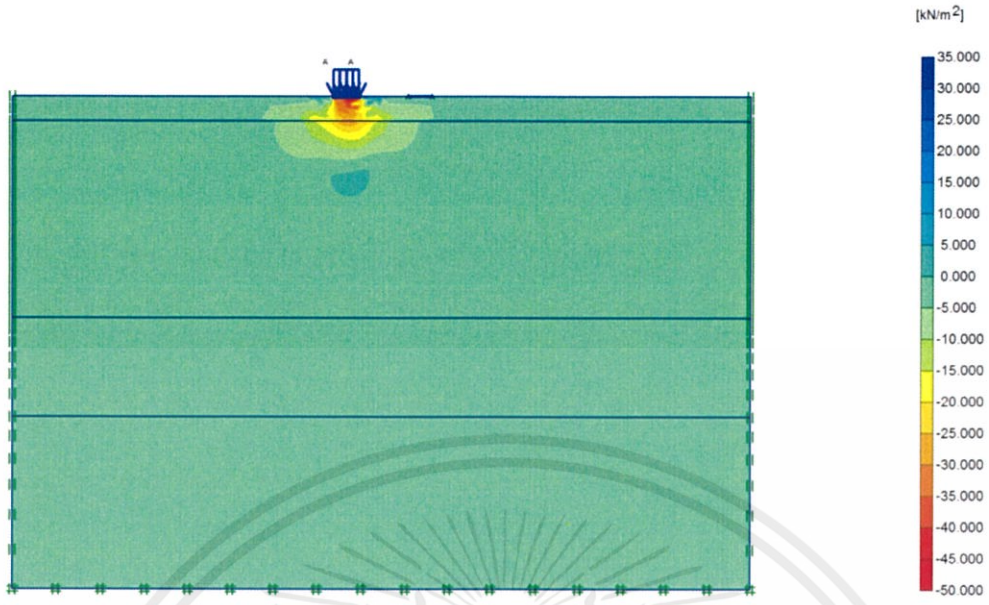


รูปที่ 5.25(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

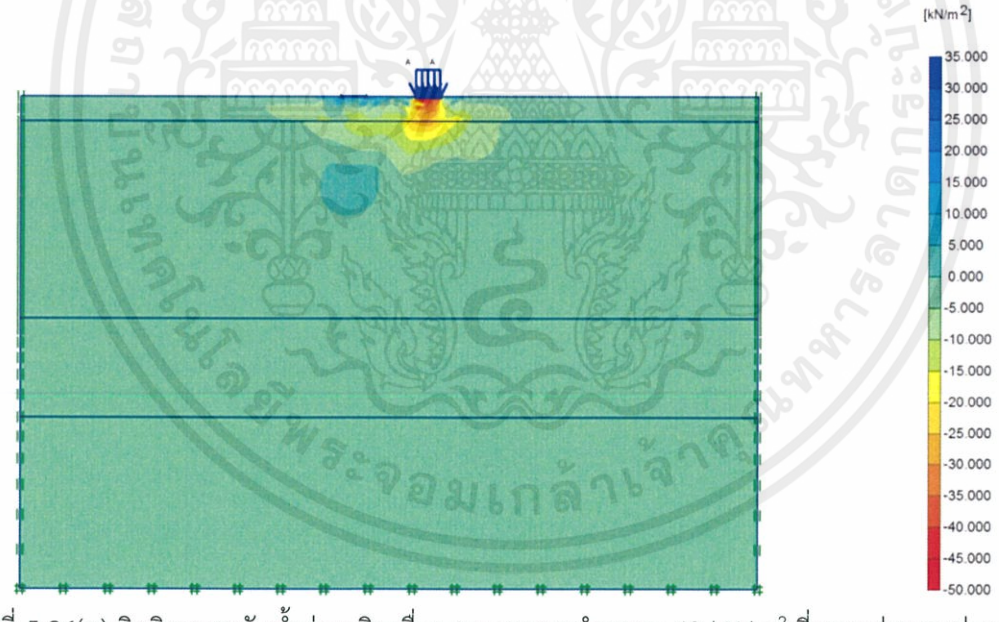


รูปที่ 5.25(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 1.50 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.26(ก) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 1

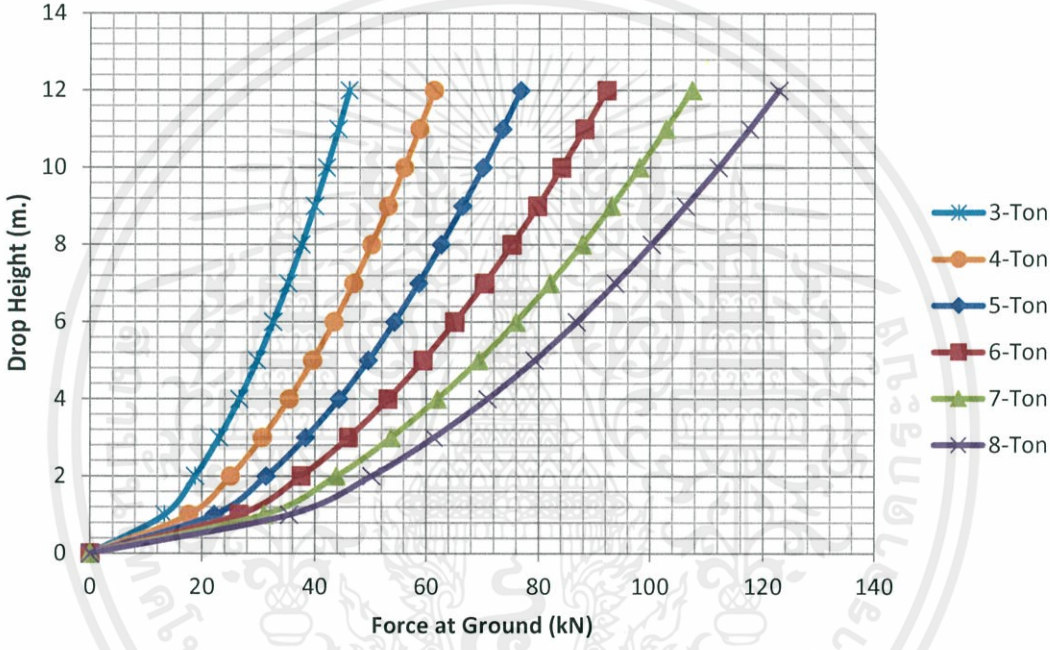


รูปที่ 5.26(ข) อิทธิพลแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 60 kN/m^2 ที่ระยะห่างระหว่างจุด 2.00 เมตร จากการบดอัดกระแทกจุดที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.4 การวิเคราะห์แรงกระทำของการบดอัดกระแทก

จากการศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัด โดยปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อขนาดของแรงกระทำขึ้นอยู่กับ น้ำหนัก และความสูงที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักลงมา จากหลักการโมเมนตัมและการชน พิจารณาแรงดล ดังสมการที่ 2.13 และสมมติว่า เวลาที่ตุ้มน้ำหนักตกกระทบพื้น ($\Delta t = 1\ s$) พบว่าที่ลูกตุ้มน้ำหนักเดียวกัน เมื่อระยะที่ยกสูงเพิ่มขึ้น จะทำให้ตุ้มน้ำหนักมีความเร็วปลายเพิ่มขึ้น และยังเป็นผลทำให้มีแรงตกกระทบที่ผิวดินเพิ่มมากขึ้น ดังรูปที่ 5.27



รูปที่ 5.27 กราฟแสดงความสัมพันธ์ขนาดตุ้มน้ำหนักละความสูงที่ยก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6
บทสรุป ปัญหาที่เกิดขึ้นและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผล

จากการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์นั้น โดยเมื่อชั้นดินได้รับแรงกระทำจะทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน และความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามขนาดของแรงกระทำที่เพิ่มขึ้น ทำให้ดินมีคุณสมบัติในการรับน้ำหนักจากโครงสร้างบนดินเพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำขนาด 30, 40 50 60 kN/m² ตามลำดับ จะพบว่าเราสามารถเพิ่มระยะห่างระหว่างจุดบดอัดกระแทกได้ด้วยเช่นกัน และเมื่อพิจารณาที่ความสัมพันธ์ของตุ้มน้ำหนักและความสูงที่ยก จะพบว่าที่แรงกระทำขนาดเดียวกัน ตุ้มน้ำหนักขนาดต่างกัน จะทำให้ความสูงที่ยกเพิ่มขึ้นเมื่อขนาดของตุ้มน้ำหนักลดลง ดังตารางที่ 6.1

ซึ่งสามารถสรุปจากหลัก 2 หลักพิจารณาได้ว่า น้ำหนักบดอัดกระแทกที่เหมาะสมอยู่ในช่วง 40-60 kN/m^2 โดยที่ระยะห่างระหว่างจุดบดกระแทกไม่เกิน 1.00 เมตร

ตารางที่ 6.1 ตารางสรุปผลการศึกษา

หลักพิจารณา		10 kN/m²	20 kN/m²	30 kN/m²	40 kN/m²	50 kN/m²	60 kN/m²
ความลึกประสิทธิผล (เมตร)		2.00	3.00	3.90	4.10	4.20	4.20
แรงดันน้ำส่วนเกิน (EPP) ระยะห่างระจุดบดอัดกระแทก (S)	EPP>10kN/m²				(S<1.00m)	(S<1.00m)	(S<2.00m)
	EPP>20kN/m²					(S<0.50m)	(S<1.00m)
	ความสูงที่ยก (เมตร)						
ตุ้มน้ำหนัก (ตัน)	3				9.00		
	4				5.00	8.00	11.60
	5				3.20	5.00	7.40
	6				2.20	3.60	5.00
	7				1.60	2.60	3.80
	8				1.20	2.00	2.80

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.2 ปัญหาที่พบในการดำเนินงาน

จากการศึกษานี้ได้สร้างแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์โดยใช้แบบจำลองอย่างง่ายเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดิน เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ใช้ต้องเป็นการทดสอบจากห้องทดลอง ผู้ศึกษาจึงได้รวบรวมค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวกรุงเทพจากผลงานวิจัยที่ได้มีผู้ศึกษามาแล้ว

6.3 ข้อเสนอแนะ

จากการศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมดินเหนียวกรุงเทพจากการบดอัดโดยวิธีไฟนต์อิลิเมนต์ โดยใช้แบบจำลองดินชนิด Mohr-Coulomb Model ซึ่งเป็นแบบจำลองอย่างง่าย ผลการวิเคราะห์จึงไม่ละเอียดเท่าที่ควร จึงใช้แบบจำลองชนิดที่มีความละเอียดของคุณสมบัติดินมากกว่าเพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่มีความแม่นยำมากยิ่งขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรณานุกรม

[1] สุขสันต์ หอพิบูลสุข และ รุ้งลาวัลย์ ราชัน. *ปฐพีกลศาสตร์*. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล 2548.

[2] สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. *วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค*. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย 2550.

[3] กรมทรัพยากรน้ำบาดาล. *ผลกระทบต่อโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากการคืนตัวของแรงดันน้ำในชั้นน้ำบาดาลบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล : รายงานฉบับสมบูรณ์ เล่มที่ 1/2* 2555.

[4] Chung-Tien Chin, Jung-Feng Chang, I-Chou Hu & Jie-Ru Chen, 2008. *Geotechnical site characterization for Suvarnabhumi Airport.*

[5] Pornkasem Jongpradist, Trin Detkhong & Sompote Youwai. 2012. Numerical Simulations of Geotechnical Works in Bangkok Subsoil Using Advanced Soil Models Available in Plaxis and Through User-Defined Model. *Plaxis Bulletin | Autumn Issue 2012.*

[6] Yong Tan, Ye Lu. 2009. "Parametric studies of DDC-induced deflections of sheet pile walls in soft soils". *Computer and Geotechnics*, Vol.21, pp. 902-910.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก ก

ตารางการคำนวณต่างๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ก-1 ตารางผลการคำนวณแรงกระทำเนื่องจากตุ้มน้ำหนักและความสูงที่ยก

Weight(T)	Drop height(m)	Force(kN)	Weight(T)	Drop height(m)	Force(kN)
3	0	0	6	0	0
	1	13.2883408		1	26.5766815
	2	18.7925517		2	37.5851034
	3	23.0160813		3	46.0321627
	4	26.5766815		4	53.153363
	5	29.7136332		5	59.4272665
	6	32.5496544		6	65.0993088
	7	35.157645		7	70.3152899
	8	37.5851034		8	75.1702069
	9	39.8650223		9	79.7300445
	10	42.0214231		10	84.0428462
	11	44.0724404		11	88.1448807
	12	46.0321627		12	92.0643253
4	0	0	7	0	0
	1	17.7177877		1	31.0061284
	2	25.0567356		2	43.8492873
	3	30.6881084		3	53.7041898
	4	35.4355753		4	62.0122569
	5	39.6181776		5	69.3318109
	6	43.3995392		6	75.9491935
	7	46.87686		7	82.0345049
	8	50.1134712		8	87.6985747
	9	53.153363		9	93.0183853
	10	56.0285641		10	98.0499873
	11	58.7632538		11	102.835694
	12	61.3762169		12	107.40838
5	0	0	8	0	0
	1	22.1472346		1	35.4355753
	2	31.3209195		2	50.1134712
	3	38.3601356		3	61.3762169
	4	44.2944692		4	70.8711507
	5	49.5227221		5	79.2363553
	6	54.249424		6	86.7990783
	7	58.596075		7	93.7537199
	8	62.6418391		8	100.226942
	9	66.4417038		9	106.306726
	10	70.0357052		10	112.057128
	11	73.4540673		11	117.526508
	12	76.7202711		12	122.752434

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ ก-2 รายการคำนวณความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งที่ไม่ได้รับแรงกระทำ

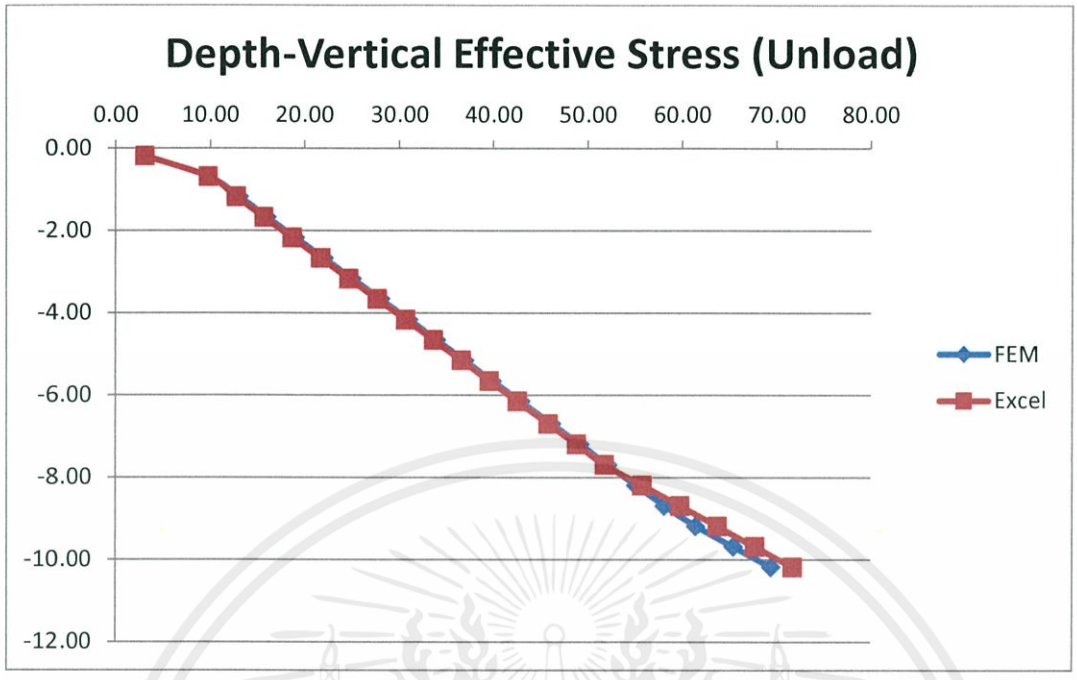
	Elev		z	interval	γ	σ	Σσ	u	σ'
Weather crust		20							
	20.00	19.819	0.181	0.181	17	3.077	3.077	0	3.077
	19.50	19.321	0.679	0.498	17	8.466	11.543	1.79	9.753
Soft clay	19.00	18.824	1.176	0.497	16	7.952	19.495	6.76	12.735
	18.50	18.326	1.674	0.498	16	7.968	27.463	11.74	15.723
	18.00	17.828	2.172	0.498	16	7.968	35.431	16.72	18.711
	17.50	17.330	2.670	0.498	16	7.968	43.399	21.7	21.699
	17.00	16.833	3.167	0.497	16	7.952	51.351	26.67	24.681
	16.50	16.335	3.665	0.498	16	7.968	59.319	31.65	27.669
	16.00	15.837	4.163	0.498	16	7.968	67.287	36.63	30.657
	15.50	15.339	4.661	0.498	16	7.968	75.255	41.61	33.645
	15.00	14.842	5.158	0.497	16	7.952	83.207	46.58	36.627
	14.50	14.344	5.656	0.498	16	7.968	91.175	51.56	39.615
	14.00	13.846	6.154	0.498	16	7.968	99.143	56.54	42.603
	13.50	13.303	6.697	0.543	16	8.688	107.831	61.97	45.861
	13.00	12.805	7.195	0.498	16	7.968	115.799	66.95	48.849
	12.50	12.308	7.692	0.497	16	7.952	123.751	71.92	51.831
Medium clay	12.00	11.810	8.190	0.498	18	8.964	132.715	76.9	55.815
	11.50	11.312	8.688	0.498	18	8.964	141.679	81.88	59.799
	11.00	10.814	9.186	0.498	18	8.964	150.643	86.86	63.783
	10.50	10.317	9.683	0.497	18	8.946	159.589	91.83	67.759
	10.00	9.819	10.181	0.498	18	8.964	168.553	96.81	71.743

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก ข

กราฟเปรียบความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งโดยวิธี FEM และวิธีโดยละเอียด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ข-1 กราฟเปรียบความเค้นประสิทธิผลแนวดิ่งโดยวิธี FEM และวิธีโดยละเอียด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้