

การศึกษาความมั่นคงของดินเหนียวริมฝั่งแม่น้ำโดยแบบจำลอง
ทางคณิตศาสตร์

STUDY A STABILITY OF THE CLAY RIVERBANK BY
NUMERICAL MODELS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

การศึกษาความมั่นคงของดินเหนียวริมฝั่งแม่น้ำโดยแบบจำลอง
ทางคณิตศาสตร์

STUDY A STABILITY OF THE CLAY RIVERBANK BY
NUMERICAL MODELS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**STUDY A STABILITY OF THE CLAY RIVERBANK BY
NUMERICAL MODELS**



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTAL FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE

BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING KING

MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADGRABANG

2014

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาความมั่นคงของดินเหนียวริมฝั่งแม่น้ำ โดยแบบจำลอง
ทางคณิตศาสตร์

STUDY A STABILITY OF THE CLAY RIVERBANK BY
NUMERICAL MODELS

นักศึกษา	นายวิรัช	ทองวิเศษ	รหัสประจำตัว	54011204
	นายศิระเวทย์	ยังพะกุล	รหัสประจำตัว	54011279
	นายภินันท์	พิชัยรัตน์	รหัสประจำตัว	54011488
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา		วิศวกรรมโยธา	
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา			
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผศ.ดร.ชนาดล	คงสมบูรณ์		

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ		ลายมือชื่อ
ผศ.ดร.ชนาดล	คงสมบูรณ์	
รศ.สุพจน์	ศรีนิล	
ผศ.สมเกียรติ	ขวัญพลกัญ	
อ.อุบะ	ศิริแก้ว	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ชนเดช)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 25 เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2558

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทคัดย่อ

นายวิรัช ทองวิเศษ 54011204

นายศิวะเวทย์ ยังพะกุล 54011279

นายอภิรักษ์ พิชัยรัตน์ 54011488

ผศ.ดร.ชนาตล กงสมบุญณ์ อาจารย์ที่ปรึกษา
ปีการศึกษา 2557

บทคัดย่อ

วิธีการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกันดินมีหลายวิธี เช่น การเพิ่มความแข็งแรงของกำแพงกันดิน การตอกเสาเข็มแบบปูพรมเสาเข็มเพื่อช่วยกระจายแรงดันดินจากด้านข้างไปสู่แนวตั้ง เพื่อให้จะได้โครงสร้างกันดินที่มีประสิทธิภาพ และ เหมาะสมกับบริเวณนั้น จึงได้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินก่อนการวิบัติ รวมทั้ง ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกันดิน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ความสัมพันธ์ระหว่างรูปแบบโครงสร้างกันดินมีผลต่อการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งแต่ละวิธีมีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันไป



ABSTRACT

Mr. Wirat	Thongwisat	54011204
Mr. Siwawate	Yungpakool	54011279
Mr. Apinat	Pichairat	54011488
Assit.Prof.Dr. Thanadol	Kongsomboon	Advisor
Academic Year 2014		

ABSTRACT

There are several process to reduce retaining soil structures displacement. for example, increasing stiffness of the retaining soil structures , to use relieving platform for divide the lateral earth pressure to the vertical force. Therefore, method to select an efficiency retaining soil structures and properly in that area. The study behavior movement of soil before failure and The study behavior wall displacement of retaining soil structures by Mathematical models . Relationship between format of the retaining soil structures affect to wall displacement. Which each process have efficiency reduce wall displacement are different.

กิตติกรรมประกาศ

ปริญญานิพนธ์ฉบับนี้เป็นการศึกษาความมั่นคงของดินเหนียวริมฝั่งแม่น้ำ โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินเหนียว โดยใช้วิธีป้องกัน 3 วิธี คือ Relieving Platform , Retaining Wall , Sheet Piles แล้วนำผลการทดลองมาเปรียบเทียบกัน คือ การเคลื่อนตัว , Factor of Safety , ราคาการก่อสร้างซึ่งไม่สามารถสำเร็จได้หากไม่ได้รับความอนุเคราะห์ ตลอดจนการให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์

บุคคลแรกที่เป็นส่วนสำคัญที่ทำให้ปริญญานิพนธ์นี้สำเร็จลงได้คือ ผศ.ดร. ธนาถ คงสมบูรณ์ ซึ่งเป็นที่ปรึกษาปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ และนายวิรุฬห์ ทุมเที่ยง ที่ให้คำแนะนำ ช่วยเหลือ ตลอดจนสั่งสอนตักเตือนทั้งด้านเนื้อหาความรู้ในทางทฤษฎีและการลงมือปฏิบัติ และขอขอบคุณผู้ที่เกี่ยวข้องทุกภาคส่วนในสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ที่ให้แรงกายและแรงใจอุทิศเวลาอันมีค่า เพื่อช่วยเหลือการวิจัยในปริญญานิพนธ์ให้สำเร็จลุล่วง

ท้ายสุดนี้ทางคณะผู้จัดทำหวังเป็นอย่างยิ่งว่า ปริญญานิพนธ์ฉบับนี้จะให้ความรู้แก่ผู้ที่สนใจนำไปศึกษาไม่มากก็น้อย คุณความดีของปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ ขอมอบแด่คุณบิดา มารดา ครูบาอาจารย์ ที่ทุกท่านได้ทำให้คณะผู้จัดทำ ได้ประสบผลสำเร็จตลอดจนทุกวันนี้

วิรัช ทองวิเศษ
ศิวะเวทย์ ยังพะกุล
อภิรักษ์ พิชัยรัตน์

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VII
สารบัญรูป.....	VIII
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	1
1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	1
1.4 ขอบเขตของการศึกษา.....	1
1.5 แผนการดำเนินงาน.....	2
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	3
2.1 ทฤษฎีของโปรแกรม Finite Element.....	3
2.1.1 รูปแบบเรขาคณิตในอุดมคติ.....	4
2.1.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดิน.....	18
2.2 แรงดันดินด้านข้าง.....	24
2.2.1 การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันดินด้านข้างของดิน.....	24
2.2.2 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของแรงกั้น.....	26
2.2.3 ทฤษฎีของ Coulomb.....	30

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.3 โครงสร้างกันดิน	32
2.3.1 รูปแบบกำแพงกันดิน	32
2.3.2 เสถียรภาพของกำแพงกันดิน	35
2.3.3 เสถียรภาพของเข็มพีค	41
2.4 วิธีป้องกันการพังทลาย	44
2.4.1 กำแพงกันดิน	44
2.4.2 เข็มพีค	44
2.4.3 กำแพงไคอะเฟรม	45
2.4.4 เข็มปูพรม	45
2.5 สาเหตุการพังทลาย	45
2.5.1 ปังจัยภายนอก	45
2.5.2 ปังจัยภายใน	45
บทที่ 3 วิธีการดำเนินงานวิจัย	47
3.1 บทนำ	47
3.2 วิธีดำเนินการ	47
3.2.1 การวิเคราะห์ข้อมูลดินจาก Boring Logs	47
3.2.2 ทำการ Back Analysis	54
3.2.3 การวิเคราะห์ย้อนกลับด้วยโปรแกรม FEM	54
3.2.4 การวิเคราะห์รูปแบบระบบป้องกันการพิบัติของดิน	57
3.3 ราคาของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง	67
บทที่ 4 ผลการวิจัย	68
4.1 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ	68
4.2 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ระบบการป้องกันการวิบัติของดิน	69

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.2.1 ผลการวิเคราะห์ระบบป้องกันดินแบบ Relieving Platform	69
4.2.2 ผลการวิเคราะห์ระบบป้องกันดินแบบ Sheet Pile	72
4.2.3 ผลการวิเคราะห์ระบบป้องกันดินแบบ Retaining Wall	74
บทที่ 5 วิเคราะห์และสรุปผลการทดลอง	78
5.1 การวิเคราะห์ย้อนกลับ(Back Analysis)	78
5.2 การวิเคราะห์ระบบป้องกันการวิบัติของดิน	79
5.3 ข้อเสนอแนะ	79
ภาคผนวก	80
บรรณานุกรม	

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces)	15
2.2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินควรไม่น้อยกว่าค่าที่แสดง	40
3.1 ข้อมูลของดิน BH3	48
3.2 ข้อมูลของดิน BH6	49
3.3 ข้อมูลของดิน BH7	50
3.4 ตารางจำแนกชั้นดิน	52
3.5 ตารางการประมาณค่า Modulus of elasticity (E)	53
3.6 พารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน	56
3.7 ข้อมูลของวัสดุแต่ละระบบป้องกันดิน	57
3.8 ราคาของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง	67
5.1 พารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดินที่ใกล้สภาพจริงมากที่สุด	78

สารบัญรูปภาพ

รูป	หน้า
2.1 ตัวอย่างปัญหาหระนาบความเครียด (Examples of plane strain problem).....	4
2.2 ตัวอย่างปัญหาสมมาตรรอบแกน (Examples of axis-symmetry problem)	5
2.3 เงื่อนไขขอบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition).....	10
2.4 ตัวอย่างการกำหนดการเคลื่อนที่สำหรับวัตถุแข็งเกร็ง (Prescribed displacements of rigid body modes).....	12
2.5 ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses).....	13
2.6 ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันดินถม.....	16
2.7 กระบวนการก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment).....	17
2.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule).....	20
2.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion).....	22
2.10 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion).....	22
2.11 ผลของมุมไคเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์.....	23
2.12 (a) ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active.....	24
2.12 (b) ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Passive.....	25
2.13 ความดันดินที่ความลึก z.....	25
2.14 การกระจายความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและความดันน้ำ.....	25
2.15 (a) Rankine active state.....	27
2.15 (b) Rankine passive state.....	27
2.16 ความดันดินด้านข้างทฤษฎี Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined.....	27
2.17 วงกลมมอร์สถานะของความเค้นประสิทธิผลที่3สภาวะ.....	28
2.18 วงกลมมอร์สถานะของความเค้นประสิทธิผลที่3สภาวะ.....	29
2.19 รูปแสดงแผนภูมิแรงดัน.....	30
2.20 รูปแสดงแบบจำลองทฤษฎีของcoulomb.....	31
2.21 รูปแบบการใช้งาน โครงสร้างกันดิน.....	32

สารบัญรูปรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
2.22 (a) กำแพงกันดิน Gravity wall	33
2.22 (b) กำแพงกันดิน Piling Wall	33
2.22 (c) กำแพงกันดิน Cantilever Wall	34
2.22 (d) กำแพงกันดิน Anchored Wall	34
2.22 (e) กำแพงกันดิน relieving platform	25
2.23 ลักษณะแรงที่กระทำต่อโครงสร้างกันดิน	35
2.24 (a) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายนอก	36
2.24 (b) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายใน	36
2.25 แสดงแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดิน	37
2.26 รูปแบบการพิบัติของกำแพงกันดิน	37
2.27 แสดงแรงต้านที่กระทำเนื่องจากด้าน passive	38
2.28 แรงที่กระทำใต้ฐานกำแพงกันดิน	40
2.29 การขาดเสถียรภาพภายนอกของเข็มพืดที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน	41
2.30 .ความคั่นดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall	41
2.31 พฤติกรรมที่กระทำต่อเข็มพืด	42
2.32 (a) Free earth support method	43
2.32 (b) Fixed earth support method	43
2.33 แสดงแรงที่กระทำต่อเข็มพืดเมื่อหาโมเมนต์	43
3.1 ภาพตัดขวางของชั้นดินแบ่งโดยโดยใช้ข้อมูลจากการขุดสำรวจ	51
3.2 แบบจำลองจำแนกชั้นดินของการ Back analysis	54
3.3 แบบจำลองชั้นดินในการใส่ค่าพารามิเตอร์	54
3.4 ขั้นตอนการใส่ค่าพารามิเตอร์แต่ละชั้นดิน	55
3.5 ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม	55
3.6 ลักษณะของขอบเขตวิบัติของดิน	56

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูป	หน้า
3.7 โมเดลแก้ไขการวิบัติแบบ Relieving platform.....	58
3.8 แนวเสาเข็มป้องกันดินที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ.....	58
3.9 ขั้นตอนเขียนแบบจำลองการป้องกันที่ได้จากการวิเคราะห์ขอบเขตการวิบัติ.....	59
3.10 ขั้นตอน การใส่ข้อมูลของวัสดุ.....	59
3.11 ขั้นตอนการคำนวณของโปรแกรม.....	60
3.12 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี Relieving platform.....	60
3.13 ลักษณะการป้องกันเมื่อใช้ความลึกเสา 14 เมตร.....	61
3.14 การออกแบบแก้ไขการวิบัติ แบบ sheet pile.....	61
3.15 ขั้นตอนการเขียนลักษณะของการป้องกันขอบเขตที่กำหนดไว้.....	62
3.16 ขั้นตอนการใส่ข้อมูลของ sheet pile.....	62
3.17 ขั้นตอนการวิเคราะห์ข้อมูลด้วยโปรแกรม.....	63
3.18 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี sheet pile.....	63
3.19 การออกแบบแก้ไขการวิบัติ แบบ Retaining wall.....	64
3.20 ลักษณะของการป้องกันแบบ Retaining wall.....	64
3.21 ข้อมูลของ Retaining wall.....	65
3.22 ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม.....	65
3.23 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี Retaining wall.....	66
4.1 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ Relieving platform.....	69
4.2 เมื่อไม่มีระบบป้องกัน เกิดการเคลื่อนพังของดิน.....	69
4.3 ผลที่ได้จากป้องกันดินแบบ Relieving platform.....	70
4.4 เมื่อ ใช้ความยาวเสา 10 m.....	70
4.5 เมื่อ ใช้ความยาวเสา 14 m.....	71
4.6 จุดการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดิน.....	71
4.7 กราฟแสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินในแนวตั้ง.....	72
4.8 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ sheet pile 18 เมตร.....	72
4.9 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินเมื่อใช้ความลึก sheet pile 16 เมตร.....	73

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูป	หน้า
4.10 จุดการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน.....	73
4.11 กราฟเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของด้านข้างของ sheet pile ที่ความลึกต่างกัน.....	74
4.12 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ Retaining wall.....	74
4.13 ระบบ Retaining wall ลึก 16 เมตร.....	75
4.14 ระบบ Retaining wall ลึก 18 เมตร.....	75
4.15 จุดอ้างอิงเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้าง.....	76
4.16 กราฟเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้างเมื่อความลึก Retaining wall ต่างกัน.....	76
4.17 สภาพการวิบัติของดินในพื้นที่จริง.....	77



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

การก่อสร้างที่บริเวณใกล้เคียงริมตลิ่งนั้น มักจะเกิดปัญหาการเคลื่อนตัวของดินเหนียวเนื่องจากสภาพดินนั้นมีความอ่อนตัวและมีแรงดันน้ำที่แตกต่างกันของ 2 บริเวณจึงทำให้ดินเหนียวเกิดการเคลื่อนตัว การแก้ไขปัญหาของการเคลื่อนตัวของดินเหนียวนั้นมีหลายวิธีซึ่งแต่ละวิธีนั้นจะมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลที่แตกต่างกัน ดังนั้นเพื่อให้การเลือกใช้ระบบป้องกันการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อนที่เหมาะสมและเกิดประสิทธิผลสูงสุด ทางคณะผู้จัดทำได้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อนโดยใช้โปรแกรม Finite element ซึ่งสามารถจำลองระบบการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินเหนียวได้

1.2 วัตถุประสงค์

- 1) ศึกษาการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์
- 2) ศึกษาการป้องกันการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์
- 3) เปรียบเทียบประสิทธิภาพของแต่ละวิธีในการป้องกันการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

1.1 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- ก) ทราบลักษณะการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน
- ข) ทราบวิธีการป้องกันการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน
- ค) ทราบประสิทธิภาพในการป้องกันการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อนของวิธีที่ดีที่สุด

1.4 ขอบเขตการศึกษา

ในการศึกษาการเคลื่อนตัวของริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์บริเวณลานผู้คอนเทนเนอร์ใกล้คลองโองแตกโดยเลือกวิธีแก้ไข 3 แบบ คือ Relieving Platform , Retaining Wall , Sheet Piles

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.5 แผนการดำเนินงาน

การดำเนินงาน	ระยะเวลา				
	กันยายน	ตุลาคม	พฤศจิกายน	ธันวาคม	มกราคม
1. ศึกษาการใช้โปรแกรม Finite Element					
2. วิเคราะห์ข้อมูลจากผลการเจาะสำรวจชั้นดิน					
3. นำข้อมูลดินมาเขียน โมเดลด้วย Finite Element					
4. ศึกษาวิธีการป้องกันการริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน					
5. เขียนโมเดลระบบการป้องกันการริมตลิ่งดินเหนียวอ่อน					
6. เปรียบเทียบประสิทธิภาพของแต่ละโมเดล					
7. สรุปผลการศึกษาระบบการป้องกันการดินริมตลิ่ง เขียนรายงาน					

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วรรณกรรมปริทัศน์

2.1 ทฤษฎีของโปรแกรม Finite Element

ไฟไนต์เอลิเมนต์ คือวิธีการทางคณิตศาสตร์ ซึ่งถูกนำมาประยุกต์ เขียนเป็นโปรแกรมสำเร็จรูป เพื่อใช้คำนวณ แก้ปัญหาทางวิศวกรรม เช่น คำนวณหาความแข็งแรง ของวัสดุหรือชิ้นส่วนเครื่องกล ศึกษาพฤติกรรมการไหลของของไหล การถ่ายเทความร้อน ในชิ้นส่วนเครื่องกล รูปแบบการกระจายของสนามแม่เหล็กไฟฟ้า, คลื่นเสียง ฯลฯ

กล่าวอย่างง่าย ๆ ก็คือ เราทำการเติมรูปทรงของผลิตภัณฑ์ ด้วยชิ้นส่วนเล็กๆ ที่มีรูปทรงเรขาคณิต เช่น สามเหลี่ยม สี่เหลี่ยม ลูกบาศก์ เป็นต้น เนื่องจากเราสามารถคำนวณหาคำตอบที่แน่แท้ของชิ้นส่วนที่มีรูปทรงเรขาคณิตได้ ดังนั้นเมื่อ เราเติมชิ้นส่วนเล็กๆ เหล่านี้ลงไปในชิ้นส่วนใหญ่ เราก็สามารถศึกษาพฤติกรรมโดยรวมของระบบได้

แนวคิดเบื้องต้นของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เริ่มมาจากการหาวิธีการ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ของเครื่องบิน Hrenikoff ได้เสนอการใช้ วิธี frame work เพื่อแก้ปัญหาทาง elasticity เป็นรายแรก ต่อมาในปี ค.ศ. 1943 Courant ก็ได้ตีพิมพ์บทความวิชาการ เกี่ยวกับการนำวิธีการ polynomial interpolation บนขอบเขตสามเหลี่ยม เพื่อใช้เป็นแนวทางในการประมาณผลคำตอบ และนอกจากนี้ Courant ก็ยังแนะนำการใช้วิธีการของ Rayleigh-Ritz มาใช้ในการหาผลคำตอบ ของปัญหาทางวิศวกรรมอีกด้วย ซึ่งน่าจะเป็นที่มาของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั่นเองจนกระทั่งในปี ค.ศ. 1953 วิศวกรจึงได้นำเอาเครื่องคอมพิวเตอร์ มาแก้สมการของ stiffness matrix เป็นครั้งแรก หลังจากนั้นอีกเจ็ดปี Clough จึงได้ตั้งชื่อวิธีการนี้ว่า วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ ในปี ค.ศ. 1960

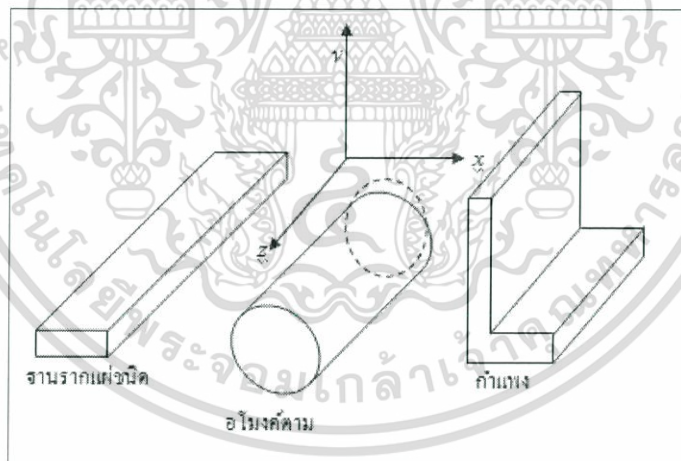
การวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค นั้น มีข้อทฤษฎีบางอย่างที่จะต้องพิจารณาเพิ่มขึ้นนอกเหนือไปจากทฤษฎีพื้นฐานสำหรับปัญหาวิศวกรรมด้านอื่นๆ เช่น ความเค้นที่ควบคุมพฤติกรรมดินไม่ใช่ความเค้นรวม (Total Stress) แต่เป็นความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) หรือการวิเคราะห์ปัญหาในช่วงเวลาสั้นๆ (Short term condition) จะต้องใช้การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ดังนั้นจึงจะนำเสนอข้อพิจารณาพิเศษที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค

2.1.1 รูปแบบเรขาคณิตในอุดมคติ (Geometric idealization)

ในบางกรณีของการวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมเทคนิค อาจจะต้องสมมติปัญหาจริงใน 3 มิติ ที่ยุ่งยากให้วิเคราะห์ได้ง่ายขึ้น โดยใช้คุณสมบัติทางเรขาคณิตของตัวปัญหาเอง ในทางทฤษฎีนั้นปัญหา 2 มิติในอุดมคติที่พบในงานวิศวกรรมเทคนิคมีด้วยกัน 2 แบบ คือ ปัญหาระนาบความเครียด (Plane strain problem) และปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry)

2.1.1.1 ปัญหาระนาบความเครียด (Plane strain problem)

ปัญหาวิศวกรรมเทคนิคบางกรณีเช่น ฐานรากแผ่ยาวเหยียด (Strip footing) ปัญหาอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) กำแพงกันดิน (Retaining wall) ดังแสดงในรูป 1.1 นั้น สังเกตได้ว่าปัญหาดังกล่าวมาข้างต้นล้วนแต่ยาวมากในทิศทางหนึ่ง (Z direction) เมื่อเทียบกับความยาวใน 2 ทิศทางที่เหลือ ในทางทฤษฎี ถ้าแรงที่กระทำ (Applied forces) หรือข้อจำกัดทางการเคลื่อนที่ (Prescribed displacements) ที่กระทำต่อ โครงสร้างในทิศทางตั้งฉากและเป็นอิสระจากทิศทางด้านยาวที่สุดแล้วนั้น รูปร่างหน้าตัดที่ตั้งฉาก (ระนาบ xy) ยังคงเหมือนเดิมการเคลื่อนที่ในทิศทางด้านที่ยาวที่สุด อาจถูกสมมติให้เป็น 0 ได้ นั่นคือ $w=0$ และการเคลื่อนที่ในทิศทาง x และ y จะอิสระกับทิศทาง z ดังนั้นนิยามของความเครียดในแบบระนาบความเครียดจึงสามารถเขียนได้ดังสมการ 2.1 และ 2.2



รูป 2.1 ตัวอย่างปัญหาระนาบความเครียด (Examples of plane strain problem)

$$\epsilon_{zz} = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (1.1)$$

$$\epsilon_{xx} = -\frac{\partial w}{\partial x}; \epsilon_{yy} = -\frac{\partial v}{\partial y}; \gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad (2.2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในกรณีนี้ยังเหลือความเครียดที่ไม่ทราบค่า 3 ค่าคือ ϵ_{xx} , ϵ_{yy} และ γ_{xy} ดังสมการที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดจะเหลือเพียง

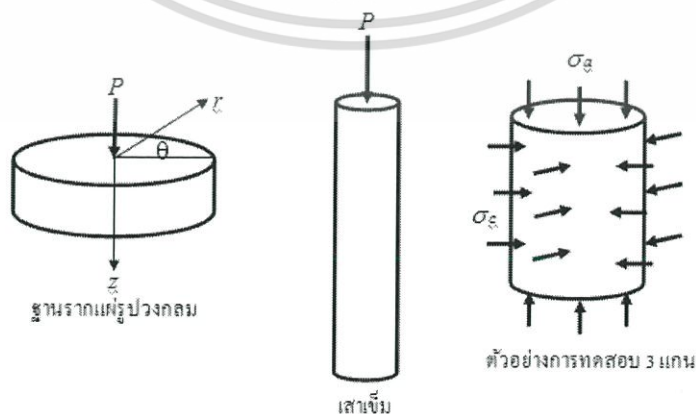
$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

โดยปกติแล้วการพิจารณาความเค้นในแบบระนาบความเครียดนั้น มักจะพิจารณาความเค้นในระนาบ xy เท่านั้น ทำให้สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้น สมการที่ 2.3 นั้นลดรูปเหลือเป็นเมทริกซ์จัตุรัส

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

2.1.1.2 ปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry problem)

ปัญหาบางอย่างในวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีคุณสมบัติแบบสมมาตร เช่น ฐานรากแผ่รูปวงกลม (Circular footing) เสาเข็ม (Pile) แม้กระทั่งปัญหาในห้องปฏิบัติการเช่น ตัวอย่างการทดสอบ 3 แกน (Triaxial sample) เป็นต้นดังรูป 2.2



รูปที่ 2.2 ตัวอย่างปัญหาสมมาตรรอบแกน (Examples of axis-symmetry problem)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปัญหาดังกล่าวเหมาะสมกับการใช้พิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinates) ซึ่งประกอบไปด้วยทิศทางรัศมี (r , radial direction) ทิศทางรอบรูป (θ , circumferential direction) และทิศทางตั้ง (z , vertical direction) ในทางทฤษฎีแล้ว ถือว่าไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทางรอบรูป θ และการเคลื่อนที่ในทิศทางรัศมี r และทิศทางตั้ง z เป็นอิสระกับทุกทิศทางรอบรูป θ ดังนั้น นิยามของความเครียดในแบบสมมาตรรอบแกน จึงสามารถเขียนได้ว่า

$$\varepsilon_{rr} = -\frac{\partial u}{\partial z}; \varepsilon_{zz} = -\frac{\partial v}{\partial z}; \varepsilon_{\theta\theta} = -\frac{u}{r}; \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0 \quad (2.5)$$

โดยที่ u และ v คือการเคลื่อนที่ในทิศทางรัศมี r และทิศทางตั้ง z ตามลำดับ และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดคล้ายคลึงกับสมการ 1.3 อย่างไรก็ตาม ความเค้นไม่ทราบค่านั้นมีทั้งหมด 4 ตัวแปรด้วยกันคือ $\Delta\sigma_{rr}$, $\Delta\sigma_{zz}$, $\Delta\sigma_{\theta\theta}$, $\Delta\tau_{rz}$ แต่ในทางปฏิบัติความเค้นทิศทางรอบรูปมักจะไม่เป็นที่สนใจจึงทำให้ สมการที่ 1.3 นั้นลดรูปเหลือเป็นเมทริกซ์จัตุรัส

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{rr} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\tau_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{rr} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \\ \Delta\gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

2.1.1.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)

ก่อนหน้านี้ได้กล่าวถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดิน

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (2.7)$$

โดยที่เมทริกซ์ $[D]$ ในสมการข้างต้นนี้อาจจะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคนั้นคือ

1) กรณีระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained) นั่นคือไม่มีแรงดัน น้ำในโพรงดิน (Pore fluid pressure) $\Delta u_f = 0$ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิผลด้วย $\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\}$ และเมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประสิทธิภาพ (Effective constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีดินเป็นวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained Young's modulus, E') และค่าอัตราส่วนปัวซองของแบบระบายน้ำ (Drained Poisson's ratio, ν')

2) กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained) เมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Total constitutive behavior) ตัวอย่าง ในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วนปัวซองของแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u)

ในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) ปริมาณของ ดิน จะไม่มีการเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับที่ดินเป็นวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราส่วนปัวซองของแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า $\nu_u = 0.5$ จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus, K) มีค่าไม่จำกัด (not exist) ดังนั้น ในทางปฏิบัติแล้วมักจะกำหนดอยู่ในช่วงระหว่าง $0.49 < \nu_u < 0.5$ (แนะนำใช้ค่า $\nu_u = 0.499$ สำหรับการคำนวณปกติ)

3) การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress analysis) ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure, Δu_f) แต่ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณีต้องการ ทราบค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน นอกเหนือไปกว่านั้นโดยปกติแล้ว สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักจะนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิภาพ (Effective constitutive law, $[D']$) มากกว่าดังนั้นการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ (Undrained analysis) ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน Δu_f ด้วย ก็จะสามารถคำนวณ การเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิภาพ $\{\Delta\sigma'\}$ ได้ดังแสดงในสมการที่ (2.8)

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (2.8)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่

$$\{\Delta u_f\}^T = \{\Delta u_f \quad \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \quad (2.9)$$

และนำไปเชื่อมต่อกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล $[D']$ ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta \epsilon\}$ ได้ในที่สุดในสมการที่ (2.10)

$$\{\Delta \sigma'\} = [D']\{\Delta \epsilon\} \quad (2.10)$$

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล $[D']$

3.1. การคำนวณแรงดันของเหลว (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหล (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกัน ไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียด ด้วยดังนั้น ถ้าเราพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ (2.8) ไปพร้อมๆกับสมการ (2.7) และ (2.10) เราสามารถเขียนสมการความเค้นและความเครียดได้ว่า

$$[D] = [D'] [D_f] \quad (2.11)$$

โดยที่ $[D_f]$ เป็นเมทริกซ์สติฟเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังสมการ ความสัมพันธ์ในสมการที่ (2.12)

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & & & \\ & 1 & 1 & & 0 & \\ & & 1 & & & \\ & & & 1 & & \\ \text{sym} & & & & 0 & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_{xx} \\ \Delta \epsilon_{yy} \\ \Delta \epsilon_{zz} \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

$$\text{หรือ} \quad \{\Delta u_f\} = [D_f]\{\Delta \epsilon\}$$

เมทริกซ์ $[D_f]$ เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid, K_f) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะในเชิง ปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์ $[D_f]$ จึงมีค่าเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการคำนวณว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เฉพาะ 3x3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังสมการที่ (1.12) โดยที่ K_e เป็นค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่า ของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)

ถ้าดินมีความพรุน n ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน แล้วของไหลจะมีปริมาตรเท่ากับ n และของแข็งจะมีปริมาตรเท่ากับ $1 - n$ และกำหนดให้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของแข็ง (Bulk modulus of soil solid particle) คือ K_s และการเพิ่มความดันของของไหลในมวลดิน Δu_f จะเป็นการเพิ่มทั้งความดันของของไหลและความเค้นประสิทธิผลของของแข็ง ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain, $\Delta \epsilon_v$) สามารถคำนวณได้จากสองส่วน คือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดัง สมการที่ (2.13)

$$\Delta \epsilon_v = n \frac{\Delta u_f}{K_f} + (1 - n) \frac{\Delta u_f}{K_s} \quad (2.13)$$

แต่นิยามของค่า K_e คือ

$$\Delta u_f = K_e (\Delta \epsilon_{xx} + \Delta \epsilon_{yy} + \Delta \epsilon_{zz}) = K_e (\Delta \epsilon_v) \quad (2.14)$$

จากสมการที่ 2.13 และ 2.14 ดังนั้นค่า K_e สามารถเขียนนิยามได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{(1-n)}{K_s}}$$

สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำค่า K_s และ K_f มีค่ามากกว่าสตีเฟนของดินมาก ดังนั้นอาจจะไม่จำเป็นที่ต้องใช้ค่าที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า K_e ด้วยค่า K_f ได้ด้วยคือ $K_e \approx K_f$

บทสรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดคือ

- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ (2.7)

- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ให้ใช้สมการที่ (2.10)

- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ (2.11) ร่วมกับ (2.12)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

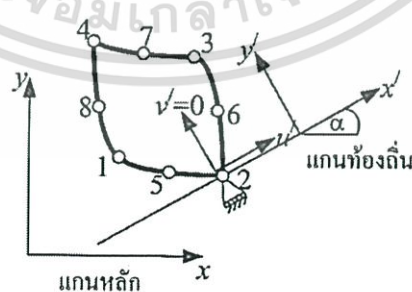
4) เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions) เงื่อนไขขอบคือเงื่อนไขที่นอกเหนือจากเงื่อนไขทางทฤษฎี และเป็นสิ่งจำเป็นที่ใช้อธิบาย ลักษณะปัญหาที่เราจะวิเคราะห์ เราสามารถแบ่งชนิดของเงื่อนไขขอบตามความเกี่ยวข้องในสมการ หลักนั้นคือ

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta F_G\} \quad (2.15)$$

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

แกนท้องถิ่น (Local axes)

เราสามารถใช้ประโยชน์จากแกนท้องถิ่นในการกำหนดเงื่อนไขขอบได้ กล่าวคือเงื่อนไขขอบอาจจะไม่จำเป็นต้องจัดตัวอยู่ในแกนหลัก (Global axes) ดังนั้น การใช้แกนท้องถิ่นที่จัดเรียงตัวขนานและ/หรือตั้งฉากกับเงื่อนไขขอบเพื่ออำนวยความสะดวกสมการเงื่อนไขขอบ จากนั้นเมื่อเราสามารถกำหนดสมการเงื่อนไขขอบสำเร็จแล้วจึงทำการเปลี่ยนแปลงสมการเงื่อนไขขอบที่นิยามอยู่บนแกนท้องถิ่นให้เป็นนิยามบนแกนหลักโดยใช้เมทริกซ์หมุนแกน (Rotational matrix, $[K_G]$) อาจจะทำให้ความเข้าใจหลักการนี้จากตัวอย่างปัญหาในรูปที่ 2.3 สมมติว่าชิ้นส่วน สี่เหลี่ยมชนิด 8 จุดต่อ ซึ่งมีจุดต่อที่ 2 เป็นจุดต่อแบบเลื่อน (Sliding boundary condition) ใน แนวแกน x' ซึ่งทำมุม กับแกนหลัก หรือไม่มี การเคลื่อนที่ในแนวแกน y' ($v' = 0$) ดังรูป



รูปที่ 2.3 เงื่อนไขขอบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมทริกซ์หมุนแกน $[Q]$ ใช้ในการแปลงความสัมพันธ์ที่นิยามบนแกนท้องถิ่นไปเป็นการนิยามบนแกนหลักโดยมีความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

- สำหรับเวกเตอร์การเคลื่อนที่

$$\{\Delta d_E\}_{\text{global}} = [Q]\{\Delta d_E\}_{\text{local}} \quad (2.16)$$

- สำหรับเวกเตอร์แรงภายนอก

$$\{\Delta F_E\}_{\text{global}} = [Q]\{\Delta F_E\}_{\text{local}} \quad (2.17)$$

- สำหรับเมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

$$\{\Delta K_E\}_{\text{global}} = [Q]^T \{\Delta K_E\}_{\text{local}} [Q] \quad (2.18)$$

ตัวอย่างเมทริกซ์หมุนแกน $[Q]$ สำหรับชิ้นส่วนแบบ 4 จุดต่อคือ

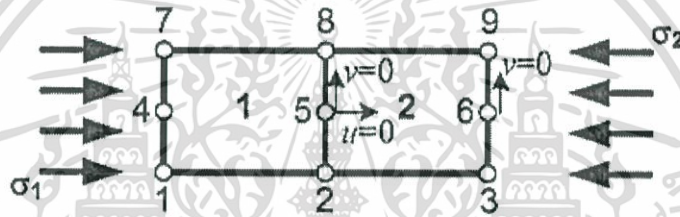
$$[Q] = \begin{bmatrix} \cos \alpha_1 & \sin \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha_2 & \sin \alpha_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin \alpha_2 & \cos \alpha_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_3 & \sin \alpha_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_3 & \cos \alpha_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_4 & \sin \alpha_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_4 & \cos \alpha_4 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

โดยที่มุม α_1 , α_2 , α_3 และ α_4 คือ มุมที่แกนท้องถิ่น ณ จุดต่อที่ 1 2 3 และ 4 กระทบกับแกนหลักในทางปฏิบัติ นั้นเนื่องจากเมทริกซ์หมุนแกน $[Q]$ เป็นแบบมากศูนย์ (Sparse) (คือเมทริกซ์ที่สมาชิกส่วนใหญ่เป็น ศูนย์) และแบบแถบ (Banded) (คือแบบสมาชิกที่ไม่เป็นศูนย์อยู่บริเวณแนวแกนทแยงหลัก ดังนั้นการคูณเมทริกซ์ในสมการที่ (2.16)-(2.18) จึงไม่ยุ่งยากนัก

5. เงื่อนไขขอบด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions)

5.1. การเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า (Prescribed displacement)

มักจะมีการกำหนดค่าเงื่อนไขการเคลื่อนที่สำหรับการเคลื่อนที่ของวัตถุแข็งเกร็ง (Rigid body movement) โดยเฉพาะที่ขอบของปัญหา ในปัญหาสองมิตินั้น การเคลื่อนที่ประกอบไปด้วย 3 ระดับขั้นความเสรีคือ 2 ทิศทางในการเคลื่อนตัว (Translation) และอีก 1 ทิศทางในการหมุน (Rotation) ตัวอย่างการเคลื่อนที่เช่น ในรูปที่ 2.8 สมมติว่าวัสดุเกร็งชิ้นหนึ่งถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม 2 ชิ้น ระดับขั้นความเสรีถูกกำหนดค่าไม่ให้เคลื่อนที่ใน 3 ตำแหน่ง คือ จุดต่อที่ 5 ไม่มีการเคลื่อนที่ทั้งแนวราบและตั้ง $u_5 = 0, v_5 = 0$ ส่วนจุดต่อที่ 6 ไม่มีการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง $v_6 = 0$



รูป 2.4 ตัวอย่างการกำหนดการเคลื่อนที่สำหรับวัตถุแข็งเกร็ง

(Prescribed displacements of rigid body modes)

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงหลักการมาตรฐานในการปรับเปลี่ยนเมทริกซ์หลักนั่นคือ โดยปกติแล้วสมการหลัก (2.20) สามารถเขียนอยู่ในรูปแบบที่แบ่งแยกระหว่างการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่าไว้ $\{\Delta d_p\}$ กับการเคลื่อนที่ที่เป็นตัวแปรอิสระ $\{\Delta d_u\}$ ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} K_u & K_{up} \\ K_{up}^T & K_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta d_u \\ \Delta d_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta F_p \\ \Delta F_p \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

หรืออาจแบ่งเป็นเมทริกซ์การคำนวณย่อย 2 ตัว คือ

เมทริกซ์การคำนวณที่ 1

$$\{\Delta F_p\} = \{K_{up}\}^T \{\Delta d_p\} + [K_p] \{\Delta d_p\} \quad (2.21)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมการที่ (2.21) มีไว้เพื่อปรับเปลี่ยนสมการตามเงื่อนไขการเคลื่อนที่ถูกกำหนดค่า $\{\Delta d_p\}$ จากนั้นก็แก้สมการเพื่อหาผลการเคลื่อนที่การเคลื่อนที่เป็นตัวแปรอิสระ $\{\Delta d_u\}$ จากนั้นก็ทำการคำนวณในส่วนที่ 2

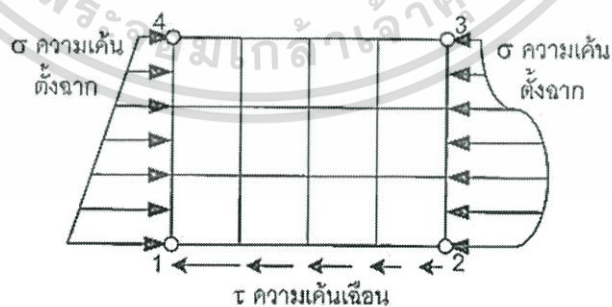
เมทริกซ์การคำนวณที่ 2

$$[K_u]\{\Delta d_u\} = \{\Delta F_u\} - [K_{up}]\{\Delta d_p\} \quad (2.22)$$

สมการที่ (2.22) มีไว้เพื่อคำนวณแรงปฏิกิริยา (Reaction forces) ที่ตำแหน่งที่ถูกกำหนดค่าเคลื่อนที่ในกรณีที่เป็นชิ้นส่วนคานนอกจากระดับความเร็วของการเคลื่อนที่ตัว (Translational degrees of freedom, (u, v)) แล้วอาจจะต้องกำหนดระดับขึ้นความเร็วของการหมุนตัว (Rotational degree of freedom, θ) เช่น กรณีคานยื่น (Cantilever beam)

5.2. เงื่อนไขขอบด้านแรงกระทำที่จุดต่อ (Loading conditions)

ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stress) มักจะต้องแปลงเป็นค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces) เพื่อที่จะเข้าใจในหลักการ เราอาจพิจารณาได้จากตัวอย่างในรูปที่ 2.5 ซึ่งแสดงตัวอย่างเงื่อนไขขอบ 4 ด้านที่กระทำต่อมวลดิน ชั้นหนึ่ง โดยขอบล่าง (ระหว่างจุดที่ 1 ถึงจุดที่ 2) เป็นความเค้นเฉือนแบบลดลงเชิงเส้น (Linearly decreasing shear stress) ขอบล่างด้านขวามือ (ระหว่างจุดที่ 2 ถึงจุดที่ 3 ถึงจุดที่ 4) ไม่มีความเค้นแบบใดกระทำ (Stress-free) และขอบทางด้านซ้ายมือ (ระหว่างจุดที่ 4 ถึงจุดที่ 1) เป็นความเค้นตั้งฉากแบบเพิ่มเชิงเส้น (Linearly increasing normal stress)



รูป 2.5 ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3. การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force calculation)

หลักการคำนวณหาแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force) จากเงื่อนไขความเค้นที่กระทำขอบของปัญหานั้นสามารถสรุปได้ดังนี้ ขั้นแรกจะต้องคำนวณการกระจายความเค้น (Stress distribution) อยู่ในรูปแรงกระทำที่ผิว (Surface traction) ดังสมการที่ (2.23)

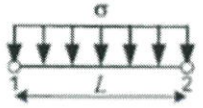
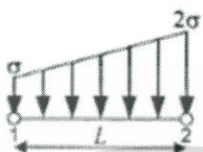

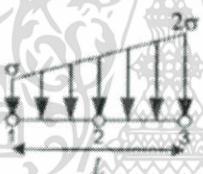
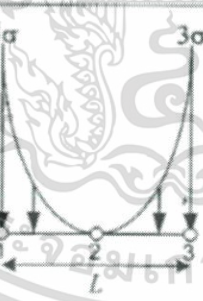
$$\{\Delta T_i\} = \sigma_i \begin{Bmatrix} \cos \alpha_i \\ \sin \alpha_i \end{Bmatrix}$$

(2.23)

หรือ
$$\{\Delta T_i\} = \tau_i \begin{Bmatrix} -\sin \alpha_i \\ \cos \alpha_i \end{Bmatrix}$$

โดยที่เครื่องหมายของความเค้นแนวตั้งฉาก (Normal stress, σ_i) จะมีค่า เป็นบวกในกรณีที่มีความเค้นกระทำทิศทางพุ่งออกจากมวลดิน ส่วนเครื่องหมายของความเค้นเฉือน (Shear stress, τ_i) นั้นจะมีค่าบวกในกรณีที่มีความเค้นกระทำในทิศทางที่ทำให้มวลดินหมุนในทิศทาง ทวนเข็มนาฬิกา และมุม α_i คือมุมแนวการวางตัวของพื้นผิวขอบเทียบกับแกนหลัก และตัวห้อย i นั้น แสดงถึงค่าที่ตำแหน่งของจุดปริพันธ์แบบเกาส์

ตาราง 2.1 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)		$\frac{2}{3}\sigma L$	$\frac{1}{3}\sigma L$
	 ความเค้นแบบพาราโบลิก (Parabolic stress)	$\frac{3}{10}\sigma L$	$\frac{4}{10}\sigma L$	$\frac{3}{10}\sigma L$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่สองเมื่อได้แรงกระทำที่ผิว จากนั้นก็นำไปคำนวณหาเวกเตอร์แรงภายนอก สามารถคำนวณได้จาก

$$\{\Delta F_E\} = \int_A [N]\{\Delta T\}dA \quad (2.24)$$

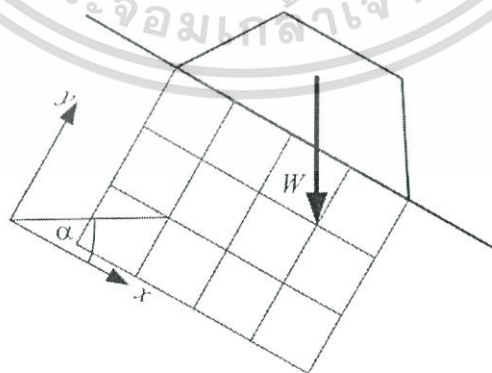
สำหรับชิ้นส่วนแบบ 2 จุดต่อด้านและ 3 จุดต่อด้าน ได้มีการคำนวณค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal force) สำหรับความเค้นแบบง่ายดังแสดงตาราง 2.1

แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก (Body force) แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก อันเนื่องมาจากแรงดึงดูดของโลก (Gravity loading) เป็นแรงที่สำคัญอีกแรงหนึ่งในทางวิศวกรรม ธรณีเทคนิค โดยเฉพาะอย่างยิ่งในงาน ดินถม การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อกระทำโดยหาค่าแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักเสียก่อน แล้วจึง แปลงค่าแรงแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักเป็นเวกเตอร์แรงภายนอกดังสมการ ที่ (2.25) และ (2.26)

$$\{\Delta F\} = \begin{Bmatrix} \Delta F_x \\ \Delta F_y \end{Bmatrix} = \Delta \gamma \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

โดยที่ $\Delta \gamma$ คือหน่วยน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น และมุม α ที่แนวแกนหลักกระทำกับทิศทางแรงดึงดูด

$$\{\Delta F_E\} = \int_V [N]^T \{\Delta T\}dV \quad (2.26)$$



รูป 2.6 ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันทินถม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

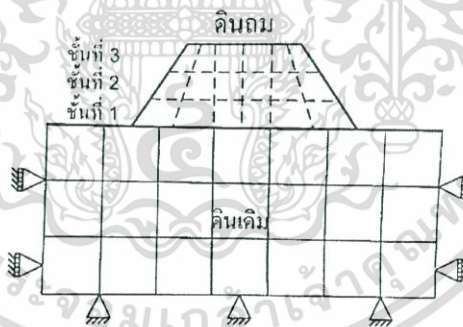
ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักได้แสดงในรูปที่ 2.6 โดยในรูปเป็น ตัวอย่างของคันดินถม ที่ถูกสร้างขึ้นภายหลังจึงทำให้ต้องคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักกดทับ บนมวลดินข้างใต้

6. การก่อสร้างแบบขั้นตอน (Staged construction) กระบวนการก่อสร้างในวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะเกี่ยวข้องกับการเพิ่มหรือลดมวล ดิน นั่นก็คือ งานดินถม (fill) หรืองานขุด (Excavation) กระบวนการก่อสร้างมักจะทำเป็นขั้นตอน เพื่อที่จะลดปัญหาการวิบัติอันแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained failure) ข้อควรระวังในการวิเคราะห์ ปัญหาการก่อสร้างแบบขั้นตอนของงานถมคันดินและงานขุดสามารถสรุปได้ดังนี้

6.1. งานถมคันดิน (Filled embankment)

- ชั้นส่วนวัสดุถม (Filled material) จะต้องจำลองไปพร้อมๆกับปัญหา รวม แต่แรก แต่ควรตั้งค่าไม่ให้เกิดพฤติกรรม (Deactivation) แล้วจึงกระตุ้นให้เกิดพฤติกรรม ใน วิเคราะห์

- วัสดุก่อสร้างควรจะทำเป็นขั้นตอน โดยที่แต่ละชั้นของวัสดุ ก่อสร้างจะจำลองกระบวนการก่อสร้างในแต่ละชั้นตอน ดังรูป 2.7 เพราะว่าพฤติกรรมของวัสดุ ก่อสร้าง หรือดิน ไม้จำเป็นจะต้องเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้น ที่สามารถใช้เทคนิคการรวมค่าความเค้น และความเครียดได้โดยตรง (Superposition)



รูป 2.7 กระบวนการก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment)

- ในระหว่างการก่อสร้าง จะต้องทำการเลือกชนิดความสัมพันธ์ ระหว่าง ความเค้นกับความเครียดให้กับชั้นส่วนของวัสดุก่อสร้าง เพราะในกรณีที่เปลี่ยนชนิดวัสดุ ก่อสร้าง

- พฤติกรรมของความเค้นและความเครียดจะต้องเปลี่ยนไปด้วย เมื่อ การก่อสร้างเสร็จสิ้น แรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักของวัสดุก่อสร้างจะต้องถูกพิจารณา

2.1.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดิน (Constitutive Soil Models)

ก่อนที่วิศวกรจะเลือกใช้แบบจำลองของดิน วิศวกรมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำความเข้าใจกับแบบจำลองของดิน เพราะว่าแบบจำลองของแต่ละแบบย่อมมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และ ยังเหมาะสมกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างออกไป เราสามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดินได้เป็น 2 กลุ่มหลักคือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-plastic models) ข้อดีและข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น เป็นที่ทราบกันดีว่า การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ย่อมไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมของดินได้ทั้งหมด ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึง มุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยม อย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มากคือ มีการพิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบอีลาสโตพลาสติกสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกล ต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาขึ้น โดย Schofield และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมคลีย์ (Modified Cam-clay, MCC model) ประสบความสำเร็จอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องนักของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) กล่าวคือ จะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวคิดหลักโดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิดเนื้อผิวบาวคิง (Bounding surface idea) และแนวคิดที่ 2 คือ แนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple “nest” yield surface model) โดย Mroz และคณะ (1982) แบบจำลองไคเนมาติกฮาร์ดเดนนิง โมดิฟายแคมคลีย์ (Kinematic hardening modified Cam-clay, KHMCC model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

1. ตัวแปรความเค้นและความเครียด (Stress-strain variables)

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดิน (Constitutive soil model) โดยทั่วไปสามารถเขียนอยู่ในรูปของการเปลี่ยนแปลงของความเครียด (Strain increment) ซึ่งเป็นฟังก์ชันการเปลี่ยนแปลงของความเค้น (Stress increment) และ/หรือการเพิ่มขึ้นของเวลา (Time) โดยตัวแปรเวลานั้นจะพิจารณาเฉพาะในกรณีของวัสดุที่ขึ้นการอัตรา (Rate-dependent material) ดังแสดงในสมการ 2.27

$$d\varepsilon = f(d\sigma', dt) \quad (2.27)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ $d\sigma'$ และ dt คือ การเปลี่ยนแปลง ความเค้นประสิทธิผลกับเวลาตามลำดับ อย่างไรก็ตามแบบจำลองของดิน โดยส่วนมากมักถูกพัฒนามาจากผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยมีเงื่อนไขของความเค้นแบบระนาบความเครียด (Plan strain) ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมักจะนำเสนอโดยใช้พารามิเตอร์ความเค้นและความเครียดแบบเฉพาะ

2. แบบจำลองอีลาสติก (Elastic model)

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

3. แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple elasto-plastic model)

ดังอธิบายถึงข้อจำกัดของแบบจำลองอีลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งความเครียดแบบอีลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้น จึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกนั้นตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิติ (Plastic theory) โดยทฤษฎีนี้ จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function, f) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก

กล่าวคือ วัสดุจะมีพฤติกรรมพลาสติกเฉพาะภายใต้ความเค้นที่อยู่ในพื้นผิวคราก (Yield surface) ดัง รูปที่ 2.7 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule) ดังแสดงใน สมการที่ 2.28

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.28)$$

โดยที่ ε_{ij}^p คือความเครียดพลาสติกที่เพิ่มขึ้นและ $d\lambda$ เป็นค่าคงตัวสำหรับการแปรผัน จะสังเกตได้ว่าอนุพันธ์บางส่วน (Partial differentiation) จะมีทิศทางตั้งฉากกับฟังก์ชันคราก f จึงทำให้เวกเตอร์ความเครียดพลาสติกส่วนเพิ่ม (Incremental plastic strain vector) จะมีทิศทางตั้งฉากกับ ฟังก์ชันคราก f ด้วยเหมือนกัน บางครั้งเราจะเรียกความสัมพันธ์แบบนี้ว่ากฎการตั้งฉาก ซึ่งฟังก์ชัน ครากนั้นอาจนิยามว่าเป็นฟังก์ชันความเค้น ความเครียด หรือความเครียดพลาสติกก็ได้ ดังแสดงในสมการที่ 2.29

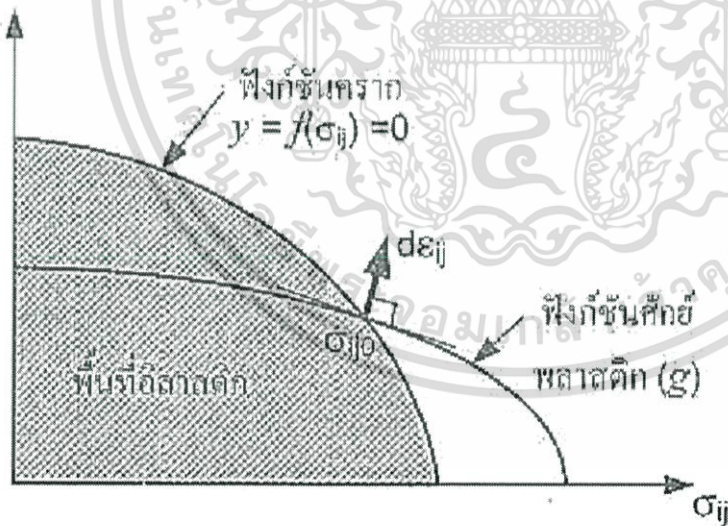
$$y = f(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^p) \quad (2.29)$$

ในบางกรณีกฎการไหลแบบสอดคล้อง (Associated flow rule) อาจจะทำให้ความเครียดพลาสติก หรือทิศทางไม่ตรงกับพฤติกรรมที่แสดงในห้วงปฏิบัติการ ดังนั้นอาจจะจำเป็นต้องนิยามค่าฟังก์ชัน ศักย์พลาสติก (Plastic potential function, g) ขึ้นมาใช้ในการหาค่าความเครียดพลาสติกแทนการ หาค่าความเครียดพลาสติกโดยตรงจากฟังก์ชันคราก การนิยามแบบนี้ก็ทำแบบเดียวกับการนิยาม ฟังก์ชันครากแต่ต่างกันที่ฟังก์ชันนี้จะเปลี่ยนแปลงไปตามความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณ ความเครียด พลาสติกดังนี้ในสมการที่ 2.30

$$g = g(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^p) \quad (2.30)$$

ซึ่ง σ_{ij} คือความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณความเครียดพลาสติก โดยกฎการไหลที่คำนวณด้วย ฟังก์ชัน ศักย์พลาสติกนี้เราจะเรียกว่า กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule) ดัง แสดง ในสมการที่ 2.31 โดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้องนี้อาจจะจำลองโดยใช้ภาพประกอบดัง แสดงในรูป ที่ 2.8

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.31)$$



รูป 2.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง
(Non-associated flow rule)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์นี้ เป็นที่นิยมมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจาก การทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่ว่าจะเป็นการทดสอบกล่องแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test) หรือว่าการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-Test) ผลการทดสอบทั้งสองจะนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมนำตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, σ') และ ความเค้นเฉือน (Stress, τ) ดังสมการ 2.32

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi' \quad (2.32)$$

โดยค่า c' และ ϕ' คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมแรงเสียดทาน (angle of frictional resistance) และดัชนีค่า f หมายถึงภาวะวิบัติ (Failure) ในบางครั้ง การพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plan strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไข มอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s', t) ได้คือ

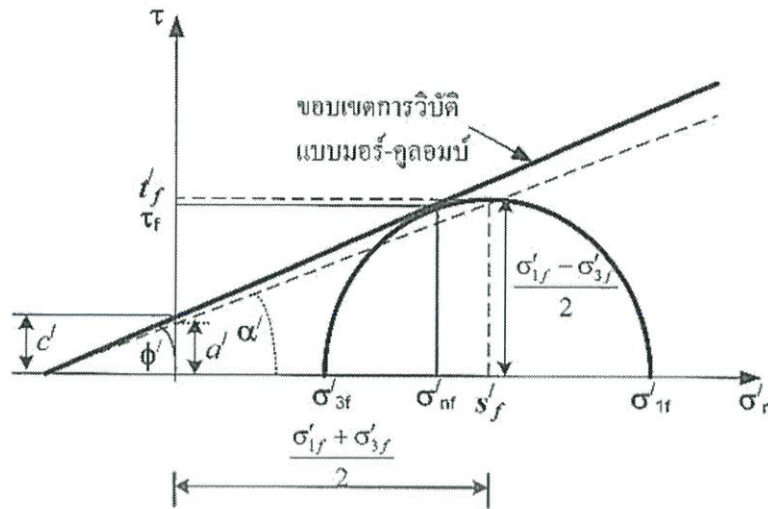
$$t = a' + s'_f \tan \alpha' \quad (2.33)$$

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

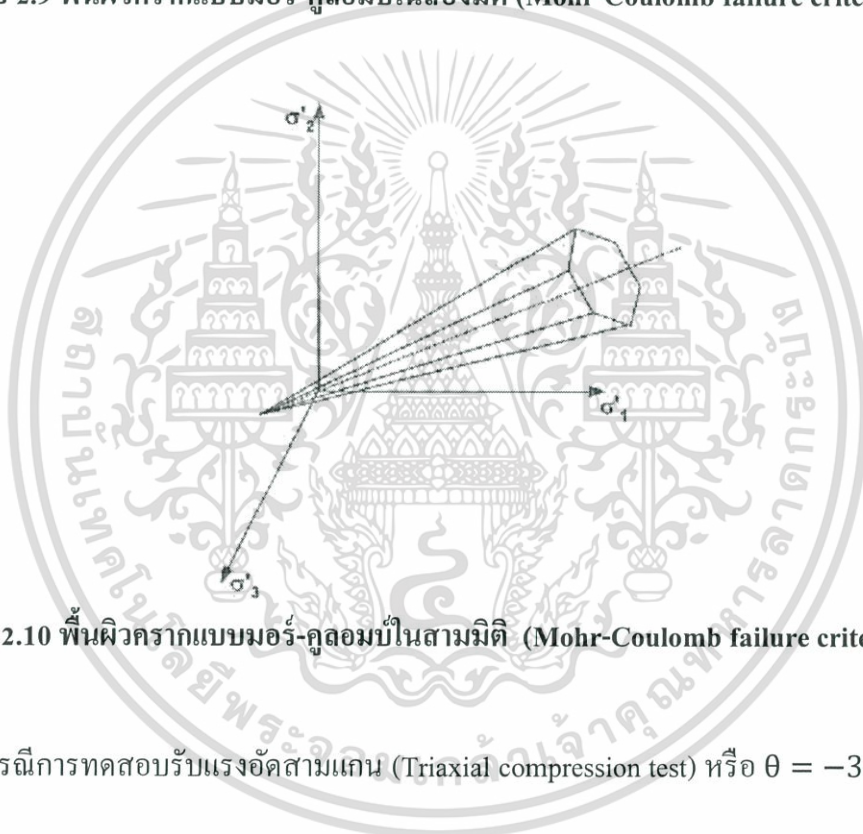
เนื่องจากการนิยามความเค้นความเครียดแบบสองมิติ อาจจะไม่สะดวกในการนำไปคำนวณ โดยวิธีเชิงตัวเลข ดังนั้นถึงมีความจำเป็นจะต้องดัดแปลงฟังก์ชันครากที่นิยามในสองมิติให้เป็นการนิยามในสามมิติ โดย Potts และ Zdravko Vic (1999) ได้นิยามฟังก์ชันว่า

$$\sqrt{3j_2} = (p' + \frac{c'}{\tan \phi'})M \quad (2.34)$$

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



รูป 2.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)



รูป 2.10 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)

- กรณีการทดสอบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) หรือ $\theta = -30^\circ$

$$M = M_c = \frac{6 \sin \phi'_{TC}}{3 - \sin \phi'_{TC}} \quad (2.35)$$

- กรณีการทดสอบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) หรือ $\theta = +30^\circ$

$$M = M_E = \frac{6 \sin \phi'_{TE}}{3 + \sin \phi'_{TE}} \quad (2.36)$$

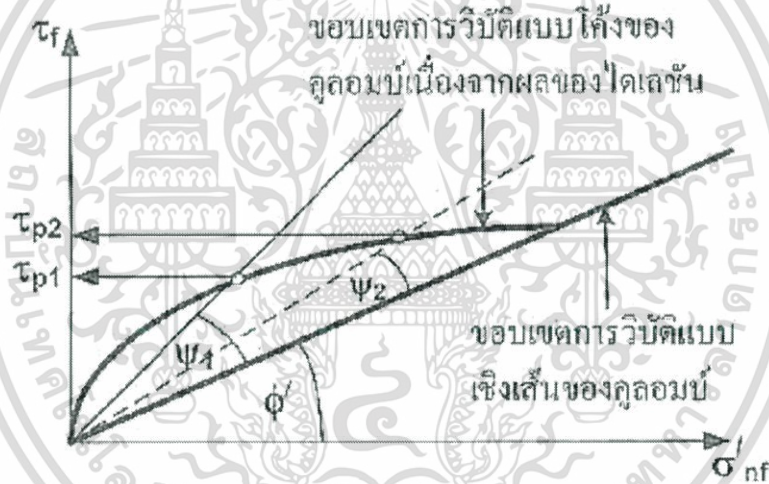
โดยที่ ϕ'_{TC} และ ϕ'_{TE} คือค่ามุมแรงเสียดทานทดสอบสามแกนแบบอัดและดึงตามลำดับ

รูปที่ 2.10 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ที่นิยามในสามมิติ แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีความเอกซารีนเป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจาก สามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในวัสดุได้ และยิ่งไปกว่านั้นสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียง อนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติ แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไคเลชันด้วยเหมือนกัน ในรูปที่ 2.11 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมไคเลชัน, ψ ซึ่งแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi') \quad (2.37)$$

โดยที่ค่ามุมไคเลชัน, ψ จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่า กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับค่าความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวรากลแบบมอร์-คูลอมบ์ จึงเป็นเส้น โค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูป 2.11 ผลของมุมไคเลชันต่อพื้นผิวรากลแบบมอร์-คูลอมบ์

สำหรับการคำนวณความเครียดแบบพลาสติกจะต้องใช้กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Nonassociated flow rule) กล่าวคือจะต้องนิยามฟังก์ชันศักย์พลาสติก (Plastic potential, g) ดังใน สมการที่ 2.38

$$\text{Yield function} : \sqrt{3j_2} = \left(p' + \frac{c'}{\tan \phi'}\right) M(\phi) \quad (2.38)$$

$$\text{Plastic potential function} : \sqrt{3j_2} = \left[\left(p' + \frac{c'}{\tan \phi'}\right) \frac{M(\phi_0)}{M_g(\phi_0)} - p'_0 + p'\right] M_g(\theta)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

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-คูลอมบ์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับความเค้น ประสิทธิผลเฉลี่ย p' หรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อย่างไรก็ตาม อาจจะมีข้อจำกัดอื่นเนื่องมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ซึ่งทำให้ กำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงนำไปสู่การใช้แบบจำลองแบบต่อเนื่อง

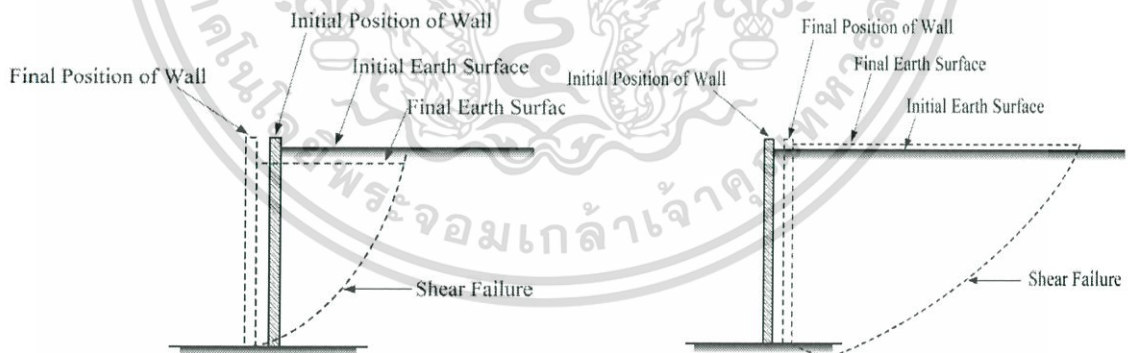
2.2 แรงดันดินด้านข้าง (LATERAL EARTH PRESSURE)

2.2.1 การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดิน

การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดินเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินที่รับแรงด้านข้างจากชั้นดิน เช่น ผนังชั้นใต้ดิน อ่างเก็บน้ำ เป็นต้น ดังนั้นขนาดและทิศทางของแรงดันด้านข้างเป็นข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการใช้ออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยมากเพียงพอ

ประเภทของแรงดันดินด้านข้างแบ่งออกได้ 3 ประเภท

- 1) ความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure)
- 2) ความดันดินที่สถานะ Active (Active earth pressure)
- 3) ความดันดินที่สถานะ Passive (Passive earth pressure)



รูป 2.12(a) ความดันดินด้านข้างในสถานะ

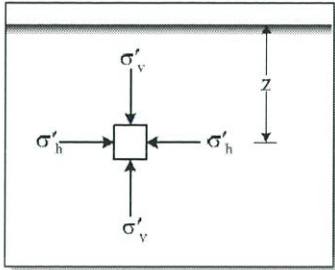
Active

รูป 2.12(b) ความดันดินด้านข้างในสถานะ

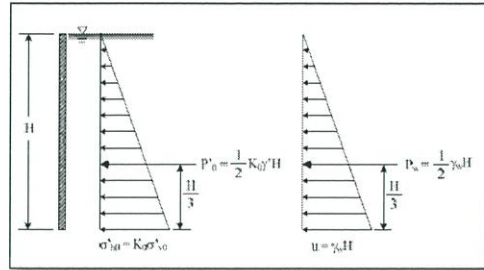
Passive

ความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง หมายถึง ความดันด้านข้างที่กระทำต่อผนังโครงสร้างของดิน โดยที่ผนังและมวลดินไม่มีการเคลื่อนตัว ความดันดินในกรณีเช่นนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังกำแพงดินที่มีความหนามากและแทบจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ดินที่สัมผัสกับเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำแพงจะไม่เกิดความเครียดด้านข้าง ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินด้านข้างจะมีขนาดอยู่ระหว่างความดันดินที่สภาวะ Active และ Passive



รูป 2.13 ความดันดินที่ความลึก z



รูป 2.14 การกระจายความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและ ความดันน้ำ

พิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก z ถ้ามวลดินอยู่ที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะเกิดการทรุดตัวในแนวดิ่งเมื่อมีน้ำหนักกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน สภาพเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลด้านหลังกำแพงกันดินที่หนาและเรียบและไม่มีการเคลื่อนตัว ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ ประสิทธิผลต่อความยาว 1 หน่วย สามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \tag{2.39}$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H \tag{2.40}$$

$$P'_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H \tag{2.41}$$

เมื่อ σ'_h คือ ความดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง P_0 คือ แรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผล ที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย K_0 คือสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of earth pressure at rest) γ' คือหน่วยน้ำหนักประสิทธิผล (Submerged unit weight) และ H คือ ความสูงของกำแพง

ความดันดินด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure, σ_h) ที่กระทำต่อกำแพง เท่ากับผลรวมของความดันดินด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure, σ'_h) และความดันน้ำ (Pore pressure, u)

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \tag{2.42}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความเค้นรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำ

$$P_h = P'_o + P_w \quad (2.43)$$

เมื่อ P_h คือแรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง และ P_w คือแรงดันน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (K_o) คืออัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล โดยทั่วไป K_o จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่า K_o อาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0 สำหรับทราย K_o จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่น และ 0.5 สำหรับทรายหลวม

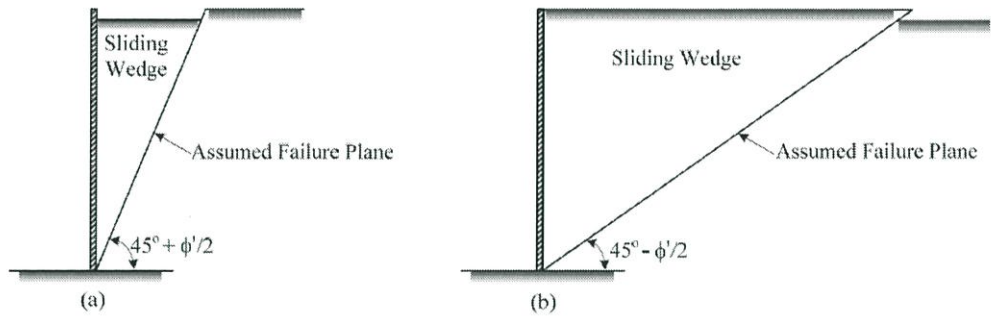
การหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สถานะอยู่นิ่งในสนามกระทำได้ยาก Jaky (1944) ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า K_o ในดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินทรายดังนี้

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (2.44)$$

2.2.2 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของแรงกิ้น(RANKINE EARTH PRESSURE)

ทฤษฎีของ Rankine สำหรับหาความดันดินด้านข้างตั้งอยู่บนสมมติฐานหลักสามข้อ ดังนี้

- 1) ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Adhesion) หรือความเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับผนัง (ผนังเรียบ)
- 2) ความดันดินด้านข้าง ใช้ได้เฉพาะกับกำแพงที่ตั้งอยู่ในแนวตั้ง การวิบัติของดินถูกสมมติให้เป็นการไหลของลิ่มตลอดแนวระนาบวิบัติ ซึ่งอยู่ในรูปของมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle, ϕ')

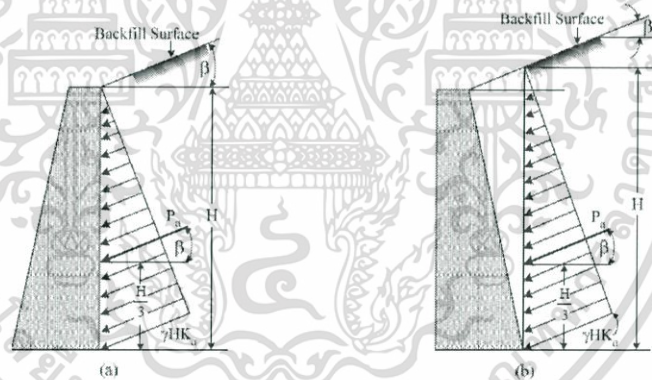


ระนาบการวิบัติที่ถูกสมมติขึ้นตามทฤษฎีของ Rankine

รูป 2.15(a) Rankine active state

รูป 2.15(b) Rankine passive state

3) ความดันดินด้านข้างมีขนาดเพิ่มขึ้นเป็นฟังก์ชันเส้นตรงกับความลึก และแรงผลักเนื่องจากความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง ซึ่งวัดจากฐานของกำแพงกันดินถึงระดับดินถม และทิศทางของแรงผลักนี้ขนานกับผิวของดินถม



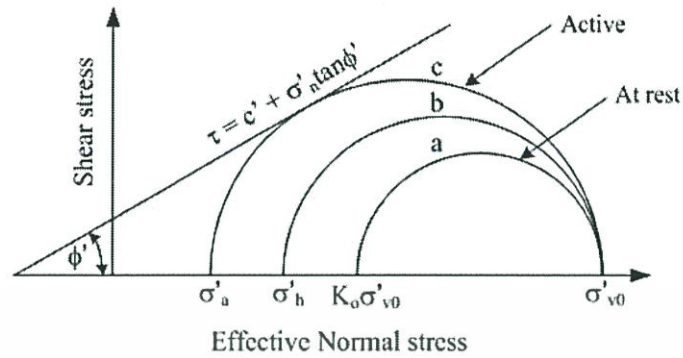
รูป 2.16 ความดันดินด้านข้างทฤษฎี Rankine

(a) Back side vertical, (b) Back side inclined

สำหรับดินเม็ดหยาบด้านหลังกำแพงกันดิน ที่สภาวะเริ่มต้น ดินจะอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) สถานะของความเค้นประสิทธิผลแสดงได้ดังวงกลม a (รูปที่ 2.6) เมื่อกำแพงกันดินเริ่มเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนจะมีค่าน้อยลง ขณะที่ ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าประมาณคงที่ ทำให้วงกลมมอร์มีขนาดใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ ตามการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน และสัมผัสเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) โดยมีค่าความดันดินด้านข้างประสิทธิผลเท่ากับ σ'_a ค่าความดันนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ของ Rankine (Rankine effective active pressure) ระบายวิถีที่เกิดขึ้นในมวลดินจะทำมุม $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ องศา กับแนวนอน



รูป 2.17 วงกลมมอร์สถานะของความเค้นประสิทธิผลที่ 3 สถานะ

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักใหญ่และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผลที่จุดวิกฤติคือ

$$\sigma'_{a_1} = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.45)$$

ความเค้นหลักใหญ่ประสิทธิผล (σ'_1) เท่ากับ σ'_v และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผล (σ'_3) เท่ากับ σ'_a

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.46)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.47)$$

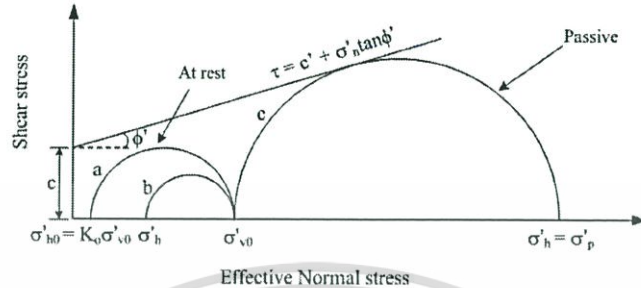
เมื่อ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สถานะ Active ของ Rankine

ถ้ากำแพงกันดินเคลื่อนที่เข้าหามวลดิน มวลดินจะเกิดการอัดตัวและมีค่าความดันในแนวนอนเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเกิดสถานะพลาสติก (Plastic state) ที่สถานะนี้ความดันดินด้านข้างประสิทธิผลจะมีค่ามากที่สุดซึ่งเท่ากับความดันด้านข้างประสิทธิผลที่สถานะ Passive (σ'_p) ในขณะที่ความดันในแนวตั้งจะมีค่าประมาณคงที่

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.48)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ Passive ของ Rankine



รูป 2.18 วงกลมมอร์สถานะของความเค้นประสิทธิผลที่ 3 สภาวะ

สำหรับกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวในสภาวะไม่ระบายน้ำ ความดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยขอบเขตความแข็งแรงรวม ซึ่งมุมเสียดทานภายในมีค่าเท่ากับศูนย์ ($\phi_u = 0$) ดังนั้น ความดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ Active และ Passive สามารถคำนวณได้จาก

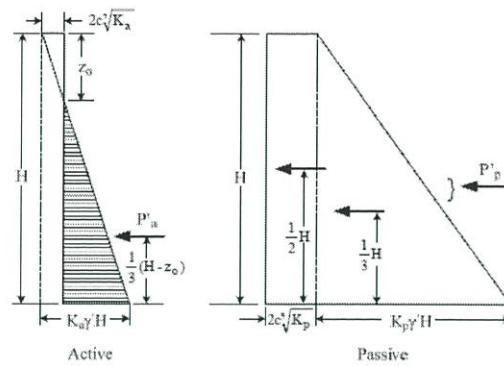
$$\sigma'_a = \sigma'_v - 2S_u \quad (2.49)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v + 2S_u \quad (2.50)$$

เห็นว่าความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ Active และ Passive มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกในฟังก์ชันเส้นตรง (Linear function) ถ้า $c' = 0$ การกระจายของความดันดินที่สภาวะ Active จะมีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยมที่มีจุดยอด ($\sigma'_a = 0$) อยู่ที่ผิวดิน แต่เมื่อ c' มีค่ามากกว่า 0 ค่าของ σ'_a จะมีค่าเป็นลบที่ผิวดินและมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ความลึก Z_0 ระยะจากผิวดินจนถึง Z_0 เรียกว่า โซนแรงดึง (Tension zone) เมื่อ $\sigma'_a = 0$ จะได้

$$Z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} \quad (2.51)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.19 รูปแสดงแผนภูมิแรงดัน

สำหรับดินถมที่เป็นดินเหนียวในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\varphi = 0$) โชนแรงดึงสามารถเขียนในรูปของพารามิเตอร์กำลังรวมได้ดังนี้

$$Z_0 = \frac{2S_u}{\gamma} \quad (2.52)$$

สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเมื่อผิวของดินถมทำมุม β กับแนวนอนสามารถหาได้ดังสมการต่อไปนี้

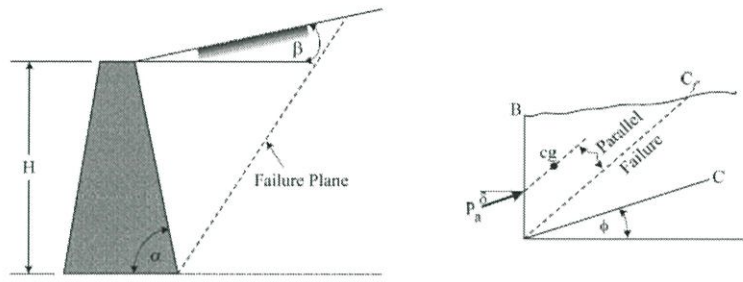
$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.53)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.54)$$

2.2.3 ทฤษฎีของ Coulomb

ทฤษฎีของ Coulomb สำหรับการหาความดันดินด้านข้างได้ถูกพัฒนาขึ้นก่อนทฤษฎีของ Rankine ซึ่งสามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินที่มีความเสียดทาน ระบายการวิบัติเริ่มจากฐานของกำแพงกันดิน ตำแหน่งของแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินที่สภาวะ Active หาได้จากการลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ่มขนานกับระนาบวิบัติ จุดตัดของเส้นตรงนี้กับผนังกำแพงกันดินคือตำแหน่งของแรงลัพธ์ ทิศทางของแรงลัพธ์ทำมุม δ กับเส้นซึ่งตั้งฉากกับด้านหลังของผนัง เมื่อ δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.20 รูปแสดงแบบจำลองทฤษฎีของ coulomb

สมการสำหรับการคำนวณความดันดินด้านข้างประสิทธิผลของ Coulomb มีดังต่อไปนี้

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.55)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.56)$$

เมื่อ α คือมุมด้านหลังกำแพงกันดินที่กระทำกับแนวราบ δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน และ β คือมุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ

$$P'_p = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_p \quad (2.57)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.58)$$

เนื่องจากทฤษฎีของ Coulomb เป็นวิธีที่ใช้หาความดันดินด้านข้างโดยใช้สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ดังนั้น วิธีการนี้จึงไม่สามารถใช้กับดินถมที่มีน้ำหนักภายนอกมากระทำ

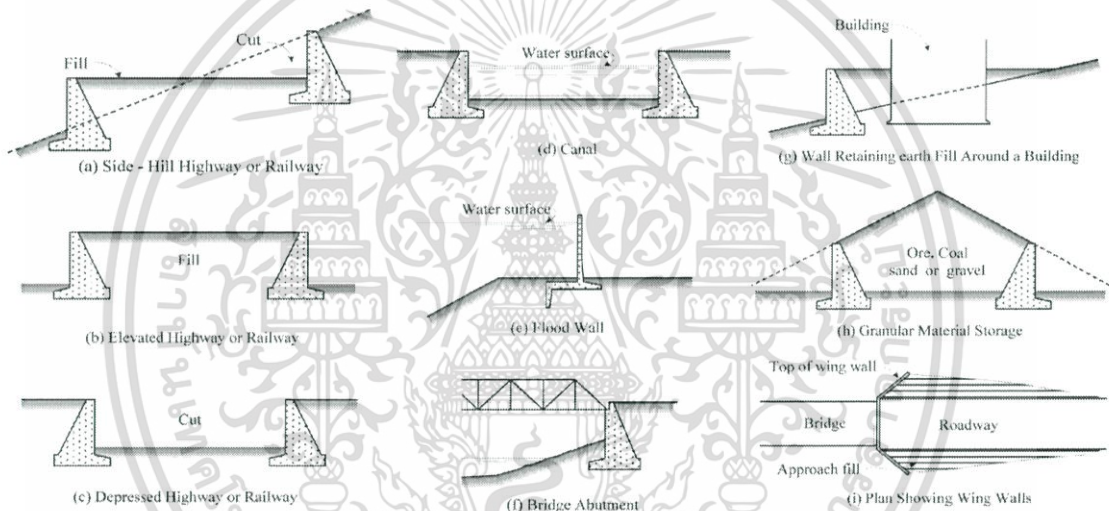
ทฤษฎีของ Rankine และ Coulomb สมมติว่าระนาบวิบัติเป็นแนวเส้นตรง สมมติฐานนี้มีได้เป็นจริงเสมอไป ที่สภาวะ Active ความดันดินที่คำนวณมีความแตกต่างจากความเป็นจริงไม่มากนัก แต่ที่สภาวะ Passive ผลคำนวณมีความแตกต่างค่อนข้างสูง และให้ผลคำตอบที่ไม่ปลอดภัย (ผลคำนวณมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงมาก) Terzaghi (1954) พบว่าที่สภาวะ Active ระนาบวิบัติมีลักษณะเกือบเป็นแนวเส้นตรง ก็ต่อเมื่อมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดิน (δ) มีค่าน้อยกว่า $\phi'/3$ แต่อย่างไรก็ตาม ระบายวิธีที่สถานะ Passive จะมีความแตกต่างจากสมมติฐานของ Rankine และ Coulomb อย่างมาก เมื่อมุม δ มีค่ามากกว่า $\phi'/3$

2.3 โครงสร้างกันดิน (Retaining structure)

กำแพงกันดิน (Retaining Wall) คือ กำแพงที่ใช้ต้านทานแรงดันทางด้านข้าง ของดินหรือของไหล เช่น น้ำ และต้านทานแรงจากน้ำหนักกดทับจากผิวบน เช่น น้ำหนักของขยวดยานพาหนะ บางครั้งยังทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินซึมเข้าสู่ชั้นใต้ดินของอาคาร การประยุกต์ใช้โครงสร้างกันดินในงานวิศวกรรมมีมากมาย อาทิเช่น งานดินถม งานดินขุดงานสะพาน และโครงสร้างกันน้ำท่วม โครงสร้างกันดินส่วนมากจะเป็นกำแพงกันดินที่สร้างจากคอนกรีต

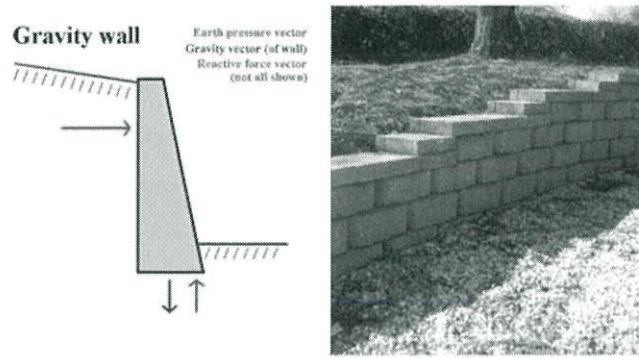


รูป 2.21 รูปแบบการใช้งานโครงสร้างกันดิน

2.3.1 รูปแบบกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินมีหลายลักษณะสามารถแบ่งประเภทตามลักษณะการก่อสร้างได้ดังนี้

- 1) Gravity wall เป็นต้นแบบ และรูปแบบมาตรฐานของกำแพงกันดิน โดยจะใช้น้ำหนักของตัวกำแพงในการต้านแรงดันของดิน ถือว่าเป็นรูปแบบของกำแพงกันดินที่เก่าแก่ที่สุด เหมาะสำหรับกันดินในงานจัดสวน กันดินริมตลิ่งหรือเชิงเขาเพื่อป้องกันดินถล่มหรือดินสไลด์



รูป 2.22(a) กำแพงกันดิน Gravity wall

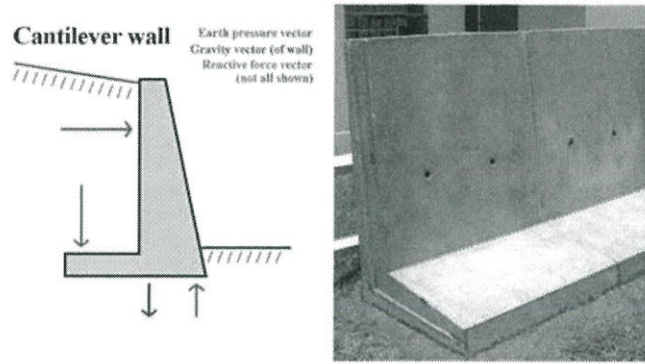
- 2) Piling Wall เป็นกำแพงกันดินที่ต้องใช้เสาเข็มยาวตอกลงไปเป็นระยะตามแนวกำแพงกันดิน และใช้แรงดันจากดินใต้ระดับดินด้านที่ต่ำกว่าทั้งสองฝั่งในการรับแรงดันจากดินด้านที่สูงกว่า เหมาะสำหรับการสร้างกำแพงกันดินในกรณีที่มีการจำกัดพื้นที่สำหรับทำงาน ไม่สามารถเข้าไปทำการก่อสร้างบริเวณฝั่งตรงข้ามได้



รูป 2.22(b) กำแพงกันดิน Piling Wall

- 3) Cantilever Wall เป็นรูปแบบที่พัฒนามาจากหลักการของกำแพงกันดินแบบ Gravity Wall แต่เพิ่มคานด้านล่างยื่นเข้าไปในดินฝั่งที่มีระดับสูงกว่า เพื่อให้สามารถรับแรงดันได้ดียิ่งขึ้น เหมาะสำหรับการป้องกันดินริมตลิ่งหรือเชิงเขาที่ต้องการความมั่นคงสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.22(c) กำแพงกันดิน Cantilever Wall

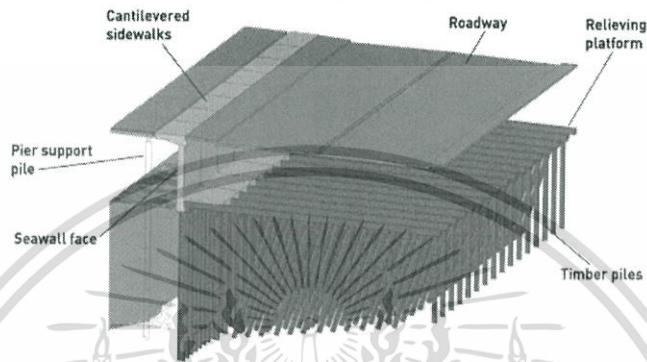
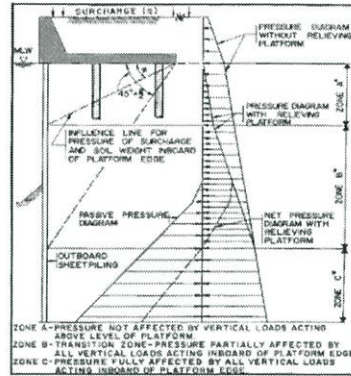
- 4) Anchored Wall เป็นกำแพงกันดินที่ใช้สมอยึดกำแพงเพื่อเพิ่มแรงต้านให้กับกำแพง สามารถประยุกต์ไปใช้สำหรับช่วยเพิ่มแรงต้านให้กับกำแพงกันดินรูปแบบอื่นได้ เพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงดันของกำแพงกันดิน โดยเฉพาะกับกำแพงกันดินที่เราสร้างไว้แล้ว



รูป 2.22(d) กำแพงกันดิน Anchored Wall

- 5) Relieving platform เป็นกำแพงกันดินที่มีลักษณะคล้ายกับกำแพงกันดินข้างต้น แต่มีโครงสร้างพื้นเพิ่มด้านใต้ดินเพื่อช่วยรับแรงจากน้ำหนักที่กระทำด้านบนกำแพง ให้กระจายแรงลงสู่เสาเข็ม ช่วยให้กำแพงรูปแบบนี้มีความสามารถรับแรงได้มาก แต่อาจมีค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูง

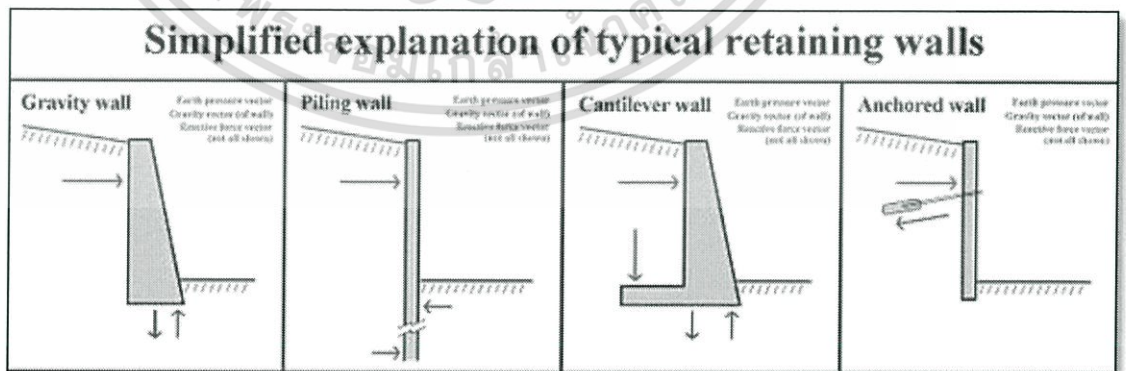
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.22(e) กำแพงกันดิน relieving platform

2.3.2.เสถียรภาพของกำแพงกันดิน

เสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของตัวเอง กำแพงกันดินชนิดนี้จึงถูกเรียกว่า Gravity wall ในกรณีที่กำแพงกันดินมีความสูงมาก แรงดันดินด้านข้างมีแนวโน้มที่จะทำให้กำแพงกันดินพลิกคว่ำ (Overturning) เพื่อความประหยัด อาจเลือกใช้กำแพงกันดินชนิด Cantilever wall ซึ่งมีฐานยื่นออกมาอยู่ใต้ดินถม น้ำหนักของดินถมที่อยู่เหนือฐานนี้จะช่วยป้องกันการพลิกคว่ำ



รูป 2.23 ลักษณะแรงที่กระทำต่อโครงสร้างกันดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อมีการถมดินด้านหลังกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัว เพื่อป้องกันการพลิกคว่ำของกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะถูกสร้างให้มีความชันเอียงด้านหน้า ความชันนี้เรียกว่า Batter วัสดุที่ใช้ถมด้านหลังกำแพงกันดินเรียกว่า Backfill จะต้องเป็นวัสดุเม็ดหยาบที่มีความซึมผ่านสูงเช่น ทราย กรวด หรือหินบด (Broken stone)

1. การวิบัติของกำแพงกันดิน

การออกแบบกำแพงกันดินต้องคำนึงถึงสิ่งสำคัญสองประการดังนี้

- 1.1) กำแพงต้องมีเสถียรภาพภายนอก (External stability) ซึ่งหมายความว่ากำแพงกันดินต้องตั้ง

ตั้งในตำแหน่งเดิม

- 1.2) กำแพงกันดินต้องมีเสถียรภาพภายใน โดยต้องความสามารถต้านความเค้นที่เกิดขึ้นภายใน

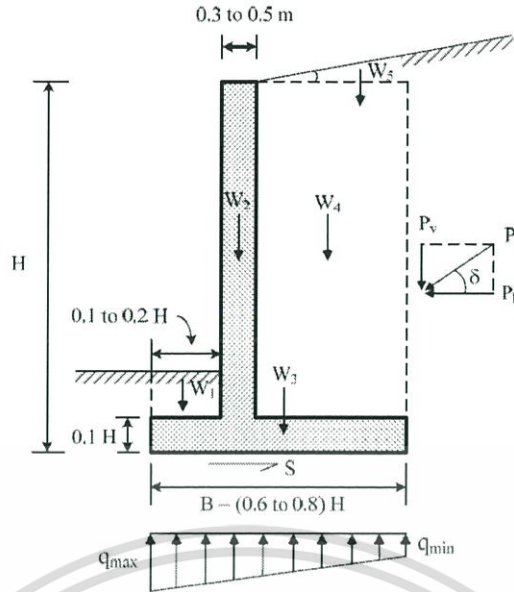
โครงสร้างโดยปราศจากการพังทลาย



รูป 2.24 (a) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายนอก รูป 2.24(b) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายใน

2.3.2.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

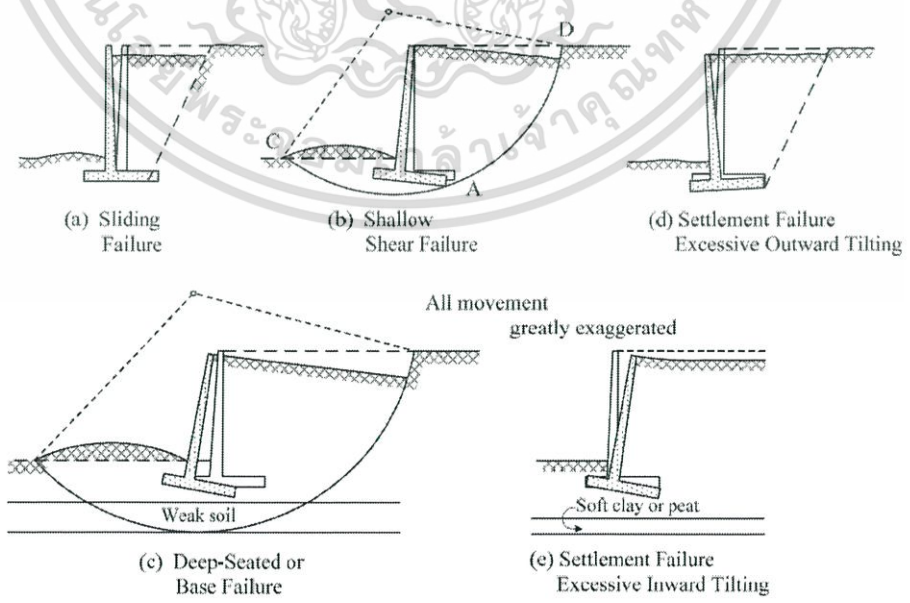
วิธีการออกแบบกำแพงกันดินด้านการวิบัติภายนอก คือ การสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินดังรูป และทำการตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงถ้าพบว่าเสถียรภาพของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน



รูป 2.25 แสดงแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก เมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก) และการพลิกคว่ำ

การออกแบบเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักการความสถิตย์ (Law of statics) สำหรับการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งนั้นอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory)



รูป 2.26 รูปแบบการพิบัติของกำแพงกันดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล

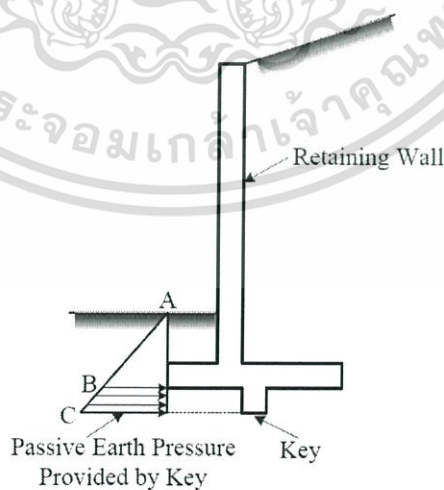
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถลคือผลคูณของแรงลัพธ์ในแนวตั้งที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน ส่วนแรงที่กระทำให้เกิดการลื่นไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน Backfill แรงต้านทานการลื่นไถล (S) สามารถคำนวณได้จาก

$$\text{สำหรับฐานรากที่เป็นทราย} \quad s = \sum V \tan(0.67\phi')$$

$$\text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเหนียว} \quad s = \frac{2}{3} S_u B$$

$$\text{เมื่อ } \sum V = W_1 + W_2 + \dots + W_i + P_v$$

ถ้าในการออกแบบพบว่กำแพงกันดินแบบฐานเรียบ (Flat-bottomed wall) มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่เป็นไปตามที่ต้องการ อาจทำการสร้างตัวต้านทานการลื่นไถลที่เรียกว่า Key ที่ฐานของกำแพงกันดิน ดินด้านหน้าของ Key ทำหน้าที่ต้านทานการลื่นไถลในสถานะของความดันที่สภาวะ Passive ดังแสดงโดยโซน BC แต่อย่างไรก็ตาม ดินด้านหน้าของ Key อาจจะหายไปเนื่องจากการกัดเซาะ ดังนั้น ตัว Key นี้จะมีประสิทธิผลอย่างมากถ้าถูกสร้างได้ดินแข็งหรือหิน



รูป 2.27 แสดงแรงต้านที่กระทำเนื่องจากด้าน passive

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำหาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment,) ต่อโมเมนต์ทั้งหมดที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำและโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมดสามารถคำนวณได้จาก

$$M_o = P_h \times \frac{H}{3}$$

$$\sum M_r = M_{r1} + M_{r2} + \dots + M_{r5} + (P_v \times B)$$

เมื่อ $M_{ri} = W_i x_i$

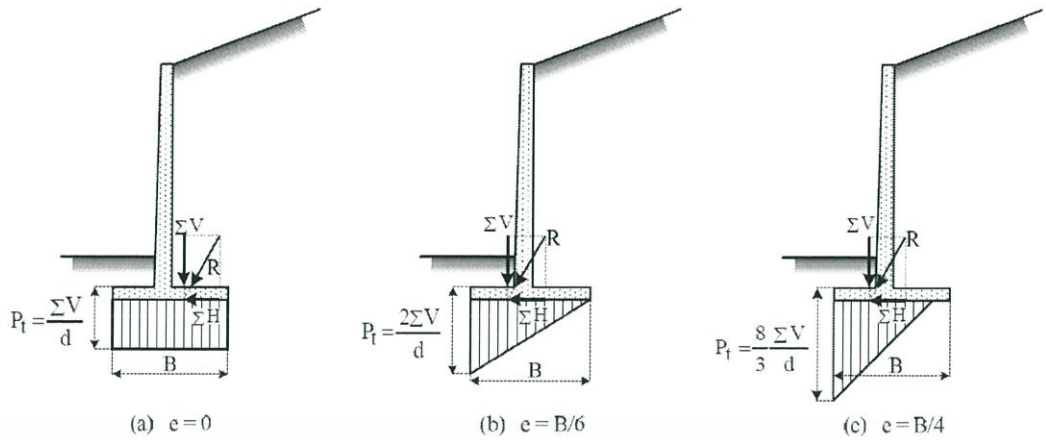
x_i คือระยะในแนวนอนที่วัดจากจุด Toe จนถึง W_i

3) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติ

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้ความเค้นในดินใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ

4) ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก

ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก สามารถคำนวณได้จากสมการด้านล่าง จากประสบการณ์การออกแบบ ควรทำการตรวจสอบการเสถียรภาพเนื่องจากการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้จะเป็นตัววิกฤติที่สุด



รูป 2.28 แรงที่กระทำใต้ฐานกำแพงกันดิน

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6}$$

$$q_{max} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < q_{all}$$

$$q_{min} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0$$

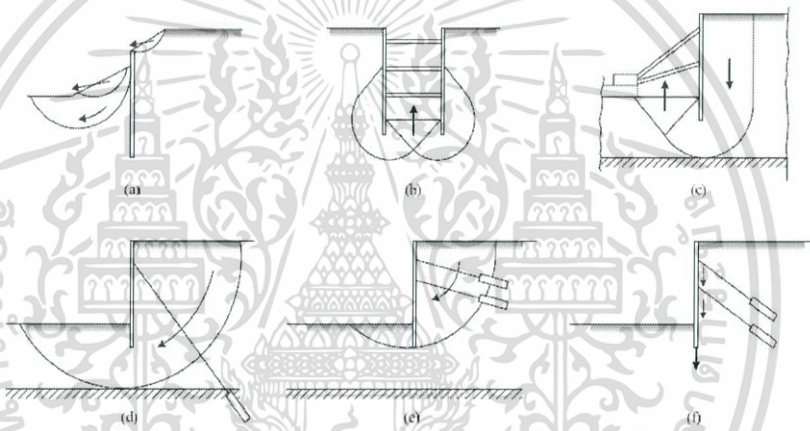
ตาราง 2.2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินควรมิ่น้อยกว่าค่าที่แสดง

กรณี	อัตราส่วนความปลอดภัย	หมายเหตุ	อ้างอิง
การดินไถล	1.5	สำหรับกรณีที่พิจารณาความดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ที่ด้านหน้าของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)
	2.0	สำหรับกรณีที่พิจารณาความดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ที่ด้านหลังของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)
การพลิกคว่ำ	1.5	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดหยาบ	Teng (1962)
	2.0	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดละเอียด	Teng (1962)
วิบัติแบบกำลังรั้งแรงเสียดทาน	3.0		Teng (1962)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.3 เสถียรภาพของเข็มพืด (Sheet pile)

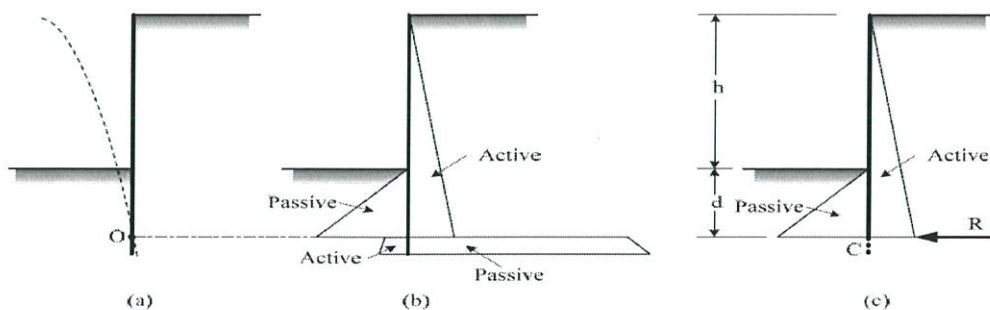
เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กยาวที่มีความกว้างประมาณ 30 เซนติเมตรถึง 50 เซนติเมตร เข็มพืดจะถูกนำมาต่อกันเป็นแนวยาวตามแนวดินเพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดินและน้ำ เข็มพืดยังสามารถใช้ร่วมกับระบบค้ำยัน (ซึ่งอาจเป็น ไม้หรือเหล็ก) เป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างใต้ดิน เช่น งานวางท่อน้ำ โครงสร้างกันดิน และงานโครงสร้างใต้ดิน แต่ถึงแม้ว่าระบบค้ำยันจะมีความแข็งแรงเพียงใดก็ตาม เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กที่มีความหนาไม่มาก หากใช้เป็นโครงสร้างกันดินในงานดินชนิดที่มีความลึกมาก หรือใช้เป็นโครงสร้างกันการเคลื่อนตัวของอาคารข้างเคียงที่มีขนาดใหญ่ อาจก่อให้เกิดการเสียรูปของเข็มพืดและส่งผลให้เกิดเคลื่อนตัวของดินอย่างมาก เพื่อหลีกเลี่ยงการเคลื่อนตัวที่มาก เราอาจใช้เสาเข็มเจาะหรือเสาเข็มดินซีเมนต์เป็น โครงสร้างกันดินได้



รูป 2.29 การขาดเสถียรภาพภายนอกของเข็มพืดที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

2.3.3.1 Cantilever Sheet Pile Wall

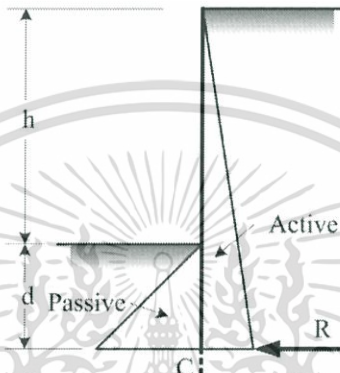
เข็มพืดมักถูกนำมาใช้เมื่อดินถมด้านหลังเข็มพืดมีความสูงไม่มากนัก เสถียรภาพของเข็มพืดชนิดนี้ขึ้นอยู่กับความต้านทานที่สถานะ Passive ของดินใต้ระดับผิวดิน (Dredge line)



รูป 2.30 ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การออกแบบเข็มพืดโดยทั่วไปมักทำโดยวิธีที่เรียกว่า Simplification ซึ่งแทนแรงลัพธ์ที่สภาวะ Passive ได้จุด O ด้วยแรง R กระทำที่จุด C (อยู่ต่ำกว่าจุด O เล็กน้อย) ซึ่งจุด C นี้อยู่ที่ความลึก d ได้ระดับดินชุด ความลึก d สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมมูลของโมเมนต์รอบจุด C โดยพิจารณาค่าแรงต้านทานด้านหน้าเข็มพืดเท่ากับแรงต้านทานที่สภาวะ Passive (P_p) หากด้วยอัตราส่วนปลอดภัย ดังนั้นค่าระยะฝัง (Depth of embedment) ของเข็มพืดที่ต้องการจึงควรมีค่าไม่น้อยกว่า $1.2d$ แรง R สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมมูลในแนวนอน

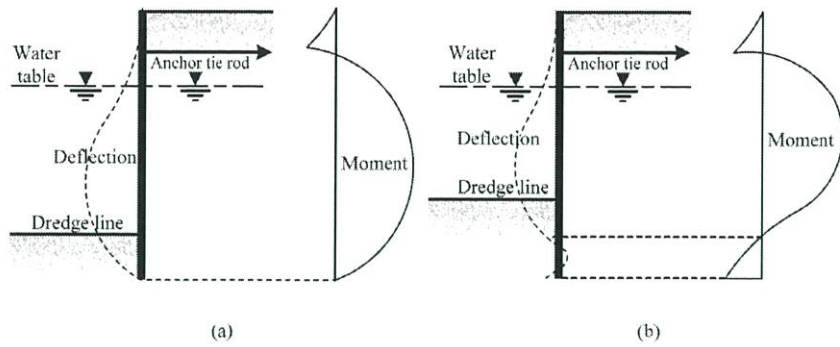


รูป 2.31 พฤติกรรมที่กระทำต่อเข็มพืด

2.3.3.2 Anchored Sheet Pile Wall

เมื่อ Backfill หลังกำแพงเข็มพืดมีความสูงมาก (เกินกว่า 6 เมตร) อาจมีการติดตั้งตัวเพิ่มความมั่นคงซึ่งเรียกว่าตัวค้ำ (Tie-back or Prop) ที่ด้านบนของเข็มพืดเป็นช่วงๆ การทำเช่นนี้จะเป็นการประหยัดกว่าการใช้ Cantilever sheet pile wall กำแพงกันดินระบบนี้เรียกว่า Anchored sheet pile wall วิธีการคำนวณหาเสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้มีด้วยกัน 2 วิธีคือ *Free earth support method* และ *Fixed earth support method* วิธี *Free earth support method* จะเป็นวิธีที่หาระยะฝังที่น้อยที่สุดที่ไม่ทำให้เกิดการหมุนในตัวเข็มพืด ดังนั้น จุครองรับที่ปลายเข็มพืดถูกพิจารณาเป็นแบบหมุด (Pin)

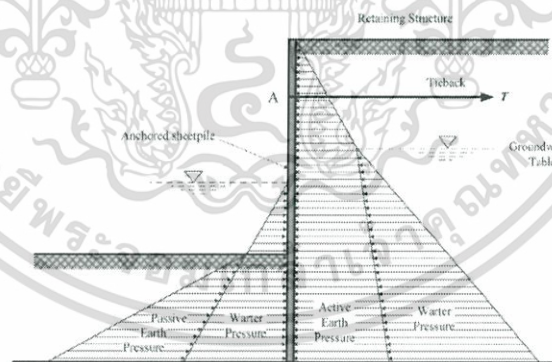
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



การกระจายของการเสียรูปและโมเมนต์ของ Anchored sheet pile wall
 รูป 2.32(a) Free earth support method รูป 2.32(b) Fixed earth support method

2.3.3.3 Free Earth Support Method

วิธีการนี้จะสมมติว่าความลึกของระยะฝังได้ระดับการขุดออกของดิน (Excavation level or Dredge line) ไม่มากเพียงพอที่จะทำให้เกิดสภาวะอยู่กับที่ (Fixity) ที่จุดปลายของเข็มพืด ดังนั้น เข็มพืดจะอิสระต่อการหมุนที่จุดปลาย ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุดต่อของตัวค้ำ (Tie) กับเข็มพืดที่จุด A



รูป 2.33 แสดงแรงที่กระทำต่อเข็มพืดเมื่อหาโมเมนต์

สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบคือโมเมนต์ต้านการหมุนรอบจุด A ต้องมากกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการหมุน ระยะฝังที่ต้องการ (d) สามารถหาได้โดยหลักการที่ว่าผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A ต้องเท่ากับศูนย์การวิเคราะห์ลักษณะนี้จะเกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาของตัวแปรยกกำลังสอง หลังจากได้ค่า d แรงที่กระทำในตัวค้ำ (T) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยหลักสมดุลของแรงในแนวนอน (ผลรวมของแรงทั้งหมดในแนวนอนต้องเท่ากับศูนย์) และท้ายสุดการออกแบบหน้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัดของเข็มพืดสามารถกระทำได้โดยอาศัยแผนภาพการกระจายโมเมนต์ระยะฝั่งควรเป็นค่าที่เพิ่มขึ้นจากระยะ d อีก 20 เปอร์เซ็นต์ เพื่อให้ได้ระยะฝั่งที่เพียงพอสำหรับสถานะอยู่กับที่ (Fixity) ระยะฝั่งควรมีค่าไม่น้อยกว่า 1.2

2.4 วิธีป้องกันการพังทลาย

2.3.1 กำแพงกันดิน (Retaining Wall) ใช้ต้านทานแรงดันทางด้านข้างของดิน หรือของไหล เช่น น้ำ และต้านทานแรงเนื่องจากน้ำหนักกดทับจากผิวบน เช่น น้ำหนักขูดยานพาหนะ อาจใช้ป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินซึมเข้าสู่ชั้นใต้ดินของอาคารได้ กำแพง ค.ส.ล. ส่วนใหญ่ขูดดินออกเพื่อหล่อกำแพง แล้วถมดินกลับภายหลัง กำแพงประเภทนี้จะทับน้ำ ป้องกันการรั่วซึมได้ดี กำแพงกันดินชนิดปลายยื่น (Free cantilever) หากลึกมากจะไม่ประหยัด ควรเลือกระบบอื่น ๆ เช่น ชนิดมีครีบบ้ำยัน (Counter fort) ชนิดค้ำยันจากทางด้านนอก (Buttress) และผนังห้องใต้ดินที่วางยึดกับคานหรือเสา

2.3.2 เข็มพืด (Sheet Pile) มีลักษณะเหมือนกำแพงที่ต่อเนื่องกัน เพื่อต้านทานแรงดันดิน หรือน้ำ อาจใช้อย่างถาวร (โดยเฉพาะกรณีที่ไม่สามารถหล่อคอนกรีตในที่ใต้) หรือใช้ชั่วคราวเพื่อป้องกันการพังทลายของดินระหว่างทำงาน เข็มพืดอาจทำจากไม้ เหล็ก หรือคอนกรีต เข็มพืดไม้สร้างโดยใช้แผ่นไม้ตอกชิดติดต่อกันไป หรือใช้ไม้ที่มีร่อง และลิ้นตอกขัดกันต่อเนื่องเป็นแนว หรือหากใช้ชั่วคราวก็อาจเลือกไม้เป็นท่อนเช่นเสาไม้สน หรือ ไม้เบญจพรรณ ตอกเรียงชิดติดกันก็ได้ ซึ่งเหมาะกับงานขุดดินไม่ลึกมาก เข็มพืดไม้ราคาสูง ผุกร่อนง่าย เข็มพืดคอนกรีตสำเร็จรูป ชนิดเป็นเข็มตอก มีทั้งรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีลิ้น และร่อง ที่ขัดกันเพื่อปิดช่องว่าง เข็มพืดเหล็ก (รูปตัว Z ท่อกลม หรืออื่น ๆ) แต่ละชั้นมีร่อง หรือที่ยึดเกี่ยวต่อเนื่องกันเป็นพืด เข็มพืดเหล็กแข็งแรง ทนทานตอก หรือกดให้จมง่าย กรณีใช้เป็นเข็มพืดชั่วคราวก็ดึง หรือรื้อถอนสะดวก สามารถนำกลับมาใช้ได้ อีก เข็มพืดเหล็กอาจมีคาน (Soldier Beam) และเสาค้ำยัน (Wale) อยู่เป็นช่วง ๆ รวมทั้งอาจมีสมอเหล็ก (Tie Rod and Anchorage) ยึด โยงที่ส่วนบนของเข็มพืดกับ โครงสร้างแข็งแรงเช่น แท่งคอนกรีตขนาดใหญ่ (Dead-man end) หรือเสาเข็มสมอที่ตอกทำมุมเอียง (Batter Pile) เพื่อให้เข็มพืดเหล็กเสถียร สามารถต้านทานแรงได้มากขึ้น เสาเข็ม และแผ่นตอก ประกอบด้วยเสาเข็มตอก ซึ่งอาจเป็นเสาเข็มคอนกรีต หรือไม้ (ปัจจุบันนิยมใช้เสาเข็มคอนกรีตรูปตัว I) ตอกห่างกันเป็นระยะเท่า ๆ กัน และใช้แผ่นตอกเช่น ไม้กระดาน หรือแผ่นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปชนิดแผ่นเรียบ สอด หรือขัดลงระหว่างช่องว่าง หรือสอดระหว่างร่องของเสาเข็ม แล้วกด หรือตอกให้จมลึกลงไปในดินให้ได้ระดับที่ต้องการ ดังนั้นจำนวนแผ่นตอกในแต่ละช่องระหว่างเสาเข็มจึงขึ้นกับความลึกของกำแพง บางกรณี อาจใช้ค้ำยัน (Strut) เป็นระยะ ๆ แทนสมอยึดได้ แต่อาจเกิดขวาง หรือเสียประโยชน์ใช้สอย

2.3.3 กำแพงไดอะแฟรม (Diaphragm Wall) เป็นระบบที่ใช้คอนกรีตหล่อในที่ คล้ายคลึงการทำเสาเข็มเจาะระบบเปียกโดยใช้กระเช้าตัดดินขุดหลุมเอาดินขึ้นมาก่อนตามขนาด และแนวที่จะทำกำแพง ใช้สารละลายเบนโทไนต์ป้องกันการพังทลายของดิน แล้วหย่อนเหล็กเสริมที่ผูกเป็นโครงไว้ แล้วลงไป ก่อนเทคอนกรีตเมื่อทิ้งไว้จนคอนกรีตแข็งตัวมีกำลังตามกำหนดแล้ว จึงขุดดินข้างในกำแพงออกเพื่อทำชั้นใต้ดิน หรือก่อสร้างส่วนอื่น ส่วนกำแพงที่ใช้เสาเข็มเจาะเรียงกัน (เช่น Secant pile หรือ Contiguous pile) ใช้กันดินในงานก่อสร้างชั้นใต้ดินเพื่อต้านทานแรงดันทางด้านข้างของดิน และน้ำ การก่อสร้างต้องขุดดิน และใส่สารละลายเบนโทไนต์ลงในหลุมเจาะ เช่นเดียวกับกำแพงไดอะแฟรม แต่แทนที่โครงสร้างจะเป็นส่วนของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กต่อเนื่องกันไป กำแพงที่ใช้เสาเข็มเจาะเรียงกันตามแนวของกำแพง โดยหล่อเสาเข็มคอนกรีตชนิดไม่เสริมเหล็กให้ห่างกันเป็นระยะๆ ก่อน หลังจากนั้นจึงหล่อเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กแทรกในช่องว่างระหว่างเสาเข็มคอนกรีตชนิดไม่เสริมเหล็กต่อไป

2.3.4 เข็มปูพรม (Reliving Platform) เป็นระบบที่ต้องทำการเปิดหน้าดิน แล้วทำการตอกเข็มปูพรมไปตามบริเวณนั้นแล้วทำการเทคอนกรีตมอร์ต้าเพื่อทำเป็นพื้นแล้วถมดินกลับเพื่อให้อยู่ในระดับที่ต้องการ วิธีการนี้เป็นวิธีที่เปลี่ยนจากการป้องกันการพังทลายในแนวนอน มาเป็นในแนวตั้งจากปกติดินที่พังทลายจะสไลด์ออกด้านข้าง แต่วิธีนี้ดินจะถ่ายแรงลงในแนวตั้งถ่ายแรงลงไปให้เข็มเข็มถ่ายลงสู่ดินชั้นที่แข็งแรงกว่า

2.5 สาเหตุการพังทลาย

2.5.1 ปัจจัยภายนอก ได้แก่ การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเฉือนในขณะที่กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุคงเดิมการวิบัติอาจเกิดเนื่องจากการเพิ่มความชันของลาดดิน และแผ่นดินไหว เป็นต้น

2.5.2 ปัจจัยภายใน ได้แก่ สาเหตุทั้งหมดที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดิน โดยปราศจากการเปลี่ยนแปลงความชันและหน่วยแรงเฉือนในวัสดุลาดดิน เกิดเนื่องมาจากการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนซึ่งอาจเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดัน โพร่ง การชะล้างของเกลือ (Leaching of salt) เป็นต้น

บทที่ 3

วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 บทนำ

ศึกษาการป้องกันการพังทลายของดินเหนียวริมตลิ่งคลอง โองแตก ซึ่งมีการทำการก่อสร้างเพื่อเป็นสถานที่ลานเก็บตู้คอนเทนเนอร์ ดินในบริเวณก่อสร้างมีความอ่อนตัวจึงต้องมีวิธีแก้ไข โดยกลุ่มข้าพเจ้าได้เลือกมา 3 วิธี คือ

1. Relieving Platform
2. Retaining Wall
3. Sheet Piles

โดยใช้โปรแกรมไฟไนท์เอลิเมนต์ มาทำการวิเคราะห์ พิจารณาจาก ระยะการเคลื่อนตัว , Factor of Safety , ราคาการก่อสร้าง มาเปรียบเทียบกันแล้วเลือกใช้วิธีที่ดีที่สุด

3.2 วิธีการดำเนินการ

ก่อนการทดลองต้องมีข้อมูลดินที่เพียงพอต่อการทำงาน ซึ่งมีข้อมูลชั้นดินที่มีการเจาะสำรวจอยู่แล้ว การแปลข้อมูลดินเพื่อนำมาใช้ในการเขียนแบบจำลองมีดังต่อไปนี้

3.2.1 การวิเคราะห์ข้อมูลดินจาก Boring Logs

นำข้อมูลดินที่ได้จากการเจาะสำรวจมาเฉลี่ยค่า Unconfined Compressive Strength (S_u) ของแต่ละหลุมเจาะเพื่อให้ได้ข้อมูลดินประมาณของดินบริเวณที่ศึกษา

ตาราง 3.2 ข้อมูลของดิน BH6

BORING LOG				K. ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.				GE54-205-6							
PROJECT : Rattabadee Land				BORING NO : BH-6				ELEV. (m) : -2.180							
LOCATION : Bangna - Trad Rd., Km. 19, A. Bang Plee, Samut Prakan				DEPTH (m) : 30.45				GWL (m) : -3.00							
				COORD. N : 943.069				DATE STARTED : 14/07/2011							
				E : 977.293				DATE FINISHED : 15/07/2011							
SOIL DESCRIPTION	DEPTH (m)	GRAPHIC LOG METHOD	SAMPLE NO.	RECOVERY (cm)	SPT-N VALUE (blows/ft)				Su (t/sq.m)				TOTAL UNIT WEIGHT (t/cu.m)		
					10	20	30	40	20	40	60	80		1	2
VERY SOFT TO SOFT FAT CLAY, GREY TO DARK GREY (CH)	1	PA													
	2	ST	1	40						0.12				15.3	
	3	PA													
	4	ST	2	40						0.66				14.7	
	5	WO													
	6	ST	3	40						0.29				14.7	
	7	WO													
	8	ST	4	40						0.28				15.3	
	9	WO													
	10	ST	5	30						0.27				14.5	
	11	WO													
	12	ST	6	40						48				14.5	
	13	WO													
	14	ST	7	40						1.55				14.8	
	15	WO													
	16	ST	8	40						1.10				17.4	
STIFF TO VERY STIFF FAT/LEAN CLAY, GREY & GREYISH BROWN (CH,CL)	17	WO													
	18	ST	9	40					1.84				16.0		
	19	WO													
	20	ST	10	40					7.04				16.8		
	21	WO													
22	ST	11	40												
23	SS	1	25		16								9.52	19.2	
24	SS	2	30		24								17.4	19.9	

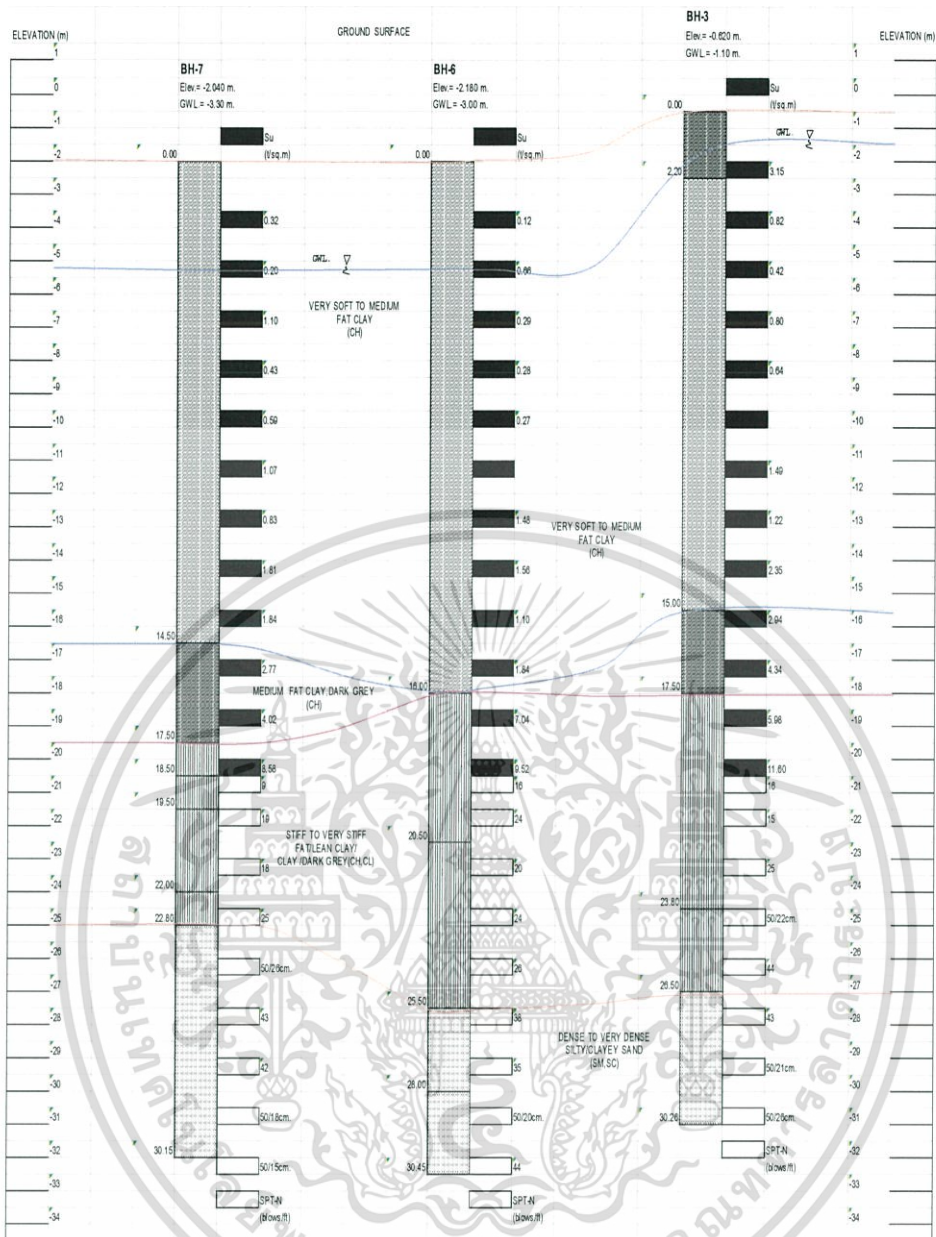
PA = POWER AUGERING HA = HAND AUGERING WO = WASH OUT ST = SHELBY TUBE SS = SPLIT SPOON
 PARTY CHIEF: THATCHAWAT MADE BY: PANNEE K. GEOLOGIST: JAKARIN K. FILE: GE54-205-6 DISK: SAMUT PRAKAN
 RIG NO. : LD-3 DRILLER: THATCHAWAT H. CASING Ø 3" TO 13.5 m. DEPTH

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตาราง 3.3 ข้อมูลของดิน BH7

BORING LOG				K. ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.				GE54-205-7												
PROJECT : Rattanaabadee Land				BORING NO : BH-7				ELEV. (m) : -2.040												
LOCATION : Bangna - Trad Rd., Km. 19, A. Bang Plee, Samut Prakan				DEPTH (m) : 30.15				GWL. (m) : -3.30												
				COORD. N : 864.829				DATE STARTED : 13/07/2011												
				E : 979.101				DATE FINISHED : 13/07/2011												
SOIL DESCRIPTION	DEPTH (m)	GRAPHIC LOG	METHOD	SAMPLE NO.	RECOVERY (cm)	SPT-N VALUE (blows/ft)				Su (t/sq.m)				TOTAL UNIT WEIGHT (t/cu.m)						
						10	20	30	40	20	40	60	80	1	2	3	4	1.6	1.8	2.0
VERY SOFT TO SOFT FAT CLAY, GREY (CH)	1	PA																		
	2	ST	1	40							0.32									
	3	PA																		
	4	ST	2	40							0.20									
	5	WO	3	40							1.10									
	6	WO	4	40							0.43									
	7	WO	5	40							0.59									
	8	ST	5	40							1.07									
	9	WO	6	40							0.83									
	10	WO	7	40							1.81									
	11	ST	8	40							1.84									
	12	WO	9	40							2.77									
	13	ST	10	40							4.02									
	14	WO	11	40							8.58									
	15	ST	12	40							16.1									
	16	WO	13	40							19.5									
	17	SS	1	25																
	18	SS	2	30																
	PA = POWER AUGERING		HA = HAND AUGERING		WO = WASH OUT		ST = SHELBY TUBE		SS = SPLIT SPOON											
	PARTY CHIEF: THATCHAWAT		MADE BY: PANNEE K.		GEOLOGIST: JAKARIN K.		FILE: GE54-205-7		DISK: SAMUT PRAKAN											
RIG NO. : LD-3		DRILLER: THATCHAWAT H.		CASING Ø 3" TO 13.5 m DEPTH																

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.1 ภาพตัดขวางของชั้นดินแบ่งโดยใช้ข้อมูลจากการขุดสำรวจ

จากรูป 3.1 เป็นการนำข้อมูลดินดินแต่ละหลุมเจาะมาเขียนภาพตัดด้านข้างของชั้นดิน เพื่อให้ง่ายต่อการแบ่งชนิดของดินและเห็นรายละเอียดของ โครงสร้างดิน ได้ชัดเจนขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตาราง 3.4 ตารางจำแนกชั้นดิน

DEPTH (M)	BH3	BH6	BH7	SU(average)	SU แต่ละชั้นดิน	2(SU)	E(KN/m ²)
From	SU (T/SQM)	SU (T/SQM)	SU (T/SQM)				
0.00							
0.50							
1.00							
1.50		0.12	0.32	0.22			
2.00							
2.50							
3.00	0.82	0.66	0.20	0.56			
3.50							
4.00							
4.50	0.42	0.29	1.10	0.60	very soft clay su=0.476	0.94	400(9.4)=3760
5.00							
5.50							
6.00	0.80	0.28	0.43	0.50			
6.50							
7.00							
7.50	0.64	0.27	0.59	0.50			
8.00							
8.50							
9.00			1.07	1.07			
9.50							
10.00							
10.50	1.49	1.48	0.83	1.27			
11.00							
11.50							
12.00	1.22	1.56	1.81	1.53	medium clay su=1.4	2.80	500(28)=14000
12.50							
13.00							
13.50	2.35	1.10	1.84	1.76			
14.00							
14.50							
15.00	2.94	1.84	2.77	2.52			
15.50							
16.00							
16.50	4.34	5.00	4.02	4.45	stiff clay su=4.55	9.10	500(91)=45500
17.00							
17.50							
18.00	5.00	10.00	5.00	6.67			
18.50							
19.00							
19.50	5.00	16.00	12.67	11.22			
20.00							
20.50							
21.00	10.00	13.30	12.00	11.77			
21.50							
22.00							
22.50	16.66	16.00	16.67	16.44			
23.00							
23.50							
24.00	33.33	17.33	33.33	28.00			
24.50							
25.00					sand=0.872	1.74	20000.00
25.50	29.33	25.33	28.67	27.78			
26.00							
26.50							
27.00	28.67	23.33	28.00	26.67			
27.50							
28.00							
28.50	33.33	33.33	33.33	33.33			
29.00							
29.50							
30.00	33.33	29.33	33.33	32.00			

จากตารางเป็นการนำข้อมูลชั้นดินจาก Boring log มาเฉลี่ยกัน โดยใช้ค่า Unconfined Compressive Strength (Su) มาวิเคราะห์ เพื่อหาค่า แรงยึดเหนี่ยวระหว่างมวลดิน (Cohesion,C) ตามทฤษฎีของ Mohr coulome's law จากสมการ

$$\tau = C + \sigma \tan(\phi)$$

เมื่อ

$$\tau = \text{ค่าความเค้นเฉือน (Su)}$$

$$\sigma = \text{Normal Stress}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

C = แรงยึดกันระหว่างอนุภาคเม็ดดิน

σ = ค่ามุมเสียดทานภายใน

เนื่องจาก σ มีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้นค่า $\tau = C$

จากค่า S_u ในตาราง สามารถนำมาประมาณหาค่า Modulus (E) ของดินได้ จากตาราง

ตาราง 3.5 ตารางการประมาณค่า E

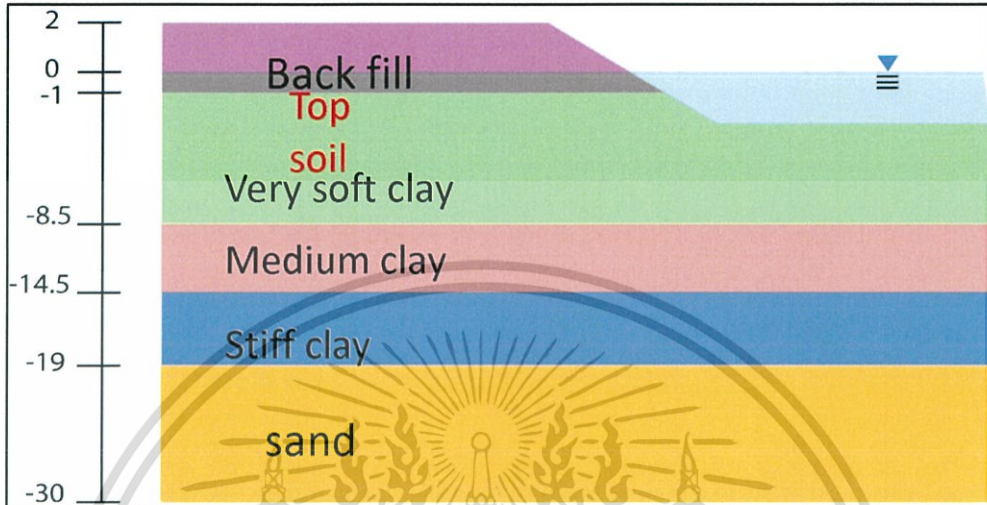
$E = \alpha S_u$	Author
Embankment loading analysis	
$E_u = 200-500S_u$	Bjerrum (1964)
$E_u = 70-250S_{uFVS}$	Balasubramaniam et al.(1981)
$E_u = 15-40S_{uFVS}$	Bergado et al (1990) (Back-calculation)
Excavation works analysis	
$E_u = 200-500S_u$	Bowels (1988)
$E_u = 280-500S_u$	Hock (1997) (Soft clay)
$E_u = 1200-1600S_u$	Hock (1997) (Stiff clay)
$E' = E'_{mar}/2$	Simpson (2000)

การประมาณค่า โมดูลัส ของดินจากค่า S_u การทดลองในครั้งนี้ใช้ของ Bjerrum (1964) โดยเลือกค่า $E = 250S_u$ ซึ่งเป็นค่าระหว่างกลางของช่วงการประมาณ จะได้ค่าโมดูลัส ของชั้นดินแต่ละชั้น ดังตาราง 3.5

จากการวิเคราะห์ข้อมูลจะได้ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการเขียน Model ในโปรแกรม Plaxis โดยค่าพารามิเตอร์ที่ได้ยังไม่ใช่ค่าที่ถูกต้อง จึงทำการ Back analysis หาค่าพารามิเตอร์ที่ใกล้เคียงภาพพื้นที่จริง

3.2.2 ทำการ Back Analysis

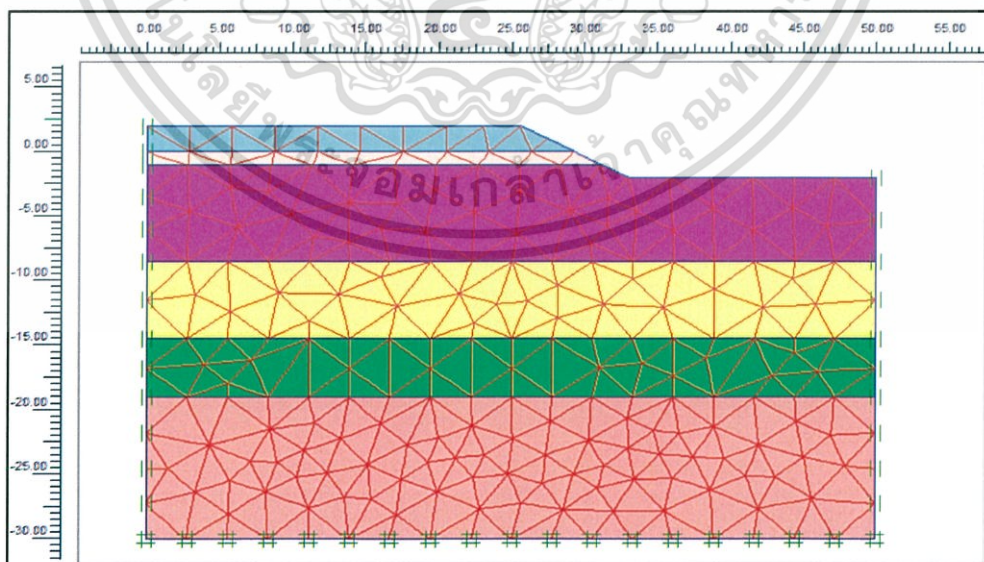
เพื่อตรวจสอบแบบจำลองของการวิเคราะห์ชั้นดินในบริเวณที่ต้องการก่อสร้างว่ามีลักษณะการพังทลายแบบใด และเพื่อให้ได้ค่าพารามิเตอร์ที่ใกล้เคียงจริง



รูป 3.2 แบบจำลองจำแนกชั้นดินของการ Back analysis

3.2.3 การวิเคราะห์ย้อนกลับด้วยโปรแกรม FEM

3.2.3.1 เขียนแบบจำลองแล้วใส่ค่าพารามิเตอร์ของดิน



รูป 3.3 แบบจำลองชั้นดินในการใส่ค่าพารามิเตอร์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Mohr-Coulomb - sand

General | Parameters | Interfaces |

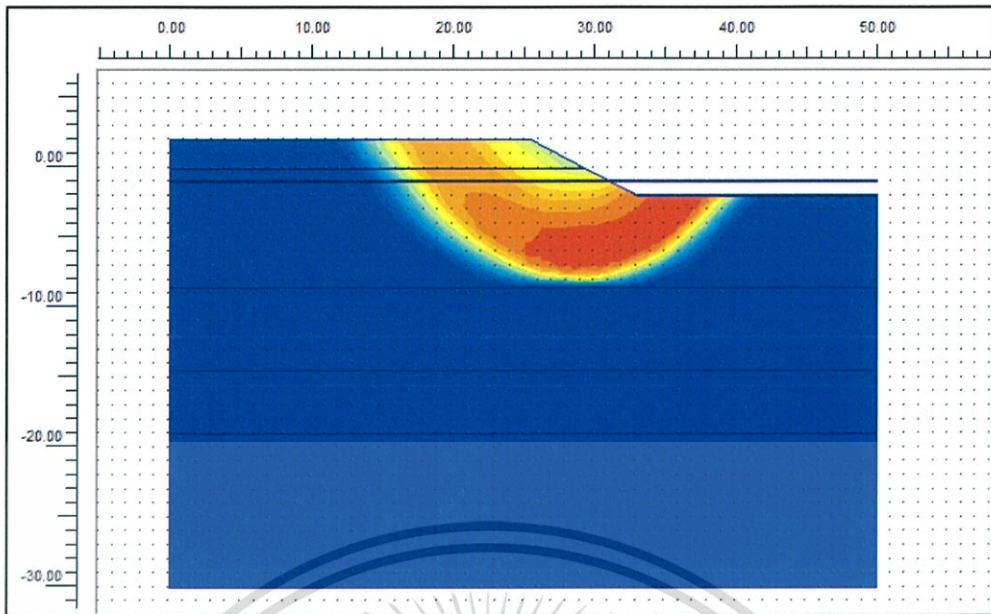
Material Set Identification: <input type="text" value="sand"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="UnDrained"/>		General properties γ_{unsat} : <input type="text" value="17.000"/> KN/m^3 γ_{sat} : <input type="text" value="18.000"/> KN/m^3	
Comments <input type="text"/>		Permeability k_x : <input type="text" value="1.000"/> m/day k_y : <input type="text" value="1.000"/> m/day <input type="button" value="Advanced..."/>	

รูป 3.4 ขั้นตอนการใส่ค่าพารามิเตอร์แต่ละชั้นดิน

Total multipliers at the end of previous loading step				Calculation progress			
Σ -Mdisp:	1.000	PMax:	0.000				
Σ -MloadA:	1.000	Σ -Marea:	0.995				
Σ -MloadB:	1.000	Force-X:	0.000				
Σ -Mweight:	1.000	Force-Y:	0.000				
Σ -Maccel:	0.000	Stiffness:	0.359				
Σ -Msf:	1.000	Time:	0.000				
Σ -Mstage:	0.875	Dyn. time:	0.000				
Iteration process of current step						U <input type="text" value="Node A"/>	
Current step:	7	Max. steps:	252			Element:	440
Iteration:	2	Max. iterations:	60	Decomposition:	100 %		
Global error:	0.023	Tolerance:	0.010	Calc. time:	1 s		
Plastic points in current step							
Plastic stress points:	472	Inaccurate:	437	Tolerated:	50		
Plastic interface points:	0	Inaccurate:	0	Tolerated:	3		
Tension points:	55	Cap/Hard points:	0	Apex points:	0		

รูป 3.5 ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.6 ลักษณะของขอบเขตวิกฤติของดิน

เมื่อทำการวิเคราะห์ย้อนกลับ ปรับค่าตัวแปรให้ได้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด โดยค่า Factor of safety จะใกล้เคียง 1.0 เป็นการวิเคราะห์ย้อนไปในจุดที่กำลังจะพังพอดี ค่าพารามิเตอร์ที่ได้นั้นจะสามารถนำมาทำการวิเคราะห์ห่ออกแบบระบบป้องกันดินที่เหมาะสมต่อไป ซึ่งจากการวิเคราะห์ย้อนกลับจะได้ค่าพารามิเตอร์ ดังตาราง 3.6 เมื่อได้ค่าพารามิเตอร์ที่ถูกต้องแล้วขั้นตอนต่อไปเป็นการวิเคราะห์ระบบป้องกันการเคลื่อนตัวของดินของแต่ละวิธี

ตาราง 3.6 พารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน

ชนิดดิน	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	E (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ	R
Fill	14	15	1800	3.6	38	1
Top soil	17	18	12500	25	5	1
Soft clay	15	15	3760	9.4	0	1
Meduim clay	15	16	14000	28	0	1
Stiff clay	16	17	45500	91	0	1
sand	17	18	20000	0	36	0.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.4 วิเคราะห์รูปแบบระบบการป้องกันการวิบัติของดิน

รูปแบบการป้องกันดินนั้นมีหลายวิธีเพื่อให้การศึกษามีประโยชน์ต่อผู้ที่ต้องการศึกษาจึงเลือกระบบป้องกันดินที่เหมาะสมและสามารถหาวัสดุก่อสร้างได้ง่ายตามภูมิภาคเพื่อที่จะทำการแก้ไขได้จริงในหน้านางานนั้น จึงเลือกระบบการป้องกันดินได้แก่ Relieving Platform (RP), Sheet Piles (SP) และ Retaining Wall (RW)

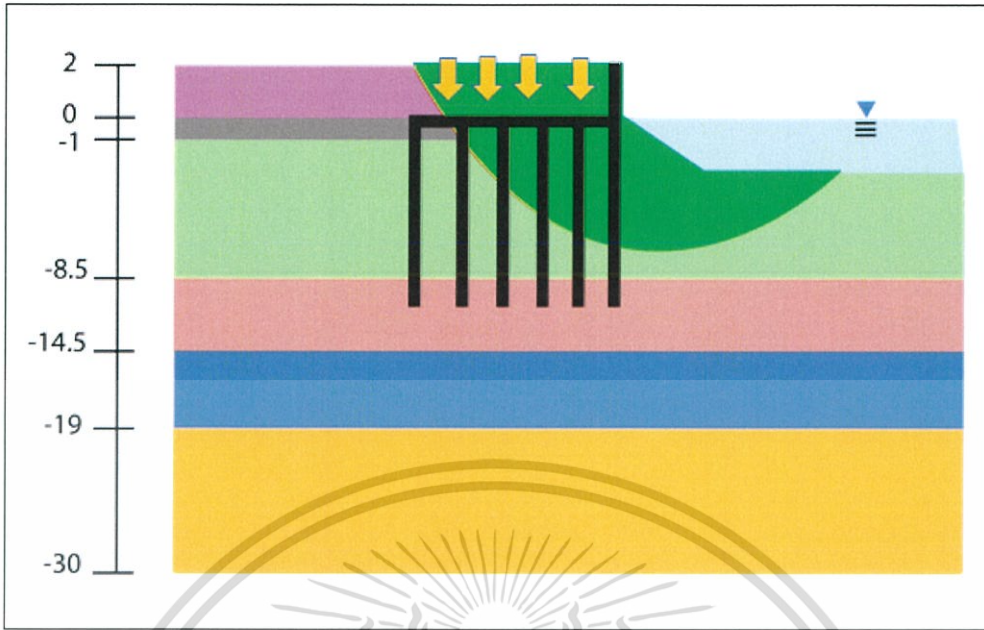
การออกแบบจำนวนเสาเข็มและขอบเขตป้องกันการวิบัติโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ จากรูป 3.6 สามารถนำมาคำนวณจำนวนเสาเข็มและแนวระยะขุดพรหมของเสาเข็มเพื่อป้องกันการวิบัติของดิน โดยจากการคำนวณใช้คุณสมบัติของวัสดุ ดังนี้

ตาราง 3.7 ข้อมูลของวัสดุแต่ละระบบป้องกันดิน

วิธีป้องกัน	E (*10 ⁶) (ksc.)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	D (m.)	W (kN.)	EI(*10 ⁶) (Kg*m)	EA(*10 ⁶) (Kg/m)
Relieving Platform	0.23	1600	137	11.94	0.33	3.84	0.32
Retaining Wall	0.23	66600	1240	18.9	2.98	78	2.62
Sheet Piles	2.04	11360	99.6	3.70	0.47	2.32	2.03

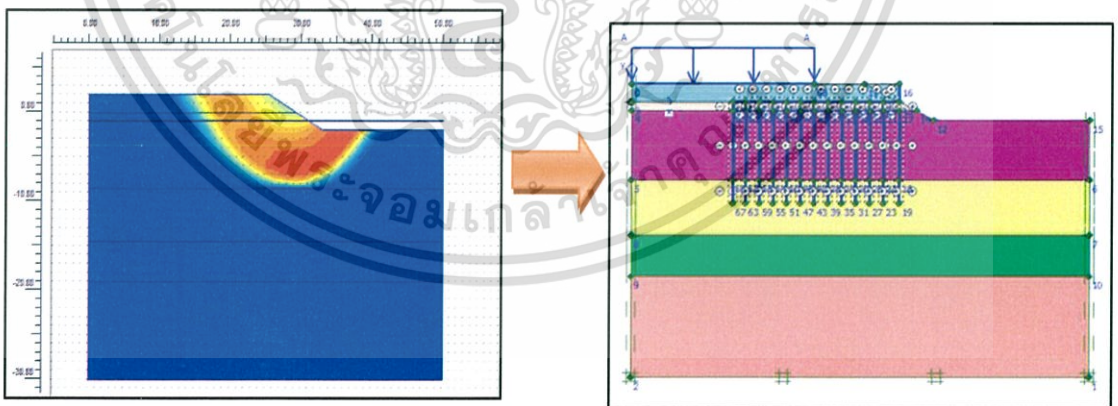
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.5.1 วิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธี Relieving Platform (RP)



รูป 3.7 โมเดลแก้ไขการวิตติแบบ Relieving platform

เขียนโมเดลเพื่อเป็นแนวทางในการวิเคราะห์การป้องกันของดิน กำหนดขอบเขตการตอกเสาเข็ม โดยใช้รูป 3.6 มาวิเคราะห์เพื่อหาจำนวนเสาเข็มที่ใช้

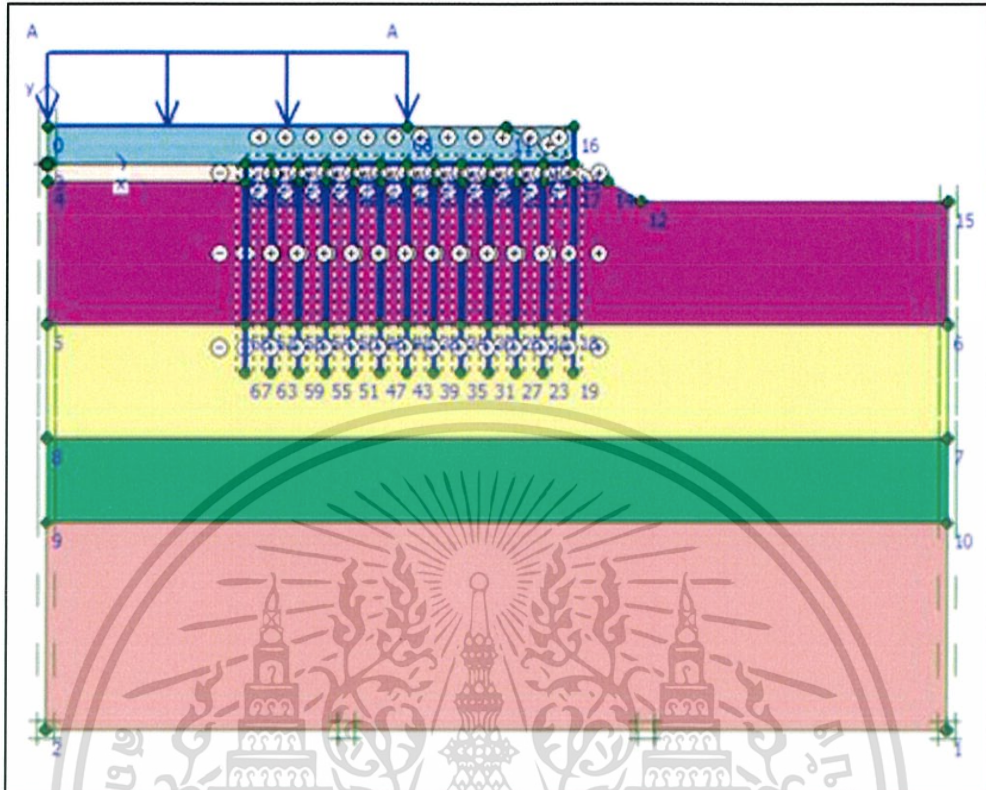


รูป 3.8 แนวเสาเข็มป้องกันดินที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ

เมื่อได้จำนวนเสาเข็มที่ใช้และคุณสมบัติของวัสดุครบแล้วทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้โปรแกรม finite element เพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของดินหลังการป้องกันแล้ว และค่า Factor of safety ของระบบการป้องกันดังนี้

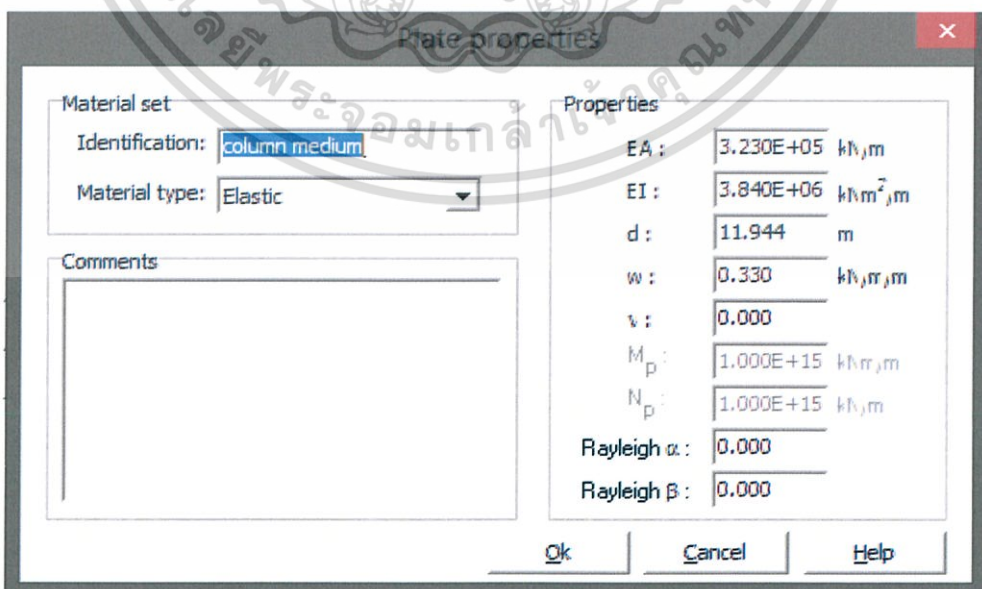
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. เขียนแบบจำลองของชั้นดินและลักษณะการป้องกันดินแบบ Relieving platform



รูป 3.9 ขั้นตอนเขียนแบบจำลองการป้องกันที่ได้จากการวิเคราะห์ขอบเขตการวิบัติ

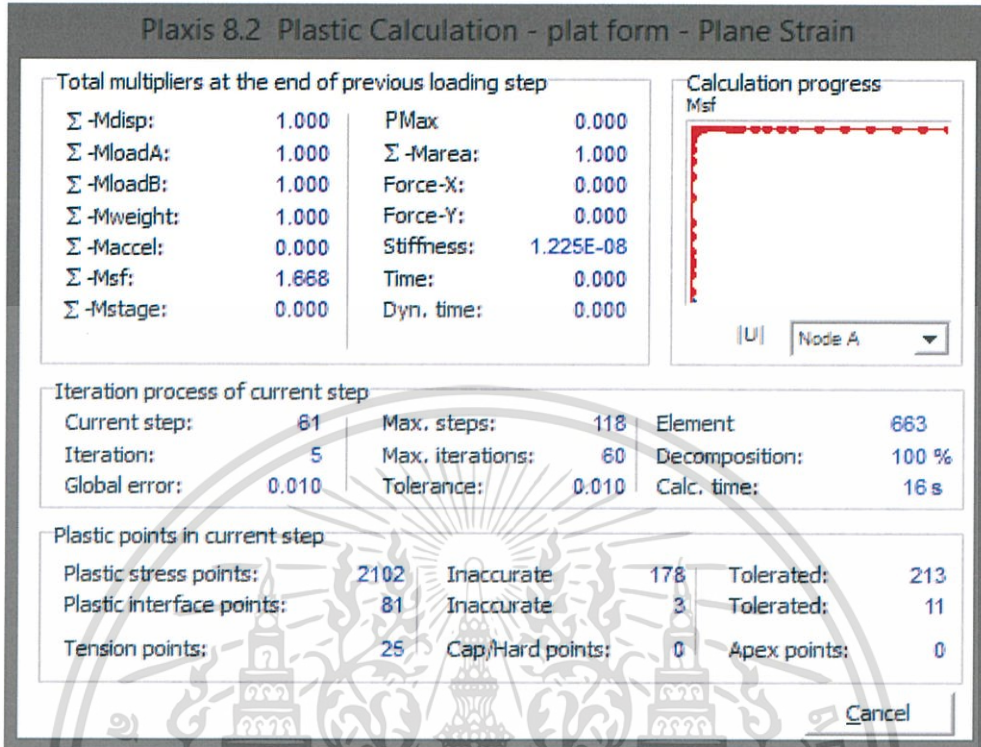
2. ใส่ข้อมูลของวัสดุป้องกันโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินเดิม



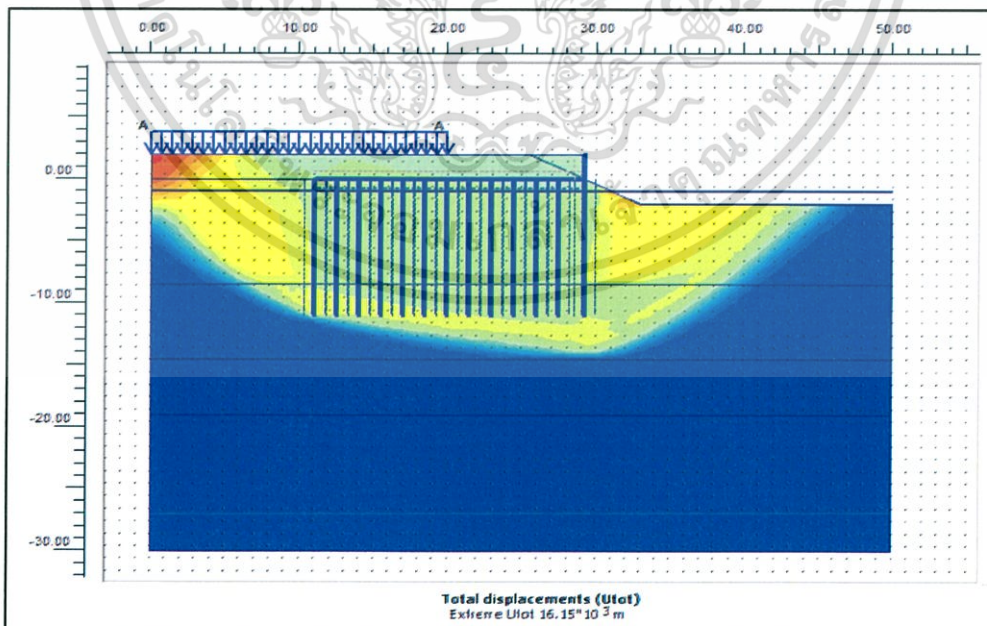
รูปที่ 3.10 ขั้นตอน การใส่ข้อมูลของวัสดุ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. เมื่อได้ข้อมูลครบแล้วทำการรันโปรแกรมวิเคราะห์



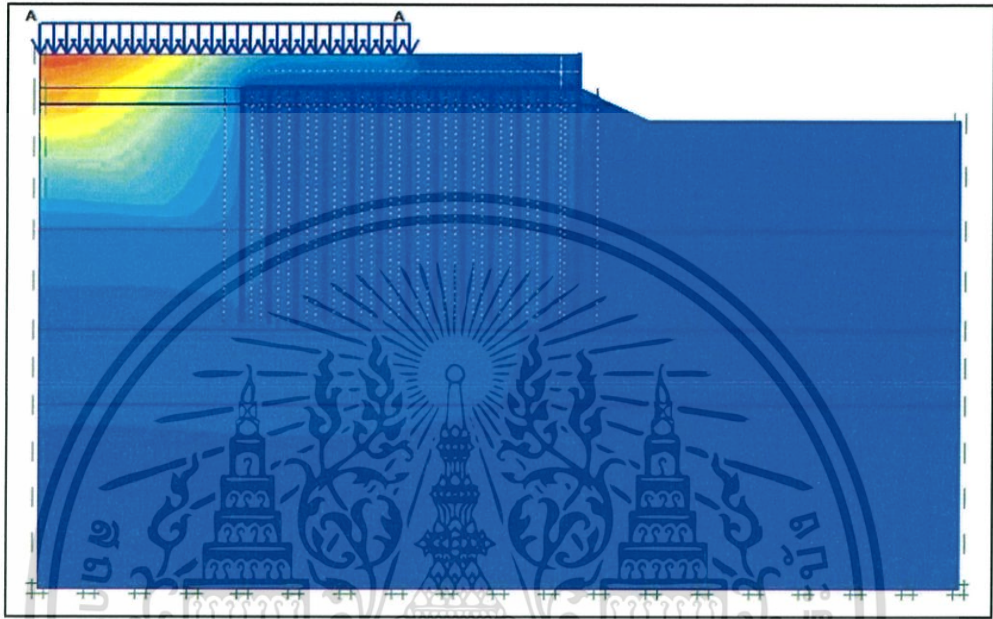
รูปที่ 3.11 ขั้นตอนการคำนวณของโปรแกรม



รูปที่ 3.12 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี Relieving platform

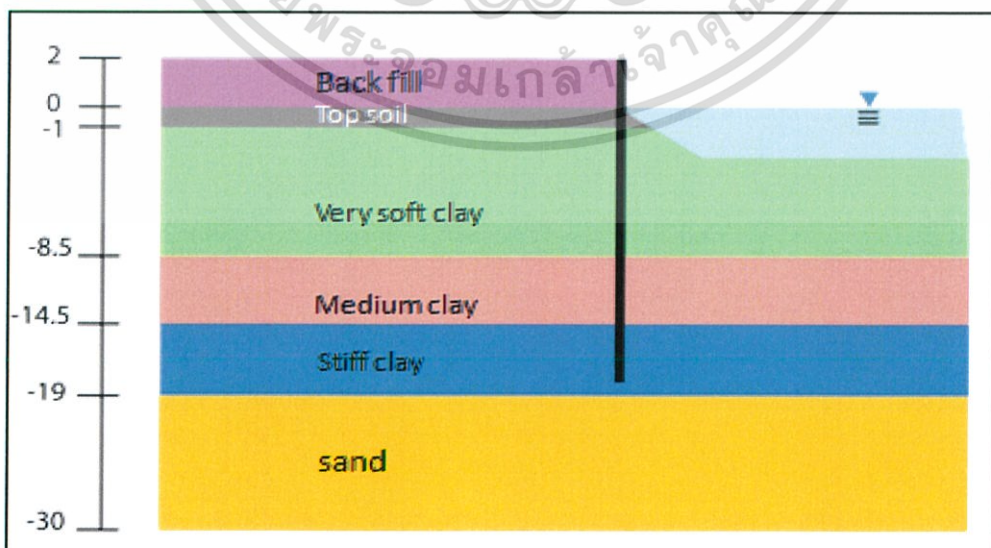
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อทำการวิเคราะห์เสร็จทำการวิเคราะห์ใหม่โดยตัวแปรที่เปลี่ยนแปลงคือความลึกของเสาเข็มที่ตอกซึ่งวิธีทำเหมือนเดิมแต่เปลี่ยนเฉพาะความลึกของเสา ยาวเสา 14 เมตร จะได้ลักษณะการป้องกัน ดังรูป 3.13 แล้วนำมาเปรียบเทียบกัน



รูปที่ 3.13 ลักษณะการป้องกันเมื่อใช้ความลึกเสา 14 เมตร

3.2.5.2 Sheet Piles (SP)

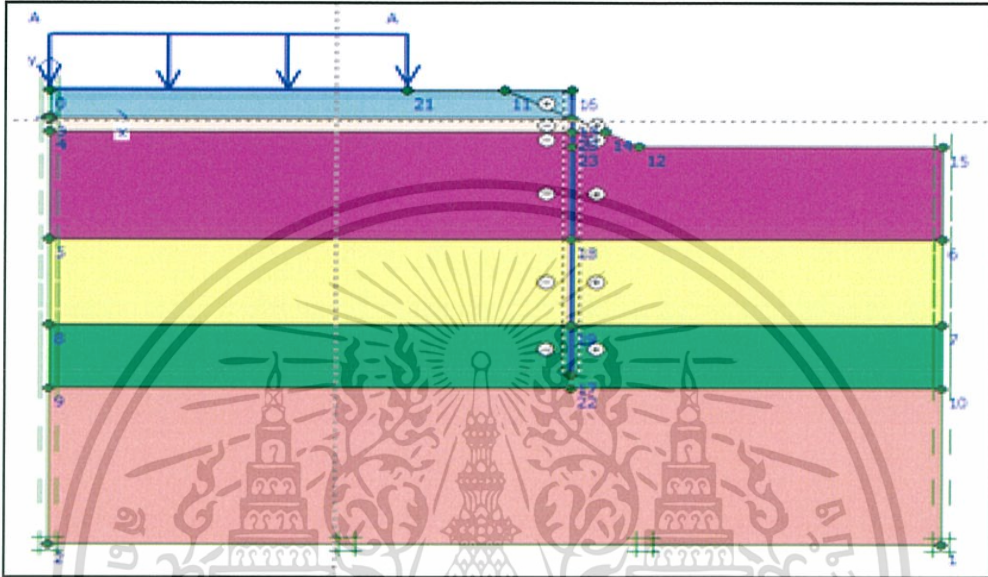


รูป 3.14 การออกแบบแก้ไขการวิบัติ แบบ sheet pile

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

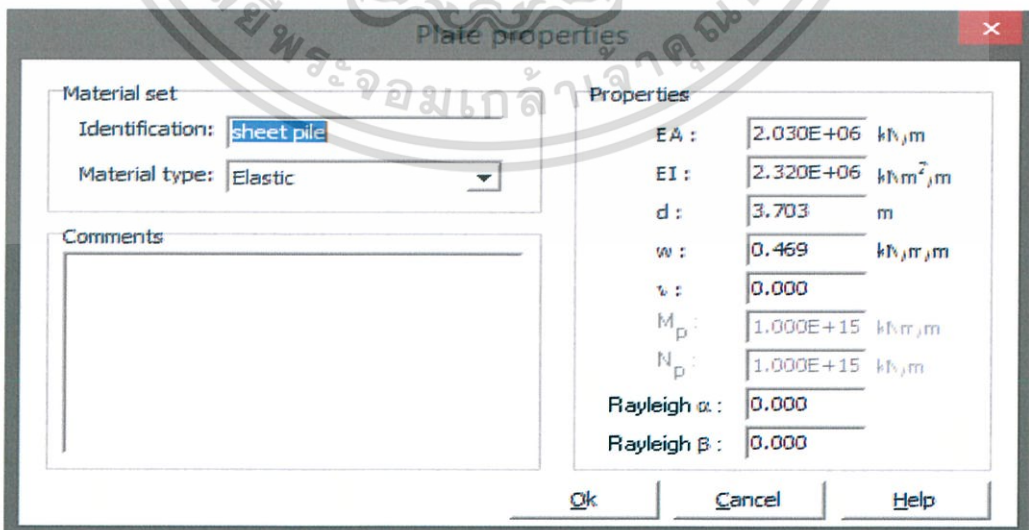
เขียนโมเดลในโปรแกรม finite element กำหนดความลึกที่ 16 และ 18 เมตร ตามลำดับเพื่อใช้เปรียบเทียบค่าการป้องกันดิน ที่เป็นผลเนื่องจากความลึก เมื่อวาดเสร็จแล้วทำการใส่ค่าพารามิเตอร์แล้ววิเคราะห์หาการป้องกันตามขั้นตอนดังนี้

1. เขียนแบบจำลองของการป้องกันแบบ sheet pile ในโปรแกรม



รูป 3.15 ขั้นตอนการเขียนลักษณะของการป้องกันขอบเขตที่กำหนดไว้

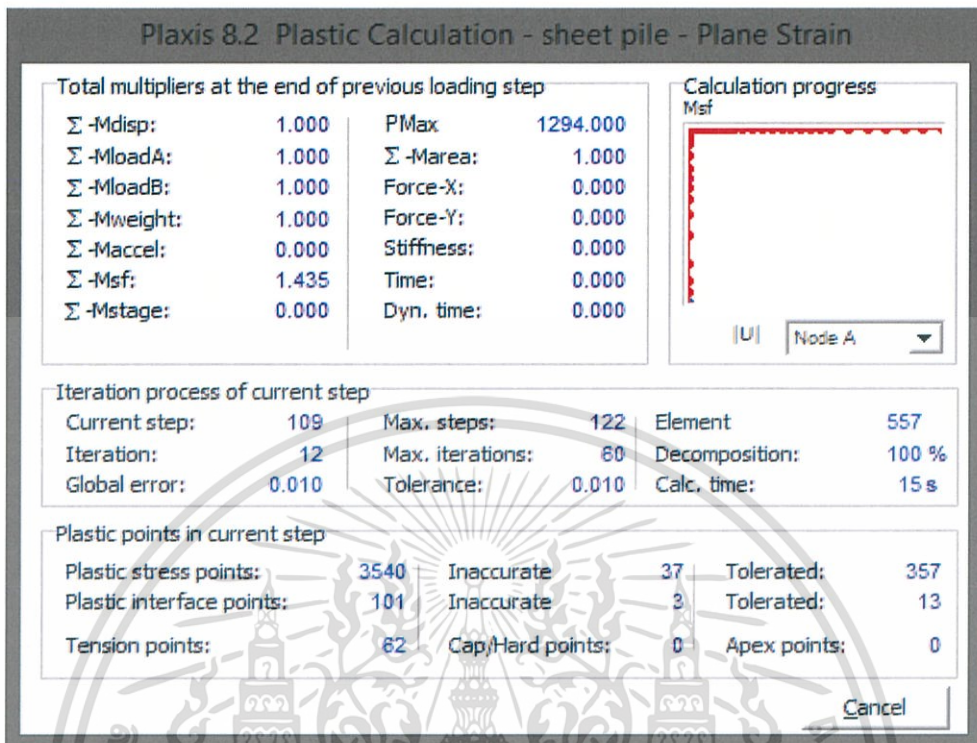
2. ใส่ข้อมูลของ sheet pile จากตารางที่ 3.7



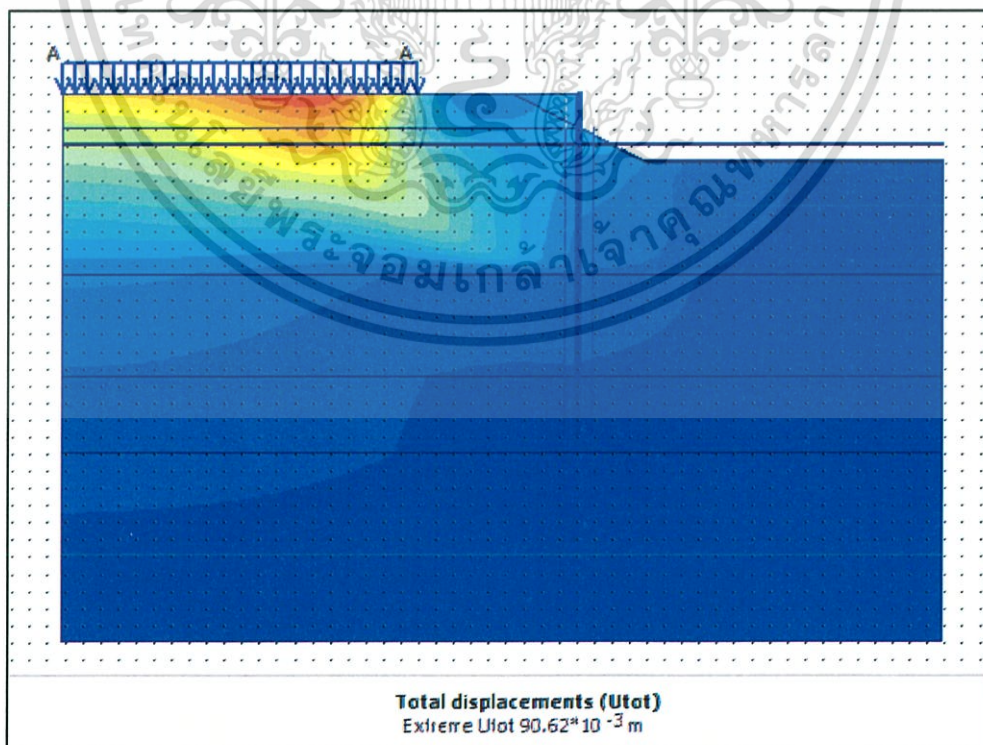
รูปที่ 3.16 ขั้นตอนการใส่ข้อมูลของ sheet pile

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ทำการรันโปรแกรมเพื่อวิเคราะห์



รูปที่ 3.17 ขั้นตอนการวิเคราะห์ข้อมูลด้วยโปรแกรม

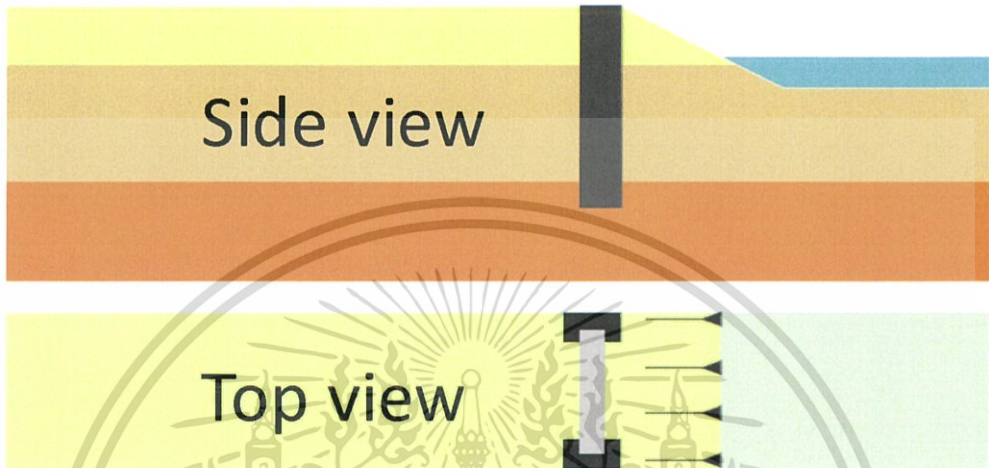


รูปที่ 3.18 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี sheet pile

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เฉพาะในเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น เมื่อผู้ใช้เห็นประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

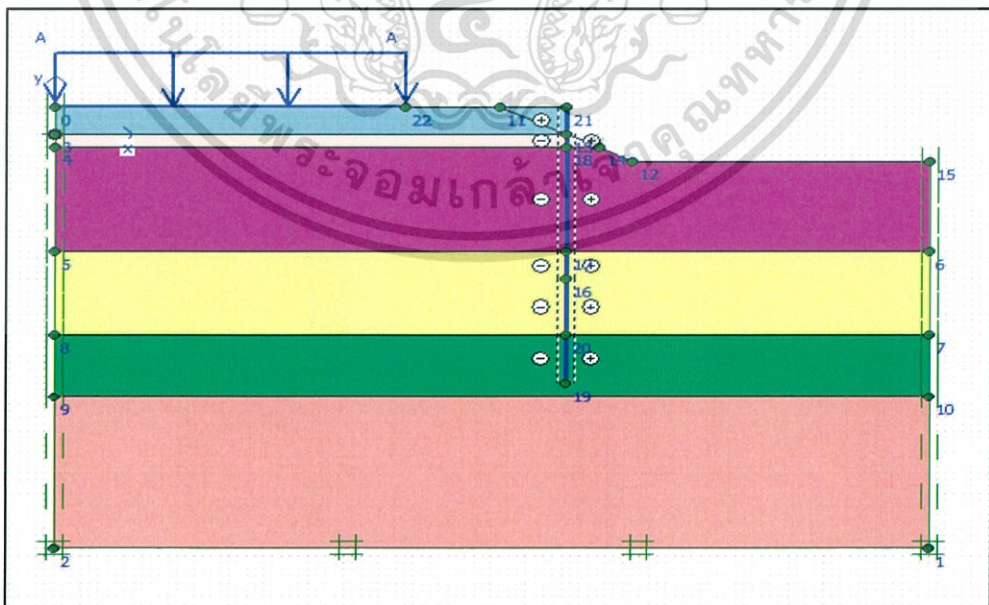
ทำการวิเคราะห์ที่ความลึก 16 และ 18 เมตร ตามชั้นตอนข้างต้นแล้วนำมาเปรียบเทียบกันเพื่อดูว่าความลึกของ sheet pile มีผลต่อการป้องกันอย่างไร

3.2.5.3 Retaining Wall (RW)



รูป 3.19 การออกแบบแก้ไขการวิบัติ แบบ Retaining wall

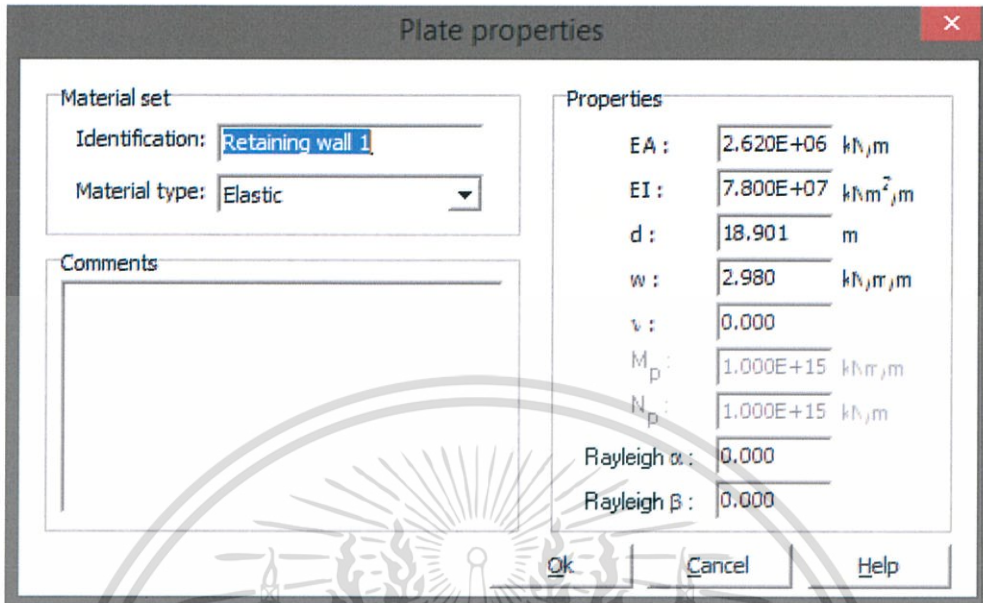
1. เขียนแบบจำลองการป้องกันดินแบบ Retaining wall



รูป 3.20 ลักษณะของการป้องกันแบบ Retaining wall

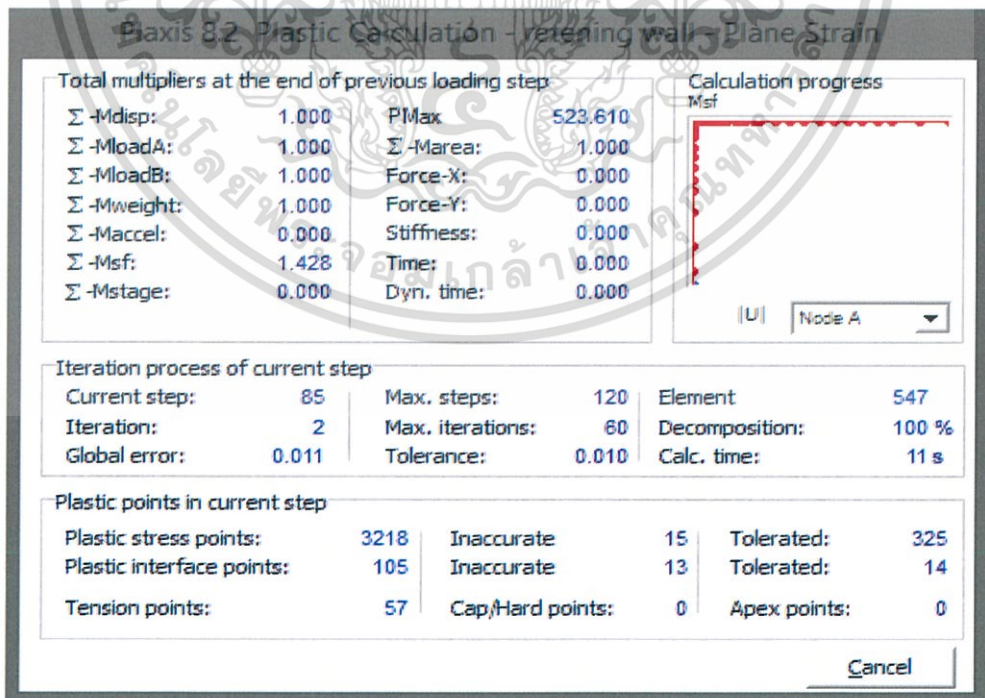
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ขั้นตอนการใส่ค่าพารามิเตอร์ของวัสดุป้องกัน



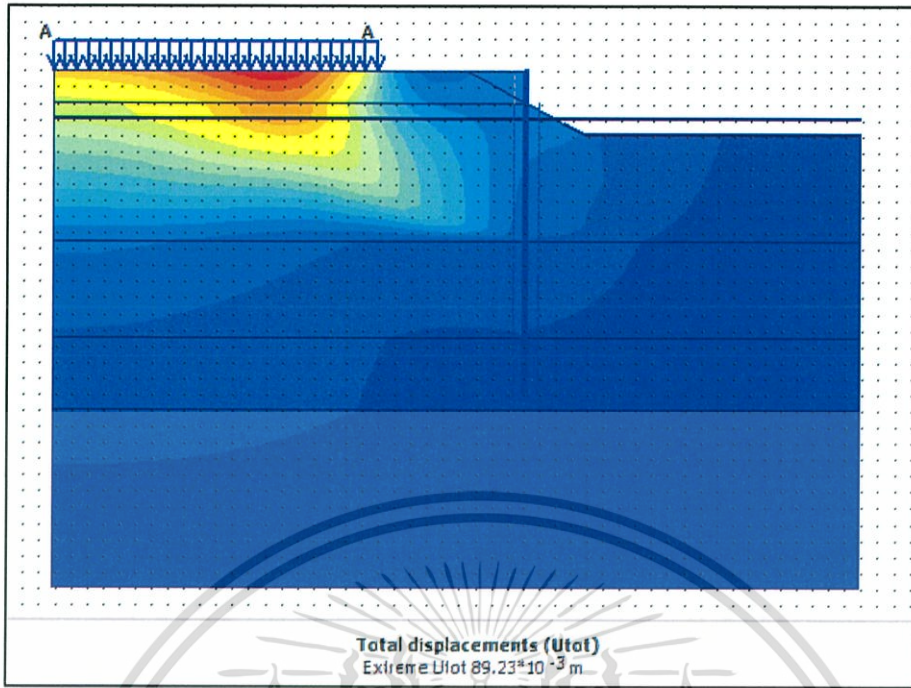
รูปที่ 3.21 ข้อมูลของ Retaining wall

3. ทำการรันโปรแกรมเพื่อวิเคราะห์



รูปที่ 3.22 ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.23 ลักษณะการป้องกันดินด้วยวิธี Retaining wall

ทำการแบบจำลอง โดยเปลี่ยน ความลึกของ Retaining wall เป็น 16 กับ 18 เมตร ตาม
ขั้นตอนด้านบนแล้วนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกัน

3.2 ราคาของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง

ราคาวัสดุที่ใช้เป็นราคาขายวัสดุ เนื่องจากระบบป้องกันดินที่ใช้ทำการวิเคราะห์เป็นการป้องกันแบบถาวร

ตาราง 3.8 ราคาของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง

NO	Relieving platform (list)	Unit	NO	Material cost (batt)	
				Price per Unit	amount of money
1	column I 0.15X0.15x10	Unit	26	489	12,714
2	concrete	cube	2	2430	4,860
3	concrete wall	cube	1	2430	2,430
	total				20,004
NO	Relieving platform (list)	Unit	NO	Material cost (batt)	
				Price per Unit	amount of money
1	column I 0.4x0.4x18	Unit	2	13750	27,500
2	concrete 1x3.5x0.1	plates	3	245	735
	total				28,235
NO	sheet pile (list)	Unit	NO	Material cost (batt)	
				Price per Unit	amount of money
1	sheet pile 600x360x18	plates	2	2816.17	5,632.34
	total				5,632.34

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

ผลการวิจัย

จากการศึกษาระบบป้องกันดินริมตลิ่งกรณี ไซต้งานคอนเทนเนอร์ ริมคลองโอ่งแตก โดยทำการวิเคราะห์ย้อนกลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่แท้จริงของดิน แล้วนำมาศึกษาระบบป้องกันดินแบบต่างๆ นำมาเปรียบเทียบประสิทธิภาพของระบบป้องกันดินที่ได้เหมาะกับไซต้งานมากที่สุด ได้ผลการวิจัยดังนี้

4.1 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back analysis)

จากการวิเคราะห์ย้อนกลับหาค่าพารามิเตอร์ของดินพบว่า ได้ F_s เท่ากับ 1.087 แสดงว่าสภาพแวดล้อมทั้งหมดที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินใกล้เคียงตามสภาพลาดดินที่เกิดขึ้นจริง

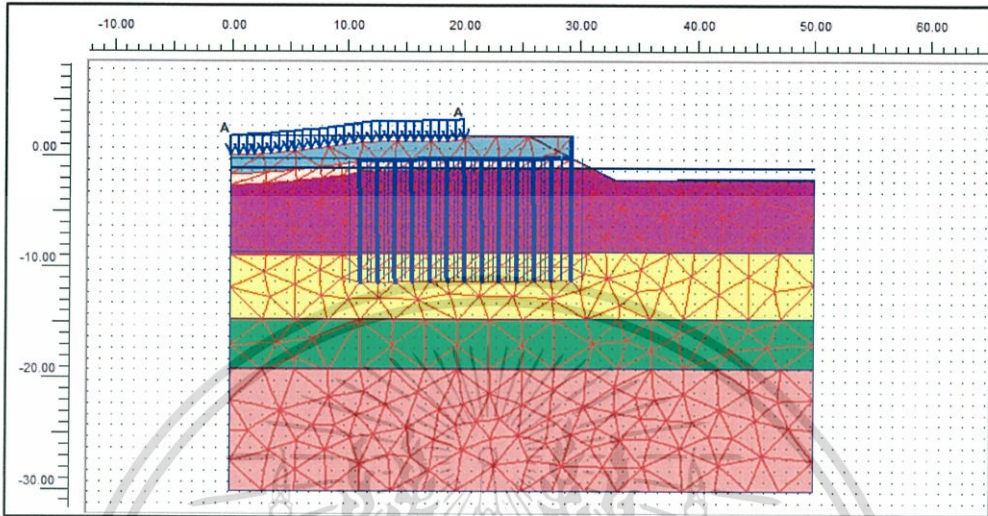
ตาราง 4.1 พารามิเตอร์ที่ใกล้เคียงสภาพจริงมากที่สุด

ชนิดดิน	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	E (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ	R
Fill	14	15	1800	3.6	38	1
Top soil	17	18	12500	25	5	1
Soft clay	15	15	3760	9.4	0	1
Meduim clay	15	16	14000	28	0	1
Stiff clay	16	17	45500	91	0	1
sand	17	18	20000	0	36	0.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

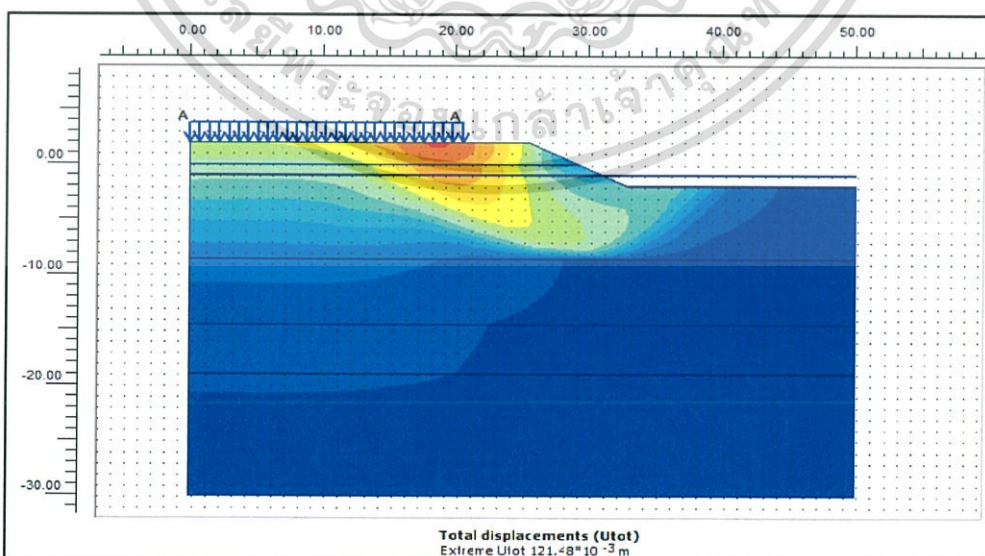
4.2 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์รูปแบบระบบการป้องกันการวิบัติของดิน

4.2.1 ผลการวิเคราะห์แบบ Relieving Platform (RP)



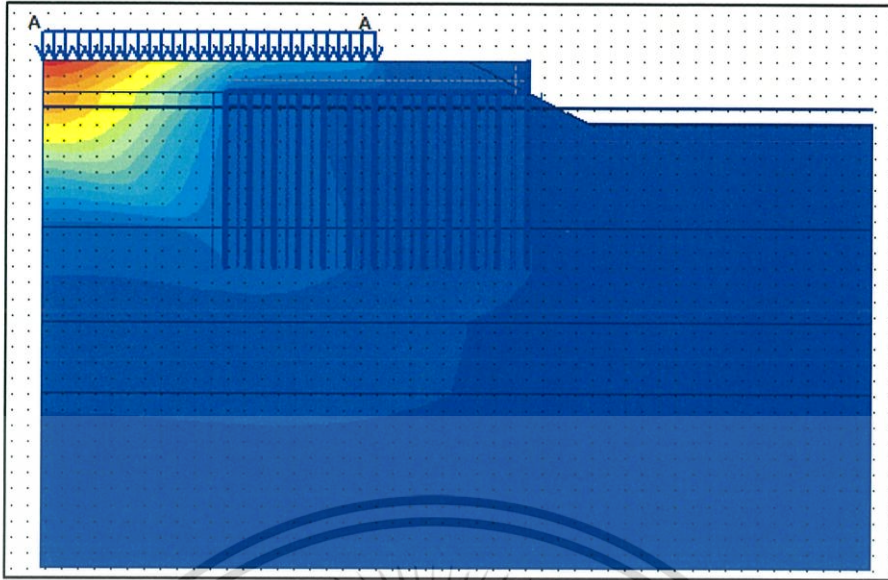
รูป 4.1 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ Relieving platform

จากการวิเคราะห์ระบบการป้องกันดินแบบ Relieving platform ได้ safety factor 1.67 มีระยะการเคลื่อนตัวทางข้าง 8.7 เซนติเมตร จากการนำผลการวิเคราะห์ มาเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่มีการป้องกัน จะได้ว่าความเค้นที่จะเกิดการพังถล่มซึ่งดูจากรูปจะเห็นว่าขอบเขตเปลี่ยนไปดังการเปรียบเทียบภาพ 4.2 กับ ภาพ 4.3 ทำให้ดินไม่พัง



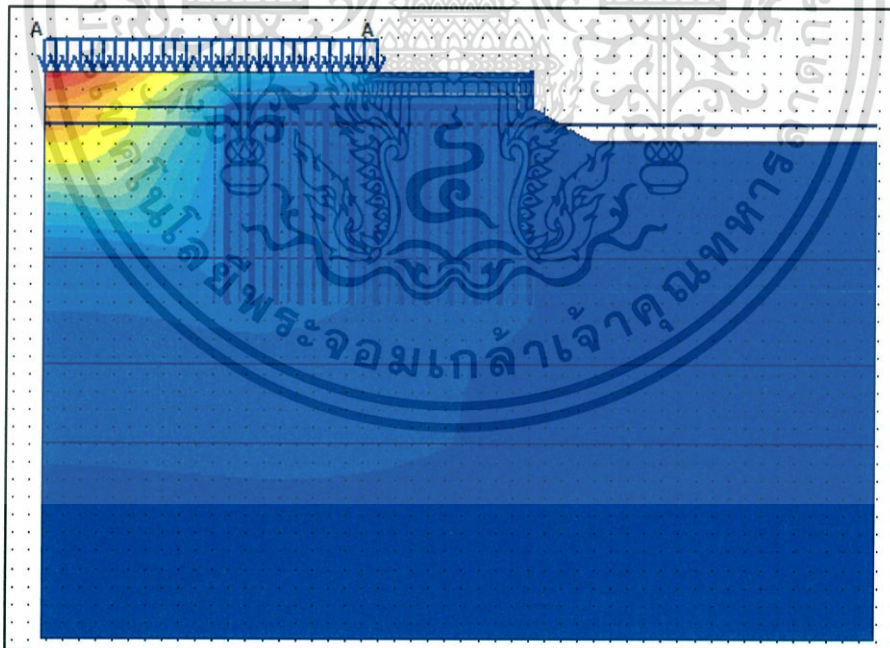
รูป 4.2 เมื่อไม่มีระบบป้องกัน เกิดการเคลื่อนพังของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



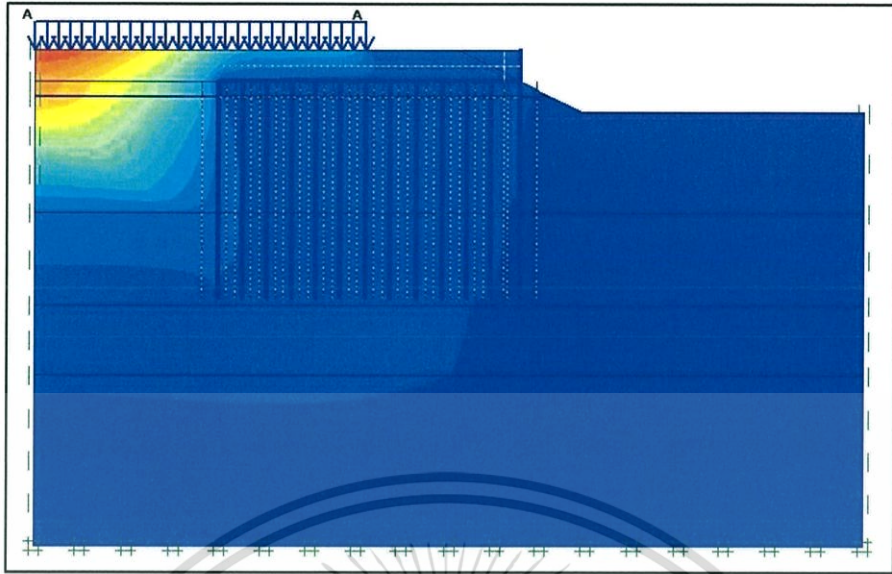
รูป 4.3 ผลที่ได้จากป้องกันดินแบบ Relieving platform

และการเปรียบเทียบที่ความลึกของเสาต่างกันจะได้ว่าความลึกของเสาที่ลึกกว่าจะมีการป้องกันการเคลื่อนตัวได้ดีกว่าดังการเปรียบเทียบรูป 4.4 กับรูป 4.5



รูป 4.4 เมื่อ ใช้ความยาวเสา 10 m

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

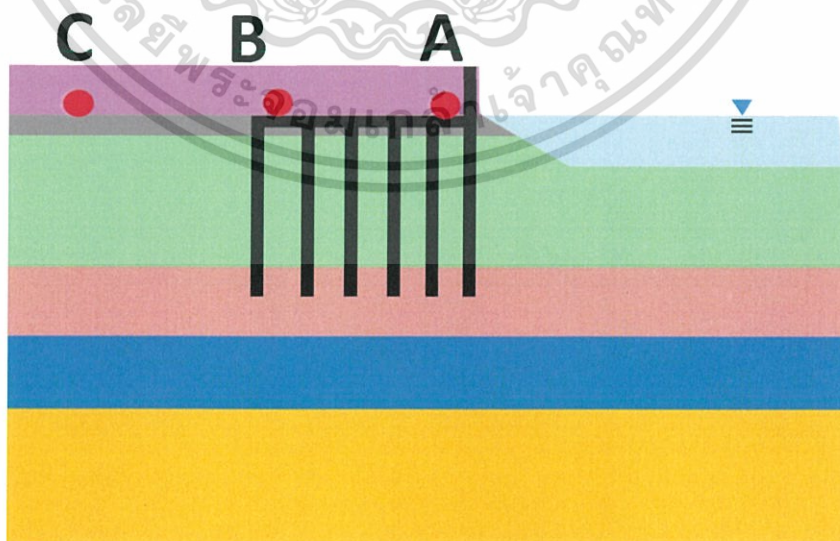


รูป 4.5 เมื่อใช้ความยาวเสา 14 m

ผลการวิเคราะห์ที่เมื่อใช้ความยาวเสา 10 เมตร จะมีการเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.9 เซนติเมตร safety factor 1.67 แต่เมื่อวิเคราะห์ที่ใช้เสายาว 14 เมตร มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.7 เซนติเมตร safety factor 1.816

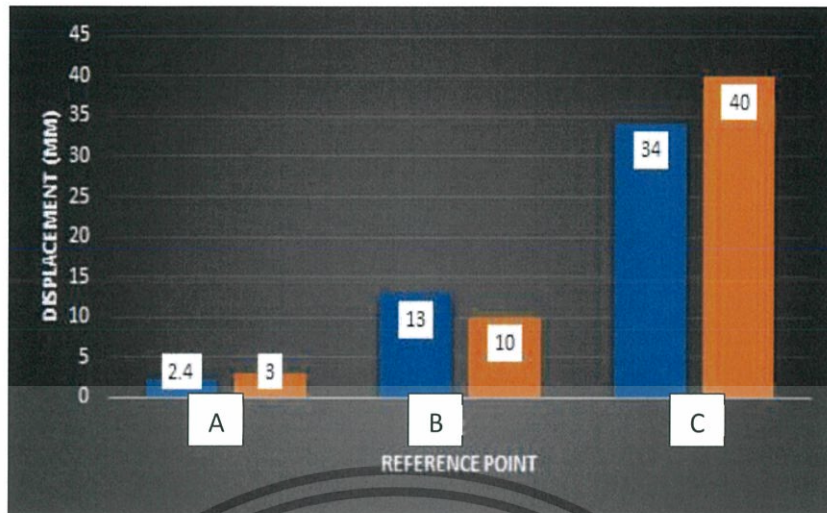
เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของดินเมื่อความลึกของเสาต่างกันที่จุด A,B และ C ดัง

รูปที่ 4.6



รูป 4.6 จุดการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัว

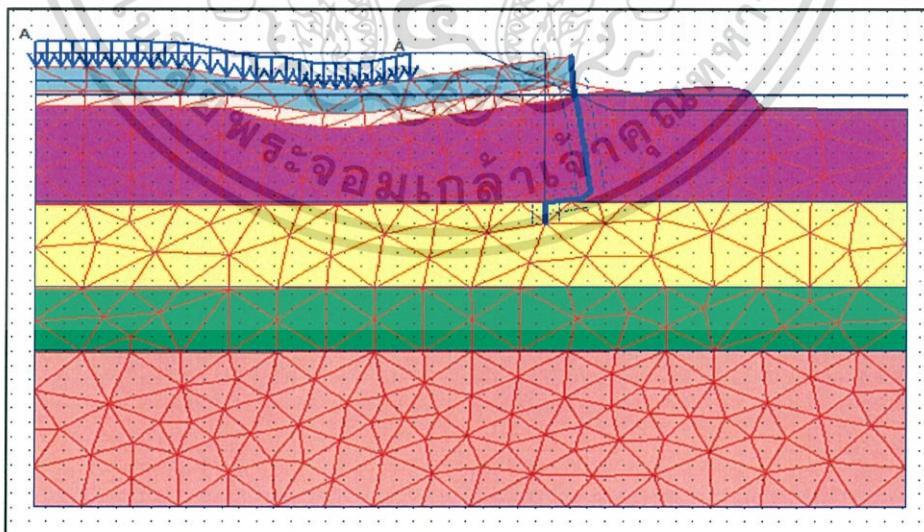
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.7 กราฟแสดงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินในแนวตั้ง

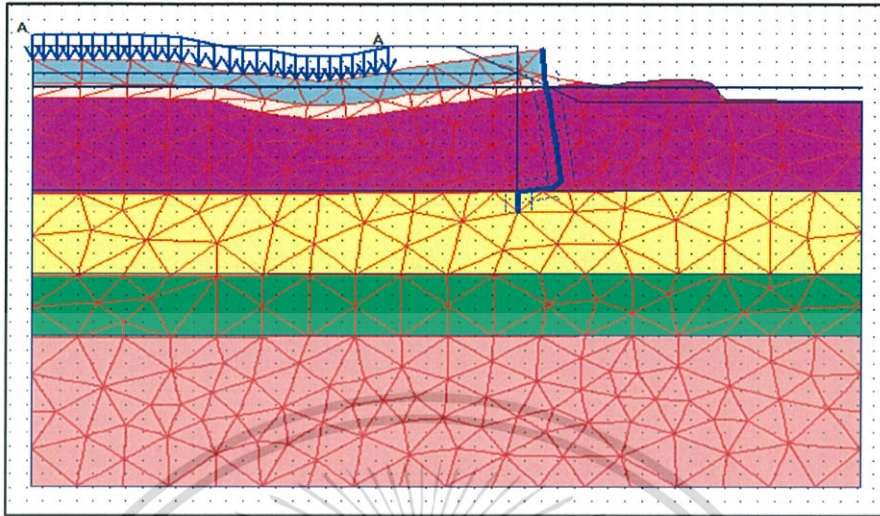
จากกราฟแท่งสีน้ำเงิน แทนความลึกของ 10 เมตร แท่งสีส้ม แทนความลึกเสา 14 เมตร จะเห็นว่าเมื่อความลึกเสามากกว่าความแตกต่างของการเคลื่อนตัวของดินที่แนวตั้งจุด C มีความแตกต่างกันมากเนื่องจากตัวระบบการป้องกันมีการทรุดตัวน้อยลงเนื่องจากเสาตึกมากขึ้น

4.2.2 ผลการวิเคราะห์ระบบการป้องกันดินแบบ Sheet Pile (SP)



รูป 4.8 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ sheet pile 18 เมตร

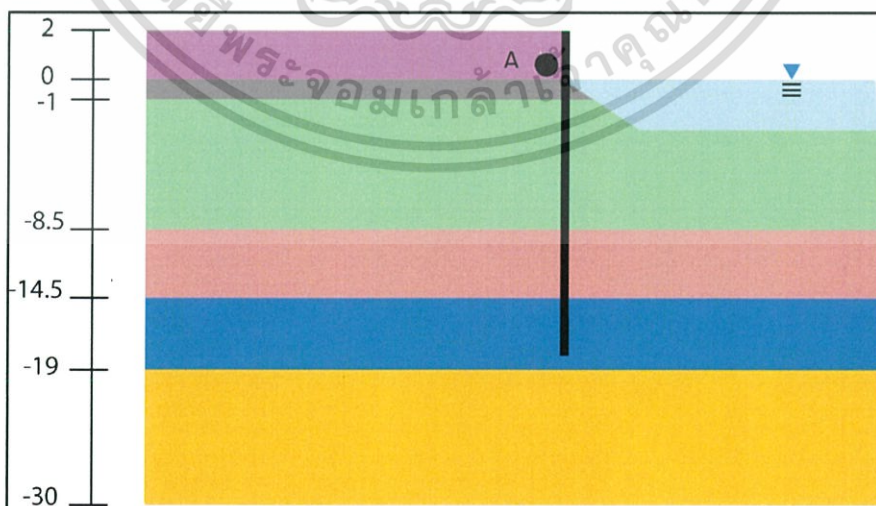
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.9 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินเมื่อใช้ความลึก sheet pile 16 เมตร

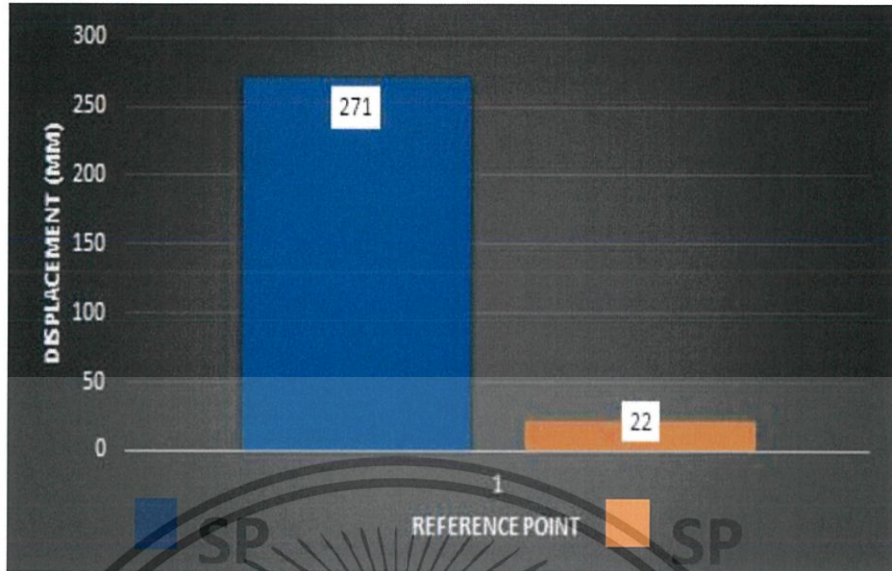
จากการวิเคราะห์ระบบการป้องกันดินแบบ sheet pile ที่ลึก 18 เมตร ได้ safety factor 1.419 มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง 9 เซนติเมตร และจากการเปรียบเทียบผลของความลึกของ sheet pile ที่ความลึก 16 เมตร กับความลึก 18 เมตร safety factor 0.7 ดังรูป 4.8 กับ รูป 4.9 จะเห็นว่าที่ความลึก 16 เมตรจะเกิดการเคลื่อนพังทั้งของดิน

ผลจากการเปรียบเทียบความลึกของ sheet pile ที่จุด A ดังรูปที่ ทำมาเขียนเป็นกราฟดังภาพที่ 4.10



รูป 4.10 จุดการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

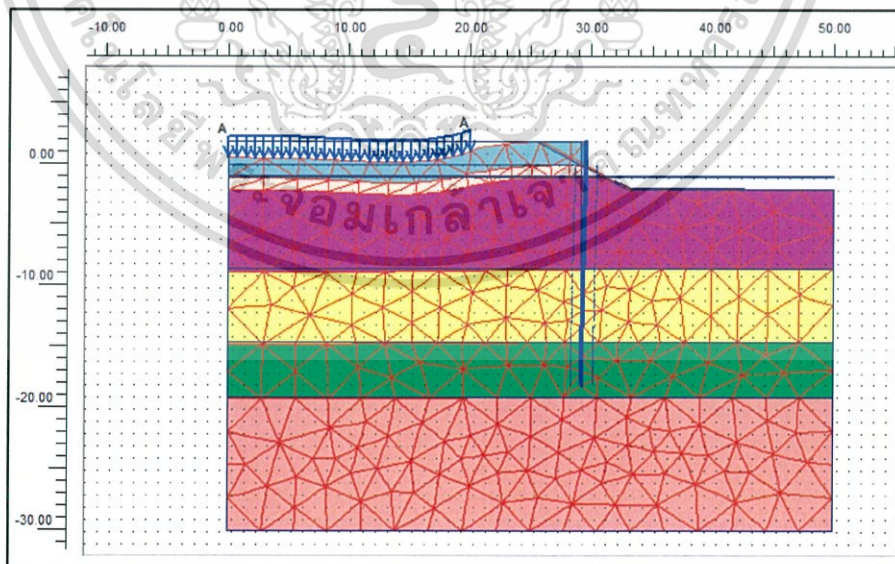
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.11 กราฟเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของด้านข้างของ sheet pile ที่ความลึกต่างกัน

จากกราฟจะเห็นว่าที่ความลึกของ sheet pile 18 เมตร (SP1) มีการเคลื่อนตัวน้อยมากเมื่อเทียบกับ sheet pile 16 เมตร (SP2) เนื่องจากความลึก 18 เมตร เป็นชั้นของดินแข็ง

4.2.3 ผลการวิเคราะห์ระบบการป้องกันดินแบบ Retaining wall

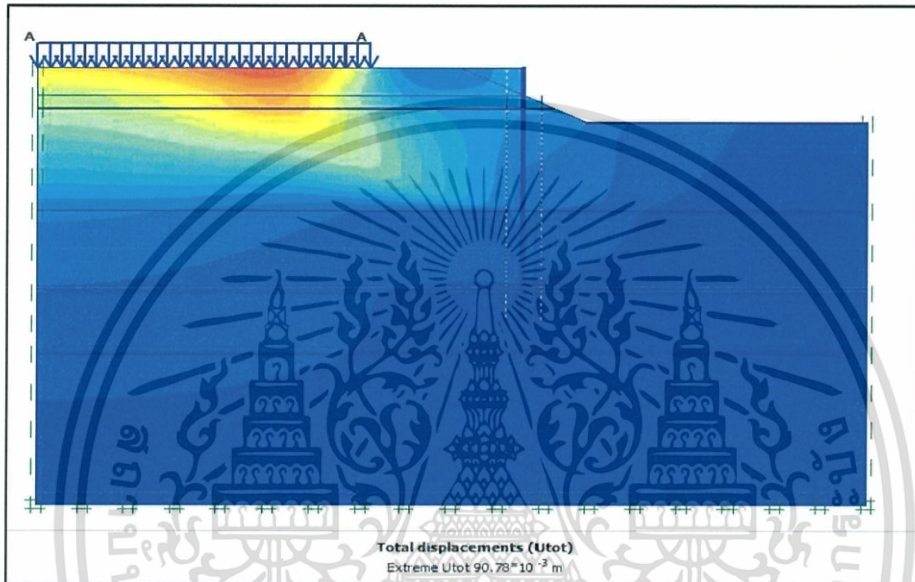


รูป 4.12 ลักษณะที่ได้จากการวิเคราะห์การแก้ไขการวิบัติแบบ Retaining wall

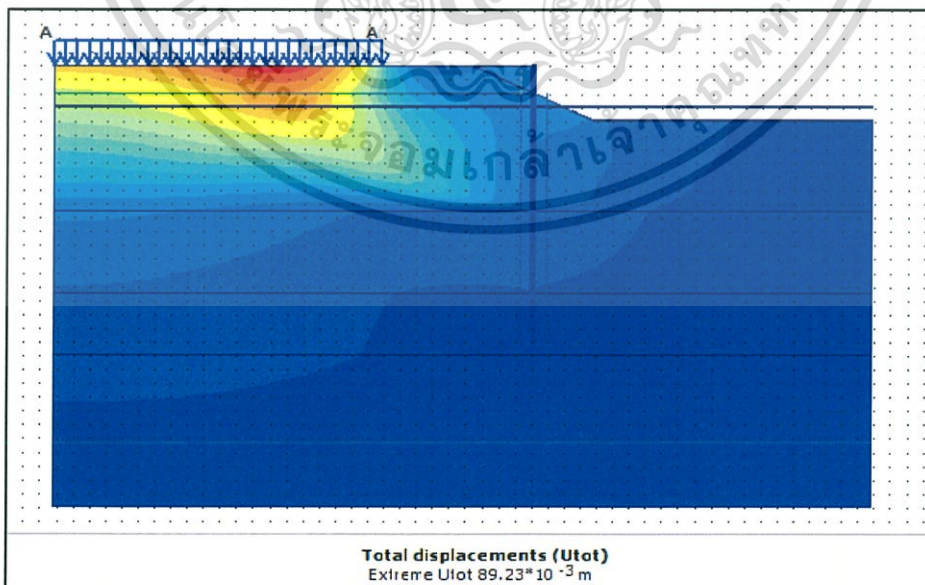
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการวิเคราะห์ระบบการป้องกันดินแบบ Retaining wall ลึก 18 เมตร ได้ safety factor 1.427 มีการเคลื่อนตัวของดินด้านข้าง 8.9 เซนติเมตร

เปรียบเทียบการป้องกันด้วยระบบ Retaining wall ที่ความลึก 16 เมตร และ 18 เมตร ดังรูป 4.13 กับ รูป 4.14



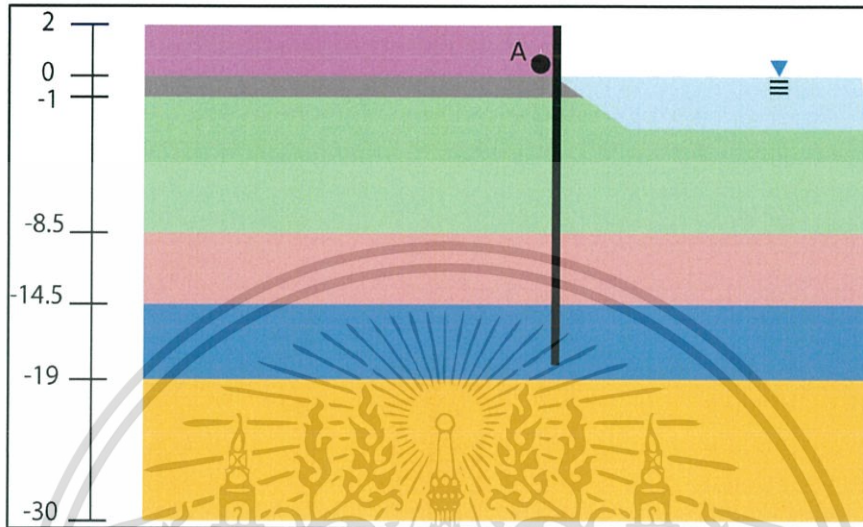
รูป 4.13 ระบบ Retaining wall ลึก 16 เมตร



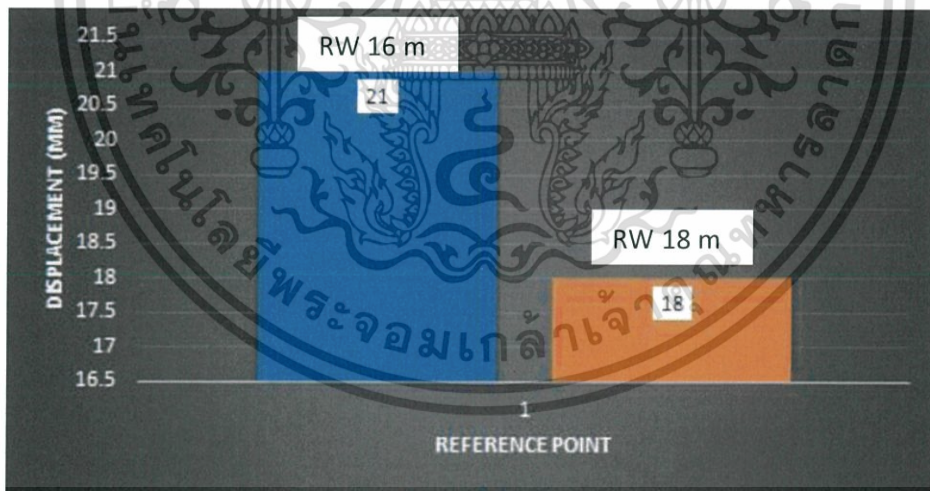
รูป 4.14 ระบบ Retaining wall ลึก 18 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการวิเคราะห์ Retaining wall ที่ความลึกต่างกัน โดยการกำหนดจุดวิเคราะห์ที่จุด A จะได้ที่ความลึกของ Retaining wall 16 เมตร มีระยะการเคลื่อนตัวที่จุด A 21 มิลลิเมตร และที่ความลึกของ Retaining wall 18 เมตร มีระยะการเคลื่อนตัวที่จุด A 18 มิลลิเมตร



รูป 4.15 จุดอ้างอิงเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้าง



รูป 4.16 กราฟเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวด้านข้างเมื่อความลึก Retaining wall ที่จุด A ต่างกัน

จากกราฟจะเห็นว่าความลึก Retaining wall 16 เมตร มีการเคลื่อนตัวมากกว่า ลึก Retaining wall 18 เมตร เปรียบเทียบการวิบัติที่ได้จากการวิเคราะห์กับสภาพหน้างานที่เกิดขึ้นจริง มีลักษณะ ดังรูป 4.17

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.17 สภาพการวิบัติของดินในพื้นที่จริง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

วิเคราะห์และสรุปผลการทดสอบ

ผลการทดลองจากการวิเคราะห์ผลแบบย้อนกลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element) ในบริเวณคลองโอ่งแตก สามารถสรุปผลการทดลองได้ดังต่อไปนี้

5.1 การวิเคราะห์ย้อนกลับ(Back Analysis)

การจัดทำโครงการการศึกษาความมั่นคงของดินเหนียวริมฝั่งแม่น้ำ โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เมื่อวิเคราะห์คุณสมบัติของดินบริเวณริมตลิ่งของ โครงการจาก Boring Log พบว่า ดินบริเวณนี้มีค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าน้อยทำให้เกิดการวิบัติ จึงได้มีการวิเคราะห์ระบบป้องกันการวิบัติของดินริมตลิ่งซึ่งมีวิธีการป้องกันอยู่ด้วยกัน 3 รูปแบบ คือ 1. Reliving Platform 2. Retaining wall และ 3. Sheet Pile ก่อนที่จะการทำแบบจำลองทั้ง 3 กรณีได้นั้นต้องทำการวิเคราะห์ผลย้อนกลับ(back analysis)ของค่าดินก่อน ซึ่งถ้าแบบจำลองที่สร้างขึ้นมาถูกต้องจะทำให้ผลการวิเคราะห์ความมั่นคงได้ค่าสัดส่วนการปลอดภัยประมาณ 1.0 นั้นหมายความว่าสภาพแวดล้อมทั้งหมดที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์ถูกต้องตามสภาพลาดดินที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งพบว่ามีค่าต่างๆดังนี้ คือ

ตาราง 5.1 พารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดินที่ใกล้สภาพจริงที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ(Back Analysis)

ชนิดดิน	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	C (kN/m ²)	ϕ	R
Fill	14	15	1800	3.6	38	1
Top soil	17	18	12500	25	5	1
Soft clay	15	15	3760	9.4	0	1
Meduim clay	15	16	14000	28	0	1
Stiff clay	16	17	45500	91	0	1
sand	17	18	20000	0	36	0.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2 การวิเคราะห์ระบบป้องกันการวิบัติของดิน

จากนั้นได้ทำแบบจำลองการป้องกันการวิบัติของดิน ซึ่งได้ผลดังนี้

1. Reliving Platform ใช้เสาเข็มตัว I 0.15x0.15x10 เมตร ซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเท่ากับ 8.758 เซ็นติเมตร มีสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.67
2. Retaining wall ใช้เสาเข็ม I 0.40x0.40x18 เมตร ซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเท่ากับ 8.9 เซ็นติเมตร มีสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.427
3. Sheet Pile 600x125x18 เมตร ซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเท่ากับ 9 เซ็นติเมตร มีสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.419

เมื่อเปรียบเทียบวิธีการป้องกันการวิบัติทั้ง 3 กรณี พบว่า

1. วิธีแบบ Sheet Pile เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากที่สุดจากทั้ง 3 กรณี ซึ่งจะมีโอกาสเสี่ยงต่อการเกิดการวิบัติ
2. วิธีแบบ Reliving Platform เกิดการเคลื่อนตัวน้อยกว่าวิธีแบบ Retaining wall กับ วิธีแบบ Sheet Pile
3. ความถี่ของวัสดุที่ใช้มีผลต่อความแข็งแรงของวิธีการป้องกันการวิบัติ ดังนั้น จากการเปรียบเทียบวิธีการป้องกันการวิบัติทั้ง 3 กรณี วิธีการที่เหมาะสมกับโครงการนี้มากที่สุดคือวิธีการป้องกันแบบ Reliving Platform

5.3 ข้อเสนอแนะ

1. ในการออกแบบนั้นควรไปตรวจสอบสถานที่และคุณภาพของกราวด์จริง และทำการเก็บรวบรวมข้อมูลให้ได้มากที่สุดเพื่อความถูกต้องสมบูรณ์ในการออกแบบ
2. การวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Finite Element ควรที่จะเปรียบเทียบกับสภาพจริงอยู่เสมอเพื่อความถูกต้อง

ภาคผนวก

รูปภาพของไซต์งานคลองโอ่งแตก



รูป ก1. ลักษณะการวิบัติของดินที่มีการป้องกันดินไม่เพียงพอ



รูป ก2. ขอบเขตการวิบัติของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป ก3. การแก้ไขการวิบัติของดินแบบ Relieving Platform



รูป ก4. การซ่อมแซมทางเดินที่เสียหายเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป ก5. ลักษณะของเนื้อดิน



รูป ก6. พื้นคอนกรีตที่เทพทับชั้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป ก6. รถบรรทุกวิ่งเข้าในจุดที่เสี่ยงต่อการเกิดการอุบัติเหตุ

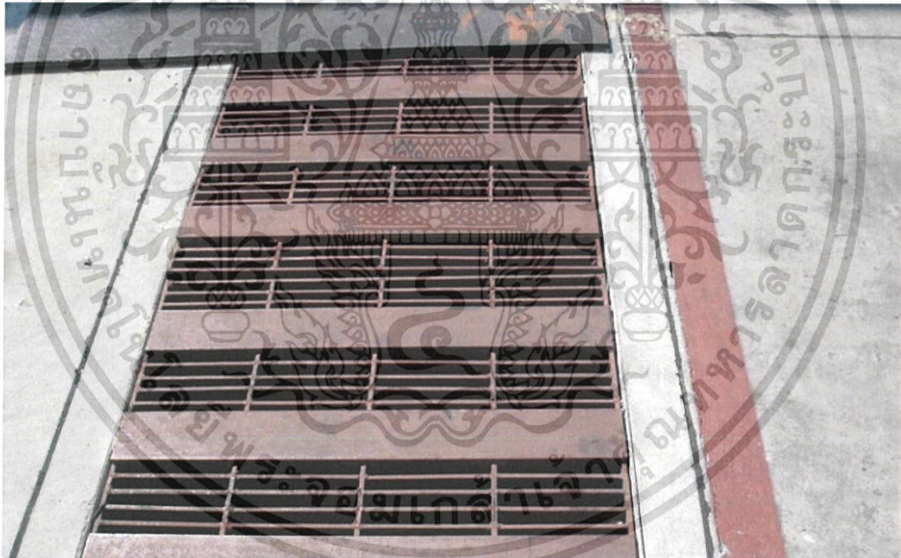


รูป ก7. การแก้ไขโครงสร้างที่พังเนื่องจากการอุบัติเหตุของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป ก8. การจัดวางตู้คอนเทนเนอร์



รูป ก9. ช่องทางระบายน้ำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรณานุกรม

สกุท ห่อวโนยาน,2544.ชลศาสตร์.ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

สุขสันต์ หอพิบูลสุข,2553.เสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically Stabilized Earth Wall).มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

FINITE ELEMENT PROGRAM.มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

ราคาวัสดุก่อสร้าง “ เสาเข็ม ” . [Online].Available: <https://thaicontractors.wordpress.com/tag/เสาเข็ม/>

ราคาวัสดุก่อสร้าง “ Sheet pile ” . [Online].Available: http://procurement.rid.go.th/admin/tor_doc/pdf

Dr.Jirayut Suebsuk, 2014.แรงดันดินด้านข้าง (LATERL EARTH PRESSURE), RMUTI.

[Online].Available: <http://www.ce.rmuti.ac.th/ggg/lecture/foundation/Lecture9.pdf>

M.A.Meguid, 2007.Physical modeling of tunnels in soft ground.

[Online].Available: http://www.researchgate.net/Mohamed_Meguid.html

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้