การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ เทียบกับผลตรวจวัดจริงในสนาม

นางสาวมัลลิกา มอบกระโทก

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2564

FINITE ELEMENT SIMULATION 2D AND 3D COMPARED TO OBSERVED BEHAVIOR OF THE BEARING REINFORCEMENT EARTH (BRE) WALL

MANLIKA MOBKRATHOK

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the

Degree of Master of Engineering in Civil, Transportation and

Geo-resources Engineering

Suranaree University of Technology

Academic Year 2021

การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ เทียบกับผลตรวจวัดจริงในสนาม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

....
(รศ. ดร.เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์)
ประธานกรรมการ

....
(ศ. ดร.สุขสันติ์ หอพิบูลสุข)
กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

....
(Dr.Menglim Hoy)
กรรมการ

....
(รศ. ดร.ฉัตรชัย โชติษฐยางกูร)
รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและประกันคุณภาพ

....
(รศ. ดร.พรศิริ จงกล)
คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

มัลลิกา มอบกระโทก : การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ เทียบกับผลตรวจวัดจริงในสนาม (FINITE ELEMENT SIMULATION 2D AND 3D COMPARED TO OBSERVED BEHAVIOR OF THE BEARING REINFORCEMENT EARTH (BRE) WALL) อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันติ์ หอพิบูลสุข, 84 หน้า

คำสำคัญ : กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน/วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์/โปรแกรม PLAXIS

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวางที่เชื่อมต่อเข้ากับแผ่นผนังคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาวทำมาจากเหล็กข้ออ้อย ในขณะที่เหล็กตามขวางทำมาจากเหล็กฉากซึ่งทำให้เกิดแรงต้านทานแรงดึงแบกทานสูง กำแพงกันดินที่ทำการศึกษา มีความสูง 9.75 เมตร และความกว้าง 14.80 เมตร สร้างขึ้นที่เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ตั้งอยู่บริเวณด้านหน้าเนินดินที่มีความชันประมาณ 48 องศา งานวิจัยนี้ศึกษาเปรียบเทียบผลตรวจวัดจริงที่เกิดขึ้นในสนาม กับพฤติกรรมที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยนำเสนอพฤติกรรมของกำแพงกันดินใน 3 สภาวะ ได้แก่ หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก และขณะเปิดใช้งาน ผลการตรวจวัดประกอบด้วยพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง การเคลื่อนตัวด้านข้าง และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมการทรุดตัวในสภาวะก่อนเปิดใช้งานมีความแตกต่างกันระหว่างผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์ร้อยละ 56 และ 45 สำหรับการวิเคราะห์ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ แต่เมื่อทำการเปิดใช้งานไปแล้วที่เวลา 270 วัน (หลังเริ่มต้นก่อสร้าง) การทรุดตัวในสนามมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ ในขณะที่ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าคงที่หรือเข้าสู่สภาวะทรุดตัวสุดท้าย (Final settlement) การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงมีรูปแบบการเคลื่อนตัวออกห่างจากตัวโครงสร้างกำแพง เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำและมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์ แรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานของการตรวจวัดและวิเคราะห์ มีค่าที่สอดคล้องกันและแปรผันตามความสูงของดินถมและแรงภายนอกที่มากระทำ โดยระนาบแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีความสอดคล้องและใกล้เคียงกับระนาบแรงดึงสูงสุดตามวิธีของ AASHTO (2002)

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2564

ลายมือชื่อนักศึกษา ____________

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา ____________

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

MANLIKA MOBKRATHOK : FINITE ELEMENT SIMULATION 2D AND 3D COMPARED TO OBSERVED BEHAVIOR OF THE BEARING REINFORCEMENT EARTH (BRE) WALL: PROF.SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D., 84 PP.

Keyword : Bearing reinforcement earth (BRE) wall/Finite element method/ PLAXIS

Bearing reinforcement earth (BRE) wall is composed of longitudinal member and transverse members connected to concrete panels. The longitudinal members are made of the deformed bar. The transverse members are a set of equal angles, which provide high pullout bearing resistance. In this research, a BRE wall (9.75 m high and 14.80 m wide) was constructed in front of the 48 degrees Mae Moh Mine slope, Lampang for the truck ramp operation. The behavior of the BRE wall was investigated by a finite element method using PLAXIS 2D and PLAXIS 3D softwares. The 2D and 3D finite element simulation results were compared with the observed field data under three conditions: at the end of the construction, after installation of the truck ramp, and during the service state. The field investigation included the measurement of vertical settlement, measurement of lateral movement, and measurement of the tension force in the reinforcement. It was found from this research that the measured settlement at pre-operational conditions had 56% and 45% difference from 2D and 3D analysis results, respectively. During operation (at 270 days after construction), the measured vertical settlement gradually increased with time, while the calculated vertical settlement was constant over time. The lateral movements at both lateral sides has moved away from the wall. The measured lateral displacement was slightly higher than the calculated result. The calculated tension forces in the reinforcements are in agreement with the measured ones and the maximum tension plane can be approximated by the method proposed by AASHTO (2002).

School of Civil Engineering — Student's Signature ____________

Academic Year 2021 — Advisor's Signature ____________

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลและกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่ได้ช่วยชี้แนะให้คำปรึกษา รวมทั้งให้การช่วยเหลือในการให้ความรู้ การแนะนำสิ่งที่ถูกต้องจนงานวิจัยนี้สามารถริเริ่ม และลุล่วงไปได้ด้วยดีเสมอมา ก่อนอื่นผู้วิจัยต้องขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ผู้ให้กำเนินและอบรมสั่งสอนให้ความรู้ด้วยดีเสมอมา

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันติ์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้โอกาสทางการศึกษา ถ่ายทอดวิชาความรู้ เป็นแบบอย่างในการดำเนินชีวิต และให้คำแนะนำปรึกษาเรื่องวิจัย ช่วยแก้ปัญหา ตลอดจนให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด รวมทั้งช่วยตรวจทานแก้ไขวิทยานิพนธ์เล่มนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ตันเส็ง ที่กรุณาถ่ายทอดความรู้ทั้งทางด้านวิชาการและประสบการณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์ ประธานกรรมการ อาจารย์ ดร.Menglim Hoy กรรมการ ที่กรุณาให้ความรู้และแนวคิด ตลอดจนข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง และขอกราบขอบพระคุณ อาจารย์ ดร.อาทิตย์ อุดมชัย และคุณจักรกฤษณ์ ยืนยงค์ รวมถึงบุคลากรเจ้าหน้าที่สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านนวัตกรรมเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานอย่างยั่งยืนทุกท่าน ที่กรุณาให้คำปรึกษาชี้แนะและช่วยเหลือจนกระทั่งการทำวิจัยครั้งนี้จนสำเร็จสมบูรณ์

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ พี่น้องบัณฑิตศึกษาทุกท่าน โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณคงศักดิ์ อัครวงศ์วัฒนา และคุณไกรฤกษ์ เอี่ยมศรี ที่ให้คำปรึกษาด้านวิชาการและให้กำลังใจมาโดยตลอด

มัลลิกา มอบกระโทก

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย) ....ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ) ....ข
กิตติกรรมประกาศ ....ค
สารบัญ ....ง
สารบัญตาราง..ฉ
สารบัญรูป ....ช
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ ....ฎ
บทที่
1. **บทนำ**..1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย..1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย 3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย 5
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ..5
2. **ปริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง**..6
2.1 การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง..6
2.2 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในเหมืองแม่เมาะ..16
2.3 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน 22
3. **วิธีดำเนินการวิจัย** 28
3.1 บทนำ 28
3.2 การตรวจวัดในสนาม 29
3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินตัวอย่าง..33
3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์..37
4. **ผลการศึกษาและการวิเคราะห์**..40
4.1 การจำลองกำแพงกันดินในโปรแกรม PLAXIS แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ..40

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.2 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนาม
เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์
แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ 46
5. บทสรุป 62
5.1 สรุปผลงานวิจัย 62
5.1.1 พฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง 62
5.1.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง 63
5.1.3 พฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน 63
บรรณานุกรม 65
ภาคผนวก 67
ประวัติผู้เขียน 77

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญตาราง

ตารางที่ **หน้า**

2.1 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123 14

3.1 ค่าอัตราส่วนปัวซองของดิน Bowles, J.E., (1996) 37

4.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน 40

4.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน 40

4.3 พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในแบบจำลองกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน 42

4.4 พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในแบบจำลองกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน 43

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
1.1	รูปกำแพงกันดินที่ถูกก่อสร้างเพื่อเป็นท่าเทียบรถบรรทุก บริเวณโรงย่อยถ่านหิน ณ เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง	2
1.2	ลักษณะการเสริมเหล็กของกำแพงกันดินที่ถูกก่อสร้างขึ้น (การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, 2014)	2
1.3	ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทานและการประกอบเข้ากับผนังกำแพง	4
2.1	เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง	6
2.2	เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง	7
2.3	แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลัง	8
2.4	ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก	10
2.5	ระนาบการวิบัติของดิน	12
2.6	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ	12
2.7	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมทุกชนิด	13
2.8	ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง	15
2.9	พฤติกรรมการต้านทานแรงฉุดของเหล็กแผ่น	15
2.10	ขั้นตอนการก่อสร้าง	16
2.11	แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน	17
2.12	แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน	17
2.13	แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน	18
2.14	ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาก่อสร้าง	19
2.15	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานกับเวลาก่อสร้าง	20
2.16	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับเวลา บริเวณด้านหน้าของกำแพง	21
2.17	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับเวลา บริเวณด้านข้างของกำแพง	21

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

2.18 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ที่ด้านหน้าและด้านข้างของกำแพง 22
2.19 กำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรม 23
2.20 กำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรม 23
2.21 กำแพงกันดินที่ถูกจำลองขึ้นในโปรแกรม PLAXIS 2D 24
2.22 ผลเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาก่อสร้าง ที่ได้จากการวัดและการจำลอง 25
2.23 ผลเปรียบเทียบการกระจายความเค้นแบกทานที่ได้จากการวัดและการจำลอง 25
2.24 ผลเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความดันดินด้านข้างและความเค้น ในแนวดิ่งที่ได้จากการวัดและการจำลอง 26
2.25 ผลเปรียบเทียบแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานที่ได้จากการวัดและการจำลอง 27
3.1 แผนการดำเนินงานวิจัย 28
3.2 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดในสนาม 29
3.3 ลักษณะส่วนประกอบของ Settlement plate 30
3.4 แสดงการตรวจวัด Settlement Plate 31
3.5 แสดงการติดตั้ง Earth Pressure 31
3.6 แสดงการตรวจวัด Inclinometer 32
3.7 แสดงการติดตั้ง Strain gauge 33
3.8 พิกัดอัตเตอร์เบิร์กและสถานะของดิน 34
3.9 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบหาพิกัดเหลว 35
3.10 การคลึงดินให้เป็นแท่งเพื่อทดสอบหาพิกัดพลาสติก 35
3.11 ตะแกรงที่ใช้ในการทดสอบ 36
3.12 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอิลิเมนต์ของดิน 37
3.13 ลักษณะของ Nodal Point และอิลิเมนต์ของดิน 38
4.1 ลักษณะกำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้าง (Side view) 40
4.2 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ 41
4.3 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ 41

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

4.4 ลักษณะจุดต่อของเหล็กเสริมแบกทานและแผ่นผนังคอนกรีตในสนาม 45
4.5 ตำแหน่งการตรวจวัดและวิเคราะห์พฤติกรรม 46
4.6 ลักษณะการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
ในโปรแกรม PLAXIS 2D 47
4.7 ทิศการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
ในโปรแกรม PLAXIS 2D 48
4.8 ลักษณะการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
ในโปรแกรม PLAXIS 3D 48
4.9 ทิศการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
ในโปรแกรม PLAXIS 3D 49
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของดินถมบริเวณด้านหน้าของกำแพงกับเวลา............ 50
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของดินถมบริเวณด้านข้างของกำแพงกับเวลา............ 51
4.12 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 2D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 52
4.13 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 2D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 53
4.14 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 53
4.15 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 54
4.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 55
4.17 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพง
ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง 55
4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน
กับความสูงของกำแพง ที่สภาวะต่าง ๆ 57

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน กับความสูงของกำแพง ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (เวลา 23 วัน)............................57
4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน กับความสูงของกำแพง ที่สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (เวลา 30 วัน).........................58
4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน กับความสูงของกำแพง ที่สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (เวลา 270 วัน).......................58
4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน กับความสูงของกำแพง ที่สภาวะต่าง ๆ 60
4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงในเหล็กเสริมกับความสูงของกำแพง 61

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

σ'_h	=	แรงดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง
α	=	มุมด้านหลังกำแพงที่กระทำกับแนวราบ
δ	=	มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงกับดิน
β	=	มุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ
K_0	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง
K_a	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Active
K_p	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Passive
γ	=	หน่วยน้ำหนัก
γ_w	=	หน่วยน้ำหนักของน้ำ
γ_{sat}	=	หน่วยน้ำหนักดินอิ่มตัวด้วยน้ำ
H	=	ความสูงของกำแพง
P'_0	=	แรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย
P_a	=	แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active
P_p	=	แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Passive
P_h	=	แรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง
P_w	=	แรงดันน้ำ
PI	=	ดัชนีพลาสติก
PL	=	พิกัดพลาสติก
LL	=	พิกัดเหลว
ϕ, ϕ'	=	มุมเสียดทานภายใน
c, c'	=	แรงยึดเหนียวภายในของดิน
S_u	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ
f_c'	=	Maximum Compressive Strength
f_u	=	Ultimate tensile strength
e	=	Void ratio

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

k_h	=	Coefficient horizontal permeability
k_v	=	Coefficient vertical permeability
E'	=	Young's modulus
I	=	Moment of inertia
A	=	Section area
w	=	Weight
v	=	Poisson's ratio
FS	=	Factor of safety
FEM	=	Finite element analysis

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทที่ 1
บทนำ

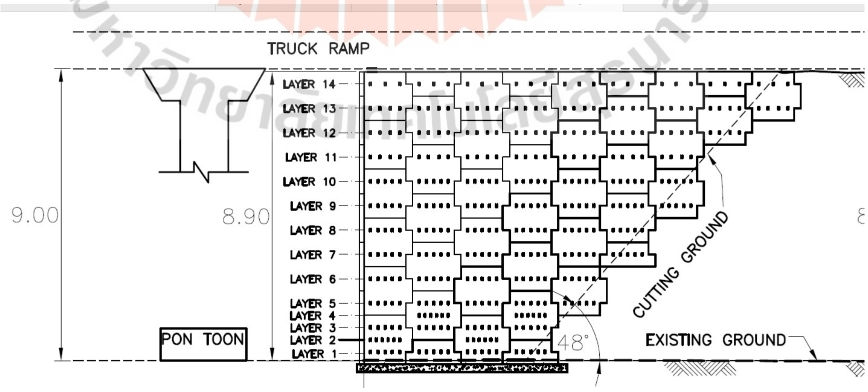
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย

เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เป็นเหมืองถ่านหินลิกไนต์ที่ใหญ่ที่สุดในเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ มีภารกิจหลักในการจัดหาถ่านหินเพื่อใช้เป็นเชื้อเพลิงในการผลิตกระแสไฟฟ้า เฉลี่ยวันละ 45,000 ตัน หรือคิดเป็น 16 ล้านตันต่อปี ท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหินถือว่าเป็นส่วนสำคัญที่ช่วยขับเคลื่อนระบบการผลิตกระแสไฟฟ้าให้เพียงพอต่อความต้องการของภาคอุตสาหกรรมและครัวเรือน เพราะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกให้สอดคล้องกับปริมาณถ่านหินที่ต้องขนย้าย โดยต้องออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสถิตและพลวัติไม่น้อยกว่า 200 ตัน การติดตั้งและรื้อถอนโครงสร้างกันดินที่มีความสูงและมีขนาดใหญ่สำหรับการรับน้ำหนักบรรทุก 200 ตัน มีต้นทุนที่ค่อนข้างสูง มีความยุ่งยาก และใช้เวลานาน ซึ่งการทำงานในเหมืองเป็นงานที่ต้องแข่งขันกับเวลาและต้องคำนึงถึงความปลอดภัยเป็นหลัก ดังนั้น จึงมีการเลือกใช้กำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth, MSE wall) เพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดินร่วมกับเป็นโครงสร้างท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหินควบคู่ไปด้วยกัน ซึ่งสาเหตุที่เลือกใช้กำแพงกันดินเสริมกำลังมีข้อได้เปรียบกว่าโครงสร้างกันดินชนิดอื่น คือ มีความคุ้มค่าด้านต้นทุนการผลิต ขั้นตอนการติดตั้งง่ายและรวดเร็ว ใช้พื้นที่ก่อสร้างไม่มาก และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงรวมทั้งสามารถก่อสร้างให้ตั้งดิ่งสูงชันได้ ทำให้มีพื้นที่ระหว่างโรงย่อยถ่านหินและกำแพงไว้สำหรับการซ่อมบำรุงได้สะดวกยิ่งขึ้น นอกจากนี้ การรื้อถอนกำแพงกันดินเสริมกำลังยังสามารถทำได้อย่างรวดเร็ว กำแพงกันดินที่ถูกก่อสร้างเพื่อเป็นท่าเทียบรถบรรทุก แสดงดังรูปที่ 1.1 และรูปที่ 1.2

ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูงแต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก (สุขสันติ์, 2552) การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง ซึ่งวัสดุเสริมกำลังสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภท คือ วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้ (Extensible Reinforcement) ได้แก่ วัสดุเสริมกำลังที่ทำจากเส้นใยและโพลิเมอร์ (Geogrid, Geotextile) และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Extensible Reinforcement) ได้แก่ เหล็กเส้น แผ่นเหล็ก หรือตะแกรงเหล็ก วัสดุเสริมกำลังทั้งที่สามารถยืดได้และไม่สามารถยืดได้มักนำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างโครงสร้างกันดินแบบกำแพงดินเสริมกำลัง (Mechanically Stabilizes Earth Wall)

โดยองค์ประกอบที่สำคัญของ กำแพงกันดินเสริมกำลัง มีองค์ประกอบดังนี้ คือ 1) วัสดุเสริมกำลัง (Reinforcing Material) 2) วัสดุดินถมเสริมกำลัง (Reinforced Backfill) และ 3) ผิวหน้ากำแพง (Facing) (กรมทางหลวง, 2550)

รูปที่ 1.1 รูปกำแพงกันดินที่ถูกก่อสร้างเพื่อเป็นท่าเทียบรถบรรทุก บริเวณโรงย่อยถ่านหิน ณ เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง



รูปที่ 1.2 ลักษณะการเสริมเหล็กของกำแพงกันดินที่ถูกก่อสร้างขึ้น (การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, 2014)

Horpibulsuk,S., and Niramitkornburee, A., (2010) ได้ทำการพัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ เรียกว่า เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement earth (BRE) wall) เหล็กเสริมชนิดนี้มีกำลังต้านทานแรงฉุดสูงในปริมาณเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว โดยมีเหล็กข้ออ้อยเป็นเหล็กตามยาว (Longitudinal member) และใช้เหล็กฉากเป็นเหล็กตามขวาง (Transverse members) ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทานแสดงดังรูปที่ 1.3 โครงสร้างกันดินที่ได้จากงานวิจัยนี้ จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เป็นท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหิน ในเหมืองแม่เมาะ

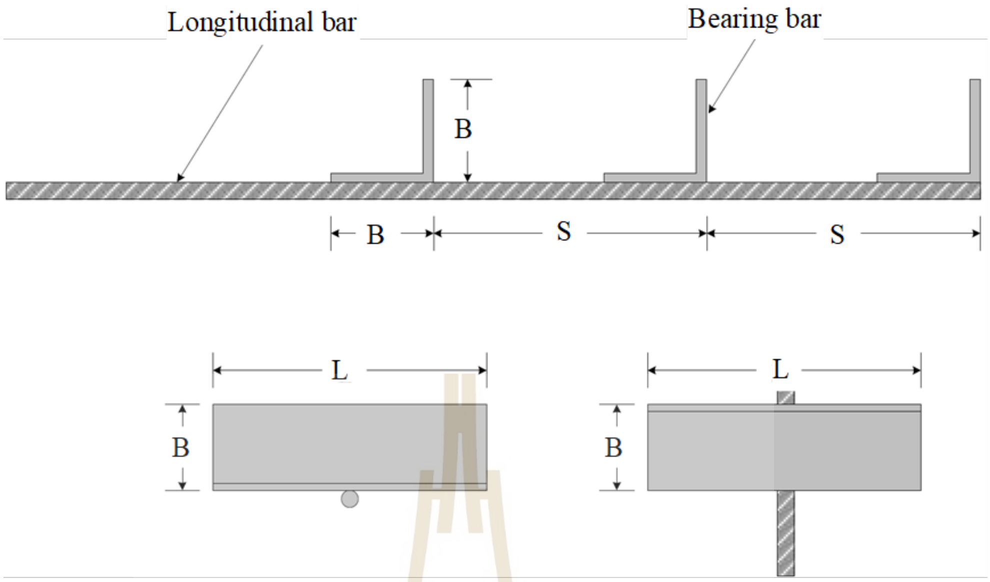
การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลัง เป็นการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีที่ค่อนข้างซับซ้อน เนื่องจากต้องคำนึงถึงขั้นตอนการก่อสร้าง และสภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกมีหลากหลายสภาวะ การวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) จึงเป็นวิธีที่มีความสะดวกเมื่อเปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยวิธีดั้งเดิม ดังนั้น หากเลือกใช้วิธีวิเคราะห์แบบเชิงตัวเลขหรือวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method) จะช่วยให้ได้คำตอบที่รวดเร็ว ประหยัดเวลาในการคำนวณ และสามารถจำลองรูปแบบพฤติกรรมของกำแพงกันดินใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากที่สุด (จักรกฤษณ์, 2017) ในปัจจุบันวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method) ถูกนำมาประยุกต์ใช้ในเกือบทุกรูปแบบของวิเคราะห์ในทางวิศวกรรมปฐพี เพื่อลดความซับซ้อนของการวิเคราะห์ลง และเพิ่มประสิทธิภาพในการวิเคราะห์ จึงมีการพยายามที่จะลดขนาดการวิเคราะห์ จากสภาพความจริงที่ส่วนใหญ่แล้วล้วนอยู่ในรูปแบบ 3 มิติ ให้เป็นการวิเคราะห์ในรูปแบบ 2 มิติ ซึ่งจะช่วยลดความซับซ้อนของการวิเคราะห์ลงได้มาก แต่ความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ย่อมลดลง และมีข้อจำกัด งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของความพยายามในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ทั้งรูปแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยจะเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดจริงในสนาม เพื่อศึกษาถึงความถูกต้องและข้อจำกัดของรูปแบบการวิเคราะห์

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

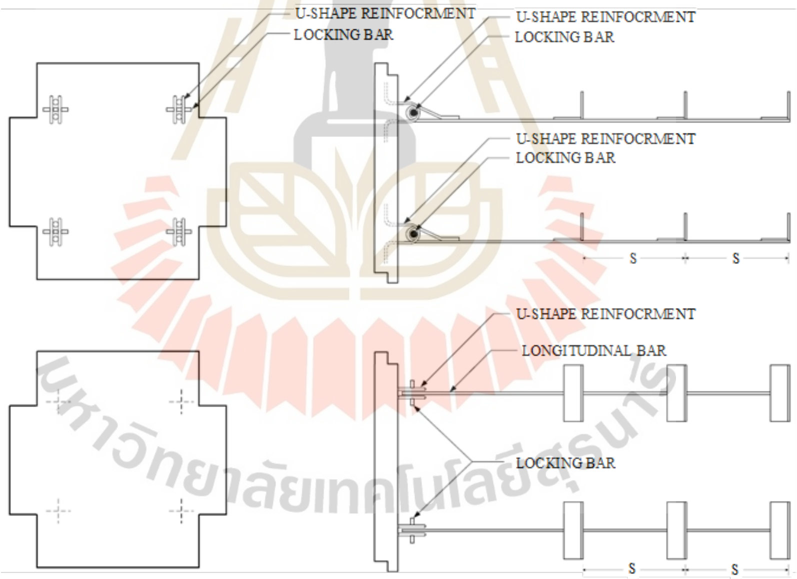
1.2.1 ศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่งบริเวณด้านหน้ากำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

1.2.2 ศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

1.2.3 ศึกษาและเปรียบเทียบแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ



ก) ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทาน



ข) การประกอบเข้ากับผนังกำแพง

รูปที่ 1.3 ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทานและการประกอบเข้ากับผนังกำแพง (Horpibulsuk,S., and Niramitkornburee, A., 2010)

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1.3.1 ใช้ผลตรวจวัดกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ที่เป็นโครงสร้างกันดินสำหรับท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหิน ตั้งอยู่ที่เหมืองแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง

1.3.2 วิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ โดยโปรแกรม PLAXIS และเปรียบเทียบกับพฤติกรรมที่ตรวจวัด ได้แก่ การทรุดตัวในแนวดิ่ง (Vertical settlement) การเคลื่อนตัวด้านข้าง (Lateral movement) และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน (Tension force in the reinforcement)

1.3.3 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับพฤติกรรมของกำแพงกันดินในสนาม ที่สภาวะ 1) หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง โดยมีระยะเวลาการก่อสร้างทั้งสิ้น 20 วัน 2) สภาวะการติดตั้งท่าเทียบ ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุก 12 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และ 3) สภาวะหลังการเปิดใช้งาน ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุก 80 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในแบบจำลอง มีลักษณะเป็นน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอ (Uniform load) บนกำแพงกันดิน

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทราบถึงพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานเมื่อรับน้ำหนักดินถมและน้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกถ่านหิน

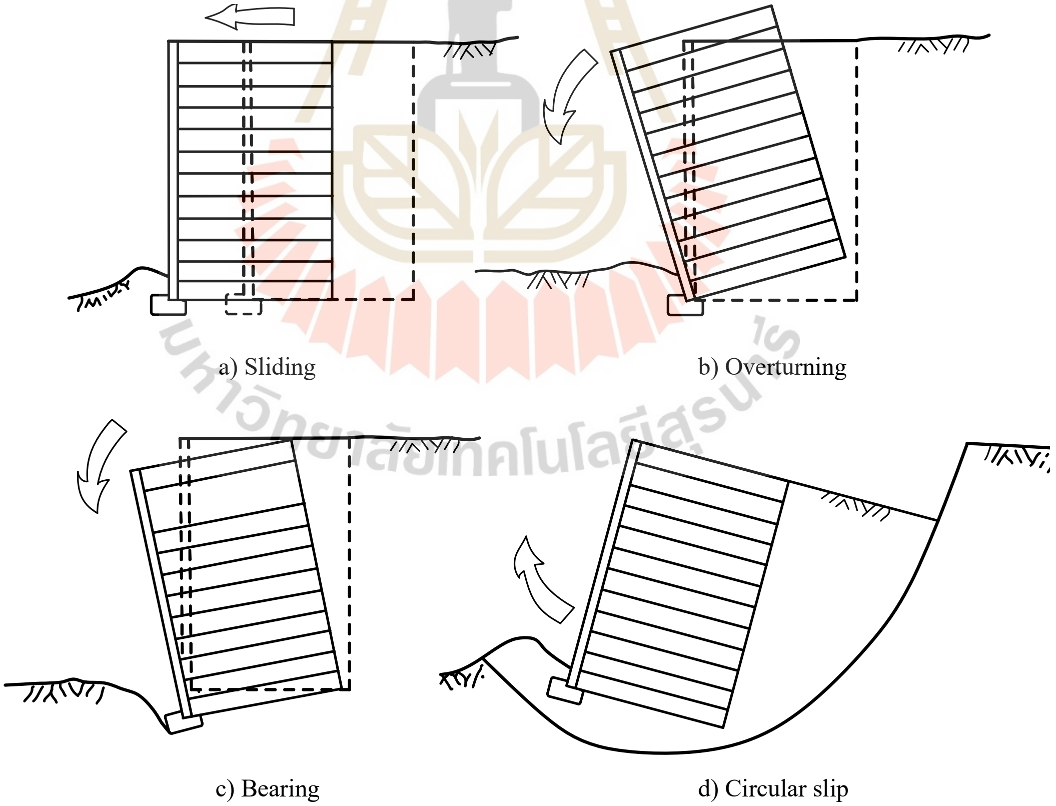
1.4.2 ทราบถึงแนวทางการออกแบบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในรูปแบบที่ซับซ้อนมากขึ้น

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทที่ 2
ปริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง

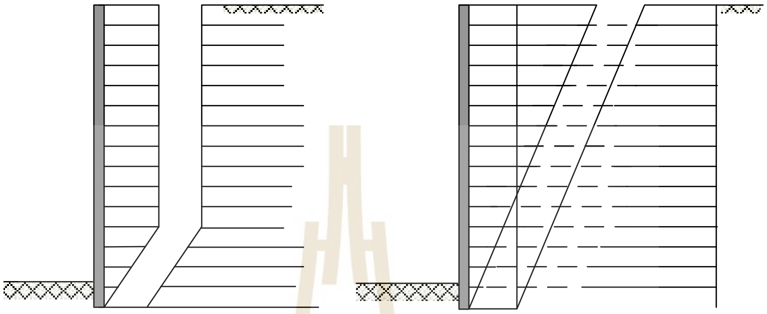
การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) จะต้องคำนึงถึงเสถียรภาพภายนอก (External stability) และเสถียรภายใน (Internal stability) โดยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ประกอบด้วยการตรวจสอบการลื่นไถล (Sliding) การตรวจสอบการพลิกคว่ำ (Overturning) การตรวจสอบกำลังรับแรงแบกทานก(Bearing) และการตรวจสอบเสถียรภาพลาดดิน (Circular slip) โดยสมติว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังเป็นโครงสร้างกึ่งแข็งเกร็ง (Semi-rigid structure) ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Clayton et al., 1993)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ส่วนเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ต้องตรวจสอบ จะประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือ วัสดุเสริมกำลังต้องมีกำลังต้านทานต่อการฉีกขาด (Rupture resistance) และกำลังต้านทานต่อแรงฉุด (Pullout resistance) ที่เพียงพอ (รูปที่ 2.2)

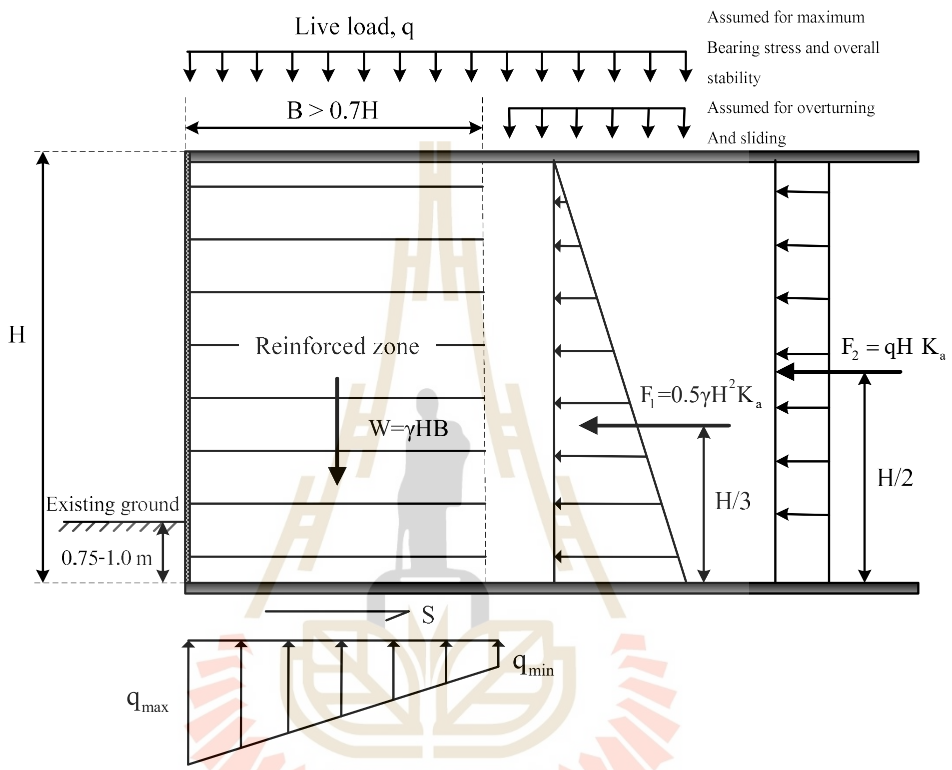


รูปที่ 2.2 เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

2.1.1 เสถียรภาพภายนอก

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทางอันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวดิ่ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักสถิตยศาสตร์ (Law of statics) ส่วนการตรวจสอบการเคลื่อนในแนวดิ่งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจสอบเสถียรภาพ (รูปที่ 2.3) ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในสองกรณี คือ (1) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นทั้งในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) และในโซนไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ (2) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะในโซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพต้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพต้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักจรในกรณีที่ (2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยต้านการลื่นไถลและต้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักจรในกรณีที่ (1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยต้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานน้ำหนักจร (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อ

ตารางเมตร AASHTO’s Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำและการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ



รูปที่ 2.3 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลัง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

อัตราส่วนปลอดภัยต้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับผลคูณของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบและเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักจรในกรณีที่ (2) แรงทั้งสองสามารถหาได้จาก

$$S = W \tan\phi \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดหยาบ} \tag{2.1}$$

$$S = S_u B \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดละเอียด} \tag{2.2}$$

$$P_h = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a + qHK_a \tag{2.3}$$

เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ H คือความสูงของกำแพงกันดิน อัตราส่วนปลอดภัยต้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) นิยมหาอัตราส่วนปลอดภัยที่สภาวะนี้ พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.3) และพิจารณาน้ำหนักจรในกรณีที่ (2) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำสามารถคำนวณได้จาก

$$M_o = \left(F_1 \times \frac{H}{3}\right) + \left(F_2 \times \frac{H}{2}\right) \tag{2.4}$$

$$M_r = W \times \frac{B}{2} \tag{2.5}$$

อัตราส่วนปลอดภัยต้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจายความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์ (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 2.4a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์มีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด $(q_{\max})$ และน้อยที่สุด $(q_{\min})$ ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์มีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก (B/6) (รูปที่ 2.4b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์

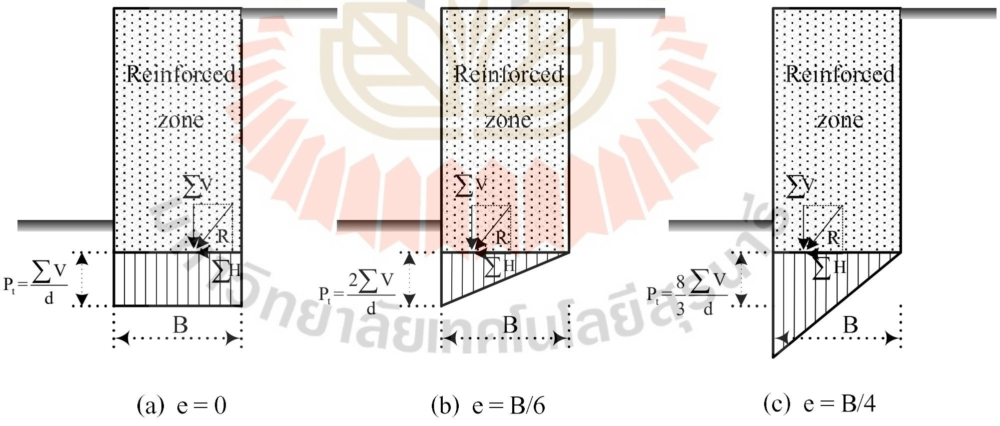
มีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานรากเนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 2.4c) ระยะเยื้องศูนย์และความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 2.3) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.8)

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

$$q_{\max} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < q_{all} \quad (2.7)$$

$$q_{\min} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 \quad (2.8)$$

เมื่อ $\sum V$ คือน้ำหนักกดทับในแนวดิ่ง ซึ่งเท่ากับ *W* สำหรับกรณี (2) และเท่ากับ *W+qB* สำหรับกรณี (1)



รูปที่ 2.4 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

2.1.2 เสถียรภาพภายใน

เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพต้านการฉีกขาดของวัสดุ (Rupture resistance) และเสถียรภาพต้านการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยต้านการฉีกขาดและต้านการฉุดออก ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณหาแรงฉุดสูงสุดและตำแหน่งของแรงฉุดสูงสุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง

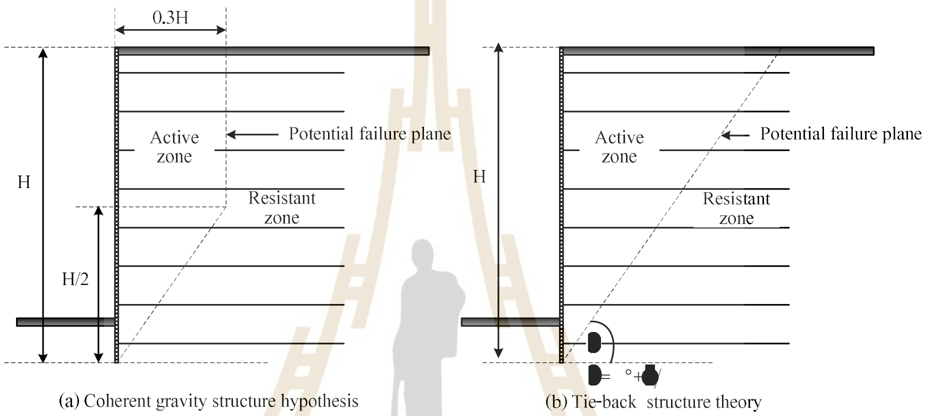
2.1.2.1 ตำแหน่งของแรงฉุดสูงสุดและระนาบวิบัติ

มวลดินภายในกำแพงกันดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resisitant zone) ในโซนเคลื่อนตัวดินพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงฉุดที่เกิดขึ้นตลอดแนวของวัสดุเสริมกำลัง แรงฉุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ส่งผลให้เกิดแรงต้านทานการฉุดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น โดยมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing ดังนั้น แรงฉุดสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังจึงเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงฉุดสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของดิน ด้วยระนาบวิบัตินี้จะมีความแตกต่างกันตามแต่สติฟเนสของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.5 แสดงระนาบวิบัติที่ได้จาก Tie-back theory และ Coherent gravity structure hypothesis (Anderson et al., 1987) แสดงให้เห็นว่าระนาบการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระนาบวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45+\phi/2$ องศา เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง

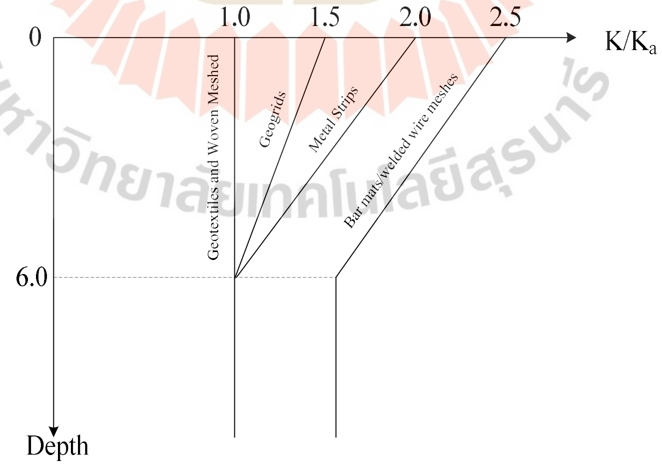
2.1.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังต้านทานแรงฉุดในโซนต้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสภาวะสมดุล) แรงฉุดที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุที่เสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุลกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับความเค้นในแนวดิ่งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สภาวะนิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสติฟเนสของวัสดุเสริมกำลังในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันความดันดินด้านข้างอยู่ในสภาวะ Active สำหรับวัสดุเสริมกำลังแบบไม่สามารถยืดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสภาวะนิ่ง (At rest) ที่ส่วนบนของ

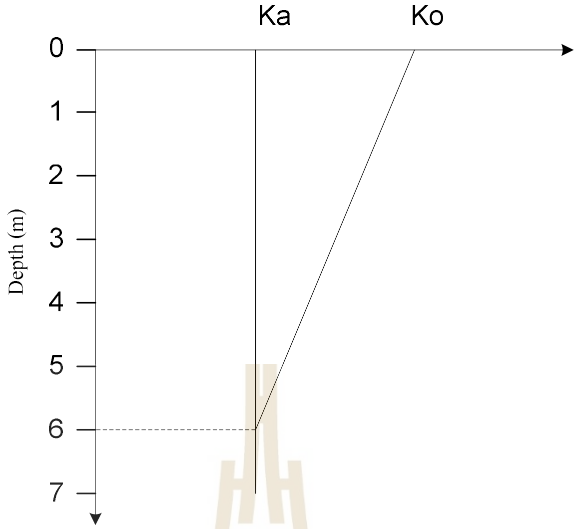
กำแพงกันดิน (ในช่วงความลึกน้อยกว่า 6.0 เมตร) และมีค่าลดลงตามความลึก รูปที่ 2.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al., 1989) รูปที่ 2.7 แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในสำหรับเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดกำลังต้านทานแรงฉุดด้านหลังระนาบวิบัติ AASHTO (1996) กำลังต้านทานการฉีกขาดของเหล็กเสริมกำลังต้องมีค่าสูงกว่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.5 ระนาบการวิบัติของดิน



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก
สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al., 1989)



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมทุกชนิด (AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8)

2.1.2.3 กำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistant)

อัตราส่วนปลอดภัยต้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังแต่ละชั้นสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างแรงดึงครากของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงสูงสุด อัตราส่วนปลอดภัยต้านการฉีกขาดควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) ในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Inextensible reinforcement) กำลังต้านทานการฉีกขาดสามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพต้านทานการฉีกขาด พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวได้ว่า เสถียรภาพการต้านทานการฉีกขาดมีค่าลดลงตามเวลา การกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังสามารถกระทำได้ด้วยการเคลือบสังกะสี (Galvanized) มีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.1

AASHTO's Standard (2002) กล่าวว่าเหล็กเสริมกำลังควรเคลือบสังกะสีมีความหนาพอตามมาตรฐาน สำหรับอายุการใช้งาน 75 ถึง 100 ปี โดยแนะนำให้ใช้อัตราการกัดกร่อน (Corrosion rate) ในการคำนวณหาหน้าตัดเหล็กที่อายุการใช้งานใด ๆ ดังนี้

- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.015 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งาน 2 ปีแรก

- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.004 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งานหลังจาก 2 ปี
- อัตราการกัดกร่อนของเหล็ก (หลังจากสังกะสีถูกกัดกร่อนหมด) เท่ากับ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี

ตารางที่ 2.1 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123

วัสดุ	**ความหนาของสังกะสีเคลือบ (ไมโครเมตร) สำหรับความหนาของเหล็ก (มิลลิเมตร)**				
	<1.6	**1.6– <3.2**	**3.2– 4.8**	**>4.8– 6.4**	**>6.4**
วัสดุโครงสร้าง (Structural shapes)	45	65	85	85	100
เหล็กแถบ (Strip)	45	65	85	85	100
ท่อ (Pipe)	-	-	75	85	75
ลวด (Wire)	45	45	65	65	85

2.1.2.4 กำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistant)

ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานการฉีกขาดสูงมากพอ เสถียรภาพภายในของโครงสร้างเสริมกำลังจะขึ้นอยู่กับปฏิกิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลัง กลไกหลักที่ควบคุมปฏิกิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลังคือการลื่นไถลของดินบนวัสดุเสริมกำลัง (กลไกแรงเฉือนตรง) และการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากมวลดิน (กลไกแรงฉุด) รูปที่ 2.8 แสดงกำแพงกันดินเสริมกำลังซึ่งเส้นประในรูปแสดงระนาบวิบัติ วัสดุเสริมกำลังด้านหลังระนาบวิบัติ (ตำแหน่ง A) จะเกิดกลไกปฏิกิริยาร่วมแบบแรงฉุด (Pullout interaction mechanism) ขณะที่ (ตำแหน่ง B) จะเกิดกลไกปฏิกิริยาร่วมแบบแรงเฉือนตรง (Direct shear mechanism) การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct shear) และการทดสอบแรงฉุด (Pullout) สามารถใช้จำลองพฤติกรรมทั้งสองได้ โดยปกติแล้วกลไกปฏิกิริยาร่วมแบบแรงฉุดจะเป็นตัวควบคุมเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

สำหรับเหล็กแถบ (Strip) เหล็กแผ่น (Sheet) เหล็กกลม (Bar) และเหล็กเสริมมีสัน (Rib) ปฏิกิริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังเป็นแรงเสียดทานระหว่างดินและผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ดังนั้นกำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทาน (P_f) สามารถประมาณได้จาก

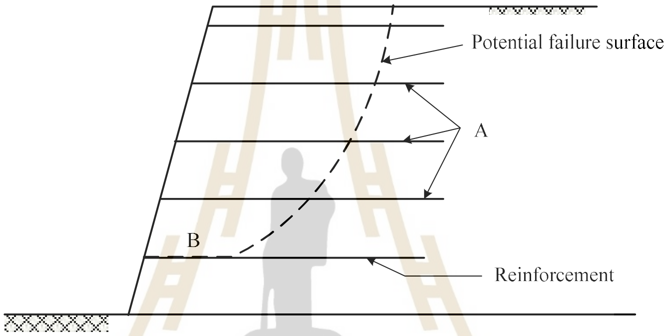
$$P_f = (c_a + \sigma_v \tan\delta) A_s \tag{2.9}$$

เมื่อ c_a คือ หน่วยแรงยึดเกาะ (Cohesion)

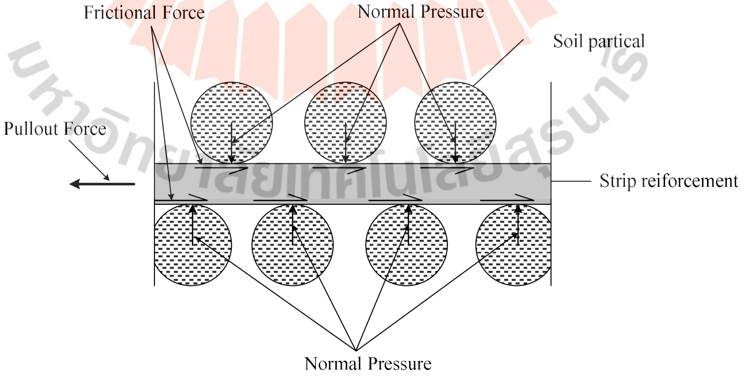
δ คือ มุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

σ_v คือ ความเค้นกดทับในแนวดิ่ง

A_s คือ พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลังซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_e$ สำหรับเหล็กแผ่น และเท่ากับ πbL_e สำหรับเหล็กกลม



รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง



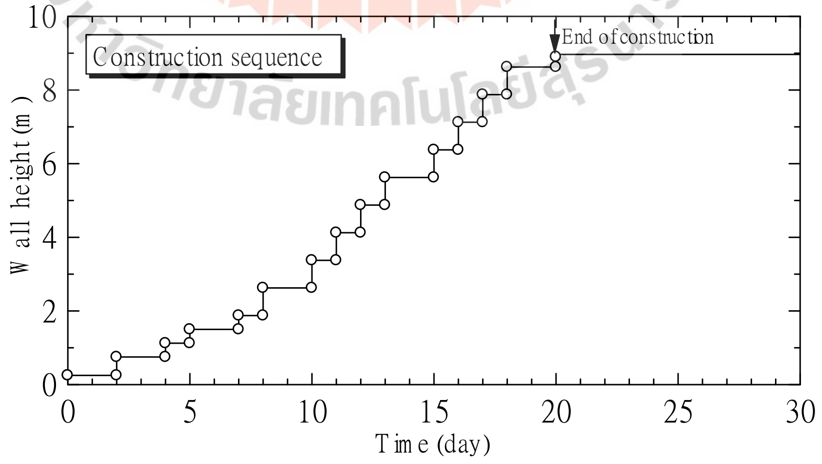
รูปที่ 2.9 พฤติกรรมการต้านทานแรงฉุดของเหล็กแผ่น

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

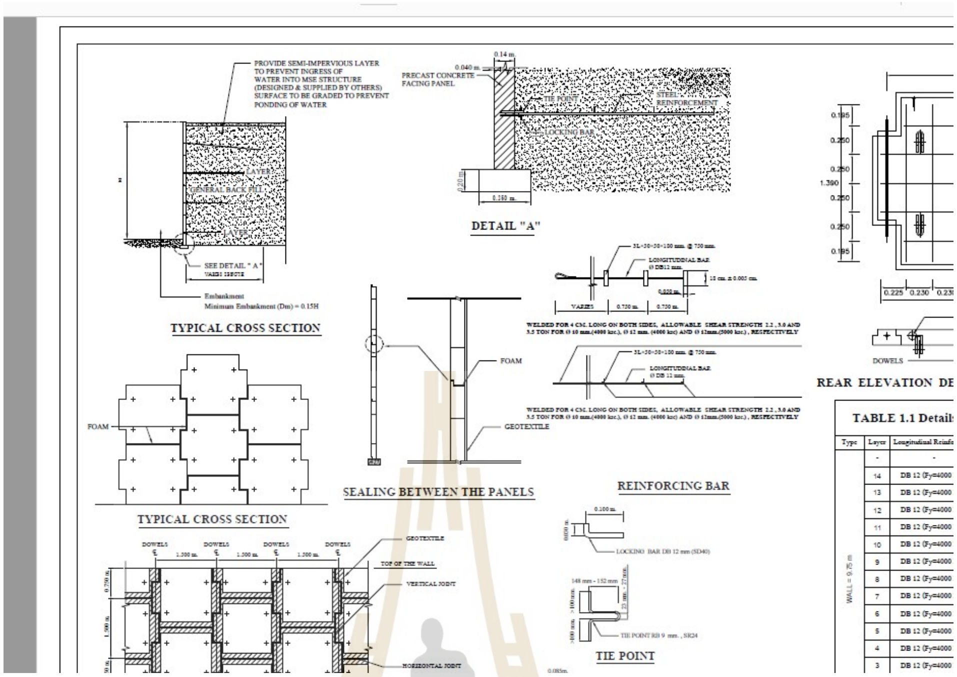
ในกรณีที่ไม่มีผลการทดสอบแรงฉุด หน่วยแรงยึดเกาะสามารถประมาณได้จากหน่วยแรงเหนี่ยวนำของดิน (Cohesion) ของดินซึ่งอาจมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 0.7 เท่าของหน่วยแรงเหนี่ยวนำ มุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังมีค่าขึ้นอยู่กับความขรุขระของเหล็กเสริมกำลังและมุมเสียดทานภายในของดินโดยทั่วไป $\tan\delta$ มีค่าประมาณ $0.5\tan\phi$ ถึง $\tan\phi$ AASHTO's Standard แนะนำให้ใช้ $\tan\delta$ ไม่เกิน 0.4

2.2 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้เป็นโครงสร้างกันดินในเหมืองแม่เมาะ

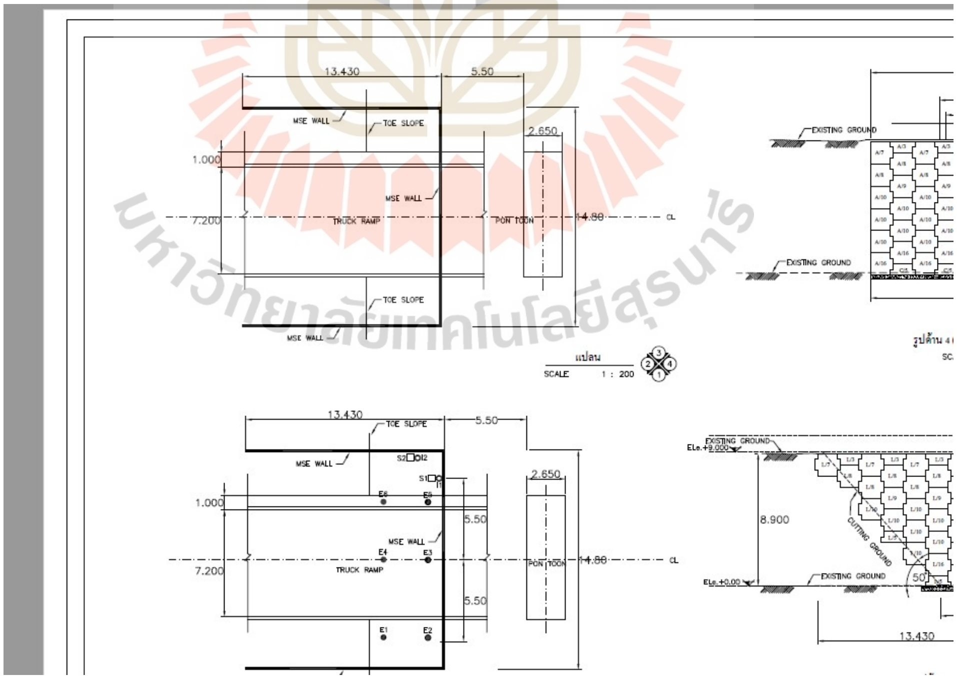
Horpibulsuk et al. และ Udomchai A. (2017) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ที่ก่อสร้างขึ้นในเมืองแม่เมาะ ประเทศไทย เพื่อใช้เป็นท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหิน กำแพงกันดินตั้งอยู่ด้านหน้าของเนินดินที่มีความชันประมาณ 48 องศา การก่อสร้างกำแพงกันดินใช้ระยะเวลาก่อสร้าง 20 วัน โดยมีขั้นตอนการก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 2.10 กำแพงกันดินมีความสูง 9.75 เมตร มีวัสดุเสริมกำลังทั้ง 3 ด้านของกำแพงกันดิน โดยแต่ละชั้นมีการเสริมกำลังด้านละ 14 ชั้น รูปแบบของกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 2.11 ถึง 2.13 ฐานรากของกำแพงกันดินเป็นฐานหินแข็งที่กำลังต้านทานแรงเฉือนสูง มีวัสดุดินถมเป็นดินเหนียวสีเทา (Claystone) ที่ถูกบดอัดให้มีความหนาแน่นมากกว่าร้อยละ 90 ของความหนาแน่นที่ได้จากห้องปฏิบัติการ ส่วนพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ได้ทำการศึกษา ประกอบด้วย พฤติกรรมการทรุดตัวบริเวณฐานราก พฤติกรรมการกระจายหน่วยแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินถม และพฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 2.10 ขั้นตอนการก่อสร้าง

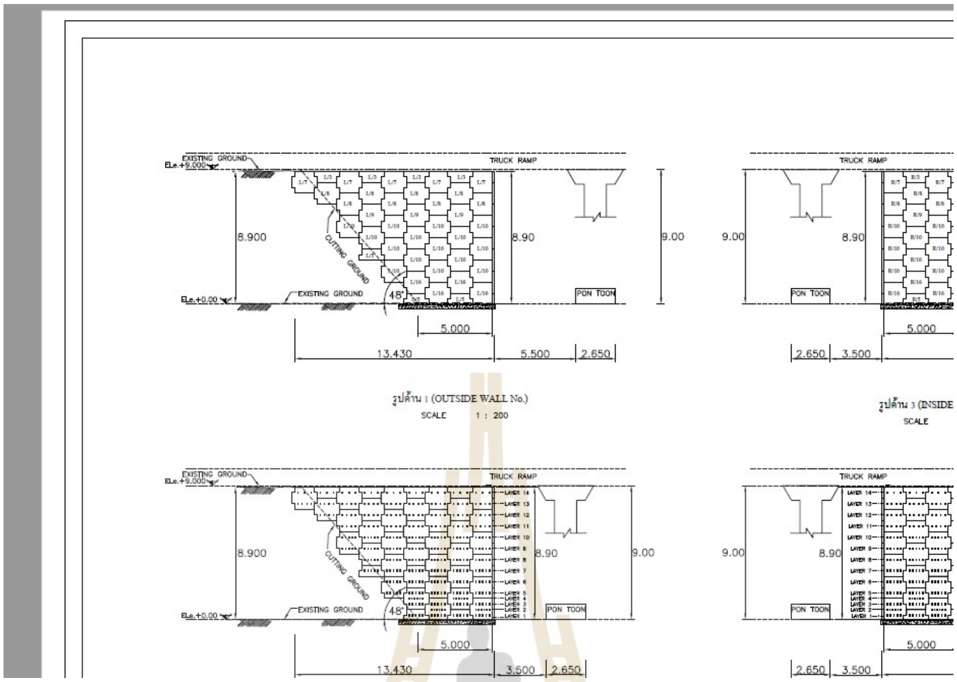


รูปที่ 2.11 แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.12 แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน

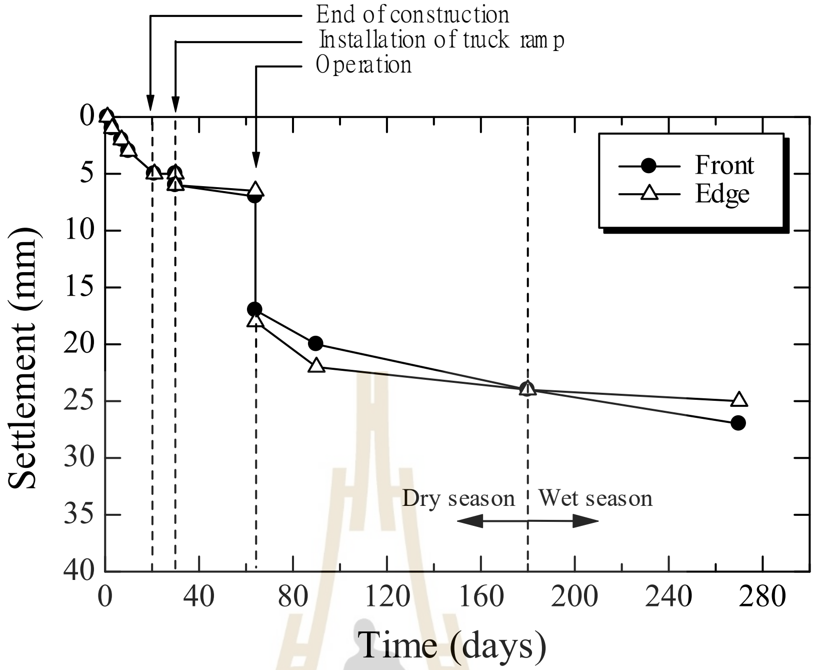
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 2.13 แบบก่อสร้างของกำแพงกันดิน

2.2.1 การทรุดตัวบริเวณฐานราก

รูปที่ 2.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะเวลาตรวจวัดตั้งแต่เริ่มต้นก่อสร้างจนสิ้นสุดการก่อสร้าง (รวมระยะเวลาทั้งสิ้น 270 วัน) ผลการตรวจวัดพบว่าการทรุดตัวของกำแพงกันดินที่บริเวณด้านหน้าและบริเวณด้านข้างมีค่าใกล้เคียงกัน การทรุดตัวแบ่งออกเป็นสามสภาวะ ตามลักษณะการก่อสร้างและการรับน้ำหนักบรรทุก ได้แก่ สภาวะที่อยู่ระหว่างการก่อสร้าง สภาวะของการติดตั้ง Truck ramp และสภาวะการเปิดใช้งาน การทรุดตัวในช่วงแรกจะเพิ่มขึ้นตามระยะเวลา เนื่องจากอยู่ในขั้นตอนการก่อสร้าง (เป็นเวลา 20 วัน) เป็นช่วงที่ทำการเพิ่มน้ำหนักดินถม และการทรุดตัว ณ ขณะที่ทำการติดตั้ง Truck ramp ที่เวลา 10 วันหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ก่อให้เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อย หลังจากมีการเปิดใช้งานจริง (44 วันหลังจากการก่อสร้างสิ้นสุด) จะเห็นได้ว่าฐานรากมีการทรุดตัวอย่างฉับพลัน เพราะมีการรับน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากรถบรรทุกถ่านหิน ส่วนผลการตรวจวัดในช่วงฤดูฝนแทบไม่แตกต่างจากฤดูแล้ง ดังนั้นจึงกล่าวได้กว่า น้ำฝนแทบไม่สามารถซึมผ่านลงในตัวกำแพงได้ ผลการตรวจวัดนี้ยืนยันได้ว่ากำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีความทนทานต่อการเปลี่ยนแปลงของสภาพอากาศ



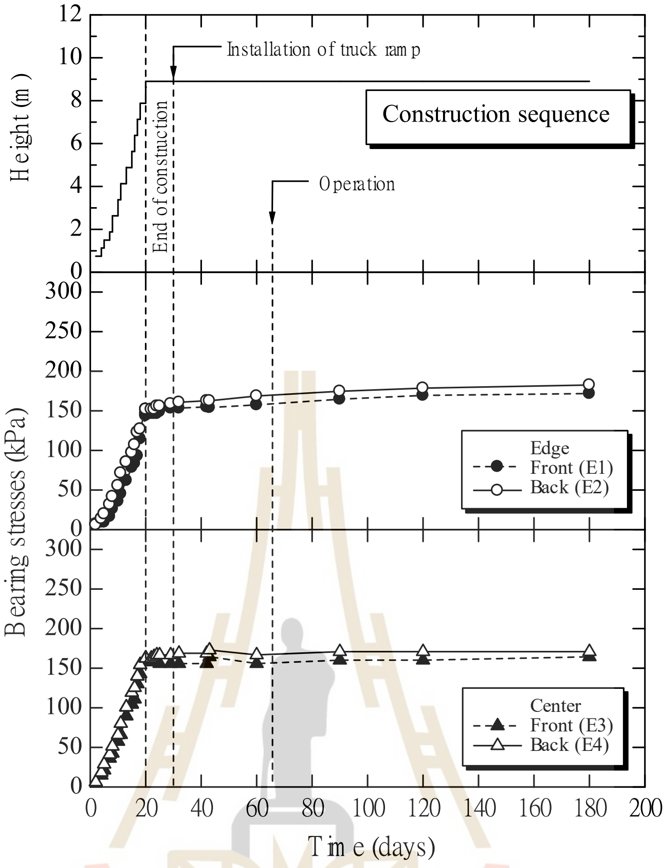
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาก่อสร้าง

2.2.2 การกระจายหน่วยแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก

รูปที่ 2.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานใต้ฐานรากกำแพงกันดินกับระยะเวลา ผลการตรวจวัดพบว่า หน่วยแรงแบกทานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมากในช่วงระหว่างการก่อสร้าง เนื่องจากมีการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักดินถม หลังจากนั้นมีค่าแทบจะคงที่ และมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อมีการติดตั้ง Truck ramp หน่วยแรงแบกทานที่วัดในช่วงหลังการเปิดใช้งานมีค่าเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย เนื่องจากการตรวจวัดหน่วยแรงแบกทานกระทำในช่วงหยุดการขนถ่านหิน

2.2.3 การเคลื่อนตัวด้านข้าง

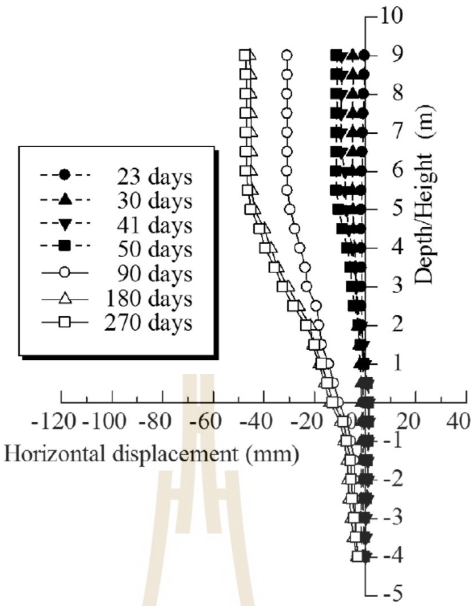
ผลการตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 2.16 และ 2.17 โดยการตรวจวัดจะทำการตรวจวัดที่บริเวณด้านหน้า และด้านข้างของกำแพงกันดิน โดยทำการตรวจวัดที่ระยะเวลา ภายในช่วงเวลา 30 วันหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวทั้งสองบริเวณมีความคล้ายคลึงกัน คือมีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอตามความสูงของกำแพงกันดิน และผลตรวจวัดในช่วงการใช้งาน (หลังจาก 64 วัน) การเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดในช่วง 2.0 ถึง 5.0 เมตร และมีการเปลี่ยนแปลงไม่มากหลังจากความสูง 6.0 เมตร



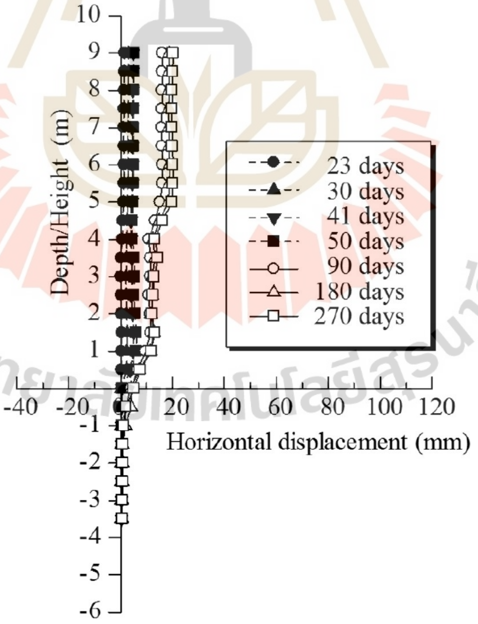
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานกับเวลาก่อสร้าง

2.2.4 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน

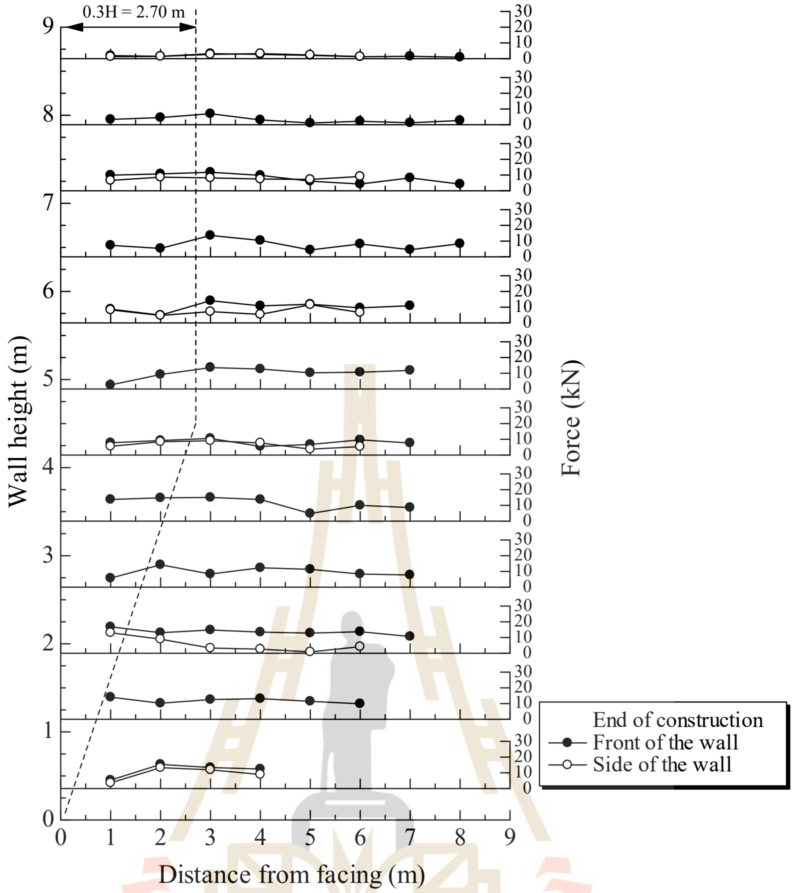
ผลการตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 2.18 พบว่าแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานด้านหน้ากำแพงมีค่าสูงกว่าแรงดึงสูงสุดด้านข้างกำแพง เส้นประในรูปที่ 2.18 แสดงระนาบแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมตามสมมติฐาน Coherent gravity structure ซึ่งใช้ในการกำหนดตำแหน่งแรงดึงสูงสุดของตะแกรงเหล็กและเหล็กแถบ (AASHTO, 2002; Anderson et al., 1987) จะเห็นได้ว่าระนาบแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมตามสมมติฐาน Coherent gravity structure สามารถใช้ในการประมาณตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเหนียวนำและเสียดทานได้เช่นเดียวกับเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเสียดทาน ดังแสดงในงานวิจัยของ Horpibulsuk et al. (2011)



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับเวลา บริเวณด้านหน้าของกำแพง



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับเวลา บริเวณด้านข้างของกำแพง



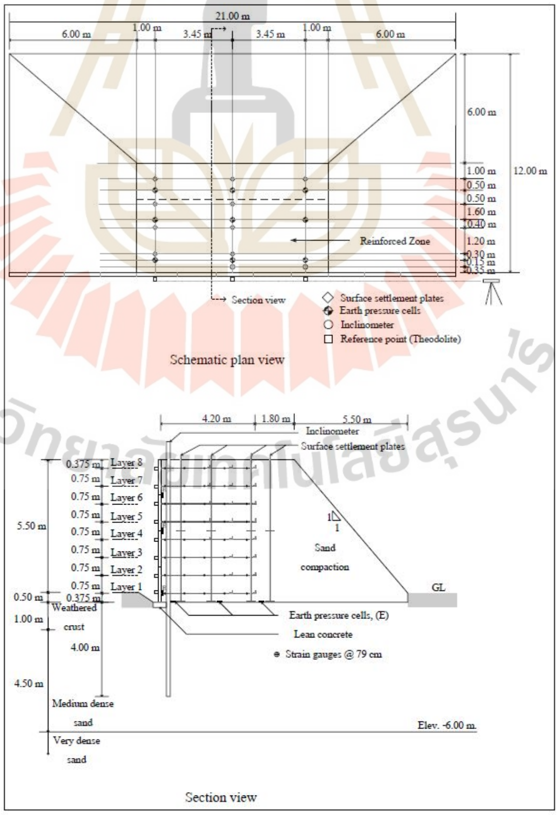
รูปที่ 2.18 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานหลังสิ้นสุดการก่อสร้างที่ด้านหน้าและด้านข้างของกำแพง

2.3 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

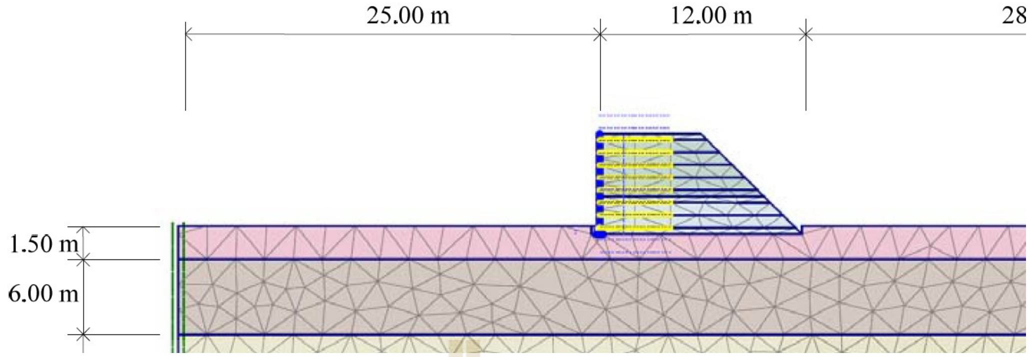
Horpibulsuk et al. (2011) และ Surksiripattanapong et al. (2012) ได้ทำการก่อสร้างแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานสูง 6 เมตร ที่ด้านบนกว้าง 9.00 เมตร ยาว 6.0 เมตร และที่ฐานกว้าง 21.00 เมตร ยาว 12.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.19 และ 2.20 ซึ่งมีวัสดุเสริมกำลัง 8 ชั้นเหล็กเสริมแบกทานเชื่อมต่อกับ Facing ที่เป็นแผ่นคอนกรีตหล่อในที่ขนาด 1.50 x 1.50 เมตร หนา0.14 เมตร พฤติกรรมที่ได้ทำการศึกษา ได้แก่ การทรุดตัวของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินเหล็กเริมแบกทาน สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และกำลังต้านทานแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานหรือแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน โดยได้จำลองพฤติกรรมของกำแพงกันดินด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ ในโปรแกรม PLAXIS 2D เพื่อใช้เปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานร่วมด้วยเหล็กเสริม

แบกทานถูกจำลองด้วยอิลลิเมนต์ของ Geotextile ซึ่งไม่สามารถรับแรงดัดได้ และผนังกำแพงกันดินถูกจำลองด้วยอิลลิเมนต์ของคาน แบบจำลองแสดงดังรูปที่ 2.21

รูปที่ 2.19 กำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรม (Suksiripattanapong et al., 2012)



รูปที่ 2.20 กำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรม (Suksiripattanapong et al., 2012)



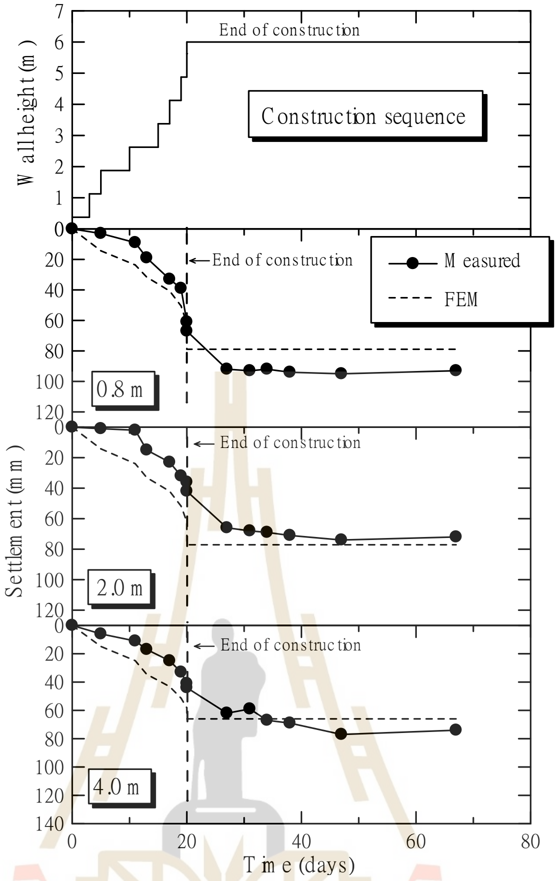
รูปที่ 2.21 กำแพงกันดินที่ถูกจำลองขึ้นในโปรแกรม PLAXIS 2D
(Suksiripattanapong et al., 2012)

2.3.1 การทรุดตัวของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

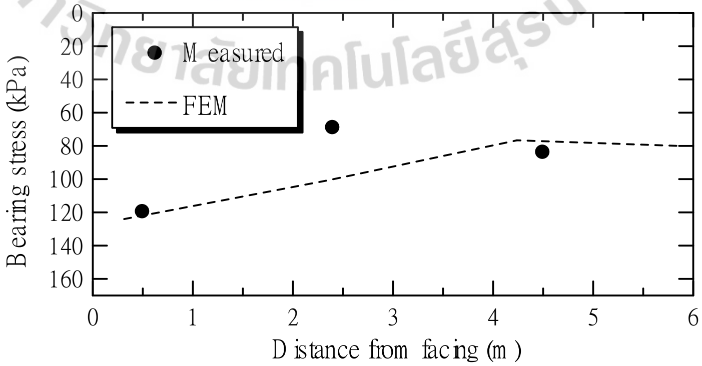
การทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดและการจำลองพฤติกรรมของกำแพงกันดินด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เทียบกับเวลา แสดงดังรูปที่ 2.22 พบว่าการทรุดตัวที่ระยะ 0.80, 2.00 และ 4.00 เมตร จากผนังกำแพง มีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน คือจะเกิดการทรุดตัวแบบทันทีในช่วงระยะเวลาการก่อสร้าง และเมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จ การทรุดตัวที่ระยะต่าง ๆ มีความสม่ำเสมอ และมีความใกล้เคียงกันระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ ในโปรแกรม PLAXIS 2D

2.3.2 การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานและระยะทางจากผนังกำแพง หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง แสดงดังรูปที่ 2.23 ความเค้นแบกทานที่จำลองในโซนเสริมกำลังมีค่าลดลงจากด้านหน้าถึงด้านหลัง แสดงให้เห็นว่ากำแพงกันดินมีพฤติกรรมเป็นวัสดุแข็งเกร็งต้านดินถมด้านหลัง ความเค้นสูงสุดเกิดที่ด้านหน้ากำแพงกันดินเนื่องจากแรงเยื้องศูนย์ ซึ่งเป็นผลรวมของแรงในแนวนอนของดินถมและน้ำหนักของผนังกำแพง ความเค้นแบกทานในโซนไม่เสริมกำลังแทบจะไม่เปลี่ยนแปลงตามระยะทาง



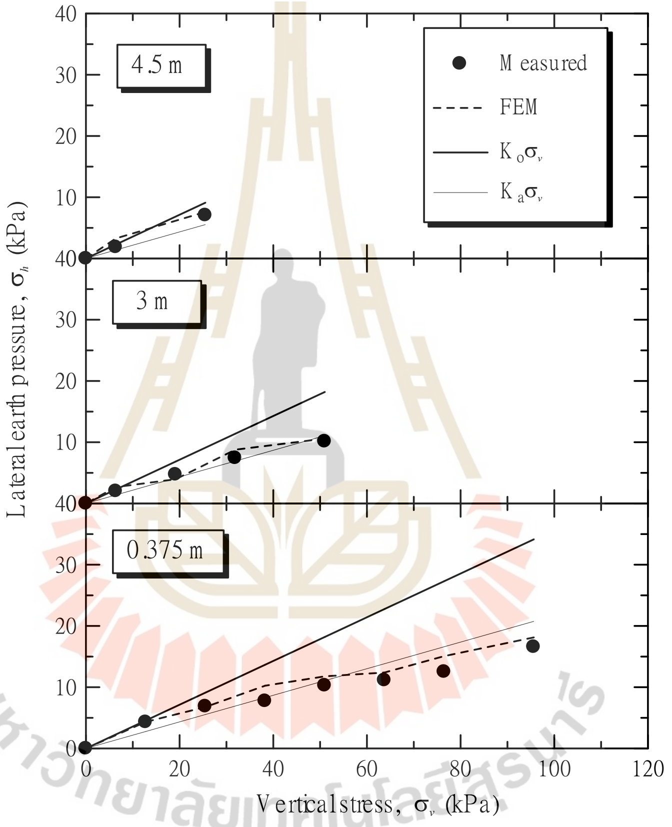
รูปที่ 2.22 ผลเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาก่อสร้างที่ได้จากการวัดและการจำลอง (Suksiripattanapong et al., 2012)



รูปที่ 2.23 ผลเปรียบเทียบการกระจายความเค้นแบกทานที่ได้จากการวัดและการจำลอง (Suksiripattanapong et al., 2012)

2.3.3 สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

ความดันดินด้านข้างที่ได้จากการจำลองเพิ่มขึ้นระหว่างการก่อสร้างเนื่องจากการถมดิน และมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการตรวจวัด ดังแสดงในรูปที่ 2.24 โดยความดันดินด้านข้างในช่วงแรกของการก่อสร้างมีค่าใกล้เคียงกับความดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure) และเมื่อมีการถมดิน ความดันดินด้านข้างมีค่าลดลงและมีแนวโน้มเข้าสู่สภาวะ Active (Active earth pressure)

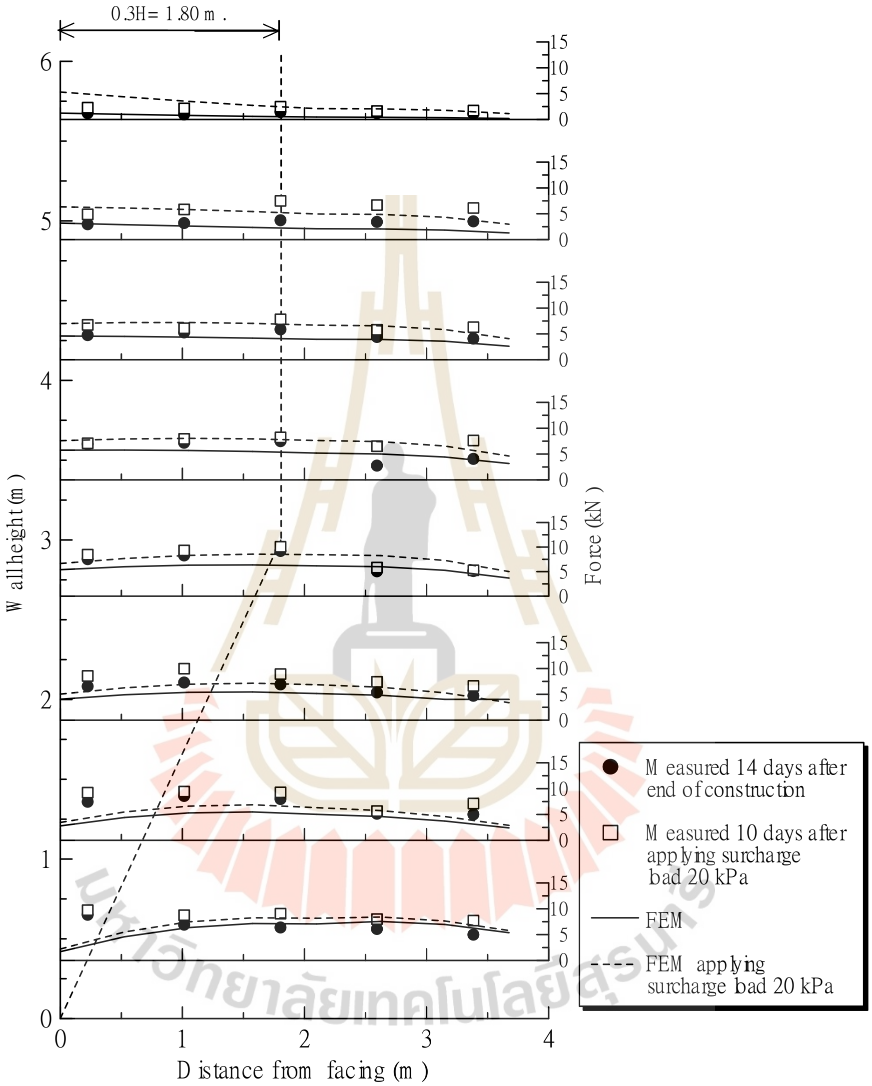


รูปที่ 2.24 ผลเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความดันดินด้านข้างและความเค้นในแนวดิ่งที่ได้จากการวัดและการจำลอง (Suksiripattanapong et al., 2012)

2.3.4 แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน

ผลเปรียบเทียบระหว่างแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานที่ได้จากการตรวจวัดและจากการจำลองที่ 14 วัน หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และที่ 10 วัน หลังการให้น้ำหนักบรรทุก 20 กิโลปาสคาล แสดงดังรูปที่ 2.25 ค่าแรงดึงในเหล็กเสริมที่ได้จากการจำลองมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จาก

การตรวจวัด และเมื่อพิจารณาแรงดึงสูงสุดในแต่ละชั้นสามารถประมาณระนาบวิบัติแสดงดังเส้นประ ซึ่งสอดคล้องกับระนาบวิบัติที่เสนอโดย AASHTO (2002)

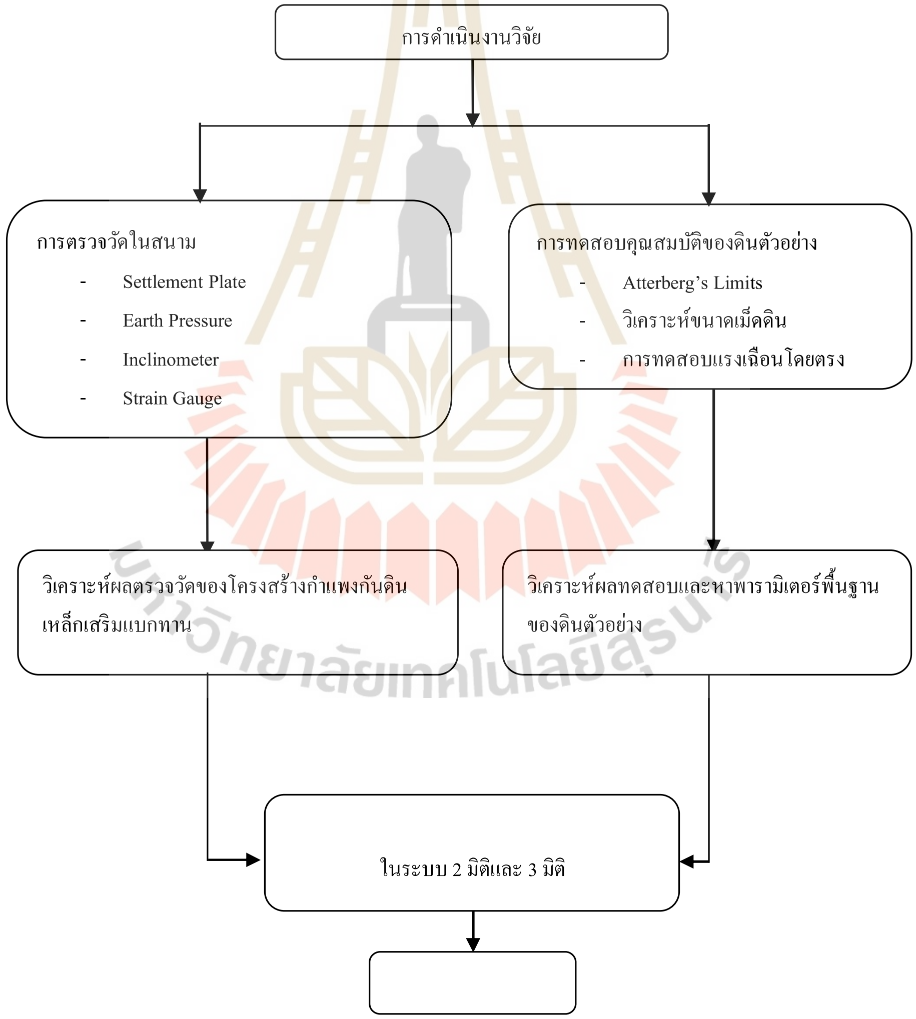


รูปที่ 2.25 ผลเปรียบเทียบแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานที่ได้จากการวัดและการจำลอง (Suksiripattanapong et al., 2011)

บทที่ 3
วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 บทนำ

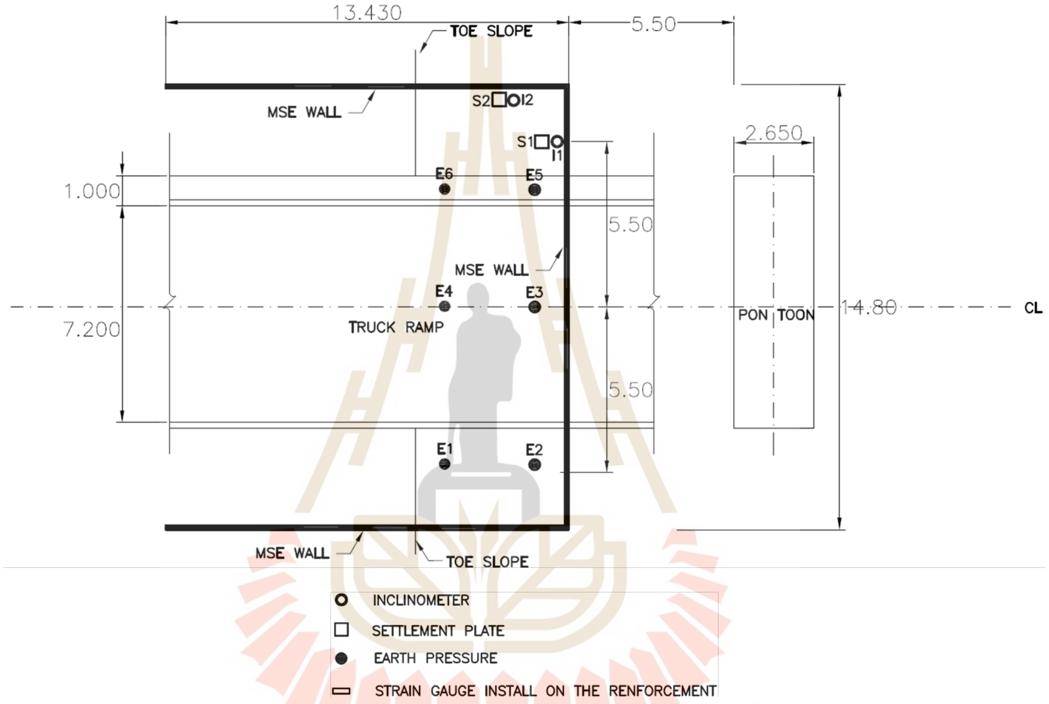
บทนี้กล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดสอบ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ขั้นตอนการดำเนินการแสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แผนดำเนินงานวิจัย

3.2 การตรวจวัดในสนาม

การตรวจวัดในสนามเพื่อศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน มีเครื่องมือตรวจวัดทั้งหมด 4 ชนิด ได้แก่ Settlement Plate, Earth Pressure, Inclinometer และ Strain gauge สำหรับตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในสนามของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทานในสนามแสดงดังรูปที่ 3.2



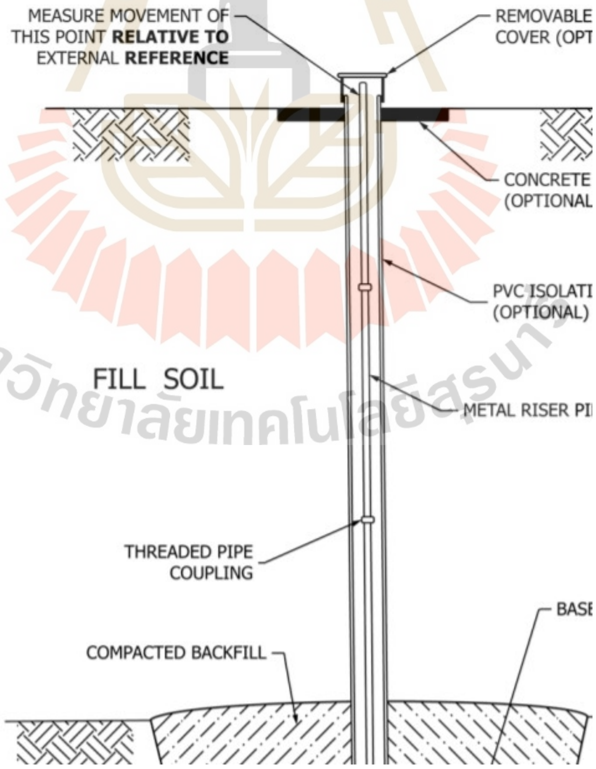
รูปที่ 3.2 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดในสนาม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

โดยกระบวนการติดตั้งจะติดตั้งในระหว่างการก่อสร้างและจะมีการอ่านค่าการตรวจวัดพร้อมกับบันทึกข้อมูลต่าง ๆ เพื่อติดตามพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างและหลังการก่อสร้างสิ้นสุดลง นอกจากนี้ การตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้างยังเป็นการตรวจสอบและเฝ้าระวัง ในกรณีที่กำแพงกันดินเกิดการเสียรูปที่มากเกินกว่าค่ายอมให้ และหาแนวทางในการรับมือเหตุการณ์ที่ไม่คาดคิด เพื่อป้องกันอุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง รายละเอียดและจำนวนการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดมีรายละเอียด ดังนี้

3.2.1 Settlement Plate

ติดตั้ง Settlement Plate ตามมาตรฐาน ASTM D6598-11 ติดตั้งจำนวน 2 จุด ที่ฐานของกำแพงกันดิน สำหรับองค์ประกอบ Settlement Plate แบ่งออกเป็นสามส่วนหลัก ประกอบด้วย 1) แผ่นเพลทเหล็ก (Base platform) 2) แท่งเหล็ก (Riser pipe) และ 3) ท่อคลอบพลาสติก (PVC isolation casing) (รูปที่ 3.3) โดยหลักการทำงานของ settlement plate คือเมื่อติดตั้ง settlement plate ในบริเวณที่ต้องการตรวจวัดเสร็จสิ้นแล้ว ดินถมจะถูกถมให้รอบแผ่นเพลท (Base platform) หลังจากนั้น ในกระบวนการก่อสร้างเมื่อดินถูกถมทำให้สูงขึ้นจนได้ระดับที่ต้องการ จะทำให้เกิดความเค้น (Stress) ที่บริเวณฐานของดินถมตามความสูงของดินถมที่เพิ่มสูงขึ้น ส่งผลทำให้เม็ดดินเกิดการเรียงตัวใหม่เนื่องจากช่องว่างที่เกิดขึ้นในชั้นดิน ก่อให้เกิดกระบวนการทรุดตัวของมวลดินตามมาด้วย ซึ่งการทรุดตัวดังกล่าวจะส่งผลทำให้แผ่นเพลทของ Settlement plate เกิดการทรุดตัวตามไปด้วย ดังนั้น ในการศึกษาของงานวิจัยครั้งนี้ จำเป็นที่จะต้องติดตั้ง Settlement plate เพื่อตรวจวัดการทรุดตัวที่ฐานของกำแพงเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำที่บริเวณฐานรากของโครงสร้าง โดยลักษณะการตรวจวัดการทรุดตัวในสนามแสดงดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.3 ลักษณะส่วนประกอบของ Settlement plate

รูปที่ 3.4 แสดงการตรวจวัด Settlement Plate

3.2.2 Earth Pressure

Earth Pressure ที่ทำการติดตั้งในสนามทั้งหมดจำนวน 20 จุด โดยติดตั้งที่ฐานกำแพงจำนวน 6 จุด ด้านหน้ากำแพงจำนวน 6 จุด ด้านข้างกำแพงจำนวน 3 จุด และด้านบนกำแพงจำนวน 5 จุด เพื่อตรวจวัดแรงดันดินในบริเวณต่าง ๆ ภายในกำแพง ทั้งในระหว่างการก่อสร้าง ระหว่างเปิดใช้งาน และหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง โดยลักษณะการติดตั้งแสดงดังรูปที่ 3.5

รูปที่ 3.5 แสดงการติดตั้ง Earth Pressure

3.2.3 Inclinometer

Inclinometer ได้ติดตั้งจำนวน 2 จุด ตามมาตรฐาน (ASTM D6230-98) ณ ตำแหน่งบริเวณด้านหน้าและด้านข้างภายในกำแพง เพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพง การติดตั้ง Inclinometer ทำโดยใช้ชุด Rotary เจาะจนถึงชั้นถ่านหินแข็ง ให้ได้ความลึกตามที่กำหนด (ประมาณ 6 เมตร จากระดับฐานของกำแพงกันดิน) จากนั้นนำท่อ Inclinometer ที่เตรียมไว้ติดตั้ง ให้ได้ดิ่งและระดับ รูปที่ 3.6 แสดงการตรวจวัดการเคลื่อนตัวแนวนอนของกำแพงกันดินด้วย Inclinometer

รูปที่ 3.6 แสดงการตรวจวัด Inclinometer

3.2.4 Strain Gauge

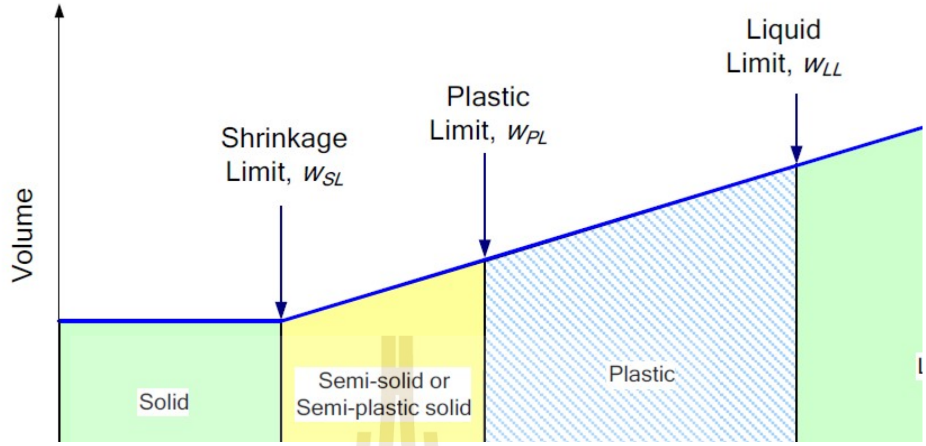
Strain Gauge ติดตั้งตามมาตรฐาน ASTM E1237-93 โดยทำการติดตั้งบนเหล็กเสริมแบกทานทุกชั้นและติดตั้งที่ตำแหน่งของเหล็กเสริมด้านหน้าและด้านข้าง เพื่อตรวจวัดแรงที่กระทำต่อเหล็กเสริมแบกทาน การตรวจวัดความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็ก Longitudinal Bar เนื่องจากน้ำหนักดินถม จะนำไปแปลงเป็นแรงดึงใน Longitudinal Bar ด้วยการคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดและโมดูลัสของเหล็ก

รูปที่ 3.7 แสดงการติดตั้ง Strain gauge

3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินตัวอย่าง

3.3.1 พิกัดอัตเตอร์เบิร์ก (Atterberg Limits)

สถานภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดละเอียด ได้รับผลกระทบอย่างมากจากปริมาณน้ำในมวลดิน (Moisture content) ถ้าดินเหนียวในสถานะของเหลวถูกทำให้แห้งอย่างช้า ๆ ดินเหนียวจะผ่านสถานะต่าง ๆ ดังแสดงรูปปที่ 3.8 คือจะผ่านจากสถานะเหลว (Liquid state) ไปเป็นสถานะพลาสติก (Plastic state) จากนั้นจะเปลี่ยนไปเป็นสถานะกึ่งของแข็ง (Semi-solid or Semi-plastic solid) และของแข็ง (Solid state) ในปี 1991 นักวิทยาศาสตร์ ชาวสวีเดน ชื่อ A.Atterberg ได้เสนอวิธีการหาจุดเปลี่ยนสถานะ หรือ ลิมิตของมวลดิน โดยมีอยู่ด้วยกัน 5 ลิมิต คือ Cohesion limit, Sticky limit, Shrinkage limit, Plastic limit และ Liquid limit แต่ภายหลังถูกนำมาใช้ทางด้านปฐพีกลศาสตร์เพียงสามลิมิตสุดท้าย เส้นแบ่งแต่ละสถานะหรือพิกัด ระบุโดยปริมาณน้ำในดินที่ทำให้ดินมีความข้นเหลวตามที่ระบุไว้ตรงเส้นแบ่งสถานะ ปริมาณน้ำที่แตกต่างกันของแต่ละพิกัดแสดงถึงปริมาณน้ำที่ดินจะคงสถานะนั้นได้



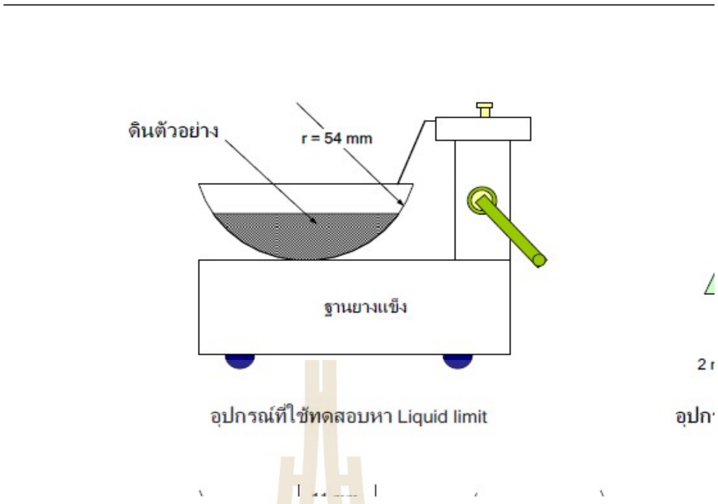
รูปที่ 3.8 พิกัดอัตเตอร์เบิร์กและสถานะของดิน

3.3.1.1 พิกัดเหลว (Liquid Limit)

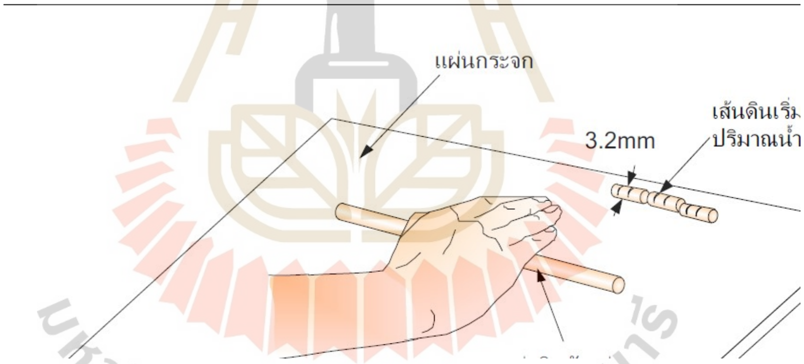
พิกัดเหลวคือปริมาณน้ำในดินที่มวลดินเริ่มเปลี่ยนสถานภาพจากของเหลวไปเป็นสถานะพลาสติก Nagaraj et al. (1990) กล่าวว่าที่ขีดจำกัดเหลวนี้ ดินเหนียวทุกชนิดมีค่าแรงดึงดูดระหว่างเม็ดดิน ประมาณ 5 ถึง 6 กิโลปาสคาล และมีกำลังต้านทานแรงเฉือนประมาณ 1.7 ถึง 2.0 กิโลปาสคาล การหาขีดจำกัดเหลวของดินตามมาตรฐาน (ASTM D 4318) โดยวิธีการตกกระทบซึ่งถูกเสนอโดย Casagrande (1932) ดินที่ใช้ต้องเป็นส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 40 นำดินเปียกใส่ลงในถ้วยทองเหลืองที่ออกแบบมาเฉพาะ ปาดผิวหน้าให้เรียบแล้วกรีดดินที่กึ่งกลางให้เป็นร่องรูปสี่เหลี่ยมคางหมู จากนั้นหมุนมือจับเพื่อยกถ้วยขึ้นจนได้ระยะความสูงมาตรฐาน 1 เซนติเมตร และความเร็วของการตกกระทบเท่ากับ 2 ครั้งต่อวินาที ขีดจำกัดเหลวเป็นค่าปริมาณความชื้นที่มวลดินที่อยู่ระหว่างร่องรูปสี่เหลี่ยมคางหมูทั้งสองไหลเข้ามาบรรจบกันที่จำนวนกระแทกเท่ากับ 25 ครั้ง อุปกรณ์การทดสอบแสดงในรูปที่ 3.9

3.3.1.2 พิกัดพลาสติก (Plastic Limit)

พิกัดพลาสติก คือปริมาณความชื้นน้อยที่สุดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพพลาสติกได้ Casagrande (1932) กล่าวว่าพิกัดพลาสติกคือปริมาณความชื้นที่ดินแตกพอดีเมื่อถูกปั้นให้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มิลลิเมตร (1/8 นิ้ว) โดยวิธีการทดสอบนี้จะนำตัวอย่างดินที่มีความชื้นในปริมาณหนึ่งมาทำการคลึงกับแผ่นกระจกเรียบให้เป็นแท่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.10 ปริมาณความชื้นที่ดินแตกพอดี คือปริมาณความชื้นมากที่สุดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพพลาสติก



รูปที่ 3.9 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบหาพิกัดเหลว



รูปที่ 3.10 การคลึงดินให้เป็นแท่งเพื่อทดสอบหาพิกัดพลาสติก

3.3.2 การวิเคราะห์ขนาดเม็ดดิน

เพื่อความเข้าใจคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน และการวิเคราะห์ปัญหาในงานวิศวกรรมปฐพี จึงจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องทราบขนาดคละของเม็ดดิน และชนิดของดิน เพื่อจะได้ทราบว่าดินประกอบด้วยกรวด ทราย ดินตะกอน และดินเหนียวในปริมาณเท่าใด และคุณสมบัติทางฟิสิกส์ของมวลดินจะขึ้นอยู่กับขนาดเม็ดดินเป็นอย่างมาก นอกจากนั้นขนาดเม็ดดินยังมีอิทธิพลกับความซึมผ่านน้ำ (Permeability), การรับแรง (Strength), อัตราการทรุดตัว (Rate of Consolidation) และอื่น ๆ อีกมาก

3.3.2.1 วิธีร่อนผ่านตะแกรง (Sieve analysis)

การวิเคราะห์ขนาดของเม็ดดินโดยใช้ตะแกรงร่อน เป็นวิธีที่เหมาะกับดินเม็ดหยาบที่มีขนาดใหญ่ การร่อนผ่านตะแกรงจะใช้ตะแกรงที่มีขนาดช่องเปิดแตกต่างกันออกไป ตามมาตรฐาน ASTM D422 ซึ่งตะแกรงที่มีช่องเปิดใหญ่ที่สุดจะอยู่ด้านบนและไล่ลำดับลงมาจนถึงขนาดเล็กสุดดินหรือหินที่เล็กกว่าช่องเปิดของตะแกรงก็จะหล่นลงมาในชั้นต่อไป ดินที่ใหญ่กว่าช่องเปิดของตะแกรงก็สามารถค้างอยู่บนตะแกรงนั้นได้

รูปที่ 3.11 ตะแกรงที่ใช้ในการทดสอบ

3.3.2.2 วิธีตกตะกอนโดยใช้ไฮโดรมิเตอร์ (Hydrometer analysis)

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานว่าเม็ดดินเป็นทรงกลม และอาศัยกฎของสโตรค (Stokes' law) วิธีการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D422 ระบุว่าใช้ทดสอบกับมวลดินคละที่เม็ดดินมีขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร หรือมวลดินส่วนที่ร่อนผ่านตะแกรง ASTM No.200 โดยที่ข้อกำหนดตามกฎของสโตรค สามารถนำไปใช้ได้กับอนุภาคที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระหว่าง 0.0002 มิลลิเมตร ถึง 0.2 มิลลิเมตร (Bowles, 1992)

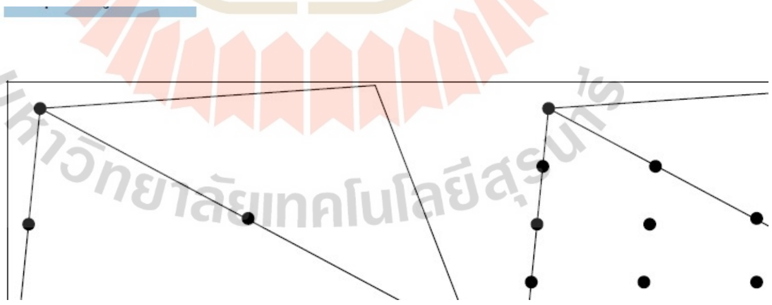
3.3.3 การทดสอบแรงเฉือนตรง

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรง (ASTM D3080-98) เพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ และใช้ศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลองในโปรแกรม Plaxis กล่องแรงเฉือนที่ใช้ทดสอบ (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.5 เซนติเมตร และสูง 3.5 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้ว จะให้น้ำหนักในแนวดิ่งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้ความเค้นมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะเฉือนดินตัวอย่าง กล่องเฉือนส่วนล่างจะถูกดันให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเครียดในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการเฉือน (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่

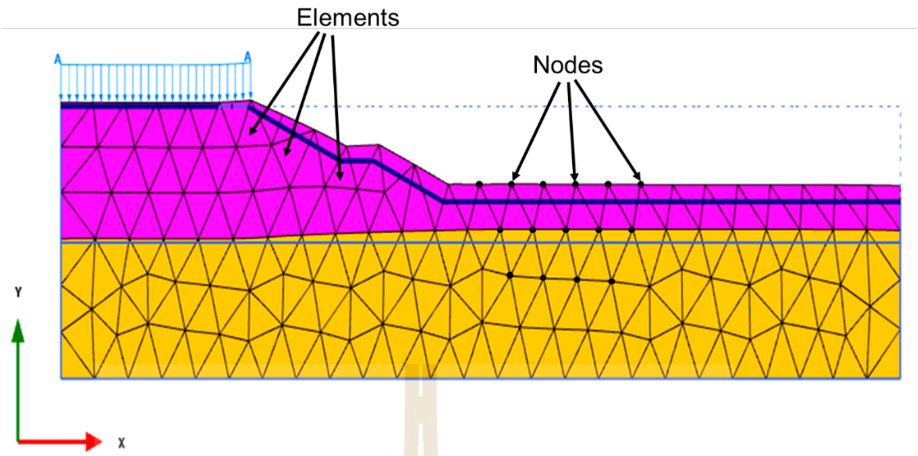
บรรจุในกล่องเฉือนเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gauge) การทดสอบจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด

3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนท์อิลิเมนต์เป็นวิธีหนึ่งที่มีความยืดหยุ่นและสามารถเปลี่ยนแปลงค่า Stiffness ของวัสดุได้รวดเร็ว เนื่องจากใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์ นอกจากนี้ยังสามารถกำหนดขอบเขตและเงื่อนไขที่มีความซับซ้อนให้สอดคล้องกับสมการสมดุลได้ และสามารถวิเคราะห์ได้ทั้งในรูปแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ การวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนท์อิลิเมนต์เป็นการจำลองรูปแบบลักษณะของปัญหาที่มีรูปร่างซับซ้อนได้ใกล้เคียงความเป็นจริง โดยการแบ่งรูปร่างของปัญหาออกเป็นหลายๆ ชิ้น เรียกว่า “อิลิเมนต์” (Element) ย่อยๆ ต่อเนื่องกันในแต่ละอิลิเมนต์และมีการเชื่อมต่อกันในแต่ละอิลิเมนต์ด้วยจุดต่อที่ เรียกว่า “โหนด” (Nodal point) ดังแสดงในรูปที่ 3.12 และ 3.13 พฤติกรรมของความต่อเนื่องถูกประมาณค่าโดยการสมมุติพฤติกรรมของอิลิเมนต์จาก Stress-strain Law และ Failure criteria ที่กำหนดโดยงานด้านวิศวกรรมธรณีมักจะกำหนดภายใต้สมมติฐานว่ามีสภาวะขอบเขตเงื่อนไขที่สะท้อนความเป็นจริงสูงสุดของสภาพจริงของปัญหา



รูปที่ 3.12 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอิลิเมนต์ของดิน



รูปที่ 3.13 ลักษณะของ Nodal Point และอิลิเมนต์ของดิน

3.4.1 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non-linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา เช่น Mohr Coulomb Model หรือ Elastic Perfactly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินโดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิด อันได้แก่ (1) Young’s Modulus (2) Poisson’s Ratio (3) Cohesion (4) Fricton angle และ (5) Dilatancy angle

3.4.2 ค่าปัวซอง (Poisson’s Ratio)

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2550) อธิบายถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดินของดินได้ดังสมการ

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \tag{3.2}$$

กรณีไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น เมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น รวมกับความเครียดตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศ ทางเมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นกับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ E_u และค่าอัตราส่วนพัวซองแบบไม่ระบายน้ำ v_u ในกรณีที่ดินไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำปริมาตรของดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง สำหรับดินที่เป็นวัสดุเชิงอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทางค่าอัตราส่วนปัวซอง

แบบไม่ระบายน้ำ v_u จะมีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางไฟไนท์อิเลเมนต์ ถ้าใช้ค่า v_u = 0.5 จำทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดได้อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (K) มีค่าไม่จำกัด ดังนั้นในการปฏิบัติจะกำหนดให้อยู่ในช่วง 0.49 < v_u <0.5

Bowles, J.E., (1996) ได้กล่าวว่าแรงตามแนวแกน จะเกิดการเปลี่ยนรูปตามแนวแกน และในขณะเดียวกันจะเกิดการเปลี่ยนแปลงตามแนวขวางด้วยในกรณีที่แรงกระทำมีขนาดไม่เกินขีดจำกัดยืดหยุ่นของวัสดุ โดยได้แนะนำค่าอัตราส่วนพัวซองของดินต่าง ๆ ดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 ค่าอัตราส่วนปัวซองของดิน Bowles, J.E., (1996)

Soil Type	Poisson's Ratio
Clay Saturated	0.4 -0.5
Clay Unsaturated	0.1-0.3
Sandy Clay	0.1-0.3
Sand Dense	0.2-0.4
Concrete	0.15

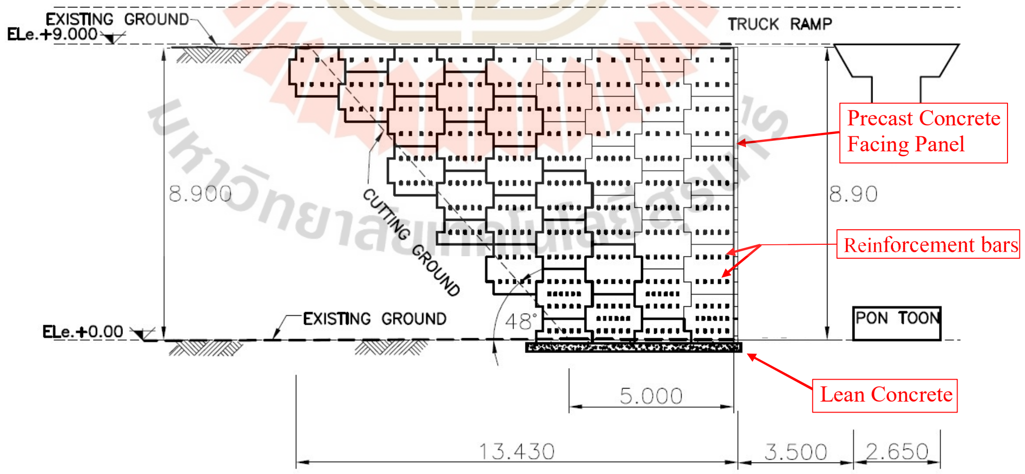
3.4.3 ลักษณะการวิเคราะห์ปัญหา

การวิเคราะห์ปัญหาทางไฟไนท์อิเลเมนต์ สามารถวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ในกรณีงานขุดดินใช้เวลาการก่อสร้างไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่อยู่รวมกันในของเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ ส่วนวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณารวมเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลแรง

บทที่ 4
ผลการศึกษาและการวิเคราะห์

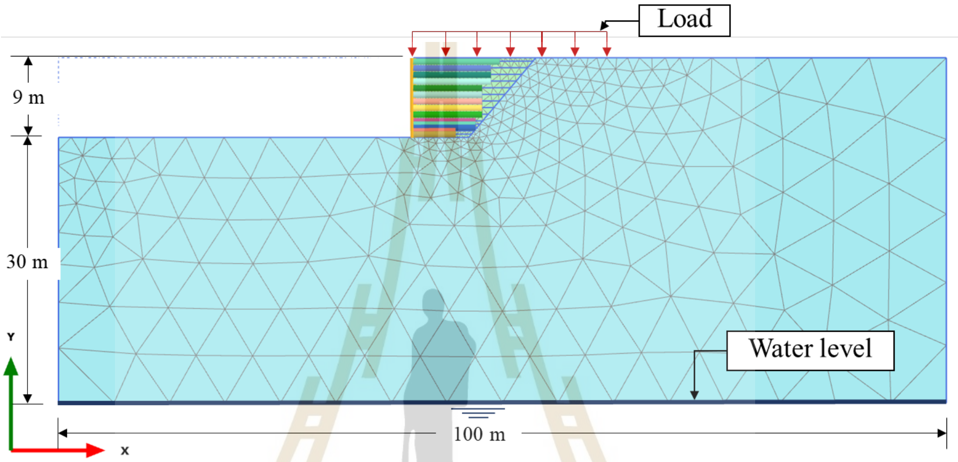
4.1 การจำลองกำแพงกันดินในโปรแกรม PLAXIS แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D และ PLAXIS 3D โดยกำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้างมีลักษณะดังรูปที่ 4.1 และแบบจำลองแสดงดัง รูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.3 เป็นแบบจำลองที่จำลองขึ้นในโปรแกรม PLAXIS 2D และ PLAXIS 3D ตามลำดับ โดยกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ก่อสร้างขึ้นและที่จำลองในโปรแกรมตั้งดิ่งอยู่หน้าเนินดินที่มีความชันประมาณ 48 องศา กำแพงกันดินมีความสูง 9.75 เมตร มีระยะฝังในดินฐานราก 0.85 เมตร เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทานจำนวน 3 ด้าน เสริมเหล็กด้านละ 14 ชั้น ซึ่งประกอบไปด้วยเหล็กตามยาวที่ใช้เหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร และมีเหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉาก ความหนา 3 มิลลิเมตร ขนาดกว้าง 50 มิลลิเมตร ยาว 180 มิลลิเมตร โดยมีรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงดังตารางที่ 4.1 และ 4.2 เหล็กเสริมประกอบเข้ากับแผ่นผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีความหนาเท่ากับ 14 เซนติเมตร

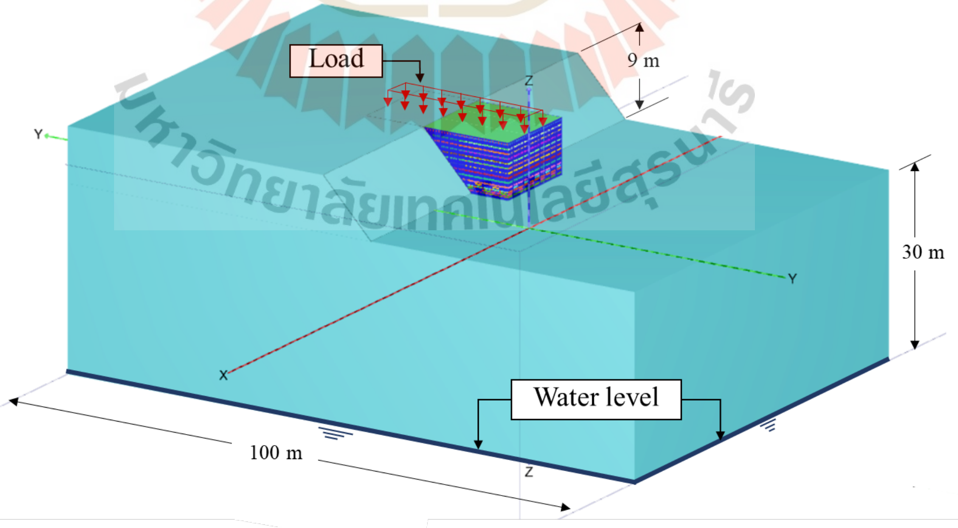


รูปที่ 4.1 ลักษณะกำแพงกันดินที่ทำการก่อสร้าง (Side view)

ในงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองที่ใช้สติฟเนสและกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลแบบระบายน้ำ (Drained) โดยที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากมาก ระดับน้ำที่จำลองในโปรแกรมแสดงในรูปที่ 4.3 และ 4.4 และเลือกชนิดการวิเคราะห์เป็นแบบ Consolidation analysis สำหรับการด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ ขอบเขตด้านล่างของแบบจำลองเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support) และขอบเขตด้านข้างทั้งสองด้านจำลองเป็นแบบยึดแน่นในแนวนอน (Roller support)



รูปที่ 4.2 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ



รูปที่ 4.3 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ชั้นที่	เหล็กตามแนวยาว	เหล็กตามแนวขวาง	จำนวน Tie point	ความยาว (เมตร)
14	DB12 (Fy = 4000 ksc)	10L-3x50x50x180mm@750 mm	3	9.75
13	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	4	8.75
12	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	4	8.75
11	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	4	8.75
10	DB12 (Fy = 4000 ksc)	7L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.75
9	DB12 (Fy = 4000 ksc)	7L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.75
8	DB12 (Fy = 4000 ksc)	7L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.75
7	DB12 (Fy = 4000 ksc)	7L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.75
6	DB12 (Fy = 4000 ksc)	7L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.75
5	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.00
4	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	6	7.00
3	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	5	7.00
2	DB12 (Fy = 4000 ksc)	6L-3x50x50x180mm@750 mm	6	4.75
1	DB12 (Fy = 4000 ksc)	6L-3x50x50x180mm@750 mm	5	4.75

ตารางที่ 4.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ชั้นที่	เหล็กตามแนวยาว	เหล็กตามแนวขวาง	จำนวน Tie point	ความยาว (เมตร)
1-14	DB12 (Fy = 4000 ksc)	8L-3x50x50x180mm@750 mm	-	7.25

4.1.1 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในแบบจำลอง

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานดังแสดงในรูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.3 นั้น แบ่งได้เป็น 2 ชนิด ได้แก่ 1) น้ำหนักบรรทุกจากท่าเทียบรถบรรทุก (Truck Ramp) ที่สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (ที่ระยะเวลา 30 วันหลังจากเริ่มต้นการก่อสร้าง) โดยน้ำหนักของท่าเทียบรถบรรทุกนั้นเท่ากับ 12 กิโลปาสคาล ซึ่งพิจารณาจากน้ำหนักของท่าเทียบรถบรรทุกหนัก 97 ตัน หารด้วยพื้นที่ของท่าเทียบ และ 2) น้ำหนักของรถบรรทุกถ่านหิน ที่สภาวะหลังการเปิดใช้งาน (ที่ระยะเวลา 64 วันหลังจากเริ่มต้นการก่อสร้าง) น้ำหนักของรถบรรทุกถ่านหินที่ใช้ในแบบจำลองนั้นเท่ากับ 68 กิโลปาสคาล ซึ่งพิจารณาจากน้ำหนักของรถบรรทุกถ่านหินหนัก 160 ตัน หารด้วยขนาดรถบรรทุก แต่เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่จำลองในโปรแกรม PLAXIS นั้น เป็นการจำลองแบบสถิต (Uniform load) จึงมีการคูณปรับแก้ด้วยแฟคเตอร์เท่ากับ 1.33 ตามมาตรฐาน AASHTO (2010) เพื่อเปลี่ยนน้ำหนักบรรทุกแบบสถิตให้เป็นน้ำหนักบรรทุกแบบพลวัต (Dynamic Load) ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกที่จำลองในโปรแกรม PLAXIS เมื่อสภาวะหลังเปิดใช้งาน จึงมีค่าเท่ากับ

80 กิโลปาสคาล เพราะเมื่อเปิดใช้งานกำแพงกันดินจะทำการรับน้ำหนักบรรทุกทั้งท่าเทียบรถบรรทุก และน้ำหนักของรถบรรทุกถ่านหินร่วมกัน

4.1.2 พารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลจากงานวิจัยที่ผ่านมา การจำลองแบบจำลองในโปรแกรม ส่วนที่สำคัญที่สุดคือการใช้พารามิเตอร์ให้ถูกต้องและสอดคล้องกับข้อมูลในสนามมากที่สุด โดยพารามิเตอร์ของดินและพารามิเตอร์ของวัสดุ แสดงดังตารางที่ 4.3 และ 4.4 ตามลำดับ

ดินถมเป็นดินเหนียวสีเทา (Claystone) ถูกจำลองด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb หน่วยน้ำหนักไม่อิ่มตัวด้วยน้ำและหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวด้วยน้ำ มีค่าเท่ากับ 17 และ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (φ') มีค่าเท่ากับ 12 องศา หน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล (c') มีค่าเท่ากับ 57.0 กิโลปาสคาล โมดูลัสประสิทธิผล (E') มีค่าเท่ากับ 5,000 กิโลปาสคาล และอัตราส่วนปัวซองมีค่าเท่ากับ 0.35 และพารามิเตอร์ผิวสัมผัส (interface parameter, R) กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.65

ฐานรากเป็นถ่านหินแข็งถูกจำลองด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb ที่มีหน่วยน้ำหนักไม่อิ่มตัวด้วยน้ำและหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวด้วยน้ำ มีค่าเท่ากับ 16 และ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (φ') เท่ากับ 30 องศา หน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล (c') เท่ากับ 20 กิโลปาสคาล โมดูลัสประสิทธิผล (E') เท่ากับ 100,000 กิโลปาสคาล (Mavong, N. et al, 2014) และอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.35 และพารามิเตอร์ผิวสัมผัส (interface parameter, R) กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.9 (Bathurst, 1993)

คอนกรีตปรับระดับ (Lean concrete) และผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก (Facing) จำลองด้วยแบบจำลอง Elastic ที่มีความหนาเท่ากับ 0.20 เมตร และ 0.14 เมตร ตามลำดับ โดยคอนกรีตปรับระดับมีค่าโมดูลัส (E) เท่ากับ 10.5x10^6 กิโลปาสคาล และผนังคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าโมดูลัส (E) เท่ากับ 27x10^6 กิโลปาสคาล ซึ่งคำนวณได้จาก $E = 15100\sqrt{f_c'}$ เมื่อ $f_c' = 50\ ksc$ และ $f_c' = 320\ ksc$ สำหรับคอนกรีตปรับระดับและผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามลำดับ หน่วยน้ำหนักคอนกรีตเท่ากับ 23.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และอัตราส่วนปัวซองมีค่าเท่ากับ 0.25

เหล็กเสริมแบกทานจำลองด้วย Embedded Beam element มีค่าโมดูลัส (E) เท่ากับ 2.04x10^8 กิโลปาสคาล หน่วยน้ำหนักของเหล็กเสริม เท่ากับ 78.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร โดยค่า Skin friction ของ Embedded Beam element สามารถคำนวณได้จากกำลังต้านทานแรงฉุดรวม (P_t) ซึ่งเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทานของเหล็กตามยาว(P_f) และกำลังต้านทานแรงฉุดแบกทานของเหล็กตามขวาง (P_b) สมการที่ 4.1 ถึง 4.5

$$P_t = P_f + P_b \tag{4.1}$$

$$P_f = \pi d L_e \alpha \left(c + \sigma_v \tan\phi \right) \tag{4.2}$$

$$P_b = nBL\left(cN_c + \sigma_v N_q \right) \tag{4.3}$$

$$N_q = \exp\left[\pi \tan\phi\right] \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{4.4}$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot\phi \tag{4.5}$$

โดยที่ d และ L_e คือ เส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวประสิทธิผลของเหล็กตามยาว ตามลำดับ

α คือ แฟคเตอร์หน่วยแรงยึดเกาะมีค่า 0.4

c และ ϕ คือ หน่วยแรงเหนี่ยวนำและมุมเสียดทานภายในของดินถม ตามลำดับ

σ_v คือ ความเค้นกดทับในแนวดิ่ง

n คือ จำนวนเหล็กตามขวาง

B และ L คือ ความยาวขาและความยาวของเหล็กฉาก ตามลำดับ

ตารางที่ 4.3 พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในแบบจำลองกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

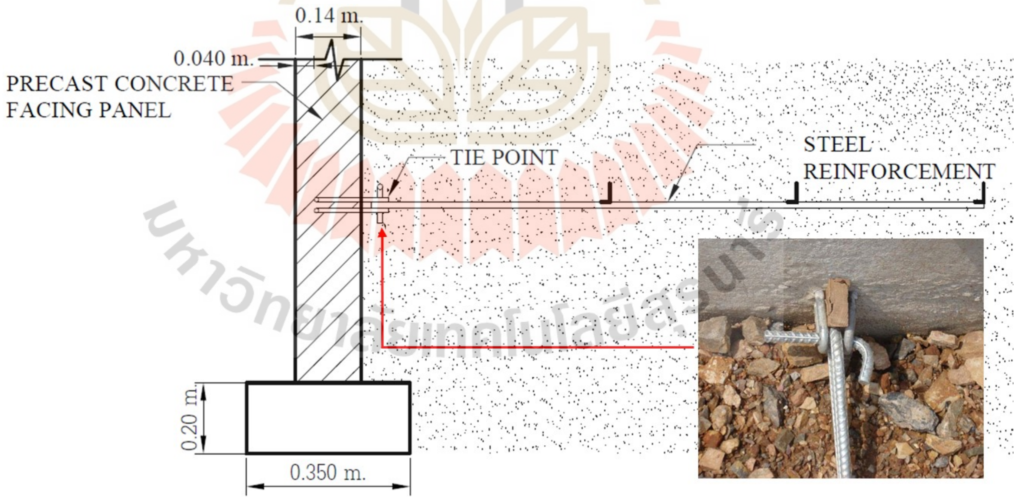
Parameter	Symbol	Clay stone	Foundation	Unit
Material model	Model	M-C	M-C	-
Young's modulus	E'	5,000	100,000	kPa
Frictional angle	ϕ'	12	20	Degrees
Cohesion	c'	57	30	kN/m^2
Unsaturated weight	γ_{unsat}	17	16	kN/m^3
Saturated weight	γ_{sat}	19	18	kN/m^3
Poisson's ratio	ν	0.35	0.35	-
Initial void ratio	e_{int}	0.6	0.6	-
Interface parameter	R	0.65	0.90	-

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ 4.4 พารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

Parameter	Symbol	Steel reinforcement	Lean concrete	Facing	Unit
Material model	Model	Elastic	Elastic	Elastic	-
Young's modulus	E	2.04×10^8	10.5×10^6	27×10^6	kPa
Thickness	t	-	0.20	0.14	m
Diameter	d	0.12	-	-	m
Unit weight	γ	78.5	23.5	23.5	kN/m^3
Poisson's ratio	ν	-	0.25	0.25	-

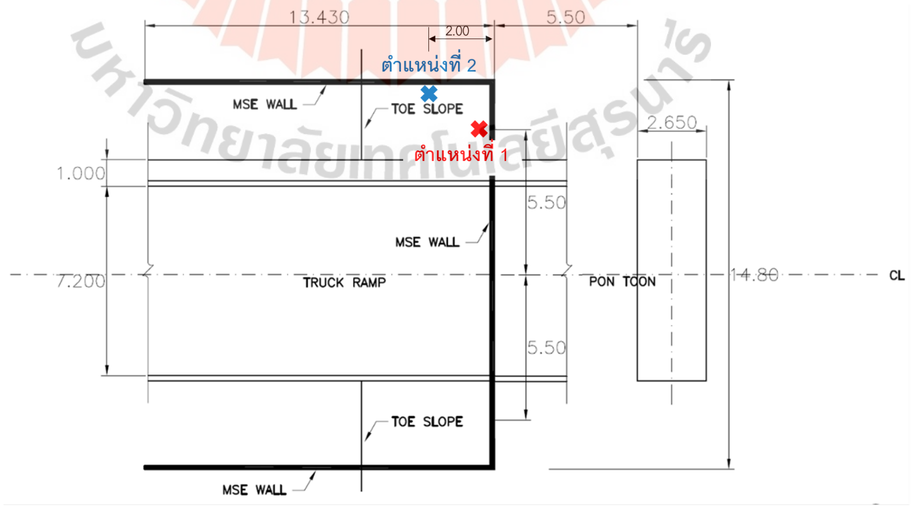
การเชื่อมต่อระหว่างเหล็กเสริมแบกทานและผนังคอนกรีตนั้น ทำการจำลองจุดเชื่อมต่อเป็นแบบบานพับ (Hinge) เพื่อให้พฤติกรรมการเชื่อมต่อสอดคล้องกับในสนามมากที่สุด ซึ่งลักษณะจุดต่อของเหล็กและแผ่นคอนกรีตในสนาม แสดงดังรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 ลักษณะจุดต่อของเหล็กเสริมแบกทานและแผ่นผนังคอนกรีตในสนาม

4.2 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนามเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

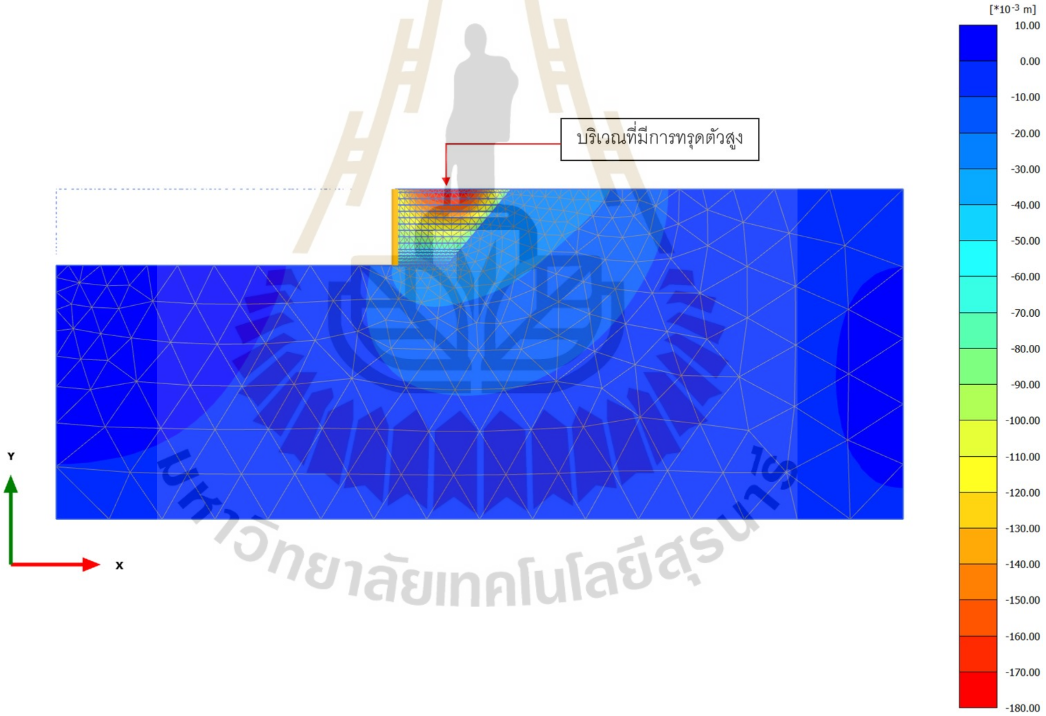
หัวข้อนี้เป็นการนำเสนอพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนามเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS โดยพฤติกรรมของกำแพงกันดิน ประกอบด้วย การทรุดตัวในแนวดิ่งของดินถม ที่ตรวจวัดโดย Settlement plate, การเคลื่อนตัวด้านข้าง ตรวจวัดโดย Inclinometer และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน ได้จากการตรวจวัดโดยใช้เกจวัดความเครียด ซึ่งทำการตรวจวัดที่ 3 สภาวะ ได้แก่ หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก และขณะเปิดใช้งาน โดยตำแหน่งบริเวณด้านหน้าของกำแพงที่ใช้เปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง ระหว่างพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ได้แก่ ตำแหน่งที่ 1 (ด้านหน้ากำแพง) และตำแหน่งบริเวณด้านข้างของกำแพงที่ใช้เปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง ระหว่างพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 3 มิติ ได้แก่ ตำแหน่งที่ 2 (ด้านข้างกำแพง) แสดงในรูปที่ 4.5 เนื่องจากการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ มีลักษณะแบบ Plane Strain สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมได้เพียงด้านใดด้านหนึ่งของกำแพง ดังนั้น ตำแหน่งที่ 2 จึงมีการเปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงเพียงแค่ในพฤติกรรมในสนามและการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ เท่านั้น ส่วนพฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานจะทำการเปรียบเทียบทุกชั้นของเหล็กเสริมในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างเท่านั้น



รูปที่ 4.5 ตำแหน่งการตรวจวัดและวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง

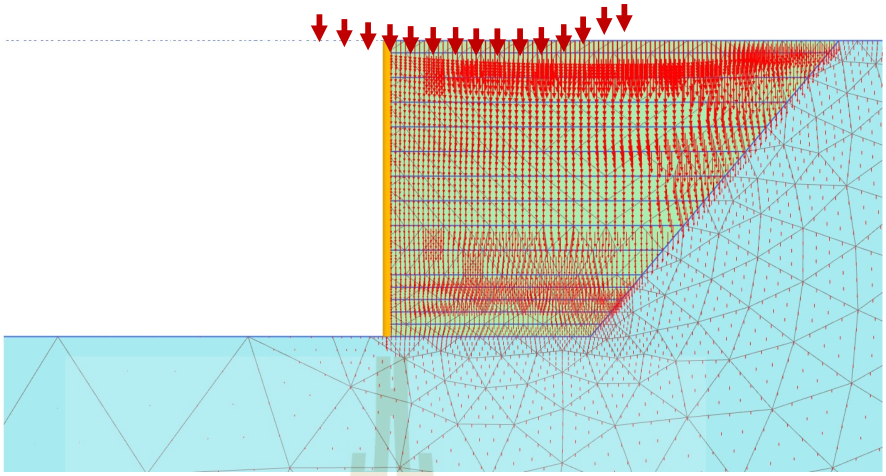
4.2.1 พฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่งจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์

พฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ แสดงดังรูปที่ 4.6 ถึง 4.9 ภาพรวมของการทรุดตัวในแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ นั้น พบว่า ทั้งในสภาวะที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำบนกำแพงกันดิน และสภาวะที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำบนกำแพงนั้น ลักษณะการทรุดตัวจะมีลักษณะคล้ายกัน คือมีลักษณะการทรุดตัวเป็นรูปแบบระฆังคว่ำ ซึ่งบริเวณที่มีการทรุดตัวสูงนั้น อยู่บริเวณกึ่งกลางของกำแพงกันดิน หรือที่ประมาณจุดศูนย์ถ่วงของกำแพงกันดิน บริเวณที่มีการทรุดตัวสูงในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติแสดงดังรูปที่ 4.6 และทิศทางการทรุดตัวแสดงดังลูกศรสีแดง ในรูปที่ 4.7 ส่วนในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ บริเวณที่มีการทรุดตัวแสดงดังรูปที่ 4.8 และทิศทางการทรุดตัวแสดงดังลูกศรสีแดง ในรูปที่ 4.9

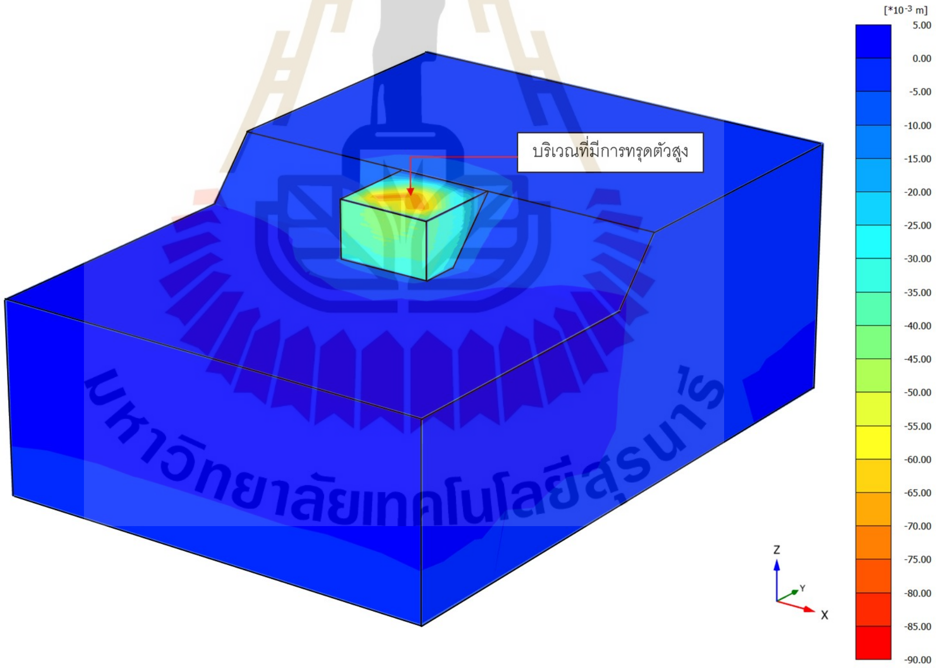


รูปที่ 4.6 ลักษณะการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 2D

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

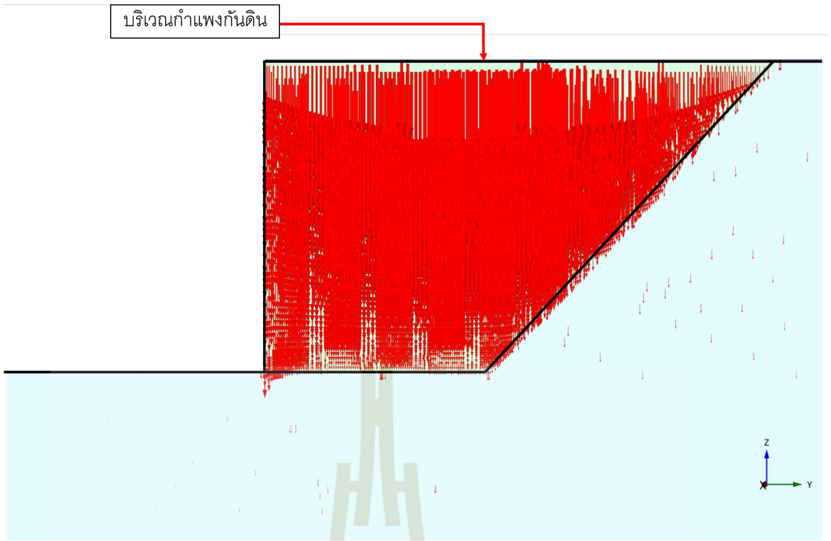


รูปที่ 4.7 ทิศการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 2D



รูปที่ 4.8 ลักษณะการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

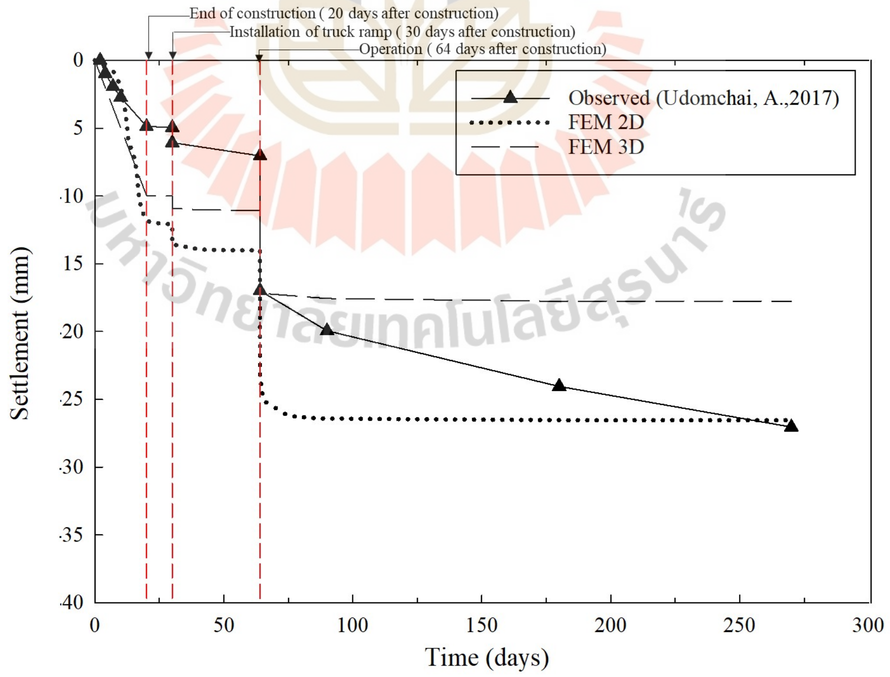


รูปที่ 4.9 ทิศการทรุดตัวแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D

4.2.2 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง บริเวณด้านหน้ากำแพงกันดิน

รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวในแนวดิ่งของดินถมที่ฐานรากเทียบกับเวลา ที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน (ตำแหน่งที่ 1) ซึ่งเปรียบเทียบระหว่างผลตรวจวัดการทรุดตัวในสนาม กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยโปรแกรม PLAXIS 2D และ 3D ตามลำดับ โดยพิจารณาที่ 3 สภาวะ ได้แก่ สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งใช้เวลาก่อสร้างทั้งสิ้น 20 วัน สภาวะการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (30 วันหลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง) ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำต่อกำแพงกันดินเหล็กเสริมทานอยู่ที่ 12 กิโลปาสคาล และสภาวะการเปิดใช้งาน ซึ่งทำการพิจารณาเปรียบเทียบพฤติกรรมตั้งแต่ระยะเวลา 64 วัน จนถึง 270 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง โดยมีน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกถ่านหินและน้ำหนักของท่าเทียบรถบรรทุกมากระทำบนกำแพงกันกิน เท่ากับ 80 กิโลปาสคาล การทรุดตัวของดินถมบริเวณฐานราก ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างนั้น สำหรับผลการตรวจวัดในสนาม มีค่าเท่ากับ 5 มิลลิเมตร และมีค่าเท่ากับ 12 และ 10 มิลลิเมตร สำหรับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ ซึ่งทั้งผลจากการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ นั้น มีค่ามากกว่าผลตรวจวัดในสนามอยู่ที่ร้อยละ 58 และ 50 ตามลำดับ เมื่อทำการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุกบนกำแพงกันดิน ซึ่งในแบบจำลองถูกจำลองเป็นน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ (Uniform Load) การทรุดตัวที่ฐานรากมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย โดยมีค่าเท่ากับ 6 มิลลิเมตร สำหรับการตรวจวัด และมีค่าเท่ากับ 13.50 และ 11 มิลลิเมตร สำหรับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ ซึ่งทั้งผลจากการวิเคราะห์

แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ นั้น มีค่ามากกว่าผลตรวจวัดในสนามอยู่ที่ร้อยละ 56 และ 45 ตามลำดับ และเมื่อทำการเปิดใช้งาน (ที่ระยะเวลา 64 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง) โดยมีน้ำหนักรถบรรทุกถ่านหินและน้ำหนักของท่าเทียบรถบรรทุกกระทำบนกำแพงกันดิน การทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดที่บริเวณด้านหน้ากำแพงกันดิน มีค่าเท่ากับ 17 มิลลิเมตร ในขณะที่การทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ มีค่าเท่ากับ 23 และ 17 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีค่าเท่ากัน ในขณะที่ผลจากการตรวจวัดมีค่าน้อยกว่าการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ อยู่ที่ 6 มิลลิเมตร หรือแตกต่างกันเพียงร้อยละ 26 หลังจากเปิดใช้งานโครงสร้างท่าเทียบรถบรรทุกไปแล้ว ยังมีการตรวจวัดในสนามต่อไปจนถึงระยะเวลา 270 วัน นับตั้งแต่เริ่มต้นก่อสร้างหรือเมื่อเปิดใช้งานกำแพงกันดินให้เป็นท่าเทียบรถบรรทุกอย่างเต็มรูปแบบไปแล้ว 206 วัน การทรุดตัวจากผลการตรวจวัดมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 27 มิลลิเมตร ในขณะที่ผลจากการวิเคราะห์นั้น ค่าการทรุดตัวเพิ่มขึ้นจากวันที่ 64 เพียงเล็กน้อย โดยทั้งมีค่าเพิ่มขึ้นเพียง 1 และ 3 มิลลิเมตร สำหรับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ ทำให้มีการทรุดตัวสุดท้ายที่ระยะเวลา 270 วันนับแต่เริ่มต้นก่อสร้าง อยู่ที่ 26 และ 18 มิลลิเมตร สำหรับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ โดยที่ระยะเวลา 270 วัน การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามกลับมีค่าสูงกว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ อยู่ที่ร้อยละ 4 และ 33

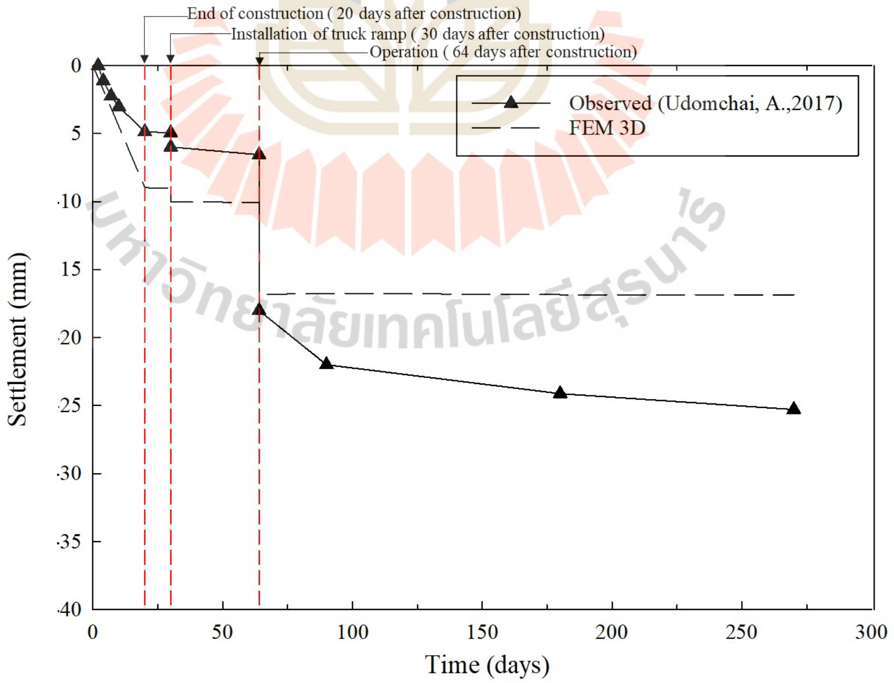


รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของดินถมบริเวณด้านหน้าของกำแพงกับเวลา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

4.2.3 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง บริเวณด้านข้างกำแพงกันดิน

รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวในแนวดิ่งของดินถมที่ฐานรากเทียบกับเวลา ที่บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน (ตำแหน่งที่ 2) ซึ่งเปรียบเทียบระหว่างผลตรวจวัดการทรุดตัวในสนาม กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การทรุดตัวที่ตรวจวัดได้ มีค่าเท่ากับ 5 มิลลิเมตร และมีค่าเท่ากับ 9 มิลลิเมตร สำหรับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ ซึ่งผลจากการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีค่ามากกว่าผลตรวจวัดในสนามอยู่ที่ร้อยละ 44 และเมื่อทำการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก การทรุดตัวมีค่าเพิ่ม โดยมีค่าเท่ากับ 6 มิลลิเมตร สำหรับการตรวจวัด และเท่ากับ 10 มิลลิเมตร สำหรับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ ซึ่งผลจากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าผลตรวจวัดอยู่ที่ร้อยละ 40 และเมื่อทำการเปิดใช้งาน การทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัด มีค่าเท่ากับ 18 มิลลิเมตร ในขณะที่การทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ มีค่าเท่ากับ 17 มิลลิเมตร ซึ่งผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างกันอยู่เพียงร้อยละ 6 เท่านั้น และเมื่อทำการตรวจวัดที่เวลา 270 วัน นับตั้งแต่เริ่มต้นก่อสร้าง การทรุดตัวจากผลการตรวจวัดมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 25 มิลลิเมตร ในขณะที่ผลจากการวิเคราะห์นั้นมีค่าคงที่ โดยที่ระยะเวลา 270 วัน การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามมีค่าสูงกว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ อยู่ที่ร้อยละ 32

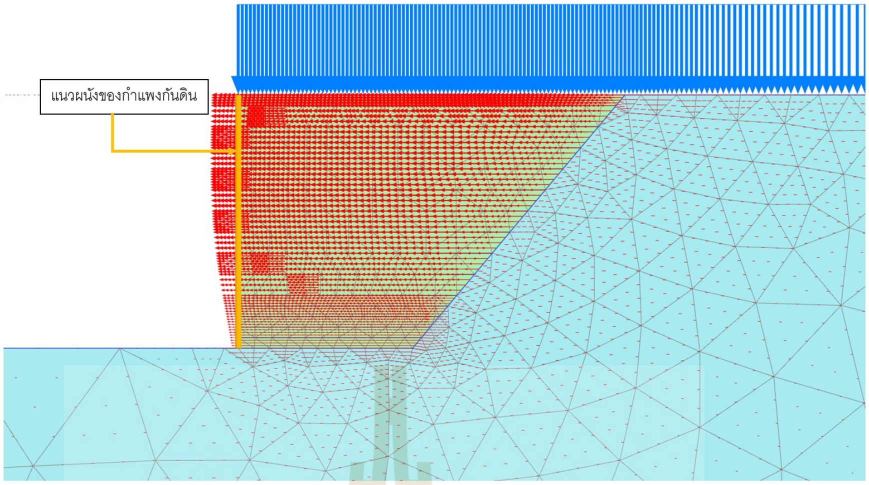


รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของดินถมบริเวณด้านข้างของกำแพงกับเวลา

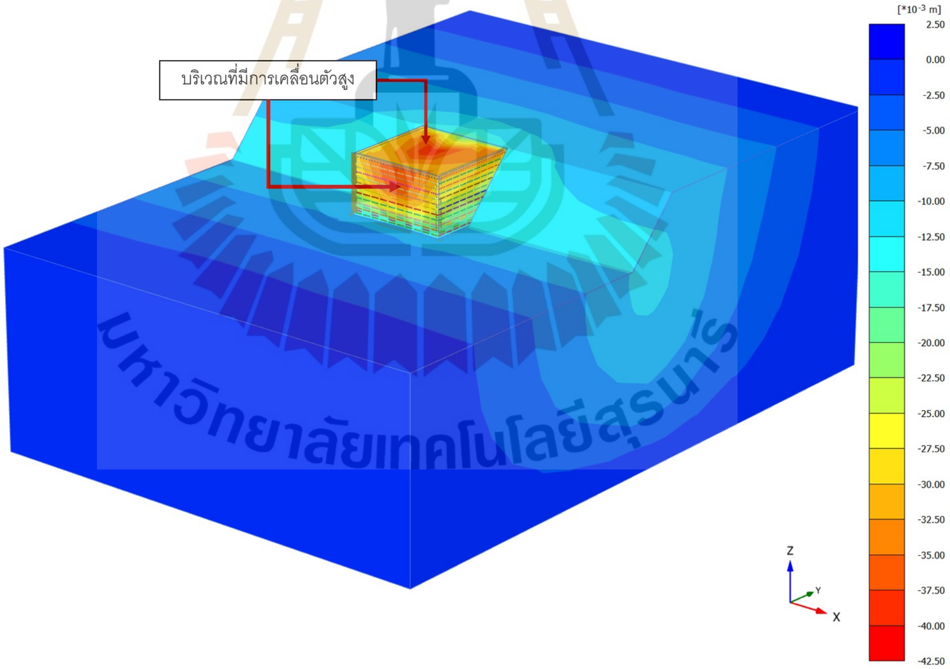
4.2.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างทั้งบริเวณด้านหน้า และด้านข้างของกำแพงกันดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ แสดงดังรูปที่ 4.12 ถึง 4.17 ภาพรวมของการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน ทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ นั้น พบว่า ทั้งในสภาวะที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำบนกำแพงกันดิน และสภาวะที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำบนกำแพงนั้น ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างมีลักษณะคล้ายกัน คือมีลักษณะการเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดินในทิศพุ่งออกจากกำแพงกันดิน และมีการเคลื่อนตัวสูงบริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.12 และ 4.14 และทิศทางการเคลื่อนที่แสดงดังลูกศรสีแดงในรูปที่ 4.13 และ 4.15 สำหรับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่วิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ การเคลื่อนตัวด้านข้างบริเวณด้านหน้าของกำแพงมีลักษณะการเคลื่อนตัวแปรผันตามความสูงของกำแพง สำหรับในช่วงความสูงของกำแพงกันดินที่ต่ำกว่าครึ่งหนึ่งของความสูงกำแพง (H/2) แต่เมื่อมีความสูงมากกว่า H/2 แล้ว การเคลื่อนตัวจะมีระยะค่อนข้างคงที่

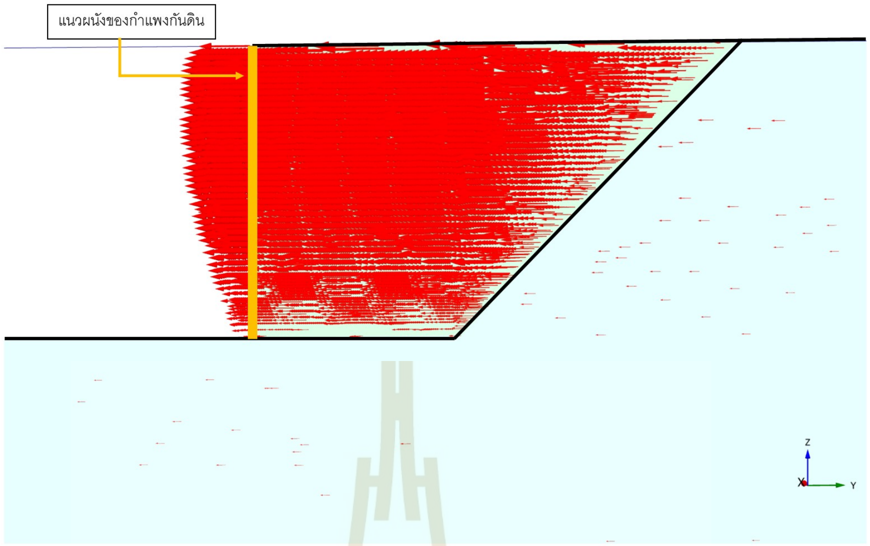
รูปที่ 4.12 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 2D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง



รูปที่ 4.13 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 2D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง

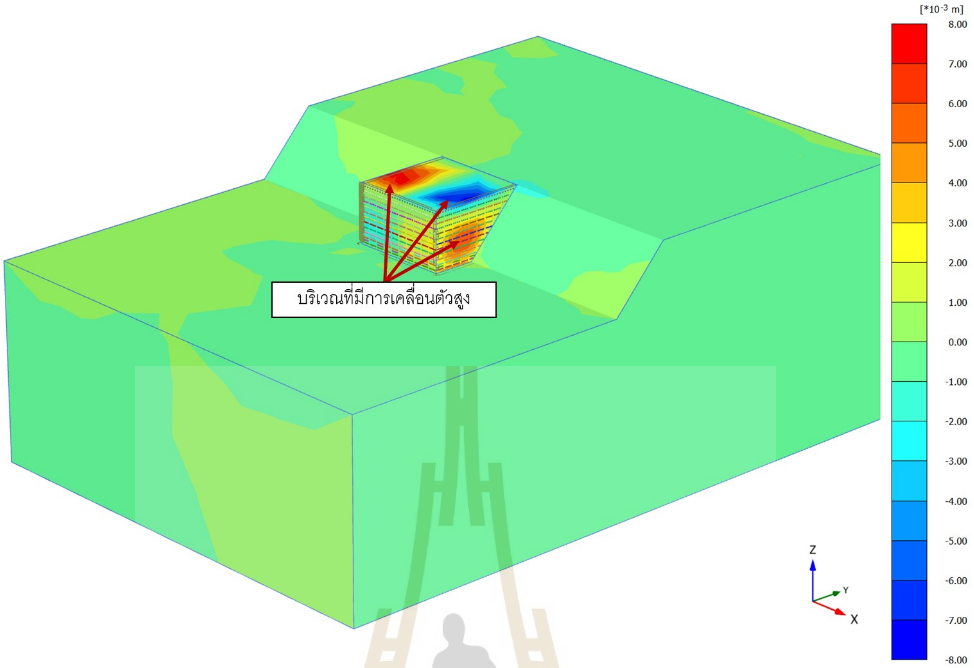


รูปที่ 4.14 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง

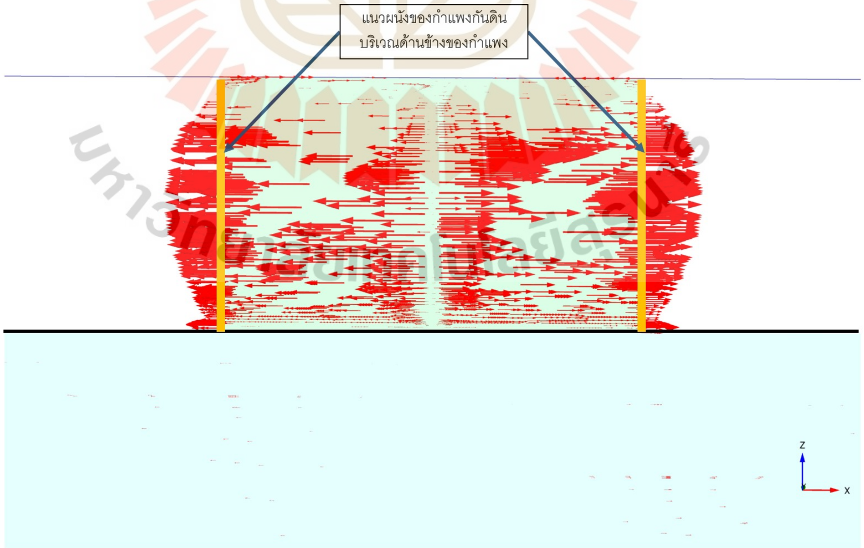


รูปที่ 4.15 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง

สำหรับการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แบบ 3 มิติ ในทุกสภาวะที่ทำการวิเคราะห์มีลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างในลักษณะและทิศทางที่เหมือนกัน แตกต่างกันที่เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้นก็จะมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สูงขึ้นตามไปด้วย ซึ่งลักษณะการเคลื่อนตัวที่กล่าวถึงนั้นแสดงดังรูปที่ 4.16 โดยลักษณะการเคลื่อนตัวบริเวณด้านข้างกำแพงกันดิน จะมีการเคลื่อนตัวสูงบริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน และที่ประมาณกึ่งกลางของความสูงของกำแพงกันดิน โดยทิศการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินแสดงดังลูกศรสีแดงในรูปที่ 4.17 จะพบว่าทิศทางการเคลื่อนตัวจะมีทิศพุ่งออกจากแนวผนังของกำแพงกันดินทั้ง 2 ด้านของกำแพงกันดิน โดยที่การเคลื่อนตัวจะมีระยะการเคลื่อนตัวออกมาด้านข้างสูงที่บริเวณกึ่งกลางของความสูงกำแพงเช่นเดียวกับลักษณะการเคลื่อนตัวในรูปที่ 4.16 ในช่วงแรกที่ความสูงของกำแพงไม่เกิน H/2 ระยะการเคลื่อนตัวมีการแปรผันตามความสูงของกำแพงกันดิน เมื่อความสูงเพิ่มขึ้น ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างมีระยะการเคลื่อนตัวที่มากขึ้น แต่เมื่อความสูงของกำแพงมีค่ามากกว่า H/2 แล้ว ระยะการเคลื่อนตัวที่มีทิศพุ่งออกจากกำแพงกันดินจะมีระยะที่ลดลงตามความสูงของกำแพง เมื่อความสูงของกำแพงเพิ่มขึ้น จะมีระยะการเคลื่อนตัวจะที่ลดลงอย่างเห็นได้ชัด จนกระทั่งที่จุดบนสุดของกำแพงกันดิน ทิศการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงจะมีทิศพุ่งเข้าด้านในแนวผนังของกำแพงกันดิน แทนการพุ่งออกจากแนวผนังของกำแพง



รูปที่ 4.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง



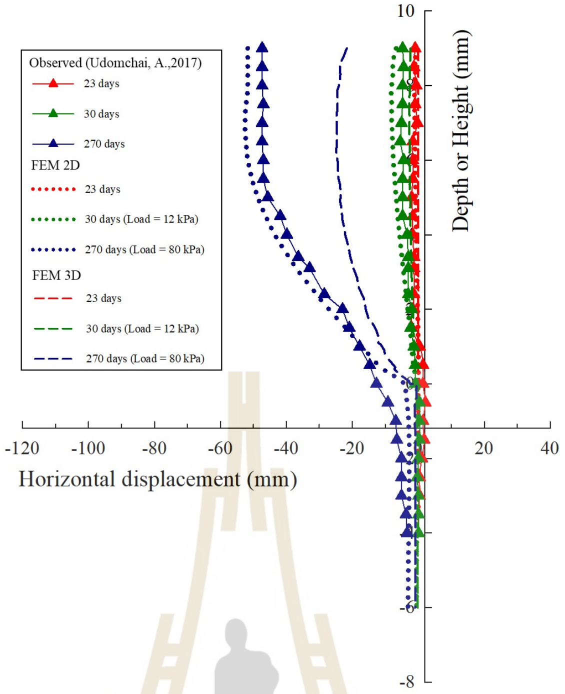
รูปที่ 4.17 ทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในโปรแกรม PLAXIS 3D ที่ระยะเวลา 270 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง

4.2.5 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้ากำแพงกันดิน

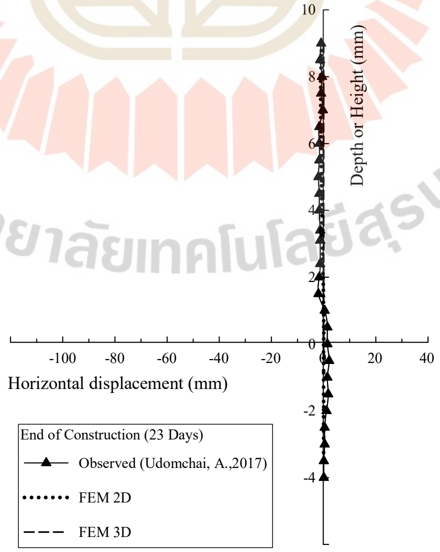
รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง ที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ที่ 3 สภาวะ ได้แก่ สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ที่ระยะเวลา 23 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง (รูปที่ 4.19) สภาวะการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก รับน้ำหนักบรรทุก 12 กิโลปาสคาล ที่ระยะเวลา 30 วัน หลังจากเริ่มต้นการก่อสร้าง (รูปที่ 4.20) และสภาวะเปิดใช้งาน รับน้ำหนักบรรทุก 80 กิโลปาสคาล ซึ่งจะพิจารณาที่ระยะเวลา 270 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง (รูปที่ 4.21) ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างผลจากการตรวจวัดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินในสนาม และผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน จากทั้งผลตรวจวัดในสนามและผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมมีค่าต่ำมาก โดยมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ที่ประมาณ 1 – 2 มิลลิเมตร ทั้งจากผลการตรวจวัดและจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ส่วนที่ระยะเวลา 30 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง ซึ่งเป็นสภาวะที่กำแพงกันดินได้รับน้ำหนักบรรทุกจากท่าเทียบรถบรรทุก ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม มีค่าเท่ากับ 5 มิลลิเมตร ในขณะที่ค่าการเคลื่อนที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ มีค่าเท่ากับ 8 และ 3 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งความแตกต่างระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์นั้น แตกต่างกันอยู่ร้อยละประมาณ 40 และค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินที่สภาวะเปิดใช้งาน ซึ่งต้องรับน้ำหนักบรรทุก 80 กิโลปาสคาล นั้น มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดสำหรับการตรวจวัด เท่ากับ 47 มิลลิเมตร และสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ มีค่าเท่ากับ 53 และ 25 มิลลิเมตร ตามลำดับ โดยที่ผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ มีค่าสูงกว่าผลการตรวจวัดอยู่ที่ร้อยละ 11 และผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีค่าต่ำกว่าผลการตรวจวัดอยู่ที่ร้อยละ 45

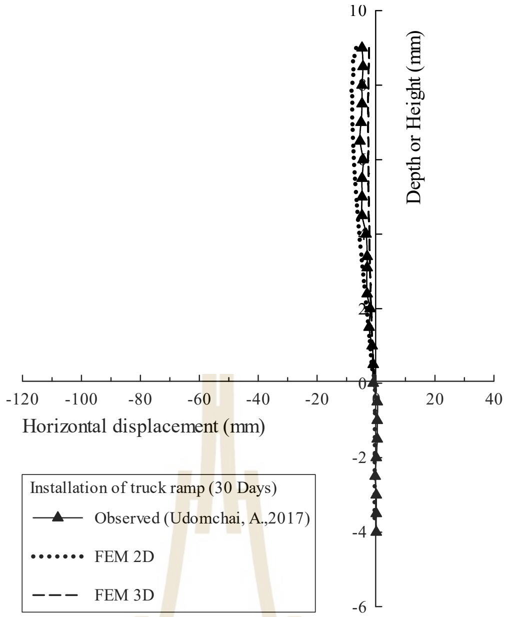
จากความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้ากับความสูงของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ที่ระยะเวลา 23 วัน, 30 วัน และ 270 วัน พบว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดในช่วง 2.0 ถึง 5.0 เมตร และมีการเปลี่ยนแปลงไม่มากนักหลังจากความสูง 6.0 เมตร หรืออาจกล่าวได้ว่ามีค่าคงที่ ทั้งจากการตรวจวัดและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ การเคลื่อนตัวด้านข้างที่สูงที่บริเวณด้านบนของกำแพงกันดินเกิดจากแรงกระทำ 2 ส่วนหลัก ได้แก่ น้ำหนักในแนวดิ่งของรถบรรทุกถ่านหิน แรงเฉือนที่เกิดจากการเบรคและเร่ง (Brake and acceleration forces) ของรถบรรทุกถ่านหินขณะวิ่งบน Truck ramp



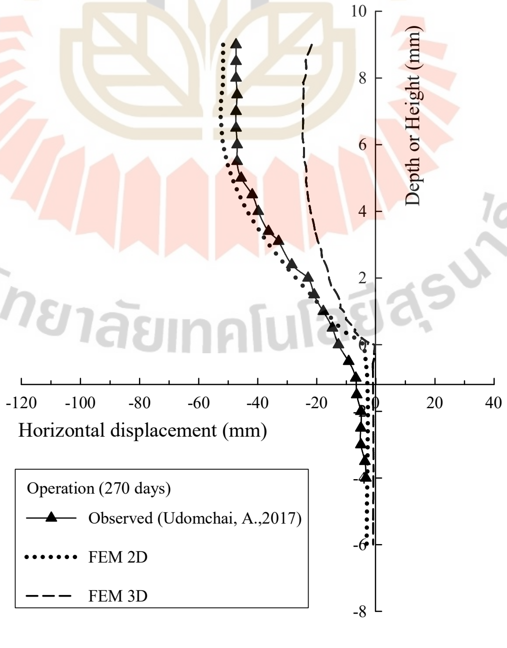
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพง ที่สภาวะต่าง ๆ



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพงกันดิน ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (เวลา 23 วัน)



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพงกันดิน ที่สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (เวลา 30 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง)



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพงกันดิน ที่สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (เวลา 270 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง)

4.2.5 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างกำแพงกันดิน

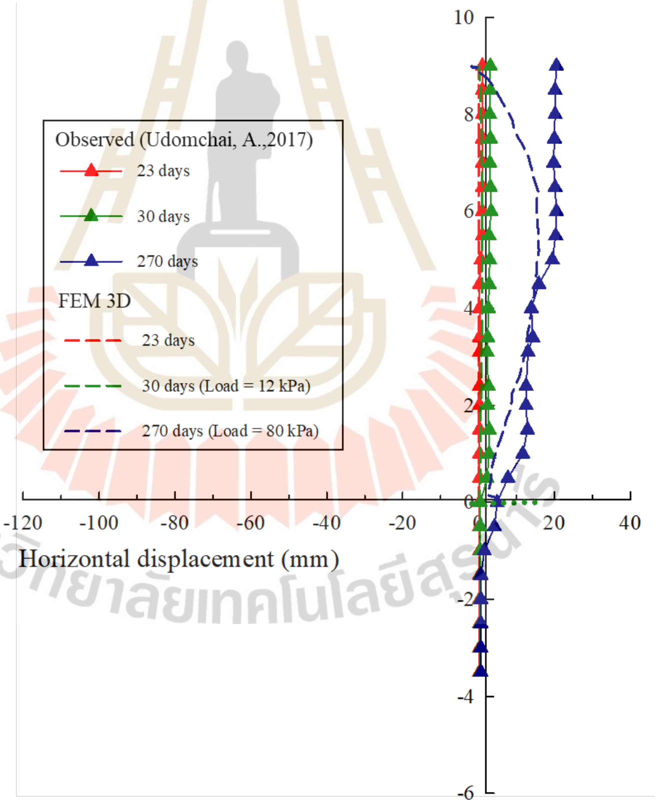
รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง ที่บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ที่ 3 สภาวะ ได้แก่ สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ที่ระยะเวลา 23 วัน หลังจากเริ่มต้นก่อสร้าง สภาวะการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก รับน้ำหนักบรรทุก 12 กิโลปาสคาล ที่ระยะเวลา 30 วัน หลังจากเริ่มต้นการก่อสร้าง และสภาวะเปิดใช้งาน รับน้ำหนักบรรทุก 80 กิโลปาสคาล ซึ่งจะพิจารณาที่ระยะเวลา 270 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างผลจากการตรวจวัดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินในสนาม และผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ

ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน จากทั้งผลตรวจวัดในสนามและผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ที่ประมาณ 1 มิลลิเมตร ทั้งจากผลการตรวจวัดและจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน ส่วนที่ระยะเวลา 30 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง ซึ่งเป็นสภาวะที่กำแพงกันดินได้รับน้ำหนักบรรทุกจากท่าเทียบรถบรรทุก ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม มีค่าเท่ากับ 3 มิลลิเมตร ในขณะที่ค่าการเคลื่อนที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ มีค่าเท่ากับ 1 มิลลิเมตร และค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินที่สภาวะเปิดใช้งาน ซึ่งต้องรับน้ำหนักบรรทุก 80 กิโลปาสคาล นั้น มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดสำหรับการตรวจวัด เท่ากับ 20 มิลลิเมตร และสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ มีค่าเท่ากับ 16 มิลลิเมตร โดยผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีค่าต่ำกว่าผลการตรวจวัดอยู่ที่ร้อยละ 20 ซึ่งตำแหน่งที่ค่าการเคลื่อนตัวมีความใกล้เคียงกันระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์ อยู่ที่ความสูงประมาณครึ่งหนึ่งของกำแพงกันดิน แต่เมื่อความสูงของกำแพงกันดินสูงกว่าครึ่งหนึ่งแล้ว ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ในขณะที่ค่าการเคลื่อนตัวจากผลการวิเคราะห์ มีค่าลดลงอย่างเห็นได้ชัด

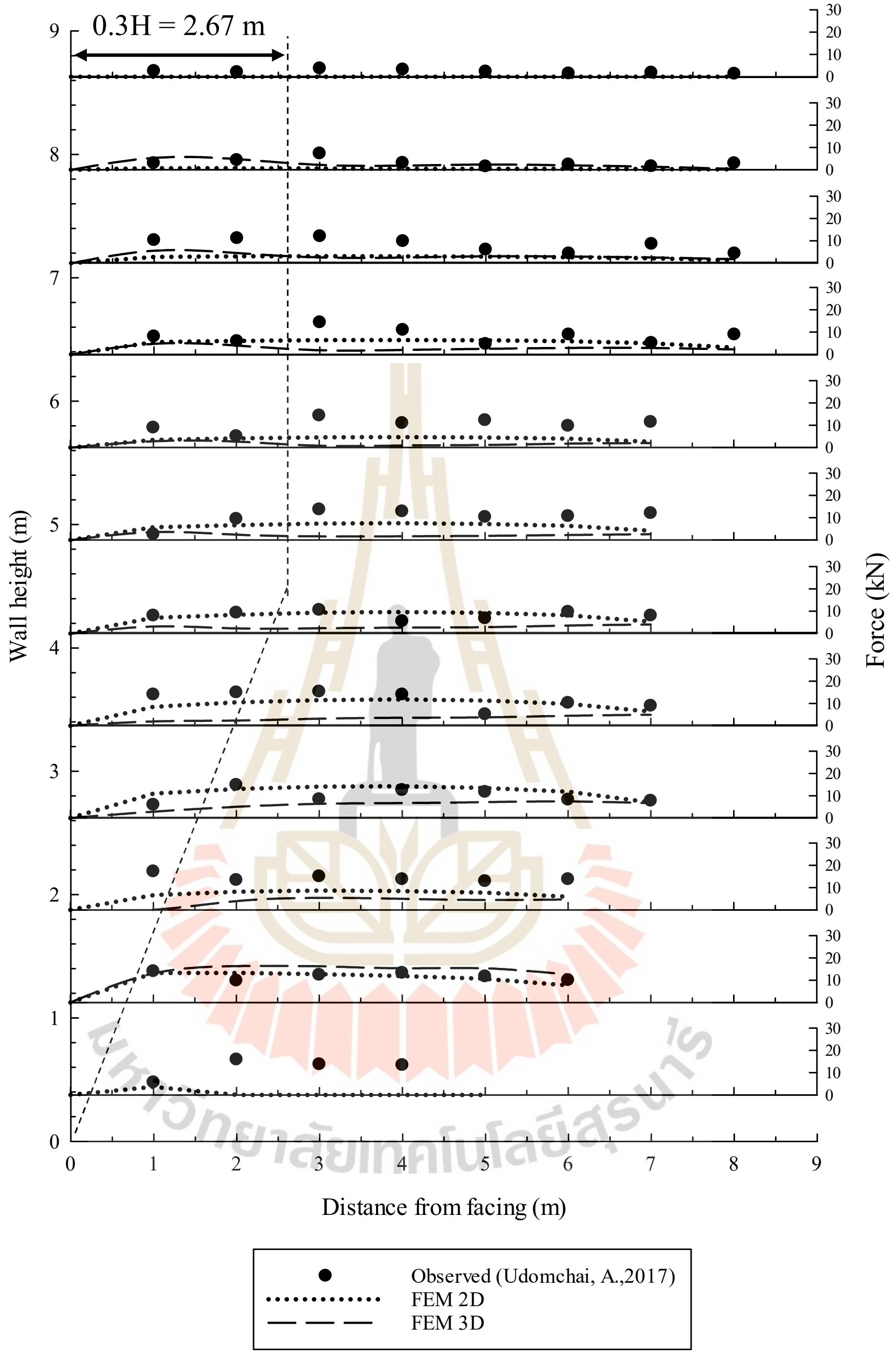
4.2.6 การเปรียบเทียบพฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน (Tension force in the reinforcement)

รูปที่ 4.23 แสดงผลเปรียบเทียบแรงดึงที่เกิดขึ้นที่ระดับความสูงและระยะจากผนังกำแพงต่าง ๆในเหล็กเสริมที่ได้จากการตรวจวัด และการวิเคราะห์ด้วยววิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง หรือที่ระยะเวลา 20 วัน นับแต่เริ่มต้นก่อสร้าง พบว่า แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานเกิดขึ้นบริเวณด้านหน้าใกล้กับแผ่นกำแพง (ที่ระยะไม่เกิน 3.00 เมตร จากผนังกำแพง) โดยมีค่าแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 17 กิโลนิวตัน ที่ระยะ 1.00 เมตร จากผนังกำแพง ในเหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 3 ในขณะที่ผลจากการวิเคราะห์ด้วยววิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ ให้ค่าแรงดึงใน

เหล็กเสริมแบกทานแต่ละความสูงและระยะจากผนังกำแพง มีค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดเมื่อตำแหน่งของเหล็กเสริมแบกทานอยู่ต่ำกว่าครึ่งหนึ่งของกำแพงกันดิน (H/2 = 4.45 เมตร) แต่หลังจากที่ความสูงกำแพงกันดินมีค่ามากกว่า H/2 นั้นค่าแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานจะมีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากผลการตรวจวัด โดยค่าแรงดึงสูงสุดสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติมีค่าเท่ากับ 14 กิโลนิวตัน ที่ระยะ 3.00 เมตร จากผนังกำแพง ในเหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 4 เช่นเดียวกับผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่ค่าแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานมีค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในช่วงความสูงที่ต่ำกว่าครึ่งหนึ่งของกำแพงกันดิน (H/2) และเริ่มมีค่าแรงดึงในเหล็กเสริมที่แตกต่างจากผลการตรวจวัดหลังจากนั้น โดยค่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ มีค่าแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 16.31 กิโลนิวตัน ที่ระยะ 2.00 เมตร จากผนังกำแพง ในเหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 2



รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินกับความสูงของกำแพง ที่สภาวะต่าง ๆ



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงในเหล็กเสริมกับความสูงของกำแพง

บทที่ 5
บทสรุป

5.1 สรุปผลงานวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง, การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานสูงสุด ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน เป็นโครงสร้างกันดินสำหรับท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหิน ตั้งอยู่ที่เหมืองแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการเปรียบเทียบผล ศึกษาถึงความถูกต้องและข้อจำกัดของรูปแบบการวิเคราะห์ ซึ่งประเด็นสำคัญของงานวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

5.1.1 พฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง

การทรุดตัวบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน มีความแตกต่างกันอย่างมากระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ในช่วงสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างไปจนถึงสภาวะการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (ช่วงเวลา 0 - 30 วัน) โดยความแตกต่างระหว่างผลการตรวจวัดกับผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ อยู่ที่ร้อยละ 58 และร้อยละ 56 สำหรับที่ระยะเวลา 20 และ 30 วันตามลำดับ และผลการตรวจวัดแตกต่างจากผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ อยู่ที่ร้อยละ 50 และร้อยละ 45 สำหรับที่ระยะเวลา 20 และ 30 วันตามลำดับ แต่เมื่อเปิดใช้งาน (64 วัน หลังเริ่มต้นก่อสร้าง) กำแพงกันดินได้รับน้ำหนักจากรถบรรทุกและน้ำหนักของท่าเทียบรถบรรทุก ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าเท่ากับค่าจากการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ และผลจากการตรวจวัดมีความแตกต่างจากผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ อยู่เพียงร้อยละ 26 เท่านั้น ซึ่งถือว่ามีความแตกต่างกันไม่มากนัก แต่หลังจากเปิดใช้งานไปแล้วเป็นจำนวน 206 วัน การทรุดตัวในสนามมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ ในขณะที่ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้งแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ มีค่าคงที่ หรือเข้าสู่สภาวะทรุดตัวทรุดท้าย (Final settlement) สาเหตุที่การทรุดตัวในสนามยังมีค่าเพิ่มขึ้น แม้จะไม่ได้รับน้ำหนักเพิ่มขึ้นไปจากเดิม อาจเนื่องมาจากในสภาวะจริง ระหว่างที่มีการเปิดใช้งานกำแพงกันดิน มีการพ่นน้ำบริเวณฐานรากอยู่ตลอดเวลาเพื่อป้องกันการกระจายของฝุ่นดิน จึงเป็นสาเหตุให้มีการทรุดตัวเนื่องจากการจัดเรียงตัวใหม่ของเม็ดดินที่แปรผันตามปริมาณความชื้นในมวลดินของดินใต้ฐานรากกำแพง และผลการทรุดตัวบริเวณด้านข้างของกำแพงกันดินนั้น มีความสอดคล้องกับการทรุดตัวบริเวณด้านหน้า ซึ่งที่ระยะเวลา 64 วัน การทรุดตัวมีความแตกต่างกันเพียง 1 มิลลิเมตร ระหว่าง

ผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ และหลังจากเปิดใช้งานไปแล้วผลการวิเคราะห์เข้าสู่ช่วง Final settlement ในขณะที่การทรุดตัวในสนามยังมีค่าเพิ่มขึ้นอยู่ตลอดเวลา

5.1.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง

จากผลการเปรียบเทียบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน พบว่า ในช่วงสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างไปจนถึงสภาวะการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (ช่วงเวลา 0 - 30 วัน) ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าใกล้เคียงกันระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ แต่เมื่อมีการเปิดใช้งานจนถึงระยะเวลา 270 วันหลังเริ่มต้นการก่อสร้าง ค่าการเคลื่อนตัวมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวของการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ จะมีการเคลื่อนตัวสูงกว่าทั้งผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ เนื่องมาจากทั้งในสภาวะจริงและการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีการเสริมเหล็กเสริมแบกทาน 3 ด้านของกำแพงกันดิน ในขณะที่การวิเคราะห์แบบ 2 มิติ จะพิจารณาการเสริมเหล็กเพียงด้านเดียว ดังนั้นการเสริมเหล็กด้านข้างทั้ง 2 ด้านของกำแพง จึงถือได้ว่าเป็นการช่วยลดการเคลื่อนตัวบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินได้ในระดับหนึ่ง แต่ผลการตรวจวัดในสนามยังมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบ 3 มิติ อาจเนื่องมาจากในสภาวะจริง กำแพงกันดินไม่ได้เพียงแต่รับน้ำหนักบรรทุกจากท่าเทียบรถบรรทุกและน้ำหนักรถบรรทุกเท่านั้น ในสนามยังมีปัจจัยของการเบรกและการเร่ง (Brake and acceleration forces) ของรถบรรทุกถ่านหินขณะวิ่งบน Truck ramp ซึ่งผลจากการเบรกของรถบรรทุกนั้น อาจเป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้การเคลื่อนตัวในสนามสูงกว่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ เพราะในสภาวะก่อนมีการวิ่งของรถบรรทุก กำแพงกันดินรับน้ำหนักบรรทุกแบบสถิตทั้งในสนามและการวิเคราะห์ จะเห็นได้ว่ามีค่าการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกัน แต่เมื่อมีการวิ่งของรถบรรทุก ค่าการเคลื่อนตัวในสนาม มีการเคลื่อนตัวสูงกว่าการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงนั้น ช่วงเวลา 0 – 30 วัน การเคลื่อนตัวมีค่าใกล้เคียงกันระหว่างผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ แต่เมื่อเปิดใช้งาน กำแพงกันดินมีการรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มมากขึ้น ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าใกล้เคียง แต่ที่ความสูงเกินกว่า H/2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยลงจนกระทั่งทิศทางการเคลื่อนตัวเปลี่ยนเป็นพุ่งเข้าหากำแพง ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการทรุดตัวที่เป็นแบบระฆังคว่ำ บริเวณด้านบนสุดของกำแพงจะถูกยึดรั้งเข้าไปในกำแพง จึงทำให้การเคลื่อนตัวในการวิเคราะห์มีลักษณะโค้งเข้าหากำแพงกันดิน

5.1.3 พฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน

แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานจากผลการตรวจวัดมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์ แต่ผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 มิติ และ 3 มิติ มีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้อาจเกิดจากกระบวนการก่อสร้าง อาทิการควบคุมการวางตำแหน่งของเหล็กเสริมให้ถูกต้องสมบูรณ์ตามแบบก่อสร้างอาจคลาดเคลื่อนหรือ

เหล็กอาจเกิดการเคลื่อนตัวและมีตำแหน่งผิดไปจากแบบก่อสร้างได้ แตกต่างกับการจำลองโดยโปรแกรม ที่สามารถกำหนดและระบุตำแหน่งของวัสดุได้อย่างแม่นยำ ปัจจัยเหล่านี้อาจส่งผลทำให้ผลการวิเคราะห์แตกต่างจากผลการตรวจวัดที่ตำแหน่งเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด ถึงแม้ค่าแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานจะมีค่าแตกต่างกันระหว่างผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์ แต่เมื่อพิจารณาค่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานจากการตรวจวัด และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ พบว่า แรงดึงสูงสุดส่วนใหญ่ทั้งผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์ อยู่บนระนาบหรือใกล้เคียงกับระนาบแรงดึงสูงสุด ที่เสนอโดย AASHTO (2002) แสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 4.23

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บรรณานุกรม

สุขสันติ์ หอพิบูลสุข. (2555). **วิศวกรรมฐานราก**. พิมพ์ครั้งที่ 1.กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล

สุขสันติ์ หอพิบูลสุข และ รุ้งลาวัลย์ ราชัน. (2554). **ปฐพีกลศาสตร์**. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2550). **วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค (FINITE ELEMENT METHOD IN GEOTECHNICAL ENGINEERING)**, ปี ที่ 1/2550, สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพ

AASHTO (2002), **Standard Specifications for Highway and Bridge**, 7th edition. Washington D.C.,American Association of state Highway andTransportation Officials.

American Society of Testing and Materials. ASTM D422 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007

American Society of Testing and Materials. ASTM A123/A123M-17 Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017

American Society of Testing and Materials. ASTM D4318-17 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017

American Concrete Institut. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), Farmington Hills, 2019.

Boles, Joseph E. (1996). "**Foundation Analysis and Design**", McGraw-Hill.

Christopher, B.R., Gill, B.S., Giroud, J.P., Juran, I., Schlosser, F., Mitchell, J.K., and Dunnicliff, J. (1989), Reinforced soil structure, Vol. 1: Design and Construction Guidelines, **Report Prepared for US Federal Highway Administration**, 287p.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Clayton, C.R.I., Milititsky, J. and Woods, R.I. (1993). **Earth pressure and earth-retaining structures**, Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, Glasgow.

Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., and Naramitkornburee, A. (2010). **A Method of Examining Internal Stability of Bearing Reinforcement Earth (BRE) Wall**. Suranaree J. Sci. Technol. 17(1):1-11.

Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010). Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. **Soils and Foundations**, Vol.50, No.2 (2010).

Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, Ch., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A., Tangsutthinon, T. (2011). Performance of an earth wall stabilized with bearing reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.29, pp. 514-524.

Udomchai, A., Horpibulsuk, S., and Suksiripattanapong, C., (2017). **Performance of the bearing reinforcement earth wall as a retaining structure in the Mae Moh mine, Thailand**. Suranaree J. Sci. Direct. 17(1):1-11.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ภาคผนวก ก

การเข้าร่วมประชุมวิชาการ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

SIIMC 2021

THE FEDERATION OF THAI INDUSTRIES
WATER AND ENVIRONMENT INSTITUTE FOR SUSTAINABILITY

RMUTP

SIME

สถาบันน้ำและสิ่งแวดล้อมเพื่อความยั่งยืน และ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร

เกียรติบัตรฉบับนี้มอบให้เพื่อแสดงว่า

คุณมัลลิกา มอบกระโทก คุณสุขสันติ์ หอพิบูลสุข คุณอาทิตย์ อุดมชัย และคุณจักรกฤษณ์ ยืนยงค์

ได้เข้าร่วมการนำเสนอ และเผยแพร่ผลงานบทความวิจัย (รูปแบบออนไลน์)

เรื่อง การประยุกต์ใช้ไฟไนท์อิลลิเมนต์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ในการประชุมวิชาการและนำเสนอผลงานทางวิศวกรรม นวัตกรรม และการจัดการอุตสาหกรรมอย่างยั่งยืน
ครั้งที่ 10 ประจำปี 2564 วันที่ 29 กันยายน 2564

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ณัฐพงศ์ พันธุนะ	**นางสาวพรรรัตน์ เพชรภักดี**	**นายสุวัสส์ แพ่งธีระสุขมัย**
รักษาราชการแทนคณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์	ผู้อำนวยการอาวุโส สถาบันน้ำและสิ่งแวดล้อมเพื่อความยั่งยืน	ประธานคณะกรรมการดำเนินงานประชุมวิชาการฯ
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร	สภาอุตสาหกรรมแห่งประเทศไทย	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การประยุกต์ใช้ไฟไนท์อิลลิเมนต์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

Application of Finite Element Method to Analyze Performance of A Bearing Reinforcement Earth Wall

มัลลิกา มอบกระโทก[1*], สุขสันติ์ หอพิบูลสุข[2], อาทิตย์ อุดมชัย[3] และจักรกฤษณ์ ยืนยงค์[4]
[1] นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี manlika.mob@gmail.com
[2] ศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี suksun@g.sut.ac.th
[3] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐาน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี artit.u@g.sut.ac.th
[4] นักวิจัย ศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านนวัตกรรมเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานอย่างยั่งยืน
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี chakkrid.sut@gmail.com

บทคัดย่อ

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กเสริมแบกทานที่เชื่อมต่อเข้ากับแผ่นผนังคอนกรีต ซึ่งถูกประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างของโครงการทั้งภาครัฐและภาคเอกชน แต่ด้วยรูปแบบที่มีความซับซ้อนในบางโครงการ จึงทำให้การออกแบบก่อสร้างที่สมมติพฤติกรรมของกำแพงกันดินเป็นแบบ Plain strain ใน 2 มิติ อาจไม่เหมาะสมเพราะสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมได้เพียงแค่ด้านใดด้านหนึ่งของกำแพงเท่านั้น อาจส่งผลกระทบต่อความมั่นคงและงบประมาณการก่อสร้าง เพื่อเป็นการลดต้นทุนการก่อสร้างและเพิ่มเสถียรภาพ งานวิจัยนี้ได้ศึกษาวิเคราะห์เปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ แบบ 3 มิติ โดยโปรแกรม PLAXIS 3D กำแพงกันดินที่ทำการศึกษา สร้างขึ้นที่เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ถูกเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทานทั้ง 3 ด้านของกำแพง งานวิจัยนี้นำเสนอพฤติกรรมของกำแพงกันดิน ซึ่งประกอบด้วยพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวดิ่ง การเคลื่อนตัวด้านข้าง และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน จากผลการศึกษาพบว่า พฤติกรรมการทรุดตัวในสภาวะก่อนเปิดใช้งานมีความแตกต่างกันระหว่างผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์ แต่เมื่อทำการเปิดใช้งานไปแล้วการทรุดตัวสุดท้ายของกำแพงกันดินมีค่าใกล้เคียงกัน ในขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างทั้งสองด้านของกำแพงมีรูปแบบเดียวกัน ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์ และแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานของทั้งการตรวจวัดและวิเคราะห์ มีความใกล้เคียงกันและระนาบแรงดึงสูงสุดสามารถประมาณได้ด้วยวิธีของ AASHTO (2002)

คำสำคัญ : กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน; วิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์; โปรแกรม PLAXIS 3D

Abstract

Bearing reinforcement earth (BRE) wall is composed of a set of bearing reinforcement connected to concrete panels. The BRE wall is used as a retaining wall in both government and private construction projects. The design that assumes the behavior of the BRE wall as a plain strain in 2 dimensions may not be suitable for the project constructed with complex patterns. This is because the plain strain is only analyzed on one side of the wall. It may affect the stability and construction budget. To reduce construction costs and increase the stability of the BRE wall, this research aims to study the behavior of the BRE wall using a finite element method (PLAXIS 3D software). The results obtained from 3D finite element analysis were compared with the observed field data of a BRE wall constructed as a truck ramp in Mae Moh Mine, Lampang Province, Thailand. The BRE wall was reinforced on 3 sides of the wall. The field measurement included the vertical settlement, lateral displacement, and tension force in the reinforcement. The results indicated that the measured settlement at pre-operational conditions slightly

RMUTP & FTE10th Sustainable Industrial Management Engineering
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

differed from the analysis results. However, during the operation, the measured and calculated settlements were approximately the same. The lateral displacements at both lateral sides had the same movement pattern; the measured lateral displacement value was slightly higher than the calculated result. The calculated tension force in the reinforcement agreed with the measured ones and for maximum tension plane can be approximated by the method proposed by AASHTO (2002).

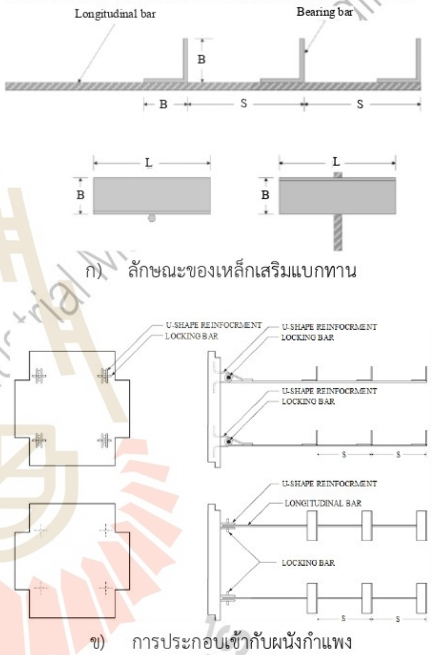
Key word: Bearing reinforcement earth wall; finite element; PLAXIS 3D software

1. บทนำ (Introduction)

ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูง แต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง การเสริมกำลังที่ได้รับความนิยมอย่างแพร่หลายและยอมรับกันว่ามีต้นทุนค่าก่อสร้างต่ำ ขั้นตอนการติดตั้งรวดเร็ว คือ โครงสร้างกันดินแบบกำแพงดินเสริมกำลัง (Mechanically Stabilizes Earth Wall) โดยองค์ประกอบที่สำคัญของกำแพงกันดินเสริมกำลัง มีองค์ประกอบดังนี้ 1) วัสดุเสริมกำลัง (Reinforcing Material) 2) วัสดุดินถมเสริมกำลัง (Reinforced Backfill) และ 3) ผิวหน้ากำแพง (Facing) [1] Horpibulsuk,S., and Niramitkornburee, A. [2] ได้ทำการพัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ เรียกว่า เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement earth (BRE) wall) เหล็กเสริมชนิดนี้มีกำลังต้านทานแรงฉุดสูงในปริมาณเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว โดยมีเหล็กข้ออ้อยเป็นเหล็กตามยาว (Longitudinal member) และใช้เหล็กฉากเป็นเหล็กตามขวาง (Transverse members) ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทานแสดงดังรูปที่ 1

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีการประยุกต์ใช้จริงในงานก่อสร้างของโครงการภาครัฐและเอกชน แต่ด้วยลักษณะภูมิประเทศและรูปแบบของกำแพงกันดินที่ซับซ้อนในบางโครงการ จึงทำให้การออกแบบก่อสร้างด้วยวิธีที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ที่สมมติพฤติกรรมของกำแพงกันดินเป็นแบบ Plain strain ใน 2 มิติ อาจไม่เหมาะสม เพราะสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมได้เพียงด้านใดด้านหนึ่งของกำแพงเท่านั้น และอาจส่งผลกระทบต่อความมั่นคงและงบประมาณการก่อสร้าง เพื่อเป็นการลดต้นทุนการก่อสร้างและเพิ่มเสถียรภาพของกำแพง ซึ่งเป็นประโยชน์ทั้งผู้รับจ้างและเจ้าของโครงการ งานวิจัยนี้ได้ศึกษาวิเคราะห์เปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลตรวจวัดจริงในสนามและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ แบบ 3 มิติ ด้วยโปรแกรม PLAXIS 3D โดยผลที่ได้จากการศึกษา จะนำไปวิเคราะห์หาแนวทางการออกแบบที่ประหยัด คุ้มค่า และมีเสถียรภาพที่ดีขึ้นต่อไป

การดำเนินงานวิจัยนี้ใช้ผลการตรวจวัดจริงในสนามจากงานวิจัยของ Udomchai et al., [3] ซึ่งเป็นผลตรวจวัดกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้เป็นโครงสร้างกันดิน



รูปที่ 1 ลักษณะของเหล็กเสริมแบกทานและการประกอบเข้ากับผนังกำแพง

สำหรับท่าเทียบรถบรรทุกในโรงย่อยถ่านหิน ตั้งอยู่ที่เหมืองแม่เมาะ อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง กำแพงกันดินมีความสูง 9.75 เมตร โดยมีระยะฝังในดินฐานราก 0.85 เมตร ความชันของเนินดินมีค่าประมาณ 48 องศา โครงสร้างมีลักษณะดังรูปที่ 2 ซึ่งมีการเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทานจำนวน 3 ด้าน (ด้านหน้าของกำแพง และด้านข้างทั้ง 2 ด้านของกำแพง) รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณด้านหน้ากำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานแสดงดังตารางที่ 1 และตารางที่ 2 โดยพฤติกรรมที่ศึกษา ได้แก่ การทรุดตัวใน

แนวดิ่งของดินถม ที่ตรวจวัดโดย Settlement plate, การเคลื่อนตัวด้านข้าง ตรวจวัดโดย Inclinometer และแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน (Tension force in the reinforcement) ตรวจวัดโดยใช้เกจวัดความเครียด ตำแหน่งที่ใช้เปรียบเทียบพฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง มีทั้งหมด 2 ตำแหน่ง ได้แก่ ตำแหน่งที่ 1 (ด้านหน้ากำแพง) และตำแหน่งที่ 2 (ด้านข้างกำแพง) ดังแสดงในรูปที่ 3 ซึ่งจะทำการพิจารณาพฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินใน 3 สภาวะ คือ 1) สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง โดยมีระยะเวลาการก่อสร้าง 20 วัน 2) สภาวะการติดตั้งท่าเทียบ ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุก 5 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และ 3) สภาวะหลังการเปิดใช้งาน ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุก 40 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในแบบจำลอง มีลักษณะเป็นน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอ (Uniform load) บนกำแพงกันดิน ส่วนพฤติกรรมแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานจะทำการเปรียบเทียบทุกชั้นของเหล็กเสริม ในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างเท่านั้น

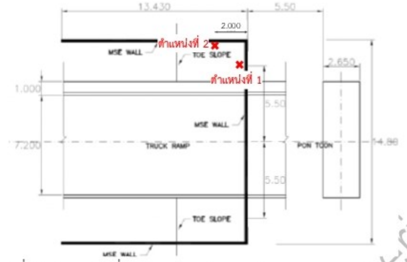
รูปที่ 2 กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ทำการศึกษา

ตารางที่ 1 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านหน้าของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ชั้นที่	เหล็กตามยาว	เหล็กตามขวาง (spacing = 750 mm)	ความยาว (m)
14	DB12	10L-3x50x50x180mm	9.75
11-13	DB12	8L-3x50x50x180mm	8.75
6-10	DB12	7L-3x50x50x180mm	7.75
3-5	DB12	8L-3x50x50x180mm	7.00
1-2	DB12	6L-3x50x50x180mm	4.75

ตารางที่ 2 รายละเอียดการเสริมเหล็กด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ชั้นที่	เหล็กตามยาว	เหล็กตามแนวขวาง (spacing = 750 mm)	ความยาว (m)
1-14	DB12	8L-3x50x50x180mm	7.25



รูปที่ 3 ตำแหน่งที่ทำการตรวจวัดพฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง

2. วิธีวิจัย (Research Methodology)

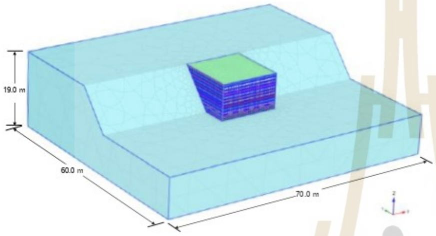
การดำเนินงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในโปรแกรม PLAXIS 3D แสดงดังรูปที่ 4 ลักษณะดินหลังกำแพงและดินฐานรากเป็นถ่านหินแข็ง และมีวัสดุดินถมเป็นดินเหนียวสีเทา (Claystone) โดยพารามิเตอร์ของดินฐานรากและดินถมในงานวิจัยนี้ ใช้ข้อมูลจาก “โครงการวิจัยและประยุกต์ใช้กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน เป็นโครงสร้างกันดินในงานเหมืองแม่เมาะ” [4] โดยใช้แบบจำลองที่ใช้สติฟเนสและกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained type A) วิเคราะห์ในสภาวะระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากมาก และเลือกชนิดการวิเคราะห์เป็นแบบ Consolidation analysis

วัสดุดินถมที่เป็นดินเหนียวสีเทาถูกจำลองด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb หน่วยน้ำหนักไม่อิ่มตัวด้วยน้ำและหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวด้วยน้ำ มีค่าเท่ากับ 17 และ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล(ϕ') มีค่าเท่ากับ 12 องศา หน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล (c') มีค่าเท่ากับ 57 กิโลปาสคาล โมดูลัสประสิทธิผล (E') มีค่าเท่ากับ 20,000 กิโลปาสคาล และอัตราส่วนปัวซองมีค่าเท่ากับ 0.35 ส่วนฐานรากที่เป็นถ่านหินแข็ง ถูกจำลองด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb หน่วยน้ำหนักไม่อิ่มตัวด้วยน้ำและหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวด้วยน้ำ มีค่าเท่ากับ 16 และ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล(ϕ') มีค่าเท่ากับ 30 องศา หน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล (c') มีค่าเท่ากับ 20 กิโลปาสคาล โมดูลัสประสิทธิผล (E') มีค่าเท่ากับ 60,000 กิโลปาสคาล และอัตราส่วนปัวซองมีค่าเท่ากับ 0.35

ที่ฐานของกำแพงในการก่อสร้างจริงได้มีการปรับระดับด้วยคอนกรีต (Lean concrete) ดังนั้น ในแบบจำลองจึงมีการจำลองคอนกรีตปรับระดับร่วมด้วย และมีคอนกรีตที่ใช้เป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก (Facing) คอนกรีตถูกจำลอง

RMUTP & Industrial Management Engineering

ด้วยแบบจำลอง Elastic ที่มีความหนาเท่ากับ 0.20 เมตร และ 0.14 เมตร สำหรับคอนกรีตปรับระดับและผนัง ตามลำดับ โดยคอนกรีตปรับระดับมีค่าโมดูลัส (E) [5]เท่ากับ 10.5x10^6 กิโลปาสคาล และผนังคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าโมดูลัส (E) เท่ากับ 27x10^6 กิโลปาสคาล สำหรับคอนกรีตปรับระดับและผนัง ตามลำดับ หน่วยน้ำหนักคอนกรีตเท่ากับ 23.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และอัตราส่วนปัวซองมีค่าเท่ากับ 0.25



รูปที่ 4 ลักษณะแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์

เหล็กเสริมแบกทานจำลองด้วย Embedded Beam element มีค่าโมดูลัส (E) เท่ากับ 2.04x10^8 กิโลปาสคาล หน่วยน้ำหนักของเหล็กเสริม เท่ากับ 78.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร โดยค่า Skin friction ของ Embedded Beam element สามารถคำนวณได้จากกำลังต้านทานแรงฉุดรวม (P_t) ซึ่งเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทาน (P_f) และกำลังต้านทานแรงฉุดแบกทานของเหล็กตามขวาง (P_b) [6]

$$P_t = P_f + P_b \quad (1)$$

$$P_f = \pi d L_e \alpha \left(c + \sigma_v \tan\phi \right) \quad (2)$$

$$P_b = nBL\left(cN_c + \sigma_v N_q \right) \quad (3)$$

$$N_q = \exp[\pi \tan\phi] \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi \quad (5)$$

โดยที่

d และ L_e คือ เส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวประสิทธิผลของเหล็กตามยาว ตามลำดับ

α คือ แฟคเตอร์หน่วยแรงยึดเกาะมีค่า 0.4 [4]

c และ ϕ คือ หน่วยแรงเหนี่ยวนำและมุมเสียดทานภายในของดินถม ตามลำดับ

σ_v คือ ความเค้นกดทับในแนวดิ่ง

n คือ จำนวนเหล็กตามขวาง

B และ L คือ ความยาวขาและความยาวของเหล็กฉาก ตามลำดับ

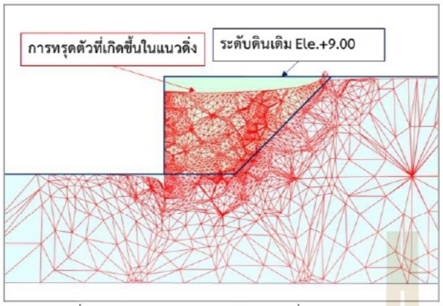
3. ผลการวิจัย (Results)

3.1 การทรุดตัวในแนวดิ่ง (Vertical Settlement) ของดินถมที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ ในทั้ง 3 สภาวะที่ทำการวิเคราะห์ แสดงในตารางที่ 3 โดยลักษณะการทรุดตัวและทิศทางการทรุดตัวแสดงดังรูปที่ 5 ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง บริเวณด้านหน้า (ตำแหน่งที่ 1) และบริเวณด้านข้าง (ตำแหน่งที่ 2) มีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 18 และ 16 มิลลิเมตร ตามลำดับ เมื่อทำการติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุกบนกำแพงกันดิน ซึ่งมีขนาด 5 กิโลปาสคาล (ที่ระยะเวลา 30 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง) การทรุดตัวที่ฐานรากเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 2 มิลลิเมตร ทั้งบริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดิน ทำให้มีค่าการทรุดตัวอยู่ที่ 20 และ 18 มิลลิเมตร ตามลำดับ และเมื่อทำการเปิดใช้งาน (ที่ระยะเวลา 64 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง) โดยมีน้ำหนักรถบรรทุกหินกระทำบนกำแพงกันดินเท่ากับ 40 กิโลปาสคาล การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 22 และ 20 มิลลิเมตร สำหรับบริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดินตามลำดับ หลังการเปิดใช้งานไปแล้ว 206 วัน (270 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง) การทรุดตัวมีค่าเพิ่มขึ้น 1 มิลลิเมตร ทั้งสองด้านของกำแพงกันดิน ทำให้มีการทรุดตัวสุดท้ายอยู่ที่ 23 และ 21 มิลลิเมตร สำหรับบริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพง ตามลำดับ

ตารางที่ 3 ผลการทรุดตัวที่สภาวะต่าง ๆ บริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

สภาวะ	ค่าการทรุดตัว (mm)	
	ด้านหน้า	ด้านข้าง
สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (20 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	18	16
สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (30 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	20	18
สภาวะเปิดใช้งาน (64 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	22	20
สภาวะเปิดใช้งาน (270 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	23	21

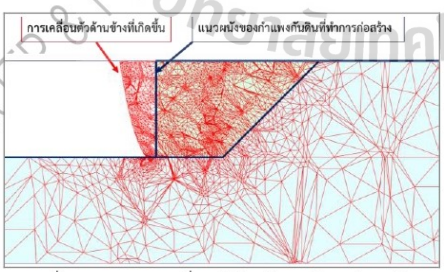
RMUTP & FTE 10th Sustainable Industrial Management Engineering
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



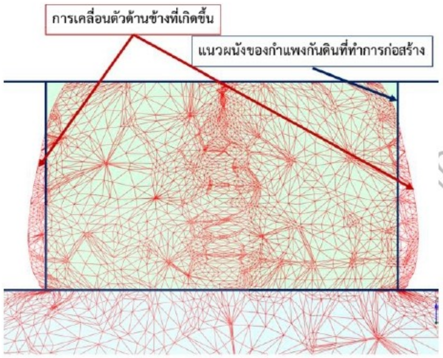
รูปที่ 5 รูปแบบการทรุดตัวในแนวดิ่งของกำแพงกันดิน

3.2 การเคลื่อนตัวด้านข้าง (Lateral displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์บริเวณด้านหน้ากำแพงกันดิน มีลักษณะทิศการเคลื่อนตัวพุ่งออกจากผนังกำแพงกันดิน โดยมีรูปแบบการเคลื่อนตัวดังรูปที่ 6 ส่วนบริเวณด้านข้างของกำแพง ที่ฐานของกำแพงมีการเคลื่อนตัวในทิศพุ่งออกจากกำแพง แสดงดังรูปที่ 7 โดยที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (21 วัน), สภาวะการติดตั้งท่าเทียบ (30 วัน) และที่สภาวะการเปิดใช้งาน (270 วัน) ที่บริเวณด้านหน้ามีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดเท่ากับ 17, 19 และ 24 มิลลิเมตร ตามลำดับ ส่วนบริเวณด้านข้างของกำแพงมีค่าเท่ากับ 1.3, 1.5 และ 2.5 มิลลิเมตร สำหรับสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง, สภาวะการติดตั้งท่าเทียบ และที่สภาวะการเปิดใช้งาน ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 4

3.3 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน (Tension force in the reinforcement) ค่าแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ ซึ่งวิเคราะห์ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง มีค่าสูงสุดอยู่ที่ 16.31 กิโลนิวตัน ที่ระยะ 2.00 เมตร จากผนังกำแพง ในเหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 2



รูปที่ 6 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน



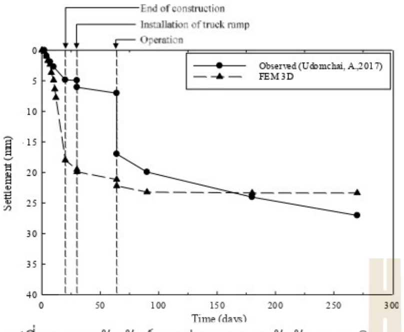
รูปที่ 7 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้าง บริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน

ตารางที่ 4 ผลการเคลื่อนตัวที่สภาวะต่าง ๆ บริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

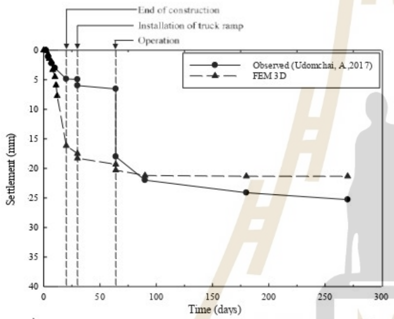
สภาวะ	ค่าการเคลื่อนตัว (mm)	
	ด้านหน้า	ด้านข้าง
สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (20 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	17	1.3
สภาวะติดตั้งท่าเทียบรถบรรทุก (30 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	19	1.5
สภาวะเปิดใช้งาน (270 วัน หลังเริ่มต้นการก่อสร้าง)	24	2.5

4. อภิปรายผล (Discussion)

4.1 จากผลการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดที่ได้ในสนาม ซึ่งแสดงในลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่ฐานรากกับเวลา ที่บริเวณด้านหน้า (รูปที่ 8) และที่บริเวณด้านข้าง (รูปที่ 9) ระหว่างผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ พบว่าช่วงเวลาก่อนการเปิดใช้งาน รูปแบบการทรุดตัวมีความแตกต่างกันอย่างมาก ระหว่างผลจากการตรวจวัดและผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ แต่เมื่อมีการเปิดใช้งานการทรุดตัวในแนวดิ่งมีค่าใกล้เคียงกัน โดยที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงมีค่าเท่ากับ 27 และ 23 มิลลิเมตร สำหรับผลจากการตรวจวัดและผลจากการวิเคราะห์ตามลำดับ ส่วนบริเวณด้านข้างของกำแพงมีค่าเท่ากับ 25 และ 21 มิลลิเมตร สำหรับผลจากการตรวจวัดและผลจากการวิเคราะห์ ตามลำดับ

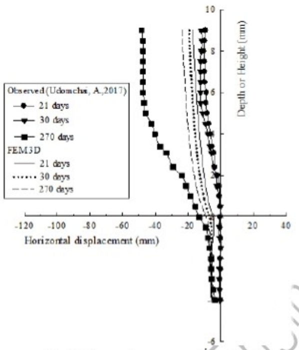


รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน

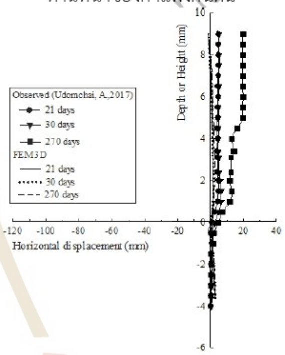


รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาบริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน

4.2 ผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ระหว่างผลจากการตรวจวัดและผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ แสดงดังรูปที่ 10 และ 11 สำหรับบริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดินตามลำดับ จากความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่า ที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน ในสภาวะก่อนเปิดใช้งานการเคลื่อนตัวมีความใกล้เคียงกันระหว่างผลจากการตรวจวัดและผลจากการวิเคราะห์ แต่ที่สภาวะเปิดใช้งานแล้ว มีค่าแตกต่างกันอย่างมาก โดยที่การเคลื่อนตัวสูงสุดของการตรวจวัดมีค่าเท่ากับ 48 มิลลิเมตร และผลจากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 24 มิลลิเมตร ส่วนบริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าน้อยมาก และผลจากการตรวจวัดมีค่าสูงสุดที่สภาวะเปิดใช้งาน โดยมีค่าเท่ากับ 20 มิลลิเมตร

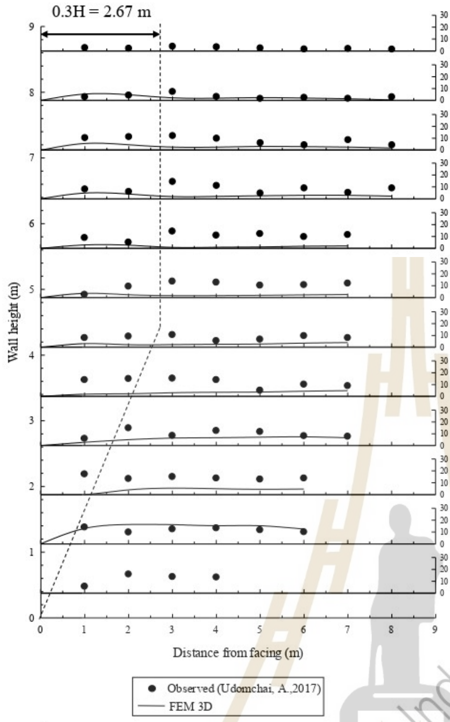


รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวกับเวลาบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวกับเวลาบริเวณด้านข้างของกำแพงกันดิน

4.3 ผลเปรียบเทียบแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่ได้จากการคำนวณและการตรวจวัด หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ที่ระดับความสูงและระยะจากผนังกำแพงต่าง ๆ แสดงดังรูปที่ 11 จากผลการตรวจวัด พบว่า แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานเกิดขึ้นบริเวณด้านหน้าใกล้กับแผ่นกำแพง (ที่ระยะไม่เกิน 3.00 เมตร จากผนังกำแพง) โดยมีค่าแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 17.14 กิโลนิวตัน ที่ระยะ 1.00 เมตร จากผนังกำแพง ในเหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 3 ในขณะที่ผลจากการวิเคราะห์ เกิดค่าแรงดึงสูงสุดที่ เหล็กเสริมแบกทานชั้นที่ 2 ที่ระยะ 2.00 เมตร จากผนังกำแพง



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงในเหล็กเสริมกับความสูงของกำแพง

5. สรุปผล (Conclusion)

5.1 ผลการวิเคราะห์ผลการทรุดตัวของฐานราก พบว่า การทรุดตัวมีความแตกต่างกันอย่างมากในช่วงสภาวะก่อนการเปิดใช้งาน (ช่วงเวลา 0 - 64 วัน) จากผลการตรวจวัดฐานรากเกิดการทรุดตัวน้อย ในขณะที่ ผลการคำนวณฐานรากมีการทรุดตัวสูงกว่า แต่เมื่อเข้าสู่สภาวะการเปิดใช้งานแล้ว การทรุดตัวของทั้งการตรวจวัดและการวิเคราะห์ เกิดการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก และการทรุดตัวสุดท้ายมีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งบริเวณด้านหน้าและด้านข้างของกำแพงกันดิน

5.2 รูปแบบของการเคลื่อนตัวด้านข้างที่บริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดิน จากผลตรวจวัดและการวิเคราะห์มีการเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกัน และค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ที่บริเวณบนสุดของกำแพง โดยการเคลื่อนตัวจะแปรผันกับความสูงของกำแพงกันดิน ในขณะที่บริเวณด้านข้าง

5.3 แรงดึงในเหล็กเสริมค่อนข้างแตกต่างกัน โดยจากผลการตรวจวัดมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์ ทั้งนี้อาจเกิดจากกระบวนการก่อสร้าง อาทิเช่น การควบคุมการวางตำแหน่งของเหล็กเสริมให้ถูกต้องสมบูรณ์ตามแบบก่อสร้างอาจคลาดเคลื่อนหรือเหล็กอาจเกิดการเคลื่อนตัวและมีตำแหน่งผิดไปจากแบบก่อสร้างได้ง่าย แตกต่างกับการจำลองโดยโปรแกรม ที่สามารถกำหนดและระบุตำแหน่งของวัสดุได้อย่างแม่นยำ ปัจจัยเหล่านี้อาจส่งผลให้ผลการคำนวณแตกต่างจากผลการตรวจวัดที่ตำแหน่งเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด ถึงแม้ค่าแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานจะมีค่าแตกต่างกัน แต่เมื่อพิจารณาค่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นแล้ว พบว่า แรงดึงสูงสุดส่วนใหญ่ทั้งผลการตรวจวัดและการวิเคราะห์ อยู่บนระนาบหรือใกล้เคียงกับระนาบแรงดึงสูงสุด ที่เสนอโดย AASHTO (2002) [7] แสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 11

6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีที่สนับสนุนด้านโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ และขอขอบพระคุณเหมืองแม่เมาะ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ที่เอื้อเฟื้อข้อมูลในสนามและข้อเสนอแนะนำ

7. เอกสารอ้างอิง

7.1 เอกสารอ้างอิงภาษาไทย

[1] กรมทางหลวง, มาตรฐานดินถมกำแพงดินเสริมกำลัง, 2550.

[4] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, การประยุกต์ใช้กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานเป็นโครงสร้างกันดินในงานเหมืองแม่เมาะ (Application of Bearing Reinforcement Earth (BRE) Wall As A Retaining Structure in Mae Moh Mining), นครราชสีมา: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, 2558.

7.2 เอกสารอ้างอิงภาษาอังกฤษ

[2] S. Horpibulsuk, C. Suksiripattanapong and A. Niramitkornburee, "A Method of Examination Internal Stability of Bearing Reinforcement Earth (BRE) Wall," *Suranaree Journal of Science and Technology,* vol. 17, no. 1, pp. 1-11, 2010.

[3] A. Udomchai, S. Horpibulsuk, C. Suksiripattanapong, N. Mavong, R. Rachan and A. Arulrajah, "Performance of the bearing reinforcement earth wall as a retaining structure in the Mae Moh mine, Thailand,"

Geotextiles and Geomembranes, vol. 45, no. 4, pp. 350-360, 2017.

[5] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), Farmington Hills, 2019.

[6] S. Horpibulsuk and A. Niramitkornburee, "Pullout Resistance of Bearing Reinforcement Embedded in Sand," *Soils and Foundation,* vol. 50, no. 2, pp. 215-226, 2010.

[7] American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specification for Highway Bridges, Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002..

RMUTP & FTE 10th Sustainable Industrial Management Engineering
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ประวัติผู้เขียน

นางสาวมัลลิกา มอบกระโทก เกิดเมื่อวันที่ 23 ธันวาคม พ.ศ.2539 ณ จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมศึกษาตอนปลายจากโรงเรียนบุญวัฒนา อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา ในปีการศึกษา 2562 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และมีโอกาสเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สานักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปีการศึกษา 2562

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี