

การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบบทวน

นายเชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2553

**A STUDY ON PERFORMANCE OF A BEARING
REINFORCEMENT EARTH WALL**

Cherdsak Suksiripattanapong

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for
the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering**

Suranaree University of Technology

Academic Year 2010

การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบบทวน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยเป็นหน่วยงานหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(ผศ. ดร.พรพจน์ ต้นเส็ง)

ประธานกรรมการ

(รศ. ดร.สุกัญญา หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(ผศ. ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

กรรมการ

(ผศ. ดร.อนุชิต อุชาภิชาติ)

กรรมการ

(ผศ. ดร.ปรีชาพร โภษา)

กรรมการ

(ศ. ดร.ชูกิจ ลิ้มปิจำนงค์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

(รศ. น.อ. ดร.วรพจน์ จำพิศ)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์ : การศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
(A STUDY ON PERFORMANCE OF A BEARING REINFORCEMENT EARTH
WALL) อาจารย์ที่ปรึกษา : รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 75 หน้า

ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูงแต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน อันได้แก่ การเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและแนวราบ การกระจายความเค้นในดินได้ฐานราก สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และระนาบวิบัติ โดยทำการทดสอบจริงในสนามภายในบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีความสูง 6.00 เมตร ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง เครื่องมือวัดในสนามประกอบด้วย อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง (Settlement plates) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Inclinometer) อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน (Pressure cells) อุปกรณ์วัดความเครียดของเหล็กเสริม (Strain gauges) ดินถมที่ใช้ในกำแพงกันดินเป็นทราย การศึกษาจะทราบพฤติกรรมของกำแพงเหล็กเสริมแบกทานและทราบถึงแนวทางการออกแบบของกำแพงกันดินเสริมกำลังเชิงกล

จากการศึกษาพบว่า ในช่วงก่อสร้างการทรุดตัวเกิดขึ้นรวดเร็วมาก หลังสิ้นสุดการก่อสร้างการทรุดตัวลดลง และมากกว่าร้อยละ 70 ของการทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้นทันทีที่สิ้นสุดการก่อสร้าง ลักษณะการกระจายความเค้นในดินได้ฐานรากมีรูปร่างเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู ระหว่างการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่นกำแพงที่ด้านบนมีค่าต่ำที่สุด ในขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่นกำแพงที่ด้านล่างมีค่าสูงที่สุด ดังนั้น สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ด้านล่างจึงมีค่าใกล้เคียงกับสภาวะแอคทีฟ เครื่องมือวัดความเอียงแสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงหลังการก่อสร้างเสร็จมีค่าต่ำมากและมีค่าน้อยกว่า 9 มิลลิเมตร ค่า K/K_0 ที่แรงดึงสูงสุดที่ด้านบนของกำแพงมีค่าเท่ากับ 1.70 ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กหกลเหลี่ยมและเหล็กแถบ ระนาบแรงดึงสูงสุดมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองช่วงและสามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานสามารถหาค่าได้จากสัมประสิทธิ์ความดันดินที่แนะนำโดย AASHTO (1996)

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2553

ลายมือชื่อนักศึกษา _____

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา _____

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม _____

CHERDSAK SUKSIRIPATTANAPONG : A STUDY ON PERFORMANCE
OF A BEARING REINFORCEMENT EARTH WALL. THESIS ADVISOR :
ASSOC. PROF. SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D., 75 PP.

BEARING REINFORCEMENT/POSSIBLE FAILURE PLANE/LATERAL EARTH
PRESSURE COEFFICIENT

Natural soil has high compressive strength but low tensile strength. Its tensile strength can be enhanced by earth reinforcements. This research investigates the performance of a bearing reinforcement earth (BRE) wall, which is settlement, lateral movement, bearing pressure, coefficient of lateral earth pressure, and possible failure plane. The fully instrumented BRE wall was constructed in the campus of Suranaree University of Technology. It was 6 m high and founded in a hard soil stratum. Field instruments were composed of settlement plates, inclinometers, earth pressure cells, strain gauges. The backfill was uniform sand. This investigation leads to the understanding of the performance of the BRE wall and hence its effective design method.

It is found from this investigation that settlement during construction is very fast. After the completion of construction, the rate of settlement decreases. More than 70% final settlement happens at the end of construction. Bearing pressure distribution is approximately trapezoid in shape. During construction, the lateral movement is minimum at the top facing panel and maximum at the bottom facing panel. As such, the coefficient of lateral earth pressure, K , at wall base is close to the active state, K_a . Inclinometer measurement shows that the lateral movement after the completion of construction is very small with the maximum of less than 9 mm. The K/K_a at the

maximum tension in the bearing reinforcement is 1.70 at the top of the BRE wall, which between that of hexagonal wire mesh and metal strip. The maximum tension plane is bilinear, similarly to the coherent gravity structure hypothesis. Coefficient of lateral earth pressure at maximum tension in the bearing reinforcement is in agreement with that recommended by AASHTO (1996).

School of Civil Engineering

Academic Year 2010

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

Co-advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่เมตตาให้โอกาส ให้การอบรมสั่งสอนชี้แนะช่วยเหลือในการทำการศึกษาวิจัย ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียนและตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่กรุณาให้การแนะนำให้คำปรึกษา และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ดันเส็ง ประธานกรรมการ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อนุชิต อุซายภิชาติ กรรมการ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปรียาพร โกษากรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำให้คำปรึกษา และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์ และคณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่านที่ให้คำปรึกษา

ผู้วิจัยขอขอบคุณ คุณวินิตย์ แหมา คุณอภิรัตน์ วิจิตรโชติ นักศึกษาปริญญาโท และคุณเอนก เนรมิตครบุรี นักศึกษาปริญญาเอก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับคำปรึกษาและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงาน และขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับเครื่องมือการทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ ในการทำวิจัยนี้

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดูตลอดจนส่งเสริมการศึกษา ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมาอีกทั้งขอขอบคุณคุณปณิดา แวดอน ภรรยา ที่ให้การสนับสนุนและเป็นกำลังใจอย่างสม่ำเสมอจนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

เชดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฎ

บทที่

1 บทนำ.....	1
1.1 ปัญหาที่ทำวิจัยและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
2 ปรัชญ่วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE.....	5
2.1.1 เสถียรภาพภายนอก.....	6
2.1.2 เสถียรภาพภายใน	10
2.1.2.1 ตำแหน่งของแรงจุดสูงสุดและระนาบวิบัติ.....	10
2.1.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง.....	11
2.1.2.3 กำลังต้านทานการฉีกขาด.....	13
2.1.2.4 กำลังต้านทานแรงจุด.....	14
2.1.2.5 กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน.....	15
2.1.2.6 การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง.....	18
3 วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	22
3.1 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง.....	22

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.2	การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ.....	22
3.3	การทดสอบแรงเฉือนตรง.....	22
3.4	สำรวจชั้นดิน.....	23
3.5	การก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	24
3.6	การติดตั้งเครื่องมือวัด.....	29
3.7	แผนการดำเนินงานวิจัย.....	37
4	ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล.....	38
4.1	บทนำ.....	38
4.2	การเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	38
4.3	การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก.....	40
4.4	การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	42
4.5	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง.....	44
4.6	กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม.....	46
4.7	ระนาบวิบัติภายในกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	49
4.8	ข้อเสนอแนะในการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	50
5	บทสรุป.....	51
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	51
5.2	ข้อเสนอแนะ.....	52
	รายการอ้างอิง.....	53
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก. รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	55
	ประวัติผู้เขียน.....	75

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123.....	13
3.1 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมแบกทานแต่ละชั้น.....	26
3.2 ค่าปรับแก้อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน.....	31
3.3 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมแบกทานแต่ละชั้น สำหรับทดสอบแรงจุดในสนาม.....	33

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน.....	1
1.2 จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง.....	2
2.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้าง MSE.....	5
2.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของโครงสร้าง MSE.....	6
2.3 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดิน MSE.....	7
2.4 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก	10
2.5 ระยะเวลาการวิบัติของดิน.....	11
2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al. 1990).....	12
2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมทุกชนิด (AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8).....	12
2.8 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง	15
2.9 พฤติกรรมการต้านทานแรงกดของเหล็กแผ่น.....	15
2.10a ผลทดสอบแรงกดของเหล็กข้ออ้อยในดินทราย (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)	16
2.10b การคำนวณหาพารามิเตอร์ c_d และ δ จากผลทดสอบแรงกด (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)	17
2.11 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงกดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบ (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)	17
2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงกดแบกทานและอัตราส่วนระยะห่างที่ได้ จากการทดสอบและการทำนาย (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010).....	19
2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงกดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็ก ตามแนวขวางขนาด 4×15 เซนติเมตร จำนวน 2 ตัว ที่อัตราส่วนระยะห่างต่าง ๆ (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)	21

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.1	ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้าง23
3.2	การกระจายขนาดผละของดินตัวอย่าง.....25
3.3	ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง.....25
3.4	แบบแผนการติดตั้งเครื่องมือวัด.....27
3.5	การทดสอบก้ำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....28
3.6	ขั้นตอนการก่อสร้าง.....28
3.7	การติดตั้งแผ่นเหล็กวัดการทรุดตัว.....28
3.8	การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเค้นในดินที่ระดับฐานราก30
3.9	การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเค้นในดินที่แผ่นก้ำแพง..... 30
3.10	การปรับแก้อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน.....31
3.11	การติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Inclinometer).....32
3.12	การติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานในสนาม34
3.13	การติดตั้งเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมแบกทาน.....34
3.14	กราฟปรับแก้ค่า Strain gauges.....35
3.15	การติดตั้งเหล็กตัวอย่างกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM).....35
3.16	เครื่อง Universal Testing Machine (UTM).....36
3.17	ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....37
4.1	การทรุดตัวของก้ำแพงกันดิน..... 38
4.2	การทรุดตัวของก้ำแพงกันดินเทียบกับเวลา..... 39
4.3	การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก..... 40
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานได้ก้ำแพงกับเวลา.....41
4.5a	การเคลื่อนตัวในแนวราบของแผ่นก้ำแพง.....42
4.5b	แสดงความสัมพันธ์การเคลื่อนตัว..... 43
4.6	การเคลื่อนตัวในแนวราบ..... 43
4.7	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al. 1990).....44

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง.....	45
4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับ ความดันดินด้านข้าง.....	46
4.10 ผลการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4.....	47
4.11 ผลการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5.....	48
4.12 ผลการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 6.....	48
4.13 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน.....	49

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

q	=	น้ำหนักบรรทุกทุกจร
P_h	=	แรงต้านทานการลื่นไถล
S	=	แรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล
W	=	น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง
M_o	=	โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด
M_r	=	โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด
e	=	ระยะเยื้องศูนย์
$q_{\max}$	=	ความเค้นมากที่สุด
$q_{\min}$	=	ความเค้นน้อยที่สุด
K, K_a, K_o, k	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
ϕ, ϕ'	=	มุมเสียดทานของดิน
P_f	=	แรงเสียดทาน
c, c'	=	หน่วยแรงยึดเกาะ
$\sigma_n, \sigma_v, \sigma_h, \sigma'_s$	=	หน่วยแรงตั้งฉาก
ε	=	ความเครียด
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
β	=	มุมการวิบัติของดิน
A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
SPT	=	Standard Penetration Test
SP	=	ดินทรายที่มีขนาดกละไม่ดี
G_s	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
c_c	=	สัมประสิทธิ์ความไค้ง
c_u	=	สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ
$\gamma_{d \max}$	=	หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด
OWC	=	ปริมาณน้ำเหมาะสม
UTM	=	Universal Testing Machine
$T_{\max}$	=	แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

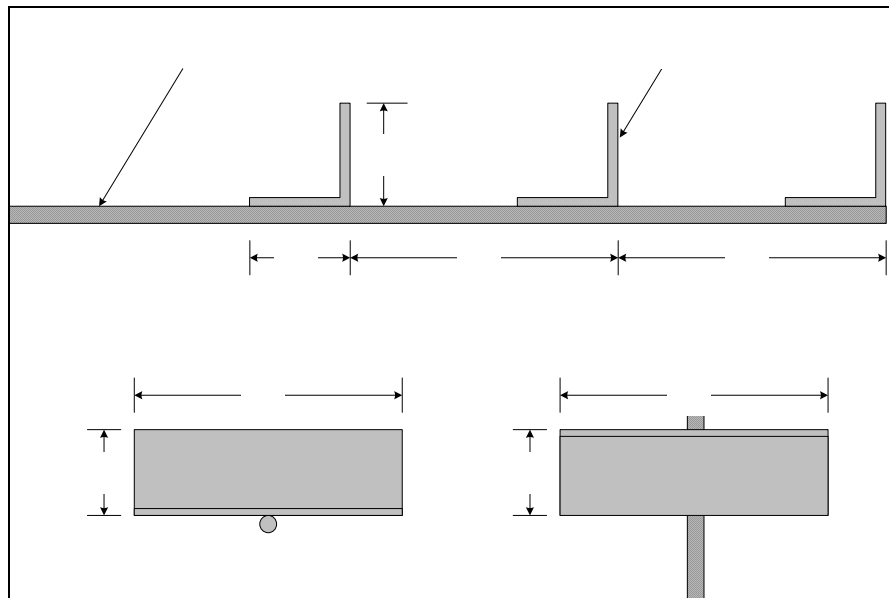
T	=	แรงดึงในวัสดุเสริมกำลัง
S_v	=	ระยะห่างในแนวดิ่ง
S_h	=	ระยะห่างในแนวนอน

บทที่ 1

บทนำ

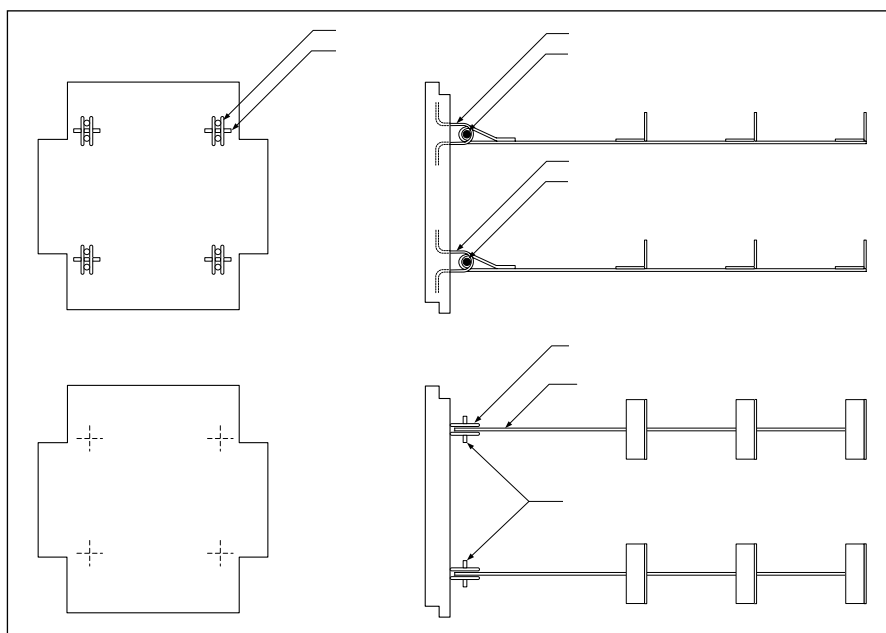
1.1 ปัญหาที่ทำวิจัยและความสำคัญของปัญหา

การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถด้านทานแรงดึงในดินถมได้มีมาตั้งแต่สองศตวรรษที่แล้ว ค่าก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับวัสดุเสริมกำลังและค่าขนส่งดินถมจากบ่อยืม ดินถมส่วนใหญ่จะเป็นดินเม็ดหยาบ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้น ราคาขนส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่ตายตัวสำหรับบริเวณก่อสร้างหนึ่ง ๆ ด้วยเหตุนี้ วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาตรเล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วจะช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้าง Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A. (2010) ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้งเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงในปริมาตรเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว



รูปที่ 1.1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

รูปที่ 1.1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนวกว้าง เหล็กตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามแนวกว้างเป็นเหล็กฉากขาเท่ากัน เนื่องจากเหล็กตามแนวกว้างให้กำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามแนวกว้างจึงมีจำนวนไม่มากนัก เหล็กเสริมกำลังนี้ติดกับแผ่นกำแพง (1.50×1.50 เมตร) ที่จุดเชื่อมต่อเป็นเหล็กรูปร่าง 2-U ดังแสดงในรูปที่ 1.2



รูปที่ 1.2 จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังทำโดยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกกระทำโดยวิธีดั้งเดิม (Conventional method) โดยตั้งสมมติฐานว่าดินเสริมกำลัง (Reinforced soil) เป็นโครงสร้างกึ่งแข็งเกร็ง (McGown et al., 1998) กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอกเมื่อไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติและการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบเสถียรภาพภายในเกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานแรงเฉือนและด้านทานการบิดของเหล็กเสริมกำลัง เสถียรภาพภายในด้านการบิดของเหล็กเสริมกำลังแปรผันตามพื้นที่หน้าตัดและกำลังครากของเหล็กเสริม กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดประกอบด้วยกำลังต้านทานเฉือนเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

และกำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน สำหรับเหล็กแถบกำลังต้านทานแรงจุดส่วนใหญ่เกิดจากแรงจุดเสียดทาน ขณะที่ตะแกรงเหล็กกำลังต้านทานแรงจุดส่วนใหญ่เกิดจากแรงจุดแบกทาน วิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กได้มีระบุเป็นมาตรฐาน (AASHTO, 2001; Bergado et al., 1996)

ระนาบวิบัติและสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของกำแพงกันดินเสริมกำลังเชิงกลส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับสัณฐานของวัสดุเสริมกำลัง ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินกับวัสดุเสริมกำลังมุมเสียดทานของดินถม (Bathurst et al., 2005; Park and Tan, 2005; Skinner and Rowe, 2005b; Al Hattamleh and uhunthan, 2006; Hufenus et al., 2006; Nouri et al., 2006; Chen and Chiu, 2008) ดังนั้นการจะออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานให้มีประสิทธิภาพ ประหยัดและปลอดภัย จำเป็นต้องเข้าใจพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement stabilized earth wall) งานวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังในสนาม อันได้แก่ การทรุดตัว การกระจายความเค้นในดินได้ฐานราก การเคลื่อนตัวแนวราบ ความดันดินด้านข้าง และระนาบวิบัติ

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) ศึกษาการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวราบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน
- 2) ศึกษาลักษณะการกระจายความเค้นในดินได้ฐานราก
- 3) ศึกษาถึงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
- 4) ศึกษาระนาบวิบัติภายในกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) ประกอบด้วย การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกทำเช่นเดียวกับวิธีดั้งเดิม (Conventional method) แต่การออกแบบเสถียรภาพภายในใช้วิธีการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดซึ่งพัฒนาโดย Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A. (2010) การทดสอบจริงในสนามกระทำภายในบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีความสูง 6.00 เมตร ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง เครื่องมือวัดในสนามประกอบด้วย อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง (Settlement plates) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Inclinometer) อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน (Pressure cells) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริม (Strain gauges) ดินถมที่ใช้ในกำแพงกันดินเป็นทราย

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

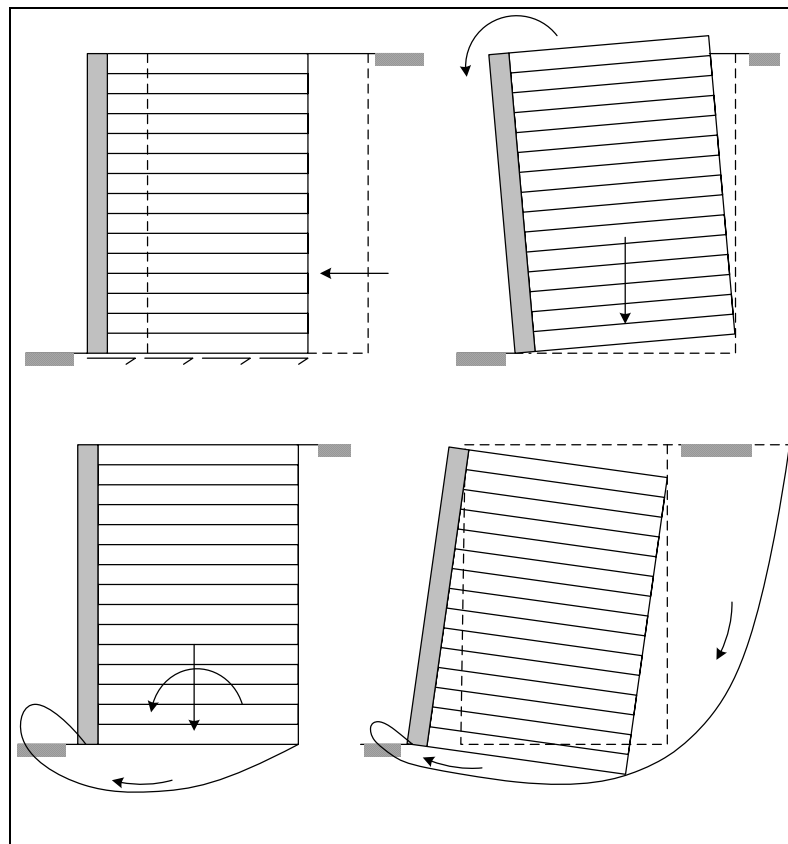
- 1) ทราบถึงพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบบทวนเมื่อรับน้ำหนักดินถม
- 2) ทราบถึงแนวทางการออกแบบของกำแพงกันดินเสริมกำลังเชิงกล

บทที่ 2

ปรัทัศนัวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

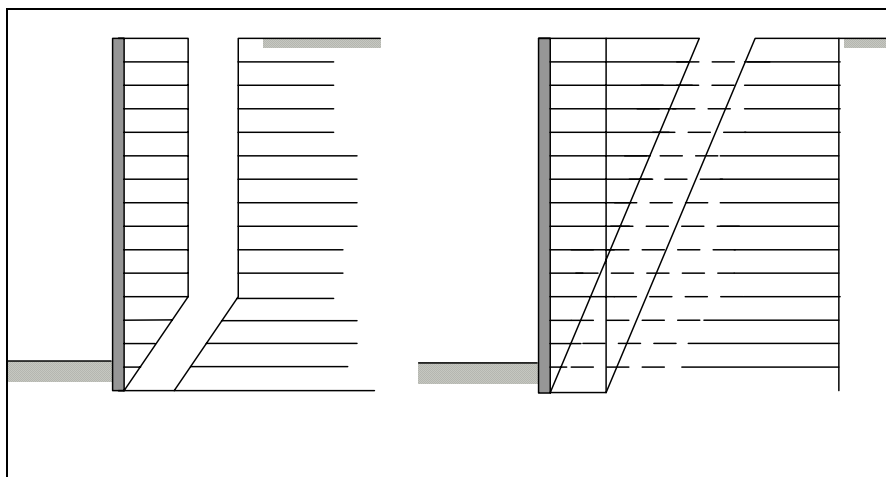
2.1 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE

มาตรฐานการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) ประกอบด้วย การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก และภายใน (Lee et al., 1973; Anderson et al., 1985; Mitchell and Villet, 1987) การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกทำเช่นเดียวกับกำแพงกันดินแบบ Gravity ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ซึ่งประกอบด้วย (1) การตรวจสอบการลื่นไถล (Sliding) (2) การพลิกคว่ำ (Overturning) (3) การวิบัติของดินฐานราก (Bearing capacity failure) และ (4) เสถียรภาพของลาดดิน (Slope stability)



รูปที่ 2.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้าง MSE

นอกจากเสถียรภาพภายนอกแล้วกำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีเสถียรภาพในกล่วคือ วัสดุเสริมกำลังต้องมีกำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture reinforcement) และกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.2



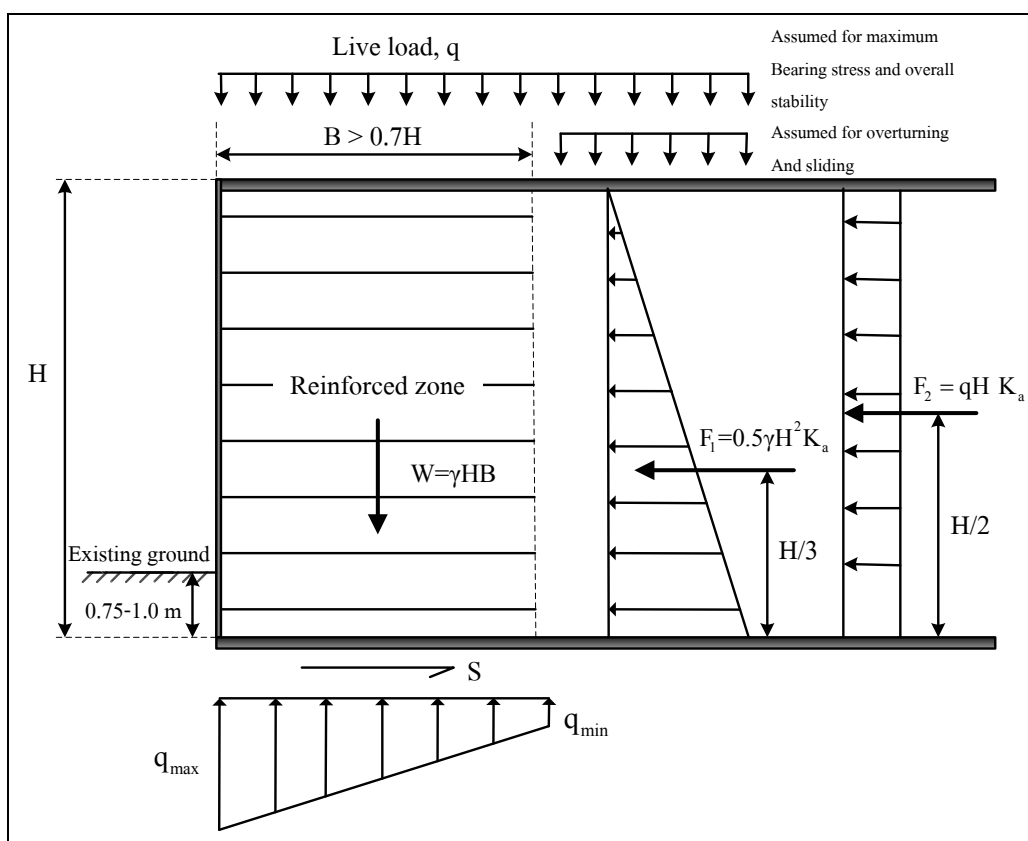
รูปที่ 2.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของโครงสร้าง MSE

2.1.1 เสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป จะสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่าเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำ ๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทางอันได้แก่ ในแนวนอน (การเลื่อนไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักสถิตยศาสตร์ (Law of statics) ส่วนการตรวจสอบการเคลื่อนในแนวตั้งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจสอบเสถียรภาพ รูปที่ 2.3 ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในสองกรณี คือ (1) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นทั้งในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) และในโซน

ไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ (2) น้ำหนักบรรทุกทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะในโซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักจรในกรณี ที่ (2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนัก จรในกรณีที่ (1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักจร (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ



รูปที่ 2.3 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดิน MSE

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับ ผลคูณของน้ำหนักบรรทุกทุกจรในแนวตั้ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction)

ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบและเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักจรในกรณี (2) แรงทั้งสองสามารถหาได้จาก

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

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

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

เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ H คือความสูงของกำแพงกันดิน อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) นิยามให้อัตราส่วนปลอดภัยที่สภาวะนี้ พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.3) และพิจารณาน้ำหนักจรในกรณี (2) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำสามารถคำนวณได้จาก

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

$$M_r = W \times \frac{B}{2} \quad (2.5)$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจาย

ความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ รูปที่ (2.4a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด ($q_{\max}$) และน้อยที่สุด ($q_{\min}$) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) รูปที่ (2.4b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานรากเนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด รูปที่ (2.4c)

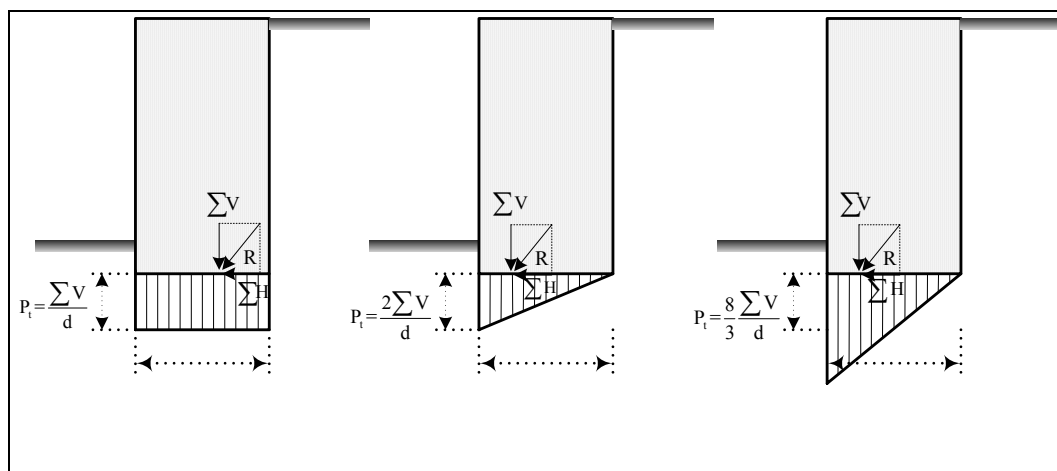
ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 2.4) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.8)

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

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

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

เมื่อ ΣV คือน้ำหนักกดทับในแนวดิ่ง ซึ่งเท่ากับ W สำหรับกรณี (2) และเท่ากับ $W + qB$ สำหรับกรณี (1)



รูปที่ 2.4 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

2.1.2 เสถียรภาพภายใน

เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการรื้อขาดของวัสดุ (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน (Pullout resistance) ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการรื้อขาดและด้านการฉุดออก ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณหาแรงฉุดสูงสุดและตำแหน่งของแรงฉุดสูงสุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง

2.1.2.1 ตำแหน่งของแรงฉุดสูงสุดและระนาบวิบัติ

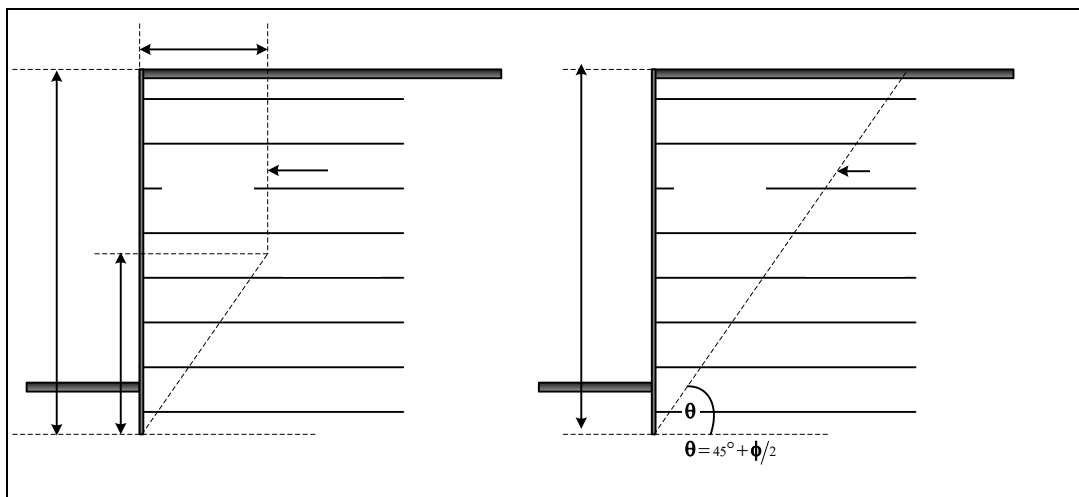
มวลดินภายในกำแพงกันดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) ในโซนเคลื่อนตัวดินพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงฉุดที่เกิดขึ้นตลอดแนวของวัสดุเสริมกำลัง แรงฉุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ส่งผลให้เกิดแรงต้านทานการฉุดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น โดยมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing ดังนั้น แรงฉุดสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังจึงเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงฉุดสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของดินด้วยระนาบวิบัตินี้จะมีความแตกต่างกันตามแต่ละสัณฐานของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.5 แสดงระนาบวิบัติที่ได้จาก Tie-back theory and Coherent gravity structure hypothesis (Anderson et al., 1987) แสดงให้เห็นว่าระนาบการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระนาบวิบัติของกำแพงกันดิน

Reinforced
zone

B

(a) e =

เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45 + \phi/2$ องศา เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง



รูปที่ 2.5 ระบายการวิบัติของดิน

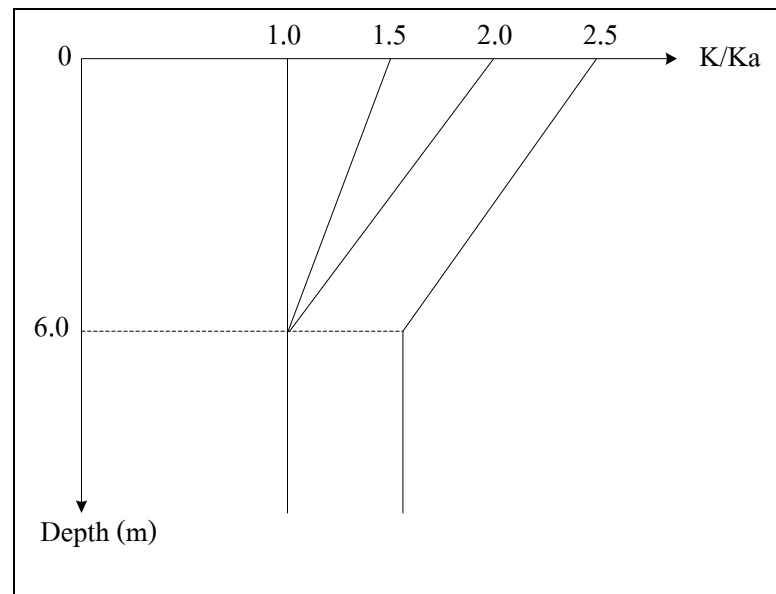
2.1.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังต้านทานแรงดึงในโซนด้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสภาวะสมดุล) แรงดึงที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุที่เสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุลกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับค่าความเค้นในแนวตั้งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สภาวะนิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสถิติของวัสดุเสริมกำลังในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันความดันดินด้านข้างอยู่ในสภาวะ Active สำหรับวัสดุเสริมกำลังแบบไม่สามารถยึดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสภาวะนิ่ง (At rest) ที่ส่วนบนของกำแพงกันดิน (ในช่วงความลึกน้อยกว่า 6.0 เมตร) และมีค่าลดลงตามความลึก Christopher et al. (1990) รูปที่ 2.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ รูปที่ 2.7 AASHTO (1996) แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในสำหรับเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดกำลังต้านทานแรงดึงด้านหลังระบายวิบัติและกำลังต้านทานการฉีกขาดของเหล็กเสริมกำลังต้องมีค่าสูงกว่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้น

0.3H

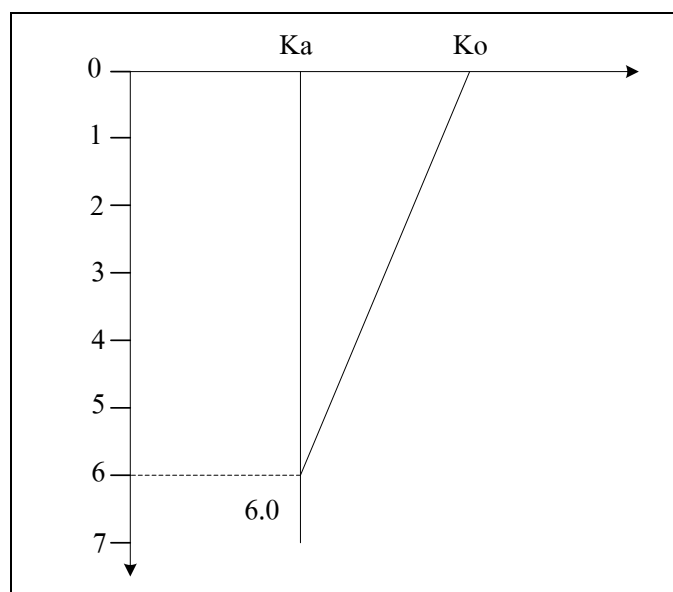
Active
zone

H



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก
สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al., 1990)

0



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

6.0

2.1.2.3 กำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistant)

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังแต่ละชั้นสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างแรงดึงครากของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงสูงสุด อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) ในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Inextensible reinforcement) กำลังต้านทานการฉีกขาดสามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพต้านทานการฉีกขาด พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสถียรภาพการต้านทานการฉีกขาดจะมีค่าลดลงตามเวลาในทางปฏิบัติเพื่อให้กำแพงกันดินมีเสถียรภาพไม่เปลี่ยนแปลงหรือเปลี่ยนแปลงน้อยกับเวลา เราสามารถป้องกันการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังด้วยการเคลือบสังกะสี (Galvanized) สังกะสีควรมีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.1

AASHTO's Standard (2002) กล่าวว่าเหล็กเสริมกำลังควรเคลือบสังกะสีมีความหนาพตามมาตรฐาน AASHTO M 284 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 เสาเข็มจะภายในของโครงสร้างเสริมกำลังจะขึ้นอยู่กับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลัง กลไกหลักที่ควบคุมปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลังคือการเลื่อนไถลของดินบนวัสดุเสริมกำลัง (กลไกแรงเฉือนตรง) และการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากมวลดิน (กลไกแรงฉุด) รูปที่ 2.8 แสดงกำแพงกันดินเสริมกำลังซึ่งเส้นประในรูปแสดงระนาบวิบัติ วัสดุเสริมกำลังด้านหลังระนาบวิบัติ (ตำแหน่ง A) จะเกิดกลไกปฏิสัมพันธ์แบบแรงฉุด (Pullout interaction mechanism) ขณะที่ (ตำแหน่ง B) จะเกิดกลไกปฏิสัมพันธ์แบบแรงเฉือนตรง (Direct shear mechanism) การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct shear) และการทดสอบแรงฉุด (Pullout) สามารถใช้จำลองพฤติกรรมทั้งสองได้ โดยปกติแล้วกลไกปฏิสัมพันธ์แบบแรงฉุดจะเป็นตัวควบคุมเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

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

$$P_f = (c_a + \sigma_v \tan \delta) A_s \quad (2.9)$$

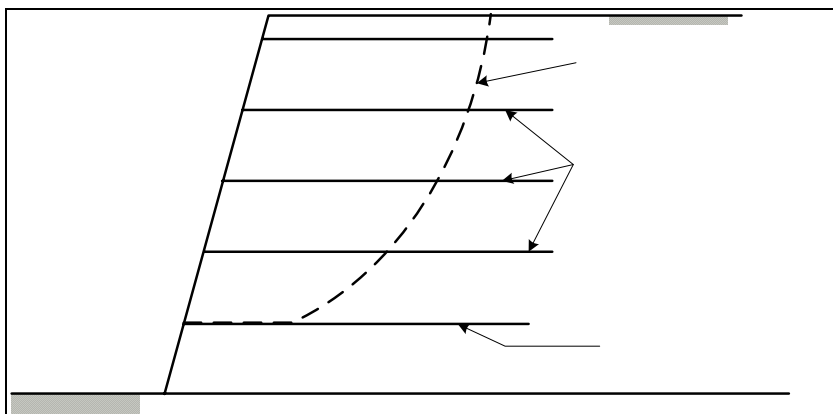
เมื่อ c_a คือ หน่วยแรงยึดเกาะ (Cohesion)

δ คือ มุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

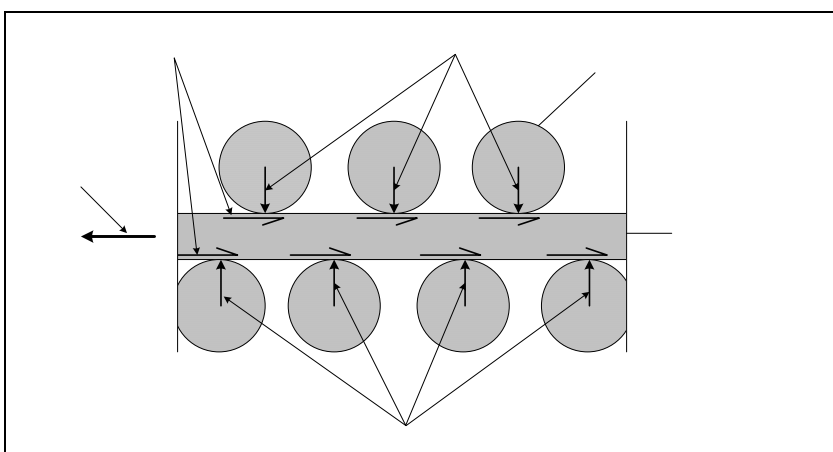
σ_v คือ ความเค้นกดทับในแนวดิ่ง

A_s คือ พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลังซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_e$ สำหรับเหล็กแผ่น และเท่ากับ

πbL_e สำหรับเหล็กกลม



รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง



รูปที่ 2.9 พฤติกรรมการต้านทานแรงกดของเหล็กแผ่น

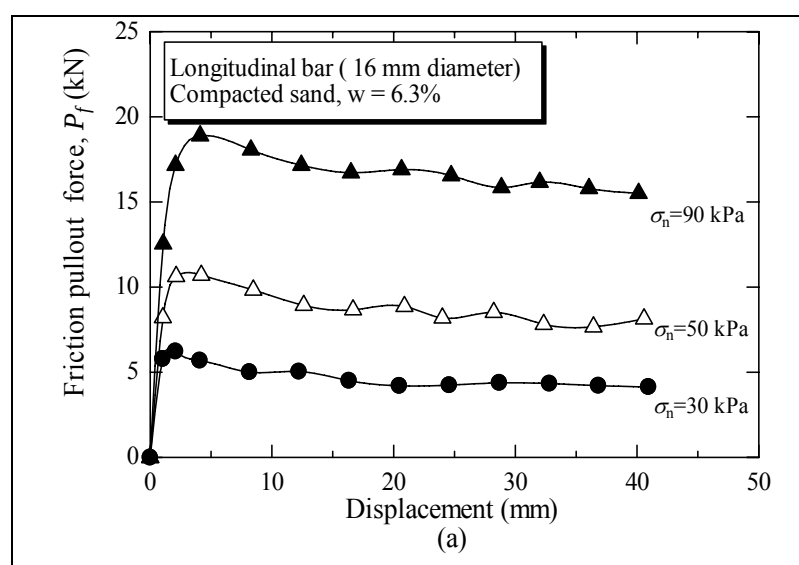
ในกรณีที่ไม่มีผลการทดสอบแรงกด หน่วยแรงยึดเกาะสามารถประมาณได้จากหน่วยแรงเหนี่ยวนำของดิน (Cohesion) ของดินซึ่งอาจมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 0.7 เท่าของหน่วยแรงเหนี่ยวนำ มุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังมีค่าขึ้นอยู่กับความขรุขระของเหล็กเสริมกำลังและมุมเสียดทานภายในของดินโดยทั่วไป $\tan \delta$ มีค่าประมาณ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

2.1.2.5 กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน

กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) เป็นผลรวมของแรงกดเสียดทานและกำลังต้านทานแรงกดแบกทาน แรงกดเสียดทานสูงสุด P_{fmax} ของเหล็กตามแนวยาวสามารถประมาณได้จาก

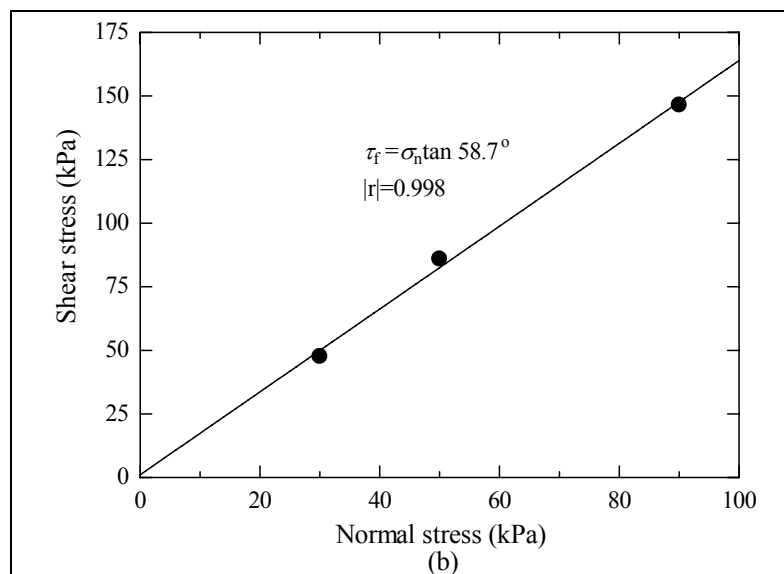
$$P_{f \max} = \pi D L \sigma_n \tan \delta \quad (2.10)$$

โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลาง
 L คือความยาวของเหล็กตามแนวยาว
 σ_n คือหน่วยแรงตั้งฉาก
 δ คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาว

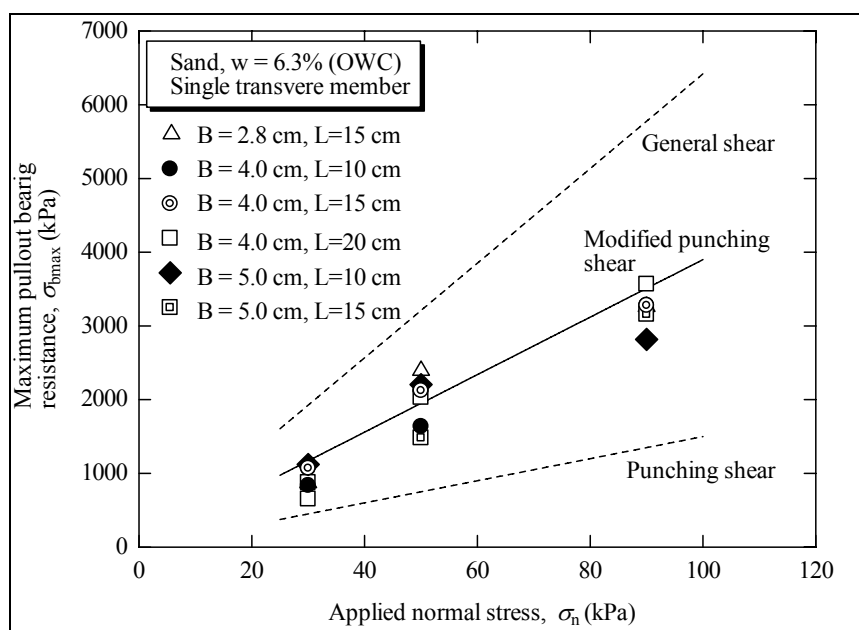


รูปที่ 2.10a ผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กข้ออ้อยในดินทราย (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

รูปที่ 2.10a แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดเสียดทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กข้ออ้อยเสริมกำลังในดินทราย จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทานสูงสุด (Pullout friction resistance) ของเหล็กเสริมกำลังเกิดที่การเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย (น้อยกว่า 3 มิลลิเมตร) จากผลทดสอบนี้ เราสามารถหาพารามิเตอร์ c_u และ δ ได้โดยการวาดความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนสูงสุด τ_f และความเค้นตั้งฉาก σ_v ดังแสดงในรูปที่ 2.10b หน่วยแรงเฉือนสูงสุดคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างแรงฉุดสูงสุดต่อพื้นที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง ซึ่งเท่ากับเส้นรอบรูปคูณความยาวของเหล็กเสริม สิ่งที่น่าสนใจคือมุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาวมีค่าสูงมาก ซึ่งเท่ากับ 58.7 องศา ด้วยเหตุนี้เอง อัตราส่วน δ/ϕ จึงมีค่ามากกว่า 1.0 เนื่องจากความขรุขระของเหล็กข้ออ้อย Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., (2010) แนะนำให้ใช้อัตราส่วน δ/ϕ เท่ากับ 1.47 สำหรับทรายที่มีขนาดละเอียด



รูปที่ 2.10b การคำนวณหาพารามิเตอร์ c_d และ δ จากผลทดสอบแรงจุด
(Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)



รูปที่ 2.11 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดเบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบ
(Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

รูปที่ 2.11 จากผลการทดสอบหน่วยแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว (σ_{bmax}) ในดินเหนียวจะเห็นได้ว่าหน่วยแรงจุดสูงสุด สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง

$$\sigma_{bmax} = N_q \sigma_n \quad (2.11)$$

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.12)$$

2.1.2.6 การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง

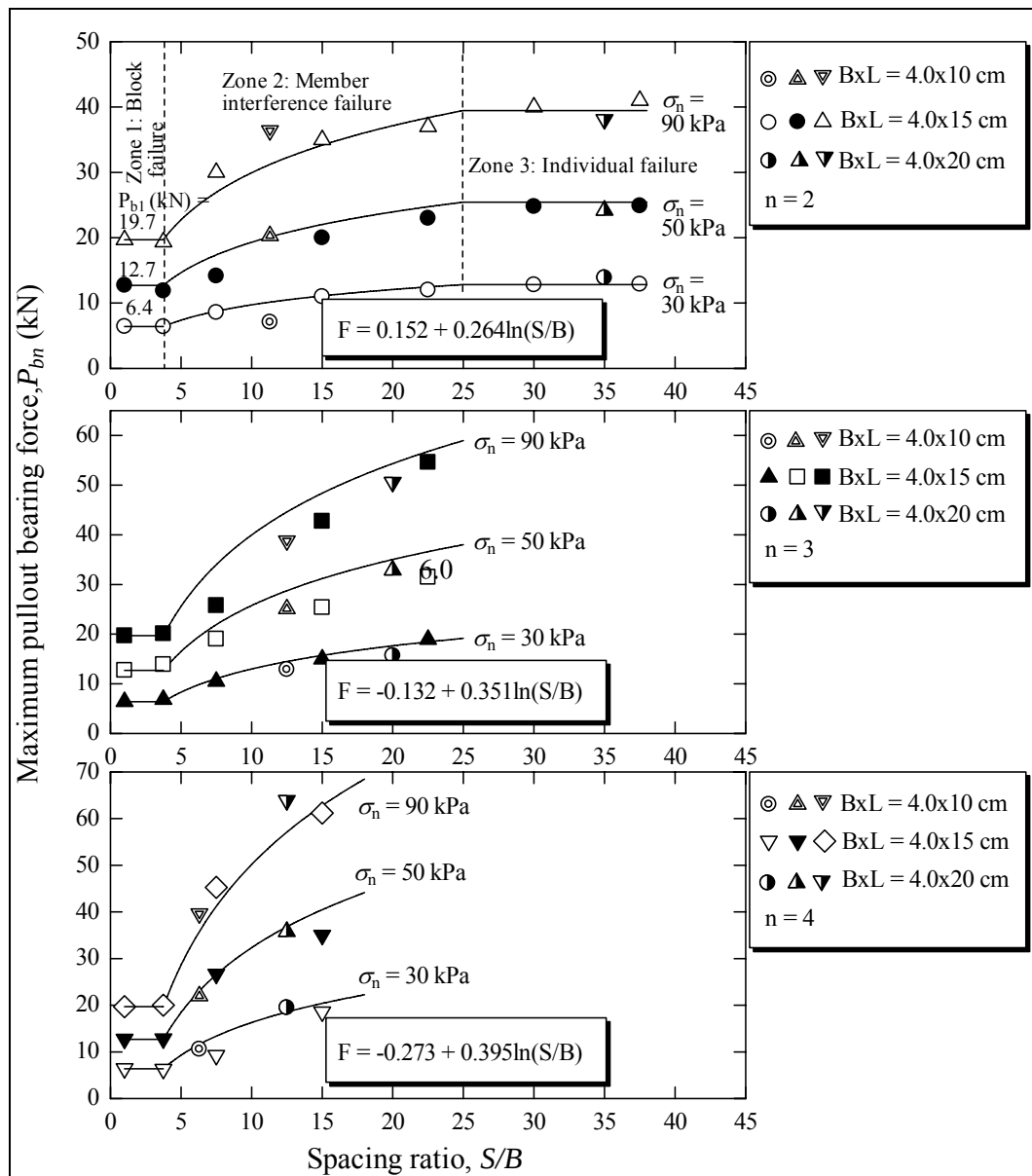
ในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะประกอบด้วยเหล็กฉากหลายตัวจัดวางให้มีระยะห่างเท่า ๆ กัน ระหว่างการนุดออกของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน เหล็กตามแนวขวางแต่ละตัวจะรบกวนกัน พารามิเตอร์ไร้มิติสำหรับอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง (S/B) ได้ถูกนำเสนอขึ้น เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างและขนาดของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงแบกทาน โดยทั่วไปแล้ว อัตราส่วน S/B ยิ่งสูงกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานก็ยิ่งมีค่าสูงตามเนื่องจากการรบกวนมีอิทธิพลต่ำ

รูปที่ 2.12 แสดงผลการทดสอบแรงจุด จะเห็นได้ว่าเมื่อ S/B มีค่ามากกว่า 25 การรบกวนระหว่างเหล็กฉากแทบจะไม่เกิดขึ้นเลย อัตราส่วนระยะห่างนี้สามารถเรียกว่าอัตราส่วนปลอดการรบกวน เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 ระบุขนาดแรงเฉือนที่เกิดจากเหล็กฉากแต่ละตัวจะรวมตัวกันเป็นขนาดใหญ่ และเหล็กฉากตัวแรกเท่านั้นที่ทำหน้าที่ทะลุผ่านดินบดอัด ในกรณีเช่นนี้ เหล็กตามขวางจะทำหน้าที่เสมือนบล็อกผิวหยาบ ดังนั้น กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานประมาณได้จากผลรวมของความฝืดที่ผิวบนและล่างของบล็อกผิวหยาบและกำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กฉากตัวแรก เนื่องจากกำลังต้านทานแรงแบกทานมีค่าสูงกว่าความเสียดทานอย่างมาก กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานจึงมีค่าใกล้เคียงกับกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว อัตราส่วนระยะห่างนี้เรียกว่าอัตราส่วนบล็อกผิวหยาบ

จากการศึกษานี้ กลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานสามารถแบ่งออกเป็นสามโซน ดังแสดงในรูปที่ 2.12 โซนที่ 1 กลไกการวิบัติแบบบล็อก เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 โซน 2 กลไกการวิบัติแบบรบกวนกัน เมื่อ S/B มีค่าระหว่าง 3.75 และ 25 และ โซน 3 กลไกการวิบัติแบบอิสระ เมื่อ S/B มีค่าเกินกว่า 25 อัตราส่วนระหว่างแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานต่อแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัวมีนิยามว่าเป็นแฟกเตอร์การรบกวน (Interference factor, F) และสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \quad (2.13)$$

โดยที่ P_{bn} คือ แรงกดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉาก n ตัว
 P_{b1} คือ แรงกดแบกทานสูงสุดของเหล็กฉากหนึ่งตัว
 n คือ จำนวนเหล็กฉาก



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงกดแบกทานและอัตราส่วนระยะห่างที่ได้จากการทดสอบและการทำนาย (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

จากผลทดสอบพบว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง F และ S/B สำหรับหน่วยแรงตึงฉากและขนาดของเหล็กฉากต่าง ๆ สามารถแสดงได้ด้วยฟังก์ชันลอการิทึม ซึ่งแปรผันตามค่าของ n แต่ไม่แปรผันตามขนาดของเหล็กฉาก ความสัมพันธ์นี้สามารถแสดงได้ดังนี้

$$F = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (2.14)$$

โดยที่ a b คือ ค่าคงที่
 B คือ ความยาวขาของเหล็กฉาก
 S คือ ระยะห่างของเหล็กฉาก

ค่า a b เป็นค่าคงที่ซึ่งหาได้จากความเป็นจริงสองประการ ดังนี้ (1) เมื่อ S/B เท่ากับ 3.75 แฟลคเตอร์การรบกวนมีค่าเท่ากับ $1/n$ เนื่องจาก P_{bn} และ P_{b1} มีค่าเท่ากัน และ (2) เมื่อ S/B เท่ากับ 25 แฟลคเตอร์การรบกวนเท่ากับ 1.0 ความจริงสองประการนี้ให้ค่าของ F ซึ่งสอดคล้องกับ S/B เท่ากับ 3.75 และ 25 ตามลำดับ ดังนั้น a และ b สามารถคำนวณได้จาก

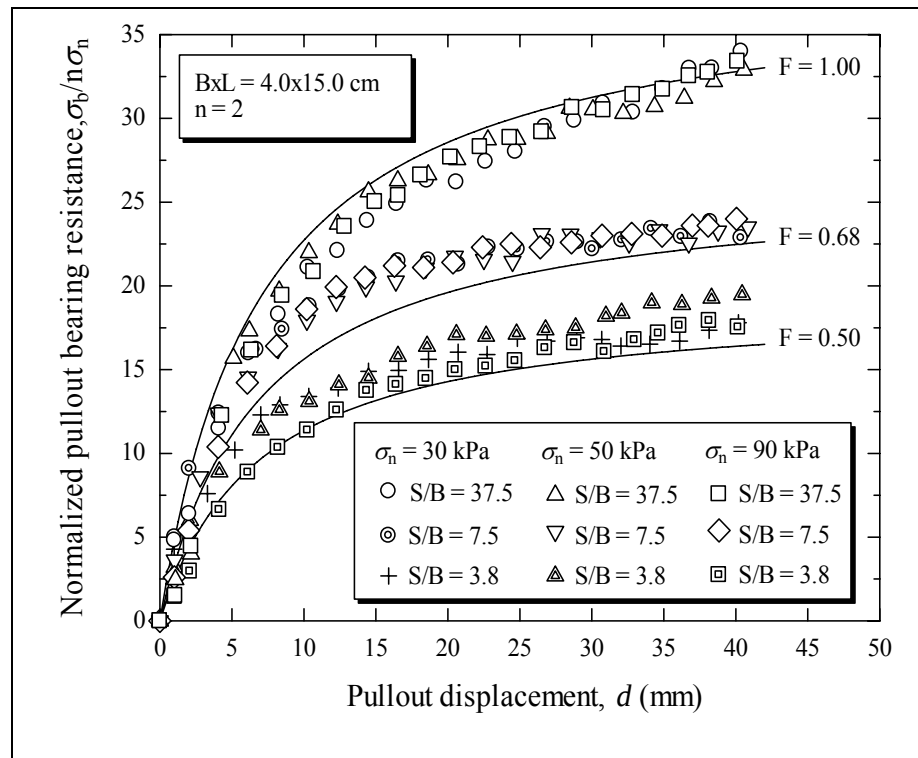
$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (2.15)$$

$$a = 1 - 3.219b \quad (2.16)$$

รูปที่ 2.13 แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma_n/n\sigma_b$ และ d ของเหล็กเสริมแบกทานที่อัตราส่วน S/B ค่าหนึ่งมีลักษณะเหมือนกัน เหล็กเสริมแบกทานที่มี F ค่าจะให้กำลังต้านทานแรงอัดและความชันของกราฟต่ำ ซึ่งไม่แปรผันตามขนาดของเหล็กเสริมแบกทาน ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่าแฟลคเตอร์การรบกวนไม่เพียงแต่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงอัดเท่านั้น แต่ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนตัวด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงอัดแบกทานและการเคลื่อนตัวที่แฟลคเตอร์การรบกวนใด ๆ สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{\sigma_{nb}}{n\sigma_n} = F \left[\frac{d}{\frac{1}{E_i/\sigma_n} + \frac{d}{Nq}} \right] \quad (2.17)$$

โดยที่ E_i คือ ความชันของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว
 D คือ การเคลื่อนตัว
 F คือ แฟกเตอร์การรบกวน (Interference factor)



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัวของเหล็กตามแนวขวางขนาด 4×15 เซนติเมตร จำนวน 2 ตัว ที่อัตราส่วนระยะห่างต่าง ๆ (Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A., 2010)

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

บทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน เพื่อศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

3.1 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

ดินที่ใช้ในกำแพงกันดิน คือ ดินทราย จากท่าทรายอำเภอพิมาย จังหวัดนครราชสีมา คุณสมบัติพื้นฐานของดินถูกทดสอบ ในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบ ดังต่อไปนี้

- 1) ความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 854
- 2) การวิเคราะห์ขนาดของเม็ดดินโดยใช้ตะแกรงร่อน (Sieve analysis) ทดสอบโดยการร่อนผ่านตะแกรงแบบล้างตามมาตรฐาน ASTM D 422

3.2 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดรูเปิด 19 มิลลิเมตร เพื่อคัดแยกส่วนผสมที่มีขนาดใหญ่ที่อาจก่อให้เกิดความไม่เหมาะสมทางด้านขนาดของวัสดุทดสอบ แบบหล่อ (Mold) ที่ใช้ทดสอบมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 101.23 มิลลิเมตร และสูง 115.90 มิลลิเมตร การบดอัดดินจะแปรผันปริมาณน้ำ 5 ถึง 7 จุด โดยการเติมน้ำใส่ลงไปในดินตัวอย่าง จากนั้นทำการบดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน (Standard Proctor) ตามมาตรฐาน ASTM D 698-70 เพื่อสร้างกราฟการบดอัดและหาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max}$) กับปริมาณน้ำเหมาะสม (Optimum water content, OWC) สำหรับนำไปควบคุมคุณภาพการบดอัดในสนาม

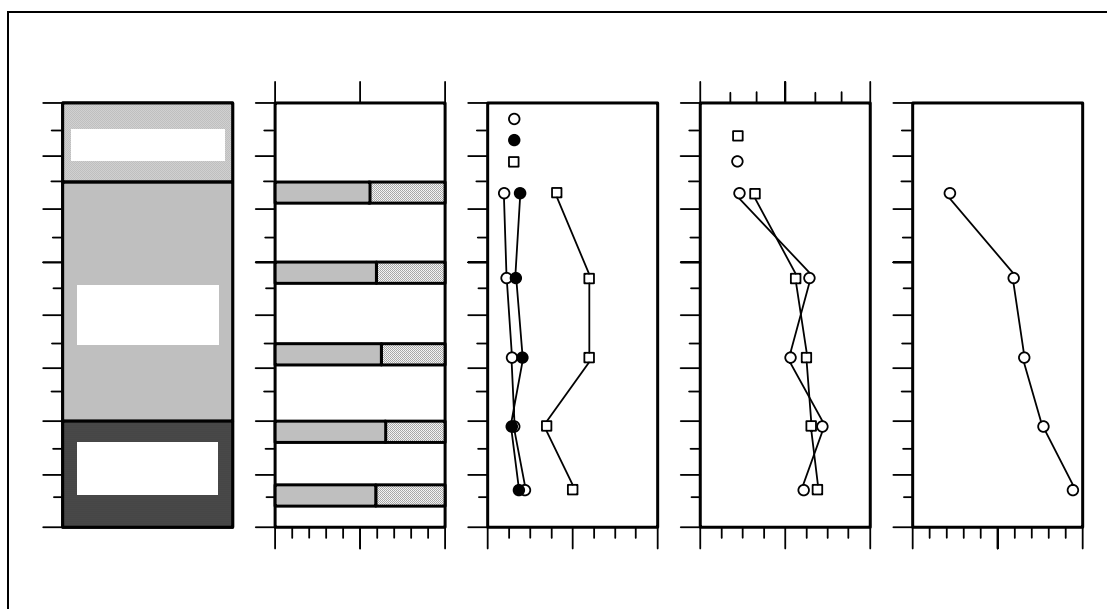
3.3 การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test)

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการสำหรับการออกแบบ กล่องแรงเฉือน (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.5 เซนติเมตร และสูง 3.5 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้วจะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้ความเค้นมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่ดินตัวอย่าง กล่องเฉือนส่วนล่างจะถูกดันให้เคลื่อนที่ในแนวราบ

ด้วยอัตราความเครียดในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการดัน (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเฉือนเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่อง ด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้ โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gage) การทดสอบจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ขอบเขตความแข็งแรงสร้างขึ้นจากความเค้นในแนวดิ่งสามค่าได้แก่ 30 50 และ 90 กิโลปาสกาล สำหรับสร้างเส้นขอบเขตความแข็งแรง

3.4 ตำรวจชั้นดิน

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททานก่อสร้างในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ชั้นดินประกอบด้วย ชั้นดินผุกร่อนที่มีความหนา 1.50 เมตร ได้ชั้นนี้เป็นทรายปนดินเหนียวแน่นปานกลาง ลึกประมาณ 6.00 เมตร ถัดลงไปเป็นทรายปนดินเหนียวแน่นมาก ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ความแข็งแรงของดินทดสอบโดย Standard penetration test (SPT) ระหว่างการทดสอบ ไม่พบระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ

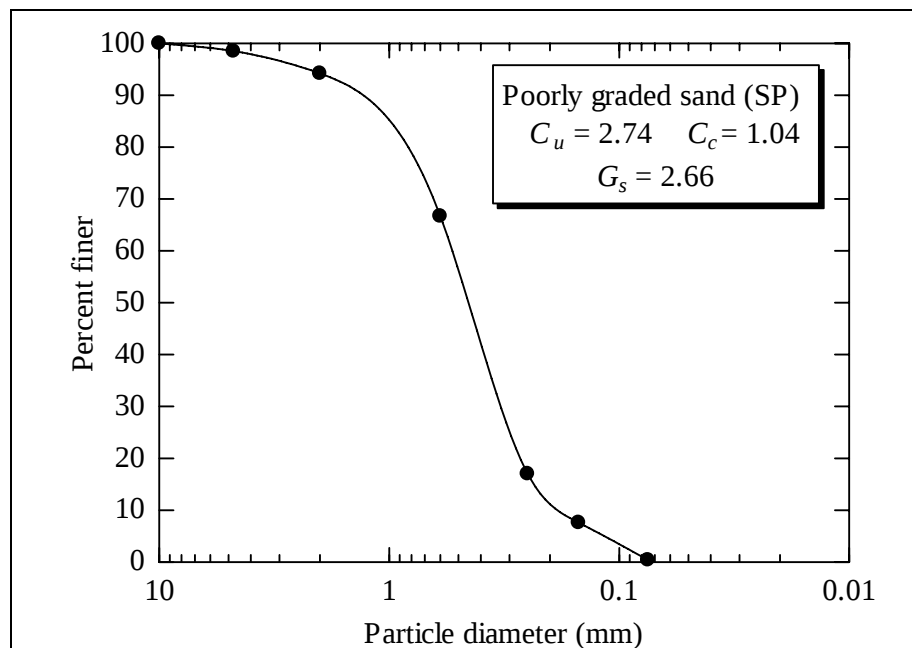


รูปที่ 3.1 ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้าง

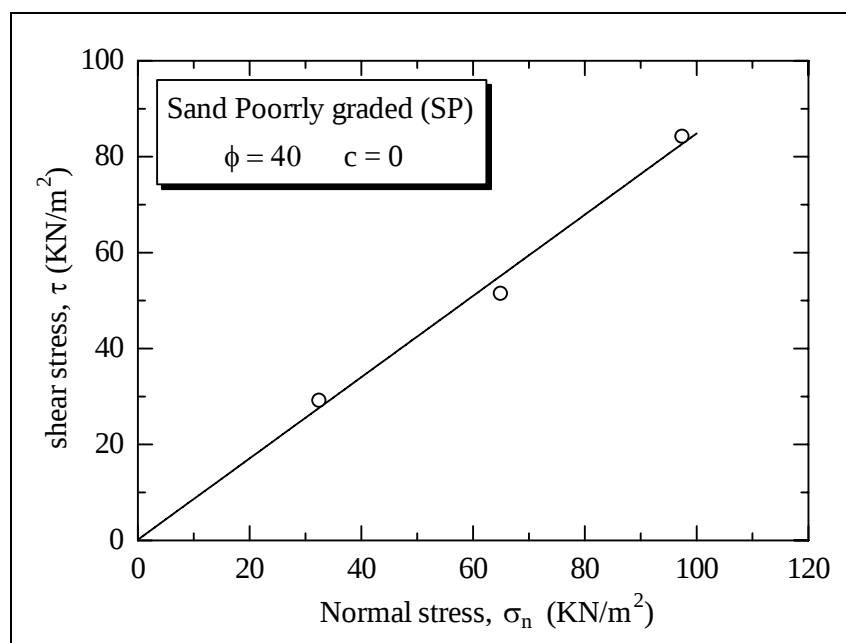
3.5 การก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

ดินถมที่ใช้ในกำแพงกันดินเป็นทรายที่มีกรวดร้อยละ 1.5 ทรายร้อยละ 98.1 และดินตะกอน ร้อยละ 0.4 จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินทรายทดสอบนี้จัดเป็นดินทราย ที่มีขนาดคละไม่ดี (SP) ดินทรายนี้มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.66 ดังแสดงในรูปที่ 3.2 จาก ผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐาน พบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับร้อยละ 7.1 และหน่วย น้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 16.9 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ของดินตัวอย่างที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมเป็นดังนี้ หน่วยแรงเหนียวเท่ากับ 0 กิโลปาสกาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา ดังแสดงในรูปที่ 3.3

กำแพงกันดินนี้สูง 6.00 เมตร ที่ด้านบนกว้าง 6.00 เมตร ขาว 6.00 เมตร และที่ฐานกว้าง 21.00 เมตร ขาว 12.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.4 และ 3.5 ลาดดินถมด้านข้างและด้านหลังเป็น 1:1 แผ่นกำแพงตั้งบน Leveling pad ซึ่งทำจาก Lean concrete หนา 0.15 เมตร และวางอยู่ที่ระดับ ความลึก 0.65 เมตร จากผิวดิน แผ่นกำแพงเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีขนาด $1.50 \times 1.50 \times 0.14$ เมตร ในโซนกลางของกำแพงซึ่งมีความกว้าง $9.00 \times 6.00 \times 6.00$ เมตร แผ่นกำแพงจะวางเรียงกันใน แนวตั้ง 4 แผ่น ซึ่งมีวัสดุเสริมกำลัง 8 ชั้น เหล็กเสริมกำลังมีระยะห่างในแนวดิ่งเท่ากับ 0.75 เมตร ระยะห่างแนวราบเท่ากับ 0.75 เมตร สำหรับชั้นที่ 4 ถึง 8 และเท่ากับ 0.50 เมตร สำหรับชั้นที่ 1 ถึง 3 เหล็กฉากวางห่างกัน 1.00 เมตร ในแต่ละชั้น ตารางที่ 3.1 แสดงรายละเอียดการเสริมกำลัง ดินถมถูก บดอัดเป็นชั้น ๆ ละ 0.15 เมตร ความหนาแน่นของแต่ละชั้นมีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของ ความหนาแน่น Standard Proctor การตรวจสอบปริมาณความชื้นและดักการบดอัดกระทำอย่าง สม่ำเสมอในหลาย ๆ จุด ด้วยวิธีการรยทราย ลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.6 การก่อสร้างใช้ระยะเวลาทั้งหมด 20 วัน



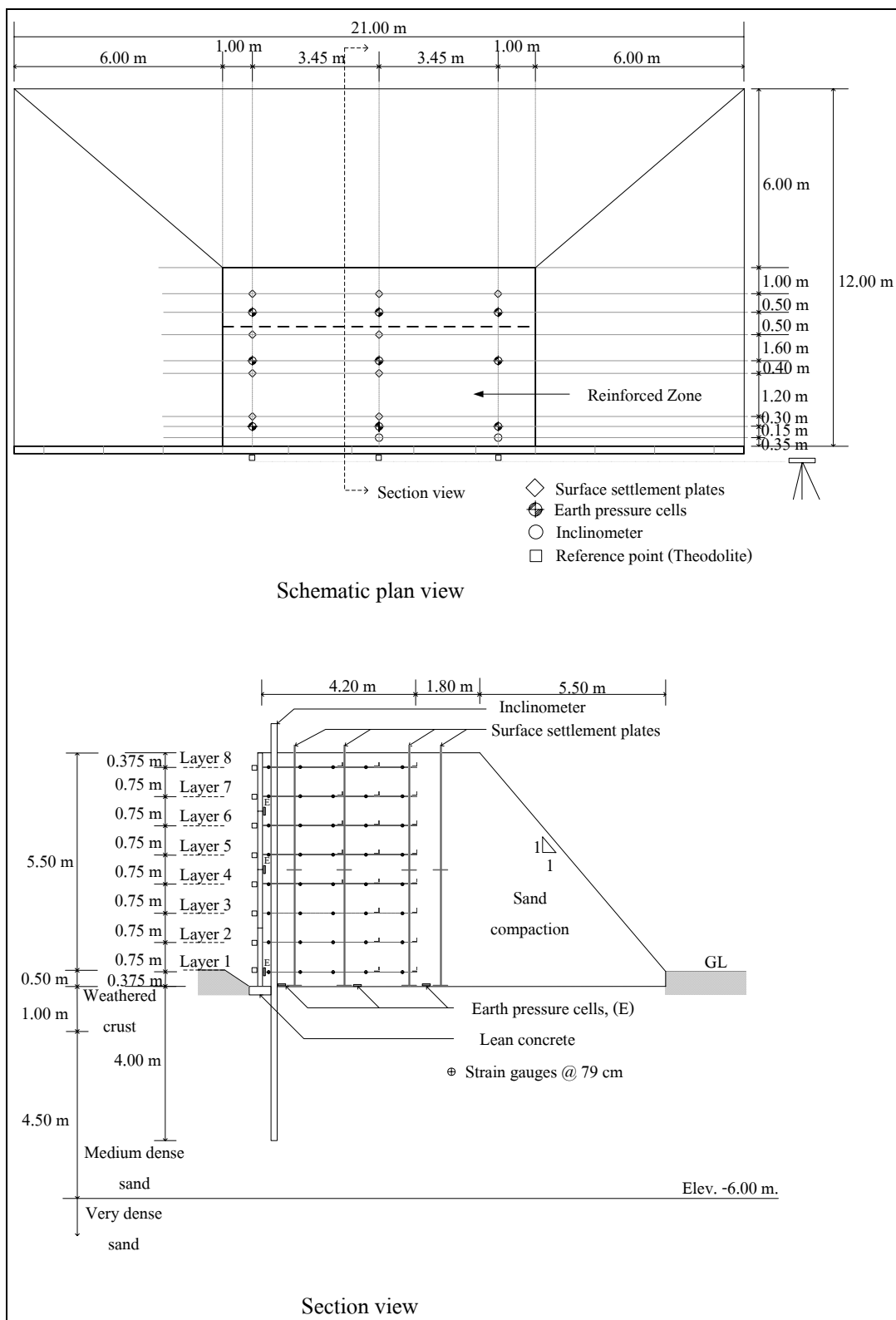
รูปที่ 3.2 การกระจายขนาดผละของดินตัวอย่าง



รูปที่ 3.3 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง

ตารางที่ 3.1 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมแบกทานแต่ละชั้น

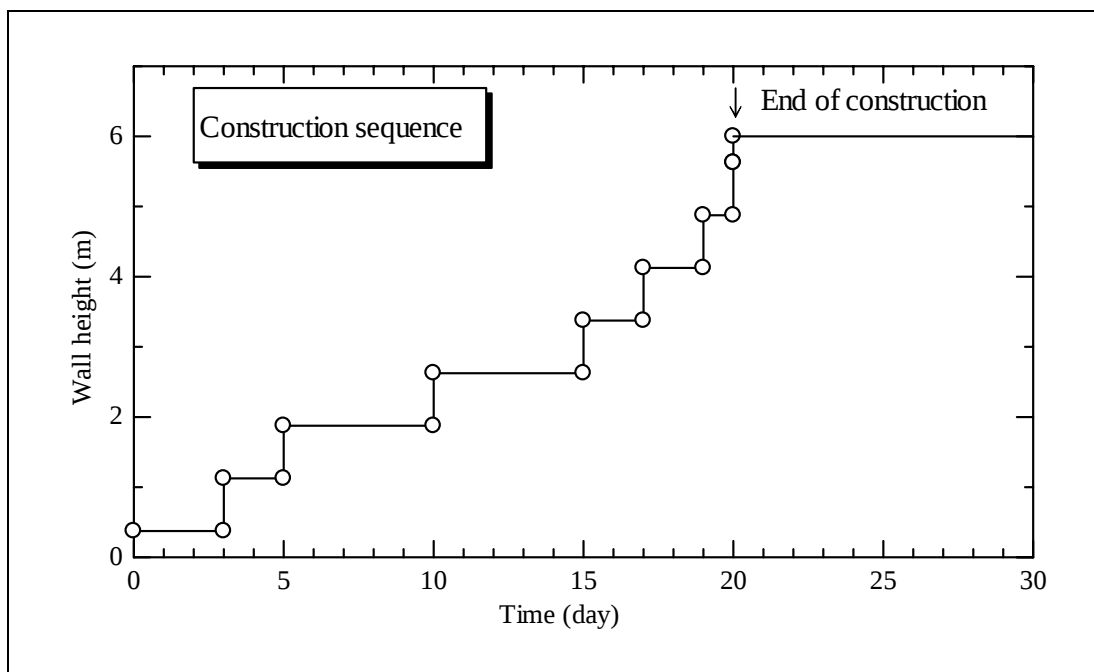
Facing panel	Reinforcement layers	Number of longitudinal members per facing panel (12 mm deformed bar)	Number of transverse members (25x25x3 mm equal angle)
1	1 (bottom)	3	2
	2	3	2
2	3	3	2
	4	2	3
3	5	2	3
	6	2	3
4	7	2	3
	8 (Top)	2	3



รูปที่ 3.4 แบบแผนการติดตั้งเครื่องมือวัด



รูปที่ 3.5 การทดสอบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 3.6 ขั้นตอนการก่อสร้าง

3.6 การติดตั้งเครื่องมือวัด

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททานมีการติดตั้งเครื่องมือวัดในชั้นดินฐานรากและภายในตัวกำแพง เครื่องมือวัดระดับน้ำใต้ดินไม่ได้ติดตั้งเนื่องจากระดับน้ำใต้ดินมีความลึกมากกว่า 8.00 เมตร

3.6.1 เครื่องมือวัดการทรุดตัว (Surface settlement plates)

แผ่นเหล็กวัดการทรุดตัวติดตั้งที่ระดับฐานรากและกึ่งกลางชั้นดินถมโดยติดตั้งชั้นละ 9 ชุด ดังแสดงในรูปที่ 3.7 การทรุดตัวของแต่ละจุดกระทำโดยการวัดด้วยกล้องสำรวจ



รูปที่ 3.7 การติดตั้งแผ่นเหล็กวัดการทรุดตัว

3.6.2 ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเค้นในดิน (Earth pressure cells)

อุปกรณ์วัดความเค้นติดตั้งที่ระดับฐานราก (Elev.-0.50) จำนวน 9 ชุด ดังแสดงในรูปที่ 3.8 และที่แผ่นกำแพงจำนวน 3 ชุด โดยติดตั้งที่ระดับ 1.50 3.00 5.625 เมตร จากด้านบนกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 3.9 อุปกรณ์วัดความเค้นในดินได้ปรับแก้ ดังแสดงในรูปที่ 3.10 และในตารางที่ 3.2 โดยที่ค่า Y คือค่าที่อ่านจากเครื่องมือวัด



รูปที่ 3.8 การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเค้นในดินที่ระดับฐานราก



รูปที่ 3.9 การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเค้นในดินที่แผ่นกำแพง

ตารางที่ 3.2 ค่าปรับแก้อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน

ลำดับที่ของอุปกรณ์วัดความเค้นในดิน	ค่าปรับแก้อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน
1	(Y-0.7895)/0.0117
2	(Y-0.8775)/0.0111
3	(Y-0.7957)/0.0077
A	(Y-0.2165)/0.0005
B	(Y-0.2427)/0.0011
C	(Y-0.2084)/0.0010
D	(Y-0.9275)/0.0187
E	(Y-0.9248)/0.0102
F	(Y-0.8272)/0.0067
G	(Y-0.3358)/0.0137
H	(Y-0.2341)/0.0112
I	(Y-0.2068)/0.0095



รูปที่ 3.10 การปรับแก้อุปกรณ์วัดความเค้นในดิน

3.6.3 ติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน

3.6.3.1 อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Inclinometer)

การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงวัดจากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer) โดยติดตั้งท่อชิดกับแผ่นกำแพง 2 จุด ที่ขอบและตรงกลางของแผ่นกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 3.11 ปลายท่ออยู่ที่ความลึก 4.50 เมตรจากระดับผิวดิน



รูปที่ 3.11 การติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Inclinometer)

3.6.3.2 การวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างโดยกล้องสำรวจ (Theodolite)

วางหมุดอ้างอิงไว้ที่ด้านข้างของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานซึ่งเป็นแนวเดียวกันกับแผ่นกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 3.4 โดยติดตั้งจุดอ้างอิงกับแผ่นกำแพง 3 แถว ที่ขอบและตรงกลางของแผ่นกำแพง ซึ่งติดตั้งทุกระดับความลึกของกำแพง

3.6.4 การทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม

เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing Reinforcement) ที่ใช้ทดสอบในสนาม ประกอบด้วย เหล็กแกน (Longitude bar) และเหล็กแบกทาน เหล็กแกนจะใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร มีลักษณะเป็นครีปเอียง 45 องศา มีกำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กฉากที่ใช้ในการศึกษานี้มีขนาดเท่ากับ 25×150 มิลลิเมตร จำนวนเหล็กฉาก

ที่ใช้ในการทดสอบมี 1 2 และ 3 ตัวระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก มีค่าเท่ากับ 750 และ 500 มิลลิเมตร โดยติดตั้งเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing Reinforcement) สำหรับทดสอบแรงจุดในสนาม ที่ตรงกลางของกำแพงจำนวน 8 จุด สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4 5 6 และ 7 ดังแสดงในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมแบกทานแต่ละชั้นสำหรับทดสอบแรงจุดในสนาม

Reinforcement layers	Number of longitudinal members per facing panel (12 mm deformed bar)	Number of transverse members (25x25x3 mm equal angle)	Spacing of transverse (mm)
4 (bottom)	2	-	-
5	2	3	500
6	2	2	750
7	2	1	-

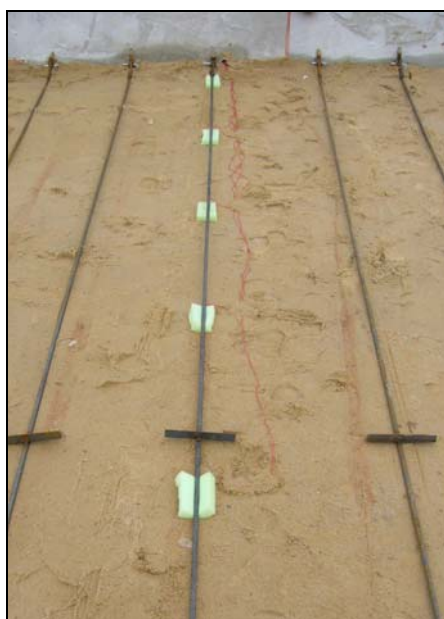
รูปที่ 3.12 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานที่สามารถควบคุมอัตราความเครียดได้ และการวัดแรงจุดจะใช้ Load cell ที่สามารถวัดแรงจุดได้สูงสุดถึง 20 ตัน ส่วนระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะวัด โดย Linear variable differential transformer (LVDT) ที่สามารถวัดระยะได้สูงสุด 50 มิลลิเมตร ทั้งการวัดแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะถูกบันทึกโดยเครื่อง Data logger อัตราเร็วการวัดออกเท่ากับ 1.0 มิลลิเมตรต่อวินาที



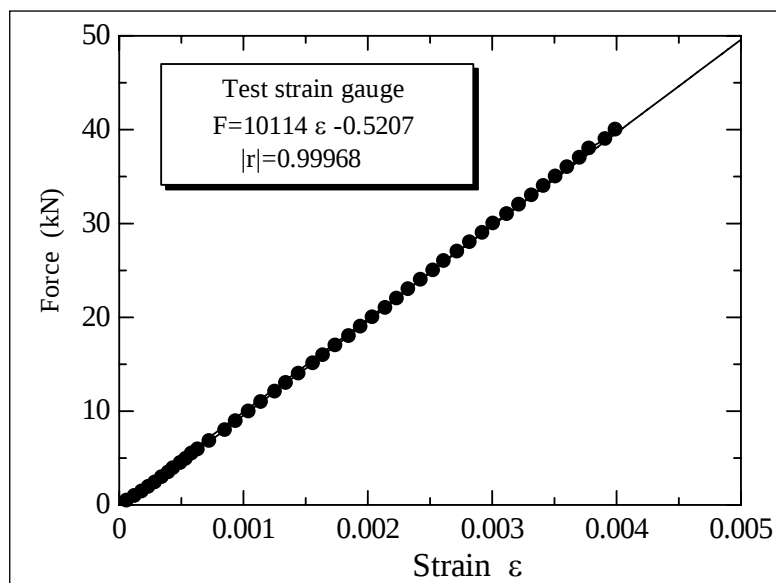
รูปที่ 3.12 การติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานในสนาม

3.6.4 ติดตั้งเกจวัดความเครียด (Strain gauges)

แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานที่ติดตั้งในกำแพงกันดินวัดได้จากเกจวัดความเครียด ซึ่งติดตั้งที่ระยะ 0.23 1.02 1.81 2.60 และ 3.39 เมตรจากแผ่นกำแพงในทุกระดับความลึกในช่วงกลางของกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 3.13

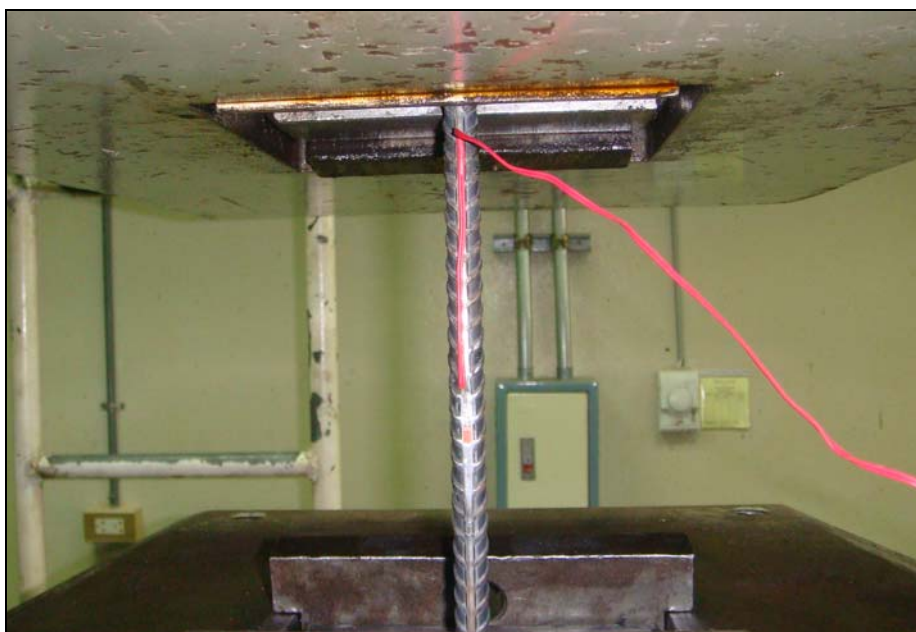


รูปที่ 3.13 การติดตั้งเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 3.14 กราฟปรับแก้ค่า Strain gauges

การเปลี่ยนความเครียดเป็นแรงดึงในเหล็กตามแนวแกนสามารถทำได้โดยใช้กราฟปรับแก้ ดังแสดงในรูปที่ 3.14 ซึ่งหาได้จากการติดตั้งเกจวัดความเครียดกับเหล็กตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.15 แล้วทำการดึงด้วยเครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ดังแสดงในรูปที่ 3.16



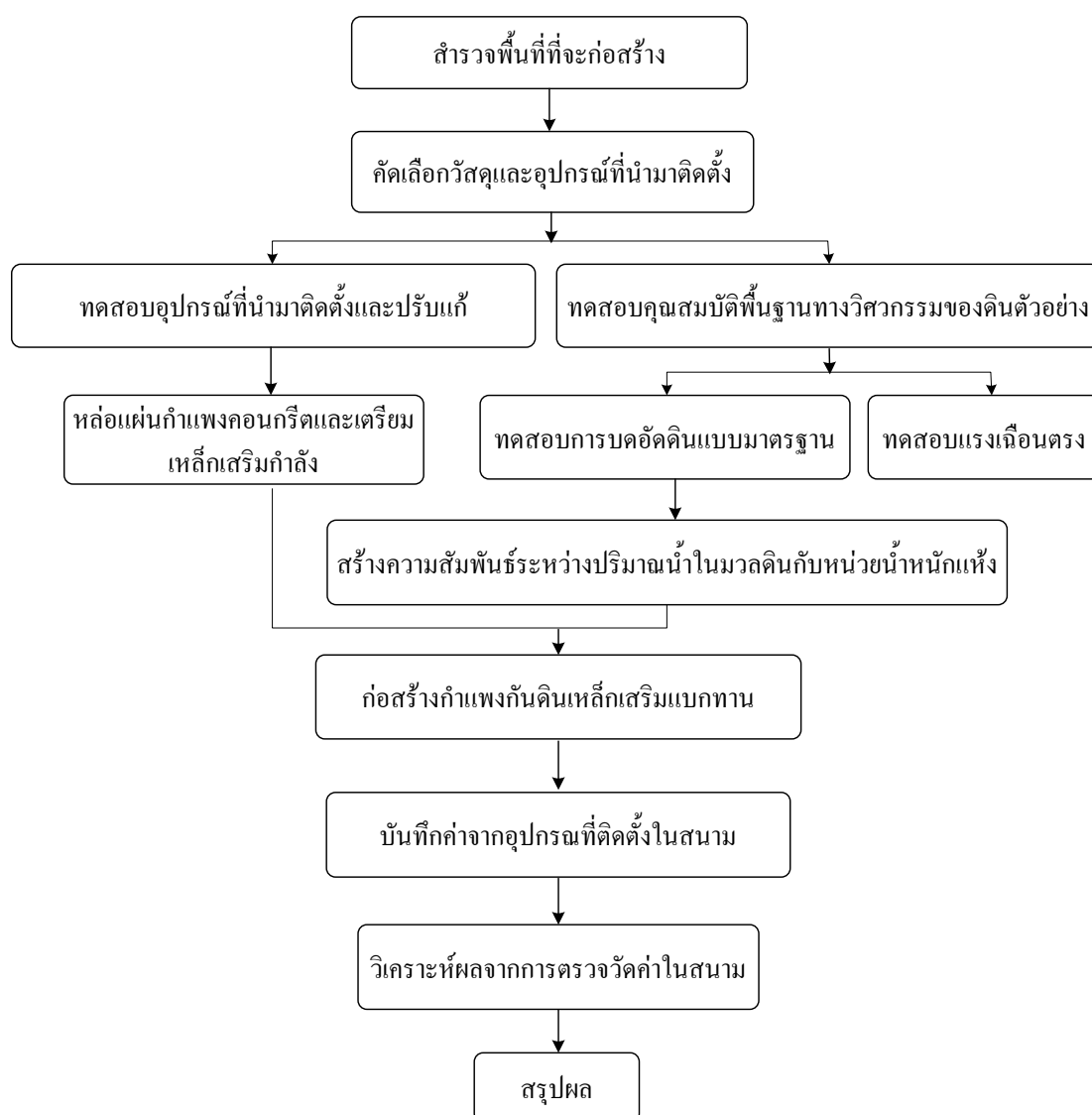
รูปที่ 3.15 การติดตั้งเหล็กตัวอย่างกับเครื่อง Universal Testing Machine (UTM)



รูปที่ 3.16 เครื่อง Universal Testing Machine (UTM)

3.7 แผนการดำเนินงานวิจัย

รูปที่ 3.17 แสดงแผนการดำเนินการวิจัยทั้งหมดในสนาม เพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ของงานวิจัย



รูปที่ 3.17 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

บทที่ 4

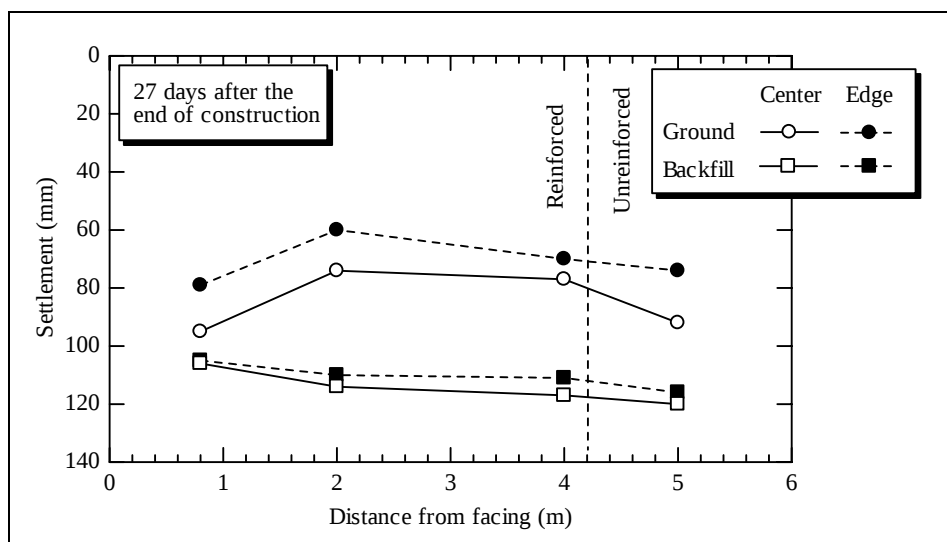
ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

4.1 บทนำ

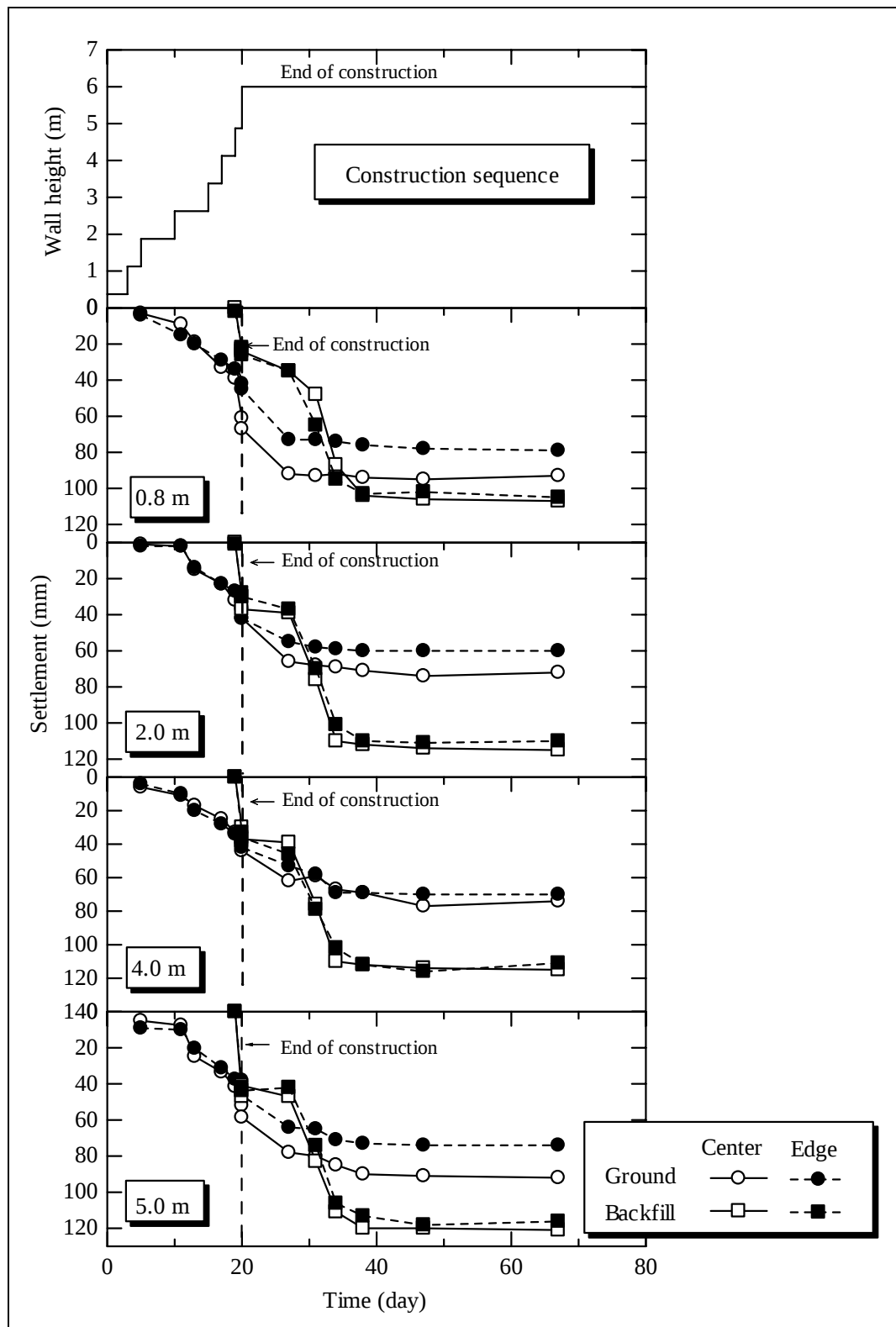
บทนี้เป็นการนำเสนอพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในสนามและการวิเคราะห์ผลการทดสอบ อันได้แก่ การทรุดตัว การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก การเคลื่อนตัวแนวราบ ความดันดินด้านข้าง และระนาบวิบัติ

4.2 การทรุดของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

การทรุดตัววัดโดยแผ่นเหล็กวัดการทรุดตัวที่ตรงกลางและที่ขอบด้านข้างของกำแพงเหล็กเสริมแบกทาน ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ที่ตรงกลาง (Center) ของกำแพง บริเวณหน้ากำแพงมีการทรุดตัวสูงสุดเท่ากับ 95 มิลลิเมตร และบริเวณด้านหลังมีการทรุดตัวเท่ากับ 77 มิลลิเมตร ที่ขอบด้านข้าง (Edge) ของกำแพง บริเวณหน้ากำแพงมีการทรุดตัวสูงสุดเท่ากับ 79 มิลลิเมตร และบริเวณด้านหลังมีการทรุดตัวเท่ากับ 70 มิลลิเมตร การทรุดตัวที่ตรงกลาง (Center) มีค่ามากกว่าที่ขอบด้านข้าง (Edge) เนื่องจากดินฐานรากที่ตรงกลาง (Center) ได้รับน้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่าที่ขอบด้านข้าง (Edge) ของกำแพง



รูปที่ 4.1 การทรุดตัวของกำแพงกันดิน



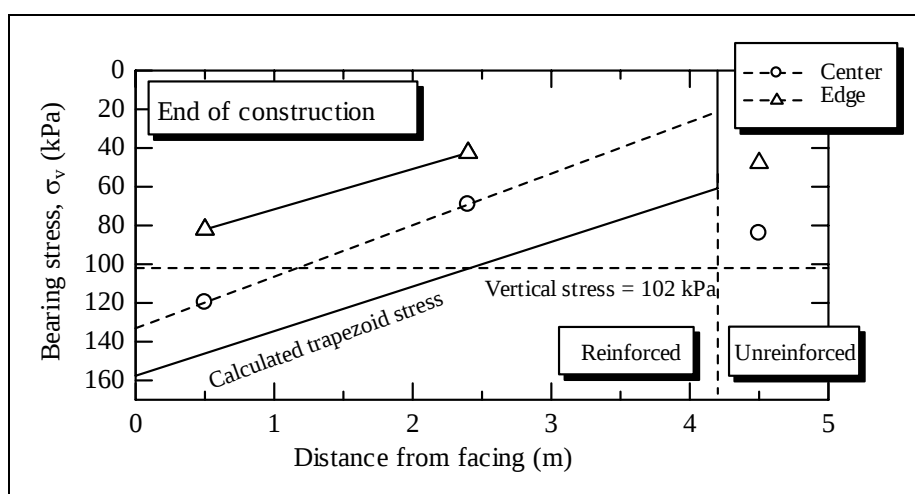
รูปที่ 4.2 การทรุดตัวของกำแพงกันดินเทียบกับเวลา

การทรุดตัวด้านหน้ามีค่าสูงกว่าด้านหลังเนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง (Eccentric load) และน้ำหนักของแผ่นกำแพง รูปที่ 4.1 แสดงให้เห็นถึงการเปลี่ยนแปลงค่าการทรุดตัวอย่างทันทีระหว่าง การทรุดตัวในโซนเสริมกำลัง และโซนไม่เสริมกำลัง (5 เมตรจากแผ่นกำแพง) การทรุดตัวมีค่า ลดลงในช่วงเสริมกำลังและมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างฉับพลันในโซนไม่เสริมกำลัง แสดงให้เห็นว่ากำแพง กันดิน และดินถมหลังกำแพงเป็น โครงสร้างคนละส่วนกัน และกำแพงกันดินแสดงพฤติกรรมเป็น วัสดุแข็งเกร็ง ค่าการทรุดตัวที่กึ่งกลางชั้นดินถม (Backfill) มีค่ามากกว่าการทรุดตัวในชั้นฐานราก (Ground) เนื่องจากสลิปเฟสในชั้นดินถมมีค่าน้อยกว่าสลิปเฟสในชั้นดินฐานราก (Ground) การทรุด ตัวในชั้นดินถมมีลักษณะการทรุดตัวคล้ายคลึงกัน

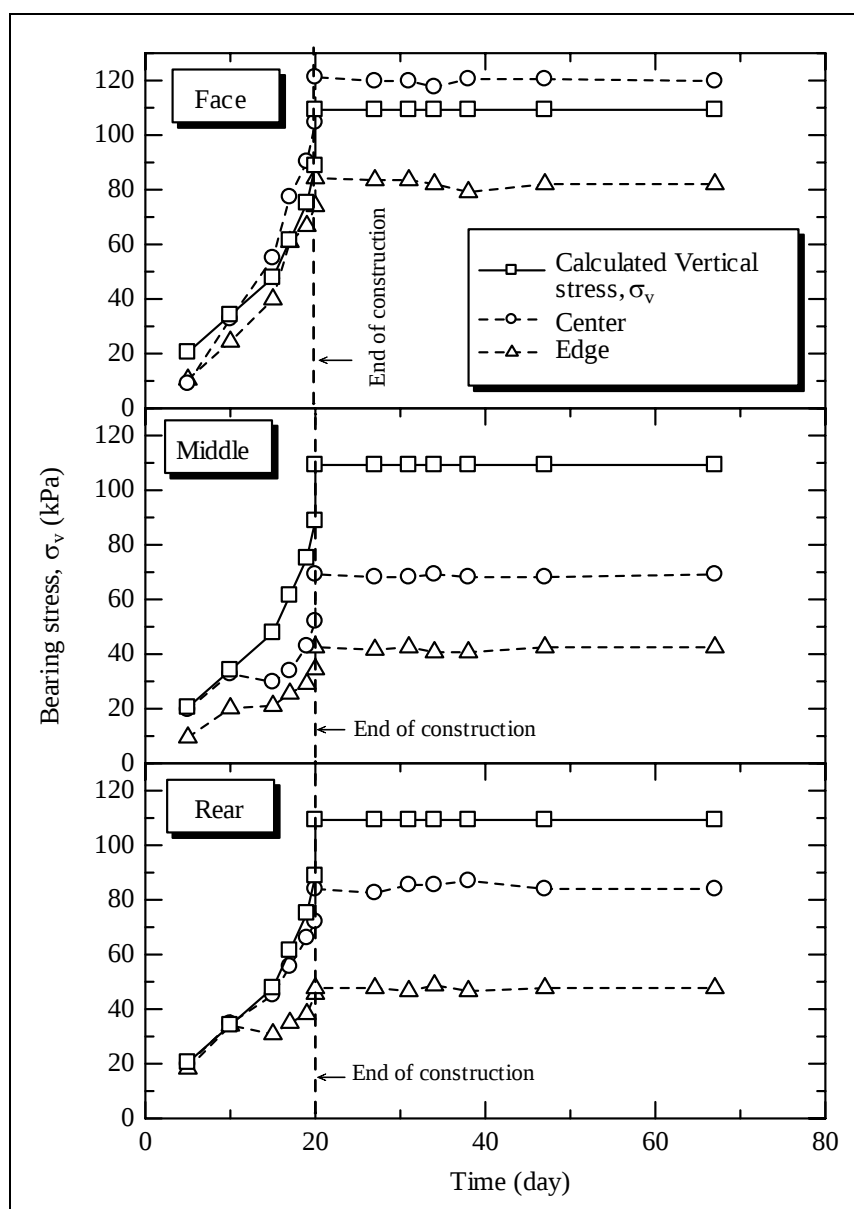
ในช่วงก่อสร้าง การทรุดตัวเกิดขึ้นรวดเร็วมาก แต่หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การทรุดตัวมีค่า ลดลงมากกว่าร้อยละ 70 ของการทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้นทันทีหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง เนื่องจากชั้น ดินใต้ฐานรากเป็นทรายปนดินเหนียว ดังนั้นการทรุดตัวทันทีจึงมีอิทธิพลมาก ดังแสดงในรูปที่ 4.2

4.3 การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

ความเค้นในดินวัดโดย Pressure cell ที่ตรงกลาง (Center) และที่ขอบ (Edge) ด้านข้างของ กำแพงเหล็กเสริมแบกทาน โดยการกระจายความเค้นภายในโซนเสริมกำลังมีรูปร่างเป็นสี่เหลี่ยม กางมุมซึ่งเป็นลักษณะของฐานรากแข็งเกร็ง ดังแสดงในรูปที่ 4.3 ความเค้นที่ตำแหน่งใกล้เคียงกับแผ่น กำแพงมีค่าสูงกว่าความเค้นในแนวตั้งที่ได้จากการคำนวณ (102 กิโลปาสกาล) เนื่องจากผลของ น้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง (Eccentric load) ที่เกิดจากความดันดินด้านข้างจากโซนดินถมไม่เสริมกำลัง (ที่อยู่ ด้านหลังของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน)



รูปที่ 4.3 การกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก



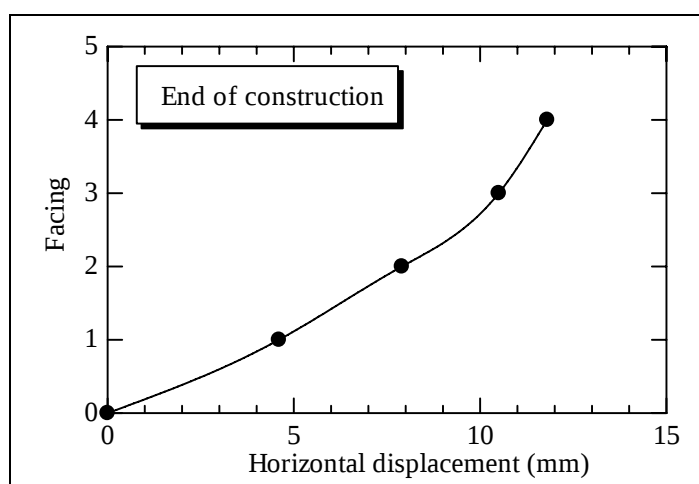
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานได้กับเวลา

ในรูปที่ 4.3 ถ้าต่อเส้นประของผลทดสอบจะได้ความเค้นแบกทานที่ด้านท้ายเหล็กเสริมกำลัง (4.2 เมตรจากแผ่นกำแพง) มีค่าประมาณ 23 กิโลปาสกาล ซึ่งมีค่าต่ำกว่าความเค้นแบกทานในโซนไม่เสริมกำลัง ผลทดสอบนี้ร่วมกับผลการวัดการทรุดตัวยืนยันได้ว่ากำแพงกันดินมีพฤติกรรมเป็นวัสดุแข็งเกร็ง รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานได้กับเวลาการก่อสร้างที่ตรงกลางและที่ขอบด้านข้างในโซนกลางของกำแพงเปรียบเทียบกับค่าความเค้นในแนวดิ่ง (102 กิโลปาสกาล) ซึ่งแสดงผลทดสอบในโซนเสริมกำลัง (ระยะ 0.5 และ 2.4 เมตรจาก

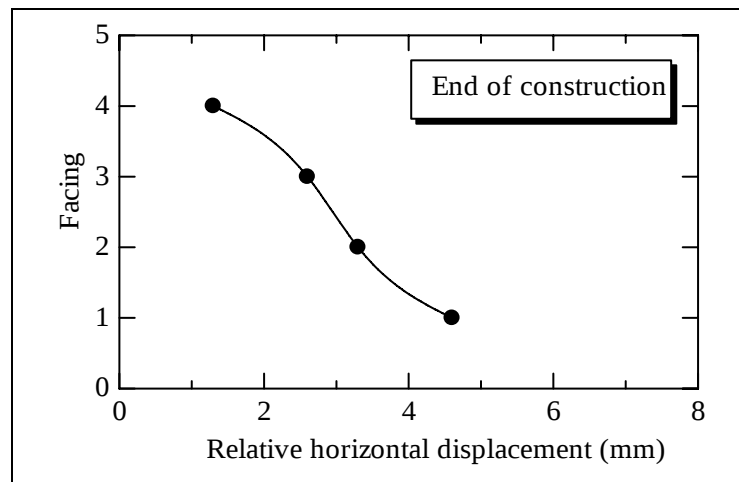
แผ่นกำแพง) และโซนไม่เสริมกำลัง (4.5 เมตรจากแผ่นกำแพง) จะพบว่าความเค้นแบกทานจากการวัดเพิ่มขึ้นตามเวลาเนื่องจากน้ำหนักดินถมจากการก่อสร้าง และมีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

4.4 การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

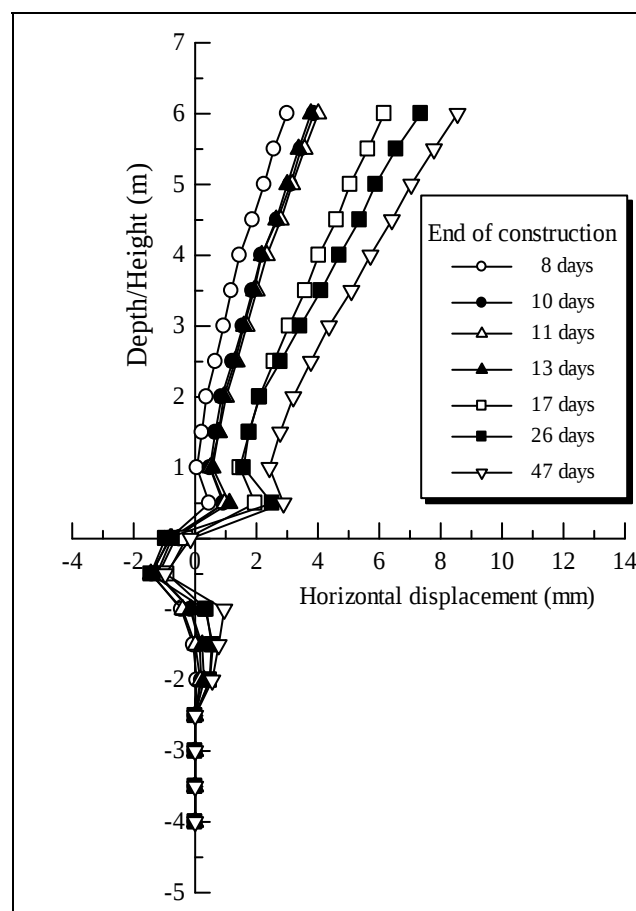
รูปที่ 4.5a แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดกึ่งกลางของแผ่นกำแพงแต่ละแผ่นทันทีสิ้นสุดการก่อสร้าง โดยการตรวจวัดด้วยกล้องสำรวจ (Theodolite) การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นที่ด้านบนของกำแพง แต่อย่างไรก็ตาม ในความเป็นจริงแล้วการเคลื่อนตัวของดินด้านหลังกำแพงที่ด้านบนไม่ได้เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด การเคลื่อนตัวของแผ่นกำแพงที่ด้านบนเกิดจากการเคลื่อนตัวของตัวแผ่นเอง และการเคลื่อนตัวสะสมของแผ่นกำแพงด้านล่างที่เชื่อมต่อกัน เช่น การถมดิน 1.5 เมตร จะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของแผ่นกำแพงแผ่นที่หนึ่ง ในขณะที่ถมดินอีก 1.5 เมตร ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของแผ่นกำแพงทั้งแผ่นที่หนึ่งและสอง รูปที่ 4.5b แสดงการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์ของแต่ละแผ่นกำแพง การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เป็นผลต่างการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างแผ่นกำแพงสองแผ่นที่ต่อเนื่องกัน เป็นที่น่าสนใจว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่นกำแพงที่ด้านบนมีค่าต่ำที่สุด ในขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่นกำแพงที่ด้านล่างมีค่าสูงที่สุด ดังนั้นสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ด้านล่างต้องมีค่าต่ำกว่าที่ ด้านบนและอาจใกล้เคียงกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสถานะแอคทีฟ (Active earth pressure coefficient, K_a)



รูปที่ 4.5a การเคลื่อนตัวในแนวราบของแผ่นกำแพง



รูปที่ 4.5b แสดงความสัมพันธ์การเคลื่อนตัว

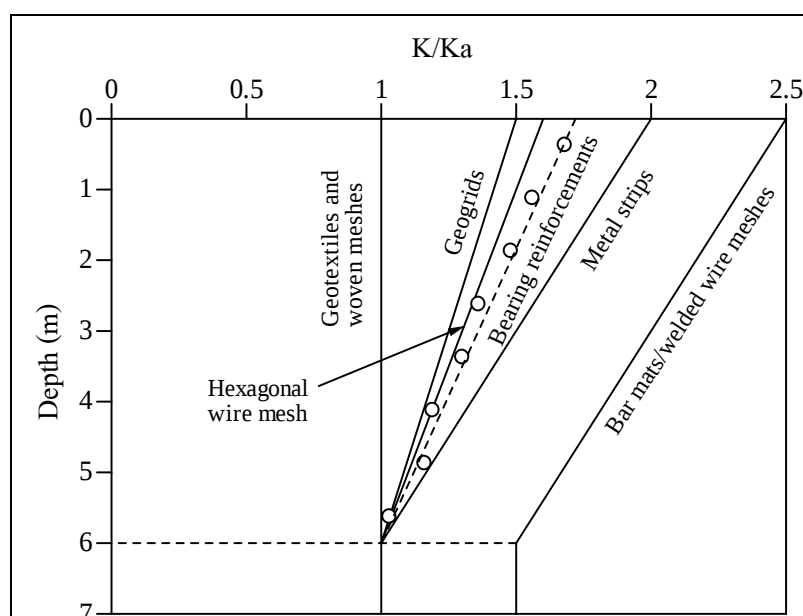


รูปที่ 4.6 การเคลื่อนตัวในแนวราบ

การเคลื่อนตัวในแนวราบหลังสิ้นสุดการก่อสร้างวัดจากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer) โดยตรวจวัดหลังสิ้นสุดการก่อสร้างอย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 47 วัน การเคลื่อนตัวเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย โดยที่ค่าสูงสุดเกิดที่ด้านบนของกำแพงและมีย่านน้อยกว่า 9 มิลลิเมตร ที่ 47 วัน หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.6 อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวต่อความสูงมีค่าน้อยกว่าร้อยละ 0.15 ชั้นใต้ดินเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ความลึกระหว่าง 1.5 ถึง 2.5 เมตร จากผิวดิน ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นทรายปนตะกอนแน่นปานกลาง ความดันดินสภาวะแพชซีฟ (Passive earth pressure) เกิดขึ้นในชั้นใต้ดินที่ความลึกระหว่าง 0 ถึง 1.0 เมตรจากผิวดิน ซึ่งเกิดในชั้นดินผุกร่อน (Weathered crust) เนื่องจากความต้านทานของ Lean leveling pad

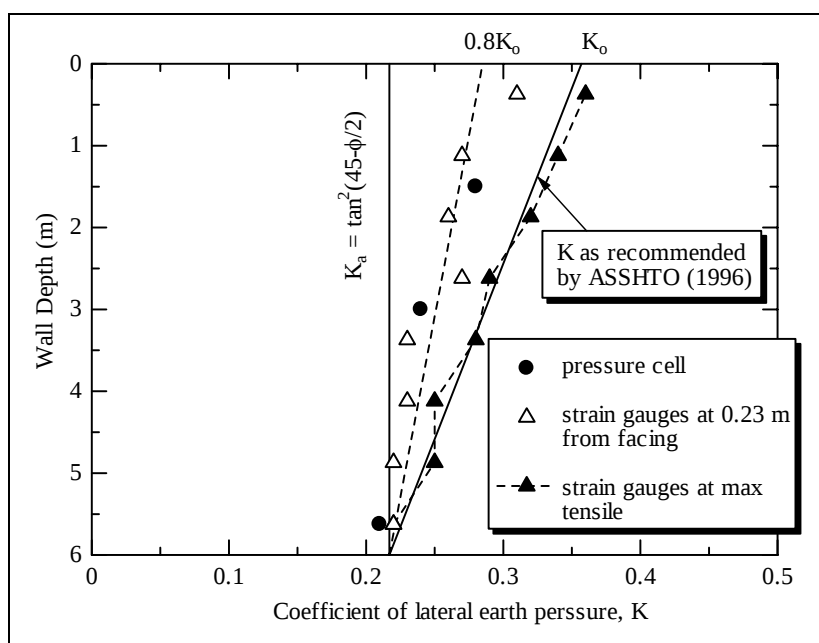
4.5 สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมแบกทานที่ระนาบแรงดึงสูงสุดหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง เปรียบเทียบกับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al. 1990) สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้าง (σ_h) กับความดันดินในแนวตั้ง (σ_v) ความดันดินในแนวตั้งคำนวณจากความเค้นกดทับในแนวตั้ง (overburden pressure) ซึ่ง γ มีค่าเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกสำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al. 1990)

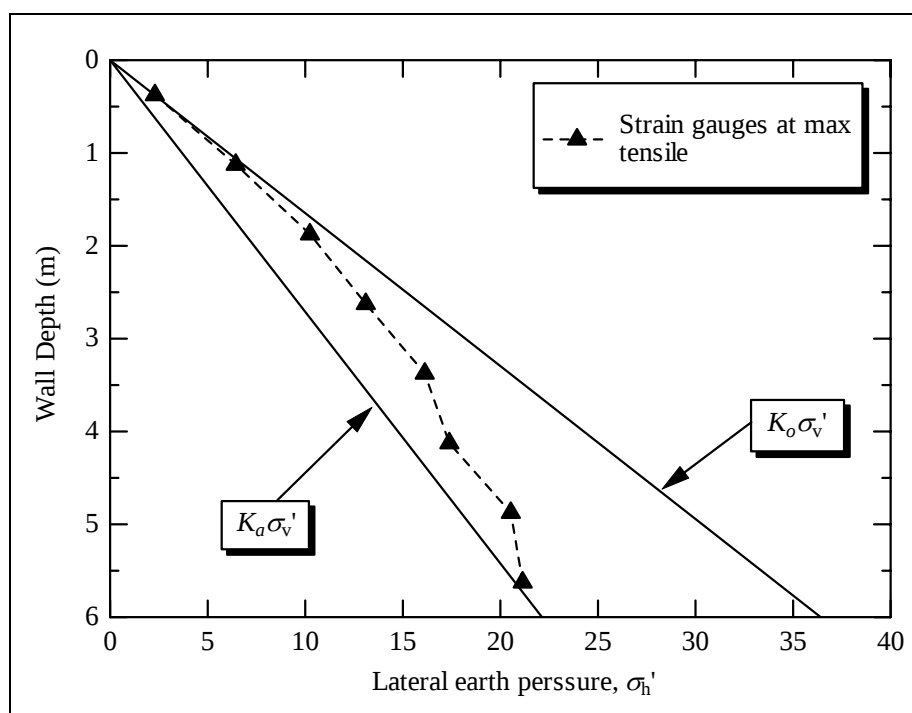
ความดันดินด้านข้างที่แรงสูงสุดที่เหล็กเสริมกำลังวัดจากแถวความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริม และความดันดินด้านข้างที่แผ่นกำแพงวัดจากอุปกรณ์วัดความเค้นในดิน (Pressure cell) ที่ติดกับแผ่นกำแพง ค่า K ที่แรงสูงสุดที่วัดในเหล็กเสริมกำลังใช้สำหรับออกแบบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินคือ กำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture reinforcement) และกำลังต้านทานแรงดึง (Pullout failure) ในขณะที่ค่า K ที่ติดกับแผ่นกำแพงใช้สำหรับออกแบบ จุดเชื่อมต่อเหล็กเสริมกับแผ่นกำแพง รูปที่ 4.7 แสดงให้เห็นว่าค่า K/K_a ของเหล็กเสริมแบกทานมีค่าอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กหกลี้นม และเหล็กแถบ ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากสติฟเนส (Stiffness) ของเหล็กเสริมแบกทานอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กหกลี้นม และเหล็กแถบ รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง เปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ที่เสนอโดย ASSHTO (1996) ASSHTO ได้แนะนำค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของวัสดุเสริมกำลังแต่ละระดับชั้นในกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้



รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดิน
กับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

โดยการคำนวณจาก $K = K_0$ สำหรับที่ด้านบนของกำแพง และ K มีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจนมีค่าเท่ากับ K_a ที่ความลึก 6.00 เมตร ซึ่ง K_a คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะแอคทีฟ (Active earth pressure coefficient) ส่วน K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่ง

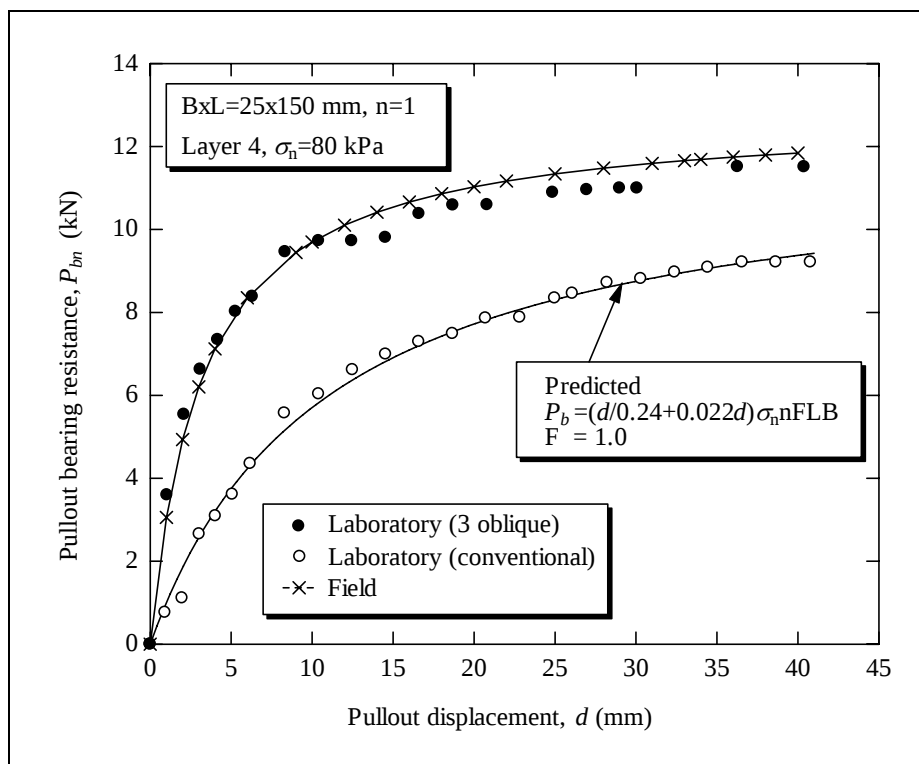
(At-rest earth pressure coefficient) ระดับความลึกที่ต่ำกว่า 6.00 เมตร จะใช้ $K = K_a$ ดังรูปที่ 4.8 แสดงให้เห็นว่า สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานมีลักษณะใกล้เคียงกับที่ ASSHTO (1996) แนะนำ โดยค่า K ที่แผ่นกำแพงมีค่าต่ำกว่าที่แรงสูงสุดและสามารถประมาณได้จาก $0.8 K_o$ ที่แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับความดันดินด้านข้าง จะเห็นว่าผลทดสอบมีค่าอยู่ระหว่าง K_o กับ K_a ซึ่งสอดคล้องกับรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดิน
กับความดันดินด้านข้าง

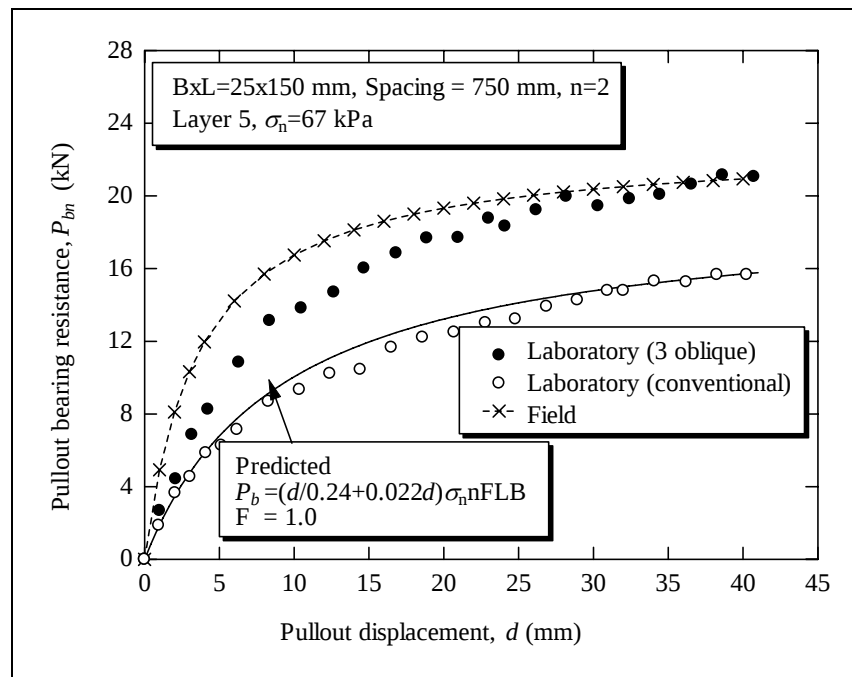
4.6 กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม

รูปที่ 4.9 ถึง 4.11 แสดงผลการทดสอบแรงเฉือนแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4 5 และ 6 โดยเปรียบเทียบกับผลการทำนายแรงเฉือนแบกทานกำลังต้านทานแรงเฉือนแบกทานของเหล็กตามขวางที่ค่าการเคลื่อนตัวใด ๆ คือความแตกต่างของแรงเฉือนทั้งหมดและแรงเฉือนเสียทาน ผลการทำนายการพัฒนาแรงเฉือนแบกทานทำโดยใช้สมการที่ 2.16 ซึ่งแนะนำโดย Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A. (2010)

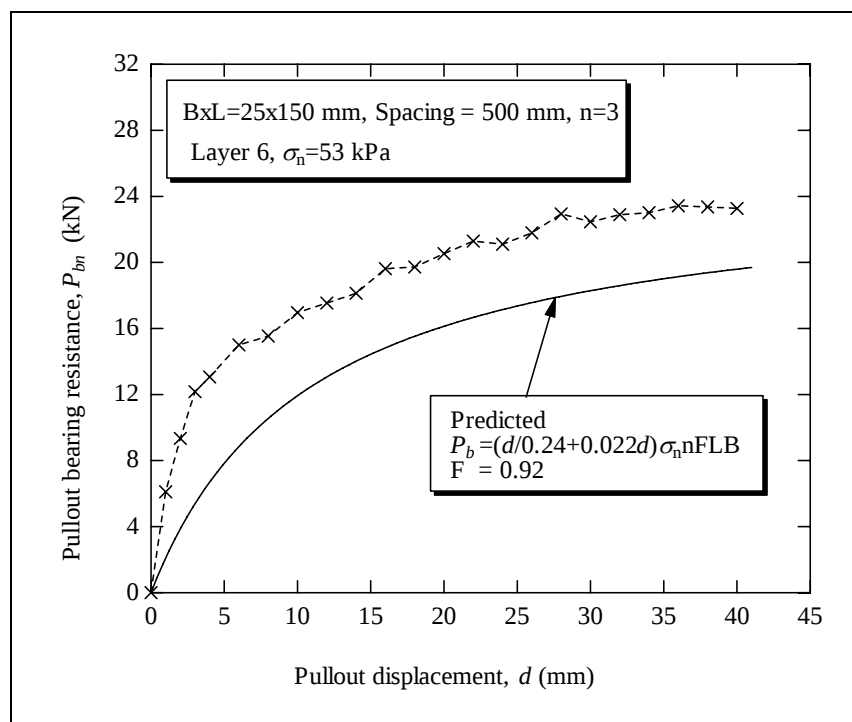


รูปที่ 4.10 ผลการทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4

ผลการทำนายการพัฒนาแรงฉุดแบกทานให้ค่ากำลังต้านทานแรงฉุด และสติฟเนส (Stiffness) ต่ำกว่าผลการทดสอบแรงฉุดแบกทานในสนาม เพราะเหล็กเสริมแบกทานในสนามเกิดการแอ่นตัว เนื่องจากการทรุดตัวของดินถม (Backfill) ทำให้ทิศทางของแรงลัพธ์อยู่ในแนวเอียง อิทธิพลของการแอ่นตัวของเหล็กแบกทานพิสูจน์โดยการเปรียบเทียบผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานที่ทำมุม 0° และ 3° กับแนวฉุด จากผลการทดสอบจะเห็นว่าเหล็กเสริมแบกทานที่เอียง 3° มีค่าสติฟเนส (Stiffness) และกำลังต้านทานแรงฉุดสูงกว่าเหล็กเสริมแบกทานที่ถูกดึงในแนวราบ และให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบในสนาม ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าการประมาณแรงฉุดแบกทานโดยวิธีของ Horpibulsuk, S., and Naramitkornburee, A. (2010) สามารถนำไปใช้ได้ทั้งทางปฏิบัติซึ่งให้ค่าเชิงอนุรักษ์



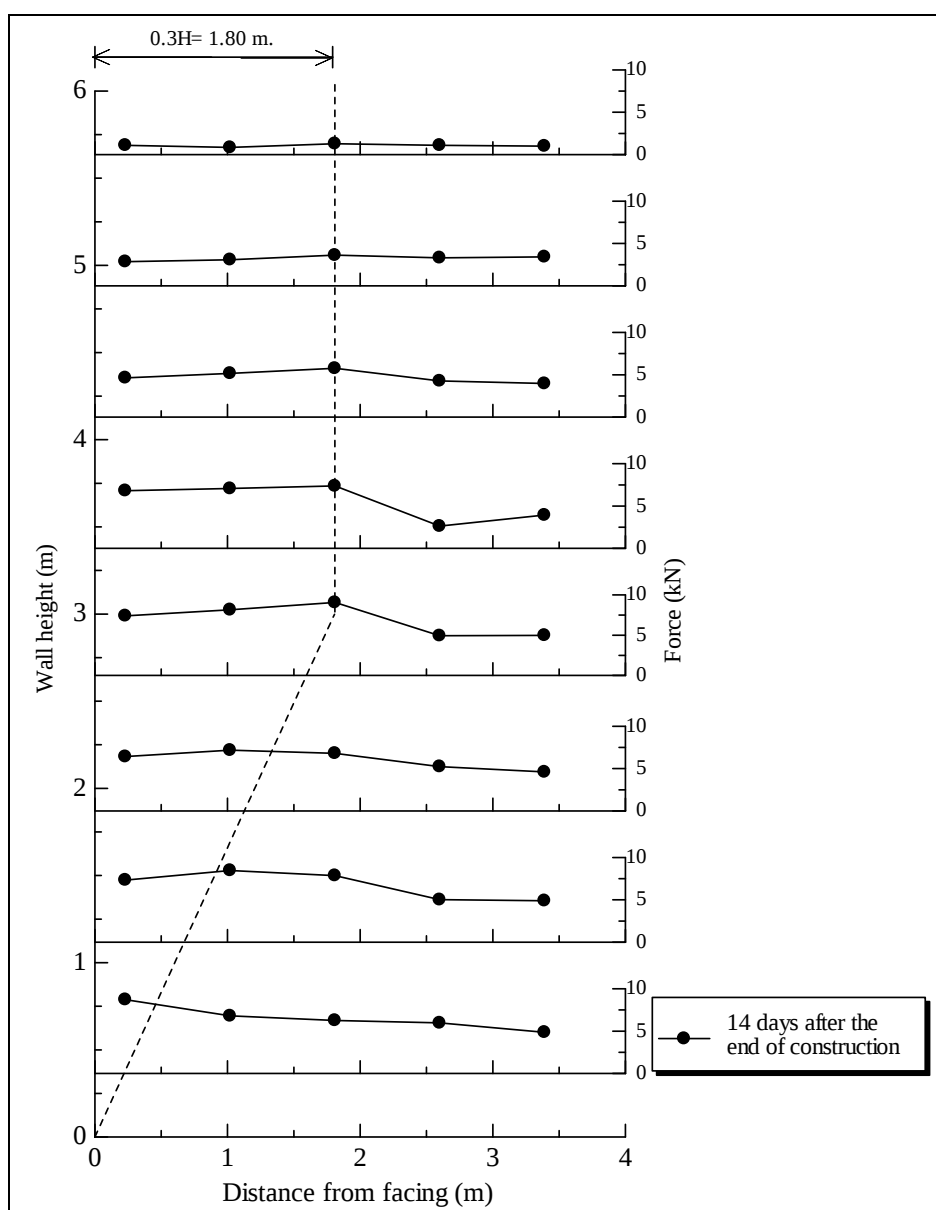
รูปที่ 4.11 ผลการทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5



รูปที่ 4.12 ผลการทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 6

4.7 ระบายวิถีภายในกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

รูปที่ 4.12 แสดงแรงดึงในเหล็กเสริมแบกทานวัดที่ 14 วันหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมเส้นเกิดขึ้นอยู่ใกล้กับแผ่นกำแพง ส่วนแรงดึงสูงสุดในช่วงกลางและช่วงบนเกิดที่ 1.80 เมตรจากแผ่นกำแพง ระบายแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองช่วงซึ่งสามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis มีลักษณะเหมือนกับกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วย วัสดุเสริมกำลังแบบตะแกรงเหล็ก และเหล็กแถบ ซึ่งเป็นวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ (AASHTO, 2002; Anderson et al., 1987)



รูปที่ 4.13 แรงดึงในเหล็กเสริมแบกทาน ที่ 14 วันหลังจบการก่อสร้าง

4.8 ข้อเสนอแนะในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในกำแพงกันดิน

เหล็กเสริมแบกทาน

การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการฉีกขาดของวัสดุ (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการฉุดออก (Pullout resistance) ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดและด้านการฉุดออกผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณหาแรงฉุดสูงสุด ตำแหน่งของแรงฉุดสูงสุด และสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ซึ่งมีความสำคัญสำหรับการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน วัสดุดินถมควรเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง ทล.-ม. 105/2550 ขั้นตอนการตรวจสอบเสถียรภาพภายในมีดังนี้

ประมาณค่าแรงฉุดสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน

- 1) ประมาณขนาดแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานจาก Coherent gravity structure hypothesis
- 2) หาค่าแรงฉุดสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานจาก ผลคูณระหว่างความเค้นกดทับในแนวตั้ง (overburden pressure) กับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และระยะห่างในแนวตั้ง และแนวราบของเหล็กเสริมแบกทาน

ประมาณกำลังต้านทานการฉีกขาดของเหล็กเสริมแบกทาน

- 1) ทดสอบแรงดึงในเหล็กแกนเพื่อหาค่ากำลังคราก (Yield strength)
- 2) ประมาณกำลังต้านทานการฉีกขาดของเหล็กแกนจาก ความเค้นคราก (Yield strength) ของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง

ประมาณกำลังต้านทานแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทาน

- 1) ทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ของวัสดุดินถม และหาค่า N_q โดยใช้สมการที่ 2.12
- 2) หาค่า δ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบแรงฉุดของเหล็กแกน หรือประมาณจาก δ/ϕ เท่ากับ 1.0 เพื่อใช้ในการออกแบบในเชิงอนุรักษ์
- 3) หาค่า $\sigma_{b\max}$ ของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว โดยใช้สมการที่ 2.11
- 4) หาค่าการรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางในพจน์ของ S/B และ n หลังระนาบวิบัติ โดยใช้สมการที่ 2.14 ถึง 2.16
- 5) หาค่า $P_{\max}$ ซึ่งเป็นผลรวมของ P_f และ P_{bn}

การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

- 1) หาอัตราส่วนปลอดภัยการวิบัติเนื่องจากการฉีกขาด ซึ่งอัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0
- 2) หาอัตราส่วนปลอดภัยการวิบัติเนื่องจากแรงฉุด ซึ่งควรมีค่าไม่น้อยกว่า 1.5

บทที่ 5

บทสรุป

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน จากผลการดำเนินงานสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.1 สรุปผลงานวิจัย

1) การทรุดตัวที่ตรงกลาง และที่ขอบด้านข้างของกำแพงมีลักษณะเหมือนกัน แต่การทรุดตัวที่ตรงกลางมีค่าสูงกว่า เนื่องจากดินฐานรากที่ตรงกลาง (Center) ได้รับน้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่าที่ขอบด้านข้าง (Edge) ของกำแพง

2) ความเค้นแบกทานสูงสุดเกิดขึ้นที่ด้านหน้าของกำแพง เนื่องจากผลของน้ำหนักเยื้องศูนย์ (Eccentric load) จากโชนดินถมไม่เสริมกำลัง ลักษณะการกระจายความเค้นมีรูปร่างเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งสอดคล้องกับวิธีที่ใช้ในการออกแบบทั่วไป

3) ระหว่างการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่ด้านล่างของกำแพงมีค่ามาก ในขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่ด้านบนของกำแพงมีค่าน้อย ดังนั้นสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ด้านล่างจึงมีค่าใกล้เคียงกับสภาวะแอคทีฟ (Active earth pressure coefficient, K_a)

4) กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดที่ด้านบนของกำแพง และมีค่าน้อยกว่า 9 มิลลิเมตร หลังสิ้นสุดการก่อสร้างแล้ว 47 วัน ส่งผลให้ค่า K เปลี่ยนแปลงน้อยมาก

5) ค่า K/K_a บนระนาบแรงดึงสูงสุดที่ด้านบนของกำแพงมีค่าเท่ากับ 1.70 ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กหกลเหลี่ยม และเหล็กแถบ ค่า K/K_o ที่ติดกับแผ่นกำแพงที่ด้านบนของกำแพงมีค่าเท่ากับ 0.80 ค่านี้อาจใช้สำหรับออกแบบจุดเชื่อมต่อเหล็กเสริมกับแผ่นกำแพง

6) ระบายแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองช่วง และสามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ซึ่งมีลักษณะเช่นเดียวกับเหล็กตะแกรง และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

5.2 ข้อเสนอแนะงานวิจัยต่อไป

งานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบไปด้วย การทรุดตัว การกระจายความเค้นในดินได้ฐานราก การเคลื่อนตัวแนวราบ ความดันดินด้านข้าง และระนาบวิบัติ ดังนั้น สำหรับผู้ที่สนใจศึกษาต่อไปอาจนำผลการศึกษานี้ไปศึกษาและเปรียบเทียบกับผลการทำนายโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

รายการอ้างอิง

- AASHTO (1996), **Standard Specifications for Highway and Bridge**, 1th edition. Washington D.C., American Association of state Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2002), **Standard Specifications for Highway and Bridge**, 7th edition. Washington D.C., American Association of state Highway and Transportation Officials.
- ASTM. (1995) **Annual Book of ASTM Standard**, Philadelphia.
- Al Hattamleh, O. and Muhunthan, B. (2006). Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.24, No.1, 52-57.
- Bathurst, R.J., Allen, T.M. and Walters, D.L. (2005). Reinforcement load in geosynthetic wall and the case for a new working stress design method (Mercer Lecture). **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.23, No.4, 287-322.
- Chen, R.H. and Chiu, Y.M. (2008). Model tests of geocell retaining structures. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.25, No.1, 56-70.
- Horpibulsuk, S. and Naramitkornburee, A. (2010). Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. **Soils and Foundations**, Vol.50, No.2 (2010).
- Hufenus, R., Rueegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M. and Bronnimann, R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.24, No.1, 21-37.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S. and Khan, A.J. (1998). Limit state analysis of geosynthetic reinforced soil structures. **Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics**. March, 25-19, 1998, Atlanta, GA, USA, pp.143-179.
- Nouri, H., Fakher, A. and Jones, C.J.F.P. (2006). Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.24, No.3, 175-187.
- Park, T. and Tan, S.A. (2005). Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.23, No.4, 348-361.

Skinner, G.D. and Rowe, R.K. (2005). Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.23, No.3, 234-260.

ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

รายชื่อบทความที่ได้รับการตีพิมพ์ในระหว่างศึกษา

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

เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์, สุขสันต์ หอพิบูลสุข, อนนก เนรมิตรกรบุรี, อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์, รุ่งลาวัลย์ ราชัน, ชีรศักดิ์ ตั้งสุทธีนันท์ และ วัฒนชัย บุญเกียรติ. (2553). **พฤติกรรมของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบทอน** การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15. มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี 12-14 พฤษภาคม 2553.

A METHOD OF EXAMINING INTERNAL STABILITY OF BEARING REINFORCEMENT EARTH (BRE) WALL

Suksun Horpibulsuk*, Cherdasak Suksiripattanapong and Anek Niramitkornburee

Received: Jan 7, 2010; Revised: Feb 8, 2010; Accepted: Feb 9, 2010

Abstract

The bearing reinforcement has been in practice in Thailand since 2007 as a cost-effective earth reinforcement for a mechanically stabilized earth wall. The reinforcement is composed of a longitudinal member and transverse (bearing) members. The longitudinal member is made of a deformed bar, which exhibits a high pullout friction resistance. The transverse members are a set of equal angles, which provide high pullout bearing resistance. Based on the full-scale test results on the performance of the bearing reinforcement (BRE) wall, it is found that the possible failure plane of the BRE wall can be approximated using the coherent gravity structure hypothesis. The horizontal stress on the reinforcement can be computed by multiplying the vertical stress by the lateral earth pressure coefficient, K . At the top of the BRE wall, the K value is close to the at-rest earth pressure coefficient, K_0 . This K value decreases linearly with depth and is equal to the active earth pressure coefficient, K_a , at 6 m depth. Both the possible failure plane and the relationship between K and wall depth investigated are typical of walls with inextensible reinforcements. From this full-scale observation, a limit equilibrium method for examination of the internal stability of the BRE wall is proposed.

Keywords: Bearing reinforcement earth wall, internal stability, possible failure plane, lateral earth pressure coefficient

Introduction

The use of inextensible reinforcements to stabilize earth structures has grown rapidly in the past two decades. When used for retaining walls or steep slopes, they can be laid continuously along the width of the reinforced soil system (grid type) or laid at intervals (strip type). Both grid and strip reinforcements are widely used around the world, including Thailand. The construction cost of the mechanically stabilized

earth (MSE) wall is mainly dependent upon the transportation of backfill from a suitable borrow pit and the reinforcement type. The backfill is generally granular materials, according to a specification of the Department of Highways, Thailand. The transportation of the backfill is thus a fixed cost for a particular construction site. Consequently, the reinforcement becomes the key factor. The lower the steel volume used

School of Civil Engineering; and Head of Construction Research Unit, Suranaree University of Technology, Thailand. E-mail: suksun@sut.ac.th

** Corresponding author*

and the faster the installation, the lower the construction cost.

Besides the metal strip and steel grid reinforcements, Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) have introduced a cost-effective earth reinforcement designated as "Bearing reinforcement". It is simply installed, conveniently transported, and possesses high pullout and rupture resistances with less steel volume. Figure 1 shows the typical configuration of the bearing reinforcement, which is composed of a longitudinal member and transverse (bearing) members. The longitudinal member is a steel deformed bar and the transverse members are a set of steel equal angles. The longitudinal and transverse members are very strongly welded. The welding strength is designed to sustain a load not less than the tensile strength of the longitudinal member, according to the American Institute of Steel Construction (AISC). The reinforcement is connected to the wall facing (1.5 x 1.5 m) at the tie point (2 U-shaped steel) by a locking bar (a deformed bar) (*vide* Figure 2). The vertical spacing between tie points is usually 0.75 m and the horizontal spacing is 0.75 and 0.375 m, depending upon the loading level.

For a MSE wall design, an examination of external and internal stability is a routine design

procedure. The examination of external stability is generally performed using the conventional method (limit equilibrium analysis) assuming that the composite backfill-reinforcement mass behaves as a rigid body (McGown *et al.*, 1998). The internal stability deals with rupture and pullout resistances of the reinforcement. Since the external stability of the BRE wall can be examined by the conventional method (McGown *et al.*, 1998), the examination of the internal stability is the main issue of this paper. An attempt to develop a simple and rational method for examining the internal stability of the BRE wall has been made in this paper. The developed method is a limit equilibrium analysis that the pullout resistance of the bearing reinforcement, the lateral earth pressure coefficient, and the possible failure plane must be known. The pullout resistance mechanism of the bearing reinforcement in coarse grained soil has been successfully investigated by Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010). The method of predicting the pullout resistance of the bearing reinforcement will be briefly presented in the next section.

Since the failure plane and lateral earth pressure coefficient of a MSE wall are mainly dependent upon the reinforcement stiffness, soil-reinforcement interaction, and friction angle

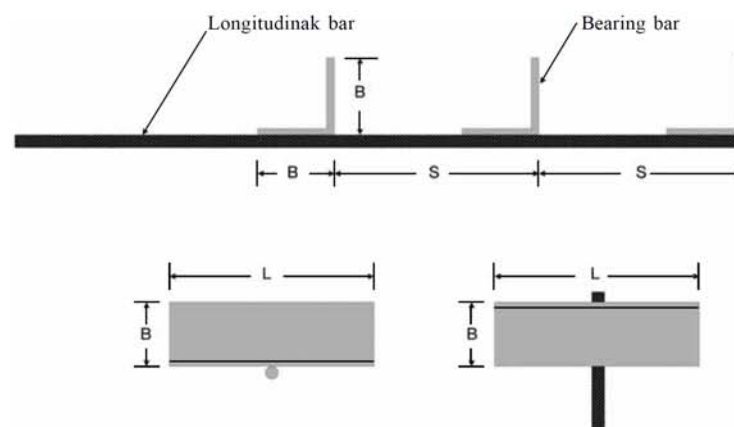


Figure 1. Configuration of the bearing reinforcement (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

of the backfill (Bathurst *et al.*, 2005; Park and Tan, 2005; Skinner and Rowe, 2005b; Al Hattamleh and Muhunthan, 2006; Hufenus *et al.*, 2006; Nouri *et al.*, 2006; Chen and Chiu, 2008), the performance of the BRE wall must be investigated in the light of the development of a simple and rational design procedure. The full-scale test on a BRE wall on a hard stratum was performed and the possible failure plane and the lateral earth pressure coefficient for the BRE wall are reported in this paper. Finally, the method of examining the internal stability of the BRE wall is introduced.

Pullout Resistance of the Bearing Reinforcement

The pullout resistance of the bearing reinforcement is the summation of the pullout friction and bearing resistance. Maximum pullout friction resistance, P_f , of the longitudinal member can be calculated from

$$P_f = \pi DL\sigma_n \tan \delta \quad (1)$$

where D and L are the diameter and length of the longitudinal member, respectively, σ_n is the normal stress, and δ is the skin friction angle. The δ/ϕ ratio of 1.0 was recommended for design (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010). The high δ/ϕ ratio is because of the contribution of the skin roughness of the deformed bar.

Laboratory test results showed that the maximum bearing stress of a single isolated transverse member, σ_{bmax} , in coarse-grained soil can be approximated by the modified punching shear mechanism proposed by Bergado *et al.* (1996). The stress characteristic field is shown in Figure 3. It is assumed that (a) there are only two failure zones: active (ABD) and rotational zone (ABC); (b) the stress state beyond the rupture line AC can be expressed by normal stress, σ_n , and horizontal stress, $k\sigma_n$, which are all the principle stresses and k is the horizontal earth pressure coefficient; and (c) the strength on AC is fully mobilized. The pullout bearing resistance can be approximated from:

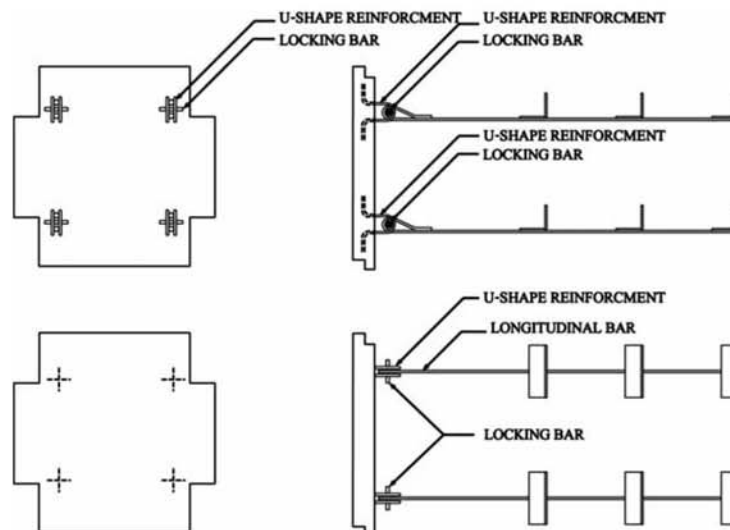


Figure 2. Connection of the bearing reinforcement to wall facing (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

$$\sigma_{b\max} = N_q \sigma_n \quad (2)$$

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3)$$

In practice, the bearing reinforcement consists of several transverse members placed at regular intervals. During the pullout of the bearing reinforcement, the transverse members interfere with each other. A dimensionless parameter transverse member spacing ratio, S/B , is introduced herein to investigate the influence of spacing, S , and dimension (B and L) of transverse members on the pullout bearing characteristics. Generally, the larger the S/B , the higher the pullout bearing resistance up to a certain maximum value, due to less interference among transverse members.

The pullout test results on the bearing reinforcement (Figure 4) shows that when the S/B is larger than 25, there would be no more transverse member interference. Thus, this ratio is referred to as the free interference spacing ratio. When the S/B is less than 3.75, the shear surface caused by each transverse member joins together to form a rough shear surface and only the first transverse member causes bearing resistance. In this case, all the transverse

members would act like a rough block. As such, the maximum pullout bearing resistance is determined from the summation of the friction on the block sides and the bearing capacity of the first transverse member. Since the bearing capacity is more dominant, the pullout bearing resistance is close to that of a single isolated transverse member. This S/B ratio is thus defined as a rough block spacing ratio. From this finding, the failure mechanism of the bearing reinforcement is classified into 3 zones, depending upon the S/B ratio. Zone 1 is referred to as block failure when the $S/B \leq 3.75$. Zone 2 is regarded as member interference failure when $3.75 < S/B < 25$. Zone 3 ($S/B \geq 25$) is individual failure where soil in front of each transverse member fails individually.

The level of transverse member interference can be expressed by the interference factor, F . It is defined as the ratio of the average maximum pullout bearing force of the bearing reinforcement with n transverse members to that of a single isolated transverse member.

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \quad (4)$$

where P_{b1} is the pullout bearing force of a single isolated transverse member ($n = 1$), and P_{bn} is the

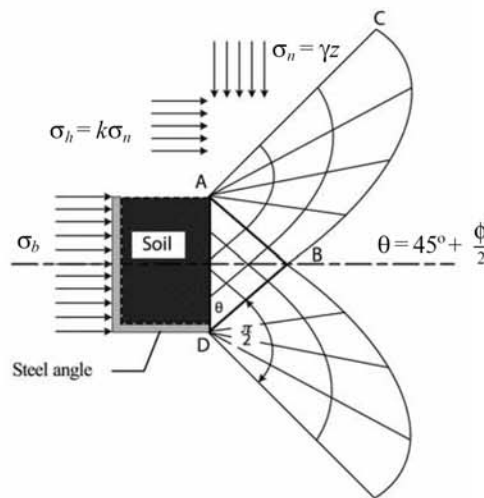


Figure 3. Possible failure mechanism of a single isolated transverse member (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

pullout bearing force of the bearing reinforcement with n transverse members. From the experimental study, it has been found that

$$F = a + b \ln \left(\frac{S}{B} \right) \quad (5)$$

where a and b are constant, depending upon n . The constants a and b can be determined by the following equations:

$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (6)$$

$$a = 1 - 3.219b \quad (7)$$

Full-scale Test on a BRE Wall

Subsoil Investigation

A test bearing reinforcement earth wall was constructed on the campus of the Suranaree University of Technology on 20 July 2009. The general soil profile consists of weathered crust layer of silty sand over the top 1.5 m. This layer is underlain by medium dense silty sand down to about 6 m depth. Below this layer is the very dense silty sand. Figure 5 summarizes the subsoil profile and the relevant parameters. Soil samples were obtained from the borehole at the construction site down to 8 m depth. Index tests were performed on the subsoil samples. The in-situ strength of the subsoil was measured by

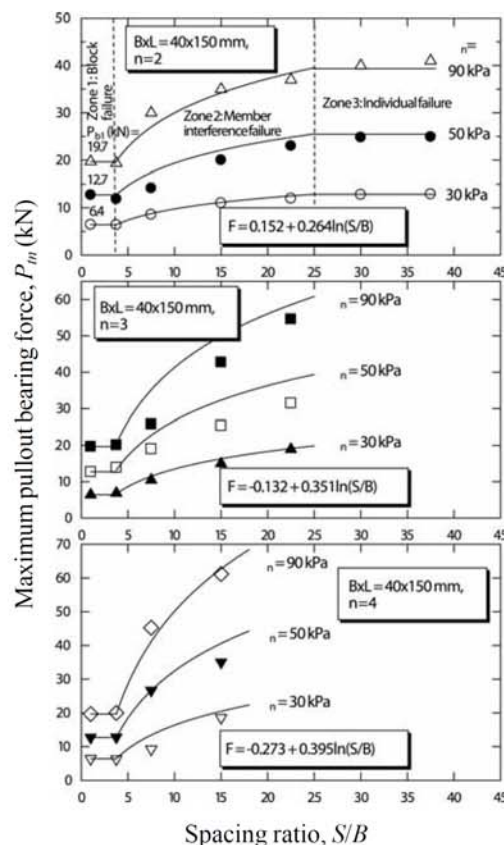


Figure 4. Effect of spacing ratio on pullout bearing resistance of the bearing reinforcement (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

the standard penetration test.

Construction of the Bearing Reinforcement Earth Wall

The backfill material used in the earth wall was uniform sand. It consists of 0.3% gravel, 97% sand, and 2.7% silt. The particle size distribution is as follows: average grain size, $D_{50} = 0.31$ mm; uniformity coefficient, $C_u = 2.4$; and coefficient of curvature, $C_c = 1.2$. This sand is classified as poorly graded sand (SP), according to the Unified Soil Classification System (USCS). Its specific gravity is 2.77. The compaction characteristics under standard Proctor energy are optimum water content (OWC) = 6.3% and maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max} = 16.8$ kN/m³. Strength parameters of this sand at the optimum point obtained from a large direct shear apparatus with the diameter of 35 cm are $c' = 0$, and $\phi' = 40$ degrees.

The wall was 6 m high, 9 m long at the top, 6 m wide at the base, and 12 m long, 21 m wide at the base, as illustrated in Figure 6. The side and back slopes were 1:1. The ground was dug to 0.65 m depth below the original ground to make a lean leveling pad of 0.15 m thickness. The wall facing panel was placed on the leveling pad after 2 days of curing. The facing panels were made of segmental concrete block which measured 1.50 x 1.50 x 0.14 m in dimension. In this construction, 4 facing panels were installed in the middle zone of the wall width (9 x 6 x 6 m) with 8 reinforcement levels.

The vertical spacing between each reinforcement level is 0.75 m. The horizontal spacing is 0.75 m for levels 4 to 8 and 0.375 for levels 1 to 3. The transverse member spacing is 750 mm for all transverse members. This spacing is larger than $25B$ where B is the leg length of the transverse member. As such, there is no transverse member interference. Table 1 shows the details of the bearing reinforcement for each reinforced layer.

The backfill was compacted in layers of about 0.15 m thickness to a density of about 95% the standard Proctor density. The compaction was carried out with a hand compactor. The degree of compaction and water content were checked regularly at several points for all the compaction layers by the sand cone method. Wherever the degree of compaction was found to be inadequate, additional compaction was done until the desired standards were met. The total time spent for the construction was 20 days.

Instrumentation Program

The strains and tensile forces along the longitudinal members were measured by outdoor waterproof type strain gauges. The initial readings on the strain gauges were taken corresponding to zero tension (strain) in the reinforcements at the time of its installation before being subjected to any load. Subsequent readings were taken as the wall was constructed and after completion of the construction at regular intervals of time. The measurement points were located at 0.23, 1.02, 1.81, 2.60, and 3.39 m

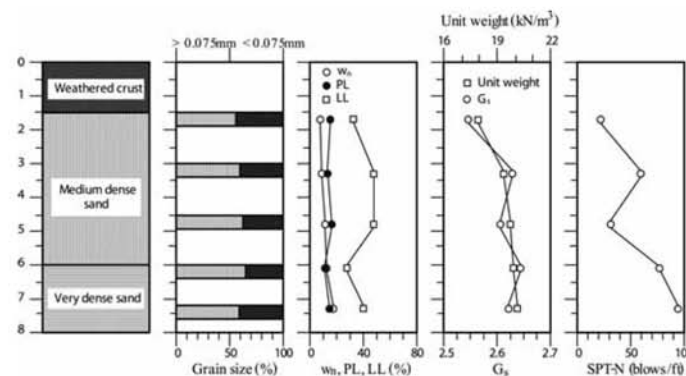


Figure 5. Soil profile of the construction site

distance from the wall. The strain gauges were installed at all eight layers of the bearing reinforcement in the middle zone of the wall (9 x 6 x 6 m).

Field Test Results

Maximum Tension Plane

Figure 7 illustrates the reinforcement tension measured at 14 days after the end of construction. The measured reinforcement tensions at the bottom of the earth wall show high tension at the point near the wall facing panel while the middle and top layers show high

tension at the points about 1.8 m distance from the wall face. Overall, the maximum tension line (possible failure plane) of the bearing reinforcement corresponds to the bilinear type of maximum tension line (coherent gravity structure hypothesis) as expected for metal strip and grid reinforcements (Anderson *et al.*, 1987; ASHTO, 1996).

Lateral Earth Pressure

Figure 8 shows the relationship between the wall depth (1/wall height) and the coefficients of lateral earth pressure, K , at the maximum tension in reinforcements at 14 days after the end of construction. The coefficients of earth

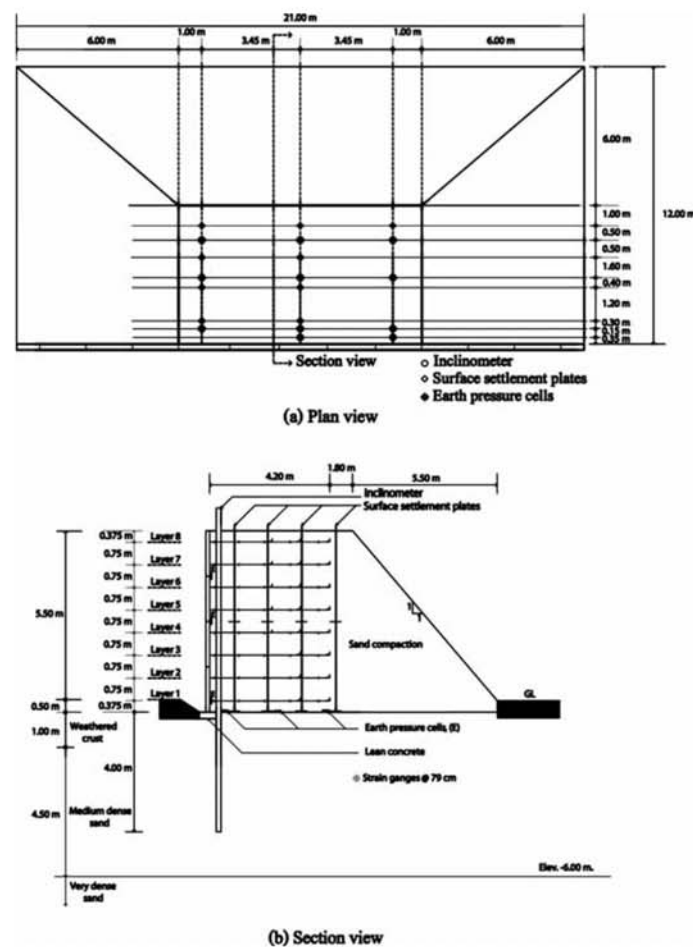


Figure 6. Schematic diagram of the test wall with instrumentation

pressure are calculated from the ratio of the lateral earth pressure, σ_h , to the vertical pressure, σ_v . The lateral earth pressure at the maximum tension in reinforcement was measured from the strain gauges on the reinforcement, while the vertical stress was approximated from overburden pressure where $\gamma = 16.1 \text{ kN/m}^3$. This K value is used for designing the internal stability of the earth wall (pullout and rupture failure criteria). The measured K was compared to that for inextensible reinforcements recommended by the American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). AASHTO (1996) recommends that the horizontal stress, σ_h , at each reinforcement level of an earth wall with inextensible reinforcements shall be calculated using $K = K_0$ at the top of the wall and decreases linearly to $K = K_a$ at 6 m depth where K_a is the coefficient of active earth pressure and K_0 is the coefficient of at-rest earth pressure. Below a 6 m depth, $K = K_a$ shall be used. It is found that the measured K is in the same pattern with that recommended by AASHTO. The K value at the top of the wall is slightly higher than K_0 and the K value at 6 m depth is close to K_a . The change in K with depth is approximately linear.

Suggested Method of Examining Internal Stability of the BRE Wall

The examination of the internal stability deals with the rupture and pullout failure. The pullout

resistance mechanism, maximum tension plane (possible failure plane), and coefficient of lateral earth pressure are needed for the examination. A suggested procedure for examining the internal stability of the BRE wall is proposed as follows:

Determine the maximum pullout force in the bearing reinforcement

1. Based on the coherent gravity structure hypothesis, approximate the maximum tension (possible failure) plane of the BRE wall.
2. Determine the maximum pullout force in the bearing reinforcement by multiplying the vertical stress by the coefficient of lateral earth pressure, K , and the vertical and horizontal spacing (S_v and S_h) of the bearing reinforcement.

Determine the rupture strength of the bearing reinforcement

3. Perform a tensile test on the longitudinal member to determine the yield strength.
4. Determine the rupture strength of the longitudinal member by multiplying the yield strength by the cross-sectional area.

Determine the pullout resistance of the bearing reinforcement

5. Perform a large direct shear test on the backfill material to determine shear strength parameters and then determine N_q using Equatuin (3).

Table 1. Reinforcement details for the test wall

Facing panel	Reinforcement layers	Number of longitudinal members per facing panel (12 mm deformed bar)	Number of transverse members (25 x 25 x 3 mm equal angle)
1	1 (bottom)	3	2
	2	3	2
	3	3	2
2	4	2	3
	5	2	3
3	6	2	3
	7	2	3
4	8 (Top)	2	3

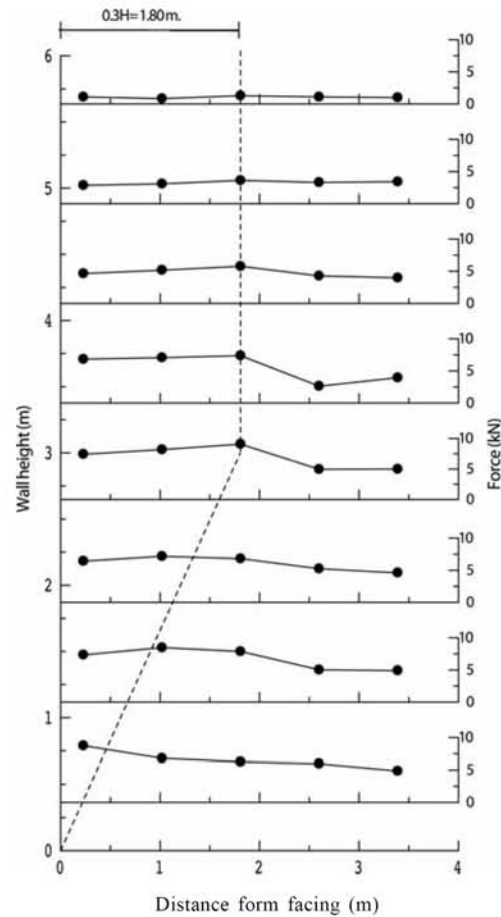


Figure 7. Measured tensions in the bearing reinforcement at 14 days after the end of construction

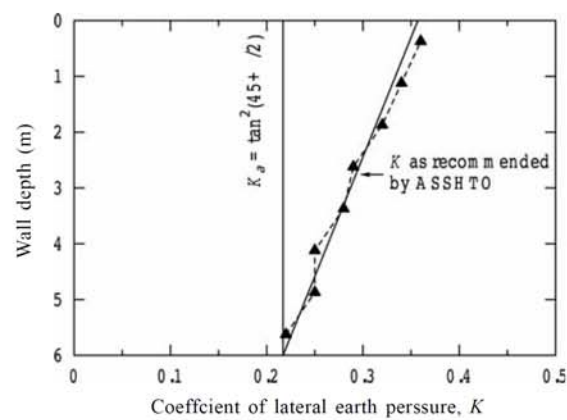


Figure 8. Coefficient of lateral earth pressure at different depths

6. Determine δ , which can be directly obtained from a pullout test on a longitudinal member or approximated from $\delta/\phi = 1.47$.

7. Determine σ_{bmax} of a single isolated transverse member from equation (2).

8. Determine the interference factor, F , of the bearing reinforcement with n transverse members behind the failure plane using equations (5) to (7).

9. Determine P_{bmax} , which is the summation of the P_f and P_{bn} .

Examine the internal stability

10. Determine the factor of safety against rupture failure. This factor of safety must be greater than 2.0.

11. Determine the factor of safety against pullout failure. This factor of safety must be greater than 1.5.

Conclusions

This paper deals with the review of the pullout resistance mechanism of the bearing reinforcement and the full-scale test results on the BRE wall to investigate the maximum tension plane and the coefficient of lateral earth pressure. Finally, the method of examining the internal stability of the BRE wall is presented. The conclusions can be drawn as follows.

1. The maximum tension plane of the bearing reinforcement earth (BRE) wall follows the coherent gravity structure hypothesis, which is typical of earth walls with inextensible reinforcements.

2. The coefficient of lateral earth pressure at the maximum tension plane of the BRE wall follows that recommended by ASSHTO (2002) for earth walls with inextensible reinforcements.

3. From the method of predicting pullout resistance proposed by Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010), the maximum tension plane, and the coefficient of lateral earth pressure investigated from the full-scale test results, the suggested procedure for examination of the internal stability of the BRE wall is introduced.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support provided by the Thailand Research Fund (TRF), the Office of Small and Medium Enterprises Promotion (OSMEP), and Geoform Co., Ltd under contract IUG508008. The authors are grateful to Suranaree University of Technology for financial support, facilities, and equipment provided.

References

- AASHTO. (1996). Standard Specifications for Highway and Bridge. 7th ed. Washington D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Al Hattamleh, O. and Muhunthan, B. (2006). Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(1):52-57.
- Bathurst, R.J., Allen, T.M., and Walters, D.L. (2005). Reinforcement load in geosynthetic wall and the case for a new working stress design method (Mercer Lecture). *Geotextiles and Geomembranes*, 23(4):287-322.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., and Miura, N. (1996). Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements. *Soils and Foundations*, 36(4):11-22.
- Chen, R.H. and Chiu, Y.M. (2008). Model tests of geocell retaining structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1):56-70.
- Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010). Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. *Soils and Foundations*, 50(2):(In Press).
- Hufenus, R., Rueegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M., and Bronnimann, R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4): 21-37.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S., and

- Khan, A.J. (1998). Limit state analysis of geosynthetics reinforced soil structures. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics. March, 25-19, 1998, Atlanta, GA, USA, p. 143-179.
- Nouri, H., Fakher, A., and Jones, C.J.F.P. (2006). Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(3):175-187.
- Park, T. and Tan, S.A. (2005). Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(4):348-361.
- Skinner, G.D., and Rowe, R.K. (2005). Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(3):234-260.



พฤติกรรมของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน
A STUDY ON PERFORMANCE OF BEARING REINFORCEMENT STABILIZED
EARTH (BRSE) WALL

เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์ (Cherdsak Suksiripattanapong)¹

สุขสันต์ หอพิบูลสุข (Suksun Horpibulsuk)²

เอนก เนรมิตรครบุรี (Anek Neramitkornburee)³

อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ (Avirut Chinkulkijniwat)⁴

รุ่งลาวัลย์ ราชัน (Runglawan Rachan)⁵

ธีรศักดิ์ ตั้งสุทธินนท์ (Theerasak Tangsutthinon)⁶

วัฒน์ชัย บุญเกียรติ (Watanachai Bunyakiat)⁷

^{1,2,3,4} สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและหน่วยวิจัยเพื่อเทคโนโลยีการก่อสร้าง (CTRU)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (suksun@g.sut.ac.th)

⁵ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร

^{6,7} บริษัท จีโอฟอร์ม จำกัด

บทคัดย่อ : เหล็กเสริมแบกทานได้เริ่มใช้ในประเทศไทยในหลายโครงการของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทยตั้งแต่ปี พ.ศ. 2550 เหล็กเสริมกำลังนี้มีกำลังรับแรงแบกทานสูง บทความนี้จะนำเสนอพฤติกรรมของกำแพงเหล็กเสริมแบกทาน โดยทำการทดสอบจริงในสนามภายในบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีความสูง 6.00 เมตร ก่อสร้างบนชั้นดินแข็งและได้ติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม จากการศึกษาพบว่าระนาบแรงดึงสูงสุดมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองช่วงและสามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis แรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทานสามารถหาค่าได้จากสัมประสิทธิ์แรงดันดินที่แนะนำโดย AASHTO (2002) เครื่องมือวัดความเอียงแสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงหลังการก่อสร้างเสริมมีค่าต่ำมากและมีค่าน้อยกว่า 10 มิลลิเมตร ขั้นตอนการออกแบบของกำแพงกันดินเสริมกำลังเชิงกล (Mechanically stabilized earth wall) ที่แนะนำโดย AASHTO (2002) สามารถนำมาใช้กับกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement stabilized earth wall)

ABSTRACT : Bearing reinforcement has been established as an earth reinforcement since 2007. It has a high bearing reinforcement. A bearing reinforcement stabilized earth (BRSE) wall of 6 m height has been constructed on a hard soil stratum in the campus of Suranaree University of Technology with field instruments. At the end of construction, it is found that the maximum tensile plane is approximately bilinear, and in accordance with the coherent gravity structure hypothesis. The maximum tension force for each reinforcement can be determined from the coefficient of lateral earth pressure, recommended by ASSHTO (2002). The coefficient of lateral earth pressure is maximum at the first reinforcement level (near surface) and decreases with depth. Inclinator shows that the horizontal movement is very low during both construction and service state (40 days after end of construction). The movement is less than 10 mm during service state. To conclude, the design procedure for mechanically stabilized earth (MSE) wall recommended by ASSHTO (2002) can be adopted to the BRSE wall.

KEYWORDS : bearing reinforcement stabilized earth wall, full scale test, field instrumentation



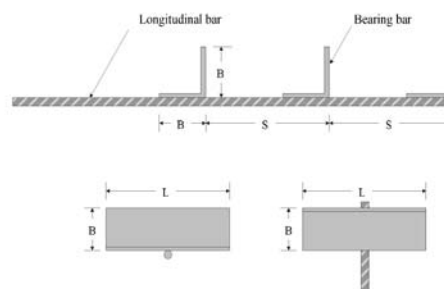
1. บทนำ

การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแรงดึงในดินถมได้มีมาตั้งแต่สองศตวรรษที่แล้ว กำแพงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับวัสดุเสริมกำลังและค่าขนส่งดินถมจากบ่อถม ดินถมส่วนใหญ่จะเป็นดินเม็ดหยาบ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้น ราคาค่าขนส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่สำคัญสำหรับบริเวณก่อสร้างหนึ่ง ๆ ด้วยเหตุนี้เอง วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาณเล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้าง [4] ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้งเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงในปริมาณเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว ภาพที่ 1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามแนวขวางเป็นเหล็กฉากขาเท่ากัน เนื่องจากเหล็กตามแนวขวางให้กำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามแนวขวางจึงมีจำนวนไม่มากนัก เหล็กเสริมกำลังนี้ติดตั้งกับแผ่นกำแพง (1.5 × 1.5 เมตร) ที่จุดเชื่อมต่อเป็นเหล็กรูปราง 2-U ดังแสดงในภาพที่ 2

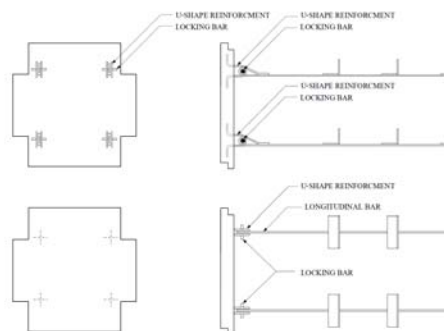
การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังทำได้โดยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกกระทำโดยวิธีดั้งเดิม (Conventional method) โดยสมมติฐานว่าดินเสริมกำลัง (Reinforced soil) เป็นโครงสร้างกึ่งแข็งเกร็ง [6] การตรวจสอบเสถียรภาพภายในเกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานแรงดึงและด้านทานการฉีกขาดของเหล็กเสริมกำลัง

ระบบวิธีและสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของกำแพงกันดินเสริมกำลังเชิงกลส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับสถิติในของวัสดุเสริมกำลัง ปฏิบัติการระหว่างดินกับวัสดุเสริมกำลัง มุมเสียดทานของดินถม [1], [2], [3], [5], [7], [8] และ [9] ดังนั้นการจะออกแบบกำแพงกันดินเสริมแบกทานให้มีประสิทธิภาพประหยัดและปลอดภัย จำเป็นต้องเข้าใจพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement stabilized earth wall) บทความนี้จะศึกษาพฤติกรรมของกำแพง

กันดินเสริมกำลัง ในสนาม อันได้แก่ การทรุด การเคลื่อนตัวแนวราบ ความดันดินด้านข้าง ระบบวิธี



ภาพที่ 1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน [4]

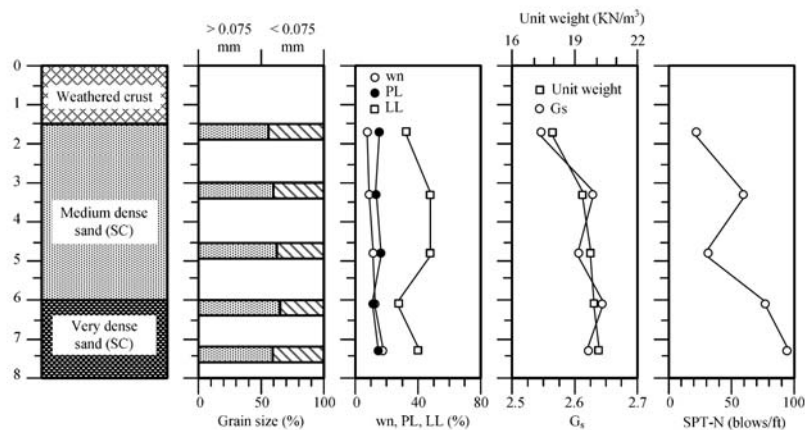


ภาพที่ 2: จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง [4]

2. การทดสอบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

2.1 สร้างชั้นดิน

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานก่อสร้างในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในวันที่ 20 กรกฎาคม 2552 ชั้นดินประกอบด้วย ชั้นดินผุร่อนที่มีความหนา 1.50 เมตร ได้ชั้นนี้เป็นทรายปนตะกอนแน่นปานกลางลึกประมาณ 6.0 เมตร ถัดลงไปเป็นทรายปนตะกอนแน่นมาก ดังแสดงในภาพที่ 3 ความแข็งแรงของดินทดสอบโดย Standard penetration test (SPT) ระหว่างการทดสอบ ไม่พบระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ



ภาพที่ 3 ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้าง

2.2 การก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททอน

ดินถมที่ใช้ในการกำแพงกันดินเป็นทรายที่มี กรวด 0.3 เปอร์เซ็นต์ ทราย 97 เปอร์เซ็นต์และดินตะกอน 2.7 เปอร์เซ็นต์ จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินทรายทดสอบนี้ จัดเป็นดินทรายที่มีขนาดกละไม่ดี (SP) ดินทรายนี้มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.77 จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐาน พบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 6.3 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 16.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ของดินตัวอย่างที่ ปริมาณความชื้นเหมาะสมเป็นดังนี้ หน่วยแรงหนึ่งยูนิตเท่ากับ 0 กิโลปาสกาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา

กำแพงกันดินนี้สูง 6.00 เมตร ที่ด้านบนกว้าง 6.00 เมตร ขว 6.00 เมตรและที่ฐานกว้าง 21.00 เมตร ขว 12.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4 ลาดดินถมด้านข้างและด้านหลังเป็น 1:1 แผ่นกำแพง ตั้งบน Leveling pad ซึ่งทำจาก Lean concrete หนา 0.15 เมตร และวางอยู่ที่ระดับความลึก 0.65 เมตร จากผิวดิน แผ่นกำแพงนี้ สร้างขึ้นจากคอนกรีตและมีขนาด 1.50×1.50×0.14 เมตร ใน โชนกลางของกำแพงซึ่งมีความกว้าง 9.00×6.00×6.00 เมตร แผ่นกำแพงจะวางเรียงกันในแนวตั้ง 4 แผ่น ซึ่งมีวัสดุเสริมกำลัง 8 ชั้น เหล็กเสริมกำลังมีระยะห่างในแนวตั้งเท่ากับ 0.75 เมตร ระยะห่างแนวราบเท่ากับ 0.75 เมตร สำหรับชั้นที่ 4 ถึง 8 และ

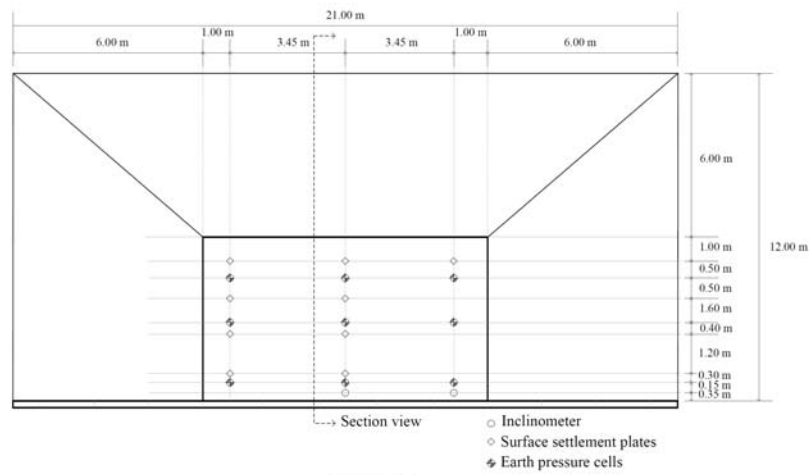
เท่ากับ 0.375 เมตร สำหรับชั้นที่ 1 ถึง 3 เหล็กฉากวางห่างกัน 0.75 เมตร ในแต่ละชั้น ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดการเสริมกำลัง ดินถมถูกบดอัดเป็นชั้นๆ ละ 0.15 เมตร ความหนาแน่นของแต่ละชั้นมีค่าไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่น Standard Proctor การตรวจสอบปริมาณความชื้นและดักการบดอัดกระทำอย่างสม่ำเสมอในหลายๆ จุด ด้วยวิธีทรายทราย

ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมแบททอนแต่ละชั้น

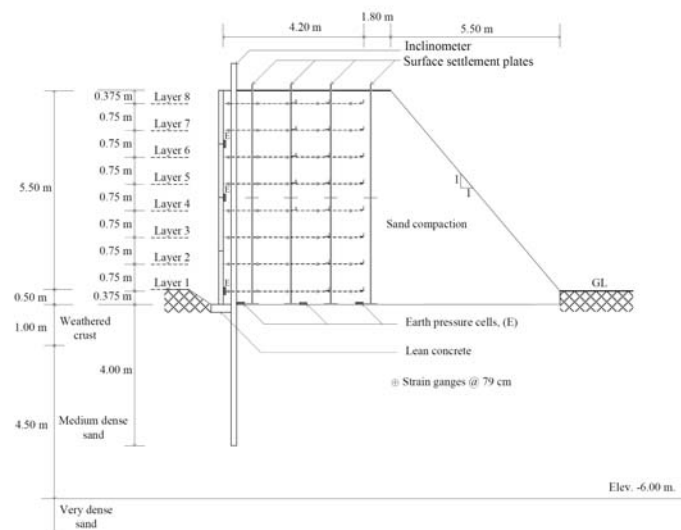
Facing panel	Reinforcement layers	Number of longitudinal members per facing panel (12 mm deformed bar)	Number of transverse members (25x25x3 mm equal angle)
1	1 (bottom)	3	2
	2	3	2
2	3	3	2
	4	2	3
3	5	2	3
	6	2	3
4	7	2	3
	8 (Top)	2	3







(a) Plan view



(b) Section view

รูปที่ 4 แบบแผนการติดตั้งเครื่องมือวัด

2.3 การติดตั้งเครื่องมือวัด

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททานมีการติดตั้งเครื่องมือวัดในชั้นดินฐานรากและภายในตัวกำแพง เครื่องมือวัดระดับน้ำใต้ดินไม่ได้ติดตั้งเนื่องจากระดับน้ำใต้ดินมีความลึกมากกว่า

8.00 เมตร แผ่นเหล็กวัดการทรุดตัวติดตั้งที่ระดับฐานรากและกึ่งกลางชั้นดินถมโดยติดตั้งชั้นละ 9 ชุด การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงวัดจากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer) โดยติดตั้งท่อชิดกับแผ่นกำแพง 2 จุด ที่ขอบ



ประวัติผู้เขียน

นายเชดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์ เกิดเมื่อวันศุกร์ที่ 7 ตุลาคม 2526 ที่จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียนวัดประชนานิมิตร อำเภอบัวใหญ่ จังหวัดนครราชสีมา ในปีการศึกษา 2541 ชั้นมัธยมศึกษาตอนปลายจากศูนย์การศึกษานอกระบบและการศึกษาตามอัธยาศัยอำเภอบัวใหญ่ เมื่อปีการศึกษา 2544 และระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง ช่างโยธา ในปีการศึกษา 2546 จากวิทยาลัยเทคนิคนครราชสีมา และระดับปริญญาตรี จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ในปีการศึกษา 2550 ขณะที่ทำการศึกษาในระดับปริญญาตรี ได้ปฏิบัติหน้าที่เป็นผู้ช่วยผู้จัดการสนามโครงการบ้านเอื้ออาทร อำเภอโชคชัย จังหวัดนครราชสีมา และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2552 โดยขณะศึกษามีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่ จำนวน 2 เรื่อง ซึ่งมีรายละเอียดปรากฏในภาคผนวก ก.