

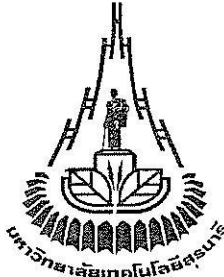


รายงานการวิจัย

พฤติกรรมของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน
(PERFORMANCE OF AN EARTH WALL STABILIZED
BY THE BEARING REINFORCEMENT)

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการแต่เพียงผู้เดียว



รายงานการวิจัย

พฤติกรรมของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน (PERFORMANCE OF AN EARTH WALL STABILIZED BY THE BEARING REINFORCEMENT)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

รองศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ 2552

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

มิถุนายน 2553

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้จะไม่สำเร็จลุล่วงได้ ถ้าปราศจากการช่วยเหลือทางจากบุคคลและหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นงานที่ยาก ผู้เขียนต้องขอขมา มา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้เขียนขอขอบคุณ อาจารย์ ดร.ณรงค์ อัครพัฒนากุล ผู้อำนวยการศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และบุคลากรศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีทุกท่าน ที่ให้ความสะดวกและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงาน และขอขอบคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี นายอเนก เนรมิตครบุรี วิศวกรหน่วยวิจัยเพื่อเทคโนโลยีการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และนายเชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์ นักศึกษาปริญญาโท มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับคำปรึกษาและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงานจนทำงานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

ท้ายสุด ผู้เขียนขอขอบคุณท้ายสุด ผู้เขียนขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นอย่างยิ่ง ซึ่งเป็นผู้ให้ทุนอุดหนุนการวิจัย ปีงบประมาณ 2552

สุขสันต์ หอพิบูลสุข

หัวหน้าโครงการวิจัย

มิถุนายน 2553

บทคัดย่อ

รายงานฉบับนี้แสดงพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด กำแพงกันดินมีความสูง 6 เมตร ยาว 9 เมตร และกว้าง 6 เมตร ที่ด้านบน และยาว 12 เมตร และกว้าง 21 เมตร ที่ด้านล่าง กำแพงกันดินก่อสร้างบนชั้นดินแข็งและมีความชันด้านข้างและด้านหลังเท่ากับ 1:1 แผ่น Facing เป็นบล็อกคอนกรีตที่มีขนาด 1.5x1.5x0.14 เมตร จากผลทดสอบในสนามพบว่า การกระจายหน่วยแรงมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานที่นิยมใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดิน ความเอียงของกำแพงกันดินสังเกตได้จากผลการตรวจวัดหน่วยแรงแบกทาน การทรุดตัว และการเสียรูปด้านข้าง ซึ่งบ่งบอกว่ากำแพงกันเป็นวัสดุแข็งเกร็ง ระหว่างการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักดินถม การเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นมากในชั้นดินเสริมกำลังด้านล่าง ดังนั้น สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างมีค่าลดลงตามความลึก และมีค่าเข้าใกล้สภาวะแอกทิฟที่ชั้นการเสริมกำลังลึกๆ หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดที่ด้านบนของกำแพงกันดิน แต่การเคลื่อนตัวนี้มีค่าต่ำมาก (มีค่าต่ำกว่า 9 มิลลิเมตร) อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างและความสูงมีค่าต่ำมากระมาณร้อยละ 0.15 ระบายแรงดึงสูงสุด (ระบายวิธีที่เป็นไปได้) ของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองเส้น คล้ายคลึงกับสมมติฐาน Coherent gravity structure ซึ่งใช้ในการวิเคราะห์กำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดตัวได้ อัตราส่วน K/K_0 ของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีค่าเท่ากับ 1.7 ที่ด้านบนของกำแพง ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง Geogrid และเหล็กแถบ ความต้านทานแรงจุดในสนามมีค่าสูงกว่าผลการทำนาย ซึ่งวิธีการทำนายพัฒนาขึ้นมาจากการศึกษาในห้องปฏิบัติการ ความต้านทานแรงจุดในสนามมีค่าสูงเนื่องจากการแอนตัวของเหล็กเสริมแบกทานจากการทรุดตัวของดินถม ท้ายสุดวิธีการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานได้ถูกนำเสนอโดยอ้างอิงผลการศึกษาในสนามวิธีการนี้ได้ถูกนำไปใช้ในการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็งในหลายพื้นที่ของประเทศไทย

ABSTRACT

This report presents the performance of a fully instrumented test wall reinforced with the bearing reinforcements. The wall was 6 m high, 9 m long at the top, 6 m wide at the top, and 12 m long, 21 m wide at the base. It was constructed on a hard stratum with the side and back slopes of 1:1. The facing panels were made of segmental concrete block which measured 1.50x1.50x0.14 m in dimension. Based on the full-scale test results, it is found that the stress distribution is a trapezoid shape as generally assumed for the conventional method of examination of the external stability of MSE walls. The tilt of the bearing reinforcement earth (BRE) wall is observed by the measured bearing stress, settlement, and lateral movement, indicating that the BRE wall behaves as a rigid body. During construction, the lateral wall movement increases with the backfill load. The deeper the reinforcement level (the higher the vertical stress), the higher the lateral movement. Consequently, the coefficient of earth pressures decrease with depth and approach the active state at the deeper reinforcement level. After the end of construction, the maximum lateral movement occurs at the top of the wall. The lateral movement is however very small with the maximum (at the top) of only less than 9 mm. The ratio of lateral movement to height is low (only 0.15%). The maximum tension line (possible failure plane) of the BRE wall is bilinear, similarly to the coherent gravity structure hypothesis, which is used for the analysis of inextensible reinforcements. From the variation in the stiffness factor as a function of depth and horizontal earth pressure K , the bearing reinforcement has a stiffness factor of $K/K_a = 1.7$, which is between that of geogrid and strip type reinforcements. The field pullout resistance is higher than the predicted one which is derived from the laboratory result. The higher field pullout resistance is because the field reinforcements are subjected to transverse displacement and oblique pull due to the deformation of the backfill. Finally, the suggested method of designing the BRE wall is presented based on the full-scale test results. It has been successfully used to design several BRE walls founded on the hard stratum in different areas in Thailand.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป.....	ช
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ปัญหาที่ทำการวิจัยและความสำคัญปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	3
บทที่ 2 ปรัชญ่วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง.....	4
2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน.....	7
2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	9
2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้.....	11
2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน.....	12
2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินในสภาวะสถิต.....	13
2.4.1 เสถียรภาพภายนอก.....	15
2.4.2 เสถียรภาพภายใน.....	18
2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงจุดสูงสุดและระนาบวิบัติ.....	18
2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง.....	19
2.4.2.3 กำลังต้านทานการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	21
2.4.2.4 กำลังต้านทานแรงจุดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้....	22
2.4.2.4.1 เหล็กแถบ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น และเหล็กแถบมีสัน.....	22
2.4.2.4.2 ตะแกรงเหล็ก.....	23
2.4.2.4.3 เหล็กเสริมแบกทาน.....	29

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 3 ผลการศึกษาและบทสรุป	31
3.1 บทนำ.....	31
3.2 การทดสอบในสนาม.....	31
3.2.1 ลักษณะชั้นดิน.....	31
3.2.2 ดินถม.....	32
3.2.3 การออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	32
3.2.4 การก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	35
3.2.5 การติดตั้งชุดตรวจวัด.....	36
3.3 ผลการตรวจวัดในสนาม.....	37
3.3.1 หน่วยแรงแบกทาน.....	37
3.3.2 การทรุดตัว.....	39
3.3.3 การเคลื่อนตัวด้านข้าง.....	40
3.3.4 ความดันดินด้านข้าง.....	42
3.3.5 ระยะเวลาวิบัติที่เป็นไปได้.....	44
3.3.6 แรงชุดในสนาม.....	45
3.4 แนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	47
3.5 บทสรุป.....	48
เอกสารอ้างอิง	49
ประวัติผู้ประพันธ์	53

สารบัญตาราง

	หน้า
2.1 ขนาดคละของวัสดุเสริมกำลัง (มาตรฐานที่ ทล.-ม. 105/250).....	13
2.2 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123.....	21
3.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กตามขวางและเหล็กตามแนวขวาง.....	33
3.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กเสริมแบกทาน.....	33
3.3 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน.....	33

สารบัญรูป

	หน้า
1.1 เหล็กเสริมแบกทาน (Horpibulsuk and Neramitkornburee, 2010).....	2
1.2 การประกอบเหล็กเสริมแบกทานเข้ากับ Facing (Horpibulsuk and Neramitkornburee, 2010).....	2
2.1 อิทธิพลของวัสดุเสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005).....	5
2.2 การทดสอบแรงอัดสามแกนของทรายเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005).....	5
2.3 กลไกการวิบัติของวัสดุเสริมกำลัง.....	6
2.4 ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลัง (Voottipruex, 2000).....	7
2.5 ประเภทของวัสดุเสริมกำลัง.....	8
2.6 การเสริมวัสดุเสริมกำลังเพื่อลดความกว้างของฐานโครงสร้างดิน.....	8
2.7 การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังในงานวิศวกรรม.....	9
2.8 ลักษณะของเหล็กเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบัน.....	10
2.9 เหล็กแถบมีสัน.....	10
2.10 วัสดุเสริมกำลังแบบแผ่นที่ทำจากเส้นใยสังเคราะห์.....	11
2.11 ตะแกรงโพลีเมอร์.....	12
2.12 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....	14
2.13 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....	15
2.14 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต.....	15
2.15 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก.....	18
2.16 ระยะเวลาการวิบัติในดินเสริมกำลัง.....	19
2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริม กำลังชนิดต่างๆ (Christopher et al., 1990).....	20
2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก (AASHTO, 1996)..	21
2.19 พฤติกรรมการต้านแรงกดของเหล็กแผ่น.....	22
2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็ก (Bergado et al., 1996b).....	24
2.21 กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980).....	24

สารบัญรูป

	หน้า
2.22 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984).....	25
2.23 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Bergado et al., 1996a).....	26
2.24 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงจุด (Bergado et al., 1993).	27
2.25 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดินทราย (Horpiulsuk and Niramitkornburee, 2010).....	30
3.1 ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้าง	31
3.2 รูปแบบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานพร้อมชุดตรวจวัด.....	34
3.3 กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ.....	35
3.4 ขั้นตอนการก่อสร้าง.....	36
3.5 การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบกทานกับเวลา.....	38
3.6 การกระจายหน่วยแรงแบกทานใต้ฐานราก.....	38
3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวและเวลาของดินฐานรากและดินถม.....	38
3.8 การทรุดตัวทั้งหมดหลังสิ้นสุดการก่อสร้างของดินฐานรากและดินถม.....	40
3.9 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินระหว่างการก่อสร้าง.....	41
3.10 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง.....	41
3.11 การเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างการก่อสร้าง.....	42
3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ของเสริมแบกทานเปรียบเทียบกับเหล็กเสริมชนิดอื่น (Christopher et al., 1990 และ Bergado et al., 1999).....	43
3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ของเสริมแบกทานเปรียบเทียบกับข้อเสนอแนะของ AASHTO (1996).....	43
3.14 ระบายแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน.....	44
3.15 ผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4.....	46
3.16 ผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5.....	46
3.17 ผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 6.....	47

บทที่ 1

บทนำ

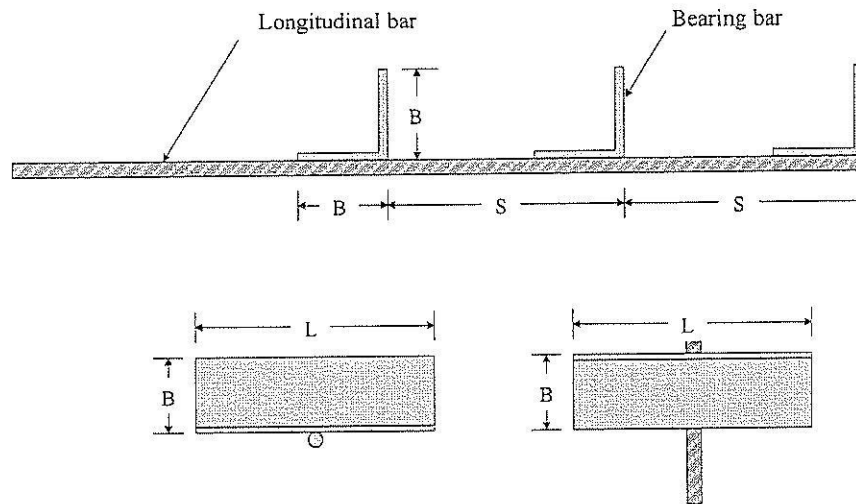
1.1 ปัญหาที่ทำการวิจัยและความสำคัญปัญหา

ในช่วงสองศตวรรษที่ผ่านมา โครงสร้างกันดินแบบ Mechanically Stabilized Earth (MSE) โดยใช้เหล็กและ โพลีเมอร์เป็นวัสดุเสริมแรงจึงได้รับการยอมรับและใช้ในงานทางวิศวกรรมปฐพีอย่างกว้างขวาง โครงสร้างกันดินแบบ MSE สามารถใช้ก่อสร้างดินถมที่สูงและชันมาก โดยปราศจาก Berm และ Side slope ดังนั้น จึงช่วยลดปัญหาด้านข้อจำกัดของพื้นที่ด้านข้าง ข้อดีอีกประการหนึ่งของกำแพงกันดินแบบนี้คือการทรุดตัวของกำแพงกันดินแบบ MSE มีความสม่ำเสมอ (การทรุดตัวที่แตกต่างกันมีค่าน้อยมาก) ทำให้ลดปัญหาการแตกร้าวของผิวถนน เหล็กเสริมกำลังที่ฐานของกำแพงกันดินแบบ MSE ช่วยด้านการเคลื่อนตัวในแนวอนของดินถมและเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของดินฐานราก (Jewell, 1986)

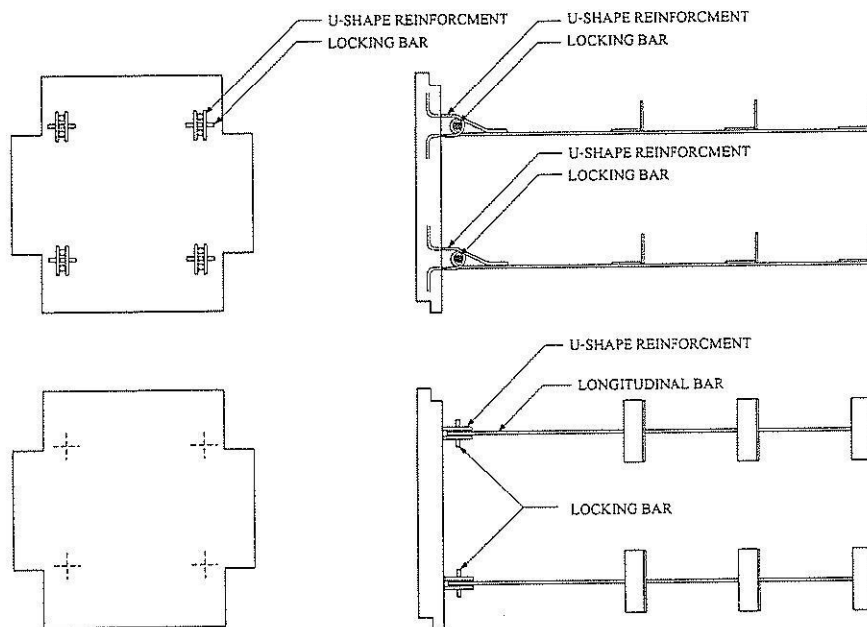
ดินถมที่ใช้กับกำแพงกันดินแบบ MSE มักเป็นเม็ดหยาบที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนและความซึมผ่านน้ำสูง ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้น ราคาค่าขนส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่คงที่สำหรับบริเวณก่อสร้างต่างๆ ด้วยเหตุนี้เอง วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาณเหล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วจะทำให้ต้นทุนค่าก่อสร้างลดลงอย่างมาก ราคาค่าก่อสร้างเฉพาะวัสดุเสริมกำลังและการติดตั้ง (ไม่รวมค่าดินถมและการบดอัด) จะแปรผันในช่วง 2,200-3,500 บาทต่อตารางเมตร ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุเสริมกำลัง (แตกต่างกันตามแต่การเลือกใช้ของแต่บริษัทก่อสร้าง) วัสดุเสริมกำลังที่ต้องนำเข้าจากต่างประเทศหรือต้องเสียค่าลิขสิทธิ์ให้กับเจ้าของสิทธิบัตรต่างชาติจะมีราคาสูงมาก ตัวอย่างของเหล็กเสริมกำลังที่นำเข้าจากต่างประเทศ ได้แก่ เหล็กแถบ (Strip reinforcement) (รูปที่ 1.1) ซึ่งนำเข้าจากประเทศแอฟริกาใต้ เพื่อเป็นการลดต้นทุนค่าก่อสร้างให้แก่บริษัทก่อสร้าง อันนำมาซึ่งการลดงบประมาณค่าก่อสร้างของเจ้าของงาน (กรมทางหลวง กรมชลประทาน และหน่วยงานภาครัฐและเอกชน) จำเป็นต้องพัฒนาวัสดุเสริมกำลังให้มีประสิทธิภาพในแง่วิศวกรรมและเศรษฐศาสตร์

การพัฒนาเหล็กเสริมกำลังเพื่อลดต้นทุนการก่อสร้างจำเป็นต้องพิจารณาตัวแปรหลักสามประการดังนี้ วัสดุดิบหาได้ง่ายในประเทศ การติดตั้งง่ายและรวดเร็ว และปริมาณเหล็กน้อย บริษัทจีโอฟอรั่ม จำกัด ร่วมกับสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยผู้เขียน ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้ง

เหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงกดสูงในปริมาตรเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว



รูปที่ 1.1 เหล็กเสริมแบกทาน (Horpibulsuk and Neramitkomburee, 2010)



รูปที่ 1.2 การประกอบเหล็กเสริมแบกทานเข้ากับ Facing (Horpibulsuk and Neramitkomburee, 2010)

รูปที่ 1.2 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากเข้ากัน เนื่องจากเหล็กตามขวางให้กำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามขวางจึงมีจำนวนไม่มากนักทำให้ต้นทุนการผลิตต่ำ เหล็กเสริมแบกทานติดตั้งกับ Facing (ขนาด 1.5x1.5 เมตร) ที่จุด Tie point (มีลักษณะเป็นตัว U สองตัว) โดยใช้ Locking bar (ซึ่งเป็นเหล็กข้ออ้อย) ดังแสดงในรูปที่ 1.2 ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมแบกทาน

ในแนวตั้งโดยปกติจะประมาณ 0.75 เมตร ระยะห่างในแนวนอนจะประมาณ 0.75 และ 0.50 เมตร ขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุก ระบบการติดตั้งนี้ได้รับอนุสิทธิจากกรมทรัพย์สินทางปัญญาเมื่อวันที่ 13 มกราคม พ.ศ.2553 การทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดได้เริ่มกระทำในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ภายใต้ทุนสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย สำนักงานส่งเสริมวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อม และบริษัท จีไอฟอรัม จำกัด ตั้งปี พ.ศ. 2550 เหล็กเสริมแบกทานได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้งานก่อสร้างกำแพงกันดินตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 ในหลายภูมิภาคของประเทศ ได้แก่ ภาคเหนือ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ และภาคใต้ Horpibulsuk and Niramitkomburee (2010) ได้นำเสนอวิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งเป็นผลรวมของแรงจุดเสียดทานและแรงจุดแบกทาน

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลัง อันได้แก่ หน่วยแรงแบกทาน การทรุดตัว การเสียรูปด้านข้าง แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทาน ระบายแรงดึงสูงสุด และกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม ท้ายสุด ผลการศึกษานี้จะนำมาเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ AASHTO และนำเสนอวิธีการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่เหมาะสม

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมแบกทาน
2. สร้างวิธี/แนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

1.3 ประโยชน์ที่ได้รับ

ได้ทราบถึงพฤติกรรมแนวทางการออกแบบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

บทที่ 2

ปริทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

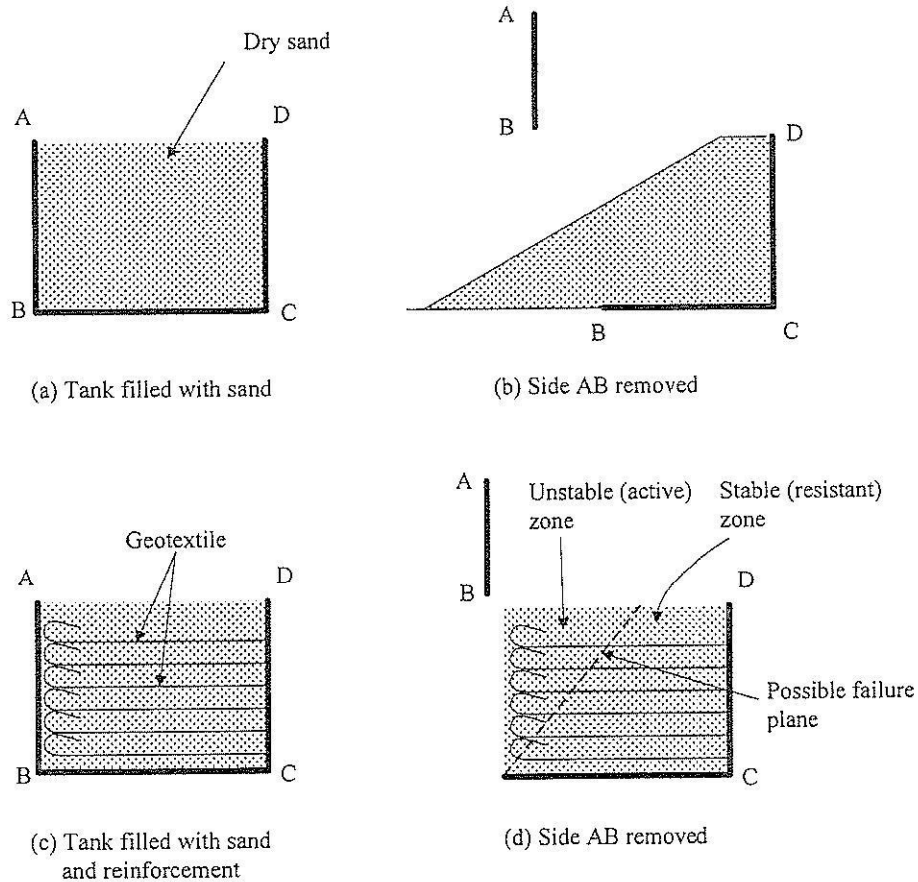
ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูงแต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง ดินที่ได้รับการเสริมกำลังเรียกว่า “ดินเสริมกำลัง (Reinforced soil)” วัสดุเสริมกำลังอาจเป็นแผ่นเหล็ก แท่งเหล็ก และตะแกรงเหล็ก เป็นต้น เมื่อมีน้ำหนักกระทำบนดินเสริมกำลัง วัสดุเสริมกำลังจะทำหน้าที่ต้านหน่วยแรงดึง (Tensile stress) ซึ่งจะทำหน้าที่เหมือนเหล็กเสริมในคอนกรีต ความแตกต่างในการรับแรงดึงของวัสดุเสริมกำลังในดินและในคอนกรีตคือ

- 1) ปฏิกริยาร่วมระหว่างวัสดุเสริมกำลังและดินคือแรงเสียดทาน แรงยึดเกาะ และความต้านทานแรงแบกทาน ขณะที่ เหล็กเสริมในคอนกรีตเกิดปฏิกริยาร่วมกับคอนกรีตผ่านพันธะเชื่อมประสาน
- 2) วัสดุเสริมกำลังในดินอาจเป็นโลหะ (แผ่นเหล็ก) หรือแผ่นใยสังเคราะห์ ขณะที่ วัสดุเสริมกำลังในคอนกรีตโดยปกติเป็นโลหะ (เหล็กเส้น) และ
- 3) วัสดุเสริมกำลังในดินไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านแรงอัด ขณะที่ วัสดุเสริมกำลังในคอนกรีตบางครั้งทำหน้าที่ต้านแรงอัด

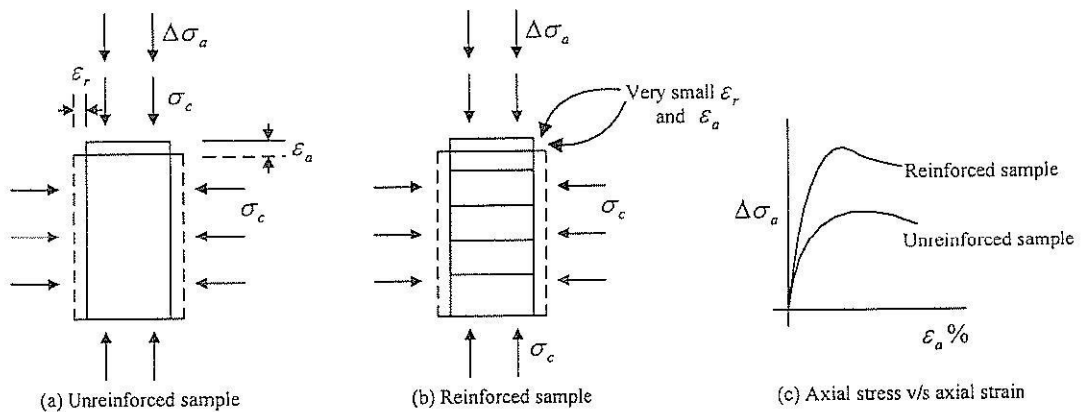
เพื่อให้เข้าใจกลไกการปรับปรุงดินด้วยวัสดุเสริมกำลัง พิจารณาผลทดสอบในห้องปฏิบัติการสองผลทดสอบ สำหรับการทดสอบที่หนึ่ง ดัง ABCD ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ถูกเติมด้วยทรายแห้งจนเต็มเมื่อเปิดฝา AB ออก ทรายจะไม่สามารถตั้งในแนวตั้งได้ และจะจัดเรียงตัวใหม่โดยมีผิวหน้าที่มีความชันดังแสดงในรูปที่ 2.1b ถ้าทำการทดสอบใหม่อีกครั้งโดยการเสริมวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและม้วนปลายของวัสดุเสริมกำลังเพื่อทำเป็น Facing กันดินถล่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.1c เมื่อเปิดฝา AB ออก ทรายจะไม่พังทลาย เพราะเมื่อมวลดินในโซนที่ไม่เสถียร (Active zone) เริ่มเคลื่อนตัว มวลดินในโซนนี้จะพยายามดึงเหล็กเสริมกำลังไปด้วย แต่มวลดินในโซนต้านทาน (Resistant zone) จะจับยึดวัสดุเสริมกำลังอย่างแน่น และรั้งไม่ให้มวลดินในโซนที่ไม่เสถียรเคลื่อนตัว

หากพิจารณาผลทดสอบอีกกรณีหนึ่ง ซึ่งศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างสองชนิด (ดินทรายแน่นและดินทรายแน่นที่เสริมวัสดุเสริมกำลัง) ภายใต้การทดสอบการแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำและเงื่อนไขแบบระบายน้ำ พบพฤติกรรมที่น่าสนใจดังนี้

- ก) ระหว่างการเลื่อน ดินตัวอย่างเสริมกำลังแสดงความเครียดตามแนวแกนและตามแนวรัศมีที่ต่ำกว่าดินทรายที่ไม่มีการเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.2a และ 2.2b
- ข) ที่จุดวิกฤติ ความเค้นเบี่ยงเบนของดินตัวอย่างเสริมกำลังมีค่าสูงกว่าดินตัวอย่างที่ปราศจากการเสริมกำลังอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.2c



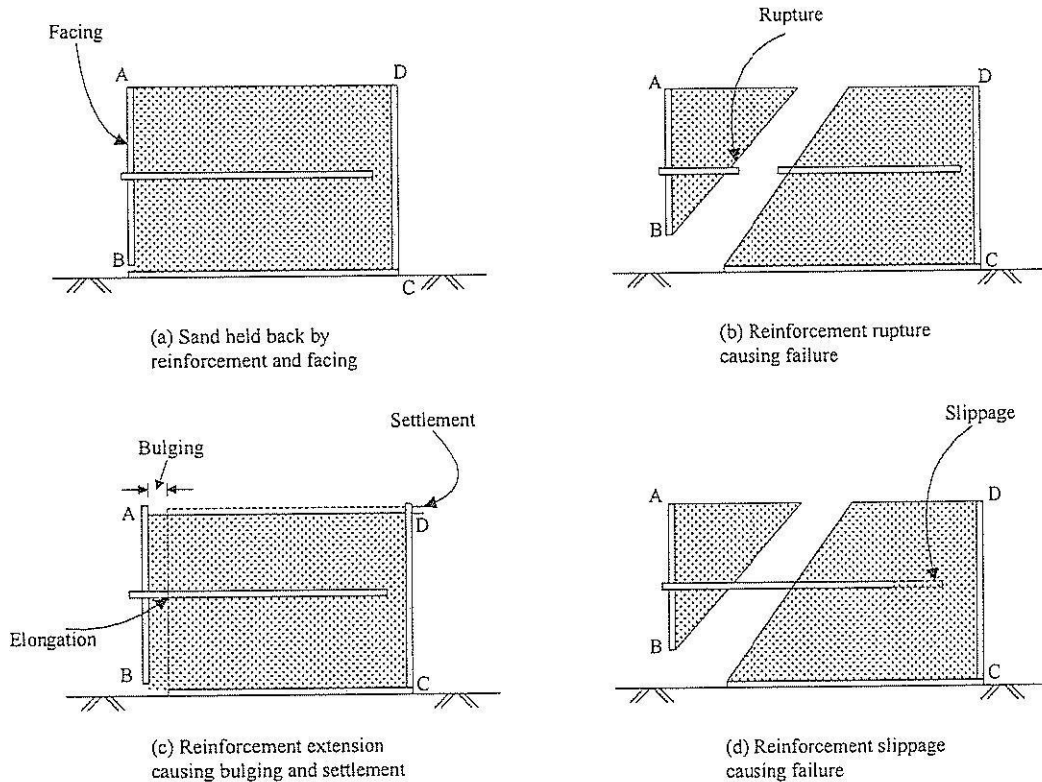
รูปที่ 2.1 อิทธิพลของวัสดุเสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)



รูปที่ 2.2 การทดสอบแรงอัดสามแกนของทรายเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)

ผลทดสอบทั้งสองข้างต้น (รูปที่ 2.1 และ 2.2) แสดงให้เห็นว่าวัสดุเสริมกำลังทำหน้าที่ต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้างและต้านทานการวิบัติของดินเนื่องจากความเค้นดึง เสถียรภาพภายใน (Internal stability) ของมวลดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับปัจจัยดังต่อไปนี้

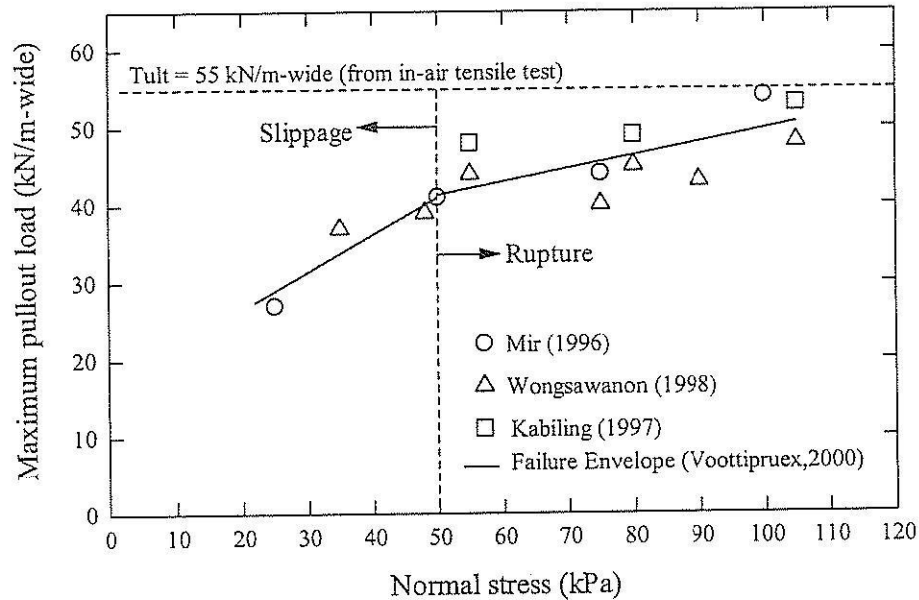
- ก) กำลังต้านทานแรงดึง (ต้านทานการฉีกขาด) ของวัสดุเสริมกำลัง
- ข) ปริมาณการยึดตัวของวัสดุเสริมกำลังภายใต้แรงดึง
- ค) กำลังต้านทานแรงจุด (Pullout resistance) ของวัสดุเสริมกำลังในดิน (ความต้านทานการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน)



รูปที่ 2.3 กลไกการวิบัติของวัสดุเสริมกำลัง

เพื่อให้เข้าใจถึงปัจจัยทั้งสามประการดังกล่าวข้างต้นต่อเสถียรภาพภายในของมวลดินเสริมกำลัง พิจารณารูปที่ 2.3 ซึ่งแสดงถึง ABCD ที่มีทรายอยู่เต็ม ฝา AB ทำจากแผ่นไม้ เรียกว่า Facing ซึ่งติดอยู่กับวัสดุเสริมกำลังที่ฝังอยู่ในทราย ถ้าดินเสริมกำลังมีเสถียรภาพภายในเพียงพอ ฝา AB จะอยู่ในตำแหน่งเดิม ดังแสดงในรูปที่ 2.3a แต่ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำ ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการฉีกขาด (Rupture) ของวัสดุเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.3b ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงเพียงพอแต่มีความยึดตัวสูง ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวนอนและแนวตั้งที่มากเกินไป ดังแสดงในรูปที่ 2.3c ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานแรงดึงเพียงพอและมีความยึดตัวต่ำ แต่มีกำลังต้านทานแรงจุดต่ำ ดินเสริมกำลังอาจวิบัติเนื่องจากการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน (Slippage) ดังแสดงในรูปที่ 2.3d

Mitchell and Villet (1987) แสดงให้เห็นว่าภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำ ดินเสริมกำลังมีแนวโน้มที่จะวิบัติจากการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน (Slippage) เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินในโซนไม่เสถียร (Active zone) ขณะที่ ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูง ดินเสริมกำลังมีแนวโน้มที่จะวิบัติเนื่องจากการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.4 แสดงผลทดสอบแรงรูดในห้องปฏิบัติการของ Mir (1996) Wongsawanon (1998) และ Kabiling (1997) ซึ่งแสดงเส้นแบ่งโซนการวิบัติ (การรูดออกและฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง) อย่างชัดเจน

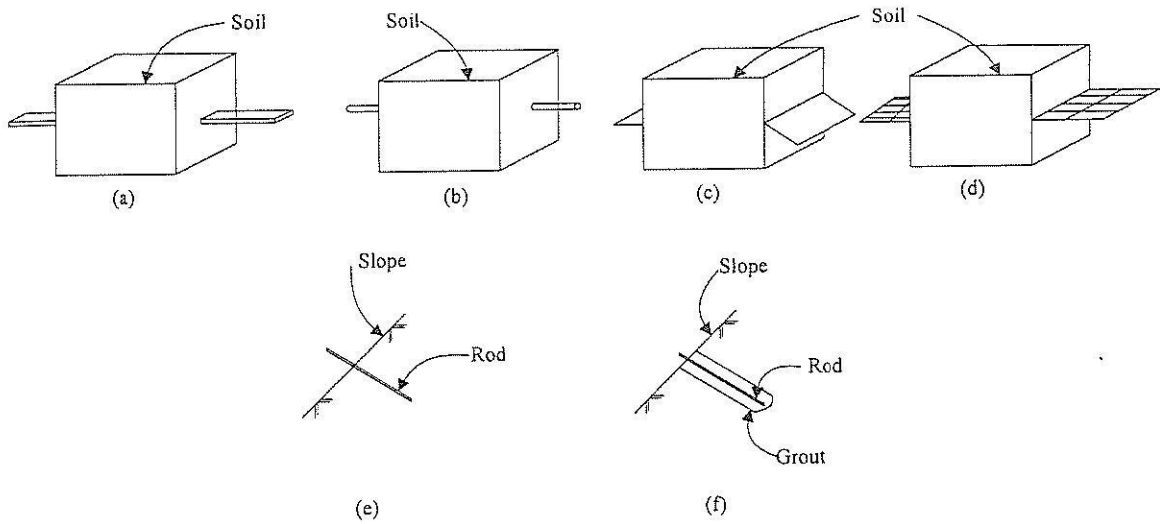


รูปที่ 2.4 ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลัง (Voottipruex, 2000)

2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน

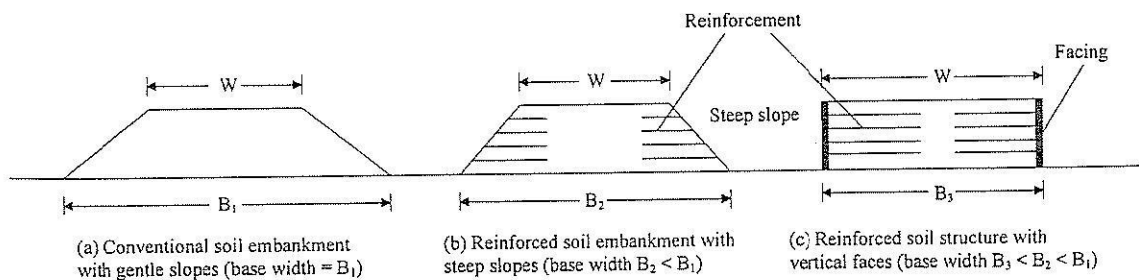
วัสดุเสริมกำลังสามารถติดตั้งในดินได้สองวิธี ได้แก่ การติดตั้งวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนระหว่างการถมและบดอัดดิน (รูปที่ 2.5a ถึง d) และการเสียบวัสดุเสริมกำลังในชั้นดินธรรมชาติหรือชั้นดินที่บดอัดแล้ว (รูปที่ 2.5e และ f) วัสดุเสริมกำลังที่ใช้กับการติดตั้งวิธีแรกแบ่งออกเป็นสองประเภทตามพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด (Stress-strain behavior) ได้แก่ วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้ (Extensible reinforcement) และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Inextensible reinforcement) วัสดุเสริมกำลังจำพวกโลหะ (Metallic reinforcement) เช่น เหล็กแถบ (Strips) เหล็กเส้น (Bars) แผ่นเหล็ก (Sheets) และตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ เนื่องจากเหล็กมีค่าโมดูลัสที่สูงและมีการยืดตัวและการคืบ (Creep) ที่ต่ำมาก วัสดุเสริมกำลังที่ทำจากเส้นใยและโพลีเมอร์ (Geogrid และ Geotextile) จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยืดได้ ซึ่งโดยทั่วไปจะมีแรงยึดเกาะระหว่างดินและวัสดุสูง วัสดุเสริมกำลังเส้นใย (Geotextile) มักใช้เป็นวัสดุเสริมกำลังในโครงการที่ยอมให้มีการ

ยึดตัว วัสดุเสริมกำลังนี้สามารถใช้เป็นวัสดุระบายน้ำ (Drainage/filtration) และวัสดุแบ่งแยกดิน (Separation) ได้ด้วย

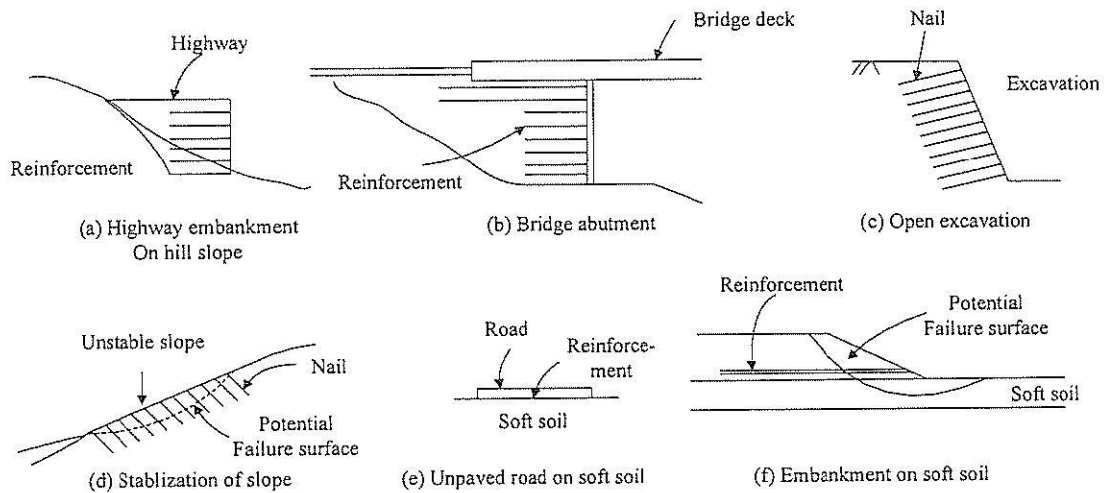


รูปที่ 2.5 ประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

วัสดุเสริมกำลังทั้งที่ไม่สามารถยึดได้และที่สามารถยึดได้มักนำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างโครงสร้างกันดิน (Retaining wall) ที่มีความชันสูงหรือตั้งค้ำ ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายในบริเวณตัวเมืองที่มีพื้นที่ก่อสร้างจำกัด โครงสร้างกันดินเสริมกำลังช่วยลดความกว้างของฐานโครงสร้างกันดิน (Earth structure) (รูปที่ 2.6a) (เช่น ถนนเชื่อมต่อ (Approach road) และสะพานทางด่วน (Flyovers)) ให้สามารถตั้งในแนวค้ำได้ การก่อสร้างโครงสร้างกันดินประเภทนี้จะประหยัดกว่าการก่อสร้างกำแพงกันดินแบบ Cantilever หรือแบบ Gravity นอกจากนี้ โครงสร้างกันดินเสริมกำลังยังสามารถประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างทางขึ้นสะพาน (Bridge abutment) งานดินถมของทางด่วนบริเวณภูเขา (Hilly region) งานดินขุดในแนวค้ำหรืองานดินขุดที่มีความชันน้อย งานเสริมเสถียรภาพของไหล่เขา และงานเสริมกำลังของดินถมและถนนบนชั้นดินอ่อน เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.6 การเสริมวัสดุเสริมกำลังเพื่อลดความกว้างของฐานโครงสร้างกันดิน



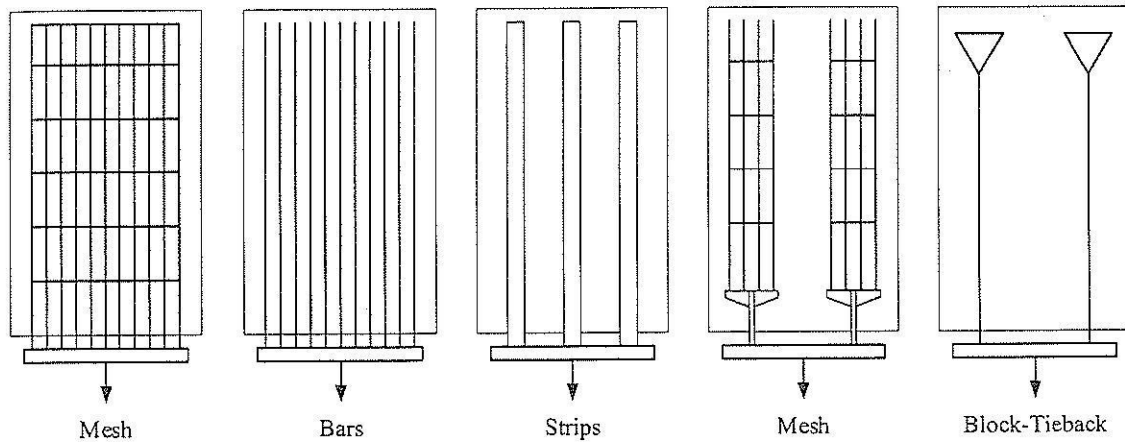
รูปที่ 2.7 การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังในงานวิศวกรรม

สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่ติดตั้งโดยการเสียบในชั้นดินตามธรรมชาติ วัสดุเสริมกำลังประเภทนี้มีลักษณะเป็นเหล็กเส้นหรือท่อนเหล็ก และมีชื่อเรียกว่า Soil nails (รูปที่ 2.5e และ f) โดยปกติมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 20 ถึง 70 มิลลิเมตร การติดตั้งกระทำโดยการตอกหรือสับเข้าไปในดินโดยใช้ค้อนหรือโดยการเจาะให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 100 ถึง 150 มิลลิเมตร และอุดรูด้วยปูนซีเมนต์

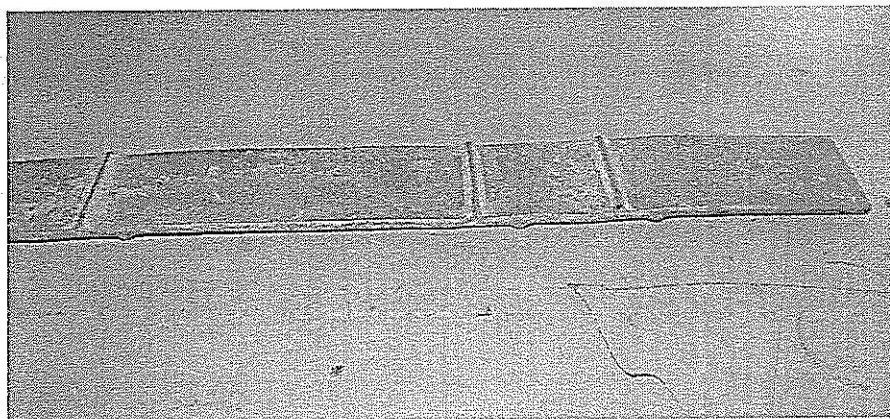
2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ส่วนใหญ่จะทำจากเหล็ก รูปแบบของวัสดุเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบันทั่วโลก ได้แก่ ตะแกรงเหล็ก (Mesh/grid) เหล็กเส้น (Bar) เหล็กแถบ (Strip) และเหล็กแกนร่วมกับบล็อกแบกทาน (Block-tieback) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 เหล็กเส้นและเหล็กแถบเป็นวัสดุเสริมกำลังประเภทแรกของโลกที่พัฒนาขึ้นสำหรับงานดินเสริมกำลัง เหล็กแถบที่ใช้ในประเทศไทยเป็นเหล็กแถบมีสัน ดังแสดงในรูปที่ 2.9 เหล็กเสริมนี้นำเข้าจากประเทศแอฟริกา มีความกว้างประมาณ 40 ถึง 50 มิลลิเมตร ความหนาประมาณ 4.2 มิลลิเมตร และมีกำลังประลัยเท่ากับ 520 เมกกะปาสกาล เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้สามารถขนย้ายเข้าสถานที่ก่อสร้างได้ง่ายและติดตั้งเข้ากับ Facing ได้อย่างรวดเร็วเนื่องจากมีลักษณะเป็นแผ่นบาง

เหล็กเสริมกำลังที่นิยมในประเทศไทยอีกชนิดหนึ่งคือตะแกรงเหล็ก ตะแกรงเหล็กเป็นวัสดุเสริมกำลังที่มีกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) สูงมาก เนื่องจากเหล็กตามขวางของตะแกรงเหล็กมีความสามารถต้านรับแรงแบกทานสูงมาก แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้มีข้อด้อยในด้านการขนส่งและการประกอบเข้ากับ Facing ส่วนเหล็กแกนร่วมกับบล็อกแบกทานยังไม่มี การนำมาประยุกต์ใช้ในประเทศไทย แต่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศมาเลเซีย วัสดุเสริมกำลังประเภทนี้จะใช้บล็อกคอนกรีตเป็นชั้นส่วนเพิ่มกำลังต้านทานแรงฉุด



รูปที่ 2.8 ลักษณะของเหล็กเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบัน



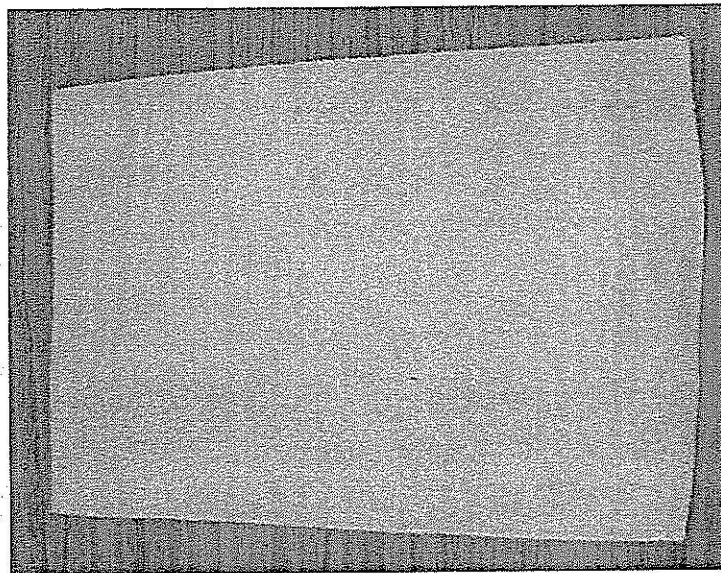
รูปที่ 2.9 เหล็กแถบมีสัน (Strip and ribbed reinforcement)

นอกจากการประยุกต์ใช้เหล็กแถบมีสันและตะแกรงเหล็กในประเทศไทยแล้ว ผู้เขียนและบริษัท จีโอฟอร์ม จำกัด ซึ่งเป็นผู้บุกเบิกงานกำแพงกันดินเสริมกำลังในประเทศไทย ได้ร่วมกันพัฒนาเหล็กเสริมกำลังประเภทใหม่ ที่มีชื่อเรียกว่า “เหล็กเสริมกำลังแบกทาน (Bearing reinforcement)” ด้วยงบประมาณสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) สำนักงานส่งเสริมวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อม (สสว.) และทุนช่วยเหลือด้านการวิจัยด้านวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มูลนิธิโทรเพื่อส่งเสริมวิทยาศาสตร์แห่งประเทศไทย เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้พัฒนาขึ้นจากการผนวกข้อดีของเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน (ขนส่งและประกอบเข้ากับ Facing ได้ง่าย และมีกำลังต้านทานแรงกดสูง) เหล็กเสริมแบกทานเป็นเหล็กเสริมที่ประกอบด้วยเหล็กตามยาว (Longitudinal member) และเหล็กตามขวาง (Transverse members) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 รอยเชื่อมระหว่างเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวางถูกออกแบบให้มีกำลังเฉือนไม่น้อยกว่ากำลังครากของเหล็กตามยาว เหล็กตามยาวทำจากเหล็กข้ออ้อยที่มีความเสียดทานระหว่างดินและเหล็กสูง เหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากที่มีความยาวประมาณ 150 ถึง 180 มิลลิเมตร วางห่างกันเป็นระยะประมาณ 500 ถึง 1000 มิลลิเมตร เหล็กตามขวางนี้มีกำลังต้านทานแรงแบกทานสูงมาก ทำให้กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมประเภทนี้มีค่าสูงมาก นอกจากนี้

กำลังต้านทานแรงฉุดที่สูงและการขนย้ายที่ง่ายแล้ว เหล็กเสริมเบกทานยังมีข้อดีอีกประการคือสามารถติดตั้งเข้ากับ Tie point ของ Facing ได้อย่างง่ายดายด้วย Locking bar ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ระบบกำแพงกันดินเสริมกำลังนี้เรียกว่า “กำแพงกันดินเหล็กเสริมเบกทาน”

2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้

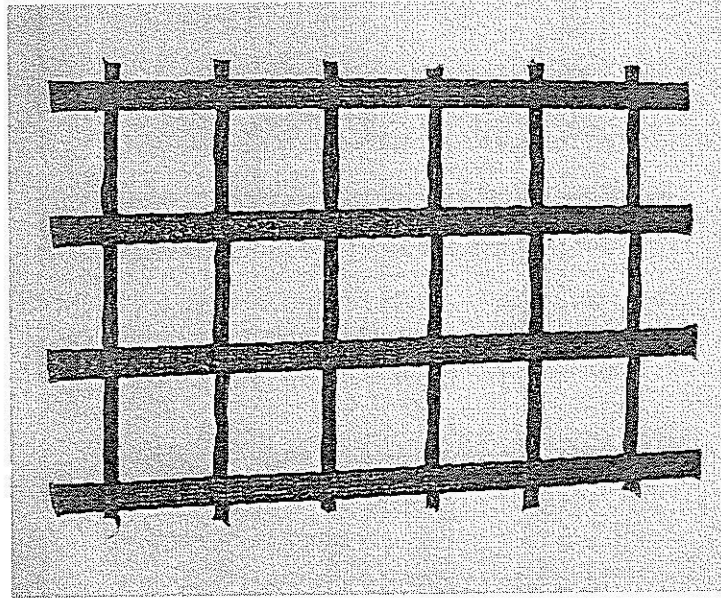
วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ส่วนใหญ่จะเป็นวัสดุสังเคราะห์ (Geosynthetics) ที่ทำจากเส้นใยและโพลีเมอร์ ที่มีความต้านทานการเสียดรูปต่ำ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าเป็นวัสดุที่มีความต้านทานแรงดึงสูง แต่มีความยืดตัวสูงเมื่อรับแรงดึง วัสดุเสริมกำลังเส้นใย (Geotextile) จะใช้เส้นใย (Fabric) ทำหน้าที่รับแรงร่วมกับดินบดอัด โดยที่เส้นใยยอมให้น้ำซึมผ่านได้ วัสดุเสริมกำลังแบบเส้นใยสามารถแบ่งออกเป็นเส้นใยแบบถัก (Woven fabric) และเส้นใยแบบไม่ถัก (Non-woven fabric) ตัวอย่างของวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้แสดงดังรูปที่ 2.10 (วัสดุเสริมกำลังแบบแผ่น (Sheet reinforcement)) และรูปที่ 2.11 (ตะแกรงโพลีเมอร์ ซึ่งมีช่องเปิดประมาณ 50 ถึง 200 มิลลิเมตร)



รูปที่ 2.10 วัสดุเสริมกำลังแบบแผ่นที่ทำจากเส้นใยสังเคราะห์

วัสดุเสริมกำลังเส้นใยเริ่มแรกประยุกต์ใช้ในงานป้องกันการกัดเซาะ (Erosion control) โดยใช้เป็นวัสดุทางเลือกแทนตัวกรองวัสดุเม็ดหยาบ (Granular filter) ดังนั้น ชื่อเดิมของวัสดุเสริมกำลังเส้นใยคือเส้นใยกรอง (Filter fabric) ในช่วงปี ค.ศ. 1950 วัสดุเสริมกำลังเส้นใยเป็นเส้นใยบาง (Monofilament fabrics) ที่ใช้ในงานกรอง (Filter) ด้านหลังกำแพงคอนกรีต ได้โครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปเพื่อควบคุมการกัดเซาะ (Precast concrete erosion control block) และได้โครงสร้างหินเพื่อป้องกันการกัดเซาะด้านหน้าเขื่อน (Stone riprap) เป็นต้น

ในช่วงปลายปี ค.ศ. 1960 วิศวกรชาวฝรั่งเศสเริ่มประยุกต์ใช้เส้นใยแบบไม่ถักในงานวิศวกรรมต่างๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในงานเสริมกำลังของถนนที่ไม่ปูพื้นทาง (Unpaved roads) งานเสริมกำลังของดินใต้หมอนรองรางรถไฟ (Railway ballast) และงานเสริมกำลังของดินถมและเขื่อน เป็นต้น หน้าที่หลักของวัสดุเสริมกำลังเส้นใยคือการป้องกันการกระเซาะของดินและการเสริมกำลัง



รูปที่ 2.11 ตะแกรงโพลีเมอร์

2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน

ดินถมเป็นตัวแปรหลักที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมกำลัง และเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งในสถานะแห้งและเปียกน้ำ (Dry and wet states) ดินถมที่ดีต้องเป็นดินเม็ดหยาบที่ไม่ไวต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น ซึ่งเปลี่ยนแปลงตามฤดูกาล วัสดุที่จะนำมาใช้เป็นดินถมต้องได้รับการทดสอบและการรับรองจากห้องปฏิบัติการก่อนที่จะนำมาใช้ และต้องมีคุณสมบัติดังนี้

- 2.3.1 ซีดจำกัดเหลว ต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 30
- 2.3.2 ดัชนีสภาพพลาสติกต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 6
- 2.3.3 สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Coefficient of uniformity) ต้องมีค่ามากกว่า 4
- 2.3.4 ความเป็นกรด-ด่าง เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-289 "Determination of soil for use in corrosion testing" ต้องอยู่ระหว่าง 5 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับเหล็กเสริม และระหว่าง 3 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับวัสดุสังเคราะห์
- 2.3.5 ปริมาณสารอินทรีย์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-267 "Determination of organic content in soils by loss on ignition" ต้องไม่เกินร้อยละ 1.0 โดยมวล

2.3.6 มุมเสียดทานภายใน เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-236 “Direct shear test of soils under consolidated drained conditions” สำหรับวัสดุที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 10 ที่บดอัด ให้มีความแน่นไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของความหนาแน่นสูงสุด ตามวิธีการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 32 องศา

2.3.7 วัสดุที่นำมาใช้เป็นวัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีขนาดคละ ตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดคละของวัสดุดินถมเสริมกำลัง (มาตรฐานที่ ทล.-ม. 105/2550)

ชนิดวัสดุเสริมกำลัง	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล (Percent passing)					
	ขนาดตะแกรง					
กำลัง	37 มม. (1 ½ นิ้ว)	18.75 มม. (¾ นิ้ว)	4.75 มม. (เบอร์ 4)	0.425 มม. (เบอร์ 40)	0.150 มม. (เบอร์ 100)	0.075 มม. (เบอร์ 200)
วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้	100	-	30-100	15-100	5-65	0-15
วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้	-	100	30-100	15-100	5-65	0-15

2.3.8 กรณีนำเหล็กมาใช้ในการเสริมกำลังหรือมีการวางท่อเหล็กในดินถมเสริมกำลัง วัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีคุณสมบัติไฟฟ้าเคมีดังนี้

- ความต้านทานกระแสไฟฟ้า เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-288 “Standard method for determining minimum laboratory soil resistivity” มีค่าไม่น้อยกว่า 3000Ωcm
- ปริมาณซัลเฟต เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน ASSHTO T-290 “Standard method for determining water-soluble sulfate ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 200 ppm
- ปริมาณคลอไรด์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน ASSHTO T-291 “Standard method for determining water-soluble chloride ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 100 ppm

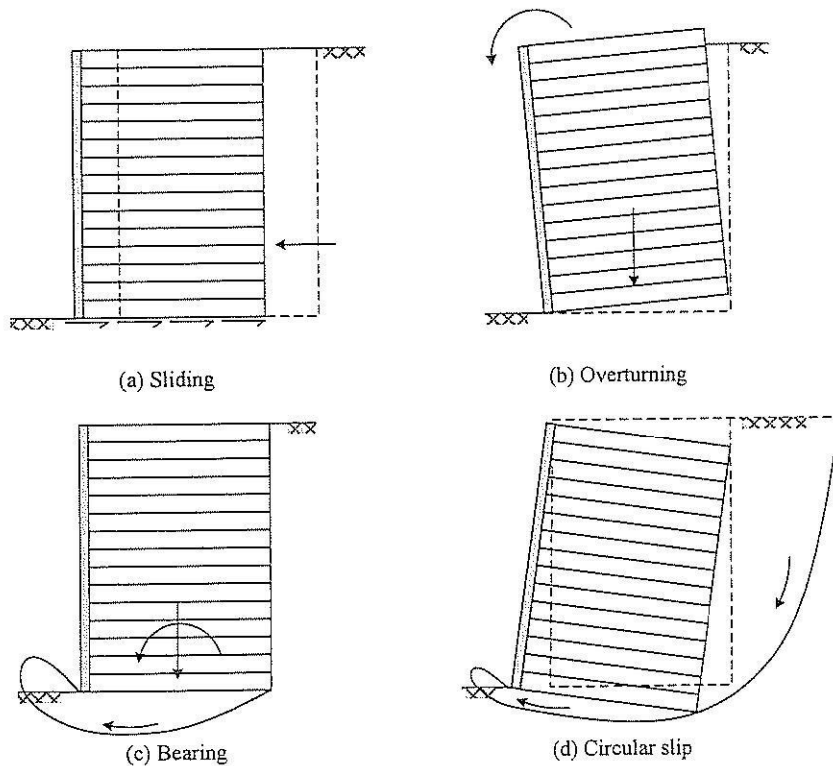
หมายเหตุ ถ้าดินถมมีค่าความต้านทานกระแสไฟฟ้ามากกว่าหรือเท่ากับ 5000Ωcm ไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบหาปริมาณซัลเฟตและคลอไรด์

2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต

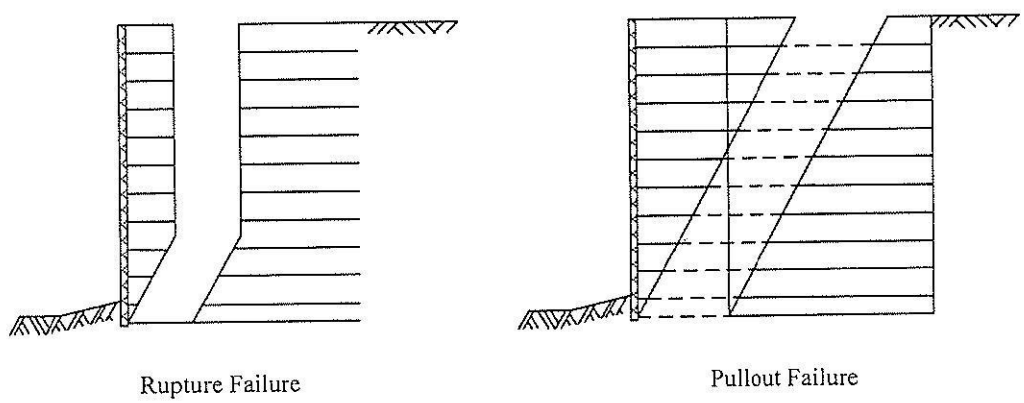
มาตรฐานการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) จะเกี่ยวข้องกับ การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน (Lee et al., 1973; Anderson et al., 1985; และ

Mitchell and Villet, 1987) การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกสามารถทำได้เช่นเดียวกับวิธีดั้งเดิม (Conventional method) โดยสมมติว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังเป็น โครงสร้างกึ่งแข็งกึ่ง (Semi-rigid structure) ดังแสดงในรูปที่ 2.12

การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก (รูปที่ 2.12) ประกอบด้วย การตรวจสอบการพลิกคว่ำ การเลื่อนไถล กำลังรับแรงแบกทาน และเสถียรภาพลาดดิน นอกจากเสถียรภาพภายนอกแล้ว กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีเสถียรภาพภายใน กล่าวคือวัสดุเสริมกำลังต้องมีกำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistance) และกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) เพียงพอ (รูปที่ 2.13)



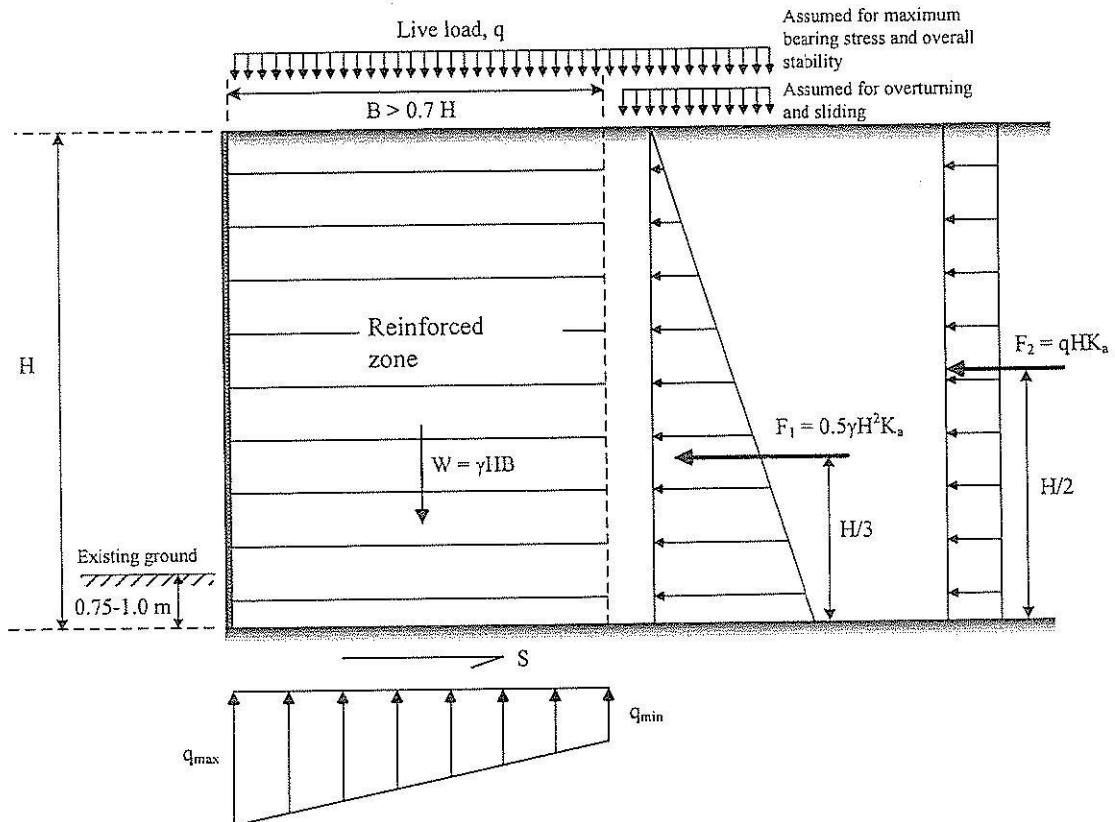
รูปที่ 2.12 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง



รูปที่ 2.13 เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

2.4.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้านกรวยดินภายนอกโดยทั่วไป คือการสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่าเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็เปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงของกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.14 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลังในสภาวะสถิต

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากเกินไป และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักความสถิต (Law of statics) ส่วนการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก (รูปที่ 2.14) ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในสองกรณี คือ 1) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นทั้งในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) และใน โซนไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ 2)

น้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นเฉพาะใน โชนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกใน โชนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกในกรณีที่ 2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักบรรทุกในกรณีที่ 1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักบรรทุก (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังสำหรับงานทางหลวงควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ เมื่ออยู่ในสภาวะสถิต

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถล (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับผลคูณของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบ และเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถลจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) และน้ำหนักบรรทุก (Live load) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกในกรณี 2) แรงต้านทานการลื่นไถลและแรงที่กระทำให้เกิดการลื่นไถลสามารถหาได้จาก

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

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

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

เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ H คือความสูงของกำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.14) และพิจารณาน้ำหนักบรรทุกในกรณีที่ 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) ต่อความดันเฉลี่ยที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Average contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องมาจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจายความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 2.15a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด (q_{max}) และน้อยที่สุด (q_{min}) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) (รูปที่ 2.15b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 2.15c) ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ($e > B/6$) ควรขยายขนาดของฐานราก โดยการเพิ่มความยาวของวัสดุเสริมกำลัง

ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 2.15) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.9) ผู้ออกแบบควรตรวจสอบการเสถียรภาพด้านการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้มักจะเป็นกรณีวิกฤติที่สุด

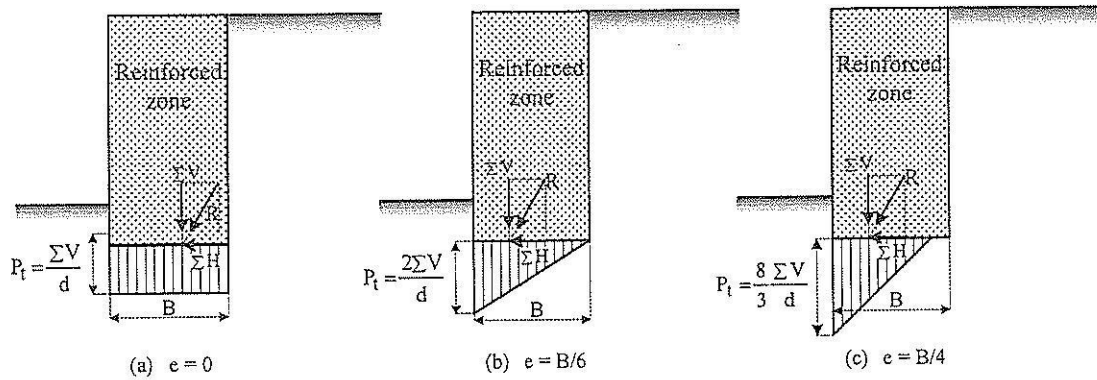
$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

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

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

$$q_{av} = \frac{\sum V}{(B - 2e)} < q_{all} \quad (2.9)$$

เมื่อ $\sum V$ คือน้ำหนักกดทับในแนวดิ่ง ซึ่งเท่ากับ W สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกกรณี 2) และเท่ากับ $W + qB$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกกรณี 1) และ M_r มีค่าเท่ากับ $W \times \frac{B}{2}$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกกรณี 2) และเท่ากับ $\left(W \times \frac{B}{2} \right) + \left(q \times \frac{B^2}{2} \right)$ สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกกรณี 1)



รูปที่ 2.15 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

2.4.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

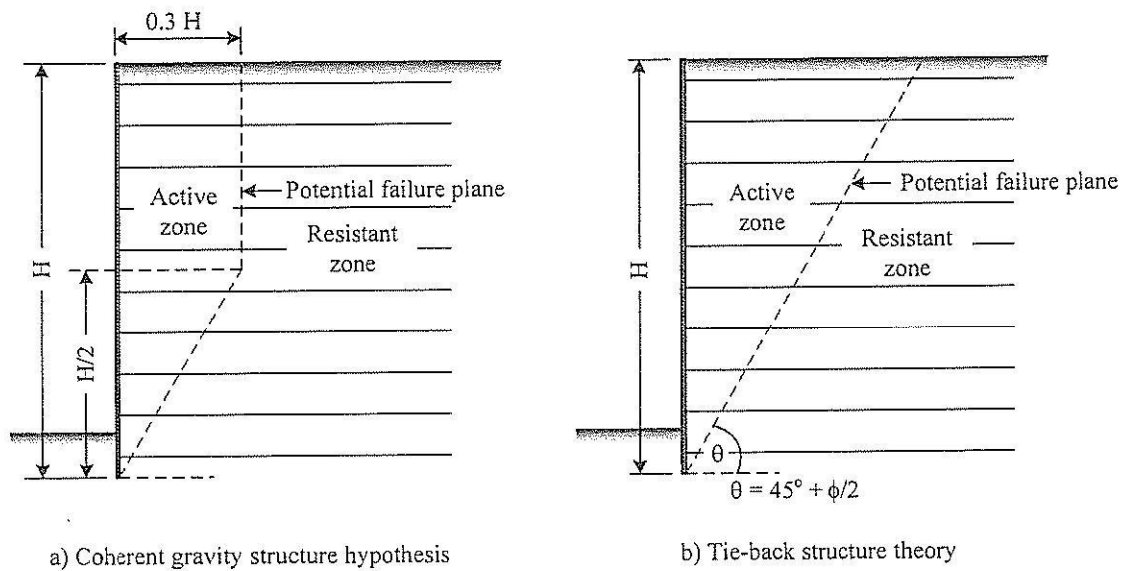
เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการหลุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาด คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการหลุดออก คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (หลังระนาบวิบัติ) ต่อแรงฉีกสูงสุดที่กระทำให้วัสดุเสริมกำลังเคลื่อนออกจากดินถม

กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดไม่น้อยกว่า 2.0 และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการหลุดออกไม่น้อยกว่า 1.5 ในสภาวะสถิต (AASHTO, 2002) หัวข้อต่อไปนี้จะกล่าวถึงวิธีการประมาณตำแหน่งของแรงดึงสูงสุด (ระนาบวิบัติ) แรงดึงสูงสุดและแรงฉีกสูงสุดที่จะเกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง กำลังต้านทานแรงฉีกขาด และกำลังต้านทานแรงฉีก ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง (วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้) เพื่อใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน AASHTO (2002) แนะนำว่าความยาวของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) สำหรับทั้งวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้และที่ไม่สามารถยึดได้ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 900 มิลลิเมตร และความยาวของวัสดุเสริมกำลังทั้งหมดไม่ควรน้อยกว่า 2.4 เมตร

2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดและระนาบวิบัติในดินเสริมกำลัง

มวลดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) มวลดินในโซนเคลื่อนตัวพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงฉีกที่เกิดขึ้นตลอดแนวของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้น แรงฉีกที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ในขณะที่ แรงต้านทานการหลุดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จะมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing แรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริม

กำลังจะเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วย ระบายวิบัตินี้ จะมีความแตกต่างกันตามแต่สถิติเนสของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.16 แสดงระบายวิบัติที่ได้จาก Coherent gravity structure hypothesis และ Tie-back theory Anderson et al. (1987) แสดงให้เห็นว่าระบายการวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระบายวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45^\circ + \phi/2$ องศา เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง



รูปที่ 2.16 ระบายการวิบัติในดินเสริมกำลัง

2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังต้านทานแรงกดในโซนต้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสถานะสมดุ) แรงกดที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับความเค้นในแนวตั้งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สถานะอยู่นิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสถิติเนสของวัสดุเสริมกำลัง สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่บริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันดินด้านข้างในวัสดุเสริมกำลังทุกชั้นอยู่ในสถานะ Active ดังนั้น แรงดึงและแรงกดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

$$T = K_a \sigma_v S_h S_v \quad (2.10)$$

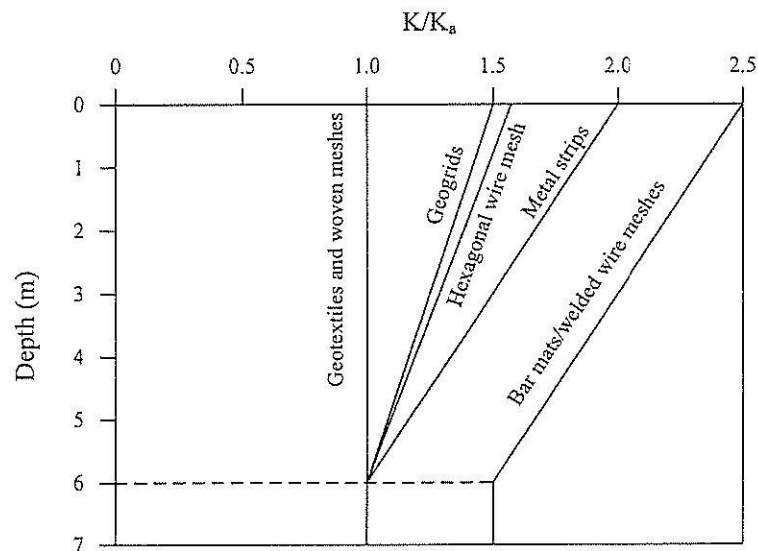
เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสถานะ Active ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ และ S_h และ S_v คือระยะห่างระหว่างวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและแนวตั้ง ตามลำดับ

สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสถานะอยู่นิ่ง (At rest) ที่ส่วนบนของกำแพงกันดิน และมีค่าลดลงตามความลึก ดังนั้น แรงดึงและแรงมุดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

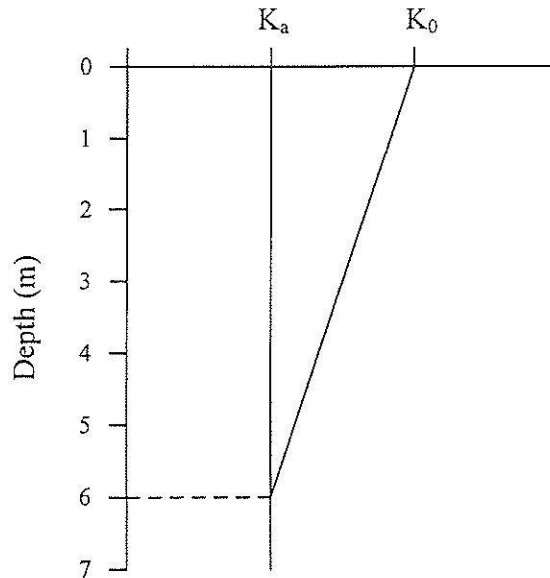
$$T = K \sigma_v S_h S_v \quad (2.11)$$

เมื่อ K คือสัมประสิทธิ์ความดันดิน ซึ่งแปรผันตามความลึกและประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

Christopher et al. (1990) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกสำหรับเหล็กเสริมกำลังชนิดต่างๆ (รูปที่ 2.17) จะเห็นว่าที่ระดับความลึก 6.0 เมตร วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ทุกชนิดจะมีสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเท่ากับ K_a ยกเว้นตะแกรงเหล็กซึ่งจะมีค่าประมาณ 1.5 เท่าของ K_a AASHTO (1996) แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกดังแสดงในรูปที่ 2.18 ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในสำหรับเหล็กเสริมกำลังทุกชนิด โดยกำหนดให้ใช้ค่า $K = K_0$ ที่ระดับผิวดิน เมื่อ $K_0 = 1 - \sin \phi$ และ $K = K_a$ ที่ระดับความลึกมากกว่า 6.0 เมตร ความเปลี่ยนแปลงของ K ในช่วง 6 เมตร ให้สมมติเป็นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมกำลังชนิดต่างๆ (Christopher et al., 1990)



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก (AASHTO, 1996)

2.4.2.3 กำลิ่งต้านทานการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

อัตราส่วนปลอดภัยต้านการฉีกขาดควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) กำลิ่งต้านทานการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพต้านทานการฉีกขาด พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสถียรภาพการต้านทานการฉีกขาดจะมีค่าลดลงตามเวลา ในทางปฏิบัติ เพื่อให้กำแพงกันดินมีเสถียรภาพไม่เปลี่ยนแปลงหรือเปลี่ยนแปลงน้อยกับเวลา การป้องกันการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ทำได้ด้วยการเคลือบด้วยสังกะสี (Galvanized) สังกะสีควรมีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 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

AASHTO (2002) กล่าวว่าเหล็กเสริมกำลังควรเคลือบสังกะสีให้มีความหนาพอ เพื่อให้มีอายุการใช้งาน 75 ถึง 100 ปี โดยแนะนำให้ใช้อัตราการกัดกร่อน (Corrosion rate) ในการคำนวณหาหน้าตัดเหล็กเคลือบสังกะสีที่อายุการใช้งานใดๆ ดังนี้

- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.015 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งาน 2 ปีแรก
- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.004 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งานหลังจาก 2 ปี
- อัตราการกัดกร่อนของเหล็ก (หลังจากสังกะสีถูกกัดกร่อนหมด) เท่ากับ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี

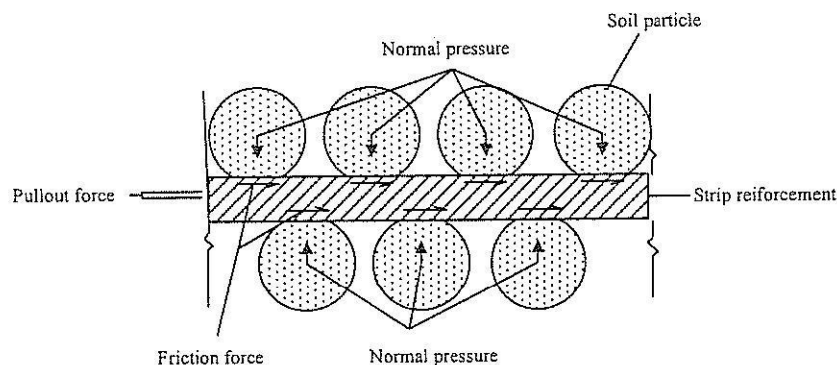
2.4.2.4 กำลังต้านทานแรงฉุดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

2.4.2.4.1 เหล็กแถบ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น และเหล็กแถบมีสัน

สำหรับเหล็กแถบ (Strip) เหล็กแผ่น (Sheet) เหล็กเส้น (Bar) และเหล็กแถบมีสัน (Rib) ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังเป็นแรงเสียดทานระหว่างดินและผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ดังนั้น กำลังต้านทานแรงฉุดเสียดทาน (P_f) สามารถประมาณได้จาก

$$P_f = (c_u + \sigma_v \tan \delta) A_s \quad (2.12)$$

เมื่อ c_u คือหน่วยแรงยึดเกาะ (Adhesion) δ คือมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง σ_v คือความเค้นกดทับในแนวตั้ง และ A_s คือพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_d$ สำหรับเหล็กแผ่น (b และ L_d คือความกว้างและความยาวประสิทธิภาพของเหล็กเสริมกำลัง ตามลำดับ) และเท่ากับ πdL_d สำหรับเหล็กเส้นกลม (d คือเส้นผ่านศูนย์กลาง) ความยาวประสิทธิภาพ (L_d) ของเหล็กเสริมกำลังคือความยาวของเหล็กเสริมกำลังที่อยู่โซนต้านทานการเคลื่อนที่ (Resistant zone)



รูปที่ 2.19 พฤติกรรมการต้านทานแรงฉุดของเหล็กแผ่น (Gulhati and Datta, 2005)

2.4.2.4.2 ตะแกรงเหล็ก

ตะแกรงเหล็ก (Grid steel reinforcing system) เป็นเหล็กเสริมกำลังที่ประกอบด้วยเหล็กตามยาว (Longitudinal bars) และเหล็กตามขวาง (Transverse bars) ทดโกด้านแรงจุดมีความแตกต่างจากเหล็กแถบและเหล็กแผ่น เมื่อช่องเปิดมีขนาดเล็ก ตะแกรงเหล็กจะแสดงพฤติกรรมเหมือนเหล็กแผ่น (Sheet) แต่เมื่อช่องเปิดมีขนาดใหญ่ เหล็กตามขวาง (Transverse bars) จะช่วยเพิ่มแรงแบกทาน (Bearing resistance) Chang et al. (1977) กล่าวว่าตะแกรงเหล็ก (Steel grid) ให้กำลังต้านทานแรงจุดสูงกว่าเหล็กแถบ (Steel strip) ประมาณ 5 ถึง 6 เท่า เมื่อพิจารณาพื้นที่หน้าตัดที่เท่ากัน โดยประมาณร้อยละ 85 ถึง 90 ของกำลังต้านทานแรงจุดเกิดจากแรงต้านทาน Passive ด้านหน้าเหล็กตามขวาง (Transverse bars)

Bergado et al. (1996a) กล่าวว่ากำลังต้านทานแรงจุดทั้งหมด (P) เป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาว (P_f) และกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวาง (P_b)

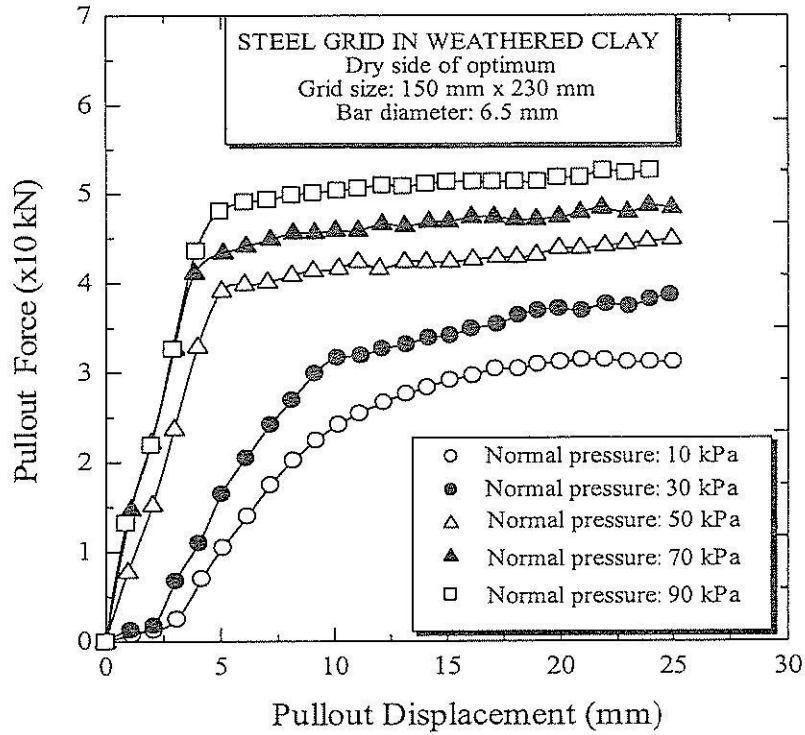
$$P_i = P_f + P_b \quad (2.13)$$

รูปที่ 2.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็กในดินเหนียว บดอัดทางด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นเหมาะสมที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ จากผลทดสอบพบว่าแรงจุดจะมีค่าสูงสุดเมื่อตะแกรงเหล็กเคลื่อนตัวประมาณ 20 มิลลิเมตร แรงจุดจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงการเคลื่อนตัวประมาณ 5 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นผลมาจากการพัฒนาแรงเสียดทานของเหล็กตามยาว (Longitudinal bar) ที่เกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ในช่วงการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ยังพบว่าแรงจุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งหรือความสูงของดินถมด้านหลังกำแพง

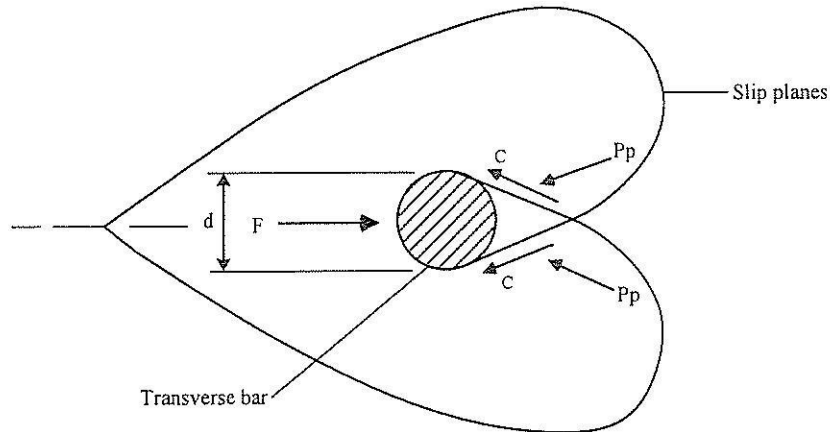
กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวสามารถคำนวณได้ด้วยสมการที่ (2.12) ส่วนกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางสามารถคำนวณได้โดยพิจารณาว่าเหล็กตามขวางทำหน้าที่เสมือนฐานรากที่ถูกดึงผ่านดิน กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางจำนวน n ตัวสามารถประมาณได้จากกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว

$$P_b = nRP_{b1} \quad (2.14)$$

เมื่อ P_{b1} คือกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว และ R คือแฟกเตอร์ปรับระหว่างเหล็กตามขวาง ซึ่งแปรผันตามขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามขวางและระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง R จะมีค่าไม่เกิน 1.0



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของตะแกรงเหล็ก (Bergado et al., 1996b)



รูปที่ 2.21 กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980)

กลไกด้านทานการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินด้านหน้าเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว ($n = 1$) ที่มีการพัฒนาขึ้นจนถึงปัจจุบันมีด้วยกันสามกลไก กลไกแรกคือการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980) ซึ่งระนาบการวิบัติจะเกิดได้อย่างเต็มที่ (รูปที่ 2.21) กลไกการวิบัตินี้ สมมติให้มีลักษณะเช่นเดียวกับกลไกการวิบัติของฐานรากตื้น และสมการทำนายกำลังด้านทานแรงแบกทานเป็นสมการเดียวกับสมการของ Prandtl (1921) โดยกำหนดให้ความดันดินด้านข้างมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้ง แรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งเส้น (P_{b1}) ประมาณได้จาก

$$P_{bl} / wD = cN_c + \sigma_v N_q \quad (2.15)$$

เมื่อ w, D คือความยาวและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามขวาง ตามลำดับ c คือหน่วยแรงเหนียวหน้าของดิน σ_v คือความเค้นในแนวตั้ง และ

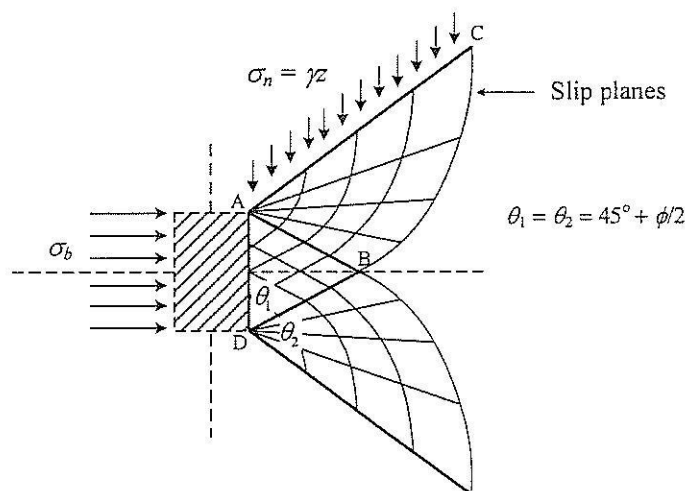
$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (2.16)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.17)$$

กลไกการวิบัติที่สองคือการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984) (รูปที่ 2.22) กลไกการวิบัตินี้สมมติให้ความเค้นที่กระทำบนระนาบวิบัติ AC เท่ากับความเค้นในแนวตั้ง ซึ่งมีผลให้ความเค้นที่กระทำตั้งฉากกับระนาบวิบัติ AC มีค่าเท่ากับ $\sigma_v \cos \phi$ และสมมติว่ามุมของระนาบวิบัติมีค่าเท่ากับ $\theta_2 = (45 + \phi/2)$ จากสมมติฐานดังกล่าวข้างต้น จะได้สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุด เช่นเดียวกับสมการที่ (2.15) แต่ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกันดังนี้

$$N_q = \exp[(\pi/2 + \phi) \tan \phi] \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (2.18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.19)$$



รูปที่ 2.22 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984)

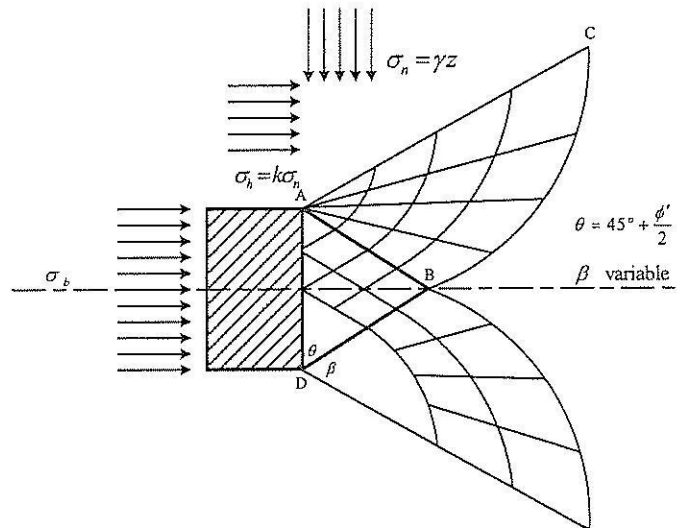
สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานโดยกลไกการวิบัติแบบ General shear และแบบ Punching shear ให้ผลคำตอบขอบเขตบน (Upper boundary) และขอบเขตล่าง (Lower boundary) ตามลำดับ (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990; และ Shivashankar, 1991) Ospina (1988) กล่าวว่า การวิบัติของทรายแห้งภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ

Punching shear ในขณะที่ ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูง การวิบัติจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ General shear

Bergado et al. (1996a) พบว่ากำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของตะแกรงเหล็กมีค่าอยู่ระหว่างขอบเขตบน (General shear) และขอบเขตล่าง (Punching shear) จึงได้เสนอกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear เพื่อสร้างสมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานที่ให้ผลคำตอบใกล้เคียงความเป็นจริงมากยิ่งขึ้น รูปที่ 2.23 แสดงลักษณะของความเค้น ซึ่งมีสมมติฐานดังนี้ ก) โซนการวิบัติประกอบด้วยสองโซน คือโซน Active (ABD) และโซนวิบัติเนื่องจากการหมุน (Rotational failure zone) (ABC) ข) สถานะของความเค้นบนระนาบวิบัติ AC ประกอบด้วยความเค้นในแนวตั้ง, σ_v และความเค้นในแนวนอน, $k\sigma_v$ ซึ่งเป็นความเค้นหลักใหญ่ และ k คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และ ค) กำลังต้านทานแรงเฉือนบนระนาบ AC เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ สมการที่นำเสนอนี้เหมาะสำหรับดินเชื่อมแน่นและเสียดทาน (Cohesive-frictional soils) ซึ่งมุม β สามารถปรับเปลี่ยนได้ตามคุณสมบัติของดิน ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Bergado et al. (1996a) แสดงได้ดังนี้

$$N_q = \left[\frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \sin(2\beta - \phi) \right] \frac{1}{\cos \phi} \times \exp[2\beta \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.20)$$

$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} \exp[2\beta \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cot \phi \quad (2.21)$$



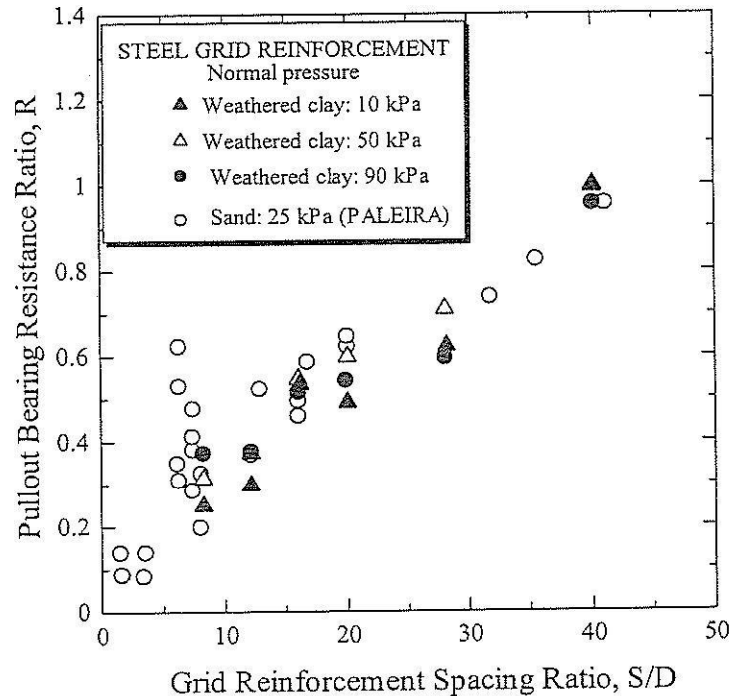
รูปที่ 2.23 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Bergado et al., 1996a)

จากผลทดสอบแรงจุดของตะแกรงเหล็กในดินชนิดต่างๆ Bergado et al. (1996a) พบว่า β แทบจะไม่เปลี่ยนแปลงตามชนิดของดินและแนะนำให้ใช้ค่า $\beta = \pi/2$ และ $k = 1.0$ ดังนั้น สมการที่ (2.20) และ (2.21) จึงกลายเป็น

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.22)$$

$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cot \phi \quad (2.23)$$

ผลการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานโดยสมการที่ (2.23) และ (2.24) จะเป็นค่ากลางระหว่างกรณีวิธีแบบ General shear และ Punching shear



รูปที่ 2.24 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงจุด (Bergado et al., 1993)

ต่อจากนี้จะกล่าวถึงอิทธิพลของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามแนวขวาง (D) และระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวาง (S) ต่อค่าแฟกเตอร์การรบกวนกันระหว่างเหล็กตามขวาง (R) แฟกเตอร์การรบกวนกันระหว่างเหล็กตามขวางและกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของตะแกรงเหล็กจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วน S/D เนื่องจากอิทธิพลการรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางมีน้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 2.24 ซึ่งเป็นผลทดสอบแรงจุดแบกทานของตะแกรงเหล็กในทรายและดินเหนียวภายใต้ความเค้นในแนวตั้งต่างๆ ของ Bergado et al. (1993) จะเห็นได้ว่า R จะมีค่าใกล้เคียง 1.0 เมื่ออัตราส่วน S/D มีค่าเกินกว่า 45 ซึ่งเป็นอัตราส่วน S/D ที่ทำให้ระดับการรบกวนเป็นศูนย์พอดี ($R = 1$) อัตราส่วนนี้เรียกว่าอัตราส่วนระยะห่างปลอดการรบกวน (Free interference spacing ratio) และใช้สัญลักษณ์แทนด้วย S_2/D นอกจากนี้ Bergado et al. (1996a) ยังพบว่าเมื่ออัตราส่วน S/D ลดลงจนถึงค่าๆ หนึ่ง ซึ่งนิยามเป็น S_1/D ระบายแรงเฉือน (Shear surface) ของเหล็กตามขวางแต่ละเส้น จะก่อดังกันเป็นระนาบขรุขระ (Rough shear surface) ในกรณีเช่นนี้ ตะแกรงเหล็กจะมีพฤติกรรมเหมือนแผ่นเหล็กหยาบ (Rough

sheet) ซึ่งจะไม่ปรากฏแรงแบกทาน และกำลังต้านทานแรงจุดจะเกิดจากความเสียดทานระหว่างดินและตะแกรงเหล็ก อัตราส่วน S_1/D นี้เรียกว่าอัตราส่วนระยะห่างแผ่นหยาบ (Rough sheet space ratio)

Bergado et al. (1996a) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานกับอัตราส่วน S/D ดังนี้

$$R = a + b \left(\frac{S}{D} \right)^{nr} \quad (2.24)$$

เมื่อ a , b และ nr คือค่าคงที่ nr มีค่าแปรผันตามมุมเสียดทานภายใน ซึ่งเท่ากับ 0.5 สำหรับมุมเสียดทานภายในที่มากกว่า 45 องศา เท่ากับ 2/3 สำหรับมุมเสียดทานภายในระหว่าง 35 ถึง 45 องศา เท่ากับ 3/4 สำหรับมุมเสียดทานภายในระหว่าง 25 ถึง 35 องศา และเท่ากับ 1.0 สำหรับมุมเสียดทานภายในที่น้อยกว่า 25 องศา ค่าพารามิเตอร์ a และ b หาได้โดยอาศัยสองเงื่อนไข ดังนี้ เงื่อนไขที่ 1) เมื่อ S/D เท่ากับ S_1/D ค่าสัมประสิทธิ์พันธะแรงจุด (Pullout bond coefficient, f_b) เท่ากับ 1.0 เมื่อสัมประสิทธิ์พันธะแรงจุดมีนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความต้านทานแรงจุดของตะแกรงเหล็กต่อผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือนและพื้นที่สัมผัสระหว่างดินและตะแกรงเหล็กด้านบนและด้านล่าง (Jewell et al., 1984)

$$f_b = \frac{P_b}{2wL_e(c + \sigma_v \tan \phi)} \quad (2.25)$$

เงื่อนไขที่ 2) เมื่อ S/D เท่ากับ S_2/D อัตราส่วนกำลังต้านทานแรงแบกทาน (R) เท่ากับ 1.0 ดังนี้

$$b = \frac{1 - R_1}{\left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}} \quad (2.26)$$

$$a = \frac{R_1 \left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}}{\left(\frac{S_2}{D} \right)^{nr} - \left(\frac{S_1}{D} \right)^{nr}} \quad (2.27)$$

$$R_1 = \frac{2S_1(c + \sigma_n \tan \phi)}{\sigma_b D} \quad (2.28)$$

Bergado et al. (1996a) แนะนำให้ใช้ค่า S_2/D เท่ากับ 45 และ S_1/D เท่ากับ 1.0 แต่อย่างไรก็ตามดินบางชนิดอาจให้ค่า S_2/D เกินกว่า 45 ได้ ค่าที่แท้จริงสามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.4.2.4.3 เหล็กเสริมแบกทาน

ดังได้กล่าวแล้วข้างต้น เหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง ซึ่งเหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากที่มีจำนวน 1 ถึง 6 ตัว กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานและกำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กเส้น โดยใช้สมการที่ (2.12) Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) กล่าวว่าอัตราส่วน S/ϕ ในคันทรายมีค่ามากกว่า 1.0 เนื่องจากผิวสัมผัสระหว่างเหล็กข้ออ้อยและคันทรายมีความฝืดมาก ดังนั้นผู้ออกแบบสามารถใช้อัตราส่วน S/ϕ เท่ากับ 1.0 ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวได้ สำหรับกำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้แสดงให้เห็นว่าการวิบัติของคันทรายเนื่องจากการรูดออกของเหล็กเสริมแบกทานเป็นการวิบัติแบบ Modified Punching shear และสมการที่ (2.27) และ (2.28) สามารถใช้ในการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางหนึ่งตัวได้

การจัดวางระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางก็มีผลต่อกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานเช่นเดียวกับตะแกรงเหล็ก รูปที่ 2.25 แสดงอิทธิพลของอัตราส่วน S/B ต่อกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานในคันทราย เมื่อ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก จากรูปจะเห็นว่าอัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 25 เป็นอัตราส่วนระยะห่างปลอดภัยรอบคันทราย อัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 3.75 เป็นอัตราส่วนระยะห่างแผ่หนายาบ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ S/B ดังนี้

$$R = a + b \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (2.29)$$

เมื่อ a และ b เป็นค่าคงที่ แปรผันตามจำนวนเหล็กตามขวาง (n) ดังนี้

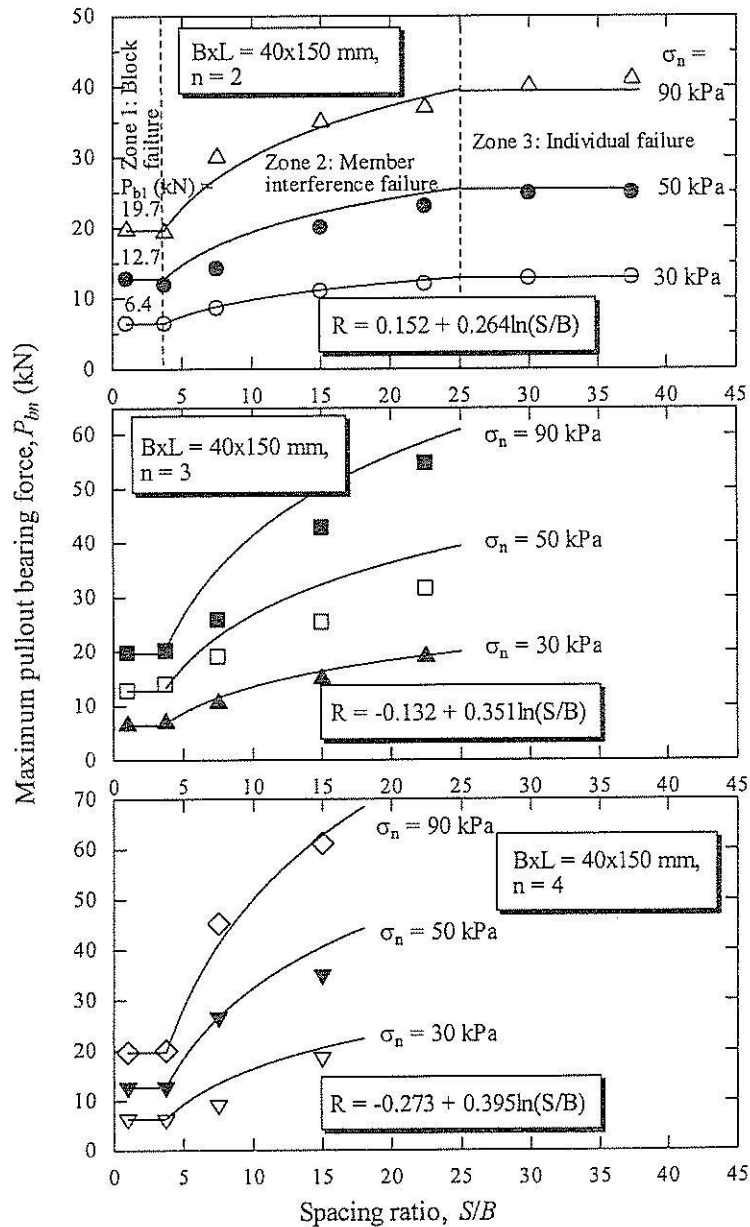
$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n}\right] \quad (2.30)$$

$$a = 1 - 3.219b \quad (2.31)$$

การพัฒนาแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานสำหรับอัตราส่วน S/B ใดๆ สามารถประมาณได้จากฟังก์ชันไฮเพอร์บอลิก ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงแบกทานเฉลี่ย, $\sigma_{bn}/n\sigma_n$, และการเคลื่อนตัว, d สำหรับ $\frac{1}{n} \leq R \leq 1.0$ แสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{\sigma_{bn}}{n\sigma_n} = F \left[\frac{d}{\frac{1}{E_f/\sigma_n} + \frac{d}{N_g}} \right] \quad (2.32)$$

เมื่อ σ_{bn} คือหน่วยแรงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางจำนวน n ตัว และ E_f คือความชันเริ่มต้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว E_f เป็นค่าเดียวกับ โมดูลัสเริ่มต้นของแบบจำลองไฮเพอร์บอติกที่เสนอโดย Duncan et al. (1980)



รูปที่ 2.25 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดินทราย (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

บทที่ 3

ผลการศึกษาและบทสรุป

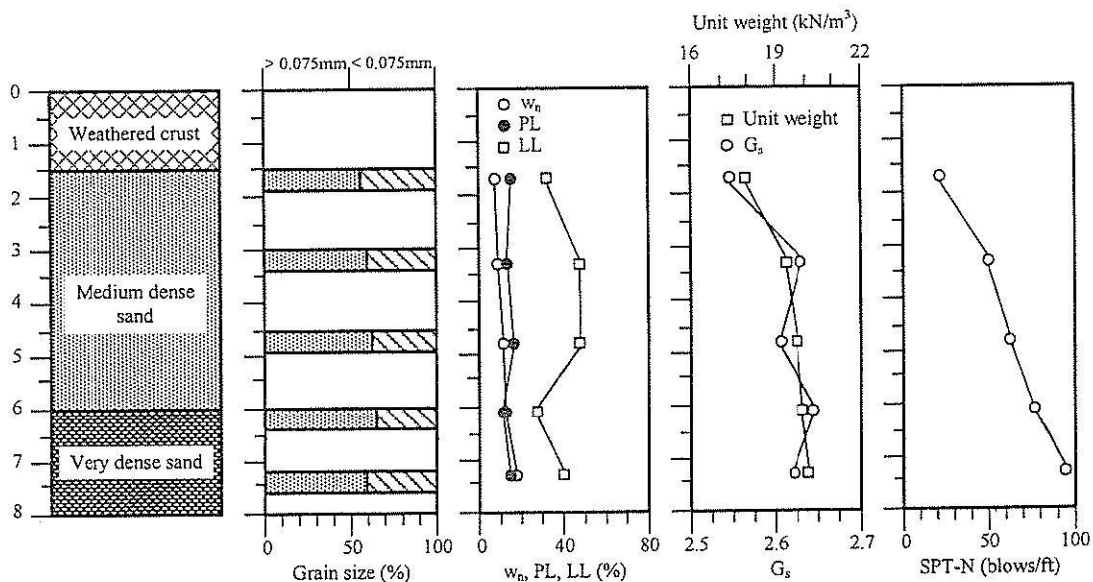
3.1 บทนำ

ผู้วิจัยได้ทำการออกแบบและก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดอย่างสมบูรณ์ ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาพฤติกรรมทางวิศวกรรมกำแพงกันดินและเปรียบเทียบกับทฤษฎีและมาตรฐานการออกแบบที่ใช้กันในปัจจุบัน และท้ายสุดจะนำเสนอแนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่เหมาะสม อันประกอบด้วย การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน

3.2 การทดสอบในสนาม

3.2.1 ลักษณะชั้นดิน

กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานได้ก่อสร้างภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เมื่อวันที่ 20 กรกฎาคม 2552 ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้างประกอบด้วยชั้นดินผุกร่อน (Weathered crust) ที่มีความหนา 1.5 เมตร ชั้นดินนี้วางตัวอยู่บนชั้นดินทรายปนดินเหนียวที่มีความแน่นปานกลางจนถึงระดับความลึก 6 เมตร ได้ชั้นดินทรายแน่นปานกลางนี้ เป็นดินทรายปนดินเหนียวที่มีความแน่นมาก



รูปที่ 3.1 ลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้าง

รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะชั้นดินพร้อมทั้งพารามิเตอร์พื้นฐานและพารามิเตอร์ทางวิศวกรรม ซึ่งได้ จากหลุมเจาะที่มีความลึก 8 เมตร ความแข็งแรงของดินวัดได้จากการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน จะ เห็นได้ว่า SPT-N มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก แสดงว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งเป็นลักษณะเฉพาะของดินที่กำเนิดกับที่ (Residual soil) จากผลทดสอบแรงเฉือนตรงของดินฐานราก พบว่าชั้นดินผุร่อนมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนดังนี้ $c' = 20$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 26$ องศา ระหว่าง การเจาะสำรวจ ไม่ปรากฏระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ

3.2.2 ดินถม

ดินถมที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นดินทรายที่มีความละเอียดสม่ำเสมอ ประกอบด้วยกรวดร้อยละ 1.5 ทรายร้อยละ 98.1 และดินตะกอนร้อยละ 0.4 อนุภาคของดินที่มีขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร มีน้อยกว่าร้อยละ 15 ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย การกระจายขนาดของเม็ด ดินเป็นดังนี้ อนุภาคเฉลี่ยของดิน (D_{50}) เท่ากับ 0.44 มิลลิเมตร สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (C_u) เท่ากับ 2.8 และสัมประสิทธิ์ความโค้ง (C_c) เท่ากับ 1.0 ดินทรายนี้จัดเป็นดินที่มีความละเอียดไม่ดี (SP) ตามการ จำแนกระบบเอกภาพ (Unified Soil Classification System, USCS) ความถ่วงจำเพาะของดินทรายมีค่า เท่ากับ 2.66 ปริมาณความชื้นเหมาะสมและหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดของดินทรายบดอัดที่พลังงานการ บดอัดแบบมาตรฐานมีค่าเท่ากับร้อยละ 7.1 และ 16.9 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดเหมาะสมมีค่าดังนี้ $c' = 0$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 26$ องศา มุม เสียดทานภายใน (มากกว่า 36 องศา) นี้เป็นค่าที่ยอมรับได้สำหรับกำแพงกันดินเสริมกำลังในประเทศไทย

3.2.3 การออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

กำแพงกันดินนี้ถูกออกแบบให้มีความสูง 6 เมตร ด้วยเหล็กเสริมแบกทาน 8 ชั้น ระยะห่างใน แนวตั้งมีค่าเท่ากับ 0.75 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.2 เหล็กเสริมตามแนวยาวมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร และความยาว 4.2 เมตร (เท่ากับ 0.8 เท่าของความสูงกำแพงกันดิน) ซึ่ง ASSHTO (2002) แนะนำให้ใช้ความยาวของเหล็กเสริมกำลังไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงกำแพงกันดิน เหล็กตามแนว ขวางเป็นเหล็กฉากที่มีความยาวขา (B) เท่ากับ 25 มิลลิเมตร และความยาว (L) เท่ากับ 180 มิลลิเมตร ระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวางเท่ากับ 750 มิลลิเมตร ซึ่งมากกว่า $25B$ ดังนั้นจึงไม่เกิดการรบกวน ระหว่างเหล็กตามแนวขวาง ตารางที่ 3.1 แสดงคุณสมบัติทางกลของเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนว ขวาง ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรฐานอุตสาหกรรม (มอก.) สมมติฐานในการออกแบบ เสถียรภาพภายในมีด้วยกันสามสมมติฐาน กล่าวคือ 1) แรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทาน คำนวณจากสัมประสิทธิ์แรงคั้นดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง 2) ระยะเวลาการวิบัติประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis (Anderson et al., 1987) และ 3) อัตราส่วน δ/ϕ ที่เท่ากับ 1.47 และกลไกการ

วิบัติแบบแรงเฉือนทะลุปรับปรุงใช้ในการคำนวณหาความต้านทานแรงจุด ระยะห่างแนวนอนระหว่างเหล็กเสริมแบกทานเท่ากับ 750 และ 500 มิลลิเมตร สำหรับการเสริมเหล็กเสริมแบกทานในชั้นที่ 5 ถึง 8 และ 1 ถึง 3 ตามลำดับ รายละเอียดการเสริมเหล็กเสริมแบกทานในแต่ละชั้นสรุปดังตารางที่ 3.2 ตารางที่ 3.3 แสดงแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทาน (T_{max}) กำลังต้านทานแรงจุด (P_u) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาด (FS_{rup}) และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการหลุดออก (FS_{pull}) สำหรับเหล็กเสริมแบกทานแต่ละชั้น ในการออกแบบนี้ FS_{rup} และ FS_{pull} มีค่าเกินกว่า 2.0 แผ่น Facing ที่ใช้ในการก่อสร้างนี้เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งมีขนาด 1.50x1.50x0.14 เมตร ความหนาของแผ่น Facing นี้เป็นความหนาที่นิยมใช้กันในประเทศไทย ซึ่งได้รับการออกแบบเพื่อต้านทานการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนและโมเมนต์คดเนื่องจากแรงดันดินในแนวนอน

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนวขวาง

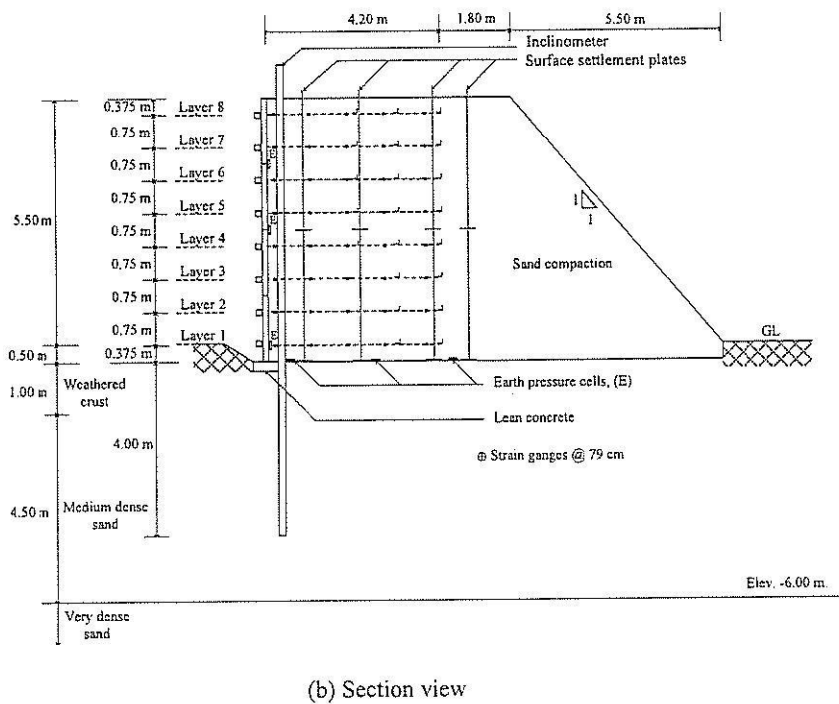
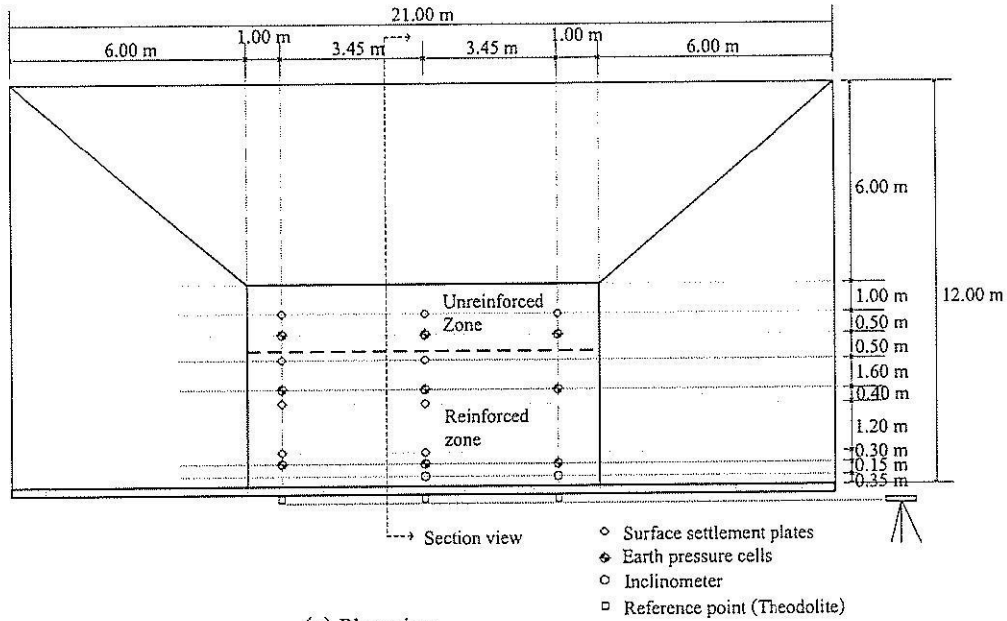
Member	Material name	Tensile strength (MPa)	Yield strength (MPa)	Elongation (%)
Longitudinal	SD40	560	390	15
Transverse	Fe24	402	235	21

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กเสริมแบกทาน

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

ตารางที่ 3.3 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

Layer	z (m)	T_{max} (kN)	N_g	P_f (kN)	P_b (kN)	P_r (kN)	FS_{rup}	$FS_{pullout}$
8	0.375	5.30	39.08	3.94	13.9	17.85	8.54	3.4
7	1.125	7.86	39.08	5.85	20.6	26.49	5.75	3.4
6	1.875	10.42	39.08	7.75	27.4	35.12	4.34	3.4
5	2.625	12.99	39.08	9.65	34.1	43.75	3.48	3.4
4	3.375	15.55	39.08	12.64	40.8	53.46	2.91	3.4
3	4.125	12.07	39.08	17.25	31.7	48.95	3.75	4.1
2	4.875	13.78	39.08	22.57	36.2	58.75	3.28	4.3
1	5.625	15.49	39.08	28.61	40.7	69.27	2.92	4.5



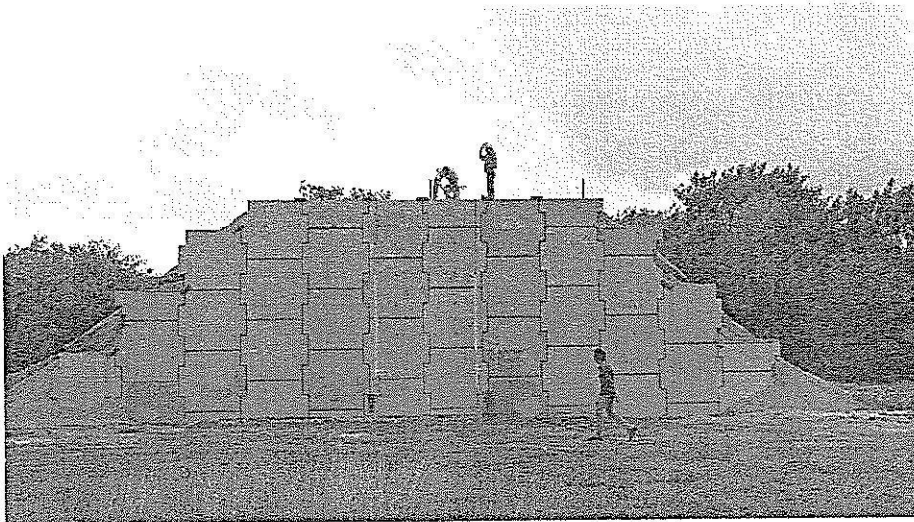
รูปที่ 3.2 รูปแบบของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบบทวนพร้อมชุดตรวจวัด

ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ดินเสริมกำลังถูกสมมติให้เป็นโครงสร้างแข็งเกร็ง (Rigid body) (McGown et al., 1998) การตรวจสอบกระทำด้วย Limit equilibrium analysis ในสภาวะ Plane strain น้ำหนักบรรทุกที่เท่ากับ 20 กิโลปาสกาล ได้ถูกนำมาพิจารณาในการออกแบบในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ตามมาตรฐานของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อน ไถล การพลิกคว่ำ และแรงแบกทาน มีค่าเท่ากับ 4.6, 7.1, และ 3.1 ตามลำดับ สำหรับกรณีไม่พิจารณา

น้ำหนักบรรทุกจร และมีค่าเท่ากับ 8.4, 5.2, และ 3.3 ตามลำดับ สำหรับกรณีที่พิจารณาน้ำหนักบรรทุกจร

3.2.4 การก่อสร้างกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

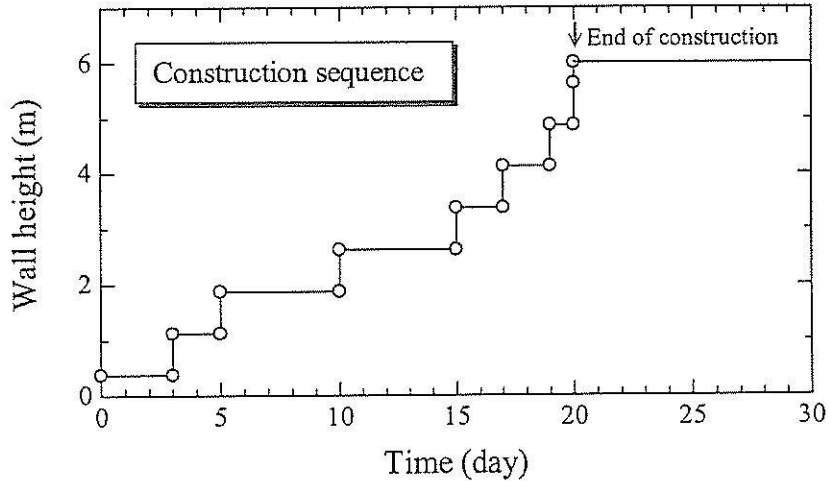
กำแพงกันดินมีความสูง 6 เมตร ยาว 6 เมตร และกว้าง 9 เมตร ด้านบน และ กว้าง 21 เมตร ที่ฐาน ดังแสดงในรูปที่ 3.2 และ 3.3 ความชันด้านข้างและด้านหลังเท่ากับ 1:1 ฐานของกำแพงกันดินตั้งอยู่ที่ระดับความลึก 0.5 เมตร จากระดับดินเดิม แผ่น Facing วางอยู่บน Leveling pad (ความกว้าง 0.15 เมตร และความหนา 0.15 เมตร) ซึ่งตั้งอยู่ที่ระดับความลึก 0.15 เมตร จากระดับฐานกำแพงกันดิน ด้านหน้าของกำแพงกันดินไม่มีดินถม เพื่อป้องกันอิทธิพลจากแรงดันดิน แผ่น Facing ในช่วงกลางของกำแพงกันดินมีจำนวน 4 แผ่น และมีเหล็กเสริมแบกทานจำนวน 8 ชั้น



รูปที่ 3.3 กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ

(8 สิงหาคม 2552)

ดินทรายถมถูกบดอัดเป็นชั้นๆ ละประมาณ 0.15 เมตร จนได้ความแน่นประมาณร้อยละ 90 ของความแน่นที่ได้จากการบดอัดแบบมาตรฐาน การบดอัดทำด้วยเครื่องบดอัดมือ ระดับการบดอัดและปริมาณความชื้นถูกตรวจสอบด้วยวิธีกรวยทราย ถ้าพบว่าตำแหน่งใดระดับการบดอัดไม่ได้ตามต้องการ ดินบริเวณดังกล่าวจะถูกบดอัดอีกครั้งจนได้ค่าตามต้องการ การก่อสร้างใช้เวลาทั้งสิ้น 20 วัน ขั้นตอนการก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 3.4 หลังจากก่อสร้างแล้ว 47 วัน ทำการถมดินขึ้นอีก 1.2 เมตร เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกจรประมาณ 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการก่อสร้าง

3.2.5 การติดตั้งชุดตรวจวัด

กำแพงดินเหล็กเสริมแบบทวนถูกติดตั้งชุดตรวจวัดอย่างสมบูรณ์ทั้งในดินฐานรากและในตัวกำแพงกันดิน เนื่องจากกำแพงกันดินก่อสร้างบนชั้นดินแข็ง ผู้วิจัยจึงทำการตรวจวัดการทรุดตัวของกำแพงด้วยแผ่นวัดการทรุดตัวที่ผิวดินเพียงอย่างเดียว (ไม่มีแผ่นวัดการทรุดตัวใต้ผิวดิน) และไม่มีการติดตั้งบ่อสังเกตและ Piezometer เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับความลึก 8 เมตร แผ่นวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน Inclinator และเกจวัดความดันดินถูกติดตั้งใต้ดินก่อนการก่อสร้างกำแพงดิน แผ่นวัดการทรุดตัวถูกติดตั้งใต้ดินและในชั้นดินถมจำนวนทั้งสิ้น 18 ตัว แผ่นวัดการทรุดตัว 9 ตัว ติดตั้งใต้กำแพงดิน (ที่ระดับความลึก 0.5 เมตร จากผิวดิน) ที่ระยะ 0.8, 2.0, 4.0 และ 5.0 เมตร จากแผ่น Facing ส่วนอีก 9 ตัวที่เหลือติดตั้งที่กึ่งกลางของกำแพงกันดิน (ที่ระดับความสูง 3 เมตร) ที่ระยะ 0.8, 2.0, 4.0 เมตร จากแผ่น Facing

การเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่น Facing บันทึกด้วยกล้อง Theodolite ระหว่างการก่อสร้างโดยอ้างอิงจากจุด Benchmark การเคลื่อนตัวของดินฐานรากและกำแพงกันดินหลังสิ้นสุดการก่อสร้างบันทึกด้วย Inclinator ซึ่งถูกติดตั้งสองจุดด้านหน้ากำแพงดิน (ด้านข้างและตรงกลาง) ความลึกของ Inclinator ถูกฝังจนถึงระดับความลึก 4.0 เมตร จากฐานของกำแพงดิน ความดันดินใต้กำแพงกันดินถูกวัดระหว่างการก่อสร้างและหลังสิ้นสุดการก่อสร้างด้วยมาตรวัดความดันดินจำนวน 9 ตัว ภายในโซนเสริมกำลังและโซนไม่เสริมกำลัง มาตรวัดความดันดินถูกติดตั้งที่ระยะ 0.5, 2.4, และ 4.5 เมตร จากแผ่น Facing ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อแผ่น Facing บันทึกจากมาตรวัดความดันดินจำนวน 3 ตัว ที่ระดับความสูง 0.375, 3.0 และ 4.5 เมตร ความเครียดและแรงดึงในเหล็กเสริมแบบทวนบันทึกด้วยมาตรวัดความเครียดชนิดกันน้ำ ค่าเริ่มต้นของมาตรวัดความเครียดจะถูกปรับให้เป็นศูนย์ทันทีที่ติดตั้งเหล็กเสริมแบบทวนก่อนการถมดินชั้นถัดไป การเปลี่ยนแปลงความเครียดจะถูกบันทึกในช่วงก่อสร้างและหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ มาตรวัดความเครียดจะถูกติดตั้งกับเหล็กแกนที่ระยะ 0.23, 1.02, 1.81, 2.60 และ

3.39 เมตร จากแผ่น Facing ของกำแพงดิน มาตรการวัดความเครียดจะติดตั้งทุกชั้นของการเสริมเหล็กเสริมแบกทานในช่วงกลางของกำแพงดิน

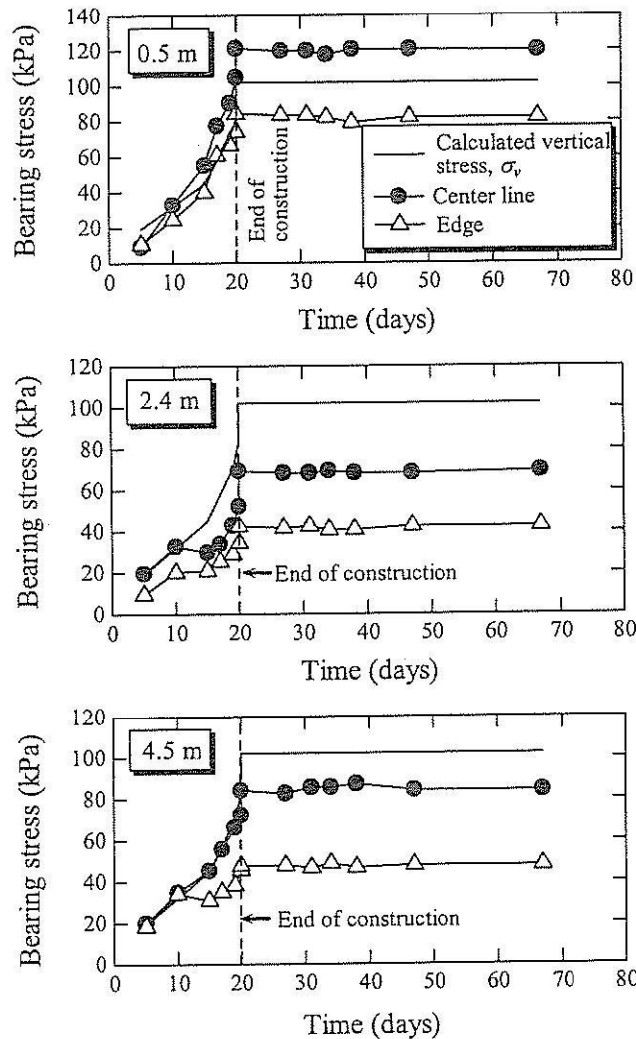
การทดสอบแรงจุดในสนามกระทำกับเหล็กเสริมแบกทานที่ชั้นเสริมกำลัง 4, 5, และ 6 หลังจากให้น้ำหนักเพิ่มแล้ว 30 วัน เหล็กเสริมแบกทานที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยเหล็กตามยาวที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร และยาว 1000 มิลลิเมตร และเหล็กตามขวางที่มีขนาด 25x150 มิลลิเมตร จำนวนเหล็กตามขวางเท่ากับ 1, 2, และ 3 สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4, 5, และ 6 ตามลำดับ ระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางเท่ากับ 750 และ 500 มิลลิเมตร สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5 และ 6 เหล็กเสริมกำลังทดสอบถูกติดตั้งด้านหน้าของกำแพงกันดินในโซนเคลื่อนตัว (Active zone) การทดสอบแรงจุดกระทำด้วยแม่แรงไฮดรอลิกที่มีแรงดึงสูงสุด 200 กิโลนิวตัน การเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานบันทึกด้วย Linear variation differential transformer (LVDT) อัตราการดึงเหล็กเสริมแบกทานเท่ากับ 1.0 มิลลิเมตร ต่อนาที

3.3 ผลการตรวจวัดในสนาม

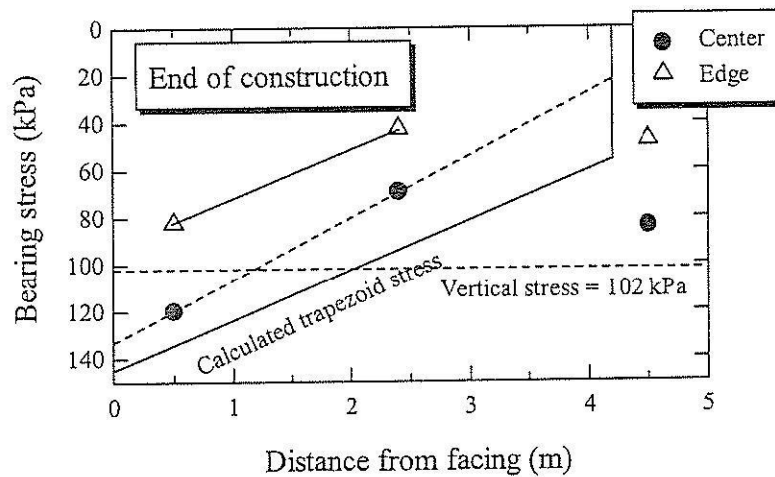
3.3.1 หน่วยแรงแบกทาน

รูปที่ 3.5 แสดงการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงแบกทานกับเวลาก่อสร้างที่ตำแหน่งกึ่งกลางและด้านข้าง (3.45 เมตร จากกึ่งกลาง) ของกำแพงกันดิน เปรียบเทียบกับหน่วยแรงในแนวตั้ง ความเค้นแบกทานวัดทั้งในโซนเสริมกำลัง (0.5 และ 2.4 เมตร จากแผ่น Facing) และในโซนไม่เสริมกำลัง (4.5 เมตร จากแผ่น Facing) จะเห็นได้ว่าหน่วยแรงแบกทานที่ทุกตำแหน่งมีค่าเพิ่มขึ้นกับเวลาก่อสร้าง เนื่องจากดินฐานรากเป็นดินแข็งและอยู่ในสภาพแห้ง ซึ่งการทรุดตัวทั้งหมดแทบจะเกิดขึ้นหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ส่งผลให้หน่วยแรงแบกทานเกิดการเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การกระจายหน่วยแรงแบกทานในโซนเสริมกำลังทั้งที่กึ่งกลางและด้านข้างมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู (รูปที่ 3.6) ซึ่งเป็นลักษณะทั่วไปของฐานรากที่วางตัวบนชั้นดินแข็ง ถึงแม้ว่าการกระจายหน่วยแรงแบกทานจะมีลักษณะคล้ายคลึงกันที่กึ่งกลางและด้านข้าง แต่ขนาดของหน่วยแรงจะมีค่ามากที่สุดที่กึ่งกลาง หน่วยแรงแบกทานด้านหน้ากำแพงมีค่าสูงกว่าความเค้นแนวตั้ง (รูปที่ 3.5 และ 3.6) เนื่องจากแรงกระทำเชิงศูนย์ที่เกิดจากความดันดินด้านข้างของดินทรายถมในโซนไม่เสริมกำลัง การกระจายหน่วยแรงแบกทานที่คำนวณโดยสมมติว่าสถานะของหน่วยแรงเป็นแบบ Plane strain และดินทรายถมมีขอบเขตไม่จำกัดแสดงในรูปที่ 3.6 ด้วยเช่นกันเพื่อเปรียบเทียบกับหน่วยแรงแบกทานที่บันทึกได้ จะเห็นได้ว่า หน่วยแรงแบกทานที่บันทึกมีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงแบกทานที่คำนวณได้เนื่องจากแรงกระทำจากน้ำหนักดินทรายถมที่เกิดขึ้นจริงมีค่าต่ำกว่าที่สมมติ จากเส้นประที่แสดงในรูปที่ 3.6 หน่วยแรงแบกทานที่จุดปลายของเหล็กเสริมแบกทานสามารถประมาณได้เท่ากับ 23 กิโลปาสคาล ซึ่งมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงแบกทานในโซนไม่เสริมกำลัง

อย่างมาก สิ่งนี้อธิบายได้ว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังแสดงพฤติกรรมแบบวัตถุแข็งเกร็ง และหน่วยแรงแบกทานมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งนิยมสมมติในการออกแบบเสถียรภาพภายนอก



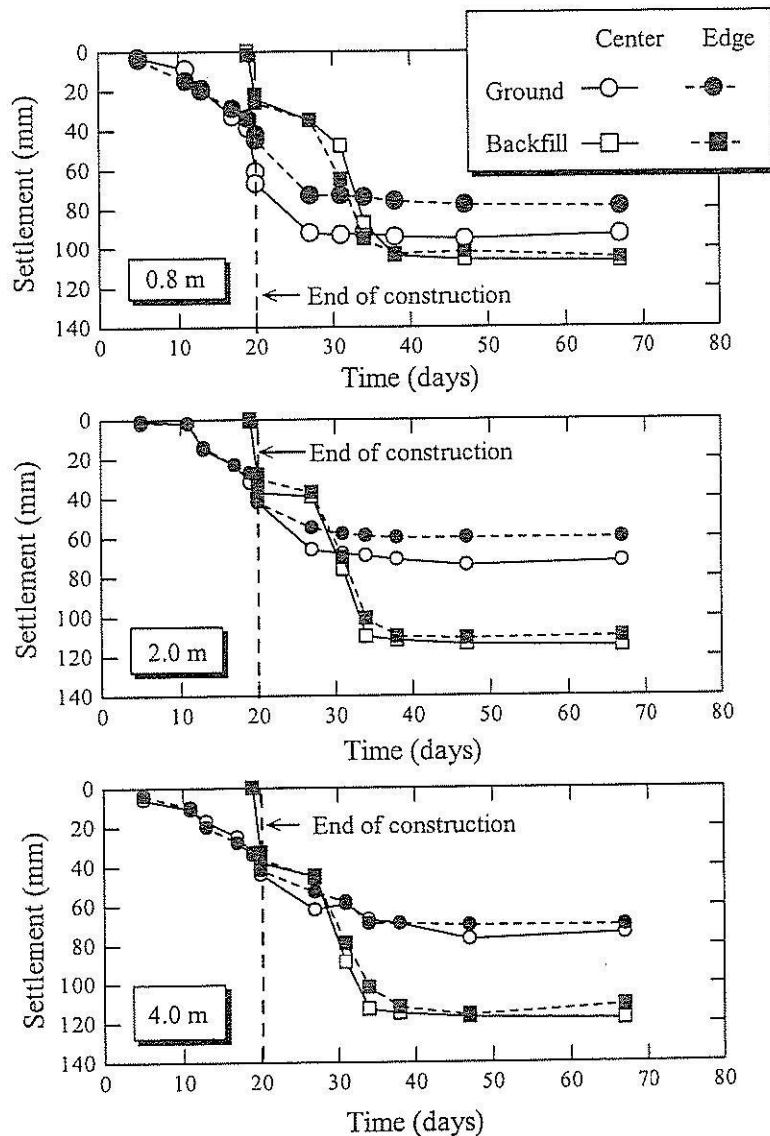
รูปที่ 3.5 การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบกทานกับเวลา



รูปที่ 3.6 การกระจายหน่วยแรงแบกทานใต้ฐานราก

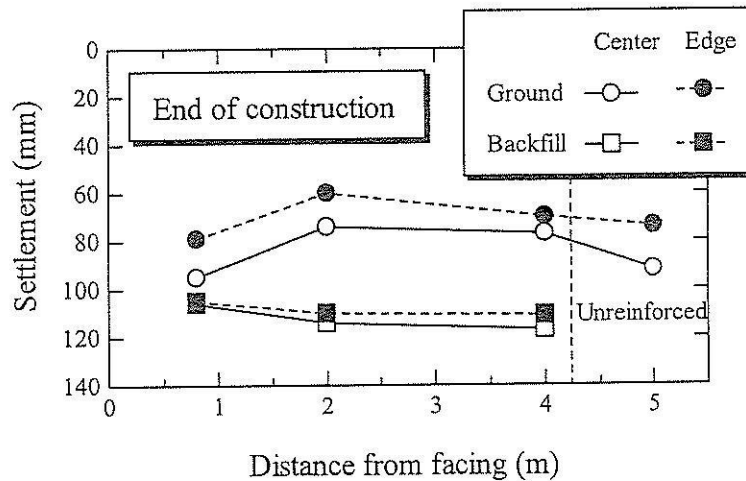
3.3.2 การทรุดตัว

การทรุดตัวที่กึ่งกลางและด้านข้างของกำแพงดินแสดงในรูปที่ 3.7 การทรุดตัวของกำแพงดินที่วัดได้จากแผ่นวัดการทรุดที่ผิวดินเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงการก่อสร้าง หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง อัตราการทรุดตัวมีค่าลดลง การทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้นในช่วง 10 วัน หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีหลังสิ้นสุดการก่อสร้างมีค่ามากกว่าร้อยละ 70 ของการทรุดตัวทั้งหมด เนื่องจากกำแพงดินตั้งอยู่บนชั้นดินทรายแข็งที่ไม่อึดตัวด้วยน้ำ ซึ่งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่เป็นการทรุดตัวทันที (Immediate settlement) ในโซนเสริมกำลัง การทรุดตัวมีค่าลดลงจากด้านหน้า (95 มิลลิเมตร) ถึงด้านหลัง (77 มิลลิเมตร) (ดูรูปที่ 3.8) การทรุดตัวที่สูงด้านหน้าเกิดจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางด้านหลังกำแพงกันดินและน้ำหนักของแผ่น Facing การทรุดตัวที่กึ่งกลางของดินถมมีค่าสูงกว่าการทรุดตัวของดินฐานราก เนื่องจากดินฐานรากมีความแข็งเกร็งสูงกว่าดินถมมาก



รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวและเวลาของดินฐานรากและดินถม

เนื่องจากดินฐานรากเป็นดินแข็ง การทรุดตัวที่กึ่งกลางและด้านข้างมีค่าใกล้เคียงกันสำหรับทุกจุดวัด สิ่งที่น่าสนใจที่พบจากรูปที่ 3.8 คือการทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังมีค่าสูงกว่าการทรุดตัวที่จุดปลายของกำแพงกันดินเสริมกำลัง ผลทดสอบนี้สอดคล้องกับการกระจายหน่วยแรงแบกทาน ซึ่งแสดงให้เห็นว่ากำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานมีพฤติกรรมเป็นวัตถุแข็งเกร็ง



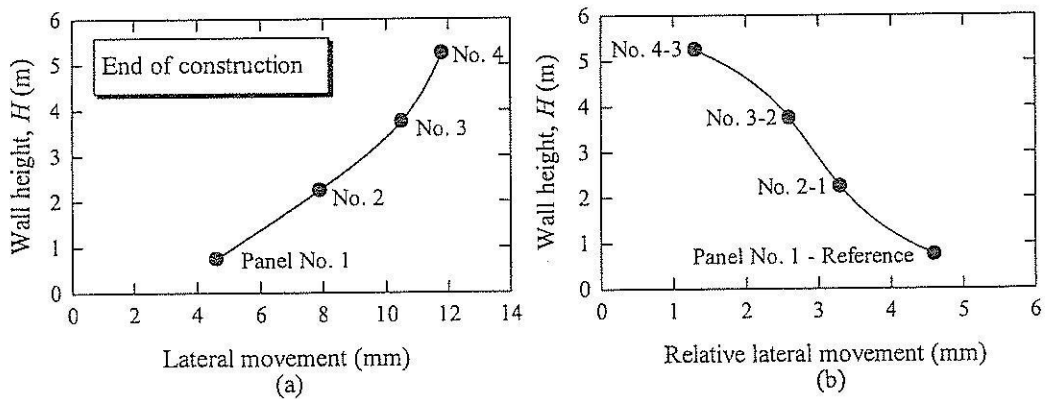
รูปที่ 3.8 การทรุดตัวทั้งหมดทันทีหลังสิ้นสุดการก่อสร้างของฐานรากและดินถม

3.3.3 การเคลื่อนตัวด้านข้าง

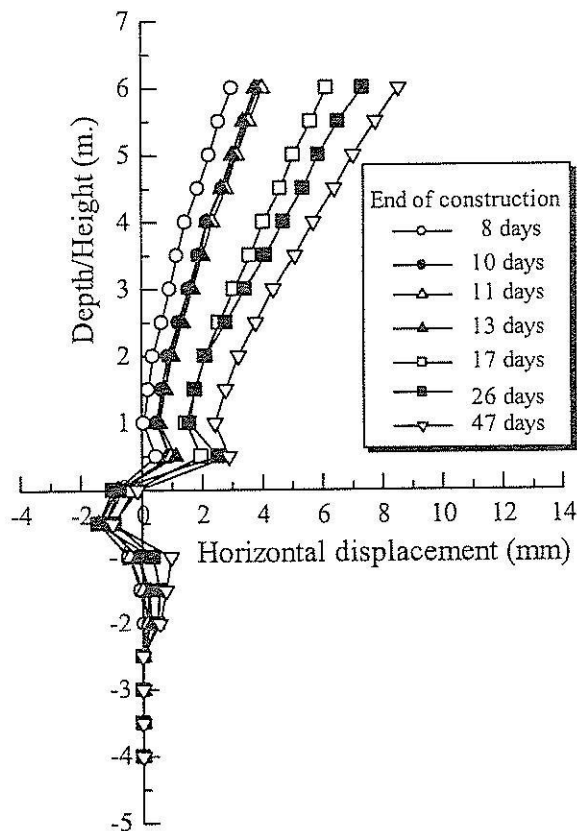
รูปที่ 3.9a แสดงการเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่น Facing ทันทีหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้างบันทึกด้วยกล้อง Theodolite ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแผ่น จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นที่แผ่น Facing บนสุด (แผ่นที่ 4) แต่อย่างไรก็ตาม การเคลื่อนตัวของดินด้านบนไม่จำเป็นต้องเคลื่อนตัวมากที่สุดเสมอไป เนื่องจากการเคลื่อนตัวด้านข้างที่บันทึกเป็นการเคลื่อนตัวสะสม การเคลื่อนตัวของแผ่น Facing แผ่นบนเกิดจากการเคลื่อนตัวของแผ่นเองและการเคลื่อนตัวสะสมของแผ่น Facing แผ่นล่าง ยกตัวอย่างเช่น การถมดิน 1.5 เมตร แรกก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของแผ่น Facing เฉพาะแผ่นที่ 1 ขณะที่การถมดินเพิ่มอีก 1.5 เมตร (รวมเป็น 3.0 เมตร) ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของทั้งแผ่นที่ 1 และ 2 รูปที่ 3.9b แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพื่อให้ทราบถึงการเคลื่อนตัวที่แท้จริงของแผ่น Facing แต่ละแผ่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์นิยามเป็นความแตกต่างของการเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่น Facing ที่วางติดกัน จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่น Facing แผ่นบนสุด (แผ่นที่ 4) มีค่าต่ำสุด ขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างของแผ่น Facing แผ่นล่างสุด (แผ่นที่ 1) มีค่าสูงสุด ผลการบันทึกนี้แสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินระหว่างการก่อสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังนั้น สัมประสิทธิ์ความคั่นดินด้านข้างที่ด้านล่างของกำแพงกันดินมีค่าต่ำกว่าด้านบน

การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินหลังสิ้นสุดการก่อสร้างที่เวลาต่างๆ บันทึกโดย Inclinator ที่ติดตั้งใกล้กับ Facing และติดตั้งจากด้านบนลงสู่ชั้นดินฐานรากที่ระดับความลึก 4 เมตร

จากฐานของกำแพงกันดิน ค่าของ Inclinometer ถูกตั้งให้เท่ากับศูนย์หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างกระทำจนกระทั่งถึงวันที่ 47 หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดขึ้นน้อยมาก โดยมีค่าสูงสุดที่จุดบนสุดน้อยกว่า 9 มิลลิเมตร หลังสิ้นสุดการก่อสร้างแล้ว 47 วัน ดังแสดงในรูปที่ 3.10 อัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงมีค่าต่ำมาก (เพียงร้อยละ 0.15) การเคลื่อนตัวด้านข้างในชั้นดินฐานรากเกิดในช่วงความลึกประมาณ 1 ถึง 2 เมตร จากฐานของกำแพงกันดิน ซึ่งเป็นชั้นดินทรายแน่นปานกลาง ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดขึ้นสูงสุดที่ด้านล่างของกำแพงกันดินระหว่างการก่อสร้าง และที่ด้านบนของกำแพงกันดินหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง



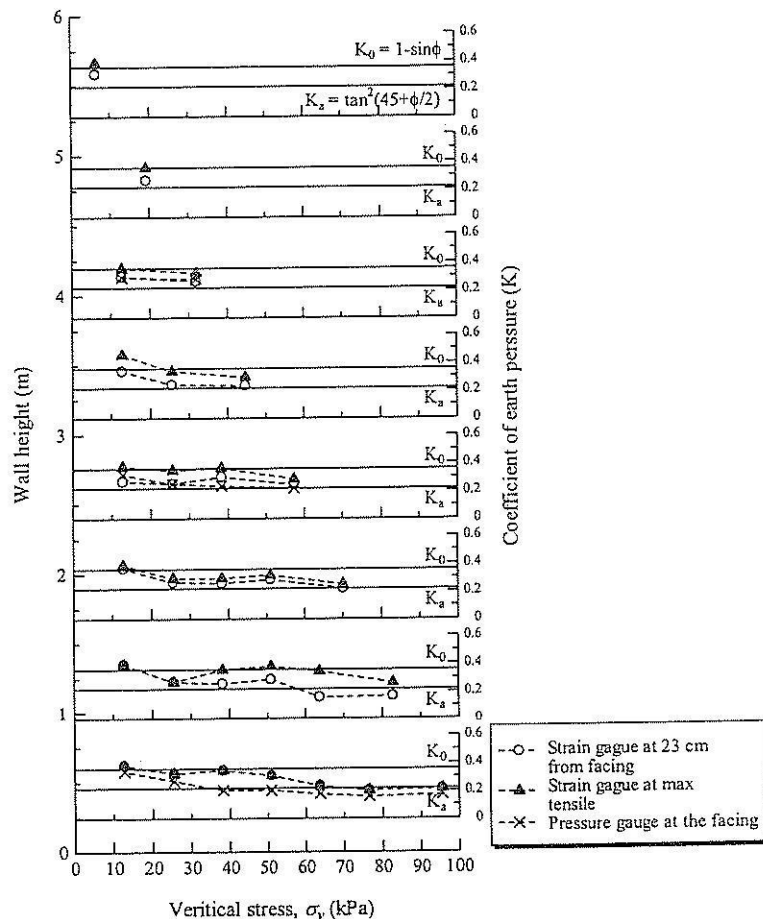
รูปที่ 3.9 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินระหว่างการก่อสร้าง



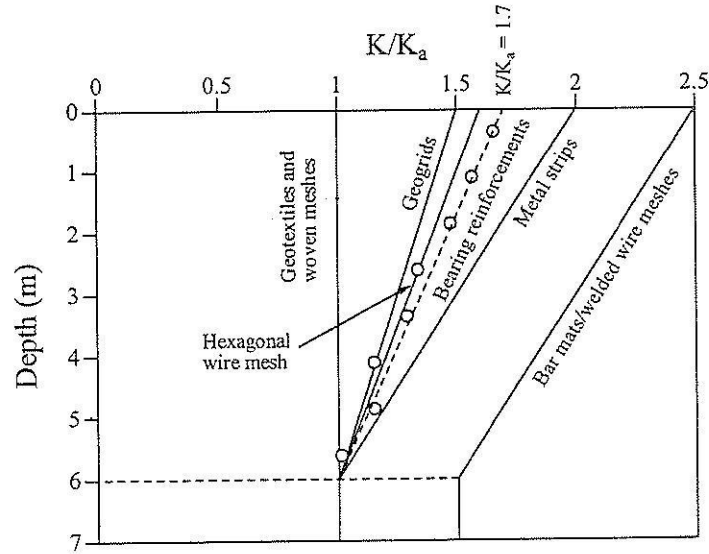
รูปที่ 3.10 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

3.3.4 ความดันดินด้านข้าง

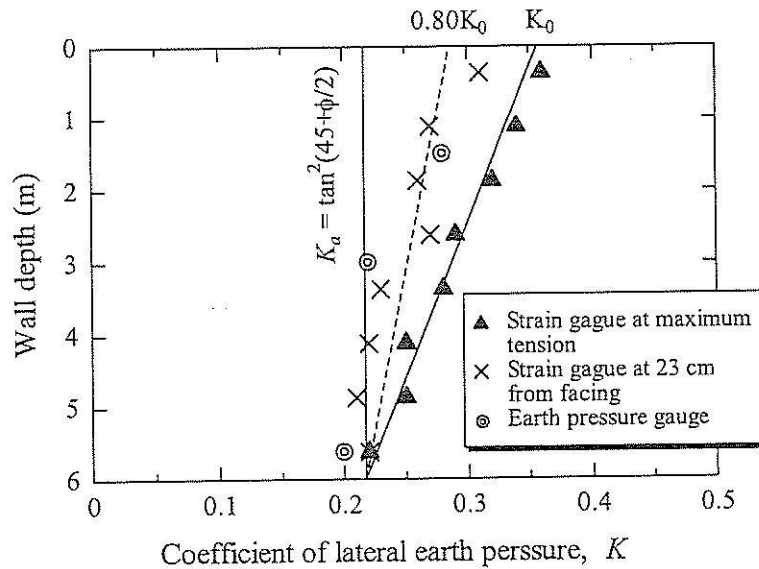
รูปที่ 3.11 แสดงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K) ที่เกิดเปลี่ยนแปลงระหว่างการก่อสร้าง เนื่องจากน้ำหนักดินถมสำหรับเหล็กเสริมระดับต่างๆ ที่ตำแหน่งด้านหน้ากำแพงกันดินและตำแหน่งที่แรงดึงสูงสุด สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินแนวตั้ง ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งแรงดึงสูงสุดบันทึกได้จากมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งบนเหล็กเสริมแบกทาน และความดันดินข้างที่ Facing บันทึกได้จากมาตรวัดความดันดินที่ติดตั้งที่ Facing ส่วนความดันดินในแนวตั้งประมาณได้โดยใช้หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 16.1 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งแรงดึงสูงสุดใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในขณะที่ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ Facing ใช้ในการคำนวณจุดต่อระหว่าง Facing กับเหล็กเสริมแบกทาน จากรูปจะเห็นได้ว่า ในช่วงแรก (เมื่อหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าน้อย) K มีค่าใกล้ K_0 สำหรับเหล็กเสริมแบกทานทุกระดับความลึก เมื่อน้ำหนักดินถมเพิ่มขึ้น K มีค่าลดลงและมีแนวโน้มเข้าใกล้ค่า K_a ที่สถานะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างทันทีที่ K มีค่าลดลงตามความลึก โดยที่ด้านบนของกำแพงกันดิน K มีค่าใกล้เคียงกับ K_0 ในขณะที่ด้านล่างของกำแพงกันดิน K มีค่าใกล้เคียงกับ K_a ทั้งนี้เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินด้านบนเกิดขึ้นน้อยกว่าด้านล่างอย่างมาก



รูปที่ 3.11 การเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างการก่อสร้าง



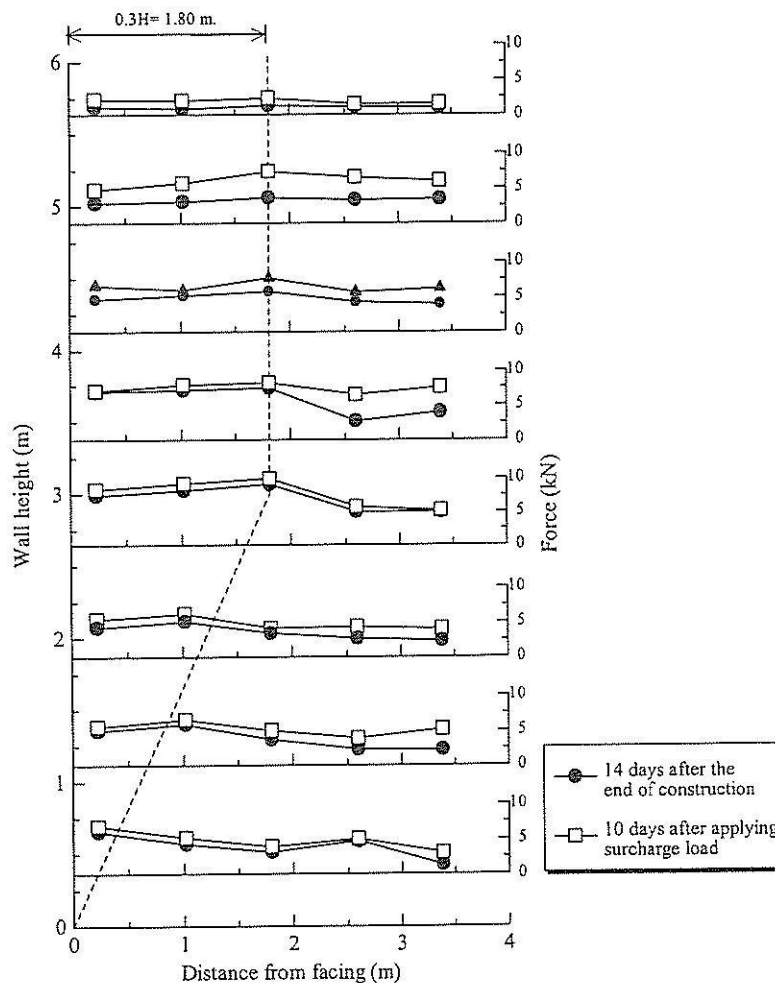
รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของเหล็กเสริมแบกเปรียบเทียบกับเหล็กเสริมชนิดอื่นๆ (Christopher et al., 1990 and Bergado et al., 1999)



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของเหล็กเสริมแบกเปรียบเทียบกับข้อเสนอแนะของ AASHTO (1996)

รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของกำแพงกันดินและสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทวนและที่ตำแหน่ง Facing หลังสิ้นสุดการก่อสร้างแล้ว 47 วัน เปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ของเหล็กเสริมกำลังชนิดต่างๆ (Christopher et al., 1990 และ Bergado et al., 1999) จะเห็นได้ว่าค่า K/K_a ของเหล็กเสริมแบกทวนมีค่าอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กทกเหลี่ยมและเหล็กแถบ เนื่องจากความแข็งแรงของเหล็กเสริมแบกทวนมีค่าอยู่ระหว่างตะแกรงเหล็กทกเหลี่ยมและเหล็ก

แถบ K/K_u มีค่าเท่ากับ 1.7 ที่ด้านบนของกำแพงกันดินและมีค่าเท่ากับ 1.0 ที่ระดับความลึก 6 เมตร รูปที่ 3.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง K และความลึกที่ด้านหน้ากำแพงกันดินและแรงดึงสูงสุดเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ที่เสนอโดย AASHTO (1996) ซึ่งแนะนำว่าหน่วยแรงในแนวนอนของเหล็กเสริมกำลังแต่ละระดับความลึกสามารถคำนวณได้โดยกำหนดให้ K เท่ากับ K_0 ที่ด้านบนของกำแพงกันดิน และมีค่าน้อยลงตามความลึกจนมีค่าเท่ากับ K_u ที่ระดับความลึก 6 เมตร จากผลการตรวจวัดพบว่า ค่า K ที่แรงดึงสูงสุดมีความสอดคล้องกับข้อเสนอของ AASHTO (1996) เป็นอย่างมาก ค่า K ที่ด้านหน้ากำแพงกันดินมีค่าต่ำกว่าที่แรงดึงสูงสุด ซึ่งมีค่าสูงกว่า K_u เล็กน้อยในช่วงความลึกต่ำกว่า 3 เมตร และสามารถประมาณได้เท่ากับ K_u ที่ความลึกต่ำกว่า 6 เมตร



รูปที่ 3.14 ระบายแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน

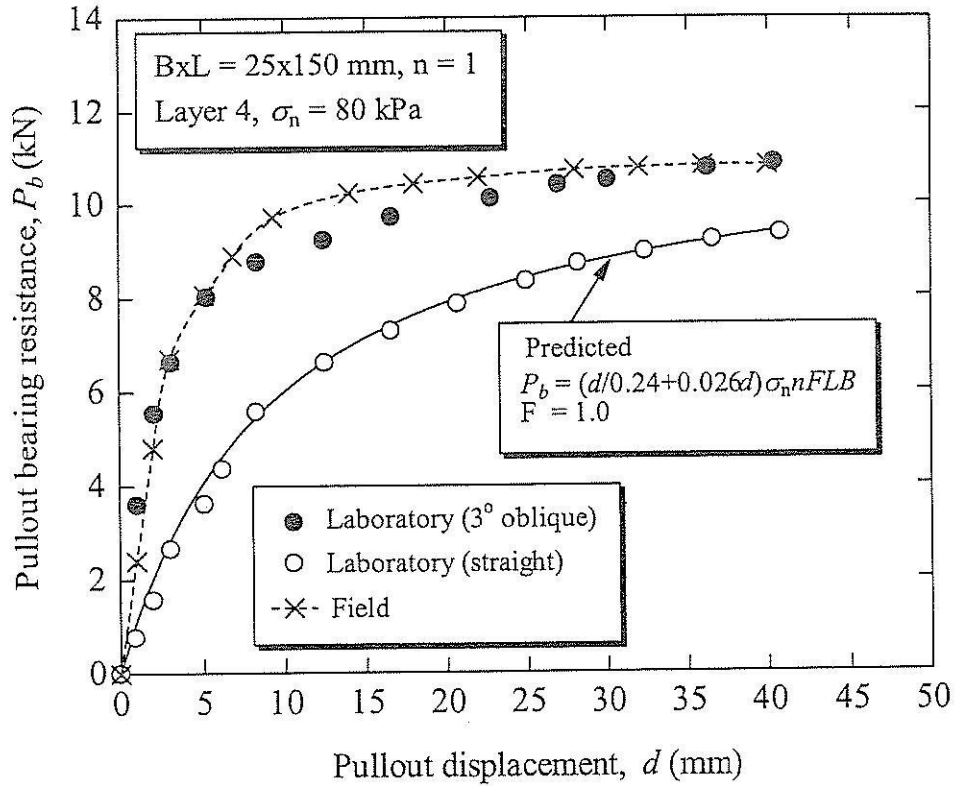
3.3.5 ระบายวิบัติที่เป็นไปได้

รูปที่ 3.14 แสดงระบายแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทานหลังสิ้นสุดการก่อสร้างแล้ว 14 วัน และหลังสิ้นสุดการให้น้ำหนักเพิ่มเติมแล้ว 10 วัน แรงดึงในส่วนล่างของกำแพงกันดินมีค่าสูงสุดใกล้เคียง

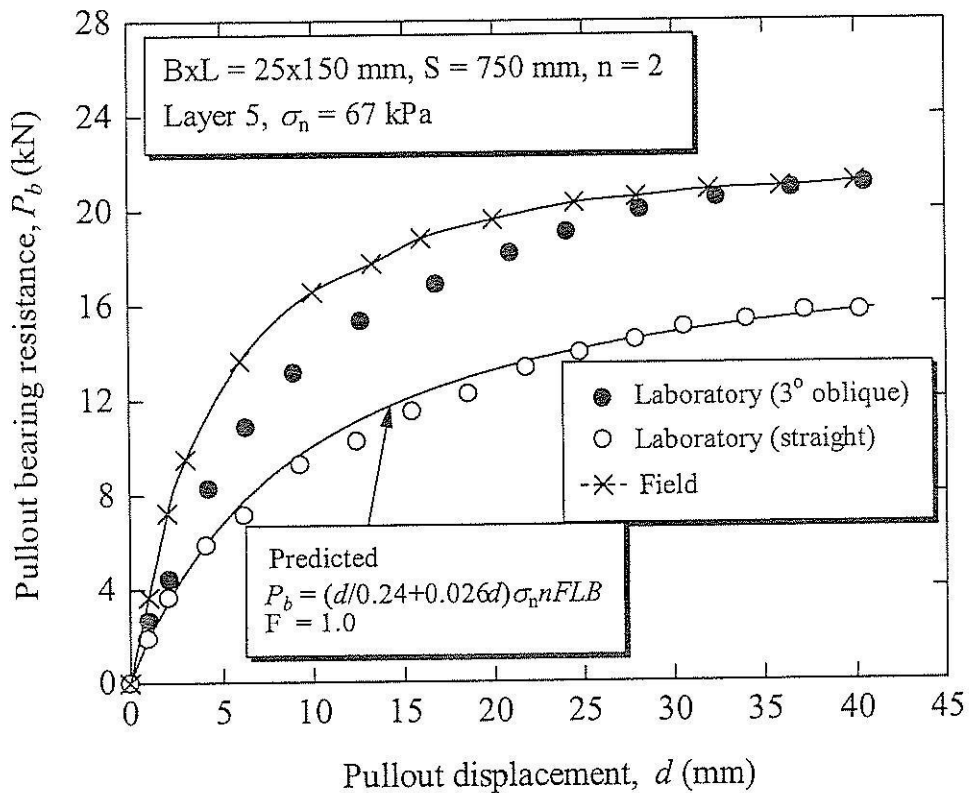
Facing ขณะที่ แรงดึงในส่วนกลางและส่วนบนของกำแพงกันดินมีค่าสูงสุดที่ระยะประมาณ 1.8 เมตร จาก Facing จากผลทดสอบพบว่าระยะที่เกิดแรงดึงสูงสุด (ระยะวิกฤติที่เป็นไปได้) ของเหล็กเสริมแบบททานมีลักษณะเป็นส่วนของเส้นตรงสองช่วง (Bilinear) ซึ่งสอดคล้องกับ Coherent gravity structure hypothesis ตามข้อเสนอแนะของ AASHTO (1996 และ 2002) และ Anderson et al. (1987) สำหรับเหล็กแถบและตะแกรงเหล็ก

3.3.6 แรงฉุดในสนาม

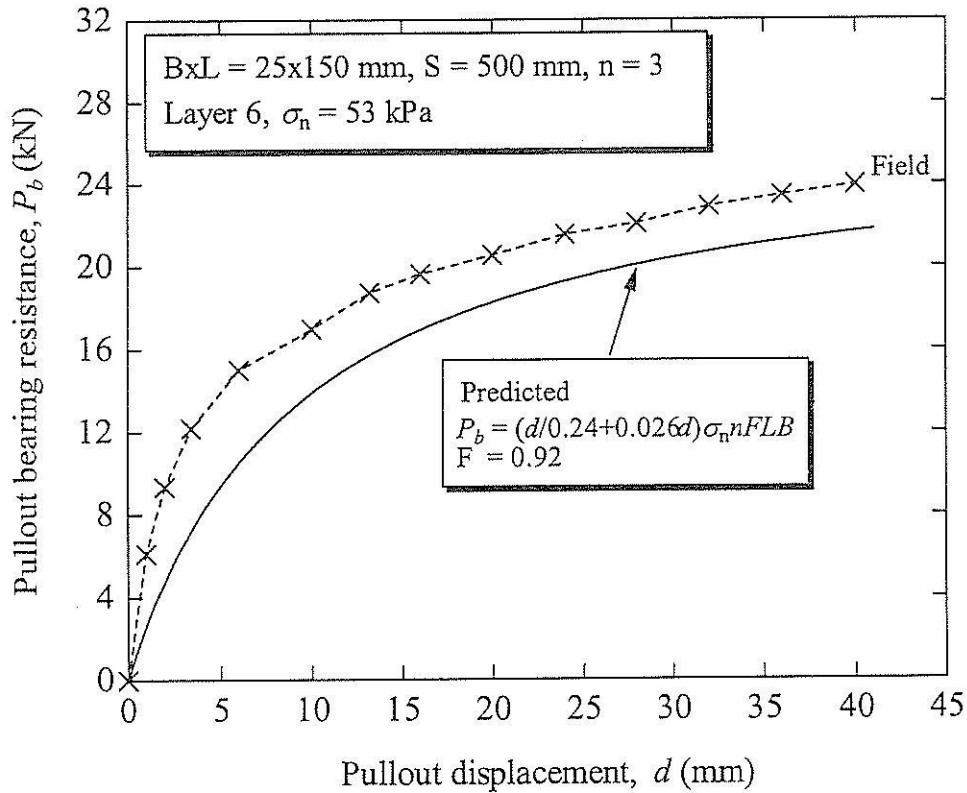
รูปที่ 3.15 ถึง 3.17 แสดงผลทดสอบแรงฉุดแบบททานในสนาม (ความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดแบบททานและการเคลื่อนตัว) ของเหล็กเสริมแบบททาน ขนาด 25x150 มิลลิเมตร เปรียบเทียบกับผลการทำนายแรงฉุดแบบททานในห้องปฏิบัติการที่หน่วยแรงกดทับแนวตั้งเดียวกัน รูปที่ 3.15 แสดงผลทดสอบของเหล็กเสริมแบบททานที่มีเหล็กตามขวาง 1 ตัว สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4 รูปที่ 3.16 แสดงผลทดสอบของเหล็กเสริมแบบททานที่มีเหล็กตามขวาง 2 ตัว และมีระยะห่างเท่ากับ 750 มิลลิเมตร สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5 และรูปที่ 3.17 แสดงผลทดสอบของเหล็กเสริมแบบททานที่มีเหล็กตามขวาง 3 ตัว และมีระยะห่างเท่ากับ 500 มิลลิเมตร สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 6 วิธีการการทำนายความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดแบบททานและการเคลื่อนตัวได้อธิบายแล้วในหัวข้อที่ 2.4.2.4.3 ในการทำนายนี้ N_u มีค่าเท่ากับ 39.1 สำหรับมุมเสียดทานภายใน 40 องศา และ E/σ_u ที่ได้จากการทำ Curve-fitting ของผลทดสอบแรงฉุดในห้องปฏิบัติการมีค่าเท่ากับ 4.17 มิลลิเมตร⁻¹ จากรูปที่ 3.15 และ 3.16 จะเห็นได้ว่าผลการทำนายด้วยวิธีที่เสนอโดย Horpibulsuk and Neramitkornburee (2010) สามารถจำลองผลทดสอบแรงฉุดในห้องปฏิบัติการได้เป็นอย่างดี แต่อย่างไรก็ตาม ทั้งผลการจำลองและผลทดสอบในห้องปฏิบัติการมีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบในสนาม ทั้งนี้เนื่องจากของแรงฉุดลัพธ์ของเหล็กเสริมแบบททานในสนามมีทิศทางเอียง (ไม่ได้อยู่ในแนวนอน) ซึ่งแตกต่างจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shewbridge and Sitar, 1989; Leschisky and Reinschmidt, 1985; Athanasopoulos, 1993; Bergado et al., 2000; Madhav and Umashankar, 2003; and Kumar and Madhav, 2009) เพื่อเป็นการยืนยันผลของทิศทางของแรงฉุดลัพธ์ ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบแรงฉุดในห้องปฏิบัติการของเหล็กเสริมแบบททานที่วางตัวในทิศทาง 3 องศา กับแนวนอน เหล็กเสริมแบบททานที่ทำมุมเอียงจะมีค่ากำลังต้านทานแรงฉุดแบบททานและความแข็งแรงที่สูงกว่าเหล็กเสริมแบบททานที่ไม่มีมุมเอียง ดังแสดงในรูปที่ 3.15 และ 3.16 ดังนั้น จึงสามารถสรุปได้ว่าวิธีการประมาณความต้านทานแรงฉุดของเหล็กเสริมแบบททานในชั้นดินทรายที่เสนอโดย Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) สามารถใช้ในทางปฏิบัติได้ โดยจะให้ค่าต่ำกว่าผลทดสอบจริงในสนาม เนื่องจากอิทธิพลของทิศทางของแรงฉุดลัพธ์ในสนาม



รูปที่ 3.15 ผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 4



รูปที่ 3.16 ผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 5



รูปที่ 3.17 ผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม สำหรับชั้นเสริมกำลังที่ 6

3.4 แนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน

การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานสามารถทำได้โดยสมมติว่ากำแพงกันดินเป็นโครงสร้างกึ่งแข็งแกร่ง (Semi-rigid) และทำการตรวจสอบเช่นเดียวกับวิธีดั้งเดิม (Conventional method) เมื่อกำแพงกันดินมีเสถียรภาพภายนอกเพียงพอแล้ว จึงทำการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน ซึ่งได้แก่ เสถียรภาพด้านการวิบัติและการจุดออกของเหล็กเสริมแบกทาน วิธีการตรวจสอบเสถียรภาพภายในอธิบายเป็นขั้นตอนได้ดังนี้

การคำนวณแรงจุดสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทาน

1. ประมาณระนาบวิบัติที่เป็นไปได้ของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน โดยอาศัย Coherent gravity structure hypothesis
2. ประมาณแรงจุดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งเป็นผลคูณของความดันดินด้านข้างกับระยะห่างแนวตั้งและแนวนอนระหว่างเหล็กเสริมแบกทาน

การคำนวณกำลังครากของเหล็กเสริมแบกทาน

3. ทดสอบกำลังดึงของเหล็กตามแนวยาว เพื่อหาค่าดึงคราก

4. ประมาณแรงครากของเหล็กตามแนวยาว ซึ่งเป็นผลคูณของกำลังครากกับพื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามยาว

การคำนวณความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน

5. ทดสอบแรงเฉือนตรงกับคินทอมเพื่อหาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของคินทอม และคำนวณหา N_q และ N_c สำหรับเหล็กเสริมแบกทานจากสมการที่ (2.22) และ (2.23)
6. ประมาณค่าสัมประสิทธิ์ความฝืดระหว่างเหล็กตามแนวแกนและดิน (ϕ) ซึ่งสามารถหาได้โดยตรงจากการทดสอบแรงจุดของเหล็กตามแนวแกน หรือประมาณได้จาก $\phi = 1.0$ ในกรณีที่ไม่มีผลทดสอบ
7. ประมาณค่า σ_{bmax} ของเหล็กตามแนวขวาง
8. ประมาณแฟกเตอร์ระกวน (F) ของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามแนวขวาง n ตัว จากสมการที่ (2.29) ถึง (2.31)
9. ประมาณค่า P_{bmax} ซึ่งเท่ากับผลรวมของ P_f และ P_{bn}

การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

10. จำนวนอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0
11. จำนวนอัตราส่วนปลอดภัยด้านการจุดออกของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1.5

3.5 สรุปผลการทดสอบ

การศึกษาในบทนี้เป็นการแสดงพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ก่อสร้างภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ผลการศึกษาทั้งหมดถูกรวบรวมเพื่อสร้างแนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน บทสรุปของงานวิจัยในบทนี้แสดงได้ดังนี้

1. หน่วยแรงแบกทานสูงสุดเกิดขึ้นที่ด้านหน้าของกำแพงกันดินเนื่องจากแรงเฉื่อยศูนย์จากคินทอมและน้ำหนักของแผ่น Facing หน่วยแรงแบกทานในโซนเสริมกำลังมีค่าลดลงตามระยะทางจาก Facing และมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู
2. การทรุดตัวที่กึ่งกลางและขอบของกำแพงกันดินเสริมกำลังมีค่าใกล้เคียงกัน เป็นผลจากความต้านทานการทรุดตัวของเหล็กเสริมแบกทาน ผลการบันทึกทั้งหน่วยแรงแบกทานและการทรุดตัวแสดงให้เห็นว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังเกิดการเอียงตัวเมื่อรับน้ำหนักคินทอม บ่งบอกว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังเป็นวัสดุแข็งเกร็ง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลังสามารถทำได้โดยสมมติว่ากำแพงกันดินเป็นวัสดุแข็งเกร็ง

3. ระหว่างการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินเกิดมากที่สุดที่ด้านล่าง ขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดน้อยที่สุดที่ด้านบน ดังนั้นสัมประสิทธิ์ความคั่นดินด้านข้างจึงมีค่าสูงสุดที่ด้านบน และมีค่าต่ำสุดที่ด้านล่าง
4. หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวด้านข้างเกิดมากที่สุดที่ด้านบน การเคลื่อนตัวด้านข้างนี้เกิดจากการเอียงตัวของกำแพงกันดิน และมีค่าต่ำมากเพียง 9 มิลลิเมตร ด้วยเหตุนี้เอง สัมประสิทธิ์ความคั่นดินด้านข้างจึงมีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง
5. สัมประสิทธิ์ความคั่นดินด้านข้างที่ด้านหน้าของกำแพงกันดินและที่แรงดึงสูงสุดมีค่าเท่ากับ K_d ที่ฐานของกำแพง และมีค่าเพิ่มขึ้นจนมีค่าใกล้เคียง K_0 ที่ด้านบนของกำแพง อัตราส่วน K/K_0 และ K/K_d สำหรับแรงดึงสูงสุดมีค่าเท่ากับ 1.0 และ 1.7 ที่ด้านบนของกำแพง ซึ่งเป็นค่าระหว่าง Geogrid และเหล็กแถบ สำหรับแผ่น Facing อัตราส่วน K/K_0 ที่ด้านบนของกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 0.8
6. ระนาบวิถีที่เป็นไปได้ของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานสามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure analysis
7. วิธีการทำนายการพัฒนาแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานที่นำเสนอโดย Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับเหล็กเสริมแบกทานในสนามได้ ความต้านทานแรงฉุดในสนามมีค่าสูงกว่าผลการทำนายเล็กน้อย เนื่องจากอิทธิพลของการแอ่นตัวของเหล็กเสริมแบกทานในสนาม จากผลการศึกษาในสนาม ผู้วิจัยได้นำเสนอแนวทางการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน แนวทางการออกแบบนี้ได้นำมาใช้ในการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานในหลายโครงการก่อสร้างของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย

เอกสารอ้างอิง

- AASHTO (1996), *Standard Specifications for Highway and Bridge*. 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.
- Anderson, L.R., Sharp, K.D., Woodward, B.L., and Winward, R.F. (1985), "Performance of the Rainier Avenue welded wire retaining wall", *Seattle, Washington, Report submitted to the Hilfiker Co. and Washington State Department of Transportation, USA*.
- Anderson, L.R., Sharp, K.D., and Harding, O.T. (1987), "Performance of 50-foot high welded wire wall", *Soil Improvement – A Ten Year Update, Geotechnical Special Publication No.12*, ASCE, pp.280-308.
- Athanasopoulos, G.A. (1993), "Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.252-273.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., and Miura, N. (1996a), "Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements", *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.11-22.
- Bergado, D.T., Teerawattanasuk, C., Long, P.V. (2000), "Localized mobilization of reinforcement force and its direction at the vicinity of failure surface", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.18, pp.311-331.
- Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N. and Balasubramniam, A.S. (1996b), *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environment*, ASCE Press, New York.
- Bergado, D.T., Voottipruex, P., Modmoltin, C., and Khwanpruk, S. (1999), "Behavior of a full-scale test wall reinforced with hexagonal wire mesh", *Ground Improvement*, Vol.4, pp.47-58.
- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C., and Balasubramanim, A. (1993), "Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand", *Geotechnique*, Vol.43, No.4, pp.589-603.
- Chang, J.C., Hannon, J.B., and Forsyth, R.A. (1977), "Pull resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil", Transportation Research Board Record No.640, *Transportation Research Board Record*, National Research Council, Washington, D.C., pp.1-7.

- Christopher, B., Gill, S., Giroud, J.P., Juran, I., Schlosser, F., Mitchell, J.K., and Dunncliff, J. (1990), "Reinforced soil structure", Volume 1: Design and Construction Guideline, *Report Prepared for U.S. Federal Highway Administration*, 287p.
- Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., and Mabry, P. (1980), "Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil", *Geotechnical Engineering Research Report No.UCB/GT/80-01*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, USA.
- Gulhati, S.K., and Datta, M. (2005), *Geotechnical Engineering*, McGraw-Hill, 738p.
- Horpibulsuk, S., and Niramitkornburee, A. (2010), "Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand", *Soils and Foundations*, Vol.50, No.2.
- Jewell, R.A. (1990), "Reinforcement bond capacity", *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.513-518.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D. (1984), "Interaction between geogrids", *Proceedings of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, Thomas Telford Limited, London, U.K., pp.19-29.
- Juran, I., and Christopher, B. (1989), "Laboratory model study on geosynthetic reinforced soil retaining wall", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.115, No.7, pp.905-926.
- Lee, K.L., Adams, B.D., Vagneron, J.J. (1973), "Reinforced earth retaining walls", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.99, No.SM10.
- Leschinsky, D., and Reinschmidt, A.J. (1985), "Stability of membrane reinforced slopes", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.115, pp.1285-1300.
- Kabiling, M.B. (1997), *Pullout Capacity of Different Hexagonal Link Wire Sizes and Configurations on Sandy and Volcanic Ash (Lahar) Backfills*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Kumar, P.V.S.N.P., and Madhav, M.R. (2009), "Analysis of reinforced soil wall considering oblique pull: bilinear failure mechanism – Linear subgrade response", *Lowland Technology International*, Vol.11, No.1, pp.1-11.
- Madhav, M.R., and Umashankar, B. (2003), "Analysis of inextensible sheet reinforcement subjected to transverse displacement/force: Linear subgrade response", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.21, pp.69-84.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S., and Khan, A.J. (1998), "Limit state analysis of geosynthetics reinforced soil structures", Keynote lecture, *Proceedings of 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, pp.143-179.

- Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B. (1987), "Reinforcement of earth slopes and embankments", *National Cooperative Highway Research Program Report 290*, Trans. Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA.
- Mir (1996), *Pullout and Direct Shear Tests of Hexagonal Wire Mesh Reinforcement in Various Fill Material Including Lahar from Mt. Pinatubo Philippines*, M.Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Ospina, Rafael I. (1988), *An Investigation on the Fundamental Interaction Mechanism of Non-extensible Reinforcement Embedded in Sands*, MS Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, U.S.A.
- Palmeira, E.M. and Milligan G.W.E. (1989), "Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand", *Geotechnique*, Vol.39, No.3, pp.551-584.
- Peterson, L.M. and Anderson, L.R. (1980), "Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil", *Research Report Submitted to Hilfiker Co., from Civil and Environmental Engineering Department*, Utah State University, Utah, U.S.A.
- Prandtl, L. (1921), "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden", *Zeitschrchrift fur Angewandte Mathematik und Mechnik*, Basel, Switzerland, Vol.1 No.1, pp.15-20.
- Shewbridge, S.E. and Sitar, N. (1989), "Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.115, pp.1134-1147.
- Shivashankar, R. (1991), *Behavior of A Mechanically Stabilized Earth (MSE) Embankment and Wall System With Poor Quality Backfills on Soft Clay Deposits, Including A Study of the Pullout Resistances*, Doctoral Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok.
- Voottipruex, P. (2000), *Interaction of Hexagonal Wire Reinforcement and Backfill Soil and Behavior of Full Scale Embankment Reinforced with Hexagonal Wire*, D.Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Wongsawanon, T. (1998), *Interaction between Hexagonal Wire Reinforcement and Silty Sand Backfill*, M.Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.



ประวัติผู้ประพันธ์

ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข สำเร็จการศึกษาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (เกียรตินิยม) สาขาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปี พ.ศ. 2539 วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพีจากสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ในปี พ.ศ. 2541 และวิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต สาขาวิศวกรรมเทคนิคธรณี จากมหาวิทยาลัย Saga ประเทศญี่ปุ่น ในปี พ.ศ. 2544

ดร. สุขสันต์ ได้เริ่มปฏิบัติงานในตำแหน่งอาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2545 ปัจจุบันดำรงตำแหน่งรองศาสตราจารย์ หัวหน้าหน่วยวิจัยเพื่อเทคโนโลยีการก่อสร้าง หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา และบรรณาธิการวารสารเทคโนโลยีสุรนารี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ท่านได้รับทุนสนับสนุนงานและทำวิจัยหลายทุนทั้งจากองค์กรภายในและภายนอกประเทศ มีผลงานวิจัยที่เผยแพร่ในวารสารและสัมมนาวิชาการระดับนานาชาติและระดับประเทศมากกว่า 100 เรื่อง และมีผลงานประพันธ์หนังสือสองเล่ม “ปฐพีกลศาสตร์” และ “วิศวกรรมฐานราก” งานวิจัยที่สนใจ ได้แก่ ลักษณะทางวิศวกรรมของดินตามธรรมชาติ การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของดิน และเทคนิคการปรับปรุงดิน

ดร. สุขสันต์ มีประสบการณ์การเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาระดับบัณฑิตศึกษาและการให้บริการวิชาการ ท่านเป็นวิศวกรที่ปรึกษาด้านกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically Stabilized Earth Wall) ให้กับบริษัท จีไอฟอรัม จำกัด นอกจากนี้ท่านยังเป็นผู้ทรงคุณวุฒิในการประเมินผลงานวิจัยและหนังสือให้กับหน่วยงานภาครัฐและเอกชนทั้งในและต่างประเทศ