

การศึกษากำล้างต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในกรวด
ขนาดละเอียด



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2556

**A STUDY ON PULLOUT RESISTANCE OF THE
BEARING REINFORCEMENT EMBEDDED IN
WELL-GRADED GRAVEL**



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

Suranaree University of Technology

Academic Year 2013

การศึกษากำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบททานในกรวดขนาดละเอียด

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยรับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(รศ. ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

ประธานกรรมการ

(ศ. ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(ผศ. ดร. พรพจน์ ต้นเส็ง)

กรรมการ

(ศ. ดร. ชูกิจ ลิ้มปิจำนงค์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

(รศ. ร.อ. ดร. กนต์ธร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ดิเรก บุญศรี : การศึกษากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดขนาดละเอียด
(A STUDY ON PULLOUT RESISTANCE OF THE BEARING REINFORCEMENT
EMBEDDED IN WELL-GRADED GRAVEL) อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์
ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 63 หน้า

เหล็กเสริมกำลังแบกทานถูกพัฒนาขึ้นในฐานะที่เป็นเหล็กเสริมกำลังที่คุ้มทุน เหล็กเสริมกำลังแบกทานเป็นเหล็กเสริมที่ประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาว และเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวทำจากเหล็กข้ออ้อย ซึ่งมีความต้านทานแรงดึงเสียดทานสูง บทความนี้นำเสนอการศึกษาพฤติกรรมกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดที่มีขนาดละเอียด บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมด้วยพลังงานการบดอัดแบบมาตรฐานพล็อกเตอร์ เหล็กฉาก (เหล็กตามขวางของเหล็กเสริมแบกทาน) ที่นำมาศึกษานี้มีความยาวขา (B) เท่ากับ 25 40 และ 50 มิลลิเมตร และมีความยาว (L) เท่ากับ 100 150 และ 200 มิลลิเมตร การทดสอบกระทำภายใต้หน่วยแรงกดตั้งฉากสามค่า ได้แก่ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จากผลการทดสอบพบว่าระนาบการวิบัติแบกทานการรูดออกจะมีอัตราส่วน B/D_{50} และหน่วยแรงตั้งฉากเป็นตัวควบคุมในขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกดึงและเลื่อน โชนโดยรอบของผิวสัมผัสเหล็กเสริมแบกทานมีแนวโน้มขยายตัวอย่างไรก็ตามปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงจะถูกควบคุมโดยดินรอบข้างไม่ให้ขยายตัวกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉากต่อผิวของเหล็กเสริมแบกทาน ผลของการขีดตัวของเม็ดดินมีความสำคัญเมื่อ ค่า B/D_{50} น้อยกว่า 12 กลไกการวิบัติแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสามารถแบ่งออกเป็น สอง โชน ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า B/D_{50} โดยที่ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก และ D_{50} คือค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน โชนที่ 1 $B/D_{50} < 12$ คือ กลไกการวิบัติที่เกิดจากการขีดตัวของเม็ดดิน และ โชนที่ 2 $B/D_{50} \geq 12$ คือ กลไกการวิบัติแบบเนียนทะลุปรับปรุง โชนการรบกวนของเหล็กเสริมแบกทานของเหล็กฉากที่มากกว่าหนึ่งตัวแบ่งออกเป็นสาม โชน ได้แก่ โชนที่หนึ่งคือ โชนการวิบัติแบบบล็อก ($S/B \leq 3.75$) ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางแสดงพฤติกรรมเป็นแบบบล็อกผิวหยาบ โชนที่สอง ($3.75 < S/B < 25$) คือ โชนการวิบัติแบบรบกวนกัน และ โชนที่สาม ($S/B > 25$) คือ โชนการวิบัติแบบอิสระ ทั้งนี้มุมเสียดทาน และ B/D_{50} จะมีผลกับ P_{b1} ก็ต่อเมื่อ S/B เดียวกัน P_{bn} จะมีค่าแตกต่างกันออกไปตามการกระจายตัวของเม็ดดินและมุมเสียดทานที่แตกต่างกัน

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2556

ลายมือชื่อนักศึกษา _____

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา _____

DIREK BOONSRI : A STUDY ON PULLOUT RESISTANCE OF THE
BEARING REINFORCEMENT EMBEDDED IN WELL-GRADED
GRAVEL. THESIS ADVISOR : PROF. SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D.,
63 PP.

BEARING REINFORCEMENT/INEXTENSIBLE REINFORCEMENT/PULLOUT
RESISTANCE

The bearing reinforcement was developed as a cost-effective earth reinforcement. It is composed of a longitudinal member and transverse members. The longitudinal member is made of a deformed bar, which exhibits a high pullout friction resistance. The transverse members are a set of equal angles, which provide high pullout bearing resistance. The present paper studies pullout resistance of the bearing reinforcement embedded in compacted well-graded gravel at optimum water content under standard Proctor energy. Dimensions of the tested equal angle steels (transverse members) for this investigation are as follows: leg length (B) is 25, 40, and 50 mm and length (L) is 100, 150, and 200 mm. Three normal stresses of 30, 50, and 90 kPa are considered for the pullout tests. The pullout bearing mechanism is essentially controlled by the B/D_{50} and normal stress, regardless of gradation (well-graded and poorly graded). As the bearing reinforcement is pulled out and shear displacement occurs along the interface, the zone of soil surrounding the reinforcement tends to dilate. However, the volume change is restrained by the surrounding non-dilating soil, resulting in an increase in normal stress on the soil-reinforcement interface (interlocking). The interlocking effect is significant for the B/D_{50} values lesser than

12 and decreases as the increase in the normal stress. The bearing failure mechanism of a single transverse member is classified into two zones, which is dependent upon the B/D_{50} value, where B is the leg length of the transverse member and D_{50} is the average grain size of the soil. Zone 1 $B/D_{50} < 12$ is defined as the interlocking induced failure and Zone 2 $B/D_{50} \geq 12$ is the modified punching shear failure. The member interference is essentially dependent on the S/B , irrespective of grain size distribution and friction. The transverse member interference zones are classified into three zones. Zone 1 ($S/B \leq 3.75$) is block failure where all transverse members act like a rough block. Zone 2 ($3.75 < S/B < 25$) is member interference failure. Zone 3 ($S/B > 25$) is individual failure. Because the friction angle and B/D_{50} play a great role on the P_{b1} , even with the same S/B (same F), P_{bn} values would be different for different grain size distribution and friction angle.

School of Civil Engineering

Academic Year 2013

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคล และกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย งานวิจัยนี้จะไม่สำเร็จลงได้ ถ้าปราศจากการช่วยเหลือทางจากบุคคลและหน่วยงานต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นไปได้ยาก ผู้วิจัยต้องขอขมา มา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่เมตตาให้การอบรม สั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการทำการศึกษาวิจัย ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ต้นเส็ง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี คุณเชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์ คุณเอนก เนรมิตครบุรี นักศึกษาปริญญาเอก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับคำปรึกษาและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงานตลอดจน พนักงานด้านเอกสารที่เอื้ออำนวยความสะดวกเตรียมการสอบวิทยานิพนธ์รวมถึงการตรวจทานรูปเล่มของวิทยานิพนธ์ให้แล้วเสร็จสมบูรณ์ และขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับเครื่องมือการทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ ในการทำวิจัยนี้

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดูตลอดจนส่งเสริมการศึกษา และผู้ที่ให้การสนับสนุนท่านอื่นๆที่ข้าพเจ้าไม่สามารถกล่าวได้ครบที่ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมา จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

ดิเรก บุญศรี

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ญ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ปัญหาที่ทำวิจัยและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	5
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
2 ปรัชญ่วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....	6
2.2 หลักการพื้นฐานของเหล็กเสริมกำลังในดิน.....	10
2.3 ปฏิกริยาร่วมของดินเสริมกำลัง.....	12
2.4 วัสดุดินถมในงาน โครงสร้างกันดิน.....	13
2.5 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE.....	15
2.5.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก.....	17
2.5.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน.....	19
2.5.3 ตำแหน่งและขนาดของแรงจุดในเหล็กเสริม.....	20
2.5.4 การต้านทานต่อแรงจุดออก.....	23
2.6 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อแรงต้านทานการดึงของเหล็กเสริม.....	26

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.7	อิทธิพลขนาดของเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม.....	29
3	วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	32
3.1	การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง.....	32
3.2	การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ.....	32
3.3	ดินตัวอย่าง.....	32
3.4	การทดสอบแรงเฉือนตรง.....	33
3.5	การทดสอบเหล็กเสริมแบกทานรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ.....	35
3.6	แผนการดำเนินงานวิจัย.....	38
4	ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล.....	39
4.1	ผลทดสอบ.....	39
4.1.1	ความเสียดทานของเหล็กตามแนวยาว.....	39
4.1.2	กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว.....	40
4.1.3	กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางมากกว่าหนึ่งตัว.....	49
5	บทสรุป.....	52
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	52
	รายการอ้างอิง.....	54
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก. รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	59
	ประวัติผู้เขียน.....	63

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ตารางที่ 2.1 ขนาดคละของวัสดุดินถมเสริมกำลังมาตรฐาน.....	14
3.1 ขนาดและจำนวนของเหล็กแบกทานที่ใช้ในการทดสอบ.....	37



สารบัญรูป

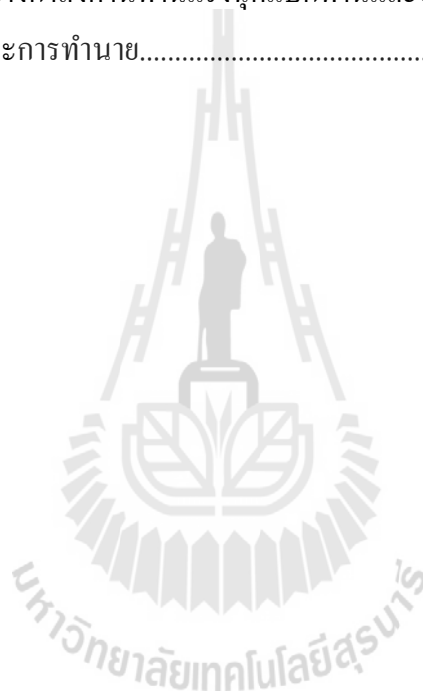
รูปที่	หน้า
1.1	เหล็กเสริมแรงจุดแบบแผ่น..... 1
1.2	แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน.....2
1.3	จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง.....3
2.1	การก่อสร้างกำแพงกันดินที่ปราศจาก Berm และ Side slope.....6
2.2	กำแพงกันดินแบบ Reinforced Earth (Reinforced earth wall).....7
2.3	การเสริมเหล็กเสริมแบบพื้น.....9
2.4	การเสริมเหล็กเสริมแบบบางส่วน.....10
2.5	ขอบเขตความแข็งแรงของทรายและทรายเสริมกำลัง (Mitchell and Villet, 1987)..... 11
2.6	ปฏิกริยาร่วมของเหล็กเสริมกำลังในดิน (Ingold, 1982)12
2.7	ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดิน MSE.....13
2.8	การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้าง MSE.....15
2.9	การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของโครงสร้าง MSE.....16
2.10	แนวการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมไม่ยึดตัว..... 22
2.11	เปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ.....22
2.12	กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980)24
2.13	กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984).....25
2.14	กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Chai, 1992).....26
2.15	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง (Bergado et al., 1993).....27
2.16	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพง (Bergado et al., 1993).....28
2.17	อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบการดึงออก (Bergado et al., 1993).....29

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.18 อิทธิพลกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานต่อแรงกดออกของเหล็กตะแกรง (Bergado et al., 1993).....	30
2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงกดแบกทานและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวขนาดของเหล็กตามขวาง.....	30
2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กขวางกับขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ (D/D_{50}).....	31
3.1 การกระจายขนาดคละของดินตัวอย่าง.....	33
3.2 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง.....	34
3.3 อุปกรณ์ทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน.....	35
3.4 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงกด.....	36
3.5 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน.....	37
3.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	38
4.1 แสดงผลทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมตามแนวยาว ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตรของกรวดที่มีขนาดคละดี (GW)และทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ (SP) ...	40
4.2 แสดงผลการทดสอบของความเค้นเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉากของกรวดที่มีขนาดคละดี (GW)และทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ (SP).....	41
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉากหนึ่งตัวในกรวดที่มีขนาดคละดี (GW)และทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ(SP).....	42
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานกับระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางที่มีขนาดขาที่แตกต่างกันของกรวดที่มีขนาดคละดี (GW)และทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ(SP).....	43
4.5 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงกดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบของกรวดที่มีขนาดคละดี (GW)และทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ (SP).....	45
4.6 กราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ และ B/D_{50} ของการทดสอบเหล็กตามขวาง 1 ตัว.....	46

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(\text{modified})}$ กับ σ_n	48
4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(\text{modified})}$ กับ B/D_{50} ที่ได้จากการทดสอบและ และการทำนาย.....	48
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงจุดแยกทานและอัตราส่วนระยะห่าง ที่ได้จากการทดสอบและการทำนาย.....	50



คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$LVDT$	=	Linear variable differential transformer
F	=	แฟลคเตอร์การรบกวน
P_f	=	แรงเสียดทาน
P_n	=	แรงแบกทานต้านทานแรงฉุดออก
$P_{f\max}$	=	แรงฉุดเสียดทานสูงสุด
P_{bn}	=	แรงฉุดแบกทานสูงสุด
I	=	โมเมนต์ความเฉื่อย
D_{50}	=	ขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์
P_a	=	ความดันบรรยากาศ
G_s	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
D	=	ความหนาของเหล็กตะแกรง
SP	=	ดินทรายที่มีขนาดละเอียดไม่ดี
OWC	=	ปริมาณน้ำเหมาะสม
A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
β	=	มุมการวิบัติของดิน
S_v	=	ระยะห่างในแนวตั้ง
S_h	=	ระยะห่างในแนวราบ
k	=	สติฟเนสของความเสียดทาน
f_b	=	สัมประสิทธิ์แรงฉุดออก
f_{ds}	=	สัมประสิทธิ์ของการต้านทานแรงเฉือนตรง
c_c	=	สัมประสิทธิ์ความโค้ง
c_u	=	สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ
σ_b	=	หน่วยแรงแบกทาน
$\gamma_{d\max}$	=	หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด
R_{io}	=	อัตราส่วนความชื้น
α, α_{ds}	=	เศษส่วนของพื้นที่ผิวสัมผัส

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

P_o, P_{b1}	=	แรงแบกทานด้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานหนึ่งตัว
c, c'	=	ความเชื่อมแน่นของดิน
I_d, I_r	=	ดัชนีความแข็งแรง
R_{fp}, R	=	อัตราส่วนกำลังแบกทาน
R_r, R_{rc}	=	อัตราส่วนความแข็งแรง
E, E_i, E_i	=	โมดูลัสความยืดหยุ่น
d, d_f, d_n	=	การเคลื่อนที่เนื่องจากการดึงออก
a, b, nr	=	ค่าคงที่
ϕ, ϕ', ϕ_{ds}	=	มุมเสียดทานของดิน
$\sigma_{bmax}, \sigma_{bult}, \sigma'_{bm}$	=	หน่วยแรงแบกทานสูงสุด
K, K_a, K_o, k	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
$\sigma_n, \sigma_v, \sigma_h, \sigma'_s$	=	หน่วยแรงตั้งฉาก
B	=	ความสูงของเหล็กเสริมแบกทาน
L	=	ความยาวของเหล็กเสริมแบกทาน
n	=	จำนวนของเหล็กเสริมแบกทาน
S	=	ระยะห่างของเหล็กเสริมแบกทาน

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

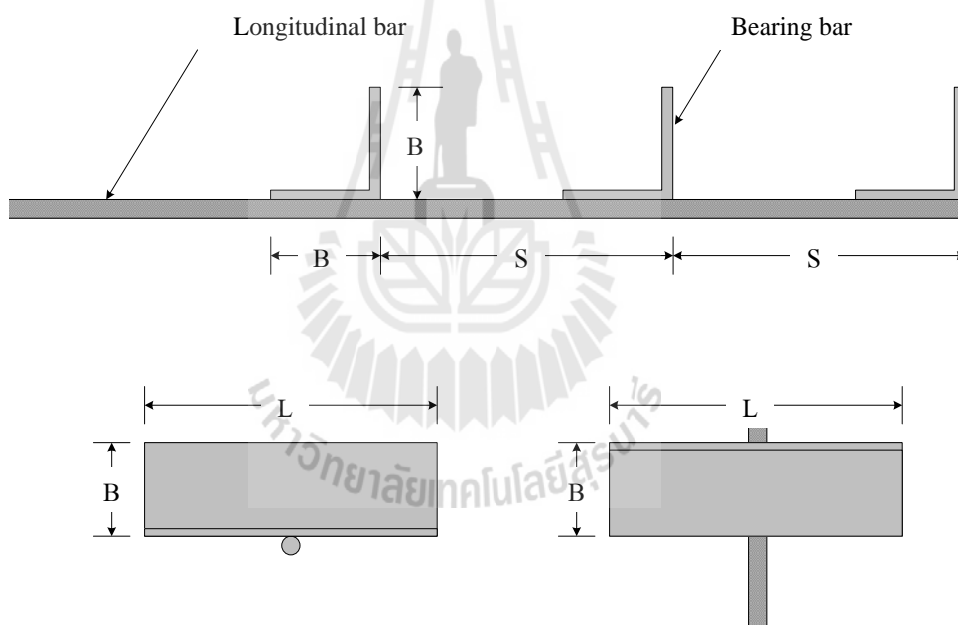
การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแรงดึงในดินถมได้มีมาตั้งแต่สองศตวรรษที่แล้ว งบประมาณในการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับวัสดุเสริมกำลังและค่าขนส่งดินถมจากบ่อยืม ดินที่ใช้เป็นวัสดุถมส่วนใหญ่เป็นดินเม็ดหยาบ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้นค่าขนส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่คงตัวสำหรับก่อสร้าง ด้วยเหตุนี้วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง โดยวัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาตรเหล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วจะช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทยได้แก่ เหล็กแถบและเหล็กตะแกรง ลักษณะของเหล็กแถบแสดงดังรูปที่ 1.1 ซึ่งมีความกว้างประมาณ 50 มิลลิเมตร หนาประมาณ 4.2 มิลลิเมตร และมีกำลังครากประมาณ 520 เมกกะปาสคาล เหล็กเสริมชนิดนี้มีความสะดวกในการเคลื่อนย้ายไปยังโรงงานเพื่อเคลือบสังกะสีและไปยังบริเวณก่อสร้าง อีกทั้งการติดตั้งยังทำได้ง่ายและรวดเร็วเนื่องจากมีรูปร่างที่แบน เหล็กเสริมชนิดนี้ไม่มีการผลิตในประเทศไทย ต้องสั่งเข้าจากประเทศแอฟริกา จึงทำให้ต้นทุนค่าก่อสร้างมีราคาสูง



รูปที่ 1.1 เหล็กเสริมแรงจุดแบบแบน (Strip reinforcement)

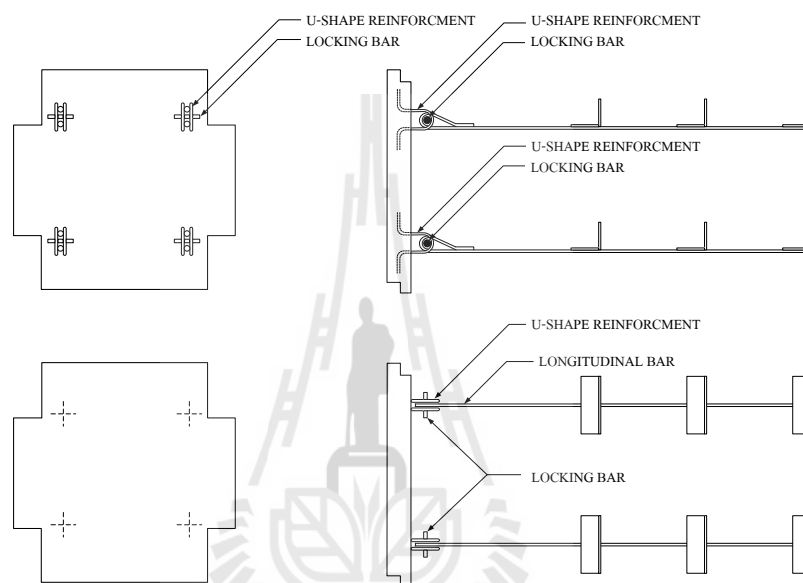
ตะแกรงเหล็ก ได้รับการศึกษาอย่างมากที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย โดย Prof. D.T. Bergado และทีมงาน (Bergado et al., 1988 and 1996; Shivashankar, 1991; and Chai, 1992) ข้อได้เปรียบของเหล็กเสริมชนิดนี้คือกำลังต้านทานแรงดึง (Pullout resistance) ในโซนต้านทาน (Resistant zone) มีค่าสูง แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมประเภทนี้ใช้ปริมาณเหล็กค่อนข้างสูง เนื่องจากความสิ้นเปลืองเหล็กตามขวางในโซนเคลื่อนตัว (Active zone)

Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้งเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงในปริมาณเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว



รูปที่ 1.2 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน (Horpibulsuk and Niramitkornburee ,2010)

รูปที่ 1.2 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาว และเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามแนวขวางเป็นเหล็กฉาก ขาเท่ากัน เนื่องจากเหล็กตามแนวขวางให้กำลังต้านทานแรงแบกทานสูง เหล็กตามแนวขวางจึงมีจำนวนไม่มากนัก เหล็กเสริมกำลังนี้ติดกับแผ่นกำแพง (1.50×1.50 เมตร) ที่จุดเชื่อมต่อเป็นเหล็ก รูปร่าง 2-U ดังแสดงในรูปที่ 1.3



รูปที่ 1.3 จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบกทานกับแผ่นกำแพง (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

การออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังทำโดยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกกระทำโดยวิธีดั้งเดิม (Conventional method) โดยตั้งสมมติฐานว่าดินเสริมกำลัง (Reinforced soil) เป็นโครงสร้างกึ่งแข็งกึ่งอ่อน (McGown et al., 1998) กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอกเมื่อไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การเลื่อนไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติและการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบเสถียรภาพภายในเกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานแรงจุดและต้านทานการรื้อขาดของเหล็กเสริมกำลัง เสถียรภาพภายในด้านการรื้อขาดของเหล็กเสริมกำลังแปรผันตามพื้นที่หน้าตัดและกำลังครากของเหล็กเสริม กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดประกอบด้วยกำลังต้านทานจุดเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

และกำลังต้านทานแรงกดแบกทาน สำหรับเหล็กแแถบกำลังต้านทานแรงกดส่วนใหญ่เกิดจากแรงกดเสียดทาน ขณะที่ตะแกรงเหล็กกำลังต้านทานแรงกดส่วนใหญ่เกิดจากแรงกดแบกทาน วิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กแแถบและตะแกรงเหล็กได้มีระบุเป็นมาตรฐาน (AASHTO, 2001; Bergado et al., 1996)

Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้ทำการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอและแสดงให้เห็นว่ากำลังต้านทานแรงกดแบกทานสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงดังสมการ

$$\sigma_{b \max} = N_q \sigma_n \quad (1.1)$$

เมื่อ σ_n คือหน่วยแรงตั้งฉาก และ

N_q คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

$$N_q = \frac{1}{\sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \cot \phi \quad (1.2)$$

งานวิจัยนี้ จะศึกษากำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดที่มีขนาดละเอียดตามมาตรฐานกรมทางหลวงแห่งประเทศไทยและเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้กับสมการประมาณกำลังต้านทานแรงกดแบกทานที่เสนอโดย Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) เพื่อปรับปรุงและพัฒนาสมการกำลังต้านทานแรงกดแบกทานที่เหมาะสมกับดินที่มีตามขนาดละเอียด

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1) ศึกษาอิทธิพลของตัวแปรควบคุม อันได้แก่ ขนาดความยาวขา (B) ความยาว (L) ระยะห่างของเหล็กฉาก (S) หน่วยแรงกดทับตั้งฉาก (σ_n) และอัตราส่วนระหว่างขนาดความยาวขาเหล็กฉากต่อขนาดเฉลี่ยของเม็ดดิน (B/D_{50}) ต่อกลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดที่มีขนาดละเอียด

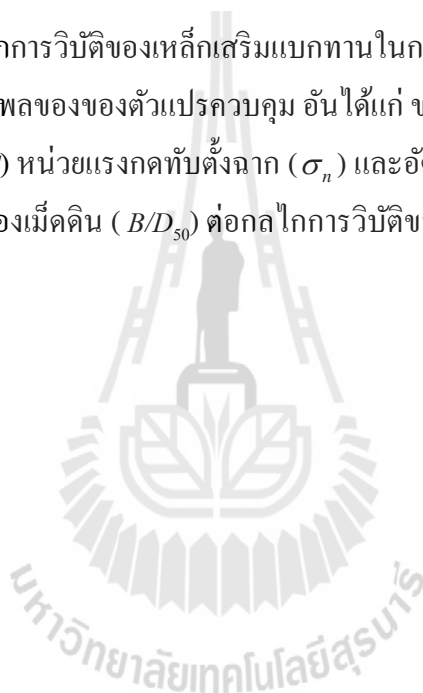
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ จะทำศึกษาการพัฒนาแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) ในกรวดบดอัดที่พลังงานบดอัดมาตรฐาน เพื่อให้ความเข้าใจในอิทธิพลของหน่วยแรงกดทับขนาดและระยะห่างของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงกด การทดสอบแรงกดกระทำภายใต้หน่วย

แรงกดทับในแนวตั้งสามค่าคือ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กับเหล็กฉากที่มีความยาวขา (B) และความยาว (L) เท่ากับ 2.5 4.0 และ 5.0 เซนติเมตร และ 10 15 และ 20 เซนติเมตร ตามลำดับ ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 15 ถึง 150 เซนติเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษา จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ การทดสอบแรงจุดเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังทำกับเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16.0 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตร กำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทราบถึงกลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดที่มีขนาดละเอียด
- 2) ทราบถึงอิทธิพลของของตัวแปรควบคุม อันได้แก่ ขนาดความยาวขา (B) ความยาว (L) ระยะห่างของเหล็กฉาก (S) หน่วยแรงกดทับตั้งฉาก (σ_n) และอัตราส่วนระหว่างขนาดความยาวขาเหล็กฉากต่อขนาดเฉลี่ยของเม็ดดิน (B/D_{50}) ต่อกลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานในกรวดที่มีขนาดละเอียด



บทที่ 2

ปริทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะทบทวนกรอบแนวความคิด ทฤษฎี ตลอดจนปัจจัยต่าง ๆ ที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมและกำลังรับแรงกดของเหล็กเสริมในชั้นดินบดอัด

2.1 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

(Mechanically Stabilized Earth Wall)

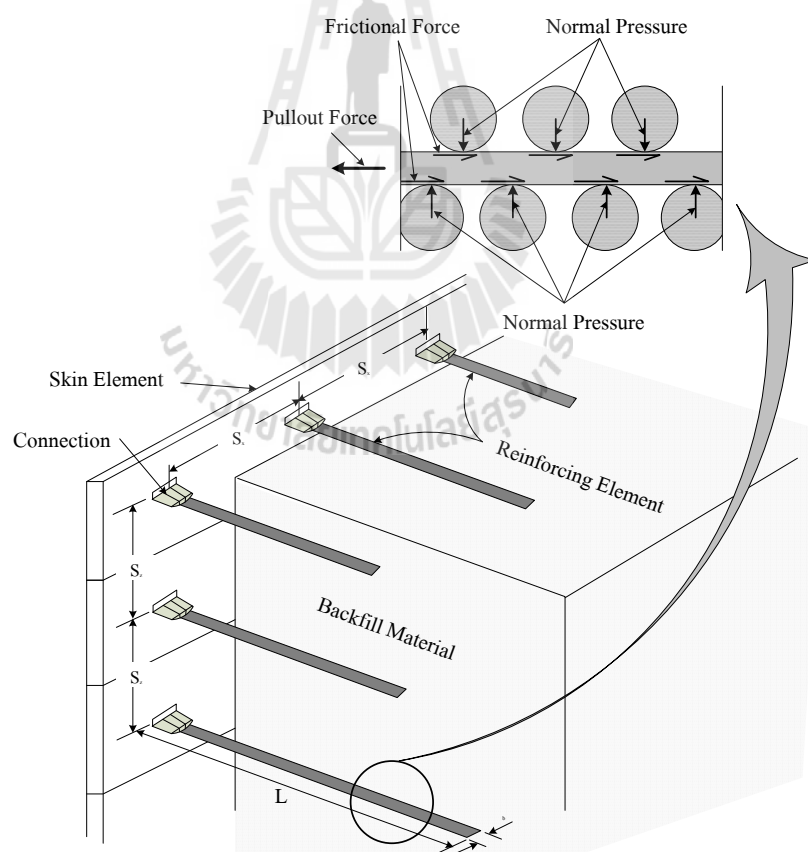
ในงานก่อสร้างดินถมและกำแพงกันดิน หรือในงานทางด่วน (Highway project) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 พื้นที่ด้านข้างมักถูกจำกัดเนื่องจากราคาที่ดินที่สูงขึ้นในแต่ละปี จึงมีความจำเป็นที่จะต้องสร้างคันดินถมที่สูงและชันโดยปราศจาก Berm และ Side slope การจะสร้างกำแพงกันดินที่มีความสูงและชันได้จำเป็นต้องเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงกดให้กับดินด้วยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง วิธีการเพิ่มกำลังต้านทานแรงกดให้กับดินนี้ได้เกิดขึ้นในช่วงสองศตวรรษที่ผ่านมา



รูปที่ 2.1 การก่อสร้างกำแพงกันดินที่ปราศจาก Berm และ Side slope

วัสดุผสมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลัง (Composite material) เรียกว่า Mechanically Stabilized Earth (MSE) นอกจากการเพิ่มแรงกดให้กับดินแล้ว วัสดุเสริมกำลังยังช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear resistance) และความต้านทานการอัดตัว (Compressive resistance) วัสดุ

เสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองประเภทตามพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด (Stress-strain behaviour) ได้แก่ วัสดุเสริมกำลังแบบยืดตัวได้ (Extensible reinforcement) และวัสดุเสริมกำลังแบบไม่ยืดตัว (Inextensible reinforcement) วัสดุเสริมกำลังจำพวกโลหะ (Metallic reinforcement) เช่น ตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังแบบไม่ยืดตัว เนื่องจากเหล็กมีค่าโมดูลัสที่สูงและมีการยืดตัวและการคืบที่ต่ำมาก วัสดุเสริมกำลังได้มีการประยุกต์ใช้งานตั้งแต่อดีต ตัวอย่างเช่น การสร้างผนังดินด้วยก้อนอิฐที่เสริมกำลังด้วยฟางข้าว การใช้ไม้ไผ่ในการเพิ่มเสถียรภาพของคันดินเตี้ย ๆ ในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ การเสริมวัสดุเสริมกำลังในยุคปัจจุบันเริ่มแรกโดยวิศวกรชาวฝรั่งเศส ทำโดยการเสริมเหล็กเสริมกำลังแบบแผ่น (Metal strip reinforcement) ในแนวนอนและต่อเชื่อมกับ Facing panel คอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 2.2 วัสดุผสมระหว่างดินและเหล็กเสริม (Composite material) นี้เรียกว่า Reinforced Earth (Vidal, 1969) ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังจะเป็นแรงเสียดทานเป็นส่วนใหญ่



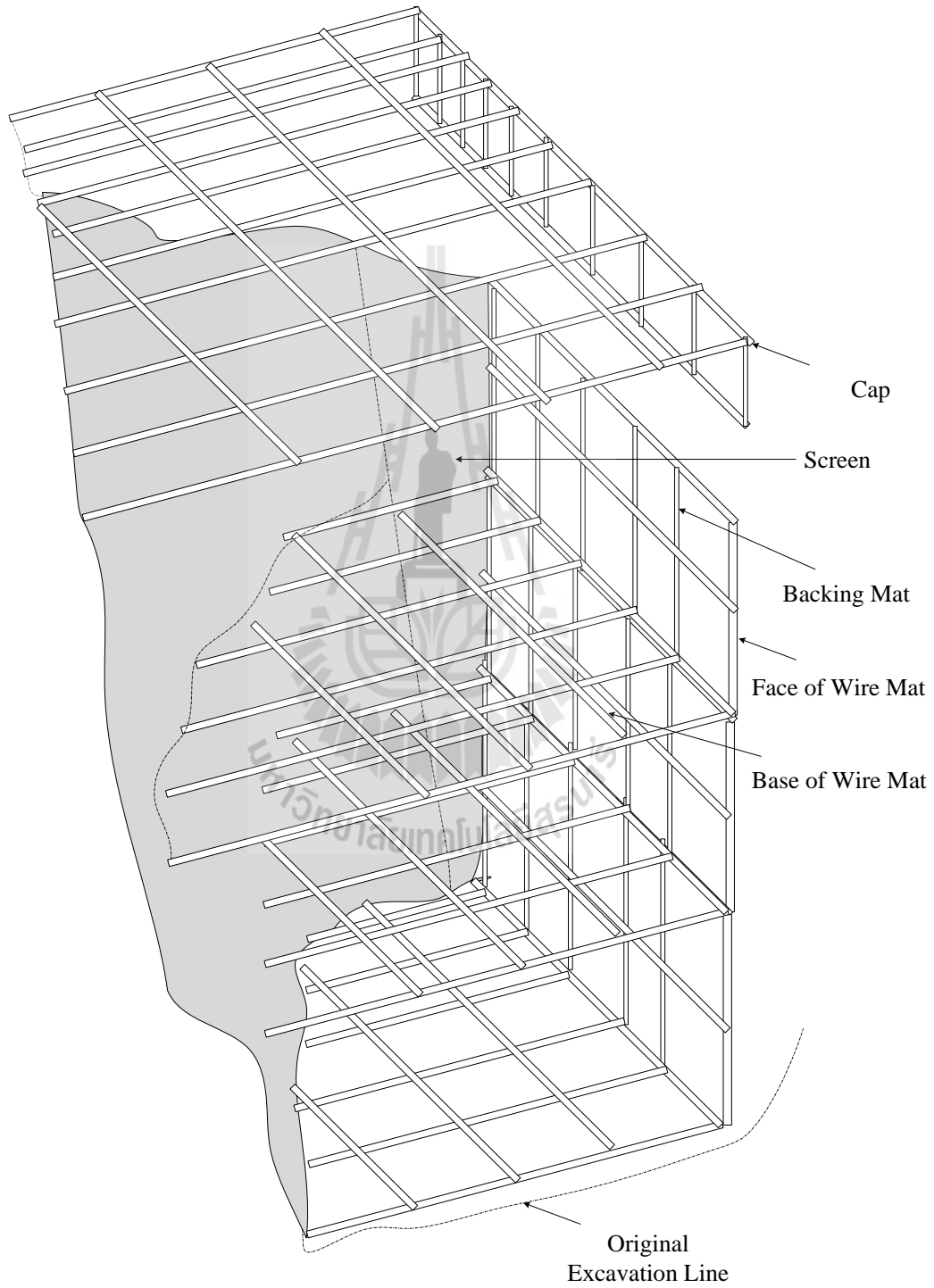
รูปที่ 2.2 กำแพงกันดินแบบ Reinforced Earth (Reinforced earth wall)

ในประเทศญี่ปุ่น การก่อสร้างคันดินสูงบนชั้นดินอ่อนมักใช้แผ่นเรซิน (Resinous sheet) และตาข่ายโพลีเมอร์ (Polymer net) เป็นวัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของดินฐานราก นอกจากนี้ยังมีการประยุกต์ใช้ตะแกรงไม้ไผ่ร่วมกับแผ่นโพลีเมอร์วางทับบนดินเหนียวอ่อนในหลายโครงการก่อสร้าง (Yamanouchi, 1986) ในประเทศอังกฤษ ซึ่งพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นดินอ่อนและดินเม็ดหยาบที่มีราคาแพง การใช้ตาข่ายโพลีเมอร์ในการเสริมกำลังของดินเชื่อมแน่นเพื่อใช้เป็นดินถม (Backfill) ได้รับการยอมรับและใช้กันอย่างกว้างขวาง

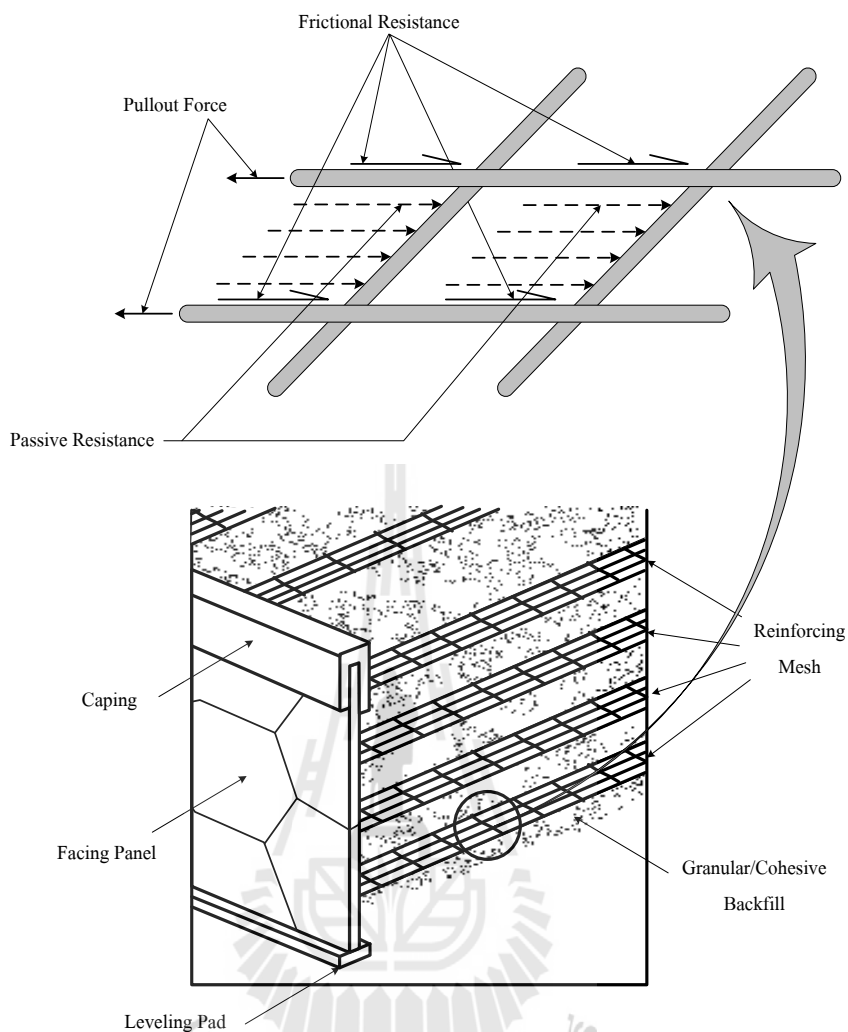
Hilfiker Company of Eureka, California ได้ใช้ตะแกรงเหล็ก (Welded-wire mats) เป็นเหล็กเสริมกำลังของกำแพงกันดิน และได้จดสิทธิบัตร ในปี ค.ศ. 1980 ต่อมาได้อนุญาตให้มหาวิทยาลัย Utah State University ทำการศึกษากำลังต้านทานแรงฉุดของตะแกรงเหล็ก (Bishop and Anderson, 1979; Peterson and Anderson, 1980; Nielsen and Anderson, 1984) ตะแกรงเสริมกำลังอีกชนิดหนึ่งที่ได้รับการยอมรับคือ Tensar geogrid ซึ่งผลิตจาก Polyethylene โดยบริษัท Netlon Limited ตาข่ายเสริมกำลังนี้จัดเป็นวัสดุเสริมกำลังแบบยึดตัวได้ (Tensar, 1990) ตัวอย่างเหล็กเสริมกำลังและการประกอบเหล็กเสริมที่นิยมใช้กันในปัจจุบันแสดงดังรูปที่ 2.3 และรูปที่ 2.4 จะเห็นได้ว่าลักษณะการเสริมวัสดุเสริมกำลังมีด้วยกันสองลักษณะคือ การเสริมแบบพื้น (Mat) และการเสริมแบบบางส่วน การเสริมแบบพื้นนิยมใช้กับตะแกรงเหล็ก (Steel wire mesh) และ Tensar geogrid ซึ่งวัสดุเสริมกำลังจะถูกปูเป็นพื้นเต็มพื้นที่ ส่วนการเสริมแบบบางส่วนนิยมใช้กับเหล็กเสริมแบบแผ่น (Strip reinforcement) ซึ่งเหล็กเสริมกำลังจะถูกต่อเชื่อมกับ Facing panel ที่จุดเชื่อมต่อ การศึกษาปฏิกิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลังทำได้โดยการทดสอบแรงฉุด (Pullout test) เพื่อหาพารามิเตอร์ปฏิกิริยาร่วม (Soil-reinforcement interaction parameters) สำหรับการออกแบบกำแพงกันดิน Ingold (1984); Holtz (1973); Long (1977) and Mitchell (1979) กล่าวว่า การทดสอบแรงฉุดในห้องปฏิบัติการสามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงฉุดได้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงกับการก่อสร้างในสนาม

การทดสอบแรงฉุดของตะแกรงเหล็ก (Steel grid) ที่ฝังในดินเริ่มแรกโดย Chang et al. (1977) และได้ข้อสรุปว่าตาข่ายเหล็กมีประสิทธิภาพอย่างมากในการต้านทานแรงฉุด ซึ่งในช่วงเวลาใกล้เคียงกันได้มีการทดสอบแรงฉุดของแผ่นโลหะทนแรงฉุด (Metallic strip) และมีนักวิจัยอีกหลายท่านทำการทดสอบแรงฉุดของตะแกรงเหล็ก ได้แก่ Bishop and Anderson (1979); Hannon et al. (1982); Ingold (1983a and 1983b, 1984); Jewell et al. (1984); Nielsen and Anderson (1984); Hannon and Forsyth (1984); Bergado et al. (1987); Brand and Duffy (1987); Bonczkiewicz et al. (1988); Ospina (1988); Motaleb and Anderson (1989); Bergado et al. (1993) เป็นต้น จากการศึกษาพบว่า กำลังต้านทานแรงฉุดของเหล็กเสริมในกำแพงกันดินที่ก่อสร้างในสนามมีค่าสูงกว่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่หน่วยแรงกดทับเท่ากัน ดังนั้น การ

ออกแบบกำแพงกันดิน โดยใช้ผลทดสอบในห้องปฏิบัติการจึงให้พารามิเตอร์ในเชิงอนุรักษ์
(Conservative value)



รูปที่ 2.3 การเสริมเหล็กเสริมแบบพื้น



รูปที่ 2.4 การเสริมเหล็กเสริมแบบบางส่วน

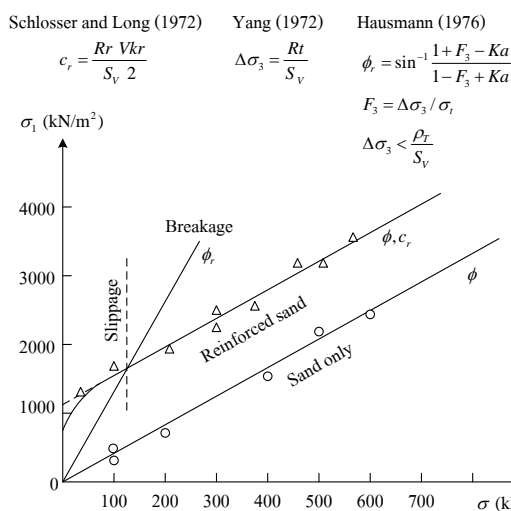
2.2 หลักการพื้นฐานของเหล็กเสริมกำลังในดิน

เพื่อความเข้าใจในทางกลศาสตร์ของเหล็กเสริมกำลังในดิน จำเป็นต้องศึกษาทฤษฎีและการทดสอบต่าง ๆ ผลทดสอบหนึ่งที่มีความละเอียดและประสบความสำเร็จคือ การทดสอบแรงอัดสามแกนของดินตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยแผ่นอะลูมิเนียม จากผลทดสอบพบว่า ตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยแผ่นอะลูมิเนียมจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงกว่าตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลัง และจากผลทดสอบนี้สามารถสร้างข้อสมมติฐานสองข้อที่แตกต่างกัน ได้แก่ (1) การไม่เท่ากันทุกทิศทางของความเชื่อมแน่น (Anisotropic cohesion assumption) และ (2) การเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง (Enhanced confining pressure assumption) (Ingold, 1982) แนวคิดของการไม่เท่ากันทุกทิศทางของความเชื่อมแน่นอาศัยข้อสันนิษฐานที่ว่า ที่สภาวะการวิบัติของดินตัวอย่างที่ถูกเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง ถ้ารักษาให้ความเค้นหลักใหญ่ของดินตัวอย่างที่เสริมกำลังมีค่าคงที่แต่ลด

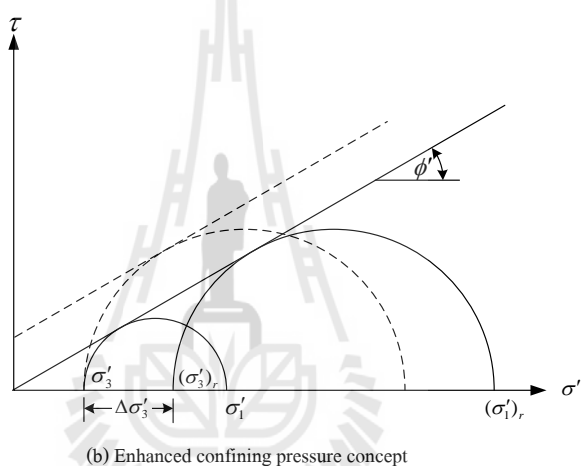
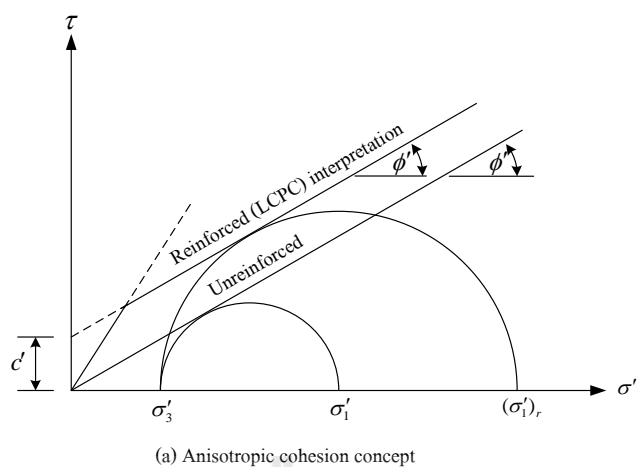
ความเค้นหลักเล็กลงมาให้มีค่าเท่ากับค่าของดินตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลังแล้ว ขอบเขตการวิบัติของดินตัวอย่างเสริมกำลังจะวางตัวอยู่เหนือขอบเขตการวิบัติของดินตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลัง (Schlosser and Long, 1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.6(a)

Hausmann (1976) พบว่า เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากมีค่าต่ำ ๆ ดินตัวอย่างเสริมกำลังจะเกิดการวิบัติแบบลื่นไถล (Slippage) ที่สภาวะนี้จะไม่มีการเพิ่มขึ้นของความเชื่อมั่น จะมีเพียงการเพิ่มขึ้นมุมเสียดทานภายในเท่านั้น ในขณะที่เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากมีค่าสูง ดินตัวอย่างเสริมกำลังจะเกิดการวิบัติแบบฉีกขาด (Breakage) ของเหล็กเสริม ซึ่งที่สภาวะนี้จะมีทั้งค่าการเพิ่มขึ้นของความเชื่อมั่น และมุมเสียดทานภายใน โดยที่มุมเสียดทานภายในจะมีค่าเท่ากับทั้งดินตัวอย่างเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง สำหรับแนวคิดของการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้างอาศัยข้อสันนิษฐานที่ว่า ทั้งระนาบในแนวราบและระนาบในแนวตั้งไม่ใช่ระนาบของความเค้นหลัก เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นระหว่างดินและเหล็กเสริม ความเค้นหลักเล็กในดินเสริมกำลังจะเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นหลักใหญ่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของวงกลมมอร์ การเพิ่มกำลังในดินเสริมกำลังอาจกล่าวได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง โดยที่ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลังและดินไม่เสริมกำลังยังคงเป็นเส้นเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.7(b) เส้นประเป็นเส้นที่แสดงการเปรียบเทียบการไม่เท่ากันของความเชื่อมั่นและการเพิ่มขึ้นของความดันด้านข้าง

รูปที่ 2.5 แสดงบริเวณที่จะเกิดการลื่นไถลหรือการดึงออกระหว่างดินทรายและเหล็กเสริม และการฉีกขาดของเหล็กเสริมในตัวอย่างทรายเสริมกำลัง ซึ่งเหล็กเสริมกำลังจะเกิดการลื่นไถลเมื่อความเค้นรอบข้างมีค่าต่ำ และจะเกิดการวิบัติแบบฉีกขาดเมื่อความเค้นรอบข้างมีค่าสูง (Mitchell and Villet, 1987)



รูปที่ 2.5 ขอบเขตความแข็งแรงของทรายและทรายเสริมกำลัง (Mitchell and Villet, 1987)

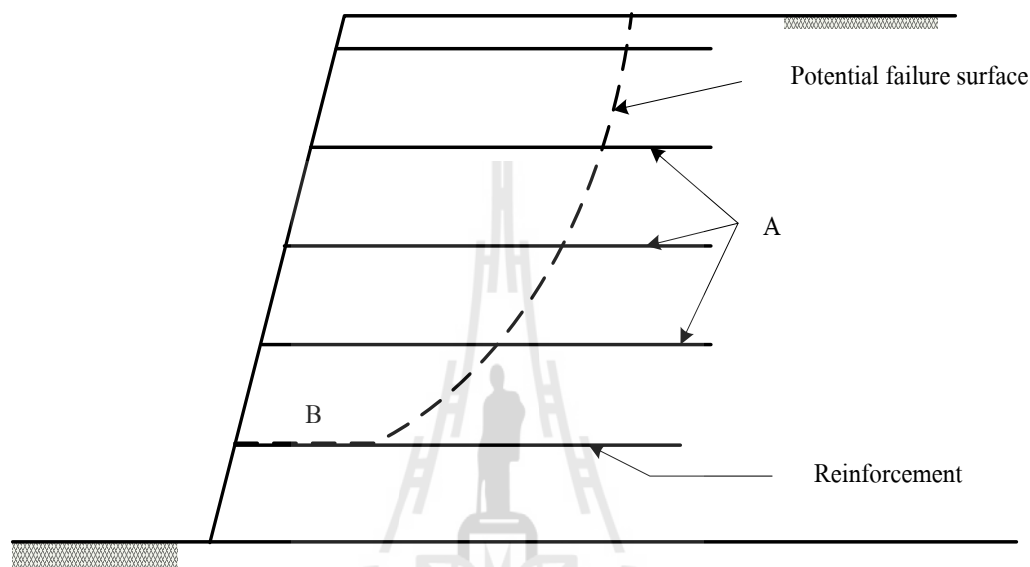


รูปที่ 2.6 ปฏิกริยาร่วมของเหล็กเสริมกำลังในดิน (Ingold, 1982)

2.3 ปฏิกริยาร่วมของดินเสริมกำลัง(Soil Reinforcement Interaction Mechanisms)

กลไกที่ควบคุมปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลัง ได้แก่ ความเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริม แรงแบกทานของดินด้านหน้าเหล็กตามแนวขวาง และโมเมนต์ดัดของเหล็กตามแนวขวาง โดยทั่วไปแล้วอิทธิพลเนื่องจากโมเมนต์ดัดของเหล็กตามแนวขวางที่สภาวะการใช้งานจะมีค่าน้อยมากจึงสามารถตัดออกไปได้ (Schosser and DeBuhan, 1990) ดังนั้น การพิจารณาปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลังจึงเหลือเพียง 2 อย่าง คือ การเลื่อนไถลของดินที่อยู่เหนือเหล็กเสริมหรือการเนือตรงระหว่างดินกับเหล็กเสริม และการดึงออกจากดินของเหล็กเสริม ดังนั้น การทดสอบแรงเนือตรง (Direct shear test) และการทดสอบแรงจุดเหล็กเสริมกำลัง (Pullout test) จึงมีความเหมาะสมต่อการศึกษากลไกปฏิกริยาร่วมของโครงสร้างดินเสริมกำลังทั้งสองลักษณะตามลำดับ รูปที่ 2.7 แสดงลักษณะของกำแพงกันดิน MSE โดยที่เส้นประแสดงถึงแนวการวิบัติ จะเห็นว่า การวิบัติภายใต้การดึงออกจากดินของเหล็กเสริม (บริเวณ A) ซึ่งจะเกิดขึ้นหลังจากโครงสร้าง

เกิดการวิบัติแบบเฉือนตรงระหว่างดินและเหล็กเสริม (บริเวณ B) นอกจากนี้ยังพบว่า ปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังแบบตะแกรง (Grid reinforcement) จะมีความซับซ้อนกว่าปฏิกริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังแบบแถบ (Strip reinforcement) และแบบแผ่นกว้าง (Sheet reinforcement)



รูปที่ 2.7 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดิน MSE

2.4 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน

ดินถมเป็นตัวแปรหลักที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมกำลังและเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งในสภาวะแห้งและเปียกน้ำ (Dry and wet states) ดินถมที่ดีต้องเป็นดินเม็ดหยาบที่ไม่ไวต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น ซึ่งเปลี่ยนแปลงตามฤดูกาล วัสดุที่จะนำมาใช้เป็นดินถมต้องได้รับการทดสอบและการรับรองจากห้องปฏิบัติการก่อนที่จะนำมาใช้ และต้องมีคุณสมบัติดังนี้

- ก) ขีดจำกัดเหลว ต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 30
- ข) ดัชนีสภาพพลาสติกต้องมีค่าไม่เกินร้อยละ 6
- ค) สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Coefficient of uniformity) ต้องมีค่ามากกว่า 4

- ง) ความเป็นกรด-ด่าง เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-289 “Determination of soil for use in corrosion testing” ต้องอยู่ระหว่าง 5 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับเหล็กเสริม และระหว่าง 3 ถึง 10 สำหรับดินถมที่ใช้กับวัสดุสังเคราะห์
- จ) ปริมาณสารอินทรีย์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-267 “Determination of organic content in soils by loss on ignition” ต้องไม่เกินร้อยละ 1.0 โดยมวล
- ฉ) มุมเสียดทานภายใน เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-236 “Direct shear test of soils under consolidated drained conditions” สำหรับวัสดุที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 10 ที่ทำการบดอัดให้มีความแน่นไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของความหนาแน่นสูงสุด ตามวิธีการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 32 องศา
- ช) วัสดุที่นำมาใช้เป็นวัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีขนาดละเอียด ตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดละเอียดของวัสดุดินถมเสริมกำลังมาตรฐาน(มาตรฐานที่ ทล.-ม.1052550)

ชนิดวัสดุเสริม	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวลรวม(percent passing)					
	ขนาดตะแกรง					
กำลัง	37	18.75	4.7	0.425	0.150	0.075
	มม.	มม.	มม.	มม.	มม.	มม.
	(1 1/2 นิ้ว)	(3/4 นิ้ว)	(เบอร์ 4)	(เบอร์ 40)	(เบอร์ 100)	(เบอร์ 200)
วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้	100	-	30-100	15-100	5-65	0-15
วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้	-	100	30-100	15-100	5-65	0-15

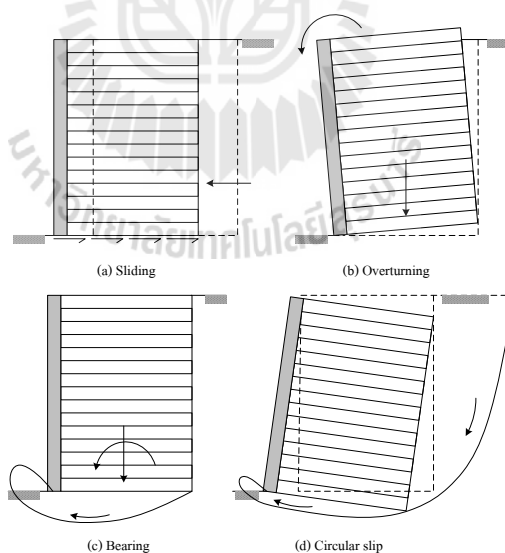
- ช) กรณีนำเหล็กมาใช้ในการเสริมกำลังหรือมีการวางท่อเหล็กในดินถมเสริมกำลัง วัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีคุณสมบัติไฟฟ้าเคมีดังนี้
- ความต้านทานกระแสไฟฟ้า เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-288 “Standard method for determining minimum laboratory soil resistivity” มีค่าไม่น้อยกว่า $300\Omega\text{cm}$

- ปริมาณซัลเฟต เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-290 “Standard method for determining water-soluble sulfate ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 200 ppm
- ปริมาณคลอไรด์ เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน AASHTO T-291 “Standard method for determining water-soluble chloride ion content in soil” มีค่าไม่เกิน 100 ppm

หมายเหตุ ถ้าดินถมมีค่าความต้านทานกระแสไฟฟ้ามากกว่าหรือเท่ากับ $5000\Omega\text{cm}$ ไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบหาปริมาณซัลเฟตและคลอไรด์

2.5 การออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE

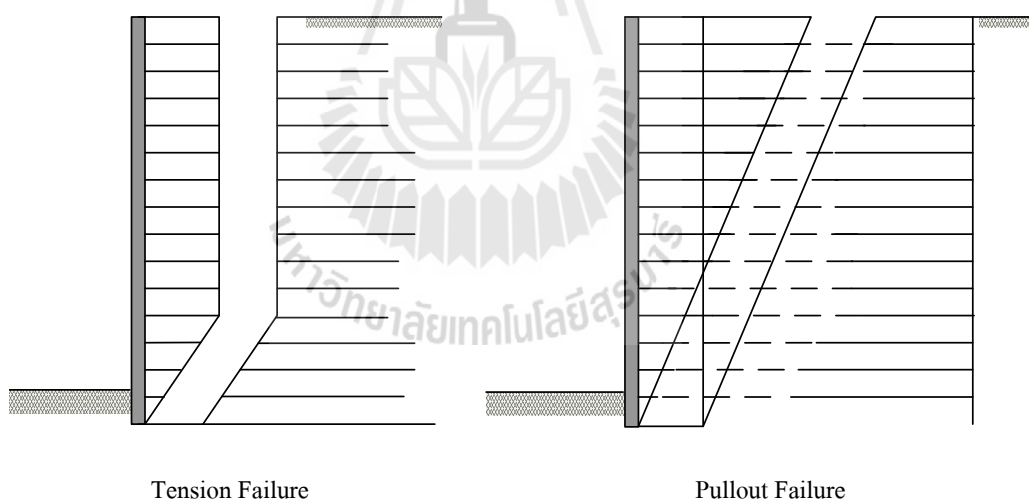
ประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณาในการออกแบบโครงสร้างกันดิน MSE ประกอบด้วย การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน ทำเช่นเดียวกับกำแพงกันดินแบบ Gravity ดังแสดงในรูปที่ 2.8 ซึ่งประกอบด้วย (1) การตรวจสอบการเลื่อนไถล (Sliding) (2) การพลิกคว่ำ (Overturning) (3) การวิบัติของดินฐานราก (Bearing capacity failure) และ (4) เสถียรภาพของลาดดิน (Slope stability)



รูปที่ 2.8 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้าง MSE

สำหรับการตรวจสอบกลไกการวิบัติของเสถียรภาพภายในประกอบด้วย การวิบัติเนื่องจากแรงฉุด (Pullout failure) และ การวิบัติเนื่องจากการฉีกขาดของเหล็กเสริม (Tensile failure of reinforcement) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ทั้งการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายในจำเป็น

จะต้องทราบคุณสมบัติทางกลของวัสดุทั้งดินและเหล็กเสริม และพฤติกรรมระหว่างเหล็กเสริมกับดิน หลักการตรวจสอบเสถียรภาพภายในมีด้วยกันสองหลักการคือ Coherent gravity structure hypothesis และ Tie-back structure theory (Jones, 1985) Coherent gravity structure hypothesis เป็นวิธีการออกแบบกำแพงกันดินในสภาวะสมดุลซึ่งมีอัตราส่วนปลอดภัยที่พอเพียง วิธีนี้จะสมมติให้ความดันดินด้านข้างมีค่าเท่ากับผลคูณของสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K) และหน่วยแรงในแนวตั้ง (σ_v) ระบายการวิบัติจะสมมติเป็นส่วนโค้งลอการิทึม (Logarithmic spiral failure surface) สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้มีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจากสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure, K_0) ที่ผิวดินจนถึงค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สภาวะ Active (K_a) ที่ระดับความลึก 6 เมตร จากผิวดิน ส่วน Tie-back structure theory จะมีวิธีการคำนวณเช่นเดียวกับ Coherent gravity structure hypothesis เพียงแต่ระบายการวิบัติและการคำนวณความดันดินด้านข้างแตกต่างกัน ระบายการวิบัติจะถูกสมมติเป็นลิ้นการวิบัติ (ทำมุม $45 + \phi/2$ องศา กับแนวนอน) และสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างมีค่าคงที่ตลอดความลึกเท่ากับ K_a



รูปที่ 2.9 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของโครงสร้าง MSE

2.5.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป คือการ สมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่า เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่าง ใหม่ และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบ มีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของ ความสูงของกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวใน สามทิศทางอันได้แก่ ในแนวนอน(การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากเกินไป และการวิบัติ เนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบ เสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การ ตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักความสถิต (Law of statics) ส่วน การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจ

สอบเสถียรภาพภายนอก ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกในสองกรณี คือ 1) น้ำหนักบรรทุก จรเกิดขึ้นทั้งในโซนกำลัง (Reinforced zone) และในโซนไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ 2) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะใน โซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วย เพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบก ทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วน ปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 1) จะใช้ในการ ตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักบรรทุกจร (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังสำหรับงานทางหลวงควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำและ การวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ เมื่ออยู่ในสภาวะสถิต

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_R) ต่อแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถล (Sliding force) แรงต้านทานการลื่น ไถล (S) เท่ากับผลคูณของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบ และเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดิน

เม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถลจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) และน้ำหนักบรรทุกจร (Live load) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในกรณี 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 และพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในกรณี 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 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด (q_{max}) และน้อยที่สุด (q_{min}) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่

เกิดความเค้นมากที่สุด ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ($e > b/6$) ควรขยายขนาดของฐานราก โดยการเพิ่มความยาวของวัสดุเสริมกำลัง

ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานรากสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.9) จากประสิทธิภาพการออกแบบ พบว่าควรทำการตรวจสอบการเสถียรภาพด้านการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้จะเป็นตัววิกฤติที่สุด

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_0}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

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

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

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

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

2.5.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) อัตราส่วนปลอดภัยนี้คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการฉุดออก คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉุดของวัสดุเสริมกำลังใน โชน

ต้านทานการเคลื่อนตัว (หลังระนาบวิบัติ) ต่อแรงจุดสูงสุดที่กระทำให้วัสดุเสริมกำลังเคลื่อนออกจากดินถม

กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยด้านการรื้อขาดไม่น้อยกว่า 2.0 และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการหลุดออกไม่น้อยกว่า 1.5 ในสถานะสถิต (AASHTO, 2002) หัวข้อต่อไปนี้จะกล่าวถึงวิธีการประมาณตำแหน่งของแรงดึงสูงสุด (หลังระนาบวิบัติ) แรงดึงสูงสุดและแรงจุดสูงสุดที่จะเกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง กำลังต้านทานแรงรื้อขาดและกำลังต้านทานแรงจุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง (วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้) เพื่อใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน AASHTO (2002) แนะนำว่าความยาวของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) สำหรับทั้งวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้และที่ไม่สามารถยึดได้ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 900 มิลลิเมตร และความยาวของวัสดุเสริมกำลังทั้งหมดไม่ควรน้อยกว่า 2.4 เมตร

2.5.3 ตำแหน่งและขนาดของแรงจุดในเหล็กเสริม

(Location and Magnitude of Reinforcement Tension Force)

ส่วนใหญ่แล้วโครงสร้าง MSE มักจะถูกนำไปใช้กับการก่อสร้างกำแพงกันดินหรือคันดินถมของถนนหรือเขื่อน เหล็กเสริมที่ใช้จะมีอิทธิพลต่อกำแพงสองอย่าง ได้แก่ (1) แรงจุดในเหล็กเสริมจะช่วยยับยั้งหรือลดการเคลื่อนตัวของกำแพง และ (2) เหล็กเสริมที่ใช้จะช่วยลดความเครียดในดินเสริมกำลังเนื่องจากอิทธิพลของหน่วยแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริม

2.5.3.1 ตำแหน่งแรงจุดสูงสุดในเหล็กเสริม

(Location of maximum reinforcement tension force)

ในโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ดินด้านหลังกำแพงจะถูกแบ่งออกเป็นสองส่วนได้แก่ (1) ส่วนที่เคลื่อนตัวเข้าหากำแพง (Active zone) และ (2) ดินส่วนที่ต้านทาน (Resistance zone) ดินส่วนที่เคลื่อนตัวเข้าหากำแพงจะพยายามเคลื่อนตัวออกจากโครงสร้าง แต่จะถูกรั้งไว้โดยแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นตามแนวสัมผัสของเหล็กเสริมและดิน แรงเฉือนในเหล็กเสริมจะมีทิศทางพุ่งเข้าหาด้านหน้าของกำแพง ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของแรงจุดเทียบกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพง และสำหรับดินส่วนที่ต้านทาน แรงเฉือนในเหล็กเสริมจะมีทิศทางพุ่งเข้าหาด้านหน้าของกำแพงซึ่งเป็นเฉพะแรงต้านทานแรงจุดออกเท่านั้น เมื่อเป็น

เช่นนี้ แรงสูงสุดจึงเกิดขึ้นที่จุดแบ่งระหว่างส่วนที่ดินเคลื่อนตัวเข้าหากำแพงและดินส่วนที่ด้านทาน ซึ่งจะเกิดแนวการวิบัติขึ้น

Anderson et al. (1987) ทำการทดสอบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมที่ไม่มีการยึดตัว พบว่าแนวของแรงสูงสุดที่ได้จากผลทดสอบมีลักษณะแตกต่างจากทฤษฎีลิมิตการวิบัติของ Mohr-Coulomb โดยที่แนวการวิบัติในส่วนบนของกำแพงกันดินจะอยู่ในแนวตั้ง ในขณะที่แนวการวิบัติในส่วนล่างของกำแพงกันดินจะเป็นแนวเดียวกันกับทฤษฎีลิมิตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ดังแสดงในรูปที่ 2.10

2.5.3.2 ขนาดของแรงสูงสุดในเหล็กเสริม (Location of maximum reinforcement tension force)

ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อดินเสริมกำลังจะถูกต้านทานด้วยเหล็กเสริม ดังนั้น แรงสูงสุดในเหล็กเสริมจึงมีความสัมพันธ์กับความดันดินด้านข้าง สภาวะของความเค้นในดินเสริมกำลังจึงขึ้นอยู่กับความแกร่ง (Stiffness) ของเหล็กเสริมด้วย สำหรับเหล็กเสริมยึดตัวได้ (Extensible reinforcement) การเคลื่อนที่ด้านข้างจะเกิดขึ้นสูง โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ด้านบนของโครงสร้าง ซึ่งจะก่อให้เกิดความดันดินด้านข้างในสภาวะที่ดินเคลื่อนเข้าหากำแพง (Active earth pressure) สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการยึดตัว (Inextensible reinforcement) ความดันดินด้านข้างสามารถประมาณเป็นความดันดินด้านข้างในสภาวะที่ดินหยุดนิ่ง (At rest earth pressure)

Christopher et al. (1989) ได้นำเสนอวิธีการที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในกำแพงกันดินเสริมกำลังกับปัจจัยความแกร่งของเหล็กเสริม (Reinforcement stiffness factor, S_r) ดังแสดงในสมการที่ 2.10

$$S_r = \frac{EA}{S_v S_h} \quad (2.10)$$

โดยที่ A คือ พื้นที่หน้าตัด

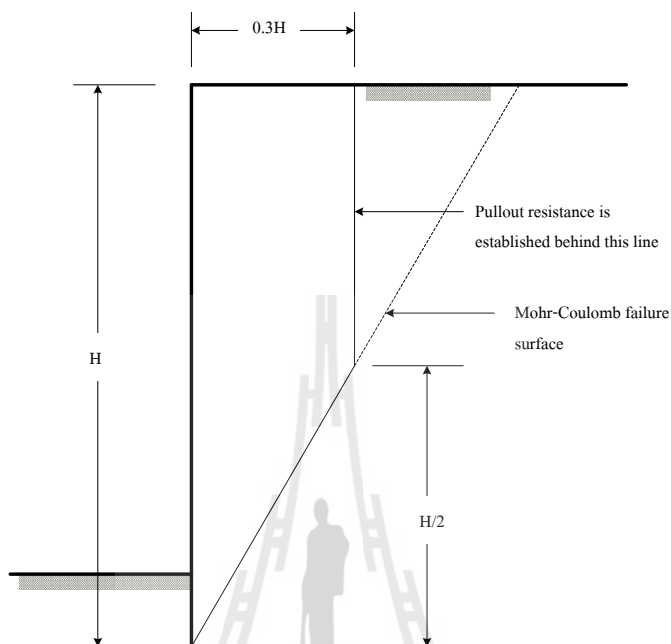
E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

S_v คือ ระยะห่างในแนวตั้งของเหล็กเสริม

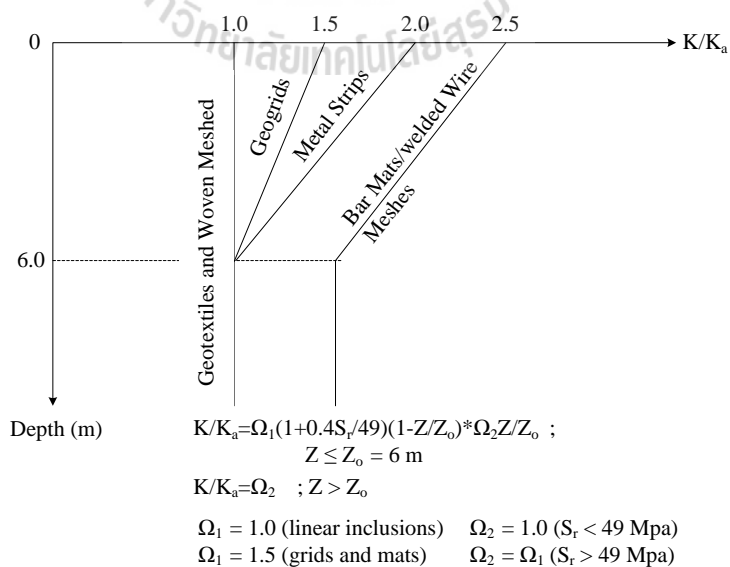
S_h คือ ระยะห่างในแนวราบของเหล็กเสริม

S_r คือ ความแกร่งของเหล็กเสริม

รูปที่ 2.10 แสดงการเปลี่ยนแปลงของสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเทียบกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ



รูปที่ 2.10 แนวการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยเหล็กเสริมไม่ยึดตัว



รูปที่ 2.11 การเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างกับความสัมพันธ์ของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ

2.5.4 การต้านทานต่อแรงขูดออก (Pullout Resistance)

การต้านทานต่อแรงขูดออกของเหล็กตะแกรงได้มาจากสองส่วน ส่วนแรกเรียกว่า การต้านทานต่อแรงเสียดทาน (Friction resistance, P_f) ซึ่งเป็นความเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างดินและผิวสัมผัสของเหล็กตะแกรง โดยที่ขนาดของความเสียดทานจะขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กตะแกรง และหน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผลระหว่างดินและผิวของเหล็กตะแกรง ดังแสดงในสมการที่ 2.11

$$P_f = A_s \sigma'_s \tan \delta \quad (2.11)$$

โดยที่ A_s คือ พื้นที่ของแรงเสียดทาน

σ'_s คือ หน่วยแรงตั้งฉากเฉลี่ยซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.75\sigma'_v$ (Nielsen and Anderson, 1984)

δ คือ มุมเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริม ตามลำดับ

ส่วนที่สองที่มีผลต่อการต้านทานต่อแรงขูดออก คือกำลังรับแรงแบกทานของดินด้านหน้าเหล็กเสริมตามแนวขวาง ซึ่งกลไกการวิบัติจะมี 3 ลักษณะที่แตกต่างกัน ได้แก่ (1) การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (General shear failure) (Peterson and Anderson, 1980) (2) การวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching failure) (Jewell et al., 1984) และ (3) การวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (Modified punching failure) (Chai, 1992; Horpibulsuk, S., and Niramitkornburee, A., 2010)

รูปที่ 2.12 แสดงกลไกการวิบัติเนื่องจากเฉือนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) ซึ่งระนาบของการวิบัติจะเกิดได้อย่างเต็มที่ และกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด (σ'_{bm}) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.12

$$\sigma'_{bm} = c'N_c + \sigma'_v N_q \quad (2.12)$$

โดยที่ c' คือ ความเชื่อมแน่นของดิน

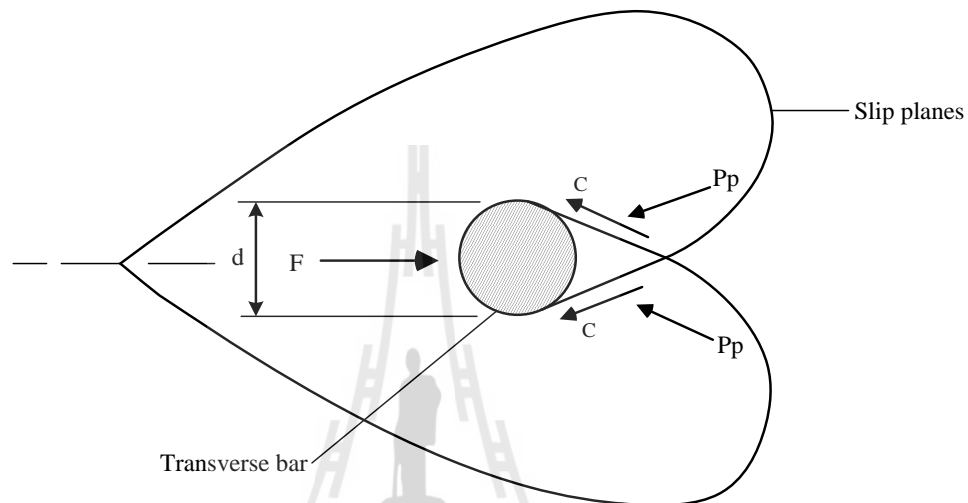
σ'_v คือ ความเค้นในแนวดิ่ง และ

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \quad (2.13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.14)$$

โดยที่ ϕ' คือ มุมเสียดทานภายในของดิน

สมการทำนายนี้ให้ผลคำตอบขอบเขตบน (Upper boundary) (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990 and Shivashankar, 1991)

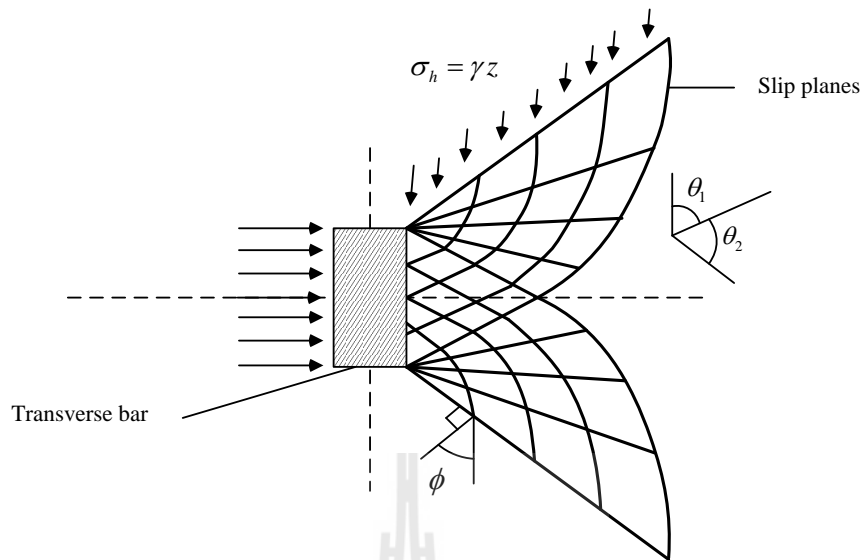


รูปที่ 2.12 กลไกการวิบัติแบบ General shear (Peterson and Anderson, 1980)

การวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984) มักเกิดกับเหล็กเสริมแรงจุดที่มีระยะฝังในดินมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.13 สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดเป็นเช่นเดียวกับสมการที่ 2.12 แต่ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกันดังแสดงในสมการที่ 2.15 และสมการที่ 2.16 สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดโดยกลไกการวิบัติแบบ Punching shear ให้ผลคำตอบขอบเขตล่าง (Lower boundary) (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990 and Shivashankar, 1991) Ospina, 1988 กล่าวว่า การวิบัติของทรายแห้งภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ Punching shear ในขณะที่ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูงการวิบัติจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ General shear

$$N_{q1} = e^{(\pi/2+\phi')\tan\phi'} \tan^2(45+\phi'/2) \quad (2.15)$$

$$N_{c1} = (N_{q1} - 1) \cot\phi' \quad (2.16)$$



รูปที่ 2.13 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984)

Chai (1992) ได้ปรับปรุงสมการที่ใช้ทำนายกำลังรับแรงแบกทานเมื่อเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุโดยอาศัยกลไกการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 2.14 และนำเสนอตัวแปรรับแรงแบกทานดังสมการที่ 2.17 และ สมการที่ 2.18

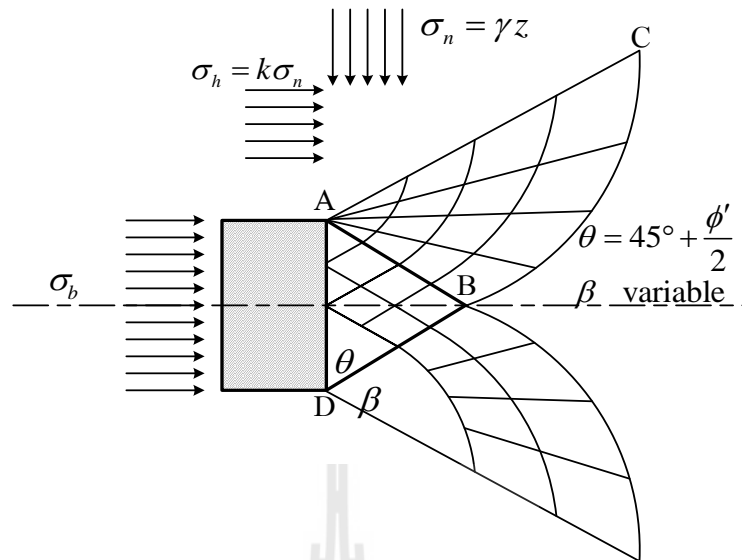
$$N_{q2} = \left[\frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \sin(2\beta - \phi) \right] \frac{1}{\cot \phi} e^{2\beta \tan \phi} \tan(45 + \phi/2) \quad (2.17)$$

$$N_{c2} = \frac{1}{\sin \phi} e^{2\beta \tan \phi} \tan(45 + \phi/2) - \cot \phi \quad (2.18)$$

โดยที่ k คือ สัมประสิทธิ์ความดันด้านข้าง

β คือ มุมของบริเวณการวิบัติ

ดินที่มีการอัดตัวมากจะมีค่า β น้อย (Vesic, 1963) k จะมีค่าเท่ากับ 1.0 เมื่อ β มีค่าเท่ากับ 90 องศา



รูปที่ 2.14 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Chai, 1992)

Bergado et al. (1996) แนะนำให้ใช้ค่า $\beta = \pi/2$ และ $k = 1.0$ จากสมการที่ (2.19) และ (2.20) จะกลายเป็น

$$N_q = \frac{1}{\cos \phi} e^{\pi \tan \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.19)$$

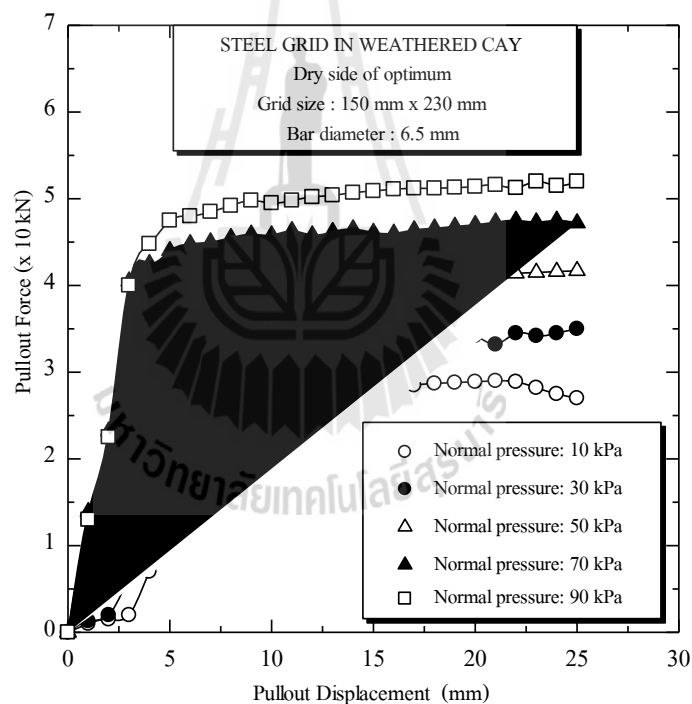
$$N_c = \frac{1}{\sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cot \phi \quad (2.20)$$

2.6 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อแรงต้านทานการดึงของเหล็กเสริม

Bergado et al. (1993) ได้ศึกษากำลังต้านทานแรงดึงออกในห้องปฏิบัติการและในสนามของดินเชื่อมแน่นและเสียดทาน (Cohesive-frictional soil) 3 ชนิด ซึ่งได้แก่ดินเหนียว (Weathered clay) ดินลูกรัง (Lateritic soil) และดินทรายปนดินเหนียว (Clayey sand) ดินทั้งสามชนิดถูกเสริมกำลังด้วยเหล็กตะแกรง (Steel grid) ที่ระดับการบดอัดไม่น้อยกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ ของพลังงานบดอัดแบบมาตรฐาน รูปที่ 2.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงออกและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรงเสริมในดินเหนียวบดอัดด้านข้างของปริมาณน้ำเหมาะสมที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ จากผลทดสอบพบว่า แรงต้านทานการดึงออกจะมีค่าสูงสุดเมื่อเหล็กเสริมเคลื่อนตัวออกประมาณ

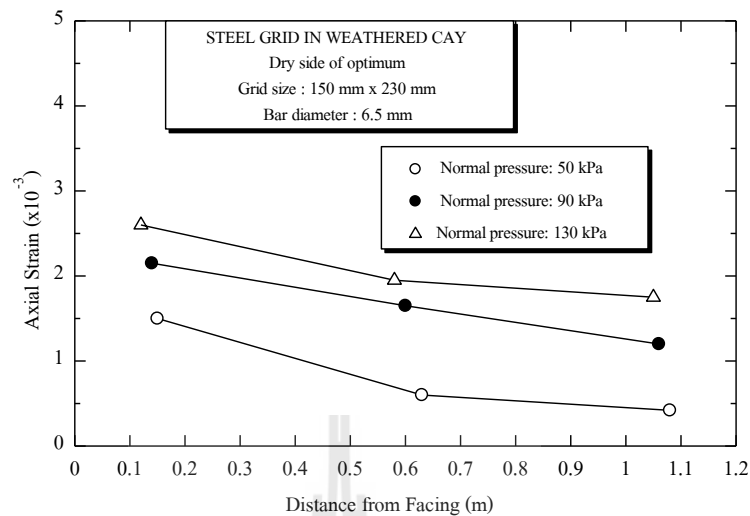
20 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพบว่าแรงต้านทานต่อการดึงออกสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งหรือความสูงของดินถมด้านหลังกำแพง

รูปที่ 2.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพงของเหล็กเสริมตัวอย่าง จากผลทดสอบพบว่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่ตำแหน่งต่าง ๆ แปรผันเชิงเส้นตรงอยู่ในช่วง 0.01 ถึง 0.20 เปอร์เซ็นต์ เท่านั้น หมายความว่า การยืดตัวของเหล็กเสริมตามยาวที่มีความยาว 1 เมตร จะเกิดขึ้นสูงสุด 2 มิลลิเมตร ซึ่งการยืดตัวของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากแรงดึงออกนี้จะมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ การเคลื่อนตัวออก 25 มิลลิเมตร ดังนั้น การพิจารณาว่าเหล็กเสริมมีความแข็งแรงขณะที่เกิดการเคลื่อนที่ และแรงต้านทานต่อแรงดึงออกที่เกิดขึ้นมีความสม่ำเสมอจึงมีความเหมาะสม



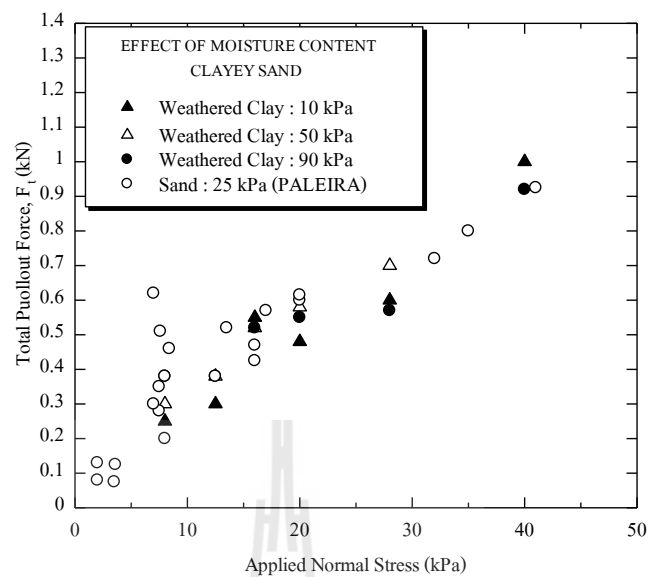
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง

Bergado et al. (1993)



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมกับระยะทางจากด้านหน้ากำแพง Bergado et al. (1993)

นอกจากนี้ Bergado et al. (1993) ยังพบว่า การต้านทานแรงอัดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงได้มาจากสองส่วน ได้แก่ รูปทรงเรขาคณิตของเหล็กเสริม และคุณสมบัติทางด้านกำลังของดินบดอัด การต้านทานแรงอัดออกสูงสุดของเหล็กตะแกรงที่เกิดจากรูปทรงเรขาคณิตสามารถอธิบายด้วยระยะห่างของเหล็กเสริมในแนวขวางหรือเหล็กเสริมแบกทาน รูปที่ 2.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของระยะห่างของเหล็กเสริม (S) กับเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กขวาง (D) ต่ออัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทาน (R) จากผลทดสอบการดึงออกของเหล็กตะแกรงเสริมกำลังในดินเหนียว โดยที่อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานคือความต้านทานต่อแรงอัดออกของเหล็กเสริมแบกทานทั้งหมดต่อความต้านทานต่อแรงอัดออกของเหล็กเสริมแบกทานเพียงอันเดียวที่ทดสอบด้วยเงื่อนไขเดียวกัน จะพบว่าค่าของ R จะมีค่าสูงขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของ S/D และเมื่อ S/D มีค่ามากกว่า 40 ผลของเหล็กเสริมแบกทานจะมีค่าน้อย ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบของ Palmeira and Milligan (1989) ที่ทำการทดสอบแรงอัดของตะแกรงเหล็กในดินที่มีค่า D/D_{50} เกิน 7.5 เมื่อ D_{50} คือขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักดินทั้งหมด และสรุปว่าระดับการรบกวน (Interference degree) จะมีค่ามาก เมื่อเหล็กขวางมีระยะห่าง (S) ระหว่างกันน้อย และมีค่าเป็นศูนย์เมื่อ S/D มีค่าเกินกว่า 50



รูปที่ 2.17 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบการดึงออก

Bergado et al. (1993)

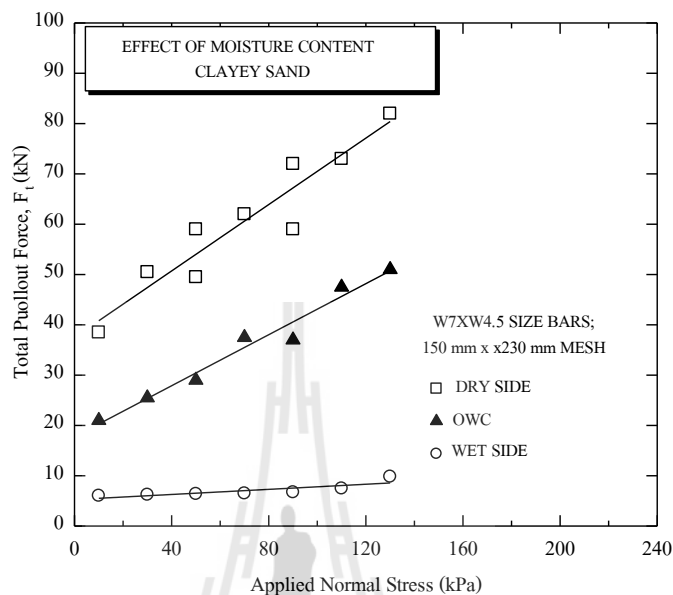
รูปที่ 2.18 แสดงถึงอิทธิพลของคุณสมบัติทางด้านกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานแรงดึงออกของเหล็กตะแกรง และพบว่า การต้านทานแรงดึงออกมีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามความถี่ในแนวตั้งและกำลังของดินบดอัด โดยที่ตัวแปรที่ควบคุมกำลังของดินบดอัดได้แก่ ปริมาณน้ำในมวลดินและระดับการบดอัด และที่ระดับการบดอัดเดียวกันกำลังของดินที่บดอัดทางด้านหนึ่งจะมีค่าสูงกว่ากำลังของดินที่บดอัดทางด้านเป็ย

2.7 อิทธิพลขนาดของเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม

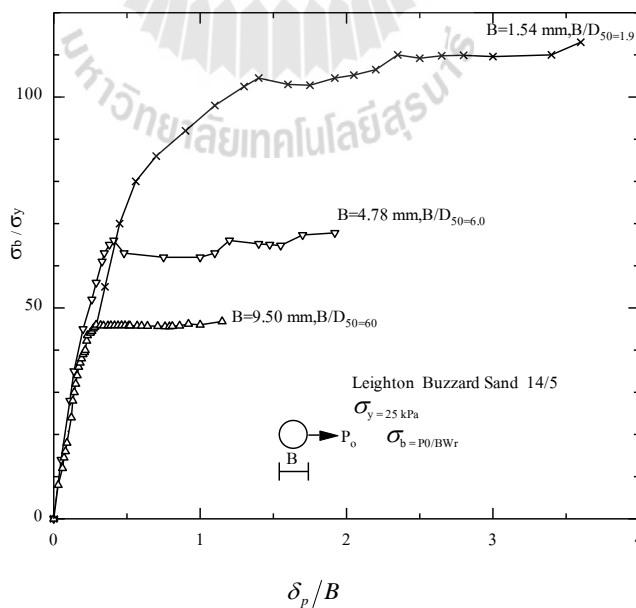
Palmeira (1987) ได้ศึกษากำลังต้านทานแรงดึงออกในห้องปฏิบัติการของดินทรายขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (Uniform Leighton Buzzard Sand) รูปที่ 2.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงดึงแบกทานและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวกับขนาดของเหล็กตามขวาง จากผลทดสอบพบว่า หน่วยแรงดึงแบกทานมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วนการเคลื่อนตัวกับขนาดของเหล็กตามขวาง (δ_p/B) ลดลง

รูปที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กขวางกับขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ (D/D_{50}) และผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กแบกทานหนึ่งตัว จากผลทดสอบพบว่า กำลังต้านทานแรงดึงออกสูงสุดขึ้นอยู่กับอัตราส่วนเส้นผ่าน

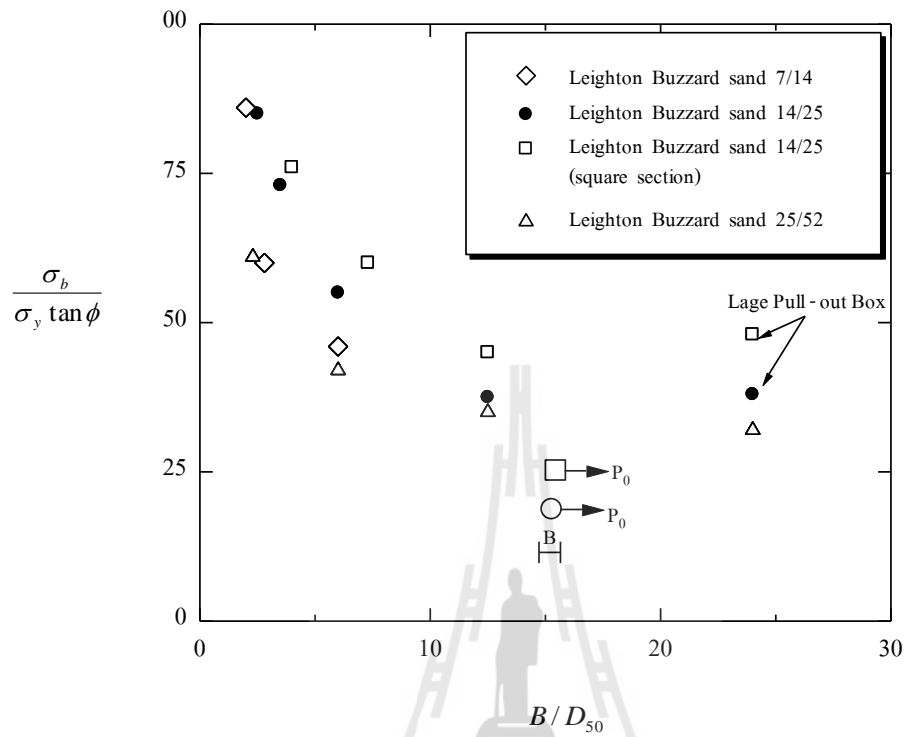
ศูนย์กลางของเหล็กวางกับขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ (D/D_{50}) อย่างไรก็ตาม เมื่อ D/D_{50} มีค่าเกินกว่า 15 อิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงกด เกิดขึ้นน้อยมาก



รูปที่ 2.18 อิทธิพลกำลังของดินบดอัดต่อการต้านทานต่อแรงกดออกของเหล็กตะแกรง Bergado et al. (1993)



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงกดแบกทานและอัตราส่วนการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวาง



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กวางกับขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ (D/D_{50})

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

บทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดลองเพื่อทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมกำลังแบบทวนในกรวดขนาดละเอียด

3.1 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างจะนำมาหาคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านวิศวกรรมต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบ ดังต่อไปนี้

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

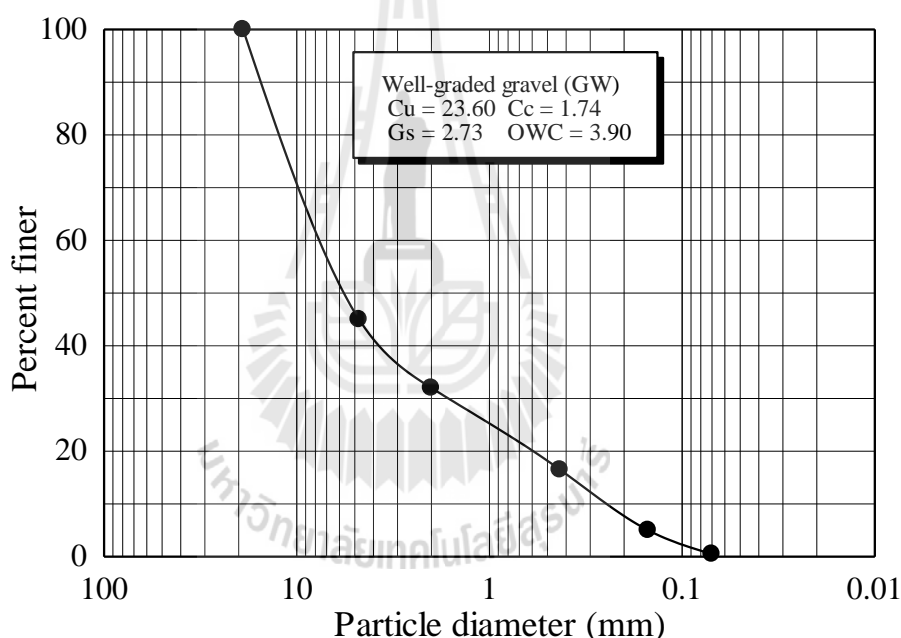
3.2 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

สำหรับการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ ดินตัวอย่างจะถูกนำมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดรูเปิด 19 มิลลิเมตร เพื่อคัดแยกส่วนผสมที่มีขนาดใหญ่ที่อาจก่อให้เกิดความไม่เหมาะสมทางด้านขนาดของวัสดุทดสอบ แบบหล่อ (Mold) ที่ใช้ทดสอบมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 151.50 มิลลิเมตร และสูง 116.05 มิลลิเมตร การบดอัดดินจะแปรผันปริมาณน้ำ 5 ถึง 7 จุด โดยการเติมน้ำใส่ลงไปในดินตัวอย่าง คลุกเคล้าให้เข้ากันและห่อเก็บไว้ในถุงพลาสติกเป็นเวลาอย่างน้อย 24 ชั่วโมง เพื่อให้น้ำแผ่กระจายทั่วเม็ดดินตัวอย่าง จากนั้นทำการบดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน (Standard Proctor) ตามมาตรฐาน ASTM D 698-70 เพื่อสร้างกราฟการบดอัดและหาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum dry unit weight, $\gamma_{d,max}$) กับปริมาณน้ำเหมาะสม (Optimum water content, OWC) สำหรับนำไปใช้ควบคุมคุณภาพการบดอัด ในการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบบทวน

3.3 ดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดละเอียดดังแสดงในรูปที่ 3.1 ซึ่งประกอบด้วยกรวด 43 เปอร์เซ็นต์ ทราย 54 เปอร์เซ็นต์ และดินตะกอน 3.0 เปอร์เซ็นต์ จะเห็นได้ว่าดินที่มีขนาดเล็ก

กว่า 0.075 มิลลิเมตร (ดินตะกอนและดินเหนียว) มีปริมาณน้อยกว่า 15 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งสอดคล้องกับข้อกำหนดดินถมของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย การกระจายขนาดของเม็ดดินเป็นดังนี้ ขนาดเฉลี่ย (D_{50}) เท่ากับ 5.70 มิลลิเมตร สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอเท่ากับ (C_u) เท่ากับ 23.60 และสัมประสิทธิ์ความโค้ง (C_c) เท่ากับ 1.74 จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินทดสอบนี้จัดเป็นกรวดที่มีขนาดคละดี (GW) ดินนี้มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.73 จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานพบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 3.90 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 20.15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

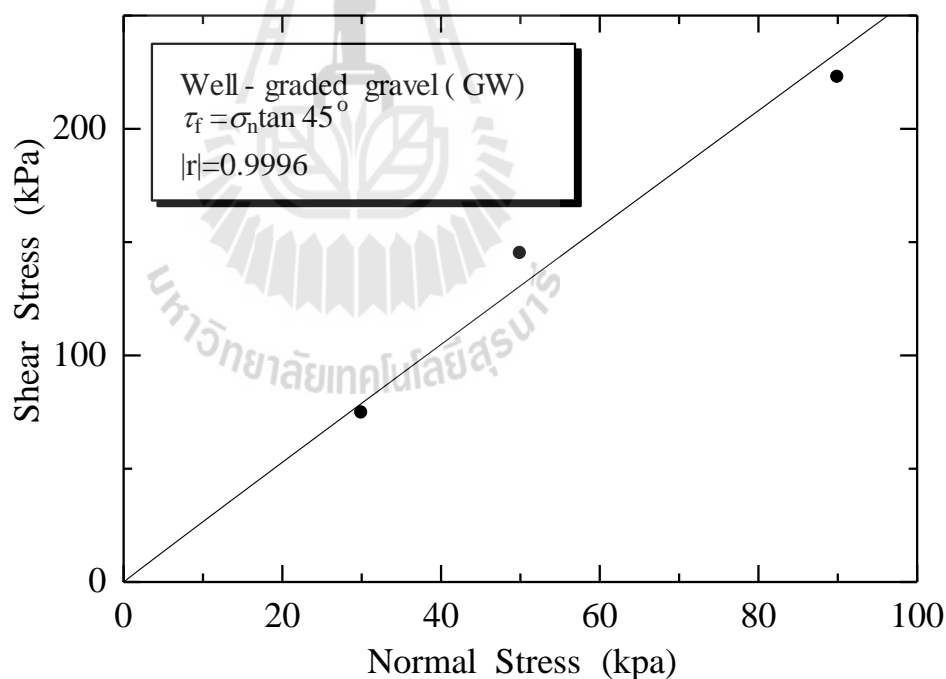


รูปที่ 3.1 การกระจายขนาดคละของดินตัวอย่าง

3.4 การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test)

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ สำหรับใช้ในการออกแบบหรือประเมินกำลังจุดของเหล็กเสริมแบกทาน กล่องแรงเฉือน (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร และสูง 25 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้วจะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้หน่วยแรงมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่ดินตัวอย่างกล่องเฉือน

ส่วนล่างจะถูกค้ำให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเครียดในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการค้ำ (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเฉือนเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gage) การทดลองจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเมื่อเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนขึ้นในดินตัวอย่าง ดินตัวอย่างที่ทำการทดสอบใช้ปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 3.90 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 20.15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์ โดยเพิ่มหรือเปลี่ยนแปลงค่าแรงกระทำต่อตัวอย่างในแนวตั้งเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร สำหรับสร้างเส้นขอบเขตความแข็งแรง พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลการทดสอบ หน่วยแรงเหนี่ยวนำเท่ากับ 0 กิโลปาสกาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 45 องศา ดังแสดงในรูปที่ 3.2



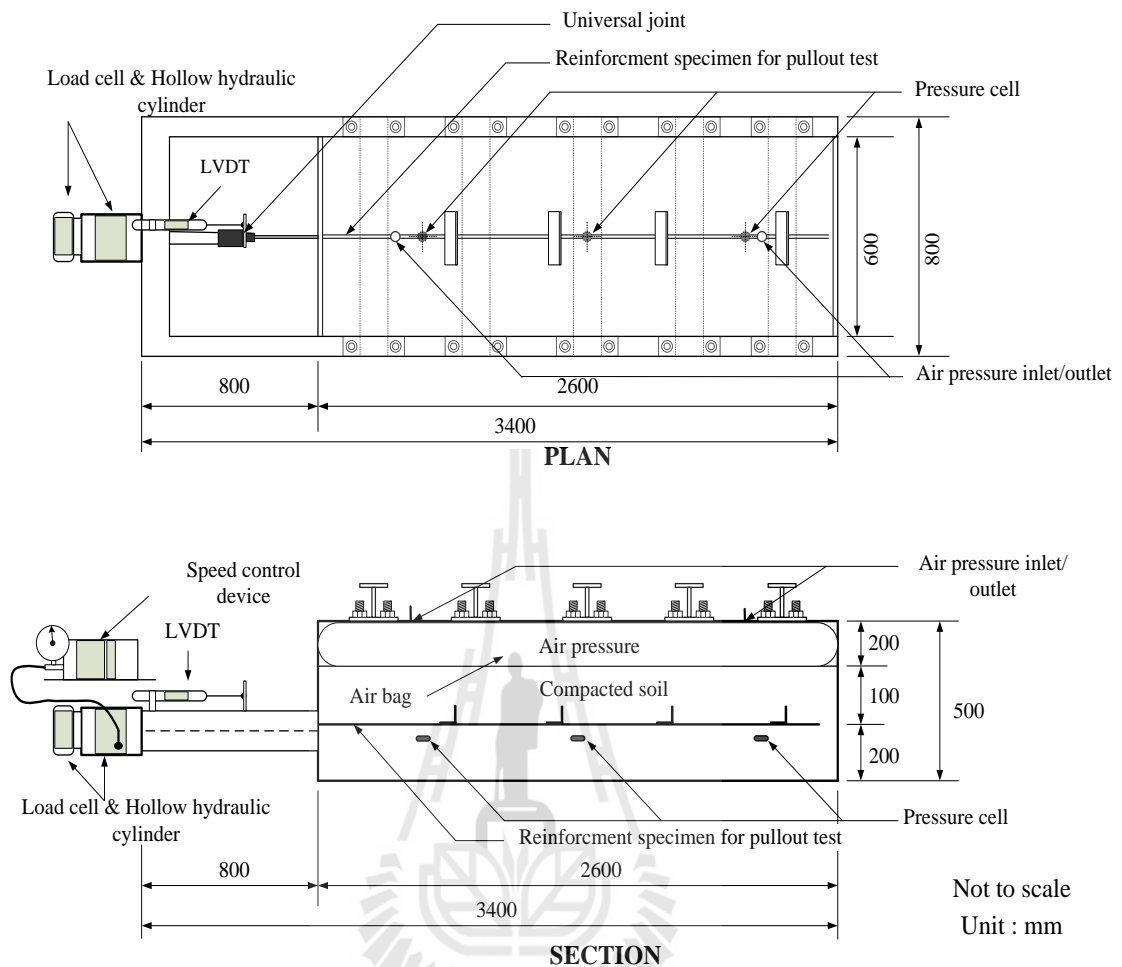
รูปที่ 3.2 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง

3.5 การทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในห้องปฏิบัติการ

รูปที่ 3.3 และรูปที่ 3.4 แสดงลักษณะชุดทดสอบแรงจุดที่ทำการพัฒนาขึ้นโดย Horpibulsuk and Neramitkornburee (2010) ก่อ่งทดสอบมีความยาว ความกว้าง และความสูงเท่ากับ 2.80 0.60 และ 0.80 เมตร ตามลำดับ เหล็กที่ใช้ทำก่อกองทดสอบมีความหนา 16 มิลลิเมตร ด้านบนของก่อกองทดสอบเป็นฝาปิดเพื่อรักษาความดันในแนวตั้งให้คงที่ขณะทำการทดสอบ โดยใช้เหล็ก H-beam ยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 28 มิลลิเมตร วางตามแนวขวาง ความดันดังกล่าวเกิดจากถุงลมที่อยู่ด้านล่างของฝาปิด แต่จะอยู่ด้านบนของดินบดอัด ถุงลมจะถูกอัดลมให้มีความดันคงที่กระทำต่อดินบดอัดในแนวตั้งผ่านแผ่นเหล็กตัดตัวได้ และมีความหนา 3 มิลลิเมตร ด้านหน้าของก่อกองจะติดตั้งอุปกรณ์สำหรับดึงเหล็กเสริมแบกทานที่สามารถควบคุมอัตราความเร็วได้ และการวัดแรงจุดจะใช้ Load cell ที่สามารถวัดแรงจุดได้สูงสุดถึง 20 ตัน ส่วนระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะวัดโดย Linear variable differential transformer (LVDT) ที่สามารถวัดระยะได้สูงสุด 5 เซนติเมตร ทั้งการวัดแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมจะถูกบันทึกโดยเครื่อง Data logger หน่วยแรงตั้งฉากที่ใช้ในการทดสอบเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ซึ่งจำลองความสูงของกำแพงกันดินไม่เกิน 5.0 เมตร อัตราเร็วการจุดออกเท่ากับ 1.0 มิลลิเมตรต่อนาที

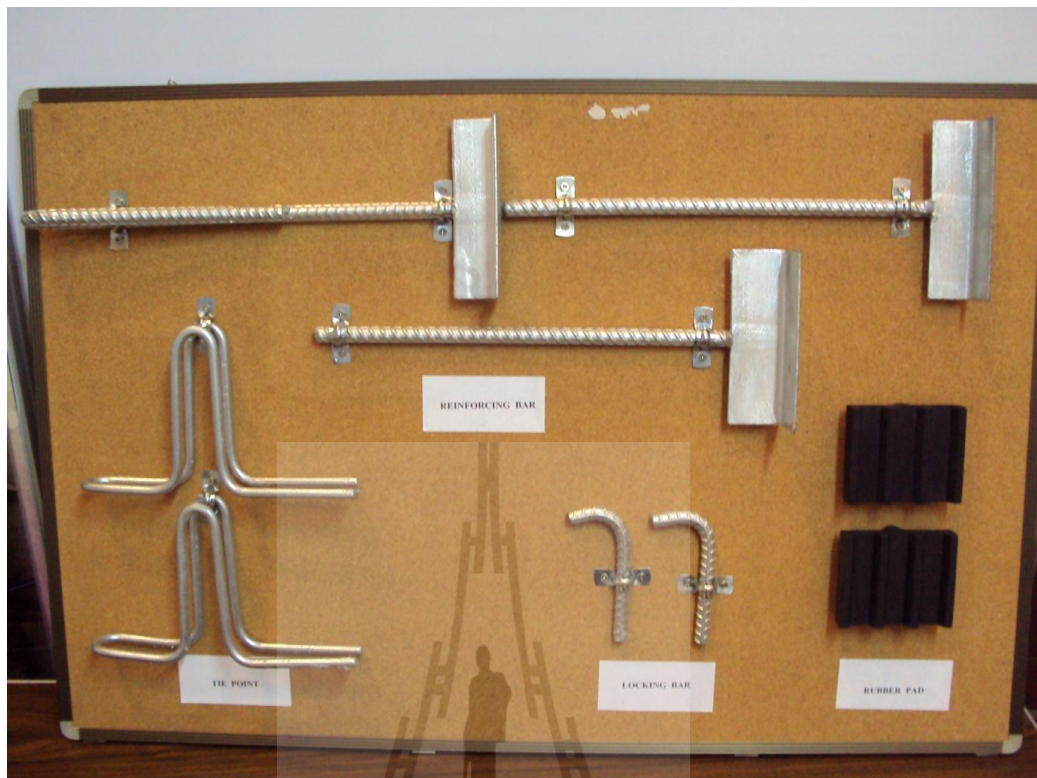


รูปที่ 3.3 อุปกรณ์ทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 3.4 แผนภาพแสดงชุดทดสอบแรงจุด

เหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) ที่ใช้ทดสอบ ประกอบด้วยเหล็กแกน (Longitude bar) และเหล็กแบกทาน ดังแสดงในรูปที่ 3.5 เหล็กแกนจะใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตรมีลักษณะของเป็นครีบบีเอียง 45 องศา ตามมาตรฐาน มอก. 24-2548 มีกำลังคราก (Yield strength) 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กฉากที่ใช้ในการศึกษานี้ เท่ากับ 2.5 4.0 และ 5.0 เซนติเมตร และ 10 15 และ 20 เซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งเป็นขนาดที่ใช้ในการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S) มีค่าตั้งแต่ 15 ถึง 150 เซนติเมตร ขึ้นอยู่กับจำนวนเหล็กฉาก (n) ในการศึกษานี้ จำนวนเหล็กฉากที่ใช้เท่ากับ 1 ถึง 4 ซึ่งใช้กันในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะถูกนำมาทดสอบกับดินตัวอย่าง ที่บดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐานที่ปริมาณน้ำเหมาะสม โดยมีค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้ไม่เกิน 3.0 เปอร์เซ็นต์ และ ทุกๆ เงื่อนไขของการทดสอบจะใช้จำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อตรวจสอบความสอดคล้องและได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.1



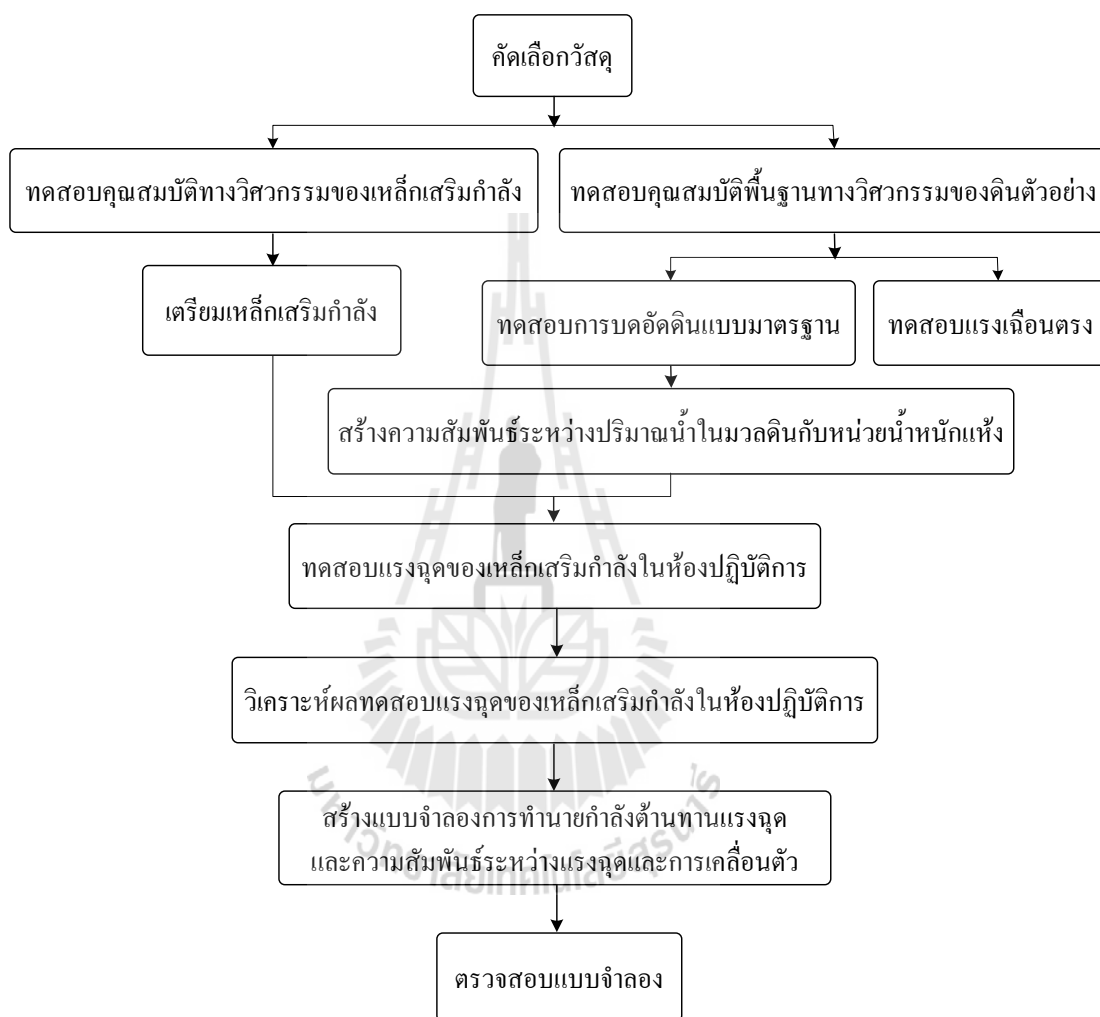
รูปที่ 3.5 ส่วนประกอบของเหล็กเสริมรับแรงแบกทาน

ตารางที่ 3.1 ขนาดและจำนวนของเหล็กเสริมแบกทานที่ใช้ในการทดสอบ

ลำดับที่	ความยาว B (เซนติเมตร)	ความยาว L (เซนติเมตร)	จำนวนเหล็ก ฉาก (n)	ระยะห่าง S (เซนติเมตร)	จำนวน ทดสอบ
1	2.5 4.0 5.0	10 15 20	1	-	9
2	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	15	9
3	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	30	9
4	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2 3 4	60	9
5	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2 3	90	6
6	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2	120	3
7	2.5 4.0 5.0	10 15 20	2	150	3
รวม					48

3.5 แผนการดำเนินงานวิจัย

รูปที่ 3.6 แสดงแผนการดำเนินการวิจัยทั้งหมดในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ของงานวิจัย



รูปที่ 3.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

บทที่ 4

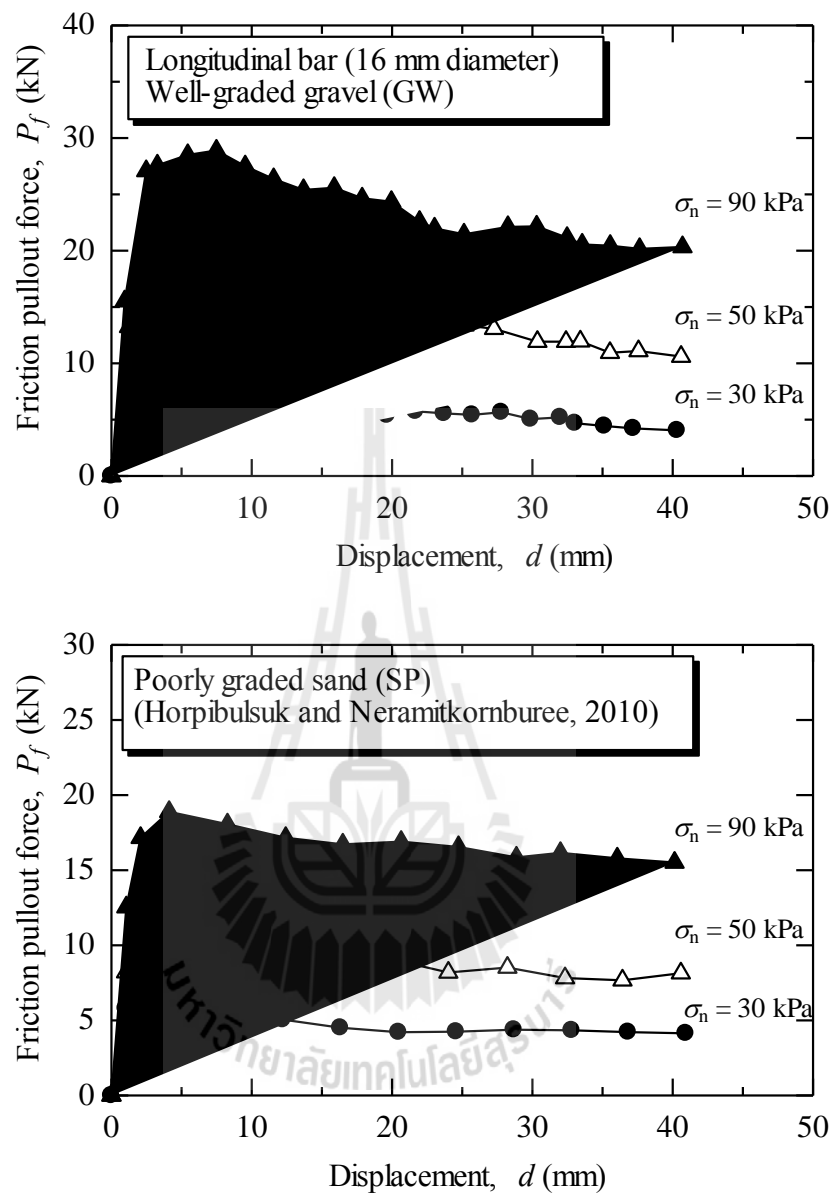
ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

บทนี้เป็นการนำเสนอผลการทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบบทวน กลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบบทวน และอิทธิพลของขนาดของเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงจุดแบบทวน ตัวแปรควบคุม อันได้แก่ ขนาดความยาวขา (B) ความยาว (L) ระยะห่างของเหล็กฉาก (S) หน่วยแรงกดทับตั้งฉาก (σ_n) และอัตราส่วนของขนาดของขาเหล็กฉากและค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน B/D_{50} ต่อลักษณะของแรงจุดในสภาวะการบดอัดดินที่พลังงานบดอัดมาตรฐาน ในกรวดที่มีขนาดละเอียด และการวิเคราะห์ผลการทดสอบ จากผลการทดสอบทั้งหมด ผู้วิจัยได้นำเสนอแบบจำลองทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบบทวนสำหรับดินเม็ดหยาบ

4.1 ผลทดสอบ

4.1.1 ความเสียดทานของเหล็กตามแนวยาว

จากรูปที่ 4.1 แสดงผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมตามแนวยาวซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตรและยาว 2.6 เมตรของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) พบว่าแรงจุดเสียดทานสูงสุด ($P_{f,max}$) เพิ่มขึ้นกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉาก ระยะเคลื่อนตัวที่จุดวิบัติมีค่าประมาณ 3.0 – 5.0 มิลลิเมตร สำหรับดินทั้งสองชนิดและทุกหน่วยแรงตั้งฉาก สำหรับกรวดที่มีขนาดละเอียด มีแรงจุดเสียดทานสูงกว่าทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) เนื่องจากกรวดที่มีขนาดละเอียด มีมุมเสียดทานภายในสูงกว่าทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ ความเค้นเฉือน τ สามารถคำนวณได้จาก $P_{f,max}/\pi DL$ เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางและ L คือความยาวของเหล็กตามแนวนอน รูปที่ 4.2 แสดงผลการทดสอบของความเค้นเฉือน และหน่วยแรงตั้งฉากของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) ผลทดสอบพบว่าค่ามุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาวมีค่าที่สูงมาก เนื่องจากผิวสัมผัสที่ขรุขระของเหล็กข้ออ้อย (Horpiulsuk et al., 2011) แม้ว่าเป็นดินต่างชนิดกันแต่ก็มีค่า δ/ϕ ที่ 1.47 สรุปว่าแรงจุดเสียดทานสูงสุด $P_{f,max}$ และ δ ถูกควบคุมโดยมุมเสียดทานภายในและไม่ขึ้นอยู่กับขนาดละเอียดของเม็ดดิน

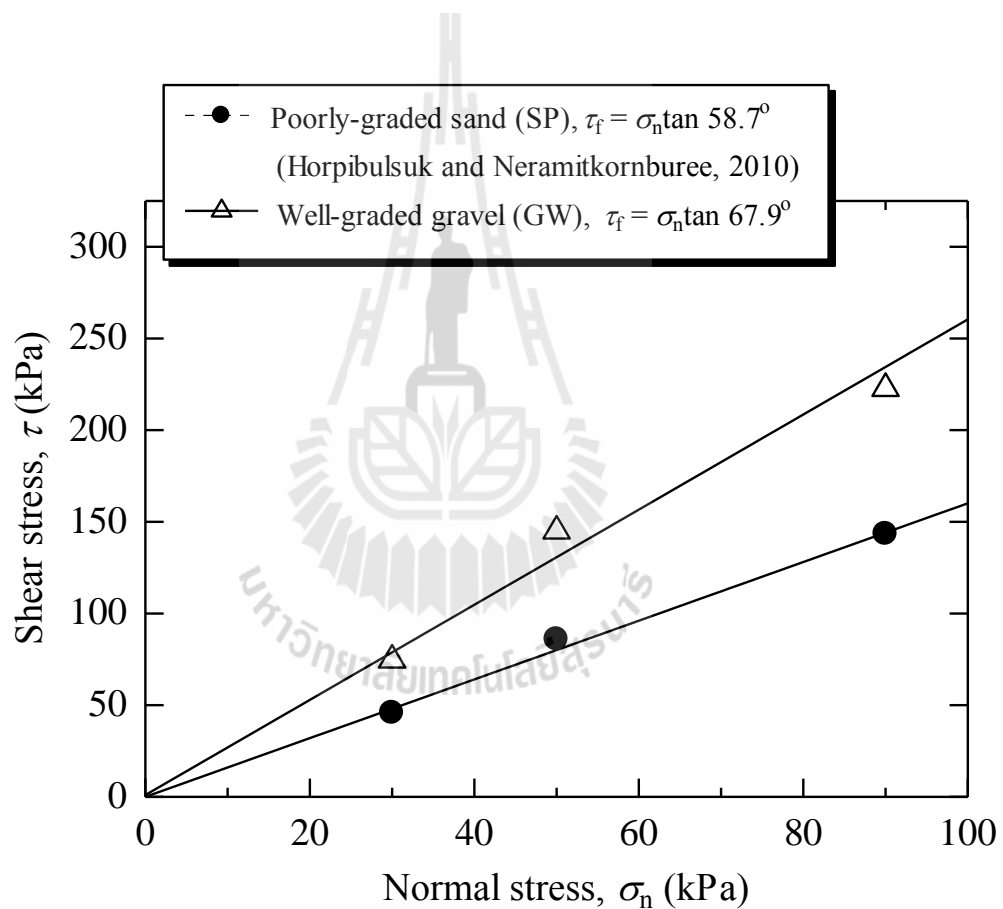


รูปที่ 4.1 แสดงผลทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมตามแนวยาว ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร และยาว 2.6 เมตรของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP)

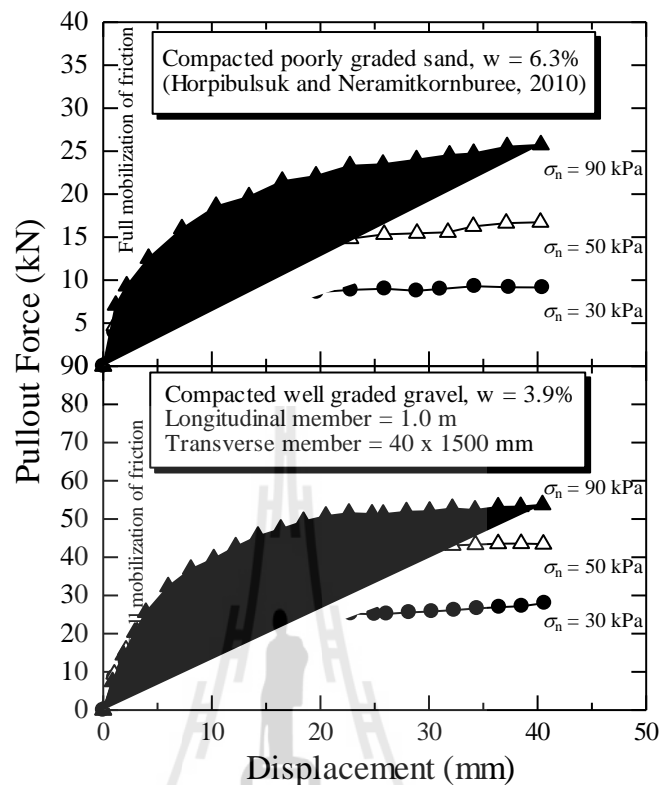
4.1.2 กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว

กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัว รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงฉุดออกกับระยะการเคลื่อนตัว โดยใช้เหล็กตามขวางที่มีความยาว 1 เมตรขนาดของขา 40x150 (BxL) mm ในการทดสอบพบว่า ช่วงแรกกำลังต้านทานแรงฉุดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว

และต่อมาการเพิ่มขึ้นจะมีอัตราที่ลดลงจนกระทั่งถึงจุดวิกฤติที่การเสียดรูปประมาณ 40 มิลลิเมตร ระยะเริ่มต้นในการทดสอบการเพิ่มขึ้นของแรงจุดเป็นไปอย่างรวดเร็วในช่วงแรกเป็นผลจากแรงจุดเสียดทาน ซึ่งพัฒนาอย่างเต็มที่ที่การเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย (ประมาณ 3 มิลลิเมตร) ขณะที่แรงจุดแบกทานจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ที่ระยะเคลื่อนตัวสูง กำลังต้านทานแรงจุดทั้งหมด (P_t) ที่เพิ่มขึ้นเป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของความเค้นปกติ σ_n ที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) ที่มีมุมเสียดทานสูงกว่าจะมีค่าต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมตามแนวยาวสูงกว่าทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) ที่มีมุมเสียดทานต่ำกว่าและมีขนาดของเม็ดดินที่เล็กกว่า

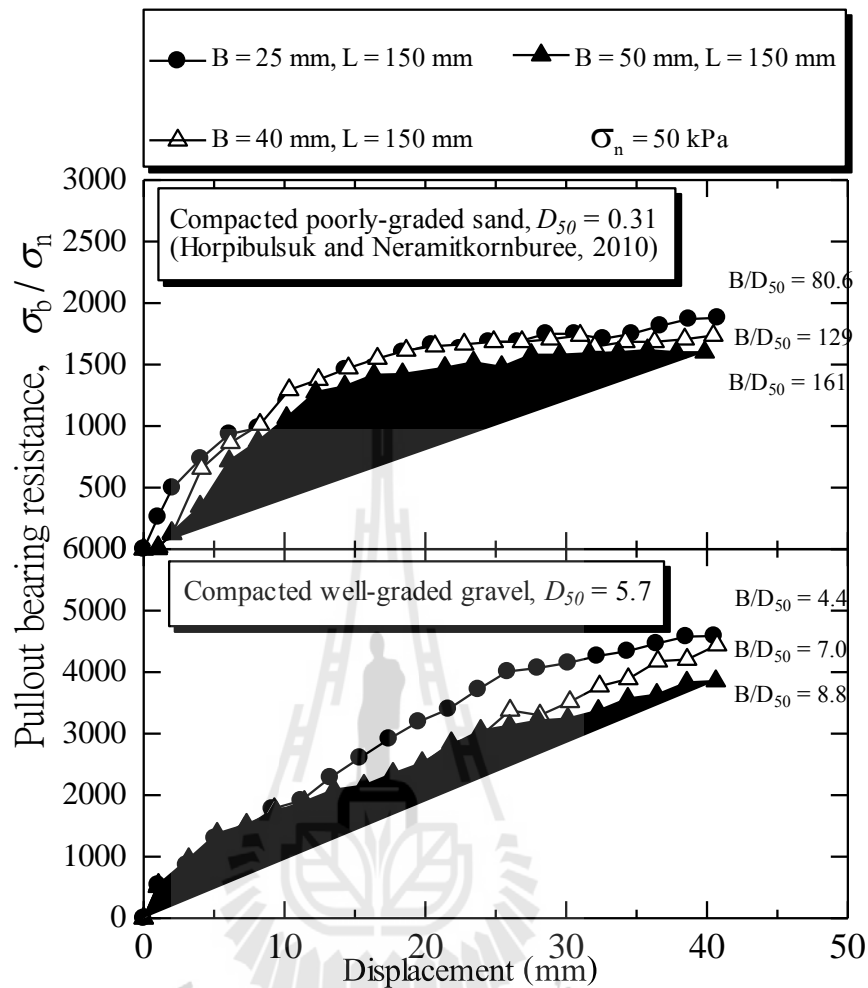


รูปที่ 4.2 แสดงผลการทดสอบของความเค้นเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉากของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP)



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉาก
หนึ่งตัวในกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP)

อิทธิพลของขนาดของเม็ดดินต่อกำลังต้านทานการจุดแบกทาน สามารถอธิบายได้ด้วยอัตราส่วนของขนาดของเหล็กฉากและค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน B/D_{50} ดังแสดงในรูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานและระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางกับความยาวของขาเหล็กฉากที่มีขนาดแตกต่างกัน ซึ่งความเค้นแบกทานสามารถประมาณค่าได้จากกลไกการวิบัติแบบบล็อก (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010) ดังนั้นความเค้นแบกทานสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนของแรงจุดของเหล็กตามขวางกับพื้นที่รับแรงแบกทานของเหล็กตามขวาง $B \times L$ จะเห็นได้ว่าแรงเค้นแบกทานสูงสุด $\sigma_{b,max}$ ในดินที่มีค่า D_{50} สูงจะทำให้อัตราส่วนของ B/D_{50} ลดลงเมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของ σ_b กับ d ของทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า B/D_{50} เนื่องจากขนาดของเม็ดดินมีขนาดเล็กลงกว่าขนาดของ B ($B/D_{50} > 25$) ในกรวดที่มีขนาดละเอียดมีความเค้นแบกทานที่สูงกว่าทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอเนื่องจากมีมุมเสียดทานที่สูงกว่าสรุปได้ว่าแรงต้านทานการจุดออกจะขึ้นอยู่กับขนาดของเม็ดดิน, B/D_{50} และมุมเสียดทาน ϕ



รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงแบกทานกับระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กตามขวางที่มีขนาดแตกต่างกันของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP)

รูปที่ 4.5 แสดงผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) พบว่ากำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) มีค่าสูงกว่าทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) กำลังต้านทานแรงจุดแบกทาน σ_{bmax} สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติของแรงจุดแบกทานด้วยกันสามกลไก ได้แก่ กลไกการวิบัติแบบเนียนทั่วไป (Peterson and Anderson, 1980) กลไกการวิบัติแบบเนียนทะเล (Jewell et al., 1984) และกลไกการวิบัติแบบเนียนทะเลปรับปรุง (Bergado et al., 1996) ดังแสดงในสมการ ดังนี้

$$N_{q(\text{general})} = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{กลไกการวิบัติแบบเฉือนทั่วไป} \quad (4.1)$$

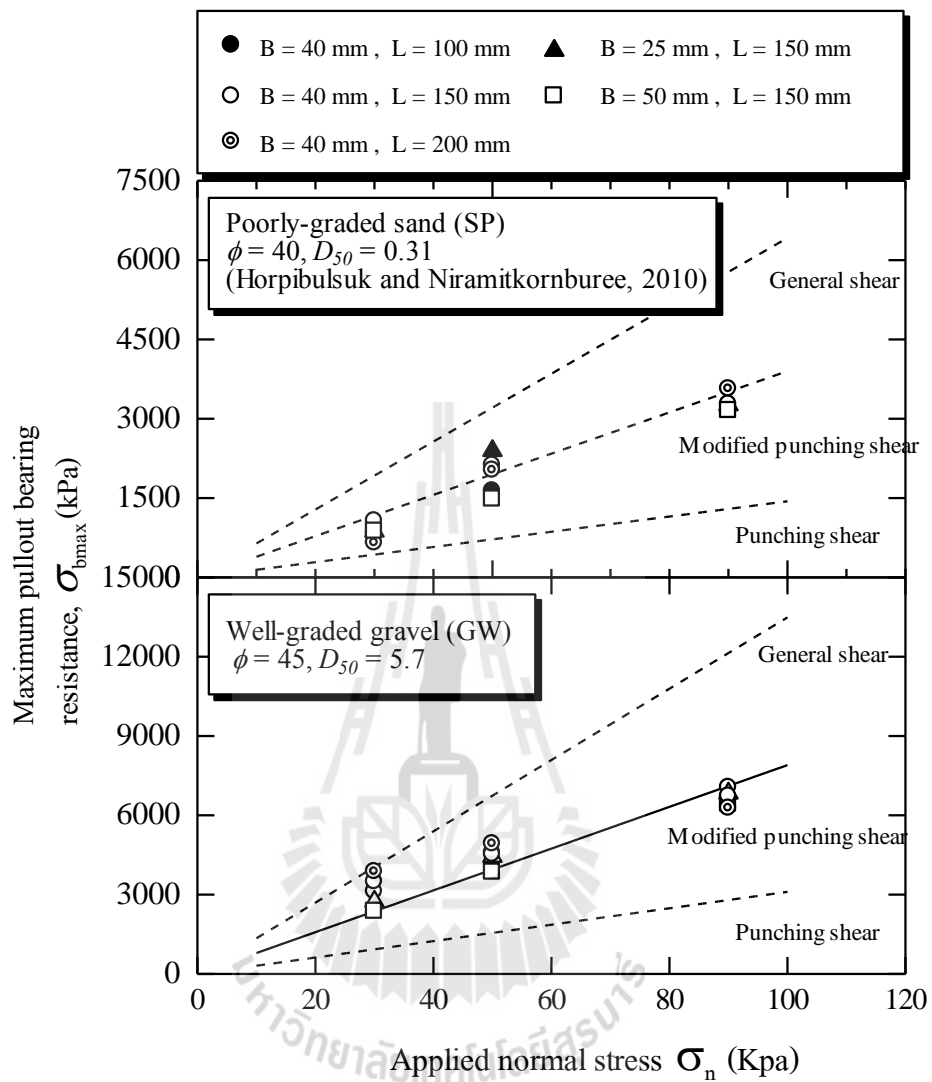
$$N_{q(\text{punching})} = \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + \phi \right) \tan \phi \right] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ} \quad (4.2)$$

$$N_{q(\text{modified})} = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง} \quad (4.3)$$

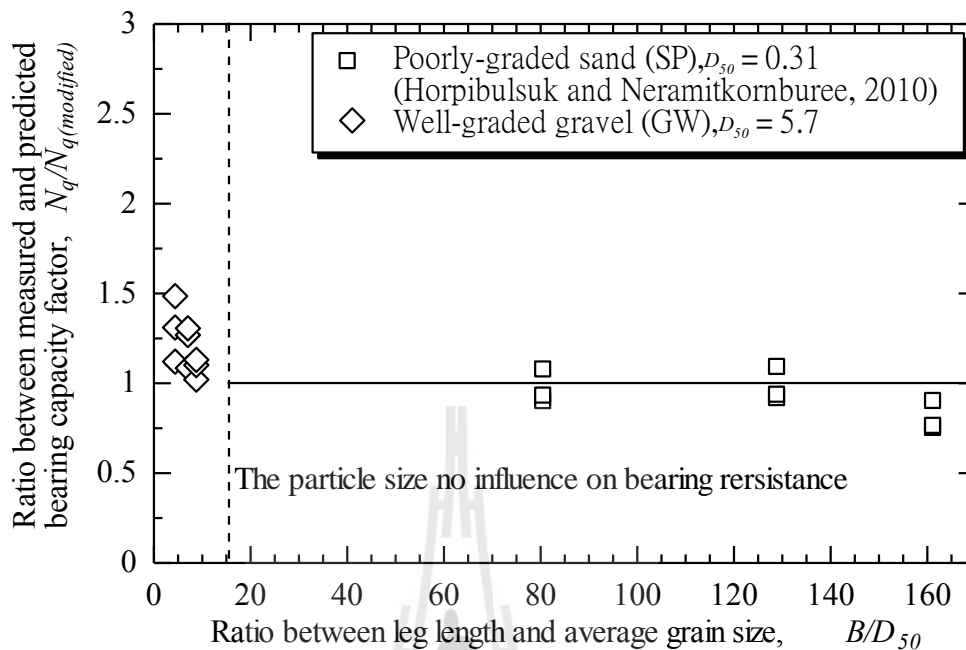
โดยอาศัยกลไกทั้งสามนี้เราสามารถแสดงผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดและเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

การเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบและผลการทำนายแรงแบกทานสูงสุดพบว่ากรวดขนาดละเอียด (GW) ที่หน่วยแรงตั้งฉากเท่ากับ 30 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ผลการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบทั่วไป แต่ผลการทดสอบที่หน่วยแรงตั้งฉากเท่ากับ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง ซึ่งแตกต่างกับดินทรายขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) ที่มีค่าเฉลี่ยของเม็ดดินต่ำ ผลการทดสอบสามารถทำนายได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงสำหรับทุกหน่วยแรงตั้งฉาก ในขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกจุดและเงื่อนไขของดินที่ล้อมรอบเหล็กเสริมแบกทานมีแนวโน้มที่จะขยายตัวอย่างไรก็ตามปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงถูกควบคุมโดยดินรอบข้างไม่ขยายตัวกับผลการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉากต่อผิวของเหล็กเสริมแบกทาน ผลของการขัดตัวกันของเม็ดดินมีความสำคัญกับดินเม็ดใหญ่ แต่ไม่มีผลต่อดินเม็ดเล็ก ดังนั้นกลไกแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานฝังในกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) ภายใต้อหน่วยแรงตั้งฉากที่ต่ำ จะมีค่าเข้าใกล้กลไกการวิบัติแบบทั่วไป ผลกระทบจะลดลงในระหว่างการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวตั้ง

อิทธิพลของอัตราส่วน B/D_{50} ต่อกลไกการวิบัติความเค้นแบกทานการจุดออก สำหรับดินที่มีค่า D_{50} สูงดังแสดงในรูปที่ 4.6 จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(\text{modified})}$ และ B/D_{50} ของการทดลองเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสำหรับดินตัวอย่างทั้งหมด สำหรับดินเม็ดละเอียดพบว่าค่า $N_q/N_{q(\text{modified})}$ มีค่าใกล้เคียงกับ 1 ส่วนดินเม็ดหยาบค่า $N_q/N_{q(\text{modified})}$ จะลดลงตามอัตราส่วนของ B/D_{50} ที่เพิ่มขึ้นและมีแนวโน้มเข้าใกล้ 1 เมื่อ B/D_{50} มีค่าเท่ากับ 12 ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบแรงจุดของเหล็กตะแกรง (Palmeira, 2009)



รูปที่ 4.5 ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานเปรียบเทียบกับผลทดสอบของกรวดที่มีขนาดละเอียด (GW) และทรายที่มีขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP)



รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ และ B/D_{50} ของการทดสอบเหล็กตามขวาง 1 ตัว

กลไกการวิบัติเหล็กเสริมแบบทวนสามารถแบ่งออกเป็น 2 โชนซึ่งจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของ B/D_{50} โดยไม่ต้องคำนึงถึงขนาดของเม็ดดิน โดยโชนที่ 1: $B/D_{50} \leq 12$ กลไกการวิบัติที่เกิดจากการขัดตัวของเม็ดดิน โชนที่ 2 $B/D_{50} \geq 12$ เป็นกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง ในโชนที่ 1 ผลจากการขัดตัวของเม็ดดินมีค่าลดลงกับการเพิ่มขึ้นของความเค้นปกติ อิทธิพลของ σ_n ต่อค่า N_q สำหรับค่า B/D_{50} ที่แตกต่างกันแสดงในรูปที่ 4.7 ความเค้นเฉือนทั่วไปกับความเค้นเฉือนทะลุปรับปรุงจะอยู่ที่ขอบบนและขอบล่างค่า N_q ในการทดสอบที่ $B/D_{50} = 12$ ภายใต้ค่าความเค้นปกติแตกต่างกันสามารถประมาณได้จากสมการที่ 4.3 ที่ค่า B/D_{50} เท่ากับ 3 ค่า N_q ที่ค่าความเค้นปกติน้อยกว่า 30 kPa สามารถประมาณค่าได้จากสมการที่ 4.1 และ N_q จะลดลงตามการเพิ่มขึ้นของความเค้นปกติเมื่อความเค้นปกติเมื่อมีค่ามากกว่า 120 kPa สมการที่ใช้ในการประมาณค่าของ N_q ที่มีค่าความเค้นปกติและ ค่า B/D_{50} ต่างๆดังนี้

$$N_{q1}/N_{q(modified)} = a + b \ln\left(\frac{B}{D_{50}}\right) \quad \text{for} \quad 3 \leq B/D_{50} \leq 12 \quad (4.4)$$

$$N_{q2}/N_{q(\text{modified})} = c + d \ln(\sigma_n) \quad \text{for } 30\text{kPa} \leq \sigma_n \leq 120\text{kPa} \quad (4.5)$$

เมื่อ N_{q1} คือค่า N_q ที่ $\sigma_n = 30$ kPa สำหรับ $3 \leq B/D_{50} \leq 12$ และ N_{q2} คือค่า N_q ที่ B/D_{50} และค่าความเค้นปกติที่ต้องการโดยมี a , b , c และ d เป็นตัวแปรคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับความเค้นปกติอัตราส่วน B/D_{50} และมุมเสียดทาน ϕ ค่าคงที่ a และ b ในสมการ 4.4 โดยสามารถหาได้จากสองเงื่อนไขที่ความเค้นปกติเท่ากับ 30 kPa (1) เมื่อ B/D_{50} เท่ากับ 3 $N_q = N_{q(\text{general})}$ (2) เมื่อ B/D_{50} เท่ากับ 12 $N_q/N_{q(\text{general})}$ เท่ากับ 1 ค่า a , b เป็นค่าคงที่ซึ่งหาได้โดยสมการดังต่อไปนี้

$$b = 0.722 \left(1 - \frac{N_{q(\text{general})}}{N_{q(\text{modified})}} \right) \quad (4.6)$$

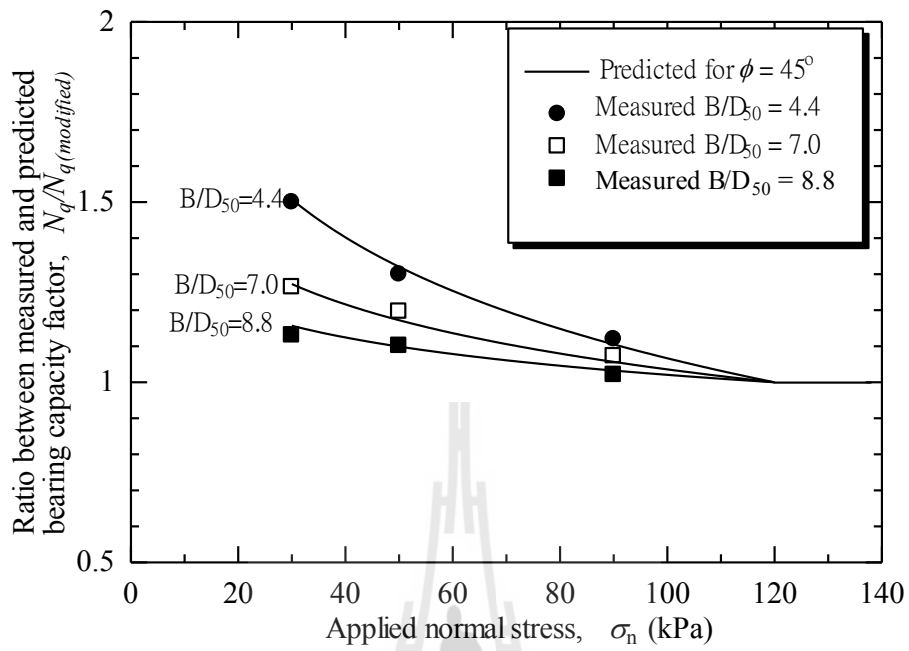
$$a = 1 - 2.485b \quad (4.7)$$

ค่า N_{q1} สำหรับ B/D_{50} ที่ต้องการที่ $\sigma_n = 30$ kPa เป็นค่าที่ทราบแล้ว ค่า N_{q2} ที่ความเค้นปกติใดๆ ในช่วง 30 ถึง 120 kPa ($30\text{kPa} \leq \sigma_n \leq 120\text{kPa}$) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4.5) โดยมี 2 เงื่อนไขในการหาค่า c และ d (1) เมื่อ σ_n เท่ากับ 30 kPa, $N_q = N_{q1}$ (2) เมื่อ σ_n เท่ากับ 120 kPa $N_q/N_{q(\text{modified})}$ เท่ากับ 1 ค่าคงที่ c และ d หาได้ดังนี้

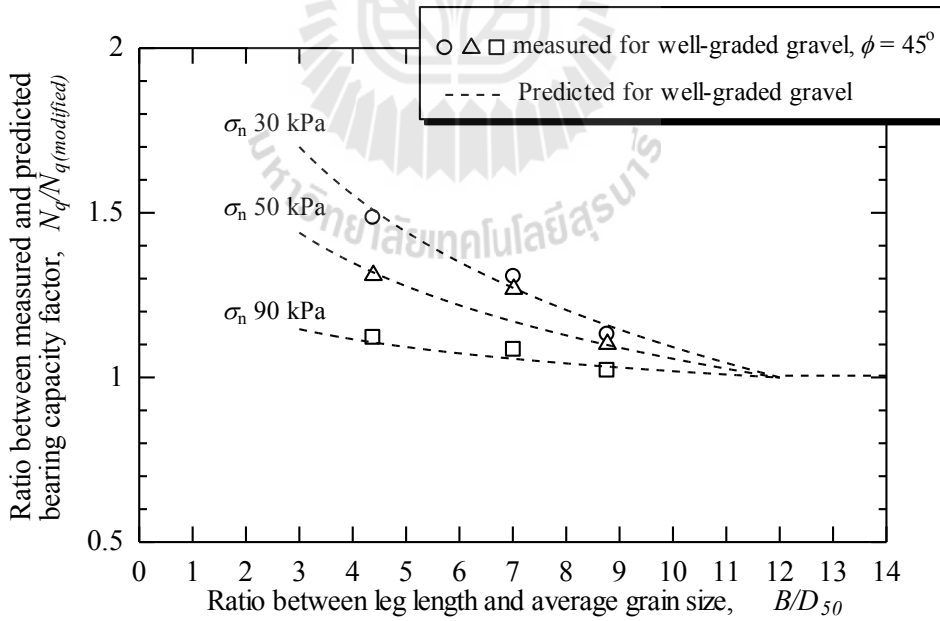
$$d = 0.722 \left(1 - \frac{N_{q1}}{N_{q(\text{modified})}} \right) \quad (4.8)$$

$$c = 1 - 4.787d \quad (4.9)$$

การทำนายค่าของ N_q สำหรับค่าความเค้นปกติต่างๆ และค่า B/D_{50} ที่แตกต่างกันดังแสดงในรูปที่ 4.7 และ รูปที่ 4.8 ผลจากการทำนายและผลการตรวจวัดให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ กับ σ_n



รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ กับ B/D_{50} ที่ได้จากการทดสอบและการทำนาย

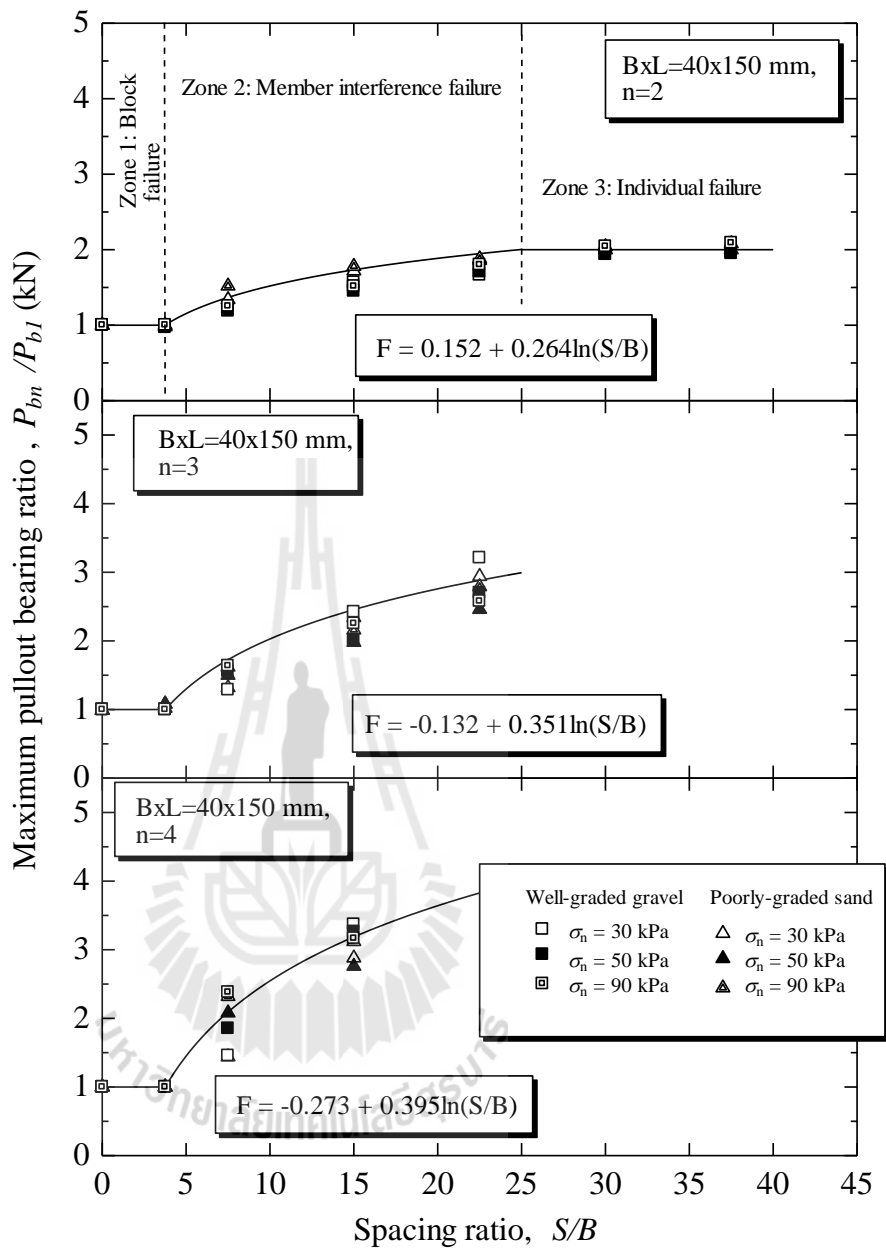
4.1.3 กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางมากกว่าหนึ่งตัว ($m > 1$)

ในทางปฏิบัติ เหล็กเสริมแบกทานจะประกอบด้วยเหล็กฉากหลายตัวจัดวางให้มีระยะห่างเท่า ๆ กัน ระหว่างการถอดออกของเหล็กเสริมกำลังแบกทานเหล็กตามแนวขวางแต่ละตัวจะรบกวนกัน พารามิเตอร์ไร้มิติสำหรับอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กตามแนวขวาง (S/B) ได้ถูกนำเสนอขึ้น เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างและขนาดของเหล็กตามขวางต่อกำลังต้านทานแรงแบกทาน โดยทั่วไปแล้ว อัตราส่วน S/B ยิ่งสูง กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานก็ยิ่งมีค่าสูงตาม เนื่องจากรบกวนมีอิทธิพลต่ำ สำหรับเหล็กตามขวางขนาด 4x10 4x15 และ 4x20 เซนติเมตร จำนวน 2 ถึง 4 ตัว ภายใต้หน่วยแรงตั้งฉากต่าง ๆ จะเห็นได้ว่าเมื่อ S/B มีค่ามากกว่า 25 การรบกวนระหว่างเหล็กฉากแทบจะไม่เกิดขึ้นเลย อัตราส่วนระยะห่างนี้สามารถเรียกว่าอัตราส่วนปลอดการรบกวน เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 ระบายแรงเฉือนที่เกิดจากเหล็กฉากแต่ละตัวจะรวมตัวกันเป็นระบายขนาดใหญ่ และเหล็กฉากตัวแรกเท่านั้นที่ทำหน้าที่ทะลุผ่านดินบดอัด ในกรณีเช่นนี้ เหล็กตามขวางจะทำหน้าที่เสมือนบล็อกผิวหยาบ ดังนั้น กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานประมาณได้จากผลรวมของความฝืดที่ผิวบนและล่างของบล็อกผิวหยาบและกำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กฉากตัวแรก เนื่องจากกำลังต้านทานแรงแบกทานมีค่าสูงกว่าความเสียดทานอย่างมากกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานจึงมีค่าใกล้เคียงกับกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว อัตราส่วนระยะห่างนี้เรียกว่าอัตราส่วนบล็อกผิวหยาบ

กลไกการวิบัติสามารถแบ่งออกเป็น 3 โซนดังนี้ โซนที่ 1 กลไกการวิบัติแบบบล็อก เมื่อ S/B มีค่าน้อยกว่า 3.75 โซน 2 กลไกการวิบัติแบบรบกวนกัน เมื่อ S/B มีค่าระหว่าง 3.75 และ 25 และ โซน 3 กลไกการวิบัติแบบอิสระ เมื่อ S/B มีค่าเกินกว่า 25 อัตราส่วนระหว่างแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานต่อแรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กตามแนวขวางหนึ่งตัวมีนิยามว่าเป็นแฟคเตอร์การรบกวน (Interference factor, F) และสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} \quad (4.10)$$

โดยที่ P_{bn} คือ แรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กฉาก n ตัว
 P_{b1} คือ แรงจุดแบกทานสูงสุดของเหล็กฉากหนึ่งตัว
 n คือ จำนวนเหล็กฉาก



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานและอัตราส่วน ระยะห่างที่ได้จากทดสอบและการทำนาย

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

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} = e + f \ln\left(\frac{S}{B}\right) \quad (4.11)$$

โดยที่ e, f คือ ค่าคงที่
 B คือ ความยาวขาของเหล็กฉาก
 S คือ ระยะห่างของเหล็กฉาก

ค่า e, f เป็นค่าคงที่ซึ่งหาได้จากความเป็นเงื่อนไขสองประการ ดังนี้ 1) เมื่อ S/B เท่ากับ 3.75 แฟคเตอร์การรบกวนมีค่าเท่ากับ $1/n$ เนื่องจาก P_{bn} และ P_{b1} มีค่าเท่ากัน และ 2) เมื่อ S/B เท่ากับ 25 แฟคเตอร์การรบกวนเท่ากับ 1.0 ความจริงสองประการนี้ให้ค่าของ F ซึ่งสอดคล้องกับ S/B เท่ากับ 3.75 และ 25 ตามลำดับ ดังนั้น e และ f สามารถคำนวณได้จาก

$$f = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (4.12)$$

$$e = 1 - 3.219f \quad (4.13)$$

จากความสัมพันธ์ข้างต้น e และ f มีค่าเท่ากับ 0.152 และ 0.264 -0.132 และ 0.351 และ -0.273 และ 0.395 ตามลำดับ โดยอาศัยค่า e และ f เหล่านี้ เราสามารถทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีจำนวนเหล็กฉาก n ตัวได้ จากการศึกษพบว่า กำลังต้านทานแรงแบกทานของเหล็กตามแนวขวางจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน S/B โดยไม่ต้องคำนึงถึงขนาดการกระจายตัวของเม็ดยึดและมุมเสียดทานของดินและปัจจัยที่สองคือ P_{b1} ถึงแม้ว่าจะมีอัตราส่วน S/B เดียวกันแต่ P_{bn} ก็จะมีค่าที่แตกต่างกันไปตามขนาดการกระจายตัวของเม็ดยึดและมุมเสียดทานของดิน

บทที่ 5

บทสรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษาอิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเม็ดหยาบ ซึ่งมีค่าแรงเฉือนภายใน ค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน และขนาดคละของเม็ดดินที่แตกต่างกันจากผลการดำเนินงานสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.1 สรุปผลงานวิจัย

1) กำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานจะมีมุมเสียดทานเป็นตัวควบคุมหลัก ไม่ต้องคำนึงถึงการกระจายตัวของเม็ดดิน แรงเสียดทานระหว่างดินกับเหล็กเสริมตามแนวนอนจะมีความมากขึ้นเนื่องจากผิวสัมผัสของเหล็กข้ออ้อยที่มีความขรุขระ โดยในการทดสอบจะมีอัตราส่วนระหว่าง δ/ϕ เท่ากับ 1.47

2) ระยะเวลาการวิบัติแบกทานการจุดออกจะมีอัตราส่วน B/D_{50} และหน่วยแรงตั้งฉากเป็นตัวควบคุม ในขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกจุดและเฉือน โชนโดยรอบของผิวสัมผัสเหล็กเสริมแบกทานมีแนวโน้มขยายตัวอย่างไรก็ตามปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงจะถูกควบคุมโดยดินรอบข้างไม่ให้ขยายตัวกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉากต่อผิวของเหล็กเสริมแบกทาน ผลของการขาดตัวของเม็ดดินมีความสำคัญเมื่อ ค่า B/D_{50} น้อยกว่า 12

3) กลไกการวิบัติแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสามารถแบ่งออกเป็นสองโชน ซึ่งขึ้นอยู่กับ B/D_{50} โดยที่ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก และ D_{50} คือค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน โชนที่ 1 ($B/D_{50} < 12$) คือ กลไกการวิบัติเกิดจากการขาดตัวของเม็ดดิน และ โชนที่ 2 ($B/D_{50} \geq 12$) คือกลไกการวิบัติแบบเลื่อนทะลุปรับปรุง

4) โชนการรบกวนของเหล็กเสริมแบกทานของเหล็กฉากที่มากกว่าหนึ่งตัวแบ่งออกเป็นสามโชน ได้แก่ โชนที่หนึ่งคือโชนการวิบัติแบบบล็อก ($S/B \leq 3.75$) ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางแสดงพฤติกรรมเป็นแบบบล็อกผิวหยาบ โชนที่สอง ($3.75 < S/B < 25$) คือโชนการวิบัติแบบรบกวนกัน และ โชนที่สาม ($S/B > 25$) คือโชนการวิบัติแบบอิสระ ทั้งนี้มุมเสียดทาน และ B/D_{50} จะมีผลกับ P_{b1} ก็ต่อเมื่อ S/B เดียวกัน P_{bn} จะมีค่าแตกต่างกันออกไปตามการกระจายตัวของเม็ดดินและมุมเสียดทานที่แตกต่างกัน+-

5) ขั้นตอนในการตรวจสอบความมั่นคงภายในและการวิบัติแบบจุดของ BRE wall ใช้งานได้ดีเป็นอย่างยิ่งตามมาตรฐานการออกแบบของกรมทางหลวงประเทศไทย



รายการอ้างอิง

- ASTM. (1995) Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia.
- Anderson, L.R., Sharp, K.K., and Harding, O.T. (1987), **Performance of a 50-foot high welded wire wall**, Soil Improvement-A Ten year Update, ASCE Geotech, Special Publication 12, pp. 280-308.
- Bergado, D.T., Bukkanasuta, A. and Balasubramaniam, A.S. (1987), **“Laboratory pullout tests using bamboo and polymer geogrids including a case study”**, Geotextiles and Geomembranes, Vol.5, pp.153-189.
- Bergado, D.T., Chai, J.C. and Miura, N. **“Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements”**, Soils and Foundations, 36(4), pp. 11-22, 1996.
- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C., and Balasubramaniam, A. (1993), **“Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand”**, Geotechnique, Vol.43, No.4, pp.589-603.
- Bishop, J.A. and Anderson, L.R. (1979), **Performance of Welded Wire Retaining Wall**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- Bonczkiewicz, C., Christopher, B.R., and Atmatzidis, D.K. (1988), **“Evaluation of soil-reinforcement interaction by large scale pullout tests”**, Transportation Research Board, 67th Meeting, Washigton, U.S.A. Paper No.87.
- Brand, S.R. and Duffy, D.M. (1987), **“Strength of pullout testing of geogrids”**, Proc. Geosynthetics’87, New Orleans, Louisiana, U.S.A., pp.26-236.
- Chai, J.C. (1992), **Interaction between grid reinforcement and cohesive-frictional soil and performance of reinforced wall/embankment on soft ground**, D. Eng’g. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Chang, J.C., Hannon, J.B. and Forsyth, R.A. (1977), **“Pullout resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil”**, Transportation Research Record 640, pp.1-7.

- Christopher, B.R., Gill, B.S., Giroud, J.P., Juran, I., Schlosser, F., Mitchell, J.K., and Dunicliff, J. (1989), **Reinforced soil structure**, Vol. 1: Design and Construction Guidelines, Report Prepared for US Federal Highway Administration, 287p.
- Hannon, J.B., Forsyth, R.A., and Chang, J.C. (1982), “**Field performance comparison of two earthwork reinforcement systems**”, Transportation Research Report 872, pp.24-32.
- Hannon, J.B. and Forsyth, R.A. (1984), “**Performance of an earthwork reinforcement system constructed with low quality backfill**”, Transportation Research Report No.965.
- Hausmann, M.(1976), **Strength of reinforced soil**, Proc. 8th Aust. Road research conf., Vol. 13, pp. 1-8.
- Holtz, R.D. (1973), “**Laboratory studies of reinforced earth using a woven plastic material**”, Technical Report (unpublished).
- Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. 2010. “**Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand.**” *Soils and Foundations*, 50(2), pp. 215-226, 2010.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C. and Niramitkornburee, A. “**A method of examining internal stability of the bearing reinforcement earth (BRE) wall.**” *Suranaree Journal of Science and Technology*, 17(1), pp. 1-11, 2010.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A. and Tangsutthinon, T. “**Performance of earth wall stabilized with bearing reinforcements.**” *Geotextiles and Geomembranes*, 29(5), pp. 514-524, 2011.
- Ingold, T.S. (1982), **Reinforced earth**, Thomas Telford, London.
- Ingold, T.S. (1983a), “**Laboratory pullout testing of grid reinforcement in sands**”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.6, No.3, pp.101-111.
- Ingold, T.S. (1983b), “**Laboratory pullout testing of grid reinforcement in clay**”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.6, No.3, pp.112-119.
- Ingold, T.S. (1984), “**A laboratory investigation of soil-geotextile friction**”, *Ground Engineering*, Vol.17, No.8, pp.21-28.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. and Dubois, D. (1984), “**Interaction between soil and geogrids**”, *Polymer Grid Reinforcement*, London: Thomas Telford, pp.18-30.
- Jewell, R.A. (1986), “**The mechanics of reinforced embankments on soft soils**”, *Proceedings of Prediction Symposium on Reinforced Embankments on Soft Ground*, Strand, London.

- Jewell, R.A. (1990), "**Reinforcement bond capacity**", *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.513-518.
- Jones, C.J.F.P. (1985), **Earth Reinforcement and Soil Structures**, Butterworths Ltd., London.
- Juran, I., Knochennus, G., Acar, Y.B., and Arman, A. (1988), **Pullout response of geotextiles and geogrids**, *Geosynthetics for Soil Improvement*, edited by R.D. Holtz, *Geotech. Special Publication 18*, ASCE, pp. 92-111.
- Long, N.T. (1977), "**Some aspects about fill materials in reinforced earth**", *Proc. Heriott Watt Uni Symp. on Reinforced Earth and Other Techniques*, Edinburg, U.K., pp.246-249.
- Mitchell, J.K. (1979), **General Report**, session 1 and Discussion, *Proc. of International Conference on Soil Reinforcement*, Paris, Vol.3.
- 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.
- Motaleb, ALAA A. Abdel and Anderson, L.R. (1989), **Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Clayey Silt Backfill**, Utah State University, Logan, Utah.
- Nielsen, M.R. and Anderson, L.R. (1984), **Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Soil**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- 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.
- Palmeira, E.M. "**Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis.**" *Geotextiles and Geomembranes*, 27, pp. 368-390, 2009.
- Peterson, L.M. and Anderson, L.R. (1980), **Pullout Resistance of Welded Wire Mesh Embedded in Soil**, Research Report Submitted to Hifiker Pipe Company, Department of Civil and Environmental Engineering , Utah State University, Logan, Utah, U.S.A.
- Schlosser, F. and Long, N.T. (1973), **Recent results in French research in reinforced earth**, *J. of Const. Div., ASCE*, Vol. 100, No. 3, pp. 223-237.

- Schlosser, F. and De Buhan, P.(1990), **Theory and design related to the performance of reinforced soil**, Proc. Symp. Performance of Reinforced Soil Structures, London, pp.1-14.
- Shivashankar, R. (1991), **Behavior of A Mechanically Stabilized Earth 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.
- Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Rujikiatkamjorn, C. and Tangsutthinon, T. “**Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall.**” Geotextiles and Geomembranes, 32, pp. 28-37, 2012a.
- Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., and Chai, J.C. “**Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in coarse-grained soils.**” Geotextiles and Geomembranes, 36, pp. 44-54, 2013.
- Tensar (1990), **A Case Study**, Nelton Limited, Kelly Street , Blackburn, England.
- Vesic, A.S. (1963), **Bearing capacity of deep foundations in sand**, Highway Research Record Vol. 39, pp. 112-153
- Vesic, A.S. (1972), **Expansion of cavities in infinite soil masses**, J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, Vol. 94, No. SM3, pp. 661-668.
- Vidal, M. H. (1969), “**The principle of reinforced earth**”, Highway Research Record 282, pp.1-16.
- Yamanouchi, T. (1986), “**Historical review of geotextiles in Japan**”, Geotextiles and Geomembranes, Vol.4, pp.165-178.



ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่



อิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบททานของเหล็กเสริมกำลังแบททาน

Influence of Particle Size on the Pullout Bearing Resistance of Bearing Reinforcement

เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์¹ ดิเรก บุญศรี² และ สุขสันต์ หอพิบูลสุข³

^{1,2,3} สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000

E-mail: ¹ cherdaks_2526@hotmail.com, ² direk_bo@hotmail.com, ³ suksun@sut.ac.th

บทคัดย่อ

เหล็กเสริมกำลังแบททานถูกพัฒนาขึ้นในฐานะที่เป็นเหล็กเสริมกำลังที่คุ้มทุน เหล็กเสริมกำลังแบททานเป็นเหล็กเสริมที่ประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาว และเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวทำจากเหล็กข้ออ้อย ซึ่งมีความต้านทานแรงดึงเสียดทานสูง เหล็กตามแนวขวางเป็นชุดของเหล็กฉาก ซึ่งมีความต้านทานแรงดึงแบททานสูง บทความนี้ ศึกษาอิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบททานของเหล็กเสริมกำลังแบททาน ดินตัวอย่างที่ถูกนำมาใช้ในการทดสอบเป็นดินเม็ดหยาบได้แก่ กรวดขนาดละเอียด (GW) และ ทรายขนาดละเอียดสม่ำเสมอ (SP) ซึ่งดินตัวอย่างมีการกระจายขนาดของเม็ดดิน และมุมเสียดทานภายในที่แตกต่างกัน จากผลการทดสอบพบว่า กลไกการวิบัติแบททานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสามารถแบ่งออกเป็นสองโซน ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า B/D_{50} โดยที่ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก และ D_{50} คือค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน โซนที่ 1 ($B/D_{50} < 12$) คือกลไกการวิบัติที่เกิดจากการขาดตัวของเม็ดดิน และโซนที่ 2 ($B/D_{50} \geq 12$) คือกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับรูป.

คำสำคัญ: เหล็กเสริมแบททาน, กลไกการวิบัติ, ดินเม็ดหยาบ, ค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน

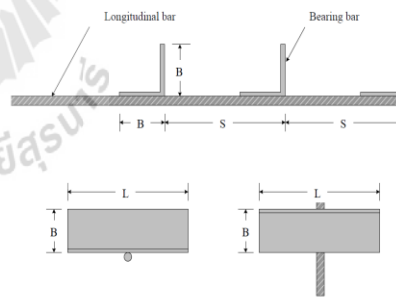
Abstract

The bearing reinforcement was developed as a cost-effective earth reinforcement. It is composed of a longitudinal member and transverse members. The longitudinal member is made of a deformed bar, which exhibits a high pullout friction resistance. The transverse members are a set of equal angles, which provide high pullout bearing resistance. The present article studies the influence of particle size on the pullout bearing resistance of the bearing reinforcement. The tested soils are coarse-grained soils: well-graded gravel (GW) and poorly-graded sand (SP), which have different grain size distribution and friction angles. The bearing failure mechanism of a single transverse member is classified into two zones, which is dependent upon the B/D_{50} value, where B is the leg length of the transverse member and D_{50} is the average grain size of the soil. Zone 1 ($B/D_{50} < 12$) is defined as the interlocking induced failure and Zone 2 ($B/D_{50} \geq 12$) is the modified punching shear failure.

Keywords: bearing reinforcement, pullout mechanism, coarse-grained soils, average grain size

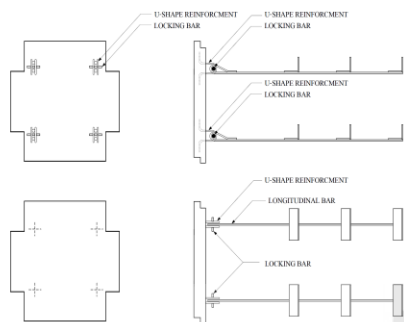
1. บทนำ

การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแรงดึงในดินถมได้มีมาตั้งแต่สองศตวรรษที่แล้ว ค่าก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังขึ้นอยู่กับวัสดุเสริมกำลังและค่าขนส่งดินถมจากบ่อขุด ดินถมส่วนใหญ่จะเป็นดินเม็ดหยาบ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ดังนั้น ราคาขายส่งจึงเป็นค่าใช้จ่ายที่ตายตัวสำหรับบริเวณก่อสร้างหนึ่ง ๆ ด้วยเหตุนี้ วัสดุเสริมกำลังจึงเป็นปัจจัยหลักที่ควบคุมต้นทุนค่าก่อสร้าง วัสดุเสริมกำลังที่ใช้ปริมาณเหล็กน้อยและติดตั้งรวดเร็วจะช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้าง Horpibulsuk, S., and Niramitkomburee, A. (2010) ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ที่มีชื่อว่า "เหล็กเสริมแบททาน" เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของทั้งเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังต้านทานแรงดึงสูงในปริมาตรเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว



รูปที่ 1 เหล็กเสริมแรงดึงแบททาน (Bearing reinforcement) [4]

รูปที่ 1 แสดงลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบททาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามแนวยาวและเหล็กตามแนวขวาง เหล็กตามแนวยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามแนวขวางเป็นเหล็กฉากเท่ากัน เนื่องจากเหล็กตามแนวขวางให้กำลังต้านทานแรงแบททานสูง เหล็กตามแนวขวางจึงมีจำนวนไม่มากนัก เหล็กเสริมกำลังนี้ติดกับแผ่นกำแพง (1.50 x 1.50 เมตร) ที่จุดเชื่อมต่อเป็นเหล็กรูปราง 2-U ดังแสดงในรูปที่ 1.2



รูปที่ 2 จุดเชื่อมต่อของเหล็กเสริมแบททานกับแผ่นกำแพง [5-6]

เหล็กเสริมกำลังนี้ถูกนำมาใช้ในโครงการก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลังในหลายโครงการของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2550 ทั้งในรูปแบบของกำแพงกันดินทางแยกต่างระดับ และกำแพงกันดินถนนตามไหล่เขา ระบบกำแพงกันดินเสริมกำลังนี้เรียกว่า “กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททาน” [5-6]. โปรแกรม PLAXIS ถูกนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททาน [9].

กำลังต้านทานแรงดึง (Pullout resistance, P_p) ของเหล็กเสริมแบททานประมาณได้จากผลรวมของกำลังต้านทานแรงดึงเสียดทาน (Pullout friction resistance, P_f) จากเหล็กตามแนวยาว และกำลังต้านทานแรงดึงแบททาน (Pullout friction resistance, P_b) จากเหล็กตามขวาง กำลังต้านทานแรงดึงแบททาน, $\sigma_{b,max}$ สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติของแรงดึงแบททานมีด้วยกันสามกลไกได้แก่ การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป [8] กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ [3] และกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง [1, 2, 4, 10]. กำลังต้านทานแรงดึงแบททานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสามารถประมาณได้จาก

$$\sigma_{b,max} = N_q \sigma_n \quad (1)$$

โดยที่ N_q คือ ตัวแปรกำลังรับแรงแบททานซึ่งขึ้นอยู่กับรูปแบบการวิบัติ และ σ_n คือ หน่วยแรงตั้งฉาก. สำหรับกลไกการวิบัติทั้ง 3 กลไกสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$N_{q(\text{general})} = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

การวิบัติแบบเฉือนทั่วไป (2)

$$N_{q(\text{punching})} = \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + \phi \right) \tan \phi \right] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (3)

$$N_{q(\text{modified})} = \frac{1}{\cos \phi} \exp[\pi \tan \phi] \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

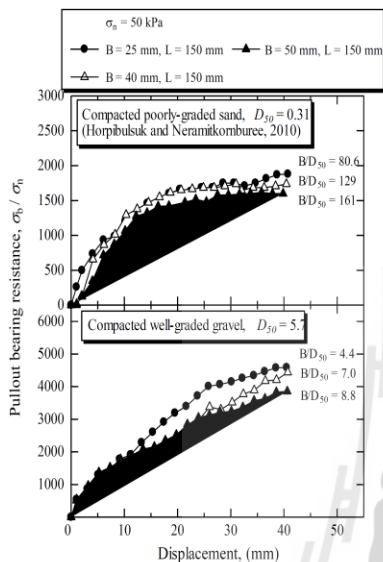
กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง (4)

Horpibulsuk and Niramitkornburi (2010) แสดงให้เห็นว่ากำลังต้านทานแรงดึงแบททาน, $\sigma_{b,max}$ ของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสำหรับเหล็กเสริมแบททานที่ฝังในทรายขนาดละเอียดสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง สมการที่ถูกนำเสนอสามารถใช้ได้กับทรายที่ถูกค้ำค้ำกับเม็ดดินขนาดเล็ก บทความนี้ศึกษาอิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบททานของเหล็กเสริมแบททานที่ฝังในดินเม็ดหยาบ ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบคือ ทรายขนาดละเอียด (GW) และทรายขนาดละเอียด (SP) ซึ่งดินทั้ง 2 ชนิดมีการกระจายของขนาดเม็ดดิน ค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน และมุมเสียดทานภายในที่แตกต่างกัน

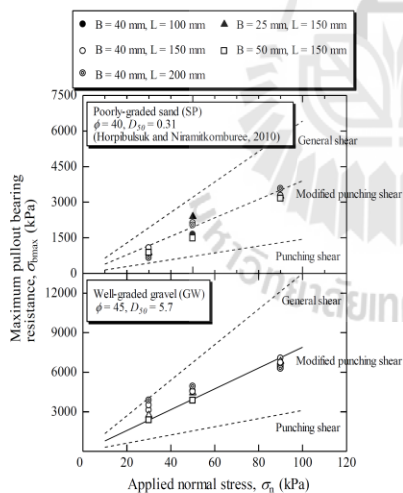
2. การทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมแบททานในห้องปฏิบัติการ

ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบถูกรวบรวมมาจากหลายพื้นที่ในจังหวัดนครราชสีมา ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบคือ ทรายขนาดละเอียด (GW) และทรายขนาดละเอียด (SP) โดยการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) รูปที่ 3 แสดงผลการจำแนกขนาดละเอียดของดินตัวอย่าง จะเห็นว่าดินทั้ง 2 ชนิดมีขนาดเล็กลงกว่า 0.075 มิลลิเมตร (ดินตะกอนและดินเหนียว) มีปริมาณน้อยกว่า 15 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งสอดคล้องกับข้อกำหนดดินถมของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย ค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน (D50) เท่ากับ 5.7 และ 0.31 มิลลิเมตร จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานพบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับ 3.9 และ 6.3 เปอร์เซ็นต์ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 20.15 และ 16.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์

ดินตัวอย่างจะถูกนำมา ทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ สำหรับใช้ในการออกแบบหรือประเมินกำลังดึงของเหล็กเสริมแบททาน กล้องแรงเฉือนตรงขนาดใหญ่ (large direct shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 35 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้วจะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้หน่วยแรงมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่ดินตัวอย่าง กล่องเฉือนส่วนล่างจะถูกดันให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเครียดในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการดิน (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเฉือนเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำที่วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gauge) การทดลองจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเมื่อเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนขึ้นในดินตัวอย่าง ดินตัวอย่างที่ทำการทดสอบใช้ปริมาณความชื้นเหมาะสม และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด โดยเพิ่มหรือเปลี่ยนแปลงค่าแรงกระทำต่อตัวอย่างในแนวตั้งเท่ากับ 30 50 และ 90 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร สำหรับสร้างเส้นขอบเขตความแข็งแรง พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลการทดสอบมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 45 และ 40 องศา สำหรับ GW และ SP ตามลำดับ



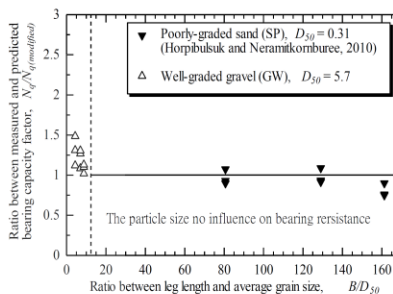
รูปที่ 5 อุปกรณ์ทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทาน



รูปที่ 6 อุปกรณ์ทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทาน

อิทธิพลของ B/D_{50} ต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบกทานสำหรับดินที่มีค่าเฉลี่ยของเม็ดดินมากแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งเป็นการสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ และ B/D_{50} ของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสำหรับดินตัวอย่างทั้งหมด สำหรับเม็ดดินขนาดเล็ก ค่า N_q มีค่าประมาณ 1 แต่เม็ดดินขนาดใหญ่ ค่า N_q มีค่าลดลงในขณะที่ B/D_{50} มีค่าเพิ่มขึ้น

และมีแนวโน้มเข้าใกล้ 1 เมื่อ B/D_{50} มีค่าเท่ากับ 12 ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบแรงดึงของเหล็กตะแกรง [7] กลไกการวิบัติแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัวสามารถแบ่งออกเป็นสองโซน ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า B/D_{50} โดยที่ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก และ D_{50} คือค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน โซนที่ 1 ($B/D_{50} < 12$) คือ กลไกการวิบัติที่เกิดจากการขัดตัวของเม็ดดิน และ โซนที่ 2 ($B/D_{50} \geq 12$) คือ กลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง



รูปที่ 7 อุปกรณ์ทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทาน

4. สรุป

บทความนี้นำเสนอการศึกษาอิทธิพลของขนาดเม็ดดินต่อแรงดึงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเม็ดหยาบ ซึ่งค่าแรงเฉือนภายใน ค่าเฉลี่ยของเม็ดดิน และขนาดคละของเม็ดดินที่แตกต่างกัน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากลไกแรงดึงแบกทานถูกควบคุมโดย B/D_{50} และ หน่วยแรงตั้งฉาก ในขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกดึงและเฉือน โชนของดินที่ล้อมรอบเหล็กเสริมแบกทานมีแนวโน้มที่จะขยายตัวอย่างไร้ทิศทาง ปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงถูกควบคุมโดยดินรอบข้างไม่ขยายตัวกับผลการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉากต่อผิวของเหล็กเสริมแบกทาน ผลของการขัดตัวของเม็ดดินมีความสำคัญ เมื่อค่า B/D_{50} น้อยกว่า 12 และ ลดลงในขณะที่การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตั้งฉาก ในทางปฏิบัติกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุงสามารถใช้ประมาณค่าแรงดึงแบกทานสำหรับดินเม็ดหยาบและขนาดคละที่แตกต่างกัน เนื่องจาก แรงดึงแบกทานในดินเม็ดใหญ่มีค่าสูงกว่าที่คำนวณโดยกลไกการวิบัติแบบเฉือนทะลุปรับปรุง

5. กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ โครงการปริญญาเอกกาญจนาภิเษก (คปก.) บริษัท ซีไอฟอร์ม จำกัด และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับทุนสนับสนุนในการทำวิจัย เครื่องมือการทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ ในการทำวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Bergado, D.T., Chai, J.C. and Miura, N. "Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements", *Soils and Foundations*, 36(4), pp. 11-22, 1996.

- [2] Chai, J.C. "Interaction between Grid Reinforcement and Cohesive-Frictional Soil and Performance of Reinforced Wall/Embankment on Soft Ground." D.Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1992.
- [3] Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. and Dubois, D. "Interaction between soil and geogrids." *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, Thomas Telford Limited, London, UK, 1984, pp. 11-17.
- [4] Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. 2010. "Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand." *Soils and Foundations*, 50(2), pp. 215-226, 2010.
- [5] Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C. and Niramitkornburee, A. "A method of examining internal stability of the bearing reinforcement earth (BRE) wall." *Suranaree Journal of Science and Technology*, 17(1), pp. 1-11, 2010.
- [6] Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A. and Tangsutthinon, T. "Performance of earth wall stabilized with bearing reinforcements." *Geotextiles and Geomembranes*, 29(5), pp. 514-524, 2011.
- [7] Palmeira, E.M. "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis." *Geotextiles and Geomembranes*, 27, pp. 368-390, 2009.
- [8] Peterson, L.M., Anderson, L.R. "Pullout resistance of welded wire mats embedded in soil." Research Report Submitted to Hilfiker Co, from the Civil and Environmental Engineering Department, Utah State University, USA, 1980.
- [9] Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Rujkiatkarnjorn, C. and Tangsutthinon, T. "Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall." *Geotextiles and Geomembranes*, 32, pp. 28-37, 2012a.
- [10] Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., and Chai, J.C. "Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in coarse-grained soils." *Geotextiles and Geomembranes*, 36, pp. 44-54, 2013.

ประวัติผู้เขียน

นายดิเรก บุญศรี เกิดวันที่ 17 กรกฎาคม 2524 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียน โคราชพิทยาคม อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา ในปีการศึกษา 2540 และระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพ สาขาวิชาช่างก่อสร้าง ในปีการศึกษา 2543 จากสถาบันเทคโนโลยีราชมงคล วิทยาเขตภาคตะวันออกเฉียงเหนือ นครราชสีมา และได้ทำการศึกษาต่อในระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง สาขาวิชาช่างก่อสร้างสำเร็จในปีการศึกษา 2545 จากสถาบันเทคโนโลยีราชมงคล วิทยาเขตภาคตะวันออกเฉียงเหนือ นครราชสีมา จากนั้นได้ปฏิบัติหน้าที่เป็นเจ้าหน้าที่ห้องปฏิบัติการวิศวกรรมธรณีเทคนิคและห้องปฏิบัติการวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ที่สถาบันเทคโนโลยีราชมงคล วิทยาเขตภาคตะวันออกเฉียงเหนือ นครราชสีมา และได้ลาออกเพื่อศึกษาต่อในระดับปริญญาตรี สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน นครราชสีมา ในปีการศึกษา 2550 หลังจากสำเร็จการศึกษาได้เข้าทำงานที่ บริษัท เกษมวิศว์ จำกัด ได้รับมอบหมายให้ปฏิบัติหน้าที่เป็นวิศวกรโครงการก่อสร้าง อาคารเรียนรวม 90 ปี มหาวิทยาลัยราชภัฏ นครราชสีมา มูลค่าการก่อสร้าง 200 ล้านบาท และวิศวกรโครงการก่อสร้าง อาคารเรียนคณะวิศวกรรมโยธา มูลค่าการก่อสร้าง 14 ล้านบาท จากนั้นได้ลาออกเพื่อศึกษาต่อในระดับปริญญาโทที่ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปีการศึกษา 2553