



รายงานการวิจัย

การพัฒนากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมกำลังแบกทาน
ในดินเม็ดหยาบ
(PULLOUT RESISTANCE MOBILIZATION OF THE BEARING
REINFORCEMENT EMBEDDED IN DIFFERENT COARSE-
GRAINED SOILS)

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการแต่เพียงผู้เดียว



รายงานการวิจัย

การพัฒนากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมกำลังแบบทวน
ในดินเม็ดหยาบ

(PULLOUT RESISTANCE MOBILIZATION OF THE BEARING
REINFORCEMENT EMBEDDED IN DIFFERENT COARSE-GRAINED SOILS)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ศาสตราจารย์ ดร.สุภสันต์ หอพิบูลสุข

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ 2554-2555

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กุมภาพันธ์ 2556

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้จะไม่สามารถสำเร็จลงได้ ถ้าปราศจากการช่วยเหลือจากบุคคลและหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นไปได้ยาก ผู้เขียนต้องขอขมา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้เขียนขอขอบคุณ อาจารย์ ดร.ณรงค์ อัครพัฒนากุล อดีตผู้อำนวยการศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และบุคลากรศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีทุกท่าน ที่ให้ความสะดวกและความช่วยเหลือในการปฏิบัติงาน ขอขอบคุณ ดร.เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์ นักวิจัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับความช่วยเหลือในงานทดสอบและการวิเคราะห์ผลทดสอบ

ท้ายสุด ผู้เขียนขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นอย่างยิ่ง ซึ่งเป็นผู้ให้ทุนอุดหนุนการวิจัย ปีงบประมาณ 2554-2555



สุขสันต์ หอพิบูลสุข
หัวหน้าโครงการวิจัย
กุมภาพันธ์ 2556

บทคัดย่อ

เหล็กเสริมแบกทานได้พัฒนาขึ้นและนำมาประยุกต์ใช้เป็นวัสดุเสริมแรงในประเทศไทย ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 เหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย ซึ่งให้ความต้านทานแรงอัดเสียตทานที่สูง ส่วนเหล็กตามขวางเป็นชุดของเหล็กฉากขาเท่ากัน ซึ่งให้ความต้านทานแรงอัดแบกทานที่สูง งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของคุณสมบัติของดิน (มุมเสียดทานภายใน ขนาดของเม็ดดิน และความคละ) และขนาดและระยะห่างของเหล็กตามขวาง ต่อกลไกแรงอัดของเหล็กเสริมแบกทาน อัตราส่วน δ/ϕ มีค่าสูงกว่า 1.0 และมีค่าประมาณ 1.47 เมื่อ δ คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมตามยาว และ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดิน กลไกการวิบัติของเหล็กตามขวาง 1 ตัว สามารถจำแนกออกเป็น 2 โชน ขึ้นอยู่กับค่าของ B/D_{50} เมื่อ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก และ D_{50} คือขนาดของเม็ดดินเฉลี่ย โชน 1 ($B/D_{50} < 12$) คือโชนการวิบัติเนื่องจากการก้ำกั้น และ โชน 2 ($B/D_{50} \geq 12$) คือโชนการวิบัติแบบ Modified punching shear การรบกวนกันของเหล็กตามขวางแบ่งออกเป็นสามโชน ได้แก่ โชน 1 ($S/B \leq 3.75$) คือการวิบัติแบบบดอัด ซึ่งเหล็กตามขวางทุกตัวแสดงพฤติกรรมเสมือนเป็นกล่อง โชน 2 ($3.75 < S/B < 25$) คือการวิบัติแบบรบกวนกันของเหล็กตามขวาง และ โชน 3 ($S/B > 25$) คือการวิบัติแบบอิสระ จากการวิเคราะห์ผลการศึกษาอย่างเป็นระบบ ผู้วิจัยได้พัฒนาและตรวจสอบความถูกต้องของสมการทำนายความต้านทานแรงอัดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีขนาดและการจัดวางระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางต่างกัน

ABSTRACT

The bearing reinforcement has been developed and used as an earth reinforcement in Thailand since 2008. 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 influences of the soil properties (friction angle, grain size and gradation) and dimension and spacing of the transverse members on the pullout mechanism of the bearing reinforcement are investigated. The δ/ϕ ratio, where δ is the friction angle between soils and longitudinal member and ϕ is the internal friction angle of soil, is greater than unity and is about 1.47 for all tested soils. 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 transverse member interference is 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. Based on a critical analysis of the test results, the pullout resistance equations of the bearing reinforcement with different dimensions and spacing between transverse members embedded in different coarse-grained soils are introduced and verified.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป.....	ช
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ปัญหาที่ทำการวิจัยและความสำคัญปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 4 ทัศนัวรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง.....	4
2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน.....	7
2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	9
2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้.....	11
2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน.....	12
2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินในสภาวะสถิต.....	13
2.4.1 สถิติสภาพภายนอก.....	15
2.4.2 สถิติสภาพภายใน.....	18
2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดและระนาบวิบัติในดินเสริมกำลัง.....	18
2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง.....	19
2.4.2.3 กำลังต้านทานการรูดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้.....	21
2.4.2.4 กำลังต้านทานแรงรูดของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้....	22
2.4.2.4.1 เหล็กแถบ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น	
และเหล็กแถบมีสัน.....	22

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.4.2.4.2 ตะแกรงเหล็ก	23
2.4.2.4.3 เหล็กเสริมแบกทาน.....	29
บทที่ 3 ผลการศึกษาและบทสรุป	
3.1 บทนำ.....	31
3.2 ตัวอย่างและการทดสอบ.....	31
3.2.1 ดินตัวอย่าง.....	31
3.2.2 วิธีการทดสอบ.....	33
3.2.3 เหล็กเสริมแบกทาน.....	35
3.3 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลทดสอบ.....	35
3.3.1 ความต้านทานแรงจุดเสียดทาน.....	35
3.3.2 กลไกแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว ($n = 1$).....	37
3.3.3 ความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน ($n > 1$).....	45
3.4 แนวทางในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในด้านการจุดของกำแพงกันดิน.....	47
3.5 สรุปผลการศึกษา.....	50
เอกสารอ้างอิง	51
ประวัติผู้ประพันธ์	54

สารบัญตาราง

	หน้า
2.1 ขนาดคละของวัสดุเสริมกำลัง (มาตรฐานที่ ทล.-ม. 105/250).....	13
2.2 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123.....	21
3.1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินทดสอบ.....	32
3.2 การคำนวณหาความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในหินคลุก (สำหรับเหล็กตามขวางจำนวน 3 ตัว ขนาด 40×150 มิลลิเมตร).....	49



สารบัญรูป

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

สารบัญรูป

	หน้า
2.22 กลไกการวิบัติแบบ Punching shear (Jewell et al., 1984).....	25
2.23 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Bergado et al., 1996a).....	26
2.24 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงจุด (Bergado et al., 1993).	27
2.25 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดินทราย (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010).....	30
3.1 การกระจายขนาดของเม็ดดินเปรียบเทียบกับมาตรฐานกรมทางหลวง	31
3.2 ชุดทดสอบแรงจุด (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010).....	34
3.3 ผลทดสอบแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวฝังในดินบดอัดชนิดต่างๆ.....	36
3.4 ขอบเขตการวิบัติของดินทดสอบ.....	36
3.5 ผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน.....	38
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานและระยะเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทาน ที่มีความยาวเหล็กตามแนวยาว 2.6 เมตร และขนาดของเหล็กตามขวางต่าง.....	38
3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงจุดแบกทานและความเค้นตั้งฉาก	40
3.8 แฟกเตอร์ความเค้นแบกทานที่ได้จากการคำนวณและการทดสอบ.....	41
3.9 $N_q/N_{q(modified)}$ ที่คำนวณในพจน์ของ σ_n	42
3.10 $N_q/N_{q(modified)}$ ที่คำนวณในพจน์ของ B/D_{50}	41
3.11 การเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างการก่อสร้าง.....	42
3.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง P_{bn}/P_{b1} และ S/B ของเหล็กเสริมแบกทาน ที่มีเหล็กตามขวางขนาด 40×150 มิลลิเมตร.....	46

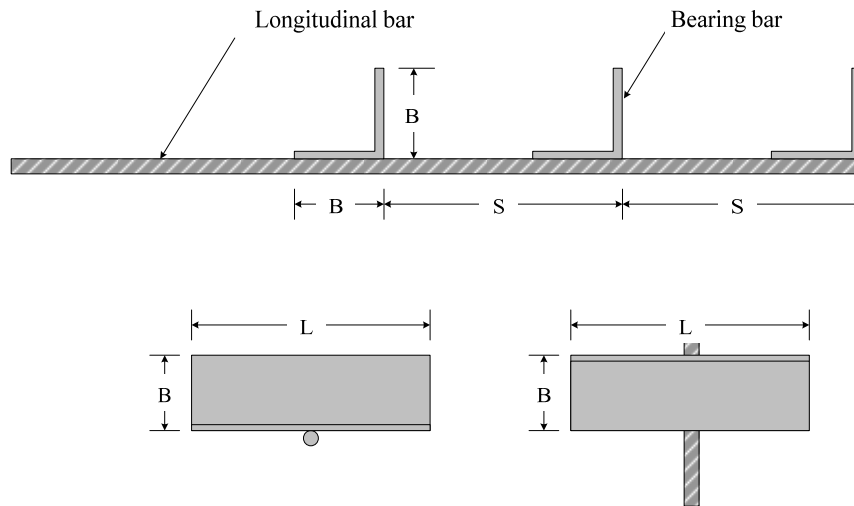
บทที่ 1

บทนำ

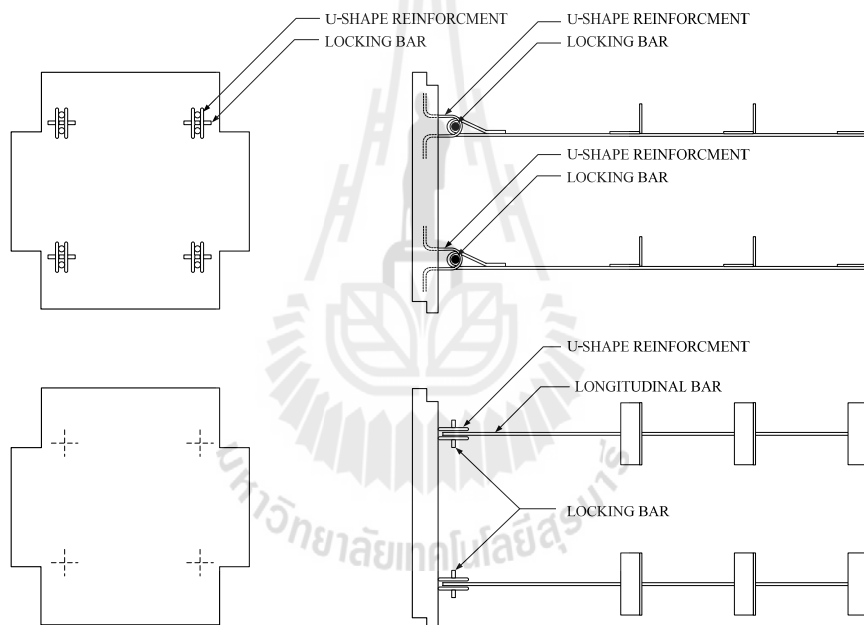
1.1 ปัญหาที่ทำการวิจัยและความสำคัญปัญหา

วัสดุเสริมกำลังในดิน เช่น เหล็กแถบและเหล็กตะแกรง เป็นต้น ได้พัฒนาขึ้นในช่วงสองศตวรรษที่ผ่านมา เพื่อเพิ่มขีดความสามารถของกำแพงกันดิน ในประเทศไทย เหล็กแถบเป็นเหล็กเสริมที่ได้รับความนิยมในงานก่อสร้างกำแพงกันดินเป็นอย่างมาก เนื่องจากความสามารถในการขนย้ายเข้าสู่โรงงานเคลือบสังกะสีและพื้นที่ก่อสร้าง และความง่ายและรวดเร็วในการประกอบเข้ากับผนังกำแพง (Wall facing) ราคาก่อสร้างกำแพงกันดินด้วยเหล็กแถบนี้ค่อนข้างสูง เนื่องจากเหล็กแถบไม่สามารถผลิตได้เองในประเทศและต้องนำเข้าจากประเทศแอฟริกา ในขณะที่ เหล็กตะแกรงสามารถผลิตได้เองในประเทศ กลไกการต้านทานแรงเฉือนของตะแกรงเหล็กได้รับการศึกษาโดยนักวิจัยหลายท่าน (Peterson and Anderson, 1980; Jewell et al., 1984; Palmeira and Milligan, 1989; Palmeira, 2009; Bergado et al., 1988, 1996; Shivashankar, 1991; Chai, 1992; and Tin et al., 2011) เหล็กตะแกรงมีข้อได้เปรียบในด้านความต้านทานแรงเฉือนที่สูง แต่อย่างไรก็ตาม การสูญเสียปริมาตรเหล็กตะแกรงในโซนการเคลื่อนตัว (Active zone) ทำให้การก่อสร้างกำแพงกันดินต้องใช้ปริมาตรเหล็กที่ค่อนข้างสูง นอกจากนี้ การขนส่งและการติดตั้งมีความยุ่งยากกว่าเหล็กแถบ

Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำเสนอเหล็กเสริมชนิดใหม่ และให้ชื่อว่าเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing reinforcement) เหล็กเสริมนี้ติดตั้งง่าย ขนย้ายสะดวก และมีความต้านทานแรงเฉือนและการฉีกขาดสูง รูปที่ 1.1 แสดงรูปแบบของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามขวางเป็นชุดของเหล็กฉากขาเท่ากัน เหล็กเสริมแบกทานได้นำมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างกำแพงกันดินในหลายพื้นที่ของประเทศไทย ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 โดยบริษัท จีไอฟอรัม จำกัด เหล็กเสริมแบกทานประกอบเข้ากับผนังกำแพงที่จุดต่อ (เหล็กรูปตัว U จำนวน 2 ตัว) ด้วย Locking bar ซึ่งทำด้วยเหล็กข้ออ้อย กำแพงกันดินประเภทนี้เรียกว่า “กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน (Bearing Reinforcement Earth, BRE wall)” (Horpibulsuk et al., 2011)



รูปที่ 1.1 เหล็กเสริมแบกทาน (Horpibulsuk and Neramitkornburee, 2010)



รูปที่ 1.2 การประกอบเหล็กเสริมแบกทานเข้ากับ Facing (Horpibulsuk and Neramitkornburee, 2010)

พฤติกรรมของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่ตั้งบนชั้นดินแข็งได้รับการศึกษาในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (Horpibulsuk et al., 2010 and 2011) และจำลองด้วยวิธีเชิงตัวเลขโดยโปรแกรม PLAXIS (Suksiripattanapong et al., 2012) นอกจากวิเคราะห์เชิงตัวเลข การวิเคราะห์ด้วย Limit equilibrium เป็นแนวทางที่นิยมในการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและให้ผลเฉลยในเชิงอนุรักษ์ ความต้านแรงจุดเป็นผลรวมของความต้านทานแรงจุดเสียดทานและแบกทาน งานวิจัยในอดีตด้านกลไกการวิบัติแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมกำลัง (Alfaro et al., 1995; Hayashi et al., 1999; Alfaro and Pathak, 2005; AASHTO, 2002; Bergado et al., 1988, 1996;

Shivashankar, 1991; Chai, 1992; Khedkar and Mandal, 2009; and Abdi and Arjomand, 2011) สรุปว่า กลไกการวิบัติมีสามประเภท: General shear (Peterson and Anderson, 1980), Punching shear (Jewell et al., 1984) และ Modified punching shear (Chai, 1992; Bergado et al., 1996; Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) แสดงให้เห็นว่าความต้านทานแรงจุดแบกทานของ เหล็กตามขวาง 1 ตัว ในดินทรายที่มีความละเอียด ไม่ดี สามารถประมาณด้วยกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear กลไกนี้ได้รับการพิสูจน์กับดินชนิดเดียวที่มีขนาดเม็ดเล็ก แต่ในทางปฏิบัติ ดินถมที่ใช้ ในงานก่อสร้างจะเป็นดินเม็ดหยาบที่มีขนาดใหญ่ งานวิจัยในอดีต (Palmeira and Milligan, 1989; Palmeira, 2009) ได้แสดงให้เห็นว่าขนาดของเม็ดดินควบคุมความต้านทานแรงจุดของเหล็กตะแกรง เหล็ก โดยที่ ความต้านทานแรงจุดแปรผันตามขนาดเม็ดดินเฉลี่ย (Average grain size, D_{50}) จนกระทั่ง อัตราส่วนระหว่างขนาดของตะแกรงเหล็กต่อ D_{50} มีค่าเกินกว่า 12

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษากลไกต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเม็ด หยาบที่มีการกระจายขนาดของเม็ดดิน D_{50} และมุมเสียดทานภายใน ต่างๆ ดินเม็ดหยาบที่ใช้ในงานวิจัย นี้ประกอบด้วยกรวดที่มีความคละดี ทรายที่มีความคละดี และหินคลุก คุณสมบัติทางวิศวกรรมของ กรวดที่มีความคละดีและทรายที่มีความคละดีเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง ผลทดสอบแรง จุดในทรายที่มีความคละไม่ดีจากงานวิจัยของ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) จะนำมาร่วม ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ด้วย ความรู้ที่ได้จากงานวิจัยนี้เป็นประโยชน์อย่างมากในการวิเคราะห์/ตรวจสอบ เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานตามหลักการ Limit equilibrium analysis

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อทราบถึงอิทธิพลของขนาดเม็ดดินเฉลี่ยและความคละของเม็ดดินต่อความต้านทานแรง จุดของเหล็กเสริมแบกทาน
2. เพื่อสร้างสมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดในพจน์ของมุมเสียดทานภายใน (ϕ) ขนาดของ เม็ดดิน อัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กฉาก (S/B) และความเค้นตั้งฉาก (σ_v)

1.3 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ได้สมการประมาณความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน
2. ได้แนวทางการตรวจสอบเสถียรภาพภายในด้านการจุดสำหรับกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบก ทาน

บทที่ 2

ปรีทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

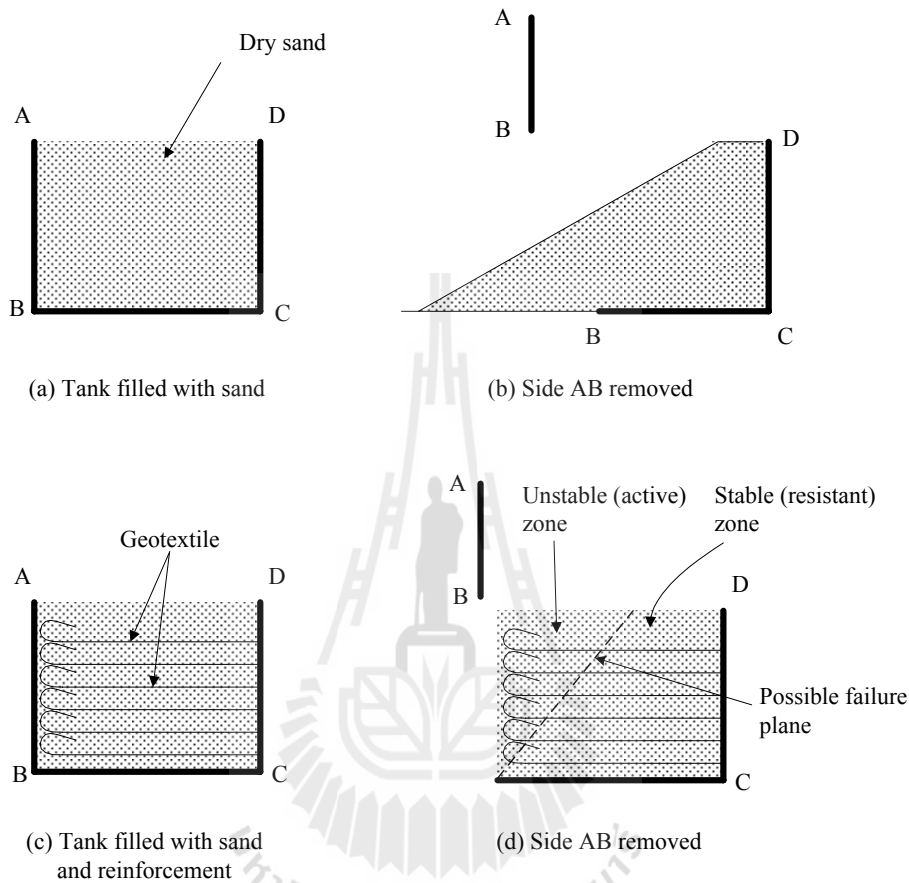
ดินเป็นวัสดุตามธรรมชาติที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูงแต่มีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก การเพิ่มกำลังต้านทานแรงดึงในดินสามารถทำได้โดยการเสริมวัสดุเสริมกำลัง ดินที่ได้รับการเสริมกำลังเรียกว่า “ดินเสริมกำลัง (Reinforced soil)” วัสดุเสริมกำลังอาจเป็นแผ่นเหล็ก แท่งเหล็ก และตะแกรงเหล็ก เป็นต้น เมื่อน้ำหนักกระทำบนดินเสริมกำลัง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

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

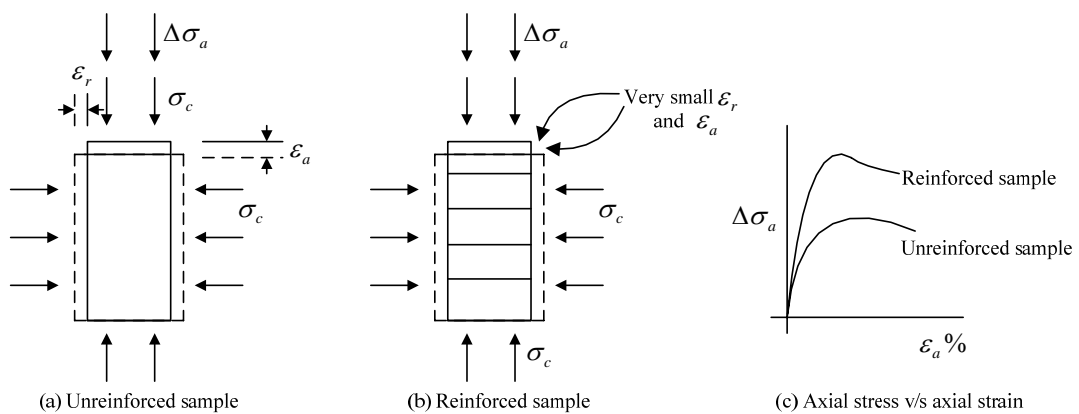
เพื่อให้เข้าใจกลไกการปรับปรุงดินด้วยวัสดุเสริมกำลัง พิจารณาผลทดสอบในห้องปฏิบัติการสองผลทดสอบ สำหรับการทดสอบที่หนึ่ง ดัง ABCD ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ถูกเติมด้วยทรายแห้งจนเต็มเมื่อเปิดฝา AB ออก ทรายจะไม่สามารถตั้งในแนวตั้งได้ และจะจัดเรียงตัวใหม่โดยมีผิวหน้าที่มีความชันดังแสดงในรูปที่ 2.1b ถ้าทำการทดสอบใหม่อีกครั้งโดยการเสริมวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและม้วนปลายของวัสดุ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

หากพิจารณาผลทดสอบอีกกรณีหนึ่ง ซึ่งศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างสองชนิด (ดินทรายแน่นและดินทรายแน่นที่เสริมวัสดุเสริมกำลัง) ภายใต้การทดสอบการแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำและเงื่อนไขแบบระบายน้ำ พบพฤติกรรมที่น่าสนใจดังนี้

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



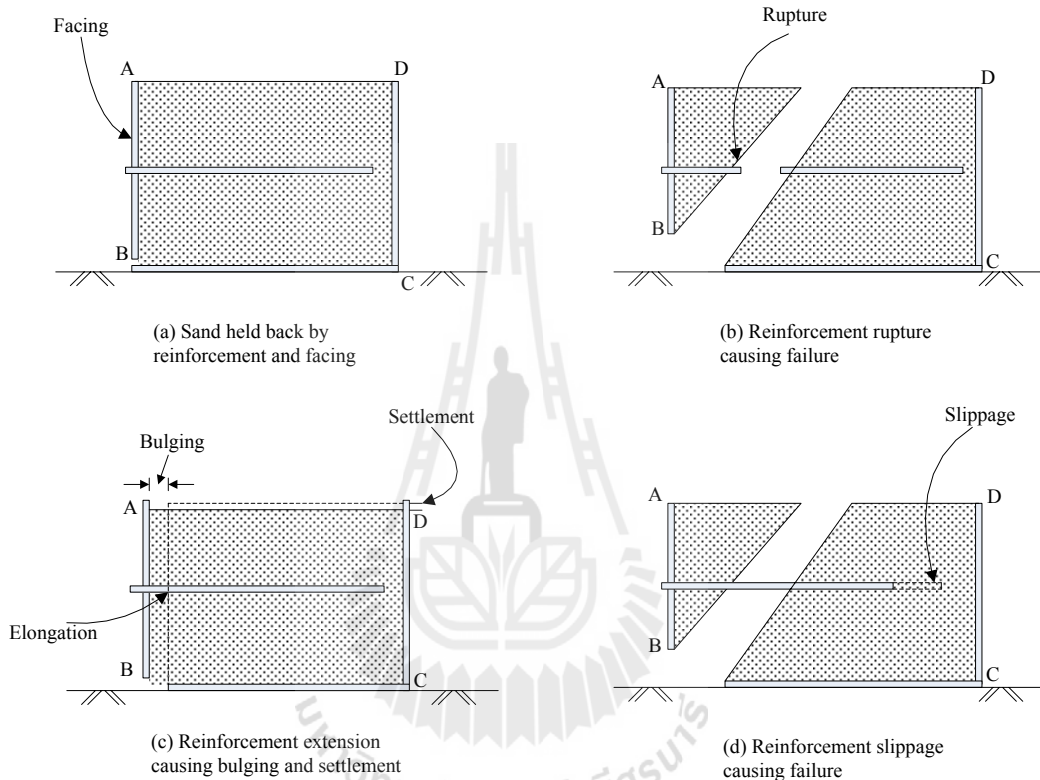
รูปที่ 2.1 อิทธิพลของวัสดุเสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)



รูปที่ 2.2 การทดสอบแรงอัดสามแกนของทรายเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง (Gulhati and Datta, 2005)

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

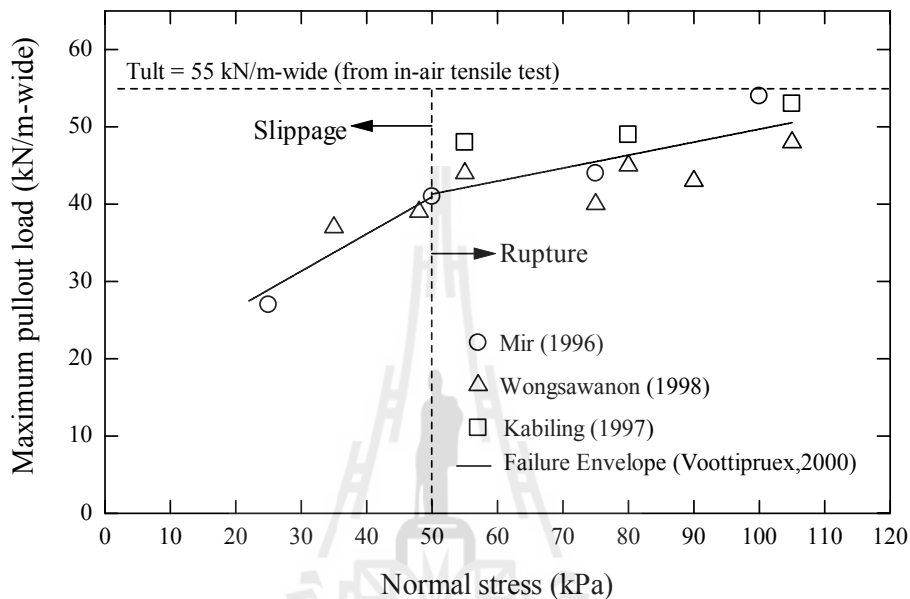
- ก) กำลังต้านทานแรงดึง (ด้านทานการฉีกขาด) ของวัสดุเสริมกำลัง
- ข) ปริมาณการยึดตัวของวัสดุเสริมกำลังภายใต้แรงดึง
- ค) กำลังต้านทานแรงจุด (Pullout resistance) ของวัสดุเสริมกำลังในดิน (ความต้านทานการรูดของวัสดุเสริมกำลังออกจากดิน)



รูปที่ 2.3 กลไกการวิบัติของวัสดุเสริมกำลัง

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

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

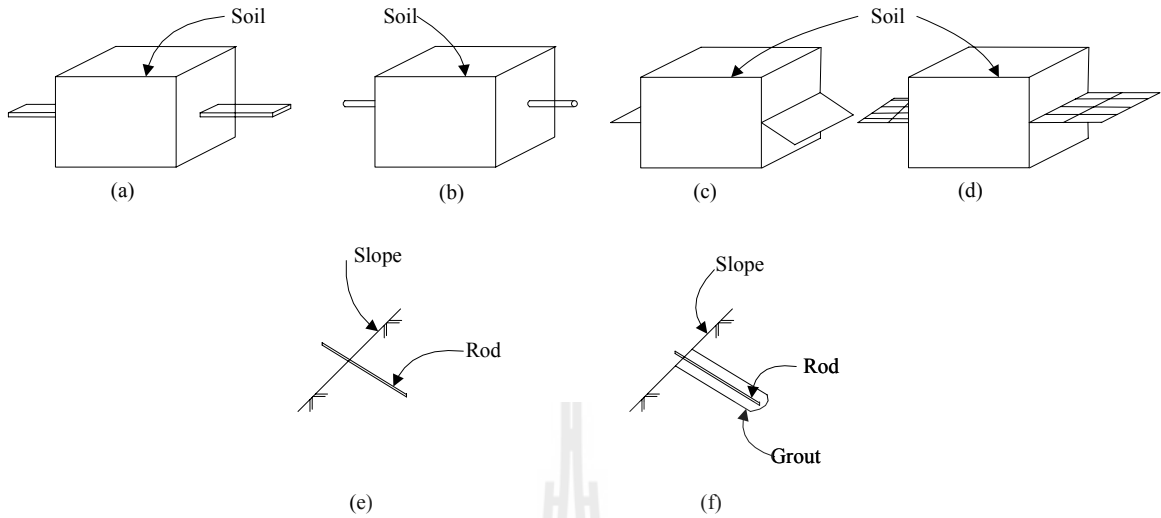


รูปที่ 2.4 ขอบเขตการวิบัติของดินเสริมกำลัง (Voottipruex, 2000)

2.2 ประเภทของวัสดุเสริมกำลังและการประยุกต์ใช้งาน

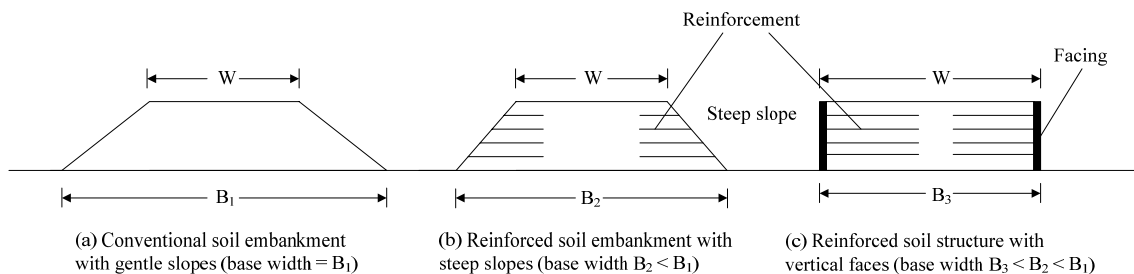
วัสดุเสริมกำลังสามารถติดตั้งในดินได้สองวิธี ได้แก่ การติดตั้งวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนระหว่างการถมและบดอัดดิน (รูปที่ 2.5a ถึง d) และการเสียบวัสดุเสริมกำลังในชั้นดินธรรมชาติหรือชั้นดินที่บดอัดแล้ว (รูปที่ 2.5e และ f) วัสดุเสริมกำลังที่ใช้กับการติดตั้งวิธีแรกแบ่งออกเป็นสองประเภทตามพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด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

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

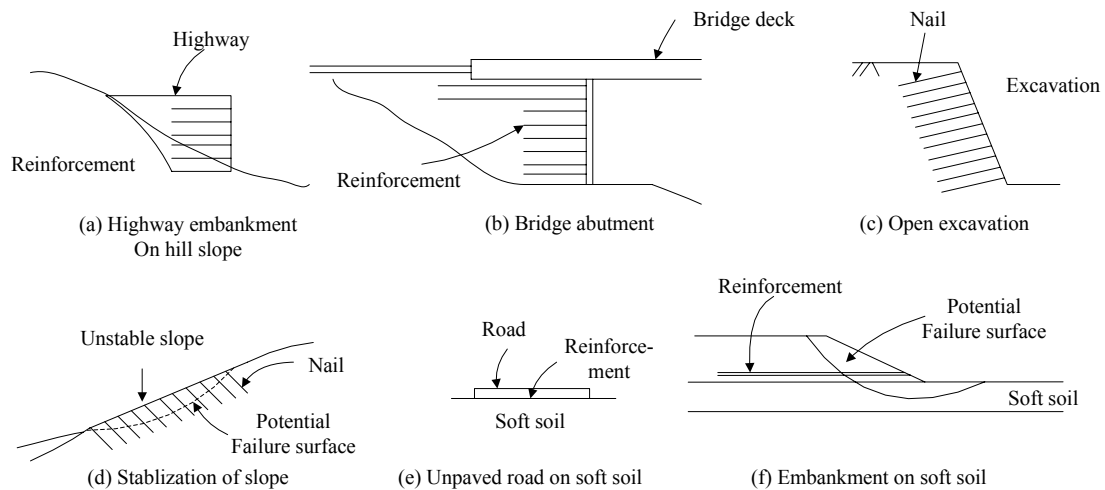


รูปที่ 2.5 ประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

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



รูปที่ 2.6 การเสริมวัสดุเสริมกำลังเพื่อลดความกว้างของฐานโครงสร้างดิน



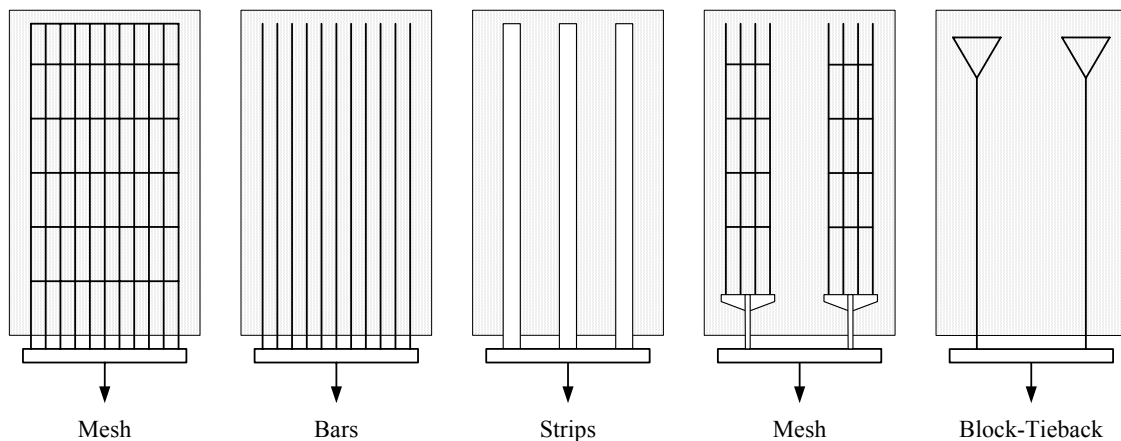
รูปที่ 2.7 การประยุกต์ใช้วัสดุเสริมกำลังในงานวิศวกรรม

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

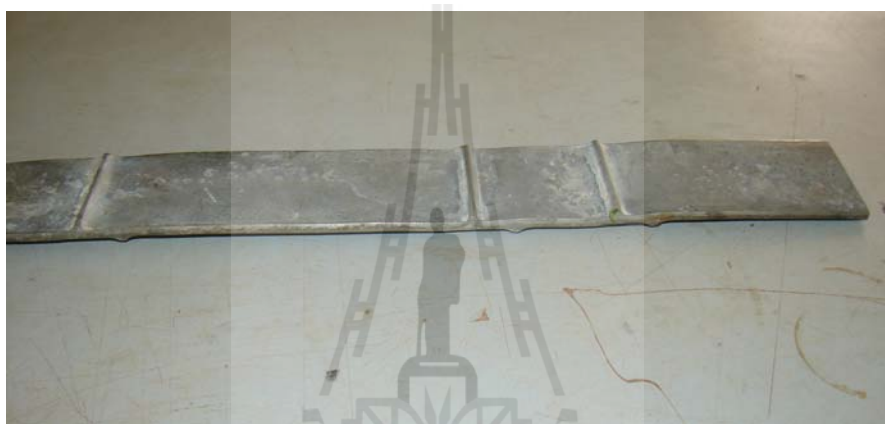
2.2.1 วัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

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

เหล็กเสริมกำลังที่นิยมในประเทศไทยอีกชนิดหนึ่งคือตะแกรงเหล็ก ตะแกรงเหล็กเป็นวัสดุเสริมกำลังที่มีกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) สูงมาก เนื่องจากเหล็กตามขวางของตะแกรงเหล็กมีความสามารถต้านรับแรงแบกทานสูงมาก แต่อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมกำลังประเภทนี้มีข้อด้อยในด้านการขนส่งและการประกอบเข้ากับ Facing ส่วนเหล็กแกนร่วมกับบล็อกแบกทานยังไม่มีกรรมนำมาประยุกต์ใช้ในประเทศไทย แต่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศมาเลเซีย วัสดุเสริมกำลังประเภทนี้จะใช้บล็อกคอนกรีตเป็นชิ้นส่วนเพิ่มกำลังต้านทานแรงฉุด



รูปที่ 2.8 ลักษณะของเหล็กเสริมกำลังที่ใช้กันในปัจจุบัน



รูปที่ 2.9 เหล็กแถบมีสัน (Strip and ribbed reinforcement)

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

กำลังต้านทานแรงจุดที่สูงและการขนย้ายที่ง่ายแล้ว เหล็กเสริมแบกทานยังมีข้อดีอีกประการคือสามารถติดตั้งเข้ากับ Tie point ของ Facing ได้อย่างง่ายดายด้วย Locking bar ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ระบบกำแพงกันดินเสริมกำลังนี้เรียกว่า “กำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน”

2.2.2 วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้

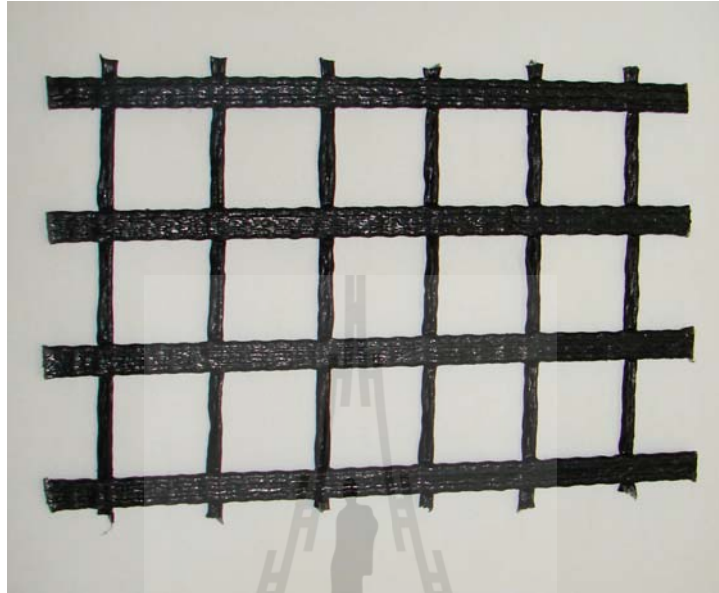
วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ส่วนใหญ่จะเป็นวัสดุสังเคราะห์ (Geosynthetics) ที่ทำจากเส้นใยและโพลีเมอร์ ที่มีความต้านทานการเสียดรูปต่ำ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าเป็นวัสดุที่มีความต้านทานแรงดึงสูง แต่มีความยืดตัวสูงเมื่อรับแรงดึง วัสดุเสริมกำลังเส้นใย (Geotextile) จะใช้เส้นใย (Fabric) ทำหน้าที่รับแรงร่วมกับดินบดอัด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



รูปที่ 2.10 วัสดุเสริมกำลังแบบแผ่นที่ทำจากเส้นใยสังเคราะห์

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

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



รูปที่ 2.11 ตะแกรงโพลีเมอร์

2.3 วัสดุดินถมในงานโครงสร้างกันดิน

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

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

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

2.3.7 วัสดุที่นำมาใช้เป็นวัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีขนาดละเอียด ตามตารางที่ 2.1

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

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

2.3.8 กรณีนำเหล็กมาใช้ในการเสริมกำลังหรือมีการวางท่อเหล็กในดินถมเสริมกำลัง วัสดุดินถมเสริมกำลังต้องมีคุณสมบัติไฟฟ้าเคมีดังนี้

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

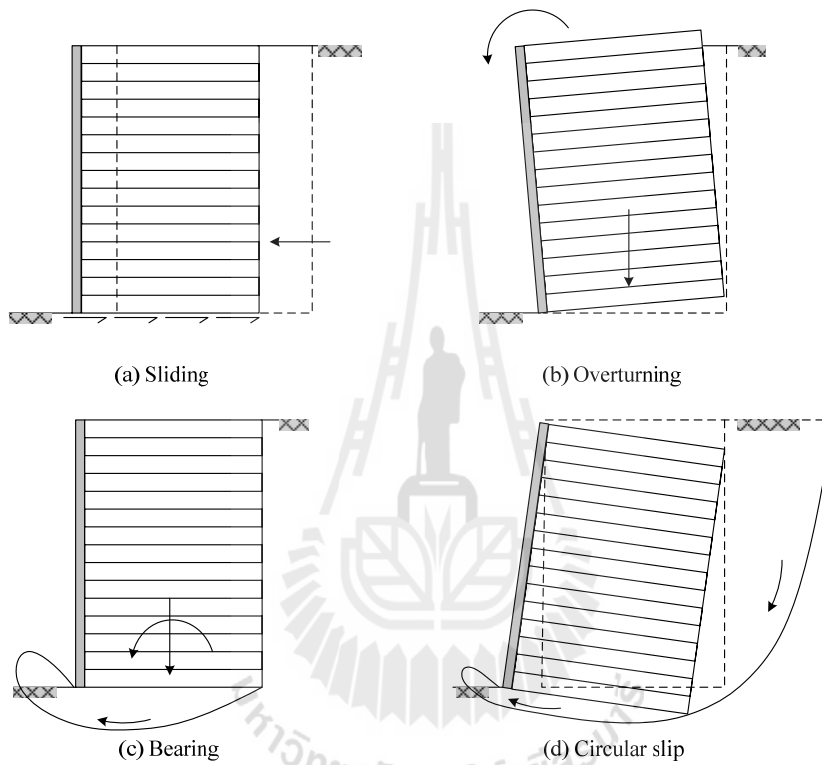
หมายเหตุ ถ้าดินถมมีค่าความต้านทานกระแสไฟฟ้ามากกว่าหรือเท่ากับ 5000Ωcm ไม่จำเป็นต้องทำการทดสอบหาปริมาณซัลเฟตและคลอไรด์

2.4 วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังในสถานะสถิต

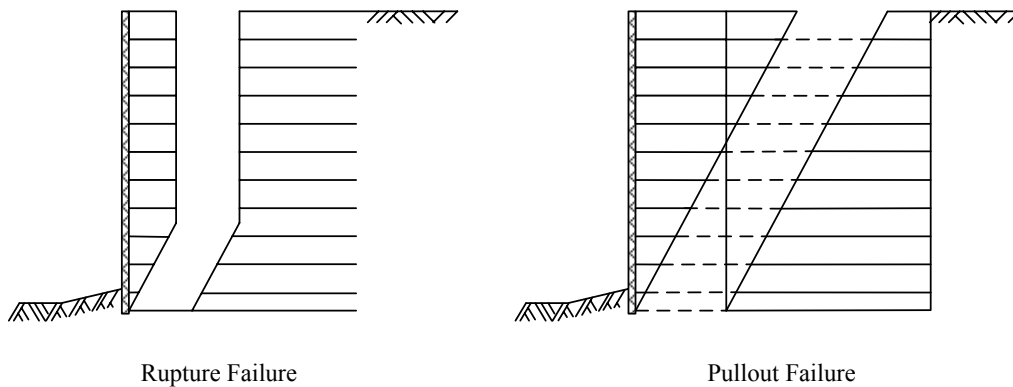
มาตรฐานการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) จะเกี่ยวข้องกับ การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกและภายใน (Lee et al., 1973; Anderson et al., 1985; และ

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

การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก (รูปที่ 2.12) ประกอบด้วยการตรวจสอบการพลิกคว่ำ การเลื่อนไถล กำลังรับแรงแบกทาน และเสถียรภาพลาดดิน นอกจากนี้เสถียรภาพภายนอกแล้ว กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีเสถียรภาพภายใน กล่าวคือวัสดุเสริมกำลังต้องมีกำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistance) และกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistance) เพียงพอ (รูปที่ 2.13)



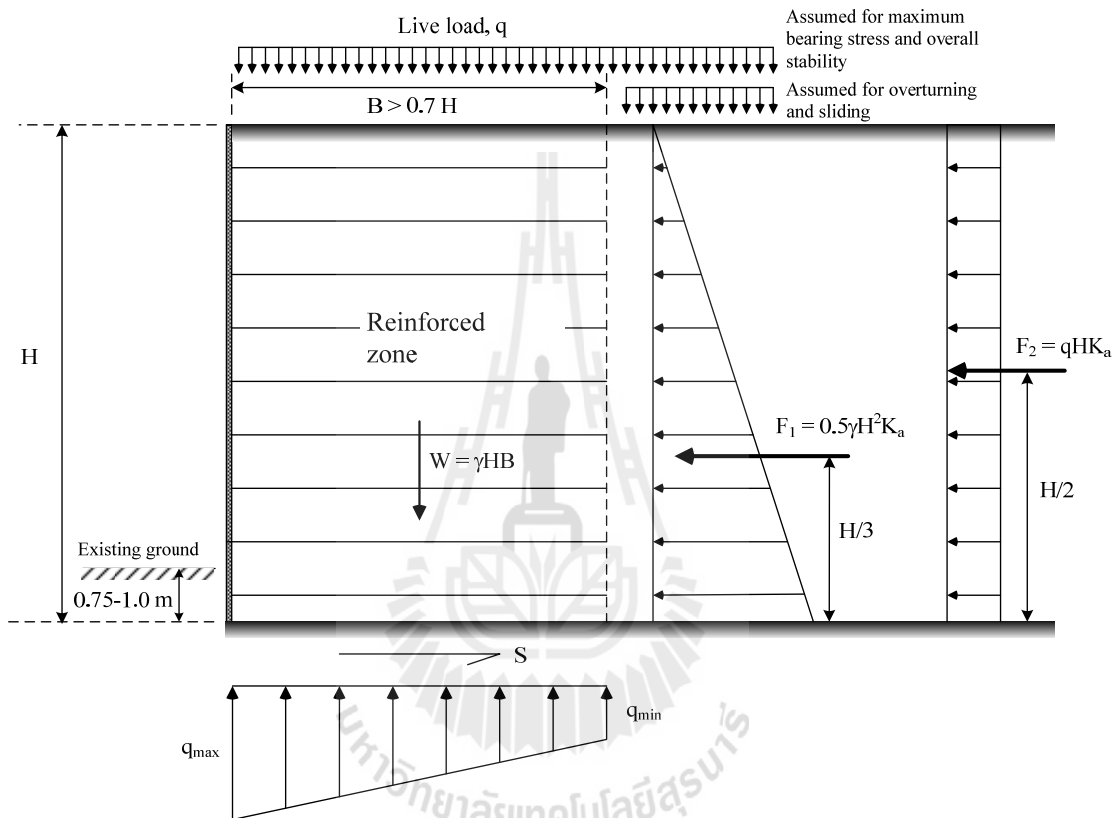
รูปที่ 2.12 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง



รูปที่ 2.13 เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

2.4.1 การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป คือการสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่าเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็เปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงของกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.14 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลังในสภาวะสถิต

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

น้ำหนักบรรทุกทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะในโซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักบรรทุกจร (Live load, q) ที่นิยมใช้กันในการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังสำหรับงานทางหลวงควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8 แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ เมื่ออยู่ในสภาวะสถิต

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถล (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับผลคูณของน้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้ง (W) กับสัมประสิทธิ์เสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบ และเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด 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 หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ด้านทานการพลิกคว่ำ (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.14) และพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในกรณีที่ 2) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำสามารถคำนวณได้จาก

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

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

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันเฉลี่ยที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Average contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจายความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 2.15a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด (q_{\max}) และน้อยที่สุด (q_{\min}) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) (รูปที่ 2.15b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 2.15c) ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ($e > B/6$) ควรขยายขนาดของฐานราก โดยการเพิ่มความยาวของวัสดุเสริมกำลัง

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

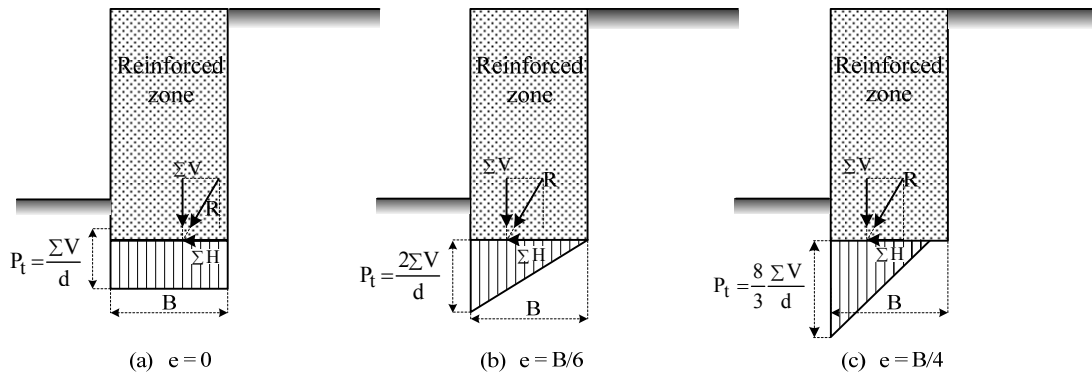
$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

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

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

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

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



รูปที่ 2.15 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินได้ฐานราก

2.4.2 การตรวจสอบเสถียรภาพภายใน

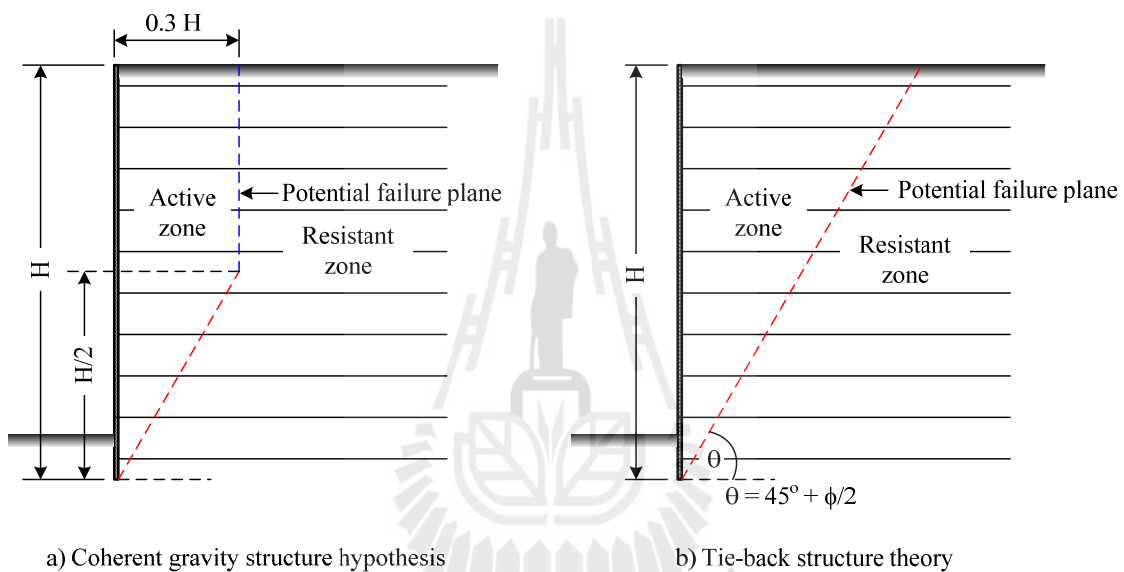
เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลัง (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการนุดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาด คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการนุดออก คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงนุดของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (หลังระนาบวิบัติ) ต่อแรงนุดสูงสุดที่กระทำให้วัสดุเสริมกำลังเคลื่อนออกจากดินถม

กำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดไม่น้อยกว่า 2.0 และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากการนุดออกไม่น้อยกว่า 1.5 ในสถานะสถิต (AASHTO, 2002) หัวข้อต่อไปนี้จะกล่าวถึงวิธีการประมาณตำแหน่งของแรงดึงสูงสุด (ระนาบวิบัติ) แรงดึงสูงสุดและแรงนุดสูงสุดที่จะเกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง กำลังต้านทานแรงฉีกขาด และกำลังต้านทานแรงนุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง (วัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ และวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้) เพื่อใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายใน AASHTO (2002) แนะนำว่าความยาวของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) สำหรับทั้งวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้และที่ไม่สามารถยึดได้ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 900 มิลลิเมตร และความยาวของวัสดุเสริมกำลังทั้งหมดไม่ควรน้อยกว่า 2.4 เมตร

2.4.2.1 ตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดและระนาบวิบัติในดินเสริมกำลัง

มวลดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) มวลดินในโซนเคลื่อนตัวพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงนุดที่เกิดขึ้นตลอดแนวของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้น แรงนุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ในขณะที่ แรงต้านทานการนุดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านทานการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จะมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing แรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริม

กำลังจะเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วย ระยะเวลาวิบัตินี้ จะมีความแตกต่างกันตามแต่สตีเฟนของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.16 แสดงระยะเวลาวิบัติที่ได้จาก Coherent gravity structure hypothesis และ Tie-back theory Anderson et al. (1987) แสดงให้เห็นว่าระยะเวลาการวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระยะเวลาวิบัติของกำแพงกันดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45 + \phi/2$ องศา เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง



รูปที่ 2.16 ระยะเวลาการวิบัติในดินเสริมกำลัง

2.4.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังต้านทานแรงฉุดในโซนต้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสถานะสมดุล) แรงฉุดที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุลกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับค่าความเค้นในแนวตั้งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สถานะอยู่นิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสตีเฟนของวัสดุเสริมกำลัง สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่บริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันดินด้านข้างในวัสดุเสริมกำลังทุกชั้นอยู่ในสถานะ Active ดังนั้น แรงดึงและแรงฉุดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

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

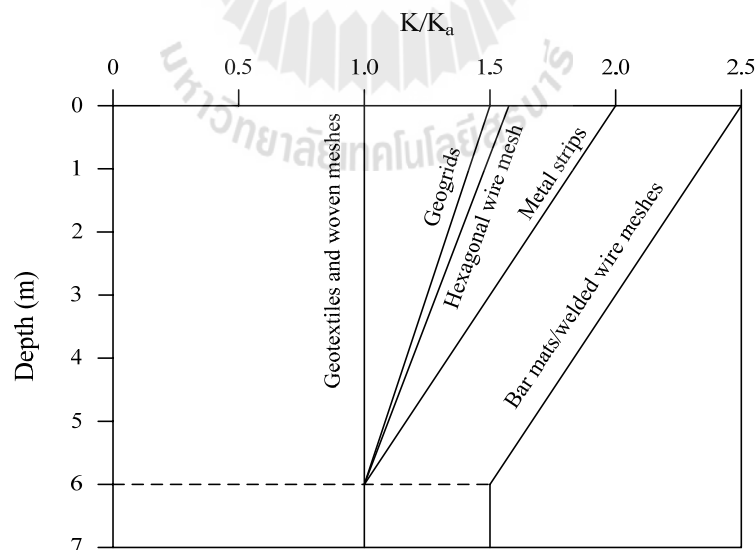
เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ และ S_h และ S_v คือระยะห่างระหว่างวัสดุเสริมกำลังในแนวนอนและแนวตั้ง ตามลำดับ

สำหรับวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) ที่ส่วนบนของกำแพงกันดิน และมีค่าลดลงตามความลึก ดังนั้น แรงดึงและแรงจุดสูงสุดที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้จะเท่ากับ

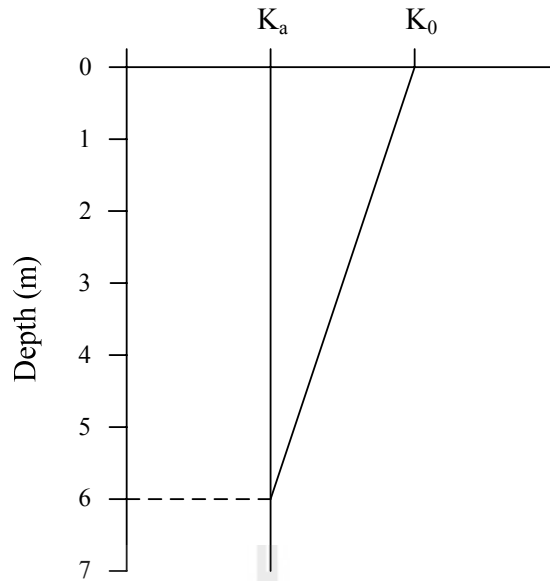
$$T = K \sigma_v S_h S_v \quad (2.11)$$

เมื่อ K คือสัมประสิทธิ์ความดันดิน ซึ่งแปรผันตามความลึกและประเภทของวัสดุเสริมกำลัง

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



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



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก (AASHTO, 1996)

2.4.2.3 กำลังต้านทานการนิกษาคของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการนิกษาคควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) กำลังต้านทานการนิกษาคของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพด้านการนิกษาค พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสถียรภาพการต้านทานการนิกษาคจะมีค่าลดลงตามเวลา ในทางปฏิบัติ เพื่อให้กำแพงกันดินมีเสถียรภาพไม่เปลี่ยนแปลงหรือเปลี่ยนแปลงน้อยกับเวลา การป้องกันการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้ทำได้ด้วยการเคลือบด้วยสังกะสี (Galvanized) สังกะสีควรมีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123

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

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

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

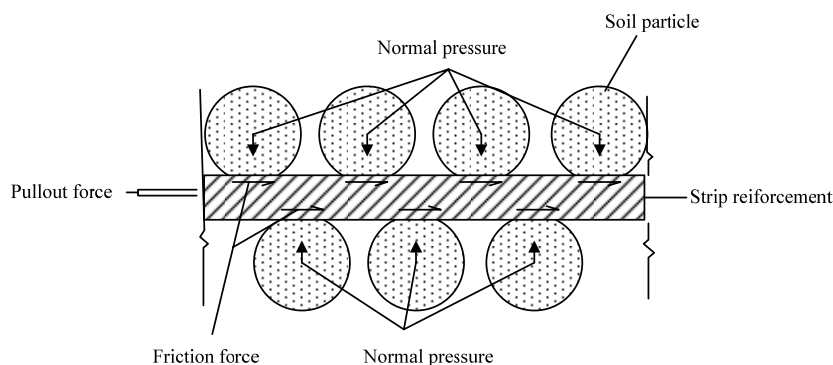
2.4.2.4 กำลังต้านทานแรงดึงของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้

2.4.2.4.1 เหล็กแถบ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น และเหล็กแถบมีสัน

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

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

เมื่อ c_a คือหน่วยแรงยึดเกาะ (Adhesion) δ คือมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง σ_v คือความเค้นกดทับในแนวตั้ง และ A_s คือพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_e$ สำหรับเหล็กแผ่น (b และ L_e คือความกว้างและความยาวประสิทธิภาพของเหล็กเสริมกำลัง ตามลำดับ) และเท่ากับ πdL_e สำหรับเหล็กเส้นกลม (d คือเส้นผ่านศูนย์กลาง) ความยาวประสิทธิภาพ (L_e) ของเหล็กเสริมกำลังคือความยาวของเหล็กเสริมกำลังที่อยู่โซนต้านทานการเคลื่อนที่ (Resistant zone)



รูปที่ 2.19 พฤติกรรมการต้านทานแรงดึงของเหล็กแผ่น (Gulhati and Datta, 2005)

2.4.2.4.2 ตะแกรงเหล็ก

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

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

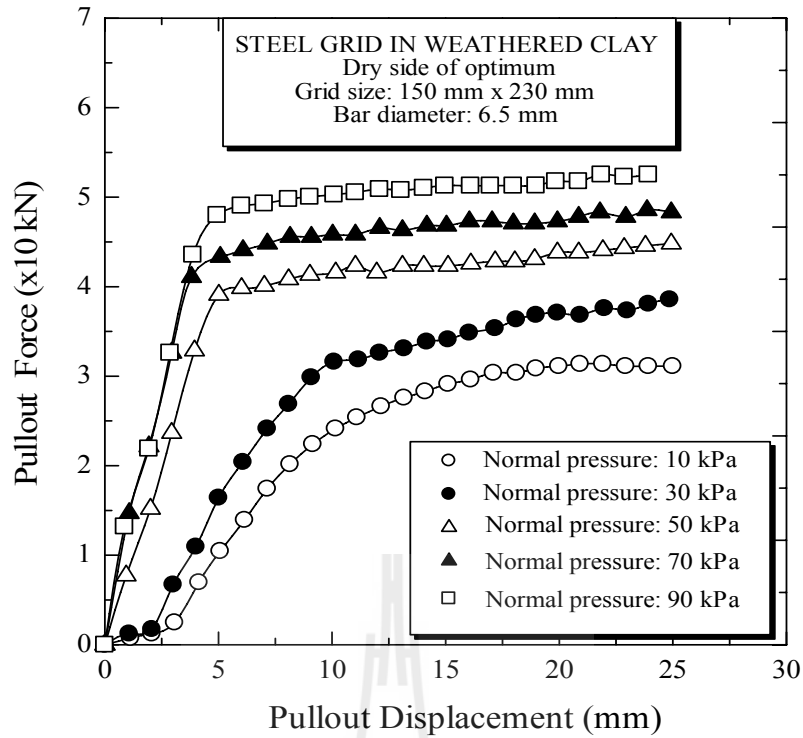
$$P_t = P_f + P_b \quad (2.13)$$

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

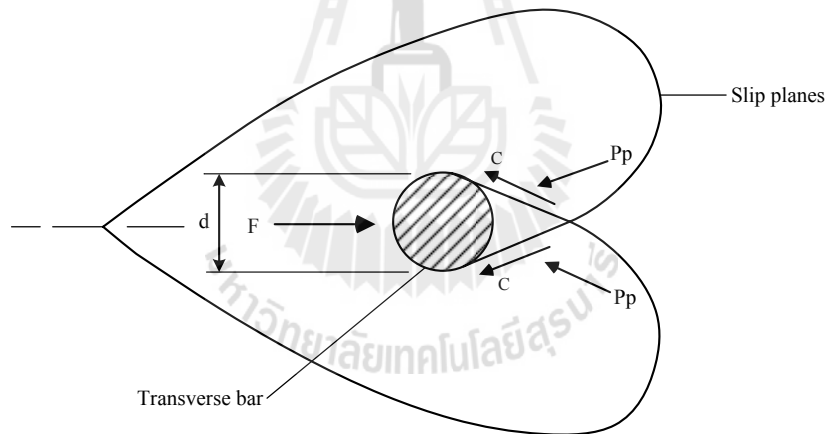
กำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวสามารถคำนวณได้ด้วยสมการที่ (2.12) ส่วนกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางสามารถคำนวณได้โดยพิจารณาว่าเหล็กตามขวางทำหน้าที่เสมือนฐานรากที่ถูกดึงผ่านดิน กำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางจำนวน n ตัวสามารถประมาณได้จากกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว

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

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



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



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

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

$$P_{b1} / wD = cN_c + \sigma_v N_q \quad (2.15)$$

เมื่อ w , D คือความยาวและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามขวาง ตามลำดับ c คือหน่วยแรงเหนียวนำของดิน σ_v คือความเค้นในแนวตั้ง และ

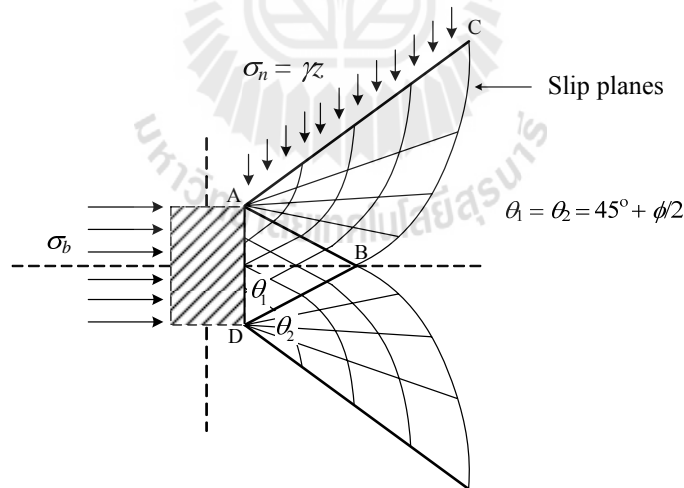
$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad (2.16)$$

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

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

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

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



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

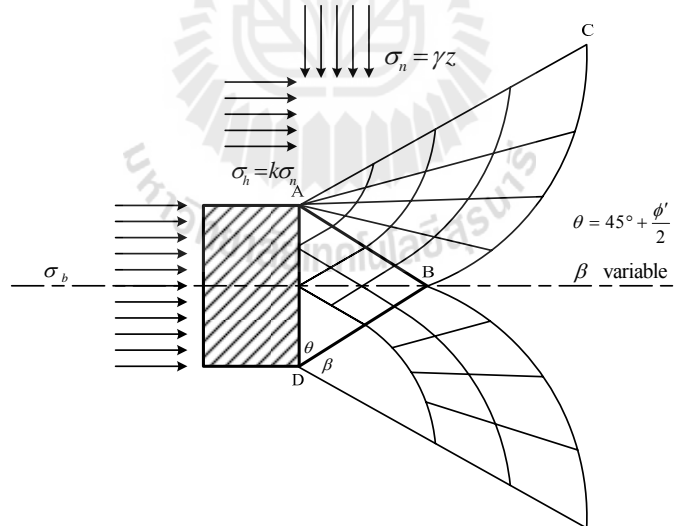
สมการทำนายกำลังต้านทานแรงจุดแบกทานโดยกลไกการวิบัติแบบ General shear และแบบ Punching shear ให้ผลคำตอบขอบเขตบน (Upper boundary) และขอบเขตล่าง (Lower boundary) ตามลำดับ (Palmeira and Milligan, 1989; Jewell, 1990; และ Shivashankar, 1991) Ospina (1988) กล่าวว่า การวิบัติของทรายแห้งภายใต้ความเค้นรอบข้างต่ำจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ

Punching shear ในขณะที่ ภายใต้ความเค้นรอบข้างสูง การวิบัติจะมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติแบบ General shear

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

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

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



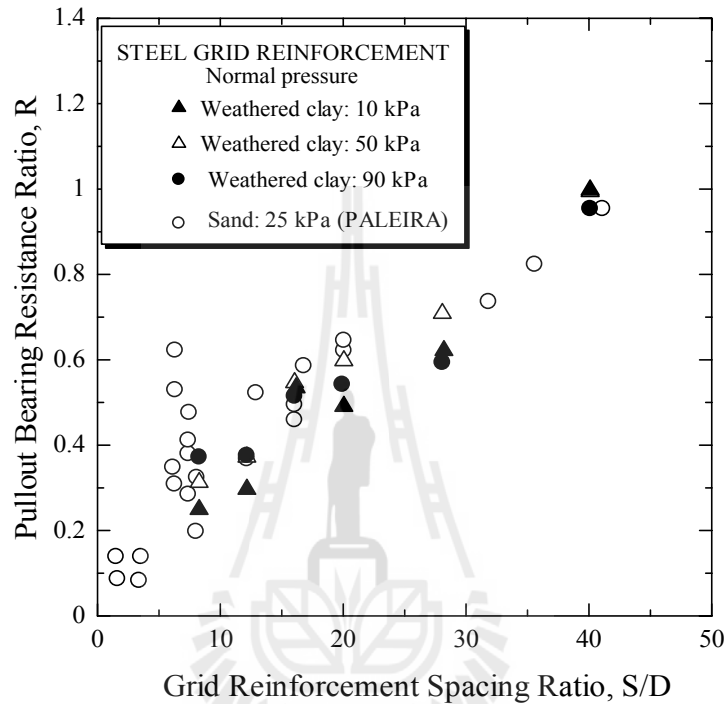
รูปที่ 2.23 กลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear (Bergado et al., 1996a)

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

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

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

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



รูปที่ 2.24 อัตราส่วนความต้านทานต่อแรงแบกทานจากผลทดสอบแรงจุด (Bergado et al., 1993)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4.2.4.3 เหล็กเสริมแบกทาน

ดังได้กล่าวแล้วข้างต้น เหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวาง ซึ่งเหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อย และเหล็กตามขวางเป็นเหล็กฉากที่มีจำนวน 1 ถึง 6 ตัว กำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทานเป็นผลรวมของกำลังต้านทานแรงดึงเสียดทานและกำลังต้านทานแรงดึงแบกทาน กำลังต้านทานแรงดึงเสียดทานสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับกำลังต้านทานแรงดึงเสียดทานของเหล็กเส้น โดยใช้สมการที่ (2.12) Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) กล่าวว่าอัตราส่วน δ/ϕ ในคินทรายมีค่ามากกว่า 1.0 เนื่องจากผิวสัมผัสระหว่างเหล็กข้ออ้อยและคินมีความฝืดมาก ดังนั้นผู้ออกแบบสามารถใช้อัตราส่วน δ/ϕ เท่ากับ 1.0 ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงดึงเสียดทานของเหล็กตามยาวได้ สำหรับกำลังต้านทานแรงดึงแบกทาน Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้แสดงให้เห็นว่าการวิบัติของคินเนื่องจากการหลุดออกของเหล็กเสริมแบกทานเป็นการวิบัติแบบ Modified Punching shear และสมการที่ (2.27) และ (2.28) สามารถใช้ในการทำนายกำลังต้านทานแรงดึงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางหนึ่งตัวได้

การจัดวางระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางก็มีผลต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานเช่นเดียวกับตะแกรงเหล็ก รูปที่ 2.25 แสดงอิทธิพลของอัตราส่วน S/B ต่อกำลังต้านทานแรงดึงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานในชั้นทราย เมื่อ B คือความยาวของขาเหล็กฉาก จากรูปจะเห็นได้ว่าอัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 25 เป็นอัตราส่วนระยะห่างปลอดการรบกวน อัตราส่วน S/B ที่เท่ากับ 3.75 เป็นอัตราส่วนระยะห่างแผ่นหยาบ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ S/B ดังนี้

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

เมื่อ a และ b เป็นค่าคงที่ แปรผันตามจำนวนเหล็กตามขวาง (n) ดังนี้

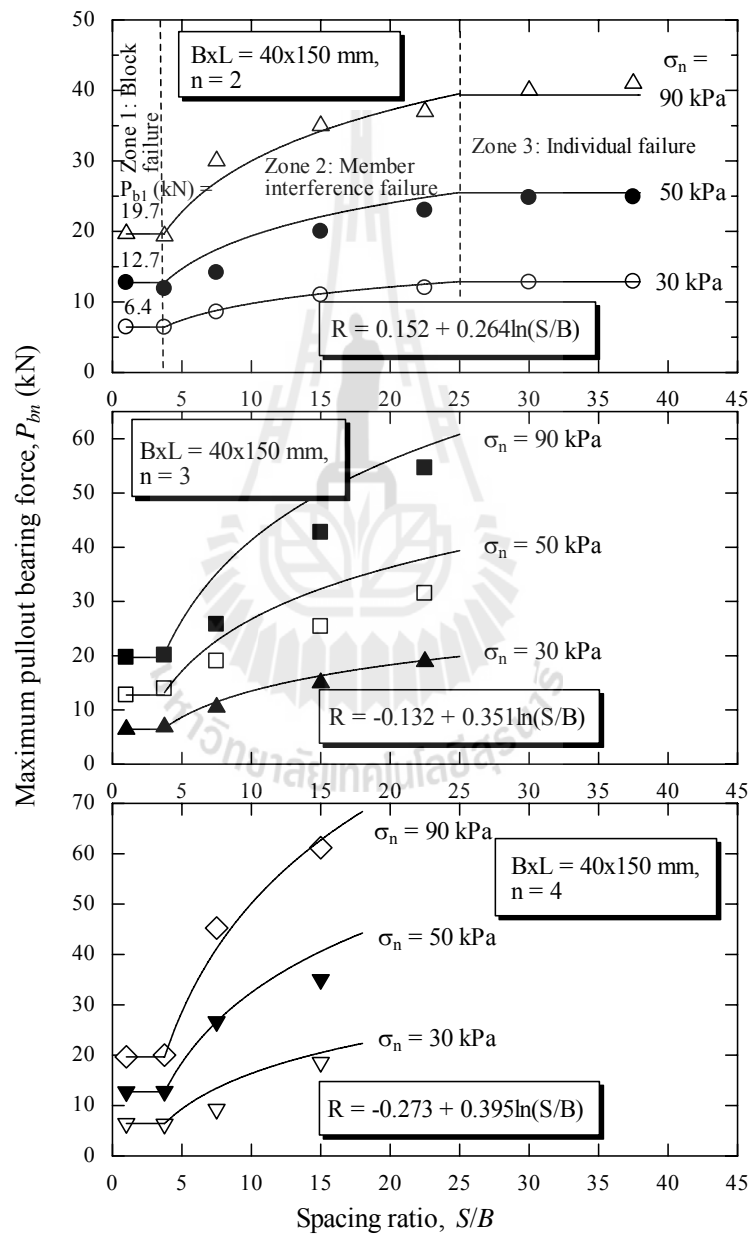
$$b = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (2.30)$$

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

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

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

เมื่อ σ_{bn} คือหน่วยแรงแบกทานของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางจำนวน n ตัว และ E_i คือความชันเริ่มต้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงจุดแบกทานและการเคลื่อนตัว E_i เป็นค่าเดียวกับโมดูลัสเริ่มต้นของแบบจำลองไฮเพอร์บอลิกที่เสนอโดย Duncan et al. (1980)



รูปที่ 2.25 ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดินทราย (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

บทที่ 3

ผลการศึกษา

3.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงคุณสมบัติวัสดุดินถมที่ใช้ในการทดสอบและวิธีการทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบบทวน และแสดงผลการศึกษาด้านพฤติกรรมและความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบบทวนที่ฝังในดินเม็ดหยาบที่มีการกระจายขนาดของเม็ดดินความคละ และมุมเสียดทานภายในต่างกัน ท้ายสุดผลการทดสอบทั้งหมดจะนำมาวิเคราะห์เพื่อนำเสนอแนวทางการตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบบทวน โดยวิธี Limit equilibrium analysis

3.2 ตัวอย่างและการทดสอบ

3.2.1 ดินตัวอย่าง

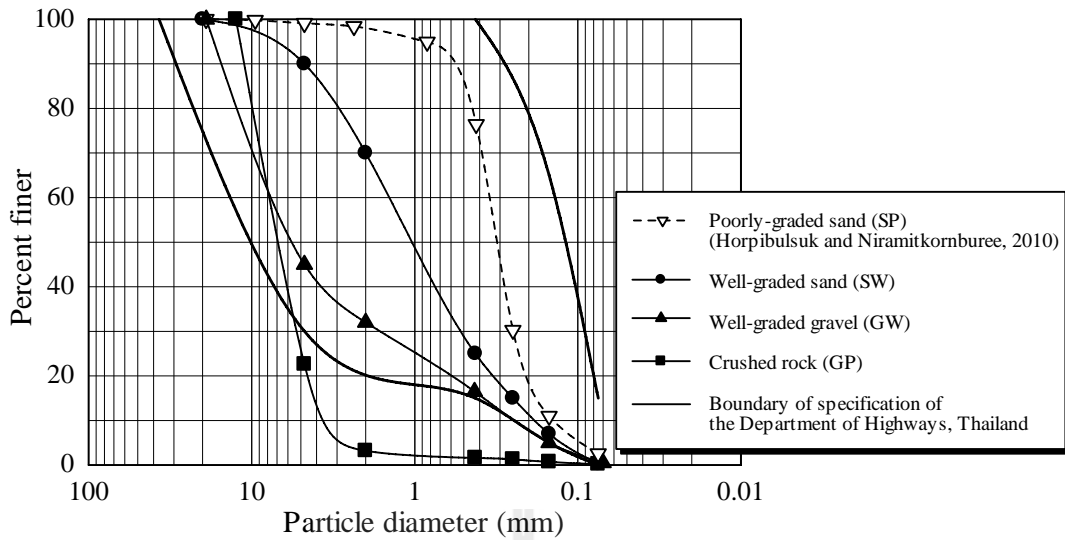
ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วยดินเม็ดหยาบสามชนิดซึ่งดินทั้งสามชนิดนี้มีลักษณะการกระจายขนาดของเม็ดดินและมุมเสียดทานภายในที่แตกต่างกันดินที่ใช้ในการทดสอบเก็บจากหลายเขตพื้นที่ในจังหวัดนครราชสีมาซึ่งประกอบไปด้วยกรวด ทราย และหินคลุกเมื่อจำแนกดินทั้งสามชนิดนี้ด้วยระบบ Unified Soil Classification System(USCS) ดินทั้งสามชนิดนี้จำแนกได้เป็นกรวดที่มีความคละดี (Well graded gravel, GW) ทรายที่มีความคละดี(Well graded sand, SW) และกรวดที่มีความคละไม่ดี(Poorly graded gravel, GP) ตามลำดับ ขนาดเม็ดดินเฉลี่ย(Average grain size, D_{50}) มีค่าเท่ากับ 5.7, 10 และ 7 มิลลิเมตร สำหรับ GW, SW และ SPตามลำดับคุณสมบัติการบดอัด(Compaction characteristics) ของกรวดที่มีความคละดีและทรายที่มีความคละไม่ดีที่พลังงานการบดอัดแบบมาตรฐานเป็นดังนี้ ปริมาณความชื้นเหมาะสม (Optimum water content, OWC)เท่ากับร้อยละ3.9 และร้อยละ6.3 ตามลำดับ และค่าหน่วยน้ำหนักดินแห้งสูงสุด($\gamma_{d,max}$) มีค่าเท่ากับ 20.15 และ 18.15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตรตามลำดับ ในการศึกษาครั้งนี้ ดิน GP ไม่รับการบดอัด เพื่อให้มุมเสียดทานภายในมีค่าต่ำกว่าดินGW และ SWพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินตัวอย่างทดสอบทั้งสามได้จากการทดสอบการเฉือนตรงด้วยเครื่อง Large direct shear ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 300 มิลลิเมตร มุมเสียดทานภายในของดินมีค่าเท่ากับ 45 องศา 42 องศา และ 40 องศาสำหรับ GW, SW และ GP ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูง

กว่าค่าที่ยอมรับได้ในการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบททานในประเทศไทย (มากกว่า 36 องศา)

นอกจากดินทั้งสามชนิดนี้แล้ว ผลการทดสอบดินทรายที่มีความละเอียดไม่ดี (Poorly graded sand, SP) จากงานวิจัยของ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำมาใช้ในการวิเคราะห์ผลการศึกษาค้นคว้าด้วยดิน SP มีค่า D_{50} เท่ากับ 0.31 มิลลิเมตร OWC มีค่าเท่ากับร้อยละ 6.3 $\gamma_{d,max}$ มีค่าเท่ากับ 16.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตรและมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา จะเห็นได้ว่าดิน GP และดิน SP มีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากันแต่มีการกระจายขนาดของเม็ดดินและค่า D_{50} แตกต่างกันคุณสมบัติพื้นฐานของดินทดสอบทั้งหมดแสดงในตารางที่ 3.1 ผลการทดสอบแรงจุดในดินทั้งสี่ชนิดนี้จะแสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของการกระจายตัวของเม็ดดิน D_{50} และมุมเสียดทานภายใน ต่อพฤติกรรมและความต้านทานแรงจุด การกระจายตัวของขนาดของเม็ดดินเปรียบเทียบกับมาตรฐานของกรมทางหลวงประเทศไทย แสดงในรูปที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินทดสอบ

Type	Average grain size, D_{50}	Specific gravity, G_s	Opt. water content, OWC	Max. dry unit weight, $\gamma_{d,max}$	Friction angle, ϕ
Well- graded gravel (GW)	5.7	2.73	3.9	20.15	45
Well- graded sand (SW)	1.0	2.69	6.3	18.15	42
Poorly-graded sand (SP)	0.31	2.77	6.3	16.8	40
Crushed rock (GP)	7	-	0.31	16.64	40



รูปที่ 3.1 การกระจายขนาดของเม็ดดินเปรียบเทียบกับมาตรฐานกรมทางหลวง

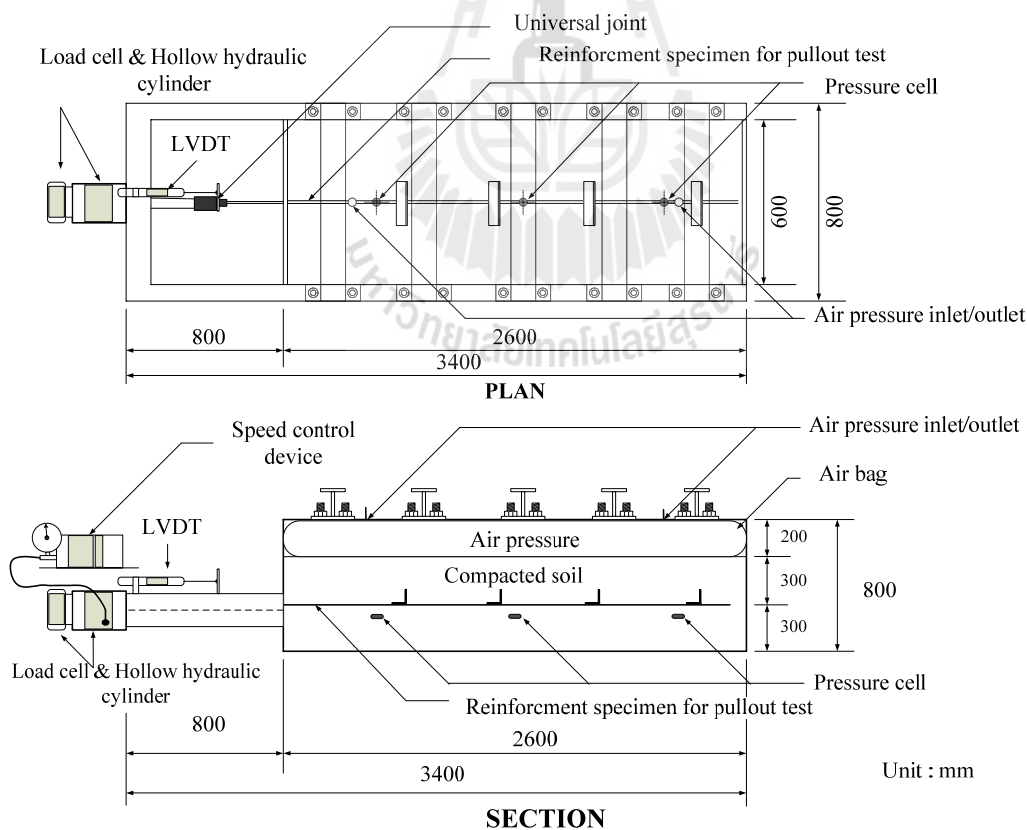
3.2.2 วิธีการทดสอบ

เครื่องทดสอบแรงฉุด (Pullout apparatus) ที่ใช้ในการศึกษานี้ประดิษฐ์ขึ้นมาจากเหล็กแผ่นเหล็กฉาก และเหล็กรูปตัว H โดยการเชื่อมและขันนอตเข้าด้วยกัน จนกลายเป็นกล่องที่มีความยาวเท่ากับ 2.6 เมตร กว้าง 0.6 เมตร และสูง 0.8 เมตร (รูปที่ 3.2) ด้านหน้าของกล่องทดสอบแรงดึงประกอบด้วยชิ้นส่วนด้านบนและชิ้นส่วนด้านล่าง ที่มีรูระหว่างแผ่นเหล็กชั้นบนกับแผ่นเหล็กชั้นล่าง เพื่อเป็นช่องสำหรับดึงเหล็กเสริมออกระหว่างการทดสอบเพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างดินกับผนังด้านข้างของเครื่องทดสอบแรงฉุด ผู้วิจัยทำการติดแผ่นพลาสติกใสที่ผนังของเครื่องทดสอบ ระหว่างทำการทดสอบแรงฉุด arching effect บริเวณแผ่นเหล็กด้านหน้าของกล่องทดสอบแรงฉุด อาจทำให้ความเค้นตั้งฉากที่กระทำบนเหล็กเสริมแบกทานมีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงการลดผลกระทบนี้ทำโดยการติดตั้ง (ปลอกหุ้ม) ด้านในของรูระหว่างแผ่นเหล็กชั้นบนกับแผ่นเหล็กชั้นล่าง เหล็กเสริมแบกทานจะอยู่ระหว่างตรงกลางระหว่างดินบดอัดความหนา 300 มิลลิเมตร

ในการทดสอบแบบจำลองใดก็ตาม ปัญหาด้านขอบเขตไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ ปัญหาด้านขอบเขตสำหรับการทดสอบแรงฉุดคืออิทธิพลของผนังกล่องทดสอบการทดสอบแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวางหนึ่งตัวทำได้โดยการวางเหล็กตามขวางให้ห่างจากผนังกล่อง แต่อย่างไรก็ตาม ในการศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวาง อิทธิพลของผนังกล่องไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางตัวแรกกับผนังมีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่าระยะห่างระหว่างเหล็กขวาง อิทธิพลของผนังกล่องอาจทำให้ความต้านทานแรงฉุดของเหล็กเสริมแบกทานตัวแรกมีค่าเพิ่มหรือลด แต่หากระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางตัวแรกกับผนังมีค่ามากกว่าระยะห่าง

ระหว่างเหล็กขวาง ความต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางตัวแรกอาจมีค่ามากกว่าความต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางตัวอื่น (อิทธิพลของการรบกวนมีค่าน้อย) ผู้วิจัยเชื่อว่ากล่องทดสอบแรงจุดมีขนาดใหญ่มากพอเมื่อเทียบกับขนาดของเหล็กเสริมแบกทาน ที่จะสามารถลดอิทธิพลของปัญหาขอบเขต

การให้ความเค้นตั้งฉาก (Normal stress) ที่กระทำบนเหล็กเสริมแบกทาน ทำโดยการให้ลมผ่านถุงลมที่วางระหว่างดินที่บดอัดและฝาปิดกล่องทดสอบแรงจุดก่อนทำการติดตั้งถุงลมต้องทำการปรับระดับด้วยทรายเป็นเยียดเหนือดินบดอัดและปิดทับด้วยแผ่นเหล็กหนา 4 มิลลิเมตร เพื่อให้เกิดความเค้นที่กระทำบนดินถมสม่ำเสมอ (รูปที่ 3.2) การจุดเหล็กเสริมแบกทานกระทำด้วยแม่แรงไฮดรอลิกที่มีความสามารถ 200 กิโลนิวตัน การเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่ด้านหน้าของกล่องทดสอบแรงจุดวัดด้วย linear variation differential transformer (LVDT) การเคลื่อนตัวสูงสุด(สิ้นสุดการทดสอบ) ที่สามารถวัดได้มีค่า 40 มิลลิเมตร ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 10 ของความยาวของเหล็กตามขวาง (B) ความเค้นตั้งฉากในการทดสอบมีค่าเท่ากับ 30, 50 และ 90 กิโลปาสคาล การให้ความเค้นตั้งฉากที่แตกต่างกันมีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองความเค้นในแนวตั้ง (เนื่องจากน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจร) ที่กระทำบนเหล็กเสริมแบกทานที่ระดับความลึกต่างๆ อัตราการจุดที่ใช้ในการทดสอบมีค่าเท่ากับ 1 มิลลิเมตรต่อนาที



รูปที่ 3.2 ชุดทดสอบแรงจุด (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010)

3.3.3 เหล็กเสริมแบกทาน

เพื่อเข้าใจอิทธิพลของตัวแปรปัจจัย (ขนาด ระยะห่าง และจำนวนของเหล็กตามขวาง ความเค้นดึงฉาก และขนาดเม็ดดินเฉลี่ย, D_{50}) ต่อกลไกต้านทานแรงกด ผู้วิจัยทำการทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานที่มีขนาดจำนวน และระยะห่างของเหล็กตามขวางต่างๆ ฝังในดินทดสอบที่มีการกระจายขนาดของเม็ดดินและมุมเสียดทานต่างกัน ภายใต้ความเค้นดึงฉากที่แตกต่างกัน ความกว้าง (B) และความยาว (L) ของเหล็กตามขวางมีค่าเท่ากับ 25, 40 และ 50 มิลลิเมตร และ 100, 150 และ 200 มิลลิเมตร ตามลำดับซึ่งเป็นขนาดที่ใช้จริงในงานกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน อัตราส่วน B/L มีค่าอยู่ระหว่าง 0.13 ถึง 0.5 ถึงแม้ว่าระหว่างการทำทดสอบแรงกดของเหล็กเสริมแบกทาน การเสียรูปของดินบริเวณรอบๆ เหล็กเสริมแบกทานจะเกิดขึ้นในสามทิศทาง (three dimensional) Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) แสดงให้เห็นว่าด้วยค่า B/L ที่กำหนดข้างต้น กำลังต้านทานแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินทรายที่มีความคละไม่ดีสามารถประมาณได้โดยลักษณะการวิบัติแบบการเฉือนทะลุปรับปรุง (Modified punching shear failure) บนระนาบ (Plane strain condition) ระยะระหว่างเหล็กตามขวาง (S) มีค่าตั้งแต่ 150 ถึง 1500 มิลลิเมตรขึ้นอยู่กับจำนวนของเหล็กตามขวาง (n) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1 ถึง 4 ความต้านทานแรงกดเสียดทานของเหล็กตามยาว (Longitudinal member) สามารถหาได้จากการทดสอบแรงกดของเหล็กข้ออ้อยที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มิลลิเมตร และความยาว 2.6 เมตร

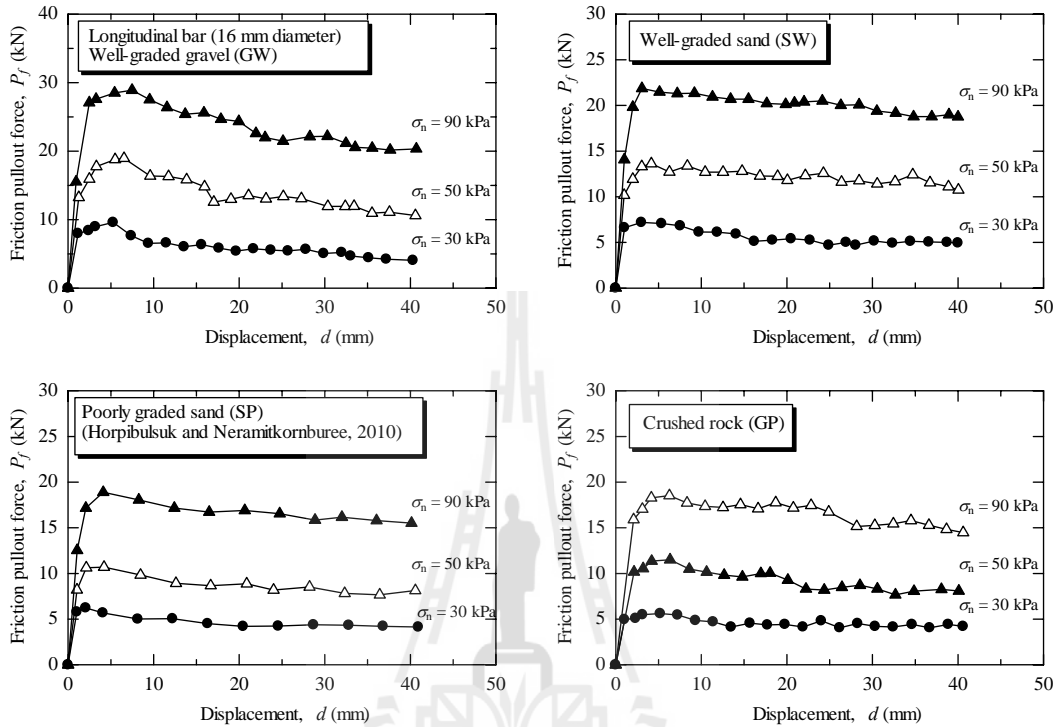
3.3 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลทดสอบ

3.3.1 ความต้านทานแรงกดเสียดทาน

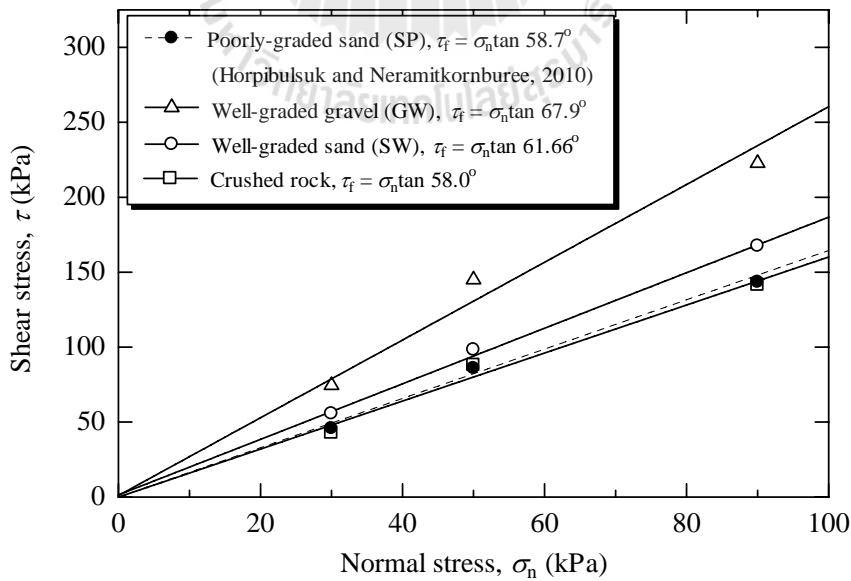
รูปที่ 3.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดเสียดทานและการเคลื่อนตัวในแนวราบของเหล็กตามยาว ซึ่งที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มิลลิเมตร และความยาวเท่ากับ 2.6 เมตร ดินบดอัดประกอบด้วย GW, SW, SP และ GP ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่าแรงกดเสียดทานสูงสุด (P_{fmax}) มีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของความเค้นดึงฉาก การเคลื่อนตัวที่จุดวิบัติมีค่าประมาณ 3 ถึง 5 มิลลิเมตร แรงกดเสียดทานมีค่าแปรผันตามมุมเสียดทานภายใน โดยไม่แปรผันตามความคละของดิน ดังจะเห็นได้จากดิน GP และ SP มีค่าแรงกดเสียดทานสูงเท่ากัน ที่ความเค้นดึงฉากเท่ากัน แม้ว่าดินทั้งสองชนิดจะมีการกระจายตัวของเม็ดดินและค่า D_{50} แตกต่างกัน

รูปที่ 3.4 แสดงขอบเขตการวิบัติของดินทดสอบทุกชนิดเมื่ออ้อมมุมเสียดทานปรากฏระหว่างดินและเหล็กตามแนวยาว (Apparent interface friction angle) ค่าความเค้นเฉือนคำนวณได้จาก $P_{fmax} / \pi DL$ เมื่อ D และ L คือเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเหล็กตามยาวตามลำดับ ค่าของ $\tan \delta$ ที่ได้จากการทดสอบมีค่าสูงกว่าค่าของ $\tan \phi$ สำหรับทุกตัวอย่างทดสอบเนื่องจากความขรุขระของผิวเหล็กข้ออ้อยช่วยเพิ่มระนาบเฉือนวิบัติ (หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของระนาบวิบัติมีค่าสูงกว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว) (Horpibulsuk et al., 2011) ค่าของ $\tan \delta$ ที่สูงนี้ยังอาจเกิดจาก Arching

effect เนื่องจากความเข้มข้นของความเค้น (stress concentration) ที่กระทำบนแท่งเหล็กตามยาว อันเป็นผลลัพท์มาจากค่าสัฟไฟเนสที่สูงของเหล็กตามยาว เมื่อเปรียบเทียบกับดินรอบข้างเหล็กตามยาว ถึงแม้ว่าค่า $\tan\delta/\tan\phi$ ของดินทดสอบจะมีค่าแตกต่างกัน แต่ค่า δ/ϕ มีค่าประมาณเท่ากันและมีค่าเท่ากับ 1.47 โดยสรุปค่าแรงจุดเสียดทานสูงสุดและค่า δ แปรผันตามมุมเสียดทานภายใน และไม่ขึ้นอยู่กับค่าของ D_{50}



รูปที่ 3.3 ผลทดสอบแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาวฝังในดินบดอัดชนิดต่างๆ

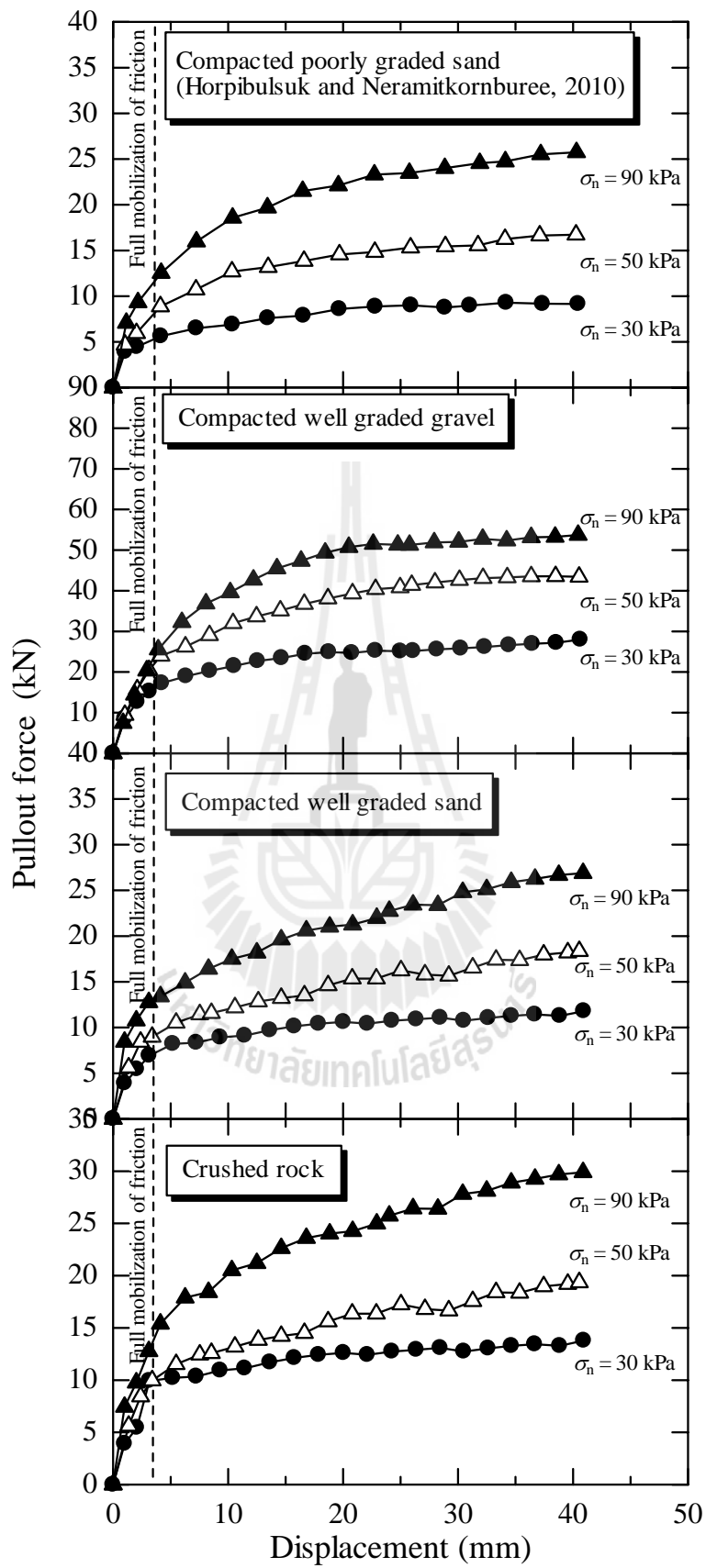


รูปที่ 3.4 ขอบเขตการวิบัติของดินทดสอบ

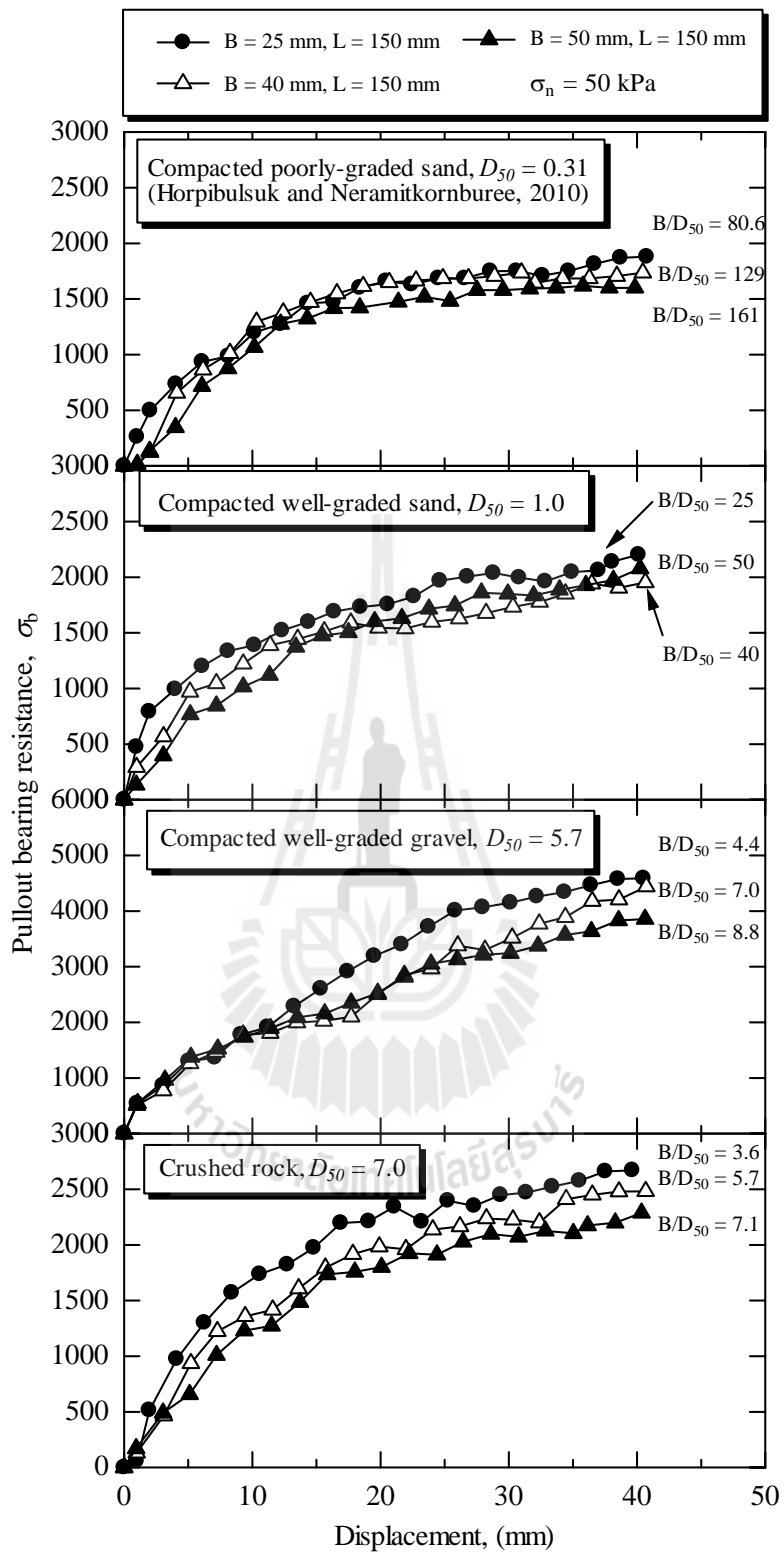
3.3.2 กลไกแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางหนึ่งตัว ($n=1$)

แรงจุดแบกทานที่ระยะการเคลื่อนตัวใดๆประมาณได้จากความแตกต่างระหว่างแรงจุดรวมและแรงจุดเสียดทาน รูปที่ 3.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดรวมและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีฝังในดินทดสอบทั้งสี่ชนิด โดยที่เหล็กตามยาวมีความยาวเท่ากับ 1.0 เมตร และเหล็กตามขวางมีขนาด 40×150 ($B \times L$) มิลลิเมตร ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่าแรงจุดรวมมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย และอัตราการเพิ่มขึ้นของแรงจุดจะลดลง จนกระทั่งถึงจุดวิบัติที่การเคลื่อนตัวประมาณ 40 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวสูงสุดในการทดสอบ การเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วของแรงจุดรวมเป็นผลมาจากความต้านทานแรงจุดเสียดทาน ซึ่งเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและเต็มที่ด้วยการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยในขณะที่ ความต้านทานแรงแบกทานของดินเกิดขึ้นเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวที่มาก กำลังต้านทานแรงจุดรวม (P_u) มีค่าแปรผันตามมุมเสียดทานภายในและขนาดของเม็ดดินที่ความเค้นตั้งฉากที่เท่ากันค่าหนึ่ง ถึงแม้ว่าดิน GP และดิน SP จะให้ค่ากำลังต้านทานแรงจุดเสียดทานที่เท่ากัน แต่กำลังต้านทานแรงจุดรวมของดิน GP มีค่าสูงกว่าดิน SP หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า ดินที่ขนาดใหญ่กว่าจะมีกำลังต้านทานแรงจุดรวมสูงกว่า

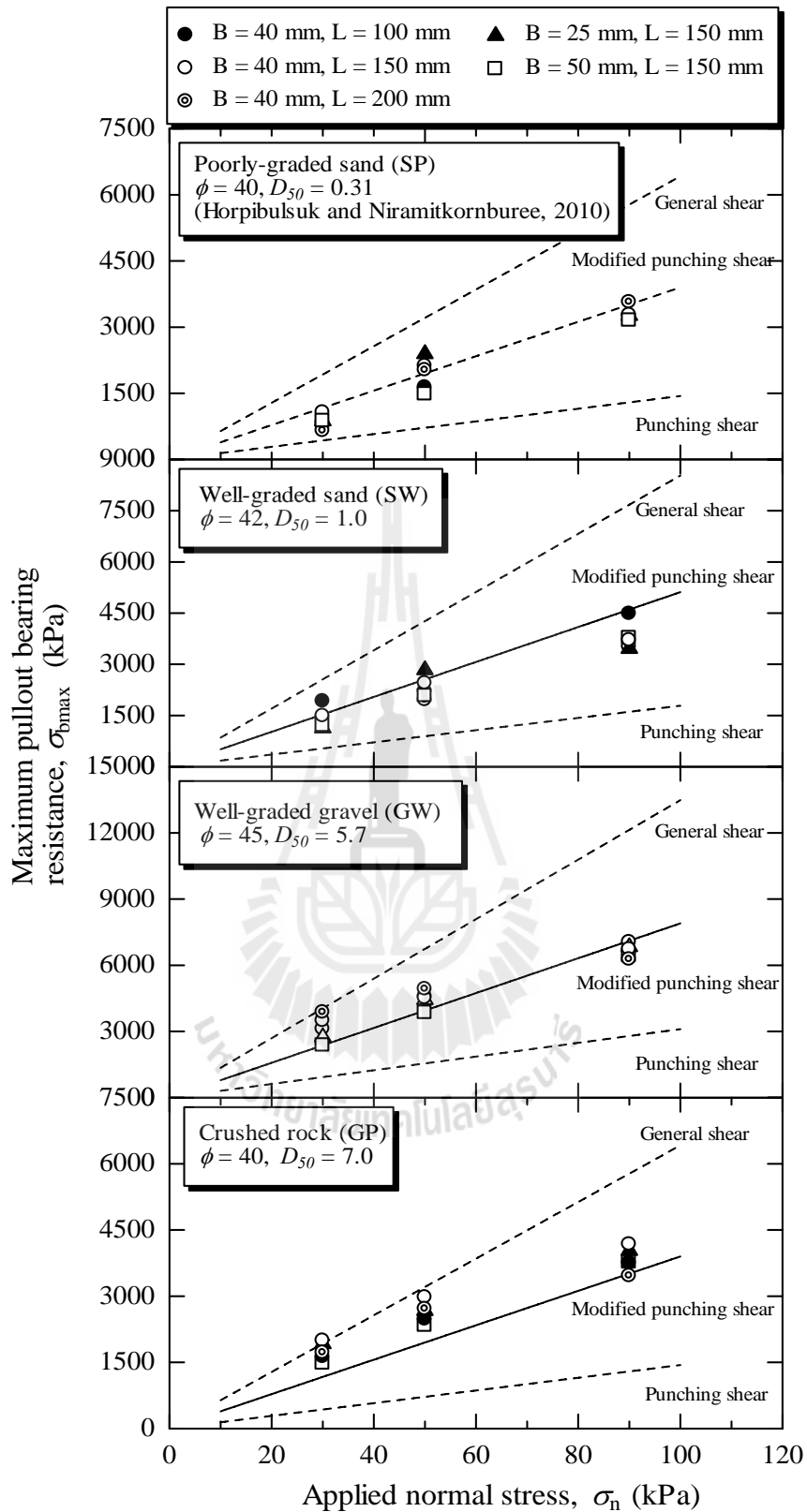
อิทธิพลของขนาดของเม็ดดินต่อความต้านทานแรงจุดสามารถอธิบายได้ด้วยพารามิเตอร์ B/D_{50} รูปที่ 3.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทาน (Bearing stress, σ_b) และการเคลื่อนตัว (d) สำหรับดินตัวอย่างทุกชนิด ความเค้นแบกทานคำนวณได้จากสมมติฐานที่ว่าดินบดอัดและเหล็กจากรวมตัวเป็นกล่องแข็งและต้านแรงจุด (Horpibulsuk and Niramitkornburee, 2010) ดังนั้น ความเค้นแบกทานคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างแรงจุดรวมต่อพื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามขวาง ($B \times L$) ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่า ความต้านทานความเค้นแบกทาน (σ_{bmax}) สำหรับดินที่มีค่า D_{50} สูง (ดิน GW และ GP) จะเพิ่มขึ้นตามการลดลงของค่า B/D_{50} แต่สำหรับดินที่มีขนาดเล็ก (ดิน SW และ SP) ซึ่งมีค่า $B/D_{50} > 25$ ความสัมพันธ์ระหว่าง σ_b และ d ไม่แปรผันกับ B/D_{50} ดิน SW มีค่าความต้านทานแรงจุดรวมสูงกว่าดิน SP เนื่องจากมีค่ามุมเสียดทานภายในที่สูงกว่า ผลทดสอบข้างต้นนำมาซึ่งผลสรุปที่ว่าความต้านทานแรงจุดรวมของเหล็กเสริมแบกทานแปรผันตาม D_{50} , B และมุมเสียดทานภายใน และไม่แปรผันตามความคละของเม็ดดิน (ไม่ว่าจะเป็นความคละดีหรือไม่ดี) ความต้านทานแรงจุดแบกทานสามารถประมาณได้จากผลเฉลยพลาสติก (Plasticity solutions) โดยใช้สมการที่เสนอโดย Peterson and Anderson (1980) สำหรับกลไกการวิบัติแบบ General shear โดย Jewell et al. (1984) สำหรับกลไกการวิบัติแบบ Punching shear และโดย Bergado et al. (1996a) สำหรับกลไกการวิบัติแบบ Modified Punching shear



รูปที่ 3.5 ผลทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมแบกทาน

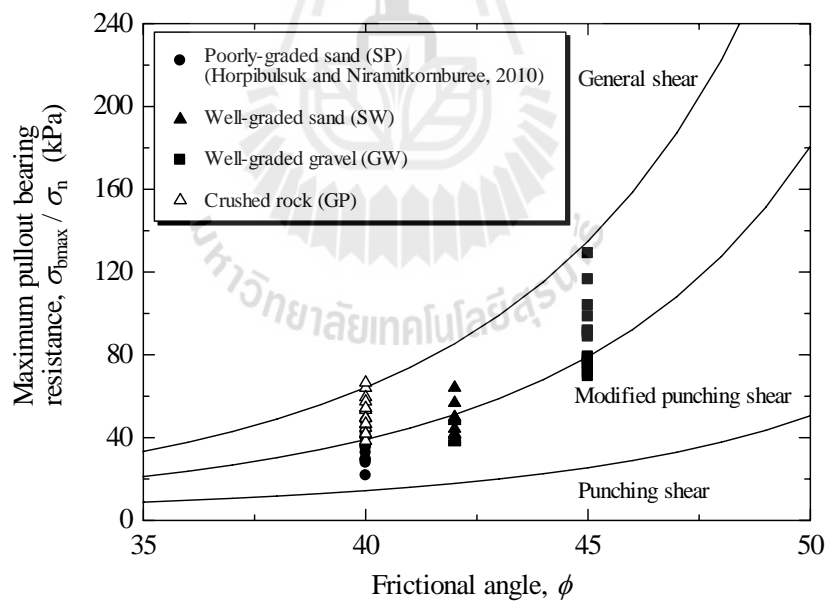


รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นแบกทานและระยะเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบกทานที่มีความยาวของเหล็กตามแนวยาว 2.6 เมตร และขนาดของเหล็กตามขวางต่างๆ



รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงจุดแยกทานและความเค้นตั้งฉาก

เมื่อนำผลเฉลยจากกลไกการวิบัติทั้งสามมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบ (รูปที่ 3.7) พบว่าสำหรับดิน GW และ GP ที่มีค่า D_{50} สูง ความต้านทานแรงจุดแบกทานที่ได้จากการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณด้วยกลไกการวิบัติแบบ General shear เมื่อความเค้นตั้งฉากมีค่าประมาณ 30 กิโลปาสกาล อย่างไรก็ตาม ความต้านทานแรงจุดแบกทานที่ได้จากการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณด้วยกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear เมื่อความเค้นตั้งฉากมีค่าประมาณ 90 กิโลปาสกาล ผลทดสอบดังกล่าวมีความแตกต่างกับผลทดสอบของดินบดอัดที่มีค่า D_{50} ต่ำ (SP และ SW) ซึ่งความต้านทานแรงจุดแบกทานที่ได้จากห้องปฏิบัติการภายใต้ความเค้นกดทับต่างๆ สามารถประมาณได้ด้วยผลเฉลยจากกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear ขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกจุดออกและการเคลื่อนตัวของเนื้อดินเกิดตามแนวผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริมแบกทาน ดินที่อยู่โดยรอบเหล็กเสริมแบกทานพยายามที่จะขยายตัว แต่อย่างไรก็ตามการขยายตัวจะถูกยับยั้งด้วยดินรอบข้างที่ไม่ขยายตัว ส่งผลให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความเค้นตั้งฉากบนผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริมแบกทานที่เรียกกันว่าอิทธิพลของการก้ำกั้น (Interlocking effect) อิทธิพลนี้มีผลกระทบอย่างมากต่อดินที่มีขนาดใหญ่และแทบไม่มีบทบาทต่อดินที่มีขนาดเล็ก ด้วยเหตุนี้เอง กลไกการจุดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเม็ดหยาบ (GW และ GP) และกดทับด้วยความเค้นตั้งฉากที่ต่ำ จึงมีแนวโน้มเป็นการวิบัติแบบ General shear อิทธิพลนี้มีผลกระทบลดลงตามการเพิ่มขึ้นของความเค้นตั้งฉาก

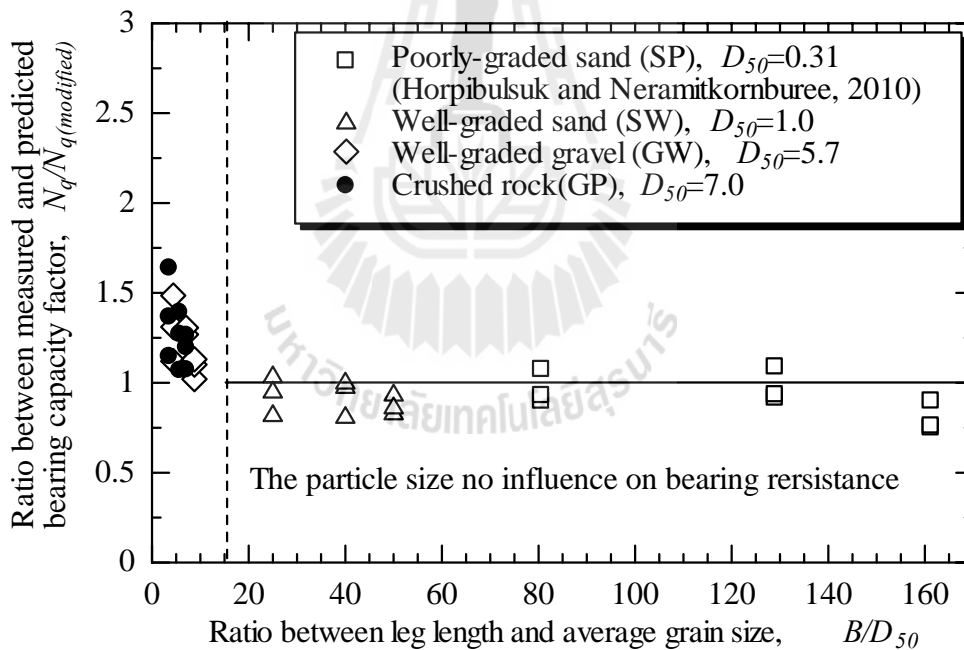


รูปที่ 3.8 แฟกเตอร์ความเค้นแบกทานที่ได้จากการคำนวณและการทดสอบ

เพื่อทราบถึงการพัฒนาความต้านทานแรงจุดแบกทานกับมุมเสียดทานภายใน (ซึ่งนิยมใช้เป็นพารามิเตอร์ทางวิศวกรรมในทางปฏิบัติ) ผู้วิจัยได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ความเค้นแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานภายใน ดังแสดงในรูปที่ 3.8 เมื่อ N_q คือค่าที่คำนวณได้จาก σ_{bmax} / σ_n และ

เปรียบเทียบค่า N_q ที่ได้จากการผลสอบกับค่าที่ได้จากผลเฉลยทั้งสามกลไก รูปที่ 3.7 และ 3.8 แสดงสรุปได้ว่ากลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear สามารถใช้ในการประมาณความต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวางที่ฝังในดินที่มีขนาดเล็ก ทั้งดินที่มีความคละดีหรือคละไม่ดี (SP และ SW) ผลเฉลยจากกลไกการวิบัติแบบ General shear เป็นขอบเขตบนสำหรับดินที่มีขนาดใหญ่ (GP และ GW)

อิทธิพลของ B/D_{50} ต่อกลไกแรงจุดแบกทานของดินที่มีค่า D_{50} สูง แสดงในรูปที่ 3.9 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $N_q/N_{q(modified)}$ และ B/D_{50} ของเหล็กเสริมแบกทานที่มีเหล็กตามขวาง 1 ตัว ค่า $N_q/N_{q(modified)}$ ของดินที่มีขนาดเล็ก (SW และ SP) มีค่าประมาณหนึ่ง (ค่า N_q สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear) อย่างไรก็ตาม $N_q/N_{q(modified)}$ ของดินที่มีขนาดใหญ่ (ทั้ง GW และ GP) มีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของ B/D_{50} และมีแนวโน้มที่เข้าใกล้หนึ่ง เมื่อ B/D_{50} มีค่าเข้าใกล้ 12 ซึ่งสอดคล้องกับผลทดสอบแรงจุดของเหล็กเสริมแบบตะแกรง (Palmeria, 2009) กลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานจำแนกออกเป็น 2 โซน ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าของ B/D_{50} โดยไม่แปรผันตามความคละดีหรือไม่ดีของดิน โซน 1 คือการวิบัติเนื่องจากการก้ำกัของเม็ดดิน เมื่อ $B/D_{50} \leq 12$ และ โซน 2 คือการวิบัติแบบ Modified punching shear เมื่อ $B/D_{50} \geq 12$



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q/N_{q(modified)}$ และ B/D_{50}

ในโซน 1 อิทธิพลของการก้ำกัของเม็ดดินลดลงเมื่อความเค้นตั้งฉาก และ B/D_{50} มีค่าเพิ่มขึ้น อิทธิพลของความเค้นตั้งฉากต่อ N_q สำหรับ B/D_{50} ค่าต่างๆ แสดงในรูปที่ 3.10 และ 3.11 โดยการสมมติว่ากลไกการวิบัติแบบ General shear และ Modified punching shear เป็นค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างค่า N_q สำหรับดินทดสอบทุกชนิด (มีค่ามุมเสียดทานภายในที่แตกต่างกัน) ที่ค่า B/D_{50} เท่ากับ 12 ภายใต้อิทธิพล

เส้นตั่งฉากต่างๆ สามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear ที่ B/D_{50} เท่ากับ $3N_q$ สำหรับ σ_n ที่น้อยกว่า 30 กิโลปาสกาลสามารถประมาณจากกลไกการวิบัติแบบ General shear ค่า N_q มีค่าน้อยลงตามการเพิ่มขึ้นของความเค้นตั่งฉากและสามารถประมาณได้จากกลไกการวิบัติแบบ Modified punching shear เมื่อ σ_n มีค่ามากกว่า 120 กิโลปาสกาล จากสมมติฐานข้างต้น สมการทำนาย N_q สำหรับความเค้นตั่งฉากและ B/D_{50} ต่างๆ แสดงได้ดังนี้

$$N_{q1}/N_{q(\text{modified})} = a + b \ln\left(\frac{B}{D_{50}}\right) \quad \text{สำหรับ } 3 \leq B/D_{50} \leq 12 \quad (3.1)$$

$$N_{q2}/N_{q(\text{modified})} = c + d \ln(\sigma_n) \quad \text{สำหรับ } 30 \text{ kPa} \leq \sigma_n \leq 120 \text{ kPa} \quad (3.2)$$

เมื่อ N_{q1} คือค่า N_q ที่ $\sigma_n = 30$ กิโลปาสกาล สำหรับ $3 \leq B/D_{50} \leq 12$ และ N_{q2} คือค่า N_q สำหรับ B/D_{50} และความเค้นตั่งฉากที่ต้องการ a, b, c และ d เป็นค่าคงที่ ซึ่งแปรผันตาม $\sigma_n, B/D_{50}$, และ ϕ ค่าคงที่ a และ b ในสมการที่ (3.1) สามารถคำนวณได้จากสองเงื่อนไขที่ $\sigma_n = 30$ กิโลปาสกาล: 1) เมื่อ B/D_{50} เท่ากับ 3, $N_{q1} = N_{q(\text{general})}$ และ 2) เมื่อ B/D_{50} มีค่าเท่ากับ 12, $N_{q2} = N_{q(\text{modified})}$ เท่ากับ 1 ดังนั้น ค่าคงที่ a และ b สามารถประมาณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$b = 0.722 \left(1 - \frac{N_{q(\text{general})}}{N_{q(\text{modified})}}\right) \quad (3.3)$$

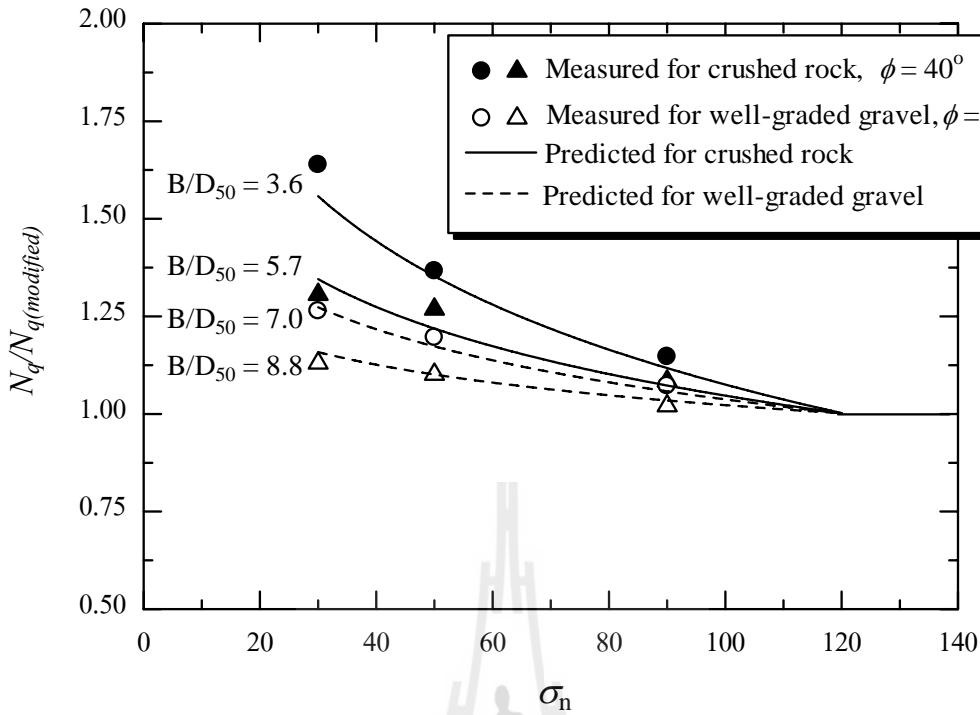
$$a = 1 - 2.485b \quad (3.4)$$

เมื่อทราบค่า N_{q1} สำหรับค่า B/D_{50} ที่ต้องการ ที่ $\sigma_n = 30$ กิโลปาสกาล ค่า N_{q2} สำหรับความเค้นตั่งฉากที่ต้องการ ($30 \text{ kPa} \leq \sigma_n \leq 120 \text{ kPa}$) สามารถหาได้จากสมการที่ (3.2) เงื่อนไขทางกายภาพเพื่อหาค่าคงที่ c and d คือ 1) เมื่อ σ_n มีค่าเท่ากับ 30 กิโลปาสกาล $N_{q2} = N_{q1}$ และ 2) เมื่อ σ_n เท่ากับ 120 กิโลปาสกาล $N_{q2} = N_{q(\text{modified})}$ เท่ากับ 1 ดังนั้น ค่าคงที่ c และ d สามารถหาได้จาก

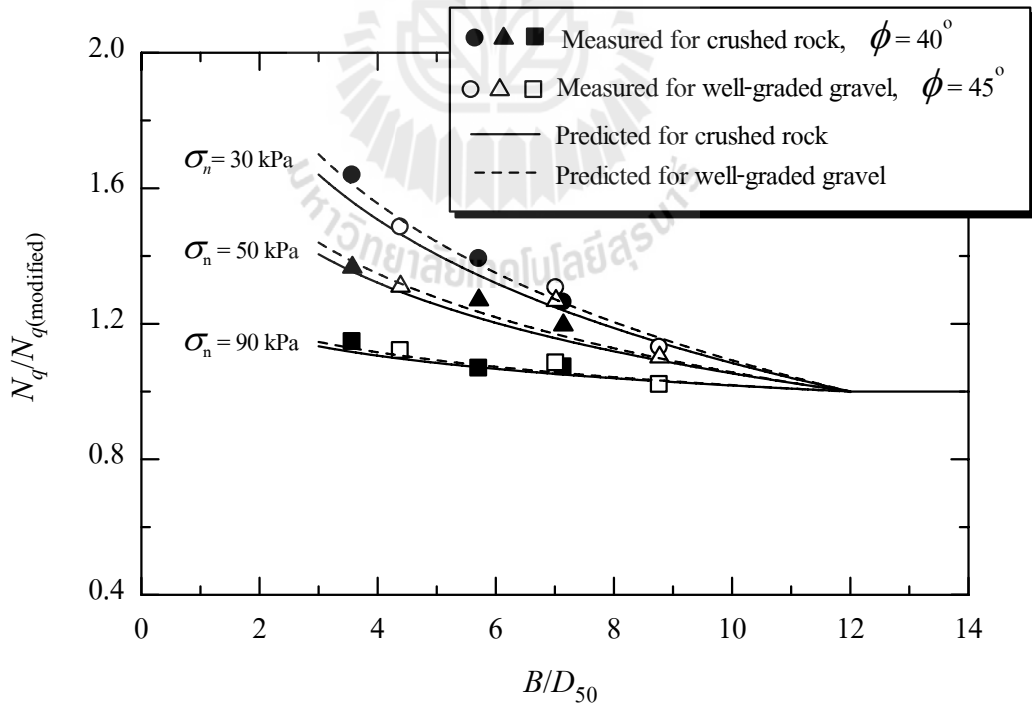
$$d = 0.722 \left(1 - \frac{N_{q1}}{N_{q(\text{modified})}}\right) \quad (3.5)$$

$$c = 1 - 4.787d \quad (3.6)$$

รูปที่ 3.10 และ 3.11 แสดงการประมาณค่า N_q ที่ค่าความเค้นตั่งฉากและ B/D_{50} ต่างๆ สำหรับดิน GP และ SW จะเห็นได้ว่า ค่า N_q ที่ได้จากการประมาณมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบ



รูปที่ 3.10 $N_q/N_{q(modified)}$ ที่คำนวณในพจน์ของ σ_n



รูปที่ 3.11 $N_q/N_{q(modified)}$ ที่คำนวณในพจน์ของ B/D_{50}

3.3.3 ความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน ($n > 1$)

เหล็กเสริมแบกทานประกอบด้วยเหล็กตามแนวขวางที่มีระยะห่างเท่าๆ กัน ความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานจะเพิ่มขึ้น ตามการเพิ่มขึ้นของความยาวเหล็กตามยาวและจำนวนเหล็กตามขวาง แต่การเพิ่มความยาวเหล็กตามแกนเป็นแนวทางที่สิ้นเปลือง เพราะความต้านทานแรงจุดแบกทานมีค่าสูงกว่าความต้านทานแรงจุดเสียดทานในปริมาณเหล็กที่เท่ากัน งานวิจัยในอดีตแสดงให้เห็นว่า การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางของตะแกรงเหล็ก ซึ่งเป็นตัวแปรควบคุมความต้านทานแรงจุด แปรผันโดยตรงกับระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวางและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามขวาง (Palmeira and Milligan, 1989; Plameira, 2009; Bergado and Chai, 1994; and Bergado et al., 1996) ในทำนองเดียวกัน Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) แสดงให้เห็นถึงการรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางของเหล็กเสริมแบกทานแปรผันตามระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวาง (S) และความยาวของขาเหล็กฉาก (B) โดยแทบไม่แปรผันตามความยาวของเหล็กตามขวาง (L) ขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกจุดออก เหล็กตามขวางแต่ละตัวจะรบกวนซึ่งกันและกัน พารามิเตอร์ไร้หน่วย ที่เรียกว่าอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเหล็กตามขวาง (S/B) ได้ถูกนำเสนอในงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างและขนาดของเหล็กตามขวางต่อความต้านทานแรงจุดโดยทั่วไป ความต้านทานแรงจุดแบกทานจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่าของ S/B ที่เพิ่มขึ้น จนถึงค่าความต้านทานแรงจุดแบกทานสูงสุดค่าหนึ่ง

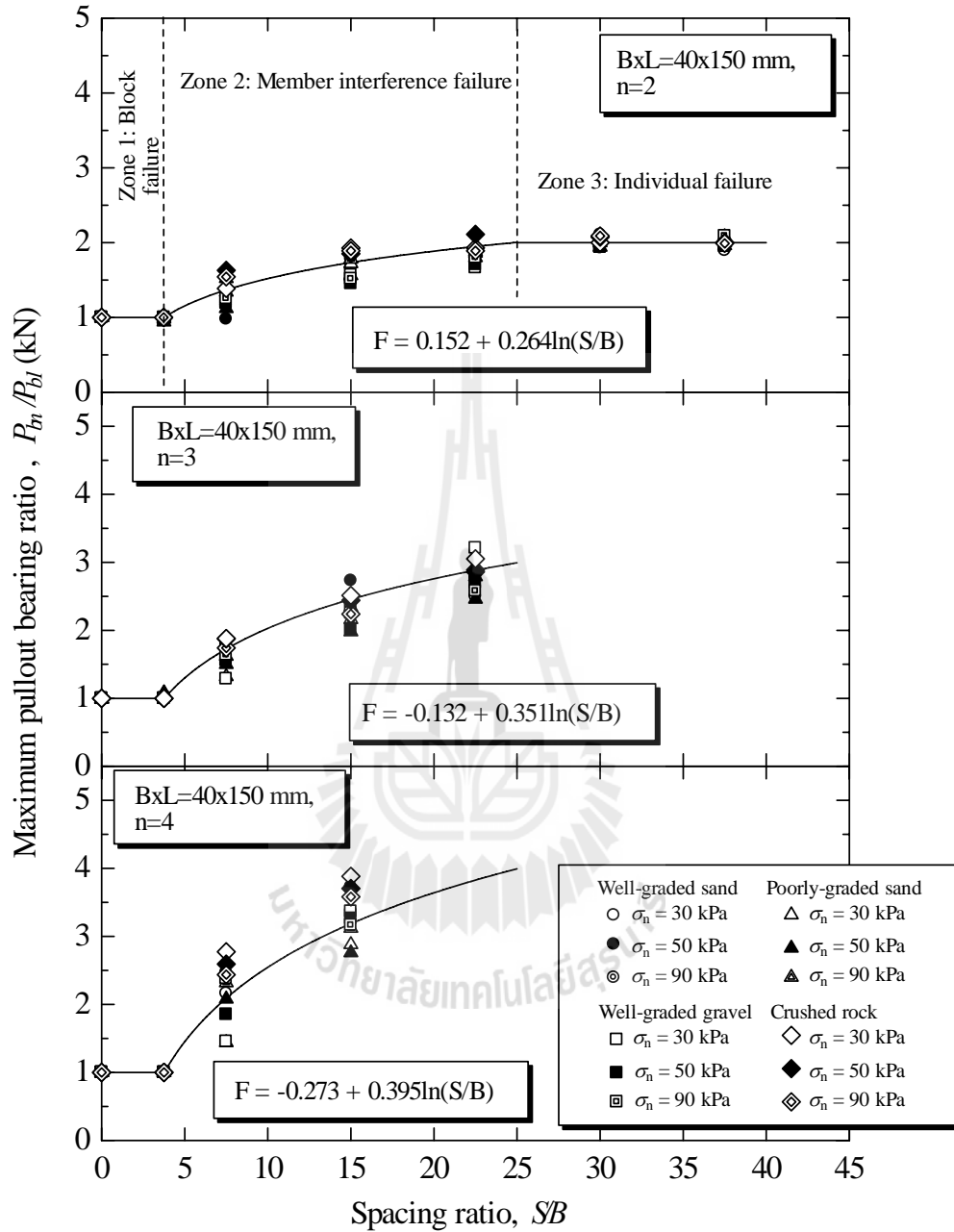
รูปที่ 3.12 แสดงความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างความต้านทานแรงจุดแบกทาน (P_{bn}) และ S/B สำหรับเหล็กตามขวางขนาด 40×150 มิลลิเมตร ($n = 2$ ถึง 4) ภายใต้อุณหภูมิคงที่จากค่าต่างๆ เปรียบเทียบกับ ความต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กตามขวาง 1 ตัว (P_{b1}) สำหรับดินทดสอบทั้งสี่ชนิด ผลทดสอบที่ได้มีความสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ซึ่งแสดงให้เห็นว่ากลไกการวิบัติของเหล็กเสริมแบกทานแบ่งออกเป็นสามโซน ขึ้นอยู่กับค่า S/B โซน 1 คือการวิบัติแบบบล็อก (Block failure) เมื่อ $S/B \leq 3.75$ โซน 2 คือการวิบัติแบบรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง (Member interference failure) เมื่อ $3.75 < S/B < 25$ และ โซน 3 ($S/B > 25$) คือการวิบัติแบบอิสระต่อกัน (Individual failure) Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้นำเสนอแฟกเตอร์การรบกวน (Interference factor, F) ดังสมการต่อไปนี้

$$F = \frac{P_{bn}}{nP_{b1}} = e + f \ln \left(\frac{S}{B} \right) \quad (3.7)$$

เมื่อ e และ f คือค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับ n ค่าคงที่ทั้งสองนี้หาค่าได้จากเงื่อนไขทางกายภาพ ดังนี้ 1) เมื่อ S/B มีค่าเท่ากับ 3.75 แฟกเตอร์การรบกวนมีค่าเท่ากับ $1/n$ เพราะค่า P_{bn} และ P_{b1} มีค่าเท่ากัน และ 2) เมื่อ S/B เท่ากับ 25 แฟกเตอร์การรบกวนมีค่าเท่ากับ 1.0 เงื่อนไขทั้งสองนี้กำหนดค่าขอบเขตล่างและขอบเขตบนของ F จากสองสถานะนี้ค่าคงที่ e และ f สามารถประมาณได้โดยสมการต่อไปนี้

$$f = 0.527 \left[1 - \frac{1}{n} \right] \quad (3.8)$$

$$e = 1 - 3.219f \quad (3.9)$$



รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง P_{bn}/P_{b1} และ S/B ของเหล็กเสริมแบกทาน ที่มีเหล็กตามขวางขนาด 40×150 มิลลิเมตร

รูปที่ 3.12 แสดงให้เห็นว่าแฟกเตอร์การรบกวนที่คำนวณได้จากสมการที่ (3.8) และ (3.9) มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบ งานวิจัยของ Horpibulsuk and Niramitkornburee(2010) และผลการศึกษานี้แสดงให้เห็นว่าการรบกวนระหว่างเหล็กตามแนวขวางแปรผันตาม S/B เพียงอย่างเดียว โดยไม่ขึ้นอยู่กับ การ

กระจายเม็ดดินและค่ามุมเสียดทานภายใน แต่ตัวแปรทั้งสองนี้ควบคุมค่า P_{b1} ดังนั้น สำหรับเหล็กเหล็กเสริมแบกทานที่มีค่า S/B คงที่ (มีค่า F คงที่) ค่าหนึ่ง หากฝังในดินที่มี D_{50} และมุมเสียดทานภายในต่างกัน P_{bn} ก็จะมีค่าต่างกัน

3.4 แนวทางการตรวจสอบเสถียรภาพภายในด้านการรูดของกำแพงกันดิน

ผลการศึกษาพฤติกรรมกำแพงกันดินในสนามและการจำลองพฤติกรรมด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Horpibulsuk et al., 2010 and 2011 and Suksiripattanapong et al., 2012) แสดงว่าระนาบการวิบัติ และค่าแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis หน่วยแรงดันดินด้านข้าง (σ_h) ที่กระทำต่อเหล็กเสริมแบกทานที่ระดับต่างๆ สามารถได้โดยพิจารณาว่า $K = K_0$ ที่ด้านบนของกำแพง และหน่วยแรงดันดินด้านข้างจะลดลงเป็นฟังก์ชันเส้นตรงจนกระทั่ง $K = K_a$ ที่ระดับ 6 เมตรและคงที่ตลอดความลึกของกำแพงกันดิน (ระดับต่ำกว่า 6 เมตร $K = K_a$)

แนวทางการตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทานที่จะนำเสนอต่อไปนี้เป็นแนวทางที่ประสบความสำเร็จในการออกแบบกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน ในหลายโครงการของกรมทางหลวงแนวทางนี้จะสมมติให้ความต้านทานแรงรูดของเหล็กเสริมแบกทานเกิดขึ้นตามแนวแกนเพียงทิศทางเดียว และไม่พิจารณาอิทธิพลของการเสีรูปในแนวตั้งจาก สมมติฐานนี้ให้ผลคำตอบเชิงอนุรักษ์ เพราะการเสีรูปในทิศทางตั้งฉากกับแรงรูดของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากการเสีรูปของวัสดุดินถม จะทำให้แนวการรูดออกของวัสดุเสริมกำลังเอียง และช่วยเพิ่มความต้านทานการรูด (Shewbridge and Sitar, 1989; Leschinsky and Reinschmidt, 1985; Athanasopoulos, 1993; Bergado et al., 2000; Madhav and Umashankar, 2003; and Kumar and Madhav, 2009) ด้วยเหตุนี้เอง ความต้านทานแรงรูดที่วัดในสนามจึงมีค่าสูงกว่าในห้องปฏิบัติการ วิธีการพิจารณาความเสถียรภาพภายในด้านแรงรูด สำหรับดินบดอัดที่มี B/D_{50} มากกว่า 3.0 แสดงได้ดังนี้

คำนวณแรงรูดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมแบกทาน

1. ใช้ Coherent gravity structure hypothesis ประมาณระนาบวิบัติ ของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน และคำนวณระยะฝัง (Embedded length, L_e) ของเหล็กเสริมแบกทานในแต่ละระดับ
2. คำนวณค่าแรงรูดสูงสุดในเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งเป็นผลคูณระหว่างความเค้นในแนวตั้งสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง และระยะห่างในแนวตั้งและแนวนอนของเหล็กเสริมแบกทาน

คำนวณความต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กเสริมแบกทาน

3. ทำการทดสอบการร่อนผ่านตะแกรงและแรงเฉือนตรงของวัสดุดินถม เพื่อหาค่า D_{50} และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน
4. หาค่า δ เพื่อคำนวณความต้านทานแรงจุดเสียดทานซึ่งสามารถหาได้โดยตรงจากการทดสอบแรงจุดของเหล็กตามยาว หรือประมาณจากความสัมพันธ์ $\delta/\phi = 1.47$
5. คำนวณความต้านทานแรงจุดเสียดทานของเหล็กตามยาว ที่ระดับความลึกต่างๆ จาก $P_f = \pi D L_e \sigma_n \tan \delta$.

คำนวณความต้านทานแรงจุดแบกทานของเหล็กเสริมแบกทาน

6. คำนวณค่า N_q จากผลเฉลยพลสติกซิดีสำหรับกลไกการวิบัติแบบ General shear และแบบ Modified punching shear.
7. คำนวณค่าคงที่ a, b, c และ d จากสมการที่ (3.3) ถึง (3.6) สำหรับ B ที่ออกแบบ
8. คำนวณค่า N_q สำหรับความเค้นตั้งฉากที่ต้องการ
 - 8.1 สำหรับ $\sigma_n > 120$ กิโลปาสกาล $N_q = N_{q(\text{punching})}$
 - 8.2 สำหรับ $30 \text{ kPa} \leq \sigma_n \leq 120 \text{ kPa}$ N_q ประมาณค่าได้จากสมการที่ (3.12)
 - 8.3 สำหรับ $\sigma_n < 30$ กิโลปาสกาล N_q ประมาณได้จากสมการที่ (3.12) โดยแทนค่า $\sigma_n = 30$ กิโลปาสกาล
9. คำนวณ P_{b1} จาก $P_{b1} = N_q \sigma_n B L$
10. คำนวณแฟกเตอร์การรบกวน (F) ของเหล็กตามขวาง (สำหรับ n, S, B , และ L ที่ต้องการออกแบบ) จากสมการที่ (3.7) ถึง (3.9)
11. คำนวณความต้านทานแรงจุดสำหรับเหล็กตามขวางจำนวน n ตัว จาก $P_{bn} = n F P_{b1}$ ตารางที่ 2 แสดงตัวอย่างของการประมาณความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานในดิน GP จะเห็นว่าค่าความผิดพลาดจากการคำนวณอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้สำหรับงานทางวิศวกรรม

การตรวจสอบเสถียรภาพภายในด้านการจุด

12. คำนวณความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทาน ซึ่งเป็นผลรวมของความต้านทานแรงจุดเสียดทานและความต้านทานแรงจุดแบกทาน ($P_t = P_f + P_{bn}$)
13. คำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการจุดซึ่งต้องมีค่ามากกว่า 1.5

ตารางที่ 3.2 การคำนวณหาความต้านทานแรงจุดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในหินคลุก

(สำหรับเหล็กตามขวางจำนวน 3 ตัว ขนาด 40×150 มิลลิเมตร)

S (mm)	S/B	σ_n (kPa)	N_q	P_{b1} (kN)	F	Measured P_{bn} (kN)	Predicted P_{bn} (kN)
300	7.5	30	52.39	9.43	0.575	18.41	16.27
300	7.5	50	47.45	14.24	0.575	27.90	24.56
300	7.5	90	41.78	22.56	0.575	39.28	39.92
600	15	30	52.39	9.43	0.819	24.60	23.17
600	15	50	47.45	14.24	0.819	36.34	34.99
600	15	90	41.78	22.56	0.819	50.51	55.43
900	22.5	30	52.39	9.43	0.961	29.87	27.19
900	22.5	50	47.45	14.24	0.961	42.57	41.05
900	22.5	90	41.78	22.56	0.961	65.12	65.04



บทที่ 4

สรุปการศึกษา

งานวิจัยนี้นำเสนอผลการศึกษากลไกแรงกดของเหล็กเสริมแบกทานที่ฝังในดินเม็ดหยาบที่มีค่ามุมเสียดทานภายใน ขนาดของเม็ดดิน และการกระจายตัวของเม็ดดินที่ต่างกัน และนำเสนอขั้นตอนการตรวจสอบเสถียรภาพภายในด้านทานการกดของกำแพงกันดินเหล็กเสริมแบกทาน บทสรุปที่สำคัญแสดงได้ดังนี้

1. ความต้านทานแรงกดเสียดทานของเหล็กเสริมแบกทานแปรผันตามมุมเสียดทานภายในเพียงอย่างเดียว โดยแทบไม่ขึ้นอยู่กับการกระจายขนาดของเม็ดดิน มุมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กตามขวาง (δ) มีค่ามากกว่าค่ามุมเสียดทานภายในของดิน (ϕ) อัตราส่วน δ/ϕ มีค่าประมาณ 1.47 สำหรับดินที่ใช้ในการศึกษานี้
2. กลไกการกดแบกทานถูกควบคุมโดยอัตราส่วน B/D_{50} และความเค้นตั้งฉาก โดยแทบไม่ขึ้นอยู่กับความคละของเม็ดดิน(คละดีหรือไม่ดี)ขณะที่เหล็กเสริมแบกทานถูกกดออก การเสียดรูปเลื่อนของดินรอบผิวสัมผัสของเหล็กตามยาวมีแนวโน้มที่เกิดการขยายตัว แต่การเสียดรูปดังกล่าวจะถูกยับยั้งไว้โดยดินรอบข้างไม่ได้เกิดการขยายตัว ส่งผลให้เกิดการเพิ่มความเค้นตั้งฉากบริเวณผิวสัมผัสระหว่างดินและเหล็กเสริมแบกทาน หรือเรียกอีกนัยหนึ่งว่าอิทธิพลของการก้ำกั้น อิทธิพลดังกล่าวนี้มีบทบาทอย่างมาก เมื่อ B/D_{50} มีค่าน้อยกว่า 12 และมีบทบาทลดลงตามการลดเพิ่มขึ้นของความเค้นตั้งฉาก
3. จากการสมมติว่ากลไกการวิบัติแบบ General shear และ Modified punching เป็นค่าขอบเขตบนและล่าง ผู้วิจัยได้นำเสนอสมการทำนาย N_q สำหรับ $3 \leq B/D_{50} \leq 12$ ในช่วงความเค้นตั้งฉากระหว่าง 30 และ 120 กิโลปาสกาล สมการดังกล่าวช่วยให้สามารถประมาณความต้านทานแรงกดแบกทานของเหล็กตามขวาง 1 ตัว (P_{bl}) ได้
4. การรบกวนระหว่างเหล็กตามขวางแปรผันตรงกับ S/B เพียงอย่างเดียว โดยไม่ขึ้นกับการกระจายตัว ความคละ และค่ามุมเสียดทานภายในการรบกวนนี้สามารถจำแนกออกได้เป็นสามโซนได้แก่ โซน1 ($S/B \leq 3.75$) เกิดการวิบัติแบบบล็อก โซน2 ($3.75 < S/B < 25$) เกิดการวิบัติแบบรบกวนระหว่างเหล็กตามขวาง และ โซน3 ($S/B > 25$) คือการวิบัติแบบอิสระต่อกัน

เอกสารอ้างอิง

- AASHTO, 2002. Standard specifications for highway and bridge, seventh ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- Alfaro, M.C., Pathak, Y. P., 2005. Dilatant stresses at the interface of granular fills and geogrid strip reinforcement. *Geosynthetics International* 12 (5), 239-252.
- Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N., Watanabe, K., 1995. Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement. *Geosynthetics International* 2 (4), 679-698.
- Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N., Bergado, D.T., 1997. Deformation of reinforced soil-embankment system on soft clay foundation. *Soils and Foundations* 37 (4), 33-46.
- Anderson, L.R., Sharp, K.D., Harding, O.T., 1987. Performance of 50-feet high welded wire wall. *Soil Improvement – A Ten Year Update, Geotechnical Special Publication (12), ASCE, 280-308.*
- Athanasopoulos, G.A., 1993. Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites. *Geotextiles and Geomembranes* 12, 252-273.
- Bathurst, R.J., Allen, T.M., and Walters, D.L., 2005. Reinforcement load in geosynthetic wall and the case for a new working stress design method (Mercer Lecture). *Geotextiles and Geomembranes* 23 (4), 287-322.
- Bergado, D.T. and Chai, J.C., 1994. Prediction of pullout load-displacement relationship for extensible reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes* 30 (5), 295-316.
- Bergado, D.T., Sampaco, C.L., Alfaro, M.C., and Balasubramaniam, A., 1988. *Welded-Wire Reinforced Earth (Mechanically Stabilized Embankments) With Cohesive Backfill on Soft Clay. 2nd Progress Report Submitted to USAID Bangkok Agency.*
- Bergado, D.T., Chai, J.C., Miura, N., 1996. Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements. *Soils and Foundations* 36 (4), 11-22.
- Bergado, D.T., Teerawattanasuk, C., Long, P.V., 2000. Localized mobilization of reinforcement force and its direction at the vicinity of failure surface. *Geotextiles and Geomembranes* 18, 311-331.
- Chai, J.C., 1992. *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.*

- Chen, R.H., Chiu, Y.M., 2008. Model tests of geocell retaining structures. *Geotextiles and Geomembranes* 25 (1), 56-70.
- Hayashi, S., Shaha, J. T., Watanabe, K., 1999. Change in interface stress during pullout test on grid strip reinforcement. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 22, 32-38.
- Horpibulsuk, S., Niramitkornburee, A., 2010. Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. *Soils and Foundations* 50 (2), 215-226.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., 2010. A method of examining internal stability of the bearing reinforcement earth (BRE) wall. *Suranaree Journal of Science and Technology* 17 (1), 1-11.
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A., Tangsutthinon, T., 2011. Performance of earth wall stabilized with bearing reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes* 29 (5), 514-524.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D., 1984. Interaction between soil and geogrids. *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, Thomas Telford Limited, London, UK, 11-17.
- Khedkar, M.S., Mandal, J.N., 2007. Pullout response study for cellular reinforcement. In: *Proceedings of Fifth International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu '07*, November 14–16, 2007, Fukuoka, Japan, pp. 293–298.
- Khedkar, M.S., Mandal, J.N., 2009. Pullout behavior of cellular reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes* 27 (4), 262-271.
- Kumar, P.V.S.N.P., Madhav, M.R., 2009. Analysis of reinforced soil wall considering oblique pull: bilinear failure mechanism – Linear subgrade response. *Lowland Technology International* 11 (1), 1-11.
- Leschinsky, D., Reinschmidt, A.J., 1985. Stability of membrane reinforced slopes. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 115, 1285-1300.
- Madhav, M.R., Umashankar, B., 2003. Analysis of inextensible sheet reinforcement subjected to transverse displacement/force: Linear subgrade response. *Geotextiles and Geomembranes*. 21, 69-84.
- Park, T., Tan, S.A., 2005. Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (4), 348-361.
- Palmeira, E.M., 2009. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes* 27, 368-390.

- Palmeira, E.M., Milligan, G.W.E., 1989. Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Geotechnique* 39 (3), 511–524.
- Peterson, L.M., Anderson, L.R., 1980. 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.
- Shewbridge, S.E., Sitar, N. 1989. Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 115, 1134-1147.
- Shivashankar, R., 1991. Behaviour of mechanically stabilized earth (MSE) embankment with poor quality backfills on soft clay deposits including a Study of the pullout resistance, D.Eng. Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Skinner, G.D., Rowe, R.K., 2005. Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (3), 234-260.
- Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Rujikiatkamjorn, C., Tangsutinon, T., 2012. Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall. *Geotextiles and Geomembranes* 32, 28-37.
- Tin, N., Bergado, D.T., Anderson, L.R., Voottipruex, P., 2011. Factors affecting kinked steel grid reinforcement in MSE structures. *Geotextiles and Geomembranes* 29, 172-180.





ประวัติผู้ประพันธ์

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

ศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข เริ่มปฏิบัติงานที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สังกัดสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ ตั้งแต่วันที่ 1 มีนาคม พ.ศ. 2545 ต่อมาได้รับการแต่งตั้งให้ดำรงตำแหน่งผู้ช่วยศาสตราจารย์ ในสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ตั้งแต่วันที่ 19 มีนาคม 2547 ได้รับการแต่งตั้งให้ดำรงตำแหน่งรองศาสตราจารย์ ในสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ตั้งแต่วันที่ 18 เมษายน 2550 และได้มีพระบรมราชโองการโปรดเกล้าฯ ให้ดำรงตำแหน่ง ศาสตราจารย์ ในสาขาวิศวกรรมโยธา ตั้งแต่วันที่ 30 มีนาคม 2553 ในด้านงานบริหาร ท่านดำรงตำแหน่งหัวหน้าหน่วยศูนย์วิจัยความเป็นเลิศด้านวิศวกรรมโยธา หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา และกรรมการสภาวิชาการ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ท่านได้รับทุนสนับสนุนงานและทำวิจัยทั้งจากองค์กรภายในและภายนอกประเทศ มีบทความวิจัยที่เผยแพร่ในวารสารระดับนานาชาติ 49 เรื่อง รวมบทความวิจัยทั้งในระดับนานาชาติและระดับประเทศมากกว่า 170 เรื่อง และมีผลงานประพันธ์หนังสือสองเล่ม “ปฐพีกลศาสตร์” และ “วิศวกรรมฐานราก” งานวิจัยที่สนใจ ได้แก่ ลักษณะทางวิศวกรรมของดินตามธรรมชาติ การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของดิน และเทคนิคการปรับปรุงดิน

ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข มีประสบการณ์การเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาาระดับบัณฑิตศึกษา และเป็นผู้ทรงคุณวุฒิในการประเมินผลงานวิจัยและหนังสือให้กับหน่วยงานภาครัฐและเอกชนทั้งในและต่างประเทศ นอกจากนี้ ท่านมีประสบการณ์ในการให้บริการวิชาการด้านวิศวกรรมโยธาอย่างต่อเนื่อง โดยได้รับใบประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม ระดับสามัญวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา จากสภาวิศวกร