

**พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานชุดดินลึกด้วย
ระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ**



นายวิจิต นามวิเศษ

**วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2556**

**BEHAVIOR OF SOIL CEMENT COLUMN WALL USED
FOR DEEP EXCAVATION WITH TOP-DOWN
SYSTEM IN BANGKOK SOFT CLAY**



Wichit Namwiset

**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

พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานขุดดินลึกด้วย
ระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(ศ. ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

ประธานกรรมการ

(ผศ. ดร.พรพจน์ ตันเส็ง)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(รศ. ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

กรรมการ

(ศ. ดร.ชูกิจ ลิ้มปีจันทร์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและนวัตกรรม

(รศ. ร.อ. ดร.กนต์ธร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

วิจิต นามวิเศษ : พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (BEHAVIOR OF SOIL CEMENT COLUMN WALL USED FOR DEEP EXCAVATION WITH TOP-DOWN SYSTEM IN BANGKOK SOFT CLAY) อาจารย์ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ดันเส็ง, 108 หน้า

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ (Soil cement column, SCC) ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างชั้นใต้ดินชนิดที่สร้างพื้นชั้นบนก่อนพื้นชั้นล่าง ซึ่งเรียกโดยทั่วไปว่า ระบบก่อสร้างแบบบนลงล่าง (top-down) ลักษณะพื้นที่ศึกษาเป็นการก่อสร้างชั้นจอดรถใต้ดิน ในซอยสุขุมวิท 39 ที่ใช้ SCC เป็นกำแพงกันดินและอาศัยพื้นถาวรของชั้นใต้ดินเป็นค้ำยันด้านข้าง โดยใช้ค้ำยันเหล็กชั่วคราวเพื่อถ่ายแรงอัดระหว่างแผ่นพื้น แรงดันดินในพื้นที่ศึกษามีความไม่สมดุล เนื่องจากระดับขุดที่แตกต่างกัน ที่ผ่านมามีการศึกษากิจกรรมของโครงสร้างกันดินลักษณะนี้มาก่อน ในการศึกษาจึงติดตั้ง Inclinometer ในดินเพื่อวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง, ติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้กับค้ำยันชั่วคราวเพื่อวัดแรงอัดในค้ำยัน และได้ตรวจวัดอุณหภูมิของค้ำยันเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของแรงอัดเนื่องจากอุณหภูมิ ผลการวัดนำมาใช้อธิบายพฤติกรรมของระบบกำแพงและใช้ในการวิเคราะห์หาค่าสตีเฟนสพารามิเตอร์ของดินที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวของดิน

ผลการวิจัยแสดงให้เห็นว่ากำแพง SCC สามารถลดผลเนื่องจากความไม่สมดุลของแรงดันดินและลดแรงอัดในค้ำยันเมื่อใช้ร่วมกับพื้นคอนกรีตหยาบ สตีเฟนสของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง ที่เหมาะสมสำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินในขั้นตอนการติดตั้ง SCC คือ $E_u/S_u = 50$ เมื่อ Shear strain ที่เกิดขึ้นในดินเป็น 1 เปอร์เซ็นต์ สตีเฟนสของดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และ ดินซีเมนต์ ที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินในขั้นตอนการขุดดิน คือ $E_u/S_u = 500, 1000$ และ 500 ตามลำดับ เมื่อ Shear strain ที่เกิดขึ้นในดินเป็น 0.3 เปอร์เซ็นต์ งานวิจัยยังพบอีกว่าแรงอัดในค้ำยันแปรผันตามอุณหภูมิโดยรอบของการเปลี่ยนแปลงแรงอัดที่วัดได้เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิมีค่าต่ำกว่าสภาวะอุดมคติ 3.17 เท่า โดยได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนแรงอัด (β) เป็น 0.31

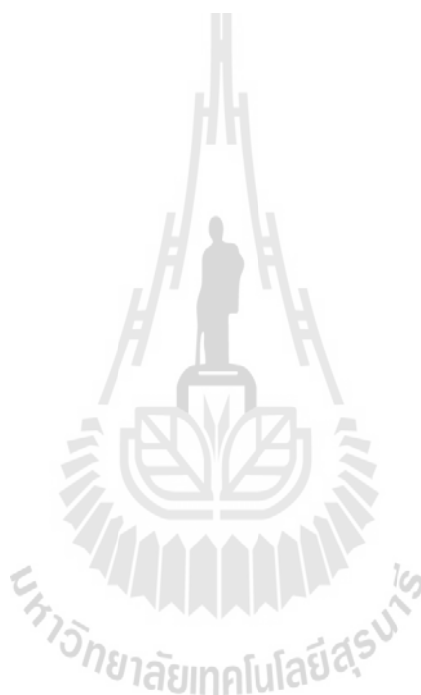
VICHIT NAMWISSET : BEHAVIOR OF SOIL CEMENT COLUMN WALL
USED FOR DEEP EXCAVATION WITH TOP-DOWN SYSTEM IN
BANGKOK SOFT CLAY. THESIS ADVISOR : ASST. PROF. PORNPOT
TANSENG, Ph.D., 108 PP.

SOIL-CEMENT COLMN/SOFT CLAY/DEEP EXCAVATION/UNBALANCED
EARTH PRESSURE/LATERAL MOVEMENT

This research studies behavior of soil-cement column (SCC) wall used with top-down construction system. The research area is a construction project for an underground car park in soi Sukhumvit 39. The project used SCC wall supported laterally with permanent reinforced concrete slab. The temporary struts were installed between basement slab discontinuities. The earth pressure acts on walls were unbalanced due to different excavation level. Previously, there are no literature reports on the behavior of this type of retaining wall. Therefore; to study behavior of the system, inclinometers were installed in ground to measure lateral displacement, strain gauges were installed with temporary struts to measure strut load; and thermometers attached to struts to study response of strut load due to temperature change. The measured data were used to describe behavior of the system and used for back analysis to obtain suitable stiffness parameter for prediction of ground movements.

The results indicated that the SCC wall can reduces the effect of unbalance earth pressure and strut forces were not increase after placing lean concrete slab. In case of SCC installation, the suitable soil stiffness for soft clay and medium stiff clay

are $E_u/S_u = 50$ when the shear strain in soil is 1 percent. In case of excavation, the suitable soil stiffness for soft clay, stiff clay, and SCC are $E_u/S_u = 500, 1000$ and 500 respectively when shear strain in soil is 0.3 percent. Additionally, the strut force varies with temperature change. The apparent envelope of load change due to temperature change is 3.17 times lower than ideal support condition. The proposed reduction coefficient β is 0.31



School of Civil Engineering

Academic Year 2013

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลและกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย งานวิจัยนี้จะไม่สามารถสำเร็จลุล่วงได้ถ้าปราศจากการช่วยเหลือจากบุคคลและหน่วยงานต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง ดังนี้

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ตันเส็ง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่เมตตาให้การอบรม สั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการทำการศึกษาค้นคว้า ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข ประธานกรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ คำปรึกษา ชี้แนะแนวทางการเขียน และช่วยตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

รองศาสตราจารย์ ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ กรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์

บริษัท ไซมิทแอสเซท จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์สถานที่ทำการวิจัย อำนวยความสะดวกในการติดตั้งเครื่องมือและดำเนินการตรวจวัด

บริษัท สแตนไฟท์ จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์

รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์โปรแกรม PLAXIS 3D Tunnel 1.2 ใช้สำหรับการวิเคราะห์งานวิจัย

บุคลากรประจำอาคารเครื่องมือ 5 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการใช้อุปกรณ์ และเครื่องมือต่าง ๆ ในการทำวิจัย

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดูตลอดจนส่งเสริมการศึกษา ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมา และผู้ที่ผู้วิจัยให้ความเคารพทุกท่าน ที่ให้การสนับสนุน และเป็นกำลังใจที่ดีมาโดยตลอด จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

วิจิต นามวิเศษ

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ซ
สารบัญรูป.....	ฉ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฐ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	2
2 ปิทธิรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ความเป็นมาเสาเข็มดินซีเมนต์.....	4
2.2 การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน.....	5
2.2.1 องค์ประกอบที่มีผลต่อกำลังของดินเมื่อผสมด้วยซีเมนต์.....	5
2.2.2 วิธีการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์.....	7
2.3 การประยุกต์ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุดดินลึก.....	11
2.4 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่ม.....	19
2.5 ระบบกำแพงไดอะแฟรมที่ใช้ร่วมกับงานขุดดินลึกแบบบนลงล่าง (top-down) และแบบล่างขึ้นบน (bottom-up).....	22

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.6	พฤติกรรมของระบบกำแพงไคอะเฟรมสำหรับงานขุดดินลึกใน สภาวะแรงดันดินที่ไม่สมดุล.....	24
2.7	สมการเชิงประสพการณ์เพื่อใช้ทำนายการแอ่นตัวของกำแพงกันดิน.....	26
2.8	อิทธิพลเนื่องจากอุณหภูมิที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน.....	28
2.9	ทฤษฎีไฟไนท์อีลิเมนต์.....	29
2.9.1	การคำนวณโดยหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิภาพ.....	30
2.9.2	การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรง ประสิทธิภาพ.....	32
2.9.3	การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรงรวม.....	33
2.9.4	โมดูลัสของดิน (Soil modulus).....	33
2.9.5	ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; S_u).....	38
2.9.6	ความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่าง E_u/S_u สำหรับการวิเคราะห์.....	38
2.9.7	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต (K_0^{total}).....	40
3	วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	44
3.1	การเจาะสำรวจดิน.....	45
3.2	ผลการทดสอบดินซีเมนต์โดยการเจาะแกนเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนาม.....	48
3.3	การติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม.....	48
3.3.1	การติดตั้ง Inclinator เพื่อวัดการเคลื่อนตัวแนวราบ.....	48
3.3.2	การติดตั้ง Strain gauge เพื่อวัดแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว.....	49
3.4	การวิเคราะห์กลับการเคลื่อนตัว.....	51
4	ผลการวิจัย.....	53
4.1	ข้อมูลโครงการ.....	53
4.1.1	ขั้นตอนการขุดดิน.....	53
4.1.2	การก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์.....	56
4.1.3	ข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์.....	58

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.2	การเคลื่อนตัวของดินจากผลการอ่านค่า Inclinator.....	59
4.2.1	การเคลื่อนตัวในขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์.....	60
4.2.2	การเคลื่อนตัวในขั้นตอนการขุดดิน.....	61
4.3	ผลการวัดแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว.....	65
4.3.1	ผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน.....	68
4.4	การวิเคราะห์หาค่าสลิปเฟสของดิน.....	71
4.4.1	การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการติดตั้ง เสาเข็มดินซีเมนต์.....	71
4.4.2	การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการขุดดิน.....	77
4.4.3	อิทธิพลของสลิปเฟสของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ต่อแรงอัดในค้ำยัน.....	90
5	บทสรุป.....	92
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	92
5.2	ข้อเสนอแนะในการวิจัยในอนาคต.....	93
	รายการอ้างอิง.....	94
	ภาคผนวก ก. บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	98
	ประวัติผู้เขียน.....	108

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ค่าโมดูลัสดินเปรียบเทียบระหว่างก่อนและหลังก่อสร้าง SCC	17
2.2 กรณีศึกษางานชุดดินในโครงการที่ใช้ Diaphragm wall	22
2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และ ค่า S_u ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ	36
2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และ ค่า S_u ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ	36
3.1 คุณสมบัติของดินซีเมนต์ทางวิศวกรรม	48
3.2 รายละเอียดการคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต	52
4.1 แสดงช่วงเวลาการเก็บข้อมูลที่ระดับการขุดดินลึกต่างระดับ (วันที่เริ่มต้นนับจากวันที่ติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์)	62
4.2 คุณสมบัติของดินและดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์	74
4.3 คุณสมบัติวัสดุของพื้นคอนกรีต	80
4.4 คุณสมบัติวัสดุของเสาเหล็กชั่วคราว	80
4.5 คุณสมบัติวัสดุของค้ำยันชั่วคราว	80

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1	ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพ.....5
2.2	ความสัมพันธ์ระหว่าง Compressive strength กับ %สารผสมเพิ่ม.....6
2.3	ขั้นตอนการผสมแบบ Wet mixing method.....8
2.4	วิธีการผสมแบบ Dry jet mixing method.....9
2.5	ใบพัดผสมของ Dry Jet Mixing Method.....10
2.6	ตัวอย่างรูปแบบเสาเข็มดินซีเมนต์.....12
2.7	ตัวอย่างการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในระบบกันดิน.....13
2.8	รายละเอียดการใช้ DCM ของโครงการหนึ่งในอำเภอพระประแดง จังหวัดสมุทรปราการ.....15
2.9	การใช้การผสมเชิงกลแบบลึกป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณ Diaphragm wall.....16
2.10	การใช้การผสมเชิงกลแบบลึกเพื่อก่อสร้างกำแพงป้องกันตลิ่ง.....17
2.11	รูปตัดตามยาวของโครงการ โดยแสดงระดับของการขุด ระบบกำแพงกันดิน และตำแหน่งพื้นที่ชั้นใต้ดิน.....18
2.12	รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการพลิก.....19
2.13	รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการเลื่อน.....20
2.14	รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการแยก.....21
2.15	เปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดของโครงการที่ใช้ระบบการก่อสร้างแบบ บนลงล่างกับระบบล่างขึ้นบน.....23
2.16	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดกับความลึกในการขุดดิน.....24
2.17	แผนที่โครงการก่อสร้าง.....25
2.18	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการขุดโดยใช้กำแพง ไคอะแฟรม ริมแม่น้ำเจ้าพระยา.....25
2.19	ผลการเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการขุดโดยใช้กำแพงไคอะแฟรม ของฝั่ง I-7 และ I-2.....26

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.20	กลไกการวิบัติ เมื่อ (a) ระดับชั้นดินแข็งอยู่ตื้น และ (b) ระดับชั้นดินแข็งอยู่ลึก.....27
2.21	การประมาณการแอนตัวของกำแพงชนิด Sheet pile27
2.22	การสูญเสียแรงอัดในค้ำยันเนื่องจากอุณหภูมิลดลง.....28
2.23	แสดงค่าประมาณ Modulus multiplier ของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ.....34
2.24	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของค้ำยันข้างจากการวัดในสนามและการวิเคราะห์ผลด้วย FEM.....35
2.25	ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสการเชื่อมกับความเครียด.....39
2.26	โมดูลัสการเชื่อมของดินกรุงเทพที่ได้จากการทดสอบ Self-Boring pressure meter เมื่อ (a) สำหรับดินเหนียวอ่อน (b) สำหรับดินเหนียวแข็ง.....40
2.27	ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่าดัชนีพลาสติก.....42
2.28	แรงดันน้ำในดินกรุงเทพ.....43
3.1	ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....44
3.2	ตำแหน่งการเจาะทดสอบดินซีเมนต์และท่อ Inclinator.....45
3.3	ผลการเจาะสำรวจดินหลุมเจาะ BH-1.....46
3.4	ผลการเจาะสำรวจดินหลุมเจาะ BH-2.....47
3.5	แสดงตำแหน่งการติดตั้งค้ำยันชั่วคราว.....50
3.6	แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ในค้ำยันชั่วคราว.....50
3.7	การอ่านค่าความเครียดโดยใช้เครื่องอ่านค่าความเครียด.....51
4.1	ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดิน.....54
4.2	รูปแบบการเรียงตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์.....55
4.3	เสาเข็มเหล็กที่รองรับพื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-B ก่อนจะสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....55
4.4	ตำแหน่งการติดตั้งค้ำยันชั่วคราวเพื่อถ่ายแรงระหว่างพื้นชั้น B1-A กับพื้นชั้น B1-B.....56
4.5	ตัวอย่างบันทึกการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์.....57
4.6	ดินที่ถูกดันขึ้นปากหลุมในระหว่างการก่อสร้าง SCC.....58
4.7	รูปตัดชั้นดินและคุณสมบัติของดิน.....59
4.8	ผลการทดสอบกำลังของดินซีเมนต์.....59

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.9 ลำดับการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์.....	60
4.10 การเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์.....	61
4.11 การเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากผลของการขุดดิน.....	62
4.12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดตามระยะเวลาที่ระดับการขุดแตกต่างกัน.....	64
4.13 สัดส่วนความปลอดภัยต่อการบวมปูดของดินใต้บ่อขุดของงานวิจัยเทียบกับที่เสนอโดย Mana and Clough (1981) และข้อมูลในชั้นดินกรุงเทพฯ โดย Tangseng, (1997).....	65
4.14 การเพิ่มขึ้นของแรงอัดตามระดับการขุด.....	66
4.15 การเพิ่มขึ้นของแรงอัดในค้ำยันเทียบกับระดับการขุด.....	66
4.16 แสดงตำแหน่งของฐานรากอาคาร (ภาพ ณ วันที่ 156).....	67
4.17 ภาพการปลดค้ำยัน S6 ออกหลังเทคอนกรีตหยาบทำให้ระยะห่างระหว่างค้ำยันเพิ่มขึ้น 2 เท่า (ภาพ ณ วันที่ 183).....	68
4.18 เปรียบเทียบกรอบแรงอัดปรากฏกับแรงอัดจากกรณีอุดมคติ.....	69
4.19 เงื่อนไขของจตุรกรับที่ส่งผลต่อการขยายตัว.....	70
4.20 การเคลื่อนตัวสูงสุดกับความเครียดเนื่องกรณีติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์.....	72
4.21 การจำลองการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์กรณีติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์.....	73
4.22 ค่า Volume strain สำหรับการจำลองต่อต้าน.....	73
4.23 การเคลื่อนตัวของดินรอบแนวแกนท่อ Inclinator จากการวิเคราะห์.....	74
4.24 การวิเคราะห์กลับการเคลื่อนตัวเนื่องจากขั้นตอนการติดตั้ง SCC โดยใช้ $E_u/S_u = 50, 100$ และ 150 ในชั้นดินเหนียวอ่อน.....	76
4.25 การรบกวนจากการติดตั้ง SCC ที่ตำแหน่งท่อ I-1.....	76
4.26 ความเอียงของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ส่งผลกระทบต่อการอ่านค่าการเคลื่อนตัว.....	77
4.27 การเคลื่อนตัวสูงสุดกับความเครียดของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์กรณีขุดดิน.....	78
4.28 การจำลองการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์กรณีขุดดิน.....	79

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.29 ทิศทางการวางเสาเหล็กชั่วคราวที่รองรับแผ่นพื้นชั้นใต้ดินก่อนการก่อสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กถาวร	79
4.30 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน เท่ากับ 250, 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์ เท่ากับ 1000 และ 500 ตามลำดับ	81
4.31 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวแข็ง เท่ากับ 750, 1000 และ 1500 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อนและดินซีเมนต์ เท่ากับ 500 และ 500 ตามลำดับ	83
4.32 แนวโน้มการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นดินที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM	84
4.33 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวแข็ง ปานกลาง เท่ากับ 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินซีเมนต์ เท่ากับ 500, 1000 และ 500 ตามลำดับ	84
4.34 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินซีเมนต์ เท่ากับ 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง มีค่าเท่ากับ 500 และ 1000 ตามลำดับ	85
4.35 การเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ แถวที่ 1, 2, 3 และ 4	86
4.36 เนื้อดินซีเมนต์ที่เกิดจากการขุดลอกออกครั้งต้น	87
4.37 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 100	88
4.38 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 120	88
4.39 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 127	89
4.40 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 155	89
4.41 ผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 175	90
4.42 การเพิ่มขึ้นของแรงตามระดับการขุดดิน	91

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

W_n	=	ปริมาณความชื้น
LL	=	ขีดจำกัดเหลว
PL	=	ขีดจำกัดพลาสติก
PI	=	ดัชนีความเหนียวของดิน
E_u	=	โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ
S_u	=	กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ
q_u	=	กำลังรับแรงอัดแกนเดียว
ν	=	อัตราส่วนปัวซอง
γ_t	=	หน่วยน้ำหนักดิน
σ'_v	=	หน่วยแรงประสิทธิผล
$\dot{\sigma}'$	=	อัตราหน่วยแรงประสิทธิผล
σ_v	=	หน่วยแรงรวม
$\dot{\sigma}$	=	อัตราหน่วยแรงรวม
ε	=	ความเครียดตั้งฉาก
$\dot{\varepsilon}$	=	อัตราความเครียด
ε_s	=	ความเครียดเฉือน
P	=	แรงที่กระทำในทิศทางตั้งฉาก
A	=	พื้นที่หน้าตัด
G	=	โมดูลัสการเฉือน
M	=	Modulus multiplier
ΔF	=	ค่าแรงอัดเปลี่ยนแปลง
ΔT	=	ค่าอุณหภูมิเปลี่ยนแปลง
SCC	=	เสาเข็มดินซีเมนต์
DCM	=	การปรับปรุงดินโดยการผสมเชิงกลแบบลึก
FEM	=	การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

งานขุดดินเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดินในเขตพื้นที่ดินอ่อนแถบบริเวณพื้นที่กรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ซึ่งมีลักษณะของดินเป็นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก หนาประมาณ 10-13 เมตรจากผิวดิน ที่เรียกว่า ดินเหนียวกรุงเทพ (Bangkok clay) มักจะก่อให้เกิดปัญหาอย่างมากในขั้นตอนการขุดดินลึก เนื่องจากการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดินโดยรอบกำแพงกันดิน โดยปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบบ่อขุดได้แก่ ความแข็งแรงของกำแพงกันดิน (Wall stiffness) ความแข็งแรงของระบบค้ำยันกำแพง (Bracing stiffness) และวิธีการก่อสร้างที่เหมาะสม ซึ่งปัจจุบันกำแพงกันดินที่นิยมใช้สำหรับงานขุดดินลึกในชั้นดินเหนียวอ่อนได้แก่ เข็มพืดเหล็ก (Sheet pile) กำแพงเสาเข็มเรียงต่อเนื่อง (Contiguous pile wall) กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (Diaphragm wall) และอีกวิธีหนึ่งคือ การนำเอาวิธีปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยซีเมนต์ให้เป็นกำแพงกันดิน ซึ่งวิธีนี้ได้เคยถูกนำมาใช้ในระยะเวลา 20 ปีที่ผ่านมา แต่ก็ไม่ได้รับความนิยมมากนัก เนื่องจากไม่มีการศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงอย่างเป็นระบบทำให้เกิดปัญหาการวิบัติขึ้น ในปัจจุบันได้มีการศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงมากขึ้น ทำให้การขุดดินเป็นไปอย่างปลอดภัยและไม่เกิดการวิบัติเช่นในอดีต

วิทยานิพนธ์นี้ศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีการผสมลึก (Deep cement mix) แบบ Wet mixing ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบบนลงล่าง (top-down) ในการขุดดินลึกที่สภาวะแรงดันดินด้านข้างฝั่งตรงข้ามไม่เท่ากันในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคารคอนโดมิเนียมแห่งหนึ่ง ในซอยสุขุมวิท 39 ที่มีชั้นใต้ดิน 2 ชั้น โดยการศึกษาใช้วิธีการตรวจวัดปริมาณการเคลื่อนตัวแนวราบของกำแพงกันดินด้วยอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Inclinometer) ตรวจวัดการถ่ายแรงของค้ำยันในกรณีที่ดินต่างระดับทำให้เกิดความไม่สมดุลของแรงดันดินด้วยการติดตั้ง Electrical resistance strain gauge ไว้บนค้ำยันเหล็กชั่วคราว ศึกษาผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยันในสนาม วิเคราะห์กลับการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ แบบ 3 มิติ จาก 2 กรณี ได้แก่ กรณีการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ และกรณีขุดดิน นอกจากนี้ยังศึกษาอิทธิพลจากการแปรผันค่าสถิติพิสัยของดินที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน ซึ่งการใช้งานระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์โครงการก่อสร้างห้องใต้ดิน

ในงานวิจัยนี้ ยังคงเป็นเทคนิคงานก่อสร้างที่ใหม่สำหรับประเทศไทย การทำนายพฤติกรรมยังไม่สามารถทำได้อย่างแม่นยำเท่าที่ควร ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงศึกษาพฤติกรรมดังกล่าวเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบและทำนายพฤติกรรมของการใช้งานกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในลักษณะเดียวกันนี้ในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ในการศึกษาวิจัยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

1.2.1 เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวแนวราบของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบบนลงล่าง ภายใต้สภาวะแรงดันดินด้านข้างที่ไม่สมดุล

1.2.2 เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมการส่งถ่ายแรงผ่านค้ำยันชั่วคราวในค้ำยันที่เกิดจากสภาวะแรงดันดินด้านข้างที่ไม่สมดุล

1.2.3 เพื่อให้ทราบถึงอิทธิพลของอุณหภูมิที่มีผลต่อแรงอัดในค้ำยัน กรณีที่ปลายทั้งสองด้านดันไว้กับกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

1.2.4 เพื่อให้ทราบถึงสถิติเฟสที่เหมาะสมสำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์โดยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ทั้งในขั้นตอนติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์และในขั้นตอนการขุดดิน

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

ขอบเขตของงานวิจัยนี้ได้แก่

1.3.1 งานวิจัยนี้เลือกศึกษาเฉพาะการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีการผสมลิกแบบ Wet mixing เท่านั้น

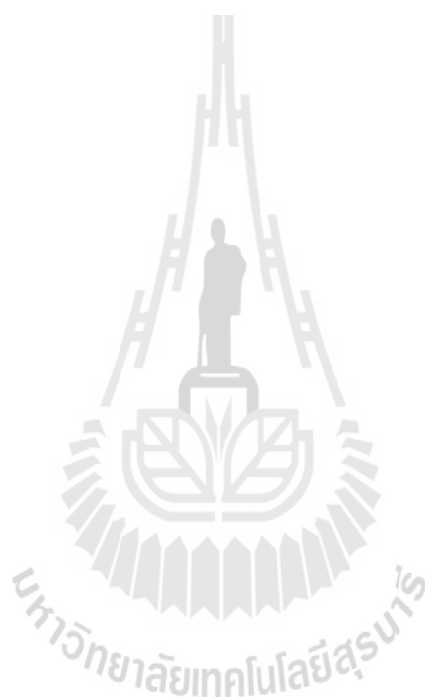
1.3.2 งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงในช่วงก่อสร้างเท่านั้น ซึ่งถือว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นยังคงค้างอยู่ในดิน

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัยนี้ได้แก่

1.4.1 ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวแนวราบที่เกิดกับกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบบนลงล่างในสภาวะแรงดันดินด้านข้างที่ไม่สมดุล

- ชนิดนี้
- 1.4.2 ทำให้ทราบถึงแรงอัดในค้ำยันชั่วคราวในขั้นตอนการขุดดินสำหรับกำแพง
- 1.4.3 ทำให้ทราบถึงอิทธิพลของอุณหภูมิและสภาพการยึดรั้งที่ปลายค้ำยันที่มีต่อ
- แรงอัด
- 1.4.4 ทำให้ทราบถึงสตีเฟนสพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์



บทที่ 2

ปริทรรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

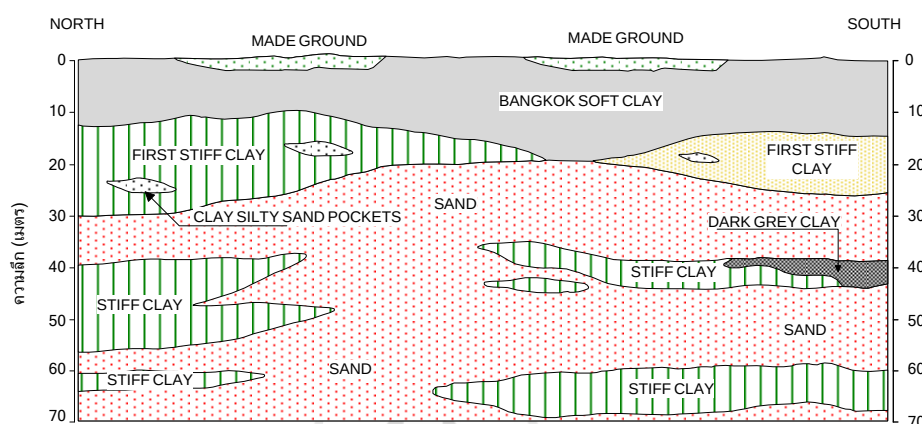
2.1 ความเป็นมาเสาเข็มดินซีเมนต์

สมโชค ประเสริฐวินิจกุล (2545) กล่าวว่า เสาเข็มดินซีเมนต์เริ่มใช้ในประเทศสวีเดนและประเทศญี่ปุ่นในปี พ.ศ. 2513 เป็นการปรับปรุงคุณภาพของดินโดยใช้ปูนขาวและซีเมนต์ โดยประเทศญี่ปุ่นเป็นประเทศแรกที่ใช้วิธีการผสมแบบลึกเพื่อปรับปรุงคุณภาพดินอ่อนของโครงสร้างบริเวณท่าเรือ และปัจจุบันได้นำวิธีนี้มาประยุกต์ใช้กับงานคันทาง งานฐานรากอาคารและถังเก็บน้ำ โดยในแถบเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์เป็นที่นิยมมากกว่าการปรับปรุงด้วยปูนขาว เช่นเดียวกับประเทศไทย จากที่ปรากฏหลักฐานเริ่มมีการใช้การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2533 และจากนั้นก็มีการนำมาประยุกต์ใช้กับคันทางของถนน งานฐานรากอาคารต่างๆ และงานซ่อมแซมฐานรากเพื่อที่จะลดการเกิดการทรุดตัว

เกษม เพชรเกตุ (2536) กล่าวว่า การฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันสูงกับดินเหนียวอ่อน บริเวณอำเภอลำลูกกา จังหวัดปทุมธานี ซึ่งดินมีค่าการซึมผ่านน้ำได้ต่ำ จะทำให้ดินเหนียวมีกำลังสูงขึ้นตามปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่ใช้ผสม โดยพบว่าค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้วสูงกว่าดินเดิมประมาณ 20 เท่า ถ้าใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ จำนวน 200 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรของดินเปียก นอกจากนี้ยังสามารถทำ Jet mixing ให้เป็นเสาหรือให้ติดกันเป็นพืดทำเป็น Gravity wall ได้ และสามารถใช้กับงาน Deep excavation ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพได้ดี

จากข้อมูลของ ว.ส.ท., (2520) ระบุว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ เป็นดินที่มีความลึกประมาณ 10-18 เมตร เป็นดินที่มีขนาดเม็ดเล็กมาก ถูกพัฒนามาจากทางตอนเหนือของกรุงเทพมหานคร เมื่อกระแสน้ำมาปะทะกับน้ำทะเลในอ่าวไทย ทำให้เกิดกระแสน้ำลดความเร็วลง ดินที่ถูกพัดพามาจึงตกตะกอนเป็นบริเวณกว้าง บางส่วนถูกน้ำพัดพาลงสู่อ่าวไทย เมื่อน้ำขึ้นดินส่วนที่ตกตะกอนบริเวณอ่าวไทยไม่หมดก็จะถูกน้ำพัดพามาตกตะกอนบริเวณปากอ่าว เช่น บริเวณกรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ สมุทรสาคร สมุทรสงคราม ชลบุรี และฉะเชิงเทรา เป็นต้น ดังนั้นดินบริเวณนี้จึงเป็นดินที่มีขนาดเม็ดเล็กมาก โดยมีคุณสมบัติทางวิศวกรรม เช่น มีปริมาณความชื้น (Water content) ที่

สูง Tonyagate, (1978) ได้รายงานปริมาณความชื้นโดยประมาณของชั้นดินเหนียวอ่อน เท่ากับ 65-90% ชีดจำกัดเหลว (Liquid limit) มีค่าสูง โดยมีค่าใกล้เคียงกับ Water content คือมีค่าระหว่าง 60-140% ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) ประมาณ 2.0 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าต่ำ คือประมาณ 0.4-1.5 ตันต่อตารางเมตร และความไวตัว (Sensitivity) มีค่าระหว่าง 8-10 เป็นต้น โดย Teparaksa, (1999) ได้แสดงหน้าตัดความลึกชั้นดินของดินกรุงเทพ บริเวณทางตอนเหนือถึงตอนล่างของเขตพื้นที่กรุงเทพ ที่ระดับความลึก -70 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 2.1



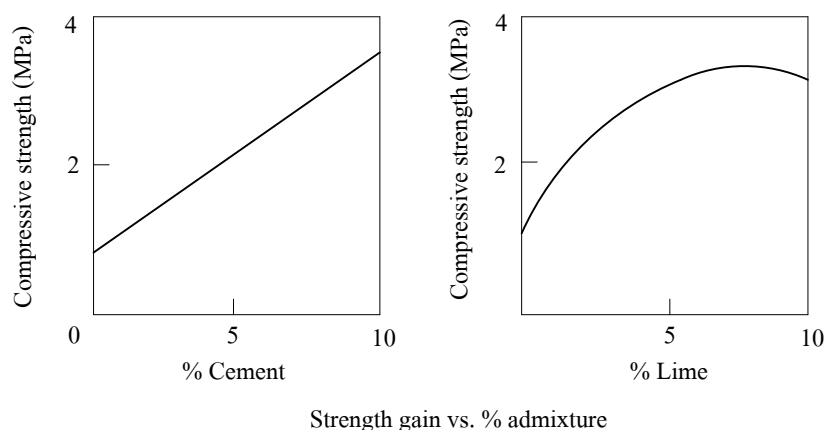
รูปที่ 2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพ (Teparaksa et al., 1999)

2.2 การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน

การปรับปรุงคุณภาพชั้นดินเหนียวอ่อนต้องมีการควบคุมคุณภาพเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เหมาะสม ซึ่งประกอบด้วยหลายปัจจัย เช่น องค์ประกอบต่างๆที่ส่งผลต่อกำลัง รูปแบบการก่อสร้างตามแต่ละวิธี เป็นต้น โดยมีรายละเอียดดังนี้

2.2.1 องค์ประกอบที่มีผลต่อกำลังของดินเมื่อผสมด้วยซีเมนต์

ก. ปริมาณซีเมนต์ (Cement content) การพัฒนากำลังของดินผสมซีเมนต์จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ Metcalf, (1977) พบว่าค่า Unconfined compressive strength, q_u ของดินเหนียวผสมปูนซีเมนต์ จะแปรผันเชิงเส้นกับปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ซึ่งต่างกับปูนขาวที่มีความสัมพันธ์เป็นแบบไม่เชิงเส้น โดยเมื่อผสมปูนขาวเกินกว่า 8 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับแรงอัดลดลงตามปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้น ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compressive strength กับ %สารผสมเพิ่ม (Metcalf, 1977)

ข. ชนิดของปูนซีเมนต์ (Type of Cement) จากประเภทของปูนปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ ได้มีการศึกษาและทดลองใช้ปูนซีเมนต์แต่ละชนิดผสมกับดินปรากฏว่าปูนซีเมนต์ประเภท 3 มีการพัฒนากำลังได้ดีกว่าประเภท 1 Felt, (1955) แต่อย่างไรก็ตามปูนซีเมนต์ประเภท 1 ยังเป็นที่นิยมใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินมากกว่า เนื่องจากจัดหาง่ายและมีราคาถูกกว่าปูนซีเมนต์ชนิดอื่น

ค. ชนิดของดิน (Type of Soil) โดยทั่วไปดินผสมซีเมนต์ การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์จะมีค่าต่ำเมื่อดินมีสารอินทรีย์ปนอยู่ในปริมาณมาก ผลกระทบจากปูนซีเมนต์โดยทั่วไปลดลงเมื่อมีการเพิ่มปริมาณดินเหนียว อย่างไรก็ตามดินที่ผสมปูนขาวจะมีค่ากลับกัน (Terrel et al., 1979) โดยจะขึ้นอยู่กับขนาดและจำนวนอนุภาคของดินเหนียวในกระบวนการ Pozzolanic reaction แต่ในส่วนที่ดินผสมกับปูนซีเมนต์ จะขึ้นอยู่กับกระบวนการประสานในกระบวนการ Cement hydration นอกจากนี้ Broms, (1986) พบว่า การเพิ่มปริมาณเกลือในดินประเภท Marine clay ซึ่งเป็นดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอนบริเวณชายฝั่งที่มีการจัดเรียงโครงสร้างแบบ Flocculated structure เมื่อเริ่มทำการผสมกับซีเมนต์ก็เป็นสาเหตุให้เพิ่มกำลังของดินได้

ง. ระยะเวลาในการบ่ม (Curing time) กำลังรับแรงเฉือนของดินหลังการผสมซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาการบ่มเหมือนกับคอนกรีตและดินผสมปูนขาว อัตราการพัฒนา กำลังของดินซีเมนต์เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรกและลดลงในช่วงหลังตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตาม อัตราการพัฒนากำลังของดินซีเมนต์ในช่วงแรกจะมีค่ามากกว่าดินผสมปูนขาว (Herzog et al., 1963)

2.2.2 วิธีการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์

การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันมีอยู่หลายวิธี โดยในแต่ละวิธีก็จะมีลักษณะและข้อได้เปรียบที่แตกต่างกันออกไป ขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของงานแต่ละประเภท โดยรูปแบบที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันสามารถจำแนกออกได้เป็น 2 รูปแบบ คือ

1. รูปแบบ Mechanical mixing method ซึ่งสามารถแบ่งได้ 2 วิธี คือ

- Wet mixing method

- Dry mixing method

2. รูปแบบ Jet grouting method โดยลักษณะของหัวฉีดสามารถแบ่งได้เป็น 3 ประเภท คือ

- ระบบท่อเดี่ยว (Single system)

- ระบบท่อกู่ (Double system)

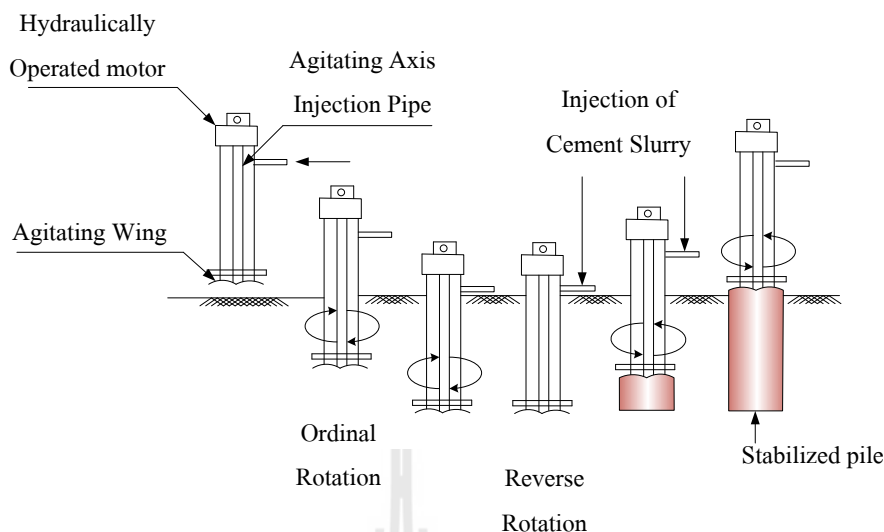
- ระบบสามท่อ (Triple system)

โดยงานวิจัยนี้ใช้ระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์จากการก่อสร้างด้วยวิธี Mechanical mixing method ดังนั้นการศึกษาจึงศึกษาเฉพาะรูปแบบการก่อสร้าง ข้อได้เปรียบข้อด้อย ของวิธีนี้เท่านั้น โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

Mechanical mixing method วิธีนี้เป็นการใช้ใบพัดที่อยู่ตามแนวแกนเจาะ ช่วยในการผสมดินให้เข้ากันกับสารผสมเพิ่มที่ประกอบไปด้วย 2 สถานะของสารผสมเพิ่มคือ สถานะที่มีลักษณะเป็นน้ำปูน (Cement slurry หรือ Cement milk) จะเรียกว่า Wet mixing method และสถานะที่มีลักษณะเป็นซีเมนต์ผง (Cement powder) โดยทั่วไปจะเรียกวิธีการที่ใช้สารผสมเพิ่มลักษณะนี้ว่า Dry jet mixing method ซึ่งรายละเอียดของวิธีการต่างๆ อธิบายได้ดังนี้

ก) Wet mixing method

รูปแบบของวิธี Wet mixing จะเป็นการใช้น้ำปูนนำเข้าไปปรับปรุงดิน ซึ่งขบวนการก่อสร้างจะมีลักษณะคล้ายกันกับวิธี Dry jet mixing โดยอาจมีรูปแบบปลีกย่อยที่แตกต่างกันอยู่บ้าง โดยวิธีการนี้จะทำการฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันขนาด 10-15 บาร์ ในขณะที่กดก้านเจาะลง แล้วทำการตีควนด้วยใบพัดผสมไปพร้อมๆ กันทำให้ดินและน้ำปูนผสมเป็นเนื้อเดียวกัน และในระหว่างชักก้านผสมขึ้น ใบพัดผสมจะทำการตีควนอีกครั้งโดยเป็นการหมุนวนกับการกดลงในตอนแรก ดังรูปที่ 2.3 เป็นลำดับการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธี Wet mixing method



รูปที่ 2.3 ขั้นตอนการผสมแบบ Wet mixing method (Miki, 1985)

ข้อได้เปรียบของการผสมด้วยวิธี Wet mixing method

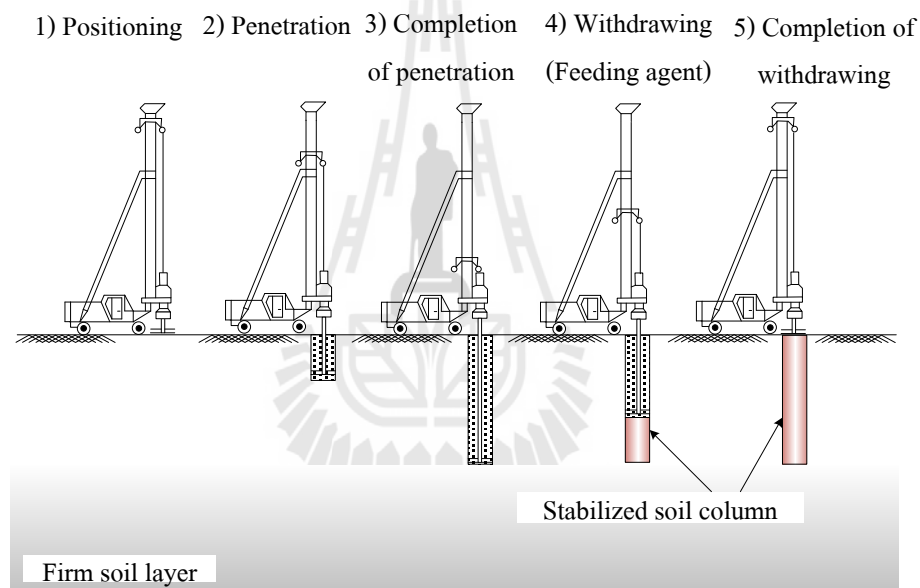
- ก) การกวนผสมให้ดินเข้ากับสารผสมทำได้ง่ายกว่าวิธีผสมแห้ง จึงทำให้เนื้อดินผสมซีเมนต์ที่ได้มีความสม่ำเสมอกว่า
- ข) สามารถใช้ผสมได้กับดินทุกชนิดโดยไม่ต้องปรับสัดส่วนผสม และขบวนการกวนผสมให้เหมาะสมกับดินแต่ละชนิด
- ค) การควบคุมคุณภาพทำได้ง่ายกว่าการผสมแห้ง เพราะสามารถกำหนดอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ให้คงที่ได้

ข้อด้อยของการผสมด้วยวิธี Wet mixing method

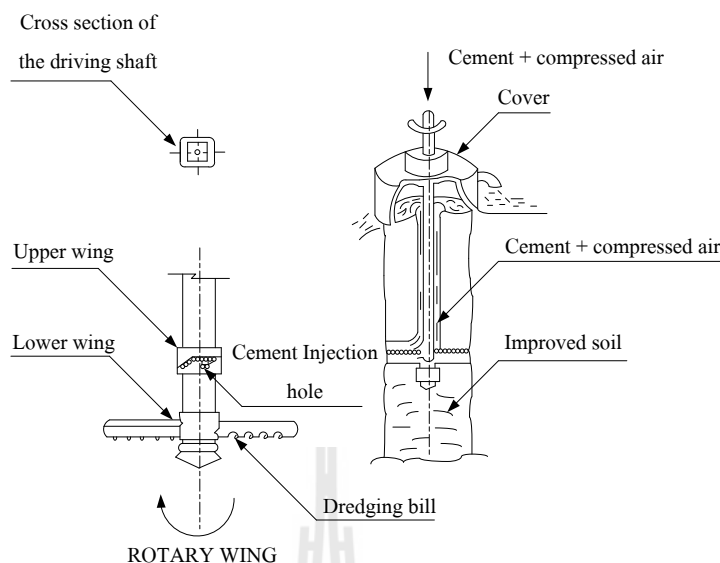
- ก) ในกรณีที่ใช้ปริมาณปูนซีเมนต์เท่ากันจะมีกำลังต่ำกว่าระบบแห้ง เนื่องจากการเพิ่มน้ำให้เนื้อดินทำให้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์สูง และที่กำล้งของเสาเข็มเดียวกันจะใช้ปูนซีเมนต์มากกว่าวิธีผสมแห้ง
- ข) โดยปกติพื้นที่ก่อสร้างจะสกปรกกว่า เนื่องจากจะมีเศษน้ำปูนบริเวณปากหลุมเจาะ โดยเฉพาะวิธีการผสมเปียกที่ใช้ระบบความดันสูง ส่วนระบบความดันต่ำจะมีปัญหาน้อยกว่า
- ค) โดยทั่วไปแล้วจะมีอัตราการก่อสร้างช้ากว่าวิธีการผสมแห้ง

ข) Dry jet mixing method

Chida. S., (1982) นำซีเมนต์ผง (Cement powder) มาใช้ในการผสมแทนการใช้น้ำปูน โดยวิธีการ Deep mixing machine จะทำการตัดย่อยดินในขณะที่ใบพัดเคลื่อนที่ลง ใบพัดผสมจะมีลักษณะแตกต่างจากใบพัดตัดย่อยดิน เมื่อถึงความลึกที่เป็นปลายของเสาเข็มดินซีเมนต์ก้านจะทำการฉีดผงปูนตลอดความลึกชั้นดินโดยผ่านท่อกระบอกฉีดที่ถูกอัดด้วยอากาศ จากนั้นผงซีเมนต์จะถูกผสมโดยใบพัดผสมซึ่งจะเป็นการหมุนกลับทางของใบพัดในขาลง พร้อมกับการชักก้านผสมขึ้นสู่ผิวดินในอัตราคงที่ โดยขั้นตอนการผสมและลักษณะของใบพัดแสดงได้ดังรูปที่ 2.4 และรูปที่ 2.5 ตามลำดับ



รูปที่ 2.4 วิธีการผสมลึกแบบ Dry jet mixing method (Miki, 1985)



รูปที่ 2.5 ใบพัดผสมของ Dry jet mixing method (DJM Research Group, 1984)

ข้อได้เปรียบของการผสมด้วยวิธี Dry jet mixing method

ก) ในกรณีที่ใช้ปริมาณปูนซีเมนต์เท่ากัน กำลังของเสาเข็มระบบแห้งจะสูงกว่า เพราะไม่มีการเติมน้ำในระหว่างการผสมทำให้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ต่ำ หรือในกรณีที่กำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากัน วิธีการผสมแบบแห้งจะใช้ปูนซีเมนต์น้อยกว่าวิธีผสมแบบเปียก โดยแบบผสมแห้งจะใช้ปูนซีเมนต์ไม่น้อยกว่า 150 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ขณะที่แบบผสมเปียกจะใช้ปูนซีเมนต์ไม่น้อยกว่า 175 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร

ข) ในสภาพหน้างานปกติเครื่องจักรจะทำงานได้ในอัตราที่เร็วกว่าวิธี

Wet mixing method

ค) ไม่จำเป็นต้องจัดหาน้ำในการผสม และเหมาะสำหรับชั้นดินเหนียวที่มีเนื้อสม่ำเสมอ และมีความชื้นในดินสูงกว่า 60-70% ตลอดชั้นดิน

ง) พื้นที่ก่อสร้างสะอาดกว่า เนื่องจากไม่มีเศษน้ำปูนหลงเหลือบริเวณปากหลุมเจาะ

ข้อด้อยของการผสมด้วยวิธี Dry jet mixing method

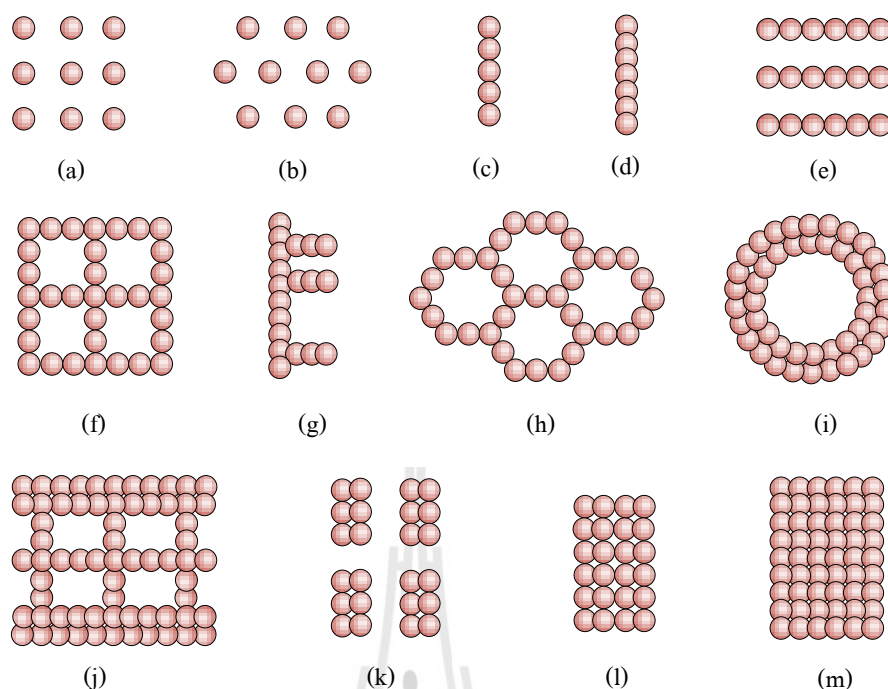
ก) การควบคุมปริมาณปูนซีเมนต์ให้เข้ากับเนื้อดินทำได้ยากกว่าซึ่งอาจส่งผลต่อความสม่ำเสมอของเสาเข็ม

ข) การควบคุมปริมาณน้ำต่อซีเมนต์ให้คงที่ได้ยากกว่า ซึ่งอาจส่งผลต่อกำลังของเสาเข็ม

ค) เหมาะสมกับการก่อสร้างในพื้นที่ที่มีปริมาณความชื้นในดินสูง

2.3 การประยุกต์ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในงานชุดดินลึก

Topolnicki, (2004) ได้เสนอการเลือกรูปแบบการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เหมาะสมสำหรับงานต่าง ๆ ซึ่งขึ้นอยู่กับจุดประสงค์ของการประยุกต์ใช้งาน สภาพของสถานที่ก่อสร้าง อัตราส่วนปลอดภัยที่ต้องการ และราคาก่อสร้าง รูปแบบเสาเข็มดินซีเมนต์มีลักษณะที่แตกต่างกัน รูปแบบที่ใช้กันโดยทั่วไปแสดงในรูปที่ 2.6 โดยเสาเข็มดินซีเมนต์เดี่ยวที่มีรูปแบบการก่อสร้างแบบดาข่ายรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือสามเหลี่ยม หรือแบบรวมกันเป็นกลุ่ม ดังรูปที่ 2.6a และ 2.6b มักนำไปใช้ในงานที่ต้องการลดการทรุดตัวของดินฐานราก หรืองานปรับปรุงเสถียรภาพ เช่น งานคันทางถนน เป็นต้น รูปที่ 2.6c, 2.6d, 2.6e และ 2.6g ใช้ในการควบคุมงานชุดดิน เพื่อรักษาเสถียรภาพและป้องกันโครงสร้างที่ใช้ฐานรากตื้นรอบพื้นที่ขุด เพื่อใช้ด้านทานแรงแนวราบหรือแรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล ด้วยการใช้รูปแบบเสาเข็มแบบแถวที่มีทิศทางเดียวกันกับน้ำหนักรับในแนวราบหรือตั้งฉากกับผิววัดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ซึ่งเสาเข็มแบบกำแพงสามารถสร้างได้ทั้งแบบสัมผัสกันแบบซ้อนกันใช้ในงานป้องกันน้ำไหลผ่าน รูปแบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่มสามารถใช้รองรับคันทางและฐานรากเพื่อลดการทรุดตัว และการเพิ่มกำลังแบกทานเสาเข็มดินซีเมนต์ชนิดกลุ่มมีหลายรูปแบบด้วยกันได้แก่ แบบดาข่ายสัมผัสกัน ดังรูปที่ 2.6f แบบรวงผึ้งสัมผัสกัน ดังรูปที่ 2.6h แบบวงแหวนซ้อนทับกัน ดังรูปที่ 2.6i แบบช่องดาข่าย ดังรูปที่ 2.6j ซึ่งเป็นระบบที่มีประสิทธิภาพและประหยัดเมื่อเปรียบเทียบระหว่างแบบกำแพงและแบบกลุ่มก้อน ดังรูปที่ 2.6m แบบเสาเข็มกลุ่ม ดังรูปที่ 2.6k และแบบเสาเข็มกลุ่มสัมผัสกัน ดังรูปที่ 2.6l



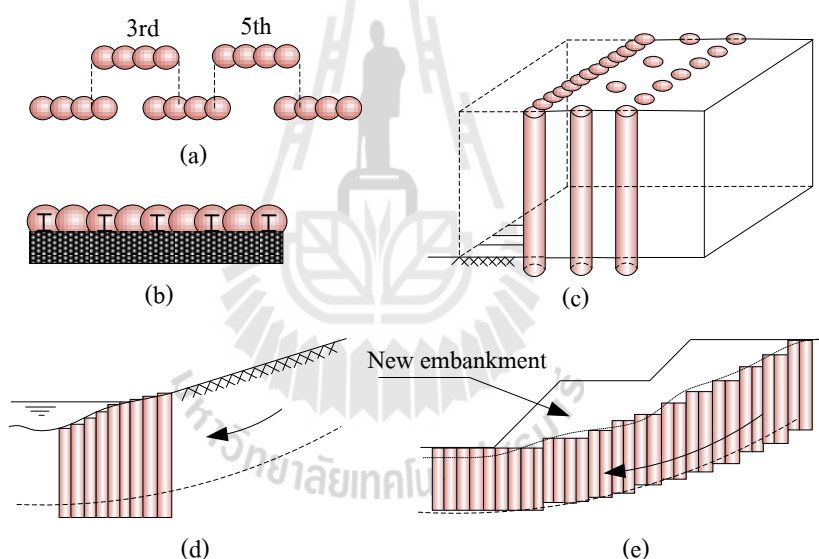
รูปที่ 2.6 ตัวอย่างรูปแบบเสาเข็มดินซีเมนต์ (a) และ (b) แบบเสาเข็ม (จัดเรียงแบบจุดรัศและสามเหลี่ยม) (c) กำแพงแถวเดียวสัมผัสกัน (d) กำแพงซ้อนกัน (e) กำแพงหลายแถวสัมผัสกัน (f) ตาข่ายสัมผัสกัน (g) กำแพงแถวเดียวสัมผัสกันแบบมีค้ำยัน (h) รวงผึ้งสัมผัสกัน (i) วงแหวน (j) ช่องตาข่าย (k) เสาเข็มกลุ่ม (l) เสาเข็มกลุ่มสัมผัสกัน (m) กลุ่มก้อน (Topolnicki, 2004)

งานระบบกันดิน เป็นการยึดรั้งแรงดันดินที่เกิดขึ้นระหว่างการขุดลึกและงานขุดตึ๊งในดินอ่อนด้วยการป้องกันโครงสร้างรอบๆ บริเวณที่ขุด การป้องกันดินฮุด (Heave) การป้องกันดินถล่ม และการวัดตัวของลาด (รูปที่ 2.7) สำหรับการประยุกต์ใช้ในระบบกันดินนั้นมักนิยมใช้รูปแบบกำแพงและตาข่าย การผสมดินกับซีเมนต์ต้องการกำลังและความแข็งแรงที่สูงเนื่องจากต้องรับแรงดันดินและแรงดันน้ำด้านข้าง ตัวแปรอื่นๆ ที่ต้องการสำหรับงานป้องกันงานขุดได้แก่ความเป็นเนื้อเดียวกันของเสาเข็มดินซีเมนต์ในระดับสูงและเสาเข็มดินซีเมนต์ต้องอยู่ในแนวตั้งเพื่อไ้ความหนาของเสาเข็มที่ต้องการและเพื่อให้ไ้การซ้อนกันของเสาเข็มอย่างต่อเนื่อง

รูปที่ 2.7c เป็นระบบที่ใช้รองรับงานขุดตึ๊งมีลักษณะเป็นกำแพงกันดินประกอบด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกำแพงในแถวหน้าตามด้วยแถวหลังอีกหนึ่งแถวหรือมากกว่าเสาเข็มแถวหลังถูกกำหนดให้มีระยะห่างและขนาดที่ทำให้มั่นใจได้ว่าไ้เกิดเป็นระบบเชิงประกอบระหว่างกำแพงและเพื่อรักษาเสถียรภาพภายนอกให้กับกำแพงโดยมีการใช้ดินผสมปูนซีเมนต์สร้าง

เป็นแผ่นเพื่อยึดกำแพงและกลุ่มเสาเข็มเข้าด้วยกัน เพื่อให้เกิดการถ่ายน้ำหนักด้านบนลงมาสู่ด้านล่างของเสาเข็ม ระยะห่างระหว่างขอบถึงขอบไม่ควรเกิน 1.2-1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มดินซีเมนต์

การป้องกันดินถุดในงานขุด ทำได้โดยก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ในบริเวณที่ทำการขุดเพื่อทำหน้าที่เป็นแกนยึดฝังผ่านระนาบวิบัติ ในบางครั้งด้านข้างของงานขุดอาจมีการปรับปรุงคุณภาพเพื่อเพิ่มแรงดันดินแบบแพชซีฟ (Passive earth pressure) และลดระยะฝังของเสาเข็มพีคหรือเสาเข็มเจาะ เสาเข็มดินซีเมนต์ยังประยุกต์ใช้เพื่อเพิ่มอัตราส่วนปลอดภัยเพื่อป้องกันดินถล่มและการวิบัติของลาด โดยทั่วไปมักใช้รูปแบบของกำแพง รูปแบบกริด (grid) หรือแบบก้อน (block) ซึ่งความยาวต้องเพียงพอที่จะตัดกับระนาบวิบัติที่คาดว่าจะเกิดขึ้น (รูปที่ 2.7d และ 2.7e) ทำให้กำลังเฉือนรวมของดินที่ปรับปรุงคุณภาพและอัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเพิ่มขึ้น



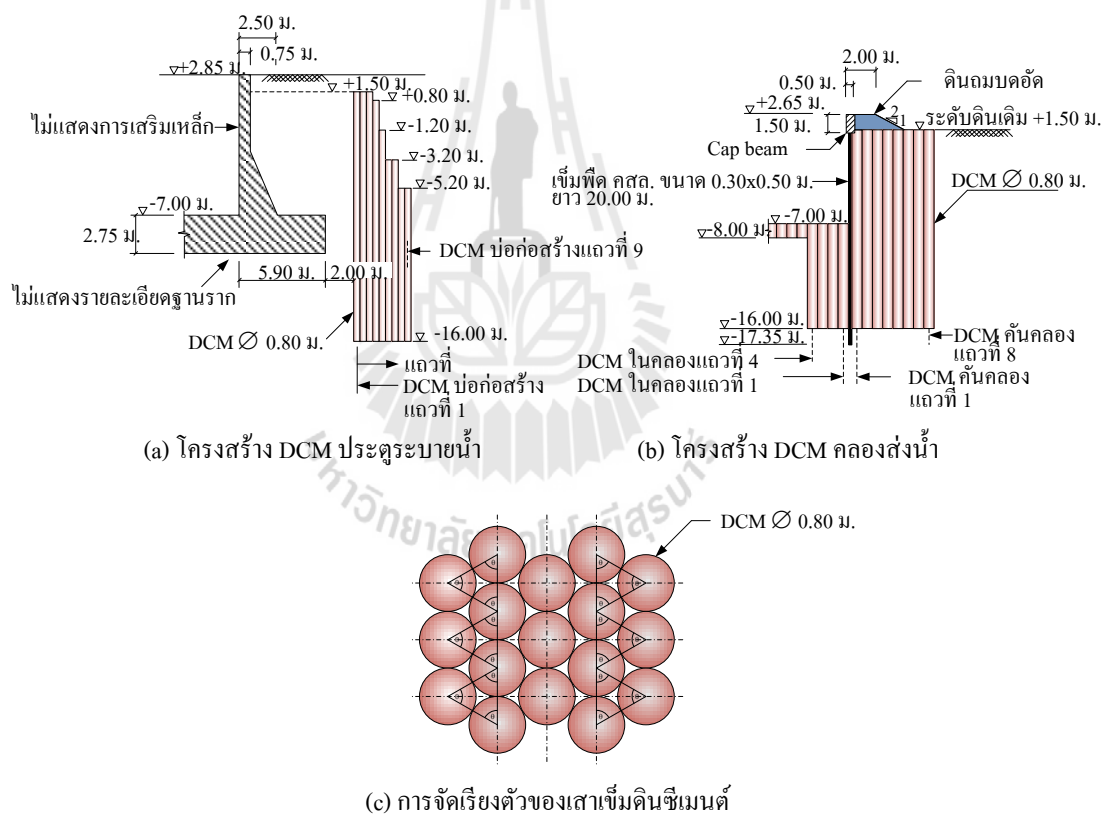
รูปที่ 2.7 ตัวอย่างการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ในระบบกันดิน (a) ลักษณะทั่วไปของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ (b) กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เสริมเหล็กกริดรูปพรรณใช้ร่วมกับผนังคอนกรีต (c) กำแพงกันดินเชิงประกอบ (d) งานป้องกันดินถล่ม (e) งานปรับปรุงเสถียรภาพของลาด (Topolnicki, 2004)

นฤทธิ ประกอบบุญ (2546) ได้รายงานพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ออกแบบให้เป็นระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรองโรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย จังหวัดพระนครศรีอยุธยาโดยบ่อเก็บน้ำแบ่งเป็น 2 ส่วนคือ

ส่วนสถานีสูบน้ำเข้า (Pump house) มีความกว้างประมาณ 6.2 เมตร ยาว 18 เมตร และลึก 7 เมตร และส่วนบ่อเก็บน้ำ มีความกว้างประมาณ 46 เมตร ยาวประมาณ 830 เมตร และลึก 5.5 เมตร ระบบกำแพงกันดินก่อสร้างด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ความลึกประมาณ 8 เมตร ฝังลงในชั้นดินเหนียวแข็ง จากพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินที่ก่อสร้างด้วยระบบเสาเข็มดินซีเมนต์ บริเวณทางเข้าบ่อเก็บน้ำพบว่า ขณะทำการขุดดินในแนวตั้งลึก 7 เมตร ได้เกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะของคานยื่น (Cantilever mode) ซึ่งมีค่าความเครียดเฉือน (Shear strain) ประมาณ 1.4% จากนั้นกำแพงได้เกิดการวิบัติทั้งระบบ (Overall slope failure) ในส่วนของระบบกำแพงกันดินที่บ่อเก็บน้ำซึ่งมีความลึกการขุด 5.5 เมตร ได้มีการเปลี่ยนวิธีการขุดดินจากแนวตั้ง (Vertical excavation) มาเป็นการขุดโดยเว้นให้มีความลาดดิน (Slope excavation) ในส่วนที่ลึกกว่า 3.5 เมตร ทำให้สามารถลดการเกิด Shear strain ลงเหลือเพียง 0.21-0.34% และไม่เกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังได้เสนอค่าสถิติแรงของดินที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของระบบกำแพงกันดินที่ก่อสร้างด้วยระบบเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ให้ผลการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับผลการวัดในสนามด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) พบว่า อัตราส่วนระหว่าง Young's Modulus ต่อกำลังรับแรงเฉือนของดิน (E_u/S_u) มีค่าเท่ากับ 120-180, 600-700 และ 650-750 สำหรับดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และเสาเข็มดินซีเมนต์ ตามลำดับ

ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์ (2548) ได้รายงานพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ประยุกต์มาใช้สำหรับงานขุดดินลึกในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ เพื่อก่อสร้างโครงสร้างกันดินใน 2 ส่วนคือ โครงสร้างประตูระบายน้ำและโครงสร้างกำแพงกันดินริมคลอง ของโครงการหนึ่งในอำเภอพระประแดง จังหวัดสมุทรปราการ โดยโครงสร้างประตูระบายน้ำเป็นอาคารประตูระบายน้ำคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ ที่มีการขุดดินลึกประมาณ 10 เมตร และมีระบบป้องกันดินชั่วคราวเป็นระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร เรียงต่อเนื่องจำนวน 9 แถว เป็นความหนา 6.34 เมตร ความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์แปรเปลี่ยนอยู่ระหว่าง 11.0-18.0 เมตร โดยออกแบบเป็นกำแพง Gravity wall ดังรูปที่ 2.8a ในส่วนโครงสร้างคลองเป็นโครงสร้างกำแพงที่ประยุกต์ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร เป็นกำแพงถาวร จำนวน 8 แถว หนา 5.60 เมตร ลึก 16 เมตร เพื่อขุดดินลึกประมาณ 8 เมตร โดยมีการเสริมด้านหน้ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยการตอกเข็มพืด ขนาดหน้าตัด 0.30×0.50 เมตร ยาว 20 เมตร ดังรูปที่ 2.8b จากรายงานพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ขณะทำการขุดดินที่ระดับสุดท้าย บริเวณประตูระบายน้ำ พบว่า การเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นลักษณะคานยื่น เมื่อค่า Shear strain ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์อยู่ระหว่าง 1-2% แต่เมื่อการเคลื่อนตัวสูงขึ้น มีค่า Shear strain

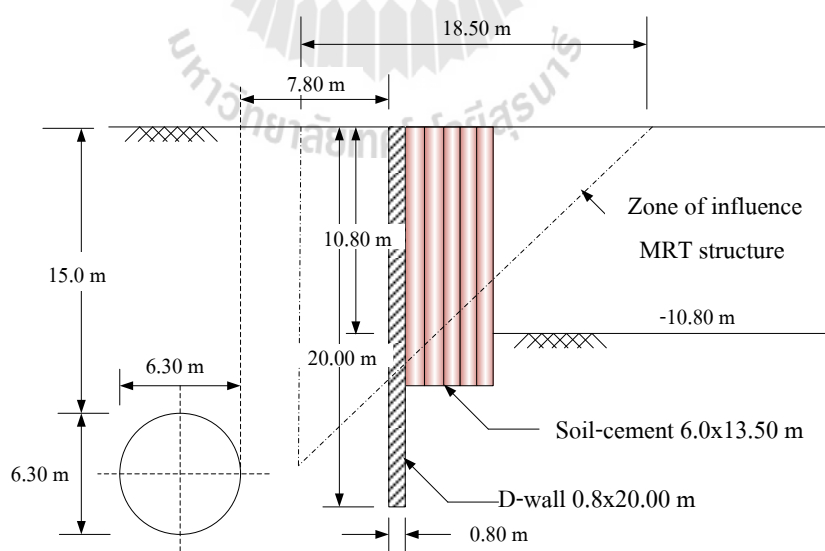
มากกว่า 2% เกิดการวิบัติและเสาเข็มดินซีเมนต์แยกตัวจากกัน นอกจากนี้ยังได้เสนอค่ากำลังผิวสัมผัสระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์จากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ โดยพบว่าค่ากำลังผิวสัมผัสระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าประมาณ 44-70% และ 20-43% ของกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ สำหรับการเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีค่า Shear strain อยู่ระหว่าง 1-2% และมากกว่า 2% ตามลำดับ พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณโครงสร้างคลองที่มีการขุดดินตื้นกว่าที่ออกแบบไว้ โดยขุดดินลึกเพียงประมาณ 4 เมตร จะมีการเคลื่อนตัวเป็นลักษณะคานยื่น แต่เสาเข็มดินซีเมนต์ไม่เกิดการแยกตัวจากกันและเกิดความเครียดเฉือนของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์น้อยกว่า 0.81% โดยมีค่ากำลังผิวสัมผัสระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์



รูปที่ 2.8 รายละเอียดการใช้ DCM ของโครงการหนึ่งในอำเภอพระประแดง จังหวัดสมุทรปราการ (ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์, 2548)

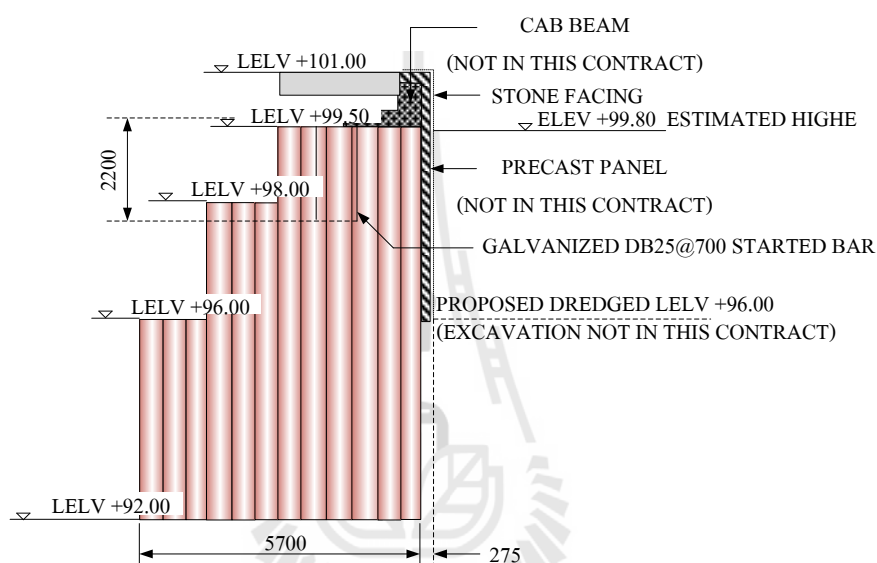
ณรงค์ และคณะ (2550) ได้รายงานกรณีศึกษาการปรับปรุงกำลังของดินด้วยการผสมดินเชิงกลแบบลึกเพื่อลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของ 2 โครงการ ได้แก่

กรณีศึกษาที่ 1 การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเมื่อก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในแนวเขตป้องกันของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) โดยใช้ Diaphragm wall เป็นกำแพงกันดิน ระดับความลึกที่ทำการขุดดินทั่วไปสำหรับโครงการนี้กำหนดไว้ที่ -10.80 เมตรจากระดับดินเดิม ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ 6.30 เมตร ระยะห่างจากขอบอุโมงค์ถึงขอบกำแพงกันดินที่ใกล้ที่สุดประมาณ 7.80 ม. ความลึกจากผิวดินถึงขอบอุโมงค์ประมาณ 15.0 เมตร ซึ่งเป็นแนวแสดงการขุดดินที่อาจมีผลกระทบต่ออุโมงค์ นอกจากใช้กำแพงกันดินระบบ Stiff wall แล้ว การปรับปรุงกำลังรับน้ำหนักของดินด้วยวิธีผสมลึกระยะด้านที่มีการขุดดินหน้ากำแพง (Excavation side) โดยทำการปรับปรุงดินแบบบล็อก ซึ่งมีความกว้างของการปรับปรุงดินรวม 6.0 เมตร มีระดับปลายของการปรับปรุงกำลังอยู่ที่ -13.5 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 2.9 จากรายงานผลการเคลื่อนตัวพบว่า กำแพงกันดินด้านที่ไม่ได้ทำการปรับปรุงกำลังมีการเคลื่อนตัวในแนวราบสูงสุดอยู่ในช่วง 20-27 มิลลิเมตร ในขณะที่กำแพงด้านที่มีการปรับปรุงดินมีการเคลื่อนตัวในแนวราบสูงสุดอยู่ในช่วง 15-18 มิลลิเมตร ซึ่งบล็อกเสาเข็มดินซีเมนต์นอกจากจะช่วยลดการเคลื่อนตัวด้านข้างแล้ว ยังช่วยเพิ่มเสถียรภาพงานขุดดิน และป้องกันการเกิดการออกของดินในบริเวณกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.9 การใช้การผสมเชิงกลแบบลึกป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณ Diaphragm wall (ณรงค์ และคณะ, 2550)

กรณีศึกษาที่ 2 การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ก่อสร้างแบบบล็อกเป็นกำแพงกันดิน เพื่อใช้ในการขุดดินลึกประมาณ 4 เมตร ลักษณะดินเป็นทรายหลวม เสาเข็มดินซีเมนต์ในโครงการนี้มีความลึก 8 เมตร ก่อสร้างแบบบล็อกกว้าง 5.70 เมตร ดังรูปที่ 2.10 อย่างไรก็ตามไม่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดในโครงการนี้ ค่าการเคลื่อนตัวของดินจึงได้มาจากการเปรียบเทียบค่าโมดูลัสของดินดังแสดงในตารางที่ 2.1 โดยพบว่า ค่าโมดูลัสของดินเพิ่มขึ้นมากกว่า 200% และดินทรายที่ผ่านการผสมมีลักษณะเป็นบล็อกขนาดใหญ่ช่วยเพิ่มเสถียรภาพของงานขุดดินให้มีเสถียรภาพ

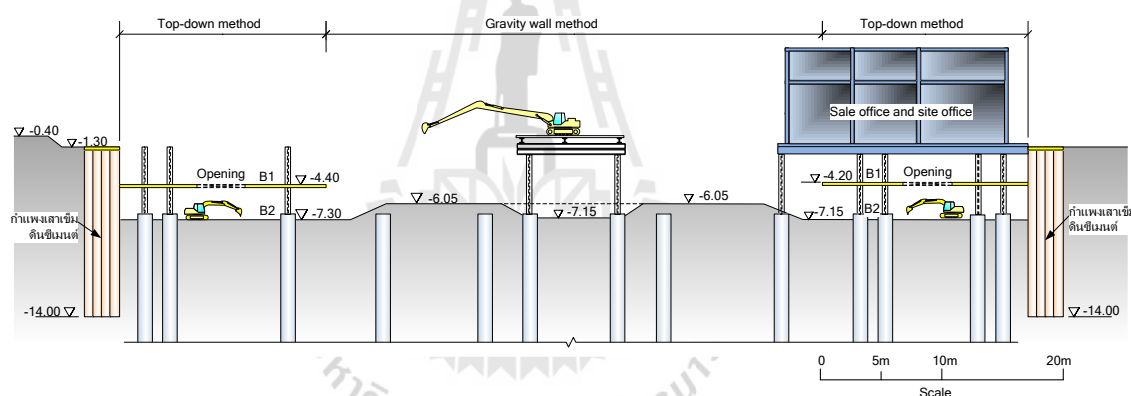


รูปที่ 2.10 การใช้การผสมเชิงกลแบบบล็อกเพื่อก่อสร้างกำแพงป้องกันตลิ่ง (ณรงค์ และคณะ, 2550)

ตารางที่ 2.1 ค่าโมดูลัสดินเปรียบเทียบระหว่างก่อนและหลังก่อสร้าง SCC (ณรงค์ และคณะ, 2550)

รายการ	ทรายหลวม	ดินซีเมนต์
กำลังรับแรงเฉือน (T/m^2)	N/A	30 - 110
SPT-N (blow/ft)	3 - 12	N/A
ค่าโมดูลัสของดิน (T/m^2)	2000-4000	7000-15000
วิธีการทดสอบ	SPT-N	UCS-cored sample
Young's modulus	$E_{sand} = 300 \text{ N}$	E_{50} from UCS

พรพจน์ ดันเส็ง (2555) ได้รายงานการเคลื่อนตัวแนวราบของกำแพงกันดินที่ใช้ระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ร่วมกับเทคนิคการก่อสร้างแบบ top-down สำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ซึ่งเป็นการผสมผสานระหว่างการใช้เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยปูนซีเมนต์ และการใช้โครงสร้างพื้นของอาคารเป็นค้ำยันถาวร เพื่อลดการเคลื่อนตัวแนวราบของโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดิน อาคารคอนโดมิเนียมแห่งหนึ่ง ในซอยสุขุมวิท 31 ที่มีชั้นใต้ดิน 2 ชั้นและขุดดินลึก 7.3 เมตร ดังรูปที่ 2.11 โดยเสาเข็มดินซีเมนต์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 800 มิลลิเมตร เรียงขบกัน 100 มิลลิเมตรโดยไม่สลับพื้นปลา ซึ่งได้ความหนาของกำแพงเป็น 2.90 เมตร ปลายกำแพงอยู่ที่ระดับความลึก -14 เมตร และปลายกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง 1 เมตร งานวิจัยนี้ได้เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวแนวราบของเทคนิคงานก่อสร้างแบบขุดเปิดหน้าดินปกติกับเทคนิคการก่อสร้างแบบ top-down และนำเสนอเทคนิคการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ร่วมกับการตรวจสอบพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินด้วยเครื่องมือวัด



รูปที่ 2.11 รูปตัดตามยาวของโครงการ โดยแสดงระดับของการขุด ระบบกำแพงกันดิน และตำแหน่งพื้นชั้นใต้ดิน (พรพจน์ ดันเส็ง, 2555)

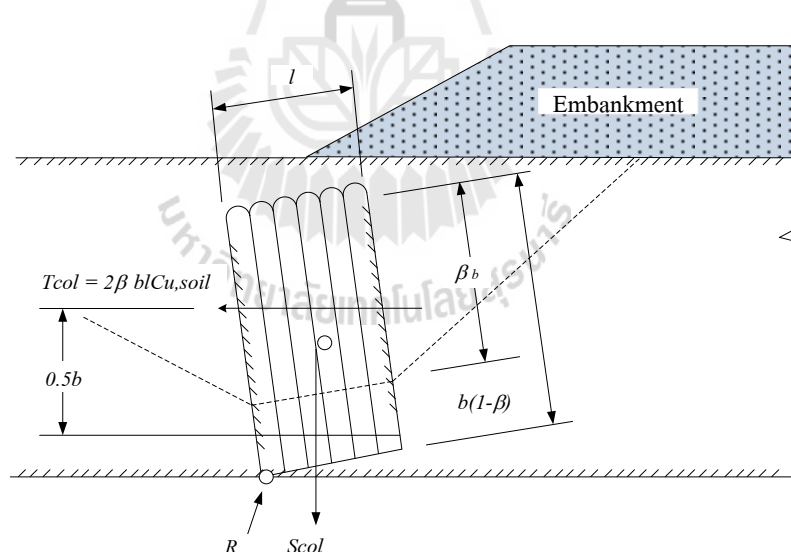
จากการเคลื่อนตัวแนวราบด้วยวิธีการก่อสร้างแบบ top-down กับ การก่อสร้างด้วยวิธีการขุดเปิดหน้าดินปกติ พบว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ค้ำยันด้วยพื้นโครงสร้างถาวรก่อนการขุดลึกลงไปจะมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างต่ำกว่า 30 มิลลิเมตร ในขณะที่กำแพงที่ก่อสร้างโดยไม่มีการค้ำยันและเป็นแบบ Gravity wall มีการเคลื่อนตัวที่สูงถึง 100 มิลลิเมตร โดยผู้วิจัยได้เสนอปัจจัยที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวดังกล่าว คือ คุณภาพของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ และขั้นตอนการก่อสร้างที่เหมาะสม กล่าวโดยสรุปคือ ระบบการก่อสร้างแบบ top-down ร่วมกับระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ สามารถลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ ส่วนการก่อสร้างแบบ

Gravity wall method นั้นจำเป็นต้องมีระยะเพียงพอที่จะก่อสร้างกำแพงให้มีความหนาที่เหมาะสม นอกจากนี้ยังเสนอแนวทางการวิเคราะห์ โดยการใช้หน่วยแรงรวมในสภาวะไม่ระบายน้ำ ที่พิสูจน์ให้เห็นว่าสามารถประมาณค่าการเคลื่อนตัวและแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับข้อมูลที่วัดได้ในสนามมาก ดังที่ได้นำเสนอไว้ในงานวิจัยของ Teparaksa et al., (1999)

2.4 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่ม

Yoshida, (1996) เสนอรูปแบบการวิบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่ม โดยมีรูปแบบการวิบัติที่อาจจะเกิดขึ้นกับกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์สำหรับงานขุดดินลึกและแนวทางในการแก้ไข ดังนี้

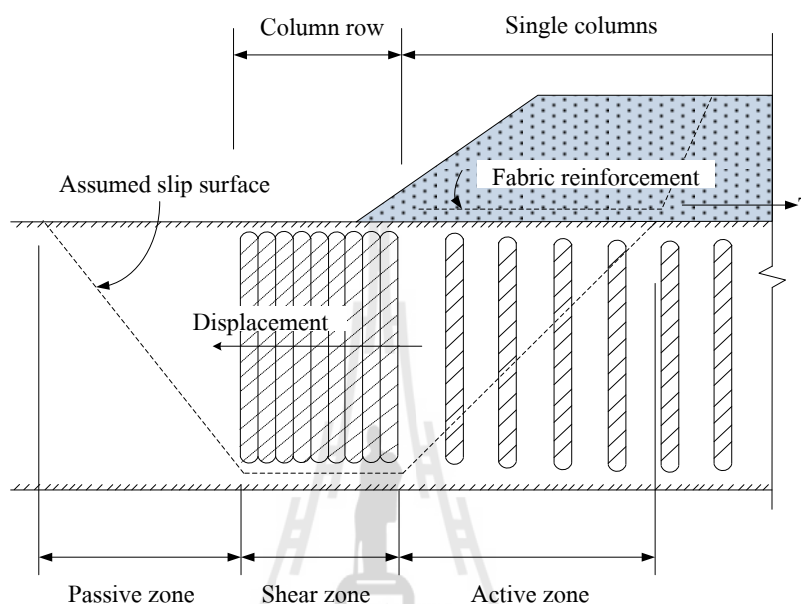
ก) การวิบัติเนื่องจากการพลิก (Failure by overturning) ของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดิน โดยความต้านทานโมเมนต์ของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินจากการพลิกถือว่าสามารถป้องกันด้วยการเพิ่มความยาวของเสาเข็มดินซีเมนต์หรือจำนวนแถวของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดิน ดังรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการพลิก (Yoshida, 1996)

ข) การวิบัติเนื่องจากการเลื่อน (Failure by translation) ของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดิน การเลื่อนของโครงสร้างเกิดจากความต้านทานแรงเลื่อนได้ฐานรากของโครงสร้างเสาไม่เพียงพอในการรับแรงดันดินด้านข้าง สาเหตุหนึ่งเกิดจากการรบกวนดินใต้โครงสร้างทำให้

กำลังรับแรงเฉือนของดินลดลงจึงเกิดการเลื่อนของโครงสร้างที่อยู่เหนือระนาบการรบกวน โดยแนวทางในการป้องกันคือ โครงสร้างจะต้องใหญ่พอที่จะต้านแรงดันด้านข้างได้ระนาบการเลื่อนด้วยการเพิ่มจำนวนแถวของเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการเลื่อน (Yoshida, 1996)

ค) การวิบัติเนื่องจากการแยก (Failure by separate) ของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดิน การแยกกันของเสาเข็มดินซีเมนต์ภายในโครงสร้างกันดิน มักเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นในตำแหน่งใกล้ส่วนบนของโครงสร้างเสา โดยแรงดันด้านข้างที่แยกสามารถประมาณจากสมมุติฐานที่ว่าความต้านทานแรงเฉือนทั้ง 2 ข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากับกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่ปรับปรุง โดยเสาจะแยกออกจากกันเมื่อความกว้างของส่วนทับซ้อนระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์มีกำลังรับแรงดึงของช่วงทับซ้อนมีค่าน้อยมากๆ ซึ่งความต่อเนื่องหรือความเป็นเนื้อเดียวกันของดินซีเมนต์สามารถกระทำได้จากระยะซ้อนทับของเสาเข็มดินซีเมนต์จากขั้นตอนการก่อสร้าง ดังรูปที่ 2.14

2.5 ระบบกำแพงไคอะแฟรมที่ใช้ร่วมกับงานขุดดินลึกแบบบนลงล่าง (top-down) และแบบล่างขึ้นบน (bottom-up)

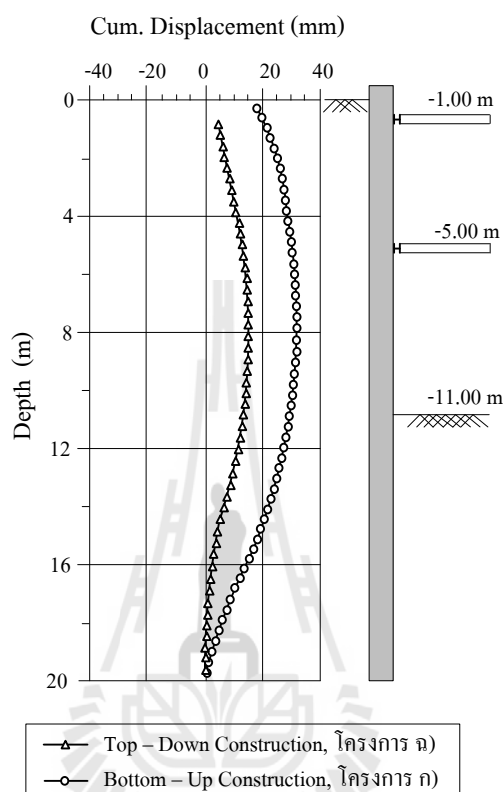
ณรงค์ และคณะ (2550) ได้รายงานการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบกำแพงกันดินที่เกิดจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดิน โดยมีเนื้อหาส่วนหนึ่งกล่าวถึงการเคลื่อนตัวในแนวราบของระบบ Diaphragm wall ที่ใช้ร่วมกับเทคนิคการก่อสร้างแบบบนลงล่าง (Top-down construction) เปรียบเทียบกับก่อสร้างจากล่างขึ้นบน (Bottom-up construction) ซึ่งได้รวบรวมและเปรียบเทียบไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 กรณีศึกษาขุดดินในโครงการที่ใช้ Diaphragm wall (ณรงค์ และคณะ, 2550)

โครงการ	Diaphragm Wall		ระดับการขุดลึก, H (ม.)	$\delta_{\max}/H$ (%)
	หนา (ม.)	ระยะฝัง (ม.)		
Bottom – Up Method				
ก) Millennium Sukhumvit, ถ.สุขุมวิท	0.8	-20	-11	0.29
ข) BMA Art Museum, สีแยกปทุมวัน	0.8	-16	-9.5	0.26
ค) Thammasat, ท่าพระจันทร์	0.8	-28	-12.7	0.31
ง) Sathorn Complex, ถ.สาทร	0.8	-18	-14	0.24
จ) Belgavia Residence, ถ.สุขุมวิท 30/1	0.8	-16	-6.50	0.60
Top-Down Method				
ฉ) Central Hospital, ถ.หลวง	0.8	-20	-11.0	0.17
ช) Bobae Bumrungmeung, ถ.บำรุงเมือง	0.8	-24	-19.0	0.10

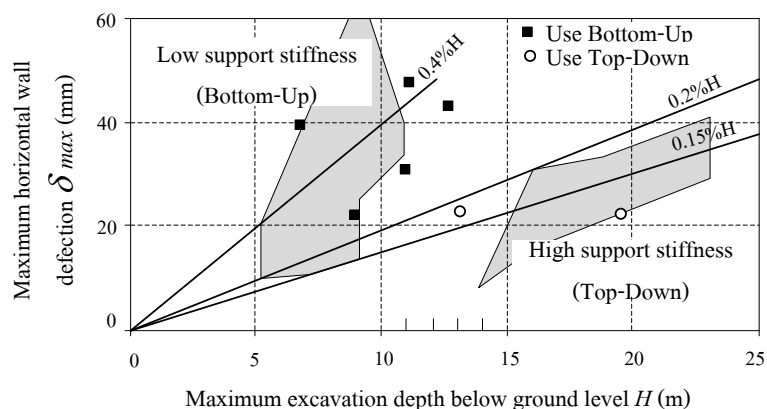
ผลการศึกษาพบว่า การก่อสร้างด้วยระบบการก่อสร้างจากบนลงล่าง โดยใช้ระบบ Diaphragm wall ซึ่งใช้พื้นโครงสร้างอาคารชั้นใต้ดินเป็นระบบค้ำยันถาวร จะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของ Diaphragm wall ให้เกิดน้อยกว่าการก่อสร้างด้วยระบบก่อสร้างจากล่างขึ้นบน ซึ่งมักจะใช้ระบบค้ำยันเหล็กชั่วคราว เนื่องจากตัวพื้นอาคารที่ใช้เป็นค้ำยันถาวร มีความแข็งแรงมากกว่ารูปที่ 2.15 เป็นการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดของโครงการ ก) และโครงการ ฉ) ในตารางที่ 2.2 ซึ่งมีระดับขุดมากที่สุดประมาณ 11 เมตร โดยใช้ Diaphragm wall ขนาด 0.80 เมตร ลึก -20 เมตร และมีจำนวนค้ำยัน 2 ชั้น เท่ากันแต่ใช้วิธีการก่อสร้างแตกต่างกัน จะเห็นได้ว่า

โครงการ จ) ซึ่งใช้ระบบก่อสร้างจากบนลงล่างให้ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างต่ำกว่าโครงการ ก) ซึ่งก่อสร้างด้วยระบบก่อสร้างจากล่างขึ้นบน



รูปที่ 2.15 เปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดของโครงการที่ใช้ระบบการก่อสร้างแบบบนลงล่างกับระบบล่างขึ้นบน (ณรงค์ และคณะ, 2550)

รูปที่ 2.16 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับขุดมากที่สุดกับค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดที่เสนอโดย St. John et al. (1992) พบว่า การก่อสร้างด้วยระบบ Top-down เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ต่ำกว่าการก่อสร้างด้วยระบบ Bottom-up เมื่อระดับการขุดดินในแนวตั้งเท่ากัน

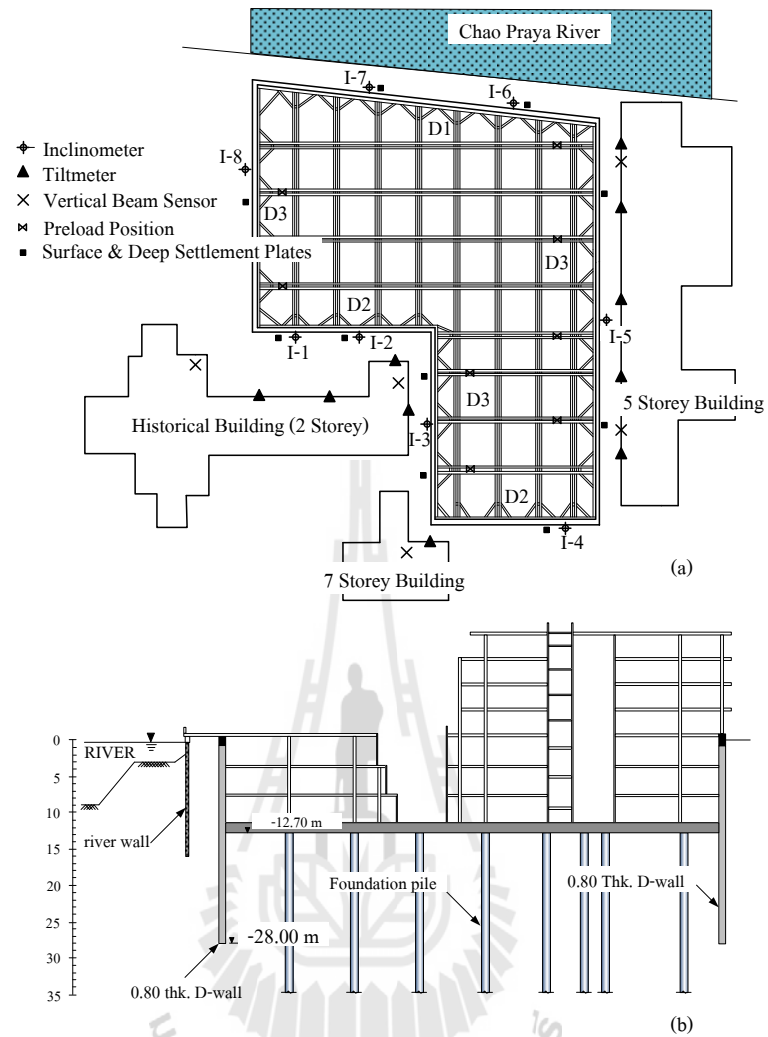


รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดกับความลึกในการขุดดิน

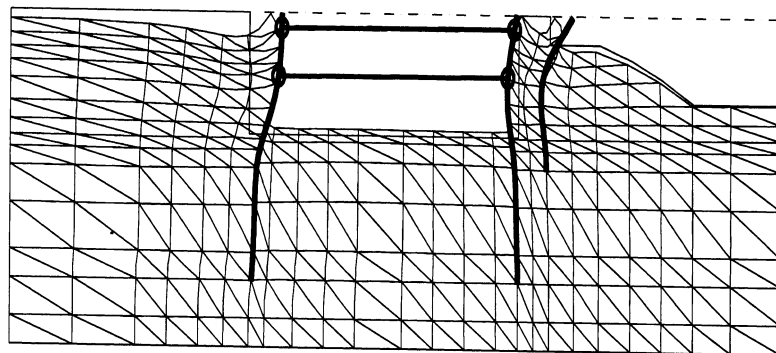
(St. John et al., 1992)

2.6 พฤติกรรมของระบบกำแพงไคอะแฟรมสำหรับงานขุดดินลึกในสถานะแรงดันดินที่ไม่สมดุล

Thasanapan et al. (1998) ได้รายงานถึงพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินไคอะแฟรมที่ใช้ค้ำยันทางด้านข้างในงานขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดิน 3 ชั้นที่ระดับความลึก -12.70 เมตร ริมแม่น้ำเจ้าพระยา โดยชั้นใต้ดินเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังรูปที่ 2.17b ระดับดินด้านหนึ่งของอาคารอยู่บนตลิ่งที่มีระดับสูงกว่าระดับดินด้านฝั่งแม่น้ำเจ้าพระยา ซึ่งก่อให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุล เมื่อทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ จะเห็นได้ว่ารูปแบบการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินแนวตั้งฉากกับแม่น้ำเจ้าพระยา เมื่อขุดดินแบบให้ระดับของการขุดเท่ากันจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านดินที่สูงกว่าไปยังด้านฝั่งแม่น้ำเจ้าพระยา ดังรูปที่ 2.18

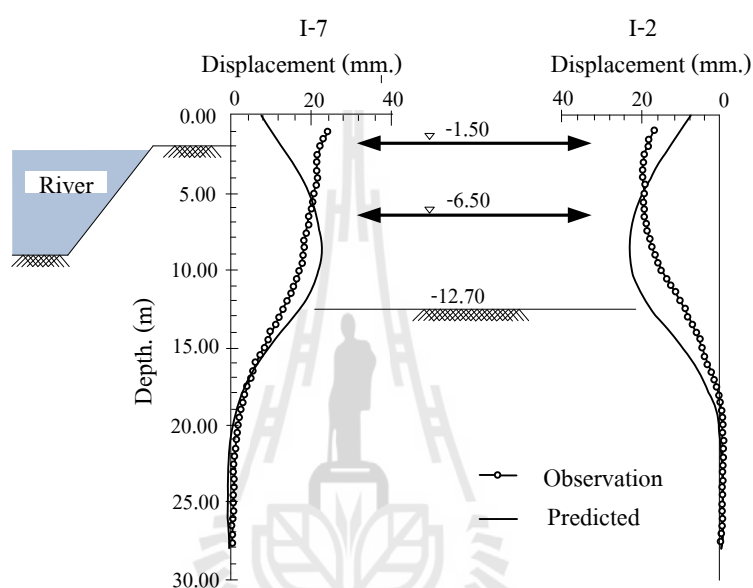


รูปที่ 2.17 แผนที่โครงการก่อสร้าง (Thasananipan et al., 1998)



รูปที่ 2.18 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการขุดโดยใช้กำแพงไคอะแฟรม ริมแม่น้ำเจ้าพระยา (Thasananipan et al., 1998)

จากรูปแบบการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ จึงทำให้มีการปรับขั้นตอนของการขุดดินใหม่ โดยขุดดินด้านฝั่งริมแม่น้ำเจ้าพระยาไล่มาฝั่งตรงข้ามที่มีแรงดันดินมากกว่า เพื่อบังคับให้แรงดันดินด้านแม่น้ำเกิดขึ้นมากกว่า และดันกำแพงฝั่งตรงข้ามให้เกิดการเคลื่อนตัวต่ำสุด โดยพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินภายใต้แรงดันดินที่ไม่สมดุลนี้ ได้ถูกยืนยันด้วยค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากผลตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้างของกำแพงฝั่ง I-7 กับฝั่ง I-2 ดังรูปที่ 2.19



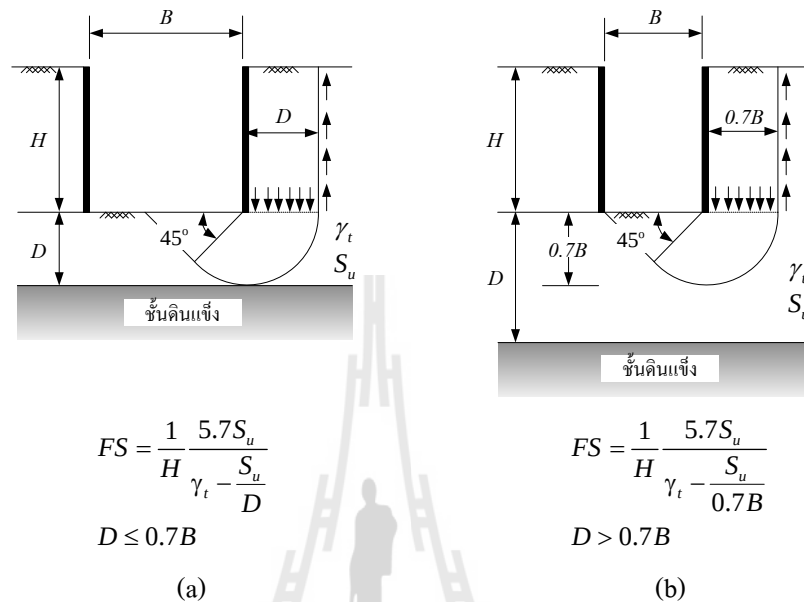
รูปที่ 2.19 ผลการเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการขุดโดยใช้กำแพงไคอะแฟรมของฝั่ง I-7 และ I-2 (Thasananipan et al., 1998)

ดังนั้นจะเห็นได้ว่าที่สถานะแรงดันดินที่ไม่สมดุลในงานขุดดินลึกเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดินสามารถลดการเคลื่อนตัวแนวราบได้ด้วยเทคนิคการก่อสร้าง การออกแบบที่เหมาะสม และการควบคุมงานที่ดี

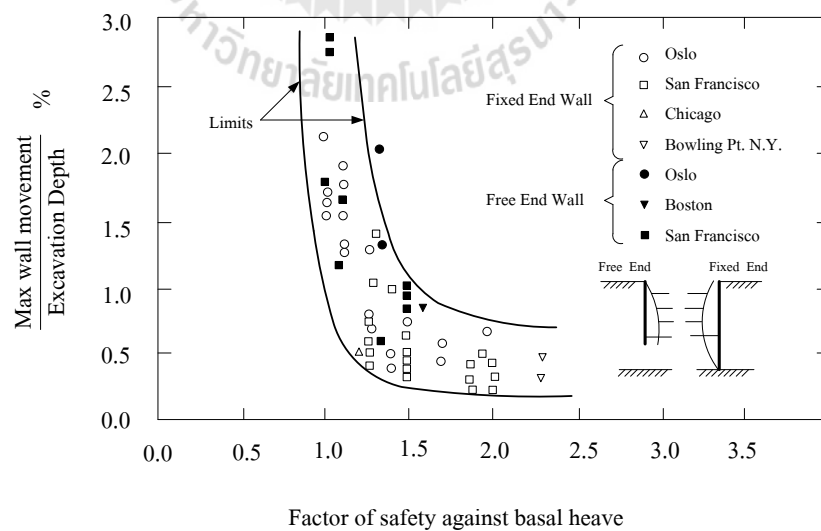
2.7 สมการเชิงประสพการณ์เพื่อใช้ทำนายการแอ่นตัวของกำแพงกันดิน

Mana and Clough (1981) ได้เสนอวิธีการประมาณการแอ่นตัวของกำแพง โดยใช้วิธีรวบรวมข้อมูลเชิงประสพการณ์ของการแอ่นตัวมากที่สุดของกำแพงชนิด Sheet pile ที่ใช้ระบบค้ำยันด้านข้างจากการขุดดินในหลายๆ โครงการ เพื่อสร้างกรอบความสัมพันธ์กับกลไกการวิบัติ (Failure mechanism) ของดินใต้บ่อขุดที่ได้เสนอโดย Terzaghi, (1943) ดังรูปที่ 2.20 ซึ่งพบว่าที่การ

เคลื่อนตัวแนวราบสูงสุดต่อระดับการขุดมีค่ามากจะทำให้สัดส่วนความปลอดภัยต่อการปูดของดินได้บ่อขุดมีค่าลดลง ดังรูปที่ 2.21



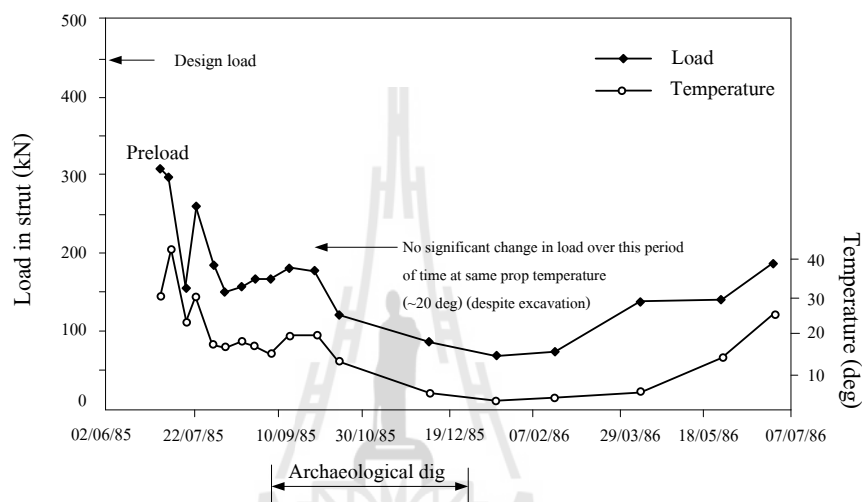
รูปที่ 2.20 กลไกการวิบัติ เมื่อ (a) ระดับชั้นดินแข็งอยู่ตื้น และ (b) ระดับชั้นดินแข็งอยู่ลึก ที่เสนอโดย Terzaghi, (1943)



รูปที่ 2.21 การประมาณการแอ่นตัวของกำแพงชนิด Sheet pile ที่เสนอโดย Mana and Clough (1981)

2.8 อิทธิพลเนื่องจากอุณหภูมิที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน

CIRIA C517., (1999) ได้ชี้ให้เห็นว่าการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน โดยแรงอัดแปรผันตามอุณหภูมิของสภาวะทดสอบ ดังรูปที่ 2.22 ซึ่งจะเห็นได้ว่า เมื่อไม่มีการขุดเพิ่มขึ้น แรงดันดินคงที่ อุณหภูมิที่ลดลงจะทำให้แรงอัดในค้ำยันลดลงด้วย เช่นเดียวกันกับอุณหภูมิที่สูงขึ้น จะทำให้แรงอัดในค้ำยันเพิ่มขึ้นด้วย



รูปที่ 2.22 การสูญเสียแรงอัดในค้ำยันเนื่องจากอุณหภูมิลดลง (CIRIA C517., 1999)

นอกจากนี้ Gaba et. al., (2003) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณแรงที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยัน จากอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ภายใต้สภาวะเงื่อนไขของชนิดกำแพงแบบต่างๆ ดังสมการที่ 2.1

$$\Delta F = \beta(\alpha \Delta T A E) \quad (2.1)$$

เมื่อ	α	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์การยืดเนื่องจากอุณหภูมิของโลหะ
	E	คือ	Yong's modulus ของวัสดุ
	A	คือ	พื้นที่หน้าตัดของวัสดุ
	ΔF	คือ	การเปลี่ยนแปลงของแรง
	ΔT	คือ	การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ

β คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับระดับของการยึดรั้งของค้ำยัน โดย Gaba et. al., (2003) ได้เสนอ β สำหรับกำแพงชนิด Rigid และ Flexible wall มีค่าเท่ากับ 0.4 และ 0.7 ตามลำดับ

2.9 ทฤษฎีไฟไนต์อีลิเมนต์

การแก้ปัญหาทางด้านวิศวกรรมเทคนิคที่มีความซับซ้อนด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เนื่องจากการจำลองรูปแบบลักษณะของปัญหาที่มีรูปร่างซับซ้อนได้ใกล้เคียงความเป็นจริง โดยการแบ่งรูปร่างของปัญหาออกเป็นเนื้อที่หลายๆ ชิ้น เรียกว่า อีลิเมนต์ (Element) ย่อยๆ ต่อเนื่องกัน ในแต่ละอีลิเมนต์มีการต่อเนื่องกันภายในจุด (Nodal point) พฤติกรรมของความต่อเนื่องถูกประมาณค่าโดยการสมมุติพฤติกรรมของอีลิเมนต์จาก Stress-strain Law และ Failure criteria ที่กำหนด โดยงานด้านวิศวกรรมเทคนิคมักจะกำหนดภายใต้สมมติฐานว่ามีสถานะขอบเขตเงื่อนไขที่สะท้อนความเป็นจริงสูงสุดของสภาพจริงของปัญหา

พารามิเตอร์ที่ส่งผลต่อการประมาณค่าการเคลื่อนตัวจากวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ คือ ค่าสติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละอีลิเมนต์ย่อย ซึ่งจะขึ้นกับค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) จากนั้นนำมาสร้างเป็นสมการสำหรับ local element ของจุดต่ออีลิเมนต์ย่อยที่มีเป็นจำนวนมากและประกอบให้อยู่ในระดับ global ซึ่งมักจะจัดสมการในรูปของเมตริกซ์ภายใต้รูปแบบการสมมูล ดังสมการที่ 2.2 สำหรับคำนวณหาหน่วยแรงและความเครียดในแต่ละอีลิเมนต์ย่อย

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (2.2)$$

เมื่อ	$\{F\}$	คือ	แรงที่กระทำ
	$\{\delta\}$	คือ	เวกเตอร์การเคลื่อนตัวที่ไม่ทราบค่า
	$[K]$	คือ	Stiffness Matrix

Azizi, (1999) กล่าวว่าข้อดีของวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์นี้ คือง่ายต่อการเปลี่ยนแปลงค่า stiffness ของวัสดุ ตลอดจนสามารถกำหนดขอบเขตและเงื่อนไขของขอบเขตที่มีความซับซ้อนให้สอดคล้องกับสมการสมมูลได้ วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์จึงเรียกได้ว่าเป็นการหาคำตอบโดยประมาณในอุดมคติ ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองดินแบบ Mohr-Coulomb ภายใต้สมมติฐานที่ว่า

1. ดินเป็น Linear elastic ก่อนถึงจุดคราก โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ได้แก่ Young's modulus และ Poisson's ratio

2. Yield function (f) ถูกกำหนดขึ้นโดยอาศัยกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่ใช้ค่าพารามิเตอร์ค่ามุมเสียดทานภายใน และค่าหน่วยแรงยึดเกาะ ดังสมการที่ 2.3

$$f = r \times s \cdot \sin \phi - c \cdot \cos \phi \leq 0 \quad (2.3)$$

เมื่อ r คือ Radius of Mohr of stress circle

s คือ Center of Mohr's stress circle

กรณีที่ $f \leq 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Elastic point

กรณีที่ $f = 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Plastic point

2.9.1 การคำนวณโดยหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิภาพ

แบบจำลองของวัสดุที่ใช้ใน PLAXIS 3D Tunnel เป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราหน่วยแรงประสิทธิภาพ (Stress rate, $\{\dot{\sigma}'\}$) และอัตราความเครียด (Strain rate, $\{\dot{\epsilon}\}$) ดังสมการที่ 2.4

$$\{\dot{\sigma}'\} = [M] \{\dot{\epsilon}\} \quad (2.4a)$$

$$\{\dot{\sigma}'\} = \{\dot{\sigma}'_{xx}, \dot{\sigma}'_{yy}, \dot{\sigma}'_{zz}, \dot{\sigma}'_{xy}, \dot{\sigma}'_{yz}, \dot{\sigma}'_{xz}\}^T \quad (2.4b)$$

$$\{\dot{\epsilon}\} = \{\dot{\epsilon}_{xx}, \dot{\epsilon}_{yy}, \dot{\epsilon}_{zz}, \dot{\gamma}_{xy}, \dot{\gamma}_{yz}, \dot{\gamma}_{xz}\}^T \quad (2.4c)$$

เมื่อ $\{\dot{\sigma}'\}$ คือ Effective stress rate

$\{\dot{\epsilon}\}$ คือ Strain rate

$[M]$ คือ Material stiffness matrix

เมื่อใช้กฎของฮุก (Hooke's Law) สำหรับพฤติกรรมแบบ Isotropic and linear elastic จะมีความสัมพันธ์ในรูปของเมตริกซ์ ดังสมการที่ 2.5

$$\begin{Bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx} \\ \dot{\epsilon}_{yy} \\ \dot{\epsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

เมื่อ E' คือ Effective Young's modulus
 ν' คือ Effective Poisson's ratio

Worth, (1985) กล่าวว่า การวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎี Elastoplastic ถือว่าเป็นการวิเคราะห์ที่ให้ผลใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุดเนื่องจากวัสดุโดยทั่วไปมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับ Elastoplastic material คือมีการเคลื่อนตัวทั้งในสภาวะ Elastic และที่สภาวะ Plastic ดังสมการที่ 2.6

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon^e\} + \{\epsilon^p\} \quad (2.6a)$$

$$\{\dot{\epsilon}\} = \{\dot{\epsilon}^e\} + \{\dot{\epsilon}^p\} \quad (2.6b)$$

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus กับ Stiffness moduli อื่นๆ เช่น Shear modulus (G), Bulk modulus (K) และ Oedometer modulus (E_{oed}) มีความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.7

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.7a)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.7b)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.7c)$$

2.9.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรงประสิทธิผล

การวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล ทำได้โดยใช้แบบจำลองพารามิเตอร์ประสิทธิผล ซึ่งการวิเคราะห์แบบนี้เป็นการพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกัน แต่จะอยู่รวมกันขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมตามสมการที่ 2.8

$$E = \frac{2(1+\nu')}{3} E_u \quad (2.8)$$

เมื่อ	E	คือ	Effective Young's modulus
	E_u	คือ	Undrained Young's modulus
	ν'	คือ	Drained Poisson's Ratio

เมื่อใช้ความสัมพันธ์ของ Hook's Law แทนค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวที่เป็น Elastic จะได้ดังสมการที่ 2.9 และเมื่ออินทิเกรตสมการ 2.5 จะได้สมการที่ 2.10 ในรูปของเมตริกซ์

$$\{\dot{\sigma}'\} = [D^e] \{\dot{\epsilon}^e\} = [D^e] (\{\dot{\epsilon}\} - \{\dot{\epsilon}^p\}) \quad (2.9)$$

เมื่อ	$[D^e]$	คือ	Stiffness Matrix
-------	---------	-----	------------------

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

ดังนั้นจะสามารถเขียนให้อยู่ในเทอมของพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล
ได้ดังสมการ 2.11

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

2.9.3 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรงรวม

สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบของอัตราหน่วยแรงรวม (Total stress rate, $\dot{\sigma}$) กับ
อัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) ดังสมการที่ 2.12

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

ในเชิงทฤษฎี ν_u จะมีค่าเท่ากับ 0.5 เมื่อไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ซึ่ง
ก่อให้เกิดปัญหาในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข ดังนั้น ในการสมมุติพฤติกรรมดังกล่าวจึงใช้ค่า $\nu_u =$
0.495 เมื่อ $E = E_u$ และ $\varphi = \varphi_u = 0$

2.9.4 โมดูลัสของดิน (Soil modulus)

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญในการวิเคราะห์ด้วย FEM ที่มีผลโดยตรงต่อ
การเคลื่อนตัวของดิน โดยค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงตามระดับของหน่วยแรงที่
เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งสามารถหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ
Empirical ได้ดังนี้

$$E_u = M \times S_u \quad (2.13)$$

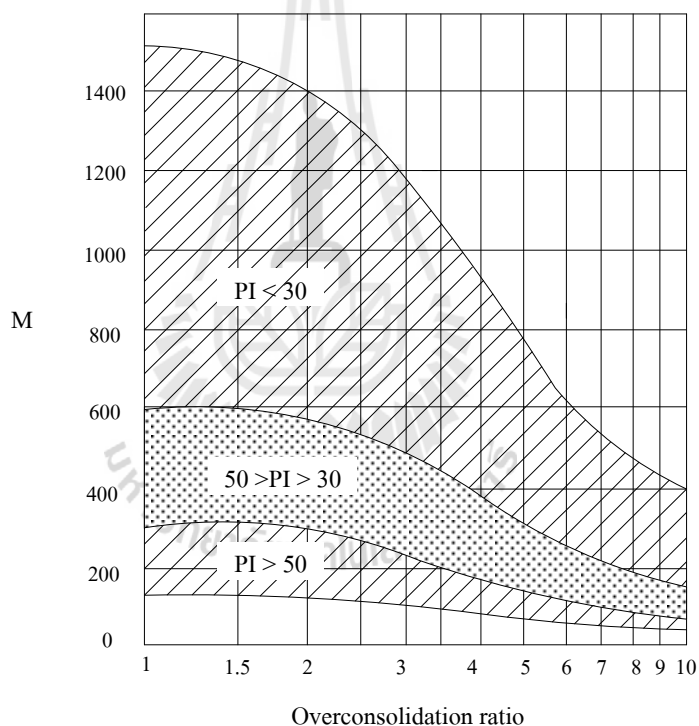
เมื่อ E_u คือ โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ ในช่วง Elastic ก่อนที่จะถึงสภาพ

Plastic yielding

M คือ Modulus multiplier

S_u คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

โดยค่า E_u นี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ระดับของหน่วยแรงเฉือนก่อนถึงจุด Yield และ M ขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้างและลักษณะของโครงสร้าง โดย Duncan and Buchighani (1976) แนะนำค่า M ที่อยู่ในช่วงระหว่าง 600-1000 สอดคล้องกับค่าประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง E_u กับ S_u ของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติ $PI < 30$ เมื่อ $OCR = 1$ ดังรูปที่ 2.23

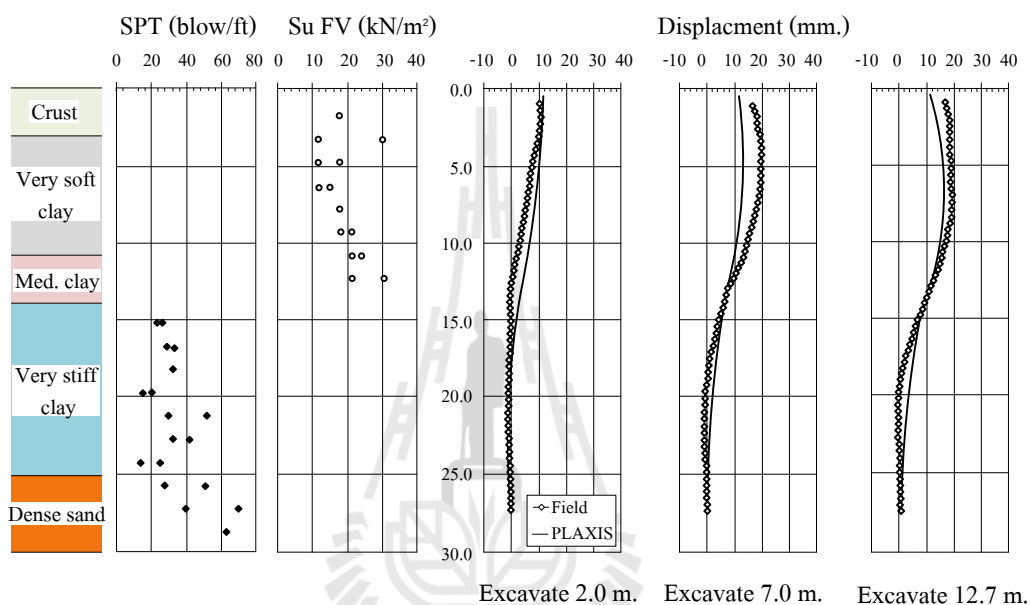


รูปที่ 2.23 แสดงค่าประมาณ Modulus multiplier ของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ

(Duncan. and Buchighani., 1976)

Teparaksa et al., (1999) ได้อาศัยความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสกับกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเพื่อหาค่าสถิติที่เหมาะสมสำหรับทำนายการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงการก่อสร้างห้องใต้ดิน อาคารแห่งหนึ่งภายใน

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ท่าพระจันทร์ โดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ด้วยโปรแกรม PLAXIS ซึ่งได้เสนอค่า $E_u/S_u = 500$ และ 2000 สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ และ ดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ พบว่าให้ผลการเคลื่อนตัวตามที่ได้คาดคะเนเป็นอย่างดี ดังรูปที่ 2.24 เช่นเดียวกับ โครงการ Dindang Underpass และ โครงการอาคาร Sathorn Complex ที่มีเงื่อนไขที่แตกต่างกันด้าน สิ่งแวดล้อมโดยรอบโครงการ



รูปที่ 2.24 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการวัดในสนามและการวิเคราะห์ผลด้วย FEM (Teparaksa W. et al., 1999)

นอกจากนี้ พงษ์ศิลป์ เดชะดวงศ์ (2553) ได้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพและชั้นดินเหนียวแข็งที่มีผู้เสนอไว้ ดังตารางที่ 2.3 และ 2.4 ตามลำดับ

ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 240-1200S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ PI = 40 - 63%, OCR < 3 (Tonyagate, 1978)
$E_u = 300-600S_u$	NAVFAC.DM.7.1 (1982)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ PI = 40-63% (Tonyagate, 1978) โดย คุณสมบัติของดิน OCR < 3 (Obchittikul, 1989) ค่า $30 < PI < 50\%$ และค่า $PI < 50\%$
$E_u = 500S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดิน ลึก โดยใช้กำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 1000S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดิน ลึก โดยใช้กำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 2000S_u$	วันชัย (1999)	Back analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 480S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ ดินกรุงเทพ ช่วง Strain 0.1-1.0%
$E_u = 1000-1100S_u$	วันชัยและธีรพันธ์ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 600-700S_u$ ($E_u = 650-750S_u$ สำหรับ SCC)	นฤทธิ (2546)*	Back analysis งานระบบกำแพงกันดินสำหรับ การขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย

หมายเหตุ * เพิ่มเติมข้อมูลโดยผู้ศึกษางานวิจัยนี้

ตารางที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 250-500S_u$	Bjerrum (1964)	S_u =Undrained shear strength unconfined compression test or Vane shear test

ตารางที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (ต่อ)

$E_u = 500S_u$	Cox. (1973)	จากการทดสอบการทรุดตัวของดินในถนน ธนบุรี – ปากท่อ โดย S_u คิดจากค่าเฉลี่ยของ ชั้นดินอ่อนที่สุด
$E_u = 100-500S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	Buchighani (1976) $OCR < 3$ (Tonyagate, 1978) จากการทดสอบ $C_{kou} - T_0$ ตัวอย่างของถนนบางนา-บางประกง
$E_u = 125-300S_u$	Parnploy. (1985)	$S_{u(FV1)} =$ Uncorrected field vane shear strength $S_u =$ ได้จากการทดสอบ Vane shear test
$E_u = 70 - 250S_{u(FV1)}$ $E_u = 100-150S_u$	Balasubramaniam บัณฑิต (2529)	เมื่อ $S_{u(FV2)} =$ Corrected field vane shear
$E_u = 42 - 162S_{u(FV1)}$	Brenner (1987)	(Bejerum, 1972) เมื่อ $PI = 80\%$
$E_u = 150S_u$	Bergado et al. (1987)	Bangkok clay เมื่อ $PI > 50\%$ จากการศึกษ การทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางประกง จากหน้าตัด 30 จุดสายทาง 55 กม.
$E_u = 150S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดิน ลึก โดยใช้กำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 250-500S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดิน ลึก โดยใช้กำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 500S_u$	วันชัย (1999)	Back Analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 240S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back Analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้า ใต้ดินกรุงเทพ ช่วง Strain 0.1-1.0%
$E_u = 120-180S_u$	นฤทธิ (2546)*	Back Analysis งานระบบกำแพงกันดิน สำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำ สำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย

หมายเหตุ

* เพิ่มเติมข้อมูลโดยผู้ศึกษางานวิจัยนี้

2.9.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; S_u)

สำหรับชั้นดินเหนียว ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการทดสอบ Field vane shear test ซึ่งโดยปกติแล้วจะใช้ค่า S_u จากการทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined compression test, q_u) หรือหาจากสมการความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่างค่า SPT-N กับ S_u ที่เสนอโดย วีระนันท์ ปิตุปกรณ (2526) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ดังสมการที่ 2.14 และ 2.15

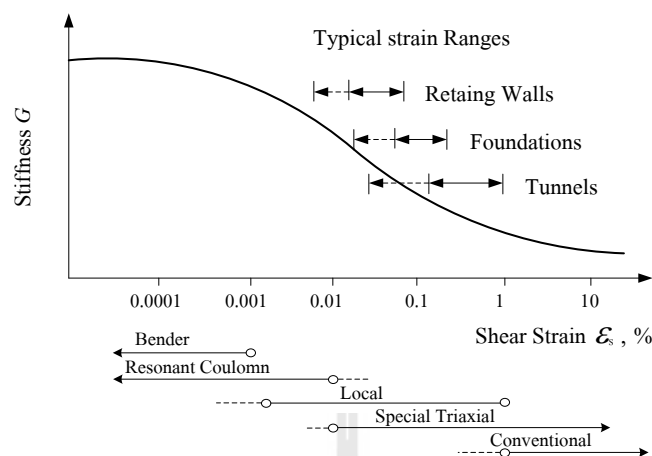
$$S_u = 0.685N \text{ (ตันต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง} \quad (2.14)$$

$$S_u = 0.520N \text{ (ตันต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ} \quad (2.15)$$

เมื่อ N คือ จำนวนครั้งของการตอกต่อฟุต โดยการจำแนกดินเหนียวใช้ระบบ Unified soil classification และ ค่า SPT-N ที่ใช้เป็นค่าที่ทดสอบได้โดยไม่ต้องมีการปรับแก้

2.9.6 ความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่าง E_u/S_u สำหรับการวิเคราะห์

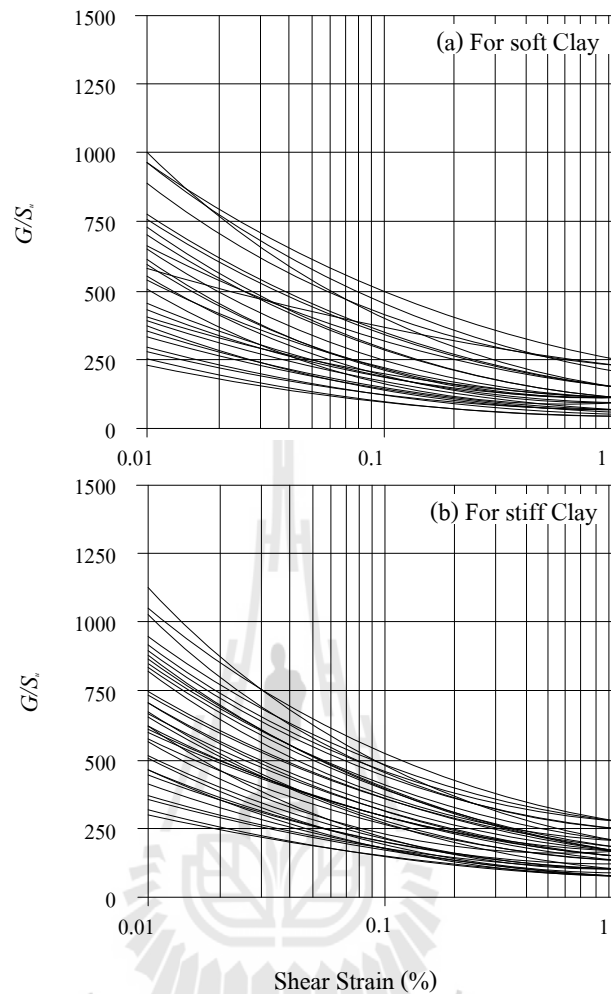
ค่า E_u/S_u ที่เหมาะสมที่ใช้ในการประมาณค่าการเคลื่อนตัว จำเป็นต้องใช้การคำนวณกลับของค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral movement) จากโครงการที่ได้ทำการศึกษา (Case study) ต่างๆ ที่มีการติดตั้ง Inclinator โดยค่า Young' modulus (E) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของโมดูลัสการเฉือน (Shear modulus; G) ดังที่ได้กล่าวไว้ในสมการที่ 2.7a ซึ่งค่า Shear modulus เป็นค่าที่ไม่คงที่ โดยจะขึ้นกับค่าระดับความเครียดนั้นๆ Mair, (1993) ได้แสดงให้เห็นว่าค่าโมดูลัสการเฉือนลดลงเมื่อค่า Shear strain เพิ่มขึ้น โดยโครงสร้างแต่ละชนิดก่อให้เกิดความเครียดเฉือนขึ้นไม่เท่ากัน ดังรูปที่ 2.25 นอกจากนี้ยังชี้ให้เห็นว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการปกติไม่สามารถใช้ระบุโมดูลัสการเฉือนในช่วงที่เกิดความเครียดเฉือนต่ำได้เนื่องจากความละเอียดของเครื่องมือวัด ช่องว่างระหว่างอุปกรณ์กับตัวอย่างทดสอบ และผลเนื่องจากการวัดการยุบตัวนอกตัวอย่าง โดยโครงสร้างที่จำกัดการเคลื่อนตัวเพื่อลดผลกระทบต่อนโครงสร้างข้างเคียงจะเกิดความเครียดเฉือนที่ต่ำ ซึ่งโมดูลัสการเฉือนจะมีค่าสูงกว่าที่จะทดสอบได้โดยวิธีการทดสอบดินแบบปกติ



รูปที่ 2.25 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสการเฉือนกับความเครียดเฉือน (Mair, 1993)

Teparaksa, (1999) ได้รายงานผลการทดสอบสติฟเนสของดินโดยใช้ Self-Boring pressure meter ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ดังรูปที่ 2.26a และ 2.26b ซึ่งสามารถวัดค่าสติฟเนสในช่วงความเครียดเฉือนต่ำได้





รูปที่ 2.26 โมดูลัสเฉือนของดินกรุงเทพที่ได้จากการทดสอบ Self-Boring pressure meter เมื่อ
(a) สำหรับดินเหนียวอ่อน (b) สำหรับดินเหนียวแข็ง ที่เสนอ โดย Teparaksa, (1999)

2.9.7 ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต (K_0^{total})

ศิริมาศ วิเศษศรี (2541) ได้แสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม จะใช้ค่า K_0^{total} เนื่องจากเป็นการวิเคราะห์ในกรณี Total stress analysis ซึ่งจำเป็นต้องหาค่า σ_{h0} โดยไม่จำเป็นต้อง input ค่า U_0 โดยค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง K_0^{total} ในการวิเคราะห์หาได้จากสมการ ดังนี้

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.16)$$

$$K_0^{total} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{K_0 \sigma'_{v0} + U_0}{\sigma'_{v0} + U_0} \quad (2.17)$$

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต $K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$ เป็นฟังก์ชันของค่า OCR

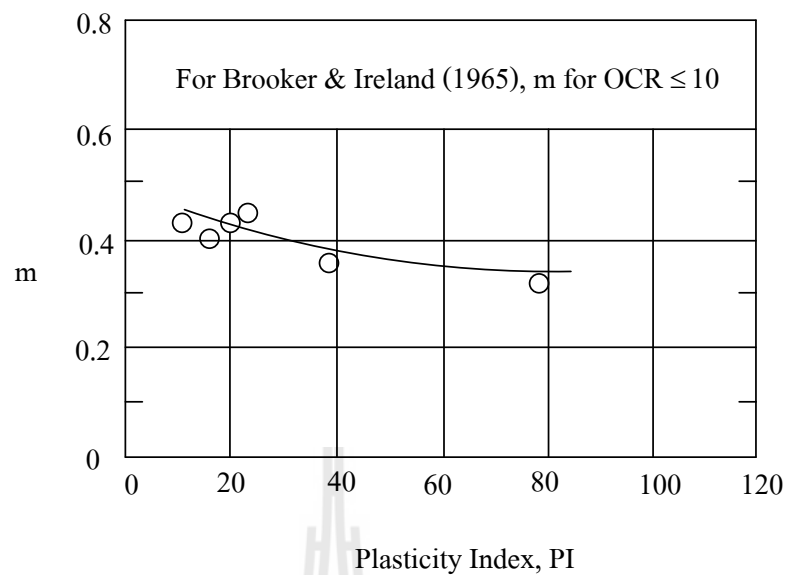
โดยสามารถประเมินค่า K_0 ด้วยสมการของ Ladd et al., (1997) ดังแสดงในสมการ 2.18

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^m \quad (2.18)$$

เมื่อ	$K_{0(OC)}$	คือ	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตของดินเหนียวอัดตัวแน่นเกินตัว (Overconsolidated clay)
	$K_{0(NC)}$	คือ	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตของดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ (Normally consolidated clay) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ใช้ค่าเท่ากับ 0.60 ± 0.02 ที่เสนอโดย Mohr และ Wang (1968) โดยงานวิจัยนี้ใช้ค่า 0.62
	m	คือ	ค่าคงที่ที่ขึ้นอยู่กัสดัชนีพลาสติกของดิน สำหรับงานวิจัยนี้เลือกใช้ค่าดัชนีพลาสติกจากการทดสอบดินในโครงการซึ่งมีค่าเท่ากับ 35 จากนั้นอาศัยความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m ที่เสนอโดย Ladd et. al., (1977) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับดัชนีพลาสติก ดังรูปที่ 2.27 ดังนั้น m สำหรับงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 0.4

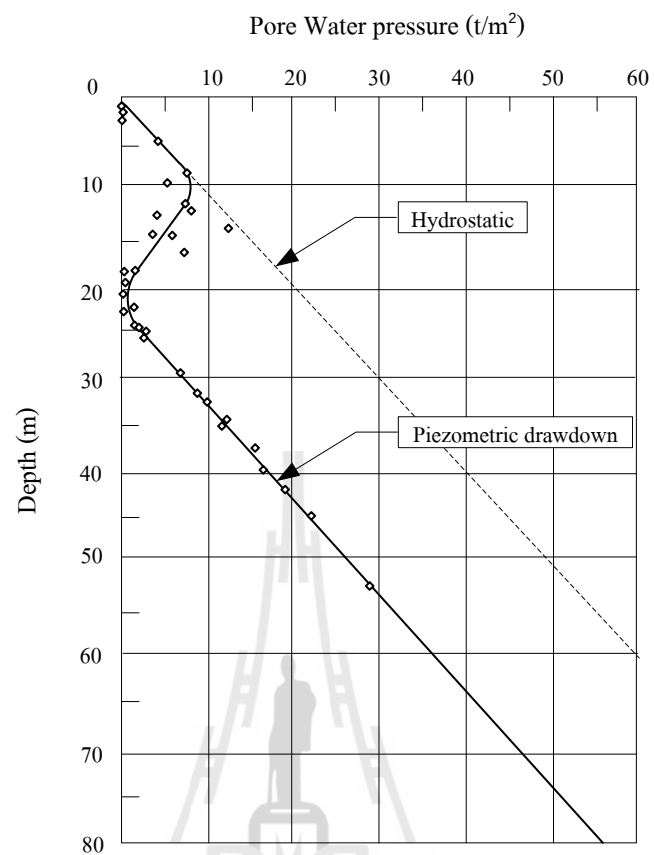
ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบรับแรงอัดแบบไม่จำกัด $S_{u(UC)}$ สำหรับหาค่า σ'_{vm} จากสมการ 2.19

$$\sigma'_{vm} = \frac{S_{u(UC)}}{0.22} \quad (2.19)$$



รูปที่ 2.27 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่าดัชนีพลาสติก (Ladd et al., 1977)

Teparaksa et al. (1999) ได้รายงานข้อมูลการวัดค่าแรงดันน้ำใต้ดิน (Pore water pressure) ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีการก่อสร้างในปี 2542 พบว่า ผลของการสูบน้ำใต้ดินในกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ได้ทำให้ค่าแรงดันน้ำในมวลดินเปลี่ยนไป ดังรูปที่ 2.28 โดยงานวิจัยนี้ใช้ Piezometric drawdown สำหรับการคำนวณแรงดันน้ำ โดยรายละเอียดการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตในงานวิจัยนี้จะแสดงไว้ในบทที่ 3 ต่อไป



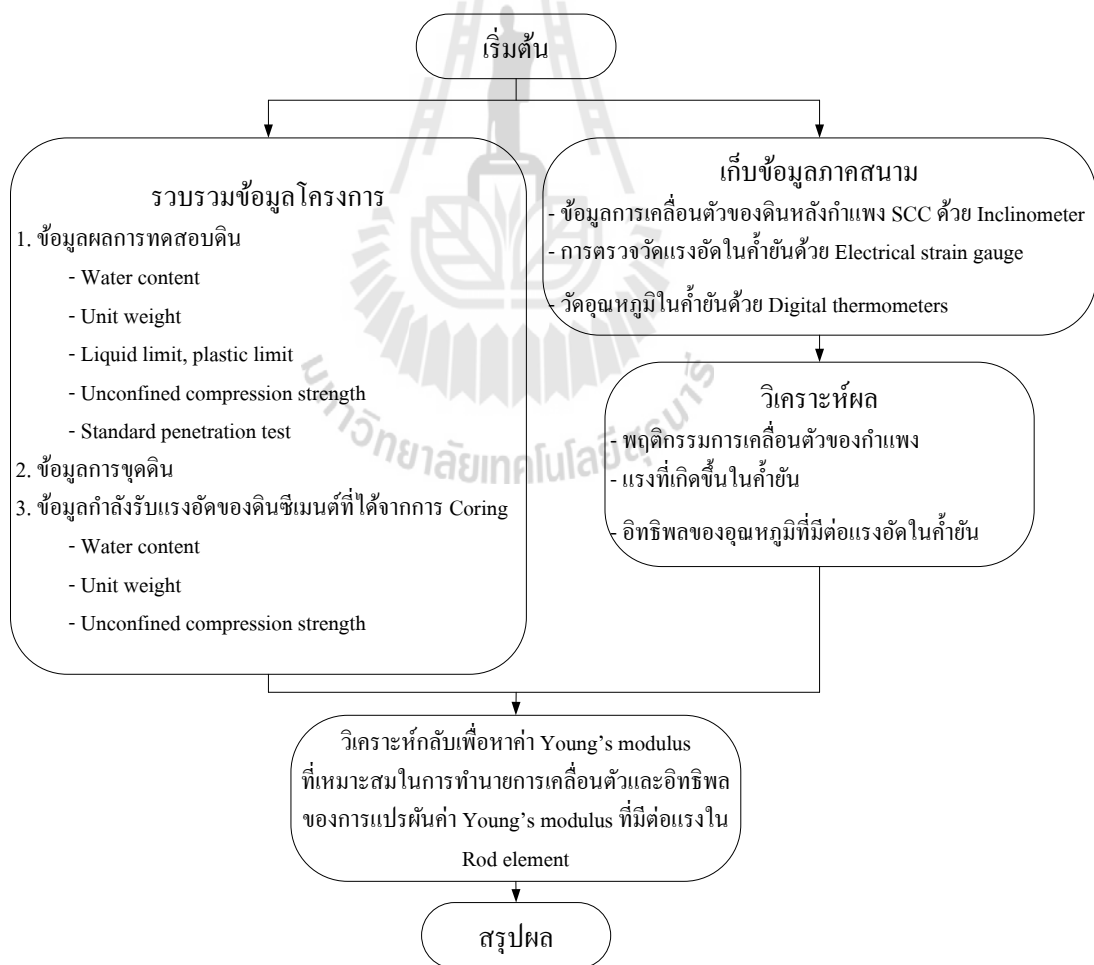
รูปที่ 2.28 แรงดันน้ำในดินกรุงเทพ (Teparaksa et al., 1999)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

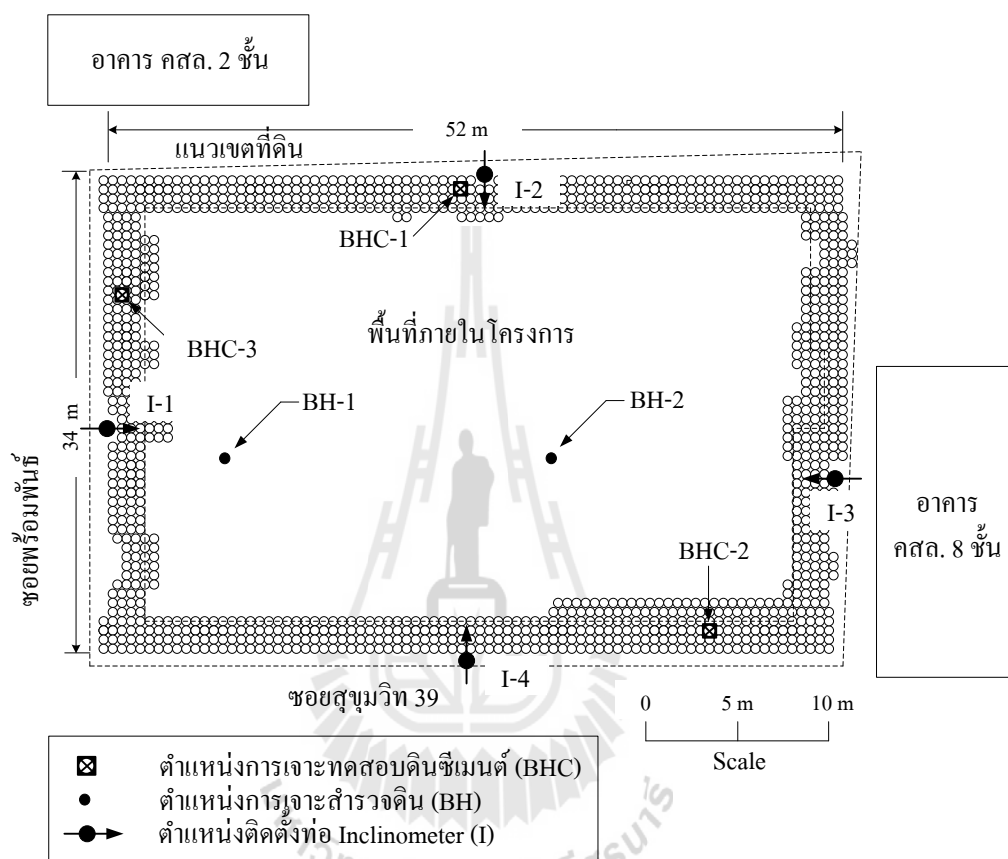
งานวิจัยนี้มีขั้นตอนดำเนินการวิจัยแบ่งเป็น 3 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่ 1 การรวบรวมข้อมูล ออกแบบและก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ของโครงการ และวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วย Inclinator ส่วนที่ 2 การติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม โดยการติดตั้ง Strain gauge ในค้ำยัน และ ส่วนที่ 3 เป็นการวิเคราะห์หาค่า Young's modulus ที่เหมาะสม เพื่อใช้ในการทำนายการเคลื่อนตัว รูปที่ 3.1 เป็นแผนผังแสดงขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย



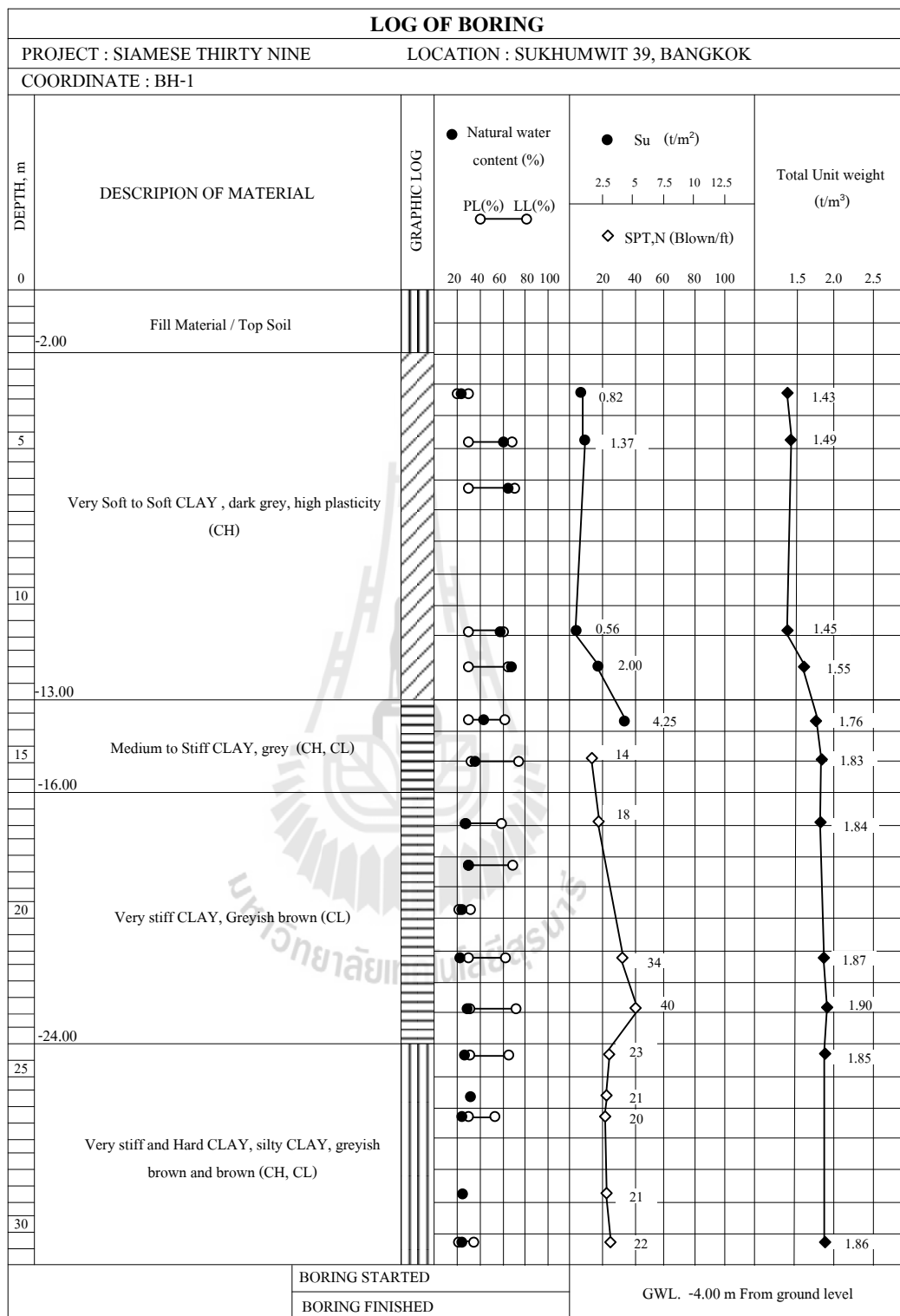
รูปที่ 3.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 การเจาะสำรวจดิน

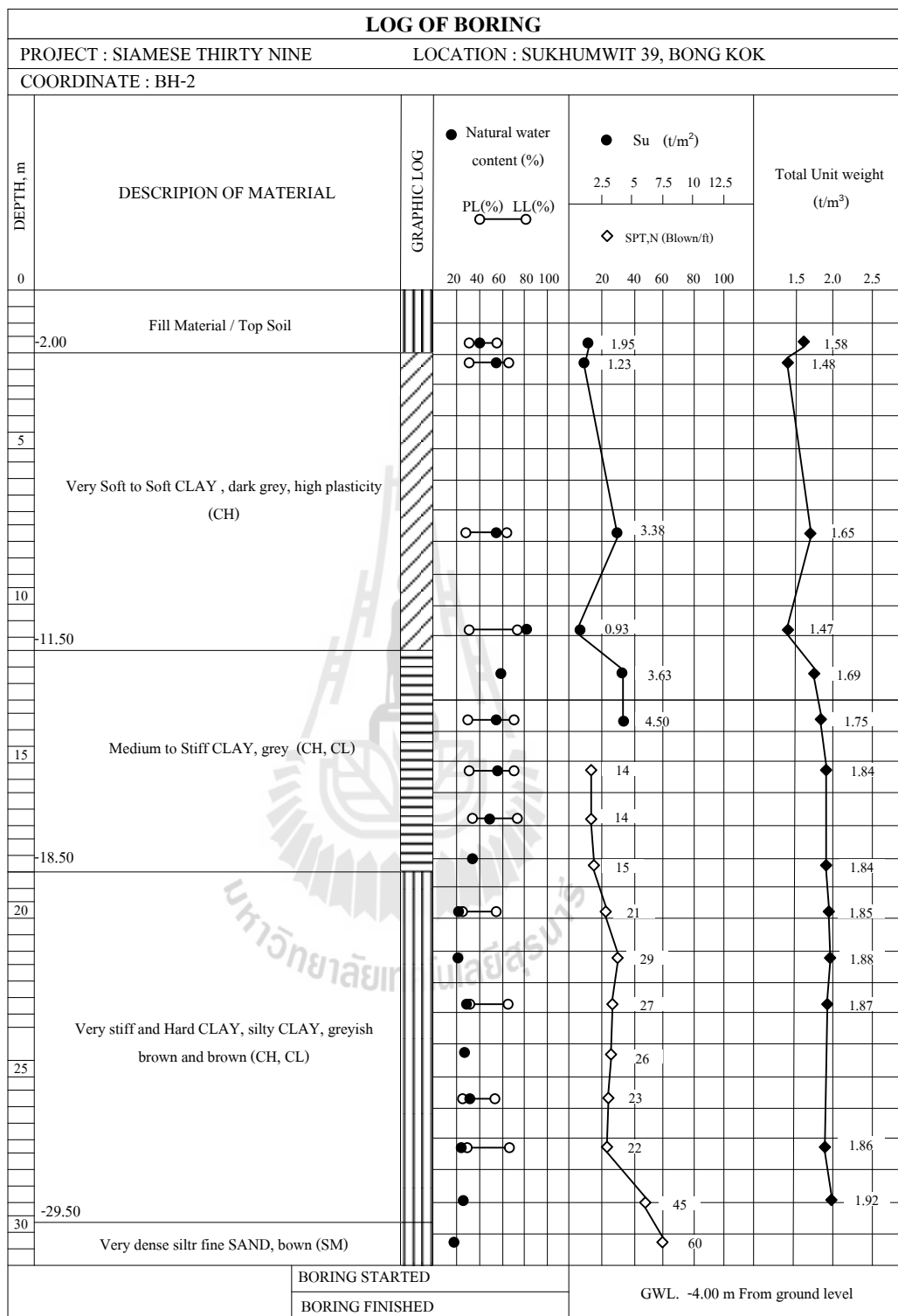
จากการรวบรวมข้อมูล โครงการนี้ได้มีการเจาะสำรวจเพื่อเก็บตัวอย่างดินด้วยวิธี Wash boring จำนวน 2 หลุมในพื้นที่ ดังรูปที่ 3.2 และผลการเจาะสำรวจดังรูปที่ 3.3 และ 3.4



รูปที่ 3.2 ตำแหน่งการเจาะทดสอบดิน ดินซีเมนต์ และท่อ Inclinator



รูปที่ 3.3 ผลการเจาะสำรวจดินหลุมเจาะ BH-1



รูปที่ 3.4 ผลการเจาะสำรวจดินหลุมเจาะ BH-2

3.2 ผลการทดสอบดินซีเมนต์โดยการเจาะแก่นเสาเข็มดินซีเมนต์ในสนาม

จากการรวบรวมข้อมูล โครงการได้มีการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างเพื่อทดสอบกำลังรับแรงอัดจำนวน 3 หลุมเจาะ (BHC-1, BHC-2, BHC-3) ดังรูปที่ 3.2 โดยทดสอบปริมาณความชื้นของดินซีเมนต์ (Water content) หน่วยน้ำหนัก (Unit weight) กำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined compression test, q_u) โมดูลัสความยืดหยุ่นของดินซีเมนต์ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Secant modulus of elasticity, $E_{u,50}$) และกำลังรับแรงเฉือน (Undrained shear strength, S_u) ซึ่งหาได้จากสมการ $S_u = q_u/2$ ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของดินซีเมนต์ทางวิศวกรรม

Boring No.	Depth		Water content, (%)	γ_t (ton/m ³)	q_u (ton/m ²)	S_u (ton/m ²)	$E_{u,50}$ (ton/m ²)
	Form (m)	To (m)					
BHC-1	1.5	1.6	68.3	1.54	180.96	90.5	24,990
	7.55	7.65	53.1	1.58	177.64	88.8	12,430
	11.6	11.7	53.9	1.57	189.39	94.7	13,285
BHC-2	0.87	0.97	53.6	1.55	204.29	102.1	28,733
	5.05	5.15	54	1.53	207.91	104.0	29,070
	10.3	10.4	-	1.62	187.03	93.5	26,756
BHC-3	1.05	1.15	63.7	1.53	190.92	95.5	8,845
	6.05	6.15	65.9	1.51	192.06	96.0	26,608
	12.25	12.35	42.2	1.61	140.06	70.0	19,955

3.3 การติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม

3.3.1 การติดตั้ง Inclinator เพื่อวัดการเคลื่อนตัวแนวราบ

ในงานวิจัยได้ติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินที่อยู่ด้านหลังกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ เพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างกันดิน ในขณะก่อสร้างจนกระทั่งดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จ โดยทำการติดตั้งทั้ง 4 ด้าน ดังรูปที่ 3.2 ปลายของท่อทั้ง 4 ตำแหน่งฝังอยู่ที่ระดับความลึก -19.0 เมตรจากผิวดิน ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวแข็งเพื่อให้การเคลื่อนตัวเป็นศูนย์ และใช้เป็นจุดอ้างอิงในการคำนวณการเคลื่อนตัวด้านข้างจากผลการวัดด้วย Inclinator โดย I-1 และ I-2 ได้ติดตั้งก่อนการก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ จึงทำให้ผลการตรวจวัดพบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเนื่องจากแรงดันดินจากขั้นตอนการติดตั้งกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ส่วน I-3 และ I-4

ติดตั้งหลังการก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เสร็จ ซึ่งจะมีเพียงผลการเคลื่อนตัวที่เกิดจากการขุดดินด้านหน้ากำแพงเท่านั้น ดังจะกล่าวต่อไปในบทที่ 4

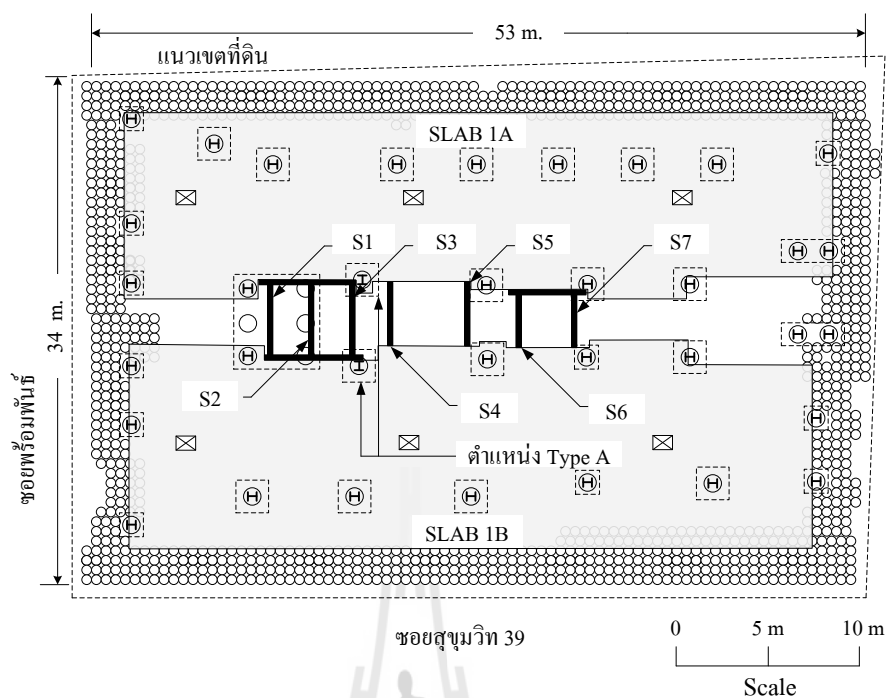
3.3.2 การติดตั้ง Strain gauge เพื่อวัดแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว

การตรวจวัดการส่งถ่ายแรงผ่านระบบค้ำยันชั่วคราว ในงานวิจัยนี้เลือกใช้เกจวัดความเครียดแบบความต้านทานไฟฟ้า (Electrical-resistance strain gauge) ที่ใช้หลักการของการเปลี่ยนแปลงค่าความต้านทานไฟฟ้าภายในเส้นลวด เพื่อตรวจวัดความเครียด (Strain, ε) ที่เกิดขึ้นในค้ำยัน และแปลงเป็นหน่วยแรง (Stress, σ) โดยอาศัยกฎของฮุก (Hooke's law) จากนั้นคำนวณแรงจากหน่วยแรง ได้ดังสมการที่ 3.1

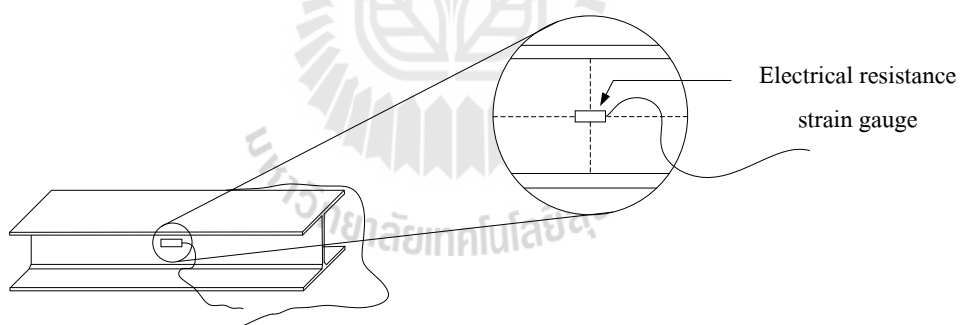
$$P = E\varepsilon \times A \quad (3.1)$$

เมื่อ	E	คือ	โมดูลัสของยังส์ (Young's modulus) งานวิจัยนี้ใช้ค่า $E = 2.04 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ สำหรับเหล็กชนิด W300×94 kg/m
	A	คือ	พื้นที่หน้าตัด งานวิจัยนี้ใช้ค่าเท่ากับ 119.8 cm^2 สำหรับเหล็กชนิด W300×94 kg/m
	P	คือ	แรงในค้ำยัน
	ε	คือ	ความเครียด

งานวิจัยนี้เลือกใช้ Strain gauge (S) ชนิด KFG-5-120-C1-11L3M2R ที่มีค่าเกจเฟกเตอร์เท่ากับ $2.06 \pm 1.0\%$ และความยาวเกจ 5 มิลลิเมตร ติดตั้งไว้บนค้ำยันเหล็กชั่วคราว ทั้งหมด 7 จุด ดังรูปที่ 3.5 และติด Strain gauge ไว้ที่ Neutral axis ของ wide flange โดยมีทิศทางของ Strain gauge ตามยาว (ระยะเกจ) ขนานกับความยาวของค้ำยันชั่วคราว ดังรูปที่ 3.6 เพื่อจัดผลเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่อาจจะเกิดขึ้นในค้ำยันชั่วคราว

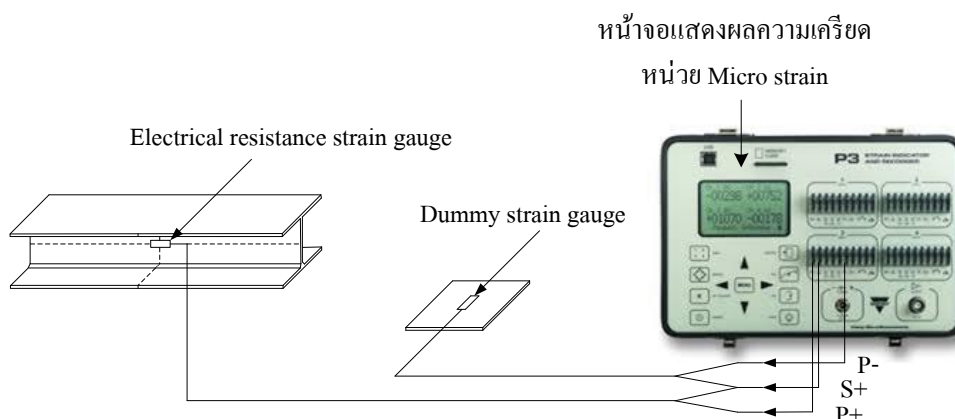


รูปที่ 3.5 แสดงตำแหน่งการติดตั้งค้ำยันชั่วคราว



รูปที่ 3.6 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ในค้ำยันชั่วคราว

การตรวจวัดค่าความเครียดสำหรับงานวิจัยนี้ใช้เครื่องอ่านค่าความเครียดของ Vishay รุ่น P3 ซึ่งมีหน้าจอแสดงผลความเครียดที่แปลงจากความต่างศักย์ไฟฟ้า โดยใช้วิธีการวัดแบบ quarter bridge ที่ติดตั้ง Dummy strain gauge ไว้เพื่อจัดผลของอุณหภูมิที่มีต่อตัว Strain gauge ดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 การอ่านค่าความเครียดโดยใช้เครื่องอ่านค่าความเครียด

ความถี่ในการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยัน

งานวิจัยนี้แบ่งความถี่ในการตรวจวัดออกเป็น 2 ส่วน ตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยได้แก่

ส่วนที่ 1 การศึกษาพฤติกรรมการส่งถ่ายแรงผ่านค้ำยัน โดยจะทำการตรวจวัดทุกๆ ช่วงเวลาที่มีการขุดดินจนดินมีการเปลี่ยนระดับอย่างมีนัยยะสำคัญ ซึ่งมีระดับการขุดคราวๆ ดังนี้

1. ขุดดินถึงระดับ -4.8 เมตร
2. ขุดดินถึงระดับ -6.3 เมตร
3. ขุดดินถึงระดับ -7.9 เมตร

ส่วนที่ 2 การศึกษาอิทธิพลของอุณหภูมิที่มีผลต่อแรงอัดในค้ำยัน โดยจะเลือกช่วงเวลาในการตรวจวัดในช่วงที่ไม่มีมีการเปลี่ยนระดับการขุดดิน ซึ่งจะทำการวัดแรงอัดพร้อมกับวัดอุณหภูมิที่มีการเปลี่ยนแปลงในค้ำยันตลอดช่วงเวลาดังกล่าว

3.4 การวิเคราะห์หากลับการเคลื่อนตัว

งานวิจัยนี้ใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยโปรแกรม PLAXIS 3D Tunnel Version 1.2 ในการวิเคราะห์หากลับการเคลื่อนตัวเทียบกับผลที่ได้จากการรวบรวมข้อมูลการตรวจวัดในสนาม โดยการแปรผันค่าสตีฟในเทอมของ E_u/S_u ซึ่งแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่

1. การวิเคราะห์หากลับเพื่อหาค่าสตีฟเนสที่เหมาะสมในขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์
2. การวิเคราะห์หากลับเพื่อหาค่าสตีฟเนสที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวในขั้นตอนการขุดดิน

นอกจากนี้งานวิจัยยังได้ศึกษาค่าสถิติของดินที่มีอิทธิพลต่อแรงอัดในค้ำยัน โดยการแปรผันค่าสถิติในเทอมของ E_u/S_u เพื่อเปรียบเทียบแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์กับแรงอัดที่วัดได้ในสนาม

ตารางที่ 3.2 เป็นรายละเอียดการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (k_0^{total}) ที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.9.7 สำหรับงานวิจัยนี้

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดการคำนวณสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต

Depth (m)	S_u (kN/m ²)	γ_t (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	U_0 (kN/m ²)	σ'_{v0} (kN/m ²)	σ'_{vm} (kN/m ²)	OCR $\sigma'_{vm} / \sigma'_{v0}$	K_0	k_0^{total}
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	19.50	15.80	31.60	0.00	31.60	88.64	2.80	0.94	0.94
10	5.60	14.70	147.00	63.77	83.24	25.45	0.31	0.39	0.65
11	9.60	14.50	159.50	56.00	103.50	43.64	0.42	0.44	0.64
13	42.50	17.50	227.50	45.00	182.50	193.18	1.06	0.63	0.71
16	93.60	18.40	294.40	36.00	258.40	425.45	1.65	0.76	0.79
24	119.60	18.50	444.00	50.00	394.00	543.64	1.38	0.71	0.74

บทที่ 4

ผลการวิจัย

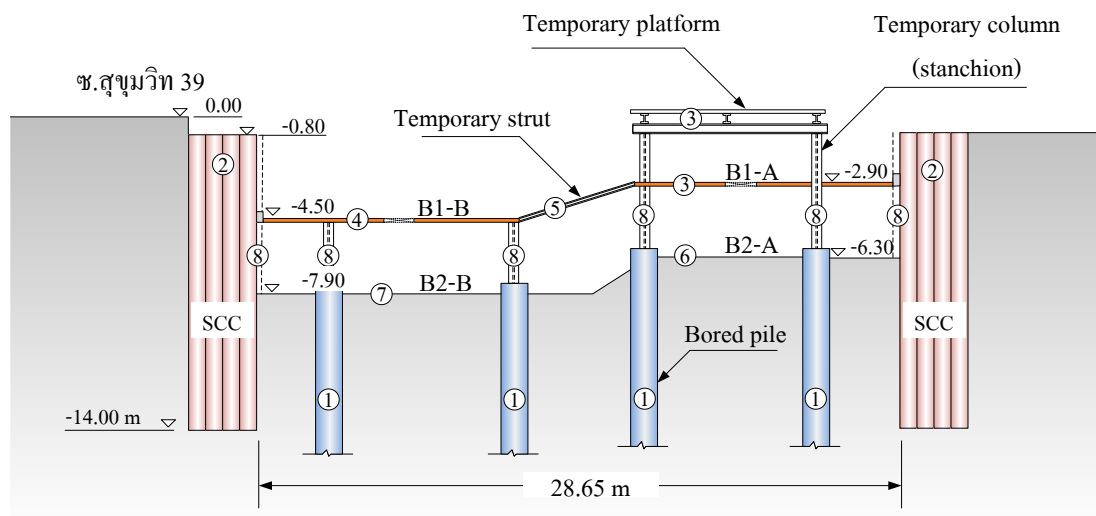
บทนี้เป็นผลการวิจัยซึ่งนำเสนอพฤติกรรมระบบกำแพงกันดินที่เกิดขึ้นในสนาม ผลการศึกษาแรงอัดในค้ำยันชั่วคราวที่ไม่มีการให้แรงอัดล่วงหน้า (Preload) อิทธิพลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่มีผลต่อแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว การวิเคราะห์หากลัการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์เพื่อหาค่าสถิติแรงของดินที่เหมาะสมในการทำนายการเคลื่อนตัวที่จะเกิดขึ้น และการศึกษาค่าสถิติแรงของดินที่มีอิทธิพลต่อแรงอัดในค้ำยัน

4.1 ข้อมูลโครงการ

พื้นที่เก็บข้อมูลและติดตั้งเครื่องมือวัดเพื่อการศึกษาวิจัยนี้ เป็นโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคารคอนโดมิเนียม ที่มีชั้นใต้ดิน 2 ชั้น ตั้งอยู่ในซอยสุขุมวิท 39 ซึ่งมีระดับการขุดดินลึกสูงสุด 7.9 เมตร (วัดจากระดับผิวถนนของซอยสุขุมวิท 39) ส่วนด้านฝั่งตรงข้ามมีความลึกของการขุด 6.3 เมตร ระบบกำแพงกันดินระหว่างการขุดดินเป็นกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โครงการนี้ใช้การก่อสร้างแบบบนลงล่าง เนื่องด้วยระดับการขุดดินลึกมีความต่างระดับกันส่งผลให้แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงไม่เท่ากัน ในขั้นตอนการก่อสร้างจำเป็นต้องเว้นช่องว่างระหว่างพื้นเพื่อเปิดช่องลำเลียงดินใต้พื้นทำให้พื้นขาดความต่อเนื่อง ซึ่งในการก่อสร้างได้มีการติดตั้งค้ำยันชั่วคราวเพื่อถ่ายแรงของพื้นดังกล่าว โดยไม่มีการให้แรงอัดล่วงหน้า (Preload) ต่อค้ำยัน

4.1.1 ขั้นตอนการขุดดิน

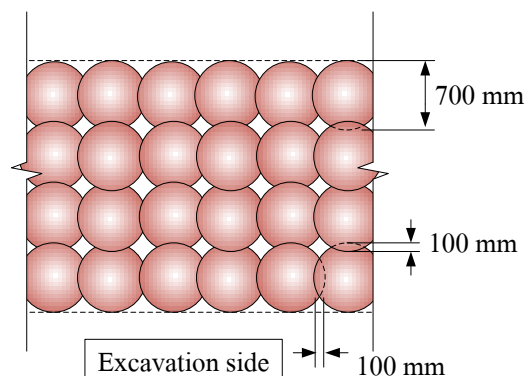
รูปที่ 4.1 เป็นรูปตัดแนวตั้งจากกับซอยสุขุมวิท 39 แสดงให้เห็นถึงระดับของพื้นชั้นใต้ดิน ตำแหน่งของเสาเข็มอาคารที่มีการฝากเสาเข็มเหล็กชั่วคราว (Stanchion) ไว้ และตำแหน่งของค้ำยันชั่วคราว (Temporary strut) โดยมีขั้นตอนในการก่อสร้างหลักๆ 8 ขั้นตอน ดังนี้



รูปที่ 4.1 ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดิน

ขั้นตอนที่ 1 ก่อสร้างเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 800 มิลลิเมตร เพื่อรับน้ำหนักโครงสร้างอาคาร ในขั้นตอนนี้มีการติดตั้ง Stanchion ซึ่งเป็นเสาเข็มเหล็กชั่วคราวขนาด $W400 \times 197 \text{ kg/m}$ ไว้ในเสาเข็มเจาะ เพื่อทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักพื้นในระหว่างก่อสร้าง เนื่องจากการก่อสร้างพื้นกระทำได้ก่อนการก่อสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรองรับ

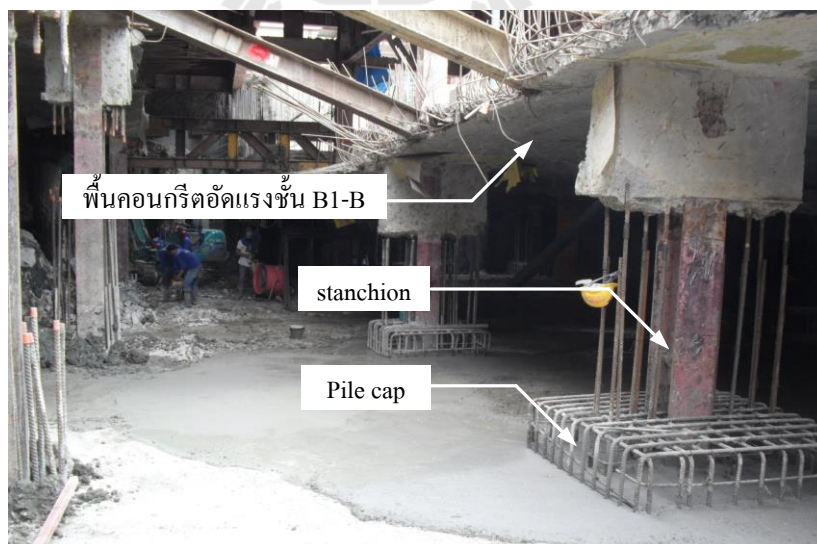
ขั้นตอนที่ 2 ก่อสร้างกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีการผสมลิกแบบ Wet mixing โดยรอบบ่อขุด เพื่อเป็นโครงสร้างกันดินชั่วคราวในระหว่างงานขุดดินลึกเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดิน โดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 700 มิลลิเมตร จำนวน 4 แถว ห่างกัน 600 มิลลิเมตร ทำให้มีระยะขบหล่อมกัน 100 มิลลิเมตร ซึ่งได้ความหนาของกำแพงเป็น 2.5 เมตร โดยเรียงเป็นรูปแบบสี่เหลี่ยม (square pattern) ดังรูปที่ 4.2 ปลายของกำแพงอยู่ที่ระดับ -14 เมตรจากผิวดิน ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง



รูปที่ 4.2 รูปแบบการจัดเรียงของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

ขั้นตอนที่ 3 การติดตั้งพื้นทำงานชั่วคราว (Temporary platform) ไว้บน Stanchion เพื่อใช้เป็นพื้นที่ของเครื่องจักรสำหรับงานขุดและลำเลียงดิน จากนั้นขุดดินที่ระดับ -3.20 เมตร แล้วก่อสร้างพื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-A ที่มีความหนา 250 มิลลิเมตร

ขั้นตอนที่ 4 ขุดดินลึกที่ระดับ -4.80 เมตร แล้วก่อสร้างพื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-B หนา 250 มิลลิเมตร โดยน้ำหนักของพื้นที่ B1-A และ B1-B จะถูกถ่ายน้ำหนักลงบน Stanchion ดังรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 เสาเข็มหลักที่รองรับพื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-B ก่อนจะสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

ขั้นตอนที่ 5 ติดตั้งค้ำยันชั่วคราวขนาด $W300 \times 94 \text{ kg/m}$ จำนวน 7 จุด กับพื้นส่วนที่ขาดความต่อเนื่อง เพื่อถ่ายแรงอัดในแผ่นพื้นจากฝั่งหนึ่งไปสู่อีกฝั่งหนึ่ง ดังรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 ตำแหน่งการติดตั้งค้ำยันชั่วคราวเพื่อถ่ายแรงระหว่างพื้นที่ B1-A กับพื้นที่ B1-B

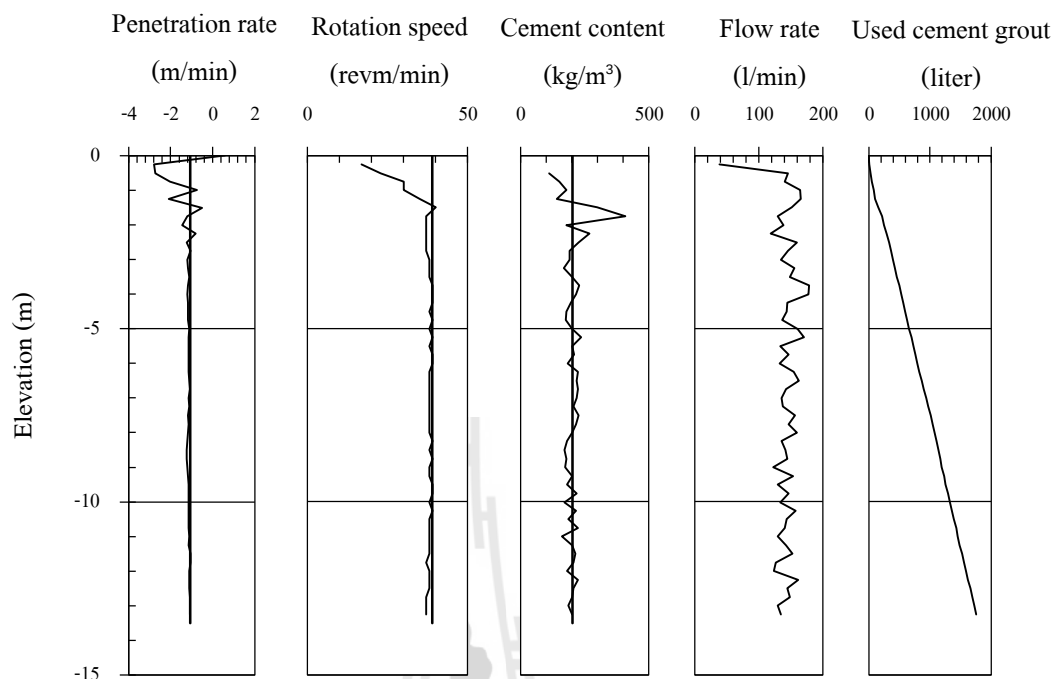
ขั้นตอนที่ 6 งานขุดดินใต้พื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-A ที่ระดับ -6.30 เมตร สำหรับการก่อสร้างฐานรากและพื้นที่ B2-A

ขั้นตอนที่ 7 งานขุดดินใต้พื้นคอนกรีตอัดแรงชั้น B1-B ที่ระดับ -7.90 เมตร สำหรับการก่อสร้างฐานรากและพื้นที่ B2-B

ขั้นตอนที่ 8 ก่อสร้างผนังกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กถาวร และก่อสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหุ้มเสาเหล็กชั่วคราว

4.1.2 การก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

โครงการนี้ใช้วิธีการผสมเชิงกลโดยใช้การฉีดน้ำปูนแรงดันต่ำผ่านก้านที่มีใบกวาดติดอยู่ โดยน้ำปูนที่ใช้มีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (W/C) เท่ากับ 1.1 โดยน้ำหนัก และใช้ปริมาณปูนเท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรของดินที่ยังไม่ผสม โดยความเร็วในการหมุนก้านใบกวาดดินเท่ากับ 30 ถึง 40 รอบต่อนาที ความเร็วในการกดก้านประมาณ 1 ถึง 2 เมตรต่อนาที ซึ่งสัมพันธ์กับอัตราการฉีดน้ำปูนที่ 100 ถึง 200 ลิตรต่อนาที



รูปที่ 4.5 ตัวอย่างบันทึกการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์

การประมาณปริมาณน้ำปูนที่ใช้จริงจากการวิเคราะห์บันทึกการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังรูปที่ 4.5 ซึ่งเป็นบันทึกอัตราการกดค้ำ ความเร็วรอบ อัตราการฉีดน้ำปูน และปริมาณปูนที่ใช้จริงในระหว่างก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ จะเห็นได้ว่าปริมาณน้ำปูนที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดิน 1 ดัน มีค่าเท่ากับ 1.78 ลูกบาศก์เมตร โดยปริมาตรดินเดิมของเสาเข็มดินซีเมนต์ 1 ดัน มีค่าเท่ากับ 5.39 ลูกบาศก์เมตร การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ในโครงการนี้ ได้ใช้เทคนิคที่ทำให้ดินชั้นเปลือกดินที่มีความลึก 3-4 เมตรจากผิวดิน ซึ่งมีปริมาณน้ำในดินต่ำ ให้มีกำลังลดลง โดยการผสมดินด้วยน้ำเปล่าเฉพาะระดับความลึกดังกล่าวนี้ วิธีข้างต้นจะทำให้ดินส่วนเกินซึ่งถูกแทนที่ด้วยมวลของน้ำปูนซีเมนต์เคลื่อนไหลออกด้านปากหลุมเจาะได้ง่ายขึ้น จากรูปที่ 4.6 เป็นหลักฐานของดินที่ถูกดันขึ้นมาในระหว่างติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ ทำให้การเคลื่อนตัวของดินรอบเสาเข็มและการอุดของผิวดิน (Heaving) ลดลงได้

ดินส่วนเกินที่เกิดจากการแทนที่ซึ่งจะมีค่าประมาณครึ่งหนึ่งของปริมาณน้ำปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการผสมแต่ละตันในดินชั้นเปลือกดิน และปริมาตรดินที่เพิ่มขึ้นจากการแทนที่ซึ่งมีค่าแตกต่างกันตามสัดส่วนของปริมาณน้ำปูนที่ใช้ของแต่ละชั้นความลึก ซึ่งจะกล่าวในหัวข้อ 4.4.1 ต่อไป

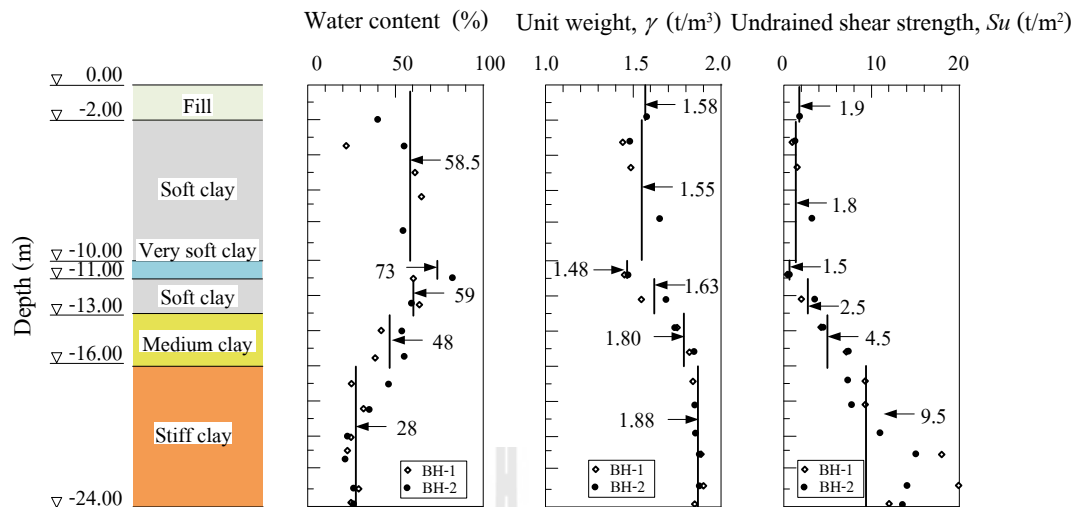


ดินที่ถูกดันขึ้นมาระหว่างการผสม

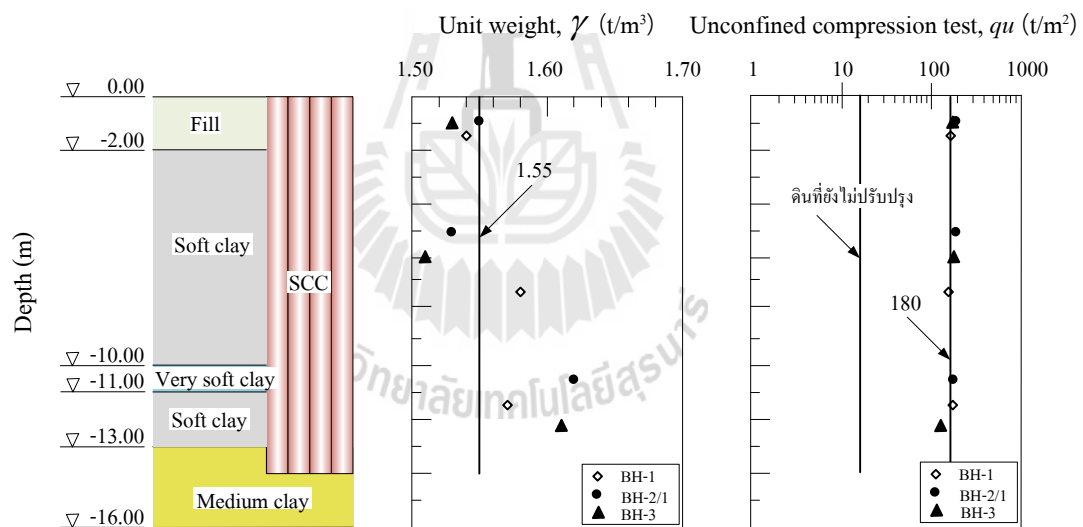
รูปที่ 4.6 ดินที่ถูกดันขึ้นปากหลุมในระหว่างการก่อสร้าง SCC

4.1.3 ข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์

จากข้อมูลการเจาะสำรวจดิน 2 หลุม สามารถเขียนรูปหน้าตัดชั้นดินได้ดังรูปที่ 4.7 ซึ่งชั้นดินประกอบไปด้วย ชั้นดินถมหนา 2 เมตร วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 11 เมตร โดยมีชั้นดินเหนียวอ่อนมากหนา 1 เมตร แทรกอยู่ที่ระดับความลึก -10 เมตรจากชั้นเปลือกดิน ถัดลงไปเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหนา 3 เมตร และชั้นดินล่างสุดเป็นชั้นดินเหนียวแข็งหนา 8 เมตร ผลการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างดินซีเมนต์ด้วยวิธี Triple core pack tube จำนวน 3 จุด (BHC-1, BHC-2, BHC-3) หลังจากได้อายุเกิน 28 วัน พบว่า กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์มีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 180 ตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเฉลี่ยของดินซีเมนต์เท่ากับ 1.55 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ดังรูปที่ 4.8 ซึ่งจะเห็นได้ว่าดินที่ผ่านการปรับปรุงคุณภาพ หน่วยน้ำหนักมีแนวโน้มที่จะลดลง และกำลังเพิ่มขึ้น โดยกำลังรับแรงอัดเพิ่มสูงขึ้นถึงประมาณ 10 เท่าของดินที่ไม่ผ่านการปรับปรุง ซึ่งผลการทดสอบจะใช้เป็นพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ต่อไป



รูปที่ 4.7 รูปตัดชั้นดินและคุณสมบัติของดิน



รูปที่ 4.8 ผลการทดสอบกำลังของดินซีเมนต์

4.2 การเคลื่อนตัวของดินจากผลการอ่านค่า Inclinator

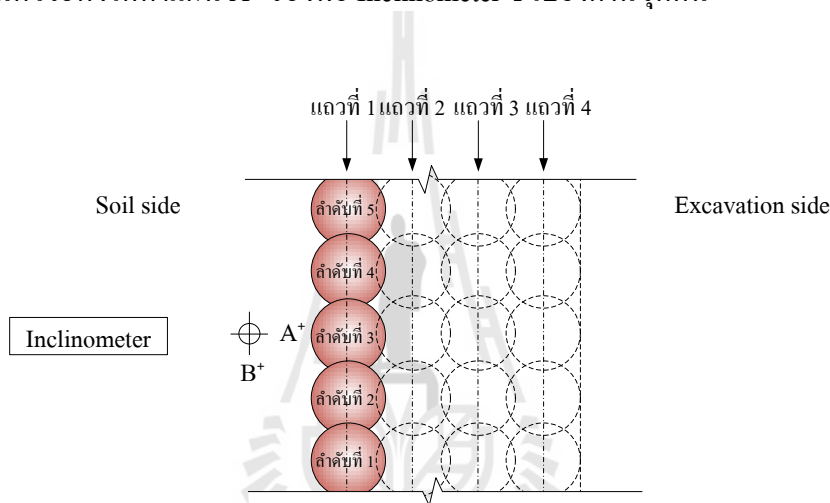
การเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Inclinator แบ่งเป็น 2 ช่วงระยะเวลา ได้แก่

1. การเคลื่อนตัวจากขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ เนื่องจากการติดตั้ง I-1 ไว้ก่อนที่จะติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

2. การเคลื่อนตัวที่วัดหลังจากเริ่มงานขุดดิน โดยเลือกพิจารณา I-2 และ I-4 เนื่องจากเป็นด้านที่ตรงข้ามกันและเกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุล

4.2.1 การเคลื่อนตัวในขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

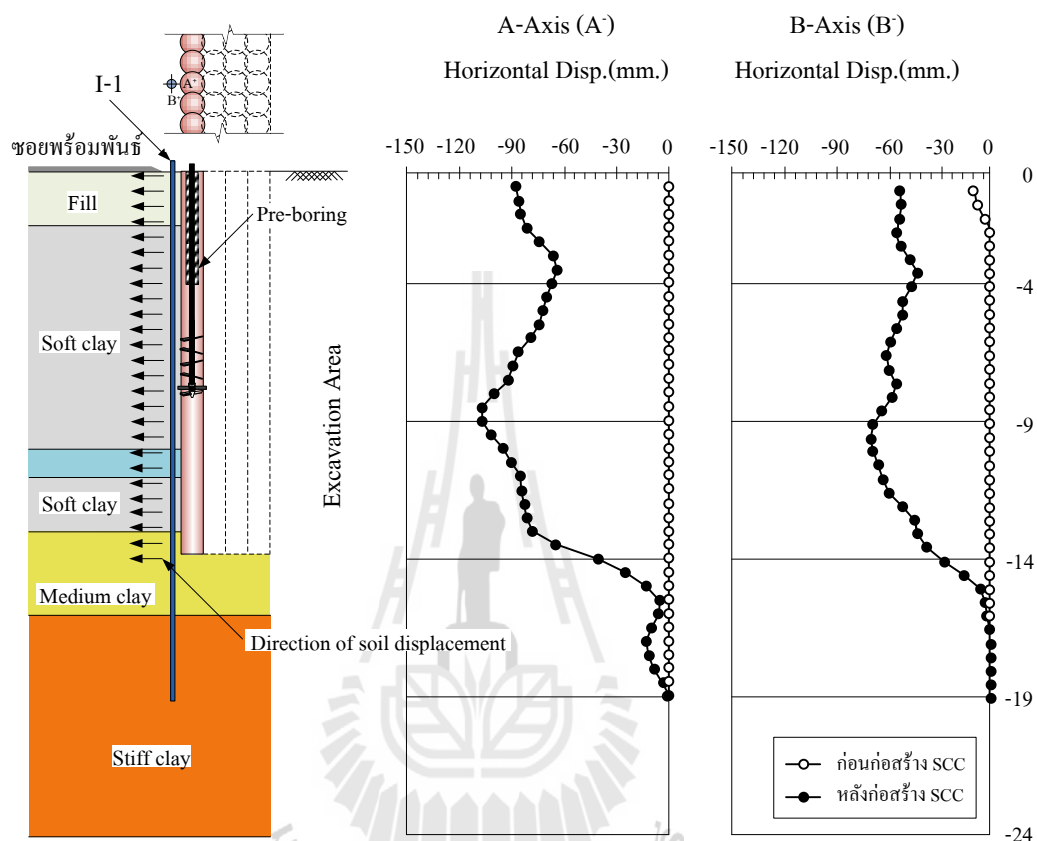
รูปที่ 4.9 เป็นลำดับการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งจะติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ในแนวที่ติดกับด้านที่ไม่ขุดดินก่อน (แถวที่ 1) และก่อสร้างอย่างต่อเนื่องตามลำดับ เพื่อใช้เป็นแนวป้องกันการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ของแถวถัดไป โดยทิศทางของการเคลื่อนตัวจะตั้งให้ค่าแกน A^+ ของท่อ Inclinator ชี้ไปยังด้านขุดดิน



รูปที่ 4.9 ลำดับการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

รูปที่ 4.10 จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวมีลักษณะถูกดันออกทั้งในแนวตั้งฉากและขนานกับแนวกำแพง โดยในแนวตั้งฉากมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด 110 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึก -9 เมตรจากผิวดิน และดินถูกดันในแนวขนานกับกำแพง มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด 69 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึก -9 เมตรจากผิวดิน ส่วนการผสมในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ดินจะเกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับกำแพงต่ำกว่าในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยเกิดการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นประมาณ 40 มิลลิเมตรเท่านั้น จากขั้นตอนการปรับปรุงดินในลำดับที่ 1 แรงดันที่ใช้ฉีดน้ำปูนมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณรอบๆ ในทิศทางตั้งฉากและขนานกับแนวกำแพงเมื่อเทียบการเคลื่อนตัวกับตำแหน่งท่อ Inclinator โดยการปรับปรุงดินลำดับที่ 2 และ 3 จะส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามลำดับ จากนั้นการปรับปรุงดินลำดับที่ 4 และ 5 จะไม่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้างทั้งในทิศทางตั้งฉากและขนานกับแนวกำแพงแต่อย่างใด เนื่องจากดินที่

การปรับปรุงแล้วจะมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น ซึ่งจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของตัวจากแรงดันในการฉีดน้ำปูนเมื่อทำการปรับปรุงผ่านตำแหน่งท่อ Inclinator ไปแล้ว



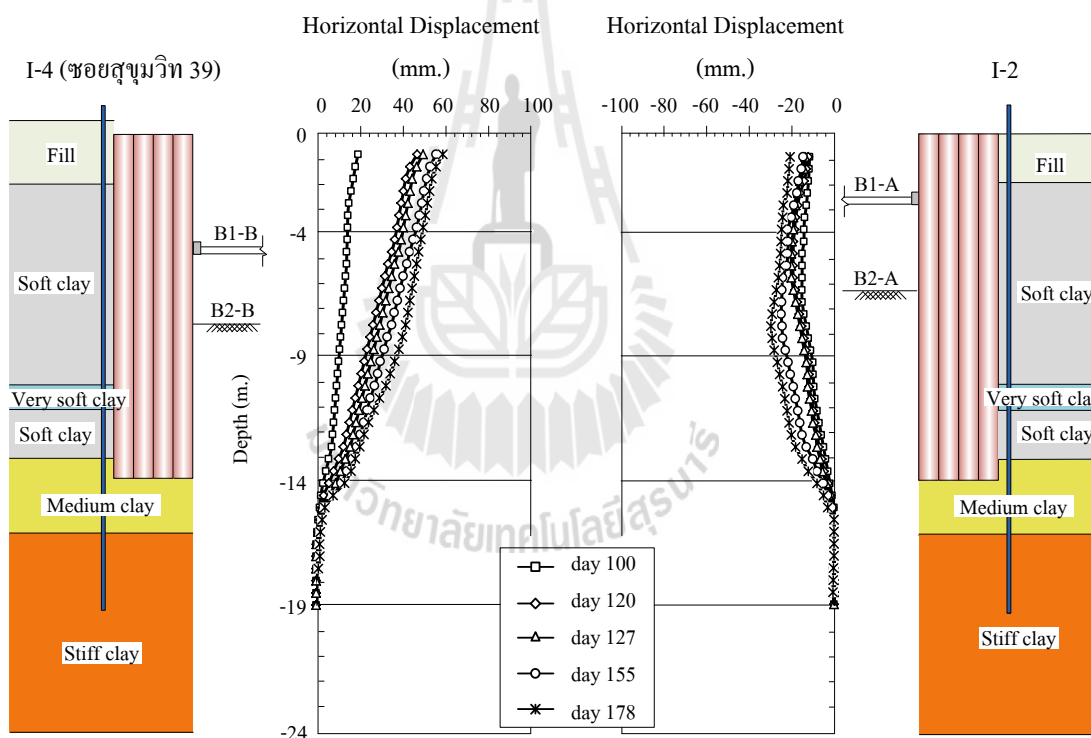
รูปที่ 4.10 การเคลื่อนตัวของตัวด้านข้างเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

4.2.2 การเคลื่อนตัวในขั้นตอนการขุดดิน

การเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวของตัวด้านข้างเนื่องจากการขุดดินจะทำการเก็บทุกระยะที่ระดับดินมีการเปลี่ยนระดับอย่างมีนัยยะสำคัญ เนื่องจากแรงดันดินด้านหลังกำแพงจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวที่แตกต่างอย่างเห็นได้ชัด โดยมีช่วงระยะวันที่เก็บข้อมูลทั้งหมด 5 ครั้ง ซึ่งเริ่มนับจากวันที่ยังไม่มีกรขุดดินจนถึงงานขุดดินระดับสุดท้าย รวมระยะเวลาทั้งหมด 178 วัน ดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 แสดงช่วงเวลาการเก็บข้อมูลที่ระดับการขุดดินลึกต่างระดับ (วันที่เริ่มต้นนับจากวันที่ติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์)

วันที่	ขั้นตอนการขุดดิน
100	ขุดดินที่ระดับความลึก -3.20 เมตรจากผิวดิน โชนพื้นชั้น B1-A
120	ขุดดินที่ระดับความลึก -4.80 เมตรจากผิวดิน โชนพื้นชั้น B1-B
127	ขุดดินที่ระดับความลึก -6.30 เมตรจากผิวดิน บริเวณช่องว่างระหว่างพื้นชั้น B1-A และ B1-B
155	ขุดดินที่ระดับความลึก -6.30 เมตรจากผิวดิน ใต้พื้นชั้น B1-A
178	ขุดดินที่ระดับความลึก -7.90 เมตรจากผิวดิน ใต้พื้นชั้น B1-B

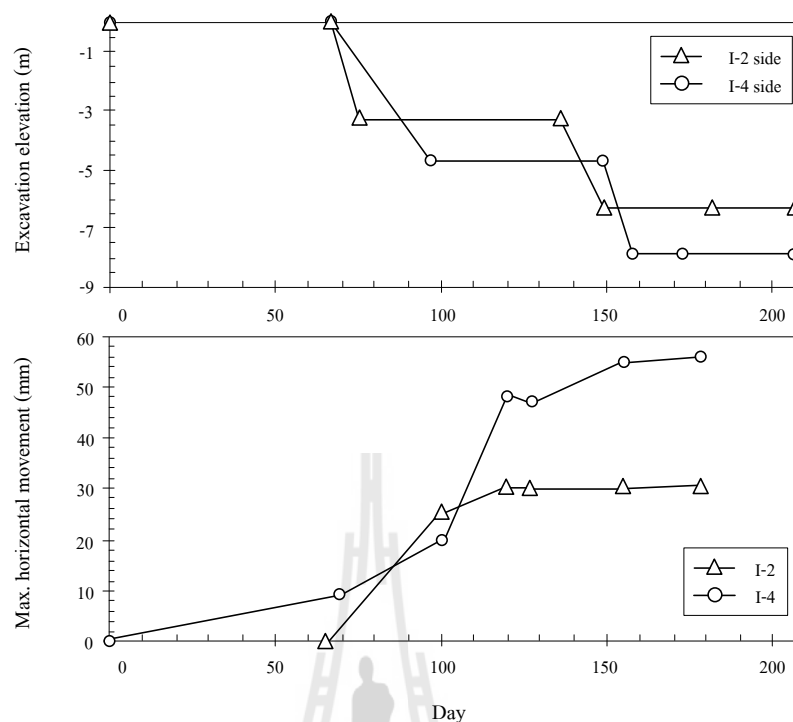


รูปที่ 4.11 การเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากผลของการขุดดิน

รูปที่ 4.11 เป็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพง SCC จะเห็นว่า กำแพงด้าน I-2 ที่ระดับขุดดิน -6.30 เมตรจากผิวดิน เกิดการเคลื่อนตัวมีลักษณะหมุนรอบฐานด้านหนึ่งของกำแพงแบบทั้งก้อนในช่วงการขุดและก่อสร้างพื้นชั้น B1-A และหลังจากก่อสร้างพื้นชั้น B1-A เสร็จมีการขุดดินใต้พื้นชั้น B1-A จะเห็นว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ตำแหน่งพื้นชั้น B1-A จะไม่

เปลี่ยนแปลงตามความลึกของการขุดซึ่งแสดงว่าพื้นที่ B1-A สามารถลดการเคลื่อนตัวของกำแพงลงได้ โดยการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าพื้นที่ B1-A ลงไปเท่านั้น ในขณะที่กำแพงด้าน I-4 ที่ระดับขุดดิน -7.90 เมตรจากผิวดิน มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในลักษณะแบบเอียงทั้งก่อน (tilting block) โดยมีการเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นที่ส่วนบนสุดของกำแพง และปลายกำแพงมีการเคลื่อนตัวเข้ามาในบ่อขุดประมาณ 15 มิลลิเมตร การเคลื่อนตัวแบบเอียงทั้งก่อนนี้ยืนยันได้ว่ากำแพงมีลักษณะเป็น Gravity wall จากลักษณะการเคลื่อนตัวที่มีลักษณะเอียงและไม่พบลักษณะการเคลื่อนตัวที่มีความโค้งมากหรือจุดดัดกลับ แสดงให้เห็นว่ากำแพงไม่มีการแตกหัก

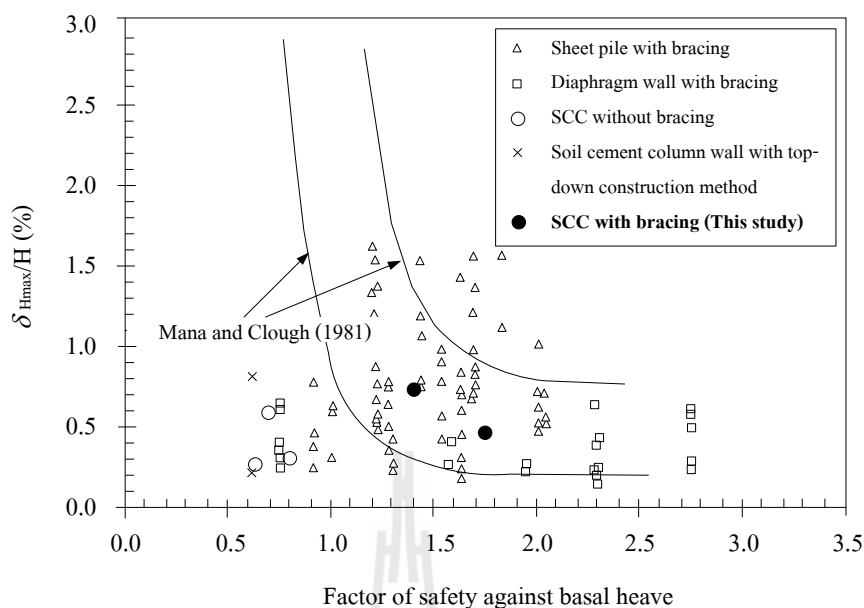
รูปที่ 4.12 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวกับระดับของการขุดดิน เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินระหว่างสองฝั่งซึ่งตรงข้ามกัน ก่อนติดตั้งค้ำยันชั่วคราวที่ทำหน้าที่ถ่ายแรงระหว่างพื้นที่ B1-A และ B1-B พบว่า กำแพงฝั่ง I-2 ที่ระดับการขุดดิน -3.30 เมตรจากระดับผิวดิน การเคลื่อนตัวมีค่าสูงสุด 25 มิลลิเมตร เมื่อพิจารณากำแพงฝั่ง I-4 ที่มีการขุดดินระดับ -4.75 เมตรจากผิวดิน เพื่อก่อสร้างพื้นที่ B1-B พบว่า การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่า 50 มิลลิเมตร หลังจากติดตั้งค้ำยันชั่วคราว การขุดดินได้พื้นที่ B1-A จนถึงระดับ -6.30 เมตร ด้านกำแพงฝั่ง I-2 พบว่า การเคลื่อนตัวด้านข้างตำแหน่งพื้นที่ B1-A ไม่เพิ่มขึ้นแต่อย่างใด โดยการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าตำแหน่งพื้นที่ B1-A ลงไป มีค่าสูงสุดเท่ากับ 30 มิลลิเมตร และการขุดดินได้พื้นที่ B1-B จนถึงระดับ -7.90 เมตร ด้านกำแพงฝั่ง I-4 เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้นเป็น 58 มิลลิเมตร จะเห็นได้ว่า กำแพงฝั่ง I-4 เกิดการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าด้าน I-2 ทั้งก่อนและหลังการติดตั้งค้ำยันชั่วคราว เนื่องจากมีระดับของการขุดที่ไม่เท่ากัน อันส่งผลให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุลของดินหลังกำแพงทั้งสอง ซึ่งสอดคล้องกับผลงานวิจัยที่เสนอโดย Thasananipan et al. (1998) ที่อิทธิพลของความไม่สมดุลของแรงดันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านที่มีแรงดันดินสูงกว่าไปด้านที่มีแรงดันดินต่ำกว่า โดยคิดเป็นการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นของกำแพงด้าน I-2 และ I-4 เท่ากับ 5 และ 8 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งสาเหตุที่เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างต่ำเนื่องจากกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ถูกออกแบบให้เป็น Gravity wall ตัวกำแพงเองสามารถต้านทานแรงดันดินด้านข้างได้บางส่วนเนื่องจากระยะฝังของกำแพงที่ต่ำกว่าบ่อขุด ด้วยน้ำหนักของตัวกำแพง และแรงต้านทานการไถลที่ฐานของกำแพง ดังนั้นแรงดันดินจึงส่งผ่านแผ่นพื้นที่ B1-B ไปยัง B1-A ได้น้อย



รูปที่ 4.12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดตามระยะเวลาที่ระดับการขุดแตกต่างกัน

ลักษณะการเคลื่อนตัวดังกล่าวทำให้พบว่า กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบ top-down ภายใต้สภาวะระดับการขุดดินที่ก่อให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุลจะไม่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหลังกำแพงมากนัก

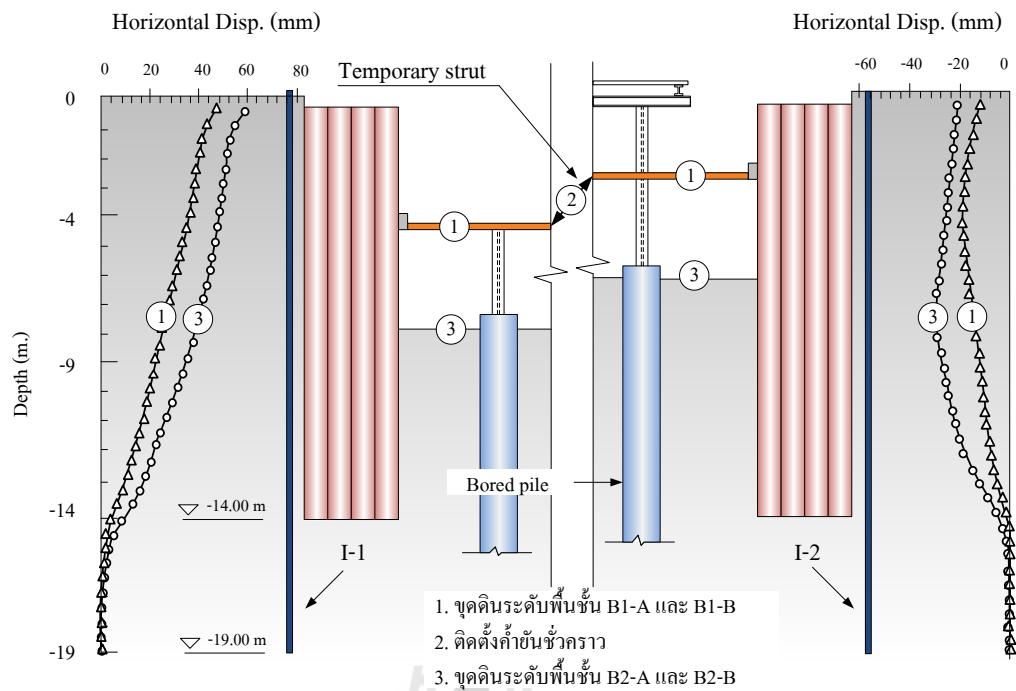
เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ระหว่างสัดส่วนความปลอดภัยต่อการปูดตัวของดินใต้ข้อขุด (Factor of safety against base heave) ของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็ก ที่เสนอโดย Mana and Clough (1981) และข้อมูลโดย Tanseng, (1997) สำหรับการขุดดินลึกกับกรณีกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานวิจัยนี้ พบว่า กำแพงเสาเข็มดินมีค่าสัดส่วนความปลอดภัยต่อการบวมปูดของดินใต้ข้อขุดกำแพงฝั่ง I-2 และ I-4 เท่ากับ 1.75 และ 1.40 ตามลำดับ ดังรูปที่ 4.13 ซึ่งจะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวมีค่าค่อนข้างต่ำ เมื่อเปรียบเทียบกับระบบกำแพงชนิดเข็มพืดเหล็ก



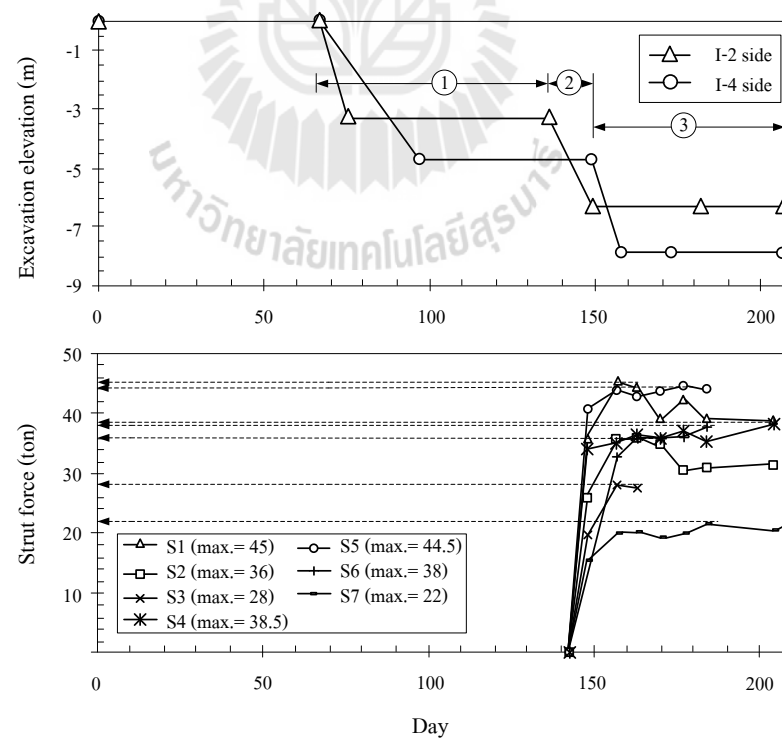
รูปที่ 4.13 สัดส่วนความปลอดภัยต่อการบวมปูดของดินใต้บ่อชุดของงานวิจัยเทียบกับที่เสนอ
โดย Mana and Clough (1981) และข้อมูลในชั้นดินกรุงเทพโดย Tanseng, (1997)

4.3 ผลการวัดแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว

จากรูปที่ 4.14 ค้ำยันชั่วคราวถูกติดตั้งในสถานะที่เกิดแรงดันดินไม่สมดุล โดยความไม่สมดุลขึ้นย่นได้จากผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ไม่เท่ากันของทั้งสองฝั่งในลำดับที่ 1 จากนั้นในลำดับที่ 2 เป็นการติดตั้งค้ำยันและเริ่มขุดเปิดหน้าดินด้านกำแพงฝั่ง I-2 ที่ระดับ -6.30 เมตร และด้านกำแพงฝั่ง I-4 ที่ระดับ -7.90 เมตร ซึ่งจะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในลำดับที่ 3 เมื่อพิจารณาแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันหลังจากลำดับที่ 2 จากรูปที่ 4.15 พบว่าแรงอัดในค้ำยันไม่ได้เกิดขึ้นทันทีทันใด แต่แรงอัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณดินด้านหน้ากำแพงฝั่ง I-2 ที่ลดระดับเนื่องจากถูกขุดออกไปพร้อมๆ กับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งการขุดเปิดหน้าดินและเทคอนกรีตหยาบแล้วเสร็จบางส่วนที่ระดับ -7.90 เมตร ก็พบว่าแรงอัดและการเคลื่อนตัวไม่เพิ่มขึ้นแต่อย่างใด และที่ระดับการขุดดินสุดท้ายถึงหน้ากำแพงฝั่ง I-4 ยังพบว่าแรงอัดและการเคลื่อนตัวมีค่าคงที่

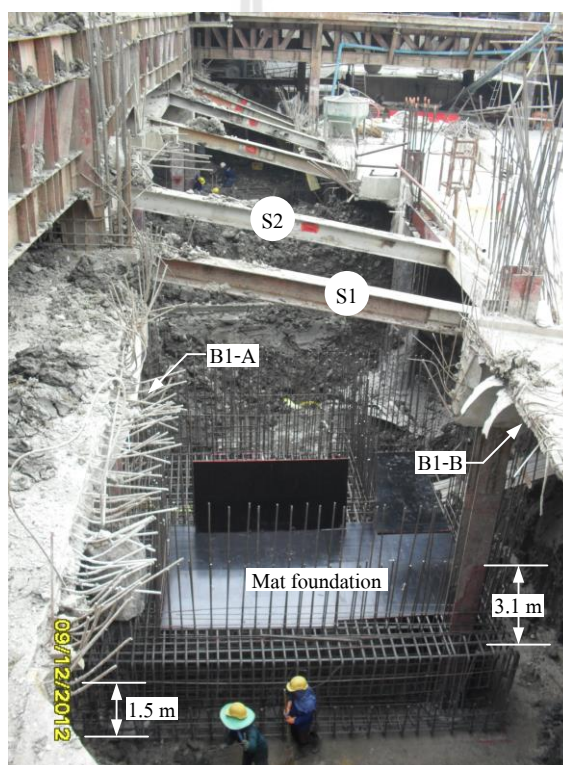


รูปที่ 4.14 การเพิ่มขึ้นของแรงอัดตามระดับการขุด



รูปที่ 4.15 การเพิ่มขึ้นของแรงอัดในค้ำยันเทียบกับระดับการขุด

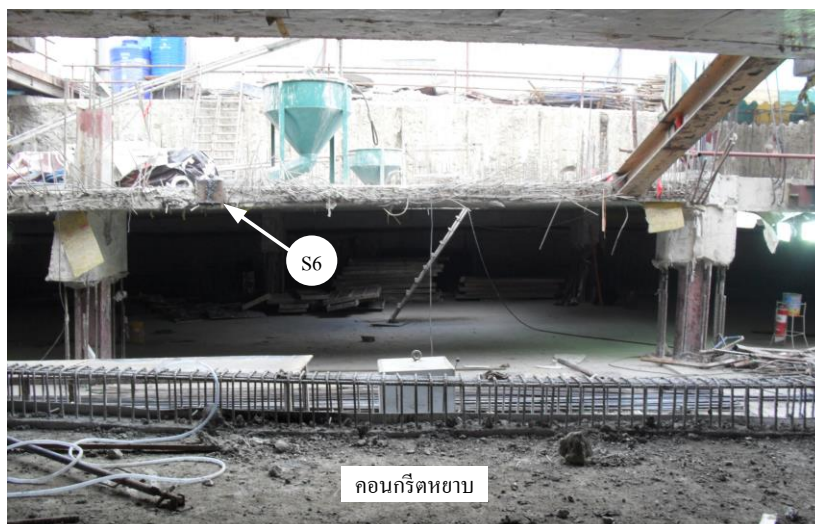
เมื่อพิจารณาแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละค้ำยัน พบว่าในกรณีที่แรงอัดมีค่าต่ำ ได้แก่ S3 ซึ่งวัดค่าแรงอัดได้เพียง 28 ตัน และค้ำยัน S7 วัดค่าแรงอัดได้ 22 ตัน สาเหตุเนื่องจากแนวของค้ำยันดังกล่าวอยู่ในแนวเดียวกันกับเสาเหล็กชั่วคราว และโครงสร้างสะพานเหล็กชั่วคราว ซึ่งจะช่วยในการถ่ายแรงทางด้านข้างจากกำแพง โดยแนวโน้มแรงอัดสูงสุดเกิดในค้ำยันตัวที่ S1, S2, S4, S5 และ S6 ซึ่งวัดแรงได้ 45, 36, 38.5, 44.5 และ 38 ตัน ตามลำดับ สาเหตุเนื่องจากตำแหน่ง S1 และ S2 เป็นตำแหน่งของฐานรากขนาดใหญ่ที่มีระดับการขุดดินลึกกว่าตำแหน่งอื่นๆ ดังรูปที่ 4.16 และตำแหน่ง S4, S5 และ S6 เป็นตำแหน่งที่อยู่ในช่วงกลางกำแพง ซึ่งเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด ทำให้ค้ำยันในตำแหน่งดังกล่าวนี้เกิดแรงดันดินมากกว่าตำแหน่งอื่นๆ



รูปที่ 4.16 แสดงตำแหน่งของฐานรากอาคาร (ภาพ ณ วันที่ 156)

นอกจากนี้ยังพบว่า ในขณะที่ขุดดินถึงระดับท้องพื้น B2-A และ B2-B แล้วเสร็จ มีการเทพื้นคอนกรีตหยาบเพื่อเป็นท้องแบบสำหรับก่อสร้างพื้นชั้นดังกล่าวและช่วยในการยันกำแพง ซึ่งเมื่อพื้นคอนกรีตหยาบมีกำลังตามที่ต้องการแล้วได้มีการถอดค้ำยัน S6 ออกทำให้ระยะค้ำยันพื้นมีช่วงห่างเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า ดังรูปที่ 4.17 ซึ่งผลการวัดแรงอัดพบว่า ไม่มีการเพิ่มขึ้นของแรงในค้ำยันตัว

ข้างเคียงแต่อย่างใด แสดงให้เห็นว่า คอนกรีตหยาบนั้นสามารถทำหน้าที่ค้ำยันกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวได้ ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่เสนอโดย พรพจน์ ดันเส็ง (2555)



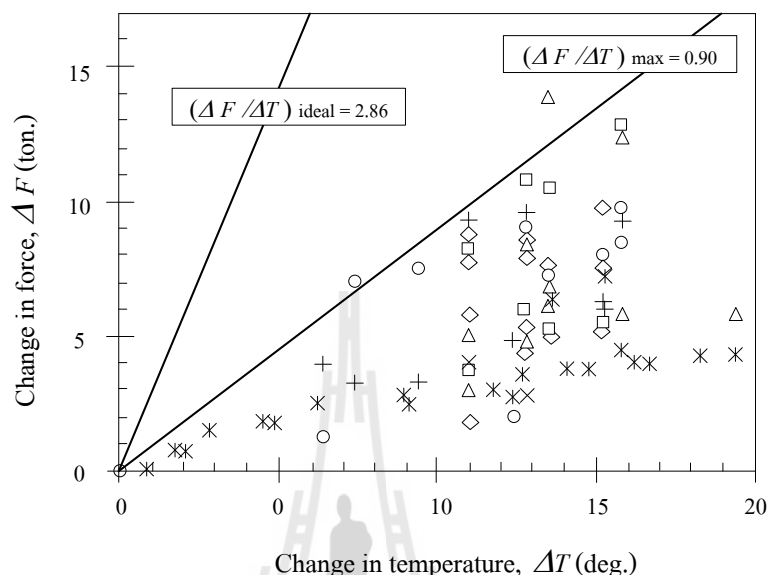
รูปที่ 4.17 ภาพการปลดค้ำยัน S6 ออกหลังเทคอนกรีตหยาบทำให้ระยะห่างระหว่างค้ำยันเพิ่มขึ้น 2 เท่า (ภาพ ณ วันที่ 183)

จากการเพิ่มขึ้นของแรงในค้ำยันทำให้พบว่า การเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในช่วงแรกที่ไม่ก่อให้เกิดแรงอัดในค้ำยันนั้น สันนิษฐานว่าเป็นเพียงการเคลื่อนตัวเข้าปิดช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการติดตั้งค้ำยันชั่วคราวเท่านั้น จากนั้นเมื่อช่องว่างถูกการเคลื่อนตัวจากกำแพงปิดสนิท แรงอัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณดินด้านหน้ากำแพงที่ลดระดับเนื่องจากถูกขุดและลงที่ ซึ่งจะเห็นได้ว่าค้ำยันชั่วคราวสามารถส่งถ่ายแรงเพื่อรักษาสมดุลของแรงในระบบโครงสร้างที่เกิดจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลได้ ประกอบกับพื้นคอนกรีตหยาบที่ทำหน้าที่ลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของ SCC โดยแรงดันดินที่ไม่สมดุลนี้จะไม่ส่งผลต่อแรงอัดแต่อย่างใด เมื่อการเคลื่อนตัวไม่เพิ่มขึ้น แรงอัดก็ไม่มีค่าเพิ่มขึ้นอีก

4.3.1 ผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน

การเก็บข้อมูลอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน ได้พิจารณาเลือกช่วงเวลาที่ไม่มีแรงขุดดินให้เปลี่ยนระดับเพิ่มขึ้น อันจะทำให้แรงอัดในค้ำยันเพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงดันดิน การเก็บข้อมูลจะเริ่มวัดแรงอัดตั้งแต่ตอนเช้าซึ่งค้ำยันมีอุณหภูมิต่ำที่สุดของวัน และเก็บข้อมูลแรงอัดเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นจนกระทั่งแรงอัดในค้ำยันไม่เปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นอีก ซึ่งจะได้เป็นค่าแรงอัดเปลี่ยนแปลง,

ΔF ที่สัมพันธ์กับอุณหภูมิเปลี่ยนแปลง, ΔT จากนั้นนำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง ΔF กับ ΔT ได้ดังรูปที่ 4.18 ซึ่งจะเห็นว่าแรงอัดในค้ำยันแปรผันตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น



รูปที่ 4.18 เปรียบเทียบกรอบแรงอัดปรากฏกับแรงอัดจากกรณีอุดมคติ

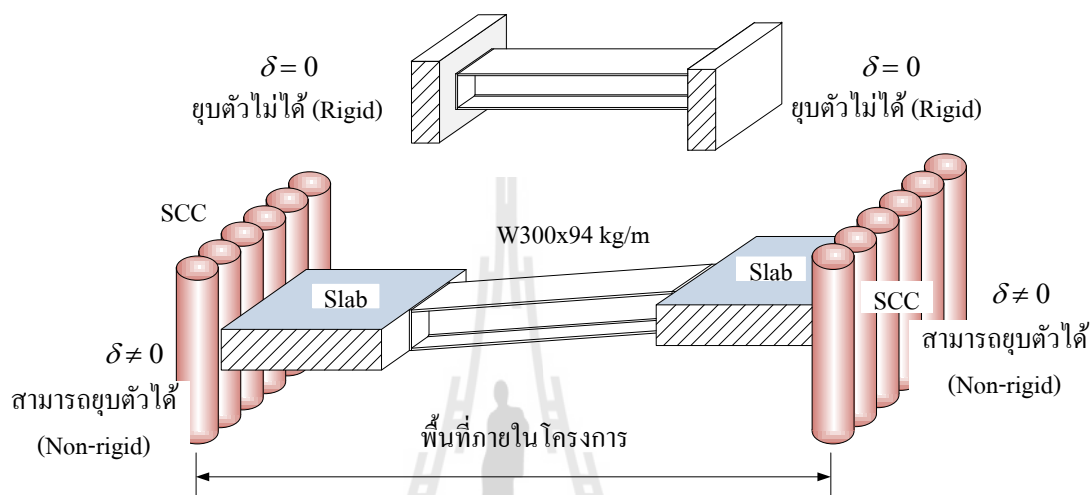
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างกรณีอุดมคติ กล่าวคือกำแพงไม่สามารถเคลื่อนตัวได้ กับกรณีค้ำยันกับกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ซึ่งอาจขยับตัวได้ตามแรงอัด ดังรูปที่ 4.19 โดยข้อมูลแรงอัดในค้ำยันที่มีการเปลี่ยนแปลงสูงสุดต่ออุณหภูมิที่มีการเปลี่ยนแปลงสูงสุด, $(\Delta F/\Delta T)_{\max}$ ที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม สามารถสร้างกรอบ (envelope) ความสัมพันธ์ระหว่างความชันของตัวแปรดังกล่าว ได้ดังสมการที่ 4.1 ดังนี้

$$(\Delta F/\Delta T)_{\max} = 0.90 \quad (4.1)$$

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน ซึ่งเป็นสมการกรณีอุดมคติ (ideal condition) ที่ค้ำยันมีปลายทั้งสองด้านมีลักษณะยึดแน่นและขยายตัวไม่ได้ จะได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 4.2

$$\Delta F/\Delta T = \alpha AE = 2.86 \quad (4.2)$$

เมื่อ α	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์การยืดเนื่องจากอุณหภูมิของเหล็กมีค่าเท่ากับ 11.7×10^{-6} ต่อองศาเซลเซียส
AE	คือ	ค่าสถิติเอนตามแนวแกนของค้ำยันเหล็ก โดยหน้าตัดเหล็ก W300x94 kg/m มีค่าเท่ากับ 2.44×10^5 ตัน



รูปที่ 4.19 เงื่อนไขของจุดรองรับที่ส่งผลต่อการขยายตัว

ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกรอบแรงอัดเปลี่ยนแปลงปรากฏที่วัดได้ในสนามกับกรณีอุดมคติในรูปที่ 4.18 พบว่ามีความแตกต่างกัน 3.17 เท่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแรงในค้ำยันที่เพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิสำหรับกรณีของกำแพงที่เป็นเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานวิจัยนี้แตกต่างจากแรงในกรณีอุดมคติอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากปลายทั้งสองข้างของค้ำยันในสภาพจริงสามารถยุบตัวได้ ซึ่งเกิดจากแรงดันดินที่ไม่เท่ากันของฝั่งตรงข้ามเกิดการขยายตัวดันกำแพงให้เคลื่อนที่ไปด้านตรงข้ามได้บ้าง ทำให้แรงที่ต้องเพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิเพิ่มขึ้นนั้นมีค่าลดลง ซึ่งการเคลื่อนตัวนี้น้อยจนไม่สามารถอ่านได้จาก Inclinator ซึ่งมีความละเอียดไม่พอได้

เมื่อแทนค่าสมการที่ 4.1 และ 4.2 ลงในสมการการคำนวณแรงอัดที่เสนอโดย Gaba et. al., (2003) จะได้ดังสมการที่ 4.3

$$\Delta F / \Delta T = \beta (\alpha AE) \quad (4.3)$$

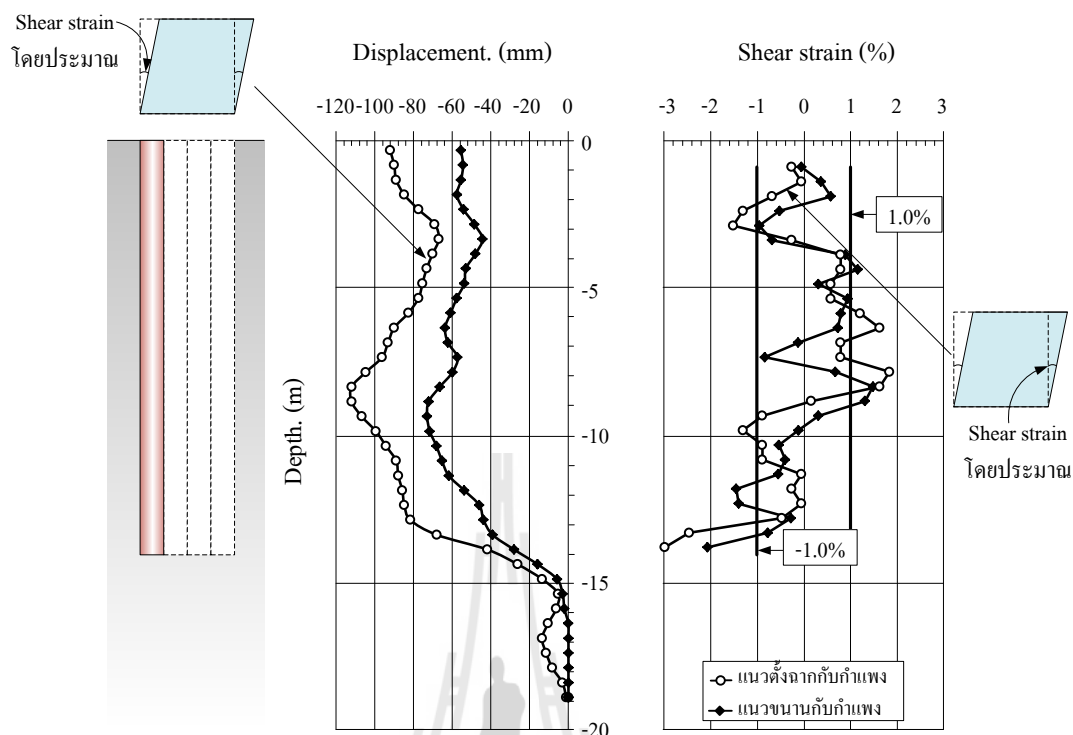
ซึ่งพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับระดับของการยึดรั้งของค้ำยัน, β มีค่าเท่ากับ 0.31 ซึ่งเป็นค่าสำหรับค้ำยันเหล็กระหว่างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เสนอในงานวิจัยนี้

4.4 การวิเคราะห์ห้กลับเพื่อหาสตีฟเนสของดิน

ในงานขุดดินลึก สตีฟเนสของดินสามารถใช้ค่าคะแนนค่าการเคลื่อนตัวที่จะเกิดขึ้นของดินหลังกำแพงก่อนการก่อสร้างได้ โดยในหัวข้อนี้เป็นการวิเคราะห์ห้กลับค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม โดยการแปรผันค่าสตีฟเนสในเทอมของ E_u/S_u เพื่อเสนอสตีฟเนสที่เหมาะสมสำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่สภาวะใช้งานนี้ โดยในการทำนายการเคลื่อนตัวแบ่งออกเป็น 2 ส่วน นอกจากนี้ยังศึกษาค่าสตีฟเนสของดินที่มีอิทธิพลต่อแรงอัดในค้ำยัน ดังนี้

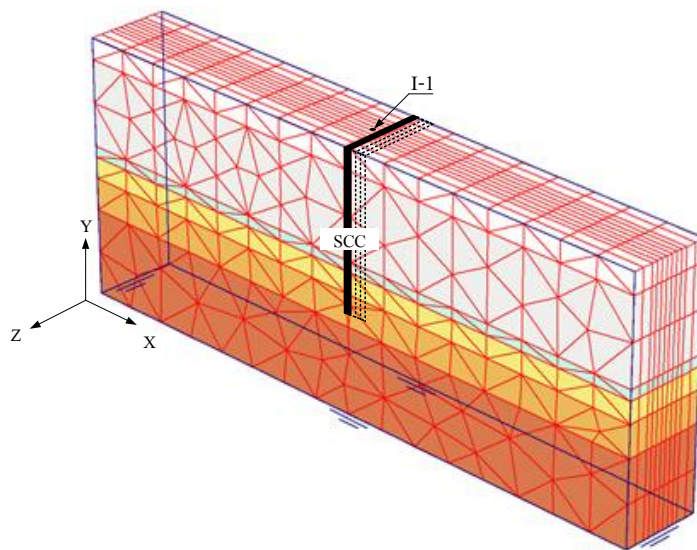
4.4.1 การวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

จากผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสามารถใช้ประมาณค่าความเครียดเฉือน (Shear strain) ได้ โดยพิจารณามุมที่เบนไปจากแนวดิ่งให้มีค่าเท่ากับ shear strain ดังนั้น จากผลการเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ พบว่า shear strain มีค่าประมาณ 1.0% ดังรูปที่ 4.20 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบค่า Shear strain ที่เกิดขึ้นกับผลการทดสอบ self-boring pressure meter ในรูปที่ 2.26 โดยพิจารณาสัมพันธ์จาก G/S_u พบว่ามีค่าประมาณ 40 สำหรับดินเหนียวอ่อน และเมื่อพิจารณาจากสมการ 2.7a พบว่าสตีฟเนสในเทอมของ E_u/S_u สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนที่ใช้ในการประมาณค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างจากกรณีติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ มีค่าเท่ากับ 120 เมื่อ Poisson's ratio มีค่าเท่ากับ 0.5 ซึ่งเป็นค่าสตีฟเนสที่ต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีงานขุดดิน เนื่องจากการเคลื่อนตัวด้านข้างกรณีขุดดินมีค่า Shear strain ที่เกิดขึ้นสูงกว่า

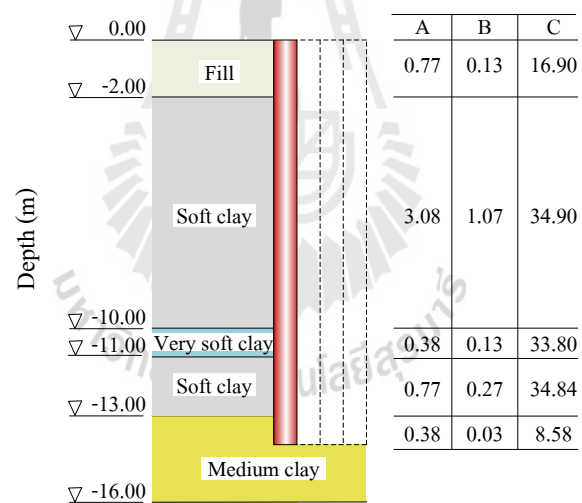


รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวสูงสุดกับความเครียดเฉือนกรณีติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์

ในการจำลองการวิเคราะห์ได้จำลองการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์โดยสมมุติให้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นแท่งสี่เหลี่ยมที่มีพื้นที่หน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปริมาตรเท่ากับเสาเข็มดินซีเมนต์ 1 ต้น เรียงต่อกันเป็นกำแพง ดังรูปที่ 4.21 โดยปริมาตรของน้ำปูนที่แทนที่ดินจะจำลองโดยการเพิ่มค่า Volume metric strain ลงในอีลิเมนต์ที่เป็นตำแหน่งเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่ง Volume metric strain ที่ใช้ในการจำลองได้จากบันทึกการฉีดน้ำปูนในรูปที่ 4.5 ซึ่งจะเห็นได้ว่า ปริมาณน้ำปูนที่ใช้มีค่าเท่ากับ 1.785 ลูกบาศก์เมตรต่อต้น สำหรับเสาเข็มที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 700 มิลลิเมตร และความยาว 14 เมตร โดยปริมาตรน้ำปูนที่ใช้จะมีค่าแตกต่างกันตามระดับความลึกของชั้นดิน ดังรูปที่ 4.22



รูปที่ 4.21 การจำลองการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์กรณีติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์



เมื่อกำหนดให้ A คือ Soil volume (m³)
 B คือ Used cement grout (m³)
 C คือ Volume metric strain (%)

รูปที่ 4.22 ค่า Volume strain สำหรับการจำลองต่อต้น

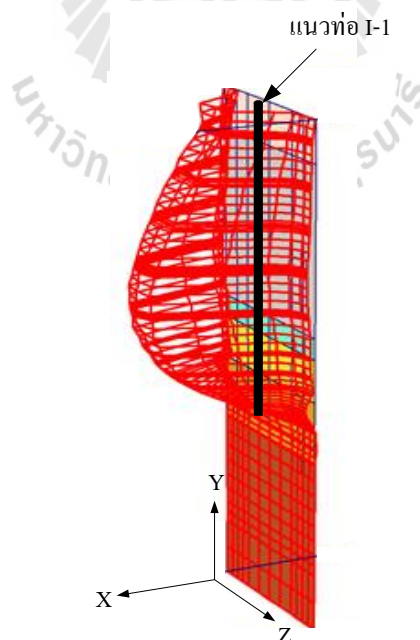
จากข้อมูลดินและดินซีเมนต์สรุปพารามิเตอร์ที่ใช้ป้อนค่าในการจำลอง Model การวิเคราะห์ของทั้ง 2 กรณีศึกษา ดังแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของดินและดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Soil type	Depth (m)	Model type	γ_t (t/m ³)	Poisson ratio, ν	S_u (t/m ²)	R_{inter}
Fill	0-2	Mohr-coulomb	1.58	0.495	1.9	1.00
Soft clay	2-10	Mohr-coulomb	1.55	0.495	1.8	1.00
Very soft clay	10-11	Mohr-coulomb	1.48	0.495	1.5	1.00
Soft clay	11-13	Mohr-coulomb	1.63	0.495	2.5	1.00
Medium clay	13-16	Mohr-coulomb	1.8	0.495	4.5	1.00
Stiff clay	16-24	Mohr-coulomb	1.88	0.495	9.5	1.00
SCC	0-14	Mohr-coulomb	1.55	0.495	0.50*	0.75

หมายเหตุ 0.50* คือ Soil-cement column slurry stage

จากรูปที่ 4.23 เป็นผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในแนวที่ติดกับท่อ Inclinator ที่ยืนยันการเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนตัวด้านข้างตามลำดับการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ที่สอดคล้องกับผลที่ตรวจวัดได้ในสนาม เมื่อแกน X คือทิศตั้งฉากกับแนวกำแพง และแกน Z คือ ทิศขนานกับแนวกำแพง



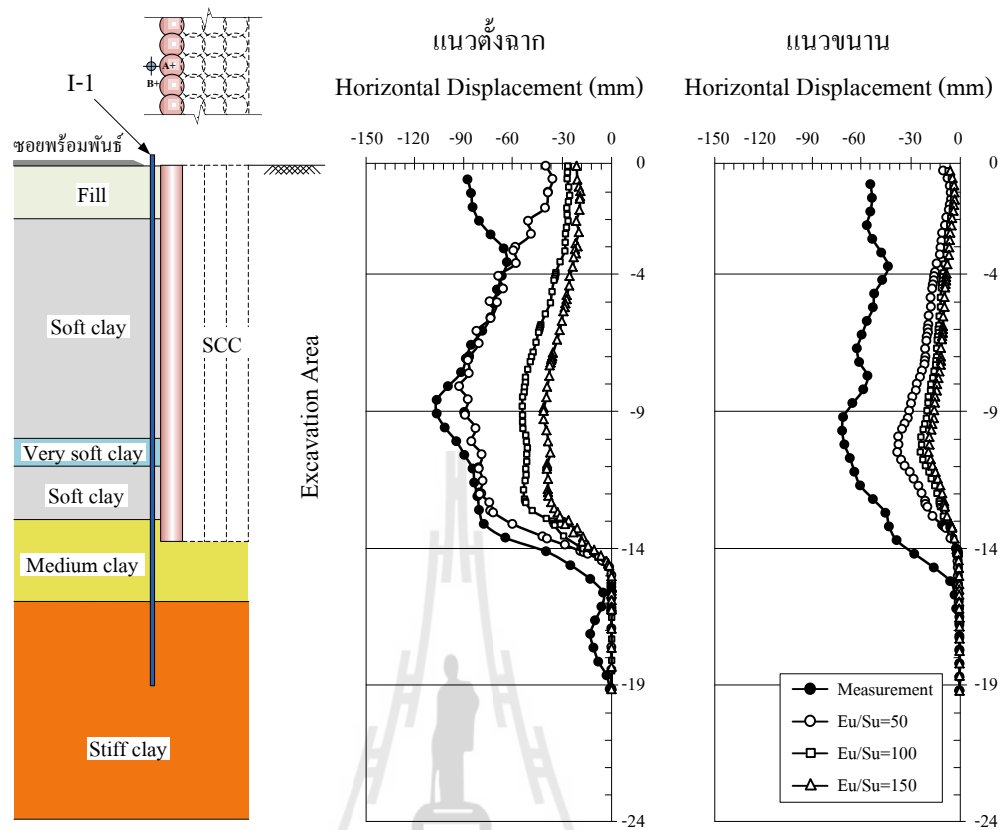
รูปที่ 4.23 การเคลื่อนตัวของดินรอบแนวแกนท่อ Inclinator จากการวิเคราะห์

จากรูปที่ 4.24 เป็นการวิเคราะห์หาค่าสตีเฟนสของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางที่เหมาะสม สำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง โดยการแปรผันค่าสตีเฟนสของ E_u/S_u ทั้งหมด 3 ค่า คือ 50, 100 และ 150

ผลการวิเคราะห์หาค่าสตีเฟนส $E_u/S_u = 50$ ให้ผลการเคลื่อนตัวที่มีรูปแบบสอดคล้องกับผลการวัดในทิศตั้งฉากกับแนวกำแพง โดยผลการเคลื่อนตัวสูงสุดเท่ากับ 103 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นค่าใกล้เคียงกับผลวัดได้ในสนามมากที่สุดที่ 110 มิลลิเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับค่าสตีเฟนส $E_u/S_u = 100$ และ 150 ที่ให้ค่าเท่ากับ 70 และ 55 มิลลิเมตร ตามลำดับ เมื่อพิจารณาแนวโน้มของกราฟการเคลื่อนตัวทุกระดับความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์ พบว่า ผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีลักษณะสอดคล้องกับผลในสนาม โดยจะเห็นได้ว่ามีเพียงบางช่วงของกราฟเท่านั้นที่ผลการเคลื่อนตัวในสนามแตกต่างกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ คือ ที่ระดับผิวดินถึงระดับ -3.00 เมตร สาเหตุเนื่องจาก ในสภาพจริงของการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ ตำแหน่งท่อ I-1 ถูกรบกวนจากเครื่องจักรขณะทำการก่อสร้าง ดังรูปที่ 4.25 ทำให้ท่อเกิดการเอียงตัว ดังนั้นผลการเคลื่อนตัวที่วัดได้จากระดับความลึกดังกล่าวจึงไม่ใช้การเคลื่อนตัวที่เกิดจากการแทนที่ของน้ำปูนแต่อย่างใด

ผลการวิเคราะห์หาค่าสตีเฟนสในแนวนานกับกำแพง พบว่า การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าประมาณ 50% ของค่าที่วัดได้ในสนาม โดยสตีเฟนส $E_u/S_u = 50$ ให้ผลการเคลื่อนตัวใกล้เคียงที่สุดเมื่อเทียบกับสตีเฟนสค่าอื่นๆ คือให้ค่าเท่ากับ 37 มิลลิเมตรเท่านั้น สาเหตุเนื่องจาก ในการจำลองการวิเคราะห์กำหนดให้เสาเข็มมีทิศทางตั้งอยู่ในแนวตั้ง ดังนั้นการตัด Section เพื่อดูผลการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์จึงมีทิศอยู่ในแนวตั้งเท่านั้น โดยมีตำแหน่งห่างจากเสาเข็มดินซีเมนต์ประมาณ 30 เซนติเมตร ซึ่งในความเป็นจริงเสาเข็มอาจจะไม่อยู่ในแนวตั้งเท่าที่ควร ดังรูปที่ 4.26 ที่อนุมานได้ว่าจุดศูนย์กลางของปลายเสาเข็มเกิดการเอียงศูนย์จากระดับผิวดิน โดยมีทิศเอียงเข้าหาดำแหน่งท่อ Inclinator ในแนวนานกับกำแพง ซึ่งทำให้ท่อได้รับผลจากแรงดันดินจากขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วย ส่งผลให้การเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่ามากกว่าการวิเคราะห์

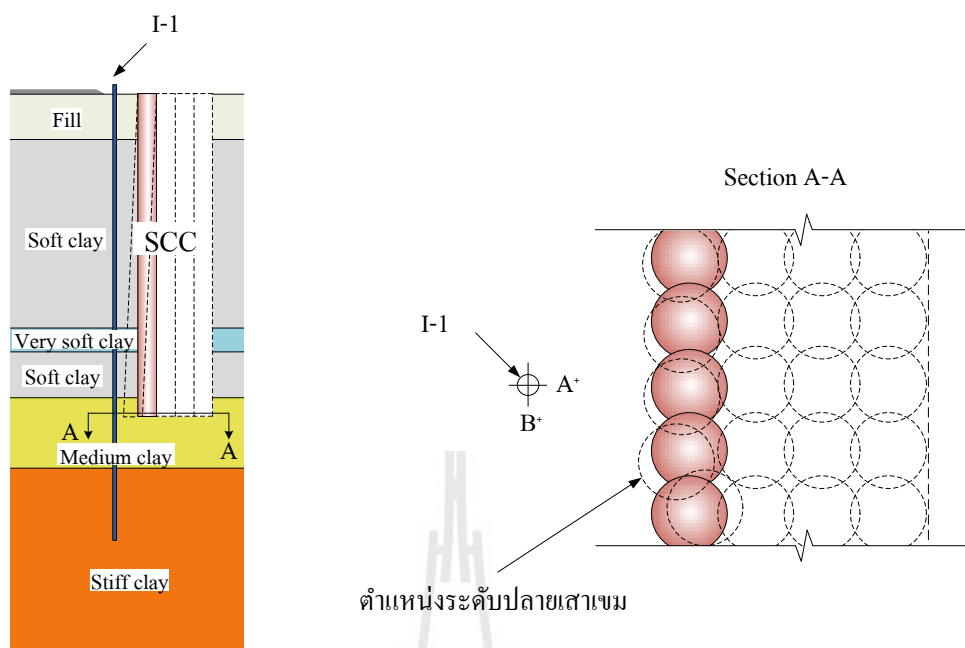
จากการแปรผันค่าสตีเฟนสจะเห็นว่าในงานวิจัยนี้ไม่ทำการวิเคราะห์หาค่ากลับในชั้นดินเหนียวแข็ง เนื่องจากเสาเข็มดินซีเมนต์มีระดับความลึกเพียง -14.00 เมตรเท่านั้น ดังนั้นจึงไม่มีข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่ากลับ โดยผลการเคลื่อนตัวด้านข้างจากการตรวจวัดในสนามในชั้นดินเหนียวแข็งไม่พบว่าการเคลื่อนตัวแต่อย่างใด ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงกำหนดให้สตีเฟนสของชั้นดินเหนียวแข็งมีค่าที่สูงโดยกำหนดให้มีค่าคงที่ที่ $E_u/S_u = 100$



รูปที่ 4.24 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากขั้นตอนการติดตั้ง SCC โดยใช้ $E_u/S_u = 50$, 100 และ 150 ในชั้นดินเหนียวอ่อน



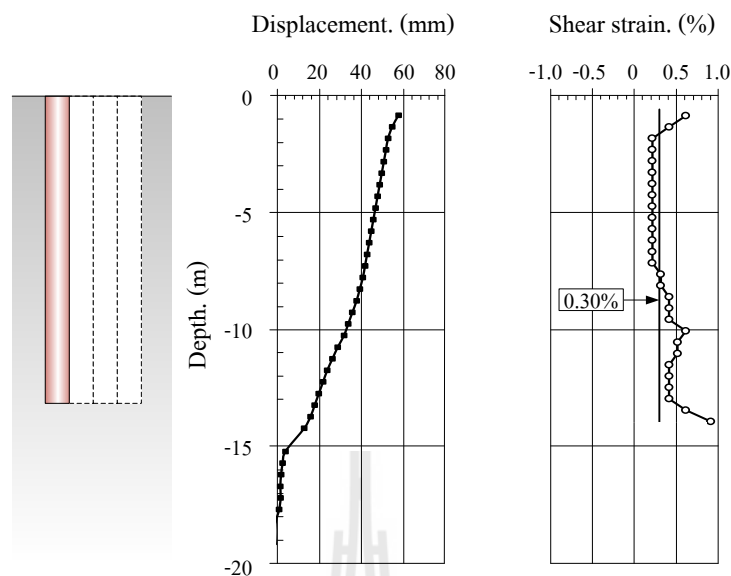
รูปที่ 4.25 การรบกวนจากการติดตั้ง SCC ที่ตำแหน่งท่อ I-1



รูปที่ 4.26 ความเอียงของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ส่งผลกระทบต่อการอ่านค่าการเคลื่อนตัว

4.4.2 การวิเคราะห์หากลັบลการเคลื่อนตัวด้านข้างเนื่องจากการขุดดิน

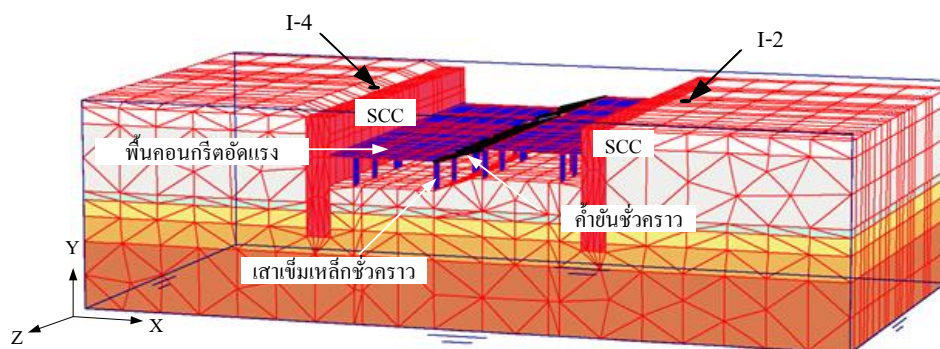
จากผลการเคลื่อนตัวด้านข้างที่อ่านได้จาก I-4 ทำให้พบว่าค่า Shear Strain ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานวิจัยนี้ มีค่าเท่ากับ 0.30% ดังรูปที่ 4.27 โดยเมื่อเปรียบเทียบกับ Shear strain ที่เกิดขึ้นกับผลการทดสอบ self-boring pressure meter ในรูปที่ 2.26 พบว่าเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของ Shear modulus (G) ในเทอมของ G/S_u ในกรณีนี้มีค่าประมาณ 180 และ 350 สำหรับดินเหนียวอ่อน และ ดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ โดยค่า G/S_u สามารถคำนวณค่า Young' modulus (E) โดยอาศัยความสัมพันธ์ของ Shear modulus (G) จากสมการ 2.7a เมื่อ Poisson' ratio (ν) ภายใต้สภาวะแบบไม่ระบายน้ำมีค่าเท่ากับ 0.5 พบว่าให้ค่าสถิติที่เหมาะสมในการทำนาค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างกรณีนี้ในเทอมของ E_u/S_u มีค่าเท่ากับ 540 และ 1050 สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ



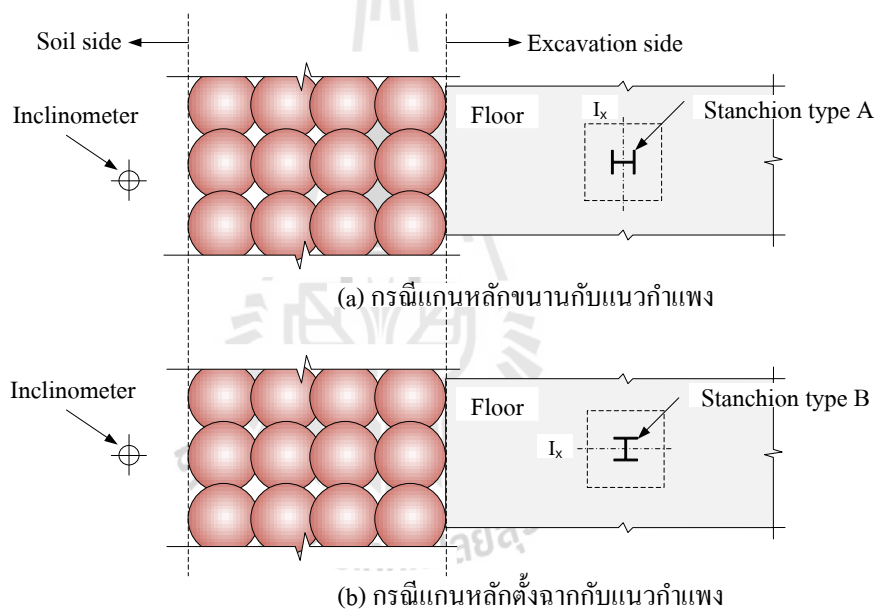
รูปที่ 4.27 การเคลื่อนตัวสูงสุดกับความเครียดเฉือนของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์กรณีขุดดิน

รูปที่ 4.28 เป็นแบบจำลอง FEM โดยการจำลองดินและเสาเข็มดินซีเมนต์ในโปรแกรมจะจำลองโดยใช้อีลิเมนต์สามเหลี่ยมชนิด 15 จุดต่อ รอยต่อระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์จะใช้อีลิเมนต์อินเตอร์เฟส (Interface element) ซึ่งใช้จำลองการแยกและการเสียดทานตามยาวบริเวณรอยต่อระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ การจำลองแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่มีความหนา 250 มิลลิเมตร และเสาเหล็กชั่วคราวใช้ Plate element และค้ำยันชั่วคราวจะจำลองโดยใช้ Rod element วิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดินแบบ Mohr-Coulomb โดยกำหนดให้ดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำและมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ ค่ามุมเสียดทานภายในมีค่าเท่ากับศูนย์ การขุดดินจะใช้เวลาประมาณ 3 เดือน ดังนั้นแรงดันน้ำที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากการขุดดินยังระบายออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินไม่หมด จึงสามารถจัดเป็นการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ที่ยืนยันให้เห็นแล้วว่าสามารถประมาณค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของระบบกำแพงกันดินที่ให้ผลใกล้เคียงกับผลวัดในสนาม ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2

เสาเหล็กชั่วคราว (W400×172 kg/m) ที่ฝากไว้ในขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะในโครงการนี้ มีทิศทางการวางตัว 2 ทิศทาง ประกอบด้วย Type A ที่มีทิศทางการวางตัวโดยแกนหลักขนานกับแนวกำแพง และ Type B ที่มีทิศทางการวางตัวโดยแกนหลักตั้งฉากกับแนวกำแพง ดังรูปที่ 4.29 (ตำแหน่ง Type A มี 2 ตำแหน่ง นอกนั้นเป็น Type B ดังรูปที่ 3.5) โดยคุณสมบัติวัสดุของโครงสร้างที่ใช้ในการจำลองการวิเคราะห์ แสดงในตารางที่ 4.3-4.5



รูปที่ 4.28 การจำลองการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์กรณีขุดดิน



รูปที่ 4.29 ทิศทางการวางเสาเข็มเหล็กชั่วคราวที่รองรับแผ่นพื้นชั้นใต้ดินก่อนการก่อสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กถาวร

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติวัสดุของพื้นคอนกรีต

Identification	Slab 25 cm.
Material type	Elastic
EA	7.413×10^6 kN/m
EI	3.860×10^4 kNm ² /m
weight	6 kN/m/m
ν	0.150

หมายเหตุ $E_c = 15210 \sqrt{f'_c} \times 100$ kN/m² (f'_c มีหน่วยเป็น kg/cm²) โดยพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กของชั้นใต้ดินนี้ใช้ที่ค่า 380 ksc.

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติวัสดุของเสาเหล็กชั่วคราว

Identification	W400 × 172 kg/m (Type A)	W400 × 172 kg/m (Type B)
Material type	Elastic	Elastic
EA	4.461×10^6 kN/m	4.461×10^6 kN/m
EI	1.359×10^5 kNm ² /m	4.570×10^4 kNm ² /m
weight	1.720 kN/m/m	1.720 kN/m/m
ν	0.2	0.2

หมายเหตุ $E_s = 2.04 \times 10^8$ kN/m²

ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติวัสดุของค้ำยันชั่วคราว

Identification	Strut W300 × 94 kg/m
Material type	Elastic
EA	2.444×10^6 kN

หมายเหตุ $E_s = 2.04 \times 10^8$ kN/m²

การวิเคราะห์กลับสตีเฟนส์ที่เหมาะสมของดินและดินซีเมนต์สำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง ได้แบ่งกรณีวิเคราะห์ออกเป็น 4 กรณี ดังนี้

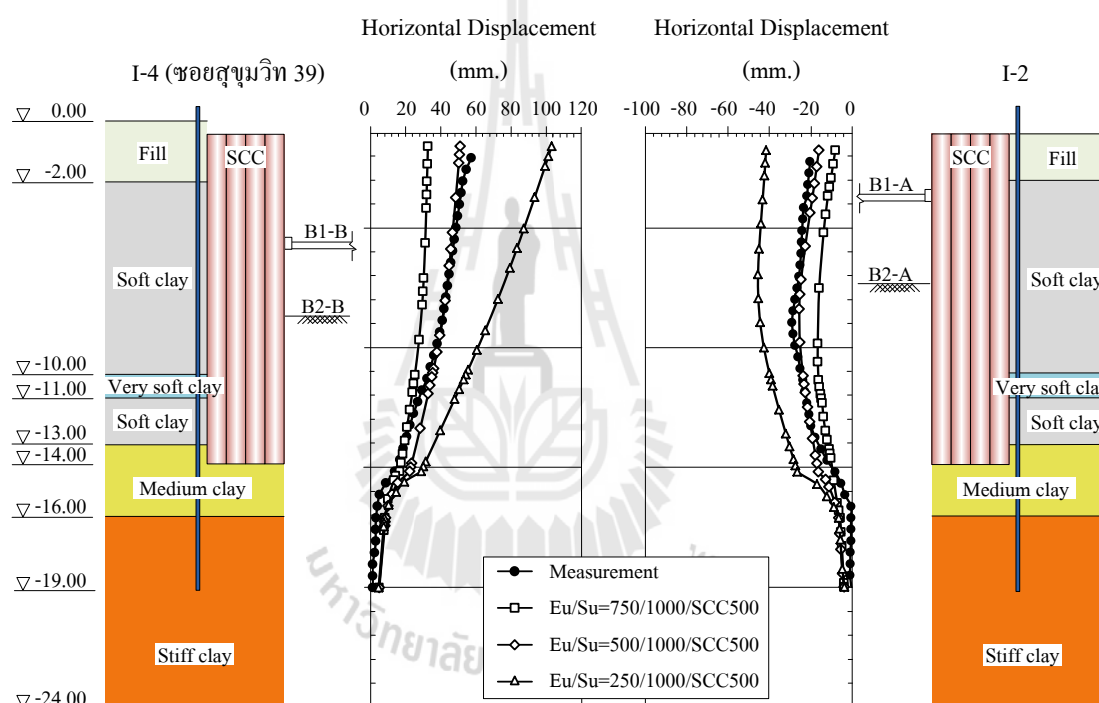
กรณีที่ 1 วิเคราะห์กลับโดยแปรผันค่าสตีเฟนส์ของดินเหนียวอ่อน

กรณีที่ 2 วิเคราะห์กลับโดยแปรผันค่าสตีเฟนส์ของดินเหนียวแข็ง

กรณีที่ 3 ศึกษาอิทธิพลจากชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง

กรณีศึกษาที่ 4 วิเคราะห์หักกลับโดยแปรผันค่าสตีฟเนสของดินซีเมนต์

กรณีศึกษาที่ 1. การวิเคราะห์หักกลับเพื่อหาค่าสตีฟเนสของดินเหนียวอ่อน สำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง โดยการแปรผันค่าสตีฟเนสของดินเหนียวอ่อน ในเทอมของ E_u/S_u ทั้งหมด 3 ค่า คือ 250, 500 และ 750 เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวอ่อน เทียบกับผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงทั้งสองฝั่ง โดยกำหนดค่าสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์ให้คงที่ที่ $E_u/S_u = 1000$ และ $E_u/S_u = 500$ ตามลำดับ



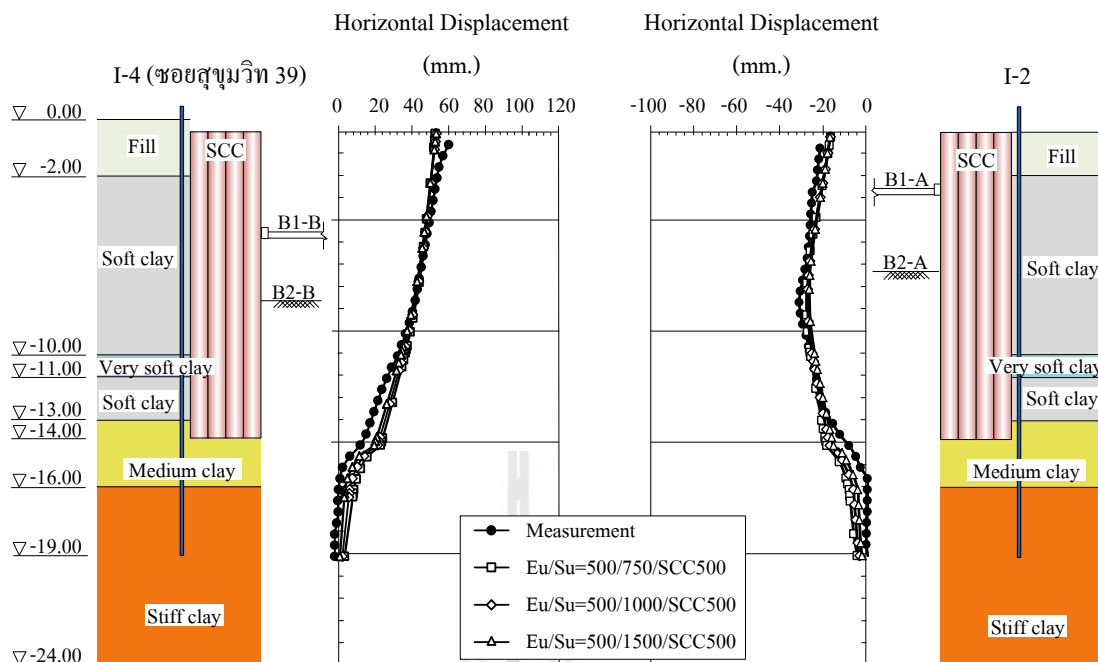
รูปที่ 4.30 ผลการวิเคราะห์หักกลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน เท่ากับ 250, 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์ เท่ากับ 1000 และ 500 ตามลำดับ

จากรูปที่ 4.30 พบว่า การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ได้จากการตรวจวัดในสนามของ กำแพงฝั่ง I-4 เกิดขึ้นที่ระดับผิวดิน มีค่าเท่ากับ 58 มิลลิเมตร โดยเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะของ คานยื่น (Cantilever mode) จากผลการวิเคราะห์หักกลับพบว่า การเคลื่อนตัวมีลักษณะสอดคล้องกับผล ที่วัดได้ในสนาม โดยค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์ค่าสตีฟเนสของดินเหนียวอ่อนใน

เทอมของ $E_u/S_u = 250, 500$ และ 750 มีค่าเท่ากับ $105, 52.5$ และ 32.5 มิลลิเมตร ตามลำดับ ผลการตรวจวัดในสนามของกำแพงฝั่ง I-2 เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดช่วงกลางของความยาวเสาเข็มดินซีเมนต์ มีค่าเท่ากับ 30 มิลลิเมตร ผลการวิเคราะห์หักกลับพบว่า มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ค่าสถิติเอนของดินเหนียวอ่อนในเทอมของ $E_u/S_u = 250, 500$ และ 750 มีค่าเท่ากับ $46.4, 25.5$ และ 16.6 มิลลิเมตร ตามลำดับ

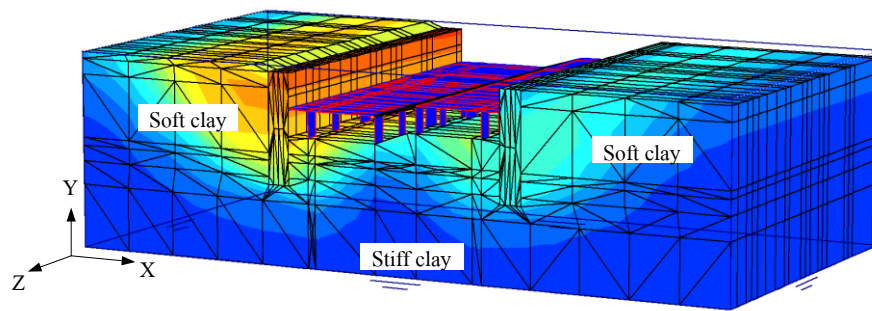
จากผลการวิเคราะห์หักกลับกรณีที่ 1 E_u/S_u ของดินเหนียวอ่อนที่ให้ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างทุกระดับความลึกใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามมากที่สุด คือ 500 เมื่อสถิติเอนของดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์คงที่ ขณะที่ $E_u/S_u = 250$ และ 750 ให้ผลการเคลื่อนตัวที่ไม่ใกล้เคียง

กรณีที่ 2. การวิเคราะห์หักกลับเพื่อหาค่าสถิติเอนของดินเหนียวแข็ง โดยการแปรผันค่าสถิติเอนของดินเหนียวแข็งในเทอมของ E_u/S_u ทั้งหมด 3 ค่า คือ $750, 1000$ และ 1500 เพื่อวิเคราะห์ผลการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวแข็งเทียบกับผลการเคลื่อนตัวในสนามเช่นเดียวกับกรณีที่ 1. โดยกำหนดค่าสถิติเอนของดินเหนียวอ่อนที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับในกรณีที่ 1 ที่ให้ผลการวิเคราะห์หักกลับใกล้เคียงกับผลในสนามมีค่าที่ $E_u/S_u = 500$ และดินซีเมนต์คงที่ที่ $E_u/S_u = 500$



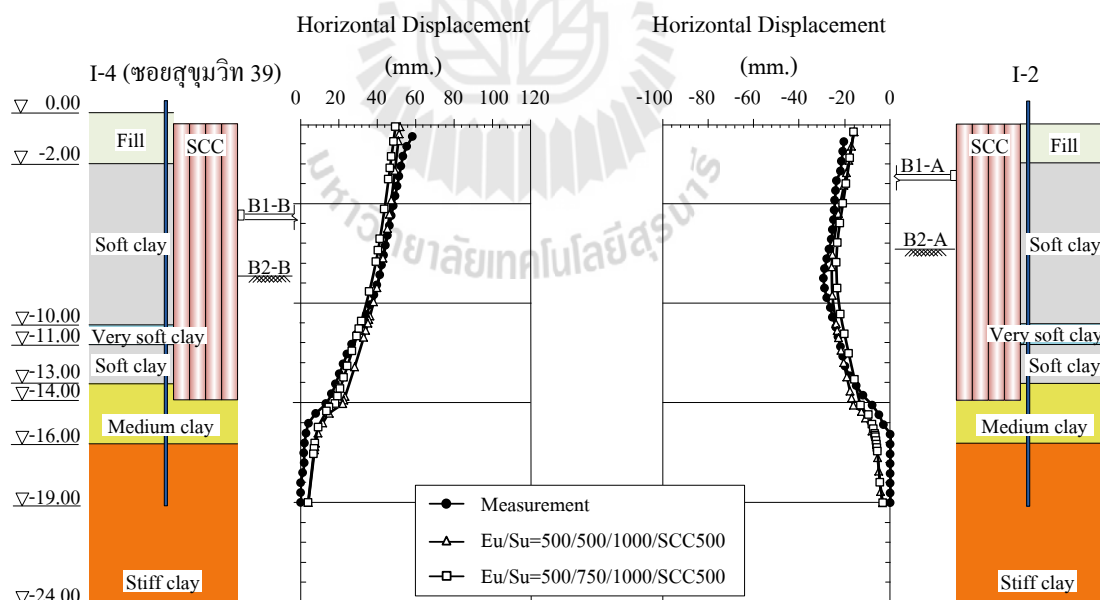
รูปที่ 4.31 ผลการวิเคราะห์หากลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวแข็ง เท่ากับ 750, 1000 และ 1500 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อนและดินซีเมนต์ เท่ากับ 500 และ 500 ตามลำดับ

จากรูปที่ 4.31 พบว่า การแปรผันค่าสตีเฟนของดินเหนียวแข็งให้ผลการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงทั้ง 2 ฝั่งน้อยมาก เนื่องจากอิทธิพลของแรงดันดินด้านข้างที่ส่งไปยังชั้นดินเหนียวแข็งมีน้อย โดยส่วนใหญ่จะเกิดในชั้นดินเหนียวอ่อนเท่านั้น ดังรูปที่ 4.32 ซึ่งสอดคล้องกับการวิเคราะห์หากลับในกรณีที่ 1. โดยค่า Shear strain จากการเคลื่อนตัวในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระดับความลึก -16.00 เมตร ถึง -19.00 เมตร มีค่าประมาณ 0.025%-0.030% เท่านั้น เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์จากสตีเฟนของดินเหนียวแข็งในเทอมของ G/S_u กับ ค่า Shear strain ที่เสนอโดย Teparaksa. (1990) พบว่า G/S_u มีค่าเท่ากับ 380-325 และค่า Young' modulus (E) โดยอาศัยความสัมพันธ์ของ Shear modulus (G) จากสมการ 2.7a เมื่อ Poisson'ratio (ν) ภายใต้สภาวะกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าเท่ากับ 0.5 ให้ค่า E_u/S_u มีค่าเท่ากับ 1140-975 ดังนั้นค่าสตีเฟนของชั้นดินเหนียวแข็งสำหรับการวิเคราะห์หากลับที่เสนอในงานวิจัยนี้มีค่า $E_u/S_u = 1000$



รูปที่ 4.32 แนวโน้มการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นดินที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM

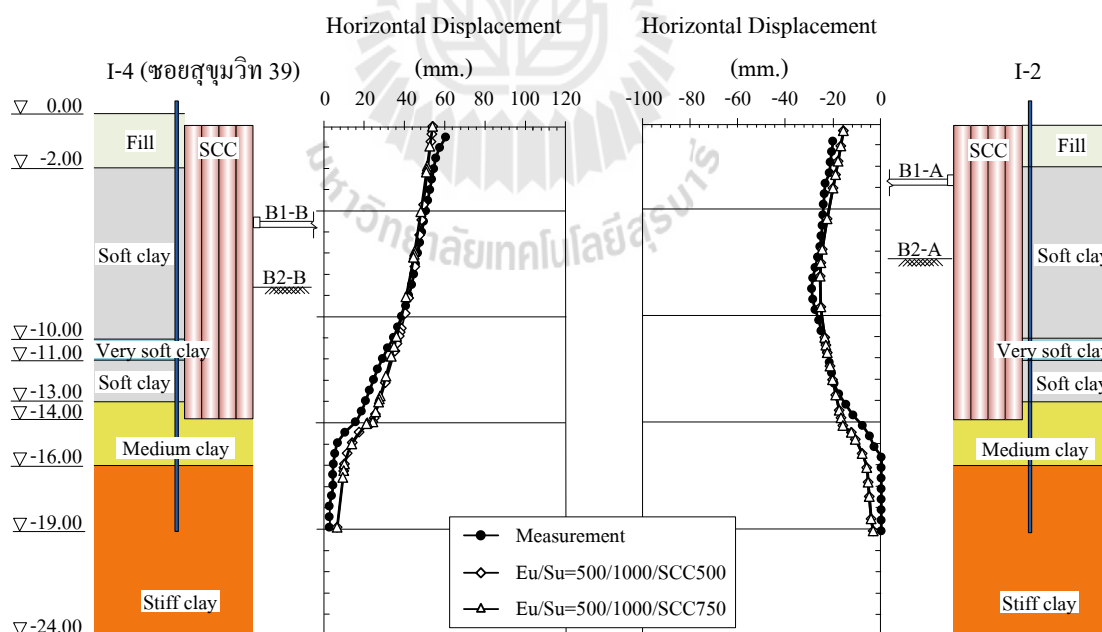
กรณีที่ 3. การวิเคราะห์กลับเพื่อศึกษาผลเนื่องจากการแปรผันสตีเฟนของชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้าง โดยการแปรผันค่าสตีเฟนของดินเหนียวแข็งปานกลาง 2 ค่า คือ $E_u/S_u = 500$ และ 750 ซึ่งกำหนดค่าสตีเฟนของดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินซีเมนต์คังที่ $E_u/S_u = 500, 1000$ และ 500 ตามลำดับ โดยค่าสตีเฟนของดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งเป็นค่าที่เสนอในงานวิจัยนี้จากกรณีศึกษาที่ 1 และ 2 ตามลำดับ



รูปที่ 4.33 ผลการวิเคราะห์กลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินเหนียวแข็งปานกลาง เท่ากับ 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินซีเมนต์ เท่ากับ 500 1000 และ 500 ตามลำดับ

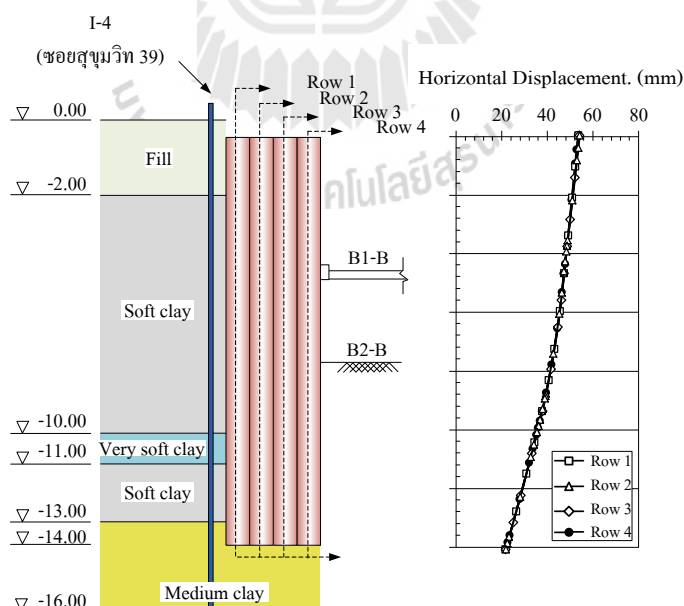
จากรูปที่ 4.33 พบว่า การแปรผันค่าสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งปานกลางมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวด้านข้างของทุกระดับความลึกของกำแพงทั้ง 2 ฟังน้อยมาก เนื่องจากความหนาของชั้นดังกล่าวมีค่าค่อนข้างน้อย อิทธิพลที่เกิดขึ้นจึงน้อยด้วย ดังนั้นจึงถือได้ว่าการเปลี่ยนแปลงทางด้านข้างไม่ขึ้นกับค่าแปรผันสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งปานกลาง โดยค่าสตีฟเนสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางนี้ พิจารณาจากกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ซึ่งพบว่าชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางให้ค่าที่ใกล้เคียงกับชั้นดินเหนียวอ่อนมาก ดังนั้นค่าสตีฟเนสของดินเหนียวแข็งปานกลางในเทอมของ E_u/S_u ที่เหมาะสมจึงอนุมานได้ว่าเป็นค่าเดียวกันกับดินเหนียวอ่อน คือ $E_u/S_u = 500$ สำหรับการทำนายพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวด้านข้าง

กรณีที่ 4. การวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสของดินซีเมนต์ สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวด้านข้าง โดยการแปรผันค่าสตีฟเนสของดินซีเมนต์ 2 ค่า คือ $E_u/S_u = 500$ และ 750 โดยกำหนดให้ค่าสตีฟเนสของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งคงที่ที่ $E_u/S_u = 500$ และ 1000 ตามลำดับ ซึ่งเป็นค่าที่เสนอในงานวิจัยนี้จากการวิเคราะห์หาค่ากลับในกรณีศึกษาที่ 1 และ 2 ตามลำดับ



รูปที่ 4.34 ผลการวิเคราะห์หาค่ากลับการเคลื่อนตัวด้วย FEM โดยแปรผันค่า E_u/S_u ดินซีเมนต์ เท่ากับ 500 และ 750 เมื่อ E_u/S_u ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็ง มีค่าเท่ากับ 500 และ 1000 ตามลำดับ

จากรูปที่ 4.34 พบว่า การแปรผันค่าสตีเฟนสของดินซีเมนต์ให้ผลการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงทั้ง 2 ฝั่งน้อยมาก โดยที่ค่า Shear strain จากการเคลื่อนตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์ไม่สามารถหาได้จากผลการตรวจวัดในสนาม เนื่องจากตำแหน่งติดตั้ง Inclinator ติดตั้งไว้หลังกำแพง ซึ่งเป็นการติดตามพฤติกรรมของดินหลังกำแพงเท่านั้น ดังนั้นการพิจารณา Shear strain จากผลการเคลื่อนตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์ จึงพิจารณาได้จากผลการวิเคราะห์เท่านั้น ซึ่งพบว่ากำแพงเกิดการเคลื่อนตัวแบบทั้งก้อน โดยยืนยันได้จากการเคลื่อนตัวของทุกมิติความหนาของกำแพงตามตำแหน่ง Section ทั้งหมด 4 จุด ที่ให้ผลการเคลื่อนตัวที่เท่ากันทุก Section ดังรูปที่ 4.35 จึงถือได้ว่า Shear strain ของเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าเท่ากับศูนย์ แสดงให้เห็นว่าคุณสมบัติด้านกำลังของดินซีเมนต์มีค่าที่สูงมาก ขาดต่อการวิบัติ ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมจริงของกำแพงในสนามที่ไม่เกิดการวิบัติแต่อย่างใด ดังนั้นจากความสัมพันธ์ในเทอมของ E_u/S_u พบว่าค่าสตีเฟนสที่ใช้ในการวิเคราะห์กลับยังไม่เกินค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์ จึงถือได้ว่าค่า Young's modulus ยังอยู่ในช่วงอีลาสติก และมีค่าที่คงที่ นอกจากนี้จากการขุดเปิดหน้าดินทำให้พบว่าเนื้อวัสดุของดินซีเมนต์มีความไม่สม่ำเสมอตลอดช่วงกำแพงเสาเข็ม ดังรูปที่ 4.36 ดังนั้น $E_u/S_u = 750$ จึงเป็นค่าที่สูงเกินไปที่จะใช้สำหรับการวิเคราะห์ โดยค่าสตีเฟนสของดินซีเมนต์ที่เสนอในงานวิจัยนี้จึงมีค่า $E_u/S_u = 500$

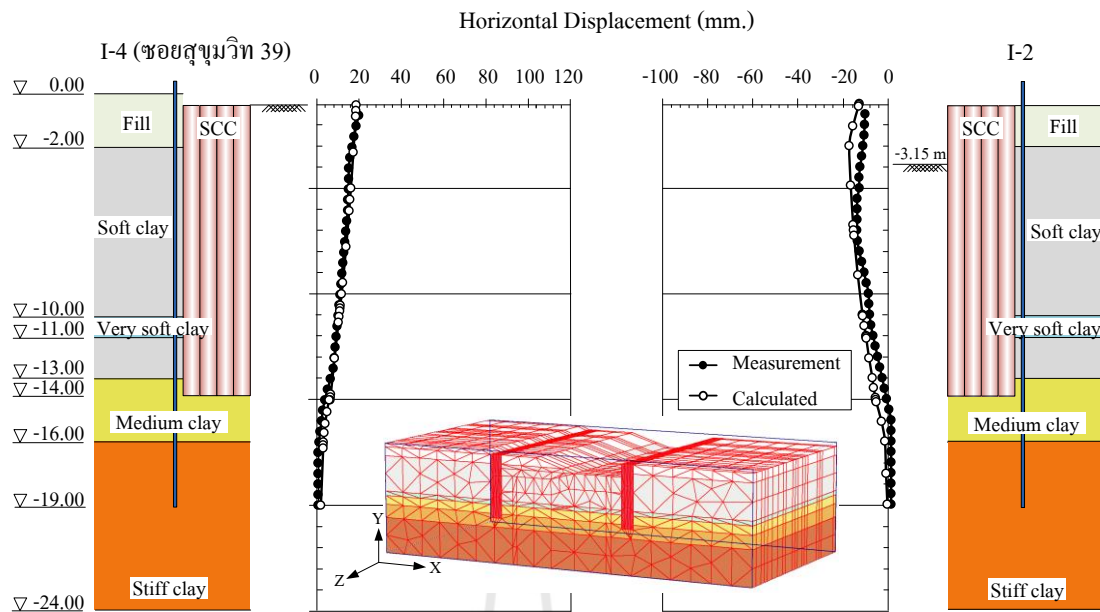


รูปที่ 4.35 การเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ แถวที่ 1, 2, 3 และ 4

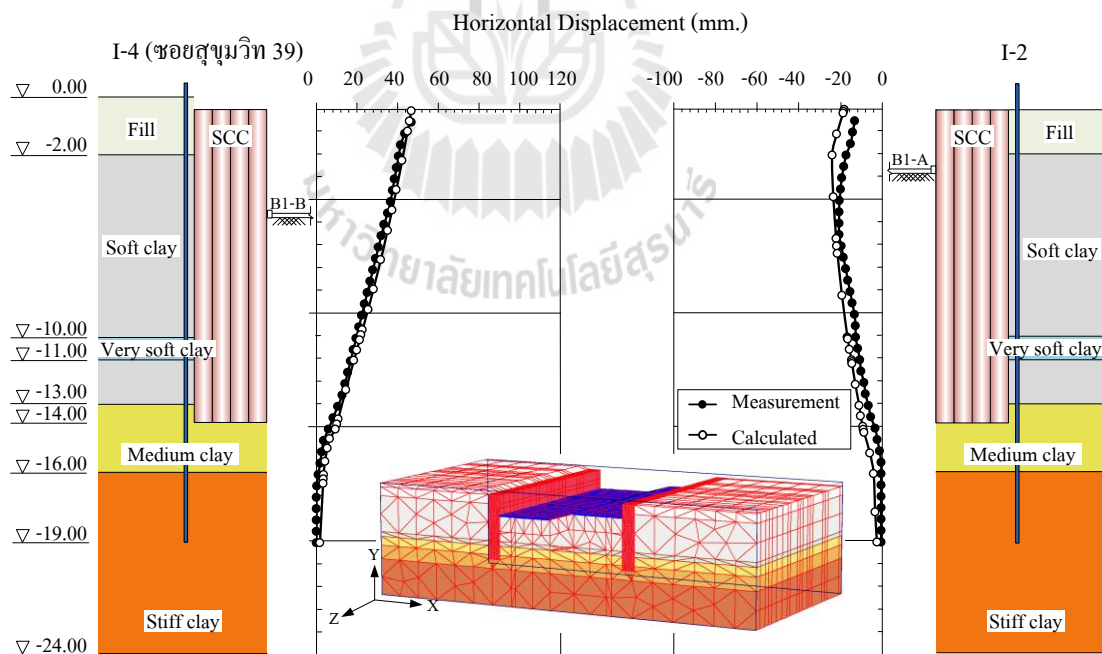


รูปที่ 4.36 เนื้อดินซีเมนต์ที่เกิดจากการขุดลอกออกครั้งต้น

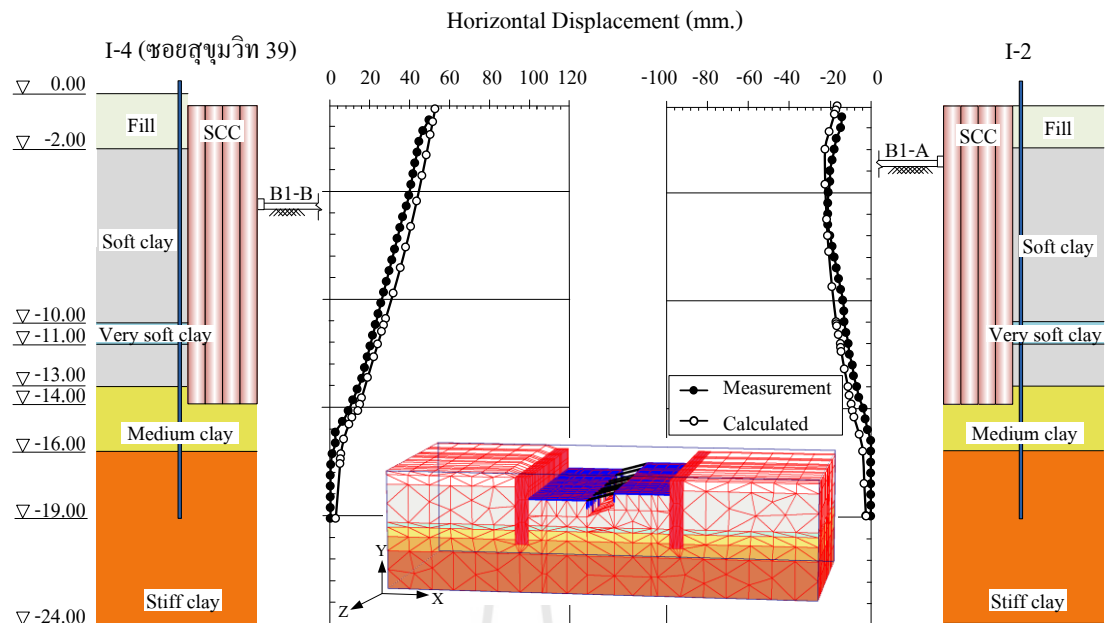
จากการวิเคราะห์ห้กลับทั้ง 4 กรณี งานวิจัยนี้เสนอค่าสถิติเฟเนสของดินและดินซีเมนต์ที่เหมาะสมในเทอมของ E_u/S_u สำหรับทำนายค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างกรณีขุดดินที่ให้ผลสอดคล้องกับผลการตรวจวัดในสนามมีค่าเท่ากับ 500, 1000 และ 500 สำหรับดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินซีเมนต์ ตามลำดับ โดยยืนยันได้จากผลการเคลื่อนตัวตามปริมาณดินที่ถูกขุดออก ณ วันที่ต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.37-4.41



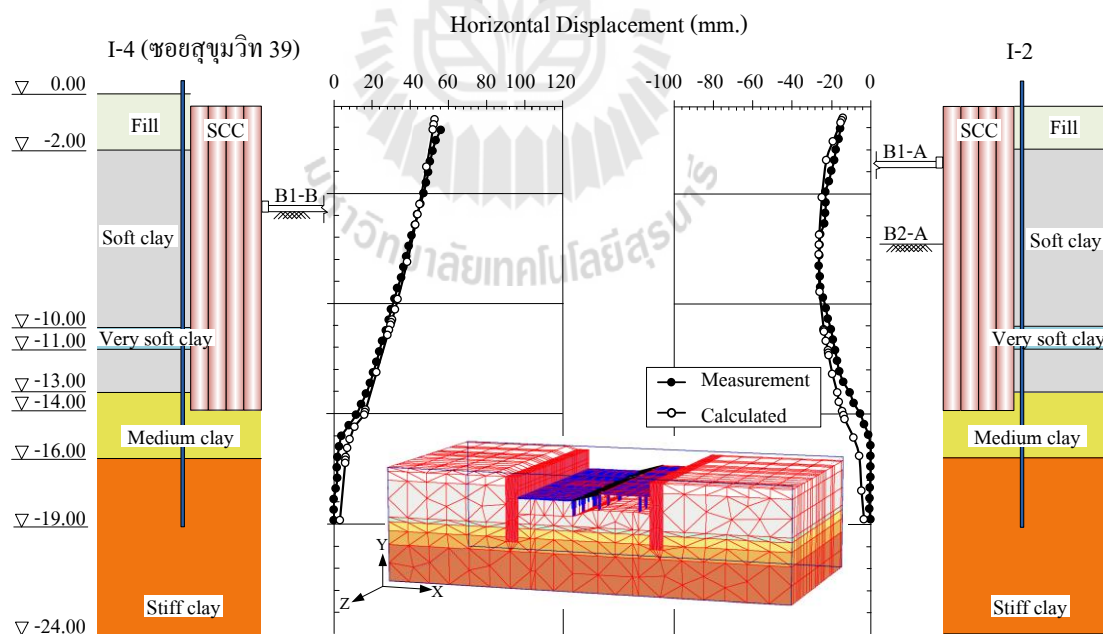
รูปที่ 4.37 ผลการวิเคราะห์หักัดการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับจุดดิน ณ วันที่ 100



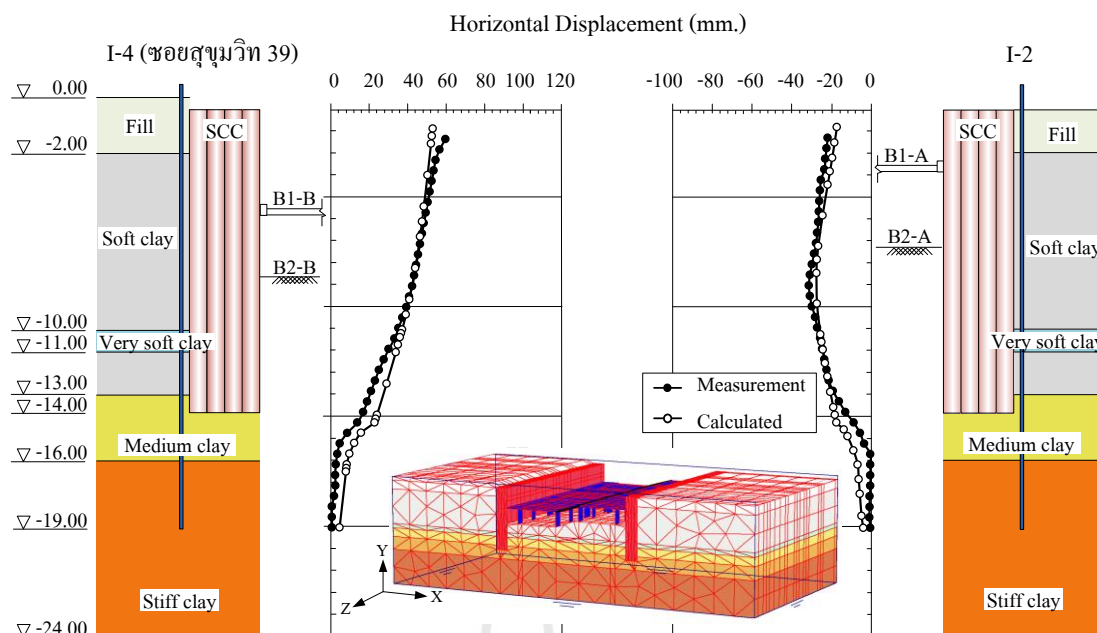
รูปที่ 4.38 ผลการวิเคราะห์หักัดการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับจุดดิน ณ วันที่ 120



รูปที่ 4.39 ผลการวิเคราะห์หากล้าการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 127



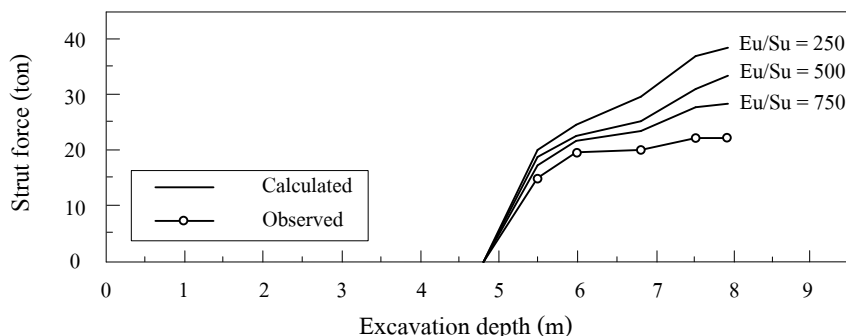
รูปที่ 4.40 ผลการวิเคราะห์หากล้าการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 155



รูปที่ 4.41 ผลการวิเคราะห์หากล้าการเคลื่อนตัวด้วย FEM เทียบกับชุดดิน ณ วันที่ 175

4.4.3 อิทธิพลของสตีเฟนของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ต่อแรงอัดในค้ำยัน

แรงอัดในค้ำยันเกิดจากแรงดันดินหลังกำแพงส่งถ่ายแรงผ่านระบบพื้นมายังค้ำยัน ซึ่งแรงดันดินจะขึ้นอยู่กับค่าสตีเฟนของดิน ดังนั้นการหาค่าแรงอัดที่จะเกิดขึ้นสามารถประมาณได้จากค่าสตีเฟนของดินที่เหมาะสม โดยงานวิจัยนี้แปรผันค่าสตีเฟนของดินเหนียวอ่อนในเทอมของ E_u/S_u ทั้งหมด 3 ค่า คือ 250, 500 และ 750 โดยกำหนดให้ค่าสตีเฟนของดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์ในเทอม E_u/S_u มีค่าคงที่ที่ 1000 และ 500 ตามลำดับ เพื่อศึกษาแรงอัดที่เกิดขึ้นเปรียบเทียบกับแรงอัดที่วัดได้ในสนาม



รูปที่ 4.42 การเพิ่มขึ้นของแรงตามระดับการขุดดิน

รูปที่ 4.42 พบว่า แรงอัดในค้ำยันจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เพิ่มขึ้นตามปริมาณดินที่ขุดออก ซึ่งสอดคล้องกับผลวัดในสนาม ดังที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.3 เมื่อพิจารณาการแปรผันค่าสติเฟนสของดินเหนียวอ่อน จะเห็นได้ว่าเมื่อใช้ค่าสติเฟนสที่สูงขึ้น ทำให้แรงอัดในค้ำยันที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าลดลง โดยค่าสติเฟนสที่ให้ผลของแรงอัดใกล้เคียงกับผลในสนามมากที่สุดคือ $E_u/S_u = 750$ ซึ่งเกิดขึ้นในค้ำยันตัวที่ 7 เมื่อเทียบกับค้ำยันตัวอื่นๆ ที่มีความแตกต่างของแรงอัดจากการวิเคราะห์กับผลวัดในสนามที่มาก

โดยความแตกต่างของแรงอัดเกิดจากในขั้นตอนจำลองการวิเคราะห์ไม่มีช่องว่างระหว่างรอยต่อของ Plat element ที่ใช้สำหรับจำลองพื้นกับ Rod element ที่ใช้จำลองค้ำยันชั่วคราว เหมือนกับในสภาพสนามจริงที่พบรอยต่อระหว่างพื้นกับค้ำยัน ที่มีค่าประมาณ 5-15 มิลลิเมตร ดังนั้นจากการวิเคราะห์จึงทำให้แรงดันดินด้านข้างเกิดการส่งถ่ายแรงผ่านระบบพื้นมายัง Rod element แบบทันทีทันใด ทำให้แรงอัดในค้ำยันทุกตัวมีค่าสูงกว่าแรงอัดที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม

บทที่ 5

บทสรุป

5.1 สรุปผลงานวิจัย

จากผลการศึกษาวิจัย พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยสามารถสรุปได้ดังนี้

1) กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบ top-down ภายใต้สภาวะระดับการขุดดินที่ก่อให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุล (Unbalance pressure) ไม่ส่งต่อการเคลื่อนตัวของด้านข้างของดินหลังกำแพงอันจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อพื้นที่ข้างเคียง โดยการเคลื่อนตัวสูงสุดของกำแพงฝั่งท่อ I-2 และ I-4 มีค่าเท่ากับ 30 และ 58 มิลลิเมตร ตามลำดับ เนื่องจากกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ถูกออกแบบเป็น gravity wall ซึ่งตัวกำแพงสามารถต้านทานแรงดันดินด้านข้างได้บางส่วนจากระยะฝังของกำแพงที่ต่ำกว่าบ่อขุด ด้วยน้ำหนักของตัวกำแพง และแรงต้านทานการไถลที่ฐานของกำแพง

2) แรงอัดในค้ำยันเหล็กชั่วคราวที่ไม่มีการให้แรงอัดล่วงหน้า (Preload) จะก่อให้เกิดช่องว่างระหว่างรอยต่อประมาณ 5-15 มิลลิเมตร โดยแรงอัดจะเกิดขึ้นหลังจากที่มีการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างดังกล่าว และเพิ่มขึ้นตามปริมาณดินที่ขุดออกอย่างมีนัยยะ โดยแรงอัดสูงสุดของทุกค้ำยันจะมีค่าต่ำกว่าแรงที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM โดยข้อสรุปที่ 1 มีส่วนทำให้แรงอัดลดลงด้วย

3) แรงอัดในค้ำยันแปรผันตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น จากผลการวิจัยนี้พบว่า กรอบแรงอัดเนื่องจากอุณหภูมิที่ได้จากการวัดมีค่าเป็น 3.17 เท่าของแรงอัดเนื่องจากอุณหภูมิในกรณีอุดมคติ โดยงานวิจัยนี้ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนแรงอัด (β) มีค่าเท่ากับ 0.31

4) การเคลื่อนตัวด้านข้างจากขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มดินซีเมนต์ พบว่า ความเครียดเฉือนมีค่าเท่ากับ 1.0% และค่าสถิติเฟนสของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางที่เหมาะสมในเทอมของ E_u/S_u สำหรับทำนายการปูดตัวของด้านข้างที่เสนอในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 50 การเคลื่อนตัวด้านข้างจากขั้นตอนการขุดดิน พบว่า ความเครียดเฉือนมีค่าเท่ากับ 0.3% ค่าสถิติเฟนสของดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งและดินซีเมนต์ที่เหมาะสมในเทอมของ E_u/S_u สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวด้านข้างจากการขุดดินที่เสนอในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 500, 1000 และ 500 ตามลำดับ และจากการแปรผันค่าสถิติเฟนสที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยันพบว่า สถิติเฟนสที่สูงขึ้นทำให้แรงอัดที่ได้

จากการวิเคราะห์หาค่าลดลง โดยสถิติของดินเหนียวอ่อนในทอมของ $E_u/S_u = 750$ ให้ผลของแรงอัดในค้ำยันจากการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับแรงอัดที่วัดได้ในสนาม

5.2 ข้อเสนอแนะในการวิจัยในอนาคต

1. ในงานวิจัยถึงแม้จะเสนอค่า E_u/S_u เพื่อใช้ทำนายการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงอัดในค้ำยันได้ค่อนข้างใกล้เคียงกับความเป็นจริงแล้ว แต่ในการนำไปใช้งานออกแบบควรจะต้องมีการลดค่าสถิติผลลง 50-80% เพื่อให้เหมาะสมกับการออกแบบและการก่อสร้างในทางปฏิบัติ
2. ในงานวิจัยได้สมมุติให้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นเนื้อเดียวกัน แต่ในความเป็นจริงเสาเข็มดินซีเมนต์จะมีระนาบที่มีความไม่ต่อเนื่องในแนวราบ เนื่องจากลักษณะของเครื่องมือที่ใช้ผสม ซึ่งผู้วิจัยแนะนำให้ไปใช้แบบจำลองชนิด Anisotropic ในการจำลองเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานวิจัยในอนาคต



รายการอ้างอิง

- เกษม เพชรเกตุ. (2536). การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, การประชุมทางวิชาการ คณะวิศวกรรมศาสตร์ สจธ. ครั้งที่ 1, ประจำปี 2536 ณ ห้องประชุมจรัส ฉายะพงศ์, วันที่ 8-9 มิถุนายน 2536, หน้า 99-115.
- ณรงค์ ทศนนิพันธ์, กมล สิงห์โตแก้ว และชาญชัย ทรัพย์มณีวงศ์. (2550). การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่เกิดจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างห้องใต้ดิน. เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, จ. พิษณุโลก.
- ณรงค์ ทศนนิพันธ์, อ่อง วิน เมือง และชยานันท์ บุญยรัชต์. (2550). การลดการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีการปรับปรุงกำลังโดยวิธีผสมดินเชิงกลแบบลึก. เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, จ. พิษณุโลก.
- ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์. (2548). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเสาเข็มตลิ่งสำหรับงานโครงสร้างกันดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 335 น.
- นฤทธิ์ ประกอบบุญ. (2546). การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุด. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 142 น.
- พงษ์ศิลป์ เดชะคนูวงศ์. (2544). การศึกษาพฤติกรรมความเค้นความเครียดของกำแพงกันดินชนิดเรียงต่อเนื่องด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. 156 น.
- พรพจน์ ดันเส็ง. (2555). การก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน. การสัมมนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก 2555
- วสท.2520. ข้อมูลสภาพดินบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพฯ.
- วีระนันท์ ปิณฑุภรณ์. (2526). การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็ม โดยสแตนด์การ์ด เพนเทรชัน เทสต์ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 335 น.

ศิริมาส วิเศษศรี. (2541). **พฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของเข็มอัดสำหรับงานชุดค้ำยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ**. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 130 น.

สมโชค ประเสริฐวินิจกุล. (2545). **การจำลองคันทางบนฐานรากเสาเข็มดินซีเมนต์ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์**. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. 131 น.

Azizi, F. 1999. **Applied analysis in Geotechnics**. University of Plymouth, UK.

Broms, B.B., (1986). **Stabilization of Soft Clay with Lime and Cement in Southeast Asia**. Nanyang Technical Institute, Applied Research Project RP 10/83, pp. 25 - 52.

Chida, S., (1982). **Dry Jet Mixing Method - State of the Art on Improvement Methods for Soft Ground**. Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.85, No. 2, pp. 69 - 76.

CIRIA_C517 (1999). **Temporary propping of deep excavations- guidance on design**, CIRIA

DJM Research Group, (1984). **The Manual for the Dry Jet Mixing Method**, Japan, pp. 20 - 31.

Duncan, J.M. and Buchighani, A.L., (1976). **An Engineering Manual for Settlement Studie**. Geotech. Eng. Report, Departure of Civil Engineering, University of California at Berkeley, pp. 254 - 268.

Felt, E.J., (1955). **Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixture**. Highway Research Board, Bull. 108, pp. 138 - 162.

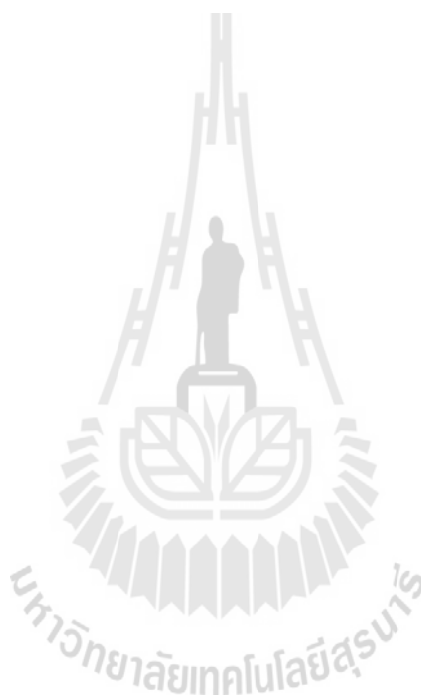
Gaba A. R., Simpson B., Powrie W., Beadman D. R., (2003) CIRIA C580, **Embedded retaining walls-guidance for economic design**, CIRIA publisher.

Herzog, A. and Mitchell, J.K., (1963). **Reactions Accompanying the Stabilization of Clay with Cement**. United State Highway Research Board Bulletin, Vol. 36, pp. 146 - 171.

Ladd, C.C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G., **Stress deformation and strength characteristic**. In Proc. 9th Int. Conf. On Soil Mechanic and Foundation Engineering. Pp. 421-494, Vol.2, Tokyo. 1997.

- Mair, R. J., & Taylor, R. N. 1993. **Prediction of clay behaviour around tunnels using plastic solutions.** Pages 449-463 of Predictive Soil Mechanics, Proc. Wroth Memorial Symposium. Thomas Telford, London.
- Mana, A.I. and Clough, G.W., (1981). **Prediction of movement for braced cuts in clay.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 107, pp. 759 - 777.
- Metcalf, J.C., (1977). **Principal and Application of Cement and Lime Stabilization.** Australian Road Research Board, No. 49, p. 20.
- Miki, G., (1985). **Soil Improvement by Jet Grouting.** Third International Geotechnical Seminar Soil Improvement Method, November, Singapore, pp. 45 - 52.
- NAVFAC DM-7.2. (1982). **Foundation and Earth Structures.** Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command.
- St. John H. D., Potts D. M., Jardine R. J., Higfins K. G. (1992). **Prediction and Performance of Ground Response due to Construction of a Deep Basement at 60 Victoria Embankment.** Proc. Wroth mem Symp, Predictive soil mechanics, Oxford.
- Teparaksa, W., Thasananipan, N. and M.A. Anwar. (1999). **Based Grouting of Wet Process Bored Pile in Bangkok Subsoil, Pile in Bangkok subsoil.** 11th Asian Conference in Soil mech. & Geo. Eng., Korea.
- Tepasaksa W., Thasananipan N. and Tanseng P., (1999). **Analysis of lateral wall movement for deep excavation in Bangkok subsoils.** proceeding of the civil and Environmental Engineering Conference, Bangkok, Thailand, pp. II-67 – II-76.
- Terrel, R.L., Barenberg, E.J., Mitchell, J.M. and Thomsom, M.R., (1979). **Soil Stabilization in Pavement Structures A User's Manual Mixture Design Consideration.** US Government Printing Offices, Washington D.C., Vol. 2, p. 120.
- Terzaghi, K., **Theoretical Soil Mechanics,** John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., 1943
- Thasananipan N., Muang A. W. and Tanseng P., and Wei S. H., (1998). **Performance of a Braced Excavation in Bangkok clay, Diaphragm wall subjected to unbalance loading conditions.** Proceeding of the 13th Southeast Asian Geotechnical conference, Taipei Taiwan ROC., 1998, pp. 655 - 660.
- Tonyagate, Werapong. (1978). **Geotechnical properties of Bangkok Subsoils for Subsidence Analysis.** Master' Thesis, AIT.

- Topolnicki, M. (2004). **In situ soil mixing (SM)**. Ground Improvement 2nd edition, pp. 331-423.
- Worth, C.P. 1985. Soil-Mechanics-Property Characterization and analysis Procedures,1-55.
- Proceedings of The Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. AA.Balkema, Rotterdam , Netherlands



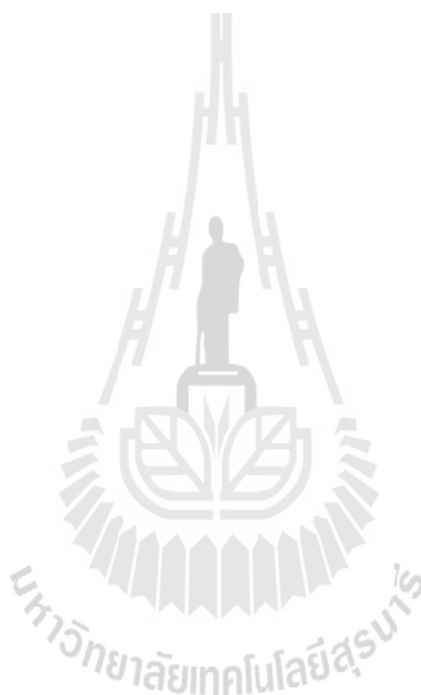
ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

พรพจน์ ตันเส็ง, และวิชุด นามวิเศษ. (2556). พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ระบบค้ำยันแบบ top-down ในการขุดดินลึกแบบไม่สมดุลในชั้นดินเหนียวอ่อน. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 18 (The 18th National Convention on Civil Engineering), GTE 049, โรงแรมดิเอ็มเพรส เชียงใหม่ จ.เชียงใหม่. 8-10 พฤษภาคม 2556.





พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ระบบค้ำยันแบบ top-down ในการขุดดินลึกแบบไม่สมดุลในชั้นดินเหนียวอ่อน Behavior of soil-cement column wall with top-down support system for unbalanced deep excavation in soft clay

พรพจน์ ตันเล้ง¹ และ วิชิต นามวิเศษ²

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

E-mail: ¹pornpot@sut.ac.th, ²vichit_civil@hotmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้กล่าวถึงงานศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินเสาเข็มดินซีเมนต์ (SCC) ที่ใช้ด้านหน้าแรงดันดินในขณะที่ก่อสร้างชั้นใต้ดินสำหรับอาคารคอนโดมิเนียมในซอยสุขุมวิท 39 เนื่องจากข้อจำกัดด้านพื้นที่ของโครงการจึงไม่สามารถออกแบบกำแพงให้หนาพอที่จะตั้งอยู่ได้ด้วยตัวเอง จึงจำเป็นต้องใช้กำแพงที่บางลงและใช้ค้ำยันทางด้านข้างเพื่อลดแรงที่เกิดขึ้นในกำแพง SCC พื้นที่โครงการนี้ล้อมรอบไปด้วยถนนสาธารณะและอาคารที่มีความเสี่ยงต่อความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นเนื่องจากการเคลื่อนตัวในระหว่างการขุดดิน ผู้ออกแบบและวิศวกรจึงได้เลือกใช้วิธีค้ำยันแบบบนลงล่าง (top-down) โดยใช้พื้นถาวรของชั้นใต้ดินเป็นค้ำยัน พื้นนี้จะก่อสร้างก่อนที่จะขุดดินในชั้นถัดไป น้ำหนักของแผ่นพื้นจะถ่ายลงสู่เสาเข็มเจาะผ่านเสาเหล็กชั่วคราวที่ฝากไว้ในขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็ม ในการขุดดินได้แผ่นพื้นจำเป็นต้องเว้นช่องเปิดไว้เพื่อลำเลียงดิน พื้นจึงขาดความต่อเนื่องทำให้ต้องใช้ค้ำยันเหล็กชั่วคราวสำหรับถ่ายแรงดันดินที่เกิดขึ้นในพื้นที่ไม่ต่อเนื่องนี้ และเนื่องจากระดับขุดดินหน้ากำแพงในฝั่งตรงข้ามมีระดับแตกต่างกันอยู่ 2 เมตร ทำให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุล จึงได้มีการตรวจวัดการเคลื่อนตัวและแรงอัดในค้ำยันชั่วคราว ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์สามารถลดผลเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลได้ค่อนข้างดี แรงอัดในค้ำยันที่วัดได้ต่ำกว่าผลการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ อุณหภูมิที่สูงขึ้นบนค้ำยันทำให้แรงอัดในค้ำยันเพิ่มขึ้น ในบทความได้เสนอสมการที่ใช้คำนวณแรงอัดที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิไว้ด้วย

คำสำคัญ: เสาเข็มดินซีเมนต์, ดินเหนียวอ่อน, การขุดดินลึก, แรงดันดินไม่สมดุล, การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

Abstract

This paper presents the research results on the behavior of soil-cement column wall used for basement construction in Bangkok subsoil due to limitation of setback space. Thus the wall cannot be design as a free standing wall. Therefore, the designer uses thinner wall supported with permanent slab. The top-down construction method is adopted. The load of the slab is transferred to bored pile via temporary steel section. The opening in the slab must be provided for muck removal and access for worker and construction materials. The opening causes discontinuity in slab; therefore, temporary strut must be used to transfer horizontal load from one side to another side. The different of the basement causes unbalance earth pressure. Therefore, the appropriate construction sequence must be planned. The results show that the soil-cement column wall reduces effect of unbalanced pressure significantly. The measured strut forces smaller than the calculated ones. Strut forces increase as the temperature increase. This paper proposes an equation for calculating force increment due to temperature increment.

Keywords: soil-cement column, soft clay, deep excavation, unbalanced earth pressure, lateral movement

1. ระบบกำแพง

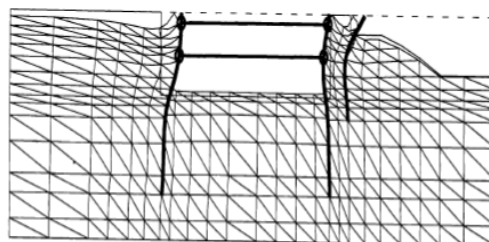
1.1 ระบบกำแพงแบบเสาเข็มดินซีเมนต์

ในงานชุดเพื่อก่อสร้างขึ้นได้ดินในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยเฉพาะในกรุงเทพและปริมณฑลนั้นจำเป็นต้องใช้กำแพงกันดิน โดยกำแพงกันดินที่วิศวกรนิยมเลือกใช้ได้แก่กำแพงเข็มพิคเหล็ก, กำแพงเสาเข็มเจาะเรียงต่อเนื่อง, หรือกำแพงไดอะแฟรม (diaphragm wall) กำแพงเหล่านี้ถึงแม้จะมีกำลังต้านทานต่อการกดสูง แต่ก็ยังต้องใช้ค้ำยันทางด้านข้างเพื่อลดโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในกำแพง และค้ำยันยังทำหน้าที่ลดการแอ่นของกำแพงด้วย ทางเลือกอีกทางหนึ่งสำหรับกำแพงกันดินที่ใช้ในงานชุดคือกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งเป็นกำแพงที่ใช้วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินอ่อนรอบบริเวณที่จะทำการชุดด้วยซีเมนต์ เพื่อให้ดินอ่อนกลายเป็นดินซีเมนต์ที่มีกำลังสูงขึ้น การจัดเรียงมักจะจัดให้เสาเข็มดินซีเมนต์ขบเสียดกันหลายๆต้นจนมีความกว้างพอที่จะเป็นกำแพงแบบ gravity wall สำหรับในประเทศไทยได้มีตัวอย่างรายงานการใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ไว้โดย [1] ซึ่งได้กล่าวถึงการใช้วิธีปรับปรุงคุณภาพดินแบบเสาเข็มดินซีเมนต์สำหรับเป็นกำแพงกันดินลึกปานกลางถึงลึกมาก และ [2] ได้กล่าวถึงการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์กับการชุดดินลึกประมาณ 7.5 เมตร โดยไม่ใช้ค้ำยันด้านข้างในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ บริเวณถนนสาทร ซึ่งห่างจากอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้นเพียง 2 เมตรโดยใช้ค้ำยันแบบ wall strut ในระดับท้องของการชุด ค่าเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดสูงสุดเป็น 25 มิลลิเมตร

ส่วนการใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดินสำหรับงานชุดชั้นใต้ดินลึกจะต้องใช้ค้ำยันทางด้านข้างได้รายงานไว้ใน [3] โดยได้กล่าวถึงการใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์แบบ gravity wall ในชั้นดินกรุงเทพบริเวณซอยสุขุมวิท 31 โดยโครงการมีพื้นที่ในการปรับปรุงดินเหนียวอ่อนที่จำกัดทำให้ต้องใช้กำแพงที่มีความหนาเท่ากับระยะที่สามารถก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ได้ และต้องใช้ค้ำยันทางด้านข้างช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเสาเข็มดินซีเมนต์ และช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและได้เปรียบเทียบกับระหว่างวิธีการก่อสร้างแบบ top-down กับ การก่อสร้างด้วยวิธีการชุดเปิดหน้าดินปกติ พบว่ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ค้ำยันด้วยพื้นโครงสร้างถาวรก่อนการชุดลึกลงไปจะมีการเคลื่อนตัวต่ำกว่า 30 มิลลิเมตร ในขณะที่กำแพงที่ก่อสร้างด้วยวิธีปกติจะมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่า 100 มิลลิเมตร ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวได้แก่คุณภาพของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ และขั้นตอนการก่อสร้างที่เหมาะสม

ในบทความนี้ได้ศึกษาถึงแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการชุด ซึ่งแรงดันดินที่ไม่เท่ากันของงานชุดโดยใช้กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ยังไม่เคยมีการรายงานมาก่อน มีเพียง [4] ที่ได้รายงานถึงพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมที่ใช้ค้ำยันทางด้านข้างในงานชุดเพื่อก่อสร้างขึ้นได้ดิน 3 ชั้นริมแม่น้ำเจ้าพระยา แรงดันดินที่ไม่สมดุลเกิดจากระดับดินด้านหนึ่งของอาคารมีระดับสูงกว่าระดับดินด้านฝั่งแม่น้ำเจ้าพระยา รูปที่ 1

เป็นรูปแบบการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินแนวตั้งฉากกับแม่น้ำเจ้าพระยา จะเห็นได้ว่าเมื่อชุดดินแบบให้ระดับของการชุดเท่ากันจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านดินที่สูงกว่าไปยังด้านฝั่งแม่น้ำเจ้าพระยา จากรูปแบบการเคลื่อนตัวที่ได้จากผลการวิเคราะห์ทำให้มีการปรับขั้นตอนของการชุดใหม่โดยชุดดินฝั่งริมแม่น้ำเจ้าพระยาตรงข้ามเพื่อให้เกิดการเคลื่อนตัวที่สุด พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินภายใต้แรงดันดินที่ไม่สมดุลนี้ได้ถูกยืนยันด้วยค่าการเคลื่อนตัวและแรงอัดในค้ำยันที่ได้ตรวจวัดในระหว่างการก่อสร้าง



รูปที่ 1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินที่ไม่สมดุลของการชุดโดยใช้กำแพงไดอะแฟรม ริมแม่น้ำเจ้าพระยา [4]

จากการศึกษาที่กล่าวมาในข้างต้นได้เป็นแนวทางในการศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อใช้กับงานชุดลึกในชั้นดินเหนียวอ่อนเพื่อก่อสร้างขึ้นได้ดิน โดยใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์ และใช้ระบบการชุดดินและก่อสร้างพื้นจากบนลงล่าง (top-down method) และศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของมวลดินและการถ่ายแรงของค้ำยันในกรณีที่ดินต่างระดับทำให้เกิดความไม่สมดุลของแรงดันดิน

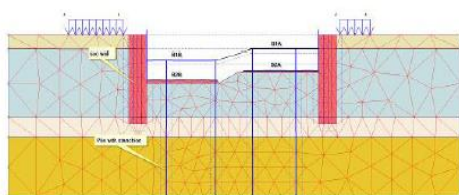
2. พื้นที่ศึกษาและการติดตั้งเครื่องมือวัด

2.1 ข้อมูลโครงการ

พื้นที่ใช้เก็บข้อมูลเพื่อการศึกษาเป็นโครงการก่อสร้างอาคารชุด 8 ชั้นตั้งอยู่ในซอยสุขุมวิท 39 มีชั้นจอดรถใต้ดิน 2 ชั้นซึ่งต้องชุดดินลึก 7.1 เมตร ด้านซอยสุขุมวิท 39 (วัดจากระดับดินภายในโครงการ) แต่ระดับถนนขอยนั้นสูงกว่าระดับดินภายในโครงการเท่ากับ 0.8 เมตร ดังนั้นอาจพิจารณาได้ว่าความลึกของการชุดดินเป็น 7.9 เมตร (เมื่อวัดจากระดับถนนของซอย) ส่วนด้านฝั่งตรงข้ามมีความลึกของการชุดเป็น 6.3 เมตรดังรูปที่ 2 โครงการนี้ใช้ระบบการก่อสร้างพื้นชั้นใต้ดินชั้นบนก่อนชั้นล่าง ซึ่งเรียกวิธีนี้ว่าการก่อสร้างแบบบนลงล่าง รูปที่ 2 เป็นรูปตัดขวางของพื้นที่งานชุด รูปที่ 3 เป็นภาพถ่ายโครงการในระหว่างการชุดดินเพื่อให้เข้าใจภาพได้ชัดเจนขึ้น พื้นที่ที่ต้องก่อสร้างก่อนได้แก่พื้นที่ B1-A และ B1-B จากนั้นจึงจะชุดดินใต้พื้นที่ที่ก่อสร้างเสร็จแล้วนี้เพื่อก่อสร้างพื้นที่ B2-A และ B2-B ในระหว่างการชุดดินพื้นที่ B1 จะทำหน้าที่เป็นค้ำยันเพื่อถ่ายแรงดันดิน แต่จากลักษณะโครงสร้าง

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

Soil layer	γ_t (ton/m ³)	S_u (ton/m ²)	E_u (ton/m ²)
Fill	1.8	2.0	500
Soft to very soft clay	1.6	1.7	425
Medium clay	1.8	3.4	850
Stiff clay	1.9	6.7	3350

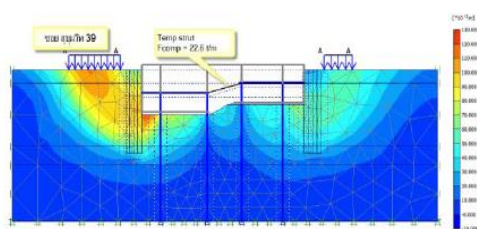


รูปที่ 5 การเคลื่อนตัวของกำแพงและมวลดินจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์

รูปที่ 6 เป็นการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของผนังของอุโมงค์ 39 มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 95 มิลลิเมตร ซึ่งสูงกว่าการเคลื่อนตัวในฝั่งตรงข้ามที่มีค่าเพียง 55 มิลลิเมตร การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นค่อนข้างสูง และมีแนวโน้มว่าจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของบริเวณถนนของซอย แต่ผลที่ได้เป็นค่าเชิงประมาณเท่านั้น จากข้อมูลเชิงประสบการณ์ของคณะผู้เขียนพบว่าการเคลื่อนตัวของดินเมื่อใช้กำแพงดินเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เกิดขึ้นจริงนั้นนั้นมีค่าประมาณ 60 ถึง 70 เปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ เพื่อความปลอดภัยและเป็นการตรวจสอบพฤติกรรมของกำแพงกันดินด้วยจึงได้ทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้วย inclinometer ซึ่งจะได้อธิบายในหัวข้อถัดไป

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นไม่เกินกว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์ โดยในโครงการนี้กำหนดกำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์ไว้ที่ 30 ตันต่อตารางเมตร

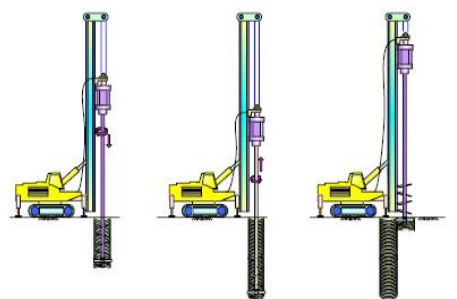
แรงอัดในค้ำยันชั่วคราวจากการวิเคราะห์มีค่าเป็น 22.6 ตันต่อเมตร ซึ่งในการออกแบบค้ำยันแต่ละตัวห่างกันประมาณ 3 เมตร ดังนั้นแรงอัดในค้ำยันจะมีค่าเท่ากับ 67.8 ตัน ค่าแรงอัดนี้จะใช้ในการเปรียบเทียบกับแรงอัดที่ตรวจวัดเพื่อประเมินความปลอดภัยของค้ำยัน



รูปที่ 6 การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์

2.3 การก่อสร้างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์สำหรับโครงการนี้ใช้วิธีการผสมเชิงกลโดยใช้การฉีดน้ำปูนแรงดันต่ำผ่านก้านโบต โดยน้ำปูนที่ใช้จะมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 1.1 โดยน้ำหนัก และใช้ปริมาณปูนเท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรของดินที่ยังไม่ผสม การผสมและการกวนจะใช้พารามิเตอร์ที่ได้ทำการทดสอบในดินกรุงเทพแล้วว่าได้ผลการผสมที่ดี โดยใช้ความเร็วในการหมุนก้านเจาะ 30 ถึง 40 รอบต่อนาที ความเร็วในการกดก้านเจาะประมาณ 1 ถึง 2 เมตรต่อนาที ซึ่งสัมพันธ์กับอัตราการฉีดน้ำปูนที่ 100 ถึง 200 ลิตรต่อนาที ด้วยอัตราการกดก้านและอัตราการฉีดน้ำปูนนี้จะเป็นปัจจัยที่ควบคุมคุณภาพของเสาเข็มดินซีเมนต์



รูปที่ 7 ขั้นตอนการปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ระบบฉีดกวนเชิงกลและฉีดน้ำปูนแรงดันต่ำ

ในประเด็นของการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยระบบกวนดินเชิงกลและฉีดน้ำปูนแรงดันต่ำนี้ ได้รายงานไว้โดย [5] ถึงการลดการเคลื่อนตัวของดินจากการแทนที่ดินในระหว่างก่อสร้างโดยใช้เทคนิค pre-boring และวิธีทำให้ดินส่วนบนอ่อนตัวลงเพื่อให้ปริมาณดินที่ถูกแทนที่ไหลออกมาได้ตามหลุมเจาะ โดยรายงานได้กล่าวถึงผลการวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินด้วย inclinometer พบว่าบริเวณที่ห่างจากแนวกำแพงเป็นระยะประมาณ 1 เมตรจะมีการเคลื่อนตัวของดินประมาณ 30 มิลลิเมตรและเมื่อตรวจสอบเสาเข็มที่อยู่ใกล้กับแนวกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่อาจได้รับอิทธิพลเนื่องจากแรงดันดินในระหว่างก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ ด้วยวิธี high strain dynamic load test พบว่าเสาเข็มสมบูรณ์ 100 เปอร์เซ็นต์

สำหรับโครงการนี้มีแนวกำแพงใกล้กับแนวรั้วคอนกรีตบล็อกที่วางบนเสาเข็มสั้นของพื้นที่ข้างเคียง โดยมีระยะห่างเพียง 200 มิลลิเมตรดังรูปที่ 8 ซึ่งการปรับปรุงคุณภาพดินบริเวณนี้ต้องใช้ความระมัดระวังเป็นพิเศษโดยใช้เทคนิคที่เสนอโดย [5] ซึ่งเมื่อปรับปรุงคุณภาพดินจนเสร็จไม่พบการเคลื่อนตัวของรั้วคอนกรีตบล็อกหรือรอยร้าวของรั้วคอนกรีตบล็อกแต่อย่างใด สำหรับการปรับปรุงคุณภาพดินด้านอื่นของโครงการก็ไม่ตรวจพบความเสียหายของถนน และระบบสาธารณูปโภคแต่อย่างใด



รูปที่ 8 การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ชนิดแนวรั้วคอนกรีตบล็อกซึ่งวางอยู่บนฐานรากเสาเข็มสั้น

2.4 เครื่องมือวัด

ในการศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ได้ออกแบบจุดติดตั้ง inclinometer ไว้สี่ตำแหน่ง โดยติดตั้งไว้ในทุกด้านของโครงการเพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (ตำแหน่งติดตั้งระบุในรูปที่ 4) ปลายของท่อ inclinometer ฝังอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งเพื่อให้ไม่เกิดการเคลื่อนตัวของปลายท่อ การตรวจวัดกระทำเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับดินชุดที่อาจจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงและดินหลังกำแพง

เนื่องจากการไม่เคยมีการศึกษาถึงแรงดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นกับระบบกำแพงผ่านค้ำยันมาก่อน ในการศึกษานี้จึงได้ดำเนินการติดตั้ง electrical resistance strain gauge ไว้บนค้ำยันเหล็กชั่วคราวทุกจุด (ทั้งหมด 7 จุด) โดยติดตั้งไว้ที่กึ่งกลางของแผ่น web เพื่อขจัดผลเนื่องจากโมเมนต์ดัด การวัดใช้เครื่องอ่านค่า strain แบบพกพาของ Vishay รุ่น P3 โดยใช้วิธีการวัดแบบ quarter bridge โดยติดตั้ง dummy strain gauge ไว้ด้วยเพื่อขจัดผลของอุณหภูมิที่มีต่อตัว strain gauge ออก

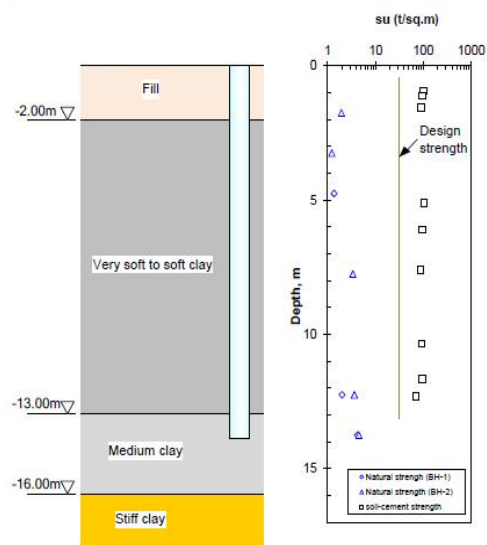
3. ผลการศึกษา

3.1 กำลังของดินซีเมนต์

ก่อนการขุดเปิดหน้าดินได้เจาะแท่งเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อทดสอบกำลังอัดจำนวน 3 หลุมเจาะ (ตำแหน่งหลุมเจาะอยู่ในรูปที่ 4)

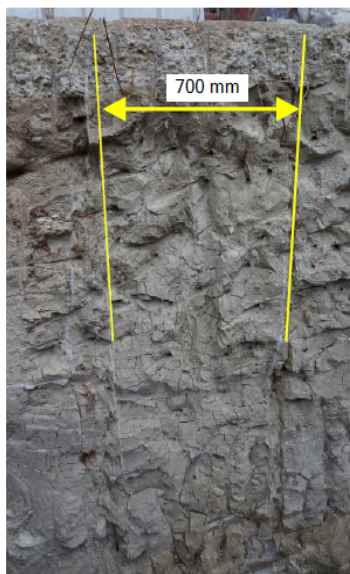
รูปที่ 9 เป็นกำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์ซึ่งได้จากการทดสอบ unconfined compression เห็นได้ว่าเสาเข็มดินซีเมนต์มีกำลังรับแรงเฉือนสูงกว่ากำลังรับแรงเฉือนออกแบบ และกำลังของดิน

เหนียวที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์สูงกว่ากำลังของดินเดิมประมาณ 50 เท่า ซึ่งหากพิจารณาเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินซีเมนต์ที่ทดสอบได้จะมีค่าสูงกว่าที่ออกแบบไว้มาก แต่กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินซีเมนต์นั้นเป็นตัวอย่างก่อนที่ไม่รื้อรอยแตกหรือความไม่ต่อเนื่องของเนื้อวัสดุ (intact sample) ซึ่งในความเป็นจริงเสาเข็มดินซีเมนต์จะมีเนื้อวัสดุไม่สม่ำเสมอโดยมักจะพบรอยแยกในเนื้อวัสดุเสมอ ดังนั้นในการออกแบบจึงต้องเผื่อกำลังสำหรับมวลดินซีเมนต์ที่ใช้เป็นกำแพงด้วย



รูปที่ 9 กำลังรับแรงเฉือนของดินซีเมนต์เทียบกับดินเดิมที่ยังไม่ปรับปรุง

รูปที่ 10 เป็นภาพถ่ายของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ในโครงการนี้ที่ต้องขุดลอกออกจนถึงแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มดินซีเมนต์ เห็นได้ว่ามีรอยแตกเล็กๆกระจายอยู่ทั่วเนื้อเสาเข็มดินซีเมนต์หลังจากดินซีเมนต์สัมผัสกับอากาศเป็นระยะเวลาหนึ่ง รอยแยกนี้เกิดขึ้นเนื่องจากการหดตัวของดินซีเมนต์จากการระเหยของน้ำ รอยแตกเล็กๆ นี้เกิดลึกลงไปจากผิวสัมผัสอากาศประมาณ 100 มิลลิเมตรเท่านั้น ส่วนที่ลึกไปจากนี้ยังคงสภาพเดิมอยู่เนื่องจากน้ำในดินยังไม่ระเหยออกจากเนื้อดิน ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบจึงต้องต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบมากเนื่องจากได้คำนึงถึงรอยแยกเนื่องจากการหดตัว และความไม่ต่อเนื่องในเนื้อดินซีเมนต์ไว้ด้วย



รูปที่ 10 ลักษณะของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ขุดลอกออกจนถึงกลางต้น

3.2 การเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์

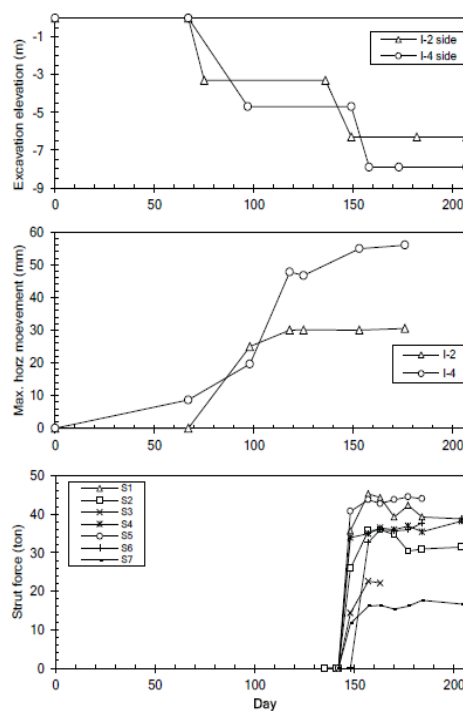
รูปที่ 11 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวกับระดับของการขุดดิน และแรงอัดในค้ำยัน จะเห็นว่าเมื่อขุดดินด้าน I-2 จนถึงระดับ -3.3 เมตร การเคลื่อนตัวมีค่าสูงสุดเป็น 25 มิลลิเมตร ซึ่งเมื่อขุดถึงระดับนี้แล้วได้เท lean concrete ทน 150 มิลลิเมตรขึ้นเพื่อเป็นแผ่นพื้นค้ำยันชั่วคราวและใช้เป็นท้องแบบของการก่อสร้างพื้นชั้น B1-A ด้วย เมื่อได้ก่อสร้างพื้นชั้น B1-A เสร็จการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเป็น 30 มิลลิเมตร จากนั้นขุดดินได้พื้นชั้น B1-A จนถึงระดับ -6.3 เมตร พบว่าไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเพิ่มขึ้นอีก

ส่วนการเคลื่อนตัวเทียบกับเวลาด้านขอยสุภูมิวิท 39 (I-4) เมื่อขุดดินถึงระดับ -4.7 เมตรเพื่อก่อสร้างพื้นชั้น B1-B การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 50 มิลลิเมตรเมื่อขุดดินได้พื้นชั้น B1-B จนถึงระดับ -7.1 เมตร การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 58 มิลลิเมตร คิดเป็นการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้น 8 มิลลิเมตรหลังจากค้ำยันเสร็จจนกระทั่งขุดดินจนถึงระดับสุดท้าย

เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินระหว่างสองฝั่งซึ่งตรงข้ามกันก่อนติดตั้งค้ำยันชั่วคราวซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรงระหว่างพื้น B1-A และ B1-B พบว่ากำแพงด้าน I-4 มีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าด้าน I-2 เนื่องจากมีระดับของการขุดที่ลึกกว่า และเมื่อติดตั้งค้ำยันชั่วคราวระหว่างแผ่นพื้นทั้งสองและเริ่มขุดดินได้พื้นชั้น B1-A แรงอัดในค้ำยันที่วัดได้โดยเกจวัดความเครียดไม่ได้เพิ่มขึ้นทันทีเนื่องจากการขุดดินไล่จากส่วนกลางไปยังริมกำแพง ดังนั้นมวลดินบริเวณชิดแนวกำแพงยังทำหน้าที่ต้านทานแรงดันดินอยู่ แรงอัดในค้ำยันค่อยๆ เพิ่มขึ้นตามปริมาณดินที่ถูกขุดออกและมีค่าสูงสุดเมื่อขุดดินพื้นชั้น B2-B (ฝั่งลึก) จนถึงหน้ากำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยแรงอัดสูงสุดของค้ำยันทั้ง 7 ตำแหน่งเท่ากับ 45 ตัน ซึ่ง

ต่ำกว่าแรงอัดจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (67.8 ตัน) สาเหตุที่ทำให้แรงอัดที่วัดได้มีค่าต่ำกว่าแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์เนื่องจากช่องว่างระหว่างค้ำยันหลักกับแผ่นพื้นที่เกิดระหว่างการติดตั้ง โดยค่าว่างระยะห่างนี้มีค่าประมาณ 5 ถึง 10 มิลลิเมตร เมื่อค้ำยันติดตั้งไม่แนบเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงจึงทำให้ดินเคลื่อนตัวและเมื่อดินเคลื่อนตัวแรงดันดินจึงลดลง

แรงอัดในค้ำยันไม่มีความเปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยยะสำคัญหลังจากขุดได้พื้นชั้น B1-A เสร็จ จนกระทั่งขุดดินพื้นชั้น B2-A เสร็จ ที่น่าสนใจอีกประการหนึ่งคือหลังจากเทพื้นคอนกรีตหยาบแล้วและกำแพงทั้งสองฝั่งยังไม่มีค้ำยันด้วยพื้นถาวร ได้มีการปลดค้ำยันออกบางส่วน ซึ่งการปลดค้ำยันออก 1 ตำแหน่งควรจะทำให้แรงอัดเพิ่มขึ้นเป็นเท่าตัวเนื่องจากค้ำยันมีระยะห่างเท่ากัน ที่น่าสนใจคือแรงอัดในค้ำยันไม่มีการเปลี่ยนแปลงไปในทางที่เพิ่มขึ้นแต่อย่างใด และเมื่อทยอยปลดค้ำยันก็ไม่พบว่าแรงอัดในค้ำยันตำแหน่งที่อยู่ข้างเคียงเพิ่มขึ้น ด้วยข้อมูลนี้แสดงให้เห็นว่าพื้นคอนกรีตหยาบนั้นสามารถทำหน้าที่ค้ำยันกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ เพราะเมื่อเทพื้นคอนกรีตหยาบแล้วปลดค้ำยันบางส่วนแล้วไม่พบว่าแรงอัดในค้ำยันตัวที่อยู่ข้างเคียงมีการเพิ่มขึ้นแต่อย่างใด



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับการขุดดิน การเคลื่อนตัวทางด้านข้างและแรงอัดในค้ำยันเทียบกับเวลา

รูปที่ 12 เป็นภาพถ่ายของชั้นใต้ดิน B2-B โดยถ่ายเมื่อเทพื้นคอนกรีตหยาบเสร็จแล้ว ในภาพจะเห็นแนวกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ถูกสกัดออกบางส่วนเนื่องจากแนวกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ล้ำเข้ามาในแนวกำแพงถาวร การสกัดกำแพงออกบางส่วนทำให้กำแพงมีความหนาลดลง แต่พื้นคอนกรีตหยาบที่โผล่สามารถลดการเคลื่อนตัวของดินจะเห็นได้จากการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นหลังจากการสกัดกำแพงออกมีค่าประมาณ 5 มิลลิเมตรเท่านั้น ในภาพถ่ายยังจะเห็นเสาเหล็กชั่วคราว (stanchion) ที่ทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักพื้นสู่เสาเข็มเจาะก่อนการก่อสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหุ้มเสาเหล็กชั่วคราวนี้



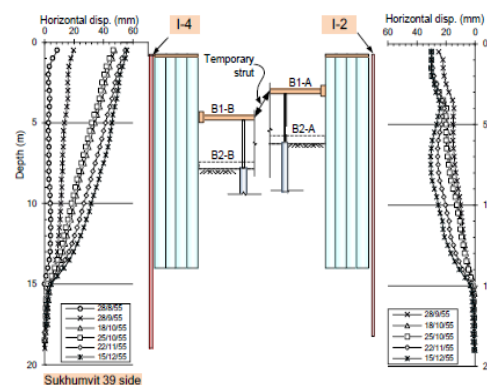
รูปที่ 12 สภาพกำแพงหลังจากเทพื้นคอนกรีตหยาบรองพื้นชั้น B2-B

รูปที่ 13 เป็นผลการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพง SCC โดยเปรียบเทียบกับความลึกของการขุดในระดับสุดท้าย เห็นได้ว่าดินด้าน inclinometer I-4 มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีลักษณะเป็นแบบเอียงทั้งก่อน (tilting block) โดยมีการเคลื่อนตัวสูงสุด 58 มิลลิเมตรที่ส่วนบนสุดของกำแพง โดยปลายกำแพงมีการเคลื่อนตัวเข้ามาในบ่อขุดประมาณ 15 มิลลิเมตร การเคลื่อนตัวแบบเอียงทั้งก่อนนี้ยืนยันได้ว่ากำแพงมีลักษณะเป็น gravity wall และยังไม่เกิดการแตกหักของกำแพงแต่อย่างใด

เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของดินด้าน inclinometer I-2 มีการเคลื่อนตัวแบบเอียงทั้งก่อนในช่วงการขุดและก่อสร้างพื้นชั้น B1-A และหลังจากก่อสร้างพื้นชั้น B1-A เสร็จและขุดดินใต้พื้นชั้น B1-A จะเห็นว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างบริเวณพื้นชั้น B1-A จะไม่เปลี่ยนแปลงตามความลึกของการขุดซึ่งแสดงว่าพื้นชั้น B1-A นี้สามารถลดการเคลื่อนตัวของกำแพงลงได้ โดยการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าพื้นชั้น B1-A ลงไป โดยการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 30 มิลลิเมตร

จะเห็นว่าอิทธิพลของความไม่สมดุลของแรงดันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านที่มีแรงดันดินสูงกว่าไปด้านที่มีแรงดันดินต่ำกว่า โดยการเคลื่อนตัวมีค่าประมาณ 5 มิลลิเมตร สาเหตุที่เกิดการเคลื่อนตัวนี้อาจเป็นเพราะกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เป็น gravity wall ตัวกำแพงเองสามารถต้านทานแรงดันดินด้านข้างได้บางส่วนเนื่องจากระยะฝังของกำแพงที่ต่ำกว่าบ่อขุด, ด้วยน้ำหนักของตัวกำแพง, และ

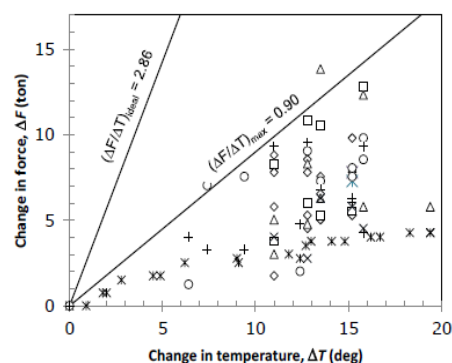
เนื่องจากแรงต้านทานการไหลที่ฐานของกำแพง แรงดันดินจึงส่งผ่านผ่านพื้นชั้น B1-B ไปยัง B1-A ได้ไม่เต็มที่



รูปที่ 13 การเคลื่อนตัวของดินตรวจวัดด้วย inclinometer ที่เวลาต่างๆ เปรียบเทียบกับตำแหน่งพื้นและระดับการขุดดินชั้นสุดท้าย

3.3 ผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน

ในการศึกษาผลเนื่องจากอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน ได้พิจารณาเลือกช่วงเวลาที่ไม่มีการขุดดินให้สังเกตเพิ่มขึ้นอนจะทำให้แรงอัดในค้ำยันเปลี่ยนไปเนื่องจากแรงดันดิน การเก็บข้อมูลจะเริ่มต้นแรงอัดในค้ำยันตั้งแต่ตอนเช้าซึ่งค้ำยันมีอุณหภูมิต่ำที่สุดของวัน และเก็บข้อมูลแรงอัดเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นจนกระทั่งแรงอัดในค้ำยันไม่เปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นอีก ข้อมูลที่ได้นำมาคำนวณเป็นค่าแรงอัดเปลี่ยนแปลง, ΔF กับอุณหภูมิเปลี่ยนแปลง, ΔT เมื่อเขียนเป็นความสัมพันธ์โดยให้ ΔT เป็นแกนนอน และให้ ΔF เป็นแกนตั้งจะความสัมพันธ์ดังรูปที่ 14



รูปที่ 14 ผลการวัดการเปลี่ยนแปลงของแรงอัดเนื่องจากกาเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

จากรูปที่ 14 พบว่าแรงอัดในค้ำยันเปลี่ยนแปลงไปมากที่สุดเท่ากับ 14 ตัน และอุณหภูมิเปลี่ยนแปลงมากที่สุดเท่ากับ 20 องศาเซลเซียส ข้อพึงสังเกตคือแรงอัดในค้ำยันบางจุดเพิ่มขึ้นเพียง 5 ตันเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น 20 องศาเซลเซียส สาเหตุเกิดจากค้ำยันดังกล่าวอยู่ใกล้กับ

โครงสร้างสะพานเหล็กชั่วคราวในโครงการ แร่ถั่วที่เพิ่มขึ้นส่วนใหญ่จึงส่งถ่ายไปสู่โครงสร้างสะพานเหล็ก

จากข้อมูลที่ได้สามารถสร้างกรอบ (envelope) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในค้ำยันเปลี่ยนแปลงต่ออุณหภูมิเปลี่ยนแปลง,

$(\Delta F / \Delta T)_{\max}$ ซึ่งเป็นความชันของกราฟได้ตั้งสมการที่ 1

$$(\Delta F / \Delta T)_{\max} = 0.90 \quad (1)$$

สมการนี้เป็นกรอบแรงอัดเปลี่ยนแปลงปรากฏ (apparent force increasing envelope) เท่านั้น ไม่สามารถใช้คำนวณแรงอัดเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นจริงเมื่ออุณหภูมิเปลี่ยนแปลงไปได้

เมื่อพิจารณากรณีอุดมคติ (ideal condition) ที่ค้ำยันมีปลายทั้งสองด้านเป็นจุดรองรับที่ไม่ยอมให้เกิดการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิ จะได้ความสัมพันธ์ $\Delta F / \Delta T$ เป็น

$$\Delta F / \Delta T = \alpha AE = 2.86 \quad (2)$$

เมื่อ α คือ ค่าสัมประสิทธิ์การยืดเนื่องจากอุณหภูมิของโลหะมีค่าเท่ากับ 11.7×10^{-6} ต่อองศาเซลเซียส, AE เป็นสติเฟนส ตามแนวแกนมีค่าเท่ากับ 2.44×10^5 ตัน

เมื่อเปรียบเทียบกรอบแรงอัดเปลี่ยนแปลงปรากฏที่วัดได้กับกรณีอุดมคติ จะพบว่ามีค่าแตกต่างกัน 3.17 เท่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแรงอัดในค้ำยันที่เพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิสำหรับกรณีของกำแพงที่เป็นเสาเข็มดินซีเมนต์นั้นแตกต่างจากแรงอัดในกรณีอุดมคติอย่างมีนัยสำคัญ สาเหตุอาจเกิดจากการที่ปลายทั้งสองข้างของค้ำยันในสภาพจริงสามารถขยับตัวได้น้อยซึ่งอาจเกิดจากแรงที่เกิดจากการขยายตัวดันกำแพงให้เคลื่อนที่ไปด้านตรงข้ามเล็กน้อย ทำให้แรงอัดที่ต้องเพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิเพิ่มขึ้นนั้นมีค่าลดลง

และเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการคำนวณแรงอัดในค้ำยันที่เพิ่มขึ้นเมื่ออุณหภูมิเปลี่ยนแปลงตามที่เสนอไว้โดย [6] ดังสมการ

$$\Delta F = \beta(\alpha \Delta T AE) \quad (3)$$

โดย β เป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับระดับของการยึดรั้งของค้ำยันซึ่ง [3] ได้เสนอให้ใช้ค่า β อยู่ระหว่าง 0.4 ถึง 0.7 ซึ่งเมื่อพิจารณาจากสมการที่ 2 และสมการที่ 3 แล้วจะได้ค่า β เท่ากับ 0.31 สำหรับค้ำยันเหล็กระหว่างกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ซึ่งมีค่าต่ำกว่าที่เสนอไว้

4. สรุป

ผลการศึกษาสรุปได้ดังนี้

1. กำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์สามารถใช้ร่วมกับระบบการก่อสร้างแบบ top-down ได้เป็นอย่างดี โดยไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อระบบสาธารณูปโภค และพื้นที่ข้างเคียง

2. แรงดันดินที่ไม่สมดุลเนื่องจากระดับการขุดไม่เท่ากัน ส่งผลไม่มากนักในกรณีที่ใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน โดยความไม่สมดุลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวไปด้านที่มีแรงดันต่ำกว่าเพียง 5 มิลลิเมตร เนื่องจากกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ถูกออกแบบเป็น gravity wall แรงดันที่ส่งผ่านค้ำยันอันจะทำให้เกิดการผลักไปด้านที่มีแรงดันดินต่ำกว่าจะน้อยกว่ากรณีกำแพง flexible wall

3. แร่ถั่วในค้ำยันเหล็กชั่วคราวเนื่องจากแรงดันดินที่ส่งถ่ายผ่านพื้นชั้นใต้ดิน วัดได้ค่าสูงสุดเป็น 45 ตัน คิดเป็น 66 เปอร์เซ็นต์ของแรงอัดที่วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟน์ทอลิเมนต์ ซึ่งเหตุผลนั้นสอดคล้องกับข้อสรุปที่ 2

4. แร่ถั่วในค้ำยันแปรผันตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น จากการศึกษพบว่ากรอบแรงอัดเนื่องจากอุณหภูมิที่ได้จากการวัดมีค่าเป็น 3.17 เท่าของแรงอัดเนื่องจากอุณหภูมิในกรณีอุดมคติ โดยค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนแรงอัด β ที่เสนอเท่ากับ 0.31

5. กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้เขียนขอขอบพระคุณ บจก. โซมิทแอสเสท ที่ได้อำนวยความสะดวกในการติดตั้งเครื่องมือและดำเนินการตรวจวัด และบจก. สแตนไฟล์ จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์

เอกสารอ้างอิง

- [1] ณรงค์ ทัศนนิพันธ์, อ่อง วิน เมือง, ธยานันท์ บุณยรักษ์, (2550), การลดการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีการปรับปรุงกำลังโดยวิธีผสมดินเชิงกลแบบลึก, เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, จ. พิษณุโลก
- [2] Tanseng P. (2012) Soil-cement column wall with wall-strut to minimize ground movement for a road tunnel construction in Bangkok subsoils, World Tunnel Congress (WTC2012), Bangkok, Thailand
- [3] พรพจน์ ต้นแสง (2555) การก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์เป็นกำแพงกันดิน, การสัมมนา วิศวกรรมปฐพีและฐานราก 55
- [4] Thasananipon N., Muang A. W. and Tanseng P., and Wei S. H., (1998) Performance of a Braced Excavation in Bangkok clay, Diaphragm wall subjected to unbalance loading conditions, Proceeding of the 13th Southeast Asian Geotechnical conference, Taipei Taiwan ROC., 1998, pp. 655-660.
- [5] Tanseng P. (2011) Soil-cement wall without bracing for mat foundation construction in Bangkok sub-soils, Proceedings of the 5th Asian workshop on ATC18 mega foundation, Hong Kong.
- [6] Gaba A. R., Simpson B., Powrie W., Beadman D. R., (2003) CIRIA C580, Embedded retaining walls-guidance for economic design, CIRIA publisher.

ประวัติผู้เขียน

นายวิชิต นามวิเศษ เกิดวันเสาร์ที่ 2 ตุลาคม 2532 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียนอุดรธรรมานุสรณ์ อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี ในปีการศึกษา 2547 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนปลายจากโรงเรียนอุดรพัฒนาการ อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี ในปีการศึกษา 2550 และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี(เกียรตินิยมอันดับสอง) สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2554 ขณะที่ทำการศึกษาในระดับปริญญาตรีได้เข้าร่วมทำกิจกรรมของนักศึกษาด้วยการดำรงตำแหน่งประธานชมรมโครงสร้างและเทคโนโลยี ประจำปีการศึกษา 2552 และเข้าร่วมกิจกรรมต่างๆของสาขาวิชา ในภาคการศึกษาสุดท้ายได้สหกิจศึกษากับบริษัท ซีพีโก้ จำกัด มหาชน เป็นระยะเวลา 4 เดือน และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2555 จากการทำวิจัยนี้ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ และความเข้าใจดีทางด้านพฤติกรรมของระบบกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ และมีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่จำนวน 1 เรื่อง ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 18 (The 18th National Convention on Civil Engineering). GTE 049