

พฤติกรรมโครงสร้างหลังคาท่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพ



นายชุมพล เจริญขวัญ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR) are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2558

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

PERFORMANCE OF STEEL PIPE ROOF FOR SUBWAYSTATION CONSTRUCTION IN BANGK  
OK SUBSOILS

Mr. Chumpon Chareonkwan



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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2015

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมการก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กในการก่อสร้างสถานี รถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ
โดย	นายชุมพล เจริญขวัญ
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัตร บุญญะฐิติ)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์)

.....กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธเนศ ศรีศิริโรจนากร)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธนาตล คงสมบูรณ์)

ชุมพล เจริญขวัญ : พฤติกรรมโครงสร้างหลังคาต่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน  
ในดินกรุงเทพฯ (PERFORMANCE OF STEEL PIPE ROOF FOR SUBWAYSTATION  
CONSTRUCTION IN BANGKOK SUBSOILS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.วันชัย  
เทพรักษ์, 114 หน้า.

การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในเขตพื้นที่เกาะกรุงรัตนโกสินทร์ซึ่งเป็นพื้นที่อนุรักษ์ ที่มี  
โบราณสถานสำคัญมากมาย มีข้อกำหนดสำคัญที่เกี่ยวกับงานก่อสร้างโดยไม่อนุญาตให้มีการขุดเปิด  
หน้าดินบริเวณถนน การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในพื้นที่อนุรักษ์ดังกล่าวจึงไม่สามารถดำเนินการ  
ก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบนผิวถนนด้วยวิธีแบบขุดเปิดหน้าดินธรรมดาได้จึงต้องทำการขุดเปิด  
พื้นที่ทำงานด้านข้างบริเวณทางเท้าโดยใช้วิธีขุดเปิดหน้าดิน จากนั้นจึงใช้วิธีก่อสร้างแบบหลังคาต่อ  
เหล็กต้นจากพื้นที่ที่เปิดด้านข้างไปยังอีกด้านของถนน โดยมีกำแพงไคอะแพรมวอลล์รองรับบริเวณ  
สถานีจากด้านพื้นที่เปิดด้านข้างไปยังกำแพงอีกด้านของสถานี งานวิจัยนี้ทำการศึกษขั้นตอนการ  
ก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กและประเมินพฤติกรรมของกำแพงไคอะแพรมวอลล์ด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี  
ไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม โดยใช้ทฤษฎีจำลองการพังทลายของดิน  
แบบ Mohr-Coulomb เพื่อประเมินหาค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินที่เหมาะสมในรูป  
อัตราส่วนของยังโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับชั้นดิน  
เหนียว ส่วนชั้นดินทรายจะอยู่ในรูปของอัตราส่วนค่ายังโมดูลัสแบบระบายน้ำต่อค่าจำนวนครั้งของ  
การทดสอบการตอกแบบมาตรฐาน ซึ่งค่าพารามิเตอร์โมดูลัสยึดหยุ่นของดินที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ  
300, 450 และ 1,000 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน, ดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวแข็งถึงแข็ง  
มากตามลำดับ ค่าพารามิเตอร์นี้มีค่าต่ำกว่างานขุดดินลึกของกำแพงไคอะแพรมวอลล์ในดินกรุงเทพฯ  
ทั้งนี้เนื่องจากการขุดสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินด้วยวิธีหลังคาต่อเหล็กจะใช้เวลาในการขุดดินมากกว่าวิธีขุด  
ดินปกติ สำหรับชั้นดินทรายค่าพารามิเตอร์โมดูลัสชนิดระบายน้ำที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 4000 เท่า  
ของค่า SPT N-Value ที่มีหน่วยเป็น kN/m<sup>2</sup> ผลการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินด้วยวิธีหลังคาต่อ  
เหล็กเป็นที่น่าพอใจมาก เกิดการเคลื่อนตัวของดินรอบๆพื้นที่น้อย ไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้าง  
ข้างเคียงในระหว่างการดำเนินการก่อสร้าง

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

ปีการศึกษา 2558



# # 5570167521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: PIPE ROOF / DEEP EXCAVATION / FEM DIAPHRAGM WALL

CHUMPON CHAREONKWAN: PERFORMANCE OF STEEL PIPE ROOF FOR SUBWAYSTATION CONSTRUCTION IN BANGKOK SUBSOILS. ADVISOR: ASSOC. PROF. WANCHAI TEPARAKSA, Ph.D., 114 pp.

Typical open cut technique for Bangkok Mass Rapid Transit (MRT) subway station construction is not allowed in the Inner Ratanakosin Island due to the fact that there are many historical places on the road. The construction of MRT subway station, therefore, was modified by constructed the working shaft on the footpath next to the subway station on the road. After completion of the workshaft, the pipe roof system is installed by pushing across the road and supported by diaphragm wall both side of the station. The excavation is, therefore, was carried out on side of the station from working shaft. The Finite Element Method (FEM) analysis is carried out to evaluate the pipe roof performance and the deflection of the diaphragm wall (MRT station wall) and compare with instrumented monitoring data. The soil modeling of Mohr-Coulomb theory was used for FEM analysis. The result of FEM analysis with reduced the soil stiffness form normal case of diaphragm wall excavation in Bangkok subsoils agree with measurement. The soil stiffness in terms of Young Modulus for MRT subway diaphragm excavation by pipe roof system is in the order of  $E_u/S_u = 300, 450$  and  $1000$  for soft clay, medium stiff clay and stiff clay, respectively. These young modulus values are lower than case of normal deep excavation of diaphragm wall in Bangkok Subsoils. This is because the construction time of MRT station by pipe roof system is much more than normal typical diaphragm wall deep excavation. For sand, the appropriate drain Modulus for sand layer is in the order of  $E'/N = 4000$  (kN/m<sup>2</sup>) where  $N =$  SPT N-value. The result of MRT subway station by Pipe roof system is well protected the nearby historical buildings by induce only very low soil and diaphragm wall movement.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2015

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้ให้คำแนะนำและคอยช่วยเหลือชี้แนะแนวทางในการทำวิทยานิพนธ์จนสำเร็จลุล่วง ขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวีตร บุญญะฐิติ, ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธเนศ ศรีศิริโรจนากกร และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธนาตล คงสมบูรณ์ คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ที่ช่วยแนะนำตรวจสอบ แก้ไขจนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์ ผู้เขียนขอขอบคุณบริษัท ช.การช่าง จำกัด มหาชน ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลและองค์ความรู้ต่างๆจนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วง ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ตลอดจนครูบาอาจารย์ทุกๆท่าน ที่คอยอบรมสั่งสอนและให้ความรู้ในทุกๆเรื่อง ผู้เขียนขอระลึกถึงตลอดไป



## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญรูปภาพ.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 ลักษณะของโครงการที่ทำการศึกษา.....	2
1.2.1 ปัญหาและความเสี่ยงของการชุดด้วยวิธี NATM .....	3
1.2.2 ข้อดีของการชุดใต้ดินด้วยการใช้หลังคาต่อเหล็ก.....	4
1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย .....	5
1.4 ขอบเขตของการวิจัย.....	5
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย.....	6
บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
2.1 การออกแบบและก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน .....	7
2.2 ระบบกำแพงกันดิน .....	7
2.2.1 กำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible wall).....	8
2.2.2 กำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid wall) .....	8
2.3 การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน.....	8
2.3.1 สติฟเนสของกำแพงกันดินและค้ำยัน .....	9
2.3.1.1 สติฟเนสของกำแพงกันดิน (Wall stiffness ,EI).....	9

2.3.1.2 สติเฟนของค้ำยัน ( Strut Stiffness ).....	9
2.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวที่ผิวของกำแพงกันดิน .....	10
2.4.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน ( $\delta_H$ ).....	11
2.4.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่ผิวหลังกำแพงกันดิน ( $\delta_V$ ).....	12
2.5 การวิบัติเพราะแรงยกขึ้น (Uplift Failure) .....	14
2.6 การปูดของดินเหนียวที่ระดับกันหลุม (Heaving) .....	15
2.7 กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm wall).....	16
2.8 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil ) .....	17
2.8.1 ค่าโมดูลัสของดินเหนียว.....	18
2.8.2 ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ .....	19
2.9 สัมประสิทธิ์ความดันด้านข้างในสภาวะสถิต (Coefficient of At Rest Earth Pressure, $K_0$ ).....	20
2.10 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	21
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย.....	23
3.1 ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	23
3.2 ศึกษาวิธีการก่อสร้าง รวบรวมข้อมูลจากการก่อสร้าง .....	23
3.3 วิเคราะห์ข้อมูลและเปรียบเทียบผลที่เกิดขึ้น.....	23
3.4 สรุปผลที่เกิดขึ้น ข้อเสนอแนะ .....	24
บทที่ 4 ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM).....	25
4.1 ลักษณะและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินกรุงเทพ .....	25
4.2 ลักษณะและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินบริเวณพื้นที่โครงการ .....	27
4.3 การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินสถานีสนามไชย .....	29

4.3.1 ลักษณะของโครงการ.....	29
4.3.2 การประยุกต์ใช้หลังคาท่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน .....	34
4.4 เครื่องมือตรวจวัด.....	43
4.5 ปัญหาและอุปสรรคที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof ).....	46
ในการก่อสร้างสถานีสนามไชยนี้ มีอุปสรรคซึ่งพอสรุปได้ดังนี้ .....	46
บทที่ 5 ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM).....	47
5.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	47
5.1.1 แบบจำลองดิน.....	47
5.1.2 ขั้นตอนในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	48
5.2 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม.....	58
5.2.1 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 1 .....	58
5.2.2 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 2 .....	62
5.2.3 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 3 .....	66
5.2.4 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 4 .....	70
5.2.5 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 5 .....	74
5.2.6 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 6 .....	78
5.1.4 ผลของ Total Increment ที่ได้จากการวิเคราะห์.....	82
5.1.5 Vibrating wire piezometer .....	90

ญ

หน้า

5.1.6 Surface settlement point .....	91
บทที่ 6 ข้อสรุปและข้อเสนอแนะ .....	92
รายการอ้างอิง .....	94
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	114



## สารบัญตาราง

ตารางที่ 4-1 ระยะเวลาการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน.....	42
ตารางที่ 4-2 แสดงรายการเครื่องมือตรวจวัด .....	44
ตารางที่ 5-1 คุณสมบัติของส่วนโครงสร้าง.....	49
ตารางที่ 5-2 กรณีที่ 1 ค่าพารามิเตอร์โดยทั่วไปสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบ ไดอะแฟรมวอลล์ในดินกรุงเทพฯ.....	49
ตารางที่ 5-3 กรณีที่ 2 ลดค่าพารามิเตอร์ลง 20 % จากกรณีที่ 1 ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดิน เหนียวแข็งปานกลาง .....	50
ตารางที่ 5-4 กรณีที่ 3 ลดค่าพารามิเตอร์ลง 40 % จากกรณีที่ 1 ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดิน เหนียวแข็งปานกลาง .....	50
ตารางที่ 5-5 กรณีที่ 4 ปรับค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของชั้นดินทรายเป็น 2 เท่าของกรณีที่ 2..	51
ตารางที่ 5-6 กรณีที่ 5 ปรับค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของชั้นดินทรายเป็น 2 เท่าของกรณีที่ 3..	51
ตารางที่ 5-7 กรณีที่ 6 ค่าพารามิเตอร์เหมือนกรณีที่ 5 แต่เปลี่ยนค่ายังโมดูลัสของแบเรตใน แบบจำลองให้เท่ากับค่ายังโมดูลัสของชั้นทรายและกำหนดให้น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ผิว 10 kN/m <sup>2</sup> .....	51

สารบัญรูปภาพ

รูปที่ 1-1 เส้นทางรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย..... 1

รูปที่ 1-2 พื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์และตำแหน่งของสถานีสนามไชย..... 2

รูปที่ 1-3 บริเวณพื้นที่ก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้า สถานีสนามไชย ..... 3

รูปที่ 1-4 พื้นที่ผลกระทบจากการขุดใต้ดินด้วยวิธี NATM..... 4

รูปที่ 1-5 พื้นที่ผลกระทบจากการขุดใต้ดินด้วยวิธีหลังคาท้อเหล็ก..... 5

รูปที่ 2-1 คำนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  ( for  $EI/h^4\gamma=27$ )..... 9

รูปที่ 2-2 คำนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (เมื่อ  $S/H\gamma=286$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติเฟนสของกำแพงกันดิน ( $S/H\gamma$ ) (Mana และ Clough , 1981).... 10

รูปที่ 2-3 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน Clough and O'Rourke ,1990 ..... 10

รูปที่ 2-4 ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against basal heave and Maximum lateral wall deflections (Mana and Clough ,1981)..... 11

รูปที่ 2-5 Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Mana และ Clough , 1981)..... 12

รูปที่ 2-6 การเคลื่อนตัวของกำแพงสำหรับงานขุดในดินเหนียว (Clough and O'Rourke, 1990) .. 13

รูปที่ 2-7 ประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพง (Clough and O'Rourke, 1990) ..... 13

รูปที่ 2-8 รูปแบบการประเมินการทรุดตัวของดินหลังกำแพงที่ระดับผิวดินและที่ระดับต่ำกว่าผิวดิน Aye(2006) ..... 14

รูปที่ 2-9 รูปแบบการวิบัติเพราะแรงยกขึ้น..... 14

รูปที่ 2-10 การหา FS การปูดของดินเหนียวกันหลุมด้วยวิธีของ Terzaghi, 1943 (พัลลภ, 2558) . 15

รูปที่ 2-11 การหา FS การปูดของดินเหนียวกันหลุมด้วยวิธีของ Terzaghi แบบดัดแปลง (พัลลภ, 2558)..... 16



รูปที่ 2-12 Typical Strain Rang ( Mair ,1993).....	18
รูปที่ 2-13 ค่า Shear modulus ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพ (วันชัย,1999) .....	19
รูปที่ 2-14 ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง $E_u/S_u$ ,OCR และ $I_p$ (Duncan and Buchignani, 1976 ) .....	19
รูปที่ 2-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_0$ กับ PI และ OCR (Brooker and H.O. Ireland. 1965).....	20
รูปที่ 2-16 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_0$ กับ OCR (สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ 2540) .....	21
รูปที่ 4-1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพ วันชัย เทพรักษ์(2554).....	25
รูปที่ 4-2 ลักษณะ pore water pressure และ effective overburden pressure (วันชัย เทพรักษ์ 2554) .....	26
รูปที่ 4-3 ค่าระดับแรงดันน้ำ (CH KarnChang Plubic Company Limited (2011).....	27
รูปที่ 4-4 ภาพตัดตามยาวของสถานีสนามไชยร่วมกับชั้นดิน .....	28
รูปที่ 4-5 ภาพตัดขวางของสถานีสนามไชยร่วมกับชั้นดิน .....	29
รูปที่ 4-6 แสดงขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย .....	30
รูปที่ 5-1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง (stress) และหน่วยความเครียด (strain) แบบยืดหยุ่น และพลาสติกโดยสมบูรณ์แบบ (Elastic Perfectly Plastic).....	48
รูปที่ 5-2 ค่าแรงดันน้ำเริ่มต้น (Initial pore water pressure) .....	52
รูปที่ 5-3 ลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์ .....	53
รูปที่ 5-4 การติดตั้งเครื่องมือ Horizontal Inclinator ไว้ภายในหลังคาท่อเหล็ก.....	57
รูปที่ 5-5 การติดตั้งเครื่องมือ Horizontal Inclinator ไว้ภายในหลังคาท่อเหล็ก.....	57
รูปที่ 5-6 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 1 .....	58
รูปที่ 5-7 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 1.....	59
รูปที่ 5-8 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 1 .....	59
รูปที่ 5-9 รูปแบบการเอนตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR_INC001 กรณีที่ 1.....	61
รูปที่ 5-10 รูปแบบการเอนตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR_INC002 กรณีที่ 1.....	61



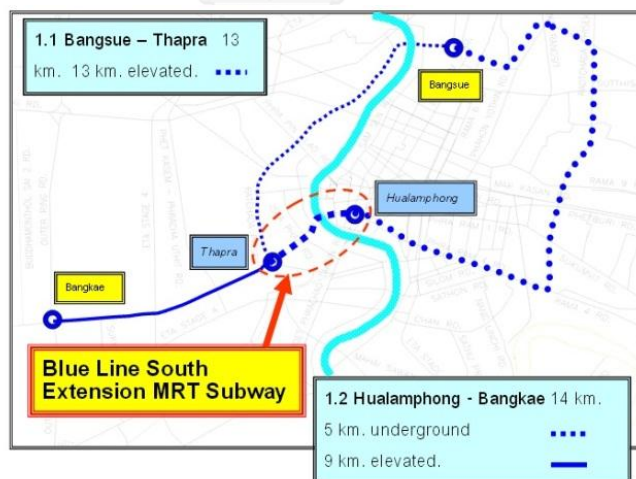
รูปที่ 5-34 รูปแบบการแอนตัวของหลังคาต่อเหล็กตำแหน่ง HOR_INC002 กรณีที่ 5.....	77
รูปที่ 5-35 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 ( 1 <sup>st</sup> sand layer) มีค่า 17.31 มิลลิเมตร ....	78
รูปที่ 5-36 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 6.....	79
รูปที่ 5-37 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 6.....	79
รูปที่ 5-38 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 6...	80
รูปที่ 5-39 รูปแบบการแอนตัวของหลังคาต่อเหล็กตำแหน่ง HOR_INC001 กรณีที่ 6.....	81
รูปที่ 5-40 รูปแบบการแอนตัวของหลังคาต่อเหล็กตำแหน่ง HOR_INC002 กรณีที่ 6.....	81
รูปที่ 5-41 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 ( 1 <sup>st</sup> sand layer) มีค่า 17.31 มิลลิเมตร ....	82
รูปที่ 5-42 ค่าระดับแรงคั้นน้ำ ตั้งแต่ช่วงเริ่มก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กจนก่อสร้างหลังคาต่อเหล็ก เสร็จ.....	90
รูปที่ 5-43 ค่าระดับแรงคั้นน้ำ ตั้งแต่ช่วงเริ่มก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กจนก่อสร้างหลังคาต่อเหล็ก เสร็จ.....	90
รูปที่ 5-44 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน .....	91

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

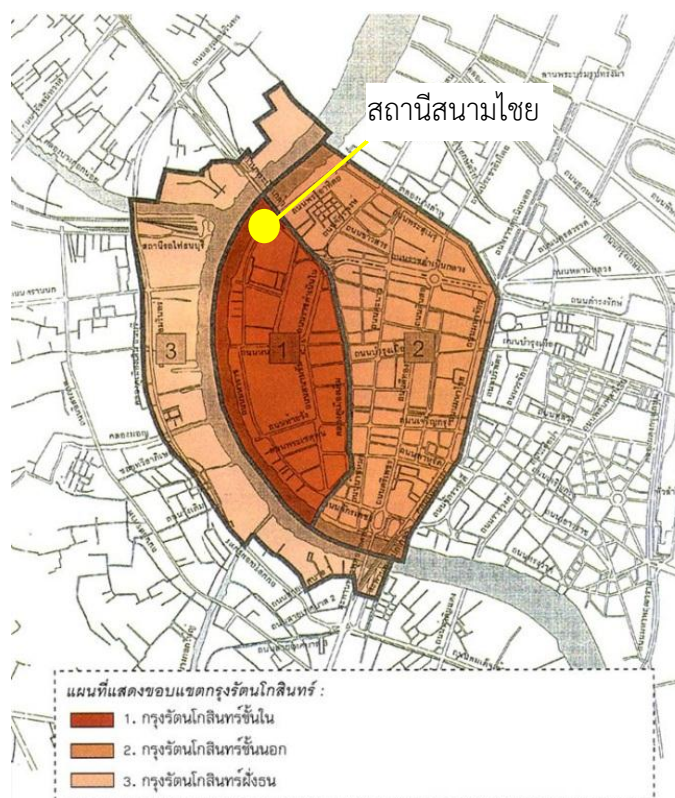
โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยายช่วงหัวลำโพง-บางแค มีระยะทางประมาณ 14 กิโลเมตร แบ่งได้ 2 ช่วง ช่วงแรกช่วงหัวลำโพง-ท่าพระ ระยะทาง 5 กิโลเมตร มีสถานีใต้ดินจำนวน 4 สถานี เป็นโครงสร้างทางวิ่งใต้ดินมีลักษณะทางวิ่งเป็นอุโมงค์คู่รางเดี่ยว ช่วงที่สองช่วงท่าพระ-บางแค ระยะทาง 9 กิโลเมตร มีสถานียกระดับจำนวน 7 สถานี ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยเส้นทางเริ่มจากสถานีหัวลำโพงซึ่งเป็นเส้นทางใต้ดินตามแนวถนนพระรามที่ 4 เข้าสู่ถนนเจริญกรุง ผ่านวัดมิ่งกรมลาวาส (สถานีวัดมิ่งกรม) ผ่านวังบูรพา (สถานีวังบูรพา) เลี้ยวซ้ายเข้าถนนสนามไชย (สถานีสนามไชย) ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาที่ปากคลองตลาด ลอดใต้คลองบางกอกใหญ่เข้าสู่ถนนอิสรภาพ (สถานีอิสรภาพ) แล้วเปลี่ยนเป็นโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีลักษณะเป็นทางวิ่งรางคู่บนเสาตอม่อ บริเวณเกาะกลางถนนเข้าสู่สี่แยกท่าพระ ซึ่งจะมีสถานีร่วมกับโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินช่วงบางซื่อ-ท่าพระ แล้ววิ่งไปตามถนนเพชรเกษม ผ่านบางไผ่ บางหว้า ภาษีเจริญ บางแค สิ้นสุดที่วงแหวนรอบนอกถนนกาญจนาภิเษก



รูปที่ 1-1 เส้นทางรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย

ในบางช่วงของเส้นทางรถไฟฟ้าจะผ่านพื้นที่ที่เรียกว่าเกาะรัตนโกสินทร์ บริเวณเกาะรัตนโกสินทร์มีเนื้อที่ทั้งหมดประมาณ 5.8 ตารางกิโลเมตร แบ่งออกเป็น 3 บริเวณประกอบด้วย บริเวณกรุงรัตนโกสินทร์ชั้นใน บริเวณกรุงรัตนโกสินทร์ชั้นนอกและบริเวณกรุงรัตนโกสินทร์ฝั่งธน ดังแสดงในรูปที่ 1.2 ซึ่งบริเวณภายในพื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์เป็นแหล่งที่ตั้งของโบราณสถานและสถาปัตยกรรมเก่าแก่อันทรงคุณค่าทางประวัติศาสตร์ คณะกรรมการอนุรักษ์และพัฒนากรุง

รัตนโกสินทร์และเมืองเก่า จึงมีข้อกำหนดเกี่ยวกับมาตรการควบคุมการก่อสร้างและกิจกรรมต่างๆ ในบริเวณพื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์ หนึ่งในหลายๆมาตรการในการควบคุมการก่อสร้างภายในพื้นที่คือไม่อนุญาตให้ทำการขุดเปิดหน้าดินความลึกประมาณ 3 เมตรบริเวณถนน ดังนั้นในส่วนของก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสถานีสนามไชย ซึ่งอยู่ในพื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์ดังแสดงในรูปที่ 1.2 ได้รับผลกระทบจากมาตรการควบคุมการก่อสร้างนี้ จึงต้องใช้วิธีการก่อสร้างเป็นอย่างอื่นที่สามารถทำการขุดใต้ดินได้โดยไม่ต้องเปิดหน้าดินได้แก่วิธี NATM (New Austrian tunneling Method ) และวิธีหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) ซึ่งวิธีหลังคาท่อเหล็กเป็นหัวข้อหลักของงานวิจัยนี้

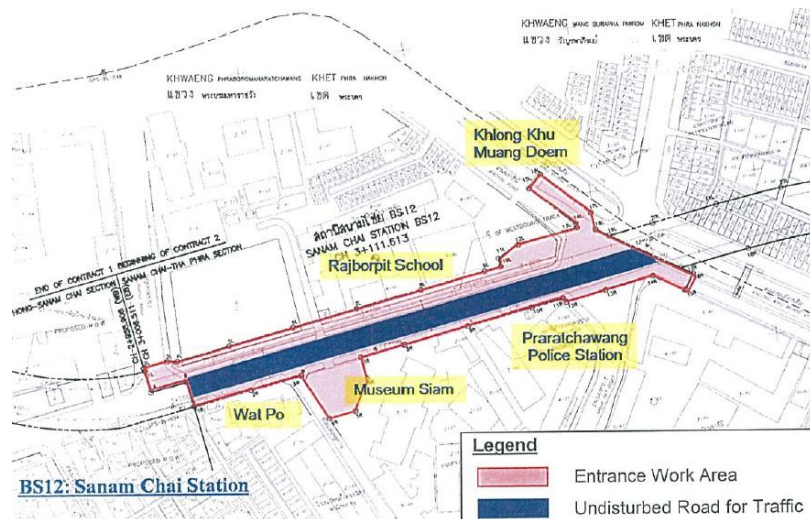


รูปที่ 1-2 พื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์และตำแหน่งของสถานีสนามไชย

## 1.2 ลักษณะของโครงการที่ทำการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาและใช้ข้อมูลที่เกี่ยวข้องต่าง ๆ จากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสถานีสนามไชย ซึ่งตั้งอยู่บริเวณถนนสนามไชย สถานีวางตัวในทิศเหนือ-ใต้ ทิศตะวันตกติดกับวัดโพธิ์ พิพิธภัณฑสถานและสถานีตำรวจพระราชวัง ทิศตะวันออกติดกับโรงเรียนราชพิทยและคลองคูเมืองเดิม ดังแสดงในรูปที่ 1.3 ซึ่งล้วนแต่เป็นโบราณสถานที่สำคัญ การก่อสร้างจะต้องไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างเหล่านี้ สิ่งที่ต้องตระหนักให้มีความสำคัญทั้งส่วนของการออกแบบและตอน

ดำเนินการก่อสร้างคือการเคลื่อนตัวของดินรอบๆบริเวณสถานที่ก่อสร้าง เพราะการเคลื่อนตัวของดิน จะส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างที่อยู่โดยรอบ



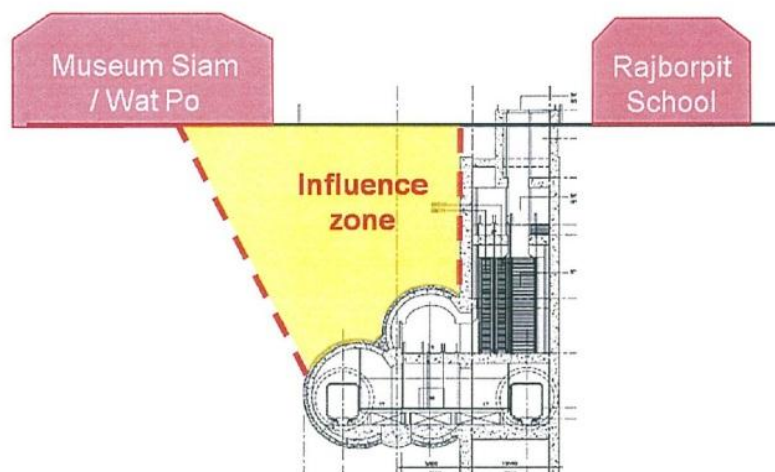
รูปที่ 1-3 บริเวณพื้นที่ก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้า สถานีสนามไชย

ในขั้นตอนของการประกวดราคา ขอบเขตร่างแผนงาน (Terms of Reference: TOR) ได้กำหนดให้การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินขุดใต้ดินด้วยวิธี NATM ซึ่งในส่วนข้อเสนอทางเทคนิคของผู้ประกวดราคาประเมินแล้วเห็นว่าการขุดใต้ดินด้วยวิธี NATM ไม่สามารถนำมาใช้ก่อสร้างในพื้นที่นี้ได้ เพราะมีความเสี่ยงสูงที่การก่อสร้างจะเกิดการวิบัติเนื่องจากสภาพชั้นดินไม่เหมาะสม ดังนั้นทางผู้ประกวดราคาจึงได้เสนอการก่อสร้างด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก ซึ่งมีความปลอดภัยมากกว่าโดยทำการเปิดหน้าดินเพียงบางส่วนเฉพาะทางเข้า-ออก ของตัวสถานี การจราจรบนถนนสนามไชยก็สามารถใช้งานได้ตามปกติ

### 1.2.1 ปัญหาและความเสี่ยงของการขุดด้วยวิธี NATM

ในการก่อสร้างสถานีใต้ดินด้วยวิธี NATM ซึ่งมีพื้นที่ค่อยข้างยาว (15m x 200 m) จำเป็นต้องมีการปรับปรุงคุณภาพชั้นดินให้มีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นก่อนที่จะทำการขุดใต้ดิน วิธีที่เหมาะสมคือการทำ Jet Grouting โดยมีระยะห่างแต่ละจุดมากที่สุดไม่เกิน 1 เมตร ด้วยพื้นที่ที่ต้องทำการปรับปรุงคุณภาพดินมีพื้นที่มาก จึงเป็นไปได้ที่การทำ Jet Grouting จะไม่ทั่วถึงตลอด ซึ่งบริเวณที่การทำ Jet Grouting ไม่ทั่วถึงนี้ อาจเป็นจุดที่ก่อให้เกิดการวิบัติของดินได้ ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อเป็นบริเวณกว้าง ดังแสดงในรูปที่ 1.4 เมื่อพิจารณาเสถียรภาพระยะยาวของการขุดใต้ดินด้วยวิธี NATM การเคลื่อนตัวที่แตกต่างกันจะก่อให้เกิดแรงเฉือนเพิ่มขึ้นมากกระทำที่จุดต่อระหว่างโครงสร้าง ซึ่งอาจทำให้เกิด cracking และจะส่งผลเสียหายในระยะยาว กรณีที่เลวร้ายที่สุดอาจเกิด

จากการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดินจากชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First sand ayer) ซึ่งเป็นปัญหาสำคัญของงานก่อสร้างใต้ดินในดินกรุงเทพ

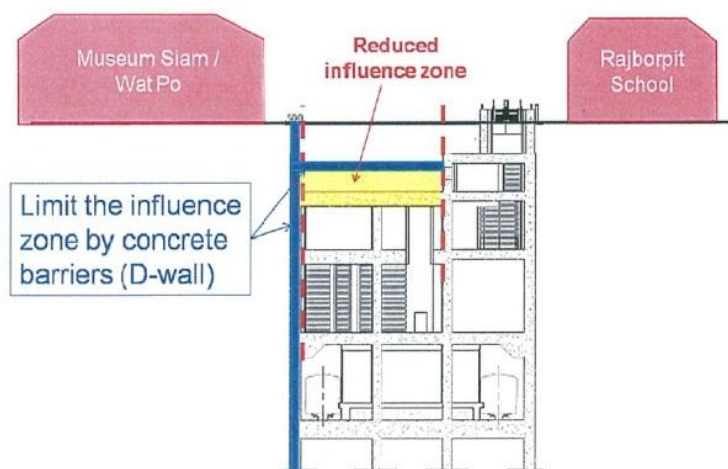


รูปที่ 1-4 พื้นที่ผลกระทบจากการขุดใต้ดินด้วยวิธี NATM

#### 1.2.2. ข้อดีของการขุดใต้ดินด้วยการใช้หลังคาท่อเหล็ก

การใช้เลือกใช้หลังคาท่อเหล็กร่วมกับกำแพงไดอะแฟรมวอลล์เป็นโครงสร้างกันดิน สามารถแก้ไขข้อจำกัดต่างๆได้เป็นอย่างดี ลดบริเวณพื้นที่ที่อาจได้รับผลกระทบจากการขุดใต้ดินให้น้อยลงเหลือเพียงแค่บริเวณภายในกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ ดังแสดงในรูปที่ 1.6 ไม่ต้องเปิดหน้าดินบริเวณถนน การจราจรสามารถใช้งานได้ตามปกติ





รูปที่ 1-5 พื้นที่ผลกระทบจากการขุดใต้ดินด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก

### 1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษาขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก
2. เพื่อศึกษาปัญหา อุปสรรคและแนวทางแก้ไขที่เกิดขึ้นในการทำหลังคาท่อ
3. เพื่อตรวจสอบผลการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ (Inclinometer , Piezometer , Heave Stake, Surface Settlement point )
  - ขณะก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก
  - ขณะขุดใต้หลังคาท่อเหล็ก
  - ขณะที่เทพื้นชั้นหลังคาและหลังคาท่อเหล็กรับน้ำหนักบรรทุกทุกโดยสมบูรณ์แล้ว
4. เพื่อเปรียบเทียบผลจากการตรวจวัดจริงในสนามกับผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ให้ได้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ที่เหมาะสมสำหรับงานก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก
5. เพื่อประเมินประสิทธิภาพของการเลือกใช้วิธีหลังคาท่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ

### 1.4 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษาวิจัยในครั้งนี้ได้ทำการศึกษาขั้นตอนการก่อสร้างและผลที่เกิดขึ้นในการประยุกต์ใช้หลังคาท่อเหล็กสำหรับการขุดใต้ดินโดยไม่เปิดหน้าดิน จากโครงการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน



สถานีสนามไชย โดยเน้นในเรื่องของการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบสถานีและพฤติกรรมของหลังคาท่อเหล็กร่วมกับพฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ที่เกิดขึ้น เริ่มต้นจากขั้นตอนของการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก ขั้นตอนการขุดใต้หลังคาท่อเหล็ก สิ้นสุดเมื่อโครงสร้างหลังคาท่อเหล็กรับแรงกระทำสมบูรณ์แล้ว

#### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย

1. รู้ขั้นตอนและอุปสรรคที่เกิดขึ้นสำหรับการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก
2. รู้พฤติกรรมของหลังคาท่อเหล็กร่วมกับพฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ที่เกิดขึ้น
3. ได้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ที่เหมาะสมสำหรับงานก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก



## บทที่ 2

### เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 การออกแบบและก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้ายกระดับ

สถานีรถไฟฟ้ายกระดับในดินกรุงเทพฯใช้วิธีการก่อสร้างที่แตกต่างกัน 2 วิธี ได้แก่วิธีการก่อสร้างจากล่างขึ้นบน (Bottom-Up Construction) โดยทำการขุดดินจนถึงความลึกสุดท้ายก่อนแล้วจึงดำเนินการก่อสร้างในส่วนของโครงสร้าง อีกวิธีหนึ่งคือการก่อสร้างจากบนลงล่าง (Top-Down construction) โดยทำการขุดดินและก่อสร้างส่วนของโครงสร้างไปพร้อมกันจนถึงความลึกสุดท้าย ซึ่งทั้งสองวิธีขั้นตอนการออกแบบ ความยากง่ายของการก่อสร้าง รวมถึงงบประมาณที่ใช้ในการก่อสร้างมีความแตกต่างกัน วิธีการก่อสร้างแบบล่างขึ้นบนสามารถสร้างได้รวดเร็วกว่า ง่ายกว่าและประหยัดกว่าวิธีการก่อสร้างแบบบนลงล่าง แต่วิธีการก่อสร้างแบบบนลงล่างได้เปรียบในเรื่องของการปิดพื้นที่เพื่อการก่อสร้างจะสั้นกว่า ลดผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อการจราจร ผลกระทบทางด้านเศรษฐกิจหรือทางด้านอื่นๆ

การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้ายกระดับในดินกรุงเทพฯนั้น ประเด็นที่สำคัญทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ที่ต้องตระหนักให้ความสำคัญเพราะอาจเป็นสาเหตุของการวิบัติขณะก่อสร้างหรืออาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอื่นๆในพื้นที่ใกล้เคียง ได้แก่ประเด็นเรื่อง การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน (Lateral movement of wall), การทรุดตัวที่ผิวของดินหลังกำแพงกันดิน (Surface Settlement), การวิบัติเพราะแรงยกขึ้น (Uplift Failure), การปูดของดินก้นหลุม (Heaving), การเดือดของทรายที่ระดับก้นหลุม (Piping) การติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดในสนามสามารถใช้ประเมินและติดตามพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในขณะก่อสร้าง อีกทั้งยังช่วยยืนยันความถูกต้องของการออกแบบได้อีกทางหนึ่งด้วย

#### 2.2 ระบบกำแพงกันดิน

การขุดดินโดยใช้ค้ำยันหลายระดับสามารถเลือกใช้กำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible wall) ได้แก่กำแพงเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile) หรือกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid wall) ได้แก่กำแพงเสาเข็มต่อเนื่อง (Contiguous Pile Wall), กำแพงไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของดินบริเวณที่จะขุดทำการก่อสร้าง ระดับความลึกการขุด ระยะห่างของระบบค้ำยัน แรงดันดินที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยันจะมีค่าไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยได้แก่ ระยะห่างของค้ำยัน ขั้นตอนการขุดดิน วิธีการติดตั้งค้ำยัน วิธีที่เหมาะสมในการวิเคราะห์งานขุดดินโดยใช้ค้ำยันหลายระดับคือวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) เนื่องจากสามารถจำลองขั้นตอนการ

ก่อสร้าง (Construction Sequence) เพื่อหาค่าแรงที่เกิดขึ้นและการเคลื่อนตัวที่สัมพันธ์กับความลึก การขุดในแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้างได้

### 2.2.1 กำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible wall)

กำแพงกันดินแบบยืดหยุ่นได้แก่ เชื่อมพืดเหล็ก (Sheet Pile Bracing System) ซึ่งเป็นกำแพงกันดินที่มีค่าสติฟเนส (Stiffness) ต่ำ กำแพงสามารถโก่งตัวได้สูง ทำให้การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นได้มาก นิยมใช้เป็นโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure) สำหรับการขุดใต้ดินไม่ลึกมาก ในดินเหนียวกรุงเทพฯเหมาะสำหรับงานขุดที่ความลึกไม่เกิน 10-12 เมตร จากผลงานของวันชัย เทพรักษ์ (2547) ซึ่งระบบกำแพงกันดินรูปแบบนี้นิยมใช้กันแพร่หลาย เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้ง่าย ประหยัดและสามารถนำกลับมาใช้ใหม่ได้

### 2.2.2 กำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid wall)

กำแพงกันดินแบบนี้ได้แก่ ซีคอนซีพวอลล์ (Secant Pile Wall), กำแพงเสาเชื่อมต่อเนื่อง (Contiguous Pile Wall) และไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) ซึ่งเป็นระบบกำแพงที่มีค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงสร้างกำแพงสูง โครงสร้างกำแพงเกิดการโก่งตัวน้อย การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นน้อยลง เหมาะสำหรับใช้ในงานขุดดินลึก (Deep Excavation) สามารถใช้เป็นทั้งโครงสร้างกันดินชั่วคราว (Temporary Structure) และโครงการกันดินถาวร (Permanent Structure)

## 2.3 การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน จะส่งผลให้ดินด้านหลังกำแพงเกิดการเคลื่อนตัวและดินที่ผิวหลังกำแพงเกิดการทรุดตัวซึ่งจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ ผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารข้างเคียงจะทำให้ฐานราก (กรณีฐานรากตื้น) ของอาคารเกิดการแอ่นหรือโก่งตัว อาจส่งผลให้อาคารเอียงตัวเกิดรอยแตกร้าวขึ้นในผนังอาคาร ในกรณีฐานรากเสาเข็ม การเคลื่อนตัวของดินจะส่งผลให้เสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัว เกิดแรงกระทำ (Induced Forces) ขึ้นในเสาเข็ม ทั้งแรงในแนวแกน (Axial Force) แรงเฉือน (Shear Force) และโมเมนต์ดัด (Bending Moment) เสาเข็มที่มีค่าสติฟเนสสูงจะเกิดแรงมากกว่าเสาเข็มที่มีค่าสติฟเนสต่ำเพราะสามารถต้านการเคลื่อนตัวของดินได้มากกว่า การลดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินสามารถทำได้หลายวิธีเช่น เพิ่มค่าสติฟเนสการดัด (EI) ของกำแพง, เพิ่มระดับค้ำยันให้สูงขึ้น, ให้อินกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง, ปรับปรุงคุณภาพดินก่อนงานขุดดิน, ขุดดินแบบทิ้งคันดิน (Berm)

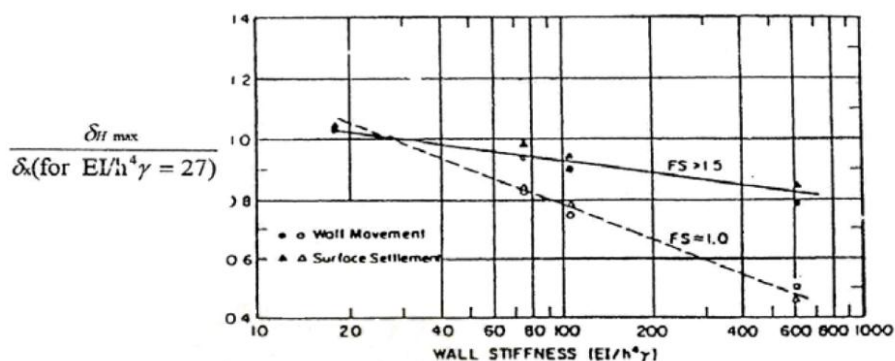
อย่างไรก็ตาม การเคลื่อนตัวของดินด้านหลังกำแพงและการทรุดตัวที่ผิวของดินหลังกำแพง อาจเกิดขึ้นได้จากสาเหตุอื่นได้แก่ การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินหลังกำแพง เนื่องจาก

การไหลลงของน้ำในดินเข้าสู่ห้องงานขุด การปูดของดินก้นหลุม การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว ระยะเวลาของการติดตั้งค้ำยันก็มีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพงโดยเฉพาะในชั้นดินอ่อน

### 2.3.1 สถิติพิเศษของกำแพงกันดินและค้ำยัน

#### 2.3.1.1 สถิติพิเศษของกำแพงกันดิน (Wall stiffness ,EI)

Mana A. I. and Clough G. W.(1981) ทำการศึกษาผลของค่าสถิติพิเศษของกำแพงกันดินแบบใช้ค้ำยัน (Cross Lot Bracing) ในงานขุดดินลึกประมาณ 9-15 เมตร ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธี Finite Element method จากข้อมูลที่วัดจากสนามจำนวน 11 แห่งซึ่งมีค่าสถิติพิเศษของกำแพง (EI) แตกต่างกันได้แสดงผลในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  เมื่อ  $EI/h^4\gamma = 27$ ) กับนอร์มัลไลซ์ค่าสถิติพิเศษของกำแพง ( $EI/h^4\gamma$ ) ซึ่งอยู่ใน Semi-Log (เมื่อ h คือระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน ,  $\gamma$  คือ หน่วยน้ำหนักรวมของชั้นดิน ) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จากการวิเคราะห์พบว่า ค่าสถิติพิเศษของกำแพงกันดิน (EI) และระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน (h) มีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการปูดของดินก้นหลุม (Factor of Safety against basal heave, FS.) การเพิ่มสถิติพิเศษของกำแพงกันดิน (EI) และลดระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน (h) จะทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $\delta_{Hmax}$ ) ลดลงมาก



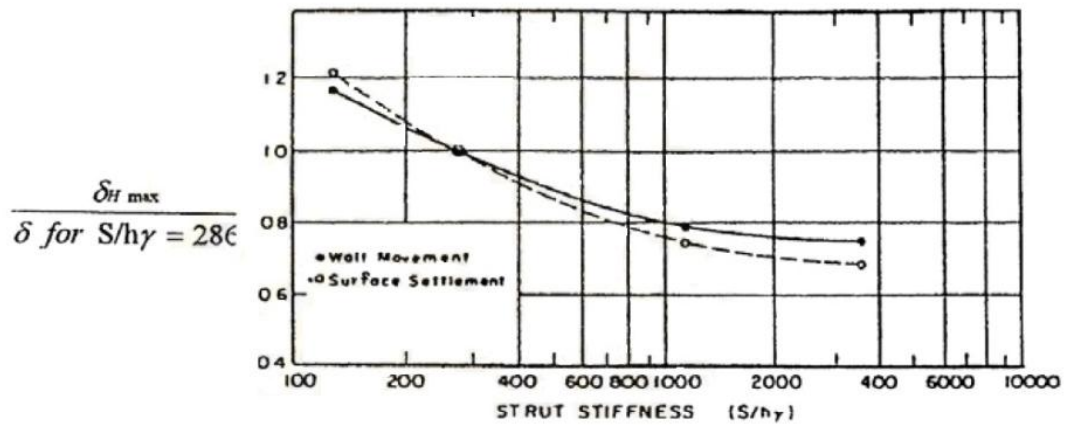
รูปที่ 2-1 คำนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (for  $EI/h^4\gamma=27$ ))

กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสถิติพิเศษของกำแพงกันดิน ( $EI/h^4\gamma$ ) (Mana และ Clough , 1981)

#### 2.3.1.2 สถิติพิเศษของค้ำยัน ( Strut Stiffness )

Mana A. I. and Clough G. W.(1981) ได้ศึกษาถึงผลของสถิติพิเศษของค้ำยันที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน โดยได้แสดงในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (เมื่อ  $S/H\gamma = 286$ )) กับนอร์มัลไลซ์ค่าสถิติพิเศษของค้ำยัน ( $S/H\gamma$ ) ดังแสดง

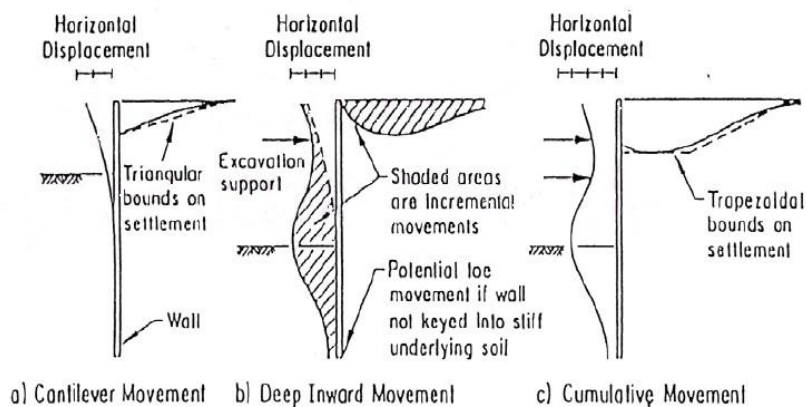
ในรูปที่ 2.3 พบว่าการเพิ่มค่าสติฟเนสของค้ำยัน (S) จะทำให้ค่า  $\delta_{Hmax}$  ลดลง แต่ไม่มีผลเมื่อค่าสติฟเนสของค้ำยันมีค่าสูงมาก



รูปที่ 2-2 ค่าอัตราส่วนไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (เมื่อ  $S/H\gamma=286$ ) กับ อัตราส่วนไลซ์ค่าสติฟเนสของกำแพงกันดิน ( $S/H\gamma$ ) (Mana และ Clough, 1981)

#### 2.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวที่ผิวของกำแพงกันดิน

ในงานขุดดินลึกโดยใช้กำแพงกันดินเป็นตัวต้านทานแรงดันดินที่เกิดขึ้น ทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวได้ในลักษณะต่างๆ Clough G. W. and T. D. O'Rourke.(1990)ได้แสดงรูปแบบการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดที่ผิวของดินหลังกำแพงในลักษณะต่างๆ



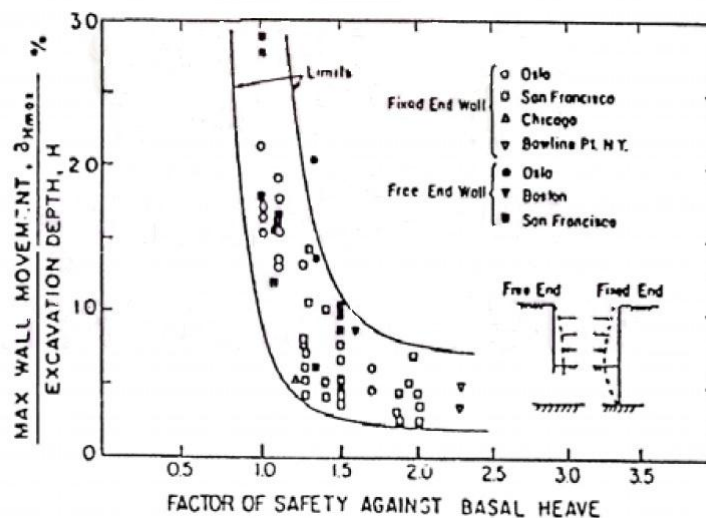
รูปที่ 2-3 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน Clough and O'Rourke, 1990

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงและการทรุดตัวที่ผิวของดินหลังกำแพงขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดินและตำแหน่งของค้ำยัน หากแรงเสียดทานน้อยหรือค้ำยันตัวบนสุดอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดินมากเกินไป การเคลื่อนตัวของกำแพงจะมีลักษณะเป็นคานยื่นและการทรุดตัวสูงสุดของดินหลังกำแพงจะเกิดใกล้กับกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 2.3a หากแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดิน

มากและติดตั้งค้ำยันตัวบนสุดได้เร็ว กำแพงจะเคลื่อนตัวมากที่สุดที่ระดับลึกใกล้ท้องงานขุดและการทรุดตัวสูงสุดของดินหลังกำแพงจะเกิดห่างจากกำแพงออกไป ดังแสดงได้ในรูปที่ 2.3b และรูปที่ 2.3c แสดงรูปแบบการเคลื่อนตัวของกำแพงและการทรุดตัวที่ผิวของดินหลังกำแพงที่เกิดขึ้นกับงานขุดดินโดยใช้ค้ำยันหลายระดับ

#### 2.4.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน ( $\delta_H$ )

Mana A. I. and Clough G. W. (1981) ได้รวบรวมข้อมูลในสนามของงานขุดแบบใช้กำแพงเข็มพืดและค้ำยันหลายระดับ (Sheet pile braced cuts system) ในดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลาง (Soft to Medium Clay) จำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่า Plasticity Index (PI) ประมาณ 10-60 และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2 ถึง 8 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการปูดของดินกันหลุม โดยวิธีของ Terzaghi K. (1943) กับอัตราส่วนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อความลึกของการขุด ( $\delta_{Hmax}/H$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.4

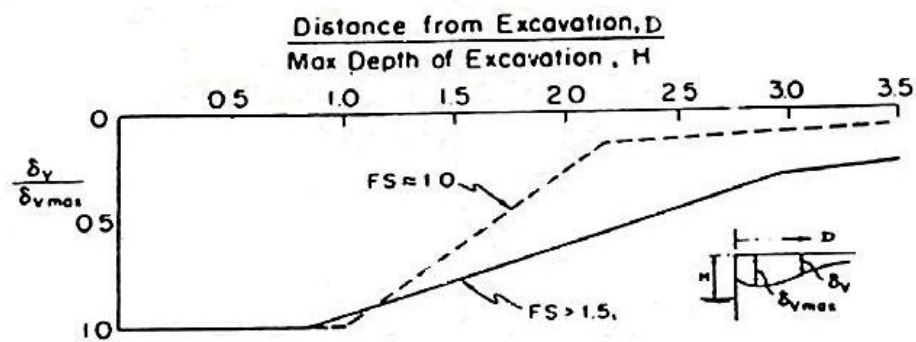


รูปที่ 2-4 ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against basal heave and Maximum lateral wall deflections (Mana and Clough, 1981)

จะเห็นได้ว่าเมื่อ FS มากกว่า 1.5 อัตราส่วน  $\delta_{Hmax}/H$  จะมีค่าเฉลี่ยคงที่ประมาณ 0.5% แต่เมื่อ FS ต่ำกว่า 1.5 อัตราส่วน  $\delta_{Hmax}/H$  จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากดินมีพฤติกรรมพันธ่วงฮิสเทติกไปแล้ว การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเกิดขึ้นที่ระดับท้องบ่อขุดหรือต่ำกว่าเล็กน้อย โดยที่ระยะฝังของกำแพงเข็มพืดจากระดับท้องงานขุดจะมากหรือน้อยก็แทบไม่มีผลต่อขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง

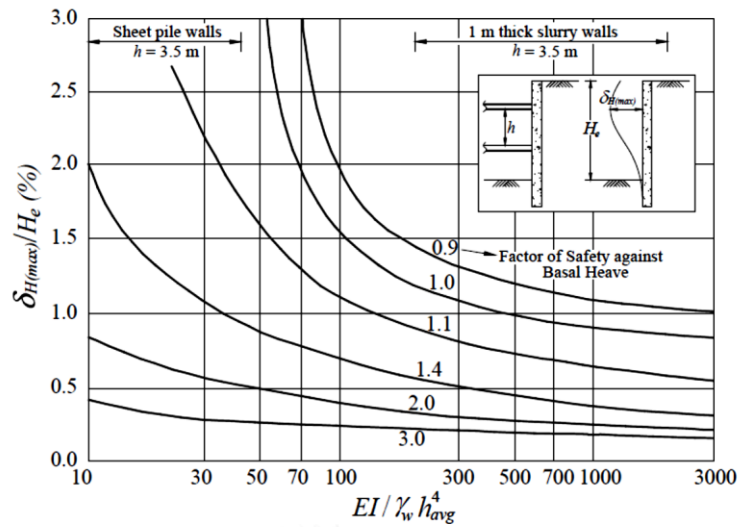
## 2.4.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของผิวหลังกำแพงกันดิน ( $\delta_v$ )

Mana A. I. and Clough G. W. (1981) พบว่าการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) นั้น การทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement,  $\delta_v$ ) จะเกิดขึ้นที่ระยะห่างออกมาจากหลังกำแพงกันดิน (Distance from behind wall, D) ไม่น้อยกว่า 3.5 เท่าของความลึกที่ขุด (H) และการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน (Maximum Surface Settlement,  $\delta_{vmax}$ ) ซึ่งจะเกิดขึ้นในช่วงระยะห่างจากกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.9 ถึง 1.0 เท่าของความลึกที่ขุด (H) โดยที่ จะขึ้นกับค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการปูดของดินกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.5

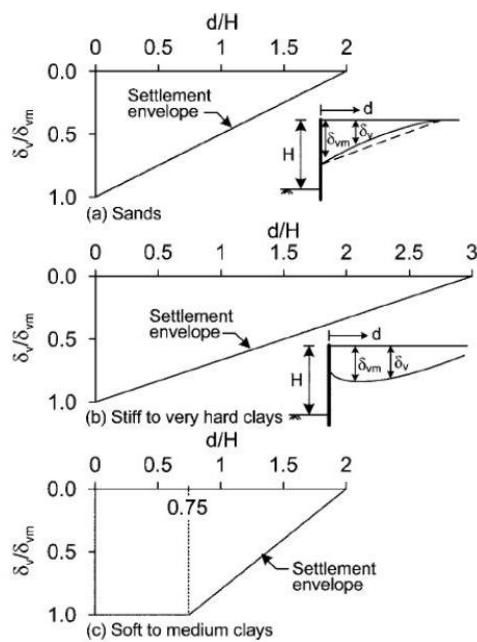


รูปที่ 2-5 Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Mana และ Clough, 1981)

การหาค่า  $\delta_{Hmax}$  ด้วยวิธีของ Mana A. I. and Clough G. W. (1981) เหมาะสำหรับกำแพงเข็มพีตสติฟเนสต่ำเท่านั้น Clough G. W. and T. D. O'Rourke. (1990) ได้เสนอวิธีหา  $\delta_{Hmax}$  จากอัตราส่วนปลอดภัยต่อการปูดของดินเหนียวและสติฟเนสการตัดของกำแพงในงานขุดดินใช้ค้ำยันในดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางที่มีค่ากำลังแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strength) ไม่เกิน 50kPa ดังแสดงในรูปที่ 2.6 และรูปที่ 2.7 แสดงการประมาณการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพง



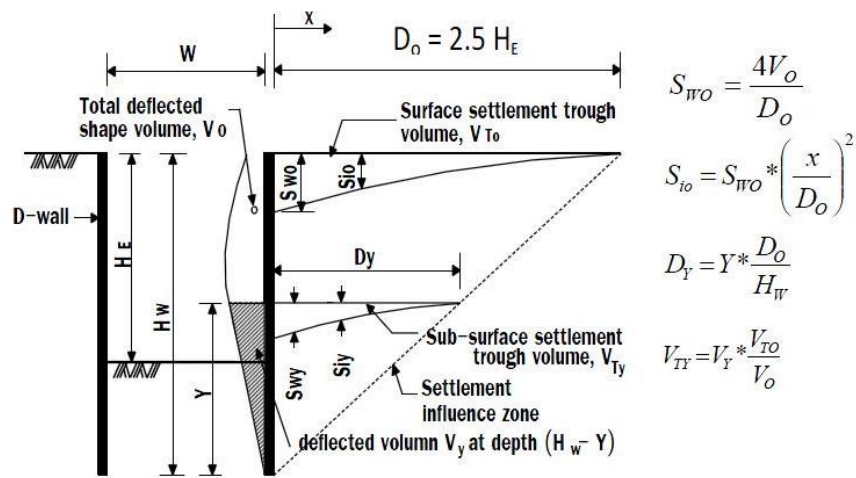
รูปที่ 2-6 การเคลื่อนตัวของกำแพงสำหรับงานขุดในดินเหนียว (Clough and O'Rourke, 1990)



รูปที่ 2-7 ประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพง (Clough and O'Rourke, 1990)

การประเมินค่าการทรุดของดินหลังกำแพงที่ระดับผิวดินและระดับต่ำกว่าผิวดินสามารถประเมินได้ด้วยวิธีของ Aye และคณะ Aye Z. Z. et al.(2006) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยดินที่ผิวหลังกำแพงมีการทรุดตัวเป็นระยะประมาณ 2.5 เท่าของความลึกบ่อขุด ปริมาณการทรุดตัวของดินที่ผิวดินหรือที่ความลึกใดๆประเมินได้จากปริมาตรของมวลดินหลังกำแพงที่เคลื่อนตัวจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน



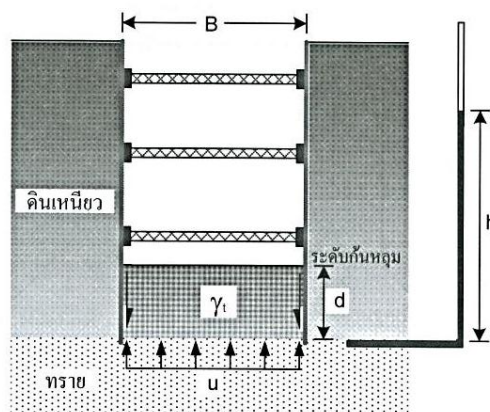


รูปที่ 2-8 รูปแบบการประเมินการทรุดตัวของดินหลังกำแพงที่ระดับผิวดินและที่ระดับต่ำกว่าผิวดิน Aye(2006)

### 2.5 การวิบัติเพราะแรงยกขึ้น (Uplift Failure)

การวิบัติเพราะแรงยกขึ้น เกิดจากแรงดันน้ำใต้ท้องงานขุดมีค่ามากกว่าดินกดทับ มักเกิดในกรณีที่ชั้นน้ำ (Aquifer) ใต้ท้องงานขุดมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมสูงกว่าดินด้านบนมาก หากคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยได้น้อยกว่า 1.2 จำเป็นต้องติดตั้งบ่อดูดแรงดันบริเวณท้องงานขุดเพื่อลดแรงดันของน้ำ ดังแสดงในรูป 2.9

$$FS = \frac{\gamma_t B d + 2 \alpha C_u d (B/L + 1)}{\gamma_w h B}$$



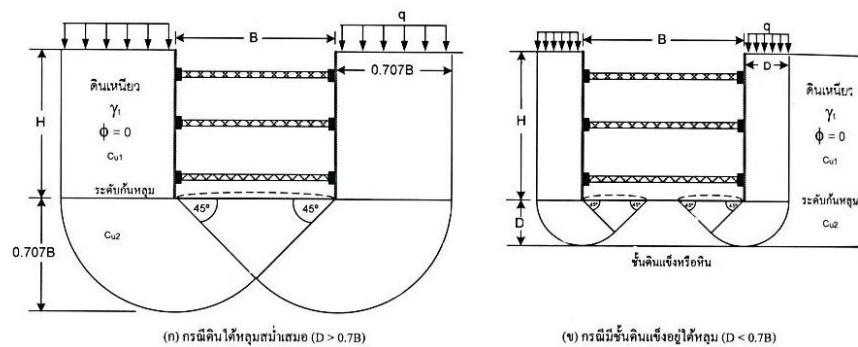
รูปที่ 2-9 รูปแบบการวิบัติเพราะแรงยกขึ้น

## 2.6 การปูดของดินเหนียวที่ระดับก้นหลุม (Heaving)

งานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง การปูดของดินที่ก้นบ่อขุดอาจส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของระบบค้ำยัน การพิจารณาเสถียรภาพของดินก้นบ่อขุดจะสมมุติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของบ่อขุดมีพฤติกรรมเป็นแบบน้ำหนักรกดทับ (Surcharge) ที่กระทำกับดินก้นหลุม โดยถ้าหากแรงกระทำมากกว่ามากกว่าแรงต้านทานของดินก้นหลุมแล้ว จะทำให้ดินด้านข้างหลุมไหลเข้ามาภายในหลุม การพิจารณาเสถียรภาพของดินก้นหลุม (Factor of Safety against basal heave : FS) สามารถหาได้ด้วยวิธีของ Terzaghi K.(1943)

$$FS = \frac{5.7 C_{u2}D + C_{u1}H}{(q + \gamma_t H)D}$$

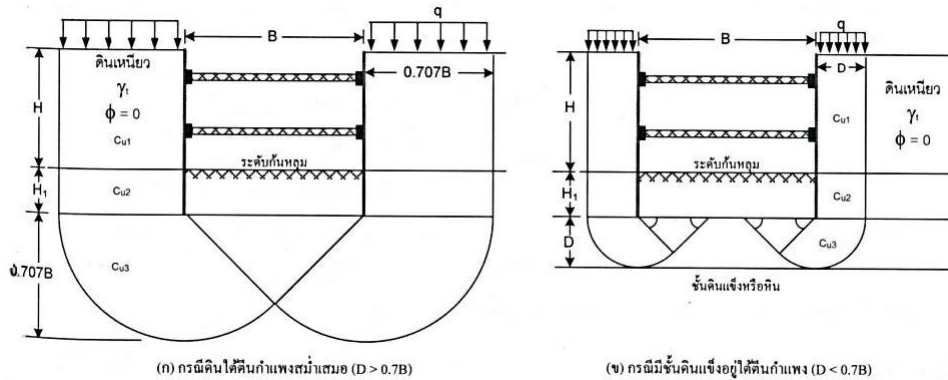
ซึ่งเหมาะสำหรับกรณีที่มีความกว้างของงานขุด (B) มากกว่าความลึกของงานขุด (H) และมีความยาว (L) ค่อนข้างมาก สามารถแบ่งย่อยเป็น 2 กรณีดังแสดงได้ในรูปที่ 2.10



รูปที่ 2-10 การหา FS การปูดของดินเหนียวก้นหลุมด้วยวิธีของ Terzaghi

ค่า FS ที่ได้ควรมากกว่า 1.5 หากค่าที่ได้น้อยกว่านี้ จะต้องฝังให้ปลายของเข็มพืดต่ำกว่าระดับก้นหลุมลงไปอีกหรือให้ปลายเข็มพืดฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง กรณีฝังปลายเข็มพืดลึกลงไปต่ำกว่าก้นหลุมสามารถหาค่าเสถียรภาพของดินก้นหลุม (Factor of Safety against basal heave : FS) ได้ด้วยวิธีของ Terzaghi แบบดัดแปลง ดังแสดงในรูปที่ 2.11

$$FS = \frac{5.7 C_{u3} D + C_{u1} H + C_{u2} H_1 + \alpha C_{u2} H_1}{(q + \gamma_t H) D}$$



รูปที่ 2-11 การหา FS การบุคของดินเหนียวกันหลุมด้วยวิธีของ Terzaghi แบบดัดแปลง

## 2.7 กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm wall)

ไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm wall) เป็นกำแพงกันดินชนิดขุด-หล่อในที่ มีค่าสติเฟนสการตัด (EI) สูง สามารถต้านทานแรงดันดินได้สูง ช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินได้ดี เป็นได้ทั้งโครงสร้างกันดินชั่วคราว (Temporary Structure) และโครงการกันดินถาวร (Permanent Structure) ใช้ได้กับงานขุดก่อสร้างจากล่างขึ้นบน (Bottom-up Construction) และก่อสร้างจากบนลงล่าง (Top-down Construction) โดยวิธีการก่อสร้างจากบนลงล่างจะก่อสร้างชั้นพื้นจริงเป็นโครงสร้างระบบค้ำยัน การกำหนดรูปแบบจุดต่อระหว่างกำแพงไดอะแฟรมวอลล์กับพื้นโครงสร้างชั้นใต้ดิน จะกำหนดให้จุดต่อมีพฤติกรรมแบบยึดตรึง (Fix support) หรือแบบยึดหมุน (Hinge support) ขึ้นอยู่รูปแบบการฝังเหล็กในกำแพง หากเป็นการฝังเหล็กพับไว้ในกำแพงไดอะแฟรมวอลล์โดยมีระยะฝังที่เหมาะสม แล้วตัดง่าออกมาเป็นเหล็กฝาก (Dowel bar) เชื่อมต่อกับชั้นพื้นหรือใช้ข้อต่อทางกล (Mechanical coupler) พฤติกรรมระหว่างกำแพงไดอะแฟรมวอลล์กับพื้นโครงสร้างใต้ดินก็จะเป็นแบบยึดตรึง (Fix support) แต่หากเป็นการเจาะเสียบเหล็กในภายหลังพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างกำแพงไดอะแฟรมวอลล์กับพื้นโครงสร้างใต้ดินมีแนวโน้มที่จะเป็นแบบยึดหมุน (Hinge support)

การออกแบบกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ผู้ออกแบบจะต้องเข้าใจขั้นตอนวิธีการการก่อสร้างอย่างชัดเจน ทั้งวิธีการขุดดิน รูปแบบของระบบค้ำยัน ทั้งที่เป็นโครงสร้างชั่วคราวและโครงสร้างถาวร พฤติกรรมการถ่ายแรงระหว่างกำแพงกับระบบค้ำยัน การเข้าใจสิ่งเรานี้ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าแรงดัด (Bending moment) แรงเฉือน (Shear force) ที่เกิดขึ้นในกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และแรงที่ถ่ายจากกำแพงกันดินไปสู่ระบบค้ำยันได้อย่างแม่นยำ การวิเคราะห์ออกแบบสามารถทำได้หลายวิธีเช่น วิธี Beam on Elastic Foundation วิธี Finite Different วิธี Finite Element Method (FEM) ซึ่งวิธี Finite Element Method (FEM) จะเป็นที่นิยมใช้กันเนื่องจากสามารถจำลองปฏิกริยาระหว่างดินกับโครงสร้างได้แม่นยำใกล้เคียงกับความเป็นจริง สามารถประเมินผลค่าการ

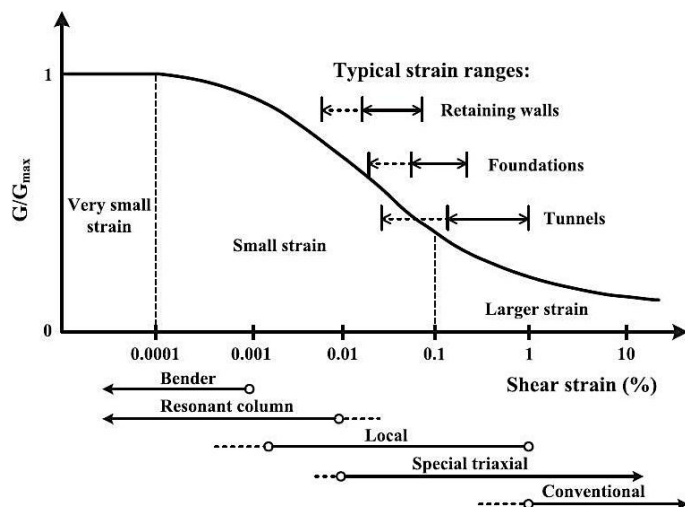
เคลื่อนตัวของดินและโครงสร้างได้ ด้วยการเลือกใช้แบบจำลองที่เหมาะสมและเลือกใช้พารามิเตอร์ที่ถูกต้องเหมาะสมกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง พารามิเตอร์ที่สำคัญคือค่าสติฟเนสของดิน (Soil Stiffness) ซึ่งจะใช้ค่าโมดูลัสของดิน (Young Modulus of Soils) เป็นตัวกำหนด ถึงแม้จะเป็นการขุดในดินชนิดเดียวกันแต่รูปแบบระบบกำแพงกันดินแตกต่างกัน ปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในระบบกำแพงกันดินจะไม่เท่ากัน ทำให้เกิด Shear Strain ที่แตกต่างกัน จึงต้องเลือกใช้ค่าโมดูลัสของดิน (Young Modulus of Soils) ที่แตกต่างกัน

หลังจากทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ ตามลำดับขั้นตอนของการก่อสร้าง จะได้ค่าแรงกระทำในไดอะแฟรมวอลล์ ในรูปแบบของ โมเมนต์ดัด (Bending moment) แรงเฉือน (Shear force) ค่าการโก่งตัว (Deformation) นำค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมาพล็อตรวมกันทุกขั้นตอนการก่อสร้างและใช้วิธี Envelop Design คือ ออกแบบเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกของไดอะแฟรมวอลล์ให้เพียงพอที่จะรับแรงที่จะเกิดขึ้นทั้งโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตอนของการก่อสร้าง เพื่อให้มั่นใจว่าขณะทำการก่อสร้างระบบไดอะแฟรมวอลล์สามารถรับแรงกระทำที่เหมาะสม

ในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้าง มีการกำหนดค่าเกณฑ์ความปลอดภัย (Trigger Level) ใช้ควบคุมให้การก่อสร้างอยู่ในเกณฑ์ที่ออกแบบไว้ โดยกำหนดเกณฑ์ความปลอดภัยไว้ 3 ระดับ คือ Alert Level (70% ของค่าออกแบบ), Alarm Level (80% ของค่าออกแบบ) และ Action (90 % ของค่าออกแบบ)

## 2.8 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil )

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินเป็นค่าที่แสดงความต้านทานต่อการเสียรูปของดินภายใต้น้ำหนักที่กระทำ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบในห้องทดสอบ (Laboratory Test) จากการตรวจวัดในสนาม และหาจากการวิเคราะห์หักกลับ (Back Analysis) ซึ่งพบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับให้ค่าที่สูงกว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ทดสอบในห้องทดสอบ ต่อมาเมื่อสามารถตรวจวัดความเครียด (Strain) ของดิน ได้จากตัวอย่างโดยตรง (Local Strain Measurement) ทำให้ทราบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's Modulus ) ของดินจะไม่คงที่แต่จะแปรผันตามค่าความเครียดของดิน โดยที่ระดับความเครียดของดินต่ำๆ ค่าโมดูลัสของยัง (Young's Modulus) ของดินจะมีค่าสูงที่ค่าความเครียดของดินสูงๆ ค่าโมดูลัสของยังจะมีค่าลดลง มีความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง ( Non - Linear Behavior) ดังแสดงในรูป 2.12 Mair R. J.(1993)



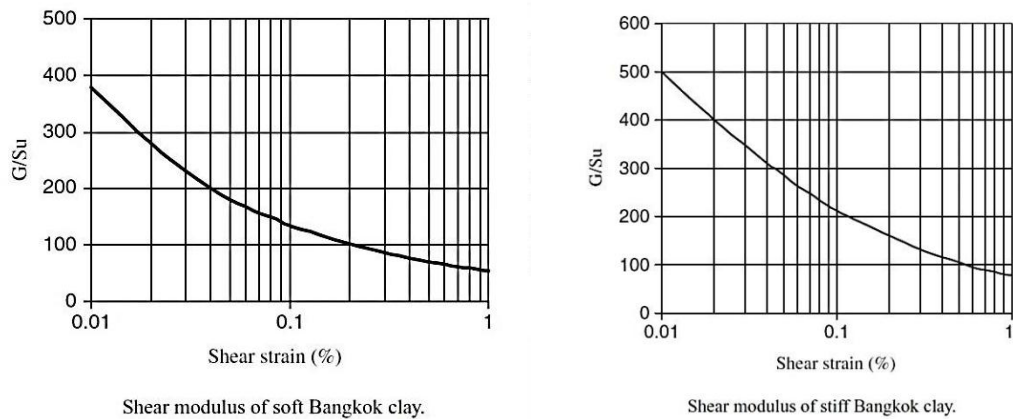
รูปที่ 2-12 Typical Strain Rang ( Mair ,1993)

### 2.8.1 ค่าโมดูลัสของดินเหนียว

ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสติฟเนสของดิน (Soil Stiffness) จะแปรเปลี่ยนไปตามค่าความเครียดเฉือน (Shear Strain) สำหรับค่าความเครียดเฉือน (Shear Modulus) ที่ระดับความเครียดต่ำๆ (Small Strain) ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ได้จากการทดลองและวัดค่าในสนาม ค่าโมดูลัสเฉือน ( $G_{max}$ ) จะอยู่ระหว่าง 300 ถึง 500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ( $S_u$ ) ซึ่งเมื่อแปลเป็นค่าโมดูลัสของยังก็จะมีค่าอยู่ระหว่าง 900 ถึง 1500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ( $S_u$ ) โดย Shibuya และคณะ Shibuya S. et al.(1997) นอกจากนี้ Teramast N.(1998) ยังทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด ( $G_{max}$ ) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยใช้ Bender Element Test พบว่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด ( $G_{max}$ ) มีค่าอยู่ในช่วง 440 ถึง 570 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ( $S_u$ )

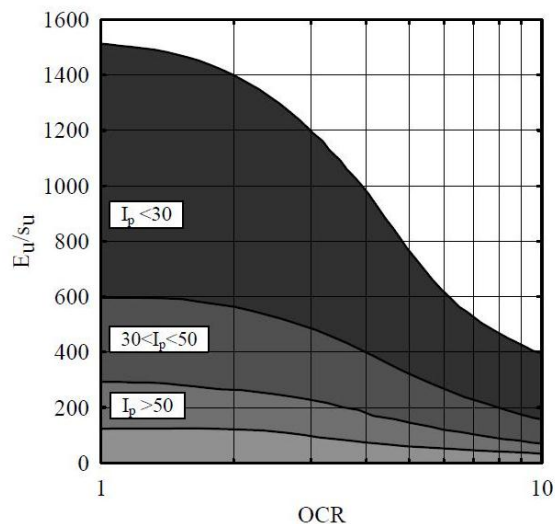
ค่าสติฟเนสของดินเหนียวกรุงเทพฯที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบไดอะแฟรมวอลล์ ในเทอมของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strength) ซึ่งเสนอโดย Teparaksa W.(1999) คือ  $E_s/S_u = 500$  และ  $1000$  สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ตามลำดับ

จากผลการศึกษาการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์พบว่าค่าความเครียดเฉือน อยู่ในช่วง 0.1%-0.2% และ 0.05%-0.1% สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ตามลำดับ Teparaksa W.(1999) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบในสนามด้วยวิธี Self Boring Pressuremeter Test ตามแนวอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรก ดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2-13 ค่า Shear modulus ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ (วันชัย, 1999)

นอกจากนี้ค่าสถิติเนสของดินเหนียวยังมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (Overconsolidation ratio, OCR) ดังแสดงในรูป 2.14 ซึ่งเสนอ Duncan J. M. and A. L. Buchignani(1976) ดินเหนียวกรุงเทพฯมีค่า OCR ประมาณ 1.6 ฉะนั้นจะได้ค่า  $E_u/S_u$  ประมาณ 300-600 แต่ค่า  $E_u/S_u$  ไม่ได้มีความสัมพันธ์กับค่าความเครียดของดินแต่อย่างใด ซึ่งในความเป็นจริงแล้ว  $E_u/S_u$  ที่ระดับความเครียดต่ำๆจะมีค่ามากกว่า  $E_u/S_u$  ที่ระดับความเครียดสูงๆ



รูปที่ 2-14 ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $E_u/S_u$ , OCR และ  $I_p$  (Duncan and Buchignani, 1976)

## 2.8.2 ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ

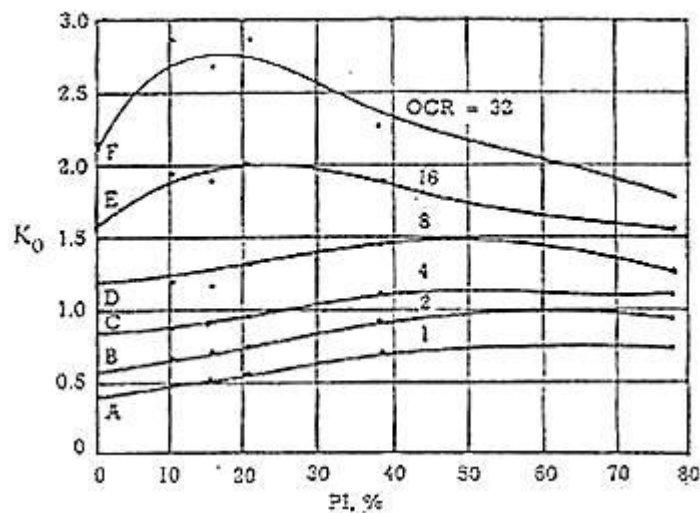
จากการออกแบบก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในกรุงเทพมหานครหลายโครงการวันชัย เทพรักษ์ (2542) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินไคอะแฟรมวอลล์สำหรับงานขุดลึกในดิน

เหนียวกรุงเทพฯ ได้เสนอค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบที่เหมาะสมสำหรับงานวิเคราะห์ออกแบบไดอะแฟรมวอลล์ โดยใช้ความสัมพันธ์จากการทดสอบ SPT N-value ในการหาประมาณค่าโมดูลัสของดินของหยาบ

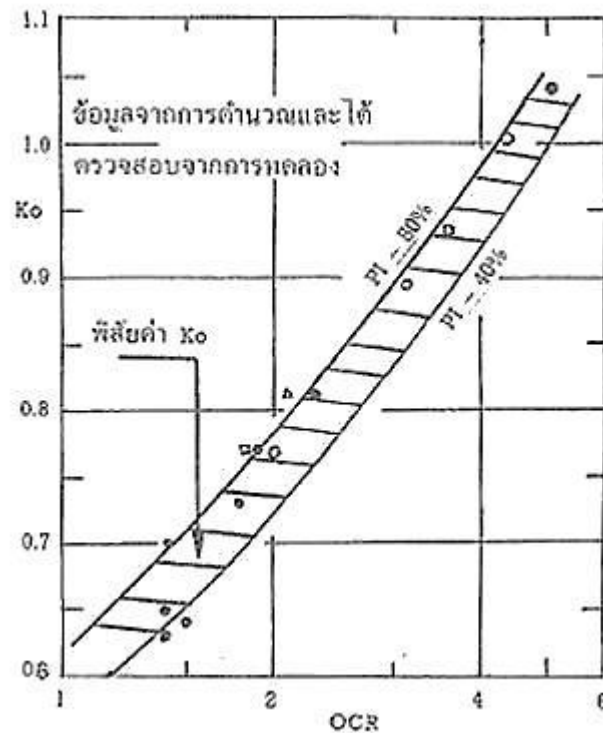
$$E'_s = 200 N \quad (\text{ตัน/ตารางเมตร})$$

### 2.9 สัมประสิทธิ์ความดันด้านข้างในสภาวะสถิต (Coefficient of At Rest Earth Pressure, $K_0$ )

ค่าสัมประสิทธิ์ความดันด้านข้างในสภาวะสถิต ( $K_0$ ) เป็นค่าพารามิเตอร์ใช้คำนวณหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial Stresses) ก่อนที่จะมีการเปลี่ยนแปลงจากหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำ สำหรับดินเม็ดละเอียดค่า  $K_0$  ขึ้นอยู่กับพลาสติกซิตี (Plasticity) และค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (Overconsolidation ratio, OCR) ดินที่อยู่ในสภาพอัดตัวปกติ (NC) จะมีค่า  $K_0$  ต่ำ ดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (OC) จะมีค่า  $K_0$  สูง ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ค่า OCR จะอยู่ระหว่าง 1.2 ถึง 2.0 ซึ่งขึ้นอยู่กับอายุของดินเหนียว Brooker E. W. and H.O. Ireland(1965) ได้เสนอค่า  $K_0$  เป็นฟังก์ชันของค่า PI (Plasticity Index) และ OCR ของดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวที่เกิดจากการลดแรงหน่วยแรงประสิทธิผล (Unloading) ดังแสดงในรูป 2.15 สรุฉัตร สัมพันธ์รักษ์(2540)ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  กับ OCR ดังแสดงในรูป 2.16



รูปที่ 2-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  กับ PI และ OCR (Brooker and H.O. Ireland. 1965)



รูปที่ 2-16 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  กับ OCR (สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ 2540)

สำหรับดินเม็ดหยาบที่เคยรับแรงมาก่อน ค่า  $K_0$  จะสูงกว่าดินที่อัดตัวปกติ Mayne P. W. and F. H. Kulhawy (1982) ได้เสนอสมการเพื่อประมาณค่า  $K_0$  ของทรายที่เคยรับแรงมาก่อน Mayne P. W. (1993) ได้เสนอสมการเพื่อหาค่าแรงสูงสุดที่ทรายเคยรับในอดีต ( $\sigma'_{vm}$ ) เพื่อประมาณ OCR ด้วยผลการทดสอบ SPT

$$K_0^c = K_0^nc OCR^{\sin \phi'_{cs}} = (1 - \sin \phi'_{cs}) OCR^{\sin \phi'_{cs}}$$

$$\sigma'_{vm} \approx 0.47 P_a (N_{60})^{0.6}$$

## 2.10 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus,  $E_u$ ) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ( $S_u$ ) โดยวิธีการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวัดจริงกับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลีเมนต์ (Finite element method) โดยที่ค่า Young's Modulus ของดินที่เหมาะสมที่ได้จากการวิเคราะห์กลับสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ มีผู้ทำการศึกษาและรวบรวมไว้ดังนี้



ธีรพงศ์ แพนเกาะ(2548)ได้เสนอค่าอัตราส่วนค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวสำหรับวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ ไดอะแฟรมวอลล์ไว้เท่ากับ 500 ถึง 600 สำหรับดินเหนียวอ่อน และ 1000 ถึง 1150 สำหรับดินเหนียวแข็ง

Teparaksa W.(1999) พบว่า ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินเข็ม ฝัดและระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) จำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดินหรือค่าสติเฟนสของดินที่แตกต่างกัน ถึงแม้ว่าจะเป็น การขุดลึกใน ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพเหมือนกันก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในระบบ กำแพงกันดินที่ไม่เท่ากัน จะทำให้เกิดความเครียดเฉือนที่แตกต่างกัน ซึ่งมีผลทำให้ค่าโมดูลัสของ ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ไม่เท่ากันตามไปด้วย กล่าวคือ ถ้าต้องการปริมาณการเคลื่อนตัวของ กำแพงกันดินที่น้อยๆ ค่าโมดูลัสของดินที่จะใช้ก็ต้องมากขึ้นตามไปด้วย

### บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย

#### 3.1 ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ศึกษาเอกสาร ทฤษฎีต่างๆที่เกี่ยวข้องกับหลักการออกแบบและก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน ในส่วนของงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค ได้แก่ ระบบกำแพงกันดินไโดอะแฟรมวอลล์ ,พฤติกรรมการรับ-ถ่ายแรงของกำแพงกันดิน, ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน, แบบจำลองดิน Mohr – Coulomb, การประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน การวิเคราะห์งานชุดด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์โดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D และค้นคว้างานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 3.2 ศึกษาวิธีการก่อสร้าง รวบรวมข้อมูลจากการก่อสร้าง

ข้อมูลที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้ ได้มาจากการศึกษา ติดตามการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน สถานีสนามไชย เริ่มจากขั้นตอนของการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) ด้วยการดันท่อ (Pipe Jacking) ในแนวราบจากบ่อขุด (Shaft Opening) ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ไปยังไโดอะแฟรมวอลล์อีกฝั่งหนึ่ง และได้ทำการขุดใต้หลังคาท่อเหล็ก ทำการก่อสร้างหลังคาของตัวสถานี (Roof Slab) ขุดดินใต้หลังคาสถานีจนถึงความลึกประมาณ 14.25 เมตร จากผิวดิน เพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจากการใช้หลังคาท่อเหล็กท่อเหล็กเป็นตัวรองรับชั้นดินส่วนบนหลังคาท่อเหล็ก โดยทำการรวบรวมข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Inclinator, Piezometer, Heave Gauge และ Surface Settlement Point ในช่วงการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก ช่วงการขุดดินใต้หลังคาท่อเหล็ก ช่วงที่ขุดดินใต้หลังท่อเหล็กเสร็จสิ้นและหลังคาท่อเหล็กรับแรงโดยสมบูรณ์แล้ว เพื่อนำมาวิเคราะห์เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D

#### 3.3 วิเคราะห์ข้อมูลและเปรียบเทียบผลที่เกิดขึ้น

นำข้อมูลจากการตรวจวัดในสนามมาวิเคราะห์ตามลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง เพื่อศึกษาพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก ส่วนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D โดยใช้แบบจำลองดิน Mohr – Coulomb ใช้พารามิเตอร์ของดินจากการเจาะสำรวจในสนาม โมดูลัสยืดหยุ่นจากงานวิจัยที่ผ่านมา เพื่อประเมินการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน การทรุดตัวที่ผิวการจราจรที่เกิดขึ้น แล้วนำการวิเคราะห์ผลจากตรวจวัดในสนามมาเปรียบเทียบกับวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D เพื่อสรุปผลที่เกิดขึ้น

### 3.4 สรุปผลที่เกิดขึ้น ข้อเสนอแนะ

เปรียบเทียบข้อมูลจากผลการวิเคราะห์ผลการตรวจวัดในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ เพื่อตรวจสอบซึ่งกันและกัน เป็นการยืนยันความแม่นยำจากใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งวิเคราะห์ตามพารามิเตอร์กำหนด เพื่อให้ได้ข้อสรุปที่เชื่อถือได้สามารถนำรูปแบบโมเดลและผลการวิเคราะห์ไปใช้ในการออกแบบควบคุมการก่อสร้างด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) ในโครงการอื่นๆได้อย่างมั่นใจ

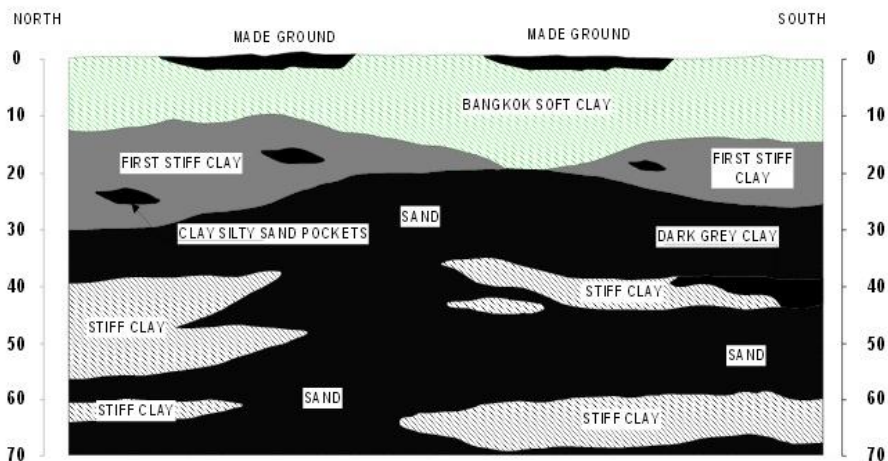


## บทที่ 4

### ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนลิเมนต์ (FEM)

#### 4.1 ลักษณะและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินกรุงเทพ

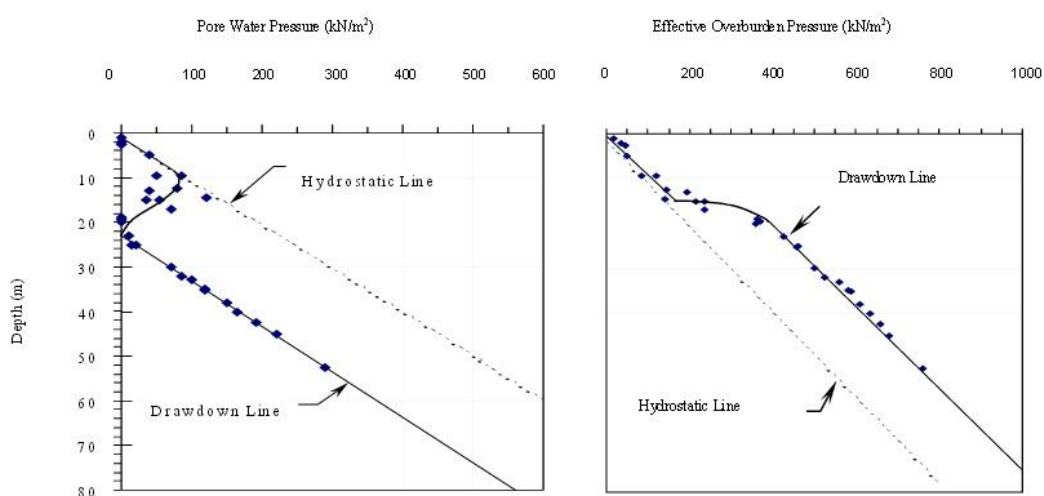
ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) หนาประมาณ 13-16 เมตร ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strenght) อยู่ระหว่าง 1-2 ตัน/ม<sup>2</sup> โดยค่า Water Contents อยู่ระหว่าง 70 –80% มีความไวตัวสูง ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Meduim Stiff Clay ) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strenght ) ประมาณ 4 ตัน/ม<sup>2</sup> ถัดจากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก(Stiff Clay) ที่ความลึกประมาณ 16-25 เมตรค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strenght) ประมาณ 8-16 ตัน/ม<sup>2</sup> ถัดจากชั้นดินเหนียวแข็งจะเป็นชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer) อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำหนาประมาณ 10-15 เมตรมีค่า SPT N Value 30-50 ครั้ง/ฟุต จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) ถัดจากชั้นดินเหนียวแข็งมากจะเป็นชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer) ที่ความลึกประมาณ 50 เมตร วันชัย เทพรัักษ์(2554) ดังแสดงรูปที่ 4.1



รูปที่ 4-1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพ วันชัย เทพรัักษ์(2554)

ในส่วนของน้ำใต้ดิน ระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงขึ้นลงตามฤดูกาลในช่วงความลึก 1-3 เมตร จากพื้นดิน จากนั้นลักษณะน้ำใต้ดินจะมีแรงดันน้ำเป็นแบบ Hydrostatic ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงความลึกประมาณ 12 เมตร และแรงดันน้ำจะเริ่มลดลงจนเข้าใกล้ศูนย์ (Drawdown) ที่ระดับความ

ลึกประมาณ 23 เมตร เนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาล หลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นอีกครั้ง แบบ Hydrostatic ดังแสดงในรูปที่ 4.2 นั่นคือระดับ Piezometric Level หรือระดับน้ำมีแรงดันที่แท้จริงของชั้นดินกรุงเทพฯจะอยู่ที่ความลึกประมาณ 23 เมตรจากผิวดิน การลดลงของระดับน้ำใต้ดินดังกล่าวทำให้เกิดปัญหาแผ่นดินทรุดในเขตกรุงเทพฯ ทั้งนี้เนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลกดทับ (Effective Overburden Pressure) ที่เพิ่มขึ้น การลดลงของระดับน้ำใต้ดินดังกล่าวช่วยให้การขุดดินลึกในเขตกรุงเทพฯและปริมาณผลไม่เกิดปัญหาหรืออุปสรรคเนื่องจากน้ำใต้ดิน รวมทั้งสามารถก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบแห้งได้ลึกถึงประมาณ 20-21 เมตร วันชัย เทพรักษ์(2554)

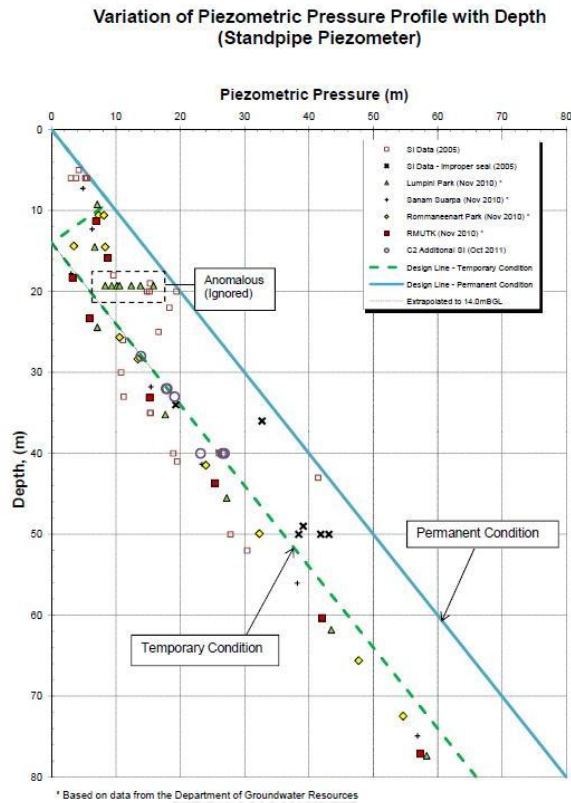


รูปที่ 4-2 ลักษณะ pore water pressure และ effective overburden pressure (วันชัย เทพรักษ์ 2554)

ในปี 2005 มีการติดตั้ง standpipe piezometer เพื่อตรวจวัดระดับของแรงดันน้ำที่ระดับความลึกต่างๆ พบว่าระดับน้ำใต้ดิน (Water Table) มีการเปลี่ยนแปลงไปตามฤดูกาลที่ระดับความลึก 1-3 เมตรแรกจากผิวดิน จากนั้นแรงดันน้ำจะมีลักษณะเป็นแบบ Hydrostatic แปรผันตามความลึกจากผิวดิน จนถึงความลึกประมาณ 12 เมตร จากนั้นระดับแรงดันน้ำจะลดลงไม่เป็น Hydrostatic จนถึงความลึกประมาณ 30 เมตร ซึ่งเป็นความลึกที่พบชั้นทรายชั้นที่ 1 (1<sup>st</sup> Sand) จากระดับความลึกนี้ ระดับแรงดันน้ำจะกลับเข้าสู่รูปแบบ Hydrostatic อีกครั้ง เทียบจากระดับความลึก 20 เมตรจากระดับผิวดิน Shibuya S. et al.(1997)

ในปี 2010 ระดับแรงดันน้ำใต้ดินตรวจวัดโดยกรมทรัพยากรน้ำ พบว่าระดับแรงดันน้ำใต้ดิน (piezomatic level) ในชั้นทราย (Sand aquifer) ฟิ้นคืนจากครั้งก่อนที่มีการตรวจวัดในปี 2005 อยู่ในช่วง 1.5 ถึง 2.5 เมตร ในปี 2011 จากโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย CH. KarnChang Plubic Company Limited.(2011)ได้ทำการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน พบว่าระดับน้ำใต้ดินฟิ้นคืนจากปีก่อนประมาณ 3.5 เมตร การกำหนดห้ามใช้น้ำใต้ดินส่งผลให้ระดับแรงดันน้ำใต้

ดินพื้นคืบกลับเข้าสู่สภาวะสถิต (Hydrostatic) อีกครั้ง ส่งผลต่อค่าหน่วยแรงประสิทธิของดินลดลง ส่งผลให้งานก่อสร้างใต้ดินมีความยากมากขึ้นเนื่องจากระดับน้ำใต้ดินที่เพิ่มขึ้นมา



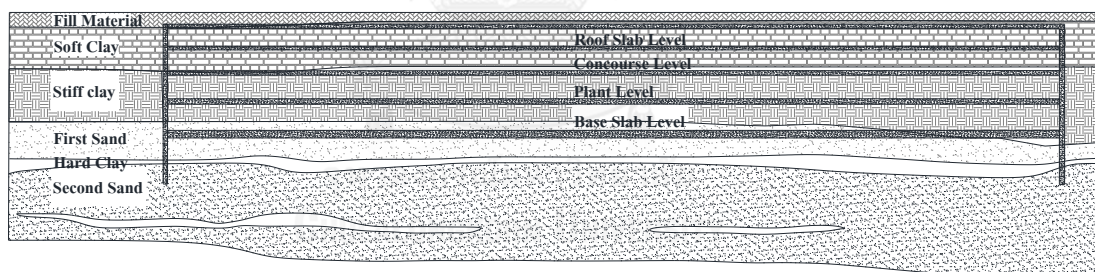
รูปที่ 4-3 ค่าระดับแรงดันน้ำ (CH KarnChang Plubic Company Limited (2011))

#### 4.2 ลักษณะและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินบริเวณพื้นที่โครงการ

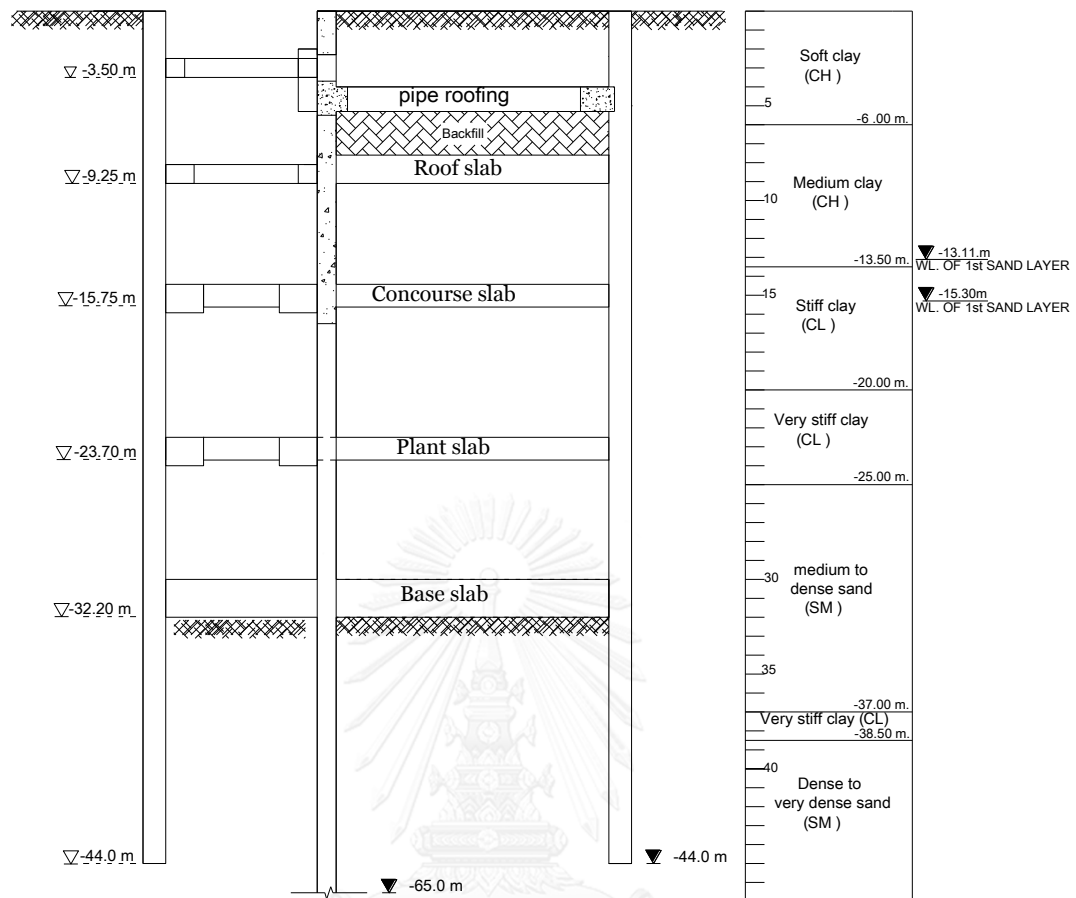
จากข้อมูลการเจาะสำรวจดินของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย CH. KarnChang Plubic Company Limited.(2011) มีการเจาะสำรวจดินทั้งหมด 11 หลุม โดยมี 2 หลุมที่เจาะในแม่น้ำเจ้าพระยา มีความลึกของหลุมเจาะเฉลี่ย 60 เมตรจากระดับพื้นดินสามารถจำแนกชั้นดินได้ทั้งหมด 10 ชั้นดิน (รายละเอียดดังแสดงในภาคผนวก ก.)

1. ดินเดิมหรือดินถม (Made Ground or Fill Ground) มีความหนาอยู่ในช่วง 2 ถึง 5 เมตรจากพื้นดิน ส่วนประกอบหลักเป็นดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลาง
2. ดินเหนียวอ่อนมากถึงอ่อน (Very Soft to Soft) ดินความสามารถในการอัดตัวได้สูง มีความหนาของชั้นดินประมาณ 10 ถึง 15 เมตร มีทรายละเอียดและเศษเปลือกหอย เศษอินทรีย์ปะปนบ้างน้อยกว่า 5 %
3. ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Stiff Clay) ดิน มีความหนาชั้นดินประมาณ 2 ถึง 3 เมตร

4. ดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ดินมีส่วนของทรายละเอียดปนอยู่บ้าง มีความหนาชั้นดินประมาณ 15 ถึง 20 เมตร
  5. ดินทรายแน่นชั้นที่หนึ่ง (First Dense Sand) ประกอบด้วยทรายละเอียดปนดินแน่นปานกลาง
  6. ดินเหนียวแข็งดินดานชั้นที่สอง (Second Hard Clay) ดินมีความแข็งมาก
  7. ดินทรายแน่นมากชั้นที่สอง (Second Very Dense Sand) ดินมีลักษณะเป็นทรายปนตะกอนทราย
  8. ดินเหนียวแข็งดินดานชั้นที่สาม (Third Hard Clay) ดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวปนตะกอน มีความหนาประมาณ 10 ถึง 15 เมตร
  9. ดินทรายแน่นมากชั้นที่สาม (Third Very Dense Sand) ดินมีลักษณะเป็นทรายปนตะกอน แข็งมาก ขนาดคละไม่ตี พบที่ความลึกประมาณ 60 เมตร
  10. ดินเหนียวปนตะกอนปนทราย (Mixed Sand/Silty Clay) ดินมีลักษณะเป็นสีเทาอ่อน มีความหนาประมาณ 10 เมตร
- ชั้นดินจากการเจาะสำรวจบริเวณสถานีสนามไชย ดังแสดงได้ในรูปที่ 4.4 และ รูปที่ 4.5



รูปที่ 4-4 ภาพตัดตามยาวของสถานีสนามไชยร่วมกับชั้นดิน



รูปที่ 4-5 ภาพตัดขวางของสถานีสนามไชยร่วมกับชั้นดิน

#### 4.3 การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินสถานีสนามไชย

##### 4.3.1 ลักษณะของโครงการ

ข้อกำหนดของคณะกรรมการเกาะกรุงรัตนโกสินทร์กำหนดให้ก่อสร้างพื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์ไม่อนุญาตให้ทำการขุดเปิดหน้าดินบริเวณถนน การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินสถานีสนามไชยจึงจำเป็นต้องใช้วิธีเปิดขุดบริเวณทางเท้าเป็นบริเวณเล็กๆ จากนั้นจึงทำการขุดจากด้านข้างเข้าสู่ถนนหลักโดยการขุดด้านข้าง การมีพื้นที่ขุดเปิดหน้าดินเพียงเล็กน้อยทำให้การก่อสร้างใต้ดินมีความยุ่งยากมากขึ้น ใช้ระยะเวลานานขึ้น ทำให้การเคลื่อนตัวของดินมีมากขึ้นอาจส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียง จากข้อกำหนดที่ไม่อนุญาตให้ขุดเปิดหน้าดินเป็นบริเวณกว้างดังที่กล่าวมาจึงแก้ปัญหาการขุดดินจากด้านข้างด้วยการก่อสร้างด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก

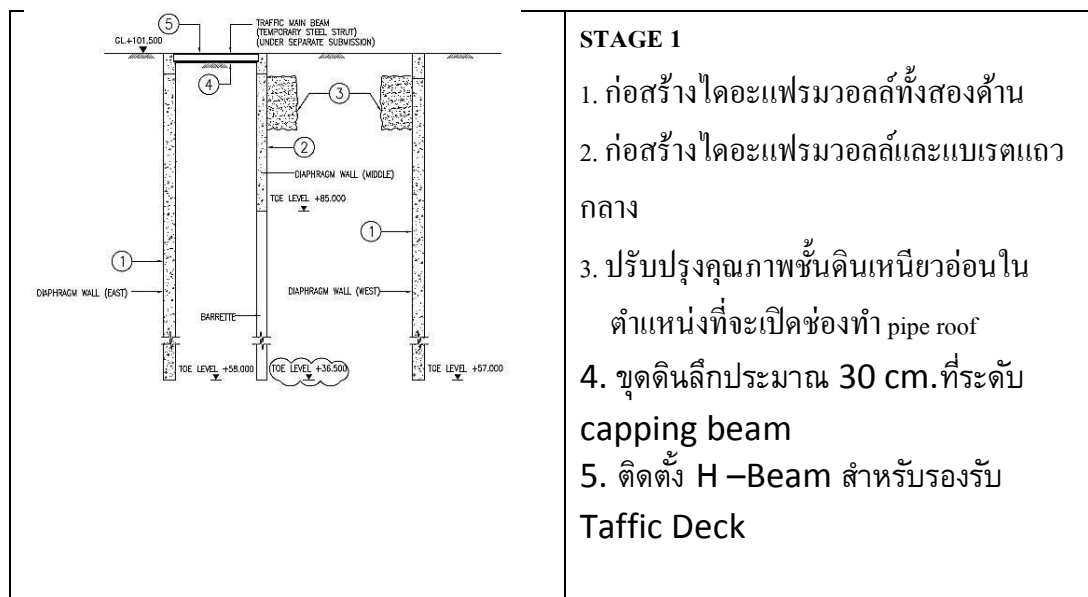


การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสถานีสนามไชย เริ่มต้นจากการก่อสร้างกำแพงกันดิน ไตอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm wall) หนา 1.20 ม. ความลึกประมาณ 44.0 ม. เพื่อใช้เป็น โครงสร้างกันดินด้วยระบบการขุดก่อสร้างจากบนลงล่าง (Top-Down Construction) จากนั้น สร้างไตอะแฟรมวอลล์แถวกลางหนา 1.0 ม. ความลึก 16.5 ม. คั่นด้วยแบเรตต์หนา 1.0 ม. ความลึก 65.0 ม. ทูกระยะ 11.40 ม. (center to center) เพื่อเป็นเสารองรับหลังคาท่อเหล็ก และพื้นที่ชั้น ต่างๆ เมื่อก่อสร้างไตอะแฟรมวอลล์เสร็จแล้วจึงเริ่มขั้นตอนการขุดดินเพื่อก่อสร้างโครงสร้างส่วน ต่างๆ ใต้ดิน ระบบค้ำยันเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (RC Skeleton) แล้วติดตั้งพื้นสำเร็จรูป ภายหลังจากที่สร้าง Base Slab เสร็จแล้ว

การขุดดิน ทำการขุดดินลึกลงเป็นชั้นๆตามความลึกที่กำหนด เมื่อขุดดินถึงความลึกที่ กำหนดแล้วจึงเท Lean Concrete ทันทีเพื่อช่วยลดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน จากนั้นจึง ก่อสร้างระบบค้ำยันคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (RC Strut, RC Wale) เป็นโครงคร่าว (Skeleton) ของระบบค้ำยันและค่อยใช้ชั้นส่วนพื้นสำเร็จรูปมาประกอบเป็นโครงสร้างพื้นแต่ละชั้นภายหลัง ยกเว้นในส่วนของ Roof Slab และ Base Slab ที่ต้องก่อสร้างให้เสร็จในครั้งเดียว

สำหรับรายละเอียดการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอนได้สรุปรวมดังแสดงในรูปที่ 4.6 และ ระยะเวลาการก่อสร้างโดยรวมในแต่ละขั้นตอนแสดงในตารางที่ 4.1

รูปที่ 4-6 แสดงขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย



	<p><b>STAGE 2</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. ขุดดินลึกถึงระดับ 3.65 เมตร</li> <li>2. เท Lean Concrete หนา 15 ซม.</li> <li>3. สร้าง RC – Strut และ RC Wale</li> <li>4. ขุดดินลึกถึงระดับ 6.55 เมตร</li> <li>5. เท Lean Concrete หนา 15 ซม.</li> </ol>
	<p><b>STAGE 3-1</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. เจาะเปิดช่องสำหรับดันท่อเหล็ก (pipe jacking) ในตำแหน่งที่เป็นแบเรตก่อน</li> <li>2. ดันท่อเหล็ก (pipe jacking) ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อน ไปยังไดอะแฟรมวอลลึกด้านหนึ่ง</li> </ol> <p><b>STAGE 3-2</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>3. สร้าง Connection joint ระหว่างท่อเหล็กกับไดอะแฟรมวอลล์</li> <li>4. Backfill ช่องว่างภายในท่อด้วยมอร์ต้าผสมโฟม</li> <li>5. สร้าง Connection joint (Corbel) ระหว่างท่อเหล็กกับแบเรต</li> </ol>

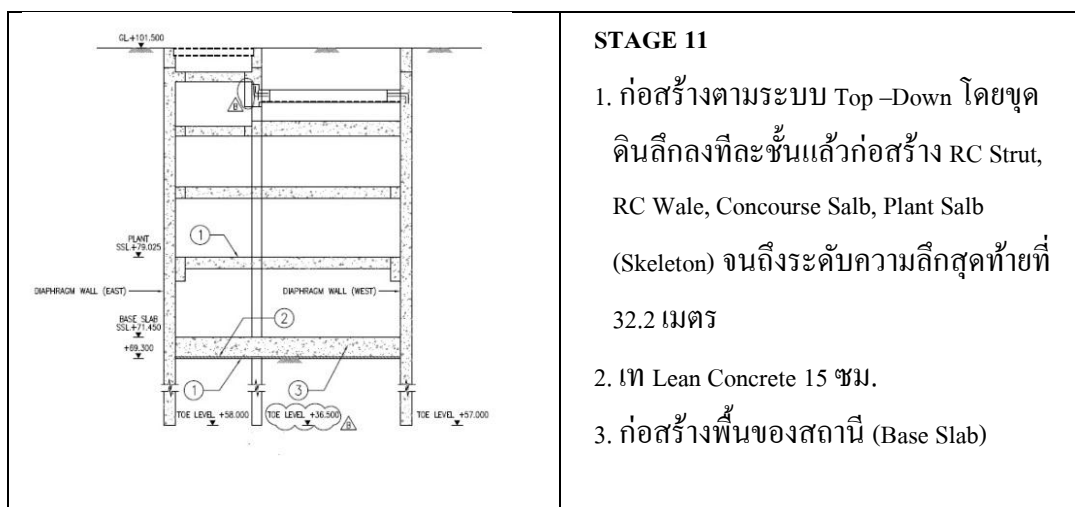
รูปที่ 4.6 (ต่อ) แสดงขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสูบน้ำผาย

	<p><b>STAGE 4</b></p> <p>เมื่อก่อสร้างโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (piperoof) ในตำแหน่งที่เป็นแบเรตหมดแล้ว จึงเริ่มก่อสร้างโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (piperoof) ในตำแหน่งที่เป็นไดอะแฟรมวอลล์</p>
--	--

	<p><b>STAGE 5-1</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. เจาะเปิดช่องสำหรับดันท่อเหล็ก (pipe jacking) ในตำแหน่งที่เป็นไดอะแฟรมวอลล์</li> <li>2. ดันท่อเหล็ก (pipe jacking) ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนไปยังไดอะแฟรมวอลล์อีกด้านหนึ่ง</li> </ol> <p><b>STAGE 5-2</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>3. สร้าง Connection joint ระหว่างท่อเหล็กกับไดอะแฟรมวอลล์</li> <li>4. Backfill ช่องว่างภายในท่อด้วยมอร์ต้าผสมโฟม</li> </ol>
	<p><b>STAGE 6</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. ก่อสร้างโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (piperoof) ในตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์ที่เหล็ก</li> <li>2. รื้อถอน Taffic Deck และ H-Beam ที่รองรับ Taffic Deck</li> <li>3 สร้าง Connection joint (Corbel) ระหว่างท่อเหล็กกับไดอะแฟรมวอลล์</li> <li>4 . ก่อสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Transfer Beam) เพื่อรองรับแรงจากโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof)</li> </ol>

รูปที่ 4.6 (ต่อ) แสดงขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสูบน้ำผาย

	<p><b>STAGE 7</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. ขุดดินลึกถึงระดับ 9.25 เมตร</li> <li>2. เท Lean Concrete หนา 15 ซม.</li> <li>3. เจาะเปิดช่องไดอะแฟรมวอลระหว่างช่วงของแบเรตเพื่อดำเนินการขุดดินใต้หลังคาท่อเหล็ก</li> <li>4. ขุดดินใต้โครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก ( pipe roof)</li> </ol>
	<p><b>STAGE 8</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1-2 ดำเนินการก่อสร้าง RC Strut, RC Wale (skeleton) และ Roof Slab</li> </ol>
	<p><b>STAGE 9</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. ขุดดินลึกถึงระดับ 12.25 เมตร</li> <li>2. เจาะเปิดช่องไดอะแฟรมวอลระหว่างช่วงของแบเรตเพื่อดำเนินการขุดดินใต้ Roof Slab</li> <li>3. ขุดดินใต้พื้นหลังคาสถานี (roof slab)</li> </ol>



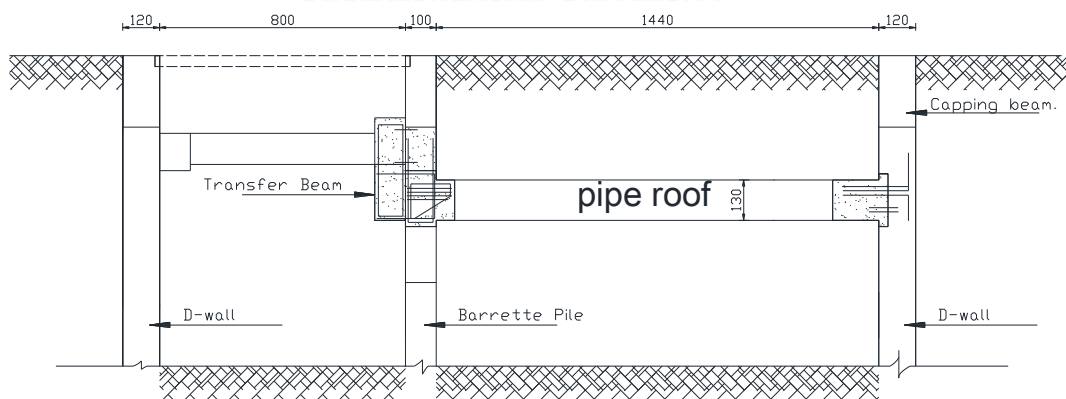
#### 4.3.2 การประยุกต์ใช้หลังคาท่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

หลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) เป็นวิธีการหนึ่งที่ใช้ในงานก่อสร้าง งานขุดที่ไม่สามารถเปิดหน้าดินได้หรืออุโมงค์ช่วงสั้นๆ ที่ลอดผ่านได้สิ่งปลูกสร้างที่ไม่อาจรื้อถอนหรือหยุดการใช้งานได้ สามารถใช้รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกปริมาณมากๆ ได้เช่น ลอดผ่านถนน ทางรถไฟ ทางระบายน้ำ เพื่อจะไม่ให้ส่งผลกระทบต่ออาคารจราจรและเพื่อใช้ควบคุมการทรุดตัวที่อาจเกิดขึ้นตามมา โดยการดันท่อเหล็กเข้าไปฝังอยู่ในชั้นดินตลอดความยาวที่ต้องการ ท่อแต่ละแถวจะยึดโยงกันด้วยข้อต่อ (Inter Lock) ที่ทำให้เพื่อให้มีความต่อเนื่องกัน ร่วมกันรับน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้น เพื่อใช้เป็นโครงสร้างชั่วคราวระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างจริง จะปล่อยที่ไว้ไม่มีการรื้อถอนเมื่อโครงสร้างจริงแล้วเสร็จ พร้อมทั้งยังมีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด ได้แก่ ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน (Inclinometers) ตรวจวัดแรงดันน้ำในดิน (Piezometer) ตรวจวัดการยึดตัวของท่อเหล็ก (strain gauge) เพื่อช่วยตรวจสอบ ช่วยควบคุมในการดำเนินการก่อสร้างให้มีความปลอดภัย

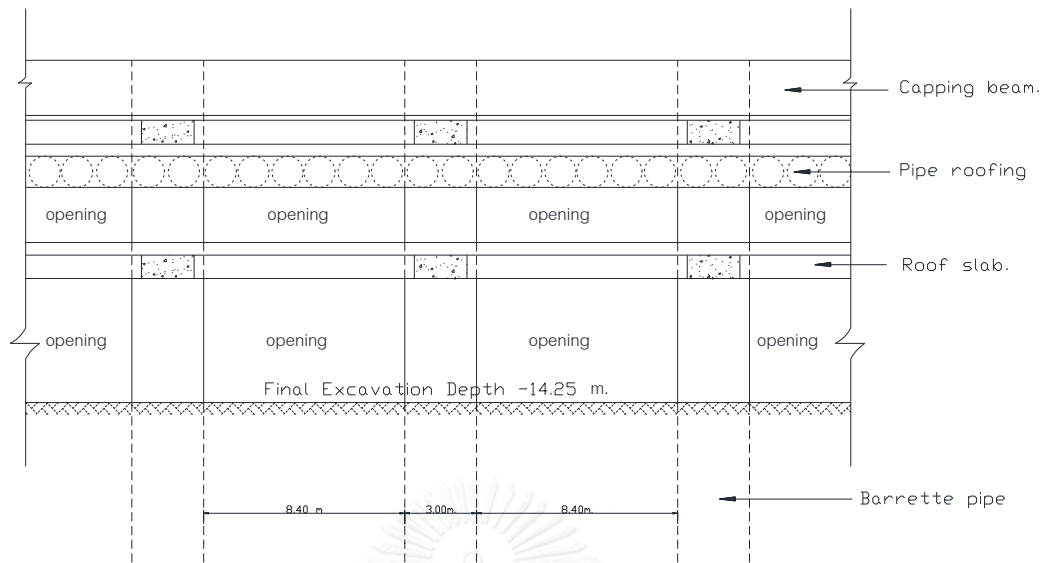
หลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) ที่ใช้ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน มีลักษณะเป็นท่อเหล็กกลวงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.35 เมตร หนา 2 เซนติเมตร โดยทำการดันท่อเหล็กจากกำแพงกันดินข้างหนึ่งไปติดกับกำแพงกันดินอีกข้างหนึ่ง ท่อเหล็กแต่ละท่อถูกยึดโยงกันด้วยข้อต่อ (inter lock) ภายนอก ที่ปลายทั้งสองด้านของท่อเหล็กรองรับด้วยเป็นหูช้าง (Brackets) และเชิงยื่น (Corbels) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 เพื่อให้ท่อเหล็กได้ถ่ายแรงสู่ไดอะแฟรมวอลล์ โดยหลังคาท่อเหล็กทำหน้าที่เป็นตัวรองรับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดด้านบน

การก่อสร้างหลังคาท่อเหล็กเริ่มต้นจากการวางท่ออ่อนที่ 1 ลงบนแท่นดิน (jacking frame) จากนั้นตรวจสอบค่าระดับของแนวท่อ ติดตั้ง laser beam เพื่อใช้ตรวจสอบแนวท่อตามระยะที่กำหนด ดันท่อด้วย Hydraulic jack ดินจะไหลเข้าสู่ภายในท่อได้เองขณะทำการดันท่อ โดยดินจะไหล

มารวมกันในรางรองรับภายในท่อ สามารถใช้รอกดึงออกมาได้ สำรวจตรวจเช็คแนวระดับทางราบและทางตั้งของท่อทุกๆ 1 เมตร ที่ต้นเข้าไป เพื่อให้มั่นใจว่าแนวท่อขังอยู่ในระยะที่กำหนด ไม่เกิน 10 มิลลิเมตร ในทางตั้งและ 5 มิลลิเมตรในทางราบ ต้นท่อทะเลลูชั่นดินเหนียวอ่อนเข้าไปจนกระทั่งได้ความยาวประมาณ 4 เมตรแล้วหยุดเพื่อเชื่อมต่อท่อเส้นต่อไปโดยยังต้องมีดินค้ำอยู่ภายในท่อประมาณ 2 เมตร เพื่อเป็นตัวป้องกันไม่ให้ดินเหนียวอ่อนไหลเข้ามาภายในท่อจนมีการทรุดตัวเกิดขึ้นที่ผิวดิน ท่อนที่ 2 ทำเหมือนเดิม และตรวจสอบค่าระดับแนวท่อทั้งทางราบและทางตั้งทุกๆ 1 เมตรที่ต้นท่อทะเลลูชั่นดินเข้าไป เพื่อให้แนวท่อเบี่ยงเบนคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วงที่กำหนด ไม่เกิน 20 มิลลิเมตรในทางตั้งและ 10 มิลลิเมตรในทางราบ ต้นท่อในทางราบทะเลลูชั่นดินเหนียวอ่อนจนได้ความยาวประมาณ 9 เมตร และยังคงมีดินค้ำอยู่ภายในท่ออย่างน้อย 2 เมตร เพื่อป้องกันไม่ให้ดินไหลเข้ามาภายในท่อ จนนำไปสู่การทรุดตัวที่ผิวของดินได้ จนต้นท่อนสุดท้าย แนวท่อเบี่ยงเบนคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วงที่กำหนด ไม่เกิน 50 มิลลิเมตร ในทางตั้งและ 20 มิลลิเมตรในทางราบ

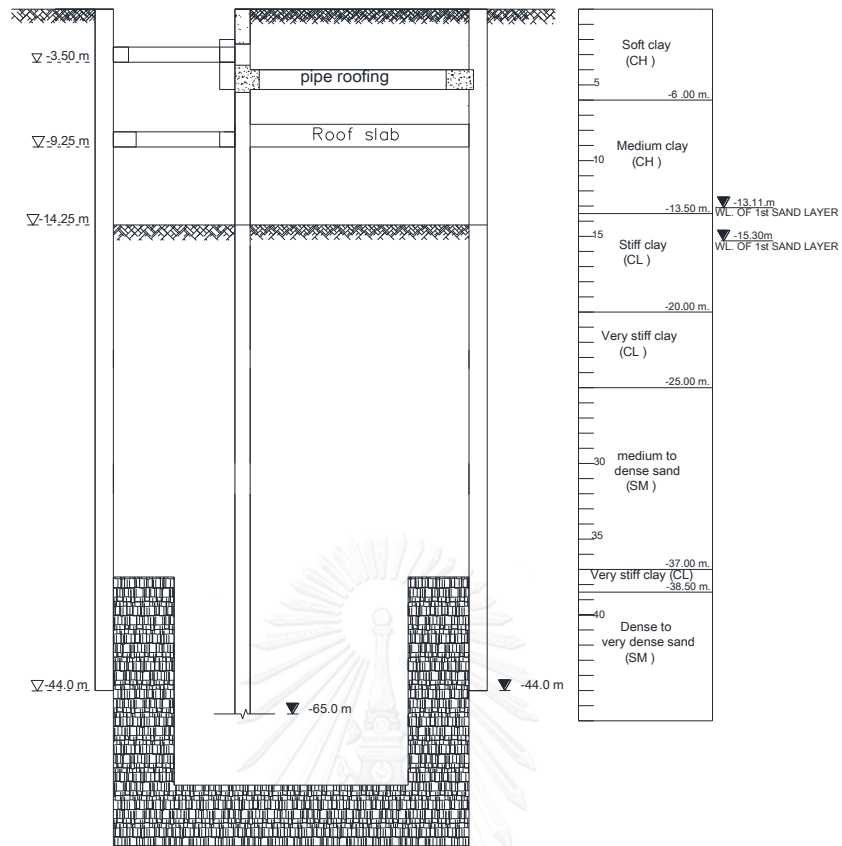


รูปที่ 4-7 รายละเอียดการวางเหล็กเสริมเชื่อมต่อท่อเหล็กกับไดอะแฟรมวอลล์



รูปที่ 4-8 ลักษณะโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (pipe roof) กับแบเร็ต (barrette)

หลังจากที่ทำการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (pipe roof) พื้นหลังคาสถานี (Roof Slab) และขุดดินใต้พื้นหลังคาสถานีจนถึงความลึกประมาณ 14.25 m. จากผิวดินเสร็จเรียบร้อยแล้ว จึงดำเนินการก่อสร้าง Chemical Grouting เพื่อป้องกันผลกระทบจากน้ำใต้ดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ส่วนในรูปที่ 4.10 เป็นภาพถ่ายขณะทำการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็กและพื้นชั้นหลังคาสถานี และในตารางที่ 4.1 แสดงระยะเวลาการก่อสร้างโดยรวมในแต่ละขั้นตอน



รูปที่ 4-9 ลักษณะ Chemical Grouting เพื่อป้องกันผลกระทบจากน้ำใต้ดิน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

รูปที่ 4-10 แสดงภาพถ่ายขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย



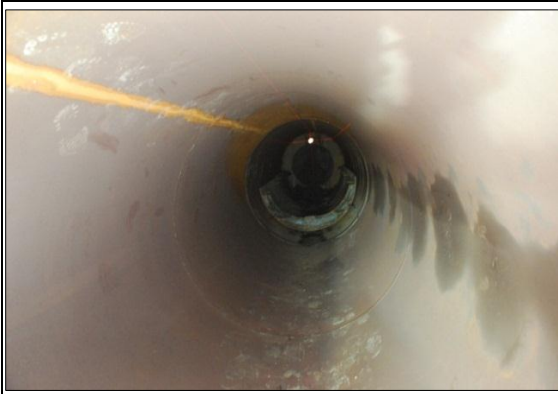


พื้นที่โดยรอบบริเวณสถานีสนามไชย ฝั่งซ้ายจากภาพเป็นที่ตั้งสถานีตำรวจพระราชวัง พิพิธภัณฑสถานสยามและวัดโพธิ์ ฝั่งขวาจากภาพเป็นที่ตั้งโรงเรียนวัดราชบพิตร กรอบสีแดงแสดงพื้นที่ก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยมีพื้นที่เปิดหน้าดินกว้าง 8 เมตรข้างโรงเรียนวัดราชบพิตรสำหรับงานขุดและก่อสร้างใต้ดิน




	<p>ท่อเหล็กสำหรับใช้ทำโครงสร้างหลังคา ท่อเหล็ก (pipe roof) เป็นเหล็กที่รีดร้อน มีผนังขึ้นรูป ด้วยการเชื่อม ทนต่อการกัดกร่อน มีขนาดเส้น ผ่านศูนย์กลางภายนอก 130 เซนติเมตร หนา 2 เซนติเมตร</p>
	<p>รื้อถอนคอนกรีตไดอะแฟรมวอลล์ เพื่อเปิดช่องสำหรับ pipe jacking เมื่อรื้อถอน คอนกรีตไดอะแฟรมวอลล์ออกแล้ว ก็จะเจอ กับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพเพิ่มความ แข็งแรงเพื่อป้องกันดินเหนียวอ่อนด้านใน ไหลทะลักออกมา ซึ่งจะผลต่อการทรุดตัวที่ ผิวดินด้านบน</p>
	<p>นำท่อเหล็กวางบนแท่น ปรับตั้งค่า ระดับทางราบและทางตั้งตามที่กำหนดไว้</p>

รูปที่ 4.10(ต่อ) แสดงภาพถ่ายขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย

	<p>ใช้แม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic jack ) ขนาด 200 ตัน ดันท่อเหล็กทะลุชั้นดินเหนียว อ่อนเข้าสู่ภายใน โดยตำแหน่งท่อต้องไม่ คลาดเคลื่อนจากเกินกว่าที่กำหนดไว้ เพราะจะ ส่งผลกระทบต่อระยะจุดเชื่อมต่อ (coupler) ที่ฝังไว้ใน ไดอะแฟรมวอลล์</p>
---	--

	<p>ในการดันท่อเหล็กนอกจากจะมี Giude Frame ในการควบคุมทิศทางของท่ออยู่ภายนอกแล้ว ภายในมีการตรวจสอบค่าระดับด้วยกล้องทำระดับด้วยแสงเลเซอร์เพื่อตรวจวัดความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจากการดันท่อด้วย โดยค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ไม่เกิน 5 เซนติเมตรในแต่ละด้าน</p>
	<p>ดินเหนียวอ่อนจะไหลเข้ามาภายในท่อเมื่อท่อเหล็กถูกดันเข้าไป เพราะได้ลดขนาดปากทอลงด้วยรางบรรทุกดิน และต้องเหลือดินเหนียวไว้ภายในท่อประมาณ 2 เมตร เพื่อป้องกันไม่ให้ดินไหลเข้ามาในท่อ ซึ่งจะส่งผลให้ผิวดินเกิดการทรุดตัว</p>
	<p>ใช้วินช์ดึงรางบรรทุกดินออกมาจากภายในท่อแล้วจึงนำดินขึ้นสู่ด้านบนผิวดิน</p>

รูปที่ 4.10(ต่อ) แสดงภาพถ่ายขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย

	<p>เมื่อดันท่อเหล็กเข้าสู่ตำแหน่งเรียบร้อยแล้ว ขั้นตอนต่อไปจะทำการติดตั้งเหล็กเสริมเพื่อสร้างเชิงยื่น (corbel) เป็นที่รองรับหลังคาท่อเหล็กกับไดอะแฟรมวอลล์</p>
---	--

	<p>ติดตั้ง Horizontal inclinometer และ strain gauge ภายในท่อเหล็ก เพื่อตรวจวัดลักษณะการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็ก</p>
	<p>Back fill ภายในท่อเหล็ก ด้วยมอร์ต้าผสมโฟม กำลังอัด 150 ksc.</p>
	<p>การ Back fill ภายในท่อเหล็กด้วยมอร์ต้าผสมโฟม ช่วยลดน้ำหนักของท่อเหล็กได้มากกว่าการใช้มอร์ต้าเพียงอย่างเดียว แต่ภายในท่อไม่มีส่วนของ shear key ช่วยส่งถ่ายแรงที่เกิดขึ้นระหว่างท่อเหล็กกับมอร์ต้าผสมโฟม</p>
<p>รูปที่ 4.10(ต่อ) แสดงภาพถ่ายขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย</p>	
	<p>เชื่อมต่อเหล็กเสริมจากคานด้านบนเพื่อสร้างที่รองรับท่อเหล็กแต่ละท่อด้วยแป้นหูช้าง (bucket)</p>



	<p>เทคอนกรีตหล่อคาน และเกร้าท์ (grout) น้ำปูนอุดช่องว่างภายในระหว่างคานกับท่อเหล็ก</p>
	<p>ก่อสร้างคานถ่ายแรง (Transfer Beam) เพื่อส่งถ่ายแรงดันทางด้านข้างจากหลังคาท่อเหล็ก เข้าสู่ระบบค้ำยัน</p>
	<p>ขุดดินใต้หลังคาท่อ การขุดจะขุดเป็นช่วงๆ แล้วทำการก่อสร้างพื้นชั้นหลังคา (roof slab) ต่อทันที จะไม่ขุดดินทั้งหมดทั่วบริเวณในครั้งเดียวเพื่อช่วยลดการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์</p>

รูปที่ 4.10(ต่อ) แสดงภาพถ่ายขั้นตอนการก่อสร้างสถานีสนามไชย

	<p>ลักษณะของโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก ฝังที่ยึดกับไดอะแฟรมวอลล์ ท่อเหล็กไม่ได้อยู่ระดับเดียวกัน จะเหลื่อมล้ำกัน เนื่องจากข้อจำกัดความยุ่งยากในขั้นตอนการดันท่อ (pipe jacking)</p>
---	---

	<p>ขั้นตอนการทำค้ำยัน(skeleton)ชั้นที่ 2 ที่ความลึก 8.1 เมตรจากผิวดิน ระยะห่างของ strut 11.4 เมตร และทำพื้นชั้นหลังคา (roof slab) ความหนา 1.5 เมตร</p>
	<p>เมื่อก่อสร้างค้ำยัน (skeleton) ชั้นที่ 2 และพื้นชั้นหลังคา (roof slab) แล้วเสร็จต่อไปขุดดินลึกลงระดับที่ระดับ 14.25 เมตร จากผิวดิน รีดถอนคอนกรีตไดอะแฟรมวอลล์ เพื่อเปิดช่องเข้าขุดได้ชั้นพื้นหลังคา (roof slab)</p>
	<p>Drilling mechine ทำการเจาะหลุมเพื่อฝังท่อพีวีซี ลงไปในชั้นดิน โดยมีระยะห่างแต่ละหลุมประมาณ 1.5 m. ทั่วทั้งบริเวณภายในสถานี เพื่อทำ Chemical Ground Improvement ป้องกันผลกระทบจากน้ำใต้ดิน เมื่อมีการขุดดินถึงระดับชั้นทราย</p>

ตารางที่ 4-1 ระยะเวลาการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน

March 2014													
February 2014													
January 2014													

Construction sequence	April 2013	May 2013	June 2013	July 2013	August 2013	September 2013	October 2013	November 2013	December 2013
Construct d-wall of station box									
Excavate to - 3.65 m. (shaft opening)									
Construct RC- wale and strut									
Excavate to - 6.55 m. (shaft opening)									
Pipe jacking / connection joint / backfill pipe/transfer beam									
Excavate to -9.25 m. (shaft opening)									
Break d-wall and excavate under piperoofing									
Construct RC-wale, strut and roof slab									
Excavate to -14.25 m. (shaft opening)									
Break d-wall and excavate under roof slab									
หยุดงานชุดและทำ Ground improvement ลึกมากให้ระดับชุดเพื่อป้องกัน Uplift ขณะชุดที่ Final Depth									

#### 4.4 เครื่องมือตรวจวัด

ในระหว่างการดำเนินการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้ามหานครได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดเพื่อตรวจวัดผลที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง ช่วยควบคุมการก่อสร้างให้อยู่ในเกณฑ์ที่ออกแบบไว้และสามารถนำผลที่ได้จากการตรวจวัดมาทำการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) เพื่อประเมินความถูกต้องของค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ออกแบบได้อีกด้วย ในการศึกษาวิจัยนี้ได้เลือกผลการตรวจวัดจากเครื่องมือตรวจวัดดังแสดงในตารางที่ 4.2 เพื่อนำมาใช้เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์กลับ

ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อประเมินค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินที่เหมาะสมกับงานก่อสร้าง  
สถานีรถไฟใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ด้วยวิธีหลังคาท่อเหล็ก

ตารางที่ 4-2 แสดงรายการเครื่องมือตรวจวัด

Instrument type	Instrument data
Inclinometer (INC)	ตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์
Combine inclinometer / Extensometer (IEX)	ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินทั้งทางราบและทางตั้ง ด้านหลังไดอะแฟรมวอลล์
Vibrating wire piezometer (VP)	ตรวจวัดการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำใต้ดิน ณ. ความลึกที่ติดตั้งเครื่องมือ
Horizontal inclinometer (HOR_INC)	ตรวจวัดการโก่งตัวของโครงสร้างหลังคาท่อเหล็ก (pipe roof)
Surface settlement point (SS)	ตรวจวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน

ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดภายในสถานีสนามไชยได้แสดงในรูปที่ 4.11 โดย  
สัญลักษณ์ L หมายถึงตำแหน่งที่ติดตั้งอยู่ฝั่งไดอะแฟรมวอลล์ด้านซ้าย ซึ่งติดกับโรงเรียนวัดราช  
บพิธ สัญลักษณ์ R หมายถึงตำแหน่งที่ติดตั้งอยู่ฝั่งไดอะแฟรมวอลล์ด้านขวา ซึ่งติดกับวัดโพธิ์  
กระทรวงพานิश्य์ พิพิธภัณฑสถานและสถานีตำรวจพระราชวัง โดยที่ผลการตรวจวัดการเคลื่อน  
ตัวด้านข้างด้วย **Inclinometer** จะแสดงเพียงตำแหน่ง **L\_INC002, L\_INC003,**  
**L\_INC004, R\_INC001, R\_INC002, R\_INC003, L\_IEXN01** และ  
**R\_IEXN01** ซึ่งจะเป็นตำแหน่งที่ไดอะแฟรมวอลล์เคลื่อนตัวด้านข้างมากที่สุด





#### 4.5 ปัญหาและอุปสรรคที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof)

ในการก่อสร้างสถานีสนามไชยนี้ มีอุปสรรคซึ่งพอสรุปได้ดังนี้

- อุปสรรคในเรื่องของการขุดดินที่ต้องใช้ระยะเวลานาน ซึ่งอาจทำให้การเคลื่อนตัวของดินเพิ่มสูงขึ้น
- การต่อเหล็ก Coupler กับเหล็กเสริมใน pipe roof ค่อนข้างทำงานลำบากเนื่องจากพื้นที่ทำงานคับแคบ
- การเจาะกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และแบเรตใช้เวลานาน เนื่องจากต้องตัดเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ภายในด้วย
- ควรระวังเรื่องการสูญเสียมวลดินระหว่างการดันท่อ เนื่องจากดินไหลเข้ามาในท่อมากเกินไป อาจทำให้ฉิวจรรยาทรุด



## บทที่ 5

### ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

#### 5.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์พฤติกรรมของระบบไดอะแฟรมวอลล์ของโครงสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินได้วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D version 8.1 เพื่อประเมินหาแรงในโครงสร้าง (Bending moment, Shear) เนื่องจากแรงกระทำของดินและน้ำ, ประเมินหาขนาดการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง, ประเมินการเคลื่อนตัวของดิน เพื่อนำข้อมูลที่ได้ไปใช้ออกแบบรายละเอียดโครงสร้างและประเมินผลกระทบต่อพื้นที่ใกล้เคียงในช่วงขณะก่อสร้าง สำหรับผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยซอฟต์แวร์จะมีความถูกต้องเหมาะสมเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับข้อกำหนดค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่เหมาะสมกับแบบจำลองและแบบจำลองเหมาะสมกับรูปแบบการก่อสร้างจริง ค่าพารามิเตอร์ที่ถูกต้องเหมาะสมได้มาจากการทดสอบในสนาม การทดสอบในห้องทดลอง งานวิจัยและประสบการณ์การทำงาน

#### 5.1.1 แบบจำลองดิน

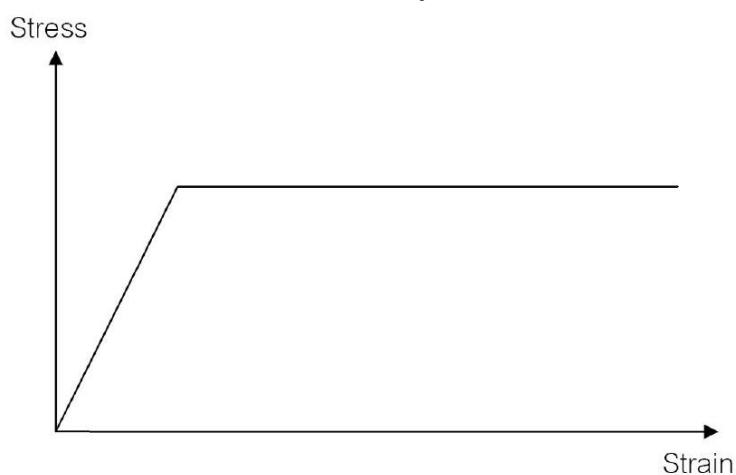
เกณฑ์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) การจำลองรูปแบบของการขุดดินมีสมมุติฐานในระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินเป็นแบบ Plane Strain คือหน่วยความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นในมวลดินจะมีส่วนประกอบเฉพาะในแนวแกน x และ y คือ ด้านกว้างและด้านยาวของขอบเขตปัญหาที่พิจารณาเท่านั้น โดยที่หน่วยความเครียดที่เกิดขึ้นในแนวแกน Z ซึ่งตั้งฉากกับระนาบที่พิจารณาถือว่าเป็นศูนย์ ซึ่งจะทำให้ลดความซับซ้อนของระบบหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินจากสภาพ 3 มิติลดลงเหลือ 2 มิติ

แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (soil Model) ใช้กฎการวิบัติแบบ Mohr-Coulomb ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนของดินแสดงได้ตามสมการ

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi) + C$$

เมื่อสถานะของหน่วยแรง (state of Stress) ที่เกิดขึ้นที่จุดใดในมวลดินมีค่าหน่วยแรงเฉือนที่ระนาบใดๆ ไม่เกินกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่จากสมการด้านบน มวลดินที่จุดนั้นจะยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพยืดหยุ่น (Elastic State) แต่เมื่อแรงเฉือนที่ระนาบใดๆมีค่าเท่ากับหรือมากกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากสมการด้านบน มวลดินที่จุดนั้นจะมีพฤติกรรมแบบพลาสติก (Plastic State) หรือกล่าวได้ว่ามวลดินที่จุดนั้นเริ่ม Yield หรือเป็น Plastic Point แล้ว

พฤติกรรมระหว่างหน่วยแรง (stress) และหน่วยความเครียด (strain) เป็นแบบยืดหยุ่นและพลาสติกโดยสมบูรณ์แบบ (Elastic Perfectly Plastic) คือมวลดินที่จุดนั้นจะยังคงมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพยืดหยุ่นเมื่อหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบใดๆยังไม่เกินค่าจากสมการกำลังรับแรงเฉือน โดยจะมีหน่วยแรง (Stress) แปรผันโดยตรงกับหน่วยความเครียด (Strain) ซึ่งจะขึ้นกับค่า Young's Modulus (E) ของชั้นดินนั้นๆ แต่เมื่อมวลดินที่จุดนั้นเริ่มมีสภาพเป็นพลาสติกแล้ว พฤติกรรมระหว่างหน่วยแรง (stress) และหน่วยความเครียด (Strain) จะเป็นไปในลักษณะที่หน่วยแรงคงที่แต่หน่วยความเครียดเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ดังแสดงความสัมพันธ์ได้ดังรูปที่ 5.1



รูปที่ 5-1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง (stress) และหน่วยความเครียด (strain) แบบยืดหยุ่นและพลาสติกโดยสมบูรณ์แบบ (Elastic Perfectly Plastic)

โดยค่า Young's Modulus (E) ของดินเหนียวแต่ละชั้นมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strength) ในขณะที่ยกชั้นทรายจะมีสัมพันธ์กับค่า SPT N-Value โดยความสัมพันธ์ของ Young's Modulus ของชั้นดินกับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและค่า SPT N-Value ได้มาจากการวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back Analysis)

#### 5.1.2 ขั้นตอนในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D เริ่มต้นด้วยการกำหนดขนาดของ Geometry จากนั้นกำหนดรูปแบบจำลองของโครงสร้างที่ต้องการวิเคราะห์ โดย linear elastic plate ใช้จำลองแทนไดอะแฟรมวอลล์ หลังคาสถานี (Roof Slab) และหลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) ใช้ Node to node anchor จำลองแทนค้ำยันคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC-Strut) ใช้ Fixed end anchor จำลองแทนแบเร็ต (Barrette) โดยคุณสมบัติส่วนของโครงสร้างแสดงในตารางที่ 5.1 ค่า Poisson's Ratio สำหรับดินเหนียวใช้ 0.35 สำหรับดินทรายใช้ 0.30 สำหรับคอนกรีตใช้ 0.15 และสำหรับเหล็กใช้ 0.30 จากนั้นกำหนดค่า Interface ระหว่างดินกับไดอะแฟรมวอลล์ กำหนดลักษณะของ

น้ำหนักบรรทุก จากนั้นทำการแบ่งชั้นดินตามข้อมูลที่ได้จากการเจาะสำรวจดังแสดงไว้ในภาคผนวก สำหรับค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ใช้ค่าพารามิเตอร์ที่แตกต่างกัน 6 กรณี เพื่อเปรียบเทียบให้เห็นถึงความสอดคล้องของรูปแบบการเคลื่อนตัว เพื่อสามารถประเมินค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ร่วมกับการใช้หลังคาท่อนเหล็ก ดังแสดงในตารางที่ 5.2 ถึงตารางที่ 5.7 เมื่อทำการกำหนดคุณสมบัติของวัสดุและชั้นดินเรียบร้อยแล้ว ขั้นตอนต่อไปจึงกำหนดลักษณะของเงื่อนไขขอบเขต ขั้นตอนต่อไปทำการ Generate mesh เพื่อแบ่ง Geometry ออกเป็นอีลิเมนต์ย่อยๆ จากนั้นกำหนดระดับน้ำใต้ดิน แล้ว Generate pore water pressure และ Generate Initial Stress ซึ่งได้กำหนดค่าแรงดันน้ำเริ่มต้นตามผลการตรวจวัดในสนามดังแสดงในรูปที่ 5.2 จากนั้นจึงเริ่มทำการวิเคราะห์ตามลำดับขั้นตอนของการก่อสร้าง ดังแสดงได้ในรูปที่ 5.3

ตารางที่ 5-1 คุณสมบัติของส่วนโครงสร้าง

Type	Model Type	Width (cm)	Thickness (cm.)	Spacing (m.)	EA (kN/m <sup>2</sup> )	EI (kN/m <sup>2</sup> )
D-wall	plate	100	120	-	3.054E+7	3.665E+6
D-Wall	plate	100	100	-	2.545E+7	2.121E+6
Barrette	plate	100	100	-	6.94E+6	5.78E+5
Barrette	Fixed-end anchor	300	100	11.4	7.635E+7	-
Roof Slab	plate	100	150	-	3.534E+7	6.627E+6
RC strut	Node to node anchor	220	100	11.4	5.184E+7	-
Steel pipe	plate	130	2	-	1.34E+7	2.71E+6

ตารางที่ 5-2 กรณีที่ 1 ค่าพารามิเตอร์โดยทั่วไปสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบไดอะแฟรมมวลลิ้นในดินกรุงเทพฯ

Case 1	Eu / Su	E'
--------	---------	----

Soft Clay (CH)	500	-
Medium Clay (CL)	750	-
Stiff Clay (CH)	1000	-
Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	2000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	2000*N

ตารางที่ 5-3 กรณีที่ 2 ลดค่าพารามิเตอร์ลง 20 % จากกรณีที่ 1 ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

Case 2	Eu / Su	E'
Soft Clay (CH)	400	-
Medium Clay (CL)	600	-
Stiff Clay (CH)	1000	-
Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	2000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	2000*N

ตารางที่ 5-4 กรณีที่ 3 ลดค่าพารามิเตอร์ลง 40 % จากกรณีที่ 1 ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

Case 3	Eu / Su	E'
Soft Clay (CH)	300	-
Medium Clay (CL)	450	-
Stiff Clay (CH)	1000	-

Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	2000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	2000*N

ตารางที่ 5-5 กรณีที่ 4 ปรับค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของชั้นดินทรายเป็น 2 เท่าของกรณีที่ 2

Case 4	Eu / Su	E'
Soft Clay (CH)	400	-
Medium Clay (CL)	600	-
Stiff Clay (CH)	1000	-
Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	4000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	4000*N

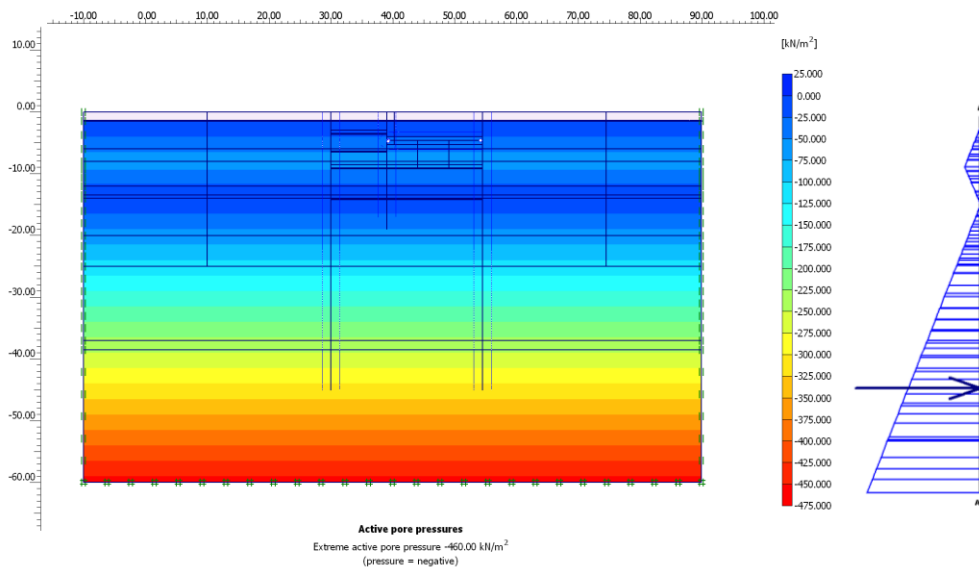
ตารางที่ 5-6 กรณีที่ 5 ปรับค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของชั้นดินทรายเป็น 2 เท่าของกรณีที่ 3

Case 5	Eu / Su	E'
Soft Clay (CH)	300	-
Medium Clay (CL)	450	-
Stiff Clay (CH)	1000	-
Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	4000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	4000*N

ตารางที่ 5-7 กรณีที่ 6 ค่าพารามิเตอร์เหมือนกรณีที่ 5 แต่เปลี่ยนค่ายังโมดูลัสของแบเร็ดในแบบจำลองให้เท่ากับค่ายังโมดูลัสของชั้นทรายและกำหนดให้น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ผิว 10 kN/m<sup>2</sup>

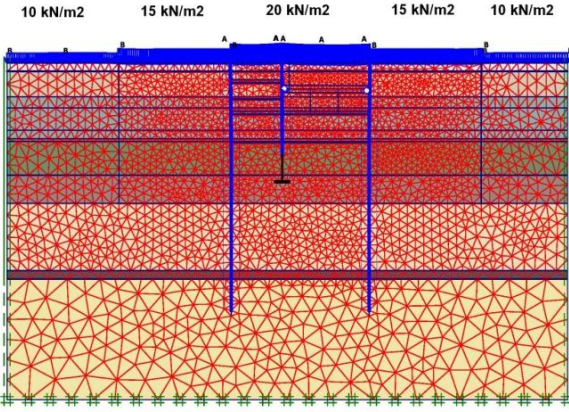
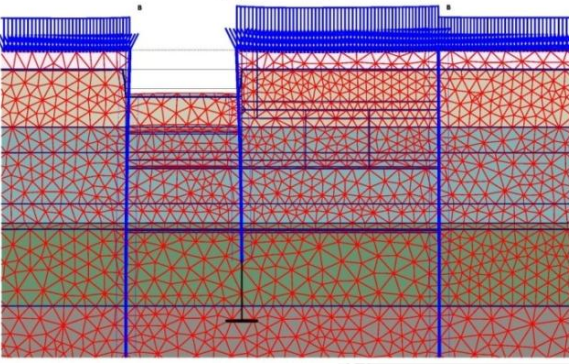
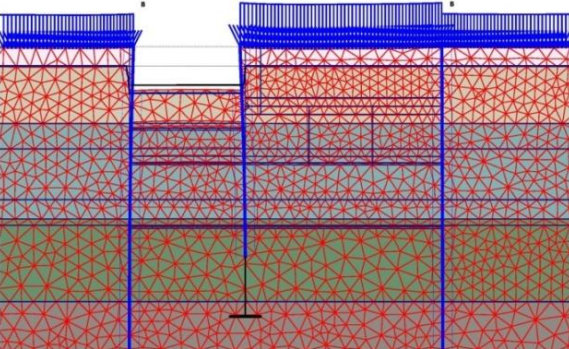
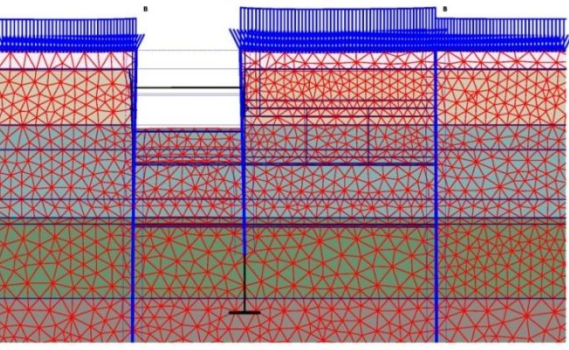
Case 5	Eu / Su	E'
--------	---------	----

Soft Clay (CH)	300	-
Medium Clay (CL)	450	-
Stiff Clay (CH)	1000	-
Very Stiff Clay (CH)	1000	-
Dense Sand (SM)	-	4000*N
Very Stiff Clay (CL)	1000	-
Dense to Very Dense Sand (SM)	-	4000*N



รูปที่ 5-2 ค่าแรงดันน้ำเริ่มต้น (Initial pore water pressure)

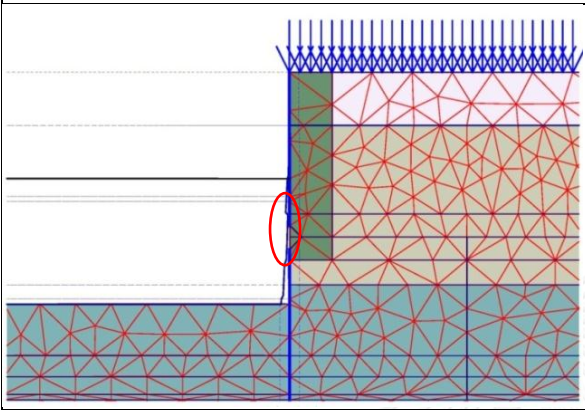
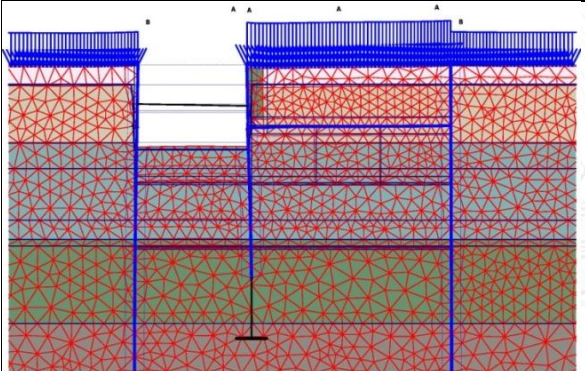
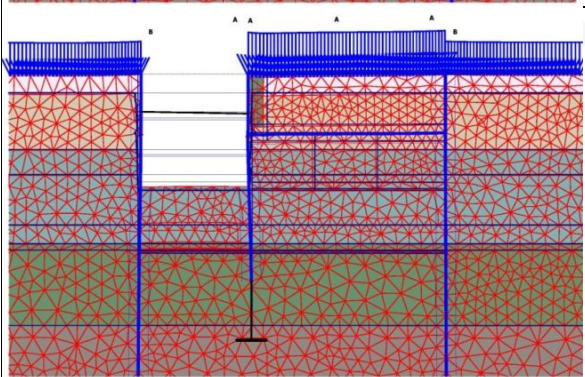
รูปที่ 5-3 ลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์

วิธีการโมเดล	ระดับ (เมตร)	ระยะเวลา (วัน)
	<p>1. กำหนดชั้นส่วนที่เป็นไดอะแฟรมวอลล์และแบเรีต, กำหนดน้ำหนักกระทำที่ผิวดินตามลักษณะพื้นที่การทำงาน</p>	<p>0.00</p>
	<p>2. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -3.65 m. จากผิวดิน พร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -3.65 m. จากผิวดิน</p>	<p>-3.65</p>
	<p>3. กำหนดระบบค้ำยัน ชั้นที่ 1 ที่ระดับ -2.50 m. จากผิวดิน</p>	<p>- 2.50</p>
	<p>4. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -6.55 m. จากผิวดิน พร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -6.55 m. จากผิวดิน</p>	<p>- 6.55</p>



--	--	--	--

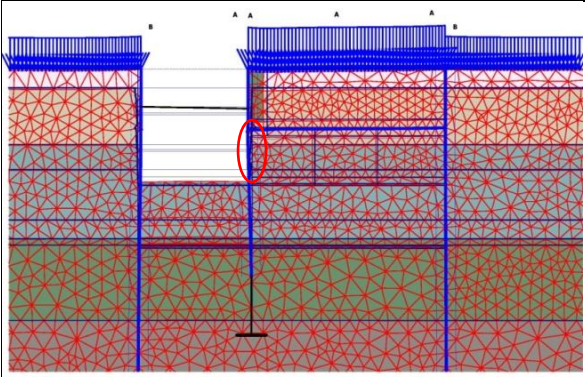
รูปที่ 5.3 (ต่อ) ลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์

วิธีการโมเดล	ระดับ (เมตร)	ระยะเวลา (วัน)
	- 6.55	30
	- 4.65	60
	- 9.25	15

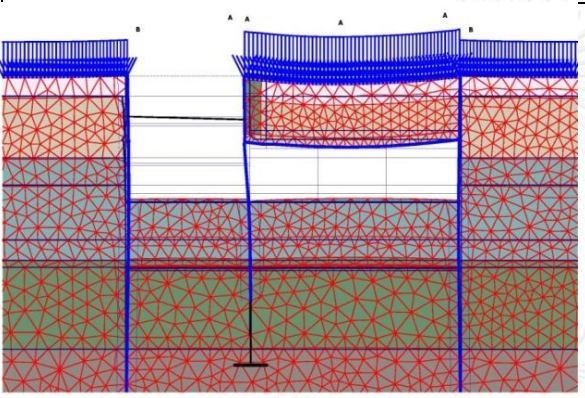
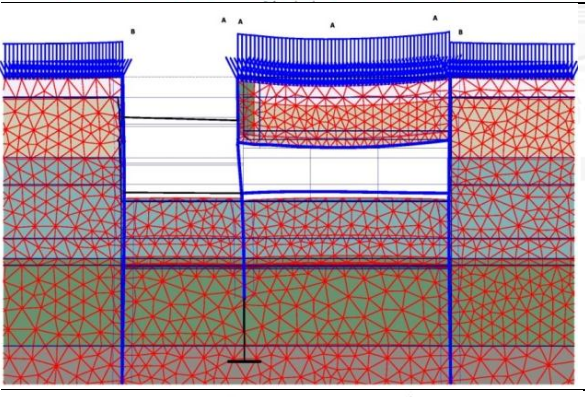
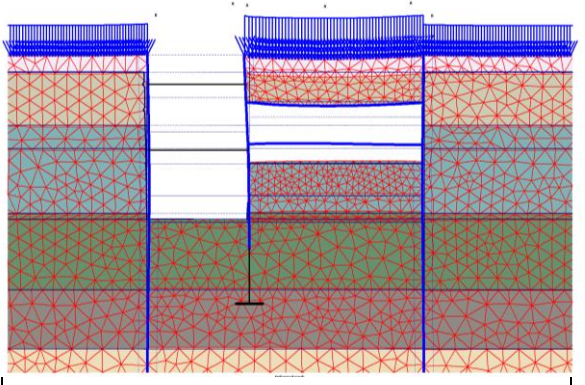
5. เจาะเปิดช่อง โดอะแฟรมวอลล์กลาง และแบเร็ด เพื่อค้ำท่อ เหล็ก โดยการเปลี่ยน คุณสมบัติ ของ โดอะแฟรมวอลล์เป็น แบเร็ด

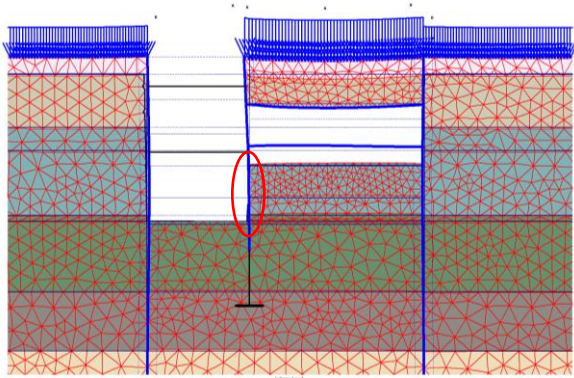
6. กำหนดชั้นส่วน หลังค้ำท่อเหล็กและ เปลี่ยนคุณสมบัติของ แบเร็ด กลับ เป็น โดอะแฟรมวอลล์

7. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -9.25 m. จากผิวดินพร้อม กับลดระดับเส้นระดับน้ำ ใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ ระดับ -9.25m. จากผิวดิน

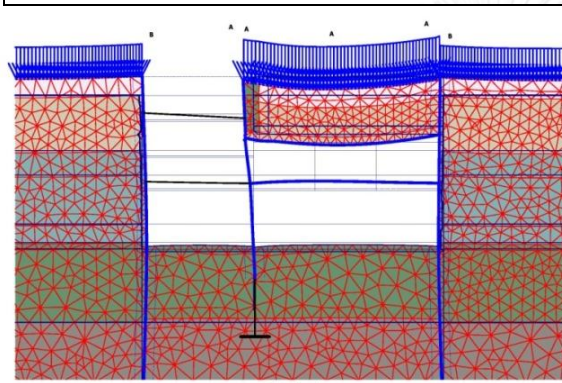
	<p>8. รื้อถอน โคะแฟรมวอลล์ แถว กลางออก โดยการเปลี่ยน คุณสมบัติของ โคะแฟรมวอลล์แถว กลางเป็นแบเรต</p>	<p>- 9.25</p>	<p>30</p>
---	---	---------------	-----------

รูปที่ 5.3 (ต่อ) ลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์

<p>วิธีการโมเดล</p>	<p>ระดับ (เมตร)</p>	<p>ระยะเวลา (วัน)</p>	
	<p>9. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ ใต้หลังคาต่อเหล็กถึงระดับ -9.25 m. จากผิวดินพร้อม กับลดเส้นระดับน้ำใต้ดิน ในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -9.25 m. จากผิวดิน</p>	<p>- 9.25</p>	<p>30</p>
	<p>10. กำหนดระบบค้ำยัน ชั้นที่ 2 และสร้างพื้น ชั้นหลังคา ที่ระดับ - 8.00 m. จากผิวดิน</p>	<p>-8.00</p>	<p>30</p>
	<p>11. ขุดดินในบริเวณ พื้นที่ Shaft opening ถึง ระดับ -14.25 m. จาก ผิวดิน พร้อม กับลด เส้นระดับน้ำใต้ดินใน พื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -14.25 m. จากผิวดิน</p>	<p>-14.25</p>	<p>15</p>

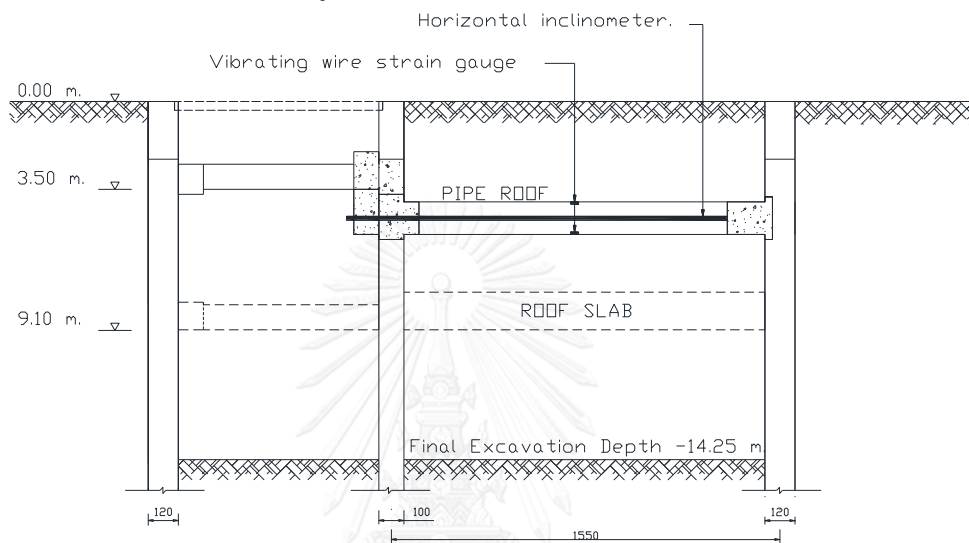
	<p>12. รั้ว ถอน ไดอะแฟรมวอลล์ แถว กลางออก โดยการเปลี่ยน คุณสมบัติของ ไดอะแฟรมวอลล์แถว กลางเป็นแบเรต</p>	-14.25	30
---	---	--------	----

รูปที่ 5.3 (ต่อ) ลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์

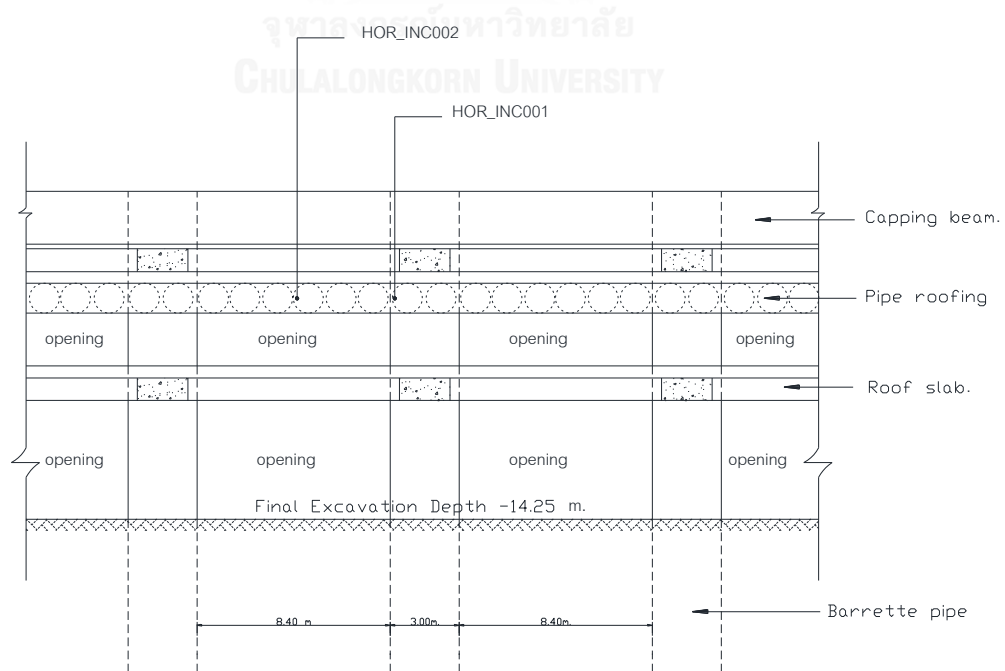
วิธีการโมเดล	ระดับ (เมตร)	ระยะเวลา (วัน)
 <p>13. ขุดดินใต้พื้นชั้นหลังคา ถึงระดับ -14.25 m. จาก ผิวดิน พร้อมกับลด เส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่ บ่อขุดมาที่ระดับ -14.25 m. จากผิวดิน</p>	-14.25	30



การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้แสดงผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของ กำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ค่าการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กและค่าการยกตัว (Heave) สำหรับการ ตรวจวัดการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็ก ได้ทำการติดตั้งเครื่องมือ Horizontal Inclinator ไว้ ภายในหลังคาท่อเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 5.4 และ 5.5



รูปที่ 5-4 การติดตั้งเครื่องมือ Horizontal Inclinator ไว้ภายในหลังคาท่อเหล็ก



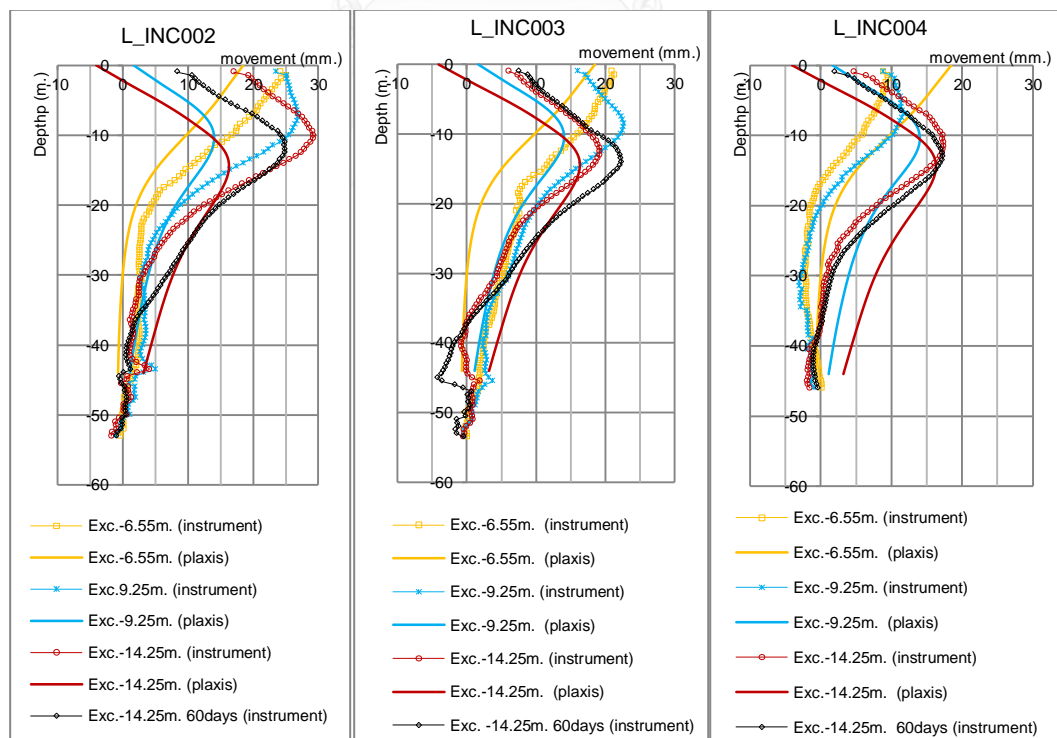
รูปที่ 5-5 การติดตั้งเครื่องมือ Horizontal Inclinator ไว้ภายในหลังคาท่อเหล็ก

## 5.2 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม

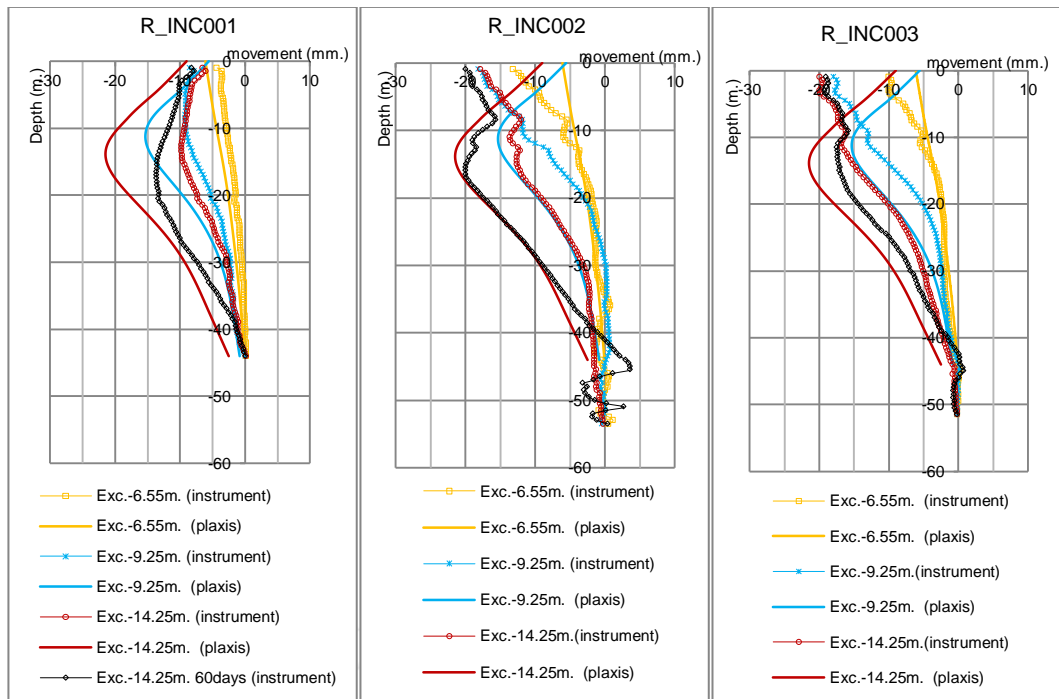
การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ได้แสดงผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ค่าการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กและค่าการยกตัว (Heave) โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ที่แตกต่างกันทั้งหมด 6 กรณี เพื่อเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามให้เห็นถึงความสอดคล้องของรูปแบบการเคลื่อนตัว เพื่อประเมินค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ร่วมกับการใช้หลังคาท่อเหล็ก

### 5.2.1 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 1

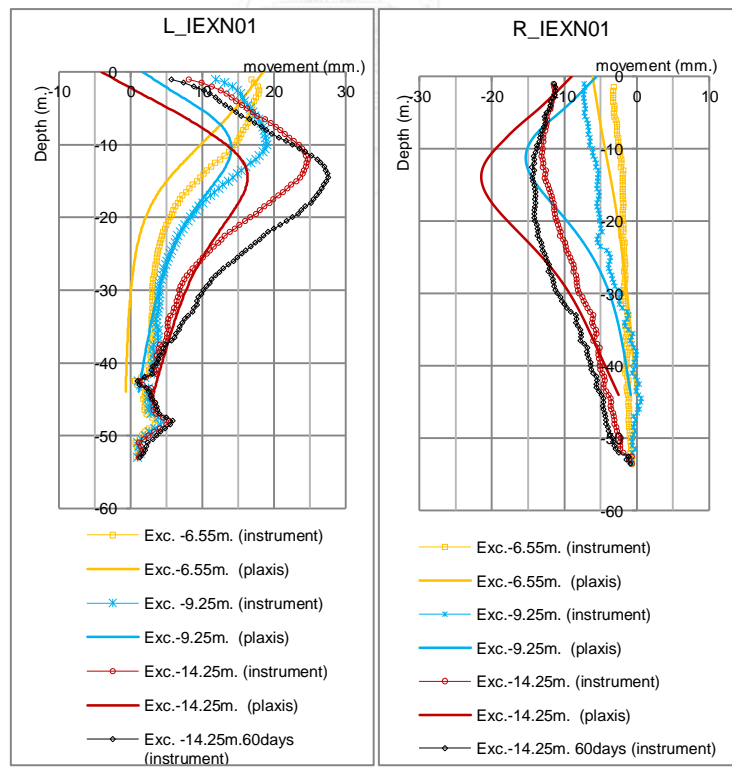
ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 1 แสดงได้ในรูปที่ 5.6 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.7 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาและรูปที่ 5.8 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinomater เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinomater ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-6 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 1



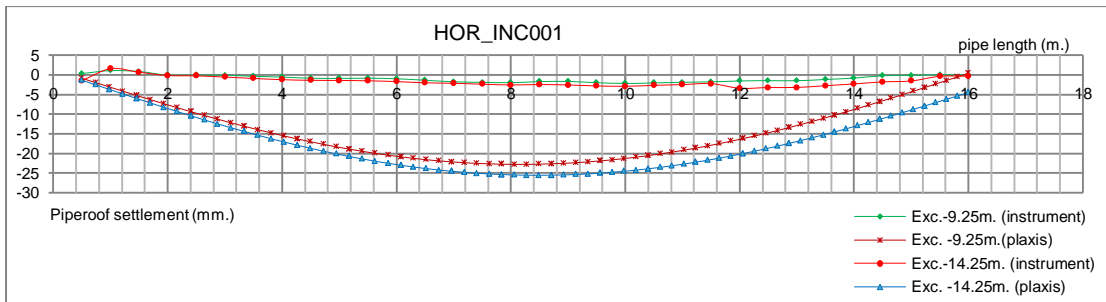
รูปที่ 5-7 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินข้างของโคะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 1



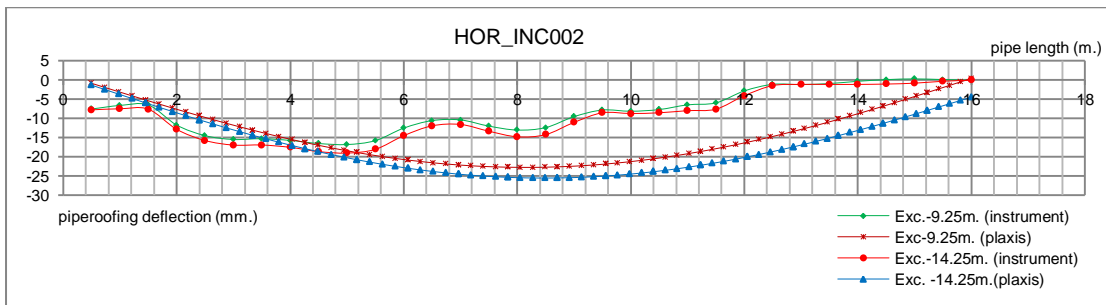
รูปที่ 5-8 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินข้างของคินคั้นข้างโคะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 1

จากการเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 1 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายพบว่า รูปแบบการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ระหว่างการตรวจวัดในสนามกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความสอดคล้องกัน โดยที่ระดับความลึกการขุด 6.55 m. มีระบบค้ำยันที่ระดับ 3.00 m. ไดอะแฟรมวอลล์มีรูปแบบการเคลื่อนตัวแบบคานยื่น (Cantilever Movement) เมื่อดำเนินการก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กเสร็จแล้ว จึงดำเนินการขุดถึงระดับความลึก 9.25 m. ปลายด้านบนของไดอะแฟรมวอลล์ (Top of Diaphragm Wall) เคลื่อนตัวเข้าหาฝั่งดินและการเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นต่ำกว่าระดับขุดเล็กน้อยเมื่อขุดดินถึงระดับความลึก 14.25 m. โดยมีระบบค้ำยันชั้นที่ 2 ที่ระดับ 8.60 m. ปลายด้านบนของไดอะแฟรมวอลล์ (Top of Diaphragm Wall) เคลื่อนตัวเข้าหาฝั่งดินมากขึ้นและการเคลื่อนตัวสูงสุดก็ยังคงเกิดขึ้นต่ำกว่าระดับขุดเล็กน้อย ในขั้นตอนการก่อสร้าง Chemical Grouting เป็นเวลาประมาณ 60 วัน พบว่าไดอะแฟรมวอลล์มีการเคลื่อนตัวทางข้างมากขึ้นเป็นพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นตามเวลา (Time Dependent Effect) อันเป็นผลให้ค่าความแข็งแรงของดินเหนียวลดลงในส่วนของค่าขนาดการเคลื่อนตัว ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะน้อยกว่าค่าขนาดการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม ส่วนไดอะแฟรมวอลล์ที่ฝังอยู่ในชั้นทรายที่ระดับความลึก 25 เมตรลงมา ผลที่ได้วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากกว่าผลการตรวจวัดในสนาม สำหรับรูปแบบการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ซึ่งลักษณะการขุดดินจะเป็นการขุดดินทางข้างเข้าไป ดินส่วนที่ยังไม่ถูกขุดจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา เป็นผลให้ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ตรวจวัดในสนามมีค่าน้อยกว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ในส่วนรูปแบบของการเคลื่อนตัวผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ยังไม่สอดคล้องกับผลการตรวจวัดในสนาม เนื่องจากข้อจำกัดของการจำลองการวิเคราะห์แบบ 2 มิติไม่สอดคล้องกับลักษณะการก่อสร้างในสนาม ดังจะแสดงถัดไปด้วย Total Increment สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ที่น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนามสำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาต่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinator ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสติฟเนสการตัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาต่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 26 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.9 และ 5.10



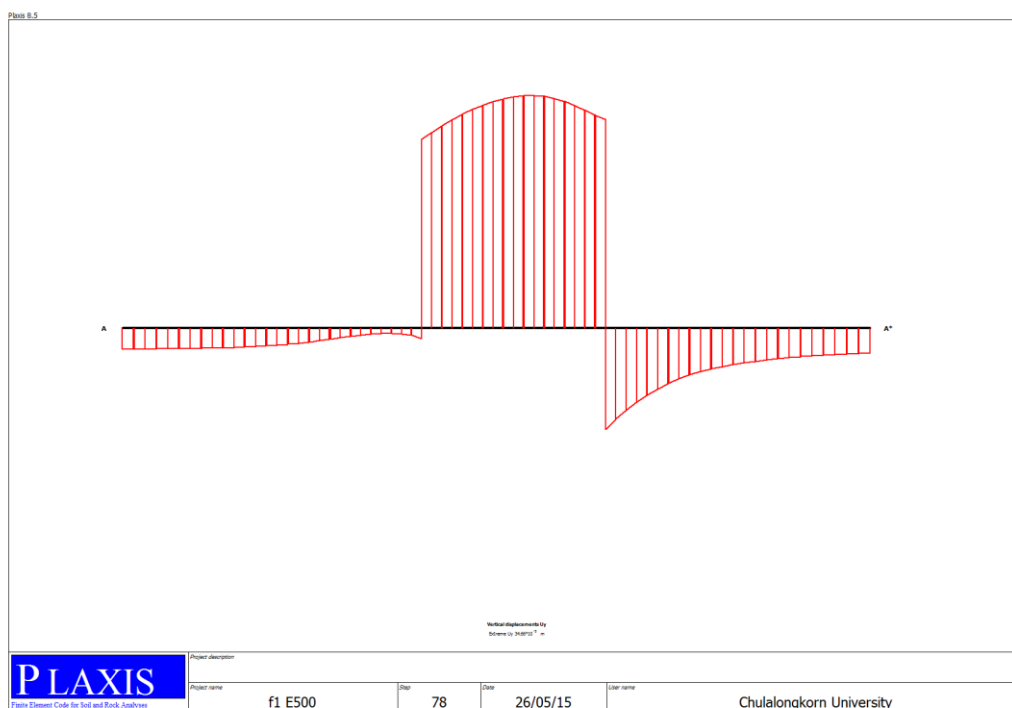
รูปที่ 5-9 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 1



รูปที่ 5-10 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 1



สำหรับค่าการยกตัว (Heave) ของดินในบ่อขุดในสนามสามารถตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Heave Stake แต่เนื่องจากเครื่องมือตรวจวัดเกิดการชำรุดเสียหายขณะก่อสร้างไม่สามารถทำการตรวจวัดได้ จึงไม่สามารถนำข้อมูลผลการตรวจวัดในสนามมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ได้ สำหรับรูปที่ 5.11 แสดงค่าการยกตัวของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 34.66 มิลลิเมตร



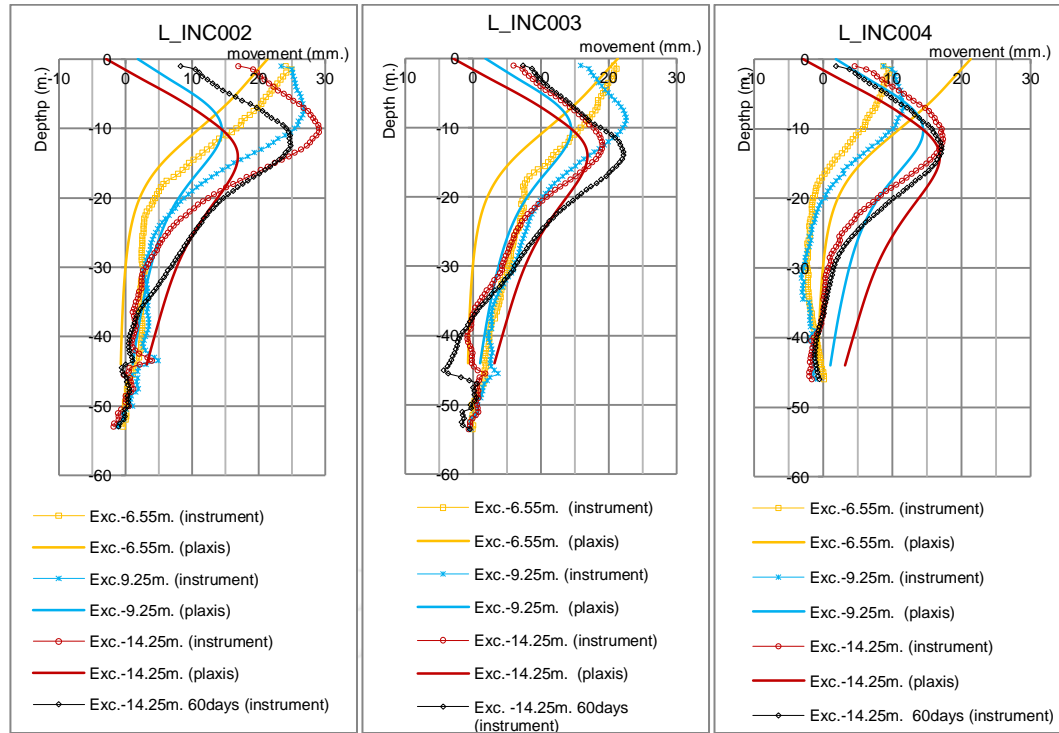
รูปที่ 5-11 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 (1<sup>st</sup> sand layer) มีค่า 34.66 มิลลิเมตร

CHULALONGKORN UNIVERSITY

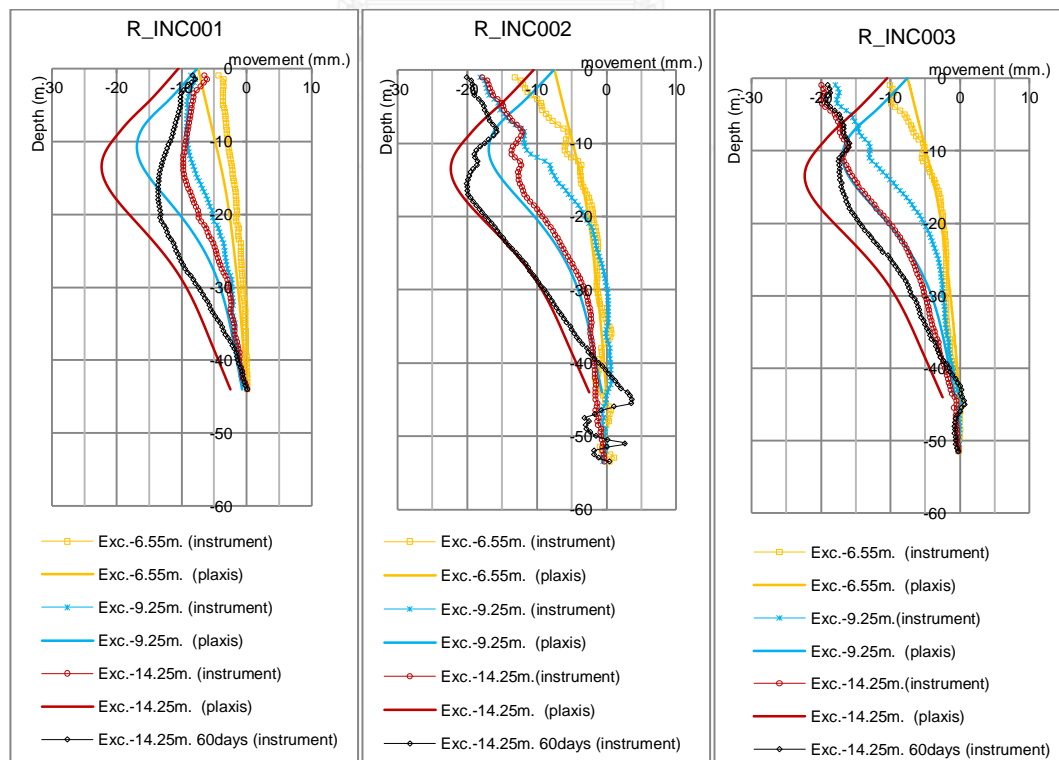
## 5.2.2 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 2

ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 2 แสดงได้ในรูปที่ 5.12 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.13 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา และรูปที่ 5.14 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinator เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinator ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่

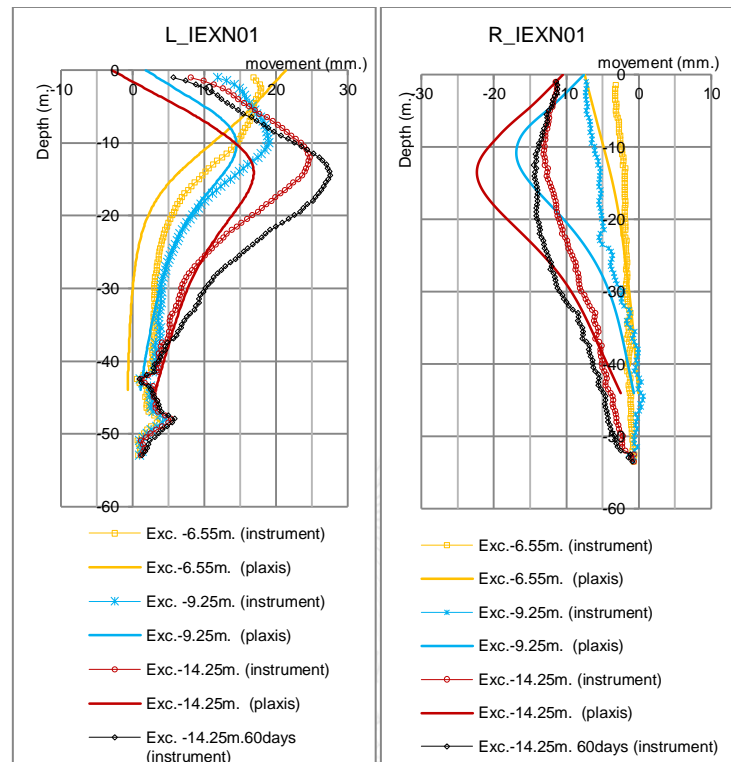
ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-12 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 2



รูปที่ 5-13 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 2

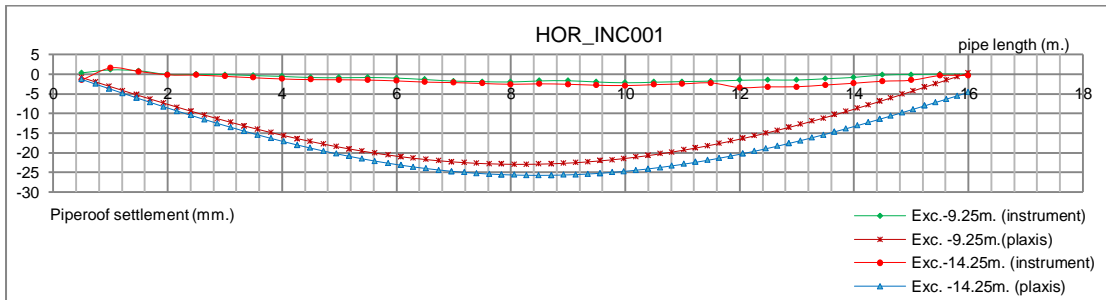


รูปที่ 5-14 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 2

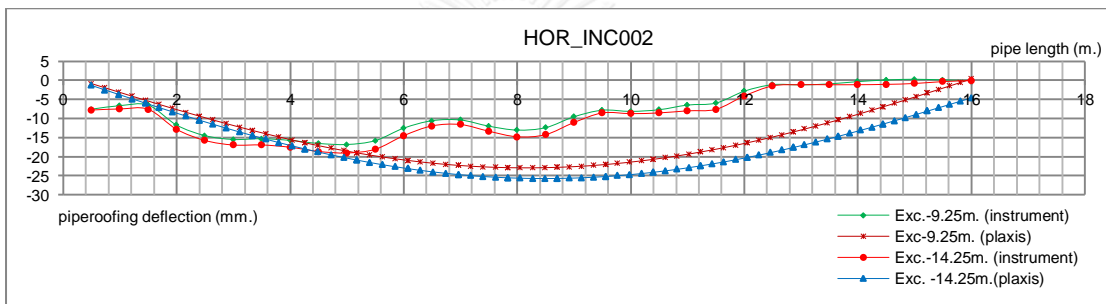
จากการเปรียบเทียบผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 2 ที่ได้ปรับลดค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางลง 20 % จากกรณีที่ 1 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามมากขึ้น พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างดีขึ้นกว่าการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 1 แต่ก็ยังมีค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างน้อยกว่าผลการตรวจวัดในสนาม สำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาเมื่อปรับลดค่าความแข็งแรงของดินลง ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ย่อมต้องมากกว่าเมื่อเทียบกับการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 1 สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ที่น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนามสำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinator ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสถิติ

เนสการดัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 26 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.15 และ 5.16

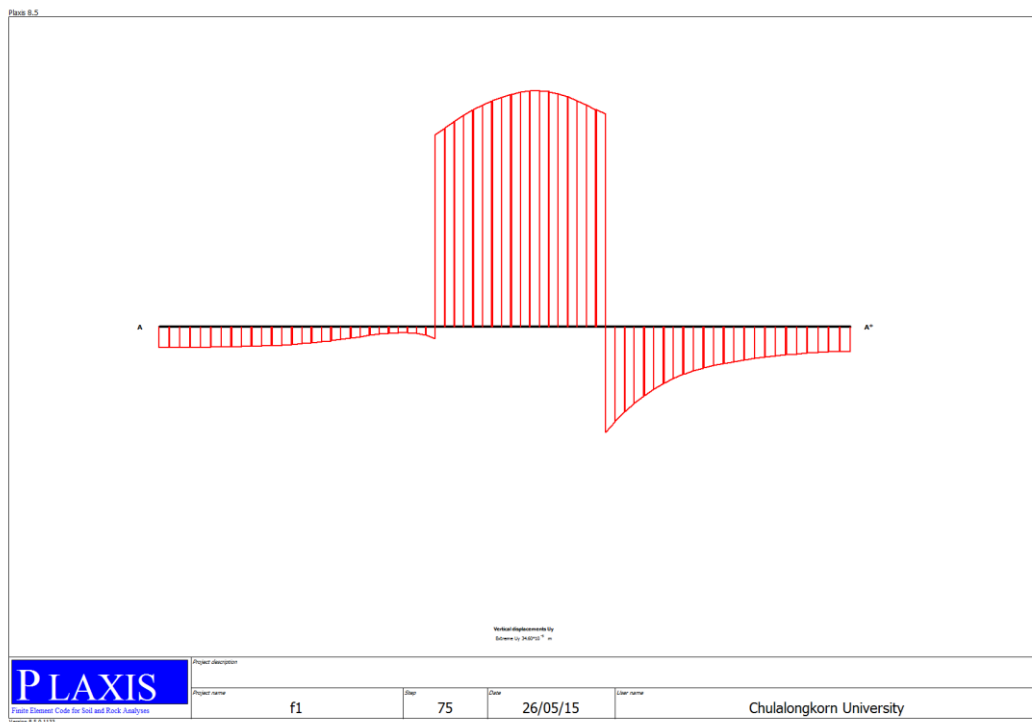


รูปที่ 5-15 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 2



รูปที่ 5-16 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 2

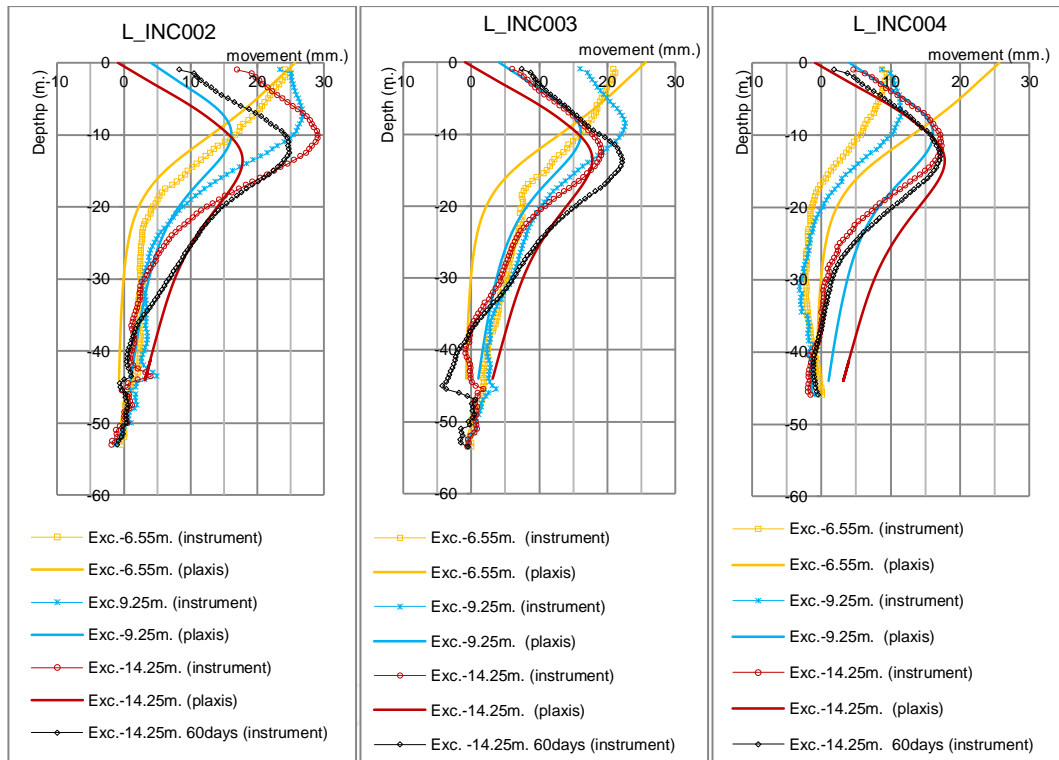
สำหรับค่าการยกตัว (Heave) รูปที่ 5.17 แสดงค่าการยกตัวที่ของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 34.66 มิลลิเมตร



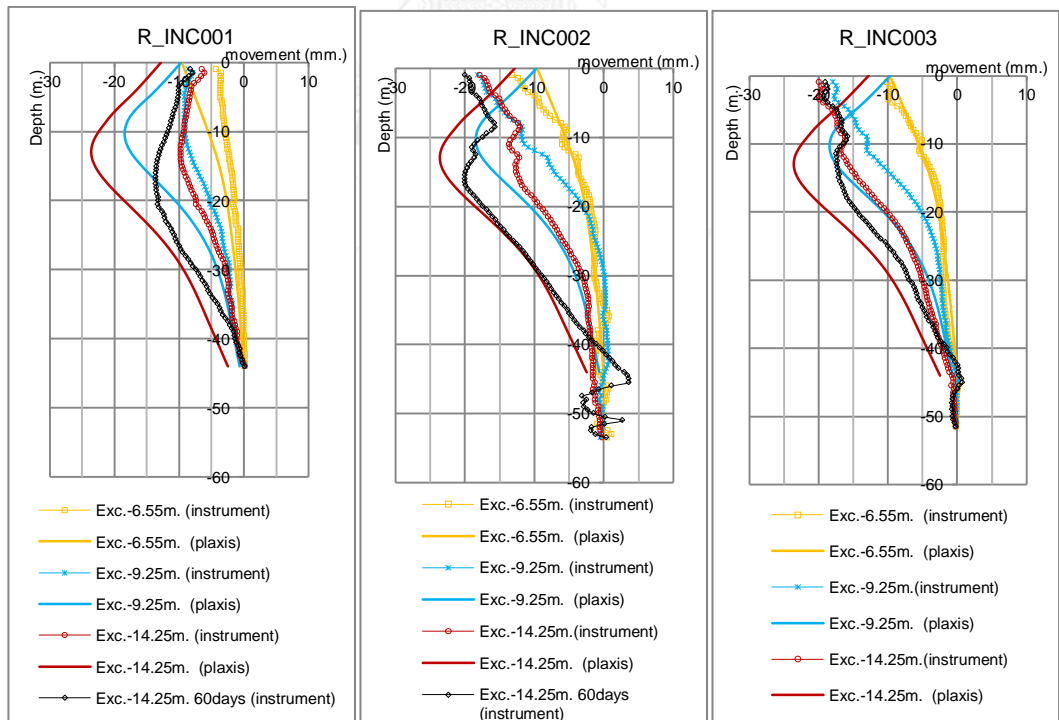
รูปที่ 5-17 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 (1<sup>st</sup> sand layer) มีค่า 34.66 มิลลิเมตร

### 5.2.3 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 3

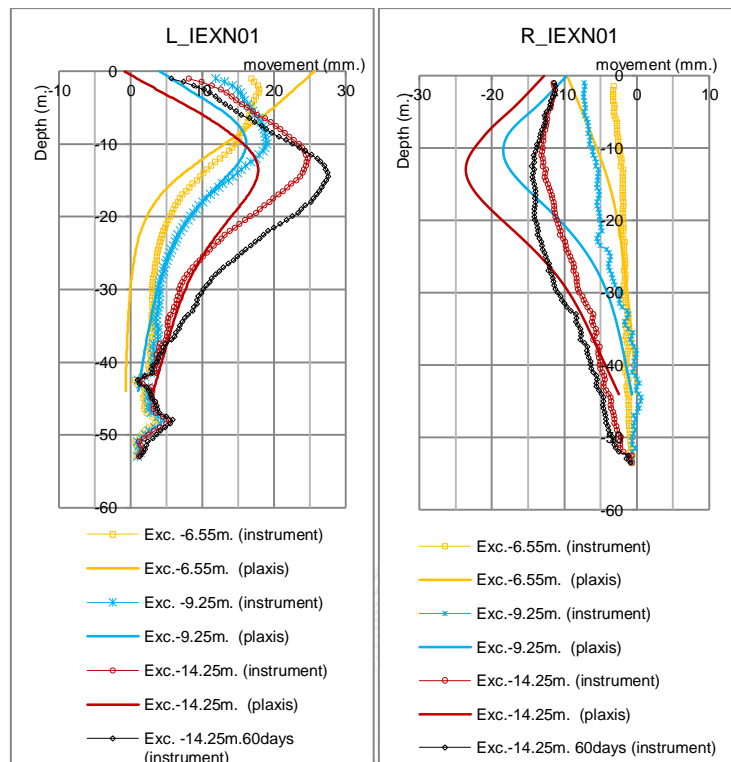
ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 3 แสดงได้ในรูปที่ 5.18 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.19 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา และรูปที่ 5.20 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinomater เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinomater ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-18 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 3



รูปที่ 5-19 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 3

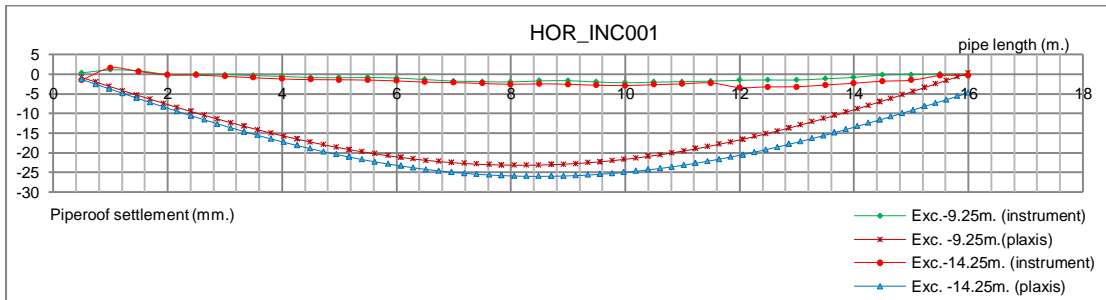


รูปที่ 5-20 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 3

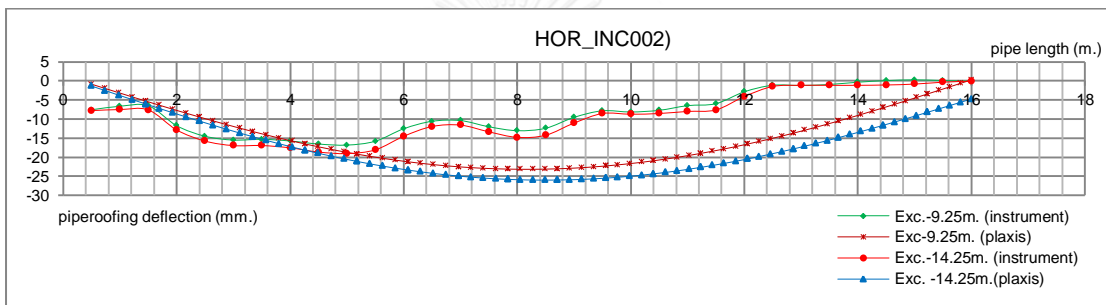
จากการเปรียบเทียบผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 3 ที่ได้ปรับลดค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางลง 40 % จากกรณีที่ 1 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามมากขึ้น พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างดีขึ้นกว่าการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 2 และมีความสอดคล้องกับค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม แต่ไคอะแฟรมวอลล์ส่วนที่ฝังอยู่ในชั้นดินทรายที่ระดับความลึก 25 เมตรลงไป การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าที่มากกว่าผลการตรวจวัดในสนาม สำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาเมื่อปรับลดค่าความแข็งแรงของดินลง ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ย่อมต้องมากกว่าเมื่อเทียบกับการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 2 สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ที่น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนามสำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinator ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสถิติ

เนสการดัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 26 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.21 และ 5.22



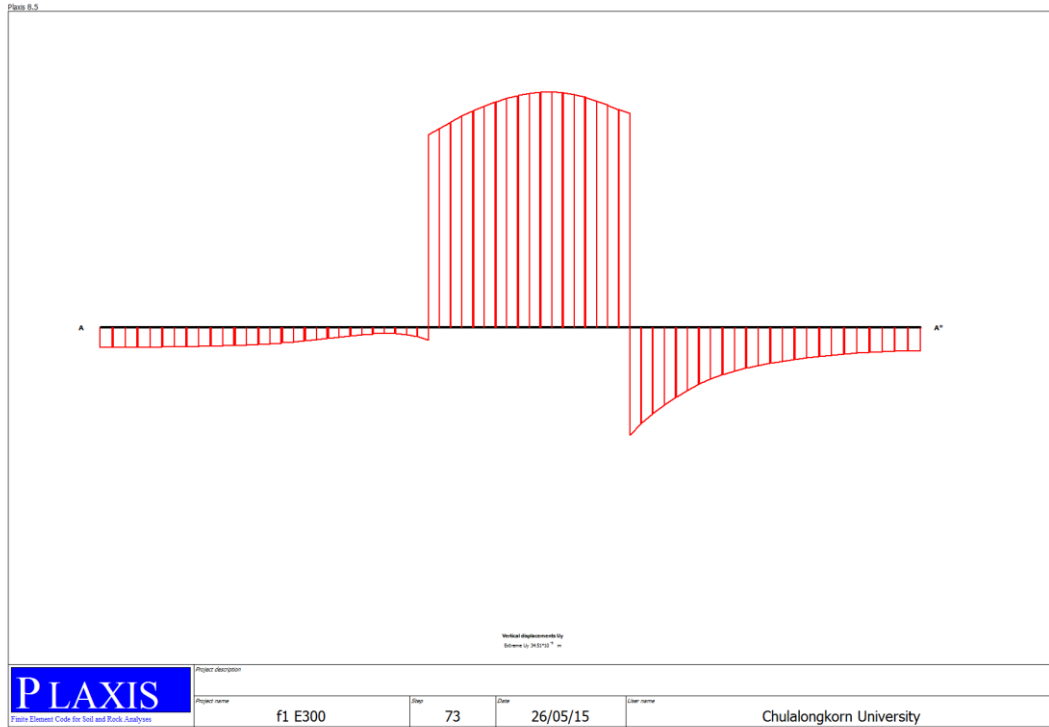
รูปที่ 5-21 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 3



รูปที่ 5-22 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 3



สำหรับค่าการยกตัว (Heave) รูปที่ 5.23 แสดงค่าการยกตัวที่ของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 34.66 มิลลิเมตร



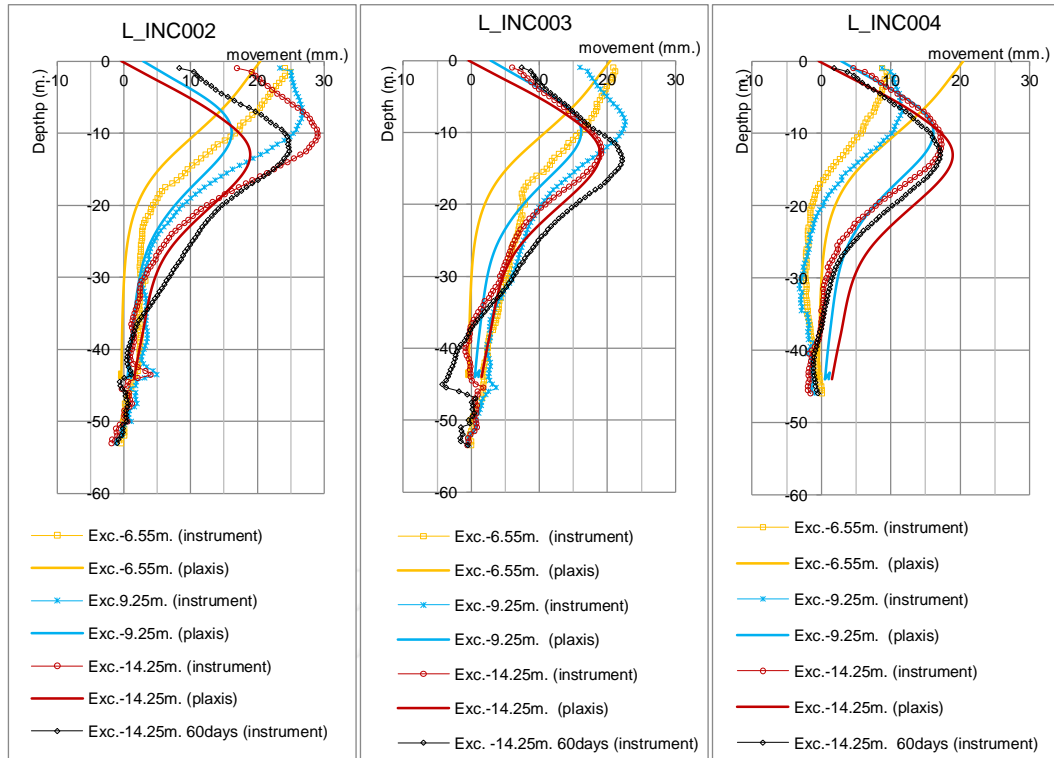
รูปที่ 5-23 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 (1<sup>st</sup> sand layer) มีค่า 34.66 มิลลิเมตร



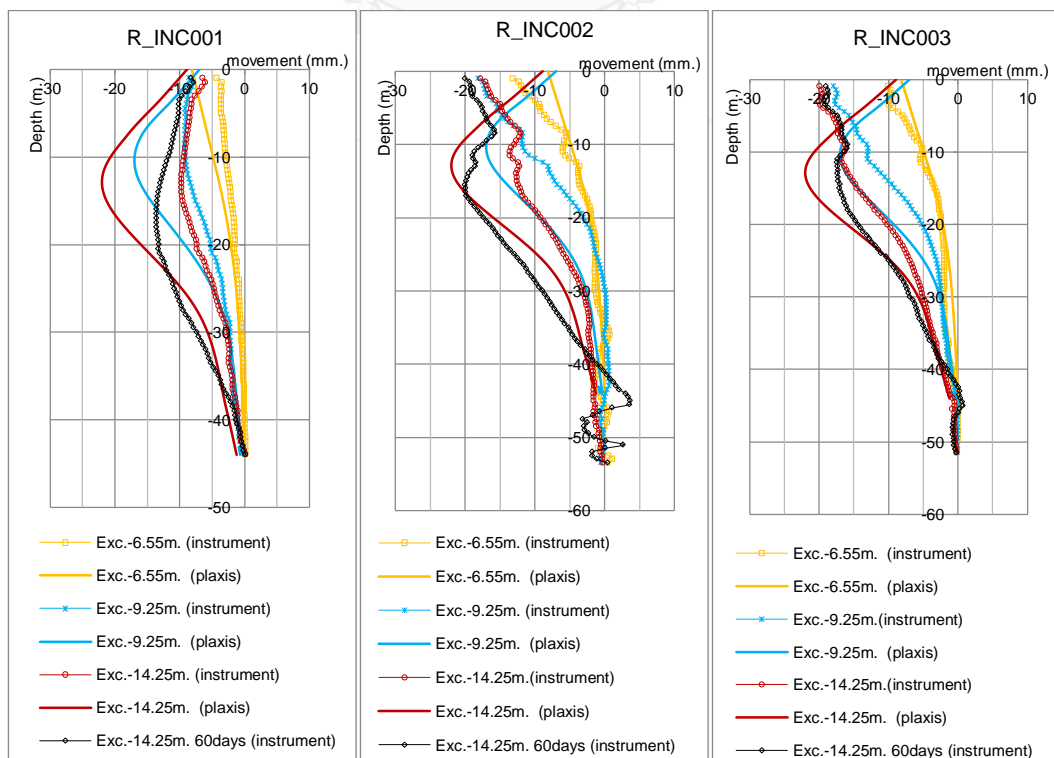
#### 5.2.4 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 4

ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 4 แสดงได้ในรูปที่ 5.24 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.25 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา และรูปที่ 5.26 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinator เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinator ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่

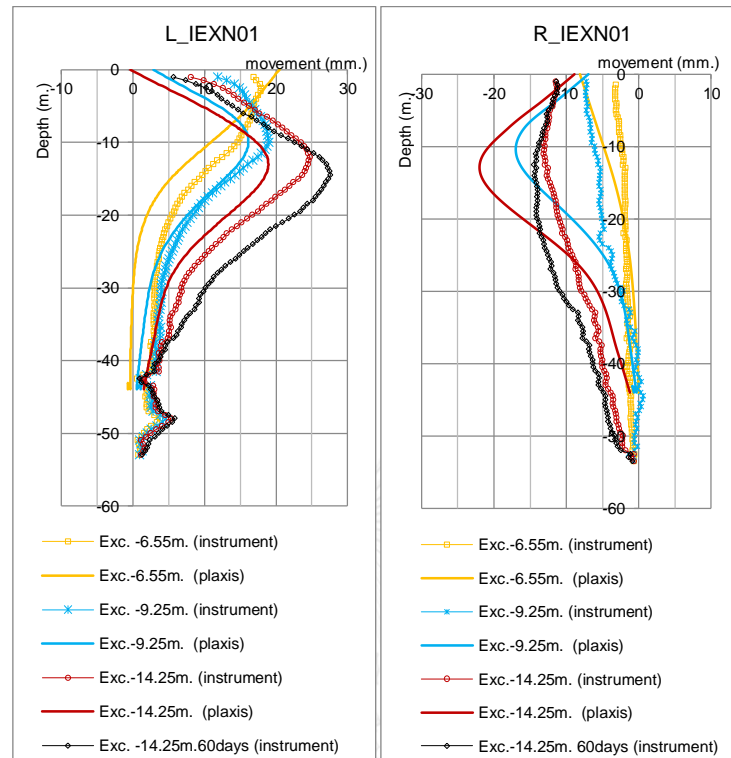
ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-24 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 4



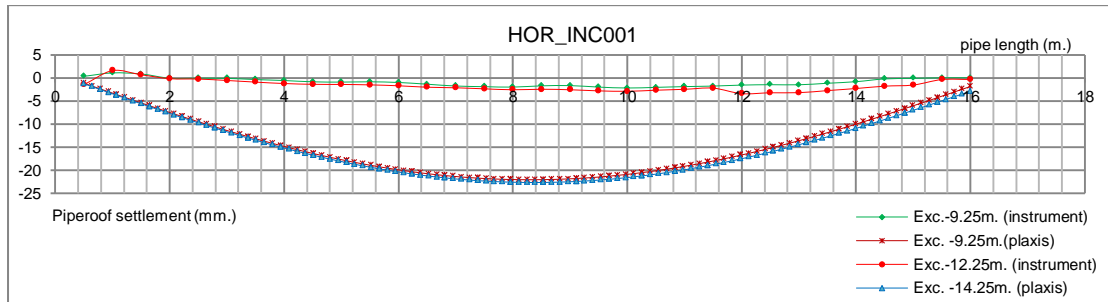
รูปที่ 5-25 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 4



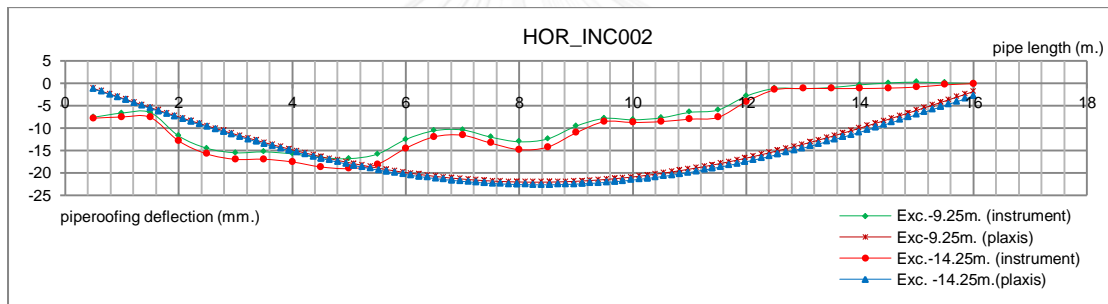
รูปที่ 5-26 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณีที่ 4

จากการเปรียบเทียบผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 4 ที่ได้ปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า จากกรณีที่ 2 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามมากขึ้น พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างดีขึ้นกว่าการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 2 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาก็เช่นเดียวกัน เมื่อปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า ค่าการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ดีขึ้น เมื่อเทียบกับการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 2 สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ที่น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนาม สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinomater ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 19 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสติฟเนสการดัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 22.5 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.27 และ 5.28

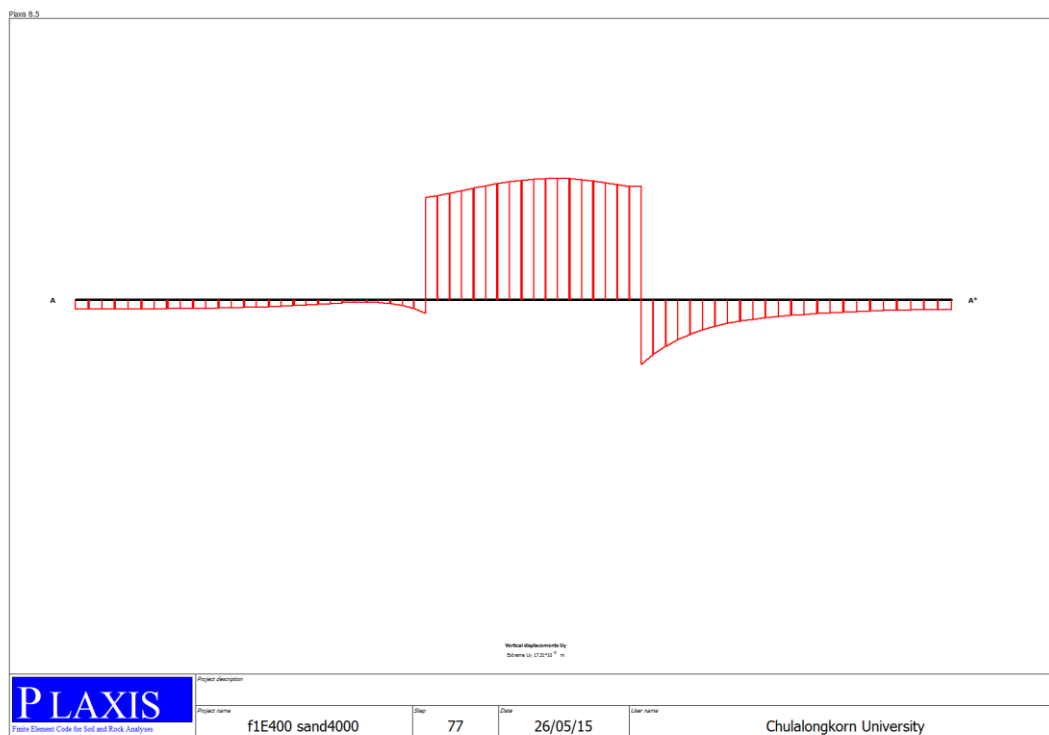


รูปที่ 5-27 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 4



รูปที่ 5-28 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 4

สำหรับค่าการยกตัว (Heave) รูปที่ 5.29 แสดงค่าการยกตัวของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เมื่อเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินในชั้นทราย เป็น 2 เท่าจากกรณีที่ 2 ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 17.31 มิลลิเมตร

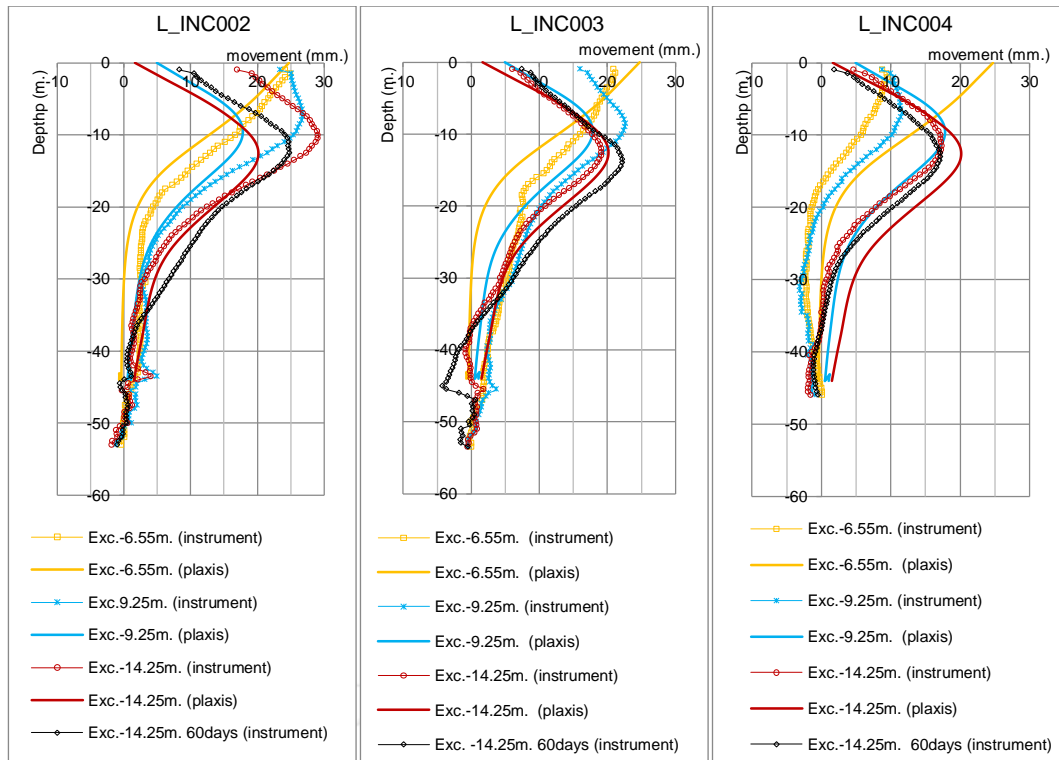


รูปที่ 5-29 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 ( $1^{st}$  sand layer) มีค่า 17.31 มิลลิเมตร

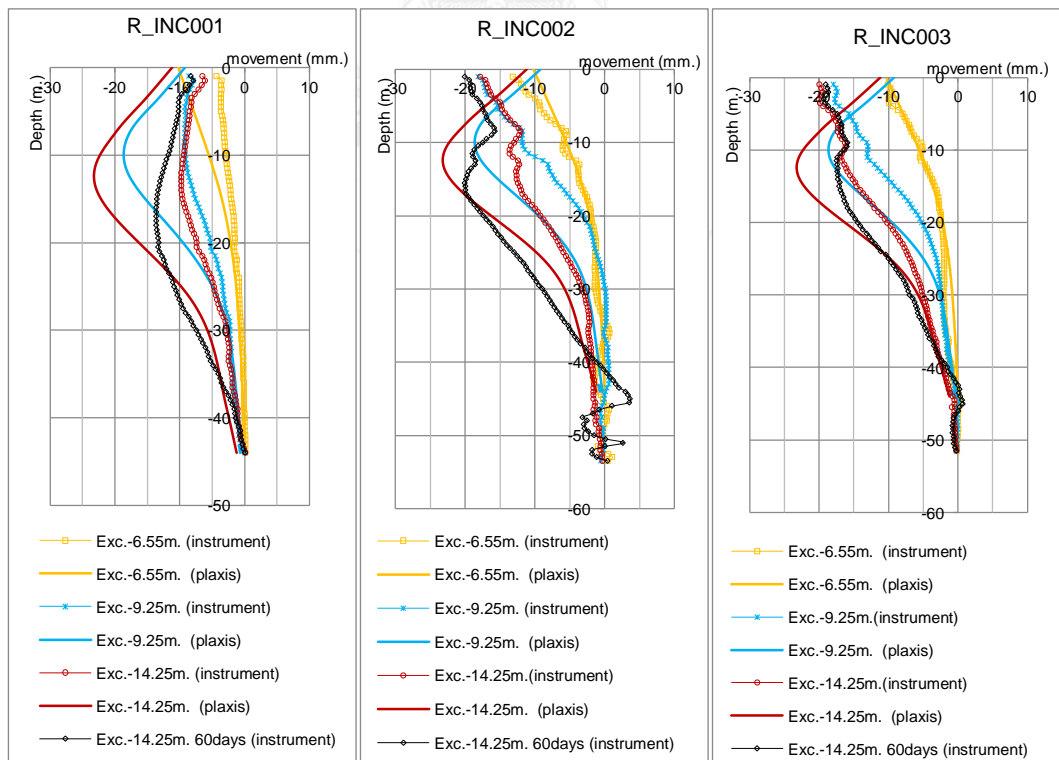
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

### 5.2.5 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 5

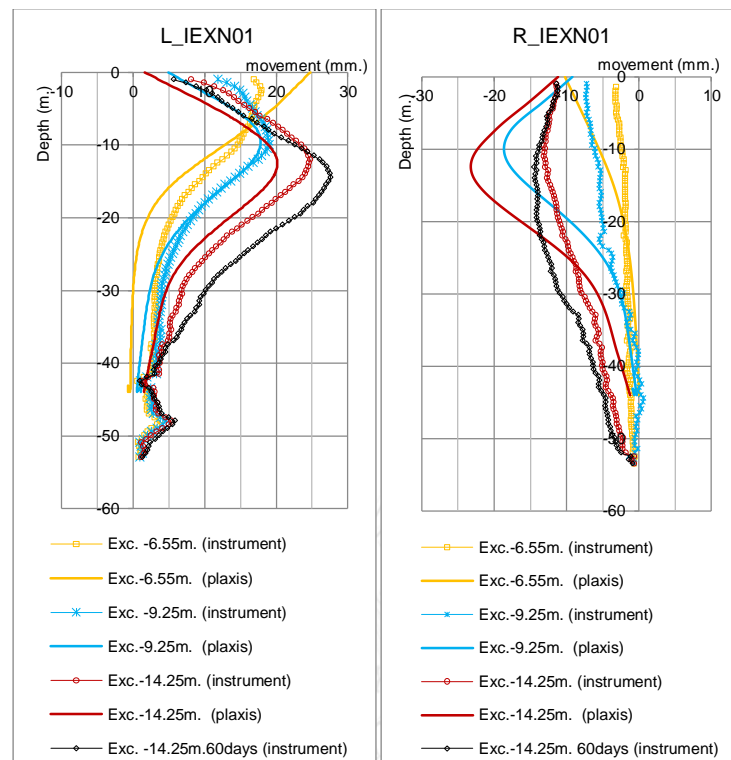
ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 5 แสดงได้ในรูปที่ 5.30 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.31 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา และรูปที่ 5.32 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinator เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinator ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-30 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 5



รูปที่ 5-31 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 5

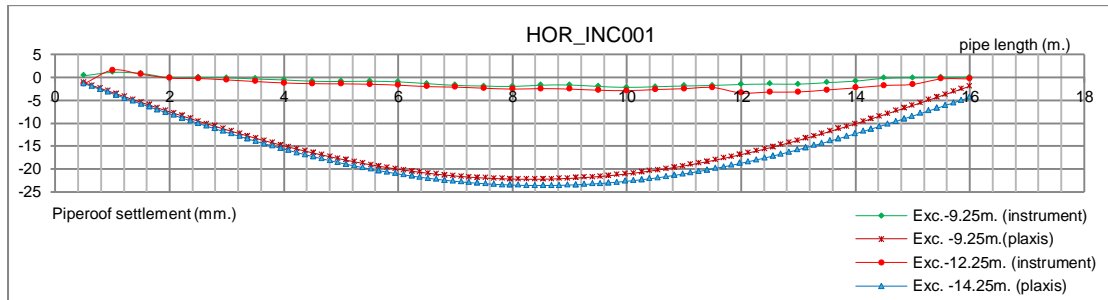


รูปที่ 5-32 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแพรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณี

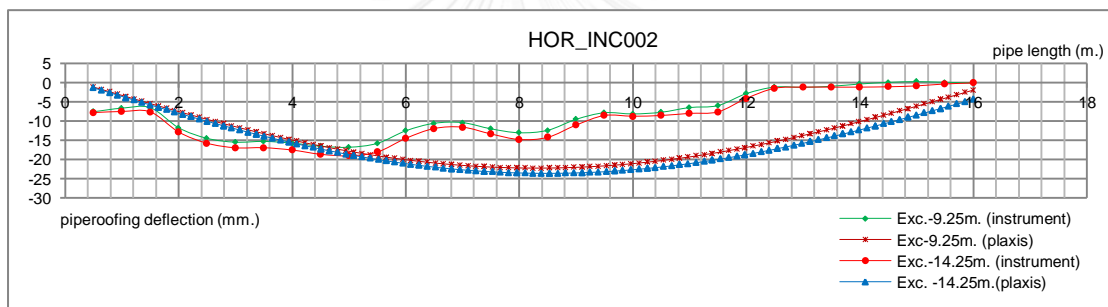
ที่ 5

จากการเปรียบเทียบผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 5 ที่ได้ปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า จากกรณีที่ 3 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไคอะแพรมวอลล์ฝั่งซ้ายใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามมากขึ้น พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างดีขึ้นกว่าการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 3 และสอดคล้องกับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม สำหรับไคอะแพรมวอลล์ฝั่งขวาก็เช่นเดียวกัน เมื่อปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแพรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ดีขึ้น เมื่อเทียบกับการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 3 สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแพรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแพรมวอลล์ที่น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนามสำหรับไคอะแพรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไคอะแพรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinomater ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 19 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสติฟเนสการดัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 23.0 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.33 และ 5.34



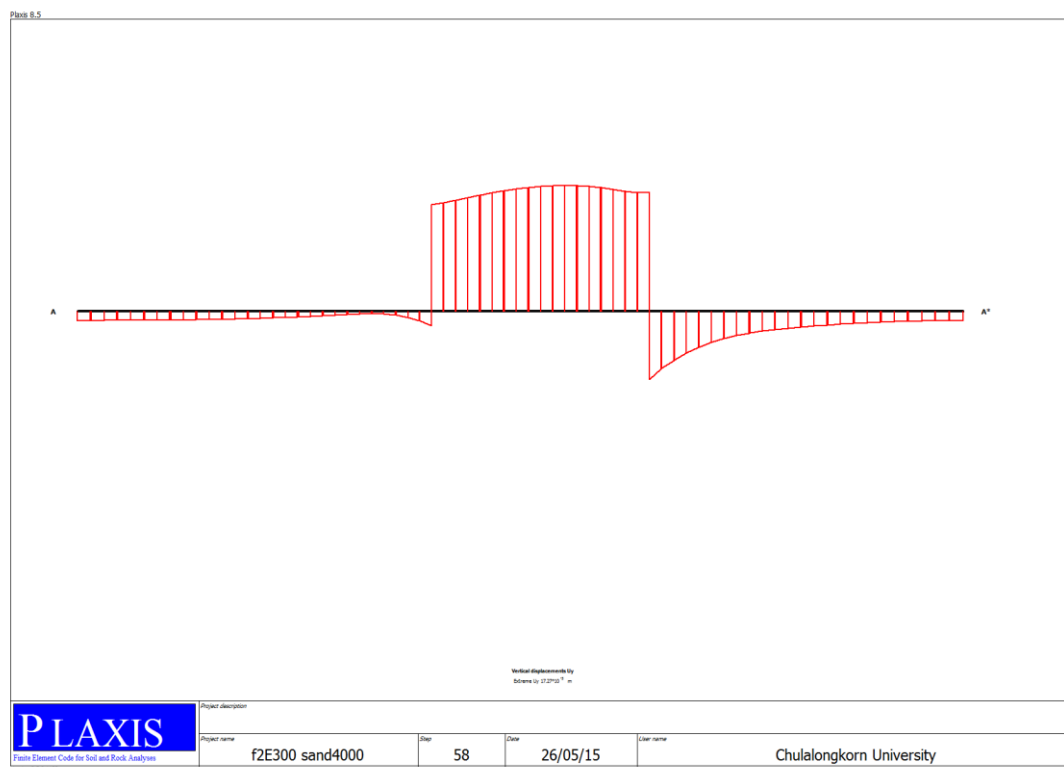
รูปที่ 5-33 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 5



รูปที่ 5-34 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 5



สำหรับค่าการยกตัว (Heave) รูปที่ 5.35 แสดงค่าการยกตัวของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เมื่อเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินในชั้นทราย เป็น 2 เท่าจากกรณีที่ 3 ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 17.31 มิลลิเมตร



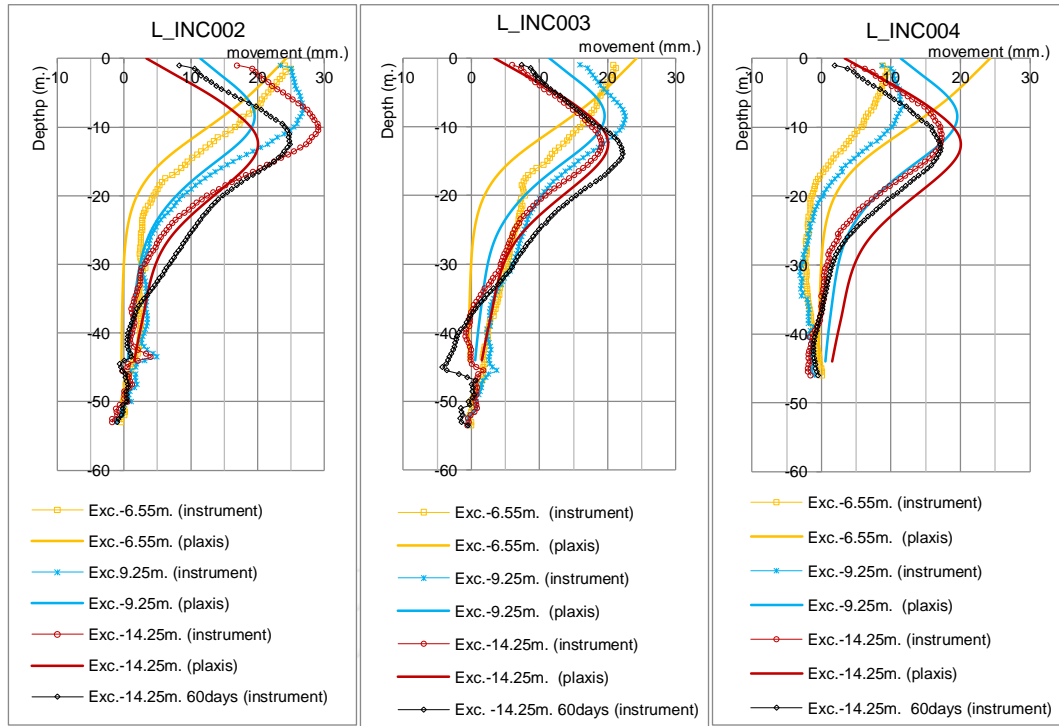
รูปที่ 5-35 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 ( $1^{\text{st}}$  sand layer) มีค่า 17.31 มิลลิเมตร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

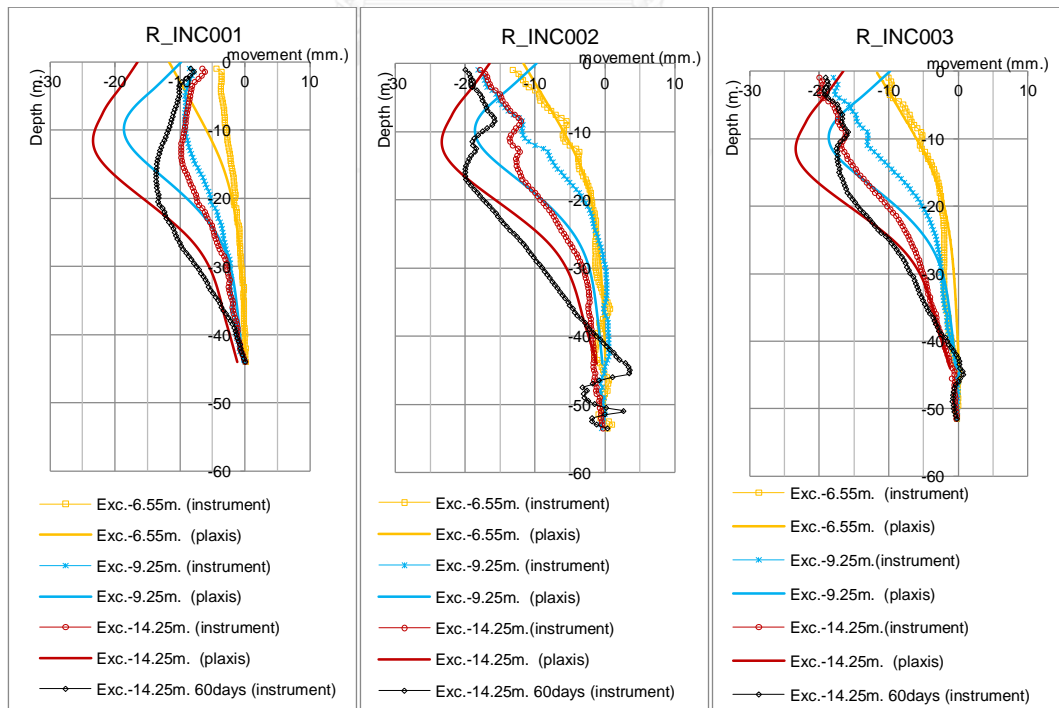
## 5.2.6 ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม กรณีที่ 6

ผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนามโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 6 แสดงได้ในรูปที่ 5.36 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย รูปที่ 5.37 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา และรูปที่ 5.38 แสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไดอะแฟรมวอลล์ด้วยเครื่องมือ Combine Inclinator เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ในบางตำแหน่งได้ติดตั้ง Inclinator ให้ลึกกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์เพื่อสามารถทราบผลการเคลื่อนตัวของดินที่

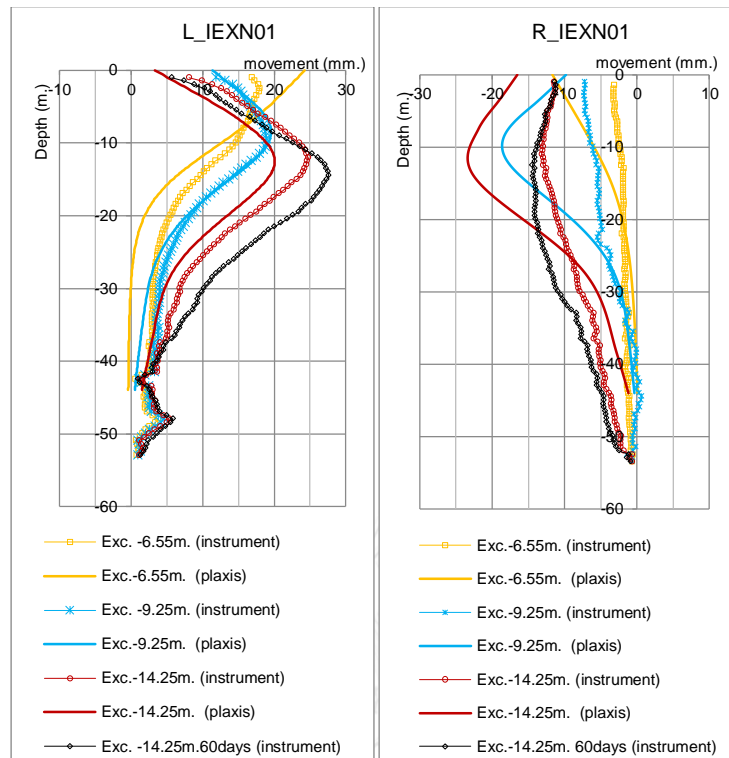
ระดับต่ำกว่าความลึกของไดอะแฟรมวอลล์หรือการเคลื่อนตัวของปลายไดอะแฟรมวอลล์ (Tip of Diaphragm Wall)



รูปที่ 5-36 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย กรณีที่ 6



รูปที่ 5-37 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา กรณีที่ 6

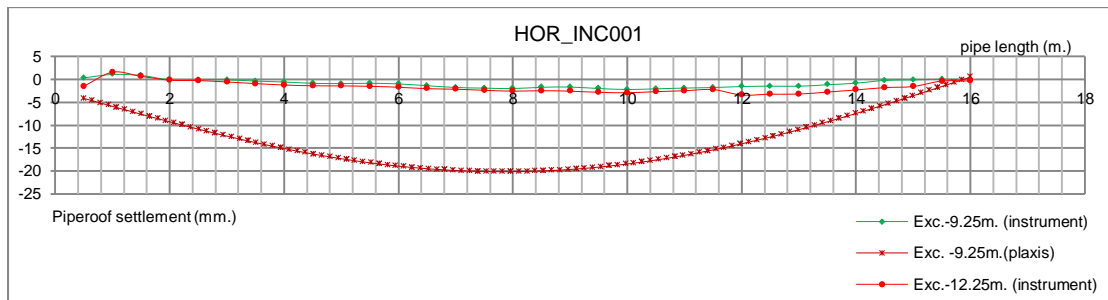


รูปที่ 5-38 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา กรณี

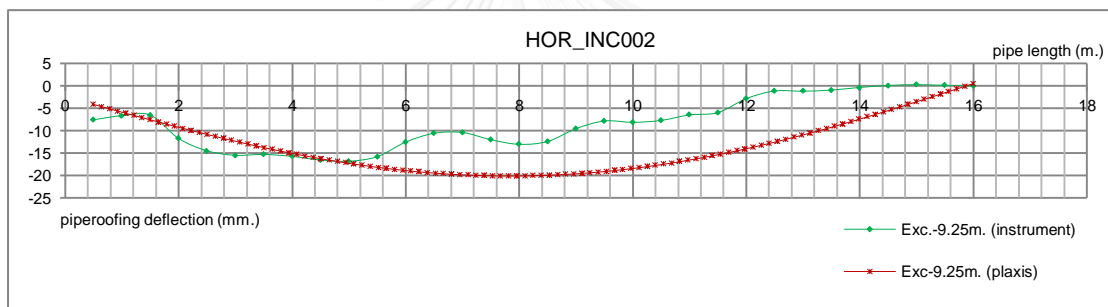
ที่ 6

จากการเปรียบเทียบผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) กรณีที่ 6 ที่ได้ปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า จากกรณีที่ 3 และมีการเปลี่ยนค่าขั้วโมดูลัสของแบเร็ดในแบบจำลองให้เท่ากับค่าขั้วโมดูลัสของชั้นทรายและกำหนดให้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำที่ผิว  $10 \text{ kN/m}^2$  เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักที่กระทำจริงในสนาม พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าขนาดการเคลื่อนตัวด้านข้างดีขึ้นกว่าการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 3 และสอดคล้องกับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนามมากขึ้น สำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาก็เช่นเดียวกัน เมื่อปรับเพิ่มค่าความแข็งแรงของดิน (Soil Stiffness) ในชั้นทรายเป็น 2 เท่า ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ดีขึ้น เมื่อเทียบกับการใช้พารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินกรณีที่ 3 สำหรับการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างไคอะแฟรมวอลล์ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์น้อยกว่าผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างในสนามสำหรับไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย ส่วนไคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวายังไม่สอดคล้องกันตามสาเหตุดังที่กล่าวมา

สำหรับการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็ก ค่าการโก่งตัวในสนามที่ตรวจวัดด้วย Horizontal Inclinator ให้ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ในตำแหน่งใกล้ฝั่งแบเรตซึ่งมีค่าสติฟเนสการดัด (EI) ต่ำกว่าไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา ค่าการโก่งตัวของหลังคาท่อเหล็กที่ตรวจวัดได้ในสนามน้อยกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ที่ให้ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 20.0 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.39 และ 5.40

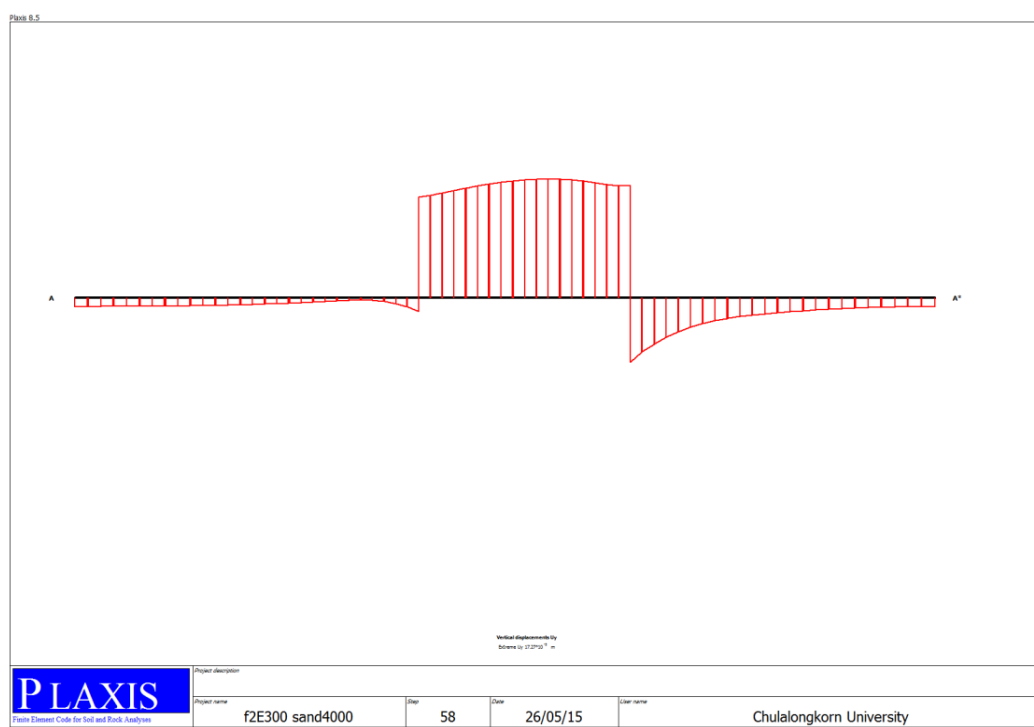


รูปที่ 5-39 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC001 กรณีที่ 6



รูปที่ 5-40 รูปแบบการแอ่นตัวของหลังคาท่อเหล็กตำแหน่ง HOR\_INC002 กรณีที่ 6

สำหรับค่าการยกตัว (Heave) รูปที่ 5.41 แสดงค่าการยกตัวของชั้นดินที่ความลึก 25 เมตร ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เมื่อเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดินในชั้นทราย เป็น 2 เท่าจากกรณีที่ 3 ซึ่งให้ค่าการยกตัวประมาณ 17.31 มิลลิเมตร



รูปที่ 5-41 ค่าการยกตัว (Heave) ที่ผิวบนของทรายชั้นที่ 1 ( $1^{st}$  sand layer) มีค่า 17.31 มิลลิเมตร

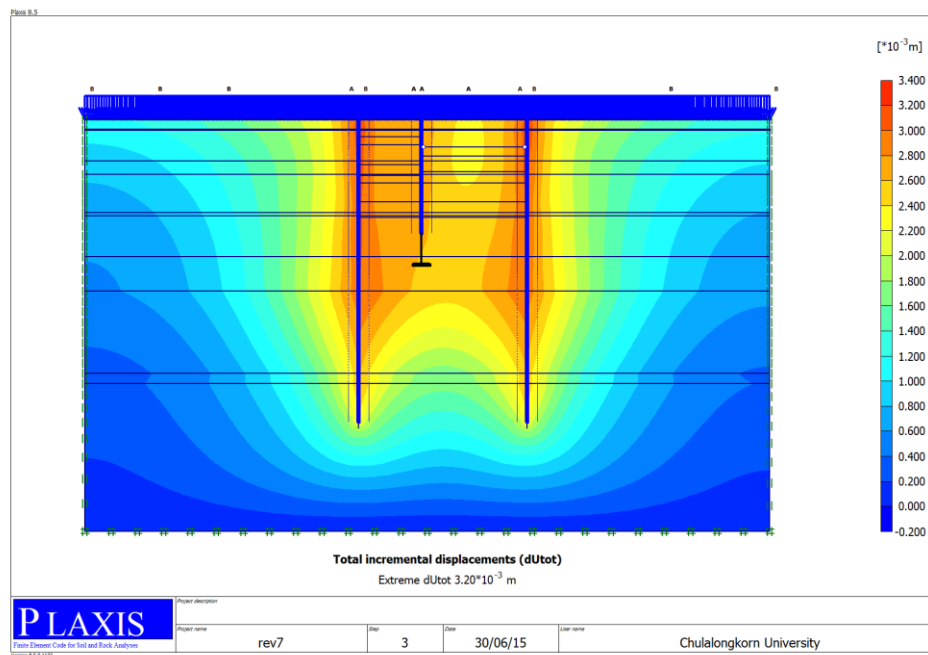
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

#### 5.1.4 ผลของ Total Increment ที่ได้จากการวิเคราะห์

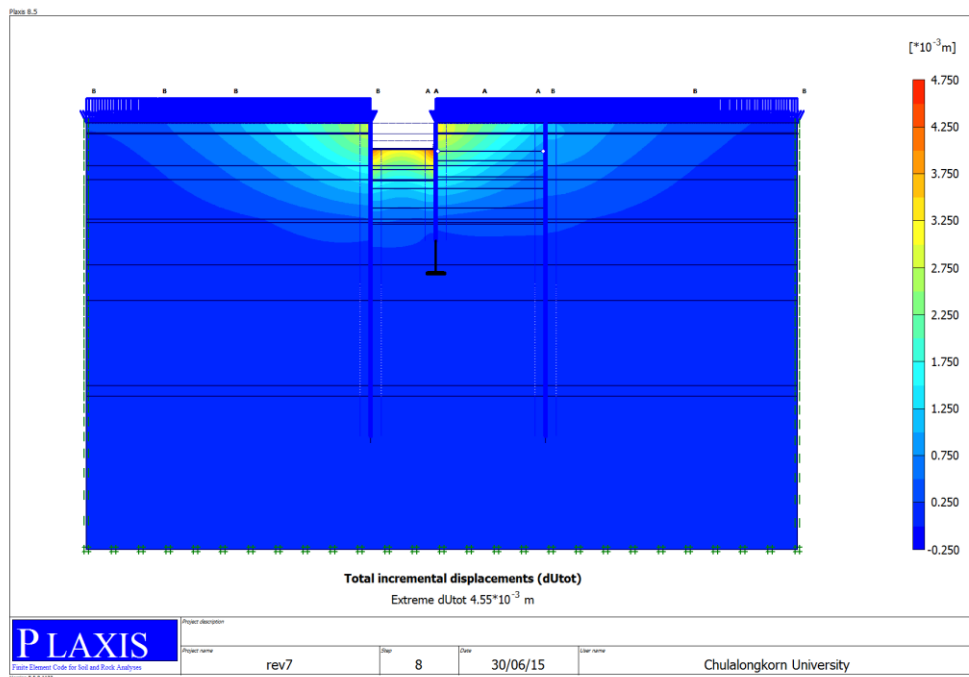
จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เทียบกับผลของการตรวจวัดในสนามด้วยเครื่องมือ Inclinator เห็นได้ว่ารูปแบบการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้ายมีความสอดคล้องกันระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เทียบกับผลของการตรวจวัดในสนาม แต่สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวารูปแบบการเคลื่อนตัวไม่สอดคล้องกันมากนัก สาเหตุเป็นเพราะข้อจำกัดของการใช้ซอฟต์แวร์วิเคราะห์แบบ 2 มิติ ไม่สามารถจำลองขั้นตอนการวิเคราะห์ให้สอดคล้องกับการก่อสร้างจริง ในขั้นตอนของการเจาะหรือถอนไดอะแฟรมวอลล์ ส่วนกลางเพื่อเข้าไปขุดดินใต้หลังคาท่อเหล็ก (Pipe Roof) และได้พื้นชั้นหลังคาสถานี (Roof slab) ทำให้ขอบเขตการเคลื่อนตัวของมวลดินไม่สอดคล้องกัน ซึ่งสามารถแสดงได้ด้วยค่าคำสั่ง Total

Increment จากซอฟต์แวร์ แสดงให้เห็นว่าในขั้นตอนของการจำลองการก่อสร้างการเจาะรื้อถอน ไตอะแฟรมวอลล์ด้วยการเปลี่ยนคุณสมบัติของไตอะแฟรมวอลล์เป็นเบเร็ด การเคลื่อนตัวของมวลดินเกิดขึ้นน้อยมาก แต่ในขณะการก่อสร้างจริงมวลดินจะมีการเคลื่อนตัวเนื่องจากการรื้อถอน ไตอะแฟรมวอลล์ออกไปแล้ว ส่งผลให้รูปแบบการเคลื่อนตัวของไตอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวาไม่สอดคล้องกับค่าที่ได้จากการตรวจในสนาม

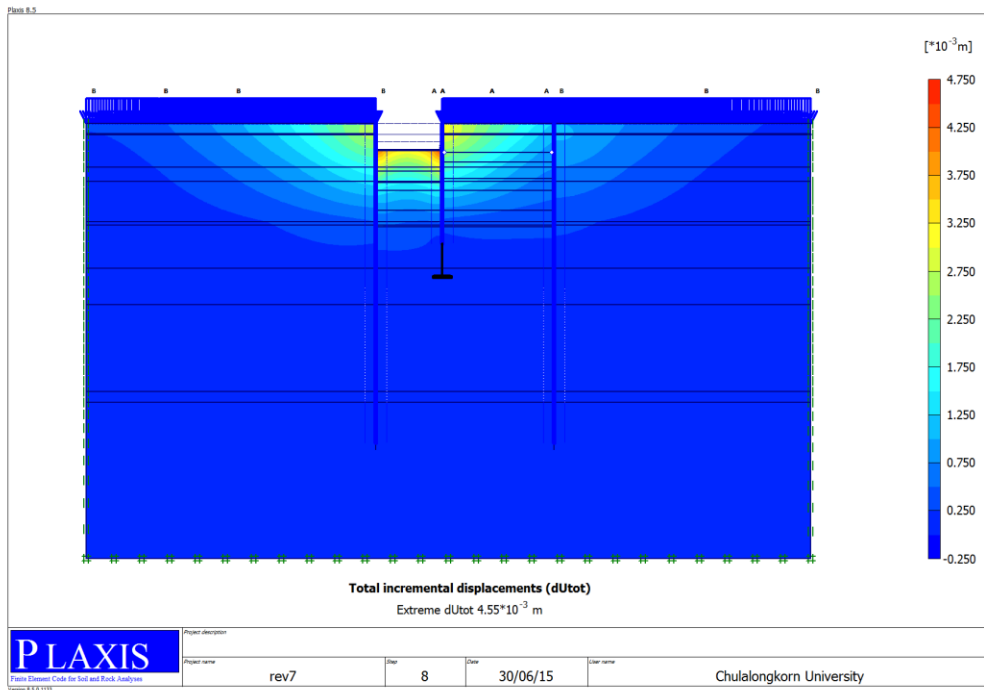
1. กำหนดชั้นส่วนที่เป็นไตอะแฟรมวอลล์และเบเร็ด, กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุก  $10 \text{ kN/m}^2$



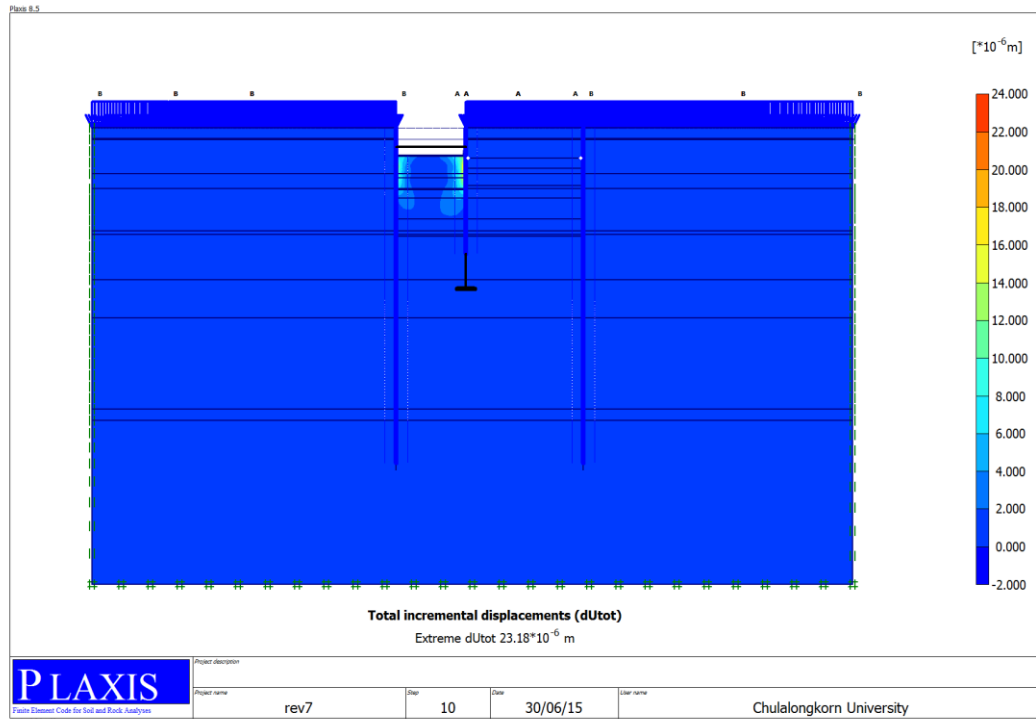
2. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -3.65 m. จากผิวดิน พร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่ขุดขึ้นมาที่ระดับ -3.65 m. จากผิวดิน



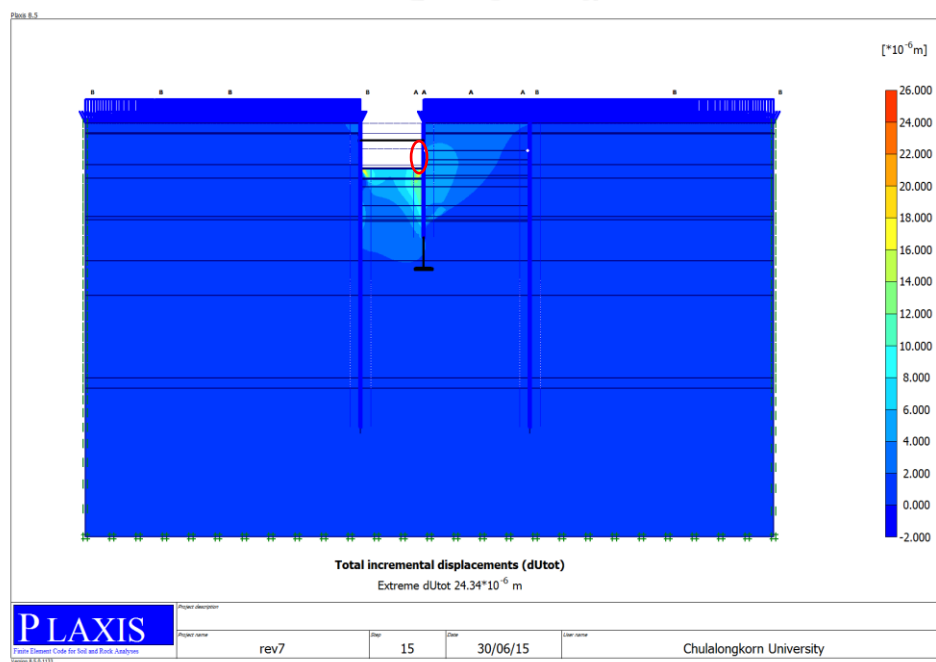
3. กำหนดระบบค้ำยันชั้นที่ 1 ที่ระดับ -2.50 m. จากผิวดิน



4. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -6.55 m. จากผิวดิน พร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่ที่ขุดมาที่ระดับ -6.55 m. จากผิวดิน

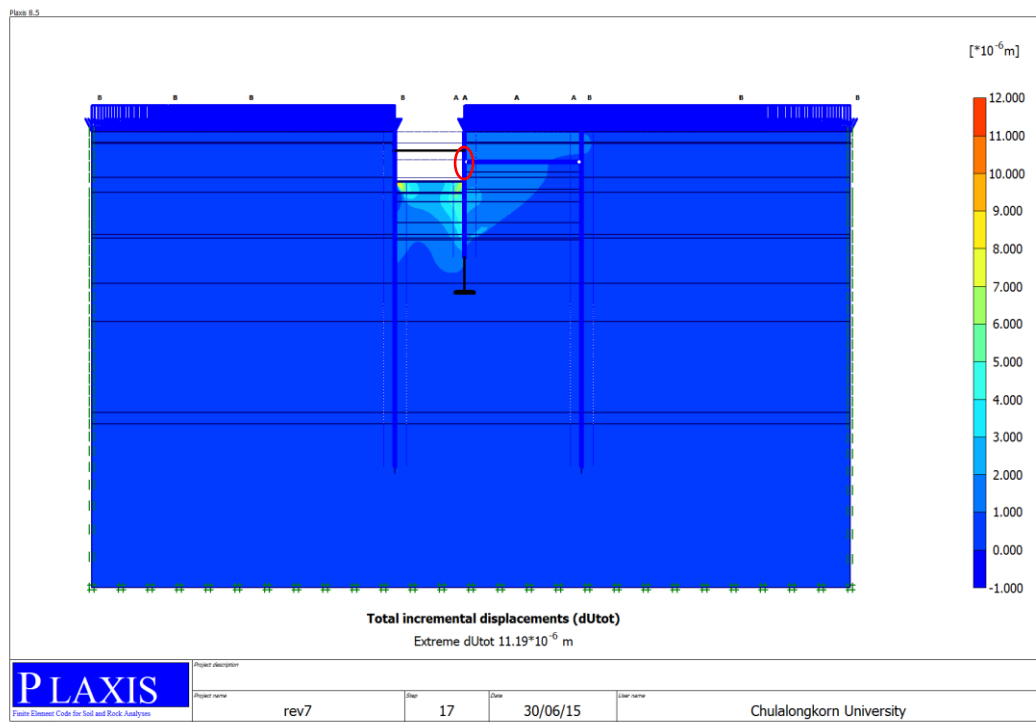


- \*5. เจาะเปิดช่องไคอะแฟรมวอลล์กลางและแบเรียด เพื่อดันท่อเหล็ก (pipe jacking) โดยการเปลี่ยนคุณสมบัติของไคอะแฟรมวอลล์เป็นแบเรียด (เห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังไคอะแฟรมวอลล์เกิดขึ้นน้อย)

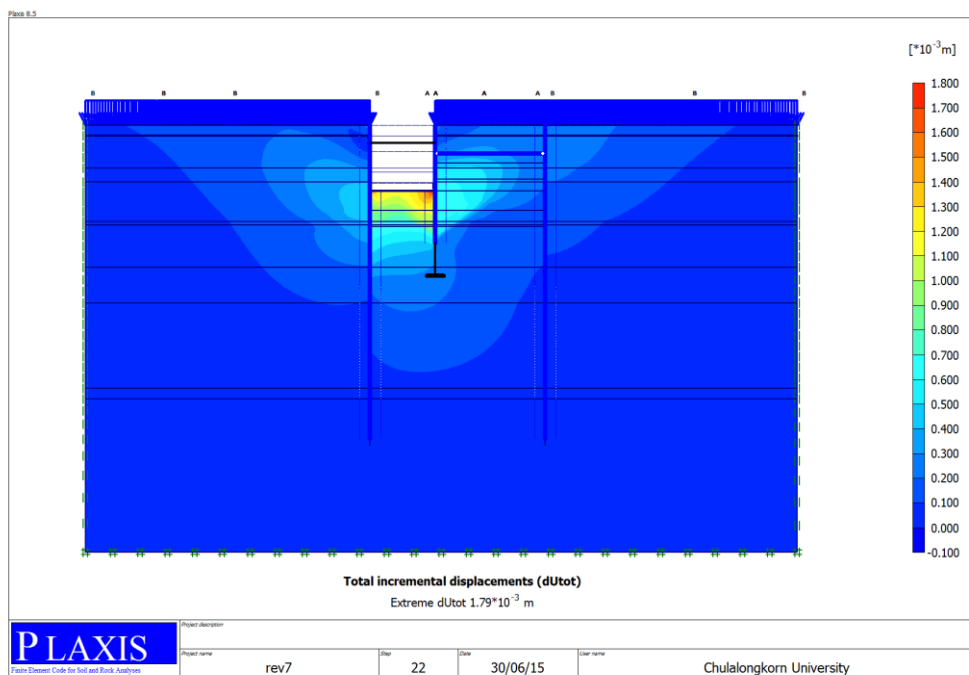




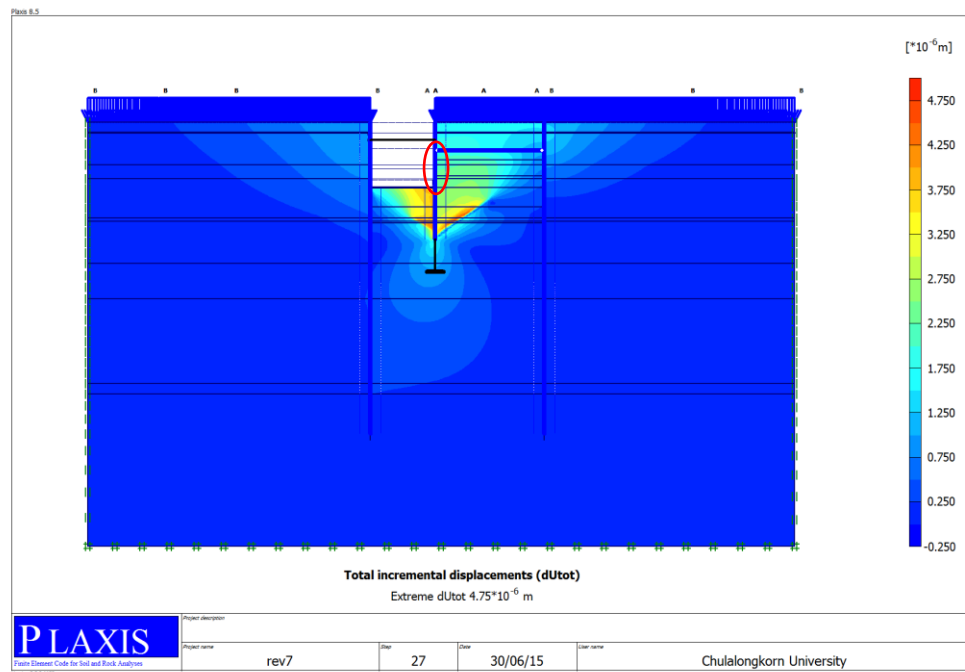
6. กำหนดชั้นส่วน Piperoof และเปลี่ยนคุณสมบัติของแบเร่ตกลับเป็นไดอะแฟรมวอลล์



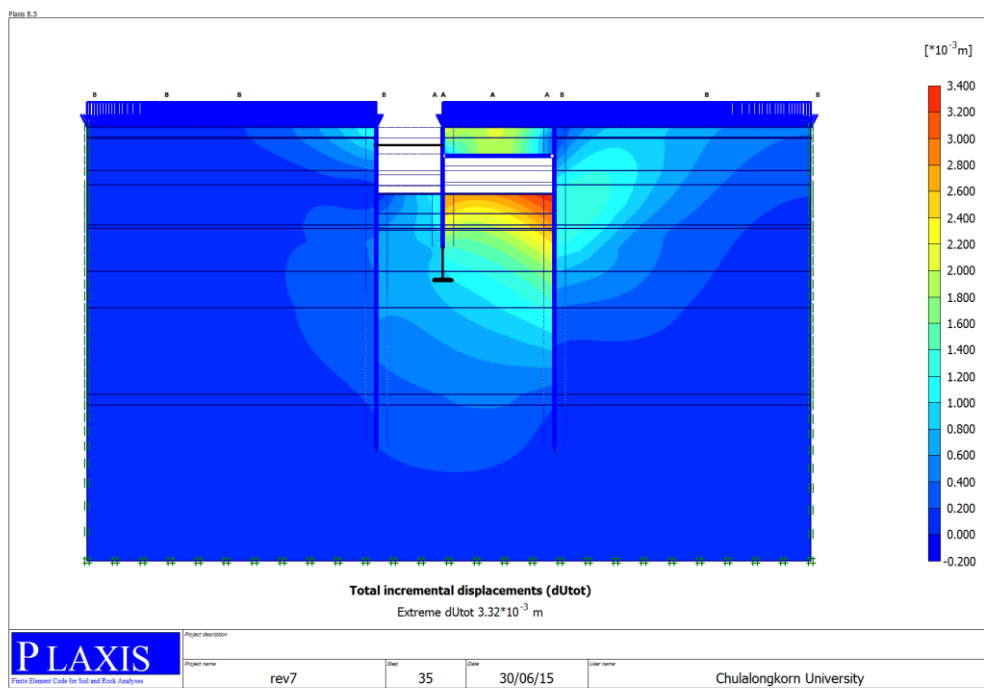
7. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -9.25 m. จากผิวดินพร้อมกับลดระดับเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ - 9.25m. จากผิวดิน



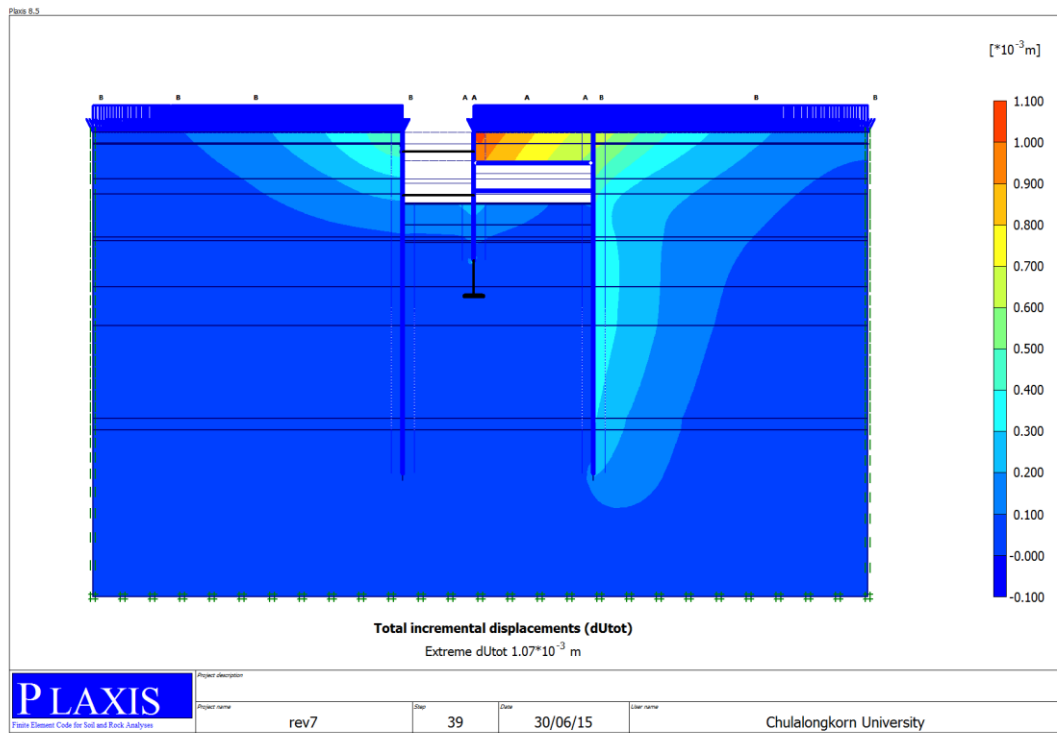
\*8. รื้อถอนไดอะแฟรมวอลล์ แถวกลางออก โดยการเปลี่ยนคุณสมบัติของไดอะแฟรมวอลล์แถวกลางเป็นแบเร่ต (เห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังไดอะแฟรมวอลล์เกิดขึ้นน้อย)



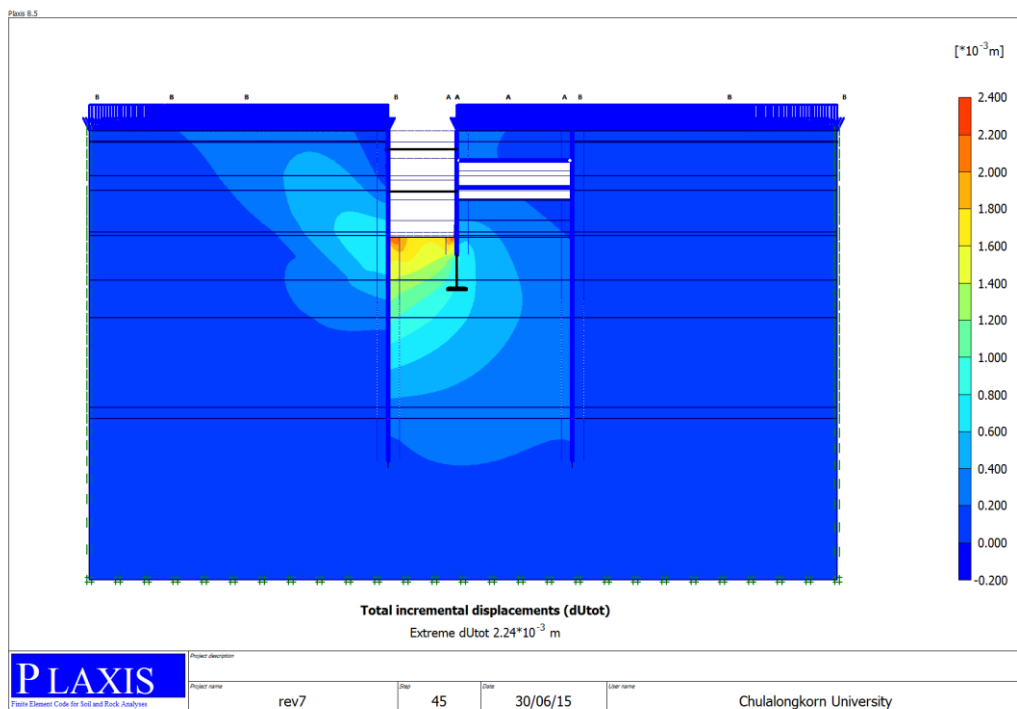
9. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ใต้หลังคาท่อเหล็กถึงระดับ -9.25 m. จากผิวดินพร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -9.25 m. จากผิวดิน



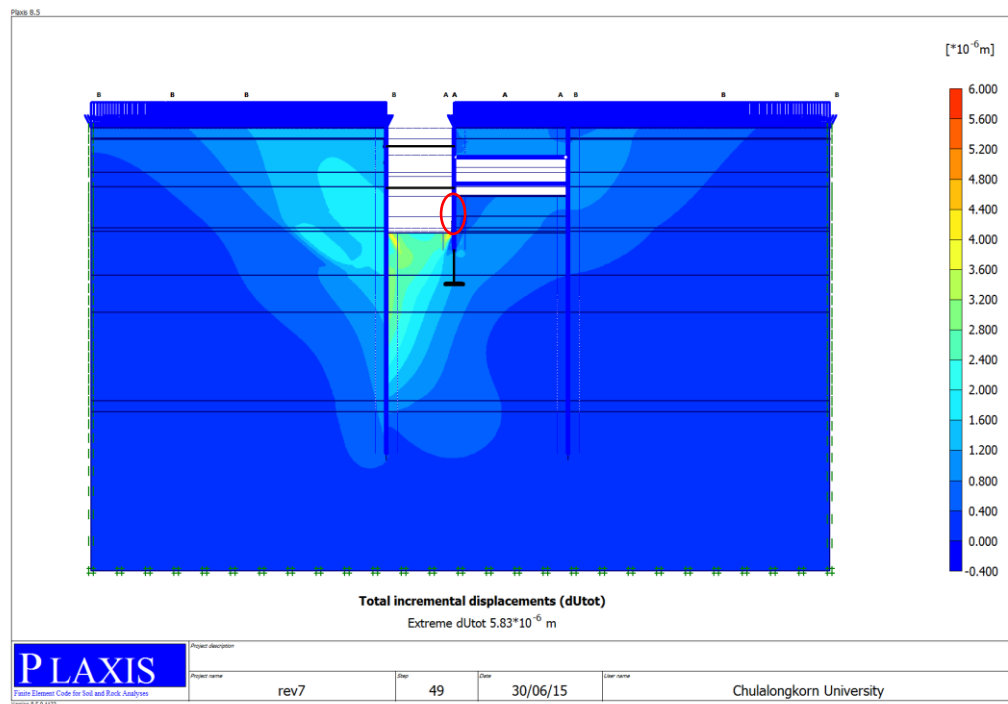
10. กำหนดระบบค้ำยันชั้นที่ 2 และสร้าง Roof Slab ที่ระดับ -8.00 m. จากผิวดิน



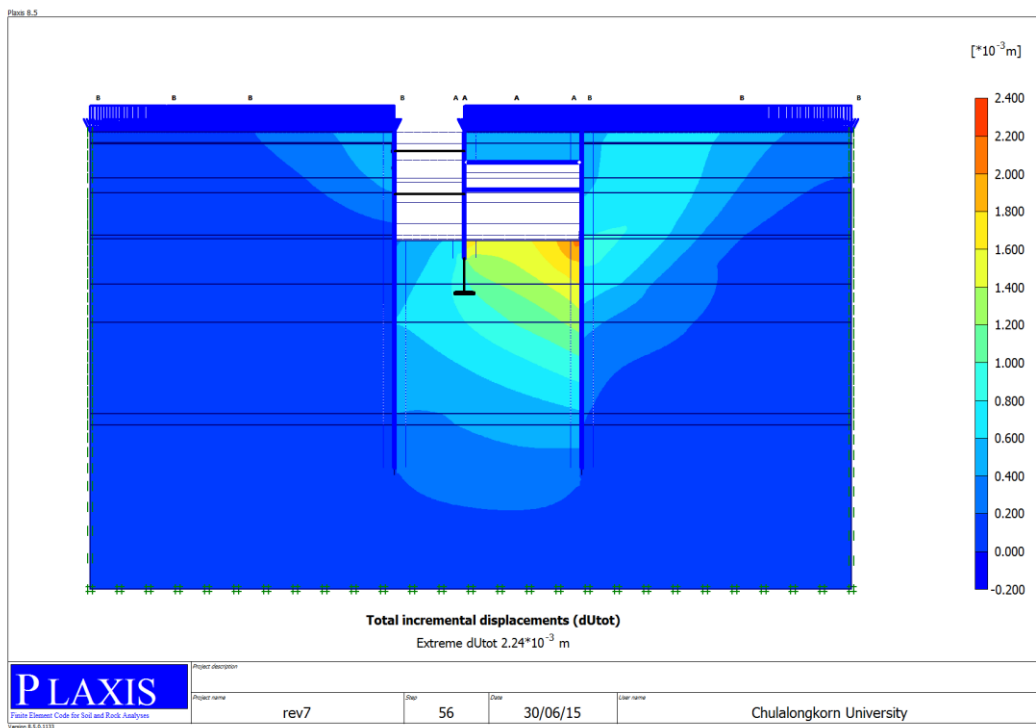
11. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -14.25 m. จากผิวดินพร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -14.25 m. จากผิวดิน



12. รื้อถอนไดอะแฟรมวอลล์ แถวกลางออก โดยการเปลี่ยนคุณสมบัติของไดอะแฟรมวอลล์แถวกลางเป็นแบเรต (เห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังไดอะแฟรมวอลล์เกิดขึ้นน้อย)

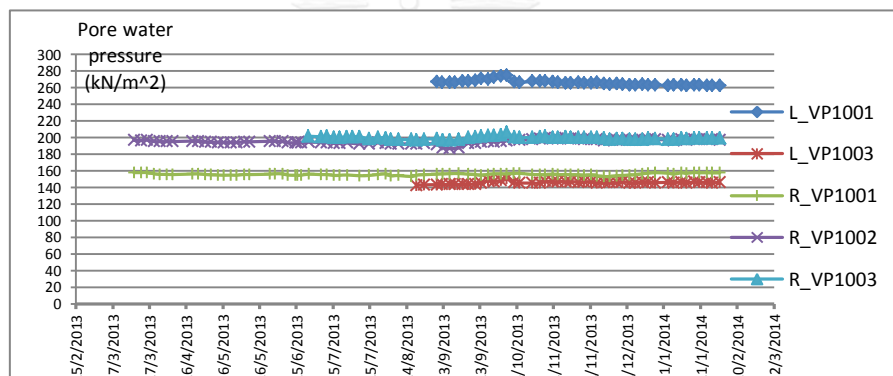


13. ขุดดินในบริเวณพื้นที่ Shaft opening ถึงระดับ -14.25 m. จากผิวดินพร้อมกับลดเส้นระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่บ่อขุดมาที่ระดับ -14.25 m. จากผิวดิน

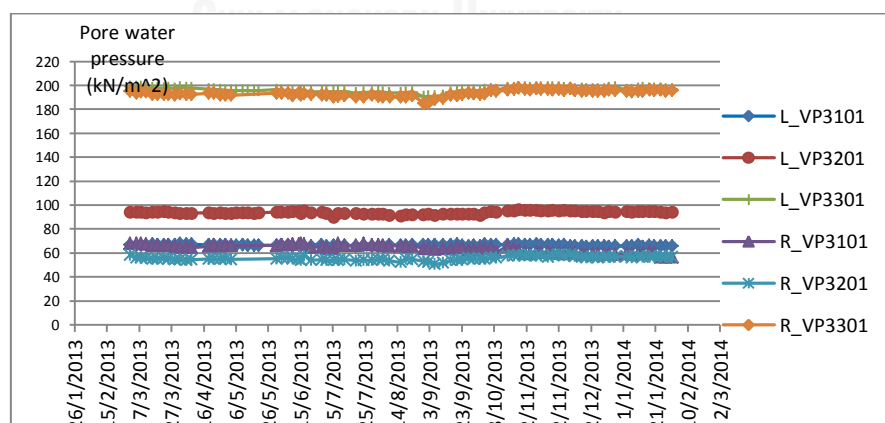


### 5.1.5 Vibrating wire piezometer

จากผลการตรวจวัดค่าระดับแรงดันน้ำในชั้นดินด้วย Vibrating wire piezometer ที่ติดตั้งไว้ชั้นดินทรายที่ระดับความลึก 34 เมตร จากผิวดิน พบว่าค่าระดับแรงดันน้ำไม่ได้มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญตั้งแต่ขั้นตอนของการเริ่มตั้นเจาะรื้อถอนไดอะแฟรมวอลล์เพื่อคืนที่ก่อสร้างหลังคาต่อเหล็ก จนกระทั่งสิ้นสุดเมื่อทำการขุดดินได้พื้นชั้นหลังคาจนถึงระดับความลึก 14.25 เมตร จากผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.42 ส่วนรูปที่ 5.43 แสดงค่าการตรวจวัดค่าระดับแรงดันน้ำในชั้นดินด้วย Vibrating wire piezometer ที่ติดตั้งไว้ที่ระดับความลึก 9 เมตร จากผิวดิน (L\_VP3101, R\_VP3101) ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ที่ระดับความลึก 19 เมตร จากผิวดิน (L\_VP3201, R\_VP3201) ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) และที่ระดับความลึก 34 เมตร จากผิวดิน (L\_VP3301, R\_VP3301) ในชั้นทรายชั้นที่ 1 (Medium to dense Sand)



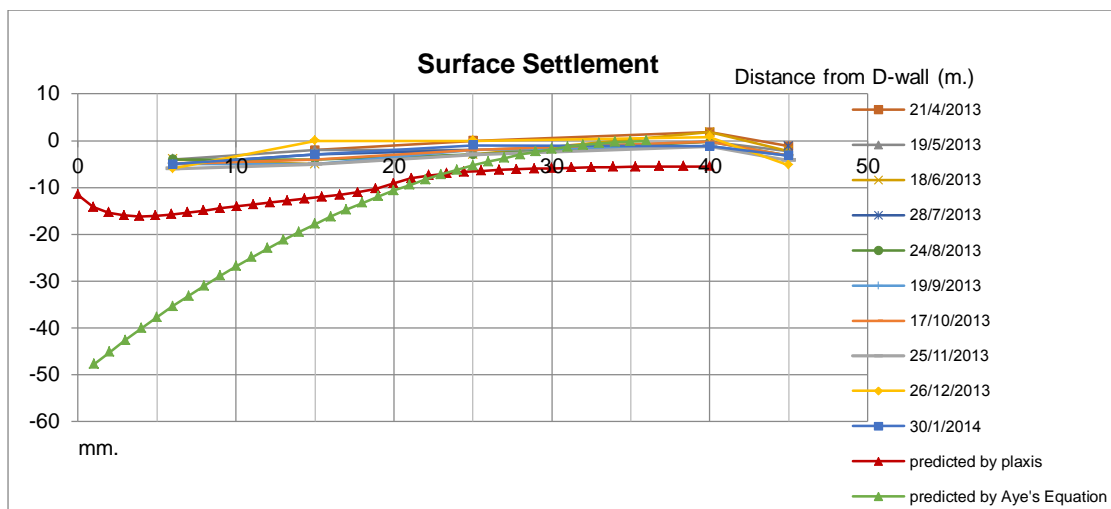
รูปที่ 5-42 ค่าระดับแรงดันน้ำ ตั้งแต่ช่วงเริ่มก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กจนก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กเสร็จ



รูปที่ 5-43 ค่าระดับแรงดันน้ำ ตั้งแต่ช่วงเริ่มก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กจนก่อสร้างหลังคาต่อเหล็กเสร็จ

### 5.1.6 Surface settlement point

จากผลการตรวจวัดการทรุดตัวในสนามด้วยการติดตั้ง Surface Settlement Point พบว่าค่าการตรวจวัดในสนามให้ค่าการทรุดตัวมากที่สุดประมาณ 8 มิลลิเมตร น้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ที่ให้ค่าการทรุดตัวมากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร และน้อยกว่าผลการวิเคราะห์ตามสมการที่เสนอโดย Aye (2006) ซึ่งการทรุดตัวที่ผิวมีความสัมพันธ์กับค่าปริมาตรของมวลดินหลังกำแพงที่เคลื่อนตัวเนื่องจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินโดยมีค่าการทรุดตัวมากที่สุดประมาณ 49 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.44



รูปที่ 5-44 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## บทที่ 6

### ข้อสรุปและข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงกันดินไต่อะแพรมวอลล์และหลังค้ำท่อเหล็กในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสนามไชย ได้วิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยใช้เกณฑ์การวิบัติของดินแบบ Mohr – Coulomb ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) เทียบกับผลการตรวจวัดในสนามด้วยเครื่องมือ Inclinator พบว่า ค่า Soil Stiffness ( $E_v/S_u$ ) ที่ให้ผลสอดคล้องกันคือ 300, 450 และ 1000 สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff Clay) ตามลำดับ สำหรับทราย  $E' = 4000N$  โดยใช้หน่วย  $kN/m^2$  (  $N$  คือ SPT N-Value ; blow/ft) ค่า Soil Stiffness ที่ได้จากการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) นี้ แตกต่างจากค่า Soil Stiffness ที่ใช้โดยทั่วไปในการวิเคราะห์ห้ออกแบบระบบกำแพงกันดินไต่อะแพรมวอลล์ในดินกรุงเทพฯ ซึ่งได้มีการศึกษาโดย วันชัย เทพรักษ์(2542) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 500, 750 และ 1000 สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff Clay) ตามลำดับ สำหรับทราย  $E' = 2000N$  โดยใช้หน่วย  $kN/m^2$  (  $N$  คือ SPT N-Value ; blow/ft) ค่า Soil Stiffness ในชั้นดินเหนียวที่ลดลงนี้เป็นผลอันมาจากรูปแบบขั้นตอนการก่อสร้างที่มีการขุดดินทิ้งไว้นานโดยไม่ติดตั้งค้ำยันทันทีและการก่อสร้างจากการขุดด้านข้างใช้เวลาการก่อสร้างมากกว่าวิธีขุดปกติ ทำให้ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clay) เกิดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นตามเวลา (Time Dependent Effect) อันมีผลทำให้ Soil Stiffness ของดินเหนียวลดลง สำหรับดินทรายนั้น ค่า Soil Stiffness ที่เพิ่มขึ้นเนื่องมาจากระดับแรงดันน้ำในชั้นทราย (Pore water pressure) ที่เพิ่มขึ้นจากระดับ -23.0 m. มาเป็นระดับ -14.0 m. จากผิวดินในปัจจุบัน ส่งผลให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของดินลดลง

ค่าพารามิเตอร์ Soil Stiffness จากการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) เป็นวิธีเชิงประสบการณ์ (Empirical Method) สามารถใช้งานได้ดีเมื่ออยู่ภายในเงื่อนไขที่คล้ายคลึงกันถึงแม้ว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Analysis) โดยใช้รูปแบบการวิบัติของดินแบบ Mohr – Coulomb จะไม่ใช่รูปแบบเกณฑ์การวิบัติของดินที่ดีที่สุด แสดงพฤติกรรมของดินได้ดีที่สุด แต่ยังคงเหมาะสมเป็นที่นิยมนำไปใช้งานในทางปฏิบัติได้ดีด้วยเพราะหาคุณสมบัติของดินได้ง่าย วิศวกรมีความคุ้นเคยทำให้สามารถประเมินค่าคุณสมบัติของดินได้ดีกว่าการใช้รูปแบบพฤติกรรมของดินที่ซับซ้อน อาทิ Soft Soil Model, Hardening Soil Model, Modified Cam-Clay

การใช้วิธีหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) ในการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินเพื่อช่วยในการขุดโดยไม่เปิดหน้าดิน ถือเป็นวิธีหนึ่งที่เหมาะสม ก่อสร้างได้ง่าย ควบคุมการเคลื่อนตัวของดินได้ดีทำให้ไม่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ใกล้เคียง พิสูจน์ได้จากผลการตรวจวัดในสนามสำหรับงานขุดดินลึกถึงระดับ -14.25 m. จากผิวดิน การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์สูงสุดไม่เกิน 30 mm. การทรุดตัวที่ผิวดินอันเนื่องมาจากการแ่นตัวของหลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) ไม่เกิน 20 mm. การเอียงตัวของอาคารข้างเคียงน้อยมาก ๆ

ค่าพารามิเตอร์ (Soil Stiffness) ที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ห่ออกแบบสถานีรถไฟใต้ดินด้วยกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ร่วมกับการใช้หลังคาท่อเหล็ก (Pipe roof) ไม่ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของแรงที่เกิดขึ้นในกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ทั้งโมเมนต์การดัด (Bending Moment) แรงเฉือน ( Shear Force) อย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในภาคผนวก ข. แต่ช่วยให้สามารถประเมินค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ใกล้เคียงกับค่าที่เกิดขึ้นจริงตามขั้นตอนการก่อสร้าง

**ข้อเสนอแนะ**

การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินในกรุงเทพฯ ด้วยระบบไดอะแฟรมวอลล์ร่วมกับหลังคาท่อเหล็กเกิดขึ้นเป็นครั้งแรก ส่งผลให้ขาดงานวิจัยอื่นๆมาเปรียบเทียบผลลัพธ์และข้อแตกต่าง ในอนาคตโครงการก่อสร้างเส้นทางรถไฟใต้ดินสายสีส้ม ซึ่งจะสร้างผ่านพื้นที่อนุรักษ์เกาะกรุงรัตนโกสินทร์ และใช้รูปแบบการก่อสร้างด้วยระบบไดอะแฟรมวอลล์ร่วมกับหลังคาท่อเหล็กเหมือนดังครั้งนี้ ควรจะมีงานวิจัยใหม่เพื่อเปรียบเทียบผลลัพธ์ โดยสามารถใช้งานวิจัยนี้ศึกษาขั้นตอนการก่อสร้างและขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์เพื่อทำการศึกษาต่อยอดไปในระดับที่มีความซับซ้อนมากยิ่งขึ้น



## รายการอ้างอิง


### ภาษาไทย

- ธีรพงศ์ แพนเกาะ (2548). พฤติกรรมของกำแพงกันดินไคอะแพรมวอลล์สำหรับงานขุดลึกในดินเหนียวกรุงเทพฯ.  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต.
- วันชัย เทพรักษ์ (2547). การออกแบบค้ำยันเข็มพีตเหล็ก. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วันชัย เทพรักษ์ (2542). พฤติกรรมของกำแพงไคอะแพรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการออกแบบและ  
ก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในดินกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 5.
- วันชัย เทพรักษ์ (2554). "พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินและตัวอุโมงค์จากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสาย  
เฉลิมรัชมงคลในดินกรุงเทพฯ." การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 7.
- สรุฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2540). วิศวกรรมปฐพี, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

### ภาษาอังกฤษ

- Aye Z. Z. et al. (2006). Ground Movement Prediction and Building Damage Risk-  
Assessment for the Deep Excavations and Tunneling Works in Bangkok Subsoil.  
International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling Bangkok,  
Thailand.
- Brooker E. W. and H.O. Ireland (1965). "Earth Pressure at Rest Related to Stress  
History." Canadian Geotechnical Jour **11**.
- CH. KarnChang Plubic Company Limited. (2011). Detailed Design for BH-12 Sanam  
Chai Station Diaphragm Wall And Foundation.
- Clough G. W. and T. D. O'Rourke. (1990). " Construction induced movements of in situ  
walls." GSP No.25 ASCE.
- Duncan J. M. and A. L. Buchignani (1976). An engineering manual for settlement  
studies. G. E. Report. Univ. of California at Berkeley.

- Mair R. J. (1993). Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavation. Unwin Memorial Lecture 1992, Proc. Institution of Civil Engineering.
- Mana A. I. and Clough G. W. (1981). "Prediction of movements for braced cuts in clay." J. of Geotech. Eng. Div., ASCE(107(6)): 759-777.
- Mayne P. W. (1993). US-Brazil Workshop, NSF.
- Mayne P. W. and F. H. Kulhawy . (1982). "Ko – OCR relationship in soil." J. of Geotech. Eng. Div., ASCE **108(6)**: 851-872.
- Shibuya S. et al. (1997). Characterizing stiffness and strength of soft Bangkok clay from in-situ and laboratory test. First Int. Conf. on Site Characteristics.
- Teparaksa W. (1999). "Analysis of Lateral Wall Movements for Deep Excavation of Bangkok Subsoils." Civil and Environmental Conf. New Frontiers and Challenges.
- Teparaksa W. (1999). Geotechnical aspects of the Bangkok subway design and construction. guest speaker for the Society of Professional Engineers Thailand (S.P.E.T) member meeting at British Club.
- Teramast N. (1998). Characterization of pseudo-elastic shear modulus and shear strength of Bangkok clay, AIT. **M. Eng. Thesis**.
- Terzaghi K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley. New York.

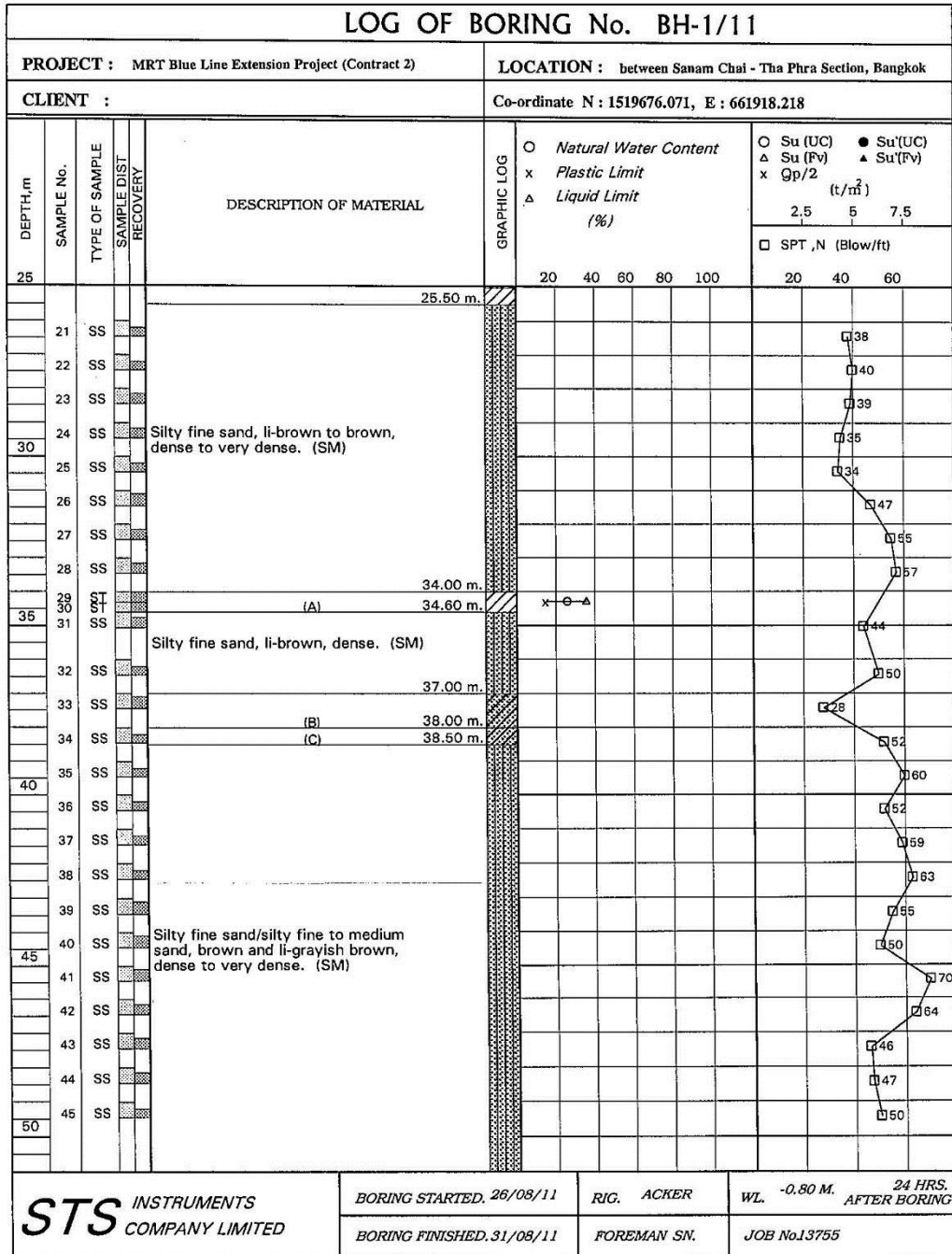


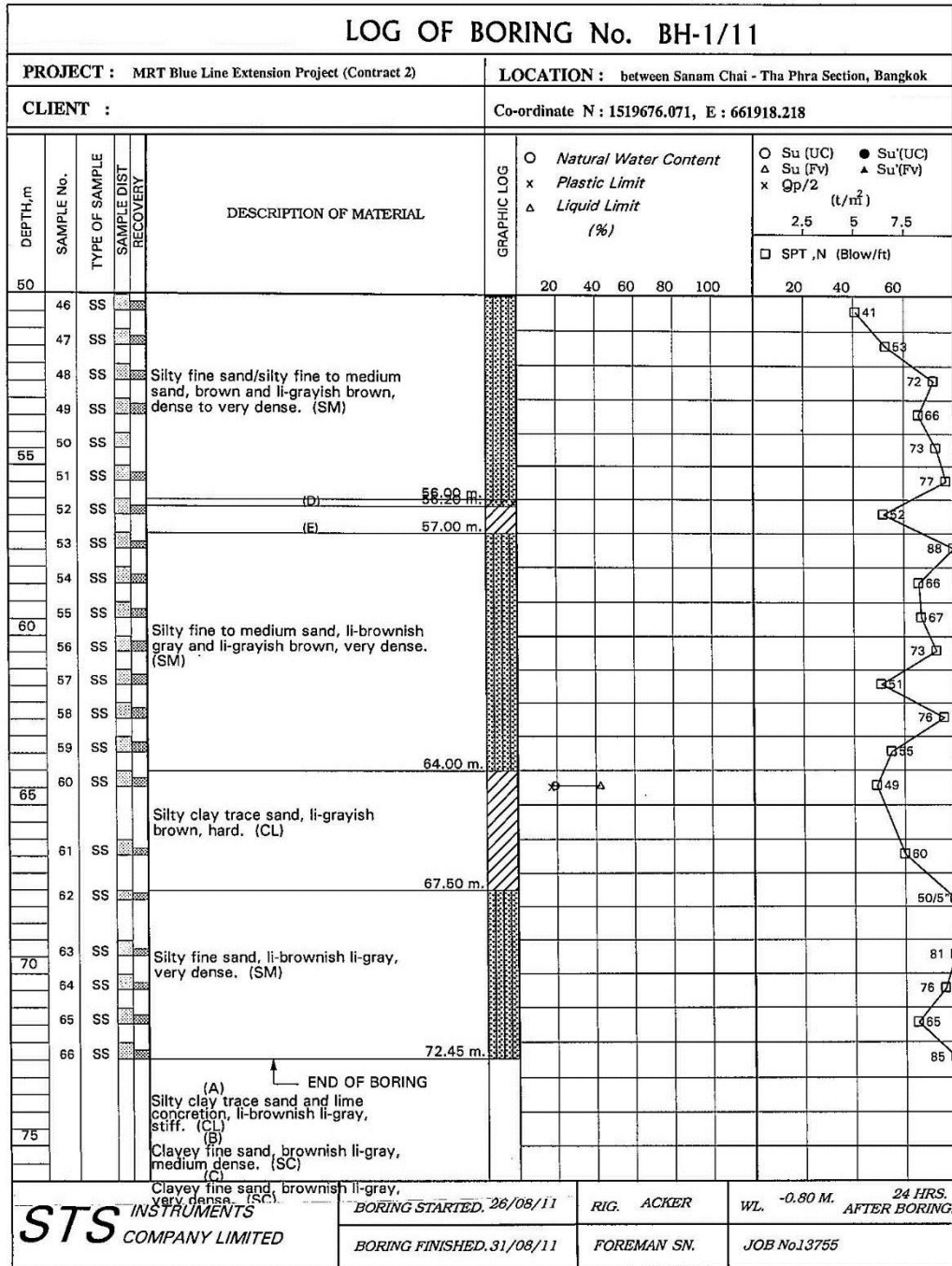
ภาคผนวก ก.

ข้อมูลผลการเจาะสำรวจดินบริเวณพื้นที่ก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าสถานีสนามไชย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY



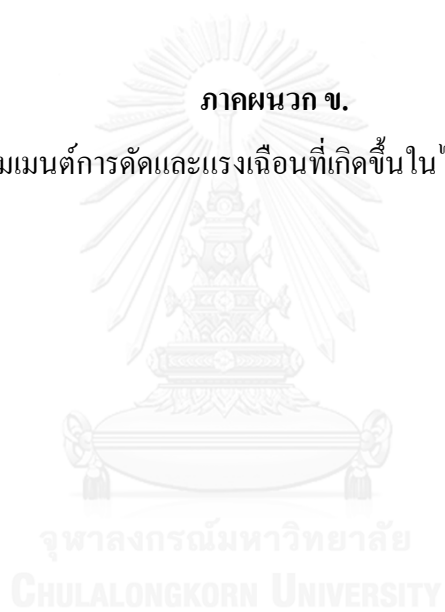






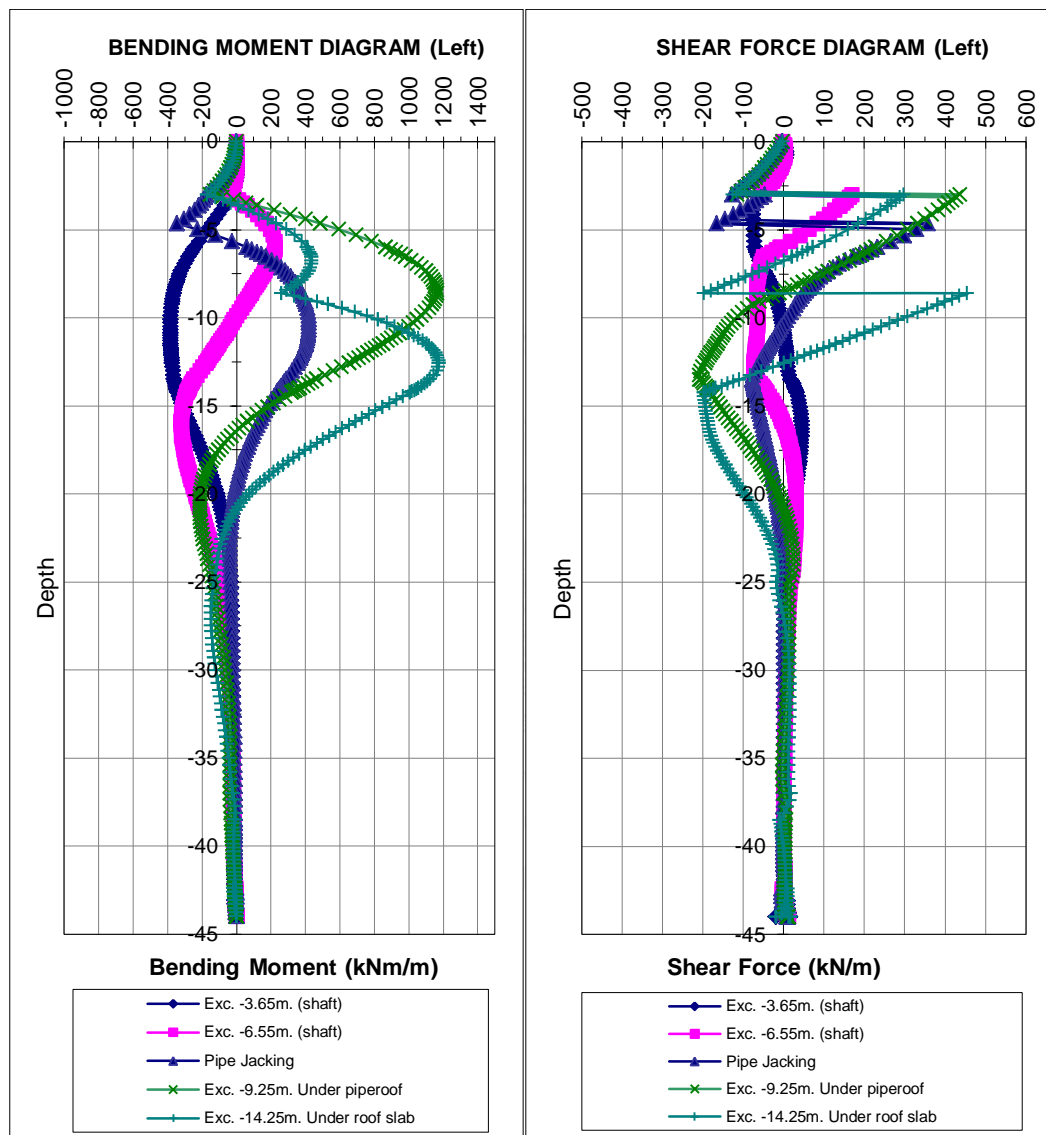
ภาคผนวก ข.

ข้อมูลโมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์

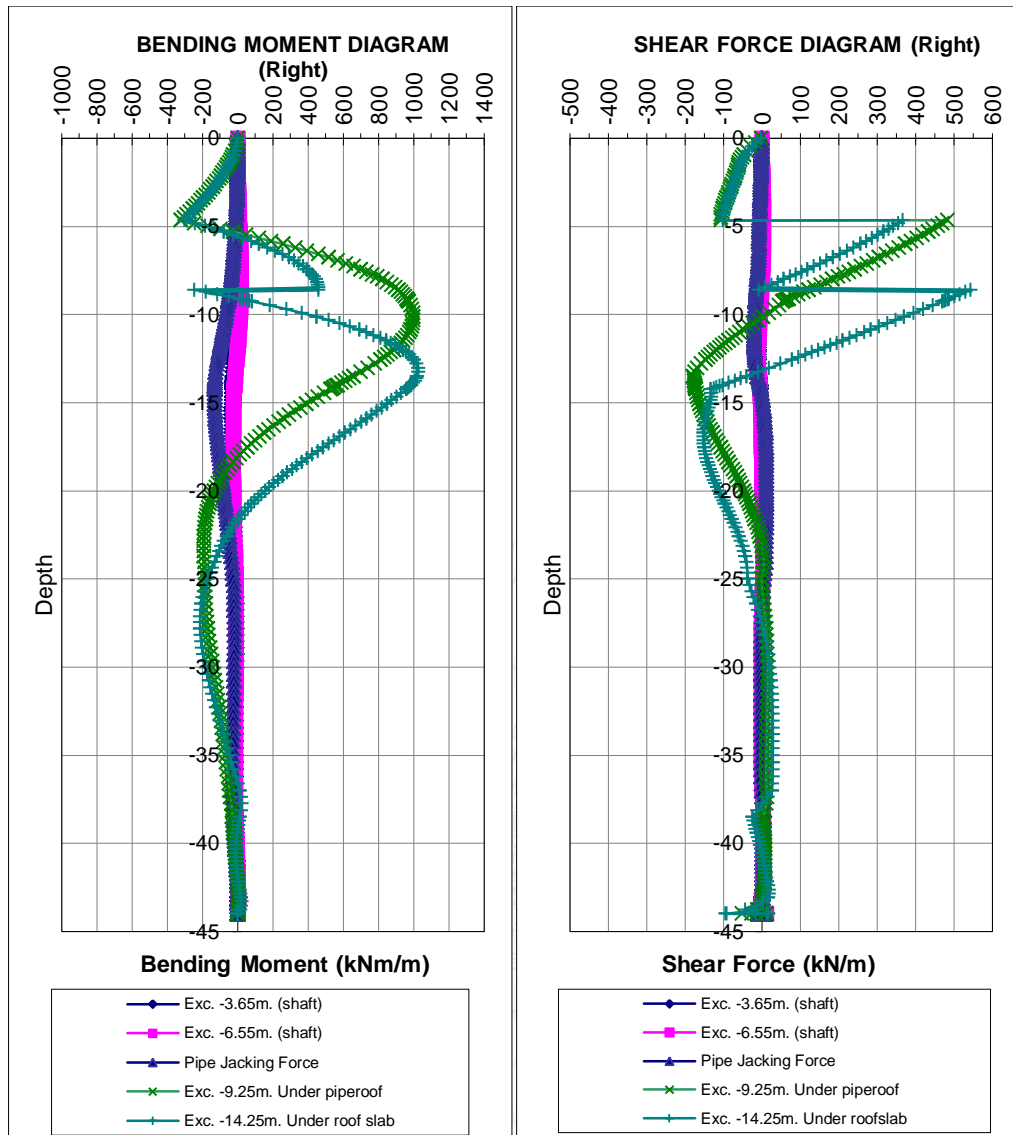




โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 1 แสดงได้ในรูปที่ 1.1 สำหรับโคะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 1.2 สำหรับโคะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

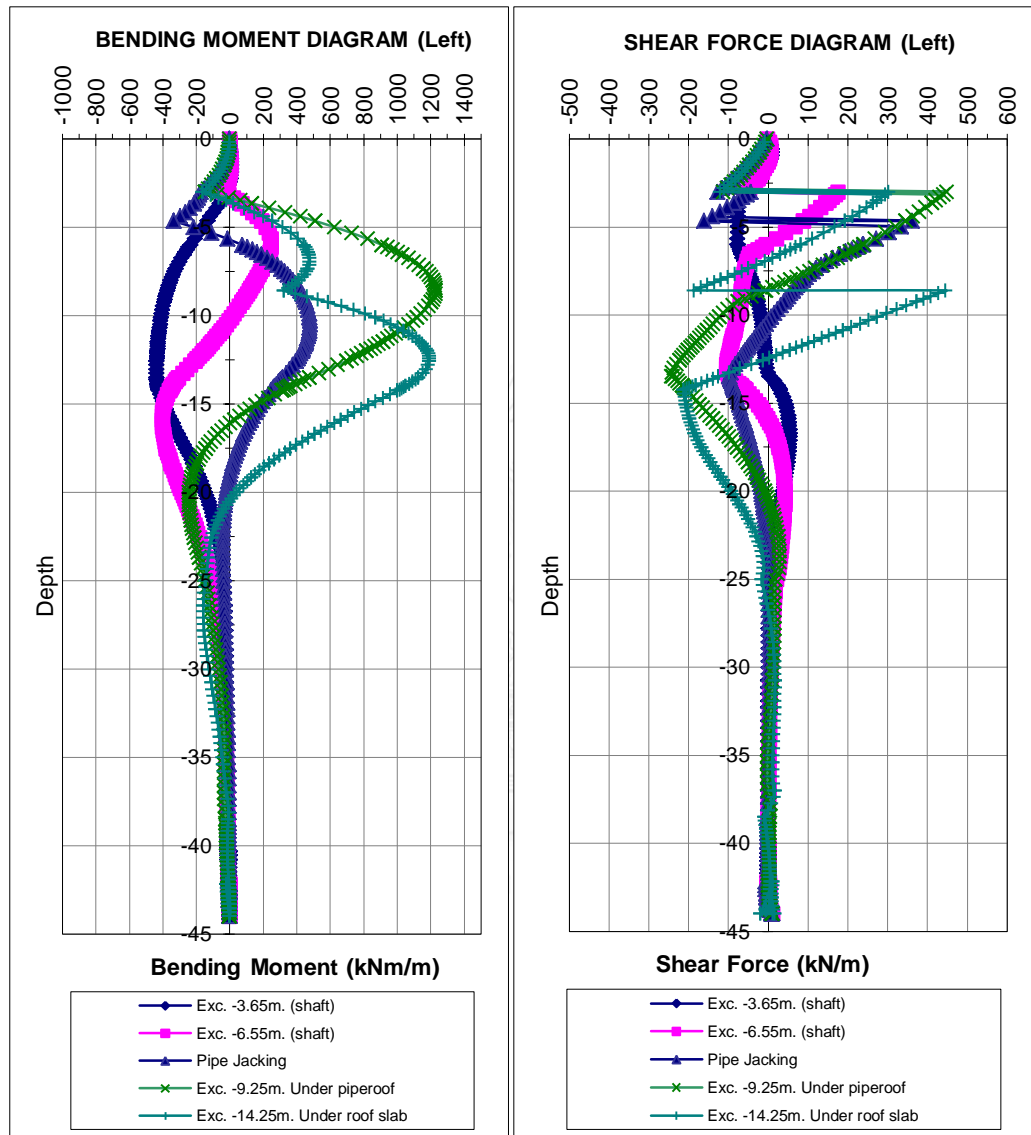


รูปที่ 1.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย

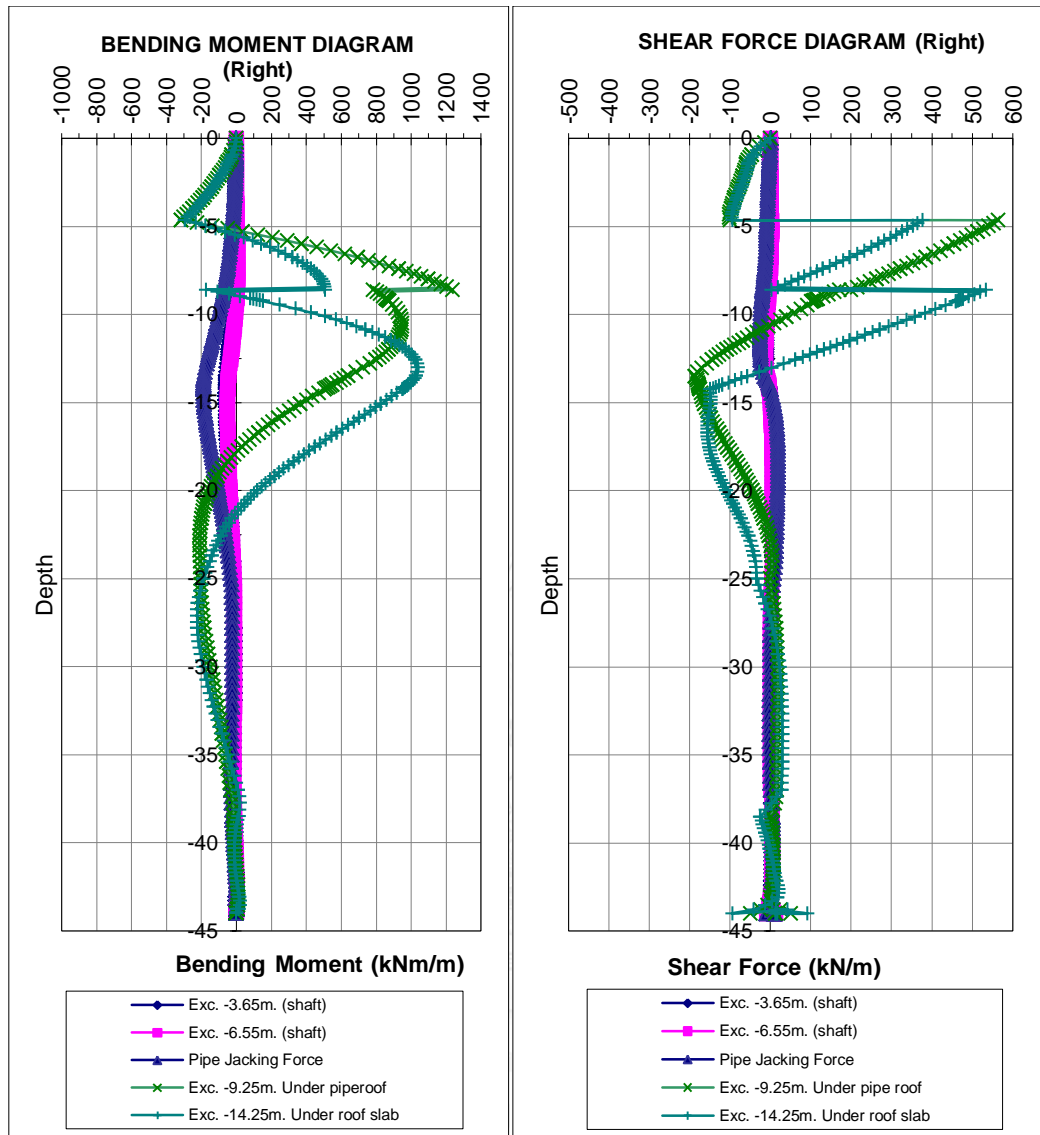


รูปที่ 1.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 2 แสดงได้ในรูปที่ 2.1 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 2.2 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

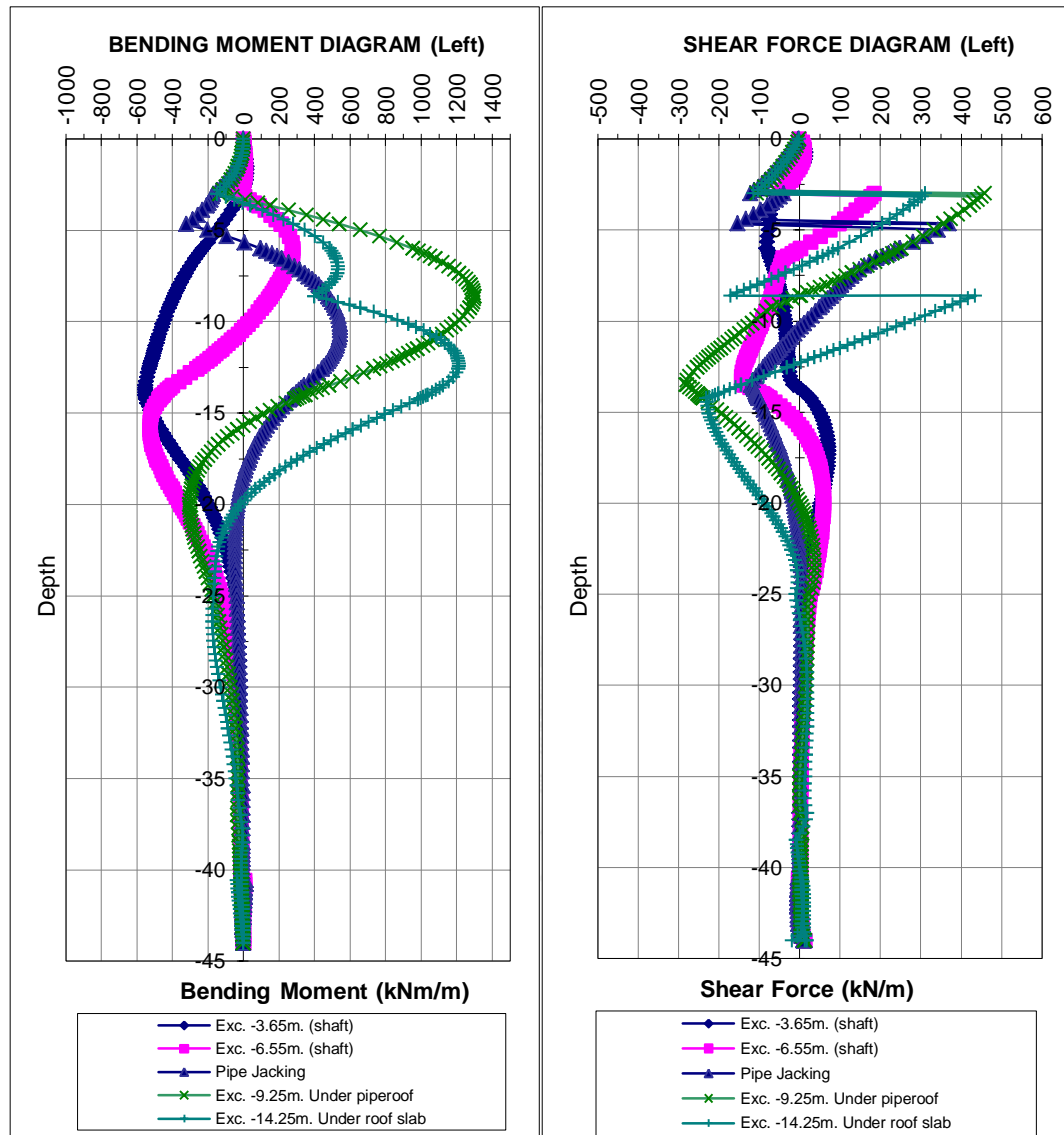


รูปที่ 2.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย

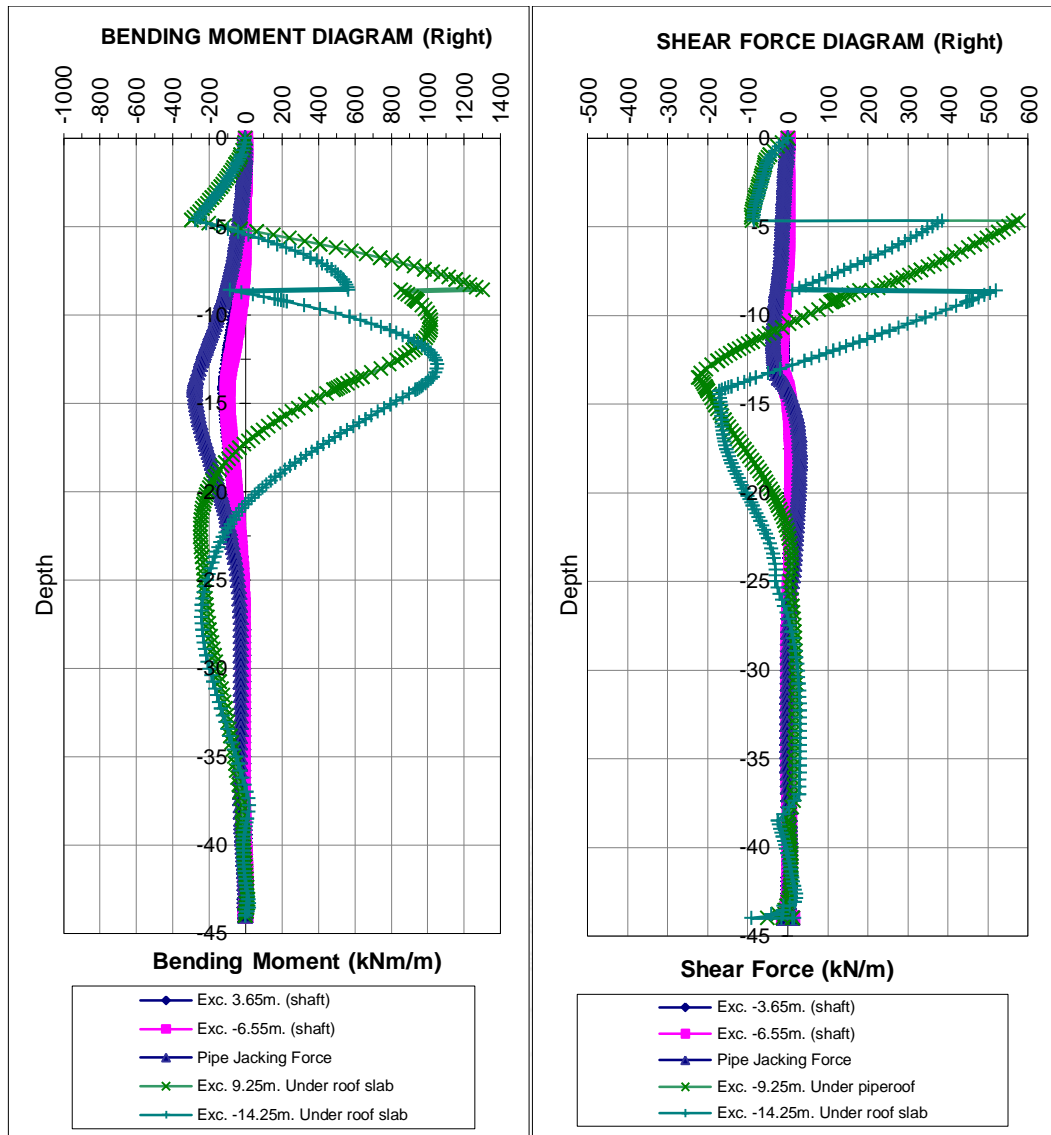


รูปที่ 2.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 3 แสดงได้ในรูปที่ 3.1 สำหรับโคะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 3.2 สำหรับโคะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

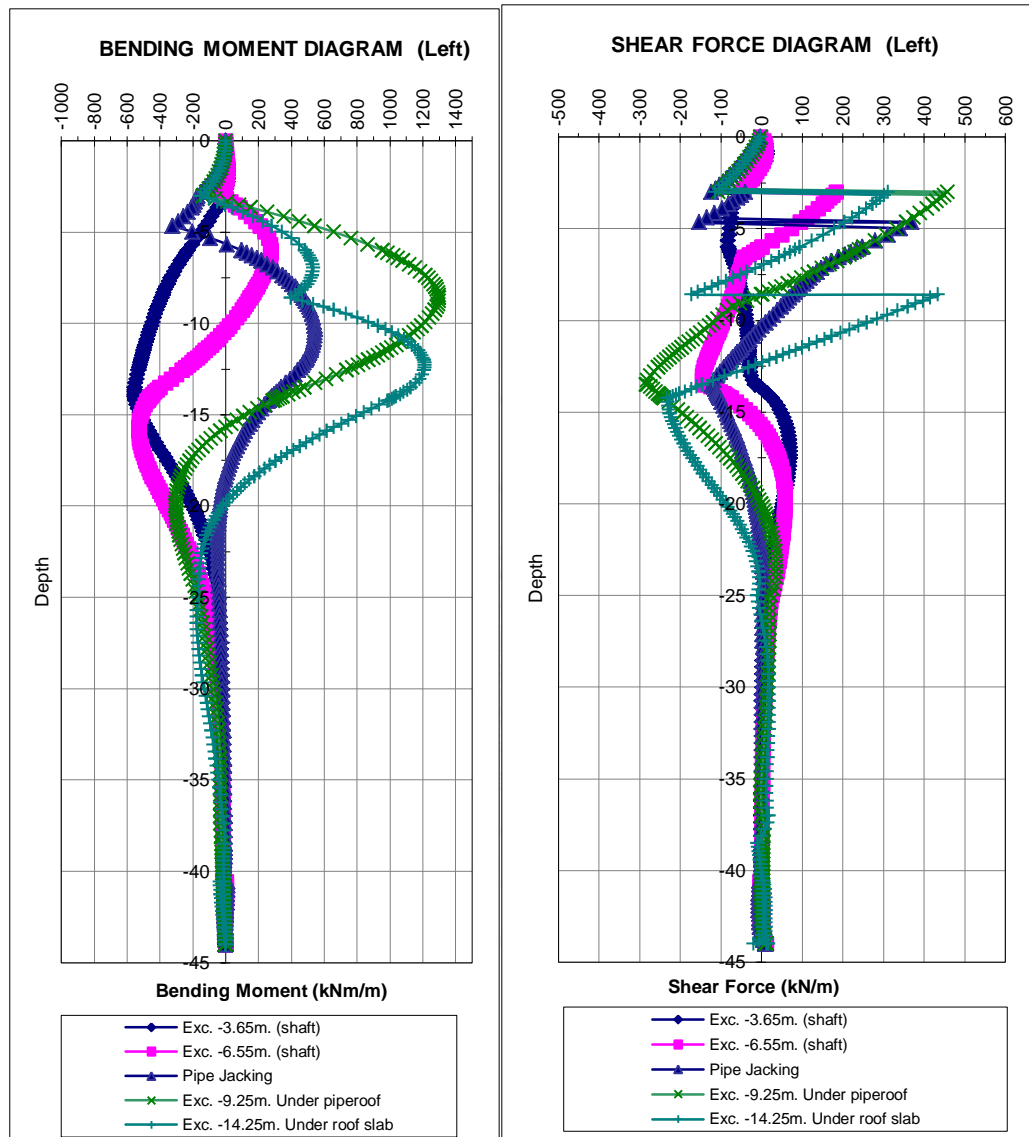


รูปที่ 3.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย

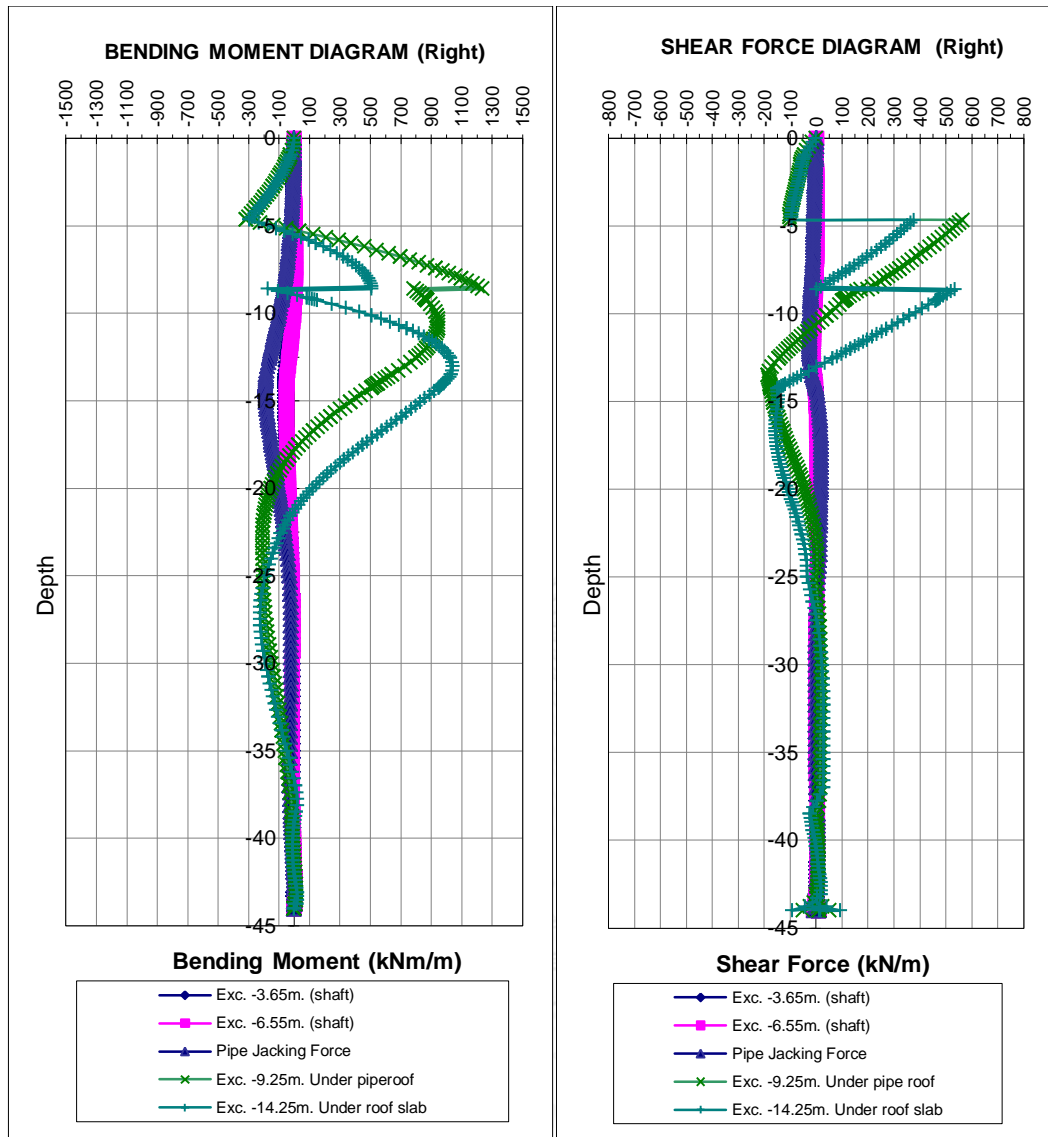


รูปที่ 3.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในโคอะเฟรมวอลล์ฝั่งขวา

โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 4 แสดงได้ในรูปที่ 4.1 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 4.2 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา



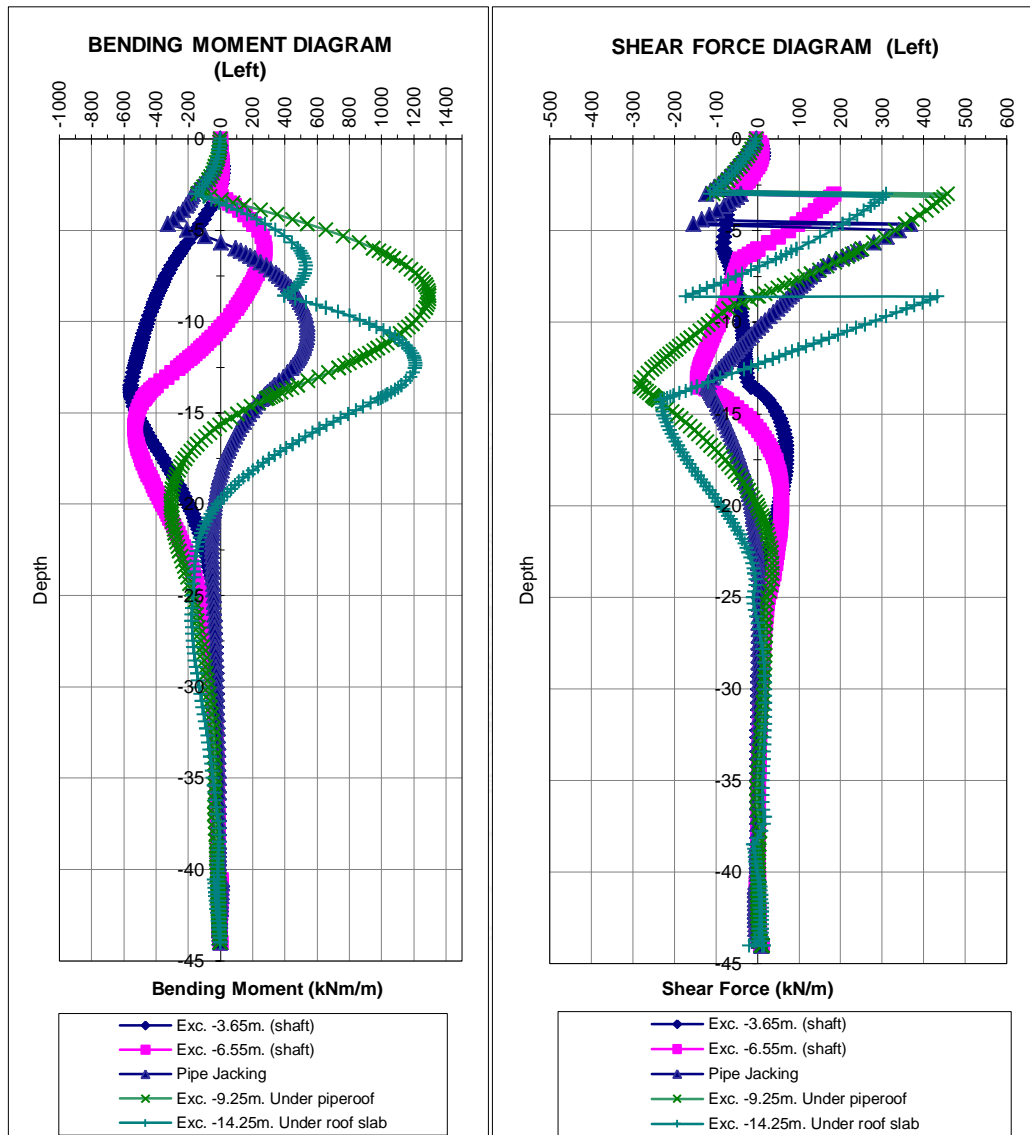
รูปที่ 4.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย



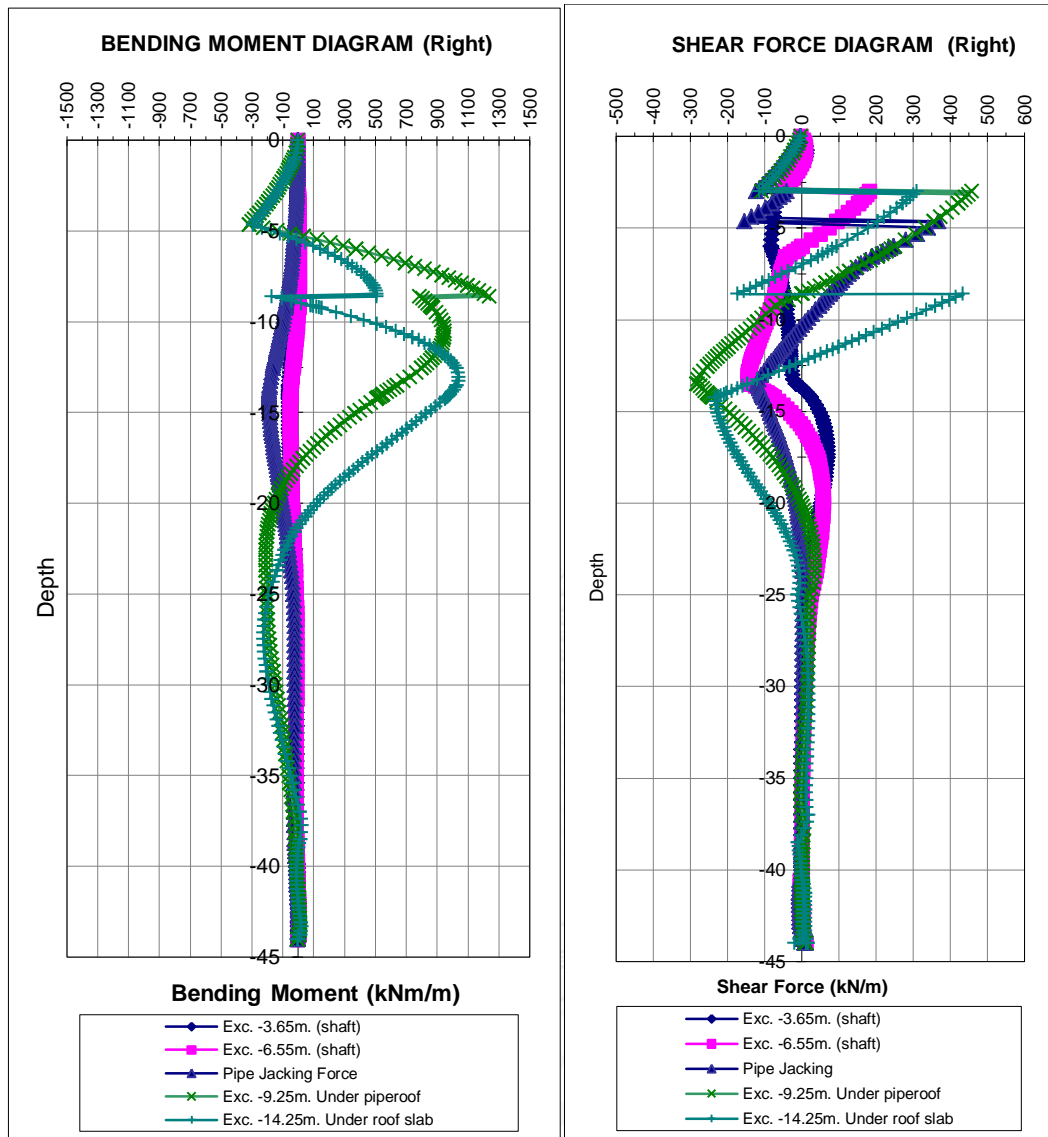
รูปที่ 4.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา



โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 5 แสดงได้ในรูปที่ 5.1 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 5.2 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

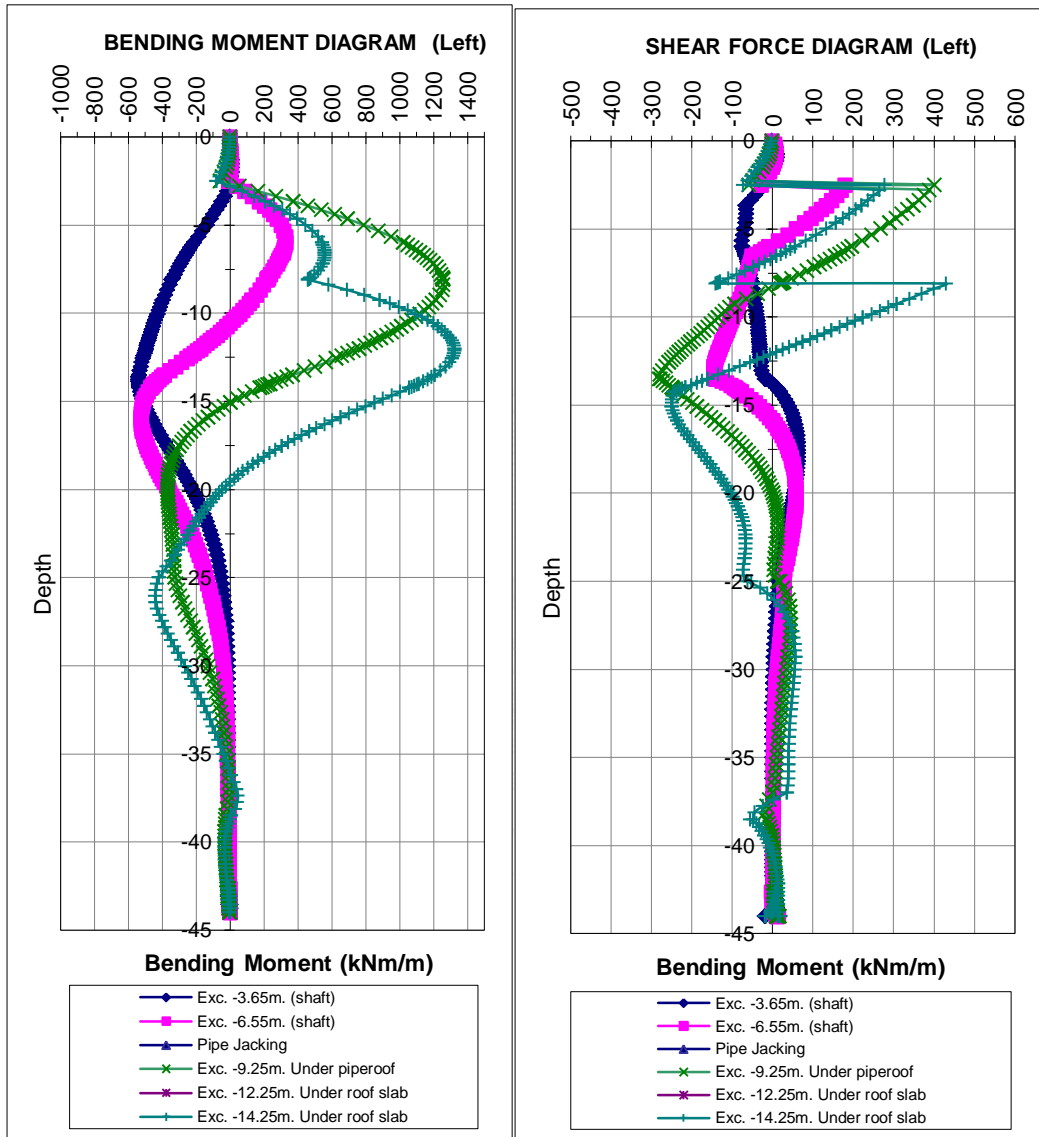


รูปที่ 5.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย

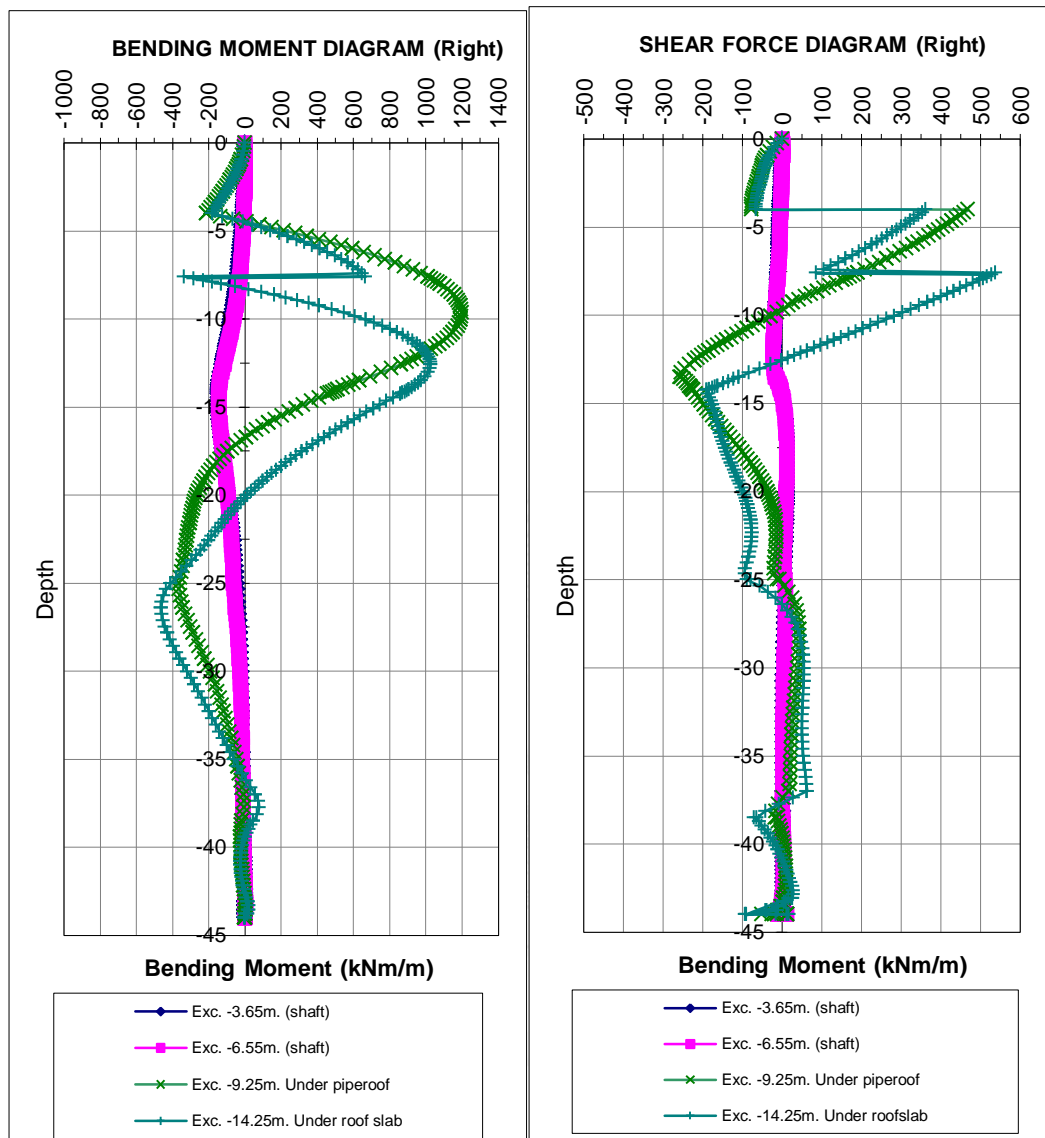


รูปที่ 5.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ จากการวิเคราะห์ด้วยค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของดิน กรณีที่ 6 แสดงได้ในรูปที่ 6.1 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย และรูปที่ 6.2 สำหรับไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา



รูปที่ 6.1 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งซ้าย



รูปที่ 6.2 โมเมนต์การค้ำและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในไดอะแฟรมวอลล์ฝั่งขวา

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายชุมพล เจริญขวัญ เกิดเมื่อวันที่ 16 มีนาคม 2532 ที่จังหวัดสงขลา สำเร็จการศึกษา  
ระดับมัธยมจากโรงเรียนหาดใหญ่วิทยาลัย ๒ จังหวัดสงขลา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญา  
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ในปีการศึกษา 2553 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร  
มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมธรณีเทคนิค จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2555

