

ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี



นาย ประลองยุทธ์ กสิวงศ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2545

ISBN 974-17-2806-9

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

EFFECT OF TBM BORING THROUGH RATCHADA STATION
ON SOIL AND STATION WALL DISPLACEMENTS

MR. PRALONGYOOT KASIWONG

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2002

ISBN 974-17-2806-9

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดิน
และกำแพงสถานี
โดย นายประลองยุทธ์ กสิวงศ์
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรัักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)

.....อาจารย์ที่ปรึกษา
(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรัักษ์)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศวีระวงศ์)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประลองยุทธ์ กสิวงศ์ : ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี (EFFECT OF TBM BORING THROUGH RATCHADA STATION ON SOIL AND STATION WALL DISPLACEMENTS)

อ.ที่ปรึกษา : รศ. ดร.วันชัย เทพรักษ์, 134 หน้า. ISBN 974-17-2806-9

การก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงเทพมหานครเป็นการก่อสร้างระบบขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ที่ประกอบด้วย การขุดเจาะอุโมงค์และการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงสถานี ทั้งยังศึกษาพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินโดยรอบสถานีและผลกระทบที่เกิดขึ้นกับอาคารข้างเคียง การวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะการก่อสร้างสถานีรัชดาซึ่งเป็น 1 ใน 18 สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา มีความลึกของพื้นสถานี 20.40 เมตร ความกว้าง 25 เมตร และมีความยาว 228 เมตร โดยใช้ระบบกำแพงไดอะแฟรมวอลล์เป็นระบบป้องกันดินขณะทำการขุดดินและใช้เป็นโครงสร้างถาวรของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินด้วย

พฤติกรรมเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) โดยทำการวิเคราะห์เป็นลักษณะ 2 มิติ พร้อมทั้งทำการจำลองพฤติกรรมของดินแบบ Mohr-Coulomb ผลการศึกษาพบว่า การวิเคราะห์โดยวิธี FEM สามารถประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการวัดจริงในขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้างพื้นสถานี และยังพบว่า การเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านกำแพงสถานีมีผลกระทบต่ออาคารเคลื่อนตัวของกำแพงสถานีน้อย โดยผลกระทบในกรณีที่อุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานีที่เสริมเหล็กไว้แล้วจะส่งผลกระทบต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์น้อยกว่าวิธีเจาะทะลุผ่านกำแพงคอนกรีตออกไปโดยตรง นอกจากนี้ยังพบว่า ค่าการทรุดตัวและเอียงตัวของอาคารที่อยู่บริเวณข้างเคียงที่เกิดจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดามีค่าน้อยมากและไม่ก่อให้เกิดผลเสียหายต่ออาคารแต่อย่างใด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

ลายมือชื่อนิสิต.....

สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

ปีการศึกษา.....2545.....

4270408221: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: SUBWAY STATION / SOIL MOVEMENT / BUILDING SETTLEMENT

PRALONGYOOT KASIWONG : EFFECT OF TBM BORING THROUGH
RATCHADA STATION ON SOIL AND STATION WALL DISPLACEMENTS

THESIS ADVISOR: ASSOC. PROF. WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 162 pp.

ISBN 974-17-2806-9

The subway construction in Bangkok is the Mass Rapid Transit (MRT) Mega project which consists of the tunnelling and station construction. The research aims to study the effect of Tunnel Boring Machine (TBM) boring to the movement of subway station. The soil displacement and the effect to the existing building due to station excavation is also researched. The research emphasized only the construction at Ratchada station which is one of eighteen stations of the MRT Chaloem Ratchamonkala line. The station is about 20.40 m deep, 25 m wide and 228 m long. Diaphragm wall is used as the retaining structure during the construction and used as the permanent subway station.

The movement of diaphragm wall and soil surrounding the station was predicted by means of Finite Element Method (FEM). The model was simulated as two-dimensional analytical model with Mohr-Coulomb soil failure criteria. The results of FEM analysis show that the predicted wall movement agrees with the measured wall movement at the stage of final construction sequence of base slab. The settlement and tilting of the adjacent structures due to effect of excavation work is very small and not cause any damage to the structures. The TBM boring through diaphragm wall shows a little effect on the movement of diaphragm wall. However, the effect is more significant in case of TBM bored to the normal reinforced concrete wall than the case of fibreglass reinforcement.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Department Civil Engineering Student's signature

Field of study Civil Engineering Advisor's signature

Academic year 2002

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี” ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ซึ่งได้ให้คำปรึกษาและข้อคิดเห็นต่างๆ ตลอดจนช่วยแก้ไขข้อบกพร่องในการทำวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏาชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิประสาทความรู้ต่างๆ ให้แก่ผู้เขียนเป็นอย่างดี

ขอกราบขอบพระคุณ คุณปราโมทย์ ศิริวิวัฒน์ ผู้อำนวยการศูนย์สร้างและบูรณะสะพานที่ 1 (พิจิตร) กรมทางหลวง ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในทุกด้านและผลักดันให้การวิจัยสำเร็จ

ขอขอบคุณองค์การรถไฟฟ้ามหานครที่ได้อนุญาตในการรวบรวมและนำข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินมาใช้ในการทำวิจัย

ขอขอบคุณกิจการร่วมค้า ION ที่ได้ให้ความช่วยเหลือเกี่ยวกับข้อมูลการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเพื่อการทำวิจัย

ขอขอบคุณเพื่อนๆ ญาติพี่น้อง และบุคคลรอบข้างทุกคนที่ช่วยเป็นกำลังใจและเป็นแรงผลักดันให้การวิจัยสำเร็จ

ท้ายที่สุดขอกราบขอบพระคุณบิดา-มารดา ที่ได้อบรมสั่งสอนและส่งเสริมให้ผู้เขียนสำเร็จการศึกษาจนมาถึงปัจจุบันนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประลองยุทธ์ กสิวงศ์

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ.....	ฏ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ต
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 คำนำ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและผลงานในอดีต	5
2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน	5
2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ	5
2.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว	5
2.1.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	6
2.1.2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบแบบเวนในสนาม	10
2.1.2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical.....	11
2.2 มุมต้านทานแรงเฉือนของดิน.....	12
2.3 ค่าโมดูลัสของดิน	14
2.4 ระบบค้ำยันสำหรับงานขุด	15
2.4.1 ระบบกำแพงกันดินแบบยึดหยุน	15
2.4.2 ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง.....	16
2.5 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง	16

	หน้า
2.5.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์	16
2.5.1.1 ค่า K_0 สำหรับดินเม็ดหยาบ	17
2.5.1.2 ค่า K_0 สำหรับดินเหนียว.....	17
2.5.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางโดยหลักการของ Rankine	19
2.5.2.1 Rankine's Active Earth Pressure.....	19
2.5.2.2 Rankine's Passive Earth Pressure	21
2.5.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดิน ปรากฏ.....	24
2.5.3.1 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Terzaghi and Peck (1967)	24
2.5.3.2 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1973)	24
2.5.3.3 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Sower (1979)	24
2.6 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน.....	26
2.6.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng	26
2.6.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory.....	28
2.6.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide.....	30
2.7 การวิเคราะห์งานขุดดินโดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์	31
2.7.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์	31
2.7.2 ลักษณะของเอลลิเมนต์.....	32
2.7.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน	33
2.7.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา.....	34
2.7.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb.....	35
2.8 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในงานขุด	36
2.8.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด.....	36
2.8.2 การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด.....	41
2.8.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินกับ การทรุดตัวที่ผิวดิน	41
2.9 การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก.....	43
2.9.1 ความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก.....	43

2.9.2 ระดับของความเสี่ยง.....	43
บทที่ 3 การรวบรวมและข้อมูลในการวิจัย.....	45
3.1 บทนำ	45
3.2 ข้อมูลทั่วไปของสถานีรถไฟฟ้ารัชดา.....	45
3.3 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน	45
3.4 ข้อมูลเกี่ยวกับโครงสร้างส่วนต่างๆ ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	48
3.5 ข้อมูลขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	49
3.6 ข้อมูลรายละเอียดขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์.....	53
3.6.1 การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศเหนือของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	53
3.6.2 การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศใต้ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	53
3.7 ข้อมูลจากเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพี.....	54
3.7.1 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์.....	57
3.7.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบข้าง	58
3.7.2.1 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของชั้นดิน.....	58
3.7.2.2 ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดิน.....	58
3.7.2.3 ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดิน	64
3.7.3 ข้อมูลการทรุดตัวของอาคารบริเวณข้างเคียง.....	66
3.7.4 ข้อมูลแรงดันน้ำใต้ดิน	68
3.7.5 ข้อมูลแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงสถานี	68
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล.....	72
4.1 ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์.....	72
4.1.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	72
4.1.2 ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนาม	73

4.1.2.1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ในขณะทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน (IW-003)	75
4.1.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินในบริเวณรอบข้าง (IG-001).....	81
4.1.2.3 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินบริเวณรอบข้าง	81
4.1.2.4 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของชั้นดินบริเวณรอบข้าง	90
4.1.3 พฤติกรรม Plastic ของดินหลังการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน.....	96
4.2 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำใต้ดิน	96
4.3 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงสถานี.....	96
4.4 ผลการวิเคราะห์ผลกระทบต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ขณะที่อุโมงค์เจาะผ่าน.....	99
4.5 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอาคารข้างเคียงขณะทำการก่อสร้าง	100
บทที่ 5 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ.....	106
5.1 สรุปผลการวิเคราะห์.....	106
5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	106
รายการอ้างอิง.....	108
ภาคผนวก.....	112
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	122

สารบัญตาราง

ฎ

ตาราง	หน้า
2.1 การแบ่งชนิดความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานขุดลึก	44
3.1 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-001 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	66
3.2 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-002 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	66
3.3 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-003 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	67
3.4 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-004 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	67
3.5 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-005 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	67
3.6 ช่วงเวลาและขั้นตอนในการก่อสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลของ	68
4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	73
4.2 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาที่ใช้ในการวิเคราะห์	73

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญญภาพ

ฎ

ภาพประกอบ		หน้า
1.1	แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล.....	2
2.1	ผลการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจากการทดสอบ Direct shear	6
2.2	หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินจากการทดสอบ Triaxial	7
2.3	เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CD ของ NC Clay	8
2.4	เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CU ของ NC Clay	8
2.5	เส้นการวิบัติจากการทดสอบแบบ UU และ Unconfined Compression ของ NC Clay	9
2.6	เส้นแสดงการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Overconsolidated Clay....	10
2.7	ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV	11
2.8	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (TPEC, 1985)	13
2.9	ตัวปรับแก้ C_N สำหรับการหาค่า N_{cor} และ ϕ'	13
2.10	ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ ไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976).....	15
2.11	ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland, 1965).....	18
2.12	สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977).....	18
2.13	Rankine's Active Earth Pressure State	20
	2.13a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine	20
	2.13b Rankine's Active Pressure	20
2.14	แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State.....	21
2.15	Rankine's Passive Earth Pressure State	23
	2.15a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine	23
	2.15b Rankine's Passive Pressure	23

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ฎ

ภาพประกอบ		หน้า
1.1	แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล.....	2
2.1	ผลการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจากการทดสอบ Direct shear	6
2.2	หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินจากการทดสอบ Triaxial	7
2.3	เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CD ของ NC Clay	8
2.4	เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CU ของ NC Clay	8
2.5	เส้นการวิบัติจากการทดสอบแบบ UU และ Unconfined Compression ของ NC Clay	9
2.6	เส้นแสดงการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Overconsolidated Clay....	10
2.7	ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV	11
2.8	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (TPEC, 1985)	13
2.9	ตัวปรับแก้ C_N สำหรับการหาค่า N_{cor} และ ϕ'	13
2.10	ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ ไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976).....	15
2.11	ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland, 1965).....	18
2.12	สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977).....	18
2.13	Rankine's Active Earth Pressure State	20
	2.13a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine	20
	2.13b Rankine's Active Pressure	20
2.14	แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State.....	21
2.15	Rankine's Passive Earth Pressure State	23
	2.15a ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine	23
	2.15b Rankine's Passive Pressure	23

สารบัญญภาพ (ต่อ)

๙

ภาพประกอบ		หน้า
2.16	แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State	23
2.17	ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967)	25
2.18	รูปแบบแรงดันดินโดย Tschebotarioff.....	25
2.19	รูปแบบแรงดันดินโดย Sower (1979)	26
2.20	ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)	27
2.21	การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi	29
2.22	Bearing Capacity Factor, N_c (after Bjerrum and Eide).....	30
2.23	ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน	32
2.24	ลักษณะของ Nodal Point ของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง.....	33
2.25	Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model.....	35
2.26	ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point ..	36
2.27	Elastic and Plastic Stress Point.....	36
2.28	ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough, 1981)	37
2.29	การเคลื่อนตัวของดินในบริเวณรอบการขุด.....	38
2.30	Idealized Undrained Deformation of Influence Block	39
2.31	การหาค่า Secant and Tangent moduli	40
2.32	การเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมากที่สุดจากวิธี FEM กับ ปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากวิธี Secant Modulus	41
2.33	การทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะห่างจากกำแพงกันดินต่างๆ ของ Peck (1969).....	42
2.34	ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณ การทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุด Mana and Clough (1981)	42
3.1	แผนผังของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา	46
3.2	ลักษณะของชั้นดินและค่าคุณสมบัติของดินในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดา.....	47
3.3	รูปตัดของโครงสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา.....	48

ภาพประกอบ	หน้า
3.4	ขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาส่วนตัวสถานีหลัก 51
3.5	ขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาส่วนที่ใช้ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์.. 52
3.6(ก)	ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีทั้งหมดที่ใช้ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา 55
3.6(ข)	ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีที่ใช้ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา (เฉพาะการศึกษาในครั้งนี้) 56
3.7	ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-003 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา 59
3.8(ก)	ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-001 ในขณะที่อยู่โมเมนต์ South bound กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี 60
3.8(ข)	ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-001 ในขณะที่อยู่โมเมนต์ North bound กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี..... 61
3.9	ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-002 ในขณะที่อยู่โมเมนต์กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี..... 62
3.10	ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ได้จากIG-001 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา 63
3.11	ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินที่ได้จาก Ground surface settlement marker ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา..... 64
3.12	ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินที่ได้จากIE-001 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา..... 65
3.13	ข้อมูลแรงดันน้ำใต้ดินที่ได้จาก Casagrande piezometer และ Vibrating wire piezometer ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา..... 69
3.14(ก)	ค่าแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่วัดได้จากเครื่องมือ Jack Out Total Pressure Cell 70
3.14(ข)	ค่าแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่วัดได้จากเครื่องมือ Jack Out Total Pressure Cell 71

สารบัญภาพ (ต่อ)

ค

ภาพประกอบ	หน้า
4.1	รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาโดยโปรแกรม PLAXIS 7.2..... 74
4.2	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003 76
4.3	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003 77
4.4	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003 78
4.5	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003 79
4.6	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003 80
4.7	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตรในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001 82
4.8	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตรในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001 83
4.9	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตรในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001 84

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ณ

ภาพประกอบ	หน้า
4.10 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 14.50 เมตร ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001.....	85
4.11 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 14.50 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001	86
4.12 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.....	87
4.13 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.....	88
4.14 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.....	88
4.15 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.....	89
4.16 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.....	89
4.17 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001.....	91
4.18 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001	92
4.19 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001	93
4.20 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไคอะพรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001	94

ภาพประกอบ	หน้า
4.21 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะพรัมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001	95
4.22 Plastic Point ที่เกิดขึ้นระหว่างการขุดเพื่อก่อสร้างพื้นที่ชั้น Base Slab	97
4.23 Plastic Point ที่เกิดขึ้นหลังจากทำการก่อสร้างพื้นที่ชั้น Base Slab	98
4.24 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงดันน้ำใต้ดินที่วัดได้กับค่าระดับน้ำใต้ดินของกรุงเทพ	99
4.25 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-001.....	101
4.26 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-002.....	102
4.27 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-003.....	103
4.28 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-004.....	104
4.29 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-005.....	105

สัญลักษณ์

ต

C	= Cohesion
C_N	= ค่าปรับแก้ที่ได้จาก Peck Hanson and Thornburn (1973)
E'	= Drained Young's Modulus
E_u	= Undrained Young's Modulus
ϕ'	= มุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล
G	= Shear Modulus
K_o	= Coefficient of Earth Pressure at Rest
$K_{o(NC)}$	= สัมประสิทธิ์แรงดันดินทางด้านข้างของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ
$K_{o(OC)}$	= สัมประสิทธิ์แรงดันดินทางด้านข้างของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว
OCR	= Overconsolidated Ratio
q_u	= Unconfined Compression Strength
γ_t	= Total Unit Weight
S_u	= Undrained Shear Strength
$S_{u(FV)}$	= Undrained Shear Strength from Field Vane Shear Test
σ_{ho}	= Horizontal Total Overburden Pressure
σ_{vo}	= Vertical Total Overburden Pressure
σ'_{ho}	= Horizontal Effective Overburden Pressure
σ'_{vo}	= Vertical Effective Overburden Pressure
σ'_p	= หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต
τ_f	= กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของดินขณะเกิดการวิบัติ
u	= Pore Water Pressure
μ	= ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum
ν	= Undrained Poisson's Ratio
ν'	= Drained Poisson's Ratio
CD Test	= Consolidated Drained Triaxial Test
CU Test	= Consolidated Undrained Triaxial Test
UU Test	= Unconsolidated Undrained Triaxial Test

บทที่ 1

บทนำ

1.1 คำนำ

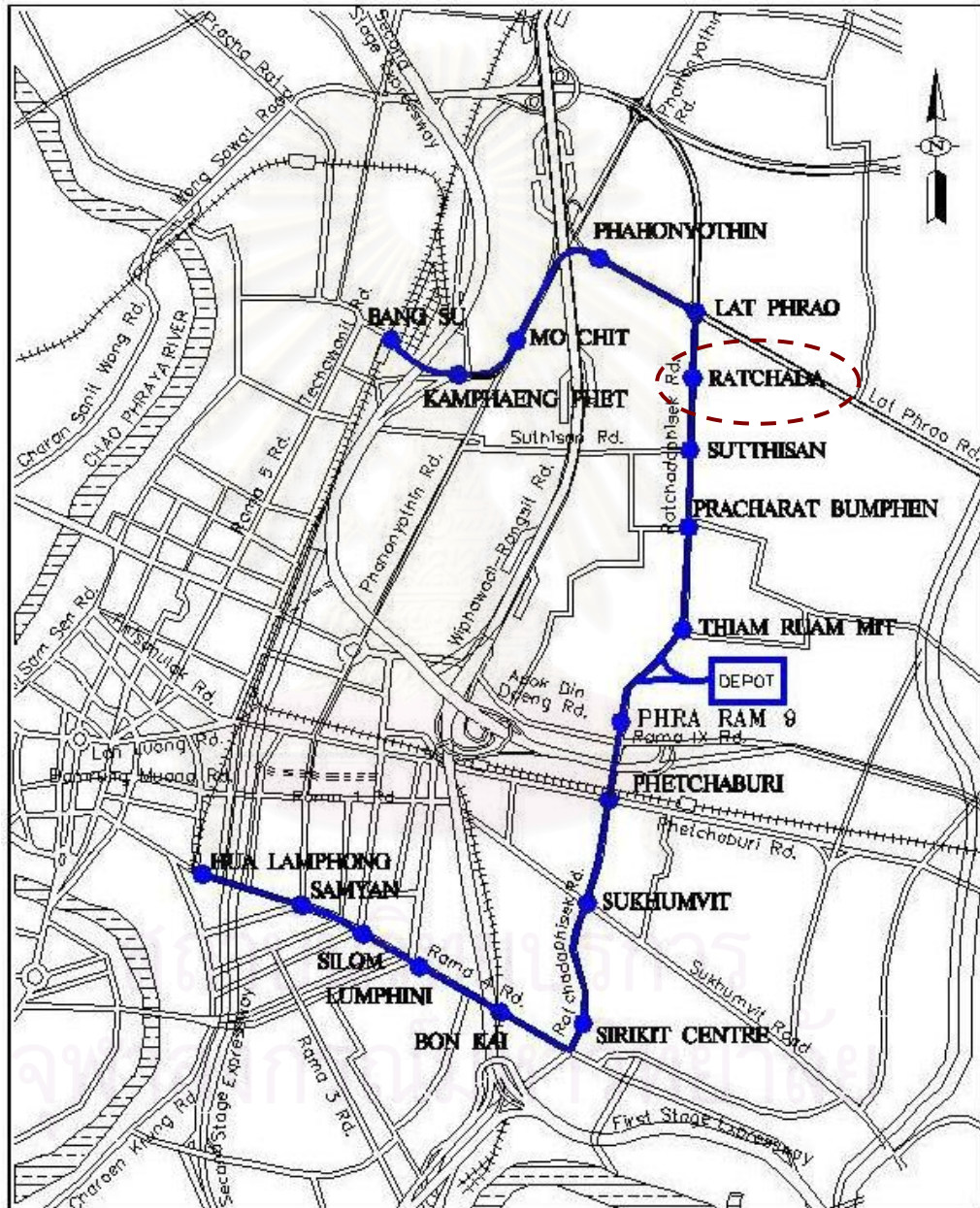
ในปัจจุบันงานก่อสร้างใต้ดินได้รับความนิยมเป็นอย่างสูงในกรุงเทพมหานคร เนื่องมาจากความคับแคบของพื้นที่จึงจำเป็นต้องใช้พื้นที่ซึ่งมีราคาสูงให้เกิดประโยชน์สูงสุด การก่อสร้างใต้ดินหากไม่ได้รับการออกแบบและควบคุมงานที่ดีอาจก่อให้เกิดอันตรายและความเสียหายต่องานก่อสร้างโครงการนั้นๆ ตลอดจนอาคารข้างเคียงได้ อาทิเช่น การเคลื่อนตัวของดินและการพังทลายของโครงสร้างใต้ดิน อาคารสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงทรุดตัวและแตกร้าว เป็นต้น

สำหรับงานก่อสร้างใต้ดินที่ระดับความลึกมากๆ ประมาณ 12 เมตร ขึ้นไป (วันชัย, 2539) มีความจำเป็นต้องใช้โครงสร้างใต้ดินระบบแข็ง (Rigid Wall) เนื่องจากแรงดันดินมีค่าสูง ทั้งยังสามารถลดปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน และลดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง

โครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคลเป็นโครงการก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ มีจุดประสงค์เพื่อนำมาใช้สำหรับการแก้ปัญหาจราจร โดยโครงการนี้ประกอบด้วย สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน จำนวน 18 สถานี และมีความยาวของโครงการประมาณ 20 กิโลเมตร ซึ่งแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดินของโครงการนี้แสดงไว้ในรูปที่ 1.1 โดยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในแต่ละสถานีจะมีความลึกเฉลี่ยจากผิวดินประมาณ 20 เมตร ความกว้าง 18 – 25 เมตร ความยาว 150 – 200 เมตร ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพของพื้นที่ในบริเวณที่ตั้งของแต่ละสถานี เนื่องจากตัวสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินมีความลึกที่ค่อนข้างมากดังนั้นจึงนำระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) มาใช้เป็นระบบป้องกันดินขณะทำการขุดดินและปรับเปลี่ยนเป็นโครงสร้างถาวร (Permanent Structure) ของตัวสถานีในภายหลัง และเนื่องจากเป็นโครงการก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ในย่านชุมชน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องใช้ความระมัดระวังเป็นพิเศษในการก่อสร้าง มีการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีอย่างพอเพียงเพื่อจะเป็นเครื่องเตือนภัยและแสดงพฤติกรรมของดินรอบข้างเพื่อป้องกันการเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นกับโครงสร้างและสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ข้างเคียง

งานวิทยานิพนธ์นี้ทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์, การเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบข้าง และการทรุดตัวของอาคารที่ตั้งอยู่ข้างเคียง ที่ได้จากการวัดจริงจากโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล กับ

ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 7.2 (Brinkgreve R.B.J. and Vermeer P.A., 1998) ซึ่งจำลองพฤติกรรมของมวลดินโดยใช้แบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb และกำหนดรูปแบบของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ในรูป 2 มิติ (Plane Strain) โดยข้อมูลที่ใช้ในการวิจัยนี้จะใช้ข้อมูลจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งเป็นสถานีหนึ่งในโครงการที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีได้อย่างสมบูรณ์



รูปที่ 1.1 แสดงแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

การวิจัยเรื่อง “ ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี ” มีวัตถุประสงค์ในการวิจัยดังนี้

1. เพื่อศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างจากการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน
2. เพื่อศึกษาการติดตั้งและเป็นแนวทางการประยุกต์ใช้เครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินและกรณีมีการเจาะอุโมงค์ผ่านผนังสถานี
3. เพื่อศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินต่อโครงสร้างและสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ข้างเคียง

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษางานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ทั้งในขณะทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินและในขณะที่อุโมงค์กำลังเจาะผ่าน และทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินและอาคารสิ่งปลูกสร้างบริเวณข้างเคียงในขณะทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินเฉพาะสถานีรัชดาเท่านั้น

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้มีประโยชน์ต่างๆ มากมายหลายด้านทั้งประโยชน์ต่อผู้ทำการวิจัยและบุคคลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องซึ่งสามารถแบ่งออกเป็นดังนี้

1. เพื่อเรียนรู้เกี่ยวกับลักษณะและแนวโน้มของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบข้างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ทั้งขณะทำการขุดดินและขณะที่อุโมงค์เจาะทะลุผ่าน

2. เพื่อใช้เป็นการเตือนภัยและป้องกันอันตรายที่อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างและสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงจากการก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ทั้งในขณะทำการก่อสร้างและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้น

3. เพื่อเป็นแนวทางในการนำเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีไปประยุกต์ใช้กับงานชุดที่จะเกิดขึ้นต่อไป



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานกับหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำต่อมวลดินเพื่อป้องกันการวิบัติของมวลดิน โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงกดทับในอดีต (Stress History), สภาพการระบายน้ำในขณะเกิดการเฉือนของมวลดิน, การรบกวนต่อตัวอย่างดินที่จะนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Disturbance), อัตราของความเครียดในดิน (Strain Rate), การเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในดิน (Volumetric Change) ฯลฯ สำหรับการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะแบ่งออกตามชนิดของดินได้เป็น 2 ประเภท คือ

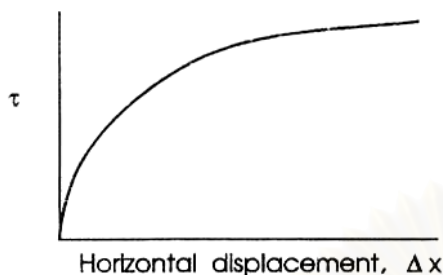
2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบซึ่งปกติเป็นดินจำพวกทรายส่วนใหญ่จะหาได้จาก การทดสอบ Direct Shear โดยมีขั้นตอนการทดสอบตามมาตรฐานต่างๆ ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน เช่น มาตรฐาน ASTM โดยผลการทดสอบที่ได้นั้นเป็นการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายที่อยู่ในสภาพหลวม (Loose sand) และสภาพแน่น (Dense sand) ซึ่งจะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจะแปรผันโดยตรงกับค่าหน่วยแรงกดทับ (Normal stress) แต่ในส่วนของค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน (ϕ) สำหรับตัวอย่างทรายที่อยู่ในสภาพแน่นจะให้ค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานมากกว่าตัวอย่างทรายที่อยู่ในสภาพหลวม พร้อมทั้งลักษณะการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในทรายสภาพหลวมจะเกิดการลดลงของปริมาตรไปเรื่อยๆ ในขณะที่ทรายที่อยู่ในสภาพแน่นจะเกิดการลดลงของปริมาตรในช่วงแรกที่เพิ่มหน่วยแรงกดทับและเมื่อเพิ่มหน่วยแรงกดทับขึ้นอีกจะเป็นผลให้ปริมาตรของทรายเพิ่มขึ้น (Dilatancy) ซึ่งจะได้ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.1

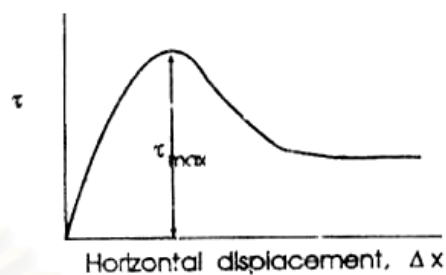
2.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวสามารถหาได้จากวิธีการต่างๆ หลายวิธี คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ, ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test), ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical และค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี In Situ Self Boring Pressuremeter Test โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่ได้มานั้นอาจจะอยู่ในรูปของกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ หรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) นอกจากนี้ค่ากำลังรับ

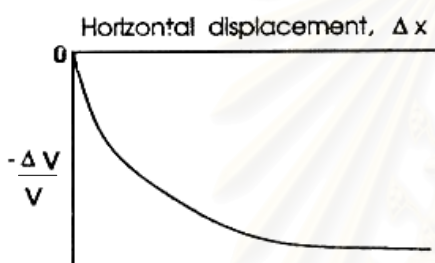
แรงเฉือนที่ได้จากวิธีการต่างๆ นั้นจะมีความเหมาะสมกับชนิดของดินและลักษณะของงานที่แตกต่างกันตามการพิจารณาของผู้ออกแบบ



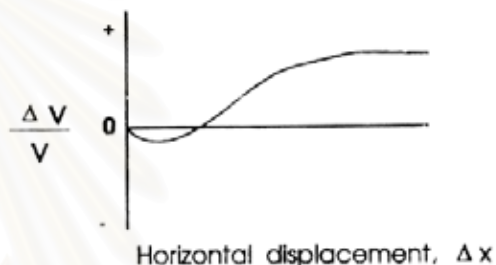
ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของ Loose sand



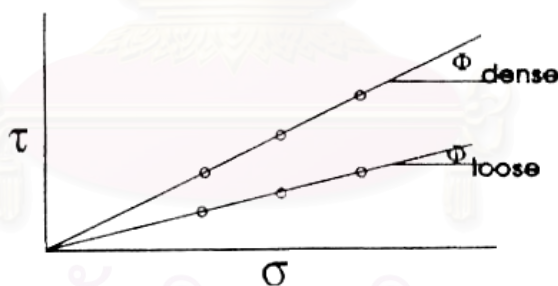
ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของ Dense sand



การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Loose sand



การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Dense sand



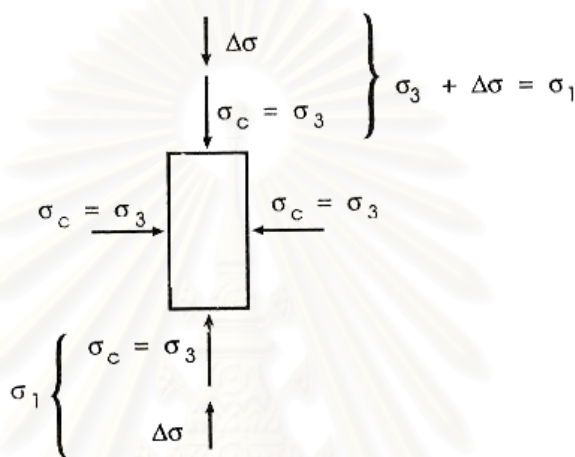
เส้นการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Loose sand และ Dense sand

รูปที่ 2.1 ผลการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจากการทดสอบ Direct shear

2.1.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ใช้สำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวได้แก่ การทดสอบแบบ Triaxial ซึ่งจะหาค่ากำลังรับแรงเฉือนทั้งในสภาพระบายน้ำและสภาพไม่ระบายน้ำ โดยมีขั้นตอนการทดสอบคร่าวๆ คือ ขั้นแรกเป็นการให้หน่วยแรงโดยรอบเพื่อ

ให้เหมือนสภาพ ธรรมชาติ (Cell pressure, σ_c) แก่ตัวอย่างดิน พร้อมทั้งสามารถกำหนดให้ตัวอย่างดินเกิดการระบายน้ำ (Consolidated) หรือไม่ยอมให้เกิดการระบายน้ำ (Unconsolidated) ออกจากตัวอย่างดิน สำหรับขั้นตอนต่อไปจะเป็นการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้ง (Axial stress, $\Delta\sigma$) ให้แก่ตัวอย่างดินซึ่งสามารถกำหนดให้มีการระบายน้ำและไม่ระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเหมือนในขั้นตอนแรกดังแสดงในรูปที่ 2.2 โดยที่การทดสอบแบบ Triaxial สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ชนิด คือ



รูปที่ 2.2 หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินจากการทดสอบ Triaxial

ก) Consolidated Drained Test for Normally Consolidated Clay

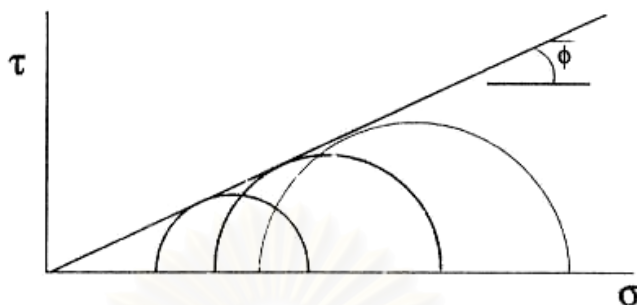
การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินทั้งในขั้นตอนที่ให้หน่วยแรง Cell pressure และขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress เป็นผลให้ค่าหน่วยแรงดันน้ำในดินของตัวอย่างมีค่าเป็นศูนย์ตลอดเวลา ดังนั้นค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินจะอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) จากกฎการวิบัติของ Mohr's Coulomb จะสามารถหาค่าหน่วยแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 2.3

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

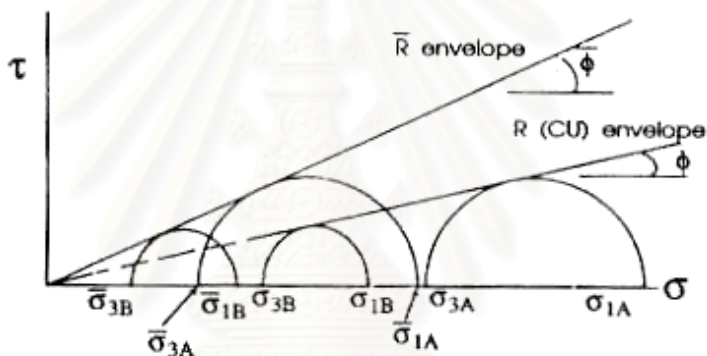
ข) Consolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเฉพาะในขั้นตอนที่ใส่ Cell pressure แก่ตัวอย่างดินส่วนขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress นั้นจะไม่มีมีการระบายน้ำ

นอกจากตัวอย่าง ซึ่งเป็นผลให้ได้ค่าเส้นการวิบัติทั้งในสภาวะระบายน้ำ (เมื่อมีการวัดความดันน้ำในดินโดยใช้ Transducer) และสภาวะไม่ระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.3 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CD ของ NC Clay



รูปที่ 2.4 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CU ของ NC Clay

จากการทดสอบแบบ CU จะให้คุณสมบัติของดินเหนียวซึ่งสามารถนำมาใช้ในการออกแบบดังนี้

- ให้ค่า ϕ' และ C' สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยต้องทำการทดสอบอย่างน้อย 3 ตัวอย่างที่ σ_c' ต่างกัน รวมทั้งยังให้ค่า ϕ และ C สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงรวมแต่ยกแวกการนำไปใช้

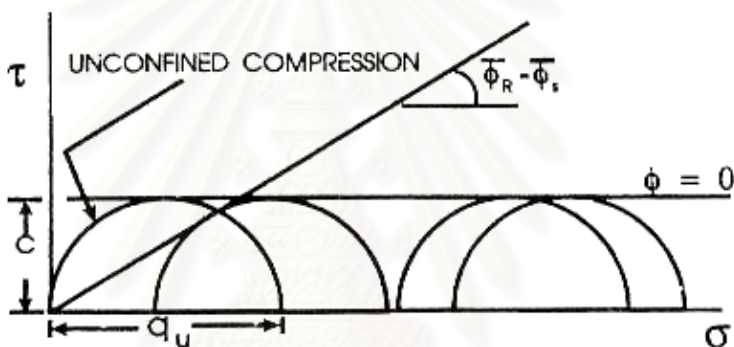
- ให้ค่า A พารามิเตอร์ของ Skempton ในการคาดคะเนความดันน้ำในดินที่ความเครียดต่างๆ โดยที่ค่า A หาได้เมื่อทราบค่า Δu

- ให้ S_u สำหรับการคาดคะเนความดันดินในสภาวะ Active และโมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) ในการวิเคราะห์การหลุดตัวที่เกิดขึ้นแบบไม่ระบายน้ำ

ค) Unconsolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะไม่มีกระบวนการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินในขณะที่ทำการทดสอบเป็นผลให้สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) โดยอาศัยแนวคิด $\phi = 0$ ซึ่งในการทดสอบแบบ UU ค่ากำลังรับแรงเฉือนในดินจะขึ้นอยู่กับค่า Consolidation Stress แต่จะไม่ขึ้นกับค่า Cell Pressure (σ_c) ทำให้สามารถทดสอบโดยใช้ค่า σ_c ที่เท่ากับศูนย์ได้เหมือนการทดสอบแบบ Unconfined Compression จากหลักการ $\phi = 0$ และรูปของวงกลม Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.5 จะได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเท่ากับ

$$S_u = q_u / 2 = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

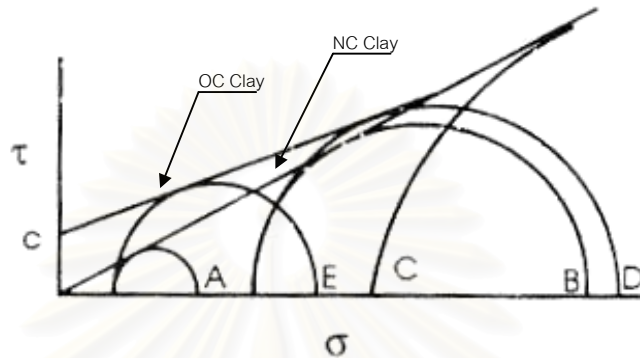


รูปที่ 2.5 เส้นการวิบัติจากการทดสอบแบบ UU และ Unconfined Compression ของ NC Clay

ง) กำลังรับแรงเฉือนของ Overconsolidated Clay

ดินเหนียวที่เป็น OC Clay จะเกิดมาจากการที่ในอดีตนั้นดินเหนียวเคยได้รับหน่วยแรงกดทับหรือที่เรียกว่า หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (σ'_p) มากกว่าค่าหน่วยแรงกดทับที่ได้รับอยู่ในสภาพปัจจุบัน ทำให้ค่า OCR ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$) มีค่ามากกว่า 1.0 โดยสาเหตุที่ทำให้ดินมี หน่วยแรงประสิทธิผลในอดีตมากกว่าปัจจุบัน ซึ่งอาจเกิดจากผลของการสึกกร่อนของดินตามธรรมชาติ (Erosion), ผลของการมีอายุแก่ขึ้นของดินเหนียวที่มีพลาสติคิตีสูง (Aging), ผลของปฏิกิริยาเคมีทำให้เกิดสารเชื่อมแน่น (Cementation) และการเปลี่ยนแปลงของระดับเส้นน้ำอิสระ

จากการเปรียบเทียบระหว่าง NC Clay กับ OC Clay ดังแสดงในรูปที่ 2.6 จะพบว่าที่ระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกัน OC Clay จะให้ค่าความแข็งแรงของดินมากกว่า NC Clay โดยเส้นแสดงการวิบัติของดินที่ได้จาก Mohr-Coulomb จะตัดแกนของค่าแรงเฉือนที่ระยะ C ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนของ OC Clay จะมีค่าเท่ากับ $\tau_c = C + \sigma \tan \phi$



รูปที่ 2.6 เส้นแสดงการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Overconsolidated Clay

2.1.2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม
(Field Vane Shear Test)

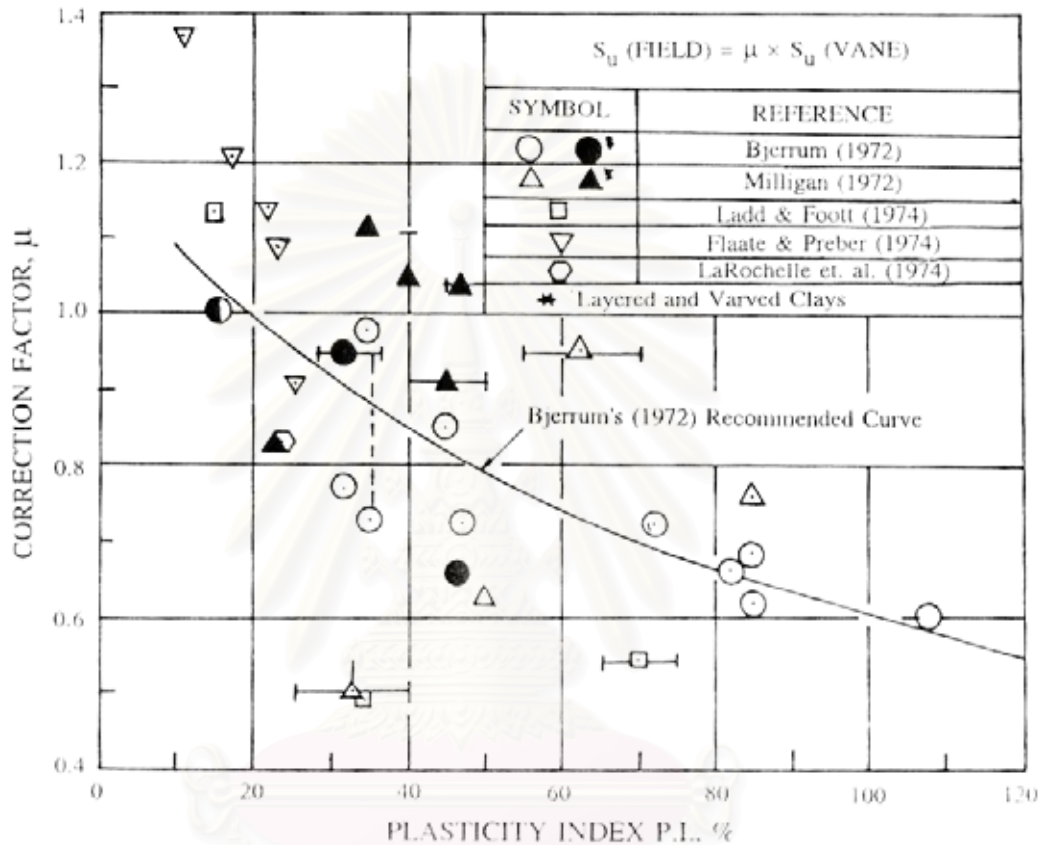
การทดสอบแบบนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคดโค้งไปมิด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ เวนเกิดการวิบัติและนำค่า Torque สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

จากค่า $S_{u(FV)}$ ที่ได้นั้น Bjerrum (1972) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง $S_{u(FV)}$ จะมีค่าสูงเกินไป สำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI > 20% เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้ จากค่า μ ดังสมการที่ 2.3

$$S_u = \mu S_{u(FV)} \dots\dots\dots (2.3)$$

เมื่อ μ = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972) จากรูปที่ 2.7

สำหรับค่า μ ที่ใช้ในการปรับแก้ค่า $S_{u(FV)}$ นั้น Bjerrum (1972) เสนอว่าเป็นผลของการใช้อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สมบัติของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้านเมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติที่ไม่พร้อมกัน



รูปที่ 2.7 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV

2.1.2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ได้แก่ การทดสอบ SPT ซึ่งใช้ได้เฉพาะกับดินเหนียวแข็ง โดยในดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N และพบว่าความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับวิธีการทดสอบอย่างมาก โดยพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ($S_u = q_u / 2$) มีค่าดังนี้

$S_u = 0.685N$ (ตัน/ม²) สำหรับดินเหนียวชนิด CH (2.4)

$S_u = 0.520N$ (ตัน/ม²) สำหรับดินเหนียวชนิด CL (2.5)

นอกจากนี้ Stroud (1989) ยังได้เสนอความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในรูปของ N_{60} ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$S_u = 0.50N_{60} \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad (\text{Stroud, 1989}) \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

โดย $N_{60} = 10 + 1.55z$

เมื่อ $z = 0$ ที่ระดับความลึก 15 เมตรจากระดับผิวดิน

นอกจากวิธีการทดสอบ SPT แล้วการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถหาได้โดยอาศัยคุณสมบัติของการ Normalized ของดินเหนียวกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ'_{vo}) ที่เสนอโดย Ladd et al (1977) ดังนี้

$$(C_u/\sigma'_{vo}) = (C_u/\sigma'_{vo})_{NC} (\text{OCR})^m \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$(C_u/\sigma'_{vo})_{NC} = 0.11 + 0.0037PI \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

เมื่อ $m = 1.2$ สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Eide & Holmberg, 1972)

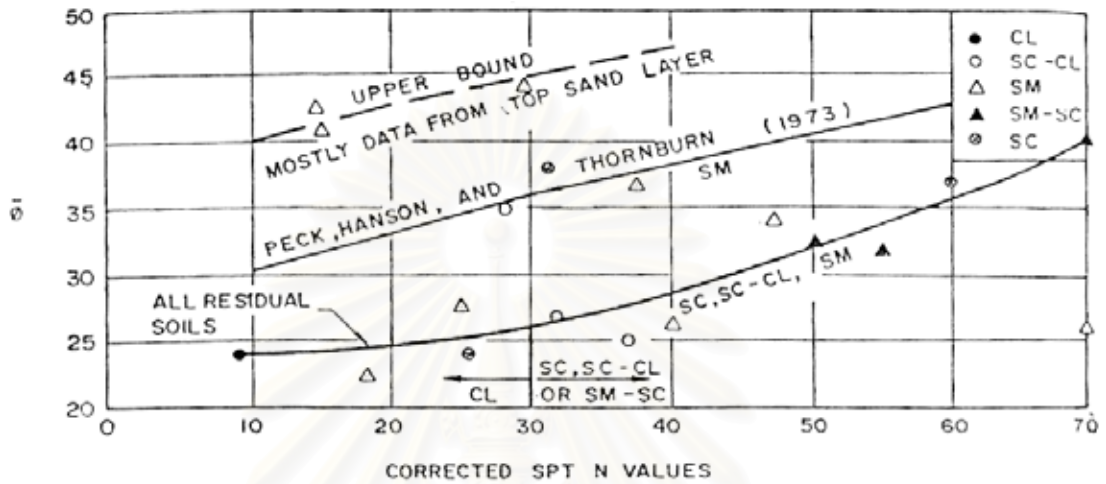
2.2 มุมต้านทานแรงเฉือนของดิน

ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดินโดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะนำค่า N ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัยความสัมพันธ์เฉพาะที่มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ N กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ϕ') ได้ถูกเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยในรูปดังกล่าวค่า N ต้องได้รับการปรับแก้ด้วยผลจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ σ'_{vo} ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบโดยใช้สมการที่ 2.9

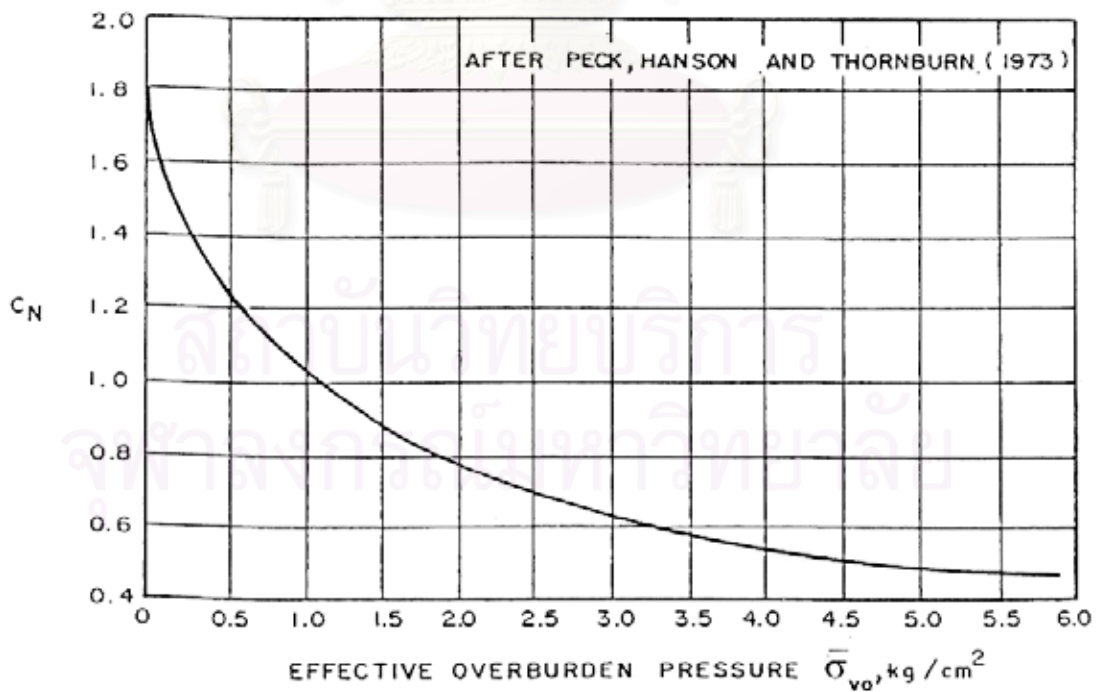
$$N_{cor} = C_N N_{field} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

สำหรับค่าปรับแก้ C_N ซึ่งได้จากการเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้นหน่วยแรงกดมาตรฐาน $\sigma'_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ส่วนค่า N_{field} คือ ค่า N ที่วัดได้จากในสนามที่หน่วยแรงมาตรฐาน ($\sigma'_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต)

การใช้ความสัมพันธ์ N กับ σ'_{vo} นี้จำเป็นต้องใช้ด้วยความระมัดระวังมากเพราะปริมาณของดินชนิดอื่นที่มีมาผสมในทรายและขนาดของเม็ดทรายจะเป็นตัวประกอบที่ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' มีค่าเปลี่ยนไป



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (TPEC, 1985)



รูปที่ 2.9 ตัวปรับแก้ C_N สำหรับการหาค่า N_{cor} และ ϕ'

2.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

โดยทั่วไปแล้วค่าโมดูลัสของดินเหนียวจะหาได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u), ค่าดัชนีความเหลว (PI) และ OCR หรือสามารถหาค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้จากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter

Duncan and Buchigani (1976) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ค่าดัชนีความเหลว และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.10 โดยปกติแล้วสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวอยู่ระหว่าง 30 - 50 % และ OCR อยู่ระหว่าง 1.0 - 2.0 จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 300 ถึง 600 สำหรับในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวต่ำกว่า 30 % จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 600 ถึง 1500 อย่างไรก็ตามช่วงค่าของ E_u / S_u ดังกล่าวจะมีค่าแตกต่างกันมากและเป็นค่าที่เกิดจากการประมาณเท่านั้น

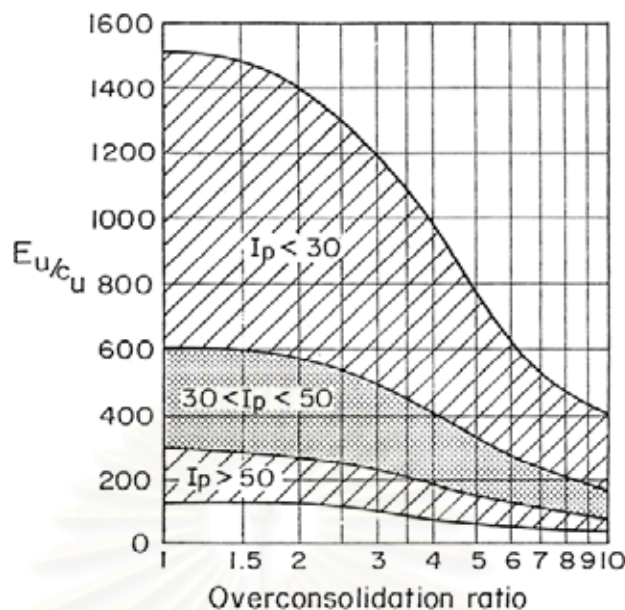
สำหรับค่าโมดูลัสของดินที่หาจากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter ซึ่งปกติค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้มาจากการแปลงค่าของความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Modulus (G) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยอาศัยสมการที่ 2.10

$$E = 2G(1 + \nu) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

สำหรับดินเหนียวสภาพไม่ระบายน้ำ $\nu = 0.5$ จะได้ $E_u = 3G$ โดยที่ค่าโมดูลัสของดินในสภาพระบายน้ำ (Drained Young's Modulus, E') กับค่าโมดูลัสของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Young' Modulus) มีความสัมพันธ์ดังแสดงสมการที่ 2.11

$$E' = (1 + \nu') E_u / (1 + \nu_u) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

ธีระพันธ์ (2545) ได้ทำการศึกษาหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) โดยวิธีการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวัดจริงในการก่อสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยที่ค่า Young's Modulus ของดินที่เหมาะสมที่ได้จากการวิเคราะห์กลับสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ มีค่าประมาณ $(500-600)S_u$ และ $(1000-1150)S_u$ ตามลำดับ



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976)

2.4 ระบบค้ำยันสำหรับงานขุด

งานขุดดินเพื่อใช้สำหรับงานก่อสร้างใต้ดินมีความจำเป็นที่จะต้องป้องกันการพังทลายของดินทั้งในระหว่างที่ทำการขุดดินและขณะทำการก่อสร้าง โดยวิธีการที่ใช้สำหรับป้องกันการพังทลายของดินในงานขุดดินแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ งานขุดดินประเภทที่ไม่ใช้ระบบกำแพงกันดิน ซึ่งจะอาศัยการปรับลดระดับของพื้นเอียงทางด้านข้าง (Side Slope) ในขณะทำงานขุดดินเป็นสาเหตุให้มีความจำเป็นที่จะต้องมีส่วนที่ด้านข้าง (Clearance) สำหรับการทำงานก่อสร้างมากและต้องไม่มีสิ่งกีดขวางในบริเวณสำหรับใช้ในการปรับลดระดับทำพื้นเอียงด้านข้างแต่จะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง และงานขุดดินประเภทที่ใช้ระบบกำแพงกันดินเหมาะสำหรับการขุดดินที่ลึกมากและมีพื้นที่ในการก่อสร้างจำกัด โดยระบบกำแพงกันดินที่นิยมใช้ในการป้องกันการพังทลายของดินมีอยู่ 2 ระบบดังนี้

2.4.1 ระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)

เป็นระบบกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดที่มีความลึกไม่เกิน 10-12 เมตร (วันชัย, 2539) โดยระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะมีค่าสติเฟนส์ต่ำเป็นผลให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นมากแต่ระบบนี้ก็ยังคงเป็นที่นิยมใช้กันมากเนื่องจากราคาในการก่อสร้างต่ำ, ก่อสร้างง่าย,

ประหยัดเวลาในการก่อสร้าง, ผู้รับเหมาที่มีความคุ้นเคยรวมถึงสามารถนำกลับมาใช้ได้อีก สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบนี้ ได้แก่ ระบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Bracing System)

2.4.2 ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงกันดินแบบแข็งจะมีค่าสตีเฟนสูง ได้แก่ Diaphragm Wall, Secant Pile Wall, Contiguous Bored Pile Wall (CBP Wall) และ Burlin Wall ซึ่งระบบกำแพงกันดินแบบนี้ เหมาะสำหรับงานขุดดินที่ลึกมากรวมถึงงานที่ต้องการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินให้มี ปริมาณน้อยที่สุด พร้อมทั้งสามารถปรับเปลี่ยนไปเป็นโครงสร้างใต้ดินถาวร (Permanent Structure) เช่น การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน และการก่อสร้างทางลอดใต้ดินบริเวณแยกต่างๆ

2.5 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

ในการวิเคราะห์เกี่ยวกับการหาหน่วยแรงดันดินที่กระทำกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน (Retaining Structure) มีแนวคิดที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง 3 แนวคิด คือ

2.5.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral Earth Pressure at Rest)

เป็นการวิเคราะห์ที่ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก เช่น Diaphragm Wall, Secant Pile Wall, โดยมีสมมุติฐานว่าไม่เกิดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\sigma_{ho} = K_o \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

เมื่อ K_o = Coefficient of Earth Pressure at Rest
หรือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดิน

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพจริงตามธรรมชาตินั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_0 ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_0 ของดินที่ใช้ นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้เฉพาะในแต่ละพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_0 ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

2.5.1.1 ค่า K_0 สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesionless Soil)

โดยปกติแล้วค่า K_0 ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสภาวะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีค่าความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_0 อาจประเมินได้จาก

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad \text{Jaky (1944)} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

2.5.1.2 ค่า K_0 สำหรับดินเหนียว (Cohesive Soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_0 ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับค่า PI และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยที่ค่า K_0 ของ Normally Consolidated Clay (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ 2.17

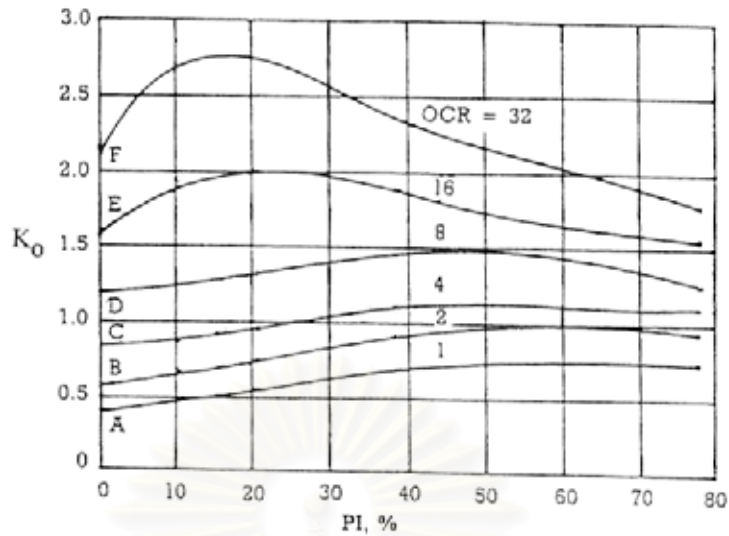
$$K_{0(NC)} = 0.95 - \sin\phi' \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC Clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20° ถึง 30°

$$K_{0(NC)} = 0.19 + 0.233 \log PI \quad \text{Alpan (1967)} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

$$K_{0(NC)} = 0.24 + 0.311 \log PI \quad \text{Lee \& Jin (1979)} \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

$$K_{0(NC)} = 0.44 + 0.0042 PI \quad \text{Massarsch (1974)} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$



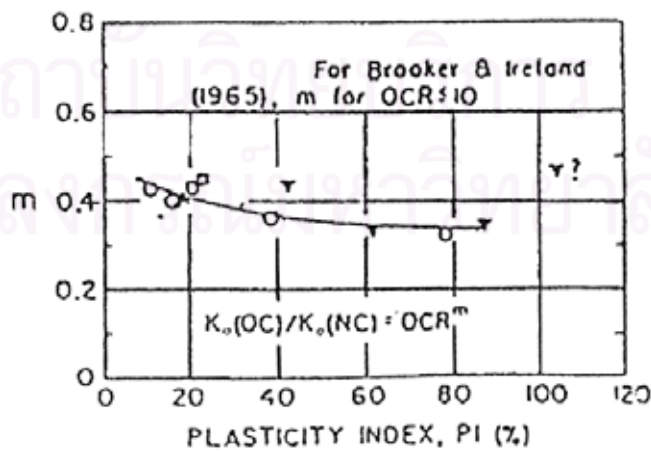
รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland, 1965)

สำหรับการหาค่า K_0 ของ Over Consolidated Clay, $K_{0(OC)}$ โดย Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 ของ NC Clay กับ K_0 ของ OC Clay อยู่ในรูปสมการกับค่า OCR ของดินดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^m \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

เมื่อ $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 80% ถึง 20% Ladd et al ดังแสดงในรูปที่ 2.12

$$m = 0.54 \exp\left(-\frac{PI}{281}\right) \quad \text{Alpan (1967)}$$



รูปที่ 2.12 สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

2.5.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยหลักการของ Rankine

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal layer โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และ สภาพการวิบัติแบบ Passive

2.5.2.1 Rankine's Active Earth Pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพง กันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงใน แนวอนขณะทีค่าหน่วยแรงในแนวดิ่งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine Active State โดยลักษณะของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.13 a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ($\tau_{ff} = c + \sigma_{ff} \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินดังแสดงในรูปที่ 2.13b ได้ดังนี้

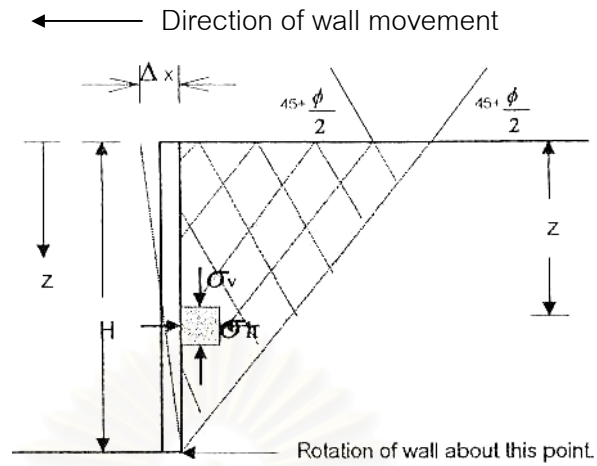
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2C \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

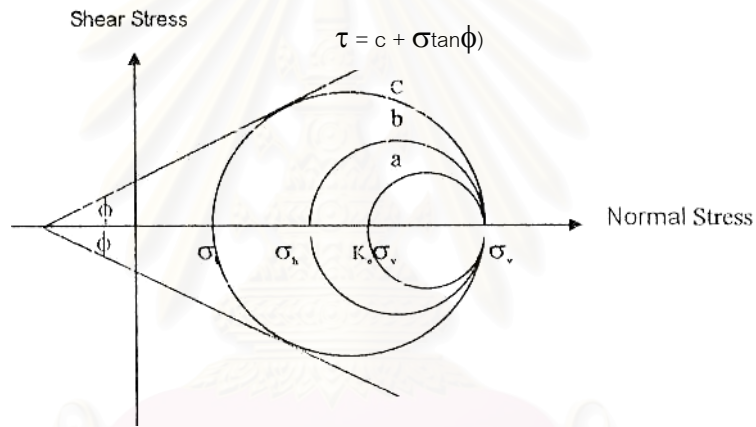
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's Active Earth Pressure, K_a



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's Active Pressure

รูปที่ 2.13 Rankine's Active Earth Pressure State

ตั้งนั้นจากสมการ 2.22

$$\sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.25)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesionless Soil หรือทรายและกรวด แสดงในรูปที่ 2.14(a)

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_c ดังนั้นที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \qquad \sigma_{ha} = -2C\sqrt{K_a} \qquad \dots\dots\dots (2.26)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

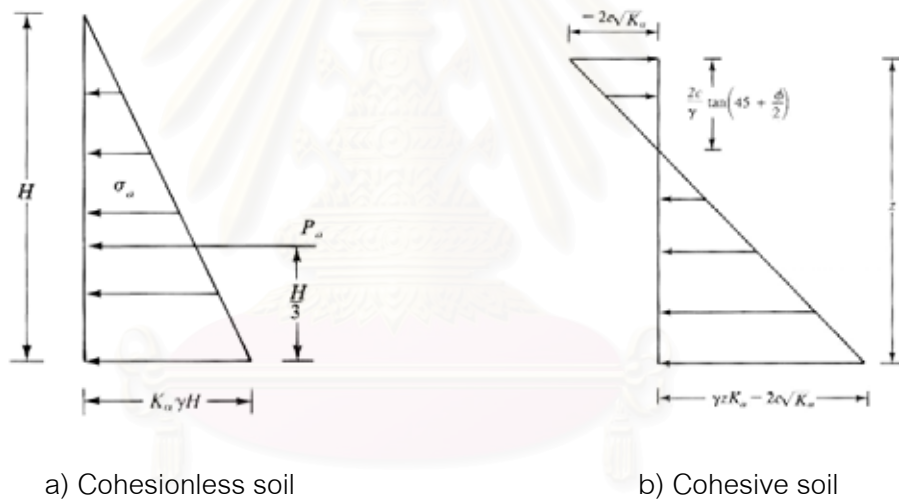
$$\sigma_v = \gamma H \qquad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a} \qquad \dots\dots\dots (2.27)$$

เมื่อเกิด Tension crack ($\sigma_v = 0$) จะหาระยะ Z_c ได้ดังนี้

$$0 = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad \dots\dots\dots (2.28)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive Soil หรือดินเหนียวแสดงในรูปที่ 2.14(b)



รูปที่ 2.14 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State

2.5.2.2 Rankine's Passive Earth Pressure

การวิบัติของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวเข้าของกำแพงกันดินในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอน ขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial stress ในขณะที่ Confining Pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.15a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในขณะที่มีมวลดินอยู่ในสภาพตามธรรมชาติค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_0\sigma'_{vo} + u_0$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.15b

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2C \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

เมื่อพิจารณากรณีดินทรายหรือกรวด (Cohesionless soil) ที่มีค่า C = 0 จะได้

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's Passive Earth Pressure, K_p ดังนั้น

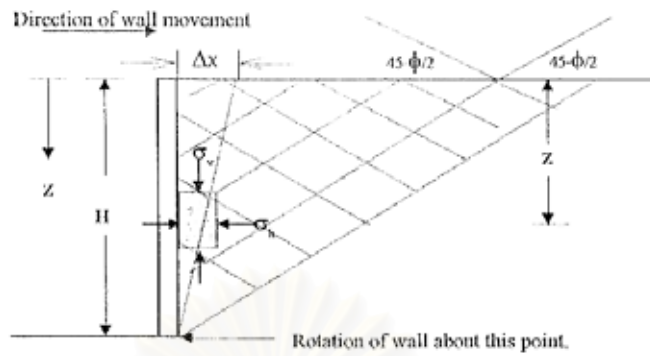
$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2C\sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive soils จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.16b ที่ระดับผิวดิน Z = 0

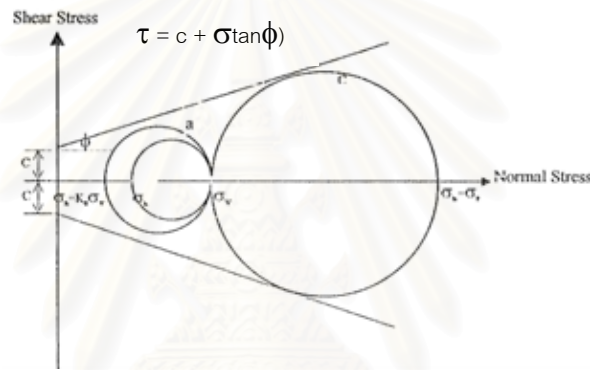
$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{hp} = 2C\sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

ที่ระดับความลึก Z = H

$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C\sqrt{K_p} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

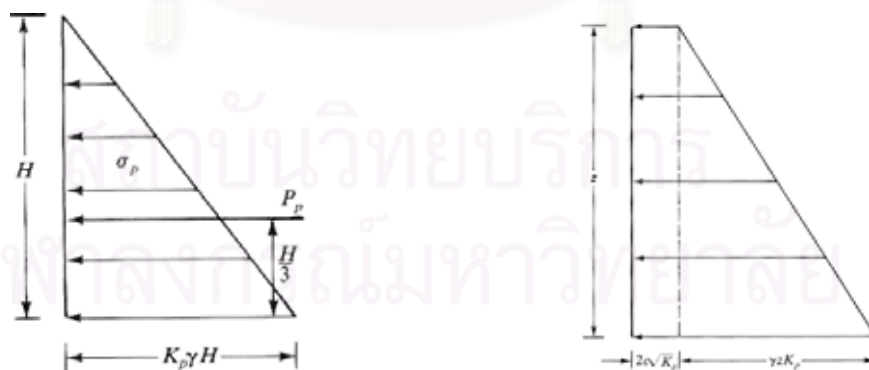


a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine



b) Rankine's Passive Pressure

รูปที่ 2.15 Rankine's Passive Earth Pressure State



a) Cohesionless soil

b) Cohesive soil

รูปที่ 2.16 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State

2.5.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ(Apparent Pressure Envelop or Pressure Diagram)

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยวิธีนี้ได้มาจากการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันของงานชุดในอดีต ซึ่งพิจารณาได้ว่าเป็นวิธีที่สามารถใช้ได้กับเฉพาะที่ (Empirical Method) ในการประยุกต์ใช้เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างกับงานชุดดินค้ำยันโดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณา โดยมีแนวคิดต่างๆ ดังนี้

2.5.3.1 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Terzaghi and Peck (1967)

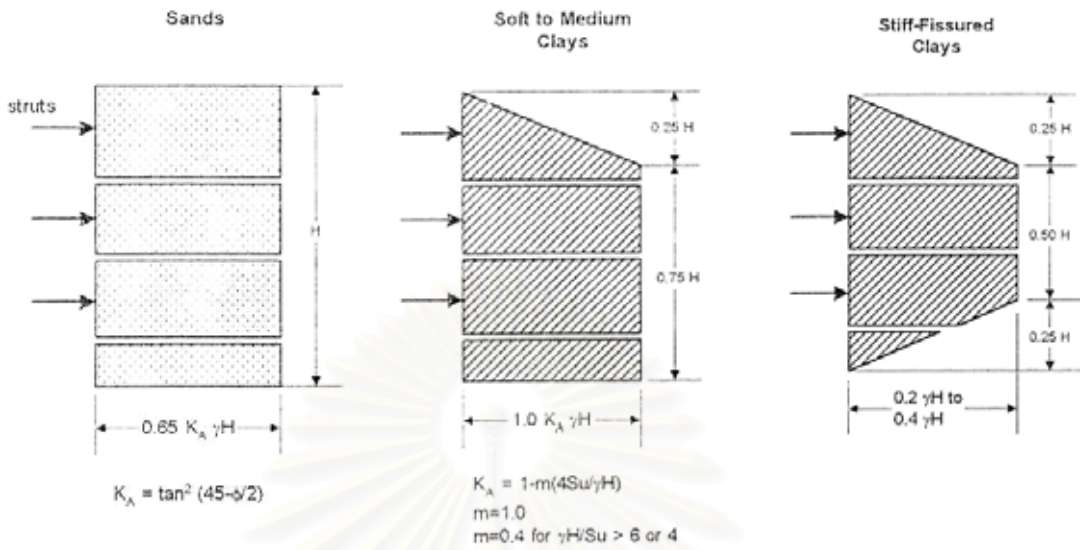
การหาค่าหน่วยแรงดันดินโดยวิธีนี้จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เกิดขึ้นของชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clays) สำหรับวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับค่า m โดยในชั้นดินกรุงเทพฯ นั้นจะมีความเหมาะสมที่จะใช้ไดอะแกรมของกรณี Soft to Medium Clays เพื่อนำไปประมาณหาปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยหลักการของ Terzaghi and Peck (1967)

2.5.3.2 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1973)

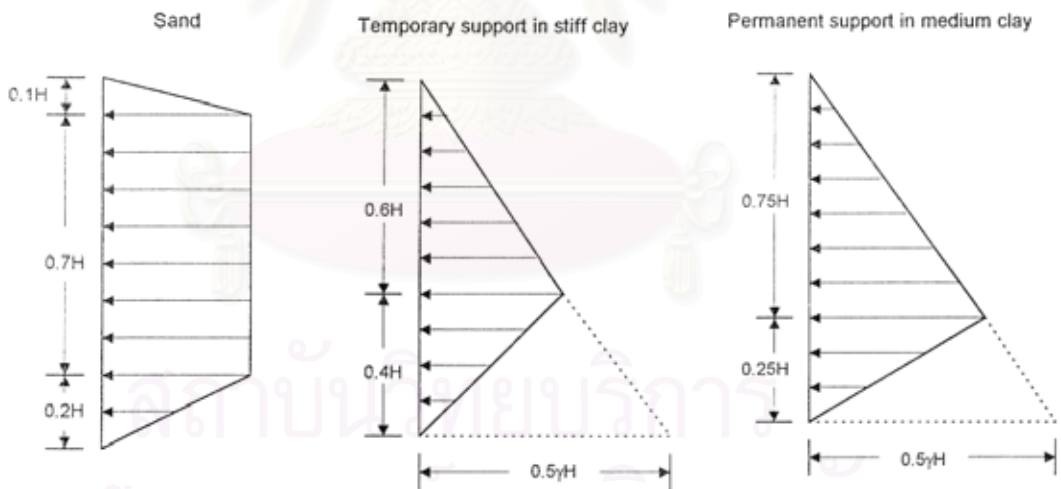
การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotarioff (1973) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบ ตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงค้ำยันที่ใช้ดังแสดงในรูปที่ 2.18 โดยจะพบว่าหน่วยแรงดันดินที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่าที่น้อยกว่าไดอะแกรมที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) เป็นอย่างมาก

2.5.3.3 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Sower (1979)

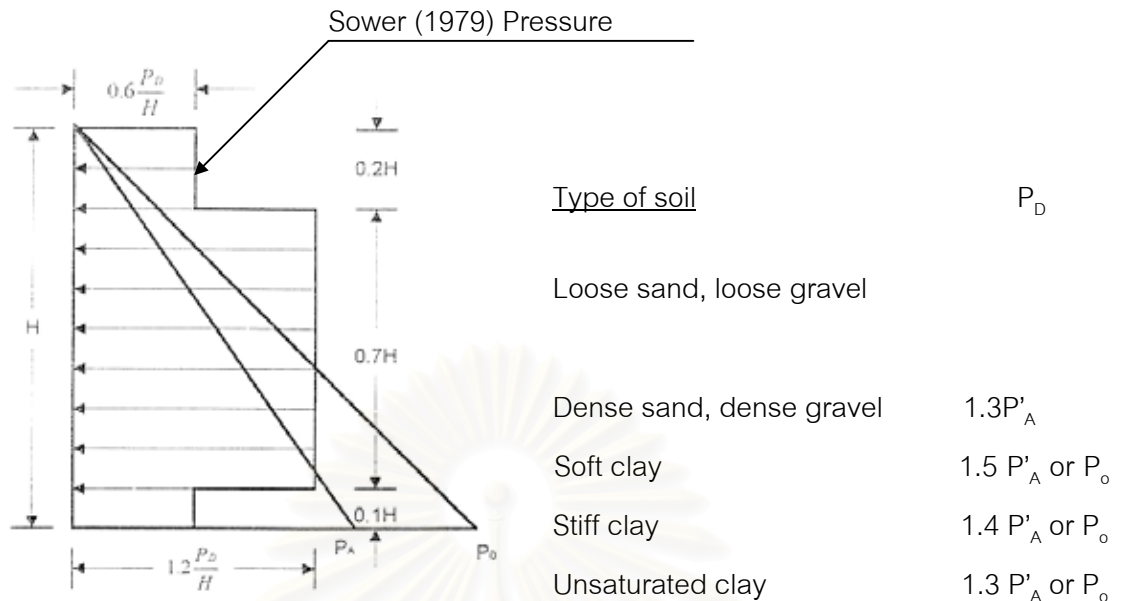
การประมาณหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ได้จาก Sower (1979) ซึ่งสามารถแบ่งได้ ตามชนิดของดินต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.19 สำหรับค่าหน่วยแรงที่ได้นั้นจะมีค่ามากน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าของ P_0 ที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามลักษณะชนิดของดินที่พิจารณา โดยในชั้นทรายค่า P_0 จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินที่ได้จากหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสถานะ Active (P'_A) และในชั้นดินเหนียวค่า P_0 จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสถานะสถิตย์ (Later Earth Pressure at Rest, P_0) หรือค่าของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่อยู่ในสถานะ Active (P'_A)



รูปที่ 2.17 ไตอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967)



รูปที่ 2.18 รูปแบบแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1973)



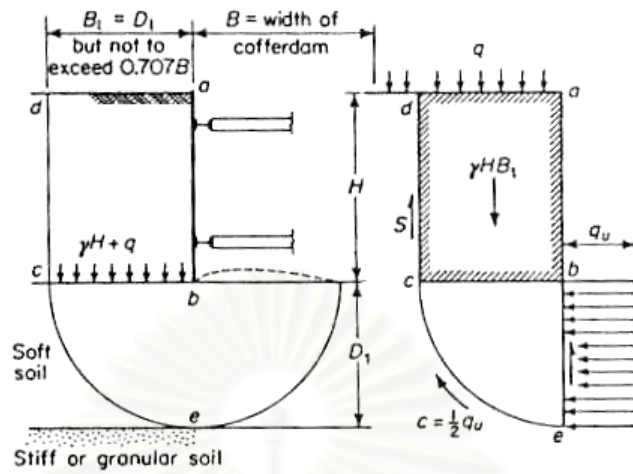
รูปที่ 2.19 รูปแบบแรงดันดินโดย Sower (1979)

2.6 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)

ในงานการขุดดินโดยอาศัยระบบค้ำยันนั้นนอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อระบบค้ำยันแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่ง ในการพิจารณาจะสมมติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดิน สำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.6.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng พิจารณาได้ว่าสำหรับงานขุดดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดดังแสดงในรูปที่ 2.20 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถ้าค่าของแรงกระทำมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าค่าความสามารถในการรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity) จะมีผลทำให้ที่บริเวณด้านล่างของการขุดเกิดการพังทลายเนื่องจากการอัดขึ้นของดินกันหลุม (Heaving) ดังนี้



รูปที่ 2.20 ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 2.20 สำหรับดินเหนียวจะได้ว่ามวลดิน abcd จะเคลื่อนตัวลงมาในแนวตั้ง โดยที่ค่าแรงเฉือนที่ต้านทานการเคลื่อนตัวของดินตามแนว cd จะมีค่าเท่ากับ S ดังแสดงในรูป Free body diagram ในรูปที่ 2.20 และสมการที่ 2.35

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{2} q_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \\
 &= S_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \dots\dots\dots (2.35)
 \end{aligned}$$

เมื่อ q_{u1} = Unconfined Compressive Strength above Excavation Level
 $= 2 S_{u1}$

สำหรับค่าแรงต้านทานตามแนว ce จะมีค่าเท่ากับ c หรือ Cohesion ของดินเหนียวหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ดังแสดงในสมการที่ 2.36

$$C = S_u = \frac{q_{u2}}{2} \dots\dots\dots (2.36)$$

โดยที่ q_{u2} = Unconfined Compressive Strength beneath Excavation Level

ในการหาเสถียรภาพเพื่อหาค่า Factor Safety ได้จากสมการสมดุลย์ของโมเมนต์รอบจุด b จากสมการที่ 2.37 ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}}$$

$$F.S. = \frac{SB_1 + cB_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_u 2B_1 \frac{B_1}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.5q_u 2\pi B_1 + q_u 2B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$F.S. = \frac{2S + s_u 2\pi B_1 + 2s_u 2B_1}{(\gamma H + q) B_1} \dots\dots\dots (2.37)$$

โดย γ = Total Unit weight of soil, t/m^3

H = Depth of excavation, m.

q = Surcharge around the excavation, t/m^2

L = Length of sheet pile below the bottom excavation

D_1 = Depth of soft clay beneath Excavation

$B_1 = L$ เมื่อ $L > D_1$

$= D_1$ เมื่อ $L < D_1$

2.6.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

การหาเสถียรภาพของกันหลุมจากวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดที่มีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้จากสมการที่ 2.38

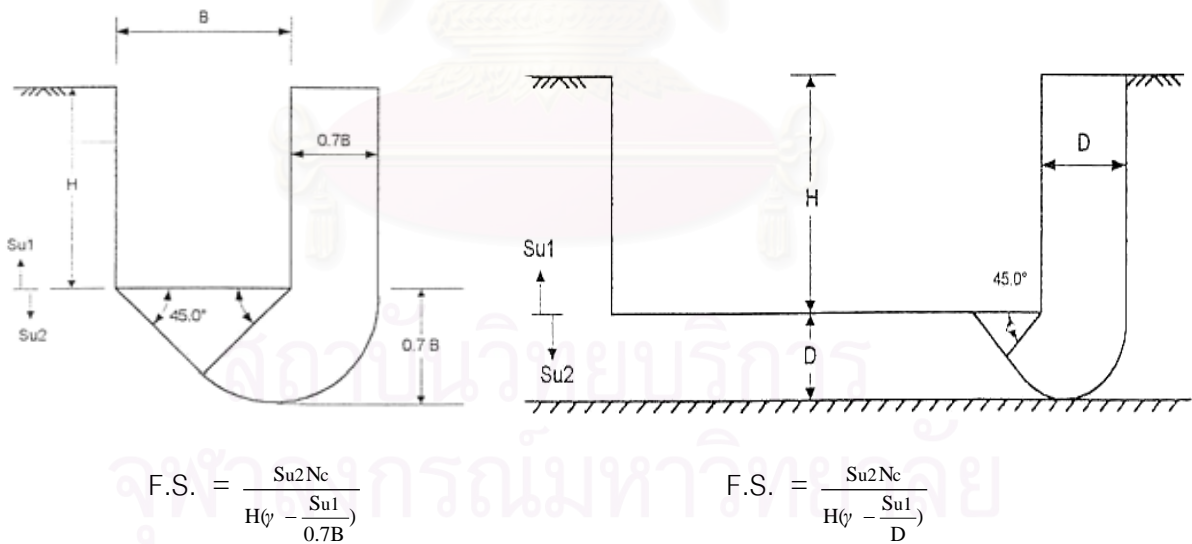
$$F.S. = \frac{Q_u}{(\gamma HB_1 - SuH + q)}$$

$$F.S. = \frac{5.7S_u B_1}{(\gamma HB_1 - SuH + q)} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7S_u B_1$$

- เมื่อ Q_u = Ultimate Bearing Capacity
- S_u = Undrained Shear Strength below Excavation Level
- N_c = Bearing Capacity Factor = 5.7 for clay

นอกจากนี้ค่า Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของงานขุดในกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.21 โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.21a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูปที่ 2.21b



- a) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนามาก
- b) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีชั้นดินแข็งรองรับ

รูปที่ 2.21 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

2.6.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของงานขุดเป็นลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้การขุดเสมือนเป็นฐานรากที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave มีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.39

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H + q} \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

เมื่อ N_c = Bearing Capacity Factor

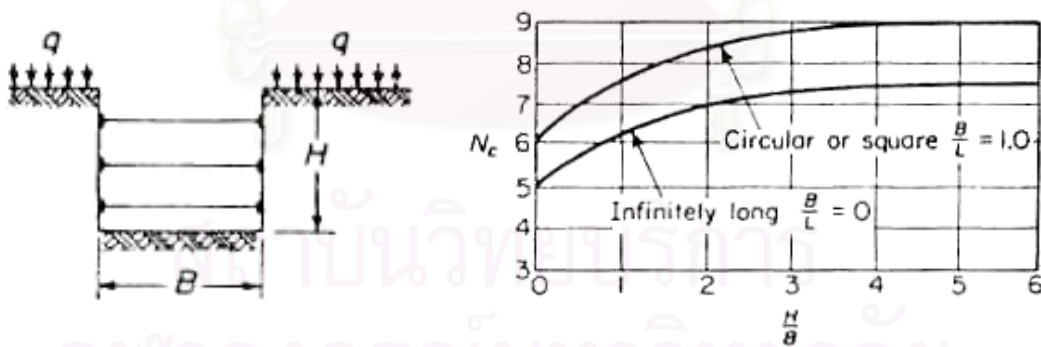
c = Undrained Shear Strength of Clay (t/m^2)

γ = Unit Weight of Soil above the Bottom of Excavation (t/m^2)

H = Depth of Excavation (m)

q = Uniform Surcharge Load around Excavation (t/m^2)

โดยค่า N_c สามารถหาได้จากรูปที่ 2.22 และสมการที่ 2.39 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



$$N_{c(\text{rectang})} = (0.84 + 0.16(B/L)) N_{c(\text{Square})}$$

L = Length of Excavation

รูปที่ 2.22 Bearing Capacity Factor, N_c (after Bjerrum and Eide)

2.7 การวิเคราะห์งานขุดดินโดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์ (Finite Element Method for Excavation Analysis)

การใช้วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุดดิน ฯลฯ

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหาที่วัสดุที่มีขนาดและค่าคุณสมบัติของวัสดุนั้น โดยทำการจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยเอลลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละเอลลิเมนต์ย่อยๆ ที่อยู่ข้างเคียงกันจะมีการเชื่อมต่อกันด้วยจุดที่ เรียกว่า Nodal Point พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปแบบของ Matrix ดังนี้

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

เมื่อ F = Vector of Applied Nodal Force

K = Stiff Matrix

U = Unknown Nodal Displacements or Temperatures

สำหรับในการวิจัยนี้จะนำวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานการก่อสร้างทางวิศวกรรมปฐพี โดยรายละเอียดเกี่ยวกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

2.7.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิด คือ

2.7.1.1 Plane Strain Problem เป็นการวิเคราะห์ของปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์

2.7.1.2 Axisymmetric Problem เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตรโดยมีรัศมีขนาดสม่ำเสมอ และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่น การวิเคราะห์

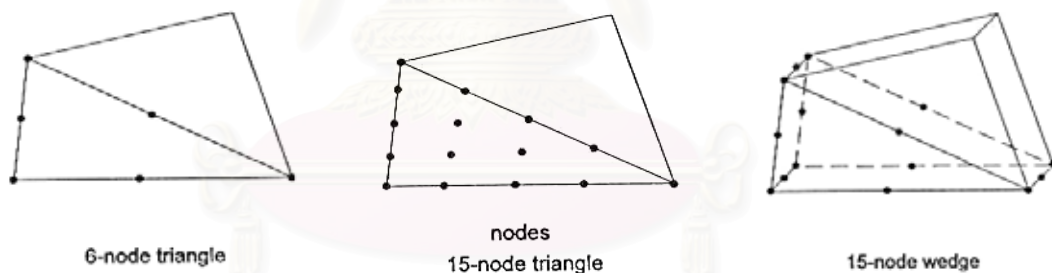
สำหรับฐานรากที่เป็นรูปวงกลม โดยระบบของปัญหาแบบนี้จะให้ค่าตามแกนในแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของการเปลี่ยนแปลงในรูปของมุมและค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา (Axial Direction)

2.7.1.3 3D Axisymmetry Problem เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้ง 3 ทิศทาง

2.7.2 ลักษณะของเอลลิเมนต์ (Element Type)

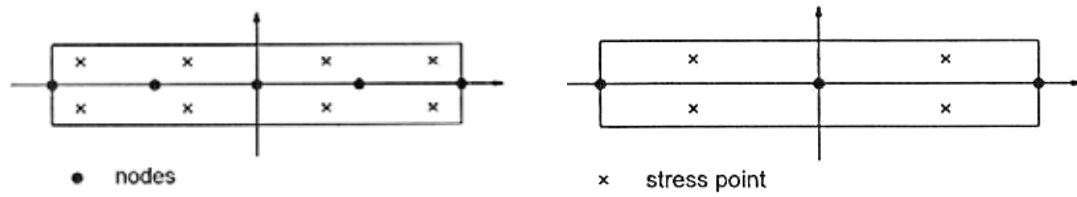
ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยเอลลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของเอลลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆ ดังนี้

2.7.2.1 เอลลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element) มีรูปแบบของเอลลิเมนต์เป็นโครงสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละเอลลิเมนต์ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน

2.7.2.2 เอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Beam Element) มีรูปแบบเอลลิเมนต์ที่มีลักษณะเสมือนเป็นแผ่นบางๆ โดยความหนาของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมุติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ d_{eq} ($d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$) นอกจากนี้ในเอลลิเมนต์หนึ่งๆ สำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal Point ได้ 3 จุด และ 5 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.24



a) Beam Element จำนวน 3 Nodal Points

b) Beam Element จำนวน 5 Nodal Points

รูปที่ 2.24 ลักษณะของ Nodal Point ของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง

2.7.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา สำหรับการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบจำลองดังนี้

2.7.3.1 Linear Elastic Model เป็นแบบจำลองที่อาศัยกฎของ Hooke สำหรับการพฤติกรรมแบบ Isotropic Linear Elasticity โดยค่าพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องมี 2 ชนิด คือ Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับการจำลองโดยแบบจำลองชนิดนี้มักจะใช้กับโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ที่เป็นโครงสร้างอยู่ในดิน

2.7.3.2 Mohr Coulomb Model หรือเรียกอีกอย่างว่า Elastic Perfectly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินโดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิด คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle และ Dilatancy angle

2.7.3.3 Hardening Soil Model เป็นแบบจำลองที่พัฒนาแตกต่างไปจากรูปแบบของ Mohr Coulomb โดยที่ขอบเขตของการวิบัติ (Yield Surface) ในแบบจำลองนี้จะไม่ถูกกำหนดให้ คงที่ใน Principal Stress Space แต่จะมีการเปลี่ยนแปลงตามค่าของ Plastic Strain ซึ่งจะใช้ ทฤษฎีของ Plasticity มาวิเคราะห์มากกว่า Elasticity Theory และจะนำมาใช้ในการจำลอง พฤติกรรมของดินที่มีความแตกต่างกันได้ เช่น Soft Soil กับ Stiff Soil

2.7.3.4 Soft Soil Model หรือเรียกอีกอย่างว่า Cam Clay Model โดยสามารถนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินจำพวกดินอ่อน เช่น NC Clay และ Peat ซึ่งแบบจำลองนี้เหมาะสม อย่างมากในการใช้กับการจำลองทดสอบที่เป็นการอัดตัวครั้งแรกของดิน (Primary

Compression) สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้ คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle, Dilatancy angle, Modified Compression Index (λ) และ Modified Swelling Index (κ)

2.7.3.5 Soft Soil Creep Model เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อจาก Soft Soil Model และนำมาใช้กับดินที่ต้องการจำลองพฤติกรรมในลักษณะที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Behavior)

2.7.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานขุดดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

2.7.4.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล(Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปแบบหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมดังนี้

$$E = \frac{2(1 + \nu)}{3} E_u \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

เมื่อ E = Effective Young's Modulus

E_u = Undrained Young's Modulus

ν = Drained Poisson' Ratio

2.7.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม(Undrained Analysis with Total Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณาเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้เลือกวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้ พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ใช้อยู่ในปัจจุบันทำให้ มีความสะดวกในการหาค่าพารามิเตอร์ที่นำไปวิเคราะห์

2.7.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

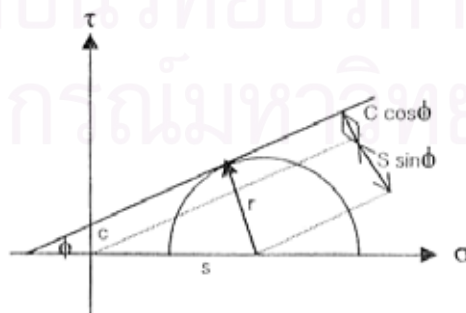
การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plasticity ซึ่งประกอบด้วยความสัมพันธ์ของค่า Strain กับ ค่า Strain Rate ของส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ดังสมการที่ 2.42 โดยในส่วนของ การเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield function (f) ดังนี้

$$f \equiv r - s \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

เมื่อ r = radius of Mohr's stress circle
 s = Center of Mohr's stress circle

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad \dots \dots \dots (2.42)$$

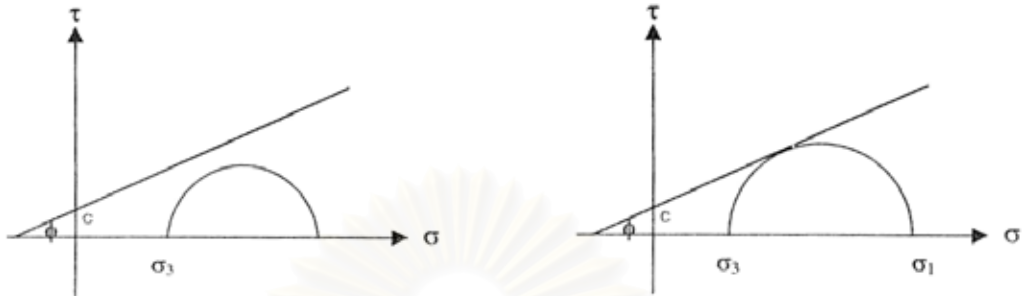
โดย $\epsilon, \dot{\epsilon}$ = Strain and Strain Rate
 $\epsilon^e, \dot{\epsilon}^e$ = Strain and Strain Rate of Elastic
 $\epsilon^p, \dot{\epsilon}^p$ = Strain and Strain Rate of Plastic



รูปที่ 2.25 Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model

สำหรับกรณีนี้ $f \leq 0$ จะพิจารณาเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.26ก

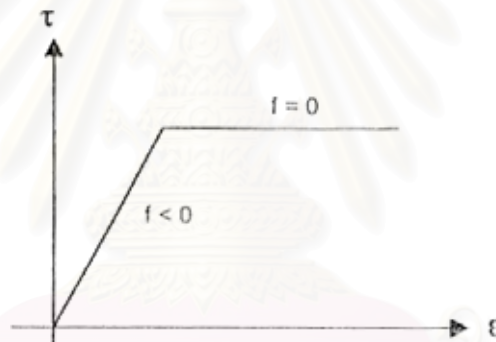
$f = 0$ จะพิจารณาเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.26ข



ก) ค่า Elastic point สำหรับกรณี $f \leq 0$

ข) ค่า Plastic point สำหรับกรณี $f = 0$

รูปที่ 2.26 ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point



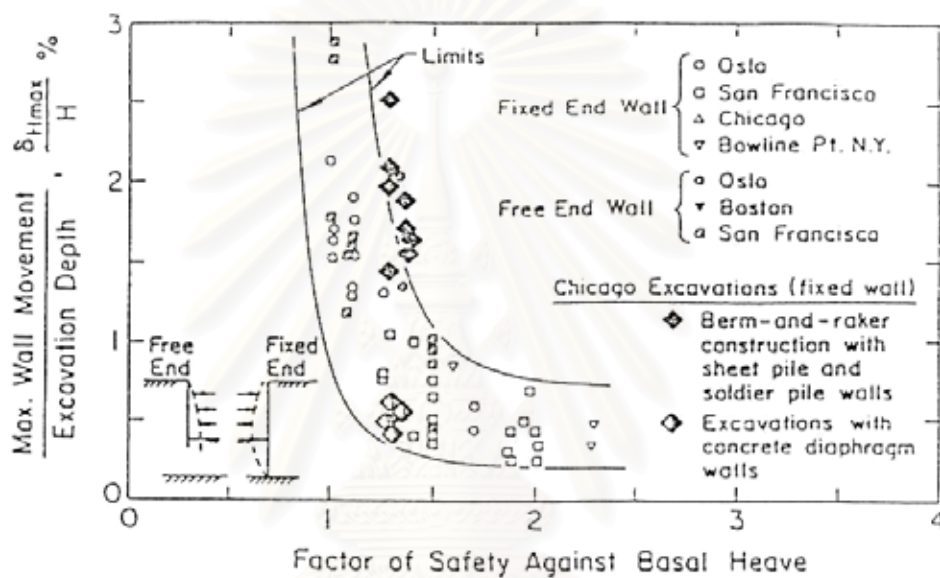
รูปที่ 2.27 Elastic and Plastic Stress Point

2.8 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในงานชุด

2.8.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากงานชุด

การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินได้มาจากการศึกษาของ Mana and Clough (1981) ซึ่งได้มาจากการรวบรวมข้อมูลงานชุดในสนามแบบใช้ค้ำยันสำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางจำนวน 11 แห่ง มีค่า Plasticity Index อยู่ประมาณ 10-60% และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2-8 โดยแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave (ค่า F.S. จากวิธีของ Terzaghi, 1943) กับอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อค่าความลึกของการชุด ($\frac{\delta_{Hmax}}{H}$) ดัง

แสดงในรูปที่ 2.28 จากความสัมพันธ์ที่ได้นั้นจะเห็นว่าที่ค่า F.S. ที่มีค่าต่ำกว่า 1.4-1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพคลาก) ในขณะที่ค่า F.S. มากกว่า 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ ที่มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5% (แสดงให้เห็นว่าดินยังไม่เกิด Local Yield) จากข้อมูลที่ได้จะเห็นได้ว่ามีความกระจุกกระจายค่อนข้างมากอันเป็นผลเนื่องมาจาก ความแตกต่างกันของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, สตีเฟนสของกำแพงกันดิน, ระยะห่างของค้ำยัน, กำลังแรงเฉือนของดินและขนาดของงานขุด



รูปที่ 2.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough, 1981)

จากการศึกษาของ Wong and Broms (1989) ซึ่งได้เสนอวิธีการประมาณหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินสำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยมีสมมุติฐานดังนี้

- ความหนาของชั้นดินเหนียวที่อยู่ต่ำกว่าระดับล่างสุดของการขุดถึงชั้นดินแข็ง (T) จะต้องมีค่ามากกว่าครึ่งหนึ่งของความกว้างการขุด ($B/2$)
- กำแพงกันดินต้องมีลักษณะเป็นแบบ Flexible Wall
- การพิจารณาจะใช้หลักการวิเคราะห์แบบ Undrained Condition โดยกำหนดให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรที่เกิดขึ้นในระหว่างทำการขุดดิน ซึ่งสาเหตุที่กำหนดให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลง

แปลงของปริมาตรนั้นมาจากต้องการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (พื้นที่ a) จะมีค่าเท่ากับค่าการนูนขึ้นของดินที่ก้นหลุมรวมกับค่าของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (พื้นที่ b) ดังแสดงในรูปที่ 2.29

- ปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจะขึ้นอยู่กับการวิบัติของดินที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ c ดังแสดงในรูปที่ 2.29 โดยเมื่อพิจารณาถึงค่าของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆ แล้วมีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวในดินนั้น ค่าของหน่วยแรงจะเริ่มคงที่และมีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินเพียงเล็กน้อยที่ระดับความลึกของการขุดที่ระดับล่างสุดของงานขุดมากกว่า B/2

- การวิบัติของดินในพื้นที่ c จะขึ้นอยู่กับค่าของอัตราส่วน $\frac{\gamma H + q}{C_u N_c}$ โดยที่ q เป็นค่าของหน่วยแรงภายนอกในบริเวณรอบการขุด, $N_c =$ Bearing Capacity Factor (Bjerrum and Eide, 1956)

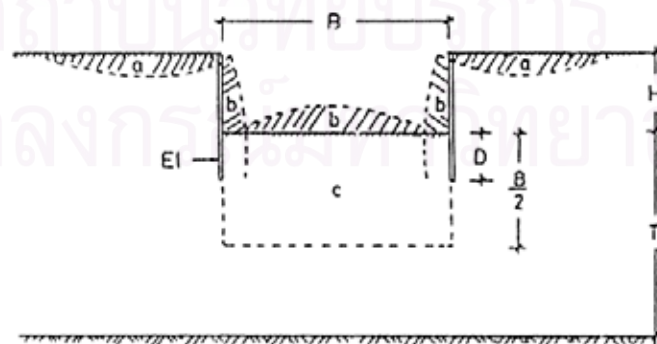
โดยวิธีการวิเคราะห์จะประมาณว่าพฤติกรรมของดินที่อยู่ในพื้นที่ c จะถูกทำให้มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างทั้ง 2 ด้าน เป็นผลให้ดินที่ผิวบนสุดของงานขุดเกิดการนูนขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.30 ซึ่งจะได้ว่าผลรวมของพื้นที่ X_1 และ X_2 มีค่าเท่ากับพื้นที่ Y ดังแสดงในสมการที่ 2.43

$$2\delta_H (B/2) = \delta_v (B - 2\delta_H) \dots\dots\dots (2.43)$$

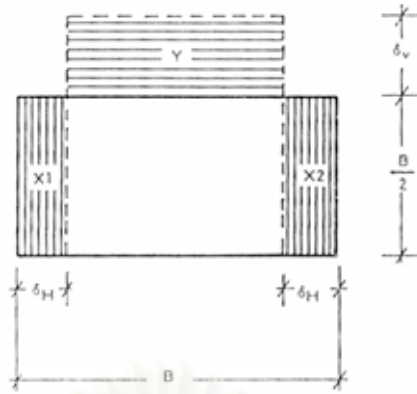
$$\delta_H = \delta_v - (2\delta_H \delta_v / B) \dots\dots\dots (2.44)$$

เมื่อเปรียบเทียบค่า $2\delta_H \delta_v / B$ กับค่าของ δ_H และ δ_v จะพบว่ามิติน้อยมากดังนั้นสามารถกำหนดได้ว่า

$$\delta_H = \delta_v \dots\dots\dots (2.45)$$



รูปที่ 2.29 การเคลื่อนตัวของดินในบริเวณรอบการขุด



รูปที่ 2.30 Idealized Undrained Deformation of Influence Block

ก) การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยวิธี Tangent Modulus

จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าเฉลี่ยของ Tangent soil stiffness กับค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินภายในพื้นที่ c จะพบว่า ค่าของ Vertical strain incremental ($\Delta\varepsilon_v$) ภายในพื้นที่ที่มีความหนา B/2 จะมีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.46

$$\Delta\varepsilon_v = (\delta_v / (B/2)) \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

โดยที่ $\Delta\varepsilon_v$ จะมีความสัมพันธ์กับค่า Tangent modulus (E_t) ดังแสดงในสมการที่ 2.47

$$\Delta\varepsilon_v = (\Delta\sigma_v / E_t) = (\Delta H\gamma / E_t) \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ = ค่าการลดลงของหน่วยแรงรวมเนื่องจากการขุด

จากสมการที่ 2.45, 2.46 และ 2.47 จะได้ว่า

$$\Delta\delta_H = (\Delta H\gamma / E_t)(B/2) \quad \dots\dots\dots(2.48)$$

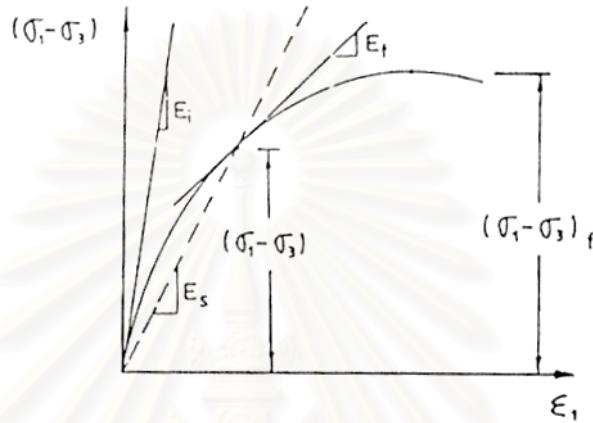
Duncan et al (1980) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า Tangent modulus (E_t) กับค่า Initial tangent modulus (E_i) ดังแสดงในสมการที่ 2.49

$$E_t = (1 - S_L R_f)^2 E_i \quad \dots\dots\dots(2.49)$$

โดยที่ S_L = The average stress level of soil within block c

R_f = The failure ratio ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.7 สำหรับ Undisturbed soft soil

สำหรับค่า E_t สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ Duncan and Buchignani (1976) ซึ่งอยู่ในรูปอัตราส่วน (E_t/S_u) โดยเมื่อพิจารณาการหาค่า E_u จากรูปที่ 2.31 จะพบว่า ค่า E_u ที่ได้จาก E_t จะมีค่ามากกว่า E_u ที่ได้จาก E_s แต่จากผลการวิเคราะห์โดย FEM จะได้ว่าค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการหาโดยค่า E_t จะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริง ส่วนค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการหาโดยค่า E_s จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริง



รูปที่ 2.31 การหาค่า Secant and Tangent moduli

ข) การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยวิธี Secant Modulus

วิธี Secant Modulus จะหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยพิจารณาอยู่ในรูปของการเคลื่อนตัวรวม (δ_H) โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับการหาค่าปริมาณการเคลื่อนตัวที่ได้จากวิธี Tangent Modulus ดังแสดงในสมการที่ 2.50

$$(\delta_H / B) = (\gamma / E_s)(B/2) \dots\dots\dots(2.50)$$

โดยที่ Secant Modulus (E_s) สามารถหาได้จาก

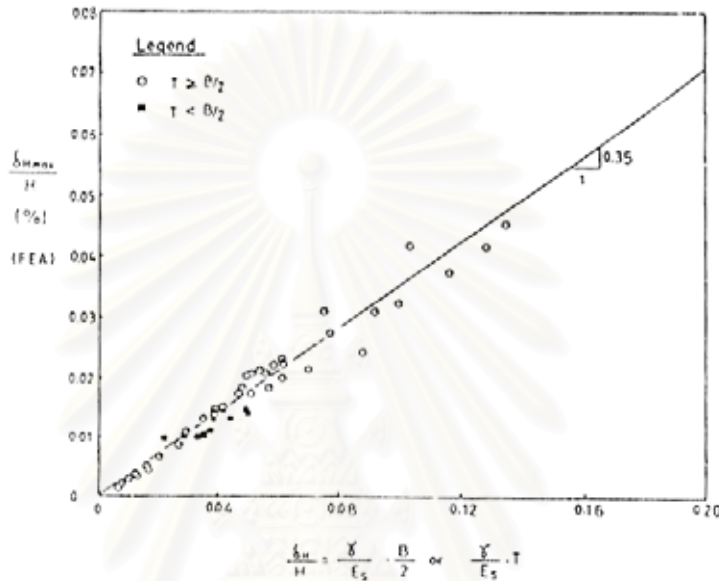
$$E_s = E_u(1 - S_L R_f) \dots\dots\dots(2.51)$$

การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในแต่ละชั้นตอนการก่อสร้างสามารถหาได้โดยตรงจากสมการที่ 2.50 และจากผลการวิเคราะห์โดยวิธี FEM ดังแสดงในรูปที่ 2.32 จะได้ว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (δ_{Hmax}) หาได้จาก

$$\delta_{Hmax} = \frac{0.35\gamma H B}{E_s 2} \dots\dots\dots(2.52)$$

โดยที่ในการพิจารณาจะกำหนดให้ความลึกของชั้นดินที่ระดับต่ำกว่าระดับล่างสุดของการขุดดิน (T) ที่เกิดการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ B/2 สำหรับการขุดที่ชั้นดินเหนียวอ่อนใต้ระดับต่ำสุดของการขุด (T) มีค่าน้อยกว่า B/2 ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ

$$\delta_{Hmax} = \frac{0.35\gamma H}{E_s} T \quad \dots\dots\dots(2.53)$$



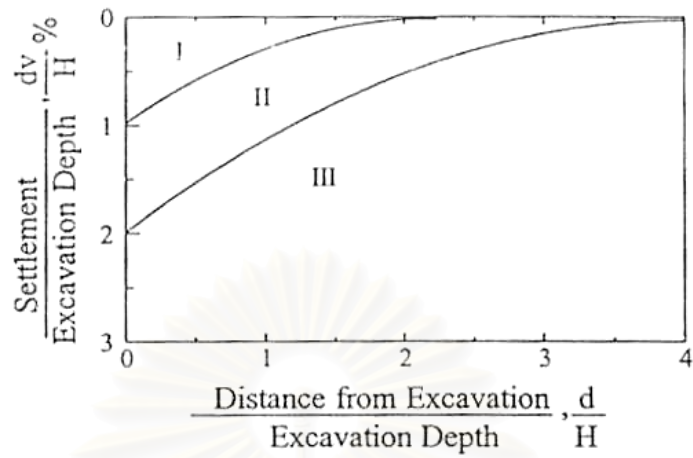
รูปที่ 2.32 การเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมากที่สุดจากวิธี FEM กับปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากวิธี Secant Modulus

2.8.2 การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด

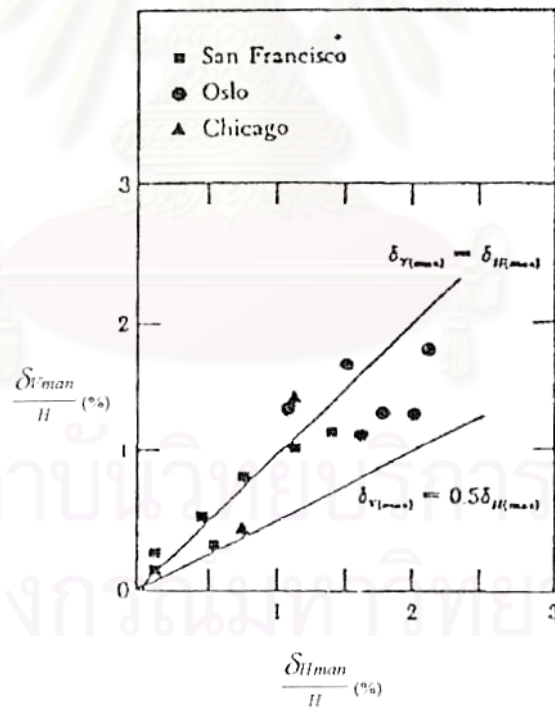
การหาปริมาณการทรุดตัวของดินหลังกำแพงกันดินได้มาจาก Peck (1969) ซึ่งได้ทำการรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของดินในงานขุดต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.33 พบว่าจากข้อมูลที่ได้มานั้นมีการกระจายตัวค่อนข้างมากดังนั้นค่าปริมาณการทรุดตัวที่ได้จากวิธีนี้จึงเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น และแบ่งแยกตามชนิดของดินในบริเวณที่ทำงานขุด

2.8.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินกับกาทรุดตัวที่ผิวดิน

ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังกงานขุดได้จากความสัมพันธ์ของ Mana and Clough (1981) ที่ใช้ สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางโดยมีค้ำยันอยู่ที่ตำแหน่ง Intermediate และ Final Stage ของการก่อสร้างมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 ดังแสดงในรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.33 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะห่างจากกำแพงกันดินต่างๆ ของ Peck (1969)



รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุด Mana and Clough (1981)

2.9 การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก (Assessing the risk of building damage due to deep excavation)

2.9.1 ความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก

Burland et al (2001) ได้แนะนำวิธีการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก โดยได้แบ่งความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุด ออกเป็น 3 ประเภทใหญ่ๆ คือประเภทที่ 1 ความเสียหายเล็กน้อย (Aesthetics), ประเภทที่ 2 ความเสียหายต่อการใช้งาน (Serviceability), ประเภทที่ 3 ความเสียหายต่อเสถียรภาพ (Stability) โดยยังแบ่งย่อยออกเป็นอีก 6 ชนิดความเสียหาย เรียงตามระดับของความเสียหายตั้งแต่ ชนิด 0 จนถึง ชนิด 5 ดังที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.1 โดยทั่วไปแล้วความเสียหายชนิดที่ 0, 1 และ 2 จะจัดอยู่ในประเภทความเสียหายเล็กน้อย (Aesthetics) ชนิดที่ 3 และ 4 จัดอยู่ในประเภทความเสียหายต่อการใช้งาน (Serviceability) และชนิดที่ 5 จะจัดอยู่ในประเภทความเสียหายต่อเสถียรภาพ (Stability)

2.9.2 ระดับของความเสียหาย (Level of risk)

ระดับของความเสียหาย คือความเป็นไปได้ที่จะเกิดความเสียหายตามตารางที่ 2.1 อาคารจะถูกพิจารณาว่ามีความเสี่ยงต่อการเสียหายต่ำก็ต่อเมื่อมีการคาดเดาความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นอยู่ในชนิดที่ 0 ถึง 2 ตามตารางที่ 2.1 แต่ทั้งนี้ต้องใช้ความระมัดระวังในการพิจารณาเนื่องจากการแบ่งชนิดของความเสียหายตามตารางที่ 2.1 นั้นจะขึ้นอยู่กับความยากง่ายในการซ่อมแซม และจะใช้สำหรับอาคารทั่วไป แต่สำหรับอาคารพิเศษ เช่น โบราณสถาน หรืออาคารที่ใช้วัสดุปฐพีที่แตกหักง่าย อาจจะไม่เหมาะสมที่จะแบ่งชนิดของความเสียหายตามตารางที่ 2.1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 การแบ่งชนิดความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานขุดลึก (Burland et al, 2001)

Category of damage	Normal degree of severity	Description of typical damage
0	Negligible	Hairline cracks less than about 0.1 mm
1	Very Slightly	Fine which are easily treated during normal decoration. Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry. Typical crack widths up to 1 mm.
2	Slight	Cracks easily filled. Re-decoration probably required. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Cracks may be visible externally and some repointing may be required to ensure weather-tightness. Doors and windows may stick slightly. Typical crack widths up to 5 mm.
3	Moderate	The cracks require some opening up and can be patched by mason. Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced. Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Weather-tightness often impaired. Typical crack widths are 5 to 15 mm or several greater than 3 mm
4	Severe	Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably. Walls leaning or bulging noticeably, some loss bearing in beam. Service pipes disrupted. Typical crack widths are 15 to 25 mm but also depends on the number of cracks
5	Very Severe	This requires a major repair job involving partial or complete rebuilding. Beams loss bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability. Typical crack widths are greater than 25 mm but depends on the number of cracks

บทที่ 3

การรวบรวมและข้อมูลในการวิจัย

3.1 บทนำ

ข้อมูลสำหรับการวิจัยนี้เป็นข้อมูลที่ได้มาจากโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเฉพาะในส่วนของการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งมีการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีที่ครอบคลุมพฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์, ดินบริเวณรอบข้าง และอาคาร สิ่งปลูกสร้างข้างเคียงทั้งในขณะทำการก่อสร้างและขณะที่อุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานีซึ่งได้แก่ Inclinator in diaphragm wall (IW), Inclinator in ground (IG), Ground surface settlement marker (GS), Combined inclinometer and magnetic extensometer (IE), Casagrande piezometer (CP), Vibrating wire piezometer (VP), Building settlement marker (BS), Jack out total pressure cell (JP) โดยรายละเอียดของการรวบรวมข้อมูลแต่ละชนิดจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

3.2 ข้อมูลทั่วไปของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาจะก่อสร้างอยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษก ช่วงประมาณ กม. 24 + 000 ถึง กม. 24 + 200 โดยขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนสถานีหลัก (Main station) ซึ่งมีขนาดความกว้างประมาณ 25.0 เมตร ความยาว 205.8 เมตร ความลึก(งานขุด) 22.15 เมตร และส่วนที่ใช้สำหรับติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch shaft section) ซึ่งมี ขนาดความกว้าง 22.2 เมตร ความยาว 25.0 เมตร ความลึกประมาณ 22.15 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.1

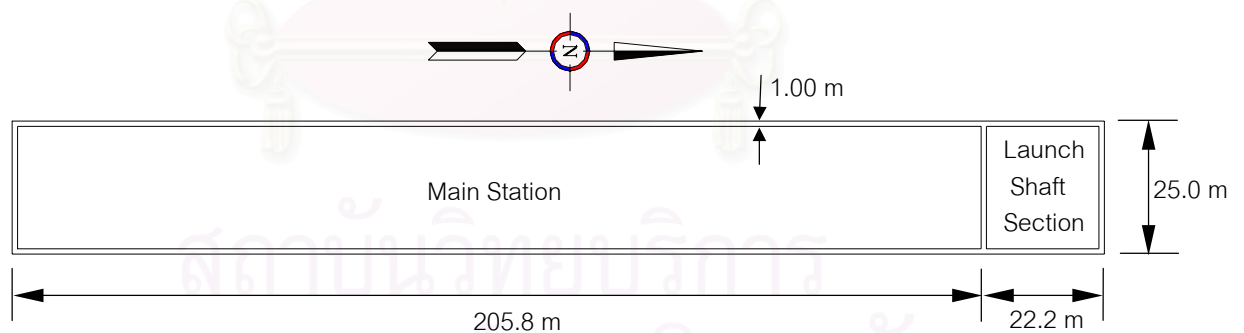
3.3 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

สภาพของชั้นดินบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาจะมีระดับของน้ำใต้ดิน (Water Table) อยู่ที่ความลึกประมาณ 0.83 เมตร จากผิวดิน โดยมีลักษณะของชั้นดินดังนี้

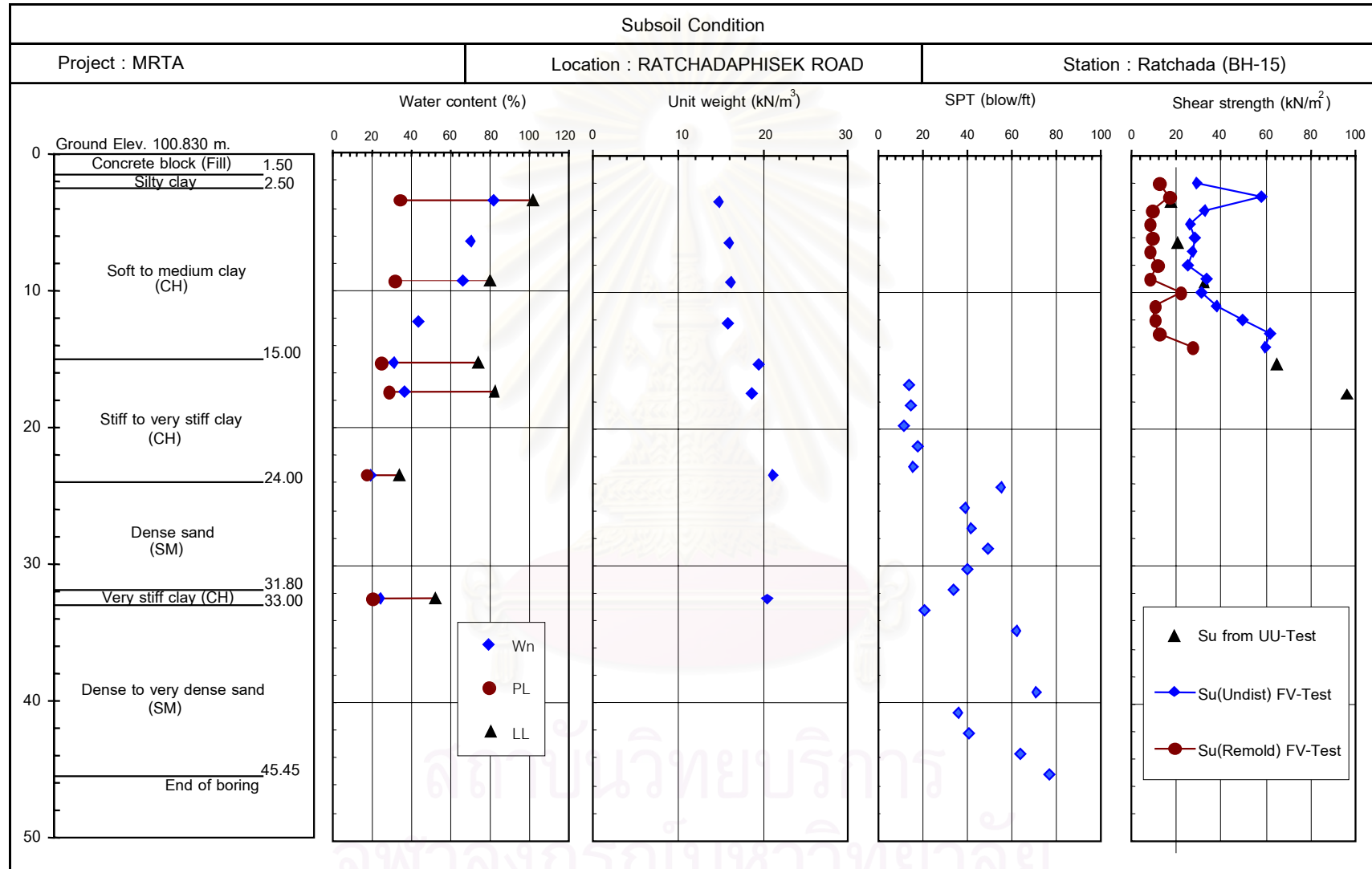
- 1) ชั้นดิน (Crust) มีลักษณะเป็นดินเหนียวปนทราย มีสีเทาปนน้ำตาล มีความหนาตั้งแต่ระดับผิวดินจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ 2.5 เมตร

- 2) ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง (Soft to medium clay) เป็นดินเหนียวสีเทาเข้ม อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 2.5 ถึง 15.0 เมตร จากระดับผิวดิน
- 3) ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) เป็นดินเหนียวสีเทาปนน้ำตาล และมีปริมาณทรายผสมอยู่เล็กน้อย มีค่า N เฉลี่ยประมาณ 21 ครั้งต่อฟุต อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 15.0 ถึง 24.0 เมตร จากระดับผิวดิน
- 4) ชั้นทรายแน่น (Dense sand) เป็นทรายขนาดค่อนข้างละเอียดสีน้ำตาลปนเทา มีค่า N เฉลี่ยประมาณ 42 ครั้งต่อฟุต ซึ่งพบที่ระดับความลึก 24.0 ถึง 31.8 เมตร
- 5) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Very stiff clay) เป็นดินเหนียวปนทราย มีสีเทาอ่อนปนน้ำตาล มีค่า N เฉลี่ยประมาณ 34 ครั้งต่อฟุต ซึ่งพบที่ระดับความลึก 31.8 ถึง 33.0 เมตร
- 6) ชั้นทรายแน่นถึงแน่นมาก (Dense to very dense sand) เป็นทรายสีน้ำตาลปนเทา ที่มีขนาดค่อนข้างละเอียดมาก ซึ่งมีค่า N เฉลี่ยประมาณ 69 ครั้งต่อฟุต โดยอยู่ที่ระดับความลึก 33.0 ถึง 45.5 เมตร

จากข้อมูลที่เจาะสำรวจและข้อมูลจากการทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติต่างๆ เช่น ค่าหน่วยน้ำหนักของดิน, ค่าปริมาณของน้ำในดิน, ค่ารับกำลังแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในดิน ซึ่งใช้ในการออกแบบและก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินรัชดา ได้สรุปไว้ในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.1 แผนผังของสถานีรถไฟใต้ดินรัชดา



รูปที่ 3.2 แสดงลักษณะชั้นดินและค่าคุณสมบัติของดินในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

3.4 ข้อมูลเกี่ยวกับโครงสร้างส่วนต่างๆ ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

รายละเอียดเกี่ยวกับโครงสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา มีรายละเอียดต่างๆ ดังนี้

1) Diaphragm wall เป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่สร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นผนังของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยมีความหนา 1.0 เมตร ความยาว 35.0 เมตร, (กำลังรับน้ำหนักประลัย $f_c' = 300$ ksc)

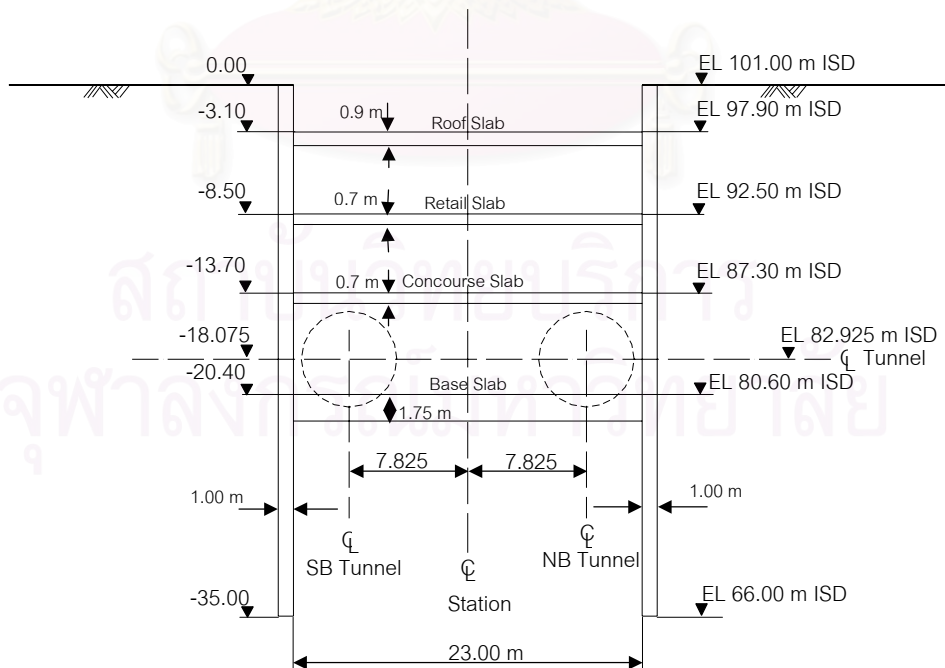
2) Roof slab เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เป็นโครงหลังคาของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยมีความหนา 0.9 เมตร อยู่ที่ระดับความลึก 3.10 เมตร จากผิวดิน, (กำลังรับน้ำหนักประลัย $f_c' = 300$ ksc)

3) Retail slab เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความหนา 0.7 เมตร อยู่ที่ระดับความลึก 8.50 เมตร, (กำลังรับน้ำหนักประลัย $f_c' = 300$ ksc)

4) Concourse slab เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความหนา 0.7 เมตร อยู่ที่ระดับความลึก 13.70 เมตร, (กำลังรับน้ำหนักประลัย $f_c' = 300$ ksc)

5) Base slab เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ระดับต่ำสุดของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน มีความหนา 1.75 เมตร อยู่ที่ระดับความลึก 20.40 เมตร, (กำลังรับน้ำหนักประลัย $f_c' = 300$ ksc)

รูปตัดของโครงสร้างสถานีแสดงในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 รูปตัดของโครงสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

3.5 ข้อมูลขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

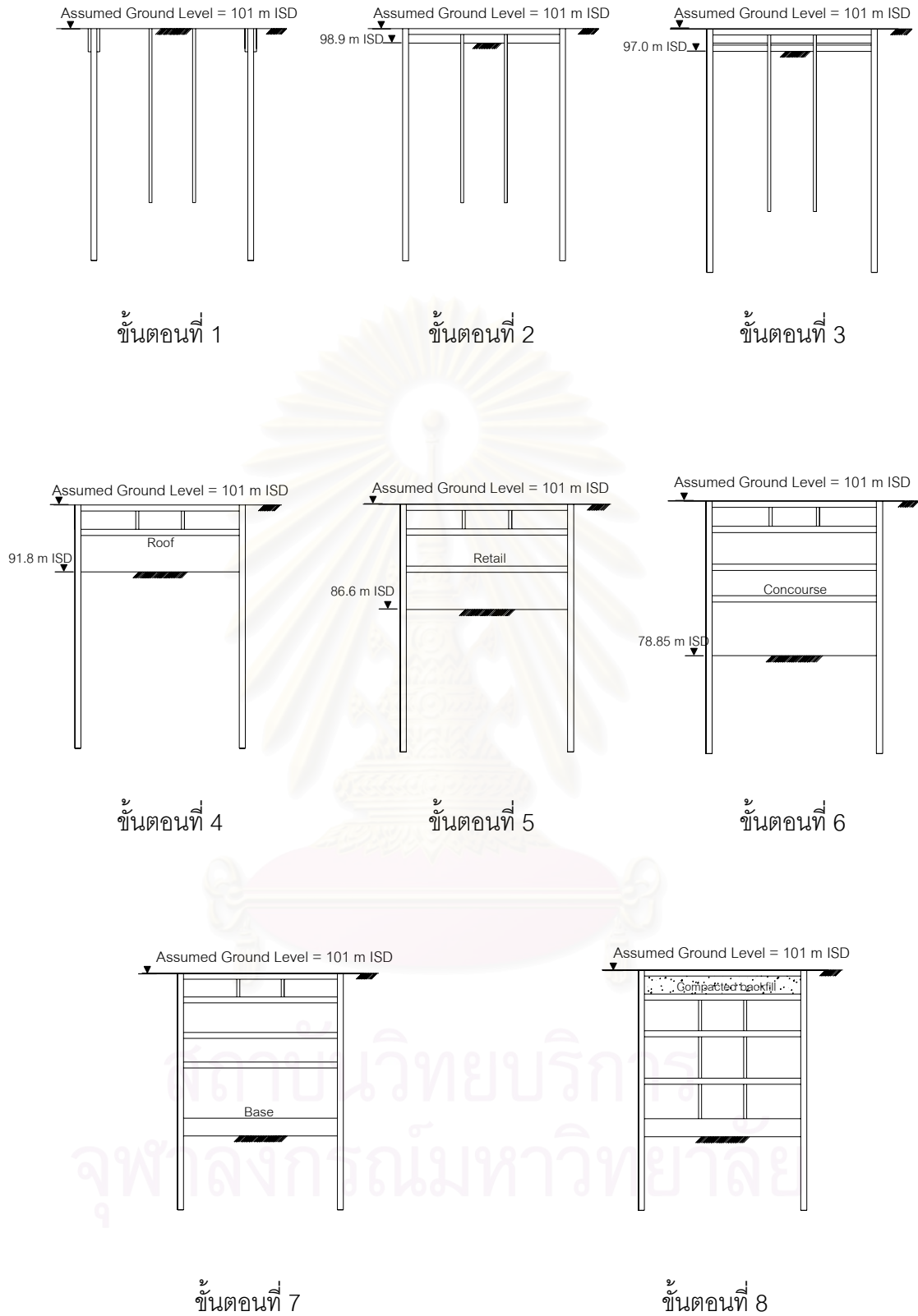
ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การก่อสร้างในส่วนสถานีหลัก (Main Station) และการก่อสร้างในส่วนที่ใช้ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section) ซึ่งจะแบ่งขั้นตอนการก่อสร้างต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.4 และ 3.5

ขั้นตอนการก่อสร้างของส่วนสถานีหลัก (Main Station)

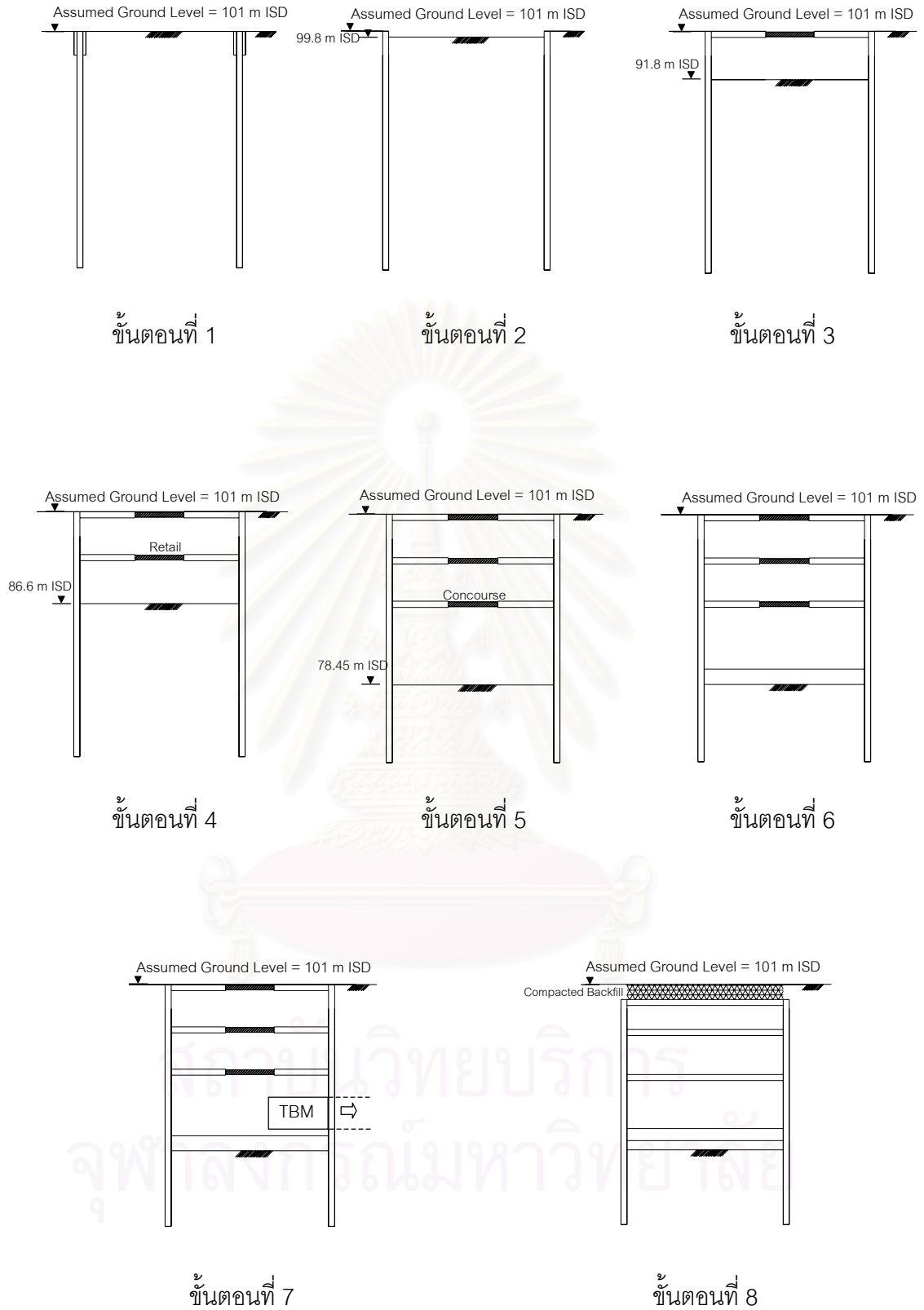
- ขั้นตอนที่ 1 - ทำการวางแนวเพื่อใช้ในการก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์
- ก่อสร้าง Guide wall
 - ก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์
 - ตอกเสาเข็มเหล็กเพื่อใช้เป็นที่รองรับชั่วคราวของแผ่นพื้นจราจรชั่วคราว (Temporary traffic deck and king post)
- ขั้นตอนที่ 2 - ติดตั้งแผ่นพื้นจราจรชั่วคราว
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกของค้ำยันชั่วคราว (Temporary prop)
- ขั้นตอนที่ 3 - ติดตั้งค้ำยันชั่วคราว
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Roof slab
- ขั้นตอนที่ 4 - ก่อสร้างชั้น Roof slab
- รั้วค้ำยันชั่วคราวออก
 - ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Retail slab
 - ทำการฐานรองรับ (Support) ของแผ่นพื้นจราจรชั่วคราวให้วางอยู่บน Roof slab จากนั้นตัดเสาเข็มเหล็กใต้ Roof slab ออก
- ขั้นตอนที่ 5 - ก่อสร้างชั้น Retail slab
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Concourse slab
- ขั้นตอนที่ 6 - ก่อสร้างชั้น Concourse slab
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Base slab
- ขั้นตอนที่ 7 - ก่อสร้างชั้น Base slab
- ขั้นตอนที่ 8 - ทำการก่อสร้างเสาภายในตัวสถานี
- เคลื่อนย้ายแผ่นจราจรชั่วคราวออก และทำการคืนสภาพพื้นถนนสำหรับการจราจร

ขั้นตอนการก่อสร้างของส่วนติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section)

- ขั้นตอนที่ 1 - ทำการวางแผนเพื่อใช้ในการก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์
- ก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ตามแนวที่วางไว้
- ขั้นตอนที่ 2 - ทำการขุดดินจนถึงระดับที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Roof slab
- ขั้นตอนที่ 3 - ก่อสร้างชั้น Roof slab ชั่วคราว
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Retail slab
- ขั้นตอนที่ 4 - ก่อสร้างชั้น Retail slab
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Concourse slab
- ขั้นตอนที่ 5 - ก่อสร้างชั้น Concourse slab
- ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Base slab
- ขั้นตอนที่ 6 - ทำการวางโครงเหล็กเสริมสำหรับชั้น Base slab
- ขั้นตอนที่ 7 - ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์เพื่อใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ทางด้านทิศเหนือ
- ขั้นตอนที่ 8 - ก่อสร้างชั้น Base slab ซึ่งตำแหน่งของชั้น Base slab จะอยู่สูงกว่าระดับต่ำสุดของการขุดดินทำให้ต้องมีการเทคอนกรีตในช่องว่างที่อยู่ข้างล่างของชั้น Base slab ให้เรียบร้อย
- ก่อสร้างชั้น Roof slab ถาวร
- ทำการรื้อชั้น Roof slab ชั่วคราว พร้อมทั้งติดตั้งระบบป้องกันการซึมของน้ำ
- ถมดินที่ด้านบนของชั้น Roof slab พร้อมทั้งปรับปรุงสภาพของผิวจราจร



รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาส่วนตัวสถานีหลัก (Main Station)



รูปที่ 3.5 ขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนที่ใช้ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section)

3.6 ข้อมูลรายละเอียดและขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์

การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลจะใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลย์ (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) โดยอุโมงค์ส่วนที่ต่อกับตัวสถานีรถไฟฟ้าราชดำเนินมีลักษณะเป็นอุโมงค์คู่วงขนานกัน (North Bound and South Bound) ดังรูปที่ 3.3 โดยอยู่ที่ระดับความลึกจากผิวดินประมาณ 18 เมตร ตัวอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร และมีความหนา 30 เซนติเมตร โดยขั้นตอนของการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินราชดำเนินสามารถสรุปได้ดังนี้

3.6.1 การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศเหนือของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

หลังจากทำการก่อสร้างส่วนที่ใช้สำหรับติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section) เสร็จเรียบร้อยแล้วจากนั้นทำการติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์เพื่อขุดเจาะอุโมงค์ไปยังสถานีลาดพร้าวโดยจะต้องทำการเจาะทะลุผ่านผนังกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ โดยกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในส่วนที่ใช้สำหรับติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์นี้จะเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเหล็กเสริมมีขนาดใหญ่เกินกว่าที่หัวเจาะจะตัดผ่านได้จึงต้องทำการสกัดคอนกรีตส่วนนอกออกเพื่อตัดเหล็กเสริม จากนั้นจึงทำการเจาะทะลุผ่านผนังคอนกรีตส่วนที่เหลือ

ในการสกัดคอนกรีตและการเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านกำแพงไดอะแฟรมวอลล์นั้น สิ่งที่ต้องระมัดระวังคือการรั่วซึมและการไหลทะลักของน้ำใต้ดินเข้ามาในตัวสถานี ดังนั้นก่อนทำการสกัดกำแพงไดอะแฟรมวอลล์จึงต้องทำการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) บริเวณภายนอกกำแพงที่หัวเจาะอุโมงค์จะเจาะทะลุออกไป

3.6.2 การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศใต้ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

หัวเจาะอุโมงค์เริ่มเจาะมาจากสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเทียมร่วมมิตร ผ่านสถานีพระราชารัฐร่ำบาเพ็ญและสถานีสุทธิสาร จะเข้ามายังสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาด้านทิศใต้ซึ่งเป็นด้านสั้นของตัวสถานีหลัก โดยมีผนังกำแพงไดอะแฟรมวอลล์บริเวณที่หัวเจาะอุโมงค์จะทะลุผ่านหรือที่เรียกว่า Soft Eye นั้นในขณะที่ทำการก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ได้ทำการติดตั้งเหล็กเสริมใยแก้ว (Fibre Reinforcement) แทนเหล็กเสริมธรรมดาเพื่อให้หัวเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านไปได้ นอกจากนี้ยังได้ทำการฉีดน้ำปูน (Grouting) บริเวณด้านนอกสถานีเพื่อป้องกันการรั่วซึมและการไหลทะลักของน้ำใต้ดิน

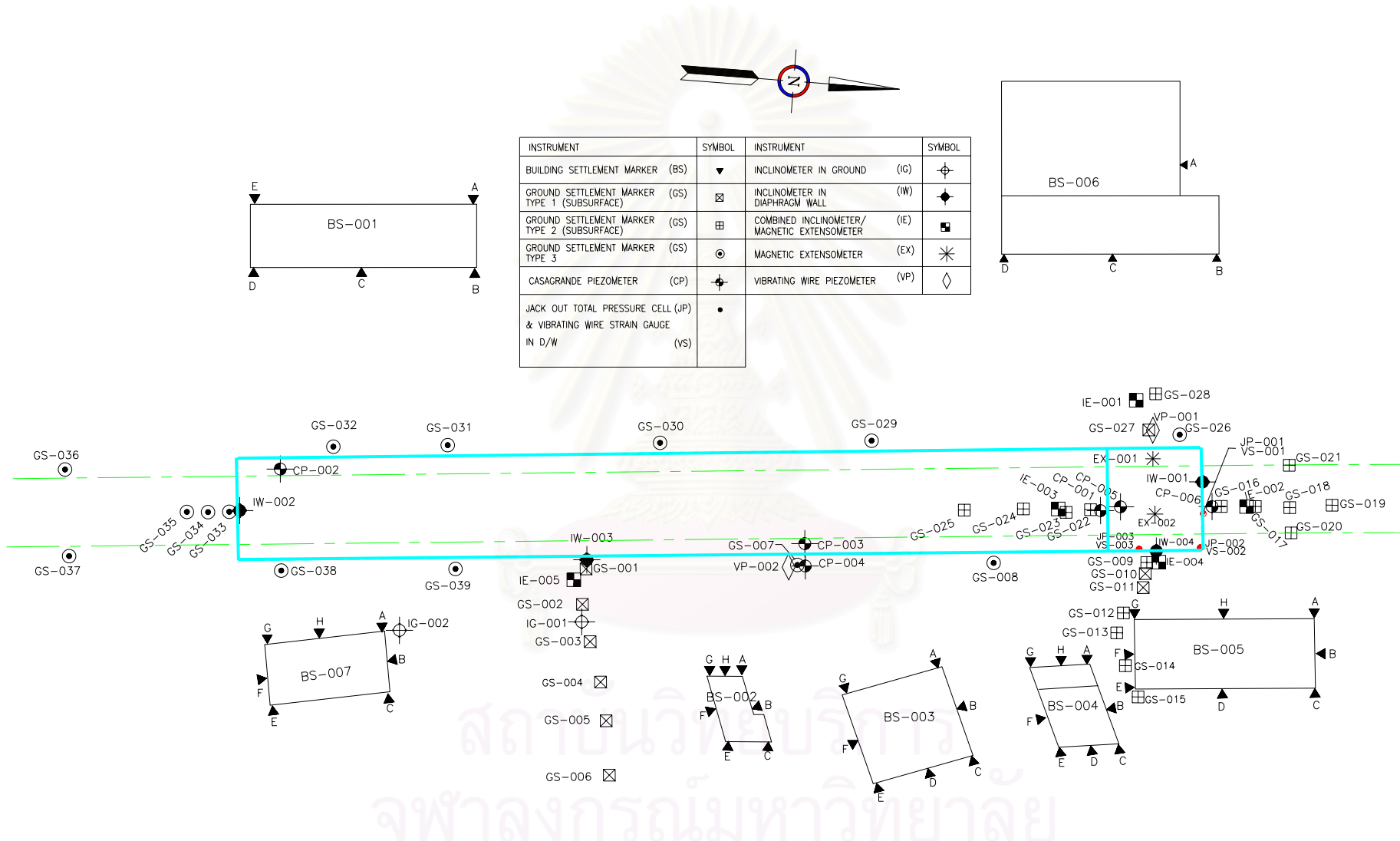
3.7 ข้อมูลจากเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพี

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา นั้นได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีไว้หลายชนิดเพื่อใช้สังเกตพฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์, ดินบริเวณรอบข้าง และโครงสร้างในบริเวณข้างเคียง ซึ่งอาจจะเกิดการเสียหายเนื่องจากการก่อสร้างโดยตำแหน่งเครื่องมือทั้งหมดได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.6(ก) แต่ในการศึกษาของวิทยานิพนธ์นี้ได้เลือกข้อมูลจากเครื่องมือวัดต่างๆที่เกี่ยวข้องดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.6(ข) โดยมีรายละเอียดดังนี้

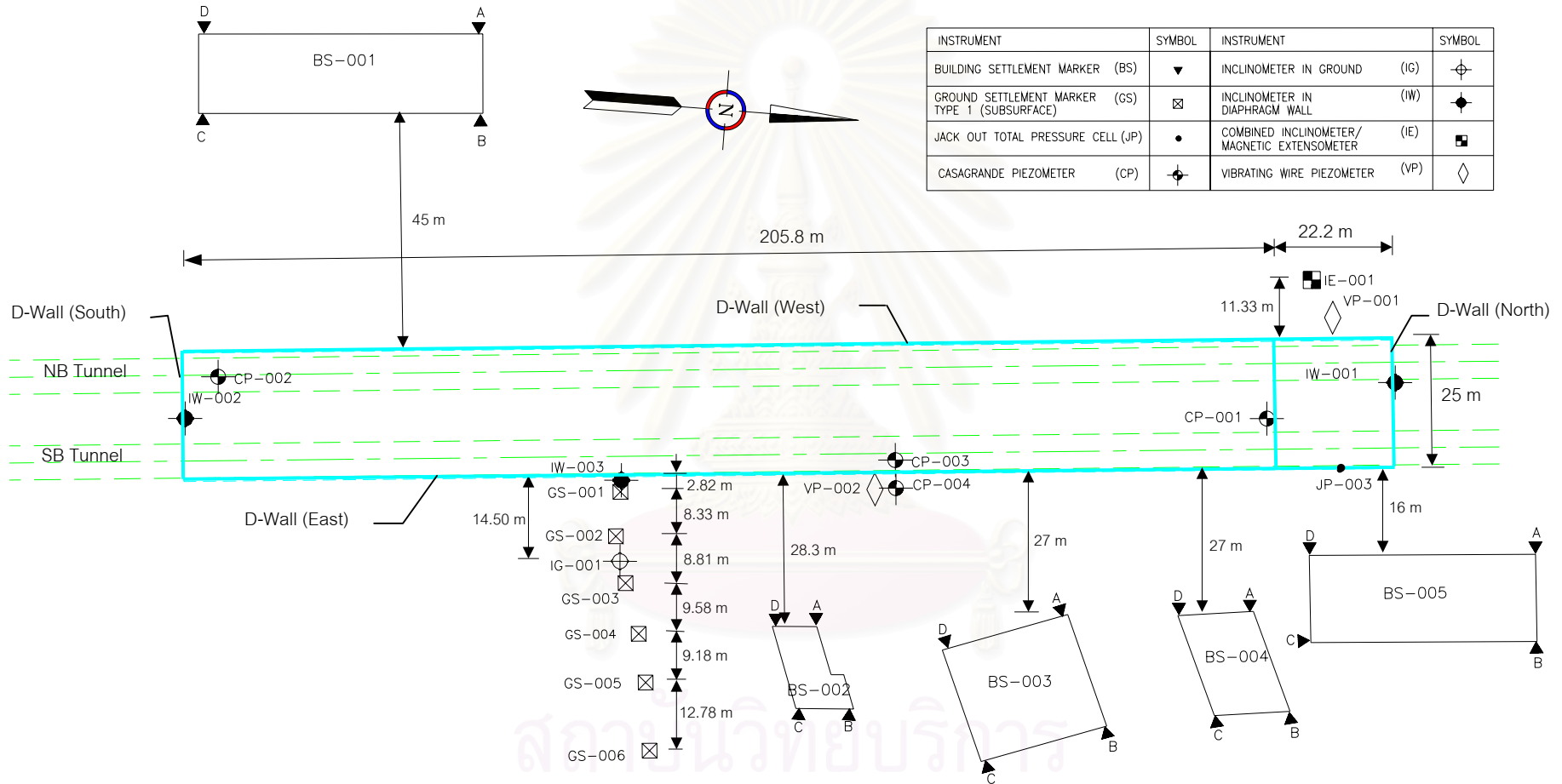
- 1) Inclinator in diaphragm wall (IW) ใช้วัดข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์
- 2) Inclinator in ground (IG) ใช้วัดข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน Ground surface settlement marker (GS) ใช้วัดข้อมูลการทรุดตัวของผิวดิน
- 3) Combined Inclinator and magnetic extensometer (IE) ใช้วัดได้ทั้งข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน และข้อมูลการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆ
- 4) Casagrande piezometer (CP) และ Vibrating wire piezometer (VP) ใช้วัดข้อมูลของแรงดันน้ำใต้ดิน
- 5) Building settlement marker (BS) ใช้วัดข้อมูลการทรุดตัวของอาคารข้างเคียง
- 6) Jack out total pressure cell (JP) ใช้วัดข้อมูลแรงดันดินที่มากกระทำต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์

โดยรายละเอียดและผลของข้อมูลที่รวบรวมได้จากเครื่องมือวัดแต่ละชนิดในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาสามารถสรุปได้ดังนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.6(ก) ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีทั้งหมดที่ใช้ในการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินรัชดา



รูปที่ 3.6(ข) ตำแหน่งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีที่ใช้ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา(เฉพาะการศึกษาในครั้งนี้)

3.7.1 ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาใต้ติดตั้ง Inclinometer in diaphragm wall เพื่อวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ไว้จำนวน 4 จุด คือ การติดตั้งในส่วนที่ใช้ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section) จำนวน 2 ตำแหน่ง (IW-001, IW-002) และการติดตั้งในส่วนสถานีหลัก (Main Station) จำนวน 2 ตำแหน่ง (IW-003, IW-004) ในงานวิจัยนี้ได้เลือกข้อมูลจาก IW-003 ซึ่งติดตั้งในแนวไดอะแฟรมวอลล์ด้านยาวมาทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่เกิดขึ้นในระหว่างการทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา เนื่องจากมีลักษณะเป็น Plane Strain มากที่สุด ซึ่งการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้างนั้นแสดงไว้ในรูปที่ 3.7

นอกจากนี้ยังได้เลือกข้อมูลจาก IW-001 และ IW-002 ซึ่งติดตั้งอยู่ทางด้านทิศเหนือและใต้บริเวณด้านสั้นของกำแพงสถานีซึ่งจะมีผลกระทบจากการขุดเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านกำแพงไดอะแฟรมวอลล์มาทำการวิเคราะห์ผลกระทบต่อกำแพงไดอะแฟรมวอลล์เมื่อมีการเจาะอุโมงค์ผ่านผนังสถานี โดยข้อมูลดังกล่าวแสดงไว้ในรูปที่ 3.8 และ 3.9 ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดดังนี้

กำแพงไดอะแฟรมวอลล์ด้านทิศเหนือ

วันที่	ตำแหน่งอุโมงค์	กิจกรรม
7-Feb-99	South Bound Tunnel	เริ่มทำการสกัดผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก
14-Feb-99	South Bound Tunnel	หลังจากทำการสกัดผนังคอนกรีตเสริมเหล็กเสร็จก่อนเริ่มทำการขุดเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านผนังกำแพงสถานี
16-Feb-99	South Bound Tunnel	หลังจากหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังกำแพงสถานี
9-Mar-99	North Bound Tunnel	เริ่มทำการสกัดผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก
18-Mar-99	North Bound Tunnel	หลังจากทำการสกัดผนังคอนกรีตเสริมเหล็กเสร็จก่อนเริ่มทำการขุดเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านผนังกำแพงสถานี
19-Mar-99	North Bound Tunnel	หลังจากหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังกำแพงสถานี

กำแพงไคอะแฟรมวอลล์ด้านทิศใต้

วันที่	ตำแหน่งอุโมงค์	กิจกรรม
16-May-00	South Bound Tunnel	ก่อนหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานี
18-May-00	South Bound Tunnel	หลังหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานี
25-May-00	North Bound Tunnel	ก่อนหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานี
29-May-00	North Bound Tunnel	หลังหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานี

3.7.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบข้าง

3.7.2.1 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของชั้นดิน

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาใต้ติดตั้ง Inclinator in ground เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของชั้นดินไว้จำนวน 2 จุด คือ IG-001, IG-002 โดยในการวิจัยครั้งนี้ได้เลือกเฉพาะข้อมูลของตำแหน่ง IG-001 ซึ่งมีระยะห่างจากกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร และมีลักษณะเป็น Plane Strain มากที่สุดมาใช้ในการวิจัย ดังแสดงในรูปที่ 3.10

3.7.2.2 ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดิน

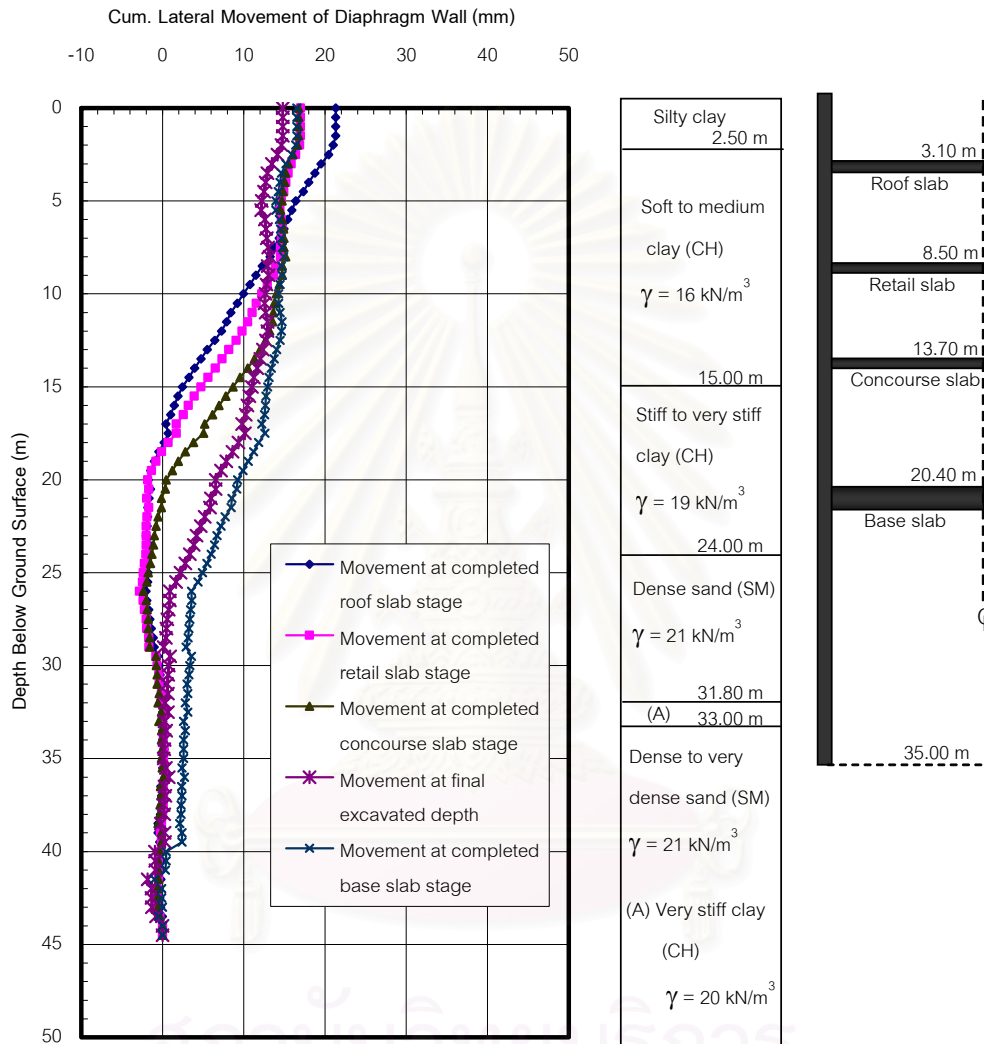
ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาใต้ติดตั้ง Ground surface settlement marker เพื่อวัดการทรุดตัวของผิวดินไว้หลายตำแหน่ง โดยการวิเคราะห์เกี่ยวกับสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาของวิทยานิพนธ์ได้เลือกเฉพาะข้อมูลที่อยู่ในแนวเดียวกับ Inclinator in ground ตำแหน่ง IG-001 ซึ่งประกอบด้วย GS-001, GS-002, GS-003, GS-004, GS-005 และ GS-006 ซึ่งมีระยะห่างจากกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ 2.82 ม., 11.15 ม., 19.96 ม., 29.54 ม., 38.72 ม. และ 51.50 ม. ตามลำดับ และมีลักษณะเป็น Plane Strain มากที่สุดมาใช้ในการวิจัย ดังแสดงในรูปที่ 3.11

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IW-003



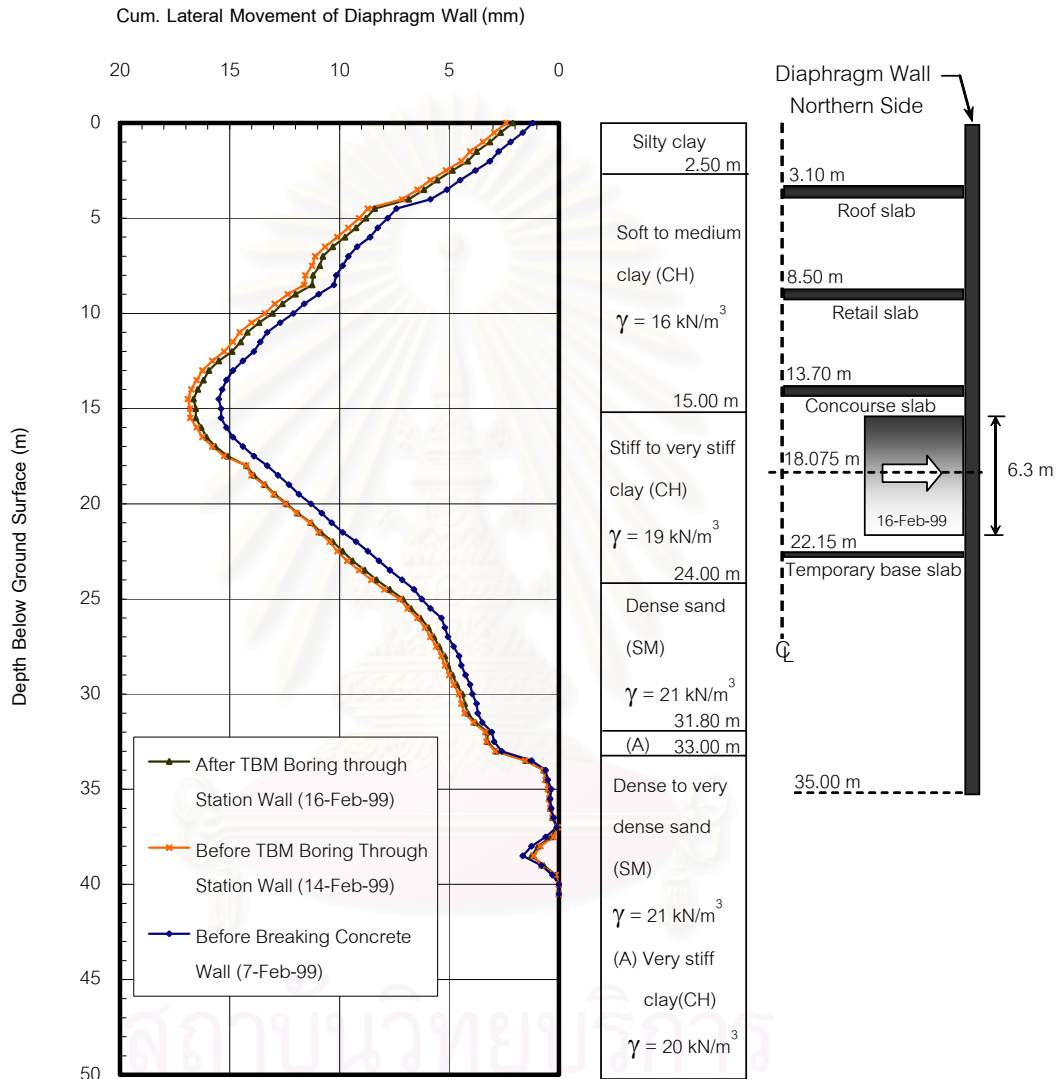
รูปที่ 3.7 ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-003 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IW-001



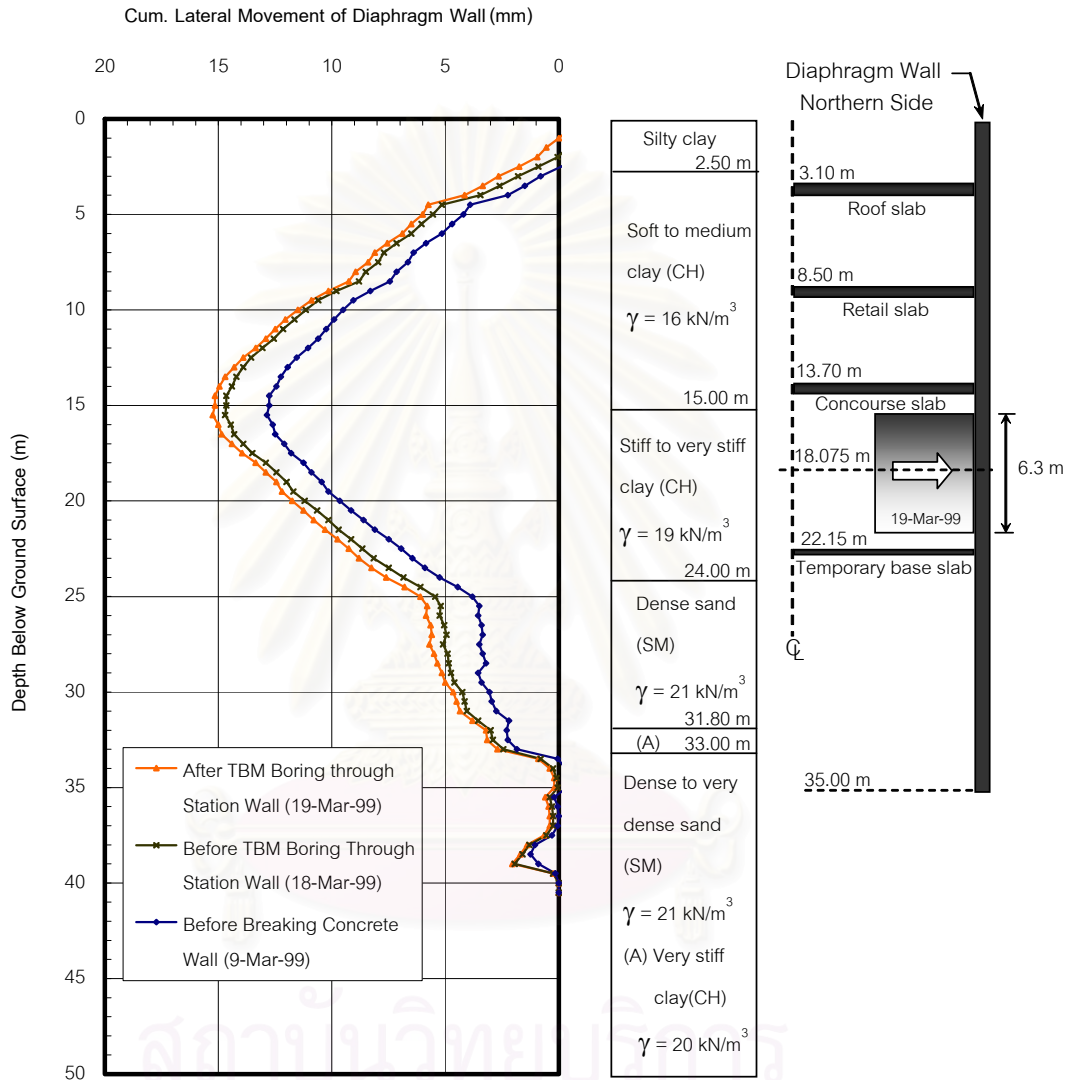
รูปที่ 3.8(ก) ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-001 ในขณะที่ยูโมบ์ South bound กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IW-001



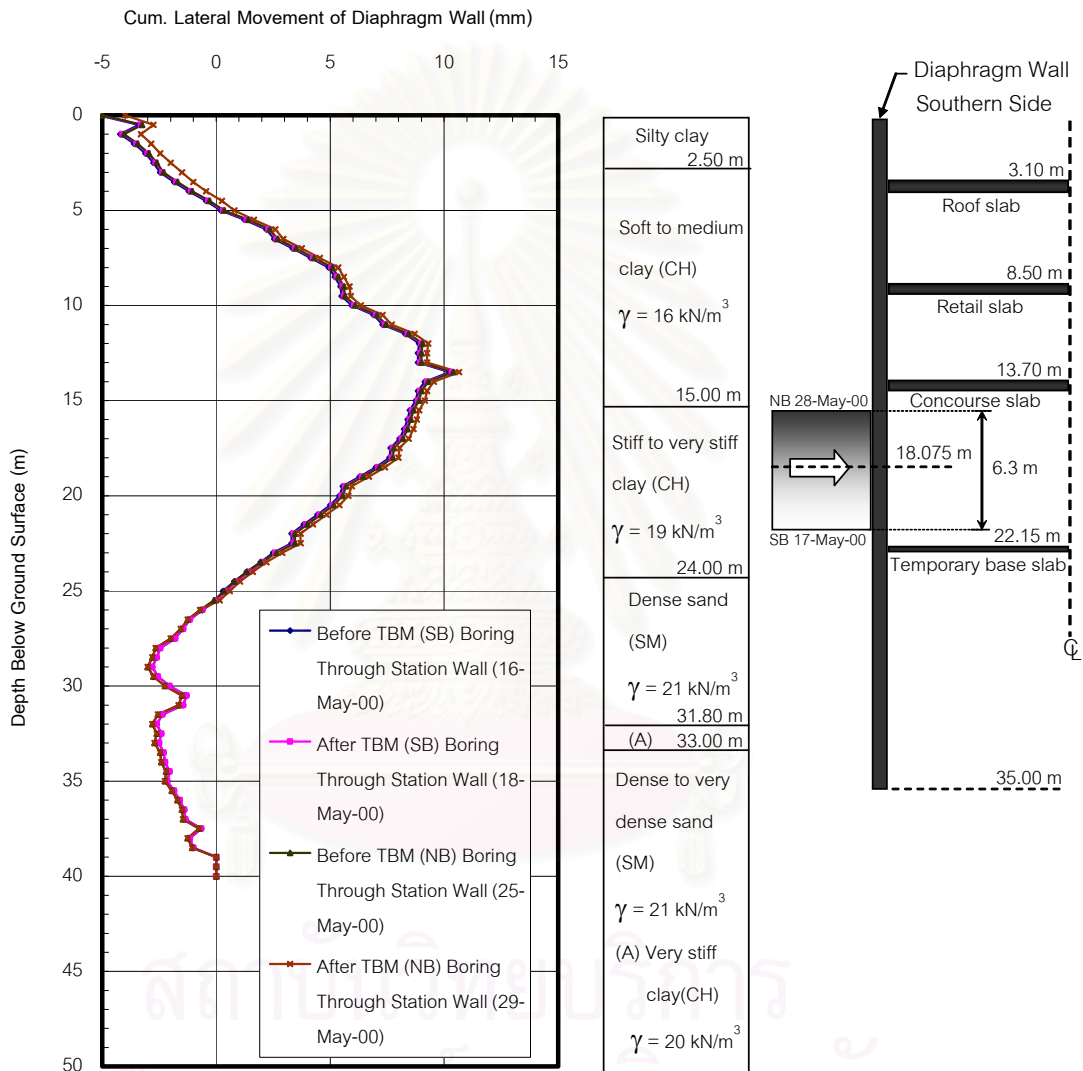
รูปที่ 3.8(ข) ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จาก IW-001 ในขณะที่อุโมงค์ North bound กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IW-002



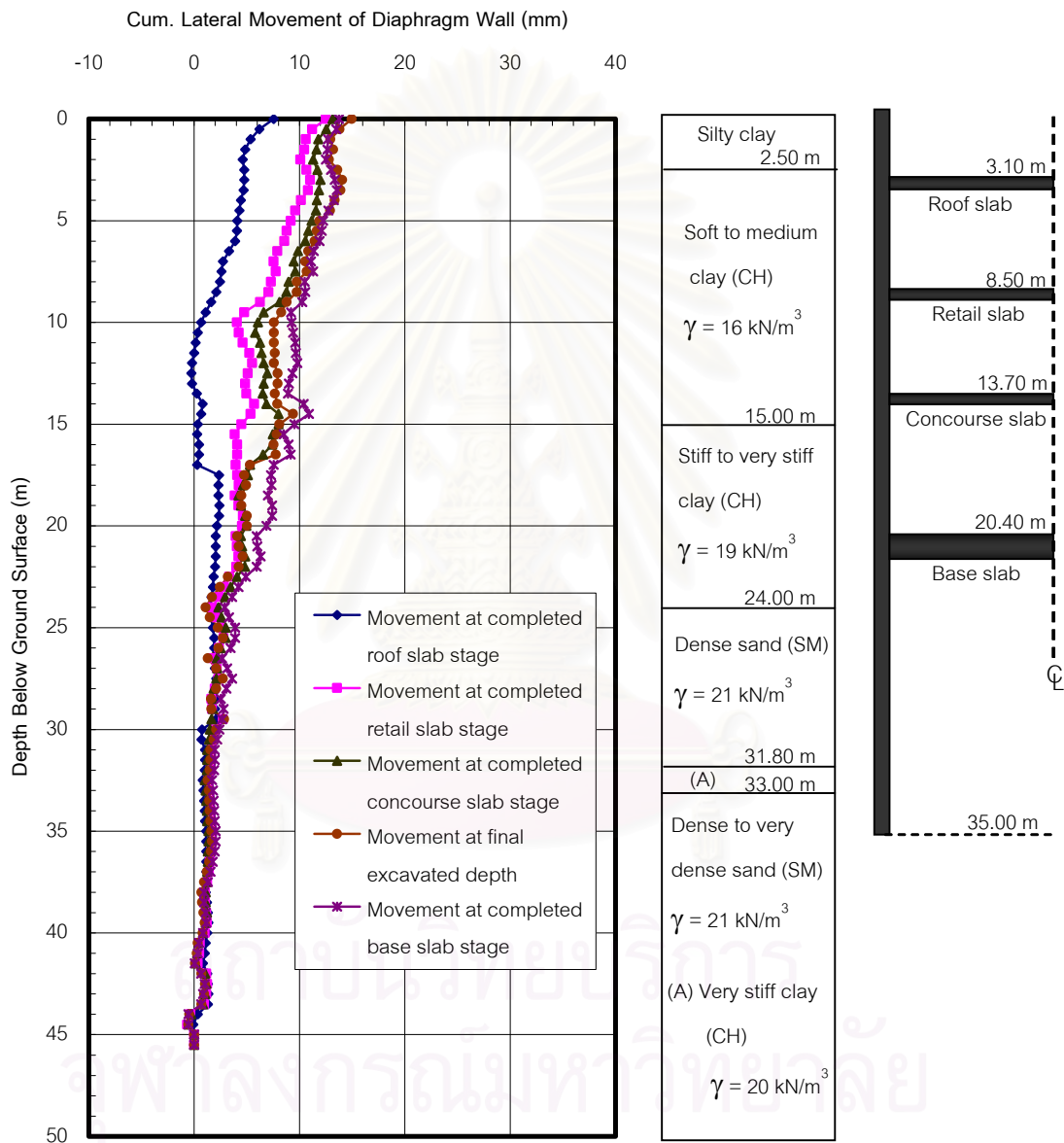
รูปที่ 3.9 ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไคอะแพรมวลถที่ได้จาก IW-002 ในขณะที่อุโมงค์กำลังเจาะผ่านกำแพงสถานี

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

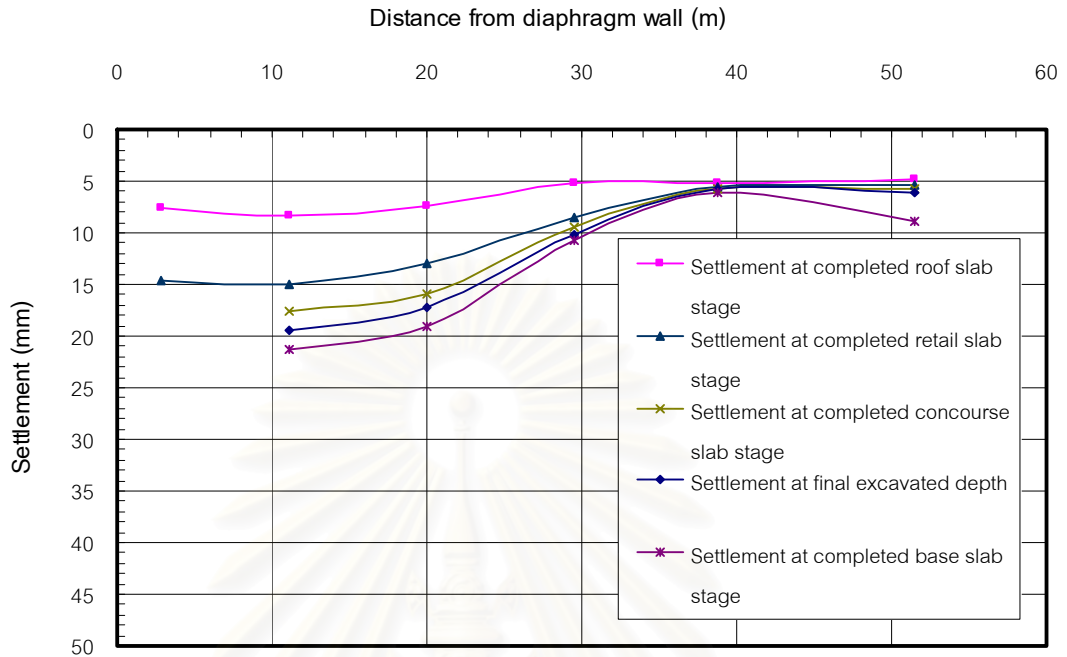
ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IG-001



รูปที่ 3.10 ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ได้จาก IG-001 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา



รูปที่ 3.11 ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินที่ได้จาก Ground surface settlement marker ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

3.7.2.3 ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดิน

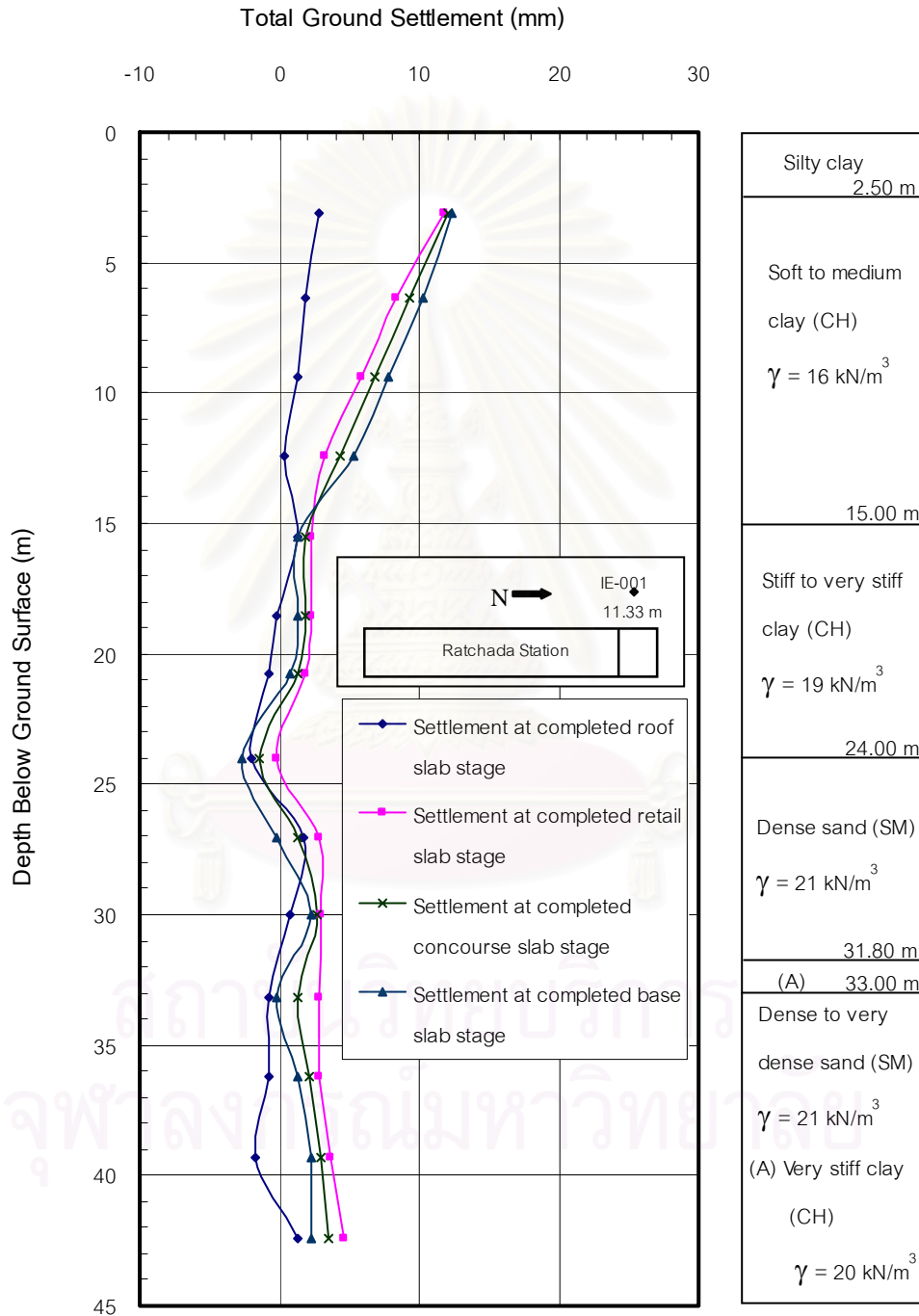
ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาได้ทำการติดตั้ง Combined inclinometer and magnetic extensometer เพื่อวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและการทรุดตัวของชั้นดินไว้ 4 ตำแหน่ง แต่ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ได้เลือกเฉพาะข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินที่ตำแหน่ง IE-001 มาใช้ในการวิจัยเนื่องจากมีข้อมูลสมบูรณ์ที่สุด โดยมีระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 11.33 เมตร และมีการติดตั้ง Magnetic extensometer 10 ระดับความลึกคือ 3.14 ม., 6.38 ม., 9.37 ม., 12.4 ม., 15.51 ม., 18.52 ม., 20.74 ม., 23.98 ม., 27.03 ม., 30.03 ม., 33.21 ม., 36.21 ม., 39.31 ม. และ 42.41 ม. ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 3.12

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : IE-001



รูปที่ 3.12 ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินที่ได้จาก IE-001 ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

3.7.3 ข้อมูลการทรุดตัวของอาคารบริเวณข้างเคียง

จากรูปที่ 3.6(ข) จะเห็นได้ว่าการติดตั้ง Building settlement marker บริเวณอาคารรอบสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาเพื่อวัดค่าการทรุดตัวของอาคารระหว่างทำการก่อสร้างซึ่งสามารถสรุปข้อมูลเพื่อนำมาวิจัยดังในตารางที่ 3.1 ถึง 3.5

ตารางที่ 3.1 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-001 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

อาคาร	BS-001	ชนิด	คอนกรีตเสริมเหล็ก		
พื้นที่	798 ตารางเมตร	ความสูง	8 ชั้น		
ระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์			45	เมตร	
Construction stage	Cumulative Settlement (mm)				
	A	B	C	D	
Roof slab stage	0.5	0.6	0.8	0.8	
Retail slab stage	1.3	1.1	1	1.2	
Concourse slab stage	1.8	2.1	1.4	1.6	
Base slab stage	2.7	2.4	2.3	2.6	

ตารางที่ 3.2 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-002 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

อาคาร	BS-002	ชนิด	คอนกรีตเสริมเหล็ก		
พื้นที่	160 ตารางเมตร	ความสูง	10 ชั้น		
ระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์			28.3	เมตร	
Construction stage	Cumulative Settlement (mm)				
	A	B	C	D	
Roof slab stage	0.65	0.86	0.66	0.2	
Retail slab stage	0.65	1.46	2.26	0.76	
Concourse slab stage	0.65	1.46	2.26	0.76	
Base slab stage	0.75	2.76	3.19	1.25	

ตารางที่ 3.3 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-003 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

อาคาร	BS-003	ชนิด	คอนกรีตเสริมเหล็ก	
พื้นที่	535 ตารางเมตร	ความสูง	13 ชั้น	
ระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์		27	เมตร	
Construction stage	Cumulative Settlement (mm)			
	A	B	C	D
Roof slab stage	0.8	0.6	1	0.7
Retail slab stage	2.1	1	2.2	1.7
Concourse slab stage	3.9	1.9	3.8	2.5
Base slab stage	6.6	4	6.4	3.4

ตารางที่ 3.4 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-004 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

อาคาร	BS-004	ชนิด	คอนกรีตเสริมเหล็ก	
พื้นที่	283 ตารางเมตร	ความสูง	10 ชั้น	
ระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์		27	เมตร	
Construction stage	Cumulative Settlement (mm)			
	A	B	C	D
Roof slab stage	1.6	1.2	2.7	1.1
Retail slab stage	2.2	2.5	3.9	1.7
Concourse slab stage	2.9	3.6	5.1	3.3
Base slab stage	4.4	5.4	6.7	4.8

ตารางที่ 3.5 ค่าการทรุดตัวของอาคาร BS-005 ระหว่างทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

อาคาร	BS-005	ชนิด	คอนกรีตเสริมเหล็ก	
พื้นที่	700 ตารางเมตร	ความสูง	23 ชั้น	
ระยะห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์		16	เมตร	
Construction stage	Cumulative Settlement (mm)			
	A	B	C	D
Roof slab stage	0.6	0.3	1.02	0.3
Retail slab stage	0.9	0.73	1.51	0.41
Concourse slab stage	1	0.9	1.68	0.41
Base slab stage	1.07	1.1	2.28	0.5

3.7.4 ข้อมูลแรงดันน้ำใต้ดิน

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาได้ติดตั้ง Casagrande piezometer เพื่อวัดค่าแรงดันน้ำใต้ดินไว้ 6 จุด และติดตั้ง Vibrating wire piezometer เพื่อวัดค่าแรงดันน้ำใต้ดินไว้ 2 จุด โดยการวิเคราะห์เกี่ยวกับสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาของวิทยานิพนธ์ได้เลือกเฉพาะข้อมูลจาก CP-001, CP-002, CP-003, CP-004, VP-001 และ VP-002 มาใช้ในการวิจัยดังแสดงในรูปที่ 3.13

3.7.5 ข้อมูลแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงสถานี

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาได้ทำการติดตั้ง Jack out total pressure cell เพื่อวัดค่าแรงดันดินไว้หลายระดับโดยติดตั้งในกำแพงโคอะแฟรมวอลล์ด้านทิศเหนือบริเวณส่วนที่ใช้ติดตั้งหัวเจาะอุโมงค์ (Launch Shaft Section) โดยติดตั้งทั้งด้านฝั่งกำแพงด้านใน (Excavation Side) และด้านนอกในดิน (Ground Side) ดังแสดงในรูปที่ 3.14(ก) ในการวิจัยนี้ได้เลือกเฉพาะข้อมูลจาก Jack out total pressure cell หมายเลข JP-003 โดยผลสรุปการวัดแรงดันดินในสนามแสดงไว้ในรูปที่ 3.14(ข) สำหรับช่วงเวลาและขั้นตอนในการก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ผลของ Jack out total pressure cell นั้นแสดงไว้ในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 ช่วงเวลาและขั้นตอนในการก่อสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลของ JP-003

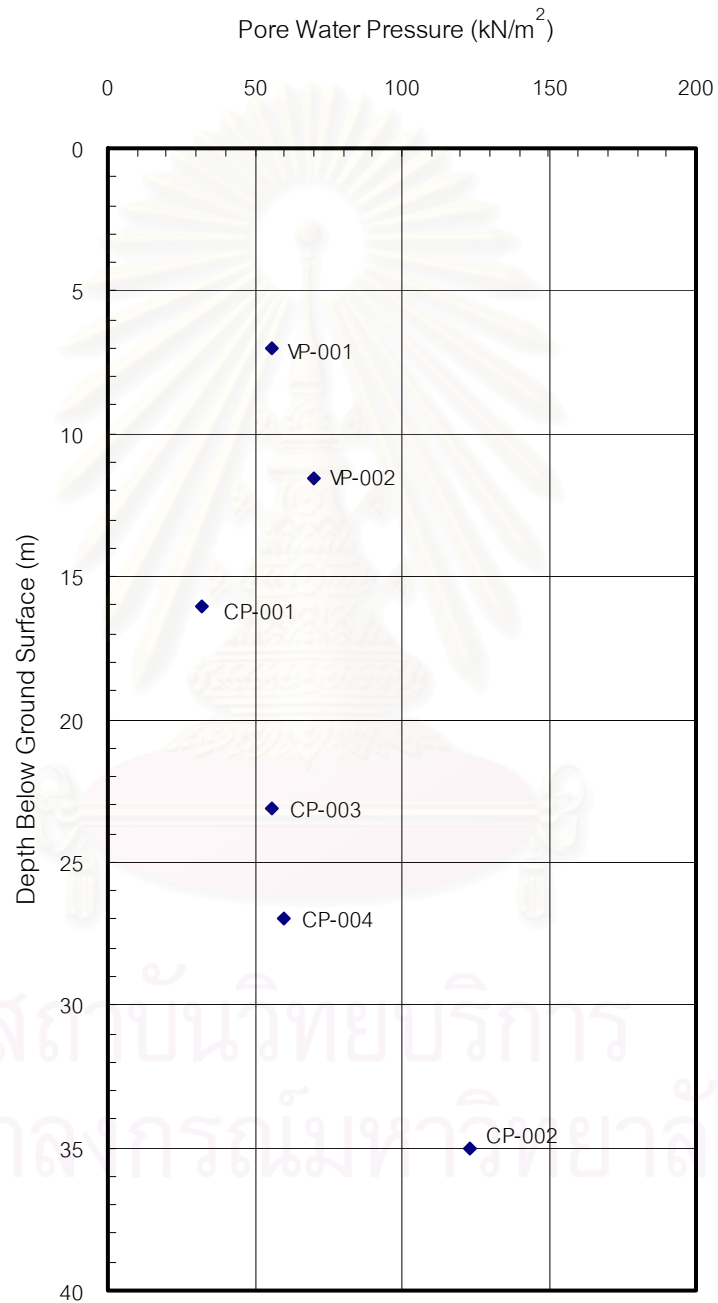
ช่วงเวลา	ขั้นตอนการก่อสร้าง
5 Jul 98 – 30 Jul 98	ขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Roof slab (-4.00 m)
2 Aug 98 – 15 Aug 98	ก่อสร้างชั้น Roof slab
23 Aug 98 – 2 Sep 98	ขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Retail slab (-9.20 m)
4 Sep 98 – 22 Sep 98	ก่อสร้างชั้น Retail slab
29 Sep 98 – 15 Oct 98	ขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Concourse slab (-14.40 m)
16 Oct 98 – 27 Oct 98	ก่อสร้างชั้น Concourse slab
4 Nov 98 – 2 Dec 98	ขุดดินจนถึงระดับความลึกที่ใช้ในการก่อสร้างชั้น Base slab (-22.55 m)
3 Dec 98 – 5 Dec 98	ก่อสร้าง Temporary base slab

โครงการ : รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

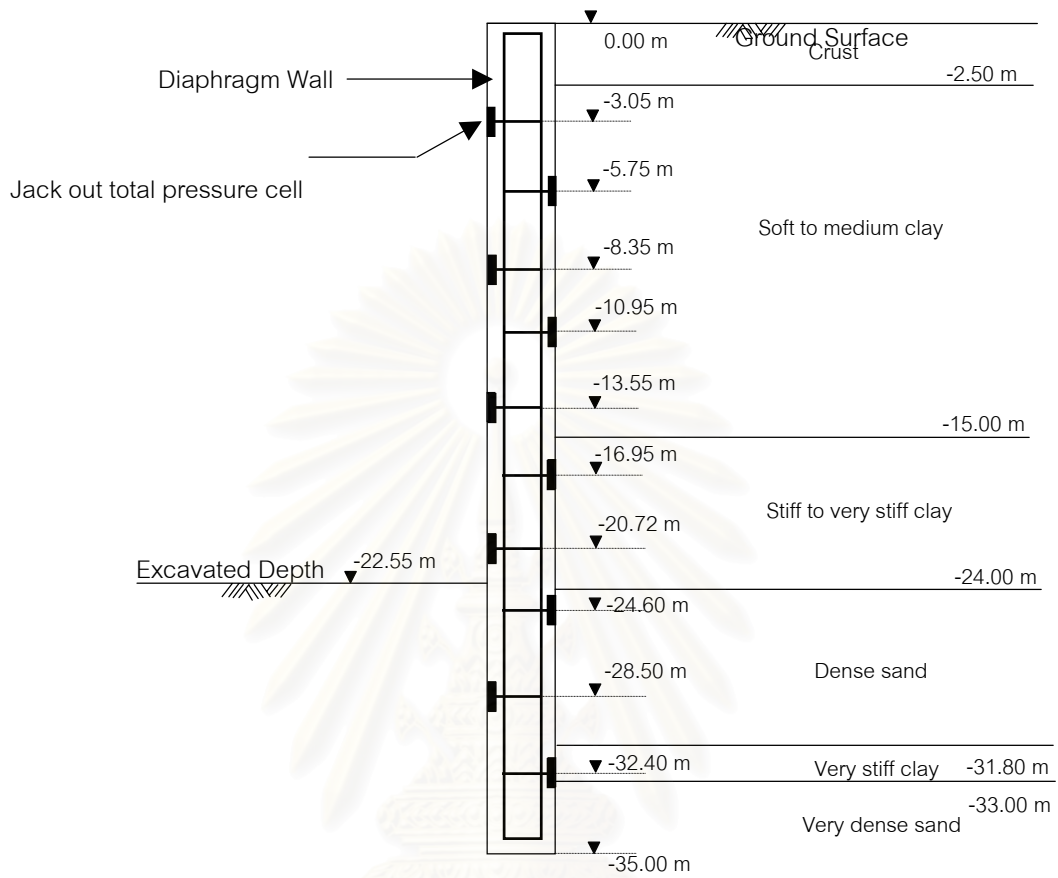
ที่ตั้ง : ถนนรัชดาภิเษก

สถานที่ : สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

เครื่องมือวัด : CP & VP

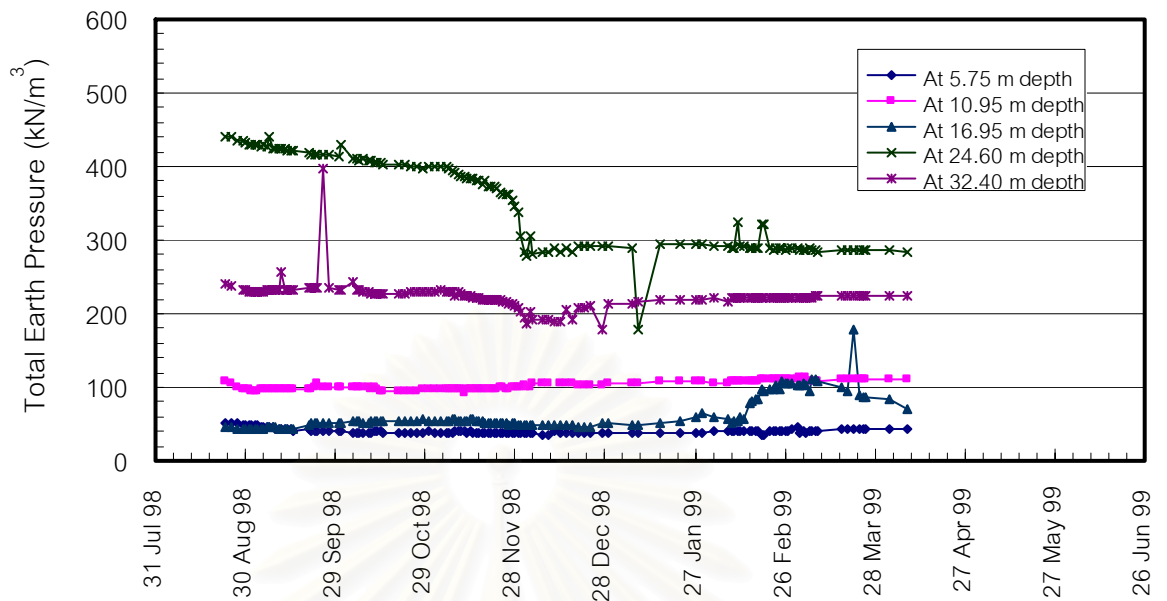


รูปที่ 3.13 ข้อมูลแรงดันน้ำใต้ดินที่ได้จาก Casagrande piezometer และ Vibrating wire piezometer

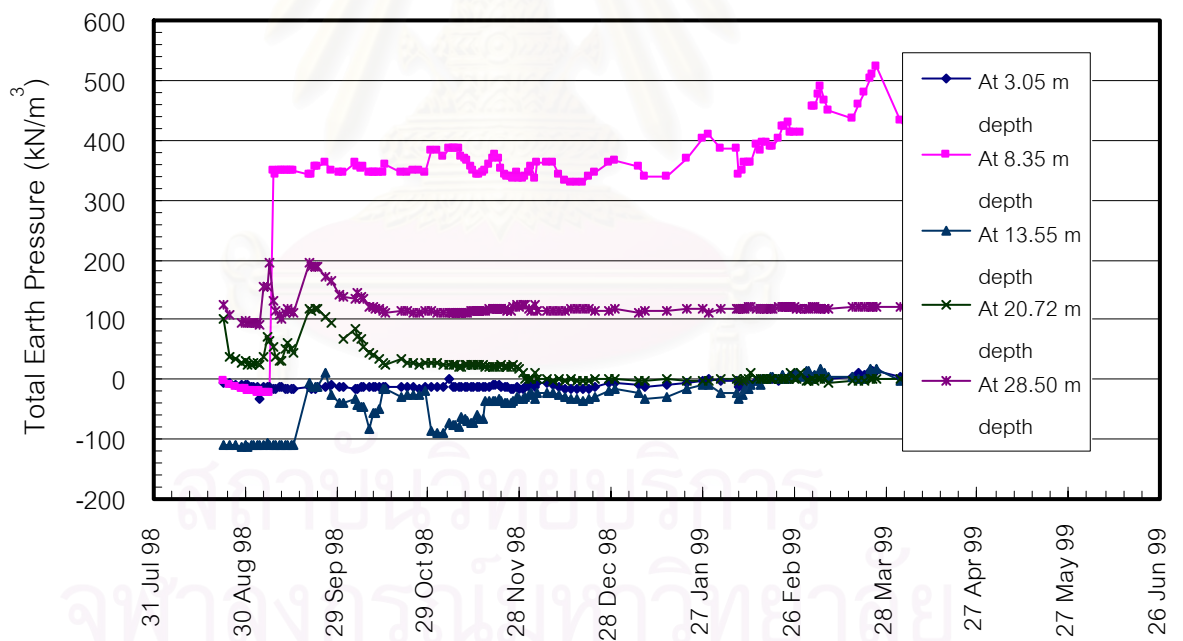


รูปที่ 3.14(ก) ตำแหน่งการติดตั้ง Jack out total pressure cell

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



a) Ground Side



b) Excavation side

รูปที่ 3.14(ข) ค่าแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงไคอะแฟรมมวลลึ่วัดได้จากเครื่องมือ Jack Out Total Pressure Cell

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method)

การวิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS มีความจำเป็นต่อรู้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของดิน เช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน, ค่าโมดูลัสของดิน และค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้นั้นจะต้องหา มาจากวิธีการทดสอบต่างๆ พร้อมทั้งมีความสอดคล้องเหมาะสมกับการออกแบบของงานก่อสร้าง แต่ละชนิดและเฉพาะบริเวณที่ทำการก่อสร้าง โดยค่าพารามิเตอร์ของดินสามารถหาได้จากวิธีการ ทดสอบต่างๆ ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินไคอะแพรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างใน การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา นั้นจะใช้วิธีการของไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งในการวิเคราะห์จะกำหนดลักษณะของปัญหาโดยมีสมมุติฐานว่า เป็นลักษณะ 2 มิติ (Plane Strain) และอาศัยแบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb สำหรับการใช้ในการ จำลองมวลดิน

สำหรับการวิเคราะห์ของดินจะใช้วิธีการวิเคราะห์ 2 แบบ คือ การวิเคราะห์สำหรับดิน เหนียวจะใช้การวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่ ใช้จะอยู่ในรูปแบบของหน่วยแรงรวมพร้อมทั้งจะอาศัยหลักการ $\phi = 0$ มาร่วมในการวิเคราะห์ และการวิเคราะห์สำหรับดินเม็ดหยาบจะใช้การวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล

4.1.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาที่ ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไคอะแพรมวอลล์ และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา โดยใช้โปรแกรม PLAXIS นั้น จำ เป็นต้องมีการกำหนดค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดินรวมทั้งค่าพารามิเตอร์ของดินเพื่อนำผลที่ได้จาก โปรแกรม PLAXIS มาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดในงานก่อสร้างจริงโดยที่ ค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดิน ค่าพารามิเตอร์ของดินแสดงอยู่ในตารางที่ 4.1

โดยค่าของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนได้มาจากกำลังรับแรงเฉือนจาก Field Vane Test ที่มีการปรับแก้ ($S_u = \mu S_{u(FV)}$) สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยวีระนันท์ (2526) และค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยธีระพันธ์ (2545)

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา

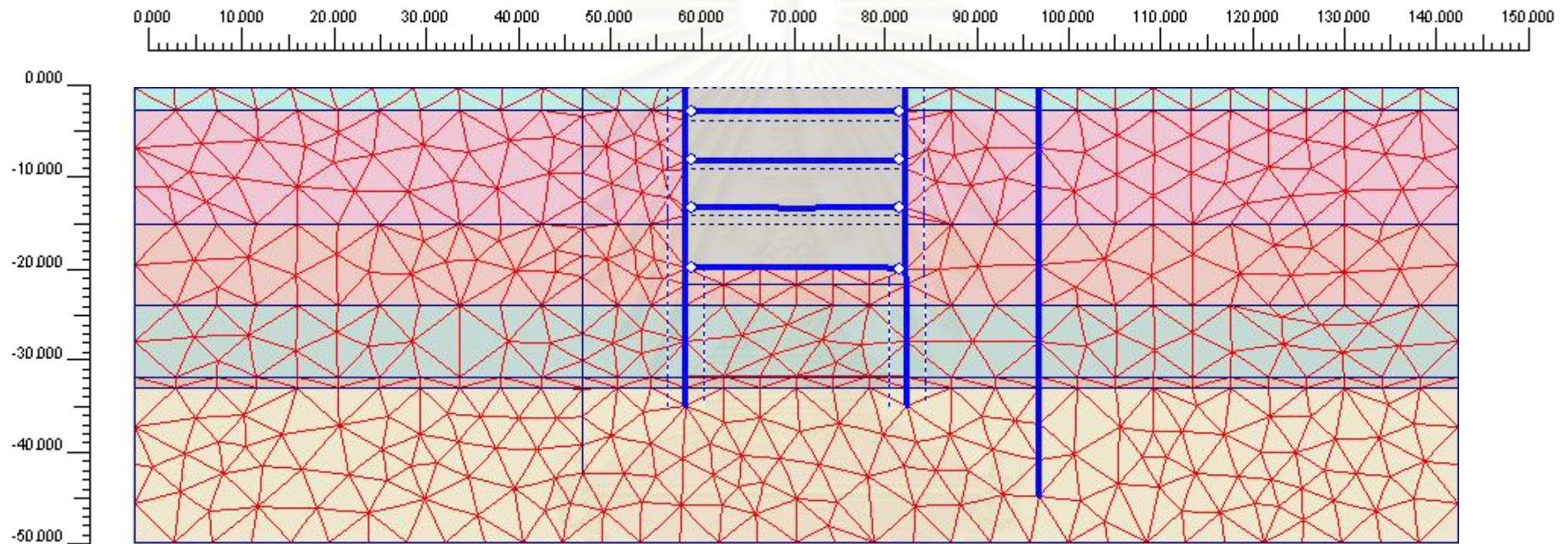
Depth below Ground Surface (m)	Soil Type	γ_s (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ (°)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su	E'/N ₆₀
0.00 – 2.50	Crust	18.00	-	-	0.49	31500	45	700	-
2.50 – 10.00	Soft clay	16.00	-	0	0.49	14600	29.2	500	-
10.00 – 15.00 (Su vary with depth)		16.00	-	0	0.49	14600-30000	29.2-60.0	500	-
15.00 – 24.00	Stiff clay	19.00	21	0	0.49	143850	143.85	1000	-
24.00 – 31.80	First sand	21.00	42	35	0.30	168000	-	-	4000
31.80 – 33.00	Very stiff clay	20.00	34	0	0.49	229840	176.8	1300	-
33.00 – 50.00	Second sand	21.00	69	37	0.30	276000	-	-	4000

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาที่ใช้ในการวิเคราะห์

Structural Member	fc' (MPa)	E (kN/m ²)	I (m ⁴ /m)	A (m ² /m)	EI (kN-m ² /m)	EA (kN/m)
Diaphragm Wall	30	2.63×10^7	8.33×10^{-2}	1	2.19×10^6	2.63×10^7
Roof Slab	30	2.63×10^7	6.08×10^{-2}	0.9	1.6×10^6	2.37×10^7
Retail Slab	30	2.63×10^7	2.86×10^{-2}	0.7	7.52×10^5	1.84×10^7
Concourse Slab	30	2.63×10^7	2.86×10^{-2}	0.7	7.52×10^5	1.84×10^7
Base Slab	30	2.63×10^7	4.47×10^{-1}	1.75	1.17×10^7	4.60×10^7

4.1.2 ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนาม

การประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟมวอลล์และดินบริเวณรอบสถานี ได้วิเคราะห์โดยวิธี FEM ดังแสดงลักษณะของรายละเอียดการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.1 โดยในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างจะได้ผลดังนี้



รูปที่ 4.1 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินรัชดาโดยโปรแกรมPLAXIS7.2

4.1.2.1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรม วอลล์ในขณะทำการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน(IW-003)

1) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.2 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 16.7 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์และจะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 30 เมตร จากระดับผิวดิน

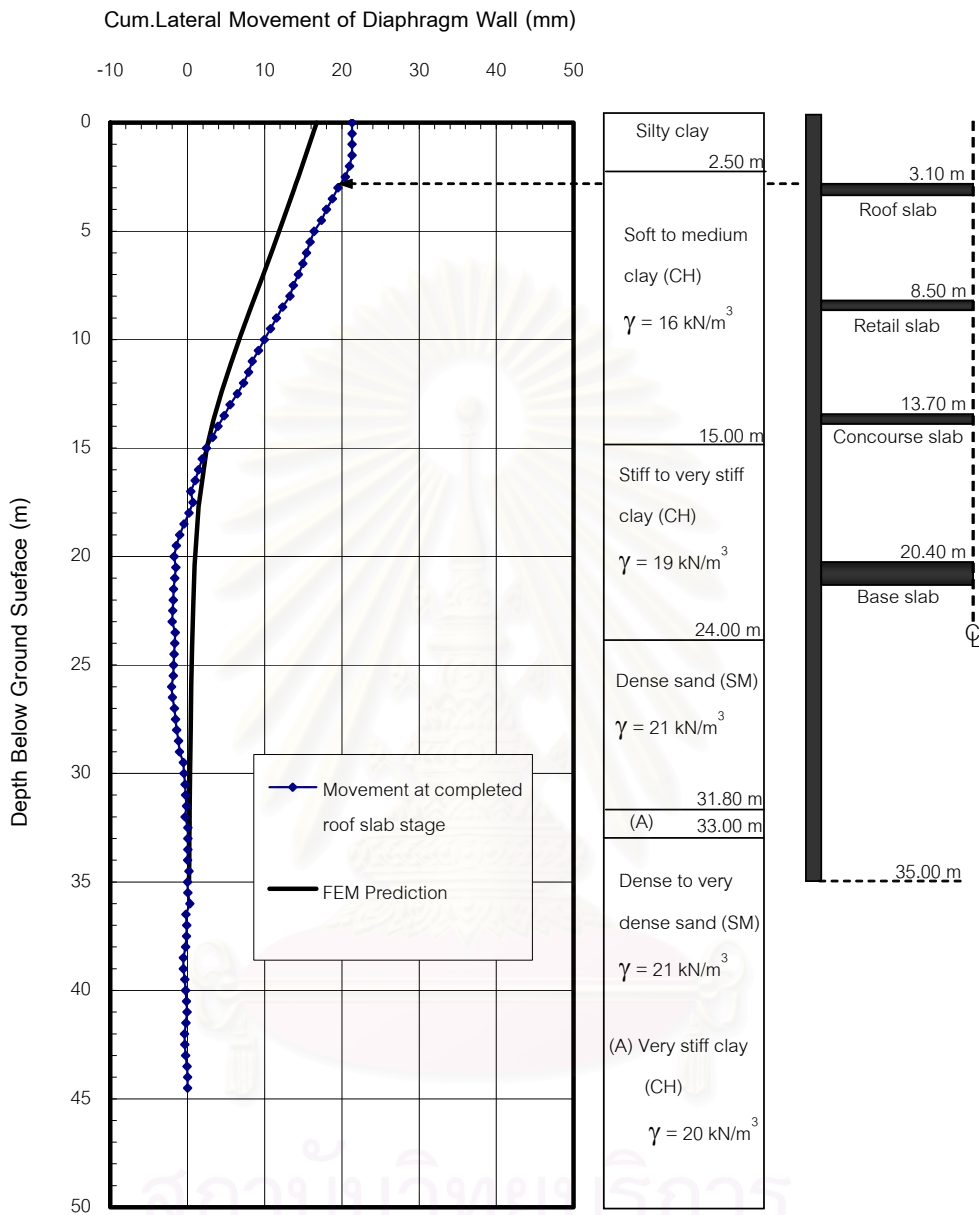
2) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Retail slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในชั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.3 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 16.1 มิลลิเมตร และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณศูนย์

3) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในชั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.4 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 16.1 มิลลิเมตร และที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวเล็กน้อยประมาณ 1.6 มิลลิเมตร

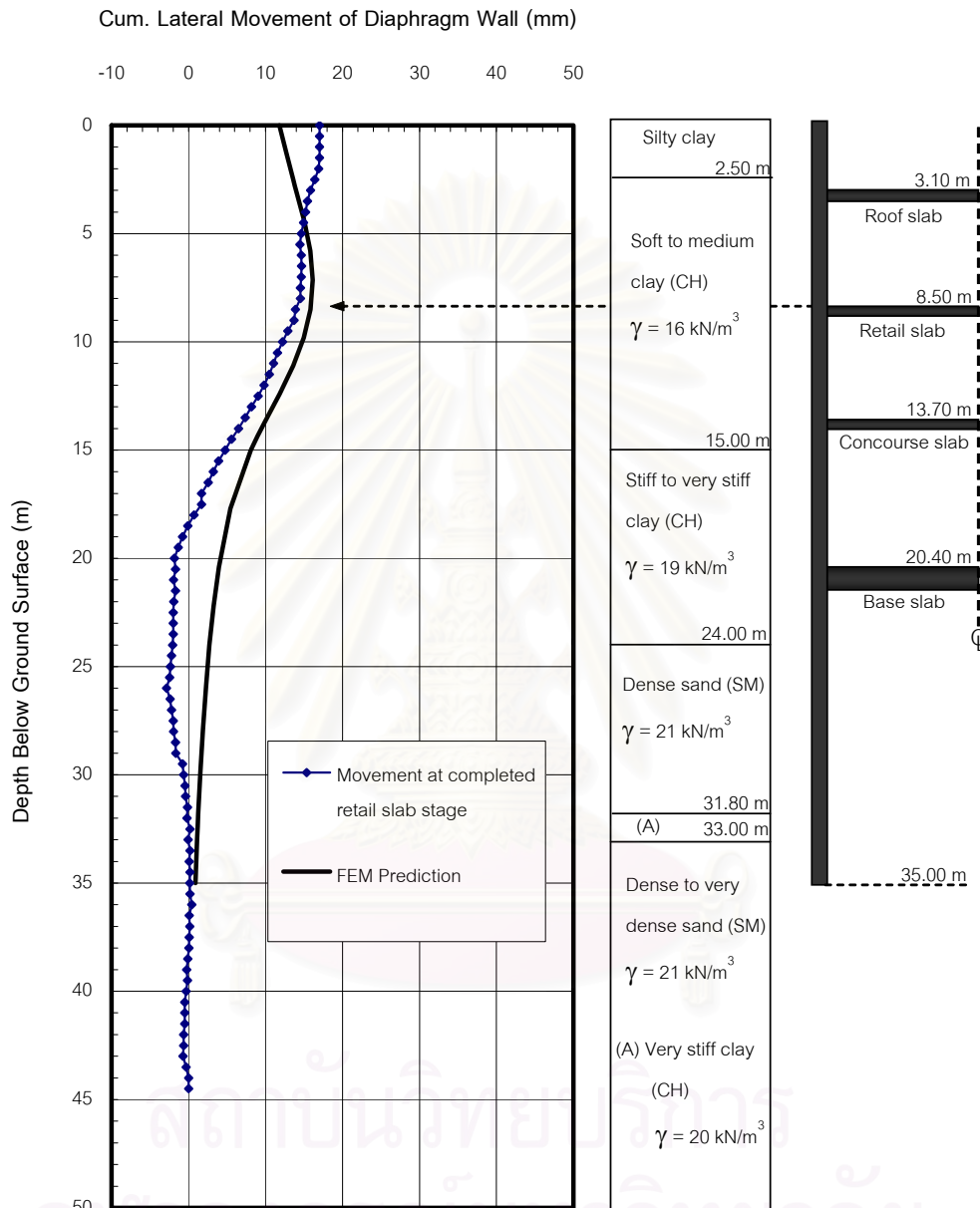
4) ขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้างชั้น Base slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 16 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 6 - 9 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 3.4 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.5

5) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 16 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 6 - 10 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 3 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.6

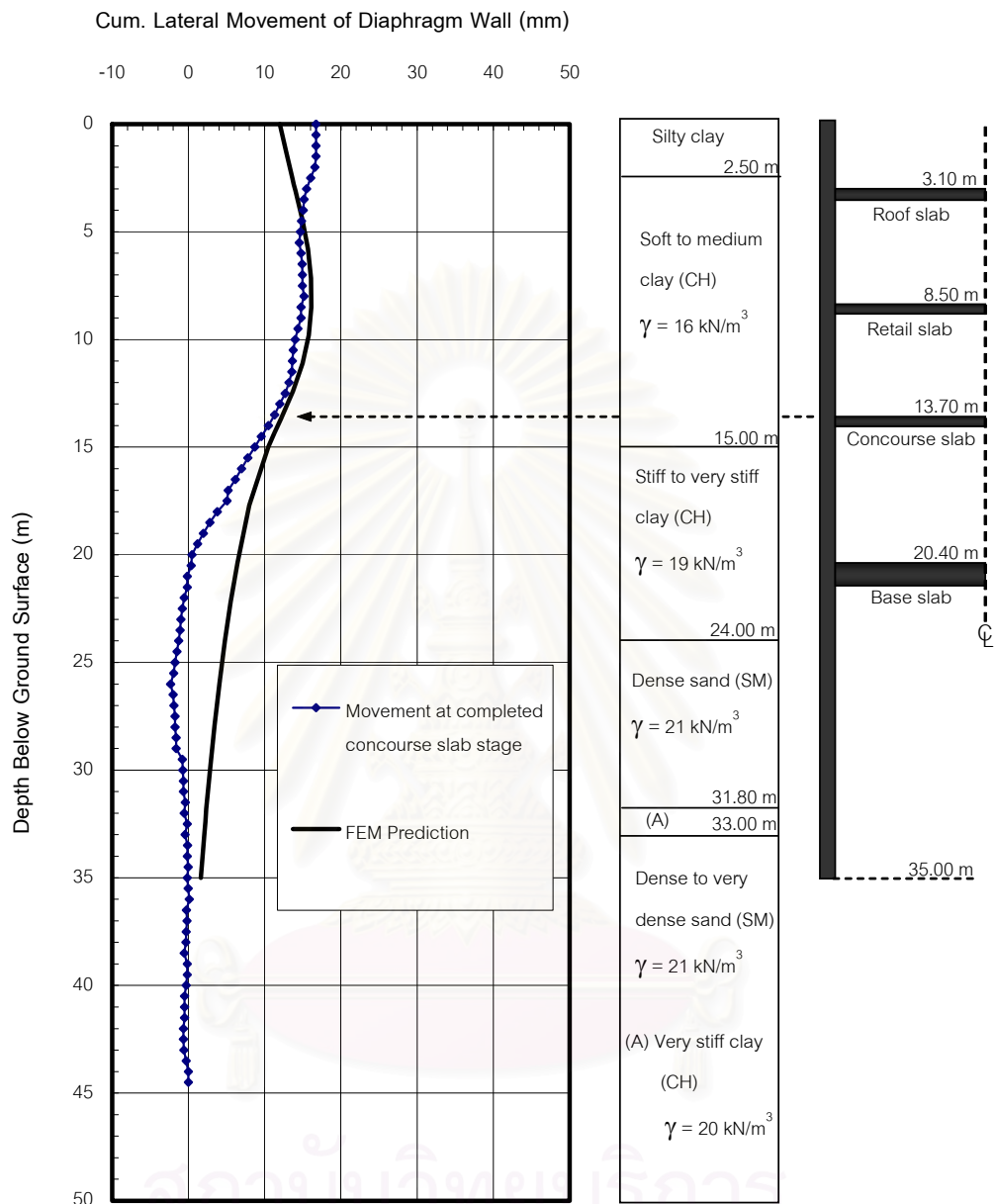
สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IW-003 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS ให้ผลที่ใกล้เคียงกันเกือบทุกขั้นตอนของการก่อสร้าง



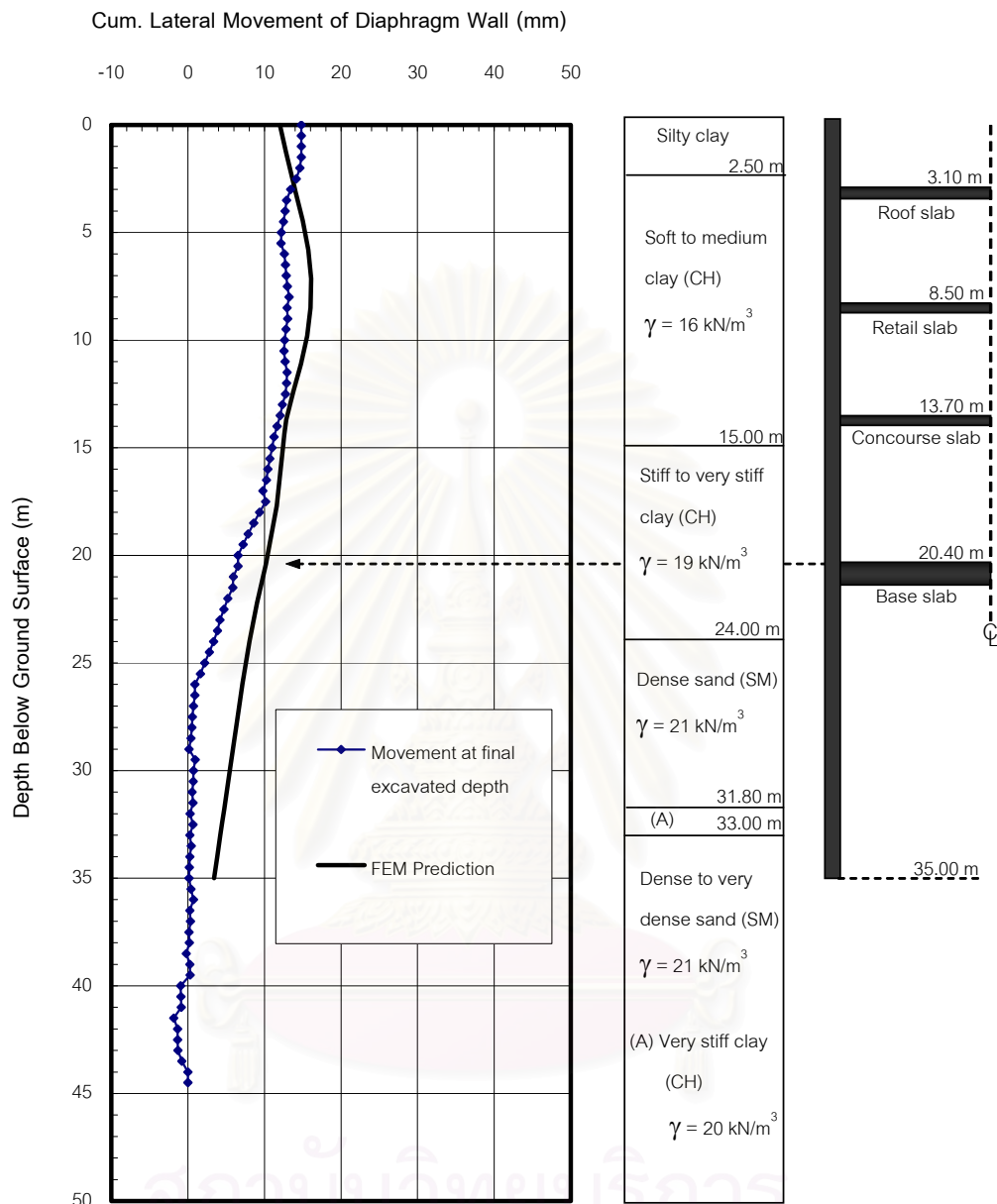
รูปที่ 4.2 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003



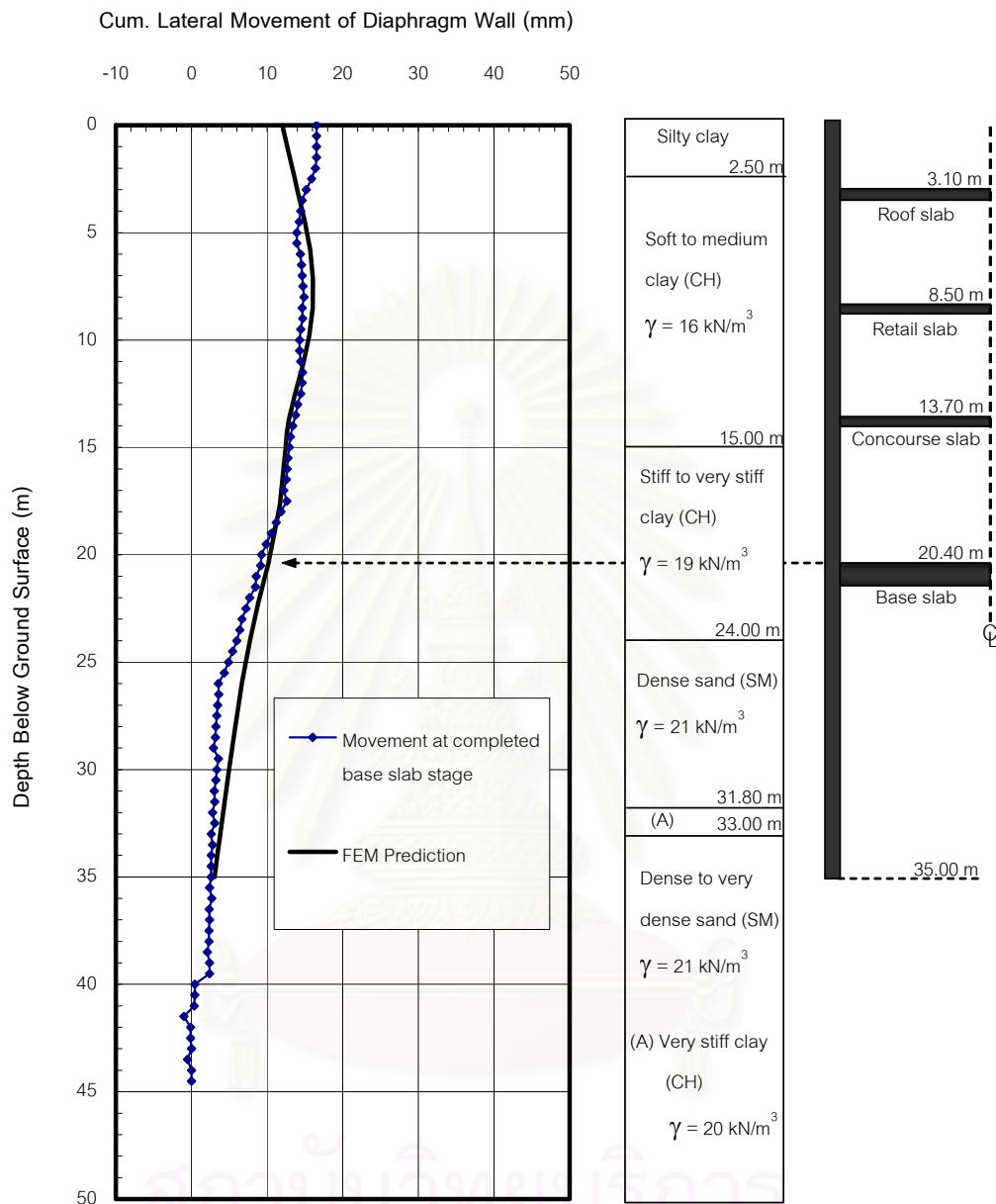
รูปที่ 4.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมมวลลิ้นในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003



รูปที่ 4.4 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003



รูปที่ 4.5 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลลิ์ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003



รูปที่ 4.6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลลิ์ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IW-003

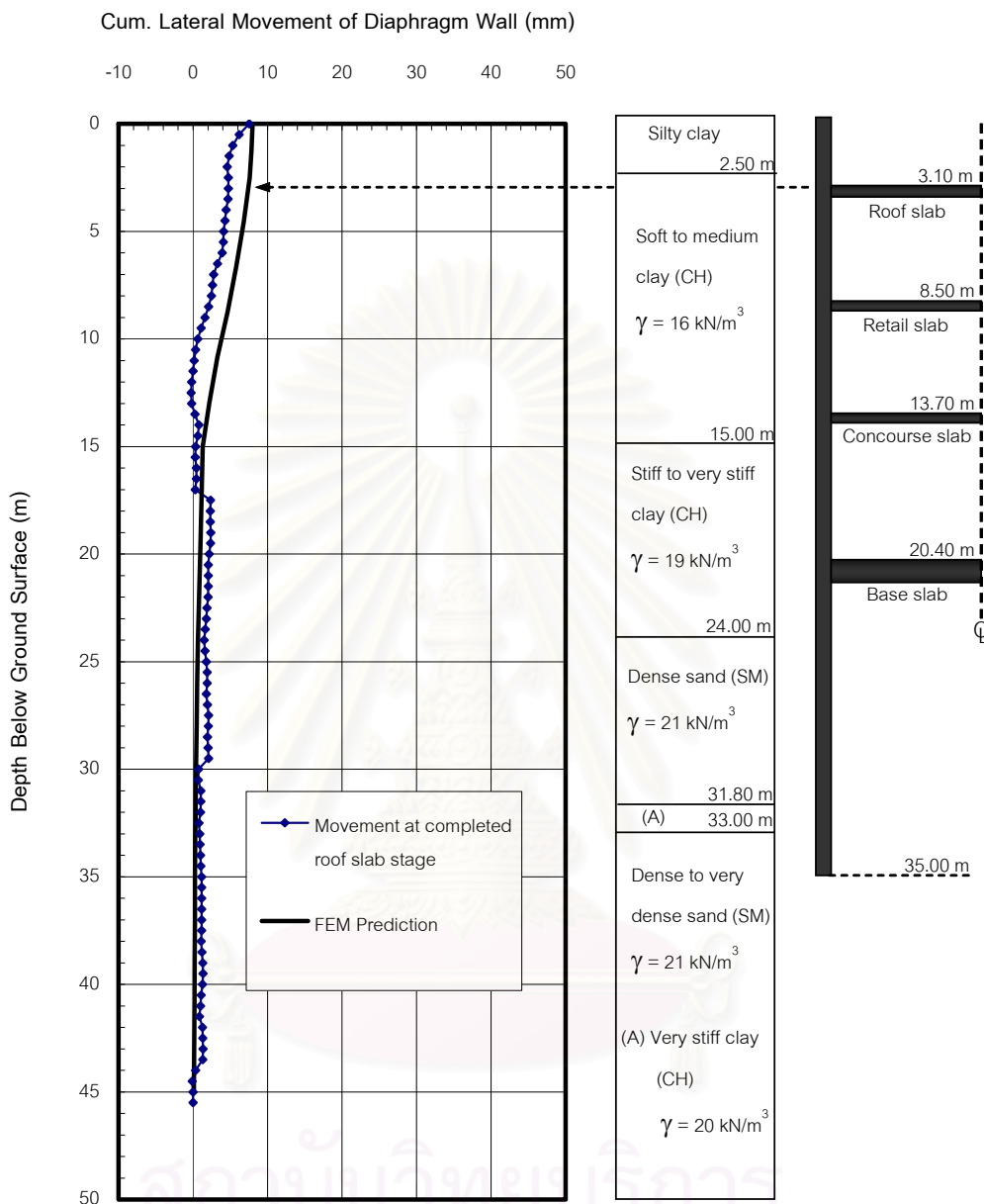
4.1.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินในบริเวณรอบข้าง (IG-001)

- 1) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างแสดงอยู่ในรูปที่ 4.7 โดยค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 8 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุด และจะค่อยๆลดลงมาจนมีค่าเป็นศูนย์ระดับความลึกประมาณ 30 เมตร
- 2) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Retail slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.8 โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 9.5 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุด และจะค่อยๆลดลงมา ที่ระดับความลึก 45 เมตร จะมีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างประมาณ 0.45 มิลลิเมตร
- 3) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.9 โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 9.8 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุด และจะค่อยๆลดลงมา ที่ระดับความลึก 45 เมตร จะมีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างประมาณ 0.8 มิลลิเมตร
- 4) ขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้างชั้น Base slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.10 โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 9.9 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุด และจะค่อยๆลดลงมา ที่ระดับความลึก 45 เมตร จะมีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างประมาณ 1.4 มิลลิเมตร
- 5) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 10 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุด และจะค่อยๆลดลงมา ที่ระดับความลึก 45 เมตร จะมีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างประมาณ 1.2 มิลลิเมตร

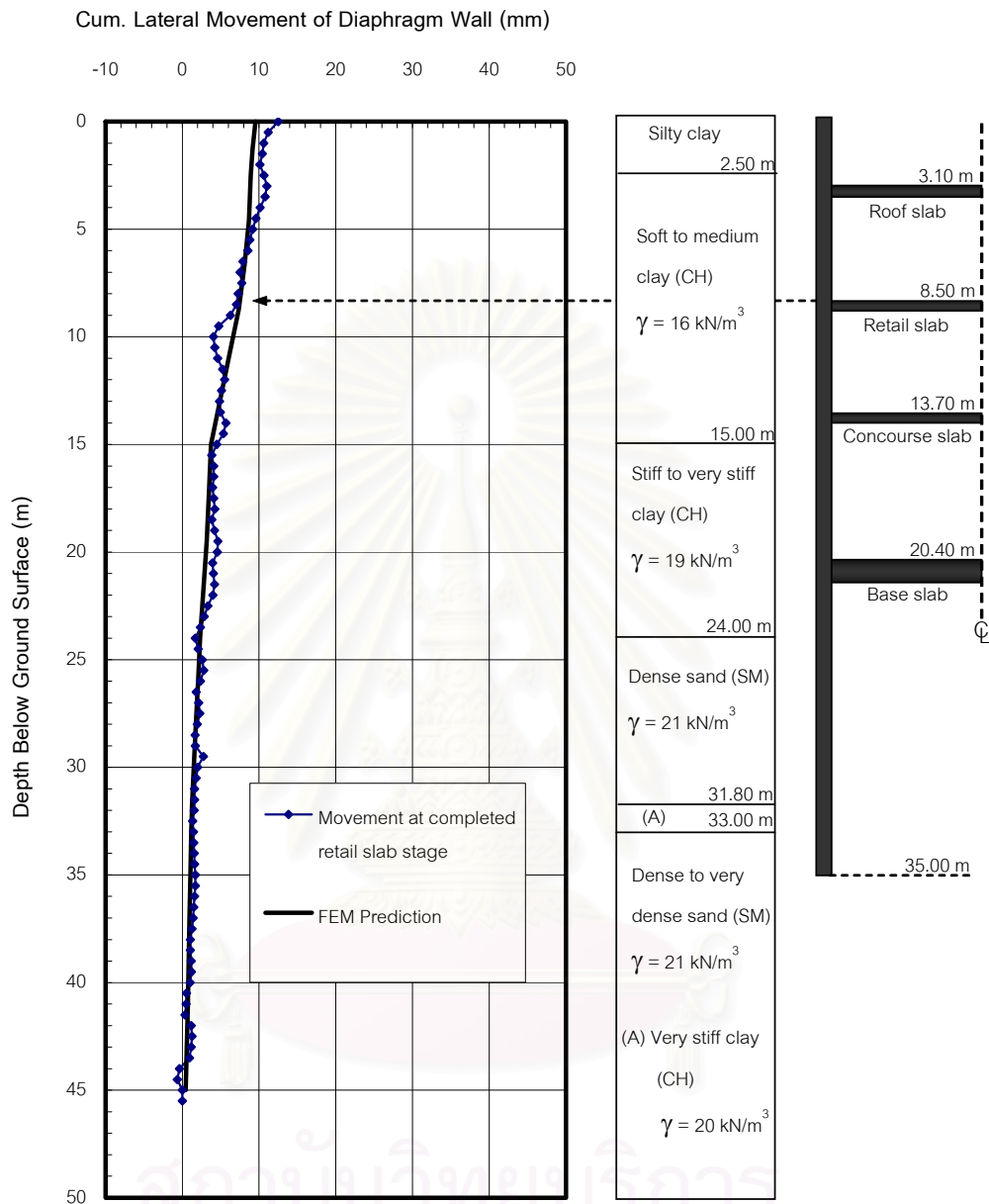
จากค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ระยะห่าง 14.50 เมตรจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวที่วัดได้จาก IG-001 จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันเกือบทุกขั้นตอนของการก่อสร้าง

4.1.2.3 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินบริเวณรอบข้าง

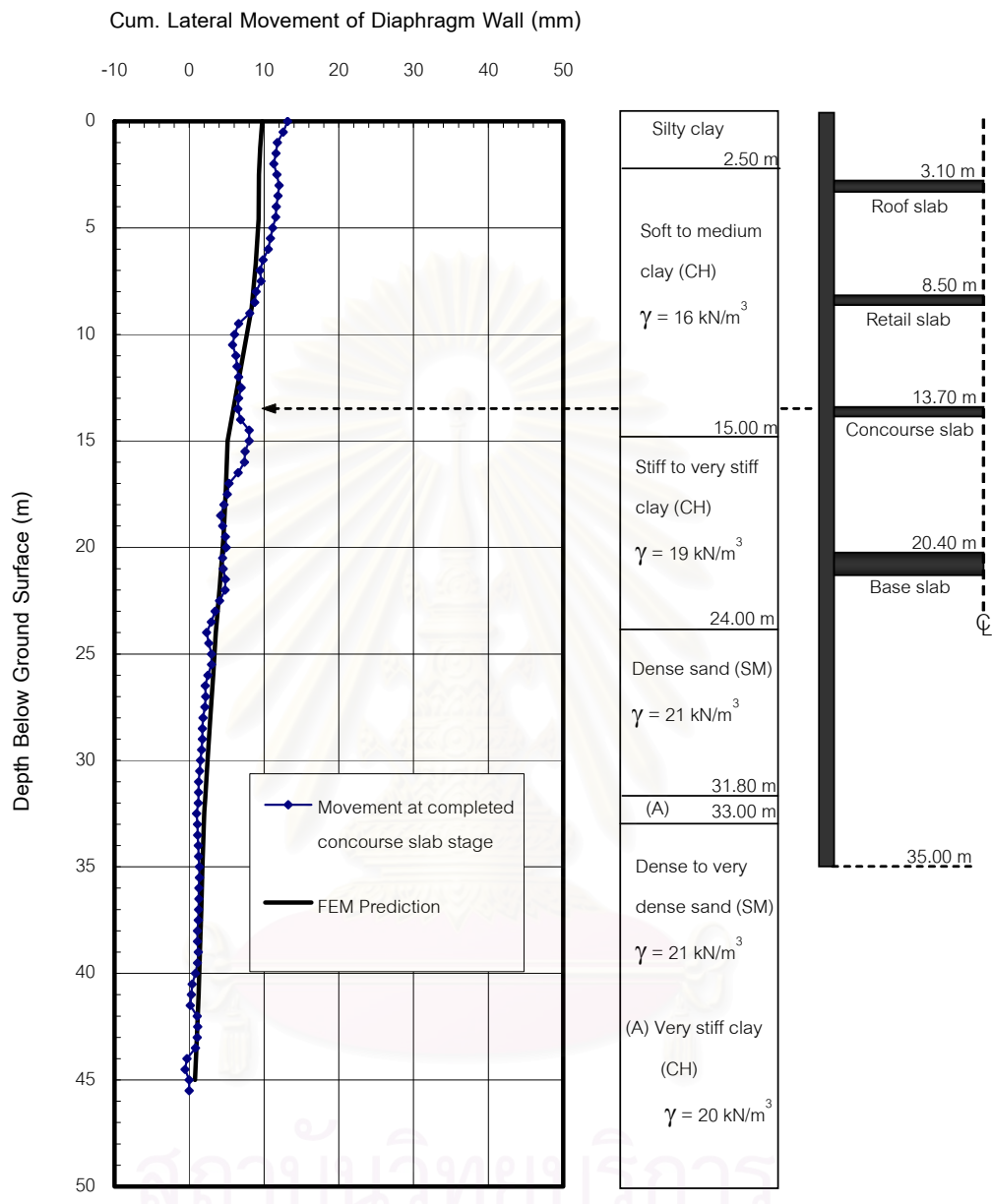
- 1) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.12 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 4 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 5.6 เมตร
- 2) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Retail slab ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.13 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 6.7 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 7.5 เมตร



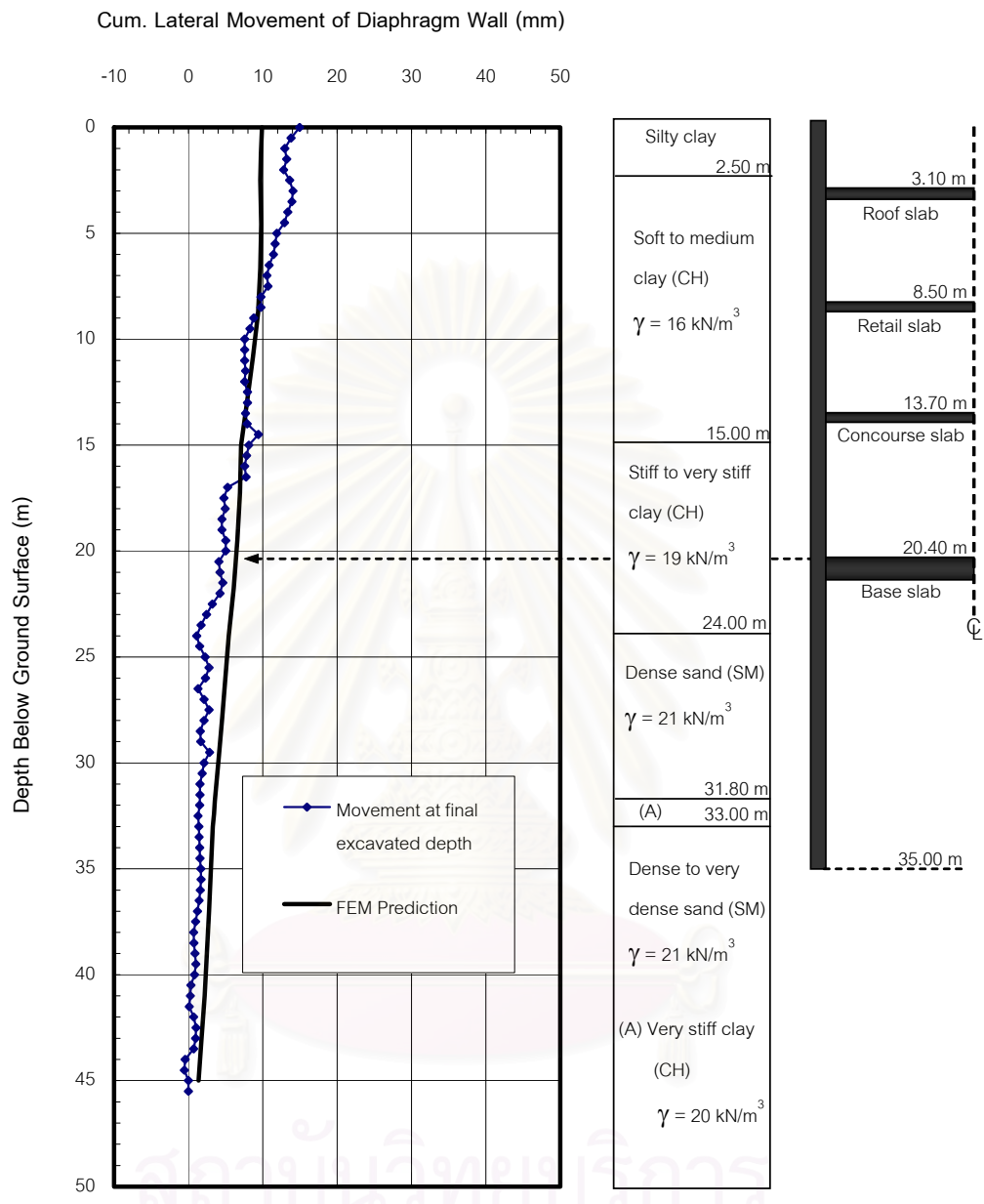
รูปที่ 4.7 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร
 ในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่า
 ที่วัดได้จาก IG-001



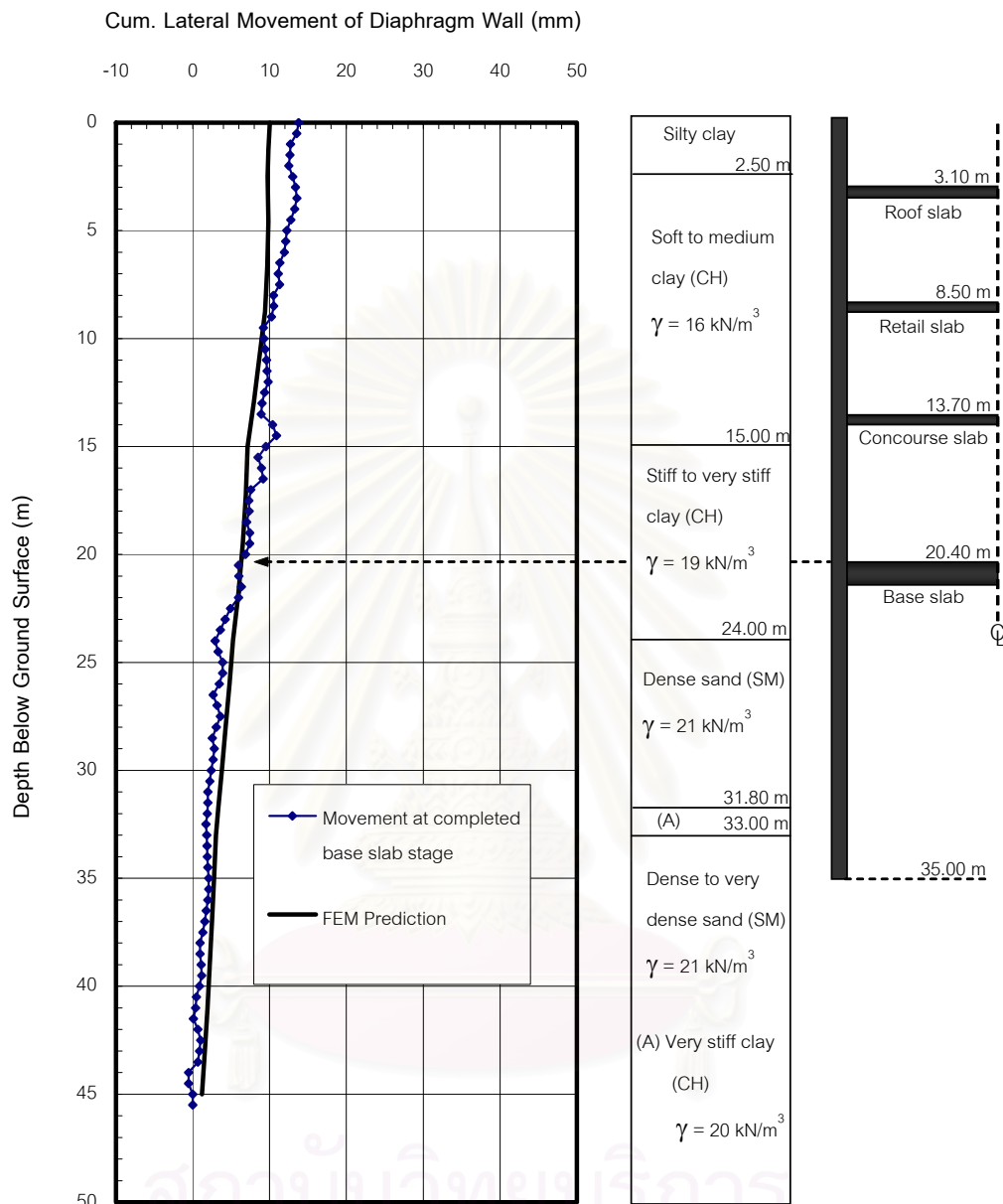
รูปที่ 4.8 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร
 ในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่า
 ที่วัดได้จาก IG-001



รูปที่ 4.9 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร
 ในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001



รูปที่ 4.10 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร
 ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001



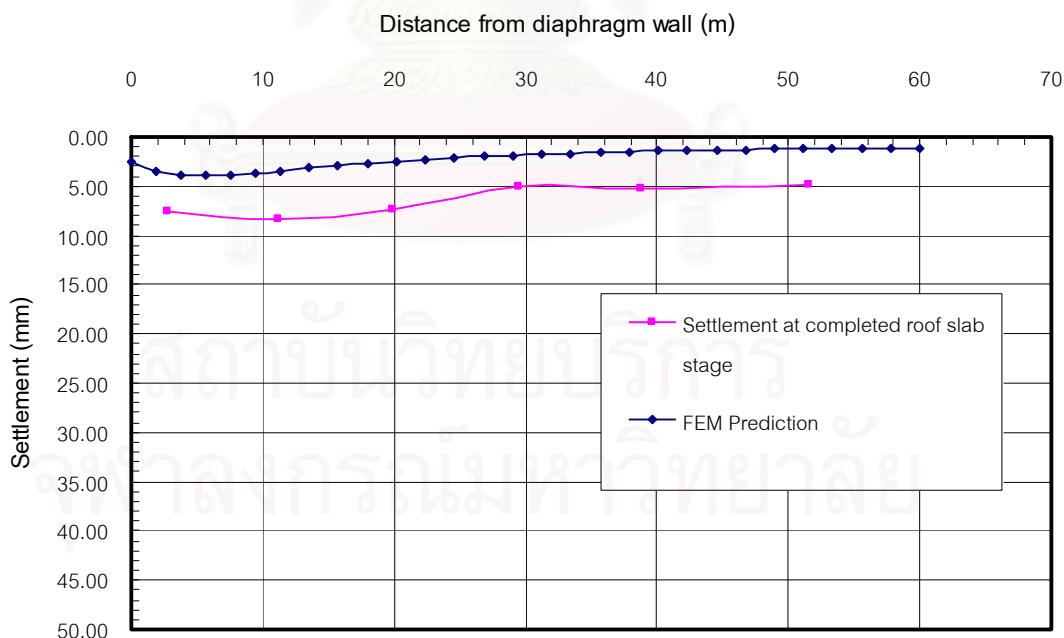
รูปที่ 4.11 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 14.50 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IG-001

3) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.14 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 6.5 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 9.4 เมตร

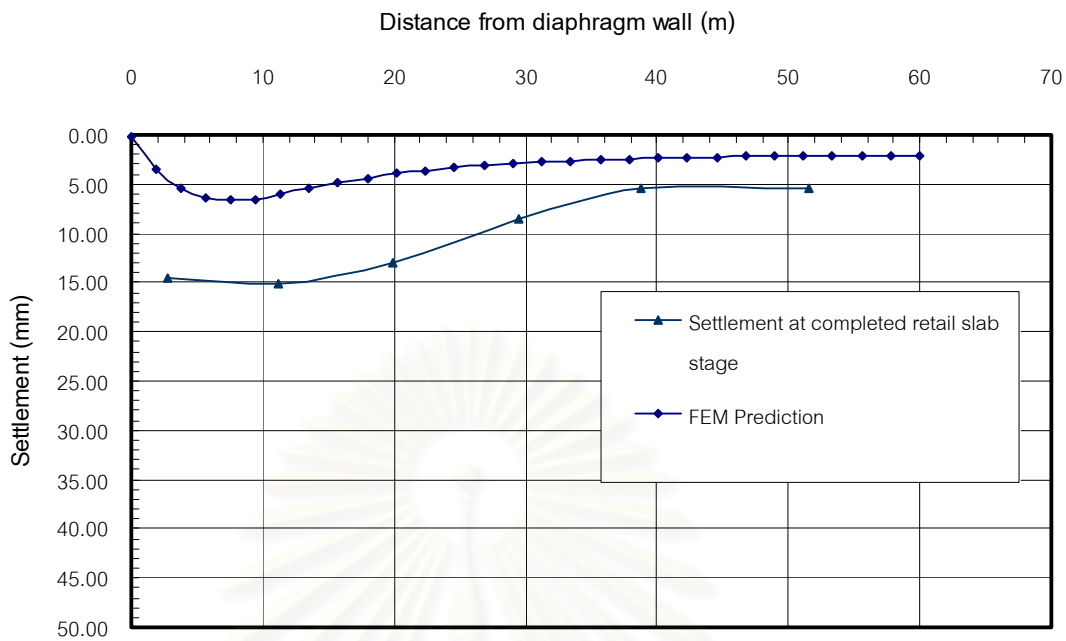
4) ขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.15 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 6.6 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 9.4 เมตร

5) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.16 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 6.9 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 9.4 เมตร

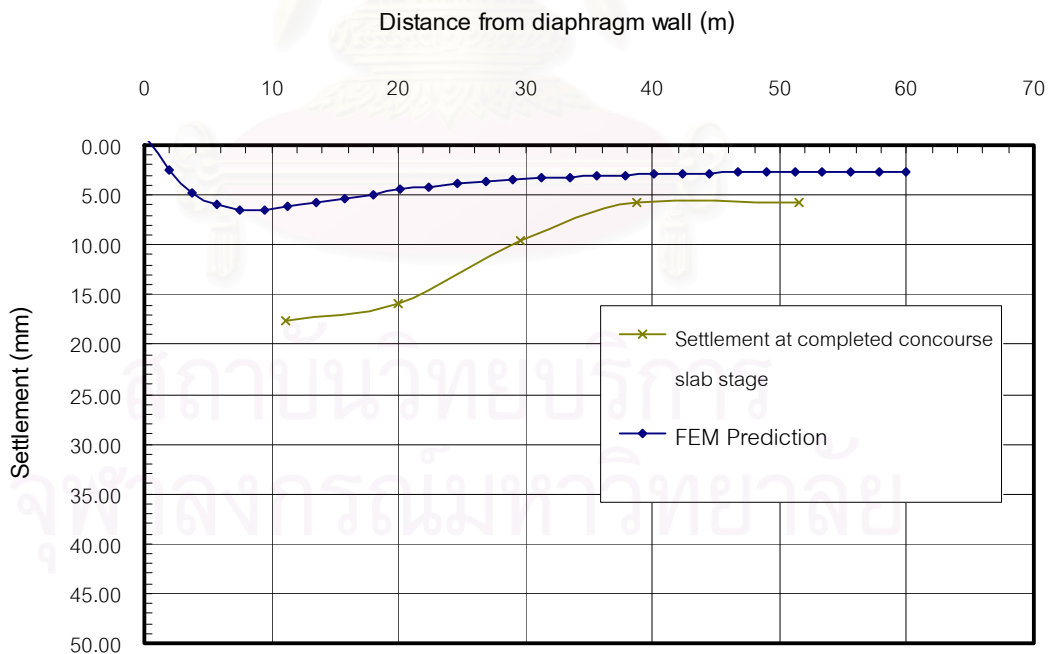
จากค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน รัชดาที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวที่วัดได้จาก Ground surface settlement marker จะเห็นได้ว่าค่าที่ได้ค่อนข้างจะแตกต่างกัน คือค่าที่ได้จากการวัดในสนามให้ค่าการทรุดตัวที่มากกว่าการประมาณในทุกขั้นตอนการก่อสร้าง



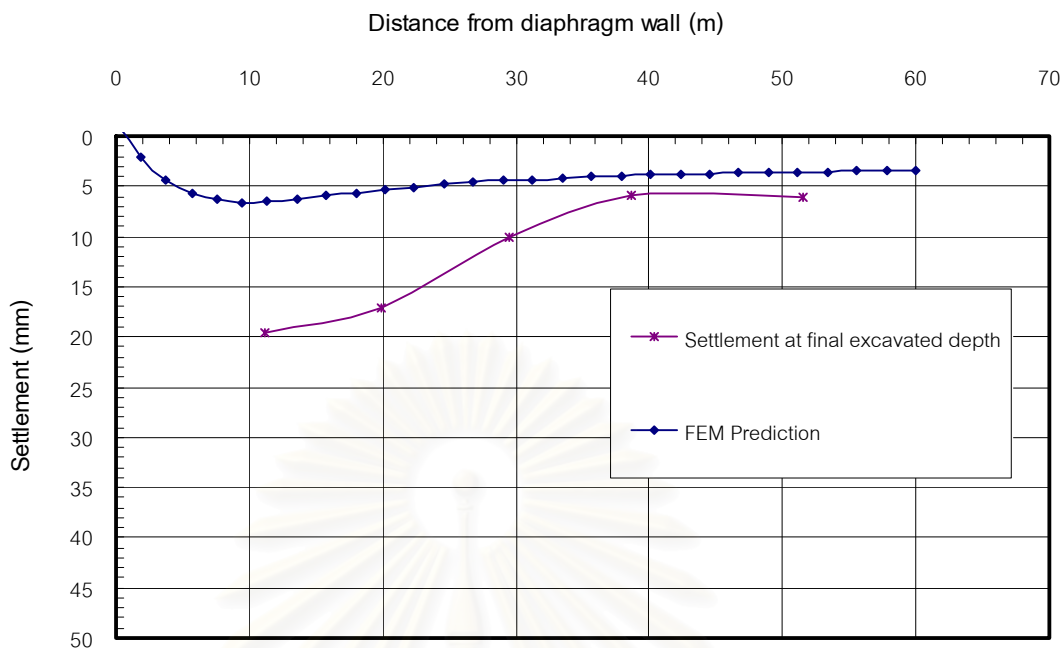
รูปที่ 4.12 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



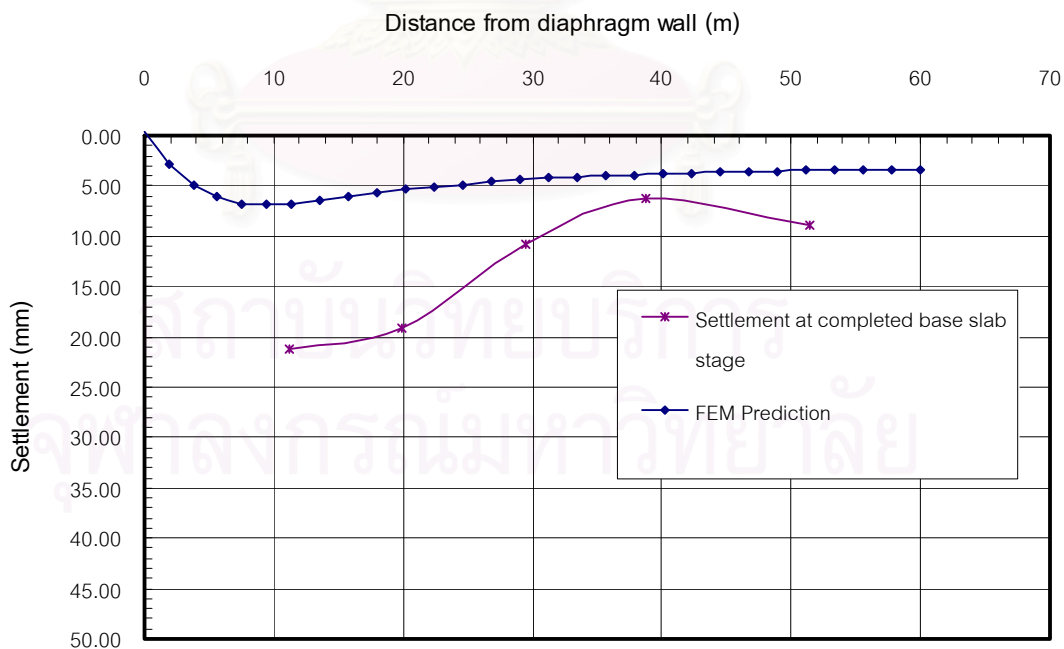
รูปที่ 4.13 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



รูปที่ 4.14 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



รูปที่ 4.15 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



รูปที่ 4.16 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง

4.1.2.4 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของชั้นดินบริเวณรอบข้าง

1) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะของการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.17 ซึ่งจะมีการทรุดตัวมากที่สุดที่บริเวณใกล้ผิวดินและจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ 12 เมตร ค่าการทรุดตัวจะเป็นศูนย์ จากนั้นชั้นดินจะมีการเคลื่อนตัวขึ้นเล็กน้อย และมีค่าเป็นศูนย์อีกครั้งที่ความลึกประมาณ 40 เมตร

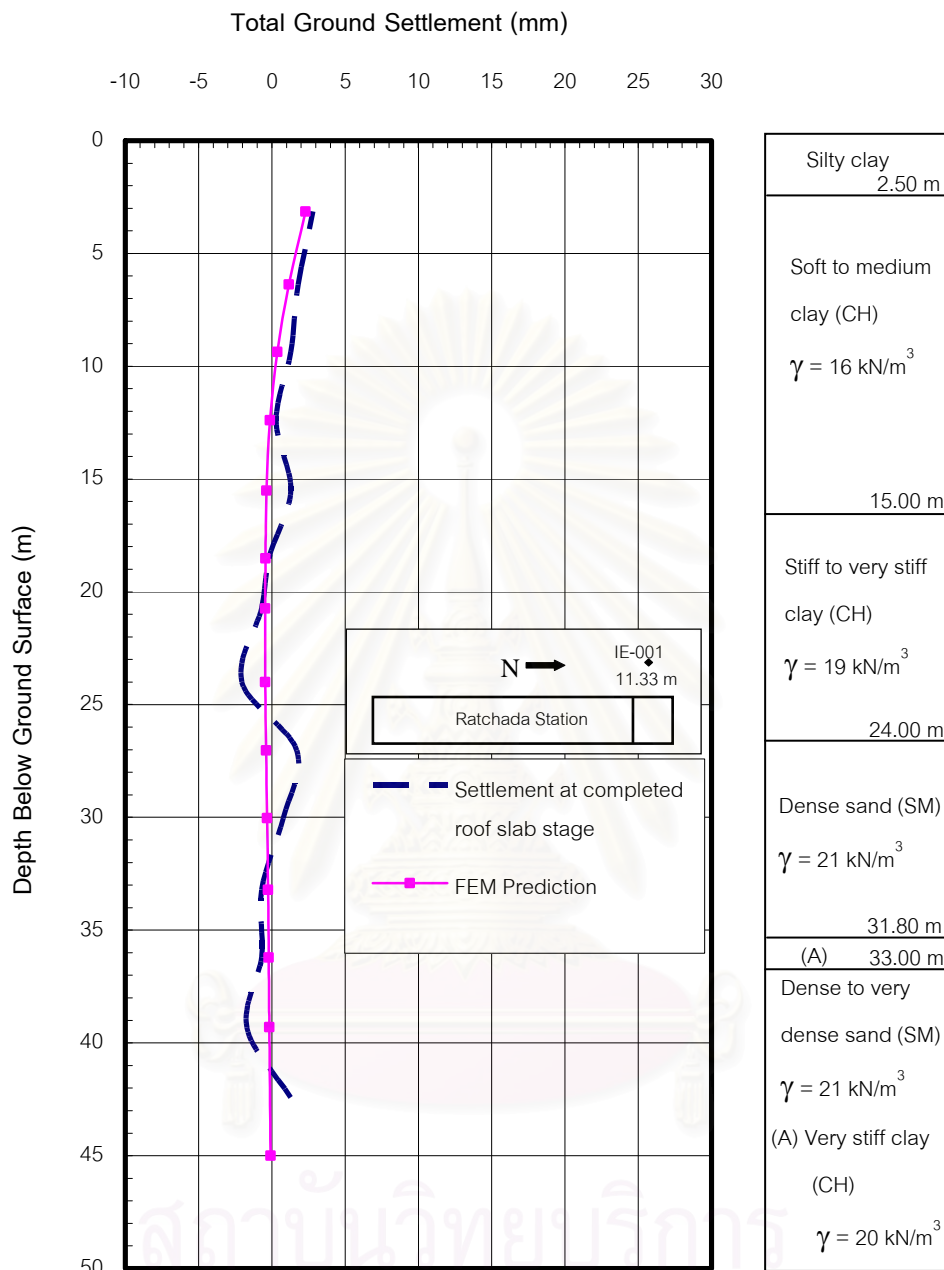
2) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Retail slab ลักษณะของการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.18 ซึ่งจะมีการทรุดตัวมากที่สุดที่บริเวณใกล้ผิวดินและจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ 14 เมตร ค่าการทรุดตัวจะเป็นศูนย์ จากนั้นชั้นดินจะมีการเคลื่อนตัวขึ้นโดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 1.25 มิลลิเมตร ที่ความลึกประมาณ 24 เมตร และมีค่าเป็นศูนย์อีกครั้งที่ความลึกมากกว่า 40 เมตร

3) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab ลักษณะของการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งจะมีการทรุดตัวมากที่สุดที่บริเวณใกล้ผิวดินและจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ 15 เมตร ค่าการทรุดตัวจะเป็นศูนย์ จากนั้นชั้นดินจะมีการเคลื่อนตัวขึ้นโดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 1.6 มิลลิเมตร ที่ความลึกประมาณ 24 เมตรและมีค่าเป็นศูนย์อีกครั้งที่ความลึกมากกว่า 40 เมตร

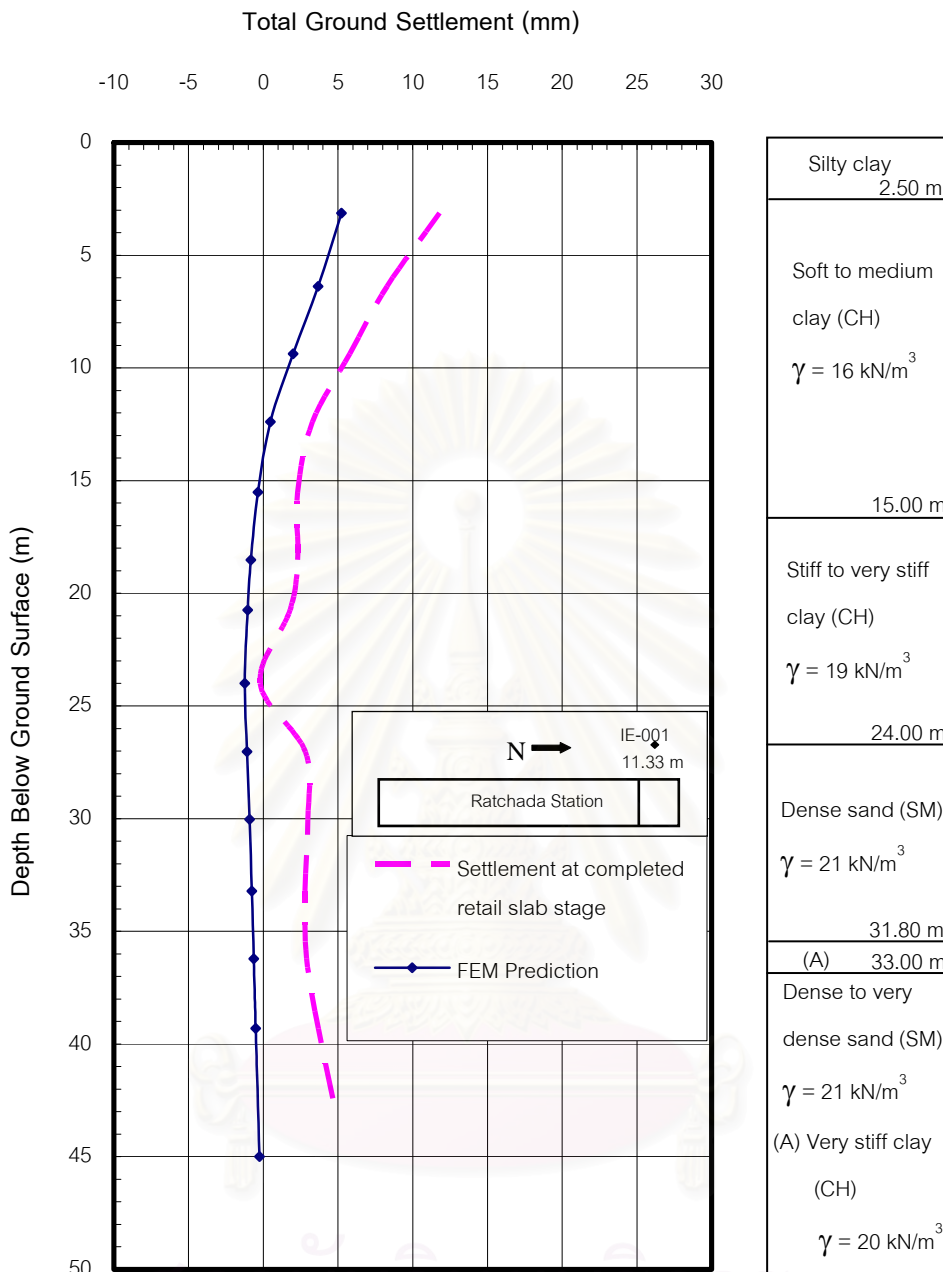
4) ขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะของการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.20 ซึ่งจะมีการทรุดตัวมากที่สุดที่บริเวณใกล้ผิวดินและจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ 17 เมตร ค่าการทรุดตัวจะเป็นศูนย์ จากนั้นชั้นดินจะมีการเคลื่อนตัวขึ้นโดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 1.5 มิลลิเมตร ที่ความลึกประมาณ 24 เมตรและมีค่าเป็นศูนย์อีกครั้งที่ความลึกมากกว่า 40 เมตร

5) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะของการทรุดตัวของดินที่ความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.21 ซึ่งจะมีการทรุดตัวมากที่สุดที่บริเวณใกล้ผิวดินและจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนถึงความลึกประมาณ 18.5 เมตร ค่าการทรุดตัวจะเป็นศูนย์ จากนั้นชั้นดินจะมีการเคลื่อนตัวขึ้นโดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 1.3 มิลลิเมตร ที่ความลึกประมาณ 24 เมตรและมีค่าเป็นศูนย์อีกครั้งที่ความลึกมากกว่า 40 เมตร

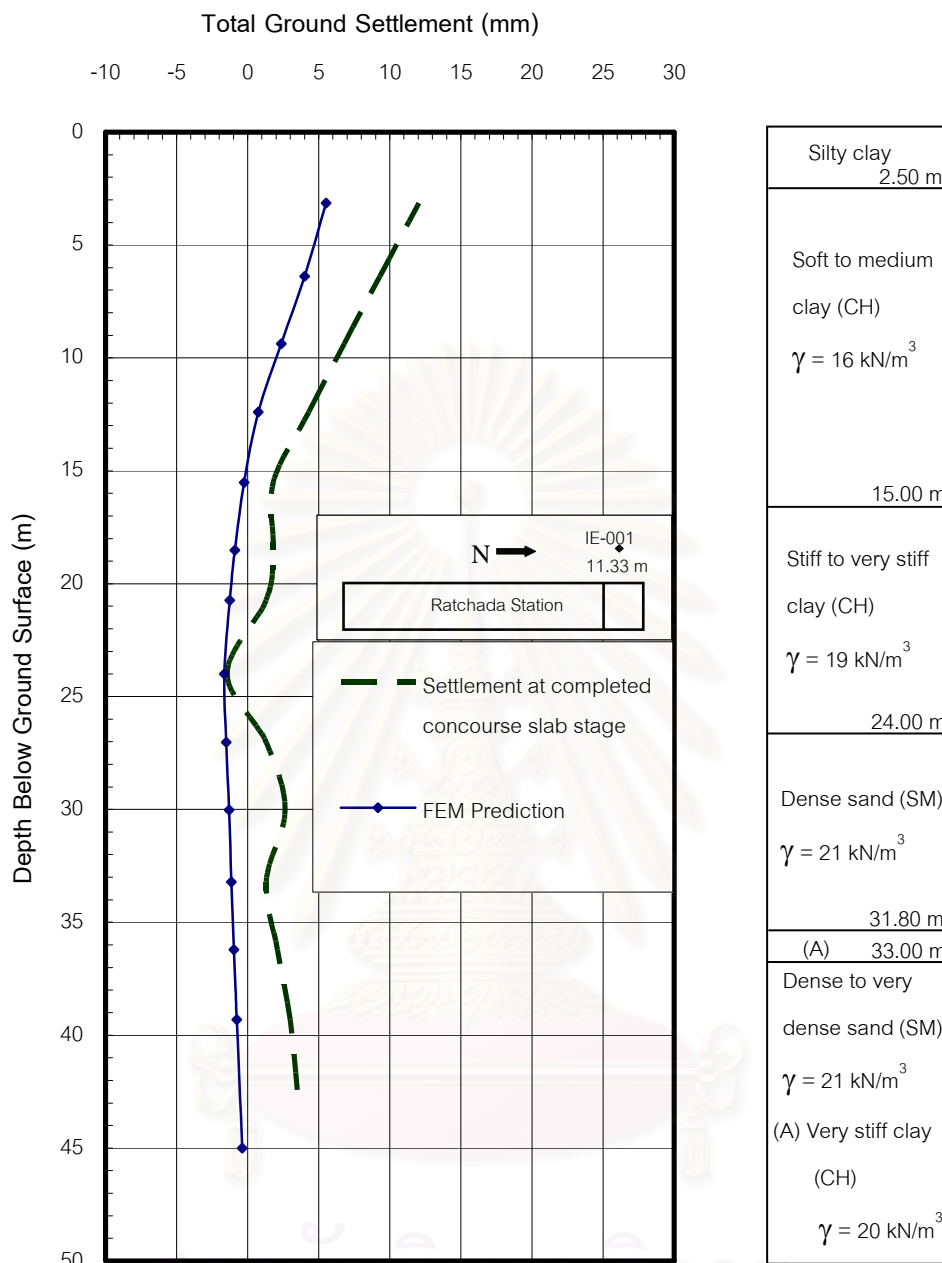
จากค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของชั้นดินที่ระยะห่าง 11.33 เมตรจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวที่วัดได้จาก IE-001 จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันมากในขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab และจะแตกต่างกันเล็กน้อยในขั้นตอนอื่นๆแต่มีทิศทางไปในทางเดียวกัน



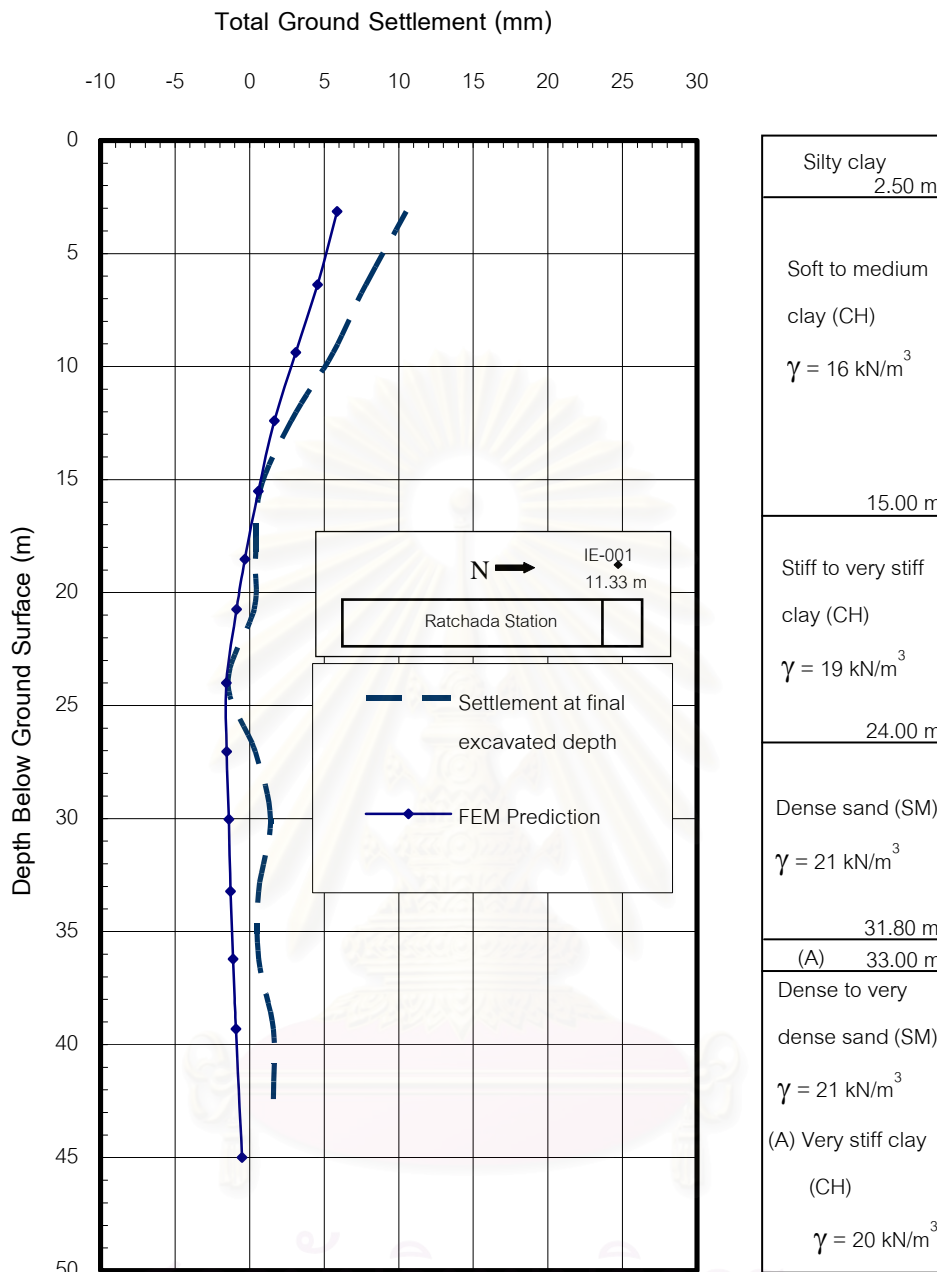
รูปที่ 4.17 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001



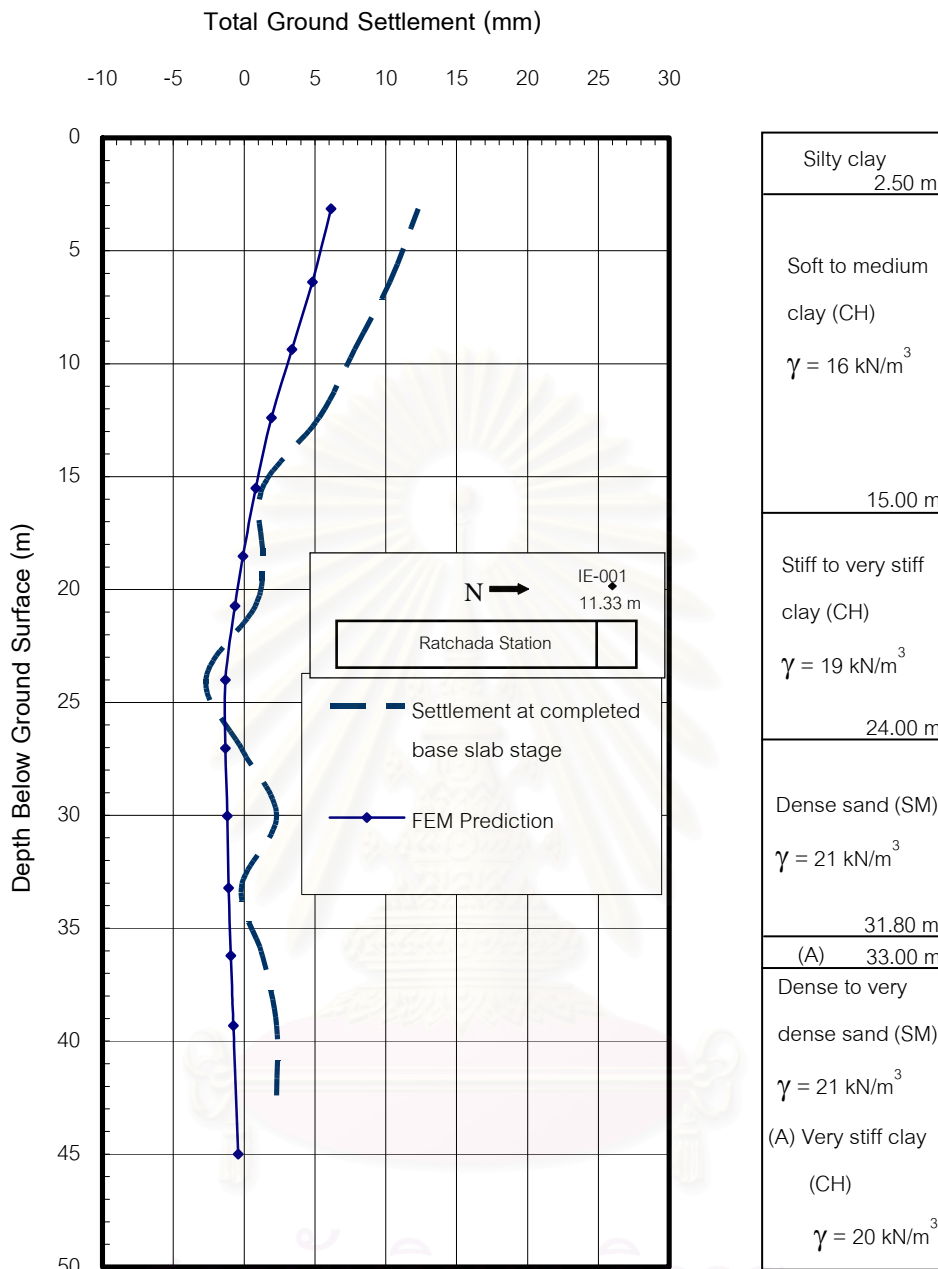
รูปที่ 4.18 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Retail slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001



รูปที่ 4.19 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Concourse slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001



รูปที่ 4.20 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการขุดเพื่อก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001



รูปที่ 4.21 การทรุดตัวของชั้นดินที่ห่างจากกำแพงไดอะพรัมวอลล์ 11.33 เมตร ในขั้นตอนการก่อสร้าง Base slab ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IE-001

4.1.3 พฤติกรรม Plastic ของดินหลังการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

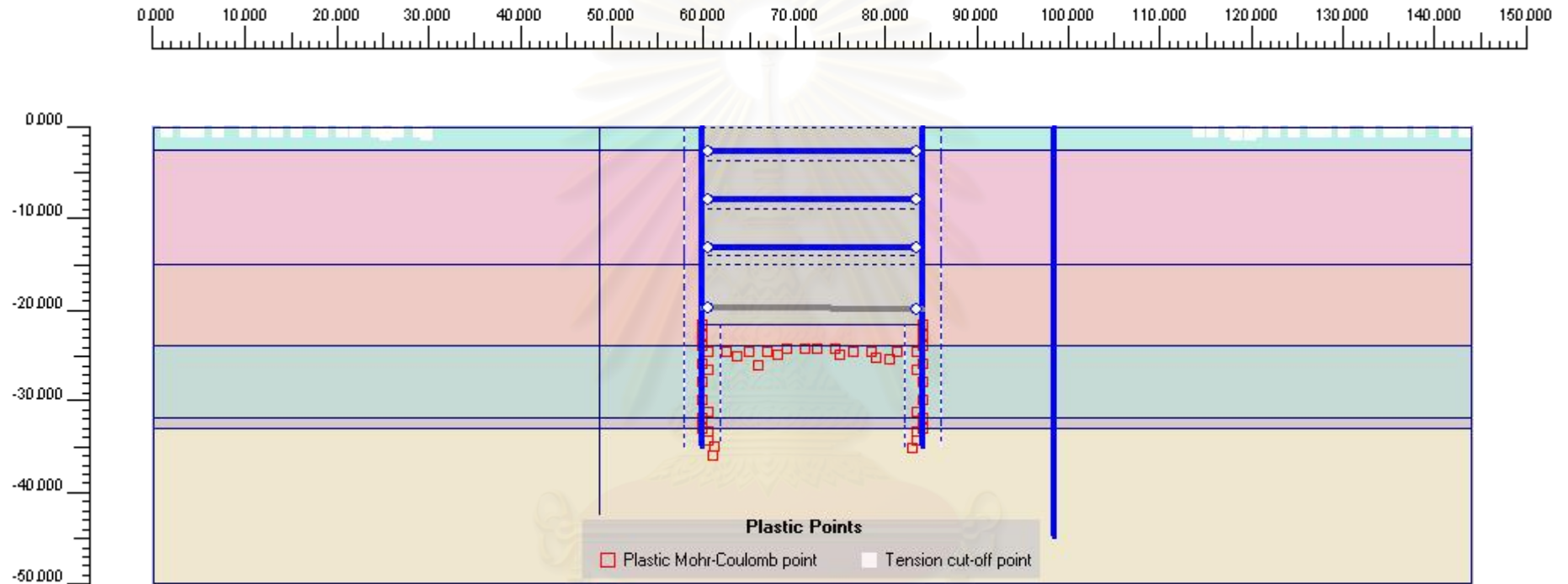
ในขณะที่ทำการขุดดินเพื่อก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจะเกิดการ Rebound หรือ Unloading ของชั้นดินในขั้นตอนการขุดแต่ละชั้นตอน การเกิด Rebound ของดินดังกล่าวจะเกิดพฤติกรรม Plastic ของดินเกิดขึ้น (Yield Point) อย่างไรก็ตามในขั้นตอนการขุดดินเช่น ชั้นหลังคา (Roof Slab), ชั้น Retail Slab การเกิด Yield Point จะไม่เกิดปัญหาแต่อย่างใดเนื่องจากการขุดดินตั้งแต่สำหรับการขุดดิน เช่น ในขั้นตอนสุดท้ายของการขุดลึกที่สุด (Base slab) Yield Point อาจจะมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดินได้ การเกิด Yield Point หรือ Plastic Points หลังการขุดเพื่อก่อสร้างชั้น Base Slab และหลังจากก่อสร้างชั้น Base Slab แสดงไว้ในรูปที่ 4.22 และ 4.23

4.2 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำใต้ดิน

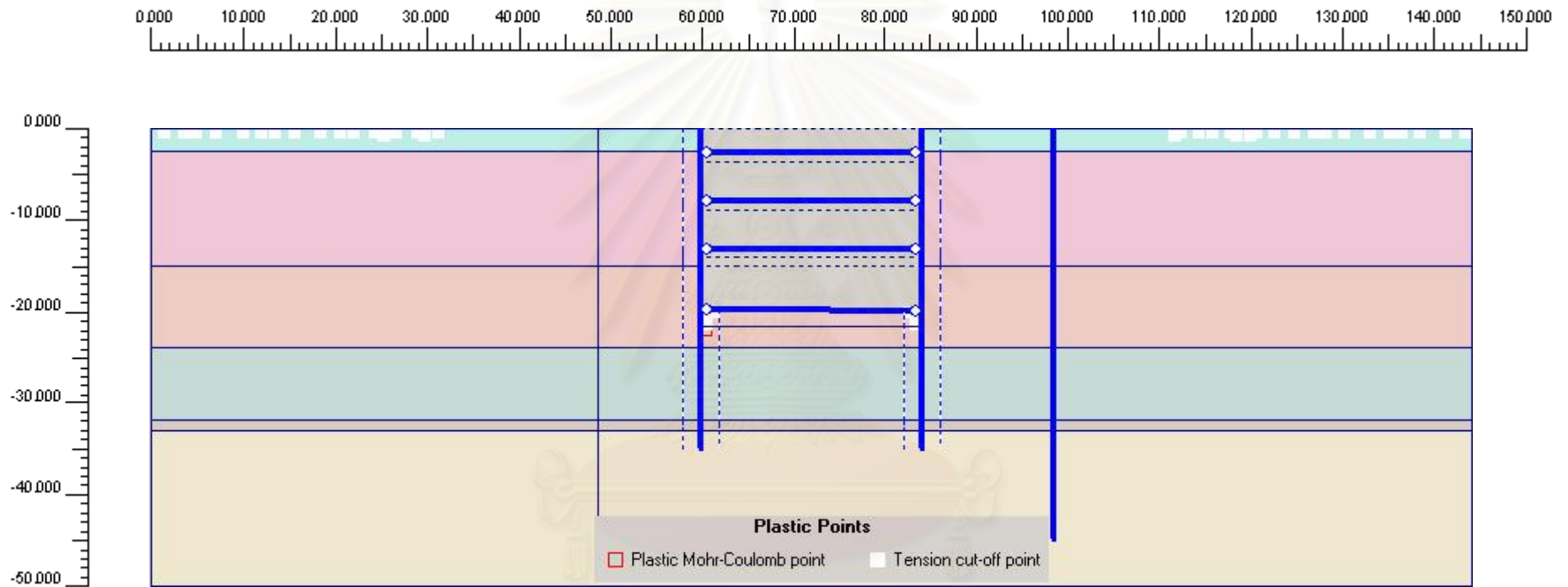
จากข้อมูลค่าแรงดันน้ำใต้ดินในบริเวณการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดาที่ได้จาก Casagrande piezometer และ Vibrating wire piezometer เมื่อนำค่าที่วัดได้มาเปรียบเทียบกับค่าระดับน้ำใต้ดินของกรุงเทพซึ่งมีการลดลงของแรงดันน้ำเนื่องจากการสูบน้ำใต้ดินมาใช้ ปรากฏว่าได้ผลที่ใกล้เคียงกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.24

4.3 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลแรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงสถานี

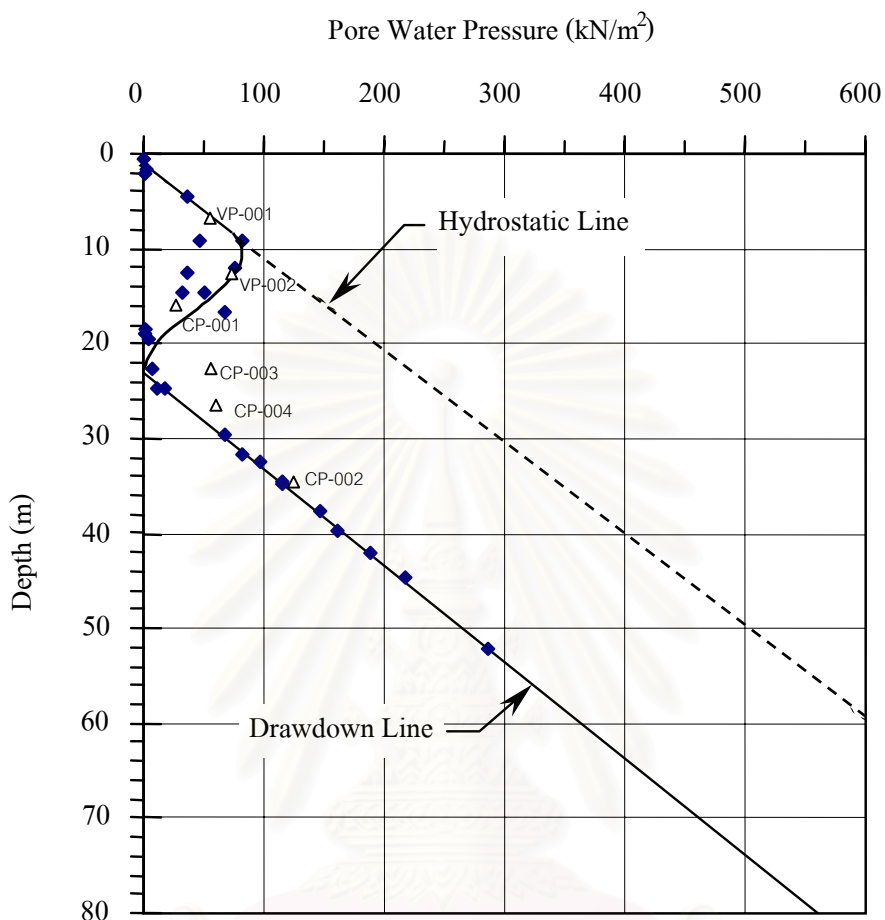
จากรูปที่ 3.14 ซึ่งแสดงผลของแรงดันดินที่กระทำกับกำแพงสถานีเทียบกับระยะเวลานั้น จากการค้นคว้าวิจัยพบว่า ข้อมูลของ Jack out total pressure cell ที่ได้มามีค่ากระจาย และไม่เป็นไปตามทฤษฎีแรงดันดินจึงไม่สามารถนำข้อมูลดังกล่าวมาศึกษาวิจัยได้



รูปที่ 4.22 Plastic Point ที่เกิดขึ้นระหว่างการขุดเพื่อก่อสร้างพื้นชั้น Base Slab



สถาบันวิทยบริการ
 รูปที่ 4.23 Plastic Point ที่เกิดขึ้นหลังจากทำการก่อสร้างพื้นที่ Base Slab



รูปที่ 4.24 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงดันน้ำใต้ดินที่วัดได้กับค่าระดับน้ำใต้ดินของกรุงเทพฯ

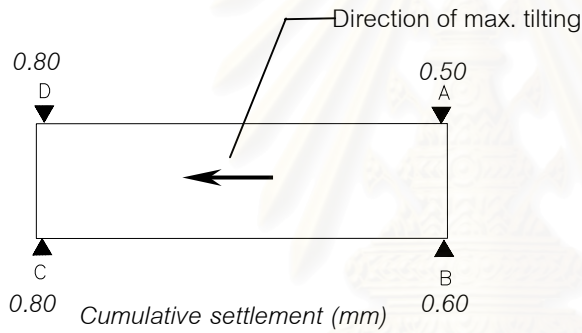
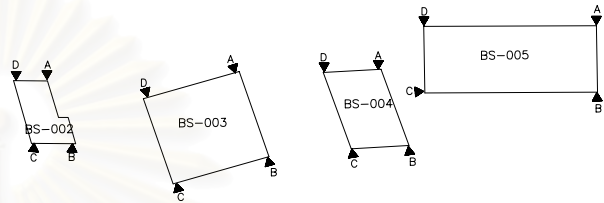
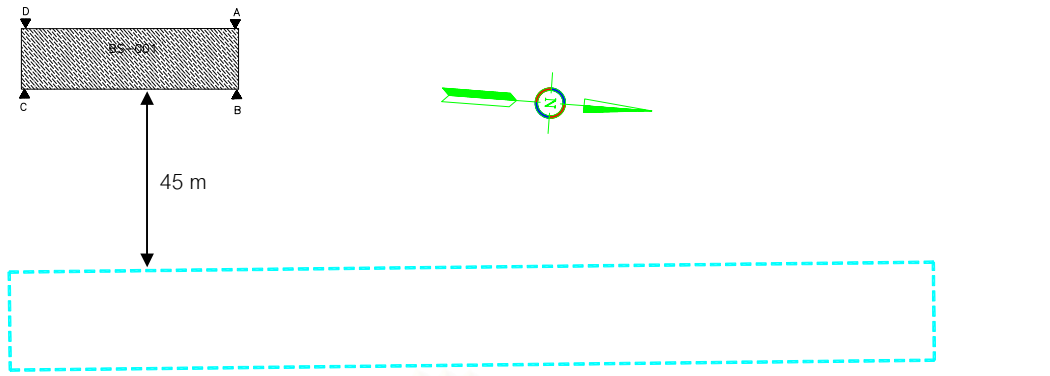
4.4 ผลการวิเคราะห์ผลกระทบต่อกำแพงไดอะแฟรมมวลลึขณะที่อุโมงค์เจาะผ่าน

การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศเหนือของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งกำแพงไดอะแฟรมมวลลึขณะบริเวณดังกล่าวเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จากรูปที่ 3.8(ก) และ 3.8(ข) จะเห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวของดินจะเห็นได้ชัดเมื่อทำการสกัดคอนกรีตส่วนนอกออกเพื่อตัดเหล็กเสริม และเมื่อทำการเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านผนังคอนกรีตส่วนที่เหลือจะมีการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

การขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงสถานีบริเวณด้านทิศใต้ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งกำแพงไดอะแฟรมวอลล์บริเวณดังกล่าวเสริมด้วยแผ่นเหล็กเสริมใยแก้ว (Fibre Reinforcement) จากรูปที่ 3.9 จะเห็นได้ว่าเมื่อหัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงไดอะแฟรมวอลล์บริเวณดังกล่าว จะมีผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์น้อยมาก

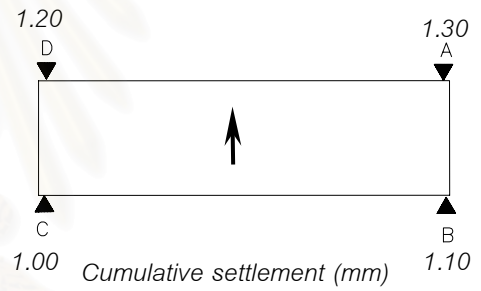
4.5 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอาคารข้างเคียงขณะทำการก่อสร้าง

จากการรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของอาคารบริเวณข้างเคียงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้าง ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1-3.5 เมื่อนำข้อมูลดังกล่าว มาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา และทำการสรุปผล จะเห็นถึงผลต่างของค่าการทรุดตัว (Differential Settlement) ขนาด และทิศทางการลาดเอียง (Order and Direction of Tilting) ของอาคาร ที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.25 ถึง 4.29 ซึ่งจากผลการตรวจสอบรอยร้าวอาคารข้างเคียงไม่เกิดการเสียหายแต่ประการใด ซึ่งตรงกับผลการวัดการเอียงตัวของอาคารซึ่งพบว่า ค่ามากที่สุดจะอยู่ในอัตรา 1:3,762 บริเวณอาคาร BS-002 ในขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งตรงกับคำแนะนำของ Burland et al (2001) ที่ไม่พบรอย crack เลยและผลการเอียงตัวน้อยกว่า 1:300



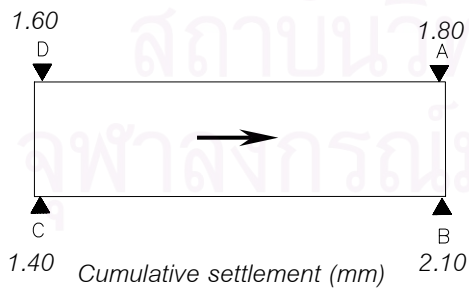
Order of tilting 1 : 171,400

Completed roof slab stage



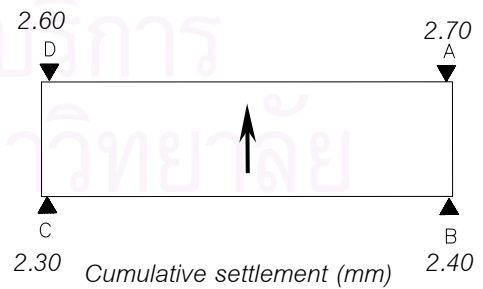
Order of tilting 1 : 179,800

Completed retail slab stage



Order of tilting 1 : 73,457

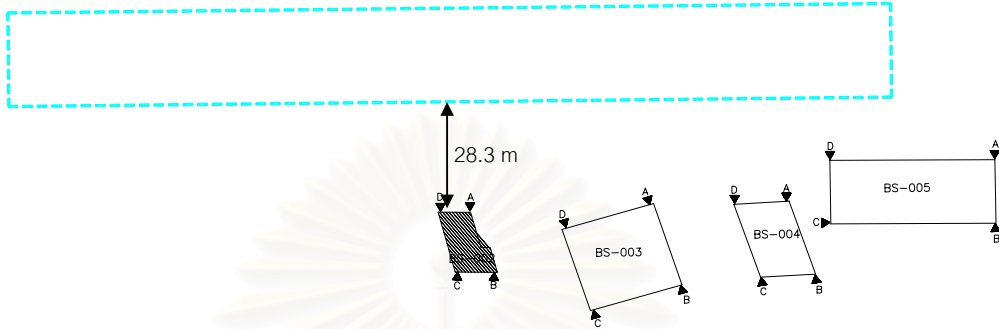
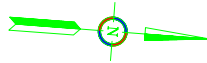
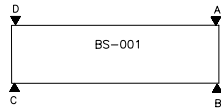
Completed concourse slab stage



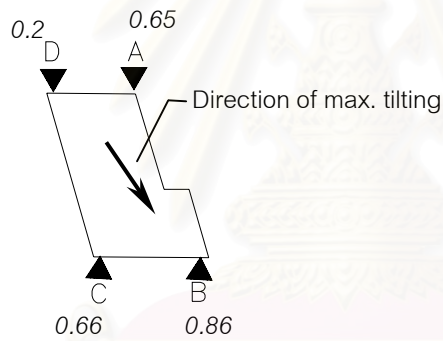
Order of tilting 1 : 134,850

Completed base slab stage

รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-001

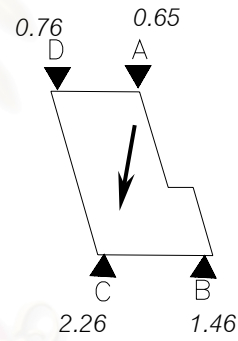


Cumulative settlement (mm)



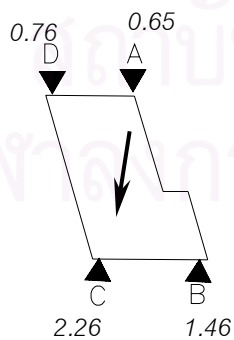
Order of tilting 1 : 32,090

Completed roof slab stage



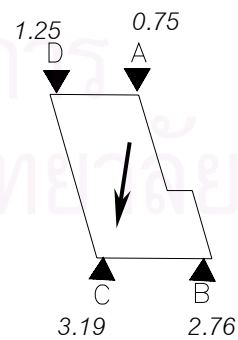
Order of tilting 1 : 9,938

Completed retail slab stage



Order of tilting 1 : 9,938

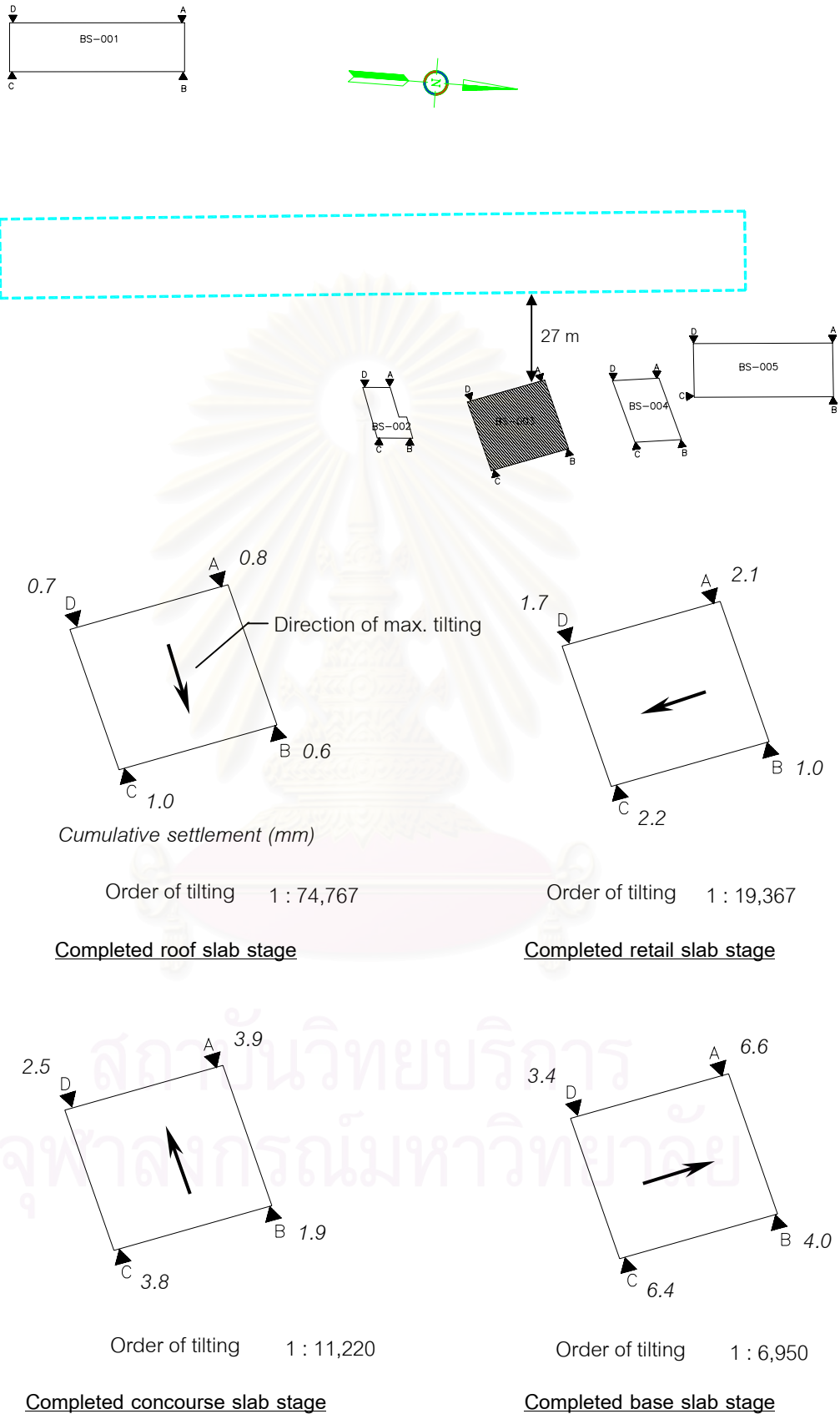
Completed concourse slab stage



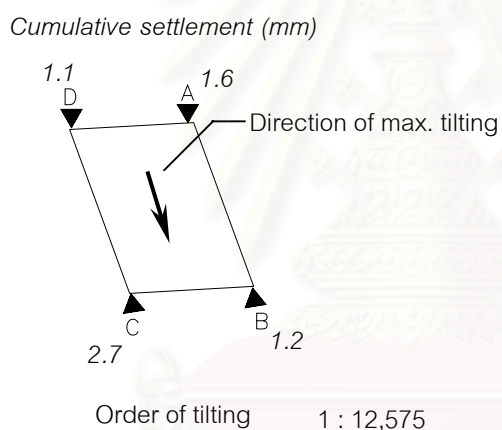
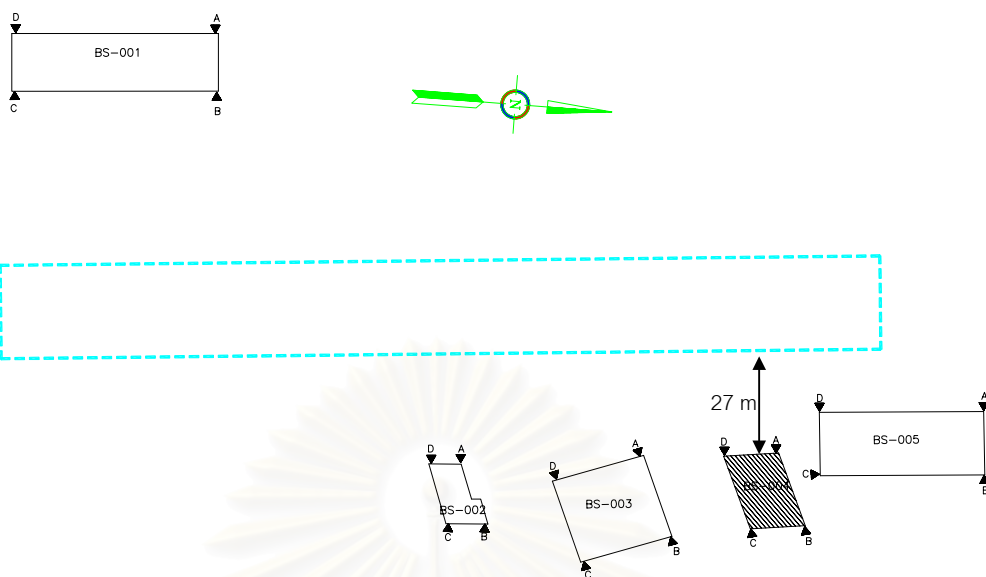
Order of tilting 1 : 3,762

Completed base slab stage

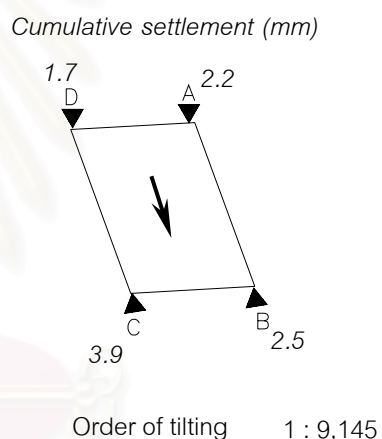
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-002



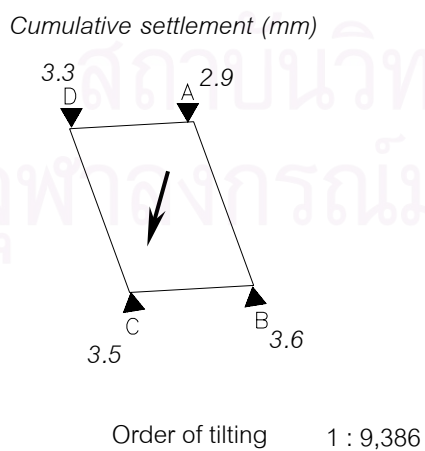
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-003



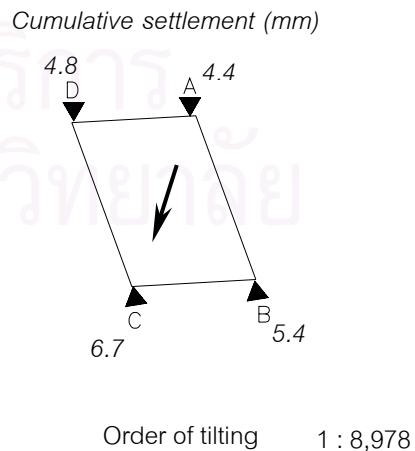
Completed roof slab stage



Completed retail slab stage

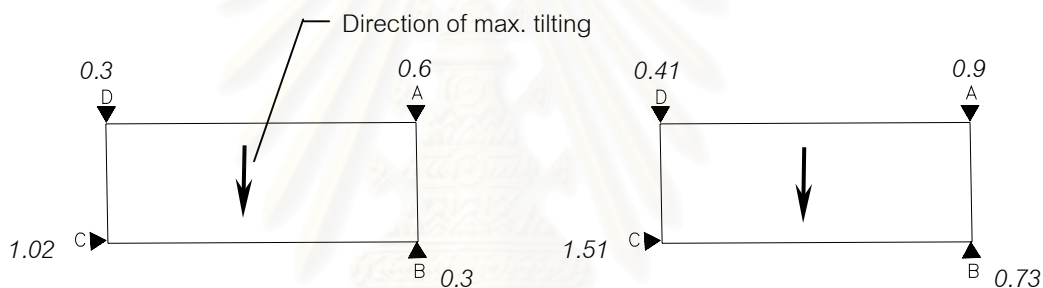
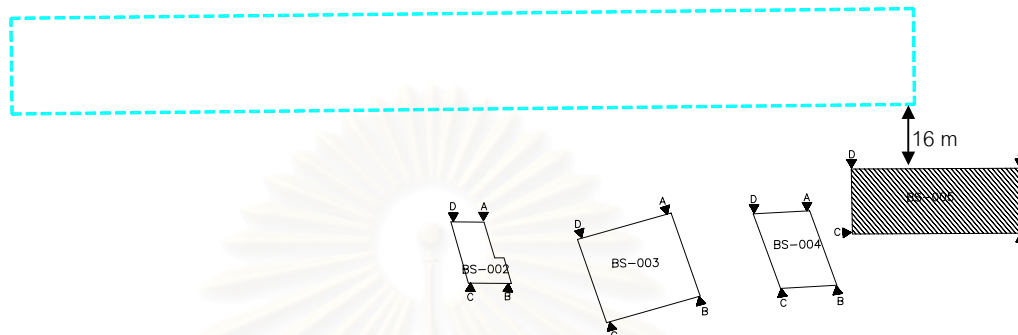
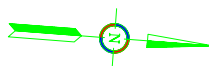
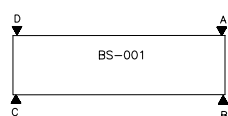


Completed concourse slab stage



Completed base slab stage

รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-004



Cumulative settlement (mm)

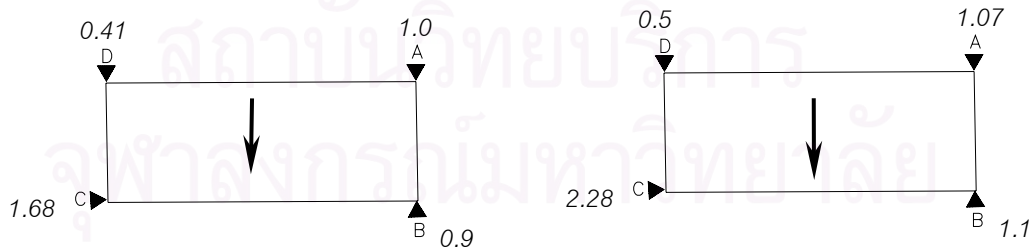
Cumulative settlement (mm)

Order of tilting 1 : 22,222

Order of tilting 1 : 14,545

Completed roof slab stage

Completed retail slab stage



Cumulative settlement (mm)

Cumulative settlement (mm)

Order of tilting 1 : 12,598

Order of tilting 1 : 8,990

Completed concourse slab stage

Completed base slab stage

รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวและความเอียงของอาคาร BS-005

บทที่ 5

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิเคราะห์

5.1.1 จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และดินในบริเวณรอบข้างจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา โดยใช้วิธี Finite Element ซึ่งกำหนดสมมติฐานให้ปัญหาที่ทำการวิเคราะห์มีลักษณะเป็น 2 มิติ และจำลองพฤติกรรมโดยแบบจำลองของ Mohr-Coulomb เปรียบเทียบกับข้อมูลที่ได้จากการวัดจริงในสนามพบว่า การประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน (ไดอะแฟรมวอลล์) ด้วยวิธี FEM ได้ค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามในขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้างคือเมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้าง Base slab ส่วนในขั้นตอนระหว่างการก่อสร้าง เช่น ขั้นตอนการก่อสร้าง Roof slab, Retail slab และ Concourse slab ค่าที่ได้จาก FEM จะแตกต่างจากผลการตรวจวัด

5.1.2 ผลกระทบเนื่องจากการเจาะอุโมงค์ผ่านผนังสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ พบว่ามีผลกระทบน้อยมาก

5.1.3 จากการวิเคราะห์การทรุดตัวและการเอียงตัวของอาคารบริเวณข้างเคียงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา จะพบว่าขนาดของการทรุดตัวและการเอียงของอาคารจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่างที่ควรนำมาประกอบกัน เช่น ขนาดของอาคาร ระยะห่างระหว่างตัวอาคารกับจุดก่อสร้าง ลักษณะรูปแบบของฐานรากอาคาร และระยะเวลาในการก่อสร้าง จากการศึกษาพบว่า ค่าการเอียงตัวของอาคารที่มีค่ามากที่สุดคืออัตรา 1:3,762 ในขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินรัชดา ซึ่งเป็นค่าน้อยมากและไม่ก่อให้เกิดผลเสียหายต่อโครงสร้างแต่ประการใด

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

ในปัจจุบันโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่มักเป็นที่สนใจและถูกจับตามองจากผู้คนรอบข้างและผู้ที่เกี่ยวข้องมากขึ้น ประกอบกับเริ่มมีการบังคับใช้พระราชบัญญัติสิ่งแวดล้อมในโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ ทำให้รายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อม (Environmental Impact Assessment, EIA) กลายเป็นสิ่งสำคัญอย่างหนึ่งในการประเมินความเหมาะสมของโครงการเบื้องต้น

ในอนาคตอันใกล้การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากงานก่อสร้างใต้ดิน (Risk Damage Assessment due to Underground Construction) จะกลายเป็นส่วนหนึ่งของรายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อมที่สำคัญยิ่งในโครงการก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นเพียงพื้นฐานส่วนหนึ่งของการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากงานก่อสร้างใต้ดิน ซึ่งการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากงานก่อสร้างใต้ดินที่ได้มีรูปแบบนั้น ต้องอาศัยองค์ความรู้และข้อมูลอีกหลายด้านและหลายๆโครงการมาประกอบ เพื่อให้ครอบคลุมถึงความเสียหายต่างๆที่อาจจะเกิดขึ้นในงานก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ที่จะเกิดขึ้นในอนาคต



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ธีรพันธ์ ภูมิรัตนประพิณ. พฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินในการก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดิน,
วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.
- วันชัย เทพรักษ์. การออกแบบระบบค้ำยันเข็มพืดสำหรับงานขุดดินลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ,
การสัมมนาทางวิชาการและทัศนศึกษาเรื่องประสบการณ์การก่อสร้างห้องใต้ดินลึกในดิน
เหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, วสท., 2539.
- วันชัย เทพรักษ์. ระบบค้ำยันเข็มพืด, การอบรมทางวิชาการเรื่องฐานรากและโครงสร้างใต้ดิน
รุ่นที่ 2, 2543.
- วันชัย เทพรักษ์. พฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการออกแบบ
และก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในดินกรุงเทพฯ, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ,
2542.
- วีระนันท์ ปิตุปรกรณ์. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ดเพเนเทรชันเทสต์ใน
ชั้นดินกรุงเทพมหานคร, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิต
วิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
- ศิริมาศ วิเศษศรี. พฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานขุดค้ำยันในดินเหนียวอ่อน
กรุงเทพฯ, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2541.
- สุรจักร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย,
2540.

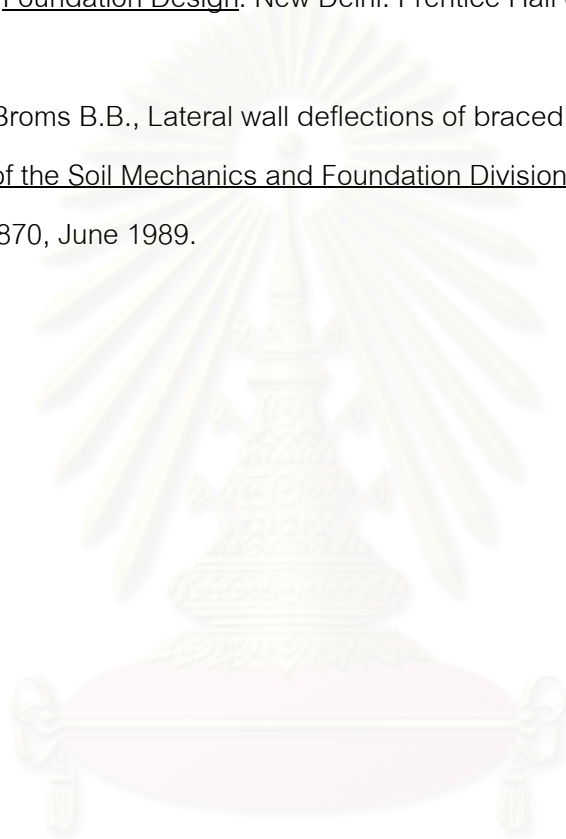
ภาษาอังกฤษ

- Alpan, I. The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{or} , Soil and Foundation,
Vol. III, No. 1, 1967.
- Bjerrum, L., and Eide, O., Stability of Struttred Excavations in Clay, Geotechnical, 6(1),
pp. 32-47, 1956.
- Bjerrum, L., Embankments of Soft Ground, State of Art Report, Proc. ASCE Special Conf.
on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, 1972.
- Braja, M. Das. Principles of Geotechnical Engineering. 4th Edition, (n.p.): 1995.

- Brinkgreve, R. and Brand, P.A. Application of PLAXIS for soil and rock plasticity.
Short Course Numerical Analysis in Geotechnical Engineering, AIT. 1996.
- Brooker, Elmer W., and H.O. Ireland, Earth Pressure at Rest Related to Stress History,
Canadian Geotechnical Jour., Vol. 11, No. 1, 1965.
- Burland, J.B., Standing, J.R., and Jardine, F.M., Assessing the Risk of Building Damage
due to Tunnelling – Lessons from the Jubilee Line Extension, London,
Geotechnical Engineering, Ho & Li (Eds.), pp.17-44, 2001.
- Duncan, J.M., and Buchigani, A.L., An Engineering Manual for Settlement Studies,
Geotech. Eng. Report, Dept. of Civil Eng., University of California at Berkeley.
1976.
- Duncan, J.M., et al., Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite
Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses, Geotech. Engrg.
Res. Rept., No. VCB/GT/80-01, Univ. of California, Berkeley, 1980.
- D.G. Lin, N.H. Boon and A.S. Balasubramaniam. A Numerical Analysis of Top-Down
Deep Excavation in Metropolitan Taipei. Civil and Environmental Engineering
Conference, Bangkok, Thailand, Nov. 1999.
- Eide, O. and Holmberg, S., Test Fills to Failure on the Soft Bangkok Clay, Norwegian
Geotechnical Institute Pub. NR. 95, 1972.
- Finno, R.J. and Nerby S.M., Saturated clay response during braced cut construction,
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 115,
pp. 1065-1084, May-Aug 1989.
- Jaky, J., The Coefficient of Earth Pressure at Rest, Journal of the Society of Hungarian
Architects and Engineers, Vol. 7, pp. 355-358, 1944.
- Ladd, C.C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G., Stress Deformation
and Strength Characteristic. In Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and
Foundation Engineering., Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- Mana A.I. and Clough G.W., Prediction of movement for braced cuts in clay, Journal of
the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 107, pp. 759-777,
June 1981.

- Massarsch, K.R., Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay, Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England, Vol. 2, pp. 245-250, 1979.
- NAVFAC DM-7. Design Manual Soil Mechanics Foundations and Earth Structures, Department of The Navy, Naval Facilities Engineering Command, 1982.
- O' Rouke, T.D., Ground Movements caused by Braced Excavations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No GT9, pp. 1159-1178, 1981.
- Palmer, J.H.L. and Kenney, T.C., Analytical of Braced Excavation in Weak Clay, Canadian Geotech. J.9, pp. 145-164, 1972.
- Peck R.B., Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, State of the Art Report, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp.225-290, 1969.
- Peck, Hanson, and Thornburn, Foundation Engineering, John Wiley, 1973.
- Schmidt, B., Discussion of Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 4, 1966.
- Sower B.G., Introductory Soil Mechanics and Foundation, Macillan Co., Ltd., 1979.
- Stroud M.A., The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation, Proc. ICE Conf. On Penetration Testing in the UK., Birmingham, 1989.
- Tanseng, P. Instrumented Deep Excavations in Bangkok Subsoils, M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, April 1997.
- Teng, Wayne C., Foundation Design, Prentice-Hall, 1980.
- Teparaksa W. and Tatsananipan N., Performance of Shot Embedded Diaphragm Wall for Deep Excavation in Bangkok Subsoils, Proc 4th Int. Conf. On Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, USA, 1998.
- Teparaksa W., Tatsananipan N. and Tanseng P., Analysis of Lateral Wall Movement for Deep Braced Excavation in Bangkok Subsoil, Civil & Env. Engineering Conference, New Frontier & Challenger, AIT, Bangkok, 1999.
- Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, pp. 189-194, 1943.

- Terzaghi, K., and Peck, R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., Wiley, New York, 1967.
- TPEC., Geotechnical and Material Survey for Railway Extension from Sattahip to Rayong, Reported Submitted to State Railway of Thailand, 1985.
- Tschebotarioff, G.P., Foundation Retaining and Earth Structures, (n.p.): 1973.
- T. William Lambe and Robert V. Whitman. Soil Mechanics. SI Version, 1979.
- Wayne C. Teng. Foundation Design. New Delhi: Prentice Hall of India Private Limited, 1981.
- Wong K.S. and Broms B.B., Lateral wall deflections of braced excavations in clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 115, pp. 853-870, June 1989.

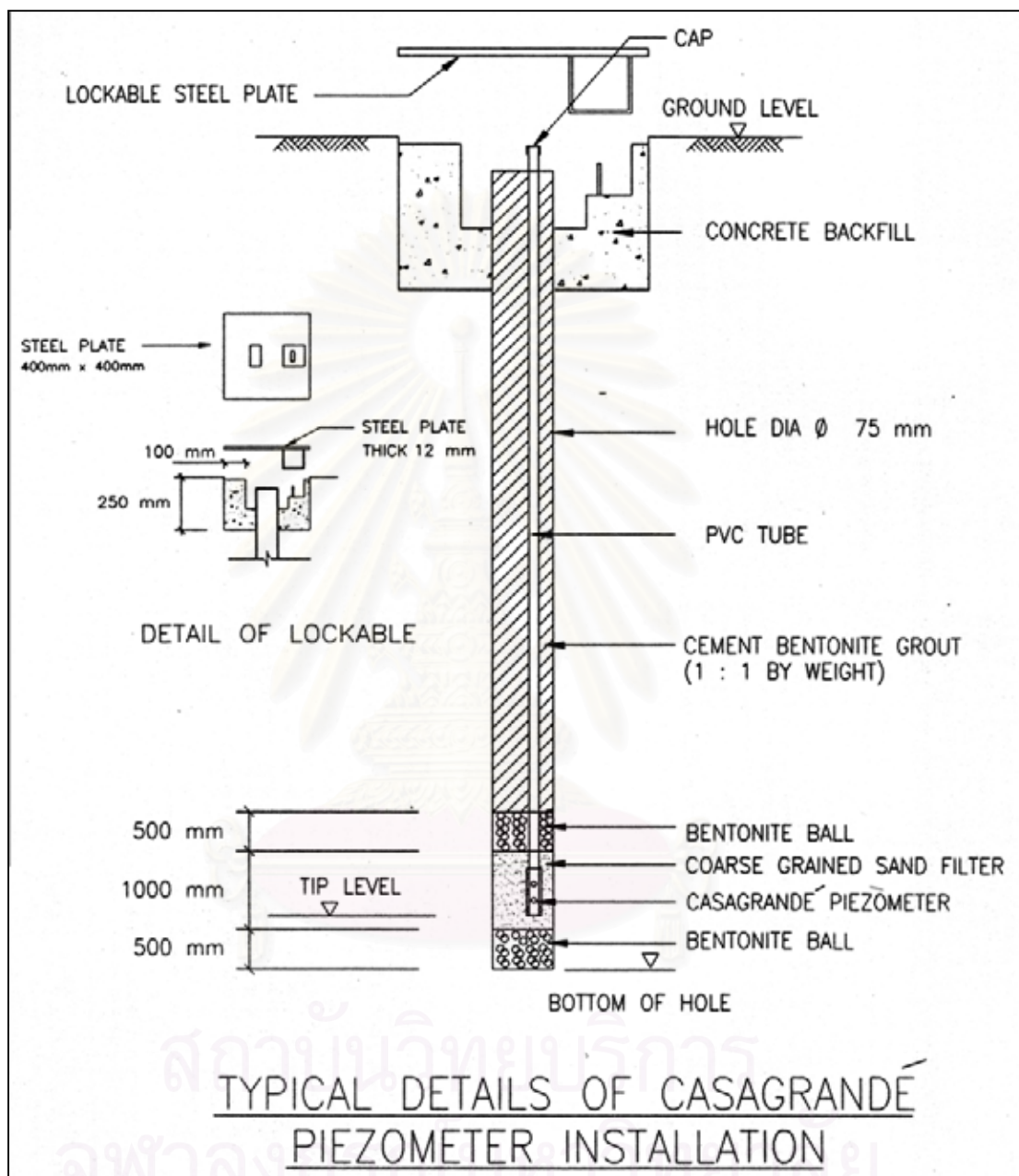


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

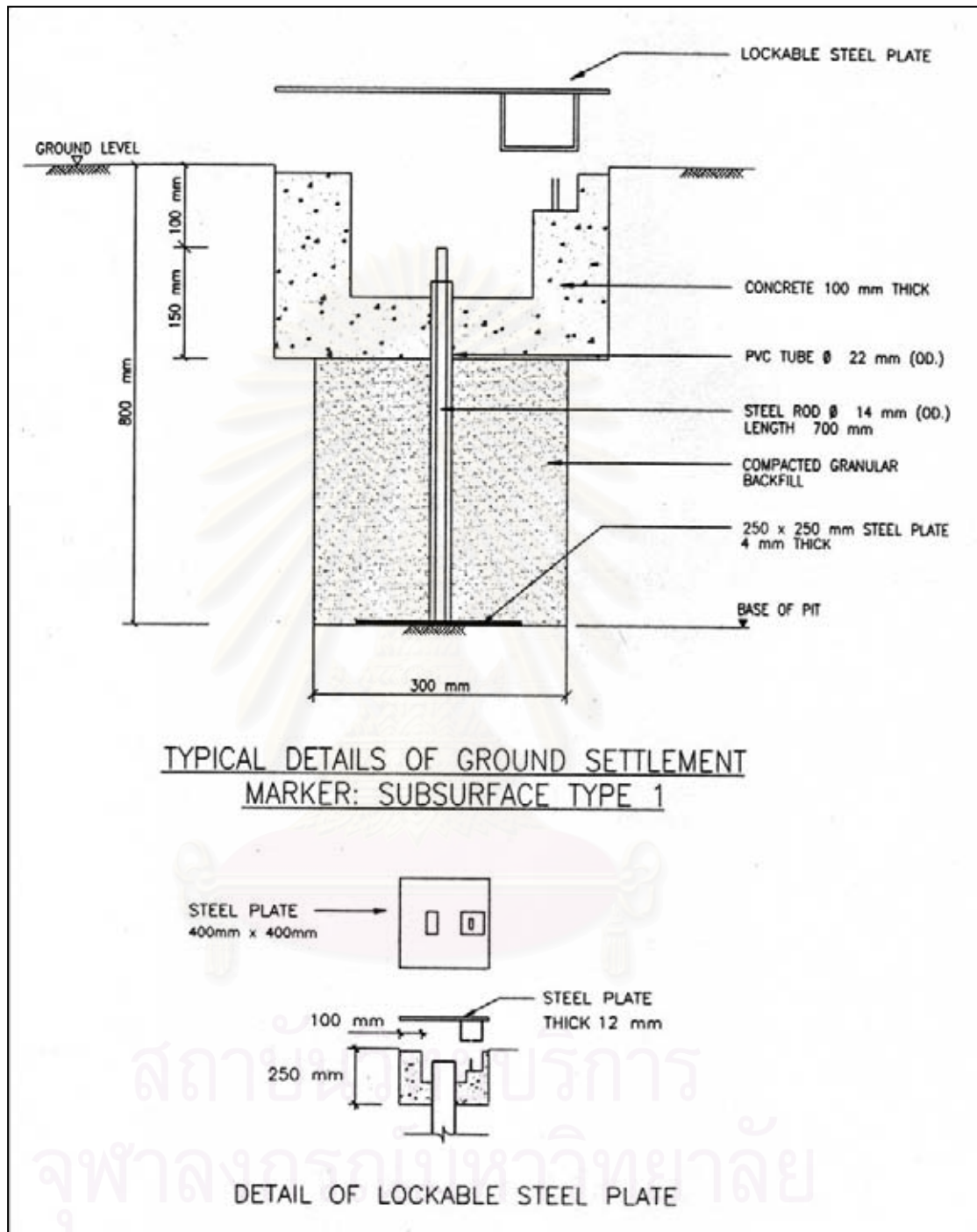


ภาคผนวก

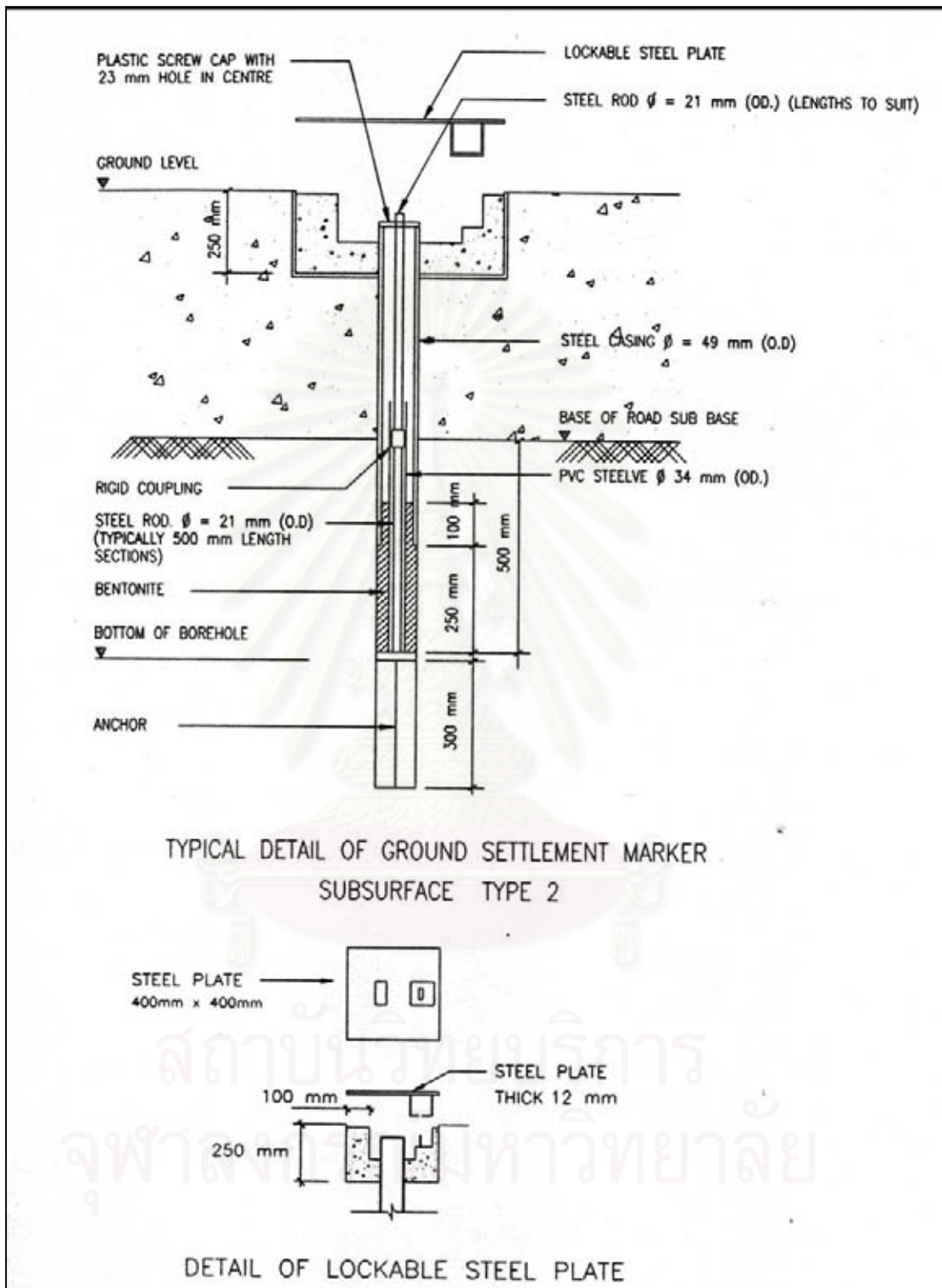
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



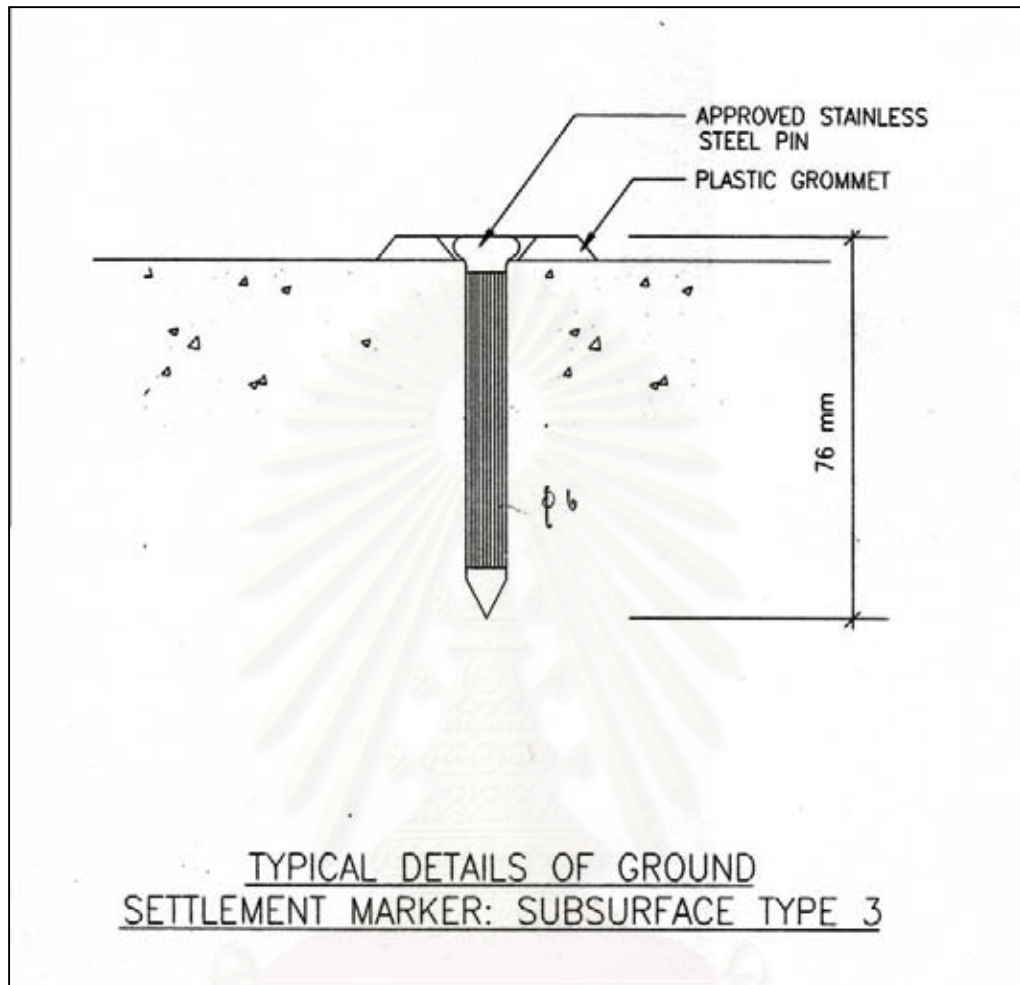
รูปที่ 1 รายละเอียดการติดตั้ง Casagrande Piezometer



รูปที่ 2 รายละเอียดการติดตั้ง Ground Settlement Marker Type 1

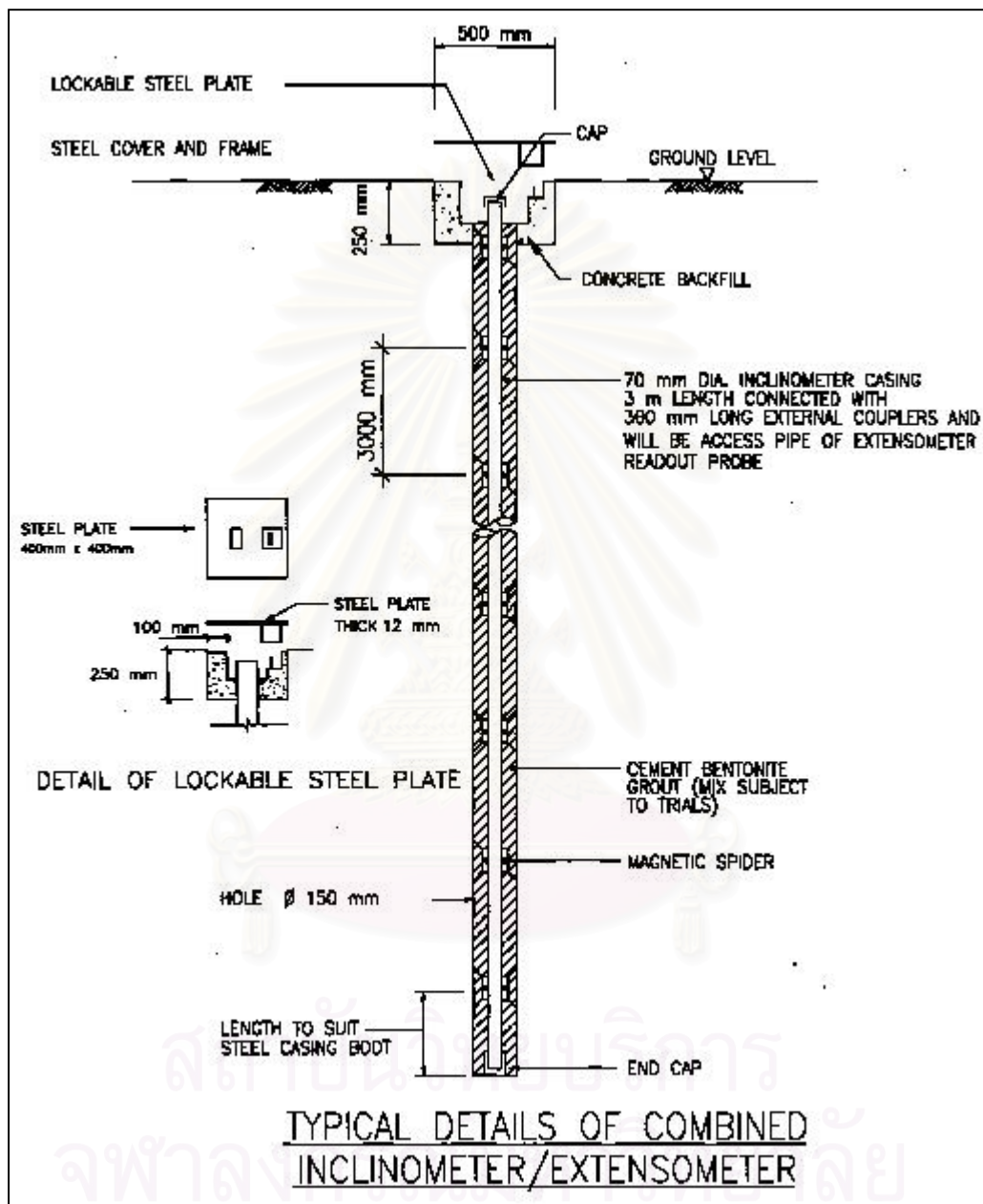


รูปที่ 3 รายละเอียดการติดตั้ง Ground Settlement Marker Type 2

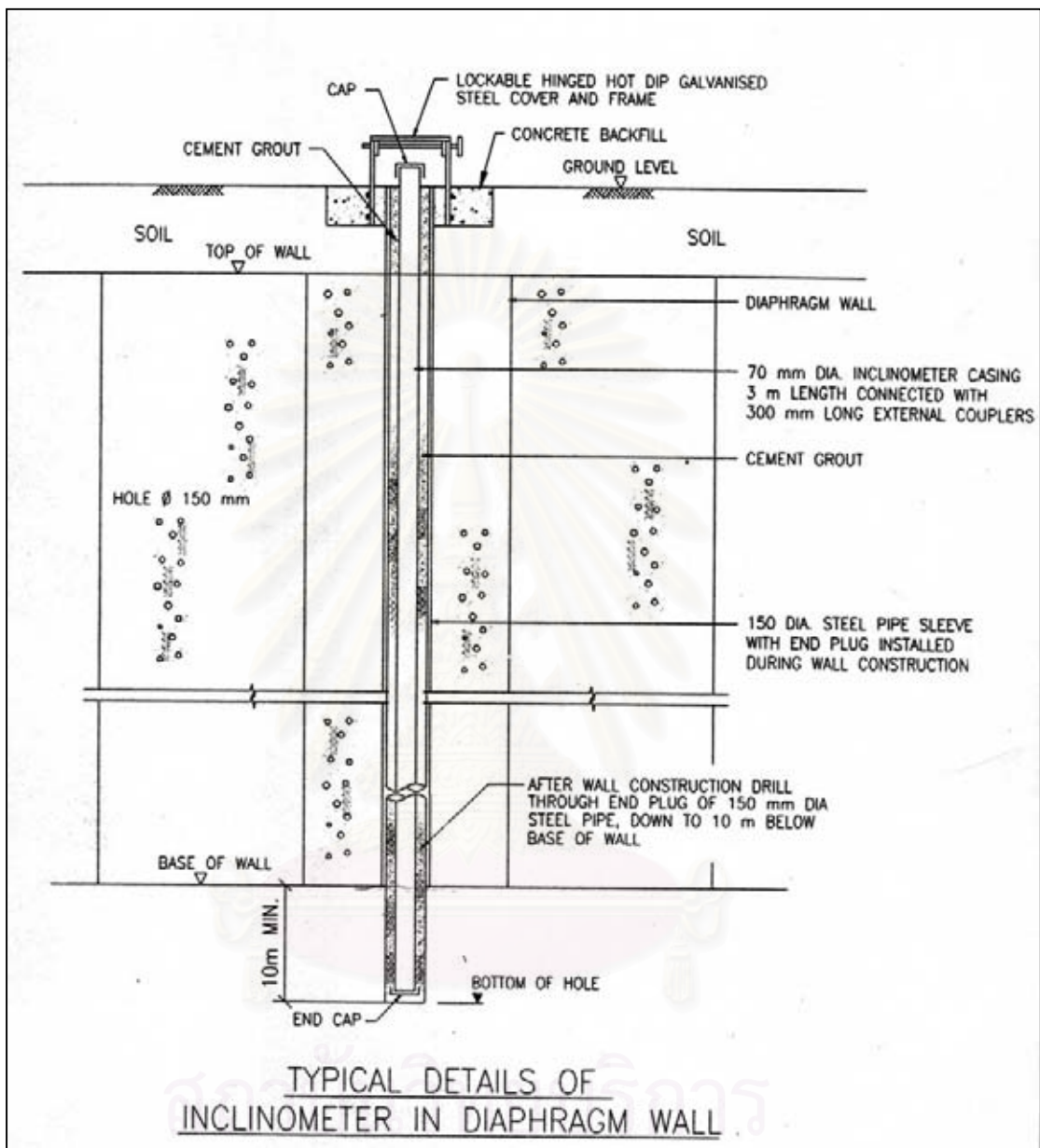


รูปที่ 4 รายละเอียดการติดตั้ง Ground Settlement Marker Type 3

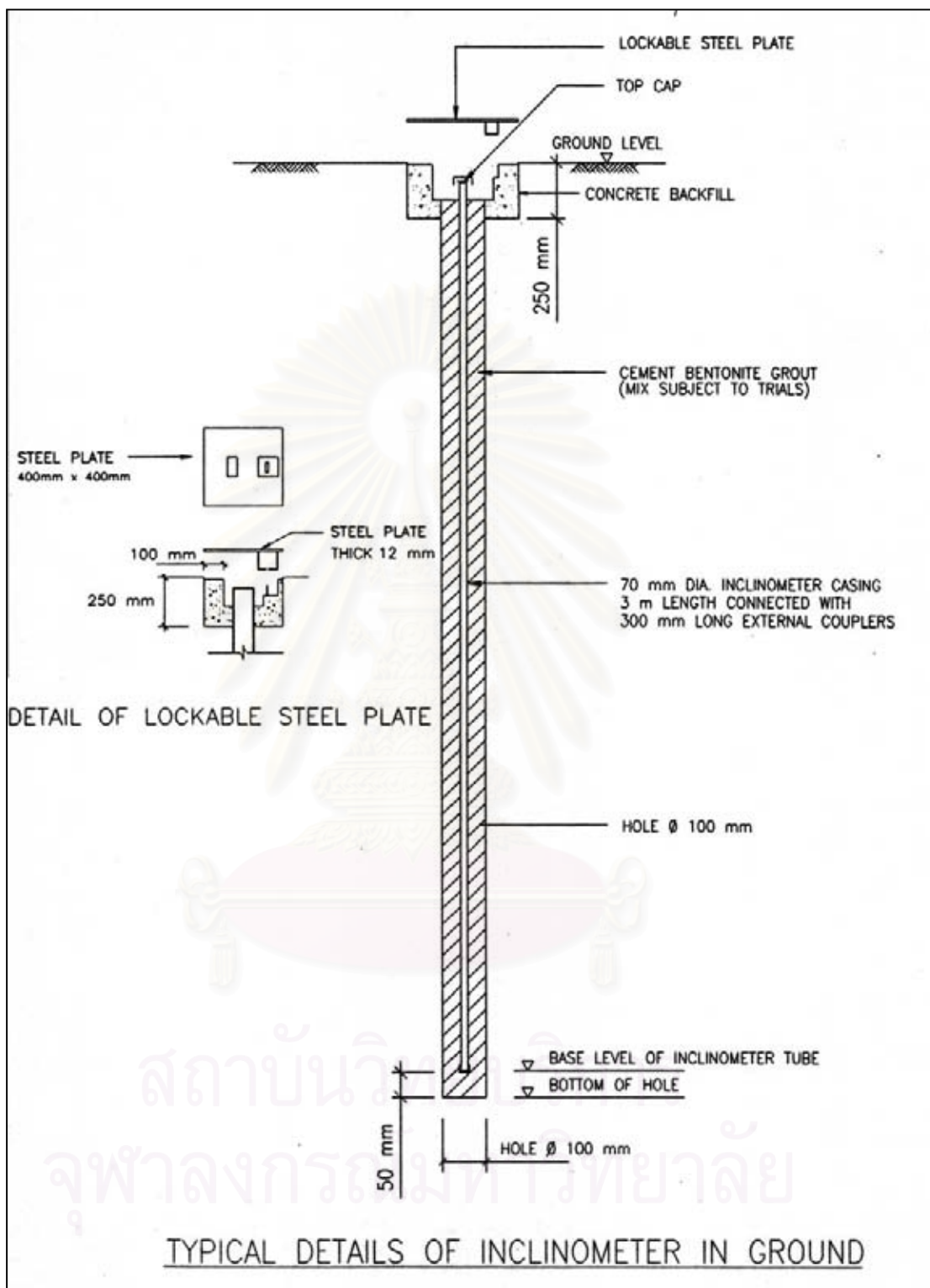
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



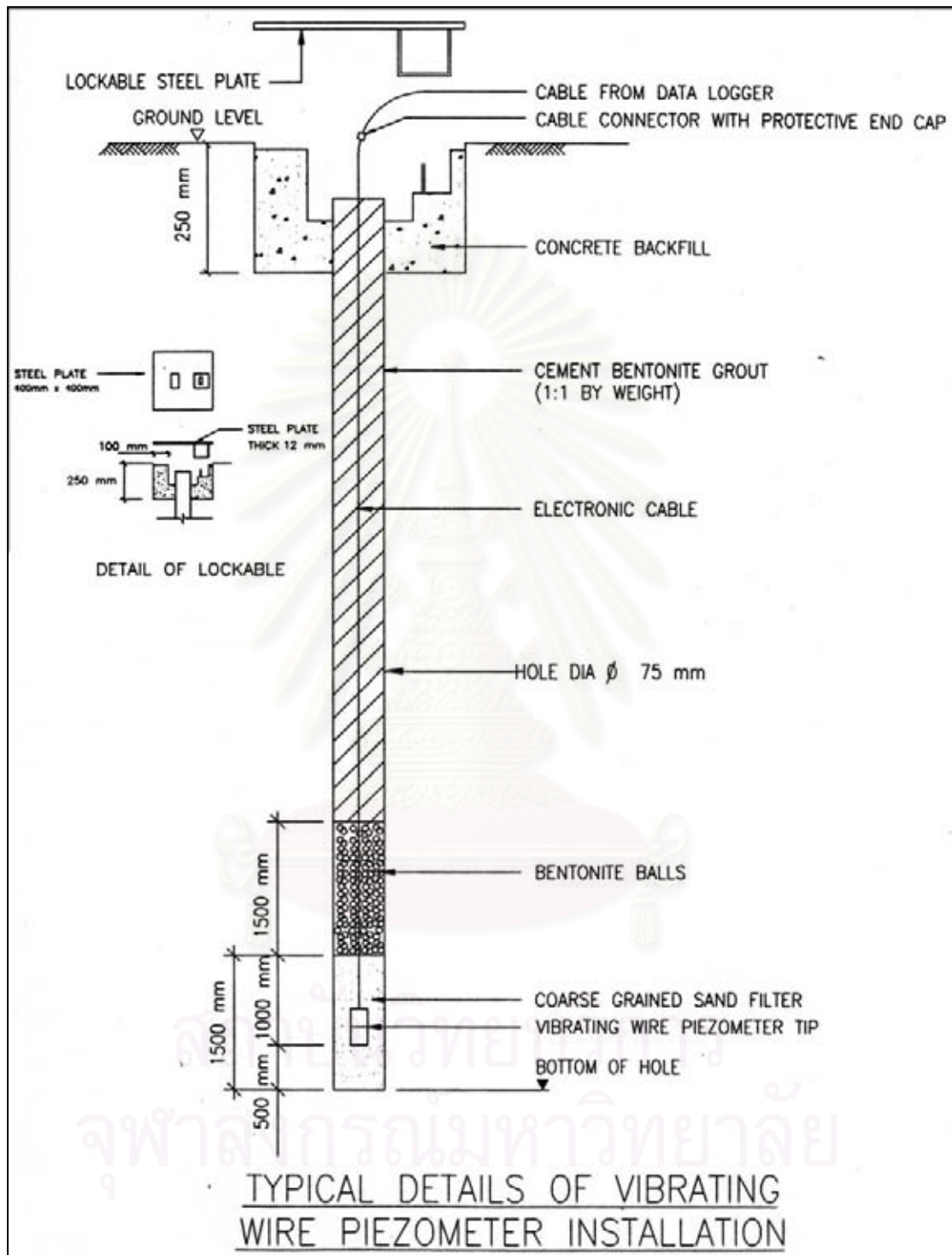
รูปที่ 5 รายละเอียดการติดตั้ง Combined Inclinometer / Extensometer



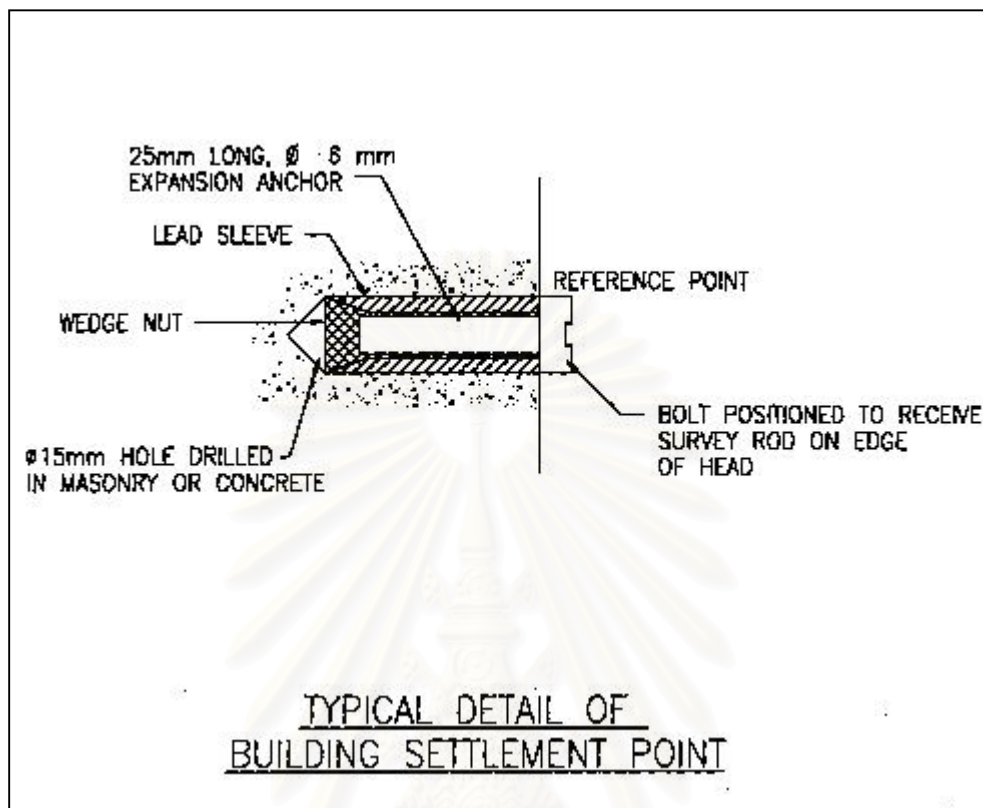
รูปที่ 6 รายละเอียดการติดตั้ง Inclinator in Diaphragm Wall



รูปที่ 7 รายละเอียดการติดตั้ง Inclinometer in Ground



รูปที่ 8 รายละเอียดการติดตั้ง Vibrating Wire Piezometer



รูปที่ 9 รายละเอียดการติดตั้ง Building Settlement Point

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้วิจัย

นาย ประลองยุทธ์ กสิวงศ์ เกิดวันที่ 5 พฤศจิกายน พ.ศ. 2520 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี เมื่อปีการศึกษา 2542 จากนั้นเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ด้านการทำงานเข้ารับราชการที่กรมทางหลวงเมื่อวันที่ 15 กรกฎาคม 2545



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย