

การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากกรณีศึกษาอุโมงค์ฝั่งน้ำ

เขตอุตสาหกรรมตะวันออก

STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL  
CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING



ปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2552

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ

ขนานถนนวงแหวนตะวันออก

STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL

CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING



T111636

นายธนัฐ เจริญอารีย์

นายสุนทร แซ่อู้ง

นายกิตติพัทธ์ แซ่เบ๊

มฟ.  
ค 265ก  
2552

เลขหมู่.....  
เลขทะเบียน.....**111636**  
วัน,เดือน,ปี.....**20 S.A. 2553**

b.....**12278 567**  
i.....

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

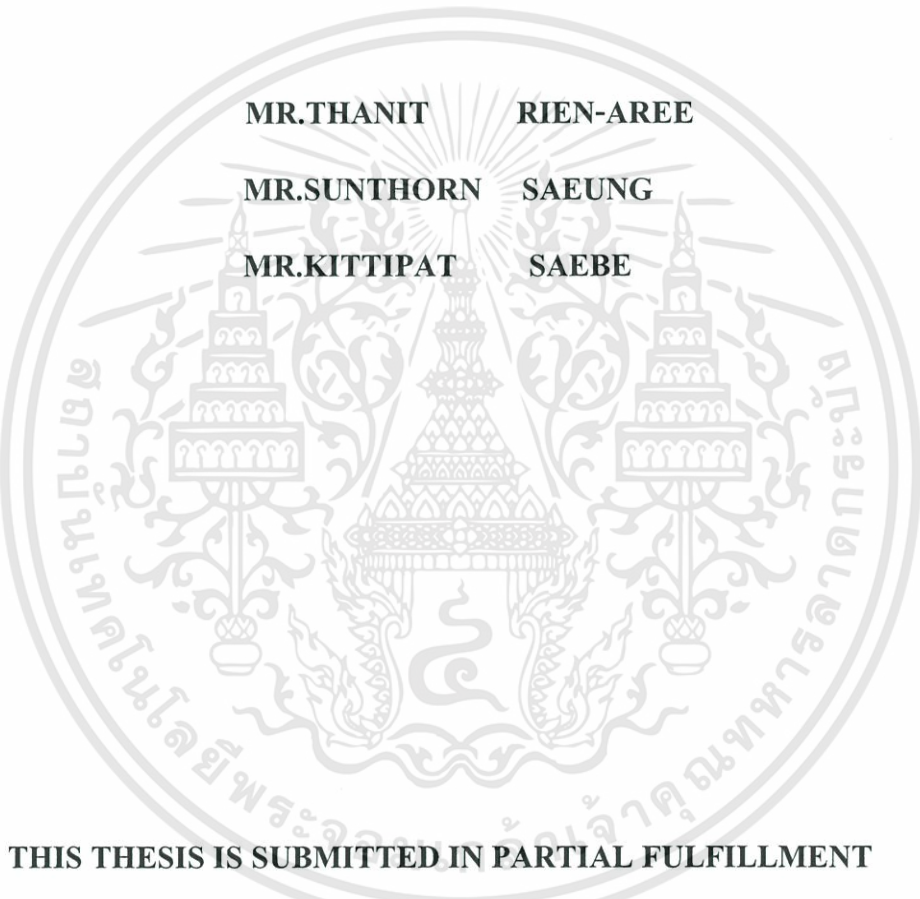
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2552

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL  
CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING**

**MR.THANIT RIEN-AREE  
MR.SUNTHORN SAEUNG  
MR.KITTIPAT SAEBE**





**THIS THESIS IS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF  
BACHELOR OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG  
ACADEMIC YEAR 2009**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อ โครงการพิเศษ การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ  
ขนานถนนวงแหวนตะวันออก  
STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL  
CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING

นักศึกษา นายธนินธุ์ เหมยญอริย์ รหัสประจำตัว 49010367  
นายสุนทร แซ่อู่ง รหัสประจำตัว 49011074  
นายกิตติพิศ แซ่เป้ รหัสประจำตัว 49012334  
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา  
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
ผศ.สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญพุกกะญ์	

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์)

ประธานสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ.

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ  
ขนานถนนวงแหวนตะวันออก

STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL  
CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING

นักศึกษา นายธนินธุ์ เกรียงอารีย์

นายสุนทร แซ่อูง

นายกิตติพัฒน์ แซ่เบ๊

อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

ระดับการศึกษา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2552

## บทคัดย่อ

โครงการศึกษานี้ศึกษาการเคลื่อนตัวของดิน เนื่องจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก ระยะทางทั้งสิ้น 5.3 กิโลเมตร ขนาดของอุโมงค์มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3.75 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 3.2 เมตร วางตัวอยู่ที่ระดับลึก 18 เมตรจากผิวดิน โครงการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายสภาพดินมีความสม่ำเสมอมีแนวเส้นทางเพียงบางส่วนที่พบชั้นทรายอยู่ตื้นกว่า 16 เมตรจากผิวดิน จากค่าของการเคลื่อนตัวของผิวดินด้านบนในแนวตัดขวาง ในแนวเดียวกันกับอุโมงค์ โดยนำการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างของอุโมงค์มาเปรียบเทียบกับสมการการเคลื่อนตัวของ Peck(1969), Atterwell and woodman (1982), Veruijt and Booker (1996), Loganathan and Poulos (1998, 1999) และทฤษฎีไฟไนต์เอลิเมนต์ ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นพบว่า การเคลื่อนตัวของดินเมื่อเปรียบเทียบกับสมการการเคลื่อนตัวแล้วสามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้ในการวิเคราะห์ดินในเงื่อนไขลักษณะดินของโครงการนี้ เมื่อวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีไฟไนต์เอลิเมนต์ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์นั้น มีค่าใกล้เคียงกับผลที่ตรวจวัดได้จริง และใกล้เคียงกับสมการที่ใช้วิเคราะห์การทรุดตัว

Project Title                   STUDY OF GROUND MOVEMENT WITH TUNNEL  
CONSTRUCTION IN EAST OUTER RING

Student                         Mr.Thanit           Rien-aree  
                                      Mr.Sunthorn       Sae Ung  
                                      Mr.Kittipat        Sae Be

Project Adviser               Assoc.Prof.Dr.Suchatvee Suwansawat

Level of Study                Bachelor of Engineering

Department                  Civil

Year                            2009

## ABSTRACT

This special project studied to tunnel movement of Metropolitan Waterworks Authority (MWA) project. The tunnel diameter is 3.75, 3.20 meter, respectively, that at depth 18 meter from surface. For geological this project was constructed in stiff clay and silty sand that same as all project. However, some part of tunnel construction in only silty sand layer at depth 16 meter from surface. From Settlement Array, Settlement line and point of inclinometer use to compare with movement of soil equation Peck(1969), Atterwell and woodman(1982), Veruijt and Booker (1996), Loganathan and Poulos(1998, 1999) and analysis by Finite Element. The result of soil movement as show soil equation applied for this case study. For Finite Element analysis have soil movement nearly the soil movement that analysis by soil equation with filed monitoring.

# กิตติกรรมประกาศ

ทางคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษขอกราบขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ อีกทั้งท่านยังได้สละเวลาอันมีค่าที่ได้ให้คำปรึกษา คำแนะนำ และข้อคิดเห็นต่างๆ จนทำให้โครงการพิเศษนี้ได้รับบรรลุวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ผศ.สุพจน์ ศรีนิล, ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤษ์ และ อ.อุษะ ศิริแก้ว ซึ่งเป็นกรรมการคุมสอบ โครงการพิเศษนี้ ที่ได้ให้คำแนะนำและข้อคิดเห็นที่มีประโยชน์ต่อการทำโครงการพิเศษนี้

ขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ในด้านวิศวกรรม ทำให้สามารถนำความรู้มาประยุกต์ใช้ในโครงการพิเศษ ได้เป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณ บิดามารดา ที่ให้การเลี้ยงดู ดูแลเอาใจใส่ และคอยเป็นกำลังใจให้ ตลอดเวลาเสมอมา ตลอดจนพี่ๆ เพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ ตลอดเวลาที่ทำโครงการพิเศษฉบับนี้

ขอขอบพระคุณ พี่ๆ ทุกคนในบริษัท D2 CONSULT ASIA ที่ให้ความช่วยเหลือในทุกๆ เรื่อง ทุกๆ สิ่ง ทกๆ อย่าง ตลอดเวลาที่ทำโครงการพิเศษฉบับนี้

สุดท้ายนี้ทางผู้จัดทำโครงการพิเศษฉบับนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่าโครงการฉบับนี้จะเป็นแนวทางในการป้องกันและแก้ไขผลกระทบที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์หรือนำไปใช้เพื่ออ้างอิง

นายธนินธุ์ เหมัญญารีย์

นายสุนทร แซ่อูง

นายกิตติพัทธ์ แซ่เบ๊

ผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน (ภาษาไทย)	ก
	ปกใน (ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอำนวยการ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ญ
	สารบัญรูป	ฎ
1	บทนำ	1
	1.1. กล่าวนำ	1
	1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา	2
	1.4. ขอบเขตของการศึกษาโครงการพิเศษ	2
	1.5. วิธีการที่ใช้ในการดำเนินการศึกษาโครงการพิเศษ	3
	1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการศึกษาโครงการพิเศษ	3
2	วรรณกรรมปริทัศน์	4
	2.1. กล่าวนำ	4
	2.2. ปัญหาการสูญเสียมวลดิน	4
	2.3. Stochastic and Empirical Methods	8
	2.3.1. Peck (1969)	8
	2.3.2. Attewell and woodman	10
	2.4. วิธีการใช้สมการเชิงวิเคราะห์	13
	2.4.1. Verruijt and Booker (1996)	13

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.4.2. Loganathan and Pouls (1998,1999)	15
	2.5. วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์	26
	2.6. ประโยชน์จากการทบทวนวรรณกรรม	31
3	หัวข้อเจาะอุโมงค์	32
	3.1. กล่าวนำ	32
	3.2. การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวข้อเจาะ	32
	3.3. ชนิดของหัวข้อเจาะ	32
	3.3.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)	35
	3.3.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)	35
	3.3.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines)	39
	3.3.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines)	40
	3.3.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)	40
	3.3.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines)	41
	3.4. กล่าวนำ	43
	3.5. เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ	43
	3.6. ประเภทของการตรวจวัด	43
	3.6.1 อุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ	43
	3.6.2 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับดิน	44
	3.6.3 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน	44
	3.7. การเก็บและแปลผลข้อมูล	46
	3.8. รายละเอียดเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค	46
	3.8.1 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง	46
	3.8.1.1 ส่วนประกอบ	50
	3.8.1.2 การทำงาน	53

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.8.1.3 การเก็บและการวัดค่าข้อมูล	55
	3.8.1.4 การอ่านค่าในแต่ละตำแหน่ง	56
	3.8.1.5 วิธีการวัด	56
	3.8.1.6 การติดตั้ง Inclinator casing	57
	3.8.1.7 การติดตั้งในสนาม	58
	3.8.1.8 การติดตั้งในหลุมเจาะ	58
	3.8.1.9 การอ่านค่าจากเครื่อง Digitilt datamate	60
	3.8.1.10 การนำข้อมูลที่ได้อ่านมาแปลผลและนำเสนอในรูปแบบกราฟ	61
	3.8.2 หมุดวัดการทรุดตัวของระดับผิวดินขนานอุโมงค์	63
	3.8.3 หมุดวัดการทรุดตัวของบนผิวดินเป็นแนวขวาง	65
4	ข้อมูลการเคลื่อนตัวและการวิเคราะห์	67
	4.1. กล่าวนำ	67
	4.2. การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะ	67
	4.3. ชนิดของหัวเจาะ	134
	4.4. สรุปการเคลื่อนตัวจากโครงการนี้	135
5	ปัญหาและวิธีการแก้ไข	137
	5.1. กล่าวนำ	137
	5.2. ปัญหาที่พบ	137
	5.3. วิธีการป้องกันและแก้ไข	138
	บรรณานุกรม	143

# สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
3.1.	การแบ่งประเภทของหัวข้อเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า (Suwansawat,2002)	33



# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1.	การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ	5
2.2.	การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ	6
2.3.	การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ	7
2.4.	การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน	7
2.5.	การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ	8
2.6.	ลักษณะของกราฟและรายละเอียดของการทรุดตัวตามแนวขวาง	9
2.7.	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $i$ กับค่า $z$ ในสภาพชั้นดินที่ต่างกัน (Peck, 1969)	10
2.8.	การเคลื่อนตัวตามแนวยาวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะด้านหัวเจาะ	11
2.9.	การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982)	11
2.10.	รูปแบบการสูญเสียมวลดินตามแนวยาว โดย Attewell and Woodman (1982)	13
2.11.	เทคนิคภาพเสมือน (Virtual image เสนอโดย Sagaseta, 1987)	14
2.12.	การสูญเสียมวลดินและการเสียรูปในแบบวงรี โดย Verruijt and Booker (1996)	15
2.13.	ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินแบบ Oval-Shaped รอบอุโมงค์	16
2.14.	การจำลองพฤติกรรมของการสูญเสียมวลดิน โดยการใช้ Gap parameter เสนอโดย Lee et al	17
2.15.	ช่องว่างทางกายภาพ (GAP)	18
2.16.	แรงดันที่เกิดขึ้นทางด้านหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะ	20
2.17.	รูปแบบของดินและขอบเงื่อนไขของการสูญเสียมวลดิน (Logangthan and Poulos, 1998)	22
2.18.	ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่เข้าสู่อุโมงค์	23
2.19.	รูปแบบของการเสียรูปของดินแบบวงรีรอบอุโมงค์ (Loganathan and Poulos, 1998)	23
2.20.	การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดย “Excavation elements” (Akagi and Komiya, 1996)	27
2.21.	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akagi and Komiya, 1996)	28

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1.	โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์	29
2.2.	การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong,2005)	30
2.3.	การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่าworkmanship ที่ถูกกำหนดโดยการสูญเสียมวลดินที่ ค่าต่างๆ(Chang-pyo Hong,2005)	30
2.4.	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong,2005)	31
3.1.	การค้ำยันผิวหน้าด้วยวิธีที่แตกต่างกัน (Maidl et al., 1996)	34
3.2.	ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)	36
3.3.	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (1:Face,2:Cutterhead, 3:Working Cha 4:Bulkhead,5: Thrust cylinder, 6: Screw conveyor, 7: Erector, 8: Segments) (Rehm,2006)	36
3.4.	EPB shield ใช้กับ โครงการ Singapore MRT	37
3.5.	ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)	37
3.6.	หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1. Cutterhead ,2. Bulkhead, 3. Air-cushion, 4. Submerged wall ,5. Slurry line, 6. Stone crusher ,7. Feeding Line, 8.Erector (Rehm,Herrenknecht,2006)	38
3.7.	หัวขุดเจาะแบบ Slurry ที่ใช้กับการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใน Mexico City (1969)	38
3.8.	ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	39
3.9.	กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	40
3.10.	หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)	41
3.11.	ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)	42
3.12.	แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับ การเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับ แรงดันดิน สมดุลและหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน	42
3.13.	แสดงสัญลักษณ์ของเครื่องมือต่างๆ	43
3.14.	ตำแหน่งของเครื่องมือในงานก่อสร้างอุโมงค์ขุดแล้วกลบ	44

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
3.15.	ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ตื้น	45
3.16.	ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ลึกในชั้นหิน	45
3.17.	วัดค่าการเคลื่อนตัวในบริเวณที่เกิดแรงเฉือน	48
3.18.	ตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินที่มีผลต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ความมั่นคงและระบบค้ำยัน	48
3.19.	ติดตามค่าเสถียรภาพและการเคลื่อนของดินด้านข้างเขื่อน	49
3.20.	ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินด้านหลังเขื่อน และการเคลื่อนตัวของคอนกรีตที่ด้านหน้า	50
3.21.	วัดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณที่เกิดแรงเฉือน	50
3.22.	แสดงส่วนประกอบของ Inclinator	51
3.23.	ตัวอย่าง Casing ชนิดต่างๆ	52
3.24.	แสดง Inclinator probe	52
3.25.	แสดง Readout unit	53
3.26.	Inclinator	54
3.27.	หลักการทำงานของ Inclinator	54
3.28.	แสดงการเบี่ยงตัวด้านข้าง	55
3.29.	ลักษณะของ O-ring	57
3.30.	การติดตั้งแบบ Grout Valve	59
3.31.	การติดตั้งแบบ Pre-Grouted Borehole	60
3.32.	แสดงทิศทางของ $A_0$ $A_{180}$ $B_0$ $B_{180}$	61
3.33.	การแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างโดยการ ใช้ Inclinator	62
3.34.	แสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์	62
3.35.	แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวขนานกับอุโมงค์	63
3.36.	ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker)	64
3.37.	แสดงระยะการทรุดตัวตามแนวยาวบนผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์	64

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
3.38.	แสดงการทรุดตัวของดินตามยาวบนผิวดิน (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน)	65
3.39.	แสดงการวัดการทรุดตัวของดินในแนวขวางกับตัวอุโมงค์	66
3.40.	แสดงผลการวัดค่าการทรุดบนผิวดินตามแนวขวางอุโมงค์ในรูปของกราฟ	66
4.1.	กราฟแสดงค่าแรงดันน้ำหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการกัมเมยของหัวเจาะ	69
4.2.	กราฟแสดงค่าแรงดันน้ำหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการกัมเมยของหัวเจาะ	70
4.3.	กราฟแสดงค่าแรงดันน้ำหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการกัมเมยของหัวเจาะ	71
4.4.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-11A-11G	72
4.5.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-12A-12G	73
4.6.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-13A-13G	74
4.7.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-16A-16G	75
4.8.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-17A-17G	76
4.9.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T2-17A-17E	77
4.10.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T2-18A-18G	78
4.11.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T2-19A-19G	79
4.12.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T2-25A-25D	80
4.13.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-11A-11E	81
4.14.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-12A-12E	82
4.15.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-14A-14F	83
4.16.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-15A-15G	84
4.17.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-18A-18F	85
4.18.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-19A-19G	86
4.19.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-20A-20G	87
4.20.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-23A-23G	88

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.21.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-24A-24F	89
4.22.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-25A-25G	90
4.23.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-28A-28G	91
4.24.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-1	92
4.25.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-2	93
4.26.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-3	94
4.27.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-4	95
4.28.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-5	96
4.29.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-1	97
4.30.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-2	98
4.31.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-3	99
4.32.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-4	100
4.33.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-5	101
4.34.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-6	102
4.35.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-1	103
4.36.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-2	104
4.37.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-3	105
4.38.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-4	106
4.39.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-5	107
4.40.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-6	108
4.41.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-7	109
4.42.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-8	110
4.43.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-9	111
4.44.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-10	112
4.45.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-11	113
4.46.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-12	114

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.47.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-13	115
4.48.	การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-14	116
4.49.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-11C	117
4.50.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-12C	118
4.51.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-13C	119
4.52.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-16D	120
4.53.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-17C	121
4.54.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-18D	122
4.55.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-19D	123
4.56.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-25C	124
4.57.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-14A-14F	125
4.58.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-15A-15G	126
4.59.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-18A-18F	127
4.60.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-19A-19G	128
4.61.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-20A-20G	129
4.62.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-23A-23G	130
4.63.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-24A-24F	131
4.64.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-25A-25G	132
4.65.	แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-28A-28G	133
4.66.	ตัวอย่างวิเคราะห์ที่ได้จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ ขนานถนนวงแหวน ตะวันออก	134
5.1.	พื้นที่อิทธิพลของการขุดอุโมงค์	139
5.2.	โครงสร้างฐานข้อมูลของระบบ	141
5.3.	สถาปัตยกรรมของระบบเครือข่าย	142

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 บทนำ

โครงการก่อสร้างในประเทศไทยที่ผ่านมาในอดีตโดยส่วนใหญ่ เป็นการก่อสร้างที่พักอาศัย หรือระบบสาธารณูปโภคพื้นฐานขนาดเล็กเท่านั้น ซึ่งไม่ส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของดินไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวอย่างรุนแรงและก่อให้เกิดความเสียหายในวงกว้าง แต่ในปัจจุบันเทคโนโลยีการก่อสร้างใต้ดินหรืออุโมงค์ได้พัฒนาจากหลายประเทศทั่วโลกรวมทั้งประเทศไทย ทำให้เกิดการพัฒนารูปแบบการใช้พื้นที่ใต้ดินมากขึ้น เช่น โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน โครงการอุโมงค์ส่งน้ำ โครงการอุโมงค์ระบายน้ำและโครงการก่อสร้างอาคารใต้ดินอีกหลายโครงการ เป็นต้น

การก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินและอุโมงค์สามารถส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง เนื่องจากเกิดการเคลื่อนตัวของดิน ทั้งในระหว่างทำการก่อสร้าง และภายหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ ถึงแม้ว่าจะมีการป้องกันผลกระทบด้วยวิธีการหรือเทคโนโลยีต่างๆ การเคลื่อนตัวของดินก็ยังเกิดขึ้นอยู่เสมอ ทางผู้วิจัยจึงมีความสนใจศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้าง โครงสร้างใต้ดินและอุโมงค์ เพื่อเป็นประโยชน์แก่ผู้สนใจมีส่วนเกี่ยวข้องโดยตรงกับโครงการก่อสร้างหรือบุคคลที่สามารถได้รับผลกระทบจากการก่อสร้างได้รับรู้และเข้าใจ ถึงความสำคัญของการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ที่มีความจำเป็นและมีความสำคัญต่อการพัฒนาประเทศรวมทั้งเป็นการเรียนรู้เทคโนโลยีสมัยใหม่ที่มีการพัฒนาระบบการก่อสร้างใต้ดินหรืออุโมงค์ให้มีโอกาสเกิดความอันตรายลดน้อยลงไป อีกทั้งระบบการตรวจวัดอุปกรณ์วัดทางธรณีเทคนิคในปัจจุบันมีประสิทธิภาพมากขึ้น จึงเป็นอุปกรณ์ที่สามารถเฝ้าระวังและเตือนภัยได้เป็นอย่างดี

ดังนั้น การศึกษาเรื่องการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ รวมถึงผลกระทบต่างๆจากการก่อสร้าง เทคนิคและระบบป้องกัน จึงมีความสำคัญและเป็นประโยชน์ยิ่งต่อผู้ที่สนใจ

### 1.2 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องจากการขยายเส้นทางและระบบสาธารณูปโภคบางประเภท ไม่สามารถสร้างอยู่บนพื้นดินได้ จึงจำเป็นต้องก่อสร้างไว้ใต้ดิน ซึ่งมีความยุ่งยากซับซ้อนมากกว่าบนดินมาก ต้องใช้เทคโนโลยีที่สูงกว่าและงบประมาณที่มากกว่า รวมถึงขั้นตอนการออกแบบและการก่อสร้างก็จำเป็นที่จะต้องพึ่งผู้เชี่ยวชาญเฉพาะสาขา ในปัจจุบันมีโครงการก่อสร้างใต้ดินมากมายที่การก่อสร้างเสร็จ

สิ้นแล้ว เช่น รถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลที่เปิดใช้งานแล้วในปัจจุบัน ซึ่งแน่นอนว่าการก่อสร้างดังกล่าวต้องทำการขุดเจาะระดับลึก และมีการป้องกันที่มีมาตรฐาน แต่ในโครงการที่มีการขุดเจาะในระดับ 20 เมตร อาจมีการปล่อยปละละเลยของผู้ประกอบการ ทำให้เกิดปัญหาการรบกวนเสถียรภาพของดิน ทั้งที่สามารถป้องกันได้

การขุดเจาะอุโมงค์จะกระทำในดินที่อยู่ในสภาวะขณะกำลังก่อสร้าง และอัดตัวแน่นจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ที่ว่างซึ่งเกิดจากการขุดเจาะ สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภท คือ

1. การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะสั้น หรือขณะทำการก่อสร้าง (Short-term deformation)
2. การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว หรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term deformation)

ซึ่งการเคลื่อนตัวดังกล่าวอาจทำให้เกิดการแตกร้าวของผนังอุโมงค์ หรือการทรุดตัวที่อาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างด้านบนพื้นดินซึ่งเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน

### 1.3 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. ศึกษาและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในรูปแบบต่างๆ
2. ศึกษาปัจจัยต่างๆ ที่มีผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัว
3. ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินจากเครื่องตรวจวัด คือ Settlement array , Inclinometer , Extensometer และข้อมูลจากหัวเจาะ และนำข้อมูลมาบันทึกลงใน โปรแกรม K – Graph เพื่อวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวหรือการทรุดตัวของดิน
4. ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินจากโปรแกรม Plaxis 2D จากข้อมูลโครงการ

### 1.4 ขอบเขตของการศึกษาโครงการพิเศษ

1. ศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการสร้างอุโมงค์ส่งน้ำประปาขนาดถนนเส้นวงแหวนรอบนอก สายตะวันออก ความยาวประมาณ 9 กิโลเมตร (โครงการสัญญา G-TC-7D/2)
2. ศึกษาและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินภายใต้ทฤษฎีการคำนวณ Finite element analysis โดยโปรแกรม Plaxis 2D Tunnel

## 1.5 วิธีการที่ใช้ในการดำเนินการศึกษาโครงการพิเศษ

1. รวบรวมข้อมูลทั้งหมดที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย
2. ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยทั้งหมด
3. ศึกษาการใช้งานโปรแกรมที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยทั้งหมด
4. ประยุกต์ใช้โปรแกรมในการวิเคราะห์ข้อมูลโครงการ
5. วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากผลที่ได้จากโปรแกรม
6. วิเคราะห์ผลเปรียบเทียบกับปริมาณทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง
7. สรุปผล

## 1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการศึกษาโครงการพิเศษ

1. ได้ความรู้เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวของดินในรูปแบบต่างๆเพิ่มมากขึ้น
2. ได้มีปฏิสัมพันธ์กับผู้เชี่ยวชาญทางด้านอุโมงค์และการเคลื่อนตัวของดิน
3. ได้รู้จักอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินในรูปแบบต่างๆ
4. ได้ฝึกการใช้โปรแกรมในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ใช้หลักการของ  
Finite element
5. ได้รู้จักการทำงานเป็นทีม
6. เป็นฐานข้อมูลหรือกรณีตัวอย่างสำหรับผู้ที่สนใจนำไปศึกษาหรือวิเคราะห์ต่อไป

## บทที่ 2

# วรรณกรรมปริทัศน์

### 2.1 บทนำ

ในการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินนี้มีความจำเป็นอย่างมากในการที่จะต้องศึกษาทฤษฎีต่างๆที่บอกถึงการเคลื่อนตัวของดินในรูปแบบต่างๆ ในประเภทต่างๆ แม้ว่าจะมีมากมายแต่ในความเป็นจริงเมื่อมีการรวบรวมข้อมูลจะสามารถพิจารณาออกมาได้ว่าจะสามารถใช้ทฤษฎีใดในการพิจารณา รวมทั้งข้อมูลของดินในลักษณะที่เป็นจะทำให้สามารถเลือกทฤษฎีในการพิจารณาได้ โดยในบทนี้จะกล่าวถึงความรู้ต่างๆที่จะต้องใช้ในการวิเคราะห์ และทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์ในโครงการพิเศษนี้

### 2.2 ปัญหาการสูญเสียมวลดิน

โดยปกติแล้วการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน 2 ประเภทคือการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง (Short-term deformation) และการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term deformation)

การเคลื่อนตัวของดินประเภทแรกนี้มักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มีสาเหตุมาจาก “การสูญเสียมวลดิน (Ground loss)” โดยเกิดขึ้นจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน น้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว ทำให้เกิดจากหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินจากปัญหาการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทีละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว

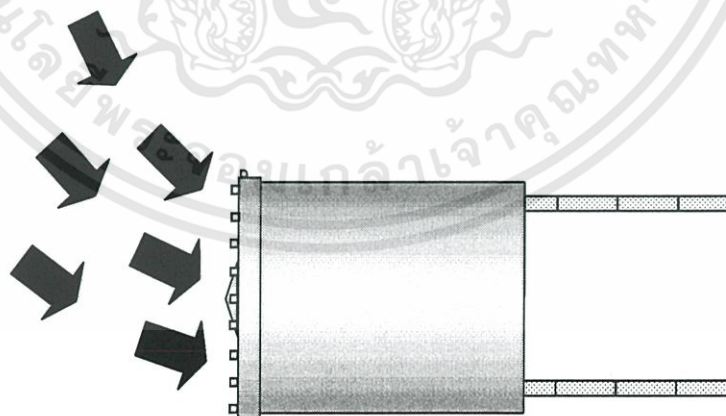
การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญมากในอดีตซึ่งวิธีการขุดเจาะยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน การสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใดและรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้ เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังตัวอย่างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์แม่น้ำเทมส์ครั้งแรก โดย มาร์ค บรูเนล เป็นผลทำให้อุโมงค์พังทลาย อย่างไรก็ตามปัญหารุนแรงดังกล่าวมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมากในปัจจุบัน ทั้งนี้เนื่องจากเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ได้พัฒนาระบบป้องกันการพังทลายของดิน

โดยใช้แรงดันอากาศ แรงดันของเหลว หรือแรงดันดิน ภายในห้องกักดินด้านแรงดันดินด้านนอก หน้าหัวขุดเจาะ ขณะทำการขุดเจาะ โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield หรือ Tunnel Boring Machine, TBM) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้

1. การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)
2. การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)
3. การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเียงหัวเจาะ (Pitching loss)
4. การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)
5. การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

#### 1. การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

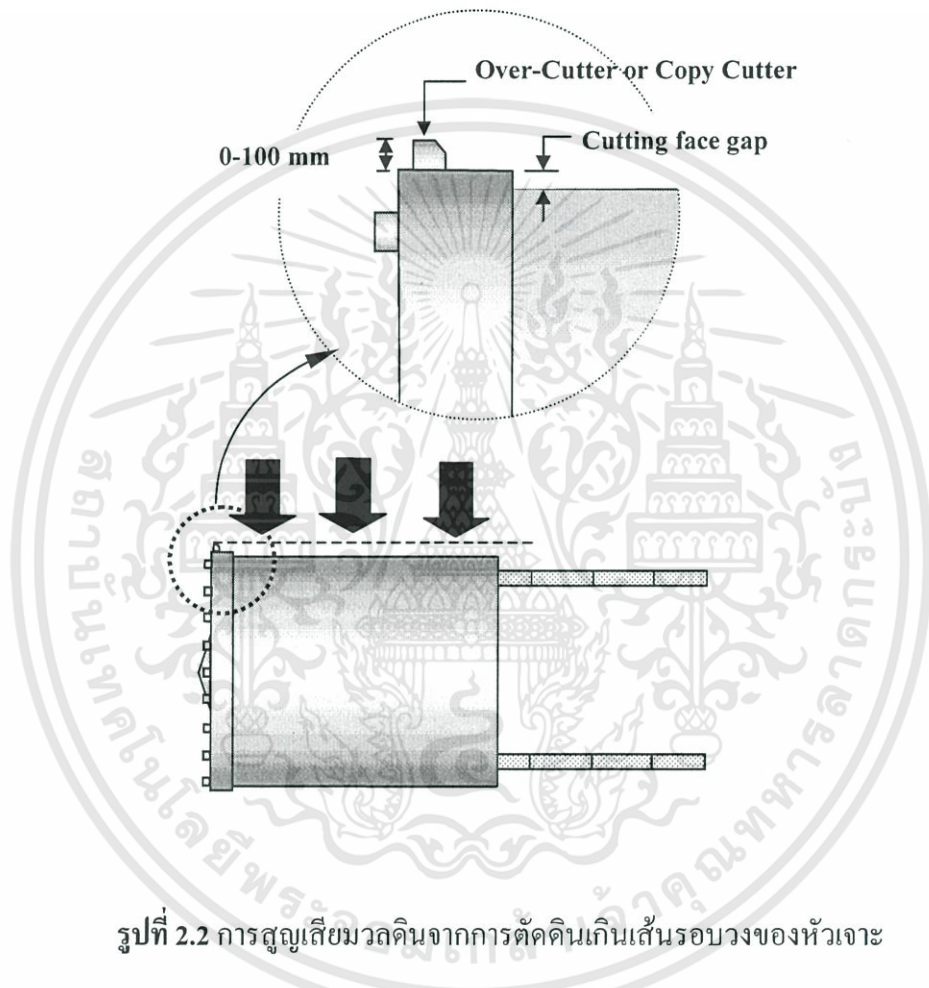
การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันแรงดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้ง่าย อย่างไรก็ตามถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าปิด (Closed-faced shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วยแรงดันอากาศ (Air pressure) แรงดันน้ำ (Hydro- หรือ Slurry pressure) หรือแรงดันดินด้านแรงดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดังรูปที่ 2.1 หากแรงดันไม่เพียงพอหรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ อีกทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าที่ในกรณีขุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า



รูปที่ 2.1 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

## 2. การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

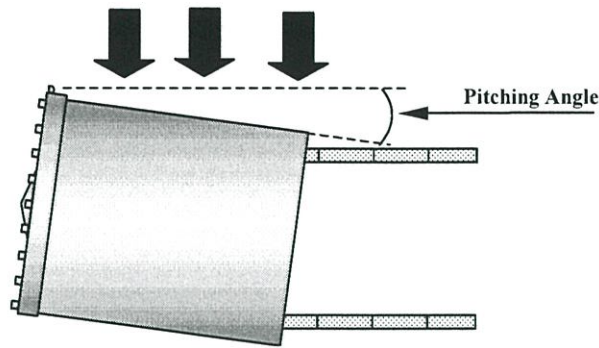
ในการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเสี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยการยึดใบตัด (Copy cutter) ซึ่งสามารถยึดได้ถึงประมาณ 100 มม. เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงหัวเจาะทำให้เกิดช่องว่างรอบหัวเจาะมากขึ้น (ดังรูปที่ 2.2) ดังนั้นดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

## 3. การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

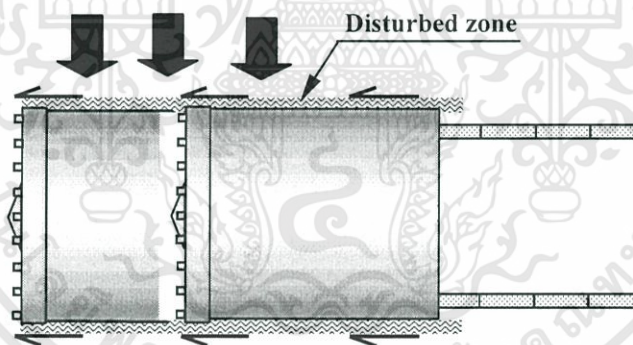
ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามเป็นการยากที่จะควบคุมระดับของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับขนานคงที่ตลอด ทั้งนี้เนื่องจากจุดศูนย์กลางของหัวเจาะอยู่เอียงไปด้านหน้า เนื่องจากน้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะอยู่ทางด้านหน้าทำให้หัวเจาะมักจะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวตกอยู่เสมอระหว่างการดำเนินงาน ดังนั้นผู้ควบคุมจึงมักปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ เพื่อรักษาอุโมงค์ให้อยู่ในแนวตำแหน่งที่ออกแบบไว้ให้มากที่สุด การก้มหรือเงยของหัวเจาะนี้ทำให้พื้นที่การเจาะเพิ่มมากขึ้นกว่าปกติ เป็นผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ด้วยเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มงของหัวเจาะ

4. การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

การขุดเจาะดินด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างของดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องจากการเคลื่อนที่ตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ (รูปที่ 2.4) ซึ่งเป็นผลให้เกิดการทำลายคุณสมบัติของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไร ก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

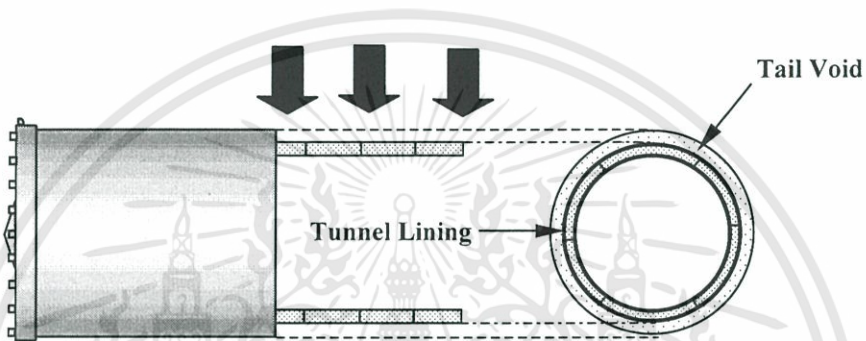


รูปที่ 2.4 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน

5. การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวขุดเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนหางของหัวขุดเจาะเนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ ทั้งนี้เนื่องจากเพื่อมีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7-8 ซม. ดังรูปที่ 2.5 ดังนั้นหากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้น้ำปูน (Tail void grouting) แรงดันสูงเพื่อปิดช่องว่างดังกล่าว หรือ การใช้ผนังอุโมงค์แบบ

ขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวของผนังของช่องว่างส่วน  
ของหัวเจาะยังคงเกิดขึ้น ขนาดการสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน วิธีการ  
ก่อสร้างอุโมงค์และวิธีการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งการควบคุมนี้จะเกี่ยวข้องกับกับแรงดันหน้าหัวเจาะ  
การบังคับทิศทางความเร็ว การถีบตัว และประสิทธิภาพการทำงาน ดังนั้นการสูญเสียมวลดินจะมาก  
หากปล่อยให้ด้านหน้าหัวเจาะขาดการป้องกัน หรือปล่อยให้ช่องว่างส่วนหางไว้โดยไม่มีการฉีดอัดน้ำ  
ปูน หรือการรบกวนดินอย่างรุนแรงอันเนื่องมาจากการบังคับเคลื่อนที่ไม่ระมัดระวัง หรือการล่าช้า  
ระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ของคองงาน เป็นต้น



รูปที่ 2.5 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ

## 2.3 Stochastic and Empirical Methods

### 2.3.1 Peck (1969)

จากการศึกษาข้อมูลที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์จำนวนมาก Peck (1969) ได้สังเกตว่าการ  
ทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยวสามารถอธิบายได้ด้วยสมการ Gaussian หรือสมการความน่าจะเป็น  
ปกติซึ่ง Peck (1969) พัฒนามาจากสมการ Stochastic ของ Litvinniszyan (1956) สมการ  
Gaussian ของ Peck (1969) ช่วยให้สามารถประมาณแนวการทรุดตัวตามแนวขวางของอุโมงค์  
(Transverse surfer settlement) ได้ และจากข้อมูลนี้เอง จะถูกนำมาใช้ในการหาแนวอิทธิพล  
(Influenced zone) และนำมาใช้ในการพิจารณาถึงความจำเป็นในการทำการปรับปรุงดินและการ  
เสริมโครงสร้าง (Underpinning) ของโครงสร้างบริเวณการก่อสร้างอุโมงค์

คุณสมบัติของสมการความน่าจะเป็นปกติ และความสัมพันธ์ของสมการความน่าจะเป็นดังที่  
แสดงไว้ในรูปที่ 2.6 รัศมีของอุโมงค์แทนด้วย  $R$  และค่าความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับของอุโมงค์  
แทนด้วย  $z$  จะเห็นได้ว่าจุดสูงสุดของกราฟความน่าจะเป็นคือ ค่าการทรุดตัวสูงสุด (Maximum  
settlement) โดยค่าการทรุดตัว ณ ตำแหน่งต่าง ๆ นั้น สามารถหาได้จากสมการนี้

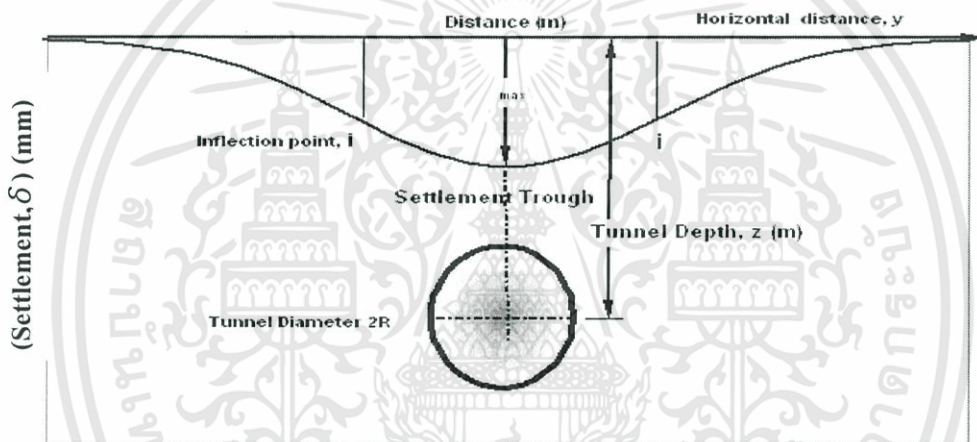
$$\delta = \delta_{\max} \exp \left[ -\frac{y^2}{2i^2} \right] \quad (2.1)$$

โดย

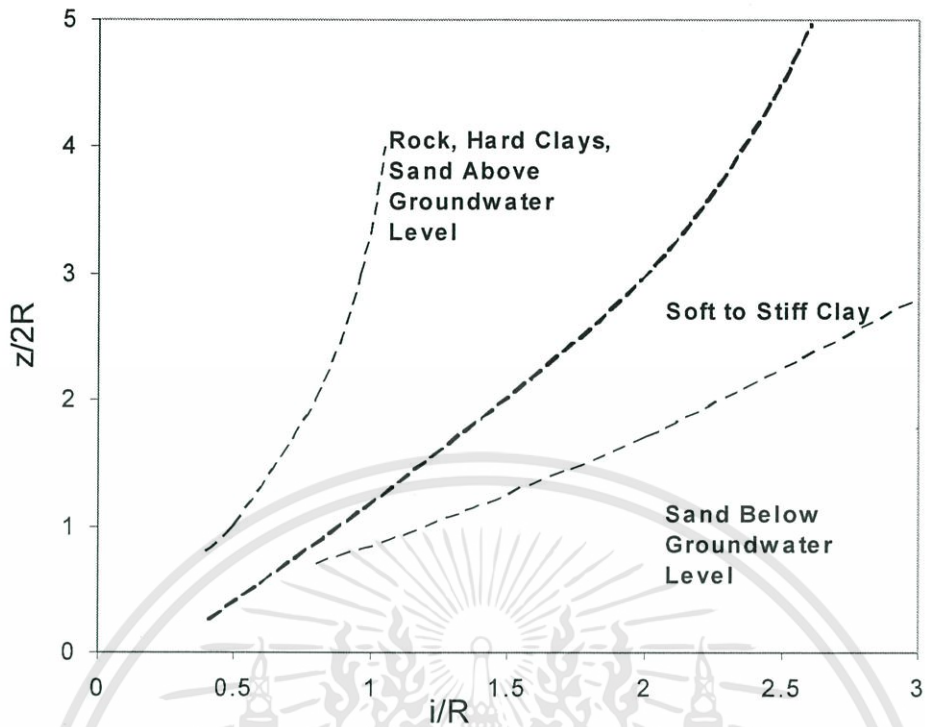
$\delta_{\max}$  = ค่าการทรุดตัวสูงสุด (Maximum settlement)

$i$  = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (มีค่าเท่ากับ  $0.61 \delta_{\max}$ )

ค่า  $i$  ที่คำนวณได้จากกราฟการเคลื่อนตัวของดิน เมื่อนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $i$  กับ  $z$  ดังแสดงในรูปที่ 2.7 สามารถแสดงให้เห็นถึงแนวโน้มของชนิดของดิน และยังแสดงให้เห็นว่ายิ่งความลึกมากขึ้น ค่าความกว้างของการทรุดตัวของดินยิ่งกว้างขึ้นด้วย



รูปที่ 2.6 ลักษณะของกราฟและรายละเอียดของการทรุดตัวตามแนวขวาง

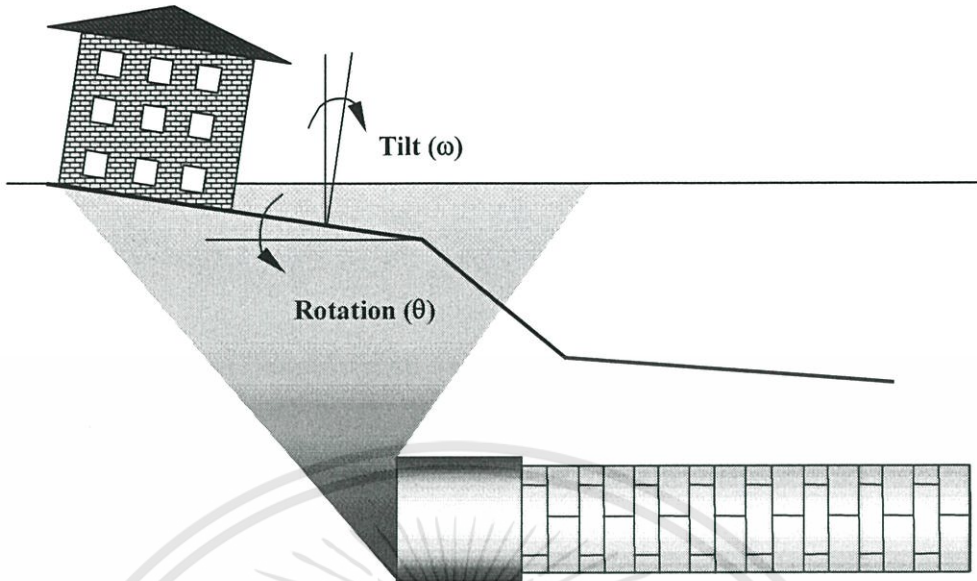


รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $i$  กับค่า  $z$  ในสภาพชั้นดินที่ต่างกัน (Peck, 1969)

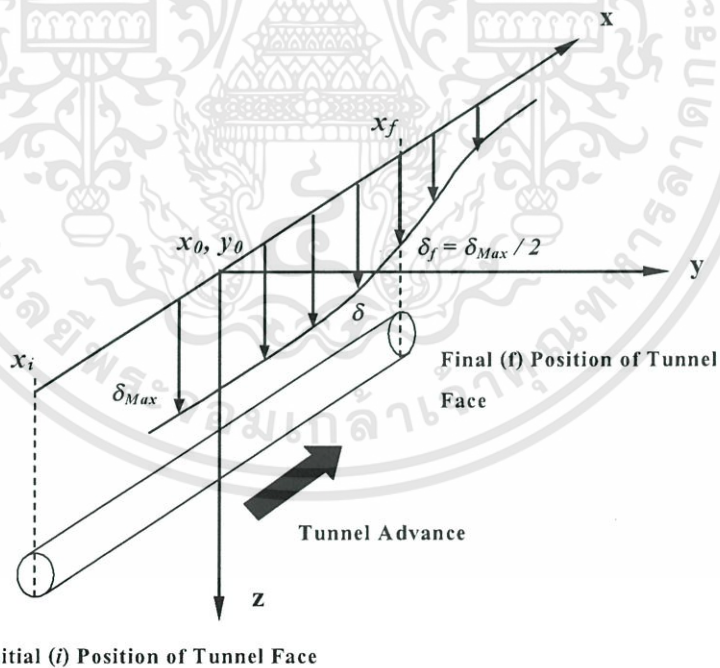
### 2.3.2 Attewell and Woodman (1982)

หัวเจาะอุโมงค์ไม่เพียงแต่ก่อให้เกิดการทรุดตัวของดินในแนวขวาง (Transverse settlement) ซึ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของดิน แต่ยังทำให้เกิดการทรุดตัวของดินในแนวยาว (Longitudinal settlement) ซึ่งมักเป็นปัญหาต่อสิ่งปลูกสร้างหรือผิวถนนตลอดแนวอุโมงค์ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.8 อย่างไรก็ตามการศึกษาวิจัยพฤติกรรมทรุดตัวของดินในแนวยาวยังมีอยู่น้อย

Attewell and Woodman (1982) ได้เสนอ Empirical solution สำหรับการทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่ได้จากการพัฒนา สมการความน่าจะเป็นปกติ โดยมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีของ Litvinniszy (1956) ซึ่งพิจารณาตำแหน่งจุดกำเนิดการสูญเสียมวลดินที่ความลึก  $z_0$  ในพิกัด  $y = 0$  จาก  $x_i$  ไปจนถึง  $x_f$  ซึ่ง  $i$  คือจุดเริ่มต้นของอุโมงค์ และ  $f$  เป็นจุดสิ้นสุดดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.8 การเคลื่อนตัวตามแนวยาวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะด้านหัวเจาะ



รูปที่ 2.9 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมมติฐาน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9 สามารถประมาณค่า การทรุดตัวของดินในแนวยาวได้ จากการสูญเสียดิน ได้ดังสมการ:

$$\delta = \frac{V}{\sqrt{2\pi \cdot i^2}} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right] \left\{ G\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i}\right) \right\} \quad (2.2)$$

โดย

$G()$  = ค่าที่ใช้ในการประกอบการคำนวณของ Attewell and Woodman (1982) โดยที่

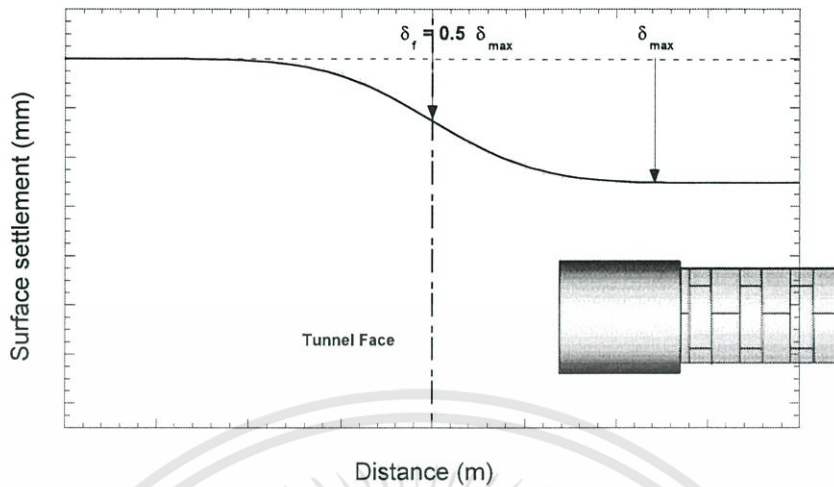
$$G(0) = 0.5 \text{ and } G(\infty) = 1$$

$V$  = ปริมาณการสูญเสียมวลดินที่เกิดจาก G.L. % x ปริมาตรอุโมงค์

$i$  = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation)

$z$  = ค่าความลึกของอุโมงค์

Attewell and Woodman (1982) ตั้งสมมติฐานว่า 50 เปอร์เซ็นต์ของการเสีรูปที่ผิวดินเกิดขึ้นมากที่สุดที่บริเวณหน้าหัวเจาะ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.15 อย่างไรก็ตาม สมการนี้เหมาะสำหรับการขุดเจาะในดินเหนียวเท่านั้น โดยได้เปรียบเทียบกับข้อมูลการทรุดตัวของดินในโครงการ The Jubilee Line Project ที่กรุงลอนดอน นอกจากนี้ Attewell and Woodman (1982) แนะนำว่า จำเป็นต้องใช้ข้อมูลการทรุดตัวของดินที่มากกว่านี้ (ทั้งในแนวขวางและแนวยาว) จากการวัดในภาคสนามเพื่อที่จะให้ข้อมูลพื้นฐานในการพัฒนาและขยายผลของเทคนิคนี้ต่อไป



รูปที่ 2.10 รูปแบบการสูญเสียมวลดินตามแนวยาว โดย Attewell and Woodman (1982)

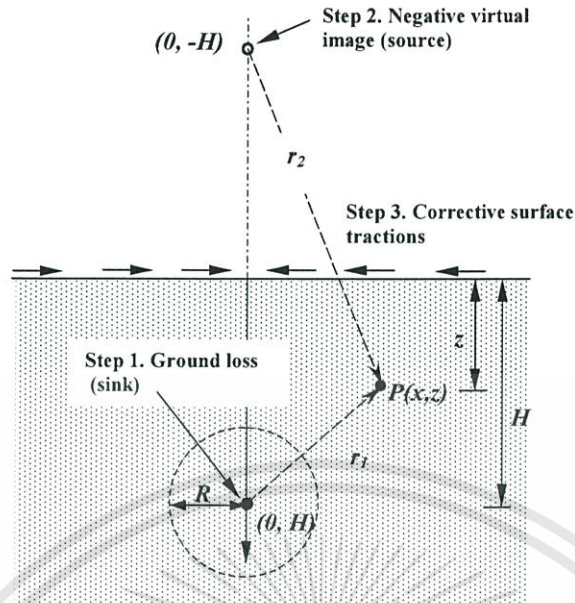
## 2.4 วิธีการใช้สมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solutions)

### 2.4.1 Verruijt and Booker (1996)

Verruijt and Booker (1996) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสำหรับอุโมงค์ใน Homogenous elastic half-space ซึ่งสมการที่นำเสนอนี้จะใช้ได้กรณีทั่วไปได้มากกว่าวิธีของ Sagaseta (1989) เนื่องจากสมการนี้สามารถวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินได้ไม่เพียงแต่สำหรับกรณีที่ incompressible case (undrained หรือกรณีที่ Poisson's ratio เท่ากับ 0.5) แต่ยังสามารถใช้ได้กับค่า Poisson's ratio ทั่วไปได้ด้วย และรวมไปถึงการวิเคราะห์ผลกระทบจากการเสียรูปในลักษณะวงรี (ovalization) ได้อีกด้วย

สมการที่นำเสนอโดย Sagaseta (1989) ใช้ได้ภายใต้สมมติฐานที่ว่าอุโมงค์อยู่ในดินที่ incompressible โดยการสูญเสียมวลดินจะเป็นแบบไม่ระบายน้ำ ใน Infinite space โดยมีวิธีการดังนี้

- 1) ให้อุโมงค์เป็นจุดต้นกำเนิดของการสูญเสียมวลดิน (Point sink) โดยทิศทางการเคลื่อนตัวของดินจะมีลักษณะสมมาตร
- 2) ผิวดินจะถูกจำลองขึ้น โดยการ ใช้เทคนิคภาพเสมือน (Virtual image) และ
- 3) นำผลที่ได้มารวมกับ Corrective surface traction ซึ่งเป็นลักษณะการแก้ปัญหาทางทฤษฎีอีลาสติกสำหรับ Half space



รูปที่ 2.11 เทคนิคภาพเสมือน (Virtual image เสนอโดย Sagasetta, 1987)

ตามรูปที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.11 สมการเชิงวิเคราะห์ที่เสนอโดย Veruijt and Booker (1996) เพื่อการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินทั้งระดับผิวดินและระดับลึกได้แสดงไว้ในสมการ:

$$U_z = -\varepsilon R^2 \left( \frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left( \frac{z_1 (kx^2 - z_2^2)}{r_1^4} + \frac{z_2 (kx^2 - z_1^2)}{r_2^4} \right) + \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left( \frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz_1 (x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 2\delta R^2 h \left( \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2 (3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right)$$

โดย

$\varepsilon$  = ค่าคงที่การสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ในแนวรัศมี (uniform radial ground loss) (ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.12)

$\delta$  = ค่าคงที่การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการเสียรูปของอุโมงค์ในลักษณะวงรี (Ovalization) ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.12

$z_1$  =  $z - H$

$z_2$  =  $z + H$

$r_1^2$  =  $x^2 + z_1^2$

$r_2^2$  =  $x^2 + z_2^2$

$R$  = รัศมีภายนอกของอุโมงค์

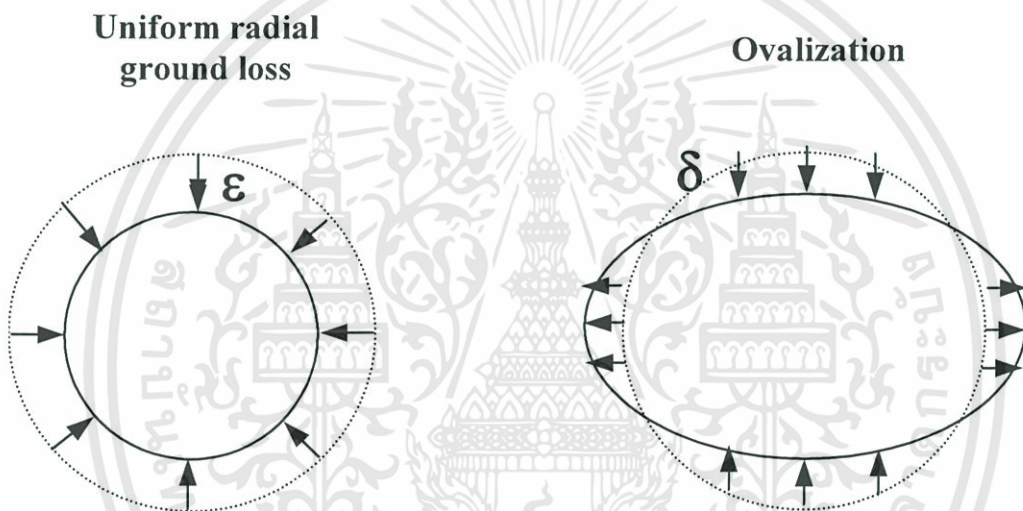
$H$  = ความลึกถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์

$$m = 1/(1-2\nu)$$

$$k = \nu/(1-\nu)$$

$$\nu = \text{อัตราส่วนของปัวส์ซอง ของดิน}$$

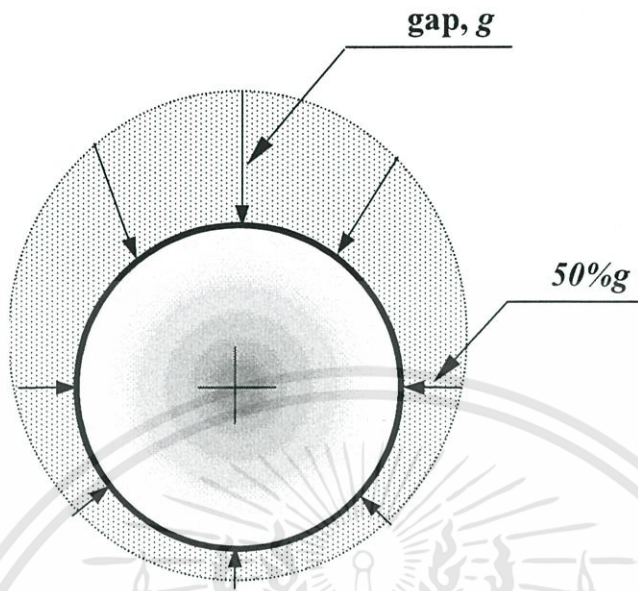
จากสมการนี้ ตามรูปที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.12 แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมการสูญเสียมวลดินที่ขั้วมาพิจารณา 2 พฤติกรรมได้แก่ การสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ในแนวรัศมี แสดงให้เห็น การสูญเสียมวลดินที่อาจจะเกิดในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ และการเสียรูปในแบบวงรี (Ovalization) ของอุโมงค์ซึ่งเกิดจากนอนตัวของผนังอุโมงค์ วิธีสมการเชิงวิเคราะห์นี้ ได้ถูกปรับปรุงโดย González and Sagaseta (2001) ซึ่งทำให้สามารถใช้พยากรณ์การเคลื่อนตัวของดิน ได้แม่นยำยิ่งขึ้น



รูปที่ 2.12 การสูญเสียมวลดินและการเสียรูปในแบบวงรีโดย Verruijt and Booker (1996)

#### 2.4.2 Loganathan and Poulos (1998, 1999)

เนื่องจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่ใช้ในสมการ Empirical มักได้จากประสบการณ์และการสังเกตเพียงอย่างเดียว ซึ่งมักไม่ได้พิจารณาถึงปัจจัยรายละเอียด เช่น วิธีการก่อสร้าง และรูปร่างลักษณะของอุโมงค์ ซึ่งที่จริงแล้วปัจจัยเหล่านี้เป็นปัจจัยหลัก ที่มีอิทธิพลต่อค่าการสูญเสียมวลดิน และการพยากรณ์ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดย Rowe and Kack (1983) ได้นำเสนอค่า Gap parameter ( $g$ ) ซึ่งเป็นตัวแปรที่บอกถึงช่องว่างรอบอุโมงค์ เพื่อแก้ปัญหาในเชิง 2 มิติ ซึ่งเป็นการรวมเอาผลกระทบทั้งหมดที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าของอุโมงค์ที่มีลักษณะเป็น Elastoplastic ในเชิงสามมิติ และการขุดเจาะดินเกินบริเวณรอบหัวเจาะ (Over-excavation) รวมไปถึงช่องว่างที่เกิดจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลังหัวเจาะ (Tail void)



รูปที่ 2.13 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินแบบ Oval-Shaped รอบอุโมงค์

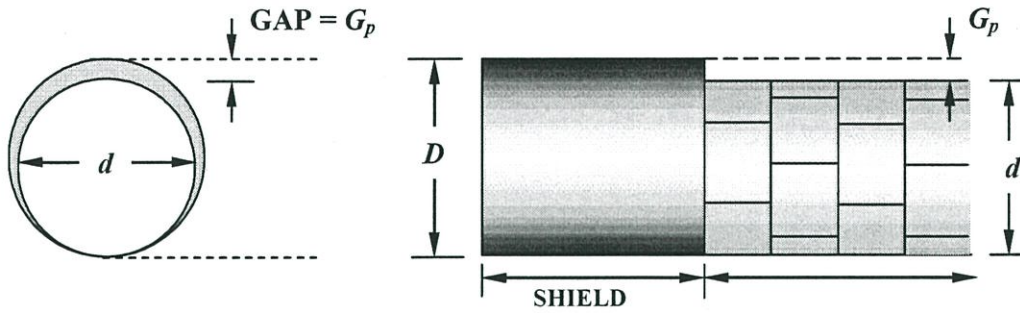
Gap parameter ( $g$ ) สามารถหาได้จากทางทฤษฎีที่เสนอโดย Lee et. al (1992) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.13 โดยค่า Gap parameter สามารถคำนวณโดย

$$g = G_p + u_{3D}^* + \omega \quad (2.5)$$

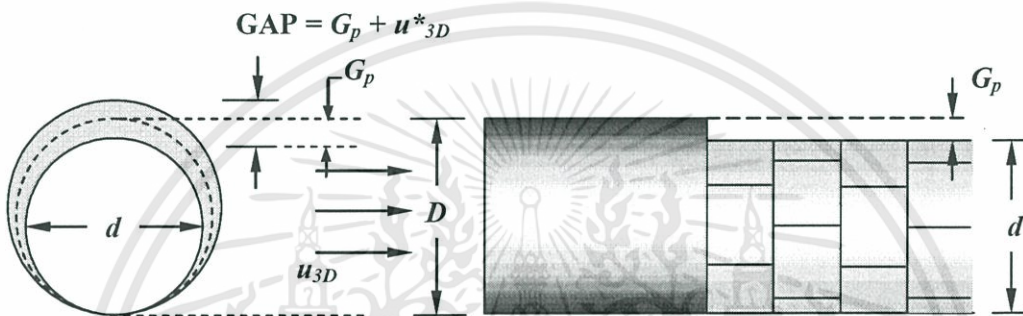
โดย

- $G_p$  = ช่องว่างทางกายภาพที่สามารถคำนวณได้โดย ( $G_p = 2\Delta + \delta$ ) หรือ ช่องว่างระหว่าง ผนัง อุโมงค์ถึงผนังด้านนอกของหัวเจาะ (Tail void)
- $\Delta$  = ความหนาของผนังหัวเจาะ (Thickness of tail piece)
- $\delta$  = ช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะ (clearance required for erection of the lining)
- $u_{3D}^*$  = ค่าประมาณการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์ในเชิงสามมิติ
- $\omega$  = ค่าประมาณที่เกิดจากคุณภาพของการทำงาน

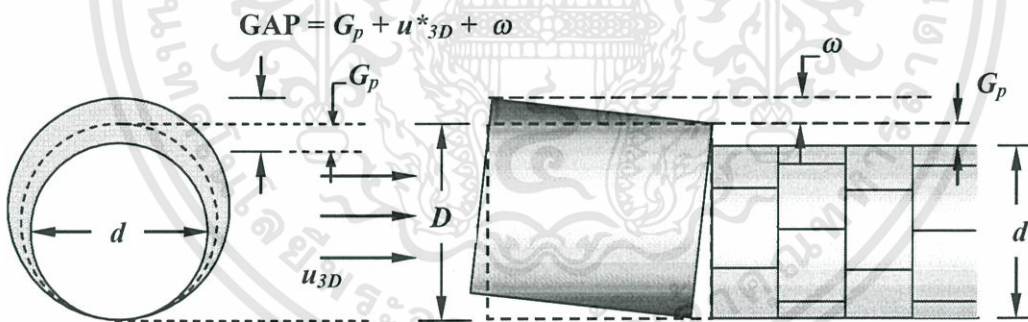
## สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง



(ก) กรณีที่การก่อสร้างถูกต้องตามแนวทุกประการและกรณีที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์



(ข) กรณีที่การก่อสร้างถูกต้องตามแนวแต่มีการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์ที่เกิดโดยการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน

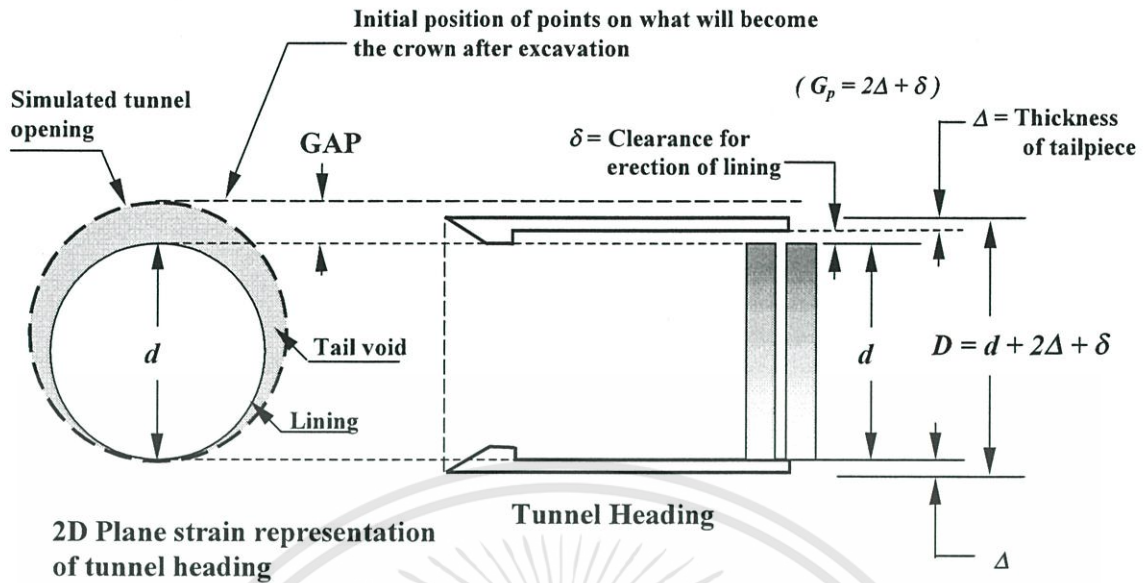


(ค) กรณีรวมปัจจัยสาเหตุที่ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดิน เช่น การขุดดินเกินหน้าตัดและปัญหาคุณภาพของการทำงาน

รูปที่ 2.14 การจำลองพฤติกรรมการสูญเสียมวลดินโดยใช้ Gap parameter เสนอโดย Lee et al.

111636

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 17 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.15 ช่องว่างทางกายภาพ (GAP)

ค่าความเค้นของดินในแต่ละส่วน จะเปลี่ยนแปลงไปเมื่อหัวเจาะได้เคลื่อนตัวเข้ามา กล่าวคือถ้าความดันหน้าหัวเจาะต่ำกว่าค่าความเค้นของดินด้านหน้า มวลดินจะทะลักเข้ามาทางด้านหน้าของอุโมงค์ ปริมาตรของดินที่เข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ เนื่องจากความดันที่ลดลงนี้ จะถูกขูดออกไป ซึ่งอธิบายได้ด้วยตัวแปร  $u_{3D}^*$  ในสมการที่ ซึ่งค่าตัวแปรนี้หาได้จาก สมการที่ 2.5

$$u_{3D}^* = \frac{k}{2} \delta_x \quad (2.5)$$

โดย

$k$  = soil-cutter resistance factor

$\delta_x$  = tunnel face soil intrusion

Lee et al. (1992) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์ในเชิง Elastoplastic สำหรับค่า  $k$  และ  $\delta_x$  โดยที่  $k$  เป็นค่าตัวแปรสำหรับแก้ไขความผิดพลาดของ doming effect กับหน้าตัดของอุโมงค์ ซึ่งหาค่าได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$k = \frac{\text{ปริมาตรของดินที่เคลื่อนตัวตามแนวแกนเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์จากการคำนวณ 3 มิติ}}{\text{ปริมาตรคงที่ของดินที่เคลื่อนเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์}} \quad (2.6)$$

ปริมาตรคงที่ของดินที่เคลื่อนเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์

โดยได้เสนอว่าค่า  $k = 0.7-0.9$  สำหรับ ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และ  $k = 1$  สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่ง Lee et al. (1992) ได้สังเกตว่า การเคลื่อนตัวเนื่องจากการขุดเจาะในดินเหนียวอ่อน (very soft clay) ใกล้เคียงกับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ก่อนข้างมีลักษณะคล้ายคลึงกัน  $\delta_x$  คือค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่สูงสุดตามแนวแกน ที่ด้านหน้าของอุโมงค์ ซึ่งสามารถอธิบายได้โดย

$$\delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E} \quad (2.7)$$

โดย

$\Omega$  = ค่าคงที่ dimensionless displacement (Lee et al., 1992)

$R$  = รัศมีของอุโมงค์

$E$  = ค่า Young's modulus (typically the undrained modulus in an extension mode)

$P_0$  = ความเค้นที่ผิวหน้าของอุโมงค์ (total stress removed at the tunnel face)

สามารถค่า  $P_d$  สามารถหาสมการ

$$P_0 = (K_0 P'_v + P_w) - P_i \quad (2.8)$$

โดย

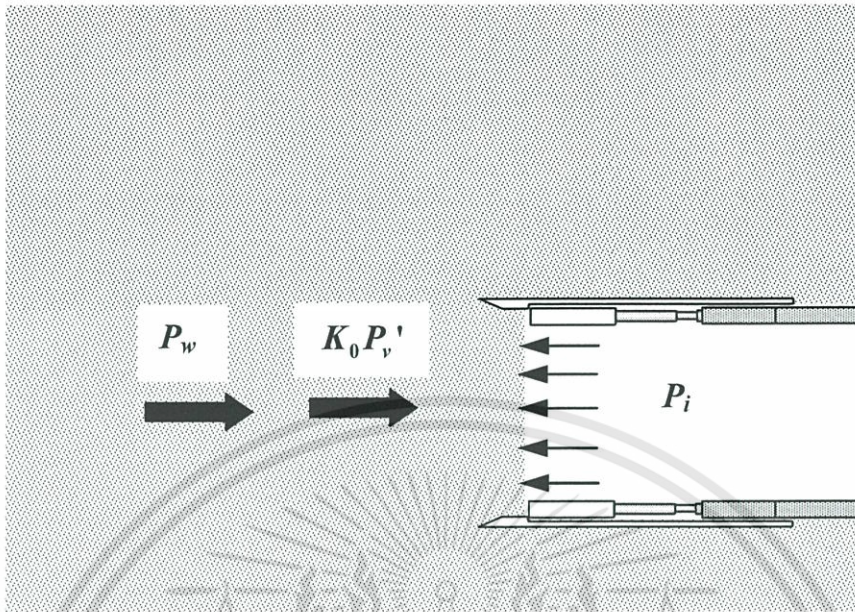
$K_0$  = แรงที่เกิดจากแรงเสียดทานของเม็ดดิน

$P'_v$  = แรงดันที่เกิดจากดินที่กดทับบริเวณ springline (ด้านข้างอุโมงค์)

$P_w$  = แรงดันที่เกิดจากแรงดันน้ำ

$P_i$  = แรงดันภายในหน้าหัวเจาะ

แรงดันที่เกิดขึ้นทั้งหมด ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 แรงดันที่เกิดขึ้นทางด้านหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะ

การประมาณค่าของ Gap parameter โดยวิธีการของ Lee et al (1992) ไม่ได้พิจารณาถึง การอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation และ creep) ดังนั้นค่าการสูญเสียดินที่ประมาณจากการใช้ gap parameter จึงใช้ได้ในกรณีปัญหาการเคลื่อนตัวของดินระยะสั้นที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์เท่านั้น ประโยชน์ของการใช้ gap parameter เพื่ออธิบายค่าการสูญเสียดินได้แก่

1. สามารถพิจารณาถึงวิธีการขุดเจาะและอุปกรณ์ขุดเจาะ
2. คุณสมบัติที่เป็น Elastoplastic ของดินได้นำมาพิจารณาด้วย

Loganathan and Poulos (1998, 1999) อธิบายค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดิน  $\epsilon_0$  ได้ดังสมการ

$$\epsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (2.9)$$

โดย

$R$  = รัศมีของอุโมงค์

$g$  = ค่า gap parameter

การคำนวณการสูญเสียมวลดินและการเสีรูปร่างของดินเสนอโดย Veruijt and Booker (1996) พิจารณาจากการเคลื่อนตัวของดินเป็นรูปแบบคงที่ตามรัศมีของอุโมงค์ ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.12 อย่างไรก็ตาม Rowe and Kack (1983) ได้แสดงการเคลื่อนตัวของดินไปตามแนวรัศมีที่มีรูปแบบคงที่เนื่องจาก ช่องว่างในเชิงสองมิติรอบๆ อุโมงค์ไม่เป็นวงกลมแต่เป็นวงรี ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.12 สมมุติฐานของการเกิดช่องว่างที่เป็นวงรีรอบๆอุโมงค์ที่เสนอโดย Rowe and Kack (1983) คือ

- 1). ขณะทำการขุดเจาะ หัวเจาะอุโมงค์มักถูกกำหนดให้อยู่ใน ตำแหน่งที่งยขึ้นด้านบนเล็กน้อย เพื่อชดเชยแรงโน้มถ่วงที่กระทำโดยเฉพาะบริเวณช่วงหน้าหัวเจาะ
- 2). ผนังอุโมงค์จะทรุดตัวลงหลังจากติดตั้งเสร็จ
- 3). การเคลื่อนตัวของดินแบบ Elastoplastic ที่หน้าหัวเจาะ

ค่าการสูญเสียมวลดินที่แสดงในสมการที่ 2.9 ได้นำมารวมกับสมการการเคลื่อนตัวของดินในรูปวงรี ซึ่งส่งผลต่อรูปแบบการเสีรูปร่างของดินรอบอุโมงค์ องค์ประกอบของค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดิน  $\varepsilon_{x,z} = 0$  ที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน อาจประมาณโดย exponential function ที่จำลองการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ ได้ดังสมการที่ 2.10

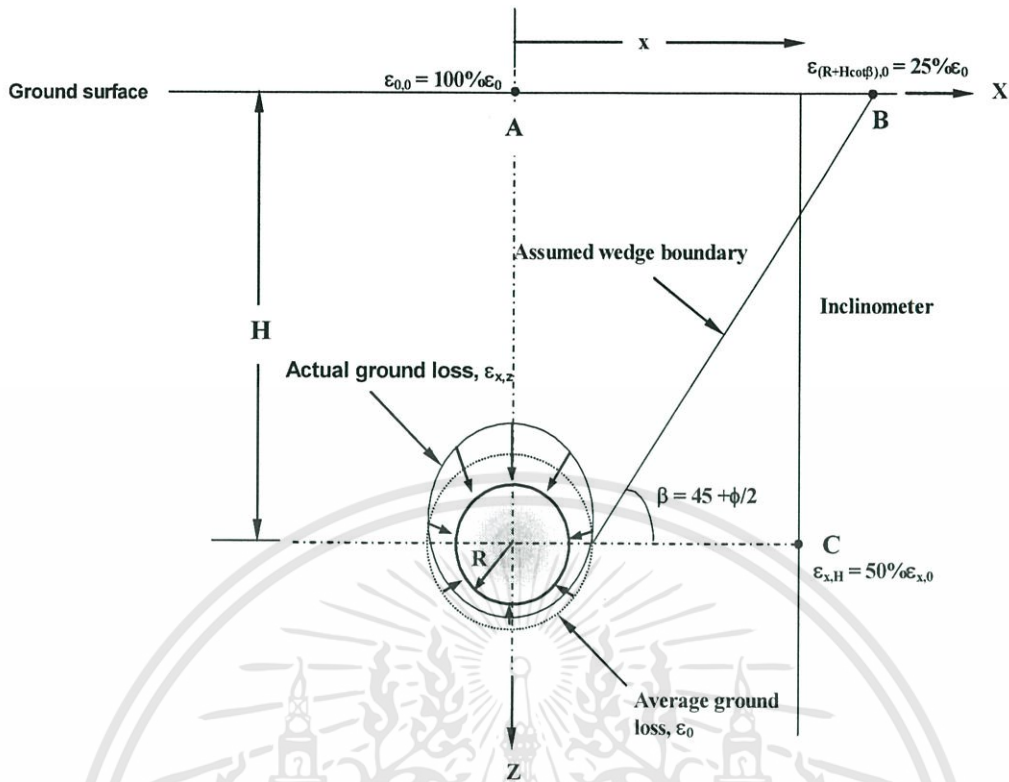
$$\varepsilon_{x,z=0} = \varepsilon_0 B \cdot \exp(-Ax^2) \quad (2.10)$$

โดย

$A, B$  = ค่าคงที่

$\varepsilon_0$  = ค่าการสูญเสียมวลดินที่ได้จากสมการที่ 2.9

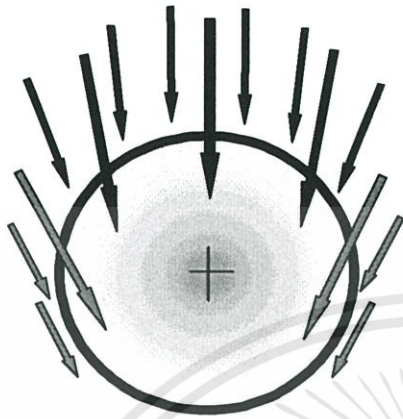
โดยที่ค่าคงที่  $A$  และ  $B$  ขึ้นอยู่กับขอบเขตการพิจารณา (Boundary Conditions) ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 รูปแบบของดินและขอบเขตเงื่อนไขของการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998)

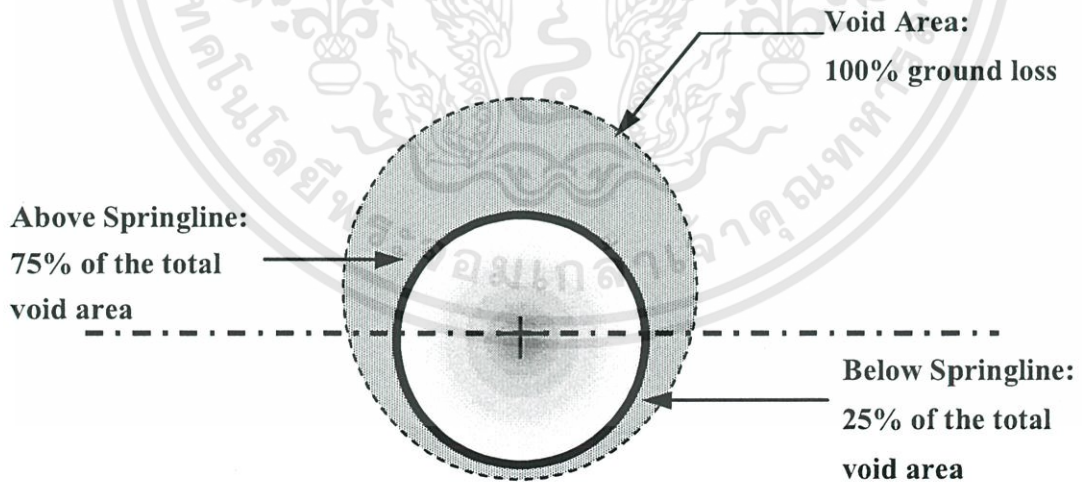
เมื่อดินด้านบนของอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่แนวผนังอุโมงค์ ดินด้านข้างของอุโมงค์ก็จะเคลื่อนตัวสู่แนวด้านล่างของอุโมงค์ (ท้องอุโมงค์) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.18 Loganathan and Poulos (1998) ได้เสนอสมมติฐานว่า เมื่อผนังอุโมงค์ถูกติดตั้งเสร็จสมบูรณ์ อุโมงค์จะทรุดตัวลงจากน้ำหนักของตัวเอง เนื่องจากมีช่องว่างท้ายหัวเจาะทำให้ช่องว่างด้านบนขยายขนาดขึ้นเป็น 2 เท่า ดังนั้นจากการประมาณเชิงเรขาคณิต พบว่าช่องว่างจากด้านข้างอุโมงค์ขึ้นไป จะมีค่าประมาณ 75 % ของช่องว่างที่เกิดขึ้นทั้งหมด ดังรูปที่ 2.19 ซึ่งทำให้สามารถสมมุติได้ว่า การเคลื่อนตัวของดินในบริเวณดังกล่าวมีค่าเท่ากับ 75% ของทั้งหมดด้วยเช่นกัน ระยะห่างระหว่างด้านบนหัวของอุโมงค์และส่วนหน้าของผิวที่ถูกขุดไปแล้ว จะเป็นสองเท่าของความหนาของช่องว่างรอบๆ

Ground movement above  
the crown



Ground movement  
at the side

รูปที่ 2.18 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่เข้าสู่อุโมงค์



รูปที่ 2.19 รูปแบบของการเสียรูปของดินแบบวงรีรอบอุโมงค์ (Loganathan and Poulos, 1998)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัวตามขวางที่ของผิวดิน ซึ่งวัดได้โดย คำนวณจากแนวการเคลื่อนตัวของดินในแนวอิทธิพล (Influenced zone) และความลึกของอุโมงค์ สามารถแสดงได้โดย มุม  $\beta$  ที่ลากจากด้านข้าง (springline) ของอุโมงค์ ไปถึงผิวดิน จากการสังเกต โดย Cording and Hansmire (1975) มุม  $\beta$  สามารถหาได้จาก  $45 + \beta/2$  ซึ่ง  $\beta$  เท่ากับมุมของแรงเสียดทานของดิน ดังนั้นสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ กรณี Undrained ค่า  $\beta = 45$  และ  $\cot \beta = 1$

จากการประมาณดังกล่าวข้างต้น ปริมาตรการทรุดตัวของผิวดินด้านบนอุโมงค์จะเท่ากับ ผลรวมของการสูญมูลเสียดิน ( $100\% \varepsilon_0$ ) รอบๆ อุโมงค์ดังแสดงโดยจุด A ในรูปที่ 7.19 และการทรุดตัวที่ระยะในแนวนอน ( $R+H\cot\beta$ ) ที่ตำแหน่ง B ในรูปที่ 7.19 เป็นค่าสูญเสียมวลดินบางส่วน ( $25\% \varepsilon_0$ )

ในกรณี Undrained ซึ่ง  $\beta = 45$  และแทนค่าลงในสมการที่ (2.10) การสูญเสียมวลดินที่จำลองจากการเคลื่อนในแนวตั้ง จะคำนวณได้ดังสมการที่ 2.11

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_0 \exp \left[ \frac{-1.38 x^2}{(H + R)^2} \right] \quad (2.11)$$

Loganathan and Poulos (1998) พิจารณาการเคลื่อนตัวของดินในแนวนอนเข้าสู่ช่องว่างท้ายหัวเจาะจะมีความมากที่สุด ณ ตำแหน่งด้านข้าง (Springline) ของ อุโมงค์ และจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ที่ ส่วนบนและด้านล่าง (Invert) ของอุโมงค์ ดังนั้น การเคลื่อนตัวของดินในด้านข้างแนวแกนอุโมงค์สามารถนำไปรวมกับสมการการสูญเสียมวลดินได้ดังสมการ

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_{x,z=0} C \cdot \exp(-Dz^2) \quad (2.12)$$

โดย

$C$  และ  $D$  เป็นค่าคงที่ ที่ขึ้นอยู่กับขอบเขตที่กำหนด

จากพื้นฐานเรื่องช่องว่างรูปวงรี ค่าที่มากที่สุดของการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ด้านข้าง (Springline) ของอุโมงค์ ประมาณได้เท่ากับครึ่งหนึ่งของการเคลื่อนตัวในแนวตั้งที่ส่วนบนของ

อุโมงค์ ซึ่งคิดเป็น 75% ของการเคลื่อนตัวของดินไปสู่ช่องว่างด้านบนของ ช่องว่างรูปวงรีรอบๆ อุโมงค์ดังที่ได้อธิบายไว้แล้วก่อนหน้านี้ ดังนั้น การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวใน แนวนอนที่ระยะ  $x$  และความลึก  $H$  ที่จุด  $C$  ในรูปที่ 7.19 จะประมาณได้เท่ากับ 50% ของการสูญเสีย มวลดินที่ก่อให้เกิดการเสีรูปที่ระยะความยาว  $x$  ที่ผิวดิน

โดยการใช้เงื่อนไขขอบเขตการพิจารณา ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.16 และแทนที่สมการ 2.12 ด้วย 2.13 ค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดินของการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรง (เนื่องจาก ช่องว่างวงรี) รอบอุโมงค์ สามารถคำนวณได้จาก

$$\varepsilon_{x,z} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\} \quad (2.13)$$

โดยถ้าค่า  $\delta = 0$  การทรุดตัวของผิวดินที่หาได้จาก วิธีการของ Veruijt and Booker (1996) จะมีความกว้างมากกว่าค่าที่ได้จากการวัดจริงภาคสนาม ดังนั้น Loganathan and Poulos (1998) จึง ได้ปรับปรุงสมการของ Veruijt and Booker (1996) โดยกำหนดตัวแปรการสูญเสียมวลดินดัง สมการ (2.13) นอกจากนี้ Ovalization (การเกิดวงรี) ของอุโมงค์ไม่ได้ถูกนำมาพิจารณาในการศึกษา ของ Veruijt and Booker (1996) เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่า การเกิดวงรีเกิดขึ้นเฉพาะในระยะยาว และ เล็กน้อยมาก ดังนั้น โดยการรวมเอา สมการ (2.3) และ (2.13) เข้าด้วยกันจะได้สมการการทำนายการ เสียรูปของดินดังนี้

$$U_{z=0} = 4(1-\nu)R^2 \frac{H}{(H^2+x^2)} \frac{4gR+g^2}{R^2} \exp\left[-\frac{1.38x^2}{(H+R)^2}\right] \quad (2.14)$$

Loganathan and Poulos (1998, 1999) ซึ่งให้เห็นว่า สมการใหม่จะให้ค่าความกว้างของแนว การทรุดตัวตามขวางของผิวดินที่ลักษณะใกล้เคียงกับสภาพจริงมากกว่าสมการเดิม

## 2.5 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method)

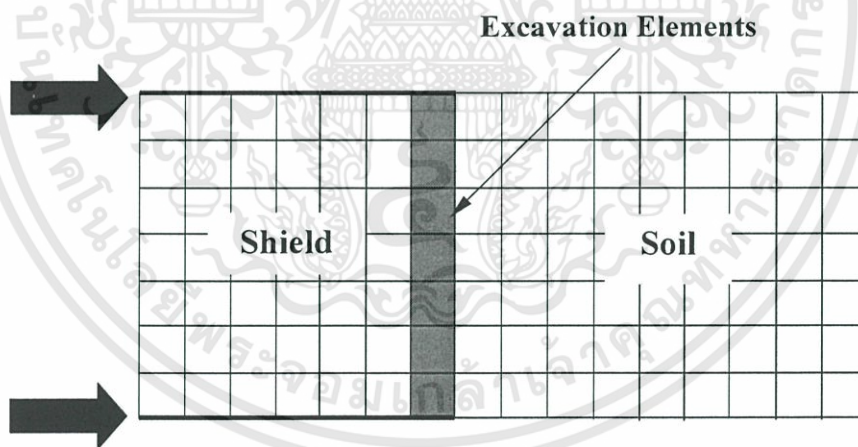
วิธีนี้เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขและสามารถจำลองสภาพแวดล้อม โครงสร้างและพฤติกรรมของหัวเจาะหรืออุโมงค์ได้บางส่วน โดยสามารถจำลองได้ทั้งแบบระนาบสองมิติและสามมิติ ซึ่งในปัจจุบันนี้การวิเคราะห์ในเชิงสองมิติมีความสะดวกและการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ผลเป็นที่น่าพอใจในการจำลองการขุดอุโมงค์ในหลากหลายรูปแบบ อย่างไรก็ตามมีหลักฐานว่าพัฒนาการของการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบหัวเจาะแบบสามมิตียังคงพบกับปัญหา ได้แก่

- 1) ต้องใช้เวลานานในการวิเคราะห์แบบสามมิติ ซึ่งต้องจำลองแนวทางการขุดเจาะและรูปทรงแบบ 3 มิติ รวมทั้งแบบจำลองดินที่มีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงต่อเนื่อง (Non linear)
- 2) ในการจำลองพฤติกรรมกรขุดเจาะอุโมงค์ มีตัวแปรจำนวนมากและมีความซับซ้อน เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ระดับการรบกวนดิน การลึบตัวของหัวเจาะไปด้านหน้า ขนาดของช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะและค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองชั้นดิน
- 3) ปริมาณการวิเคราะห์ที่มีจำนวนมากต่อการก่อสร้างหนึ่งโครงการเนื่องจาก สภาพทางธรณีวิทยา สภาพของอุโมงค์ รูปทรงและรูปแบบของแนวอุโมงค์และสภาพที่แตกต่างกันตลอดแนวอุโมงค์
- 4) แบบจำลองดิน (Soil model) ที่นิยมใช้ในปัจจุบันยังไม่ได้รับการพิสูจน์ว่ามีความเหมาะสมในการจำลองในทุกสถานะของชั้นดินและการก่อสร้างอุโมงค์

เหตุผลดังกล่าวยังคงเป็นปัญหาสำคัญ อย่างไรก็ตามได้มีพัฒนาวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์อย่างกว้างขวาง โดยการวิเคราะห์ในแบบ 3 มิติที่ของ Lee and Rowe (1991) สามารถใช้ทำนายการเคลื่อนตัวเข้าแทนที่ของดินแบบ 3 มิติภายในมวลดิน แต่ต้องใช้เวลาในการวิเคราะห์นี้นานมาก วิธีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติจึงยังคงเป็นที่นิยม สำหรับวัตถุประสงค์ของการทำการวิเคราะห์แรงเค้นในระนาบ 2 มิติ องค์ประกอบของการสูญเสียมวลดินซึ่งอธิบายไว้โดย Lee et al (1992) ถูกแทนด้วยตัวแปร  $g$  ดังนั้นแนวคิดของวิธีนี้คือการอธิบายการเคลื่อนตัวของดินในแบบ 3 มิติได้ง่ายขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในระนาบ 2 มิติ เพื่อเปลี่ยนรูปแบบของปัญหาให้เป็นแบบ 2 มิติ ตัวแปร  $g$  จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เพื่อประมาณปริมาณการสูญเสียมวลดิน ซึ่งเป็นผลให้สามารถประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินร่วมกับระนาบแบบ 2 มิติได้โดยการสมมติให้ปริมาตรของการขุดอุโมงค์มีขนาดที่ใหญ่ขึ้นร่วมกับปริมาตรที่สอดคล้องกันกับปริมาณการสูญเสียมวลดินบริเวณเหนืออุโมงค์เข้าด้วยกัน เช่น

ปริมาตรต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์ อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์ปัญหาแบบ 2 มิติ การทำนายการทรุดตัวของดิน มีแนวโน้มที่จะกว้างกว่าค่าที่วัดได้จากในสนามโดยเฉพาะในชั้นดินแบบ Overconsolidated Clay Clough and Leca (1989) ซึ่งให้เห็นว่า การวิเคราะห์แบบ 2 มิติแทนการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ส่งผลให้ทำนายการทรุดตัวได้ไม่ดี ซึ่งการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เป็นเส้นตรง 2 มิติได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้าง NATM (New Austrian Tunneling Method) โดยถึงแม้จะมีความซับซ้อนเมื่อวิเคราะห์แบบ 3 มิติแต่ไม่มีความจำเป็นในการจำลองการเคลื่อนตัวของดินที่ซับซ้อนจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

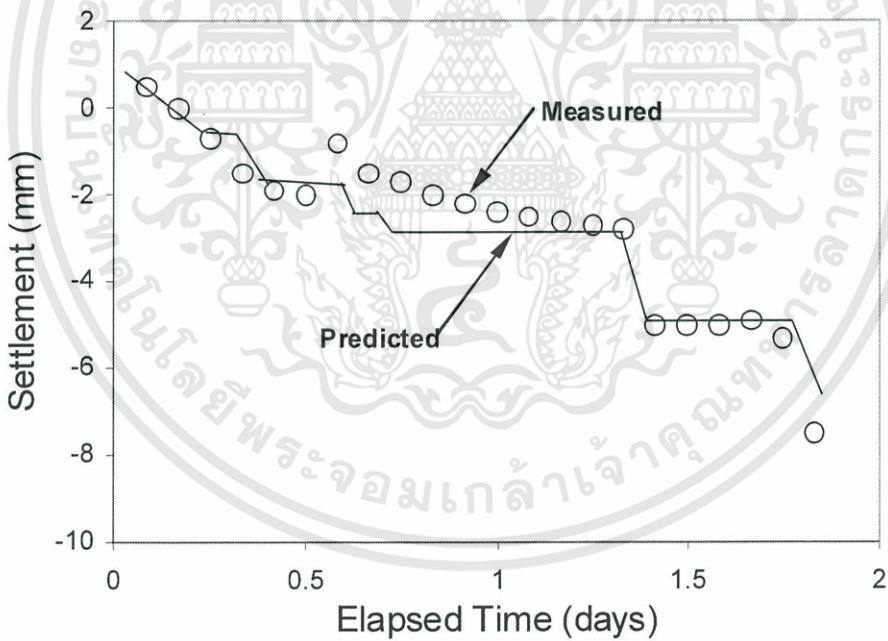
Akagi and Komiya (1996) ได้อธิบายถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในแบบ 3 มิติของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน โดยใช้ Critical state soil model ในการจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดยได้แนะนำให้ใช้ Excavated element ซึ่งอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะเพื่อแสดงให้เห็นบริเวณของการรบกวนดินที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวจากหัวเจาะดังในรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดย “Excavation elements” (Akagi and Komiya, 1996)

ผลการทำนายโดยใช้ แบบจำลอง 3 มิติสอดคล้องกับค่าที่วัดได้จากในสนามดังแสดงในรูปที่ 2.21 อย่างไรก็ตามหัวเจาะและการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะได้ถูกจำลองในการวิเคราะห์ที่ซับซ้อน นอกจากนี้ผู้วิจัยยังมีความเห็นว่าการทำนายการเคลื่อนตัวของดินให้พอเพียงนั้นควรมี

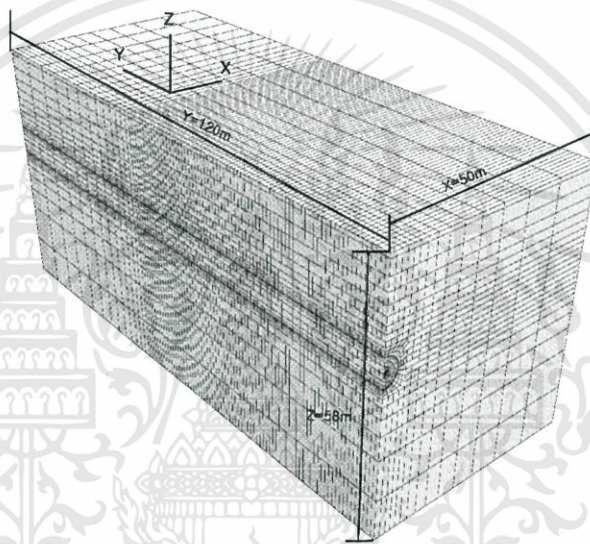
การเปรียบเทียบแบบจำลองกับค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนามมากกว่าปัจจุบัน ยิ่งไปกว่านั้นปัญหาหลักของการวิเคราะห์ในระนาบแบบ 2 มิติ คือการสมมติให้ จุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอยู่ไกลจากจุดที่ทำกรวิเคราะห์ ดังนั้นการวิเคราะห์ใน 2 มิติจึงไม่พอเพียงเมื่อต้องคำนึงถึงผลกระทบในแบบ 3 มิติ เช่น การวิเคราะห์การขุดดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะอันทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นซึ่งไม่สามารถทำได้และเป็นปัญหาสำคัญในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาทางด้านเทคโนโลยีและคอมพิวเตอร์ที่มีความทันสมัย โดยสามารถจำลองแบบจำลองชั้นดินและสภาพแวดล้อมที่ซับซ้อนได้สมจริงมากยิ่งขึ้นและใช้เวลาในการคำนวณรวดเร็วมากขึ้น โปรแกรมคอมพิวเตอร์หรือซอฟต์แวร์ต่างๆ ได้มีการแข่งขันและพัฒนาศักยภาพในการใช้งานได้ดีขึ้นและใช้งานได้ง่ายมากขึ้น ถึงแม้ปัญหาในการใช้แบบจำลองดินและการกำหนดค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินยังคงมีอยู่ อย่างไรก็ตามวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ยังคงมีผู้ใช้งานอยู่อย่างแพร่หลาย



รูปที่ 2.21 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akagi and Komiya, 1996)

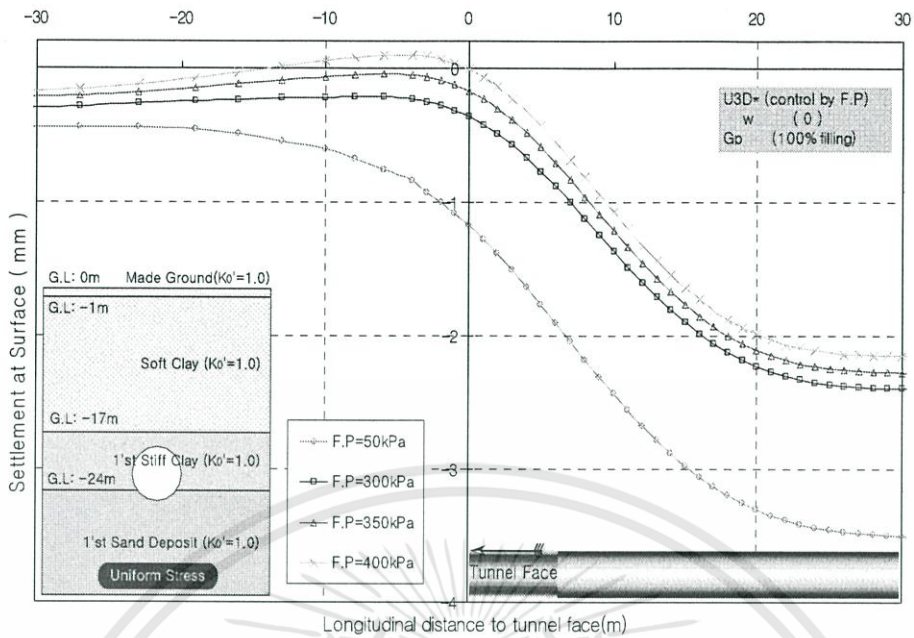
ตัวอย่างงานวิจัยที่น่าสนใจจากการใช้วิธี Numerical โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เช่น งานวิจัยของ Chang-pyo Hong (2005) จากการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์จำลองพฤติกรรมการขุด

เจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบ 3 มิติและผลของการสูญเสียมวลดินเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของดินเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนาม โดยเป็นการวิเคราะห์ในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำเนื่องจากเป็นการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในทันทีทันใดและส่วนใหญ่จะให้ผลที่มากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับ การวิเคราะห์ในช่วงระยะยาวหรือดินมีการอัดตัวคายน้ำรวมทั้งการไหลของน้ำใต้ดินก็อยู่นอกเหนือจากการวิเคราะห์ ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเป็นพฤติกรรมแบบ non-linear และได้ถูกจำลองขึ้นดังรูปที่ 2.22

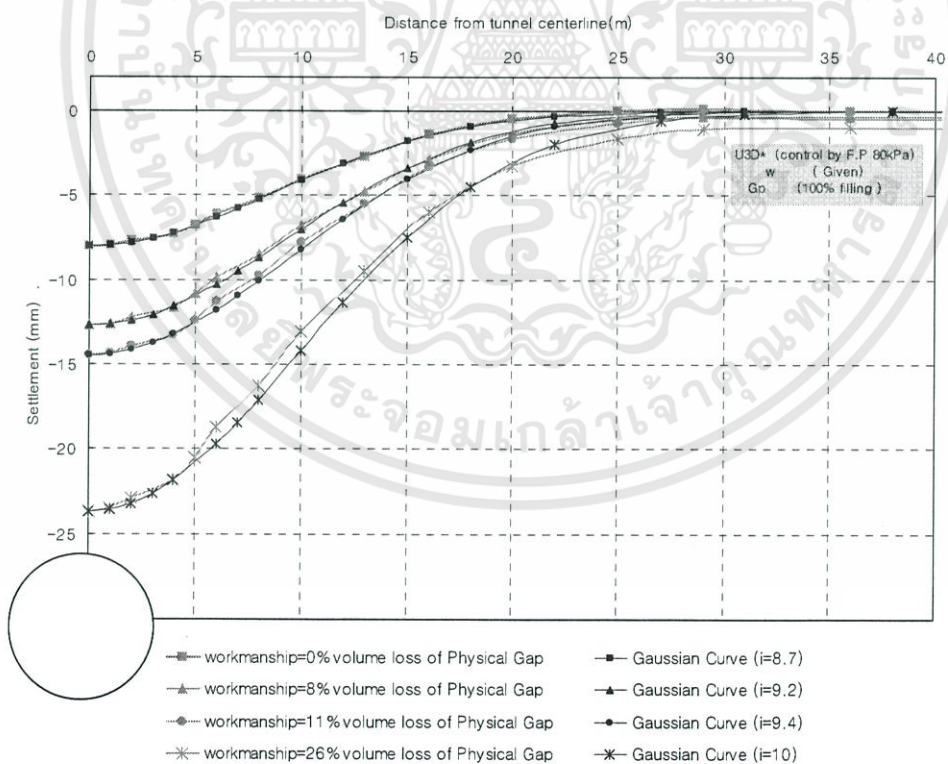


รูปที่ 2.22 โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์

การเคลื่อนตัวของดินที่ได้จากการวิเคราะห์เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนามได้ถูกแบ่งออกเป็นหลายกรณีเช่นกรณีจำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบต่อเนื่องทุกทิศทาง หรืออีกกรณีเป็นแบบไม่ต่อเนื่องทุกทิศทาง กรณีแรงดันน้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic หรือ Piezometric drawdown ซึ่งทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันออกไปดังแสดงในรูปที่ 2.23 รูปที่ 2.24 และรูปที่ 2.25

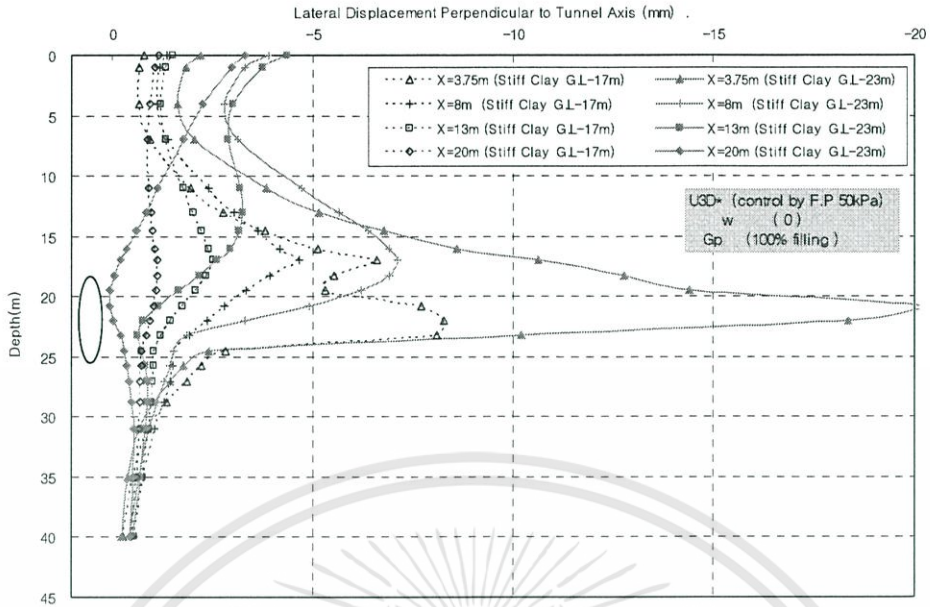


รูปที่ 2.23 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)



รูปที่ 2.24 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า workmanship ที่ถูกกำหนด โดยการสูญเสียมวลดินที่ค่าต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 30 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.25 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong, 2005)

## 2.6 ประโยชน์จากการทบทวนวรรณกรรม

จากการศึกษาวรรณกรรมต่างๆที่เกี่ยวข้อง พบว่าในการวิเคราะห์และคาดการณ์ การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะต่างๆที่เกิดขึ้นนั้น จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องเลือกวิธีการคำนวณให้ตรงกับข้อมูลในการเก็บสำรวจ ในทางกลับกัน ในการที่จะทำงานและเก็บข้อมูลไว้เพื่อคาดการณ์การเคลื่อนตัวของดินนั้น ก็จำเป็นต้องรู้ว่าจะต้องเก็บข้อมูลอะไรบ้าง เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ทางคณะวิจัยได้สังเกตเห็นในจุดนี้จะมีคามเห็นในการที่จะนำเสนอรายละเอียดของวิธีที่สามารถคาดการณ์การเคลื่อนตัวของดิน จากข้อมูลที่ทางคณะวิจัยได้ทำการเก็บรวบรวมมา ทั้งนี้เพื่อไม่ให้เกิดความสับสนในงานวิจัย และเป็นการกำหนดแนวทางที่ชัดเจนสำหรับงานวิจัยชุดนี้

จากการศึกษาวรรณกรรมต่างๆที่เกี่ยวข้อง จะพบว่าปัญหาสำคัญที่เกิดขึ้นในการขุดเจาะอุโมงค์คือ ปัญหาที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินในแนวต่างๆ ซึ่งในการทบทวนวรรณกรรมเหล่านี้ ทำให้ทางคณะวิจัยได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลที่จำเป็นต่อการวิเคราะห์ต่อไป โดยจะต้องเลือกวิธีการวิเคราะห์ ให้ตรงกับข้อมูลที่ได้เก็บรวบรวมมา

## บทที่ 3

### หัวข้อเจาะอุโมงค์

#### 3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวข้อเจาะ ชนิดของหัวเจาะและความเหมาะสมต่อการเลือกใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ หลักการพื้นฐานในการออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน โครงสร้างต่างๆของหัวเจาะอุโมงค์ และการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล

#### 3.2 การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวข้อเจาะ

การขุดเจาะอุโมงค์ที่ดีควรเลือกวิธีการขุดเจาะที่เหมาะสม กับพฤติกรรมของดิน และประเมินลักษณะของดิน ได้อย่างถูกต้อง การประเมินถือเป็นส่วนสำคัญของการสำรวจสภาพทางธรณีวิทยา ซึ่งขึ้นอยู่กับภารกิจจำแนกประเภทโดยลักษณะเฉพาะและลักษณะทั่วไปที่ได้กล่าวไว้แล้ว และประเมินค่าพารามิเตอร์บางตัวเช่น การกระจายขนาดของเม็ดดิน กำลังรับแรงของดิน ค่าความชื้นได้ของดิน และสถานะน้ำใต้ดิน หลักการทำงานของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ โดยทั่วไปของหัวเจาะมีพื้นฐานมาจากหลักการงอกที่ประกอบขึ้นมา และดันไปข้างหน้าตามแนวแกนอุโมงค์ในขณะเดียวกันก็ทำหน้าที่ขุดดินออกไปด้วย หัวเจาะป้องกันช่องว่างที่ถูกขุดออกจนกระทั่งแนวอุโมงค์ขุดขึ้นหรือปลายของแนวอุโมงค์ได้ถูกติดตั้งขึ้น หัวเจาะต้องทนทานต่อความดันของดินรอบๆ และป้องกันการไหลของน้ำใต้ดิน

#### 3.3 ชนิดของหัวเจาะ

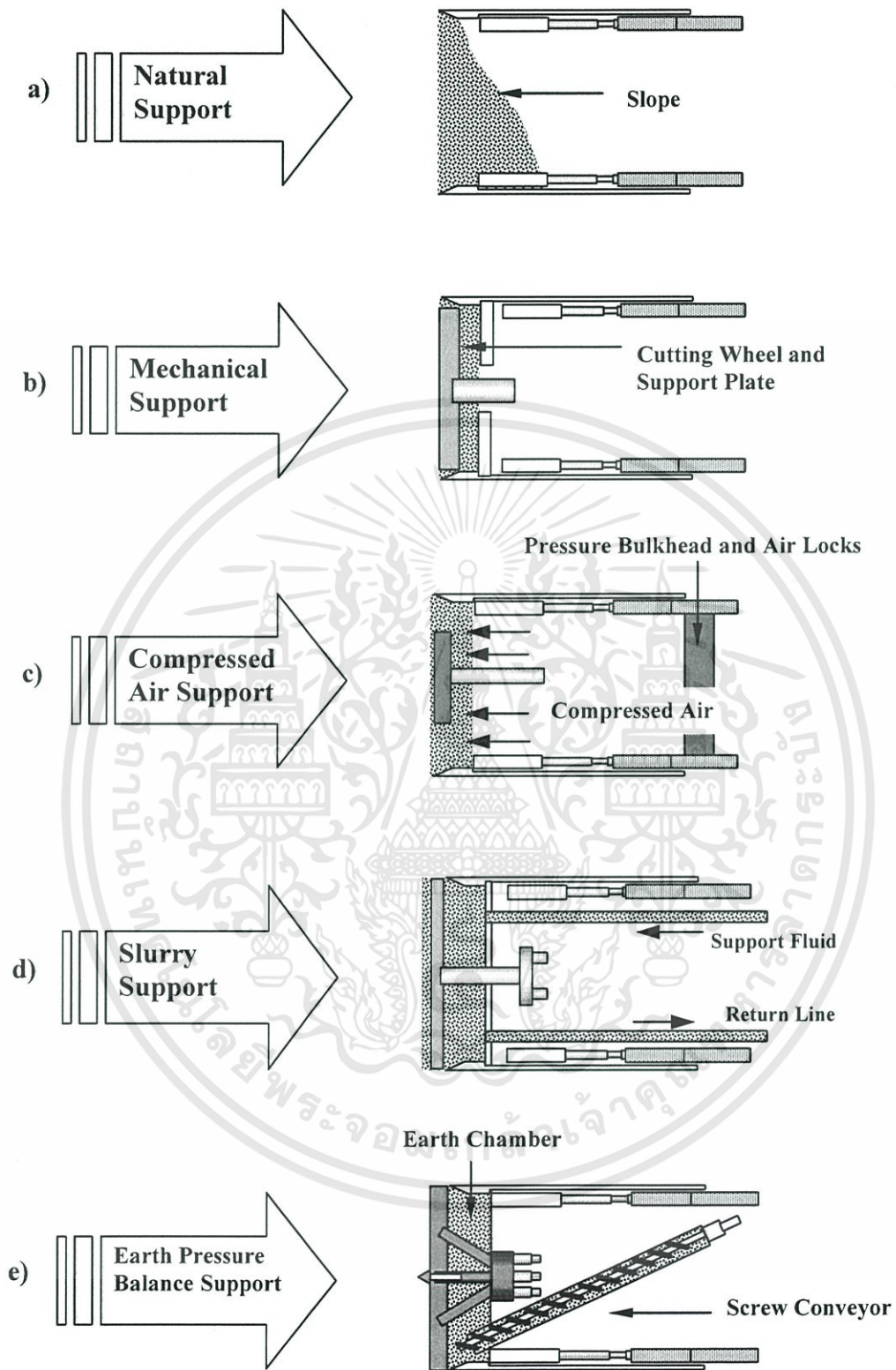
ในการก่อสร้างอุโมงค์ให้เกิดความปลอดภัยและประหยัด การเลือกชนิดของหัวข้อเจาะอุโมงค์ให้เหมาะสมมีความสำคัญในการก่อสร้าง นอกเหนือจากสภาพของชั้นดิน สภาพของพื้นผิว ขนาดและความยาวในงานก่อสร้าง การวางแผนเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดินและระยะเวลาการก่อสร้าง

หัวข้อเจาะอุโมงค์ (Shield Machines) มีทั้งค้ำยันด้านหน้าแบบปิดและค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบปิด (Close-Face Type Shield Machines) มักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่มีความมั่นคงน้อยหรือเกิดการเคลื่อนตัวได้ง่าย ได้แก่ หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield)

ส่วนหัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด (Open-Face type shield machines) นิยมใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่ค่อนข้างมีความมั่นคง ซึ่งมีแบบประเภทเปิดอย่างเต็มที่ (Fully open) และเปิดเพียงบางส่วน (Partially open) โดยประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดอย่างเต็มที่ (Fully open) แบ่งย่อยออกเป็นการขุดด้วยมือ (Hand mine) ประเภทกึ่งเครื่องยนต์ (Semi mechanical) และประเภทเครื่องยนต์ (Mechanical) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดบางส่วนจะรวมถึงหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind shield การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้าแสดงดังตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า (Suwansawat, 2002)

หัวขุด เจาะ	ประเภทของ ค้ำยันด้านหน้า	ประเภทของ หัวขุดเจาะ	การรักษาเสถียรภาพที่ ด้านหน้าระหว่างขุดเจาะ	วิธีการขุดดิน
	Fully Open	Fully Open	Manual	Hood + Earth Retaining Jack
Semi-Mechanical			Hood + Earth Retaining Jack	Back Hoe, etc.
Mechanical			Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
Partially Open		Partial Face Extraction	Hood	Excavation shovel, bucket tooth
		Blind	Steel Bulkhead with slit	Extrusion
Closed		Closed	Earth Pressure Balance (EPB)	Dug Soil + Cutter Disk or Spoke + (additive)
	Slurry		Slurry + Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
	Mixed		Slurry + EPB	Revolving Cutter



รูปที่ 3.1 การค้ำยันผิวหน้าด้วยวิธีที่แตกต่างกัน (Maidl et al., 1996)

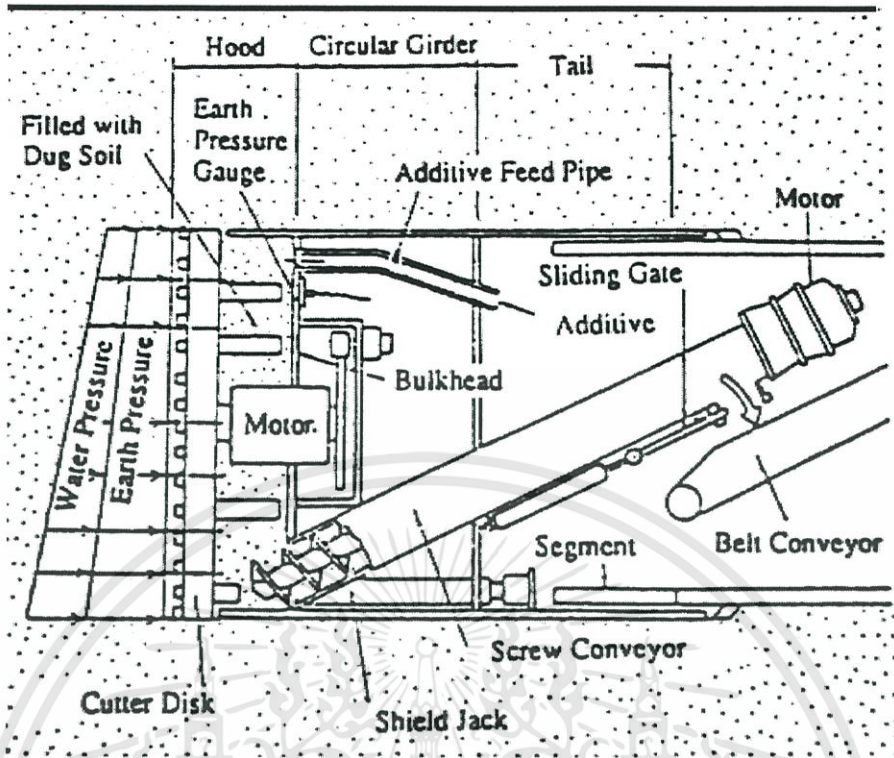
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.3.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)

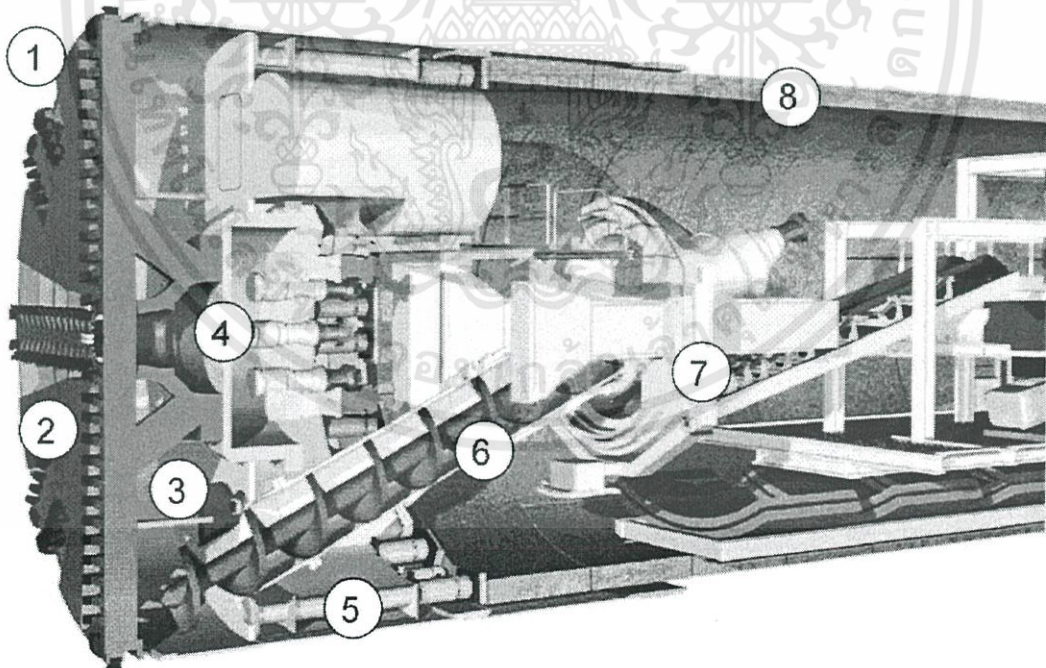
หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) และหัวเจาะแบบปรับแรงดันโคลน (Mud Pressure Type Shield Machines) เครื่องจักรหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) มีลักษณะเฉพาะเป็นระบบสำหรับการนำเข้ดิน โดยทำการตัดเฉือนดินด้วยหัวเครื่องแบบหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ เติมน้ำที่ว่างระหว่างส่วนหน้าและส่วนก้นตรงหัวขุดเจาะอุโมงค์ ที่มีดินผสมและให้ความดันแก่ดินด้วยแรงพุ่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ความดันของดินที่ส่วนหน้าจะมีความสม่ำเสมอแก่ดินเต็มพื้นที่หน้าตัดของหัวขุดเจาะ หลังจากนั้นดินจะถูกขนย้ายออกใน โดยวิธีการของการลำเลียงด้วยสายพานลำเลียง ดังนั้นจึงทำให้หน้าตัดดินมีเสถียรภาพ และยังส่งผลกระทบต่อ การทรุดตัวพื้นดินที่อยู่โดยรอบน้อยที่สุดอีกด้วย ส่วนเครื่องจักรหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันโคลน (Mud Pressure Type Shield Machines) จะเหมาะสมสำหรับดินหลายชนิด ซึ่งรวมถึงพื้นดินอ่อนที่มีระดับความแข็งแรงน้อย เช่น ทรายผสมกรวดที่พัฒนาทับถมกับน้ำ ทราย โคลนเลน ดินเหนียว และดินที่ลักษณะอ่อนแข็งสลับกัน ขั้นตอนการขุดเจาะจะเริ่มที่ทำการฉีดสารผสมเพิ่ม (Admixture) เข้าไปในดินและผสมกับดินที่ขุดโดยหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ ความดันของโคลนที่ มาจากการหลอมเหลวทำให้เกิดความสม่ำเสมอแก่ส่วนหน้าในวิธีการเดียวกันกับหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน และดินจะถูกขนย้ายออกมาโดยสายพานลำเลียง ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแสดงดังรูปที่ 3.2 และรูปที่ 3.3 โดยตัวอย่างเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ก่อสร้าง โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศสิงคโปร์แสดงในรูปที่ 3.4

### 3.3.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำโคลน น้ำโคลนทำหน้าที่ปรับสมดุลดินด้านหน้าทำให้เกิดเสถียรภาพแก่ส่วนหน้าตัดที่ตัดเฉือนดิน แรงดันน้ำโคลนจะหมุนเวียนและจะนำส่งดินที่ขุดโดยการลำเลียงของเหลวด้วยอุปกรณ์การป้อนหรือการปล่อยสารละลายปรับสมดุลดินให้หมุนเวียนและทำให้เกิดความดันแก่น้ำโคลน ควบคุมด้วยอุปกรณ์ปรับคุณสมบัติของสารละลายให้อยู่ในระดับที่ได้ระบุไว้ ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนแสดงดังรูปที่ 3.5 และรูปที่ 3.6 ส่วนตัวอย่างหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำในประเทศเม็กซิโก แสดงดังรูปที่ 3.7

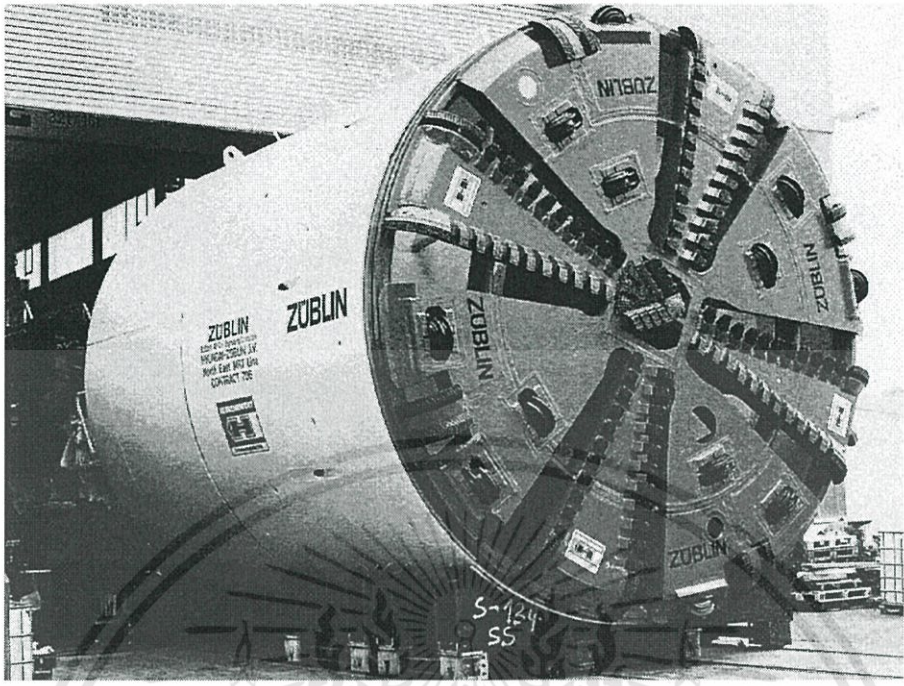


รูปที่ 3.2 ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)

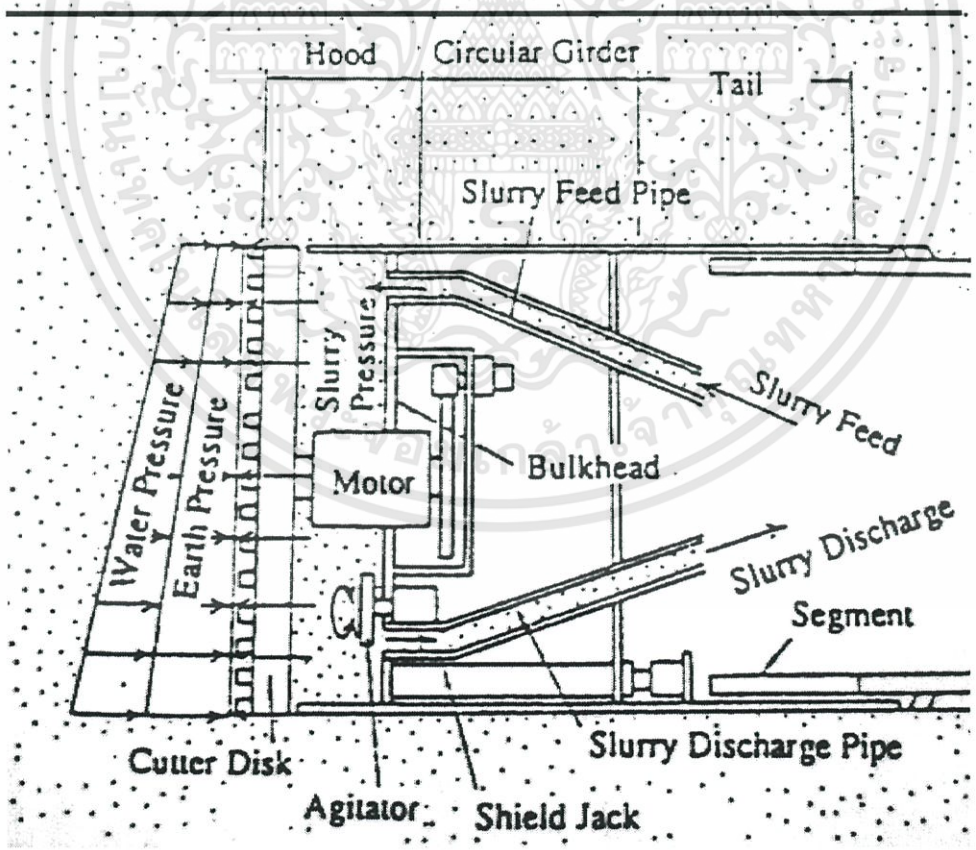


รูปที่ 3.3 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล 1: Face, 2: Cutterhead, 3: Working Chamber, 4: Bulkhead, 5: Thrust cylinder, 6: Screw conveyor, 7: Erector, 8: Segments (Rehm, 2006)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

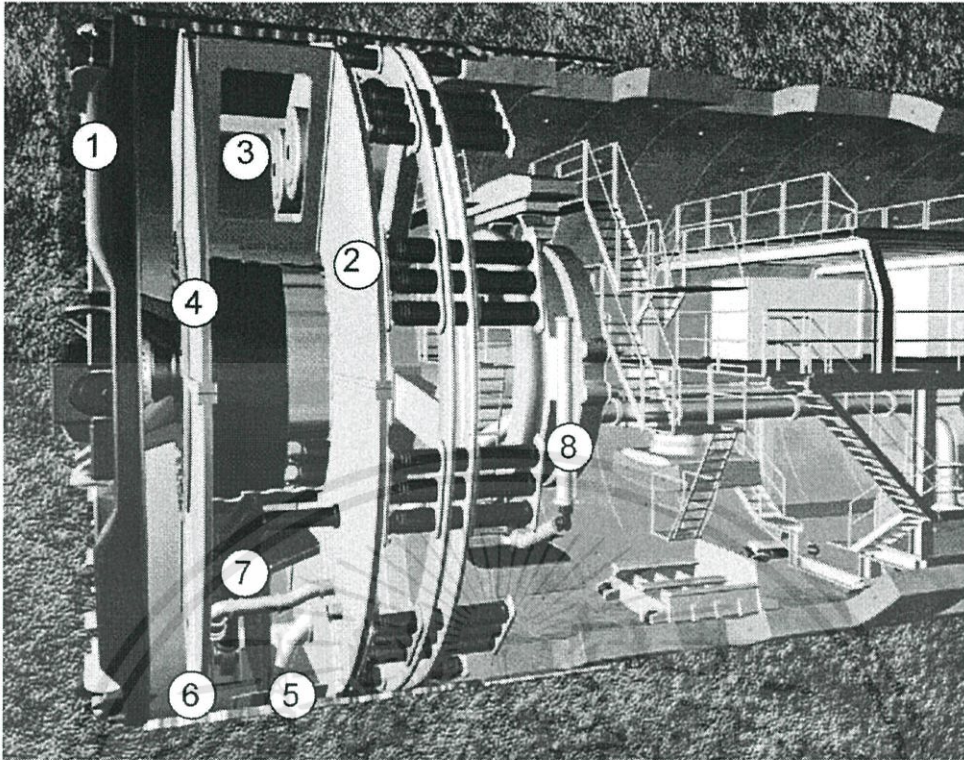


รูปที่ 3.4 EPB shield ใช้กับโครงการ Singapore MRT

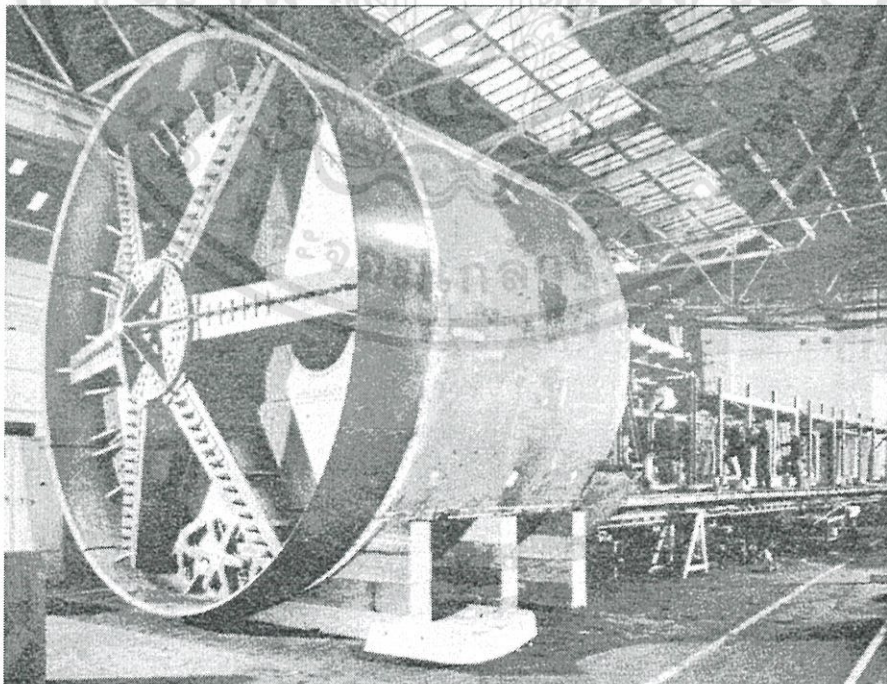


รูปที่ 3.5 ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 37 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.6 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1. Cutterhead 2. Bulkhead 3. Air-cushion  
4. Submerged wall 5. Slurry line 6. Stone crusher 7. Feeding Line 8. Erector  
(Rehm, Herrenknecht, 2006)

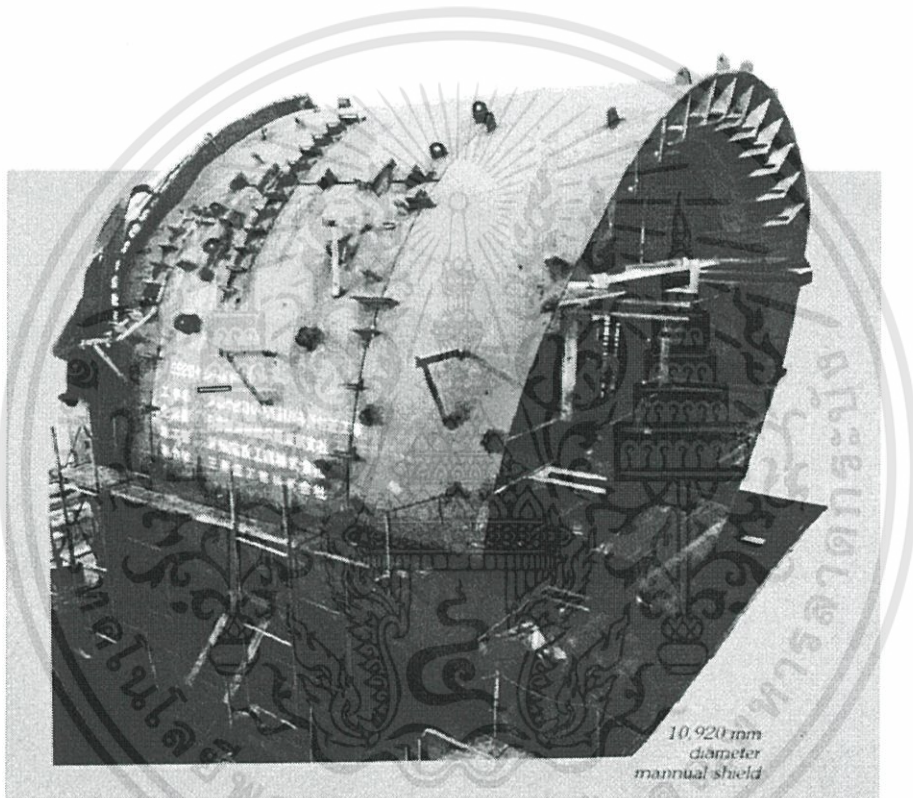


รูปที่ 3.7 หัวชุดเจาะแบบ Slurry ที่ใช้กับการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใน Mexico City (1969)

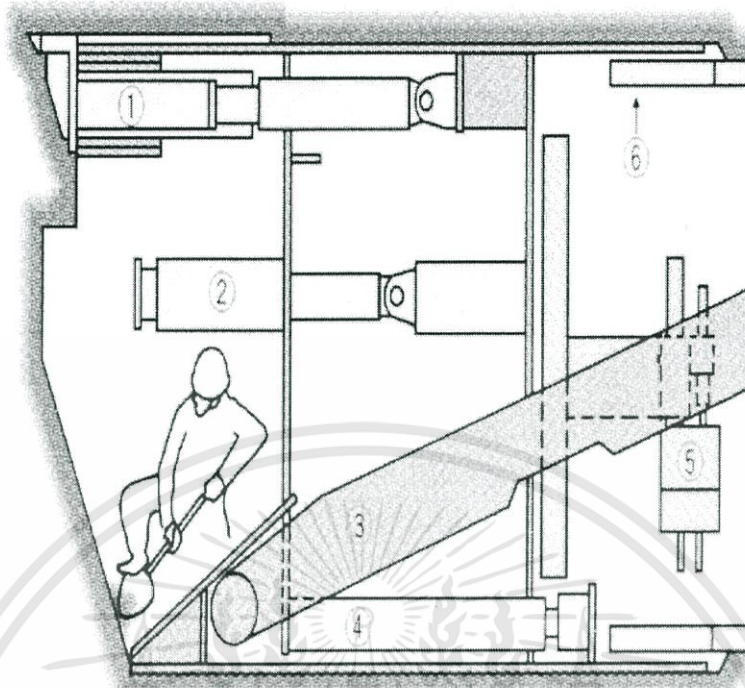
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 38 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.3.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดและควบคุมด้วยมือ ใช้ขุดตัดดินด้วยเครื่องสำหรับแซะหรือตัด อุปกรณ์ที่ใช้ในงานขุดเหมือง อุปกรณ์สำหรับทุบหรือกระแทกให้แตก โดยดินที่ขุดออกมาจะถูกย้ายโดยสายพานลำเลียง และรถเข็น หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือโดยปกติจะจัดให้มีกลไกการทำงานให้มีเสถียรภาพของส่วนหน้า เช่น ฝาครอบ แม่แรงที่ใช้สำหรับทำให้หินหรือดินแข็งแตกซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพของดิน ลักษณะและกลไกการทำงานภายในของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือแสดงในรูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9 ตามลำดับ



รูปที่ 3.8 ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)



รูปที่ 3.9 กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบชุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)

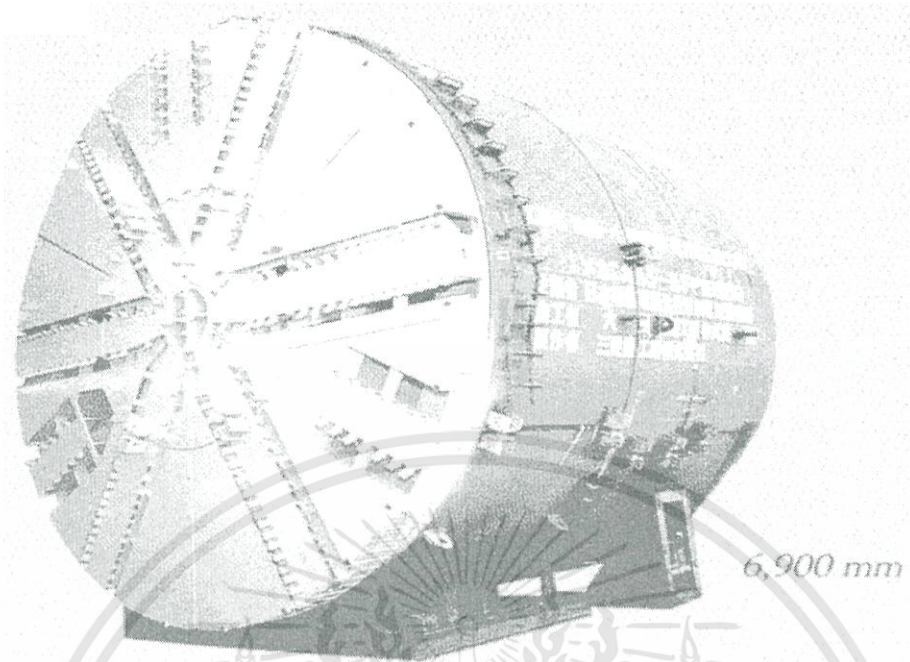
### 3.3.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines)

หัวเจาะอุโมงค์แบบกึ่งเครื่องยนต์มีพื้นฐานมาจากหัวเจาะอุโมงค์แบบชุดด้วยมือ ซึ่งจะตัดดินด้วยอุปกรณ์การขุดและขนถ่ายดินพร้อมกัน ระหว่างการขุดส่วนหน้าของเครื่องจักรจะเปิดกว้างมากและทำให้ยากที่จะป้องกันส่วนหน้าที่ตัดเฉือนในระหว่างขุด หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์จะต้องระวังความปลอดภัยของคนงานและการทำงาน ระบบพลังงานที่ใช้ก็คือระบบไฮดรอลิกและพลังงานไฟฟ้าเนื่องจากเป็นพลังงานที่ปลอดภัยสำหรับการทำงานอุโมงค์ และระดับความดังของเสียงจากแหล่งพลังงานก็ต้องต่ำสุดเท่าที่เป็นไปได้

### 3.3.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

หัวเจาะอุโมงค์แบบเครื่องยนต์ มีลักษณะเฉพาะคือมีหัวตัดดินอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะที่จะตัดดินอย่างอัตโนมัติโดยต่อเนื่องและจะมีการป้องกันส่วนหัวตัดดินด้วย องค์กรประกอบหลักของหัวเจาะแบบเครื่องยนต์จะมี หน่วยการขุด หน่วยบรรทุกดิน และอุปกรณ์ลำเลียงดิน ดินจะถูกลำเลียงสู่สายพานด้วยถังดัก โดยปกติถังดักจะติดอยู่กับหัวตัดดิน (Cutter head) ด้านหน้า ดังแสดงในรูปที่

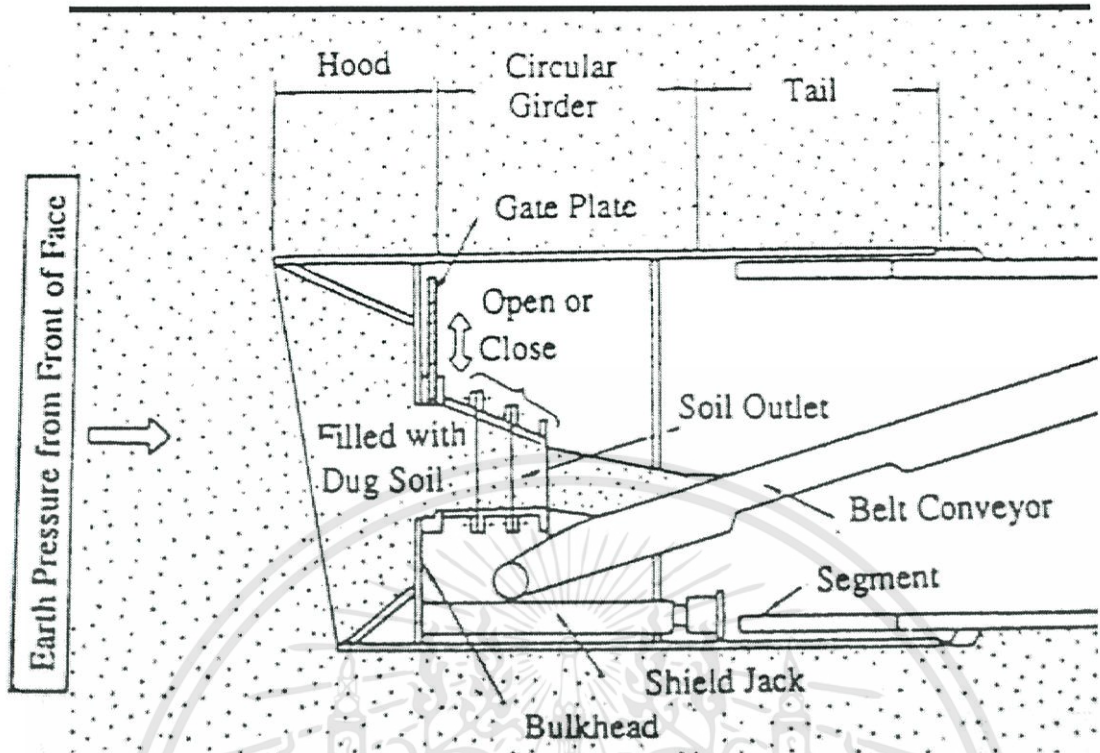
3.10



รูปที่ 3.10 หัวเจาะแบบเครื่องชนิด (Mechanical Type Shield Machines)

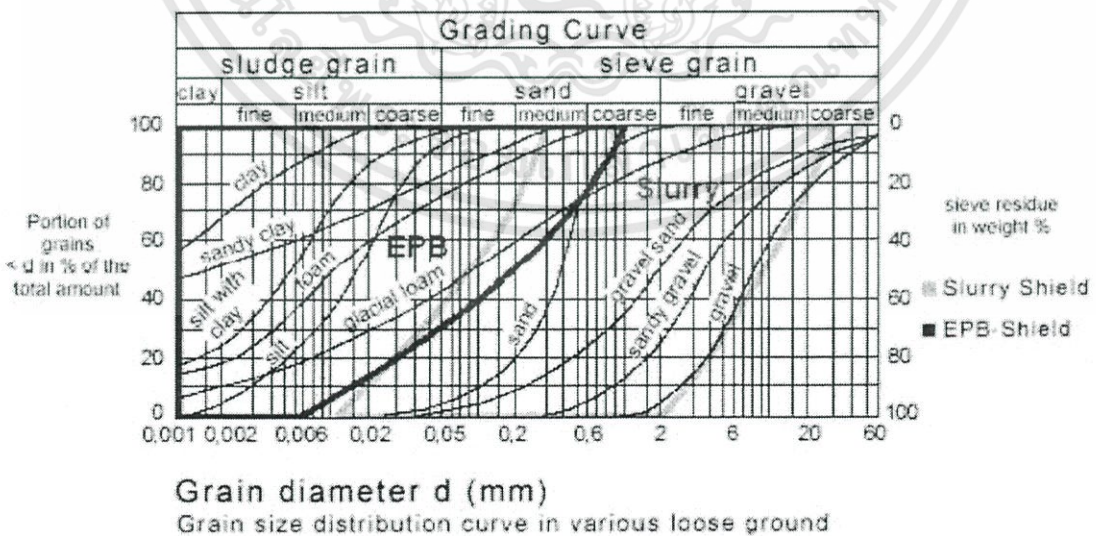
### 3.3.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines)

หัวเจาะอุโมงค์แบบ Blind จะคลุมปิดส่วนหน้าของเครื่องตัดคยวงเส้นทางออกของดินที่สามารถปรับขนาดได้ ส่วนหน้าของหัวเจาะจะถูกดันเข้าไปยังชั้นดินเพื่อทำให้ชั้นดินหลวม อ่อนตัว และเคลื่อนย้ายไปยังจุดปล่อยดิน เสถียรภาพที่ด้านหน้าหัวเจาะขึ้นอยู่กับแรงต้านทานในการปล่อยดินที่เป็นของเหลวให้อยู่ในปริมาณที่เหมาะสม ลักษณะหัวเจาะแบบ Blind แสดงในรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)

นอกจากนี้ยังสามารถเลือกหัวเจาะที่เหมาะสม จากกราฟการกระจายตัวของเม็ดดินได้โดยรูปที่ 3.12 แสดงความสัมพันธ์ที่เหมาะสมในการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 3.12 แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน

### 3.4 กล่าวนำ

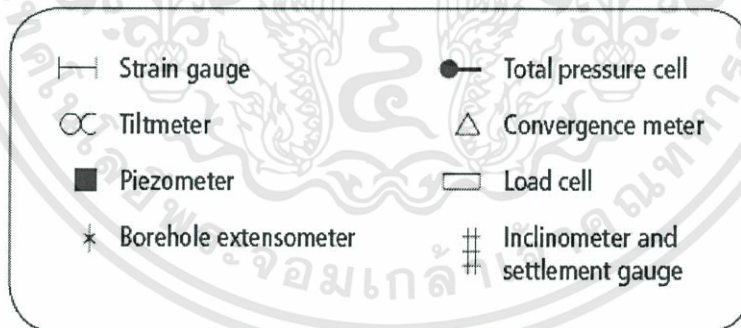
การติดตามพฤติกรรมของโครงสร้างอุโมงค์และดินมีความสำคัญในทุกขั้นตอนการก่อสร้าง อุโมงค์ตั้งแต่ขั้นตอนการออกแบบ ก่อสร้าง ตลอดจนเมื่ออุโมงค์ถูกใช้งาน ดังนั้นควรมีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค เพราะจะได้ทราบถึงการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น ทำให้เราสามารถทำนายการพังทลายของอุโมงค์และความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างใกล้เคียง เพื่อที่จะหาวิธีการป้องกันและแก้ไขให้เกิดความเสียหายน้อยที่สุด

### 3.5 เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ (Selection criteria for instrumentation)

เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ ได้แก่ ความน่าเชื่อถือในการวัด (ความแม่นยำ ความละเอียด) ระยะเวลาการใช้งานและความสามารถในการใช้ร่วมกับเครื่องมืออื่นๆ และการเก็บข้อมูล (Automatic) รวมถึงการแปลผลข้อมูลที่มีประสิทธิภาพ

### 3.6 ประเภทของการตรวจวัด (Type of measurement)

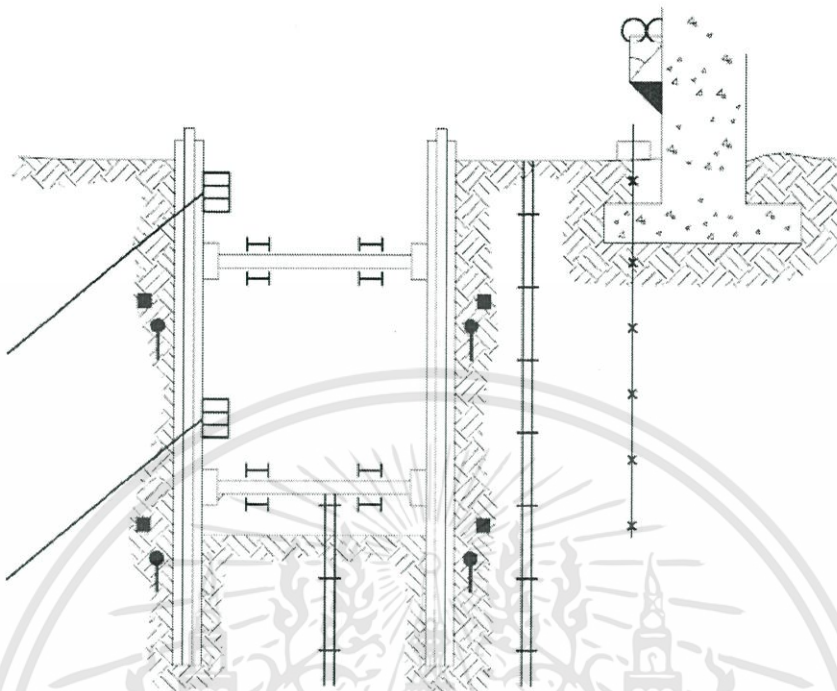
ประเภทและตำแหน่งการติดตั้งของการตรวจวัดนั้นจะขึ้นกับสภาพของดิน สิ่งแวดล้อม และวิธีการก่อสร้าง โดยมีสัญลักษณ์ของเครื่องมือดังรูปที่ โดยทั่วไปสามารถแบ่งตามการก่อสร้างอุโมงค์ได้ดังนี้



รูปที่ 3.13 แสดงสัญลักษณ์ของเครื่องมือต่างๆ

#### 3.6.1 อุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover tunnel)

ในการก่อสร้างอุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ ส่วนใหญ่ที่ต้องการตรวจวัด ได้แก่ ความเค้น (Stress) ที่เกิดขึ้นในสิ่งก่อสร้าง น้ำหนักกดทับสมอ (Load in anchors) และการเคลื่อนตัวของดินและสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ตัวอย่างตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคในงานก่อสร้างอุโมงค์แบบนี้แสดงในรูปที่ 3.14



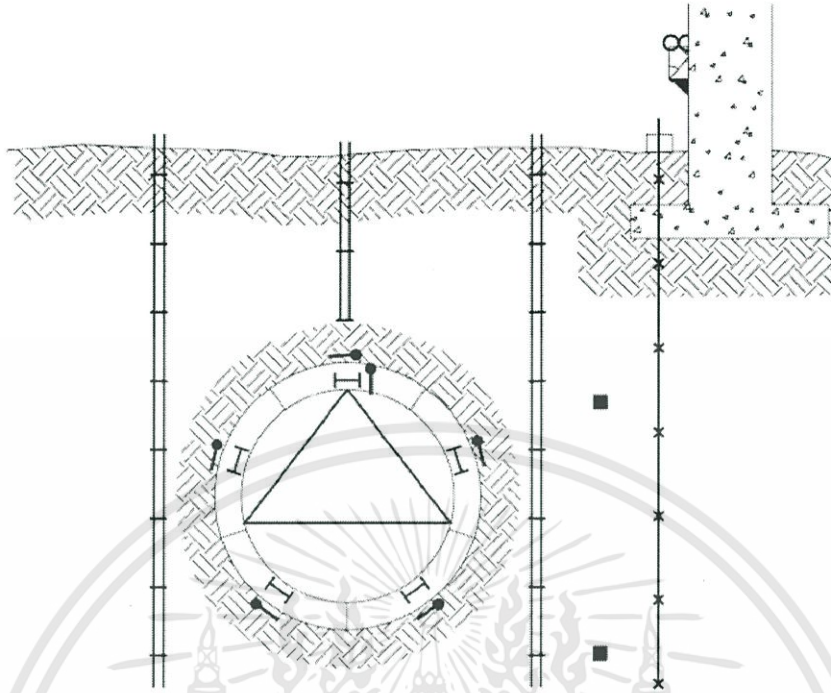
รูปที่ 3.14 ตำแหน่งของเครื่องมือในงานก่อสร้างอุโมงค์ชุดแล้วกลบ

### 3.6.2 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับดิน

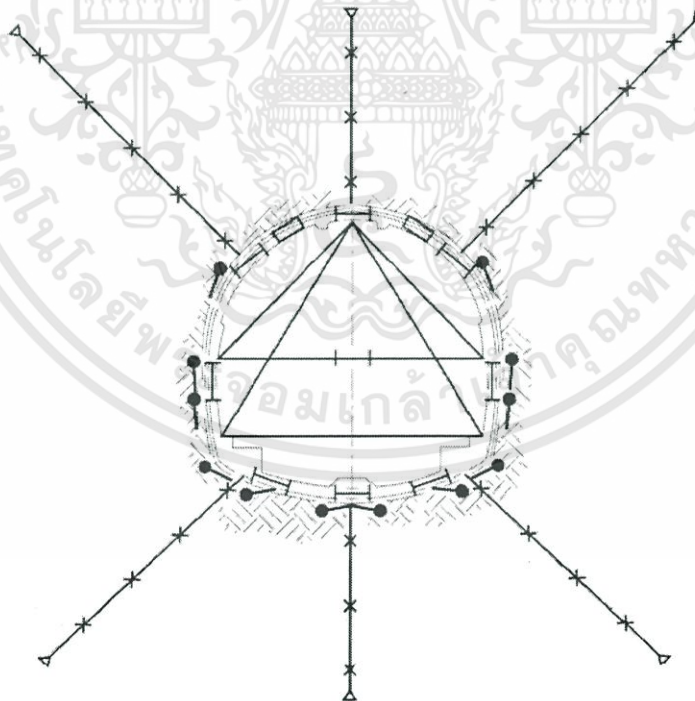
การก่อสร้างอุโมงค์ที่อยู่ในระดับดิน สิ่งที่ต้องระวังคือ ผลกระทบที่เกิดกับโครงสร้างใต้ดินข้างเคียง เช่น ท่อระบายน้ำ ท่อร้อยสายไฟ และโครงสร้างที่อยู่ในระดับผิวดิน รวมถึงความมั่นคงของตัวอุโมงค์ เช่น ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังอุโมงค์ การเสีรูปของผนังอุโมงค์ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวอุโมงค์ได้ ตัวอย่างตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคในงานประเภทนี้แสดงดังรูปที่ 3.15

### 3.6.3 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน (Deep tunnel in rock)

การก่อสร้างอุโมงค์ในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน ส่วนใหญ่มักจะทำการตรวจสอบเสถียรภาพของตัวอุโมงค์ สถานะภาพการขุดเจาะในระหว่างก่อสร้าง การเคลื่อนตัวของเนื้อหิน ความเครียดตามแนวเจาะ และการเสีรูปของผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.15 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ต้น



รูปที่ 3.16 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ลึกในชั้นหิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 45 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.7 การเก็บและแปลผลข้อมูล

การเก็บและแปลผลข้อมูลสามารถจำแนกได้เป็นแบบอัตโนมัติ (Automated) และแบบไม่อัตโนมัติ (Without automated) โดยจะตัดสินจากปริมาณข้อมูลและระยะเวลาในการเก็บข้อมูล หากมีปริมาณมากและใช้ระยะเวลานาน เพื่อที่จะได้มาซึ่งการแปลผลที่ถูกต้องรวดเร็ว จึงจำเป็นต้องเลือกใช้เครื่องมือแบบอัตโนมัติ ถึงแม้จะมีราคาสูงกว่า แต่สามารถหาวิธีแก้ไขปัญหามีแนวโน้มจะเกิดขึ้นได้ทันถ่วงที ชนิดของสัญญาณที่พบบ่อยในงานตรวจวัดอุปกรณ์วัดทางธรณีเทคนิค มีดังนี้

1) สัญญาณค่าความต่างศักย์ (Voltage signal) จะเป็นสัญญาณพื้นฐานที่ใช้กันในหัวอ่านทั่วไป หลักการทำงานของหัวอ่านแบบนี้ก็คือ จะต้องจ่ายไฟเข้าไปเพื่อกระตุ้นหัวอ่านให้ทำงาน และจากนั้นหัวอ่านจะส่งค่าความต่างศักย์ออกมาส่วนมากจะเป็นช่วงกระแสต่ำ อาจจะเป็น โวลต์ หรือ มิลลิโวลต์ แล้วแต่ประเภทของหัวอ่าน และการใช้งาน จากค่าที่ได้ก็สามารถนำไปแปลงให้อยู่ในรูปข้อมูลต่าง ๆ ที่ต้องการวัดได้ ข้อดีของสัญญาณแบบนี้คือ มีความเสี่ยงต่อการเกิดของสัญญาณรบกวนค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากต้องอ่านค่าในช่วงของสัญญาณที่ต่ำมาก อาจจะได้ข้อมูลที่คลาดเคลื่อนได้ จะต้องมีการจัดการเรื่องตัวกรองสัญญาณที่ดีเพื่อเลี่ยงจากปัญหานี้

2) สัญญาณกระแสไฟฟ้า (Current Signal) เป็นหัวอ่านที่ให้สัญญาณออกมาในรูปของค่ากระแสไฟฟ้า ที่พบบ่อยมากคือ 4 ถึง 20 มิลลิแอมแปร์ เช่นเดียวกับแบบแรก จะต้องมีการจ่ายไฟให้กับหัวอ่านก่อนจึงจะสามารถวัดค่าสัญญาณได้ จุดประสงค์หลักที่เลือกใช้สัญญาณประเภทนี้คือ เพื่อลดปัญหาเรื่องรบกวนของสัญญาณรบกวน เนื่องจากว่าค่ากระแสของไฟฟ้าจะคงที่ตลอดเวลา ไม่แปรปรวนเหมือนค่าความต่างศักย์ ซึ่งอาจจะเปลี่ยนแปลงได้จากปัจจัยหลายประการ และยังสามารถที่จะวัดค่าสัญญาณในช่วงที่ต่ำมากได้ โดยไม่มีปัญหาเรื่องความคลาดเคลื่อน นอกจากนี้จุดเด่นอีกข้อของสัญญาณแบบกระแสก็คือ สามารถทำการส่งข้อมูลได้ระยะทางที่ไกลกว่า สัญญาณแบบค่าศักย์ไฟฟ้าที่สัญญาณอาจเกิดการลดทอนลงได้เนื่องจากความยาวของสายไฟ

3) สัญญาณความถี่ (Frequency signal) หรือ ที่เรียกกันว่า Vibrating wire โดยการทำงานจะเป็นการวัดค่าความถี่ที่เกิดขึ้นในเส้นลวด พบบ่อยกับหัวอ่านที่ใช้ในการวัดค่าแรงดัน และการเปลี่ยนแปลงขนาดเล็ก ข้อดีของหัวอ่านแบบนี้คือ อายุการใช้งานค่อนข้างนาน เหมาะสมสำหรับการติดตั้งที่ต้องการการวัดผลระยะยาว

### 3.8 รายละเอียดเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค

#### 3.8.1 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer)

Inclinometer เป็นอุปกรณ์ที่วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในพื้นที่ที่มีการเลื่อนไถลตัวด้านข้างของดิน กล่าวคือ เมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์ภายใต้พื้นดิน มวลดินซึ่งเคยอยู่แบบอัดตัวแน่นก็จะเกิดการเปลี่ยนแปลงซึ่งสามารถวัดค่าการเปลี่ยนแปลงด้านข้างได้โดยอาศัย Inclinometer ซึ่งการเบี่ยงเบน

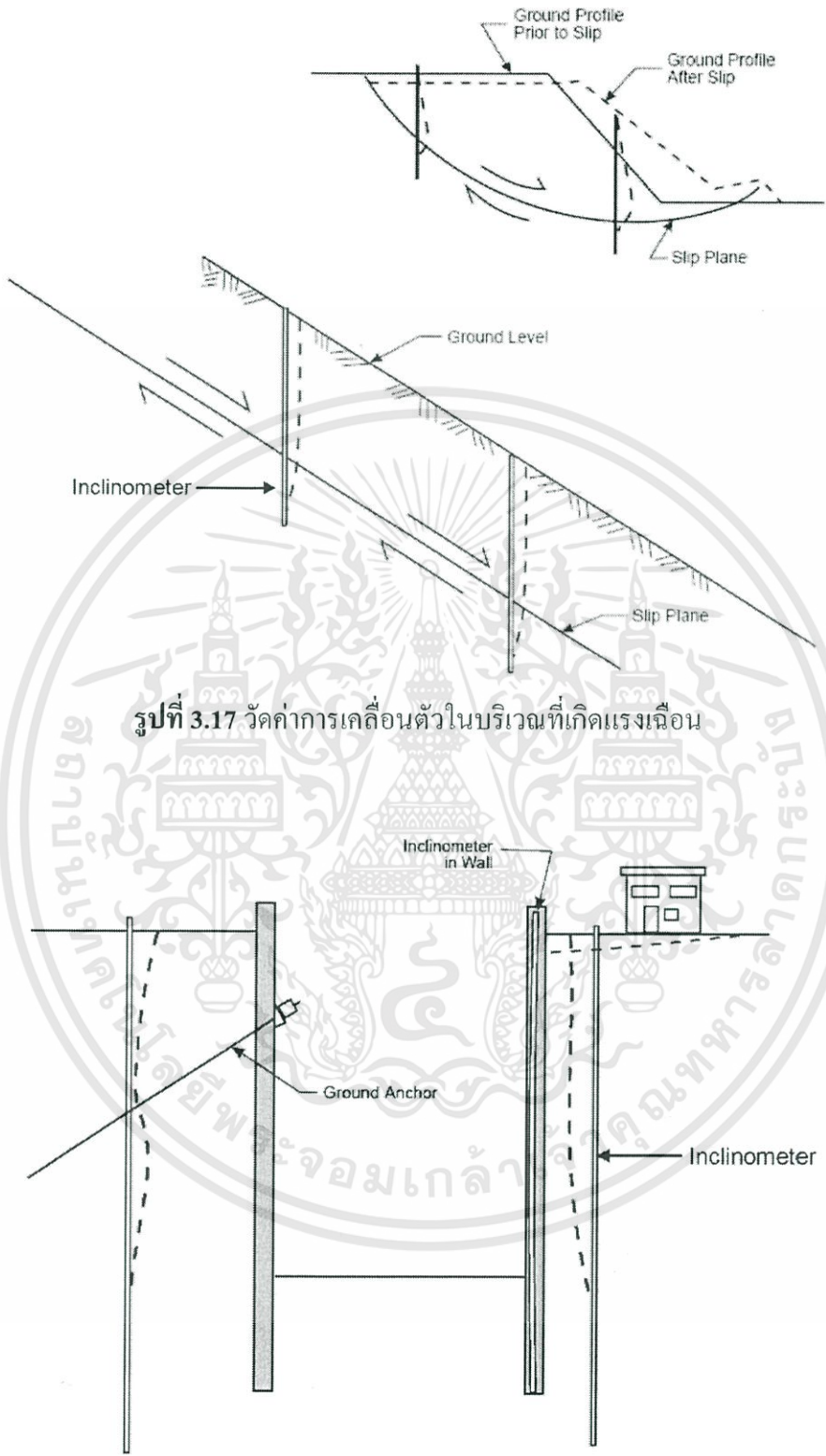
ของตัวท่อ (Casing) ไปจากตำแหน่งแนวเดิม จะส่งข้อมูลโดย ตัวอ่านค่า (Porbe) ไปยัง Readout unit เพื่อเก็บข้อมูลและแสดงผลข้อมูลต่อไป ความสำคัญที่จะต้องติดตั้ง Inclinometers ประกอบด้วย

1) ใช้เพื่อการสำรวจที่ตั้งภาคสนาม (Site investigation) การสำรวจภาคสนามทางปฐพีเทคนิค นั้นจะเกี่ยวข้องกับการ สำรวจและหาค่าของความแข็งแรงและเสถียรภาพของดิน เครื่องมือ Inclinometers จะเป็นเครื่องมือที่ใช้ติดตามและวัดทิศทางการเคลื่อนตัวของเสถียรภาพโดยตรงของดิน ตัวอย่างกรณี ติดตั้ง Inclinometers เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นบริเวณระบายที่จะเกิดแรงเฉือนของตัวเขื่อน ซึ่งถ้าไม่มีการตรวจสอบก็จะเป็นปัญหาเกิดขึ้นเมื่อมีการเก็บกักน้ำจนเต็ม จะทำให้แรงดันของน้ำในระบายที่เกิดแรงเฉือน

2) ใช้ตรวจสอบข้อเท็จจริงในการออกแบบ (Verification design assumption) Inclinometers ถูกติดตั้งเพื่อใช้ตรวจสอบค่าความถูกต้องของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างซึ่งจะเกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ในการพยากรณ์ค่าระหว่างค่าที่ใช้ในการออกแบบ ตัวอย่างเช่น การติดตั้ง Inclinometers เพื่อทำการวัดค่าการเบี่ยงเบนของกำแพงกันดิน (Retaining wall) ซึ่งผลจากการวัดปรากฏว่าเกิดการเบี่ยงเบนไปไม่เกิน 7.5 cm ณ ขณะที่มีน้ำหนักมากระทำอย่างเต็มที่ ดังนั้นการวัดของ Inclinometers จึงทำให้รู้ค่าถึงขอบเขตการเบี่ยงเบนของดิน และทำให้ผู้ออกแบบสามารถแก้ไขการออกแบบในอนาคตในส่วนของหน้าตัดกำแพง

3) ช่วยในการตัดสินใจในช่วงที่จำเป็นต้องแก้ไขการวัด (Determining the need for corrective Measures) โดย Inclinometers ถูกติดตั้งเป็นเครื่องมือที่วัดทั้งขนาด ทิศทาง และอัตราการเคลื่อนตัวของดิน ข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้วิศวกรสามารถตัดสินใจได้ถึงความจำเป็น สำหรับการแก้ไขการวัด ตัวอย่าง เช่น ฝ่ายงานก่อสร้างเส้นทางถนน จะต้องรู้ถึงความเสี่ยงที่จะเกิดการเคลื่อนตัวของดิน ไม่ควรที่จะมีการลงทุนเพื่อหาแรงงานในการทำตรวจสอบการเคลื่อนตัวและการถล่มของดิน ดังนั้นจึงตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดิน โดยใช้ Inclinometers แทน

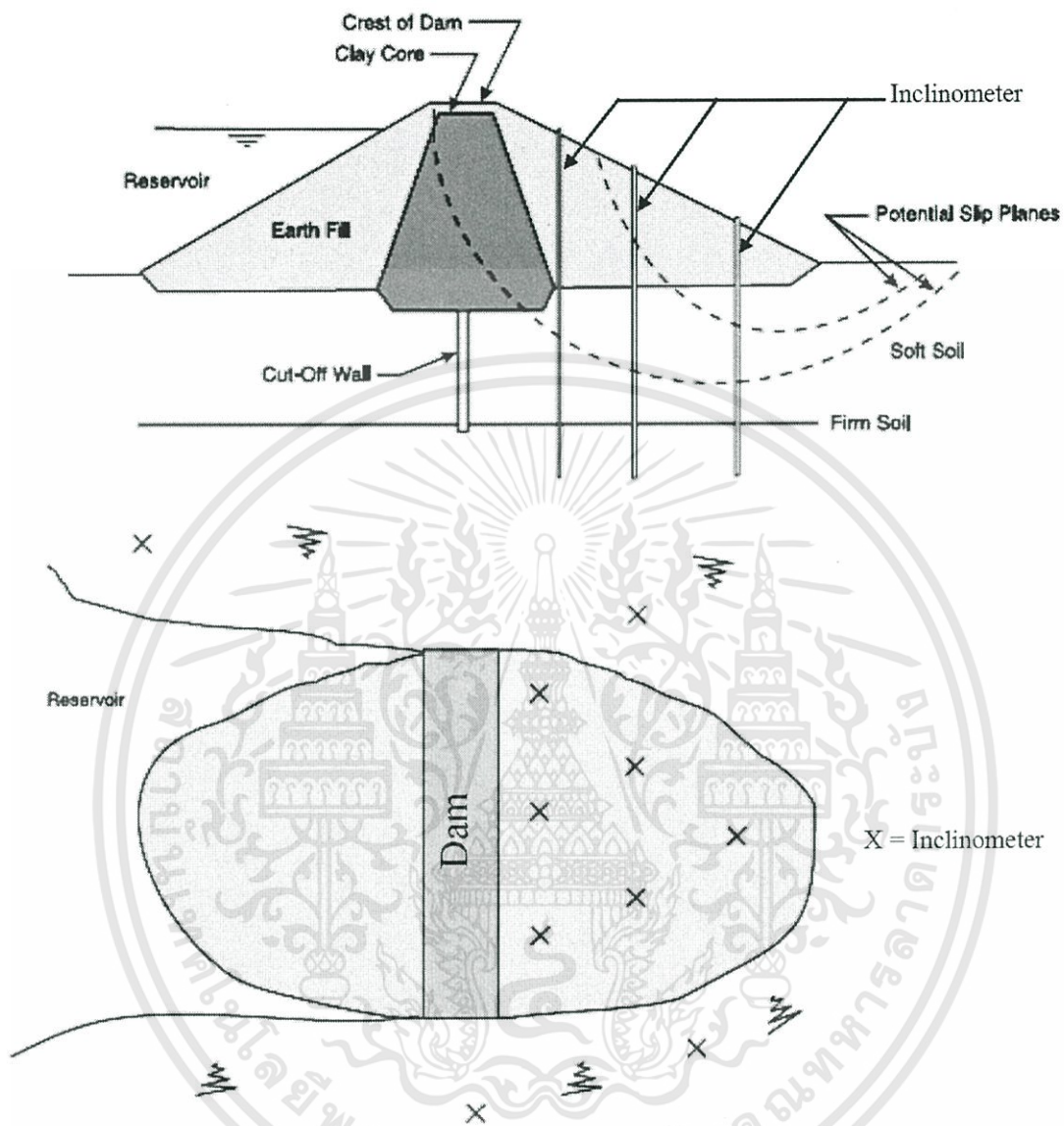
4) เป็นเครื่องเตือนความปลอดภัย (Safety monitoring) Inclinometer เป็นเครื่องมือที่ใช้บอกความปลอดภัยอย่างต่อเนื่อง Inclinometer สามารถเตือนถึงความไม่ปลอดภัย ความเสียหาย ซึ่งตัวอุปกรณ์อาจจะถูกติดตั้งไว้ใกล้กับ ถนน ทางรถไฟ อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน เพื่อบอกถึงลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน



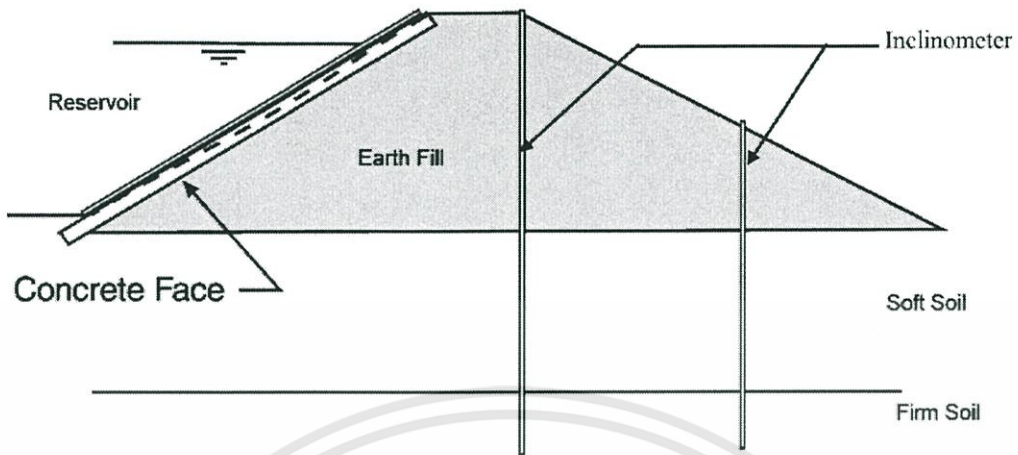
รูปที่ 3.17 วัดค่าการเคลื่อนตัวในบริเวณที่เกิดแรงเฉือน

รูปที่ 3.18 ตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินที่มีผลต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ความมั่นคงและระบบค้ำยัน

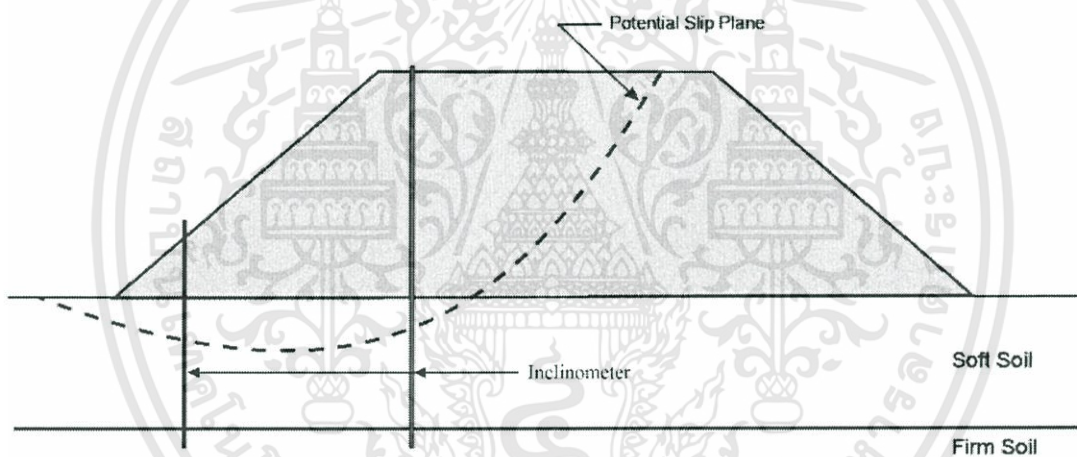
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 48 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.19 ติดตามค่าเสถียรภาพและการเคลื่อนของดินด้านข้างเขื่อน



รูปที่ 3.20 ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินด้านหลังเขื่อน และการเคลื่อนตัวของคอนกรีตที่ด้านหน้า



รูปที่ 3.21 วัดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณที่เกิดแรงเฉือน

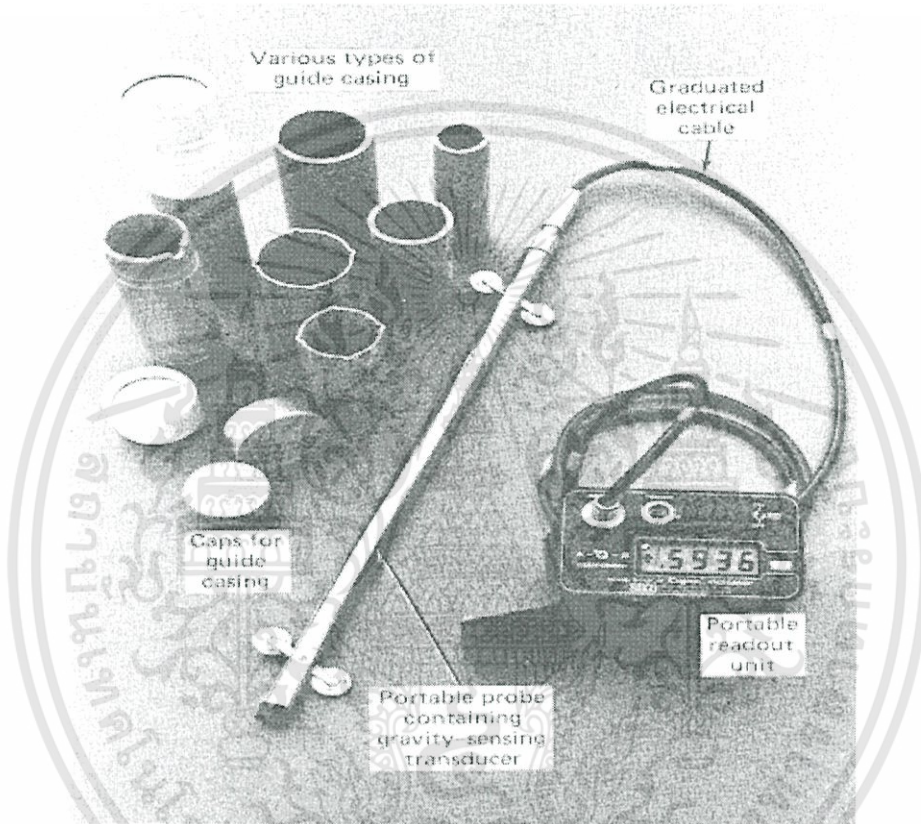
### 3.8.1.1 ส่วนประกอบ

1) Casing ใช้สำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ของ Inclinometer โดยจะทำมาจาก พลาสติก อลูมิเนียม ไฟเบอร์กลาสหรือเหล็ก เมื่อต้องการทดลองการเปลี่ยนแปลงของดินในแนวราบ ควรที่จะทำการติดตั้งท่อ Casing ให้ใกล้เคียงแนวของเส้นตรงให้มากที่สุด โดยปกติแล้วท่อ Casing จะต้องเป็นตัวกำหนดทิศทางของการเคลื่อนที่ของ Inclinometer

2) Plastic casing คือท่อทำจากวัสดุ ABS (Acrylonitrile butadiene styrene) เนื่องจากใช้งานง่ายในการ Grout ที่ระดับน้ำใต้ดินที่ชนิดนี้จะทนต่อการสึกกร่อนได้ดีและจะเกิดการจืดว่า

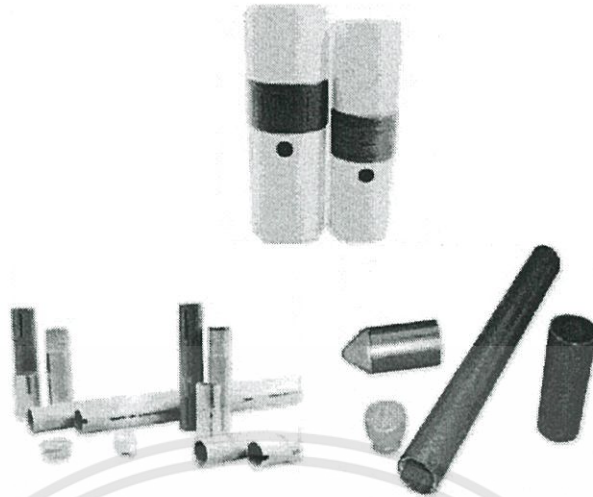
โครงสร้างของท่อได้ดีสำหรับการวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินแต่จะมีการเปราะแตกง่ายที่อุณหภูมิต่ำ

3) Aluminum casing จะมีปัญหาเรื่องสนิม เนื่องจากน้ำใต้ดินหรือน้ำปูนที่เกิดจากการ Grouting ในระหว่างการติดตั้ง จากการรายงานพบว่า ในหลายกรณีจะเกิดสนิมที่ท่อในเวลาไม่นาน ซึ่งถ้าเลือกใช้ท่อประเภทนี้จะต้องทำการป้องกันการเกิดสนิมด้วย

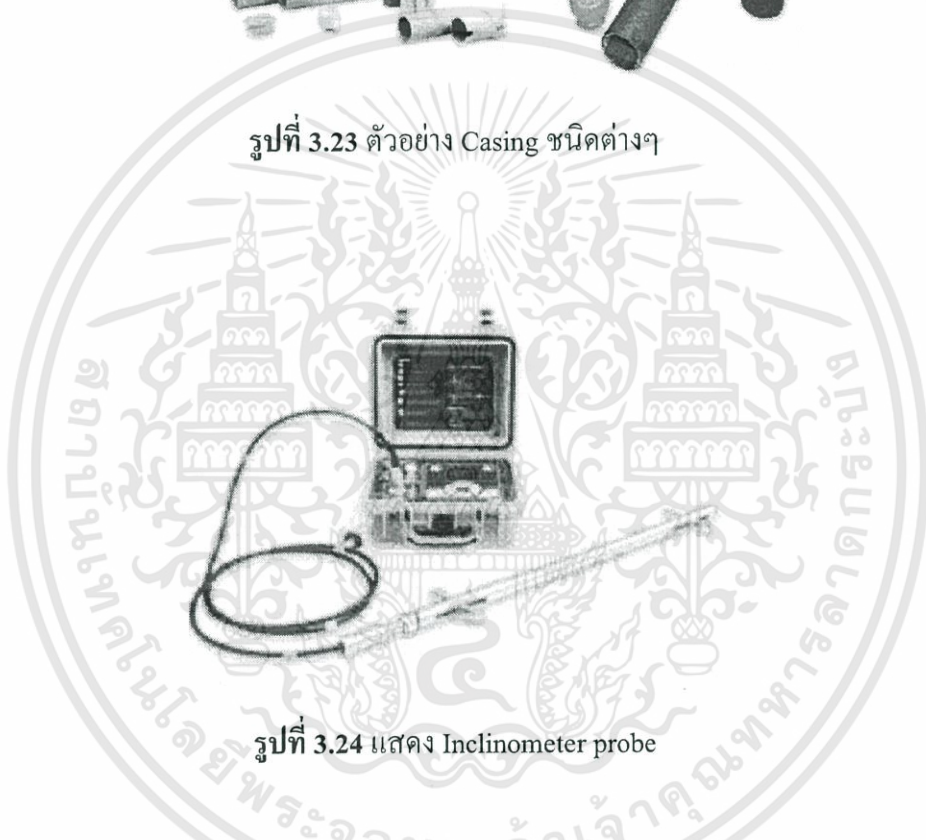


รูปที่ 3.22 แสดงส่วนประกอบของ Inclinometer

4) Steel casing ร่องของท่อจะเชื่อมติดกับท่อเหล็ก สามารถใช้เป็น Inclinometer casing ใช้ในการวัดกับเสาเข็มเหล็ก มีราคาถูกที่สุดแต่จะให้ความแม่นยำต่ำ มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว และเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 1.75 นิ้ว เป็นขนาดทั่วไป การเชื่อมต่อจะต้องไม่ให้ร่องเกิดการบิด โดยขนาดของ couple จะต้องมีความพอดีกับขนาดของท่อ



รูปที่ 3.23 ตัวอย่าง Casing ชนิดต่างๆ



รูปที่ 3.24 แสดง Inclinometer probe

5) A portable readout เป็นตัวเก็บข้อมูลและแสดงข้อมูลการวัดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะรับค่ามาจาก Inclinometer probe ดังแสดงในรูปที่ 3.24 และรูปที่ 3.25

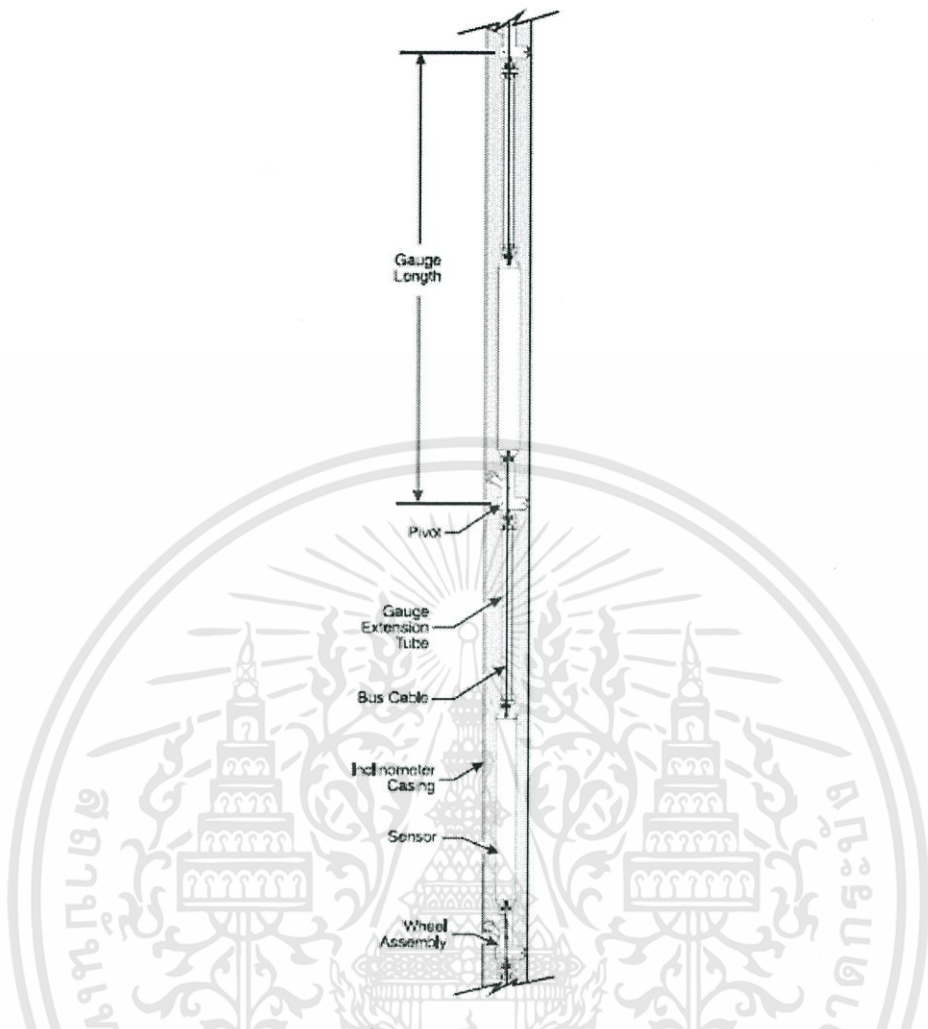


รูปที่ 3.25 แสดง Readout unit

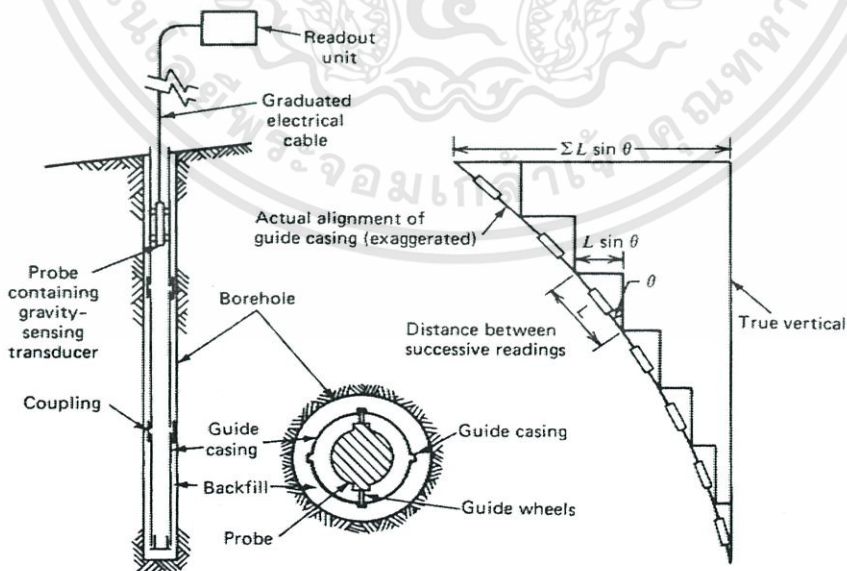
6) A graduated electrical cable เป็นสายเก็บข้อมูล โดยจะถูกใช้ในการเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวที่ความลึกต่างๆกัน ซึ่งเป็นสายที่ทำหน้าที่ในการเชื่อมโยงข้อมูลที่ได้จากการทดลองส่งไปยังตัวเก็บข้อมูล Readout unit และตัวสายเก็บข้อมูล Control cable โดยทั่วไปจะถูกกำหนดไว้เป็นระยะห่างที่เท่ากันทุกระยะ 0.5 เมตร

### 3.8.1.2 การทำงาน

จากรูปที่ แสดงหลักการทำงานของเครื่องมือ Inclinator สำหรับการเคลื่อนที่ในท่อ casing จากที่มีการติดตั้ง casing เสร็จเรียบร้อยแล้วแนวของท่อจะต้องใกล้เคียงกับแกนตั้ง จากการทดลองจะได้ค่าเบี่ยงเบนน้อยๆ ลดลงในช่วงที่อยู่บริเวณด้านล่างของท่อ และจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อทำการทดลองในระดับที่สูงขึ้นเรื่อยๆ โดยจะมีการกำหนดแนวแรกเป็นแนวหลักเพื่อเป็นข้อมูลที่ยังไม่มี การเคลื่อนตัวของดิน ผลต่างระหว่างการอ่านค่าในครั้งแรกและการอ่านค่าในครั้งที่สองเมื่อเวลาผ่านไป จะเห็นได้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงแนวของเส้นตรง ในการติดตั้งท่อ Casing จะต้องทำการติดตั้งให้บริเวณด้านปลายสุดของท่อ Casing ต้องไม่มีการเคลื่อนตัวของท่อ และจากข้อมูลสามารถแปลงผลข้อมูลทำได้โดยการหาค่าเฉลี่ยของการวัดค่าในครั้งแรกและการวัดค่าในครั้งที่ถัดไปและนำผลต่างของค่าทั้งสองมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ ทำให้ได้การเคลื่อนตัวของท่อ Casing ในแนวราบตลอดความยาวของท่อ



รูปที่ 3.26 Inclinometer



รูปที่ 3.27 หลักการทำงานของ Inclinometer

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 54  
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

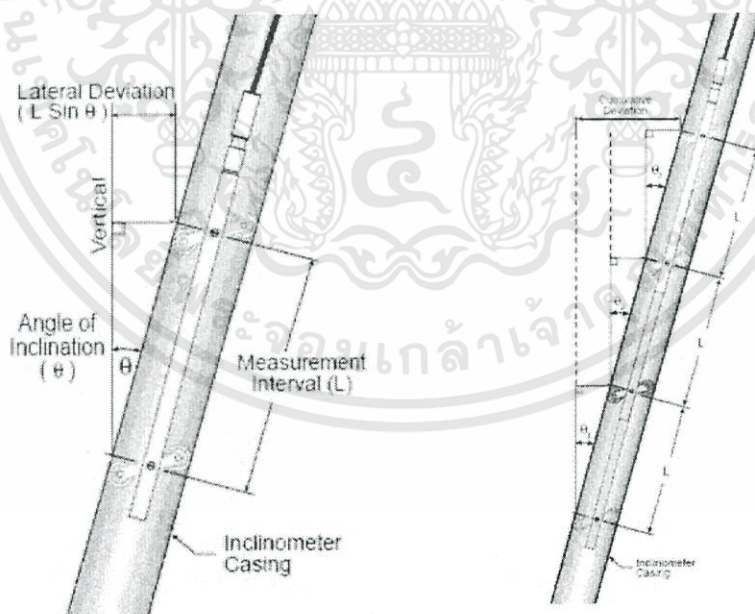
### 3.8.1.3 การเก็บและการวัดค่าของข้อมูล (Data Reduction)

#### 1) การวัดค่าการเอียงในท่อ Casing

ตัว Inclinometer probe และในทีนี่เป็นตัวส่งสัญญาณในการวัดการเอียงตัวของท่อ Casing สำหรับตัวอ่านค่า (probe) การวัดค่าการเอียงของดิน ลักษณะจะเหมือนตัวอย่างรูปข้างล่าง โดยตัวหัวอ่านค่า (probe) จะมีความยาวอยู่ที่ 0.5 เมตร ณ. ตำแหน่งจากล่างถึงบริเวณบนของท่อ Casing โดยที่ตัวส่งสัญญาณจะถูกติดตั้งตามสาย Cable ทุกๆความยาว 0.5 เมตร เพื่อส่งข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินไปยัง A portable readout การอ่านค่าการเอียงภายในท่อ Casing ที่เกิดขึ้นจะมีความสัมพันธ์กับค่าความลึกหรือค่าระดับ

#### 2) การเอียงตัวออกทางข้าง (Lateral Deviation)

เมื่อเครื่องมือวัด Inclinometer เริ่มทำการอ่านค่า การเอียงตัวภายในท่อจะถูกเปลี่ยนไปเป็นระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง ซึ่งการเปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงระยะห่างจะถูกเรียกว่า การเพิ่มขึ้นของการเบี่ยงเบนของดิน (Incremental deviation) และผลของการรวมกันของการเบี่ยงเบนด้านข้างของดินจะถูกเรียกว่า การเอียงตัวสะสม (Cumulative deviation) ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างเป็นเสมือนตัวแทนที่แสดงให้เห็นการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของท่อ (Casing) ที่เบนออกจากแนวเดิม ซึ่งระยะทางจะถูกคำนวณโดยการหักลบการเปลี่ยนแปลงในขั้นต้น



รูปที่ 3.28 แสดงการเบี่ยงตัวด้านข้าง

#### 3.8.1.4 การอ่านค่าในแต่ละตำแหน่ง

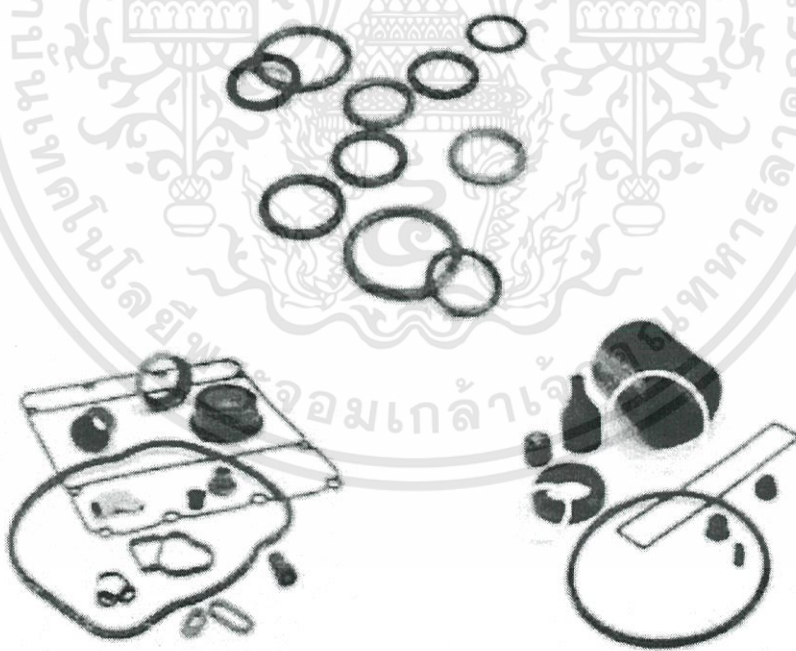
การอ่านค่าไม่ได้กำหนดค่าตำแหน่งการวัดที่แน่นอน โดยแต่ละตำแหน่งจะต้องมีการกำหนดไว้แน่นอน เคนิลที่ใช้ต่อกับ Inclinator จะต้องไม่มีการยึด ตำแหน่งที่ทำการวัดจะต้องเป็นจุดถาวรและแน่นอนอีกสาเหตุหนึ่งที่จะเป็นการเพิ่มความผิดพลาดได้คือการเพิ่มความยาวของ Casing ถ้าวัดของ Casing ไม่ตรงกันหรือบริเวณที่ต่อตัวท่อไม่ตรงแนวจะยิ่งทำให้เกิดข้อผิดพลาดได้ วิธีการอ่านค่าใน Casing จะอ่านค่าเมื่อระยะช่องว่างระหว่างล้อยของ Inclinator มีค่าเท่ากัน ถ้าระยะไม่เท่ากันการเคลื่อนตัวของ Casing จะทำให้กราฟที่ได้ไม่สม่ำเสมอในแต่ละตำแหน่งที่ทำการวัด ทำให้เกิดข้อผิดพลาดขึ้นได้

#### 3.8.1.5 วิธีการวัด (Measurement method)

Probe จะยึดแนวปลายท่อแนวตั้ง ปลายท่อเอียง หรือระยะหยุดของท่อแนวราบการวัดทำได้โดยการถือ Probe ในแต่ละความลึกภายในท่อ แล้วบันทึกค่าความลึกและค่าความโน้มเอียง ซึ่งค่าความแม่นยำสูงสุดสามารถอ่านได้ในช่วงที่เท่ากับระยะห่างระหว่างล้อ การอ่านค่าในท่อแนวตั้งโดยทั่วไปจะอ่านหน้าศูนย์ก่อนแล้วค่อยกลับด้านไปอ่านค่าหน้า 180 องศา และจะต้องทำการวัดค่า ณ สถานที่เดิม ถ้าใช้ Probe ที่อ่านค่าได้หน้าเดียวจะต้องหมุน Probe ไป 90 องศาเพื่ออ่านค่าอีกหน้าหนึ่งโดยต้องทำทั้งหน้า 0 องศาและหน้า 180 องศาด้วย ความน่าเชื่อถือของข้อมูลสามารถคำนวณได้เมื่อทำการอ่านค่าหน้า 180 องศาและได้ยืนยันข้อมูลในสนามไปแล้ว เมื่ออ่านค่าในท่อในแนวราบ Check-sum สามารถทำได้หลังจากอ่านค่าจบจากปลายถึงปลาย ส่วนการอ่านค่าในท่อเอียงเป็นไปได้ว่าแกนของ Transducer อาจยกตัวขนานหรือตั้งฉากกับแกนของ Probe ได้แต่เป็นไปได้ที่จะยกตัวในแนวเอียง โดย Check-sums คือผลรวมของการอ่านหน้า 0 และหน้า 180 องศาในความลึกเดียวกัน โดยการอ่านเมื่อมีสัญญาณให้อ่าน ในทางปฏิบัติจะมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากตัวท่อ (casing) มีการจัดวางตำแหน่งในการทดลองและออฟเซตศูนย์ของการทดลองที่ไม่เป็นศูนย์ เครื่องมือสามารถตรวจเช็คผลรวมของสถิติได้เพื่อประเมินค่าความถูกต้องของข้อมูลได้ และ Slope indicator's digitilt datamate คือผลรวมของสถิติในระยะแรกจะอ่านได้เมื่อพบเห็นปัญหาจากการอ่านที่ผิดพลาด เมื่อยังคงทำการทดลองอยู่ในสนาม และสามารถแก้ไขข้อมูลนั้นถูกต้องได้จากสถิติ ถ้าผลการทดลองใช้ไม่ได้ในสนาม ผลรวมของสถิติเดิมที่อยู่ในเครื่องคอมพิวเตอร์ สามารถนำมาใช้ในการปรับลดค่าใน Software ได้ ตัวอย่างเช่น โปรแกรม DigiPro ซึ่งผลรวมนี้จะนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ ซึ่งจะได้ค่าที่ติดตามสถิติที่เก็บมา

### 3.8.1.6 การติดตั้ง Inclinometer casing

กระบวนการติดตั้งของ Inclinometer casing การติดตั้งจะเปลี่ยนแปลงตามระดับความลึก โดยต้องมีการเลือกใช้ชนิดของ Casing couple และข้อกำหนดของแต่ละสถานที่ก่อสร้าง กระบวนการอธิบายโดย AASHTO (1978) ISRM (1981a) Wilson and Mikkelsen (1977, 1978) และคู่มือการใช้งานจากบริษัทผู้ผลิตเมื่อทำการติดตั้ง Inclinometer casing ร่วมกับ Extensometer โดยข้อกำหนดของ Couple คือ ต้องมีความระมัดระวังทุกครั้ง ปิดรอยต่อของ Couple และ Bottom cap เพื่อป้องกันการรบกวนดินเนื่องจากการถมดิน Couple แบบ O-rings ไม่จำเป็นต้องทำการปิดผนึก (Seal) แต่ถ้าเป็น Couple ชนิดอื่นจะต้องทำการปิดผนึก (Seal) ด้วยยางหรือเทป และการยึดด้วย Rivet เพื่อความแข็งแรงเหมือนที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัว การปิดด้วยยางหรือเทปจะทำการปิดที่หัวของ Rivet โดยหัวของ Rivet ต้องเรียบ Rivet ที่ ติดตั้งแต่ละตัว ส่วนใหญ่จะใช้ซีเมนต์ทำการปิด Couple ที่เป็นพลาสติก และหาค่ากำลังรับแรงดึงเพื่อคำนวณหาความแข็งแรงของซีเมนต์ได้ เมื่อกำลังรับแรงดึงสูงสุดต้องการในซีเมนต์ ข้อต่อ (Couple) ที่ใช้ใน PVC หรือ ABS casing ควรใส่ยาง O-ring เพื่อให้มีการยึดเกาะที่ผิว การยึดด้วยหมุดย้ำ (Rivet) จะต้องทำการยึดโดยไม่ให้โดนกับร่องของท่อ Casing ต้องติดตั้งโดยเลี่ยงแนวทางเคลื่อนตัวของ Inclinometer probe



รูปที่ 3.29 ลักษณะของ O-ring

### 3.8.1.7 การติดตั้งในสนาม

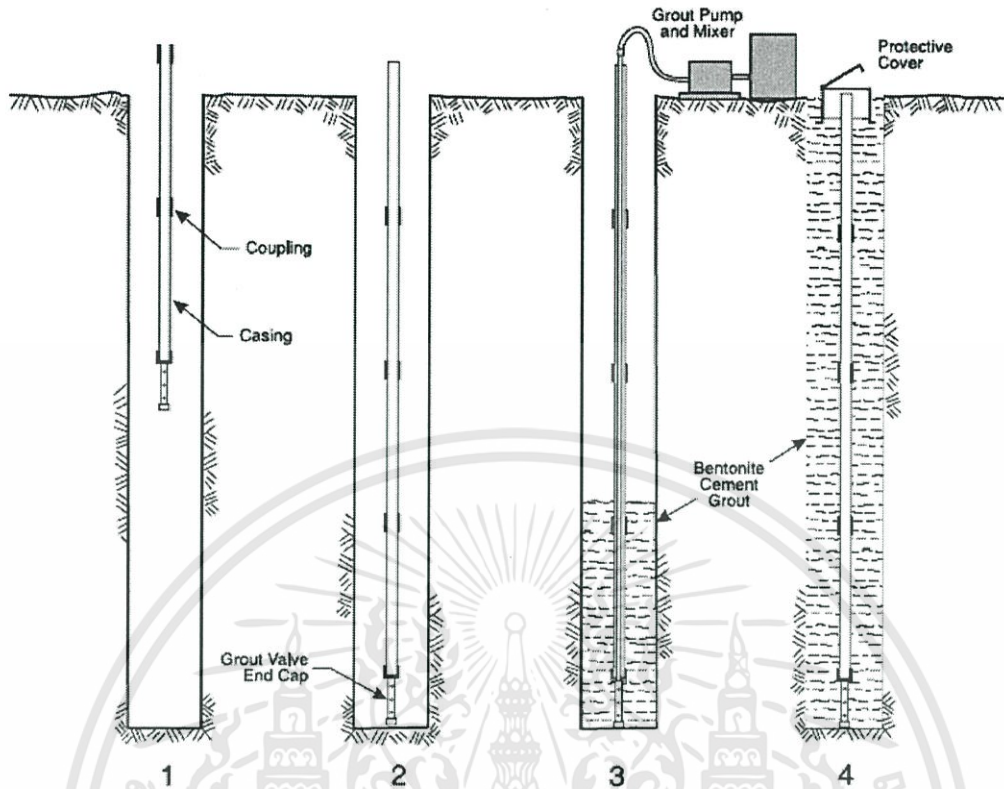
Inclinometer casing ที่ติดตั้งในสนามแล้วใช้ Inclinometer probe หย่อนลงใน Inclinometer casing จะสามารถตรวจสอบการกระทำของดินด้านข้างที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของท่อ Casing ส่วนการ Grout backfill จะทำให้กำลังที่มีอยู่รอบๆ ของท่อ Casing ให้มีลักษณะที่เหมือนกัน ความหนาแน่นของสารที่ใช้ Grout จะส่งผลทำให้เกิดแรงลอยตัว ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเพิ่มน้ำหนักเพื่อรักษาสมดุลไม่ให้ ท่อ Casing ลอยตัวหลังติดตั้งไปแล้ว ท่อเหล็กที่อยู่ระดับต่ำสุดบริเวณหัวท้ายสุด จะช่วยให้รักษาท่อให้หนึ่ง น้ำหนักภายนอกจะส่งผลทำให้ด้านล่างของท่อ Casing ดัดกัน เมื่อที่ระดับความลึกลงไปจะมีแรงลอยตัวที่ค้ำยันท่อ Casing ขึ้นจึงจำเป็นต้องมีน้ำหนักมากดทับต่างหากเพื่อป้องกันท่อเกิดการแยกตัว

### 3.8.1.8 การติดตั้งในหลุมเจาะ

ระยะระหว่างผนังของหลุมเจาะกับ Inclinometer casing จะต้องทำการ Grout ด้วยเบนโทไนท์ (Bentonite) ซึ่งจะมีคุณสมบัติเหมือนกับทรายหรือกรวดขนาดเล็ก เพื่อป้องกันการสูญเสียมวลดินบริเวณรอบๆ เมื่อถึงขั้นตอนที่จำเป็นต้องทำการ Grout จะทำการ Grout โดยแบบแยกเป็น 2 วิธี และมีลำดับขั้นตอนดังนี้

#### วิธีที่ 1 โดยใช้ Grout Valve

- 1) เริ่มต้นทำความสะอาดสิ่งสกปรกที่หลุดจากการเจาะ เช่น โคลน ออกจากหลุมเจาะ ทำการติดตั้งตัว Grout valve เป็นชิ้นส่วนล่างสุดของท่อ Casing
- 2) ทำการติดตั้งท่อ Casing ในหลุมเจาะ โดยทำการเพิ่มขึ้นส่วนของท่อ Casing จนกระทั่งตัวท่อหยั่งถึงความลึกที่กำหนดไว้ ควรตรวจสอบบริเวณ Couple ตลอดเพื่อป้องกันการเสียหาย และถ้ามีน้ำอยู่เต็มหลุมเจาะ ในตัวท่อ Casing ต้องมีน้ำเพื่อต้านแรงลอยตัว ส่วนในหลุมแบบแห้งตัวท่อ Casing ควรจะมีน้ำเพื่อต้านแรงลอยตัว เมื่อเริ่มทำการ Grouting ควรรักษาระดับน้ำในอยู่ในระดับเดียวกับการ Grout เพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายบริเวณ Coupling
- 3) ที่ระดับต่ำกว่าตำแหน่งของท่อ Grout จะต้องเชื่อมติดกับ Grout valve โดยหยั่ง Grout valve ไปถึงตำแหน่งล่างสุดของหลุมเจาะ จากนั้นเริ่มทำการปั๊มเพื่อทำการ Grout โดยระดับน้ำในหลุมเจาะจะสูงขึ้นเรื่อยๆ จะหยุดปั๊มเมื่อการ Grout มาถึงตำแหน่งบนสุดของหลุมเจาะ จากนั้นจับตัวท่อ Casing ไว้แล้วดึงเอาท่อ Grout ออกมา และบริเวณบนสุดของหลุมเจาะจะต้องติดตั้งฝาปิด (Protective cover) เพื่อป้องกันสิ่งสกปรกตกลงไปในท่อ จากนั้นทิ้งไว้ประมาณ 1 วัน เพื่อให้ Bentonite เริ่มแข็งตัวแล้วจึงค่อยหย่อนหัวอ่านลงไปในตัว Casing เพื่ออ่านค่าต่อไป



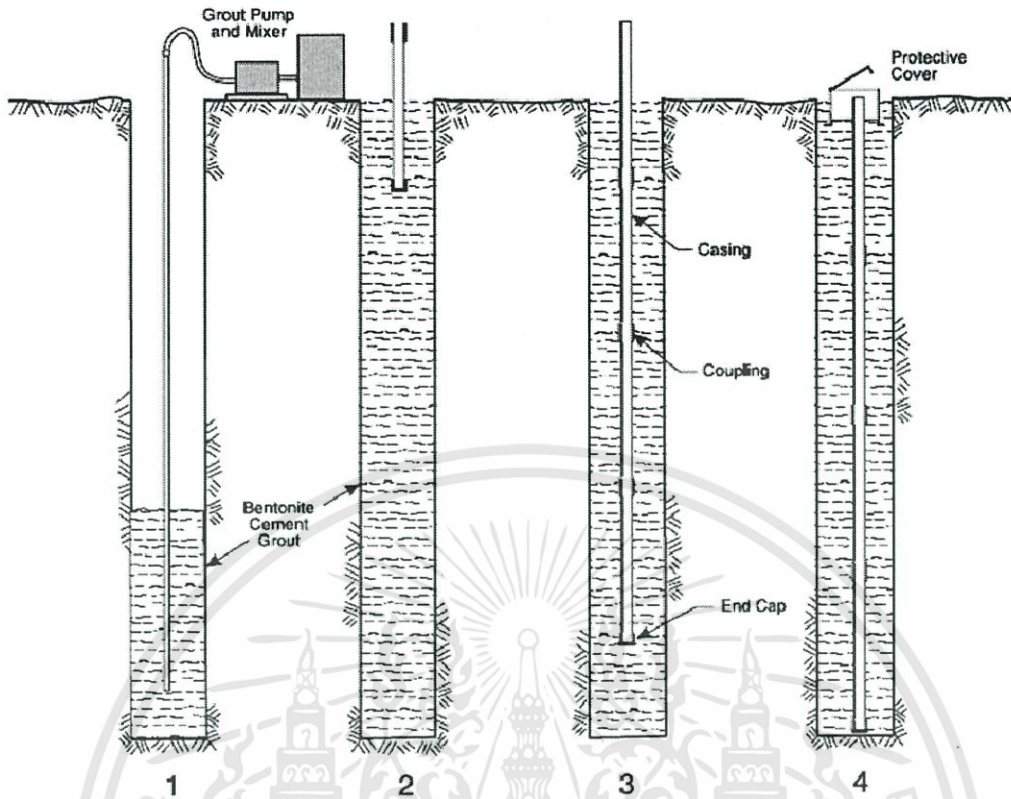
รูปที่ 3.30 การติดตั้งแบบ Grout Valve

วิธีที่ 2 โดยใช้ pre-grouted borehold

1) ทำความสะอาดหลุมเจาะ เมื่อขุดเสร็จอาจจะมึ้น้ำโคลนและเศษวัสดุ จากนั้นใส่ตัวท่อ Grout ไปยังตำแหน่งล่างสุดของหลุมเจาะเริ่มทำการปั๊ม (Pump grout) โดยค่อยๆ ยกปลายท่อให้อยู่ต่ำกว่าระดับ Bentonite ประมาณ 30-50 เซนติเมตร ตลอดการ Grout จนเต็มหลุม

2) ติดตั้งตัว Bottom cap เป็นชิ้นส่วนด้านล่างสุดของท่อ Casing แล้วจึงค่อยทำการติดตั้งท่อ Casing ลงในหลุมเจาะ เพิ่มจำนวนตัวท่อ Casing โดยต่อเข้าด้วย Couple จนกระทั่งตัวท่อ Casing หย่อนลงไปยังตำแหน่งความลึกที่กำหนดไว้ ในตัวท่อ Casing จะเต็มไปด้วยน้ำเพื่อเป็นแรงดันแรงลอยตัว

3) โดยตำแหน่งที่ต่ำลงจากบริเวณที่ทำการเจาะถึงตัวล่างสุดของท่อ Casing จะมีแรงดันการลอยตัวขณะที่ Grout set และตำแหน่งบนสุดของหลุมเจาะจะติดตั้ง Protective cover เพื่อป้องกันสิ่งสกปรกตกลงไปในท่อ จากนั้นทิ้งไว้ประมาณ 1 วัน เพื่อให้ Bentonite เริ่มแข็งตัวแล้วจึงค่อยหย่อนหัวอ่าน (Probe) เพื่ออ่านค่าต่อไป



รูปที่ 3.31 การติดตั้งแบบ Pre-Grouted Borehole

### 3.8.1.9 การอ่านค่าจากเครื่อง Digitilt datamate

เครื่อง Digitilt datamate จะแสดงการเบี่ยงเบนการเคลื่อนตัวของดิน โดยข้อมูลที่ได้อ่านคือ  $A_0$  มีทิศทางวิ่งผ่านทางที่อุโมงค์ตัดผ่านซึ่งตั้งฉากกับอุโมงค์ เวลาจะวัดค่าให้หย่อนตัวหัวอ่าน (Probe) พร้อมด้วยสาย Control cable ลงไปจนถึงระดับความลึกล่างสุดที่กำหนดไว้ จากนั้นเริ่มอ่านค่า  $A_0$  โดยจะดึงตัว Control cable ขึ้นมาทุกระยะ 0.50 เมตร ค่ามุมที่ได้จะถูกส่งข้อไปแปลข้อมูลในตัว Reading unit ดึงตัวสาย Control cable จนกระทั่งถึงตำแหน่งบนสุด จากนั้นค่อยหมุนเปลี่ยนด้านไปเป็น  $A_{180}$  แล้วจึงหย่อนเพื่ออ่านค่าตามเดิม ดังนั้นค่าที่อ่านได้จากเครื่อง Reading unit ก็คือค่า  $A_0$  และ  $A_{180}$  ส่วนค่า  $B_0$  เป็นทิศทางที่วัดในแนวที่ขนานไปกับอุโมงค์ โดยทำการทดลองเหมือนการอ่านค่า  $A_0$  จากนั้นเมื่ออ่านค่า  $B_0$  ถึงตำแหน่งบนสุดแล้วจึงค่อยหมุนเปลี่ยนทิศทางไปเป็น  $B_{180}$  แล้วทำการทดลองเหมือนทำการอ่านค่า  $A_{180}$

หน่วยการอ่านค่าของเครื่องมือ Digitilt datamate จะเป็นการแสดงการเบี่ยงเบนการเคลื่อนตัว ซึ่งสามารถแยกออกได้เป็นหน่วยเมตริกซ์ และหน่วยอังกฤษ ดังแสดงดังนี้

ค่า Display reading =  $\sin\theta \times \text{Instrument constant}$

ค่า Reading<sub>Metric</sub> =  $\sin\theta \times 25000$

ค่า Reading<sub>English</sub> =  $\sin\theta \times 20000$

ค่า Averaged reading =  $(A_0 - A_{180})/2$

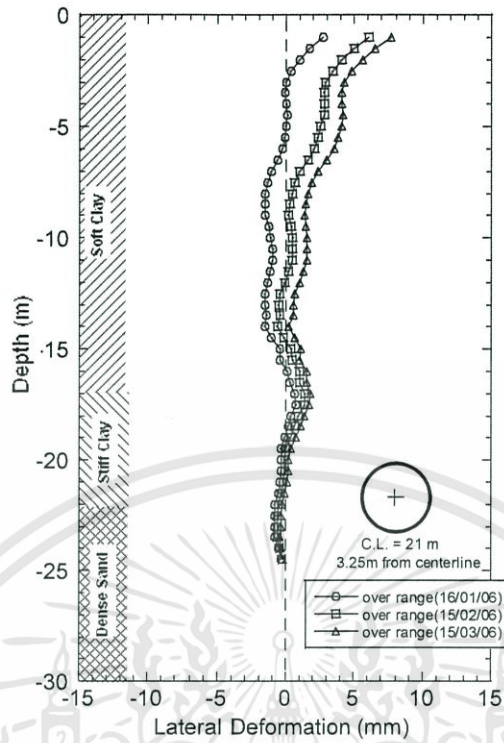
ค่าการเคลื่อนตัวสะสมจากด้านล่างของหลุมเจาะถึงด้านบนของหลุมเจาะ คือ ค่าผลรวมของความลึกทุกตำแหน่งที่กำหนด เช่น อาจจะเป็นที่ระยะ 1 เมตร หรือ 0.50 เมตร จากด้านล่างของหลุม



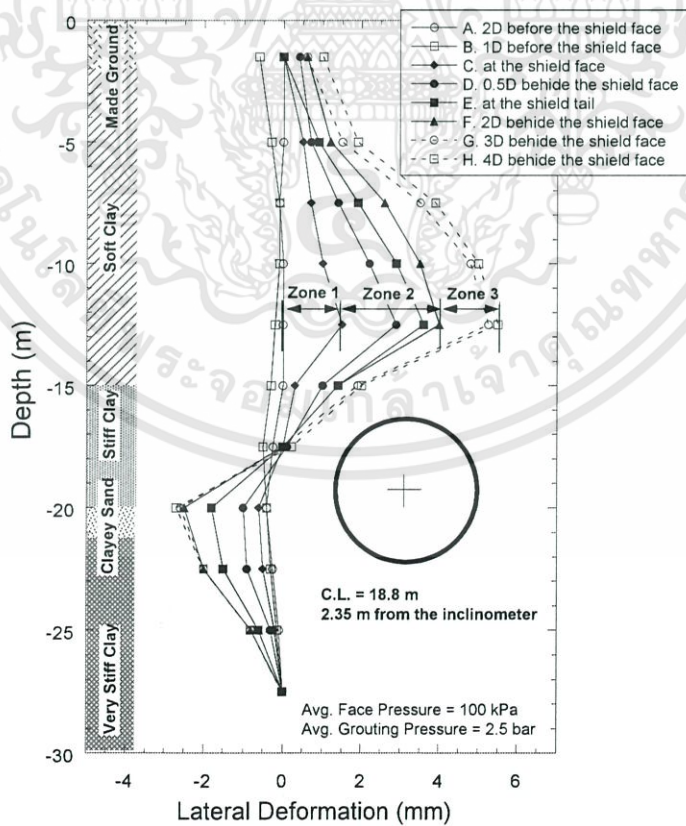
รูปที่ 3.32 แสดงทิศทางของ  $A_0$   $A_{180}$   $B_0$   $B_{18}$

3.8.1.10 การนำข้อมูลที่ได้อามาแปลผลและนำเสนอในรูปแบบกราฟ

เมื่อนำค่าที่วัดได้จากในสนามมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับความลึกกับค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.33 และรูปที่ 3.34



รูปที่ 3.33 การแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง โดยการใช้ Inclinometer

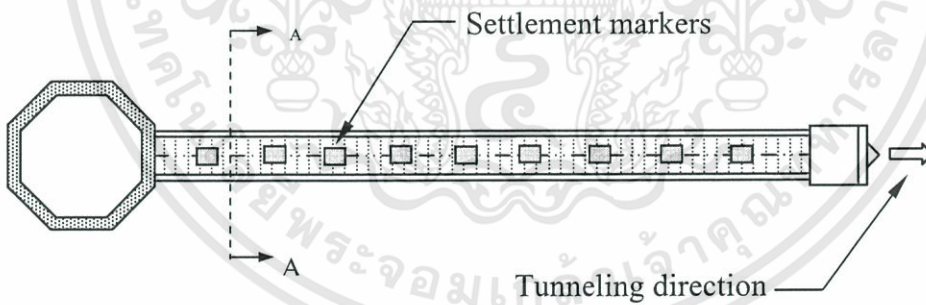


รูปที่ 3.34 แสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์

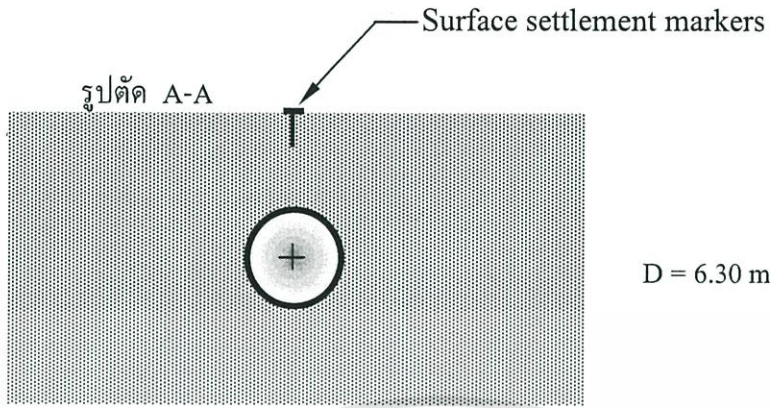
### 3.8.2 หมุดวัดการทรุดตัวของดินด้านขนานอุโมงค์ (Settlement marker)

เป็นเครื่องวัดการทรุดตัวของดินตามแนวขนาน โดยมีสาเหตุมาจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน ทำให้สามารถศึกษาถึงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินที่มีความสัมพันธ์กับตำแหน่งหัวเจาะ การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินโดยนำค่าผลการทดสอบมาแสดงผลในรูปของกราฟการทรุดตัว ทำให้ทราบว่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นมีผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดินหรือไม่

ส่วนประกอบของเครื่องมือที่ใช้ติดตั้งและวัดค่า ประกอบด้วยหมุดวัดค่าระดับ และเครื่องมืออ่านค่าระดับ ได้แก่ กล้องซีโอโดไลท์ และไม้ระดับ (Staff) การติดตั้งหมุดวัดการทรุดบนผิวดินในแนวที่ขนานกับตัวอุโมงค์ เริ่มโดยติดตั้งกล้องซีโอโดไลท์ในแนวที่ต้องการวางหมุด ทำการติดตั้งหมุดวัดค่าระดับบนผิวดินตามแนวขนานกับการขุดเจาะอุโมงค์ ทำการอ่านค่าระดับ ณ ตำแหน่งที่วางหมุดเบื้องต้น ซึ่งจะกำหนดเป็นค่าระดับไว้เปรียบเทียบกับค่าที่อ่านได้จากภายหลัง โดยปกติแล้วจะติดตั้งเหนือแนวกึ่งกลางของอุโมงค์ ระยะห่างระหว่างหมุดจะขึ้นอยู่กับสภาพโครงสร้างเหนืออุโมงค์ เช่น โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน จะดำเนินการวัดที่ระยะของอุโมงค์อยู่ห่างจากตำแหน่งหมุดเป็นระยะทางเท่ากับ 11 เมตร หรือประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวเจาะ และทำการวัดต่อไปเรื่อยๆทุก Segment ของอุโมงค์เพื่อจะได้ค่าที่มีความแม่นยำ

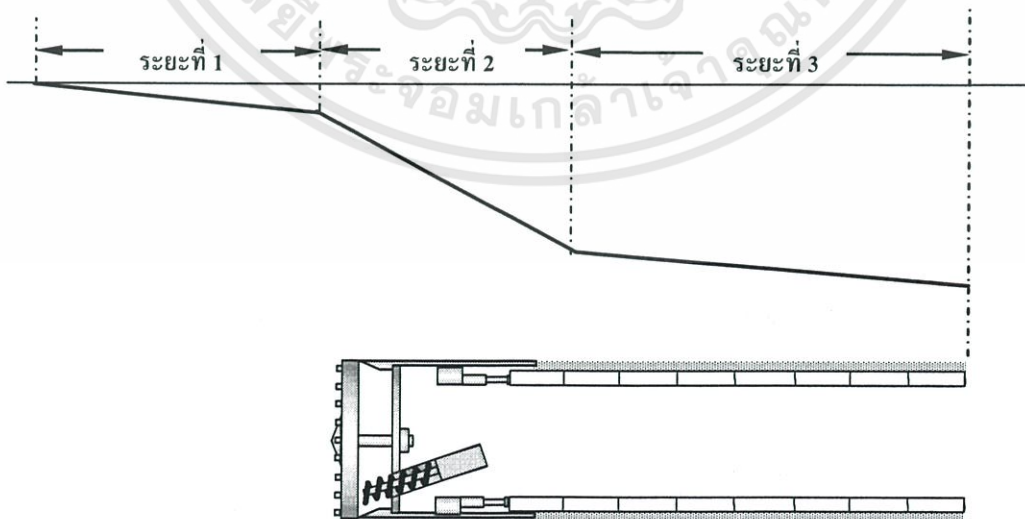


รูปที่ 3.35 แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวขนานกับอุโมงค์



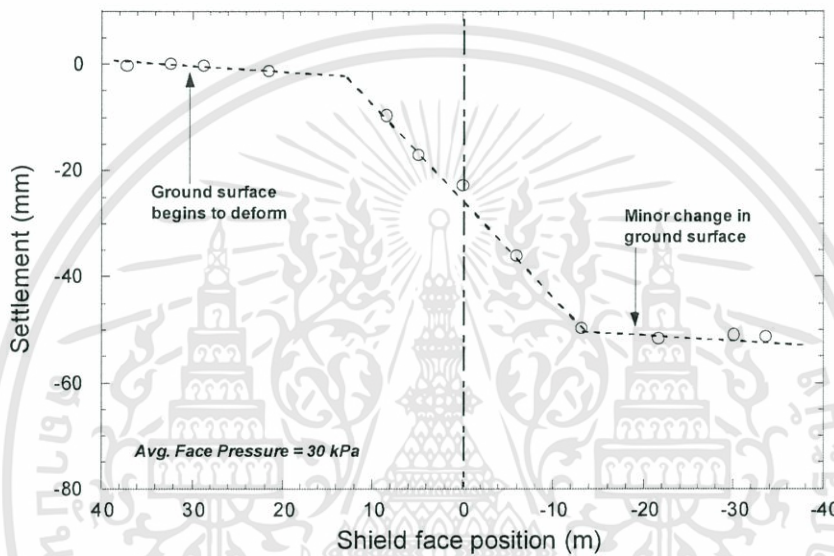
รูปที่ 3.36 ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker)

การอ่านค่าข้อมูล เริ่มทำการวัดโดยนำไม้ระดับ (Staff) อ่านค่าระดับ ณ ตำแหน่งหมุด โดยแบ่งการอ่านค่าเป็น 3 ช่วง คือ ช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะ (Initial drive zone) การทรุดตัวในช่วงนี้เกิดจากการสูญเสียมวลดินด้านหน้าอุโมงค์อันเนื่องมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันดิน (Earth Pressure) ที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันส่วนหน้าของหัวเจาะ (Face Pressure) ช่วงเพิ่มแรงดันด้านหน้า (Pressure building up zone) และช่วงการทรุดตัวที่ตามมา (Following settlement) เป็นการทรุดตัวระยะยาวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปโดยมีการ grouting เสร็จเรียบร้อยแล้ว ส่วนความถี่ในการวัดจะถูกกำหนดในสอดคล้องกับพฤติกรรมทรุดตัวของดิน เช่น ในช่วงเริ่มต้นการขุด หรือช่วงระยะที่ 1 ควรทำการวัด วันละ 1 ครั้งแต่ต้องเพิ่มความถี่ให้มากขึ้นในช่วงที่หัวเจาะผ่าน หรือช่วงระยะที่ 2 หรือประมาณทุก 2-4 ชั่วโมง ส่วนในช่วงระยะที่ 3 นั้นควรจะวัดที่ระยะเวลา 15-30 วัน



รูปที่ 3.37 แสดงระยะการทรุดตัวตามแนวยาวบนผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

รูปที่ 3.37 อธิบายการทรุดตัวตามแนวนานกับอุโมงค์ (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้ามหานคร) โดยจะสังเกตว่าในช่วงเริ่มต้นคือประมาณ 30 เมตร ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดติดตั้งอุปกรณ์การทรุดบนผิวดิน (Settlement markers) จะมีค่าน้อยมากและเมื่อหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่เข้ามาใกล้ markers จะเริ่มมีการทรุดตัวอย่างต่อเนื่องซึ่งมาจากการสูญเสียมวลดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นหลักและเมื่อหัวเจาะเริ่มเคลื่อนไปได้ที่ระยะ 15 เมตรจากจุดที่ติดตั้ง Markers การทรุดตัวของดินที่ผิวหน้าจะเริ่มคงที่



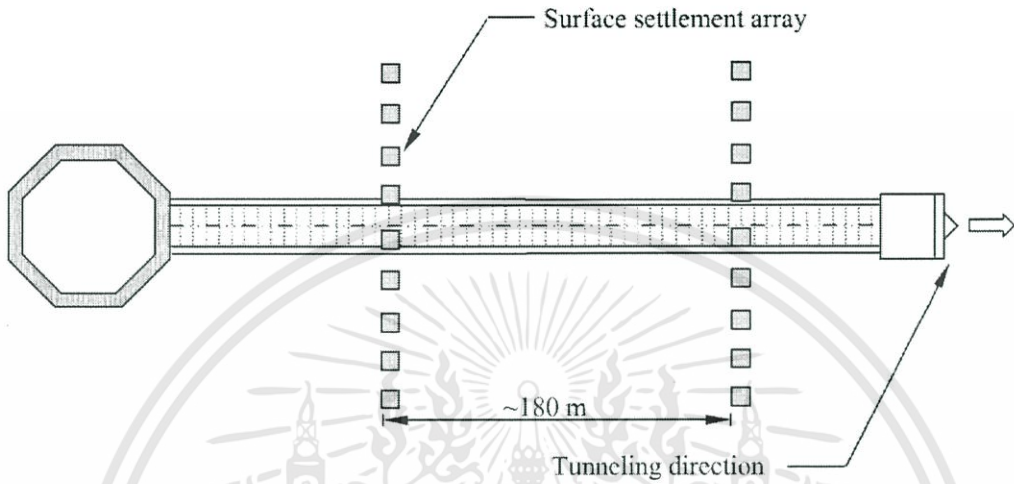
รูปที่ 3.38 แสดงการทรุดตัวตามยาวบนผิวดิน (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้ามหานคร)

### 3.8.3 หมุดวัดค่าการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวขวาง (Settlement array)

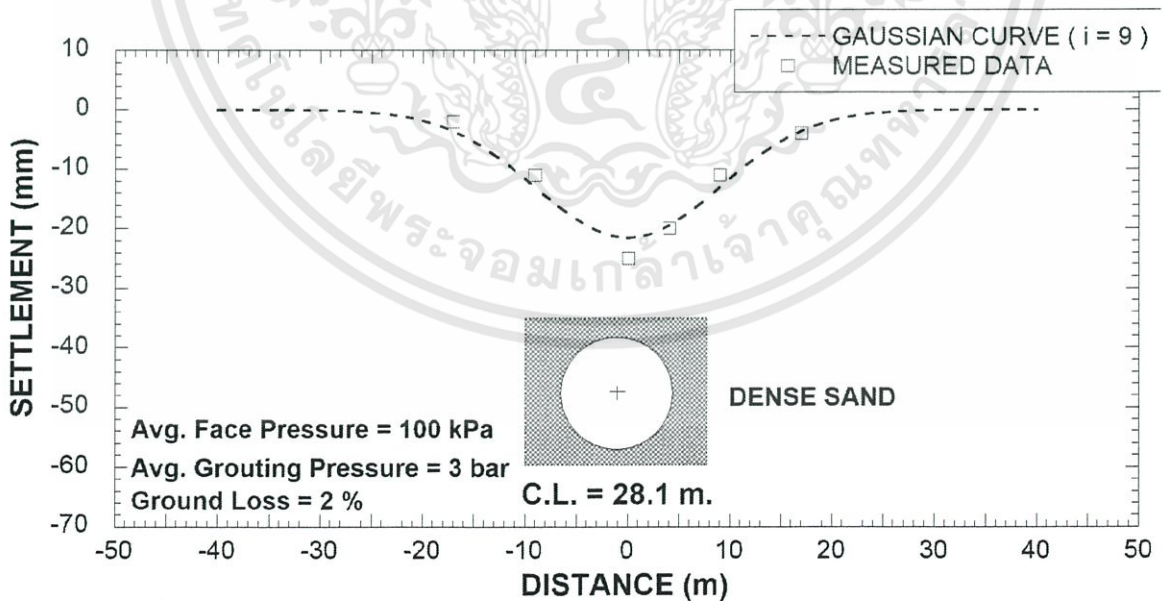
ใช้สำหรับการวัดการทรุดตัวตามขวางของผิวดิน (Transverse surface settlement trough) โดยสามารถทราบถึงค่าการทรุดตัวสูงสุดและแนวขอบเขตอิทธิพลจากการก่อสร้าง (Influence zone) โดยสังเกตลักษณะรูปร่างของแนวการทรุดตัว (Shape of surface settlement trough) ทั้งนี้เพื่อนำมาวิเคราะห์ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง และตรวจสอบเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ที่ได้จากการออกแบบ และทำให้ทราบว่าทรุดตัวบนผิวดินที่เกิดขึ้นมีผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดินหรือไม่

การอ่านค่าข้อมูล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางจะถูกวัดโดยแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement marker arrays) ซึ่งติดตั้งไว้เหนือแนวอุโมงค์ ซึ่งผลของการวัดการทรุดตัวทางขวางจะแสดงไว้ดังรูปที่ ในการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนมากจะทรุดตัวแบบสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ กล่าวคือ ในระยะที่เท่ากันทางด้านซ้าย-ขวา ของแนวกึ่งกลางอุโมงค์ผล

ของการทรุดตัวจะมีแนวโน้มเท่ากัน ซึ่งการทรุดตัวแบบสมมาตรนี้สามารถนำข้อมูลนี้มาทำการวิเคราะห์กับกราฟของความน่าจะเป็น (Gaussian Curve) โดยกราฟนี้จะเป็นอธิบายการทรุดตัวของผิวดินในแนวขวางอุโมงค์ ซึ่งจากผลการทดลองที่ได้มีความใกล้เคียงกับความจริง ดังรูปที่ 3.40



รูปที่ 3.39 แสดงการวัดการทรุดตัวของดินในแนวขวางกับตัวอุโมงค์



รูปที่ 3.40 แสดงผลการวัดค่าการทรุดบนผิวดินตามแนวขวางอุโมงค์ในรูปของกราฟ

## บทที่ 4

# ข้อมูลการเคลื่อนตัว และวิเคราะห์

### 4.1 กล่าวนำ

จากข้อมูลที่เก็บได้จากหัวเจาะในการก่อสร้าง เป็นข้อมูลที่บอกลถึงการเปลี่ยนแปลงลักษณะของดินในบริเวณที่มีการก่อสร้าง มีการเคลื่อนตัวที่เกิดจากปัจจัยในการก่อสร้างโดยใช้หัวเจาะ เป็นผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวในด้านบน ในงานวิจัยนี้ได้้นำการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำขานานถนนวงแหวนตะวันออก นำมาเปรียบเทียบกับทฤษฎีที่ได้นำเสนอไปในวรรณกรรมปริทัศน์ เพื่อวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นว่ามีความเป็นไปได้ตามสมการที่ได้จากทฤษฎีมาน้อยเพียงใด เพื่อนำไปสู่การคาดการณ์ล่วงหน้าถึงการทรุดตัวในลักษณะของงานที่ใกล้เคียงกัน โดยมีโครงการนี้เป็นกรณีศึกษา

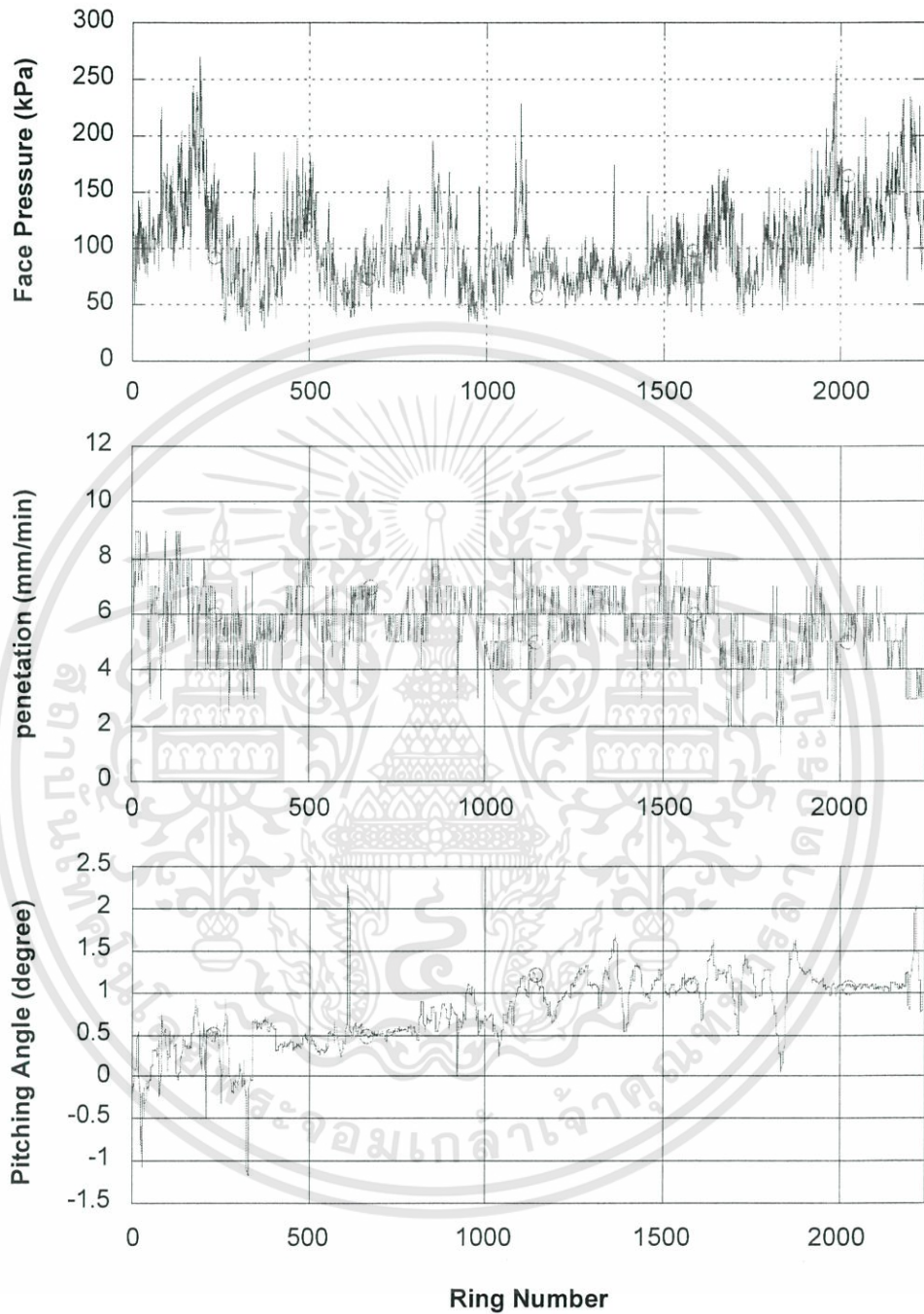
### 4.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดิน

จากข้อมูลที่ได้รับมาจากทาง บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน) ในโครงการอุโมงค์ส่งน้ำ ขานานถนนวงแหวนตะวันออกในสัญญา G-MC-7D เบื้องต้นของโครงการนี้ได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยระบบ Tunnel Boring Machine (TBMs) คือ ระบบใช้หัวเจาะ โดยใช้หัวเจาะชนิด Earth Pressure Balance Shield (EPBS) โดยมีลักษณะคือ จะรักษาสมดุลแรงดันของดิน ดังที่ได้กล่าวไว้ในประเภทของหัวเจาะ โดยข้อมูลที่ได้นำมาใช้ในการวิเคราะห์ เก็บได้จากเครื่องตรวจวัดค่าพารามิเตอร์ จากหัวเจาะมีการแสดงข้อมูลที่ต้องการใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ ค่ามุมก้มเงยของหัวเจาะ ค่าแรงดันดินที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ ค่าความเร็วการเคลื่อนตัวหัวเจาะ และข้อมูลการทรุดตัวจากเครื่องตรวจวัด ทั้งด้านบน และด้านข้าง ได้เป็นข้อมูลการทรุดตัวออกมา เมื่อนำมาพล็อตลงกราฟทำให้เห็นได้ชัดว่ามีการทรุดตัวรูปแบบเป็นไปตามทฤษฎีที่กำหนดไว้ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ถึงรูปที่ 4.23 รวมถึงข้อมูลของการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินข้างอุโมงค์ที่ทำการก่อสร้าง โดยเก็บจากเครื่องมือตรวจวัดด้านข้าง (Inclinometer) ได้พล็อตออกมาเป็นกราฟเพื่อสามารถให้ทำความเข้าใจเห็นภาพการเคลื่อนตัว ใช้ในการวิเคราะห์ได้ง่ายมากขึ้น ดังที่แสดงในรูปที่ 4.24 ถึง รูปที่ 4.48 กราฟแสดงข้อมูลรูปแบบการทรุดตัวของดินเมื่อเปรียบเทียบกับระยะทางเมื่อหัวเจาะผ่าน ณ จุดที่มีการ

ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการทรุดตัวเพื่อเปรียบเทียบกับทฤษฎีของ Attewell & Woodman (1982) ถึง พฤติกรรมการทรุดตัวอย่างใดเมื่อหัวเจาะมีระยะทางที่เข้าใกล้จนเลยผ่านไปดังรูปที่ 4.49 ถึง รูปที่ 4.65

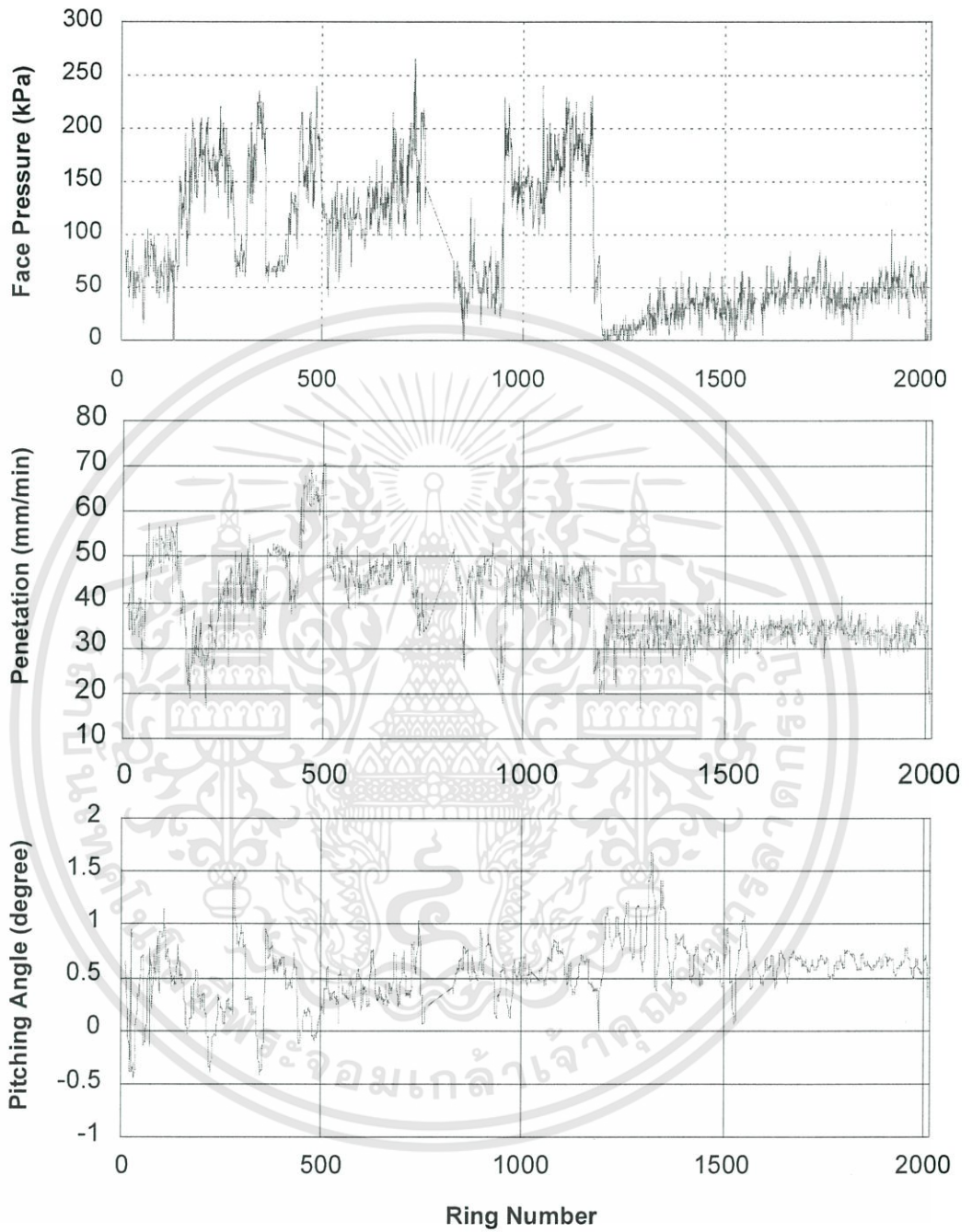


### PARAMETER BETWEEN SHAFT 1 AND G-MC-7D/1



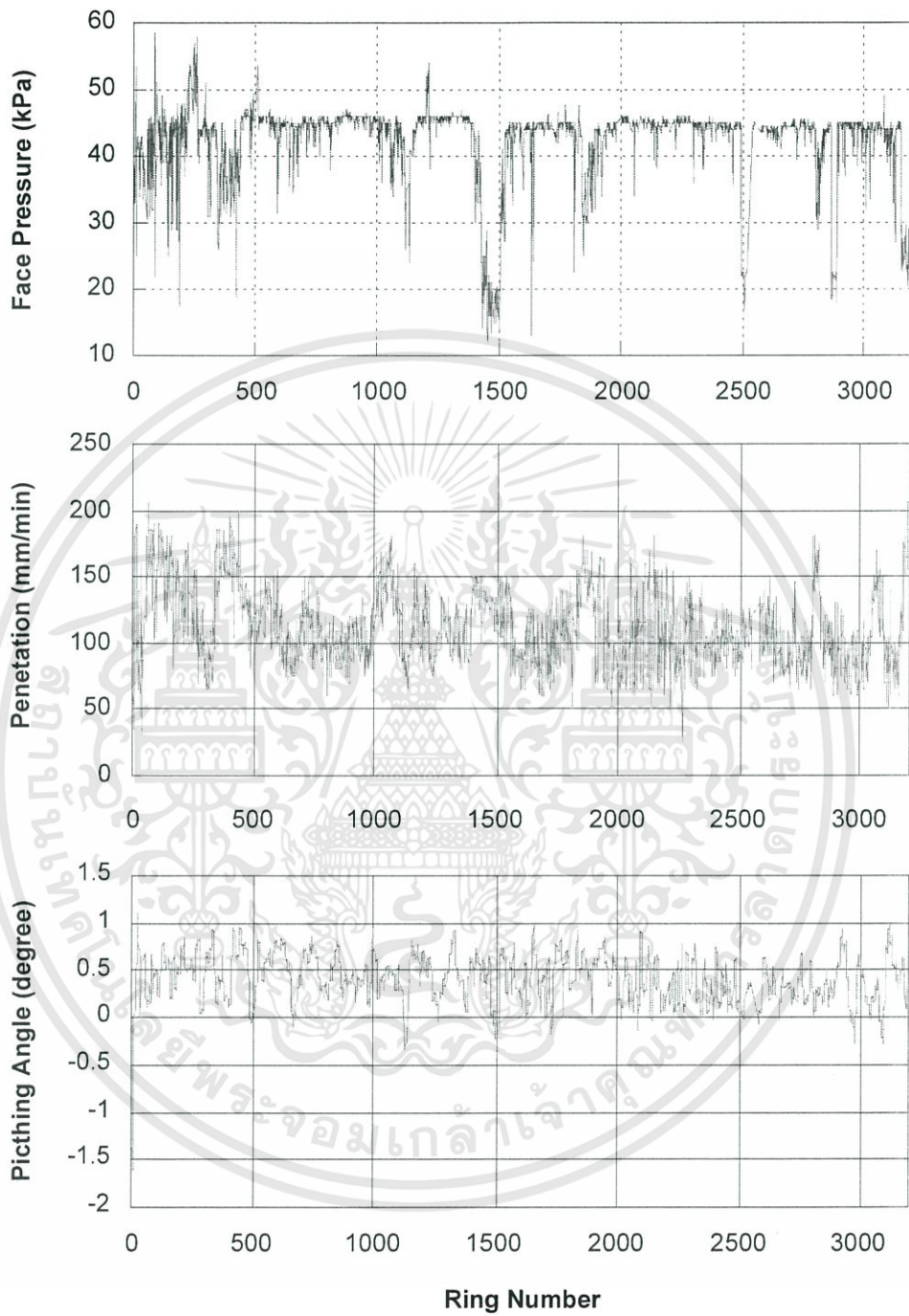
รูปที่ 4.1 กราฟแสดงค่าแรงดันหน้าหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการก้มเงยของหัวเจาะ

### PARAMETER BETWEEN SHAFT 2 AND SHAFT 3

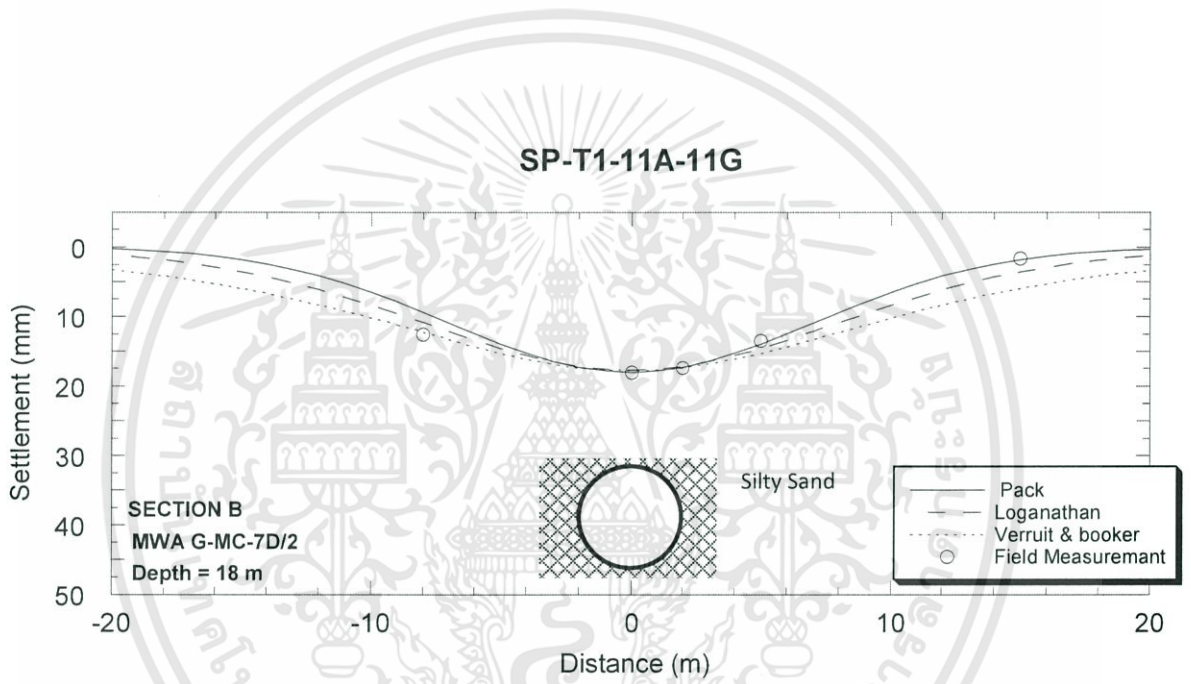
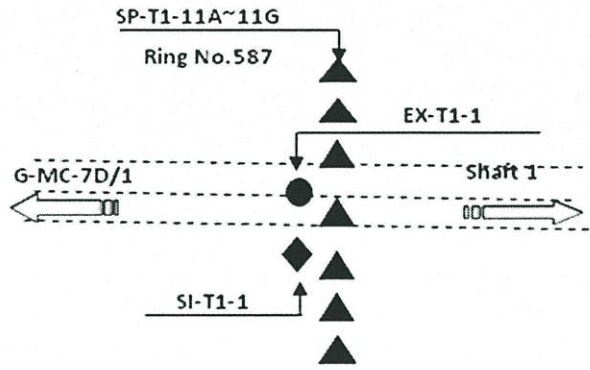


รูปที่ 4.2 กราฟแสดงค่าแรงดันหน้าหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการก้มเงยของหัวเจาะ

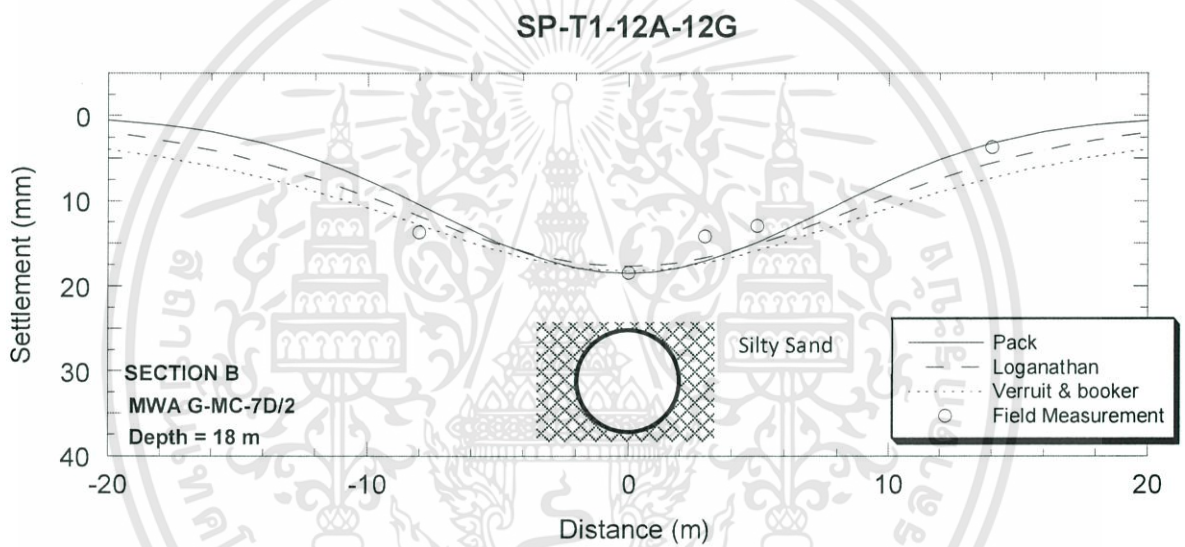
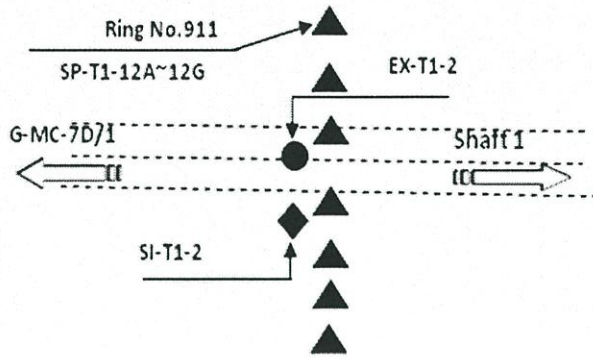
### PARAMETER BETWEEN SHAFT 4 AND 3



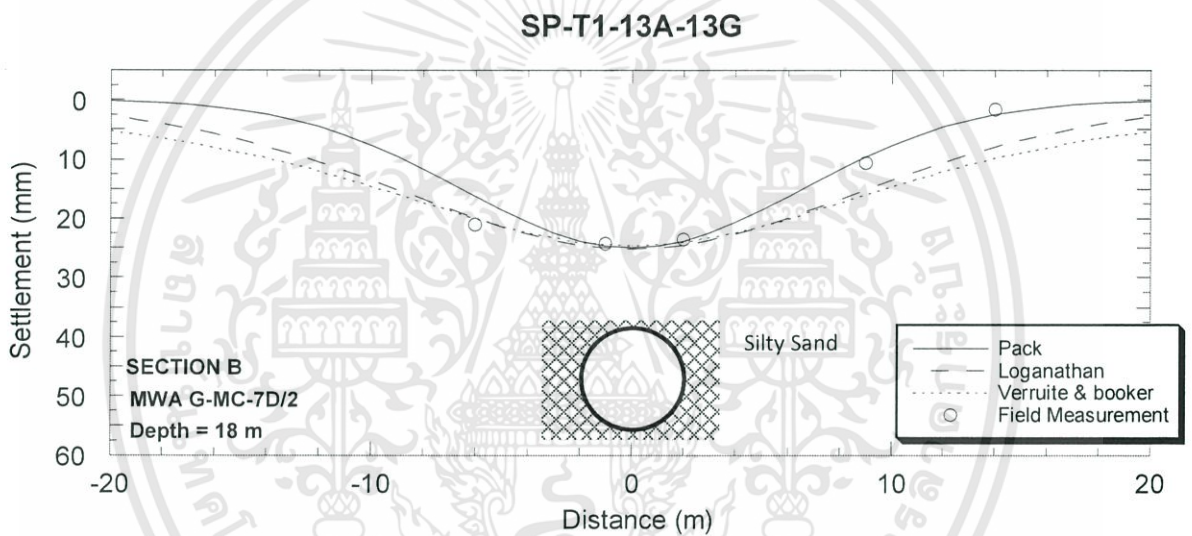
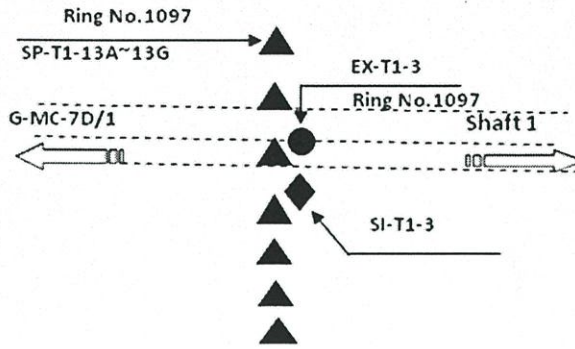
รูปที่ 4.3 กราฟแสดงค่าแรงคั่นหน้าหัวเจาะ ความเร็วการขุดเจาะและการก้มเงยของหัวเจาะ



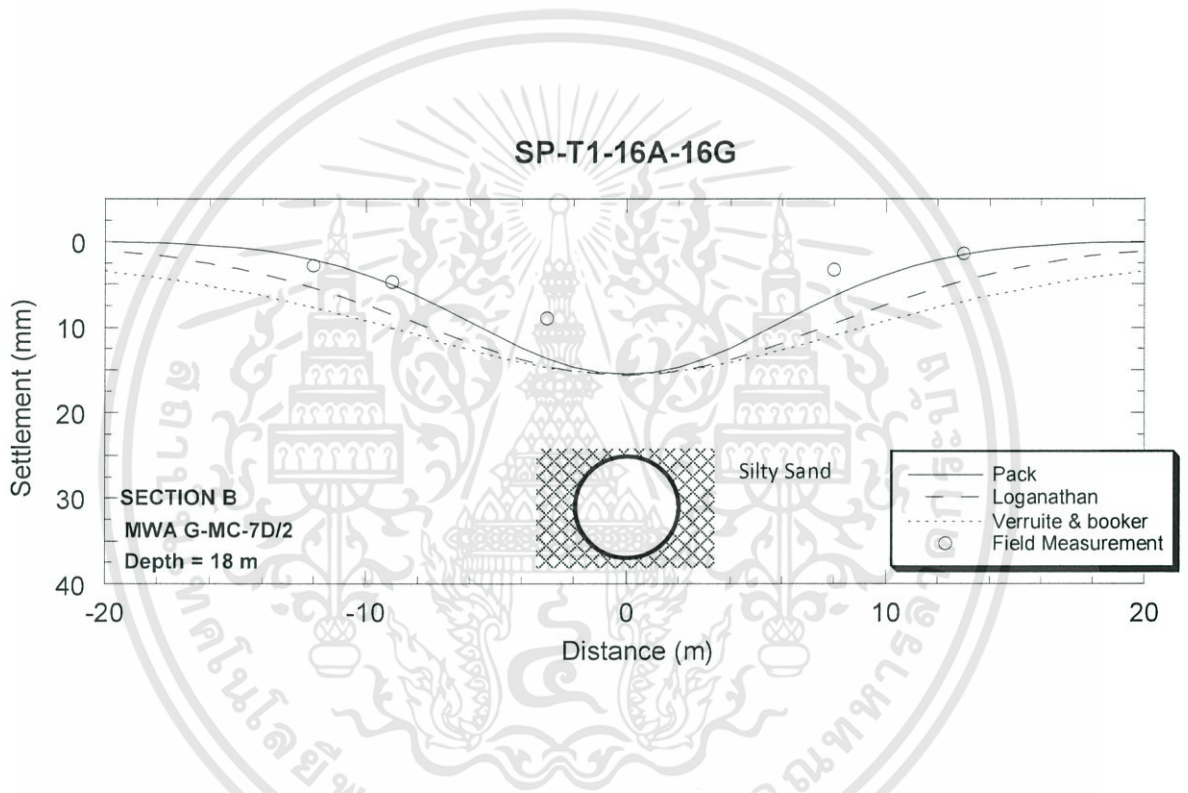
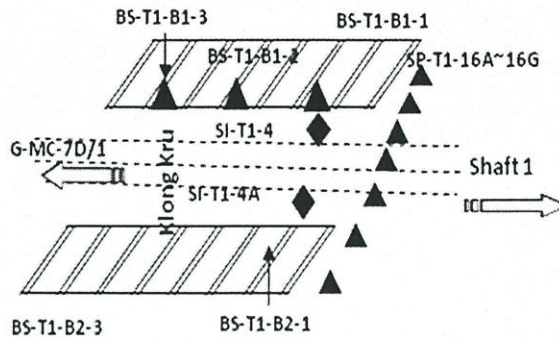
รูปที่ 4.4 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-11A-11G



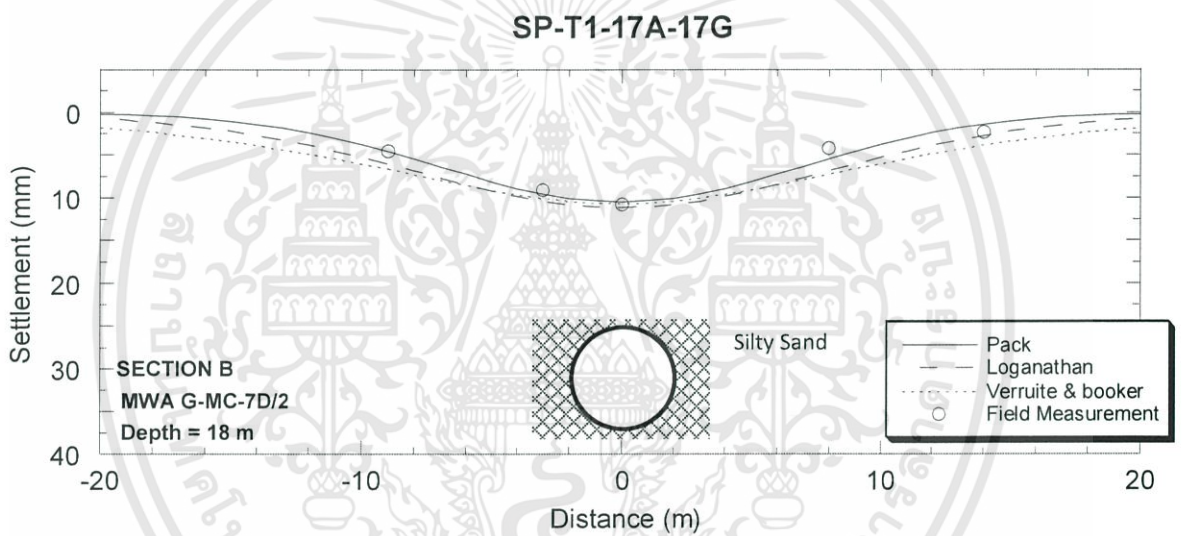
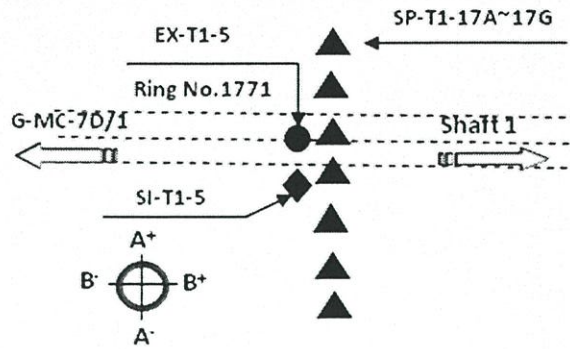
รูปที่ 4.5 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-12A-12G



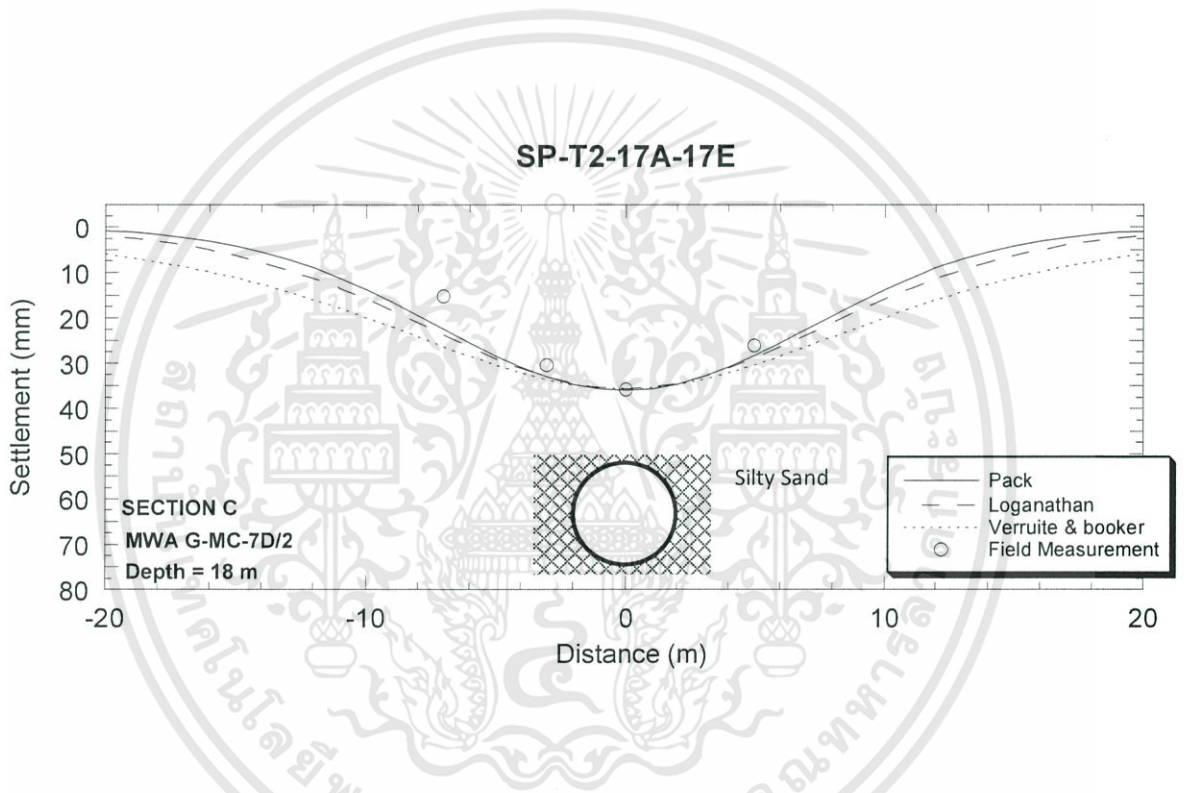
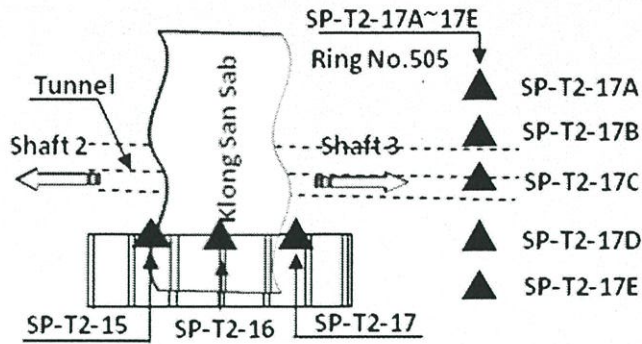
รูปที่ 4.6 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-13A-13G



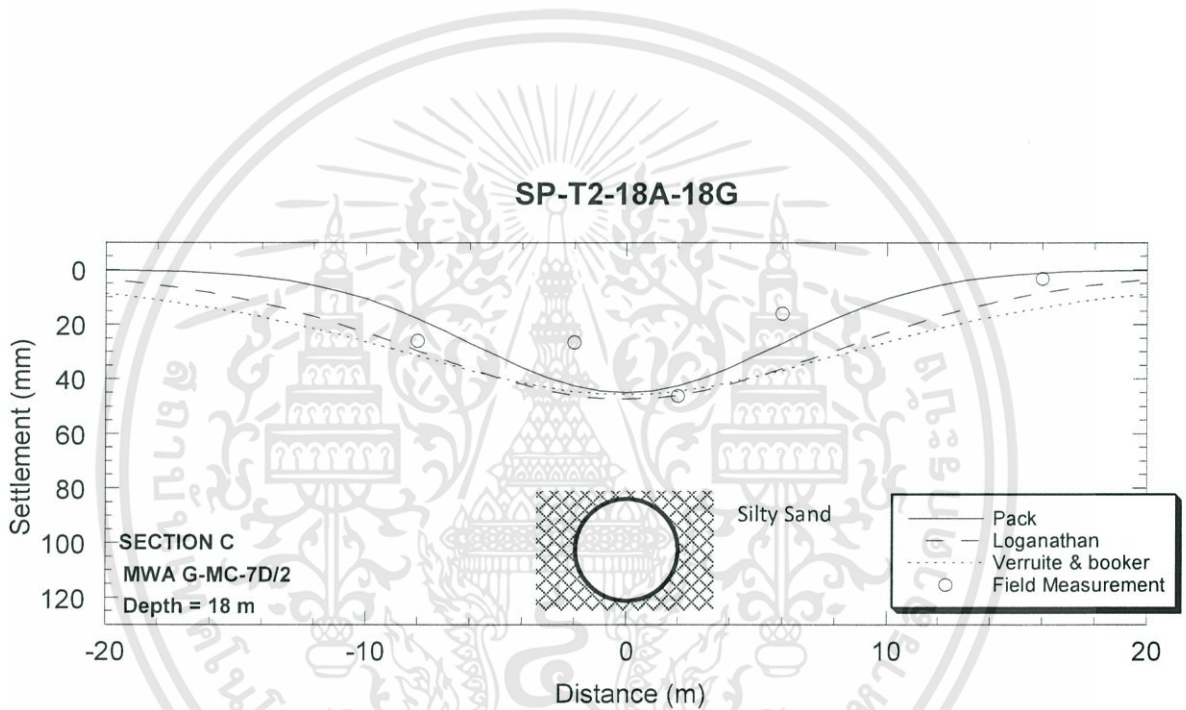
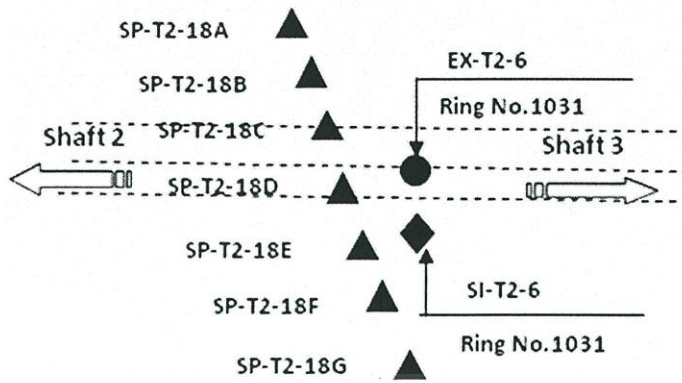
รูปที่ 4.7 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-16A-16G



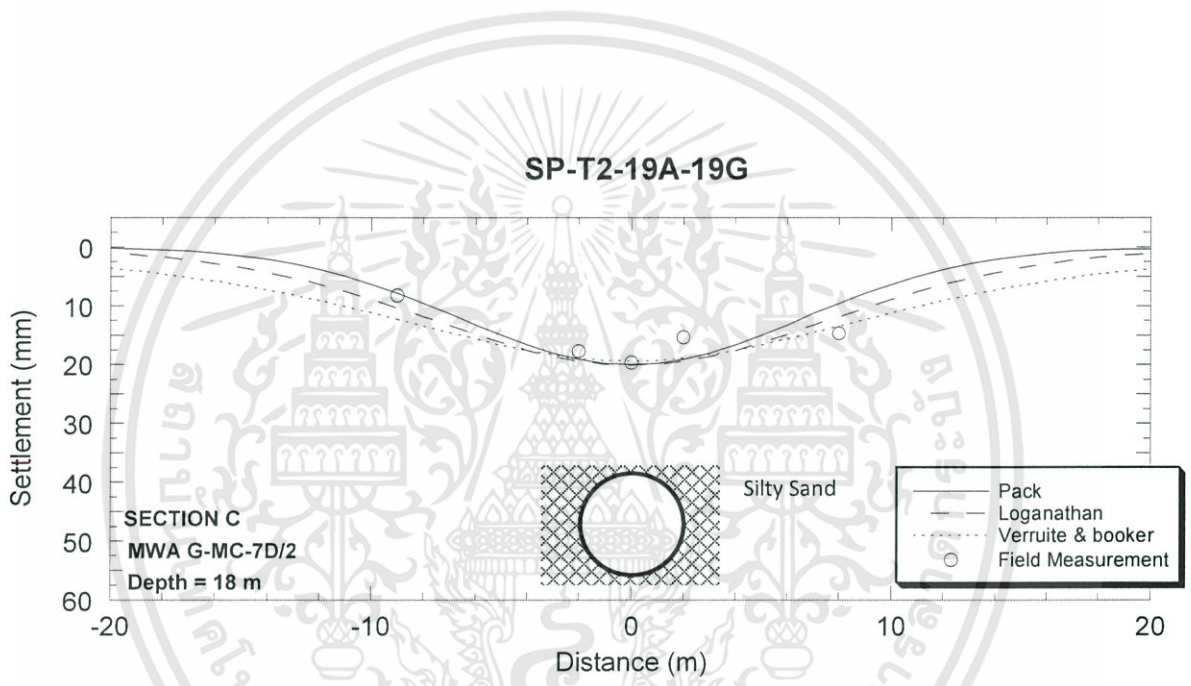
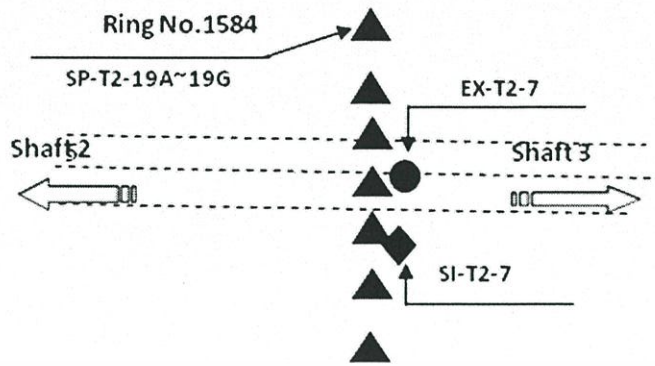
รูปที่ 4.8 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T1-17A-17G



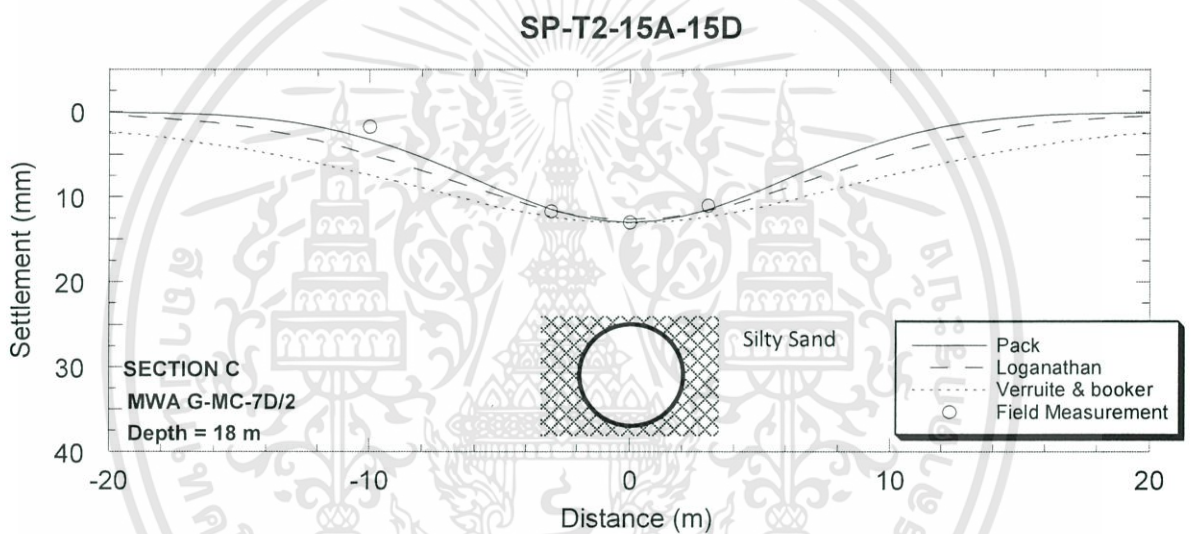
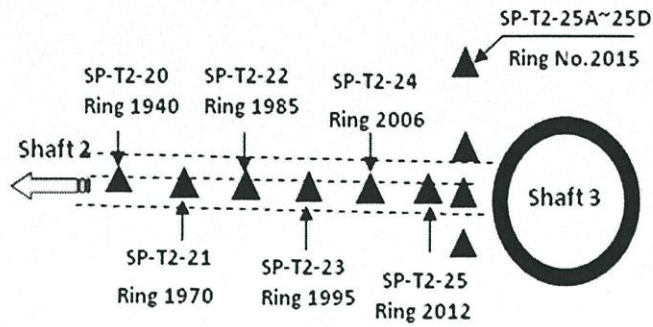
รูปที่ 4.9 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-17A-17E



รูปที่ 4.10 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหตุวัดการทรุดตัว SP-T2-18A-18G

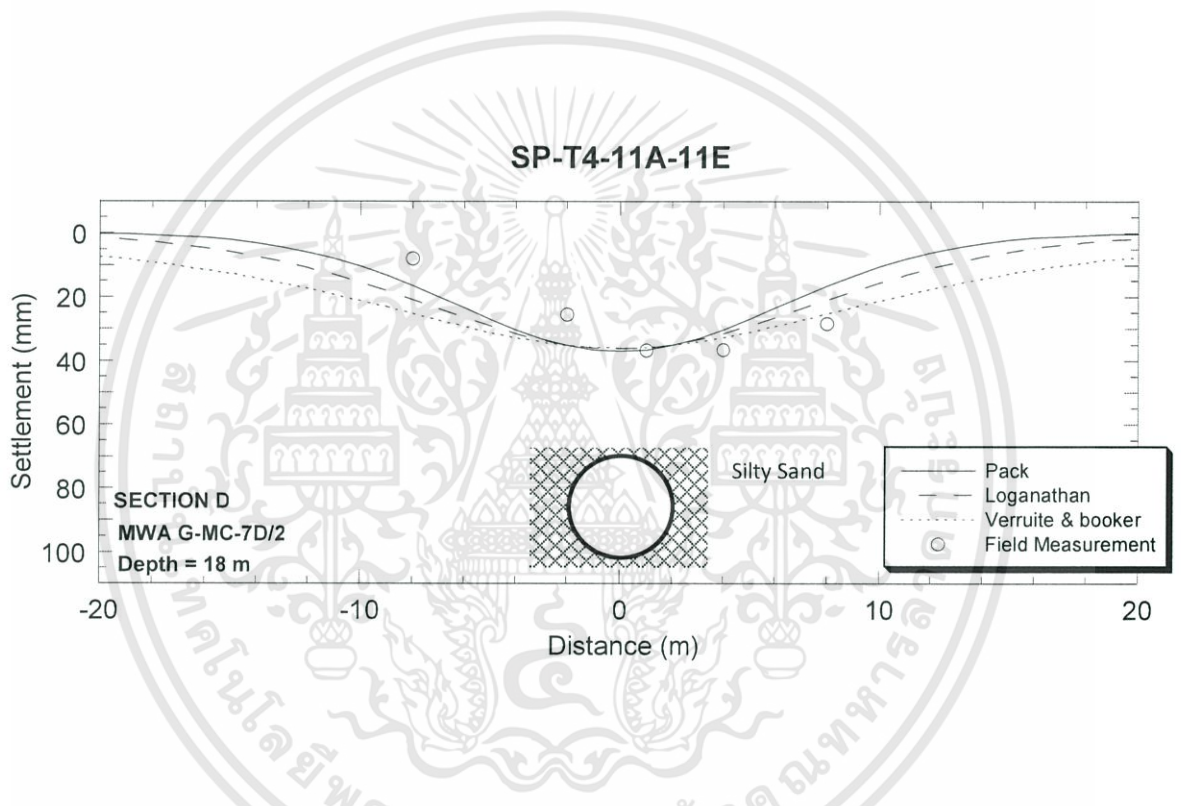
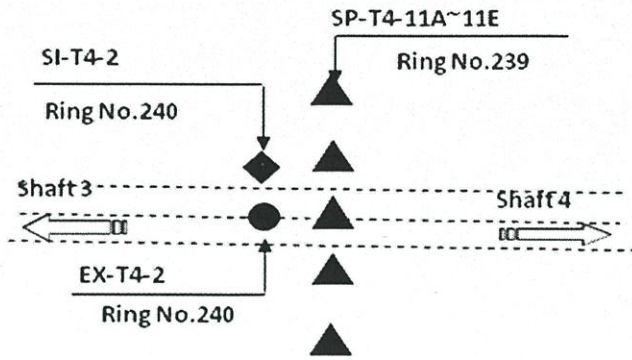


รูปที่ 4.11 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุ้ดวัดการทรุดตัว SP-T2-19A-19G



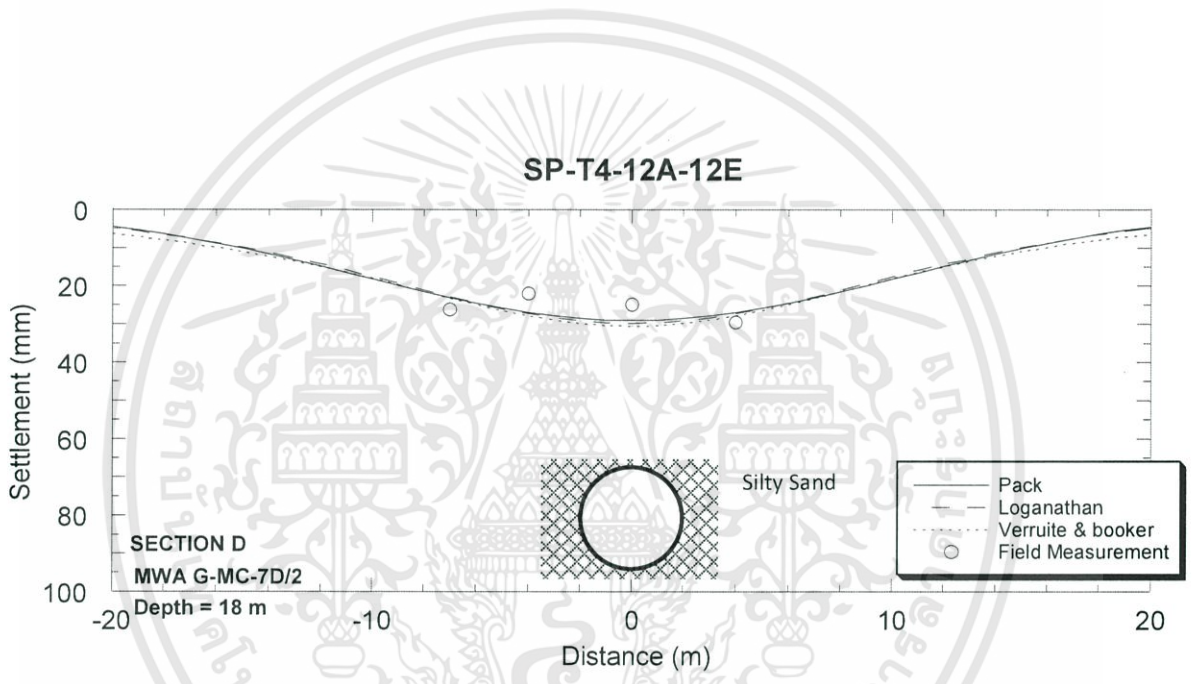
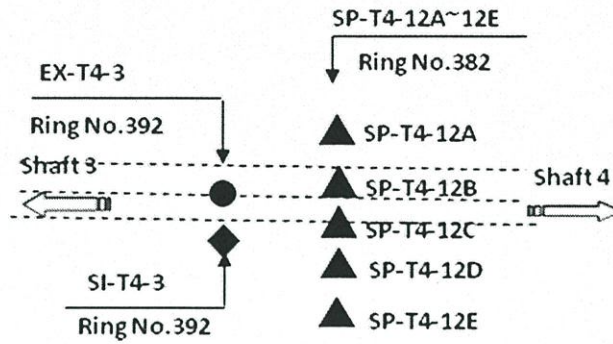
รูปที่ 4.12 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมวดวัดการทรุดตัว SP-T2-25A-25D

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 80 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

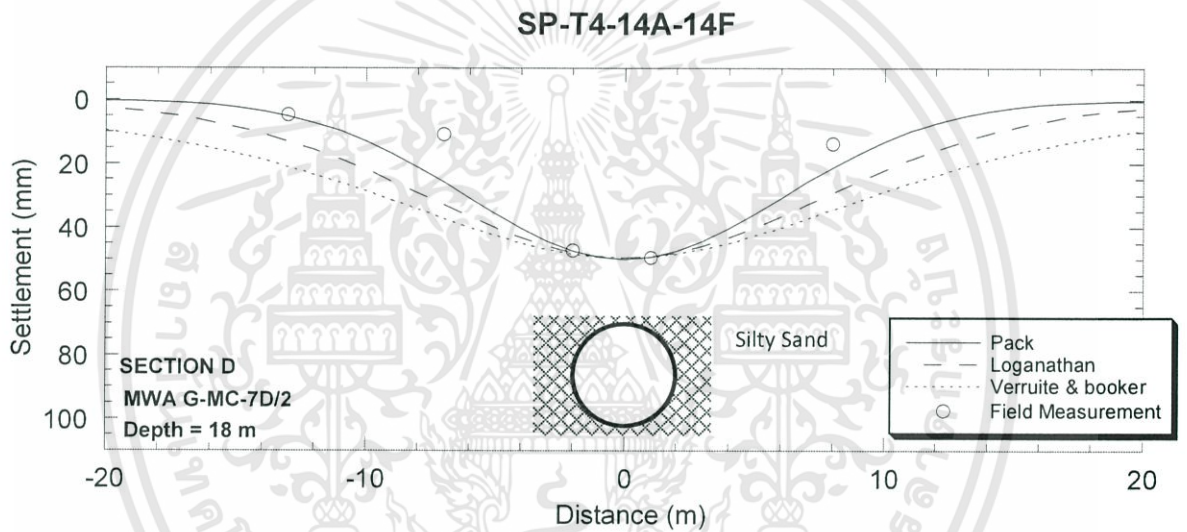
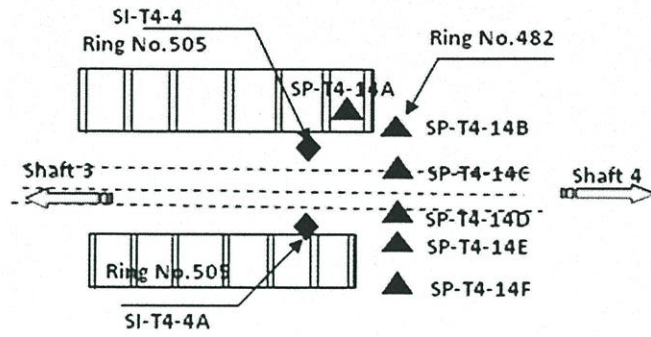


รูปที่ 4.13 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-11A-11E

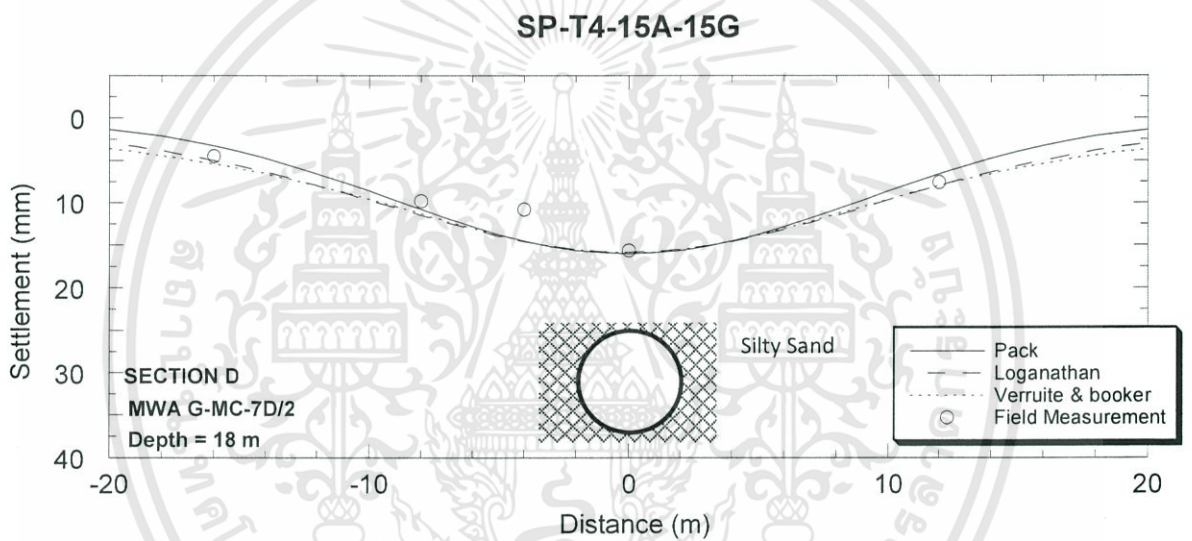
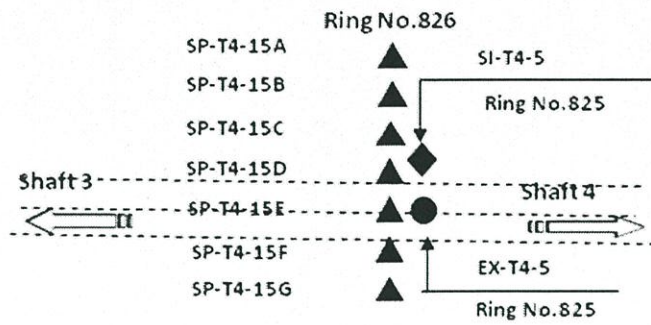
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 81 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



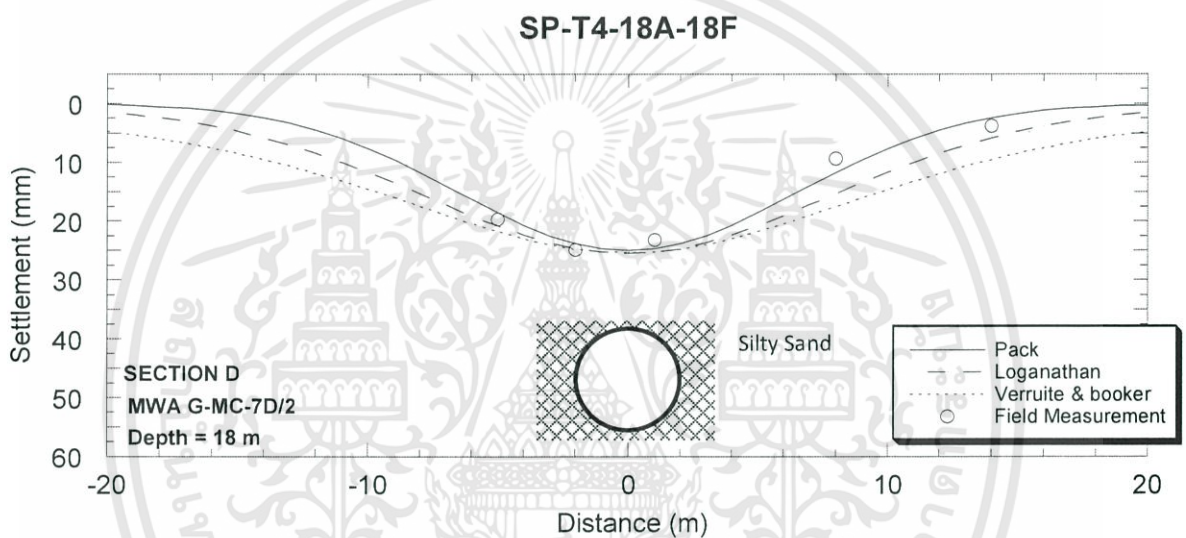
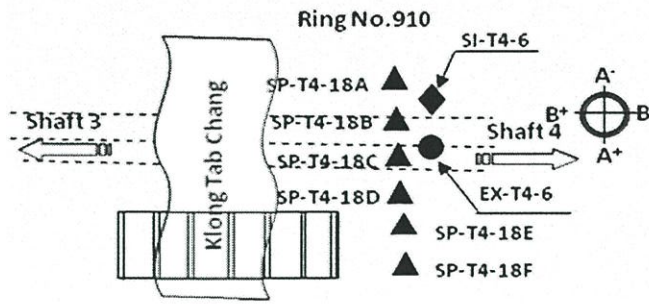
รูปที่ 4.14 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-12A-12E



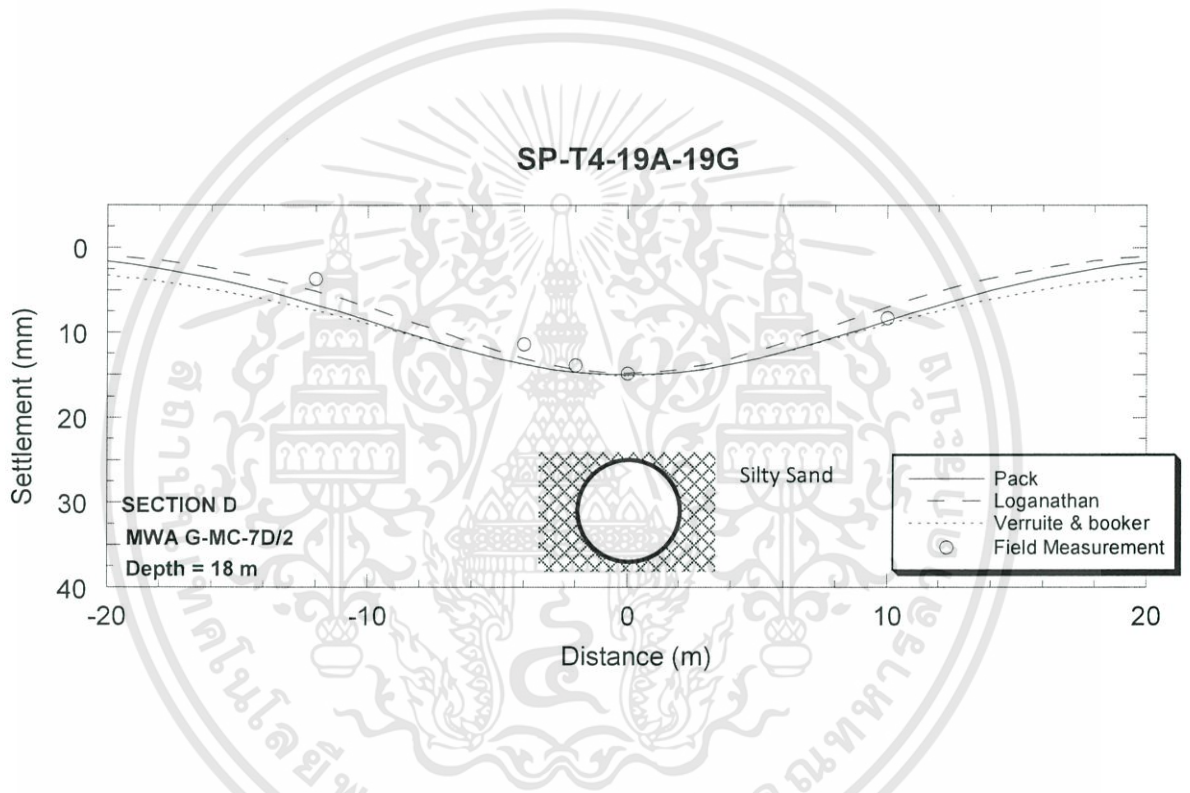
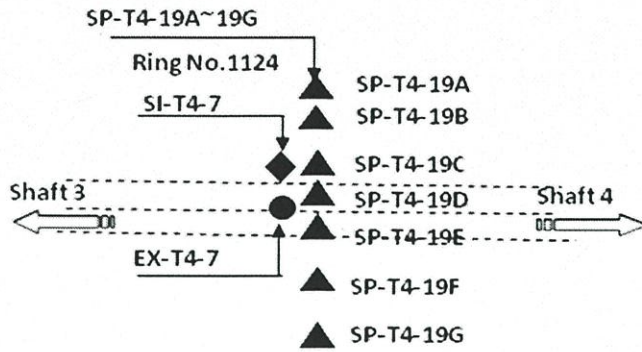
รูปที่ 4.15 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-14A-14F



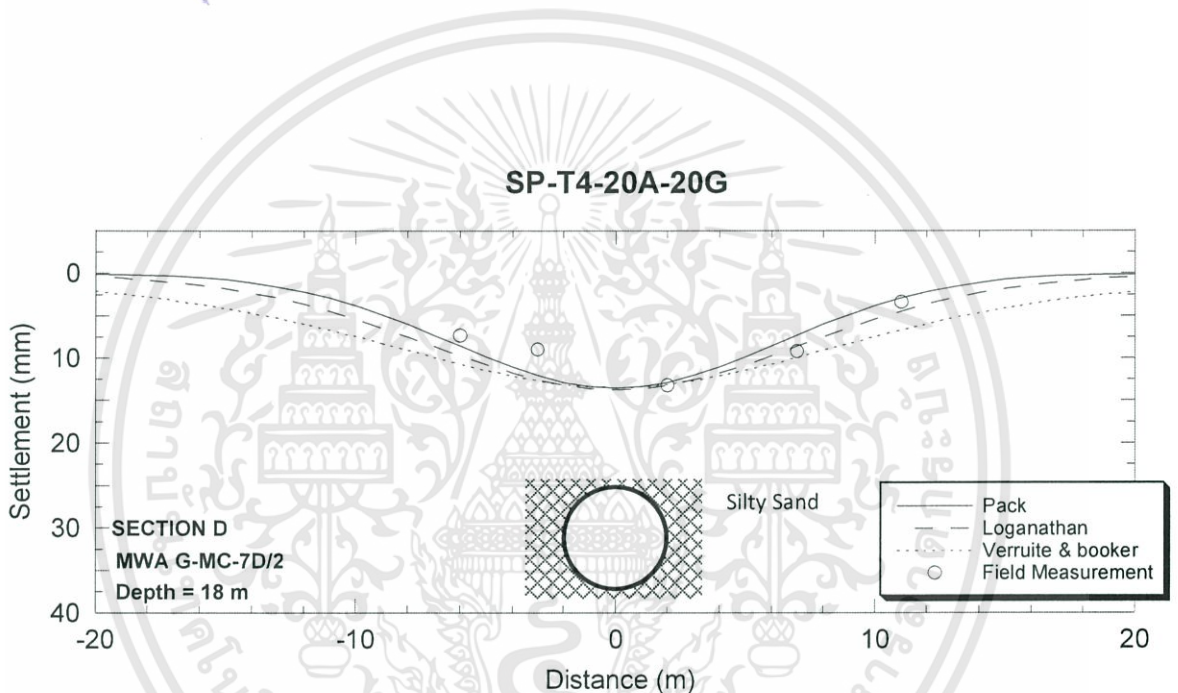
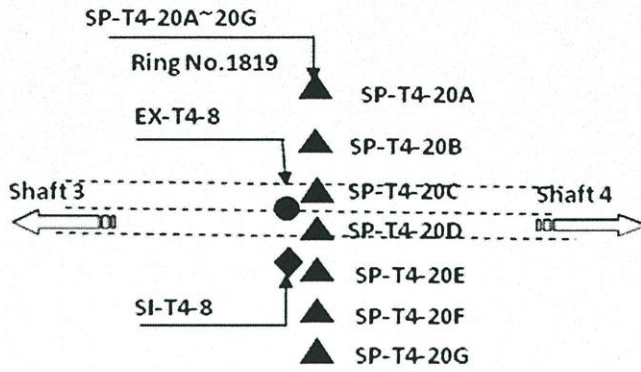
รูปที่ 4.16 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-15A-15G



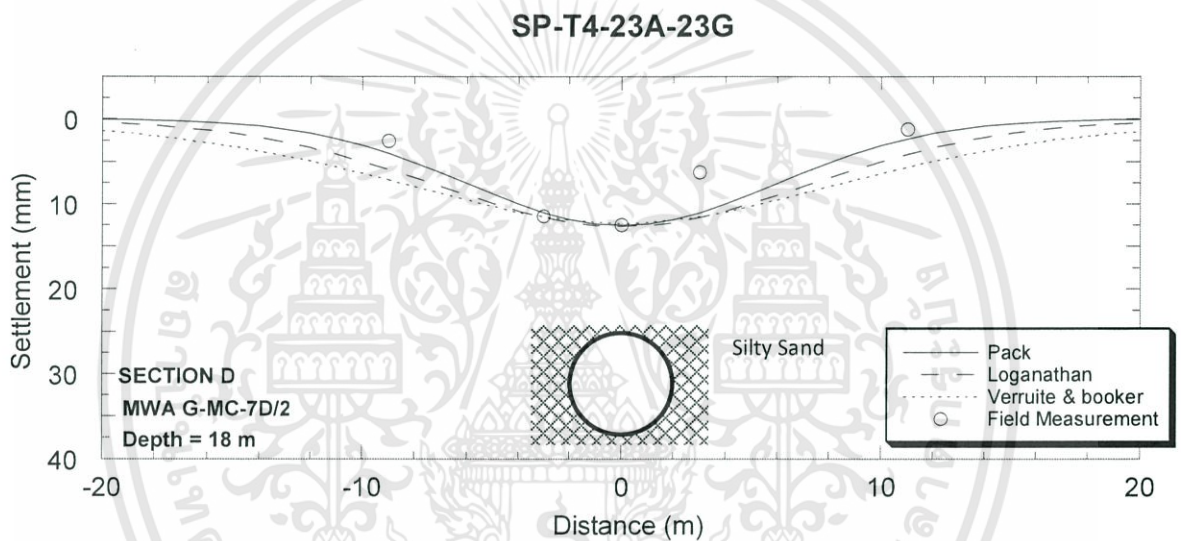
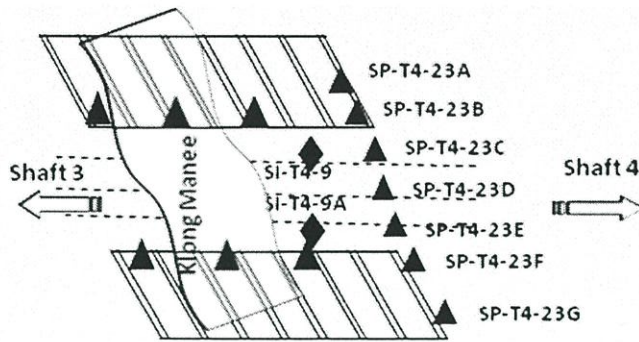
รูปที่ 4.17 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-18A-18F



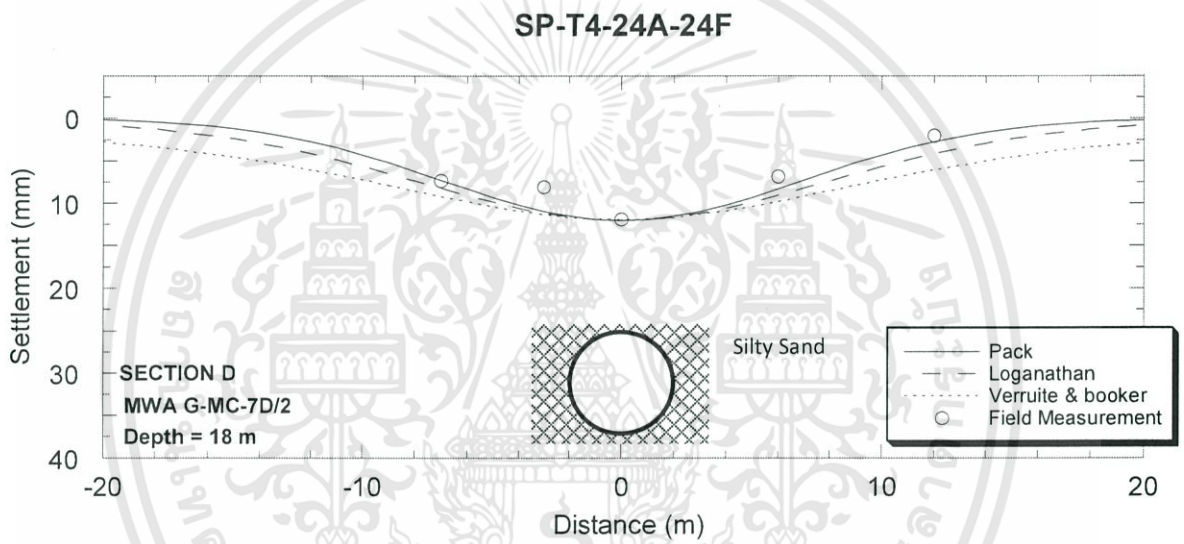
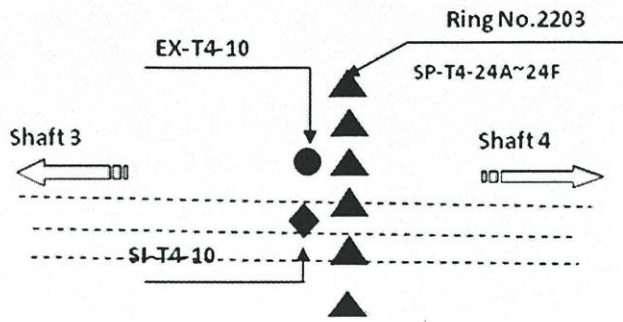
รูปที่ 4.18 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมวดวัดการทรุดตัว SP-T4-19A-19G



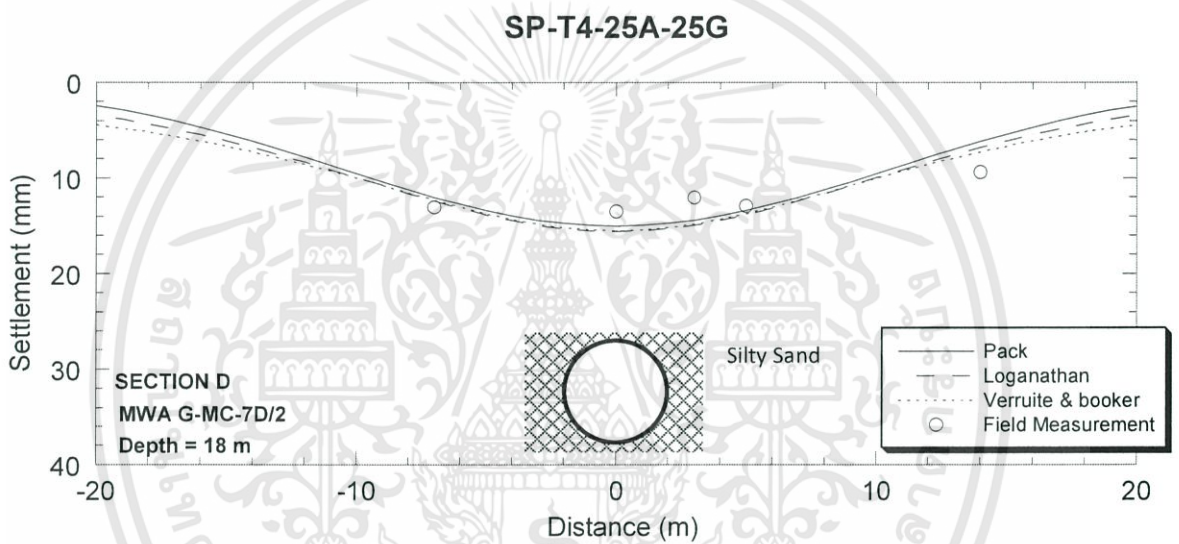
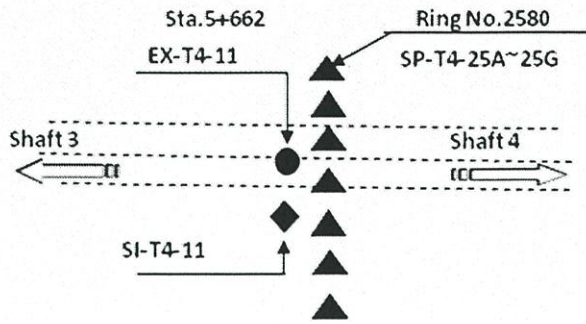
รูปที่ 4.19 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-20A-20G



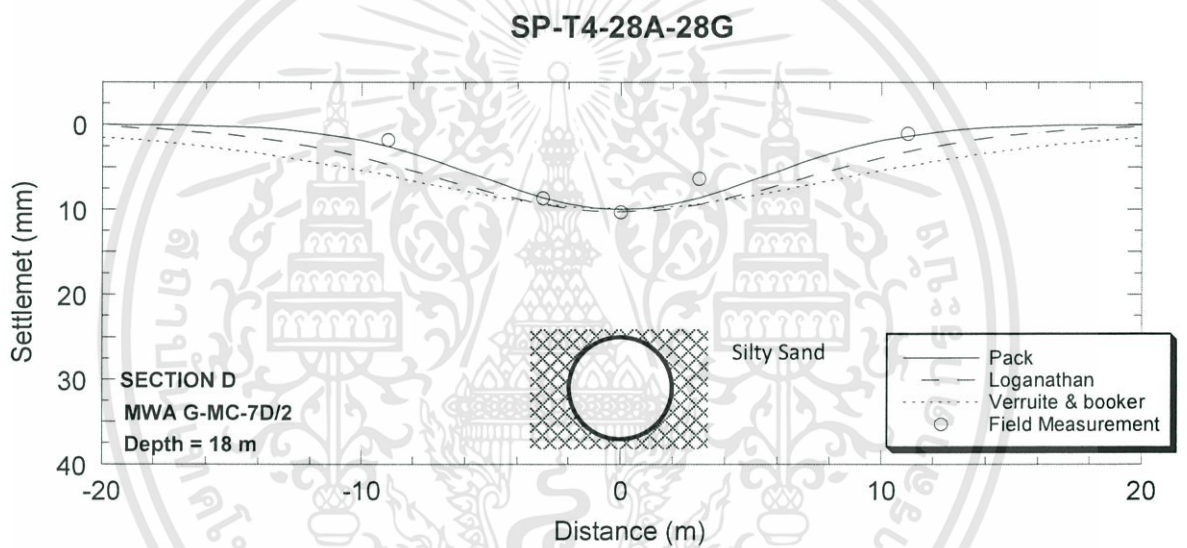
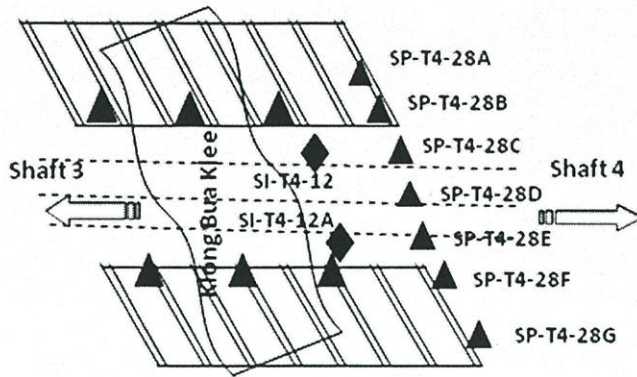
รูปที่ 4.20 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-23A-23G



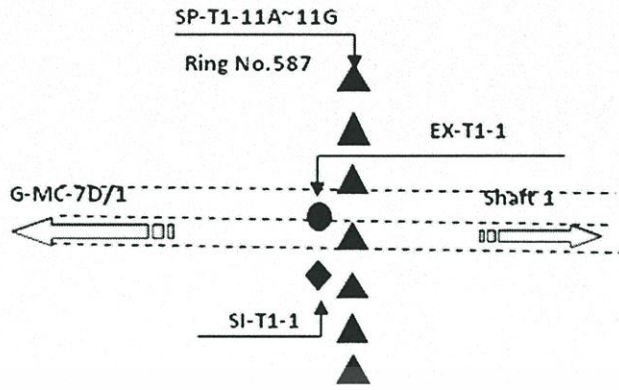
รูปที่ 4.21 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-24A-24F



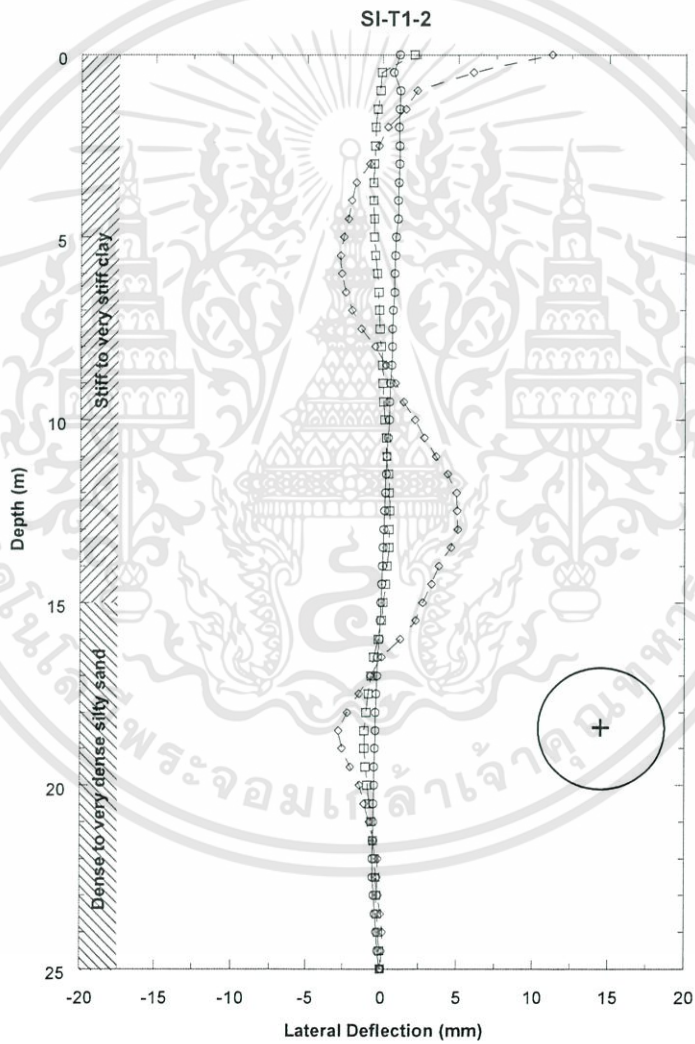
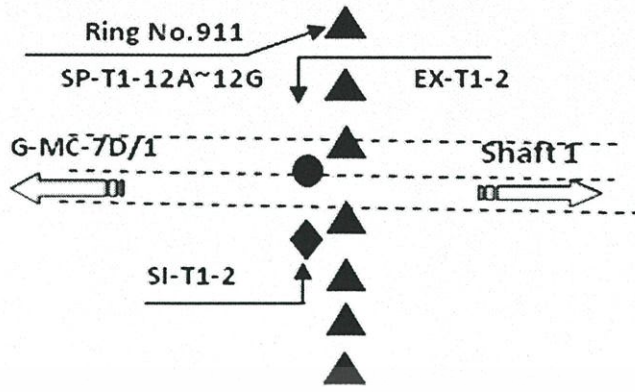
รูปที่ 4.22 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุ้ดวัดการทรุดตัว SP-T4-25A-25G



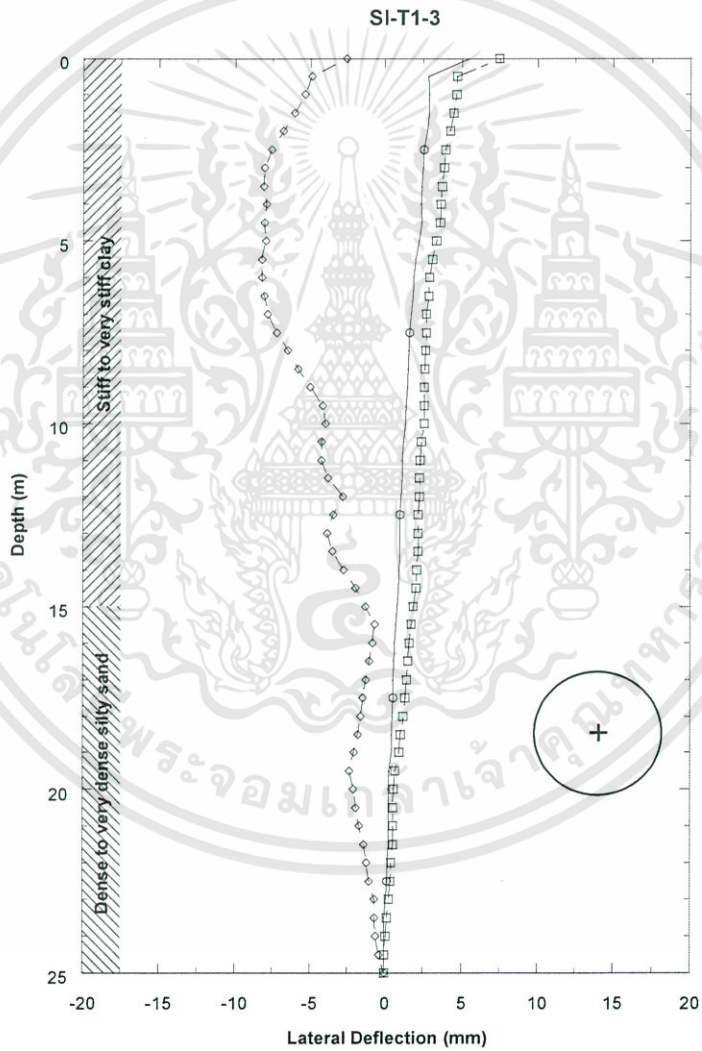
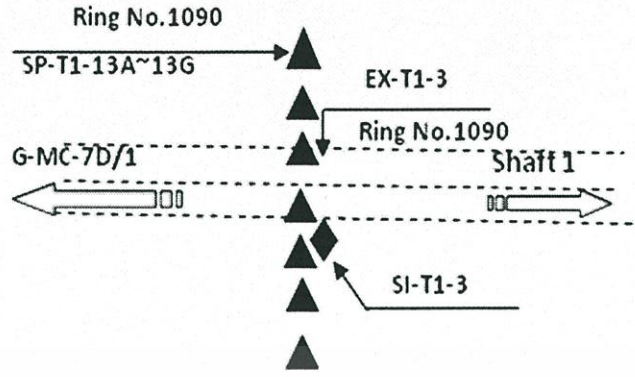
รูปที่ 4.23 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-28A-28G



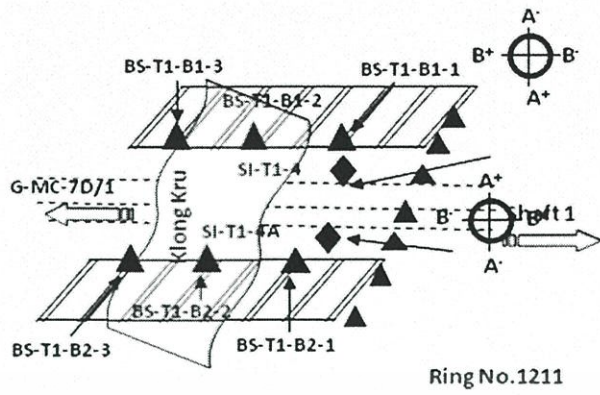
รูปที่ 4.24 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-1



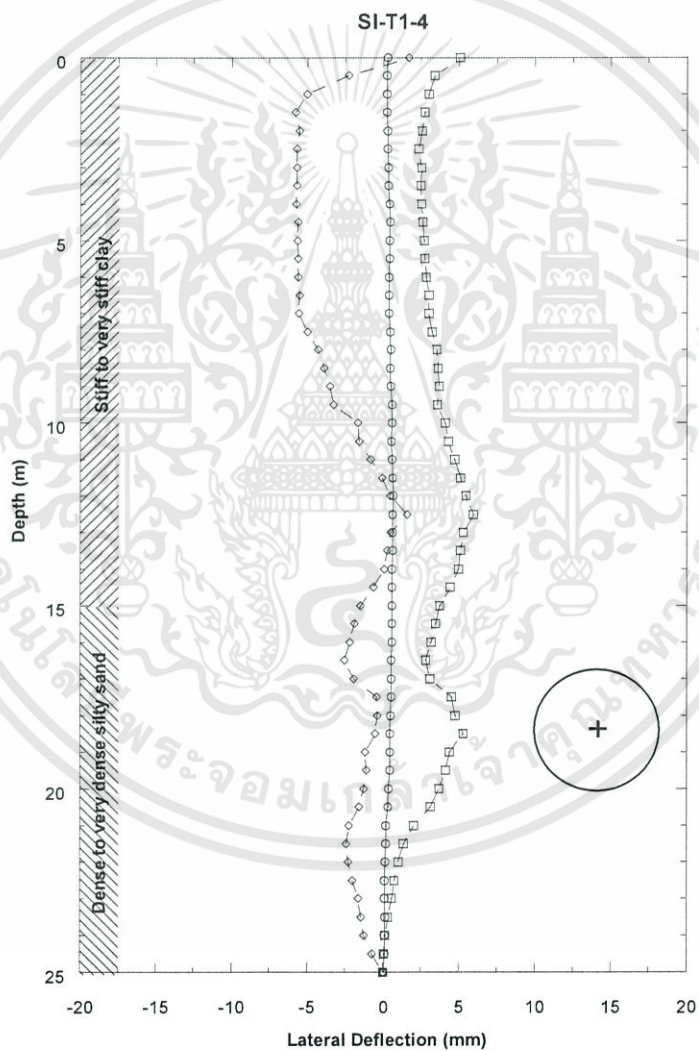
รูปที่ 4.25 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-2



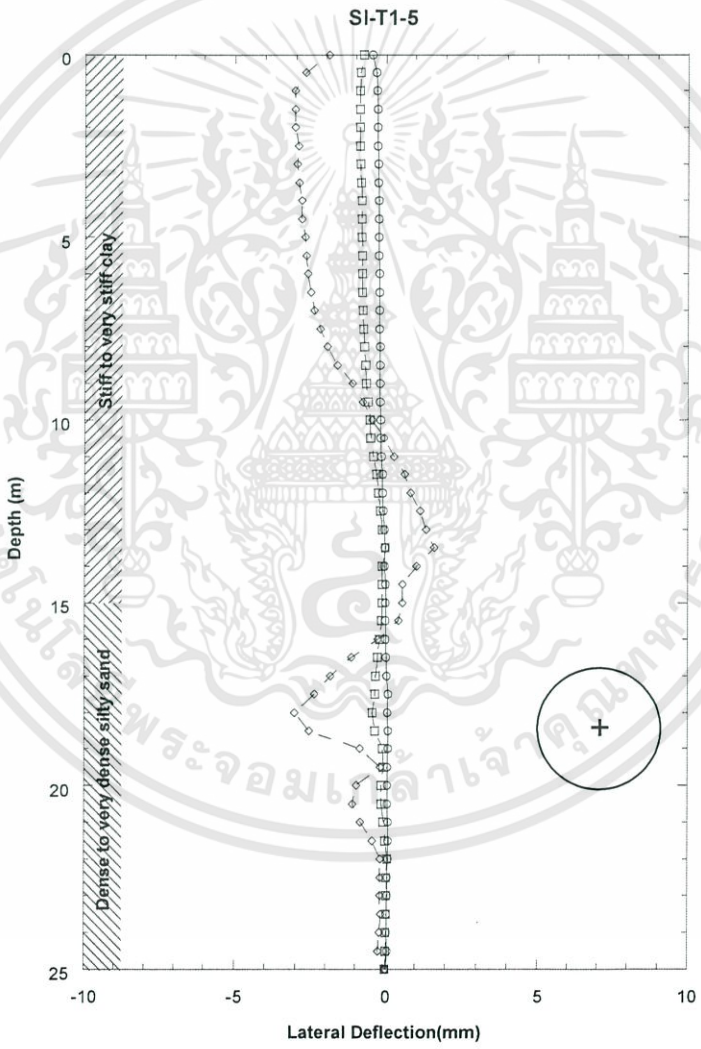
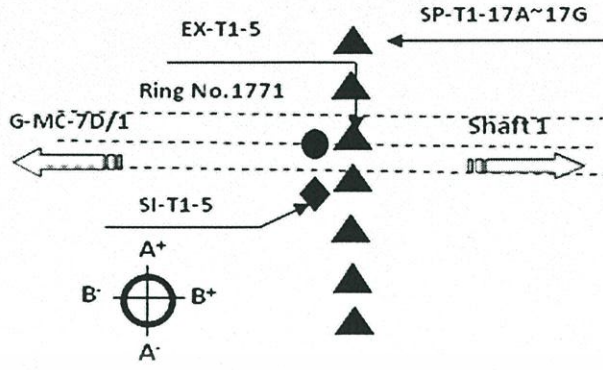
รูปที่ 4.26 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-3



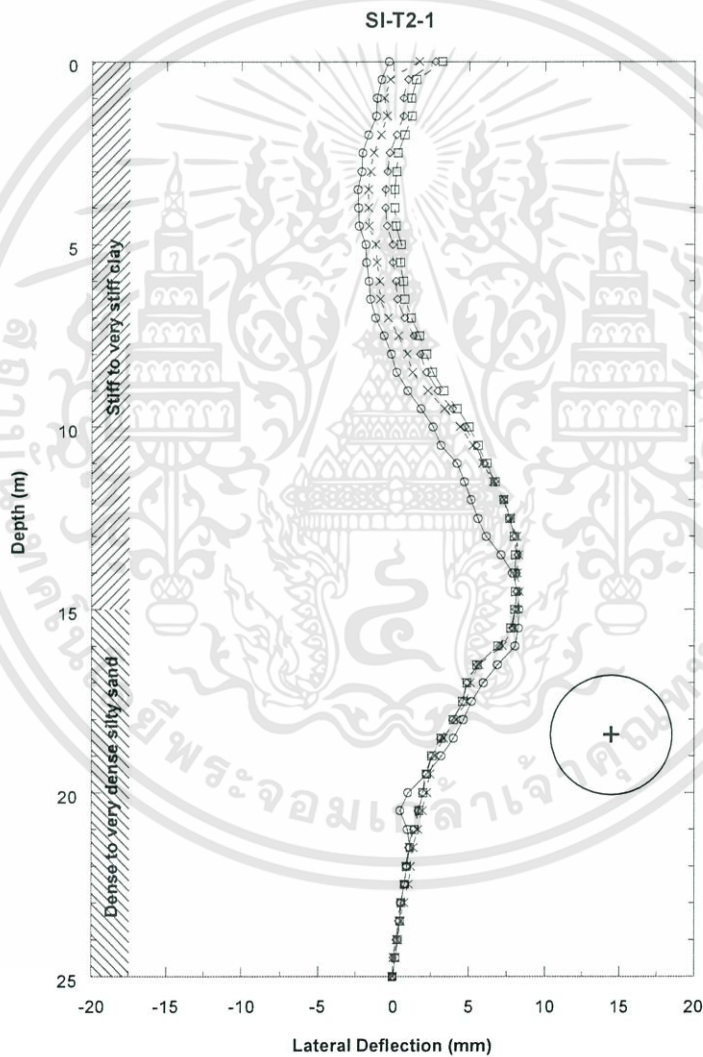
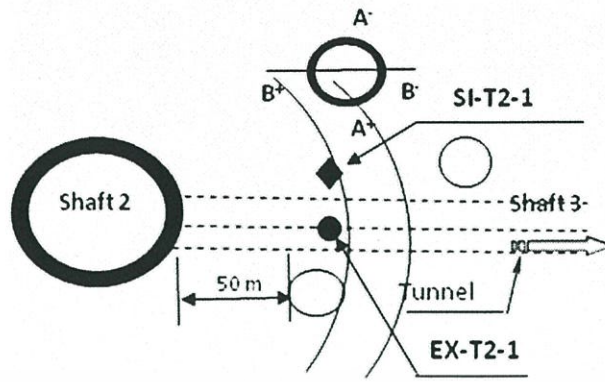
Ring No.1211



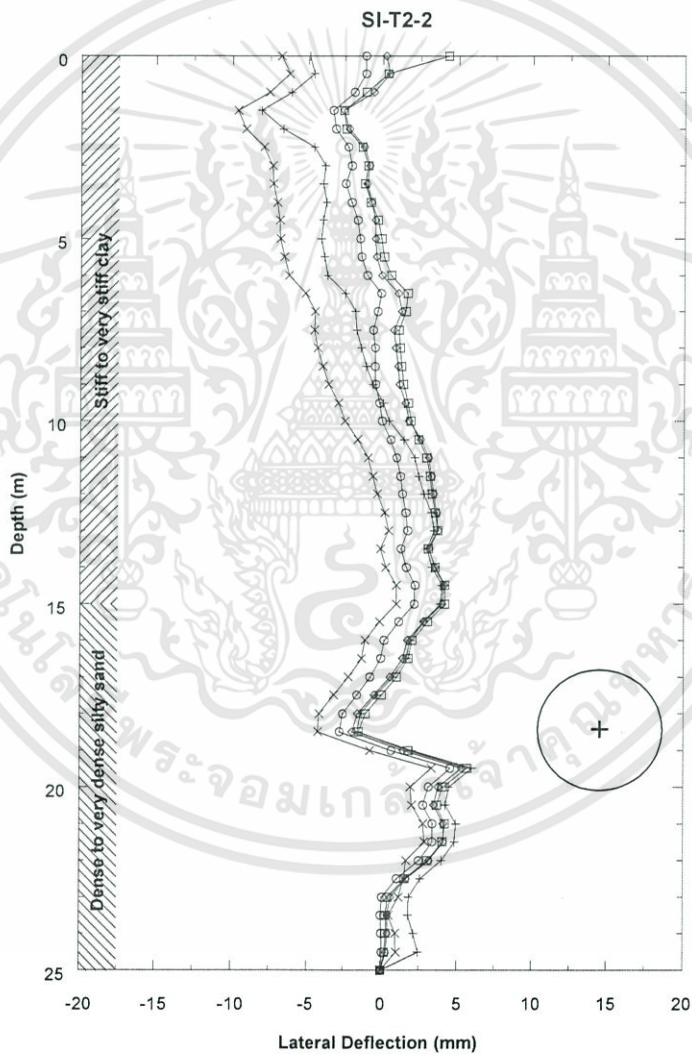
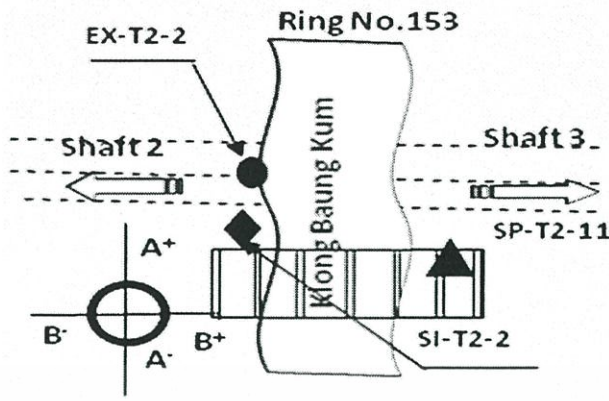
รูปที่ 4.27 การเคลื่อนตัวด้านข้างของคานวัดจาก Inclinator SI-T1-4



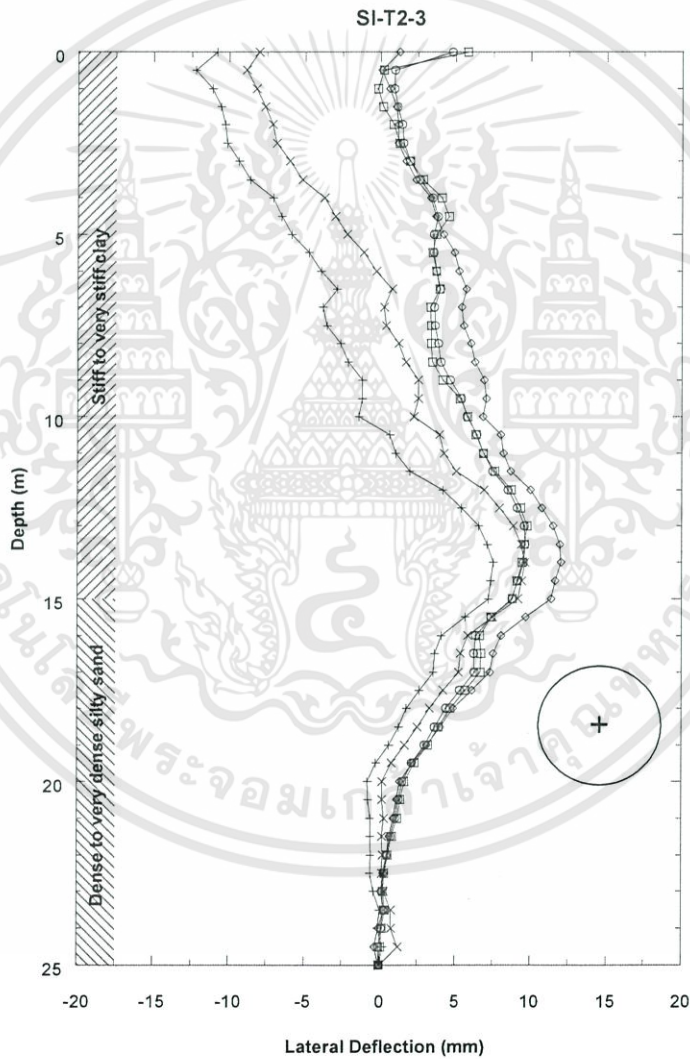
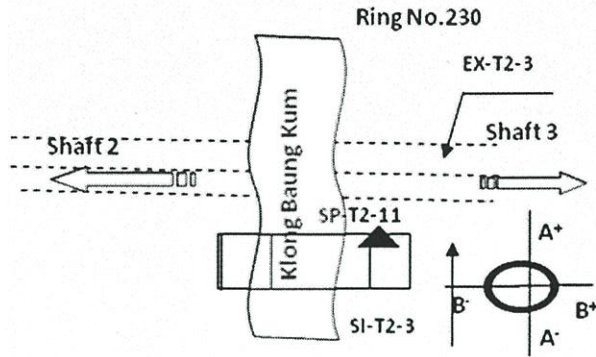
รูปที่ 4.28 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T1-5



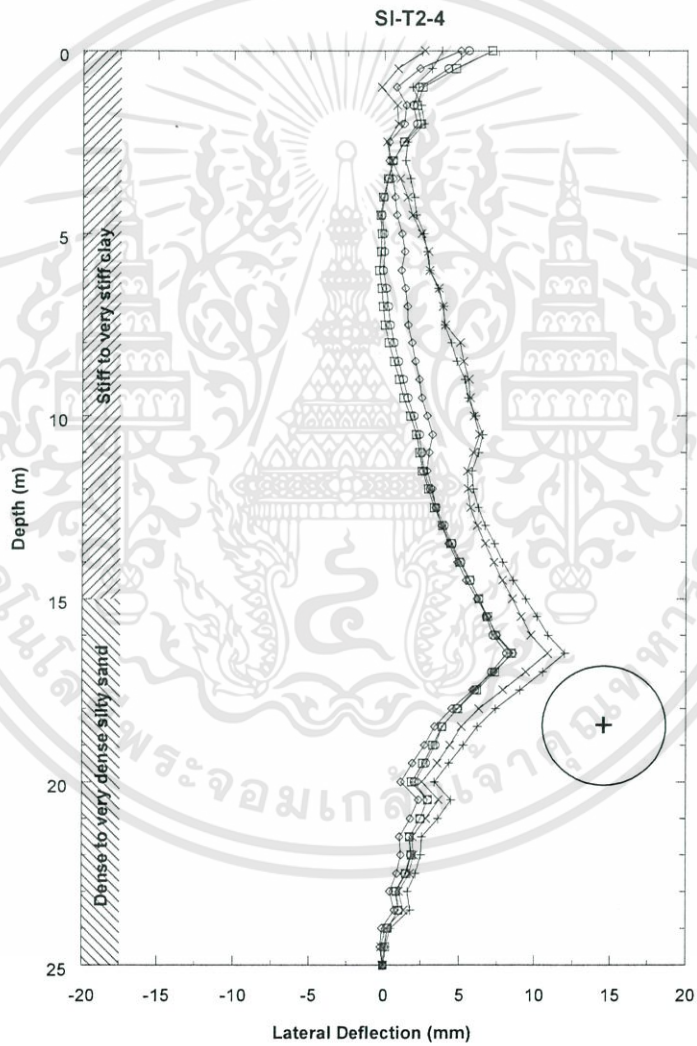
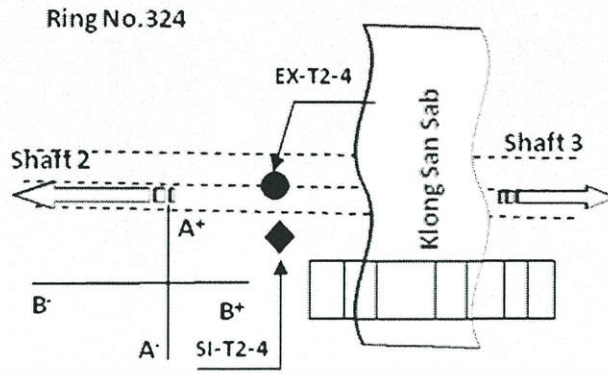
รูปที่ 4.29 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-1



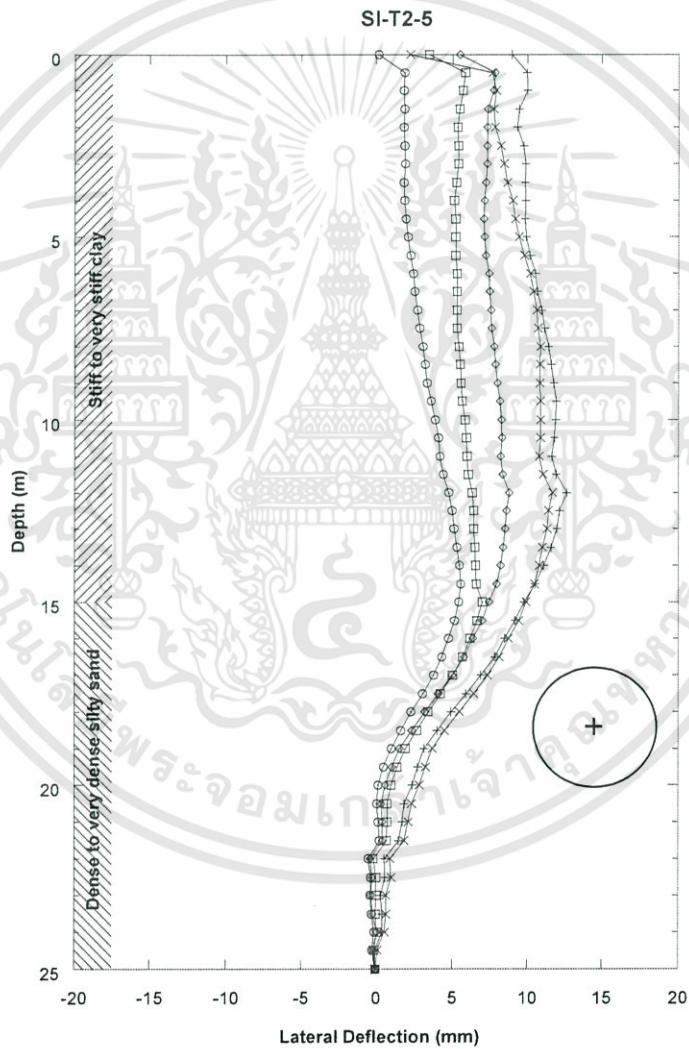
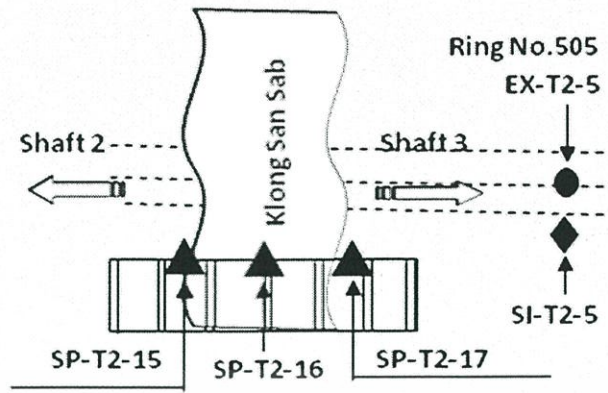
รูปที่ 4.30 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-2



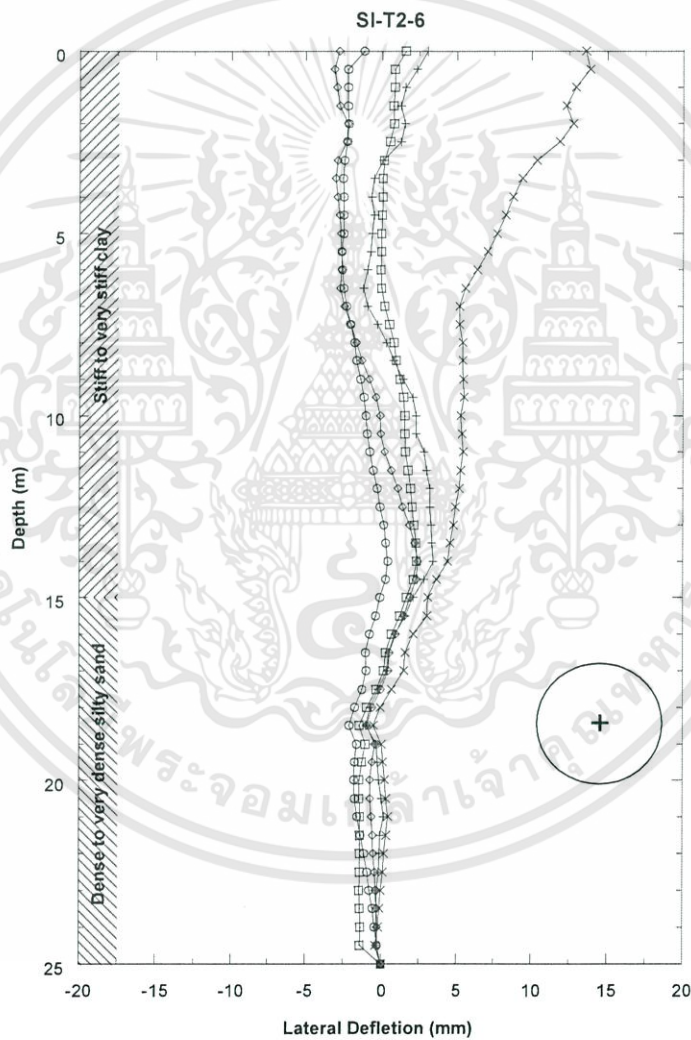
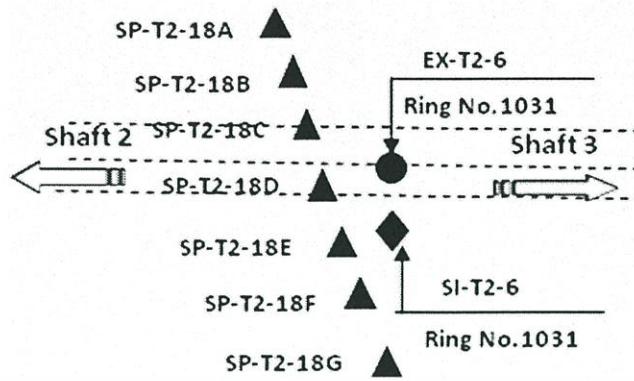
รูปที่ 4.31 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-3



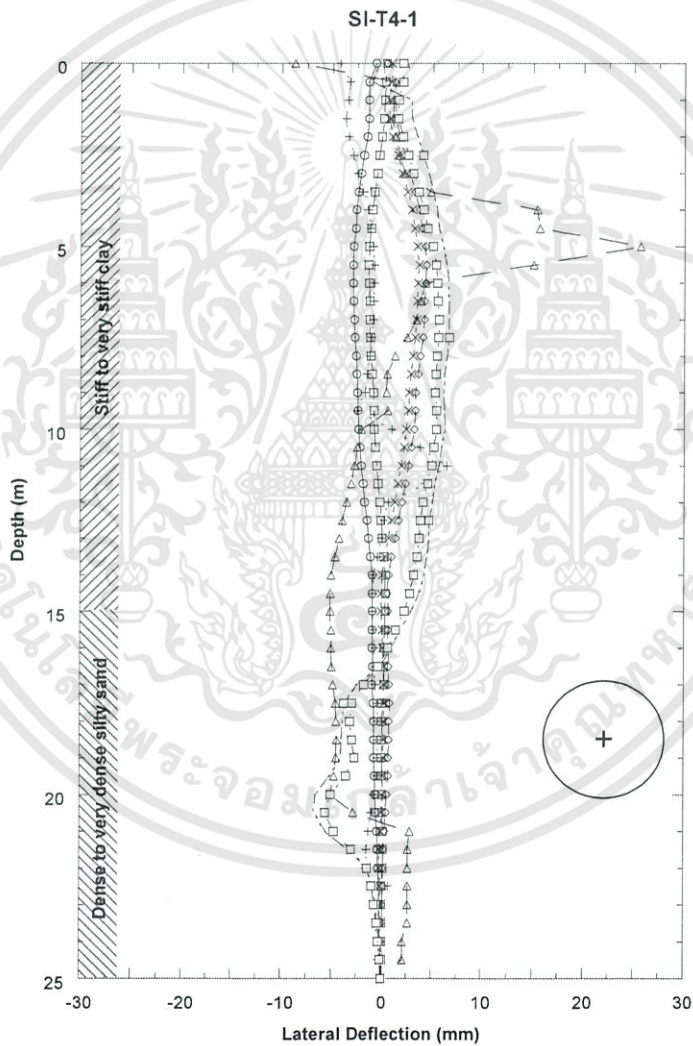
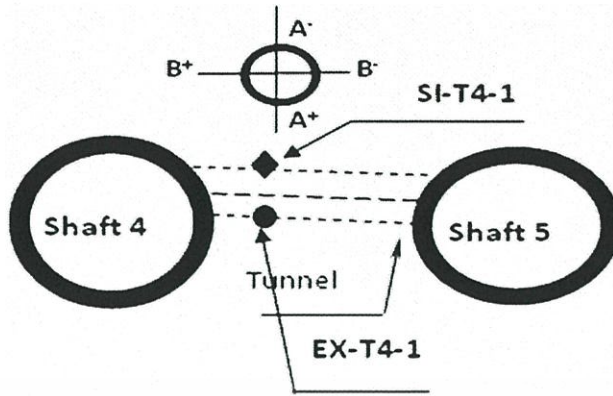
รูปที่ 4.32 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-4



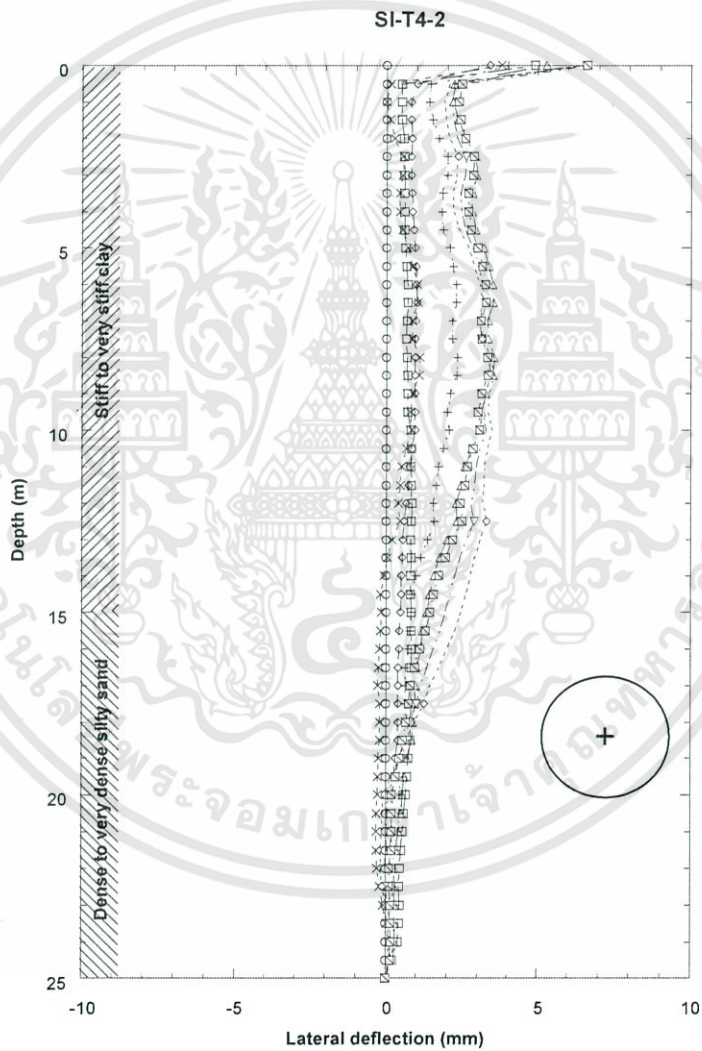
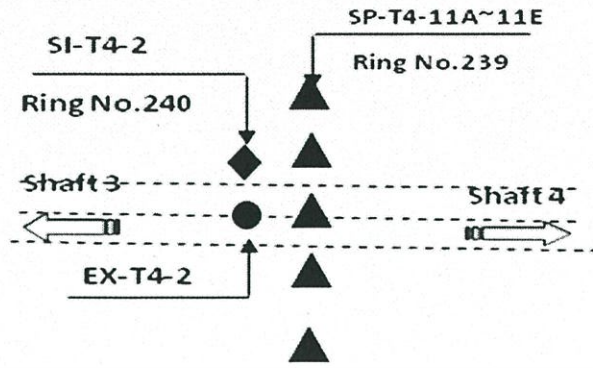
รูปที่ 4.33 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-5



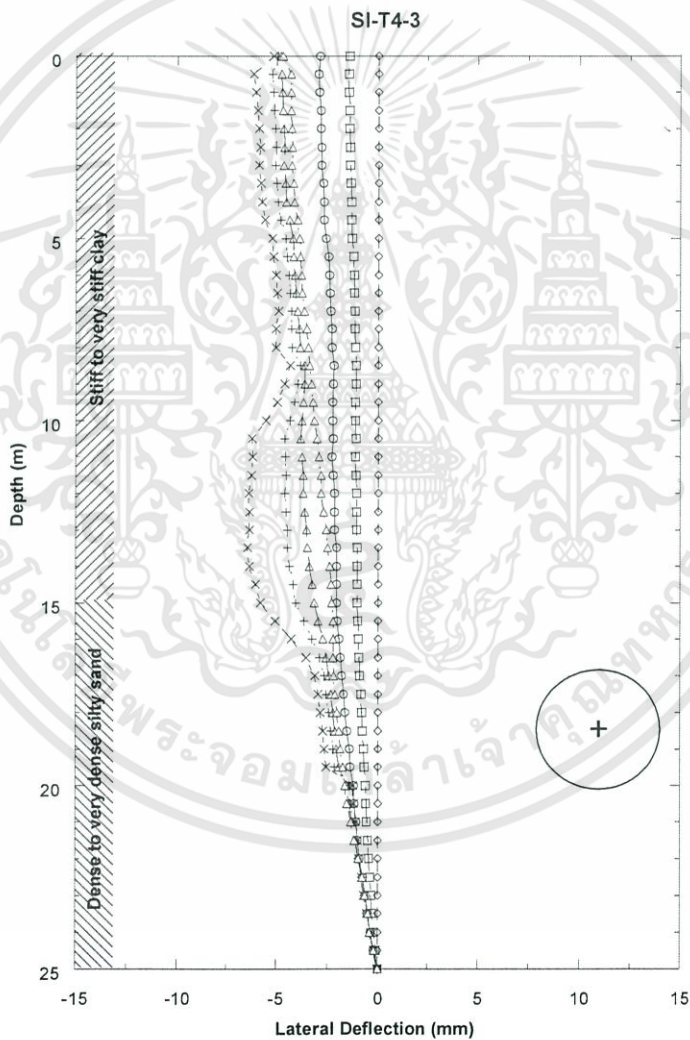
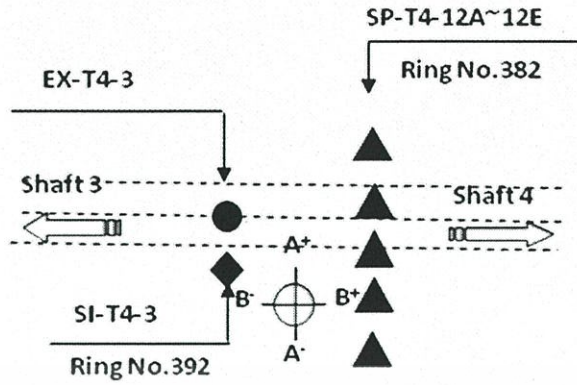
รูปที่ 4.34 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T2-6



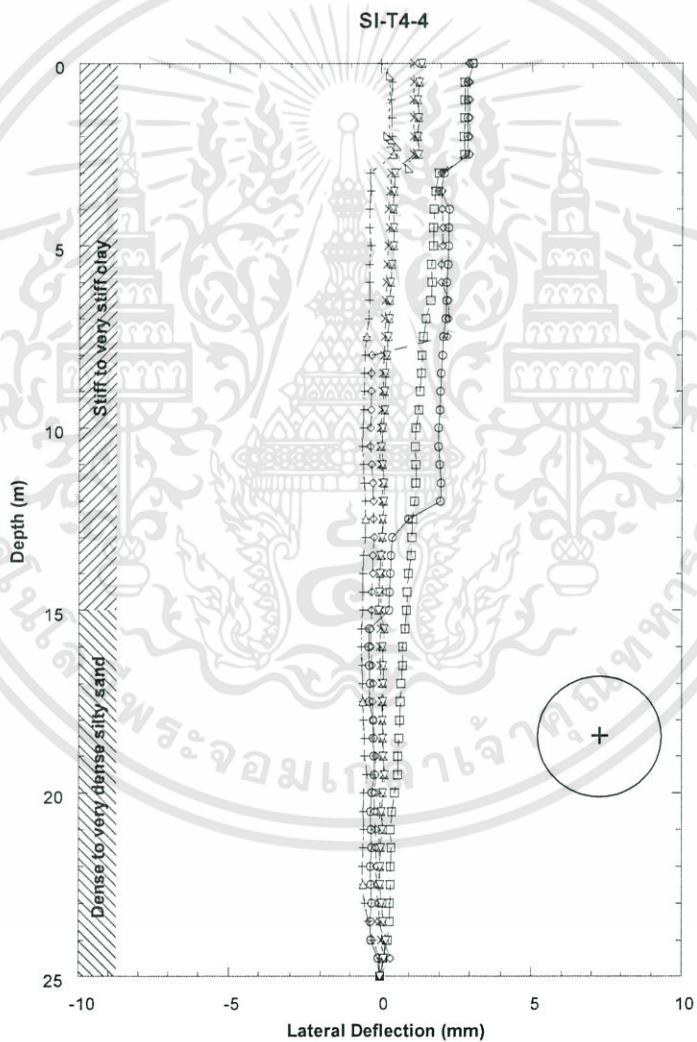
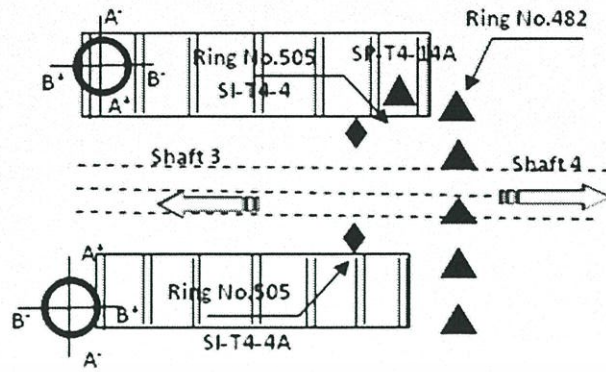
รูปที่ 4.35 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-1



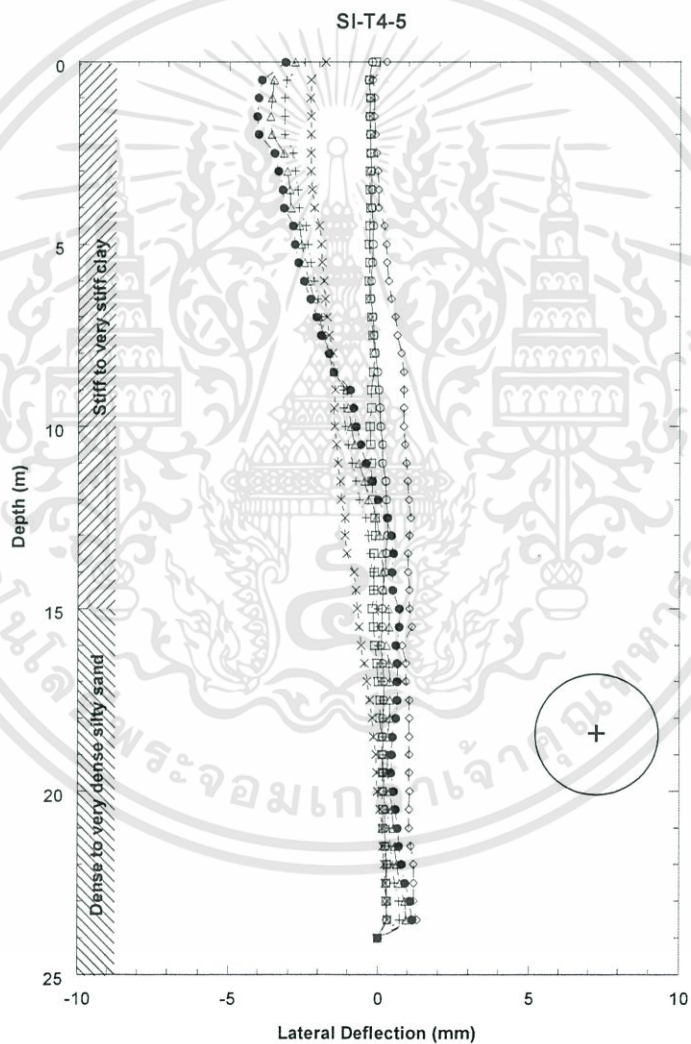
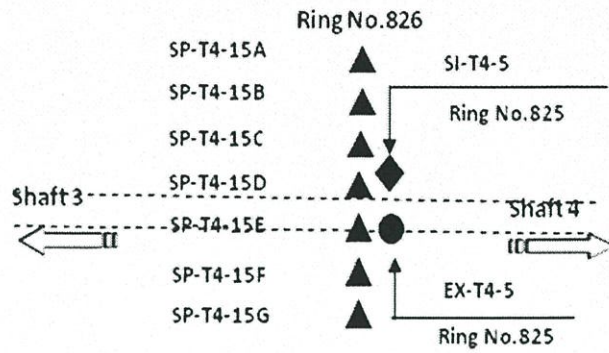
รูปที่ 4.36 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-2



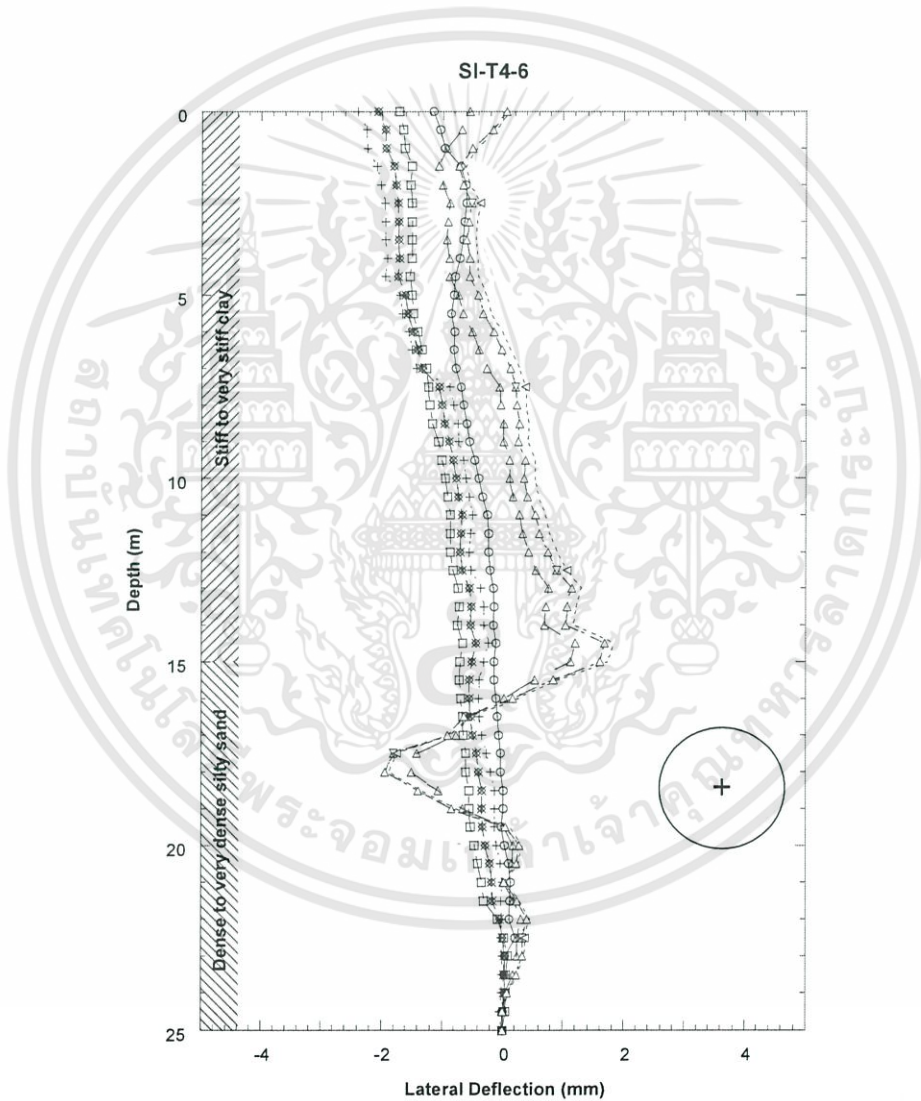
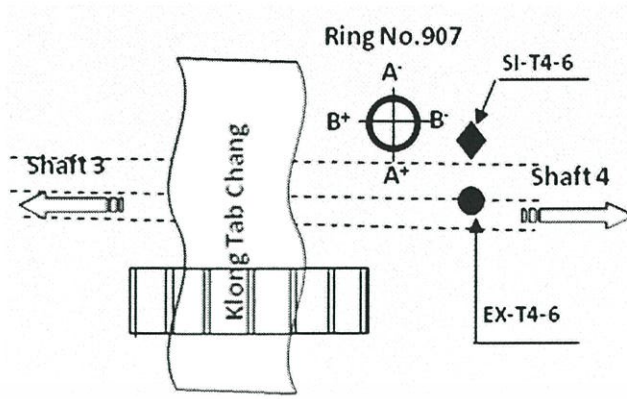
รูปที่ 4.37 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-3



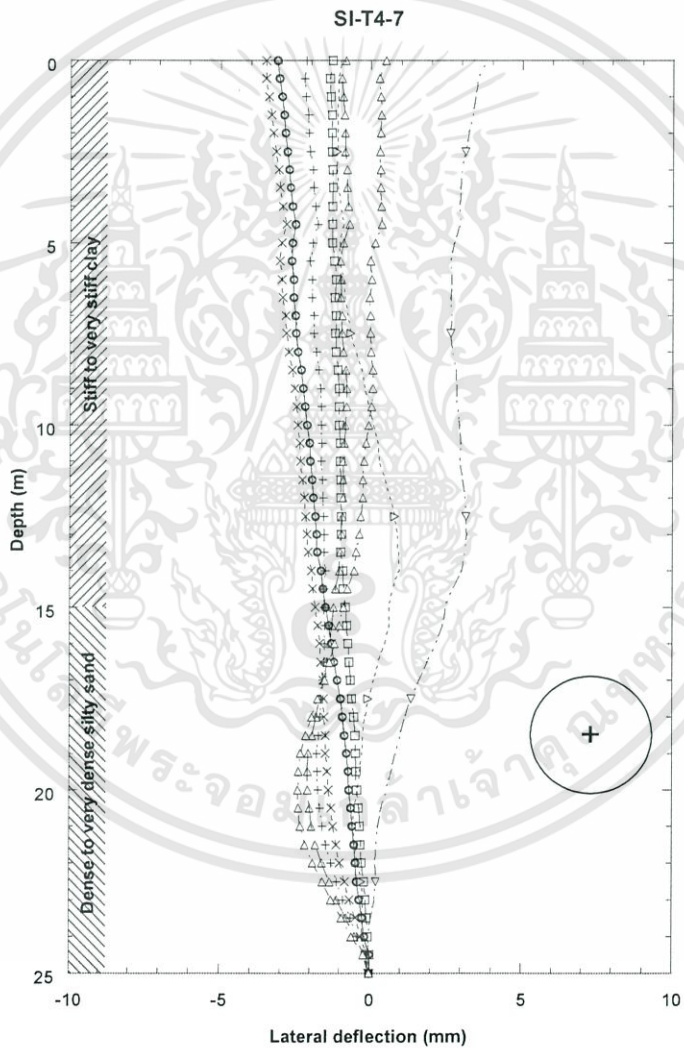
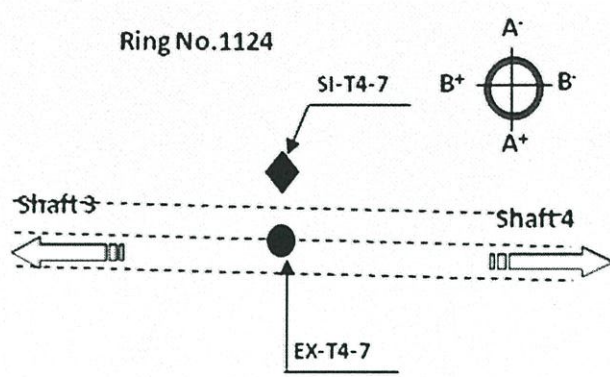
รูปที่ 4.38 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-4



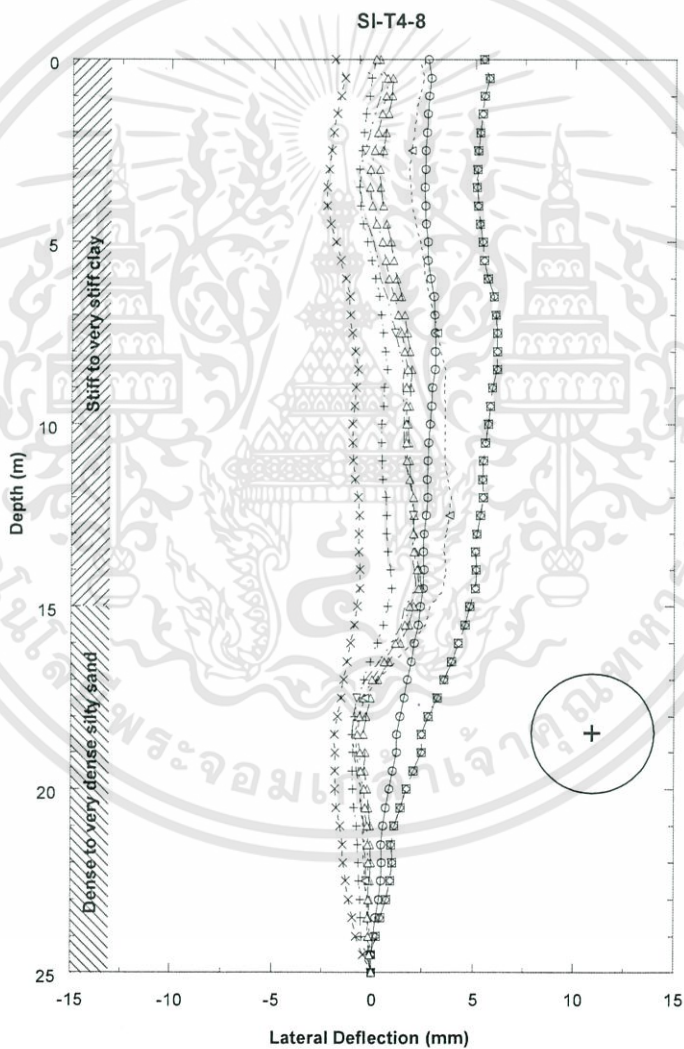
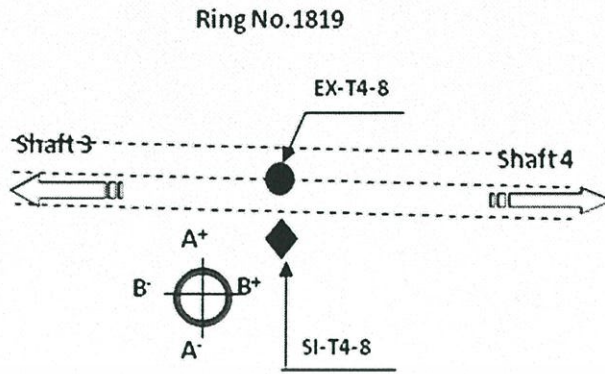
รูปที่ 4.39 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinerometer SI-T4-5



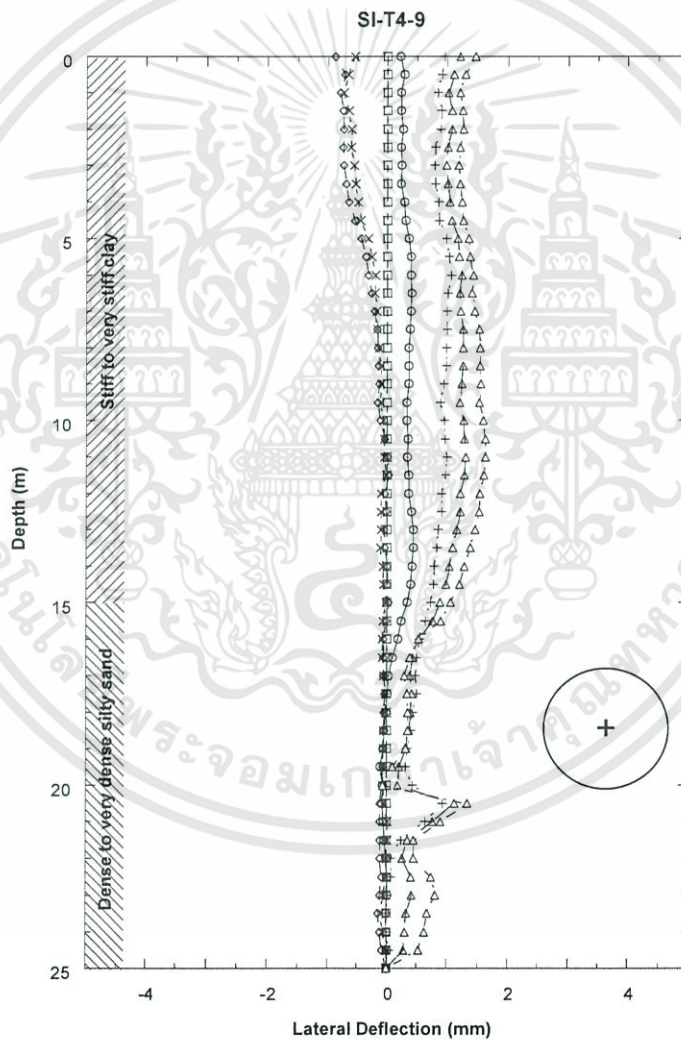
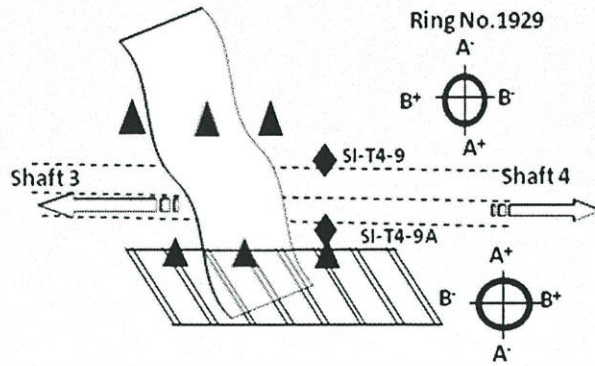
รูปที่ 4.40 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-6



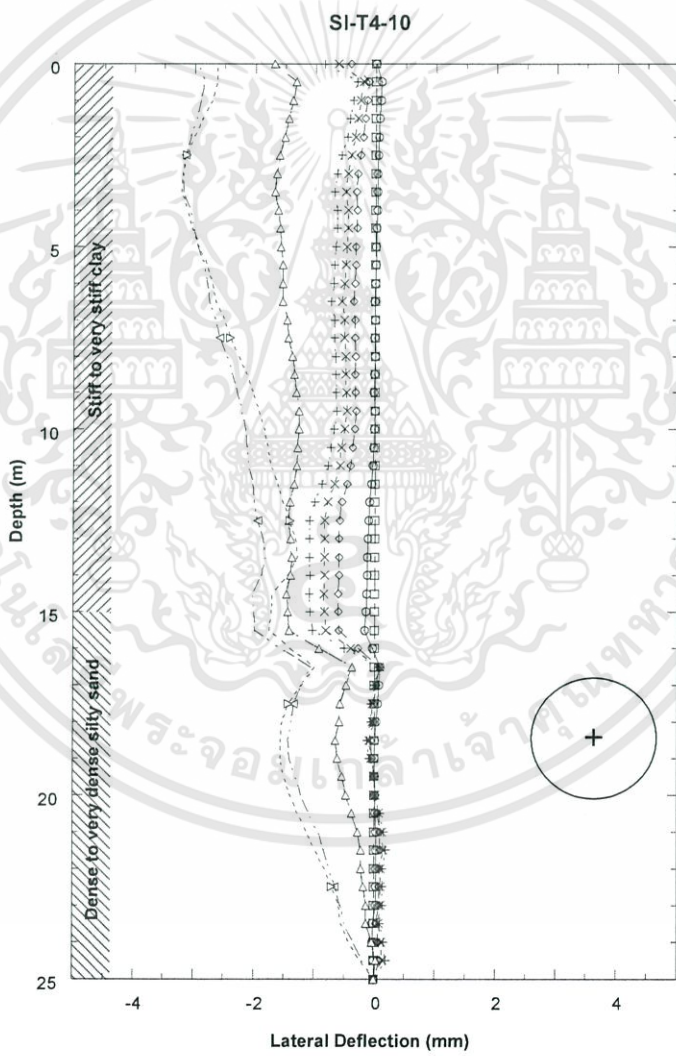
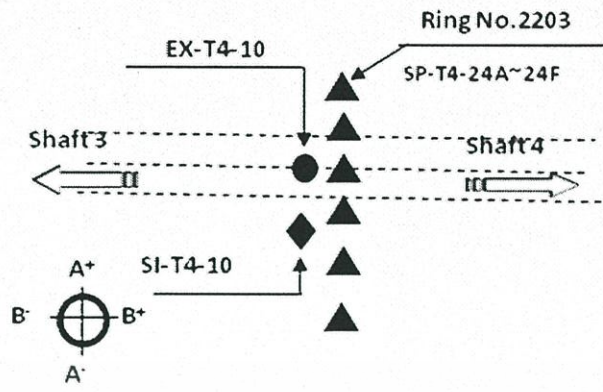
รูปที่ 4.41 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-7



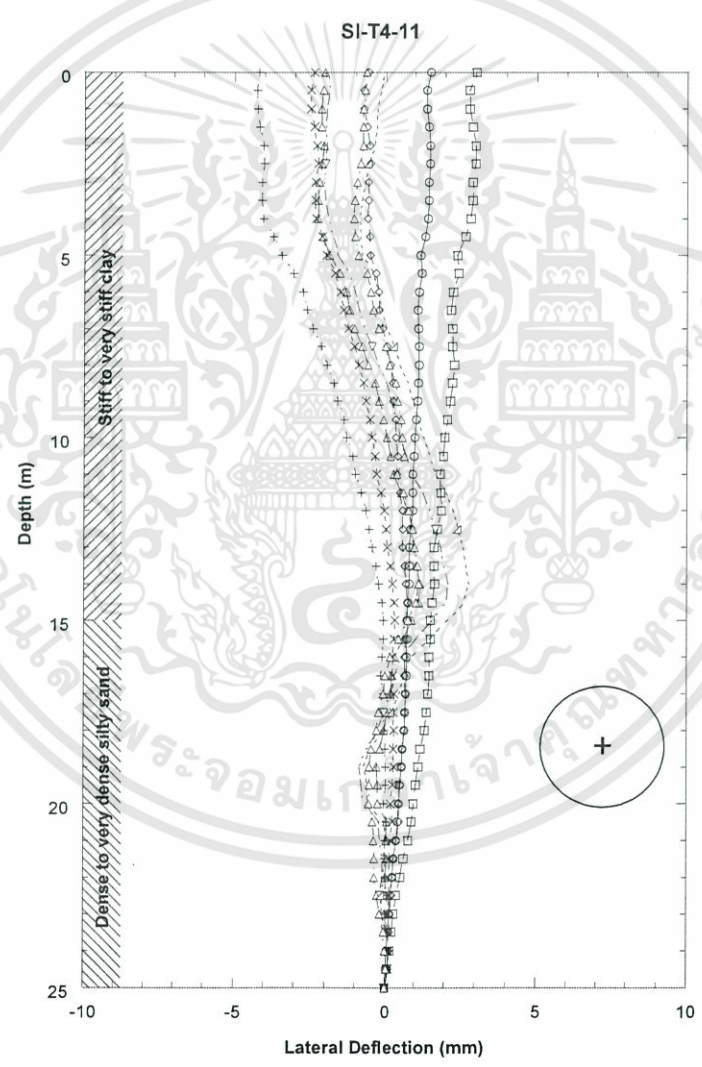
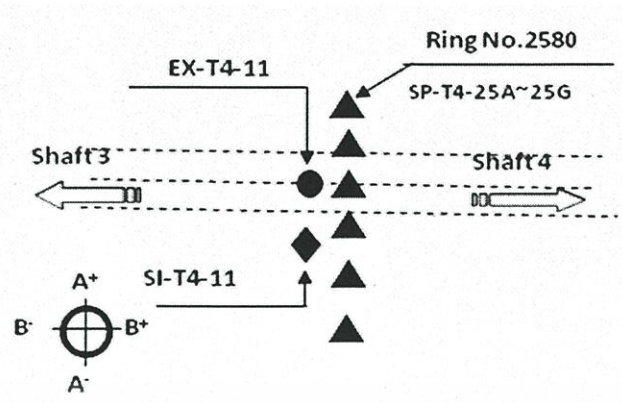
รูปที่ 4.42 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinator SI-T4-8



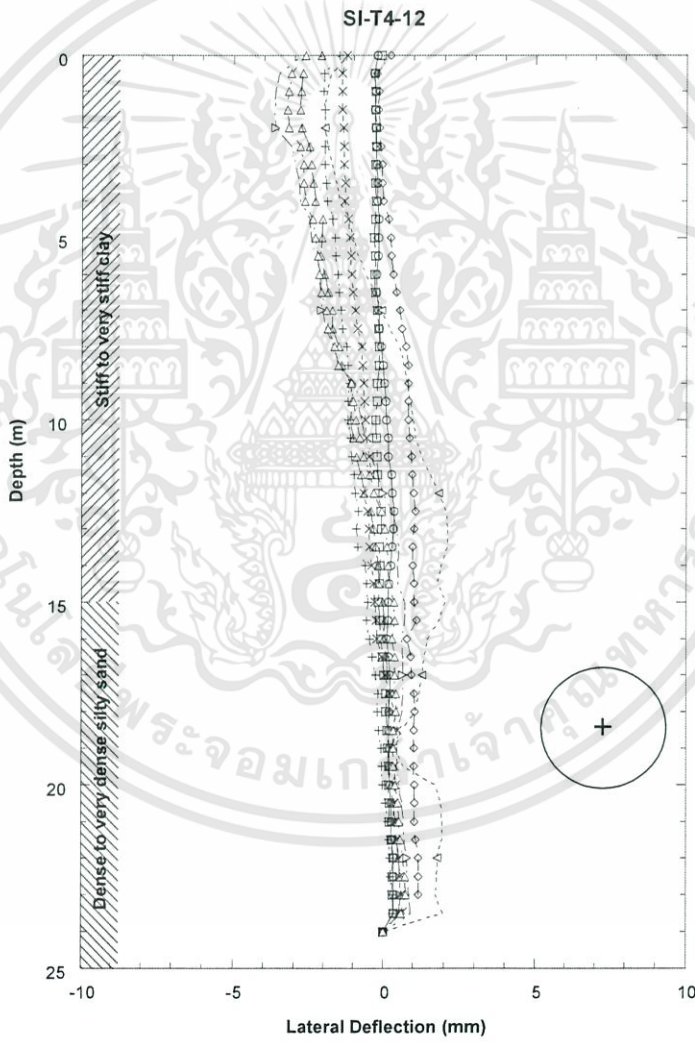
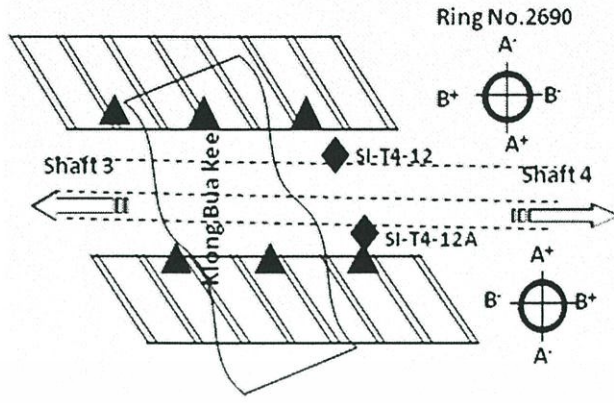
รูปที่ 4.43 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน วัดจาก Inclinometer SI-T4-9



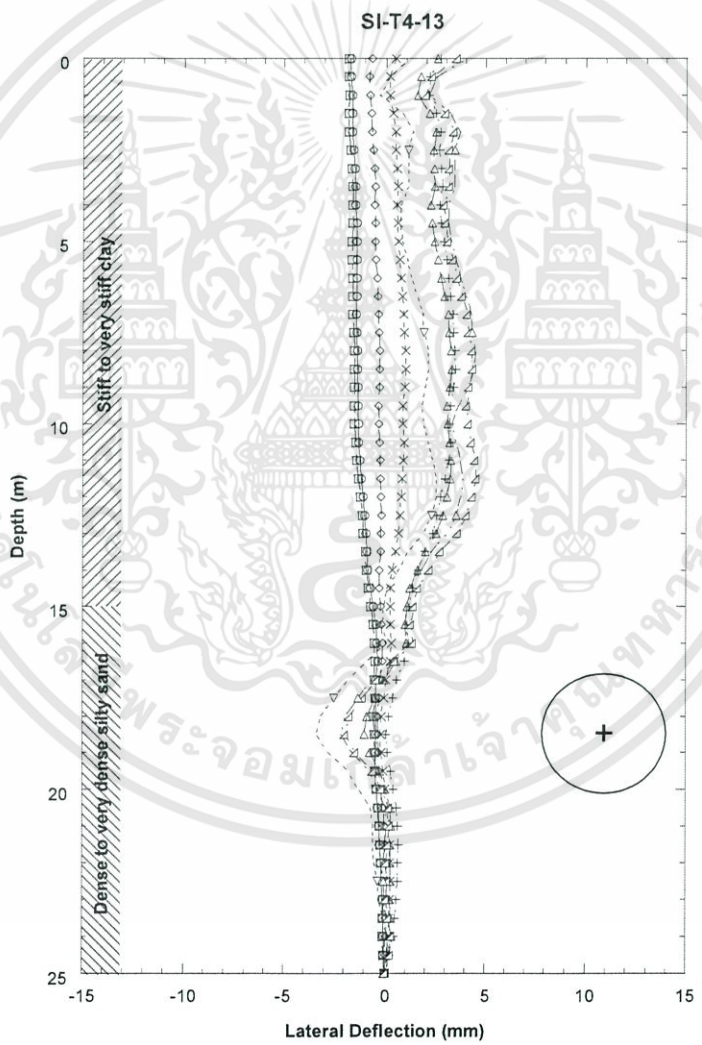
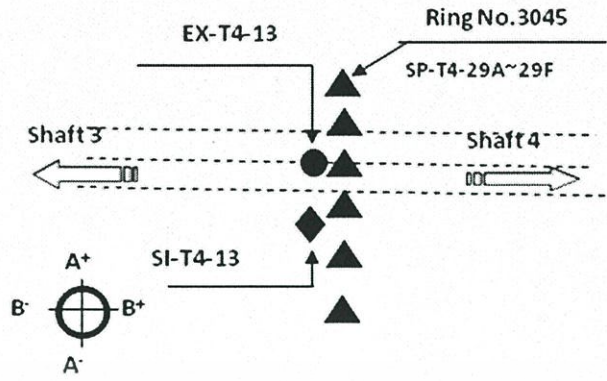
รูปที่ 4.44 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-10



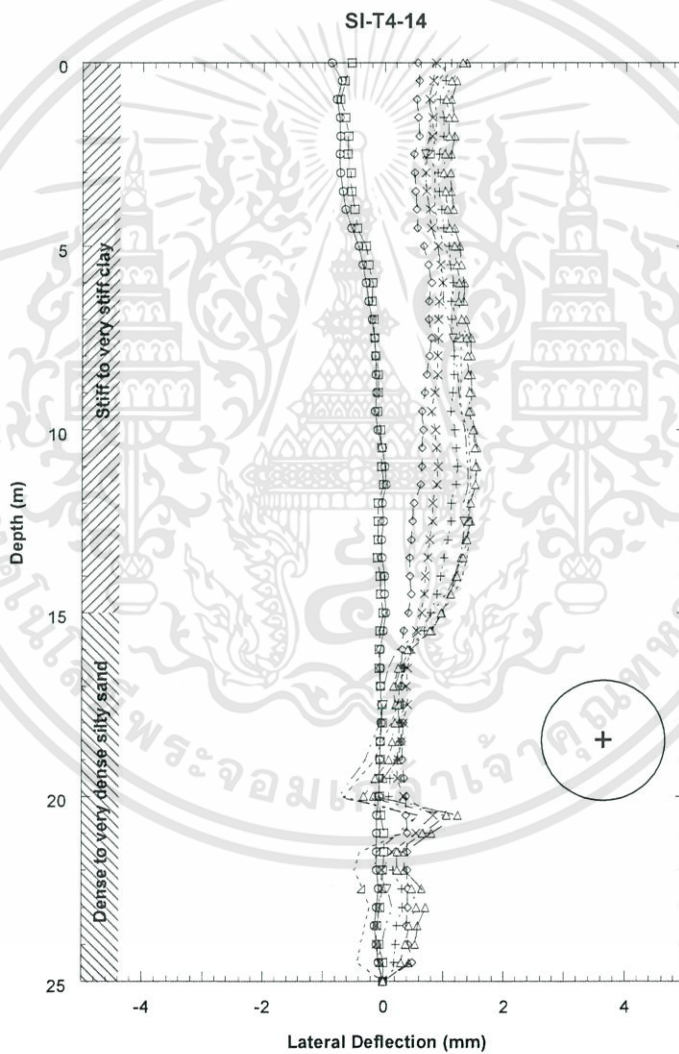
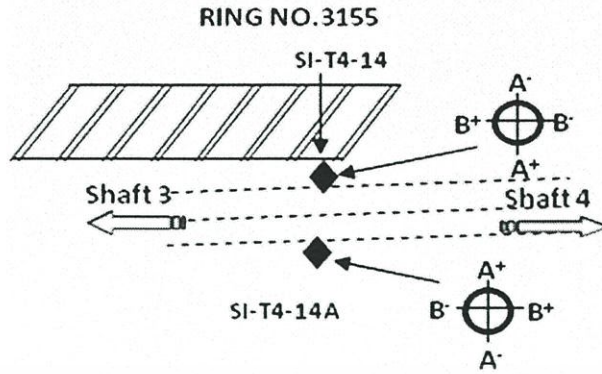
รูปที่ 4.45 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-11



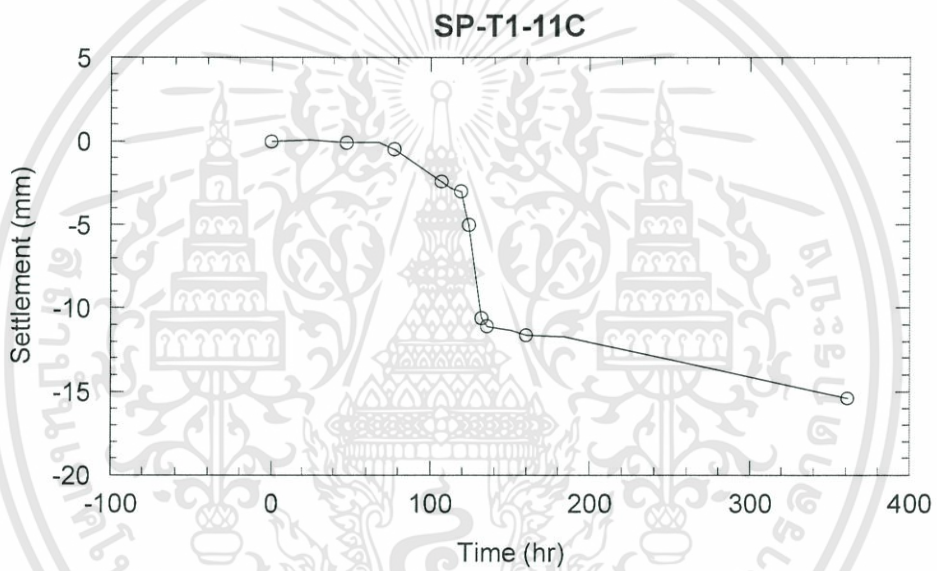
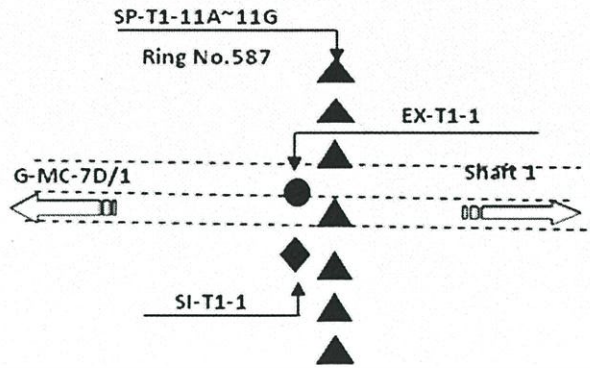
รูปที่ 4.46 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-12



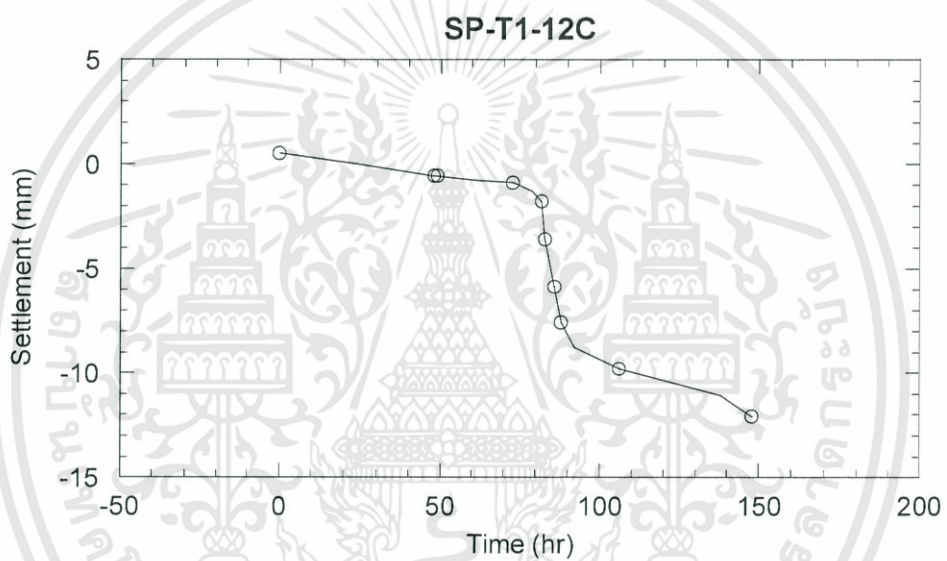
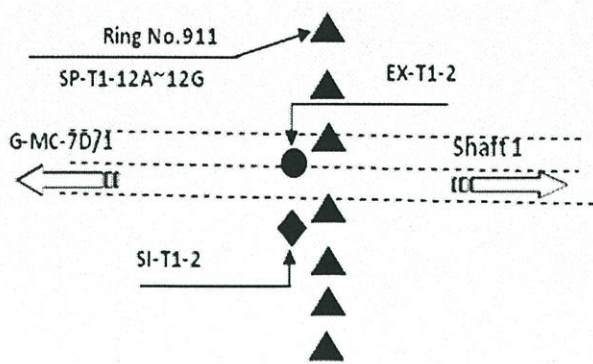
รูปที่ 4.47 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-13



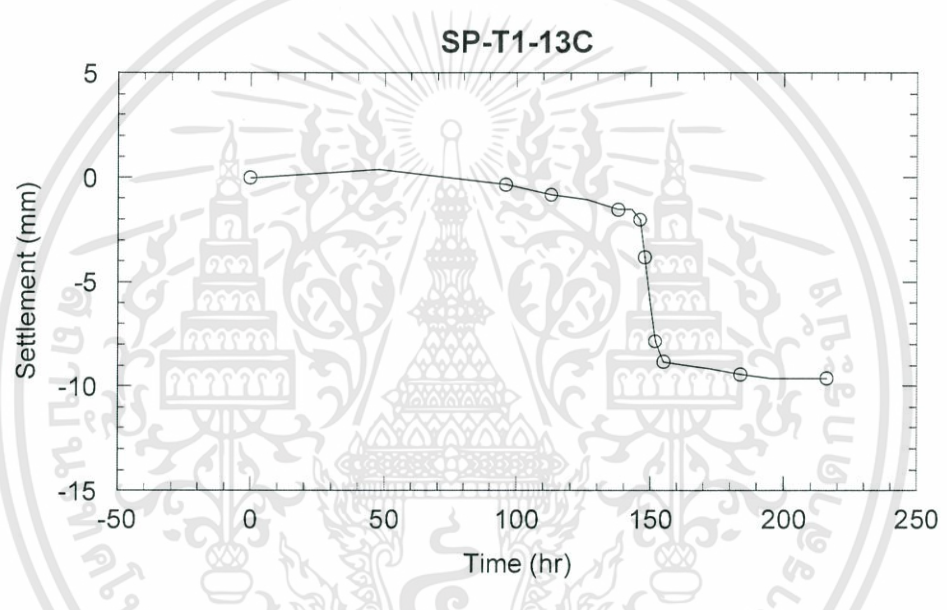
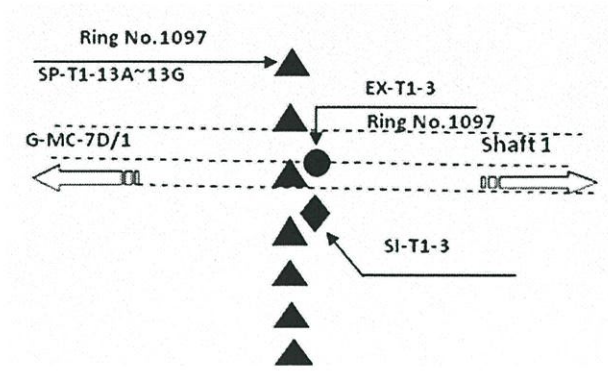
รูปที่ 4.48 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer SI-T4-14



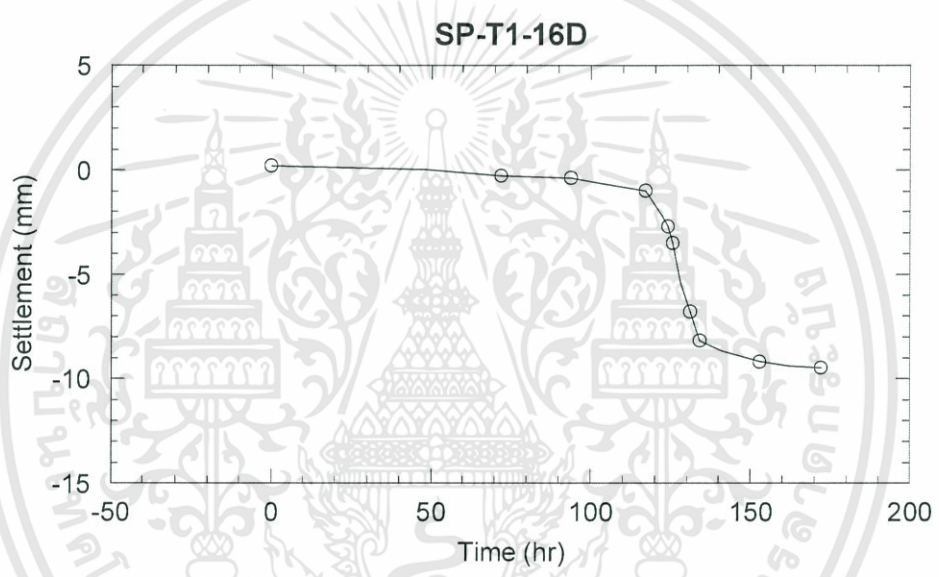
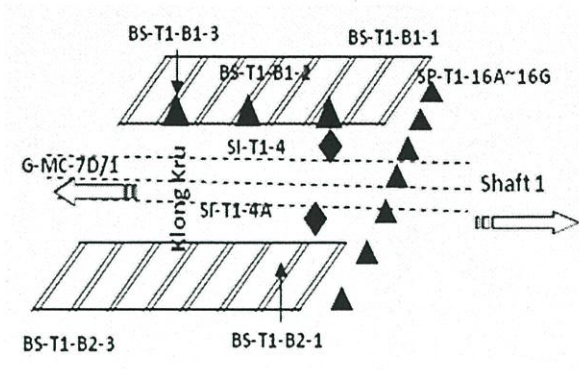
รูปที่ 4.49 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-11C



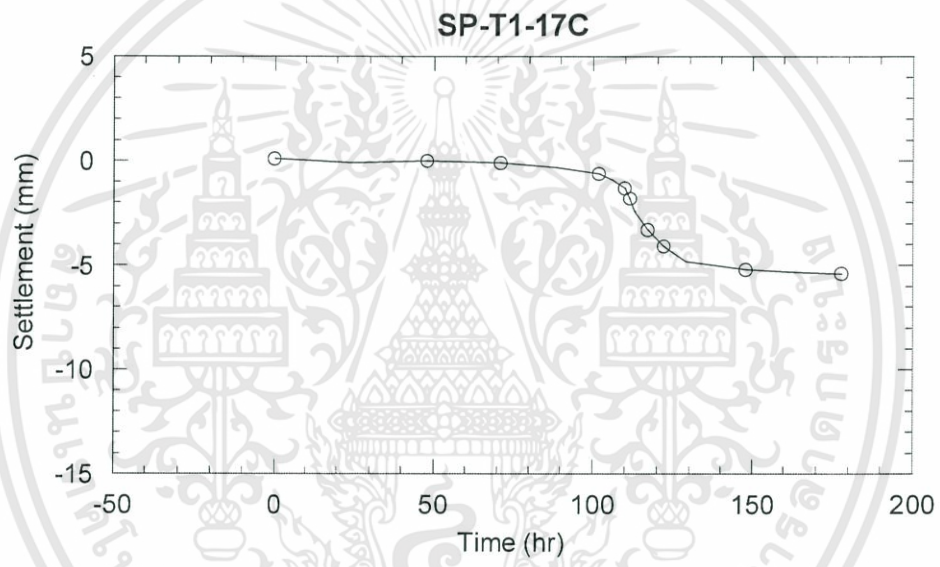
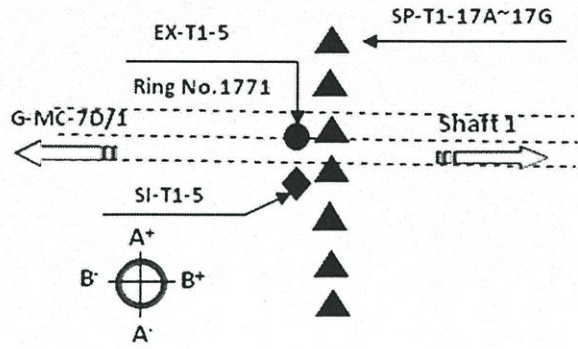
รูปที่ 4.50 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-12C



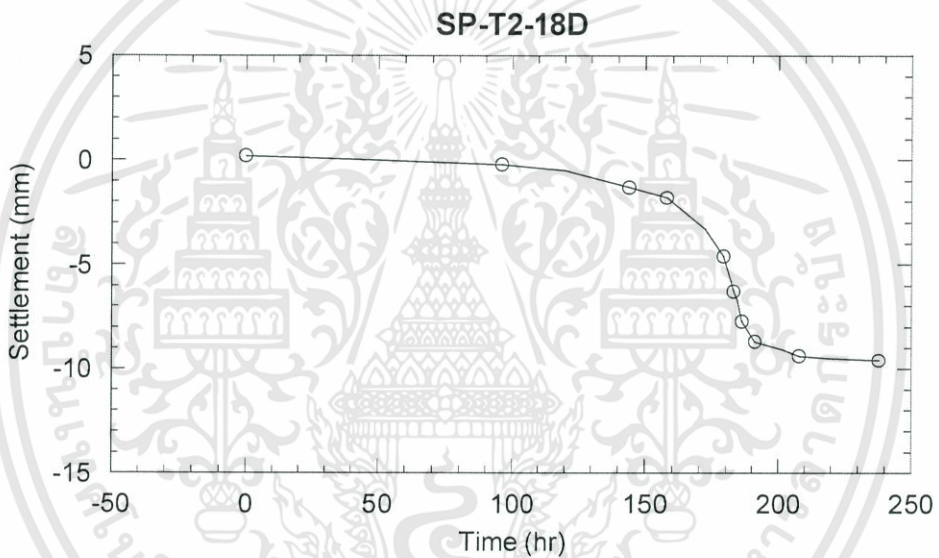
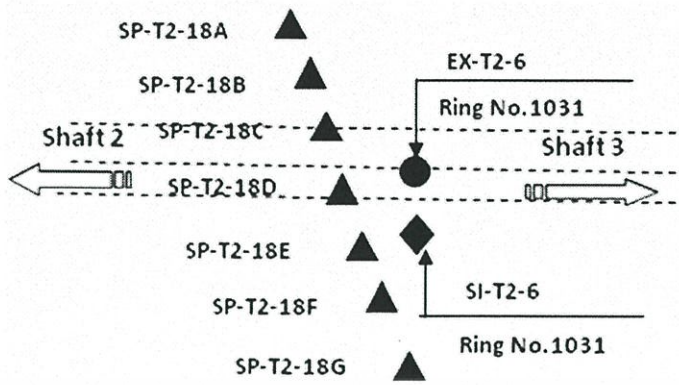
รูปที่ 4.51 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-13C



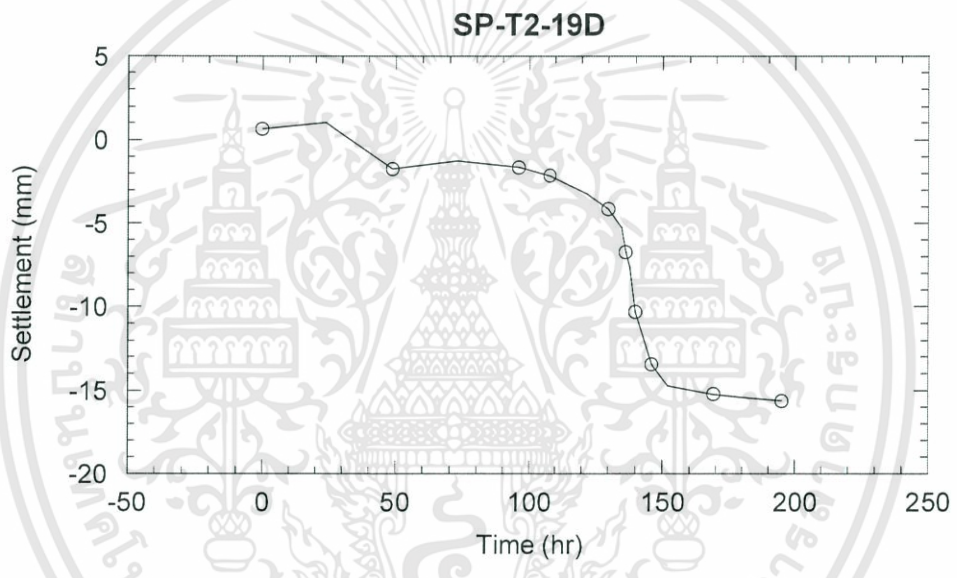
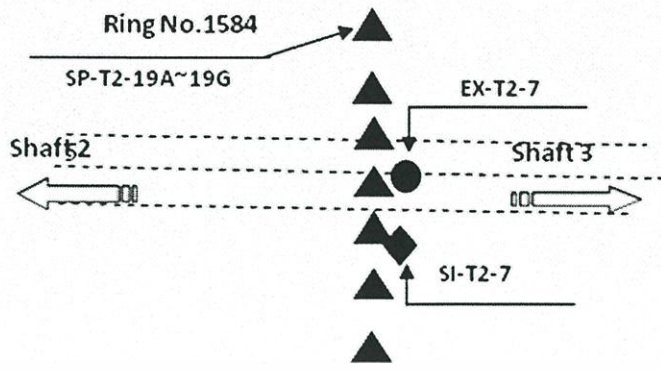
รูปที่ 4.52 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-16D



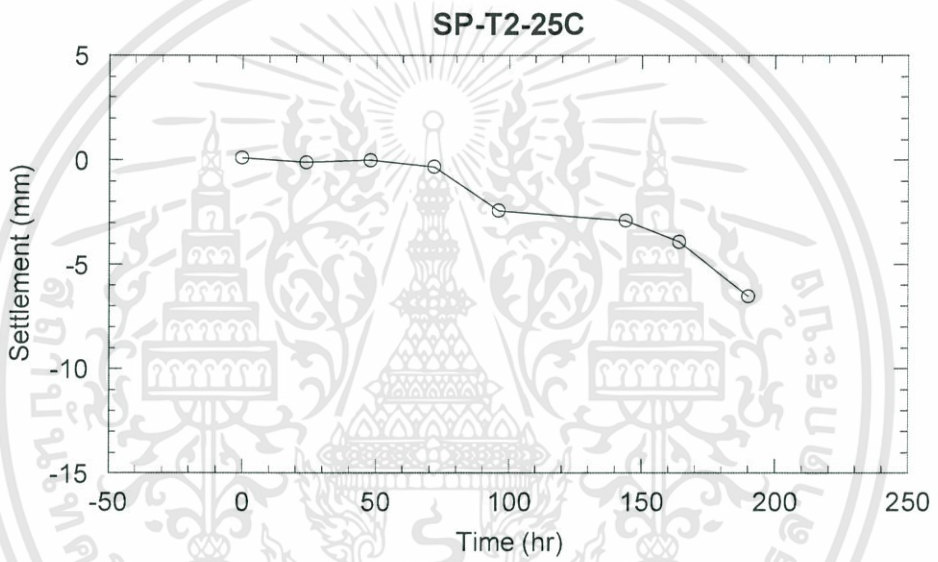
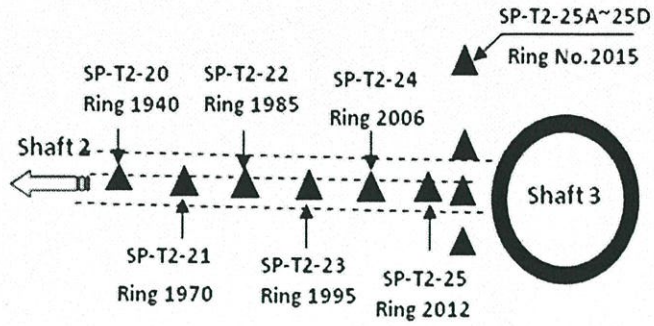
รูปที่ 4.53 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T1-17C



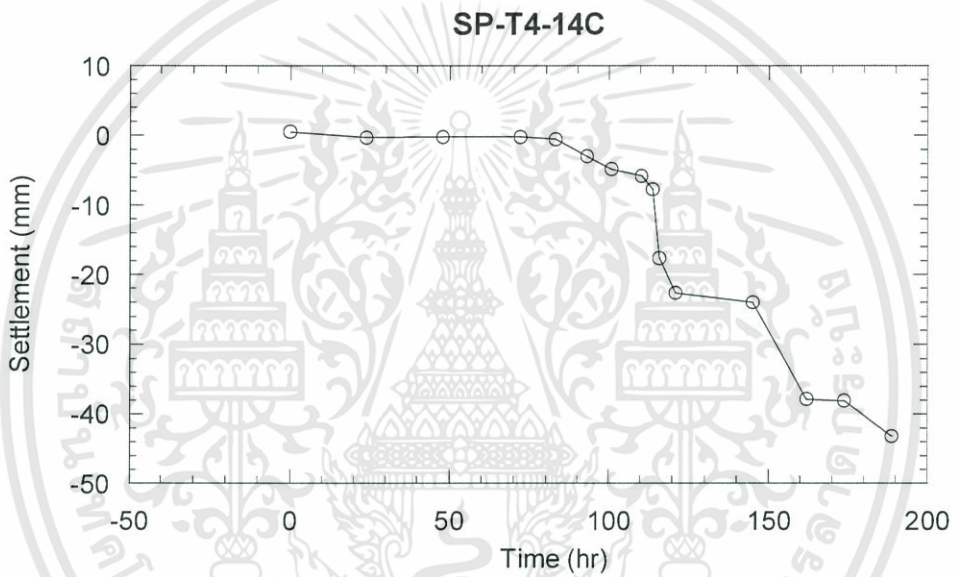
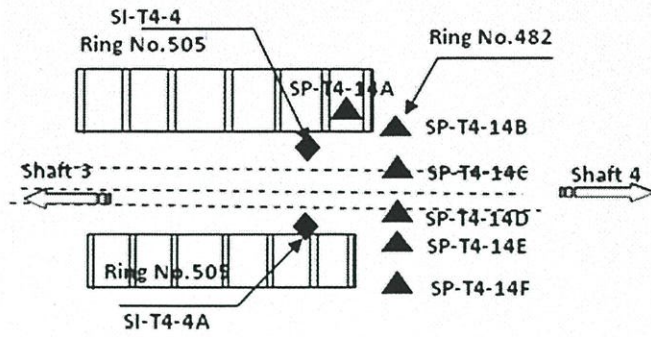
รูปที่ 4.54 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-18D



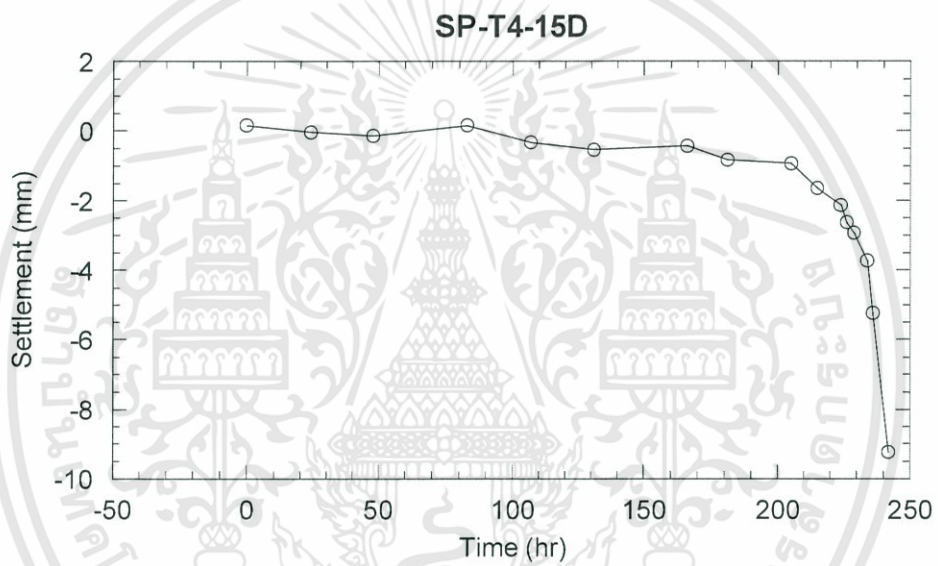
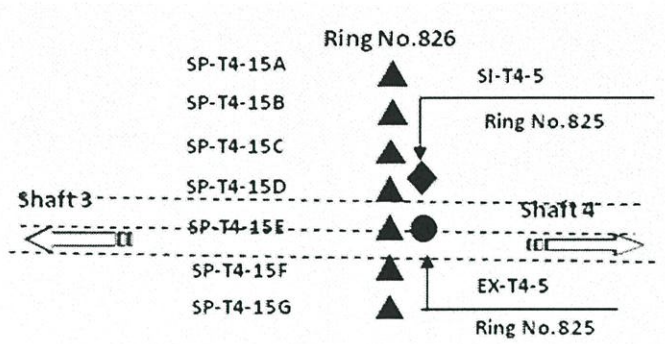
รูปที่ 4.55 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-19D



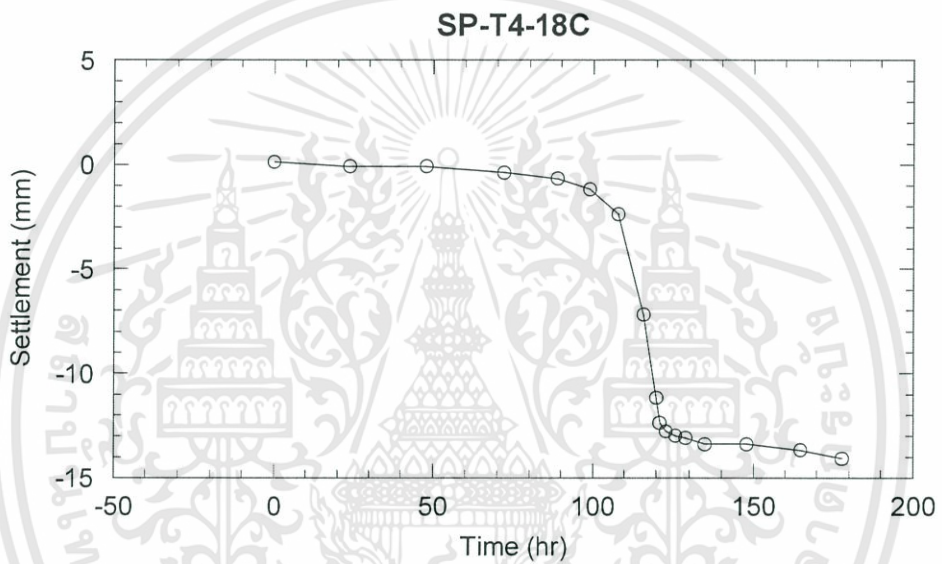
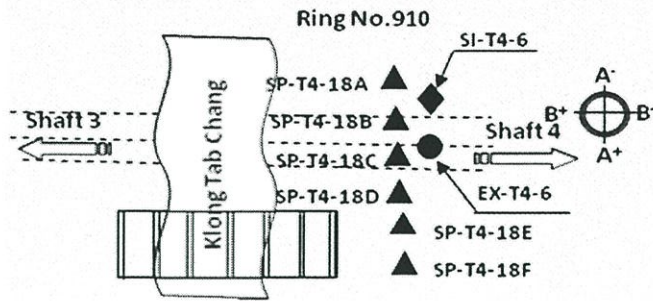
รูปที่ 5.56 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T2-25C



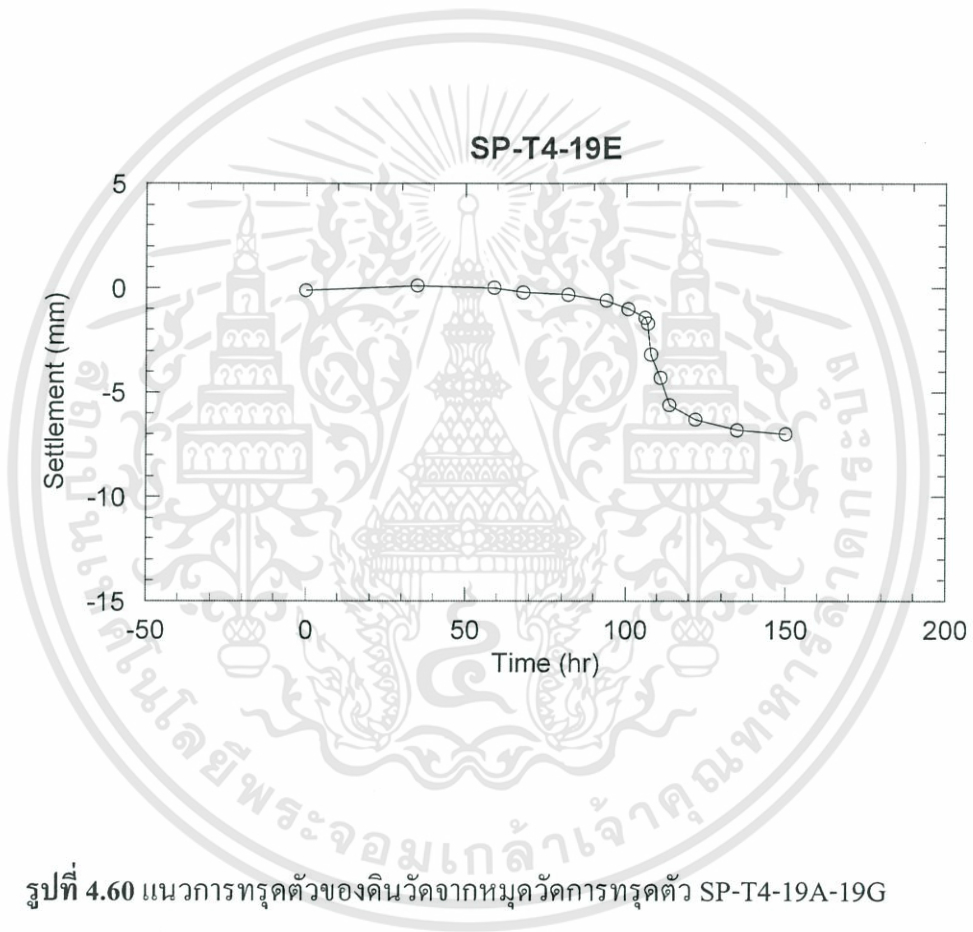
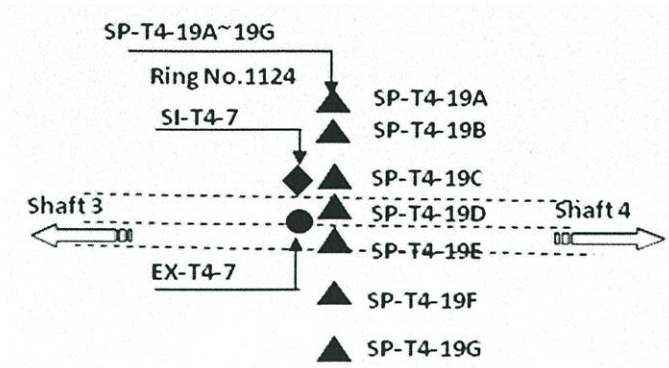
รูปที่ 4.57 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-14A-14F



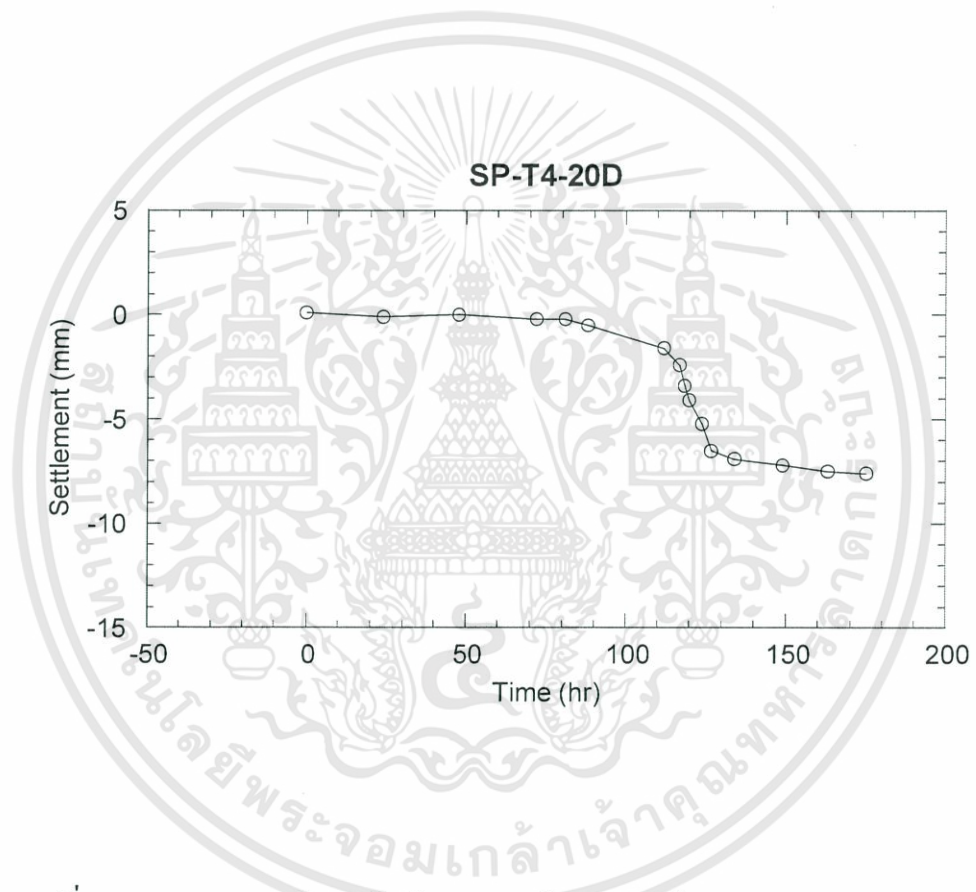
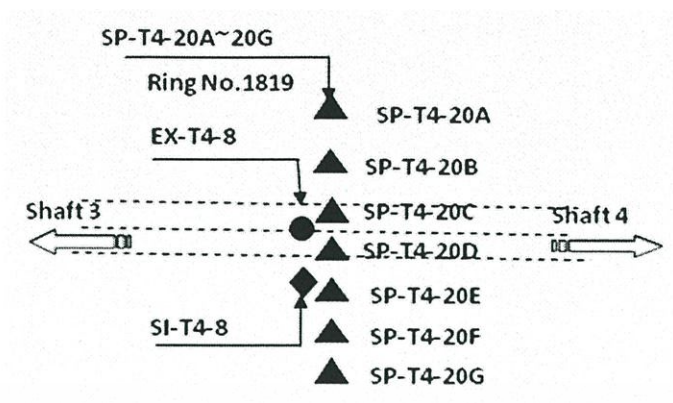
รูปที่ 4.58 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-15A-15G



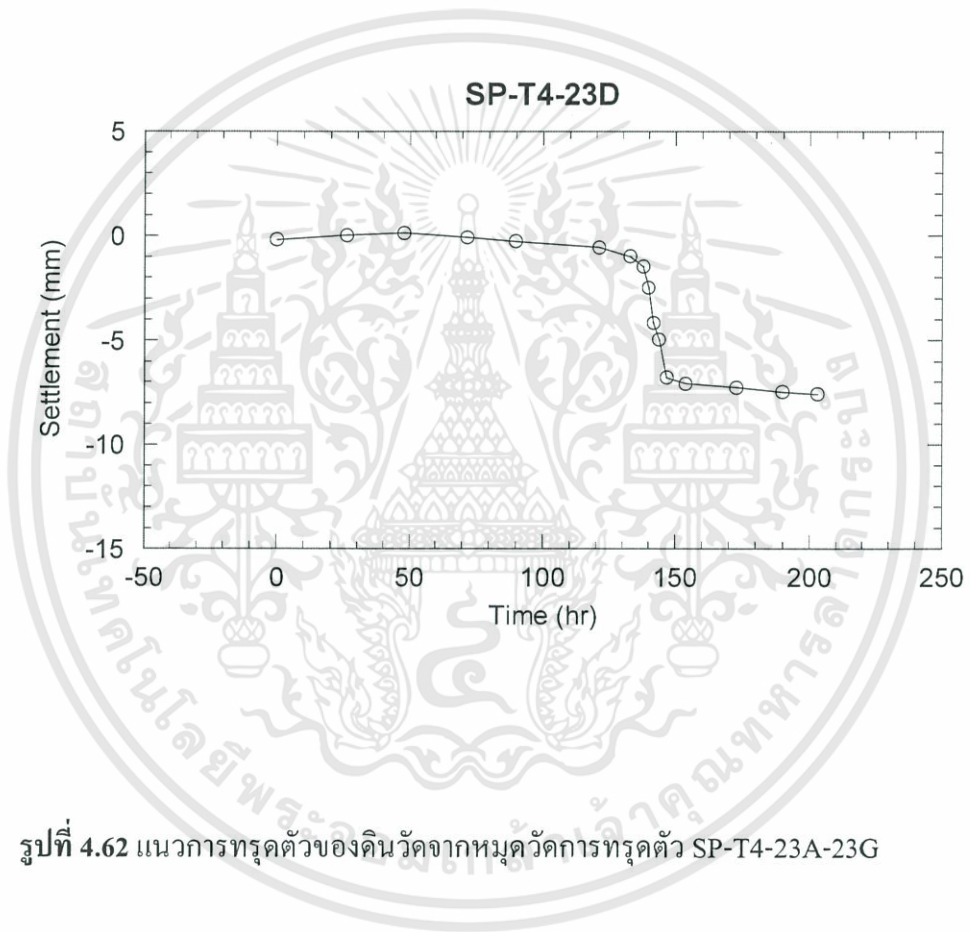
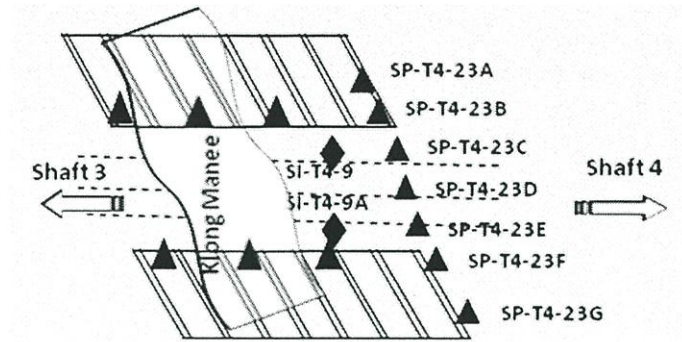
รูปที่ 4.59 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-18A-18F



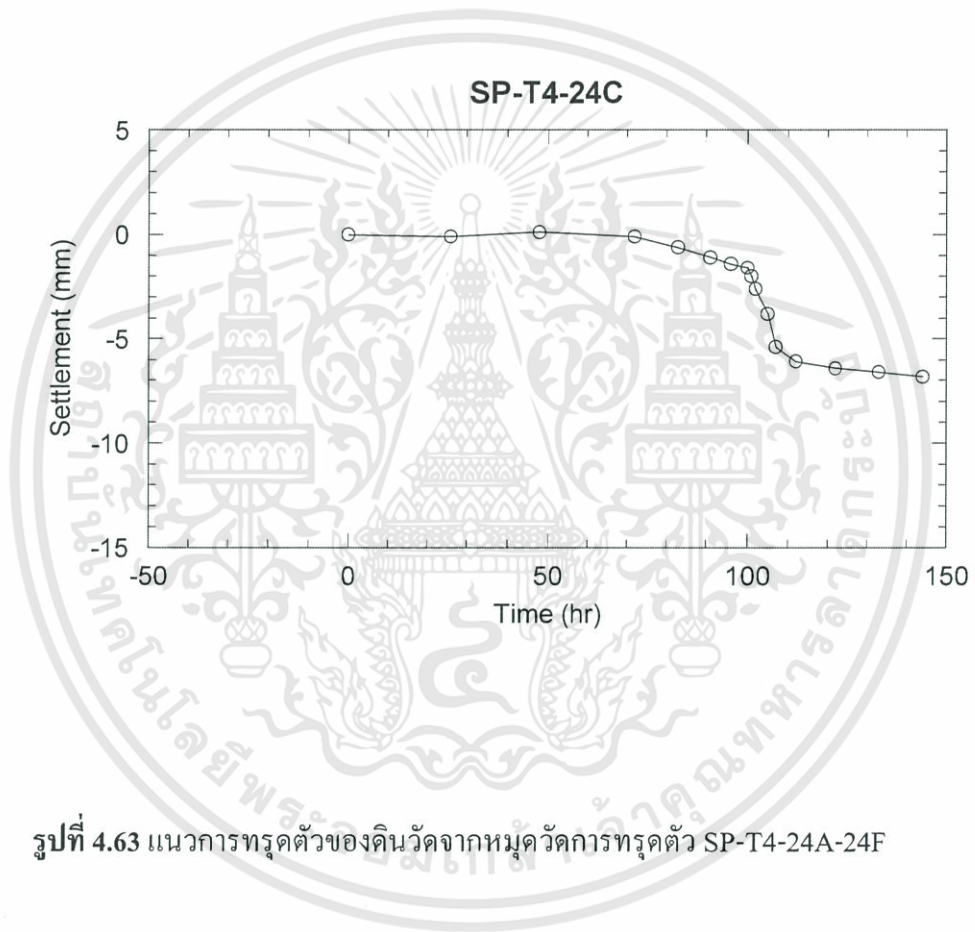
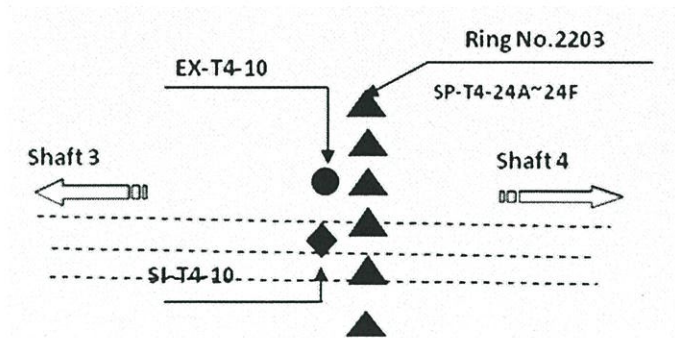
รูปที่ 4.60 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-19A-19G



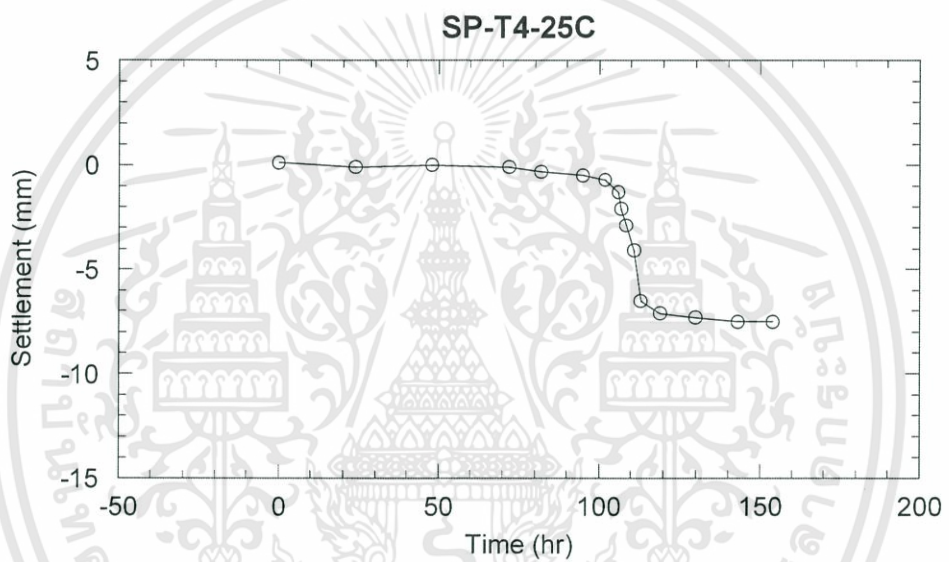
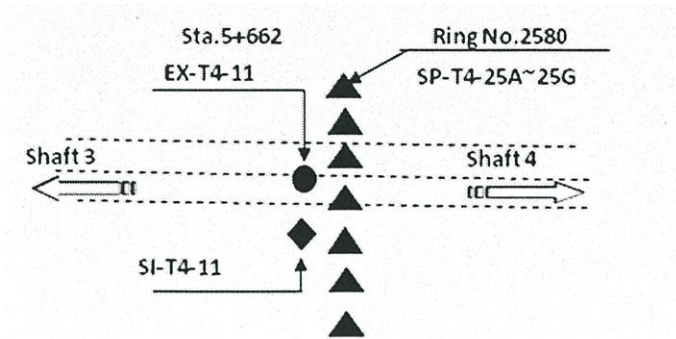
รูปที่ 4.61 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-20A-20G



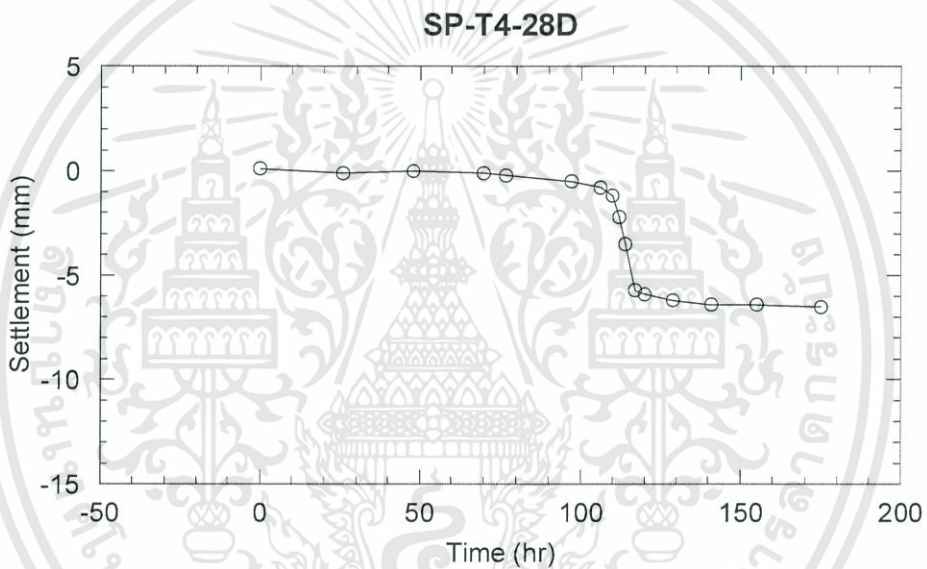
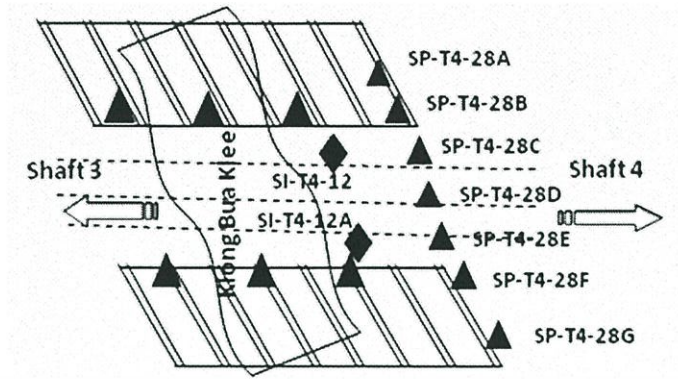
รูปที่ 4.62 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-23A-23G



รูปที่ 4.63 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหมุดวัดการทรุดตัว SP-T4-24A-24F

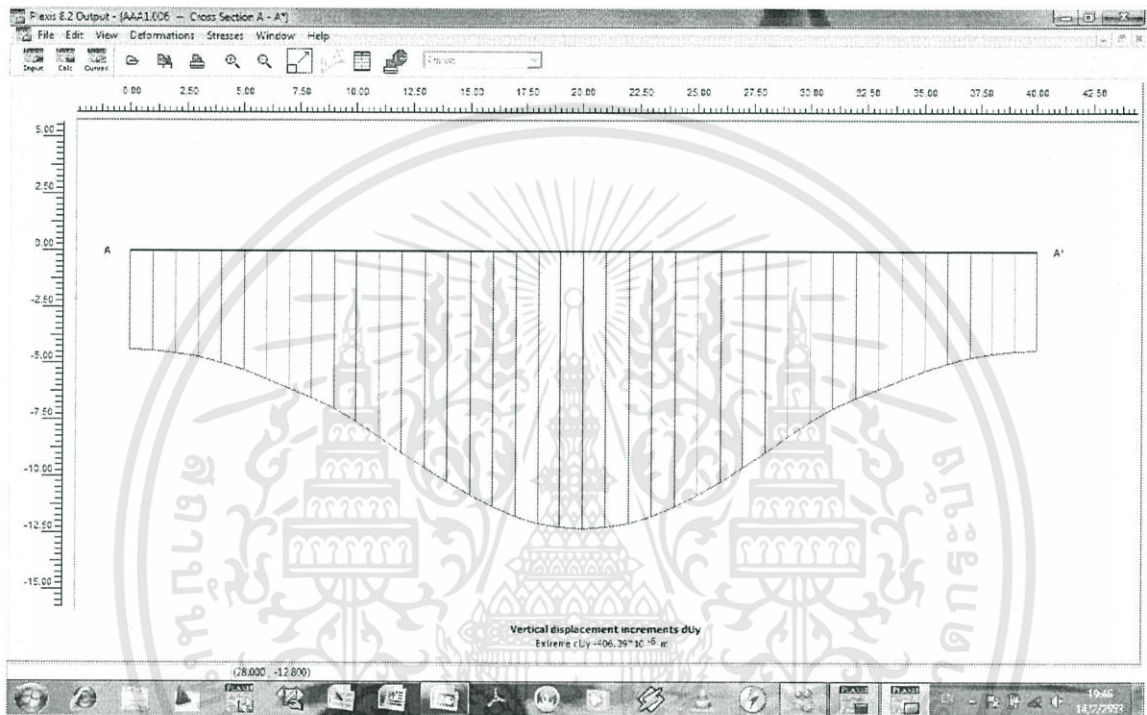


รูปที่ 4.64 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุ้ดวัดการทรุดตัว SP-T4-25A-25G



รูปที่ 4.65 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากหุมวัดการทรุดตัว SP-T4-28A-28G

จากข้อมูลดิน ลักษณะชั้นดินนำมาวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ได้ขุดเจาะอุโมงค์เสร็จสิ้นแล้วโดยกำหนดให้ มีลักษณะดินเป็น ดินถม 0 – 2 เมตร ดินเหนียวอ่อน 2 – 8 เมตร ดินเหนียวแข็ง 8 - 16 เมตร ดินทรายแน่น 16 - 30 เมตร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ประมาณ 3 เมตร จากผิวดิน อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร เพื่อใช้โปรแกรมในการวิเคราะห์ได้ค่าดังแสดงในรูปที่ 4.66



รูปที่ 4.66 ตัวอย่างวิเคราะห์ที่ได้จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ ขนานถนนวงแหวนตะวันออก

### 4.3 วิเคราะห์ข้อมูลการเคลื่อนตัว

จากข้อมูลที่มีอยู่ ของการเคลื่อนตัวของดินด้านบนที่เกิดขึ้นเมื่อได้ทำการเปรียบเทียบกับ ทฤษฎีของ Peck (1969), Verruijt and Booker (1982), Loganathan and Poulos (1998, 1999) จะพบว่า เมื่อแทนค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นบนแนวเส้นทางของอุโมงค์ในสมการ เพื่อวิเคราะห์ถึงการเคลื่อนตัวตามแนวขวางของการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำนี้พบว่า ในลักษณะดินตามที่ทางโครงการเก็บมานั้น ดินชั้นบนเป็นดินถม 0-2 เมตร ดินเหนียวอ่อน 2-8 เมตร ดินเหนียวแข็ง 8-16 เมตร ชั้นทรายแน่น 16-30 เมตร พบว่า มีการเคลื่อนตัวตามแนวขวางที่มีแนวโน้มไปในทางเดียวกันกับเส้นโค้งที่ได้จากสมการ

ข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างจากข้อมูลที่ได้รับมาจากโครงการพบว่า มีการเคลื่อนตัวด้านบนของอุโมงค์คู่เข้าหาอุโมงค์ และในส่วนของด้านข้างอุโมงค์จะมีทิศทางการเคลื่อนตัวออกห่างจากอุโมงค์ ทั้งนี้เป็นไปตามทฤษฎีของ Verruijt and Booker (1996) ที่ได้กล่าวถึงลักษณะของอุโมงค์เมื่อมีการขุดเจาะ มีลักษณะเป็นวงรีออกด้านข้างเนื่องด้วยน้ำหนักของดินด้านบน รวมถึงการใช้หัวเจาะแบบ EPBs ที่รักษาความดันดินด้านหน้าของหัวเจาะ ดินด้านข้างของอุโมงค์นั้นจึงมีลักษณะทิศทางที่ห่างออกจากตัวอุโมงค์เมื่อดินที่เคยอยู่ถูกแทนที่ด้วยอุโมงค์นั่นเอง

การเคลื่อนตัวตามแนวยาวของอุโมงค์เมื่อเทียบกับระยะทางที่หัวเจาะผ่าน จากข้อมูลที่ได้จากเครื่องตรวจวัดการทรุดตัวด้านบน แต่ละจุด ได้เปรียบเทียบกับระยะทางที่หัวเจาะมาถึง ณ จุดนั้นๆ ลักษณะการทรุดตัวจะแบ่งได้ออกเป็น 3 ช่วงใหญ่ๆ ตามที่ Attewell & Woodman คือช่วงก่อนที่หัวเจาะจะมาถึง 30 เมตร ช่วงที่หัวเจาะมาถึงและผ่านไป ช่วงที่หัวเจาะผ่านไปแล้ว 30 เมตร โดยสังเกตได้จากความลาดชันของเส้นจากราฟที่พล็อตค่าจากข้อมูลที่ได้มา จะเห็นความลาดชันแบ่งได้เป็น 3 ช่วงอย่างชัดเจน

จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้วิธี Finite Element พบว่า ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ได้ นั้น มีค่าน้อยกว่าที่เกิดขึ้นจริง สาเหตุเพราะการกำหนดค่าที่ทางคณะผู้จัดทำได้กำหนดเป็น Hardening case ทำให้ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นนั้นจะน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าที่เกิดขึ้นจริงโดยในเบื้องต้น จากข้อมูลของโครงการนี้พบว่า มีความคลาดเคลื่อนจากการกำหนดนี้อยู่ประมาณ 15 – 20% ของการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริง ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นนี้อาจมาจากข้อมูลที่แตกต่างกันเล็กน้อยของสภาพจริงกับการกำหนดสภาพในการวิเคราะห์ของทฤษฎี

#### 4.4 สรุปการเคลื่อนตัวของดินจากโครงการ

จากข้อมูลที่ได้รับของโครงการนี้ สามารถวิเคราะห์โดยเปรียบเทียบกับสมการการเคลื่อนตัวในต่างๆ พบได้ว่า มีการเคลื่อนตัวของดินภายใต้การขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำ ขนานวงแหวน ตะวันออก โดยมีลักษณะดินข้างต้น โดยใช้หัวเจาะเป็นแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) มีการเคลื่อนตัวของดินเป็นไปตามทฤษฎีต่างๆ ค่าที่ได้อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดิน และอุปกรณ์ที่ใช้ในการทำงาน รวมถึงระบบการทำงาน การควบคุมการทำงาน ซึ่งทั้งหมดนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ให้เข้ากับงานที่มี

ลักษณะใกล้เคียงกัน ยังสามารถเพิ่มความน่าเชื่อถือของทฤษฎีที่กล่าวมาข้างต้นว่า สามารถใช้ในดิน  
ของประเทศไทยได้ในลักษณะชั้นดินที่ใกล้เคียงกับโครงการตามข้อกำหนดที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น

ในส่วนของการใช้ทฤษฎีไฟไนต์อีลิเมนต์ในการช่วยวิเคราะห์ พบว่ามีค่าใกล้เคียงกับ  
สมการการเคลื่อนตัวและค่าการเคลื่อนตัวในสนามของดิน



## บทที่ 5

### ปัญหา และวิธีแก้ไข

#### 5.1 กล่าวนำ

ในการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินหรืองานขุดเจาะอุโมงค์นั้น เป็นโครงการก่อสร้างที่ต้องใช้ความระมัดระวังในการก่อสร้างเป็นอย่างมาก เนื่องจากเป็นงานที่ต้องทำงานภายใต้แรงดันจำนวนมากมหาศาลของดิน อีกทั้งยังต้องทำงานกับเครื่องจักรที่มีขนาดใหญ่จำนวนมาก ผู้ควบคุมงานก่อสร้างจำเป็นต้องมีการตรวจสอบขั้นตอนการก่อสร้างให้ถูกต้องทุกขั้นตอน และตรวจสอบการติดตั้งเครื่องมือวัดให้เหมาะสม ถูกต้องตามแบบที่ได้กำหนดไว้ เนื่องจากงานก่อสร้างใต้ดินและงานอุโมงค์เป็นงานที่ต้องมีการตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินอยู่ตลอดเวลาและตรวจสอบเป็นระยะเวลาที่ยาวนาน โดยเก็บเป็นข้อมูลต่างๆ ไม่ว่าจะแรงดันหน้าหัวเจาะและการเคลื่อนตัวของดิน เป็นต้น ทั้งที่เพื่อนำไปปรับปรุงหรือเปลี่ยนแปลงขั้นตอนการก่อสร้าง ซ่อมแซมแก้ไขให้ใช้งานได้ดีที่สุด ดังนั้นการติดตั้งเครื่องมือจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งในงานก่อสร้างใต้ดิน การขุดเจาะอุโมงค์รวมไปถึงงานก่อสร้างทั่วไปด้วย

#### 5.2 ปัญหาที่พบ

ปัญหาที่เกิดขึ้นในงานวิจัยส่วนใหญ่ที่อาจเกิดขึ้นจากการเก็บข้อมูลทั้งสิ้น เช่น ระยะเวลาการเก็บข้อมูลที่ไม่เพียงพอ การเก็บข้อมูลได้ไม่ละเอียดเท่าที่ควร ไม่มีอุปกรณ์ที่ใช้ในการเก็บข้อมูล จึงทำให้ข้อมูลเสียหาย ไม่ได้รับข้อมูลที่ต้องการ ฯลฯ เพราะในแต่ละงานวิจัยข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์นั้นมีความสำคัญมาก จำเป็นอย่างมากที่ข้อมูลจะต้องน่าเชื่อถือ พิสูจน์ได้ หากข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์ไม่มีคุณภาพที่เพียงพอ หรือมีค่าข้อมูลที่แตกต่างจากความเป็นจริงมากๆแล้ว งานวิจัยที่ได้มาอาจจะจบลงด้วยข้อสรุปที่บิดเบือน และใช้ไม่ได้ในที่สุด

ปัญหาที่พบในการศึกษาจากโครงการนี้ คือ

1. การเก็บข้อมูลไม่ต่อเนื่อง ไม่สม่ำเสมอ ทำให้ข้อมูลบางช่วงที่ต้องการขาดหายไป หรือได้ไม่ครบตามที่ต้องการ

2. การเก็บข้อมูลที่ไม่ละเอียด ข้อมูลบางช่วงไม่มีการบันทึกค่า หรือมีการบันทึกค่าที่มากกว่าค่าที่ควรจะเป็นมากๆ
3. ข้อมูลที่ได้มาได้รับการเก็บรักษาที่ไม่ปลอดภัยเท่าที่ควร มีข้อมูลสูญหายบางส่วน ใหญ่เก็บในรูปของเอกสาร ข้อมูลบางส่วนเปียกน้ำ

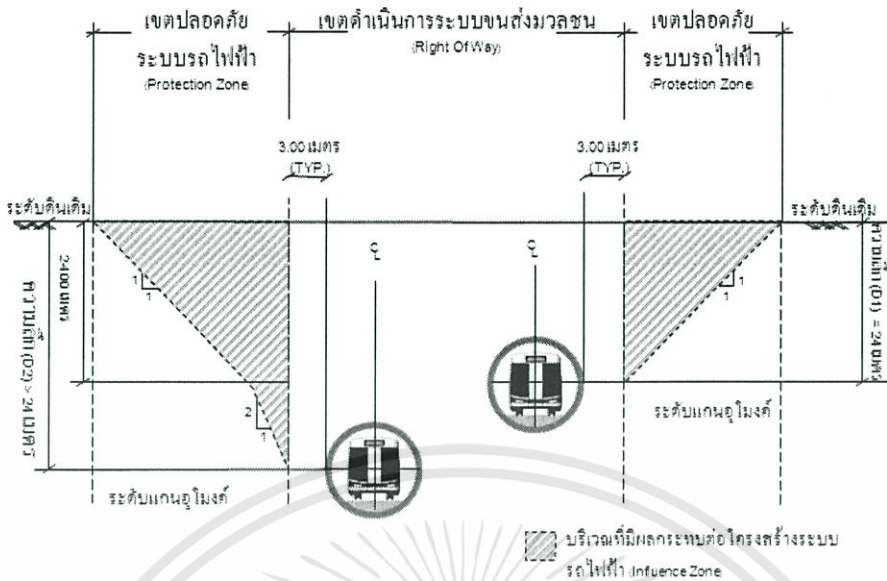
ซึ่งจากการศึกษาพบว่ามีผลในการวิเคราะห์ ส่งผลต่อความน่าเชื่อถือของผลวิเคราะห์ เนื่องจากข้อมูลที่มีนั้นมีมาตรฐานที่ยังไม่สมบูรณ์พอ ทั้งนี้ทางผู้ก่อสร้างก็ไม่ได้สังเกตเห็นการแก้ไขปัญหาค้นหาที่พบว่ามีปัญหาเกิดขึ้น ทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นนั้น ไม่มากนัก

### 5.3 วิธีการป้องกัน แก้ไข

ปัญหาที่เกิดขึ้นนั้นมีผลกับการวิเคราะห์เป็นอย่างมาก ข้อมูลที่ขาดความน่าเชื่อถือทำให้งานวิจัยนั้น ขาดความน่าเชื่อถือไปด้วย เป็นความเสียหายที่ไม่ควรเกิดขึ้น ทางอาจารย์ที่ปรึกษาของโครงการวิจัย รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ จึงได้คิดค้นงานวิจัยที่จะป้องกันการขาดความต่อเนื่องของข้อมูลที่จัดเก็บ โดยเป็นการจัดเก็บข้อมูลแบบตามเวลาจริง (Real Time) ซึ่งทำให้ข้อมูลที่ได้นั้นน่าเชื่อถือและสามารถเลือกช่วงเวลาที่ต้องการใช้ในการวิเคราะห์ที่ต้องการได้ โดยมีรายละเอียดเบื้องต้น ดังนี้

#### ระบบตรวจวัดแบบเรียลไทม์

จากพฤติกรรมของดินที่มีการเคลื่อนตัวเมื่อทำการก่อสร้างอุโมงค์นั้น จะเกิดผลกระทบกับสิ่งปลูกสร้างใกล้เคียงจากช่วงขอบที่ลึกที่สุดของอุโมงค์ (กึ่งกลางของอุโมงค์ทรงกลม) ทำมุม  $45^{\circ}$  กับแกนตั้ง จะเป็นแนวเขตอิทธิพล (influence zone) ที่จะเกิดความเสียหายจากค่าถ่วงของ Y.J. Lee and R.H. Bassett (2006) ดังแสดงในรูปที่ 5.1



รูปที่ 5.1 พื้นที่อิทธิพลของการขุดอุโมงค์

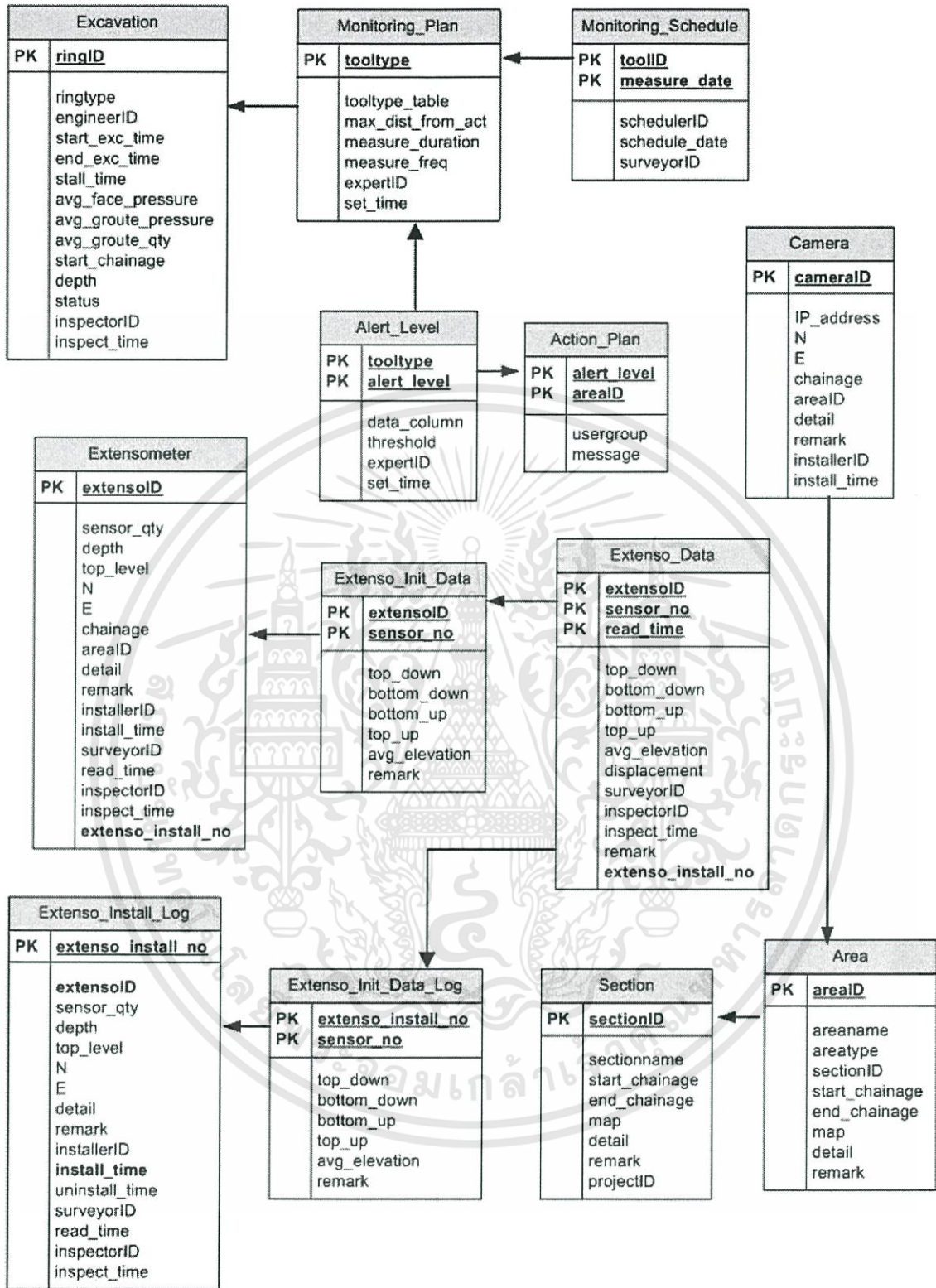
เมื่อมีผลกระทบเกิดขึ้นจำเป็นต้องทำอย่างอื่นที่จะต้องทำการเก็บข้อมูลให้ต่อเนื่อง เพื่อวิเคราะห์ความปลอดภัยเพียงพอที่จะทำงานต่อได้หรือไม่ สามารถระบุโครงสร้างฐานข้อมูลของระบบได้ดังรูป 5.2 ทั้งนี้สามารถแบ่งระดับการเฝ้าระวังเป็น 3A คือ 1.) Allow คือช่วงที่ค่าการเคลื่อนตัวอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ สามารถปฏิบัติงานต่อไปได้ 2.) Alert คือช่วงที่ต้องให้ฝ่ายวิเคราะห์ วิศวกร ผู้รับผิดชอบลงความเห็นว่าสามารถปฏิบัติงานต่อได้ แต่จะต้องตรวจวัดเพิ่มเติมพร้อมทั้งหาวิธีแก้ไขรองรับไว้ 3.) Action คือช่วงที่จะต้องหยุดการปฏิบัติงานเพื่อดำเนินการแก้ไข เนื่องจากค่าการเคลื่อนตัวนั้นเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ แสดงถึงว่าการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นมีผลกับโครงสร้างข้างเคียง

เบื้องต้นจากโครงสร้างข้อมูลพบว่าต้องมีการบริหารข้อมูลที่ต้องจัดเก็บ รวมทั้งข้อมูลของข้อจำกัดและคุณสมบัติของอุปกรณ์สื่อสารต่าง ๆ และรูปแบบของการให้บริการเชื่อมโยงสู่ระบบโครงข่ายสาธารณะในปัจจุบันนั้น จะสามารถนำมาเป็นข้อกำหนดในการออกแบบสถาปัตยกรรมและโครงสร้างของระบบเครือข่ายได้ ดังรูปที่ 5.3 ทั้งนี้จำเป็นต้องมีการเก็บข้อมูลพร้อมทั้งมีระบบผู้เชี่ยวชาญในการวิเคราะห์ข้อมูลได้แบบต่อเนื่อง เพื่อให้วิศวกรสามารถประเมินความร้ายแรงของปัญหาที่เกิดขึ้น พร้อมทั้งยังสามารถได้รับคำแนะนำจากระบบผู้เชี่ยวชาญได้ โดยระบบตรวจวัดสำหรับโครงการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์แบบเรียลไทม์นี้ได้บูรณาการเข้ากับโมเดลของระบบผู้เชี่ยวชาญจากงานวิจัย S.Suwansawat and H.H.Einstein (2006) ที่ใช้เทคโนโลยีปัญญาประดิษฐ์ชนิดโครงข่ายประสาทเทียมที่มีโครงสร้างแบบ Feed-forward โดยมีชั้นกลาง

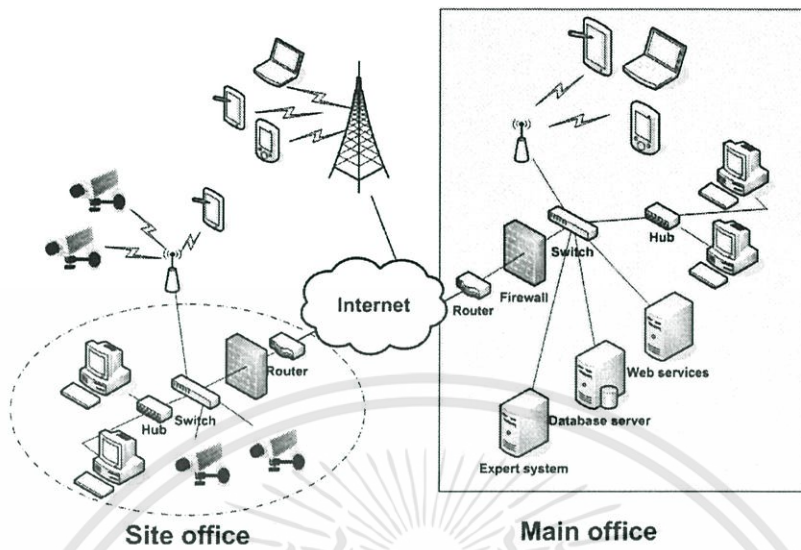
(hidden layer) 1 ชั้น และมีจำนวนโหนดในชั้นกลาง (hidden layer) เป็นจำนวน 20 โหนด โดยโครงข่ายประสาทเทียมนี้ได้ผ่านการฝึกสอนด้วยค่าข้อมูลทางธรณีเทคนิค จำนวน 13 พารามิเตอร์ จากข้อมูลทางกายภาพของอุโมงค์ ลักษณะทางธรณีวิทยา และปัจจัยควบคุมหัวเจาะ ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในโครงการเฉลิมรัชมงคล ซึ่งเป็นการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตกรุงเทพมหานคร ที่เป็นแบบจำลองที่ให้ผลการทำนายค่าระดับการทรุดตัวของผิวดินที่ดีที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองอื่นๆ จากการศึกษาในงานวิจัยเดียวกัน คือมีค่าความผิดพลาดเพียง 7.33 มิลลิเมตรเท่านั้น

ทั้งหมดนี้จำเป็นจะต้องมีการนำเสนอให้สามารถเข้าใจได้ โดยต้องมีโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่สามารถนำเสนอได้ทุกทางในการที่จะเข้าถึง ในที่นี้ได้มีการออกแบบให้นำเสนอใน Pocket PC เพื่อให้สามารถติดต่อได้อย่างต่อเนื่อง และรวดเร็ว





รูปที่ 5.2 โครงสร้างฐานข้อมูลของระบบ



รูปที่ 5.3 สถาปัตยกรรมของระบบเครือข่าย

โดยทั้งนี้สามารถจัดทำได้ง่าย ประยุกต์ใช้ได้จริงตามโครงการก่อสร้างต่างๆ ซึ่งมีความสะดวกมากกว่าการที่คณะวิจัยไปเก็บข้อมูลด้วยตนเองเพราะจะต้องใช้เวลานาน วิธีการเก็บข้อมูลแบบเรียลไทม์ที่ รศ.ดร.สุช์ชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ จึงเป็นทางเลือกที่เหมาะสมในการนำไปใช้ในโครงการก่อสร้าง และ โครงการงานวิจัยอื่นๆ

## บรรณานุกรม

- ชูเกียรติ กิตติภาดากุล, ศิวะ วาสาธา และ อลงการ เฉลิมแสนยากร. 2548. “การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน” **ปริญญาานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าลาดกระบัง.**
- บุญเทพ นานนกรังสรรค์. 2552. “วิศวกรรมฐานรากและการก่อสร้างอุโมงค์”
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. “เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์: อดีต ปัจจุบันและอนาคต” **การประชุมใหญ่สัปดาห์วิศวกรรมแห่งชาติ.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. “เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์”
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. “การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์” **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9. เพชรบุรี.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. “การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์” **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9. เพชรบุรี.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, เฮอเบิร์ต ไรน์สไตน์. 2548. “การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 1 ทฤษฎีและการวิเคราะห์” **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10. ชลบุรี.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, เฮอเบิร์ต ไรน์สไตน์. 2548. “การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 2 การประยุกต์ใช้งาน” **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10. ชลบุรี.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. “ปัญหาการเคลื่อนที่ตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ” **วารสารโยธาสาร, ปีที่ 18 ฉบับที่ 4, กรกฎาคม-สิงหาคม, 22-28.**
- สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. “โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์” **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11. ภูเก็ต.**
- Akagi, H. and Komiya, K. 1996. “Finite Element Simulation of Shield Tunneling Processes in Soft Ground”. **Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, Balkema, pp. 447-452.**

## บรรณานุกรม (ต่อ)

- Attewell, P. B. and Woodman J. P. 1982. "Predicting the Dynamics of Ground Settlement and its Derivatives caused by Tunneling in Soil". **Ground Engineering**, Vol. 15, No. 8, pp. 13-22 and 36.
- Clough, G. W. and Leca, E. 1989. "With Focus of Use of Finite Element Methods for Soft Ground Tunneling". **Review Paper in Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meuble-du Chantier aD'la Theorie**, Paris, pp. 531-573.
- Gonzalez, C. and Sagaseta, C. 2001. "Patterns of Soil Deformations around Tunnels. Application to the Extension of Madrid Metro". **Computer and Geotechnique**, Vol. 28, pp. 445-468.
- Lee, K. M. and Rowe, R. K. 1991. "An Analysis of Three-Dimensional Ground Movements: the Thunder Bay Tunnel". **Canadian Geotech. J.**, Vol. 28, pp. 25-41.
- Loganathan, N. and Poulos, H. G. 1998. "Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays". **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 846-856.
- Sagaseta, C. 1987. "Analysis of Undrained Soil Deformations due to Ground Loss". **Geotechnique**, Vol. 37, No. 3, pp. 301-320.
- Verruijt, A. and Booker, J. R. 1996. "Surface Settlements due to Deformation Tunnel in an Elastic Half Plane". **Geotechnique**. 46, No. 4, pp. 753-756.
- Verruijt, A. 1997. "A Complex Variable Solution for a Deforming Circular Tunnel in an Elastic Half Plane". **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Vol. 21, pp. 77-89.