

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน  
A STUDY OF GROUND MOVEMENT INCLINED BY TUNNELING



โดย  
นายชูเกียรติ กิตติภาคากุล  
นายศิวะ วาสาลา  
นายอลงการ เฉลิมแสนยากร

เลขหมู่.....  
เลขทะเบียน..... 62598  
วัน,เดือน,ปี..... 21 ส.ค. 2549

b. 11626896  
i. ....

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ปีการศึกษา 2548

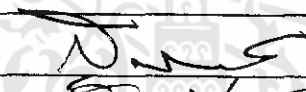


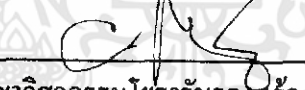
**A STUDY OF GROUND MOVEMENT INCLINED BY TUNNELING**



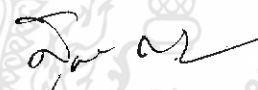
A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF  
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG  
2005

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ	การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน A STUDY OF GROUND MOVEMENT INCLINED BY TUNNELING			
นักศึกษา	นายชูเกียรติ	กิตติภาดากุล	รหัสประจำตัว	45010191
	นายศิวะ	วาสาลา	รหัสประจำตัว	45010771
	นายอลงการ	เฉลิมแสนยากร	รหัสประจำตัว	45010948
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต		สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา	
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา			
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์			

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ผศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
ผศ.สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญพุกษ์	
อ.ถนอม ศรีวีรษา	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

  
(ผศ.สุพจน์ ศรีนิล)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
วันที่      เดือน      พ.ศ.

หัวข้อโครงการพิเศษ	การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน A STUDY OF GROUND MOVEMENT INCLINED BY TUNNELING
นักศึกษา	นายชูเกียรติ กิตติภาดากุล นายสิวะ วาสาลา นายอลงการ เฉลิมแสนยากร
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2548

## บทคัดย่อ

งานวิจัยทำขึ้นเพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ เพื่อพิจารณาถึงกระทบผลกระทบและปัญหาที่เกิดขึ้น โดยการตรวจสอบด้วยเครื่องมือ Inclinator ใช้วัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน Magnetic Extensometer วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งทิศทางขนานกับอุโมงค์ และกล้องระดับ ใช้วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ ผลการ ศึกษาสามารถนำมาใช้เพื่อป้องกันและแก้ปัญหากการเคลื่อนตัวของดิน โดยการขุดเจาะอุโมงค์ต้องมีผลกระทบต่อผิวดิน และโครงสร้างใกล้เคียงน้อยที่สุด

ปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน คือ ช่องว่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Tail Void) ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องควบคุมปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ให้ต่ำที่สุด โดยปัจจัยที่มีผลเกี่ยวข้องกับ การสูญเสียมวลดินคือ ขนาดของอุโมงค์ วิธีการขุดเจาะ ชนิดและสภาพของดิน

การควบคุมการเคลื่อนตัวของดิน ทำได้โดยการรักษาสถียรภาพของดินบริเวณด้านหัวเจาะด้วยการควบคุมแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ให้เหมาะสมกับสภาพของชั้นดิน (Soil Profile) และสอดคล้องกับแรงดันของดิน (Earth Pressure) นอกจากนั้นต้องควบคุมการทำ Grouting ให้มากกว่าช่องว่างของดินที่เกิดขึ้น (Grouting Fill Rate) เพื่อให้ปริมาณของดินเท่าเดิมเมื่อเกิดการอัดตัวลงน้ำ (Consolidation) แล้ว

Title : A STUDY OF GROUND MOVEMENT INCLINED BY TUNNELING  
Name : MR.CHUKIAT KITTIPADAKUL  
MR.SIWA VASALA  
MR.ALONGKARN CHALERSANYAKORN  
Field : CIVIL ENGINEERING  
Department : CIVIL ENGINEERING  
Faculty : ENGINEERING  
Advisor : ASST.PROF.SUCHATVEE SUWANSAWAT

## ABSTRACT

The research makes to study for ground movement. Consequently, it has constructed tunnel and for consider to impact and problems that it happen. Can examination by instrument that name Inclinator, it can measure about lateral movement. Magnetic Extensometer, it measure to move plumb line that parallel tunnel. Level camera, it measure to move plumb line that perpendicularity at tunnel. The result of study, it can adopt for defended and solve to ground movement with drill tunnel that it will impact to soil and nearby structure at least

Significant factor that move of soil is tail void as drill tunnel with ground loss for prevent to move of soil with control quantity lowest ground loss. Then an essential element ground loss is size of tunnel, method of drill, kind and soil profile.

The control ground movement, it can keep stability of soil with control face pressure to suitable soil profile and it conforms to earth pressure. Furthermore, the controls most grout soil to less soil void. When it presses consolidation, volume of soil have balance.

## กิตติกรรมประกาศ

ทางคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษขอกราบขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ อีกทั้งท่านยังได้สละเวลาอันมีค่าที่ได้ให้คำปรึกษา คำแนะนำ และข้อคิดเห็นต่างๆ จนทำให้โครงการพิเศษนี้ได้บรรลุวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ผศ.สุพจน์ ศรีนิล , อ.สมเกียรติ ขวัญพฤษณ์ และ อ.ถนอม ศรีวรษา ซึ่งเป็นกรรมการคุมสอบโครงการพิเศษนี้ ที่ได้ให้คำแนะนำและข้อคิดเห็นที่มีประโยชน์ต่างๆต่อการทำโครงการพิเศษนี้

ขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ในด้านวิศวกรรม ทำให้สามารถนำความรู้มาประยุกต์ใช้ในโครงการพิเศษได้เป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณ บิคารมราคา ที่ให้การเลี้ยงดู ดูแลเอาใจใส่ และคอยเป็นกำลังใจให้ตลอดเวลาเสมอมา ตลอดจนเพื่อนๆ เพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ ตลอดระยะเวลาที่ทำโครงการพิเศษฉบับนี้

สุดท้ายนี้ทางผู้จัดทำโครงการพิเศษฉบับนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่าโครงการฉบับนี้จะเป็นแนวทางในการป้องกันและแก้ไขผลกระทบที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินที่เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์หรือนำไปใช้เพื่ออ้างอิงได้

นายชูเกียรติ      กิตติภาดากุล  
นายศิวะ          วาสาลา  
นายอลงการ      เถลิ้มแสนยากร  
ผู้ประพันธ์

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน (ภาษาไทย)	ก
	ปกใน (ภาษาอังกฤษ)	ข
	ใบคำร้องขอทำโครงการพิเศษ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญรูป	ฅ
	สารบัญตาราง	พ
1	บทนำ	
	1.1. คำว่านำ	1
	1.2. ความเป็นมา และความสำคัญของปัญหา	2
	1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา	4
	1.4. ขอบเขตของการศึกษา	4

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	1.5. วิธีการศึกษา	4
	1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	5
2	วรรณกรรมปริทัศน์	
	2.1. ปัญหาการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss)จากการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน	6
	2.2. การตอบสนองของดินซึ่งถูกก่อให้เกิดขึ้นโดยหัวเจาะอุโมงค์ และวิธีการทำนาย	6
	2.3. วิธีการทำนายการเสีรูปของดิน	12
	2.3.1. Stochastic and Empirical Methods	13
	2.3.1.1. Peck (1969)	13
	2.3.1.2. O'Relly and New (1982)	15
	2.3.1.3. Attewell and Woodman (1982)	21
	2.3.2. วิธีการวิเคราะห์ (Analytical solutions)	24
	2.3.2.1. Verruijt and Booker (1996)	24

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.3.3.Finite element and Numerical Methods	26
	2.3.3.1. Kimura and Mair (1981)	31
	2.3.3.2. Nomoto (1999)	36
3	3. เครื่องมือและอุปกรณ์	
	3.1. Inclinometers	41
	3.1.1. ชนิดของ Inclinometer (types of Inclinometer)	43
	3.1.1.1. Inclinometer with Force Balance Accelerometer Transducer	43
	3.1.1.2. Slope Inclinometer Series 200B	45
	3.1.1.3. Inclinometer with Bonded Resistance Strain Gage Transducer	46
	3.1.1.4. Inclinometer with Vibrating Wire Transducer	46
	3.1.1.5. Inclinometer with Electrolytic Level Transducer	47

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
3.1.2.	ปัจจัยที่มีผลทำให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องของ Inclinometer	50
3.1.2.1.	ความถูกต้องของการใช้เครื่องมือ Gravity – Sensing Transducer	50
3.1.2.2.	ออกแบบและการกำหนดสภาพของล้อ (Design and Condition of Wheel Assembly)	50
3.1.2.3.	แนวท่อ Casing (Casing Alignment)	51
3.1.2.4.	เส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ Casing (Casing Diameter)	52
3.1.2.5.	กระบวนการถมดินบริเวณที่หลุมเจาะ ( Borehole Backfilling Procedure)	52
3.1.2.6.	สลักเกลียวของท่อ Casing (Spiraling of Casing)	52
3.1.2.7.	การอ่านค่าในแต่ละตำแหน่ง	54
3.1.3.	ชนิดของ Inclinometer casing	54
3.1.3.1.	plastic casing	54
3.1.3.2.	Aluminum casing	54

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.1.3.3. Steel Casing	54
	3.1.4. การเลือกประเภทของ Casing	55
	3.1.5. การติดตั้ง Inclinator casing	56
	3.1.6. ข้อกำหนดของ couple	56
	3.1.7. การติดตั้งในสนาม	56
	3.1.8. การติดตั้งในหลุมเจาะ	57
	3.1.9. การติดตั้งในพื้นที่ที่มีคาดว่าจะมีการเคลื่อนตัวมาก ใน Thin Shear Zone	58
	3.1.10. การติดตั้งบนเสาเข็ม	58
	3.1.11. Calibration	58
	3.1.12. Near – Vertical Test Casing	59
	3.1.13. Test in Bottom of Near – Vertical Field Casing	59
	3.1.14. Test Stand	59
	3.1.15. Checks on Inclinator for Use in Near – Horizontal Casing	59
	3.1.16. Check on Inclinator for in Inclined Casing	60
	3.1.17. Maintenance	60
	3.1.18. Data Collection	60

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.1.19. Field Check on Incliner	60
	3.1.20. Measurement Method	60
	3.1.21. Initial Reading	61
	3.1.22. Reading Within Telescoping Casing	61
3.2.	Extensometers	65
3.2.1.	Probe Extensometers	65
3.2.1.1.	Magnetic Extensometers สำหรับหา Profile การทรุดตัว ในแนวตั้ง	65
3.2.1.2.	Sondex ใช้สำหรับการหา Profile การทรุดตัวในแนวตั้ง	67
3.2.1.3.	Settlement probe สำหรับการหา profile ในแนวตั้ง	69
3.2.2.	Rod Extensometers	70
3.2.2.1.	Borros Point	70
3.2.2.2.	Tensioned and Untensioned Rod Extensometer	72
3.2.2.3.	Tension Rod - Extensometer	73

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.2.2.4. UnTension Rod - Extensometer	73
	3.2.3. Rod Material	74
	3.2.3.1. Tension Rod	74
	3.2.3.2. UnTension Rod	74
	3.2.4. Anchors	74
	3.2.4.1. Groutable Anchor	74
	3.2.4.2. Hydraulic Anchor	74
	3.2.4.3. Mechanical Anchor	75
	3.2.5. กระบวนการติดตั้ง Probe Extensometer	75
	3.2.5.1. Magnetic Extensometer	75
	3.2.5.2. Sondex	76
	3.2.5.3. Heave-Settlement Points	77

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.2.6. การติดตั้ง Rod Extensometer	78
	3.2.6.1 Boreholes	78
	3.2.6.2. สลักเกลียวของ Rod (Twisting of Rods)	79
	3.2.6.3. สารเกรน (Grouting)	79
	3.2.6.4. Grouting Down-Holes	79
	3.2.6.5. Grouting Up-Holes	80
	3.2.7. ข้อควรพิจารณาอื่น ๆ (Other Consideration)	80
<b>4.</b>	<b>แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน</b>	
	4.1. การสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน	80
	4.2. ขั้นตอนการออกแบบและติดตั้งแบบจำลอง	80
	4.3. ขั้นตอนการเก็บข้อมูล	84

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
5.	โครงการศึกษา	
5.1.	โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว	89
	ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา	
5.1.1.	วัตถุประสงค์ของโครงการ	89
5.1.2.	ที่ตั้งโครงการ	91
5.1.3.	รายละเอียดโครงการ	92
5.1.3.1.	อาคารรับน้ำ	92
5.1.3.2.	อุโมงค์ระบายน้ำ	95
5.1.3.3.	สถานีสูบน้ำ	96
5.1.3.4.	หัวขุดเจาะ	96

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
5.2.	โครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำจากบึงมักกะสันลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา	97
5.2.1.	วัตถุประสงค์ของโครงการ	97
5.2.2	ที่ตั้งโครงการ	98
5.2.3.	รายละเอียดโครงการ	99
5.2.3.1.	อุโมงค์ส่งน้ำ	99
5.2.3.2.	ก่อสร้างบ่อส่งน้ำ (Drop Structure )	100
5.2.3.3.	ก่อสร้างบ่อประตูน้ำ (Valve Chamber)	101
5.2.3.4.	ก่อสร้างบ่อรับน้ำ (Riser Structure)	102

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
6.	<b>การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์</b>	
6.1.	บทนำ	103
6.2.	การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นบนผิวดิน (Surface Settlement)	105
6.2.1.	การเคลื่อนตัวของดินในแนวยาว (Longitudinal Surface Settlement)	105
6.2.1.1.	ข้อมูลที่ได้จากการวัดการทรุดตัวของผิวดิน	110
6.2.1.2.	วิเคราะห์ผลการทรุดตัวของดินในแนวยาว	126
6.2.2.	การเคลื่อนตัวของดินในแนวขวาง (Transverse Surface Settlement)	130
6.3.	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง Lateral Ground Deformations	175
6.4.	การทรุดตัวของอาคารบริเวณพื้นที่ที่มีการขุดเจาะอุโมงค์	185
6.5.	สรุปผลการทดลอง	196
7.	<b>ผลกระทบที่เกิดจากโครงการก่อสร้างวิธีป้องกันแก๊ส</b>	
7.1.	ผลกระทบที่เกิดจากโครงการก่อสร้าง	
7.1.1.	โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและ คลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา	197
7.2.	การป้องกันแก๊ส	201

# สารบัญ (ต่อ)

บทที่   เรื่อง

หน้า

## 8. สรุปผลการวิจัย

### 8.1. สรุปผลการวิจัย

- 8.1.1. การขุดเจาะอุโมงค์โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ  
คลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา 210
- 8.1.2. ปัจจัยในการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน 211

บรรณานุกรม

212

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
1.1.	การก่อสร้างเขของสี่ในประเทศไทย	1
1.2.	การทำอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว	2
1.3.	รูปแสดงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์	3
2.1.	การถล่มของอุโมงค์ที่ขุดผ่านแม่น้ำแรม ในปี 1828	7
2.2.	มวลดินสูญเสียที่ตัวป้องกันหน้าดิน	8
2.3.	มวลดินที่สูญเสียของ ส่วนบนหัวเจาะ	8
2.4.	มวลดินที่สูญเสียจากการเอียงของหัวเจาะขณะขุดอุโมงค์	9
2.5.	การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการรบกวนมวลดินขณะเลื่อนหัวเจาะ	9
2.6.	การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากช่องว่างหลังหัวเจาะ	9
2.7.	ตัวอย่างการเปลี่ยนรูปร่างของมวลดินเมื่อมีตัวป้องกันดิน	11
2.8.	ตัวอย่างการเปลี่ยนรูปร่างของมวลดินเมื่อมีตัวป้องกันดิน	11
2.9.	ความน่าจะเป็นของเส้นโค้งที่ใช้อธิบายการทรุดตัว	14
2.10.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว พารามิเตอร์ และความลึกของอุโมงค์	14
2.11.	การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆแบบจำลองอุโมงค์ในดินเหนียว	17
2.12.	การเปลี่ยนแปลงช่วงกว้างของพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในดินเหนียว	18
2.13.	การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆอุโมงค์ในดินเหนียว	19
2.14.	การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆอุโมงค์ในดินเหนียว	20

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.15.	รูปตัดแสดงการทรุดตัวของทราย	20
2.16.	การทรุดตัวตามแนวยาวเนื่องจากตัวป้องกันดินของอุโมงค์	21
2.17.	ระบบการเคลื่อนตัวกับการทรุดตัวของผิวดิน	22
2.18.	รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวที่เสนอโดย Attewell and Woodman (1982)	23
2.19.	รูปภาพจริงตามหลักวิชาการ	24
2.20.	การสูญเสียมวลดินรูปวงรี	26
2.21.	การเขียนแบบการสูญเสียมวลดิน	28
2.22.	คำนิยามของ GAP	29
2.23.	การเขียนแบบการป้องกันขั้นสูงโดย excavation elements	29
2.24.	รูปหัวเจาะในดินอ่อน	32
2.25.	แบบจำลองอุโมงค์	32
2.26.	การทดลองอนุกรม 3 มิติ	33
2.27.	ตัวอย่างแบบจำลองอุโมงค์ 2 มิติ หลังการพังทลาย	33
2.28.	แผนผังของการถล่มบนแบบจำลองอุโมงค์	34
2.29.	แบบจำลอง 3 มิติ ของหัวเจาะหลังการพังทลาย	34
2.30.	การพังทลายของแบบจำลองอุโมงค์	35
2.31.	แบบจำลอง 3 มิติ ของหัวเจาะหลังการพังทลาย	35

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
2.32.	แผนผังการพังทลายที่เครื่องจักร	36
2.33.	แบบจำลองอุโมงค์ขนาดเล็ก เพื่อทดลอง centrifuge test	37
2.34.	รูปการป้องกันดินและช่องว่างด้านหลังหัวเจาะ	38
2.35.	รูปตัดตามยาวจาก shield test และความหนาของช่องว่าง	39
2.36.	ผลการวัดแรงคั้นดิน	40
3.1.	Inclinometer system: Slope Indicator Company Digitilt® system (courtesy of Slope Indicator Company, Seattle, WA)	42
3.2.	Principle of Inclinometer operation	43
3.3.	Solip-state data logger for inclinometer (courtesy of GeotechnicalInstrument (U.K.)Ltd., Leaming Spa, England).	44
3.4.	Recorder-Processor-Printer (RPP) for Digitilt® inclinometer (courtesy of Slope Indicator Company, Seattle, WA)	45
3.5.	Slope Indicator Seried 200B inclinometer (courtest of of Slope Indicator Company , Seattle, WA).	46
3.6.	แสดง spiral checking sensor	53
3.7.	Arrangement for grouting through a pipe within inclinometer casing	57
3.8.	Magnetic Extensometers	66
3.9.	Sondex	67
3.10.	แสดง Settlement probe ชนิด Hook type และ USBR type	69

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
3.11.	Borehole Extensometer	71
3.12.	Tensioned and Untensioned Rod Extensometer	72
3.13.	แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Magnetic Extensometer	75
3.14.	แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Sondex	76
3.15.	แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Heave-Settlement Points	77
4.1.	Inclinometer casing	81
4.2.	ลักษณะของ Couple	82
4.3.	การต่อ Inclinometer casing	83
4.4.	84การเตรียมเครื่องมือและตั้งค่าต่างๆ	84
4.5.	การวัดค่าการเคลื่อนตัวของแบบจำลอง	85
4.6.	กราฟวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน	88
5.1.	ผู้ว่าราชการกรุงเทพมหานครเยี่ยมชมโครงการก่อสร้าง	90
5.2.	ตะแกรงคัดขยะ	90
5.3.	แผนที่บริเวณโครงการก่อสร้าง	91
5.4.	ผังอาคารรับน้ำ	92
5.5.	ภาพตัดของอาคารรับน้ำ	93
5.6.	รูป Concrete Secment	93
5.7.	รูปกำแพงกันดิน	94
5.8.	ตะแกรงคัดขยะ	94

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.7.	การทรุดตัวที่เกิดหลังจากการ GROUTING เสร็จแล้ว	109
6.8.	แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวยาว	110
6.9.	Longitidinal ground settlement for GS-16 and the instrumentation layout	111
6.10.	Longitidinal ground settlement for GS-18 and the instrumentation layout	112
6.11.	Longitidinal ground settlement for GS-19 and the instrumentation layout	113
6.12.	Longitidinal ground settlement for GS-20 and the instrumentation layout	114
6.13.	Longitidinal ground settlement for GS-21 and the instrumentation layout	115
6.14.	Longitidinal ground settlement for GS-22 and the instrumentation layout	116
6.15.	Longitidinal ground settlement for GS-23 and the instrumentation layout	117
6.16.	Longitidinal ground settlement for GS-24 and the instrumentation layout	118
6.17.	กราฟแสดงค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ Zone ต่าง ๆ และระยะการทรุดตัว	119
6.18.	กราฟแสดงแนวโน้มการทรุดตัวในแนวยาวของอุโมงค์	120
6.19.	Ground surface settlement array on NO. GS-15 and the instrumentation layout	121

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.20.	Ground surface settlement array on NO. GS-16 and the instrumentation layout	122
6.21.	Ground surface settlement array on NO. GS-17 and the instrumentation layout	123
6.22.	Ground surface settlement array on NO. GS-18 and the instrumentation layout	124
6.23.	Ground surface settlement array on NO. GS-19 and the instrumentation layout	125
6.24.	Ground surface settlement array on NO. GS-20 and the instrumentation layout	127
6.25.	Ground surface settlement array on NO. GS-21 and the instrumentation layout	128
6.26.	Ground surface settlement array on NO. GS-22 and the instrumentation layout	129
6.27.	Ground surface settlement array on NO. GS-23 and the instrumentation layout	130
6.28.	Ground surface settlement array on NO. GS-24 and the instrumentation layout	131
6.29.	Ground surface settlement array on NO. GS-25 and the instrumentation layout	132
6.30.	Ground surface settlement array on NO. GS-26 and the instrumentation layout	133
6.31.	Ground surface settlement array on NO. GS-27 and the instrumentation layout	134

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.32.	Ground surface settlement array on NO. GS-28 and the instrumentation layout	135
6.33.	Ground surface settlement array on NO. GS-29 and the instrumentation layout	136
6.34.	Ground surface settlement array on NO. GS-30 and the instrumentation layout	137
6.35.	แสดงการทิศทางของดินเหนียวอ่อนที่พยายามไหลเข้าสู่โมงค์	138
6.36.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Earth Pressure และ Ring Number	139
6.37.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณดินที่ขุด (Muck Vol.) และ Ring Number	140
6.38.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Pressure และ Ring Number	141
6.39.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Fill Rate (%) และ Ring Number	142
6.40.	แสดงลักษณะของชั้นดินในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ คลองแสนแสบ และคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา	143
6.41.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $z/2R$ และ $i/R$ โดยการใช้ทฤษฎีของ PECK (1969)	144
6.42.	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $i$ และ $z$ โดยการใช้ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982)	145
6.43.	พฤติกรรมของดินรอบ ๆ ผนังอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในขั้นตอนของการ Grouting	146
6.44.	การติดตั้งท่อ CASING เพื่อใช้ทำการทดสอบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้าง	147

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.45.	สถานที่วัดค่าการเคลื่อนตัวของดินด้วยเครื่องมือ Inclinometer	148
6.46.	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial A)	149
6.47.	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางขนานกับอุโมงค์ (Axial B)	150
6.48.	อัตราการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างที่ความลึก 28 เมตร	151
6.49.	Surface settlement troughs measured on GS-24 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	152
6.50	Layout of the settlement array GS-25	153
6.51	Surface settlement troughs measured on GS-25 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	154
6.52	แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:3+040 ถึง STA:3+680	155
6.53	Layout of the settlement array GS-26	156
6.54	Surface settlement troughs measured on GS-26 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	157
6.55	Layout of the settlement array GS-27	158
6.56	Surface settlement troughs measured on GS-27 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	159
6.57	Layout of the settlement array GS-28	160

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.58	Surface settlement troughs measured on GS-28 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	161
6.59	แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:3+680 ถึง STA:4+320	162
6.60	Layout of the settlement array GS-29	163
6.61	Surface settlement troughs measured on GS-29 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	164
6.62	Layout of the settlement array GS-30	165
6.63	Surface settlement troughs measured on GS-30 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	166
6.64	Layout of the settlement array GS-31	167
6.65	Surface settlement troughs measured on GS-31 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section	168
6.66	แสดงการทิศทางของดินเหนียวอ่อนที่พยายามไหลเข้าสู่อุโมงค์	169
6.67	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Earth Pressure และ Ring Number	170
6.68	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณดินที่ขุด (Muck Vol.) และ Ring Number	170
6.69	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Pressure และ Ring Number	171

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.70	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Fill Rate (%) และ Ring Number	171
6.71	แสดงลักษณะของชั้นดินในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบ และคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา	172
6.72	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $z/2R$ และ $i/R$ โดยการใช้ทฤษฎีของ PECK (1969)	173
6.73	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $i$ และ $z$ โดยการใช้ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982)	173
6.74	พฤติกรรมของดินรอบ ๆ ผนังอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในขั้นตอนของการ Grouting	175
6.75	แปลนแสดงสถานที่วัดการเคลื่อนตัวของดินที่ IC-4 ด้วยเครื่องมือ Inclinator	176
6.76	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial A) ที่ IC-4	177
6.77	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial B) ที่ IC-4	178
6.78	การติดตั้งท่อ CASING เพื่อใช้ทำการทดสอบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้าง	179
6.79	สถานที่วัดค่าการเคลื่อนตัวของดินด้วยเครื่องมือ Inclinator	180
6.80	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial A)	181
6.81	การแสดงผลการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางขนานกับอุโมงค์ (Axial B)	182
6.82	อัตราการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างที่ความลึก 28 เมตร	183

## สารบัญรูป ( ต่อ )

รูป	ชื่อรูป	หน้า
6.83	รูปแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านของ โดย การใช้ Inclinometer	184
6.84	แสดงช่วงการทรุดตัวของตอมือของสะพานคลองตัน	185
6.85	กราฟแสดงค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ Zone ต่าง ๆ ที่ตอมือ สะพานคลองตันและระยะการทรุดตัว	186
6.86	Building Settlement at Bridge point A and the instrumentation layout	187
6.87	Building Settlement at Bridge point B and the instrumentation layout	188
6.88	Building Settlement at Bridge point C and the instrumentation layout	189
6.89	Building Settlement at Bridge point D and the instrumentation layout	190
6.90	Building Settlement at Bridge point E and the instrumentation layout	191
6.91	Building Settlement at Bridge point F and the instrumentation layout	192
6.92	Building Settlement at Bridge point G and the instrumentation layout	193
6.93	Building Settlement at Bridge point H and the instrumentation layout	194

## สารบัญตาราง

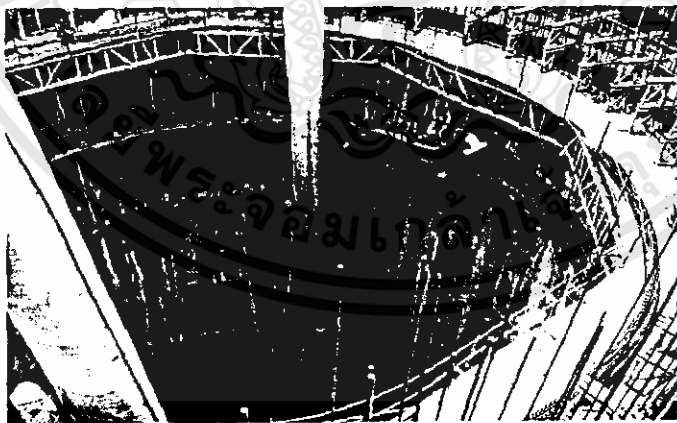
ตาราง	ชื่อตาราง	หน้า
ตารางที่ 2.1	ค่าการทรุดตัวของดินช่วงต่างๆ	17
ตารางที่ 3.1	Inclinometer	48
ตารางที่ 4.1	ตารางแสดงตัวอย่างการคำนวณการเคลื่อนแบบจำลองที่ความสูง 9 เมตร	86
ตารางที่ 6.1	ตารางแสดงค่าการทรุดตัวมากที่สุดและเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ zone ต่างๆ	126
ตารางที่ 7.1	การทรุดตัวของเขื่อนกันดินบริเวณอาคารวิจิตร ใกล้สะพานคลองตัน CH 1+390	207

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1. กล่าวนำ

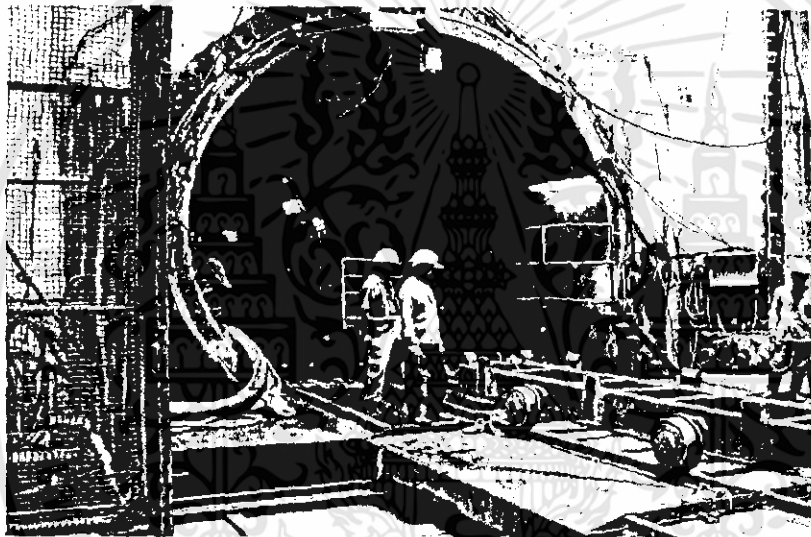
ในอดีตการก่อสร้างในประเทศไทยเป็นเพียงการก่อสร้างที่อยู่อาศัยหรือตึกแถวเท่านั้น ซึ่งการก่อสร้างประเภทนี้ ไม่เกิดผลกระทบต่อเสถียรภาพของดินและไม่เกิดผลกระทบต่ออาคารหรือสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงมากนัก แต่เมื่อเวลาผ่านไปก็เริ่มมีนักลงทุนจากต่างประเทศเข้ามาลงทุนในด้านต่างๆ ทำให้เกิดการก่อสร้างขนาดใหญ่หรือ Mega project ขึ้น ซึ่งการก่อสร้างประเภทนี้เริ่มมีผลกระทบต่อเสถียรภาพของดินและส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงทั้งในขณะดำเนินการก่อสร้าง และหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ และถึงในปัจจุบันได้มีการก่อสร้างใต้ดินหรือ Underground Construction และการขุดอุโมงค์ซึ่งอาจมีความลึก 30 ถึง 100 เมตร ซึ่งส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของดิน และส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงโดยตรง ถึงแม้ในขณะดำเนินการก่อสร้างจะมีการป้องกันและติดตามผลกระทบที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องแล้วก็ตาม และเนื่องจากในอนาคตจะมีการก่อสร้างส่วนต่อขยายเป็นโครงข่ายทั่วประเทศ ผู้ศึกษาจึงมีความสนใจที่จะศึกษาพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินและผลกระทบที่เกิดจากโครงการที่ได้ทำการศึกษา และเมื่อผลการศึกษาได้รับการตีพิมพ์จะเป็นการเผยแพร่ข้อมูลให้ประชาชนทั่วไปได้รับรู้ เนื่องจากว่าประชาชนไม่ค่อยมีโอกาสได้รับรู้ทางด้านนี้มากนัก หรืออาจเห็นว่าเป็นเรื่องไกลตัวทั้งที่เป็นเรื่องใกล้ตัวและพบเจออยู่ในชีวิตประจำวัน อีกทั้งจะเป็นการกระตุ้นให้ประชาชนตื่นตัวและติดตามข้อมูลจากโครงการต่างๆ ที่จะก่อสร้างในอนาคต



รูปที่ 1.1. การก่อสร้างเขตรองส่งในประเทศไทย

## 1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องจากอุปสรรคในขยายเส้นทางและระบบสาธารณูปโภคบางประเภท ไม่สามารถสร้างบนพื้นดินได้ ทำให้มีความจำเป็นต้องสร้างสิ่งก่อสร้างเหล่านี้ไว้ใต้ดิน ซึ่งเป็นที่ทราบกันดีอยู่แล้วว่าขั้นตอนในการก่อสร้างจะมีความยุ่งยากซับซ้อนและต้องใช้เทคโนโลยีการก่อสร้างต่างจากที่ก่อสร้างที่อยู่บนดินทั่วไป ขั้นตอนการออกแบบและการก่อสร้างต้องใช้ผู้มีความรู้ความสามารถ ในปัจจุบันประเทศไทยมีการก่อสร้างใต้ดินจำนวนมาก เช่น การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ท่อส่งน้ำประปา โครงการอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว งานก่อสร้างดังกล่าวต้องทำการก่อสร้างด้วยการขุดเจาะดินในระดับลึก ซึ่งเป็นการรบกวนเสถียรภาพของดิน

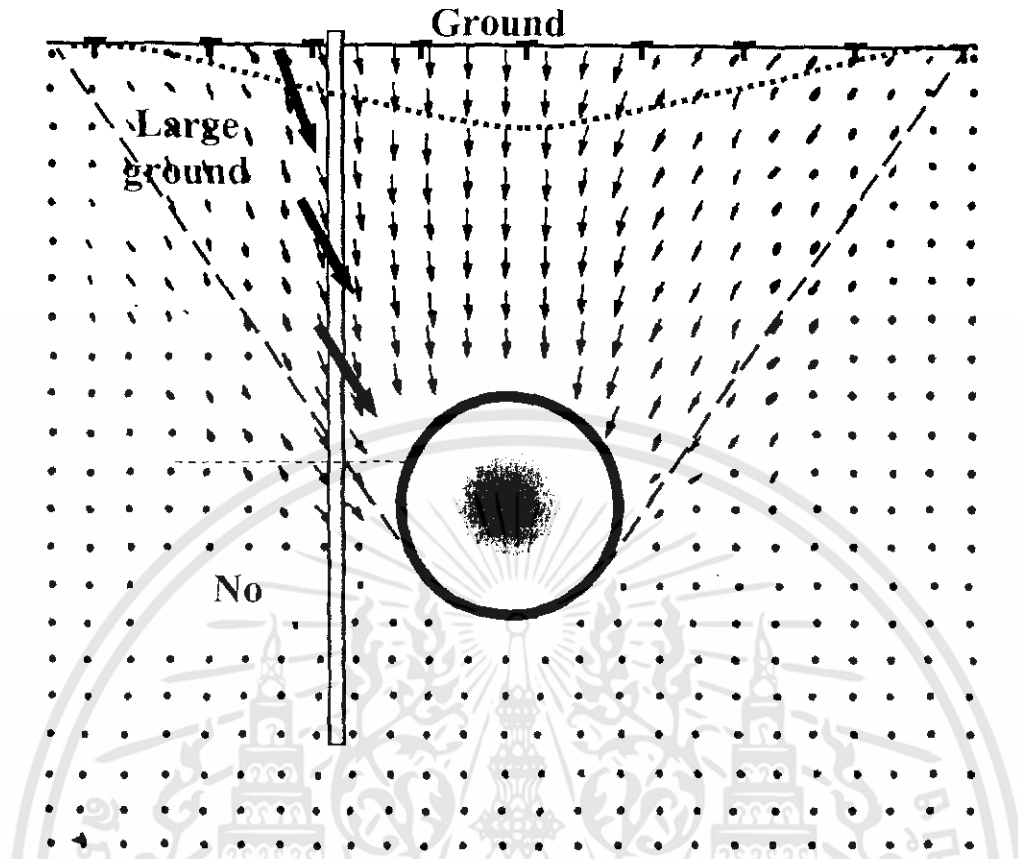


รูปที่ 1.2. การทำอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว

การขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินทำให้ดินที่อัดแน่นและอยู่ในสถานะ At rest จะทำให้มีคลื่นเคลื่อนตัวเข้าสู่ที่ว่างซึ่งเกิดจากการขุดเจาะ โดยแบ่งการเคลื่อนตัวของดินเป็น 2 ประเภท คือ

1. การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง (Short-term deformation)
2. การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term deformation)

ซึ่งการเคลื่อนตัวดังกล่าวอาจทำให้เกิดอันตรายจากทรุดตัวหรือถล่มของอุโมงค์ หรือสิ่งก่อสร้างบนพื้นดินเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สินได้



รูปที่ 1.3. รูปแสดงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

### 1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. ศึกษาผลกระทบการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์และ Caisson
2. ศึกษาวิธีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่ส่งผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างใกล้เคียง

### 1.4. ขอบเขตของการศึกษาโครงการพิเศษ

1. ศึกษาการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินและการก่อสร้าง Caisson
2. ศึกษาวิธีการทดลองวัดการเคลื่อนตัวของดินในปัจจุบัน
3. ศึกษาข้อมูลรายละเอียดการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินและการก่อสร้าง Caisson ที่ผ่านมามาจนถึงปัจจุบัน
4. วิเคราะห์ผลการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน และการก่อสร้าง Caisson ที่ผ่านมาแล้วในอดีต

5. ศึกษาการเคลื่อนตัวของดิน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบ และคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา
6. ศึกษาการเคลื่อนตัวของดิน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำวงแหวนรอบนอกตากสินเพชรเกษม ถึง ถนนพระราม 2
7. ศึกษาวิธีการป้องกันและแก้ไขปัญหาของการเคลื่อนตัวของดิน

#### 1.5. วิธีการที่ใช้ในการดำเนินการศึกษาโครงการพิเศษ

1. ดำเนินการศึกษาข้อมูลที่เป็นปัญหาเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์และการก่อสร้าง Caisson ที่ผ่านในอดีต
2. ดำเนินการศึกษาวิธีการวัดการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบและแนวตั้งที่ใช้กันในปัจจุบัน
3. ทดสอบเครื่องมือที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบและแนวตั้ง โดยการสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน
4. ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน
5. สืบรวจการเคลื่อนตัวของดินและปัญหาที่เกิดขึ้น ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา
6. สืบรวจการเคลื่อนตัวของดินและปัญหาที่เกิดขึ้นในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากบึงมักกะสันลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา
7. รวบรวมข้อมูลที่ได้จากการสำรวจการเคลื่อนตัวของดิน ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใต้ดิน
8. วิเคราะห์ข้อมูลจากผลการทดลองการเคลื่อนตัวของดินจากโครงการที่ทำการสำรวจศึกษาวิธีการป้องกันและแก้ไขปัญหาที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

#### 1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการศึกษาโครงการ

1. เพื่อให้ทราบผลกระทบต่างๆ ที่อาจก่อให้เกิดปัญหาแก่ประชาชนที่อยู่รอบๆ บริเวณโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน
2. สามารถนำข้อมูลที่ได้จากการทดลองไปวิเคราะห์เพื่อแก้ปัญหาการเคลื่อนตัวของดิน
3. สามารถทำนายพฤติกรรมของดิน ในขณะที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ที่จะส่งผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างที่อยู่รอบๆ บริเวณที่มีการก่อสร้างอุโมงค์

4. การรวบรวมข้อมูลที่ได้ทำการสำรวจโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ เพื่อนำข้อมูลที่ได้จากการทดลองในอดีต มาใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการขุดเจาะอุโมงค์ในเส้นทางที่มีลักษณะของดินที่คล้ายกัน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 2

### วรรณกรรมปริทัศน์

#### 2.1. ปัญหาการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) จากการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

ในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ไม่ว่าจะใช้วิธีการก่อสร้างแบบใดก็ตาม ล้วนแล้วแต่ต้องพยายามควบคุมผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมทั้งบนผิวดินและต่อโครงสร้างใกล้เคียงให้น้อยที่สุดซึ่งสิ่งที่สำคัญที่สุดก็คือ จะต้องควบคุมปริมาณการสูญเสียมวลดินหรือ Ground Loss ให้ต่ำที่สุด

$$\text{Ground Loss (\%)} = \frac{(\text{ปริมาณมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}) \times 100}{\text{ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}}$$

$$\text{ปริมาตรของอุโมงค์ต่อเมตร ในกรณีอุโมงค์กลม} = \left( \frac{\pi D_o^2}{4} \right) \times 1 \text{ เมตร} \quad (3-1)$$

โดย  $D_o$  = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์

หากปริมาณการสูญเสียมวลดินมากขึ้นจะส่งผลให้การทรุดตัวของมวลดินมากขึ้น และย่อมทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินมากขึ้นด้วย ก่อให้เกิดผลกระทบต่อผิวดินและโครงสร้างในแนวข้างเคียง

โดยปริมาณการสูญเสียมวลดินจะขึ้นอยู่กับปัจจัยสำคัญดังนี้

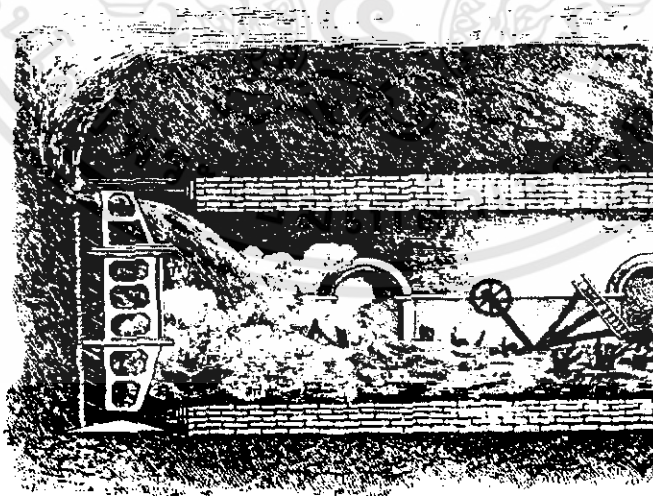
1. ขนาดของอุโมงค์
2. วิธีการขุดเจาะ
3. ชนิดและสภาพของดิน

## 2.2. การตอบสนองของดินซึ่งถูกก่อให้เกิดขึ้นโดยหัวเจาะอุโมงค์ และ วิธีการทำนาย

การตอบสนองโดยพื้นฐานส่วนใหญ่ต่อการเจาะอุโมงค์หลายๆ ชนิดใน ดินอ่อน ซึ่งก็คือ ดินเคลื่อนตัวไปทางช่องเปิด เนื่องมาจากนี่เป็นจุดที่ความเครียดจะลดน้อยลง นอกจากนี้ ถ้าดินอยู่ใต้ระดับน้ำ ระดับน้ำจะมีการเคลื่อนตัวไปทางช่องเปิด ภายใต้กฎต่างๆ นี้ รายละเอียดของการตอบสนองของพื้นดินจะแปรไปตามเทคนิคที่ใช้ในการเจาะดิน วัตถุประสงค์ของบทนี้ ก็คือเพื่อแนะนำหลักการของการตอบสนองของดินที่เกิดขึ้นจากหัวเจาะซึ่งพัฒนาขึ้นมาเพื่อทำนายและอธิบายการเสีรูปของดิน

โดยทั่วๆ ไป การขุดเจาะดินอ่อนส่งผลต่อการเสีรูปของดินในสองทาง ก็คือ การเสีรูปที่มีสาเหตุโดยตรงมาจากการเจาะอุโมงค์ นี่นับได้ว่าเป็นการเสีรูปที่มีสำคัญและมักจะอธิบายได้โดย การสูญเสียดิน (ground loss) อีกข้อหนึ่งก็คือ การทรุดตัว ซึ่งจัดเป็นการทรุดตัวในระยะยาว ที่มีสาเหตุมาจากการเพิ่มขึ้นของความเครียดรอบๆ อุโมงค์ การทรุดตัวมักจะเกิดในระยะยาวหลังจากที่มีการขุดเจาะ ซึ่งขึ้นอยู่กับ เงื่อนไขของดิน การศึกษา นี้ เราจะพูดถึงแค่เพียงการสูญเสียดินซึ่งเกิดจากการขุดเจาะและเกิดขึ้นระหว่างการขุดเจาะ

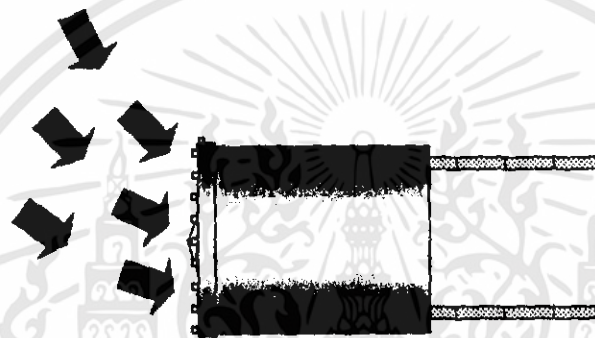
การสูญเสียดินมีสองประเภท ประเภทแรกเกิดขึ้นในปีแรกของการพัฒนาหัวเจาะ การสูญเสียดินอาจเกิดขึ้นโดยทันที ไม่สามารถควบคุมได้และมีลักษณะรุนแรง นี้เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ การไหลของดินลงสู่ผิวหน้าของอุโมงค์ เหมือนกับในกรณีของ Marc Brunel ที่ขุดเจาะอุโมงค์ใต้แม่น้ำโทมในปี 1828



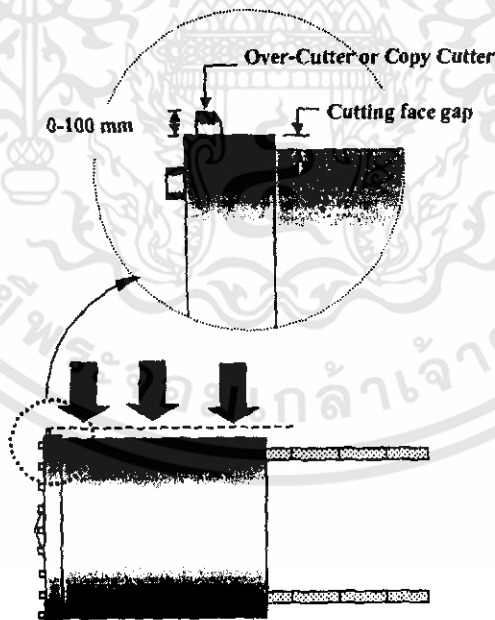
รูปที่ 2.1. การถล่มของอุโมงค์ที่ขุดผ่านแม่น้ำโทม ในปี 1828

แต่มันสามารถเกิดเนื่องจากการไหลของดินลงสู่เส้นทางขุดเจาะหรือการชนของเส้นทางที่ไม่แน่วมนอน  
 อย่างไรก็ตาม หลังจากที่ใช้เทคนิค close face shield tunneling ได้ถูกแนะนำ ซึ่งผิวหน้าของอุโมงค์ภายใต้  
 การควบคุมโดยแรงดันอากาศ แรงดันของโคลน หรือแรงดันของดินที่ถูกให้ที่ด้านหน้าของหัวเจาะ การ  
 เคลื่อนตัวของดินอย่างรุนแรงจะสามารถป้องกันได้ ดังนั้น เราจะไม่กล่าวถึงอีก

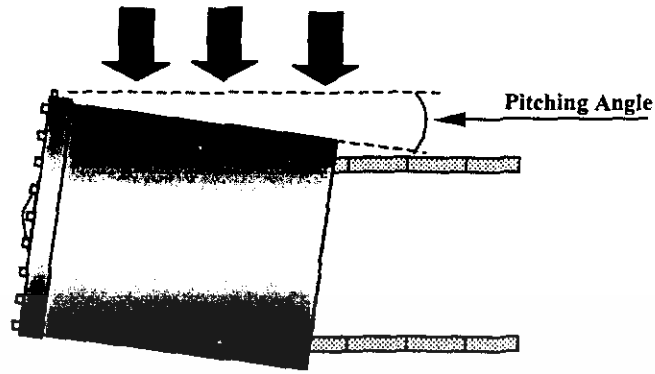
การสูญเสียดินในประเภทที่สองเกิดขึ้นมาจากกระบวนการการขุดเจาะดินดังรูป 2.2 – 2.6  
 (ความเป็นไปได้รูปแบบหลักๆสำหรับการสูญเสียดิน) การสูญเสียดินเหนือหัวเจาะเกิดขึ้นได้ในห้วงระยะที่  
 แตกต่างกัน



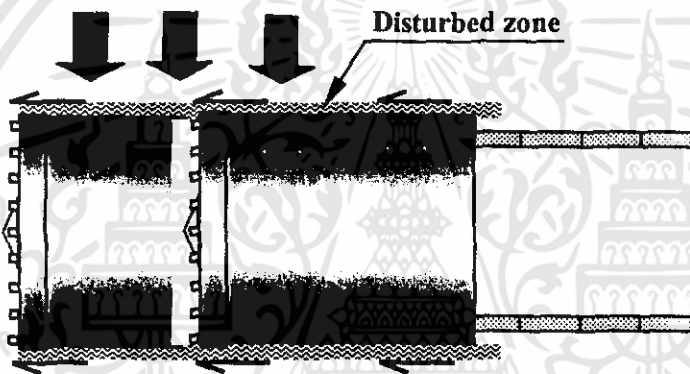
รูปที่ 2.2. มวลดินสูญเสียที่ตัวป้องกันหน้าดิน



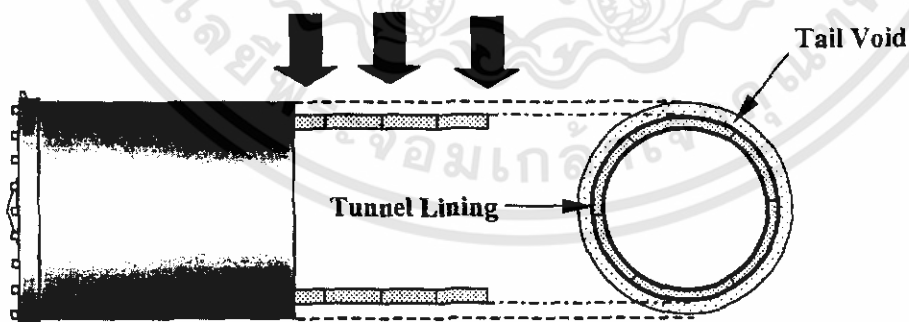
รูปที่ 2.3. มวลดินที่สูญเสียของ ส่วนบนหัวเจาะ



รูปที่ 2.4. มวลดินที่สูญเสียจากกการเอียงของหัวเจาะขณะขุดอุโมงค์



รูปที่ 2.5. การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการรบกวนมวลดินขณะเลื่อนหัวเจาะ



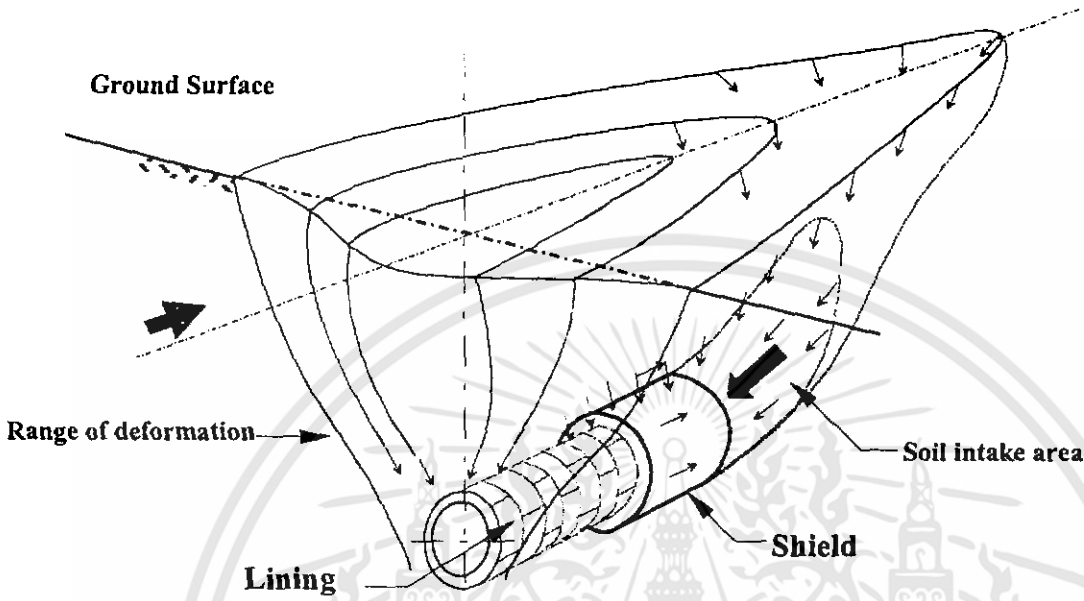
รูปที่ 2.6. การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากช่องว่างหลังหัวเจาะ

1. การสูญเสียที่ผิวหน้าอุโมงค์เกิดขึ้นเมื่อใช้หัวเจาะแบบเปิด หรือเมื่อหัวเจาะมีความดันที่ต่ำ ทำให้ดินสามารถเคลื่อนตัวไปที่ผิวหน้าได้ดังแสดงในรูปที่ 2.2. ในกรณีนี้ ปริมาตรเป็นลบ หรือปริมาตรส่วนมาก จะถูกเอาออก
2. การขุดเจาะที่มากเกินไปด้านนอกอุโมงค์โดยรอบบริเวณผิวหน้าของเครื่องจักรซึ่งถูกทำให้เกิดโดย การมีใบพัดที่ใหญ่เกินไป (ขนาดใหญ่มากถึง 100 มิลลิเมตรด้านนอกของของพื้นผิว) และพื้นที่อยู่ ด้านหน้าของเครื่องจักร
3. การไถหรือการออกนอกเส้นทางของเครื่องจักรซึ่งเกิดขึ้นจากการเหวี่ยงสามารถตัดให้เกิดวงรีขนาดใหญ่ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางมากกว่าหัวเจาะ ดังรูปที่ 2.4. ณ ที่มุมที่เกิดจากการเหวี่ยง ในทางทฤษฎี หัวเจาะที่มีขนาดยาวจะทำให้เกิดช่องว่างขนาดใหญ่ได้มากกว่าหัวเจาะที่มีขนาดสั้น
4. บริเวณที่ถูกรบกวนหรือเกิดการแข็งตัวใหม่รอบๆ ผิวหน้าของหัวเจาะ เนื่องมาจาก การเคลื่อนอย่างแรงของหัวเจาะที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาดใหญ่ สามารถเกิดการเคลื่อนตัวของดินเหนือหัวเจาะ รูปที่ 2.5.
5. ช่องว่างที่ส่วนท้ายของหัวเจาะหลังจากที่หัวเจาะผ่านเข้าไป ทำให้เกิด การเสียรูปของดินที่มีองค์ประกอบเพิ่มขึ้นเนื่องจากดินที่อยู่ด้านนอกเคลื่อนเข้ามาในช่องว่าง ช่องว่างที่เกิดขึ้นการความแตกต่างของดินที่อยู่รอบๆ การขุดเจาะกับ outer liner surface รูปที่ 2.6. หนึ่งในวิธี การที่มักจะใช้คือพยายามที่จะกำจัดช่องว่างโดยการขยายตัวอุโมงค์หรือการก่อสร้างซีเมนต์รอบๆ อุโมงค์เหมือนกับที่เกิดจากด้านท้ายของหัวเจาะก่อนที่ดินเคลื่อนตัวเข้ามาแทนที่ในช่องว่าง

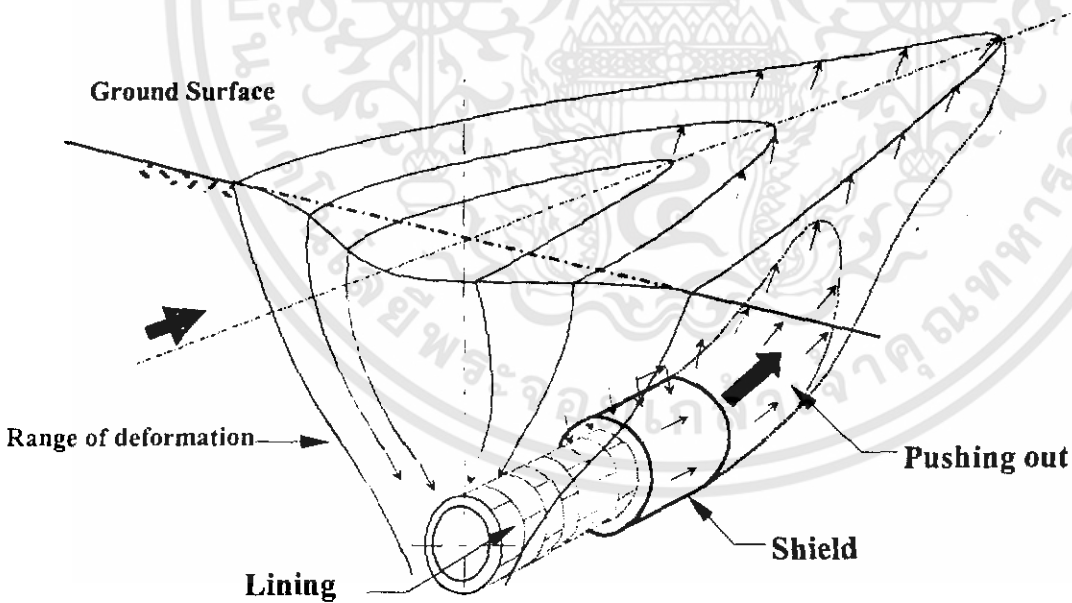
การเคลื่อนตัวของดินที่มีปริมาณมากซึ่งการจากระยะต่างๆ เหล่านี้ มีอิทธิพลมาจากสภาพของดิน วิธีการก่อสร้าง การควบคุมหัวเจาะ การควบคุมนี้รวมไปถึงการควบคุมที่ความดันที่ส่วนหัว การควบคุมที่หัวเจาะ อัตราการผ่านเข้าไปของหัวเจาะ และคุณภาพของคองงาน ดังนั้น ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวเข้าสู่ด้านหน้าของอุโมงค์ ส่งผลให้เกิดช่องว่างด้านท้ายที่มีขนาดใหญ่ขึ้น การรบกวนดินอย่างรุนแรงโดยการควบคุมที่แย่ และการติดตั้งของ liner ที่ช้าเนื่องจากระบบการทำงานที่ไม่ดี ทั้งหมดนี้ล้วนแต่ส่งผลให้มีการเคลื่อนตัวของดินเพิ่มมากขึ้น

การเคลื่อนตัวของดินอันเนื่องมาจากการสูญเสียดิน โดยตัวมันเองที่ผิวหน้าในช่องที่ขยายไปทางด้านข้างและด้านเหนือของผิวที่เกิดขึ้นมาก่อน รูปที่ 2.7. แสดงให้เห็น รูปสามมิติของ surface settlement ของตัวอุโมงค์ซึ่งถูกทำให้เกิด โดยการสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน อย่างไรก็ตาม ในกรณีนี้ ปริมาตรของดินที่ขุดออกไปน้อยกว่าปริมาตรของหัวเจาะที่เข้าไปอยู่ในดิน (อย่างเช่น หัวเจาะถูกกำหนดให้มี

ปริมาณสมดุลงเป็นบวก (ดินจะถูกดึงออก ) รูปที่ 2.8. (ในกรณีนี้สามารถเป็นผลของการให้แรงดันมากเกินไปที่ด้านหน้าของหัวเจาะ



รูปที่ 2.7. ตัวอย่างการเปลี่ยนรูปร่างของมวลดินเมื่อมีตัวป้องกันดิน



รูปที่ 2.8. ตัวอย่างการเปลี่ยนรูปร่างของมวลดินเมื่อมีตัวป้องกันดิน

### 2.3. วิธีการทำนายการเสียรูปของดิน

ระหว่างไม่กี่ปีที่ผ่านมา การศึกษาวิจัยส่วนมากเกี่ยวกับการเสียรูปของดินซึ่งถูกทำให้เกิดขึ้น โดยการขุดเจาะนี้ส่งผลให้เกิด ความเข้าใจที่ดีขึ้นในปัญหาที่เกิดขึ้น การประมาณการเสียรูปของดินโดยหลักๆ แล้วสามารถทำได้ด้วย 4 วิธีดังนี้

1. การคำนวณในทางสถิติและการใช้สูตร รูปแบบทางคณิตศาสตร์ของการทำนายการแทนที่ของ stochastic medium ได้ถูกศึกษาเป็นครั้งแรกโดย Litwinisyn ในปี 1956 ต่อมา ปี 1969 Peck เสนอว่าการกระจายของการทรุดตัวของผิวดินควรที่จะอธิบายได้โดยสูตรที่ใช้ เส้น กราฟปกติของความน่าจะเป็น หรือ Gaussian curve ตัวแปรที่นำมาออกแบบถูกใช้ในรูปของ error function รวบรวมมาจากการวัดปริมาณ ในสนามในอุโมงค์ที่มีสภาพดินที่แตกต่างกัน วิธีการนี้ถูกสนับสนุนโดยการศึกษาของ O'Relly and New ในปี 1982 นอกจากนี้ Attawell and Woodman ได้พัฒนาทฤษฎีทางสถิติสำหรับการทำนายการทรุดตัวของผิวหน้าในแนวตั้ง
2. วิธีการวิเคราะห์ ความเครียดของดินและการเคลื่อนตัวถูกคำนวณโดยวิธีการวิเคราะห์ ผู้ศึกษาหลายคนได้อธิบายวิธีการซึ่งตั้งอยู่บนพื้นฐานของสมการรูปแบบปิด ในปี 1987 Sagaseta ได้แสดงการวิเคราะห์สองมิติของการเสียรูปของดินสำหรับการได้รับความเค้นของดินได้มาจากดินที่มีคุณสมบัติทางกายภาพเหมือนกันและมีส่วนผสมไม่แน่นอน (อย่างเช่นวิธีการขยายหน้าตัดของความเค้นของ Baligh (1985) โดยการนำดินที่ไม่เคยถูกรบกวน) ในปี (1996) Verruijt And Booker ได้ปรับปรุงวิธีการประมาณที่ถูกคิดโดย Sagaseta เพื่อที่จะให้วิธีการแก้ปัญหาสำหรับกรณีการสูญเสียดินไม่เฉพาะเพียงแต่สำหรับกรณีที่ไม่มีการเอาน้ำออกที่มี Poisson's ratio เท่ากับ 0.5 แต่ยังใช้สำหรับค่าประมาณของ Poisson's ratio เหมือนเดิม ในปี 1998 Loganathan And Poulos ได้ปรับปรุงวิธีการแก้ปัญหาของ Verruijt And Booker และละทิ้งองค์ประกอบที่เบี่ยงเบนซึ่งส่งผลในแนวอุโมงค์ที่มีการทรุดตัวของผิวหน้าที่แคบลง ต่อจากนั้น ในปี 1997 Pinto ขยายวิธีการแก้ปัญหาเชิงวิเคราะห์ เพื่ออธิบายการเสียรูปทั้งในผิวและด้านข้างของอุโมงค์
3. Finite Element And Numerical Method เนื่องมาจากความยากที่เกี่ยวข้องในการสร้างสมการที่เหมาะสมเชิงวิเคราะห์ Finite Element And Numerical Method ได้ถูกนำมาใช้สำหรับปัญหาทางกลศาสตร์ของดินและหิน อย่างไรก็ตามยังคงมีความยากที่เกี่ยวข้องกับความถูกต้องขอตัวแปรเชิงวัสดุและข้อเท็จจริงที่ว่า การจำลองความเค้น ในระนาบสองมิติในอุโมงค์ในดินไม่ได้คำนึงถึงการเคลื่อนตัวของ

ดินด้านหน้าผิวอุโมงค์(Mair And Taylor 1997) นอกจากนี้ การบังคับที่พิจารณาจากภาวะวิเคราะหโดยวิธี Finite Element ก็คือมันมักจะค่อนข้างยากที่จะได้คุณสมบัติในตัวของวัสดุซึ่งต้องการสำหรับการให้ค่าจริงๆใน Finite Element Program อย่างไรก็ตามการทำนายการเคลื่อนตัวของดินที่มีพื้นฐานอยู่บน Finite Element หรือ Numerical Method มีประโยชน์สำหรับการชี้รูปแบบต่างๆไปของการเสียรูปในภาคสนาม

4. การทดลองในห้องทดลองอุโมงค์จำลอง Cohesive And Cohesionless ได้ถูกทำขึ้นเพื่อศึกษากระบวนการเคลื่อนตัวของดินและการชนที่เกิดจากหัวเครื่องจักร (Atkinsor et al.,1975 Atkinsor And Potts 1977 Kimura And Mair 1981 Nomoto et al., 1999) จากผลการศึกษามันถูกแนะนำว่าตัวแปรในการเสียรูปของดินที่ถูกอธิบายในแบบจำลอง สามารถนำมาใช้สำหรับการประมาณรูปร่างของการทรุดตัวของอุโมงค์และการทรุดตัวอย่างมากของผิว มากไปกว่านั้นผลของการทดลองยังมีประโยชน์ในการตรวจสอบความถูกต้องของสมการทางคณิตศาสตร์

### 2.3.3. Stochastic and Empirical Methods

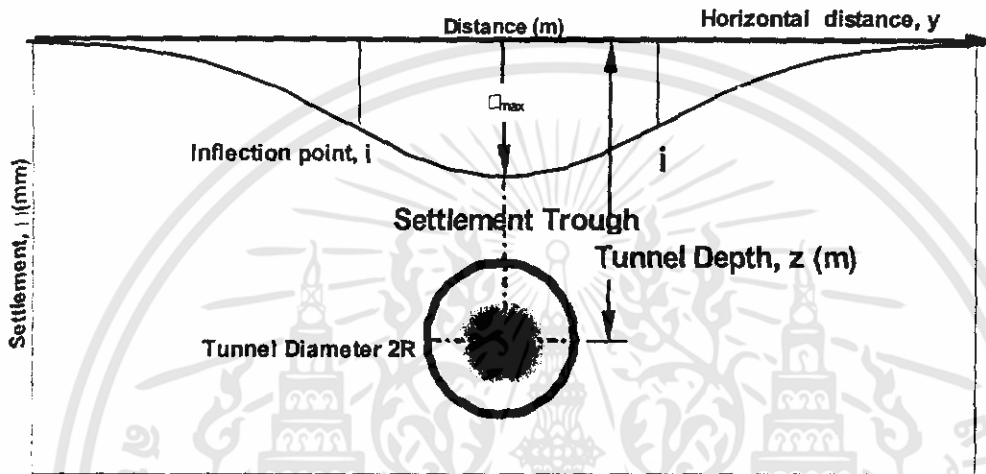
#### 2.3.1.1. Peck (1969)

จากการศึกษาข้อมูลที่มีอยู่ที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ ในปี 1969 Peck ได้สังเกตการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยวๆมักจะถูกแสดงภายในข้อจำกัดที่มีเหตุมีผลโดย error function หรือ กราฟความน่าจะเป็นแบบปกติ (Gaussian curve) โดยพื้นฐานแล้ว Peck ทำให้สมการ stochastic ของ Litwinniszyn (1956) สมการของ Peck ช่วยให้การประมาณการทรุดตัวสามารถถูกทำได้ในขณะที่มีการเปลี่ยนแปลงระยะด้านข้างจากเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ข้อมูลเหล่านี้ถูกต้องการสำหรับตัดสินใจของการ underpinning ถัดไปใกล้ๆ กับการก่อสร้าง หรือการเคลื่อนย้ายตำแหน่งของอุปกรณ์ที่มีความสำคัญ

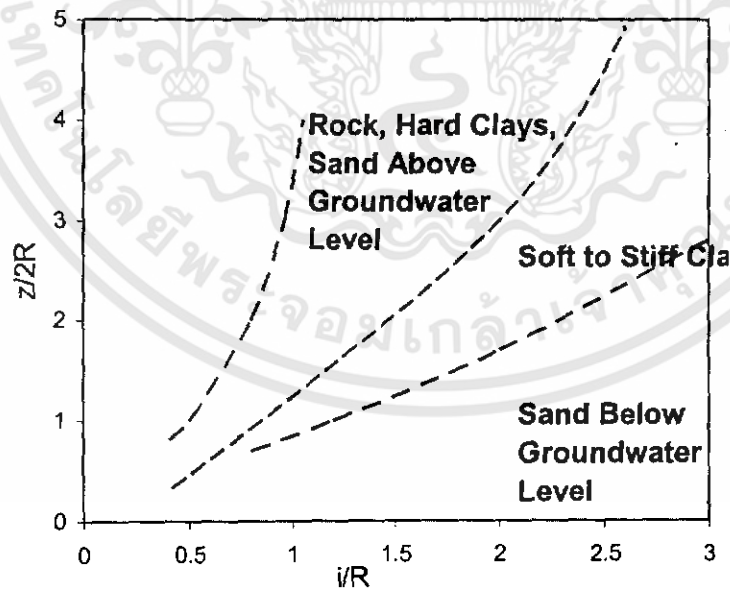
คุณสมบัติ ที่ต่างประเด็นของ สมการความน่าจะเป็นปกติ และความสัมพันธ์ของสมการความน่าจะเป็นต่อมิติของอุโมงค์ได้ถูกแสดงในรูปที่ 2.9. รัศมีของอุโมงค์ถูกแสดงด้วยR และความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับของอุโมงค์ถูกแสดงด้วยค่า z จุดสูงสุดของกราฟความน่าจะเป็น คือ ค่าสูงสุดของการทรุดตัว (maximum settlement) ดังนั้น ค่าการทรุดตัว ณ จุดต่างๆคือ

$$\delta = \delta_{\max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \quad (3-2)$$

ค่า  $\delta_{\max}$  ได้ถูกนำมาให้คำอธิบายด้านล่างนี้ ตำแหน่ง inflection ของเส้นกราฟถูกกำหนดที่ค่าระยะทาง  $i$  ในอีกด้านหนึ่งของแนวตรงกลางของอุโมงค์ ค่า  $i$  ก็คือคุณสมบัติของกราฟความน่าจะเป็นปกติหรือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $0.61\delta_{\max}$



รูปที่ 2.9. ความน่าจะเป็นของเส้นโค้งที่ใช้อธิบายการทรุดตัว



รูปที่ 2.10. กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว พารามิเตอร์ และความลึกของอุโมงค์

ค่า  $i$  ได้ถูกคำนวณสำหรับอุโมงค์ ซึ่งมีข้อมูลการทรุดตัวที่น่าเชื่อถือ ดังแสดงในรูปที่ 2.12 ซึ่ง plot ระหว่าง  $i/R$  กับ  $z/2R$  กราฟแสดงให้เห็นถึงแนวโน้มและผลที่เกี่ยวข้องกับชนิดของดิน ดังเช่นที่คาดไว้ ยังมีค่าความลึกมากเท่าไร ค่าความกว้างของการทรุดตัวของอุโมงค์จะยิ่งมากขึ้น

ค่าปริมาตรของการทรุดตัวของอุโมงค์ (ยกตัวอย่างเช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาว) มีลักษณะเป็นกราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังสมการ

$$V_s = 2.5i \delta_{\max} \quad (3-3)$$

จากการศึกษาในภาคสนามที่รายงานโดย Cording and Hansmire (1975) ปริมาตรของการทรุดตัวของอุโมงค์สามารถถูกนำมาเกี่ยวข้องกับ การสูญเสียดินในตัวของอุโมงค์ เขาทั้งสองคนได้สังเกตเห็นว่า อุโมงค์ในดินส่วนมากพัฒนาปริมาตรการทรุดตัวโดยประมาณ ได้เท่ากับปริมาตรของดินที่เสียไปจากการสูญเสียดินในตัวของอุโมงค์ โดยทั่วๆ ไป การสูญเสียดิน (G.L%) ถูกแสดงด้วยค่า ส่วนเปอร์เซ็นต์ของบริเวณที่มีการขุดอุโมงค์ ( ยกตัวอย่างเช่น ในอุโมงค์ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ  $D$  )

$$V_s = \frac{G.L\%}{100} \left( \pi \frac{D^2}{4} \right) \quad (3-4)$$

ดังนั้น  $\delta_{\max}$  สามารถหาได้ถ้ารู้ค่าการสูญเสียดิน

### 2.3.1.2. O'Relly and New (1982)

O'Relly and New เสนอว่าการเคลื่อนตัวของดินเหนืออุโมงค์ สามารถประมาณ จากการใช้ empirical methods เหมือนกับ Peck ซึ่งมีพื้นฐานอยู่บนข้อมูลที่มีมาก่อน รายงานโดย O'Relly and New (1982) มีรากฐานอยู่บนค่าการประเมินทางสถิติจากการสังเกตการณ์ในภาคสนามของการทรุดตัวของดินเหนือ tabular mine opening (Litwinniszyn, 1956) อย่างไรก็ตาม Peck ได้สนับสนุนมาก่อนแล้วว่า วิธีการนี้ยังพอเพียงในการจำลองรูปร่างของการทรุดตัวที่ถูกทำให้เกิด โดยการขุดอุโมงค์ในดินอ่อน

O'Relly and New (1982) สมมติว่า การเคลื่อนตัวทั้งหมดในดิน เกิดขึ้นจากดินที่เกิดขนานไปกับ Radial path ที่นำไปสู่แกนของอุโมงค์และการเคลื่อนตัวเกิดในสภาพที่ได้ให้ค่าความเค้นคงตัวของปริมาตรของการเสียรูปของดิน

สมมติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนโดยข้อมูลการวัดในภาคสนามและผลของการทำ centrifuge tests อุโมงค์จำลองที่สร้างจากดินอ่อน ดังรูปที่ 2.11. ข้อมูลที่มีอยู่พยายามที่จะให้คำแนะนำว่าการไหลถูกกำหนดทิศทางให้ตรงกับ sink ซึ่งถูกกำหนดให้มีตำแหน่งที่จุดซึ่งจะอยู่ใต้ ระดับแกนของอุโมงค์ บางทีอาจอยู่ใกล้กับระดับในด้านกลับกันของอุโมงค์

พัฒนาการของ Radial flow assumption หมายความว่า ความกว้างของบริเวณที่มีการเสียรูปของดินลดลงโดยเป็นเส้นตรงกับความลึกใต้ระดับของผิวดิน ผลของการเคลื่อนตัวของดินอย่างมากเพิ่มขึ้นโดยเป็นเส้นตรงกับความลึกใต้ผิว เป็นไปตาม สมการปริมาตรความเค้นคงตัวในแนวระนาบ ( the plane strain constant volume assumption )

$$i = Kz \quad (3-5)$$

$i$  = inflection point (เช่น ค่าความกว้างของอุโมงค์) ที่ความสูง ( $z$ ) เหนือแกนอุโมงค์

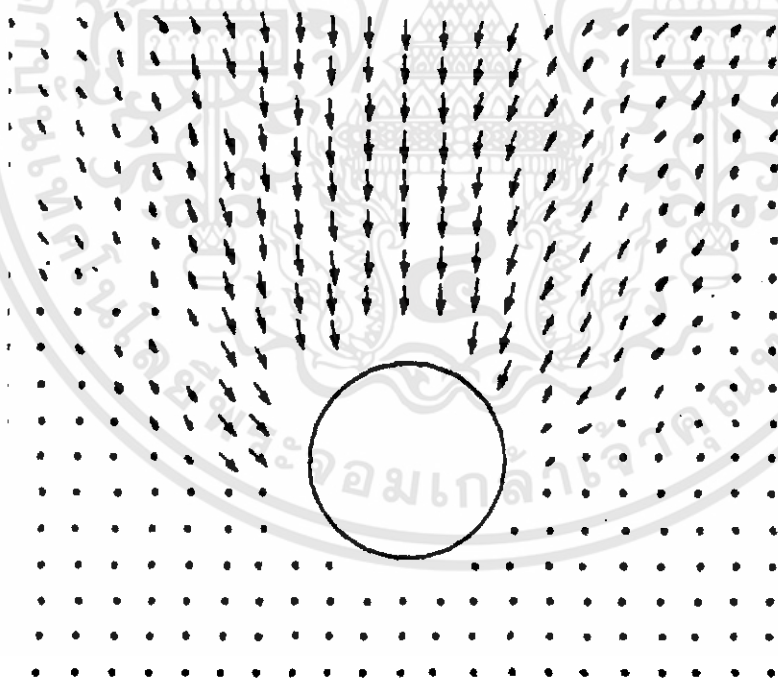
$K$  = ค่าคงตัว ซึ่งจะเท่ากับ 0.5 สำหรับ cohesive soil  
0.25 สำหรับ granular soil

การศึกษาต่อมาในภาคสนามชี้ให้เห็นว่า สำหรับ ดินเหนียว (clay)  $K$  จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 stiff clay ถึง 0.7 ดินอ่อน ( silty clay) สำหรับดินที่มีลักษณะเป็นเม็ดเหนือน้ำ  $K$  จะประมาณ 0.2 ถึง 0.3 ดังแสดงในตารางที่ 2-1

คู่มือการขุดอุโมงค์ดินเหนียว

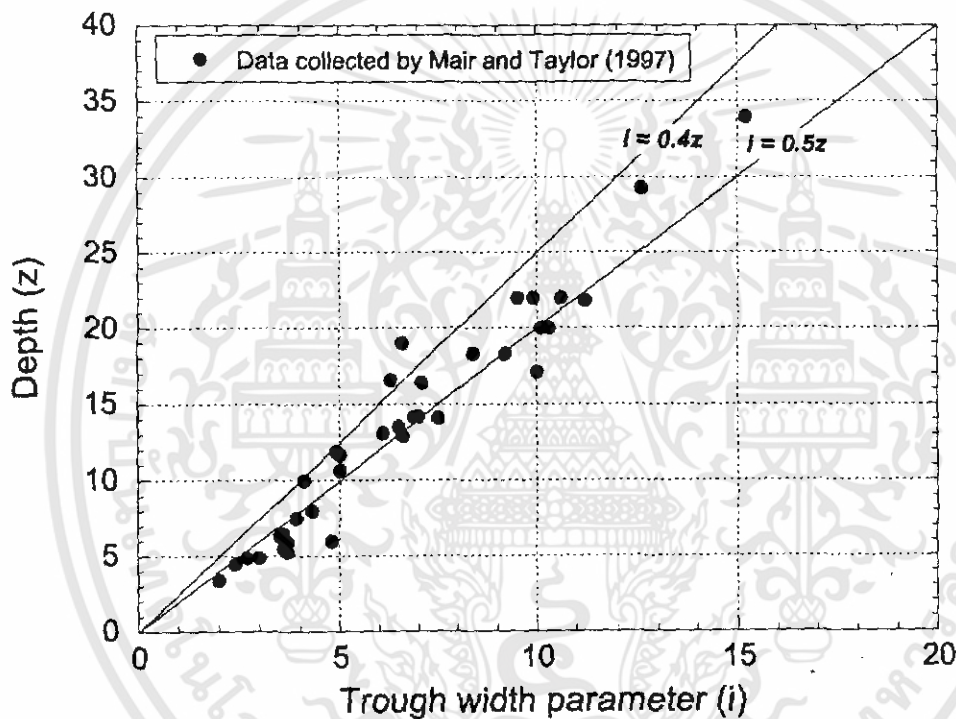
ตาราง 2-1 ค่าการทรุดตัวของดินช่วงต่างๆ

Ground Conditions	Tunneling Methods	Trough width parameter constant, K	Remarks
Stiff fissured clay	Shield or hand	0.4-0.5	Considerable data available; losses normally 1-2 %
Glacial deposits	Shield in free air Shield with compressed air	0.5-0.6	Compressed air to assist control of ground movements
Recent silty clay deposit (Cu = 10-40 kPa)	Shield with compressed air	0.6-0.7	
Granular material above the water table		0.2-0.3	



รูปที่ 2.11. การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆแบบจำลองอุโมงค์ในดินเหนียว

การแสดงค่าของ  $i = 0.4z$  และ  $0.5z$  สอดคล้องกับฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่รายงานโดย Mair and Taylor ในปี 1997 ค่า inflection point มีพื้นฐานอยู่บนรายงานและกราฟที่ plot ระหว่าง ความลึกของอุโมงค์ดังแสดงในรูป 2.12. นอกจากนี้ ผลการศึกษานี้ยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Fujita (1981) ผู้ซึ่งได้ศึกษาข้อมูลจากหลายๆ กรณีในญี่ปุ่น สำหรับอุโมงค์ที่ขุดโดยหลายๆเทคนิค เช่น hand mined shield, blind shield, slurry shield และ EPB shield Fujita สนับสนุนข้อสรุปของ O'Relly and New ที่ว่า ความกว้างรูปแบบของการทรุดตัวเหนืออุโมงค์ในดินเหนียวไม่เกี่ยวข้องกับวิธีการก่อสร้าง

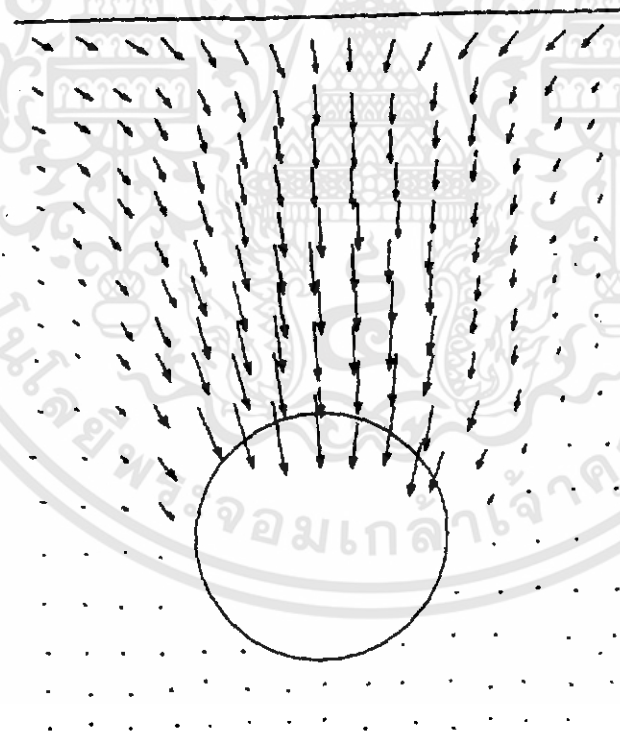


รูปที่ 2.12. การเปลี่ยนแปลงช่วงกว้างของพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในดินเหนียว

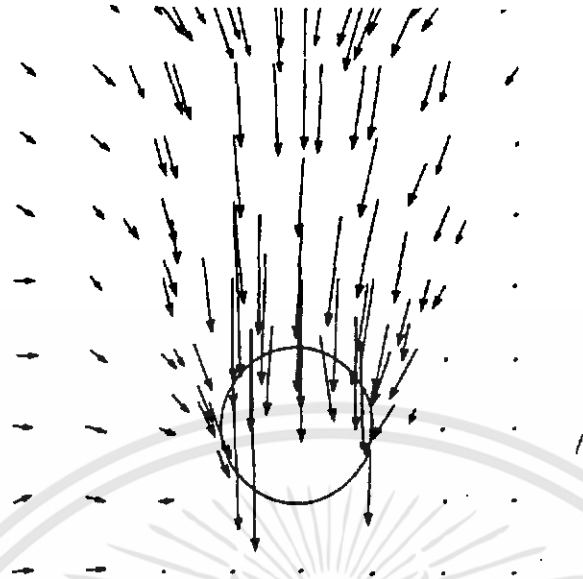
อย่างไรก็ตาม สมการดังกล่าวสำหรับ cohesive soil ค่อนข้างที่จะใช้ไม่ได้กับ granular soil เนื่องจาก สมมติฐานที่ว่า particle displacement จากอุโมงค์ถูกกำหนดให้มีทิศทางไปตามแกนอุโมงค์ ที่ไม่ได้มีการศึกษาในห้องทดลองสนับสนุน ต่อมา สมมติฐานของการเสีรูปร่างของดินที่ปริมาตรคงตัวไม่สามารถรักษาไว้ได้ดังเช่นการขยายตัวหรือหดตัวของ granular soil อย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ระหว่างการเสีรูปร่างของดิน Potts and Cording, 1976 ยังรายงานว่า การหดแคบตัวลงอย่างรวดเร็วที่มี inward displacement ขนาดใหญ่ของการทรุดตัวของอุโมงค์ ใกล้เคียงผิวหน้าของดินที่มี การไหลของทรายลงสู่ในช่องซึ่งเกิดจาก

การขุดดิน รูปที่ 2.13. และ 2.14. ในปี 1975 Atkinson et al อธิบายการทรุดตัวประเภทนี้ในลักษณะของการขยายของลิ่มเหนืออุโมงค์ด้านบน ซึ่งพัฒนาจนเกิดการยุบลงของผิวหน้าที่ย้ายในแนวตั้งไปสู่ด้านบนจากส่วนโค้งของอุโมงค์

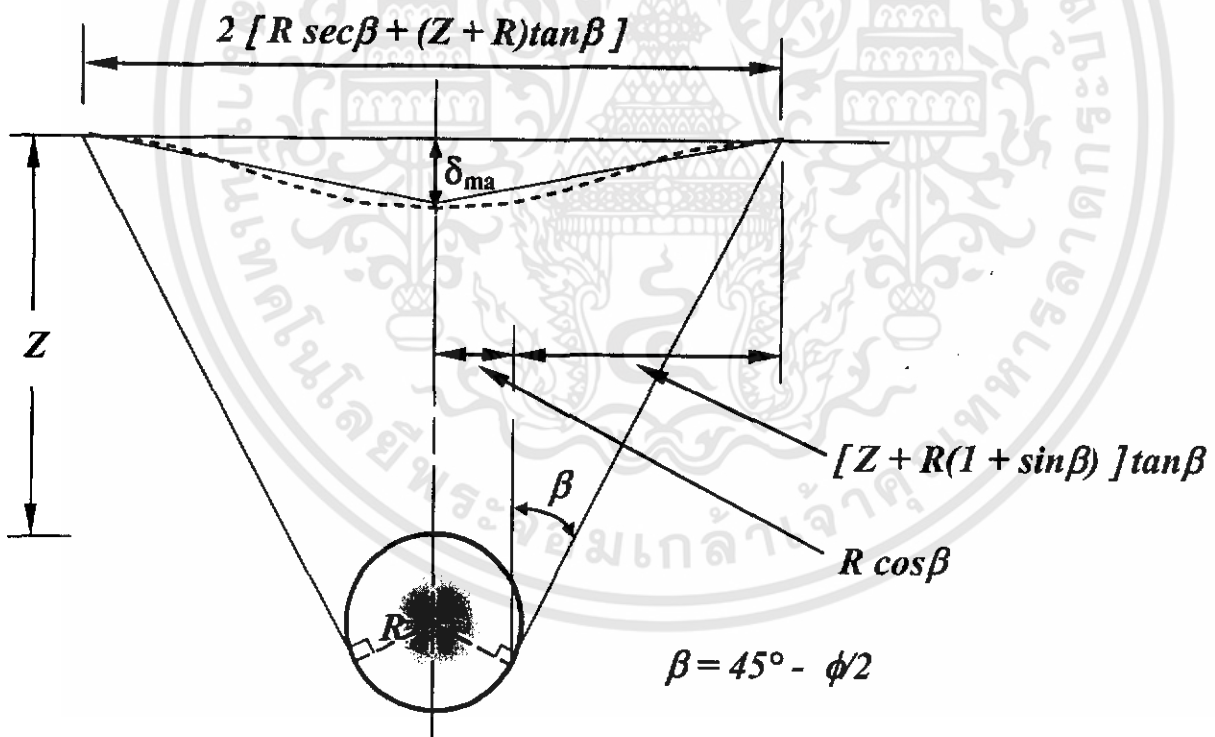
O'Reilly and New บอกว่า การเคลื่อนตัวของดินในดินที่ cohesionless นำไปสู่การทรุดตัวที่ลึกและแคบด้วยความเค้นในแนวนอนที่ผิวเมื่อรวมกันกับความเค้นในแนวตั้งที่มากกว่า 0.5% ดังนั้น Gaussian curve ไม่สามารถใช้ประมาณค่าการทรุดตัวได้อย่างถูกต้องเสมอไปในดินชนิดนี้ สมมติฐานนี้ยังสอดคล้องกับการรายงานของ Cording and Hansmire and Attewell ที่ว่า ในหลายๆ กรณีโดยเฉพาะในดินที่เป็น granular การทรุดตัวของอุโมงค์ การทรุดตัวทางด้านข้างไม่สามารถอธิบายโดยกราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังนั้น พวกเขาจึงเสนอว่า การทรุดตัวในรูปแบบที่ต่างออกไปในลักษณะเป็นรูปลิ่ม การทรุดตัวทางด้านข้างถูกจำกัดโดย the shear surface ซึ่งเพิ่มขึ้นจากขอบของอุโมงค์ที่มุม  $\beta$  ซึ่ง  $\beta = 45 - \phi / 2$  และ  $\phi$  เป็นมุมของแรงเสียดทานของดิน ที่เป็น granular ดังรูปที่ 2.15.



รูปที่ 2.13. การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆอุโมงค์ในดินเหนียว

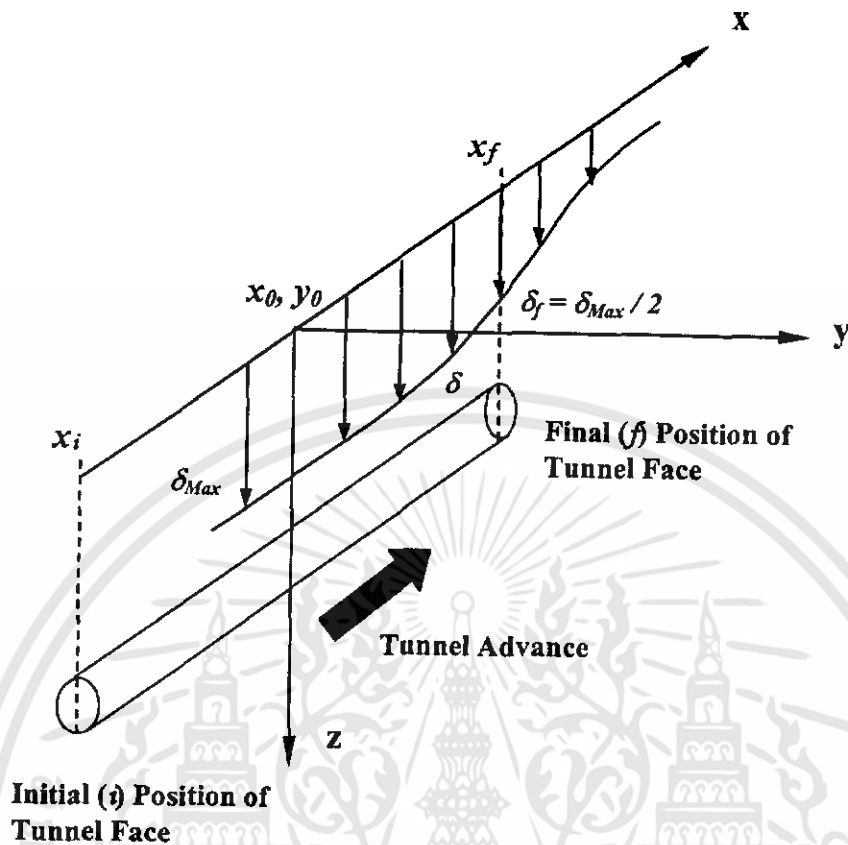


รูปที่ 2.14. การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆอุโมงค์ในดินเหนียว



รูปที่ 2.15. รูปตัดแสดงการทรุดตัวของทราย





Initial (i) Position of Tunnel Face

Final (f) Position of Tunnel Face

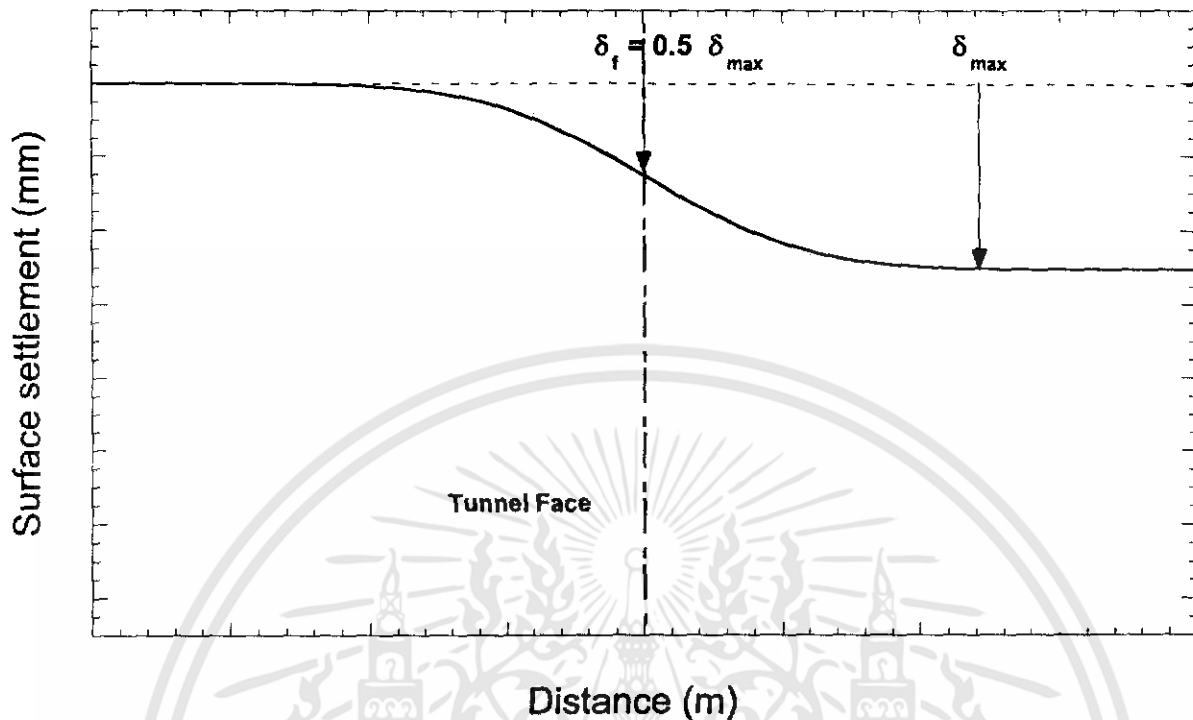
Tunnel Advance

รูปที่ 2.17. ระบบการเคลื่อนตัวกับการทรุดตัวของผิวดิน

ตั้งเงื่อนไขในรูปที่ 2.17. สามารถประมาณค่า การทรุดตัวของดินในแนวยาวได้จากการสูญเสียดิน ดังสมการ

$$\delta = \frac{V}{\sqrt{2\pi \cdot i^2}} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \left\{ G\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i}\right) \right\} \quad (3-6)$$

Attewell and Woodman สมมติว่า 50 เปอร์เซ็นต์ของการเสียรูปที่ผิวน้ำอย่างมา เกิดที่ระนาบที่ผิวของหัวเจาะ ดังรูป 2.18 อย่างไรก็ตาม เขาชี้ให้เห็นว่า สมการนี้ใช้ได้สำหรับการทรุดตัวที่ก่อให้เกิดโดยการขุดเจาะในดินเหนียวเหมือนเปรียบเทียบกับสมการที่ใช้ในการทรุดตัวที่เกิดจาก The Jubilee Line Project ที่ลอนดอน นอกจากนี้ เขาเห็นพ้องกันว่า ยังมีความต้องการข้อมูลการเสียรูปของดินที่มากกว่าสามมิติ (เช่น ทั้งในแนวขวางและแนวยาว) จากการวัดในภาคสนามเพื่อที่จะให้ข้อมูลพื้นฐานในการปรับปรุงและขยายผลของเทคนิคนี้



รูปที่ 2.18. รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวที่เสนอโดย Attewell and Woodman (1982)

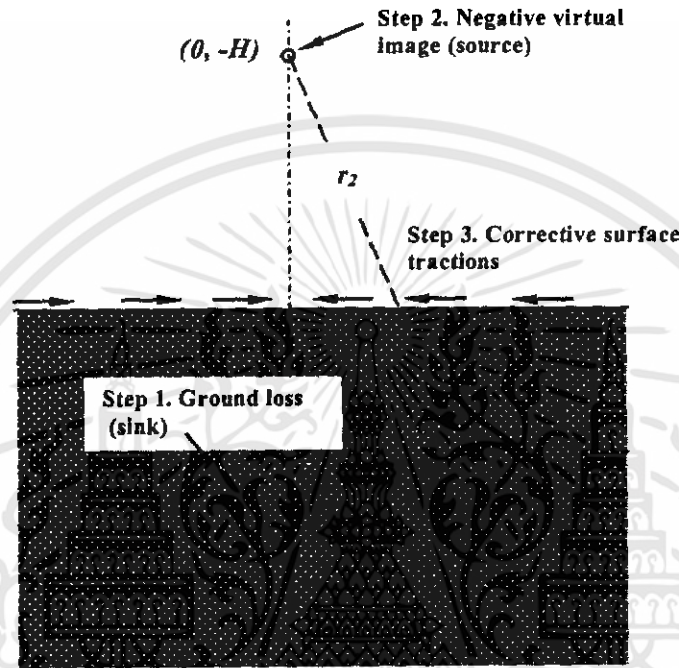
### 2.3.4. วิธีการวิเคราะห์ (Analytical solutions)

#### 3.2.6.1 Verruijt and Booker (1996)

Verruijt and Booker ( 1996 ) ได้เสนอว่า การแก้ปัญหาโดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์ใน homogenous elastic half-space สมการของเขาเป็นการทำให้วิธีการของ Sagaseta ง่ายขึ้น โดยสมการนี้ให้การแก้ปัญหาค่าการสูญเสียดินไม่เพียงแต่สำหรับกรณีที่ไม่มีแรงอัด (incompressible case) เช่น กรณีที่ poisson 's ratio เท่ากับ 0.5 ) แต่ยังสามารถใช้ได้กับค่า Poisson's ratio อื่น รวมไปถึงผลกระทบจาก ovalization

สมการเบื้องต้นโดย sagaseta มีพื้นฐานมาจากการบังคับโดยพฤติกรรมของดินที่ไม่มีแรงอัด ดังรูปที่ 2.19. ข้อแรก การสูญเสียดินในการขุดเจาะที่ไม่เอาน้ำออกใน infinite space "ได้ถูกนำมา

พิจารณา ลดระดับของอุโมงค์ไปที่ point sink ( ขั้นตอนที่ 1 ) ในสภาพที่ไม่มีแรงยึดและเป็นทรงกลม สมมาตรที่อธิบายรัศมีในสนามของการแทนที่ ลบด้วยระยะถึง sink ผิวหน้าของดินถูกพิจารณาโดยใช้ virtual image technique ( ขั้นตอนที่ 2 ) ประกอบกับ Corrective surface traction ( ขั้นตอนที่ 3 ) สำหรับวิธีการแก้ปัญหาที่ยึดหยุ่นสำหรับ half space ซึ่งถูกนำมาใช้



รูปที่ 2.19. รูปภาพจริงตามหลักวิชาการ

จากรูปที่ 2.19 การแก้ปัญหาในรูปแบบปิด ถูกเสนอโดย Veruijt and Booker สำหรับการประมาณของ การเสีรูปของดินที่ผิวหน้าดินและชั้นใต้ผิวหน้าดินสามารถแสดงได้โดย สมการ

$$\begin{aligned}
 U_z = & -\epsilon R^2 \left( \frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left( \frac{z_1 (kx^2 - z_2^2)}{r_1^4} + \frac{z_2 (kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \\
 & + \frac{2\epsilon R^2}{m} \left( \frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 2\delta R^2 h \left( \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2xz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right)
 \end{aligned} \tag{3-7}$$

เมื่อ

$\varepsilon$	=	uniform radial ground loss รูปที่ 2.20.
$\delta$	=	long-term ground deformation due to the ovalization of the tunnel Lining รูปที่ 2.20.
$z_1$	=	$z - H$
$z_2$	=	$z + H$
$r_1^2$	=	$x^2 + z_1^2$
$r_2^2$	=	$x^2 + z_2^2$
$R$	=	tunnel radius
$H$	=	depth to the source
$m$	=	$1/(1-2\nu)$
$k$	=	$\nu/(1-2\nu)$
$\nu$	=	Soil Poisson's ratio

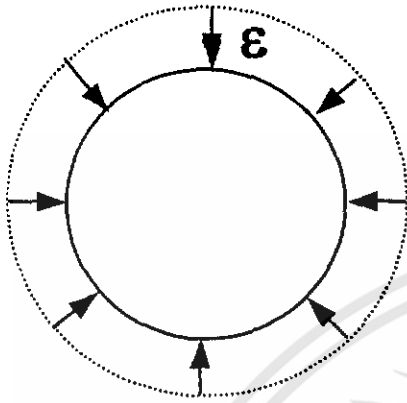
ในสมการนี้ รูปที่ .2.20 แสดงให้เห็นถึงกระบวนการเสียรูปของดินโดยพื้นฐาน 2 กระบวนการของอุโมงค์ ได้แก่

( Uniform radial displacement ) แสดงให้เห็นในการประมาณข้อแรกว่า การสูญเสียดิน ที่อาจจะเกิดในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์

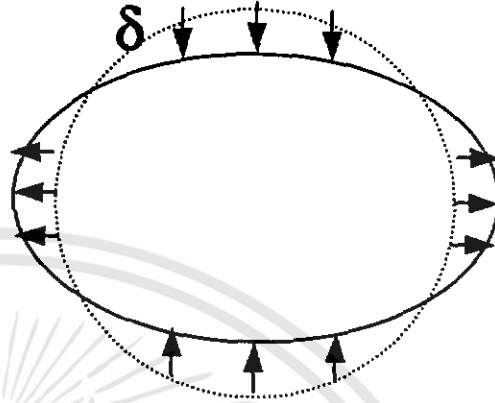
Ovalization ของอุโมงค์ซึ่งเกิดจากการแทนที่ของแนวอุโมงค์

วิธีการ Analytical solution นี้ ได้ถูกปรับปรุงโดย González and Sagaseta ในปี 2001 ทั้งสอง ได้ fit ข้อมูลที่ได้จากการวัดกับสมการของ Veruijt and Booker ได้ดียิ่งขึ้น

### Uniform radial ground loss



### Ovalization



รูปที่ 2.20. การสูญเสียมวลดินรูปวงรี

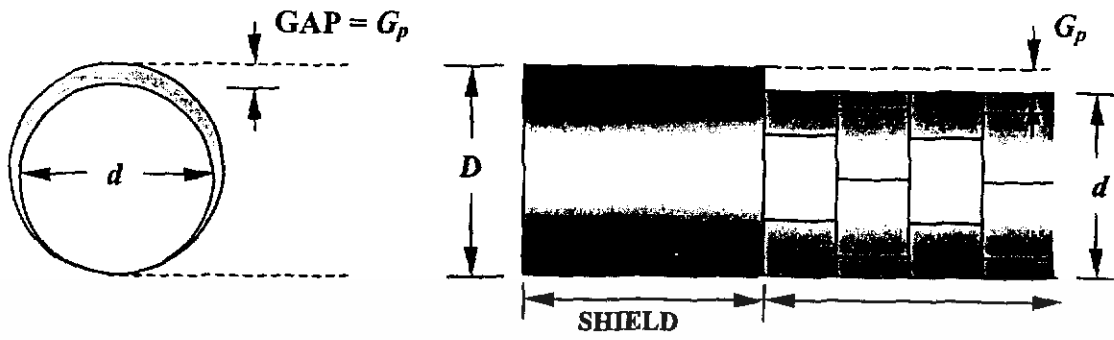
#### 2.3.3. Finite element and Numerical Methods

ในปัจจุบันนี้ การวิเคราะห์ในเชิงสองมิติเป็นเรื่องทั่วไป การวิเคราะห์ Finite element ให้ผลอย่างมากของโอกาสของการจำลองการขุดอุโมงค์ในหลายๆ รูปแบบ อย่างไรก็ตามมีหลักฐานว่าการพัฒนาการของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ หัวเจาะ เป็นสามมิติแต่การใช้การวิเคราะห์สามมิติในการขุดเจาะยังมีปัญหาได้แก่

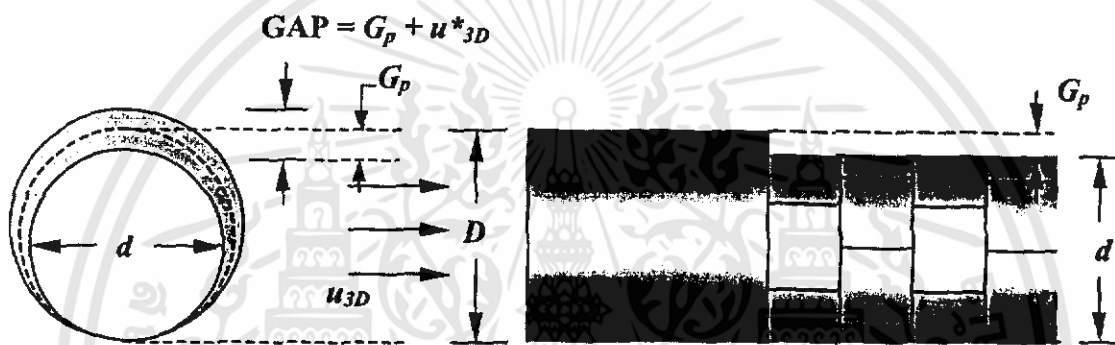
1. ราคาและเวลาสำหรับการวิเคราะห์ในสามมิติ ซึ่งจำลองแนวทางการขุดเจาะและรูปทรง 3 มิติ และแบบจำลองดินที่ไม่เป็นเส้นตรงต่อเนื่องมีมาก
2. ในการขุดเจาะ ตัวแปรจำนวนมากส่งผลให้ผลที่ได้ยากที่จะอธิบาย เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติของแนวอุโมงค์ ระดับการรบกวนดิน การเอาหัวเจาะเข้าไป ช่องว่างด้านท้าย และตัวแปรของรูปแบบดิน
3. การวิเคราะห์จำนวนมากเป็นที่ต้องการในหนึ่งโครงการเนื่องจาก สภาพทางธรณีวิทยา สภาพของอุโมงค์ รูปทรงการวางอุโมงค์และอื่นๆ ตลอดแนวอุโมงค์
4. ในแบบจำลองดินที่ต่อเนื่องได้ถูกพิสูจน์แล้วว่าสำเร็จที่การจำลองในทุกๆ มุมมองของดินและอุโมงค์ เหตุผลทั้งหมดนี้ ยังคงเป็นที่ยอมรับ แต่ได้มีพัฒนาการที่ยิ่งใหญ่ของ FE ในไม่กี่ปีที่ผ่านมา

การวิเคราะห์ FE ในสามมิติที่ทำโดย Lee and Rowe สามารถใช้ทำนายการเคลื่อนที่เข้าแทนที่ของดินในสามมิติภายในมวลดิน อย่างไรก็ตาม เนื่องมาจากคราคาที่ค่อนข้างสูงและเวลาในการทำนายมีความเกี่ยวข้องในการวิเคราะห์นี้ วิธีการในทางสองมิติอย่างง่ายจึงมักจะถูกพัฒนาขึ้น สำหรับวัตถุประสงค์ของการทำการวิเคราะห์แรงเค้นในระนาบสองมิติ องค์ประกอบของการสูญเสียซึ่งอธิบายไว้โดย Lee and Rowe ดังแสดงในรูปที่ 2.21. ถูกแทนด้วย ตัวแปร  $g$  ดังที่ได้กล่าวไปแล้ว ดังนั้น concept ของวิธีนี้ก็คือการทำให้การอธิบายการเคลื่อนตัวของดินในสามมิติง่ายขึ้นเนื่องจากการใช้ระนาบสองมิติ เพื่อที่จะเปลี่ยนปัญหาให้เป็นสองมิติ ตัวแปร  $g$  จะถูกนำมาใช้เพื่อรับเอาปริมาตรการเคลื่อนตัวของดินที่เท่ากันในแนวภาคตัดขวาง โดยเฉพาะ ผลจากการใช้ตัวแปร  $g$  สามารถรวมในแบบจำลองแรงเค้นในระนาบสองมิติโดยการประมาณเส้นผ่านศูนย์กลางการขูดเจาะอุโมงค์ให้ใหญ่ขึ้น ด้วยการเพิ่มปริมาตรที่สอดคล้องกับปริมาตรของดินที่สูญเสียเหนือหัวเจาะ (เช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์) ดังรูป 2.22.

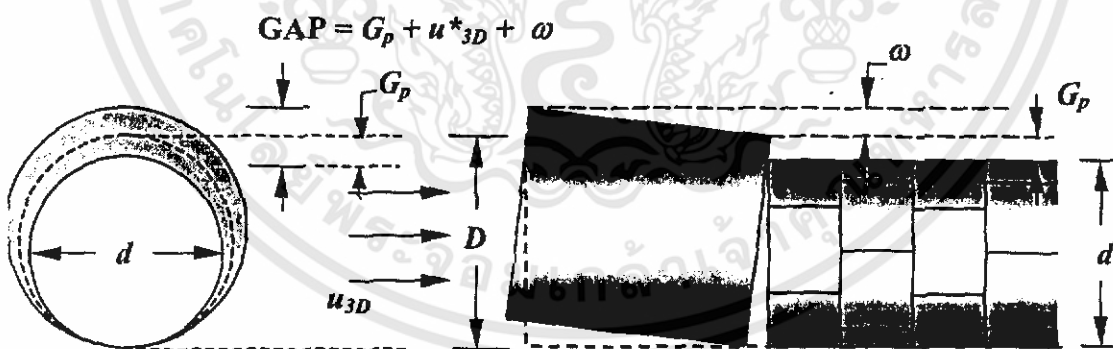
อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์ในสองมิติ การทำนายการทรุดตัวของอุโมงค์ มีแนวโน้มที่จะกว้างขึ้นกว่าที่วัดได้จากการทรุดตัวที่ผิว โดยเฉพาะในอุโมงค์ที่มีการแข็งตัวของดินอย่างมาก Clough and Leca (1989) ชี้ให้เห็นว่า การใช้การวิเคราะห์ในสองมิติเพื่อแทนสามมิติส่งผลให้การทำนายการทรุดตัวเป็นไปได้ไม่ดี การวิเคราะห์ FE แบบไม่เป็นเส้นตรง ได้ถูกทำสำหรับการสร้าง NARM อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ว่าการวิเคราะห์ในสามมิติใน NARM มีความซับซ้อนอยู่บ้าง แต่ไม่จำเป็นต้องจำลองความซับซ้อนในการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ



(a) Tunnel advances in perfect alignment and fully supported at the face

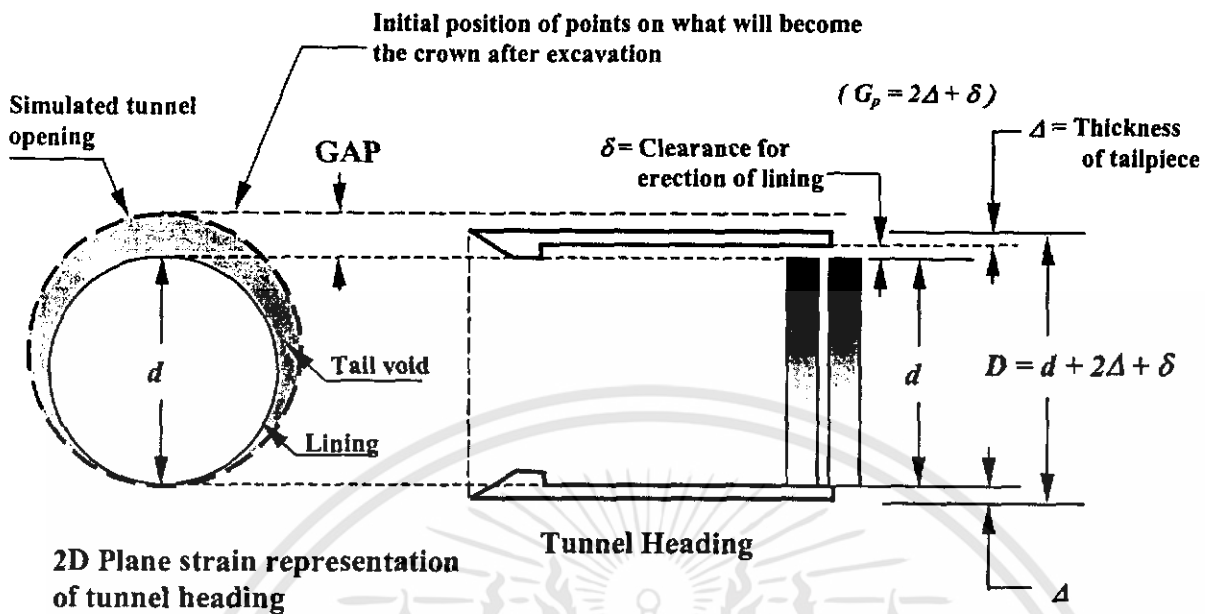


(b) Tunnel advances in perfect alignment but allowing soil movement at the face due to relief of stresses



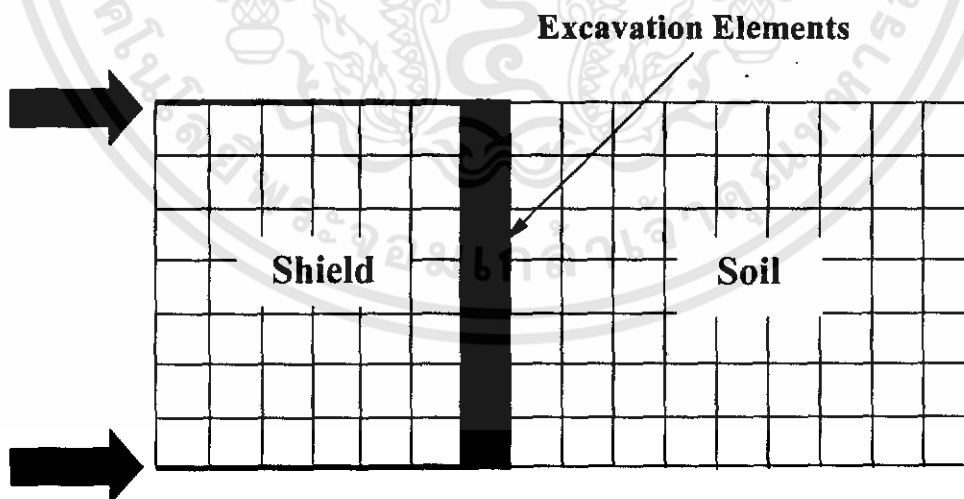
(c) Tunnel advancement is subjected to all possible sources of "ground loss" Including over-excavation due to alignment and workmanship problems

รูปที่ 2.21. การเขียนแบบการสูญเสียมวลดิน



รูปที่ 2.22. คำนวณของ GAP

Akagi and Komiya (1996) อธิบาย การวิเคราะห์ FE ในสามมิติ ของ หัวเจาะ EPB ในอุโมงค์ที่ขุดในดินอ่อน โดยใช้ critical state soil model ในการที่จะจำลองการเคลื่อนเข้าไปของหัวเจาะ พวกเขาได้แนะนำให้ใช้ Excavated element ซึ่งอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวตัด เพื่อแสดงให้เห็นบริเวณของการรบกวนดินที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว โดยการใช้หัวเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.23.



รูปที่ 2.23. การเลียนแบบการป้องกันชั้นสูงโดย excavation elements

ผลการทำนายโดยใช้ แบบจำลองสามมิติ นั้นสอดคล้องกับการวัดในภาคสนามดังรูปที่ 2.23. อย่างไรก็ตาม หัวเจาะและการเข้าไปของหัวเจาะได้ถูกจำลองในการวิเคราะห์ที่ซับซ้อน นอกจากนี้ ผู้เขียนเห็นว่า ในการที่จะได้การทำนายได้เพียงพอ แบบจำลองนี้ยังต้องการการสนับสนุนจากข้อมูลในภาคสนาม

มากไปกว่านั้น ปัญหาหลักของการวิเคราะห์ในสองมิติ (เช่น แรงเค้นในแนวระนาบ) ก็คือ ว่า การวิเคราะห์ในสองมิติประมาณว่า จุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอยู่ไกลจากจุดที่ทำกรวิเคราะห์ ดังนั้น การวิเคราะห์ในสองมิติจึงไม่เพียงพอถ้าคำนึงถึงผลกระทบในสามมิติ เช่น แบบจำลองสองมิติ ยกเว้นความเป็นไปได้ของเกิดความเครียดเนื่องมาจากการขุดเจาะที่ผิวอุโมงค์ ซึ่งเป็นปัญหาสำคัญในเชิงปฏิบัติ ในอีกทางหนึ่งการวิเคราะห์ในสามมิติส่งผลให้มีรายละเอียดให้การทดสอบในความเข้มข้นของแรงเครียดใกล้ภาคสนามซึ่งพัฒนาโดยรอบจุดสิ้นสุดและขอบของการขุดเจาะ Eberhardt ( 2001 ) ใช้แบบจำลองการวิเคราะห์ FE ในสามมิติที่มีพื้นฐานบนตัวอย่างที่ได้จาก Gotthard base tunnel และ Fenster Bedretto ใน Central Swiss Alps. ถึงแม้ว่า แบบจำลองพยายามที่จะจำลองการสร้างอุโมงค์ในหิน วิธีก็ยังเหมือนกับการทำในดิน แบบจำลองสำรวจแรงเครียดใกล้กับสนามระหว่างการดำเนินการขุดอุโมงค์ที่ลึกเข้าไปข้างหน้า ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าเนื่องจากการมาถึงของด้านหน้าของอุโมงค์และการผ่านเข้าสู่ปริมาตรของหิน การวิวัฒนาการในทาง spatial และชั่วคราว ของแรงเครียดในสนามในสามมิติรวมไปถึงแรงเครียดที่เพิ่มขึ้นหรือลดลงและยังรวมไปถึงการหมุนของแกนของแรงเครียดหลักๆ การเปลี่ยนแปลงเช่นนี้ต่อสภาพของมวลหินมีผลอย่างที่สุดต่อกระบวนการเสถียรภาพและความล้มเหลวที่ใกล้กับอุโมงค์จริงๆ

### 2.3.1.1 Kimura and Mair (1981)

ในขณะที่ Atkinson and Potts สนใจการเคลื่อนตัวของดินในสองมิติในแบบจำลอง Kimura and mair ได้พัฒนาวิธีการเดียวกันแต่รวมเอาปัญหาในสามมิติของในด้านหัวอุโมงค์ ใกล้กับผิวดิน centrifuge tests ได้ถูกจัดขึ้นในดินอ่อนเพื่อสำรวจความสัมพันธ์ในแบบจำลองสองและสามมิติ

ในการที่จะ ศึกษาผลของตัวแปรที่มีต่อเสถียรภาพของอุโมงค์และการเคลื่อนตัวของดิน มีความจำเป็นที่จะต้องทำสมการการประมาณค่าที่แน่นอน และสร้าง แบบจำลองง่ายของอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างการก่อสร้าง ในหลายๆกรณีของการสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน การนำโดยไม่มีแนวสามารถแสดงโดยรูปที่ 2.24 ซึ่ง  $S_i$  เป็นค่าแรงดันที่สนับสนุนอุโมงค์  $H$  เป็นส่วนทางด้านบน  $D$  เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์  $L$

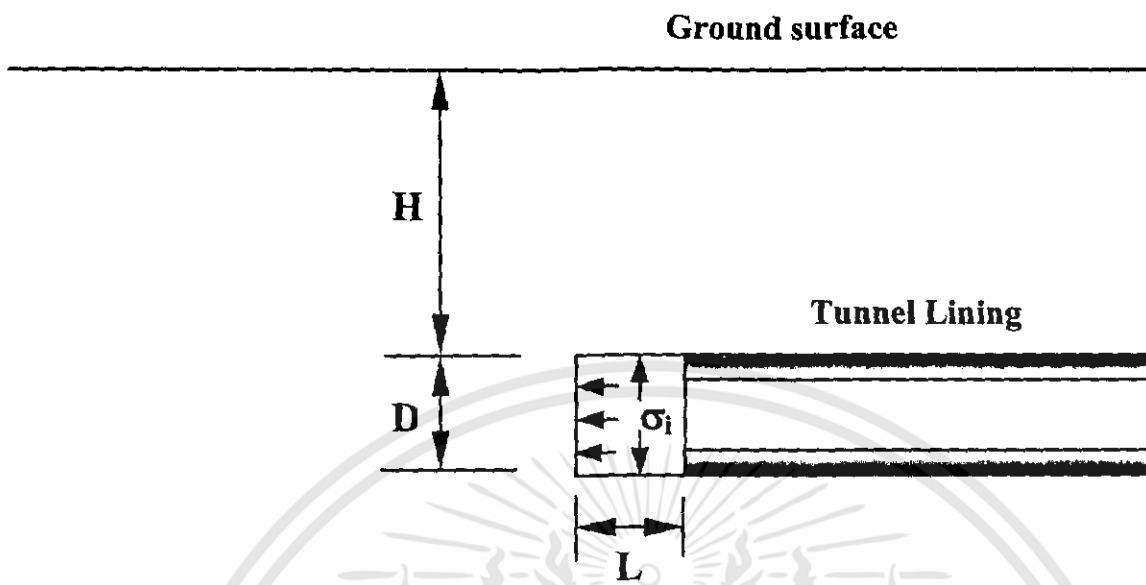
เป็นระยะด้านหน้าถึงส่วนของโครงสร้าง ในดินอ่อน  $S_i$  มักจะถูกกำหนดโดย การใช้แรงอัดอากาศหรือแรงอัดโคลน (เช่น concept ของ Atkinson and Potts, 1977)

ระยะ  $L$  ขึ้นอยู่กับชนิดการขุดอุโมงค์ เช่นถ้ามีการใช้หัวเจาะ  $L = 0$  1 ดังที่ได้อธิบายไปแล้วว่าการวิเคราะห์มักจะเป็นสองมิติ นี้ถูกเชื่อว่าเป็นจริงเฉพาะระยะ  $L$  มีค่ามากที่เห็นผลได้ต่อไป สำหรับการทดลองในสองมิติโดย atkinson and Pott แบบแผนของแบบจำลองแสดงในรูปที่ 2.25. สำหรับสามมิติอย่างไรก็ตาม kimura and Mair พัฒนาอุโมงค์ครึ่งวงกลมด้วยระนาบของสามมาตรที่หล่อลิ้นและไม่มีแรงเสียดทานที่ผิวระหว่าง Perspex window และดิน ดังรูป 2.26. ความยาวส่วนมากของครึ่งวงกลมได้ถูกวางแนวขึ้น ดังนั้น เฉพาะส่วนหัวที่ไม่มีการวางแนวไว้ อัตราส่วน  $L/D$  จะถูกแปร ไปจาก 0 ถึง 3 kaolin ที่ไม่ได้เอาน้ำออกที่มีแรงเฉือน 26 kPa ถูกนำมาใช้ตลอดการทดลอง

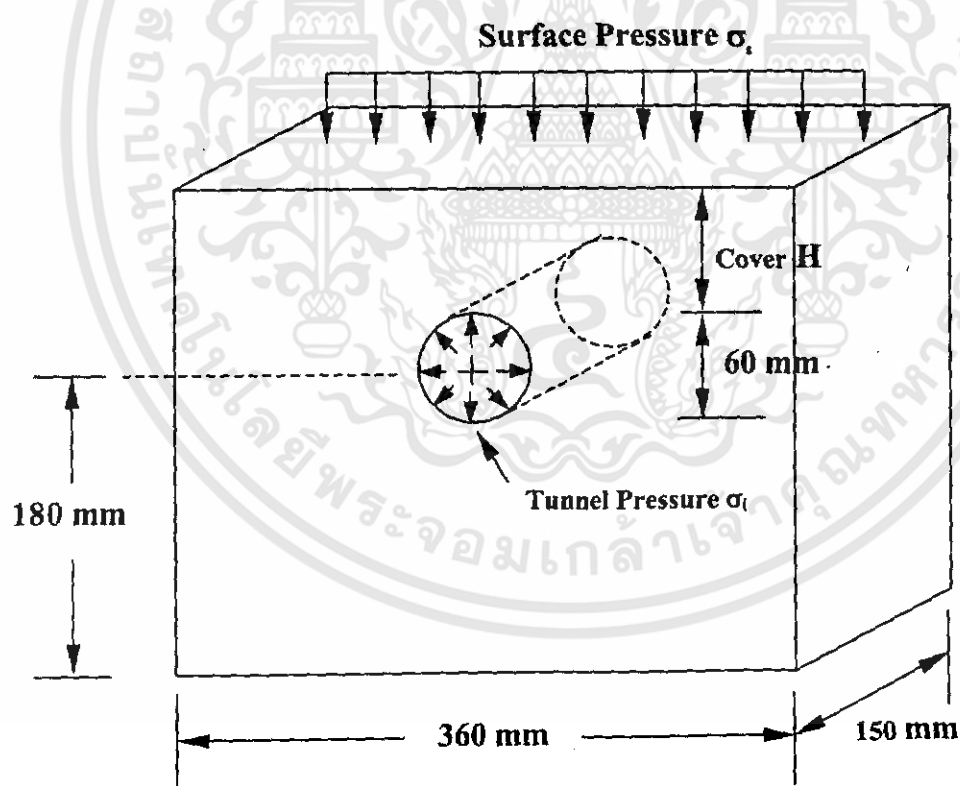
ผลการทดลองจากสองมิติถูกแสดงใน รูปที่ 2.27. การยุบลงของอุโมงค์ ได้เกิดขึ้นส่งผลให้มีการเคลื่อนตัวของดินไปตามแนวอุโมงค์ กระบวนการยุบตัวนี้นำไปสู่การทรุดตัวของดินที่ผิวดังรูปที่ 2.28. kimura and mair สังเกตว่าความกว้างของการยุบตัวสอดคล้องอย่างดีกับข้อมูลภาคสนามของ Peck ผลการทดลองนี้สอดคล้องกับแบบจำลองอุโมงค์ที่ทำโดย Atkinson and Potts

ผลการทดลองในสามมิติหลังจากที่ล้มเหลวดังรูป 2.29. และ 2.30. ใน  $H/D = 0.5$  และ  $L = 0$  เช่น ส่วนหัวได้รับการสนับสนุนไปที่ด้านหน้า (ดังรูปการเคลื่อนตัวไปตามด้านหน้าของอุโมงค์และส่งผลให้เกิด depression (a sink hole) ที่ผิวหน้า ลักษณะนี้แสดงการเคลื่อนตัวในสามมิติข้างหน้าด้านหน้าของอุโมงค์

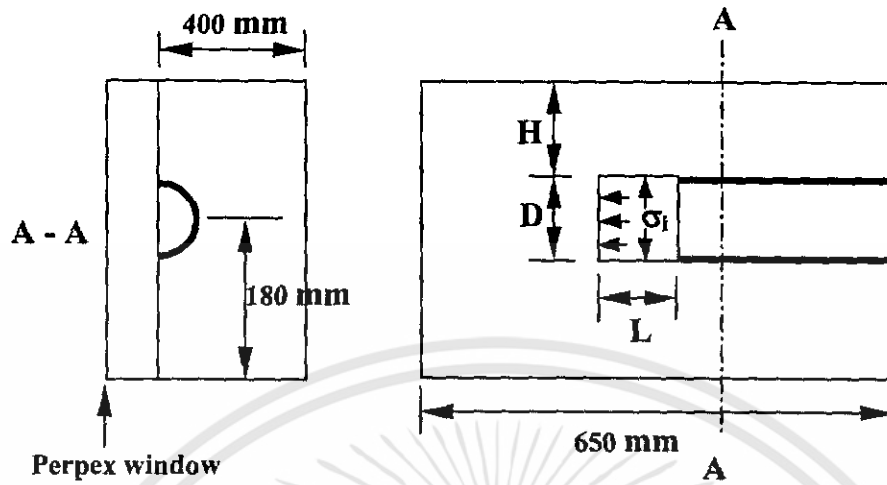
ในทางตรงข้ามแบบจำลองในรูป 2.31 มีส่วนสำคัญของการที่หัวไม่มีแนว ( $L/D = 2$ ) และมันแสดงให้เห็นถึงกระบวนการมาถึงอย่างสมบูรณ์ในสองมิติที่การเคลื่อนตัวของดินไปในทิศทางของแกนอุโมงค์ (ส่วนหน้าของด้านหน้าของอุโมงค์) ที่มีขนาดเล็กเมื่อเปรียบเทียบกับเคลื่อนตัวในแนวตั้ง ดังรูป 2.32. เขายังได้ชี้ให้เห็นว่าถ้าความยาวของ



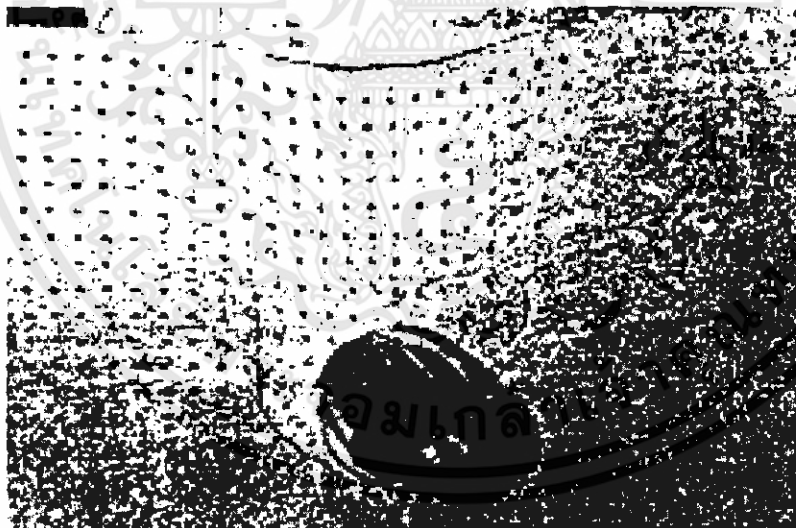
รูปที่ 2.24. รูปหัวเจาะในดินอ่อน



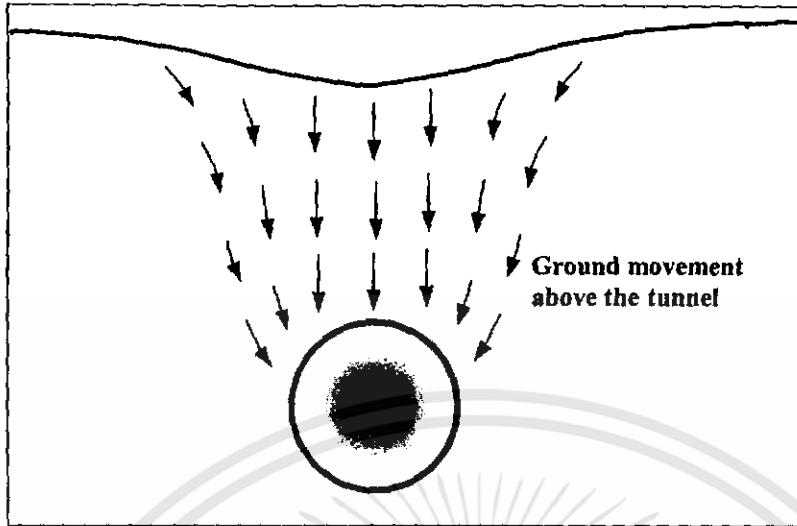
รูปที่ 2.25. แบบจำลองอุโมงค์



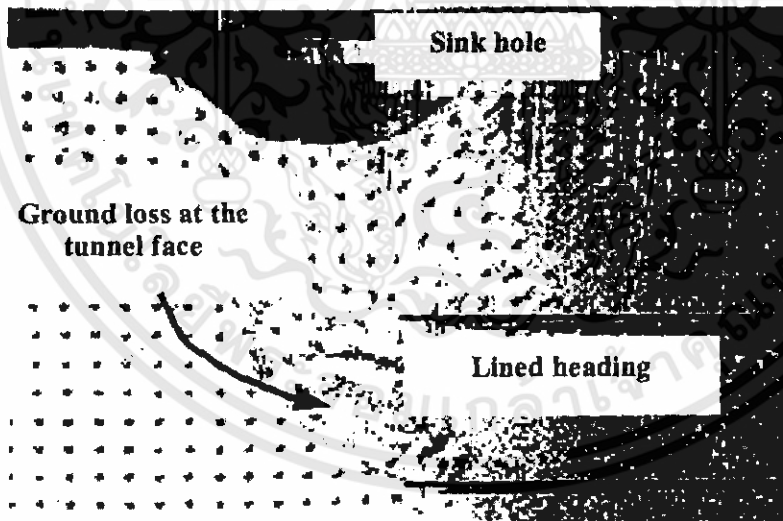
รูปที่ 2.26. การทดลองอนุกรม 3 มิติ



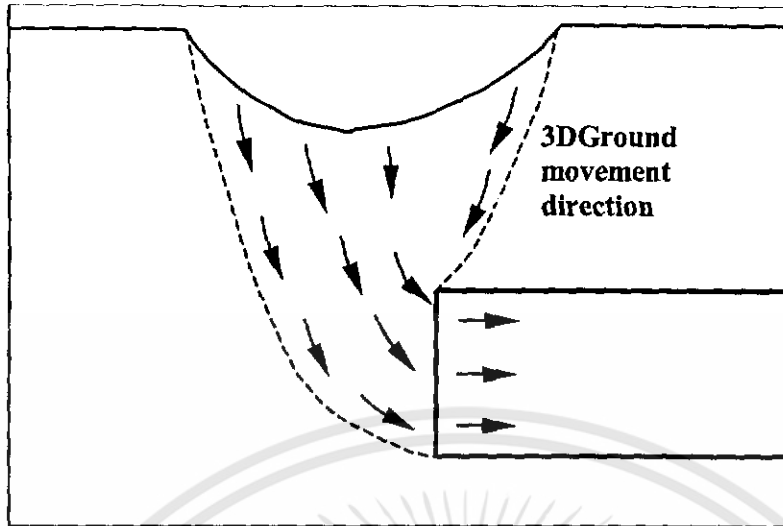
รูปที่ 2.27. ตัวอย่างแบบจำลองอุโมงค์ 2 มิติ หลังการพังทลาย



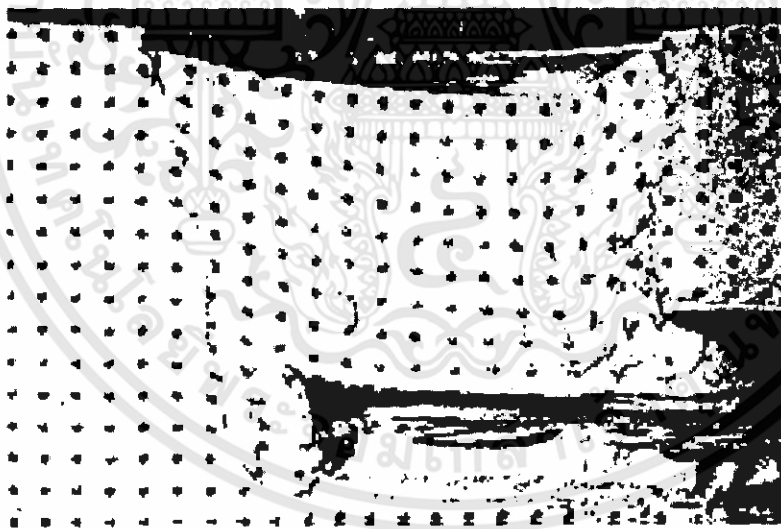
รูปที่ 2.28. แผนผังของการถล่มบนแบบจำลองอุโมงค์



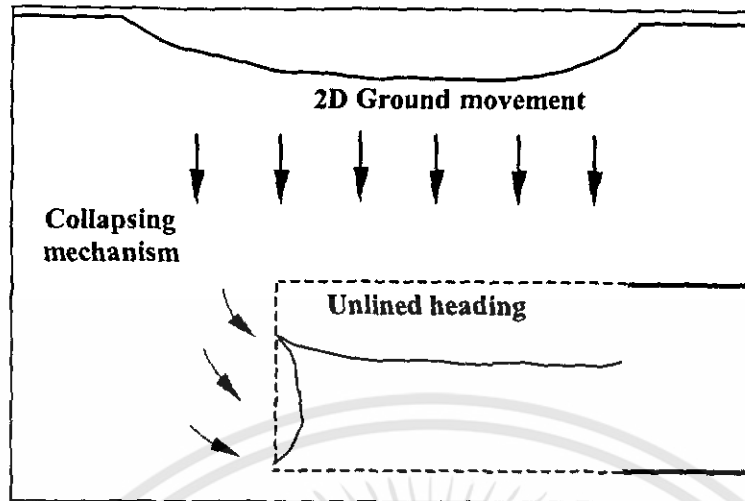
รูปที่ 2.29. แบบจำลอง 3 มิติ ของหัวเจาะหลังการพังทลาย



รูปที่ 2.30. การพังทลายของแบบจำลองอุโมงค์



รูปที่ 2.31. แบบจำลอง 3 มิติ ของหัวเจาะหลังการพังทลาย



รูปที่ 2.32. แผนผังการพังทลายที่เครื่องจักร

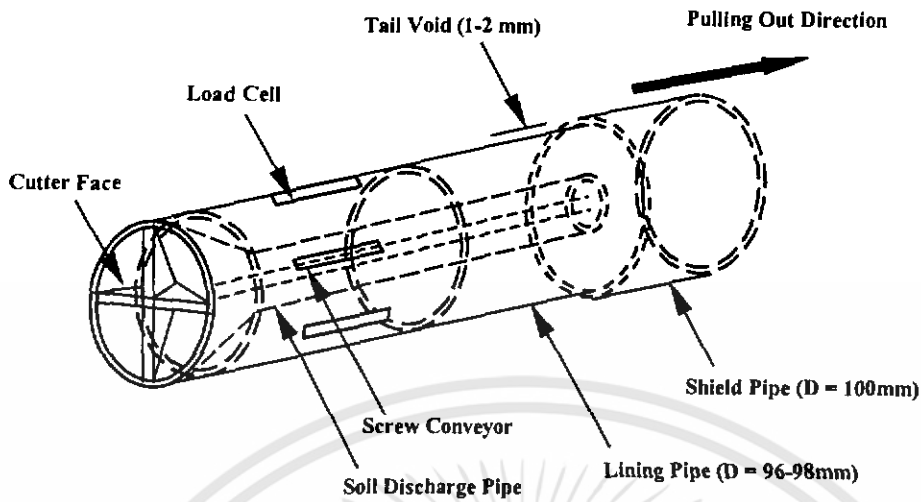
ส่วนที่ไม่มีแนวมาก แรงดันในอุโมงค์ต่ำ การเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียดินในอุโมงค์ จะแสดงลักษณะเป็นสองมิติ (เช่น ดินเคลื่อนตัวในแนวตั้งไปตามอุโมงค์) มากกว่าสามมิติ (เช่น ดินเข้าทางด้านหน้าอุโมงค์)

โดยสรุป centrifuge tests บนแบบจำลองแสดงให้เห็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่มีผลมาจากเสถียรภาพของอุโมงค์ นอกจากนี้ ผลนี้ยังช่วยในการออกแบบอุโมงค์และประเมินบนพื้นฐานจากการสังเกตการเคลื่อนตัวของดิน

### 2.3.1.2 Nomoto (1999)

Nomoto พัฒนาหัวเจาะจำลองที่สามารถทำงานได้ในความเร่งของ centrifuge และสามารถจำลองรายละเอียดการก่อสร้างในกระบวนการแบบปิด ผิวหน้าของหัวเจาะที่เข้าไปและการเกิดช่องว่างที่ส่วนท้าย ในการทดลองนี้เขาได้ใช้ทราย Toyoura ซึ่งมีค่าความหนาแน่นประมาณ 70% และ  $F_{max} = 42$  degree ตัวประกอบที่กำหนดในการทดลองนี้ได้แก่ C/D (เช่น C คือส่วนปกปิดที่เป็นภาวะ D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ (ดังรูป 2.33. ความหนาของช่องว่างด้านท้าย (v) และ ลำดับการก่อสร้าง ค่าความเร่งของ centrifuge ที่เท่ากับ  $25g$  ( $245 \text{ m/s}^2$ ) ได้ถูกใช้กับการเปลี่ยนค่า C จาก 1D ไปจนถึง 4D การ





รูปที่ 2.34. รูปการป้องกันดินและช่องว่างด้านหลังหัวเจาะ

Nomoto พบว่ารูปแบบการทรุดตัวเหนือขนำโดยการทดลองหัวเจาะ (รวมไปถึงการเกิดช่องว่าง) เหมือนกับที่อธิบายโดย Peck ว่าเป็นไปตาม กราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังนั้น เขาจึงเสนอว่าสมการจะเป็นดังนี้

$$\delta = \delta_{\max} \exp(-\alpha \cdot x^2) \quad (3-8)$$

เมื่อ  $\alpha$  คือ ค่าคงที่จากการทดลอง

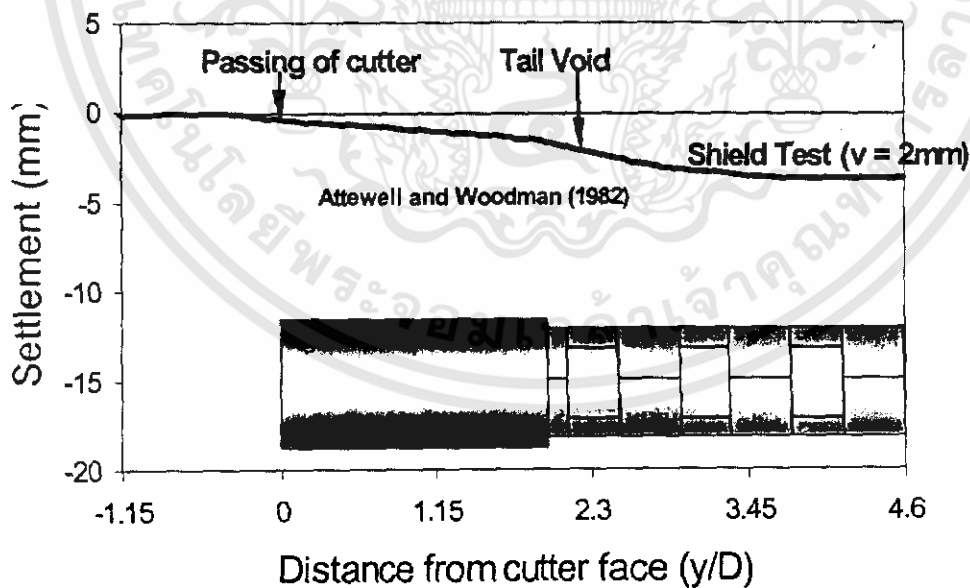
(C/D) เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของ  $\alpha$  กับอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางสามารถเขียนในรูปสมการดังนี้

$$\alpha = \beta \cdot \left(\frac{C}{D}\right)^{-\gamma} \quad (3-9)$$

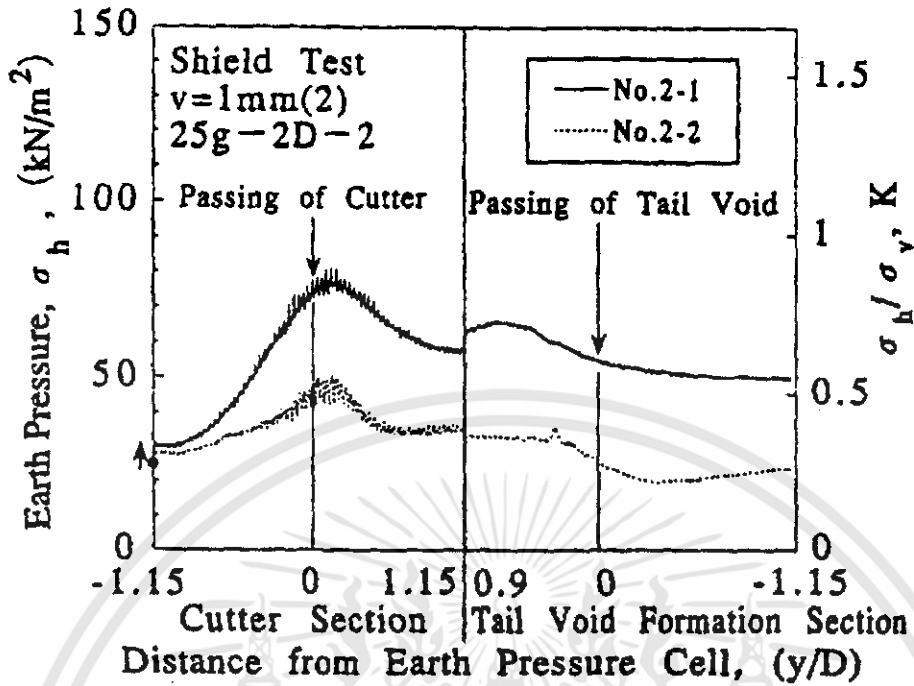
เมื่อ  $\beta$  และ  $\gamma$  เป็นค่าคงที่จาก series of tests

การทรุดตัวในแนวยาวสามารถวัดได้ด้วย laser displacement meter รูปที่ 2.49. ซึ่งให้เห็นถึงการทรุดตัวแบบหลักๆ ที่ เกิดเหนือหัวเจาะและหลังจากที่หัวเจาะผ่านเข้าไป ที่ผิวของหัวเจาะสามารถวัดการทรุดตัวได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับสมการของ attewell and Woodman ที่แสดงในรูปที่ 2.49. ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าสมการของ attewell และ Woodman ไม่ถูกต้องสำหรับการใช้หัวเจาะที่มีตัวสนับสนุนผิวหน้า (เช่น slurry shield and EPB shield) สมการของ attewell and woodman ประมาณว่า การทรุดตัวของผิวหน้าด้านบนของอุโมงค์สอดคล้องกับ  $0.5D_{max}$  หรือ 50% ของการทรุดตัวที่มากที่สุดหลังจากที่หัวเจาะผ่านเข้าไปดังรูปที่ 2.35. อย่างไรก็ตามสมมติฐานนี้ใช้ได้กับหัวเจาะแบบเปิดเท่านั้น

Nomoto ยังศึกษาลักษณะแรงดันของดินโดยรอบๆหัวเจาะ แรงดันของดินวัดโดยการติดตั้ง Pressure gauge สองตัวในแบบจำลอง เช่น gauge no.2-1 and 2-2 ดังรูปที่ 2.34. เขาพบว่าแรงดันของดินเริ่มจะเพิ่มขึ้นทันทีที่ใบพัดเริ่มทำงานและไปถึงค่ามากที่สุดเมื่อใบพัดผ่านจุดที่ทำการวัดดังรูปที่ 2.35. ซึ่ง  $v = 1 \text{ mm}$  และ ส่วนที่ปิดดิน =  $2D$  (เช่น  $D =$  เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวเจาะ ในการทดลองนี้ ค่าความเร่งของ centrifuge เท่ากับ  $25g$  ได้ถูกนำมาใช้ ระหว่างกระบวนการเกิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะแรงดันของดินที่ได้ถูกวัดโดย gauge no.2-1 และ 2-2 จะลดลงและคงที่ที่ระดับที่ต่ำกว่าระดับเริ่มต้นดังรูป 2.36. Nomoto เสนอว่า การเพิ่มขึ้นนี้เกิดขึ้นเนื่องจากดินที่โค้งที่ด้านหน้าการขุดเจาะและการลดลงทันทีที่เกิดจากผลที่ได้จากความยืดหยุ่นในบริเวณนั้นรอบๆหัวเจาะ



รูปที่ 2.35. รูปตัดตามยาวจาก shield test และความหนาของช่องว่าง



รูปที่ 2.36. ผลการวัดแรงดันดิน

#### 2.4. ประโยชน์จากการทบทวนวรรณกรรม

การวัดการเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องวัดค่าก่อนที่หัวเจาะของอุโมงค์ได้ดินจะมาถึงตำแหน่งของเครื่องมือที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง (Inclinometer) เป็นระยะทางเท่ากับ สองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ และจำเป็นต้องทำการวัดค่าต่อไปจากระยะตำแหน่งที่ติดตั้ง Inclinometer เป็นระยะทางเท่ากับสี่เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ซึ่งระยะที่มากนี้เองจึงเป็นอุปสรรคในเรื่องของเวลาที่ใช้ทำการทดลองซึ่งจะต้องใช้ระยะเวลาที่มาก ซึ่งถ้าไม่มีการผลัดเปลี่ยนผู้ทำการทดลองแล้ว อาจจะทำให้ผลการทดลองที่ได้มีความคลาดเคลื่อนได้เนื่องจากความอ่อนล้าของผู้ทำการทดสอบ

ปัญหาที่พบกันมากในบริเวณที่มีการก่อสร้างอุโมงค์ได้ดินคือ ปัญหาการการเคลื่อนตัวของดิน ถึงแม้ว่าทางผู้ทดสอบของโครงการก่อสร้างที่รับผิดชอบจะมีเครื่องมือวัดผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างแล้วแต่ทว่าจะไม่สามารถบอกถึงผลกระทบที่จะส่งผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบริเวณที่มีการตัดผ่านอุโมงค์ได้ดิน หรือมีการประเมินผลกระทบที่ล้ำช้าซึ่งส่งผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างไปแล้ว

## บทที่ 3

### เครื่องมือและอุปกรณ์

#### 3.1. Inclinometers

Inclinometer เป็นอุปกรณ์อธิบายการเปลี่ยนแปลงรูปทรงของท่อที่ผิดไปจากเดิม โดยจะมีการส่งผ่านข้อมูลเฉลี่ยผ่านท่อในการทดลองจะมีตัวส่งสัญญาณที่เรียกว่า Gravity-sensing transducer เป็นตัวส่งข้อมูลโดยออกแบบให้มีการวัดค่าเบี่ยงเบนให้มีความสัมพันธ์ในแกนตั้ง การติดตั้งท่อแต่ละชั้นควรติดตั้งให้อยู่ในแนวตั้งให้มากที่สุด เพื่อที่จะได้ให้ Inclinometer แสดงค่าผลการเคลื่อนตัวในแนวราบ เครื่องมือ Inclinometer จะเป็นเครื่องมือที่สามารถใช้เป็นตัวอ้างอิงข้อมูลเพื่อทำการวิเคราะห์ Slope และ ดัชนีชี้วัดความชัน (Slope indicators)

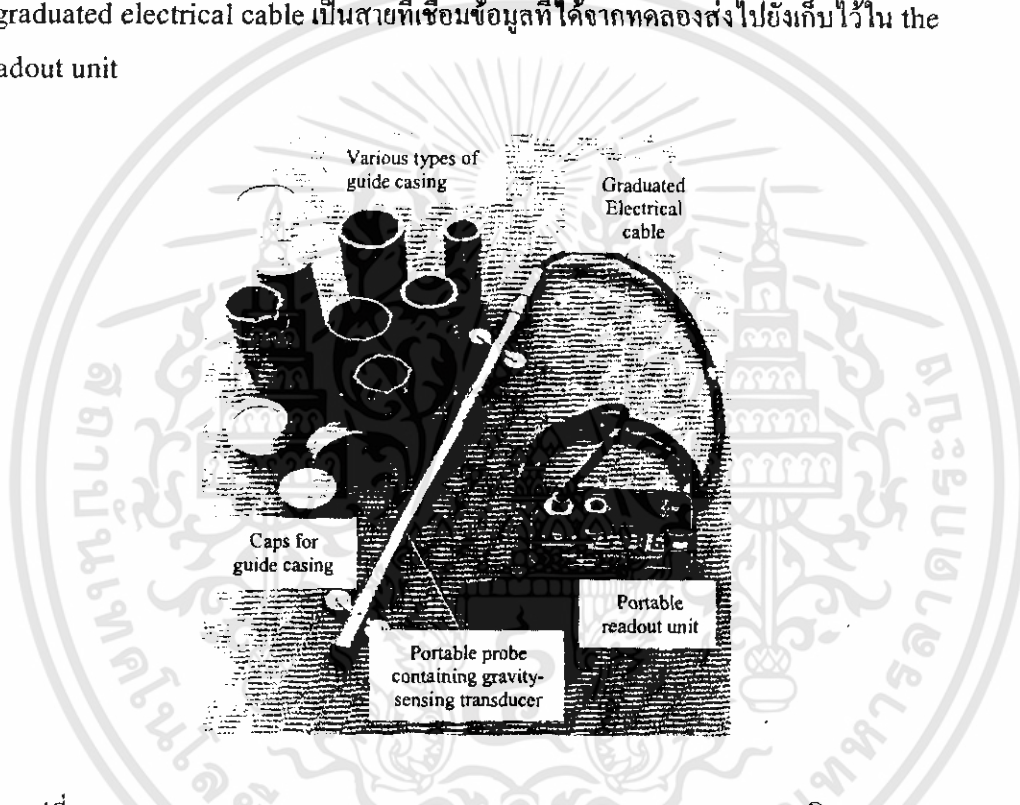
ตัวอย่างส่วนประกอบที่เป็นตัวที่เกี่ยวข้องกับการทดลอง

1. กำหนดขอบเขตการเคลื่อนตัวของพื้นที่
2. เครื่องมือวัดอัตราการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยสาเหตุหลาย ตัวอย่างเช่น การก่อสร้างเขื่อนกันน้ำ การสร้างเขื่อนที่สร้างอยู่ในชั้นดินที่อ่อน (Soft Ground) การก่อสร้างอุโมงค์ที่มีการเปิดหน้าดิน
3. เครื่องมือที่ใช้วัดค่าความเบี่ยงเบนจากการทำกำแพงกันดิน เสาค้ำยัน กำแพงยึดดิน (Retaining Wall)

ในบางการทดลองสามารถปฏิบัติการทดสอบการเคลื่อนตัวในแนวราบได้ โดยให้มีการติดตั้งท่อบริเวณที่ต้องการจะทำการทดสอบ ยกตัวอย่างเช่น การทรุดตัวของเขื่อน ถังน้ำมัน และการก่อสร้างโครงสร้างอื่น ๆ ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน และสามารถประยุกต์หรือดัดแปลงหาแนว (Profile) ของการไหลของของเหลวได้ การวัดความเบี่ยงเบนภายในท่อที่จะมีการส่งผลให้เกิดปัญหา ยกตัวอย่างเช่น เมื่อเครื่องมือสัญญาณเตือนว่ามีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหน้าตัดของคอนกรีตหรือหน้าตัดของหินที่เขื่อนโดยจะมีการแจ้งว่ามีการเคลื่อนที่ไปจากตำแหน่งเดิมเท่าไร โดยการใช้ความสามารถของเครื่องมือ Inclinometer ยกตัวอย่างในหลุมสำรวจจะมีการบอกทิศทางการเคลื่อนตัวโดยกำหนดให้ในชั้นตอนแรกทำการเจาะหลุมใหม่ ๆ จะถือว่าหลุมบริเวณนั้นยังไม่มี การเคลื่อนตัวของดิน เมื่อเวลาผ่านไปจะเริ่มมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นซึ่ง เครื่องมือ Inclinometer สามารถวัดค่าการเคลื่อนตัวนั้นได้และสามารถนำข้อมูลนั้นไปทำการวิเคราะห์ Bending Moment ได้

ส่วนประกอบหลัก ๆ ของเครื่องมือ Inclinator มีด้วยกัน 4 ข้อ คือ

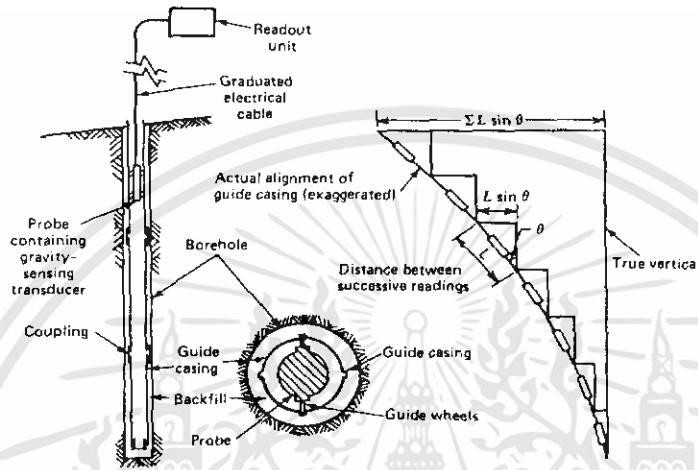
1. casingที่ใช้สำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ของInclinator โดยจะทำมาจาก พลาสติก อลูมิเนียม ไฟเบอร์กลาสหรือเหล็ก เมื่อต้องการทดลองการเปลี่ยนแปลงของดินในแนวราบ ควรที่จะทำการติดตั้งท่อ casingให้ใกล้เคียงแนวของเส้นตรงให้มากที่สุด โดยปกติแล้วท่อ casing จะต้องเป็นตัวกำหนดทิศทางของการเคลื่อนที่ของ Inclinator
2. A portable probe containing a gravity – sensing transducer
3. A portable readout ใช้สำหรับเป็นเครื่องจ่ายไฟและตัวเก็บข้อมูลที่ได้จากการทดลอง
4. A graduated electrical cable เป็นสายที่เชื่อมต่อข้อมูลที่ี้จากการทดลองส่งไปยังเก็บไว้ใน the readout unit



รูปที่ 3.1. Inclinator system: Slope Indicator Company Digitilt® system (countesy of Slope Indicator Company, Seattle, WA)

จากรูปที่ 3.1. เป็นแสดงหลักการทำงานของเครื่องมือ Inclinator สำหรับการเคลื่อนที่ในท่อ casing จากที่มีการติดตั้ง casing เสร็จเรียบร้อยแล้วแนวของท่อจะต้องใกล้เคียงกับแกนตั้ง จากการทดลองจะได้ค่าเบี่ยงเบนค้อยๆ ลดลงในช่วงที่อยู่บริเวณด้านล่างของท่อ และจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อทำการทดลองในระดับที่สูงขึ้นเรื่อยๆ โดยจะมีการกำหนดแนวแรกเป็นแนวหลักเพื่อเป็นข้อมูลที่ยังไม่มี การเคลื่อนตัวของดิน ผลต่างระหว่างการอ่านค่าในครั้งแรกและการอ่านค่าในครั้งที่สองเมื่อเวลาผ่านไป จะเห็นได้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงแนวของเส้นตรง ในการการติดตั้งท่อ casing จะต้องทำการติดตั้งให้

บริเวณด้านปลายสุดของท่อ casing ต้องไม่มีการเคลื่อนตัวของท่อ และจากข้อมูลสามารถแปลงผล ข้อมูลทำได้โดยการหาค่าเฉลี่ยของการวัดค่าในครั้งแรกและการวัดค่าในครั้งถัดไปและนำผลต่างของค่า ทั้งสองมา Plot กราฟก็จะทำให้ได้การเคลื่อนตัวของท่อ Casing ในแนวราบตลอดความยาวของท่อ



รูปที่ 3.2. Principle of Inclinometer operation

### 3.1.1. ชนิดของ Inclinometer (types of Inclinometer)

ชนิดต่าง ๆ ของ Inclinometer ในแบบต่าง ๆ ได้ระบุและได้มีการเปรียบเทียบใน ตาราง 3.1 ส่วนมากแล้วท่อ casing ที่ใช้สำหรับทดลอง Inclinometer จะจัดทำมา 2 ระบาย เพื่อที่จะ ทำมาวัดค่าได้ 2 ระบายเพื่อที่จะได้ค่าที่มีความถูกต้องที่สุด โดยในแนวราบจะประกอบได้ด้วยถาด การเคลื่อนตัวของดินทางแนวขนานและในแนวที่ตรงกันข้าม โดยผลการทดลองที่ได้จะสามารถนำไป คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้

#### 3.1.1.1. Inclinometer with Force Balance Accelerometer Transducer

แรงที่ทำให้สมดุลเมื่อมีการเคลื่อนขึ้นของ Inclinometer และแรงจะมีการส่งผลให้ค่า เบี่ยงเบนมีการที่ถูกต้องยิ่งขึ้น ในการส่งสัญญาณของข้อมูลจะประกอบไปด้วย 2 แกน แกนที่ 1 จะเป็น การส่งสัญญาณขึ้นมาจากด้านล่าง และแกนที่ 2 จากเป็นการส่งแบบหน้าตัดที่ 90 องศา แรงจะส่งผลให้ เครื่องมือสมดุล ด้วยเหตุนี้จึงส่งผลทำให้ค่าที่ได้จากการทดลองมีค่าที่เหมาะสมเพื่อจะได้ในไป คำนวณต่อไป โดยผลที่ออกมาจะอยู่ในรูปของ  $\sin \theta$  โดยส่วนมากจะเป็นทางด้านเดียวกับแกนของล้อ Inclinometer

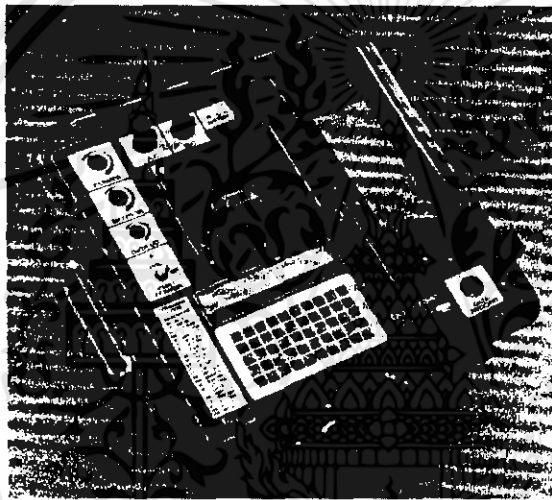
การเลือกใช้เครื่องมือการวัดที่เหมาะสมมีด้วยกัน 2 แบบ แบบแรกเป็นธรรมดา(Manual) และแบบที่สองเป็นแบบอัตโนมัติ ซึ่งในแบบที่หนึ่งที่เป็นแบบธรรมดาคือจะเป็นเครื่องมือพื้นฐานที่สุดใช้ง่ายและราคาไม่สูงมากนัก จะประกอบไปด้วย Power Supply , ตัวควบคุม และตัวแสดงผล ดังตัวอย่างรูปที่ 3.1 การบันทึกค่าจะบันทึกลงใน สมุดจดบันทึกข้อมูลในสนาม โดยสามารถนำมาคำนวณได้ในภายหลังโดยการชั่งมือหรือการใช้คอมพิวเตอร์คำนวณ แบบที่สอง จะเป็นแบบอัตโนมัติจะประกอบได้ด้วย Power Supply , ตัวควบคุม และตัวแสดงผลและอุปกรณ์อื่น ๆ เช่น Magnetic cassette tape หรือ Solid-State เพื่อดูประสิทธิภาพของดิน Weeks และ Starzewski(1986) ได้มีการกล่าวเครื่องมืออัตโนมัติและได้พัฒนาในประเทศอังกฤษโดย Geotechnical Instruments(U.K.) Ltd. ดังแสดงในรูป 3.3 Mikkelsen และ Wilson (1983) พัฒนาในบริษัท Slope Indicator ในประเทศอังกฤษ ดังแสดงในรูป 3.4 และมีการพัฒนาให้มีการตรวจสอบแก้ไขข้อมูลในสนาม โดยจะทำให้ได้ข้อมูลที่มีประสิทธิภาพมากขึ้น Thomas (1985) ได้มีการเปรียบเทียบราคาสำหรับระบบทั้งสองระบบคือแบบธรรมดาและแบบอัตโนมัติ และบริษัท Slope Indicator ได้มีการผลิต Inclinometer ที่ทำทดสอบความลึกที่มากกว่า 180 ม.



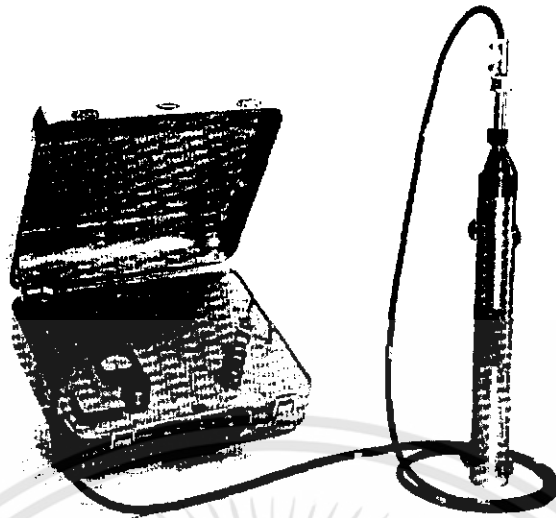
รูปที่ 3.3. Solip-state data logger for inclinometer (courtesy of GeotechnicalInstrument (U.K.)Ltd., Leaming Spa, England).

### 3.1.1.2. Slope Inclinometer Series 200B

เป็นเครื่องมือ Inclinometer ที่มีแกนเดี่ยวถูกประดิษฐ์ขึ้นมาไม่นานโดยบริษัท Slope Indicator โดยเครื่องมือนี้จะมีความสามารถในการส่งถ่ายข้อมูลของการวัดความเบี่ยงเบนได้ ส่วนประกอบหลักของการส่งข้อมูลคือจะมีลูกตุ้มที่เหวี่ยงอย่างอิสระและจะมีท่อตรงโค้งๆ ที่คอยรักษาสมดุลของลูกตุ้มไว้ ในการวัดข้อมูลจะใช้สื่อที่อยู่บริเวณด้านล่างของเครื่องมือเป็นตัววัดการเคลื่อนตัวของดิน ส่วน ประกอบของอุปกรณ์ คือ สวิตซ์ แบตเตอรี่ และ Potentiometers Indicator



รูปที่ 3.4. Recorder-Processor-Printer (RPP) for Digitilt® inclinometer (courtesy of Slope Indicator Company, Seattle, WA)



รูปที่ 3.5. Slope Indicator Series 200B inclinometer (courtesy of Slope Indicator Company , Seattle, WA).

### 3.1.1.3. Inclinometer with Bonded Resistance Strain Gage Transducer

เครื่องมือ Bonded Resistance Strain Gage เป็นเครื่องมือที่มีการเคลื่อนตัวของลูกตุ้มอย่างอิสระเมื่อมีการเกิดการเกิดการเอียงตัวเกิดขึ้น Bending Strain ที่อยู่ในลูกตุ้มจะส่งผลไปยัง Strain Gage และเครื่องมือ Wheatstone bridge เป็นเครื่องมือที่แจ้งข้อมูลที่วัดได้ Green ได้ทำการเปรียบเทียบการปฏิบัติงานของเครื่อง Bonded resistance strain gage Inclinometer กับ Slope Inclinometer Series 200B Kallstenius and Bergau (1961) ได้กล่าวถึงเรื่องเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดิน (Bonded resistance strain gage Inclinometer) และได้มีการพัฒนาโดยสถาบัน Swedish Geotechnical โดยมีค่ามาตรฐานในการปฏิบัติอยู่ที่ 1.5 นิ้ว หรือ 38 มม. ของเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อพีวีซี Inclinometer เป็นตัวที่จะบอกค่าทิศทางการเคลื่อนตัวของดินโดยค่าของความแน่นอนที่ถูกต้องจะอยู่ที่  $\pm 0.40$  นิ้ว หรือ  $\pm 10$  มม. ในความลึก 100 ฟุต

### 3.1.1.4. Inclinometer with Vibrating Wire Transducer

Vibrating Wire เป็นเครื่องมือที่ใช้ลูกตุ้มขึ้นลงทางด้านตรง ซึ่งจะมีลักษณะที่เหมือนกับเครื่องมือ Inclinometer with Bonded Resistance Strain Gage Transducer สำหรับเครื่องส่งสัญญาณ 2 ตัวจะใช้สำหรับการเคลื่อนตัวแกนเดียว และในการเคลื่อนตัว 2 แกนจะใช้เครื่องมือส่งสัญญาณ 4 ตัว เมื่อมีการต้องการให้ประมวลผลออกมาจะต้องใช้อุปกรณ์เครื่องจ่ายไฟ ตัวควบคุม เครื่องที่รับความถี่ของข้อมูล

### 3.1.1.5. Inclinometer with Electrolytic Level Transducer

เครื่องมือ Electrolytic Level Transducer กล่าวโดย Granvina และ Carison โดยในการปฏิบัติงานจะใช้ท่อที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.4 นิ้ว (36 มม.) เครื่องมือได้มีการออกแบบสำหรับหลุมเจาะที่มีทิศทางที่ได้สำรวจไว้ โดยการเจาะหลุมเจาะจะใช้ระบบการระบายน้ำโดยการใช้ก๊าซ การใช้ระบบเครื่องยนต์กลไกในการเจาะหลุมให้ได้ทิศทางที่ได้มีการกำหนดไว้ จะประกอบไปด้วย มอเตอร์ กระแสตรง Slip Rings และ Mercury Switch ได้มีการจัดเตรียมไว้ในเครื่องมือ Electrolytic Level Transducer โดยการอ่านค่าต่าง ๆ จะอ่านในแนวตั้ง อุปกรณ์ที่คล่องที่คล้ายลูกสูบจะสามารถหย่อนลงไปเพื่อวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ในบริเวณที่มีน้ำใต้ดินอยู่ในหลุม โดยจะมีการส่งสัญญาณผ่านสายเคเบิลมายังตัวบันทึกข้อมูล



ตารางที่ 3.1. Inclinometer

Type of Inclinometer	Advantages	Limitations	Typical Range	Approximate Precision <sup>a</sup>
Force balance accelerometer transducer (e.g., Figure 12.66)	<p>Long successful experience record</p> <p>Most widely used type</p> <p>Version available with automatic readout, recording, data reduction, and plotting provisions</p> <p>Version available for use in 1.5 in. (38 mm) inside diameter grooved casing</p> <p>Version available for use in horizontal casing for monitoring settlement</p>		<p><math>\pm 30^\circ</math>, optional to <math>\pm 90^\circ</math></p>	<p><math>\pm 0.05</math>-0.5 in. in 100 ft (<math>\pm 1</math>-13 mm in 30 m)</p>
Slope Indicator Series 200B	<p>Long successful experience record</p>	<p>Standard version is Uniaxial No provision for automatic readout</p> <p>No longer manufactured</p>	<p><math>\pm 12^\circ</math>, optional to <math>\pm 25^\circ</math></p>	<p><math>\pm 0.3</math> -1.0 in. in 100 ft (<math>\pm 8</math>-25 mm in 30 m)</p>
Bonded resistance strain gage transducer	<p>Version available for use in smooth 1.5 in. (38 mm) inside diameter pipe</p>	<p>Errors owing to moisture, temperature and electrical connections are possible</p> <p>Abandoned by most manufacturers</p>	<p><math>\pm 20^\circ</math></p>	<p><math>\pm 0.02</math> -1.0 in. in 100 ft (<math>\pm 0.5</math>-25 mm in 30 m)</p>

ตารางที่ 3.1. Inclinator (ต่อ)

Vibrating wire trasducer	Long successful experience recordd	Special manufacturing techniques required to minimize zero drift  Bulky transducer results in large probe  Abandoned by most manufacturers	$\pm 20^\circ$	$\pm 0.1 -0.5$ in. in 100 ft ( $\pm 3-13$ mm in 30 m)
Electrolytic level transducer		Size of transducer limits use to near-horizontal holes  Short experience record	$\pm 40^\circ$	$\pm 2$ in.in 100 ft ( $\pm 50$ mm in 30 m)
Shear probe (poor man's inclinometer )	Simple Inexpensive	Poor precision  Does not measure inclination  Cannot determine curvature below point of smallest curvature	$\pm 30^\circ$	Very crude

Defined as repeatability with which the instrument can determine the horizontal position of one end of a near-vertical casing with respect to the other ( $\pm 1$  in. in 100 ft corresponds to about  $\pm 25$  mm in 30 m,  $\pm 8 \times 10^{-4}$  radian, or  $\pm 170$  arc-seconds). Repeatability in near-horizontal casing is similar. Repeatability is decreased in inclined casing

Cooke และ Price (1974) ได้กล่าวถึงรายงานเกี่ยวกับการวัดความลาดเอียงโดยใช้เครื่องมือ Electrolytic Level Transducer ซึ่งเป็นเครื่องมือที่สามารถบันทึกผลของข้อมูลในที่ที่ต้องการวัดค่าหลายๆ ครั้งโดยจะไม่มีปัญหาเรื่องข้อมูลจะซ้อนทับกัน ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้เป็นที่น่าพอใจมาก

### 3.1.2. ปัจจัยที่มีผลทำให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องของ Inclinometer

สิ่งสำคัญที่มีผลทำให้ปัจจัยที่มีความถูกต้อง ในการวัดของข้อมูล Inclinometer คือ ความสามารถ และความเชี่ยวชาญของบุคลากรในการใช้เครื่องมือวัดค่าต่าง ๆ

#### 3.1.2.1. ความถูกต้องของการใช้เครื่องมือ Gravity – Sensing Transducer

โดยทั่วไปการผลิตอุปกรณ์จะมีการกำหนดรายละเอียดของเครื่องมือไว้อย่างละเอียด ซึ่งเครื่องมือที่มีการส่งสัญญาณ แบบ Gravity – Sensing ถูกสร้างขึ้นภายใต้พื้นฐานความถูกต้องซึ่งสามารถรับประกันความถูกต้องได้ในขณะทำการปฏิบัติงานได้

ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นนั้นจะมีสาเหตุหลัก ๆ อยู่ด้วยกันอยู่ทั้งหมด 3 ข้อ คือ อันดับแรก ความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการวัด อันดับที่สองความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการกำหนดจุดให้เป็นจุดตั้งต้น อันดับสามการหมุนของมุมอะซิมัท (azimuth rotation) การส่งสัญญาณของการวัดมีความสัมพันธ์กันระหว่างการส่งข้อมูลกับการรับข้อมูล โดยกำหนดมาตรฐานของการ Plot กราฟความชันการออฟเซตศูนย์ (bias) ของการอ่านค่า Inclinometer เมื่อทำการทดลองในแนวตั้ง (True – Vertical Alignment) การหมุนของมุมอะซิมัทความคลาดเคลื่อนจากผลลัพธ์ที่ได้จากความแตกต่างของการกำหนดแกนที่จะใช้ในการส่งสัญญาณกับตัวของล้อ Inclinometer ไปทิศทางที่แตกต่างกันและค่าที่ได้จากการทดลองจะใช้ไม่ได้จะมีความคลาดเคลื่อนที่ต่างกันเกิน  $\pm 0.50$  degree ความผิดพลาดทั้ง 3 ข้อนี้สามารถควบคุมให้น้อยลงได้โดย ควรมีการควบคุมที่ดี ติครอกเพิ่มในขณะที่ทำการหย่อน Inclinometer เพื่อให้เครื่องมือมีความนิ่ง ทำการทดลองหลาย ๆ ครั้งเพื่อหาค่าเฉลี่ย การปรับแก้ข้อมูลที่ได้จากการทดลองเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ

#### 3.1.2.2. ออกแบบและการกำหนดสภาพของล้อ (Design and Condition of Wheel Assembly)

Wilson และ Mikkelen (1997) ได้มีการคิดค้นวิธีการทดลองที่ดีขึ้นโดยการออกแบบล้อของ Inclinometer ให้ดีขึ้นโดยทำการเพิ่มแกนของล้อ เพื่อลดการเลื่อนไถลของล้อ และเป็นการลดการแกว่งตัวของ Inclinometer การออกแบบนี้จะทำให้ต้องมีการเพิ่มขึ้นของล้อ 2 ล้อ โดยการวัดการเคลื่อนตัวจะให้ล้อเคลื่อนตัวตามร่องที่มีอยู่ในท่อ Casing

### 3.1.2.3. แนวท่อ Casing (Casing Alignment)

จากตารางที่ 2 ประกอบด้วย ความสามารถในการวัดของเครื่องมือและประเภทของการใช้งาน Inclinometer การทดลองการวัดเคลื่อนตัวของ Inclinometer ในแนวตั้งโดยจะสามารถวัดในท่อ Casing ที่มีการติดตั้งในแนวราบ ในการส่งสัญญาณแบบ Gravity-Sensing จะถูกส่งขึ้นมาในทิศทางตั้งตรง ความถูกต้องในการวัดการเคลื่อนตัวของดินในท่อ Casing ในแนวราบจะคล้ายกับการติดตั้งท่อในแนวตั้ง และในบางกรณีการวัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งอาจมีความถูกต้องมากกว่าการวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบเนื่องจากการวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบจะมีการเลื่อนไหลของ Inclinometer ที่มากกว่าการวัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง

ในการทดลองการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้ Inclinometer ในท่อ Casing มีด้วยกัน 2 วิธีที่สามารถทำได้ วิธีที่ 1 เป็นแบบธรรมดา การทดลองการเคลื่อนตัวของท่อในแนวตั้งที่มีความโน้มเอียงอยู่ระหว่าง 45 degree ของแนวตั้ง และการวัดการเคลื่อนตัวของท่อในแนวราบที่มีความโน้มเอียงอยู่ระหว่าง 45 degree เครื่องมือจะไม่สามารถส่งสัญญาณได้เมื่อมีการรบกวนบริเวณข้าง ๆ เนื่องจากเครื่องมือมีความไวต่อปฏิกิริยารอบข้าง แต่ถ้าถ้ามีความคลาดเคลื่อนเพียงเล็กน้อยจะสามารถปรับแก้ได้โดยใช้ผลรวม (Check Sum) วิธีที่ 2 การใช้การทดลองในท่อ Casing โดยมีความโน้มเอียงประมาณ 25 degree ในแนวตั้งและแนวราบ ในการทดลองจะให้ Inclinometer ค้างอยู่ในท่อ Casing โดยจะมีการส่งสัญญาณขึ้นมาเพื่อทำการเก็บบันทึก ซึ่งในการส่งสัญญาณนี้ถ้ามีการรบกวนจะส่งผลทำให้ค่าผลรวมที่ได้จะไม่สามารถนำมาใช้ได้

เมื่อทำการวัดการเคลื่อนตัวในท่อ Casing การเปลี่ยนด้านของมุมอะซิมุทเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดความคลาดเคลื่อน จากตัวอย่างเมื่อท่อ Casing ห่างออกจากแนวตั้ง 5 degree ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจะเท่ากับ 2 นิ้วจากความสูง 100 ฟุต หรือ 50 มม. ที่ความสูง 30 ม. (Wilson and Mikkelsen) การแสดงรายละเอียดของสาเหตุของความคลาดเคลื่อนของการเคลื่อนตัวของท่อ Casing โดย Mikkell and Wilson (1983)

Penman and Hussain (1984) ได้มีการศึกษาค้นคว้าสำหรับการวัดการเปลี่ยนแปลงของเขื่อนกันน้ำที่มีน้ำอยู่ทางด้านหน้ากับเขื่อนที่มียางมะตอยที่อยู่ด้านหน้า Inclinometer จะเคลื่อนที่ในระหว่างท่อ Casing ที่มีการโน้มเอียง และ Inclinometer จะค้างอยู่บนแนวตั้งโดยจะเคลื่อนที่ในรางที่มีการติดอยู่กับรรางข้างหน้า ดังนั้นจะเป็นการยากที่จะให้การเคลื่อนตัวไปด้วยกันระหว่างรรางและ Inclinometer ในการวัดการเคลื่อนตัวของดิน

### 3.1.2.4. เส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ Casing (Casing Diameter)

ท่อ Casing ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่จะได้ค่าที่ถูกต้องที่สุด และล้อยของ Inclinometer จะต้องมีความกว้างมากขึ้น และจะทำให้ความคลาดเคลื่อนจากมุมอะซิมัทจะลดลง

### 3.1.2.5. กระบวนการถมดินบริเวณที่หลุมเจาะ ( Borehole Backfilling Procedure)

การถมดินที่ไม่ได้คุณภาพเพื่อทำการติดตั้งท่อ Casing อาจจะทำให้ข้อมูลที่อ่านได้นั้น มีค่าเฉลี่ยที่ได้จะมีความกระจัดกระจายมากก่อนที่จะบันทึกผล ปกติแล้วการถมดินจะมีการถมด้วยเวลาที่ มีความสม่ำเสมอ ถ้าต้องการข้อมูลที่มีความแม่นยำมาก ๆ อาจจะต้องใช้วิธีการลดผลกระทบจาก บริเวณหลุมสำรวจให้มากที่สุด และจะต้องมีการถมดินทุก ๆ ปีบริเวณของหลุมเพื่อทำการลดช่องว่างในการ grout ของกระบวนการถมนี้จะมีผลกระทบมากกว่าการบดอัดของดินที่มีขนาดเล็ก ๆ

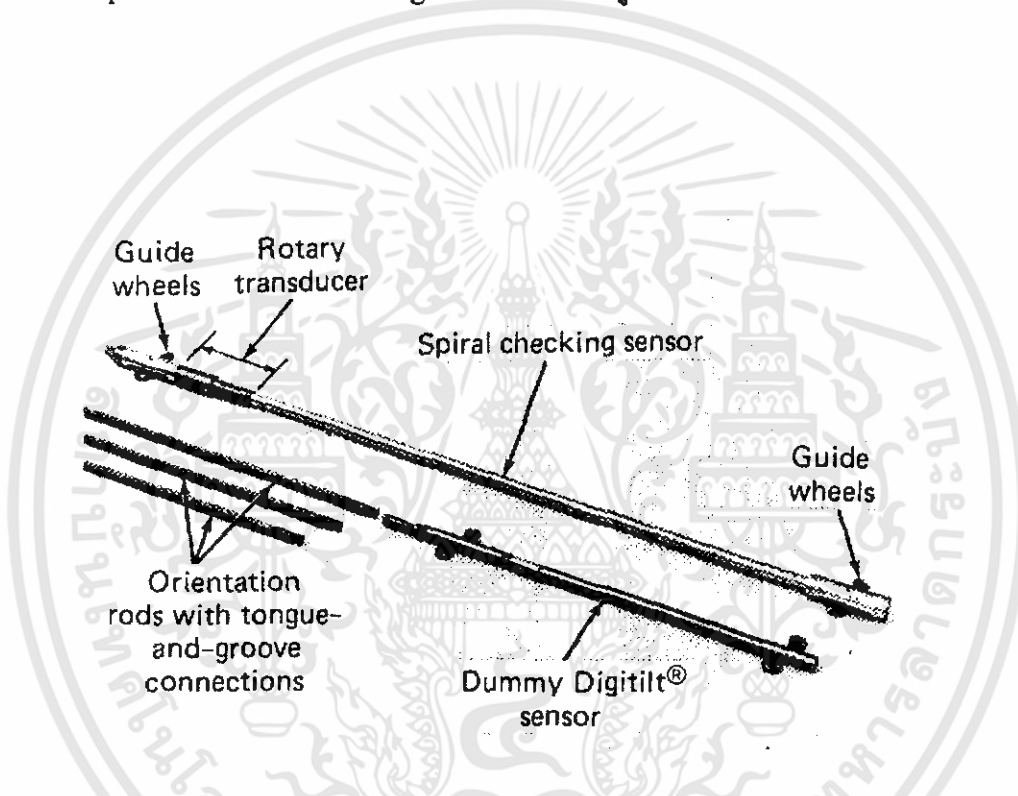
### 3.1.2.6. สลักเกลียวของท่อ Casing (Spiraling of Casing)

เมื่อทำการติดตั้งท่อ Casing ให้อยู่ในหลุมแล้ว จะมีการปรับร่องอยู่ในร่องที่ไว้สำหรับ เป็นแนวการเคลื่อนที่ของ Inclinometer ในความลึกที่ต่าง ๆ การติดตั้งของขอท่อจะติดตั้งทุก ๆ 3 เมตร โดยการเคลื่อนตัวของท่อจะต้องเคลื่อนที่ต่อเนื่องกัน ไม่มีการให้ท่อหลุดออกจากกัน Green(1974) ได้มีการทดลองวัด โดยมีข้อต่อจำนวน 10 ท่อน ในความลึก 24 เมตร โดยใช้ข้อต่อเป็นพลาสติกโดยจะมีการ วัดที่เหมือนเดิม การติดตั้งในสถานที่ที่มีแสงแดดที่จัดจะเป็นสาเหตุให้เกิดเกลียวของท่อพลาสติกแน่นและความยาวควรจะมี ความยาวที่มีความยาวที่เท่ากันตลอด โดยจะต้องเก็บไว้ในที่ร่มและจุดที่ใช้ขีดย่อจะต้องมีความเหมาะสมที่ไม่สามารถรับ โมนเมนต์ได้

ก่อนที่จะมีการติดตั้งสลักเกลียวจะต้องทำการวัดข้อต่อ ยกตัวอย่าง ความยาวของท่อ Casing สามารถกำหนดใน V-block บน Bench หรือ ปี่ม ในแนวของเส้นใยในลอนที่อยู่ด้านล่างสุด ข้อต่อสามารถทำการตรวจสอบแนวได้โดยการตรวจสอบตามแนวของท่อปี่ม โดยจะดูความถูกต้องของการบิดงอของข้อต่อหรือไม่ และจะมีการสังเกตด้วยตาเปล่าด้วย วิธีการวัดขึ้นอยู่กับบริษัทผู้ผลิต เช่น บริษัท Slope Indicator จะใช้วัดมาตรฐานการวัดแบบสองทิศทาง ควรใช้ความยาวของท่อให้สัมพันธ์กับ ความลึกของหลุมเจาะ สลักเกลียวสามารถติดตั้งโดยการ ใช้เทคนิคการติดตั้ง เมื่อท่อถูกประกอบจน ได้ความยาวแล้วจะทำการขันท่อให้แน่นไม่ให้ตัวท่อขยับซ้ายขวา ก่อนจะทำการยึดแน่นตัวท่อ เนื่องจาก อาจทำให้ท่อเกิดความเสียหายได้โดยท่อจะมีค่าความทนทานค่าหนึ่งจากโรงงานผู้ผลิต สังเกตร่องที่จะ

ทำการทดสอบ ถ้าไม่ตรงกันจะต้องทำการปรับแก้ก่อนออกมาจากวางแผนการปรับตัวระหว่างการติดตั้งปลายท่อของ casing ต้องหมุนได้อิสระ ปลาย casing ควรจะทำให้สูงขึ้นจากดิน การเจาะและถอน casing ต้องทำโดยไม่มีการหมุนการวัดโดย spiral หลังจากติดตั้ง casing จะมีความน่าเชื่อถือน้อยลงเมื่อมีการติดตั้งในระดับลึกกว่า 200 ฟุต (60 ม.) จึงจำเป็นต้องทราบการเคลื่อนตัวที่แท้จริง โดยการวัดสามารถทำได้ 2 วิธีคือ

1. spiral checking sensor รูปที่ 3.6 ซึ่งมีระยะระหว่างล้อ 1.5 ม. สามารถอ่านข้อมูลได้ทิศทางเดียว
2. inclinometer probe ใช้หย่อนลงใน casing ให้ความละเอียดสูง



รูปที่ 3.6. แสดง spiral checking sensor

spiral จะอ่านข้อมูลเพียง 1 ชุดแต่สามารถอ่านในแบบ biaxial เพื่อคำนวณทิศทางของการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น หรือการเคลื่อนตัวในทิศทางอื่นที่อาจเกิดขึ้นได้ ทำการปรับข้อมูลหรือสร้างกราฟจากคอมพิวเตอร์ได้

### 3.1.2.7. การอ่านค่าในแต่ละตำแหน่ง

การอ่านค่าไม่ได้กำหนดค่าตำแหน่งการวัดที่แน่นอน โดยแต่ละตำแหน่งจะต้องมีการกำหนดไว้แน่นอน เคนิบลที่ใช้ต่อกับ Inclinator จะต้องไม่มีการขีด ตำแหน่งที่ทำกรวัดจะต้องเป็นจุดถาวรและแน่นอน อีกสาเหตุหนึ่งที่จะเป็นการเพิ่มความผิดพลาดได้คือการเพิ่มความยาวของ casing ถ้าวัดของ casing ไม่ตรงกันหรือท่อติดท่อไม่ตรงแนวจะยังทำให้เกิดข้อผิดพลาดได้ วิธีการอ่านค่าใน casing จะอ่านค่าเมื่อระยะช่องว่างระหว่างล้อของ Inclinator มีค่าเท่ากัน ถ้าวัดระยะไม่เท่ากันการเคลื่อนตัวของ casing จะทำให้กราฟที่ได้ไม่สม่ำเสมอในแต่ละตำแหน่งที่ทำกรวัด ทำให้เกิดข้อผิดพลาดขึ้นได้

### 3.1.3. ชนิดของ Inclinator casing

สามารถใช้ได้ทั้งท่อพลาสติก อะลูมิเนียมอัลลอยด์ และไฟเบอร์กลาส ส่วนท่อเหล็กจะมีใช้งานบ้าง แต่ไม่เป็นที่นิยมมากนัก

#### 3.1.3.1. plastic casing

ท่อทำจากวัสดุ ABS (acrylonitrile butadiene styrene) เนื่องจากใช้งานง่ายแต่จะมีการเปราะแตกง่ายที่อุณหภูมิต่ำ

#### 3.1.3.2. Aluminum casing

Aluminum casing จะมีร่องของท่อโผล่ออกมาข้างนอก วัดขนาดจากร่องที่อยู่ตรงข้าม กันได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 2.4-3.4 นิ้ว ขนาดใหญ่สุดของ couple มีความยาว 6 นิ้ว (150 มม.) aluminum casing จะมีปัญหาเรื่องสนิม เนื่องจากน้ำใต้ดินหรือน้ำปูนที่เกิดจากการ Grouting ในระหว่างการติดตั้ง จากการรายงานพบว่า ในหลายกรณีจะเกิดสนิมที่ท่อในเวลาไม่นาน ซึ่งถ้าเลือกใช้ท่อประเภทนี้จะต้องทำการป้องกันการเกิดสนิมด้วย

#### 3.1.3.3. Steel Casing

ร่องของท่อจะเชื่อมติดกับท่อเหล็ก สามารถใช้เป็น Inclinator casing ใช้ในการวัดกับเสาเข็มเหล็ก มีราคาถูกที่สุดแต่จะให้ความแม่นยำต่ำ มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว และ

เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 1.75 นิ้ว เป็นขนาดทั่วไป การเชื่อมต่อจะต้องไม่ให้อ่างเกิดการบิด โดยขนาดของ couple จะต้องมีความพอดีกับขนาดของท่อ

### 3.1.4. การเลือกประเภทของ Casing

ประเภทของ casing และ couple ขึ้นอยู่กับกระบวนการติดตั้ง จะต้องรู้ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินหรือหินที่แน่นอน ควรเลือกชนิดของ Inclinator casing และ couple ให้มีความเหมาะสมกับสิ่งที่ต้องการหา

1. การเลือก casing ขึ้นกับ แรง axial compression และ axial extension โดยถ้า แรง axial compression และ axial extension มีค่าไม่เกิน 1% จากการคาดเดาพฤติกรรม ต้องเลือก couple ให้เหมาะสมเพื่อป้องกันความเสียหาย
2. ดินรอบ casing จะมีการเคลื่อนตัว การเคลื่อนตัวของ casing จะเหมือนกับการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ อย่างไรก็ตาม Inclinator casing เมื่อติดตั้งลงในดิน การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของ Shear Zone ในลักษณะเดียวกัน ค่า Shear จะเกิดขึ้นต่ำกว่าค่าจากการเคลื่อนตัวจริง เป็นสาเหตุให้เกิด bending ใน inclinometer casing เพื่อไม่ให้ bending มีผลเสียหายกับ inclinometer ถ้า การเคลื่อนตัวใน shear zone เกิดขึ้นตามที่ทำนายไว้ จะสามารถเลือกใช้ casing ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่ และ prove ขนาดเล็กได้ บางครั้งผู้ใช้งานจะมีความกังวลว่า Inclinator casing จะด้านการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง ในกรณีที่ใช้ในดินอ่อน ความกังวลนี้แสดงให้เห็นว่าดินมีการเคลื่อนตัวรอบๆ Inclinator casing แต่จากหลักฐานที่มีอยู่แสดงให้เห็นว่า casing เคลื่อนตัวไปพร้อมกับดิน อย่างไรก็ตามเมื่อติดตั้ง casing ลงในดินอ่อน การเปลี่ยนแปลงรูปร่างใน shear zone ที่แตกต่างกันมีความเป็นไปได้ที่จะเป็นสาเหตุที่ทำให้ดินในแต่ละท้องถิ่นแตกต่างกันด้วยเหตุนี้ทำให้ค่า shear ที่วัดได้มีค่าเพิ่มขึ้นต่ำกว่าในความเป็นจริง
3. ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ casing สามารถยอมรับได้หรือไม่ การเลือกใช้ casing ขนาดใหญ่ทำให้ต้องมีการขุดหลุมขนาดใหญ่ขึ้นด้วย ซึ่งเป็นการเพิ่มค่าใช้จ่าย กรณีที่มีการติดตั้ง casing ในคอนกรีต เพื่อพิจารณาโครงสร้างแล้ว อาจจะต้องจำกัดขนาดของ Casing ซึ่งถูกติดตั้ง ในเสาเข็มแบบ H-Pile การเลือกใช้ขนาดของ casing ตามที่ออกแบบจะสามารถควบคุม Factor ด้านความปลอดภัยได้ couple ที่ใช้ต้องไม่ยื่นออกเกินเส้นผ่านศูนย์กลาง ภายในของ casing
4. ทำการติดตั้งโดยผู้ชำนาญการและมีความระมัดระวัง ต้องมีการต่อเชื่อมโดย Couple ให้อยู่ในแนวเส้นตรงเดียวกัน
5. อายุการใช้งาน ปัจจัยสำคัญมาจากน้ำใต้ดินที่มีสภาพเป็นด่าง และน้ำปูนที่เกิดจากการ Grouting ขณะทำการติดตั้งและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงในปัจจุบันที่เป็นข้อมูลในแต่ละพื้นที่ ถ้าค่า pH

- มากกว่า 10 หรือเกิดการเคลื่อนไหวที่ต้องสังเกตการณ์ 8 ควรเลือกใช้ Plastic casing และเลือกใช้ Aluminum casing ในดินที่มีสภาพเป็นด่าง โดยจะต้องทำการป้องกันการเกิดสนิม
6. ความลึกของการติดตั้งในระดับลึกมาก จะนิยมใช้ aluminum casing ซึ่งถ้าเป็น plastic casing จะต้องระวังความเสียหายที่เกิดจากความดันที่เกิดจากการ grout ด้านนอกและแรง axial stress ซึ่งปัญหาเหล่านี้สามารถแก้ไขได้ในขั้นตอนการติดตั้ง
  7. plastic couple จะทำการปิดสนิทได้ง่ายกว่า ท่อชนิดอื่น โดย ถ้าเลือกใช้การ grout จะทำให้ท่อปิดสนิทได้ดี
  8. ค่าใช้จ่ายที่จะใช้ในการเลือกชนิดของ casing

### 3.1.5. การติดตั้ง Inclinator casing

กระบวนการติดตั้ง ของ Inclinator casing การติดตั้งจะเปลี่ยนแปลงตามระดับความลึกโดยต้องมีการเลือกใช้ชนิดของ casing couple และข้อกำหนดของแต่ละ site กระบวนการอธิบายโดย AASHTO (1978), ISRM (1981a), Wilson and Mikkelsen (1977,1978) และคู่มือการใช้งานจากบริษัทผู้ผลิตเมื่อทำการติดตั้ง Inclinator casing ร่วมกับ extensometer

### 3.1.6. ข้อกำหนดของ couple

จะต้องมีความระมัดระวังทุกครั้ง ปิดรอยต่อของ couple และ bottom cap เพื่อป้องกันการรบกวนดินเนื่องจากการถมดิน couple แบบ O-rings ไม่จำเป็นต้องทำการ seal แต่ถ้าเป็น couple ชนิดอื่นจะต้องทำการ seal ด้วยยางหรือเทป และการยึดด้วย rivet เพื่อควบคุมแรงเฉือนที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัว การปิดด้วยยางหรือเทปจะทำการปิดที่หัวของ rivet โดยหัวของ rivet ต้องเรียบ rivet ที่ติดตั้งแต่ละตัว ส่วนใหญ่จะใช้ซีเมนต์ทำการปิด couple ที่เป็นพลาสติก และหาค่ากำลังรับแรงดึงเพื่อคำนวณหาความแข็งแรงของซีเมนต์ได้ เมื่อกำลังรับแรงดึงสูงสุดต้องการในซีเมนต์ couple ที่ใช้ใน PVC หรือ ABS casing ควรผสม primer เพื่อให้มีการยึดเกาะที่ผิว การยึดด้วย rivet จะต้องทำการยึดโดยไม่ให้โดนกับร่องของ casing ต้องติดตั้งโดยเลี่ยงแนวทางการเคลื่อนตัวของ inclinometer probe

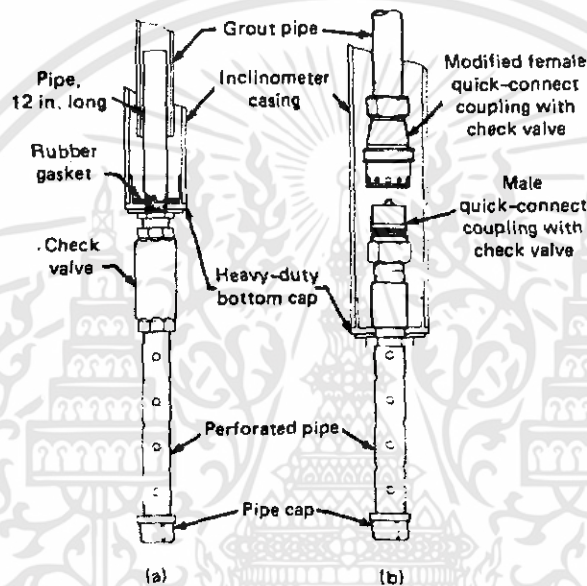
### 3.1.7. การติดตั้งในสนาม

Inclinator casing ที่ติดตั้งในสนาม แล้วใช้ Inclinator probe หย่อนลงใน Inclinator casing จะสามารถตรวจสอบแรงอัด การทรุดตัวที่เกิดกับ casing ได้

### 3.1.8. การติดตั้งในหลุมเจาะ

ระยะระหว่างผนังของหลุมเจาะกับ Inclinometer casing จะต้องทำการ grout ด้วยทรายหรือกรวดขนาดเล็ก เพื่อป้องกันการสูญเสียมวลดินรอบๆ

เมื่อถึงขั้นตอนที่จะต้องทำการ grout จะทำการ grout ผ่านทางท่อที่แรกเข้าไปอยู่ข้างนอกของ Inclinometer casing ลักษณะการติดตั้งรูปที่ 3.7 สำหรับการติดตั้งในหลุมเจาะที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็ก



รูปที่ 3.7. Arrangement for grouting through a pipe within inclinometer casing

- a) single shutoff arrangement with gasket seal and
  - b) double shutoff arrangement with quick-connect
- (courtesy of slope indicator Company, Seattle, WA).

การติดตั้งในรูปที่ 3.7 จะใช้ท่อเหล็กหรือท่อหัวเจาะไม่เกิน 12 นิ้ว (300 มม.) ท่อยาวจะทำการปิดด้วยสลักยางแล้วจึงทำการ grout หลังจากทำการ grout ระหว่างหลุมเจาะกับ inclinometer casing แล้ว จะทำการวัดปริมาณน้ำที่ถูกลแทนที่จากการ grout หลังจากนั้นควรเลี้ยงที่จะเปิด check valve อีก จะมี 2 วิธีที่ใช้หาแรงลอยตัวในขณะที่ทำการ grout และ ตรวจสอบให้แน่ใจว่าแนวของ casing ยังอยู่ในแนวตรง วิธีแรกสามารถรับรู้แรงที่กระทำที่ bottom cap วิธีที่สองคือน้ำหนักของท่อ grout ที่ใช้และน้ำหนักด้านบนของ inclinometer casing โดยวิธีที่สองจะนำมาใช้กับหลุมที่ลึก เพราะ bottom cap จะรับแรงมากกว่า ส่วนวิธีแรกจะใช้กับ inclinometer casing ที่ต่อกันด้วย couple

### 3.1.9. การติดตั้งในพื้นที่ที่มีภาคหมายว่าจะมีการเคลื่อนตัวมากใน Thin Shear Zone

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างใน Shear Zone ที่มีสาเหตุมาจากการเกิดโมเมนต์คดใน casing และมีค่ามากกว่าค่าที่จะรับได้ในพื้นที่นั้นๆ ถ้าการเปลี่ยนรูปร่างเป็นไปตามที่ทำนายไว้ ควรเลือกใช้ casing ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่และ prove ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กๆ จะช่วยในงานหลุมเจาะขนาดใหญ่และมีดินถมอ่อน ในกรณีที่เกิดแรงเสียดทานมาก แรงจะไม่กระจายตัวให้เห็นใน casing ที่มีขนาดใหญ่

เราสามารถบอกแนวโน้มการเคลื่อนตัวได้จากการแปลงค่าจาก slope extensometer การติดตั้งแบบชี้ทางเดียวจะติดตั้งต่ำกว่าบริเวณที่เกิดแรงเสียดทานส่วนใหญ่ จะทำการขีดที่ส่วนปลายด้านล่างของ casing และมีการติดตามการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง จะมีการห้อย slope extensometer ร่วมกับการห้อย inclinometer probe ทำให้ได้ค่าที่ต้องการได้

### 3.1.10. การติดตั้งบนเสาเข็ม

เมื่อมีการติดตั้งบนเสาเข็มที่เป็นทองเหลืองหรือเหล็ก จะสามารถที่จะติดตั้งได้ 2 กรณีคือ

1. ใช้ท่อเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยม เชื่อมติดกับเสาเข็ม โดยตรงตามแนวของเสาเข็ม และใช้เป็น Inclinometer Casing
2. ใช้ท่อเหล็กเชื่อมติดกับเสาเข็ม และบรรจุ Inclinometer casing ไว้ภายใน โดยทั้งสองวิธีนี้สามารถทำได้โดยการเจาะลงไปในดินหลังจากทำการตอกเสาเข็มแล้ว

### 3.1.11. Calibration

Inclinometer สามารถนำกลับมายังโรงงานที่ผลิตเพื่อทำการตรวจสอบความถูกต้องของเครื่องมือ แต่การตรวจสอบตามตารางทำได้ไม่ค่อยสะดวกจึงใช้วิธีตรวจสอบในสนามแทน ซึ่งค่านี้สามารถใช้ในการอ้างอิงในสนามเท่านั้น แต่ไม่สามารถนำไปอ้างอิงกับการตรวจสอบของโรงงานผู้ผลิตได้ Probe จำเป็นต้องนำกลับไปยังโรงงานเพื่อตรวจสอบ และ Inclinometer ต้องทำการตรวจสอบ

ในสนามเมื่อถึงเวลาที่กำหนด ถ้าปฏิบัติตามดังนี้ ก็ไม่จำเป็นต้องส่งไปตรวจสอบตามตารางที่โรงงานกำหนด

### 3.1.12. Near – Vertical Test Casing

ติดตั้งท่อทดสอบในสถานที่ที่มีอุณหภูมิค่อนข้างคงที่ หรือที่ซึ่งมีลักษณะใกล้เคียงกับสถานที่ในอุดมคติ (ไม่มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง) ถ้าการติดตั้งทำได้ไม่สะดวกสามารถฝังในบล็อกรับน้ำหนักขนาด 55 แกลลอน (208 ลิตร) ในชั้นหิน ท่อมาตรฐานจะมีขนาดความยาวเท่ากับ 4 ฟุต (12 เมตร) เริ่มติดตั้งท่อโดยท่อแรกติดตั้งในแนวตั้ง ส่วนท่ออื่นๆติดตั้งให้เอียงจากแนวตั้ง 10 และ 15 องศาตามลำดับ จากนั้นเริ่มอ่านค่าเมื่ออุณหภูมิคงที่ โดยจะได้ค่าต่างๆ เช่น ค่าแรงที่เปลี่ยนไปของแต่ละล้อของทิศทาง A และทิศทาง B มุมที่เปลี่ยนไป และค่าเบี่ยงเบนจาก แนวโน้มเอียง เพื่อจัดเตรียมข้อมูลสำหรับระบบปรับค่าความถูกต้อง ส่วนรายละเอียดอื่นๆ อยู่ในคู่มือของบริษัทผู้ผลิต

### 3.1.13. Test in Bottom of Near – Vertical Field Casing

ท่อที่ติดตั้งในสนามสามารถติดตั้งได้ที่ความลึกระดับต่างๆ ตามข้อมูลที่ต้องการและต้องวางอยู่บนที่ที่มั่นคง เช่นที่ความลึกประมาณ 20 ถึง 30 เมตร จะวางอยู่บนชั้นดินแน่น จะไม่ย้ายเครื่องมือในช่วงที่ทำการสำรวจ โดยในการอ่านค่าจะอ่านในช่วงเวลาเดียวกันและในบริเวณเดียวกัน ส่วนขั้นตอนการทดสอบจะเหมือนกับการทดสอบก่อนหน้านี้ อย่างไรก็ตามค่าความถูกต้องของวิธีนี้จะน้อยกว่าวิธีก่อนหน้านี้

### 3.1.14. Test Stand

Test Stand จะทำการทดสอบโดยบริษัทผู้ผลิตเพื่อตรวจสอบคุณภาพของเครื่องมือ ลักษณะการทดสอบจะคล้ายกับการทดสอบก่อนหน้านี้ โดยหากต้องการความแม่นยำสูงต้องทดสอบในห้องทดลอง อย่างไรก็ตามยังมีทางเลือกให้สามารถทดสอบในสนามได้แต่ค่าความถูกต้องจะน้อยกว่าเมื่อเลือกใช้วิธีนี้สิ่งสำคัญก็คือ Test Stand จะต้องมีเสถียรภาพทั้งขณะเตรียมการและขณะอ่านค่า

### 3.1.15. Checks on Inclinator for Use in Near – Horizontal Casing

เมื่อใช้ Probe ในการวัดความผิดพลาดในแนวตั้งโดยใช้การวางท่อในแนวราบสามารถทำการตรวจสอบได้เช่นเดียวกัน โดยในการทดสอบต้องการท่อทดสอบสองท่อ ท่อแรกให้ร่องเอียงไปในทิศตะวันออก 10 องศาในแนวตั้ง ส่วนท่อที่สองให้เอียงไป 10 องศาในแนวราบ และในทิศตะวันออกของแนวตั้ง

### 3.1.16. Check on Inclinometer for in Inclined Casing

เมื่อ Probe ถูกใช้ในการวัดในท่อเอียงวิธีการตรวจสอบจะขึ้นอยู่กับลักษณะของการเปลี่ยนตำแหน่ง เมื่อใช้ Probe พิเศษร่วมกับการติดตั้ง Transducer ดังนั้นค่าของแกนจะเป็นค่าประมาณของแนวคิ่งเมื่อ Probe อยู่ในท่อเอียง เครื่องมือสามารถทำการตรวจสอบได้โดยการอ่านค่าที่ได้จากการทดสอบเมื่อติดตั้งท่อในแนวเอียง อย่างไรก็ตาม Probe ไม่สามารถหมุนได้ 180 องศา หรือหมุนได้ครบรอบ ดังนั้นการตรวจสอบอาจมีความน่าเชื่อถือน้อยกว่าการตรวจสอบทั่วไป

### 3.1.17. Maintenance

Inclinometer Probe ควรได้รับการตรวจเช็คบ่อยๆ และหลังจากการใช้งานควรทำความสะอาดและเช็ดด้วยน้ำมัน สำหรับการติดตั้งเป็นระยะเวลานานอาจเกิดการสึกหรอของร่องท่อ ในเบื้องต้นควรทำความสะอาดท่อและท่อถ้ามีสิ่งแปลกปลอมเข้าไปข้างใน ถ้าเป็นไปได้ควรทำความสะอาดโดยใช้ น้ำล้างและใช้แปรงขัดทำความสะอาด

### 3.1.18. Data Collection

แม้จะมีการกำหนดขนาดท่อที่แน่นอนแต่ท่อที่ผลิตในแต่ละโรงงานไม่สามารถใช้แทนกันได้ ในด้านของความถูกต้องควรจะหลีกเลี่ยงการใช้ Probe แทนกัน แต่ในโครงการพิเศษการใช้ช่างคนเดียวและอุปกรณ์ชุดเดียว ได้รับผลที่ดีกว่า

### 3.1.19. Field Check on Inclinometer

การเก็บข้อมูลจะเก็บเป็นบางวัน การตรวจสอบในสนามควรทำให้แน่ใจว่าระบบการปฏิบัติงานถูกปรับปรุงโดยใช้น้ำหนึ่งวิธีที่ได้อธิบายไปข้างต้น

1. หย่อน Probe ลงในท่อที่ความลึก 20 ฟุต ( 6 เมตร ) จากระดับน้ำได้ดิน
2. รอให้อุปกรณ์หยุดนิ่งที่
3. อ่านค่า
4. ดึง Probe ขึ้นแล้วหมุน 180 องศา แล้วหย่อนลงในระดับเดิม
5. รอให้อุปกรณ์หยุดนิ่งที่
6. อ่านค่าแล้วจดบันทึก

### 3.1.20. Measurement Method

Probe จะยึดแนวปลายท่อแนวตั้ง ปลายท่อเอียง หรือระยะหยุคของท่อแนวราบการ วัดค่าได้โดยการถือ Probe ในแต่ละความลึกภายในท่อ แล้วบันทึกค่าความลึกและค่าความโน้มเอียง ซึ่ง ค่าความแม่นยำสูงสุดสามารถอ่านได้ในช่วงที่เท่ากับระยะห่างระหว่างล้อ การอ่านค่าในท่อแนวตั้งโดยทั่วไปจะอ่านหน้าศูนย์ก่อนแล้วค่อยกลับด้านไปอ่านค่าหน้า 180 องศา และจะต้องทำการวัดค่า ณ สถานที่เดิม ถ้าใช้ Probe ที่อ่านค่าได้หน้าเดียวจะต้องหมุน Probe ไป 90 องศาเพื่ออ่านค่าอีกหน้าหนึ่ง โดยต้องทำทั้งหน้า 0 องศาและหน้า 180 องศาด้วย ความน่าเชื่อถือของข้อมูลสามารถคำนวณได้เมื่อทำการอ่านค่าหน้า 180 องศาและได้ยืนยันข้อมูลในสนามไปแล้ว เมื่ออ่านค่าในท่อในแนวราบ check-sum สามารถทำได้หลังจากอ่านค่าจบจากปลายถึงปลาย ส่วนการอ่านค่าในท่อเอียงเป็นไปได้ว่าแกนของ transducer อาจยกตัวขนานหรือตั้งฉากกับแกนของ Probe ได้แต่เป็นไปได้ที่จะยกตัวในแนวเอียง

### 3.1.21. Initial Reading

การวัดข้อมูลเบื้องต้นกับข้อมูลทั้งหมดจะมีความสัมพันธ์กัน เมื่ออ่านค่าเริ่มต้นจะถูกกำหนดและบันทึกเพื่อใช้กับข้อมูลที่ตามมา สำหรับ Inclinator แบบสองหน้าจะใช้ทางด้านทิศตะวันออกของหน้า A

### 3.1.22. Reading Within Telescoping Casing

#### 3.1.22.1. Automatic Recording

แม้จะเพิ่มความเร็วในการเก็บข้อมูลแต่ค่าที่อ่านได้ จะขึ้นอยู่กับค่าความละเอียดของเครื่อง เมื่อใช้คนในการบันทึกข้อมูล เจ้าหน้าที่สามารถหาค่าความเปลี่ยนแปลงของ check-sum และทำการปรับแก้ได้ในทันที อย่างไรก็ตามการเก็บข้อมูลอัตโนมัติไม่อนุญาตให้ check-sum ในสนามและข้อมูลจะถูกตรวจสอบความผิดพลาด หลังจากเริ่มพิมพ์ข้อมูลในสำนักงานและเมื่อพบข้อผิดพลาดก็จะเกิดการสับสน

#### 3.1.22.2. Data Processing

ขั้นตอนแรกของกระบวนการจะเริ่มจากการพิจารณา check-sum โดยขั้นตอนนี้จะทำขณะเดียวกันกับการแก้ไขข้อมูล check-sum จะถูกใช้ในการทดสอบหาความผิดพลาดของข้อมูล ในทางทฤษฎี check-sum จะคงที่ตลอดความลึกของชุดข้อมูล แต่ในความจริง check-sum จะเปลี่ยนแปลง

ขึ้นอยู่กับ ลักษณะของท่อ เครื่องมือ และผู้ทำการเก็บข้อมูล คู่มือของบางบริษัทอาจแสดงขนาดของการเปลี่ยนแปลงของ check-sum เช่น สถานภาพของ check-sum จะอยู่ภายในช่วง  $\pm 10$  หรือ 20 หน่วยจากค่ากลางของ check-sum ของข้อมูล หลังจากการพิจารณา check-sum แล้วจะประกอบด้วย 4 ขั้นตอน คือ

1. ตรวจสอบค่าความแตกต่างของหน้า 180 องศา
2. หักลบค่าต่างของหน้า 180 องศากับข้อมูลเบื้องต้น
3. รวมค่าความแตกต่างของข้อมูลจากปลายค้ำยันถึงปลายชั้นบน
4. รวมการเปลี่ยนแปลงรูปร่างกับค่าปรับแก้คงที่

### 3.1.22.3. Data Interpretation

วัตถุประสงค์ของการวัดโดยใช้ Inclinator คือ เพื่อระบุสถานที่ของการเปลี่ยนรูปและระยะเวลาของการเปลี่ยนรูปร่างของโซนที่ได้กำหนดไว้ บ่อยครั้งที่โซนที่มีการทรุดตัวมีความหนาไม่มากและการทรุดตัวแทบจะเท่ากับระดับความลึกที่สำรวจ

#### Use of Inclinator Data to Estimate Bending Moment

โมเมนต์และความเค้นสามารถที่จะคำนวณย้อนกลับได้จากข้อมูลที่ได้จากการวัดโดย Inclinator ซึ่งสามารถเขียนได้ดังนี้

$$M_x = \frac{d\theta_x}{dx} \cdot EI_x$$

เมื่อ  $\theta_x$  = มุมที่วัดโดย Inclinator ที่หน้าตัด X

$M_x$  = โมเมนต์ที่ หน้าตัด X

E = โมดูลัสยืดหยุ่น

$I_x$  = โมเมนต์หน้าตัดที่หน้าตัด X

ข้อมูลที่ได้จะมีความถูกต้องมากขึ้นเมื่อใช้กับท่อที่มีโครงสร้างยึดหยุ่นเช่น Steel Pile เพราะจะเกิดการเบี่ยงที่เห็นได้ชัดและรู้ค่าของโมเมนต์หน้าตัด อย่างไรก็ตามก็ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับโครงสร้างประกอบ เช่น reinforced concrete retaining wall , reinforced slurry wall , drilled shafts เพราะว่าค่ามุมที่เปลี่ยนแปลงมีค่าน้อยมากและเนื่องจากเราไม่รู้ค่าโมเมนต์หน้าตัดที่แน่นอน นอกจากนี้

พฤติกรรมของคอนกรีตนั้นไม่ยืดหยุ่นและดินในพื้นที่ทดสอบยังเปลี่ยนแปลงตามเวลาตามระยะเวลา สำหรับโครงสร้างส่วนมากสามารถนำข้อมูลจากค่าที่อ่านได้จาก Inclinator นำมาประมาณค่าโมเมนต์ ซึ่งเราสามารถตรวจสอบได้โดยวัดค่าความเค้นภายในและวัดแรงภายนอก ตัวอย่างเช่นการวัดของ Sheet Pile Wall , Slurry Wall และ Cylinder Pile Wall ซึ่งอธิบายไว้โดย Gould และ Dunnicliff ในปี 1971 , Saxena 1974 และ Soaers 1983 เกี่ยวกับการวัด Slurry Wall

#### 3.1.22.4. Transverse Deformation Gage

เกจวัดการเปลี่ยนรูปได้อธิบายไว้ดังในหนังสือคือ เมื่อติดตั้งอุปกรณ์ในหลุมหรือท่อเพื่อสังเกตการณ์เปลี่ยนแปลงจากแกนของท่อหรือหลุม Inclinator ถูกจัดอยู่ในอุปกรณ์ประเภทนี้เช่นกัน แต่จะมีการจำแนก ตัวอย่างการใช้งาน เช่นการประมาณความลึกและของเขตของโซนที่มีการเคลื่อนตัวในธรรมชาติ การกำหนด slope เมื่อทำการขุด slope หรือใช้วัดรูปแบบการเคลื่อนตัวแนวราบในเขื่อนและรอบขุดอุโมงค์ เกจวัดการเปลี่ยนรูปแสดงถึง ระบายเนื่อง เส้นแนวตั้ง ตำแหน่งของ Inclometers และ Deflectometers

#### 3.1.22.5. Shear Plane Indicators

การระบุระบายแรงเฉือนมีดั่งวิธีที่มีราคาถูกคือ Rupture Stakes จนถึงวิธีที่มีราคาแพงคือ Slope Indicator

#### 3.1.22.6. Rupture Stakes

ในดินอ่อนเสาไม้สามารถกดหรือตอกให้ลึกได้ตามความต้องการ ในการทำนายระยะนายแรงเฉือน แรงเฉือนจะทำลายเสาไม้และความลึกของระยะนายแรงเฉือนสามารถทำนายได้โดยการดึงส่วนบนของแต่ละเสาขึ้นซึ่งเสาไม้ที่ใช้อาจเป็นไม้เนื้ออ่อนหรือไม้เนื้อแข็งก็ได้แต่ต้องปราศจาก นอตหรือตะปู Eide และ Holmberg ทำการทดลองโดยใช้เสาไม้ที่มีขนาด 2 นิ้ว ( 50 มม. ) เพราะเป็นช่วงที่เสาจะถูกทำลายอย่างแน่นอนใส่เสาไม้หลังจากติดตั้งท่อเหล็กโดยดันเสาไม้ลงตามท่อเหล็กจากนั้นดึงท่อเหล็กขึ้น โดยวิธีนี้จะค่อนข้างประหยัดถ้าทำการติดตั้งด้วยมือ แต่ถ้ามีการใช้เครื่องมือเจาะตามที่กล่าวมาจะทำให้ได้ค่าที่ใกล้เคียงกว่า เพราะการทำด้วยมือมีความเสี่ยงที่เสาจะแตกเมื่อดึงขึ้นจากดิน ข้อมูลส่วนใหญ่ที่ได้จะถูกนำไปใช้ส่วนข้อมูลที่ผิดพลาดส่วนน้อยสามารถละทิ้งไปได้

### 3.1.22.7. Shear Probe

ประกอบด้วยท่อพลาสติกหรือท่อ PVC ผนังบางติดตั้งในหลุมสำรวจในแนวดิ่ง ความลึกของ shear zone สามารถหาได้โดยหย่อนท่อนไม้ลงไปในหลุมแล้ววัดระยะจากปลายด้านบนจนถึงระยะที่ท่อนไม้หยุด ณ จุดที่ท่อนมีความโค้งที่สุด ส่วนระยะจากปลายด้านล่างของ Shear Zone สามารถวัดได้โดยใช้เชือกมัดท่อนไม้แล้วหย่อนลงไป วัดระยะที่ท่อนไม้หยุด รัศมีความโค้งสามารถหาได้จากการหย่อนชุดของท่อนไม้ที่มีความยาวต่างกันลงในท่อ รัศมีความโค้งหาได้โดย

$$R = \frac{L^2}{8(D_1 - D_2)}$$

โดย

R = รัศมีความโค้งของท่อ

D1 = รัศมีภายในของท่อ

D2 = รัศมีภายนอกของท่อนไม้

L = ความยาวของท่อนไม้

## 3.2. Extensometers

### 3.2.1. Probe Extensometers

เป็นเครื่องมือที่สำคัญมากอย่างหนึ่งในงานดิน สามารถใช้ในงานต่างๆไป ที่มีการทรุดตัวมาก การอ่านค่าได้จากสเก็ทซ์ภาพท่อที่บรรจุ Probe Extensometers ให้ค่าความละเอียด 1 มิลลิเมตร สามารถแบ่งได้เป็น

- Magnetic Extensometers
- Sondex
- USBR Settlement Probe & Telescoping Casing

#### 3.2.1.1. Magnetic Extensometers สำหรับหา Profile การทรุดตัวในแนวตั้ง

ข้อมูลจาก Magnetic Extensometers สามารถแสดงค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละตำแหน่งพร้อมกันกับค่าการทรุดตัวรวมทั้งเกิดขึ้นทั้งหมด

Magnetic Extensometers ประกอบด้วย

1. จำนวน Magnet ที่อยู่ตลอดความยาวท่อ Magnet จะยึดติดกับกับดินรอบๆ และสามารถเคลื่อนที่ขึ้นลงพร้อมกับค่าการทรุดตัว
2. การอ่านค่าโดย จะอ่านค่าสุดเมื่อ probe อยู่ที่ก้นของท่อ ทำการสเก็ทซ์ภาพที่ความลึกแต่ละจุด Magnet เมื่อ Probe เข้าไปอยู่ในสนามแม่เหล็กแล้ว ยกสวิทช์เพื่อให้แสงสว่างและสัญญาณไฟฟ้า แบ่งชนิดของการปล่อยสัญญาณ เป็น 2 ชนิด คือ
  1. ปล่อยสัญญาณเป็นระยะใกล้ๆ ในกรณีทั่วไป
  2. ปล่อยสัญญาณในจุดที่จะพิจารณาเป็นกรณีพิเศษ

การแปลงค่าโดยอ้างอิง จากเทพวัดของ Survey เทียบกับ ระยะความลึกที่บันทึกไว้จาก Magnet หลังจากทำการยึดท่อในดินที่มั่นคงแล้ว ความลึกของแต่ละ Magnet ทำการติดตั้งจุดอ้างอิงไว้ที่ด้านล่างของท่อเรียกว่า “datum magnet” การทรุดตัวหรือยกตัวสามารถคำนวณได้โดยการเปรียบเทียบกับ Magnet อ้างอิง เป็น Initial depth

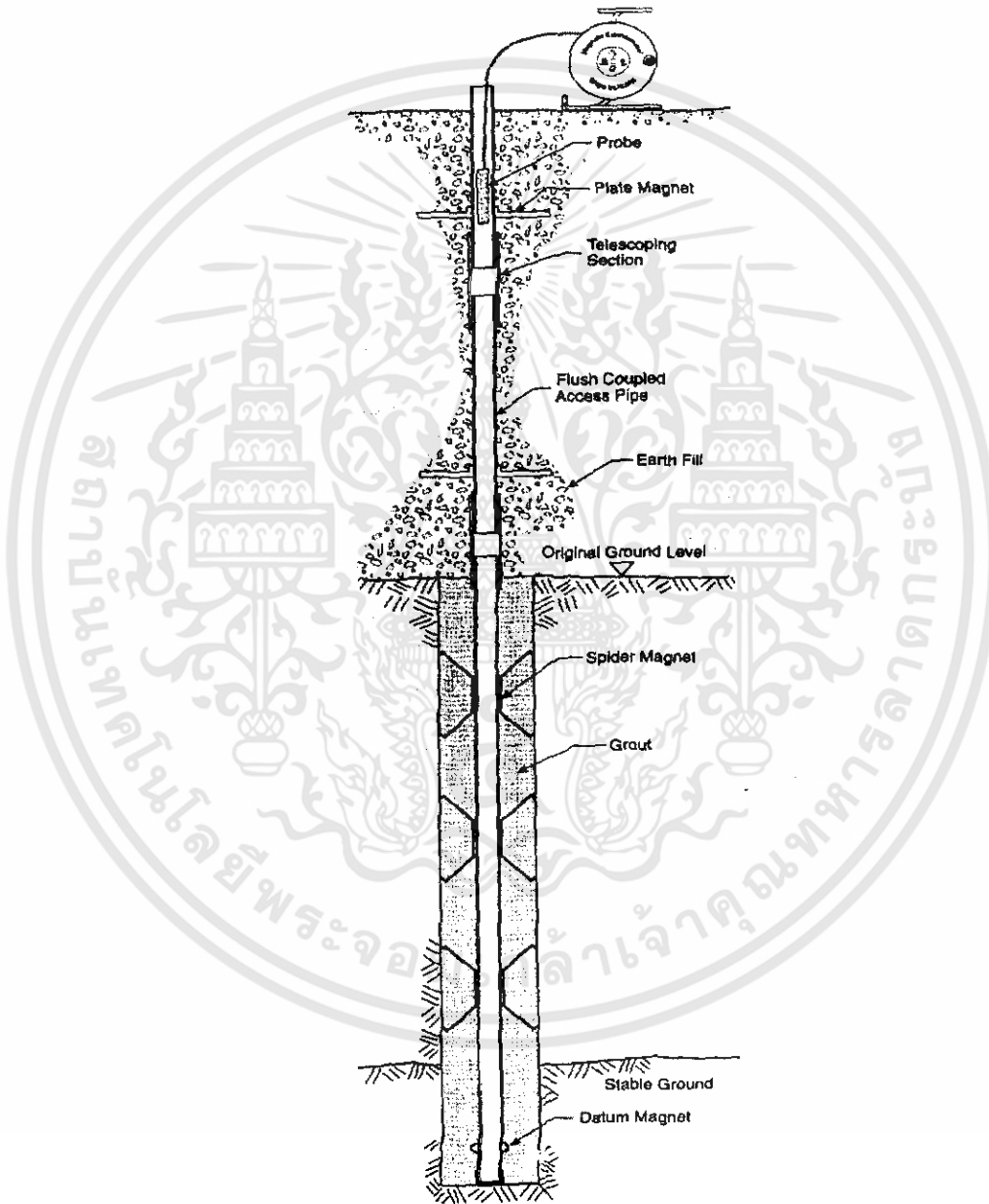
ประโยชน์

1. การวัดหลายจุดค่าที่หาได้จะยังไม่ใช้การทรุดตัวรวมแต่จะเป็น Inclinator ในแต่ละจุด magnet
2. การวัดทาง survey ไม่จำเป็นต้องใช้ ถ้าก้นท่อยึดติดแน่นในดินที่มั่นคง

3. ราคาไม่แพง
4. การอ่านค่าง่าย
5. สามารถใช้งานร่วมกับ Inclinator

ข้อจำกัดการใช้งาน

1. ต้องใช้คนใน Site งานเป็นอยู่ควบคุม

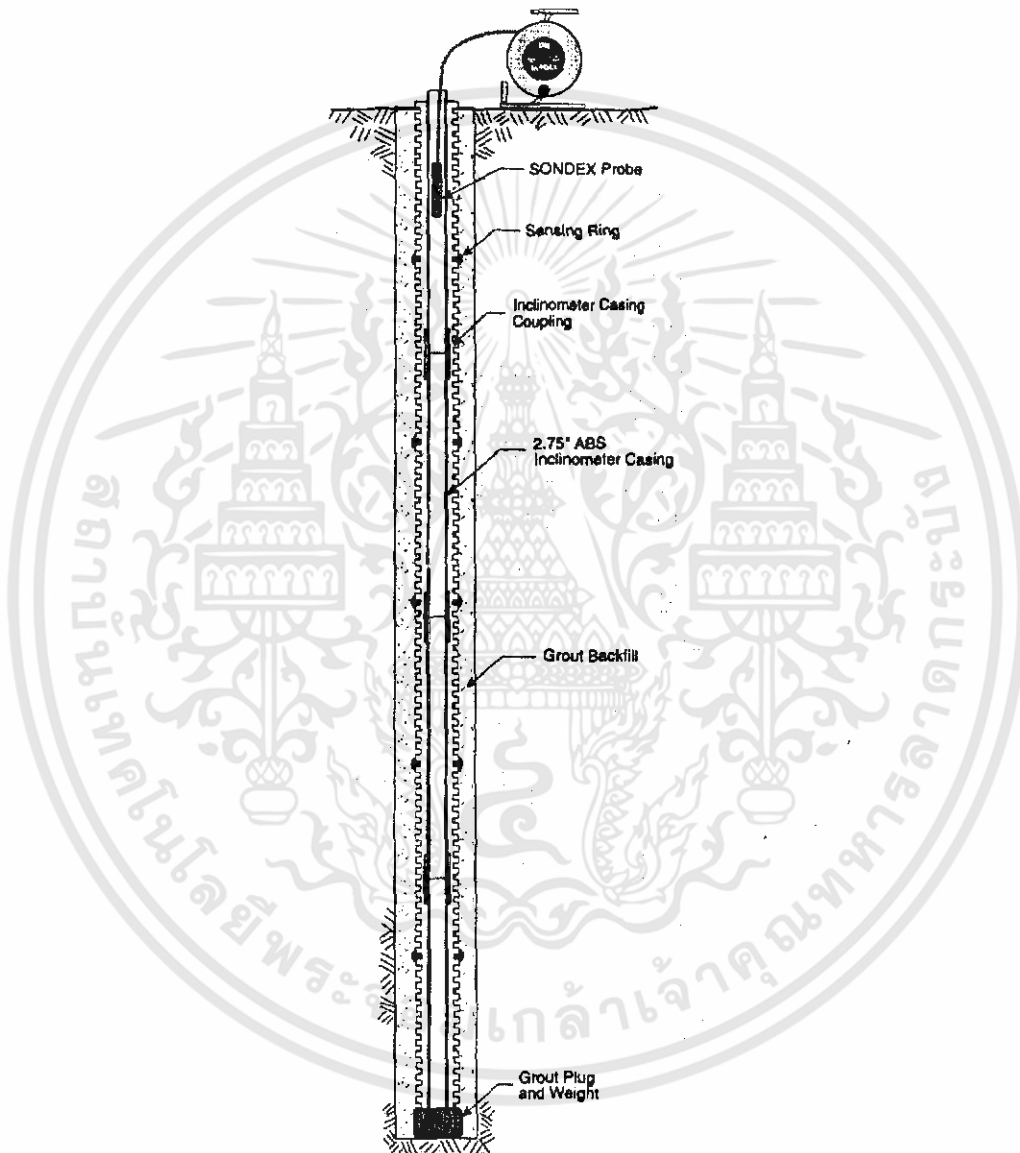


รูปที่ 3.8. Magnetic Extensometers

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.2.1.2. Sondex ใช้สำหรับการหา Profile การทรุดตัวในแนวตั้ง

ข้อมูลจาก Sondex สามารถแสดงระดับการทรุดตัว พร้อมกับค่าการทรุดตัวรวมทั้งหมดได้



รูปที่ 3.9. Sondex

Sondex ประกอบด้วย probe ที่ติดกับเคเบิลหรือเทปเหล็ก มีวนสายเคเบิลที่ต่อกับ โวลต์มิเตอร์ และแหวนสแตนเลสสตีล ที่เป็นตัวเซ็นเซอร์ติดอยู่เป็นระยะภายในท่อ ในกรณีดินอ่อน แหวนจะถูกยึดติดกับท่อพลาสติกที่มีลักษณะข่น “Corrugate pipe” และติดตั้งท่อที่บรรจุ probe “access pipe” ไว้ใน corrugate pipe โดยจะติดตั้ง “access pipe” ไว้ตลอดความยาวท่อ โดยที่ sensor ที่ติดอยู่จะสามารถเคลื่อนไหวได้อย่างอิสระ ในดินที่มีลักษณะแข็งขึ้น sensor จะสามารถติดกับท่อพลาสติกได้โดยตรง จะทำการ Operate ค่าโดยการสแกนภาพของ Probe ที่เคลื่อนที่ผ่านท่อ เครื่องมือวัดจะทำการประมวลผลแบบอัตโนมัติ เมื่อ coil ของ probe อยู่ในระดับเดียวกันกับ sensor ของ ring จะอ้างอิงจากจุดที่ทำไว้บนเคเบิล จากเทปวัดระยะหรือบันทึกจากระดับความลึกของแต่ละ ring ข้อมูลที่ได้ทำการบันทึกไว้สามารถนำมาเปรียบเทียบจากค่าที่ทำการวัดได้

#### ประโยชน์

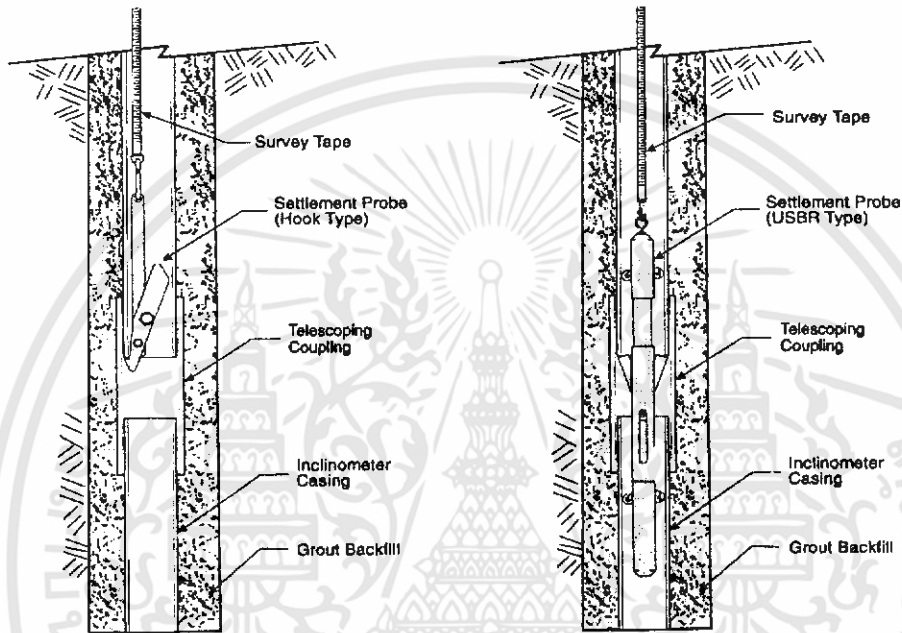
1. ในการวัดหลายจุดค่าที่หาได้จะยังไม่ใช้การทวัดรวมแต่จะเป็น Inclinator ในแต่ละจุด magnet
2. การวัดทาง Survey ไม่จำเป็นต้องใช้ ถ้ากันที่ขีติดแน่นในดินที่มั่นคง
3. สามารถใช้งานร่วมกับ Inclinator

#### ข้อจำกัดการใช้งาน

1. ต้องใช้คนใน Site งานเป็นอยู่ควบคุม
2. ต้องใช้ผู้ชำนาญการ ในการอ่านค่า
3. การติดตั้งทำได้ยาก

### 3.2.1.3. Settlement probe สำหรับการหา profile ในแนวดิ่ง

ข้อมูลจาก Sondex สามารถแสดงระดับการทรุดตัว พร้อมกับค่าการทรุดตัวรวมทั้งหมดได้



รูปที่ 3.10. แสดง Settlement probe ชนิด Hook type และ USBR type

Settlement probe สามารถนำไปใช้งานร่วมกับ Inclinator casing โดย Probe จะถูกติดตั้งกับแท่งเหล็กวัดระยะ ที่มีความยาวเท่ากับความยาวท่อ ข้อต่อของท่อต้องให้ แขนของ probe สามารถเคลื่อนผ่านไปได้ โดย แขนของ probe จะมีขนาดความกว้างเท่ากับหน้าตัดของ casing

การอ่านค่าสามารถอ่านได้จากแท่งวัดระยะ การปล่อยแขนของ probe จนถึงปลายล่างสุด เมื่อ Probe เคลื่อนที่ที่สุดปลายท่อแล้ว จะสามารถล็อกแขนของ Probe กับท่อได้

ถ้าปลายล่างสุดของ Casing มีความมั่นคงจะสามารถใช้เป็นค่าอ้างอิงได้ หรืออ่านค่าจากการใช้ปลายด้านบนเป็นจุดอ้างอิง การทรุดตัวสามารถหาได้โดยการเปรียบเทียบข้อมูลที่ได้นั้นที่เอาไว้ กับข้อมูลที่ทำการวัดได้

## ประโยชน์

1. Settlement probe แบบ Hook type มีราคาไม่แพง
2. สามารถแสดง profile ได้ หลายจุด

## ข้อจำกัดการใช้งาน

1. ต้องทำการติดตั้ง Inclinator casing
2. ต้องใช้คนใน Site งานเป็นอยู่ควบคุม
3. Settlement probe แบบ USBR type มีราคาแพง
4. การอ่านค่ายาก

### 3.2.2. Rod Extensometers

สามารถแบ่งได้เป็น 3 ประเภท คือ

- Borros Point
- Tensioned-Rod Extensometers
- Untensioned-Rod Extensometers

Borros point Extensometers สามารถเคลื่อนที่ไปได้ในดินอ่อน และผลการทดลองสามารถคำนวณหาค่าได้จากการใช้เครื่องมือทางด้าน Surveying ที่มีคุณภาพ

Tensioned-rod และ Untensioned-rod สามารถใช้ได้ทั้งในงานดินและงานหิน เนื่องจากเครื่องมือมีขนาดเล็กกว่า โดยทั่วไปมีขนาด 100-150 มิลลิเมตร และสามารถหาค่าได้ถึงหน่วยไมโคร-มิลลิเมตร

#### 3.2.2.1. Borros Point

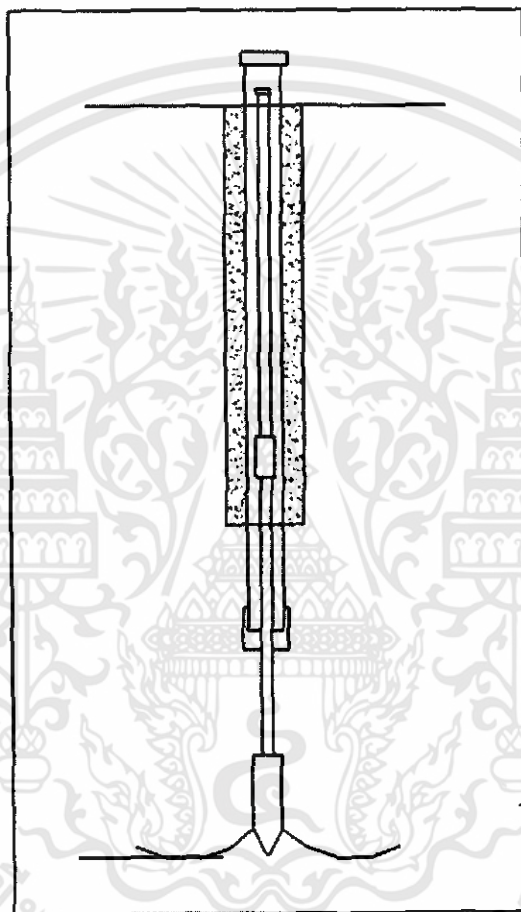
Borros Point ประกอบด้วย สมองสามขา ท่อภายในขนาด  $\frac{1}{4}$  นิ้ว ท่อภายนอกขนาด 1 นิ้ว ซึ่งทำจากเหล็ก ตัวสมองจะแนบกับท่อภายในและจะเคลื่อนที่ได้โดยอิสระภายในที่ภายนอกขนาด 1 นิ้ว

## ประโยชน์

1. การติดตั้งที่ง่าย และราคาถูก
2. มีความน่าเชื่อถือ

### ข้อจำกัดการใช้งาน

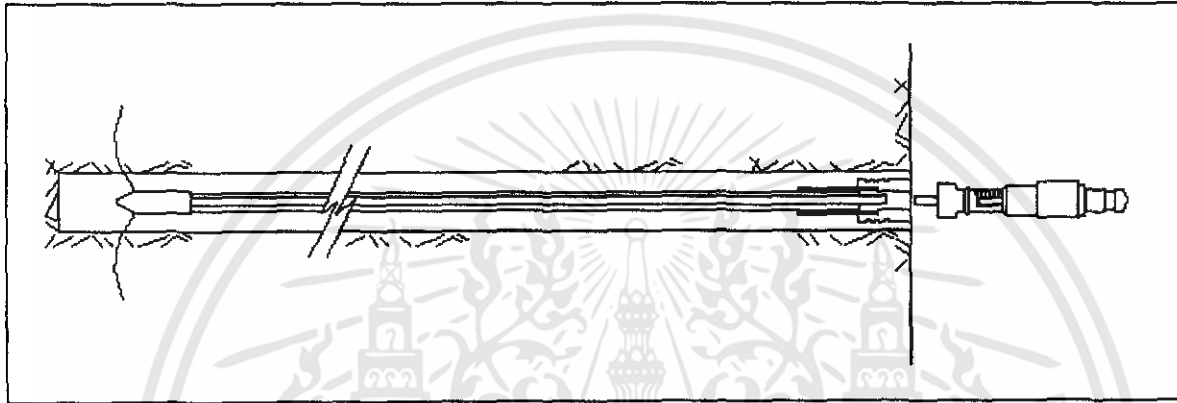
1. ใช้ในดินอ่อนเท่านั้น
2. ถูกרבกวนจากสถานที่ปฏิบัติงาน



รูปที่ 3.11. Borehole Extensometer

### 3.2.2.2. Tensioned and Untensioned Rod Extensometer

Rod Extensometer ใช้สำหรับติดตามการเคลื่อนตัวของดินหรือหินตามแนวแกนของหลุม



รูปที่ 3.12. Tensioned and Untensioned Rod Extensometer

#### A Single - Point Rod Extensometer

ประกอบด้วย สมอสามขา, หัวอ้างอิง, Rod สมอจะแนบกับ Rod และติดตั้งไว้กับหลุม หัวอ้างอิง จะติดตั้งที่ปลอกของหลุม ความยาวของ Rod จะวัดตั้งแต่สมอถึงหัวอ้างอิง ระยะที่เปลี่ยนไปบ่งบอกถึงการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น การวัดจะสังเกตที่หัวอ้างอิงอาจวัดโดย Micrometer หรือ Electronic Sensor และใช้สำหรับคำนวณหาขนาดและอัตราการเปลี่ยนแปลงของระยะการเคลื่อนตัว เมื่อหัวอ้างอิงหรือสมอตั้งอยู่ในที่อ้างอิงที่ยึดแน่นแล้ว ระยะการเคลื่อนตัวสามารถทำนายได้

#### A Multi - Point Rod Extensometer

ประกอบด้วย สมอสามขา 6 ตัว, Rod หลายตัว และ 1 หัวอ้างอิง สมอจะติดตั้งใน ระยะใกล้กันในขอบเขตที่ต่างกัน การวัดจะสังเกตที่หัวอ้างอิง อาจวัดโดย Micrometer หรือ Electronic Sensor ข้อมูลของ Multi - Point Rod Extensometer สามารถแสดงให้เห็นถึงการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวระหว่างสมอแต่ละตัว และการกระจายตัว นอกจาก ขนาด อัตราของระยะการเคลื่อนตัว

### 3.2.2.3. Tension Rod - Extensometer

Tension Rod - Extensometer ใช้ในหตุมที่มีความถี่มาก ในการติดตั้งแรงเสียดทานระหว่าง Rod กับท่อป้องกันจะกลายเป็นแฟกเตอร์ซึ่งสามารถเกิดโมเมนต์ที่เกิดขึ้น อุปกรณ์ในหัวอ้างอิงจะช่วยรักษาให้ Rod อยู่ภายใต้แรงดึง ซึ่งจะช่วยลดผลกระทบจากแรงเสียดทานได้

#### ประโยชน์

1. ใช้งานได้ในทุกทิศทางจากแนวตั้งสู่แนวราบ
2. ทำงานได้ดีทั้งการรับแรงดึงและแรงอัด

#### ข้อจำกัดการใช้

1. ราคาสูง
2. ติดตั้งยาก
3. การเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวราบมีผลกระทบกับค่าที่อ่านได้

### 3.2.2.4. UnTension Rod - Extensometer

จะไม่มีแรงดึงในอุปกรณ์

#### ประโยชน์

1. ราคาถูก
2. ติดตั้งง่าย

#### ข้อจำกัดการใช้

1. ใช้กับ Rod ที่มีความยาว 30 เมตร (Fiberglass) หรือ 50 เมตร (Steel) ยกเว้นเมื่อ Rod เคลื่อนออกจากสมอ (เมื่อทำมุมกับปากหลุมเกิน 45 องศา)

### 3.2.3. Rod Material

#### 3.2.3.1. Tension Rod

เป็น Fiberglass หรือ Aluminum ซึ่งการติดตั้งจะคล้ายกันแต่ Fiberglass จะไม่มีปัญหาการกัดกร่อน

#### 3.2.3.2. UnTension Rod

เป็น Stainless steel หรือ Fiberglass Stainless steel Rod จะติดตั้งยาว 10 ฟุต และจะต้องใช้ความระมัดระวังมากในการติดตั้ง Steel Rod จะถูกใช้มากกว่าในงานที่ต้องรับแรงอัด แต่จะมีความยากลำบากในการติดตั้งในพื้นที่ควบคุม เช่น อุโมงค์ที่มีขนาดเล็ก Fiberglass Rod จะติดตั้งตลอดความยาวและต้องการช่องว่างเล็กน้อยในการติดตั้ง

### 3.2.4. Anchors

#### 3.2.4.1. Groutable Anchor

การติดตั้งทำได้ง่าย ป้องกันการซึมผ่านน้ำผ่านหลุมเหมาะสำหรับการติดตามผลอย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลานานต้องการเครื่องมือในการ Grouting ความแข็งแรงของการ Grouting จะเท่ากับกำลังของดินรอบๆ ถ้าการ Grout สมบูรณ์อาจเกิดการพังที่ผิวหน้าระหว่างสองส่วน การ Grout จะต้องสามารถให้ สมอเคลื่อนที่ไปรอบอุโมงค์ได้ บางครั้งจะใช้ Styrofoam ใส่งในหลุมเพื่อให้แน่ใจว่าสมอสามารถเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระ แต่จะไม่สามารถใช้วิธีนี้ได้ถ้าดินมีรอยแยกหรือมีโพรง

#### 3.2.4.2. Hydraulic Anchor

bladder type ถูกใช้สำหรับหินหลายชนิดและยังสามารถใช้กับคอนกรีตได้อีกด้วย เมื่อ bladder ซึ่งเป็นแม่แรงขดลวดทองแดงถูกกระตุ้นขดลวดจะคลายตัวแล้วเกิดแรงกดกระทำต่อผนังของหลุม ส่วน prong type ใช้ในงานดินเป็นส่วนมาก เมื่อมันถูกกระตุ้นขาของสมอจะกางขยายออกสู่ดินภายนอก สมอแบบ single – acting จะมีขา 3 ขา และสมอแบบ double – acting จะมีขา 6 ขา ซึ่งจะใช้ได้ดีกว่าในหลุมที่มีความลึกมากหรือประยุกต์ใช้งานในภาวะวิกฤต ทั้ง bladder และ prong สามารถ grout เพื่อป้องกันน้ำไหลเข้าหลุมได้ สมอ Hydraulic มีราคาแพงกว่า สมอแบบ grout จะใช้สำหรับงานที่ไม่มีความเสี่ยงที่จะใช้สมอแบบ grout ดังนั้น Extensometer จะพร้อมใช้งานทันทีที่

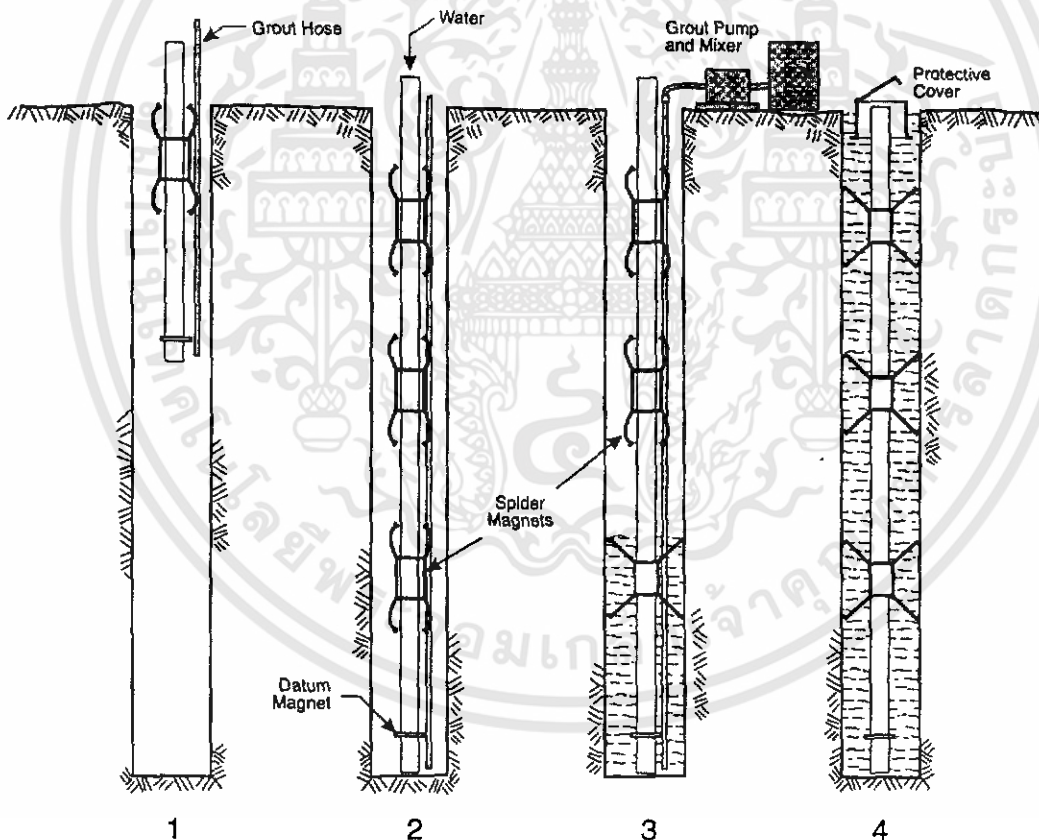
สมอตุกกระตุ้น สมอแบบ Hydraulic จะใช้เมื่อสภาพงานไม่เหมาะที่จะสมที่จะใช้การ grout หรือหิน ที่มีรอยร้าวมาก

### 3.2.4.3. Mechanical Anchor

จะใช้กับ Rod ที่มีขนาดสั้น ใช้กับหินที่คุณภาพดี โดยปลอกจะขยายตัวออกเมื่อถูก กระตุ้นโดย อัดโนมัติจาก bolt ของอุโมงค์ Rod สามารถถอดออกเพื่อนำมาติดตั้งและใช้งานใหม่ได้ ระบบนี้ไม่สามารถใช้ได้กับการ grout เนื่องจาก Rod ไม่ได้ถูกหุ้มท่อไว้ในกระบอกป้องกัน

### 3.2.5. กระบวนการติดตั้ง Probe Extensometer

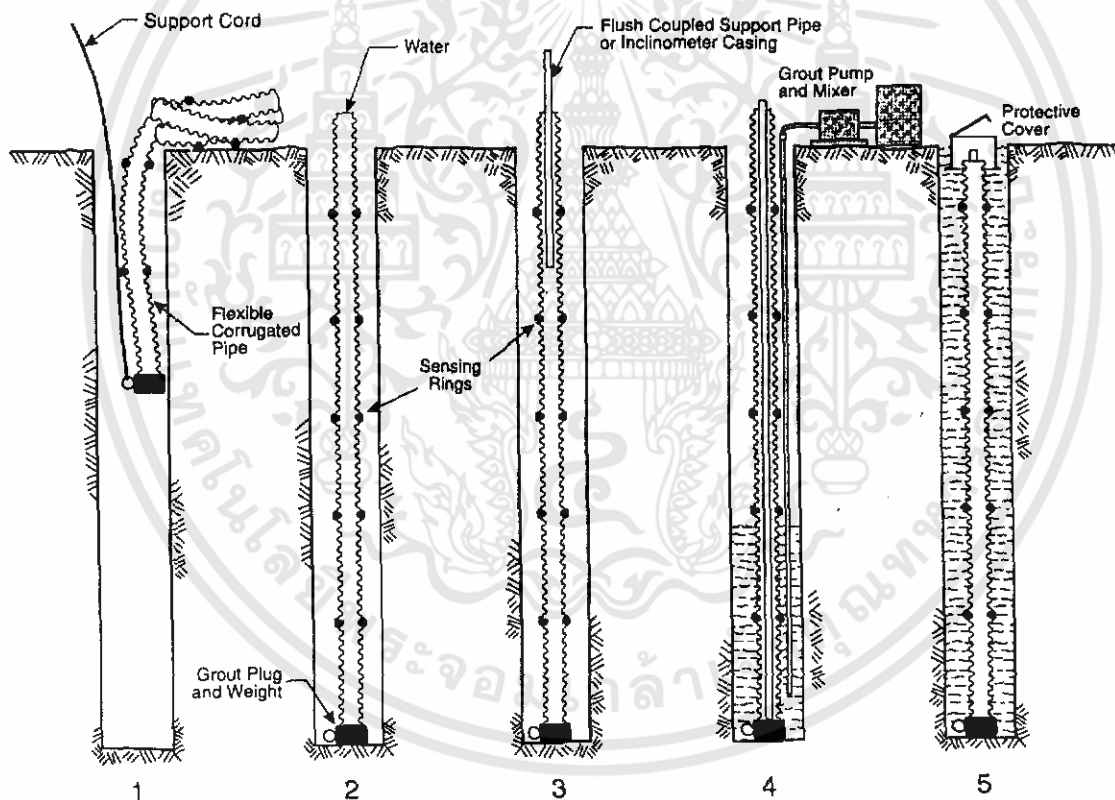
#### 3.2.5.1. Magnetic Extensometer



รูปที่ 3.13. แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Magnetic Extensometer

1. ทำความสะอาดหลุมเจาะความสะอาด ทำการติดตั้ง Datum Magnet โดยให้ติดตั้งอยู่กับข้างใต้ของท่อ จากนั้นทำการติดตั้งท่อตัวอื่นพร้อมกับติดตั้ง Spider Magnets เข้ากับแต่ละท่อน ทำสัญลักษณ์กับเชือก ขดลวดและสายเทปกับท่อ เพื่อง่ายต่อการตรวจสอบระยะ
2. ประกอบ Grout Hose เข้ากับข้างใต้ของท่อทางด้านล่างสุดของหลุมเจาะบวกกับการติดตั้งท่อ ต่อๆ ไปทำการเชื่อมรอยต่อของท่อ ระวังระวังข้อต่อที่จะหลุดออกจากขาของ Magnet ดังนั้นจึงต้องคั่นท่อข้างในหลุมเจาะไว้ ประกอบท่อให้ได้ต่างต้องการพร้อมกับการตรวจสอบความลึก
3. เริ่มขั้นตอนการเกราน การติดตั้งวิธีนี้จะทำให้สารเกรานมีระดับที่สูงเนื่องจากมีขาที่สามารถขยายได้ การติดตั้งท่อ Casing แบบการเจาะด้วยสว่าน ในขั้นตอนการติดตั้งท่อภายในหลุมจะยังไม่มีการขยายขาที่ติดกับ Casing จนกระทั่งสารเกรานเต็มส่วนที่เป็นขาที่ใช้ยึดท่อ Casing
4. เมื่อติดตั้งเสร็จแล้วควรจะให้ท่อควรวางสูงกว่าระดับผิวดินเพื่อที่จะ ได้ค่าที่ถูกต้องที่สุด

### 3.2.5.2. Sondex



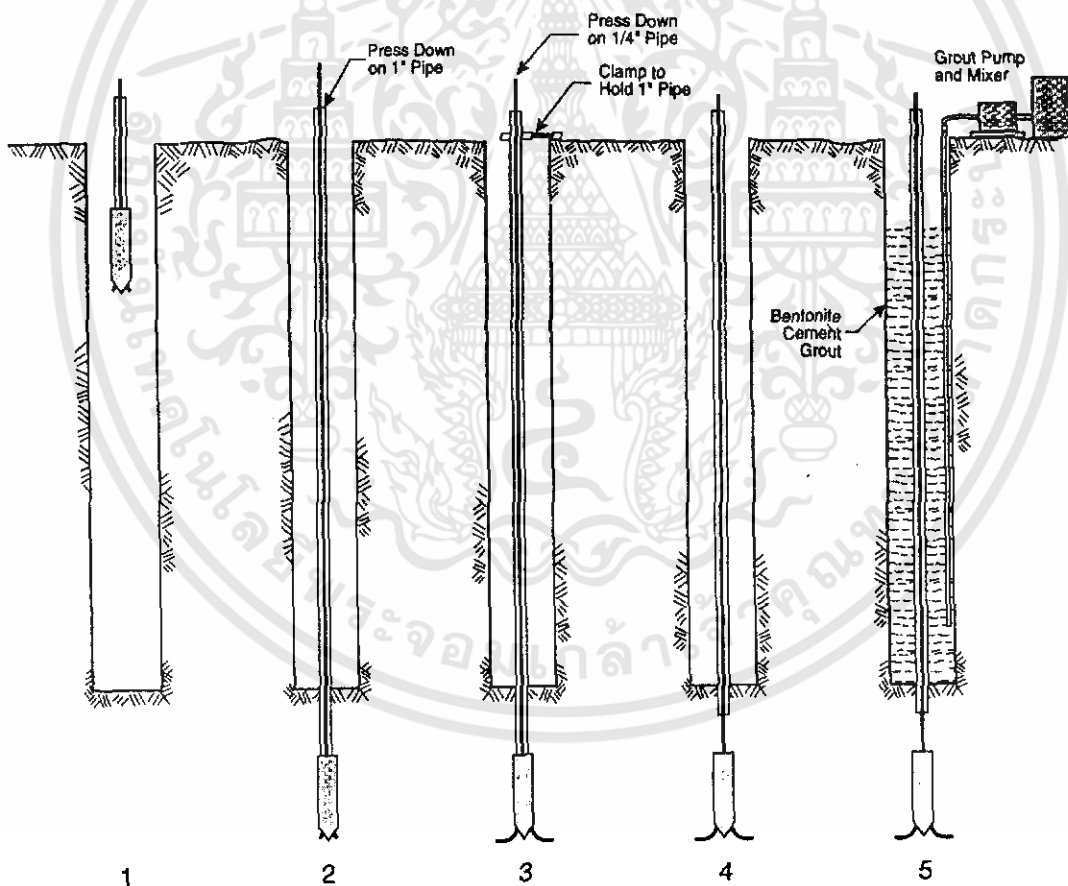
รูปที่ 3.14. แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Sondex

1. การติดตั้งตัวเสียบและน้ำหนักที่ใช้ในการกดทับเพื่อป้องกันท่อ Corrugated ลอยตัวและเพื่อให้

ถูกต้องตามตำแหน่งที่ได้ออกแบบไว้ ทำความสะอาดหลุม ติดตั้งสายลวดเข้ากับห่วงเพื่อที่ใช้เป็นตัวที่ส่งต่อไปยังทางด้านล่างของหลุม และในหลุมเจาะอาจมีน้ำอยู่หลุมเจาะ จึงอาจเกิดแรงดันของน้ำเข้าไปในท่อเพื่อที่จะให้ท่อเข้าสู่สภาพที่ปกติ โดยต้องมั่นใจว่าน้ำเต็มท่อแล้ว จากนั้นปลดลวดออกจากห่วง

2. สามารถติดตั้งท่อ Access หรือท่อ Inclinator เข้าด้วยกันในท่อ Corrugate ได้ ในการติดตั้งท่อนี้ภายในหลุมเจาะจะต้องไม่มีเศษวัสดุใดตกลงไปอยู่ภายในท่อได้
3. ตรวจสอบความถูกต้องของการติดตั้งจากข้างบนของหลุมเจาะ จากนั้นทำการปิดปากหลุมและในขั้นตอนการเกราน้ำนั้นห้ามให้น้ำปูนเข้าไปภายในท่อ Corrugate โดยอย่างเด็ดขาด
4. เมื่อติดตั้งเสร็จแล้วควรจะให้ท่อควรรอยู่สูงกว่าระดับผิวดินเพื่อที่จะได้ค่าที่ถูกต้องที่สุด

### 3.2.5.3. Heave-Settlement Points



รูปที่ 3.15. แสดงการติดตั้ง Extensometer โดยวิธี Heave-Settlement Points

1. ในการขุดเจาะหลุมที่ใช้ทำการทดลองนี้จะขุดหลุมที่มีความลึกที่ต่ำกว่าความลึกของสมอ ทำความ

สะอาดหลุมเจาะให้สะอาด ไล่ลวดโดยการทำงานน้ำมันบริเวณรอบนอกของท่อ จากนั้นจึงสวมเส้นลวดเข้าไปในท่อแล้ว ทำการต่อเข้ากับสมอยึดการที่ลวดมีความสั้น จึงสามารถเลื่อน โถลวดออกจากสมอได้ง่าย จากบริเวณด้านล่างของท่อจะมีลวดทางด้านซ้ายโดยจะไม่โค้งออกจากท่อ จนกว่าจะให้ลวดโผล่พ้นออกจากสมอ

2. สลักที่ติดตั้งทางด้านล่างของหลุมเจาะและการต่อของท่อทั้งสองเข้าด้วยกัน จะมีความสำคัญ เมื่อสลักติดตั้งได้ถึงบริเวณที่ได้ออกแบบไว้จะดันสมอที่เป็นลวดออกมาเพื่อยึดเป็นสมอ
3. ยึดตัวของท่อทางข้างบนหลุมเจาะ จากนั้นให้ดันลวดโดยให้มีความยาวประมาณ 180 ซม. จากสมอ โดยจะเปรียบเสมือนสมอที่เป็นง่ามออกมาโดยอาจจะมีหินหรือเศษต่างๆ ที่อยู่บริเวณรอบของหลุมเจาะจะทำให้การทำงานจะยากขึ้น
4. ทำการถอดท่อออกจากสมอ โดยหมุนออกประมาณ 15 รอบ แล้วดึงท่อขึ้นจากสมอ โดยให้ระบะทางให้มากที่สุดเพื่อที่จะเป็นการลดผลกระทบที่อาจเกิดจากการทรุดตัวและการบวมตัว
5. ทำการปิดปากหลุม โดยกำหนดให้มีให้มีหินหรือเศษวัสดุต่าง ๆ เข้าไปในท่อหรือข้างนอกของท่อ

### 3.2.6. การติดตั้ง Rod Extensometer

Rod Extensometer

การควบคุมกระบวนการติดตั้งจะประกอบไปด้วย

#### 3.2.6.1. Boreholes

ในกระบวนการติดตั้ง เส้นผ่านศูนย์กลางที่ได้ออกแบบไว้ของ Rod Extensometer จะมียค่ามากที่สุดในการเจาะหลุมอยู่ที่ 75 – 83 mm (3.0 – 3.25 นิ้ว) โดยจะมีการใช้แหวนยึดที่มีขยายที่ใหญ่กว่ายึดบริเวณด้านบนที่ปากหลุม โดยหลุมอาจจะเป็นหลุมที่เป็นการระบายน้ำอย่างอิสระโดยหลุมเจาะ จะต้องมีความสะอาดและจะต้องกำจัดเศษขยะออกก่อนทำการติดตั้ง โดยอาจจะมีการขุดเจาะแบบอื่นอีกเช่น Diamond และ Percussive

การวัดการเคลื่อนตัวของดินโดยการใช้เครื่องมือ Extensometer โดยการสำรวจจะต้องกำหนดทิศทางการเคลื่อนตัวของดินให้ถูกต้อง เนื่องจากเครื่องมือจะมีความสามารถในการวัดได้เพียงแกนเดียว ยกตัวอย่าง การวัดการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยการใช้ Rod Extensometer ในทิศทางตั้งฉากกับผนังของอุโมงค์ การวัดบริเวณมีความผิดปกติโดยสามารถแบ่งแยกออกเป็นบริเวณที่มีผลกระทบหรือ ไม่มีผลกระทบ และในบริเวณที่มีแรงเสียดทานของดินจะทำให้การวัดการเคลื่อนตัวของดินมีมุมที่วัดได้จะแคบลง

ระยะห่างของสลักจะมีข้อกำหนดโดยแฟกเตอร์ของดินและขนาดเรขาคณิตของ เครื่องมือ พื้นที่ที่มีดินที่มีลักษณะดินที่มีความอ่อน การขุดเจาะจะใช้หัวเจาะแบบ Diamond และควรจัด สลักมีช่องว่างให้เหมาะสมกับสภาพของพื้นที่ของดินนั้น ๆ

ตำแหน่งของการติดตั้งสลักควรเลือกดินที่มีความเสถียรภาพ จากการเคลื่อนตัวของดิน โดยจะต้องมีความสัมพันธ์กันระหว่างการเคลื่อนตัวของดินและสลัก ยกตัวอย่าง การเคลื่อนตัวของดิน จากการขุดเจาะอุโมงค์โดยจะมีการฝังสลักในความลึกที่มาก โดยการสูญเสียมวลดินจะเกิดที่บริเวณทาง ด้านหน้าของหัวเจาะ

### 3.2.6.2. สลักเกลียวของ Rod (Twisting of Rods)

จะไม่ทำเกลียวในระหว่างการติดตั้งเนื่องจากสลักของ Rod จะช่วยในการบอกถึงความสัมพันธ์ต่างๆ โดยจะระบุเป็นสิบล้อมรอบ ๆ ของหลุมเจาะ

### 3.2.6.3. สารเกรน (Grouting)

ความถ่วงจำเพาะของสารเกรนจะใช้การผสมซีเมนต์ที่มีอัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์ไม่ เกิด 1:1 โดยอาจจะมีการใช้ปัมเพื่อให้สะดวกในการเท โดยที่ท่อที่ใช้ลำเลียงสารเกรนจะมีท่อที่มีเส้น ผ่านศูนย์กลางที่เล็กมาก โดยปกติแล้วจะไม่ต้องการอุปกรณ์อื่น ๆ อีก ในการเกรนจำเป็นต้องมีการ ควบคุมความดันของสารเกรนเพื่อมิจะหลีกเลี่ยงการทรุดตัว โดยการใช้ปลอกหุ้มเพื่อป้องกันผลกระทบ ที่จะส่ง ผลต่อ Extensometer เมื่อความยาวของท่อโพสิเออทีลีนมีความยาวที่มากขึ้น จะทำให้การ ลำเลียงสารเกรนได้ยากลำบากมากขึ้น จึงจำเป็นต้องลดขนาดของท่อลำเลียงให้มีขนาดให้เล็กลง และจะ ส่งผลทำให้แรงเสียดทานมีค่านี้น้อยลงตามไปด้วย

### 3.2.6.4. Grouting Down-Holes

ท่อของสารเกรนที่เป็นลักษณะเส้นเดียว จะสามารถใช้งานกับหลุมที่มีลักษณะแนวตั้ง และแนวเอียง เทปที่ติดที่บริเวณส่วนล่างของท่อจะเป็นตัวที่จะช่วยป้องกันแรงดันของสารเกรนจะไป ทำลาย ดินที่อยู่ทางด้านล่างของสลัก ดังนั้นการติดตั้งท่อจะติดอยู่ข้างใน ส่วนท่ออีกชั้นหนึ่งติดตั้งเพื่อ ป้องกันผลกระทบต่างๆ ที่จะเกิดกับท่อในบางครั้งในการป้องกันอาจจะติดตั้งท่อป้องกันเพียงท่อเดียว ตลอดของ ความยาวของท่อ Extensometer ก็ได้ อุปสรรคในการที่หลุมเจาะมีความยาวที่มากคือการที่

ต้องดึงสายของสารเกราน์ที่มีความยาวมากขึ้น เนื่องจากจะต้องดึงสายขึ้นมาตามระดับที่เพิ่มขึ้นของระดับสารเกราน์ในหลุมเจาะ

### 3.2.6.5. Grouting Up-Holes

- 1 เทปพันท่อมนส่วนแรกจะเป็นการป้องกันดินในส่วนที่ความลึกที่มากกว่าความลึกสลัก ซึ่งจะมีผลกระทบบริเวณทางกันของท่อ เทปพันท่อในส่วนที่สองจะป้องกันในส่วนที่อยู่บริเวณของสลัก และเทปพันในส่วนที่ 3 จะเป็นการป้องกันจากระยะจากปลอกของท่อประมาณ 2 – 3 เมตร
- 2 ในการติดตั้ง Extensometer และท่อภายในหลุมเจาะ จะมีการใช้ซีเมนต์ที่มีความเร็วในการแข็งตัว โดยที่หลุมเจานั้นจะต้องทำให้หลุมเจานั้นชุ่มน้ำ และจะมีการใช้ปั๊มฉีดสารเกราน์ลงในหลุมโดยสายของท่อนั้นจะมีความยาวที่ยาวกว่าหลุมเจาะ และในการติดตั้งจะต้องอยู่ในระยะเวลาที่ยอมให้สารเกราน์แข็งตัว
- 3 สารเกราน์ที่ใช้ปั๊มเข้าไปในหลุมเจาะจะใช้ประโยชน์เมื่อท่อที่มีความยาวมาก ๆ การทำงานของสารเกราน์จะสมบูรณ์ได้จะต้องให้สารเกราน์ออกจากท่อบริเวณท้ายของท่อ และมีการพันท่อเพื่อไม่ให้ไปสัมผัสกับลวดที่อยู่ข้าง ๆ

### 3.2.7. ข้อควรพิจารณาอื่น ๆ (Other Consideration)

ปัญหาปกติของ Extensometer ที่ทำให้ระบบทางกลศาสตร์ของเครื่องมือมีความเสียหาย ยกตัวอย่างเช่น หน้าปัดแสดงผล สายเคเบิลส่งสัญญาณ สายเชื่อมต่อสัญญาณ ความชื้นและเศษที่ติดอยู่กับสายเคเบิลส่งสัญญาณหรือหน้าปัดแสดงผล ซึ่งปัญหาเรื่องความชื้นที่จะส่งผลทำให้เกิดเป็นน้ำแข็งเข้าไปมีผลกระทบต่อการปฏิบัติงาน วิธีการป้องกันโดยการใช้ฝาปิดบริเวณที่อยู่ด้านบนของท่อที่ใช้หย่อน

## บทที่ 4

### แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน

#### 4.1. การสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน

ในการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องมีความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดิน ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่ต้องมีการสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน โดยการจัดทำแบบจำลองนี้มีจุดประสงค์หลักอยู่ 3 ประการคือ

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินจากแบบจำลอง
2. เพื่อศึกษาวิธีการใช้เครื่องมือในการวัดการเคลื่อนตัวของดิน
3. เพื่อทดสอบค่าความถูกต้องของเครื่องมือ

#### 4.2. ขั้นตอนการออกแบบและติดตั้งแบบจำลอง

การออกแบบจะสมมติว่ามีการขุดเจาะรูฝังค่าดินที่ระดับความลึก 4.5 เมตร และได้ทำการติดตั้ง Inclinometers ที่ระดับความลึก 9 เมตรและให้มีการเคลื่อนตัวของดินทั้ง 2 ทิศทาง และตำแหน่งอ้างอิงที่กันหลุม ซึ่งมีขั้นตอนการติดตั้ง ดังนี้

1. ติดตั้ง Inclinometers casing ท่อนแรกโดยยึดปลายล่างให้แน่น
2. ทำการต่อ Inclinometers casing ที่สองโดยใช้ couple เป็นข้อต่อ
3. ทำการต่อ Inclinometers casing ที่เหลือ ให้ได้ความยาวที่ต้องการ



รูปที่ 4.1. Inclinometer casing



รูปที่ 4.2. ลักษณะของ Couple

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.3. การต่อ Inclinometer casing

#### 4.3. ขั้นตอนการเก็บข้อมูล

1. เตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์
2. วัดค่าการเคลื่อนตัวของแบบจำลอง
3. วิเคราะห์ผลของการเคลื่อนตัวที่ได้



รูปที่ 4.4. การเตรียมเครื่องมือและตั้งค่า



รูปที่ 4.5. การวัดค่าการเคลื่อนตัวของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= (A_0 - A_{180}) \times 0.01$$

$$= (-45 - 63) \times 0.01$$

$$= -1.08$$

$$= \text{Current} - \text{Initial}$$

$$= -23.4 - (-1.08)$$

$$= -22.32$$

Location : CCA			Site Description					
Date			Time					
Ring Initial			Ring Current					
Depth (m)	Initial Reading			Current Reading			Incremental Displacement (mm)	Cumulative Displacement from Bottom to Top
	A0	A180	Incremental deviation	A0	A180	Incremental deviation		
0.0								
0.5	-45	63	-1.08	-1202	1138	-23.4	-22.32	7.790
1	-49	63	-1.12	-1138	1139	-22.77	-21.65	29.440
1.5	-3	21	-0.24	-1057	1057	-21.14	-20.9	50.340
2	59	-39	0.98	-918	931	-18.49	-19.47	69.810
2.5	98	-72	1.7	-768	789	-15.57	-17.27	87.080
3	149	-100	2.49	-585	616	-12.01	-14.5	101.580
3.5	-125	75	-2	165	-154	3.19	5.19	96.390
4	-131	100	-2.31	432	-415	8.47	10.78	85.610
4.5	-130	110	-2.4	595	-593	11.88	14.28	71.330
5	-128	126	-2.54	717	-709	14.26	16.8	54.530
5.5	-104	121	-2.25	787	-783	15.7	17.95	36.580
6	-66	102	-1.68	818	-804	16.22	17.9	18.680
6.5	-152	145	-2.97	354	-360	7.14	10.11	8.570
7	-169	174	-3.43	157	-149	3.06	6.49	2.080
7.5	-172	186	-3.58	-36	46	-0.82	2.76	-0.680
8	-198	208	-4.06	-182	194	-3.76	0.3	-0.980
8.5	-239	247	-4.86	-267	280	-5.47	-0.61	-0.370
9	-304	314	-6.18	-320	335	-6.55	-0.37	0.000

ตารางที่ 4.1. ตารางแสดงตัวอย่างการคำนวณการเคลื่อนแบบจำลองที่ความสูง 9 เมตร

หน่วยการอ่านของเครื่องมือ Digitilt DataMate จะเป็นการแสดงการเบี่ยงเบนของการเคลื่อนตัว ซึ่งสามารถแยกออกได้เป็นหน่วยเมตริกซ์ และหน่วยอังกฤษ ดังแสดงดังนี้

$$\text{Displayed Reading} = \sin \theta \times \text{Instrument Constant}$$

$$\text{Reading}_{\text{Metric}} = \sin \theta \times 25000$$

$$\text{Reading}_{\text{English}} = \sin \theta \times 20000$$

$$\text{Averaged Reading} = (A_0 - A_{180})/2$$

การคำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Calculating Deviation)

$$\text{Lateral Deviation} = \text{Measurement Interval} \times \sin \theta$$

ในการทดลองวัดการเคลื่อนตัวได้กำหนดความลึกในการวัดทุกๆ เท่ากับ 500 มม.

$$= \frac{500 \times (\text{Averaged Reading})}{25000}$$

$$= 0.01 (A_0 - A_{180})$$

ตัวอย่าง การคำนวณความลึกที่ 5.00 เมตร

จากตัวอย่าง  $A_0 = -128$  ,  $A_{180} = 126$  วัดที่ทุกความลึก 500 มม.

$$\text{Lateral Deviation} = 0.010 \times (-128 - 126)$$

ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ความลึก 5.00 เมตร

$$\text{Incremental Displacement} = \text{Current Reading} - \text{Initial Reading}$$

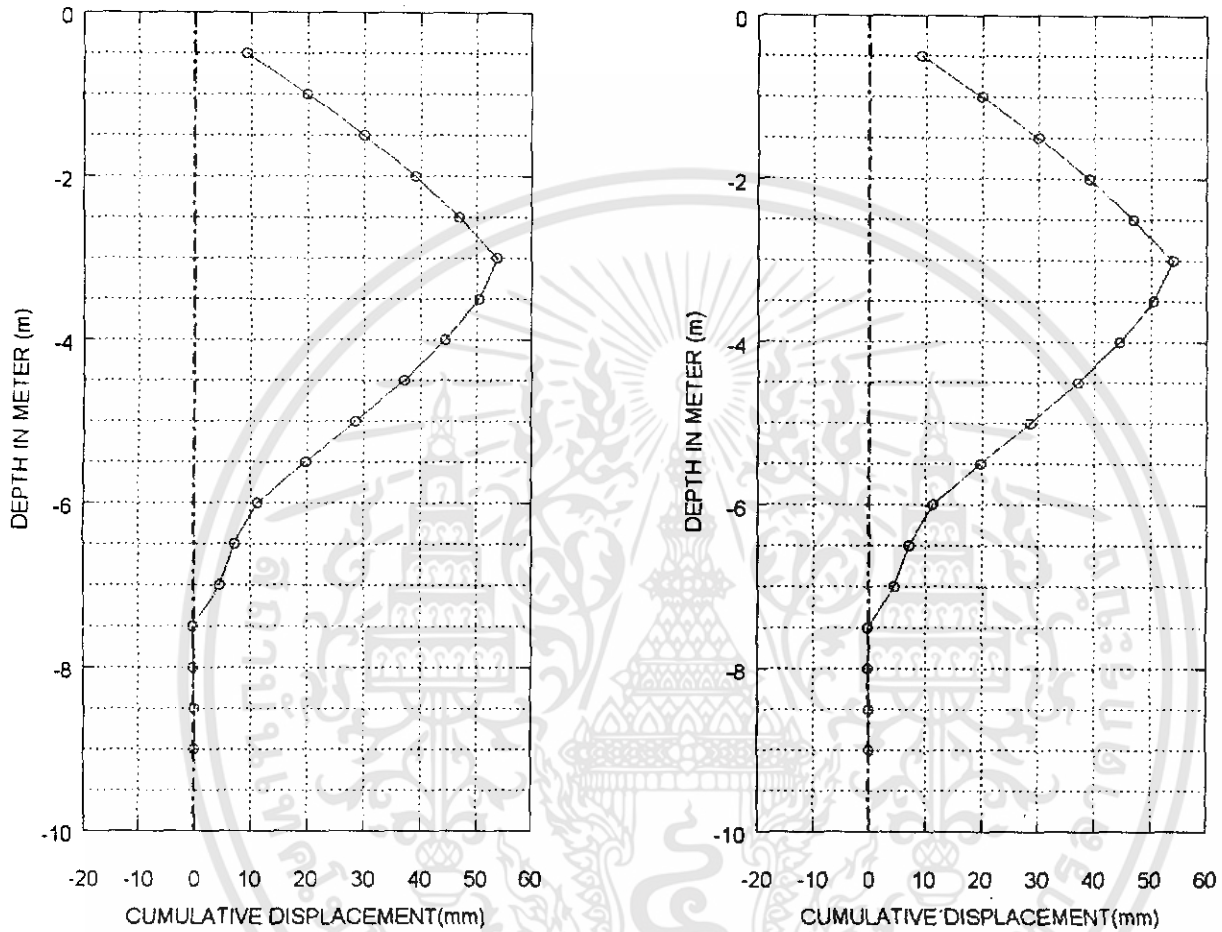
$$= 14.26 - (-2.54)$$

$$= 16.80 \text{ mm}$$

ค่าการเคลื่อนตัวสะสมจากด้านล่างหลุมเจาะถึงด้านบนของหลุมเจาะ (Cumulative Displacement from Bottom to top)

คือ ค่าของผลรวมของความลึกทุก ๆ 50 ซม. จากด้านล่างของหลุม ซึ่งในแบบจำลองนี้ใช้ความลึกของหลุมเจาะเท่ากับ 9.00 เมตร

4. นำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาจัดรูปแบบการนำเสนอให้เข้าใจง่าย



รูปที่ 4.6. กราฟวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

## บทที่ 5

### โครงการศึกษา

#### 5.1. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา

##### 5.1.1. วัตถุประสงค์ของโครงการ

วัตถุประสงค์สำคัญของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา คือ เพื่อ แก้ไขปัญหาการระบายน้ำในพื้นที่เขตห้วยขวาง เขตบางกะปิ เขตบึงกุ่ม เขตลาดพร้าว และเขตสะพานสูง ซึ่งระบบที่ใช้ในการระบายน้ำในปัจจุบันนั้นจะใช้ระบบคลองหลัก คือ คลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลำเลียงออกมาทางคลองตัน บรรจบคลองพระโขนง แล้วไหลออกสู่แม่น้ำเจ้าพระยา เป็นระยะทางทั้งสิ้นประมาณ 25 กิโลเมตร ซึ่งเดิมจะต้องใช้เวลาประมาณ 2-3 วันในการลดระดับน้ำ 10-15 เซนติเมตร ดังนั้นทางกองพัฒนาระบบหลัก สำนักงานระบายน้ำ กรุงเทพมหานครจึงได้หาแนวทางเพื่อการระบายน้ำโดยการนำผลการศึกษาของ โครงการป้องกันน้ำท่วม โดยบริษัท วิศวกรที่ปรึกษา ในปีพุทธศักราช 2538-2539 ซึ่งแก้ปัญหาด้วยการสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ ดังนั้นทางกองพัฒนาระบบหลัก สำนักงานระบายน้ำ กรุงเทพมหานครจึงได้ริเริ่มและก่อสร้างโครงการดังกล่าว



รูปที่ 5.1. ผู้ว่าราชการกรุงเทพมหานครเยี่ยมชมโครงการก่อสร้าง



รูปที่ 5.2. ตะแกรงดักขยะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 5.1.2. ที่ตั้งโครงการ



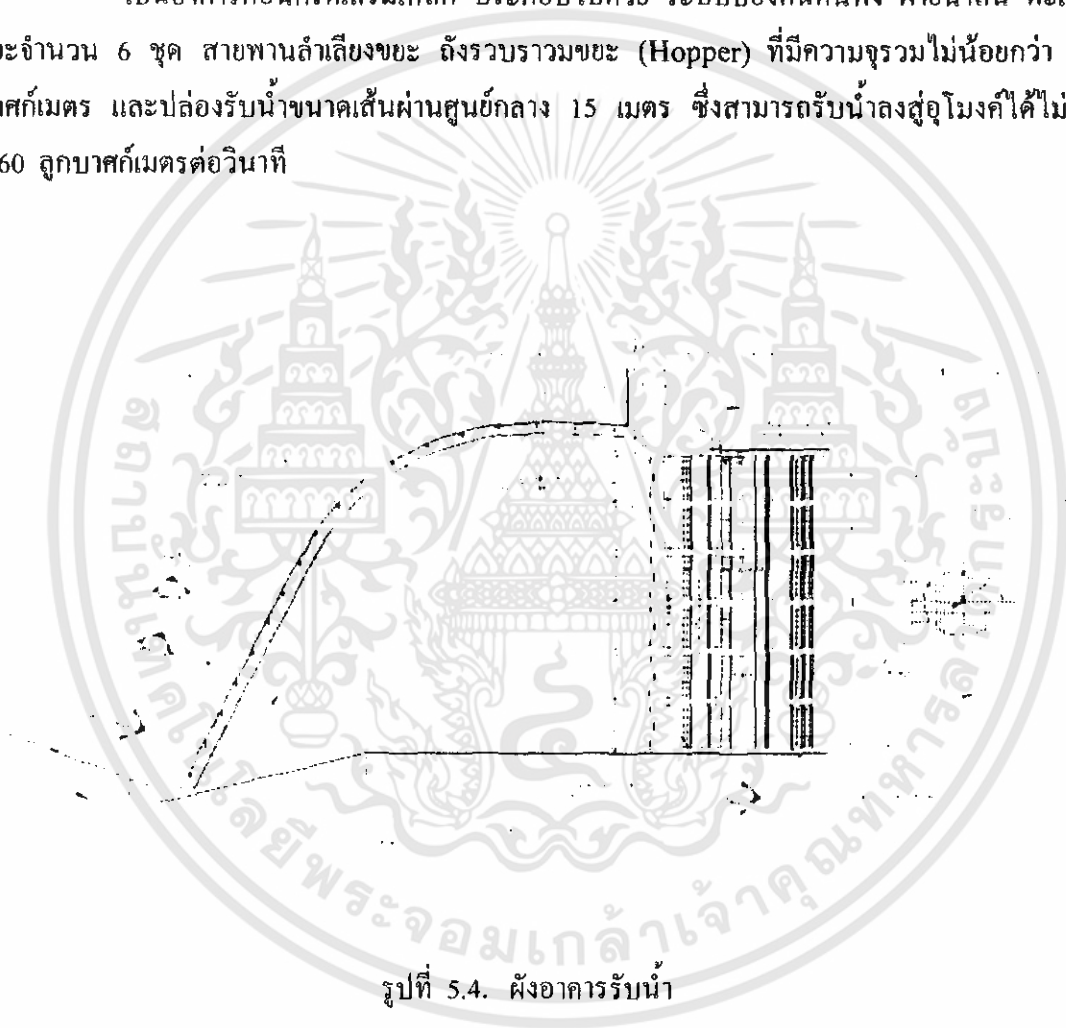
รูปที่ 5.3. แผนที่บริเวณโครงการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

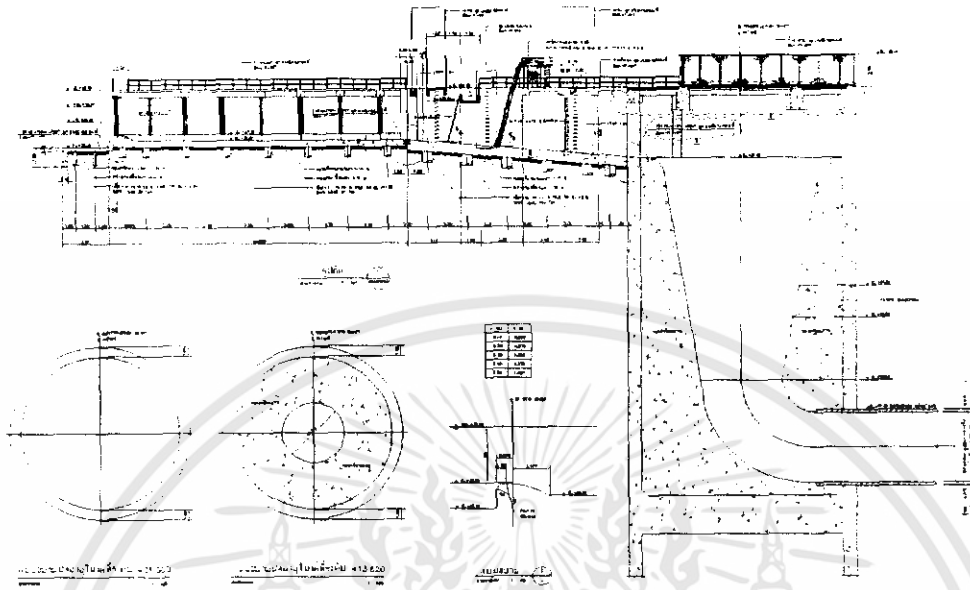
### 5.1.3. รายละเอียดโครงการ

#### 5.2.3.2. อาคารรับน้ำ

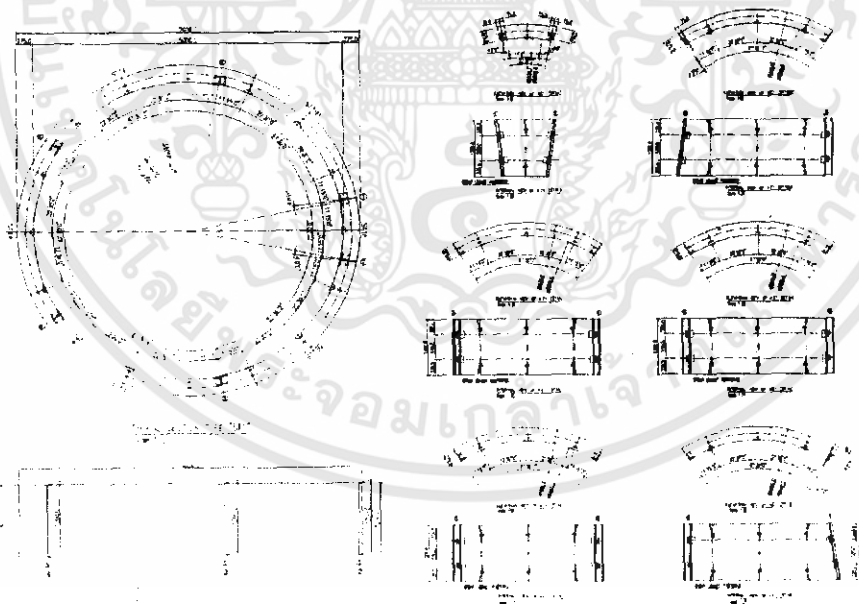
เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประกอบไปด้วย ระบบป้องกันดินพัง ฝายน้ำล้น ตะแกรง คัดขยะจำนวน 6 ชุด สายพานลำเลียงขยะ ถึงรวบรวมขยะ (Hopper) ที่มีความจุรวมไม่น้อยกว่า 10 ลูกบาศก์เมตร และปล่องรับน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เมตร ซึ่งสามารถรับน้ำลงสู่อุโมงค์ได้ไม่น้อยกว่า 60 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที



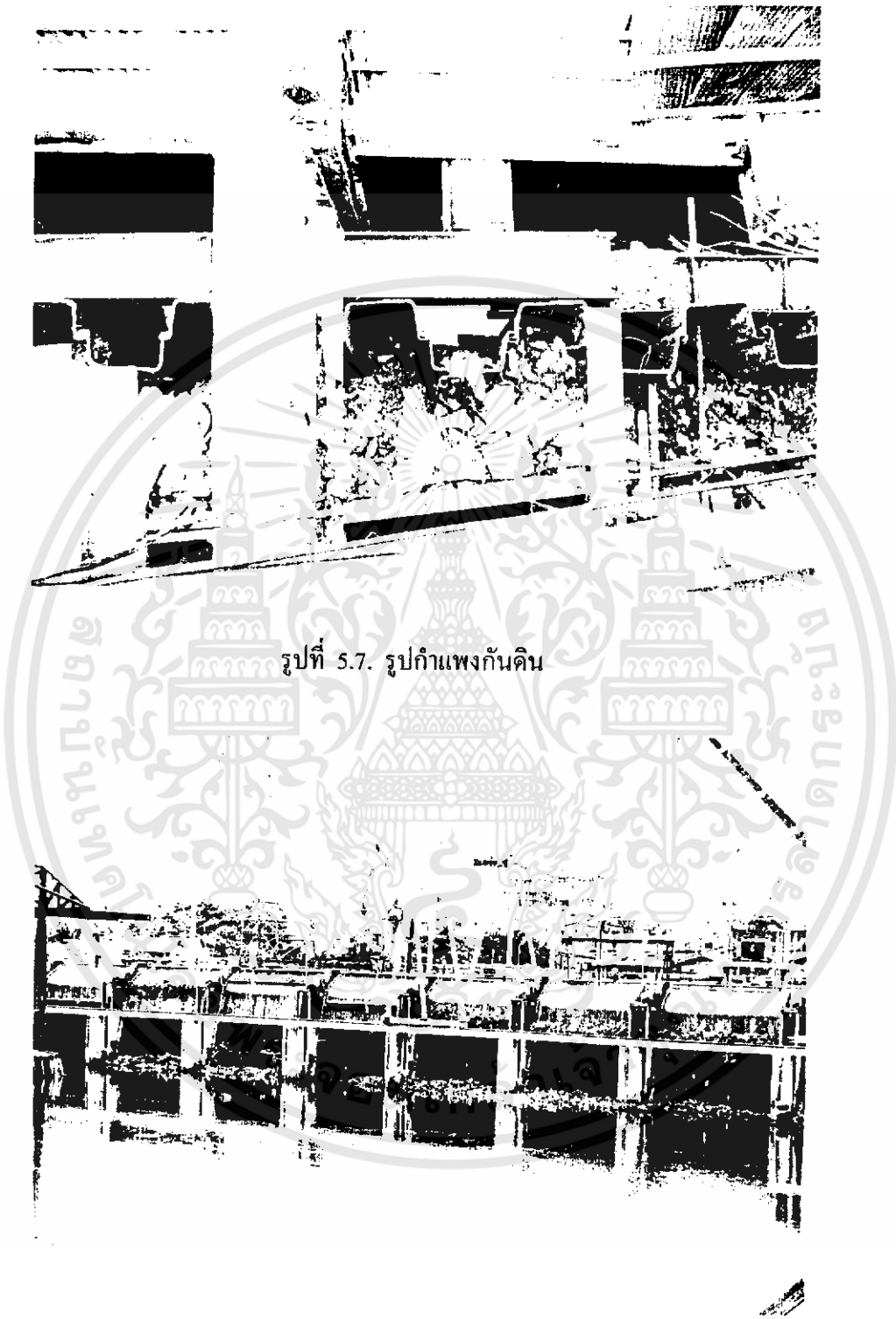
รูปที่ 5.4. ฝังอาคารรับน้ำ



รูปที่ 5.5. ภาพตัดของอาคารรับน้ำ



รูปที่ 5.6. รูป Concrete Section



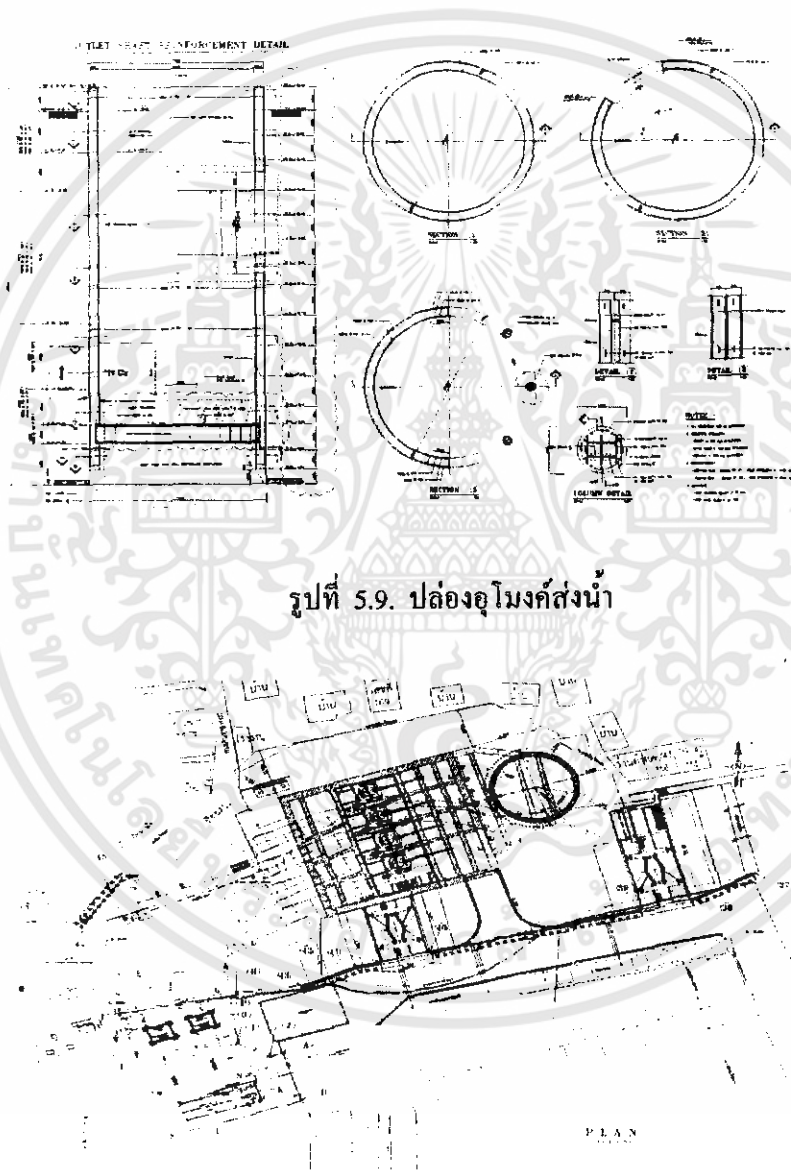
รูปที่ 5.7. รูปกำแพงกันดิน

รูปที่ 5.8. ตะมกรงคักขะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 5.2.3.3. อุโมงค์ระบายน้ำ

เป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5 เมตร ยาวประมาณ 5300 เมตร ลึกลงจากระดับผิวดินประมาณ 27 เมตร ความลาดเอียง 1 : 10000 และสามารถระบายน้ำได้ไม่น้อยกว่า 60 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที โดยความเร็วของน้ำไม่เกินกว่า 3.05 เมตรต่อวินาที



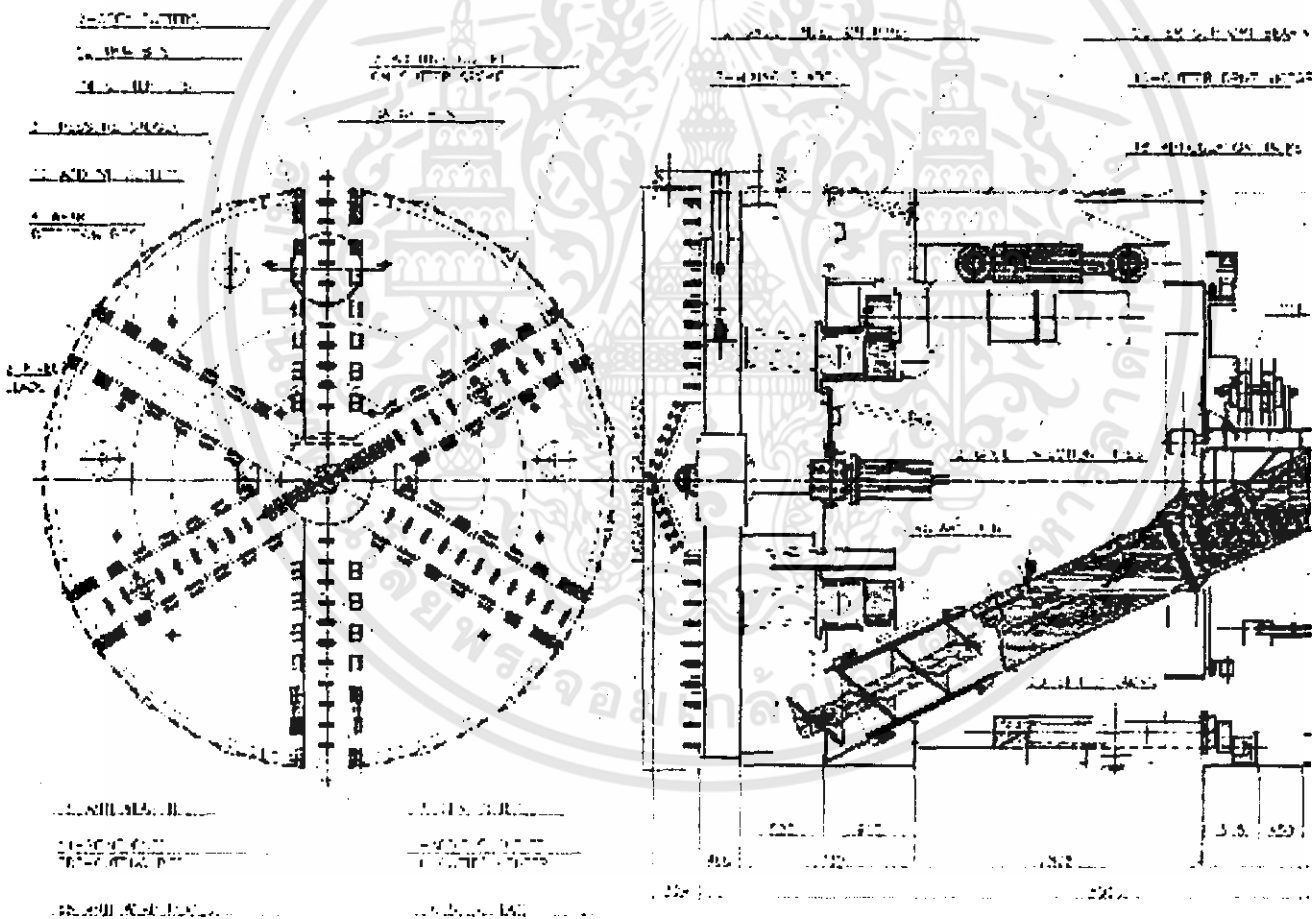
รูปที่ 5.9. ปล่องอุโมงค์ส่งน้ำ

รูปที่ 5.10. ผังสถานีสูบน้ำ

#### 5.2.3.4. สถานีสูบน้ำ

เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประกอบไปด้วยงานก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนรับน้ำ บ่อสูบ ส่วนระบายน้ำ โดยส่วนของบ่อสูบจะติดตั้งเครื่องสูบน้ำ โดยมีอัตราการสูบ 15 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที จำนวน 4 เครื่อง

#### 5.2.3.5. หัวชุดเจาะ



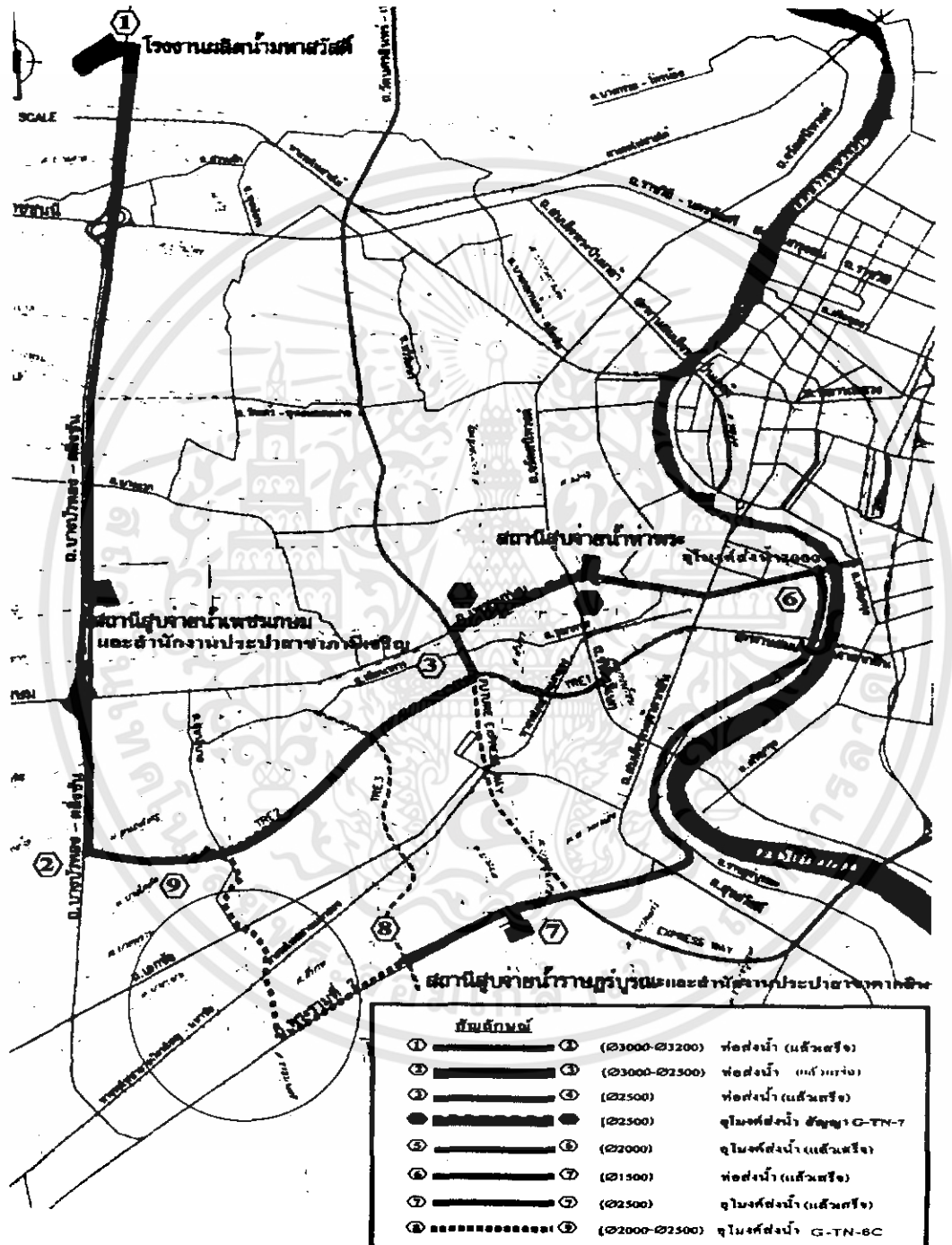
รูปที่ 5.11. รูปแสดงรายละเอียดของหัวเจาะ

## 5.2. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำจากบึงมักกะสันลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา

### 5.2.1 วัตถุประสงค์ของโครงการ

โครงการก่อสร้างท่อส่งน้ำ และอุโมงค์ส่งน้ำด้านตะวันตกของกรุงเทพมหานคร เป็นโครงการก่อสร้างระบบส่งน้ำเพื่อให้ครบเครือข่าย สามารถส่งน้ำประปาไปยังสถานีสูบน้ำจ่ายน้ำย่านฝั่งตะวันตก ได้ครอบคลุมครบทุกสถานีสูบน้ำ ซึ่งในปัจจุบัน โรงงานผลิตน้ำมหาสวัสดิ์ ได้ส่งน้ำให้แก่สถานีสูบน้ำเพชรเกษม และสถานีสูบน้ำท่าพระ เนื่องจากระบบท่อส่งน้ำยังไม่ครอบคลุมไปยังสถานีสูบน้ำราษฎร์บูรณะ ดังนั้นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ สัญญา G-TN-6C ซึ่งเป็นโครงการระบบส่งน้ำในรูปแบบของอุโมงค์ส่งน้ำจากถนนแยกตากสิน-เพชรเกษม-ถนนกาญจนาภิเษก และได้แนวคลองพระยาราชนครี ไปบรรจบกับท่อส่งน้ำเดิม บริเวณถนนพระราม 2 จะถูกนำมาใช้เพื่อใช้ส่งน้ำจากโรงงานผลิตน้ำมหาสวัสดิ์ไป ยังสถานีสูบน้ำราษฎร์บูรณะ การที่การประปานครหลวงลงทุนดำเนินการก่อสร้างระบบส่งน้ำในรูปแบบของอุโมงค์ส่งน้ำ ก็เพื่อเป็นการหลีกเลี่ยงผลกระทบจากการขุดวางท่อและ ปัญหาการจราจรโดยเฉพาะ ในถนนพระรามที่ 2 ซึ่งในปัจจุบันมีปัญหา ในเรื่องการจราจรมากอยู่แล้ว การก่อสร้างในรูปแบบดังกล่าว จะส่งผลกระทบต่อจราจรน้อยมาก ถึงแม้ราคาก่อสร้างจะสูงกว่าแบบขุดเปิดหน้าดินเพื่อวางท่อ ก็ตาม เมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จจะสามารถทำให้สถานีสูบน้ำจ่ายน้ำราษฎร์บูรณะ สามารถสูบน้ำบริการประชาชนในเขตพื้นที่จ่ายน้ำได้อย่างพอเพียงและทั่วถึงยิ่งขึ้น โดยในปัจจุบันสถานีสูบน้ำราษฎร์บูรณะยังคงต้อง ใช้น้ำจากโรงงานผลิตน้ำบางเขน ซึ่งมีปริมาณการสูบ ส่งน้ำให้ได้จำกัด

5.2.2 ที่ตั้งโครงการ



รูปที่ 5.12. แผนที่บริเวณโครงการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 5.2.3 รายละเอียดโครงการ

### 5.2.3.1. อุโมงค์ส่งน้ำ

เป็นการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง  $\varnothing$  2,500 มิลลิเมตร ความยาว 3.4 กิโลเมตร จากบ่อส่งน้ำ (Drop Structure) ไปตามแนวใต้คลองพระยาราชมนตรี ถึงบ่อประตูน้ำ (Valve Chamber) และขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง  $\varnothing$  2,000 มิลลิเมตร ความยาว 2.7 กิโลเมตรจากบ่อประตูน้ำ (Valve Chamber) ไปตามแนวถนนพระราม 2 ถึงบ่อรับน้ำ (Riser Structure)



รูปที่ 5.13. อุโมงค์ส่งน้ำ



รูปที่ 5.14. การล้างอุโมงค์ส่งน้ำ

### 5.2.3.2. ก่อสร้างบ่อส่งน้ำ (Drop Structure)

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 10.00 เมตร โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ความลึกประมาณ 31.60 เมตร ทำการก่อสร้างบริเวณแยกถนนตากสิน-เพชรเกษม-ถนนกาญจนาภิเษก พร้อมงานวางท่อส่งน้ำขนาด  $\varnothing$  2,500 มิลลิเมตรจากบ่อส่งน้ำไปบรรจบกับท่อส่งน้ำเดิมขนาด  $\varnothing$  2,500 มิลลิเมตร



รูปที่ 5.15. การเตรียมการก่อสร้างบ่อส่งน้ำ



รูปที่ 5.16. การก่อสร้างบ่อส่งน้ำ

### 5.2.3.3. ก่อสร้างบ่อประตูน้ำ (Valve Chamber)

ก่อสร้างบ่อประตูน้ำ (Valve Chamber) รูปวงรีขนาดกว้าง 9.90 เมตร ยาว 20.90 เมตร โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กความลึกประมาณ 28.50 เมตร ก่อสร้างบริเวณถนนพระรามที่ 2 ริมคลองพระยาราชนนตรี ในพื้นที่ของกรมทางหลวง



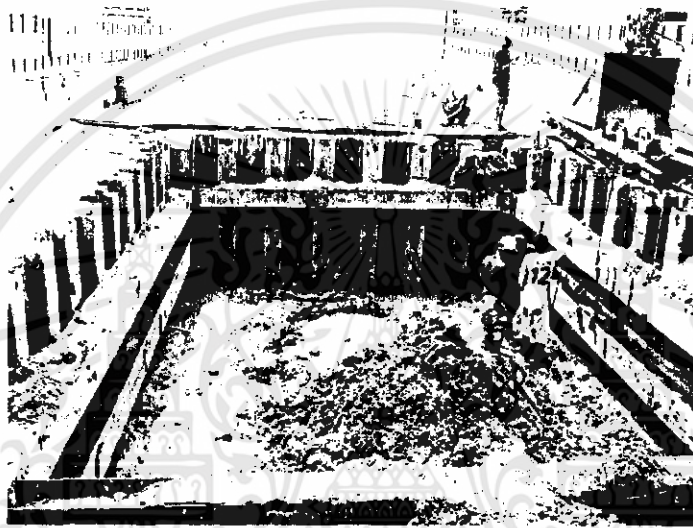
รูปที่ 5.17. การผูกเหล็กเสริมการเท Concrete



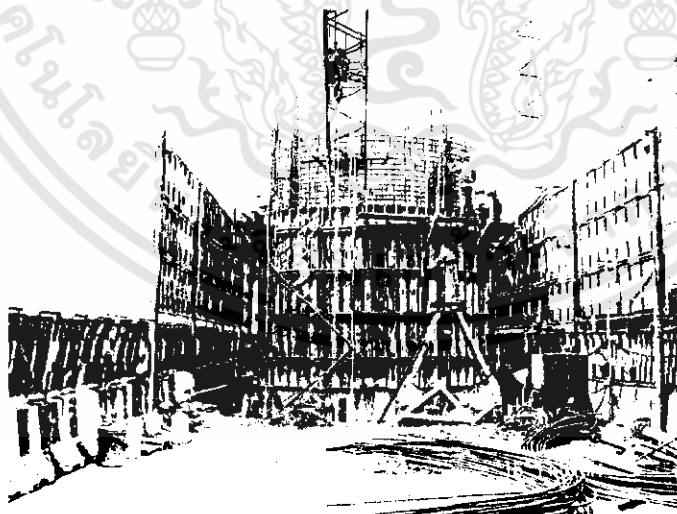
รูปที่ 5.18. บ่อประตูน้ำหลังการเท Concrete

#### 5.2.3.4. ก่อสร้างบ่อรับน้ำ (Riser Structure)

รูปวงรีขนาดกว้าง 5.30 เมตร ยาว 7.50 เมตร โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ความลึกประมาณ 26.30 เมตร ก่อสร้างบริเวณถนนพระรามที่ 2 พร้อมงานวางท่อส่งน้ำขนาด  $\varnothing$  2,000 มิลลิเมตร ไปบรรจบกับท่อส่งน้ำเดิมขนาด  $\varnothing$  2500 มิลลิเมตร เข้าสู่สถานีสูบน้ำจ่ายน้ำราษฎรบูรณะ



รูปที่ 5.19. การเตรียมการก่อสร้างบ่อรับน้ำ



รูปที่ 5.20. การก่อสร้างบ่อรับน้ำ

## บทที่ 6

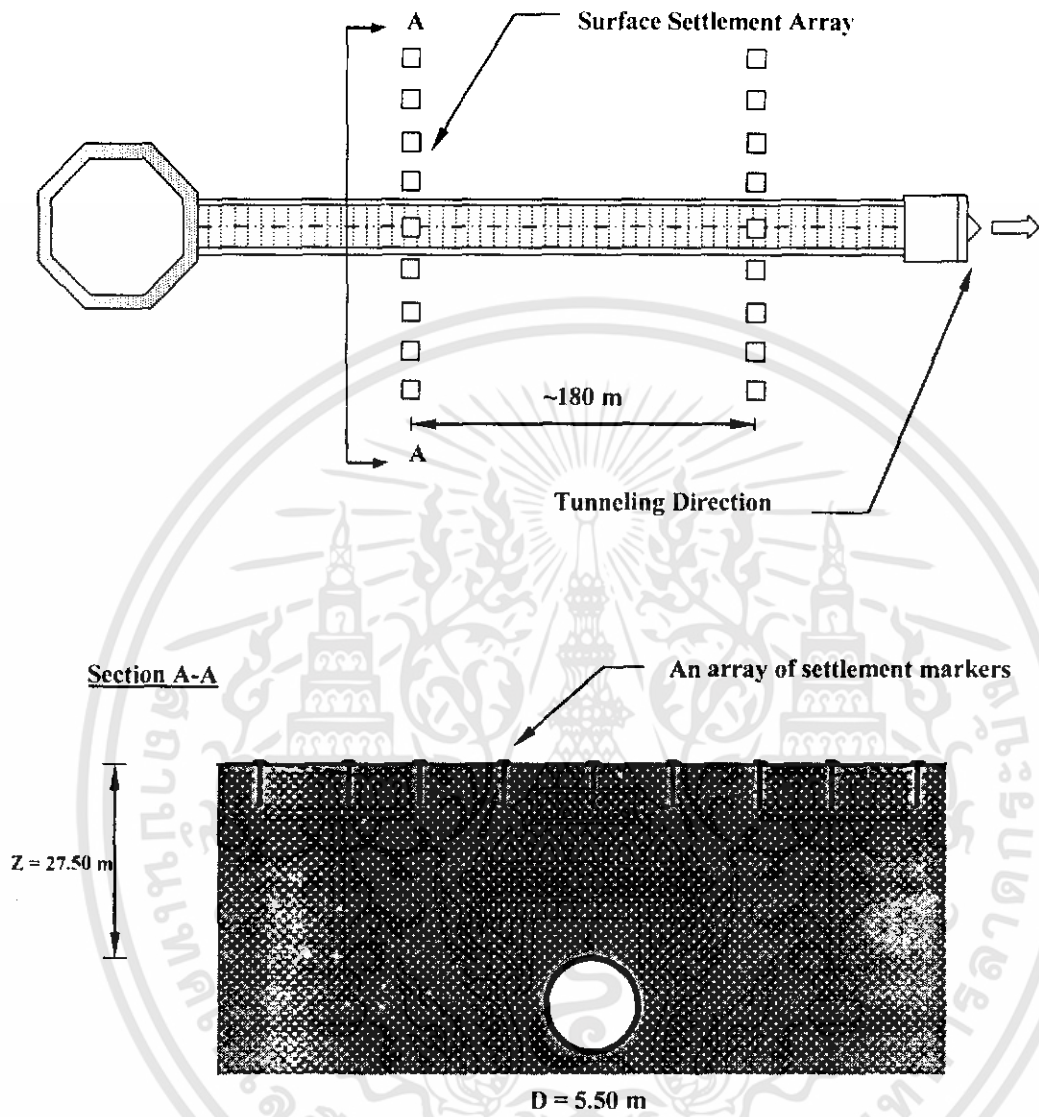
### การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

#### 6.1. บทนำ

การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินที่เกิดเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบ EPB มีความซับซ้อนและมีความยุ่งยากเนื่องจากด้วยหลาย ๆ ปัจจัยที่มาเกี่ยวข้อง ตัวอย่างเช่น ขนาดของอุโมงค์ สภาพของดิน การ Grouting Pressure แรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) และปริมาณดินขุด (Excavated soil) ซึ่งข้อมูลเหล่านี้ล้วนเป็นปัจจัยที่มีผลทำให้ดินมีการเคลื่อนตัวทั้งสิ้น

ในการวิเคราะห์ข้อมูลในบทนี้จะเป็นการวิเคราะห์ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดิน อยู่ด้วยกัน 2 กรณี กรณีที่หนึ่งจะเป็นการวัดการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นที่บนผิวดิน (Surface Settlement) โดยสามารถแบ่งออกเป็น 1. การทรุดตัวของผิวดินในแนวยาว (Longitudinal Surface Settlement) 2. การทรุดตัวของดินในแนวขวาง (Transverse Surface Settlement) กรณีที่สองจะเป็นการวัดการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นใต้ผิวดิน โดยสามารถแบ่งออกเป็น 1. การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างอุโมงค์ (Lateral deformation) 2. การเคลื่อนตัวของดินในแนวตั้ง

ในการขุดเจาะอุโมงค์แต่ละครั้งย่อมมีการเคลื่อนตัวของดินซึ่งจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลาย ๆ ประการ ที่ได้กล่าวมาแล้ว ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินย่อมจะมีการส่งผลทำให้เกิดการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างข้างเคียงทางคณะผู้ศึกษาโครงการจึงได้มีการจัดเก็บข้อมูลการทรุดตัวของตอม่อของสะพานเพื่อทำการวิเคราะห์แนวโน้มการทรุดตัวเพื่อที่จะสามารถพยากรณ์การทรุดตัวของสะพานต่อไปที่อุโมงค์นี้มีการขุดผ่าน



รูปที่ 6.1 การติดตั้งหมุดตรวจสอบการทรุดตัวของดินบนผิวดิน(Surface settlement marker)

## 6.2. การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นบนผิวดิน (Surface Settlement)

ในโครงการจะมีการติดตั้ง เครื่องมือที่วัดการทรุดตัวของดินบนผิวดิน (Surface settlement marker) โดยจะมีการติดตั้งทุกระยะประมาณ 150 Ring หรือประมาณ 180 เมตร ตลอดแนวอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 6.1 ซึ่งการติดตั้งนี้แล้วแต่โครงการว่าเป็นโครงการขนาดใหญ่หรือขนาดเล็กซึ่งโครงการที่ได้ทำการศึกษาจะเป็นโครงการขนาดเล็ก ยกตัวอย่างโครงการขนาดใหญ่เช่นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน MRTA จะมีการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวทุก ๆ ระยะประมาณ 50 เมตร จุดประสงค์ของการวัดการทรุดตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะนี้เพื่อที่จะดูแนวโน้มการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างที่หัวเจาะกำลังจะมาถึงตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัดจนกระทั่งหัวเจาะได้ขุดผ่านออกไปจากตำแหน่งนั้นเพื่อที่จะดูแนวโน้มพฤติกรรมของดิน เพื่อทำการวิเคราะห์ลักษณะการทรุดตัวของดินเพื่อที่จะได้นำผลการทดลองที่ได้ไปพัฒนาการขุดเจาะให้ดีขึ้น เพื่อที่จะทำให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยที่สุด โดยปกติแล้ววิศวกรออกแบบจะเป็นคนกำหนดระยะเวลาในการวัดค่าของแต่ละตำแหน่งของหัวเจาะ โดยในโครงการนี้ได้มีการวัดการเคลื่อนตัวของดินบนพื้นผิวทุก ๆ Ring หรือทุก ๆ 1.20 เมตร สำหรับการวัดการทรุดตัวของดินในแนวยาว

ในการวิเคราะห์ข้อมูลการทรุดตัวของดินบริเวณผิวดินโดยจะแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กรณีด้วยกัน กรณีแรกจะเป็นการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในแนวยาว (Longitudinal Surface Settlement) กรณีที่สองเป็นการทรุดตัวของดินในแนวขวาง (Transverse Surface Settlement)

### 6.2.1. การเคลื่อนตัวของดินในแนวยาว (Longitudinal Surface Settlement)

ในการวัดการเคลื่อนตัวของดินในแนวยาวของอุโมงค์สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ส่วนด้วยกัน คือ

#### 1. ZONE 1

การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่าน (Prior to Arrival of Shield Face) เป็นการเกิด Heave ก่อนที่ส่วนตัดดินของหัวเจาะ (Shield Cutter) จะเคลื่อนที่มาถึง ซึ่งมีสาเหตุมาจาก Ground Loss ที่ด้านหน้าของอุโมงค์อันเนื่องมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันดิน (Earth Pressure) ที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันส่วนหน้าของหัวเจาะ (Face Pressure) ดังรูป 6.2 นอกจากนี้ใน

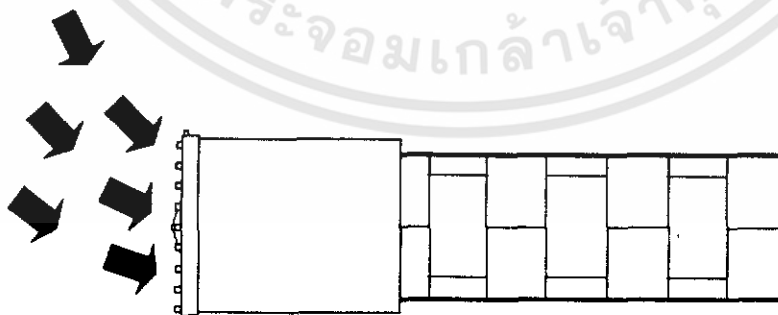
ดินที่มีความเชื่อมแน่นยังสามารถเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรดินเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) เมื่อ Face Pressure มีค่าสูงเกินกว่า At Rest Pressure ของดินที่อยู่ ด้านหน้า อุโมงค์

## 2. ZONE 2 นี้จะมีการทรุดตัวด้วยกับ 2 ข้อคือ

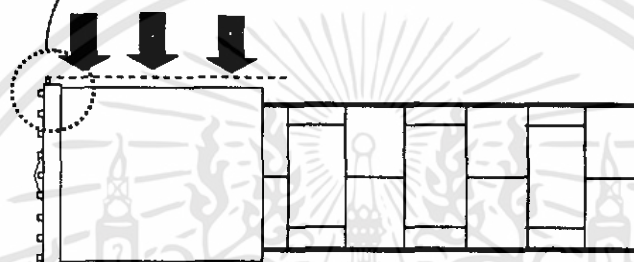
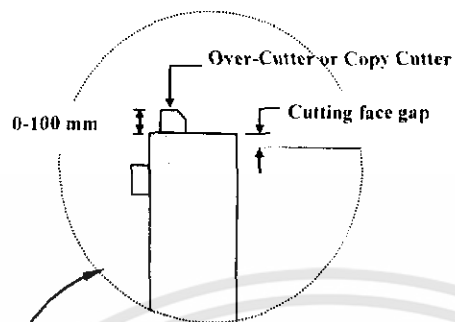
- 1 การทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Passing of Shield) เป็นการทรุดตัวระหว่าง ที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจากส่วนหน้าจนถึงส่วนท้าย โดยมีสาเหตุจาก Ground Loss ที่ เกิดขึ้นรอบหัวเจาะอันเนื่องมาจาก Over-Cutting ดังรูปที่ 6.3 การทรุดตัวที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของตัวของ อุโมงค์ดังรูปที่ 6.4 การทรุดตัวที่เกิดจากการขยับของหัวเจาะดังรูปที่ 6.5
- 2 การทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Occurrence of Tail Void and Backfill Grouting) เป็นการทรุดตัวหลังจากที่ส่วนท้ายของหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยมีสาเหตุมาจาก Ground Loss เนื่องจากช่องว่างที่อยู่รอบผนังอุโมงค์ซึ่งไม่สามารถทำการเกร้าได้ทันที หลังจากที่เกิดช่องว่างขึ้นมีการใช้แรงดันและปริมาตรในการเกร้าที่ต่ำเกินไป และการเสีย รูปของ Segment ดังรูปที่ 6.6

## 3. ZONE 3

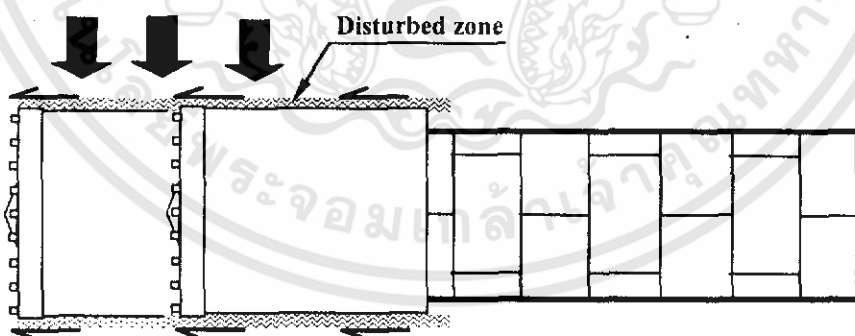
การทรุดตัวที่ตามมา (Following Settlement) เป็นการทรุดตัวในระยะยาวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปโดยจะมีการ Grouting เสริมเรียบร้อย ดังแสดงในรูปที่ 6.7



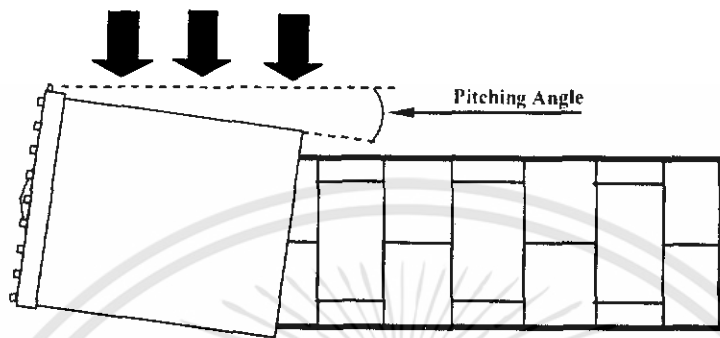
รูปที่ 6.2 แสดงการสูญเสียมวลดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะ



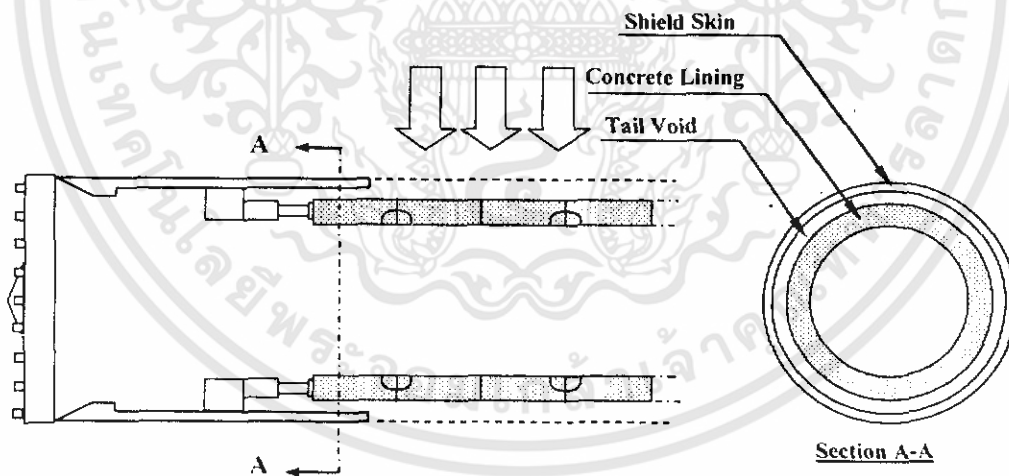
รูปที่ 6.3 การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการตัดดินเกินรอบบริเวณหัวเจาะ (Over-Cutter)



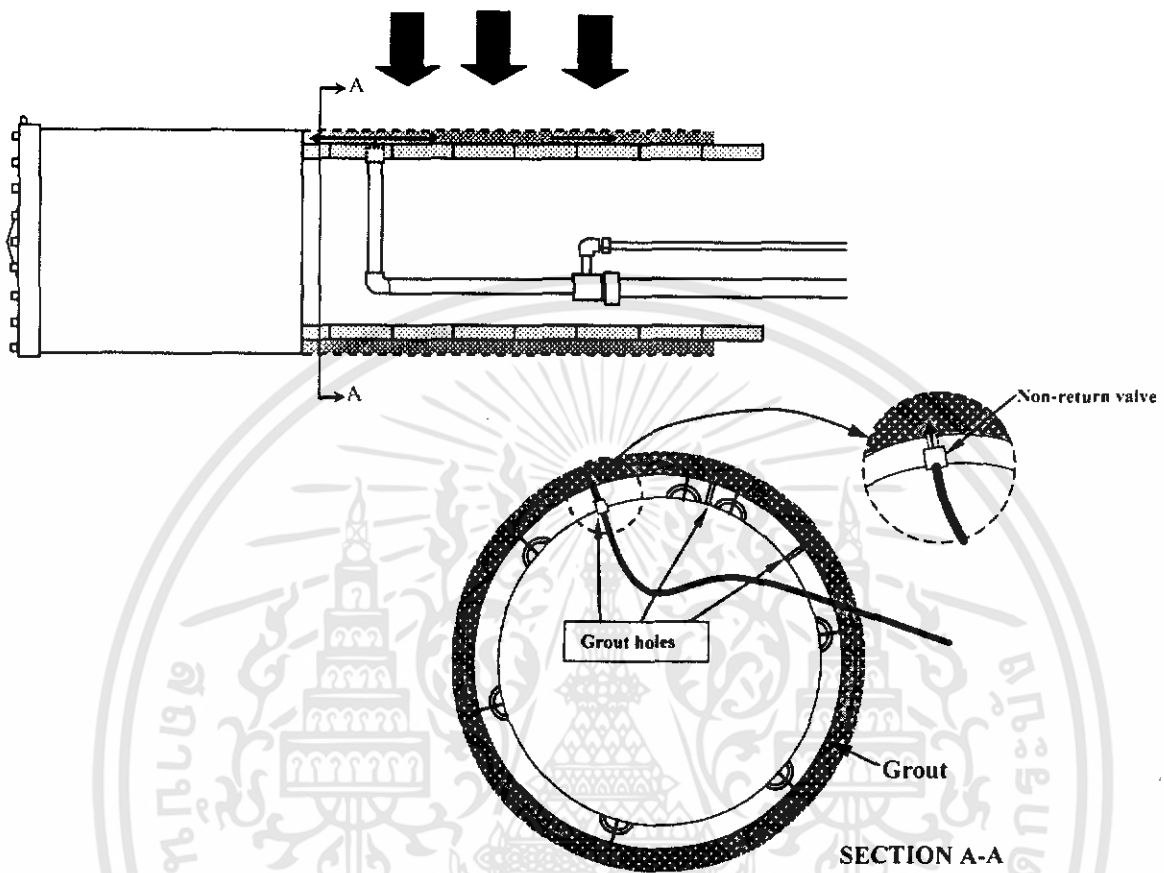
รูปที่ 6.4 การทรุดตัวที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของตัวของอุโมงค์



รูปที่ 6.5 การทรุดตัวที่เกิดจากการขยับของหัวเจาะ



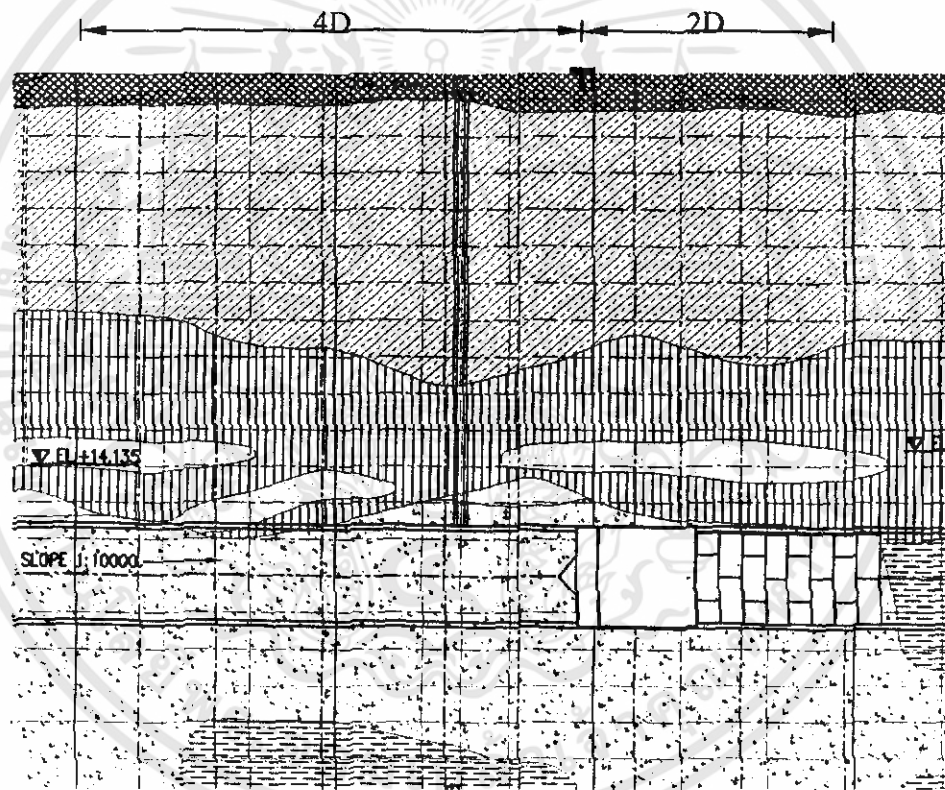
รูปที่ 6.6 การทรุดตัวที่เกิดจากการช่องว่างหลังจากหัวเจาะ



รูปที่ 6.7 การทรุดตัวที่เกิดหลังจากการ GROUTING เสร็จแล้ว

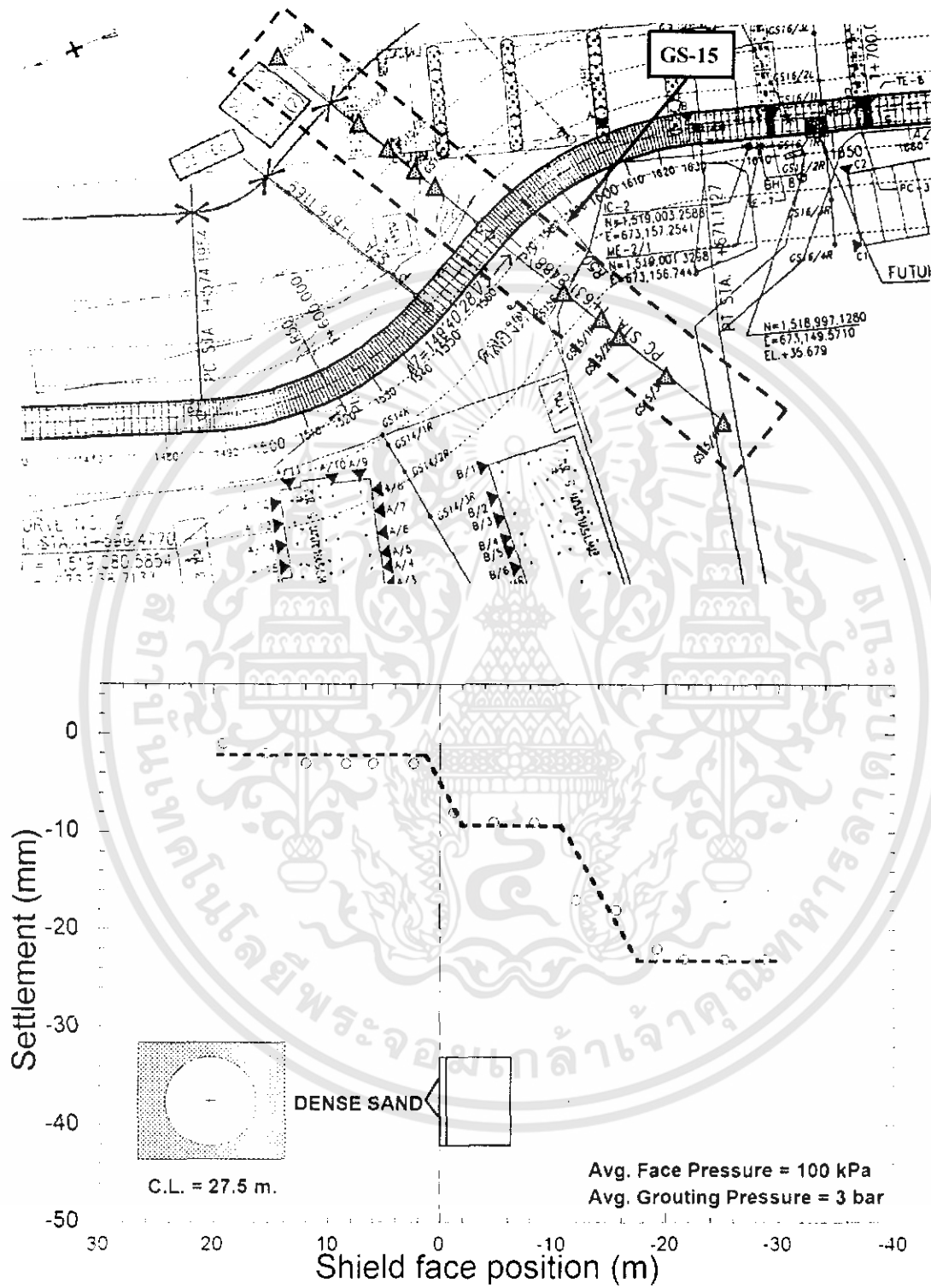
### 6.2.1.1. ข้อมูลที่ได้จากการวัดการทรุดตัวของดิน

ข้อมูลที่ได้ทำการวัดนี้จะเป็นการวัดการทรุดตัวของดินตามแนวยาวของอุโมงค์ ซึ่งในการวัดค่าการทรุดตัวของดินแนวยาวนี้จะดำเนินการวัดค่าที่ระยะของอุโมงค์อยู่ห่างจากตำแหน่งหมุดเป็นระยะทางเท่ากับ 11 เมตร หรือประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ และทำการวัดต่อไปเรื่อยๆ ทุก Segment ของอุโมงค์เพื่อที่จะได้ค่าที่มีความแม่นยำ ในการเก็บข้อมูลทางคณะผู้ศึกษามีการเก็บข้อมูลที่ระยะก่อนถึงตำแหน่งหมุดเป็นระยะทาง 20 เมตรและเก็บข้อมูลไปจนถึงตำแหน่งที่หัวเจาะเลยมุมระดับเป็นระยะทาง 30 เมตร โดยการวิเคราะห์ของผู้ศึกษาจะนำการทรุดที่ได้ทำการวิเคราะห์ที่ระยะทาง

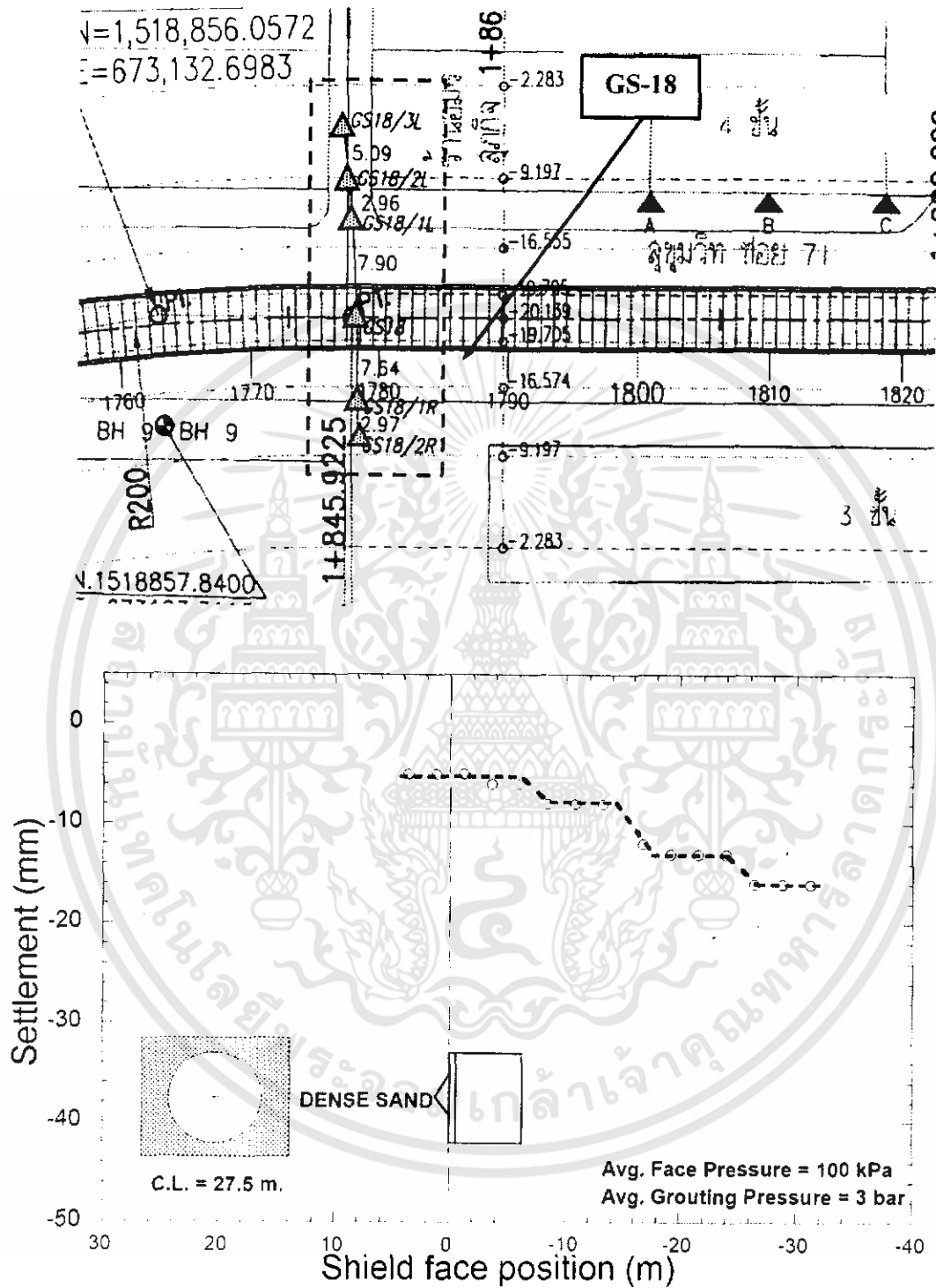


รูปที่ 6.8 แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวยาว

ในโครงการนี้ได้มีการเก็บค่าการทรุดตัวของดินในแนวขวางทั้งหมด 7 ตำแหน่ง ในแต่ละรูปจะมีการแสดงได้มีการแสดงแปลนของแนวของอุโมงค์และผลที่ได้จะแสดงเป็นกราฟ เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์สิ่งแสดงในรูปที่ 6.9 - รูปที่ 6.23

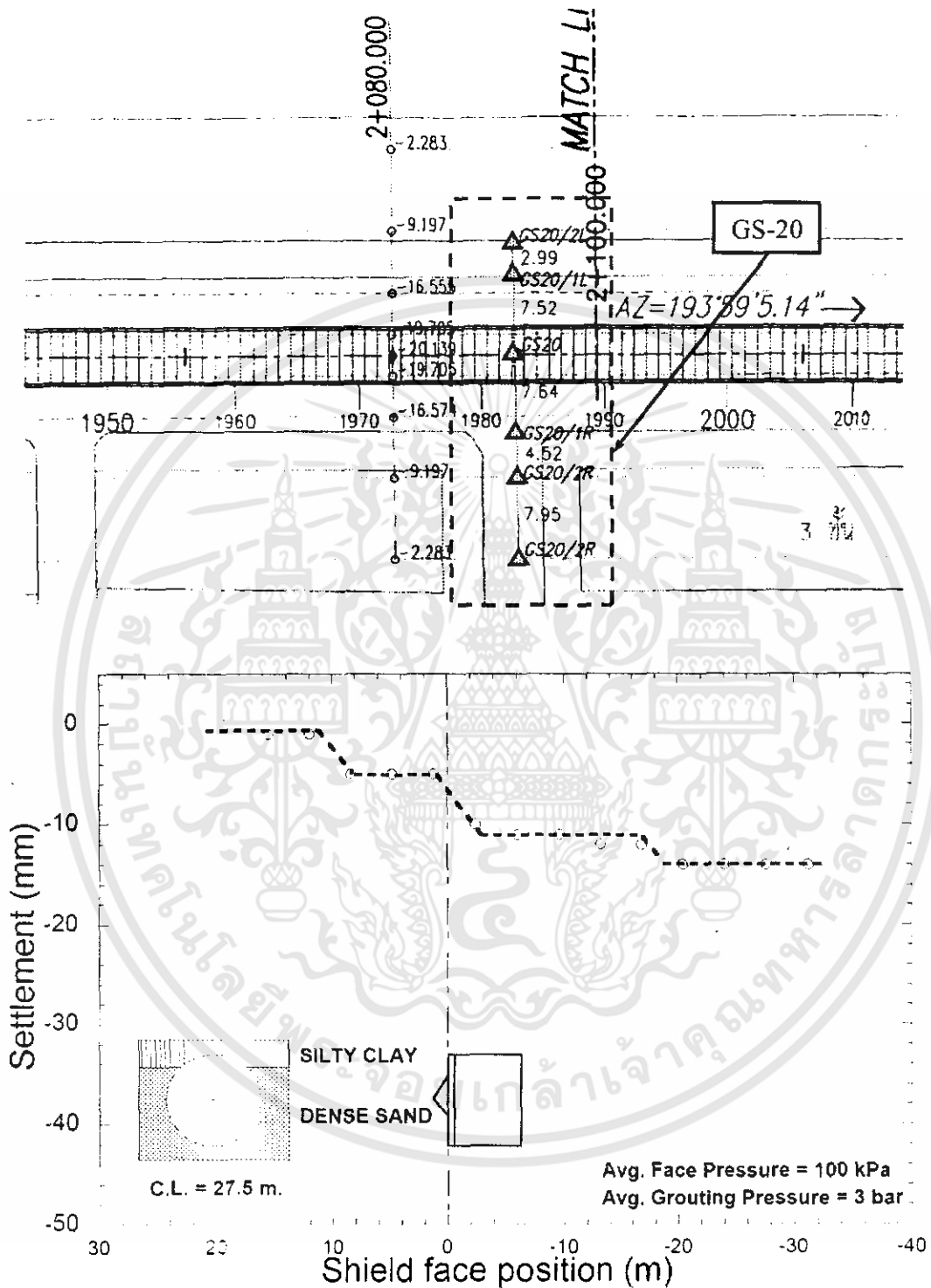


รูปที่ 6.9 Longitudinal ground settlement for GS-15 and the instrumentation layout

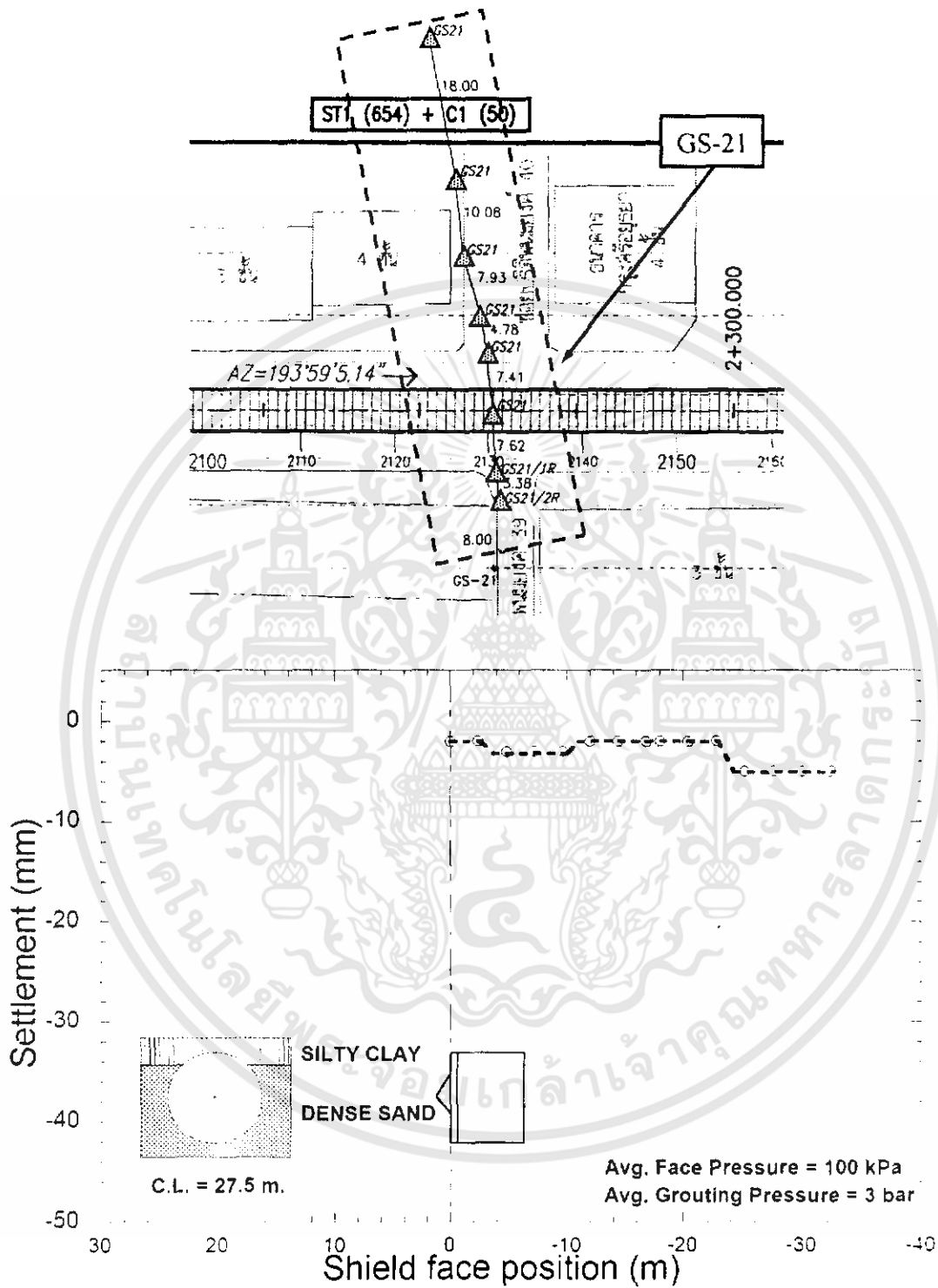


รูปที่ 6.10 Longitudinal ground settlement for GS-18 and the instrumentation layout

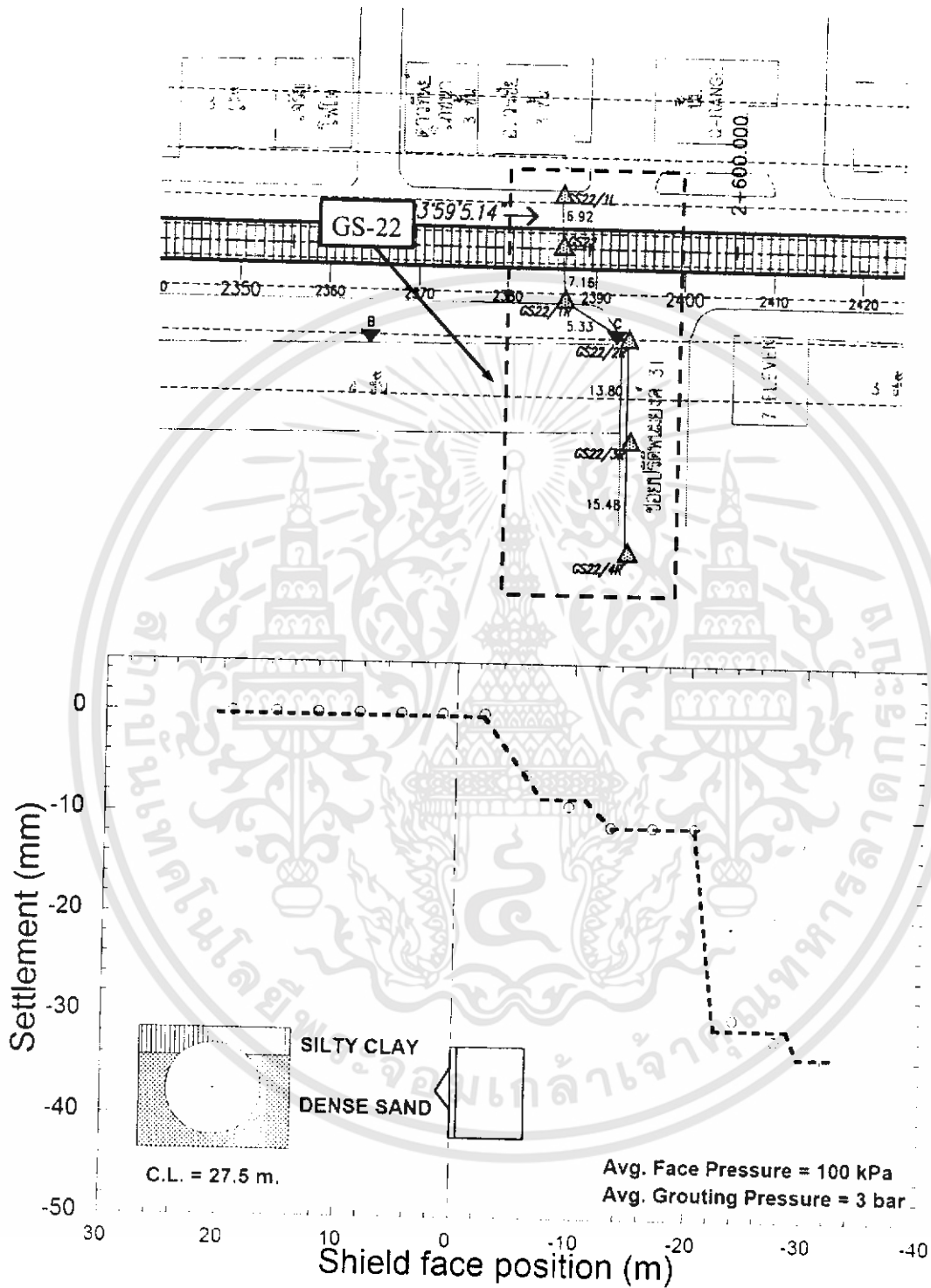




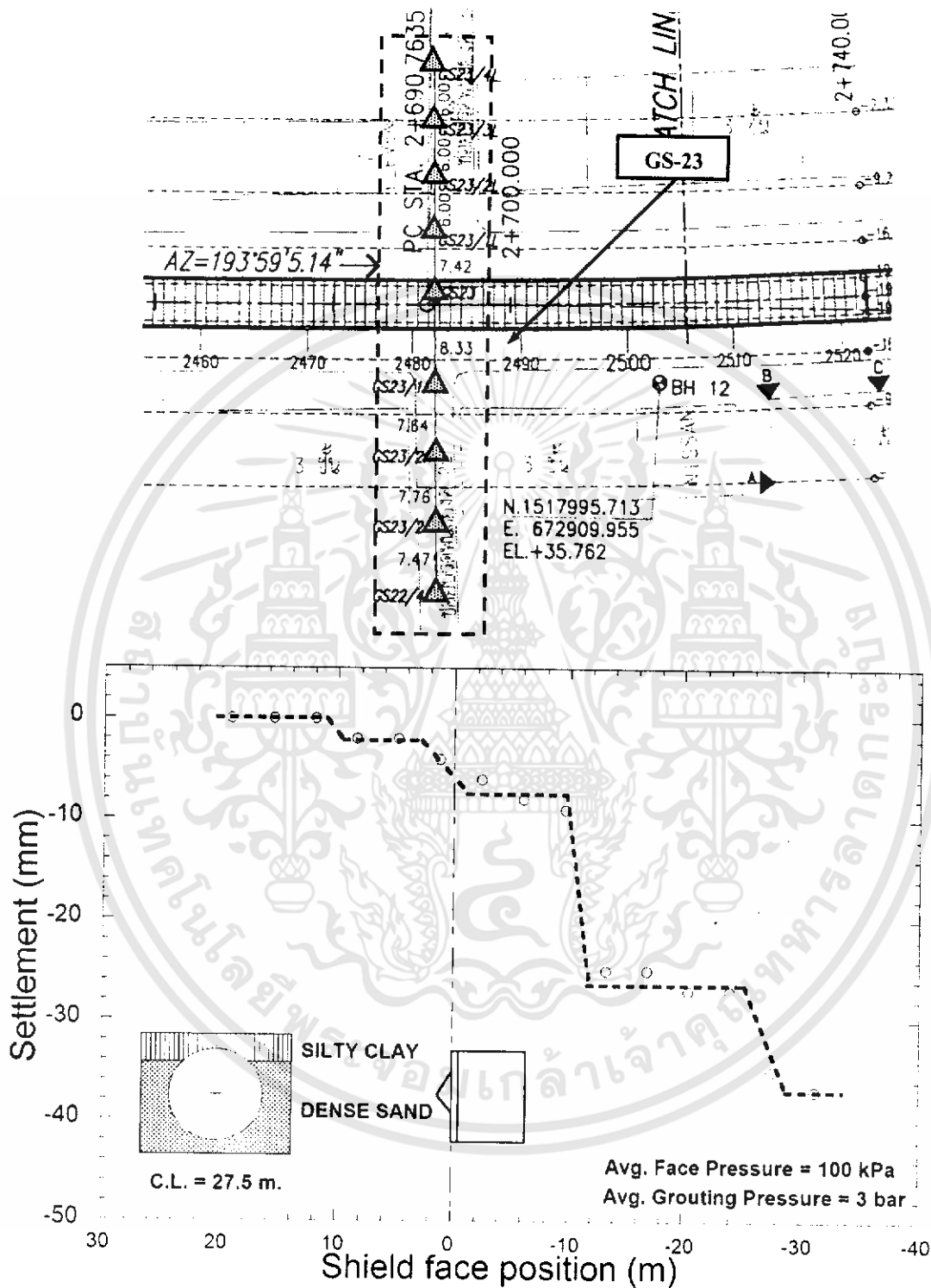
รูปที่ 6.12 Longitudinal ground settlement for GS-20 and the instrumentation layout



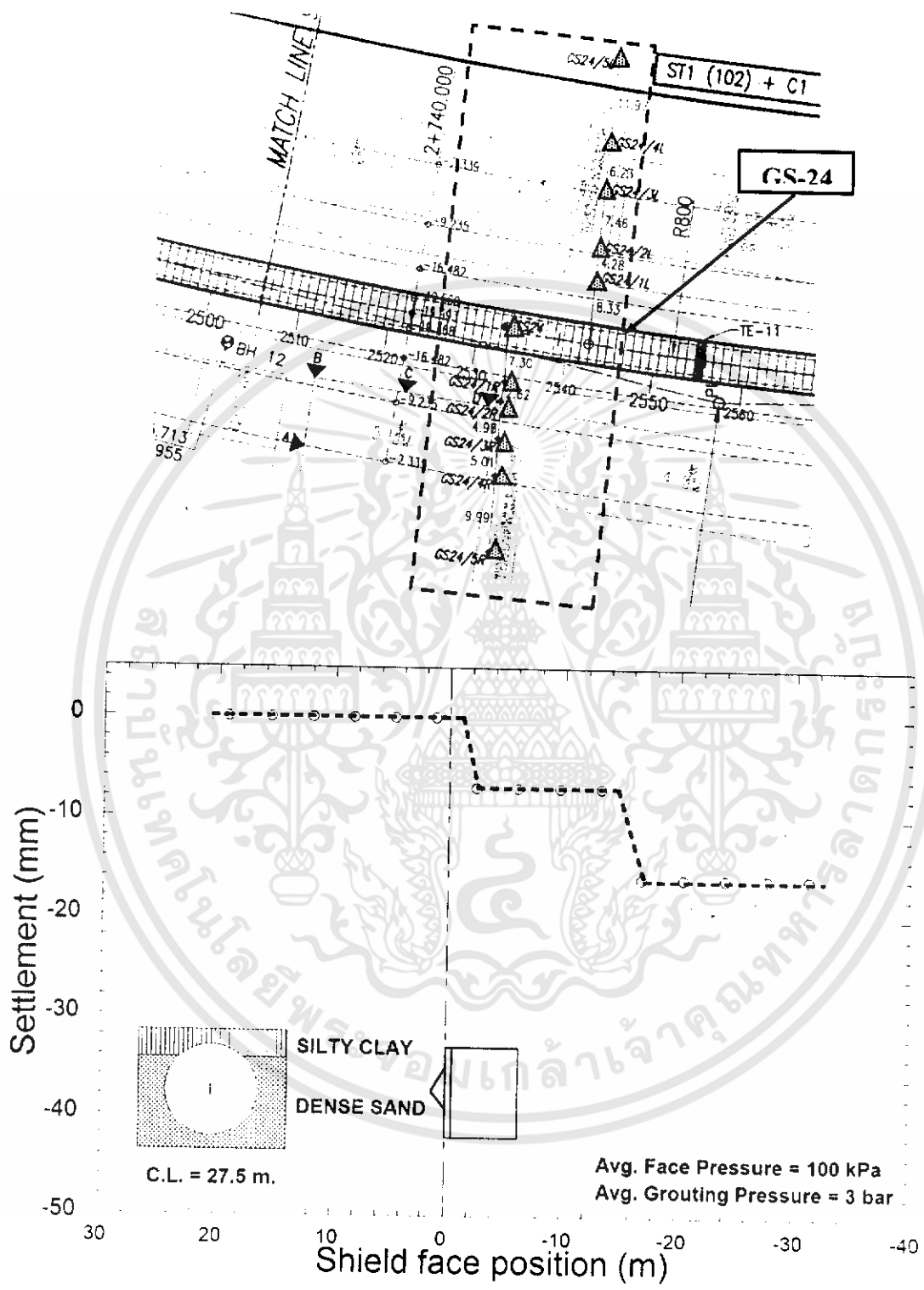
รูปที่ 6.13 Longitudinal ground settlement for GS-21 and the instrumentation layout



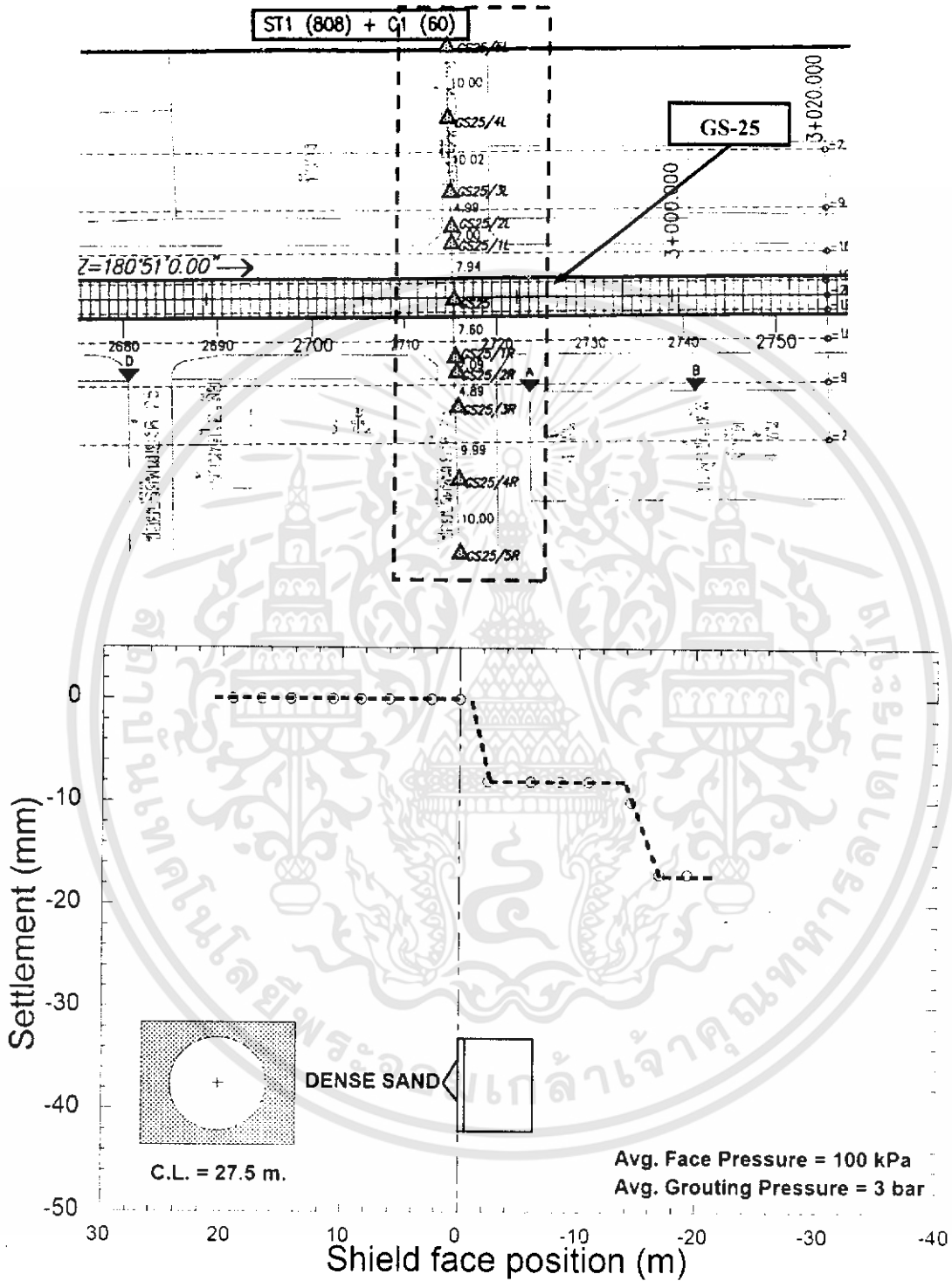
รูปที่ 6.14 Longitudinal ground settlement for GS-22 and the instrumentation layout



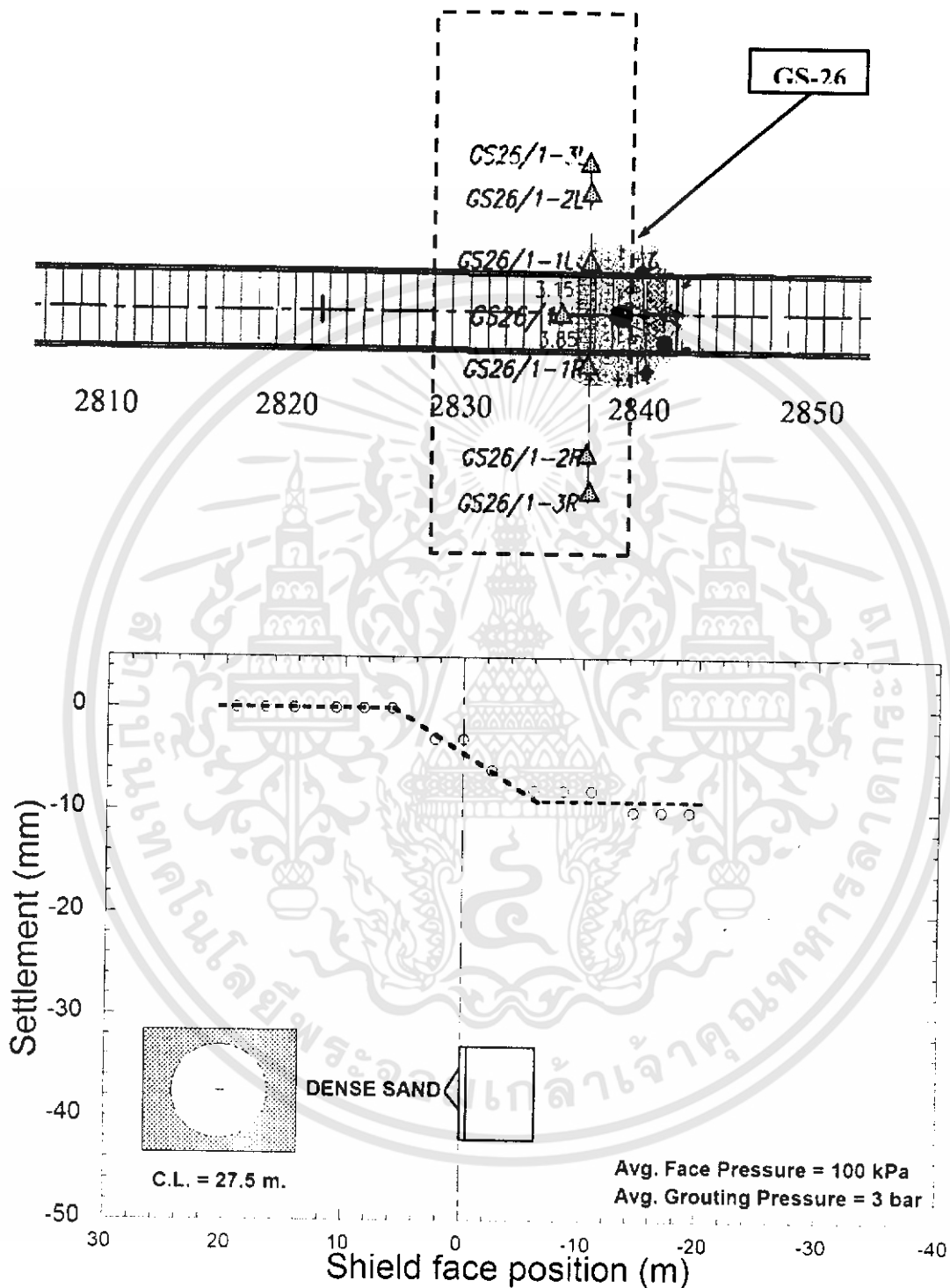
รูปที่ 6.15 Longitudinal ground settlement for GS-23 and the instrumentation layout



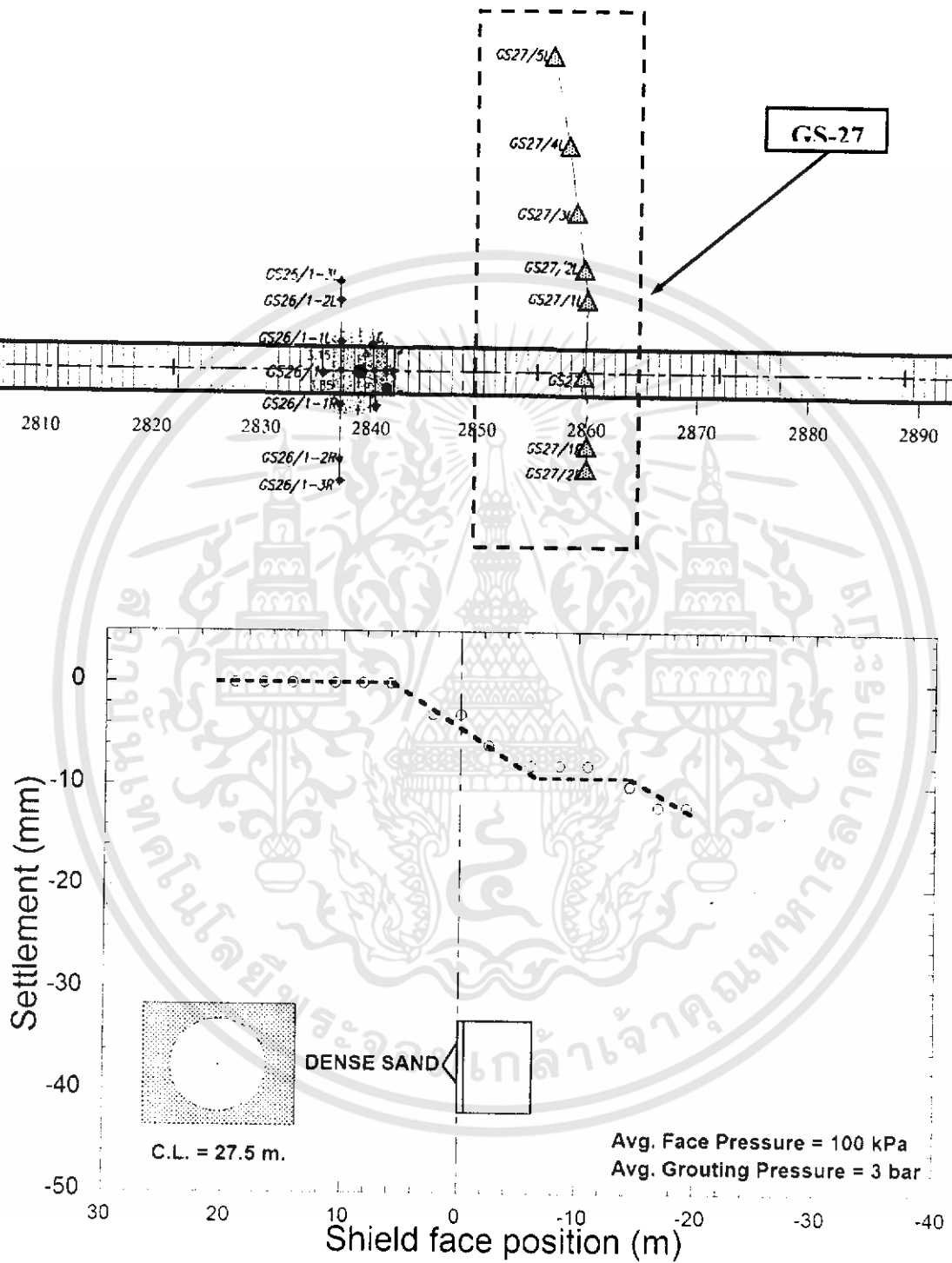
รูปที่ 6.16 Longitudinal ground settlement for GS-24 and the instrumentation layout



รูปที่ 6.17 Longitudinal ground settlement for GS-25 and the instrumentation layout



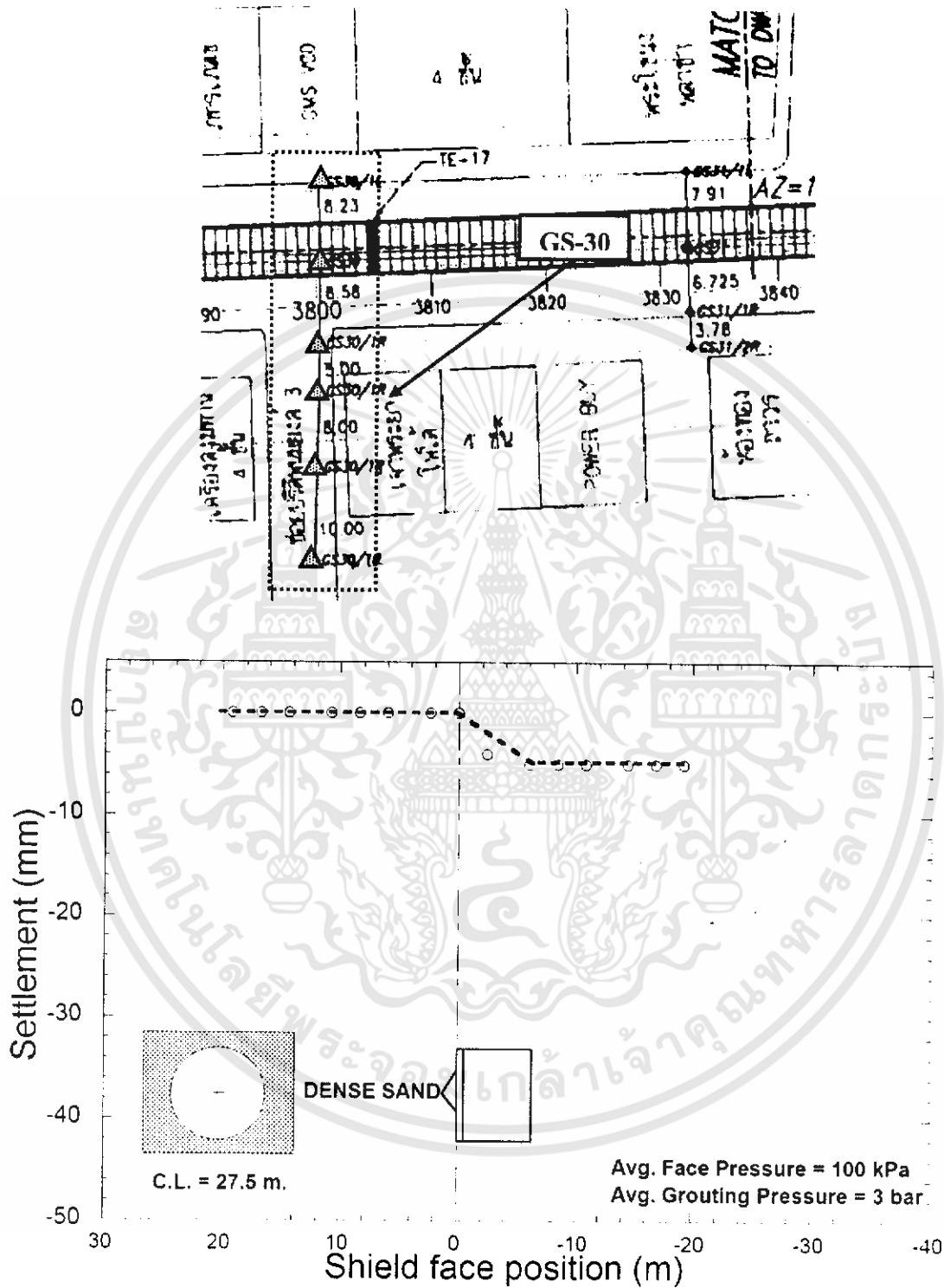
รูปที่ 6.18 Longitudinal ground settlement for GS-26 and the instrumentation layout



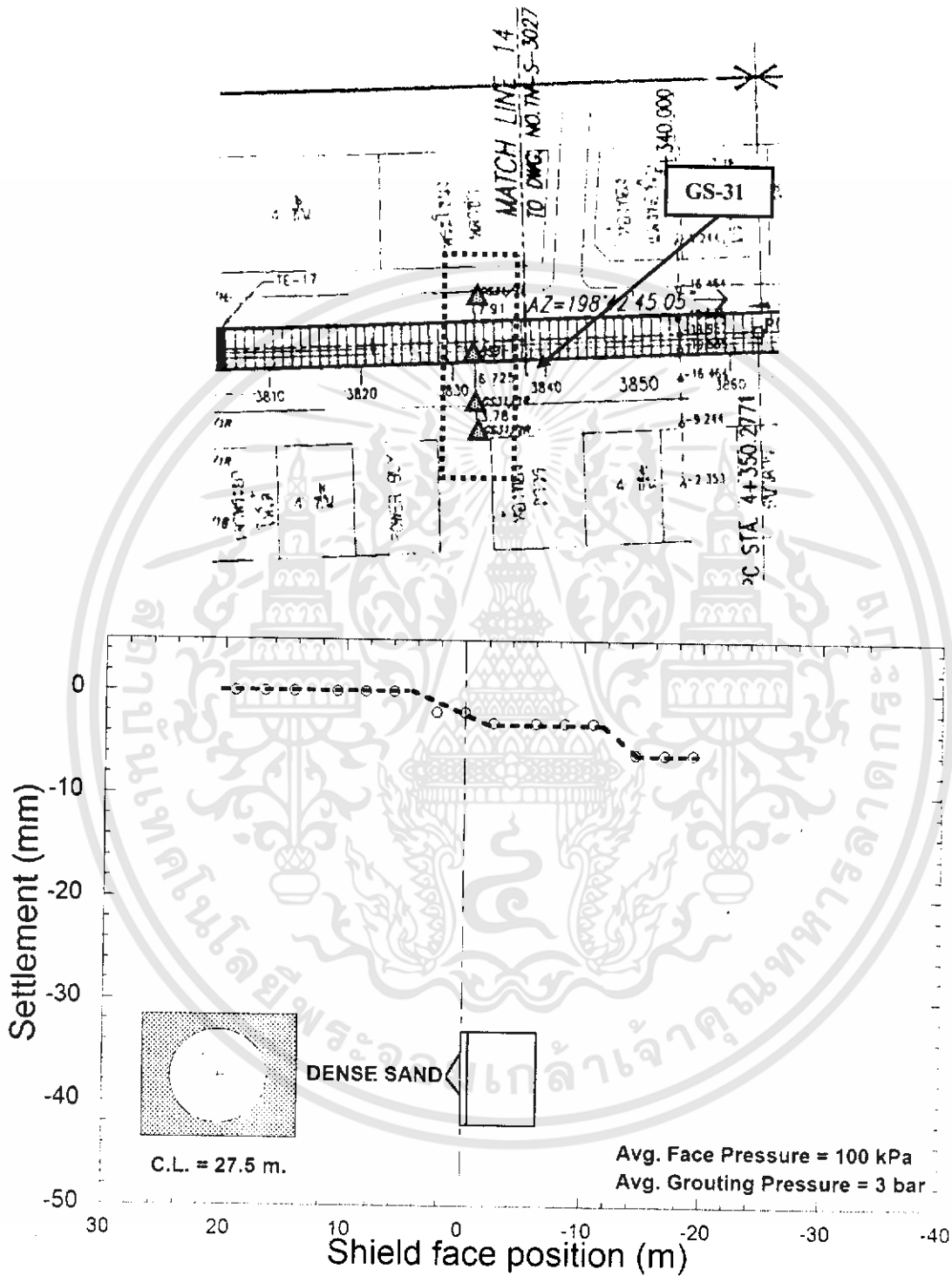
รูปที่ 6.19 Longitudinal ground settlement for GS-27 and the instrumentation layout







รูปที่ 6.22 Longitudinal ground settlement for GS-30 and the instrumentation layout



รูปที่ 6.23 Longitudinal ground settlement for GS-31 and the instrumentation layout

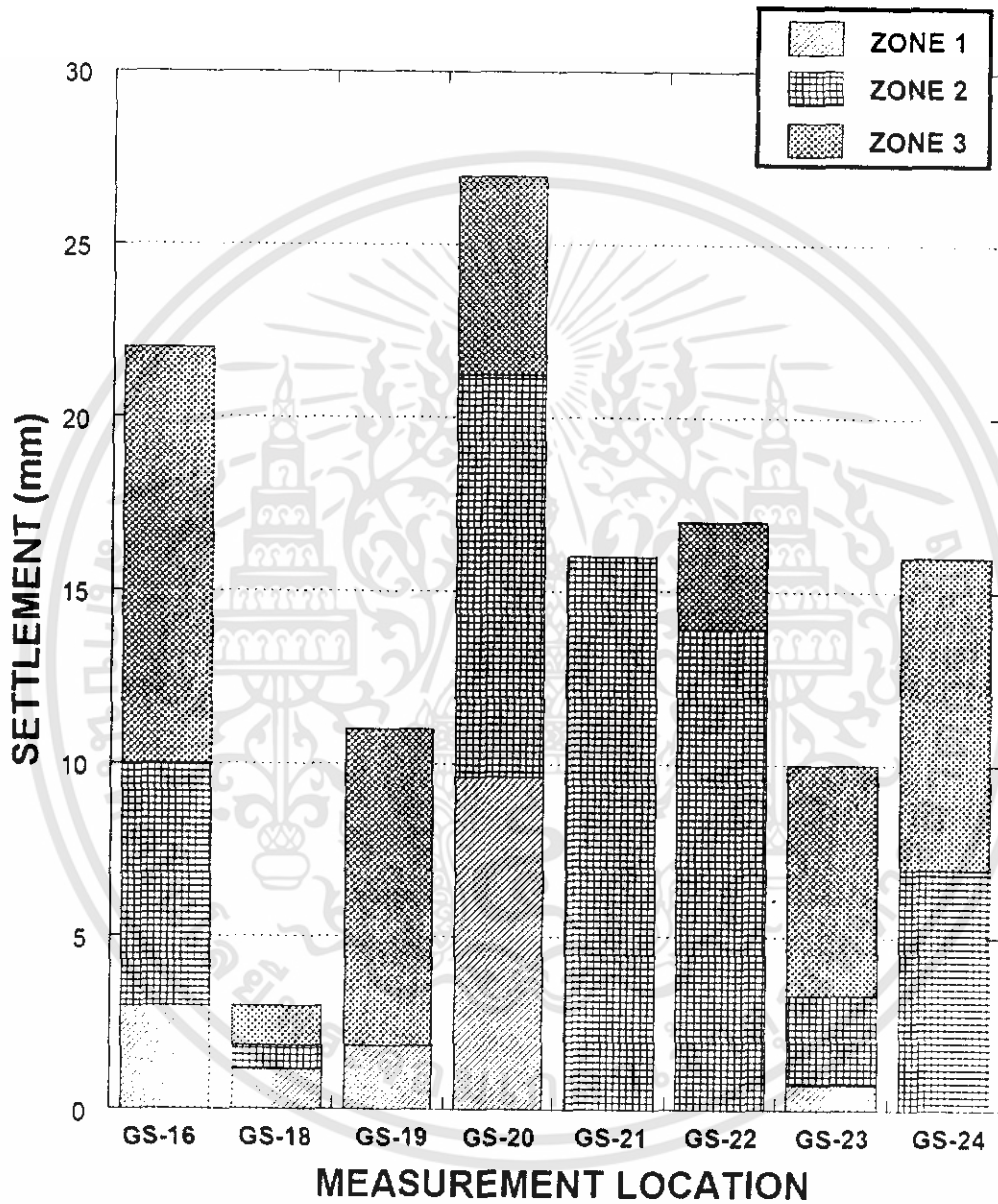
### 6.2.1.2. วิเคราะห์ผลการทรุดตัวของดินในแนวยาว

จากข้อมูลที่ได้สามารถนำมาวิเคราะห์ปริมาณการทรุดของดินที่ระยะทางต่าง ๆ ที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน ซึ่งข้อมูลที่ได้สามารถบ่งบอกถึงอัตราการทรุดตัวของดินในตำแหน่งต่าง ๆ โดยตำแหน่งที่มีการทรุดตัวมากที่สุดจะเป็นบริเวณที่หัวเจาะได้เคลื่อนที่ผ่านหมดสำรวจไปแล้ว หรือให้ Zone 3 ดังที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ส่วนในตำแหน่ง Zone 2 และ Zone 1 จะมีการทรุดของดินน้อยลงตามลำดับ

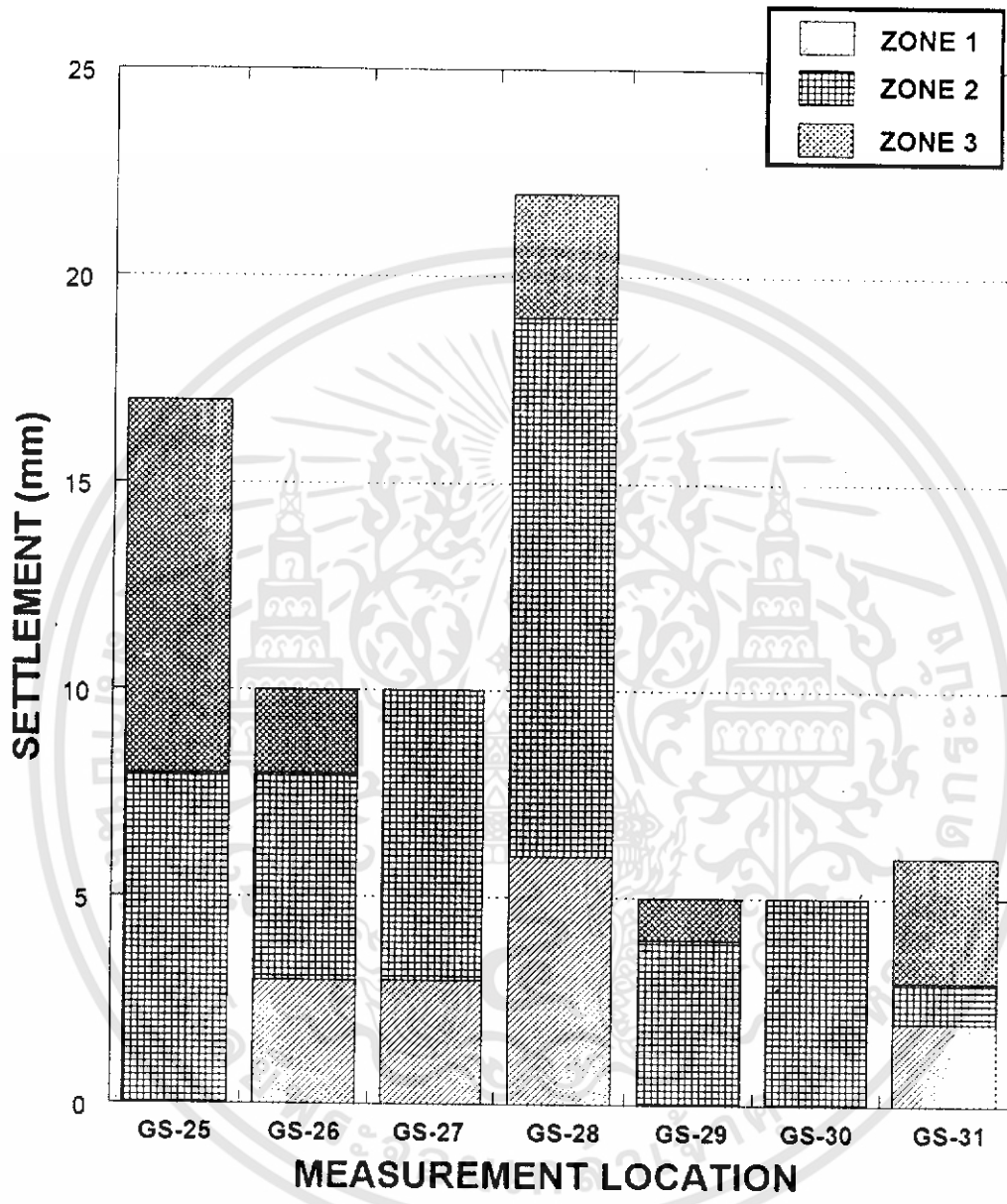
โดยปกติแล้วการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงได้ผิวดิน ใน Zone 2 จะมีการทรุดตัวมากที่สุด เนื่องจากบริเวณนั้นเกิดการสูญเสียมวลดินที่มาก ซึ่งมาจากหลายปัจจัยด้วยกันเช่น การรบกวนดินบริเวณด้านข้างของหัวเจาะ ช่องว่างที่เกิดขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไป แล้ว แต่เมื่ออยู่บนผิวดินที่ตำแหน่งใน Zone 2 มีการทรุดตัวของดินน้อยกว่าใน Zone 3 เนื่องจากดินต้องใช้เวลาการทรุดตัวบริเวณใต้ดิน จึงทำให้การ ทรุดตัวใน Zone ที่ 3 มีการทรุดตัวที่มากกว่าใน Zone ที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 6.1 และรูปที่ 6.24 และรูปที่ 6.25

ตารางที่ 6.1 ตารางแสดงค่าการทรุดตัวมากที่สุดและเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ zone ต่างๆ

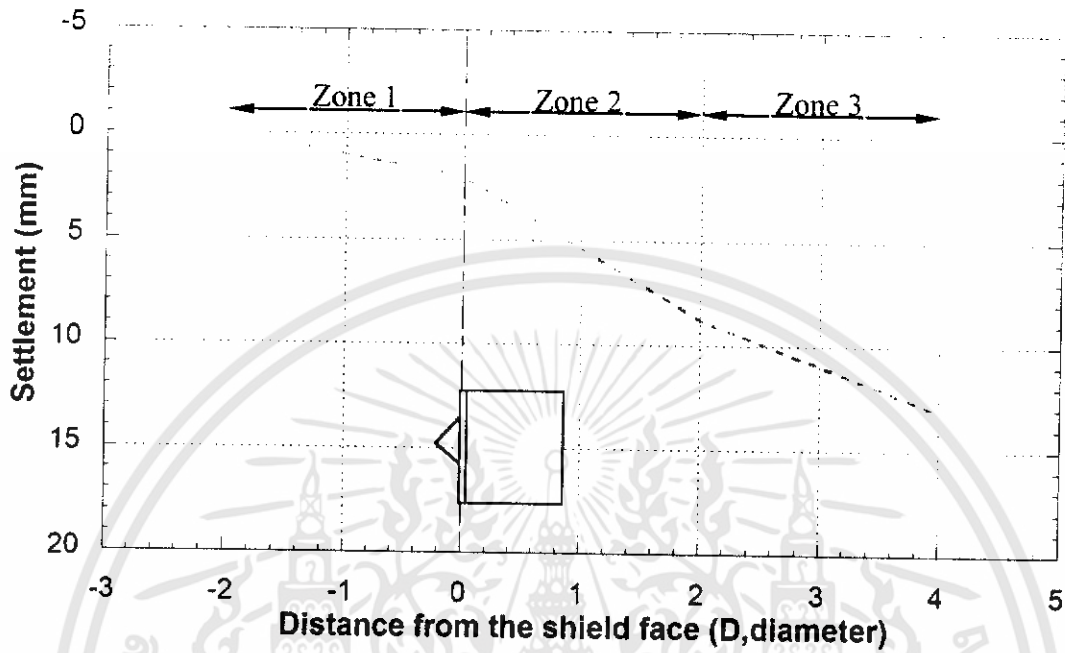
INSTRUMENTATION	SETTLE MAX.	zone 1	zone 2	Percent (%)
GS-16	22	14	32	55
GS-18	3	38	23	38
GS-19	11	17	0	83
GS-20	27	36	43	21
GS-21	16	0	100	0
GS-22	17	0	82	18
GS-23	10	7	26	67
GS-24	16	0	44	56
GS-25	17	0	47	53
GS-26	10	30	50	20
GS-27	10	30	70	0
GS-28	22	27	59	14
GS-29	5	0	80	20
GS-30	5	0	100	0
GS-31	6	33	17	50
AVERAGE	13	15	51	33



รูปที่ 6.24 กราฟแสดงค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ Zone ต่าง ๆ ที่ตำแหน่ง GS-16 ถึง GS-24 และระยะการทรุดตัว



รูปที่ 6.25 กราฟแสดงค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ Zone ต่าง ๆ ที่ตำแหน่ง GS-25 ถึง GS-31 และระยะการทรุดตัว



รูปที่ 6.26 กราฟแสดงแนวโน้มการทรุดตัวในแนวยาวของอุโมงค์

จากข้อมูลที่ได้สามารถนำข้อมูลมาทำการวิเคราะห์หาแนวโน้มการทรุดตัวของดินในตำแหน่งของหัวเจาะที่ระยะต่าง ๆ ซึ่งระยะที่มีการทรุดตัวที่มากจะอยู่บริเวณ ด้านหน้าของหัวเจาะจะกระทั้งหัวเจาะได้เลยไปแล้ว 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ ที่อุโมงค์ได้มีการเจาะผ่านไปแล้ว ดังแสดงในรูปที่ 6.26

## 6.2.2. การเคลื่อนตัวของดินในแนวขวาง (Transverse Surface Settlement)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ย่อมมีการทรุดตัวของดินที่ผิวพื้นผิวดิน ซึ่งในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการดังที่กล่าวมาแล้ว ในหัวที่แล้วได้มีการกล่าวถึงการทรุดตัวของดินในแนวยาวขนานไปกับอุโมงค์โดยจะมีการแบ่งการเคลื่อนตัวออกเป็น 3 ส่วนด้วยกัน ซึ่งในหัวของนี้จะเป็นการศึกษาการเคลื่อนตัวของผิวดินยังมีการศึกษาการทรุดตัวของดินในแนวขวางอุโมงค์ โดยการทรุดตัวของดินจะมีการแผ่กระจายออกเป็นบริเวณกว้างเปรียบเสมือนรูปกรวย ดังรูปที่ 6.1 โดยจะมีการติดตั้งหมุดวัดระดับการทรุดตัว (Settlement Point arrays) เพื่อดูการทรุดตัวในแนวขวาง

ในทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนมากจะทรุดตัวแบบสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ กล่าวคือ ในระยะที่เท่ากันทางด้านซ้าย-ขวา ของแนวกึ่งกลางอุโมงค์ผลของการทรุดจะมีแนวโน้มที่เท่ากัน ซึ่งการทรุดตัวแบบสมมาตรนี้สามารถนำข้อมูลนี้มาทำการวิเคราะห์กับกราฟของความน่าจะเป็น (Gaussian Curve) โดยกราฟนี้จะอธิบายการทรุดตัวของผิวดินในแนวขวางอุโมงค์ ซึ่งจากผลการทดลองที่ได้มีความใกล้เคียงกับความจริง ดังแสดงในรูปที่ 6.29 ถึงรูปที่ 6.62 เส้นของกราฟการทรุดตัวของดินได้มีการอธิบายไว้ในบทความปริทัศน์ โดยการทรุดตัวของดินที่มากที่สุด ( $\delta_{max}$ ) และค่า  $i$  คือ ความของควมกว้างของอุโมงค์ (inflection point) ซึ่งเมื่อนำมา Plot กราฟจะได้ผลการทดลองสอดคล้องกันเป็นอย่างดี โดยการหาการทรุดตัวของดินที่ระยะต่าง ๆ ที่ห่างออกไปในแนวตั้งฉากกับอุโมงค์ และใช้ค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดโดยจะอยู่ในตำแหน่งตรงจุดกึ่งกลางของอุโมงค์ โดยใช้สมการที่ 6.1

$$\delta = \delta_{max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \quad (6.1)$$

$$\delta_{max} = \frac{V_s}{2.5i} \quad (6.2)$$

$$i = Kz \quad (6.3)$$

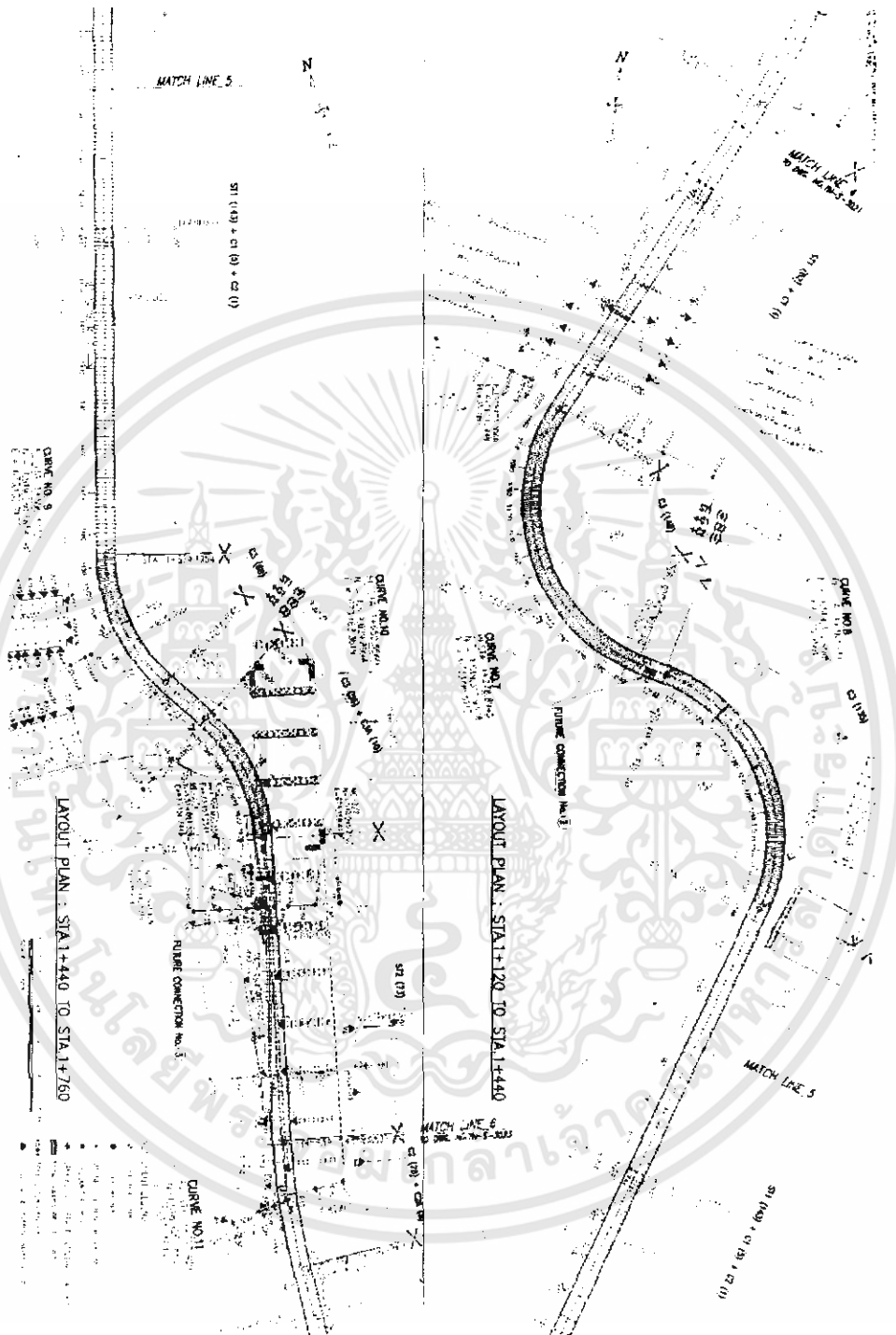
$$V_s = \frac{G.L\%}{100} \left( \pi \frac{D^2}{4} \right) \quad (6.4)$$

โดย

$V_s$  = ปริมาตรของมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วย

$K$  = ค่าคงที่ ประมาณ 0.3 – 0.5 ซึ่งเป็นดินชนิด Cohesive Soil เนื่องจากเป็นดินแนวรูปทรงแท

$GL\%$  = ปริมาณการสูญเสียมวลดิน

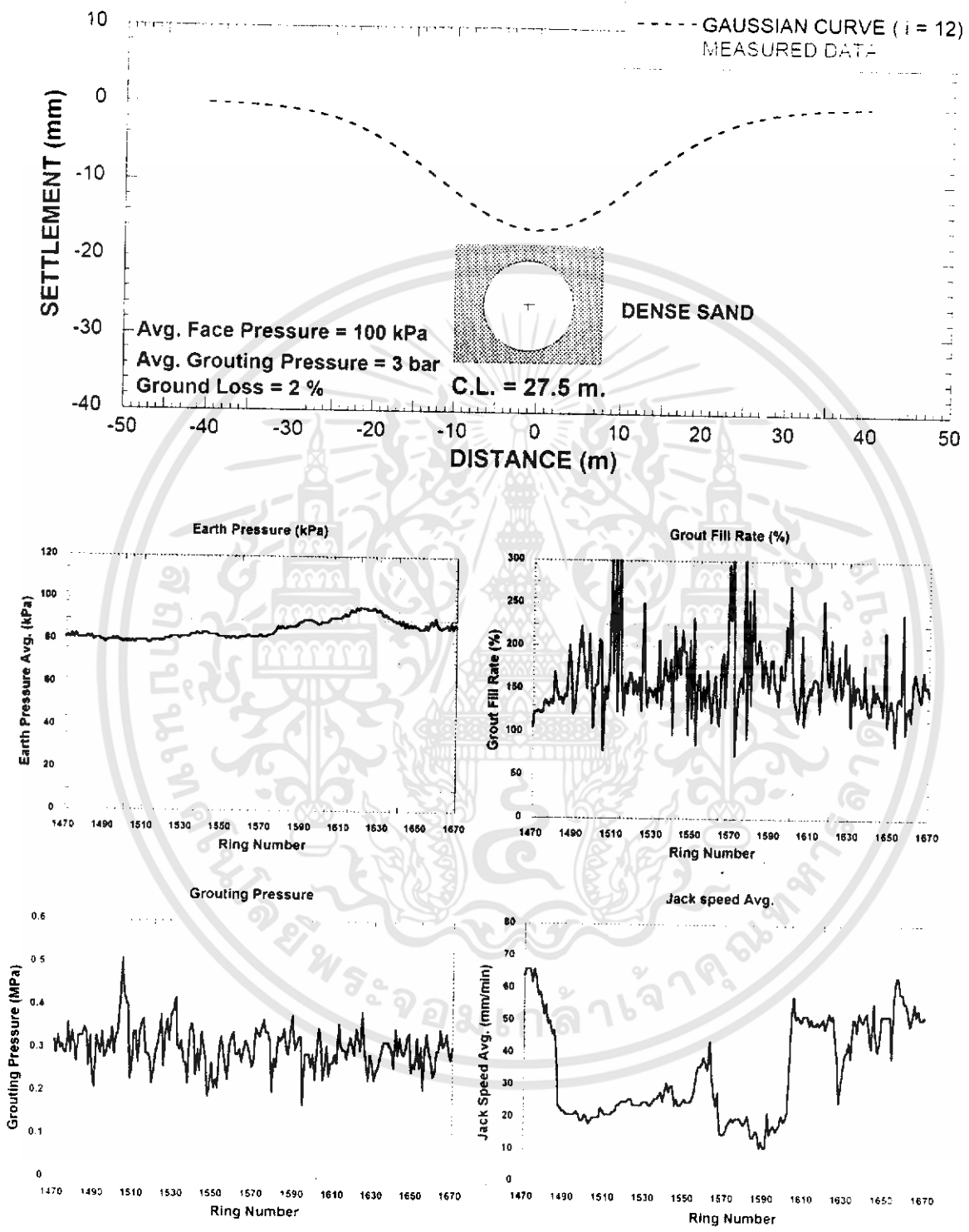


รูปที่ 6.27 แพลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:1+120 ถึง STA:1+440



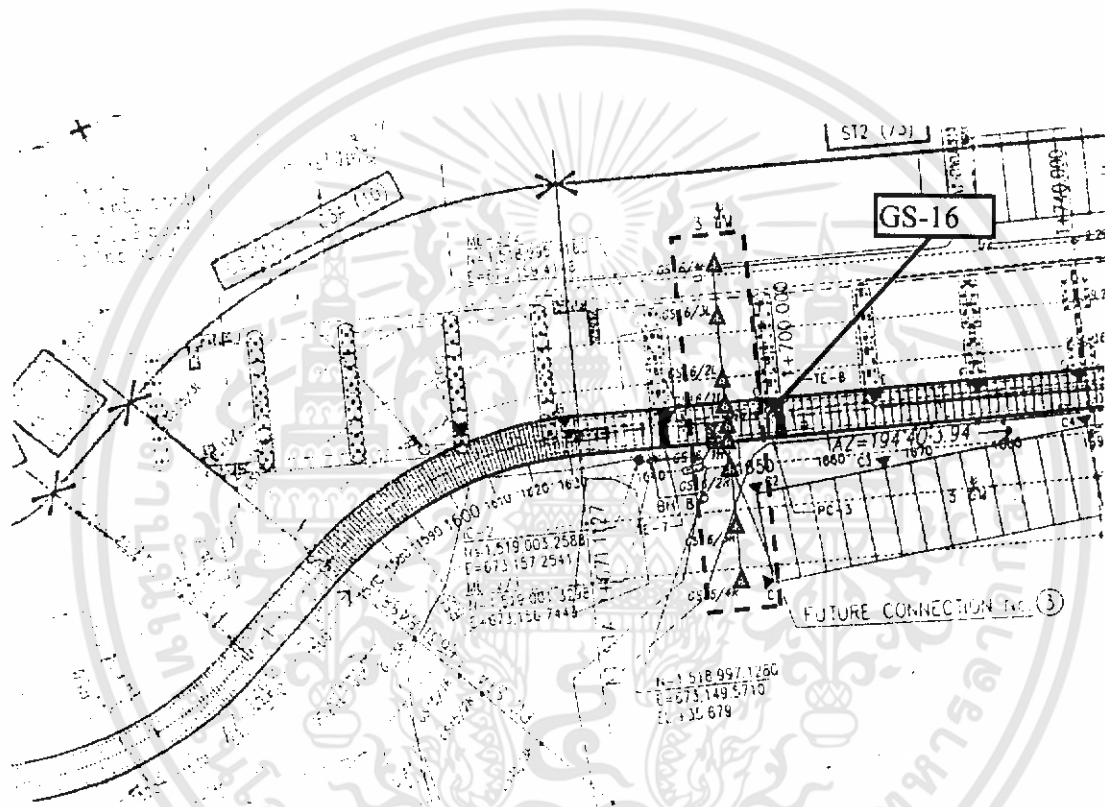
รูปที่ 6.29 Layout of the settlement array GS-15

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

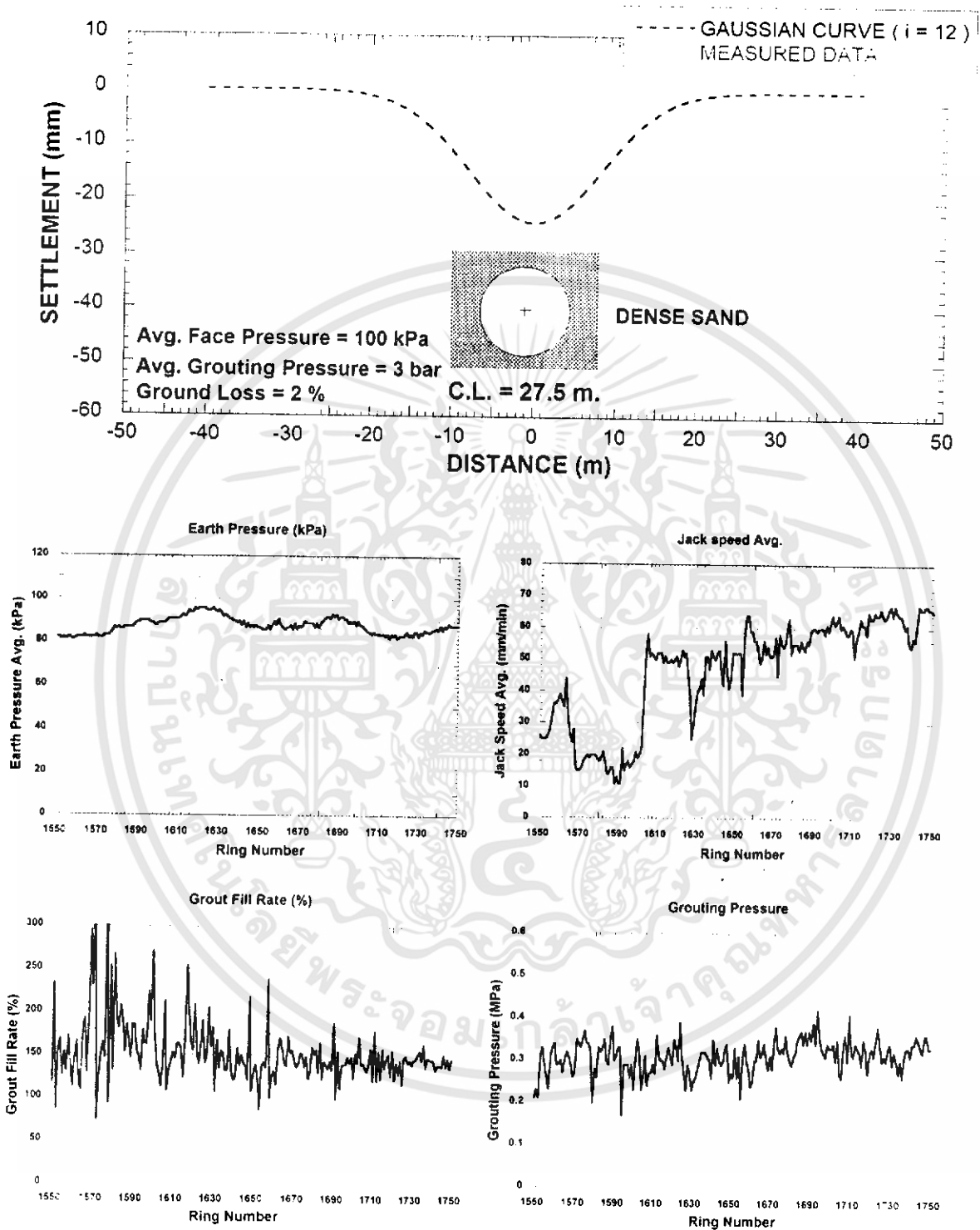


รูปที่ 6.30 Surface settlement troughs measured on GS-15 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

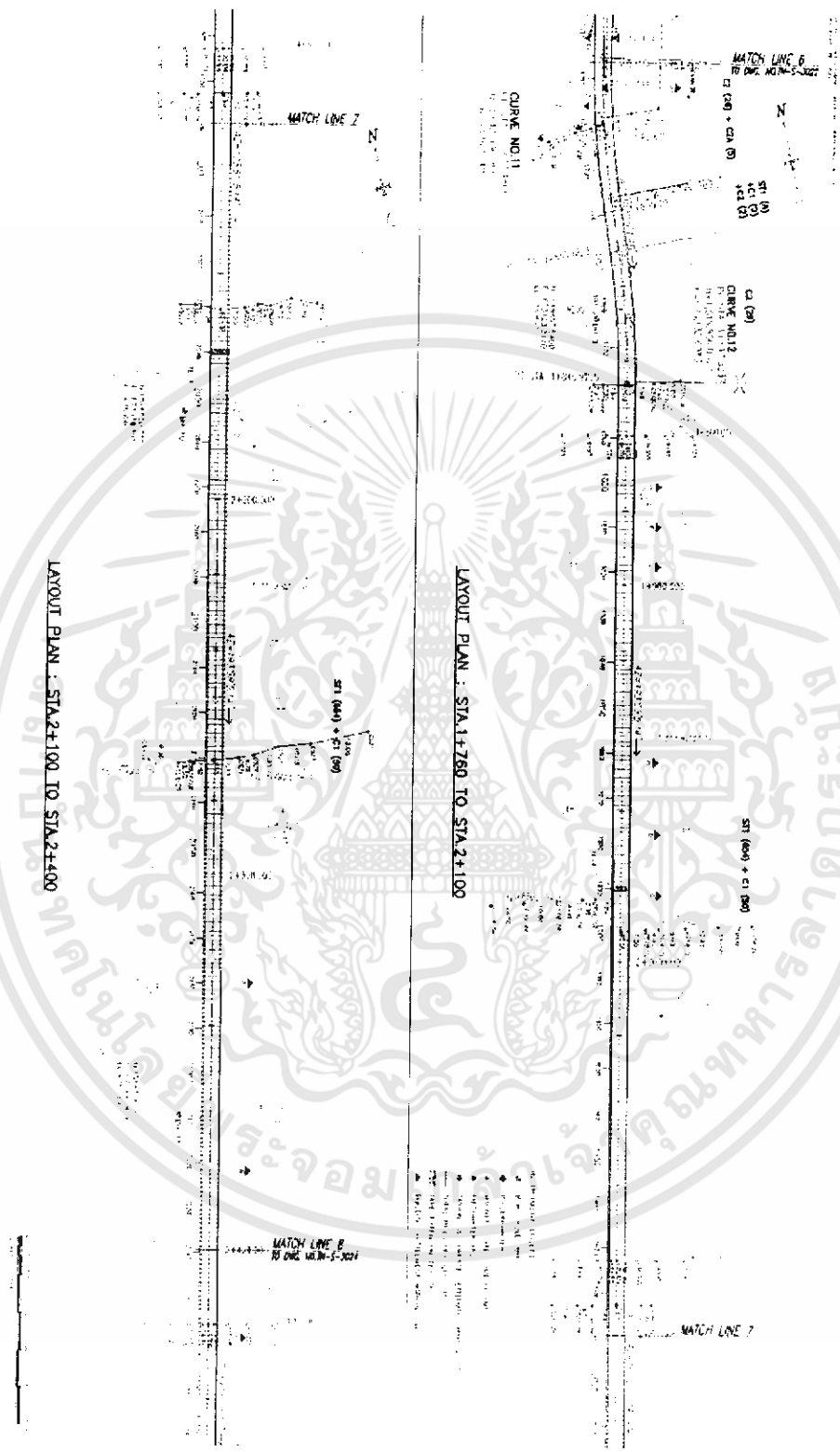
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6.31 Layout of the settlement array GS-16

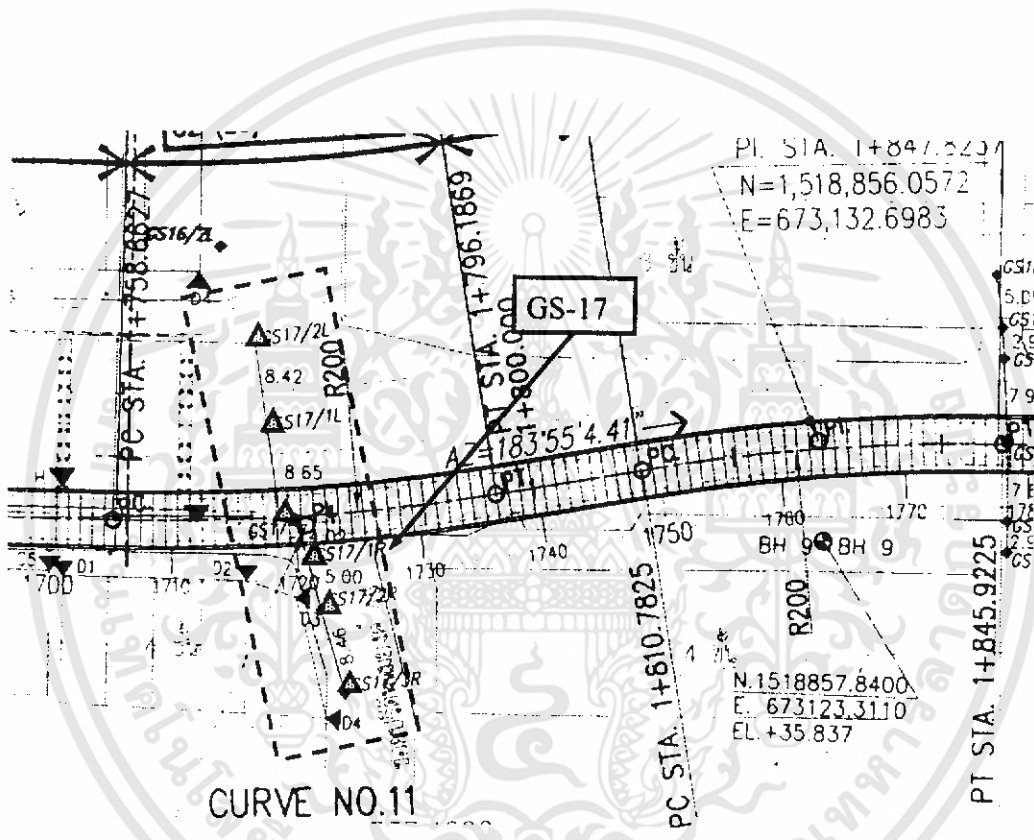


รูปที่ 6.32 Surface settlement troughs measured on GS-16 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

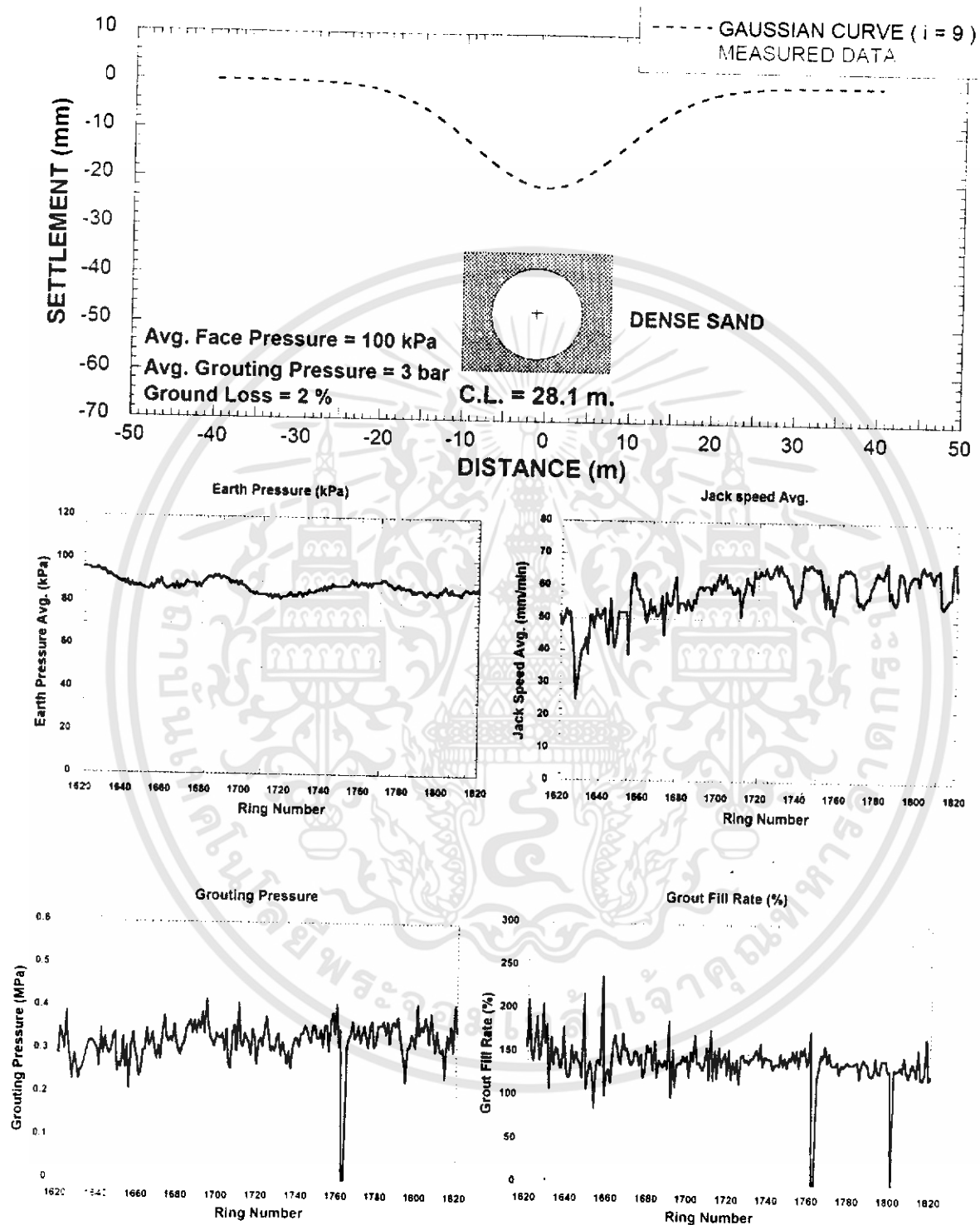


รูปที่ 6.33 แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:1+760 ถึง STA:2+100

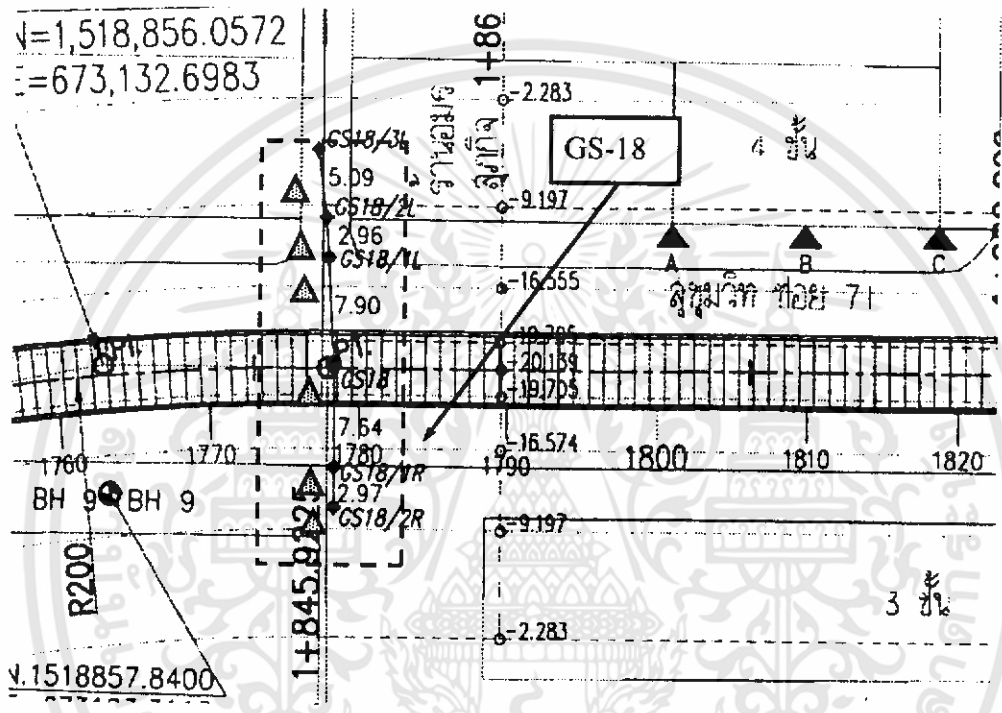
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6.34 Layout of the settlement array GS-17

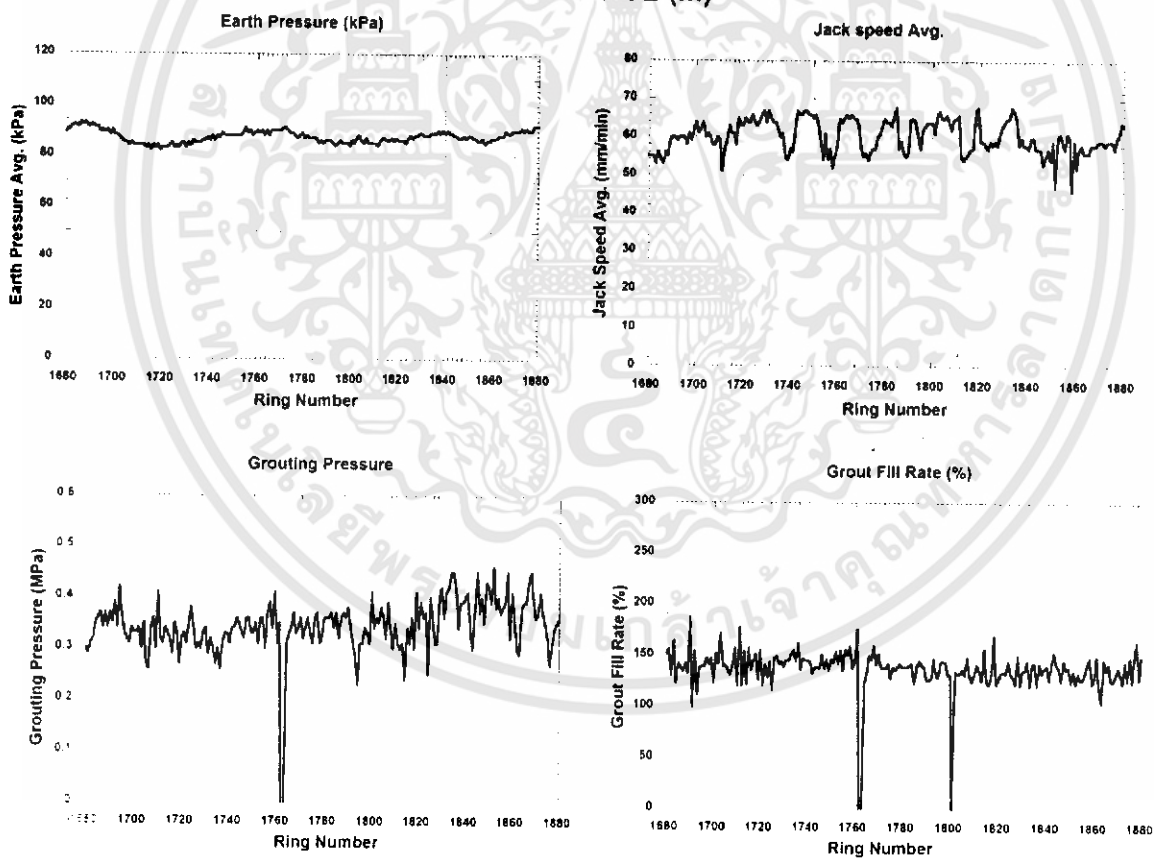
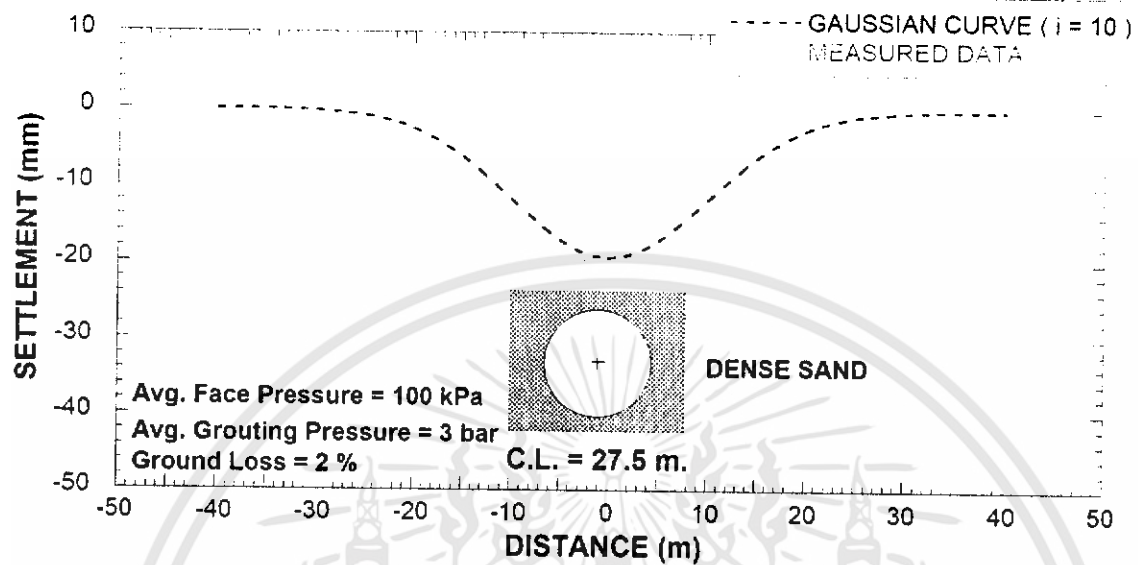


รูปที่ 6.35 Surface settlement troughs measured on GS-17 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

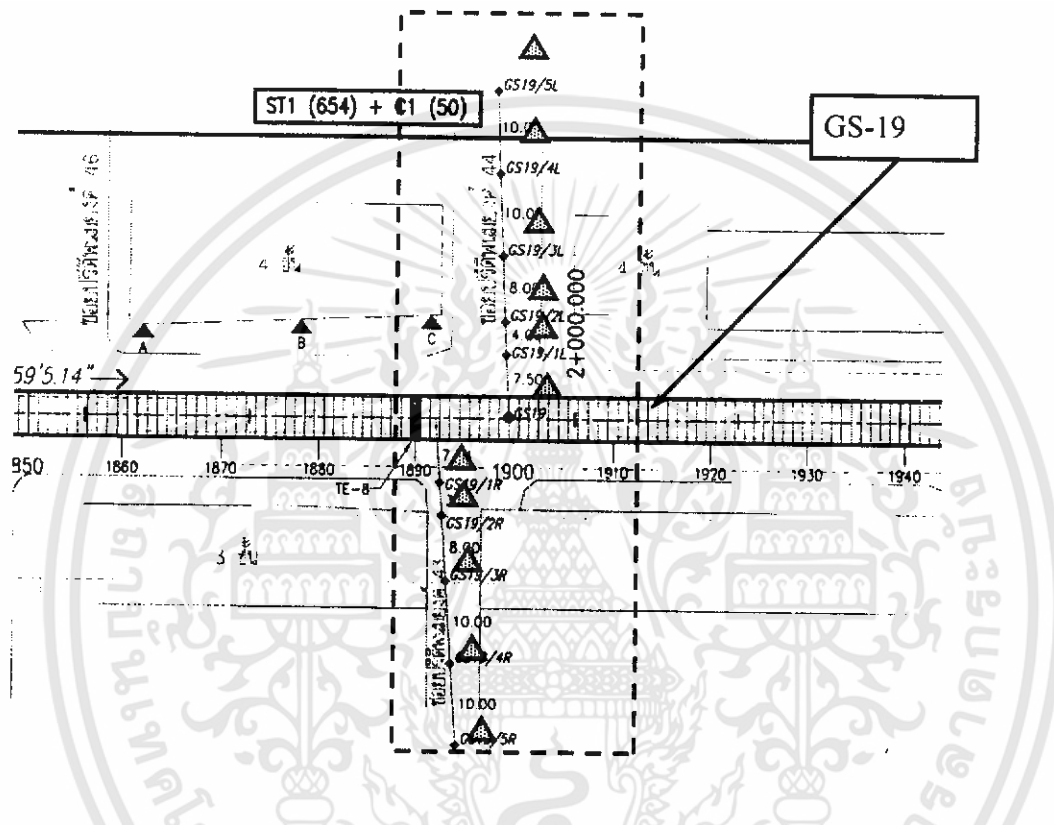


รูปที่ 6.36 Layout of the settlement array GS-18

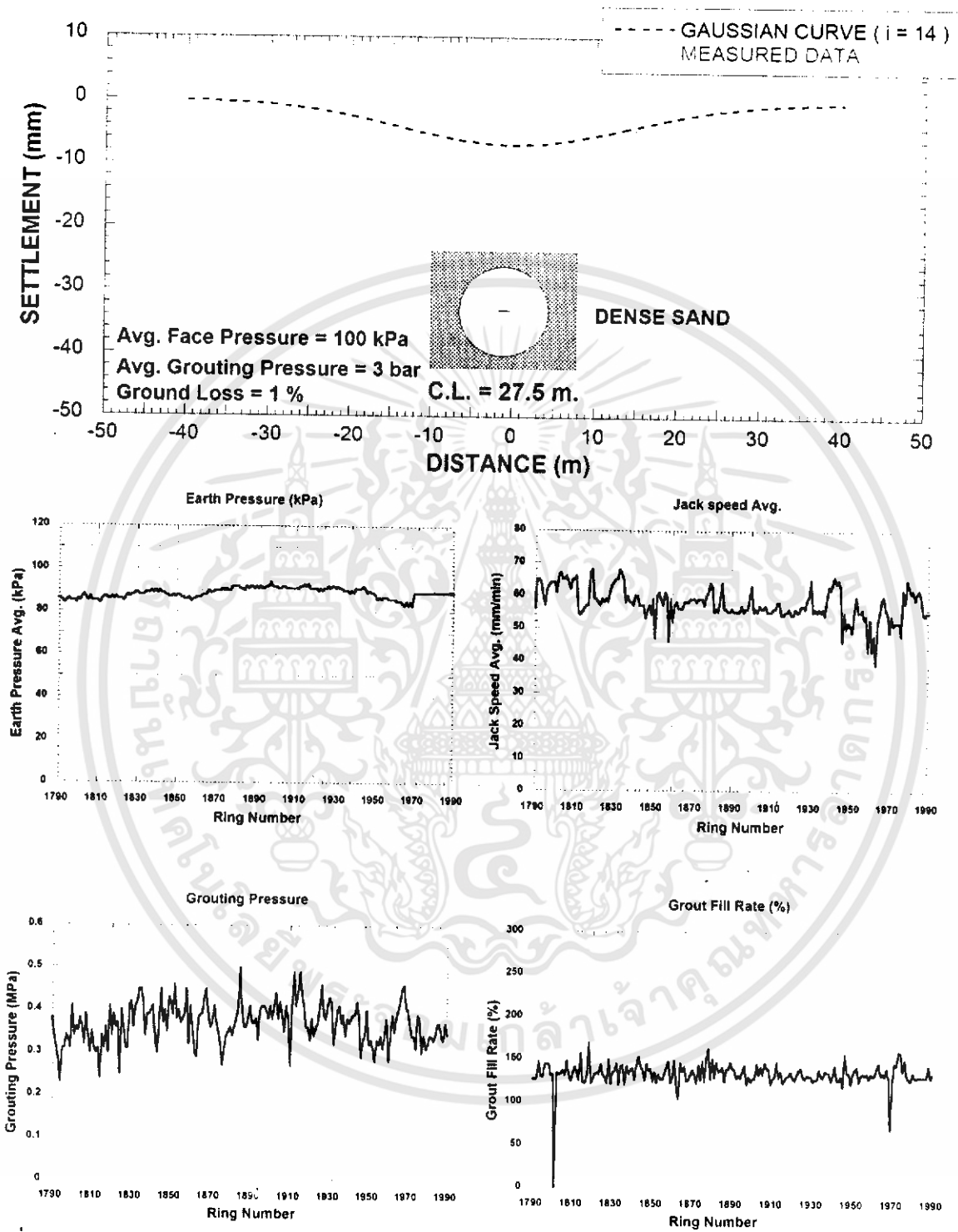
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



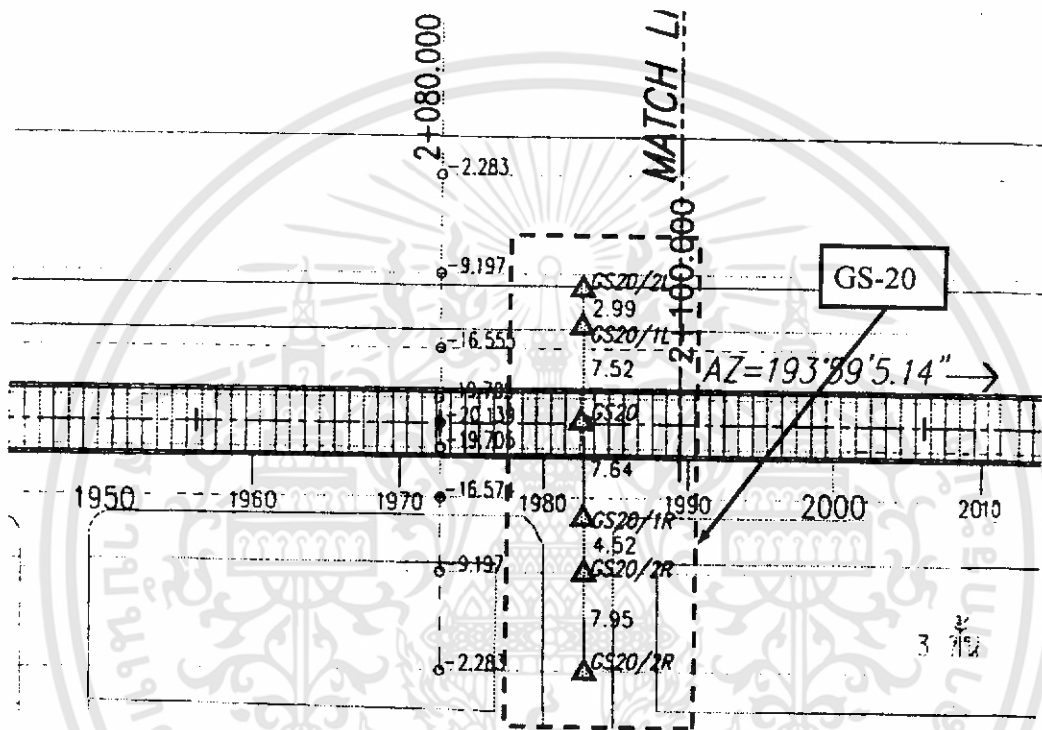
รูปที่ 6.37 Surface settlement troughs measured on GS-18 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



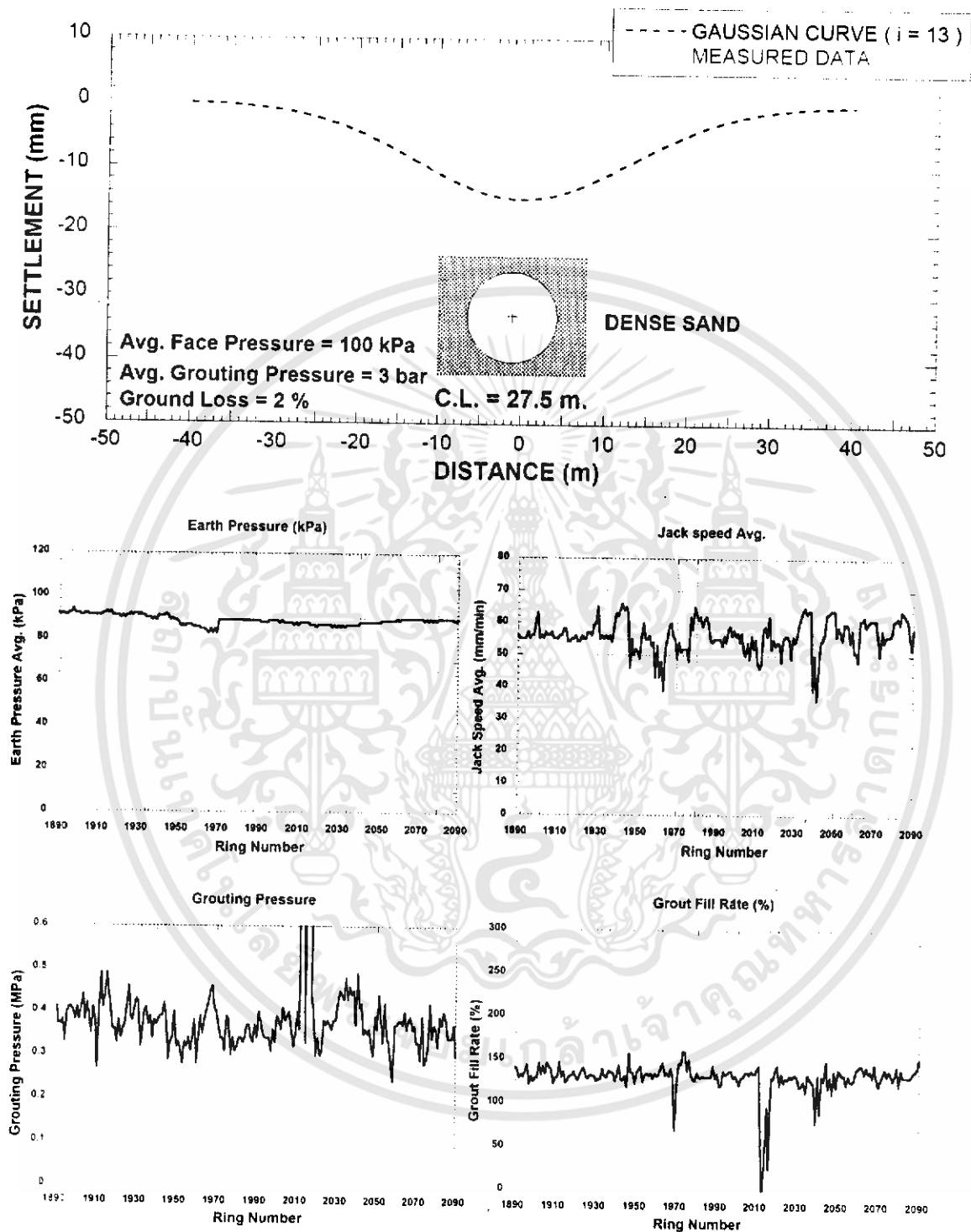
รูปที่ 6.38 Layout of the settlement array GS-19



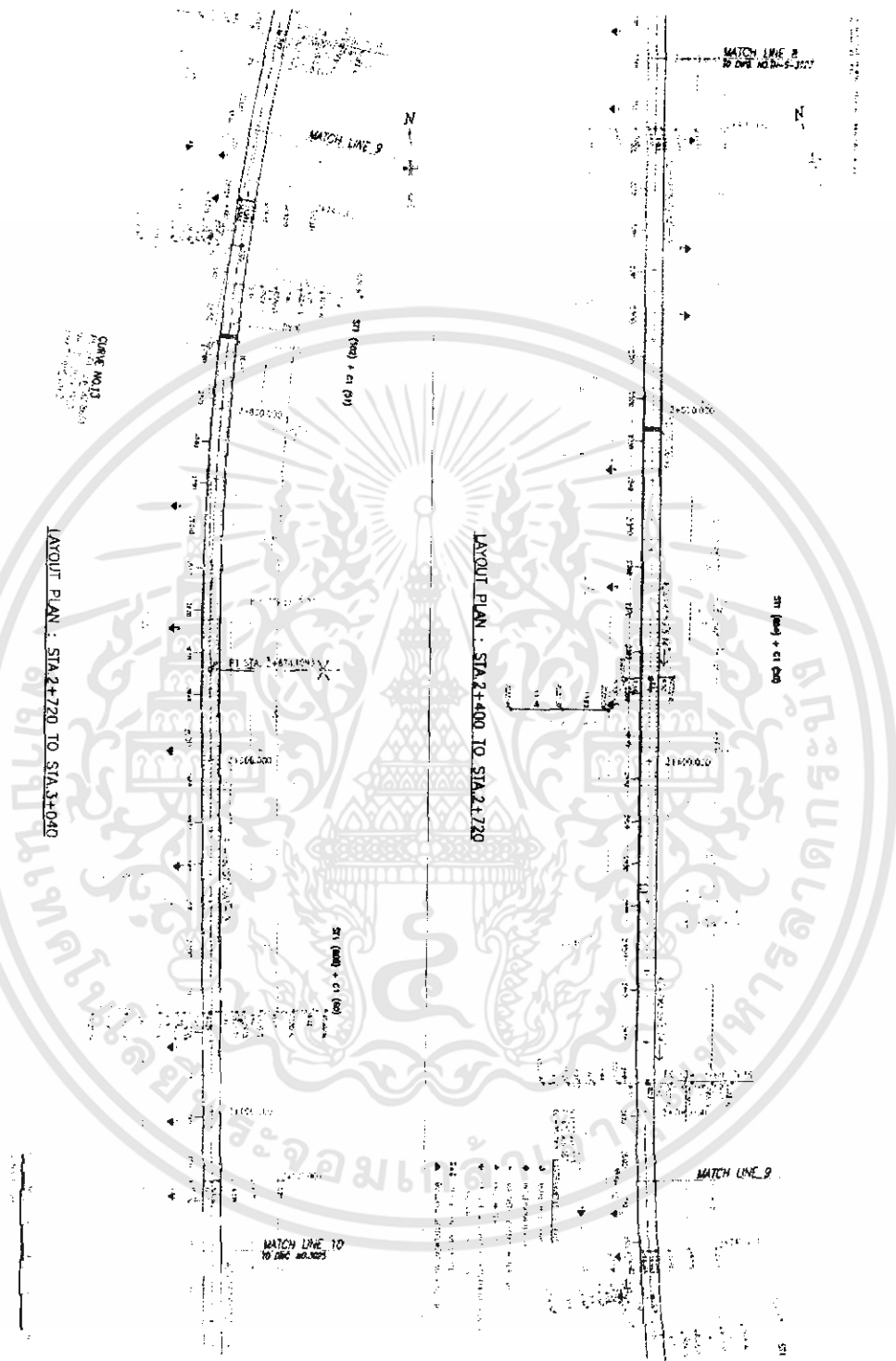
รูปที่ 6.39 Surface settlement troughs measured on GS-19 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



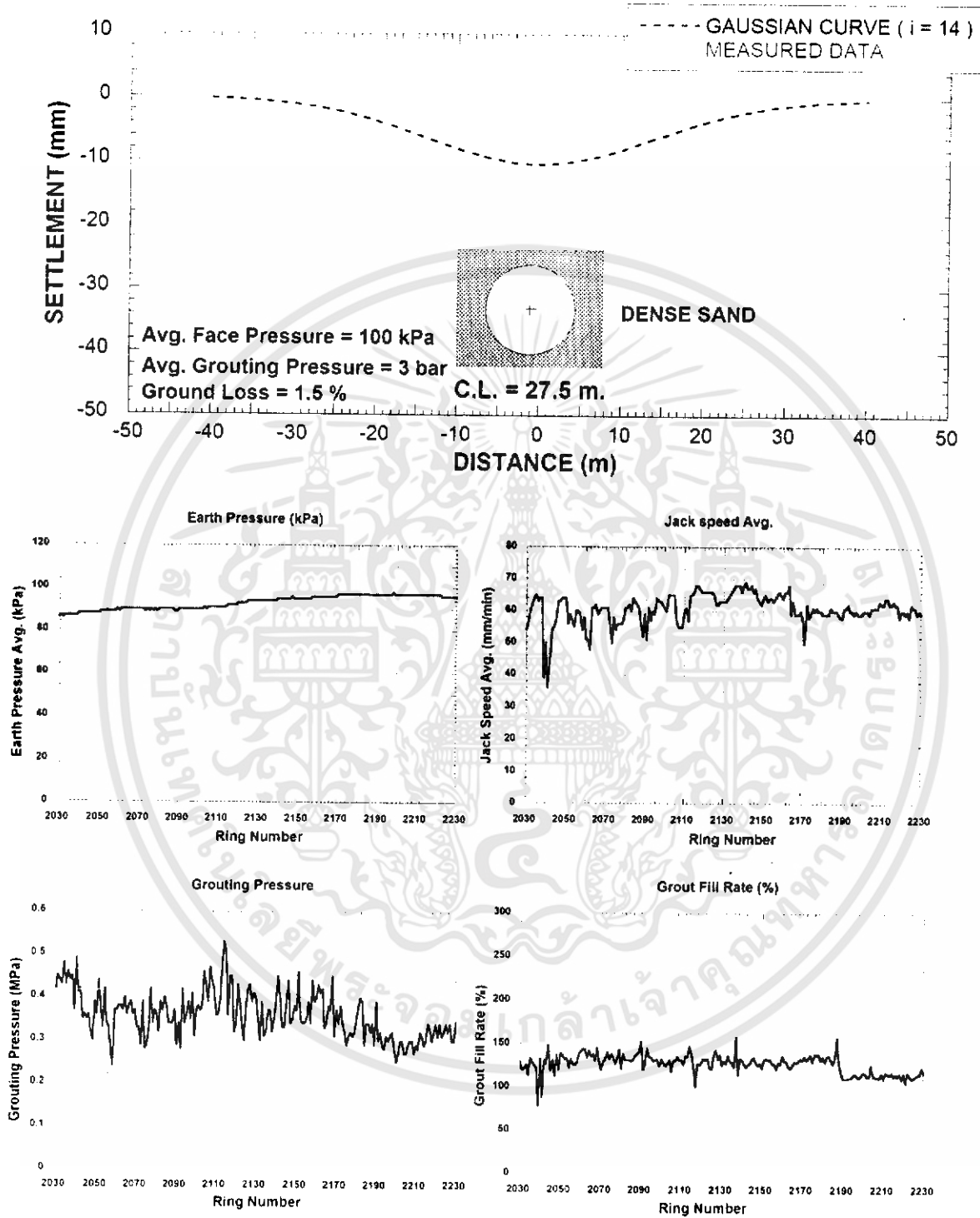
รูปที่ 6.40 Layout of the settlement array GS-20



รูปที่ 6.41 Surface settlement troughs measured on GS-20 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

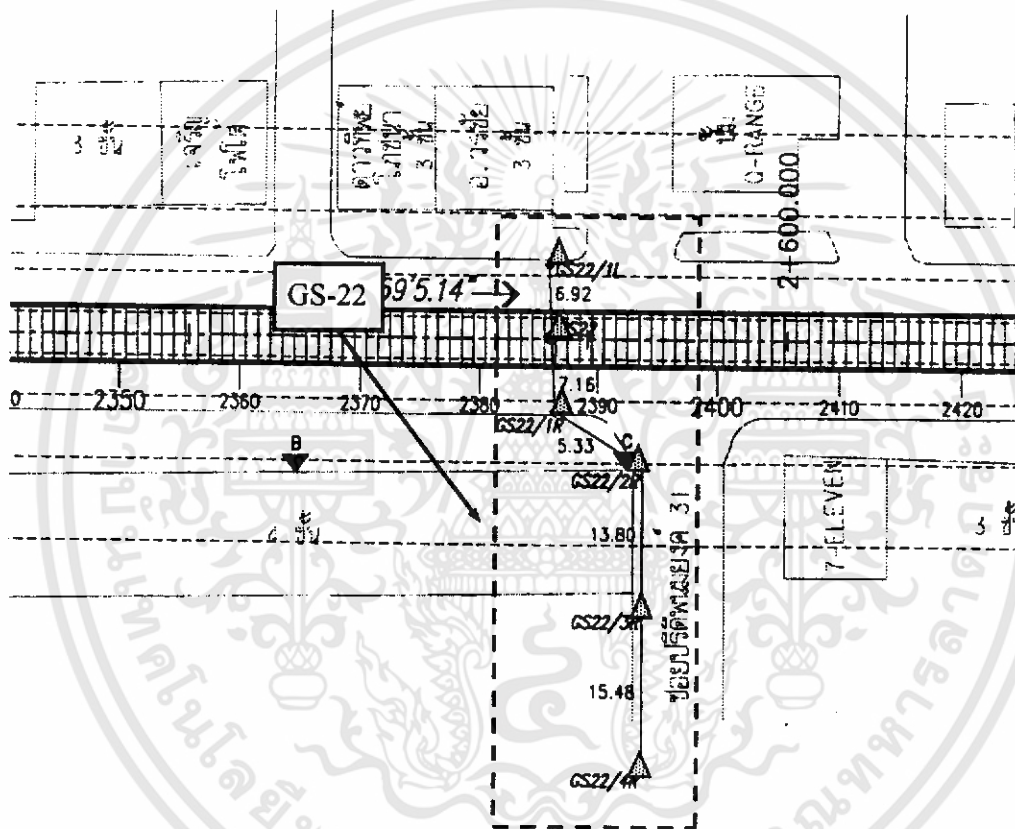


รูปที่ 6.42 แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:2+400 ถึง STA:3+040

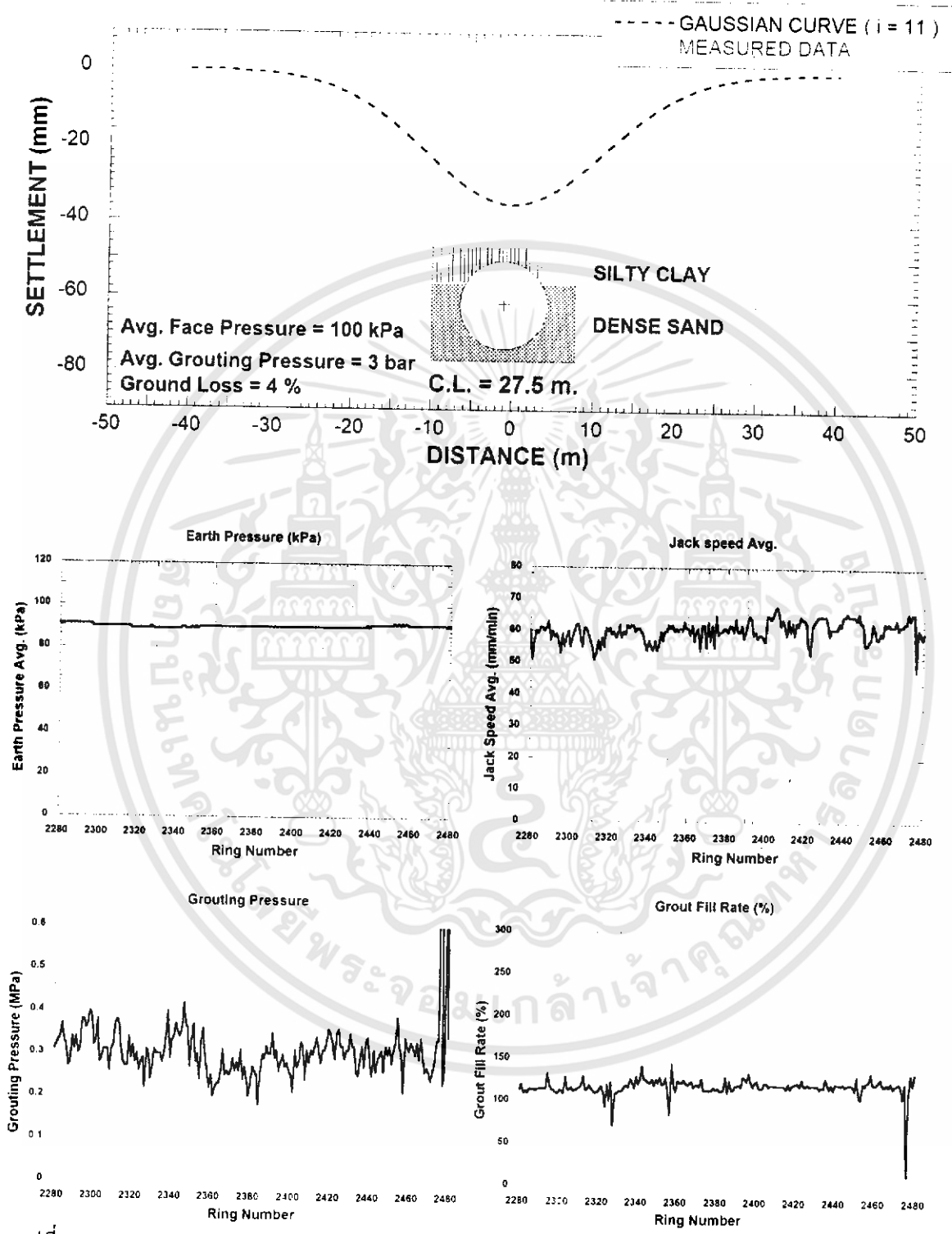


รูปที่ 6.43 Surface settlement troughs measured on GS-21 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

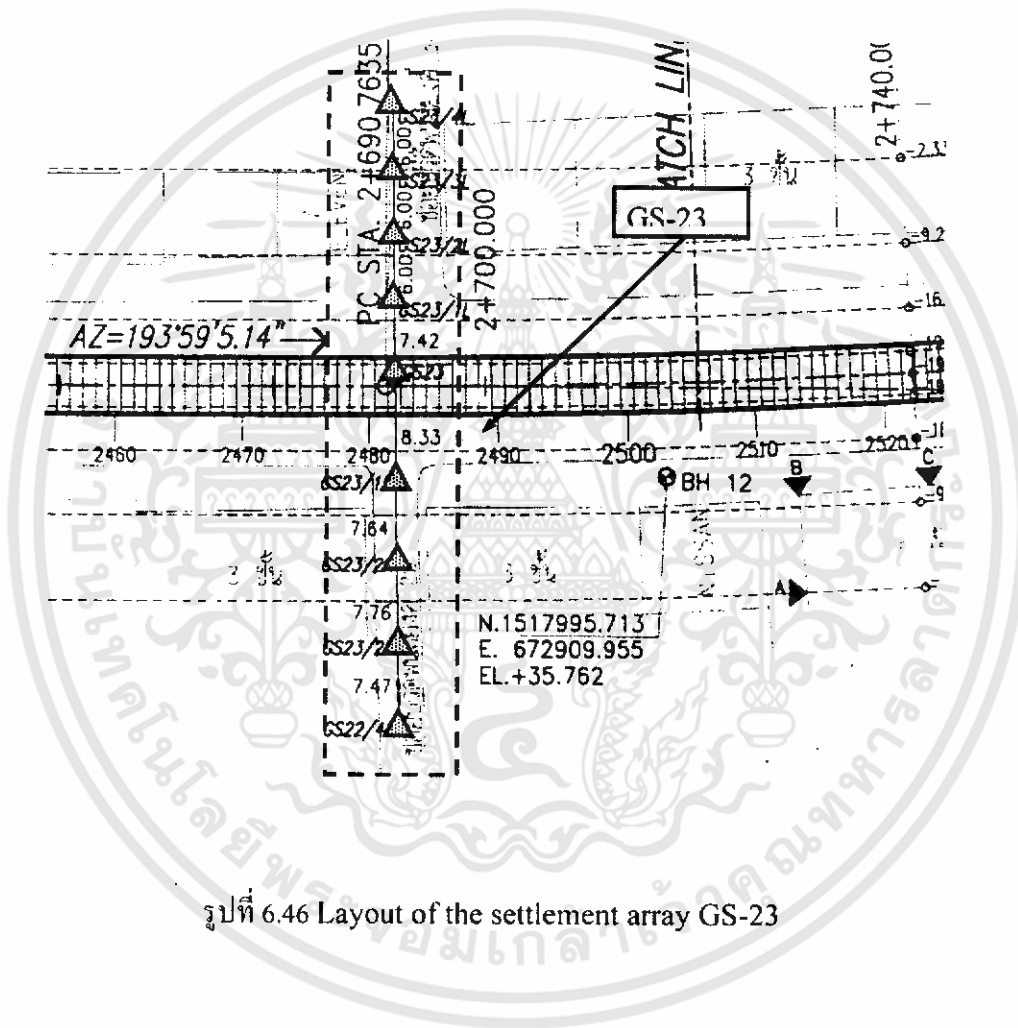
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



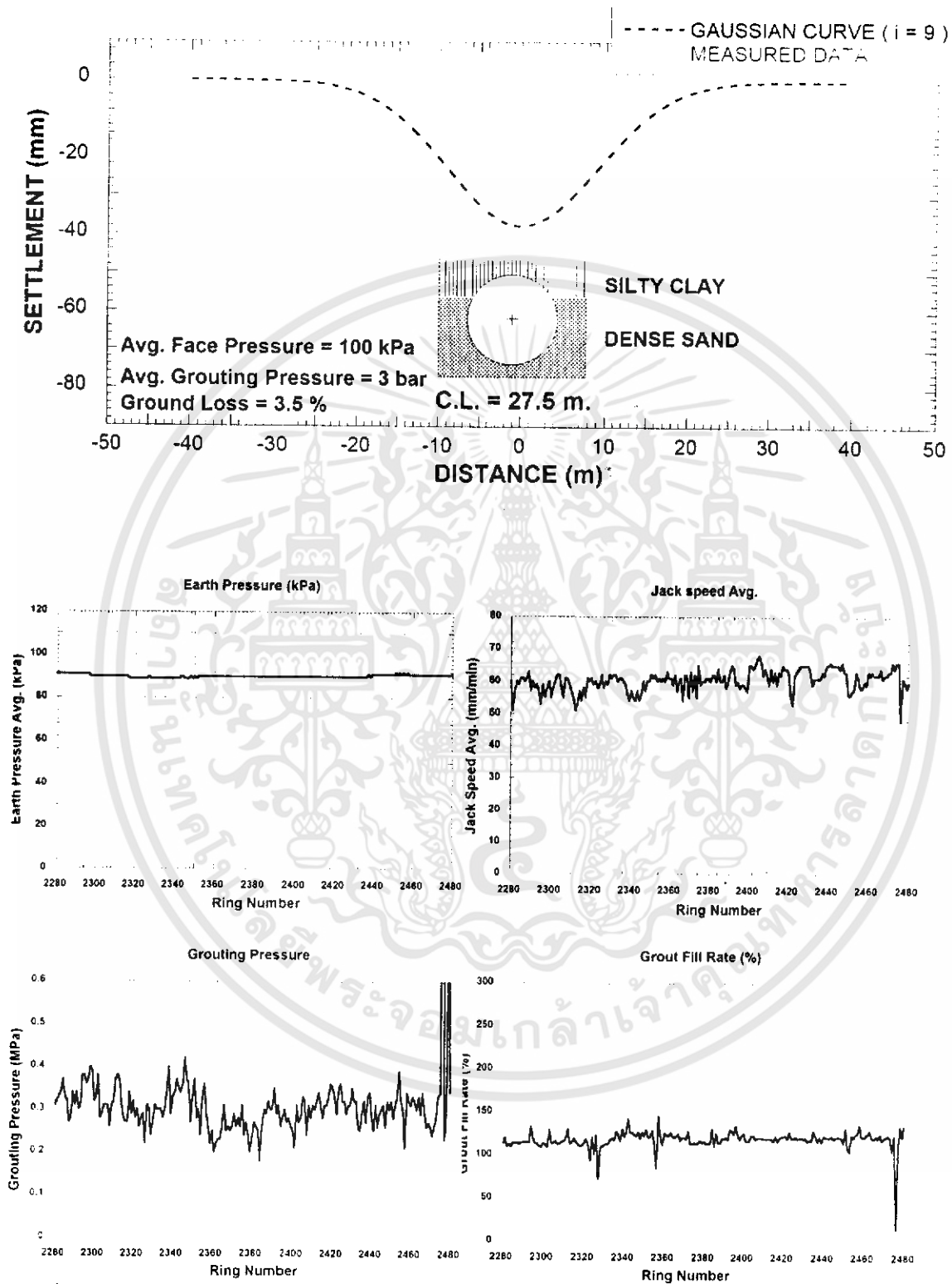
รูปที่ 6.44 Layout of the settlement array GS-22



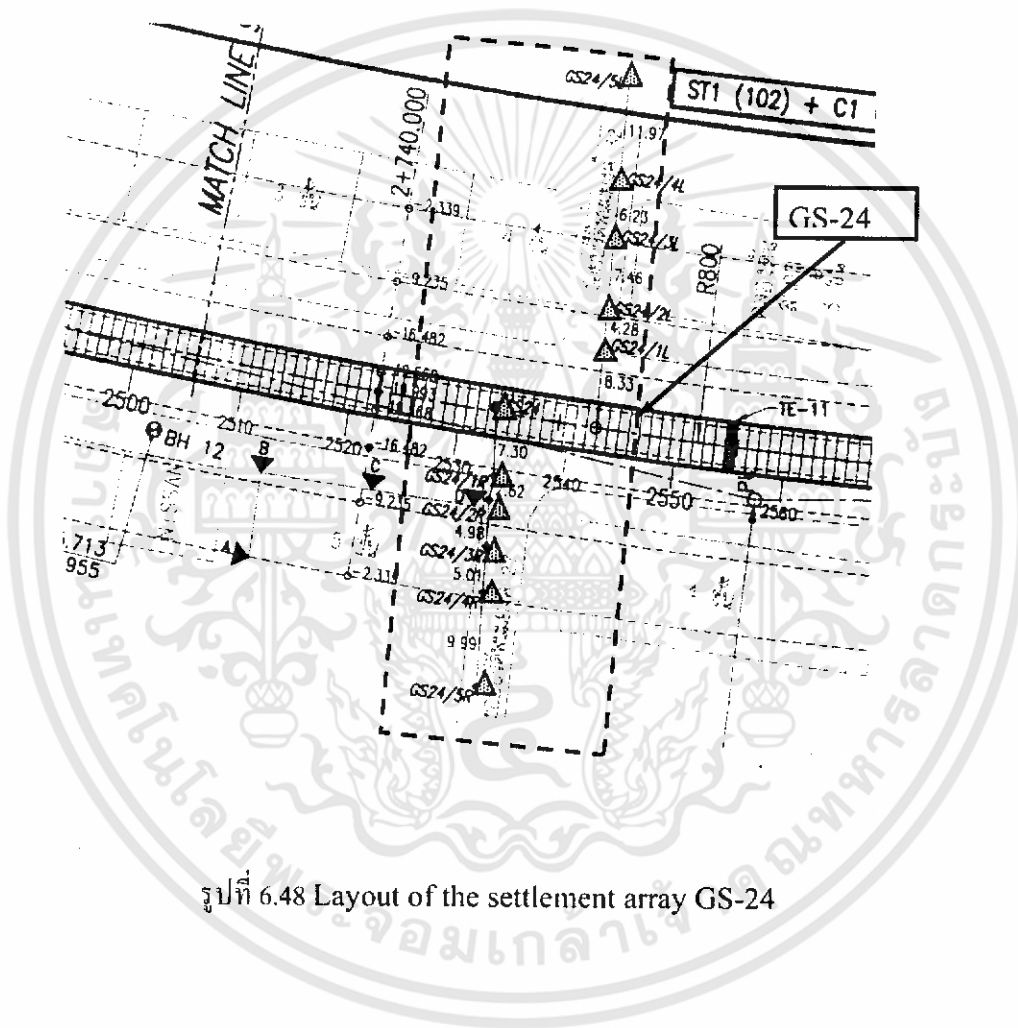
รูปที่ 6.45 Surface settlement troughs measured on GS-22 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



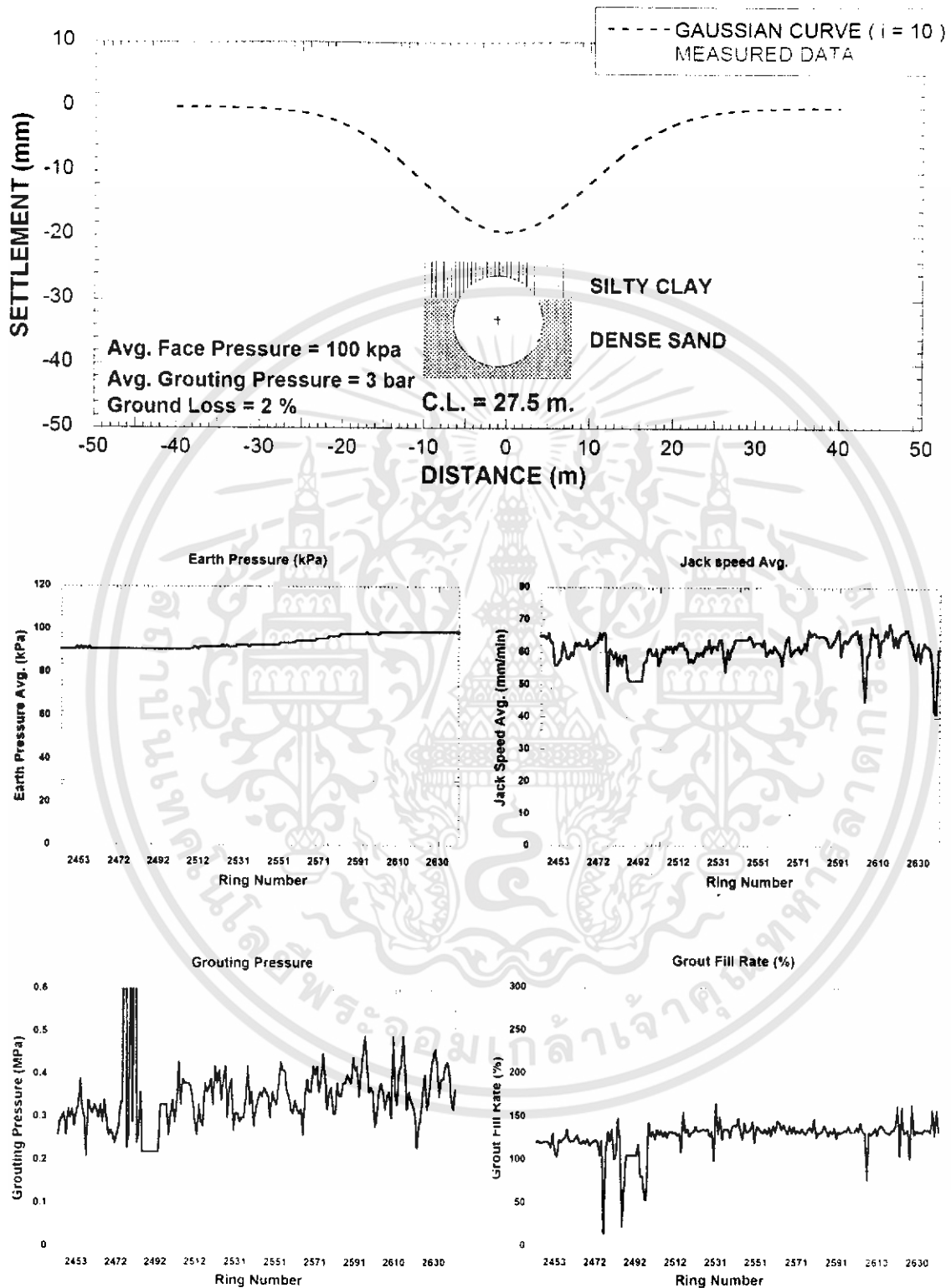
รูปที่ 6.46 Layout of the settlement array GS-23



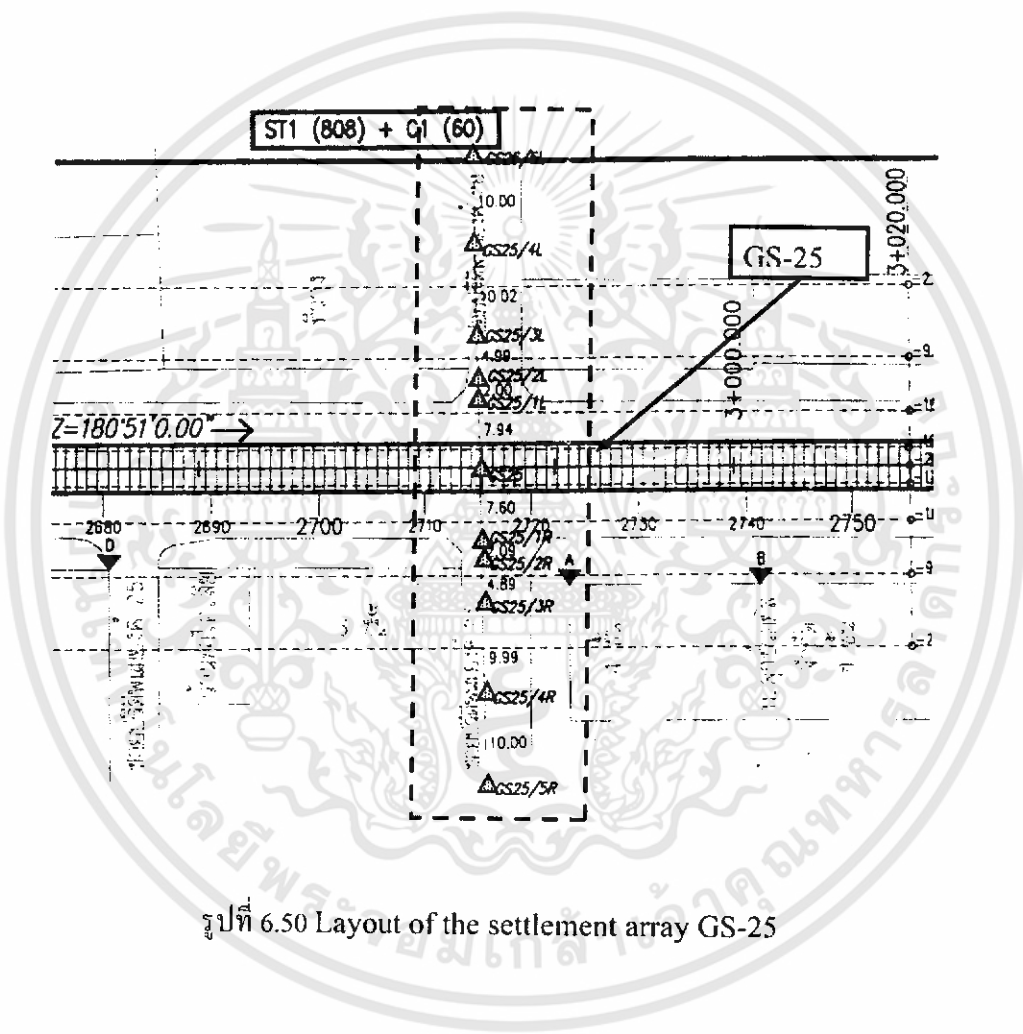
รูปที่ 6.47 Surface settlement troughs measured on GS-23 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



รูปที่ 6.48 Layout of the settlement array GS-24

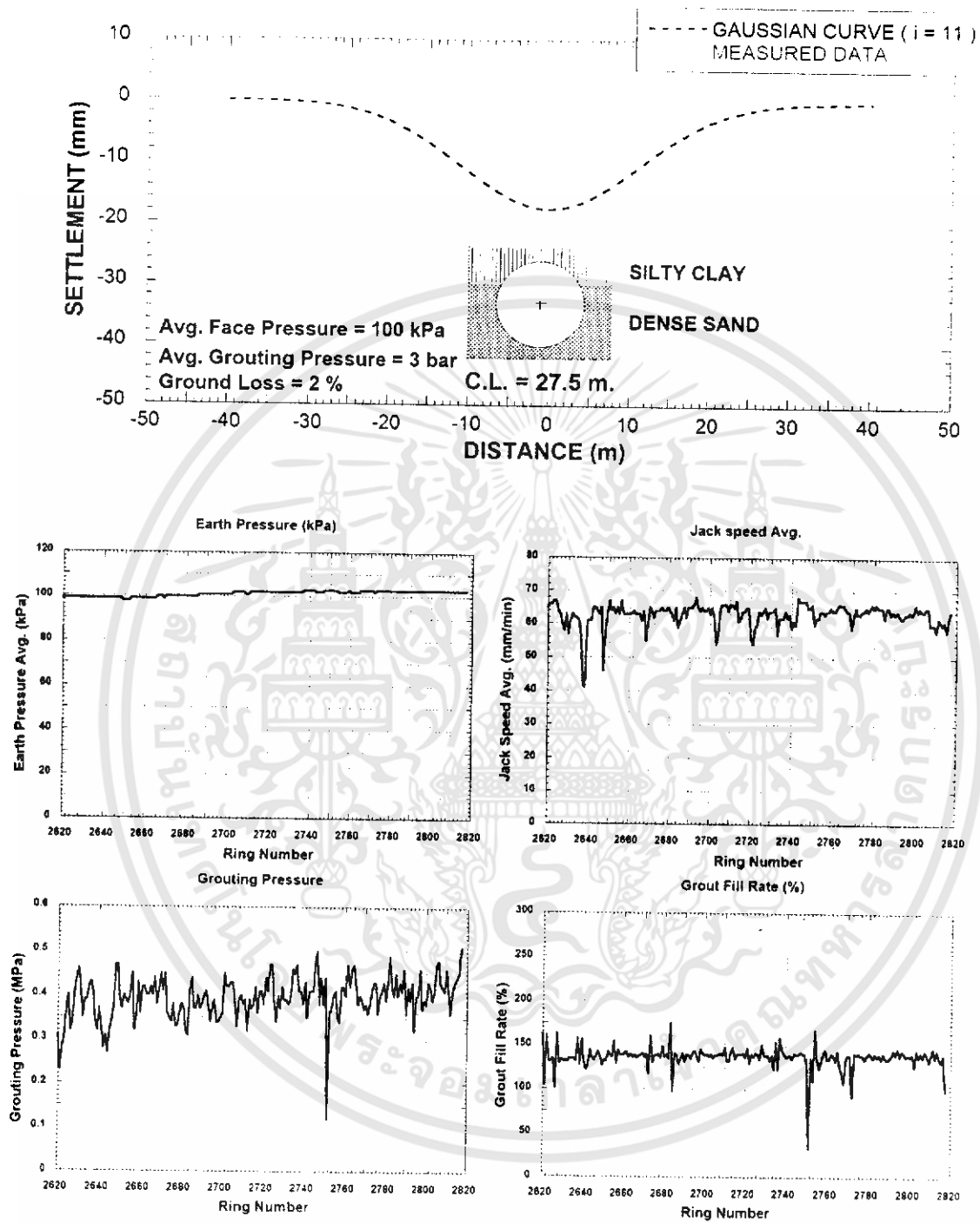


รูปที่ 6.49 Surface settlement troughs measured on GS-24 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

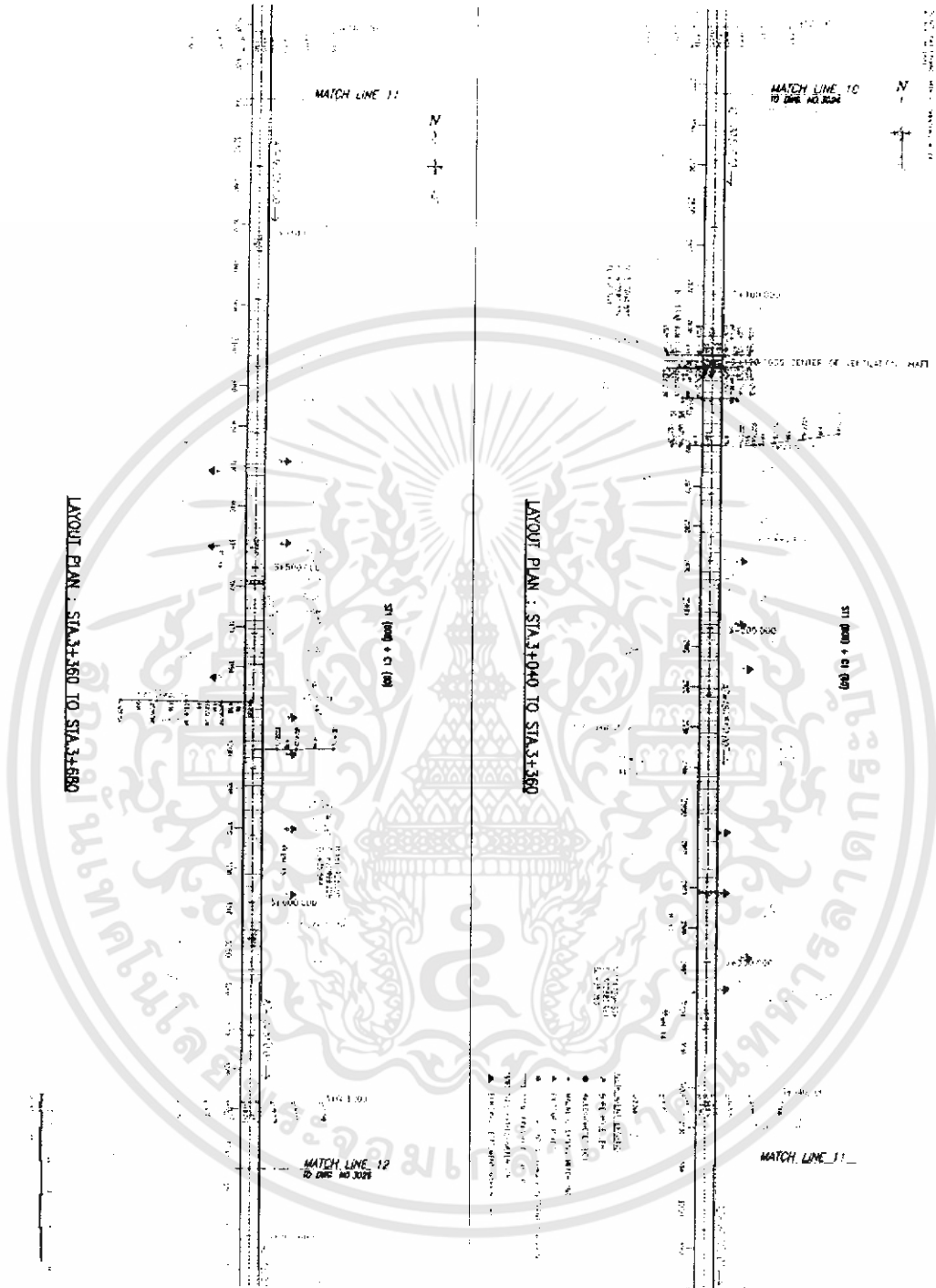


รูปที่ 6.50 Layout of the settlement array GS-25

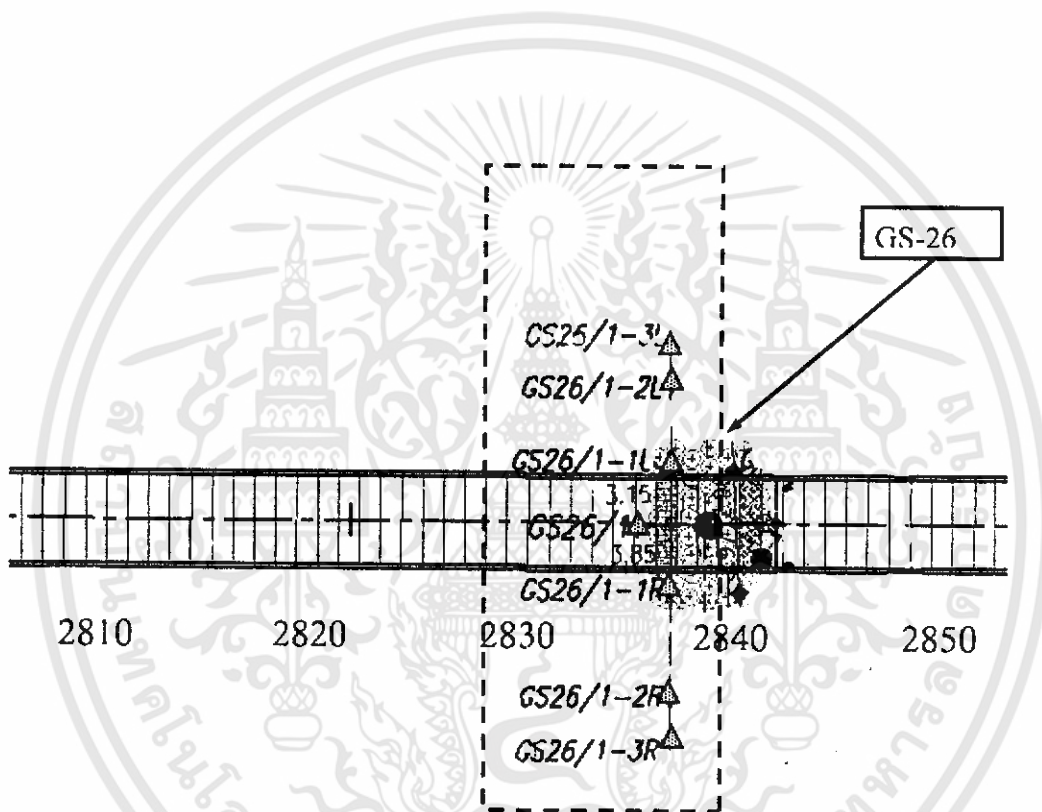
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



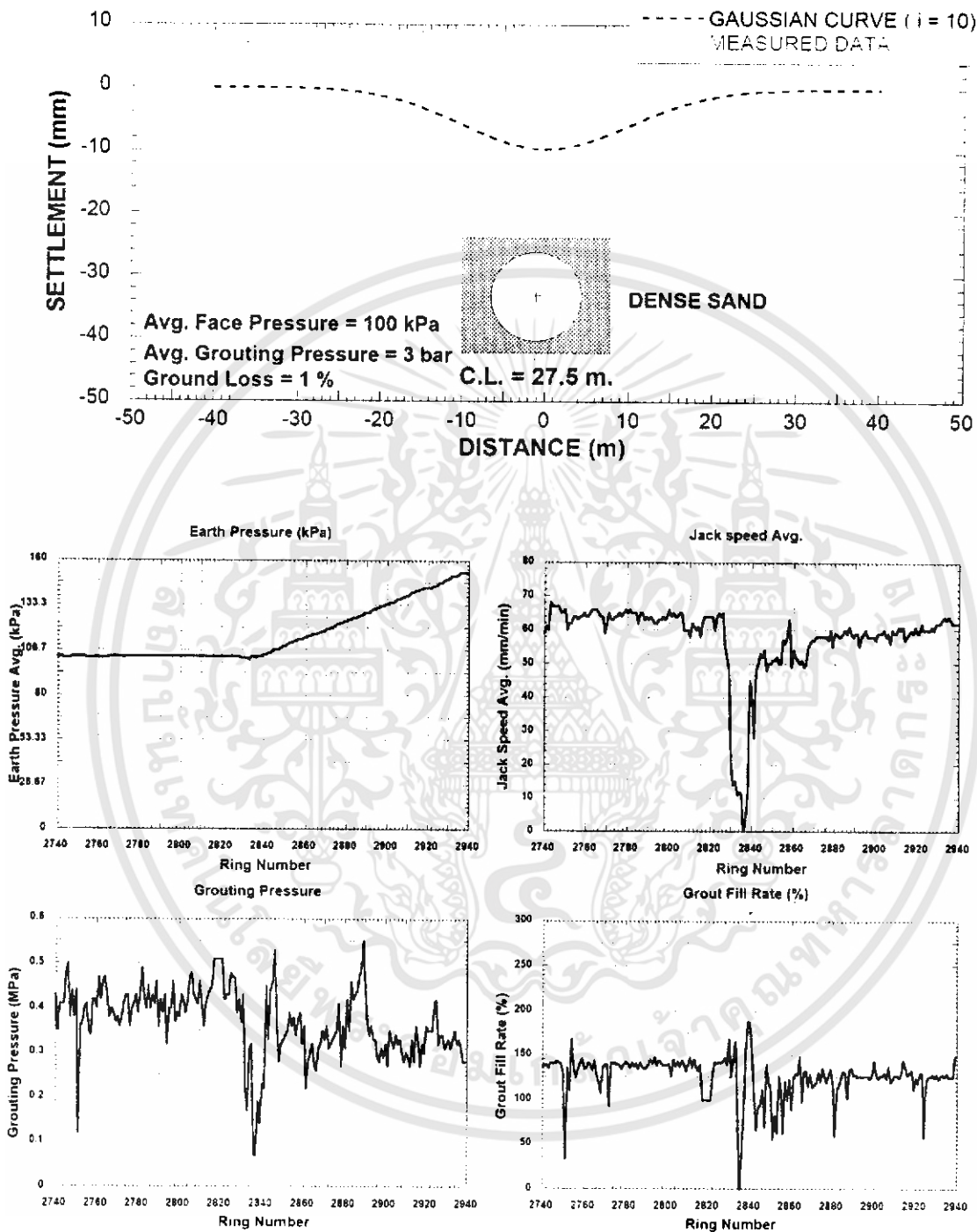
รูปที่ 6.51 Surface settlement troughs measured on GS-25 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



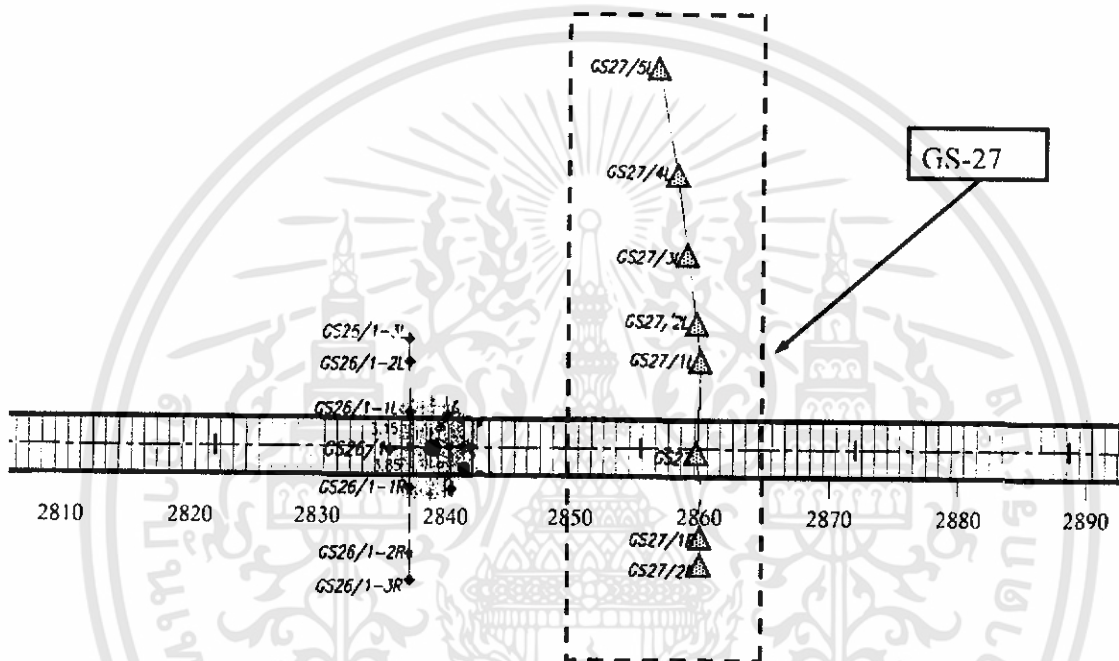
รูปที่ 6.52 แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:3+040 ถึง STA:3+680



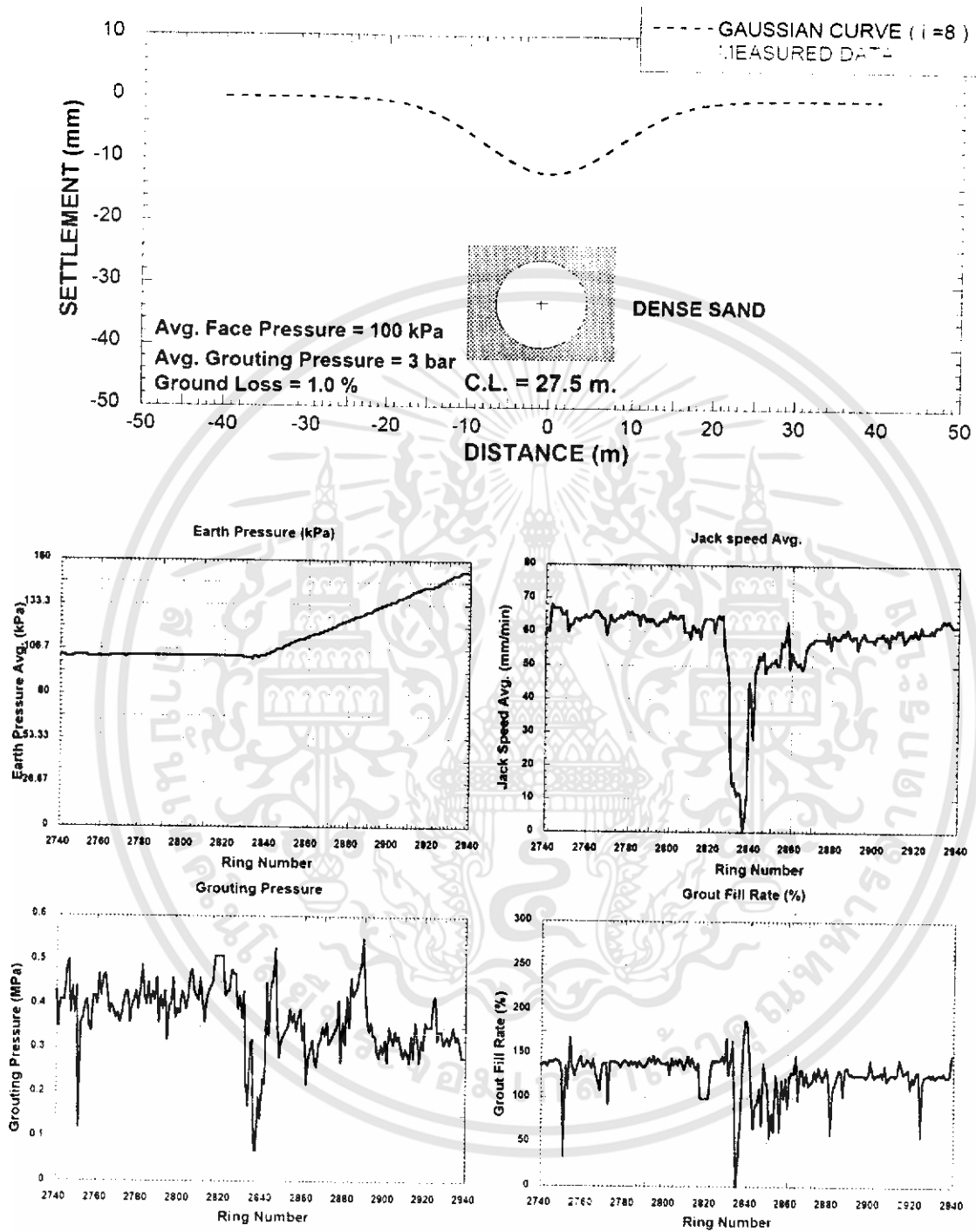
รูปที่ 6.53 Layout of the settlement array GS-26



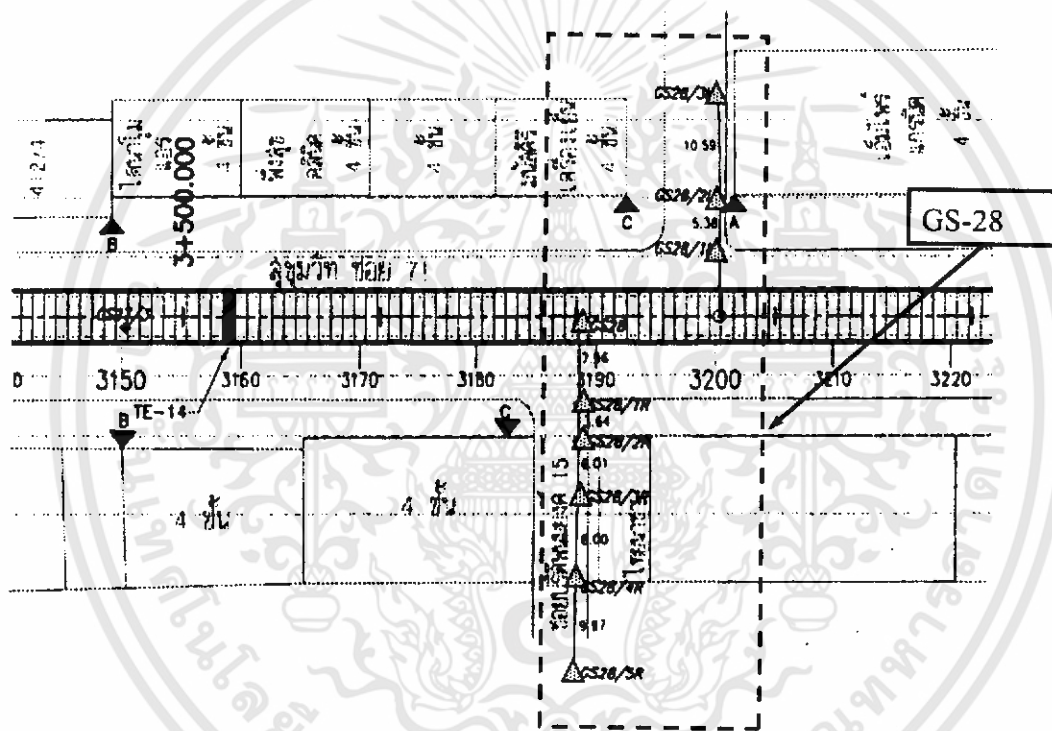
รูปที่ 6.54 Surface settlement troughs measured on GS-26 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



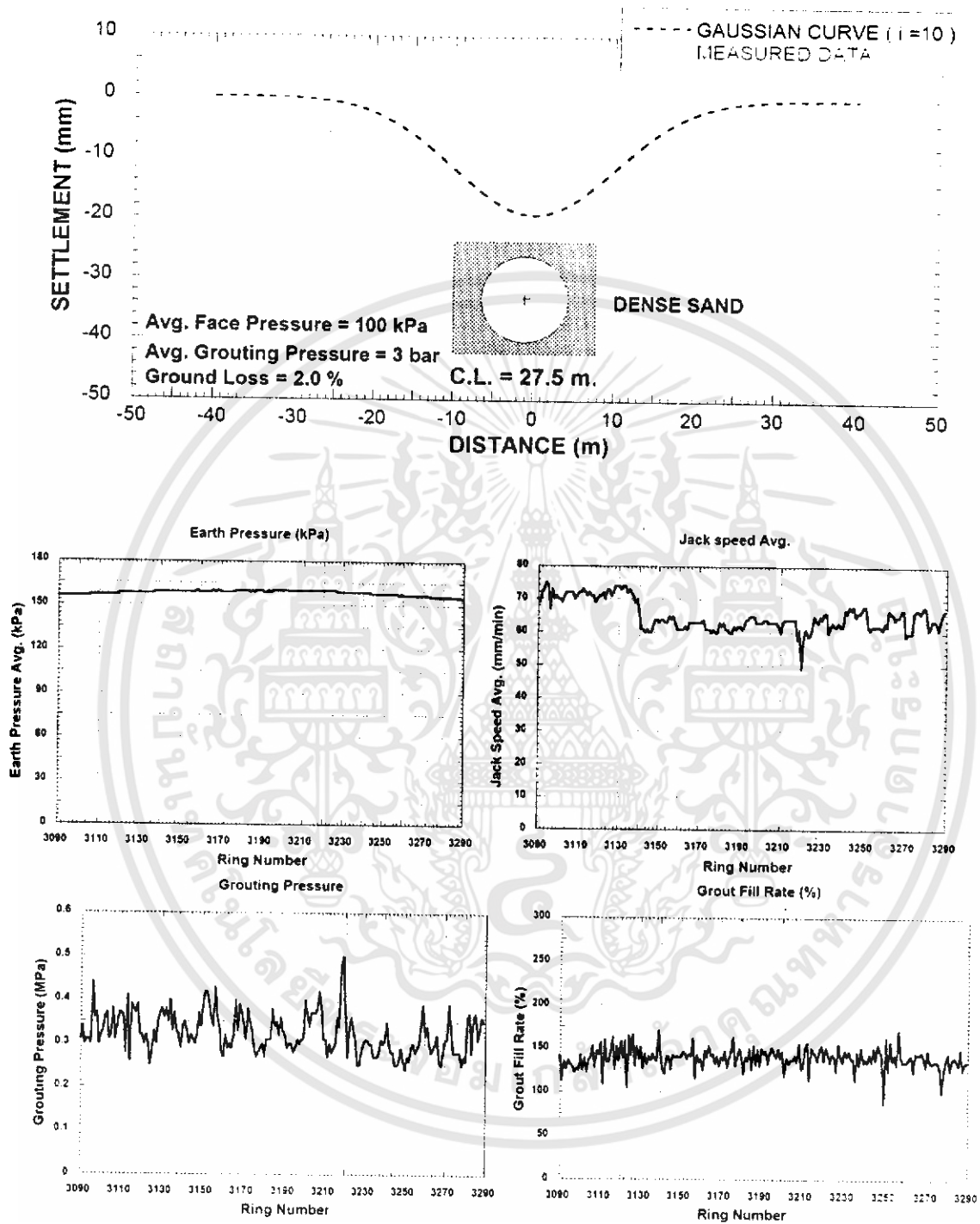
รูปที่ 6.55 Layout of the settlement array GS-26



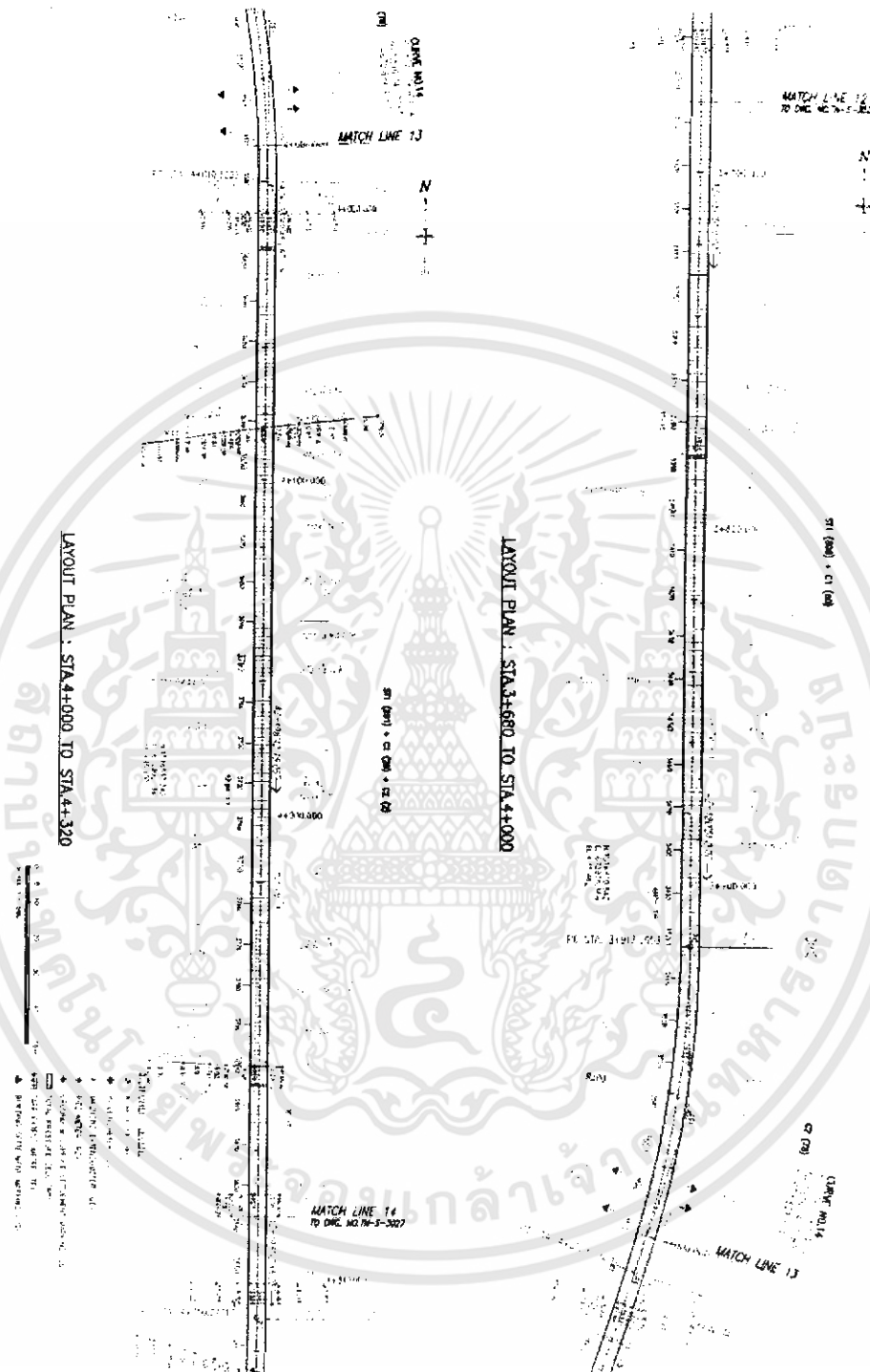
รูปที่ 6.56 Surface settlement troughs measured on GS-27 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



รูปที่ 6.57 Layout of the settlement array GS-28

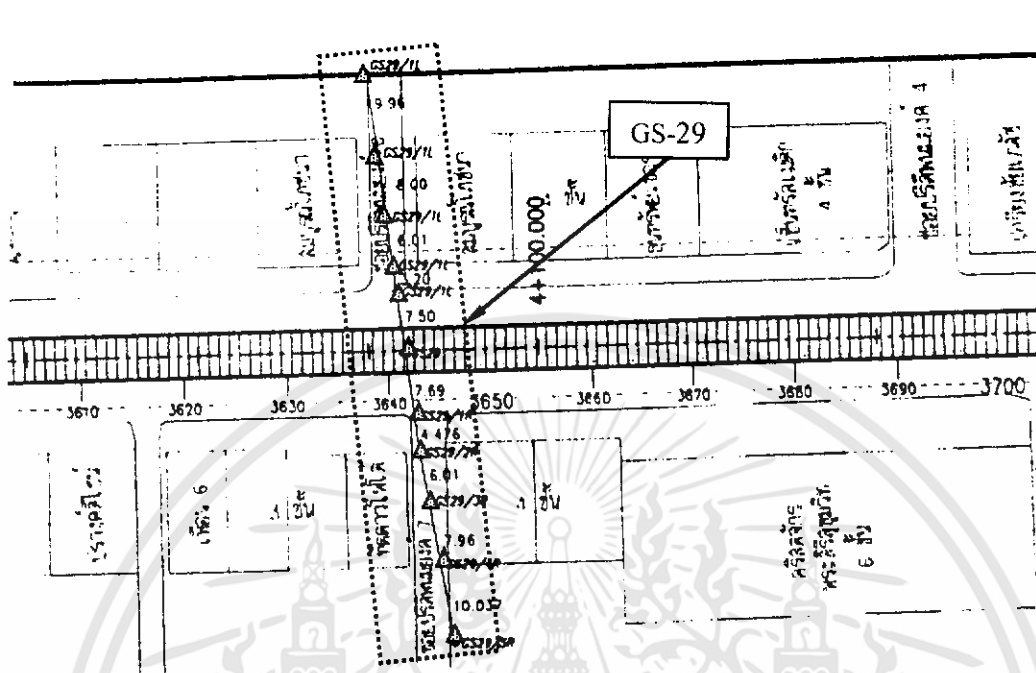


รูปที่ 6.58 Surface settlement troughs measured on GS-28 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section



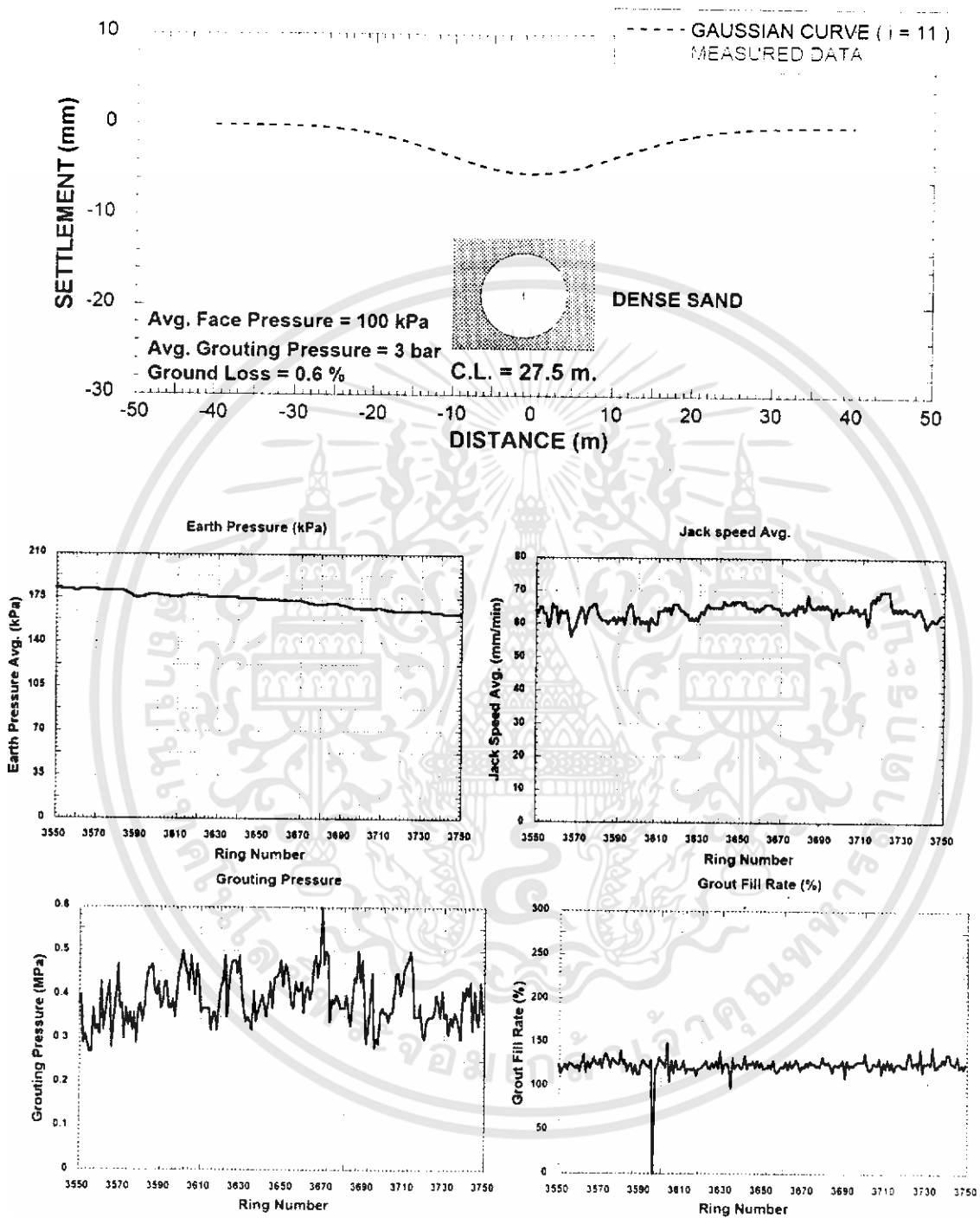
รูปที่ 6.59 แปลนเส้นทางของอุโมงค์ที่ STA:3+680 ถึง STA:4+320

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

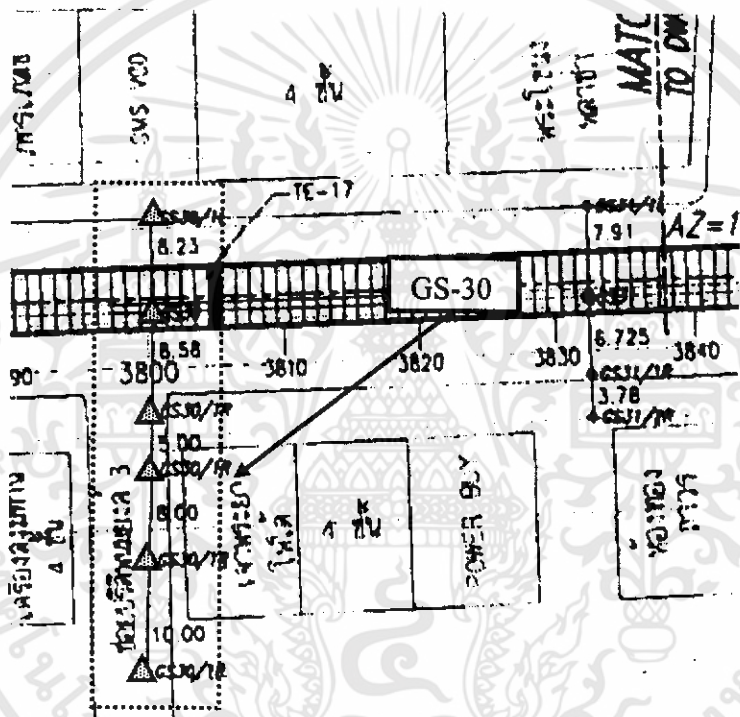


รูปที่ 6.60 Layout of the settlement array GS-29

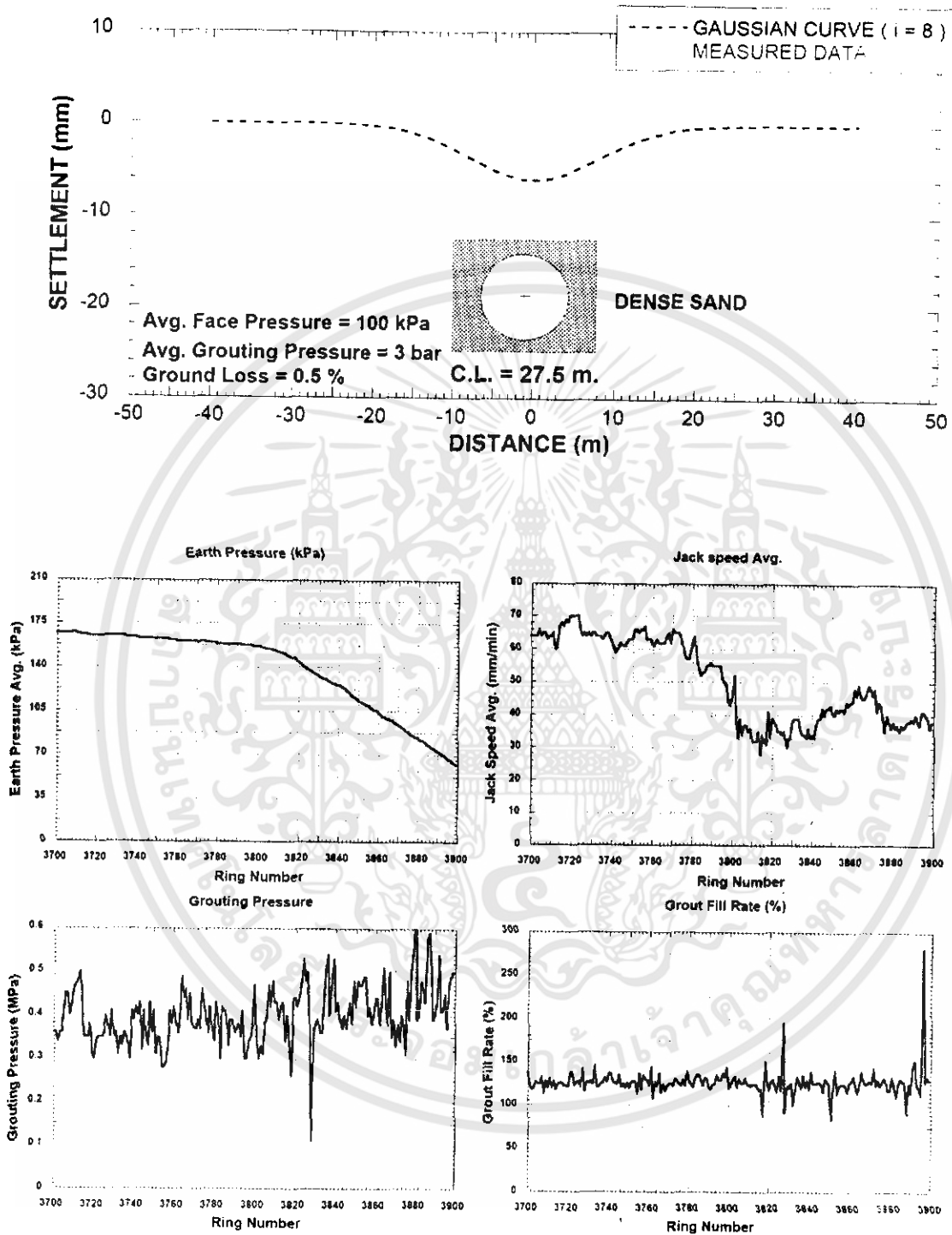
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



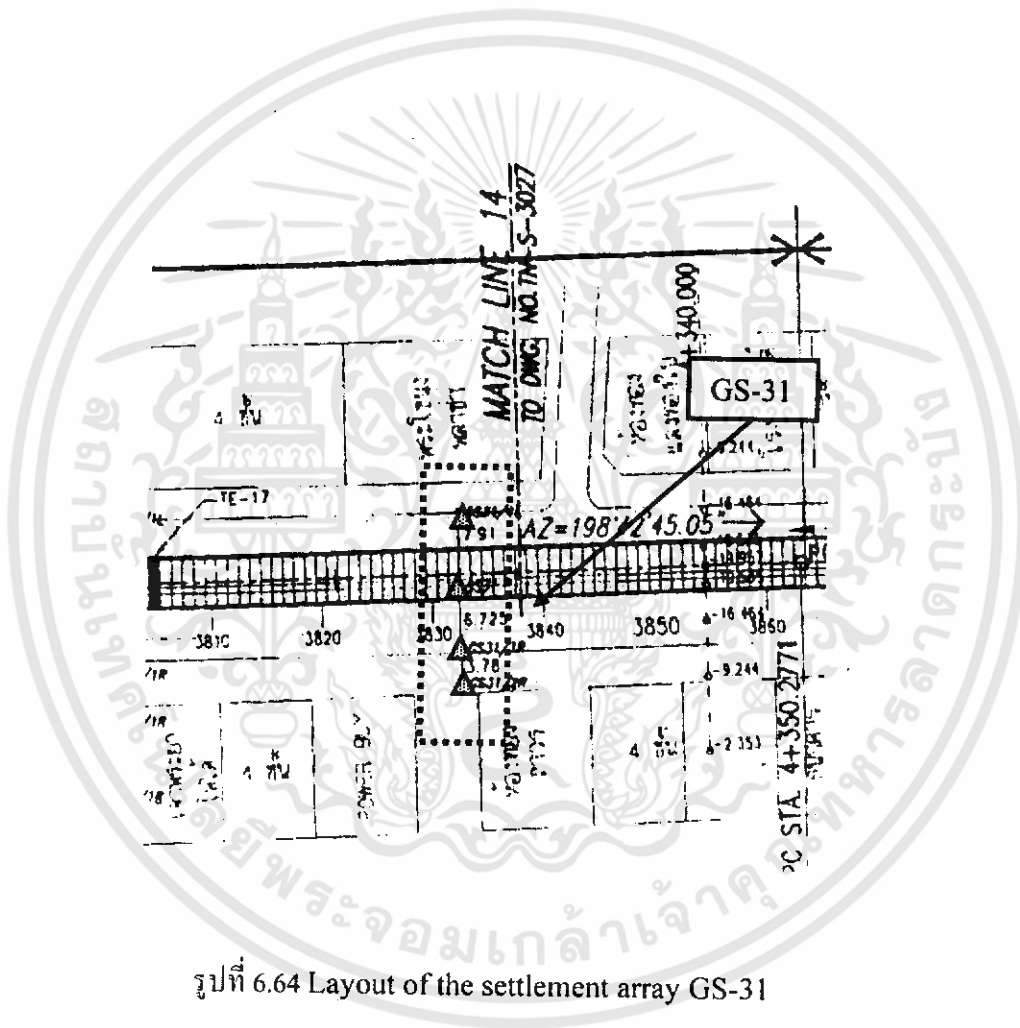
รูปที่ 6.61 Surface settlement troughs measured on GS-29 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

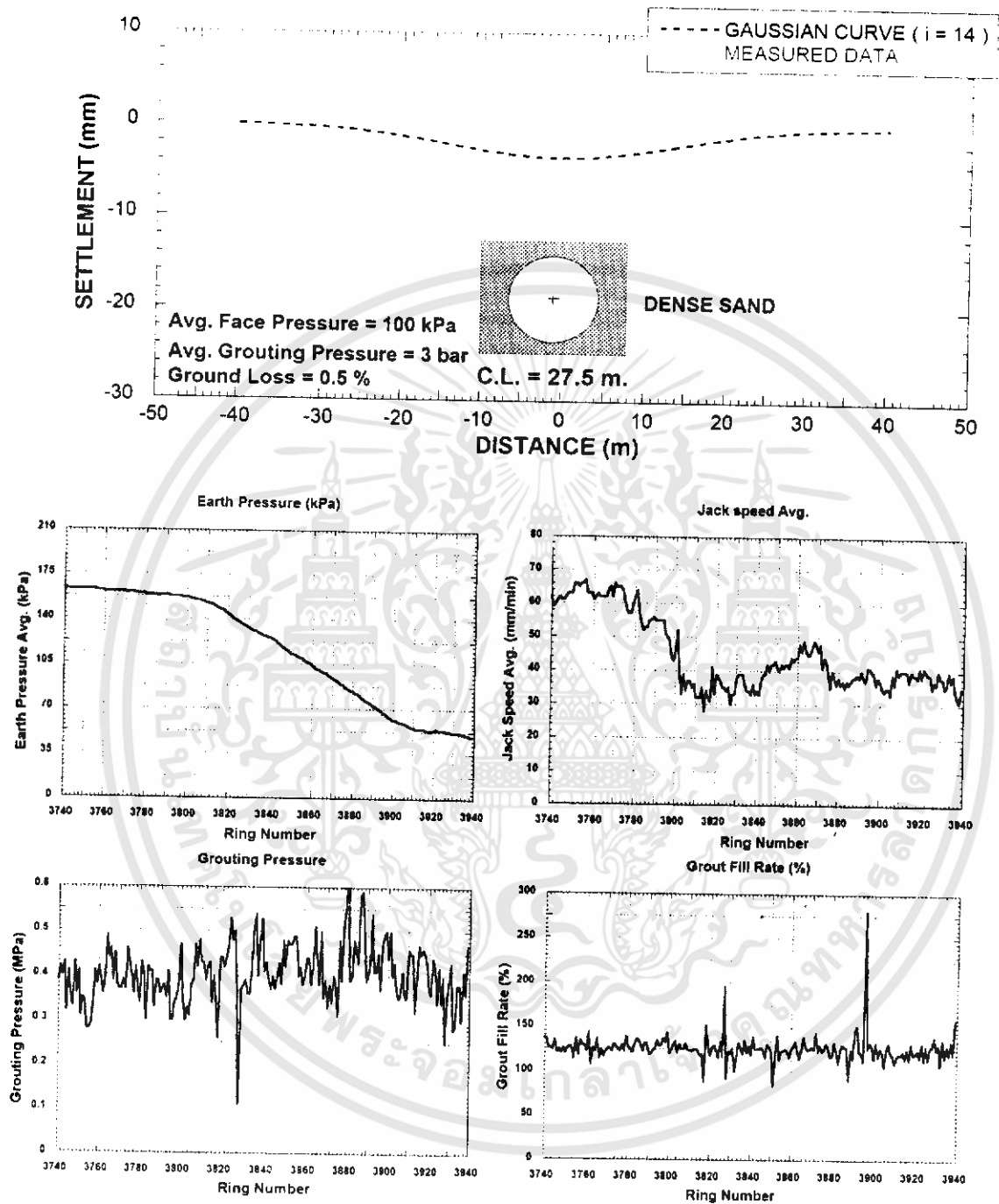


รูปที่ 6.62 Layout of the settlement array GS-30



รูปที่ 6.63 Surface settlement troughs measured on GS-30 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

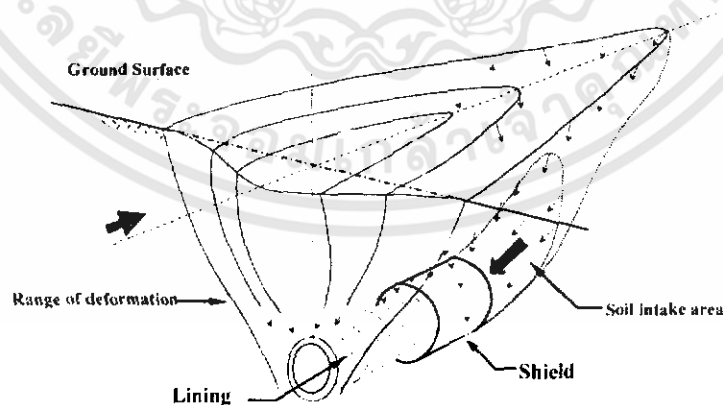




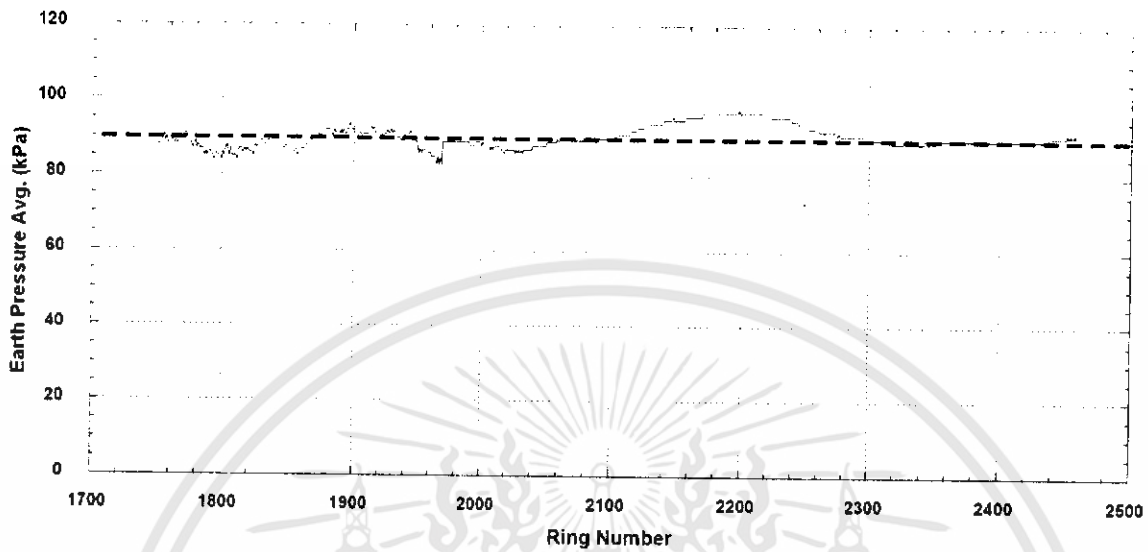
รูปที่ 6.65 Surface settlement troughs measured on GS-31 and operational parameter recorded from shields as they pass the measurement section

### 6.2.2.2. วิเคราะห์ผลการทรุดตัวของดินในแนวขวาง

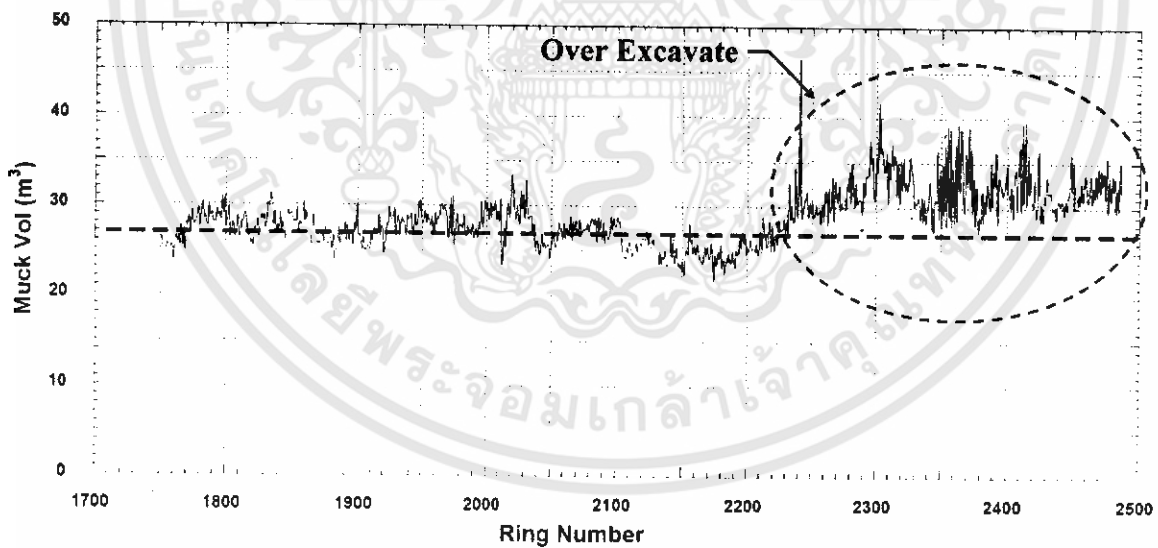
จากข้อมูลที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันสมดุล การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะอยู่ในช่วงประมาณ 10 – 25 มม. ซึ่งการทรุดตัวขนาดนี้จะไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง แต่จากรูปที่ 6.45 ถึงรูปที่ 6.47 จะมีการทรุดตัวที่สูงซึ่งการทรุดตัวที่มากขนาดนี้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 36 มม. อาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ซึ่งวิศวกรควบคุมงานจำเป็นต้องหยุดการขุดเจาะเพื่อที่จะทำการตรวจสอบว่าการเกิดการเคลื่อนตัวสูงขนาดนี้เกิดขึ้นเนื่องจากอะไร แต่ถ้าวิศวกรมีการตรวจสอบผลของการทรุดตัวที่มีความเร็วแล้วกว่านี้ การทรุดตัวก็จะไม่เกิดขึ้นมากขนาดนี้และยังส่งผลกระทบไปถึงยังหมุดสำรวจที่ GS – 23 ซึ่งในการตรวจสอบหมุดระดับนี้มีการทรุดตัวที่สุดมากถึง 38 มม. จากการศึกษาของคณะวิจัยจึงได้นำผลการทรุดตัวนี้มาวิเคราะห์ ซึ่งพบว่ามีการทรุดตัวที่มากนี้เกิดมาจากการเปลี่ยนแปลงสภาพของดินบริเวณด้านหน้าของขุดเจาะจากดินทรายอัดแน่น (DENSE SAND) ล้วน มาเป็นดิน Silty Clay ที่ด้านบนและ DENSE SAND ที่ตรงกึ่งกลางจนถึงด้านล่างของอุโมงค์ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงสภาพของดินด้านหน้าหัวเจาะนี้ จำเป็นต้องเปลี่ยนเทคนิคการขุดเจาะให้มีความเหมาะสมกับสภาพของดิน จากข้อมูลที่ได้จากหัวเจาะกรรมวิธีการขุดเจาะที่เจาะผ่านบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงดินไม่มีการเปลี่ยนกรรมวิธีการขุดเจาะ เช่น Earth Pressure ดึงแสดงในรูปที่ 6.67 ซึ่งส่งผลทำให้เกิดการทรุดตัวที่มากเนื่องจากดินบริเวณนั้นเป็นดินเหนียวอ่อน (Silty Clay) ซึ่งเป็นดินที่ลักษณะเป็นเลนสามารถไหลเข้าสู่อุโมงค์ได้ง่าย ดังแสดงในรูปที่ 6.66 ทำให้ปริมาณของดินที่ทำการขุดเจาะได้มีปริมาณมากกว่าที่ได้กำหนดไว้ ดังแสดงในรูปที่ 6.68 ซึ่งในขั้นตอนของการ Grouting ที่บริเวณนี้ความดันที่ใช้มีแรงดันน้อยกว่าปกติและเปอร์เซ็นต์ของการ Grouting ก็น้อยลงตามไปด้วย ดังแสดงในรูปที่ 6.69 และรูปที่ 6.70 ตามลำดับ



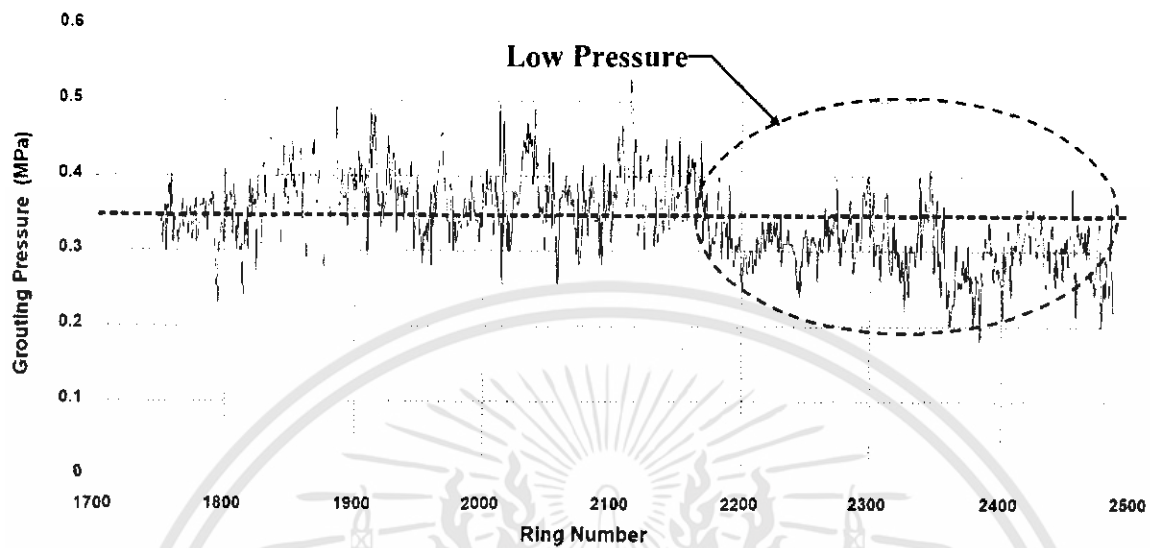
รูปที่ 6.66 แสดงการไหลของดินเหนียวอ่อนที่พยายามไหลเข้าสู่อุโมงค์



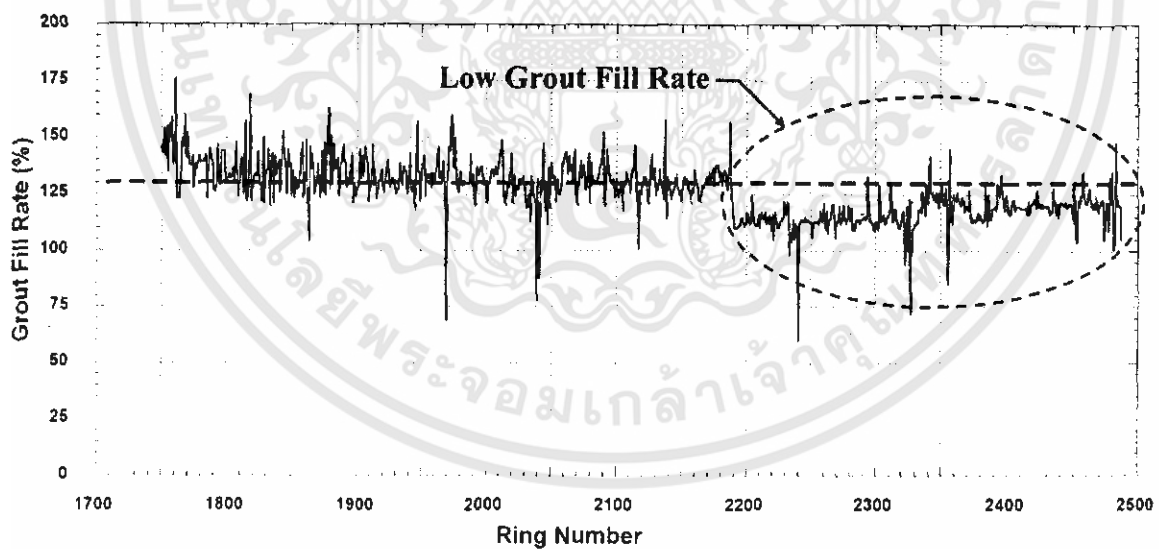
รูปที่ 6.67 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Earth Pressure และ Ring Number



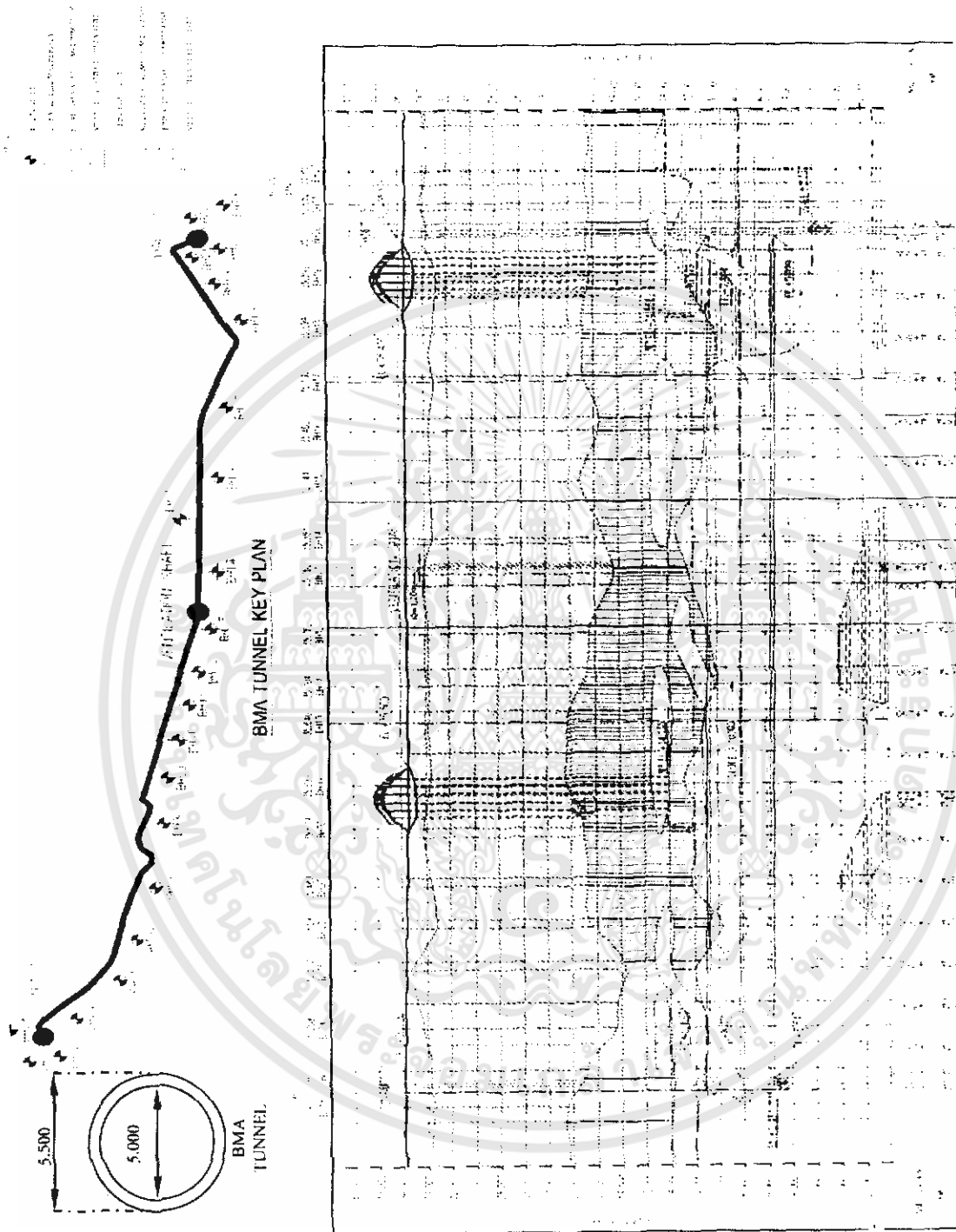
รูปที่ 6.68 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณดินที่ขุด (Muck Vol.) และ Ring Number



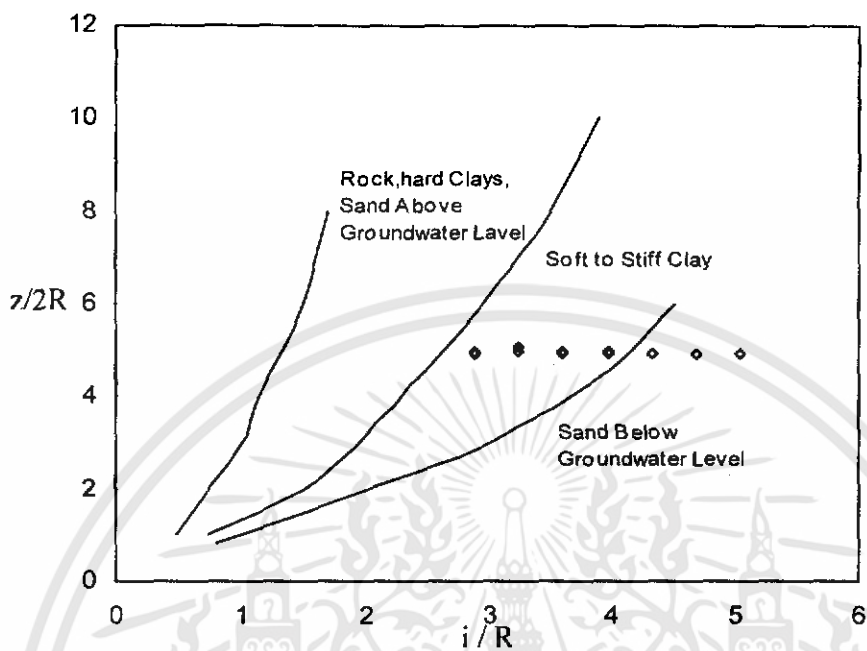
รูปที่ 6.69 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Pressure และ Ring Number



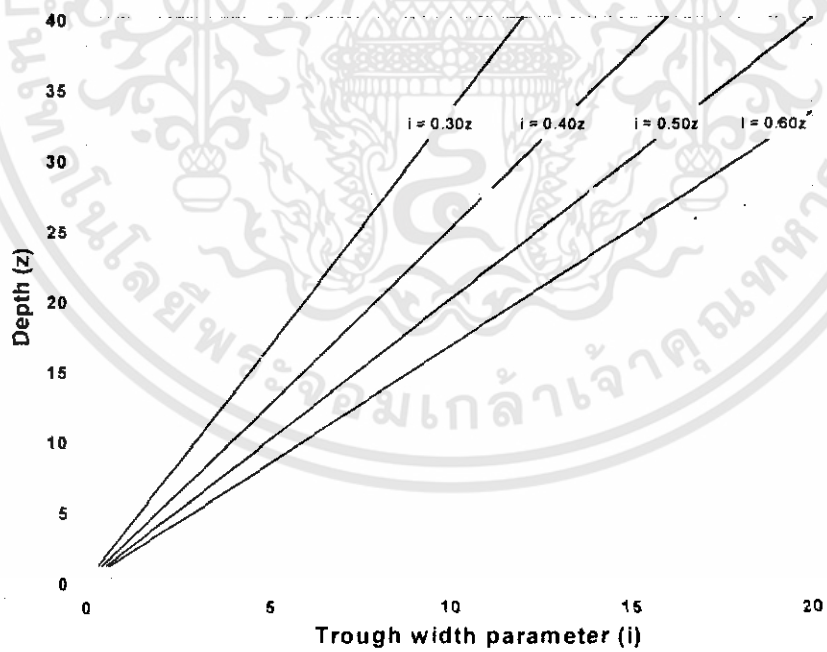
รูปที่ 6.70 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Grouting Fill Rate(%) และ Ring Number



รูปที่ 6.71 แสดงลักษณะของชั้นดินในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ คลองแสนแสบและคลอง  
ลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา



รูปที่ 6.72 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $z/2R$  และ  $i/R$  โดยการใช้ทฤษฎีของ PECK (1969)



รูปที่ 6.73 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $i$  และ  $z$  โดยการใช้ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982)

ในการพยากรณ์การทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้น โดยการใช้อกราฟ Gaussian ซึ่งจากผลการทดลองที่ได้จากการทรุดตัวของดินมีความสอดคล้องกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนาม โดยจะมีการประมาณค่าความกว้างของอุโมงค์ ( $i$ ) เพื่อให้เป็นไปตามการทรุดตัวของดิน โดยคณะผู้ศึกษาได้นำค่า Inflection point ( $i$ ) มาเปรียบเทียบกับสมการของ Peck (1969) และสมการของ O'Reilly and New (1982)

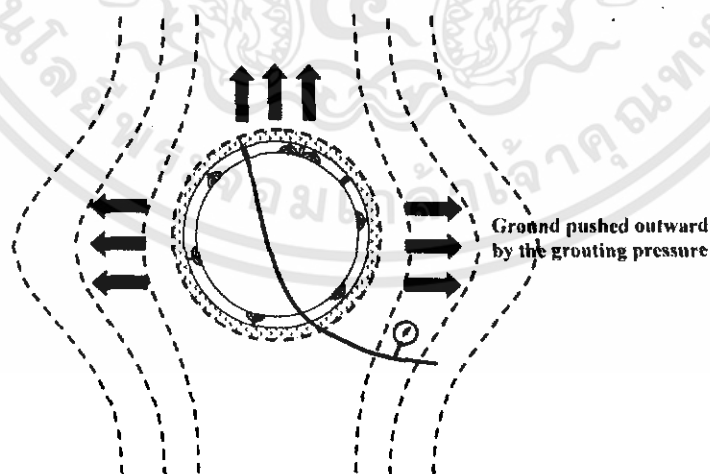
จากสมการของ Peck (1969) ได้มีการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $z/2R$  กับ  $i/R$  โดยกราฟจะมีการแบ่งโซนของกราฟเพื่อบ่งบอกถึงชนิดของดินบริเวณที่มีการขุดเจาะ ซึ่งในโครงการที่ได้ทำการศึกษาดินบริเวณหัวเจาะจะมีสภาพเป็นดินทรายแน่น (Dense Sand) และทางด้านบนของอุโมงค์จะเป็นดินเหนียวเกือบทั้งหมด ซึ่งจะเห็นได้จากกราฟแสดงผลความสัมพันธ์ของสมการของ Peck ดังรูปที่ 6.41 โดยจุดที่พล็อตจะอยู่ในช่วงที่เป็นดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่โดยจะอยู่ในส่วนที่เป็นดินทรายบ้าง ซึ่งเป็นผลที่ตรงตามทฤษฎีของ Peck

จากรูปที่ 6.73 แสดงข้อมูลการพล็อตด้วยสมการ  $i = kz$  ซึ่งเสนอโดย O'Reilly and New (1982) โดยการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความกว้างของอุโมงค์ ( $i$ ) และความลึก ( $z$ ) โดยจากการทำการศึกษาค่าข้อมูลส่วนใหญ่ที่ได้จะอยู่ในช่วง  $i = 0.30z$  ถึง  $i = 0.50z$  ซึ่งมีความสอดคล้องกับข้อสรุปของ O'Reilly and New (1982) โดยทั้งสองคนได้ทำการศึกษาดูการลักษณะของดินออกเป็นสองลักษณะ คือในช่วงที่ 1 ค่าอยู่ระหว่าง  $i = 0.20z$  ถึง  $i = 0.30z$  สำหรับดินที่มีลักษณะเป็นดินทราย และในช่วงที่ 2 ค่าจะอยู่ระหว่าง  $i = 0.30z$  ถึง  $i = 0.50z$  สำหรับดินที่มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อน (Silty Clay) ซึ่งผลการทดลองที่ได้เป็นไปตามจากการทดลองของ O'Reilly and New (1982)

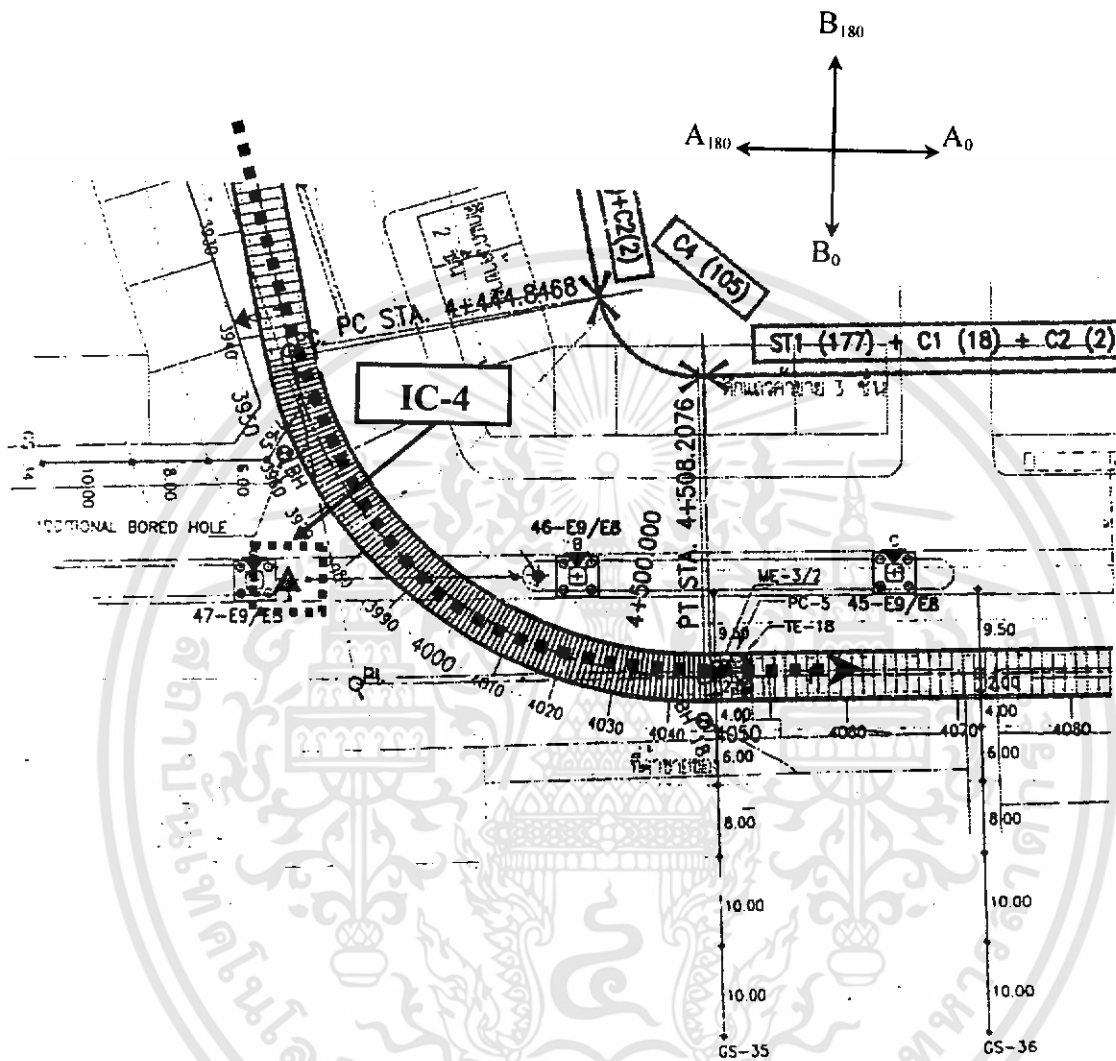
### 6.3. การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง Lateral Ground Deformations

ในโครงการนี้ ได้มีการติดตั้งเครื่องมือ Inclinator เพื่อทำการศึกษาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอุโมงค์ โดยการเลือกสถานที่ที่มีการติดตั้ง inclinometer จะติดตั้งบริเวณที่มีความน่าจะเป็นจะเกิดการเคลื่อนตัวของดินมาก ๆ เช่น บริเวณที่เป็นทางโค้งของอุโมงค์เนื่องจากในชั้นคอนกรีตของการเจาะอุโมงค์ในโค้งจำเป็นต้องขุดดินให้มากกว่าปกติเพื่อให้อุโมงค์โค้งได้ และมีการติดตั้งบริเวณที่มีเป็นสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ซึ่งสิ่งก่อสร้างนั้นอาจเกิดผลกระทบเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ เช่นบริเวณของสะพาน ในการติดตั้งเครื่องมือตรวจสอบจะติดตั้งห่างจากผนังอุโมงค์ประมาณ 3-5 เมตร เพื่อให้ท่อ CASING จำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดิน ได้อย่างถูกต้อง

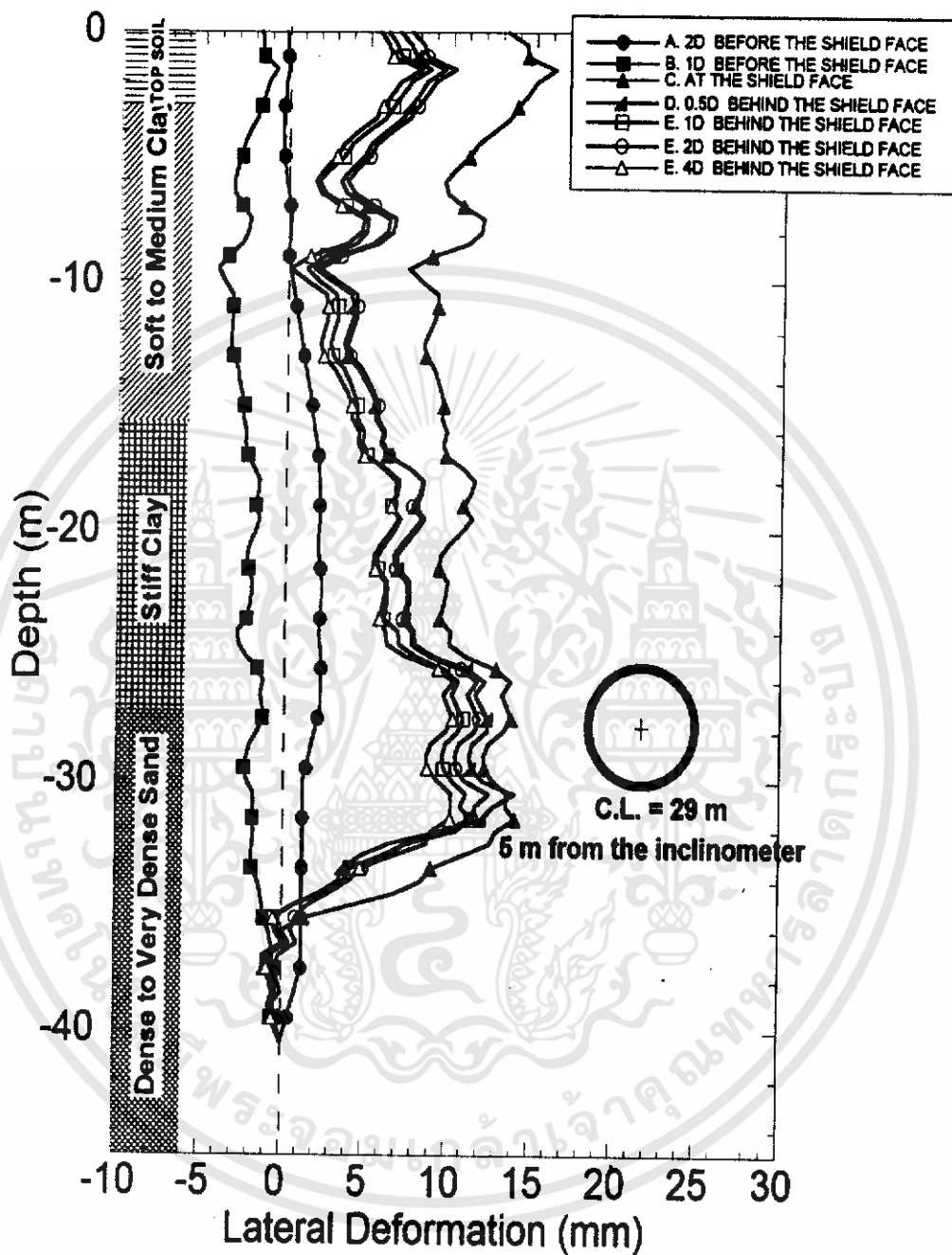
จากการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น โดยการใช้ Inclinator พบว่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในช่วงแรกที่ระยะทาง 5 เมตรก่อนถึงตำแหน่งที่วัดจะมีการเคลื่อนตัวของดินที่ไม่มากนัก ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินในตำแหน่งนี้จะเป็นการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นเนื่องการสูญเสียมวลดินด้านหน้าของหัวเจาะ ในช่วงระยะที่ 2 การเคลื่อนตัวของดินมากที่สุดในระยะทางนี้ ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะนี้จะเป็นการเคลื่อนตัวเนื่องจากช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังจากการขุดเจาะหรือในชั้นคอนกรีตประกอบชิ้นส่วน (SEGMENT) การเคลื่อนตัวของดินในระยะที่ 3 จะเป็นการเคลื่อนตัวหลังจากการ Grouting ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินในบริเวณนี้จะมีการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากมีการฉีดน้ำปูนเพื่อทำการลดช่องว่างที่เกิดขึ้นในการ Grouting ในโครงการนี้จะมีแรงดันของน้ำปูนประมาณ 3 บาร์ และการปริมาตรทดแทนของดิน (Grout Fill Rate) ประมาณ 130 เปอร์เซ็นต์ โดยจะฉีดน้ำปูนให้มากกว่าช่องว่างของดินที่เกิดขึ้นดังแสดงในรูป 6.74.



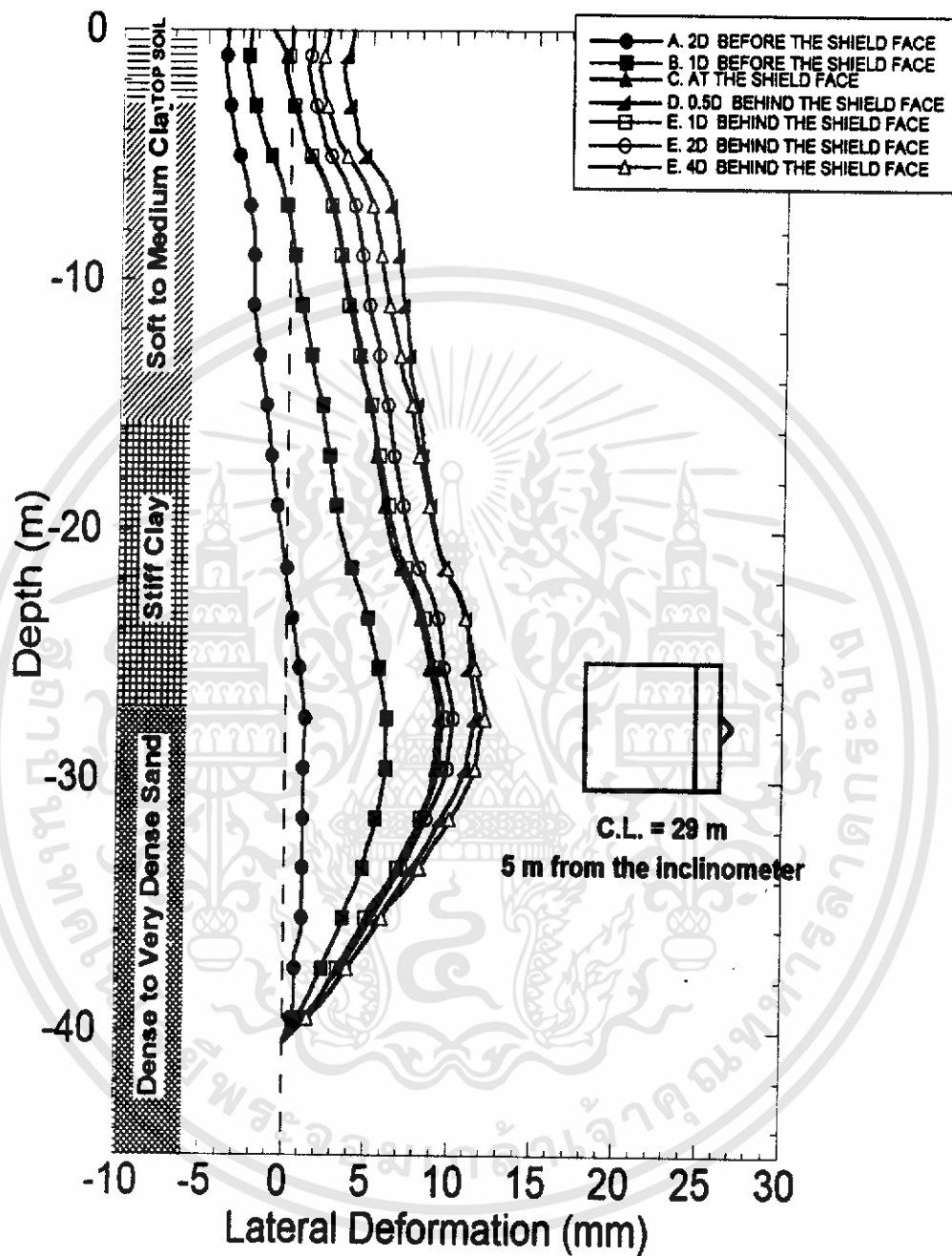
รูปที่ 6.74. พฤติกรรมของดินรอบ ๆ ผนังอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในชั้นคอนกรีตของการ Grouting



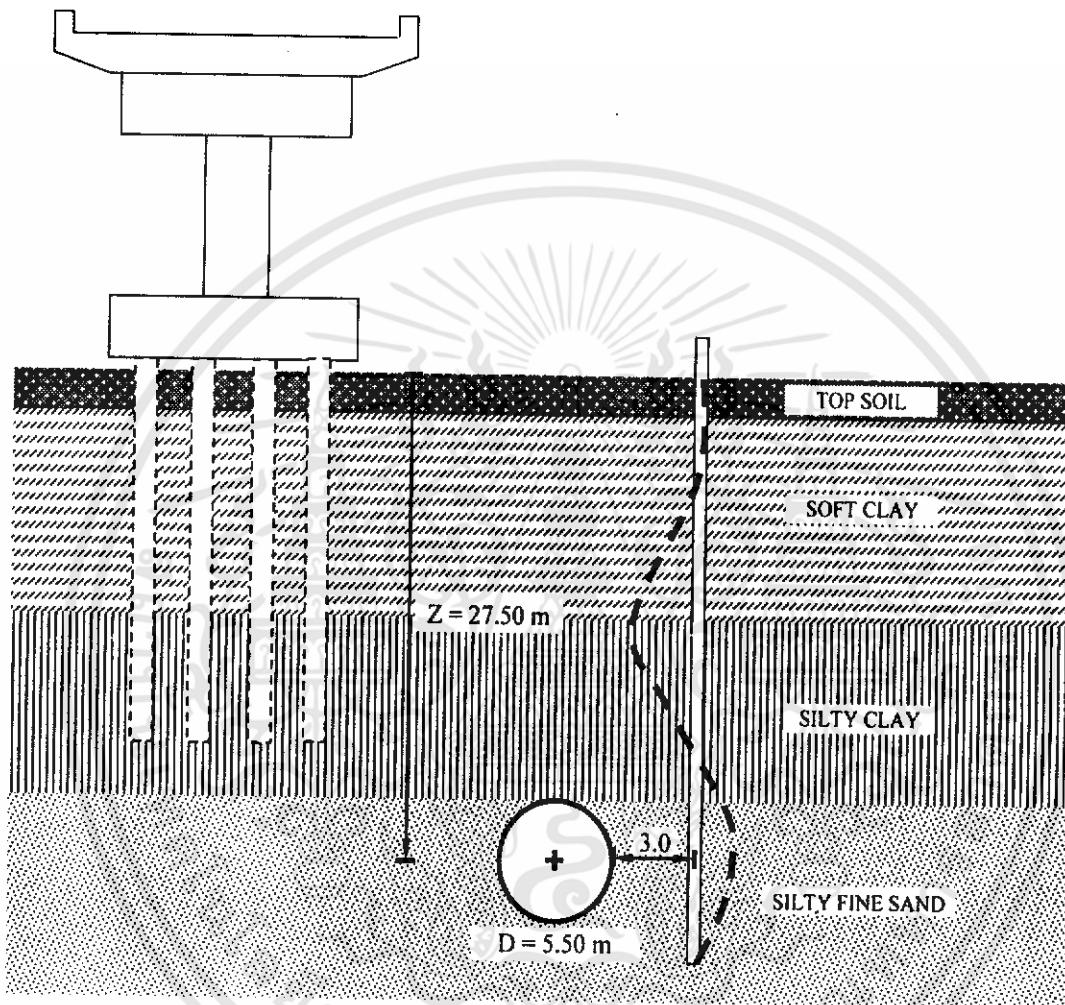
รูปที่ 6.75. แผนแสดงสถานที่วัดการเคลื่อนตัวของดินที่ IC-4 ด้วยเครื่องมือ Inclinometer



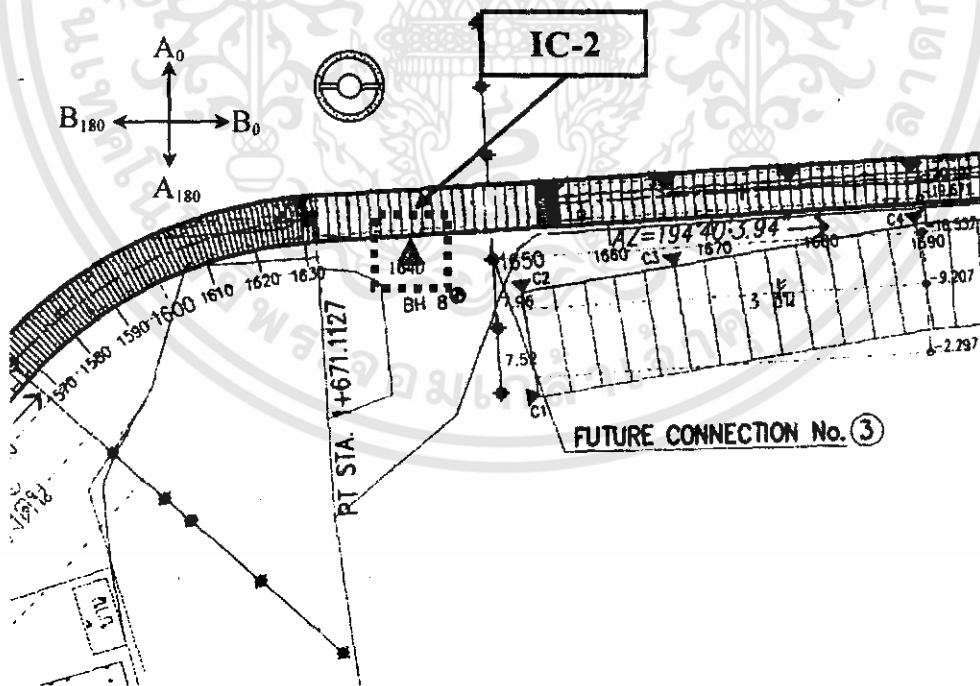
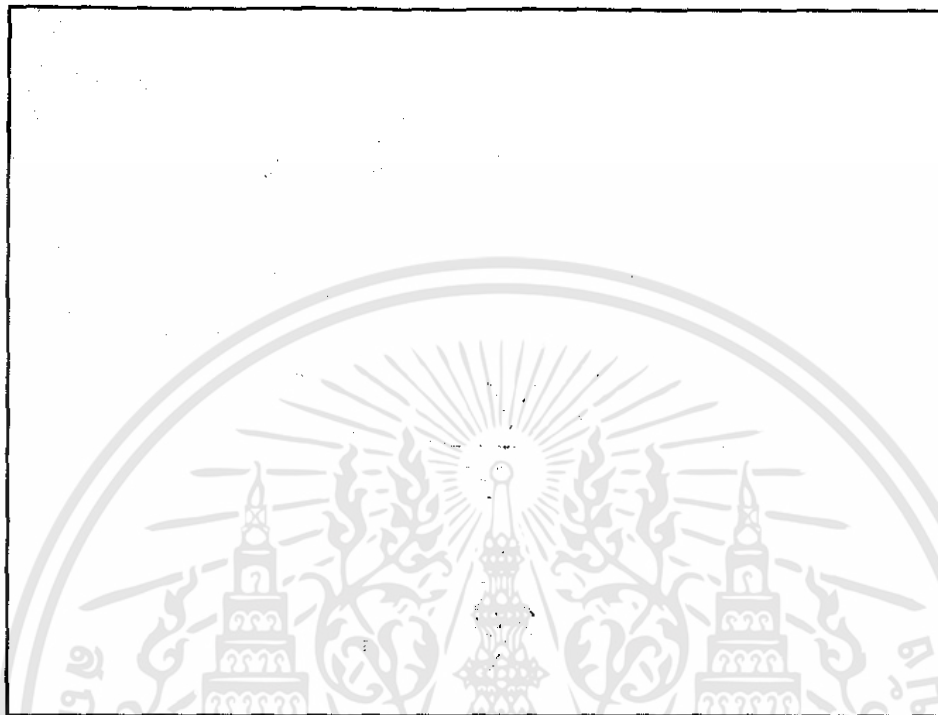
รูปที่ 6.76. การแสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial A) ที่ IC-4



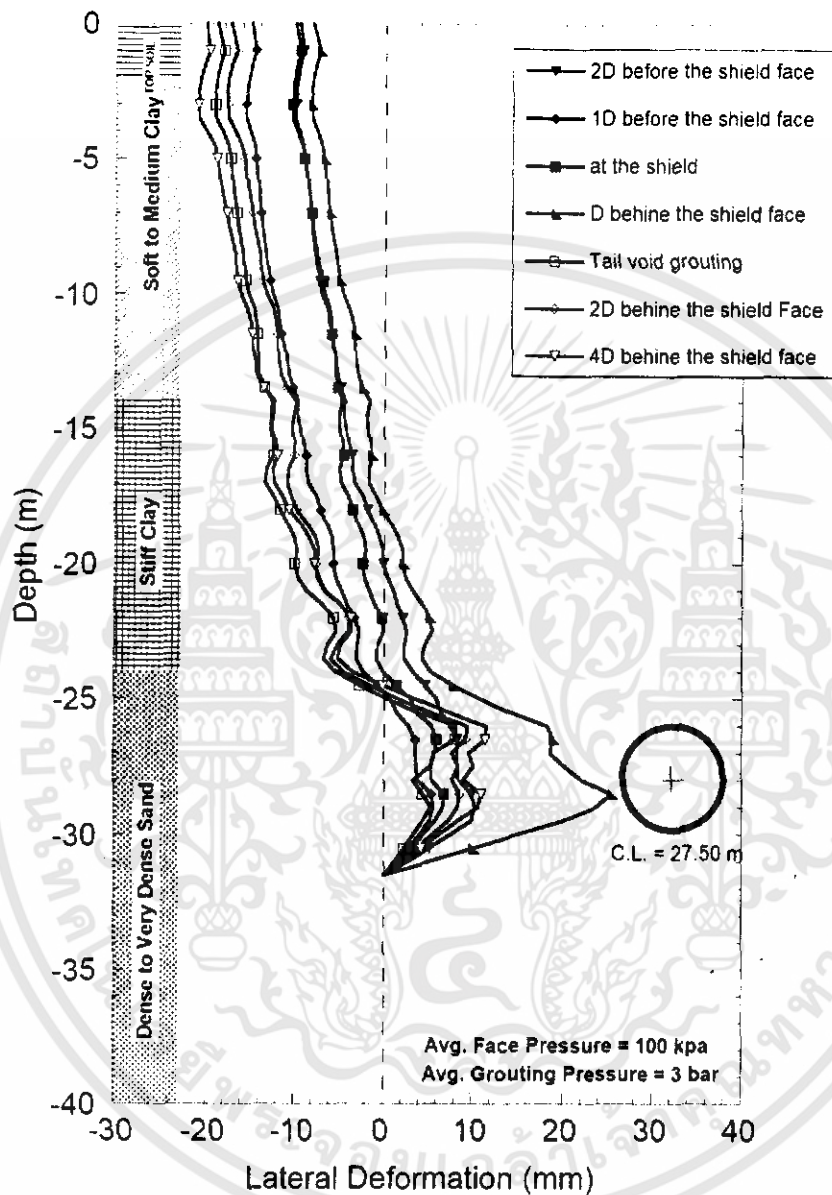
รูปที่ 6.77. การแสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial B) ที่ IC-4



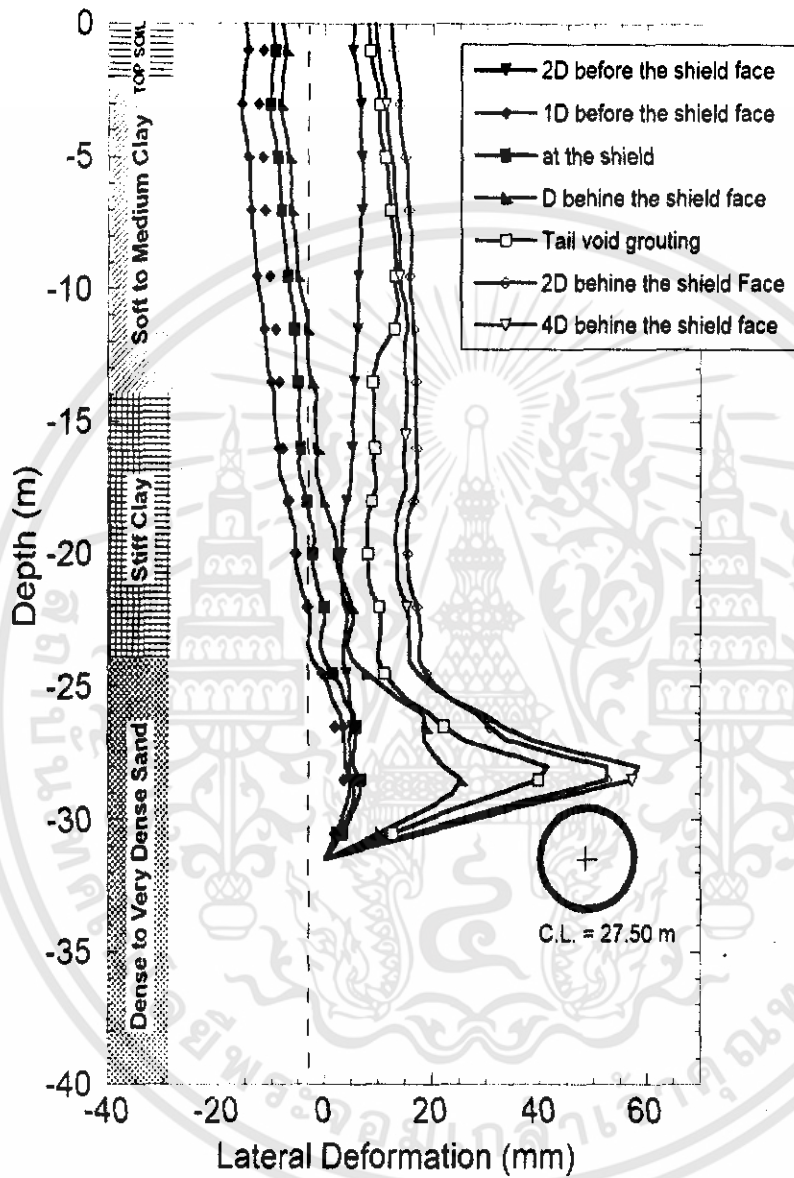
รูปที่ 6.78. การติดตั้งท่อ CASING เพื่อใช้ทำการทดสอบการเคลื่อนตัวของดินด้านข้าง



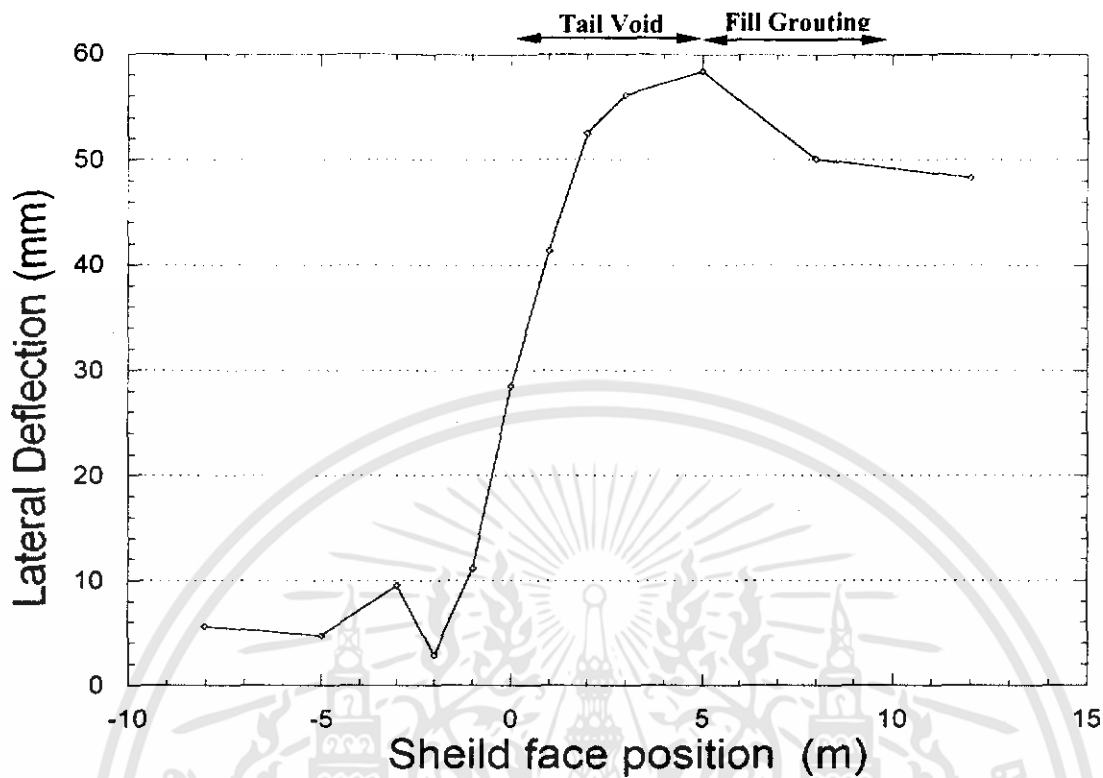
รูปที่ 6.79. สถานที่วัดค่าการเคลื่อนตัวของดินด้วยเครื่องมือ Inclinometer



รูปที่ 6.80. การแสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ (Axial A)



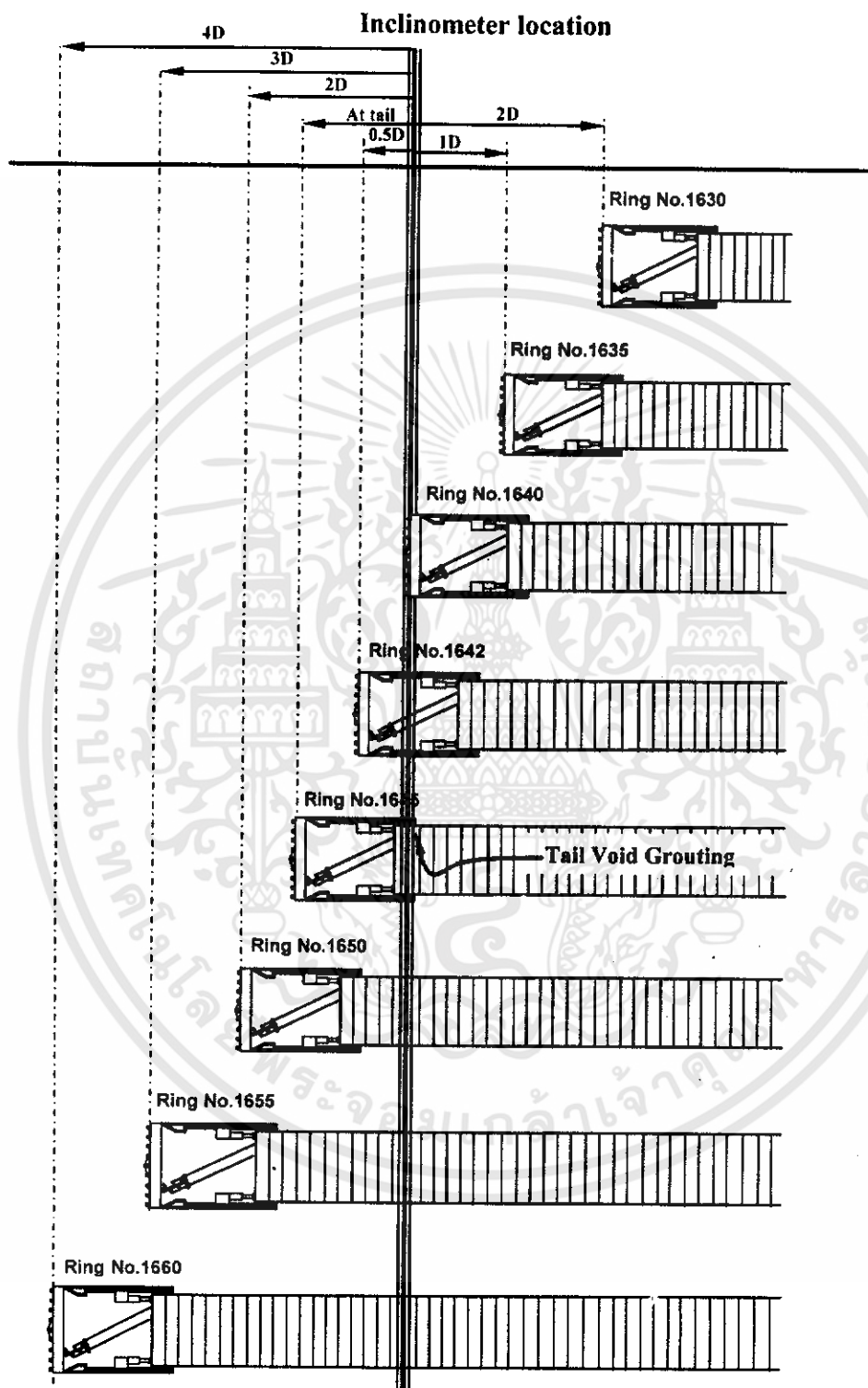
รูปที่ 6.81. การแสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางขนานกับอุโมงค์ (Axial B)



รูปที่ 6.82. อัตราการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างที่ความลึก 28 เมตร

จากรูปที่ 6.47. เป็นการแสดงการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นมากที่สุดจะเกิดขึ้นที่ระยะประมาณ 5 เมตร หลังจากการขุดเจาะอุโมงค์ การที่เป็นเช่นนี้เนื่องมาจากการเกิดช่องว่างภายหลังจากการขุดเจาะ โดยดินที่อยู่บริเวณรอบ ๆ ของอุโมงค์จะพยายามเคลื่อนตัวเข้าสู่ผนังอุโมงค์ ซึ่งสามารถทำการแก้ไขโดยการใช้น้ำปูนฉีดเพื่อเป็นการลดช่องว่างที่เกิดขึ้นนี้ โดยปกติแล้วการ Grouting จะต้องฉีดน้ำปูนให้มากกว่าช่องว่างที่เกิดขึ้น โดยปกติจะมีการ Grout Fill Rate อยู่ที่ประมาณ 130 % โดยการฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันประมาณ 3 บาร์

จากรูปที่ 6.82. จะเห็นว่าอัตราการเคลื่อนตัวของดินจะสูงที่บริเวณที่เกิดช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ และอัตราการเคลื่อนตัวของดินจะลดลงที่ระยะที่มีการ Grouting เพื่อเป็นการลดช่องว่างที่เกิดขึ้น



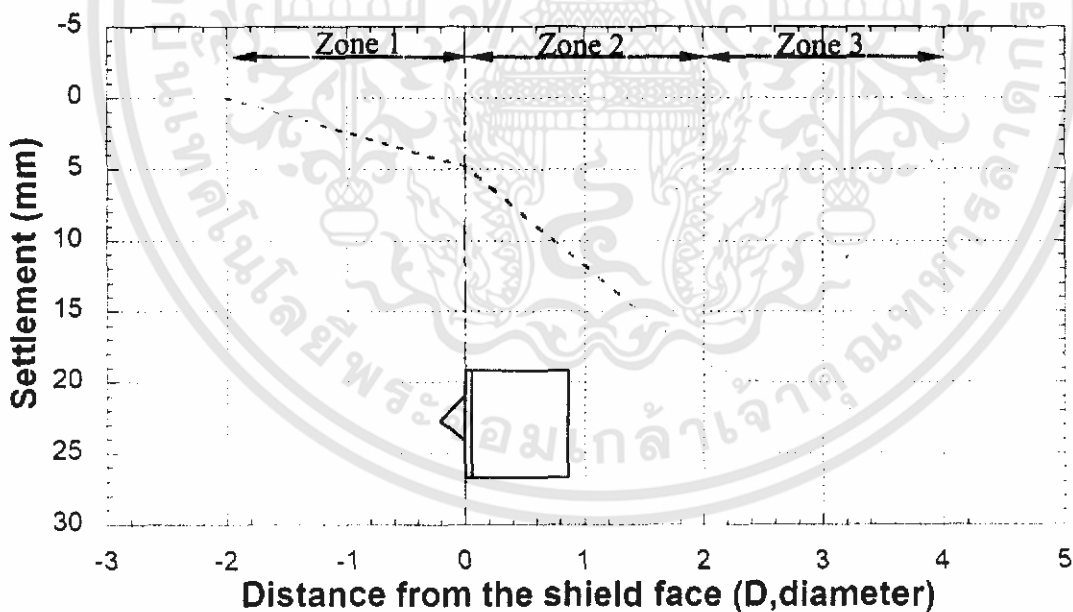
รูปที่ 6.83 รูปแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านของโดยการใช้ Inclinometer

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ 184 เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

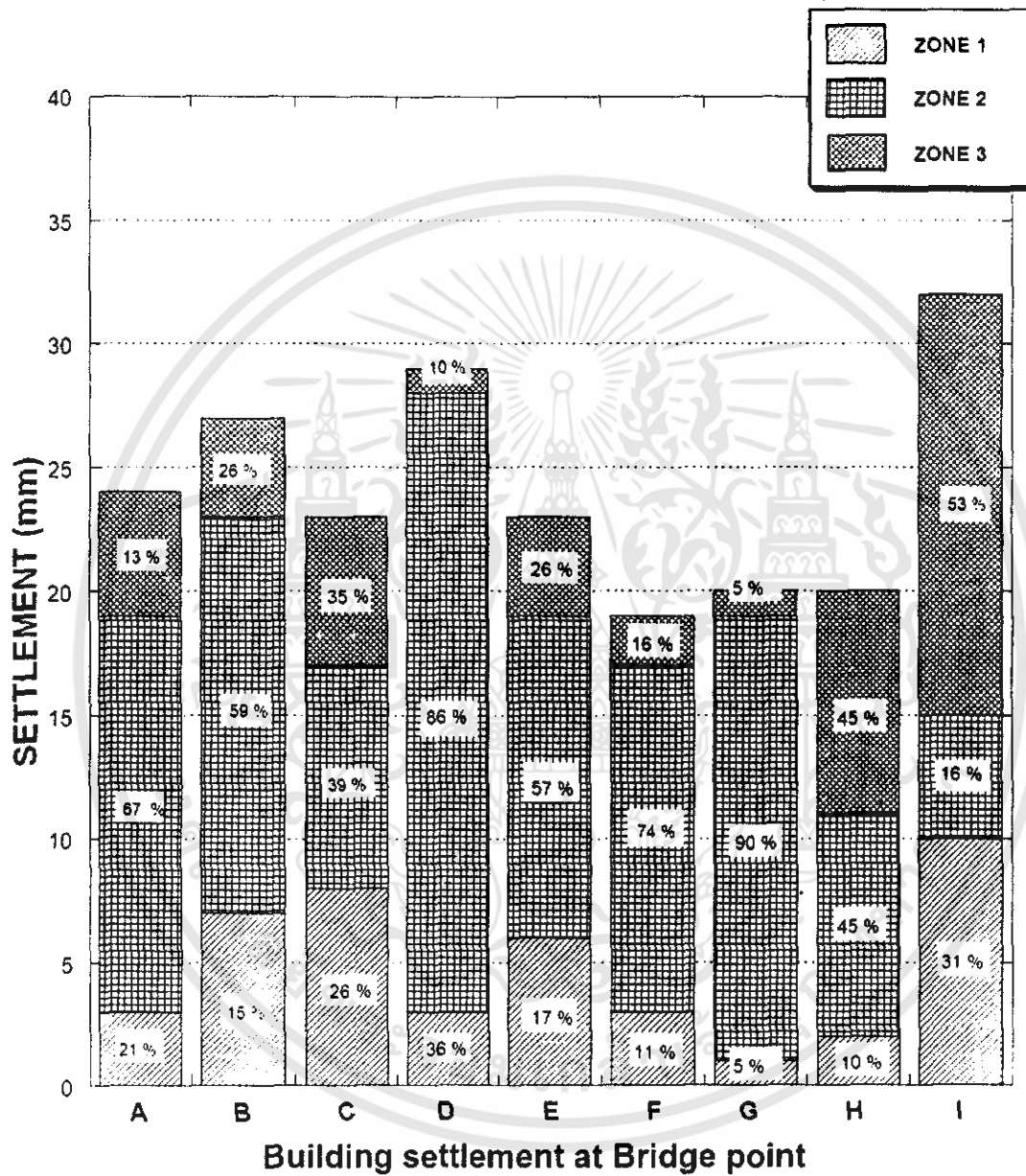
#### 6.4. การทรุดตัวของอาคารบริเวณพื้นที่ที่มีการขุดเจาะอุโมงค์

ในการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินจำเป็นต้องมีการตรวจสอบการเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณพื้นที่ที่อิทธิพลจากการขุดเจาะส่งผ่านไปถึง ทางคณะผู้ทำการศึกษาจึงได้ทำการสำรวจการเคลื่อนตัวของดินบริเวณของตอมือสะพานคลองตัน ซึ่งจากการสำรวจตอมือของสะพานมีการเคลื่อนตัวทำให้เกิดความเสียหายทำให้เกิดรอยแตกร้าวด้วยกันหลายจุด ทางคณะผู้ศึกษาจึงนำข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมาทำการพล็อตกราฟแนวโน้มของการทรุดตัวดังแสดงในรูป 6.86 ถึง 6.94

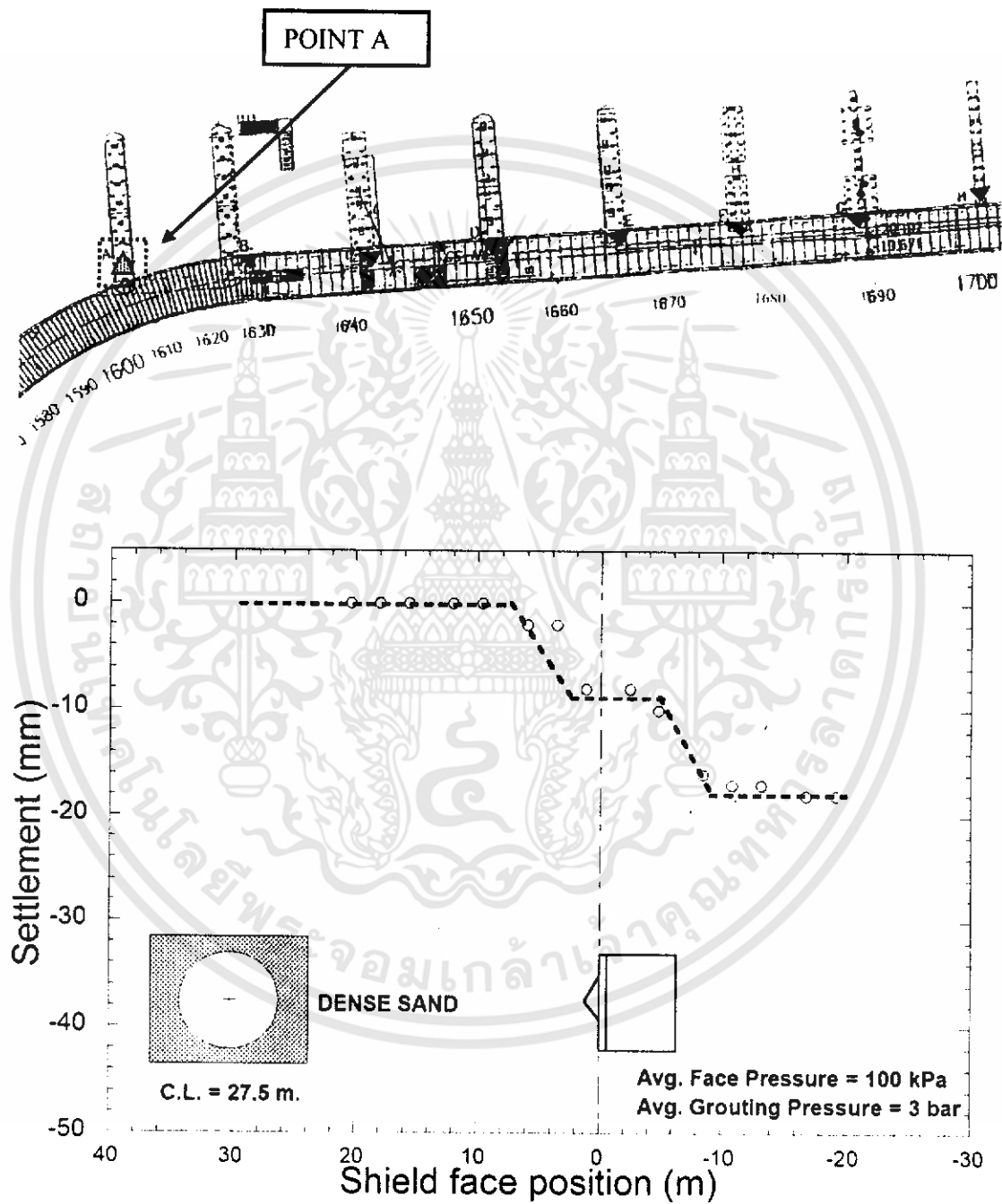
จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นสามารถจำแนกออกเป็น 3 ส่วนซึ่งมีความคล้ายคลึงกับการเคลื่อนของดินที่ผิว โดยการทรุดตัวของอาคารที่มีอัตราการเคลื่อนตัวที่มากจะอยู่ในช่วงระยะทางที่อุโมงค์เคลื่อนที่ผ่านสิ่งก่อสร้างนั้น จนเลยจากตำแหน่งนั้นเป็นระยะทางประมาณ 10 เมตร (สองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง)



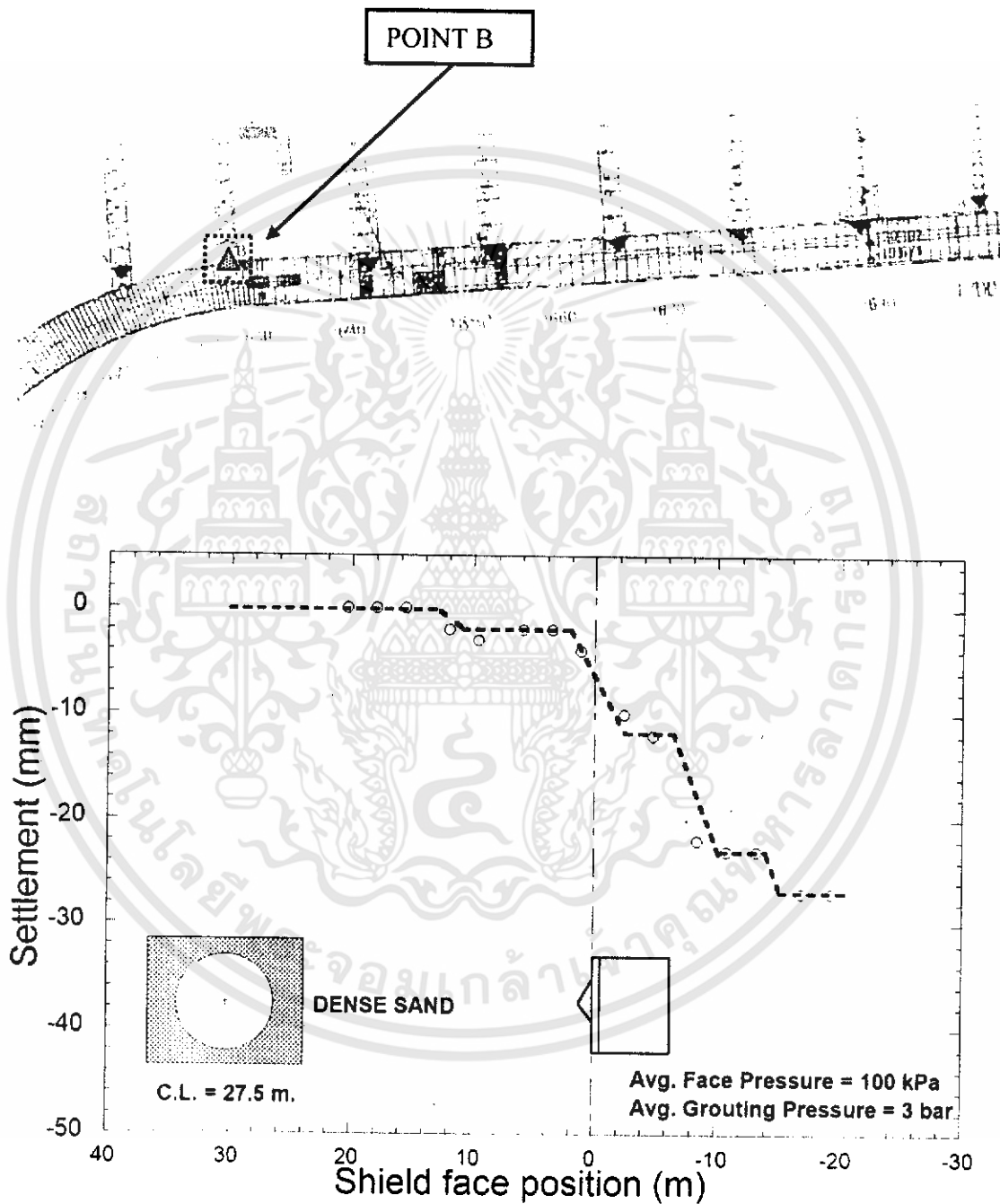
รูปที่ 6.84. แสดงช่วงการทรุดตัวของตอมือของสะพานคลองตัน



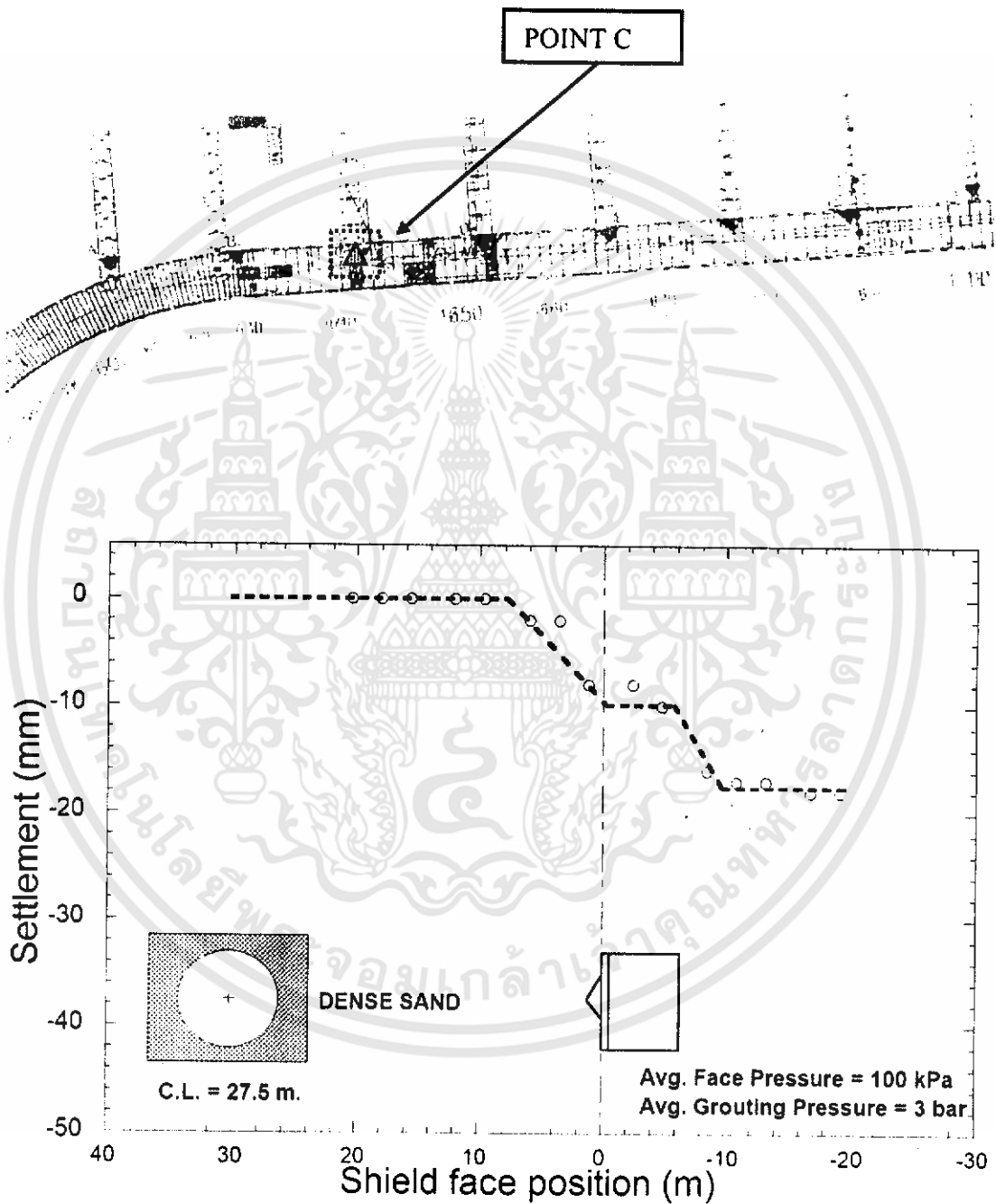
รูปที่ 6.85. กราฟแสดงค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวของ Zone ต่าง ๆ ที่ต่อมอสะพานคลองตัน และระยะการทรุดตัว



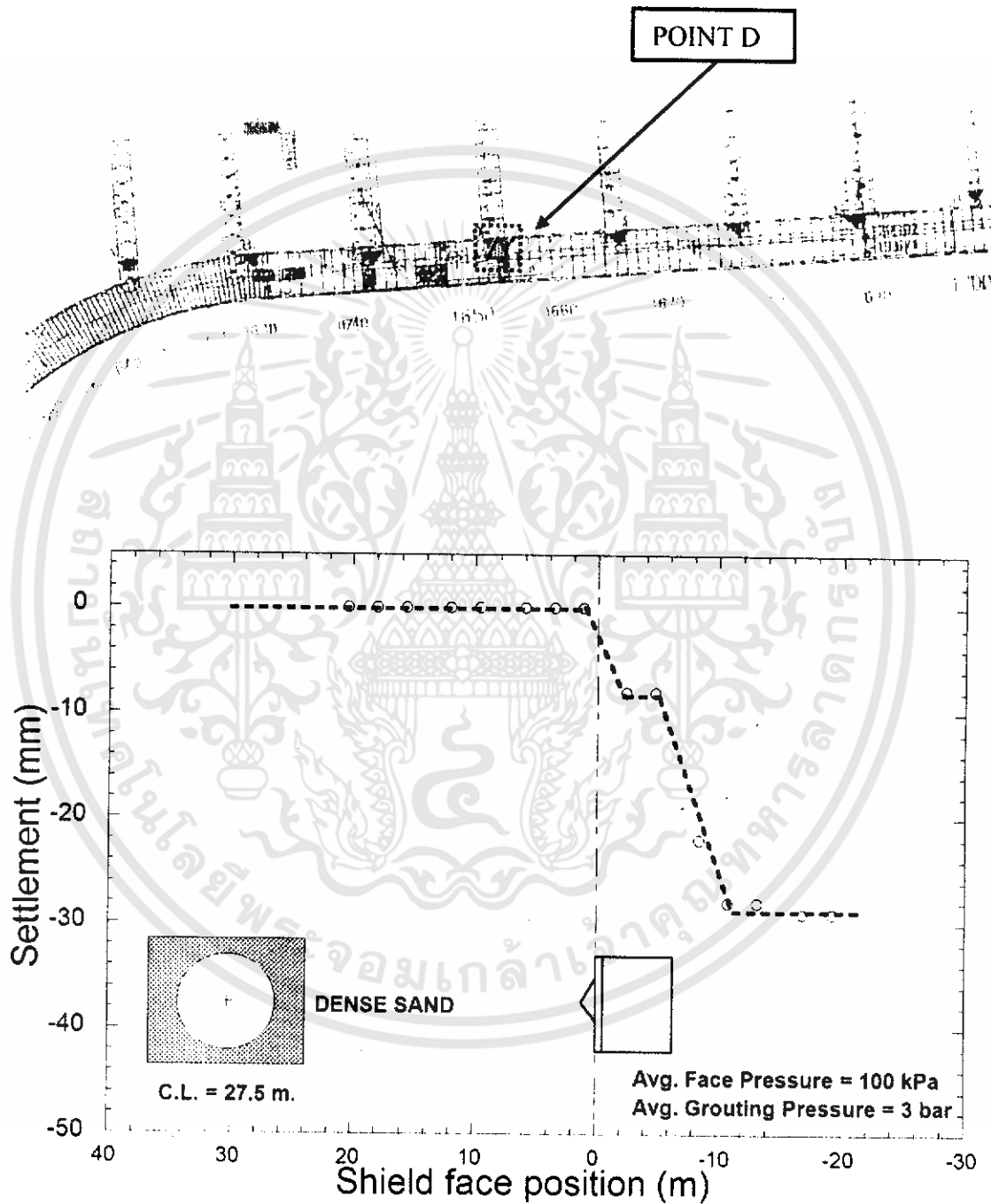
รูปที่ 6.86. Building Settlement at Bridge point A and the instrumentation layout



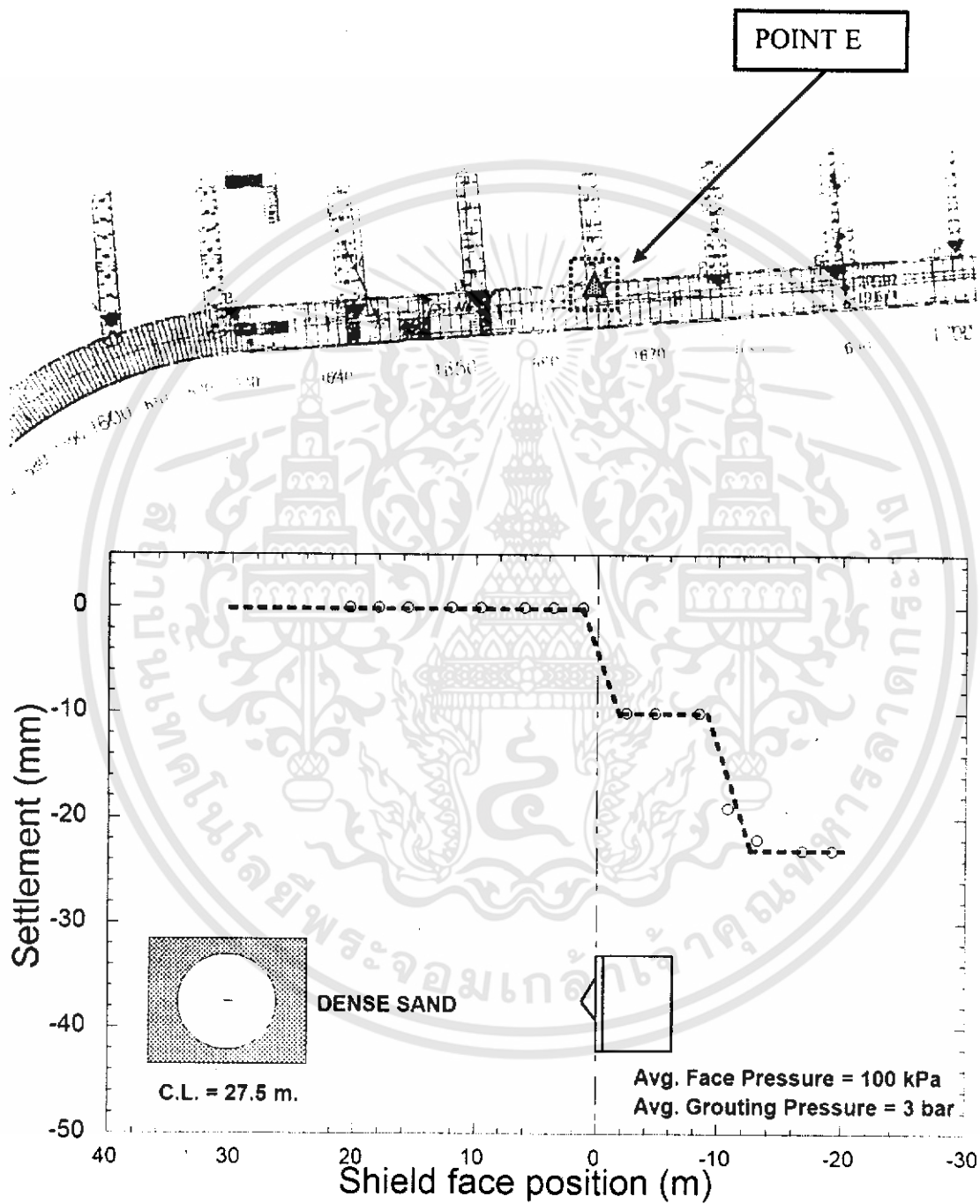
รูปที่ 6.87. Building Settlement at Bridge point B and the instrumentation layout



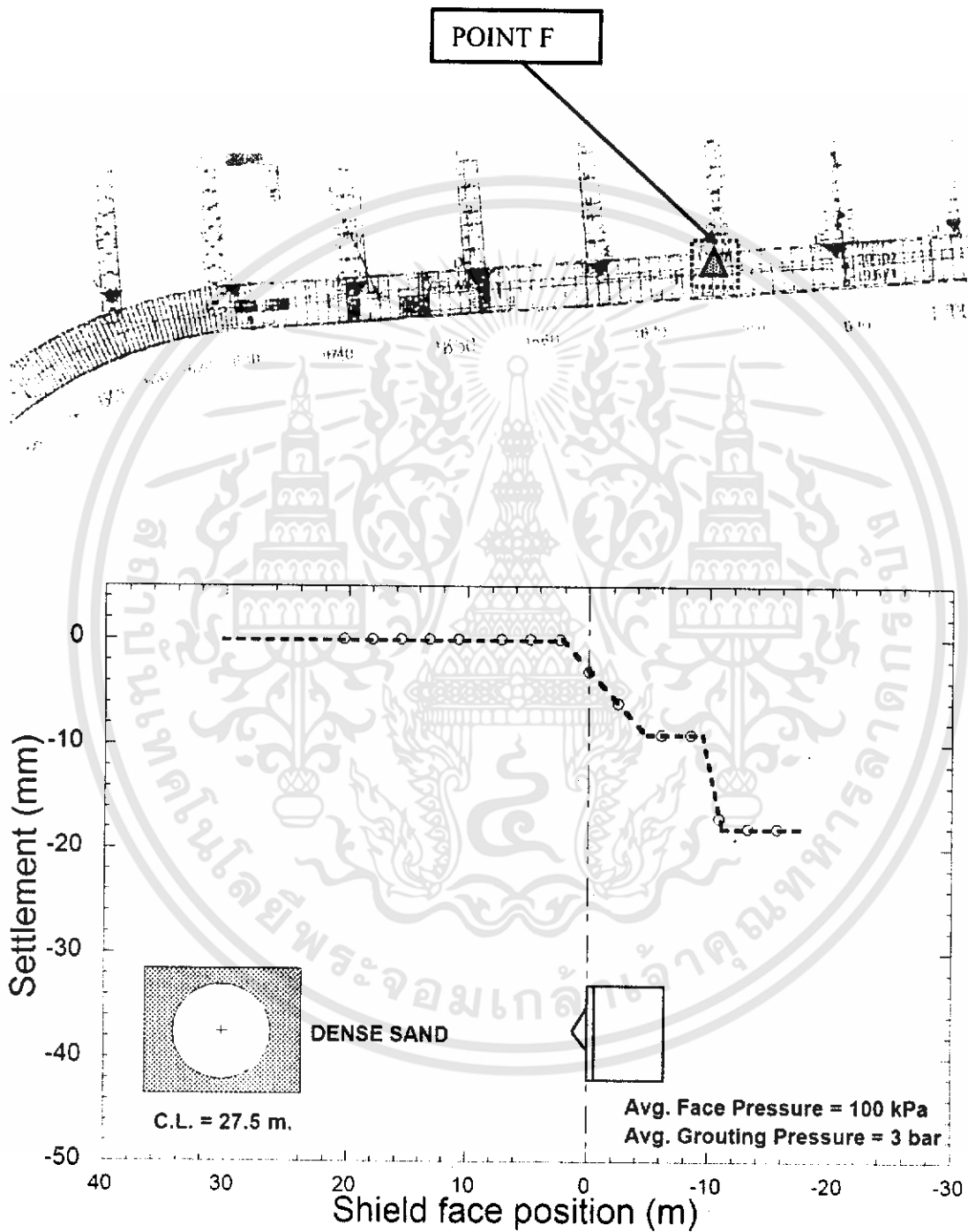
รูปที่ 6.88. Building Settlement at Bridge point C and the instrumentation layout



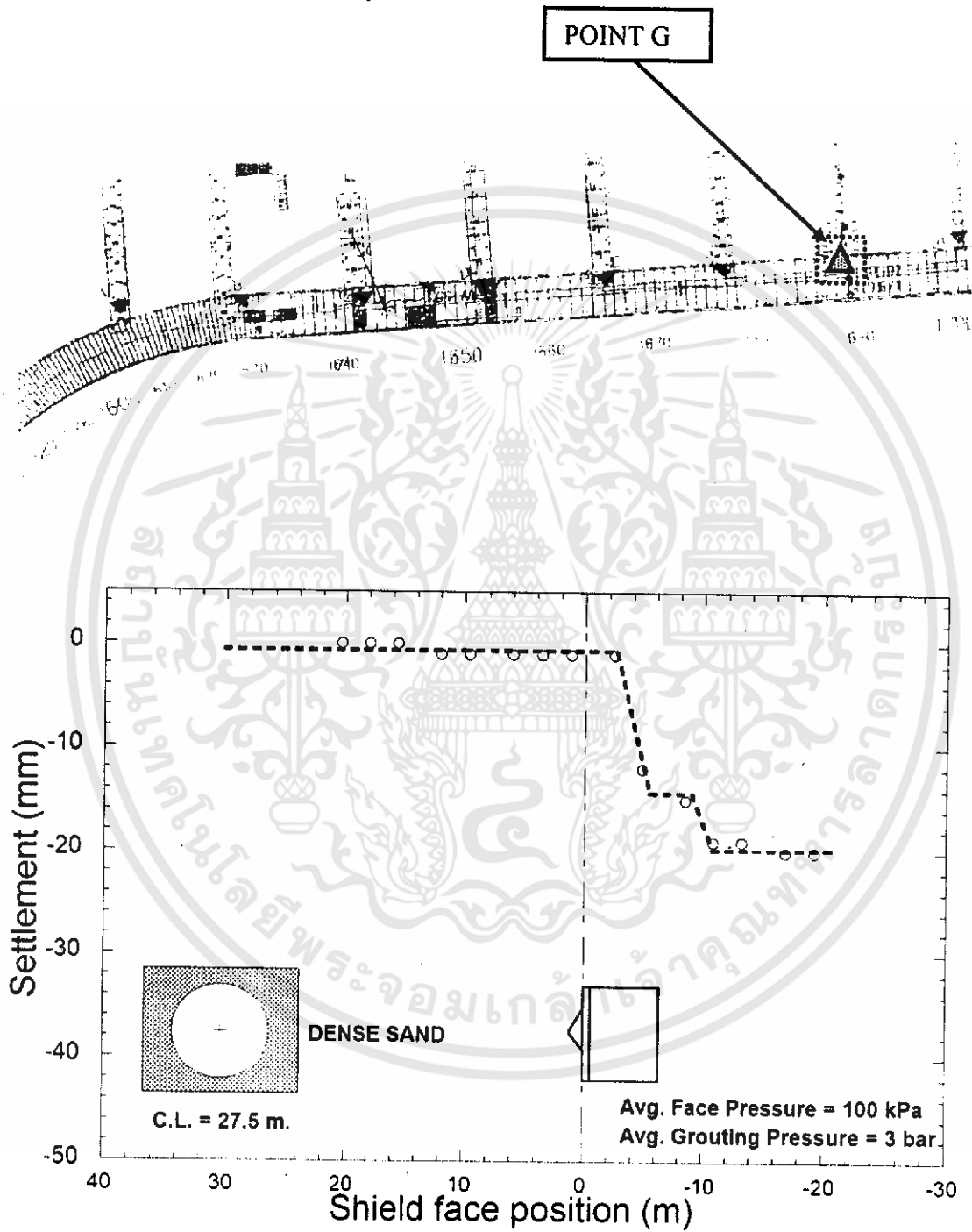
รูปที่ 6.89. Building Settlement at Bridge point D and the instrumentation layout



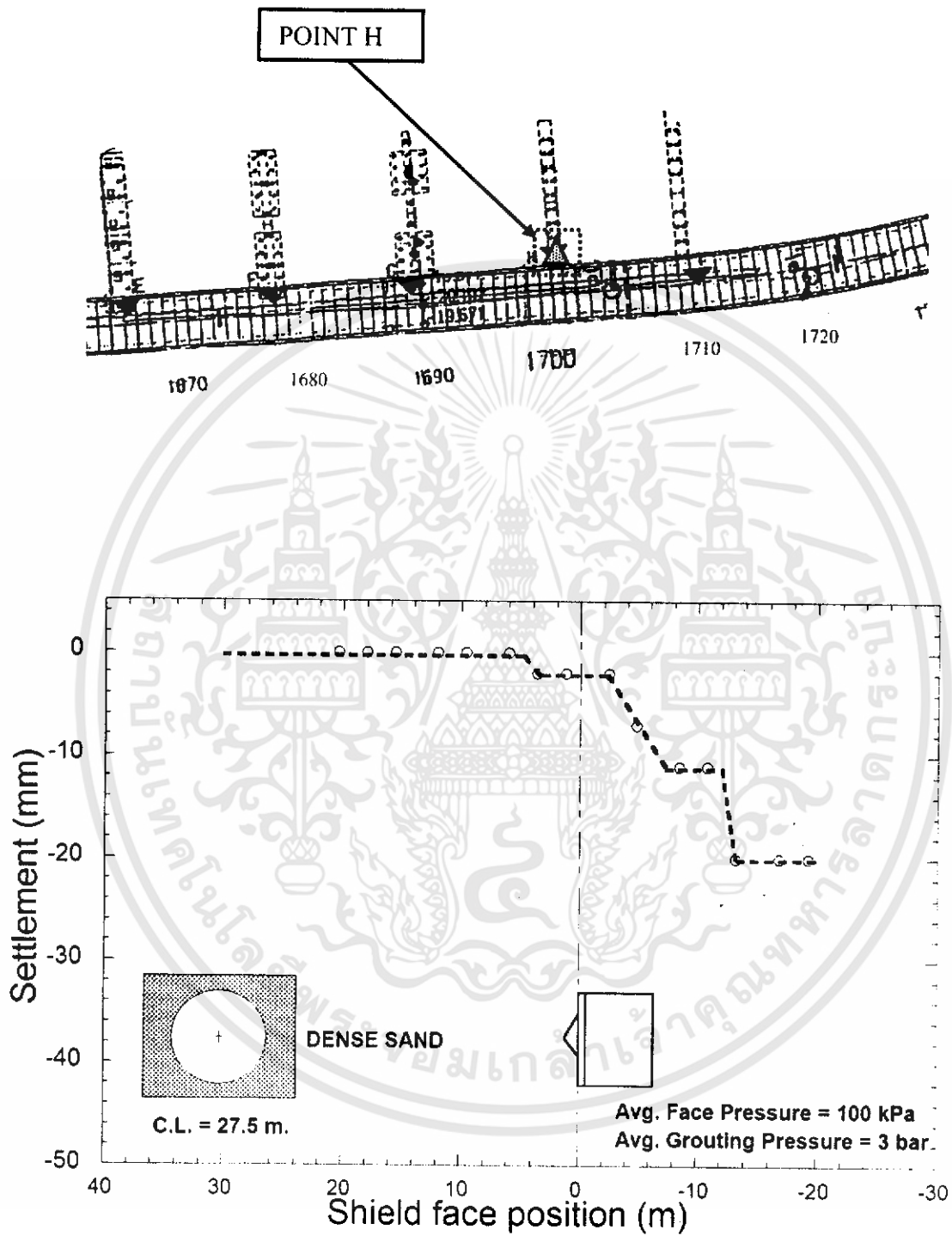
รูปที่ 6.90. Building Settlement at Bridge point E and the instrumentation layout



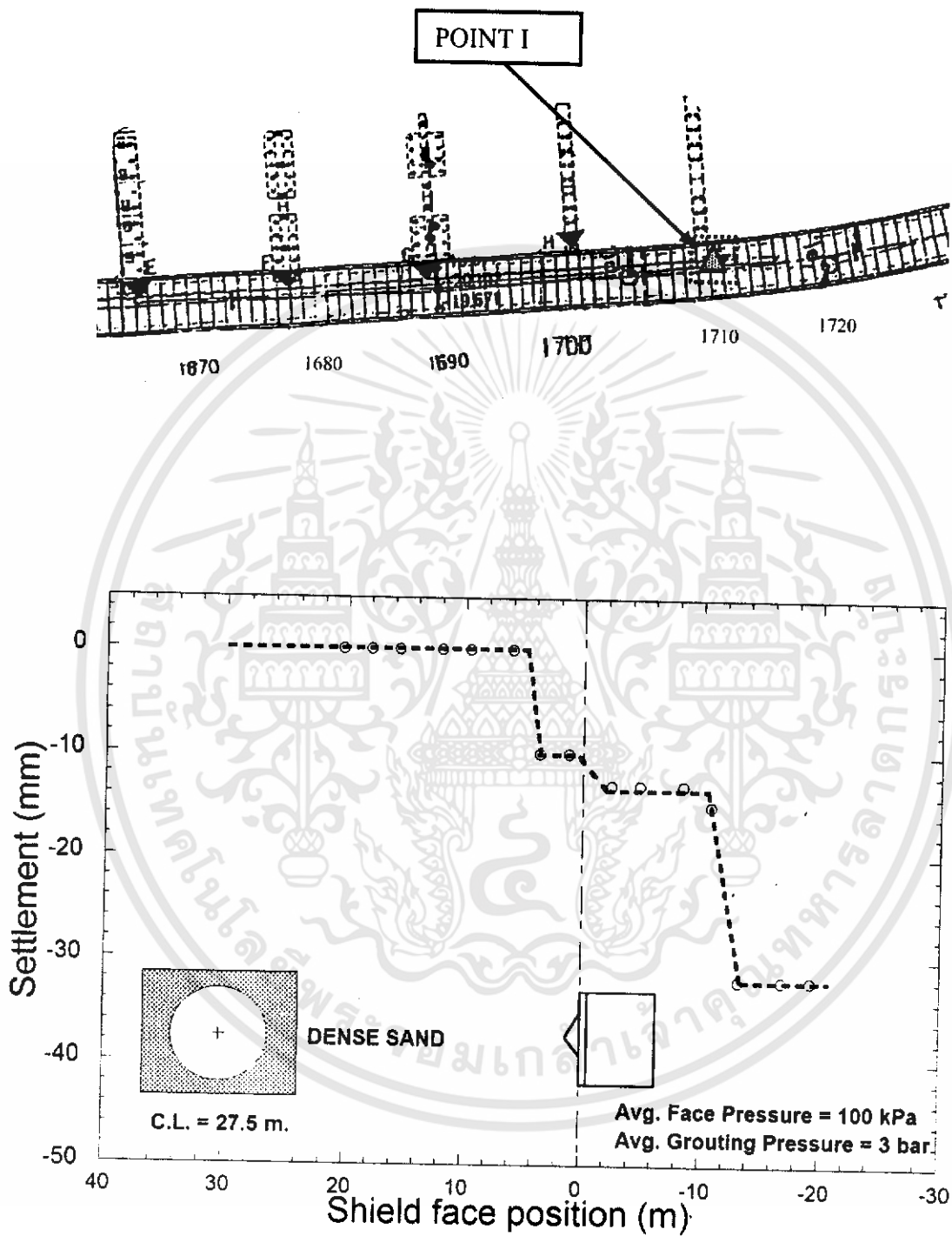
รูปที่ 6.91. Building Settlement at Bridge point F and the instrumentation layout



รูปที่ 6.92. Building Settlement at Bridge point G and the instrumentation layout



รูปที่ 6.93. Building Settlement at Bridge point H and the instrumentation layout



รูปที่ 6.94. Building Settlement at Bridge point I and the instrumentation layout

## 6.5. สรุปผลการทดลอง

1. ในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยการใช้หัวเจาะแบบสมมูลแรงดันดินด้านหน้า (EPB) ซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินและจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจากการทดสอบสามารถแบ่งช่วงของการทรุดตัวของดินได้ออกเป็น 3 ส่วนด้วยกัน ในช่วงที่ 1 การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นเนื่องจากการรักษาสมมูลของแรงดันบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ ในช่วงที่ 2 การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นบริเวณรอบๆของหัวเจาะซึ่งมีสาเหตุด้วยกันอยู่หลายสาเหตุ เช่น การรบกวนดินรอบ ๆ ของหัวเจาะในขั้นตอนการตีตัวของหัวเจาะ ช่องว่างที่เกิดหลังจากหัวเจาะผ่านไปแล้ว ในช่วงที่ 3 การเคลื่อนตัวของดินจะเกิดจากการอัดตัวคลายตัวของดินบริเวณรอบ ๆ หลังจากการ Grouting แล้ว
2. ในการป้องกันการเกิดการเคลื่อนตัวในช่วงต่าง ๆ สามารถทำได้โดย ในช่วงที่ 1 สามารถป้องกันได้โดยการเพิ่มแรงดันด้านหน้าของหัวเจาะให้สูงขึ้นเพื่อลดบริเวณดินที่พยายามไหลเข้าหัวเจาะ ส่วนในช่วงที่ 2 ซึ่งเป็นช่วงที่เกิดการสูญเสียมวลดินที่มากที่สุด สามารถลดการเคลื่อนตัวได้โดยการ Grouting หลังจากการประกอบผนังอุโมงค์เสร็จ โดยให้น้ำปูนที่ไหลเข้าไปมีค่ามากกว่าช่องว่างที่เกิดขึ้นประมาณ 130 เปอร์เซ็นต์
3. จากข้อมูลของการทดลองเมื่อนำมาพล็อตกราฟเทียบกับ Gaussian Curve จะเห็นว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดี ซึ่งจากกราฟสามารถหาค่า  $i$  กับ ความลึก( $z$ ) มาทำการเปรียบเทียบกับทฤษฎีของ O'Reilly and New(1982) ซึ่งได้ค่าอยู่ในช่วง 0.30 $z$  ถึง 0.50 $z$  ซึ่งอยู่ในช่วงที่เป็นดินที่ค่อนข้างอ่อน (ดินเหนียว)

# บทที่ 7

## ผลกระทบที่เกิดจากโครงการก่อสร้างและวิธีป้องกันแก้ไข

### 7.1 ผลกระทบที่เกิดจากโครงการก่อสร้าง

#### 7.1.1 โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา

สะพานคลองตัน



รูปที่ 7.1 แผนผังสะพานคลองตัน

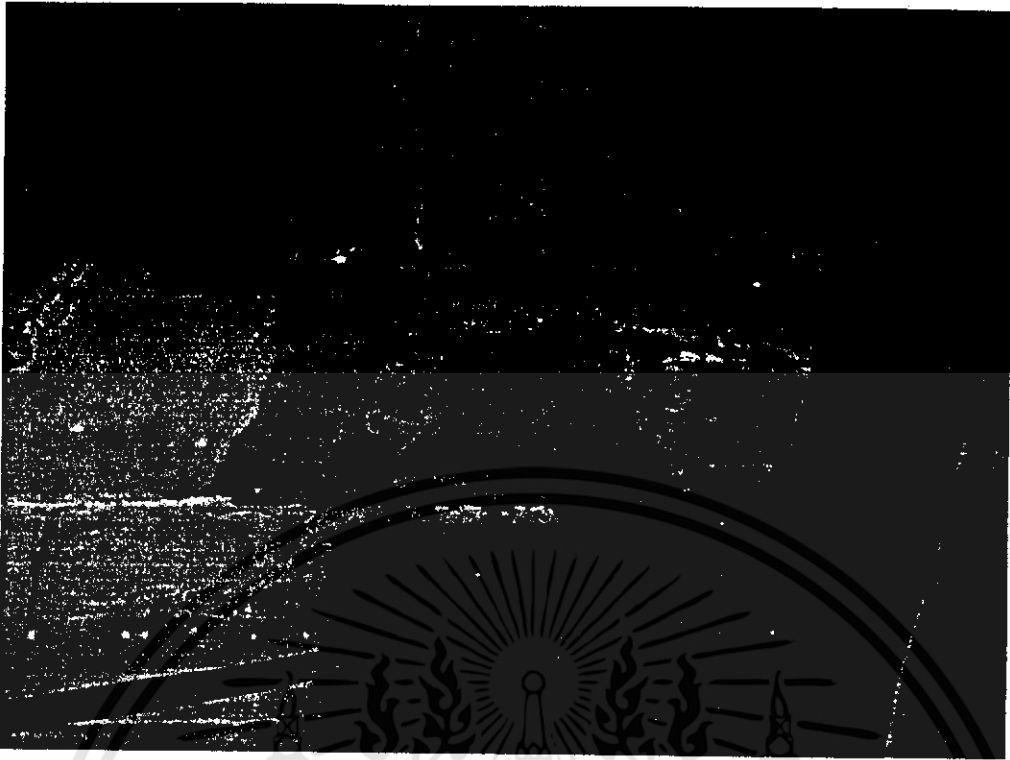
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา 92 และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สะพานคลองตันตั้งอยู่บนถนนปรีดี พนมยงค์ ซึ่งอยู่ในแนวเส้นทางของโครงการ  
จากการสำรวจเก็บข้อมูลพบว่า เกิดการทรุดตัวของบริเวณค่อมสะพาน บริเวณสะพานคนข้ามคือ  
เกิดการทรุดตัวเท่ากับ 32 มิลลิเมตร เมื่อหัวเจาะผ่านค่อมไปแล้วเป็นระยะทาง ประมาณ 30  
เมตร ซึ่งการทรุดตัวดังกล่าวน่าจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นประมาณ 90 เปอร์เซ็นต์ และคาดว่า  
อาจเกิดการทรุดตัวอีกประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งการทรุดตัวทั้งหมดคาดว่าน่าจะไม่เกิน 35–36  
มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังเกิดการทรุดตัวของเขื่อนกันดินบริเวณอาคารวิจิตรโกสัสะพานคลองตันซึ่ง  
มีสาเหตุมาจาก การทรุดตัวของบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ การทรุดตัวเนื่องมาจากการใช้ copy  
cutter เพื่อทำการเลี้ยวโค้งรัศมี 50 เมตร และค่า TBM Face Pressure ที่ใช้ในการควบคุม  
การขุดเจาะอยู่ในเกณฑ์ต่ำ

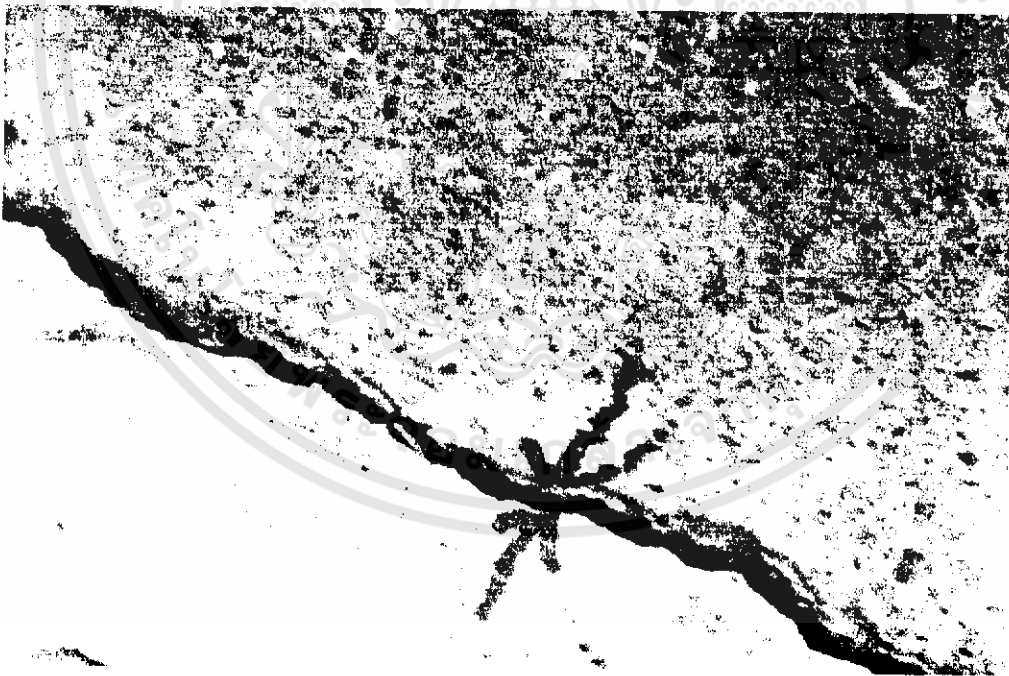


รูปที่ 7.2 รอยแยกตามแนวรอยต่อ Movement Joint

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา 198 ละต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7.3 รอยแตกบริเวณใต้สะพานคลองตัน



รูปที่ 7.4 รอยแตกกระเทาะบริเวณเชิงสะพานลอย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา<sup>199</sup> และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



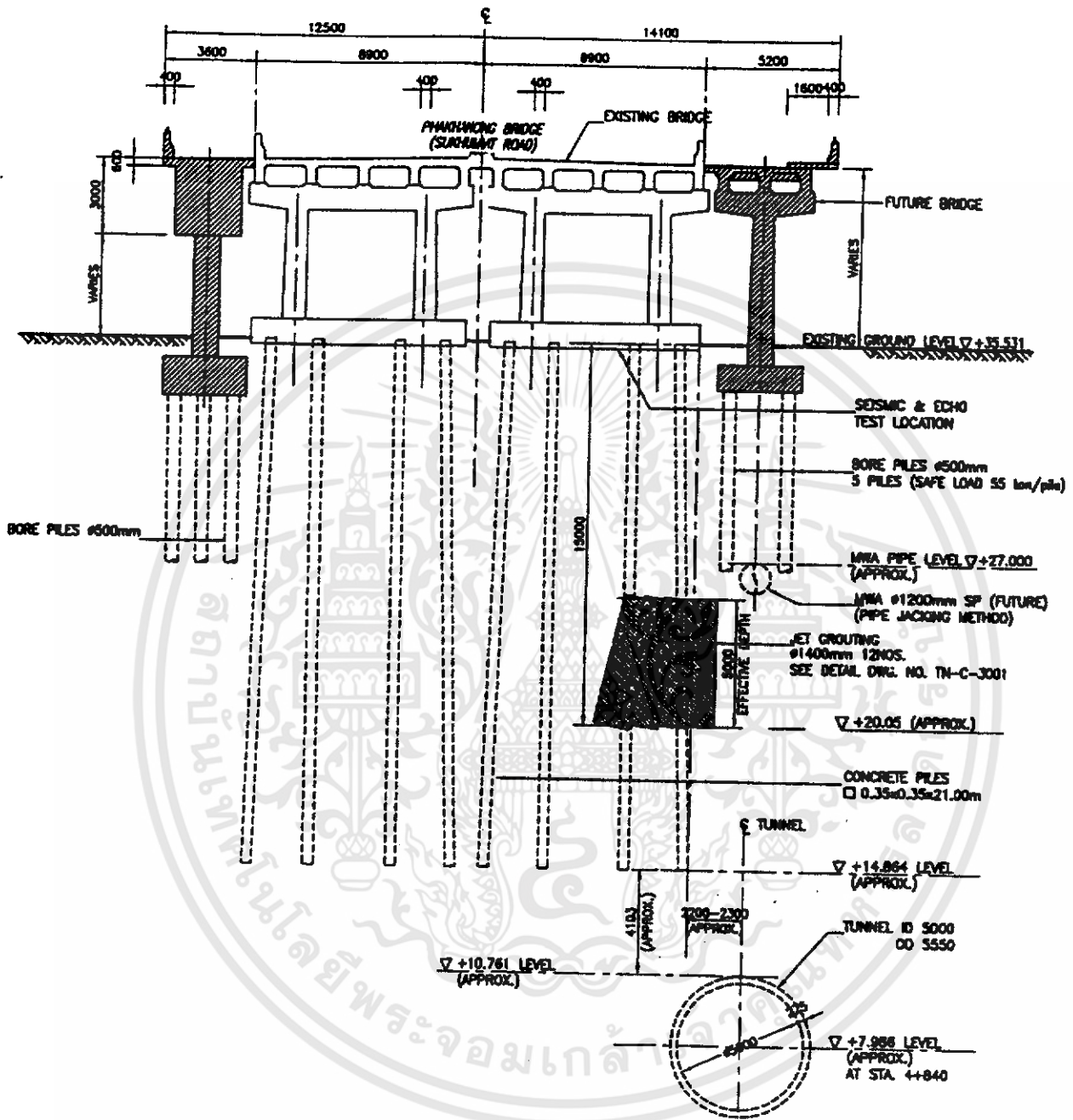
รูปที่ 7.5 อาคารวิจิตร



รูปที่ 7.6 รอยร้าวกำแพงกันดินหลังอาคารวิจิตร

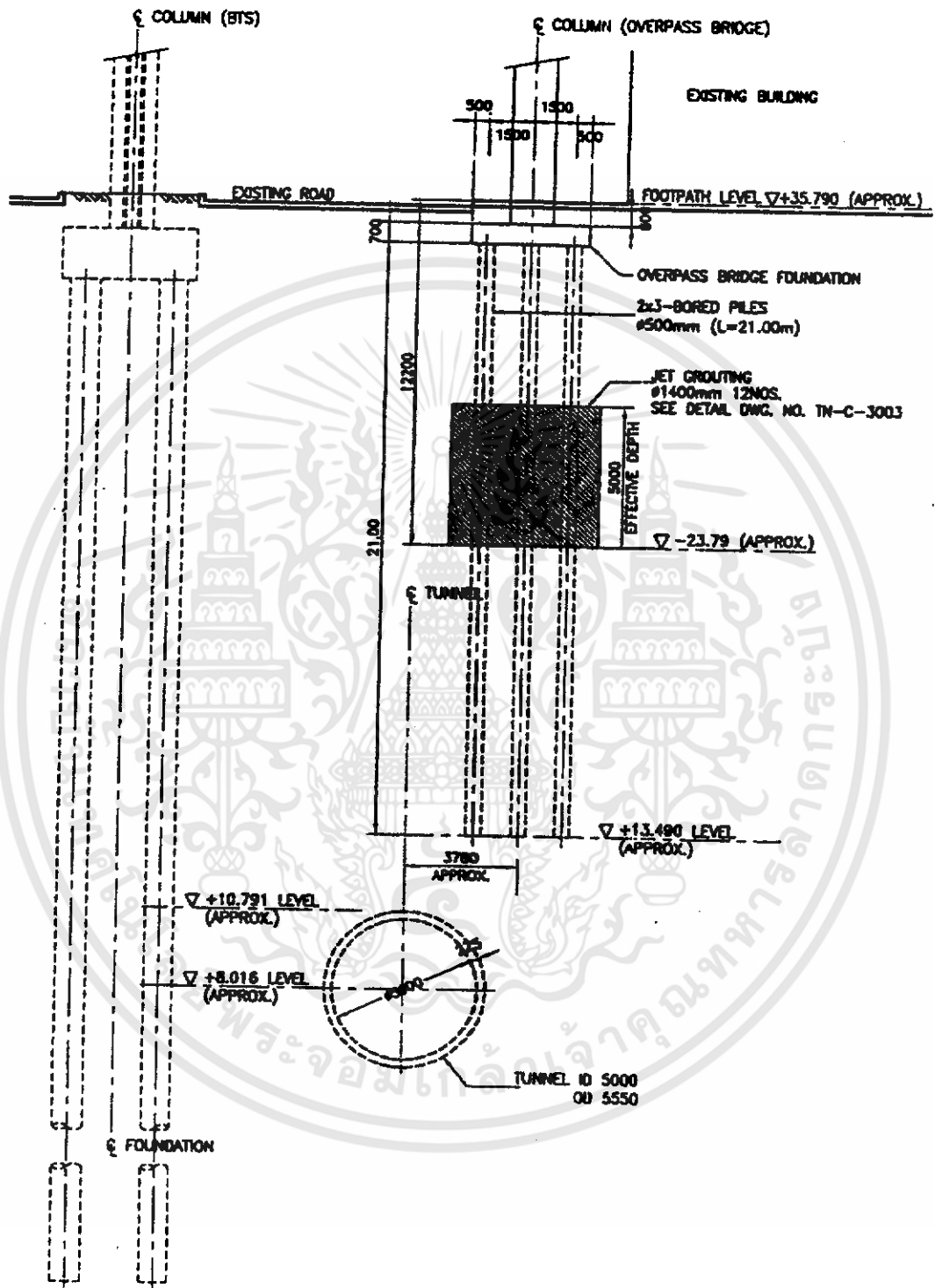
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา<sup>200</sup> และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





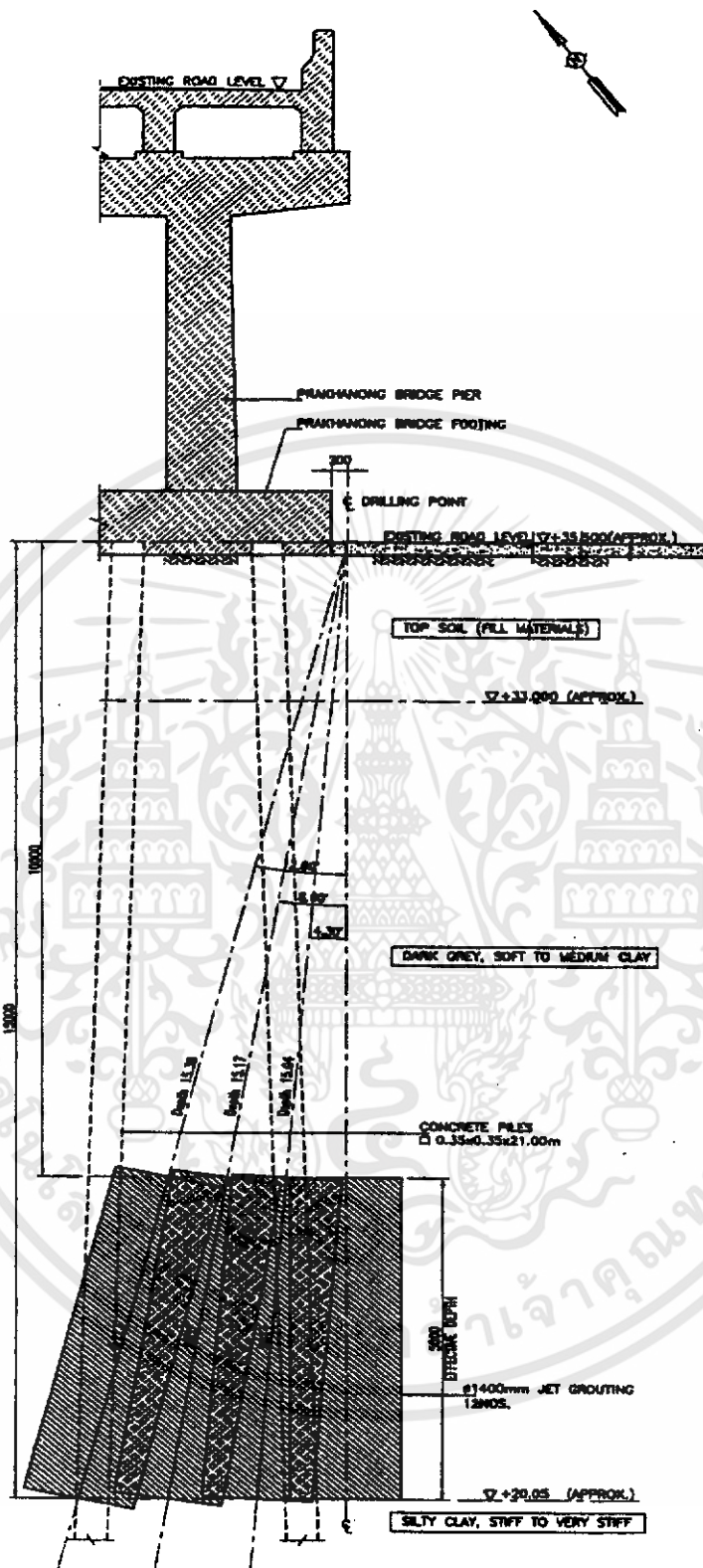
รูปที่ 7.8. รูปตัดของสะพานพระโขนง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อ 202 และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



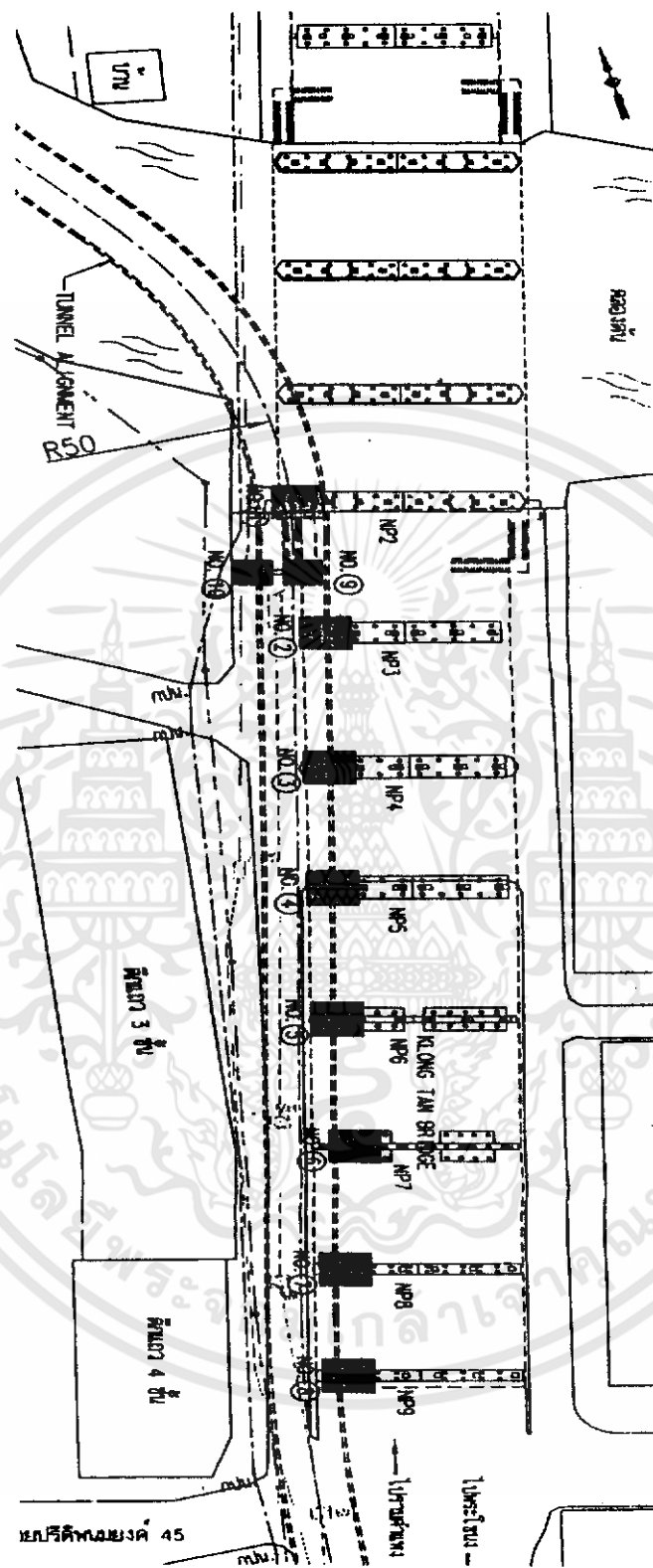
รูปที่ 7.10. รูปแสดงแนวอุโมงค์ผ่านบริเวณเสาเข็มของสะพานพระโขนง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อ 203 และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



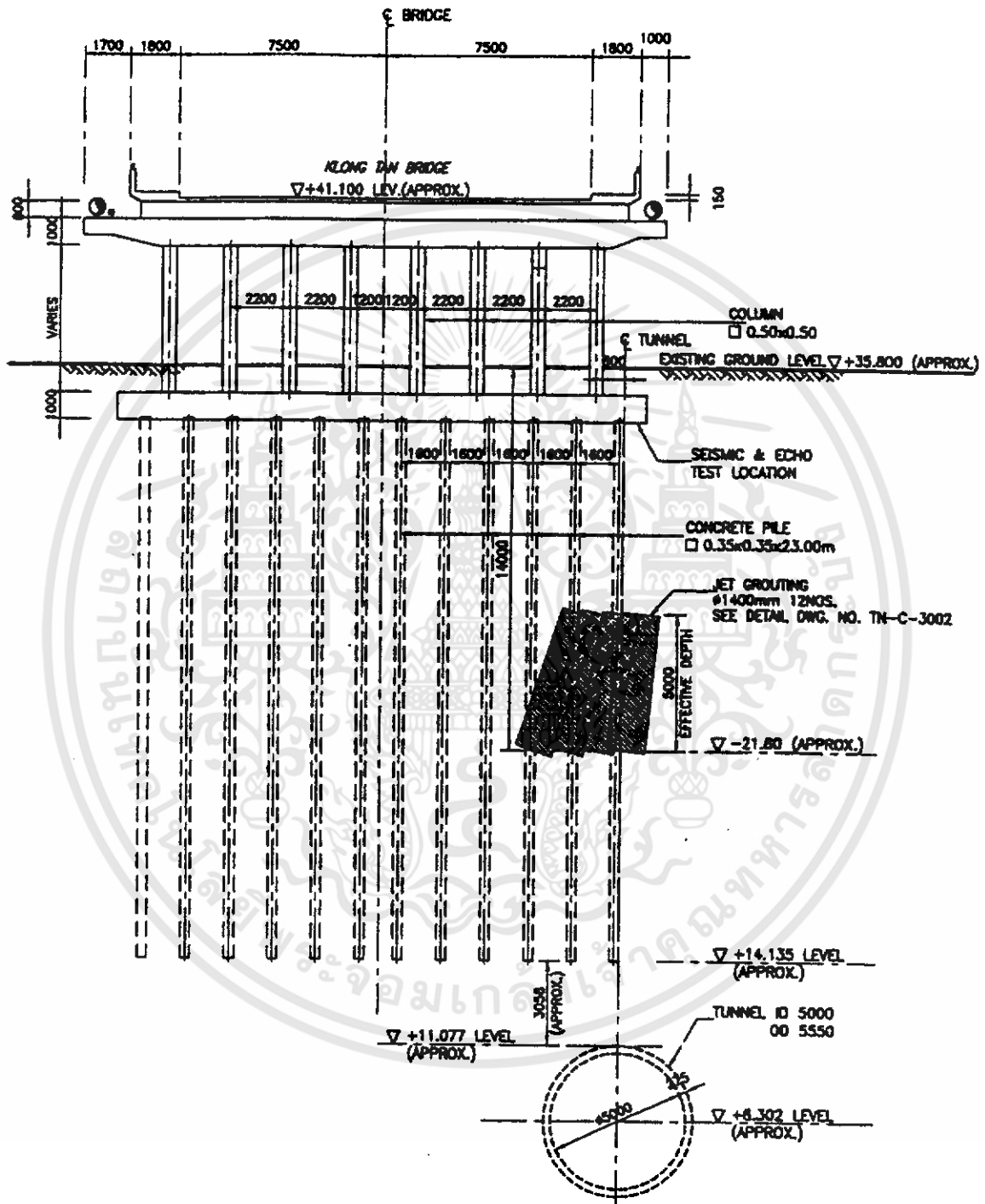
รูปที่ 7.9. รูปแสดงการทำ Jet grout บริเวณเสาเข็มของสะพานพระโขง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อที่ 204 และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7.11. รูปแปลนฐานรากสะพานคลองตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



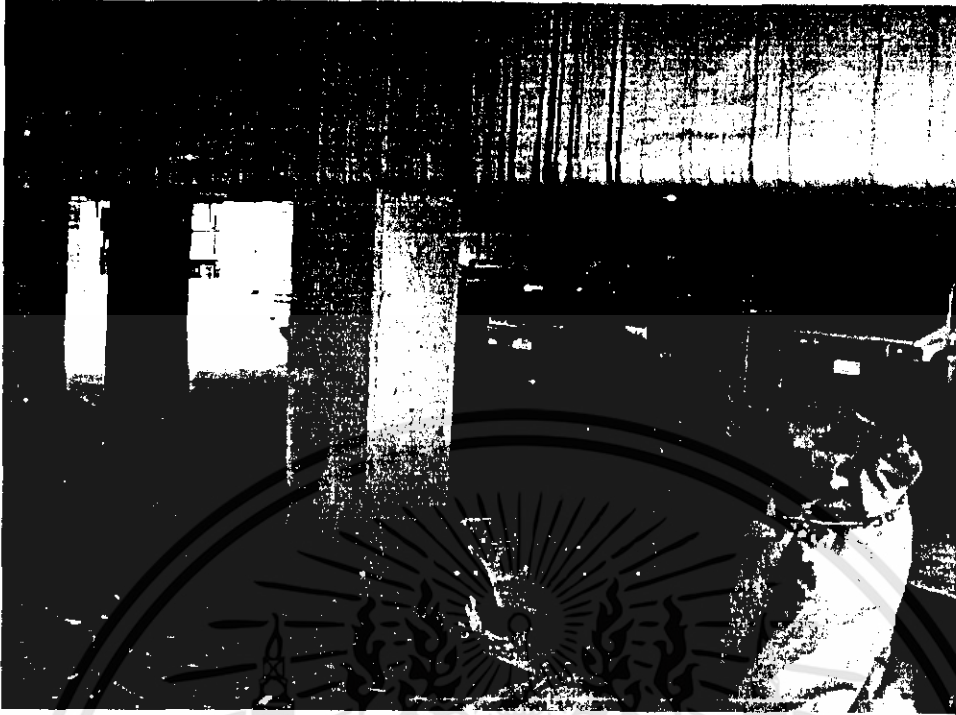
รูปที่ 7.12. รูปตัดของสะพานคลองตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อที่ 206 และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 7.1 การทรุดตัวของเขื่อนกันดินบริเวณอาคารวิจัยร โกล์สะพานคลองตัน CH 1+390

สาเหตุ	มาตรการป้องกันและแนวทางแก้ไข
1. การทรุดตัวที่บริเวณหางของหัวเจาะ	1. ปรับปรุงขั้นตอนการทำ Primary Grouting
2. การทรุดตัวเนื่องมาจากการใช้ Copsy cutter เพื่อทำการเลี้ยวโค้งรัศมี 50 เมตร	2. เพิ่มจุดตรวจวัดค่าการทรุดตัว Ground Settlement Monitoring และ Building Settlement Monitoring
3. ค่า TBM Face Pressure ที่ใช้ในการควบคุมการขุดเจาะอยู่ในเกณฑ์ต่ำ	3. เพิ่มค่า TBM Face Pressure ที่ใช้ในการควบคุมการขุดเจาะ

การซ่อมแซมพื้นที่เสียหาย
1. ทำการตรวจสอบค่าการทรุดตัวของดิน โดยการตรวจสอบในระยะ 1-2 อาทิตย์แรก จะทำการตรวจสอบทุกๆ 2 วัน หลังจากนั้นจะทำการตรวจสอบทุกๆ 1 อาทิตย์ กระทั่งค่าการทรุดตัวคงที่
2. นำเสนอวิธีการซ่อมแซมเพื่อขอความเห็นชอบจากเจ้าของพื้นที่และสำนักงานโครงการฯ
3. ดำเนินการซ่อมแซมตามวิธีการซ่อมแซมที่ได้รับการเห็นชอบแล้ว
4. ประเมินผลความพอใจของเจ้าของพื้นที่ หลังจากทำการซ่อมแซมแล้วเสร็จ

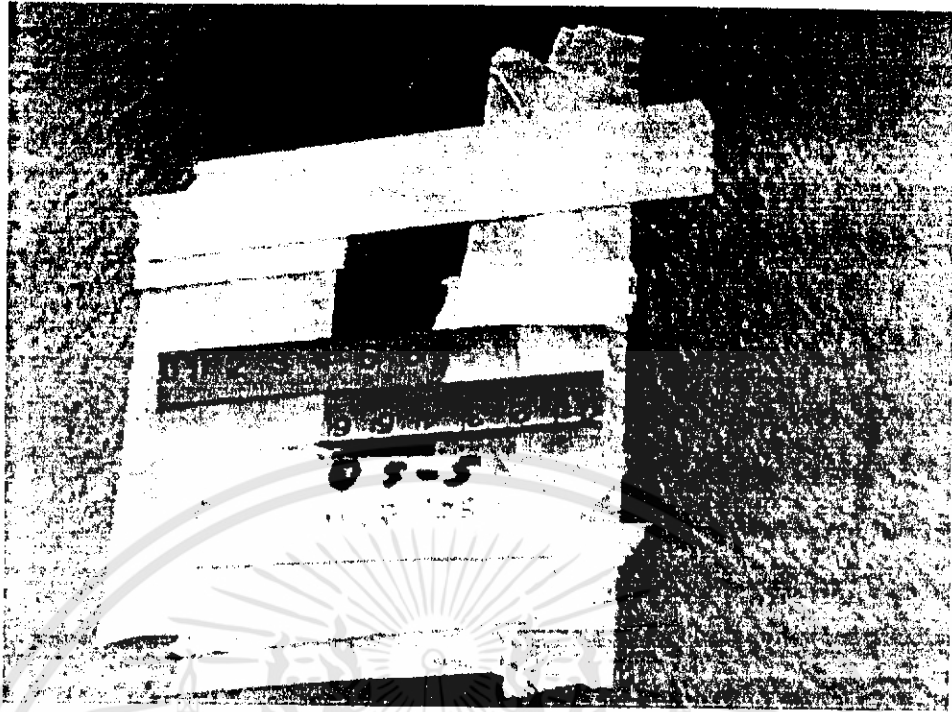


รูปที่ 7.13. รูปแสดงการถล่มขึ้นบริเวณใต้สะพานคลองคัน



รูปที่ 7.14. ความเสียหายบริเวณหลังอาคารวิจัย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา<sup>108</sup> และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7.15. การติดตามการทรุดตัว



รูปที่ 7.16. การมดกรู้นบริเวณเชิงสะพานลอย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 8

### สรุปผลการวิจัย

#### 8.1. สรุปผลการวิจัย

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance) เป็นวิธีการขุดเจาะที่ทันสมัยและมีความซับซ้อนในการวัดค่าต่างๆ และการตรวจสอบจึงเลือกใช้การขุดเจาะแบบนี้ การขุดเจาะอุโมงค์จึงเป็นการขุดเจาะโดยใช้ระบบที่มีความคงที่และผู้ออกแบบต้องมีการคำนวณปริมาณดิน เพื่อกำหนดค่า Backfill Grouting ซึ่งเป็นชั้นตอนอุดช่องว่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านไป แล้ว โดยช่องว่างที่เกิดขึ้นจะเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากที่สุด เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์จะต้องเจาะดินให้มีเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์เพื่อให้ง่ายต่อการติดตั้ง โดยจะทำการ Grouting ทันทีที่ทำการติดตั้งเสร็จ

##### 8.1.1. การขุดเจาะอุโมงค์โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา

โดยปกติในการออกแบบอุโมงค์ในโครงการจะมีค่า Face Pressure ของหัวเจาะประมาณ 100 kPa และ แรงดันการอุดช่องว่าง (Grouting Pressure) ประมาณ 3 Bar คงที่ แต่ในกรณีที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านดินที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพดิน ผู้ควบคุมจะต้องทำการปรับเปลี่ยนกรรมวิธีในการขุดเจาะเพื่อให้มีความเหมาะสมกับสภาพดินนั้น ซึ่งขึ้นกับความรู้และประสบการณ์ของผู้ควบคุมว่าควรปรับเปลี่ยนการขุดเจาะอย่างไรให้ดินมีการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์สามารถแบ่งออกเป็น 3 ส่วนดังนี้

1. การเคลื่อนตัวของดินก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนผ่านหมุด (Prior to Arrival at Shield Face) มีลักษณะเป็นการเคลื่อนตัวด้านหน้าของหัวเจาะ โดยมีสาเหตุมาจากความไม่สมดุลของแรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะ ซึ่งเป็นผลมาจากการควบคุมแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) และการควบคุมปริมาณดินขุด (Excavated Soil Ratio) ไม่เหมาะสมกับสภาพดินนั้น
2. การเคลื่อนตัวของดินระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านและหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านไป แล้ว โดยการเคลื่อนตัวของดินบริเวณนี้จะมีอัตราการเคลื่อนตัวของดินที่สูงมากเนื่องจากการสูญเสียมวลดินจากหลายสาเหตุเช่น การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการตัดดินส่วนเกิน (Over-Cutting)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การก้มและเงยของหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ รวมไปถึงการทำให้เกิดช่องว่างหลังจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยช่องว่างนี้จะเกิดขึ้นรอบๆ ของตัวอุโมงค์ และช่องว่างนี้จะทำให้ดินบริเวณรอบๆ อุโมงค์ทรุดตัว

3. การทรุดตัวภายหลัง คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) โดยจะเกิดขึ้นภายหลังจากการ Grouting เสร็จเรียบร้อยแล้ว

#### 8.1.2. ปัจจัยในการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน

การควบคุมแรงดันด้านหน้าของหัวเจาะ (Face Pressure) ให้มีความคงที่ โดยแรงดันที่ใช้จะขึ้นอยู่กับสภาพของดินด้านของหัวเจาะ และความเชี่ยวชาญของคนควบคุม การที่จะลดการทรุดของดินอีกวิธีคือต้องมีการควบคุมประสิทธิภาพการทำ Backfill Grouting ควบคู่ไปด้วยเพื่อที่จะลดช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังจากการขุดเจาะ โดยในโครงการนี้ได้มีการกำหนดให้ Grouting ไม่ต่ำกว่า 3 บาร์

## บรรณานุกรม

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.

Atkinson, J. H., Brown, E. T., and Potts, D. M. (1975). "Collapse of Shallow Unlined Tunnels in Dense Sand". *Tunnel & Tunneling*, May 1975, pp. 81-87.

Atkinson, J. H. and Potts, D. M. (1977). "Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground". *Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, GT 4, pp. 307-325.

Attewell, P. B. and Farmer, I. W. (1974). "Ground Deformations resulting from Shield Tunneling in London Clay". *Canadian Geotech. J.*, Vol. 11, No. 3, pp. 380-395.

Attewell, P. B. (1978). "Ground Movements caused by Tunneling in Soil". *Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures* (ed. J. D. Geddes), Pentech Press, London, pp. 812-948.

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.

Baligh, M. M. (1985). "Strain Path Method". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, GT9, pp. 1108-1136.

Suchavee Suwansawat (2002), June, Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks, chap.3,7,9

John Dunnycliff, *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, Seattle, Washington