

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน  
โดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์



นาย ชินวุฒิ ชาญฉายา

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

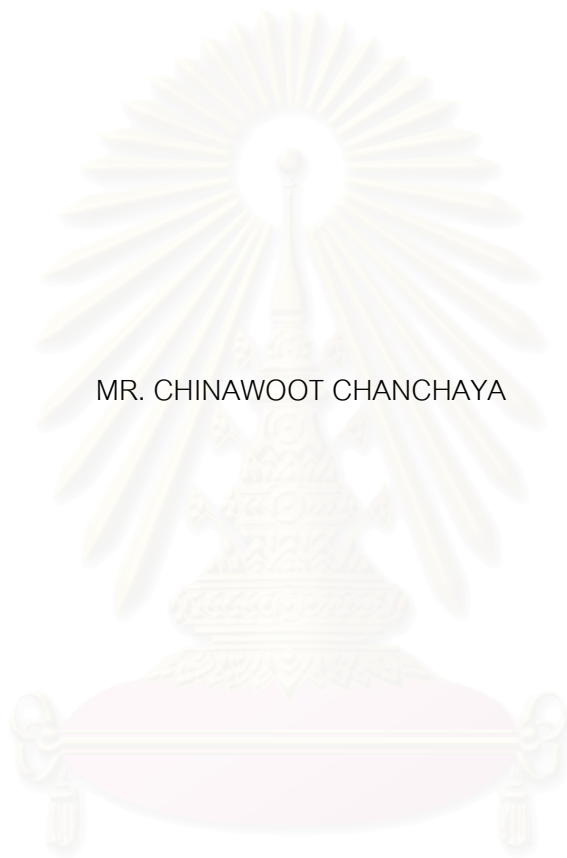
ปีการศึกษา 2543

ISBN 974-346-490-5

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ANALYSIS OF MOVEMENTS IN BANGKOK SUBSOILS DUE TO SUBWAY TUNNELLING  
BY THE SOIL MODELING METHOD

MR. CHINAWOOT CHANCHAYA



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2000

ISBN 974-346-490-5



ชินวุฒิ ชาญฉายา : การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (ANALYSIS OF MOVEMENTS IN BANGKOK SUBSOILS DUE TO SUBWAY TUNNELLING BY THE SOIL MODELING METHOD)

อ. ที่ปรึกษา: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์, 180 หน้า, ISBN 974-346-490-5.

การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของชั้นดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุลย์ ทั้งในแนวทิศทางตัดขวางและแนวเดียวกับทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์ โครงการที่ทำการศึกษาคือ โครงการรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงิน ซึ่งเป็นโครงการแรกที่ก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร โดยมีระยะทางของการขุดเจาะอุโมงค์ประมาณ 20 กม. ประกอบด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 18 สถานี อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยทั่วไปจะขุดเจาะที่ความลึก 15-28 ม. จากผิวดิน อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกและภายในเท่ากับ 6.30 ม. และ 5.70 ม. ตามลำดับ

การวิเคราะห์แบ่งออกเป็น 2 วิธีคือ วิธี Empirical และวิธี Numerical โดยวิธีแรกจะใช้ทฤษฎีของ Peck(1969) และ O'Reilly and New (1982) พิจารณาการทรุดตัวของผิวดินเพื่อหาค่า  $i$ ,  $K$ ,  $S_{max}$  และ Ground Loss ที่ผิวดิน ในส่วนวิธี Numerical จะวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method (FEM) และใช้แบบจำลองดินชนิด Elasto-Plastic Failure Criteria เพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์รูปแบบต่าง ๆ ผลการวิเคราะห์โดยทฤษฎี Peck(1969) พบว่าค่า  $i$  อยู่ระหว่าง 8-13 ม. และ 9-19 ม. สำหรับอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ ตามลำดับ ในขณะที่ค่า  $K$  ตามทฤษฎี O'Reilly and New(1982) จะอยู่ระหว่าง 0.45-0.55 และ 0.70-0.80 สำหรับอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ที่เจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ตามลำดับ ในขณะที่การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรก ค่า  $K$  จะเท่ากับ 0.35-0.40 และ 0.42-0.48 สำหรับอุโมงค์เดี่ยวและและอุโมงค์คู่ตามลำดับ จากผลการประมาณการทรุดตัวด้วยวิธี FEM พบว่าค่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $Eu/Su$  ที่เหมาะสม จะมีค่าเท่ากับ 240 และ 480 สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรก ตามลำดับ โดยค่า  $Eu/Su$  ดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter Test ที่ระดับการเสียรูป (Strain) ในช่วง 0.1-1.0 %

ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา	ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา	ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา .....
ปีการศึกษา	2543	



## 4170287521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: TUNNELLING / EPB / GROUND LOSS / FEM / SETTLEMENT

CHINAWOOT CHANCHAYA : THESIS TITLE. (ANALYSIS OF  
MOVEMENTS IN BANGKOK SUBSOILS DUE TO SUBWAY TUNNELLING  
BY THE SOIL MODELING METHOD)

THESIS ADVISER : ASSIST. PROF. WANCHAI TEPARAKSA

180 pp. ISBN 974-346-490-5.

The thesis aims to study the behavior of soft ground deformation due to Earth Pressure Balance (EPB) shield tunnelling in both transverse (plane strain) and longitudinal directions. The study project is the blue line subway of the Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA) which is the first subway project in Bangkok. It is about 20 km. long dual tunnelling with 18 subway stations. The tunnels are generally bored at about 15-28 m. depth below ground surface. The outer and inner diameter of tunnel are 6.30 m and 5.70 m, respectively.

The analysis was divided into 2 groups as empirical and numerical methods. The empirical method is based on theory of Peck (1969) and O'Reilly & New (1982) to determine the surface settlement for  $i$ ,  $K$ ,  $S_{max}$  and surface ground loss. The numerical method was based on Finite Element Method (FEM) of analysis using Elasto-Plastic failure to predict the ground surface settlement due to various kinds of tunnelling. Results of analysis based on Peck(1969) found that  $i$ -value is about 8-13 m. and 9-19 m. for single tunnel and twin tunnels, respectively. The  $K$ -value based on O'Reilly and New(1982) was in the order of 0.45-0.55 and 0.70-0.80 for single and twin tunnels bored in the 1<sup>st</sup> stiff silty clay layer, respectively. The  $K$ -value where the tunnelling is bored in 1<sup>st</sup> sand layer was in the order of 0.35-0.40 and 0.42-0.48 for single and twin tunnels, respectively. The numerical method by means of FEM analysis found that appropriate  $E_u/S_u$ -values for predicting the ground surface settlement were equal to 240 and 480 for soft clay and 1<sup>st</sup> stiff clay, respectively. These  $E_u/S_u$ -values agree well with the results of Self-Boring Pressuremeter test at the strain level of 0.1-1.0 %.

Department      Civil Engineering      Student's signature.....

Field of study    Civil Engineering      Advisor's signature.....

Academic year    2000

## กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน โดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์” ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ท่านผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำต่าง ๆ ในการวิจัยมาด้วยดีตลอดและขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์

รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ และ อ. ดร. บุญชัย อุกฤษฏาชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบพระคุณองค์การรถไฟฟ้ามหานคร ที่อนุญาตในการเก็บรวบรวมข้อมูลการหลุดตัวของดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ และกิจการร่วมค้า ION กับ BCKT ที่เอื้อเพื่อสถานที่เก็บรวบรวมข้อมูล

ขอขอบพระคุณ รศ. ดร. สุทธิพล วิวัฒน์ปิยะ ที่ได้อธิบายถึงลักษณะการวิเคราะห์โดยวิธี FEM และคำแนะนำต่าง ๆ ในการใช้โปรแกรม FEM

ขอขอบพระคุณ คุณสุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ นักศึกษาปริญญาเอก จาก Massachusetts Institute of Technology ที่ได้ให้คำแนะนำในเรื่องพฤติกรรมการหลุดตัวของดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Earth Pressure Balance ทฤษฎีที่ใช้วิเคราะห์ ตลอดจนแนวคิดที่นำมาพิจารณาประกอบการทำงานของเครื่องชุดเจาะ

ขอขอบพระคุณ อ. พรพจน์ ตันเส็ง อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ได้ให้คำแนะนำในการใช้โปรแกรมเพื่อวิเคราะห์กลับหาค่าโมดูลัสของดินที่เหมาะสมสำหรับงานชุดเจาะอุโมงค์

ขอขอบพระคุณ คุณธีรพงศ์ พิพัฒน์พงษา นักศึกษาปริญญาเอก จาก สถาบันเทคโนโลยีแห่งโตเกียว ที่ได้อธิบายถึงพารามิเตอร์ของดินที่จะใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม FEM

ขอขอบคุณ คุณธัญชนก สุภาวัฒน์พันธ์ ที่ได้ช่วยเรียบเรียงเนื้อหาวิทยานิพนธ์ รวมทั้งเพื่อน ๆ ทุกคนที่ให้กำลังใจตลอดมา

ท้ายสุดนี้ ขอรำลึกถึงพระคุณของบิดา และมารดา ที่ได้อบรมสั่งสอนและให้กำลังใจเสมอจนสามารถทำวิทยานิพนธ์ให้สำเร็จลุล่วงได้

ชินวุฒิ ชาญฉายา

# สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ.....	ฐ
สัญลักษณ์.....	ณ
<b>บทที่</b>	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของการวิจัย .....	5
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	6
บทที่ 2 ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต .....	7
2.1 ลักษณะของค่าทรุดตัวที่ผิวดิน .....	7
2.2 การคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์.....	8
2.2.1 การประมาณค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ .....	8
2.2.2 การหาค่า $i$ โดยใช้กราฟของ Peck (1969) .....	9
2.2.3 การหาค่า $i$ โดยใช้สูตรของ O'Reilly and New (1982).....	10
2.2.4 การหาค่าปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัว , Vs.....	11
2.3 การทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน.....	13
2.4 การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์ .....	15
2.5 การนำทฤษฎีมาประยุกต์เพื่อคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์คู่ .....	16
2.6 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์.....	17
2.7 การพิจารณาค่า Ground Loss เนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์.....	19
2.7.1 Ground Loss ที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์.....	19
2.7.2 Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์ .....	20

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.7.3 Ground Loss ในระหว่างติดตั้งผนังอุโมงค์ .....	22
2.8 Earth Pressure ที่ Cutter Face และ Pitching Angle .....	23
2.9 สาเหตุการหลุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ .....	25
2.10 การศึกษาพฤติกรรมกรรมการหลุดตัวจาก Model Test.....	27
2.11 ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ....	29
บทที่ 3 การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุลย์ .....	30
3.1 ลักษณะทั่วไปของการขุดเจาะอุโมงค์ .....	30
3.2 ส่วนประกอบของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ .....	36
3.3 ขั้นตอนการก่อสร้าง .....	44
3.3.1 การขุดเจาะอุโมงค์ .....	44
3.3.2 การติดตั้ง Segment .....	46
3.3.3 การควบคุมทิศทางของหัวเจาะ .....	47
3.3.4 การลำเลียงวัสดุ .....	47
3.3.5 การอัดฉีดน้ำปูน .....	48
3.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ .....	59
3.4.1 สายเหนือ (ช่วงหัวขวาง-บางชื่อ) .....	59
3.4.2 สายใต้ (ช่วงหัวลำโพง-หัวขวาง) .....	59
3.5 สภาพพื้นที่และลักษณะชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร .....	61
3.6 สภาพชั้นดินตลอดแนวเส้นทางก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน .....	61
3.7 ลักษณะทั่วไปของงานก่อสร้าง .....	65
3.7.1 ลักษณะโครงการ .....	65
3.7.2 รูปแบบของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินและระบบรถ .....	67
บทที่ 4 การหลุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน .....	68
4.1 ช่วงเวลาพิจารณางานเพื่อติดตั้งเครื่องมือวัด .....	68
4.1.1 หลังสิ้นสุดการก่อสร้างทันที .....	68
4.1.2 ระยะเวลา .....	69

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
4.2 เครื่องมือทางธรณีเทคนิคที่ใช้วัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน .....	69
4.2.1 Surface Settlement Marker .....	69
4.2.2 Extensometer .....	73
4.2.3 Inclinometer .....	75
4.2.4 Combined Inclinometer / Magnetic Extensometer .....	77
4.3 ระดับการระวังของค่าทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง .....	78
4.3.1 Alert Trigger Level .....	78
4.3.2 Alarm Trigger Level .....	78
4.3.3 Action Trigger Level .....	78
4.4 การเก็บรวบรวมและเรียบเรียงข้อมูล .....	78
4.4.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล .....	78
4.4.2 การเรียบเรียงข้อมูล .....	79
4.5 รูปแบบการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม .....	79
4.5.1 สายเหนือ .....	79
4.5.2 สายใต้ .....	81
บทที่ 5 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ .....	82
5.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Soil Stiffness กับระดับการเสียรูป .....	82
5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน .....	84
5.2.1 คุณสมบัติของดิน .....	84
5.2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength) .....	84
5.2.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil Modulus) .....	87
5.2.2 สติฟเนสของ Segment .....	88
5.2.3 ลักษณะของแนวขุดเจาะอุโมงค์ .....	89
5.2.4 วิธีการก่อสร้าง .....	89
5.3 วิธีการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต ( $K_0$ ) .....	89
5.4 การใช้วิธี Finite Element วิเคราะห์ค่าทรุดตัว .....	91
5.5 สภาพชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน .....	94

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
5.5.1 ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว .....	94
5.5.2 ช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ.....	95
5.5.3 ช่วงปอนไก่อ-ลุมพินี .....	95
5.5.4 ช่วงลุมพินี-สีลม .....	96
5.6 ผลการวิเคราะห์.....	96
5.6.1 การทรุดตัวที่ผิวดิน .....	97
5.6.2 การทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน.....	99
5.6.3 ผลการคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎี.....	100
5.6.4 ผลวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินเปรียบเทียบกับการใช้โปรแกรม PLAXIS.....	102
5.6.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง TBM Operation กับค่าทรุดตัวที่ผิวดิน.....	104
บทที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ.....	110
6.1 สรุปผลการวิเคราะห์ .....	110
6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม .....	111
รายการอ้างอิง.....	112
ภาคผนวก.....	114
Soil Data.....	115
การทรุดตัวที่ผิวดิน.....	120
- เทียมร่วมมิตร-ประชากรราษฎร์บำเพ็ญ .....	121
- รัชดา-ลาดพร้าว .....	124
- สิริกิติ์-ปอนไก่อ.....	129
- ปอนไก่อ-ลุมพินี.....	134
- ลุมพินี-สีลม .....	137
การทรุดตัวและเคลื่อนตัวของชั้นดิน .....	140
ผลการคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ทฤษฎี .....	145
ผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS.....	159
TBM Record.....	175
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	180

## สารบัญตาราง

สารบัญ	หน้า
1.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการ MRTA ระยะแรก.....	2
3.1 แสดงแผนงานของการขุดเจาะอุโมงค์ .....	60
5.1 แสดงค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ .....	107
5.2 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินด้วย Rod Extensometer ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่.....	108
5.3 แสดงผลการวิเคราะห์หาค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) .....	109



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 แนวเส้นทางของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล โครงการรถไฟฟ้ามหานคร.....	3
2.1 แนวการท่อดตัวของผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ .....	8
2.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการท่อดตัว ( $i / R$ ) กับ ความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ( $z / 2R$ ).....	9
2.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่า $i$ กับความลึก $z$ .....	10
2.4 แสดงลักษณะการท่อดตัวของผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแบบสมมาตร .....	12
2.5 แสดงช่วงการท่อดตัวของชั้นดินจากการชุดเจาะอุโมงค์ .....	13
2.6 แสดงลักษณะการท่อดตัวของผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ในทราย .....	15
2.7 แสดงพฤติกรรมของการท่อดตัวกรณีชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ .....	17
2.8 แสดงลักษณะการท่อดตัวของผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ .....	18
2.9 แสดง Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิด EPBS .....	19
2.10 แสดง Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Overcutting .....	21
2.11 แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids .....	22
2.12 Factor เนื่องจาก Local shear failure .....	25
2.13 แสดงพฤติกรรมของการท่อดตัวในลักษณะ 2 มิติ .....	27
2.14 แสดงพฤติกรรมของการท่อดตัวในลักษณะ 3 มิติ .....	27
2.15 แสดงการเคลื่อนตัวของดินตามแนวชุดเจาะอุโมงค์ .....	28
3.1 แสดงลักษณะของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน .....	32
3.2 แสดงรายละเอียดของ Segment แนวเส้นตรง (Straight Segment).....	33
3.3 แสดงรายละเอียดของ Segment แนว ส่วนโค้ง (Tapered Segment).....	34
3.4 แสดงลักษณะของเครื่องชุดเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุลย์ .....	35
3.5 แสดงดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Screw Conveyor .....	38
3.6 แสดงดินถูกลำเลียงโดย Belt Conveyor .....	38
3.7 แสดงการเกิด Tail Voids เนื่องจาก Overcutting และ Pitching Angle.....	39
3.8 แสดง Thrust Jack ที่ขับเคลื่อนหัวเจาะให้เคลื่อนที่ .....	40
3.9 แสดงการลดระยะของ Thrust Jack เพื่อติดตั้ง Segment.....	40



## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.10 แสดงเครื่องติดตั้ง Segment .....	41
3.11 แสดงลักษณะของ Grout Plug .....	41
3.12 แสดงการ Grout น้ำปูนผ่าน Segment .....	41
3.13 แสดง Back Up System ของงานขุดเจาะอุโมงค์ .....	42
3.14 แสดงการเกิด Tail Voids เนื่องจาก Pitching ของหัวเจาะอุโมงค์.....	43
3.15 แสดงตำแหน่งแนวที่จะสกัดช่องเปิดของสถานี.....	49
3.16 แสดงการยกเครื่องขุดเจาะลงไปใ้ในสถานีเพื่อติดตั้ง.....	49
3.17 แสดงการประกอบ TBM ที่บริเวณตำแหน่งช่องเปิดของสถานี.....	50
3.18 แสดงการติดตั้ง TBM เพื่อเตรียมขุดเจาะ .....	50
3.19a แสดงลักษณะการขุดเจาะของ TBM ช่วง Initial Drive Zone.....	51
3.19b แสดง TBM ขุดเจาะผ่านผนัง Diaphragm ของสถานี.....	51
3.20 แสดงดินถูกส่งมาตามสายพานลำเลียง.....	52
3.21 ดินลงสู่ Muck Car เพื่อเตรียมขนออกไปจากอุโมงค์.....	52
3.22 แสดง TBM เจาะทะลุผ่านผนัง Diaphragm Wall ของสถานีในส่วนสายเหนือ.....	53
3.23 แสดง TBM เจาะทะลุผ่านผนัง Diaphragm Wall ของสถานีในส่วนสายใต้.....	53
3.24 แสดง Segment ที่จะติดตั้งเป็นผนังอุโมงค์.....	54
3.25 แสดง Segment Crane ยก Segment ไปวางที่ด้านหลังหัวเจาะ .....	54
3.26 แสดงสลักเกลียวรูปตัวยู (Curve Bolt) .....	55
3.27 แสดงการยึด Segment ด้วย Curve Bolt .....	55
3.28 แสดงแผ่นยางกันน้ำซึมและกันกระแทก .....	56
3.29 แสดงห้องควบคุมทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์.....	56
3.30 แสดงการสำรวจแนวขุดเจาะอุโมงค์.....	57
3.31 แสดงการวัดค่าแอนตัวที่ตำแหน่ง Crown Tunnel .....	57
3.32 วัดและตรวจสอบขนาดภายในของอุโมงค์ .....	58
3.33 แสดง Muck Car และ Segment Car .....	58
3.34 ภาพตัดขวางแสดงสภาพของชั้นดินช่วง ห้วยขวาง - บางซื่อ.....	62

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.35 ภาพตัดขวางแสดงสภาพของชั้นดินช่วง หัวลำโพง – หัวขวง.....	62
3.36 แสดงลักษณะของความดันน้ำในดินกรุงเทพฯ .....	64
4.1 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 1 (G1) .....	70
4.2 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 2 (G2) .....	71
4.3 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 3 (G3) .....	72
4.4 แสดง Probe Extensometer .....	74
4.5 แสดงเครื่องมือวัด Inclinator .....	76
4.6 แสดงรายละเอียดของเครื่องมือ Combined Inclinator / Magnetic Extensometer.....	77
4.7 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง ในสายเหนื่อ .....	80
4.8 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง ในสายใต้ .....	81
5.1 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair,1993) .....	82
5.2 แสดงผลทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Soft Clay .....	83
5.3 แสดงผลทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Stiff Clay .....	84
5.4 ค่าปรับแก้ $\mu$ ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane.....	86
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ $m$ กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al. 1977).....	90
5.6 แสดงจำนวน Node ในแต่ละเอลิเมนต์ย่อย .....	91

## สัญลักษณ์

a	=	รัศมีภายในของอุโมงค์
b	=	ความกว้างของ Segment
d	=	ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่
D	=	Diameter of cutter face
E'	=	โมดูลัสของดินแบบสภาพระบายน้ำ
E <sub>c</sub>	=	Modulus of Concrete
E <sub>I</sub>	=	Stiffness of concrete segment
E <sub>u</sub>	=	โมดูลัสของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ
f	=	Rotating speed of cutter face
f <sub>c</sub>	=	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
F(x')	=	Factor due to local shear failure
FEM	=	Finite Element Method
G	=	Shear Modulus
h	=	ความหนาของ Segment
H	=	ค่าเคลื่อนตัวในแนวราบ
i	=	ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)
I	=	Moment of Inertia
K	=	Constant of proportionality
K <sub>o</sub>	=	Effective coefficient of earth pressure at rest
K <sub>o(NC)</sub>	=	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ
K <sub>o(OC)</sub>	=	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว
K <sub>o<sub>Total</sub></sub>	=	Coefficient of earth pressure at rest (total stress)
L	=	ความยาวของของหัวเจาะ
m	=	ค่าคงที่ ขึ้นกับ PI ของดิน
M	=	ค่า Modulus Multiplier
SPT-N	=	ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน
OCR	=	Over Consolidation Ratio
P	=	Pitching Angle
P <sub>i</sub>	=	แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)

## สัญลักษณ์ (ต่อ)

$P_O$	= Total stress ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
$P_w$	= Pore pressure at tunnel spring line
PI	= Plasticity Index ของดิน
r	= Radius of calculation point on cutter face
R	= รัศมีของอุโมงค์เดี่ยว
R'	= รัศมีของอุโมงค์คู่
S	= ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ x ไต ๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
$S_{max}$	= ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์
Su	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ
$Su_{Field}$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนในสนาม
$Su_{FV}$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่วัดได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม
$Su_{SPT}$	= ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน
v	= Velocity of shield
$V_{ex}$	= ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยเมตร จากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์
$V_s$	= ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร
$V_{shield}$	= ปริมาตรของ Overexcavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะ
w	= Workmanship parameter
x	= ระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์
x'	= Ratio of vertical depth from center of cutter face to diameter of cutter face
y	= ระยะตามขวางในแนวราบจากกึ่งกลางแนวอุโมงค์
z	= ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์
$\epsilon_v$	= ค่า Strain ในแนวตั้ง
$\epsilon_H$	= ค่า Strain ในแนวราบ
$\sigma'_a$	= Effective active earth pressure
$\sigma'_{nf}$	= Face pressure
$\sigma'_{nf}$	= Earth pressure at cutter face
$\sigma'_{no}$	= Initial effective earth pressure normal to cutter face
$\sigma_H$	= Horizontal total stress

## สัญลักษณ์ (ต่อ)

- $\sigma'_H$  = Horizontal effective stress
- $\sigma'_p$  = Effective passive earth pressure
- $\sigma_V$  = Vertical total stress
- $\sigma'_V$  = Vertical effective stress
- $\rho$  = Total unit weight of soil
- $\rho_w$  = Unit weight of water
- $\phi'$  = มุมเสียดทานภายในรูปของ Effective Stress
- $\phi_p$  = Total unit weight of soil
- $\mu$  = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum
- $v$  = อัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำ



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบัน กรุงเทพมหานคร มีการขยายตัวทางเศรษฐกิจอย่างรวดเร็ว ธุรกิจการค้าและการพาณิชย์มีการแข่งขันกับเวลา ประชากรย้ายถิ่นฐานเข้ามาอาศัยมีอัตราเพิ่มสูงขึ้น ในขณะที่พื้นที่อาศัยมีจำกัด ส่งผลให้เกิดปัญหาต่าง ๆ ตามมา เช่น ปัญหาที่อยู่อาศัย สถานที่สาธารณะมลพิษทางน้ำและอากาศ ฯลฯ และปัญหาที่สำคัญอีกประการคือ ปัญหาการจราจรติดขัด ทำให้เกิดความลำบากของคนในเมืองที่จะเดินทางไปทำงานยังสถานที่ต่าง ๆ ภายในชั่วโมงเร่งด่วนระบบขนส่งมวลชนไม่สามารถรองรับความต้องการนี้ได้ ซึ่งกรุงเทพมหานครกำลังเผชิญปัญหานี้ได้อย่างรุนแรง จึงจำเป็นต้องนำเทคโนโลยีระบบการให้บริการขนส่งมวลชนที่ทันสมัย มีความสะดวกรวดเร็ว และประสิทธิภาพสูง สามารถขนส่งผู้ต้องการเดินทางเป็นจำนวนมากในระยะเวลาอันสั้นได้

จนกระทั่งประมาณกลางปีพุทธศักราช 2540 องค์การรถไฟฟ้ามหานครหรือ รฟม. (Metropolitan Rapid Transit Authority , MRTA) ได้มีโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งเป็นโครงการรถไฟฟ้าสายแรกของประเทศไทย ใช้ชื่อว่า สายสีน้ำเงิน (The Blue Line Subway) ต่อมาเมื่อวันที่ 9 สิงหาคม พ.ศ. 2542 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว ทรงพระกรุณาโปรดเกล้า ฯ พระราชทานชื่อเส้นทางรถไฟฟ้ามหานครสายแรก ว่า “เฉลิมรัชมงคล” มีความหมายว่า “งานเฉลิมความเป็นมงคลแห่งความเป็นพระราชฯ” มีลักษณะของโครงการดังแสดงในตารางที่ 1.1 โดยมีจุดประสงค์เพื่อตอบสนองความต้องการเดินทางได้อย่างเพียงพอ และแก้ปัญหาการจราจรติดขัดบนท้องถนน โครงการนี้มีแนวเส้นทางของการเดินรถไฟฟ้าใต้ดิน 2 สาย คือ

- สายเหนือ แนวเส้นทางเดินรถจาก สถานีบางซื่อ ถึง สถานีเทียมร่วมมิตร
- สายใต้ แนวเส้นทางเดินรถจาก สถานีพระราม 9 ถึง สถานีหัวลำโพง

แนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดินจะวิ่งอยู่รอบบริเวณพื้นที่ใจกลางเมืองซึ่งเป็นย่านธุรกิจ ตามแนวถนนพระรามที่ 4 ถนนรัชดาภิเษก ถนนพหลโยธิน และถนนกำแพงเพชร ดังรูปที่ 1.1

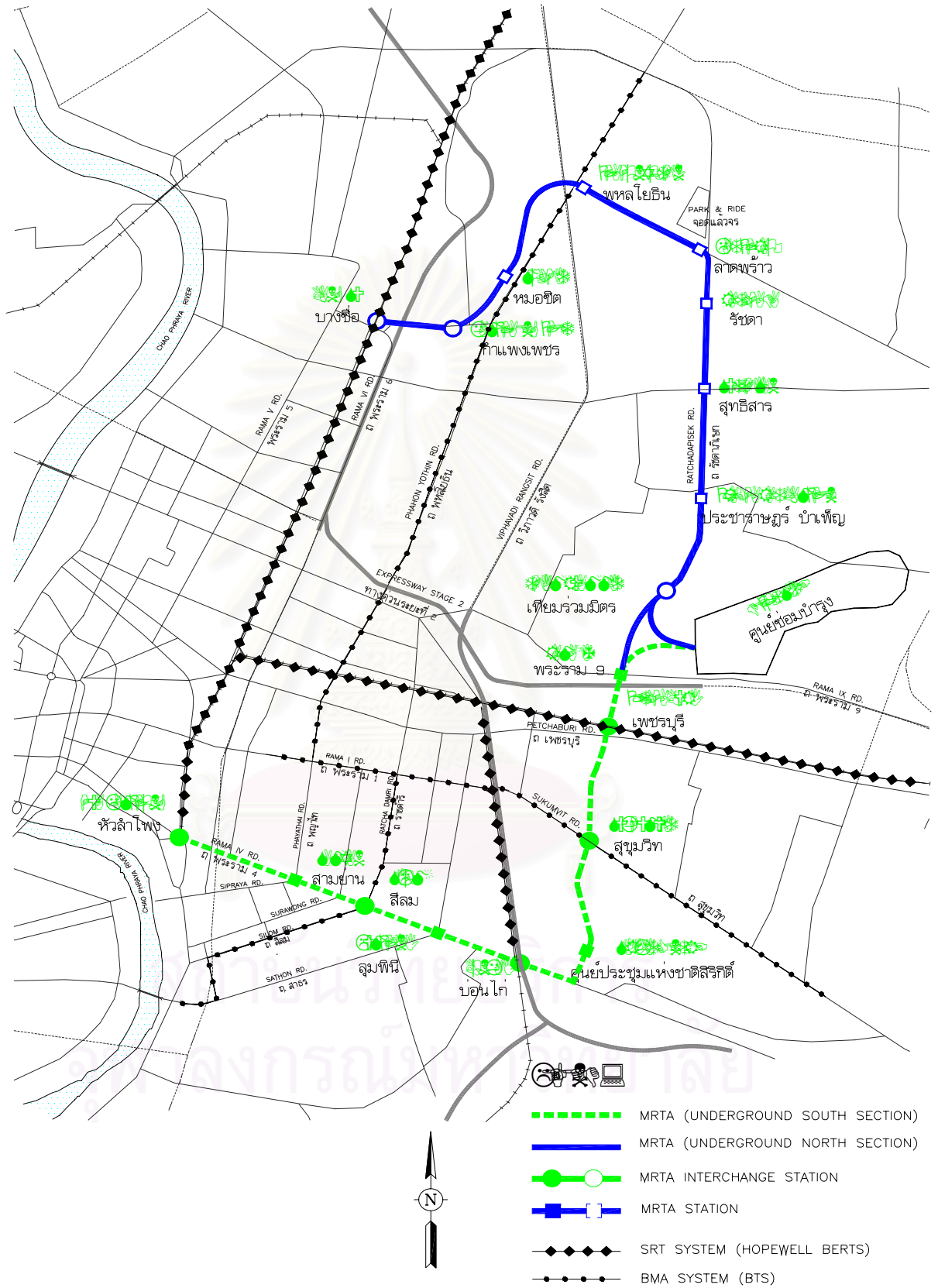
ตารางที่ 1.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการ MRTA ระยะแรก

ระยะทาง	ประมาณ 20 กิโลเมตร
จำนวนสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน	18 สถานีย่อย
ความลึกของอุโมงค์	ประมาณ 18-21 เมตร จากผิวดินถึงกึ่งกลางของอุโมงค์
ชนิดดิน	ส่วนใหญ่เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ( Stiff Clays)
Tunneling Method	Shield Tunneling Type
Excavation Method	Earth Pressure Balance Type
เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์	6.30 เมตร
เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของอุโมงค์	5.70 เมตร
ลักษณะของอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนาน
ผู้รับเหมาโครงการ	กิจการร่วมค้า ION (สายเหนือ) และกิจการร่วมค้า BCKT (สายใต้)
ที่ปรึกษาโครงการ	กิจการร่วมค้า Berger-CSC และ MPMC
ระยะเวลาก่อสร้าง	5 ปี
ค่าก่อสร้างทั้งหมด	ประมาณ 80,720 ล้านบาท ( ไม่รวมค่าเวนคืนที่ดินและดอกเบี้ย )

การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกจะเกิดปัญหาการทรุดตัวของชั้นดิน เนื่องจากขนาดของอุโมงค์ที่ขุดเจาะใหญ่มาก ทำให้ชั้นดินเหนียวอุโมงค์มีการทรุดตัวมากและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างใกล้เคียงได้ โครงการ MRTA สายแรก เป็นการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่ครั้งแรกในเขตกรุงเทพฯ ฯ จึงไม่มีข้อมูลเก่าที่มีขนาดของโครงการใกล้เคียงกันใช้อ้างอิงเพื่อประเมินผลการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ด้วยเหตุนี้จึงได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนามเพื่อวัดการเคลื่อนตัวของชั้นดินทั้งแนวตั้งและแนวราบตลอดความยาวของการขุดเจาะอุโมงค์และที่ส่วนของสถานีย่อย

ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่ จำเป็นต้องรวบรวมและประเมินผลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง และนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ผลที่ได้จะนำมาตรวจสอบทฤษฎีที่ใช้ประเมินค่าการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ ซึ่งจะประโยชน์ในการวิเคราะห์และออกแบบ ตลอดจนหาวิธีการป้องกันที่เหมาะสม รวมทั้งสามารถวางแผนงานการดำเนินงานและควบคุมการก่อสร้างเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น รวมทั้งระวังการเกิดความเสียหายของโครงสร้างข้างเคียงจากการทรุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์





รูปที่ 1.1 แนวเส้นทางของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล โครงการรถไฟฟ้ามหานคร



## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1) เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอุโมงค์ใต้ดิน จากการก่อสร้างอุโมงค์เดี่ยว และอุโมงค์คู่ขนาน โดยเครื่องมือชุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth Pressure Balance Shield) ทั้งสายเหนือและสายใต้ของโครงการ “ รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล “

2) วิเคราะห์ผลกระทบการทรุดตัวที่ตำแหน่งต่าง ๆ จากแนวที่ติดตั้งเครื่องมือวัด ได้แก่ Surface Settlement Point , Inclinometer และ Extensometer กับตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์

3) เพื่อศึกษาลักษณะการทรุดตัวของชั้นดิน Soft Clays ทั้งแนวตั้งและแนวราบตลอดความยาวของการชุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในชั้น Stiff Clays เปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Empirical จากทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982)

4) วิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดิน ณ ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวจากการชุดเจาะอุโมงค์ จำนวนประมาณ 4 – 5 แนว ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม “ PLAXIS “ วิเคราะห์หาค่า normalized โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus) หรือ  $E_u/S_u$  ที่เหมาะสมสำหรับการชุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก

### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้จะศึกษาผลข้อมูลการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินซึ่งได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินในสนาม ได้แก่ Surface Settlement Points , Extensometers กับ Inclinometers ภายใต้สภาพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม “ PLAXIS “ ซึ่งจะคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่เหนือโครงสร้างอุโมงค์ใต้ดิน โดยรายละเอียดของขอบเขตการวิจัย สามารถแบ่งเป็นข้อ ๆ ดังนี้

1) รวบรวมข้อมูลลักษณะชั้นดิน คุณสมบัติของดินที่เกี่ยวข้องซึ่งอยู่ใกล้กับบริเวณแนวที่ทำการติดตั้งเครื่องมือวัด เพื่อหาพารามิเตอร์ เช่น กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธีการทดสอบต่าง ๆ และ ค่า Young's Modulus จากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter Test

2) ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของชั้นดิน Soft to Stiff Clays จากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ตามทฤษฎีของ Peck (1969) และ ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982)

3) รวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ผลข้อมูลค่าการทรุดตัว ที่ระยะต่าง ๆ จากหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา ซึ่งแบ่งเป็น 2 กรณี คือ

#### 3.1) กรณีอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

พิจารณาการทรุดตัวของชั้นดิน ขณะที่การขุดเจาะอุโมงค์แนวแรก จะเคลื่อนเข้าหาหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา ขณะที่การขุดเจาะอุโมงค์แนวแรกอยู่ที่หน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา และเมื่อการขุดเจาะอุโมงค์แนวแรกมีระยะห่างออกไปจากหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา

#### 3.2) กรณีอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels)

พิจารณาการทรุดตัวของชั้นดิน เมื่อการขุดเจาะอุโมงค์แนวแรก เคลื่อนห่างออกไปจากหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณาโดยแนวการขุดเจาะอุโมงค์แนวที่สองเคลื่อนเข้าหาหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา ขณะที่การขุดเจาะอุโมงค์แนวที่สองอยู่ที่หน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา และ เมื่อการขุดเจาะอุโมงค์แนวที่สองเคลื่อนห่างออกจากหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา

4) ประมวลผลค่าการทรุดตัวที่หน้าตัดชั้นดินที่พิจารณา ได้แก่ การทรุดตัวที่ผิวดิน การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง และการทรุดตัวของชั้นดินเหนื่ออุโมงค์ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ รถไฟฟ้าใต้ดินทั้งสายเหนือและสายใต้

5) วิเคราะห์ผลการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธี FEM โดยใช้โปรแกรม “ PLAXIS “ ที่หน้าตัดชั้นดินที่พิจารณาประมาณ 4 - 5 แนว และวิเคราะห์หักัลบหาค่า normalized โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young 's Modulus) ,  $E_u/S_u$  ที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ในกรุงเทพฯ

6) วิเคราะห์ผลการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจริงกับผลข้อมูลจากเครื่องควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ และประเมินว่าทฤษฎีที่ใช้วิเคราะห์การทรุดตัวสามารถใช้ได้กับชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ หรือไม่

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย มีดังนี้

1) เป็นการรวบรวมผลข้อมูลที่ได้จากการวัดในสนาม การวิเคราะห์ผลเพื่อเป็นแนวทางต่อไปในการออกแบบและการวางแผนงานสำหรับก่อสร้างโครงสร้างอุโมงค์ใต้ดินขนาดใหญ่ในเขตกรุงเทพมหานคร

2) เป็นการศึกษาใช้โปรแกรมวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ “ PLAXIS “ เพื่อคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ จากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

3) ทำให้ทราบถึงทฤษฎีที่จะนำไปใช้คาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน และความเหมาะสมของค่าตัวแปร Parameters ที่จะใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ จากการขุดเจาะอุโมงค์

4) สามารถใช้ผลการวิเคราะห์ข้อมูลการทรุดตัวและข้อมูลจากเครื่องควบคุมหัวเจาะอุโมงค์เป็นแนวทางในการตัดสินใจเพื่อปรับเปลี่ยนค่า Face pressure , Thrust force และ Cutter Torque สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ต่อไปในแนวเส้นทางข้างหน้า

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

#### 2.1 ลักษณะของค่าทรุดตัวที่ผิวดิน

การกำหนดแนวอุโมงค์ ต้องสำรวจลักษณะชั้นดินเพื่อวางแนวอุโมงค์ก่อนที่จะขุดเจาะ สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ส่วนใหญ่แนวอุโมงค์จะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและชั้นทรายชั้นแรก การวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ณ หน้าตัดที่พิจารณาและตลอดแนวขุดเจาะ จึงต้องพิจารณาแยกเป็น 2 ลักษณะคือ

##### 1. ขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก

เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะช่วงของการเกิดกว้าง ค่าทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ไม่สูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับค่าทรุดตัวมากที่สุดจากการขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก

##### 2. ขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก

เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะช่วงของการเกิดแคบ ค่าทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์สูง เพราะชั้นทรายชั้นแรกจะไม่ค่อยพบน้ำใต้ดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ทำให้ดินเหนือ Tunnel Crown เกิดการทรุดตัวทันทีสูง

ดังนั้นการวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน จะใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) พิจารณาช่วงของเส้นการทรุดตัวเนื่องจาก Tunnelling เพื่อให้ได้ค่าทรุดตัวใกล้เคียงกับข้อมูลค่าทรุดตัวในสนาม และใช้ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) เพื่อพิจารณาหาค่า K ที่สามารถบ่งบอกเฉพาะถึงชั้นดินที่ได้ขุดเจาะสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ ซึ่งจะกล่าวในรายละเอียดต่อไป

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 2.2 การคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์

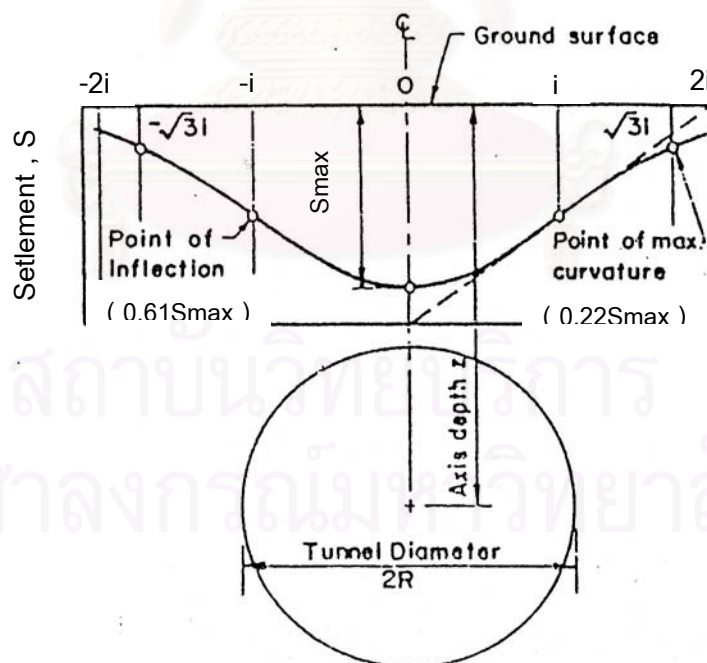
### 2.2.1 การประมาณค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์

ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์สามารถแสดงด้วย error function หรือ probability curve โดยนิยามปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ  $x$  ไต ๆ ดังสมการที่ 2.1

$$S = S_{\max} \exp(-x^2 / 2i^2) \quad (2.1)$$

- เมื่อ  $S$  คือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ  $x$  ไต ๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์  
 $S_{\max}$  คือ ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์  
 $x$  คือ ระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์  
 $i$  คือ ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)

จากสมการที่ 2.1 ระยะ  $x$  เท่ากับศูนย์ หรือที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ เกิดค่าทรุดตัวมากที่สุด โดยรูปร่างและลักษณะของแนวการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.1



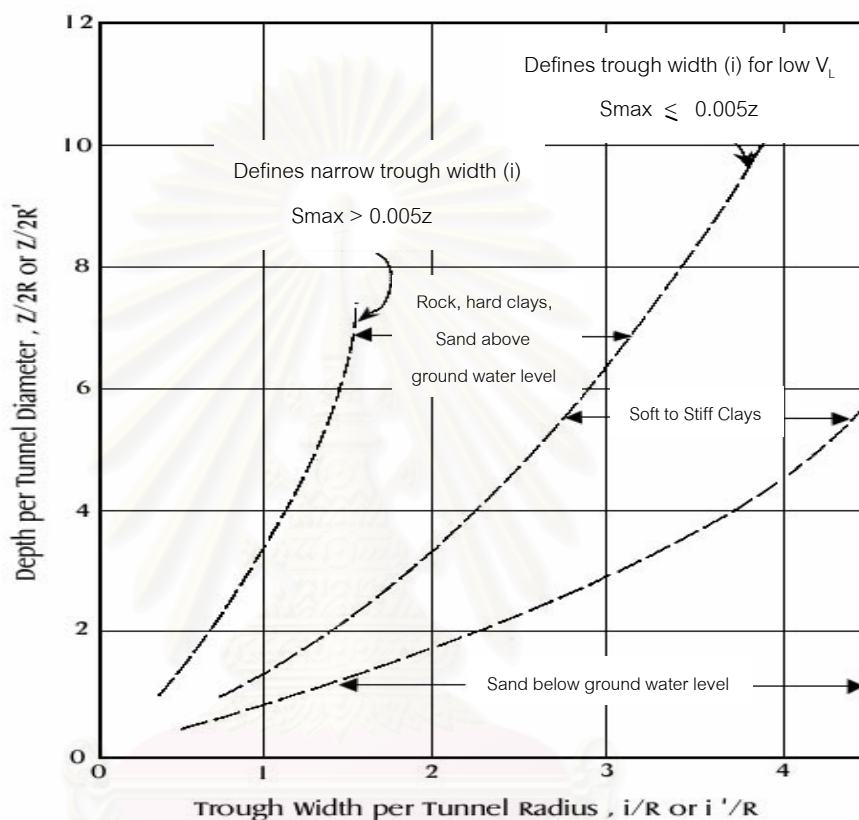
Ratio  $i/R$  function of  $z/2R$  and soil conditions

Volume of trough =  $2.5i S_{\max}$  .

รูปที่ 2.1 แนวการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)

## 2.2.2 การหาค่า $i$ โดยใช้กราฟของ Peck (1969)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความกว้างของแนวการทรุดตัว ( $i / R$ ) กับ อัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ( $z / 2R$ ) สามารถใช้ประมาณค่า  $i$  จากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับชนิดดิน ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว ( $i / R$ ) กับ ความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ( $z / 2R$ ) (Peck, 1969)

จากสมการที่ 2.1 สามารถตรวจสอบค่า  $i$  ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลข้อมูลการทรุดตัวที่วัดในสนามกับช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาค่า  $i$  ในรูปที่ 2.2 ว่าอยู่ในช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินหรือไม่

การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck (1969) จะพิจารณาเฉพาะชั้นผิวดินที่เกิดการทรุดตัว แต่ไม่สามารถบ่งบอกการทรุดตัวของชั้นดินที่หัวเจาะกำลังขุดเจาะได้

### 2.2.3 การหาค่า $i$ โดยใช้สูตรของ O'Reilly and New (1982)

ในการวิเคราะห์จะพิจารณาแนวการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เป็นระยะ  $x$  เท่ากับ  $6i$  โดยที่  $i$  จะสัมพันธ์กับ  $z$  ดังสมการที่ 2.2

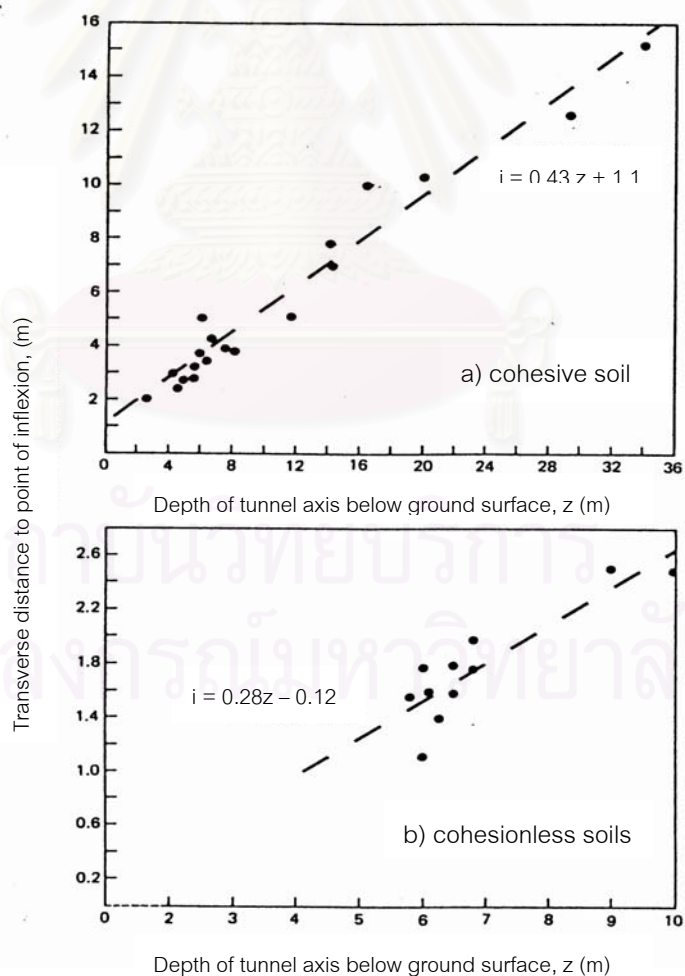
$$i = Kz \quad (2.2)$$

เมื่อ  $i$  คือ ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)

$K$  คือ constant of proportionality

$z$  คือ ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์

จากสมการที่ 2.2 ค่า  $K$  เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $i$  กับ  $z$  ซึ่งแสดงอยู่ในรูปสมการเส้นตรง โดยแยกพิจารณาเป็น 2 ลักษณะ คือ ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว และดินทราย ดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่า  $i$  กับความลึก  $z$  (O'Reilly and New, 1982)



จากรูปที่ 2.3a ซึ่งเป็นกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว การกระจายของข้อมูลน้อยสามารถสร้างความสัมพันธ์ในรูปของค่า  $i$  เป็นเส้นตรงได้ ส่วนรูปที่ 2.3b เป็นกรณีขุดเจาะในชั้นทราย การกระจายของข้อมูลมีมาก ทำให้ได้ความสัมพันธ์ในรูปของค่า  $i$  ที่ไม่เหมาะสมจะนำไปใช้วิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ดังนั้น O'Reilly and New (1982) ได้พิจารณาข้อมูลการทรุดตัวในสนามจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ทำให้ทราบช่วงของค่า  $K$  ในแต่ละชนิดของดินที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ดังนี้

$$K = 0.4 \text{ (Stiff clay) - } 0.7 \text{ (Soft clay, Silty clay)}$$

$$K = 0.2 - 0.3 \text{ สำหรับ Granular material เหนือระดับน้ำใต้ดิน}$$

นอกจากนี้ O'Reilly and New (1982) ได้แนะนำค่า  $K$  สำหรับชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์เพื่อเป็นค่าที่ใช้คาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยค่า  $K$  จะขึ้นกับชนิดของดิน ดังนี้

$$K = 0.50 \text{ สำหรับ Cohesive soils}$$

$$K = 0.25 \text{ สำหรับ Granular soils}$$

## 2.2.4 การหาค่าปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัว , $V_S$

การขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ผิวดินเกิดการทรุดตัว ปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัวหาได้จากค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ พิจารณาจากการอินทิเกรตสมการดังนี้

$$\begin{aligned} V_S &= \int_{-\infty}^{\infty} S \, dy = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\max} \exp(-y^2/2i^2) \, dy \\ &= \sqrt{2\pi} \, i \, S_{\max} \approx 2.5 \, i \, S_{\max} \end{aligned} \quad (2.3)$$

เมื่อ  $V_S$  คือ ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร

$y$  คือ ระยะตามขวางในแนวราบจากกึ่งกลางแนวอุโมงค์

แทน  $S_{\max}$  จากสมการที่ 2.3 ในสมการที่ 2.1 จะได้สมการสำหรับค่าทรุดตัวที่ระยะ  $y$  ใด ๆ และสมการวิเคราะห์หาความชันและความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling ดังนี้



สมการสำหรับหาค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ y ใด ๆ

$$S = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} i} \exp(-y^2/2i^2) \tag{2.4}$$

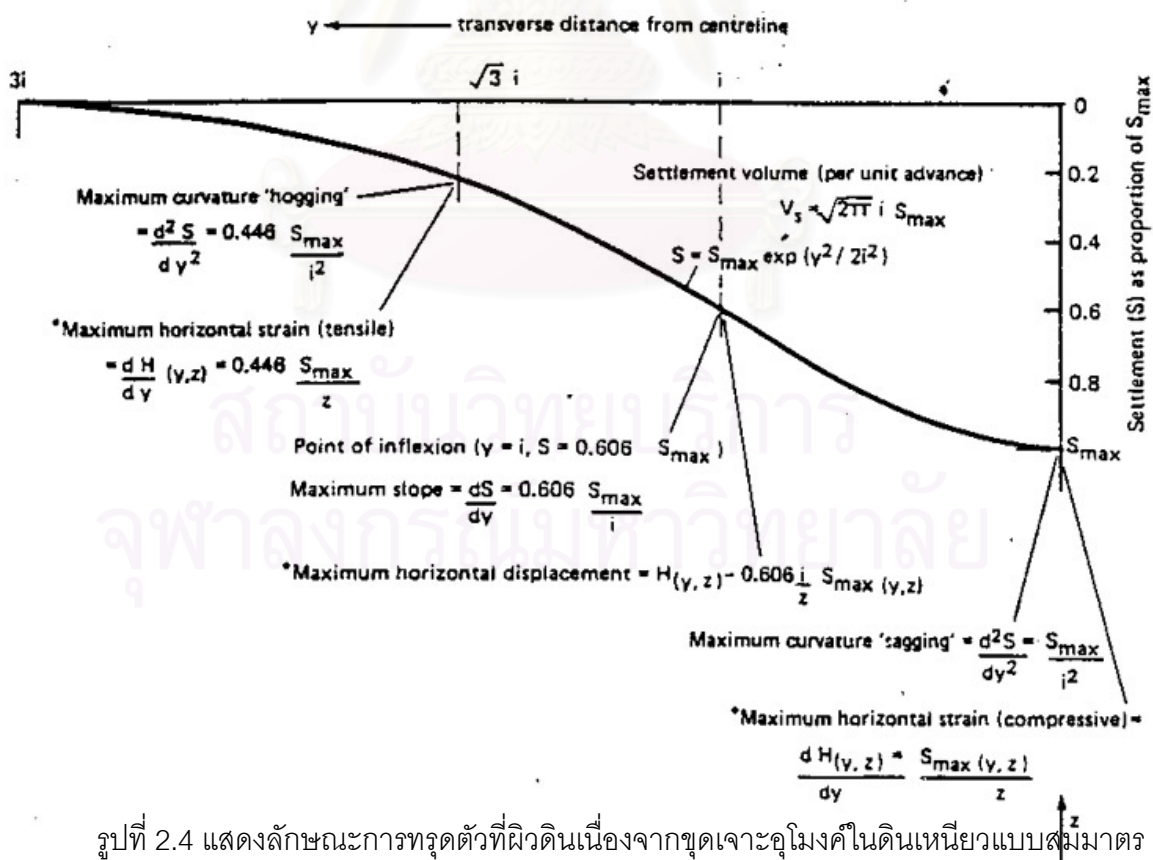
สมการสำหรับหาค่าความชันของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling

$$\frac{dS}{dy} = \frac{V_s y}{\sqrt{2\pi} i^3} \exp(-y^2/2i^2) \tag{2.5}$$

สมการสำหรับหาความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling

$$\frac{d^2S}{dy^2} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} i^3} \left[ \frac{y^2}{i^2} - 1 \right] \exp(-y^2/2i^2) \tag{2.6}$$

จากสมการที่ 2.3-2.6 แสดงรายละเอียดของลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะคูโม่งคี่ในดินเหนียวแบบสมมาตร

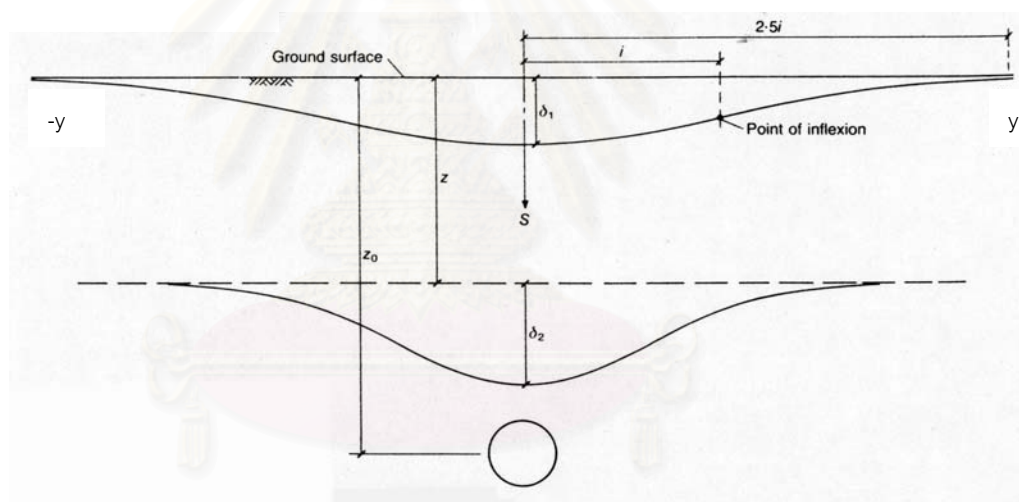
(O'Reilly and New, 1982)

## 2.3 การทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน

รูปร่างลักษณะการทรุดตัวของผิวดินไม่ได้บ่งบอกถึงการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบหรือการเปลี่ยนแปลงความกว้างของแนวเส้นการทรุดตัว (Width of subsurface settlement profile) ซึ่งจะมีค่า Ground Loss ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ไม่เท่ากัน จากปัญหาที่กล่าวมานี้จะพิจารณาการทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน ตามชนิดของดิน ดังนี้

### 1) ดินเหนียว (Cohesive or clay soils)

จากสมมติฐานของรูปร่างการทรุดตัวเป็นลักษณะเดียวกับ error function curve การวิเคราะห์จะสมมติให้ทุกจุดในดิน เกิดการเคลื่อนตัวตามแนวยาวของอุโมงค์ เป็นลักษณะ plane strain โดยมีปริมาณของการเคลื่อนตัวคงที่ ความกว้างของช่วงที่เกิดการทรุดตัวจะลดลงในลักษณะเป็นเส้นตรงกับความลึกจากผิวดิน โดยปริมาณการทรุดตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นกัน ดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 แสดงช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al. 1993)

จากรูปที่ 2.4 การเคลื่อนตัวแนวราบ  $H_{(y,z)}$  และแนวตั้ง  $S_{(y,z)}$  ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ จะแสดงดังสมการที่ 2.7-2.9

$$H_{(y,z)} = \frac{y}{z} S_{(y,z)} \quad (2.7)$$

$$\text{โดยที่ } S_{(y,z)} = S_{(\max,y,z)} \exp(-y^2/2i_z^2) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} Kz} \exp(-y^2/2(Kz)^2)$$

(2.8)

$$H(y,z) = \frac{y}{z} S(\max,y,z) \exp(-y^2/2i_z^2) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} Kz^2} \exp(-y^2/2(Kz)^2) \quad (2.9)$$

ค่า Strain แนวตั้ง ,  $\epsilon_v$  และแนวราบ ,  $\epsilon_H$  ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ แสดงดังสมการที่ 2.10-2.11

$$\epsilon_v = \frac{dS_{(y,z)}}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} Kz^2} \exp(-y^2/2(Kz)^2) \left[ \frac{y^2}{(Kz)^2} - 1 \right] \quad (2.10)$$

และ

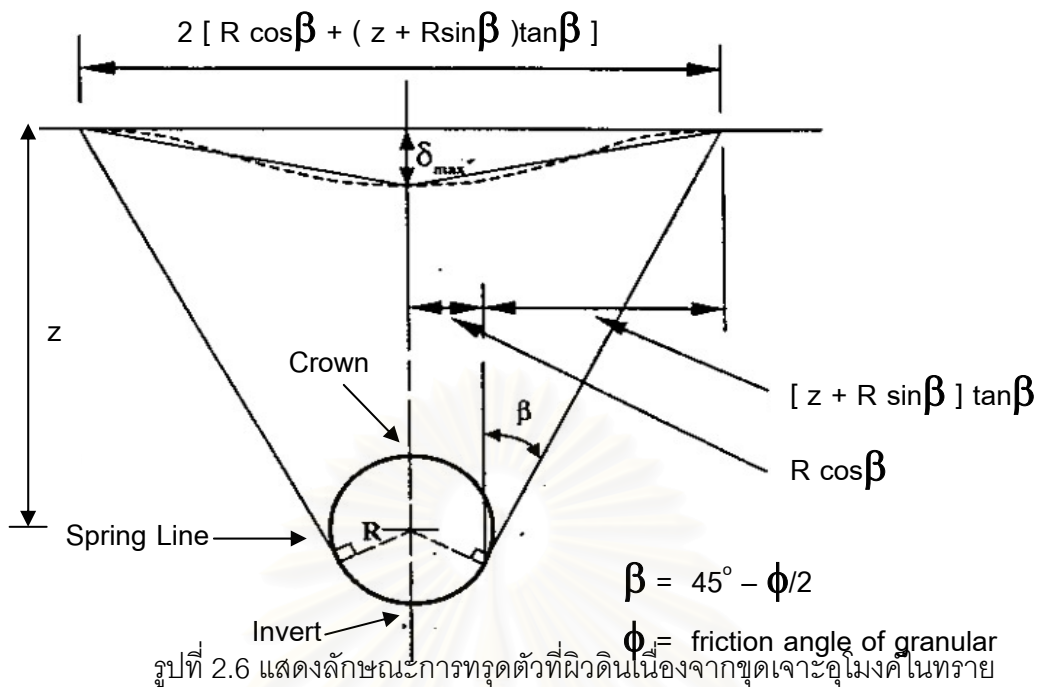
$$\epsilon_H = \frac{dH_{(y,z)}}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} Kz^2} \exp(-y^2/2(Kz)^2) \left[ 1 - \frac{y^2}{(Kz)^2} \right] \quad (2.11)$$

หรือ

$$\epsilon_v = -\epsilon_H \quad \text{สำหรับ Plane strain constant volume deformation} \quad (2.12)$$

## 2) ดินทราย (Cohesionless sands and gravels)

O'Reilly and New (1982) แนะนำว่า การวิเคราะห์หาค่า Strain จากกรณีขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวไม่สามารถใช้ได้กับ Cohesionless soils เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อขุดเจาะอุโมงค์ เกิด vertical strain มากกว่า 0.5 % ช่วงของการทรุดตัวแคบแต่ทรุดตัวสูงกว่ากรณีของดินเหนียวมาก ทำให้ horizontal strain ที่ผิวดินสูงมาก ดังนั้นการใช้ error function curve มาพิจารณาจึงไม่ค่อยน่าเชื่อถือ และ Atkinson et al. (1975) อธิบายการทรุดตัวจะเริ่มเกิดขึ้นใกล้กับตำแหน่ง Spring Line ของอุโมงค์ แล้วเส้นการทรุดตัวจะแผ่กระจายเพิ่มขึ้นถึงผิวดิน จนกระทั่งผิวดินเกิดการ Collapse ต่อมา Attewell (1982) ได้นำเสนอลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาเป็น Triangular Wedge ซึ่งความกว้างของการทรุดตัวจะสัมพันธ์กับมุม  $\beta$  และ  $\phi$  ดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ในทราย

### 2.4 การหาค่า Ground loss จากการชุดเจาะอุโมงค์

การประเมินประสิทธิภาพการทำงานของเครื่องชุดเจาะ จะอาศัยค่าเปอร์เซ็นต์การสูญเสียดิน หรือ Ground loss โดยจะเท่ากับอัตราส่วนของปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินต่อปริมาณการขุดดินออก ดังนี้

$$\text{Ground Loss ( \% )} = \frac{V_s}{V_{ex}} \times 100 \tag{2.13}$$

เมื่อ  $V_s$  = ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร ซึ่งเท่ากับ  $2.5iS_{max}$  จากสมการที่ 2.3

$V_{ex}$  = ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยเมตร จากเครื่องชุดเจาะอุโมงค์

โดยปกติ การชุดเจาะอุโมงค์โดยยใช้เครื่องชุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล จะมีค่า Ground Loss เกิดขึ้นเพียง 2-3 % สำหรับอุโมงค์ที่ชุดเจาะในชั้นดินเหนียว ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับเครื่องชุดเจาะอุโมงค์ชนิด Open face shield หลังจากได้ประเมินค่า Ground Loss ที่เกิดจากเครื่องชุดเจาะซึ่งพิจารณาจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีตแล้ว (Loganathan

and Poulos,1999) สามารถใช้สมการ Normal Probability Function โดยใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) หรือ O'Reilly and New (1982) คาดคะเนค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ได้

สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกในเขตกรุงเทพฯ ฯ ข้อมูลการทรุดตัวจากการศึกษาข้างน้อย จึงไม่สามารถประเมินค่า Ground Loss เพื่อคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินได้ อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยในต่างประเทศ การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทราย (O'Reilly and New,1982)พอจะสามารถเป็นแนวทางเพื่อควบคุมการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตกรุงเทพฯ ฯ ต่อไปและต้องเก็บรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้วิเคราะห์และศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ ก่อนที่จะขุดเจาะในเส้นทางต่อไป

## 2.5 การนำทฤษฎีมาประยุกต์เพื่อคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels)

Peck (1969) ได้แนะนำว่า การประมาณค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์คู่ นั้นสามารถประมาณค่าทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยวแต่ละอุโมงค์รวมกัน ซึ่งกราฟเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร ถ้าระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ น้อย (น้อยกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์) การวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck สามารถสมมติได้ว่าเกิดการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยว ซึ่งมีรัศมีเพิ่มขึ้นเท่ากับรัศมีของอุโมงค์เดิม บวกกับ ครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่ ดังสมการที่ 2.14

$$R' = R + \frac{d}{2} \quad (2.14)$$

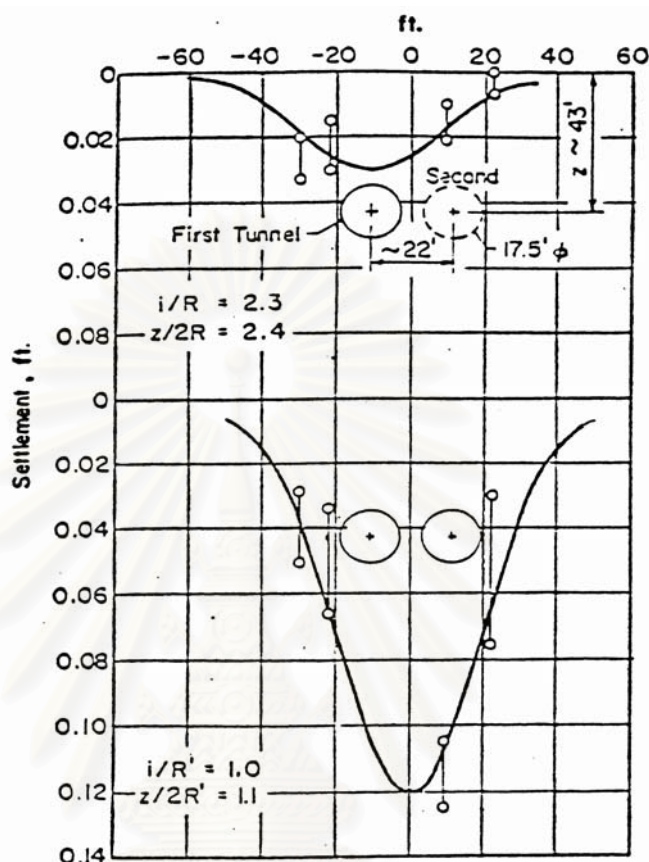
เมื่อ  $R'$  = รัศมีของอุโมงค์คู่

$R$  = รัศมีของอุโมงค์เดี่ยว

$d$  = ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่

ทำนองเดียวกัน ถ้าระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่มาก การวิเคราะห์เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะพิจารณาค่าทรุดตัวที่เกิดจากขุดเจาะแต่ละอุโมงค์แล้วนำมารวมกัน จะได้ผลรวมของค่าทรุดตัวซึ่งใกล้เคียงกับค่าทรุดตัวที่รังวัดจากเครื่องมือในสนาม ทั้งนี้ค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นในแต่ละอุโมงค์ก็แตกต่างกัน เพราะการควบคุมหัวขุดเจาะต้องปรับเปลี่ยนค่าควบคุมตลอดเวลาในสภาพการทำงานที่มีความแตกต่างกันตามชนิดของดินและแนวระดับของอุโมงค์ ดังนั้นการตัดสินใจว่าจะพิจารณาเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินในลักษณะใด ก็ขึ้นกับข้อมูลทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้น

Peck (1969) ได้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ใน Plastic Clay ซึ่งวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาอุโมงค์คู่เป็นลักษณะอุโมงค์เดี่ยวได้ เนื่องจากอุโมงค์ทั้งสองอยู่ใกล้กัน ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับข้อมูลที่วัดได้ดังรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 แสดงพฤติกรรมการทรุดตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ (Peck, 1969)

## 2.6 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์

ลักษณะเส้นการทรุดตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 2.8 โดยแบ่งค่าทรุดตัวทั้งหมดเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวขุดเจาะชนิด EPBS ออกเป็น 4 ประเภท คือ

2.6.1 Initial Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนเข้าหา โดยจะเกิดที่ด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งค่าทรุดตัวเริ่มแรกนี้อาจเป็นลักษณะทรุดตัวลงหรือเกิด Heave ขึ้นกับคุณสมบัติของชั้นดิน

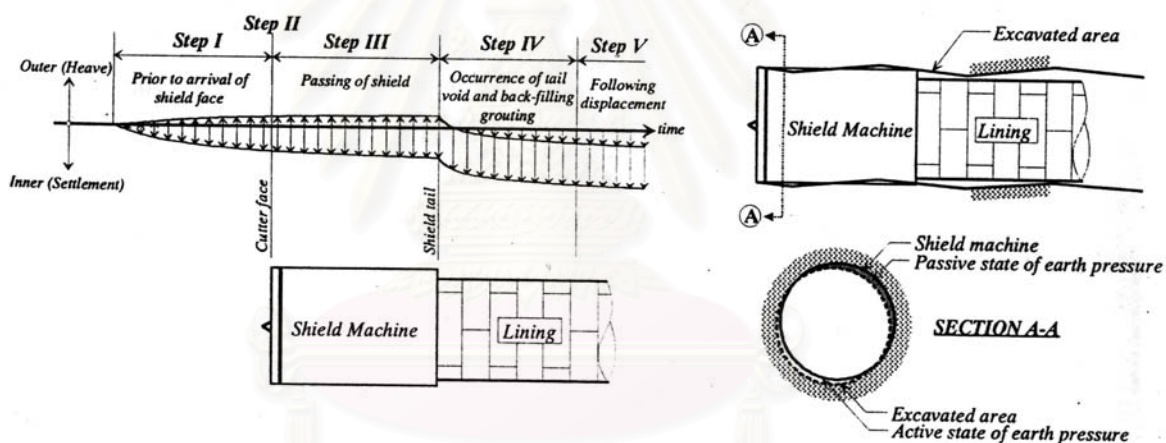
2.6.2 Shield Passing Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากตำแหน่งของด้านหน้าหัวเจาะ (Shield Face) ถึงด้านหลังของหัวเจาะ (Shield



Tail) ซึ่งค่าทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินถูกรบกวนระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยเฉพาะ Friction และ Shear ระหว่างผิวด้านนอกของหัวเจาะกับดินที่อยู่รอบ ๆ ทำให้สูญเสียกำลังและลดค่า Modulus ของดิน

**2.6.3 Tail Settlement** คือค่าทรุดตัวที่เกิดบริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ โดยค่าทรุดตัวนี้จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อมีช่องว่าง (Tail Voids) ที่ด้านท้ายหัวเจาะจนกระทั่งการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้น เนื่องจากน้ำปูนจะถูกอัดฉีดเข้าผ่านผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งด้านหลังหัวเจาะเพื่อลดช่องว่างและค่าทรุดตัวของดินที่อยู่ด้านบนของอุโมงค์

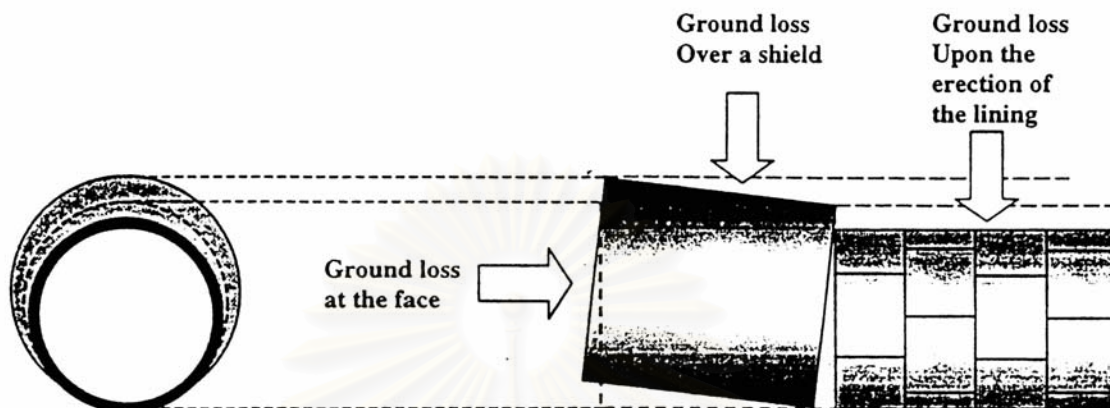
**2.6.4 Long-term Settlement** คือค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นแล้ว ดินที่ด้านท้ายหัวเจาะจะเกิด Relaxation และจะทรุดตัวลงเรื่อย ๆ เนื่องจากโครงสร้างดินถูกรบกวน กำลังของดินลดลง ต่อมาจะเกิด Consolidation และ Creep ซึ่งใช้เวลานาน



รูปที่ 2.8 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ (A. Sramoon and Sugimoto, 1999)

## 2.7 การพิจารณาค่า Ground Loss เนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์

การพิจารณา Ground Loss แบ่งได้เป็น 3 ลักษณะ แสดงดังรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 แสดง Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิด EPBS (Lee, K.M. et al., 1992)

### 2.7.1 Ground Loss ที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์

Ground Loss นี้จะเกิดขึ้นทันที ยกที่จะควบคุมการทะลักของดินเข้ามาเนื่องจากดินถูกเปลี่ยนแปลงให้เป็น plastic เพิ่มขึ้นเพื่อให้สามารถลำเลียงผ่าน Screw conveyor ได้ การเปลี่ยนแปลงของ in situ stress ที่ด้านหัวเจาะเป็นผลจากการชุดเจาะเอาดินที่ด้านหน้าหัวเจาะออก ซึ่งปริมาณดินที่ชุดออก จะเท่ากับปริมาณของ Ground Loss โดยจะใช้แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะไม่คงที่ ผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า และชุดเจาะดินเข้ามาที่ด้านหน้าหัวเจาะ ทำให้การพิจารณา stress ที่ด้านหน้าทำได้ยาก แต่สามารถประมาณค่าอย่างคร่าว ๆ ดังสมการที่ 2.15

$$P_o = (k_o \sigma'_v + P_w) - P_i \quad (2.15)$$

- เมื่อ
- $P_o$  = Total stress ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
  - $k_o$  = Effective coefficient of earth pressure at rest
  - $\sigma'_v$  = Vertical effective stress
  - $P_w$  = Pore pressure at tunnel spring line
  - $P_i$  = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)



## 2.7.2 Ground Loss เนื้อหัวเจาะอุโมงค์

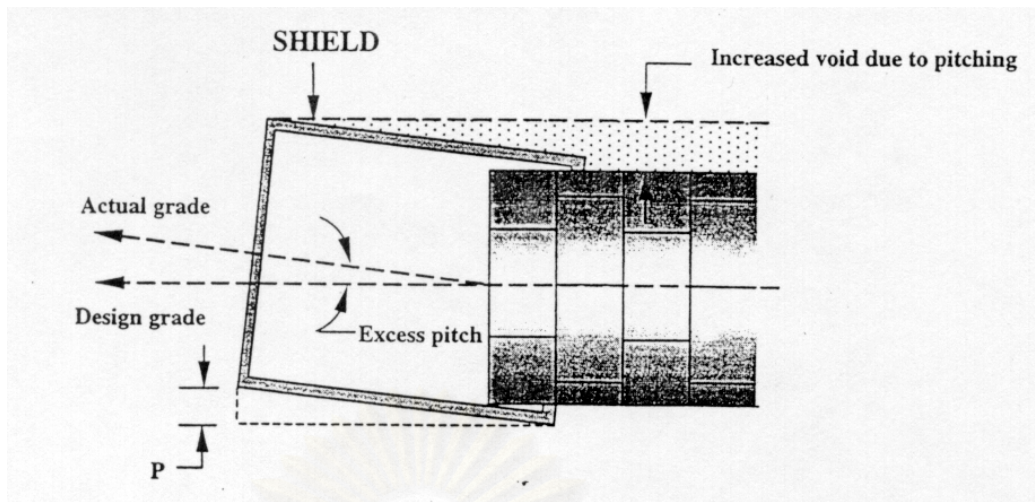
ค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นเนื้อหัวเจาะอุโมงค์จะเท่ากับปริมาตรของดินที่ถูกขุดออก เมื่อส่วนหัวเจาะ (Cutting Shield) เคลื่อนตัวไปข้างหน้าทำให้เกิดช่องว่างเพิ่มขึ้นที่บริเวณเนื้อหัวเจาะ ซึ่งสาเหตุมาจากปัญหาการเบี่ยงเบนระหว่างแนวอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ (Design Grade) กับแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง (Actual Grade) โดยทางปฏิบัตินั้นผู้ควบคุมเครื่องขุดเจาะจะควบคุมให้เครื่องขุดเจาะทำมุมเงยขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงหัวเจาะจมลงเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง ในขณะที่มีการเลี้ยวโค้งของหัวเจาะ โดยมุมที่เพิ่มขึ้น (Excess pitch) ของการขุดเจาะจะทำให้เกิด Overcutting ของดินที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Tunnel Crown)

ดังนั้นจึงสามารถประมาณค่า Ground Loss ได้โดยสมมติให้บริเวณที่อยู่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Tunnel Crown) เนื้อตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Spring Line) ตลอดความยาวของหัวเจาะคูณกับมุมที่เพิ่มขึ้นของหัวเจาะบนแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง โดย Lee et al. ได้เสนอสมการที่ 2.16 ดังนี้

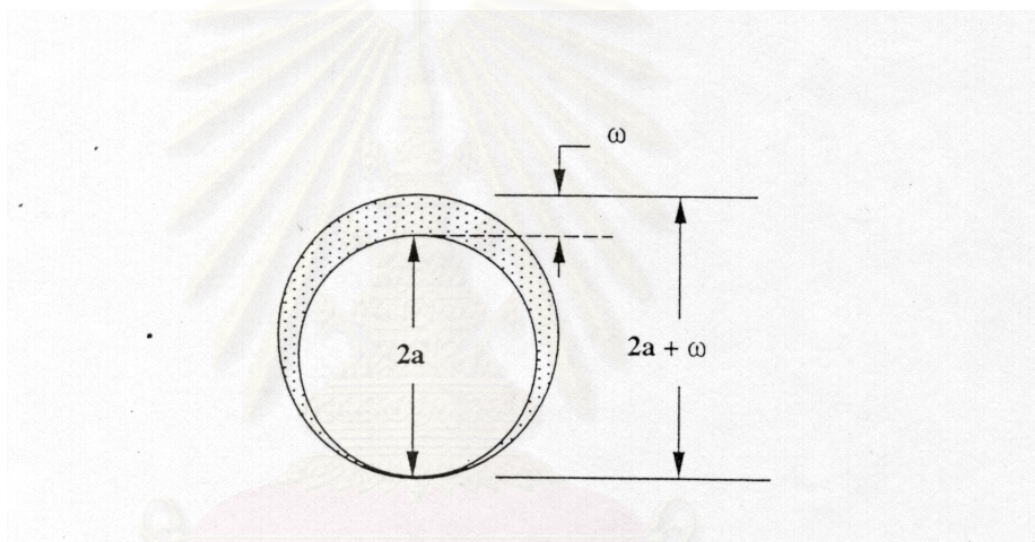
$$\begin{aligned} V_{\text{shield}} &= \frac{2\pi aL}{2} \times (\text{excess pitch}) \\ &= \pi \left[ \left( a + \frac{w}{2} \right)^2 - a^2 \right] \end{aligned} \quad (2.16)$$

เมื่อ  $V_{\text{shield}}$  = ปริมาตรของ Overexcavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะ  
 $a$  = รัศมีภายในของอุโมงค์  
 $L$  = ความยาวของของหัวเจาะ  
 $w$  = workmanship parameter =  $L \times (\text{excess pitch})$

สามารถนำสมการนี้ไปใช้เป็นแนวทางในการประมาณปริมาณของ Ground Loss เมื่อมีบันทึกข้อมูลมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้น หลังจากที่ได้ก่อสร้างแล้ว หรือได้กำหนดมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้นมากที่สุดเพื่อคาดคะเนค่า Ground Loss ก่อนทำการก่อสร้าง แสดงดังรูปที่ 2.10



a) Tunnel heading : ground loss due to pitching of tunnel shield  $V_{shield} = \pi(aL)$



b) Equivalent transverse section :  $V_{shield} = \pi \{ [ a + (\omega/2) ]^2 - a^2 \}$

รูปที่ 2.10 แสดง Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Overcutting (Lee, K.M. et al.,1992)

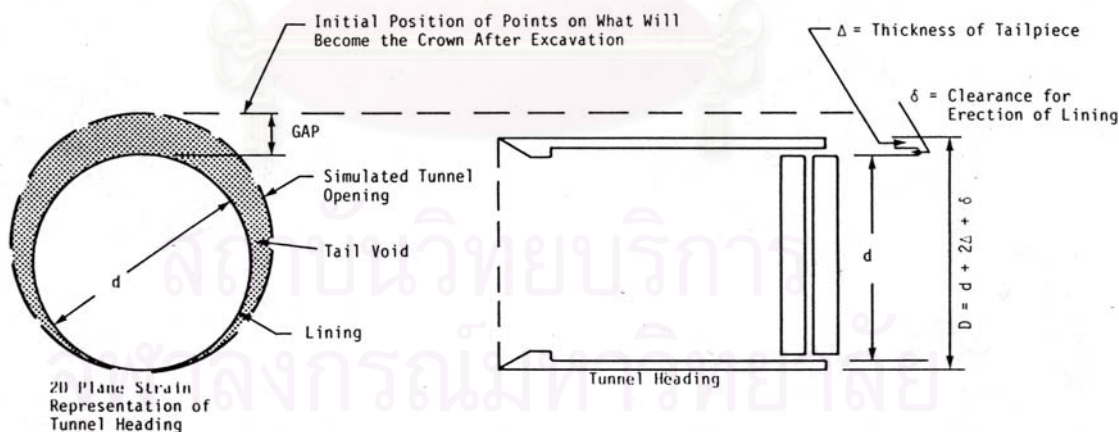
นอกจากนี้ การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะขึ้นหรือลงที่ไม่สม่ำเสมอด้วยมุม pitch ทำให้แนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริงเบี่ยงเบนจากแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ ค่า Ground Loss เกิดขึ้นในลักษณะคล้ายกันโดยการเคลื่อนที่ขึ้นลงที่ไม่สม่ำเสมอของหัวเจาะจะเกิด Overexcavation จากปัญหา Overcutting ที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับการทำงานของผู้ควบคุมเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ ไม่สามารถพิจารณาความแน่นอนของมุม pitch ที่เพิ่มขึ้นที่จะกำหนดก่อนก่อสร้างได้ นอกจากนี้การควบคุมหัวเจาะจะต้องให้เครื่องขุดหยุดพักเครื่อง และได้ใช้เวลานี้ในการลำเลียงผนังอุโมงค์เพื่อติดตั้งและอัดฉีดน้ำปูนที่ผนังอุโมงค์ด้านท้ายหัวเจาะต่อไป

### 2.7.3 Ground Loss ในระหว่างติดตั้งผนังอุโมงค์

ค่า Ground Loss เกิดขึ้นเนื่องจากผนังอุโมงค์ไม่ได้แทนที่พื้นที่ที่หน้าตัดทั้งหมดจากการขุดเจาะที่ด้านท้ายของหัวเจาะ ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ จะมีระยะห่าง (Clearance) ค่าหนึ่งจากผิวด้านในของหัวเจาะเพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า ดินที่เคลื่อนตัวอยู่ด้านหลังของหัวเจาะจะเคลื่อนเข้าไปในช่องว่าง (Tail Voids) บริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่เกิดจากความหนาของผนังหัวเจาะด้านหลัง (Thickness of Tailpiece,  $\Delta$ ) รวมกับระยะห่างจากผิวด้านในของหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ (Clearance for Erection of Lining) ดังนั้นขนาดของ Tail Voids จึงเป็นตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อการทรุดตัวทั้งหมด แสดงดังรูปที่ 2.11

ค่า Ground Loss นี้สามารถทำให้น้อยลงโดยการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเข้าไปเติมช่องว่างในระหว่างที่ติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่ดินด้านหลังจะเข้าไปแทนที่ Tail voids ซึ่งประสิทธิภาพของการอัดฉีดน้ำปูนจะขึ้นกับอัตราการเคลื่อนตัวของดินในช่องว่างนี้

แม้ว่า Tail voids จะมีค่าน้อยลงเพื่อลดการเกิดค่าทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด แต่ยังคงเกิดการเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากแรงดันดินกระทำรอบอุโมงค์ไม่เท่ากันทุกทิศทาง ซึ่งอาจทำให้ผนังอุโมงค์คอนกรีตเกิดรอย Crack ได้ จึงต้องวัดการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์โดยเฉพาะที่ตำแหน่งด้านบนสุดและเส้นผ่านศูนย์กลางภายในอุโมงค์ เมื่อเปรียบเทียบ Ground Loss ที่เกิดจากการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์ด้านหลังกับ Ground Loss ทั้ง 3 ประเภทถือว่ามีค่าน้อยมาก



รูปที่ 2.11 แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids (Lee, K.M. et al., 1992)

## 2.8 Earth Pressure ที่ Cutter Face และ Pitching Angle

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเนื่องจากการขุดคูโม่งค์ด้วยหัวเจาะคูโม่งค์ชนิดปรับแรงดันดินสมดุลย์ เป็นสาเหตุทำให้แรงดันดินรอบ ๆ หัวเจาะคูโม่งค์เปลี่ยนแปลง กล่าวคือ เมื่อดินรอบ ๆ คูโม่งค์พยายามดันเข้ามาภายในคูโม่งค์ เกิดแรง Active earth pressure และถ้าดินรอบ ๆ คูโม่งค์ถูกดันออกจากคูโม่งค์ จะเกิดแรง Passive earth pressure

ก่อนที่จะขุดเจาะดิน สภาพของดิน จะมี  $\sigma_v$  กระทำในทิศทางแนวตั้ง และ  $\sigma_h$  กระทำในทิศทางแนวนอน โดยนำเสนอสมการดังนี้

$$\sigma_h = K_{o\_Total} \sigma_v \quad (2.17)$$

เมื่อ  $\sigma_h, \sigma_v =$  horizontal and vertical total stress

$K_{o\_Total} =$  coefficient of earth pressure at rest ( total stress)

ในเทอมของ Effective stress ซึ่งไม่พิจารณาถึงผลกระทบของน้ำใต้ดิน Pender (1980) ได้เสนอสมการดังนี้

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad (2.18)$$

จะได้ว่า 
$$K_{o\_Total} = K_o - \frac{\rho_w}{\rho(K_o - 1)} \quad (2.19)$$

เมื่อ  $\sigma'_h, \sigma'_v =$  effective horizontal and vertical stress

$K_o =$  coefficient of earth pressure at rest (effective stress)

$\rho, \rho_w =$  total unit weight of soil and water

แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ สามารถพิจารณาจากสมการดังนี้

$$\sigma'_{nf} = F(x') \left[ a \frac{v}{f.r} + b \right] \sigma'_{no} \quad (2.20)$$

เมื่อ	$\sigma'_{nf}$	=	earth pressure at cutter face
	$F(x')$	=	factor due to local shear failure
	a,b	=	constant
	v	=	velocity of shield
	f	=	rotating speed of cutter face
	r	=	radius of calculation point on cutter face
	$\sigma'_{no}$	=	initial effective earth pressure normal to cutter face

โดยที่  $F(x')$  เป็นฟังก์ชันของ  $x'$  ซึ่งบอกถึงการเกิด local shear failure ของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยสมมติให้แนวของ earth pressure ที่เกิด shear failure ที่กระทำต่อ cutter face เป็นเส้นตรง

ค่า  $x'$  พิจารณาจากมุม pitch ที่วัดจากแนวราบเมื่อหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนไปข้างหน้าดังนี้

$$x' = \frac{x}{D \cos \phi_p} \quad (2.21)$$

เมื่อ	x	=	ratio of vertical depth from center of cutter face to diameter of cutter face
	D	=	diameter of cutter face
	$\phi_p$	=	pitching angle

โดยช่วงการเกิดของ local shear failure แบ่งได้ ตามรูปที่ 2.12 ดังนี้

$$F(x') = \begin{cases} 0 & , \quad x' < 0 \\ 1 & , \quad x' = 0 \\ 3 & , \quad x' = 0.5 \end{cases}$$

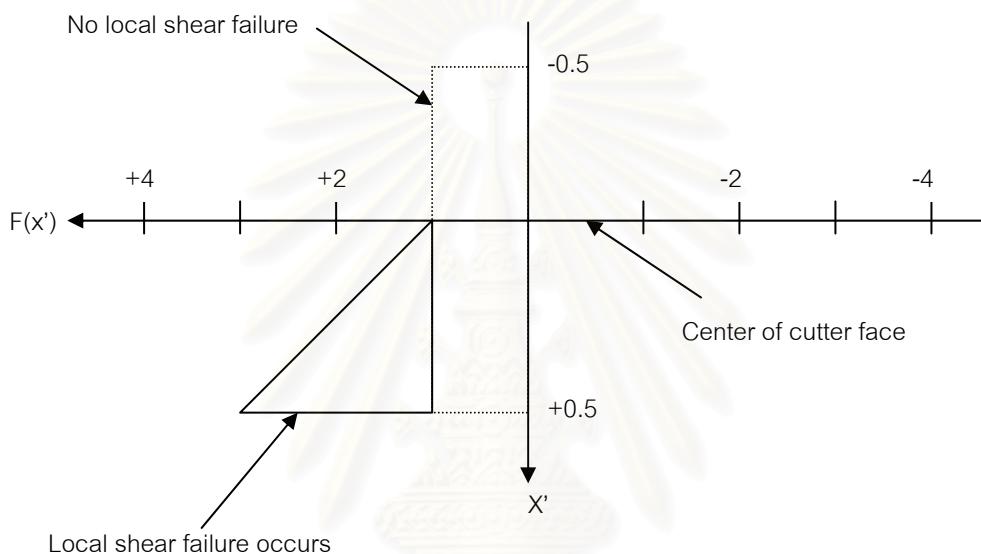
ช่วงของ  $\sigma'_{nf}$  พิจารณาได้ดังนี้

$$\sigma'_a + P_w < \sigma_{nf} < \sigma'_p + P_w \quad (2.22)$$



หรือ  $\sigma'_a < \sigma'_{nf} < \sigma'_p$  (2.23)

- เมื่อ  $\sigma_{nf}$  = face pressure
- $\sigma'_a$  = effective active earth pressure
- $\sigma'_p$  = effective passive earth pressure
- $P_w$  = water pressure



รูปที่ 2.12 Factor เนื่องจาก Local shear failure (A. Sramoon and Sugimoto, 1999)

### 2.9 สาเหตุการหลุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

ขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดิน จะเกิดการหลุดตัวที่ผิวดิน จากสาเหตุดังนี้

1) การทะลักเข้ามาของดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ เนื่องจากเครื่องขุดเจาะแบบปรับค่าแรงดันดินสมดุล ปริมาณดินที่ขุดเจาะ จะต้องสัมพันธ์กับแรงดันดินที่ด้านหน้าเครื่องขุดเจาะ โดยจะต้องปรับค่าแรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิค ความเร็วของเครื่องขุดเจาะ ความเร็วในการขนถ่ายดิน ซึ่งจะทำให้เกิดแรงเฉือนด้านทานที่บริเวณผิวรอบนอกของหัวเจาะ ส่งผลต่อการหลุดตัวของชั้นดิน

2) การขุดเจาะดินเกินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวเจาะ (Overcut) โดยปกติ ขนาดของหัวเจาะ (Cutting Head) จะใหญ่กว่าขนาดของตัวเครื่องขุดเจาะประมาณ 2 ซม. ช่วยให้การ

ขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะเป็นไปอย่างรวดเร็ว นอกจากนี้การเลี้ยวโค้งจำเป็นต้องขุดเจาะเกินขนาดของตัวเครื่องขุดเจาะเพื่อให้สะดวกต่อการเลี้ยว ดังนั้นช่องระหว่างดินกับตัวเครื่องจะก่อให้เกิดการทรุดตัวของชั้นดิน

3) การขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะทำมุมขึ้นและลง โดยทั่วไปแนวอุโมงค์ที่ได้ออกแบบจะเป็นลักษณะโค้งดิ่ง เมื่อเริ่มออกจากสถานีแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจะลาดชันลง การขับเคลื่อนจะควบคุมในลักษณะมุมเฉยเพื่อต้านทานน้ำหนักของหัวเจาะและตัวเครื่องขุดเจาะ ทำให้ปริมาณดินที่ขนถ่ายออกไปมีมาก การทรุดตัวเกิดขึ้นสูงและเมื่อแนวอุโมงค์จะต้องลาดชันขึ้นเพื่อเข้าสถานีต่อไป เครื่องขุดเจาะจะทำมุมก้มเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะและตัวเครื่องขุดเจาะ จึงต้องควบคุมให้ทำมุมเฉย ปริมาณดินที่ขนถ่ายออกไปน้อย ส่งผลให้การทรุดตัวที่ผิวดินเกิดขึ้นน้อย

4) การแอนตัวของผนังอุโมงค์หลังจากการติดตั้ง และทำการ Grouting โดยอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเติมช่องว่างรอบ ๆ ผนังอุโมงค์ แต่การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีปริมาณน้อยกว่ากรณีที่ได้กล่าวมาแล้ว



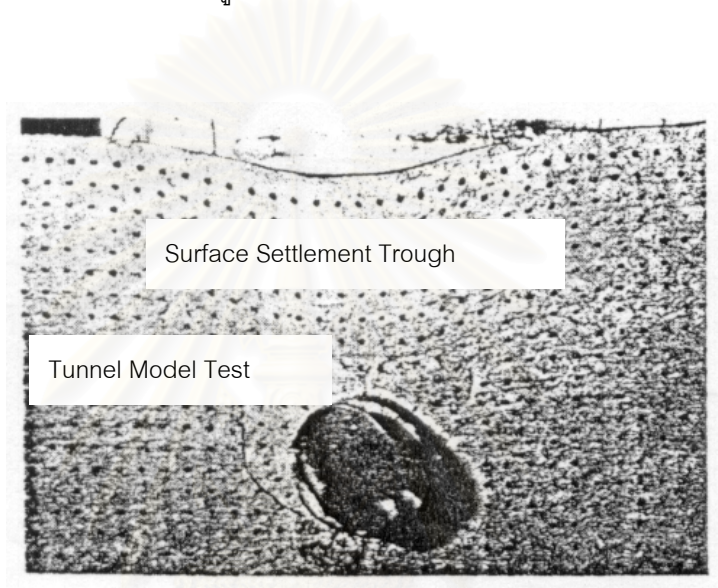
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



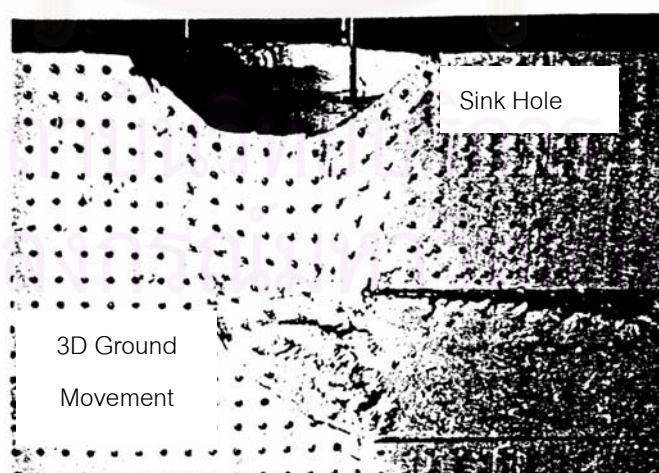
## 2.10 การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินจาก Model Test

การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ เป็นเรื่องที่น่าสนใจ เนื่องจากการเสียรูปของดินเป็นปัญหาในลักษณะ 3 มิติ แต่การวิเคราะห์ส่วนใหญ่จะพิจารณาเป็น Plan Strain หรือ 2 มิติ ซึ่งเป็นเรื่องง่ายขึ้นในการศึกษาและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

Kimura and Mair (1981) ได้จำลองพฤติกรรมทรุดตัวของดิน Soft Clay โดยทำ Model Test เพื่อให้เห็นภาพการเสียรูปของดินในลักษณะ 2 มิติ และ 3 มิติ ดังรูปที่ 2.13 และ 2.14

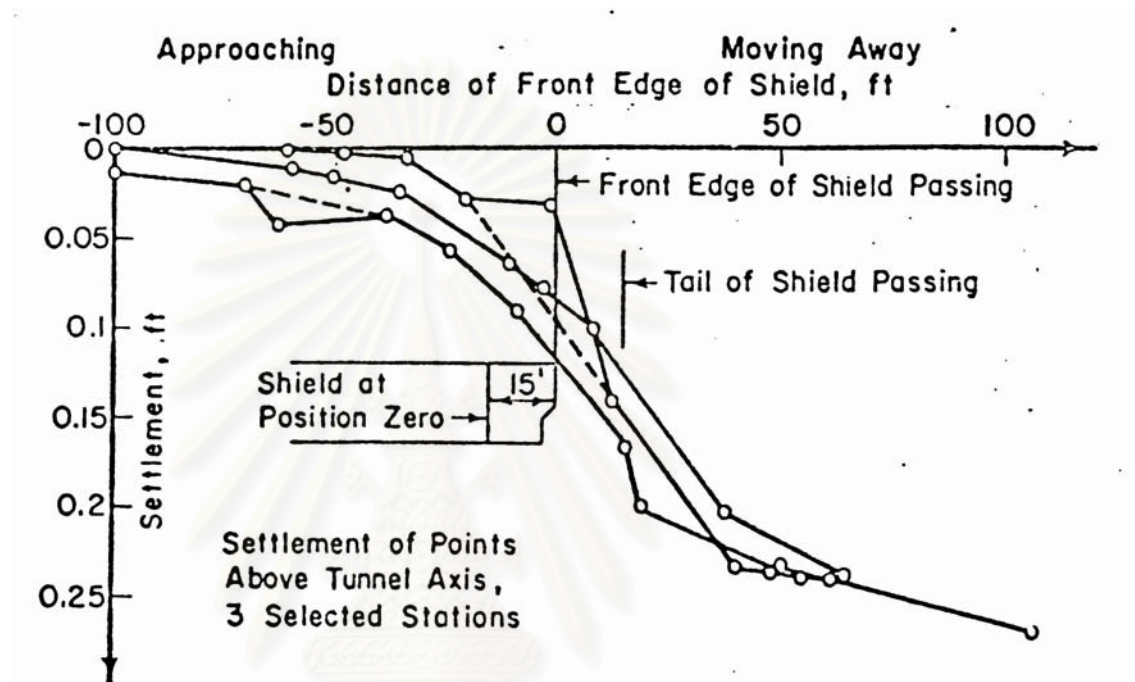


รูปที่ 2.13 แสดงพฤติกรรมทรุดตัวในลักษณะ 2 มิติ (Kimura and Mair, 1981)



รูปที่ 2.14 แสดงพฤติกรรมทรุดตัวในลักษณะ 3 มิติ (Kimura and Mair, 1981)

จากรูปที่ 2.13 จะเห็นว่า Tunnel Model Test เกิดการเสียรูปจากหน้าตัดเดิม ส่งผลให้ผิวดินเกิดการทรุดตัวลงมา ขณะเดียวกัน จากรูปที่ 2.14 จะเห็นภาพการเคลื่อนตัวของดินจากผิวดินเข้ามาที่บริเวณด้านหน้าของ Tunnel Model Test ส่งผลให้เกิด Sink Hole ที่ผิวดิน พฤติกรรมของดินเช่นนี้เป็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินใน 3 มิติ ซึ่งจะสอดคล้องกับลักษณะการทรุดตัวของดินโดย Peck (1969) ดังรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 แสดงการเคลื่อนตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)

## 2.11 ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์

Peck (1969) ได้กล่าวว่า การชุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินจะต้องพิจารณาปัจจัยสำคัญ 3 ประการ ได้แก่

1. สามารถที่จะชุดเจาะเป็นอุโมงค์ได้โดยจะต้องมีเสถียรภาพเพียงพอที่จะมีเวลาติดตั้งควดอุโมงค์
2. การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินจะต้องไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างข้างเคียงที่อยู่ในบริเวณเหนืออุโมงค์หรือโครงสร้างใต้ดินที่อยู่ในบริเวณด้านล่างของอุโมงค์
3. อุโมงค์ใต้ดินจะต้องทนทานและสามารถอยู่ได้นานตลอดระยะเวลาการใช้งาน

การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญ การก่อสร้างจะต้องป้องกันความเสียหายที่จะเกิดกับโครงสร้างใกล้เคียง สำหรับ Tunnelling จะต้องพิจารณาตัวแปร ดังนี้

1. ความลึกของอุโมงค์และแนวชุดเจาะที่จะก่อให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างน้อยที่สุด
2. ความจำเป็นที่จะต้องทำ Underpinning หรือ Reinforcement โครงสร้าง
3. การทำ Dewatering , Grouting หรือ Ground improvement ในดิน

ตัวแปรเหล่านี้จะมีผลต่อราคาค่าก่อสร้างของโครงการและความปลอดภัยที่หน้างาน ทำให้ต้องตรวจสอบโดยวัดการเคลื่อนตัวของดินจากการชุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งสัมพันธ์กับลักษณะชั้นดิน และวิธีที่ใช้ก่อสร้าง เพื่อนำเสนอข้อมูลให้เห็นภาพรวมการทรุดตัวที่ผิวดินตลอดช่วงแนวชุดเจาะอุโมงค์

### บทที่ 3

## การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล

### 3.1 ลักษณะทั่วไปของการขุดเจาะอุโมงค์

การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ไม่จำเป็นต้องใช้พื้นที่ถนนและไม่จำเป็นต้องเปิดหน้าดินเนื่องจากเส้นทางของอุโมงค์ทางวิ่งส่วนใหญ่จะใช้พื้นที่ด้านใต้ถนนและดำเนินการก่อสร้างโดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ (Tunnel Boring Machine) เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่นำมาใช้เป็นเครื่องขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) จำนวน 8 หัวเจาะ สามารถขุดเจาะและติดตั้งชิ้นส่วนอุโมงค์คอนกรีตสำเร็จรูป (Tunnel Segments) เฉลี่ยวันละ 10-12 วง หรือเฉลี่ยวันละ 10-15 เมตร แต่ละชิ้นส่วนของ Concrete Segment หนา 0.3 เมตร กว้าง 1.2 เมตร อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินถูกออกแบบเป็นอุโมงค์ชนิด Segmental ประกอบด้วย Segment ทั้งสิ้น 7 วง (ส่วนเหนือ) และ 6 วง (ส่วนใต้) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 ม. และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 5.7 ม. ดังรูปที่ 3.1 โดยส่วนของ Segmental tunnel แบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนแนวตรง (Straight Segment) และ ส่วนแนวโค้ง (Tapered Segment) ดังรูปที่ 3.2 และ 3.3 ซึ่ง Segmental tunnel จะถูกยึดด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู เครื่องขุดเจาะจะทำงานตลอด 24 ชั่วโมง สลับกับหยุดพักทำงานเพื่อตรวจเช็คเครื่องและเปลี่ยนกะทำงาน หัวเจาะแบบ EPBS สามารถต้านทานแรงดันดินโดยใช้ระบบแม่แรงจากไฮดรอลิค ซึ่งดินที่ขุดเจาะด้วย Cutting Teeth จะถูกส่งผ่านเข้าไปยัง Soil Chamber ซึ่งจะผสมเบนโทไนท์หรือโพลีเมอร์เข้าไปเพื่อลดความเหนียวของดิน ทำให้ง่ายต่อการลำเลียงดินออกไปจากบริเวณหัวเจาะ จากนั้นถูกลำเลียงออกไปโดย Screw Conveyor และดำเนินการขนถ่ายดินต่อไปโดยใช้ Belt Conveyor ซึ่งอาจเป็นระบบสายพานลำเลียงหรือการบ่มดินโดยใช้ท่อขนถ่ายออกไปใส่ในรถขนดิน (Muck Car) โดยที่ทางออกของ Screw Conveyor จะมีประตูปิด เปิดด้วยระบบไฮดรอลิคอีกชั้นหนึ่ง ซึ่งความเร็วของการขนถ่ายดินด้วย Screw Conveyor จะขึ้นกับแรงดันดินใน Soil Chamber หรือ Face Pressure และแรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิค (Thrust Force) ซึ่งการปรับค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ ความเร็วในการขุดเจาะ มุมที่หัวเจาะมีการเคลื่อนตัวไปข้างหน้า และการอัดฉีดน้ำปูนผ่าน Lining เข้าไปในดินที่อยู่รอบ ๆ ผนังอุโมงค์ จะมีผลต่อการหลุดตัวของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะและดินที่อยู่เหนือหัวเจาะ ดังนั้นชิ้นส่วนของ Concrete Segment จะถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงดันดินที่กระทำต่อด้านข้างอุโมงค์ แรงดันดินเนื่องจากน้ำหนักดินที่กดทับเหนืออุโมงค์และแรงดันเนื่องจากน้ำใต้ดิน เพื่อค้ำยันไม่ให้ดินโดยรอบหัวเจาะพังทลายเข้ามาในอุโมงค์ได้ หลังจาก

นั่นก็จะมีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่ออุดรอยต่อทั้งหมด และเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้ามาภายใน อูโมงค์ได้

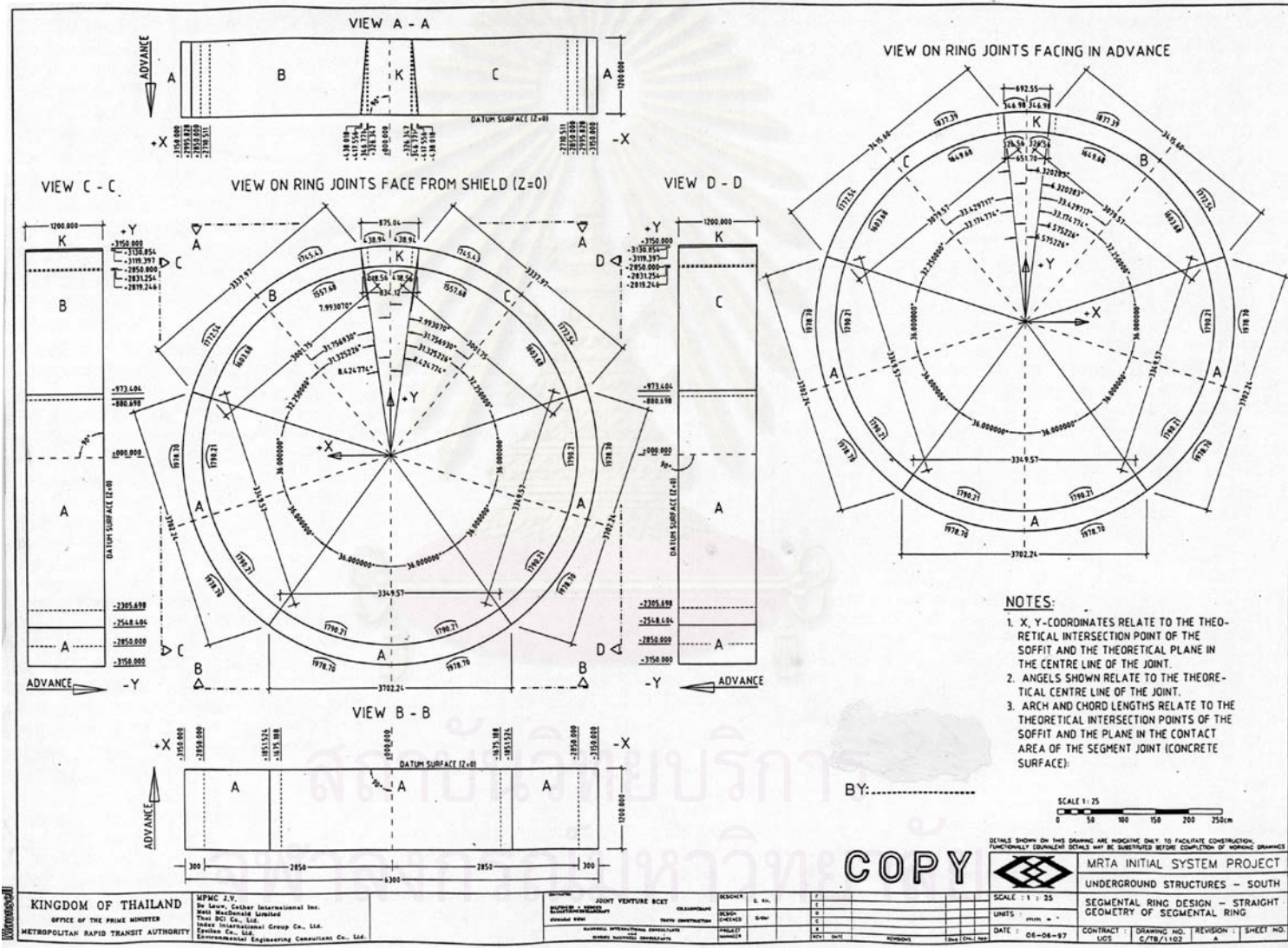
ลักษณะของการขุดเจาะโดยวิธี Earth Pressure Balance จะใช้แรงดันจากการขุดเจาะเป็นตัวเพิ่มเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะ ไม่ให้ดินเกิดการพังทลาย โดยการควบคุมแรงดันดินใน Soil Chamber หรือเรียกว่า Face Pressure ซึ่งพิจารณาจาก Pressure Sensor ที่ติดตั้งใน Soil Chamber ให้มีค่าใกล้เคียงกับแรงดันดินธรรมชาติ เพื่อให้เกิดความสมดุลย์ของแรงดันดินภายในหัวเจาะและด้านหน้าหัวเจาะ ทำให้การหลุดตัวของชั้นดินด้านหน้าหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะอูโมงค์เกิดขึ้นน้อย โดยปรับค่าความเร็วของการลำเลียงดินใน Screw Conveyor แรงดันของหัวเจาะจาก Thrust Jacks และความเร็วในการขับเคลื่อนหัวเจาะ ให้สัมพันธ์กัน ดังนั้นเครื่องขุดเจาะ EPBS แสดงดังรูปที่ 3.4 จึงเป็นที่นิยมใช้ในงานขุดเจาะอูโมงค์ในสภาพดินอ่อนซึ่งเหมาะสมกับสภาพของชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ในกรุงเทพฯ ฯ



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

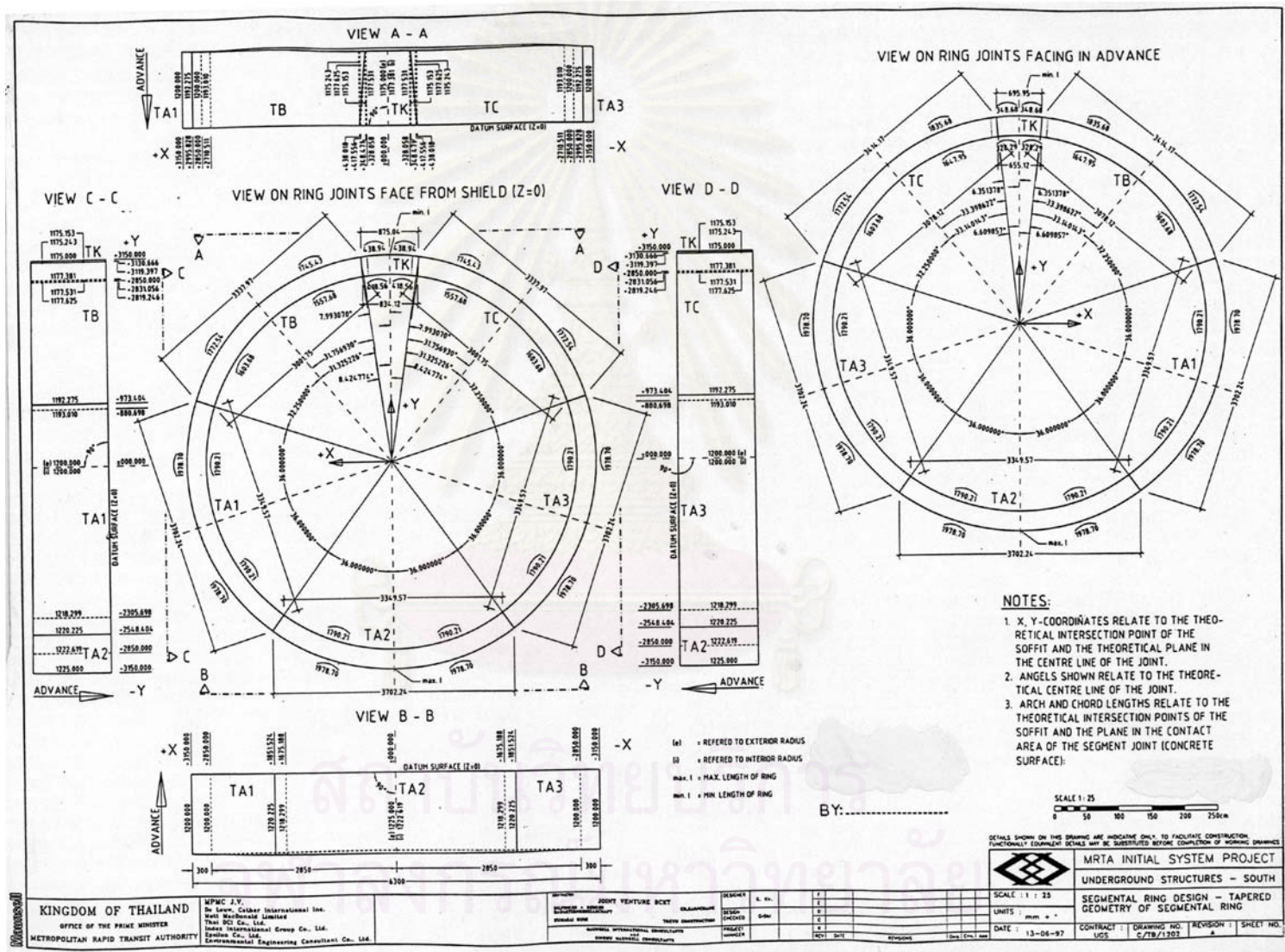




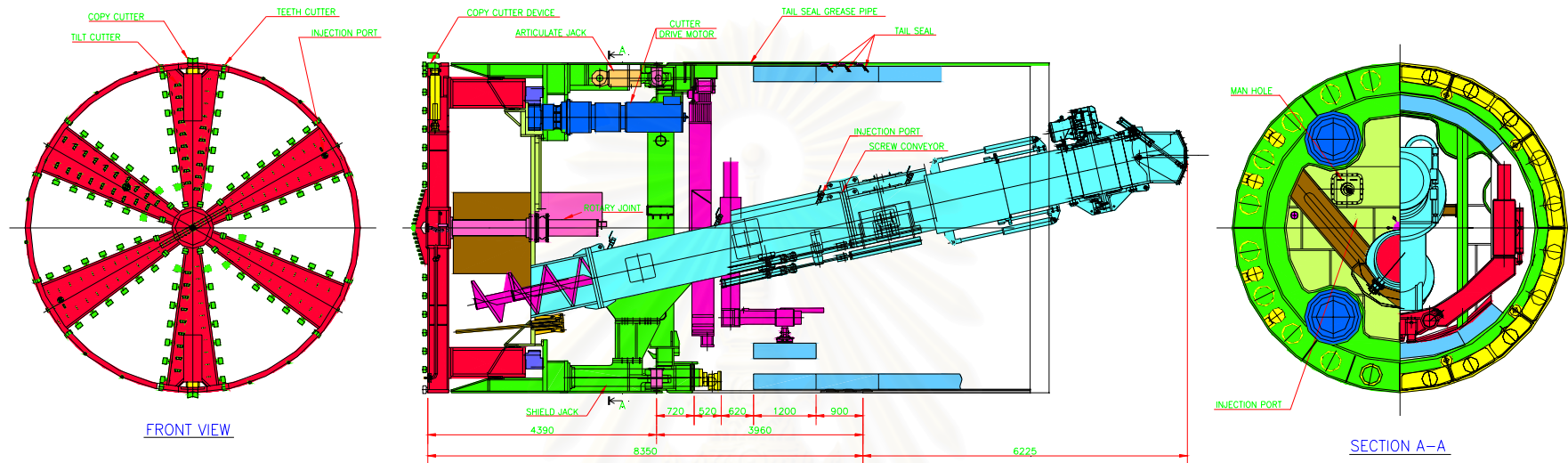


รูปที่ 3.2 แสดงรายละเอียดของ Segment แนวเส้นตรง (Straight Segment)





รูปที่ 3.3 แสดงรายละเอียดของ Segment แนว ส่วนโค้ง (Tapered Segment)



SHIELD BODY	
OUTER DIAMETER	ø6430mm.
OVERALL LENGTH	ø8350mm.
SHIELD JACK	200 x1900 <sup>2</sup> x350kg/CM <sup>2</sup> x20
ARTICULATE JACK	175 x120 <sup>2</sup> x350kg/CM <sup>2</sup> x8
ARTICULATE ANGLE	±1°
MIN. RADIUS OF CURVE	200mR

CUTER DISK	
TYPE	FULL FACE CUTTING TYPE
OUTER DIAMETER	ø6430mm.
REVOLUTION	2/1R.P.N
CUTTING TORQUE	263/526 T-m
ELECTRIC MOTOR	180kw x4P/8P x400V x3
CUTTING BIT	ALLOYED STEEL WITH DURABLE CARBIDE TIP
COPY CUTTER JACK	23.7 x100 <sup>2</sup> x210kg/cm <sup>2</sup> x2

SEGMENT ERECTOR	
TYPE	RING DRUM TYPE
OIL HYD. MOTOR	Mx250B0x2
SEGMENT WEIGHT	27700 <sup>kg</sup>
EXPANSION FORCE	10'000 <sup>kg</sup>
REVOLUTION	0.46R.P.M./0.45 R.P.W
EXPANSION STROKE	MAX. 750mm
SLIDE STROKE	BEFORE 620mm AFTER 900mm

SCREW CONVEYOR	
AUGER OUTER DIAMETER	ø900mm
REVOLUTION	0 ~ 21.6 R.P.W
TORQUE	9.94 <sup>mm</sup> (210kg/CM <sup>2</sup> )
DRIVE TYPE	OIL HYDRAULIC MOTOR

RETRACTABLE HOPPER	
SLIDE STROKE	11.50 mm

POWER UNIT						
	FOR SHIELD JACK	FOR ERECTOR	FOR COPY CUTTER	FOR SCREW CONVEYOR	FOR COPY CUTTER	FOR COPY CUTTER
HYDRAULIC PUMP	K3VG112-110R	QT53-63	QT43-25	K3VG180-110R	OT6262-100-800	OT52-40
WORKING PRESSURE	350 kg/cm <sup>2</sup>	210 kg/cm <sup>2</sup>	210 kg/cm <sup>2</sup>	140 kg/cm <sup>2</sup>	140 kg/cm <sup>2</sup>	140 kg/cm <sup>2</sup>
DISPLACEMENT	4 ~ 115 l/min	87 l/min	32 l/min	243.5 l/min	248 l/min	51 l/min
ELECTRIC MOTOR	75 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ	37 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ	18 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ	75 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ	75 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ	18.5 <sup>kw</sup> x4 x400 V50 HZ
QUANTITY	1	1	1	2	1	1

รูปที่ 3.4 แสดงลักษณะของเครื่องขุดเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุลย์

### 3.2 ส่วนประกอบของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์

ส่วนประกอบหลักที่สำคัญของหัวเจาะ EPBS มีดังนี้

1) หัวเจาะอุโมงค์ (Cutter Head) อยู่หน้าสุดของเครื่องขุดเจาะ ด้านหน้ามีลักษณะเป็น แฉก แต่ละแฉกมี Cutting Teeth ที่สามารถกัดหรือฉีกดินที่ด้านหน้าหัวเจาะได้ ดังรูปที่ 3.4

2) ห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) เป็นส่วนต่อถัดจาก Cutter Head ซึ่งดินที่บริเวณ ด้านหน้าของหัวเจาะจะถูก Cutter Head กัด แล้วดินจะเข้ามาทางช่องที่ด้านล่างของ Cutter Head และถูกเก็บพักไว้ใน Soil Chamber ก่อนที่จะถูกลำเลียงออกไปโดย Screw Conveyor นอกจากนี้ภายใน Soil Chamber จะมี Pressure Sensor วัดความดันของดิน และจะปรับความดันอย่างอัตโนมัติเพื่อให้ความดันทั้งด้านในหัวเจาะและด้านหน้าหัวเจาะมีความสมดุลกัน

3) หน่วยขับเคลื่อน (Drive Unit) ส่วนนี้จะขับเคลื่อน Cutter Head ให้มีการหมุน ประกอบด้วย Hydraulic Motor จำนวน 8 ตัว และ Electric Motor 4 ตัว (4x160 kW) ทำให้เกิด Cutter Torque สูงสุด 4700 kN-m (28 rpm) และ Cutter Torque ต่ำสุด 2800 kN-m (3 rpm)

4) สกรูลำเลียงดิน (Screw Conveyor) เป็นส่วนที่ติดตั้งอยู่ด้านล่างของหัวเจาะซึ่งต่อจาก Soil Chamber โดยดินใน Soil Chamber จะถูกลำเลียงออกโดยการหมุนของ Screw Conveyor ลักษณะคล้ายใบพัดเรือยนต์ ซึ่งจะนำดินขึ้นไปที่ประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮดรอลิก แล้วลำเลียงเข้ามาใน Belt Conveyor ซึ่งในการลำเลียงดินของ Screw Conveyor จะมี Screw Torque สูงสุด ไม่เกิน 17 Ton-m และ Screw Speed 0-18 rpm บางครั้งดินเป็นก้อนใหญ่ติดที่ประตูปิด-เปิด ก็จะใช้เสียมแฉะดินเพื่อให้เข้ามาที่ Belt Conveyor ได้ ดังรูปที่ 3.5

5) สายพานลำเลียงดิน (Belt Conveyor) สายพานลำเลียงหรือการใช้ Pump นำดินไปใส่ลงในรถขนดิน (Muck Car) เพื่อลำเลียงออกไปสู่ภายนอกอุโมงค์ ความเร็วในการขนถ่ายดินไม่เกิน 1.6 ม./วินาที ดังรูปที่ 3.6

6) ฟันกัดดินที่ด้านบนหัวเจาะอุโมงค์ (Copy Cutter) ใช้สำหรับการขุดเจาะในช่วงเลี้ยวโค้งเพื่อให้ขนาดของอุโมงค์ใหญ่ขึ้น สะดวกในการเลี้ยวได้ มีขนาดยาว 100 มม. ซึ่งทำให้เกิด Tail Voids เนื่องจาก Overcutting และ Pitching Angle ดังรูปที่ 3.7

7) แขนไฮดรอลิก (Thrust Jack) ประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 20 ตัว ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันเป็นคู่ (Twin Jacks) มีแรงขับเคลื่อนคู่ละ 200 ตัน หัวเจาะมีแรงดันสูงสุด (Total Thrust) 4,000 ตัน และความเร็วของการขับเคลื่อนสูงสุด 80 มม./นาที โดยเฉลี่ย ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าและใช้ควบคุมทิศทางของหัวเจาะให้เป็นไปตามแนวที่ออกแบบ โดยกำหนดรูปแบบการดันของ Thrust Jack ให้มีช่วงการดัน (Stroke) ในแต่ละครั้ง ประมาณ 1.60 ม. (Thrust Jack ยาว 1.70 ม.) เพื่อให้มีพื้นที่เพียงพอสำหรับติดตั้ง Segment ขนาดความกว้าง 1.20 ม. ดังรูปที่ 3.8 และ 3.9

8) เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment Erection) เป็นเครื่องติดตั้ง Segment แต่ละชั้น ประกอบด้วย 1 วง โดยใช้ระบบไฮดรอลิก ดังรูปที่ 3.10

9) Air-Lock System จำเป็นสำหรับกรณีที่มีสิ่งกีดขวางอยู่ในแนวอุโมงค์ที่จะขุดเจาะ และ Cutter Head ไม่สามารถตัดผ่านสิ่งกีดขวางนี้ไปได้ ประกอบกับด้านหน้าหัวเจาะเป็นชั้นดินอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน โดยเป็นระบบ Air-Lock ที่ใช้แรงดันจากการอัดอากาศ (Compressed Air) ไปดันดินที่มีสภาพอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน ไม่ให้ไหลเข้ามาในหัวเจาะ เพื่อให้คนสามารถออกไปตัดสิ่งกีดขวางที่ด้านหน้าหัวเจาะได้อย่างปลอดภัย โดยแรงดันจากอากาศอัดที่ใช้สูงสุด 30 kPa (จากแรงดันทดสอบ 40-50 kPa) และจำนวนคนที่ปฏิบัติหน้าที่ไม่เกิน 3 คน

10) Grouting Equipment ใช้การ Pump น้ำปูน (Cement Grout) อาจมีเบนโทไนท์ผสมอยู่บ้าง จากรถชนที่มีการกวนน้ำปูนอยู่ตลอด (Agitator Car) เพื่อให้ น้ำปูนผสมเป็นเนื้อเดียวกัน แล้วต่อท่อเข้าที่ Grout Plug ดังรูปที่ 3.11 และ 3.12 ซึ่งจะติดตั้งที่ Segment บริเวณด้านบนของอุโมงค์ เพื่ออัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในดิน โดยความดันสูงสุดที่ใช้ฉีด (Maximum Grout Pressure) ไม่เกิน 3 bar สำหรับงานเจาะอุโมงค์ส่วนเหนือ และไม่เกิน 5 bar สำหรับงานเจาะอุโมงค์ส่วนใต้

11) Back Up System จะประกอบด้วยห้องควบคุมการทำงานของ Cutter Head , Screw Conveyor , Thrust Jack , Belt Conveyor , Segment Erection และส่วนประกอบอื่น ๆ ดังรูปที่ 3.13

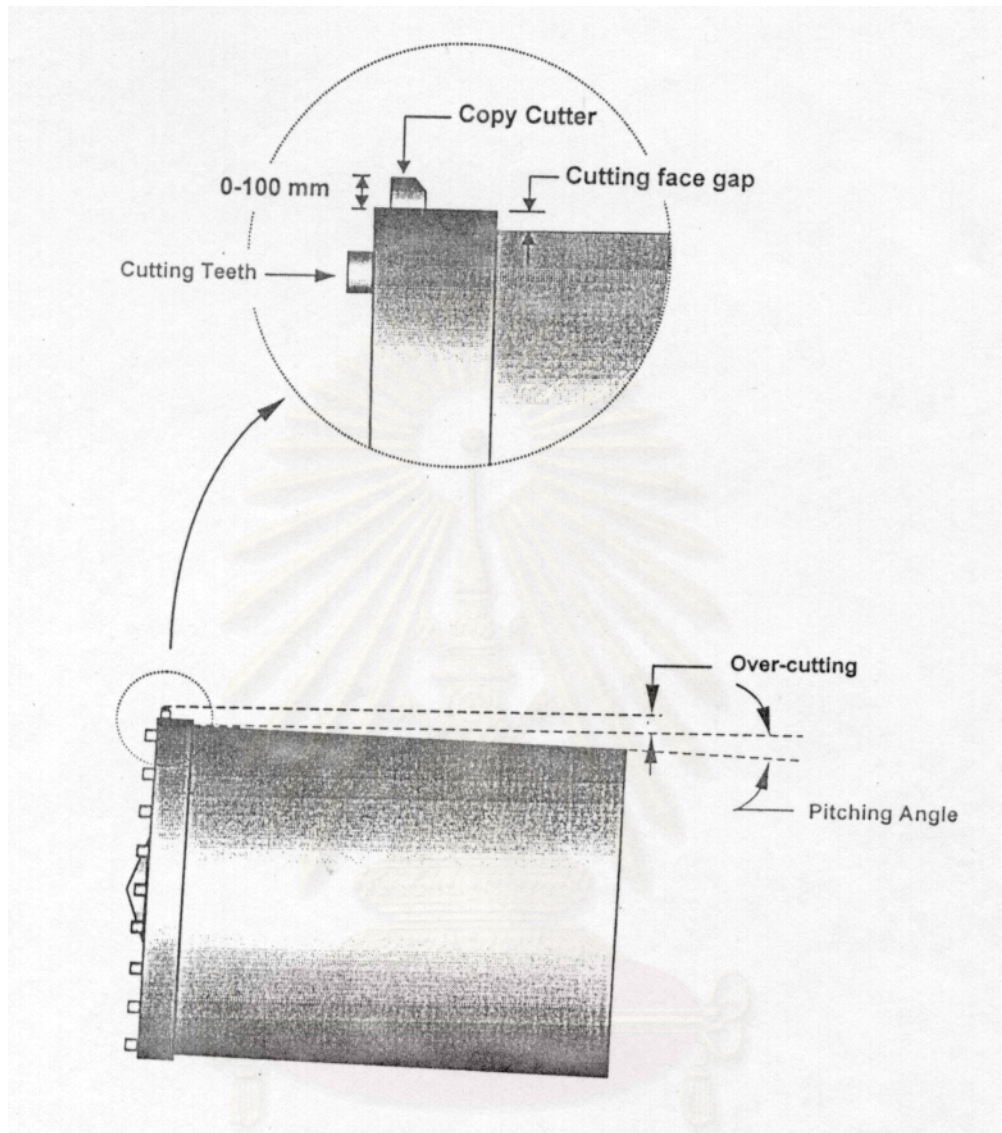




รูปที่ 3.5 แสดงดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Screw Conveyor



รูปที่ 3.6 แสดงดินถูกลำเลียงโดย Belt Conveyor



รูปที่ 3.7 แสดงการเกิด Tail Voids เนื่องจาก Overcutting และ Pitching Angle

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 3.8 แสดง Thrust Jack ที่ขับเคลื่อนหัวเจาะให้เคลื่อนที่

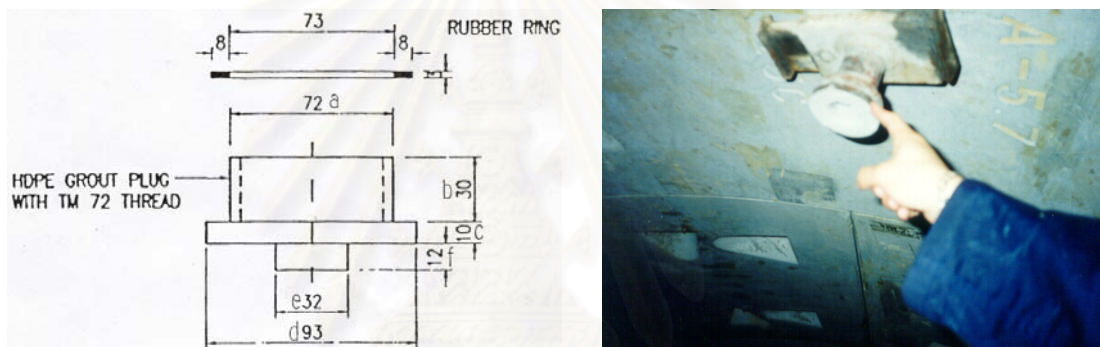


รูปที่ 3.9 แสดงการลดระยะของ Thrust Jack เพื่อติดตั้ง Segment





รูปที่ 3.10 แสดงเครื่องติดตั้ง Segment



รูปที่ 3.11 แสดงลักษณะของ Grout Plug



รูปที่ 3.12 แสดงการ Grout น้ำปูนผ่าน Segment

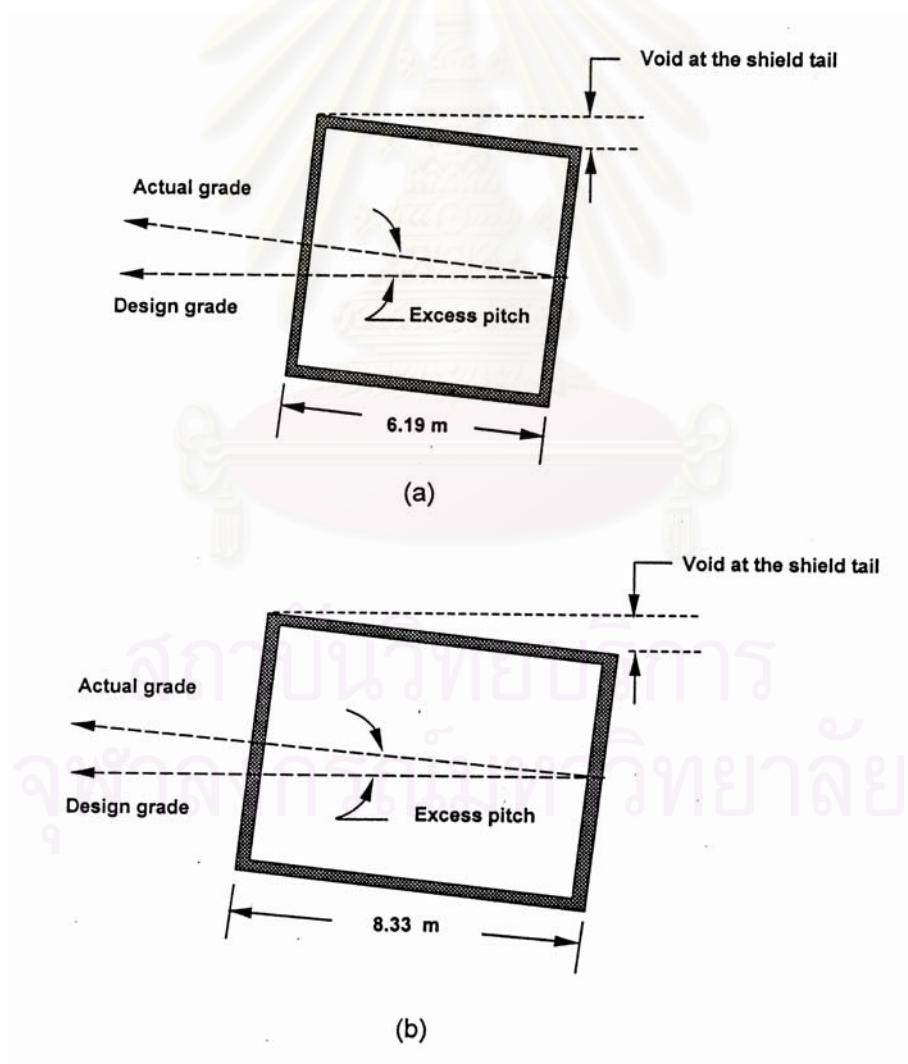


สำหรับโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานครได้ใช้เครื่องขุดเจาะ EPBS 2 ชนิด คือ

- Herrenknecht ขนาดความยาวของหัวเจาะ 6.19 ม. และช่องว่างที่ด้านท้ายหัวเจาะ 10.8 มม. ต่อมุม Pitching Angle 0.1 องศา ใช้ขุดเจาะอุโมงค์ช่วงสถานีสิริกิติ์ - หัวลำโพง

- Kawasaki ขนาดความยาวของหัวเจาะ 8.33 ม. และช่องว่างที่ด้านท้ายหัวเจาะ 14.6 มม. ต่อมุม Pitching Angle 0.1 องศา ใช้ขุดเจาะอุโมงค์ช่วงสถานีพระราม 9 – สิริกิติ์ และช่วงสถานีเทียมร่วมมิตร - บางซื่อ

หัวเจาะแต่ละชนิดจะมีทิศทางการขุดเจาะจากแนวราบซึ่งสัมพันธ์กับลักษณะของการเกิด Tail Voids เนื่องจาก Pitching ของหัวเจาะ แสดงดังรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 แสดงการเกิด Tail Voids เนื่องจาก Pitching ของหัวเจาะอุโมงค์

### 3.3 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์

สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ทั้งส่วนเหนือและส่วนใต้ได้วางแผนขุดเจาะของอุโมงค์สายเหนือและสายใต้อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่มีระดับความลึกประมาณ 18-23 ม. ทั้งนี้เพราะว่าชั้นดินเหนียวแข็งจะเกิดการทรุดตัวได้น้อย มีเสถียรภาพมากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อน และไม่มีอุปสรรคในการก่อสร้างจากปัญหาน้ำใต้ดินเหมือนขุดเจาะในชั้นทราย แต่ในช่วงของสายใต้ตั้งแต่สถานีปอนไก่อ - หัวลำโพง จำเป็นต้องวางแผนขุดเจาะของอุโมงค์ซ้อนกันในแนวตั้งเนื่องจากพื้นที่ในการก่อสร้างจำกัด มีสิ่งปลูกสร้างอยู่ใกล้แนวขุดเจาะ ดังนั้นเพื่อหลีกเลี่ยงผลกระทบของการทรุดตัวที่จะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง จึงต้องก่อสร้างในลักษณะอุโมงค์สายใต้ขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรกที่มีความลึก 25-28 ม. และอุโมงค์สายเหนือขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่มีระดับความลึก 18-23 ม.

ลักษณะของการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธี Earth Pressure Balance และติดตั้ง Segment จำแนกได้เป็น 5 ขั้นตอน คือ

#### 3.3.1 การขุดเจาะอุโมงค์ (Excavation)

การขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มจากสถานีต้นทางไปยังสถานีปลายทาง โดยมีขั้นตอนต่าง ๆ ดังนี้

##### 3.3.1.1 งานเตรียมการ

1. สกัดช่องเปิดที่ผนังของสถานีเพื่อเตรียมการขุดเจาะ ดังรูปที่ 3.15
2. ประกอบและติดตั้งเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ภายในสถานี ที่ระดับที่ได้วางแผนเส้นทาง ดังรูปที่ 3.16 , 3.17 และ 3.18
3. ติดตั้งอุปกรณ์และระบบท่อขนส่งน้ำปูนสำหรับงาน Backfill Grouting
4. ติดตั้งรางสำหรับระบบขนส่งดินโดยใช้ Muck Car
5. ติดตั้งระบบระบายอากาศและแสงสว่าง

##### 3.3.1.2 งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วงแรกถึงระยะ 100 ม.

1. หลังจากประกอบชุดของหัวเจาะและตรวจสอบระบบการทำงานต่าง ๆ แล้วนั้น จะเริ่มขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ผ่านผนังที่สกัดเป็นช่องเปิดของ Diaphragm wall เข้าไปในชั้นดิน โดย Thrust Jack จะออกแรงดันกับผนังรับแรงหรือ Temporary Ring ซึ่งจะถูกรองรับโดยโครงสร้างเหล็กลักษณะ Truss โดยรับแรงจาก Thrust Jack ผ่านทาง Temporary Ring ดังรูปที่ 3.19



2. ประกอบ Permanent Segment วงแรก จะต้องตรวจสอบแนวระดับอีกครั้งเพื่อจัดตำแหน่งที่จะใช้วางรางสำหรับการขนส่งดิน
3. งาน Backfill Grouting จะเริ่มดำเนินการหลังจากได้ติดตั้ง Segment วงที่สองเสร็จและเริ่มขุดเจาะในช่วง Segment วงที่สาม
4. การควบคุมค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ ( Face Pressure ) ยังไม่สามารถจะควบคุมแรงดันของหัวเจาะอยู่ในระดับปกติ (1.5-2.0 bar) ได้ ถึงแม้ว่าเครื่องขุดเจาะจะมีประสิทธิภาพสูงและสามารถควบคุมการขุดเจาะได้ดี จึงต้องระวังการพังทลายของดินเหนียวอ่อนและการหลุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะดินออกในช่วงเริ่มขุดเจาะ
5. หลังจากเครื่องขุดเจาะได้ขุดเจาะออกจากสถานีเป็นระยะทางประมาณ 100 ม. จะต้องหยุดชั่วคราว เพื่อติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการทำงานของเครื่องขุดเจาะที่ด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์ ตลอดจนงานระบบต่าง ๆ เพื่อการควบคุมการขุดเจาะให้เป็นไปอย่างต่อเนื่อง

### 3.3.1.3 งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วง 100 ม. ถึง ระยะ 30 ม. ก่อนจะถึงสถานีต่อไป

1. หลังจากติดตั้งงานระบบต่าง ๆ แล้ว การขุดเจาะอุโมงค์จะดำเนินการอย่างต่อเนื่องเป็นวนรอบได้แก่ งานขุดเจาะอุโมงค์ , งานติดตั้ง Concrete Segment , งาน Backfill Grouting และงานตรวจสอบแนวระดับและแนวขุดเจาะอุโมงค์
2. แนวขุดเจาะอุโมงค์บางช่วง โดยเฉพาะสายเหนือ เครื่องขุดเจาะจำเป็นต้องขุดเจาะตัดผ่านเสาเข็มตอกขนาดเล็ก เช่น เสาเข็มของสะพานข้ามคลองน้ำแก้วบนถนนรัชดา จึงต้องทำ Underpinning หรือฐานรากเสริม จากนั้นเครื่องขุดเจาะจะตัดผ่านเสาเข็มเก่าโดยฟันของเครื่องขุดเจาะซึ่งทำด้วย Carbide Alloy สามารถตัดผ่านคอนกรีตไปได้เนื่องจากเหล็กเสริมมีขนาดเล็ก อย่างไรก็ตามหลังจากเจาะผ่านเสาเข็มไปแล้ว เหล็กเสริมของเสาเข็มคอนกรีตอาจไปพันกับฟันของเครื่องขุดเจาะ ทำให้เกิดความเสียหายหรือประสิทธิภาพในการขุดเจาะลดลง จึงต้องหยุดเครื่องขุดเจาะเพื่อตรวจสอบ นอกจากนี้บางช่วง เครื่องขุดเจาะจะต้องเจาะผ่านแนวเสาเข็มเจาะเสริมเหล็กขนาดใหญ่ เช่น แนวเสาเข็มของสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ในกรณีนี้เสาเข็มเจาะและเหล็กเสริมจะมีขนาดใหญ่เกินกว่าที่ฟันของเครื่องขุดเจาะจะตัดผ่านไปได้ ซึ่งแตกต่างจากเสาเข็มของสะพานข้ามคลองน้ำแก้วซึ่งเป็นเสาเข็มตอกขนาดเล็กกว่ามาก หลังจากทำ Underpinning แล้ว ระหว่างที่เครื่องขุดเจาะผ่านแนวเสาเข็มจะต้องหยุด

เครื่องขุดเจาะและใช้คนลงไปสกัดเสาเข็ม ดังนั้นจึงต้องทำ Grouting เพื่อป้องกันการพังทลายของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะเหนือขึ้นไปยังชั้นดินเหนียวอ่อนให้มีเสถียรภาพของดินเพียงพอต่อการเปิดหน้าดินบริเวณหน้าเครื่องขุดเจาะ

- งานขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มเมื่อ Segment Car เข้ามาอยู่บริเวณด้านหลังของหัวเจาะ และ Muck Car มาอยู่ใต้ Belt Conveyor การขุดเจาะจะถูกควบคุมด้วย Shield Operator โดยการหมุน Cutter Head ขณะเดียวกัน Drive Unit จะดัน Thrust Jack เพื่อกดดินให้เข้ามาใน Soil Chamber แล้วจะถูกลำเลียงขึ้นไปโดย Screw Conveyor ผ่านประตูปิด-เปิดไฮดรอลิค แล้วขนส่งดินต่อมาด้วย Belt Conveyor ลำเลียงไปตามสะพานลำเลียง ดังรูปที่ 3.20 ลงสู่ Muck Car จนเต็มแล้วจึงขนดินออกไปจากอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.21

#### 3.3.1.4 งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วงบรรจบกับสถานี

- Diaphragm Wall ของสถานีส่วนสายเหนือ ผนังจะถูกเสริมด้วยเส้นใยไฟเบอร์ (Fibre Reinforcement) แทนเหล็กเสริมเพื่อให้หัวเจาะสามารถเจาะทะลุผ่านผนัง Diaphragm Wall ไปได้ โดยก่อให้เกิดความเสียหายกับผนัง Diaphragm Wall น้อยที่สุด ดังรูปที่ 3.22
- Diaphragm Wall ของสถานีส่วนสายใต้ จะเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเฉพาะเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่ เกินกว่าฟันของหัวเจาะสามารถตัดผ่านไปได้ จึงมีการสกัดเอาคอนกรีตเสริมเหล็กของผนัง Diaphragm Wall ออก เท่ากับขนาดของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ระดับความลึกของแนวขุดเจาะเข้าสถานี แล้วจึงขับเคลื่อนหัวขุดเจาะผ่านเข้ามาในสถานีได้ ซึ่งจะช่วยลดความเสียหายของผนัง Diaphragm Wall ดังนั้นจึงต้องใช้คนสกัดแบบธรรมดาทั้งขณะที่เครื่องขุดเจาะจะเข้าหรือออกจากสถานี ซึ่งวิธีการดังกล่าวนี้จำเป็นต้องให้มีระยะห่างระหว่างหัวเจาะกับ Diaphragm Wall พอสมควร เพื่อให้ทำงานได้สะดวก ดังรูปที่ 3.23

#### 3.3.2 การติดตั้ง Segment (Segment Erection)

Segment Lining เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังรูปที่ 3.24 ประกอบเป็นวงหรือผนังอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 ม. และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 5.7 ม. ประกอบด้วย Ordinary Segment จำนวน 4 ชิ้น ,TB 1 ชิ้น ,TC 1 ชิ้น และ TK 1 ชิ้น รวมเป็น 7 ชิ้น สำหรับส่วน



เหนือ และ Ordinary Segment จำนวน 3 ชั้น ,TB 1 ชั้น ,TC 1 ชั้น และ TK 1 ชั้น รวมเป็น 6 ชั้น สำหรับส่วนใต้ เมื่อดำเนินการขุดเจาะจนมีพื้นที่ด้านหลังหัวเจาะเพียงพอสำหรับติดตั้ง Segment แล้ว Segment Crane จะยก Segment ที่ละชิ้นจาก Segment Car มาวางที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะ ดังรูปที่ 3.25 ซึ่ง Erection Segment จะประกอบ Segment ที่ละชิ้นจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนจนเป็นผนังอุโมงค์ แล้วยึดด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู ดังรูปที่ 3.26 และ 3.27 แล้วรีบอัดฉีดน้ำปูนตามรู เพื่อป้องกันน้ำซึมเข้ามาในอุโมงค์ โดยจุดที่ทำการอัดฉีดน้ำปูนจะเป็นบริเวณด้านบนของผนังอุโมงค์ ( Crown )

บริเวณรอยต่อของ Segment จะมียางกันน้ำซึม ดังรูปที่ 3.28 เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำกับน้ำปูนที่ Grout ไหลเข้ามาในอุโมงค์ และยังช่วยป้องกันความเสียหายจากการกระแทกในระหว่างการติดตั้งของ Segment ที่กำลังประกอบเข้าชิดกับ Segment ที่ถูกยึดด้วยสลักเกลียวเป็นผนังอุโมงค์แล้ว ไม่ให้เกิดความเสียหายต่อ Concrete Segment

นอกจากนี้ แนวเส้นทางของอุโมงค์จะมีทั้งแนวเส้นตรงและแนวโค้ง จึงต้องผลิต Segment ทั้งสองลักษณะ เพื่อให้แนวทิศทางของอุโมงค์เป็นไปตามที่ออกแบบ

### 3.3.3 การควบคุมทิศทางของหัวเจาะ (Steering and Guidance System)

การขุดเจาะแนวอุโมงค์จะต้องมีระบบควบคุมทิศทางการขุดเจาะ (Guidance System) ที่มีประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่งสำหรับการตรวจสอบการทำงานของหัวเจาะว่า แนวขุดเจาะและตำแหน่งของหัวเจาะอยู่ในแนวที่ออกแบบ (Design Line) มากน้อยเพียงใด โดยระบบควบคุมทิศทางการขุดเจาะ สามารถแสดงผลข้อมูลผ่านทางเครื่องคอมพิวเตอร์ในส่วนห้องควบคุม เช่น Face Pressure, Cutter Torque, Thrust Jack Speed, Thrust Force, Screw Torque, Screw Speed, Pitching Angle เป็นต้น แม้ว่าจะทราบลักษณะการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์ แต่ก็จำเป็นต้องตรวจสอบแนวขุดเจาะจริงจากการสำรวจด้วยกล้อง Theodolite เพื่อเปรียบเทียบและปรับแก้ข้อมูลให้มีความถูกต้องแม่นยำมากยิ่งขึ้น และ Shield Operator สามารถปรับเปลี่ยนการควบคุมทิศทางขุดเจาะให้อยู่ในแนว Design Line ได้ถูกต้อง ดังรูปที่ 3.29 และ 3.30 นอกจากนี้ต้องวัดการแอ่นตัวที่ตำแหน่ง Crown Tunnel ซึ่งไม่ควรเกิน 40 มม. และตรวจสอบขนาดภายในอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักดินที่กดทับด้านบน แรงดันดินด้านข้างและแรงดันน้ำใต้ดินที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งจะทำให้ขนาดของอุโมงค์ลดลง ดังรูปที่ 3.31 และ 3.32

### 3.3.4 การลำเลียงวัสดุ (Transportation System)

การลำเลียงวัสดุเข้าออกภายในอุโมงค์ จะขนส่งโดยใช้ระบบรางขั้วควรวาดติดตั้งจากสถานีต้นทาง จนถึงด้านหลังของหัวเจาะ โดยมี Battery Locomotive เป็นเครื่องลากจูง Muck Car

ขนาดความจุ 6-8 ลบ.ม. จำนวน 6 คัน ที่บรรทุกปริมาณดิน 30-45 ลบ.ม. จากการขุดเจาะดินให้ได้ผนังอุโมงค์ 1 วง และ Segment Car จำนวน 2 คัน/วง ลำเลียง Concrete Segment เข้ามาเพื่อติดตั้งประกอบเป็นผนังอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.33 และ 3.34

### 3.3.5 การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting)

ช่องว่างระหว่างหัวเจาะ และ Segment เรียกว่า Gap หรือ Tail Voids จะเกิดขึ้นที่ด้านหลังหัวเจาะ ซึ่งจะทำให้การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting) ผ่าน Grout Plug ทันทีหลังจาก Segment หลุดจาก Tail Skin ที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะห่างจาก Segment ที่เพิ่งประกอบเสร็จประมาณ 2 วง โดยน้ำปูนจะเข้าไปแทนที่ช่องว่างนี้ก่อนที่ดินที่บริเวณด้านบนของหัวเจาะจะทรุดตัวลงแทนที่ และแรงดันที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนในแต่ละช่วงของการขุดเจาะไม่เท่ากัน ดังนี้

1. ช่วงสถานีเทียมร่วมมิตร – รัชดา ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 2.5 ksc.
2. ช่วงสถานีรัชดา – บางซื่อ ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 2.0-3.0 ksc.
3. ช่วงสถานีเพชรบุรี – สุขุมวิท ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 1.0-3.0 bar.
4. ช่วงสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์-สีลม ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 3.0-4.2 bar.



รูปที่ 3.15 แสดงตำแหน่งแนวที่จะสกัดช่องเปิดของสถานี



รูปที่ 3.16 แสดงการยกเครื่องขุดเจาะลงไปในสถานีเพื่อติดตั้ง



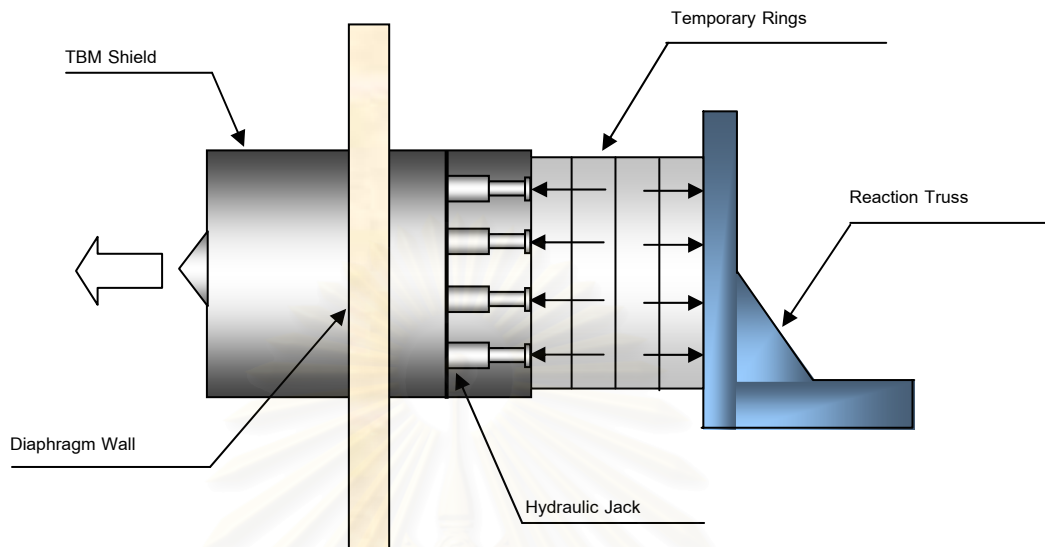


รูปที่ 3.17 แสดงการประกอบ TBM ที่บริเวณตำแหน่งช่องเปิดของสถานี

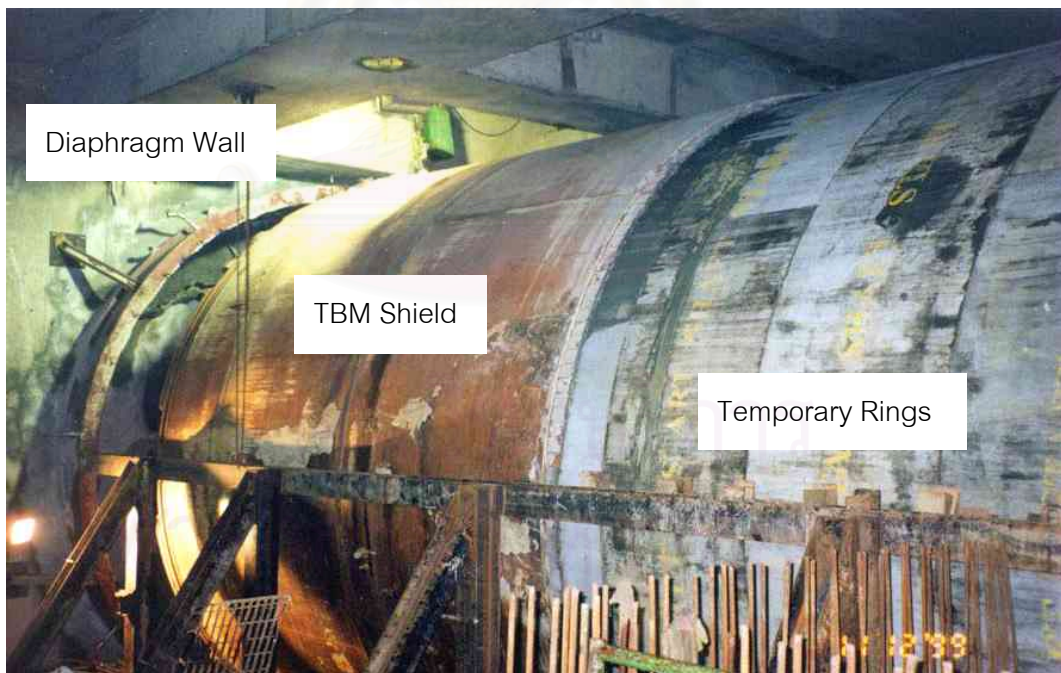


โครง Truss

รูปที่ 3.18 แสดงการติดตั้ง TBM เพื่อเตรียมขุดเจาะ



รูปที่ 3.19a แสดงลักษณะการขุดเจาะของ TBM ช่วง Initial Drive Zone



รูปที่ 3.19b แสดง TBM ขุดเจาะผ่านผนัง Diaphragm ของสถานี





รูปที่ 3.20 แสดงดินถูกส่งมาตามสายพานลำเลียง



รูปที่ 3.21 ดินลงสู่ Muck Car เพื่อเตรียมขนออกไปจากอุโมงค์





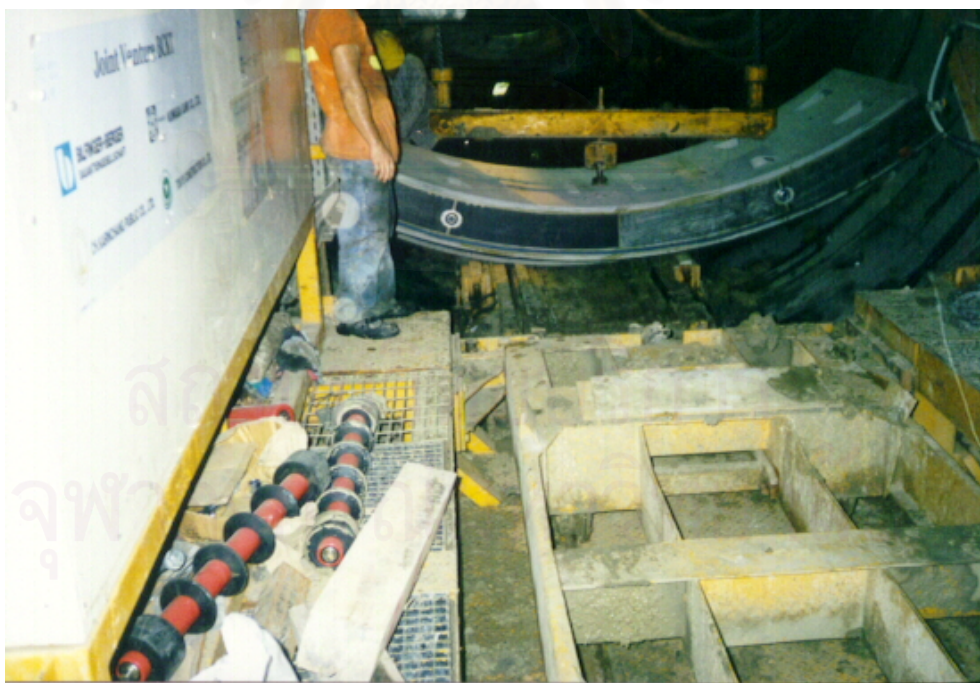
รูปที่ 3.22 แสดง TBM เจาะทะลุผ่านผนัง Diaphragm Wall ของสถานีในส่วนสายเหนือ



รูปที่ 3.23 แสดง TBM เจาะทะลุผ่านผนัง Diaphragm Wall ของสถานีในส่วนสายใต้



รูปที่ 3.24 แสดง Segment ที่จะติดตั้งเป็นผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.25 แสดง Segment Crane ยก Segment ไปวางที่ด้านหลังหัวเจาะ





รูปที่ 3.26 แสดงสลักเกลียวรูปตัวยู (Curve Bolt)



รูปที่ 3.27 แสดงการยึด Segment ด้วย Curve Bolt



รูปที่ 3.28 แสดงแผ่นยางกันน้ำซีมและกันกระแทก



รูปที่ 3.29 แสดงห้องควบคุมทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์





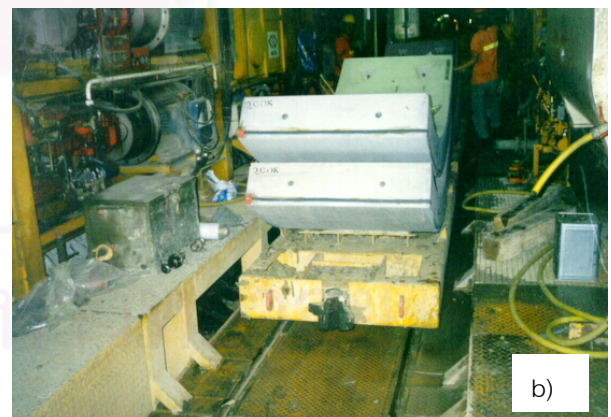
รูปที่ 3.30 แสดงการสำรวจแนวขุดเจาะอุโมงค์



รูปที่ 3.31 แสดงการวัดค่าแอนด์ตัวที่ตำแหน่ง Crown Tunnel



รูปที่ 3.32 วัดและตรวจสอบขนาดภายในของอุโมงค์



รูปที่ 3.33a,b แสดง Muck Car และ Segment Car



### 3.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์

แนวเส้นทางการขุดเจาะสำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร แบ่งออกเป็น 2 ส่วนตาม สัญญาการก่อสร้าง ดังนี้

**3.4.1 สายเหนือ ( ช่วงห้วยขวาง - บางซื่อ )** จะใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด ซึ่งขุดเจาะอุโมงค์ตลอดแนวเส้นทางเป็นระยะทางทั้งสิ้น 14,219 เมตร โดยจะใช้เวลาก่อสร้าง ประมาณ 15 เดือน มีแผนงานการขุดเจาะดังนี้

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ( TBM#1,2 ) โดยเริ่มขุดเจาะที่สถานีเทียมร่วมมิตร มุ่งขึ้นเหนือผ่าน สถานีพระราชานุสาวรีย์บำเพ็ญ สถานีสุทิสสาร และไปสิ้นสุดที่สถานีรัชดา ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์สายได้ นำไปก่อน แล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือตามไป

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ( TBM#3,4 ) เริ่มขุดเจาะที่สถานีรัชดา มุ่งไปที่สถานีลาดพร้าว และ สิ้นสุดที่สถานีพหลโยธิน จากนั้นทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ชุดไปที่สถานีบางซื่อ แล้วเริ่มขุด เจาะจากสถานีบางซื่อไปสถานีกำแพงเพชร ทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ชุดไปยังสถานีหมอชิต ขุดเจาะจากยังสถานีหมอชิตไปที่สถานีพหลโยธิน และทำยที่สุดทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ชุด อีกครั้งจะขุดเจาะย้อนกลับจากสถานีหมอชิตไปสถานีกำแพงเพชรอีกครั้ง ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์ สายได้ นำไปก่อน แล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือตามไป เช่นเดียวกับเครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ( TBM#1,2 )

**3.4.2 สายใต้ ( ช่วงหัวลำโพง - ห้วยขวาง )** จะใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด ซึ่ง ขุดเจาะอุโมงค์ตลอดแนวเส้นทางเป็นระยะทางทั้งสิ้น 14,745 เมตร โดยจะใช้เวลาก่อสร้าง ประมาณ 18 เดือน มีแผนงานการขุดเจาะดังนี้

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ( TBM#1,2 ) เริ่มขุดเจาะจากสถานีพระราม 9 ผ่านสถานีเพชรบุรี มุ่งลงสถานีสุขุมวิท ไปสิ้นสุดที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ โดยขุดเจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ( TBM#3,4 ) เริ่มขุดเจาะที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ผ่านสถานีบ่อนไก่ สถานีลุมพินี สถานีสีลม สถานีสามย่าน แล้วสิ้นสุดที่สถานีหัวลำโพง โดยขุด เจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด

แผนงานการขุดเจาะและก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ได้กำหนดเป้าหมายที่จะเปิดบริการเดิน รถให้กับผู้โดยสารในกลางปี 2546 โดยแสดงแผนงานดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดงแผนงานของการขุดเจาะอุโมงค์

Section	Contractor	TBM	Station to Station	Distance (m)	Start Date	Finish Date
North Section ION	Italian Thai - Nishimatsu	2 EPBS (Kawasaki)	Thaim Ruam Mit - Pracharat Bumphen	1174	Apr-99	Sep-99
			Pracharat Bumphen - Sutthisan	1016	Sep-99	Feb-00
			Sutthisan - Ratchada	796	Feb-00	Jun-00
			Thaim Ruam Mit - Rama IX	651	Jun-00	Oct-00
	Italian Thai - Obayashi	2 EPBS (Kawasaki)	Ratchada - Lat Phrao	708	Feb-99	Jul-99
			Lat Phrao - Phahonyothin	1165	Jul-99	Nov-99
			Khampaeng Phet - Bang Sue	615	Jun-00	Feb-00
			Mo Chit - Phahonyothin	1252	Apr-00	Sep-00
			Mo Chit - Khampaeng Phet	560	Nov-00	May-01
	South Section BCKT	Gumakai Gumi	2 EPBS (Kawasaki)	Rama IX - Phetchaburi	927	Jun-99
Phetchaburi - Sukhumvit				1105	Sep-99	Feb-00
Sukhumvit - Sirikit				1504	Feb-00	Sep-00
Bilfinger Berger		2 EPBS (Herrenknecht)	Sirikit - Bon Kai	614	Jul-99	Nov-99
			Bon Kai - Lumphini	796	Nov-99	Jan-00
			Lumphini - Silom	818	Jan-00	May-00
			Silom - Sam Yan	656	May-00	Sep-00
			Sam Yan - Hua Lumphong	1218	Sep-00	Jan-01

### 3.5 สภาพพื้นที่และลักษณะชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร

กรุงเทพมหานคร เป็นพื้นที่ราบลุ่มโดยทั่วไประดับพื้นที่อยู่สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง ประมาณ 1.00 – 2.50 เมตร ชั้นบนเป็นดินตตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำหรือชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ซึ่งเกิดจากการทับถมและการระเหยของน้ำทะเลเมื่อประมาณ 14,000 – 30,000 ปี หนาประมาณ 15 เมตร วางอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (Stiff Clay) ซึ่งเกิดการทับถมเมื่อ ประมาณ 45,000 – 30,000 ปี หนาประมาณ 5 เมตร ซึ่งปกคลุมตลอดพื้นที่ตามแนวเส้นทาง รถไฟฟ้าใต้ดิน และมีชั้นดินเหนียวปนทรายแทรกอยู่บ้างในบางพื้นที่ พื้นที่โดยทั่วไปยังมีการทรุดตัวจากสาเหตุของการสูบน้ำบาดาลมาใช้ โดยมีลักษณะน้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic ลดลงที่ ระดับความลึก 8.00 – 10.00 เมตร จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ที่ระดับความลึก 21.00 – 23.00 เมตร ขึ้นกับพื้นที่และความหนาของชั้นทรายและสภาพการระบายน้ำของชั้นทรายชั้นแรกและชั้นที่สอง หลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นเป็นแบบ Hydrostatic อีกครั้ง

โดยทั่วไปเหนือชั้นทรายชั้นแรกขึ้นไปเล็กน้อย ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่มีสภาพการ ระบายน้ำน้อยมาก อุโมงค์จะถูกขุดเจาะในชั้นดินที่มีแรงดันน้ำใต้ดินน้อย คุณสมบัติของดินจะมี ปริมาณความชื้นเข้าใกล้ Plastic Limit ดังนั้นในระหว่างการขุดเจาะด้วยเครื่องขุดเจาะแบบปรับ แรงดันดินสมดุลย์ จะต้องฉีดน้ำที่ผสมโพลีเมอร์หรือ Bentonite เพื่อไปลดความแข็งแรงของดินที่ ด้านหน้าหัวเจาะ เพื่อให้ไหลเข้ามาใน Screw Conveyor ได้ง่าย

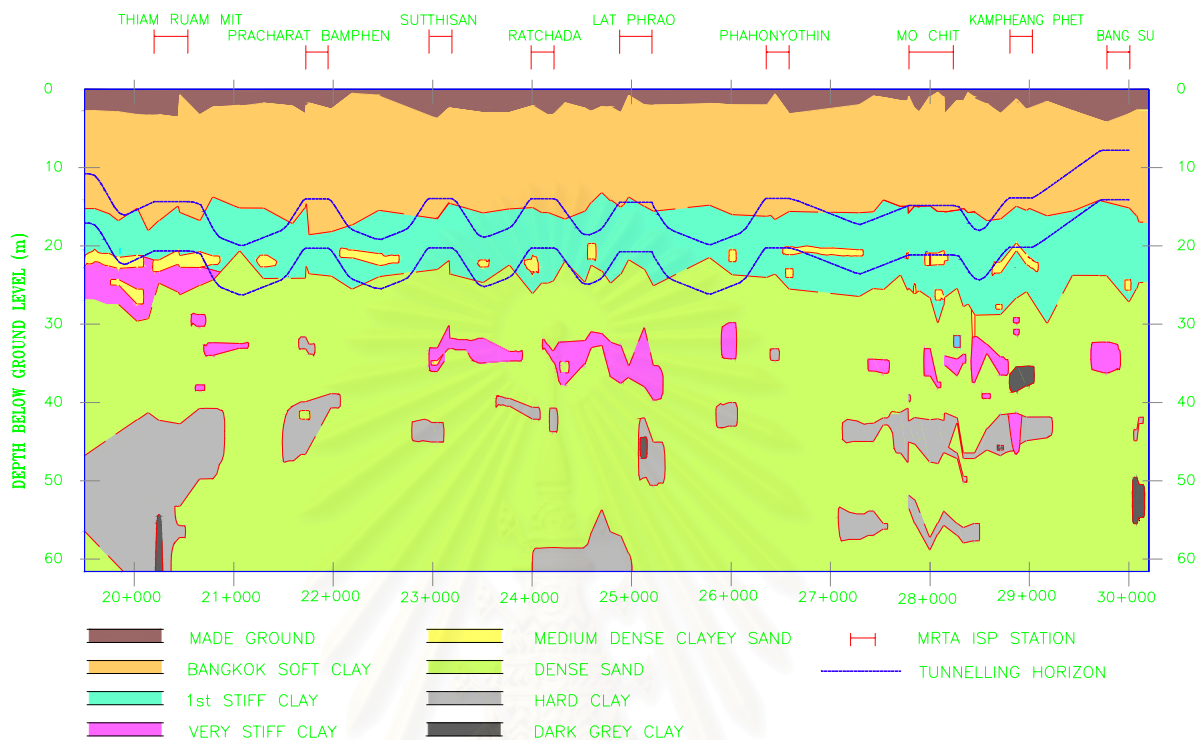
ในบริเวณกรุงเทพ ฯ และเขตปริมณฑล ระดับน้ำใต้ดินมีการเปลี่ยนแปลงจากการสูบน้ำ บาดาล (Deep Pumping) ซึ่งส่งผลให้ผิวดินมีการทรุดตัวในระหว่างปี 1933 – 1987 ประมาณ 0.6 – 1.1 เมตร โดยมีอัตราการทรุดตัว 100 มิลลิเมตร/ปี และ 40 มิลลิเมตร/ปี สำหรับสายเหนือ และสายใต้ตามลำดับ โดยส่วนใหญ่การทรุดตัวจะเกิดจากการอัดตัวคายน้ำของชั้นดินเหนียวอ่อน

สิ่งเหล่านี้เป็นปัจจัยหลักที่ใช้ประกอบการพิจารณาในงานออกแบบและก่อสร้างโครงสร้าง ใต้ดิน ซึ่งทราบกันดีว่าการก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อนนั้น มักก่อให้เกิดปัญหามากมายทางด้าน เทคนิคสำหรับการก่อสร้าง แต่ถ้าเข้าใจในพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน ก็สามารถออกแบบและ เลือกใช้เทคนิคการก่อสร้างที่เหมาะสมกับงาน และดำเนินการก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ

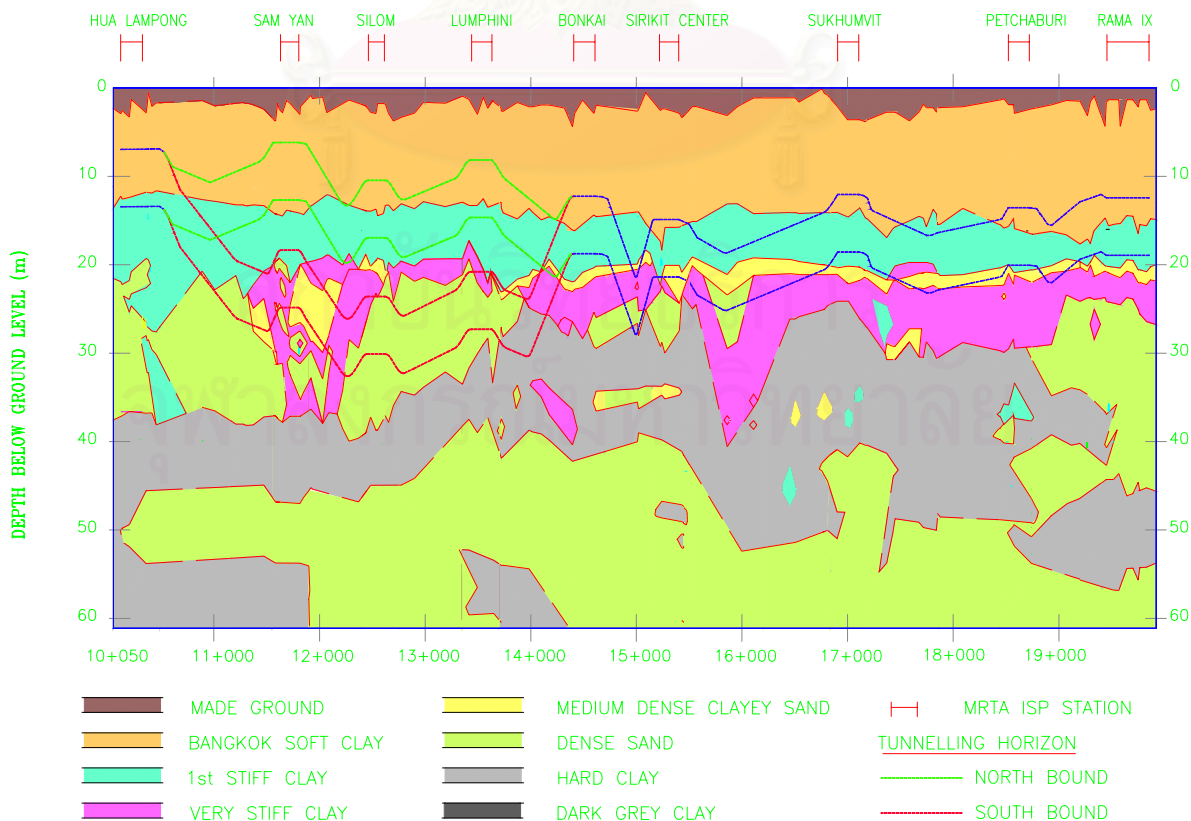
### 3.6 สภาพของชั้นดินตลอดแนวเส้นทางการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

การวางแผนสำหรับวิธีการขุดเจาะ การเลือกใช้เครื่องจักร ขั้นตอนและเทคนิคการก่อสร้าง ที่จะนำมาใช้ จำเป็นต้องศึกษาสภาพชั้นดินตลอดแนวเส้นทางที่จะก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ดังนั้นข้อมูลผลการสำรวจดินจึงเป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณา เพื่อให้ได้ข้อมูลเบื้องต้นที่จำเป็น

ต่อการบอกลักษณะของชั้นดินได้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด ได้แก่ ข้อมูลคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของชั้นดิน และ สภาพน้ำใต้ดิน



รูปที่ 3.34 ภาพตัดขวางแสดงสภาพของชั้นดินช่วง ห้วยขวาง - บางซื่อ



รูปที่ 3.35 ภาพตัดขวางแสดงสภาพของชั้นดินช่วง หัวลำโพง - ห้วยขวาง

รูปที่ 3.34 และ 3.35 เป็นภาพตัดขวางแสดงสภาพของชั้นดินช่วง หัวขวาง - บางซื่อ และ ช่วง หัวลำโพง - หัวขวาง ตามลำดับ ข้อมูลแสดงสภาพชั้นดินนี้เป็นข้อมูลหลักสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนของอุโมงค์ การเลือกใช้ชนิดของหัวเจาะและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งการใช้ค่าตัวเลขของข้อมูลคุณสมบัติดินจะต้องพิจารณาให้มีความเหมาะสมกับลักษณะชั้นดิน ชนิดของดิน และสภาพน้ำใต้ดิน จากการเจาะสำรวจสภาพของชั้นดินตามแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดิน พบว่ามีลักษณะของชั้นดินโดยทั่วไปดังนี้

- ช่วงหัวขวาง - บางซื่อ โดยทั่วไปไม่พบชั้นดินทรายแน่นชั้นแรก ( First Dense Sand ) แต่พบชั้นดินเหนียวแข็ง ( Very Stiff Clay ) คั่นระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ( First Stiff Clay ) และชั้นดินเหนียวแข็งมาก ( Hard Clay )

- ช่วงหัวลำโพง - หัวขวาง ในช่วงหัวลำโพงถึงสามย่าน ไม่พบชั้นดินเหนียวแข็ง ( Very Stiff Clay ) ส่วนช่วงสามย่านถึงพระราม 9 พบความหนาของชั้นดินทรายปนดินเหนียว ( Medium Dense Clayey Sand ) ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ( First Stiff Clay ) และมีลักษณะของชั้นดินเหนียวแข็ง ( Hard Clay ) สลับกับชั้นดินทรายแน่น ( Dense Sand ) ค่อนข้าง uniform เป็นระยะ ๆ และเป็นลำดับชั้นอย่างต่อเนื่อง นอกจากนี้ในช่วงสิริกิติ์ถึงเพชรบุรี ไม่พบชั้นดินทรายแน่นชั้นแรก ( First Dense Sand )

การขุดเจาะอุโมงค์ส่วนใหญ่จะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ( First Stiff Clay ) เป็นส่วนใหญ่ ยกเว้นในช่วง ลุมพินี - สามย่าน และ บ่อนไก่ - ลุมพินี บางช่วง ซึ่งต้องขุดเจาะอุโมงค์วางซ้อนกันในแนวตั้งเพื่อหลบอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงและฐานรากสะพาน ทำให้จำเป็นต้องขุดเจาะอุโมงค์ลึกในชั้นทรายชั้นแรก ( First Dense Sand )

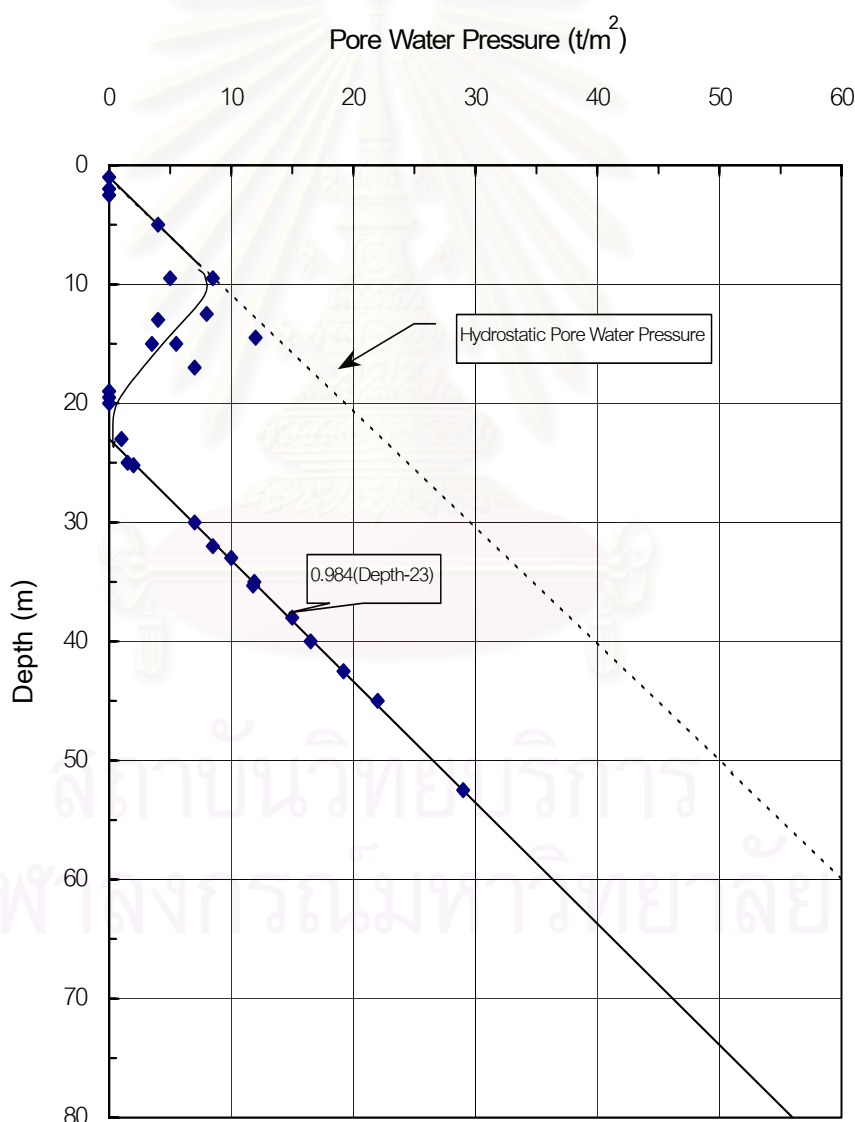
ถ้าสภาพดินแข็ง จะไม่มีแรงดันดิน แต่ถ้าสภาพดินเหลวหรืออ่อน ดินที่ถูกส่งผ่านเข้ามาในแรง Soil Chamber จะมีแรงดันดิน ซึ่งแรงดันดินนี้จะไปกำหนดค่าความเร็วรอบของ Screw Conveyor ที่จะขนถ่ายดินออกไป ให้ช้าลงเพื่อต้านดินให้ทะลักเข้าน้อยลง

โดยทั่วไปเมื่อขุดเจาะพบชั้นดินทราย ชั้นดินปนทราย หรือมีน้ำใต้ดินในขณะที่ทำการดำเนินการขุดเจาะ ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดินสมดุลย์ สามารถขุดเจาะได้ในทุกสภาพของชั้นดิน ดังนี้

- ชั้นดินเหนียวแข็ง ( Stiff Clay ) จำเป็นต้องอัดฉีดน้ำเข้าไปเพื่อลดความแข็งของดินให้อ่อนตัวก่อน เพราะดินก้อนใหญ่จะไปอุดตัน ของ Screw Conveyor ได้

- ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ( Medium Clay ) ก่อให้เกิดปัญหาในการขุดเจาะน้อย ดินที่เข้ามาใน Screw Conveyor มีลักษณะเป็นแท่งยาวต่อเนื่อง
- ชั้นดินทรายปนดินเหนียว ( Clayey Sand ) จะต้องฉีด Bentonite เข้าไปผสมเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำดินที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะพัง ดังนั้นการขุดเจาะจะต้องมีแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะเพื่อดันทานไม่ให้ดินพัง
- น้ำใต้ดิน ( Ground Water ) จะต้องทำการ Grout Treatment อย่างเร่งด่วน เพื่อไม่ให้ดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ ทะลักเข้ามาที่ Screw Conveyor และดินที่อยู่ด้านบนบนหัวเจาะหลุดตัวมาก

ลักษณะของน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพฯ แสดงดังรูปที่ 3.36



รูปที่ 3.36 แสดงลักษณะของความดันน้ำในดินกรุงเทพฯ



### 3.7 ลักษณะทั่วไปของงานก่อสร้าง

#### 3.7.1 ลักษณะโครงการ

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ได้แบ่งงานก่อสร้างโครงการ ฯ ออกเป็น 5 สัญญาก่อสร้าง และ 1 สัญญาสัมปทาน ประกอบด้วย

1. งานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดิน ส่วนใต้ (ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง )
2. งานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดิน ส่วนเหนือ (ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ)
3. งานออกแบบและก่อสร้างศูนย์ซ่อมบำรุง
4. งานออกแบบ จัดหา และติดตั้งระบบราง
5. งานออกแบบ จัดหา ผลิตและติดตั้งระบบลิฟท์และบันไดเลื่อน
6. งานคัดเลือกเอกชนลงทุนงานระบบรถไฟฟ้า และดำเนินกิจการเดินรถ

โดยงานก่อสร้างหลักประกอบด้วย งานโยธา เครื่องกล และไฟฟ้า ในส่วนงานโยธาจะประกอบด้วย

- งานก่อสร้างอุโมงค์ ( Tunnel )
- งานก่อสร้างสถานี ( Station )
- งานก่อสร้างศูนย์ซ่อม ( Depot )

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินตลอดสาย มีระยะทางทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร เริ่มต้นที่สถานีหัวลำโพง ผ่านถนนพระราม 4 เลี้ยวเข้าถนนรัชดาภิเษก ผ่านศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถนนอโศก สีแยกพระราม 9 สีแยกสุทธิสาร เลี้ยวเข้าถนนลาดพร้าวที่แยกรัชดา-ลาดพร้าว ผ่านห้างสรรพสินค้าเซ็นทรัลสวนจตุจักร สถานีขนส่งหมอชิต เข้าถนนกำแพงเพชร สิ้นสุดที่สถานีรถไฟบางซื่อ โดยแบ่งเป็นส่วนเหนือและส่วนใต้ มีทั้งสิ้น 18 สถานี คือ

#### 1) ส่วนใต้

1. สถานีหัวลำโพง ตั้งอยู่บริเวณถนนพระราม 4 ฝั่งเหนือ ตรงระหว่างแยกถนนจรัญเมืองกับแยกถนนมหาพฤฒาราม
2. สถานีสามย่าน ตั้งอยู่บริเวณถนนพระราม 4 ฝั่งใต้ ทางทิศตะวันออกของแยกถนนสี่พระยา
3. สถานีสีลม ตั้งอยู่บริเวณถนนพระราม 4 ฝั่งใต้ ทางทิศตะวันออกของแยกถนนสีลม

4. สถานีลุมพินี ตั้งอยู่บริเวณถนนพระราม 4 ฝั่งใต้ ทางทิศ ตะวันออกของแยกถนนสาทร
5. สถานีปอนไก่อ ตั้งอยู่บริเวณถนนพระราม 4 ฝั่งใต้ ทางทิศ ตะวันออกของจุดตัดทางรถไฟ และ ทางด่วน เฉลิมมหานคร (ทางด่วนชั้นที่1)
6. สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ตั้งอยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษก ฝั่งตรงข้ามกับ ศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์
7. สถานีสุขุมวิท ตั้งอยู่บริเวณถนนอโศก ใกล้กับแยกสุขุมวิท ทางด้านเหนือ
8. สถานีเพชรบุรี ตั้งอยู่บริเวณแยกถนนถนนอโศก ตัดกับถนน เพชรบุรี
9. สถานีพระราม 9 ตั้งอยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษก เลียบผ่านสี่แยกถนน พระราม 9 ไปทางสี่แยกห้วยขวางเล็กน้อย

## 2) ส่วนเหนือ

10. สถานีเทียมร่วมมิตร อยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษกฝั่งเดียวกับ อาคาร ไทยประกันชีวิต
11. สถานีพระราชานุวัตรบำเพ็ญ อยู่คร่อมกลางสี่แยกห้วยขวาง
12. สถานีสุทธิสาร อยู่คร่อมกลางสี่แยกสุทธิสาร
13. สถานีรัชดา อยู่บริเวณหน้าอาคาร พี กระรัต
14. สถานีลาดพร้าว อยู่บริเวณถนน ลาดพร้าว ซอย 21 เชื่อมกับ สถานีจอดแล้วจร (Park & Ride)
15. สถานีพหลโยธิน อยู่บริเวณสามแยกลาดพร้าวใกล้ตลาดสด
16. สถานีหมอชิต อยู่ในบริเวณสวนจตุจักร สามารถเชื่อมต่อกับ สถานีรถไฟฟ้าธนาฯที่บริเวณสถานีขนส่ง หมอชิต
17. สถานีกำแพงเพชร อยู่ตรงข้ามองค์การตลาดเพื่อเกษตรกร หรือ ตลาด อ.ต.ก.
18. สถานีบางซื่อ บริเวณใกล้สถานีรถไฟบางซื่อ ใกล้ทางด่วน ชั้นที่ 2 เชื่อมต่อกับสถานีรถไฟฟ้าไฮปเวลล์

สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 18 สถานี จะแบ่งงานก่อสร้างเป็น 2 โครงการ คือ โครงการ ส่วนเหนือ ช่วงหัวขวาง-บางซื่อ ประกอบด้วย 9 สถานี และ โครงการส่วนใต้ ช่วงหัวลำโพง-หัวขวาง ประกอบด้วย 9 สถานี เช่นกัน

### 3.7.2 รูปแบบของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินและระบบรถ

สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินของ รฟม. มีการออกแบบสถานีเป็น 3 รูปแบบ คือ

#### 1. รูปแบบที่มีชานชาลากลาง

เป็นลักษณะชานชาลาที่ให้ผู้โดยสารใช้ชานชาลาพร้อมกันทั้งเที่ยวไปและเที่ยวกลับ คือ ได้มีชานชาลาอยู่ตรงกลางและอุโมงค์ทางวิ่งขนาบอยู่ 2 ข้างทาง สถานีที่มีลักษณะนี้ได้แก่ สถานีหัวลำโพง สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ สถานีสุขุมวิท สถานีเพชรบุรี สถานีพระราม 9 สถานีเทียมร่วมมิตร สถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ สถานีสุทธิสาร สถานีรัชดา สถานีลาดพร้าว สถานีพหลโยธิน และสถานีกำแพงเพชร

#### 2. รูปแบบที่มีชานชาลาข้าง

เป็นลักษณะแยกชานชาลาสำหรับผู้โดยสารเที่ยวไปและเที่ยวกลับ คือ มีชานชาลาอยู่ 2 ข้างทางของอุโมงค์ และอุโมงค์ทางวิ่งขนาบอยู่ตรงกลาง สถานีที่มีลักษณะนี้มีเพียง 2 สถานี ได้แก่ สถานีป๋อนไก่อ และสถานีบางซื่อ

#### 3. รูปแบบที่มีชานชาลา 2 ชั้น

เป็นลักษณะชานชาลาที่มีอุโมงค์ทางวิ่งขนาบชั้นกัน และต่างก็มีชานชาลาสำหรับผู้โดยสารอยู่แต่ละชั้น ซึ่งรูปแบบนี้จะใช้ก่อสร้างในกรณีที่ไม่มีพื้นที่ในการก่อสร้างที่เพียงพอเนื่องจากสภาพพื้นที่บังคับ เช่น มีท่ออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง เสาค้ำยันของสะพานลอยและอาคารสูง เป็นต้น สถานีที่มีลักษณะนี้จะมี 3 สถานี ได้แก่ สถานีสามย่าน สถานีสีลม และสถานีลุมพินี

ระบบรถเป็นรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ ซึ่งเป็นรถปรับอากาศขนาดกว้าง 3.2 ม. ยาว 19-23 ม. สูง 3.8 ม. และความเร็วสูงสุด 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง โดยความเร็วในการเดินทางเฉลี่ย 35 กิโลเมตรต่อชั่วโมง

## บทที่ 4

### การวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน

#### 4.1 ช่วงเวลาพิจารณางานเพื่อติดตั้งเครื่องมือวัด

โครงการก่อสร้างทางวิศวกรรมขนาดใหญ่โดยเฉพาะงานก่อสร้างภายในเมืองที่มีอาคารสิ่งปลูกสร้างมากมาย ย่อมมีผลกระทบต่อคนจำนวนมาก สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานครซึ่งมีการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่ ย่อมทำให้เกิดการทรุดตัวของดิน ส่งผลต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ ดังนั้นในระหว่างดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ จึงต้องมีการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของชั้นดินทั้งแนวตั้งและแนวราบเสมอ เพื่อจะได้เป็นแนวทางควบคุมการทำงานของหัวเจาะ ตลอดจนหาแนวทางที่จะป้องกันความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นได้ โดยติดตั้งเครื่องมือทางธรณีเทคนิคเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการเสียรูปของโครงสร้างอุโมงค์และดิน รวมถึงโครงสร้างสถานีรถไฟใต้ดินว่าสอดคล้องกับหรือแตกต่างจากที่ได้คาดคะเนและออกแบบไว้มากน้อยเพียงใด โดยจะแบ่งการพิจารณางานก่อสร้างเป็น 2 เงื่อนไขดังนี้

##### 4.1.1 หลังสิ้นสุดการก่อสร้างทันที (End of construction or short-term analysis)

ก่อนที่จะก่อสร้างจะรังวัดเพื่อทำระดับผิวดินหรือผิวจราจรล่วงหน้าก่อนตลอดแนวเส้นทางของอุโมงค์และหลังจากหัวขุดเจาะอุโมงค์ได้ขุดเจาะผ่านไป ติดตั้งผนังอุโมงค์รวมทั้งอัดฉีดน้ำปูนในดินรอบ ๆ อุโมงค์แล้ว จะต้องตรวจสอบพฤติกรรมการเสียรูปของโครงสร้างดินโดยใช้กล้องระดับและกล้องวัดมุม ว่าแตกต่างจากค่าที่ได้ประเมินไว้มากน้อยเพียงใด เพื่อจะได้แก้ไขขั้นตอนการก่อสร้าง เครื่องมือที่ติดตั้งส่วนใหญ่ได้แก่ เครื่องมือวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface settlement marker,SS) เครื่องมือวัดการทรุดตัวของชั้นดินแต่ละความลึก (Extensometer,EX) เครื่องมือตรวจสอบการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน (Inclinometer,IE) เครื่องวัดความดันของน้ำ (Vibrating wire piezometer,VP)

สำหรับโครงสร้างข้างเคียงที่อยู่ข้างแนวขุดเจาะอุโมงค์ จะต้องมีการบันทึกผลการทรุดตัวและสภาพสิ่งก่อสร้างทั้งก่อนและหลังขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงระดับของสิ่งก่อสร้างนั้นด้วย โดยใช้เครื่องมือวัดค่าทรุดตัวของอาคาร (Building settlement marker,BS)

#### 4.1.2 ระยะยาว ( Long-term analysis )

หลังจากติดตั้งผนังอุโมงค์เสร็จแล้วตลอดแนวของการขุดเจาะในช่วงหนึ่ง ๆ จะมีการตรวจสอบการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์ด้านบน (Tunnel crown) การวัดขนาดภายในของอุโมงค์ การตรวจหาปริมาณน้ำที่ซึมเข้ามาภายในอุโมงค์ การทรุดตัวของชั้นดินเหนืออุโมงค์ เป็นต้น

### 4.2 เครื่องมือทางธรณีเทคนิคที่ใช้วัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน

#### 4.2.1 Surface Settlement marker

##### 4.2.1.1 Ground Settlement Marker Type 1 (G1)

เครื่องมือวัดการทรุดตัวในแนวตั้งของพื้นดินในระดับตื้น โดยจะติดตั้งลึกลงไป 80 ซม. เพื่อให้ถึงระดับพื้นดินจริง รายละเอียดของเครื่องมือประกอบด้วย แผ่นโลหะ (Lockable steel plate) ที่ปลายล่างหนา 4 มม. ประกอบติดกับแท่งโลหะ (Steel Rod) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 14 มม. ยาว 700 มม. อยู่ภายในท่อพีวีซีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 22 มม. ปลายบนจะฝังในคอนกรีตหนา 100 มม. ดังรูปที่ 4.1

##### 4.2.1.2 Ground Settlement Marker Type 2 (G2)

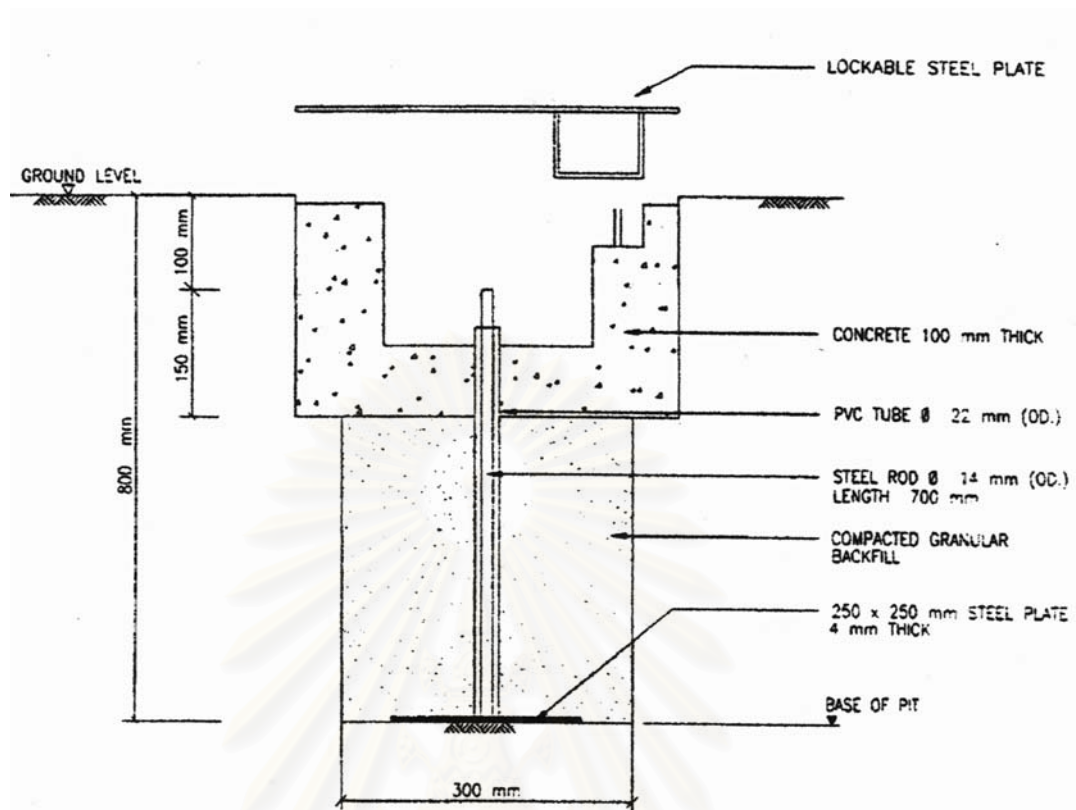
เครื่องมือวัดการทรุดตัวในแนวตั้งของพื้นผิวจราจรหรือบนทางเท้า รายละเอียดของเครื่องมือประกอบด้วยแท่งโลหะ (Steel Rod) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 21 มม. อยู่ภายในท่อ พีวีซี Sleeve ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 34 มม. และ ปลอกเหล็ก Sleeve ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 49 มม. ตามลำดับ ประกอบติดกับ Anchor ดังรูปที่ 4.2

เนื่องจากติดตั้งที่ระดับลึกกว่า G1 จึงอัดซีเมนต์ในท่อในช่องว่างระหว่างในท่อพีวีซี Sleeve กับปลอกเหล็กที่บริเวณก้นหลุม เพื่อป้องกันน้ำใต้ดินซึมเข้าไปในท่อพีวีซี Sleeve ลดแรงเสียดทานระหว่างผิวในท่อพีวีซี Sleeve กับดินที่อยู่ลึกจากผิวล่างของผิวจราจรหรือทางเท้า และเพิ่มความแข็งแรงที่ปลายล่างของแท่งเหล็ก

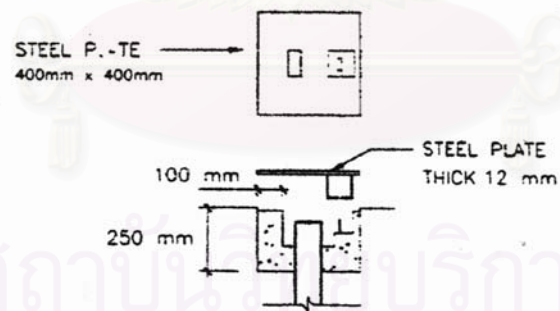
##### 4.2.1.3 Ground Settlement Marker Type 3 (G3)

เครื่องมือวัดการทรุดตัวในแนวตั้งที่พื้นผิวจราจรหรือบนทางเท้า มีราคาถูก ติดตั้งง่าย แต่สามารถหลุดออกจากพื้นผิวได้ ไม่คงทนถาวร แท้ รายละเอียดของเครื่องมือประกอบด้วยหมุด Stainless steel ฝังลงไปใ้ผิวจราจรประมาณ 76 มม. และจะมีฝาครอบเพื่อป้องกันการกระทบกระเทือน ดังรูปที่ 4.3



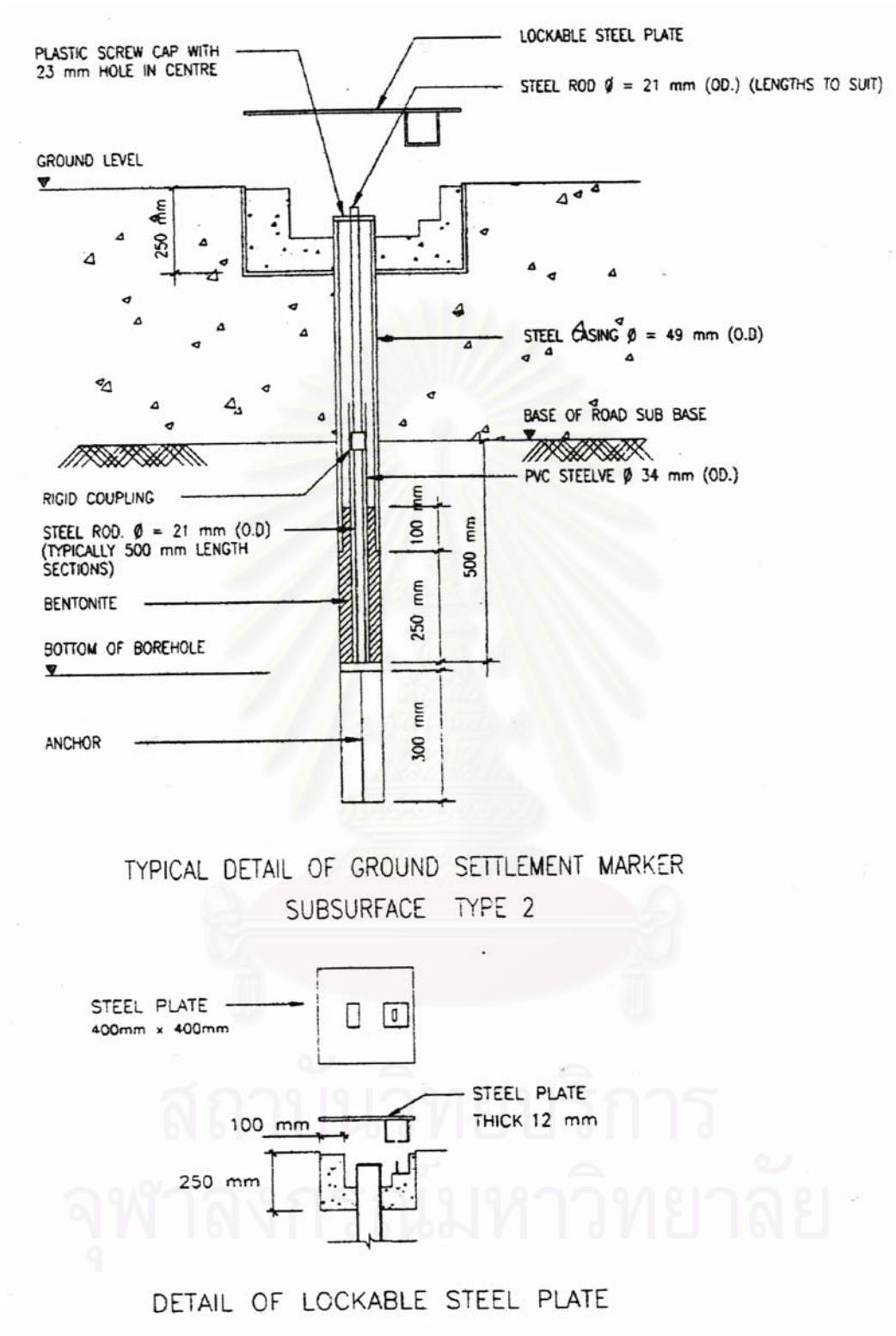


TYPICAL DETAILS OF GROUND SETTLEMENT  
MARKER: SUBSURFACE TYPE 1

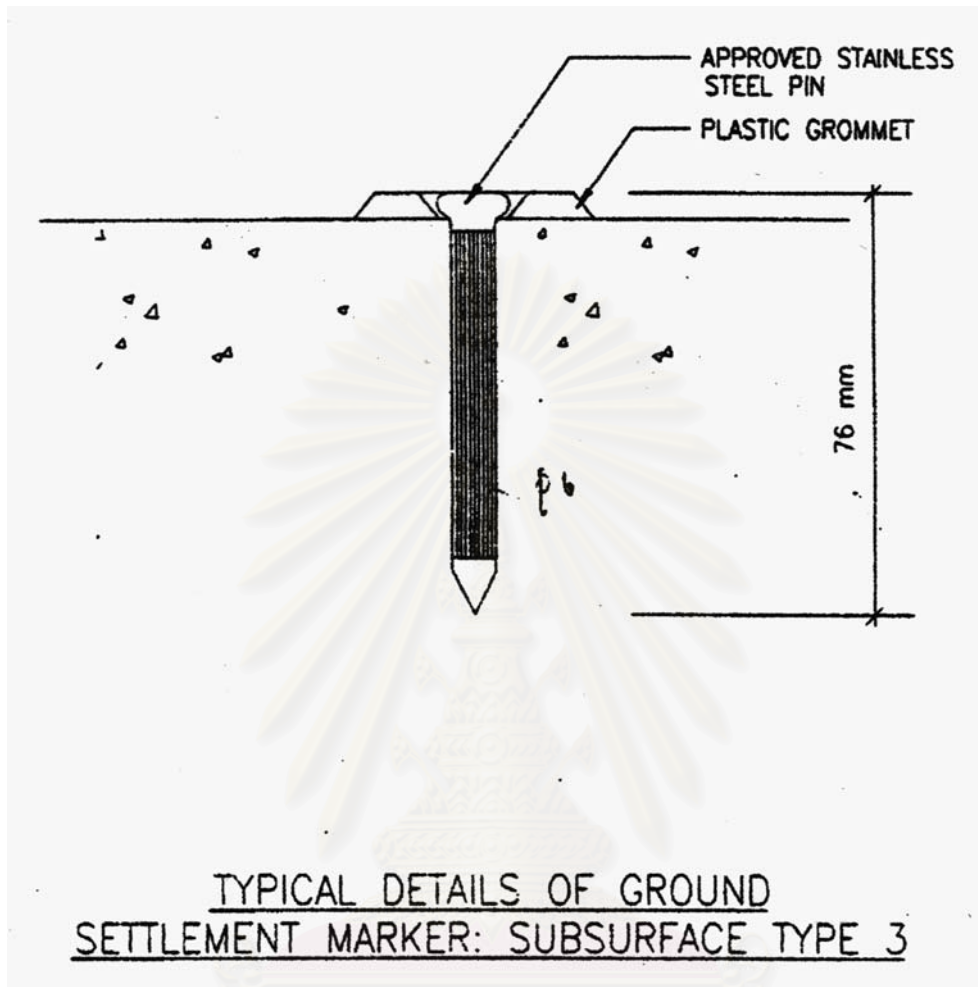


DETAIL OF LOCKABLE STEEL PLATE

รูปที่ 4.1 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 1 (G1)



รูปที่ 4.2 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 2 (G2)



รูปที่ 4.3 แสดงรายละเอียดของ Ground Settlement Marker Type 3 (G3)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การบันทึกข้อมูลการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน มีรายละเอียดดังนี้

การบันทึกข้อมูล จะรังวัดค่าระดับของแต่ละจุดที่ติดตั้งเครื่องมือชนิดต่าง ๆ โดยวิธีการรังวัดระดับด้วยกล้องวัดระดับ ซึ่งถ่ายระดับจากยอดตึกแล้วนำเสนอข้อมูลเป็นระดับ mISD (Meter Initial Standard Datum) จากนั้นจะแปลงค่าระดับนี้เป็นค่าทรุดตัวของดิน ณ วันที่และเวลาที่ทำการรังวัดระดับนั้น ๆ

เมื่อทำการรังวัดระดับหลาย ๆ ครั้งในวันหนึ่งหรืออย่างน้อยวันละ 1 ครั้ง และบันทึกข้อมูลทุก ๆ วัน จะได้ข้อมูลค่าทรุดตัวสะสมเพิ่มมากขึ้น แล้วนำเสนอในลักษณะกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวและวันที่บันทึกผลข้อมูล

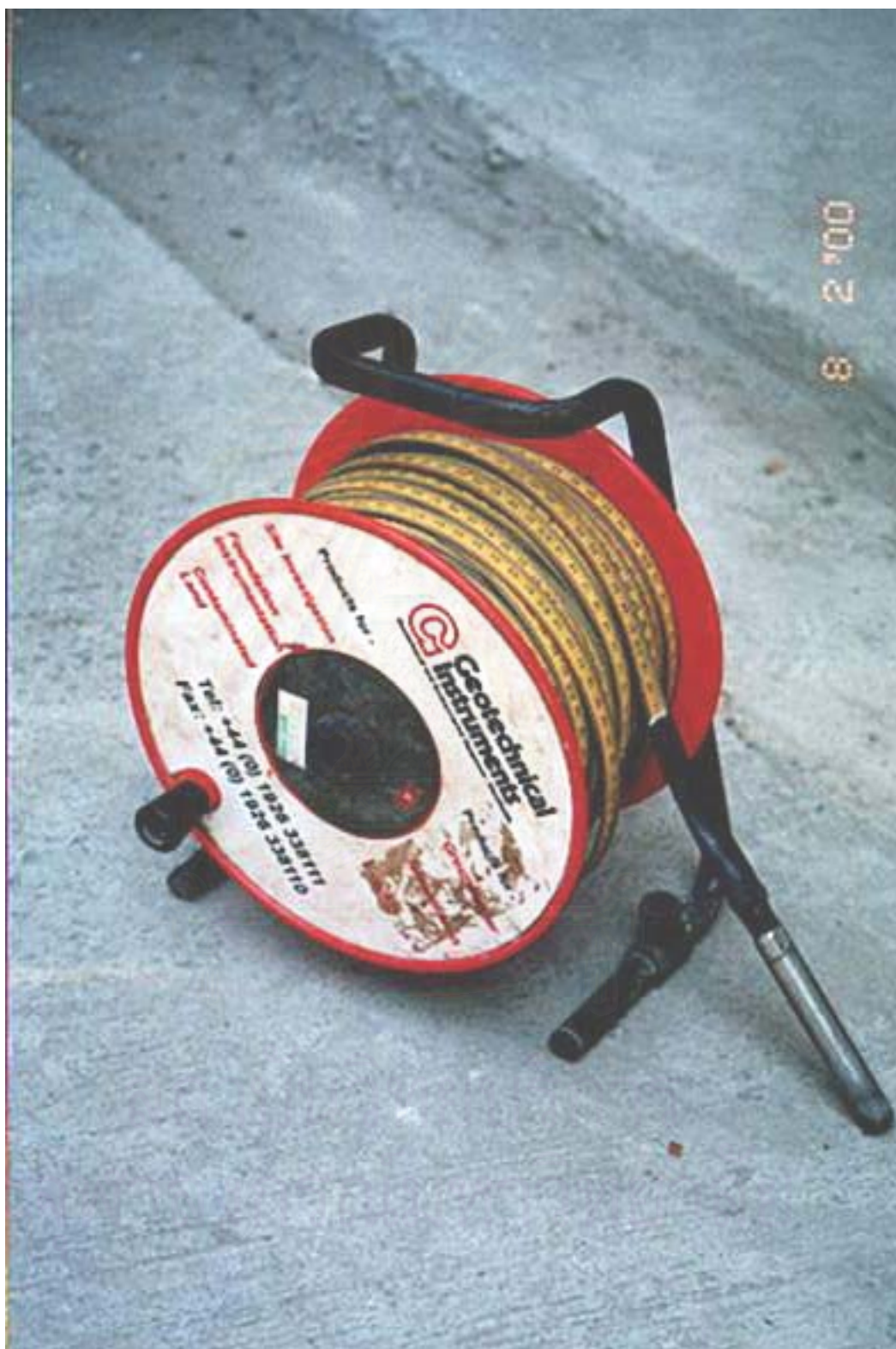
Ground Settlement Marker จะติดตั้งที่แนวอุโมงค์ทั้งสายเหนือและสายใต้ตลอดแนวขุดเจาะอุโมงค์ ทำให้สามารถทราบการทรุดตัวของพื้นดินตลอดแนวขุดเจาะอุโมงค์ได้ และจะติดตั้งเป็นแนวตัดขวางกับแนวอุโมงค์ พิจารณาน้ำตื้นนั้นเพื่อหาค่า Ground loss ส่วนใหญ่จะติดตั้งในช่วงที่ขุดเจาะอุโมงค์เป็นระยะ 75 ม.จากสถานี (Initial drive zone) และบริเวณใกล้สิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ เพื่อจะได้ประเมินสภาพของสิ่งก่อสร้างนั้นด้วย

#### 4.2.2 Extensometer

เป็นเครื่องมือวัดการทรุดตัวของชั้นดินแต่ละความลึก ในส่วนสายเหนือ เป็นแบบ Magnet/Read Switch Gage โดย Probe Extensometer ประกอบด้วยท่อเดี่ยวหรือท่อที่นำมาต่อกัน (Access Pipe) หุ้มด้วยชุดสมอเหล็กวงกลม (Circular Magnetic Anchor) จึงเรียกว่า Magnetic Probe Extensometer ดังรูปที่ 4.4

Probe Extensometer จะถูกสอดหัวผ่านลงไปในท่อ ฝังลงในดิน ส่วนตำแหน่งความลึกจะกำหนดโดย 2 วิธี คือ วิธีทางกล และวิธีทางไฟฟ้า ระยะห่างที่ระดับความลึกต่าง ๆ จะวัดเปรียบเทียบกับตำแหน่งของหัวอ่านเสมอ





รูปที่ 4.4 แสดง Probe Extensometer

### 4.2.3 Inclinometer

เป็นเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบโดยพิจารณาการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากและแนวเดียวกับแนวขุดเจาะอุโมงค์ อ่านค่าจากหัวอ่านซึ่งมี Gravity Sensing Transducer วัดความเอียงจากแนวตั้ง สามารถวัดการเคลื่อนตัวของดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ ในแนวราบได้ การติดตั้งจะต้องให้ใกล้เคียงกับแนวตั้งมากที่สุด เพื่อ Inclinometer สามารถอ่านค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ถูกต้อง ดังรูปที่ 4.5

รายละเอียดของเครื่องมือประกอบด้วย 4 ส่วน ดังนี้

1. ท่อน้ำ (Access Tube) ที่ติดตั้งถาวร ทำจากพลาสติก มีร่องล้อ (Tracking Grooves) สำหรับกำหนดทิศทางของหัวอ่าน
2. หัวอ่าน (Probe) เป็นลักษณะ Gravity Sensing Transducer
3. เครื่องอ่าน (Readout Unit) เป็นเครื่องแสดงความเอียงที่อ่านได้จากหัวอ่าน และเป็นแหล่งจ่ายไฟฟ้า
4. สายไฟ (Electrical Cable) เชื่อมระหว่างหัวอ่านและเครื่องอ่านเพื่อนำกระแสไฟฟ้าไปที่หัวอ่าน

ค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จะต้องนำไปเทียบกับค่าเริ่มต้นเพื่อหาค่าเคลื่อนตัวในแนวราบจริง ซึ่งแสดงถึงแนวโน้มของการเคลื่อนตัวของชั้นดินได้อย่างคร่าว ๆ โดยที่ปลายล่างจะถูกทำให้คงที่ การวัดค่าจะวัดเป็นช่วง ๆ ทุกระยะ 50 ซม. ความลึกขึ้นกับชนิดของเครื่องมือแต่ละแบบอย่างต่อเนื่องจากปลายด้านล่างจนถึงปลายท่อด้านบน ระยะเบี่ยงเบนจากแนวตั้ง ณ ระดับความลึกใด ๆ คือค่าระยะเคลื่อนตัวด้านข้างสะสมในแต่ละตำแหน่งความลึกจากจุดคงที่ที่ปลายท่อด้านล่าง ณ วันที่และเวลาที่บันทึก

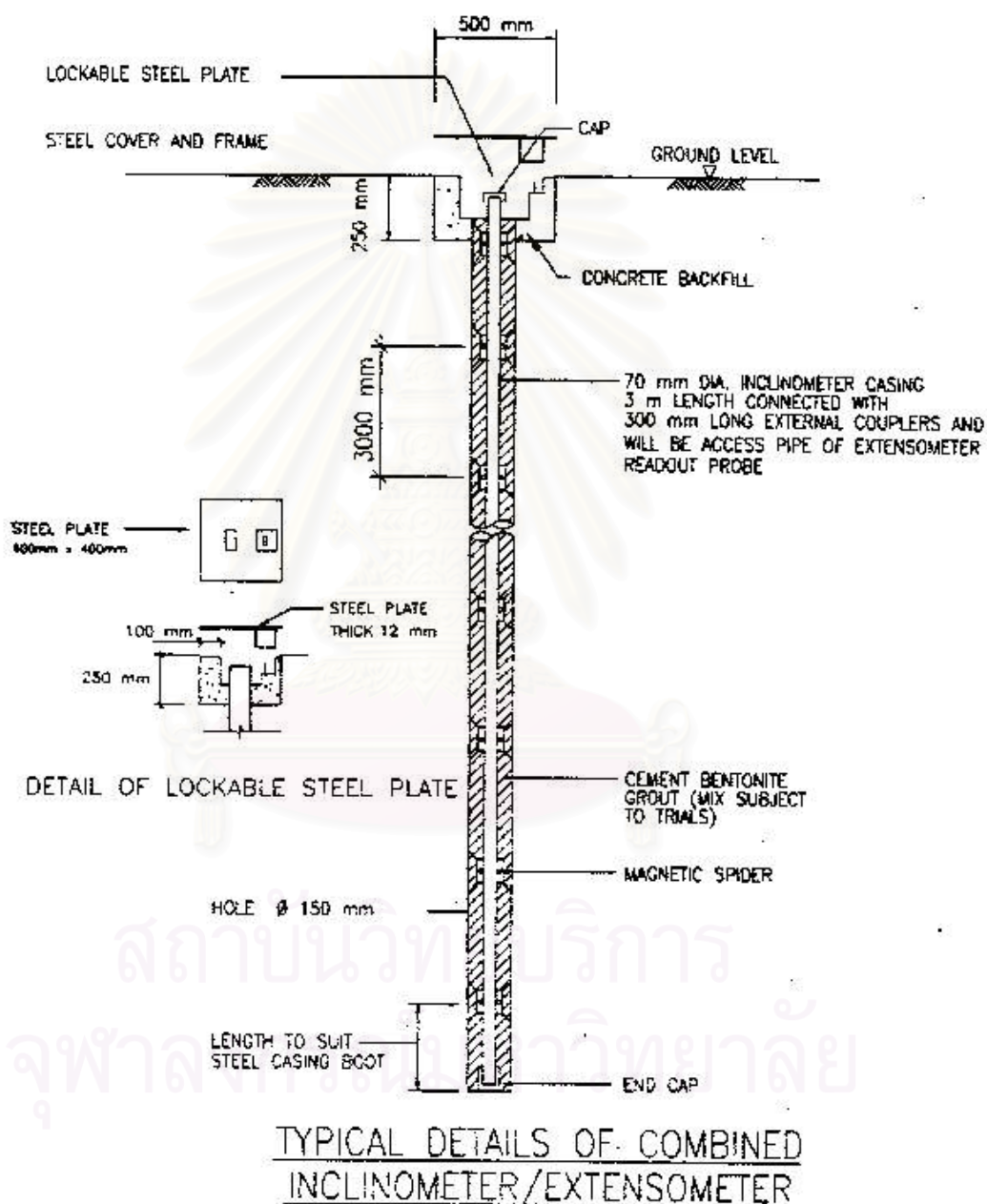


รูปที่ 4.5 แสดงเครื่องมือวัด Inclinometer



#### 4.2.4 Combined Inclinator / Magnetic Extensometer

เป็นเครื่องมือที่นำ Inclinator และ Extensometer มาติดตั้งในหลุมเดียวกัน เพื่อวัดค่าต่าง ๆ ตามชนิดของเครื่องมือที่ได้กล่าวมา ดังรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.6 แสดงรายละเอียดของเครื่องมือ Combined Inclinator / Magnetic Extensometer



### 4.3 ระดับการระวังของค่าทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง (Trigger Level)

ข้อมูลพื้นฐานที่จะต้องนำมาสรุปผลเพื่อพิจารณาระดับการระวังอันจะเกิดความเสียหายจากการก่อสร้างไม่ให้เกินกว่าค่าที่ได้ประเมินไว้ เพื่อควบคุมความปลอดภัย (Safety Control) โดยแบ่งเป็น 3 ระดับดังนี้

#### 4.3.1 Alert Trigger Level

เป็นระดับการระวังความเสียหายจากการก่อสร้างเมื่อค่าทรุดตัว และเคลื่อนตัวด้านข้างเกินกว่า 70 % ของค่าที่ออกแบบและประเมินไว้ ต้องแจ้งต่อผู้รับเหมาก่อสร้างเพื่อหาทางแก้ไขปัญหาและขั้นตอนก่อสร้างจะต้องถูกควบคุมอย่างระมัดระวัง

#### 4.3.2 Alarm Trigger Level

เป็นระดับการระวังความเสียหายจากการก่อสร้างเมื่อค่าทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้างเกินกว่า 80 % ของค่าที่ออกแบบไว้ ต้องแจ้งต่อผู้รับเหมาก่อสร้าง ควบคุมการก่อสร้างอย่างระมัดระวังและประชุมวางแผนถ้าจะเกิด Action Trigger Level ต่อไป

#### 4.3.3 Action Trigger Level

เป็นระดับการระวังความเสียหายจากการก่อสร้างเมื่อค่าทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้างเกินกว่า 90 % ของค่าที่ออกแบบไว้ ต้องแจ้งต่อผู้รับเหมาก่อสร้างและดำเนินการแก้ไขตามแผนที่ได้วางไว้ โดยการก่อสร้างทั้งหมดจะต้องหยุด แล้วหาทางแก้ไข

### 4.4 การเก็บรวบรวมและเรียบเรียงข้อมูล

#### 4.4.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล

1. ข้อมูลรายละเอียดของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร
  - (1) แบบแปลนรูปขอบเขตแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดิน
  - (2) ขนาดของหัวขุดเจาะอุโมงค์ , อุโมงค์รถไฟ และรายละเอียดของ Segment
  - (3) รูป Soil Profile ของแนวเส้นทางขุดเจาะอุโมงค์แต่ละช่วง
  - (4) สัญญาก่อสร้างสายเหนือและสายใต้
  - (5) รูปถ่ายที่หน้างาน
2. ข้อมูลค่าทรุดตัวที่ผิวดิน , ค่าทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวในแนวราบ
  - (1) ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement)
  - (2) ค่าทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ (Layering Deformation)
  - (3) ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Lateral Deformation)
3. ข้อมูลคุณสมบัติของชั้นดิน ณ หลุมเจาะที่อยู่ใกล้ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัด

4. ข้อมูลบันทึก TBM Record และ Ring Record
5. หน่วยงานที่ให้การอนุเคราะห์ข้อมูล
  - (1) องค์การรถไฟฟ้าวัดดิน ( ร.ฟ.ม. )
  - (2) บริษัท ซี เอส ซี วัน จำกัด
  - (3) กิจการร่วมค้า บี ซี เค ที
  - (4) กิจการร่วมค้า ไอ โอ เอ็น
  - (5) บริษัท จี เอ็ม ที คอร์ปอเรชั่น จำกัด

#### 4.4.2 การเรียบเรียงข้อมูล

จากข้อมูลที่เกิดขึ้นรวบรวมจะนำมาเรียบเรียงเพื่อนำเสนอให้ฝ่ายต่อการเข้าใจพฤติกรรมทางทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดิน ในลักษณะความสัมพันธ์ดังนี้

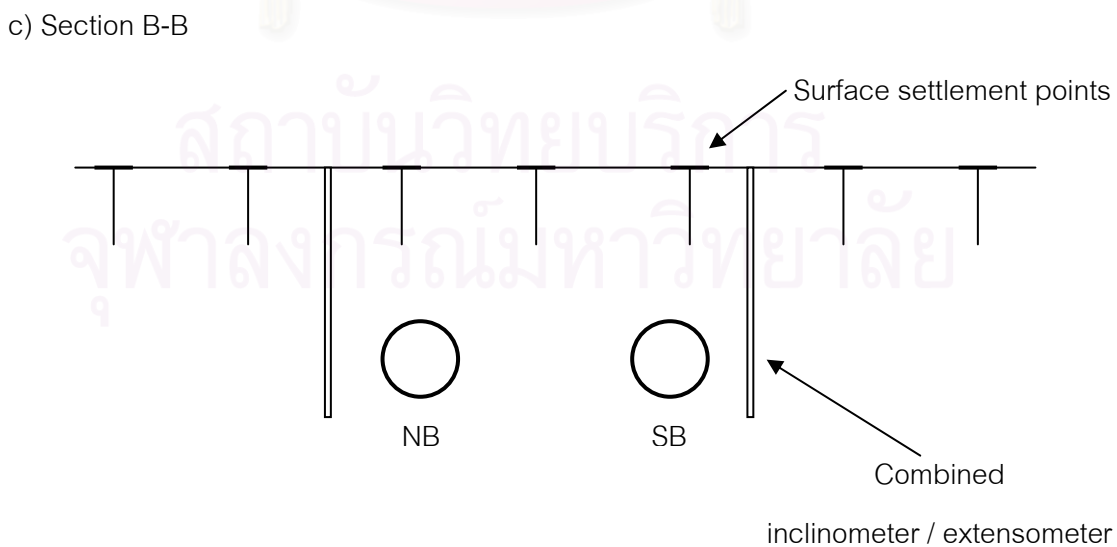
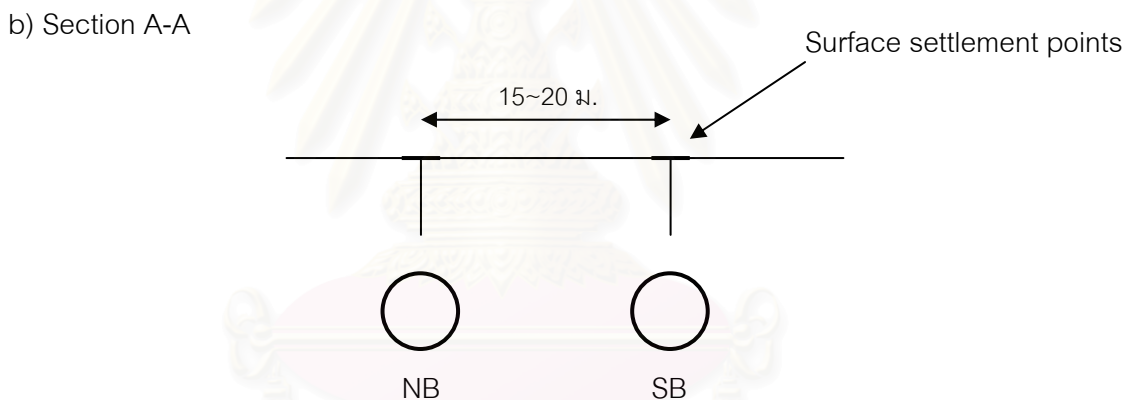
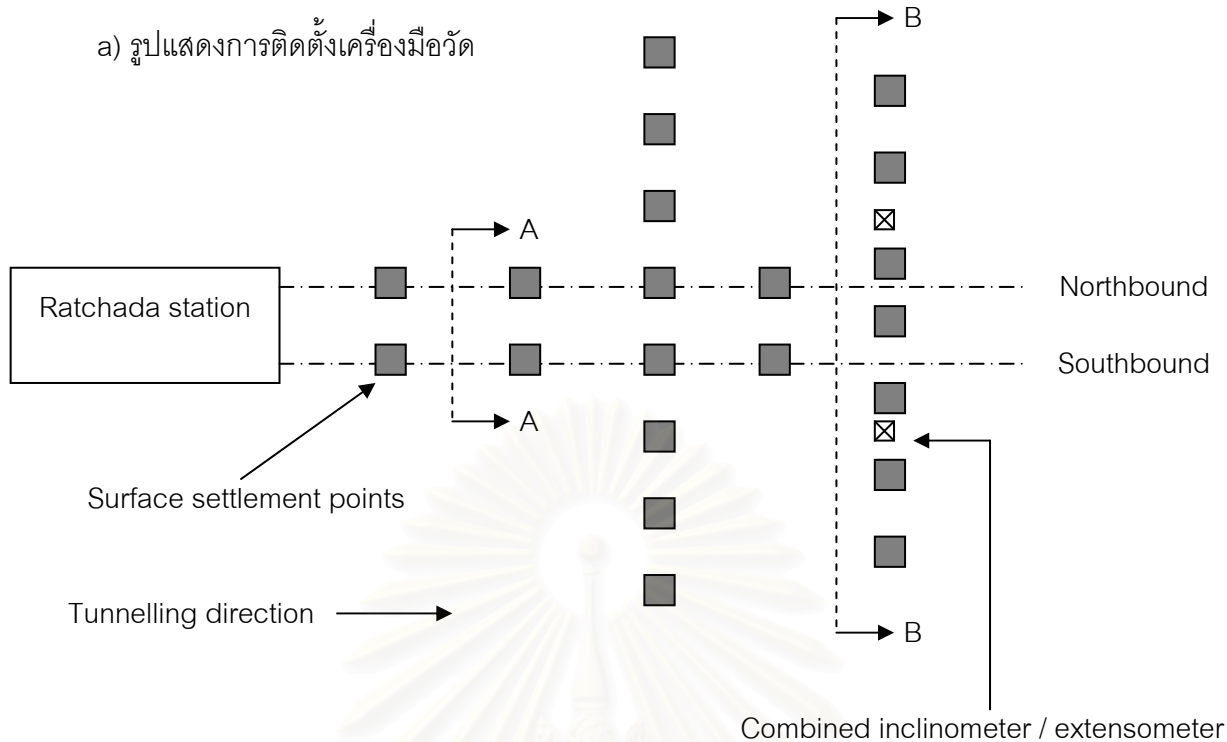
1. ความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับวันที่เก็บข้อมูล
2. ความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับระยะจากด้านหน้าหัวเจาะ
3. กราฟแสดง Surface settlement trough กับระยะจากกึ่งกลางระหว่าง Twin tunnels
4. รูปแสดงคุณสมบัติของชั้นดิน ณ หลุมเจาะใกล้ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัด
5. กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง TBM operation กับค่าทรุดตัวที่ผิวดิน
6. กราฟแสดงค่าทรุดตัวเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์กลับโดยใช้ PLAXIS

#### 4.5 รูปแบบการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม

รูปแบบของการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดินจะพิจารณาตามส่วนก่อสร้าง 2 ส่วน คือ สายเหนือ และสายใต้ ดังนี้

##### 4.5.1 สายเหนือ

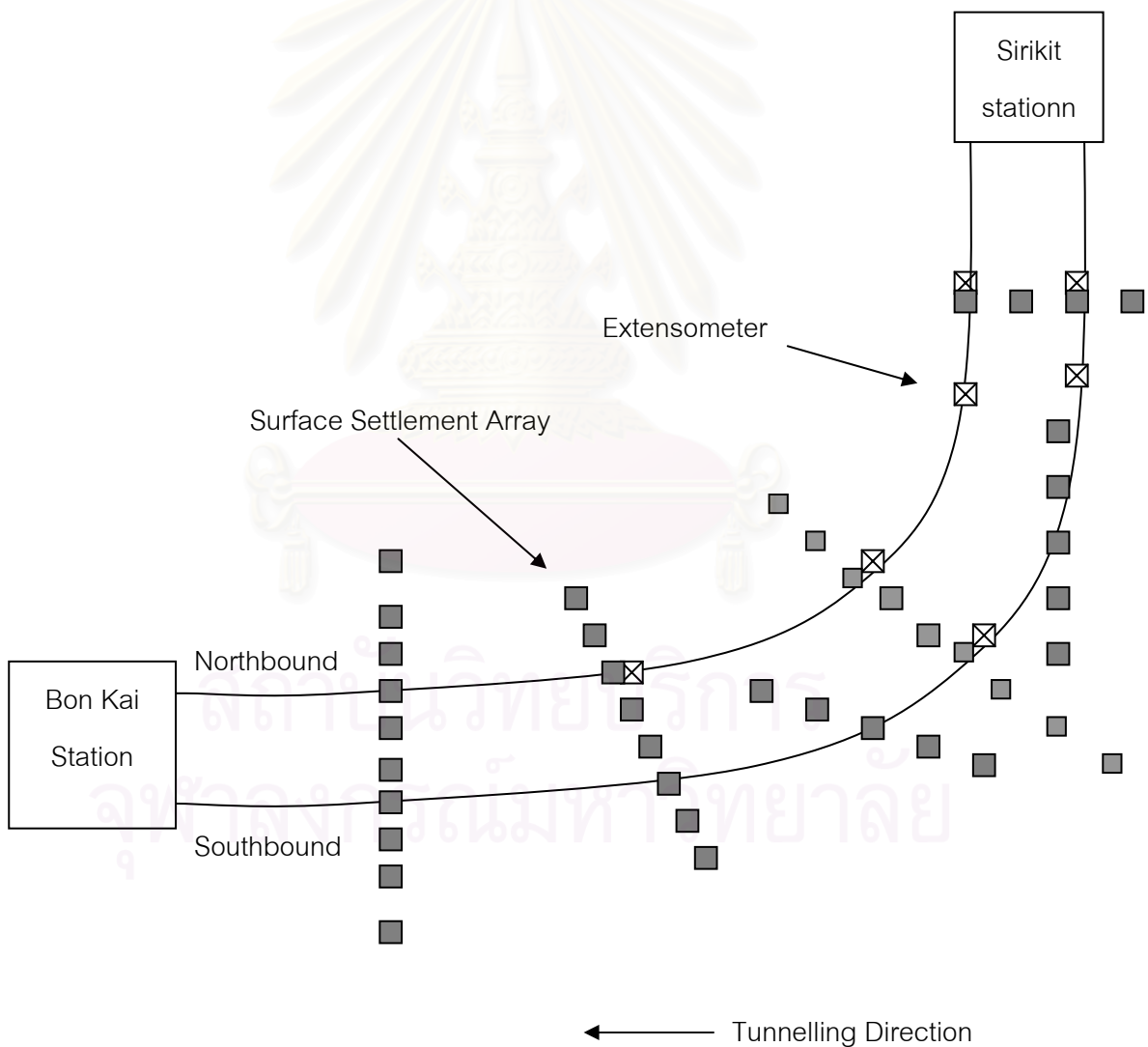
การขุดเจาะอุโมงค์ในสายเหนือ จะใช้หัวขุดเจาะชนิด EPBS ของ Kawasaki จำนวน 8 เครื่อง ซึ่งอุโมงค์สายใต้ (Southbound Tunnel) จะขุดเจาะก่อน แล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือ ระยะห่างกันประมาณ 100-150 ม. ระยะเวลา 2 สัปดาห์ – 1 เดือน โดยทั่วไปชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่เหนือ Tunnel Crown หรือชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ติดตั้งเครื่องมือวัดตามแนวเส้นทางทั้งอุโมงค์สายเหนือและสายใต้ นอกจากนี้จะต้องพิจารณา Ground loss ที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน และวัดการทรุดตัวในแนวตัดขวางตลอดจนการเคลื่อนตัวด้านข้าง ในช่วงระยะ 25-75 ม. จากสถานี ดังรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง ในสายเหนือ

#### 4.5.2 สายใต้

การขุดเจาะอุโมงค์ในสายใต้ จะใช้หัวขุดเจาะชนิด EPBS ของ Herrenknecht จำนวน 2 เครื่อง ขุดเจาะตั้งแต่สถานีสิริกิติ์ ถึง หัวลำโพง โดยจะขุดเจาะผ่านชั้นดินเหนียวแข็ง ชั้นแรก และชั้นทรายชั้นแรก อุโมงค์สายใต้ขุดเจาะก่อนสายเหนือเป็นระยะ 150 ม.ห่างกัน 1 เดือน แต่ช่วงสถานีบ่อนไก่ ถึง ลุมพินี อุโมงค์สายใต้จะขุดเจาะใกล้จะถึงสถานีต่อไปแล้วจึงเริ่มขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือ ห่างกัน 2 เดือน บางช่วงของแนวขุดเจาะอุโมงค์จะเลี้ยวโค้งและบางช่วงมีสิ่งปลูกสร้างอยู่ติดถนนใกล้แนวขุดเจาะ เครื่องมือวัดจึงต้องติดตั้งเป็นแนวจำนวนมาก และติดตั้งเป็นแนวยาวกว่าในสายเหนือ ในบางแนว (Surface Settlement Array) จะต้องติดตั้งหลักหนีจากอาคาร ทั้งนี้ก็มีการวัดค่าทรุดตัวของอาคารด้วย ดังนั้นจึงต้องควบคุมการทำงานอย่างใกล้ชิด (Quality Control) เพื่อให้เกิดปัญหาผลกระทบของดินทรุดตัวต่ออาคารข้างเคียงน้อยที่สุด ดังรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้าง ในสายใต้

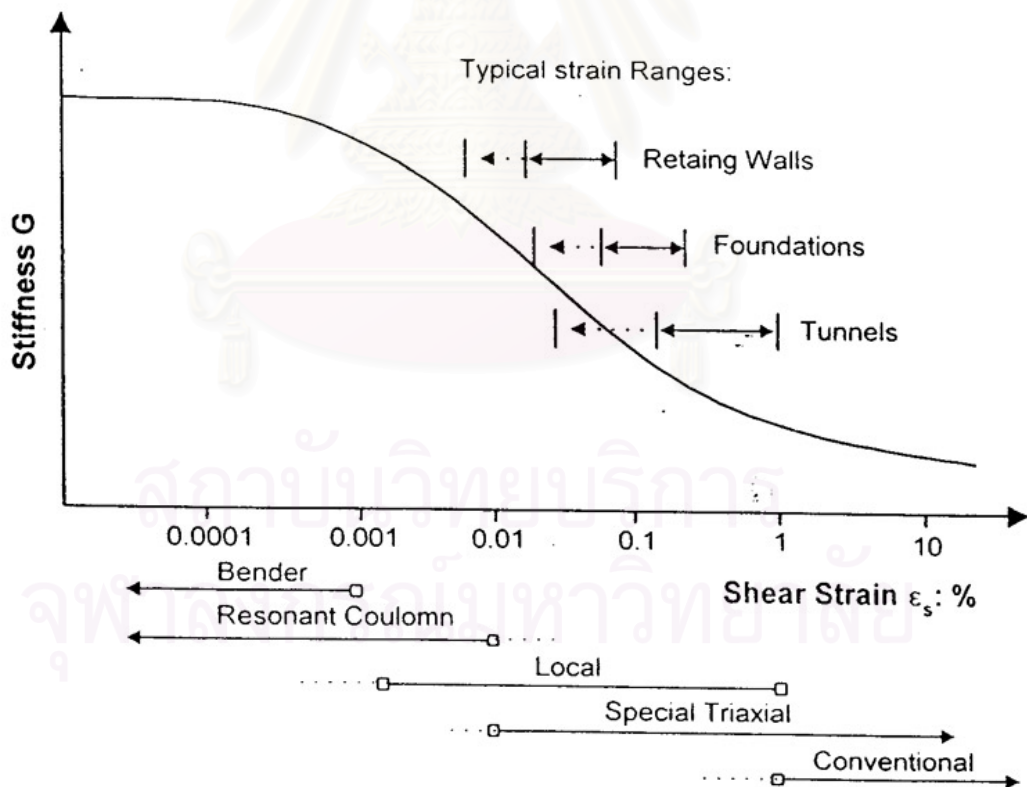


## บทที่ 5

### การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

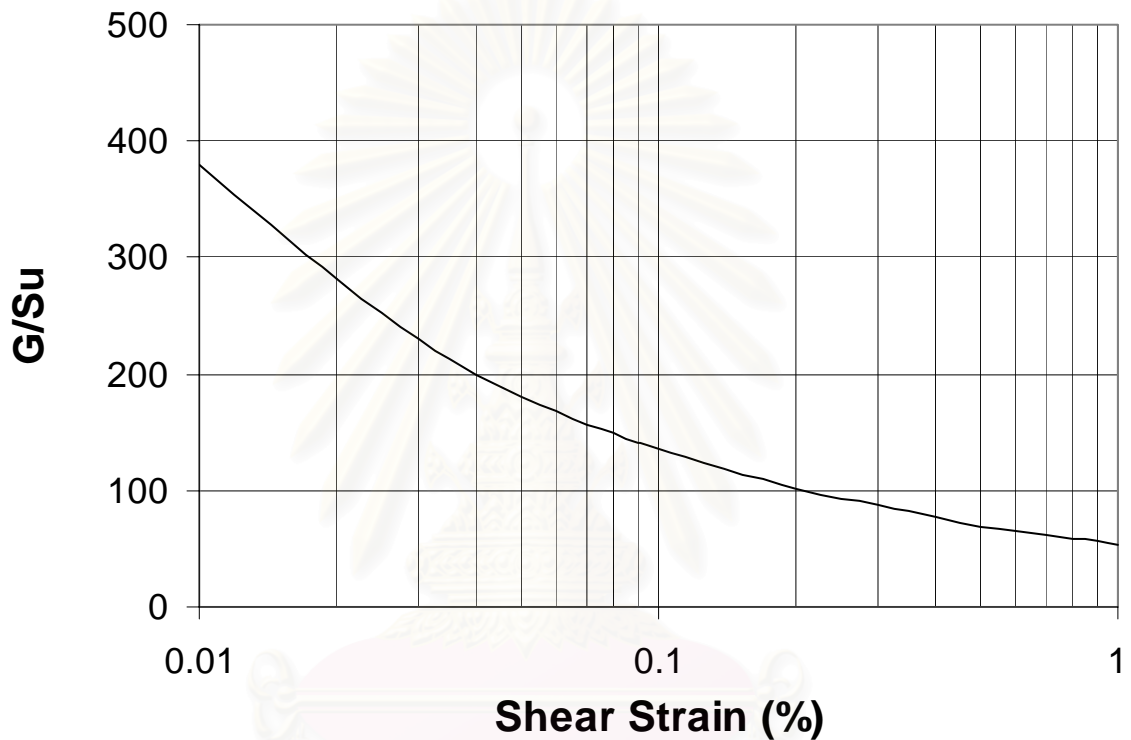
#### 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Soil Stiffness กับระดับการเสียรูป

การวัดพฤติกรรมและการเสียรูปของดินเนื่องจากก่อสร้างอุโมงค์จะนำข้อมูลมาวิเคราะห์หาค่า (Back Analysis) เปรียบเทียบกับข้อมูลที่บันทึกในสนาม (Field Measurement) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Young Modulus ของดิน กับกำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ โดยทั่วไปความแข็งแรงของดิน (Stiffness of Subsoils) จะไม่คงที่สำหรับโครงสร้างในดิน ขึ้นกับ ระดับการเสียรูป (Strain Level) โดย Mair (1993) เปรียบเทียบ Soil Stiffness ที่ระดับการเสียรูปต่าง ๆ สำหรับแต่ละชนิดของโครงสร้างเปรียบเทียบกับลักษณะการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังรูปที่ 5.1

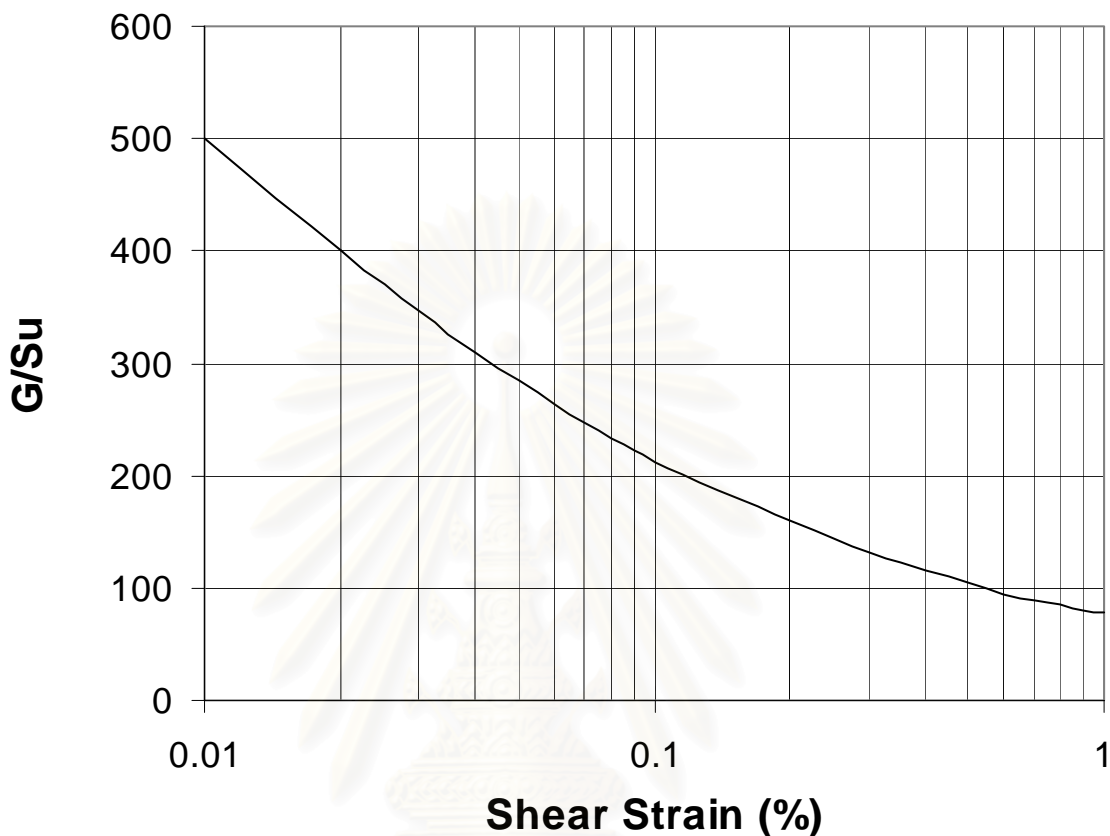


รูปที่ 5.1 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993)

งานชุดเจาะอุโมงค์ ระดับการเสียรูปอยู่ในช่วง 0.1-1 % สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร จากผลการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter test ทดสอบโดย Cambridge In-situ และสรุปผลโดย Teparaksa (1999a,b) เพื่อพิจารณาค่า  $G/S_u$  ของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรก ดังรูปที่ 5.2 และ 5.3



รูปที่ 5.2 แสดงผลทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Soft Clay (Teparaksa, 1999)



รูปที่ 5.3 แสดงผลทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Stiff Clay (Teparaksa, 1999)

## 5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัวของผิวดิน

### 5.2.1 คุณสมบัติของดิน (Properties of Soil)

#### 5.2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) จะมีผลในการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากชุดเจาะคูโมงค์ โดยค่า  $S_u$  ต่ำ ค่าทรุดตัวของผิวดินจะเกิดขึ้นสูง ดังนั้นการเลือกใช้ค่า  $S_u$  จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน จึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัว เพื่อให้ได้ผลการทรุดตัวของดินถูกต้อง

Bishop และ Skempton (1954) ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) โดยได้พิจารณาผลจากการทดสอบ Undrained Test ว่าดินมีกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) เท่ากับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^{f_{\max}}}{2} \quad (5.1)$$

ในการวิเคราะห์ค่าทฤษฎีกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะใช้กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งชั้นแรก จะพิจารณาจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test) ดังนี้

#### - Field Vane Shear Test

ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง (Soft to medium clay) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม ( $S_{u_{FV}}$ ) หลังจากปรับแก้แล้ว จะให้ค่า  $S_u$  ที่เหมาะสม เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่าความไว (Sensitivity) สูงมาก การทดสอบ FV จะมีผลกระทบต่อกรอบของโครงสร้างดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม กำลังรับแรงเฉือนของดินจะต้องตรวจสอบว่าให้ค่าที่สูงเกินความเป็นจริงหรือไม่

Bjerrum (1972) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดิน ดังนี้

$$S_{u_{\text{Field}}} = \mu S_{u_{FV}} \quad (5.2)$$

เมื่อ  $S_{u_{\text{Field}}} =$  ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนในสนาม

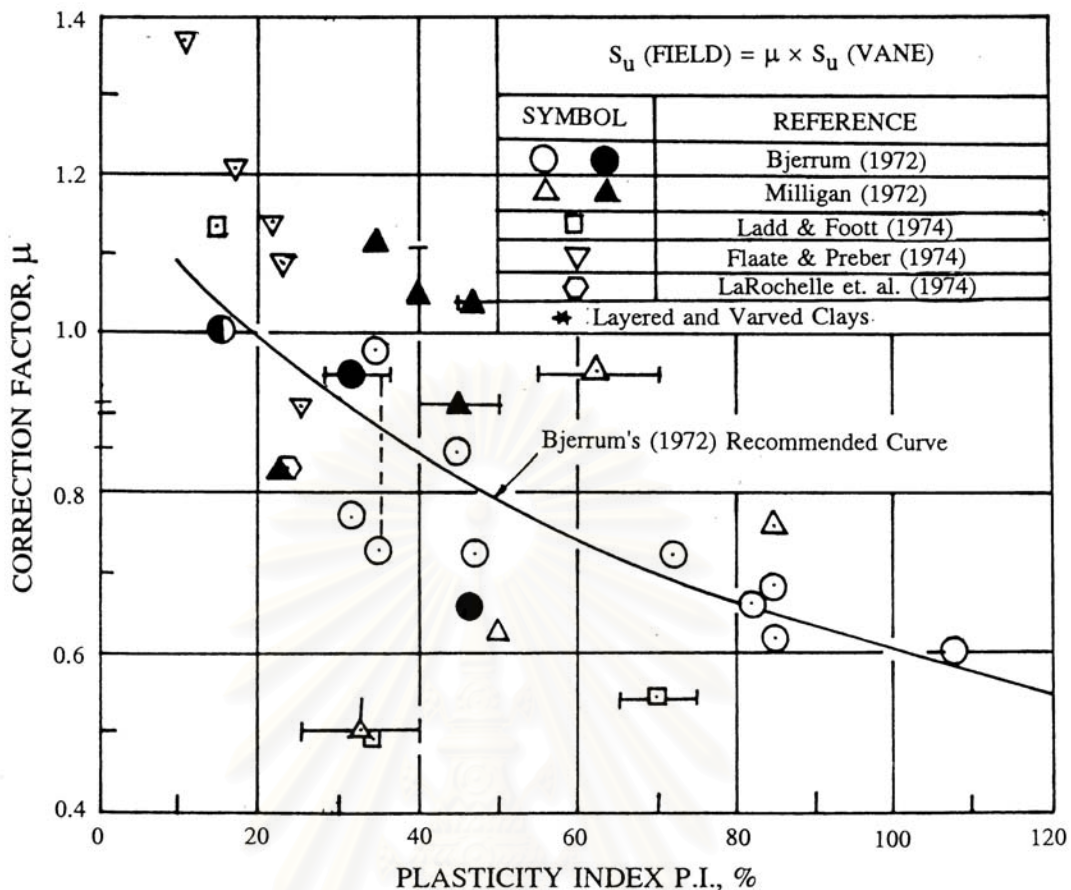
$S_{u_{FV}} =$  ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่วัดได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม

$\mu =$  ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's correction factor) แสดงดังรูปที่ 5.4

ค่า  $\mu$  ของดินกรุงเทพฯ อยู่ระหว่าง 0.7-0.85 และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนจากการทดสอบ FV ให้ค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก ดังนั้น ค่า  $S_{u_{\text{Field}}}$  ที่ปรับแก้แล้วจะใช้เป็นตัว

Normalized โมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ หรือ  $\frac{E_u}{S_u}$  ดินเหนียวอ่อน





รูปที่ 5.4 ค่าปรับแก้  $\mu$  ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane

- Standard Penetration Test

ในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) ได้มีการทดสอบหาค่าการทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน (SPT-N value) ซึ่งจะสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $S_{uSPT}$ ) ซึ่งเสนอโดย วีระนันท์ (2526) มีรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.685N \text{ ตัน/ม}^2 \tag{5.3}$$

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.520N \text{ ตัน/ม}^2 \tag{5.4}$$

เมื่อ  $N$  = ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน (ครั้ง/ฟุต)

ค่า  $N$  จากการทดสอบ ไม่ต้องปรับแก้เนื่องจาก In-Situ Effective Vertical Stress และ ชนิดของดินแบ่งประเภทโดยอาศัยหลักการของ Unified Soil Classification System ซึ่งค่า  $S_u$  จะนำไปหาความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่าง  $\frac{E_u}{S_u}$  ของชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก เพื่อใช้วิเคราะห์ การทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ต่อไป

### 5.2.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

ค่าโมดูลัสของดินจะมีความสำคัญต่อการพิจารณาการทรุดตัวโดยตรง เนื่องจากมีชั้นดินแตกต่างกันเหนือระดับอุโมงค์ ทำให้โมดูลัสของดินไม่เท่ากันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในดินที่แต่ละระดับความลึกและความดันน้ำใต้ดิน จึงส่งผลต่อการทรุดตัวของแต่ละชั้นดิน นอกจากนี้การเลือกใช้ค่าโมดูลัสของแต่ละชั้นดิน จะต้องพิจารณาระดับการเสียรูป (Strain Level) ของแต่ละลักษณะโครงสร้าง และการทดสอบ Pressuremeter Test เพื่อหาค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ฯ

เนื่องจากการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เกิดภายในระยะเวลาที่สั้น จึงพิจารณาผลการทรุดตัวของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ หรือ Undrained Condition โดยวิเคราะห์เป็น Total Stress Analysis ซึ่งผลการทดสอบ Pressuremeter Test ได้แสดงค่า  $E_u/S_u$  ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรกในเขตกรุงเทพฯ ฯ ดังรูปที่ 5.2 และ 5.3 เพื่อเป็นขอบเขตในการเลือกใช้ค่า  $E_u$  ในการวิเคราะห์การทรุดตัวโดยโปรแกรม Finite Element ซึ่งจะพิจารณาค่าโมดูลัสของดินในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ดังนี้

$$E_u = M \cdot S_u \quad (5.5)$$

เมื่อ  $E_u$  = โมดูลัสของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ ในช่วง Elastic ก่อนจะถึง Plastic Yielding

$S_u$  = กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ

$M$  = ค่า Modulus Multiplier

ค่า  $M$  จะขึ้นกับชนิดของงานก่อสร้าง คุณสมบัติของดิน และข้อมูลจากลักษณะของงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ตลอดจนประสบการณ์

จากทฤษฎีของ Elasticity สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u$  และ  $G$  ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ และดินเหนียวแข็งชั้นแรก จากรูปที่ 5.2 และ 5.3 ดังนี้

$$E_u = 2G(1+V) \quad (5.6)$$

- เมื่อ  $G$  = Shear Modulus  
 $E_u$  = Undrained Young's Modulus  
 $V$  = อัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $V=0.5$ )

### 5.2.2 สถิติเนสของ Segment (Stiffness of Concrete Segment, EI)

การเปลี่ยนแปลงความเค้นในดินเนื่องจากดินที่ถูกขุดเจาะออกไป จะส่งผลต่อโครงสร้างอุโมงค์ โดย Segment ที่ประกอบเป็นผนังอุโมงค์จะต้องสามารถรับแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักดินที่กดทับเหนืออุโมงค์กับความดันน้ำใต้ดิน ดังนั้น สถิติเนสของ Segment จะมีผลต่อการหลุดตัวของดินเหนืออุโมงค์และการแอ่นตัวของ Crown Tunnel ในส่วนโครงสร้าง โดยโครงสร้างของอุโมงค์หรือ Segment เป็น Linear Elastic material โดยจะพิจารณาเป็น Beam Structure และค่า EI ของผนังอุโมงค์จะถูกพิจารณาในลักษณะ Plane Strain

สำหรับรายละเอียดของค่า EI ของผนังอุโมงค์ แสดงดังสมการดังนี้

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad (5.7)$$

- เมื่อ  $I$  = Moment of Inertia  
 $b$  = ความกว้างของ Segment  
 $h$  = ความหนาของ Segment

สำหรับ Concrete Segment ได้ใช้กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างรูปทรงกระบอกคอนกรีตขนาดมาตรฐานถูกทดสอบที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 430 ksc ดังนั้น ค่าโมดูลัสของคอนกรีตสามารถพิจารณาได้จากสมการดังนี้

$$E_c = 15210 \cdot f_c^{0.5} \quad (5.8)$$

- เมื่อ  $E_c$  = Modulus of Concrete (ksc)  
 $f_c$  = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ksc)

ดังนั้นจะพิจารณาค่า  $E_c$  เท่ากับ  $3.1 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup> ในส่วนของสติฟเนสของ Concrete Segment เพื่อใช้ในการวิเคราะห์

### 5.2.3 ลักษณะของแนวขุดเจาะของอุโมงค์ (Characteristic of Tunnelling)

แนวขุดเจาะอุโมงค์จะแสดงถึงขนาดของอุโมงค์ ระดับความลึกของอุโมงค์ ลักษณะของแนวการขุดเจาะอุโมงค์ และระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสองซึ่งจะมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน ดังนี้

- ขนาดของอุโมงค์ จะแสดงถึงปริมาณดินที่ถูกขุดเจาะออกไป โดยจะเท่ากับปริมาณดินที่สูญเสียหรือเท่ากับปริมาณดินผิวดินที่ทรุดตัวลงมา

- ความลึกของอุโมงค์ ถ้าระดับของกึ่งกลางอุโมงค์อยู่ลึกจากผิวดินมาก ก็จะส่งผลให้ช่วงของการทรุดตัวของผิวดินกว้างเมื่อพิจารณาแนวตัดขวางกับแนวขุดเจาะ อย่างไรก็ตาม ปริมาณและช่วงกว้างของการทรุดตัวของผิวดินจะขึ้นกับชนิดของดินที่ได้ขุดเจาะ

- ลักษณะของแนวการขุดเจาะอุโมงค์ สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ได้มีการขุดเจาะอุโมงค์เป็นสองลักษณะได้แก่ แนวอุโมงค์วางคู่ขนานกันในระดับความลึกเท่ากัน และแนวอุโมงค์วางซ้อนกันในแนวตั้ง ซึ่งการทรุดตัวของผิวดินในแต่ละลักษณะจะเกิดไม่เท่ากัน

- ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง ถ้าระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของอุโมงค์ทั้งสองห่างกันไม่มาก จะพิจารณาเสมือนเป็นอุโมงค์เดี่ยว โดยรัศมีจะเท่ากับระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสองหารด้วยสอง แต่ถ้าระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสองห่างกันมาก จะต้องพิจารณาการทรุดตัวจากการขุดเจาะของแต่ละอุโมงค์ แล้วจึงนำผลการทรุดตัวมารวมกันจะได้ค่าทรุดตัวที่เกิดจากอุโมงค์ทั้งสอง

### 5.2.4 วิธีการก่อสร้าง (Method of Construction)

วิธีการก่อสร้างอุโมงค์คือจะมีผลต่อการทรุดตัวของดินเนื่องจากมีปัจจัยหลายอย่างที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างดิน เช่น การควบคุมทิศทางการขุดเจาะ, การทำ Backfill Grouting ตลอดจนความต่อเนื่องของการขุดเจาะและหยุดพักเครื่องขุดเจาะเพื่อตรวจสอบเครื่องมือ อุปกรณ์ต่าง ๆ

### 5.3 วิธีการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต ( $K_0$ )

ในสภาพดินธรรมชาติ ก่อนที่จะเริ่มขุดเจาะ สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต ( $K_0$ ) จะขึ้นกับพลาสติกซิตี และประวัติของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งแสดงในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidation Ratio, OCR)

โดยปกติ ค่า  $K_o$  มักใช้สูตร Empirical ซึ่ง Alpan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ  $K_o(NC)$  กับ PI คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ ดังนี้

$$K_{o(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad (5.9)$$

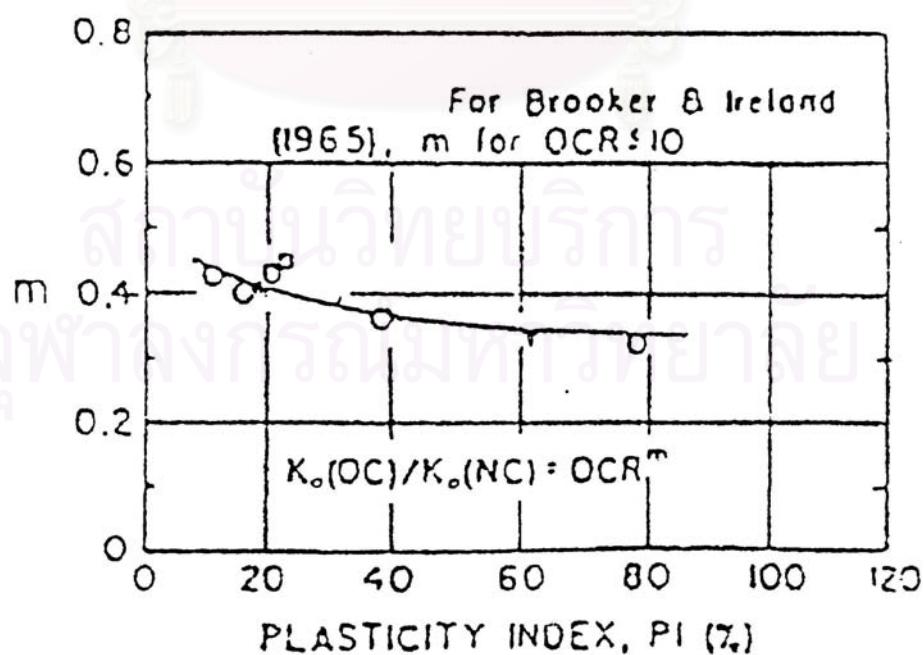
เมื่อ  $K_{o(NC)}$  = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ  
PI = Plasticity Index ของดินเหนียว

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_o$  ของดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติกับสภาพอัดแน่นเกินตัว เป็นฟังก์ชันของ OCR ดังนี้

$$K_{o(OC)} = K_{o(NC)} (OCR)^m \quad (5.10)$$

เมื่อ  $K_{o(NC)}$  = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว  
 $K_{o(OC)}$  = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ  
m = ค่าคงที่ ขึ้นกับ PI ของดิน สำหรับดินกรุงเทพฯ ใช้ค่า  $m = 0.39$

Ladd et al. (1977) ได้เสนอค่า m ในสมการของ Schmidt ดังรูปที่ 5.5



รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al. 1977)



ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis สำหรับดินเหนียว จะใช้ค่า  $K_{o\_Total}$  ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 2.19 โดยพิจารณาค่า  $K_{o(OC)}$  จากสมการที่ 5.10 เพื่อคำนวณหาค่า  $K_{o\_Total}$  ดังนั้นจึงไม่ต้อง input ค่า pore water pressure

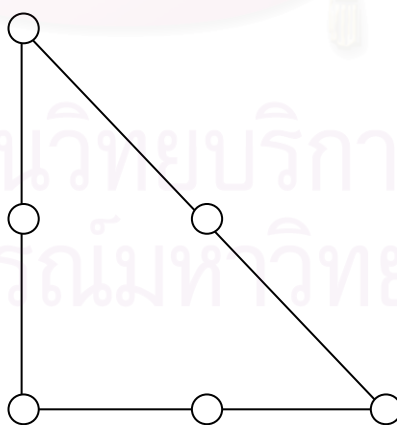
สำหรับดินเม็ดหยาบ ค่า  $K_o$  ขึ้นกับสภาวะความแน่นของดิน ซึ่ง Jaky (1944) ได้ประเมินค่า  $K_o$  ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งจะวิเคราะห์แบบ Effective Stress โดยใช้ค่า  $K_o$  ดังนี้

$$K_o = 1 - \sin\phi' \quad (5.11)$$

เมื่อ  $\phi'$  = Friction Angle ในรูป Effective Stress ของดินทราย

#### 5.4 การใช้วิธี Finite Element วิเคราะห์ค่าทรุดตัว

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหา โดยแบ่งดินออกเป็นเอลิเมนต์ย่อย ๆ ที่ต่อเนื่องกันครอบคลุมขอบเขตของดินที่ศึกษา ใน 1 เอลิเมนต์ จะมี Stress-Strain Law และ Failure Criteria ที่ถูกกำหนดให้มีจุดต่อ (Nodal Point) ของเอลิเมนต์ ที่ต่อกัน ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรง ความเครียด และการเสียรูปของดินได้อย่างถูกต้องมากขึ้น โดยกำหนดความละเอียดของ Mesh ที่จะพิจารณา อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS จะกำหนดให้ 1 เอลิเมนต์ ประกอบด้วย 6 Node ดังรูปที่ 5.6



รูปที่ 5.6 แสดงจำนวน Node ในแต่ละเอลิเมนต์ย่อย

เนื่องจากการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัวของดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ จะมีจำนวน Nodal Points เป็นจำนวนมาก จึงมีสมการของการเสียรูปหรือเคลื่อนที่ของ Nodal Points มาก ด้วยการแก้สมการเหล่านี้ได้ใช้วิธี Matrix Algebra และ Compatibility การเสียรูปของแต่ละเอลิเมนต์โดยผลเฉลยของการวิเคราะห์ จะอยู่ในรูปแบบ Matrix คือ

$$\{F\} = [k]\{\delta\} \quad (5.12)$$

เมื่อ  $F$  = แรงกระทำ (Vector of applied nodal forces)

$k$  = Stiffness matrix

$\delta$  = Unknown nodal displacement vector

นอกจากนี้ ส่วนสำคัญของเอลิเมนต์ที่ต้องพิจารณาคือ Stiffness ซึ่งจะขึ้นกับอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) และโมดูลัสของดิน ( $E_u$ ) แม้ว่าโปรแกรม PLAXIS สามารถเลือกแบบจำลองที่ใช้พิจารณา Failure Criteria ของดินได้หลายรูปแบบ เช่น Elastic Model, Mohr Coulomb Model, Cam Clay Model เป็นต้น แต่ในการศึกษาปัญหาการทรุดตัวของดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ จะใช้ Mohr Coulomb Model วิเคราะห์ โดยมีสมมติฐานดังนี้

- Soil จะพิจารณาเป็น Linear ,Elastic และ Isotropic material ที่ต้อง input ค่าของ  $E_u$  และ  $\nu$
- Yield Point จะกำหนดขึ้นโดยอาศัยกฎการวิบัติของ Mohr Coulomb และวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis ซึ่งพิจารณาหลักการ  $\phi = 0$  concept
- Segment ที่ประกอบเป็นผนังอุโมงค์ จะพิจารณาเป็น Beam Element โดยจะ input ค่า  $EA$ ,  $EI$ , น้ำหนักของผนังอุโมงค์ และอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต ( $\nu = 0.15$ )
- พิจารณาเลือกใช้ค่า  $E_u$  จากผลทดสอบ Self-boring pressuremeter test

การวิเคราะห์กักลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์  $E_u/S_u$  ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ และดินเหนียวแข็งชั้นแรกโดยใช้โปรแกรม FEM ชื่อ "PLAXIS" (Brinkgreve & Brand ,1996) พิจารณาในลักษณะ Plain Strain (2D) และใช้ Mohr-Coulomb Soil Model วิเคราะห์ในลักษณะ Short-Term Analysis ภายใต้สภาพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition)

การวิเคราะห์โดยวิธี FEM จะเลือก 6 nodes triangular elements ซึ่ง element stiffness matrix จะใช้ numerical integration แสดง stress points ที่เกิดขึ้นในดินจากการขุดเจาะดิน

โมดูลัสของดิน,  $E_u$  ที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ เป็นการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis สำหรับการขุดเจาะในดินเหนียว โดยจะพิจารณาจากการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter test แต่ในส่วนของการวิเคราะห์จะเป็น Effective Stress Analysis โดยใช้ค่าโมดูลัสของชั้นดินทราย  $E' = 20 \text{ MN/m}^2$  (หรือ  $E' = 200 \text{ N/t/m}^2$ ) และ  $\phi' = 36^\circ$

เนื่องจากดินที่ถูกขุดเจาะออก จะมีผลต่อ Soil Stiffness, Strength ของดิน และ Effective Stress ดังนั้นการพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้าง (Sequence of Construction) จึงได้แบ่ง Mode of Calculation ในโปรแกรม PLAXIS เป็น 3 phase ดังนี้

1. ชั้นดินบริเวณที่พิจารณาอยู่ในลักษณะ Equilibrium โดยไม่มีการขุดเจาะอุโมงค์
2. ดินถูกขุดออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์และประกอบ Lining จนเต็มวงทันที โดยไม่มีน้ำใต้ดินเข้ามาภายในอุโมงค์ ซึ่งผลที่เกิดขึ้น คือ Tunnel lining เกิด deformation เนื่องจากดินที่ถูกขุดเจาะออก
3. จำลองพฤติกรรมการยุบตัวของอุโมงค์ในรูปของ Volume Loss โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ Contraction แสดงถึงเปอร์เซ็นต์การลดลงของพื้นที่หน้าตัดอุโมงค์เมื่อขุดเจาะดินออก ต่อพื้นที่หน้าตัดอุโมงค์ที่ได้ออกแบบ โดย deformed mesh สามารถบ่งบอก Surface Settlement Trough ที่ผิวดิน ค่า Contraction จะใช้กำหนดเปอร์เซ็นต์การลดลงของพื้นที่หน้าตัดอุโมงค์วงกลมที่มีรัศมีเดียวกันตลอดทั้งหน้าตัดและเป็น homogeneous tunnel lining เท่านั้น

นอกจากจะกำหนด Tunnel lining เป็น curved beam และ Contraction ของแต่ละอุโมงค์ที่ได้ขุดเจาะดินออก ยังต้องกำหนดลักษณะ tunnel interface แสดงพฤติกรรม interaction ระหว่าง tunnel lining กับดินที่อยู่รอบ ๆ อุโมงค์ โดยจะเกี่ยวข้องกับ interface strength (lining friction กับ adhesion) และ กำลังรับแรงเฉือนของดิน (friction angle กับ cohesion)

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร มีอุโมงค์ 2 สาย คือ สายเหนือและสายใต้วิ่งคู่ขนานกัน ซึ่งการก่อสร้างจึงต้องพิจารณาเป็น 5 phase โดย phase 1 Subsoils อยู่ในลักษณะ Equilibrium ส่วน phase 2 และ 3 สำหรับขั้นตอนก่อสร้างอุโมงค์ตัวแรก นอกจากนี้ได้เพิ่ม phase 4 และ 5 (ขั้นตอนก่อสร้างอุโมงค์เช่นเดียวกับ phase 1,2) สำหรับขั้นตอนก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สอง

การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรก จะแสดงผล Output จาก phase 3 ขณะเดียวกัน การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์คู่ จะแสดงผล Output จาก phase 5 ซึ่งจะแสดงผลในรูปแบบของ Deformed mesh ที่เกิดการเสียรูปของ Subsoils หรืออาจจะแสดงผล

เป็น Plastic Mohr-Coulomb Points ทำให้ทราบถึงบริเวณดินที่เกิด Plastic deformation เนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่

## 5.5 สภาพชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

สภาพชั้นดินของบริเวณที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวของดิน จะพิจารณาจากหลุมเจาะสำรวจดินที่อยู่ใกล้เคียง โดยจะมีการทดสอบหาคุณสมบัติทั่วไปของดินที่ความลึกต่าง ๆ เช่น หน่วยน้ำหนักของดิน, ความชื้นในดิน, Atterberg Limits เป็นต้น การทดสอบทดสอบหาลำดับรับแรงเฉือนแบบเวน (Field Vane Shear Test) ของชั้นดินเหนียวอ่อน การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐานของชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (Standard Penetration Test) การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) ซึ่งจะพิจารณาเฉพาะแนวที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวของดินที่จะนำไปใช้วิเคราะห์ค่าทรุดตัวของดินโดยใช้โปรแกรม PLAXIS จำนวน 6 แนวดังนี้

### 5.5.1 ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว

แนววัดค่าทรุดตัวของ Array 001 และ 002 อยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BHB-16 ชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินถม (Silty sand) มีความหนาจากระดับผิวดินประมาณ 1.00 ม.
2. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 1.00 ถึง 16.00 ม.
3. ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็ง (Medium to stiff silty clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 16.00 ถึง 21.30 ม.
4. ชั้นทรายปนดินเหนียว (Fine to medium clayey sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 21.30 ถึง 23.50 ม.
5. ชั้นทรายแน่น (Dense, fine to medium silty sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 23.50 ม.

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินที่หลุมเจาะ BHB-16 แสดงดังรูปที่ A1

### 5.5.2 ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนววัดค่าทรุดตัวของ Array SS-5T-22E~22O, SSS-5T-37A~37E, SSS-5T-47A~47F ทั้ง 3 แนว อยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BHB-52 ชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินถม (Silty sand) มีความหนาจากระดับผิวดินประมาณ 1.50 ม.
2. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 1.50 ถึง 14.20 ม.
3. ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff silty clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 14.20 ถึง 25.00 ม.
4. ชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium to dense silty sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 25.00 ถึง 28.00 ม.
5. ชั้นทรายแน่น (Dense, Fine to Medium Silty Sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 28.00 ถึง 34.00 ม.

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินที่หลุมเจาะ BHB-52 แสดงดังรูปที่ A2

### 5.5.3 ช่วงบ่อนไก่-ลุมพินี

แนววัดค่าทรุดตัวของ Array SS-4T-16A~16K อยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BHB-46 ชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินถม (Silty sand) มีความหนาจากระดับผิวดินประมาณ 1.00 ม.
2. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 1.00 ถึง 12.50 ม.
3. ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 12.50 ถึง 21.70 ม.
4. ชั้นทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium to dense silty sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 21.70 ถึง 34.80 ม.

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินที่หลุมเจาะ BHB-46 แสดงดังรูปที่ A3



#### 5.5.4 ช่วงลุ่มพินีสึลม

แนววัดค่าทรุดตัวของ Array SS-3T-18A~18M อยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BHB-42 ชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินถม (Silty sand) มีความหนาจากระดับผิวดินประมาณ 1.20 ม.
2. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 1.20 ถึง 12.80 ม.
3. ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 12.80 ถึง 22.00 ม.
4. ชั้นทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium to dense silty sand) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 22.00 ถึง 33.80 ม.

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินที่หลุมเจาะ BHB-42 แสดงดังรูปที่ A4

#### 5.6 ผลการวิเคราะห์

จากข้อมูลที่ได้รวบรวม ได้แก่ ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดิน การทรุดตัวของชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ และการเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน ได้นำมาเรียบเรียงเพื่อแสดงผลการเสียรูปของชั้นดิน การวิเคราะห์ค่าทรุดตัวของผิวดินโดยใช้วิธี Empirical ที่นำเสนอโดย Peck (1969), O'Reilly and New (1982) และวิธี Numerical Analysis ด้วย FEM เพื่อวิเคราะห์หาค่า  $Eu/Su$  ที่เหมาะสมของชั้นดินดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ และดินเหนียวแข็งชั้นแรกสำหรับงานชุดเจาะอุโมงค์ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS นอกจากนี้ยังพิจารณาความสัมพันธ์ของค่าควบคุมจากเครื่องชุดเจาะอุโมงค์กับค่าการทรุดตัวของผิวดินตามแนวชุดเจาะ ซึ่งจะพิจารณาขอบเขตการวิจัยนี้แบ่งเป็น 2 ส่วน ตามลักษณะงานก่อสร้างของโครงการ คือ

1. ส่วนเหนือ (ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ) จะเลือกพิจารณาการทรุดตัวของชุดเจาะจากสถานีเทียมร่วมมิตร-ประชากรราษฎร์ บำเพ็ญ และช่วงรัชดา-ลาดพร้าว
2. ส่วนใต้ (ช่วงห้วยลำโพง-ห้วยขวาง) จะเลือกพิจารณาการทรุดตัวของชุดเจาะจากสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์-บ่อนไก่ , บ่อนไก่-ลุ่มพินีสึลม และลุ่มพินีสึลม

โดยข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินจะพิจารณาทั้ง 2 ส่วน แต่ข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ จะพิจารณาช่วงรัชดา-ลาดพร้าว และช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ ส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้าง จะเลือกพิจารณาเฉพาะช่วงรัชดา-ลาดพร้าว เนื่องจากบางช่วงที่ติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของดินเกิดความผิดพลาดในการวัด

สำหรับข้อมูลค่าควบคุมจากเครื่องชุดเจาะอุโมงค์จะพิจารณาทุกช่วงที่ได้ชุดเจาะเสร็จ ซึ่งจะสัมพันธ์กับค่าทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวชุดเจาะ โดยจะกล่าวรายละเอียดต่อไป

### 5.6.1 การทรุดตัวที่ผิวดิน

การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการชุดเจาะอุโมงค์ จะแสดงความสัมพันธ์ออกเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ ค่าทรุดตัวกับวันที่ชุดเจาะ ค่าทรุดตัวกับระยะจากด้านหน้าของหัวเจาะ และค่าทรุดตัวกับระยะจากกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels) โดยทั่วไปค่าทรุดตัวมากที่สุดจะเกิดขึ้นที่ด้านหลังของหัวเจาะหลังจากติดตั้ง Segment และอัดฉีดน้ำปูนเสร็จ เป็นระยะประมาณ 30-40 เมตร สำหรับผลข้อมูลการทรุดตัวจะแสดงดังตารางที่ 5.1 และพิจารณาเป็นช่วงของการชุดเจาะดังนี้

#### 1. ช่วงเทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์บำเพ็ญ

แนวที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว จะพิจารณาที่ Array 001 ซึ่งหัวเจาะอุโมงค์สายใต้ (TBM#1) จะชุดเจาะก่อนหัวเจาะสายเหนือ (TBM#2) เป็นระยะเวลาห่างกันประมาณ 1 เดือน TBM#1 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 23-G2-031 ที่ Ring No. 613 วันที่ 29 ก.ค. 2542 ส่วน TBM#2 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 23-G2-027 ที่ Ring No. 603 วันที่ 19 ส.ค. 2542 โดยมีระยะห่างจากสถานีเทียมร่วมมิตรเป็นระยะประมาณ 736 ม. และ 724 ม. ตามลำดับ สำหรับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของ Array 001 แสดงดังรูปที่ B1-B2

#### 2. ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวจะประกอบด้วย 2 Array คือ Array 001 และ 002 ซึ่งหัวเจาะอุโมงค์สายใต้ (TBM#3) จะชุดเจาะก่อนหัวเจาะอุโมงค์สายเหนือ (TBM#4) เป็นระยะเวลาห่างกันประมาณ 2 เดือน โดย TBM#3 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 26-G3-002 ที่ Ring No. 35 วันที่ 2 มี.ค. 2542 ขณะเดียวกัน TBM#4 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 26-G3-001 ที่ Ring No. 35 วันที่ 25 มี.ค. 2542 ของ Array 002 ก่อน แล้วจึงผ่าน Array 001 ซึ่ง TBM#3 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 26-G2-010 ที่ Ring No. 85 วันที่ 10 มี.ค. 2542 และ

TBM#4 จะผ่านตำแหน่งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 26-G2-006 ที่ Ring No. 79 วันที่ 25 เม.ย. 2542 โดยมีระยะห่างจากสถานีรัชดาเป็นระยะทางประมาณ 42,42 ม. และ 102,95 ม. ตามลำดับ สำหรับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของ Array 001 และ 002 แสดงดังรูปที่ C1-C4

### 3. ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวในช่วงขุดเจาะนี้จะมีอยู่หลายแนว ทั้งเป็นลักษณะผ่านแนวขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ จึงได้เลือกพิจารณาเฉพาะแนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว 5 แนว ได้แก่ SS-5T-22E~22O (CS 5C) ซึ่งติดตั้งผ่านแนวอุโมงค์คู่ ส่วน SSS-5T-33A~33E, SSS-5T-37A~37E และ SSS-5T-47A~47F จะติดตั้งผ่านแนวของอุโมงค์เดี่ยวสายใต้เท่านั้น เนื่องจากพื้นที่ในการติดตั้งหมุดวัดค่าทรุดตัวจำเป็นต้องหลบหลีกเลี่ยงอาคารบ้านเรือนและบางแนวไม่สามารถติดตั้งผ่านแนวขุดเจาะของอุโมงค์คู่ได้ สำหรับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่ แสดงดังรูปที่ D1-D4

### 4. ช่วงบ่อนไก่-ลุมพินี

แนวที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว ได้แก่ SS-4T-16A~16K ที่ Ring No. 584 ห่างจากสถานีบ่อนไก่ประมาณ 700 ม. ซึ่งแนวขุดเจาะอุโมงค์จะซ้อนกันในแนวตั้ง อยู่ที่ความลึกต่างกัน โดยหมุดวัดค่าทรุดตัว SS-4T-16F จะตรงกับแนวขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งหัวเจาะอุโมงค์สายใต้ (TBM#3) จะขุดเจาะในชั้นทรายแน่นชั้นแรกก่อนที่ระดับความลึก 27 ม. ผ่านวันที่ 6 ม.ค. 2543 จากนั้นหัวเจาะอุโมงค์สายเหนือ (TBM#4) จึงจะขุดเจาะในชั้นดินแข็งชั้นแรกต่อมาภายหลัง ที่ระดับความลึก 16.5 ม. ผ่านวันที่ 15 ก.พ. 2543 เป็นระยะเวลาห่างกันประมาณ 1 เดือน สำหรับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของ Array SS-4T-16A~16K แสดงดังรูปที่ E1-E2

### 5. ช่วงลุมพินี-สีลม

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัว ได้แก่ SS-3T-18A~18M ที่ Ring No. 298 ห่างจากสถานีลุมพินีประมาณ 358 ม. ซึ่งแนวขุดเจาะอุโมงค์จะซ้อนกันในแนวตั้ง อยู่ที่ความลึกต่างกัน เช่นเดียวกับช่วงขุดเจาะอุโมงค์ของบ่อนไก่-ลุมพินี โดยหมุดวัดค่าทรุดตัว SS-3T-18F จะตรงกับแนวขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งหัวเจาะอุโมงค์สายใต้ (TBM#3) จะขุดเจาะในชั้นทรายแน่นชั้นแรกก่อนที่ระดับความลึก 27.5 ม. ผ่านวันที่ 15 มี.ค. 2543 จากนั้นหัวเจาะอุโมงค์สายเหนือ (TBM#4) จึงจะขุดเจาะในชั้นดินแข็งชั้นแรกต่อมาภายหลัง ที่ระดับความลึก 17 ม. ผ่านวันที่ 8 พ.ค. 2543 เป็นระยะเวลาห่างกันประมาณ 2 เดือน สำหรับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของ Array SS-3T-18A~18M แสดงดังรูปที่ F1-F2

## 5.6.2 การทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน

ส่วนเหนือ (ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ) การวิจัยนี้ได้เลือกช่วงรัชดา-ลาดพร้าว เพื่อศึกษาการทรุดตัวของชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ และการเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน ซึ่งจะวัดค่าที่ด้านข้างของแนวขุดเจาะอุโมงค์ทั้งสองด้าน ดังรูปที่ G1-G4 โดยจะพิจารณาเครื่องมือวัดดังนี้

1. 26-IE-001 อยู่ด้านซ้ายของแนวขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือเป็นระยะ 4 ม. วัดค่าการเคลื่อนตัวได้มากสุดในแนวตัดขวางกับแนวขุดเจาะ (แนวA-B) เท่ากับ 3.00 มม. ที่ระดับความลึก 11.5 ม. เมื่อหัวเจาะ TBM#4 เคลื่อนห่างออกไปเป็นระยะ 45.5 ม. และวัดค่าการเคลื่อนตัวได้มากสุดในทิศทางเดียวกับแนวขุดเจาะ (แนวC-D) เท่ากับ 8.35 มม. ที่ระดับความลึก 10.5 ม. เมื่อหัวเจาะ TBM#4 เคลื่อนที่ห่างจากจุดวัดเป็นระยะเท่ากับ 45.5 ม. เช่นกัน
2. Magnetic Extensometer IE-001 วัดค่าทรุดตัวในแนวตั้งมากสุดเท่ากับ 30.8 มม. ที่ระดับความลึก 7.0 ม. เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างจากจุดวัดเป็นระยะ 23.9 ม.
3. 26-IE-002 อยู่ด้านขวาของแนวขุดเจาะอุโมงค์สายใต้เป็นระยะ 4 ม. วัดค่าการเคลื่อนตัวได้มากสุดในแนวตัดขวางกับแนวขุดเจาะ (แนวA-B) เท่ากับ 12.60 มม. ที่ระดับความลึก 12.0 ม. เมื่อหัวเจาะ TBM#3 เคลื่อนห่างออกไปเป็นระยะ 22.7 ม. และวัดค่าการเคลื่อนตัวได้มากสุดในทิศทางเดียวกับแนวขุดเจาะ (แนวC-D) เท่ากับ 13.35 มม. ที่ระดับความลึก 8.0 ม. เมื่อหัวเจาะ TBM#3 เคลื่อนที่ห่างจากจุดวัดเป็นระยะเท่ากับ 25.1 ม.
4. Magnetic Extensometer IE-002 วัดค่าทรุดตัวในแนวตั้งมากสุดเท่ากับ 39.2 มม. ที่ระดับความลึก 6.9 ม. เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างจากจุดวัดเป็นระยะ 21.5 ม.

ส่วนใต้ (ช่วงห้วยขวาง-หัวลำโพง) การวิจัยนี้ได้เลือกช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่ ศึกษาการทรุดตัวของชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ ซึ่งได้ติดตั้งเครื่องมือวัด Rod Extensometers จำนวน 7 แห่ง โดยวัดค่าทรุดตัวมากที่สุดที่ประมาณ 30-40 มม. จากด้านหน้าหัวเจาะ ดังรูปที่ G5-G11 สำหรับการทรุดตัวของชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ ที่วัดได้จาก Rod Extensometers แสดงดังตารางที่ 5.2

### 5.6.3 ผลการคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ทฤษฎี

การวิเคราะห์เพื่อคาดคะเนค่าการทรุดตัวที่ผิวดินจะใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) เปรียบเทียบกับผลข้อมูลที่วัดในสนาม ดังรูปที่ H1-H21 ซึ่งจะพิจารณา ค่าพารามิเตอร์ ได้แก่ ค่า  $i$ ,  $K$ ,  $S_{max}$  และ Ground Loss เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ สามารถสรุปผลการวิเคราะห์ ดังตารางที่ 5.3 ซึ่งจะพบว่า

#### 1. ทฤษฎีของ Peck (1969)

จากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ H1-H21 สามารถสรุปได้ว่า ค่า  $i$  ตามทฤษฎีของ Peck (1969) มีความสัมพันธ์ดังนี้

สำหรับอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

- การขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ค่า  $i$  จะอยู่ในช่วง 8-13 ม.
- การขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นทรายชั้นแรก ค่า  $i$  จะอยู่ในช่วง 8.5-11.5 ม.

สำหรับอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels)

- การขุดเจาะอุโมงค์คู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ค่า  $i$  จะอยู่ในช่วง 14-19 ม.
- การขุดเจาะอุโมงค์คู่ในชั้นทรายชั้นแรก ค่า  $i$  จะอยู่ในช่วง 9-11 ม.

นอกจากนี้ยังได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R$  หรือ  $i/R'$  กับ  $z/2R$  หรือ  $z/2R'$  ดังรูปที่ H22 จะพบว่า การขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R$  กับ  $z/2R$  จะอยู่บริเวณแนวเส้น Soft to Stiff Clays ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นทราย ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R$  กับ  $z/2R$  อยู่เหนือแนวเส้น Soft to Stiff Clays และสูงกว่าข้อมูลของการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทราย ระดับอุโมงค์ ( $z$ ) อยู่ลึกกว่าระดับอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก และช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดิน ( $i$ ) น้อยกว่า ทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R$  กับ  $z/2R$  อยู่สูงกว่า สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่ เมื่อพิจารณาเสมือนเป็นอุโมงค์เดี่ยว อุโมงค์ที่วางขนานกันในแนวนอนโดยมีระดับความลึกเท่ากัน จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R'$  กับ  $z/2R'$  อยู่บริเวณแนวเส้น Soft to Stiff Clays ส่วนอุโมงค์ที่วางซ้อนกันในแนวตั้งที่ระดับความลึกต่างกัน ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R'$  กับ  $z/2R'$  จะอยู่บริเวณช่วง Soft to Stiff Clays ซึ่งสูงกว่าข้อมูลของการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อขุดเจาะอุโมงค์ที่วางขนานกันในแนวนอน เนื่องจากชั้นดินที่ต่างกันเหลื่อมกันในแนวตั้ง และระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่มาก ความลึกจากผิวดินถึงระยะกึ่งกลางของอุโมงค์คู่ในแนวตั้งมากกว่าความลึกจากผิว



ดินถึงระยะกึ่งกลางของอุโมงค์คูในแนวนอน แต่ช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดิน (i) ไม่แตกต่างกันมากนัก ทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $i/R'$  กับ  $z/2R'$  อยู่สูงกว่า

จากทฤษฎีของ Peck (1969) จะพบว่า ช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินจะบ่งบอกถึงชั้นดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัวเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ แต่ไม่สามารถบ่งบอกถึงชั้นดินที่ชุดเจาะอุโมงค์

## 2. ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982)

จากผลการวิเคราะห์ ดังแสดงในตารางที่ 5.3 จะได้ว่า

สำหรับอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

- การชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ค่า K จะอยู่ในช่วง 0.45-0.55 และค่า  $i$  อยู่ในช่วง 8-13.5 ม.
- การชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวในชั้นทรายชั้นแรก ค่า K จะอยู่ในช่วง 0.35-0.40 และค่า  $i$  อยู่ในช่วง 8.8-11.5 ม.

สำหรับอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels)

- อุโมงค์คูที่ระดับความลึกเดียวกัน ชุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ค่า K จะอยู่ในช่วง 0.70-0.80 และค่า  $i$  อยู่ในช่วง 14-19 ม.
- อุโมงค์คูที่ระดับความลึกต่างกัน โดยอุโมงค์ตัวแรกจะชุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก ส่วนอุโมงค์ตัวที่สองชุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ค่า K จะอยู่ในช่วง 0.42-0.48 และค่า  $i$  อยู่ในช่วง 9-10.5 ม.

จากทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) จะพบว่า ค่า K สามารถบ่งบอกถึงความแตกต่างของการชุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวและดินทรายได้ รวมถึงรูปแบบของการชุดเจาะอุโมงค์ในลักษณะอุโมงค์เดี่ยวหรืออุโมงค์คู ไม่ว่าจะเป็นอุโมงค์คูขนานในแนวนอนที่ชุดเจาะในชั้นดินเดียวกันหรืออุโมงค์คูขนานในแนวตั้งที่ชุดเจาะในชั้นดินต่างกัน ก็สามารถพิจารณาค่า K ในแต่ละรูปแบบของอุโมงค์ เพื่อใช้ตรวจสอบค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินนั้นได้

#### 5.6.4 ผลวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในงานวิจัยนี้ได้เลือกแนวที่ติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวที่ผิวดินจำนวน 6 แนว เพื่อศึกษาและวิเคราะห์หาค่ากลับค่า  $Eu/Su$  ของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรกกรุงเทพ ฯ ได้แก่

##### 1. Array 001,002 ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว

อุโมงค์ทั้ง 2 สาย อยู่ที่ระดับเดียวกัน ซึ่ง Array 001 และ 002 ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์ประมาณ 18.1 ม. และ 18.0 ม. ตามลำดับ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์เท่ากับ 15.13 ม. ซึ่งระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก แสดงดังรูปที่ 11-13

##### 2. Array SS-5T-22E~22O ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

อุโมงค์ทั้ง 2 สายอยู่ที่ระดับความลึกเดียวกันประมาณ 20 ม. ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์เท่ากับ 11.5 ม. แสดงดังรูปที่ 14-16

##### 3. Array SSS-5T-37A~37E ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวผ่านชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (อุโมงค์สายใต้) ระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์ประมาณ 22.4 ม. แสดงดังรูปที่ 17 และ 19

##### 4. Array SSS-5T-47A~47F ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวผ่านชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (อุโมงค์สายใต้) ระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์ประมาณ 19.0 ม. แสดงดังรูปที่ 18 และ 19

##### 5. Array SS-4T-16A~16K ช่วงบ่อนไก่-ลุมพินี

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวผ่านอุโมงค์ทั้ง 2 สาย ซึ่งอยู่ที่ความลึกต่างกัน ระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์สายใต้ประมาณ 27.0 ม. ส่วนระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์สายเหนือประมาณ 16.5 ม. แสดงดังรูปที่ 110-112

##### 6. Array SS-3T-18A~18M ช่วงลุมพินี-สีลม

แนวติดตั้งเครื่องมือวัดค่าทรุดตัวผ่านอุโมงค์ทั้ง 2 สาย ซึ่งอยู่ที่ความลึกต่างกัน ระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์สายใต้ประมาณ 27.5 ม. ส่วนระดับความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางแนวอุโมงค์สายเหนือประมาณ 17.0 ม. แสดงดังรูปที่ 113-115

จากผลการวิเคราะห์ห้กลับเพื่อประเมินหาค่า  $Eu/Su$  ที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับผลการทดลองที่วัดในสนาม จะได้ว่า

$$\text{ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ} \quad Eu = 240Su$$

$$\text{ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก} \quad Eu = 480Su$$

ซึ่งมีความเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Earth Pressure Balance สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ โดยได้ค่าการทรุดตัวจากโปรแกรม PLAXIS ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ทั้งอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ และหากเปรียบเทียบกับผลของความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $Eu/Su$  กับระดับการเสียรูป (Strain) จากผลการทดสอบ Pressuremeter Test (Teparaksa,1999) จะพบว่า การขุดเจาะอุโมงค์จะมีค่า Strain ประมาณ 0.1-1.0 % ซึ่งใกล้เคียงกับผลการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการนี้



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 5.6.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง TBM Record กับ ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน

สิ่งสำคัญสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี EPB คือ การควบคุมแรงดันที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure หรือความดันของดินใน Soil Chamber) ให้สมดุลกับแรงดันด้านข้างของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันน้ำใต้ดินก่อนที่จะขุดเจาะ ซึ่งจะช่วยลดการทรุดตัวของผิวดินที่จะเกิดขึ้นได้ ดังนั้นแรงดันบริเวณด้านหน้าหัวเจาะจะถูกควบคุมให้อยู่ในช่วง Earth Pressure ที่สภาวะสมดุลสถิต (At Rest) ถึง Active Earth Pressure ของดิน ณ ตำแหน่งของชั้นดินที่ทำการขุดเจาะ สำหรับข้อมูล TBM Record แสดงดังรูปที่ J1-J4

การควบคุมแรงดันบริเวณด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) จะต้องปรับค่า Thrust Jack Speed, Screw Conveyor Speed ให้สัมพันธ์กัน โดย Shield Operator จะพิจารณาความดันของดินใน Soil Chamber เป็นอันดับแรก กล่าวคือ ถ้าแรงดันด้านข้างของดินด้านหน้าหัวเจาะมากเกินไป (Face Pressure ต่ำ) แสดงว่า ปริมาณดินใน Soil Chamber มาก ก็จะต้องปรับเปลี่ยน Thrust Jack Speed และ Screw Conveyor Speed ให้เพิ่มขึ้น เพื่อลดปริมาณดินเข้ามาใน Soil Chamber น้อยลงและสามารถลำเลียงดินออกจาก Soil Chamber ได้ทันที ขณะเดียวกัน ถ้าแรงดันด้านข้างของดินด้านหน้าหัวเจ้าน้อยเกินไป (Face Pressure สูง) ปริมาณดินใน Soil Chamber น้อยหรือขุดเจาะในชั้นดินแข็งมาก ก็จะต้องลด Thrust Force หรือ Thrust Jack Speed และลด Screw Conveyor Speed เพื่อให้แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะคงที่ในระหว่างการขุดเจาะ ปริมาณดินเข้ามาใน Soil Chamber เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม ก็เป็นเพียงคำอธิบายทั่วไป สำหรับลักษณะการทำงานของหัวเจาะชนิด EPB แต่ในงานขุดเจาะจริง จะขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ค่าควบคุมต่าง ๆ ของหัวเจาะ, Backfill Grouting, ลักษณะชั้นดินที่ขุดเจาะ, ระดับน้ำใต้ดิน, การควบคุมการทำงานและประสบการณ์ของ Shield Operator เป็นต้น

Shield Operator จะปรับเปลี่ยนค่าเหล่านี้เพื่อให้ตำแหน่งของหัวเจาะอยู่ในแนวขุดเจาะใกล้เคียงกับ Design Line โดยค่าควบคุมต่าง ๆ ที่อ่านจากเครื่องคอมพิวเตอร์ควบคุมทิศทางการขุดเจาะจะบันทึกผลข้อมูลนี้เป็น TBM Record ซึ่งจะนำมาใช้พิจารณาถึงการทำงานของเครื่องขุดเจาะ ความสัมพันธ์ระหว่างค่าควบคุมจากเครื่องขุดเจาะกับดินที่ถูกขุดเจาะออก และตรวจเช็คค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง

จากข้อมูล TBM Record จะสรุปความสัมพันธ์ของค่าควบคุมจากเครื่องขุดเจาะและค่าทรุดตัวที่ผิวดินได้ ดังนี้

- 1) ดินเหนียว ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน สัมพันธ์กับค่าแรงดันบริเวณด้านหน้าหัวเจาะซึ่งวัดจากความดันดินใน Soil Chamber (Face Pressure) ถ้าความดันที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะต่ำ ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน

ดินจะเกิดขึ้นสูง แต่ทั้งนี้ยังขึ้นกับความเร็วของการขุดเจาะ (Advance Speed) ปริมาณน้ำปูนและความดันที่อัดฉีด ซึ่งการหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะในดินเหนียวจะเกิดจาก Tail voids เป็นส่วนใหญ่ แม้ว่าจะมีการอัดฉีดน้ำปูนผ่านผนังอุโมงค์เพื่อปรับปรุงคุณสมบัติดินที่อยู่รอบ ๆ ผนังอุโมงค์ เพื่อลดการหลุดตัวของดินที่อยู่บริเวณเหนืออุโมงค์ แต่จากข้อมูล TBM Record จะพบว่าความเร็วในการขุดเจาะจะมีผลอย่างมากต่อค่าหลุดตัวที่ผิวดินของชั้นดินเหนียว เนื่องจากค่าแรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิก (Trust Force) ที่ดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า ซึ่งจะส่งผลต่อแรงดันดินที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะมีค่าสูงขึ้น และการติดตั้งผนังอุโมงค์ทำได้อย่างรวดเร็ว ทำให้ชั้นดินเหนียวที่อยู่บริเวณเหนืออุโมงค์หลุดตัวต่ำ ซึ่งสามารถตรวจสอบจากปริมาณดินที่เข้ามาใน Soil Chamber น้อย นอกจากนี้ยังขึ้นกับมุมที่หัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า เมื่อหัวเจาะพยายามทำมุมเฉยในขณะที่เคลื่อนที่ลง Pitching Angle เป็นลบ เกิด Ground Loss ที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะเนื่องจาก Overcutting ทำให้ปริมาณดินถูกขุดเจาะเพิ่มมากขึ้น ค่าหลุดตัวจึงเกิดขึ้นสูง และเมื่อหัวเจาะพยายามทำมุมก้มในขณะที่เคลื่อนที่ขึ้น Pitching Angle เป็นบวก ในช่วงที่หัวเจาะจะเคลื่อนเข้าใกล้สถานีต่อไป เกิดแรงเฉือนของดินที่อยู่รอบ ๆ หัวเจาะ ซึ่งมีผลต่อค่าการหลุดตัวน้อยกว่าช่วงแรกที่หัวเจาะขับเคลื่อนออกจากสถานี (Initial Drive Zone) ดังนั้นการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว จึงต้องพิจารณาถึงค่าควบคุมจากเครื่องขุดเจาะ ได้แก่ แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ความเร็วของการขุดเจาะ (Advance Speed) ปริมาณน้ำปูนและความดันที่อัดฉีด (Grouting Volume and Pressure) และ มุมที่หัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า (Pitching Angle)

2) ดินทราย ค่าหลุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรก (อุโมงค์สายใต้) มีค่าสูงกว่าค่าหลุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (อุโมงค์สายเหนือ) เนื่องจากระดับความลึกของอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกมากกว่าระดับความลึกของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก จาก TBM Record พบว่า แรงดันที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ต่ำและความเร็วในการขุดเจาะของอุโมงค์สายใต้เพิ่มขึ้น ซึ่งส่งผลให้เกิดการหลุดตัวที่ผิวดินจากอุโมงค์เดี่ยวนั้นสูงมาก การอัดฉีดน้ำปูนด้วยความดันสูงถึง 3.6 – 4.0 Bar ที่ด้านหลังหัวเจาะจะช่วยลดค่าหลุดตัวที่ผิวดินจาก Tail Voids แต่การเพิ่มแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะและความเร็วของการขุดเจาะ (Advance Speed) ในชั้นทราย จะช่วยลดค่าหลุดตัวที่ผิวดินได้มากกว่า เนื่องจาก การหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก จะเกิดจาก Face Loss โดยตำแหน่งด้านหน้าของหัวเจาะอยู่ใกล้กับช่วงที่เกิดค่าหลุดตัวมากที่สุด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าที่ตำแหน่งบริเวณช่วงความยาวของหัวเจาะผิวดินเกิดการหลุดตัวเข้าใกล้ค่าหลุดตัวมากสุดในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนผ่านตำแหน่งที่วัด หรือยังไม่ได้ทำการติดตั้ง Segment และอัดฉีดน้ำปูน



การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรก จะพบในส่วนสายใต้เป็นส่วนใหญ่ สำหรับชั้นทรายชั้นแรกจะไม่ค่อยพบน้ำใต้ดินที่ระดับความลึก 21.00 – 23.00 เมตร ซึ่งความดันน้ำที่ความลึกในช่วงนี้เข้าใกล้ศูนย์เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ดังนั้นแนวอุโมงค์สายใต้จึงอยู่ที่ระดับความลึกช่วงนี้ เพื่อหลีกเลี่ยงน้ำใต้ดิน ทำให้การขุดเจาะดำเนินไปอย่างรวดเร็ว การทรุดตัวที่เกิดจากขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรก จะมีค่าสูงกว่าค่าทรุดตัวที่เกิดจากขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแข็งในส่วนอุโมงค์สายเหนือ ซึ่งระดับความลึกน้อยกว่า นอกจากนี้ ดินทรายมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินน้อยมาก เมื่อผสมกับโพลีเมอร์ที่ฉีดเข้าไปจะทำให้เม็ดดินเกาะกัน เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะจะไม่ให้เกิดการยุบตัวทันทีและดินสามารถผ่านเข้ามาใน Soil Chamber ได้สะดวก

หลังจากขุดเจาะอุโมงค์สายใต้ในชั้นทรายชั้นแรกผ่านไป แล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกต่อมา การทรุดตัวที่ผิวดินเพิ่มขึ้นประมาณ 10-15 มม. อย่างไรก็ตามการอัดฉีดน้ำปูนที่ดันหลังหัวเจาะ จะช่วยลดการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอุโมงค์ได้



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์

Route of Tunnelling	ระดับความลึกกึ่งกลาง		ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางอุโมงค์ (m)	ระยะห่างของหัวเจาะจากจุดที่วัด (m)		ค่าการทรุดตัวมากที่สุด (mm)		Instrumentation No. ที่ตำแหน่งแนวอุโมงค์		ตำแหน่งเครื่องมือที่ Ring No.	
	สายใต้	สายเหนือ		สายใต้	สายเหนือ	สายใต้	สายเหนือ	สายใต้	สายเหนือ	สายใต้	สายเหนือ
	1. ช่วงเทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์ บำเพ็ญ 23-AR-001 (อุโมงค์คู่ในแนวนอน)	18.0	18.0	15.11	37.1	33.5	39.6	53.2	23-G2-031	23-G2-027	613
2. ช่วงรัชดา - ลาดพร้าว 26-AR-001 (อุโมงค์คู่ในแนวนอน) 26-AR-002 (อุโมงค์คู่ในแนวนอน)	18.1 18.1	18.1 18.1	15.13 15.13	23.9 39.5	28.7 25.1	40.1 32.9	52.9 57.8	26-G2-010 26-G3-002	26-G2-006 26-G3-001	85 35	79 35
3. ช่วงสิริกิติ์ - บ่อนไก่ SS-5T-22E~22O (อุโมงค์คู่ในแนวนอน) SS-5T-31D~31M (อุโมงค์คู่ในแนวนอน) SS-5T-34A~34L (อุโมงค์คู่ในแนวนอน) SSS-5T-33A~33E (อุโมงค์เดี่ยว) SSS-5T-37A~37E (อุโมงค์เดี่ยว) SSS-5T-47A~47F (อุโมงค์เดี่ยว)	20.0 26.0 24.5 25.0 22.4 19.0	20.0 26.0 23 - - -	11.5 20.0 21.0 - - -	43.4 26.6 26.6 30.2 29.0 31.4	43.4 29 24.2 - - -	7.2 11.4 8.5 20.3 13.3 40	10.5 22.9 13.9 - - -	SS-5T-22J SS-5T-31I SS-5T-34F SSS-5T-33C SSS-5T-37C SSS-5T-47E	SS-5T-22H SS-5T-31F SS-5T-34C - - -	364 209 156 175 125 61	340 183 136 - - -
4. ช่วงบ่อนไก่ - ลุมพินี SS-4T-16A~16K (อุโมงค์คู่ในแนวตั้ง)	27.0	16.5	10.5	44.6	57.8	32.8	48.2	SS-4T-16F	SS-4T-16F	584	584
5. ช่วงลุมพินี - สีลม SS-3T-23A~23F (อุโมงค์คู่ในแนวตั้ง) SS-3T-18A~18M (อุโมงค์คู่ในแนวตั้ง)	24.5 27.5	18 17	6.5 10.5	87.8 67.4	71.0 20.6	37.6 41.1	53.5 61.4	SS-3T-23E SS-3T-18F	SS-3T-23E SS-3T-18F	135 298	135 298

ตารางที่ 5.2 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินด้วย Rod Extensometer ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

Instrumentation	ความลึก (m)	ระยะห่างของหัวเจาะ จากจุดที่วัด (m)	ค่าการทรุดตัว มากที่สุด (mm)	ตำแหน่งเครื่องมือ
RE-5T-01	ที่ผิวดิน 9.3 11.3 13.3 15.8	38.6	42.1 53.8 59.1 67.3 82.7	ที่ Ring No. 183 แนวอุโมงค์สายใต้
RE-5T-02	ที่ผิวดิน 9.3 11.3 13.3 15.3	38.6	29.9 35.8 38.6 43.1 51.7	ที่ Ring No. 51 แนวอุโมงค์สายเหนือ
RE-5T-03	12.3 14.3 16.3 18.8	31.4	28.3 31.2 32.5 37.5	ที่ Ring No. 91 แนวอุโมงค์สายใต้
RE-5T-04	ที่ผิวดิน 12.3 14.3 16.3 17.8	35.0	22.2 27.8 31.3 33.0 36.5	ที่ Ring No. 94 แนวอุโมงค์สายเหนือ
RE-5T-05	ที่ผิวดิน 14.3 16.3 18.3 19.8	36.2	7.1 15.9 17.3 23.6 28.0	ที่ Ring No. 154 แนวอุโมงค์สายใต้
RE-5T-06	ที่ผิวดิน 12.3 14.3 16.3 18.3	30.2	12.9 20.9 23.1 25.0 33.5	ที่ Ring No. 135 แนวอุโมงค์สายเหนือ
RE-5T-07	ที่ผิวดิน 13.3 15.3 18.3 20.8	30.0	9.6 17.7 18.3 20.7 24.9	ที่ Ring No. 183 แนวอุโมงค์สายเหนือ

ตารางที่ 5.3 แสดงผลการวิเคราะห์หาค่าทรุดตัวที่ผิวดิน โดยใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982)

Route of Tunnelling	ชั้นดินที่ขุดเจาะ		Peck (1969)				O'Reilly and New (1982)					
			คูโมงค์เดี่ยว		คูโมงค์คู่		คูโมงค์เดี่ยว			คูโมงค์คู่		
	สายใต้	สายเหนือ	i (m)	GL (%)	i (m)	GL (%)	i (m)	K	GL (%)	i (m)	K	GL (%)
1. ช่วงเทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์ บำเพ็ญ 23-AR-001 (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	9.2	2.81	14.6	2.99	9.36	0.52	2.86	14.76	0.82	3.02
2. ช่วงรัชดา - ลาดพร้าว												
26-AR-001 (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	8.2	2.53	14.3	2.91	8.33	0.46	2.57	14.48	0.8	2.95
26-AR-002 (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	8.0	2.03	14.0	3.11	8.15	0.45	2.06	14.12	0.78	3.14
3. ช่วงสีวิทิ - ป่อนไก่												
SS-5T-22E~22O (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	10.7	0.59	15.5	0.63	10.80	0.54	0.60	15.60	0.78	0.63
SS-5T-31D~31M (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	12.9	1.17	18.6	1.64	13.00	0.50	1.18	18.72	0.72	1.65
SS-5T-34A~34L (คูโมงค์คูในแนวนอน)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	12.7	0.83	16.0	0.86	12.74	0.52	0.83	16.15	0.68	0.87
SSS-5T-33A~33E (คูโมงค์เดี่ยว)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	-	13.0	2.03	-	-	13.25	0.53	2.07	-	-	-
SSS-5T-37A~37E (คูโมงค์เดี่ยว)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	-	11.5	1.17	-	-	11.65	0.52	1.19	-	-	-
SSS-5T-47A~47F (คูโมงค์เดี่ยว)	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	-	11.3	3.48	-	-	11.4	0.60	3.51	-	-	-
4. ช่วงป่อนไก่ - ลุมพินี												
SS-4T-16A~16K (คูโมงค์คูในแนวตั้ง)	ทรายชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	9.3	2.35	9.0	3.34	9.45	0.35	2.39	9.14	0.42	3.39
5. ช่วงลุมพินี - สีลม												
SS-3T-23A~23F (คูโมงค์คูในแนวตั้ง)	ทรายชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	8.8	2.55	9.5	3.91	8.82	0.36	2.56	9.56	0.45	3.94
SS-3T-18A~18M (คูโมงค์คูในแนวตั้ง)	ทรายชั้นแรก	ดินเหนียวแข็งชั้นแรก	11.2	3.54	10.4	4.92	11.28	0.41	3.57	10.46	0.47	4.94

## บทที่ 6

### สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

#### 6.1 สรุปผลการวิเคราะห์

1. จากผลการวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ จะพบว่า ทฤษฎีของ Peck (1969) จะบอกถึงลักษณะการทรุดตัวของชั้นดินที่บริเวณผิวดินเท่านั้น แม้ว่าจะมีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวหรือดินทราย โดยไม่สามารถบ่งบอกชั้นดินที่กำลังขุดเจาะได้ แต่ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) สามารถจำแนกลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินตามลักษณะของชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงรูปแบบของการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ได้ชัดเจนกว่า

2. พฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ เพื่อหาระยะของหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดวัดค่าทรุดตัวกับค่าทรุดตัวที่ผิวดิน จะมีลักษณะเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินสอดคล้องกับทฤษฎีของ Peck (1969) และเกิดค่าทรุดตัวมากที่สุดที่ระยะประมาณ 30-40 ม. จากด้านหน้าหัวเจาะ หลังจากนั้นดินจะเกิด Consolidation

3. จากผลการวิเคราะห์จะได้ว่า

ตามทฤษฎีของ Peck (1969) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ปกติค่า  $i$  อยู่ในช่วง 8-9 ม. ในขณะที่อุโมงค์เดี่ยวเจาะลอดอุโมงค์ประปา ค่า  $i$  จะอยู่ระหว่าง 11-13 ม. ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ขนานทั่วไป ค่า  $i$  จะอยู่ระหว่าง 14-14.6 ม. และขุดเจาะลอดอุโมงค์ประปา จะอยู่ระหว่าง 15.5-18.6 ม. ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ในแนวตั้ง ค่า  $i$  จะอยู่ระหว่าง 9-11 ม. โดยมี Ground Loss เกิดขึ้นประมาณ 2.0-3.5 % และ 2.9-4.9 % สำหรับอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ ตามลำดับ ส่วนขุดเจาะลอดอุโมงค์ประปา ค่า Ground Loss เกิดขึ้นน้อย เนื่องจาก Face Pressure ที่เพิ่มขึ้นสูง

ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) ค่า  $i$  สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ปกติจะอยู่ระหว่าง 8.1-9.4 ม. ในขณะที่อุโมงค์เดี่ยวเจาะลอดอุโมงค์ประปา ค่า  $i$  อยู่ระหว่าง 11-13 ม. ในส่วนอุโมงค์คู่ขนานทั่วไป ค่า  $i$  อยู่ระหว่าง 14.1-14.8 ม. ในขณะที่ยุโมงค์คู่ขนานลอดอุโมงค์ประปา ค่า  $i$  เท่ากับ 15-19 ม. และในกรณีเจาะอุโมงค์คู่ในแนวตั้ง ค่า  $i$  อยู่ระหว่าง 9-12 ม. โดยมี Ground Loss เกิดขึ้นประมาณ 2.0-2.9 % , 2.9-3.2 % และ 3.3-5.0 % สำหรับอุโมงค์เดี่ยว, อุโมงค์คู่ขนานและอุโมงค์คู่ในแนวตั้ง ตามลำดับ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับผลจากทฤษฎีของ Peck นอกจากนี้ ค่า  $K$  ของการทรุดตัวที่ผิวดินจากการขุดเจาะในดินเหนียวแข็งชั้นแรก จะมากกว่า ค่า  $K$  ของการทรุดตัวที่ผิวดินจากการขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก ทั้งกรณีอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่



4. การวิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี FEM และใช้โปรแกรม PLAXIS จะพิจารณาค่า Ground Loss ของอุโมงค์เดี่ยวแต่ละตัวจากการขุดเจาะดินออก เพื่อจำลองขั้นตอนของการก่อสร้างอุโมงค์ตามลักษณะงานก่อสร้างจริง โดยวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis สำหรับชั้นดินเหนียว และ Effective Stress Analysis สำหรับชั้นดินทราย

5. ผลการวิเคราะห์กลับโดยวิธี FEM และใช้แบบจำลองดินชนิด Mohr-Coulomb Failure Criteria พบว่า ค่า  $E_u/S_u$  ที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ในกรุงเทพฯ ๙ ได้ค่าที่สอดคล้องกับผลการทดสอบ Self Boring Pressuremeter Test เท่ากับ 240 และ 480 ของชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ ๙ และชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ตามลำดับ ที่ระดับการเสียรูป (Shear Strain) ในช่วง 0.1-1 %

6. การควบคุมทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์ของหัวเจาะชนิด EPBS จะส่งผลต่อค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ คือ เมื่อเพิ่ม Face Pressure, ความเร็วของการขุดเจาะ และอัดฉีดน้ำปูนที่ด้านหลังหัวเจาะ จะช่วยลดค่าทรุดตัวที่ผิวดินได้ แต่ทั้งนี้ยังขึ้นกับความเชี่ยวชาญและประสบการณ์ของ Shield Operator เป็นสำคัญ

## 6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

1. ข้อมูลวัดการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์คูในแนวตั้ง และในชั้นดินต่างกัน คือ ชั้นดินทรายชั้นแรกและชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ยังมีน้อย จึงจำเป็นที่ควรจะได้รวบรวมผลการวิเคราะห์นี้ เพื่อใช้สำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ลักษณะเดียวกันในกรุงเทพฯ ๙ ต่อไป

2. ค่าควบคุมทิศทางการขุดเจาะ เช่น Face Pressure , ความเร็วในการเจาะ สามารถนำไปพิจารณาหาความสัมพันธ์ของค่าต่าง ๆ เพื่ออธิบายพฤติกรรมทรุดตัวของชั้นดิน และวิเคราะห์เสถียรภาพของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะได้ ซึ่งควรจะมีการทำวิจัยในรายละเอียดต่อไป

3. การวิเคราะห์ผลการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธี FEM โดยใช้แบบจำลองดินชนิด Mohr-Coulomb Failure Criteria สามารถนำไปใช้ประมาณการเสียรูปของอุโมงค์ หน่วยแรงเฉือนและ Bending Moment ที่เกิดขึ้นใน Lining เปรียบเทียบกับผลการคำนวณที่ออกแบบ ซึ่งควรจะมีการทำวิจัยในรายละเอียดต่อไป

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

วีระนันท์ ปิตุปกรณ์. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ด เพเนเทรชันเทสต์ ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.

อภิชาติ สระมูล และ มิชิตะคะ สุกิโมโต้.(2542). การพัฒนาารูปแบบของแรงดันดินที่กระทำต่อหัวเจาะอุโมงค์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 5, มีนาคม พ.ศ. 2542, หน้า GTE~74- GTE~79.

อภิชาติ สระมูล และ มิชิตะคะ สุกิโมโต้.(2543). ลักษณะการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุลย์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 6, พฤษภาคม พ.ศ. 2543, หน้า GTE~97-GTE~102.

### ภาษาอังกฤษ

Alpan, I. (1967). The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$  and  $K_{or}$ . Soil and Foundation. Vol. 3 ,No. 1.

Bjerrum, L. (1972). Embankment of Soft Ground. State of Art Report, Proc. ASCE Special Conf. On Performance of Earth and Earth-Supported Structures.(n.p.): Lafayette.

Brinkgreve, R. and Brand, P.A. (1996). Application of PLAXIS for soil and rock plasticity. Short Course Numerical Analysis in Geotechnical Engineering. AIT.

Cambridge Insitu (1997). Self-boring pressuremeter-MRTA initial system project. North Contract. Geotechnical Report.

Jaky, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers : 355-358.

Kimura, T. and Mair R.J. (1981). Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. Proc. Of 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1 : 319-322.

- Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schlosser, F. and Poulos H.G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics. SOA Report, Proc. of IX ICSMFE. Tokyo.
- Lee, K.M., Rowe, R.K. and Lo, K.Y. (1992). Subsidence owing to tunnelling. I: Estimating the gap parameter. Can. Geotech. 29 : 929-940.
- Loganathan, N and Poulos, H.G. (1999). Tunnelling induced ground deformations and their effects on adjacent piles. 10<sup>th</sup> Australian Tunnelling Conference March 1999 : 241-250.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. Geotechnique 43, No. 2 : 315-320.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlement above tunnels in the United Kingdom- their magnitude and prediction. Tunnelling'82. Institute of Mining and Metallurgy :173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. Of 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State of the Art Volume : 225-290.
- Pender, M.J. (1980). Elastic solutions for a deep circular tunnel. Geotechnique 30 : 216-222.
- Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Geotechnique 37, No.3 : 301-320.
- Sramoon, A. nad Sugimoto, M. (1999). A study on earth pressure acting on EPB Shield. Civil and Environmental Engineering Conference New Frontiers and Challenges, Bangkok, Thailand : II-93-98.
- Teparaksa,W. (1999a). Geotechnical aspects on the design and construction of the MRTA subway in Bangkok. Lecture at British Club, organised by Society of Professional Engineers in Thailand.
- Teparaksa,W. (1999b). Principal and application of instrumentation for the first MRTA subway project in Bangkok. Proc. Of 5<sup>th</sup> International Conference on Field Measurement in Geomechanics : 411-416.



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



**Soil Data**

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

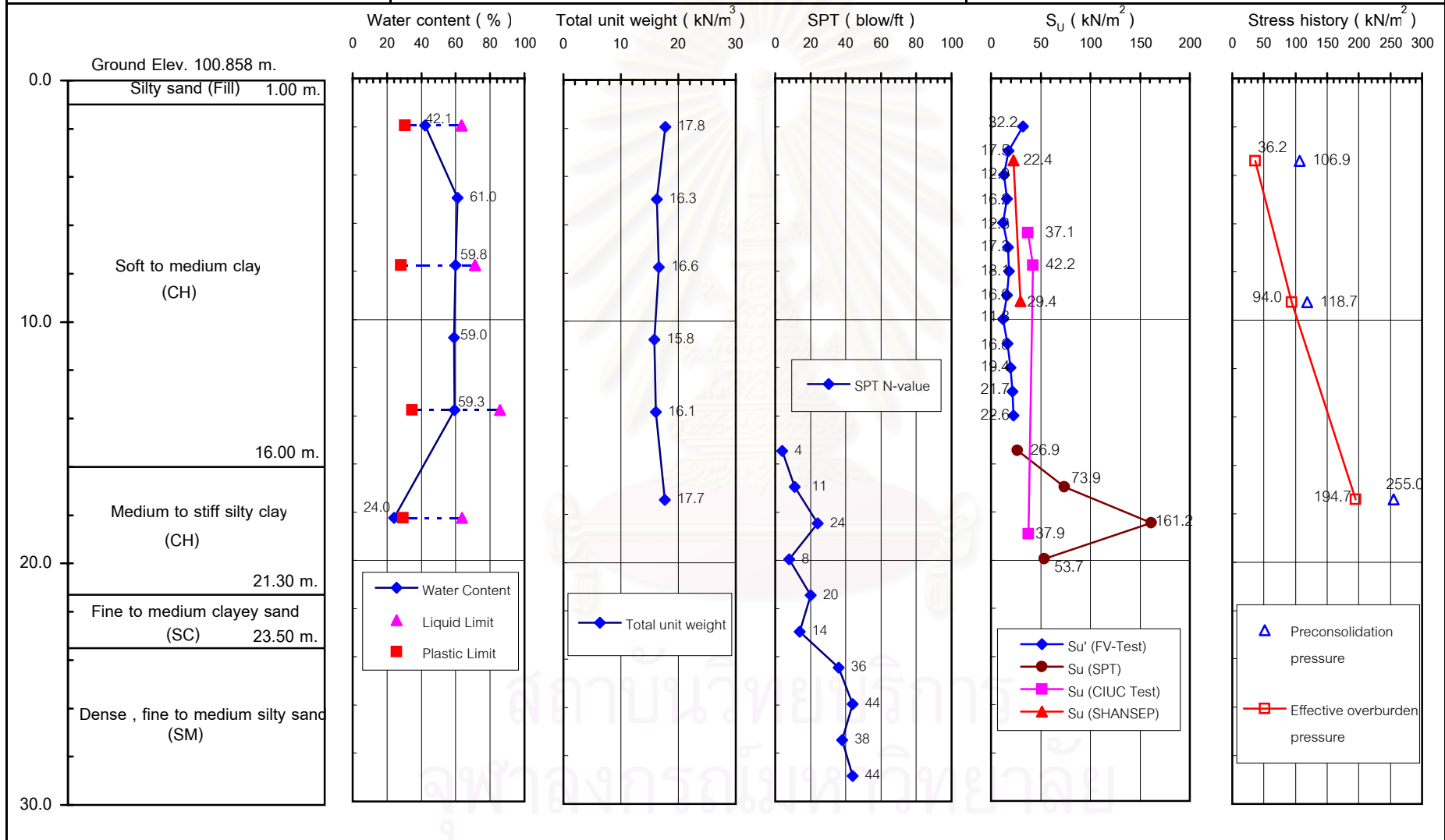


### Subsoil Condition

Project : MRTA Initial system project

Zone 26 Ratchada - Lat Phrao array 001 and 002

Location : Borehole BHB-16 in Ratchadaphisek Rd.



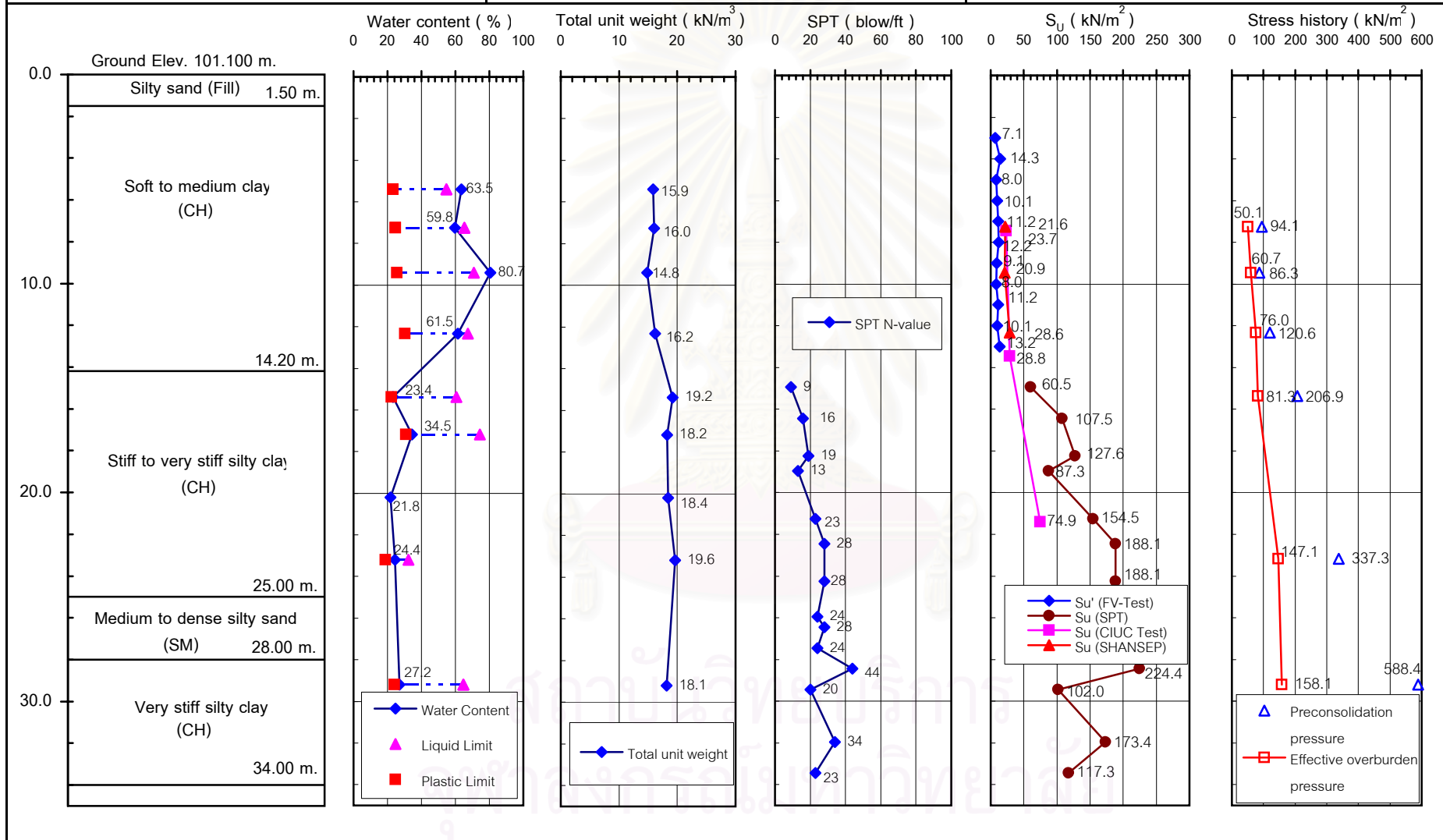
รูปที่ A1 แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติดินจากการสำรวจของช่วง รัชดา-ลาดพร้าว

### Subsoil Condition

Project : MRTA Initial system project

Sirikit - Bon Kai

Location : Borehole BHB-52 in Rama IV Rd.



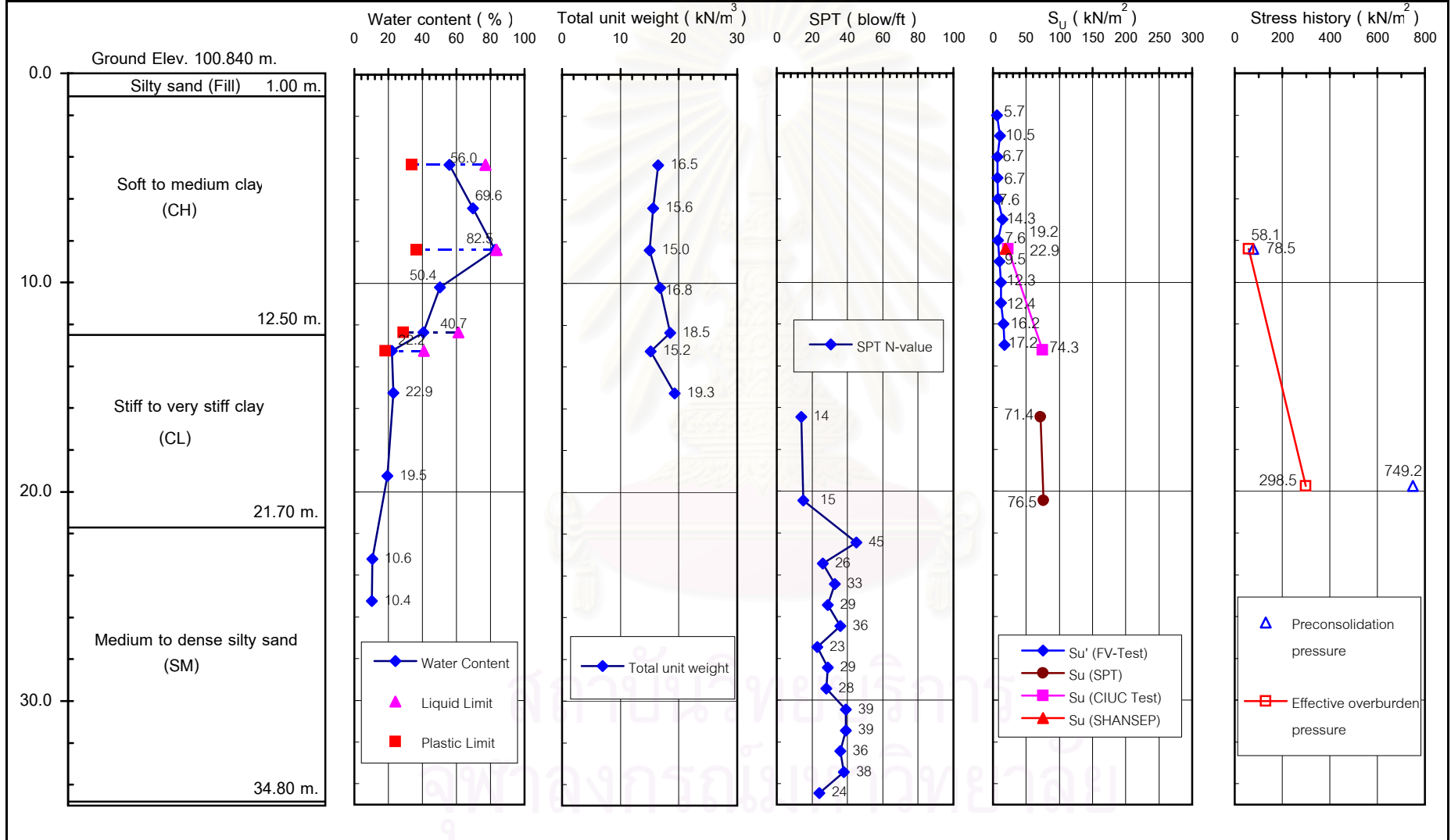
รูปที่ A2 แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติดินจากการสำรวจ ช่วง สีริกิติ-บอนไก่อ

Subsoil Condition

Project : MRTA Initial system project

Lumphini - Bon Kai array SS-4T-16A~16K

Location : Borehole BHB-46 in Rama IV Rd.



รูปที่ A3 แสดงผลการทดสอบคุณสมบัติดินจากการสำรวจของช่วง บ่อนไก่-ลุมพินี





การท Rudtaw that Phiwadin

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

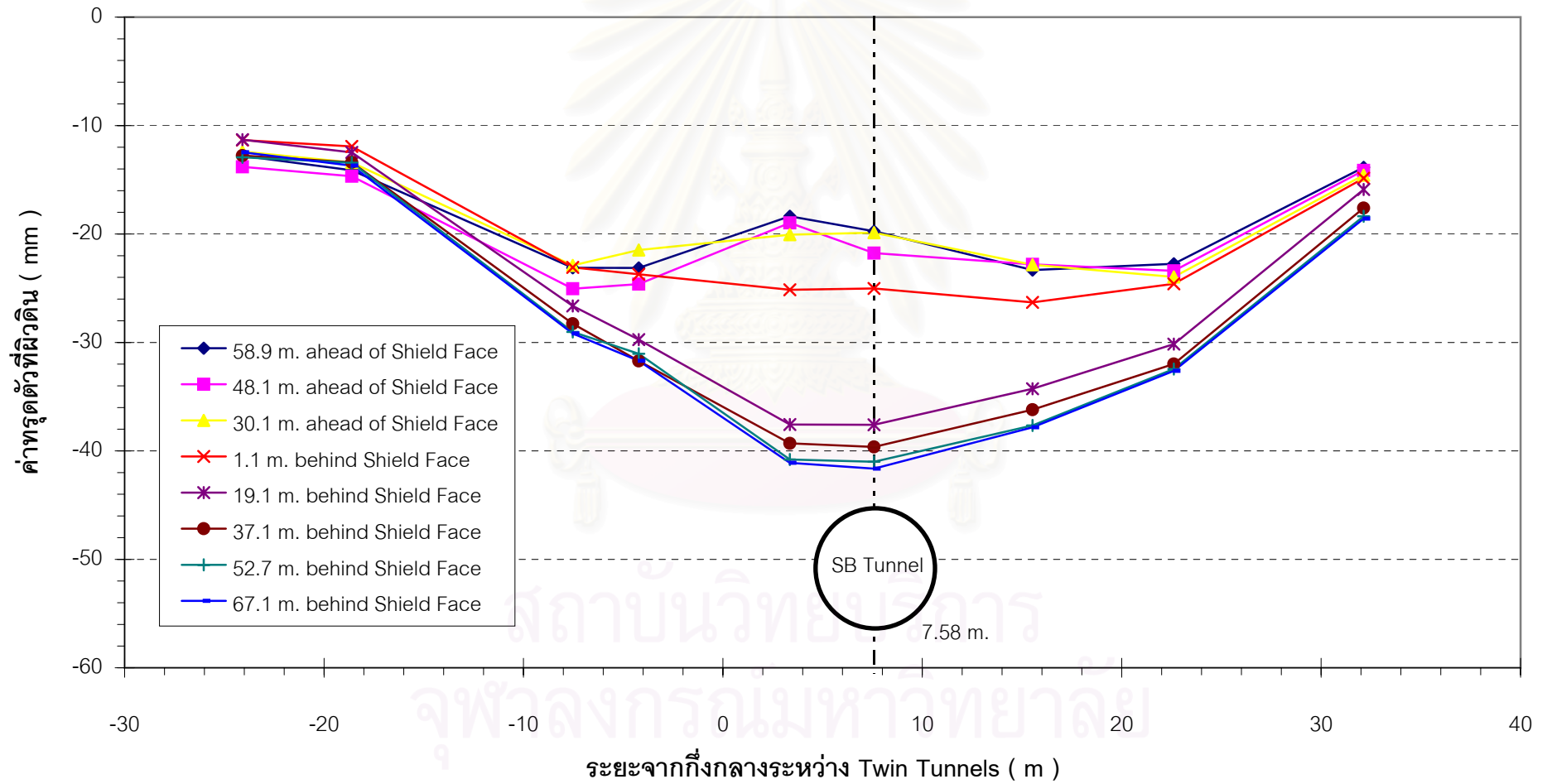




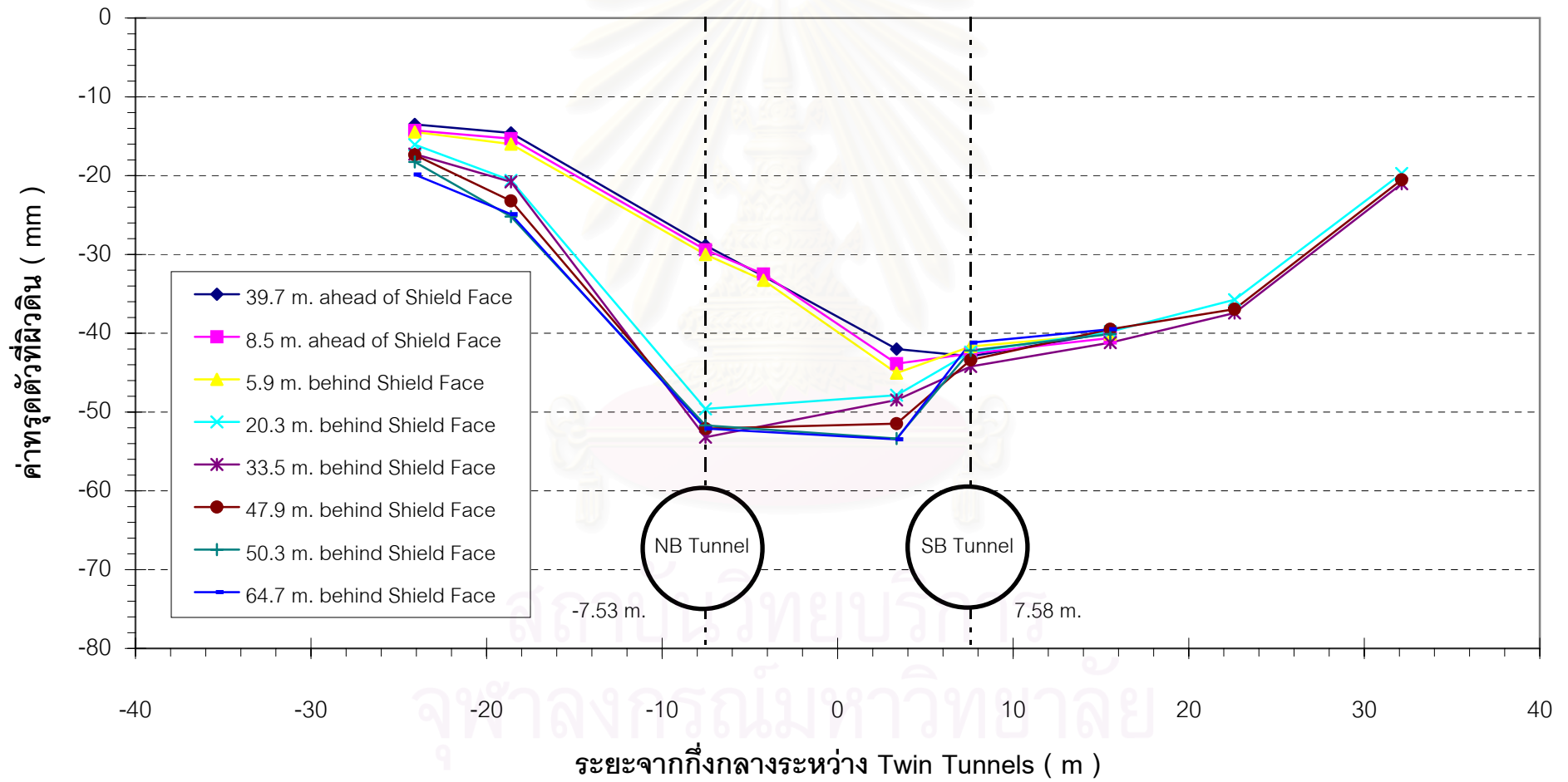
เทียมนร่วมมิตร-ประชาราชฐร์บำเพ็ญ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ B1 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก TBM#1 ตามแนว Southbound Tunnel ของ Zone 23 Array 001 ที่ Ring No. 613 ช่วง เทียมร่วมมิตร - ประชาธาราษฎร์น้ำเพ็ญ



รูปที่ B2 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวเนื่องจาก TBM#2 ตามแนว Northbound Tunnel ของ Zone 23  
 Array 001 ที่ Ring No. 603 ช่วง เทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์บำเพ็ญ

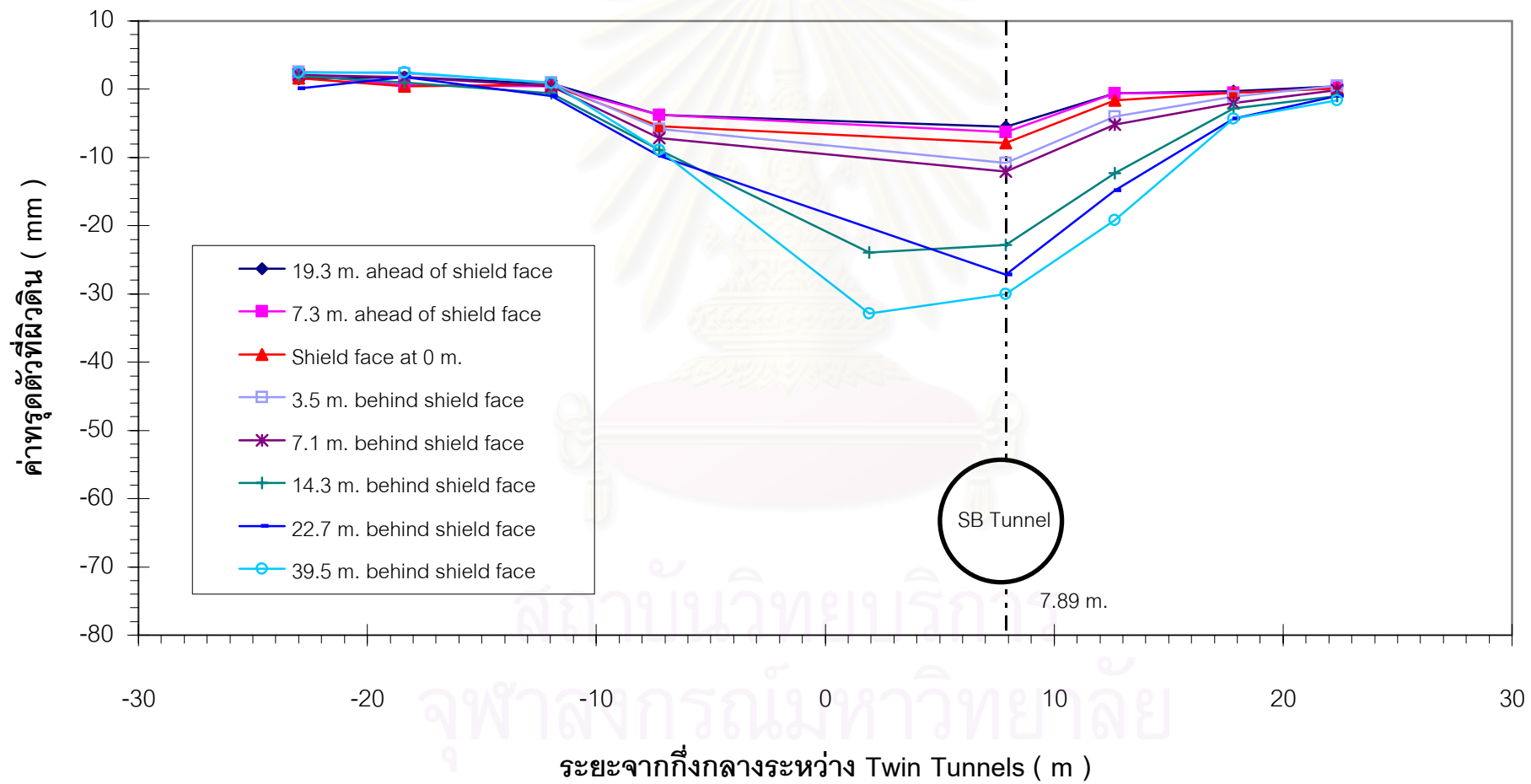




รัชดา-ลาดพร้าว

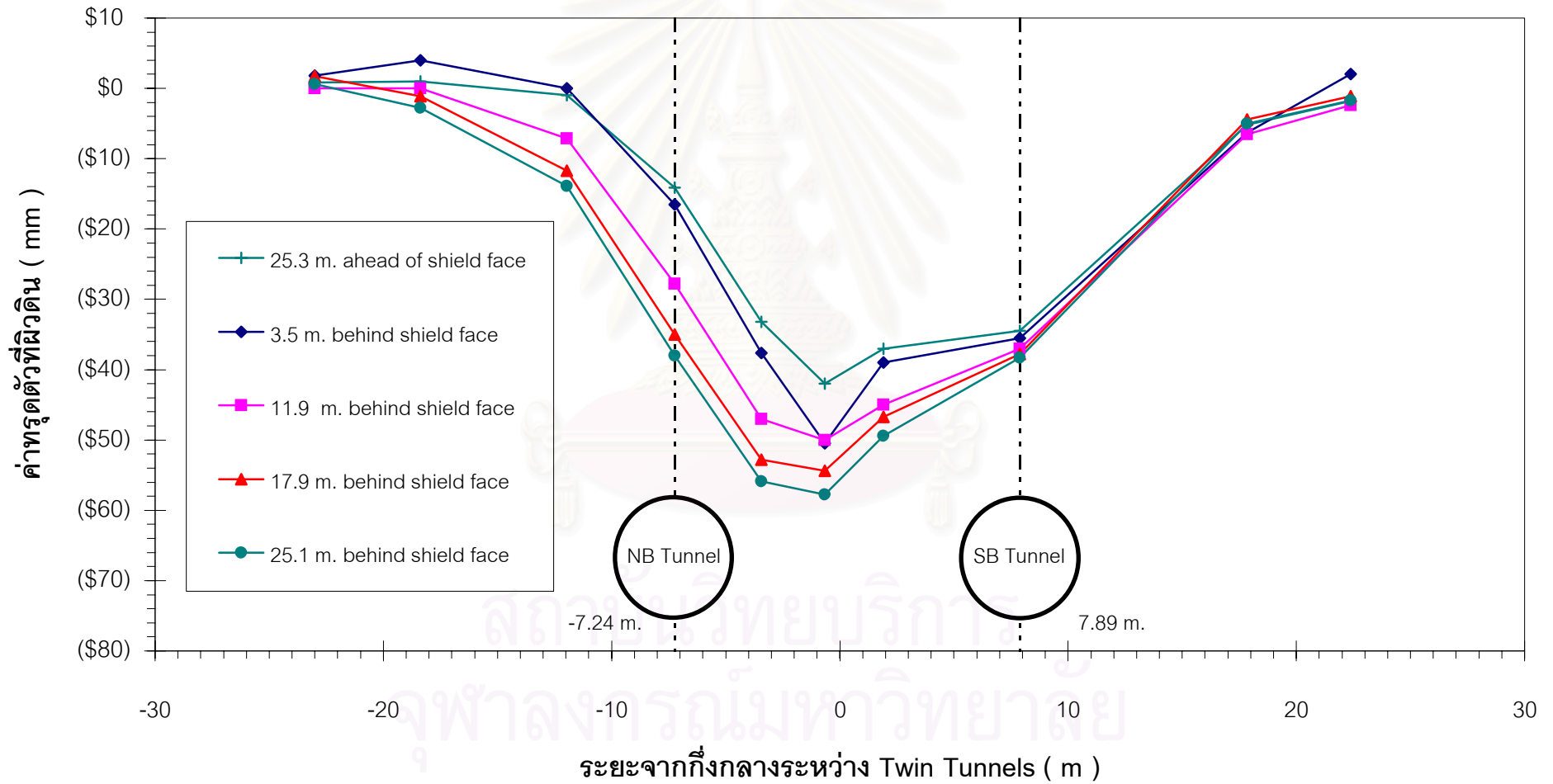
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ C1 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวของผิวดินเนื่องจาก TBM#3 ตามแนว Southbound Tunnel  
ของ Zone 26 Array 002 ที่ Ring No. 35 ช่วง รัชดา - ลาดพร้าว

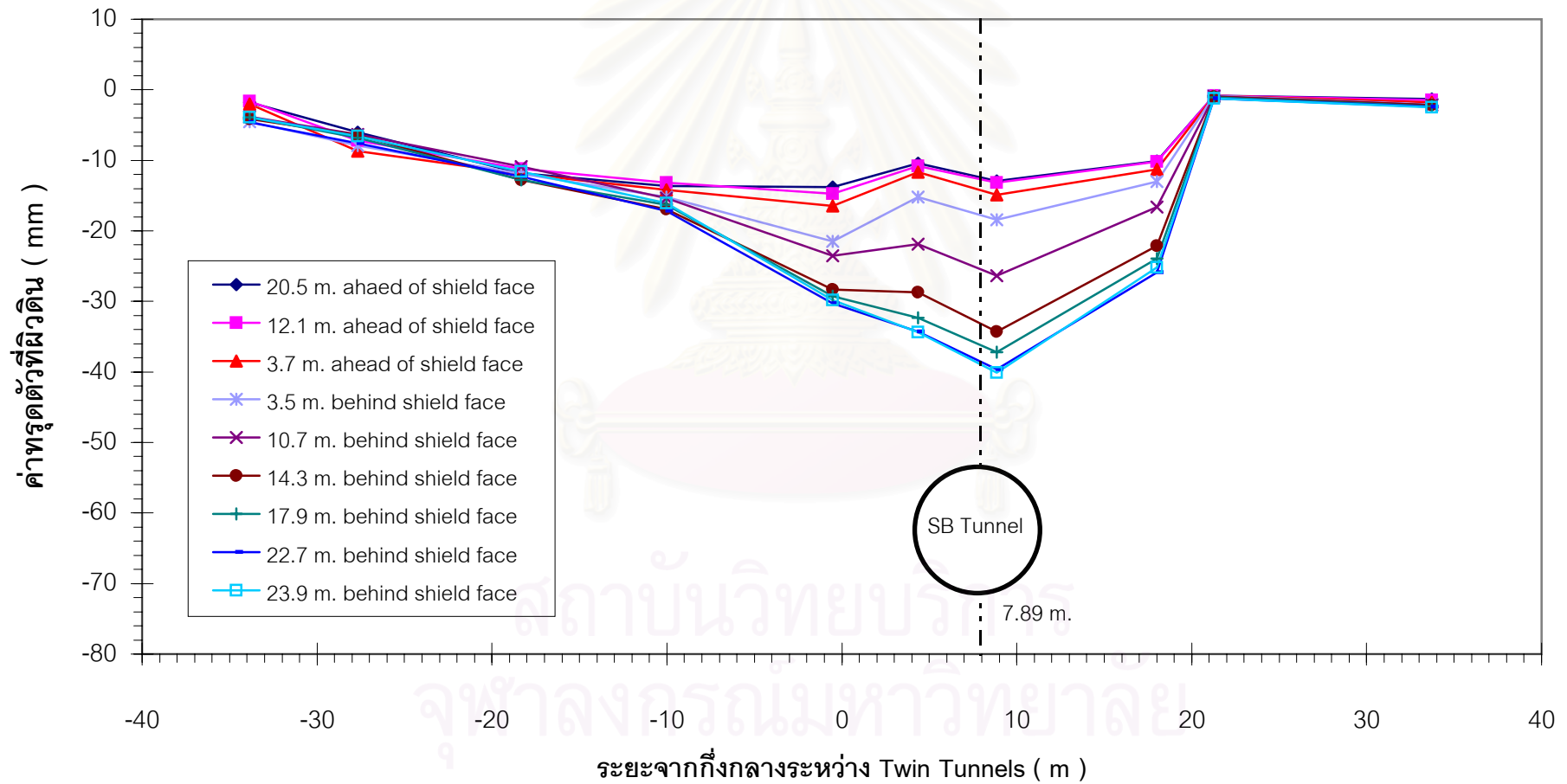




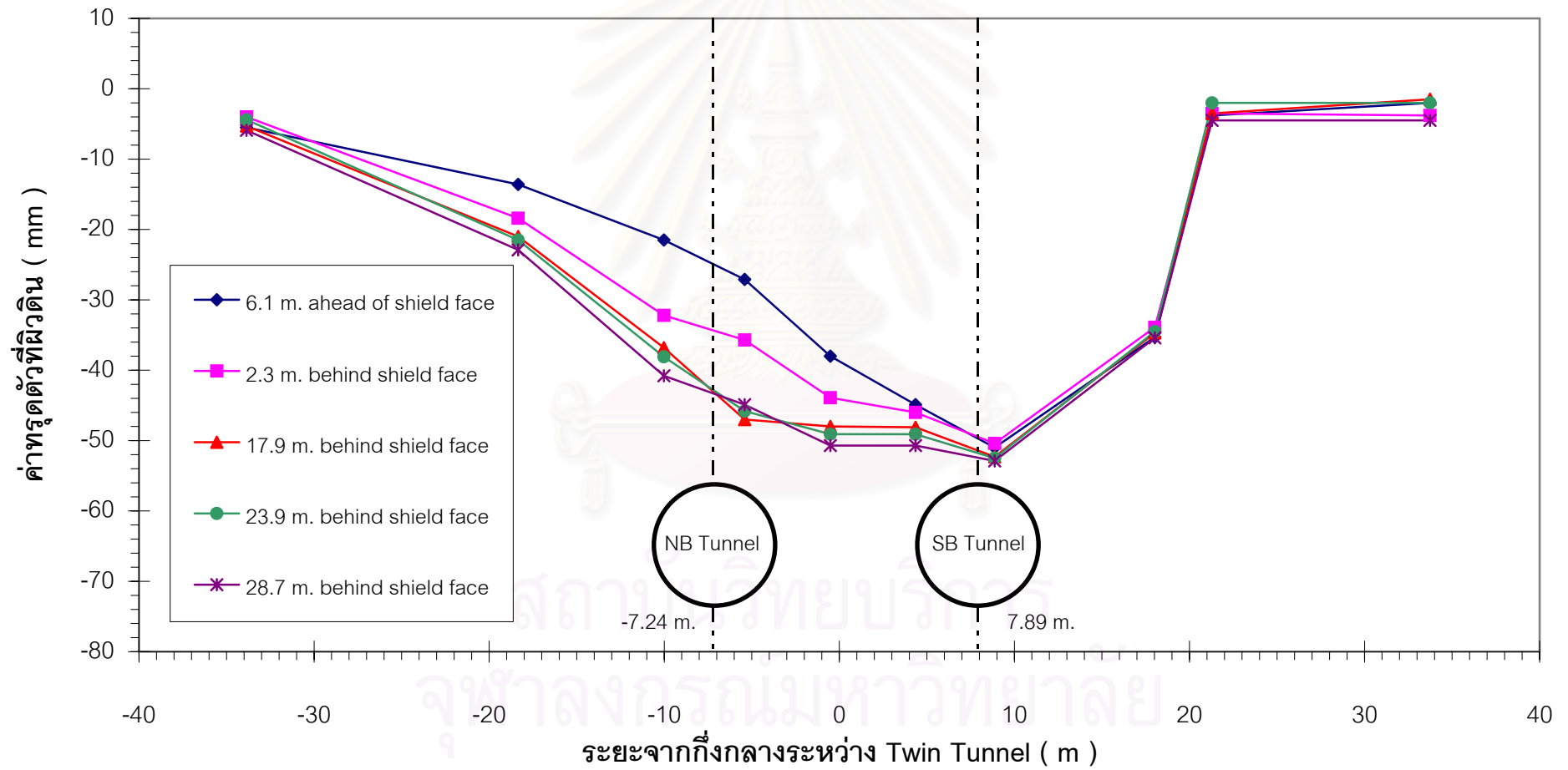
รูปที่ C2 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก TBM#4 ตามแนว Northbound Tunnel ของ Zone 26 Array 002 ที่ Ring No. 35 ช่วง รัชดา - ลาดพร้าว



รูปที่ C3 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก TBM#3 ตามแนว Southbound Tunnel ของ Zone 26 Array 001 ที่ Ring No.85 ช่วง รัชดา - ลาดพร้าว



รูปที่ C4 กราฟแสดงผลค่าทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก TBM#4 ตามแนว Northbound Tunnel ของ Zone 26 Array 001 ที่ Ring No.79 ช่วง รัชดา - ลาดพร้าว





สิริกิติ-ปิ่นไต้

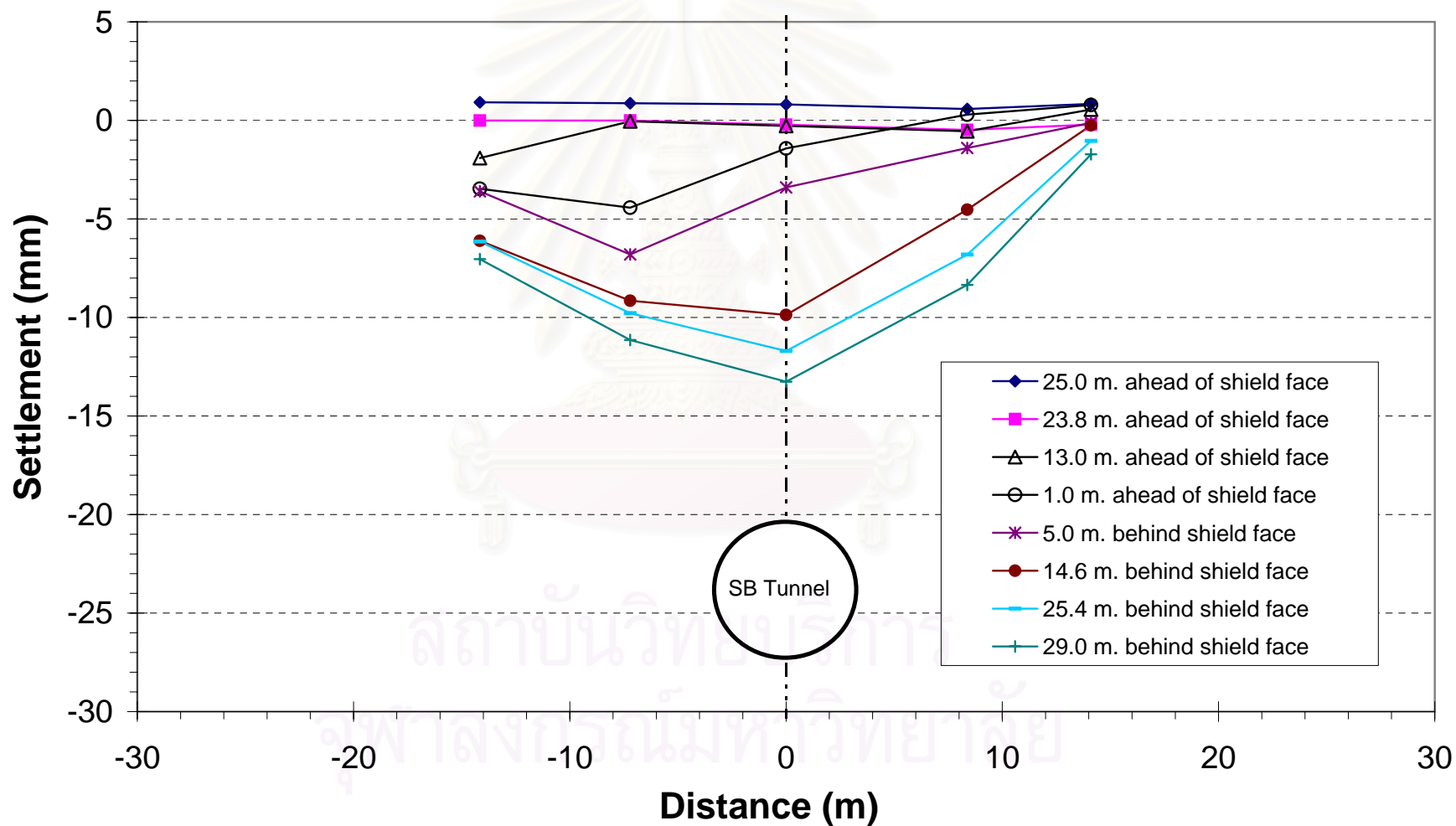
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



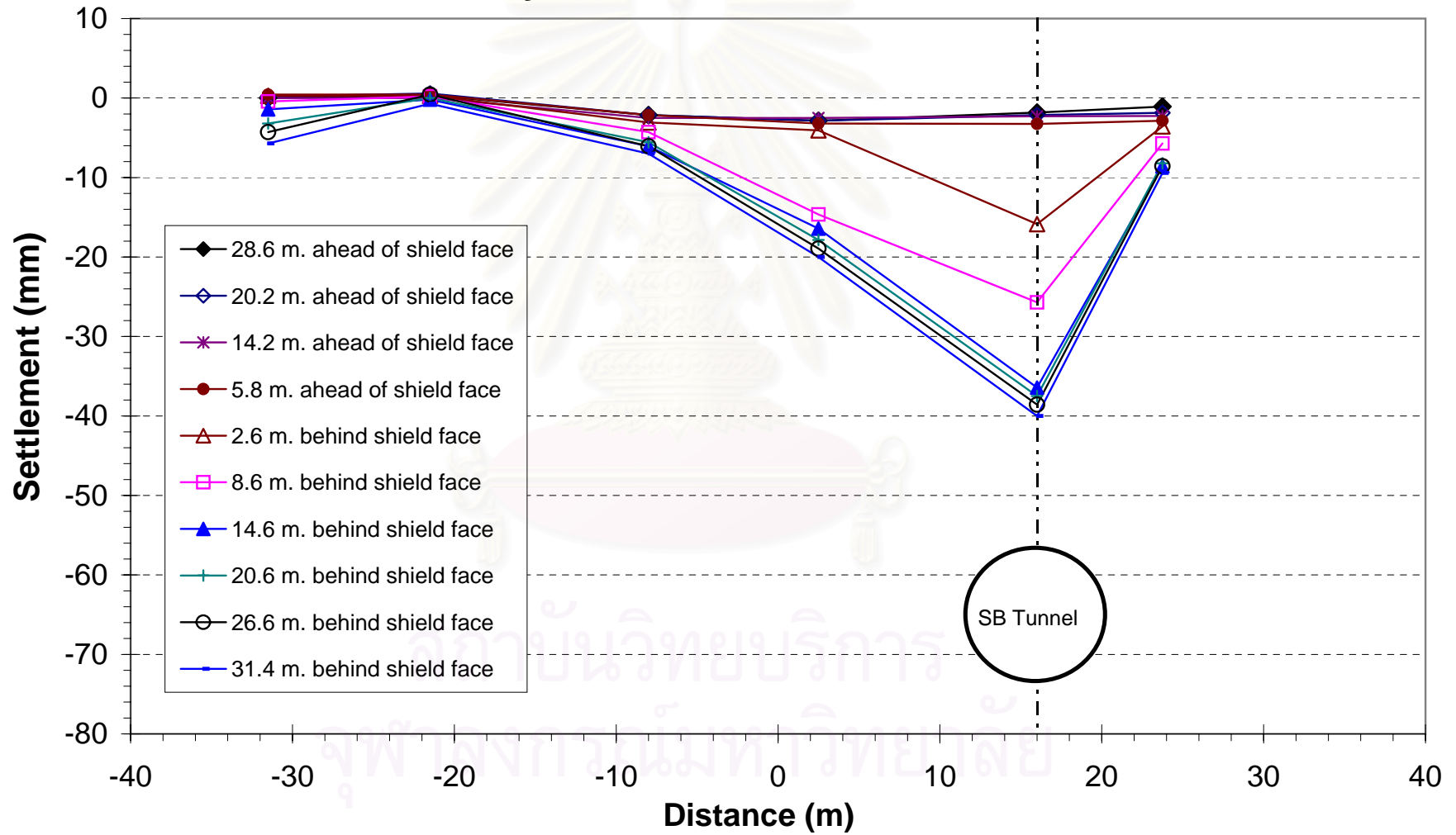




รูปที่ D3 Surface Settlement of SB Tunnel  
 Recorded by SSS-5T-37A~37E in Sirikit - Bon Kai



**รูปที่ D4 Surface Settlement of SB Tunnel  
Recorded by SSS-5T-47A~47F in Sirikit - Bon Kai**

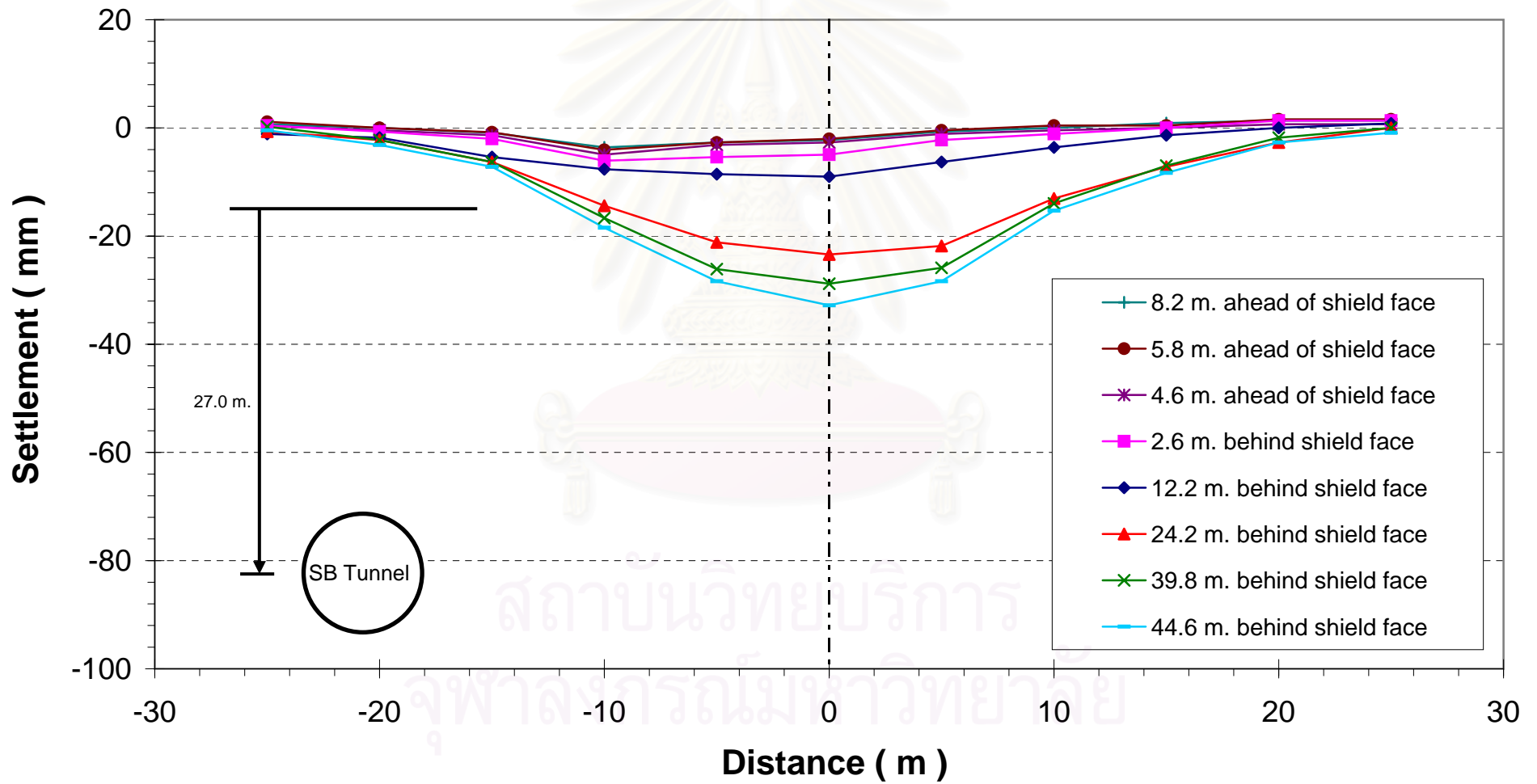




ป๋อนไค้-ตุ้มพินี่

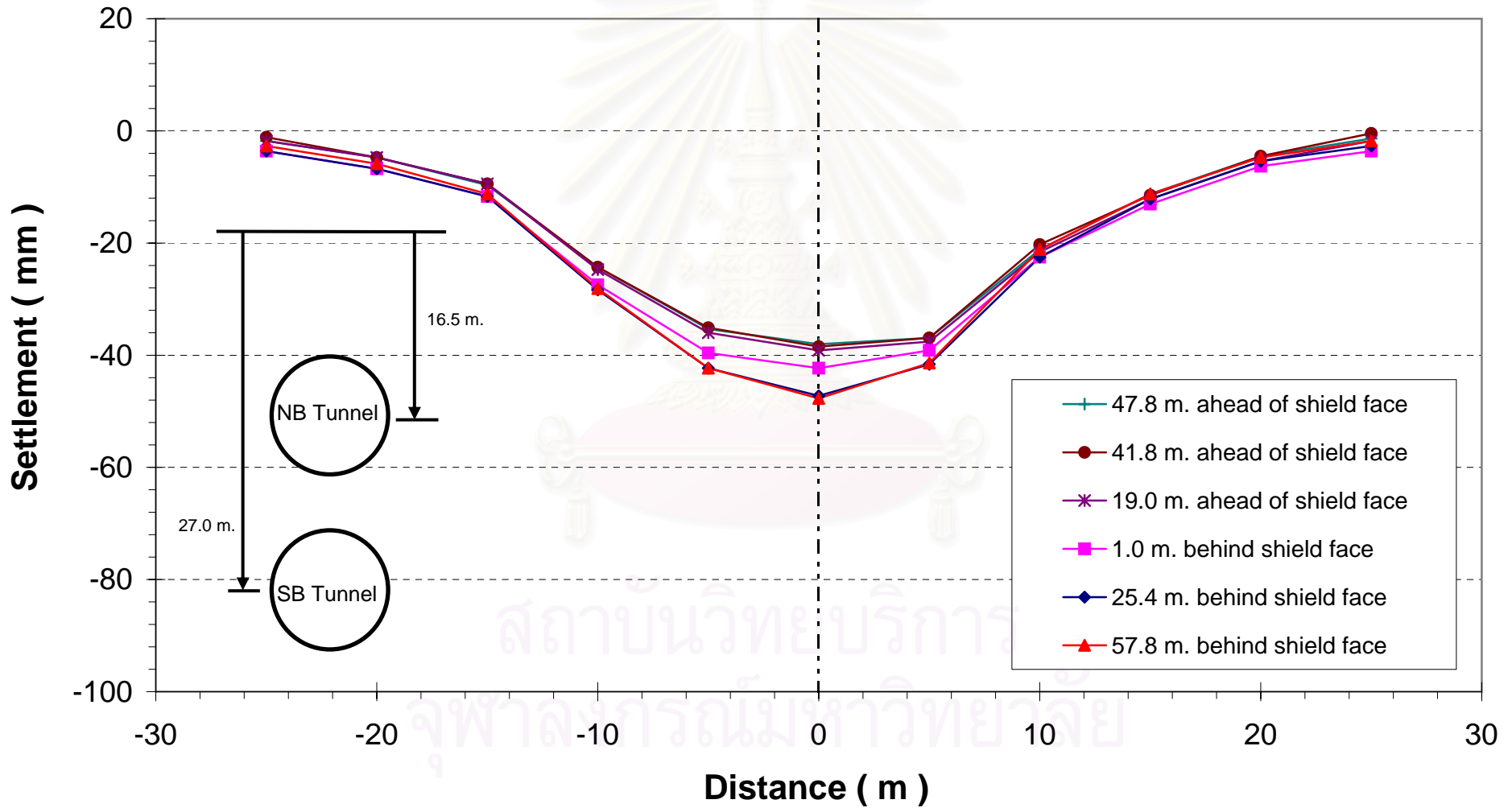
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ E1 Surface Settlement of SB Tunnel  
 Recored by SS-4T-16A~16K in Lumphini-Bonkai





**รูปที่ E2 Surface Settlement of NB Tunnel**  
**Recorded by SS-4T-16A~16K in Lumphini-Bonkai**

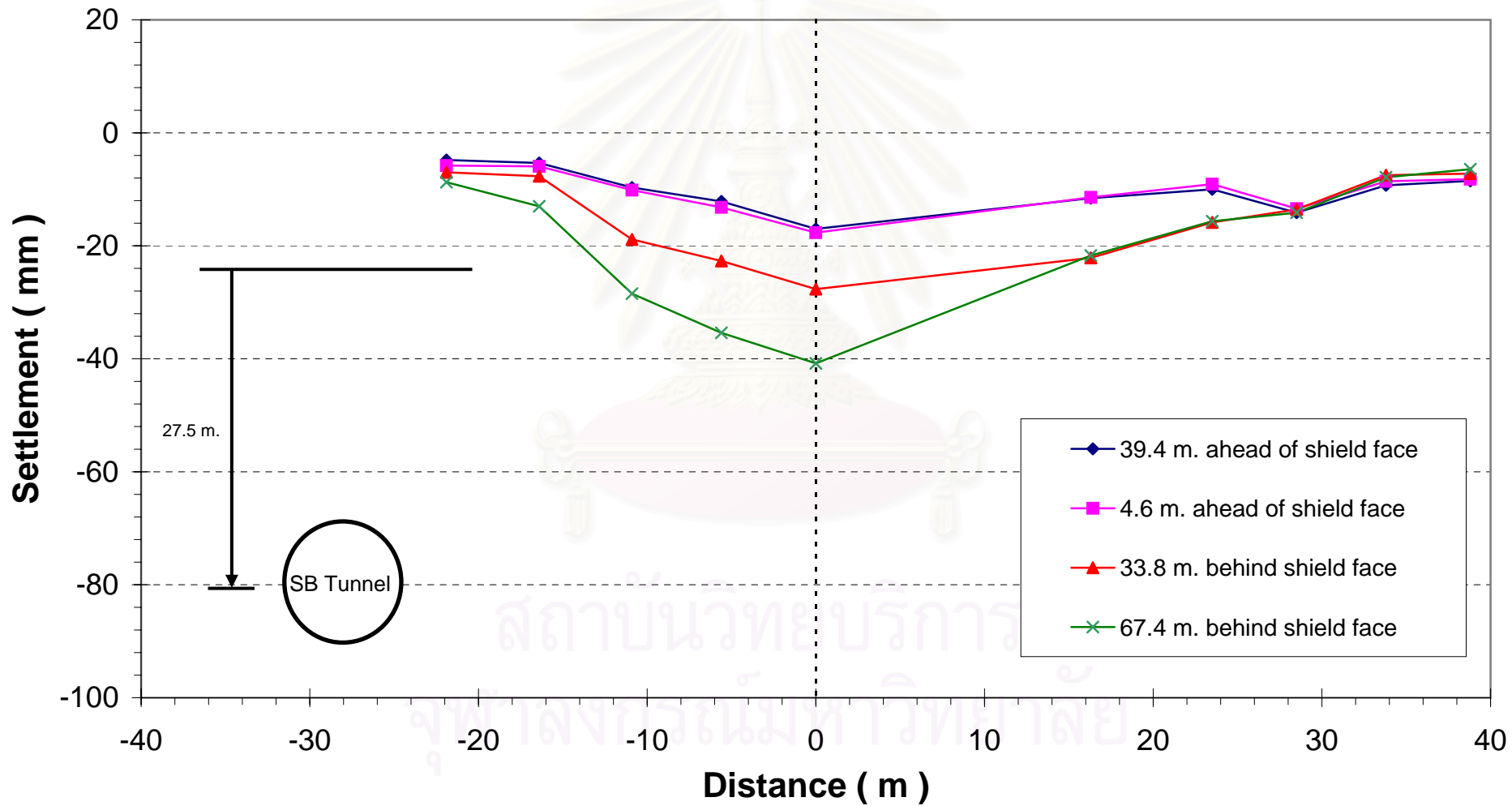




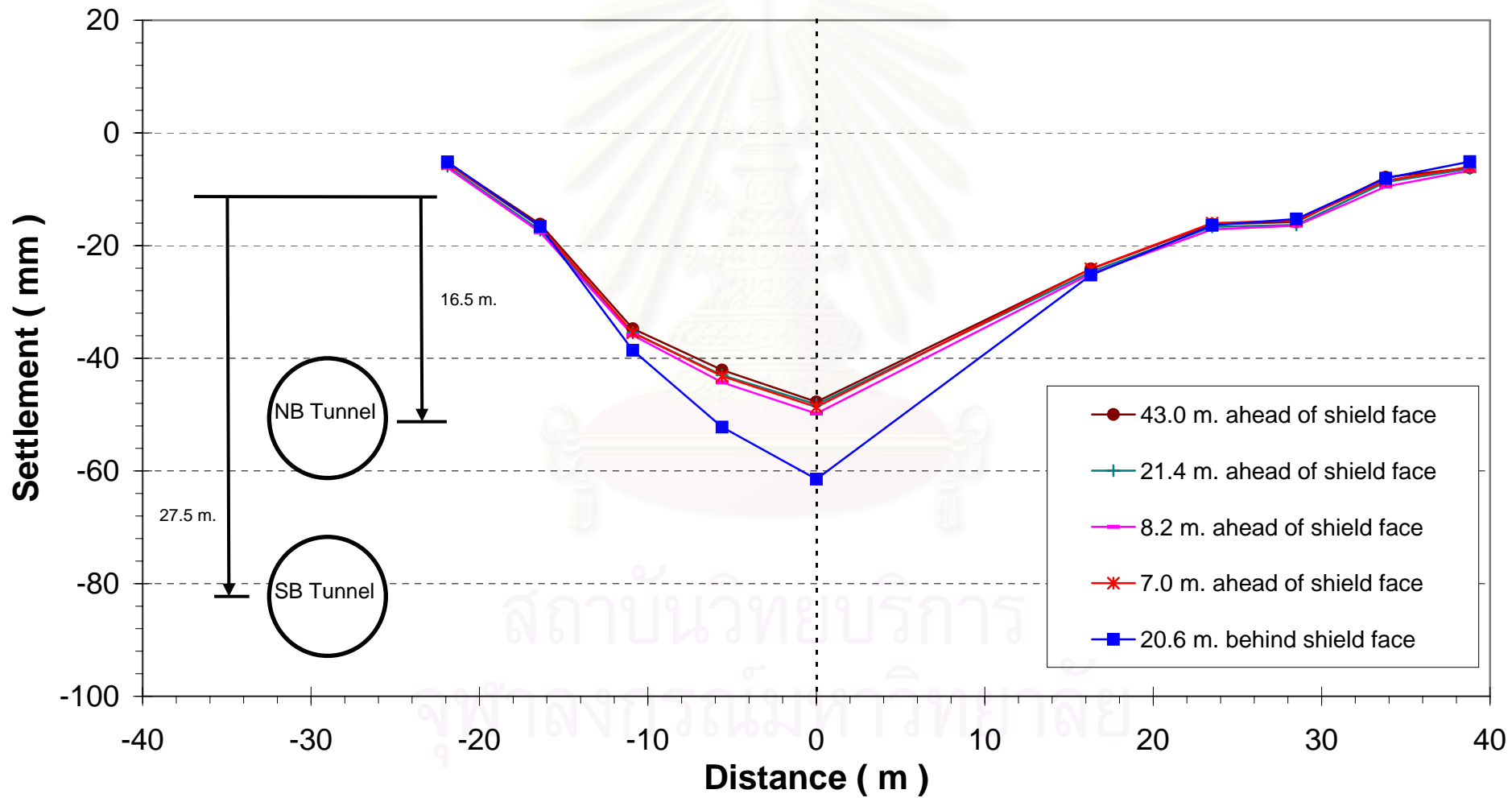
ลุ่มพินี-สีลม

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ F1 Surface settlement of SB Tunnel  
 Recorded by SS-3T-18A~18M in Lunphini - Silom



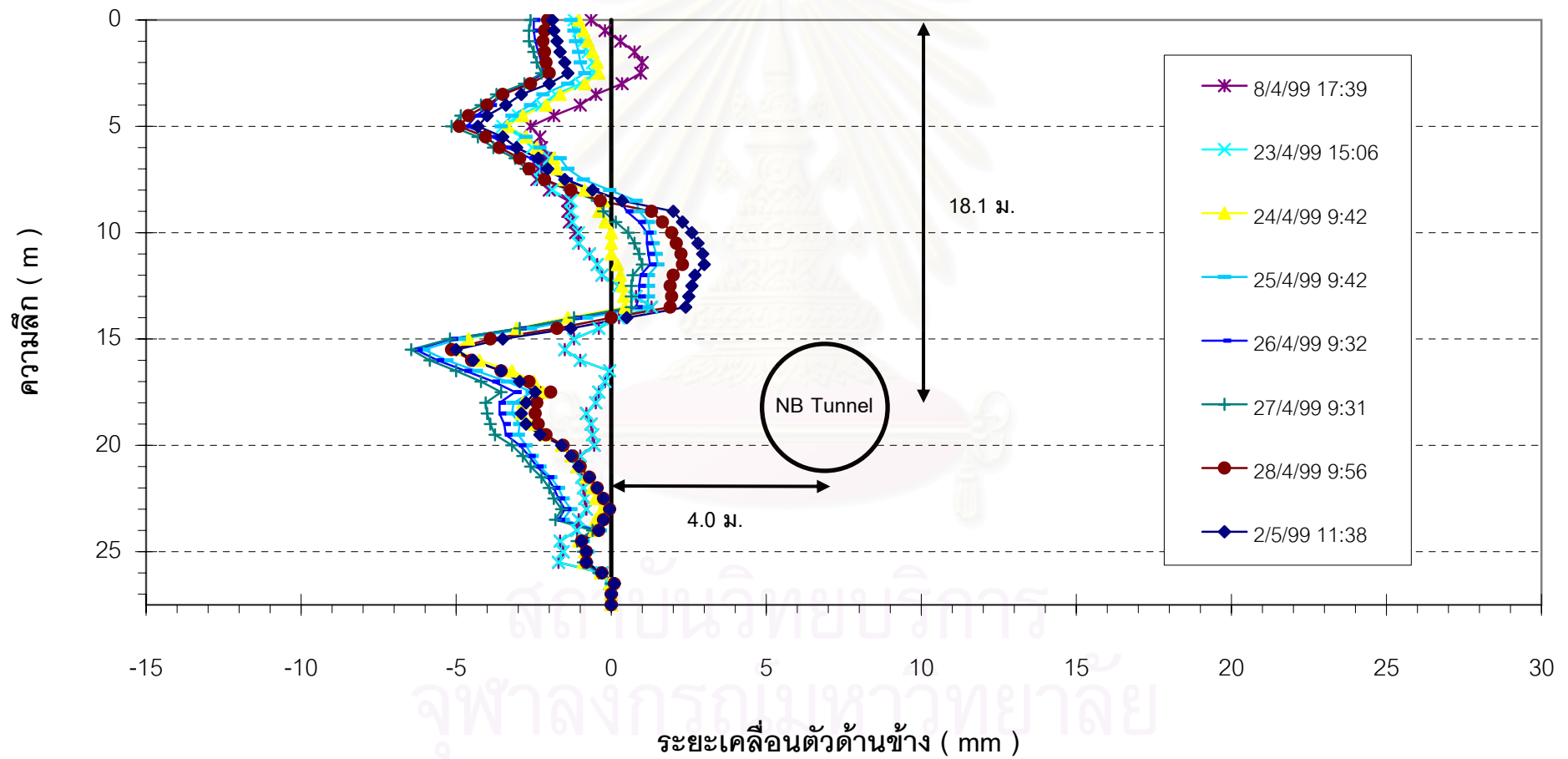
รูปที่ F2 Surface settlement of NB Tunnel  
 Recorded by SS-3T-18A~18M in Lunphini - Silom



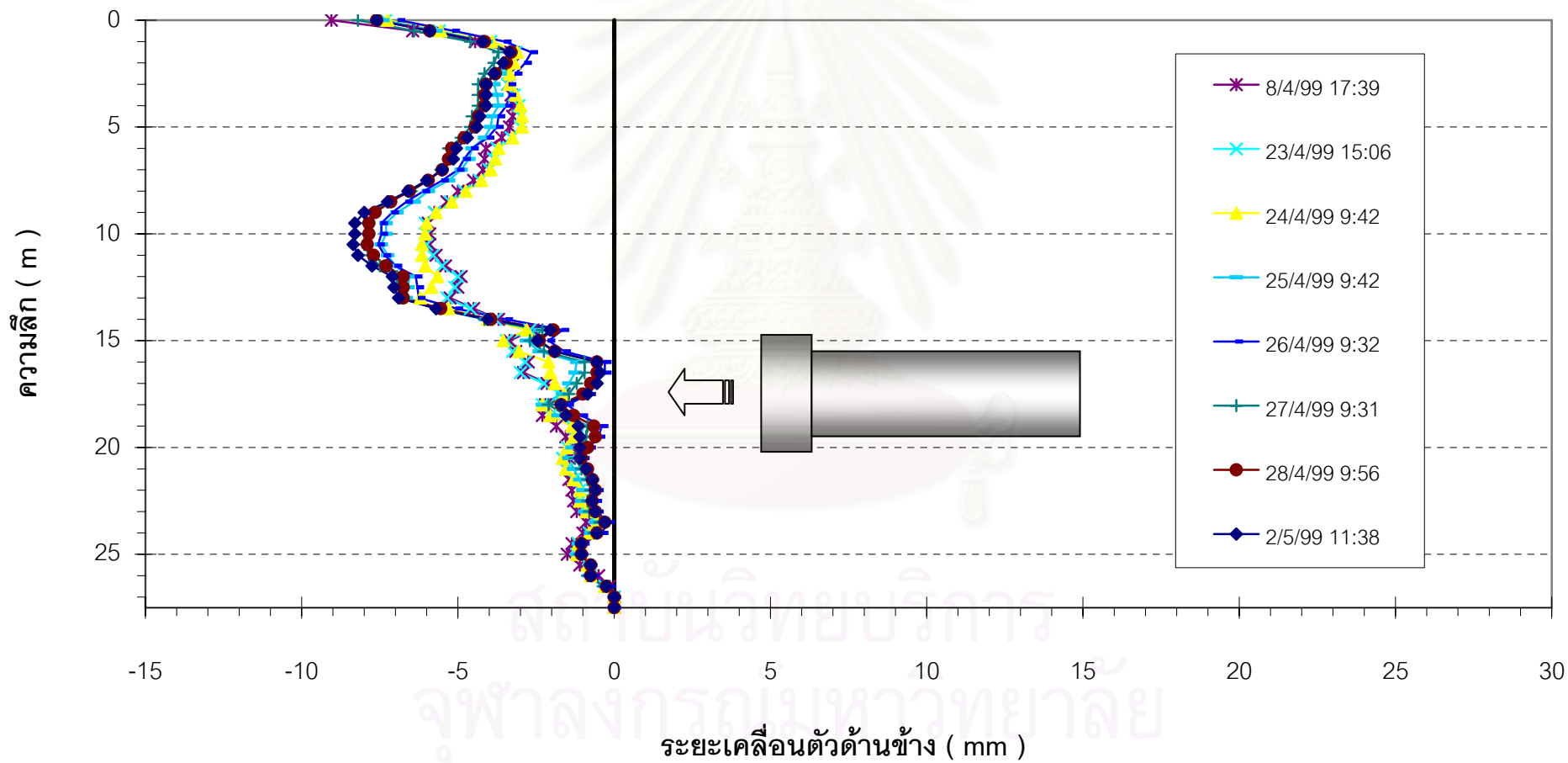




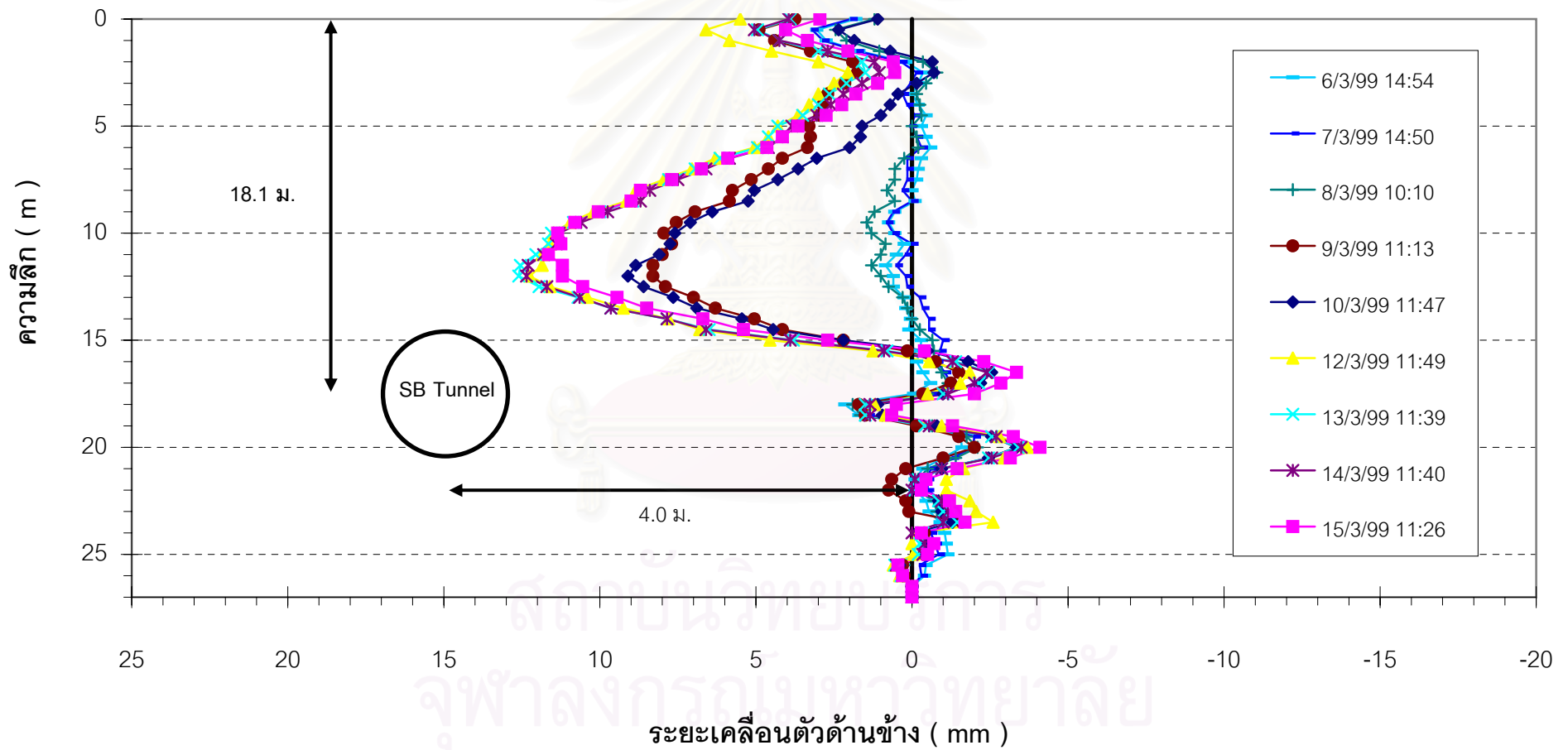
รูปที่ G1 กราฟแสดงค่าเคลื่อนตัวแนวตัดขวาง 26-IE-001 A-B ตั้งฉากกับ Northbound ของ Zone  
26 Array 001 รัชดา - ลาดพร้าว



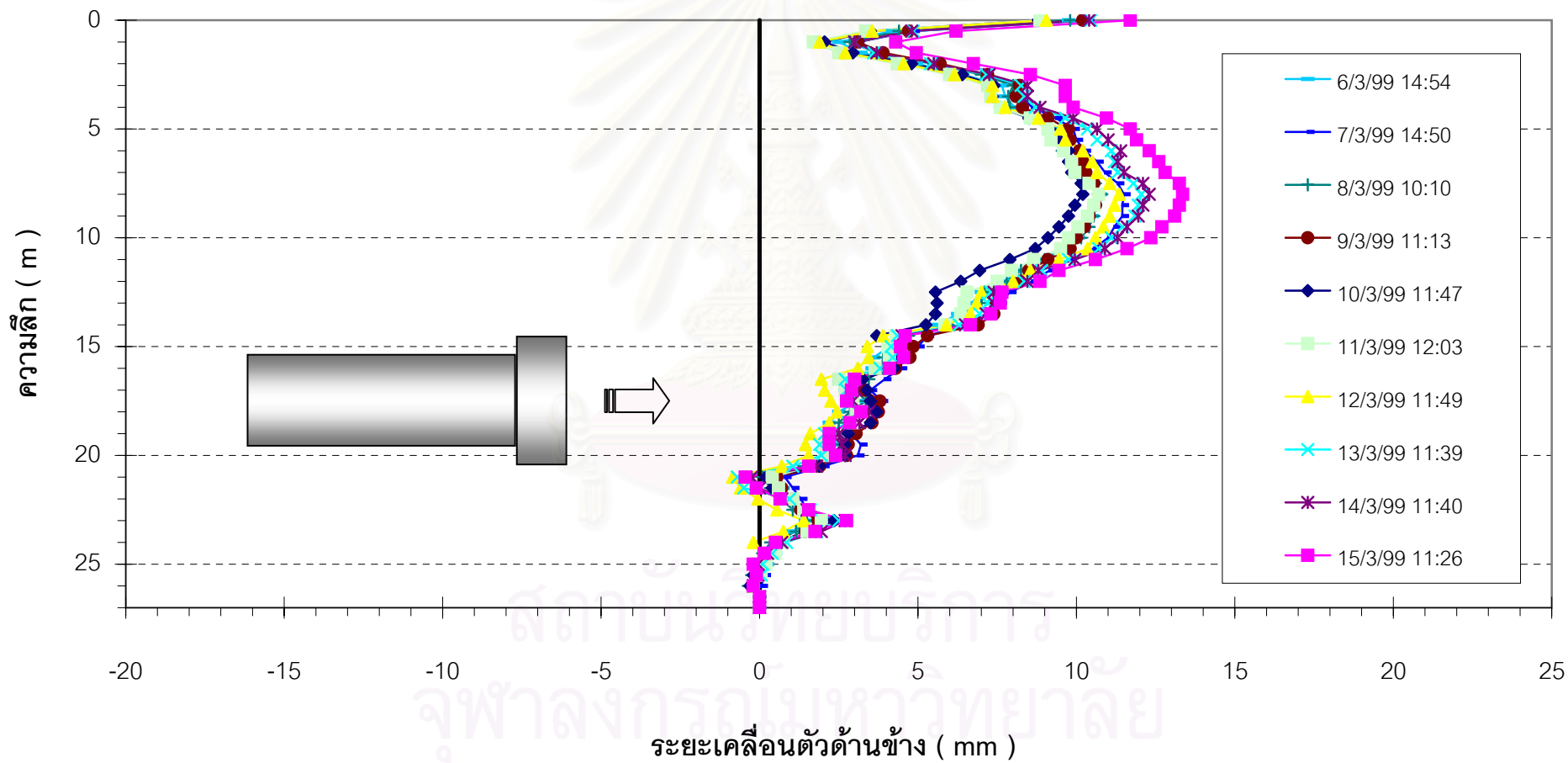
รูปที่ G2 กราฟแสดงค่าเคลื่อนตัวด้านข้าง 26-IE-001 C-D ตามแนวยาวของ Northbound ของ  
Zone 26 Array 001 รัชดา - ลาดพร้าว



รูปที่ G3 กราฟแสดงค่าเคลื่อนตัวแนวตัดขวาง 26-IE-002 A-B ตั้งฉากกับ Southbound ของ Zone  
26 Array 001 รัชดา - ลาดพร้าว



รูปที่ G4 กราฟแสดงค่าเคลื่อนตัวด้านข้าง 26-IE-002 C-D ตามแนวยาวของ Southbound ของ  
Zone 26 Array 001 รัชดา - ลาดพร้าว



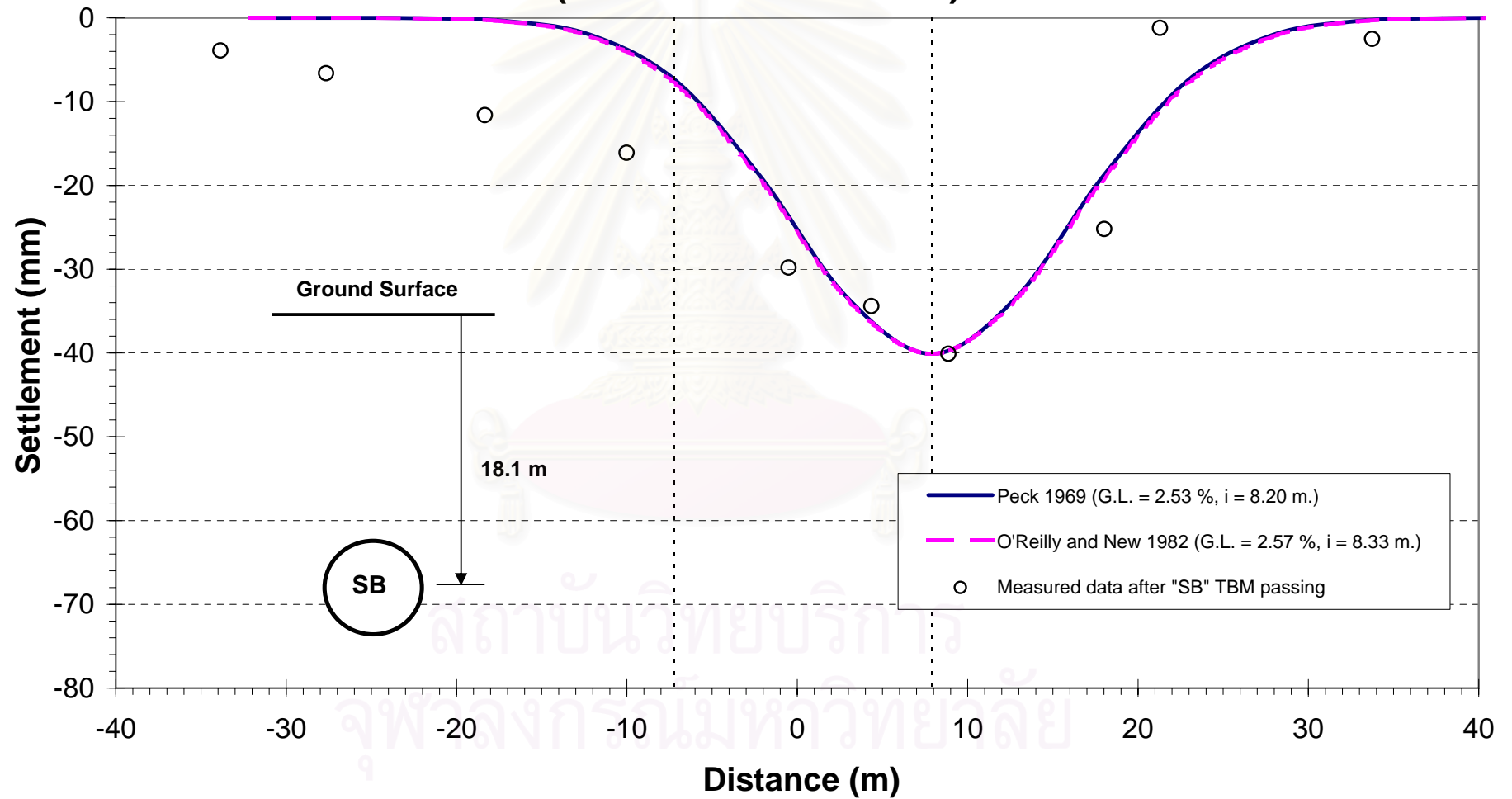


ผลการคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ทฤษฎี

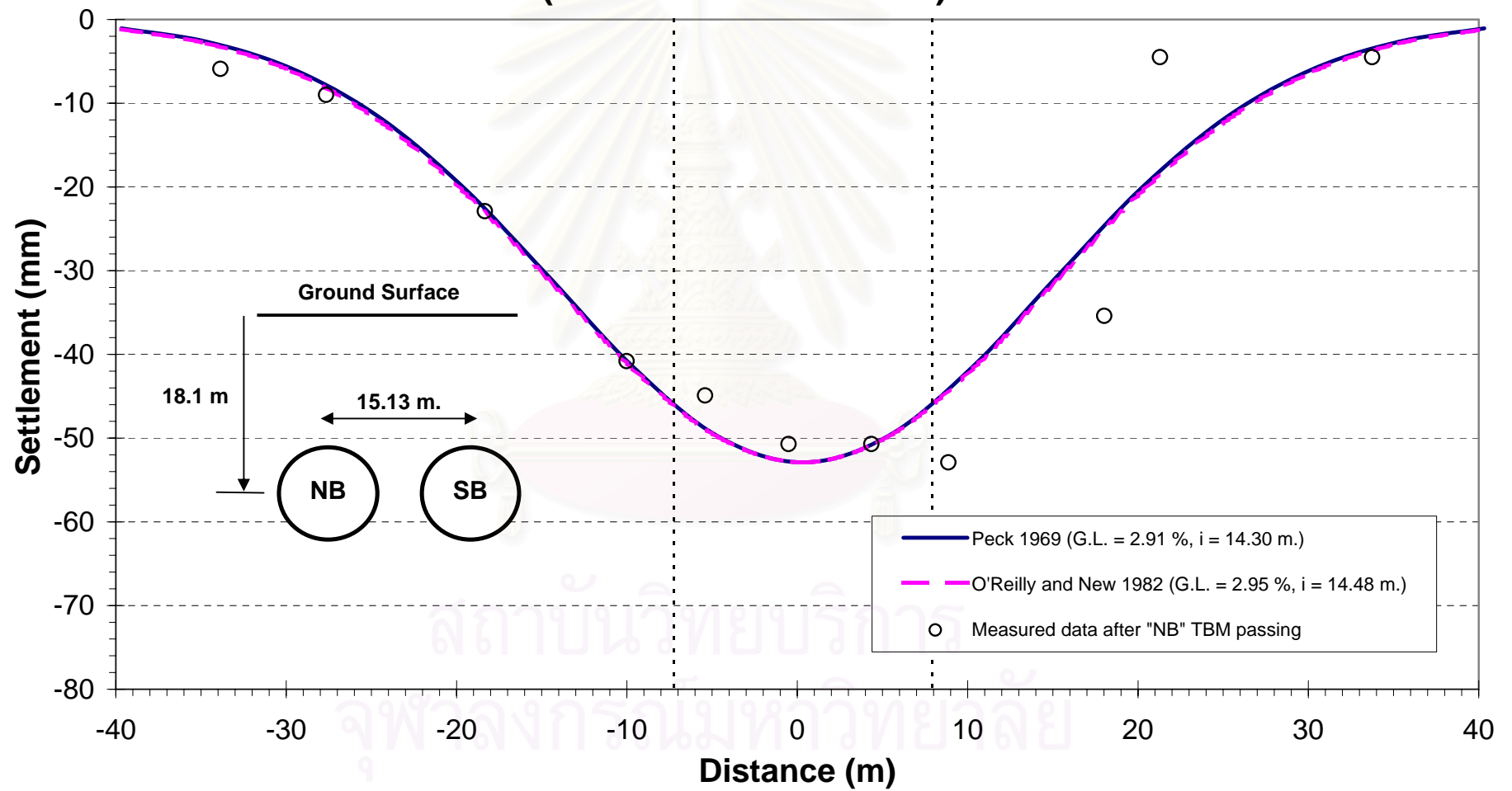
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



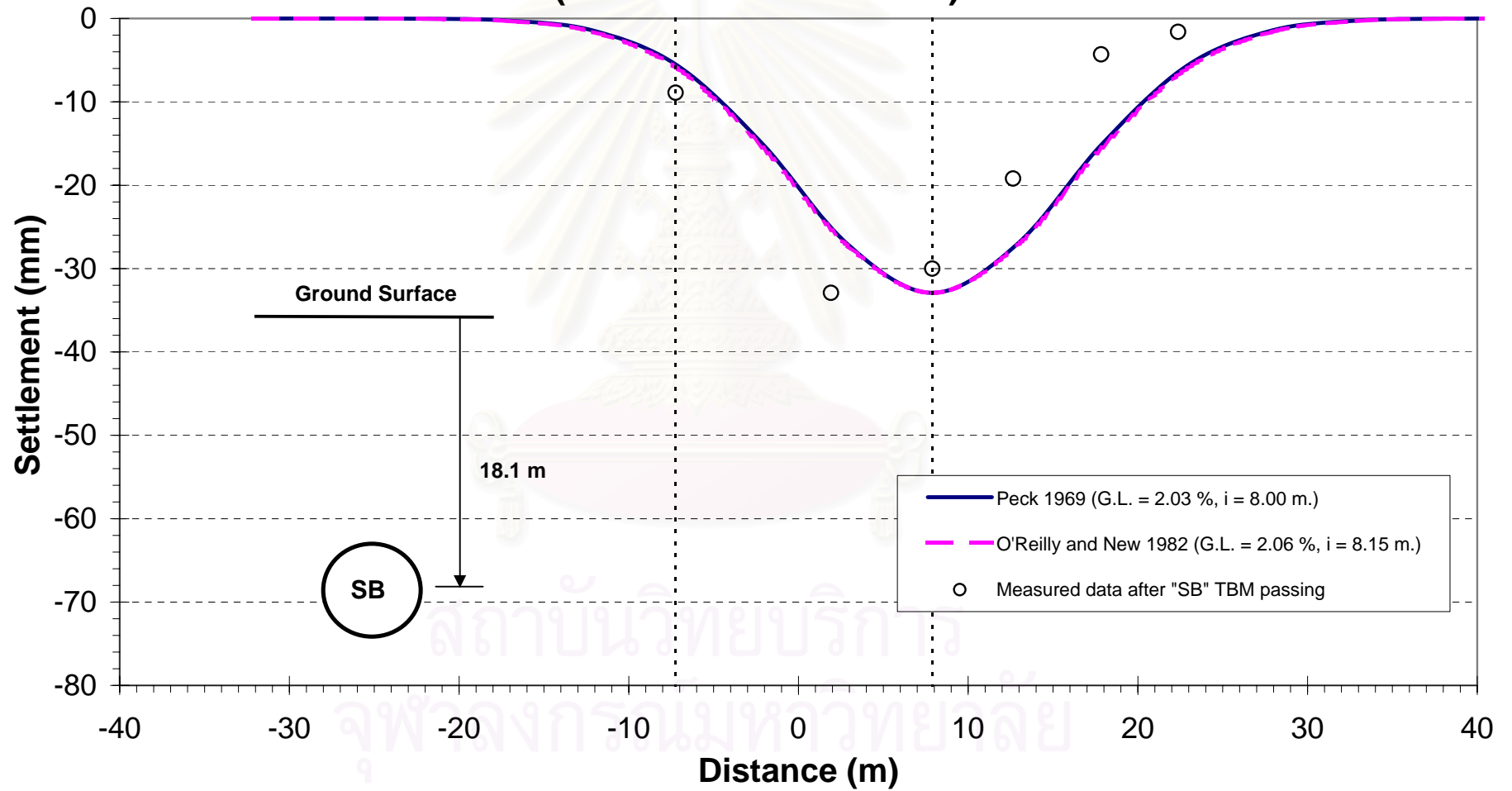
# รูปที่ H1 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Array 001 (Ratchada - Lat Phrao)



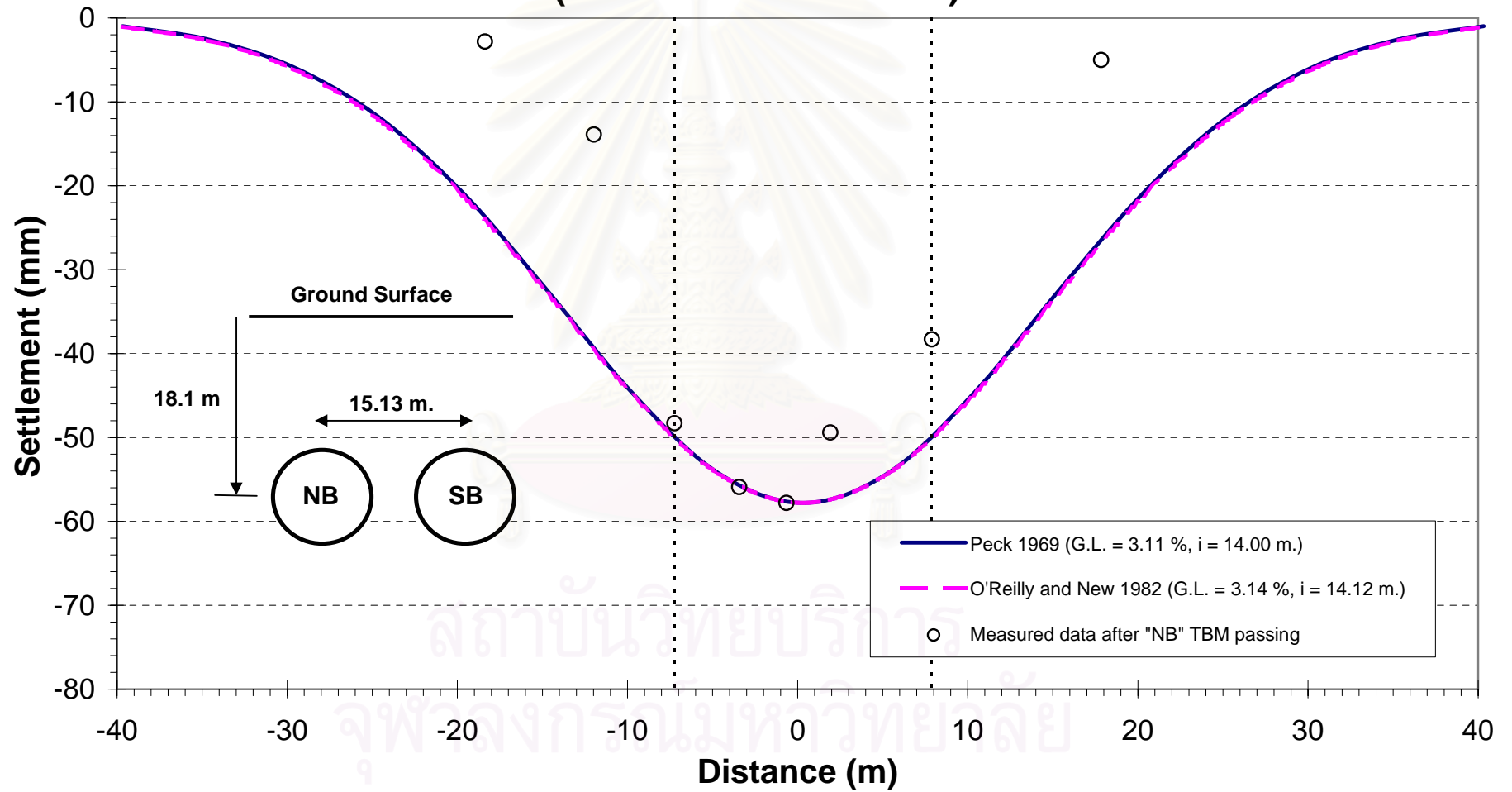
## รูปที่ H2 Surface Settlement Trough of Twin Tunnels at Array 001 (Ratchada - Lat Phrao)



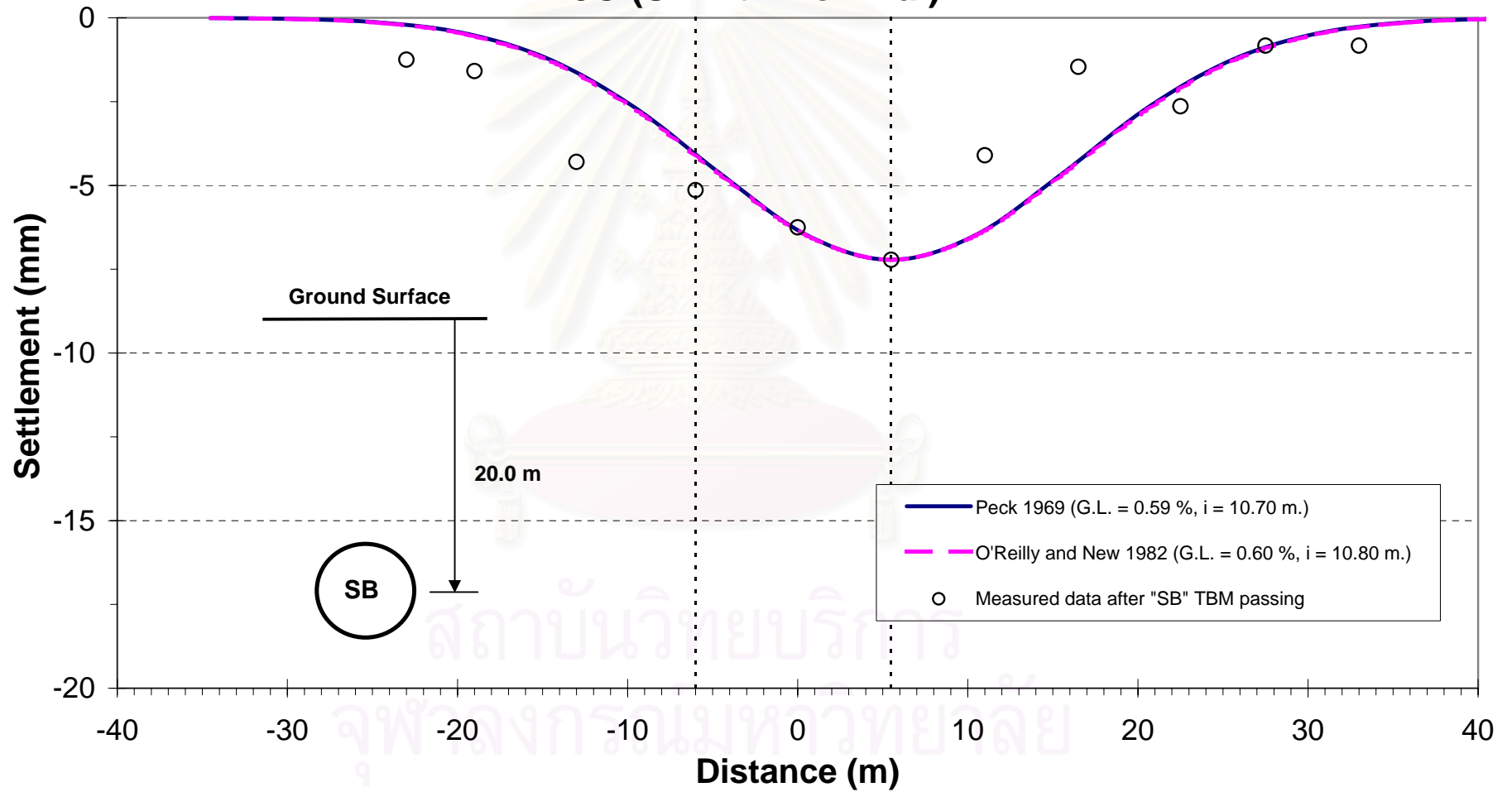
### รูปที่ H3 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Array 002 (Ratchada - Lat Phrao)



รูปที่ H4 Surface Settlement Trough of Twin Tunnels at Array 002  
(Ratchada - Lat Phrao)

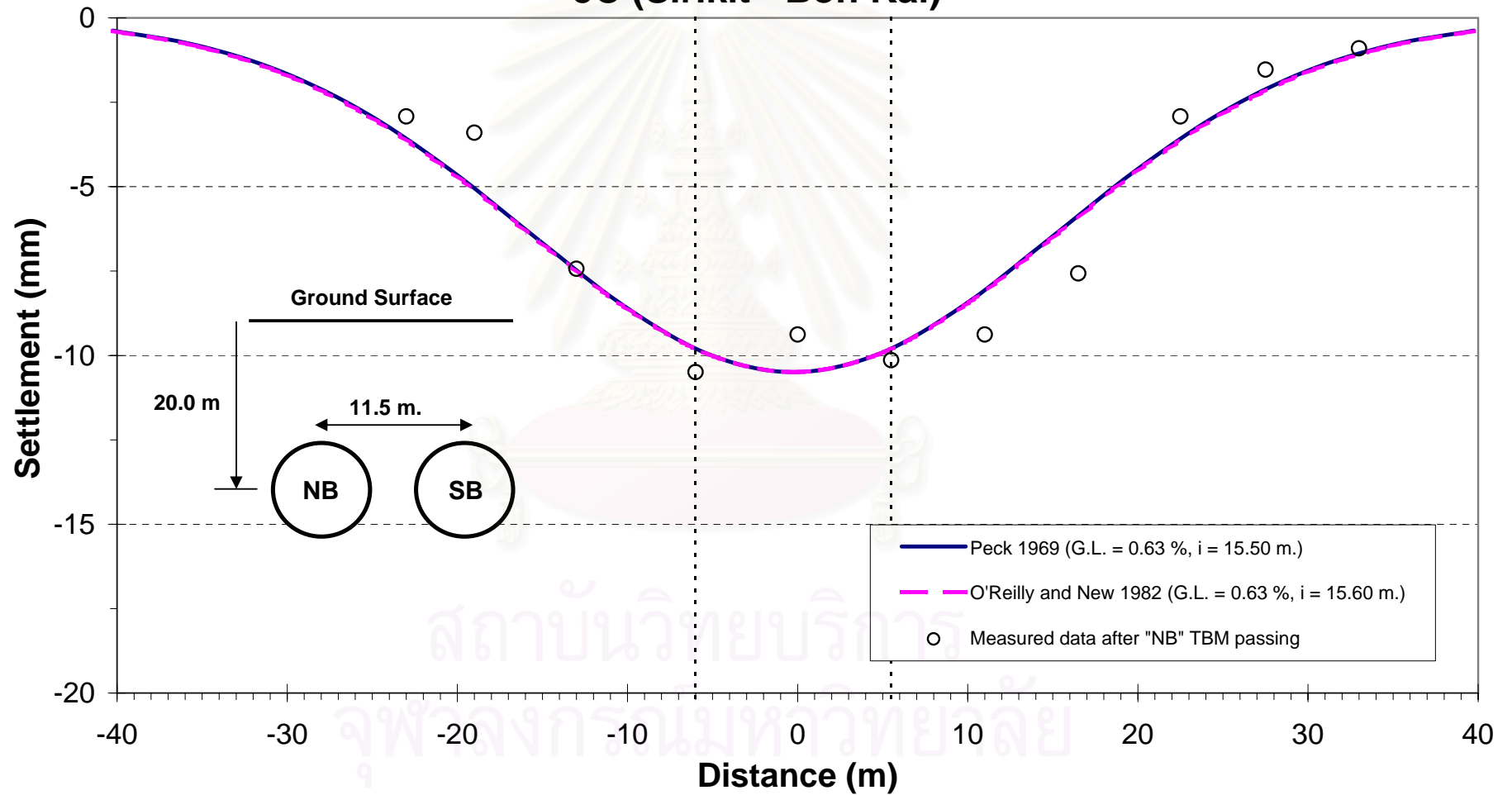


รูปที่ H5 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Array CS  
5C (Sirikit - Bon Kai)

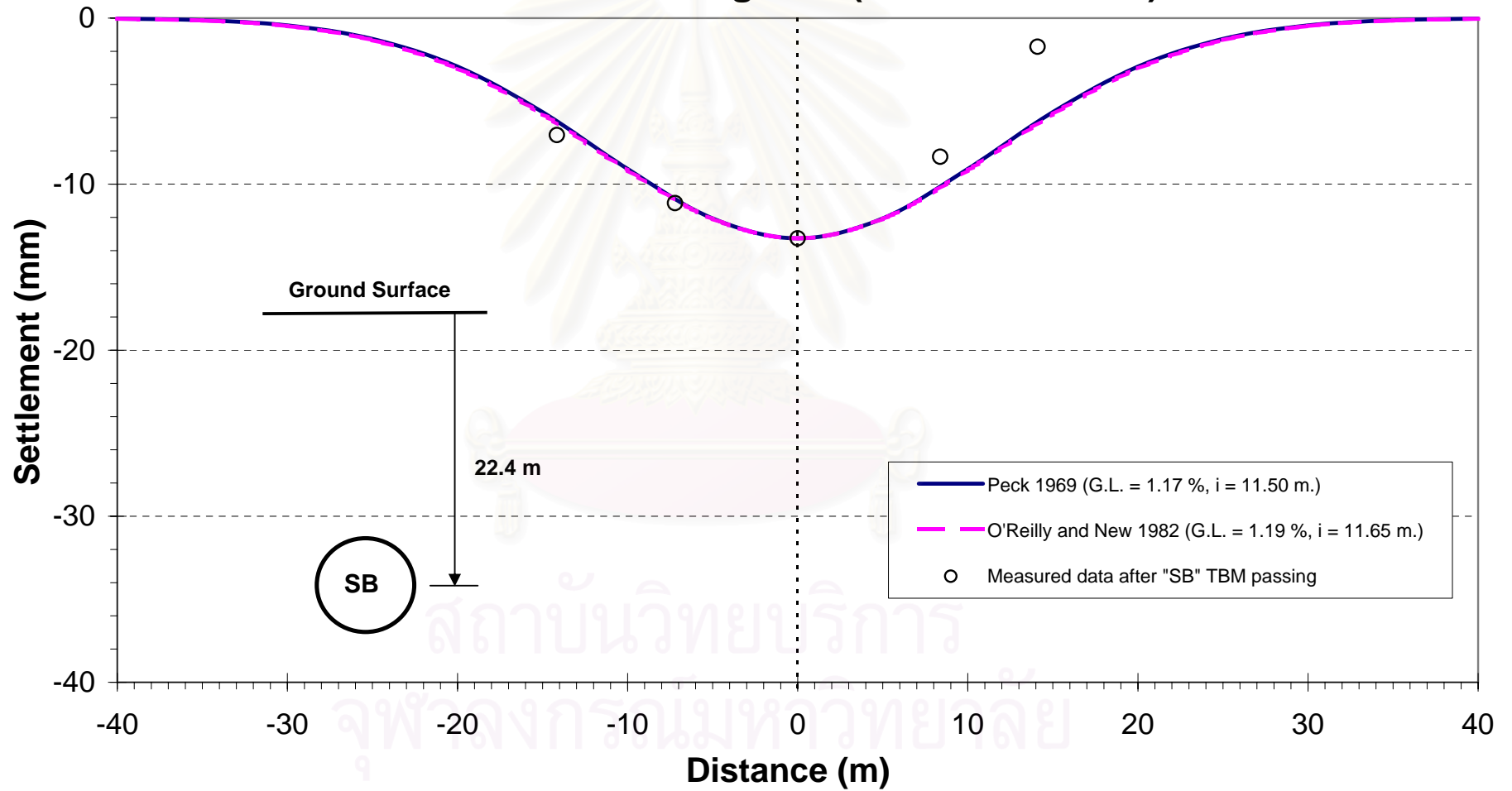




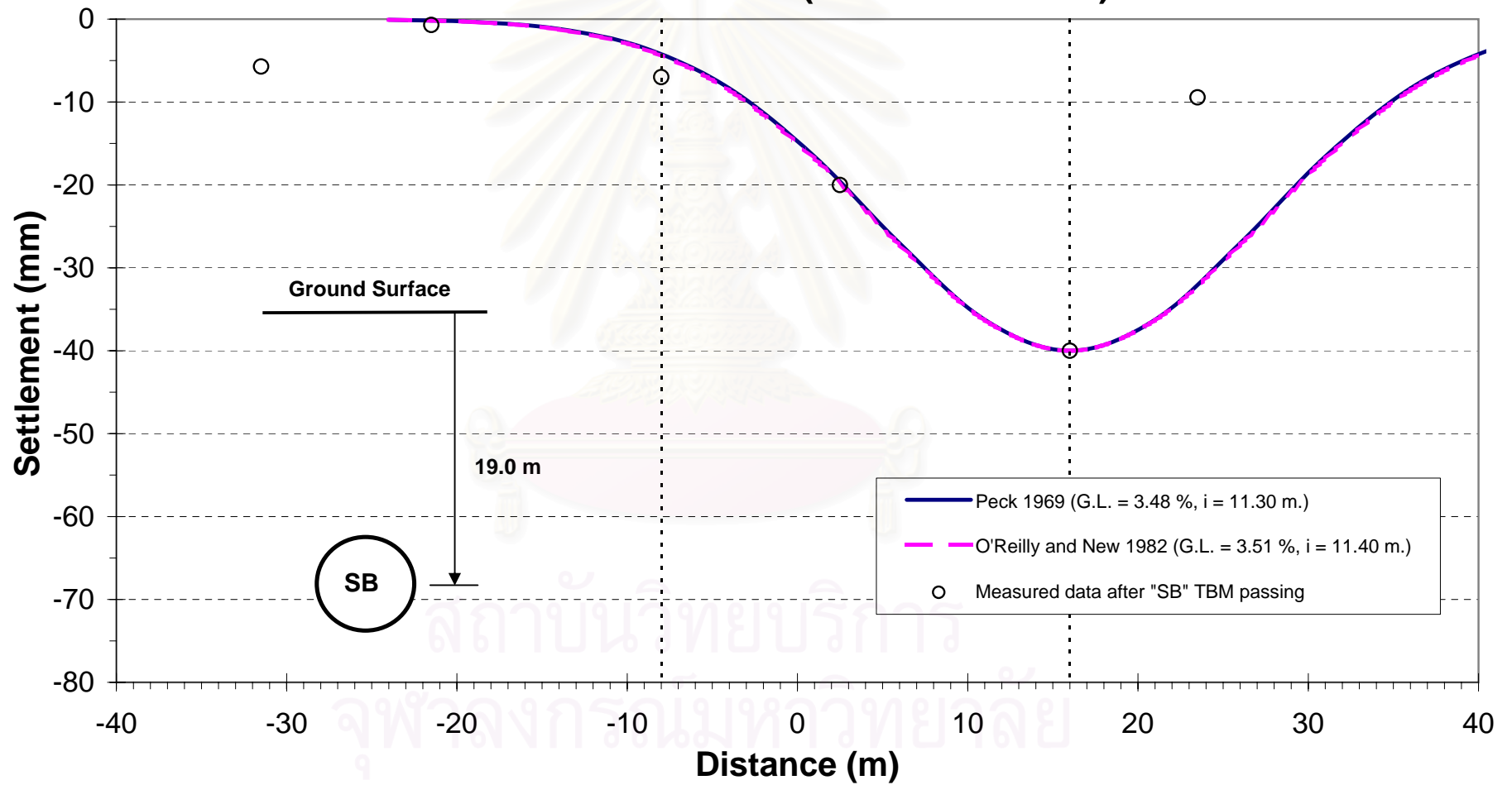
รูปที่ H6 Surface Settlement Trough of Twin Tunnels at Array CS  
5C (Sirikit - Bon Kai)



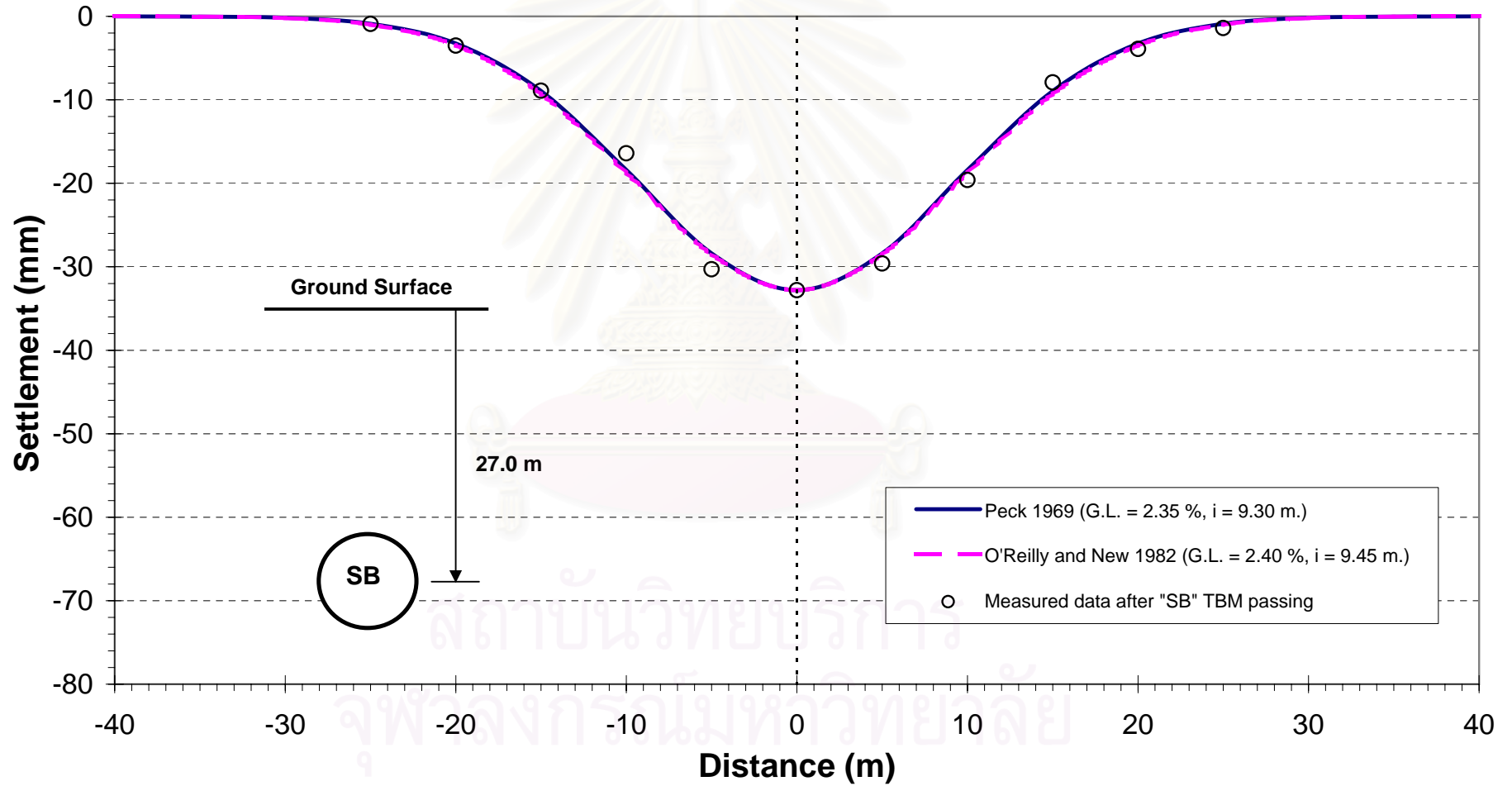
รูปที่ H7 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Array  
SSS-5T-37A~37E Ring. 125 (Sirikit - Bon Kai)



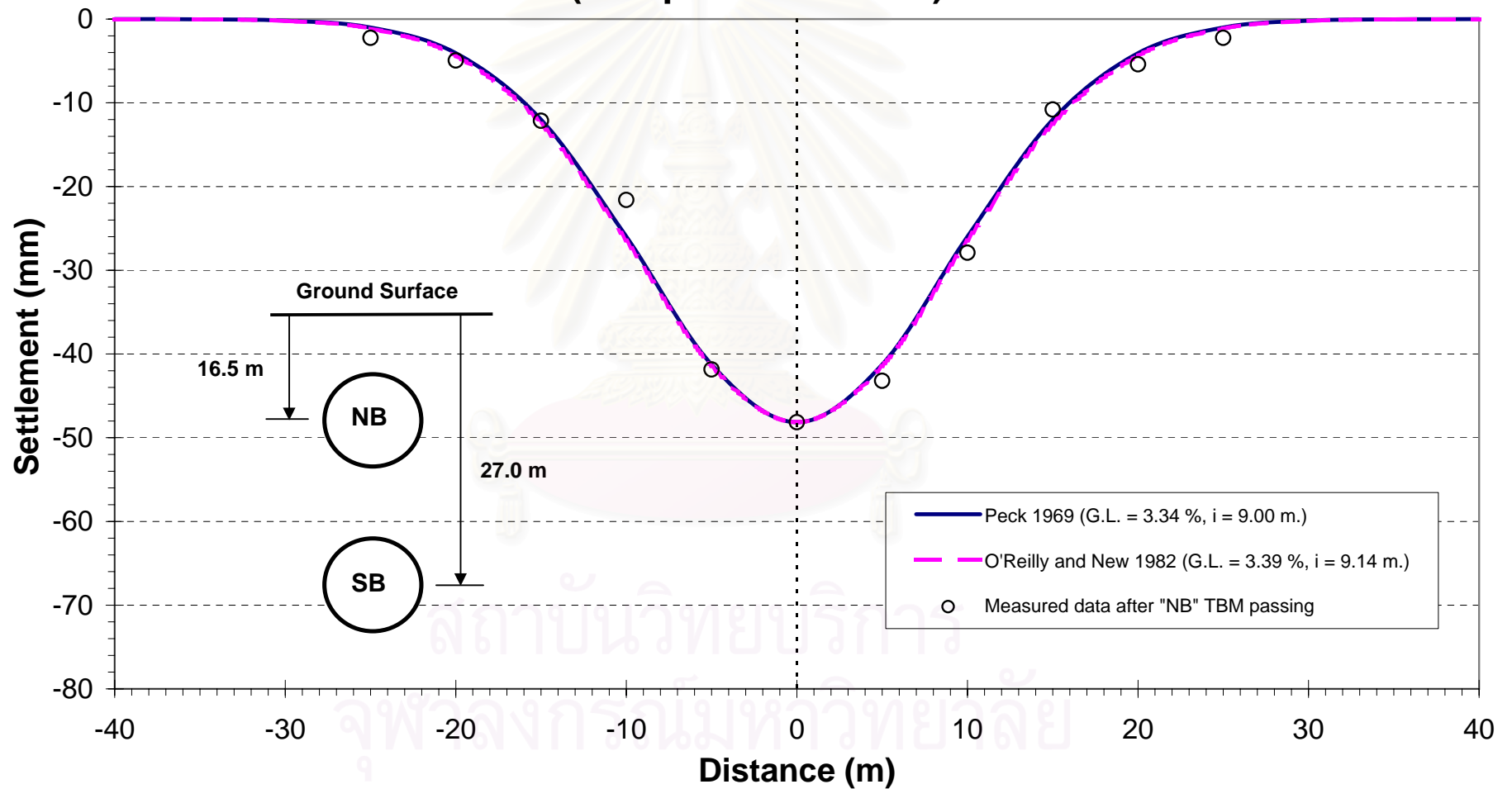
รูปที่ H8 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Array  
SSS-5T-47A~47F (Sirikit - Bon Kai)



# รูปที่ H9 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Ring 584 (Lumphini - Bon Kai)

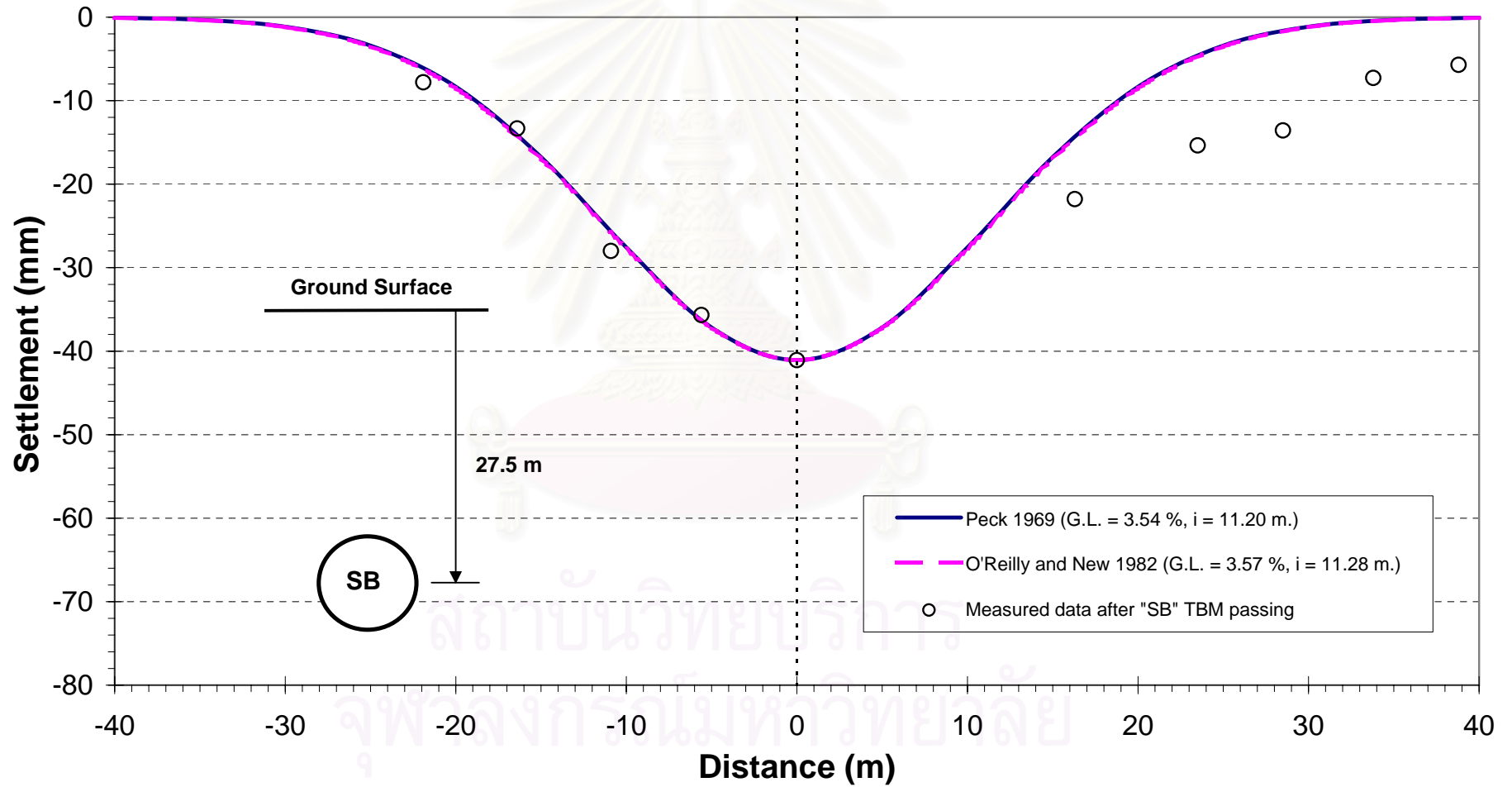


## รูปที่ H10 Surface Settlement Trough of Twin Tunnels at Ring 584 (Lumphini - Bon Kai)

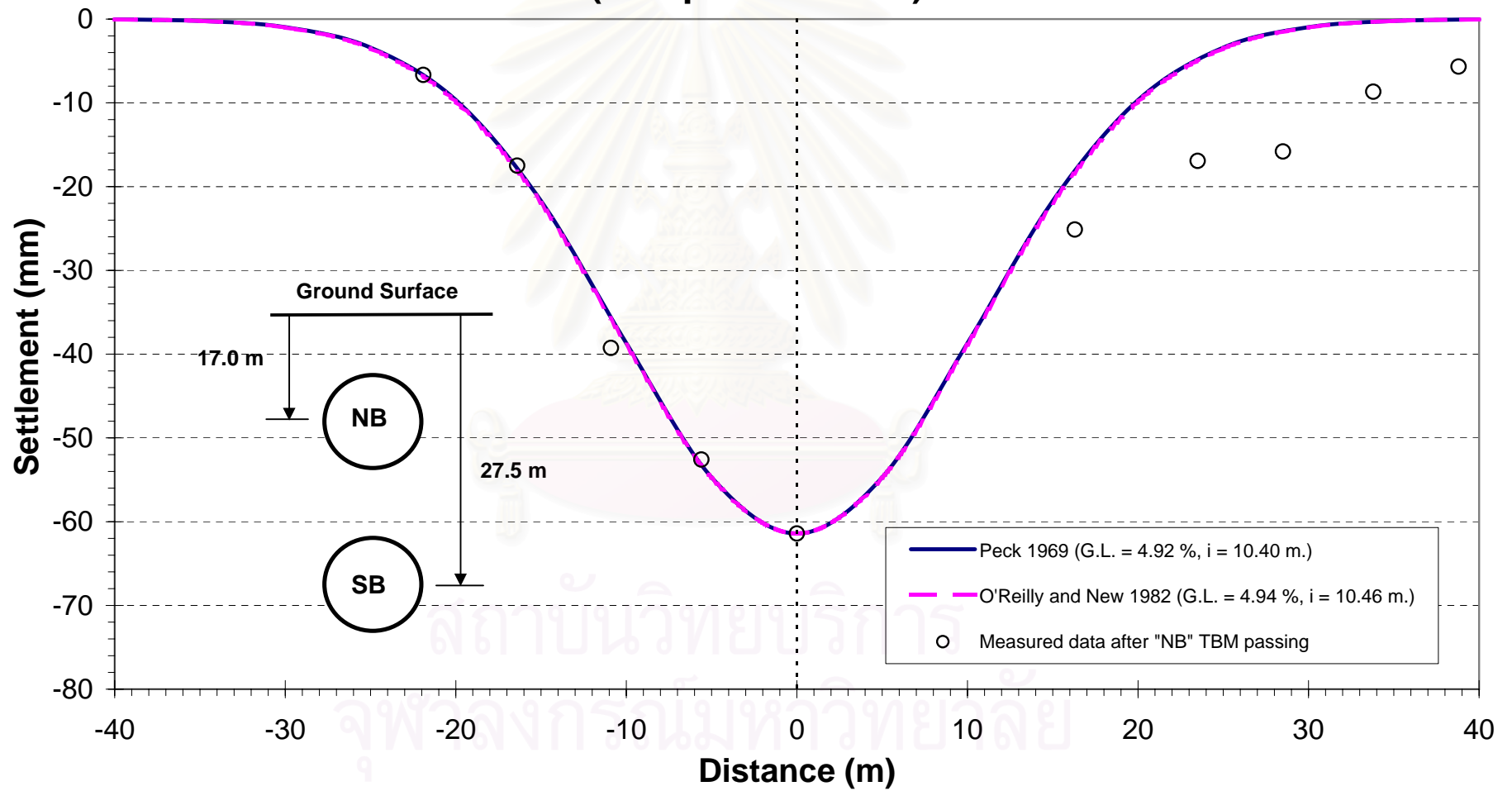




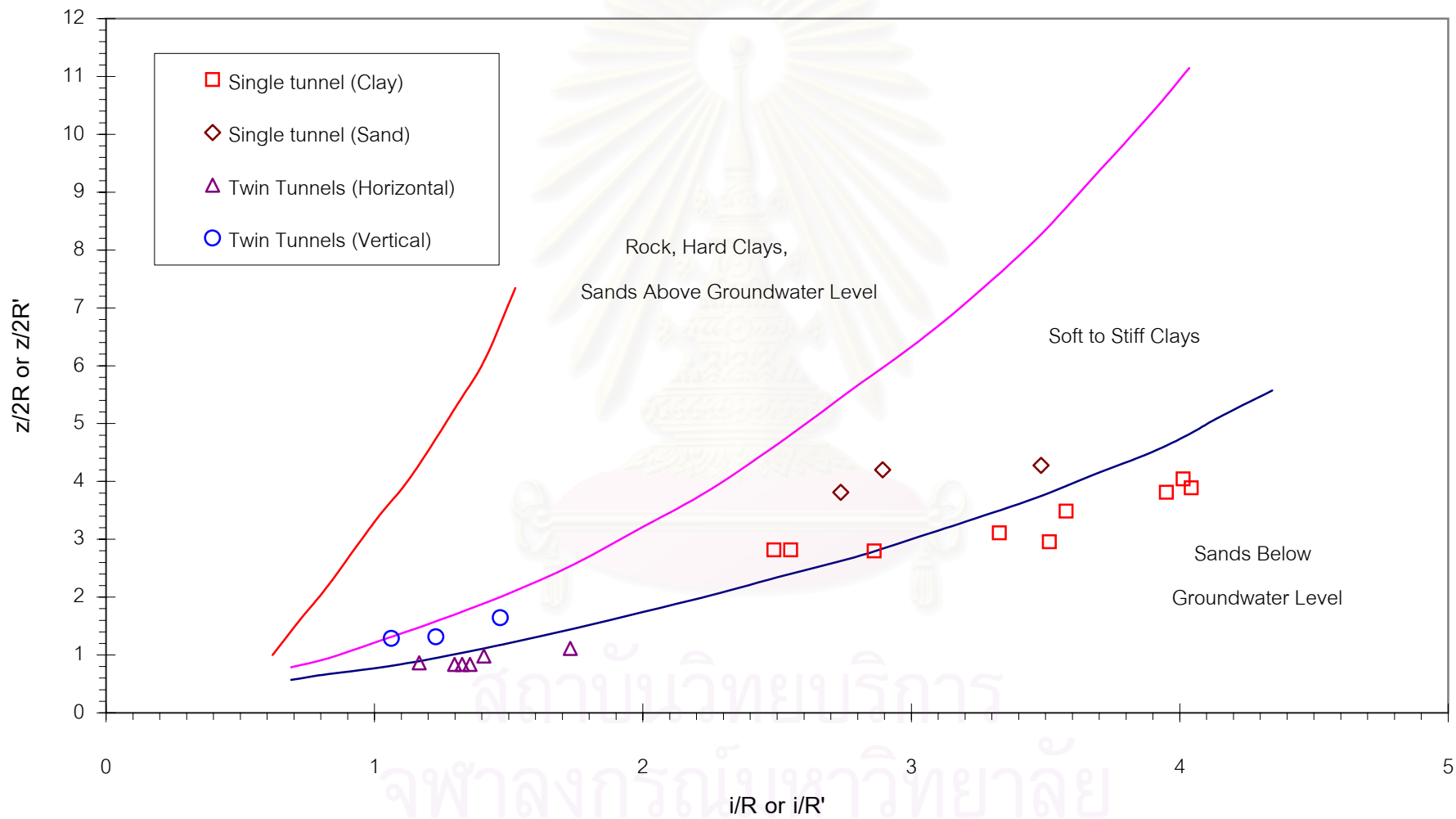
# รูปที่ H11 Surface Settlement Trough of Single Tunnel at Ring 298 (Lumphini - Silom)



## รูปที่ H12 Surface Settlement Trough of Twin Tunnels at Ring 298 (Lumphini - Silom)



รูปที่ H13 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Width of settlement trough กับ Depth ratio

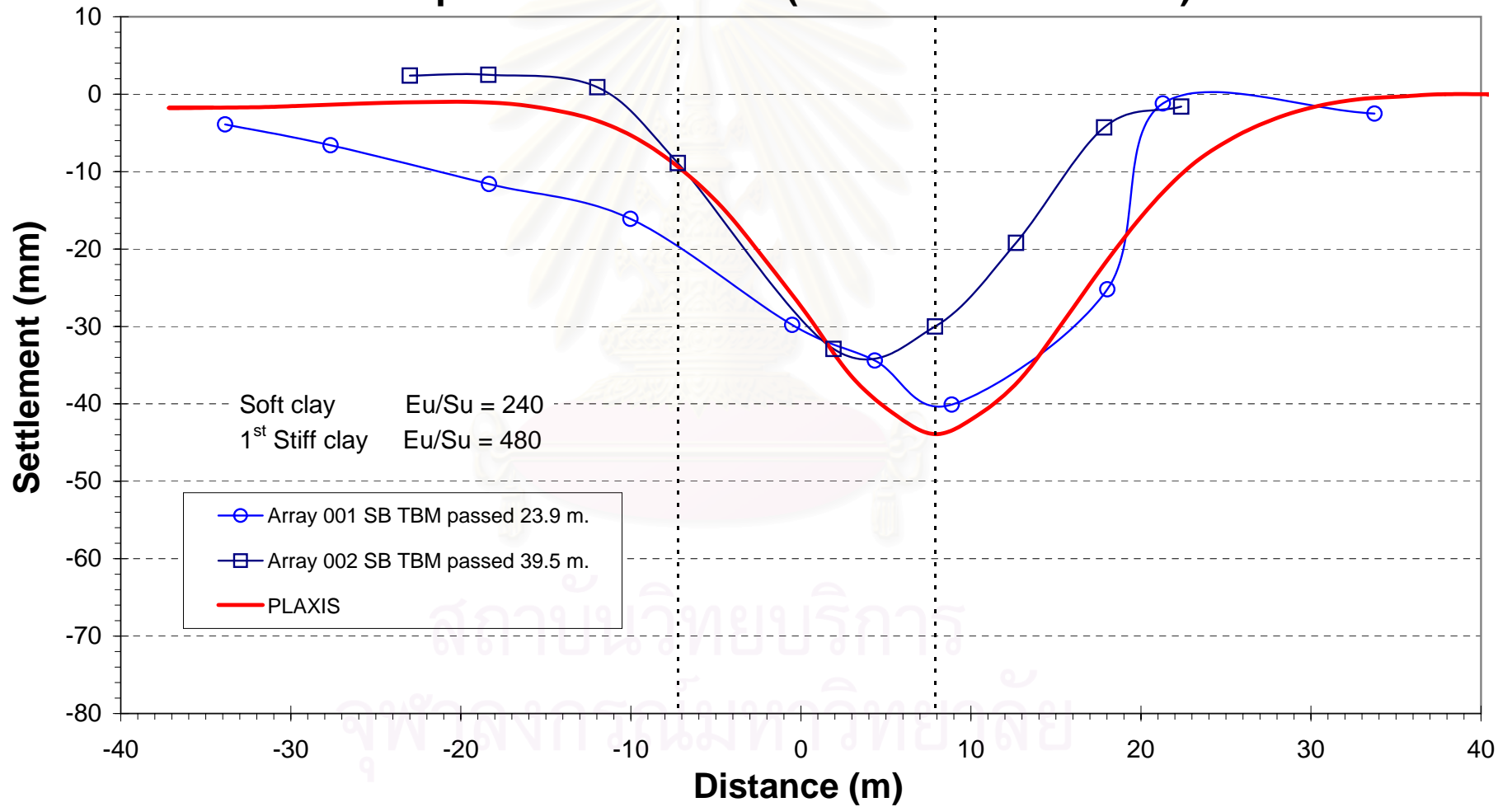




**ผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS**

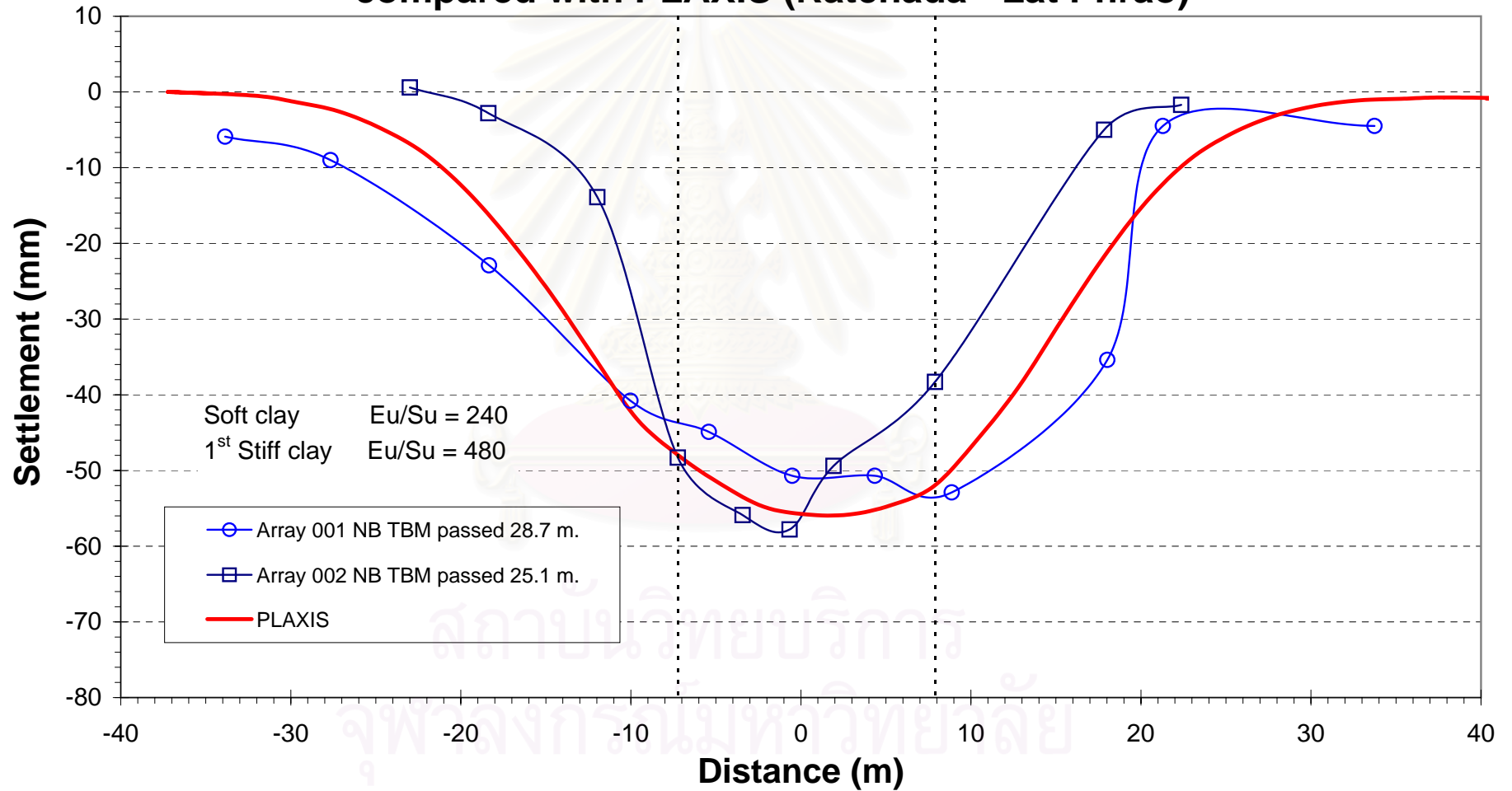
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

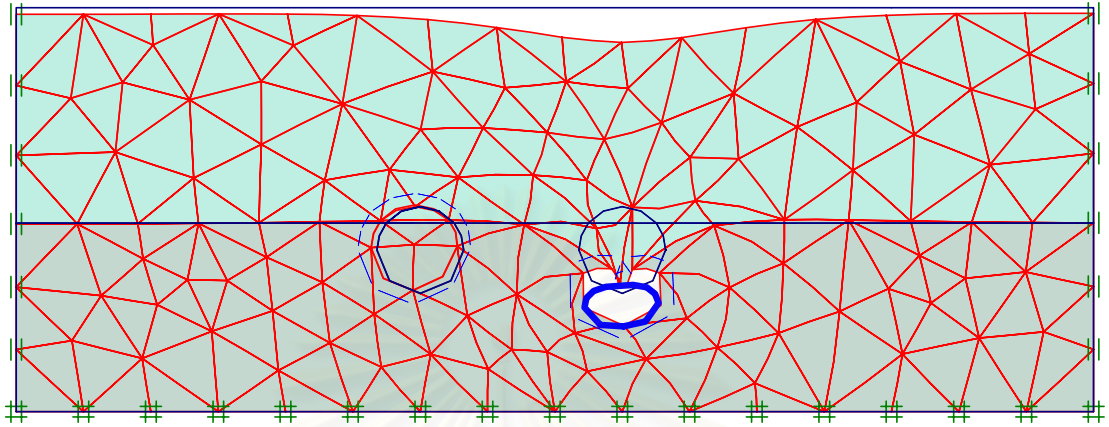
รูปที่ 11 surface settlement of single tunnel at array 001,002 compared with PLAXIS (Ratchada - Lat Phrao)



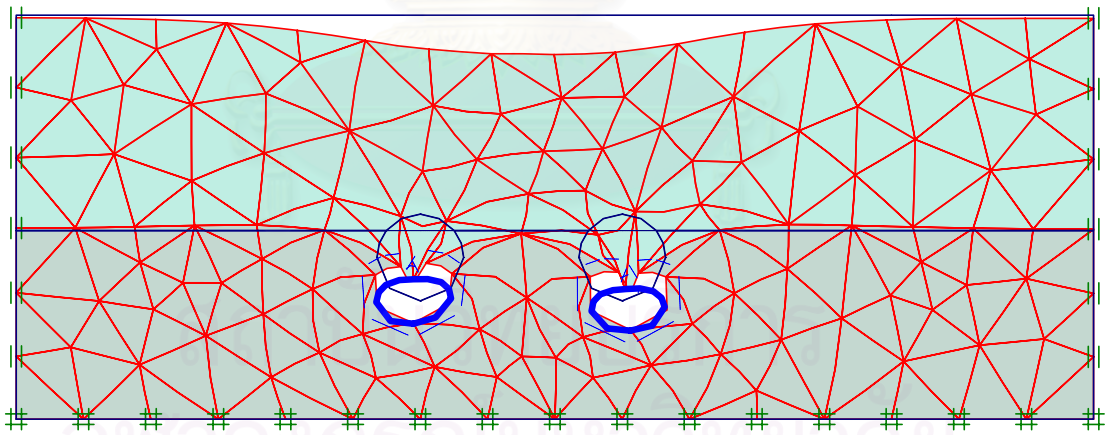


รูปที่ 12 **surface settlement of twin tunnels at array 001,002 compared with PLAXIS (Ratchada - Lat Phrao)**





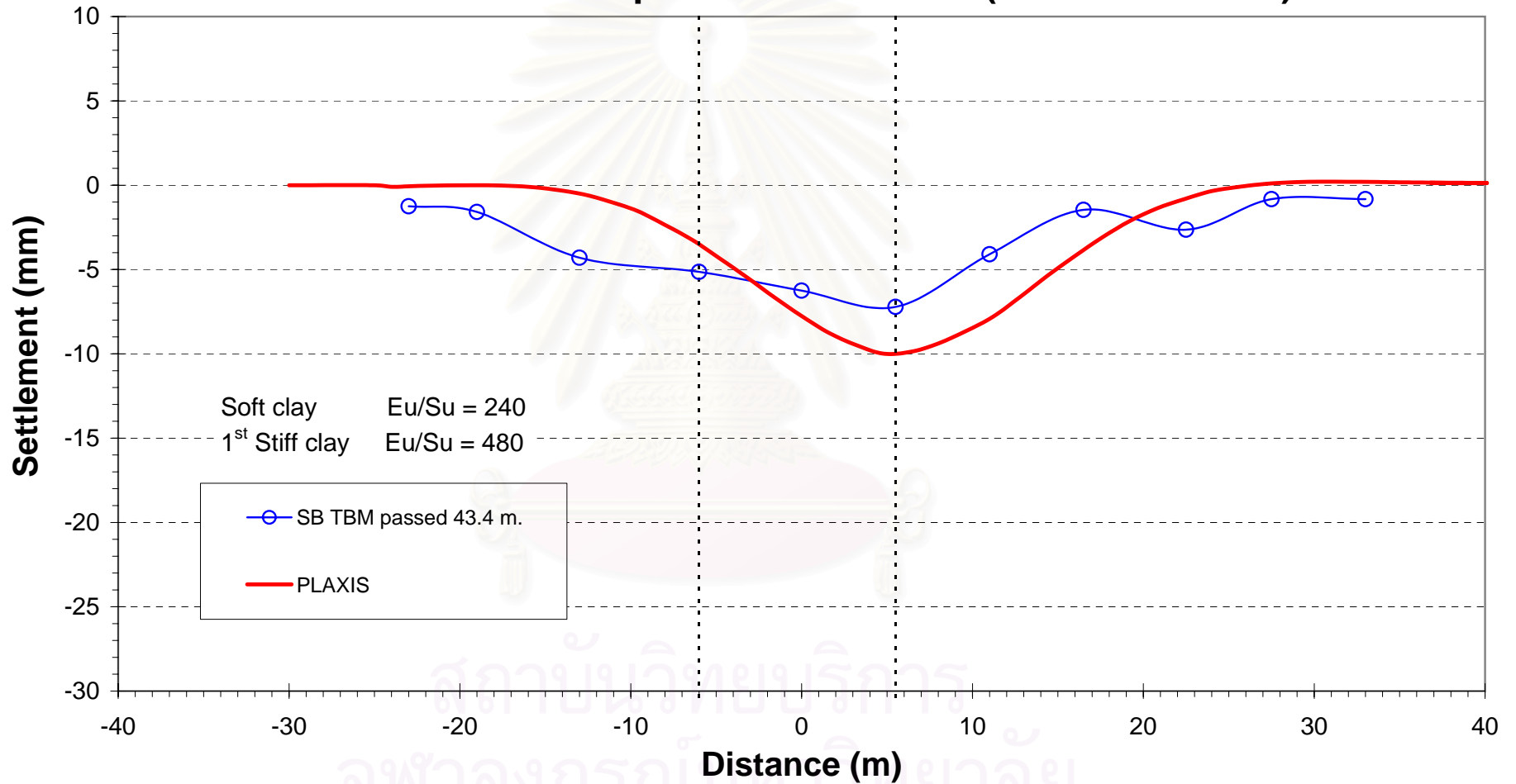
1) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากจุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ช่วงรัชดา - ลาดพร้าว



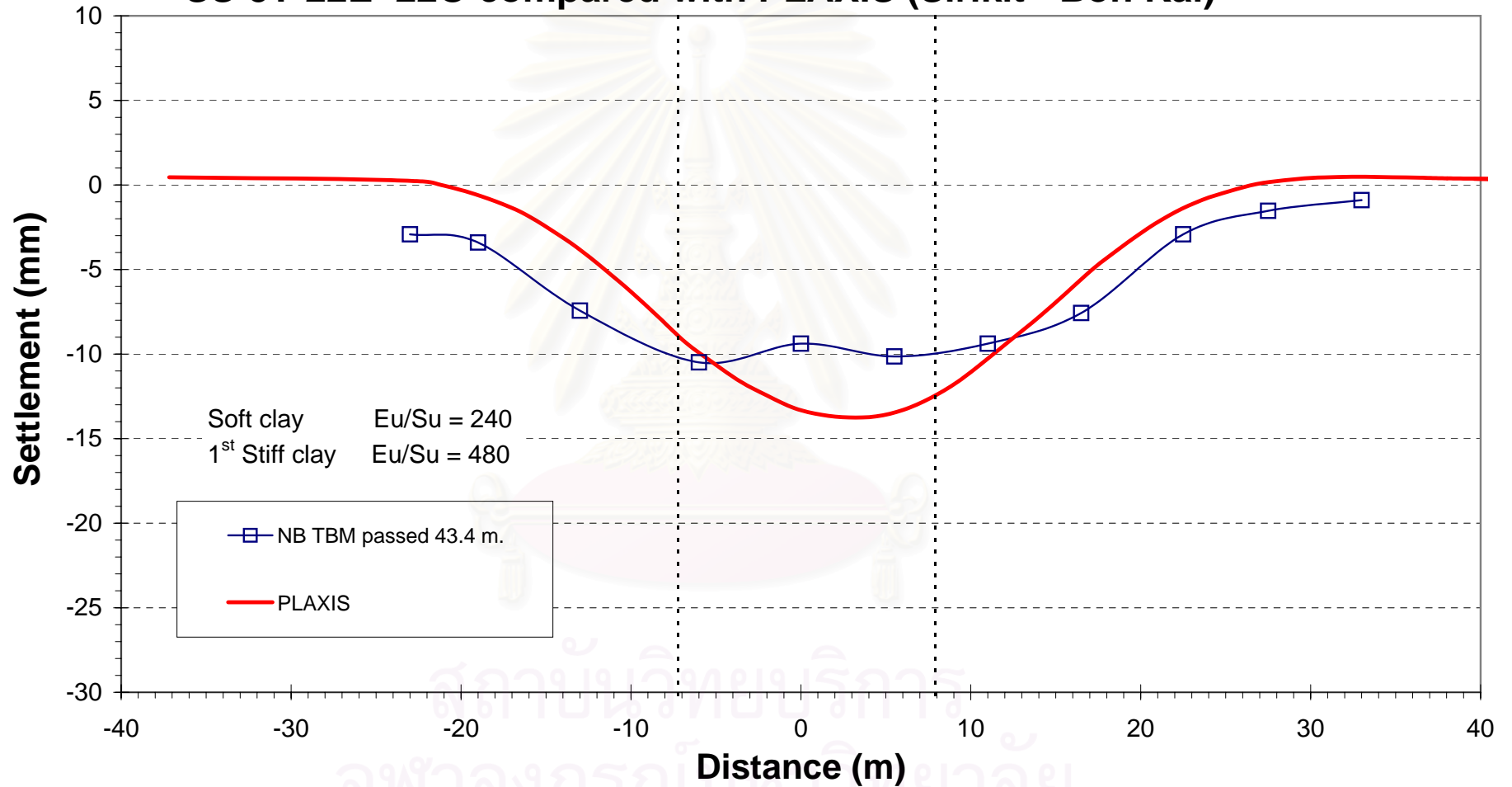
2) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากจุดเจาะอุโมงค์คู่ขนาน ช่วงรัชดา - ลาดพร้าว

รูปที่ 13 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินจากก่อสร้างอุโมงค์ ช่วงรัชดา - ลาดพร้าว

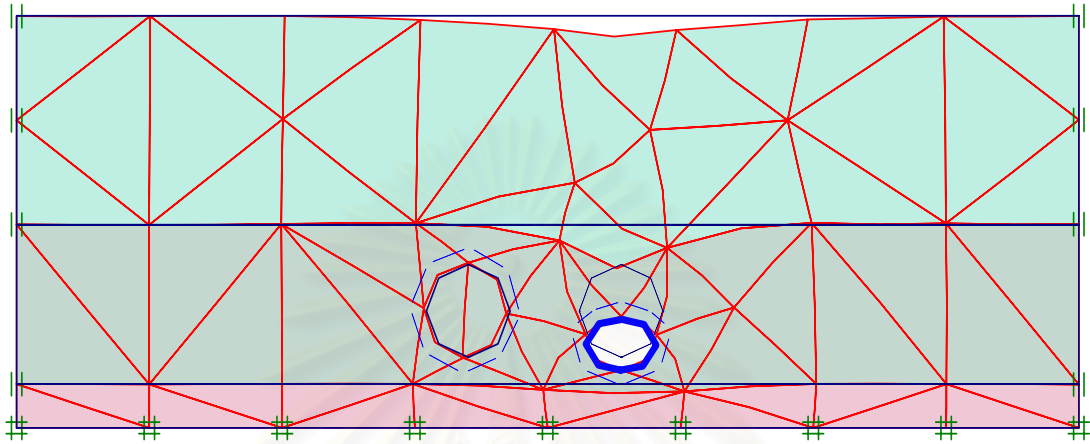
รูปที่ 15 surface settlement of single tunnel at array  
SS-5T-22E~22O compared with PLAXIS (Sirikit - Bon Kai)



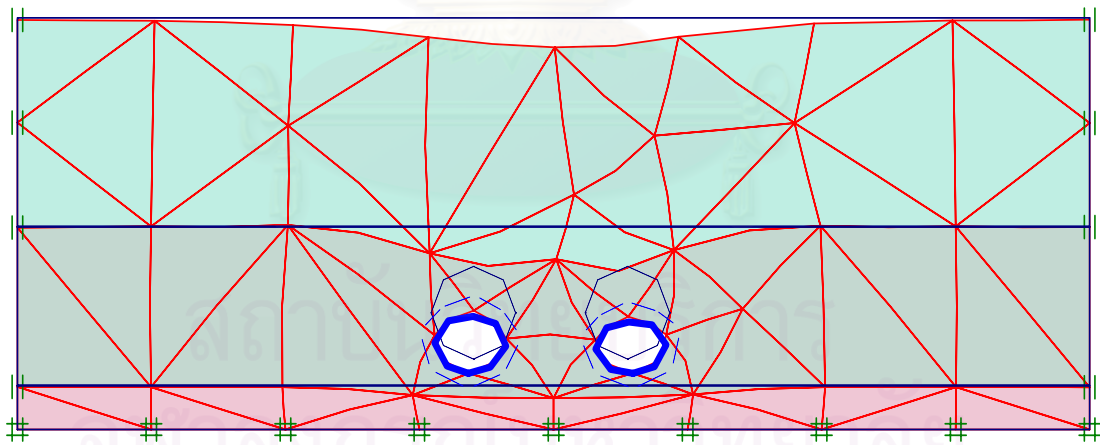
รูปที่ 16 surface settlement of twin tunnels at array  
 SS-5T-22E~22O compared with PLAXIS (Sirikit - Bon Kai)



สถาบันวิจัยบริการ  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



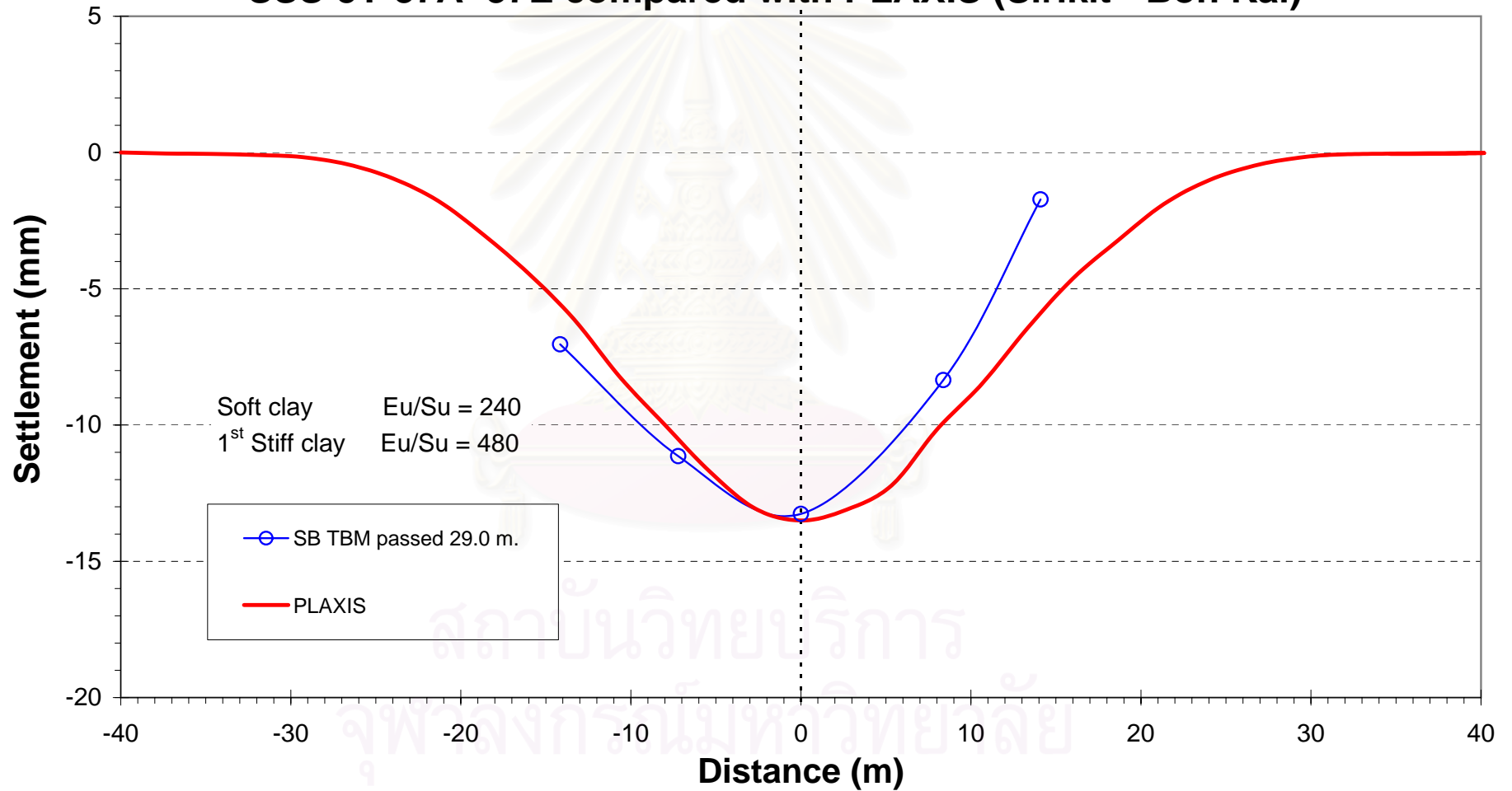
1) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ที่ Array SS-5T-22E~22O  
ช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ



2) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์คู่ขนาน ที่ Array SS-5T-22E~22O  
ช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ

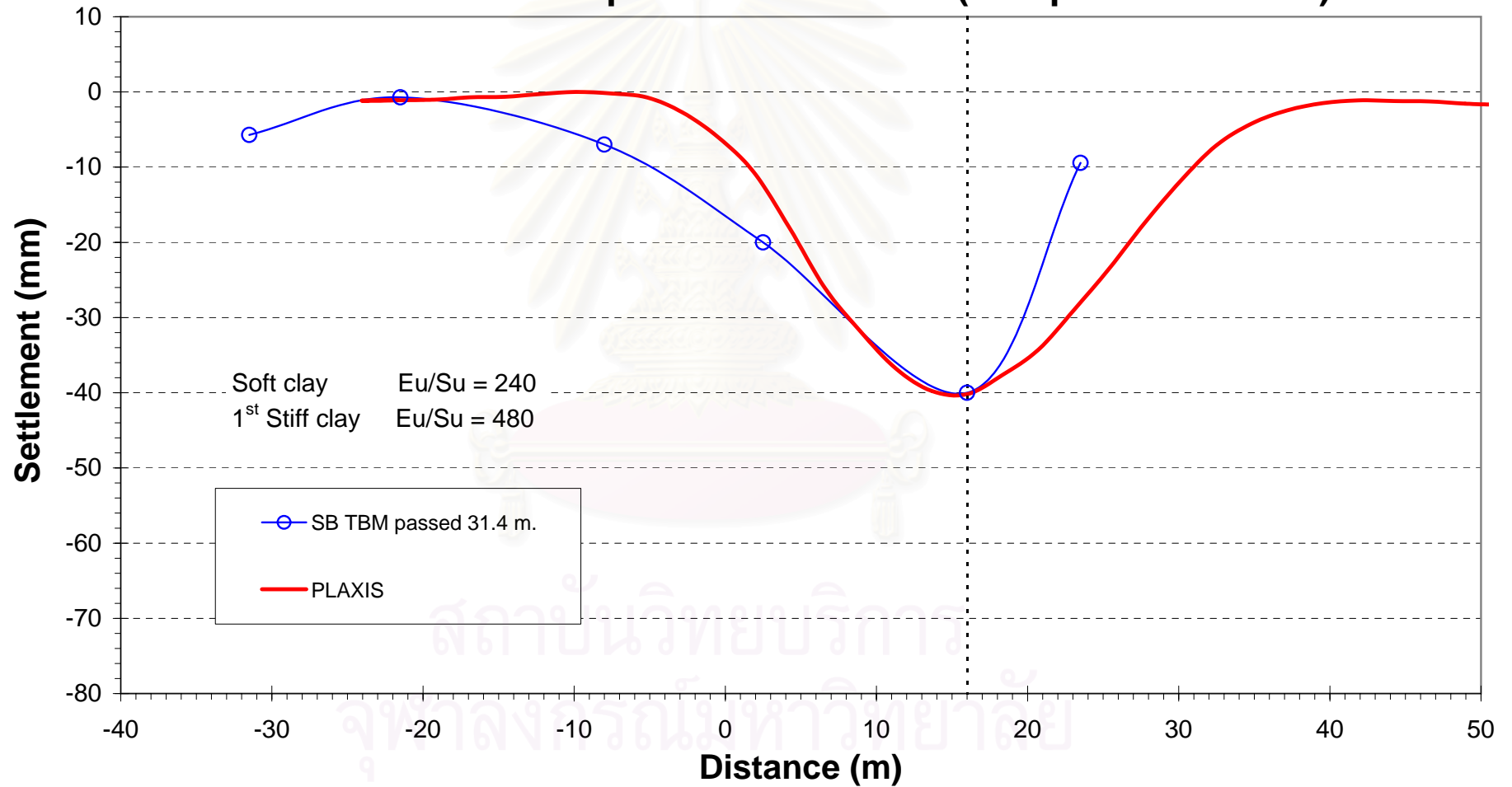
รูปที่ 16 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินจากก่อสร้างอุโมงค์ ที่ Array SS-5T-22E~22O  
ช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ

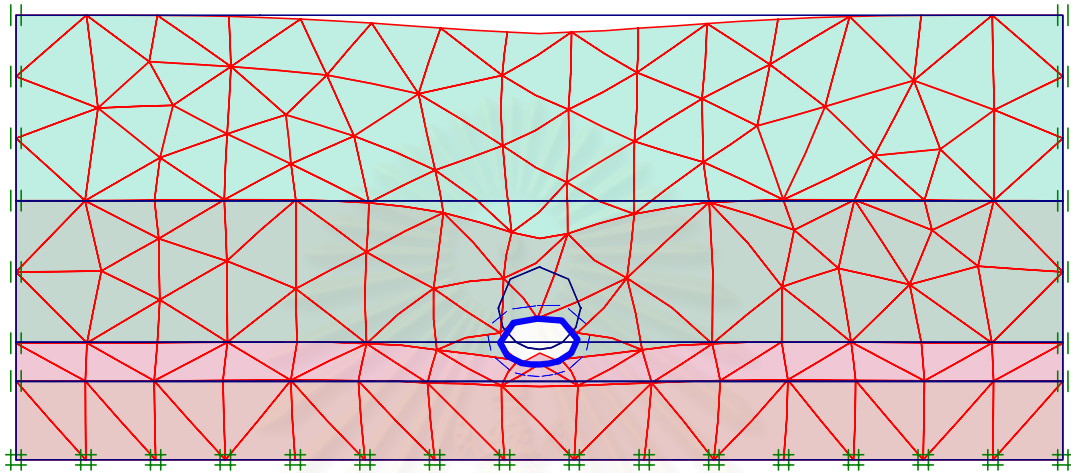
รูปที่ 17 surface settlement of single tunnel at array  
 SSS-5T-37A~37E compared with PLAXIS (Sirikit - Bon Kai)



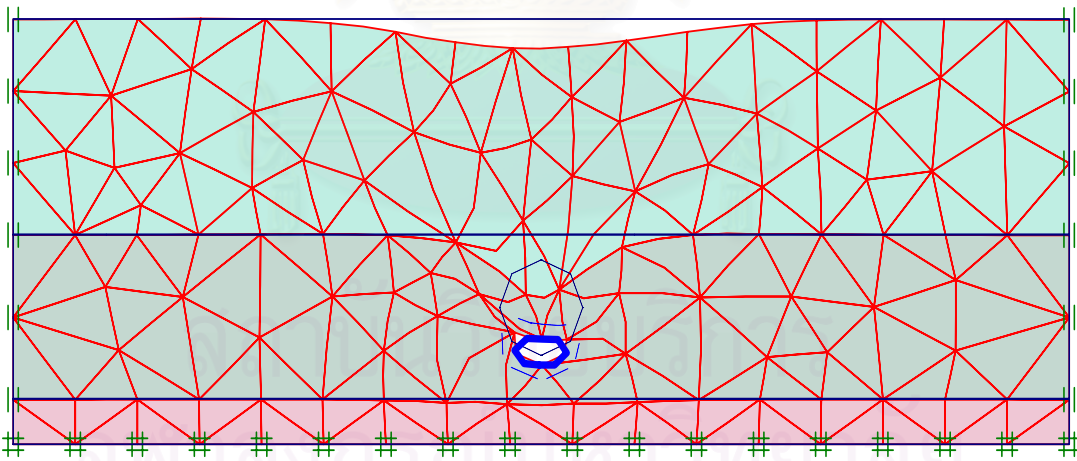


รูปที่ 18 surface settlement of single tunnel at array  
SSS-5T-47A~47F compared with PLAXIS (Lumphini - Bon Kai)





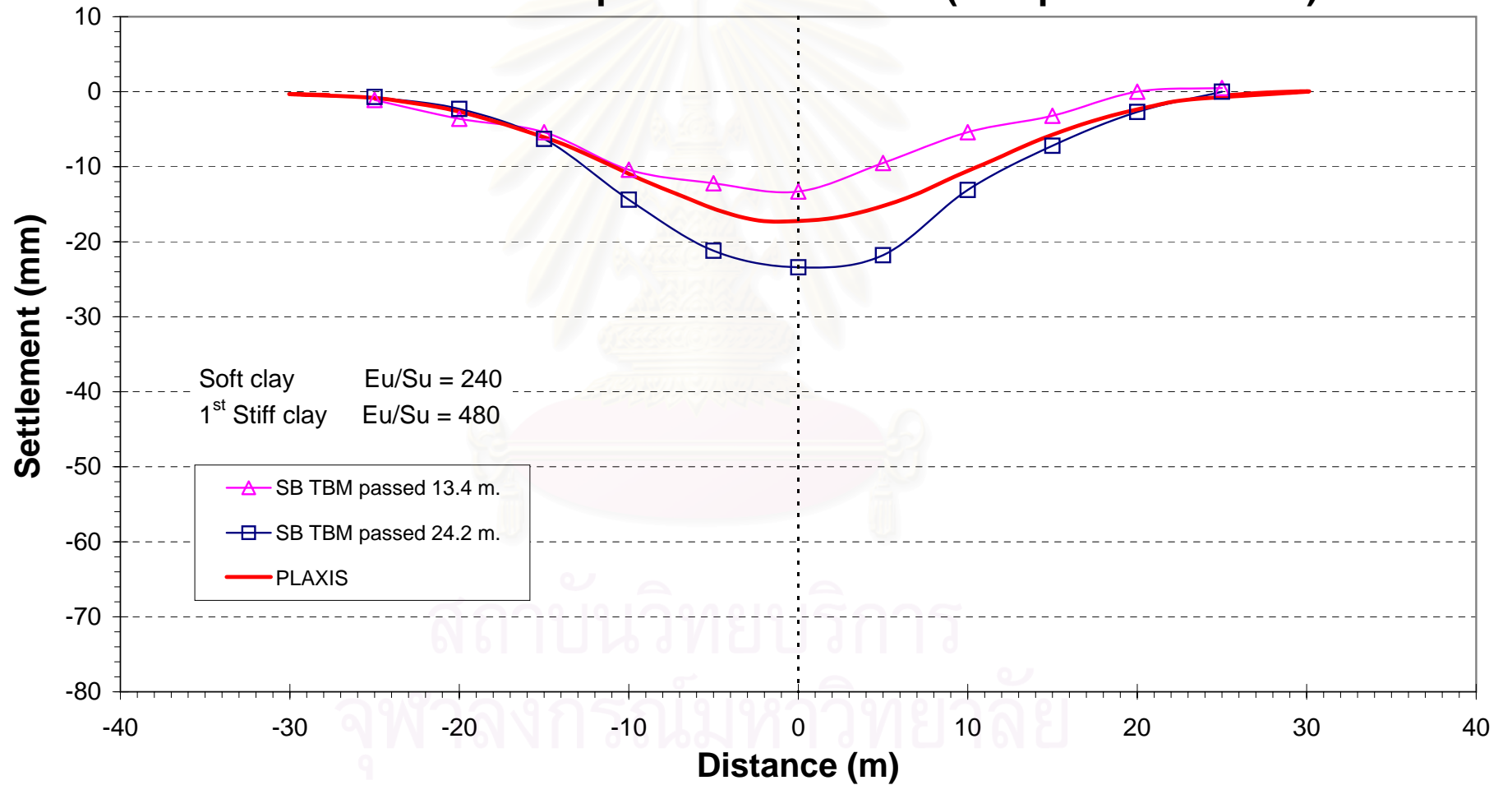
1) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ที่ Array SSS-5T-37A~37E ช่วงสิริกิติ์-ปอนไถ่



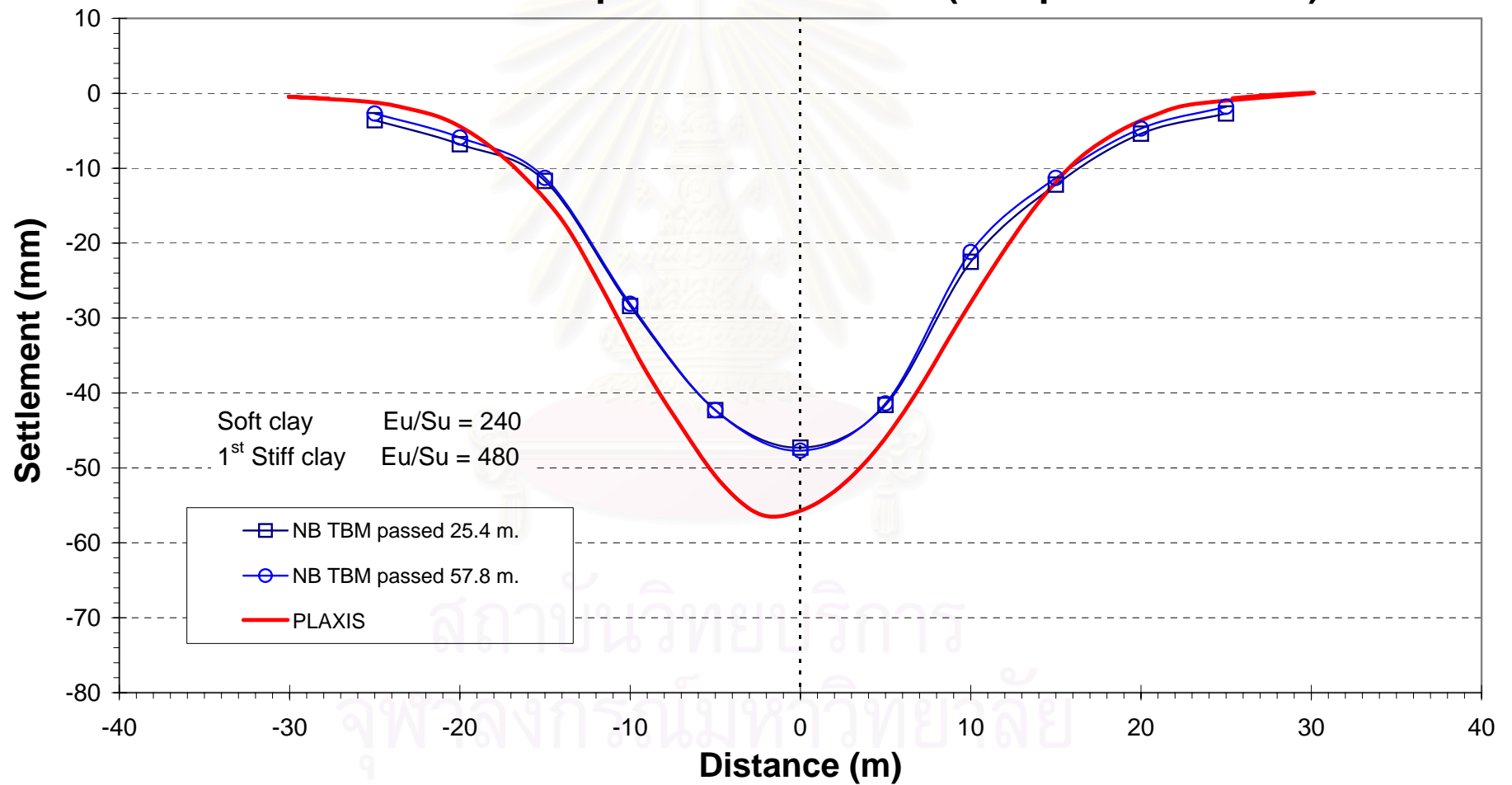
2) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ที่ Array SSS-5T-47A~47F ช่วงสิริกิติ์-ปอนไถ่

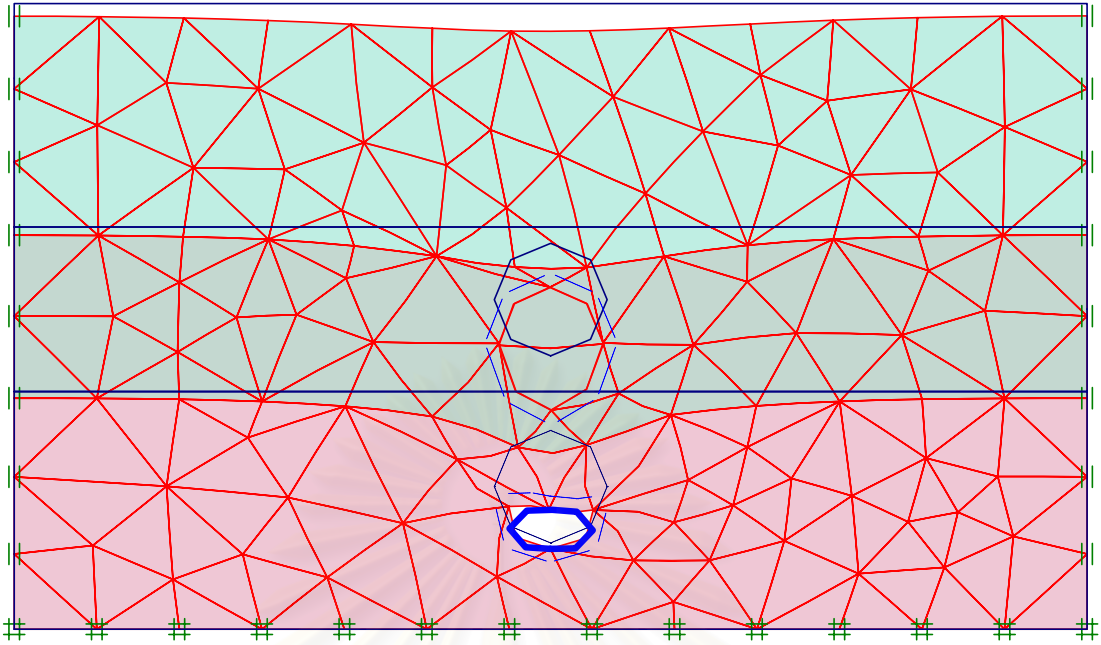
รูปที่ 19 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินจากก่อสร้างอุโมงค์เดี่ยวที่ Array SSS-5T-37A~37E และ Array SSS-5T-47A~47F ช่วงสิริกิติ์-ปอนไถ่

รูปที่ 110 surface settlement of single tunnel at array  
**SS-4T-16A~16K compared with PLAXIS (Lumphini - Bon Kai)**

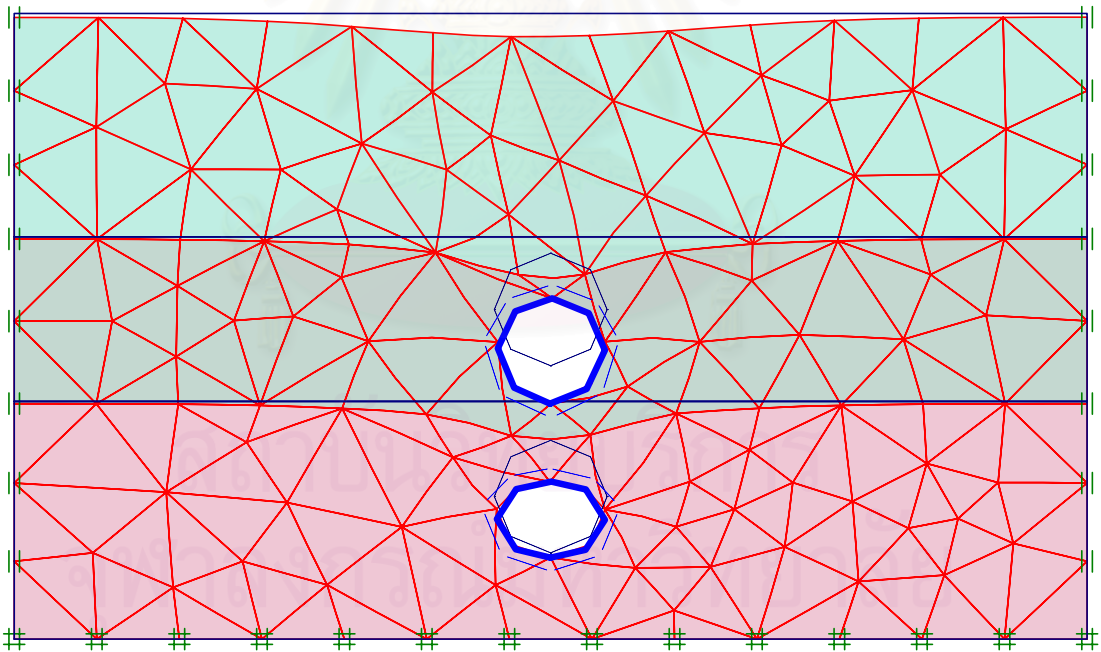


รูปที่ 111 surface settlement of twin tunnels at array  
 SS-4T-16A~16K compared with PLAXIS (Lumphini - Bon Kai)





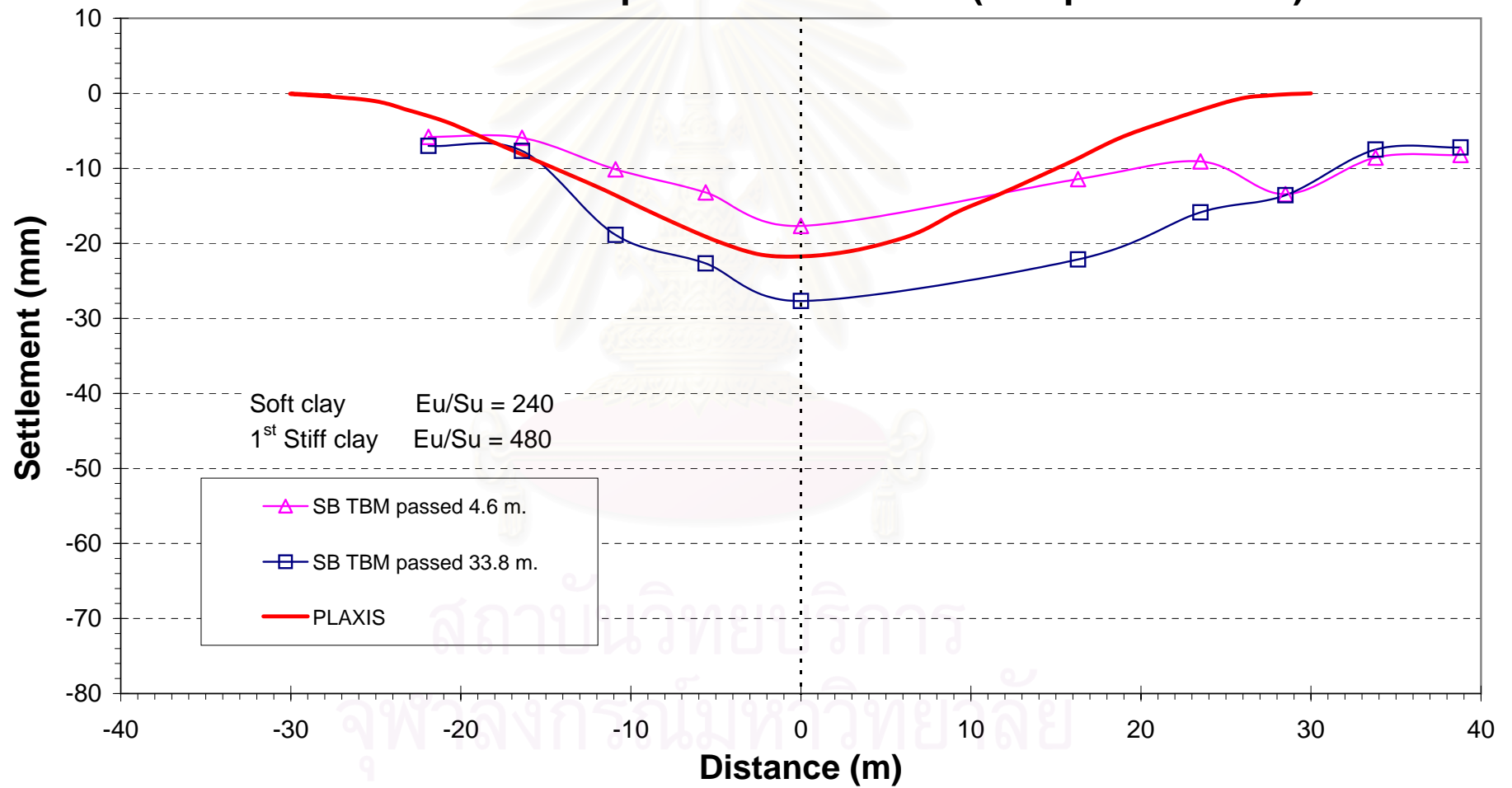
1) แสดงการหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ที่ Array SS-4T-16A~16K ช่วงปอนไก่อ-ลุมพินี



2) แสดงการหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์คู่ขนาน ที่ Array SS-4T-16A~16K ช่วงปอนไก่อ-ลุมพินี

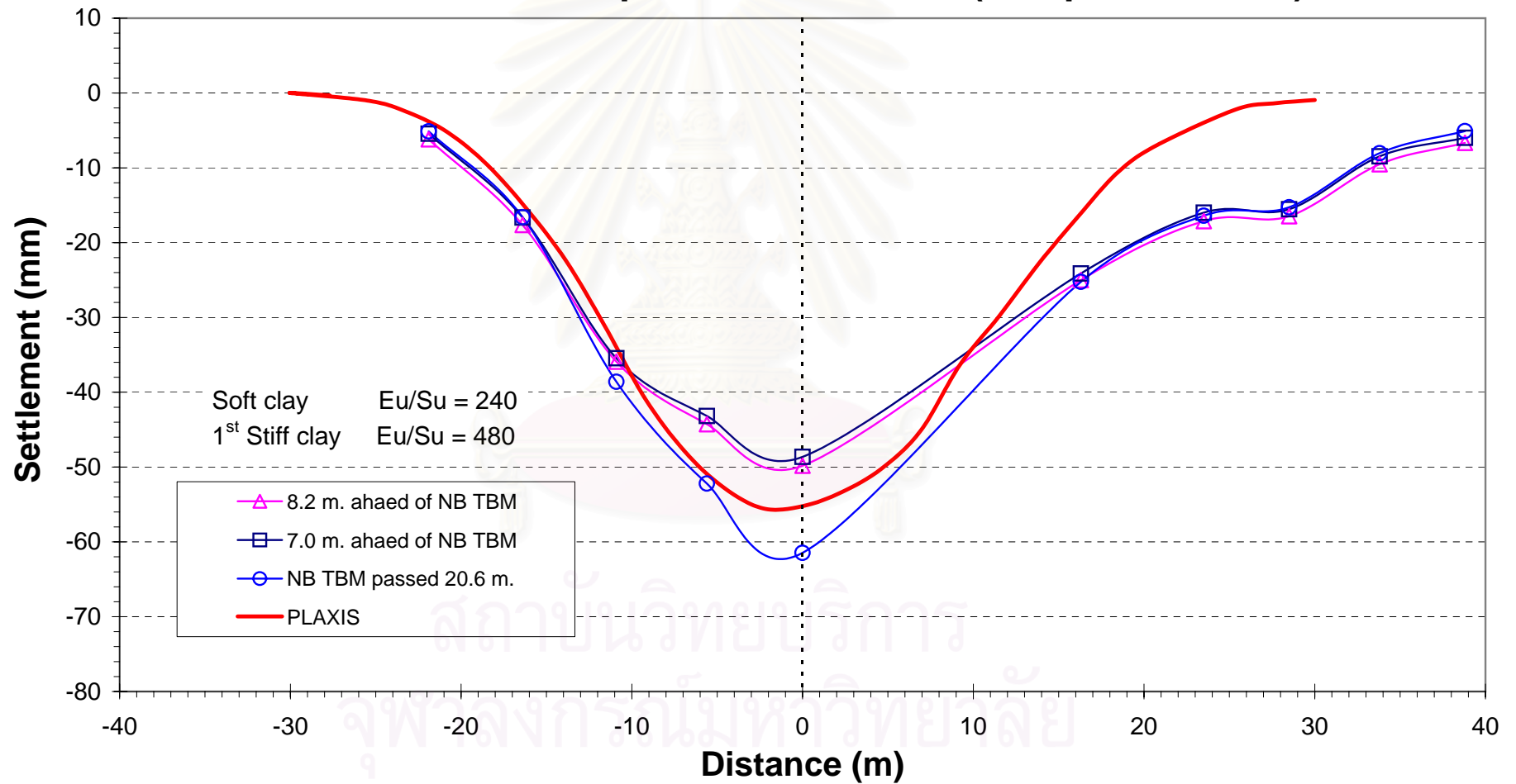
รูปที่ 112 แสดงการหลุดตัวที่ผิวดินจากก่อสร้างอุโมงค์ ที่ Array SS-4T-16A~16K ช่วงปอนไก่อ-ลุมพินี

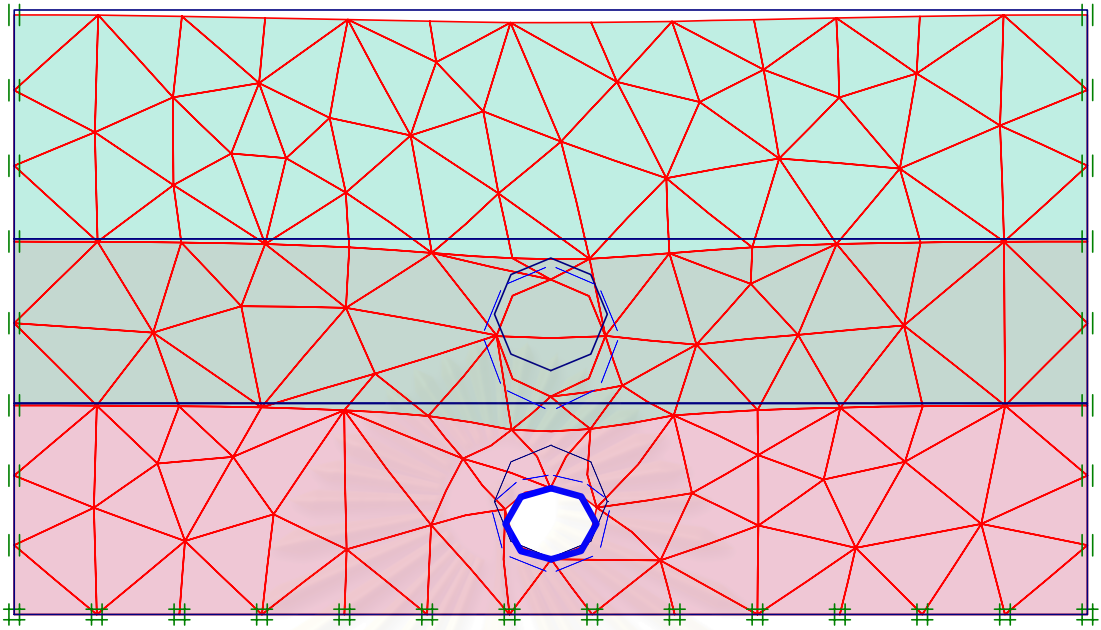
รูปที่ 113 surface settlement of single tunnel at array  
 SS-3T-18A~18M compared with PLAXIS (Lumphini - Silom)



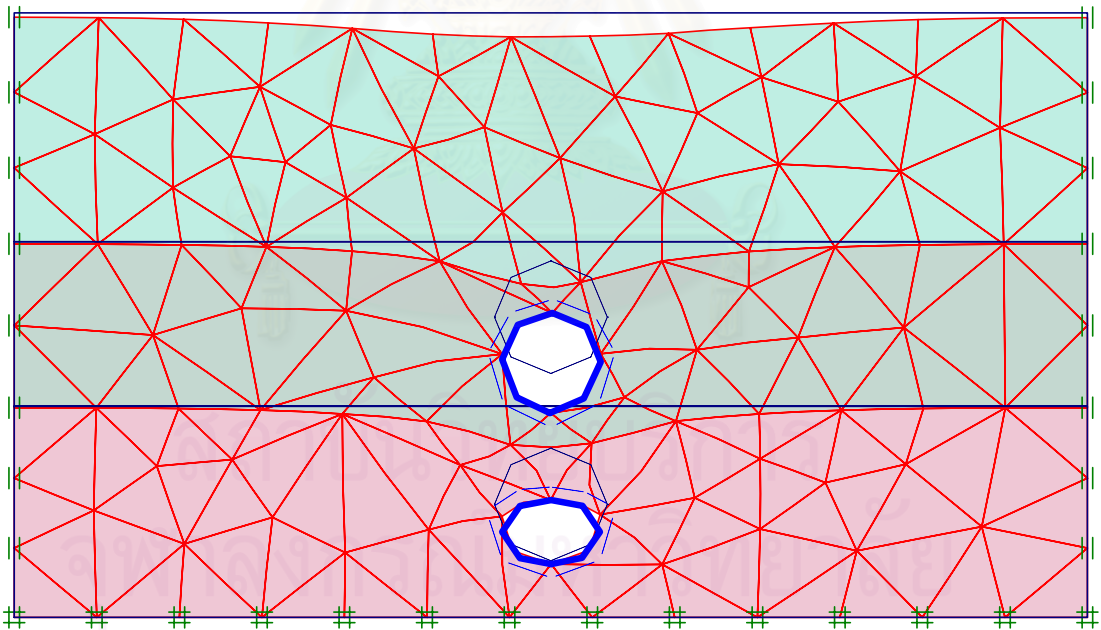


รูปที่ 114 surface settlement of twin tunnels at array  
 SS-3T-18A~18M compared with PLAXIS (Lumphini - Silom)





1) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ที่ Array SS-4T-18A~18M ช่วงลุมพินี-สีลม



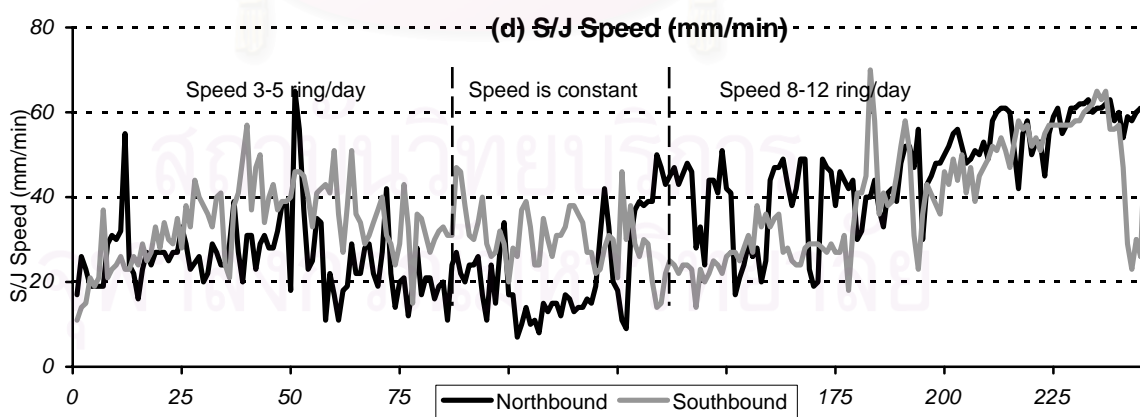
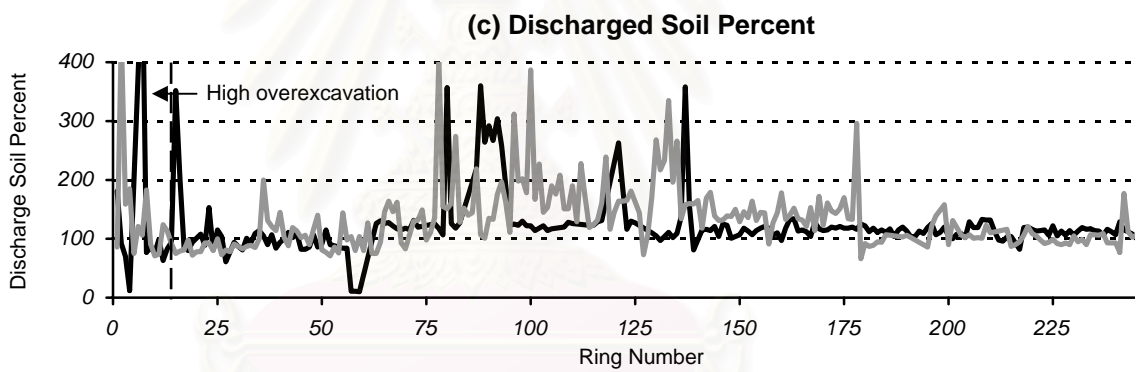
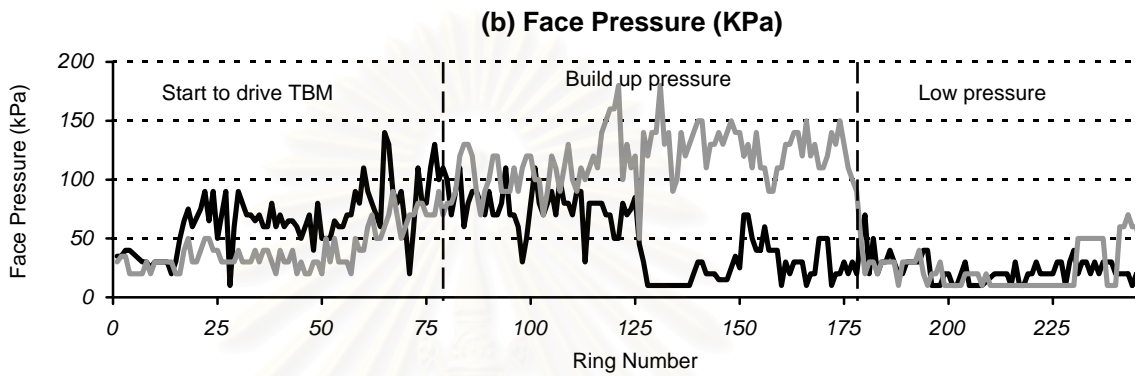
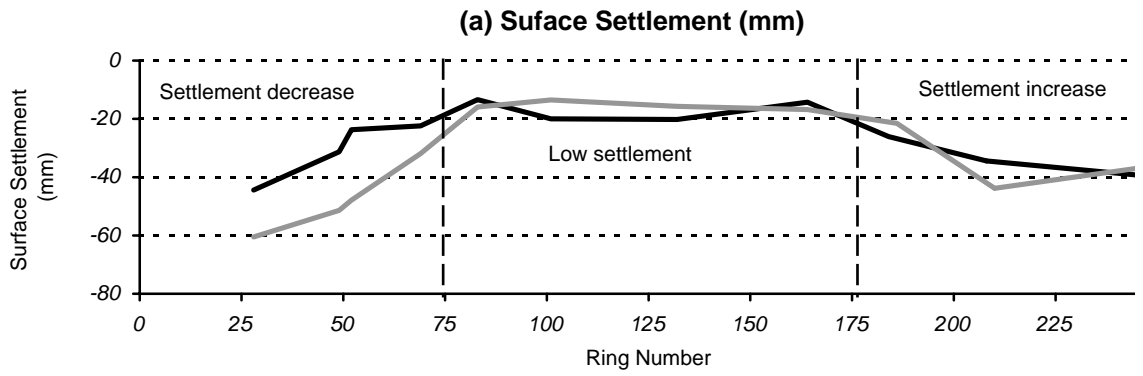
2) แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์คู่ขนาน ที่ Array SS-4T-18A~18M ช่วงลุมพินี-สีลม

รูปที่ 115 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินจากก่อสร้างอุโมงค์ ที่ Array SS-4T-18A~18M ช่วงลุมพินี-สีลม

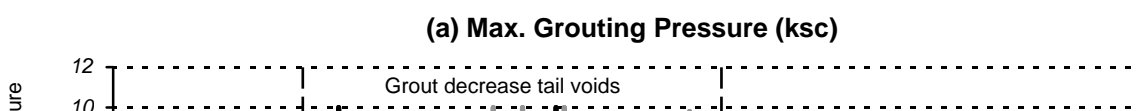


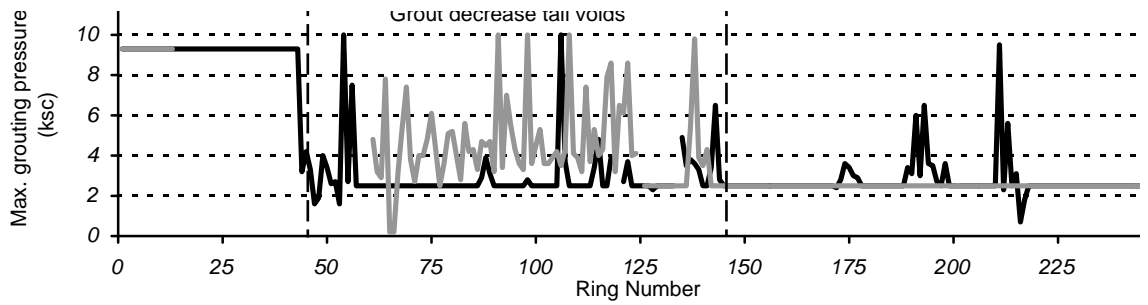
**TBM Record**

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

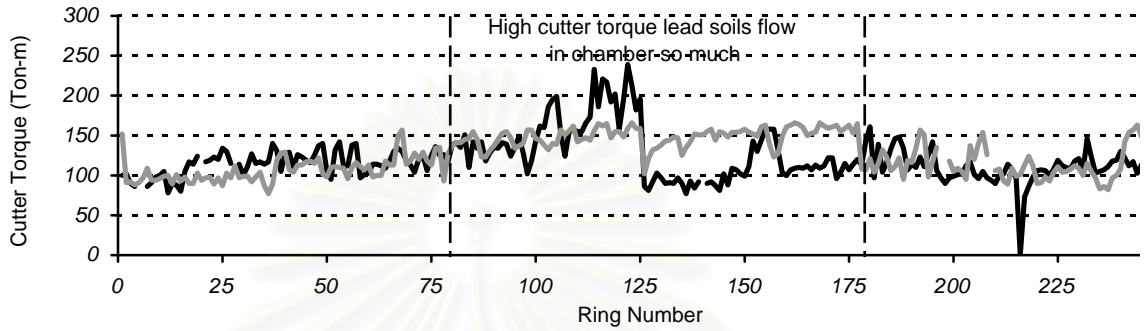


รูปที่ J1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวที่ผิวดินและค่าควบคุมจากเครื่องขุดเจาะ ช่วง Zone 23 เทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์ บำเพ็ญ

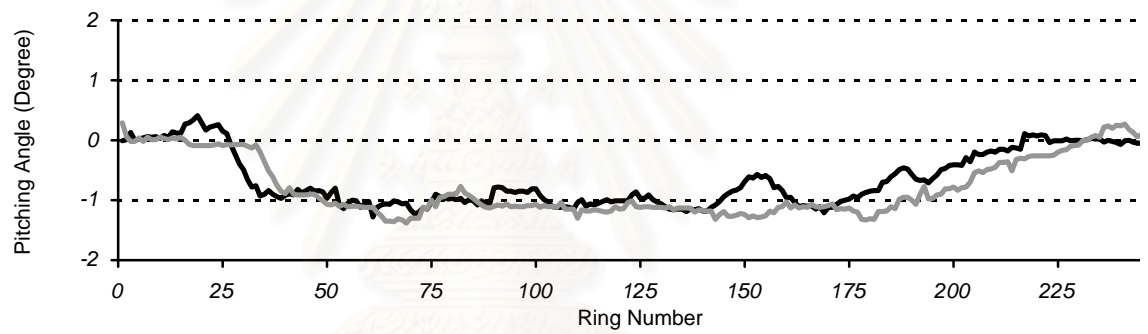




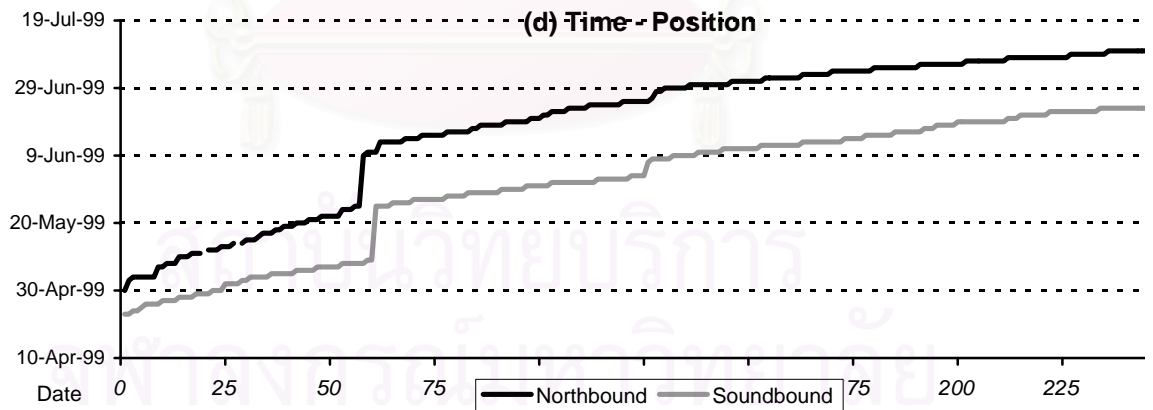
(b) Cutter Torque (Ton-m)



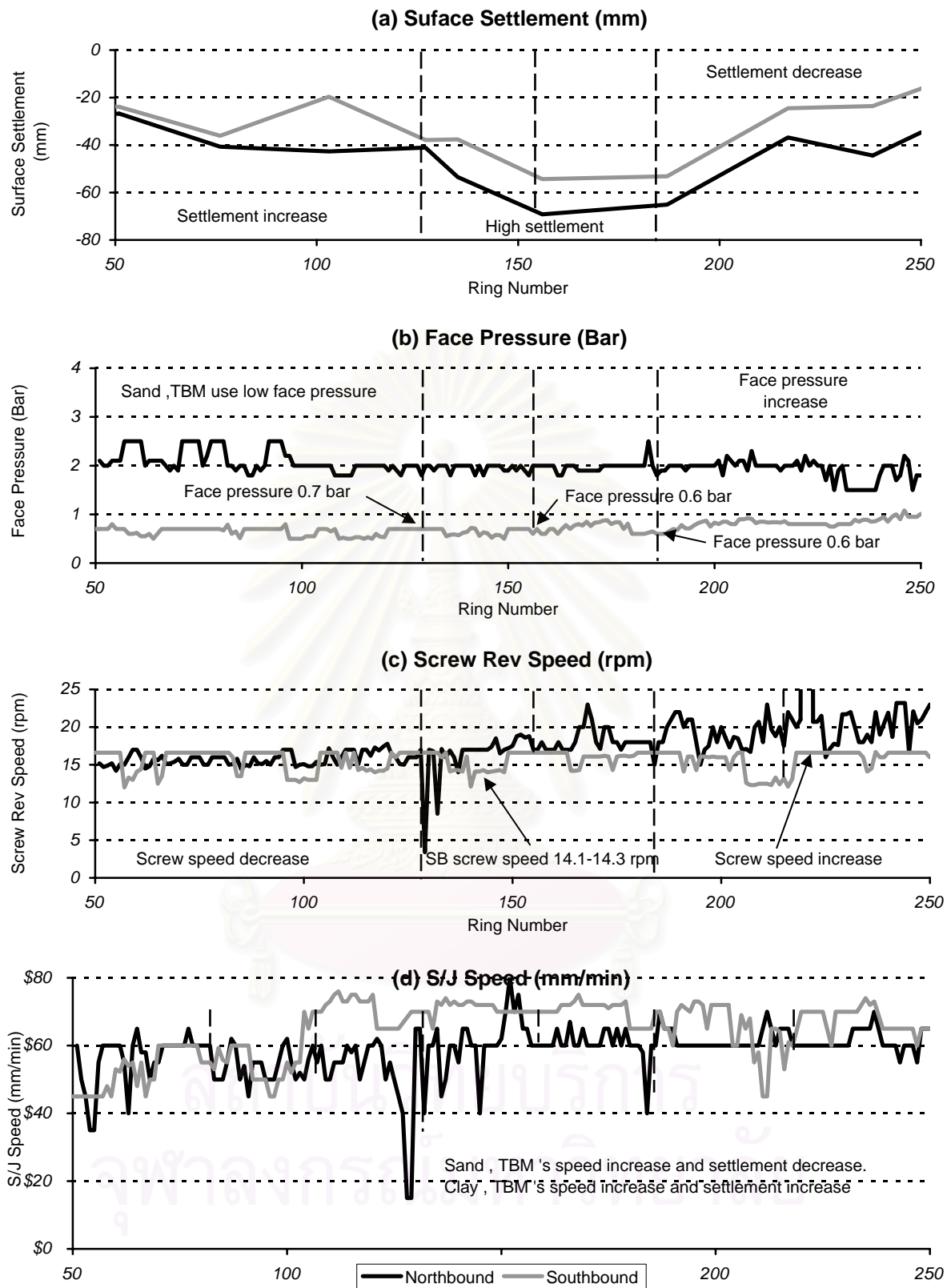
(c) Pitching Angle (Degree)



(d) Time - Position



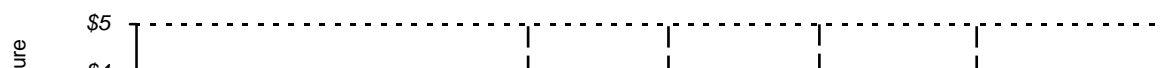
รูปที่ J2 แสดงบันทึก Segment Record และวันที่ขุดเจาะอุโมงค์  
ช่วง Zone 23 เทียมร่วมมิตร - ประชาราษฎร์ บำเพ็ญ



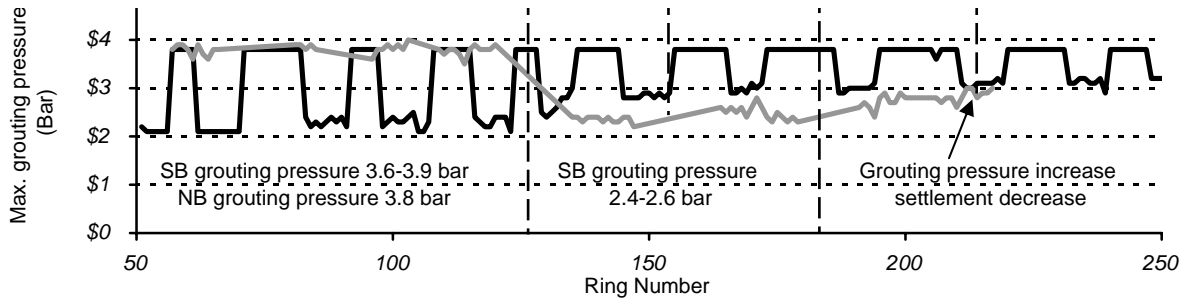
รูปที่ J3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวที่ผิวดินและค่าควบคุมจากเครื่องขุดเจาะ

ช่วง ลุมพินี - สีลม

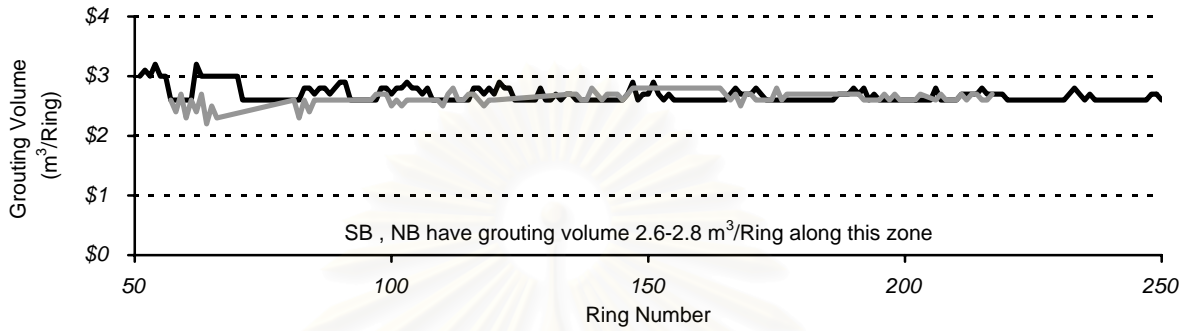
(a) Max. Grouting Pressure (Bar)



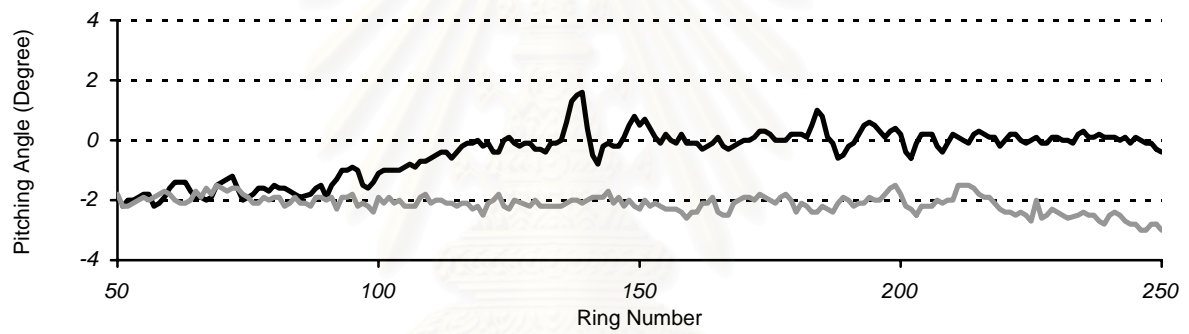




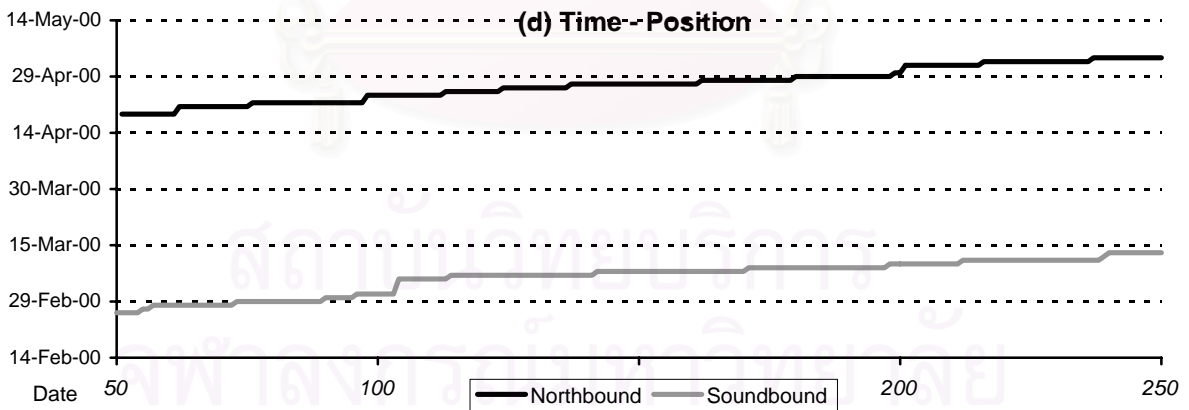
(b) Grouting Volume ( $m^3$ /Ring)



(c) Pitching Angle (Degree)



(d) Time--Position



รูปที่ J4 แสดงบันทึก Segment Record และวันที่ขุดเจาะอุโมงค์  
ช่วง ลุมพินี - สีลม

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย ชินวุฒิ ชาตุนาชา เกิดวันที่ 9 มกราคม 2520 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญา  
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปีการศึกษา พ.ศ. 2541 และเข้าศึกษาต่อในสาขาวิศวกรรม  
ปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปี  
การศึกษา พ.ศ. 2542



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย