

ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ต่อการเคลื่อนตัวของดินบริเวณสิ่งก่อสร้างข้างเคียง



นาย วิรัช พิทักษ์ทรายทอง

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1205-5

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

**EFFECT OF TUNNELLING ON SOIL DISPLACEMENTS
AROUND NEARBY CONSTRUCTION FACILITIES**

Mr. Wirat Pitaksaithong

สถาบันวิทยบริการ

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 2001

ISBN 974-03-1205-5

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ต่อการเคลื่อนตัวของดินบริเวณ
สิ่งก่อสร้างข้างเคียง
โดย นายวิรัช พิทักษ์ทรายทอง
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

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

วิรัช พิทักษ์ทรายทอง : ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ต่อการเคลื่อนตัวของดินบริเวณสิ่งก่อสร้างข้างเคียง (EFFECT OF TUNNELLING ON SOIL DISPLACEMENTS AROUND NEARBY CONSTRUCTION FACILITIES) อ. ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรัักษ์, 90 หน้า, ISBN 974-03-1205-5.

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมและวิธีการในการประมาณการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน(MRTA)และอุโมงค์ฝึ้นน้ำคลองเปรมประชากร ทั้งในส่วนของ การขุดตัวที่ผิวดินและการขุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ รวมทั้งศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ้นน้ำคลองเปรมประชากรลดได้ อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาของการประปานครหลวง เพื่อวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์และแนวทางที่เหมาะสมในการประมาณการค่าการขุดตัวและผลกระทบที่เกิดขึ้น

การวิเคราะห์แบ่งเป็น 2 วิธี คือ วิธี Empirical และ วิธี Finite Element (FEM) โดยวิธีแรกใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) ในการวิเคราะห์การขุดตัวที่ผิวดิน และใช้ทฤษฎีของ Mair (1993) ในการวิเคราะห์การขุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ในส่วนวิธี FEM ได้ทำการวิเคราะห์เพื่อศึกษาการขุดตัวและผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ้นน้ำลดได้ อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา ผลการวิเคราะห์ในส่วนของการขุดตัวที่ผิวดิน พบว่าค่าพารามิเตอร์ i ตามทฤษฎีของ Peck(1969) มีค่าอยู่ระหว่าง 8 -12 ม. ในขณะที่ค่า K ตามทฤษฎีของ O'Reilly & New (1982) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.34 – 0.50 ในส่วนของ การขุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ พบว่าค่าการขุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Mair (1993) ไม่เหมาะสมในการประยุกต์ใช้กับชั้นดินกรุงเทพฯ โดยจะให้ค่าการขุดตัวที่น้อยกว่าค่าการขุดตัวจริงที่ทำการตรวจวัดได้ในสนาม การวิจัยนี้จึงได้เสนอวิธีการใหม่ในการประมาณค่าการขุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกใดๆ ซึ่งจะขึ้นกับรัศมีของอุโมงค์(r_0), ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ(Z_0) และความลึกจากผิวดินถึงระดับความลึก(Z)ใดๆ

ในส่วนการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธี FEM พบว่าค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Eu/Su ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 240 และ 480 สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรก ตามลำดับ โดยค่า Eu/Su ดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter Test ที่ระดับการเสียรูป (Strain) ในช่วง 0.1-1.0 % ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ้นน้ำลดได้ อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาด้วยวิธี FEM สอดคล้องกับค่าที่ตรวจวัดได้ในสนามซึ่งไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่ออุโมงค์ส่งน้ำประปาและฐานรากเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา....

ลายมือชื่อนิสิต.....

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา....

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา

ปีการศึกษา.....2544.....

4270544921 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

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

WIRAT PITAKSAITHONG: EFFECT OF TUNNELLING ON SOIL DISPLACEMENTS
AROUND NEARBY CONSTRUCTION FACILITIES. THESIS ADVISER : ASSIST. PROF.

WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng. , 90 pp. ISBN 974-03-1205-5.

This research aims to study the settlement behavior and propose the method for predicting the ground surface and subsurface settlements due to MRTA subway tunnelling and Klong Prem Prachakorn water diversion tunnel in stiff clay layer. The appropriate parameters for prediction of Bangkok subsoils settlement due to tunnelling are also proposed. The prediction of the settlement induced by tunnel underpassing the existing main water supply tunnels and bridge pile foundation (Klong Prame Prachakorn Project) was also compared with field performance.

The analyses were divided into 2 methods as empirical and Finite Element Method (FEM). The empirical method was based on theory of Peck (1969) and O'Reilly & New (1982) to determine the surface settlement parameter of i and K . The analysis of subsurface settlement was based on Mair (1993)'s theory. The FEM method was based on Elasto-Plastic failure criteria to predict the ground settlement from tunnel construction underpassing the existing main water supply tunnel and bridge pile foundation.

The result of ground surface settlement analysis found that i -value based on Peck (1969) is in the order of 8-12 m., while the K -value based on O'Reilly & New (1982) is about 0.34-0.50. For the subsurface settlement, the method proposed by Mair (1993) was not appropriate to Bangkok subsoil by given the lower values than measurements. This research proposes a new correlation to estimate the maximum subsurface settlement which is depended on the tunnel radius (r_0), depth of the tunnel (Z_0) and depth below ground surface to any depth level (Z). 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 1st 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 %. The soil displacement, induced by tunnel underpassing existing main water tunnel and bridge pile foundation, analysed by means of FEM agreed well with field measurement which was not induced any damage to the main water tunnel and bridge pile foundation

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

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

Academic year....2001.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ไม่สามารถสำเร็จได้ภายใต้ความรู้ความสามารถของผู้เขียนเท่านั้น เนื้อหาหลายส่วนในเล่มผู้เขียนได้รวบรวม สอบถามและขอคำแนะนำจากผู้ที่มีความรู้และประสบการณ์ในการทำงานด้านการชุดเจาะอุโมงค์หลายท่าน อีกทั้งข้อมูลที่น่ามาวิเคราะห์ก็ได้รับความอนุเคราะห์เป็นอย่างดีจากผู้ที่เกี่ยวข้อง ดังนั้นความคิดทั้งหลายที่เกิดขึ้นจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอมอบให้แก่บุคคลต่างๆ ที่ได้ให้ความช่วยเหลือแก่ผู้เขียนเป็นอย่างดี จึงขอขอบพระคุณทุกท่านมา ณ ที่นี้ด้วย

ขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรัักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำต่างๆในการทำวิทยานิพนธ์ด้วยดีมาโดยตลอด

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

ขอขอบพระคุณ คุณพรชัย เบญญาอภิกุล วิศวกรสนามกิจการร่วมค้า บริษัท อินเทอร์เน็ต เนชั่นเนล บลาสเตอร์ จำกัด รวมทั้งพนักงานทุกท่าน ที่ให้ความช่วยเหลือในการเก็บรวบรวมข้อมูล

ขอขอบพระคุณ อาจารย์ พรพจน์ ตันเส็ง อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ได้ให้คำแนะนำการใช้โปรแกรม FEM ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการชุดเจาะอุโมงค์

ขอขอบพระคุณ คุณชินวุฒิ ชาญญาษา ที่ได้คำแนะนำและให้ความช่วยเหลือในการทำวิทยานิพนธ์เรื่องนี้มาโดยตลอด

ท้ายสุดนี้ ขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ได้อบรมสั่งสอนและส่งเสริมให้ผู้เขียนสำเร็จการศึกษาจนมาถึงปัจจุบันนี้

วิรัช พิทักษ์ทรายทอง

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง	ญ
สารบัญภาพ	ฎ
สัญลักษณ์	ฏ
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	4
บทที่ 2 ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีตที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	6
2.1.1 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์	6
2.1.1.1 การประเมินค่า i	7
ก) การหาค่า i เสนอโดย Peck (1969)	7
ข) การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O' Reilly&New (1982)	8
2.1.1.2 การประเมินค่า Ground Loss และค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน.....	10
2.1.1.3 Ground Loss กับการประเมินคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์	11
2.1.2 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ	12
2.2 Ground Loss กับสาเหตุการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์	13
2.2.1 การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Ground Loss into Face)	14
2.2.2 การสูญเสียมวลดินเหนือหัวเจาะ (Ground Loss Over Shield)	15
2.2.3 การสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ (Ground Loss due to Tail Void Encroachment)	15

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.2.4 การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของอุโมงค์ (Ground Loss due to Deformation of Tunnel)	16
2.3 การทรุดตัวของดินตามแนวอุโมงค์	17
2.4 การเปลี่ยนแปลงของแรงดันดินที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์	18
บทที่ 3 การรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน	19
3.1 เครื่องมือทางธรณีเทคนิคที่ใช้ในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน	19
3.1.1 Surface Settlement Point	19
3.1.2 Extensometer	19
3.1.3 Inclinator	19
3.2 การเก็บรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ฝึ่นน้ำคลองเปรมประชากร	20
3.2.1 ข้อมูลทั่วไป	20
3.2.2 ลักษณะของอุโมงค์ฝึ่นน้ำคลองเปรมประชากร	21
3.2.3 ลักษณะของชั้นดินจากการเจาะสำรวจ	21
3.2.4 การตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของชั้นดินขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ่นน้ำ ฯ	22
3.2.4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ	22
3.2.4.2 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของชั้นดิน	27
3.3 ข้อมูลและผลการตรวจวัดการทรุดตัวของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน	33
3.3.1 ข้อมูลทั่วไป	34
3.3.2 ลักษณะและขั้นตอนของการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน	35
3.3.3 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน	37
3.3.4 การตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ	37
3.3.4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ	37
3.3.4.2 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ	38

สารบัญ (ต่อ)

บทที่ 4 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์	41
4.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน โดยวิธี Empirical	41
4.1.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน	41
4.1.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ.....	46
4.1.3 การวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆระหว่าง การขุดเจาะอุโมงค์	47
4.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(FEM)	49
4.2.1 แนวทางในการวิเคราะห์	49
4.2.2 ค่าพารามิเตอร์ของดินและตัวแปรอื่นที่เกี่ยวข้อง.....	50
4.2.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)	50
4.2.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต	51
4.2.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)	52
4.2.2.4 น้ำหนักของผนังอุโมงค์	54
4.2.2.5 ลักษณะทางกายภาพและค่าสถิติในสของผนังอุโมงค์.....	54
4.2.3 กรณีที่ทำกรวิเคราะห์.....	56
4.2.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลโดยทั่วไปของแนวหน้าตัดที่ทำกรวิเคราะห์	56
4.2.5 ผลกรวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	61
บทที่ 5 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ	70
5.1 สรุปผลการวิเคราะห์.....	70
5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม	71
รายการอ้างอิง	72
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก	75
ภาคผนวก ข	84
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	90

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Ground Loss กับคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์	11
3.1 การทรุดตัวมากที่สุดของชั้นดินเหนียวแข็ง ที่ตรวจวัดได้ในโครงการคลองเปรมฯ	32
3.2 ผลการวัดการทรุดตัวของชั้นดินด้วย Extensometer ที่แนว Section 3	32
3.3 สรุปผลการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน	33
3.4 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ ที่ในช่วง สิริกิติ์-ปอนไถ่	39
4.1 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินและค่า Ground Loss ของแนวหน้าทดสอบต่าง ๆ ตามทฤษฎีของ Peck (1996) และ O'Reilly and New (1982)	45
4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่บริเวณ Section 1	57
4.3 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่บริเวณ Section 2	58
4.4 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่บริเวณ Section 3	59

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 การขุดเจาะอุโมงค์ตลอดได้เสาเข็มและอุโมงค์อื่นที่มีการก่อสร้างไว้แล้ว.....	2
2.1 แสดงลักษณะการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ Peck (1969).....	7
2.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i / R) กับ ความลึกจากผิวดิน ถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z / 2R$).....	8
2.3 แสดงความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z ของ O'Reilly and New (1982).....	9
2.4 การทรุดตัวของผิวดินและการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่าง ๆ จากการขุดเจาะอุโมงค์	12
2.5 แสดงค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว	13
2.6 แสดง Ground Loss ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดอุโมงค์โดยการใช้หัวเจาะ	14
2.7 แสดง Ground Loss ที่เกิดเหนืออุโมงค์เนื่องจากการ Overcutting และ Patching.....	15
2.8 แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids.....	16
2.9 ลักษณะการทรุดตัวของดินตามแนวการขุดเจาะอุโมงค์	17
2.10 แสดงค่า k ของดินขณะการก่อสร้างอุโมงค์	18
3.1 แสดงเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร	20
3.2 แสดงลักษณะของอุโมงค์หลังจากการประกอบชิ้นส่วน Segment ทั้ง 7 ชิ้นเข้าด้วยกัน.....	21
3.3 แสดงลักษณะของชั้นดินโดยสังเขปของแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ คลองเปรมประชากร.....	22
3.4 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร	24
3.5 รายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือที่บริเวณ Section 3	25
3.6 รายละเอียดการติดตั้ง Surface Settlement Point ที่ผิวดินและการติดตั้ง Extensometer ที่ระดับความลึกต่าง ๆ	26
3.7 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดินของแนวหน้าตัดทดสอบ 1+522	27
3.8 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ของแนวหน้าตัดทดสอบ 1+522	29
3.9 แสดงการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของชั้นดินที่บริเวณแนวหน้าตัดทดสอบ 1+522	30
3.10 แนวเส้นทางของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน	34
3.11 แสดงลักษณะขั้นตอนและวิธีการที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน	36

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.12 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวในช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่	38
3.13 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ตำแหน่ง Ring No 94	39
4.1 แสดงผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 0+980.....	42
4.2 แสดงผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+522.....	43
4.3 แสดงผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+534.....	43
4.4 แสดงผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+552.....	44
4.5 แสดงผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+573.....	44
4.6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่างๆ กับ ขนาดของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ	47
4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว	51
4.8 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป.....	53
4.9 ผลการทดสอบ Pressuremeter test ในชั้นดินเหนียว กรุงเทพฯ.....	54
4.10 แสดงคุณสมบัติของหน้าตัดของอุโมงค์ที่ใช้ในการคำนวณ และ Moment of Inertia	55
4.11 ลักษณะชั้นดินและตำแหน่งการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ ๆ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปา.....	59
4.12 รูปแสดงตำแหน่งการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ ลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา.....	60
4.13 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 0+506.....	65
4.14 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดของดินที่ระดับความลึกต่างๆ ที่วัดได้ในสนาม กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 0+506	65
4.15 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 0+980.....	66
4.16 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดของดินที่ระดับความลึกต่างๆ ที่วัดได้ในสนาม กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 0+980.....	66
4.17 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 1+522	67

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.18 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่วัดได้ในสนาม กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 1+522	67
4.19 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 1+534	68
4.20 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 1+552.....	68
4.21 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดที่ผิวดินที่วัดได้ในสนามกับค่าการทรุดตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ที่บริเวณ Station 1+573.....	69

สัญลักษณ์

- a = รัศมีภายในของอุโมงค์
 b = ความกว้างของ Segment
 D_i = เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของอุโมงค์
 D_o = เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์
 E' = โมดูลัสของดินแบบสภาพระบายน้ำ
 E_c = Modulus of Concrete
 EI = Stiffness of concrete segment
 E_u = โมดูลัสของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ
 f'_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
FEM = Finite Element Method
 G = Shear Modulus
 h = ความหนาของ Segment
 i = ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)
 I = Moment of Inertia
 K_o = Effective coefficient of earth pressure at rest
 $K_{o(NC)}$ = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ
 $K_{o(OC)}$ = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว
 K_{oTotal} = Coefficient of earth pressure at rest (total stress)
 L = ความยาวของของหัวเจาะ
 m = ค่าคงที่ ขึ้นกับ PI ของดิน
OCR = Over Consolidation Ratio
 P = Pitching Angle
 P_i = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)
 P_o = Total stress ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
 P_w = Pore pressure at tunnel spring line
 PI = Plasticity Index ของดิน
 r_o = รัศมีภายนอกของอุโมงค์
 S = ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ X ใด ๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
 S_{max} = ปริมาณการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ผิวดิน ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์
 $S_{max,z}$ = ปริมาณการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่างๆ ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์

สัญลักษณ์ (ต่อ)

- S_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ
 S_{uField} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบแอนเดรอนในสนาม
 S_{uFV} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบแอนเดรอนที่วัดได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม
 S_{uSPT} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบแอนเดรอนจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน
 V_{ex} = ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยเมตร จากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์
 V_s = ปริมาตรของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร
 x = ระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์
 Z_0 = ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์
 Z = ความลึกจากผิวดินถึงระดับความลึกใดๆที่ต้องการพิจารณาค่าการทรุดตัว
 ϵ_s = ค่า Shear Strain
 σ_H = Horizontal total stress
 σ'_H = Horizontal effective stress
 σ_V = Vertical total stress
 σ'_V = Vertical effective stress
 γ_t = Total unit weight of soil
 γ_w = Unit weight of water
 ϕ' = มุมเสียดทานภายในรูปของ Effective Stress
 μ = ค่าปรับแก้ของ Bejerrum
 v = อัตราส่วนปัวซองของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำ

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันนี้การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินก็เป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ถูกนำมาใช้ในการแก้ไขปัญหาต่างๆของเมืองใหญ่อย่างกรุงเทพมหานคร ไม่ว่าจะเป็นปัญหาด้านการจราจร ปัญหาน้ำท่วม และปัญหาน้ำเสียเป็นต้น ซึ่งมีแนวโน้มว่าจะมีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเพิ่มขึ้นอีกเป็นจำนวนมาก ดังจะเห็นได้จากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน อุโมงค์ส่งน้ำ และอุโมงค์ระบบบำบัดน้ำเสียที่กำลังดำเนินการก่อสร้างอยู่มากมาย หรือแม้กระทั่งการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อรองรับการขยายตัวของระบบสาธารณูปโภค อย่างเช่น การก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงและอุโมงค์สายส่งไฟฟ้าแรงสูงของการไฟฟ้านครหลวงเป็นต้น

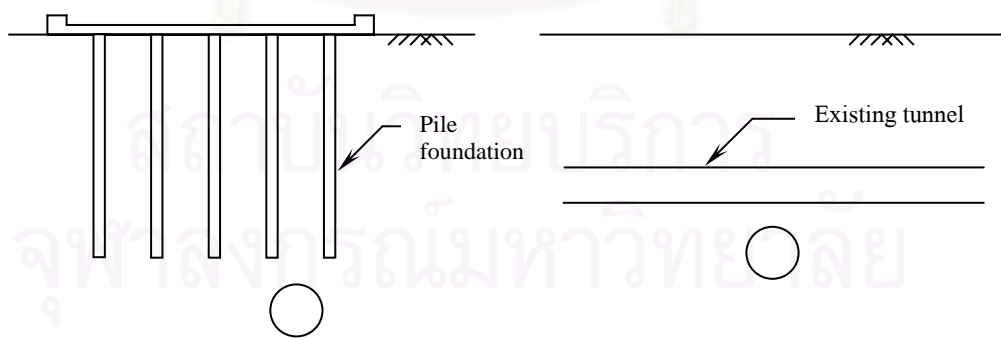
การขุดเจาะอุโมงค์ต่างๆดังที่กล่าวมาล้วนเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่และส่วนมากมักจะทำการขุดเจาะในเขตใจกลางเมือง ซึ่งผลจากการขุดเจาะอุโมงค์เหล่านี้อาจทำให้เกิดปัญหาในด้านต่างๆตามมา โดยเฉพาะอย่างยิ่งเรื่องของการทรุดตัวของดินที่อาจจะส่งผลกระทบต่อและสร้างความเสียหายให้แก่โครงสร้างอื่นๆที่อยู่ใกล้เคียงได้ ไม่ว่าจะเป็นผลกระทบต่อโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนผิวดิน เช่น พื้นผิวจราจรและทางเดินเท้า หรือผลกระทบต่อโครงสร้างที่อยู่ในระดับลึกลงไปใต้ผิวดิน เช่น เสาเข็มของสะพานและอาคาร รวมทั้งสิ่งก่อสร้างใต้ดินอื่นๆซึ่งอาจจะได้รับความเสียหายได้ โดยเฉพาะในกรณีที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงหรือเปลี่ยนแนวเส้นทางขุดเจาะได้ ทำให้มีความจำเป็นที่จะต้องขุดเจาะอุโมงค์เข้าไปใกล้โครงสร้างอื่นที่มีความสำคัญ อย่างเช่น การขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้เสาเข็มของสะพานและอาคารต่างๆ หรือแม้กระทั่งการขุดเจาะอุโมงค์ ลอดใต้อุโมงค์อื่นที่มีการก่อสร้างไว้แล้ว (ดังรูปที่ 1.1) ซึ่งโอกาสที่จะเกิดเหตุการณ์เช่นนี้มีความเป็นไปได้สูงเนื่องจากในกรุงเทพมหานครมีการก่อสร้างอาคารและโครงสร้างอื่นไว้มาก ประกอบกับการขุดเจาะอุโมงค์ที่กำลังจะเกิดขึ้นตามมาอีกหลายโครงการในอนาคต ดังนั้นก่อนที่จะมีการขุดเจาะอุโมงค์หากสามารถทำการคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ได้ล่วงหน้าด้วยความแม่นยำในระดับหนึ่งแล้ว วิศวกรก็สามารถใช้ค่าที่คาดคะเนได้นี้เป็นค่าอ้างอิงที่จะใช้วิเคราะห์และประเมินผลกระทบของความเสียหายที่จะเกิดขึ้น เพื่อจะได้หามาตรการในการป้องกันและแก้ไขไว้ล่วงหน้าได้อย่างถูกต้องและทันท่วงที ดังนั้นการวิเคราะห์และการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่วิศวกรต้องคำนึงถึง

การวิจัยครั้งนี้จะศึกษาถึงลักษณะพฤติกรรมในการทรุดตัวและวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ทั้งในส่วนของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินและที่ระดับความลึก

ต่างๆ โดยจะทำการศึกษาวเคราะห์จากข้อมูลที่ได้มีการติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิคในสนามของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากรและโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่ และโดยเฉพาะโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากรนั้นเป็นอีกโครงการหนึ่งที่มีความน่าสนใจ เพราะเป็นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำขนาดใหญ่แห่งแรกของกรุงเทพมหานคร และมีแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวง อีกทั้งยังมีการขุดเจาะลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาอีกด้วย ซึ่งในส่วนนี้จะได้ทำการศึกษาถึงปัญหาและอุปสรรคตลอดจนผลกระทบของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้โครงสร้างดังกล่าวด้วย

การวิจัยครั้งนี้จะทำการศึกษาจากข้อมูลการทรุดตัวจริงที่วัดได้ในสนามเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการคำนวณด้วยวิธี Empirical ตามทฤษฎีของ Peck (1969), O'Reilly and New (1982) และ Mair (1993) รวมทั้งตรวจสอบค่าการทรุดตัวที่ได้กับผลวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรม "PLAXIS" ซึ่งเป็นโปรแกรมที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method เพื่อจะได้ทราบถึงแนวทางและวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ และยังสามารถเป็นตัวอย่งในการวิเคราะห์ประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้โครงสร้างใต้ดินอื่นๆ ซึ่งจะได้เป็นแนวทางในการนำไปใช้ศึกษาเปรียบเทียบกับโครงการอื่นที่จะเกิดขึ้นต่อไปในอนาคต

นอกจากการคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแล้ว ผู้วิจัยเล็งเห็นว่าปัจจุบันคนไทยเริ่มให้ความสนใจการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินมากขึ้น แต่ส่วนใหญ่ยังมีความรู้ ความเข้าใจ ในขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์น้อย ดังนั้นในการศึกษานี้จะได้ทำการศึกษาในส่วนของขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วย เพื่อจะได้เป็นการเผยแพร่ความรู้ ความเข้าใจ ในขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ ให้เป็นที่รู้จักกันอย่างกว้างขวางมากยิ่งขึ้น



รูปที่ 1.1 การขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้เสาเข็มและอุโมงค์อื่นที่มีการก่อสร้างไว้แล้ว

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ที่สามารถแบ่งเป็นหัวข้อต่างๆ ได้ดังนี้

- 1) เพื่อศึกษาลักษณะพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์
- 2) เพื่อศึกษาถึงอุปสรรค ปัญหา และผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาะเข็มสะพาน
- 3) เพื่อศึกษาวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินและที่ระดับความลึกต่างๆ ตามทฤษฎีของ Peck (1969) , O'Reilly and New (1982) และ Mair (1993) พร้อมทั้งหาค่าพารามิเตอร์ i และ K ที่เหมาะสมตามทฤษฎีดังกล่าวเพื่อที่จะนำไปใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ
- 4) เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM กับค่าการทรุดตัวจริงที่วัดได้ในสนาม
- 5) เพื่อศึกษาขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ ด้วยระบบหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth Pressure Balance Shield)

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษาวิจัยครั้งนี้ จะศึกษาถึงลักษณะพฤติกรรมในการทรุดตัว และวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินและที่ระดับความลึกต่างๆเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งจะศึกษาถึงอุปสรรคปัญหาตลอดจนผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาะเข็มสะพานของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร โดยขอบเขตของการวิจัยพอจะแบ่งเป็นข้อๆ ได้ดังนี้

- 1) ศึกษาลักษณะพฤติกรรมของการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยศึกษาจากข้อมูลที่เกิดขึ้นรวบรวมได้จากติดตั้งเครื่องวัดทางธรณีเทคนิคในสนามของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร

- 2) ศึกษาวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยการศึกษาครั้งนี้ใช้ ทฤษฎีของ Peck (1969) และทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) ในการศึกษาคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน และใช้ทฤษฎีของ Mair (1993) ในศึกษาคะเนการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ
- 3) ศึกษาการใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งใช้ในการประเมินถึงผลกระทบที่จะเกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มสะพาน
- 4) ศึกษาและเปรียบเทียบข้อมูลการทรุดตัวจริงที่วัดได้ในสนามกับผลที่ได้จากการคำนวณด้วยวิธี Empirical ตามทฤษฎีของ Peck (1969), O'Reilly and New (1982) และ Mair (1993) รวมทั้งเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่วัดได้กับผลวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM โดยโปรแกรม PLAXIS
- 5) ศึกษาขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth Pressure Balance Shield) รวมทั้งศึกษาปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อการทรุดตัว

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึงทฤษฎีและวิธีการที่จะนำไปใช้คาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน และความเหมาะสมของพารามิเตอร์ที่จะใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์
- 2) เป็นการศึกษาการใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่วิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method เพื่อใช้คาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งจะได้เป็นแนวทางในการวิเคราะห์ปัญหาและผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้โครงสร้างอื่นๆ ต่อไป

- 3) เป็นการเรียนรู้ขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบหัวเจาะ Earth Pressure Balance Shield (EPBS)
- 4) เป็นการเก็บรวบรวมผลการหลุดตัวของดินที่เกิดขึ้นจริงในสนามเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งเป็นข้อมูลที่มีความสำคัญที่จะใช้ในการศึกษาและเปรียบเทียบกับโครงการอื่นในอนาคต



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ทฤษฎีและทบทวนผลงานในอดีตที่เกี่ยวข้อง

2.1 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

ปัจจุบันการก่อสร้างอุโมงค์เป็นทางเลือกหนึ่งที่เป็นที่นิยมเพิ่มมากขึ้น ในการก่อสร้างระบบสาธารณูปโภคต่างๆในเขตชุมชน เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาที่จะส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและประชากรที่อาศัยอยู่ในชุมชน การขุดเจาะอุโมงค์โดยเฉพาะในเขตชุมชนเมืองนั้นปัญหาที่มักพบก็คือ การทรุดตัวของดินในบริเวณรอบ ๆ ตัวอุโมงค์ ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อและสร้างความเสียหาย ให้แก่โครงสร้างอื่นๆที่อยู่ข้างเคียงได้ ดังนั้นการวิเคราะห์และการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่วิศวกรต้องคำนึงถึงซึ่งในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ได้ทำการศึกษาถึงลักษณะพฤติกรรมและวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยแยกพิจารณาเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินและการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่างๆเหนือแนวอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ ซึ่งรายละเอียดจะได้กล่าวในหัวข้อถัดไป

2.1.1 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนามที่ผ่านมาในอดีต (Peck ,1969 และ O'Reilly & New ,1982) พบว่าผลจากการขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ดินบริเวณส่วนหน้าและเหนืออุโมงค์มีการเคลื่อนตัวลงสู่อุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวที่มีลักษณะคล้ายระฆังหงาย โดยดินจะเกิดการทรุดตัวมากที่สุดที่เหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.1 และจากการศึกษาของPeck(1969) พบว่าลักษณะรูปร่างและค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นนั้น สามารถอธิบายได้ด้วย error function หรือ probability curve โดยนิยามประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ x ใดๆดังสมการที่2.1

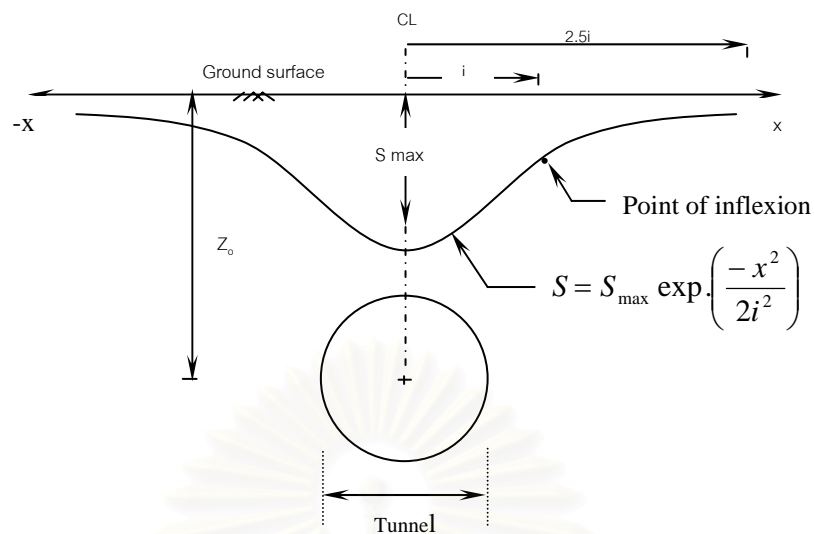
เมื่อ S คือปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะxใดๆจากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์ (mm)

$$S=S_{max}\exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)$$

S_{max} คือปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์ (mm)

x คือระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์ (m)

i คือระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion ,m)



รูปที่ 2.1 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ Peck (1969)

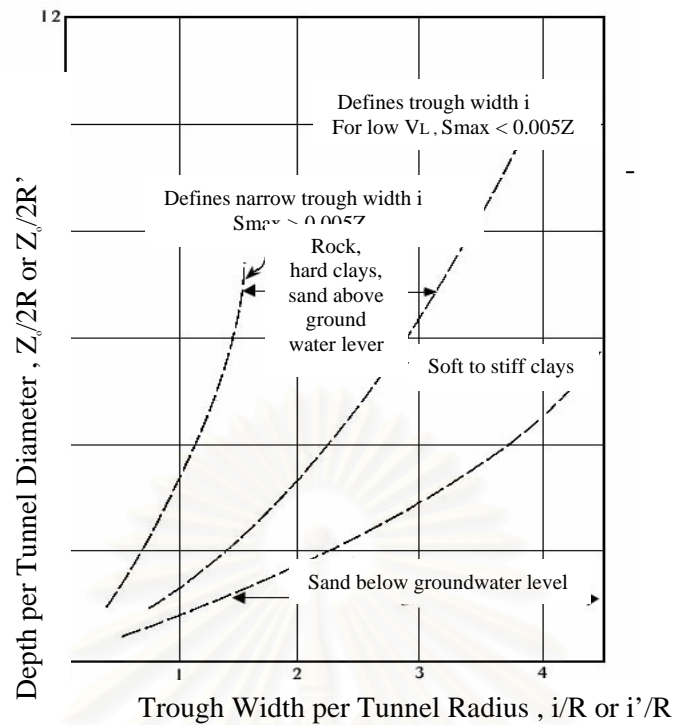
จากสมการ 2.1 จะเห็นได้ว่าที่ระยะ x เท่ากับศูนย์หรือที่จุดกึ่งกลางของแนวอุโมงค์จะเป็นจุดที่เกิดการทรุดตัวมากที่สุด และจากสมการสามารถหาค่าการทรุดตัวที่ระยะ x ใดๆที่ต้องการได้ เมื่อทราบค่าพารามิเตอร์ i ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญ

2.1.1.1 การประเมินค่า i

ในการประเมินค่า i ที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์มีอยู่ด้วยกันหลายวิธี สำหรับการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จะเลือกใช้วิธีตามทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly & New (1982) มาทำการศึกษา ทั้งนี้เนื่องจากเป็นทฤษฎีที่ได้รับการยอมรับและนิยมใช้อย่างกว้างขวางในวงการวิชาชีพวิศวกรรมปฐพี

ก) การหาค่า i เสนอโดย Peck (1969)

จากข้อมูลการทรุดตัวที่รวบรวมไว้ Peck(1969) ได้เสนอกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) (เมื่อ R คือ รัศมีของอุโมงค์) กับอัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึง จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ($Z_0/2R$) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 สำหรับใช้ประมาณหาค่า i จากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินชนิดต่างๆ

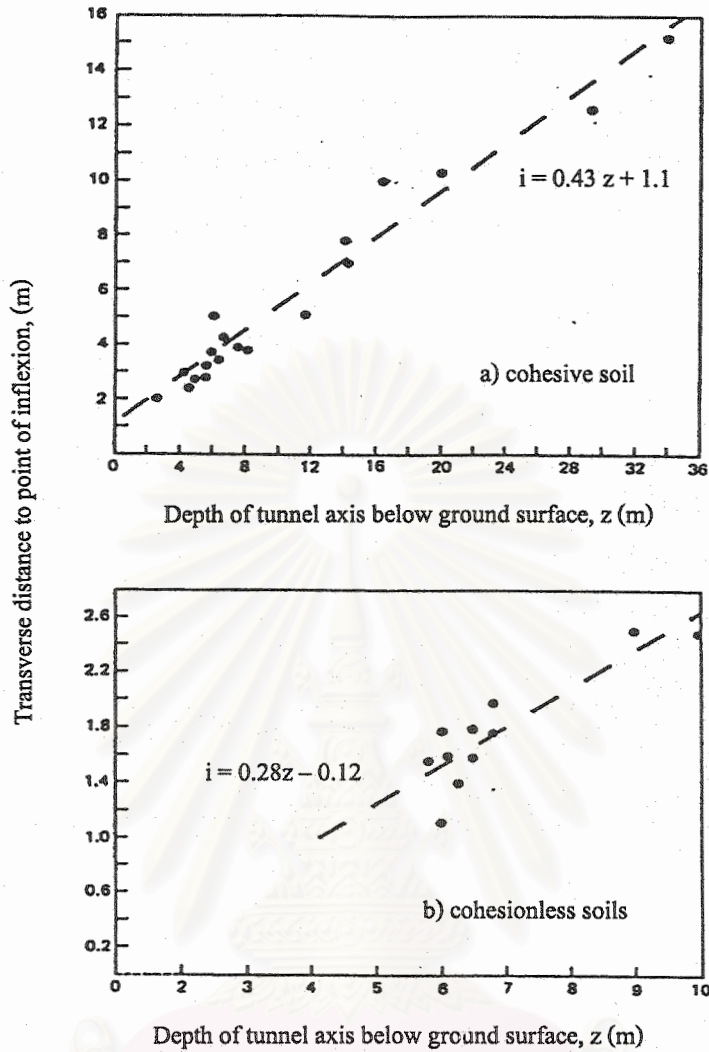


รูปที่ 2.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับ ความลึกจากผิวดิน

จากกราฟในรูปที่ 2.2 จะเห็นว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft to Stiff Clay) จะให้ค่าขอบความกว้างการทรุดตัว (i) มากกว่าการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง (Hard Clay)

ข) การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O'Reilly & New (1982)

จากการศึกษาของ O'Reilly & New (1982) พบว่าเมื่อนำข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้ในสนาม มาพล็อตกราฟระหว่างค่า i กับ ค่าความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ จะได้กราฟความสัมพันธ์ที่มีลักษณะเป็นเส้นตรง โดย O'Reilly & New ได้แยกพิจารณาเป็น 2 กรณี คือ กรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวและกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย ดังแสดงในรูปที่ 2.3



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

จากรูปที่ 2.3 O'Reilly & New (1982) ได้เสนอว่าในแง่การปฏิบัติสามารถประเมินค่า i ได้จากสมการที่ 2.2 โดยค่า K เป็นค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์

$$i = KZ_0 \quad (2.2)$$

โดยค่า $K = 0.50$ สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียว (Cohesive Soil)

$K = 0.25$ สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเม็ดหยาบ (Granular Soil)

เมื่อ Z_0 คือระยะความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์ (m)

2.1.1.2 การประเมินค่า Ground Loss และค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน

การทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้น มักจะถูกอธิบายและแสดงผลด้วยคำว่า Ground Loss หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Volume Loss (V_L) ซึ่งเป็นค่าอัตราส่วนระหว่างปริมาตรการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่บนผิวดิน กับปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกจากอุโมงค์ ดังสมการที่ 2.3

$$V_L = V_s/V_{ex} \quad (2.3)$$

เมื่อ V_s คือปริมาตรการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว, V_{ex} คือปริมาตรดินที่ถูกขุดออกจากอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาวตามลำดับ การหาค่า V_s หาได้จากการอินทิเกรตสมการที่ 2.1 ดังนี้

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S dx = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) dx$$

$$V_s = \sqrt{2\pi} i S_{\max} \approx 2.5 i S_{\max} \quad (2.4)$$

และถ้าให้ D เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ค่า V_L จะสามารถแสดงได้ดังสมการ 2.5

$$V_L = \frac{4V_s}{\pi D^2} \quad (2.5)$$

แทนค่า V_s จากสมการที่ 2.4 ในสมการ 2.5 และจัดรูปใหม่จะสามารถหาค่า S_{\max} ได้ดังสมการที่ 2.6

$$S_{\max} = \frac{0.314 V_L D^2}{i} \quad (2.6a)$$

$$S_{\max} = \frac{0.314 V_L D^2}{K Z_0} \quad (2.6b)$$

จากสมการที่ 2.6 ค่าตัวแปร V_L และค่า i หรือค่า K นั้น เป็นตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ ไม่ว่าจะเป็นประสิทธิภาพของการทำงาน, ประเภทของเครื่องมือเครื่องจักรที่ใช้ในการก่อสร้าง, และที่สำคัญก็คือลักษณะของชั้นดินบริเวณที่ทำการก่อสร้าง ซึ่งจากการรวบรวมและเปรียบเทียบกับข้อมูลที่วัดได้จริงในสนามของ O'Reilly & New (1982) พบว่าค่า Ground Loss (V_L) โดยทั่วไปสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง 1-

นอกจากนี้สมการที่ 2.6 ยังแสดงให้เห็นว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะแปรผันตามขนาดของอุโมงค์ ที่ทำการขุดเจาะ (D) และแปรผกผันกับความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์ (Z₀) หรืออาจกล่าวได้ว่า การขุดเจาะอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่จะทำให้เกิดการทรุดตัวมากกว่าการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีขนาดเล็ก (เมื่อทำการขุดเจาะที่ระดับความลึกเดียวกัน) โดยค่าการทรุดตัวจะเพิ่มมากขึ้นเป็นกำลังสอง และสำหรับการขุดเจาะที่ระดับความลึกต่างกันั้น การขุดเจาะอุโมงค์ที่ระดับความลึกมากขึ้นจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยกว่าการขุดเจาะอุโมงค์ที่ระดับตื้นๆ

2.1.1.3 Ground Loss กับการประเมินคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์

ค่า Ground loss ที่คำนวณได้จากผลการตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินบริเวณแนวหน้าตัด ทดสอบในระหว่างที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ นอกจากจะเป็นตัวแปรที่สำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินแล้ว ค่า Ground loss ยังเป็นตัวบ่งบอกถึงคุณภาพของการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ด้วย ซึ่งในงานขุดเจาะอุโมงค์โดยส่วนใหญ่จะมีการตรวจวัดการทรุดตัวเพื่อประเมินค่า Ground loss กันเป็น ระยะเวลาและใช้ค่า Ground loss ที่ได้เป็นค่าในการควบคุมคุณภาพของงานก่อสร้างอุโมงค์ โดยค่า Ground loss ที่มีค่ามากจะแสดงให้เห็นว่าการขุดเจาะอุโมงค์นั้นจะทำให้เกิดค่าการทรุดตัวมาก ซึ่งอาจจะ เกิดจากประสิทธิภาพในการทำงานหรือวิธีการที่ใช้ในการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ ตลอดจนการ ก่อสร้างอุโมงค์ในช่วงนั้นอาจจะยังไม่เหมาะสมจำเป็นต้องมีการปรับปรุงและแก้ไข เพื่อให้ค่า Ground loss มีค่าลดน้อยลง โดยทั่วไป O'Reilly & New (1982) ได้แนะนำว่าสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ ในชั้นดินเหนียวค่า Ground loss จะมีค่าอยู่ระหว่าง 1-4 % และได้แนะนำช่วงตัวเลขของค่า Ground loss ที่ จะใช้ประเมินคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์อย่างคร่าว ๆ ไว้ในตารางที่ 2.1

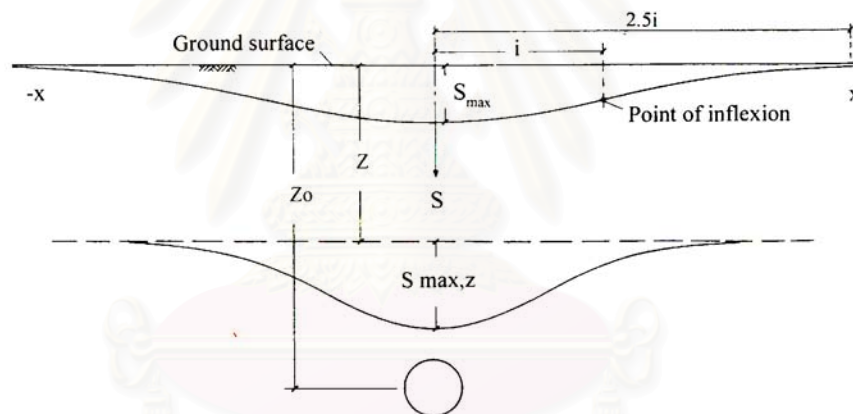
ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Ground Loss กับคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์

Case	V _L (%)
Good practice in firm ground	0.5
Good practice in medium ground	1.5
Fair practice in Soft ground	2.5
Poor practice in Soft clay	4.0 or more...

2.1.2 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่างๆ

การศึกษาการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆในอดีตที่ผ่านมาค่อนข้างทำได้ลำบาก เพราะว่าการที่จะทราบค่าการทรุดตัว, ลักษณะรูปร่างของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้นั้นจะต้องเจาะหลุมเพื่อติดตั้ง Extensometers อย่างน้อย 3 หลุมในแนวหน้าตัดที่ต้องการศึกษา ประกอบกับ Extensometers เป็นเครื่องมือที่มีราคาแพง มีค่าใช้จ่ายในการติดตั้งและตรวจวัดที่ค่อนข้างสูง จึงทำให้ข้อมูลที่วัดในสนามมีน้อยโดยส่วนใหญ่เป็นข้อมูลที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว

Mair(1993)ได้รวบรวมข้อมูลจากการขุดเจาะอุโมงค์ในอังกฤษ พบว่าที่ระดับความลึกใดๆได้ ผิวดินลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีรูปร่างคล้ายกับการทรุดตัวที่ผิวดิน เพียงแต่ระยะขอบเขตความกว้างของการทรุดตัว(Width of Settlement Trough) จะมีค่าลดลงตามความลึกแต่ในขณะเดียวกันค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือจุดศูนย์กลางของอุโมงค์จะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวที่ผิวดินดังแสดงในรูปที่ 2.4

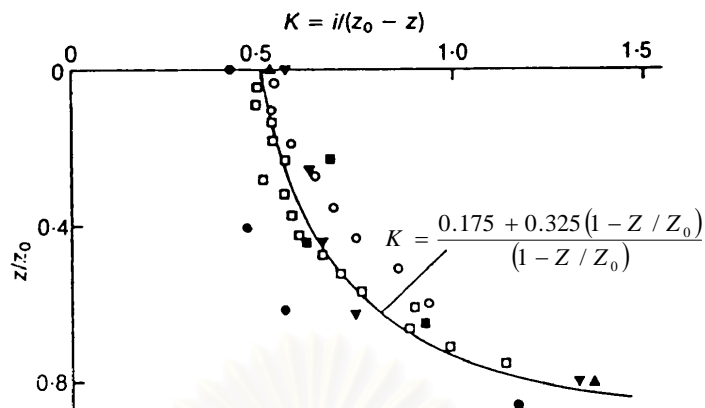


รูปที่ 2.4 การทรุดตัวที่ผิวดินและการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆจากการขุดเจาะอุโมงค์(Mair,1993)

นอกจากนี้ Mair(1993)ได้เสนอว่าค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่างๆนี้ ($S_{max,z}$) สามารถหาได้จากสมการที่ 2.7

$$S_{max,z} = \frac{0.313V_L D^2}{K(Z_0 - Z)} \quad (2.7)$$

เมื่อ V_L คือค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน, D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์, Z คือระยะจากผิวดินถึงระดับความลึกใดๆที่ต้องการหาค่าการทรุดตัว และค่า K ที่ใช้ในสมการที่ 2.7 นี้ไม่ได้เป็นค่าคงที่เหมือนกับการทรุดตัวที่ผิวดินแต่จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 แสดงค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว(Mair,1993)

สำหรับการศึกษาการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ ที่ผ่านมายังไม่เคยมีการศึกษากันอย่างจริงจัง จึงทำให้ข้อมูลการทรุดตัวน้อยไม่เพียงพอที่จะนำไปตรวจสอบพฤติกรรมและวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวของ (Mair,1993)ว่ามีความน่าเชื่อถือและเหมาะสมกับชั้นดินกรุงเทพฯหรือไม่ การศึกษาครั้งนี้จึงได้รวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯที่วัดได้จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร และโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ข้อมูลที่ได้เป็นข้อมูลการทรุดที่ได้จากการติดตั้ง Extensometers เหนือแนวกึ่งกลางอุโมงค์ที่ขุดเจาะซึ่งค่าการทรุดตัวที่จุดนี้ถือได้ว่าเป็นการทรุดตัวที่มากที่สุดซึ่งรายละเอียดในส่วนนี้จะได้กล่าวในภายหลัง

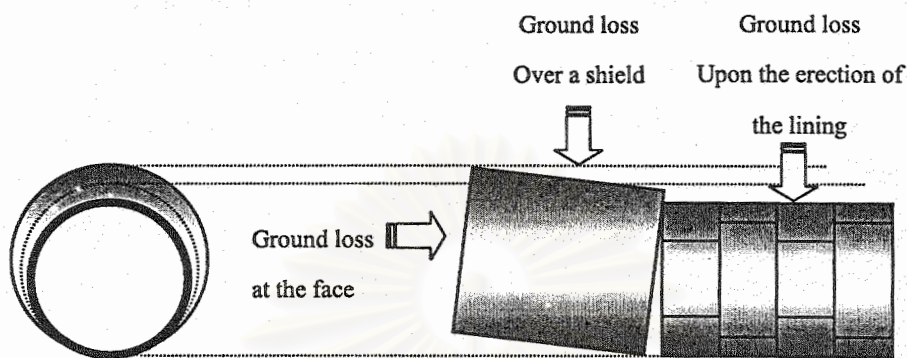
2.2 Ground Loss กับสาเหตุการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

การทรุดตัวของดินที่บริเวณทำการก่อสร้างอุโมงค์ เกิดขึ้นเนื่องจากการสูญเสียมวลดินหรือที่เรียกกันว่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นในระหว่างที่ทำการก่อสร้าง ซึ่งการสูญเสียมวลดินนี้จะมากหรือน้อยขึ้นกับความเหมาะสมของหัวขุดที่ใช้กับดินนั้น, มาตรฐานปฏิบัติงาน (Workmanship Quality), แรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure), การปรับปรุงคุณภาพดิน (Soil Improvement) ในบริเวณที่ทำการขุด, การอัดน้ำปูนรอบ ๆ อุโมงค์ (Grouting) ฯลฯ

สำหรับสาเหตุทั่วไปที่ทำให้เกิด Ground Loss หรือการสูญเสียมวลดินพอจะแบ่งออกได้ 4 ส่วนด้วยกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.6 กล่าวคือ

- 1) การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Ground Loss into Face)
- 2) การสูญเสียมวลดินบริเวณเหนือหัวเจาะ (Ground Loss Over Shield)

- 3) การสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ (Ground Loss due to Tail Void Encroachment)
- 4) การสูญเสียมวลดินเนื่องจากเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของอุโมงค์ (Ground Loss due to Deformation of Tunnel)



รูปที่ 2.6 แสดง Ground Loss เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ (Lee, K.M. et al., 1992)

2.2.1 การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Ground Loss into Face)

เกิดเนื่องจากดินไหลเข้าด้านหน้าของหัวเจาะเข้าไปในอุโมงค์ Ground Loss นี้จะเกิดขึ้นทันทีขณะที่เริ่มมีการขุดเจาะอุโมงค์ และเป็นการยากที่จะควบคุมการทะลักของดินเข้ามาเนื่องจากดินถูกเปลี่ยนสภาพให้เป็น plastic เพิ่มขึ้น เพื่อให้สามารถลำเลียงผ่าน Screw conveyor ได้ สำหรับ Ground Loss จากสาเหตุนี้สามารถแก้ไขให้ลดน้อยลงได้ โดยการควบคุมปริมาณการทะลักของดินให้น้อยที่สุด ซึ่งทำได้โดยการปรับความเร็วของการขนถ่ายดินให้สัมพันธ์กับแรงดันดินหน้าหัวเจาะ และในการพิจารณาแรงดันดินหรือ stress ที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะนั้นทำได้ยากเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ in situ stress ที่ด้านหัวเจาะซึ่งเป็นผลจากการขุดเอาดินที่ด้านหน้าหัวเจาะออก แต่ก็พอที่จะประมาณค่าได้จากสมการที่ 2.8 ซึ่งเป็นสมการที่เสนอไว้โดย Lee, K.M. et al., (1992)

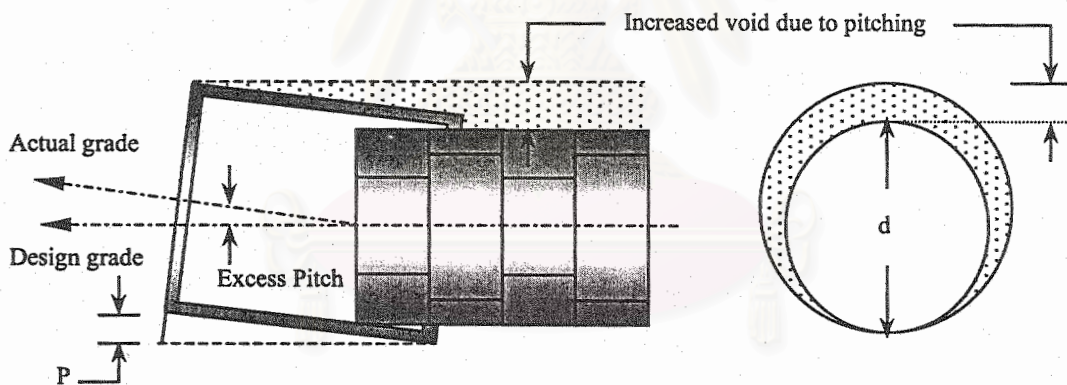
$$P_o = (K_o \sigma_v + P_w) - P_i \quad (2.8)$$

- เมื่อ
- P_o = Total stress ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
 - K_o = Effective coefficient of earth pressure at rest
 - σ_v = Vertical effective stress
 - P_w = Pore pressure at tunnel spring line
 - P_i = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)

2.2.2 การสูญเสียมวลดินบริเวณเหนือหัวเจาะ (Ground Loss Over Shield)

ค่า Ground Loss นี้เกิดจากการบังคับหัวเจาะขุดให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าตามเส้นทางที่ออกแบบไว้ โดยในขณะที่ขุด หัวเจาะได้เคลื่อนที่ต่างออกไปจากแนวเส้นทาง(Alignment)ที่กำหนดไว้ เมื่อนำหัวเจาะกลับเข้าแนวเดิม ก็จะทำให้เกิดช่องว่างขึ้นระหว่างส่วนหน้าหัวเจาะกับด้านท้ายของหัวเจาะซึ่งเป็นเหตุให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น (Loss due to Overcutting and Yawing or Pitching) นอกจากนี้สาเหตุอีกประการที่ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินชนิดนี้ก็คือปัญหาทางด้านเทคนิคในการควบคุมหัวเจาะ เนื่องจากในทางปฏิบัตินั้นผู้ควบคุมหัวเจาะจะควบคุมให้หัวเจาะขุดเจาะทำมุมเงยขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงหัวเจาะจมลงเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง โดยมุมที่เพิ่มขึ้น (Excess pitch) ของการขุดเจาะจะทำให้เกิด Overcutting ของดินที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Tunnel Crown)

ดังนั้นการสูญเสียมวลดินชนิดนี้จึงมีสาเหตุมาจากการเบี่ยงเบนระหว่างแนวอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ (Design Grade) กับแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง (Actual Grade) นั้นเอง แต่อย่างไรก็ตามโดยทั่วไปแล้วการสูญเสียด้วยสาเหตุนี้มีค่าจะน้อยที่สุดในจำนวน 3 สาเหตุแรก รูปที่ 2.7 แสดง Ground Loss ที่เกิดขึ้นเหนืออุโมงค์เนื่องจากการ Overcutting และ Pitching ของหัวเจาะ



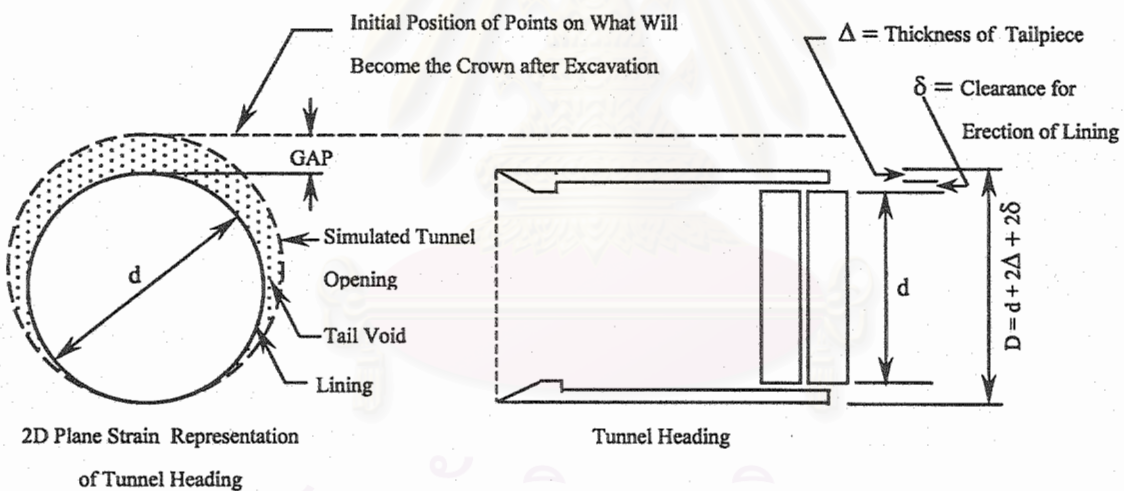
รูปที่ 2.7 แสดง Ground Loss ที่เกิดเหนืออุโมงค์เนื่องจากการ Overcutting และ Pitching

2.2.3 การสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ (Ground Loss due to Tail Void Encroachment)

การสูญเสียชนิดนี้ จะมีปริมาณมากเมื่อเทียบกับชนิดอื่นๆ โดยช่องว่างรอบอุโมงค์นั้น เกิดมาจากการที่หัวเจาะ (Shield) มีเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังนั้นเมื่อทำการขุดเสร็จแล้ว ขณะกำลังประกอบ , ติดตั้งชิ้นส่วนของอุโมงค์ (Segments) จนถึงการอัดน้ำปูนรอบอุโมงค์ (Grouting) จะใช้ระยะเวลาหนึ่งในการทำงาน ซึ่งในช่วงเวลาดังกล่าวนี้ดินรอบๆ

อุโมงค์จะอยู่ในสภาวะลดแรง (Unloading) ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น การสูญเสียมวลดินจากสาเหตุนี้จะเป็นส่วนที่มากที่สุดของการสูญเสียมวลดินทุกประเภท

ปัจจัยสำคัญที่เป็นสาเหตุของการสูญเสียมวลดินชนิดนี้คือการที่ผนังอุโมงค์ (Segment) ไม่สามารถแทนที่พื้นที่ที่หน้าตัดทั้งหมดจากการขุดเจาะที่ด้านท้ายของหัวเจาะได้ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ เนื่องจากจะต้องมีระยะห่าง (Clearance) ระหว่างผนังด้านนอกของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์กับขอบผนังด้านในของหัวเจาะเพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ (การติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segments) จะทำการติดตั้งภายในหัวเจาะที่บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ซึ่งหัวเจาะต้องมีความยาวพอที่จะติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะได้อย่างน้อย 2 วง) ดังนั้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า ดินที่อยู่ด้านบนหัวเจาะจะเคลื่อนเข้าไปในช่องว่างบริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่เรียกกันว่า Tail Voids ที่เกิดจากความหนาของผนังหัวเจาะด้านบน (Thickness of Tailpiece, Δ) รวมกับระยะห่างจากผิวด้านในของหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ (Clearance for Erection of Lining) ดังนั้นขนาดของ Tail Voids จึงเป็นตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อการทรุดตัวทั้งหมด แสดงดังรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids (Lee, K.M. et al., 1992)

2.2.4 การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของอุโมงค์ (Ground Loss due to Deformation of Tunnel)

การสูญเสียชนิดนี้เกิดจากการที่ผนังอุโมงค์ได้รับแรงดันจากภายนอกซึ่งมาจากแรงดันของดิน (Earth Pressure) รอบๆ อุโมงค์ทำให้ผนังอุโมงค์เกิดการแอ่นตัวหลังจากการติดตั้ง ซึ่งทำให้ดินรอบๆ เกิดการเคลื่อนตัวได้ เป็นผลให้เกิดการสูญเสียมวลดิน อย่างไรก็ตามการสูญเสียชนิดนี้ น้อยมากเมื่อเทียบกับ 3 สาเหตุข้างต้น

2.3 การทรุดตัวของดินตามแนวการขุดเจาะอุโมงค์

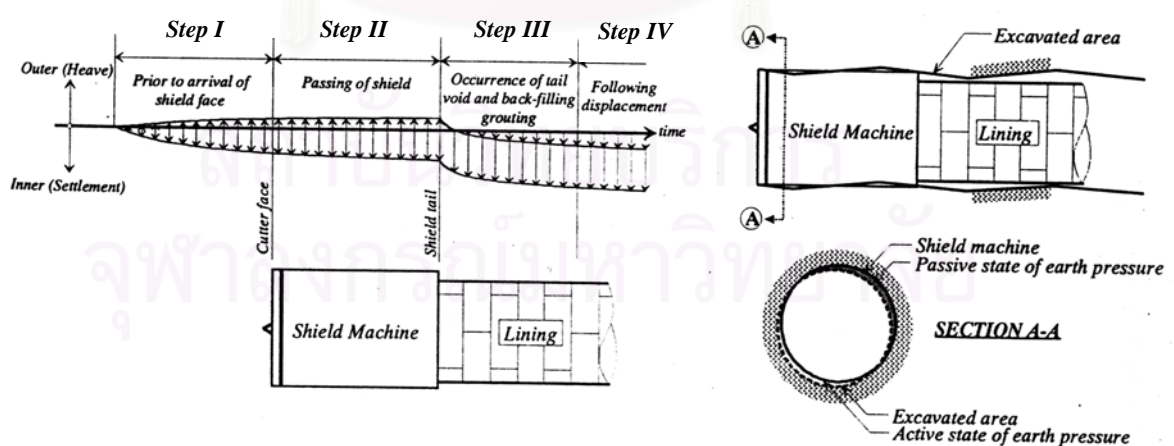
A. Sramoon และ Sugimoto(1999) ได้แบ่งค่าทรุดตัวทั้งหมดตามแนวเส้นทางที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ออกเป็น 4 ช่วงด้วยกัน โดยลักษณะการทรุดตัวของดินตามแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ในแต่ละช่วงนั้นแสดงในรูปที่ 2.9 ซึ่งพอจะอธิบายได้ดังนี้

2.3.1 Initial Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนเข้าหา โดยจะเกิดที่ด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งค่าทรุดตัวเริ่มแรกนี้อาจเป็นลักษณะทรุดตัวลงหรือเกิด Heave ขึ้นกับคุณสมบัติของชั้นดินและแรงดันภายในหัวเจาะ(Face Pressure)

2.3.2 Shield Passing Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากตำแหน่งของด้านหน้าหัวเจาะ (Shield Face) ถึงด้านท้ายของหัวเจาะ (Shield Tail) ซึ่งค่าทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินถูกรบกวนระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยเฉพาะ Friction และ Shear ระหว่างผิวด้านนอกของหัวเจาะกับดินที่อยู่รอบ ๆ ทำให้สูญเสียกำลังและลดค่า Modulus ของดิน

2.3.3 Tail Settlement คือค่าทรุดตัวที่เกิดบริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ โดยค่าทรุดตัวนี้จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อมีช่องว่าง (Tail Voids) ที่ด้านท้ายหัวเจาะจนกระทั่งการอัดฉีดน้ำปูนเสริมจลัน เนื่องจากน้ำปูนจะถูกอัดฉีดเข้าผ่านผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งด้านหลังหัวเจาะเพื่อลดช่องว่างและค่าทรุดตัวของดินที่อยู่ด้านบนของอุโมงค์

2.3.4 Long-term Settlement คือค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการอัดฉีดน้ำปูนเสริมจลันแล้ว ดินที่ด้านท้ายหัวเจาะจะเกิด Relaxation และจะทรุดตัวลงเรื่อย ๆ เนื่องจากโครงสร้างดินถูกรบกวน กำลังของดินลดลง ต่อมาจะเกิด Consolidation และ Creep ซึ่งใช้เวลานาน

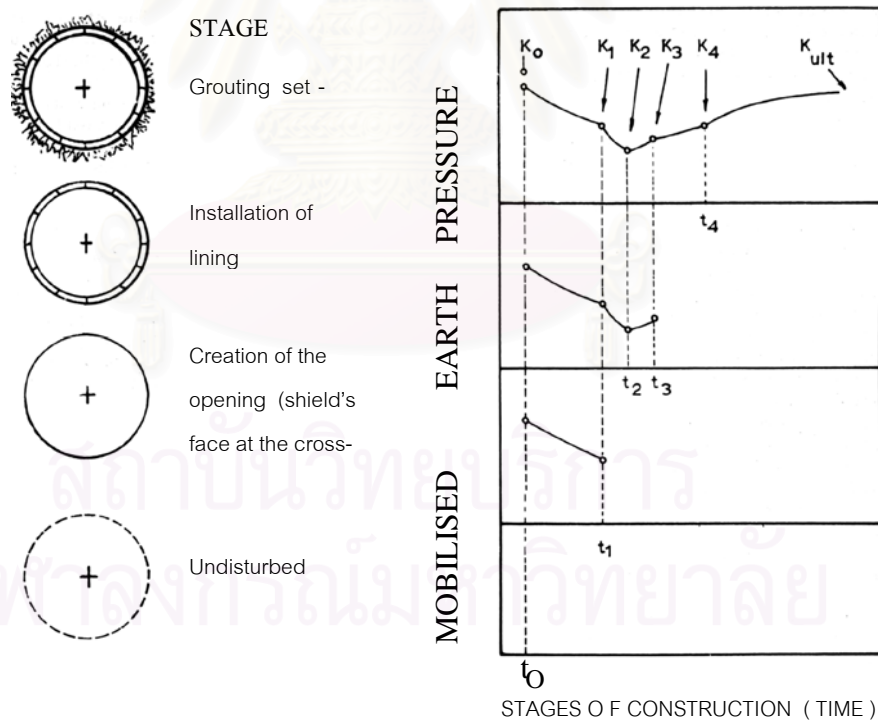


รูปที่ 2.9 ลักษณะการทรุดตัวของดินตามแนวการขุดเจาะอุโมงค์ (A.Sramoon & Sugimoto,1999)

2.4 การเปลี่ยนแปลงของแรงดันดินที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โดยให้หัวเจาะเป็นสาเหตุทำให้แรงดันดินรอบๆหัวเจาะอุโมงค์เปลี่ยนแปลง กล่าวคือ เมื่อดินรอบๆอุโมงค์พยายามเคลื่อนตัวดันเข้ามาภายในอุโมงค์จะเกิดแรง Active earth pressure และถ้าดินรอบๆ อุโมงค์ถูกดันออกจากอุโมงค์จะเกิดแรง Passive earth pressure

จากการศึกษาในประเทศกรีซโดย Michael L. Myrianthis (1981) พบว่าก่อนจะมีการขุดอุโมงค์ดินจะอยู่ในสภาพที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed) ภายใต้อค่า K_0 เมื่อเริ่มทำการขุดอุโมงค์โดยเปิดช่องหน้าหัวเจาะ (Face of shield) ดินจะไหลเข้ามา (σ_h จะลดลง) ดินจะอยู่ในสภาพ active ค่า K จะลดลง เมื่อทำการปิดช่องว่างดินบางส่วนยังคงไหลอยู่ทำให้ค่า K ลดลงอีกเล็กน้อย เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปด้านหน้าจะเกิดแรงเสียดทานขึ้นระหว่างที่ผิวด้านท้ายหัวเจาะกับดินทำให้ค่า K เพิ่มขึ้น เมื่อทำการติดตั้งค้ำอุโมงค์ดินจะอยู่ในสภาพ passive จนกระทั่งเสร็จสิ้นการ grout (Surrounding pressure < Filling pressure) ดังแสดงในรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 แสดงค่า k ของดินขณะการก่อสร้างอุโมงค์

บทที่ 3

การรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน

การวิจัยครั้งนี้ได้ทำการเก็บรวบรวมของมูลการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีในสนามของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร และโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินบางส่วน (ในช่วงสิริกิติ์ – บอนไก่) ซึ่งรายละเอียดในบทนี้จะกล่าวถึงข้อมูลทั่วไปของโครงการที่เกี่ยวข้องกับการวิจัย วิธีการในการเก็บรวบรวมข้อมูล รวมทั้งผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวที่ทำการตรวจวัดได้ และนอกจากนี้จะได้อธิบายถึงเครื่องมือทางธรณีเทคนิคที่ใช้ในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน ที่ใช้ในการวิจัยด้วย โดยรายละเอียดต่าง ๆ มีดังนี้

3.1 เครื่องมือทางธรณีเทคนิคที่ใช้ในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน

เครื่องมือทางธรณีเทคนิค (Geotechnical Instrumentation) ที่ใช้ในการติดตั้งและตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินในการศึกษาวิจัย ครั้งนี้ประกอบด้วย

3.1.1 Surface Settlement Point เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดิน โดยจะทำการติดตั้งบนผิวดินบริเวณที่คาดว่าจะได้รับผลกระทบจากการขุดเจาะอุโมงค์ แล้วทำการตรวจวัดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นด้วยกล้องระดับ

3.1.2 Deep Ground Settlement ในการวิจัยนี้ได้ทำการติดตั้งเครื่องมือ Magnetic Extensometer และ Rod Extensometer ซึ่งเป็นเครื่องมือสำหรับใช้ในการตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ

3.1.3 Inclinator เป็นเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน ซึ่งสามารถทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวได้ทั้งในแนวตั้งฉากและแนวที่ขนานไปกับแนวการขุดและอุโมงค์ โดยจะเป็นการวัดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นเปรียบเทียบกับจุดคงที่และทราบค่าระดับที่แน่นอนค่าหนึ่ง นั่นคือปลายสุดของท่อना ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของเครื่องมือที่ต้องฝังลึกลงในชั้นดินแข็งและการติดตั้งท่อวัดนั้นต้องทำการติดตั้งให้ได้ใกล้เคียงกับแนวตั้งมากที่สุด เพื่อที่จะสามารถอ่านค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ถูกต้อง

3.2 การเก็บรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร

การวิจัยในครั้งนี้ได้ทำการศึกษาจากข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร และโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินบางส่วนคือในช่วงสิริกิติ์-ปอนโก โดยในส่วนแรกนี้จะกล่าวถึงโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำก่อน ซึ่งรายละเอียดของข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวที่รวบรวมได้ มีดังนี้

3.2.1 ข้อมูลทั่วไป

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากรเป็นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่แห่งแรกของกรุงเทพมหานคร ในความรับผิดชอบของสำนักระบายน้ำ มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วมในบริเวณกรุงเทพฯตอนเหนือ โดยทำการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อผันน้ำจากคลองเปรมประชากร ให้ระบายลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง อุโมงค์ผันน้ำดังกล่าวมีความยาวประมาณ 2 กิโลเมตร เป็นอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 3.69 ม. และเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 4.05 ม. ทำการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPBS) และทำการเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่มีความลึกประมาณ 22-23 เมตรจากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ โดยจะทำการขุดเจาะอุโมงค์จากบริเวณท่าน้ำบางโพธิ์แม่น้ำเจ้าพระยา ลอดใต้ถนนประชากรราษฎร์สาย 2 ตรงไปที่ริมฝั่งตะวันออกของคลองเปรมประชากรในเขตพื้นที่ของบริษัทปูนซีเมนต์ไทย เส้นทางขุดเจาะอุโมงค์ผันน้ำดังกล่าวแสดงไว้ในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แสดงเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร

3.2.2 ลักษณะของอุโมงค์ฝึ้นน้ำ

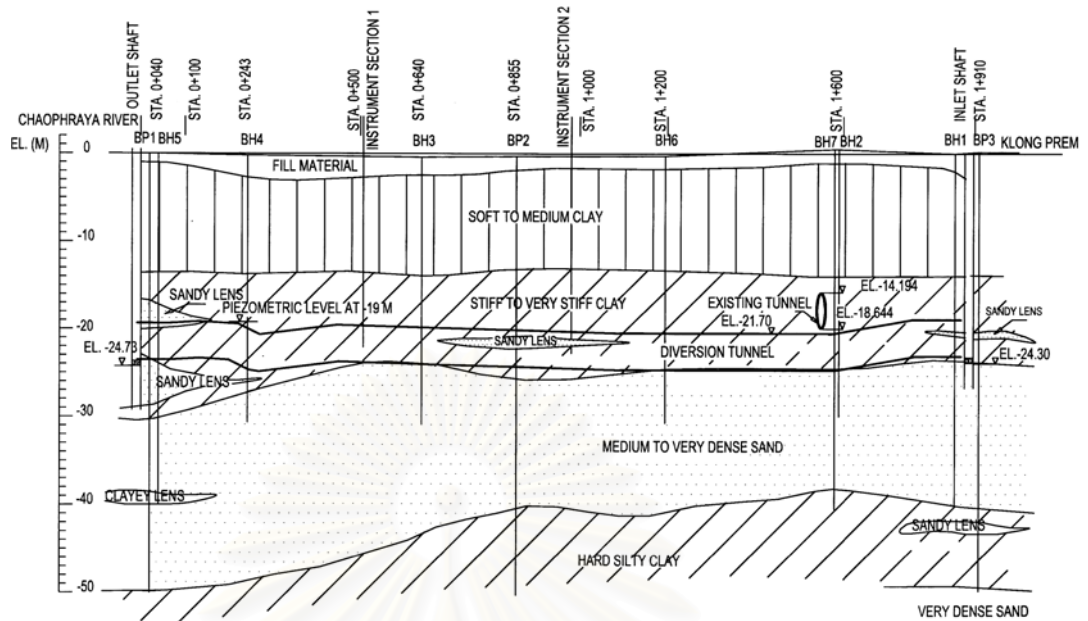
อุโมงค์ฝึ้นน้ำได้ออกแบบให้เป็นอุโมงค์ชนิด Segmental อันประกอบด้วย Segment ทั้งสิ้น 7 ชั้น โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 4050 มม. และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 3690 มม. Segmental tunnel ทั้ง 7 ชั้นนี้จะยึดติดกันโดยใช้ Bolt โดยการยึด Bolt จะต้องยึดให้แน่นเพื่อให้ Segmental ทั้งหมดยึดติดกันเพื่อให้เป็นทรงกลมและรับแรง Stress ที่กระทำจากแรงดันดินให้ได้ เมื่อ Segmental tunnel ต่อรวมกัน 7 ส่วนแล้วจะได้วงอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางด้านนอกประมาณ 4.05 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 ลักษณะของอุโมงค์หลังจากการประกอบชิ้นส่วน Segment ทั้ง 7 ชั้นเข้าด้วยกัน

3.2.3 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

ชั้นดินตลอดแนวเส้นทางเป็นลักษณะของ Bangkok subsoils ซึ่งประกอบด้วย Soft Clay หรือดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 12-13.5 เมตร โดยมีกำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) ประมาณ 1.5 ตัน/ตร.ม. จากนั้นจะพบชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff silty clay) ถึงความลึกประมาณ 25 - 28 ม. โดยมีค่า SPT N - value อยู่ระหว่าง 17 - 21 ครั้ง/ ฟุต หรือมี Shear Strength ประมาณ 15 ตัน/ตร.ม. ถัดจากนั้นจะพบชั้นทรายชั้นที่ 1 (First dense silty sand) โดยมีค่า SPT N-value มีค่าตั้งแต่ 30 ครั้ง / ฟุต ถึง 50 ครั้ง/ฟุต จนถึงความลึกประมาณ 39 ม. ลักษณะชั้นดินโดยสังเขปแสดงในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 ลักษณะชั้นดินโดยทั่วไปของแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร

3.2.4 การตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของชั้นดินขณะทำการเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ

ในส่วนของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร ได้ทำการตรวจวัดและเก็บข้อมูลทั้งในส่วนของการทรุดตัวที่ผิวดิน การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน และรวมถึงการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วย สำหรับการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ มีความสำคัญมากเนื่องจากโครงการนี้มีแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ลอดผ่านใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวง อีกทั้งยังมี การขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาอีกด้วย โดยเฉพาะการขุดเจาะลอดใต้อุโมงค์ประปานั้นเป็นจุดที่มีความสำคัญอย่างยิ่งเพราะถ้าหากเกิดความ ผิดพลาดจะก่อให้เกิดความเสียหายอย่างมาก ดังนั้นเพื่อหลีกเลี่ยงและป้องกันผลกระทบที่อาจจะเกิดขึ้นจากการเจาะอุโมงค์ผิวน้ำลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปา จึงต้องมีการตรวจสอบและการวางแผนอย่างเป็นระบบเพื่อปรับปรุงประสิทธิภาพการเจาะอุโมงค์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณพื้นที่รัศมี 20 ม. ห่างจากแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปานั้น ต้องมีการตรวจสอบอย่างละเอียด

3.2.4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ

การติดตั้งเครื่องมือได้มีการวางแผนอย่างเป็นระบบ เพื่อตรวจสอบและปรับปรุงคุณภาพรวมทั้งเพิ่มความระมัดระวังในการเจาะอุโมงค์ผิวน้ำฯ วันชัยและวิรัช(2543)ได้ทำการศึกษาและทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดโดยแบ่งการตรวจวัดเป็น 3 ขั้นตอนด้วยกัน คือ

ที่ Section 1 : Station 0+506 ทำการติดตั้งเครื่องมือเพื่อตรวจสอบระบบการขุดเจาะอุโมงค์และปรับปรุง โดยติดตั้ง Extensometer 3 จุด และ Inclinator อีก 2 จุด รวมทั้ง Ground Surface Settlement Point

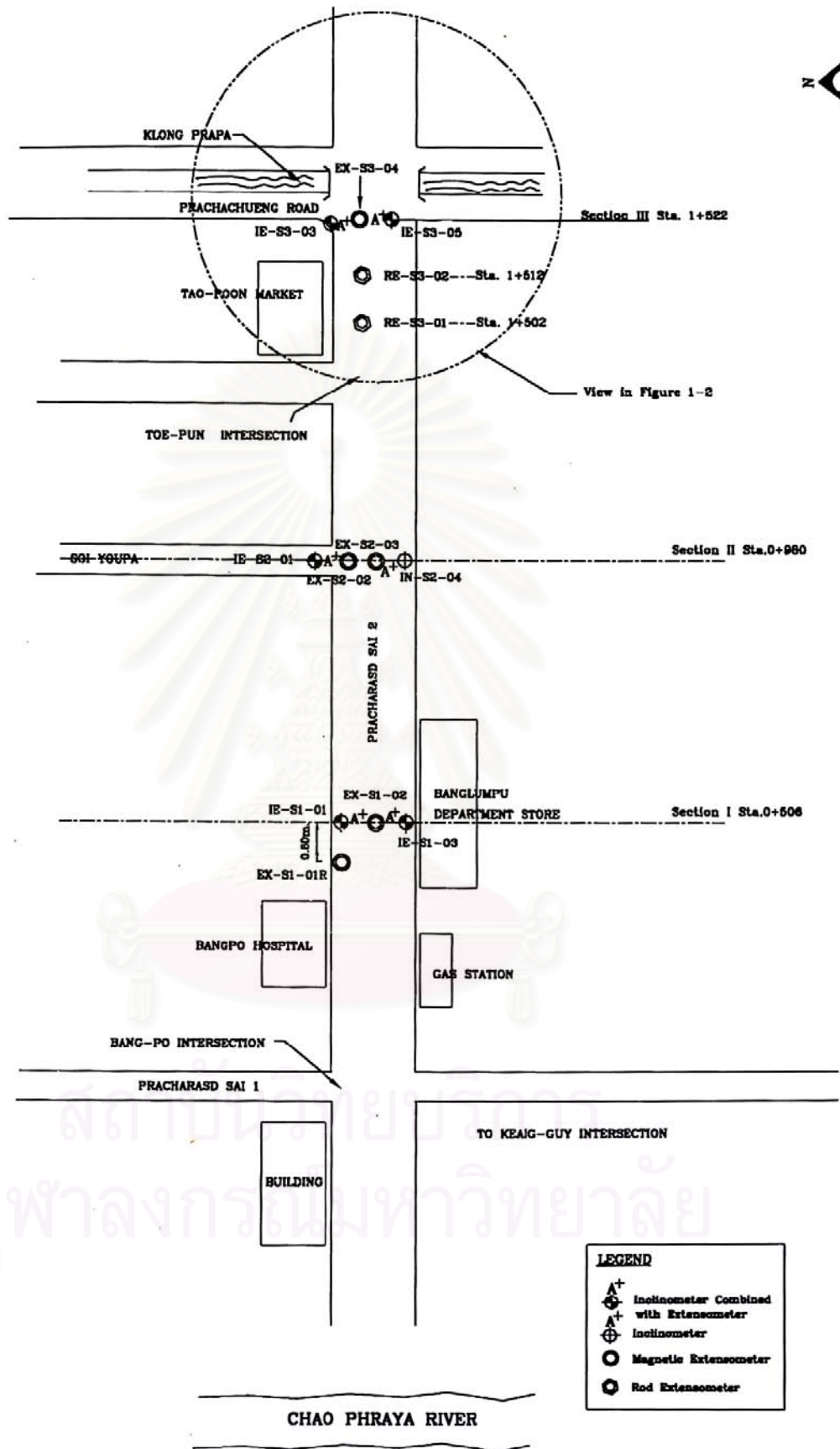
ที่ Section 2 : Station 0+980 เพื่อปรับปรุงคุณภาพการเจาะอุโมงค์ให้ดีขึ้น ยิงขึ้น โดยติดตั้ง Extensometer 3 จุด และ Inclinator 2 จุด และ Ground Surface Settlement Point

ที่ Section 3 : Station 1+522 บริเวณ Station นี้อยู่ในรัศมีประมาณ 20 ม. ก่อนถึงแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปา โดยการติดตั้งพยายามที่จะทำให้ละเอียดมากที่สุด เพื่อศึกษาการทรุดตัวให้ละเอียดโดยเฉพาะที่ความลึกระดับเดียวกับตำแหน่งแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปา โดยมีการติดตั้งเครื่องมือดังนี้ :

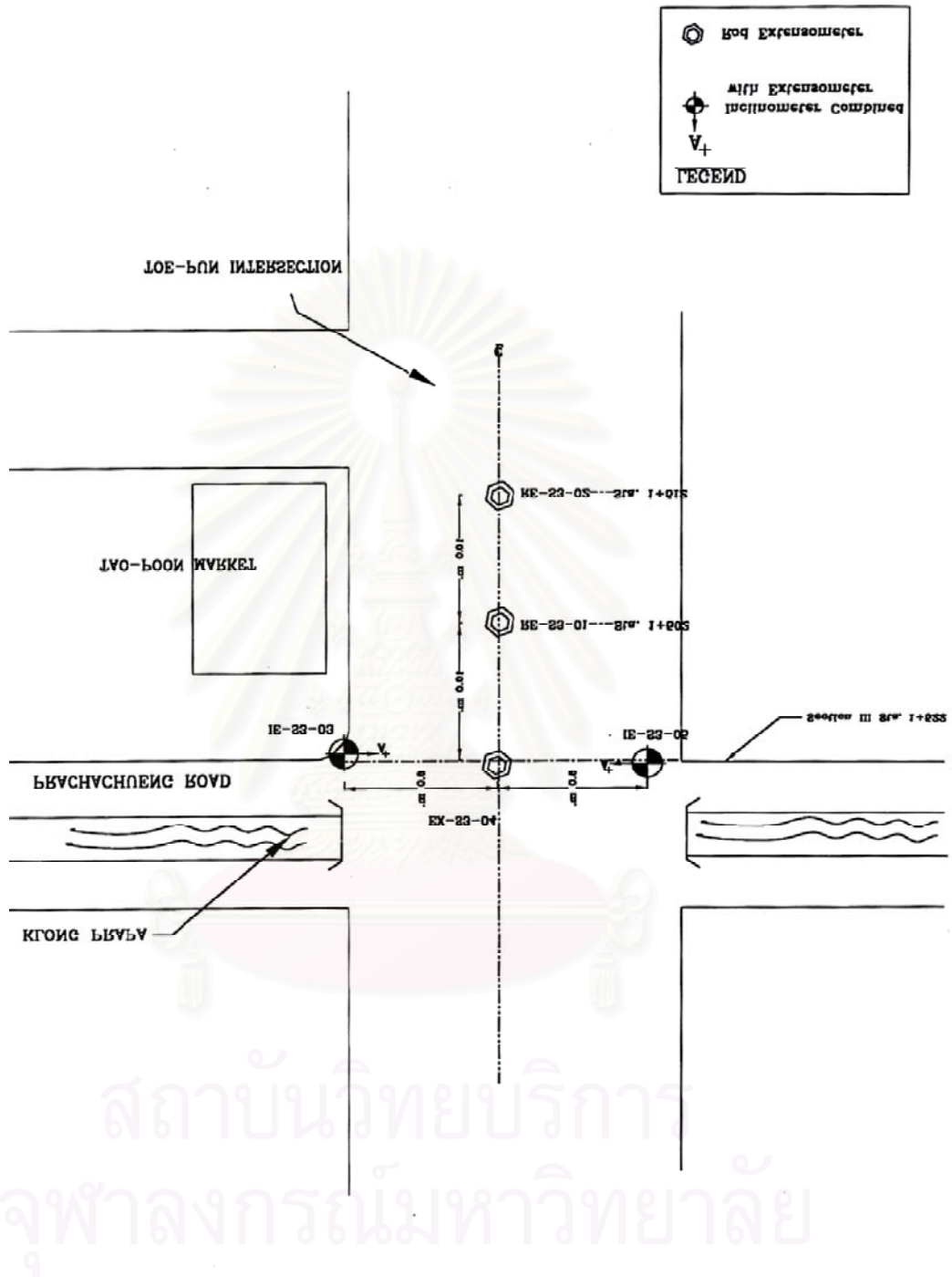
- ติดตั้ง Rod Extensometer (RE-S3-01) ที่ความลึก 20 ม. จากผิวดิน ระยะห่างประมาณ 20 ม. ก่อนถึงแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปา
- ติดตั้ง Rod Extensometer (RE-S3-02) ที่ความลึก 20.6 ม. จากผิวดิน ระยะห่างก่อนถึงแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปา ประมาณ 10 ม.
- ติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวแนวตั้งและแนวด้านข้าง โดยติดตั้ง Extensometer อีก 3 จุด คือ (IE-S3-03), (EX-S3-04) และ (IE-S3-05) ที่ความลึกต่าง ๆ และติดตั้ง Inclinator จำนวน 2 จุด เพื่อดูค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง (IE-S3-03 และ IE-S3-05) พร้อมกับติดตั้ง Ground Surface Settlement Point อย่างละเอียดทั้งแนว

และนอกจากนี้ยังได้ติดตั้ง Ground Surface Settlement Point ที่บริเวณ Station 1+534 ซึ่งเป็นตำแหน่งของแนวอุโมงค์ส่งน้ำประปาด้วย สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ ลอดใต้สะพานข้ามคลองประปาได้ทำการติดตั้ง Surface Settlement Point ที่บริเวณคอสะพานทั้งสองด้านคือที่ Station 1+552 และ Station 1+573 เพื่อตรวจวัดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากผลการขุดเจาะอุโมงค์

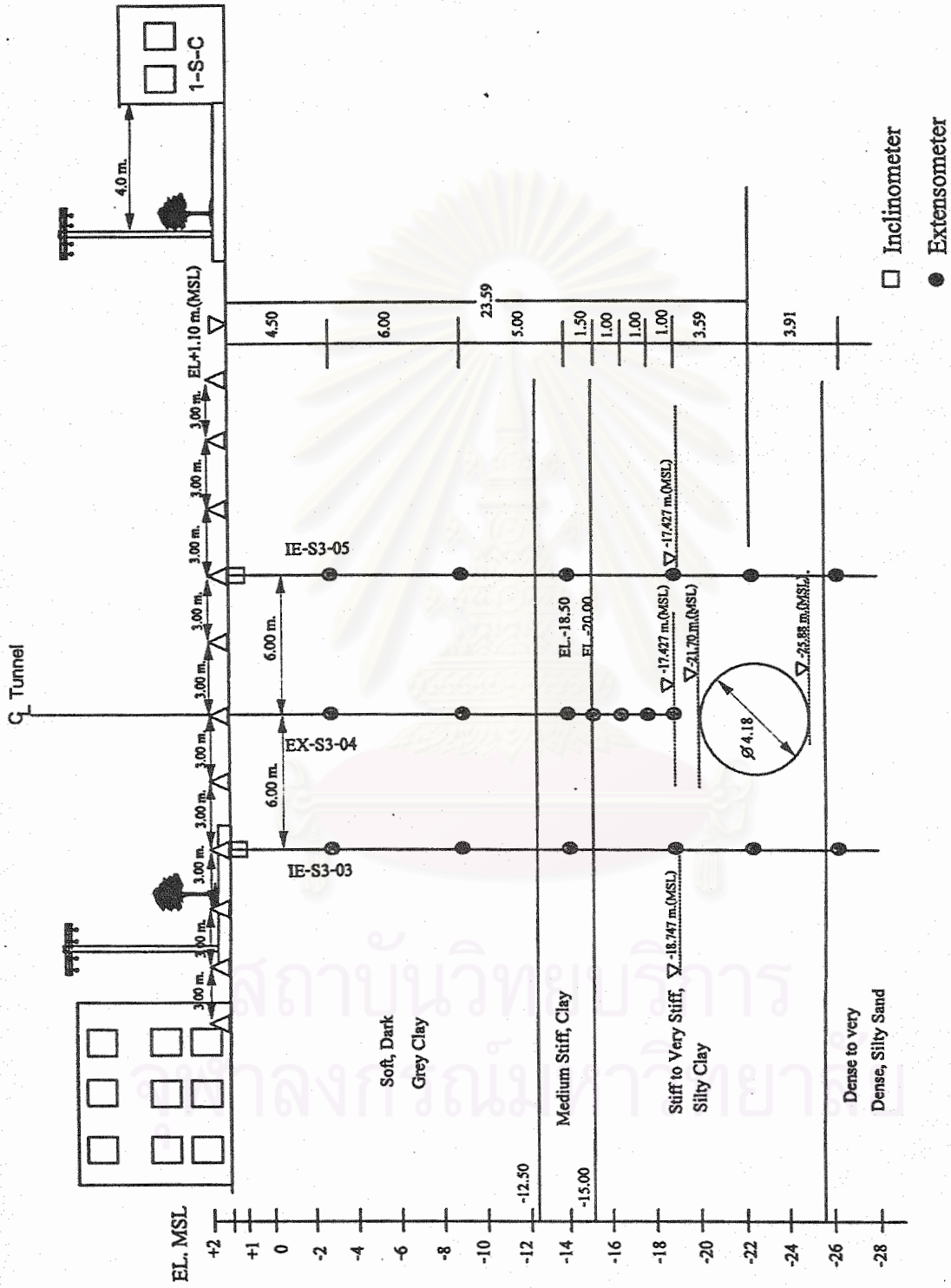
รายละเอียดตำแหน่งและลักษณะการติดตั้งเครื่องมือทั้ง Plan และ Section ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.4 , 3.5 , และ 3.6 ตามลำดับ



รูปที่ 3.4 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร



รูปที่ 3.5 รายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือที่บริเวณ Section 3



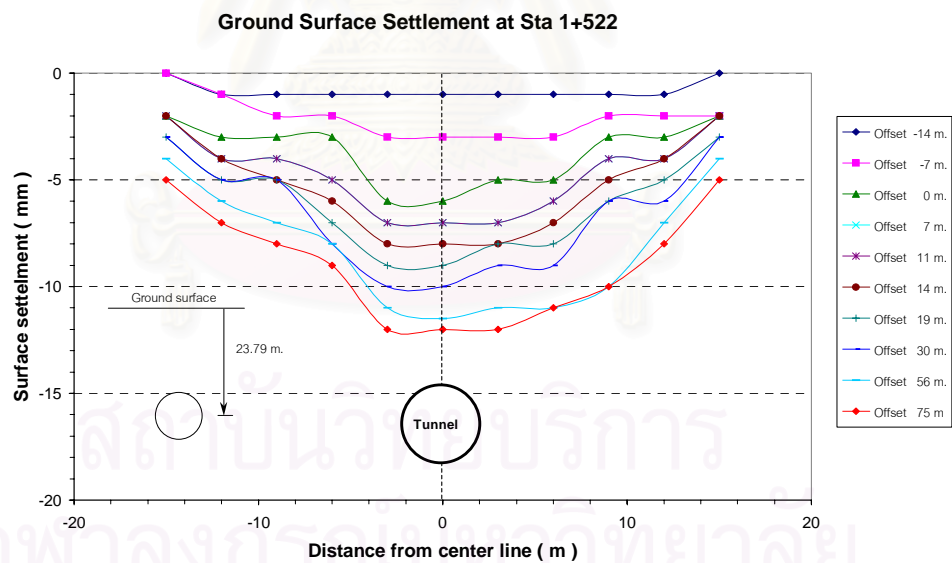
รูปที่ 3.6 รายละเอียดการติดตั้ง Surface Settlement Point ที่ผิวดินและการติดตั้ง Extensometer ที่ระดับความลึกต่างๆ

3.2.4.2 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของชั้นดิน

3.2.4.2.1 การทรุดตัวที่ผิวดิน

ในการวิจัยครั้งนี้ได้ทำการตรวจวัดค่าการทรุดตัวที่ผิวดินจาก Surface Settlement Point ที่ได้ทำการติดตั้งในแต่ละแนวทดสอบที่ทำการศึกษาตลอดความยาวของการขุดเจาะอุโมงค์ โดยแบ่งเป็น 3 Section คือ Section 1 ที่ Station 0+506, Section 2 ที่ Station 0+980 และ Section 3 ที่ Station 1+522, 1+534, 1+552 และ 1+573 รวมทั้งหมด 6 แนว ซึ่งแต่ละแนวจะวัดค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเทียบกับตำแหน่งของหัวเจาะซึ่งจะทำการตรวจวัดเป็นระยะๆ โดยเริ่มตั้งแต่หัวเจาะอยู่ห่างจากแนวหน้าตัดที่พิจารณาแล้วค่อยๆ เคลื่อนเข้าหาแนวที่พิจารณาจนกระทั่งเคลื่อนที่มาถึงและเคลื่อนที่ห่างออกไป

ในการตรวจวัดได้กำหนดเอาขอบด้านหน้าของหัวเจาะ(Shield face)เป็นตำแหน่งในการอ้างอิงระยะระหว่างหัวเจาะถึงแนวหน้าตัดที่พิจารณา และระยะห่างดังกล่าวจะมีค่าเป็นลบ(Offsetเป็นลบ) เมื่อหัวเจาะกำลังเคลื่อนเข้าหาแนวที่พิจารณา เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่มาถึงแนวหน้าตัดพอดีจะมีระยะเป็นศูนย์ และเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างออกไปจากแนวหน้าตัดจะมีระยะเป็นบวก(Offsetเป็นบวก) โดยผลของการตรวจวัดจะนำเสนอในรูปแบบของกราฟที่จะแสดงค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อหัวเจาะอยู่ที่ระยะห่าง Offset ต่างๆกัน ซึ่งตัวอย่างของผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัดทดสอบ 1+522 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 แสดงข้อมูลผลการตรวจวัดการทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัดทดสอบ 1+522

จากผลการศึกษาพบว่า ในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่เข้าหาแนวที่พิจารณาและมีระยะห่างจากแนวหน้าตัดนั้นมากกว่า 25 ม. จะยังไม่มี การหลุดตัวเกิดขึ้นที่แนวหน้าตัดที่พิจารณาและเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่เข้าไปใกล้ในระยะประมาณ 14 ม. จะเริ่มมีการหลุดตัวเกิดขึ้น การหลุดตัวที่เกิดขึ้นจะดำเนินต่อไปเรื่อยๆ จนกระทั่งหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างออกไปจากแนวหน้าตัดได้ประมาณ 40 ม. การหลุดตัวจะเริ่มมีค่าคงที่หรือมีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมาก เมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้ในครั้งก่อน ซึ่งค่าการหลุดตัวนี้ จะถือเป็นค่าการหลุดตัวที่เกิดขึ้นจากการชุดเจาะอุโมงค์ที่จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับวิธีในประมาณการค่าการหลุดตัวตามตามทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) ต่อไป

3.2.4.2.2 การหลุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ

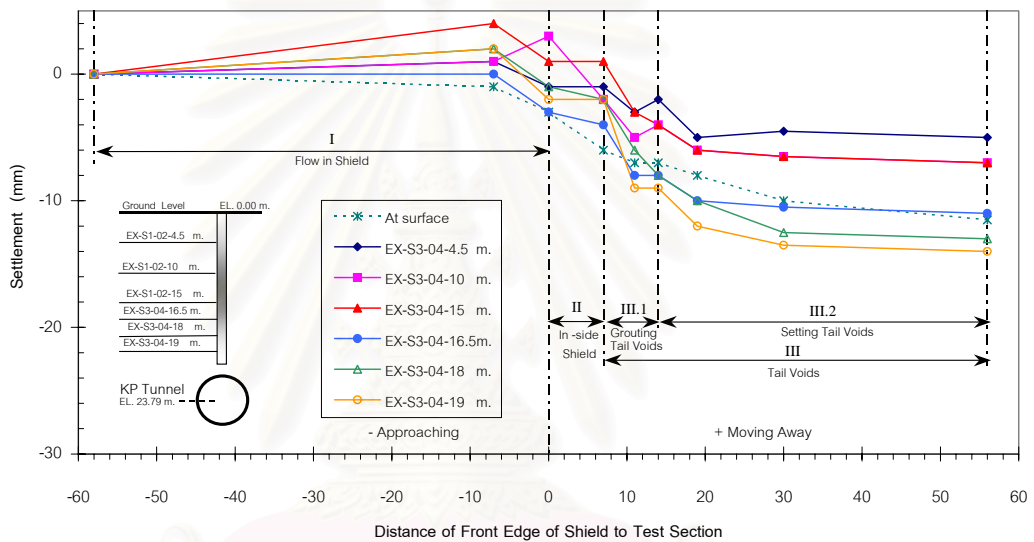
การตรวจวัดการหลุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ จะทำการตรวจวัดจาก Extensometer ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ โดยข้อมูลที่จะนำเสนอในการวิจัยครั้งนี้จะนำเสนอเฉพาะส่วนของข้อมูลที่ตรวจวัดได้จาก Extensometer ที่ติดตั้งไว้ตรงกึ่งกลางแนวอุโมงค์ซึ่งเป็นบริเวณที่จะได้รับผลกระทบและเกิดการหลุดตัวมากที่สุด

การตรวจวัดการหลุดตัวของชั้นดินจะทำการเป็นระยะๆ ในขณะที่ทำการชุดเจาะอุโมงค์ โดยจะนำเสนอข้อมูลการหลุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆเปรียบเทียบกับตำแหน่งของหัวเจาะเช่นเดียวกับการหลุดตัวที่ผิวดิน และในการตรวจวัดดังกล่าวได้แบ่งข้อมูลการหลุดตัวออกเป็น 4 ช่วงด้วยกันคือ

1. การหลุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่เข้าหาแนวหน้าตัดที่พิจารณา หรือกำลังเคลื่อนที่เข้าหาหลุมเจาะที่ได้ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการหลุดตัวเอาไว้ โดยการหลุดตัวในช่วงนี้จะเกิดขึ้นบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งเกิดจากการไหลทะลักเข้ามาของดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะขณะทำการชุดเจาะอุโมงค์ (I : Flow in Shield) โดยทั่วไปจะเกิดขึ้นในช่วงประมาณ 30-40 เมตร ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่มาถึงตำแหน่งที่พิจารณา
2. การหลุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงที่ขอบด้านหน้าของหัวเจาะเคลื่อนที่มาถึงแนวหน้าตัดที่พิจารณาไปจนกระทั่งขอบด้านท้ายของหัวเจาะผ่านแนวหน้าตัดที่พิจารณาออกไป การหลุดตัวในช่วงนี้ จึงเป็นการหลุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่ตัวหัวเจาะกำลังเจาะผ่านเข้าไปในแนวหน้าตัดที่พิจารณานั้นเอง (II : In-side Shield) โดยระยะที่พิจารณาในช่วงนี้จะมีระยะประมาณ 7 เมตรซึ่งเป็นค่าความยาวของหัวเจาะที่ใช้ในการชุดเจาะอุโมงค์
3. การหลุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อขอบด้านท้ายของหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่ผ่านออกไปจากแนวหน้าตัดที่พิจารณา ซึ่งในขณะที่ขอบด้านท้ายของหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่ห่างออกไปนั้น จะเกิดช่องว่างเกิดขึ้นที่บริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ (Tail Voids) ซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการหลุดตัวที่บริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ (III : Tail Voids)

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจาก Tail Voids นี้ยังสามารถแบ่งออกเป็น 2 ส่วนด้วยกันคือ ส่วนแรกเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดเมื่อเมื่อเริ่มมี Tail Voids เกิดขึ้น และเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงก่อนที่การ Grouting อัดฉีดน้ำปูนที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะจะเสร็จสมบูรณ์ (III.1 : Grouting Tail Voids) ซึ่งระยะในช่วงนี้มีค่าประมาณ 7 เมตร และอีกส่วนจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ได้มีการอัดฉีดน้ำปูนที่ด้านหลังของหัวเจาะเสร็จสิ้นแล้ว (III.2 : Setting Tail Voids) ซึ่งการ Grouting อัดฉีดน้ำปูนนี้จะช่วยลดช่องว่างและค่าการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นได้

ผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ของบริเวณ Station 1+522 แสดงในรูปที่ 3.8

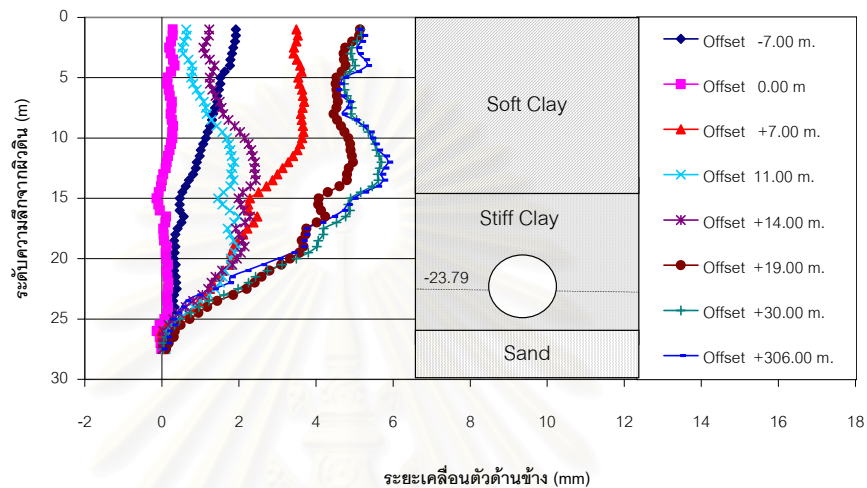


รูปที่ 3.8 ผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ของบริเวณ Station 1+522

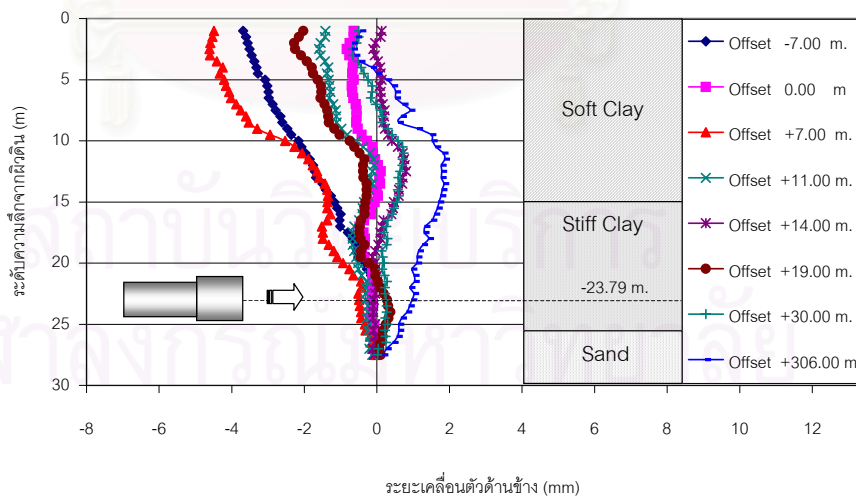
3.2.4.2.3 การเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดิน

การเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดินเป็นข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Inclinator ในตำแหน่งที่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือเอาไว้ โดยข้อมูลที่ตรวจวัดได้จะนำเสนอโดยใช้หลักการเดียวกันกับการทรุดตัวที่ผิวดินและการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ในหัวข้อที่ผ่านมา ซึ่งจะนำเสนอค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดินที่เกิดขึ้น ณ เวลาต่างๆ โดยเปรียบเทียบกับตำแหน่งระยะห่างของหัวเจาะกับจุดที่ทำกรตรวจวัด ซึ่งข้อมูลในส่วนนี้จะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินทั้งในแนวหน้าตัดที่ตั้งฉาก และแนวยาวที่ขนานไปกับแนวการขุดและอุโมงค์ โดยข้อมูลที่จะ

นำเสนอนี้จะเป็นข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของชั้นดินในช่วงที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่บริเวณ section 3 ซึ่งเป็นส่วนสำคัญก่อนที่จะทำการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาที่อยู่ห่างออกไปจากจุดที่ตรวจวัดเพียงแค่ประมาณ 10 เมตรเท่านั้น รูปที่ 3.9 ก และ ข แสดงผลการตรวจวัด Inclinometer ที่บริเวณ Station 1+522



รูปที่ 3.9 ก แสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวอุโมงค์ ที่ตรวจวัดจาก เครื่องมือ Inclinometer (IE-S3-03) ที่บริเวณ Station 1+522



รูปที่ 3.9 ข แสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินในทิศทางที่ขนานกับแนวอุโมงค์ ที่ตรวจวัดจาก เครื่องมือ Inclinometer (IE-S3-03) ที่บริเวณ Station 1+522

3.2.4.3 สรุปผลการตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของชั้นดิน

การติดตั้งเครื่องมือวัด (Geotechnical Instrumentation) ของโครงการนี้ได้ทำการติดตั้งทั้งสิ้น 3 Section โดย 2 Section แรกทำการติดตั้งเพื่อตรวจสอบและปรับปรุงการทำงาน (Workmanship) ของระบบการเจาะอุโมงค์ ในขณะที่เดียวกันได้นำข้อมูลมาใช้เป็นข้ออ้างอิง (Reference) ในการวิเคราะห์ผลการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์รวมทั้งผลกระทบในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำลอดผ่านอุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มของสะพานด้วย ซึ่งจากข้อมูลที่ทำกรตรวจวัดได้ในหัวข้อที่ผ่านมาพอจะสรุปได้ดังนี้ คือ

ขณะทำการเจาะอุโมงค์ผ่าน Section ที่ 1 ในส่วนของการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ พบว่าค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึก 15 ม. จะมีค่าการทรุดตัวมากที่สุดเท่ากับ 19 มม. ในขณะที่การทรุดตัวที่ผิวดินมีค่า 12 มม. และเมื่อผ่าน Section ที่ 2 พบว่าค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึก 15.5 ม. จะมีค่าการทรุดตัวมากที่สุดและจะมีค่าการทรุดตัวลดลงเหลือเพียง 13 มม. ในขณะที่การทรุดตัวที่ผิวดินจะน้อยมากเพียง 6 มม. เท่านั้น

ณ จุด Section ที่ 3 บริเวณ Station 1+522 เป็นตำแหน่งที่สำคัญมาก เนื่องจากห่างจากตำแหน่งที่จะลอดผ่านอุโมงค์ประปาประมาณ 20 ม. ณ บริเวณจุดนี้ได้ดำเนินการมาตรการในการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดที่สำคัญ จำนวน 3 ประการคือ

1. ติดตั้ง Rod Extensometer ณ ความลึกของตำแหน่งอุโมงค์ส่งน้ำประปา ที่จุดความลึกประมาณ 20 ม. (RE-S3-01)
2. ติดตั้ง Rod Extensometer ณ ความลึกของตำแหน่งอุโมงค์ส่งน้ำประปา ที่จุดความลึกประมาณ 20.6 ม. (RE-S3-02)

โดย Rod Extensometer นี้จะแสดงผลการวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ตำแหน่งของอุโมงค์ส่งน้ำประปา โดยทำการวัดผลกระทบการทรุดตัวของชั้นดินดังกล่าวตลอดเวลาทั้งก่อนที่หัวเจาะผ่านและเมื่อหัวเจาะผ่านไปแล้ว โดยสามารถสรุปและแสดงค่าไว้ใน ตารางที่ 3.1 คือ

ตารางที่ 3.1 การทรุดตัวมากที่สุดของชั้นดินเหนียวแข็ง

Rod Extensometer No	ความลึก (ม.)	การทรุดตัวสูงสุด (ม.ม.)	ระยะห่างจากหัวเจาะ(ม.)
RE-S3-01	-20.0	16.23	326
RE-S3-02	-20.6	25.23	316

จากผลการทรุดตัวดังกล่าวที่ทำการตรวจวัดอย่างต่อเนื่อง พบจะสรุปได้ว่าค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ตำแหน่งของอุโมงค์ส่งน้ำประปาที่ความลึกประมาณ 20-20.6 ม. ขณะที่หัวเจาะอุโมงค์ฝังน้ำกทม. ผ่านจุดดังกล่าวไปนานมากประมาณ 2 เดือน หรือประมาณ 320 ม. จากจุดดังกล่าวมีการทรุดตัวมากที่สุดเท่ากับ 25 มม. ซึ่งถือว่าการทรุดตัวที่สิ้นสุดแล้ว เนื่องจากอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวไม่มีแล้ว และผลของการก่อสร้างอุโมงค์จะไม่ผลกระทบกับการทรุดตัวอีก เนื่องจากอุโมงค์ได้เจาะจนกระทั่งทะลุผ่าน Receiving Shaft ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการนี้

- ติดตั้ง Settlement Point ที่แนวอุโมงค์ โดยมีการติดตั้ง Extensometer No. EX-S3-04 ที่ตำแหน่งเหนืออุโมงค์ประปาบริเวณ Center line ที่ความลึก 4.5 ม., 10 ม., 15 ม., 16.5 ม., 18 ม., 19 ม. และ 20 ม. นอกจากนั้นยังได้ติดตั้ง Inclinomater รวมกับ Extensometer เพื่อวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างอุโมงค์ โดยติดตั้งด้านซ้ายและขวาของอุโมงค์มีระยะห่างจาก Center line ของอุโมงค์ประมาณข้างละ 6 ม. IE-S3-03 และ IE-S3-05 นอกจากนี้ยังได้ทำการวัด Ground Surface Settlement ตลอดทั้งแนว โดยผลการวัด Settlement Point นี้สรุปได้ในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ผลการวัดการทรุดตัวของชั้นดินด้วย Extensometer ที่แนว Section 3

Instrumentation	การทรุดตัวมากที่สุด (ม.ม.)	ความลึก (ม.)	ระยะห่างของหัวเจาะจากจุดวัด (ม.)	ตำแหน่งเครื่องมือ
IE-S3-03	6	15	306	ด้านซ้ายของอุโมงค์
IS-S3-04	15	19	306	แนวกลางอุโมงค์
IS-S3-05	10	10, 15	306	ด้านขวาของอุโมงค์

จากผลการวัดดังกล่าวจะพบว่าค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดในแนวกลางอุโมงค์ (Center Line of Tunnel) จะเกิดขึ้นที่ความลึก 19 ม. โดยเกิดขึ้นประมาณ 15 มม. ซึ่งน้อยกว่าที่บันทึกได้ด้วย Rod Extensometer (No. RE-S3-01)

ในส่วนของ Ground Surface Settlement นั้นได้ทำการวัดอย่างต่อเนื่องในขณะที่ลอดผ่านและวัดใน Long-term เมื่ออุโมงค์ลอดผ่านไปแล้วประมาณ 306 ม. ซึ่งไม่น่าจะเกิดการทรุดตัวมากกว่านี้แล้ว ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่มากที่สุดจะเกิดขึ้นประมาณ 12 มม.

นอกจากนี้ยังมีผลการเคลื่อนตัวด้านข้าง(ในแนวตั้งฉากกับทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์)จากผลการอ่าน Inclinator ที่ตำแหน่ง IE-S3-03 และ IE-S3-05 โดยสามารถสรุปดังแสดงในตารางที่ 3.3 ดังนี้

ตารางที่ 3.3 สรุปผลการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

เครื่องมือ	ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (ม.ม.)	ตำแหน่งเครื่องมือ	ระยะห่างของหัวเจาะ (ม.)
IE-S3-03	5.87	ด้านซ้ายอุโมงค์	306
IE-S3-05	4.86	ด้านขวาอุโมงค์	306

ดังนั้นจากข้อมูลทั้งหมดที่ได้จากการตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร พอจะสรุปได้ดังนี้

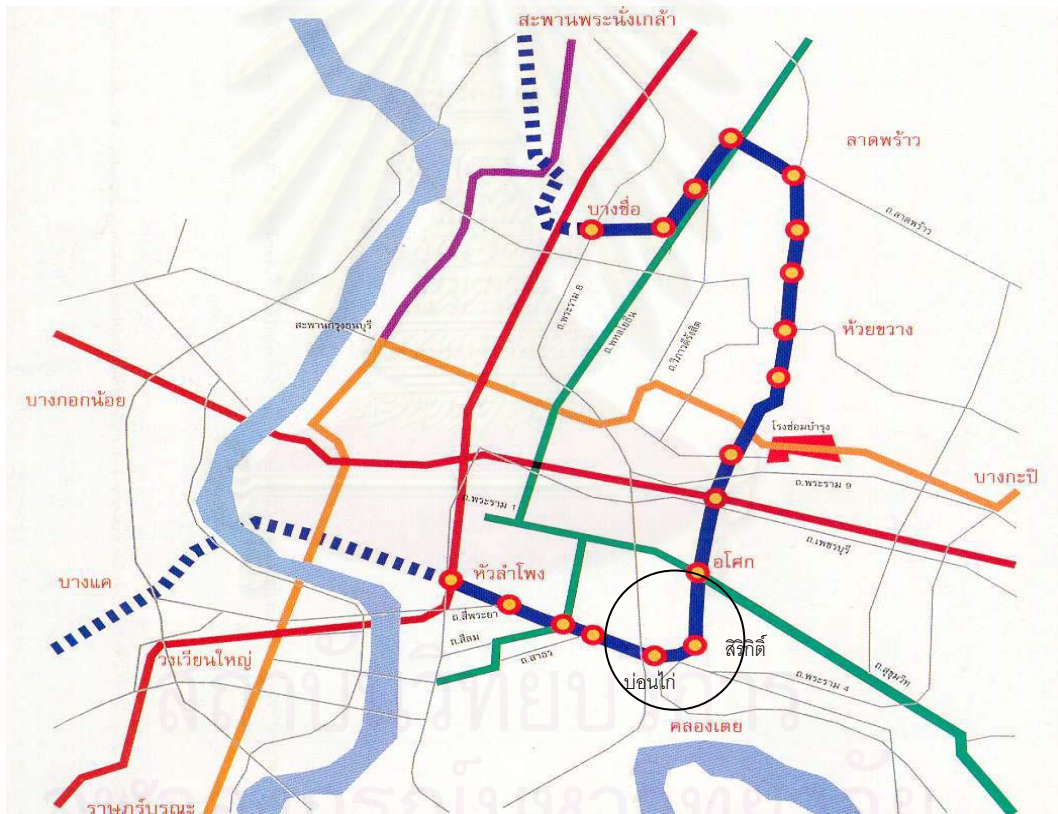
- *การทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน (2 เดือนหลังจากเจาะอุโมงค์ผ่าน) = 12 มม.
- *การทรุดตัวมากที่สุดกึ่งกลางอุโมงค์ประปาที่ความลึกประมาณ 20 ม. (2 เดือนหลังจากเจาะอุโมงค์ผ่าน) = 25 มม.
- *การเคลื่อนตัวด้านข้างอุโมงค์มากที่สุด (ระยะห่างประมาณ 6 ม.) (2 เดือนหลังจากเจาะอุโมงค์ผ่าน) = 5.87 มม.

3.3 ข้อมูลและผลการตรวจวัดการทรุดตัวของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

การวิจัยครั้งนี้ได้ทำการศึกษาและเก็บรวบรวมข้อมูลจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากรและโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินบางส่วน สำหรับข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ จะทำการศึกษาจากข้อมูลบางส่วนคือในช่วงสิริกิติ์-ปอนไถ่ และข้อมูลที่จะทำการศึกษาในช่วงดังกล่าวจะทำการศึกษาเฉพาะในส่วนของการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ เพื่อนำข้อมูลไปประจักษ์ร่วมกับข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร เพื่อให้การศึกษการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆมีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ซึ่งรายละเอียดของข้อมูลและผลการตรวจวัดการทรุดตัวที่รวบรวมได้มี ดังนี้

3.3.1 ข้อมูลทั่วไป

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเป็นโครงการขององค์การรถไฟฟ้ามหานคร หรือ รฟม.(Metropolitan Rapid Transit Authority, MRTA) มีวัตถุประสงค์เพื่อแก้ปัญหาการจราจรในย่านธุรกิจบริเวณใจกลางเมือง โดยใช้ชื่อว่า โครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งเป็นระบบขนส่งมวลชนใต้ดินสายแรกของประเทศไทย โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายนี้มีระยะทางประมาณ 20 กิโลเมตร ประกอบไปด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 18 สถานี เริ่มต้นจากสถานีหัวลำโพงผ่านถนนพระราม 4 และเลี้ยวซ้ายบริเวณศูนย์ประชุมสิริกิติ์ เข้าสู่ถนนรัชดาภิเษก จากนั้นวิ่งขึ้นไปทางทิศเหนือจนถึงถนนลาดพร้าวจึงเลี้ยวซ้ายไปตามถนนลาดพร้าว แล้วเลี้ยวเข้าสู่ถนนพหลโยธิน ผ่านสถานีหมอชิตต์ต่อกับสถานีหมอชิตต์ของ BTS และเลี้ยวขวาไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อ ซึ่งสามารถต่อกับสถานีบางซื่อของการรถไฟแห่งประเทศไทยดังรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.10 แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินนี้ เป็นการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในกรุงเทพฯ ที่มีขนาดใหญ่ที่สุด (เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.4 ม.) และมีความยาวมากที่สุด (ระยะทางการขุดเจาะอุโมงค์ประมาณ 14,219 ม.) โดยอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีการจัดตั้งแผ่นคอนกรีตผนังอุโมงค์สำเร็จรูป (Tunnel Segment) จำนวน 7 ชั้น หนา 0.3 ม. โดยอุโมงค์หนึ่งวง จะกว้าง 1.2 ม. ตัวอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินจะจัดวางในรูปอุโมงค์คู่วางขนานกัน (Parallel Tunnels) และมี

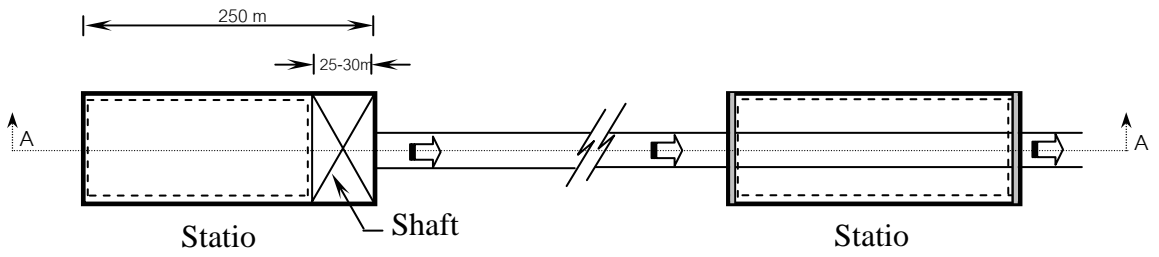
ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ประมาณ 15 ม. โดยทั่วไปจะทำการเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Silty Clay) และทรายชั้นแรก (First Silty Sand) ที่ระดับความลึกระหว่าง 18-25 ม.

3.3.2 ลักษณะและขั้นตอนของการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

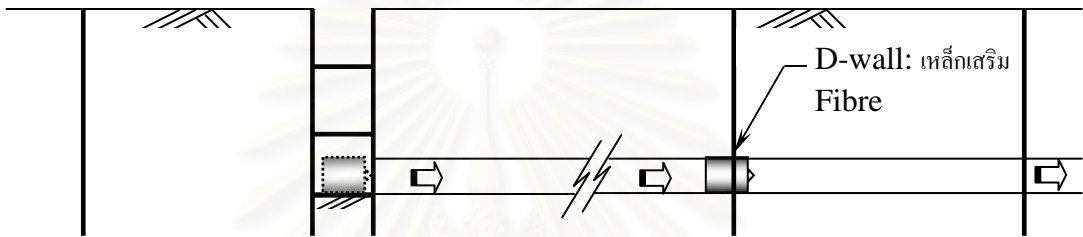
การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเป็นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ ซึ่งก็มีขั้นตอนและวิธีที่ใช้การก่อสร้างแตกต่างกันไปบ้างจากการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการขนาดเล็กทั่วๆไปที่จะทำการก่อสร้างบ่อ Shaft หรือปล่องอุโมงค์ไว้สำหรับการรับส่งหัวเจาะเท่านั้น (อย่างเช่นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร) เพราะในการขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการใหญ่ อย่างเช่นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินนี้จะต้องมีส่วนที่เข้าไปเกี่ยวข้องกับตัวสถานีด้วย โดยสถานีแต่ละสถานีในที่นี้ก็จะทำหน้าที่คล้ายกับเป็นบ่อ Shaft ในการรับส่งหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ในแต่ละช่วงนั่นเอง ซึ่งเทคนิคหรือวิธีการที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ในลักษณะนี้ก็สามารถทำได้หลายวิธีแตกต่างกันไป สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในครั้งนี้ พอจะแยกกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ออกเป็น 2 ระบบคือ

ส่วนเส้นทางสายเหนือ(ในช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ) ซึ่งทำการก่อสร้างโดยกลุ่ม ION JV. จะทำการก่อสร้างโดยเริ่มต้นจากการก่อสร้าง Working shaft ที่มีขนาดเล็กบริเวณปลายด้านหนึ่งของสถานี เริ่มต้น ขนาดประมาณ 25 × 35 ม. เพื่อนำหัวเจาะอุโมงค์ลงไป และก็จะทำการขุดเจาะอุโมงค์ไปตามเส้นทางที่กำหนดโดยในการขุดเจาะจะขุดเจาะอุโมงค์ทะลุผ่านกำแพงไดอะแฟรมวอลของสถานีถัดไป โดยไม่ต้องรอให้งานขุดหรืองานก่อสร้างสถานีที่อยู่ด้านหน้าเสร็จสมบูรณ์ก่อน ดังนั้นผนังกำแพงไดอะแฟรมวอลของสถานีที่บริเวณที่หัวเจาะจะเจาะทะลุผ่านหรือที่เรียกว่า Soft Eye บริเวณนี้จะออกแบบเหล็กเสริมให้เป็นไฟเบอร์กลาส (Fibre Reinforcement) เพื่อให้หัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านไปได้

ในขณะที่ส่วนสายใต้(ในช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง) ซึ่งทำการก่อสร้างโดยกลุ่ม BCKT JV. จะทำการก่อสร้างสถานีให้เสร็จสิ้นก่อน จากนั้นจึงจะเริ่มทำการขุดเจาะอุโมงค์ ดังนั้นเมื่อขุดเจาะ ไปพบสถานีที่อยู่ข้างหน้า ตัวสถานีข้างหน้านั้นจะต้องขุดและก่อสร้างเสร็จสิ้นก่อนจึงจะนำหัวเจาะออกได้ โดยที่ผนังไดอะแฟรมวอลของสถานีในส่วนของสายใต้จะเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเหล็กเสริมธรรมดาที่ใช้ในไดอะแฟรมวอลที่ส่วนมากจะเป็นเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่ เกินกว่าความสามารถที่หัวเจาะจะตัดผ่านไปได้ จึงจะต้องมีการสกัดเอาคอนกรีตเสริมเหล็กของผนังไดอะแฟรมวอลออกก่อน ที่ระดับความลึกของแนวอุโมงค์ที่จะเจาะทะลุเข้าตัวสถานี โดยจะทำการสกัดจากบริเวณด้านในตัวสถานีออกไปหาหัวเจาะที่อยู่ด้านนอก ซึ่งในการสกัดออกไปด้านนอกนั้นสิ่งที่ต้องระวังก็คือการรั่วซึมและการไหลทะลักของน้ำใต้ดินเข้ามาในตัวสถานี ดังนั้นก่อนจะทำการสกัดผนังไดอะแฟรมวอล ดินที่บริเวณด้านหน้าของหัวเจาะที่จะเข้ามานั้นควรมีการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) ให้เรียบร้อยก่อน หลังจากนั้นจึงทำการขับเคลื่อนหัวเจาะผ่านเข้ามาในสถานีได้ ขั้นตอนและวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งในส่วนของสายเหนือและสายใต้ แสดงไว้ในรูปที่ 3.11

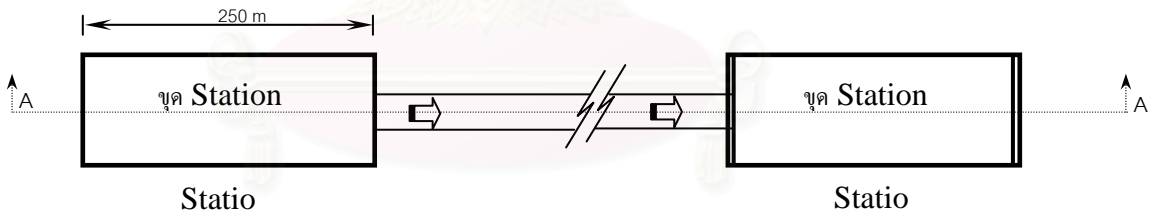


Plan view

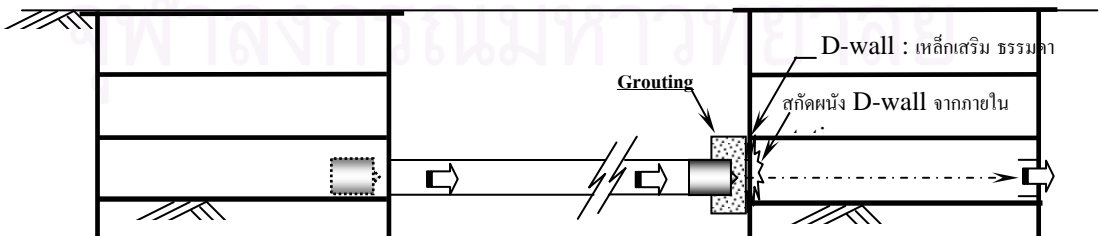


Section A-A

รูปที่ 3.11 ก แสดงขั้นตอนและวิธีการที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์สายเหนือ



Plan view



รูปที่ 3.11 ข แสดงขั้นตอนและวิธีการที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์สายใต้

3.3.3 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

ลักษณะชั้นดินตามแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ จะประกอบด้วยชั้นดินต่างๆ ดังนี้ ชั้นบนจะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) มีความหนาประมาณ 12.5 - 14 ม. โดยมีกำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) ประมาณ 1.5 ตัน/ ตร.ม. จากนั้นจะพบชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff silty clay) ถึงความลึกประมาณ 22-25 ม. โดยมีค่า SPT N - value อยู่ระหว่าง 16 – 24 ครั้ง/ฟุต หรือมี Shear Strength ประมาณ 15 ตัน/ตร.ม. ถัดจากนั้นจะพบชั้นทราย (Medium to dense silty sand) ที่มีค่า SPT N-value มีค่าตั้งแต่ 24 ครั้ง / ฟุต ถึง 44 ครั้ง/ ฟุต จนถึงความลึกประมาณ 34 ม.

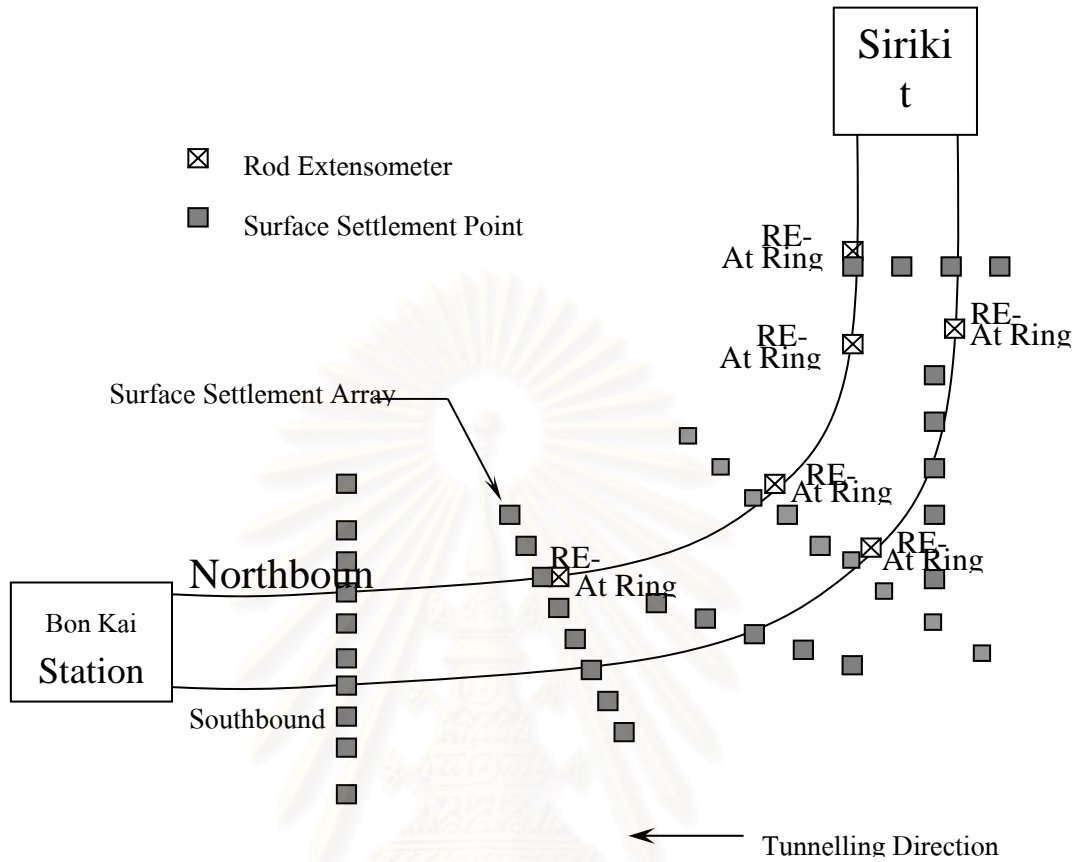
3.3.4 การตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ

ในการศึกษาโครงการนี้จะทำการศึกษาเฉพาะในส่วนของ การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆของการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงสิริกิติ์-ปอนไก่อ ซึ่งเป็นช่วงที่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆอย่างมากมายตลอดช่วงการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งรายละเอียดและข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดมีดังนี้

3.3.4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ

การศึกษาการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆในการวิจัยครั้งนี้ จะทำการศึกษาจากข้อมูลผลการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้จากเครื่องมือ Rod Extensometer ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ตามแนวการขุดเจาะอุโมงค์ โดยข้อมูลที่จะนำมาพิจารณาค่าการทรุดตัวในครั้งนี้จะเป็นข้อมูลที่ได้จาก Rod Extensometer จำนวน 6 จุด ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ตรงกึ่งกลางแนวอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ ซึ่งเป็นบริเวณที่จะได้รับผลกระทบและเกิดการทรุดตัวมากที่สุด โดยตำแหน่งของ Rod Extensometer ที่ทำการตรวจวัดดังกล่าว แสดงไว้ในรูปที่ 3.12

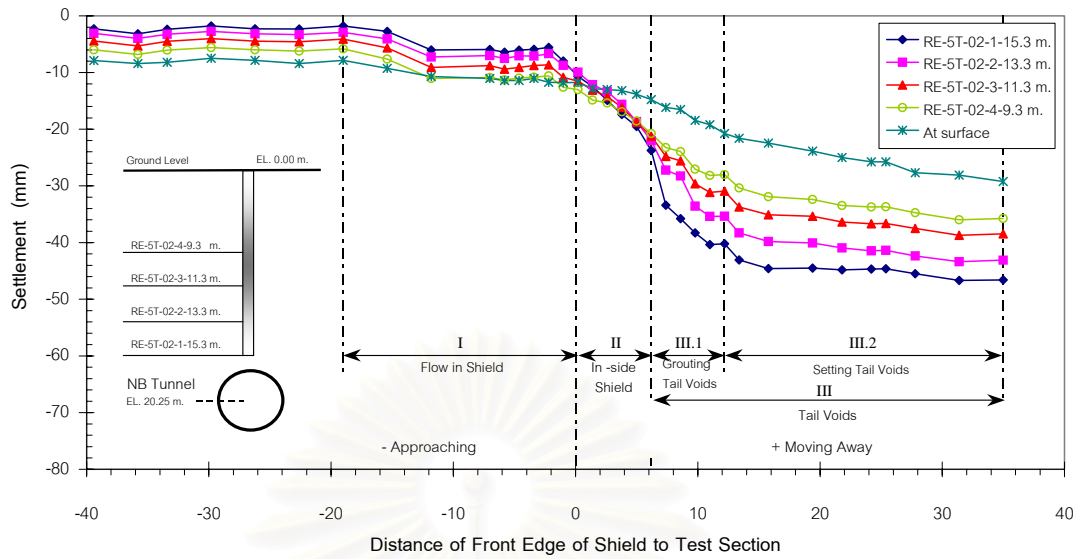
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.12 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวในช่วงสิริกิติ์-บอนไก่อ

3.3.4.2 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ

การตรวจวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ จะทำการตรวจวัดเป็นระยะๆ ตลอดเวลาในขณะที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ ทั้งก่อนที่หัวเจาะผ่านและเมื่อหัวเจาะผ่านไปแล้ว โดยการตรวจวัดจะนำเสนอข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆ เปรียบเทียบกับตำแหน่งของหัวเจาะ ซึ่งจะทำในลักษณะเดียวกันกับข้อมูลที่ตรวจวัดได้ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำของ กทม. ที่กล่าวไปแล้ว และจากข้อมูลที่ตรวจวัดได้ในโครงการนี้พบว่า การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อหัวเจาะเริ่มเข้าใกล้ตำแหน่งที่ทำการตรวจวัด และค่าการทรุดตัวจะมีค่ามากที่สุดเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดที่ตรวจวัดไปประมาณ 30-40 ม. หลังจากนั้นการทรุดตัวจะเริ่มมีค่าคงที่หรือมีอัตราในการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ดังที่แสดงในรูปที่ 3.13 สำหรับตำแหน่ง Ring No94 สำหรับค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ตรวจวัดได้ในการศึกษาครั้งนี้ สามารถสรุปและแสดงค่าไว้ในตารางที่ 3.4



รูปที่ 3.13 ผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ตำแหน่ง Ring No94

ตารางที่ 3.4 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ในช่วง สิริกิติ์-ปอนไ่

Instrumentation Rod Extensometer No	ความ ลึก (m)	ระยะห่าง ของหัวเจาะ จากจุดวัด (m)	ค่าการทรุดตัว มากที่สุด (mm)
RE-5T-02 ที่ Ring	ที่ผิวดิน		29.2
No.51	9.3		35.7
แนวอุโมงค์	11.3	35.0	38.5
สายเหนือ	13.3		43.1
	15.8		46.6
RE-5T-03 ที่ Ring	12.3		28.5
No.91	14.3	37.8	31.5
แนวอุโมงค์	16.3		33.0
สายใต้	18.8		38.2
RE-5T-04 ที่ Ring	ที่ผิวดิน		22.2
No.94	12.3		27.8
แนวอุโมงค์	14.3	35.0	31.3
สายเหนือ	16.3		33.0
	17.8		36.5

ตารางที่ 3.4 (ต่อ) แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ในช่วง สิริกิติ์-บ่อนไก่

Instrumentation Rod Extensometer No	ความ ลึก (m)	ระยะห่าง ของหัวเจาะ จากจุดวัด (m)	ค่าการทรุดตัว มากที่สุด (mm)
RE-5T-05 ที่ Ring No.154 แนวอุโมงค์ สายใต้	ที่ผิวดิน		7.1
	14.3		15.9
	16.3	36.2	17.3
	18.3		23.6
	19.8		28.8
RE-5T-06 ที่ Ring No.135 แนวอุโมงค์ สายเหนือ	ที่ผิวดิน		12.9
	12.3		20.9
	14.3	30.2	23.1
	16.3		25.0
	18.3		33.5
RE-5T-07 ที่ Ring No.183 แนวอุโมงค์ สายเหนือ	ที่ผิวดิน		9.6
	13.3		17.7
	15.3	37.8	18.3
	18.3		20.7
	20.8		24.9

บทที่ 4

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมและวิธีการในการประมาณการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งในส่วนของทรุดตัวที่ผิวดินและทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ รวมทั้งได้ทำการศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากรลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปา และเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาของการประปานครหลวงด้วย โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อจะทำการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์และแนวทางที่เหมาะสมในการประมาณการค่า การทรุดตัวและผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ

การวิจัยครั้งนี้ได้แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 วิธี คือ วิธี Empirical และ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(Finite Element Method) โดยวิธีแรกจะใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน และใช้ทฤษฎีของ Mair (1993) ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ส่วนวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะใช้โปรแกรม PLAXIS 7.2 ในการวิเคราะห์การทรุดตัวและผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำฯ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาและเสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา ซึ่งรายละเอียดและผลการวิเคราะห์ที่ได้ในแต่ละวิธี มีดังนี้

4.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินโดยวิธี Empirical

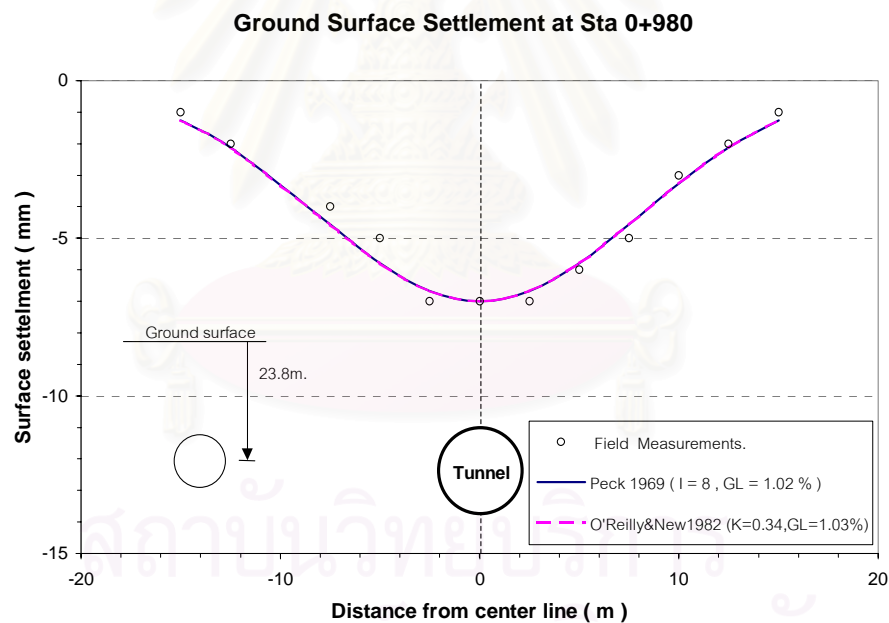
4.1.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน

การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจะทำโดยใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) ในการวิเคราะห์การทรุดตัวเพื่อจะประเมินหาค่า i , K และค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นจากการ ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์นี้ได้อธิบายไว้แล้วในบทที่ 2 ในการวิเคราะห์ครั้งนี้จะทำการวิเคราะห์จากข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร ที่ได้ทำการตรวจวัดการทรุดตัวจาก Surface Settlement Point ที่ได้ติดตั้งไว้ในแต่ละแนวหน้าตัดทดสอบที่ทำการศึกษาตลอดความยาวของแนวการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งสิ้น 6 แนว ซึ่งประกอบด้วยแนวหน้าตัดที่ Station 0+506, Station 0+980, Station 1+522, 1+534, 1+552 และ 1+573 ซึ่งรายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือและวิธีการตรวจวัดได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 3

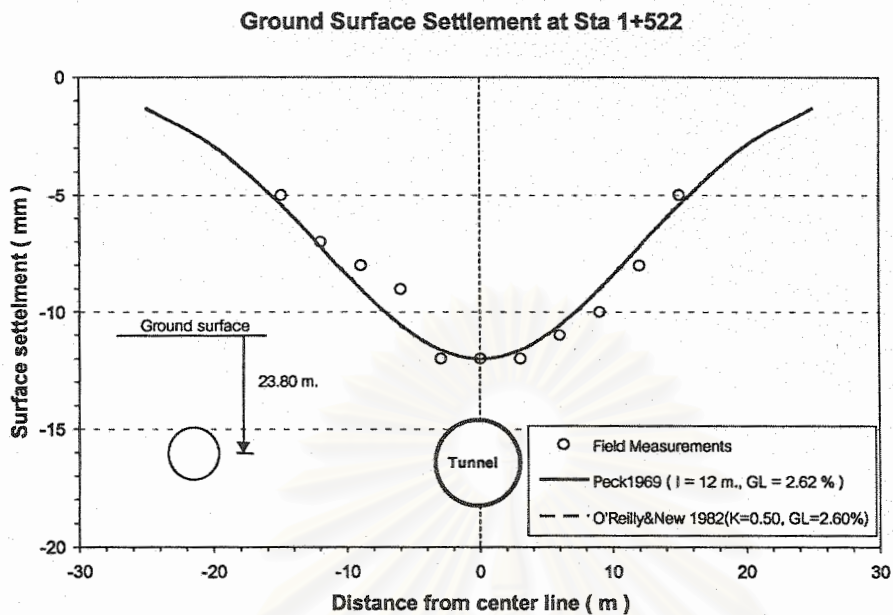
จากผลการตรวจวัดพบว่าในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่เข้าหาแนวที่พิจารณาและมีระยะห่างจากแนวหน้าตัดนั้นมากกว่า 25 ม. จะยังไม่มีทรุดตัวเกิดขึ้นที่แนวหน้าตัดทดสอบที่พิจารณา และเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่เข้าไปใกล้ในระยะประมาณ 14 ม. จะเริ่มมีการทรุดตัวเกิดขึ้น

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะดำเนินต่อไปเรื่อยๆจนกระทั่งหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างออกไปจากแนวหน้าตัดที่พิจารณาได้ประมาณ 40 ม. การทรุดตัวจะเริ่มมีค่าคงที่หรือมีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมากเมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้ในครั้งก่อน ซึ่งค่าการทรุดตัวที่จุดนี้จะเป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการขุดเจาะอุโมงค์ที่จะนำไปการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ได้จากทฤษฎีต่อไป และในการพิจารณารั้งนี้จะไม่นำข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัดที่ Station 0+506 ซึ่งเป็นแนวหน้าตัดแรกมาร่วมทำการพิจารณาด้วยเนื่องจากมีความผิดพลาดในการตรวจวัด

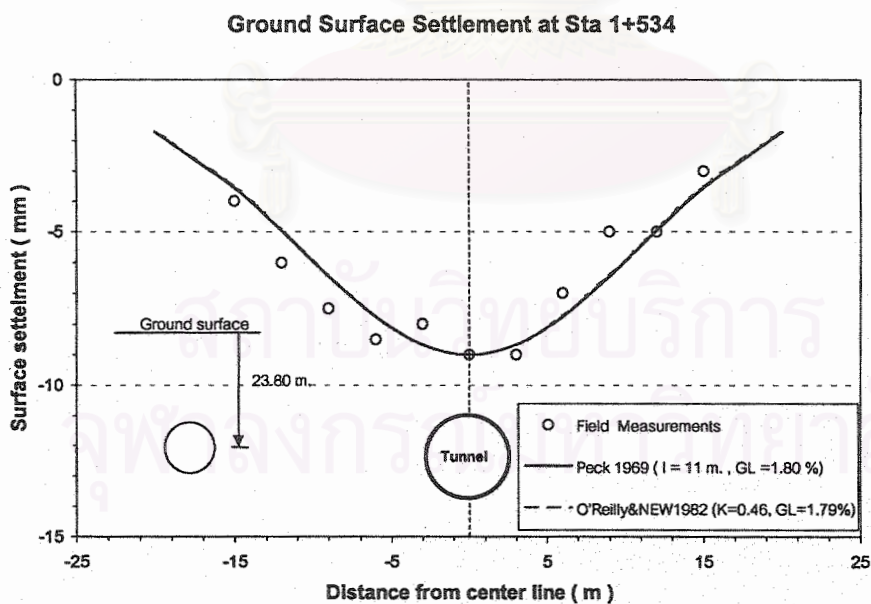
จากข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้จากแนวหน้าตัดต่างๆ เมื่อทำการวิเคราะห์หาค่ากลับโดยการเปลี่ยนแปลงค่า i ในสมการที่ 2.1 ตามทฤษฎีของ Peck (1969) จนได้เส้นแนวโน้มของการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้ ค่า i ที่ได้นั้นจะถือว่าเป็นค่า i ที่เหมาะสมในการประมาณการหาค่า การทรุดตัวที่เกิดขึ้นของแนวหน้าตัดดังกล่าว ซึ่งค่า i นี้จะนำไปหาค่า K ตามทฤษฎีของ O'Reilly & New (1982) และทำการหาค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่หน้าตัดดังกล่าวด้วย รูปที่ 4.1, 4.2 , 4.3 , 4.4 และ 4.5 แสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน ของแนวหน้าตัดทดสอบต่างๆ ตามลำดับ



รูปที่ 4.1 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 0+980

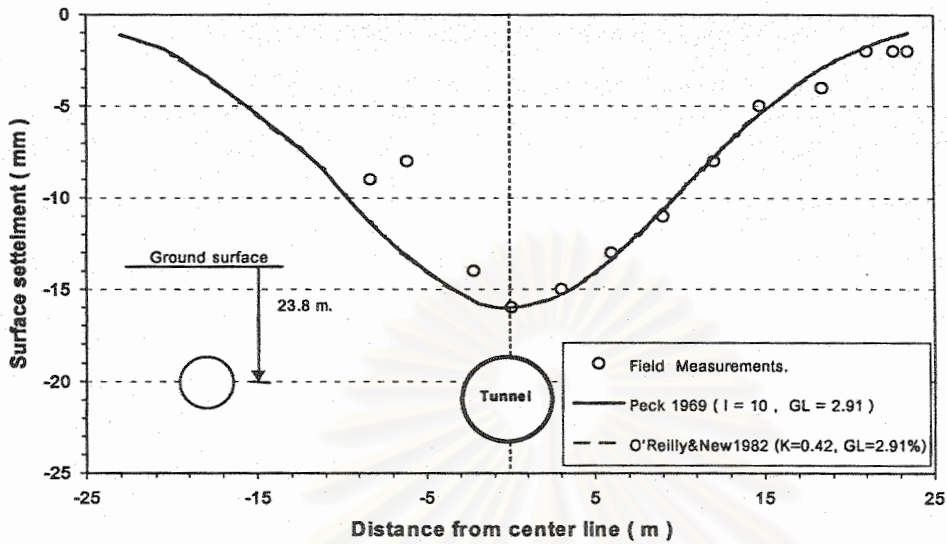


รูปที่ 4.2 ผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+522



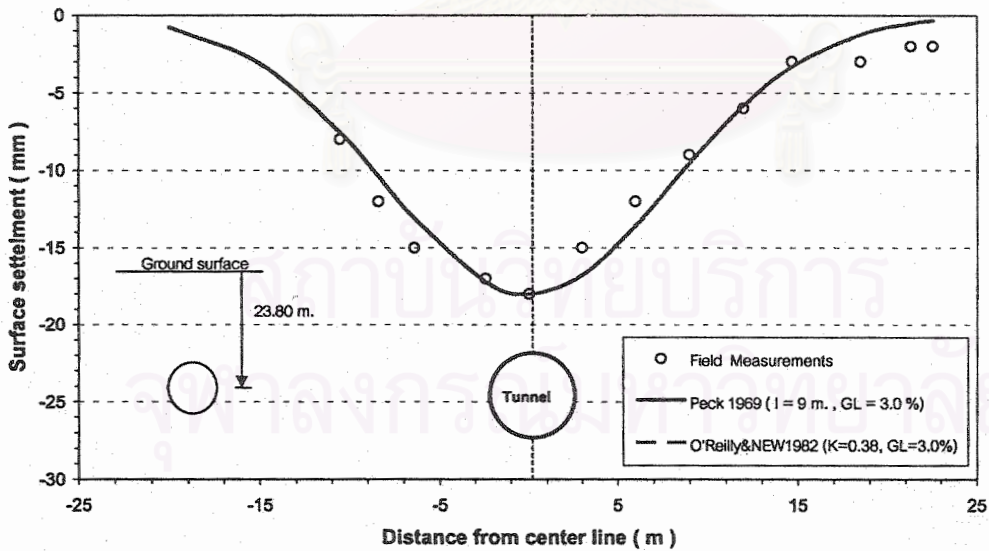
รูปที่ 4.3 ผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+534

Ground Surface Settlement at Sta 1+552



รูปที่ 4.4 ผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+552

Ground Surface Settlement at Sta 1+573



รูปที่ 4.5 ผลการวิเคราะห์ทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัด 1+573

ผลการวิเคราะห์ของแนวหน้าตัดทดสอบต่างๆ ที่ได้แสดงไว้ในรูป รูปที่ 4.1, 4.2 , 4.3 , 4.4 และ 4.5 สามารถสรุปและแสดงค่าต่างๆ ที่ได้จากวิเคราะห์ ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินและค่า Ground Loss ของแนวหน้าทดสอบต่างๆ ตามทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982)

แนวหน้าตัด ทดสอบ (Station)	ความลึก กึ่งกลาง อุโมงค์(m)	ค่าการทรุดตัว มากที่สุด (mm)	ค่า i ตามทฤษฎี ของ Peck (m)	ค่า K ตาม ทฤษฎีของ O'Reilly&New	Ground Loss จากการขุดเจาะ อุโมงค์ (%)
Station 0+980	23.8	7	8	0.34	1.0
Station 1+522	23.8	12	12	0.50	2.6
Station 1+534	23.8	9	11	0.46	1.8
Station 1+552	23.8	16	10	0.42	2.9
Station 1+573	23.8	18	9	0.38	3.0

จากผลการวิเคราะห์จะพบว่าค่า i ตามทฤษฎีของ Peck(1969) มีค่าอยู่ระหว่าง 8 -12 ม. และค่า K ตามทฤษฎีของ O'Reilly & New (1982) จะมีค่าประมาณ 0.34 – 0.50 ส่วนค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ครั้งนี้พบว่า ที่บริเวณ Station 0+980 มีค่า Ground Loss เกิดขึ้น 1 % ซึ่งค่า Ground Loss ที่ได้นั้นมีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งมีสาเหตุมาจาก แนวหน้าตัดนี้เป็นแนวหน้าตัดในช่วงแรกที่ทำการศึกษาและเป็นการตรวจสอบหรือ Test Section ที่ใช้ในการฝึกการปฏิบัติงานและซักซ้อมความพร้อมในการตรวจวัด ทำให้ทักษะและความชำนาญในการตรวจวัดอาจจะยังไม่ดีพอ ทำให้ค่าการทรุดตัวและผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่าคลาดเคลื่อนไป สำหรับแนวหน้าตัดที่ Station 1+522 และ Station 1+534 เป็นแนวหน้าตัดที่มีความพร้อมในการตรวจวัดมากขึ้นจะได้ค่า Ground Loss เท่ากับ 2.6 และ 1.8 % ซึ่งค่า Ground Loss ที่ได้จะมีค่าใกล้เคียงกับค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นในกรณีการขุดเจาะอุโมงค์โดยทั่วไป ที่มีค่า Ground Loss ประมาณ 2 %

สำหรับแนวหน้าตัดที่ Station 1+552 และ Station 1+573 พบว่าจะมีค่า Ground Loss เกิดขึ้น 2.9 และ 3.0 % ซึ่งค่า Ground Loss ที่ได้มีค่าค่อนข้างสูง เนื่องจากสองหน้าตัดนี้ ทำการตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดินที่อยู่บนแนวคอคสะพานข้ามคลองประปาทั้งสองด้าน ซึ่งน้ำหนักหรือ Load จากสะพานจะมีผลทำให้ค่าการทรุดตัวและค่า Ground Loss ที่ได้มีค่ามากกว่ากรณีปกติทั่วไป

อย่างไรก็ตามผลการวิเคราะห์ทั้งหมดที่ได้จากการศึกษาในครั้งนี้ ก็ยังมีค่าใกล้เคียงและสอดคล้องกับผลการศึกษาของ O'Reilly & New (1982) ที่ได้เสนอค่า K สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวไว้มีค่าเท่ากับ 0.5 และ Ground Loss มีค่าประมาณ 1-4 %

นอกจากนี้จากการศึกษาของ วันชัย-ชินวุฒิ(2544)ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินจากผลกระทบการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน ในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินพบว่า ค่า i จะเท่ากับ 8-9 ม. สำหรับอุโมงค์เดี่ยว ในขณะที่ค่า K จะเท่ากับ 0.45-0.55 ซึ่งมีผลสอดคล้องกับการศึกษาผลการทรุดตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำคลองเปรมประชากรในครั้งนี้

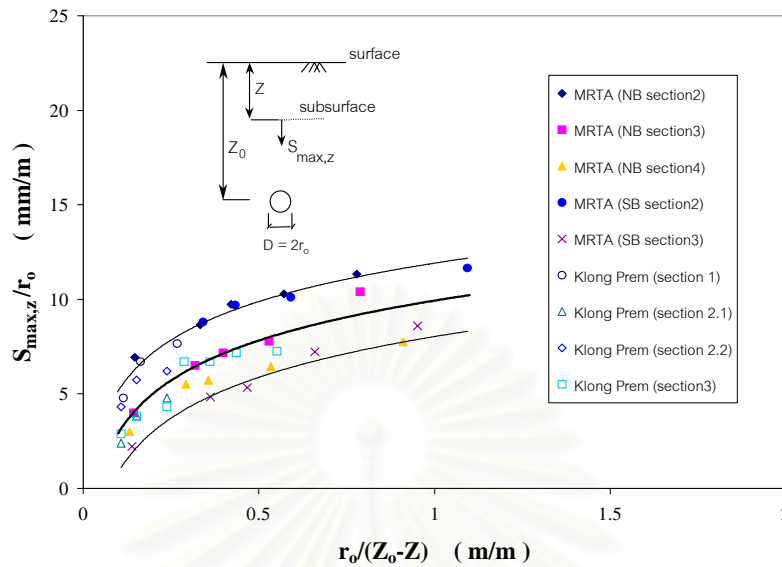
4.1.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ

การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆจะทำการวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีของ Mair (1993) ในการวิเคราะห์ประมาณหาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น แล้วนำค่าที่ได้ไปเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวจริงที่ตรวจวัดได้ในสนาม เพื่อทำการพิจารณาว่าค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ได้จากการประมาณการตามวิธีการของ Mair (1993) นั้นมีความถูกต้องน่าเชื่อถือและเหมาะสมที่จะนำไปใช้กับชั้นดินกรุงเทพฯหรือไม่ ซึ่งทฤษฎีและวิธีการของ Mair (1993) ที่ใช้ในการประมาณหาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆ นั้นได้อธิบายไว้ในบทที่ 2

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯระดับความลึกต่างๆที่วัดได้จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากรและโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในช่วงสิริกิติ์-ปอนไค์ ซึ่งข้อมูลของทั้งสองโครงการที่นำมาพิจารณานี้จะเป็นข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Extensometers ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งเหนือแกว่งกลางของอุโมงค์ที่ขุดเจาะซึ่งบริเวณนี้จะได้รับผลกระทบและมีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด ซึ่งค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆที่จุดนี้จะนำไปวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากทฤษฎีของ Mair (1993) สำหรับรายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือและข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดของแต่ละโครงการได้แสดงไว้แล้วในบทที่ 3

จากการเปรียบเทียบข้อมูลค่าการทรุดตัวจริงที่ตรวจวัดได้กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากทฤษฎีของ Mair(1993) พบว่าค่าการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้เกือบทั้งหมดจะมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการคำนวณด้วยทฤษฎีของ(Mair,1993) โดยความแตกต่างระหว่างทั้ง 2 ค่านี้มีค่าไม่แน่นอนอยู่ระหว่าง 10 – 40 % ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการคาดคะเนการทรุดตัวตามวิธีการของ (Mair,1993) นั้นอาจจะไม่เหมาะสมสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ดังนั้นการศึกษานี้จึงได้เสนอแนวทางใหม่ในการประมาณการหาค่าการทรุดตัวค่าตัวมากที่สุดที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆโดยอาศัยพื้นฐานของข้อมูลที่มีอยู่ จากการศึกษาพบว่าค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกใดๆ ($S_{max,z}$) มีความสัมพันธ์ขึ้นกับรัศมีของอุโมงค์(r_0), ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ(Z_0), และความลึกจากผิวดินถึงระดับความลึกใด ๆ (Z) ที่ต้องการหาค่าการทรุดตัว ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวได้ที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.6

Subsurface settlement above tunnel center line in stiff Bangkok Clay



รูปที่ 4.6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่างๆ กับขนาดของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ

จากกราฟความสัมพันธ์ที่แสดงในรูปที่ 4.6 สามารถประมาณหาค่าเฉลี่ยของค่า $S_{max,z} / r_o$ ได้ดังสมการที่ 4.1 ซึ่งเป็นสมการที่ใช้ในการหาค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด ที่ระดับความลึกต่างๆ ได้

$$\frac{S_{max,z}}{r_o} = 3.04 \ln\left(\frac{r_o}{Z_o - Z}\right) + 9.93 \tag{4.1}$$

อย่างไรก็ตามสมการที่เสนอนี้ยังมีข้อจำกัดก็คือจะเหมาะสมและใช้ได้ดีสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางระหว่าง 4 – 6.5 ม. และมีค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นที่ผิวดินมีค่าประมาณ 1 – 3 % โดยการขุดเจาะด้วยระบบ Earth Pressure Balance เนื่องจากเป็นสมการที่สร้างมาจากข้อมูลพื้นฐานเหล่านี้

4.1.3 การวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

การวิจัยนี้ได้ทำการแบ่งค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ออกเป็น 3 ส่วนหรือ 3 ช่วงด้วยกันคือ ช่วงแรกเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่มาถึงจุดที่พิจารณาตรวจวัดการทรุดตัว ช่วงที่สองจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่มาถึงและกำลังทำการขุดเจาะอยู่ในบริเวณที่ทำการพิจารณา และช่วงสุดท้าย เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากหัวเจาะได้เคลื่อนที่ผ่านออกไปจากบริเวณจุดที่ทำการพิจารณาตรวจวัดการทรุดตัว ซึ่งในช่วงนี้เป็นช่วงที่ได้มีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ ณ บริเวณจุดที่ทำการพิจารณาการทรุดตัวเสร็จสิ้นแล้ว โดยในการพิจารณานี้จะไม่พิจารณารวมผลของการทรุดตัวที่เกิดจากการอัดตัวคาน้ำหรือผลของการเกิด Consolidation ของดิน แต่จะพิจารณาเฉพาะค่าการทรุดตัวที่

เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการขุดเจาะอุโมงค์เท่านั้น โดยการวิจัยจะได้ทำการพิจารณาหาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงว่า ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์จะเกิดขึ้นในช่วงใดมากที่สุด

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการพิจารณาจากข้อมูลการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้จากเครื่องมือชนิดต่างๆที่ได้ติดตั้งไว้ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ โดยจะทำการพิจารณาจากข้อมูลทั้งในส่วนของคุณสมบัติการทรุดตัวที่ผิวดินและการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ในการพิจารณาได้ทำการแบ่งค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมดออกเป็น 3 ส่วนดังที่กล่าวไปแล้ว ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

การทรุดตัวส่วนที่ 1 : เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่เข้าหาแนวหน้าตัดของจุดที่ทำการพิจารณาซึ่งเป็นจุดที่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการทรุดตัวเอาไว้ โดยการทรุดตัวในช่วงนี้จะเกิดขึ้นบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งจะเกิดจากการไหลทะลักเข้ามาของดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ (I : Flow in Shield) ซึ่งโดยทั่วไปจะเกิดขึ้นในช่วงระยะประมาณ 30-40 เมตร ก่อนที่หัวเจาะเคลื่อนที่มาถึงตำแหน่งที่พิจารณา

การทรุดตัวส่วนที่ 2 : เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงที่ขอบด้านหน้าของหัวเจาะเคลื่อนที่มาถึงแนวหน้าตัดของจุดที่ทำการพิจารณา ไปจนกระทั่งขอบด้านท้ายของหัวเจาะผ่านแนวหน้าตัดที่พิจารณาก่อนออกไป การทรุดตัวในช่วงนี้จึงเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่ตัวหัวเจาะกำลังเจาะผ่านเข้าไปในแนวหน้าตัดที่พิจารณานั้นเอง (II : In-side Shield) โดยระยะที่พิจารณาในช่วงนี้จะมีระยะประมาณ 7 ม. ซึ่งเป็นค่าความยาวของหัวเจาะที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์

การทรุดตัวส่วนที่ 3 : เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อขอบด้านท้ายของหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่ผ่านออกไปจากแนวหน้าตัดที่พิจารณา ซึ่งในขณะที่ขอบด้านท้ายของหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่ห่างออกไปนั้น จะเกิดช่องว่างเกิดขึ้นที่บริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ (Tail Voids) ซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่บริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ (III : Tail Voids)

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจาก Tail Voids นี้ยังสามารถแบ่งออกเป็น 2 ส่วนด้วยกันคือ ส่วนแรกเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดเมื่อเริ่มมี Tail Voids เกิดขึ้นและเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงก่อนที่การทำ Grouting อัดฉีดน้ำปูนที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะจะเสร็จสมบูรณ์ (III.1 : Grouting Tail Voids) ซึ่งระยะในช่วงนี้มีค่าประมาณ 7 เมตร และอีกส่วนจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ได้มีการอัดฉีดน้ำปูนที่ด้านหลังของหัวเจาะเสร็จสิ้นแล้ว (III.2 : Setting Tail Voids) ซึ่งการ Grouting อัดฉีดน้ำปูนนี้จะช่วยลดช่องว่างและค่าการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นได้

จากข้อมูลที่ตรวจวัดได้ทั้งในส่วนของคุณสมบัติของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากรและโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในช่วงสิริกิติ์ – บ่อนไก่ เมื่อนำข้อมูลดังกล่าวไปวิเคราะห์หาค่าเปอร์เซ็นต์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆตามที่เสนอไว้ข้างต้น โดยทำการพิจารณาเป็น 3 กรณีคือ กรณีของค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน กรณีของค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อน(ที่ความลึกประมาณ 4.5 – 14.5 ม.) และกรณีของค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็ง(ที่ความลึกประมาณ 15 – 21 ม.) ซึ่งผลการวิเคราะห์ได้ทำการสรุปและแสดงค่าไว้ในภาคผนวก ตารางที่ ก-1 ถึงตารางที่ ก4 ตามลำดับ พบว่าเปอร์เซ็นต์ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆของทั้ง 3 กรณี มีค่าใกล้เคียงกัน กล่าวคือค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงแรก (I : Flow in Shield) นั้นจะมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับการทรุดตัวในช่วงอื่นๆ คือจะค่าการทรุดตัวในช่วงนี้จะมีค่าประมาณ 15 – 20 % ของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมด ส่วนค่าการทรุดตัวในช่วงที่สอง (II : In-side Shield) จะมีค่าประมาณ 25 – 30% และค่าการทรุดตัวในช่วงที่สาม (III : Tail Voids) ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดจากผลของ Tail Voids นั้น จะเป็นส่วนที่มีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด คือ ประมาณ 50-55 % ของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมด และค่าการทรุดตัวที่เกิดจาก Tail Voids ในส่วนนี้ จะแบ่งเป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีก่อนที่จะมี Grouting เสร็จ ประมาณ 25 – 30% และส่วนที่เหลือจะเป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ได้มีการ Grouting เสร็จสมบูรณ์แล้ว

4.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

4.2.1 แนวทางในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในการวิจัยครั้งนี้ จะทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม “PLAXIS7.2” ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาลักษณะของปัญหาเป็นแบบ 2 มิติ (Plane Strain) และใช้แบบจำลองดินชนิด Mohr Coulomb ในการจำลองพฤติกรรมของมวลดิน โดยในการวิเคราะห์พฤติกรรมและค่าการทรุดตัวของดินในชั้นดินเหนียวนั้นจะทำการวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และอาศัยหลักการ $\sigma_3 = 0$ concept มาร่วมในการวิเคราะห์ สำหรับการวิเคราะห์ในชั้นทรายจะทำการวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

นอกจากนี้ในส่วนของผนังตัวอุโมงค์ที่จะใช้ในการวิเคราะห์ จะพิจารณา Segment ที่ประกอบเป็นผนังอุโมงค์เป็นแบบ Beam Element โดยมีค่าคุณสมบัติขึ้นอยู่กับ ค่า EA , EI , น้ำหนักของผนังอุโมงค์และค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต ($\nu = 0.20$) ซึ่งรายละเอียดต่างๆ จะกล่าวในหัวข้อถัดไป

4.2.2 ค่าพารามิเตอร์ของดินและตัวแปรอื่นที่เกี่ยวข้อง

ในการวิจัยครั้งนี้จะทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS7.2 ซึ่งในการวิเคราะห์จำเป็นต้องรู้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆของดินและทั้งตัวแปรอื่นที่เกี่ยวข้อง นอกจากนี้ในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆจำเป็นต้องเลือกใช้ให้เหมาะสมกับชนิดและประเภทของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ด้วย สำหรับค่าพารามิเตอร์ต่างๆของดินรวมทั้งตัวแปรและปัจจัยอื่นที่เกี่ยวข้องในการวิจัยครั้งนี้จะมีด้วยกันหลายตัวแปร ซึ่งพอจะอธิบายได้ดังนี้

4.2.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) จะมีผลต่อการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยค่า S_u ต่ำ ค่าทรุดตัวจะเกิดขึ้นสูง ดังนั้นการเลือกใช้ค่า S_u จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน จึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัว เพื่อให้ได้ผลการทรุดตัวของดินถูกต้อง

สำหรับวิธีการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม(In-situ Test)ของดินกรุงเทพฯที่นิยมใช้กันมีอยู่ด้วยกัน 2 วิธีคือ การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test) ซึ่งการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินทั้ง 2 วิธีพอจะอธิบายได้ดังนี้

ก) การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test การทดสอบแบบนี้เป็นที่นิยมใช้กันในการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อน เนื่องจากเป็นการทดสอบที่รบกวนโครงสร้างของดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่าความไวมีค่าความไว (Sensitivity) สูงมาก

Bjerrum(1972) พบว่าสำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งปานกลาง ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบในสนาม($S_{u_{FV}}$)จะมีค่าสูงเกินไป ดังนั้นเมื่อจะนำค่าที่ได้ไปใช้จำเป็นจะต้องมีการปรับแก้ค่าที่จากการทดสอบในสนามก่อนด้วยค่า μ ดังแสดงไว้ในสมการที่ 4.2

$$S_{u_{Field}} = \mu S_{u_{FV}} \quad (4.2)$$

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

$S_{u_{FV}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่วัดได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม

μ = ค่าปรับแก้ของ Bejerrum (1972)

สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ค่าปรับแก้ μ ที่เหมาะสมที่จะใช้มีค่าอยู่ระหว่าง 0.7-0.85

ข) การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT-N value)

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบการทดสอบ SPT(Standard Penetration Test) เป็นวิธี Empirical ที่นิยมใช้กันในการประมาณหาค่า S_u ของดินเหนียวแข็ง(Stiff clay) จากค่า N ที่ได้จากการทดสอบ SPT (ครั้ง/ฟุต) โดยในดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N ที่ได้จากการทดสอบ SPT ดังนี้

$$S_u = 0.685N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CH} \quad (4.3)$$

$$S_u = 0.520N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CL} \quad (4.4)$$

4.2.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต(K_0)จะขึ้นอยู่กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน(PI) และประวัติหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งจะแสดงในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR)

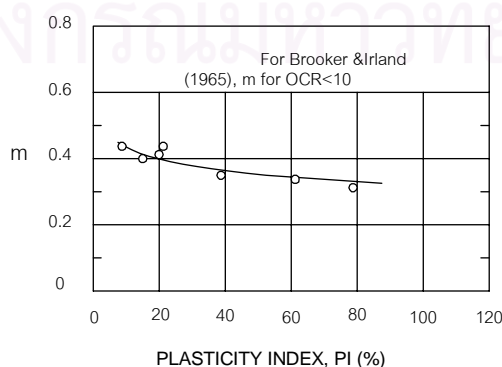
โดยปกติค่า K_0 จะหาจากสูตร Empirical ซึ่ง Alpan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นปกติ $K_{0(NC)}$ กับ PI ที่คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ดังนี้

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad (4.5)$$

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นเกินตัว($K_{0(OC)}$)เป็นฟังก์ชันกับ OCR ได้ดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^m \quad (4.6)$$

ค่า m เป็นค่าคงที่ขึ้นกับค่า PI ของดิน สำหรับดินกรุงเทพฯ ใช้ค่า $m = 0.39$



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al.1977)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term หรือ Total Stress Analysis ค่า Ko ที่ใช้จะเป็นค่า $Ko_{(Total)}$ คือ อัตราส่วนหน่วยแรงรวมด้านข้างต่อหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง ซึ่งไม่จำเป็นต้องทราบค่าแรงดันน้ำ Pender (1980) ได้เสนอการหาค่า $Ko_{(Total)}$ ดังนี้

$$\sigma'_h = Ko \cdot \sigma'_v$$

$$Ko_{Total} = Ko - \frac{\rho_w}{\rho} (Ko - 1)$$

σ'_h หน่วยแรงประสิทธิผลด้านข้าง
 σ'_v หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
 Ko สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตแบบประสิทธิผล
 ρ, ρ_w หน่วยน้ำหนักของดินและน้ำ ตามลำดับ

สำหรับดินเม็ดหยาบการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis ค่า Ko ขึ้นกับสภาวะอัดแน่นของดิน ซึ่ง Jacky (1944) ได้ประเมินค่า Ko ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1 ซึ่งการวิเคราะห์ใน Short term ก็จะใช้ Effective Stress เนื่องจากสามารถระบายน้ำได้ โดยหาค่า Ko ได้ดังนี้

$$Ko = 1 - \sin \phi' \quad (4.7)$$

โดยที่ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผล (Friction Angle) ของดินทราย

ในการวิเคราะห์ค่า Ko ในดินกรุงเทพฯ ได้ค่า Ko ของดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 0.75 และของดินเหนียวแข็งเท่ากับ 0.65

4.2.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term โดยใช้ Total Stress Analysis จะใช้ค่าโมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) โดยที่ค่า E_u จะมีผลต่อค่าโมดูลัสแรงเฉือนของดิน (Shear Modulus, G) ตามทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) ดังสมการที่ 4.8

$$G = \frac{E_u}{2(1 + \nu)} \quad (4.8)$$

โดยที่

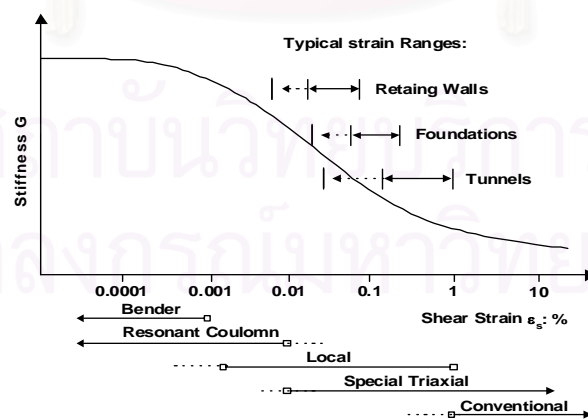
G คือ โมดูลัสแรงเฉือนของดิน

E_u คือ โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ

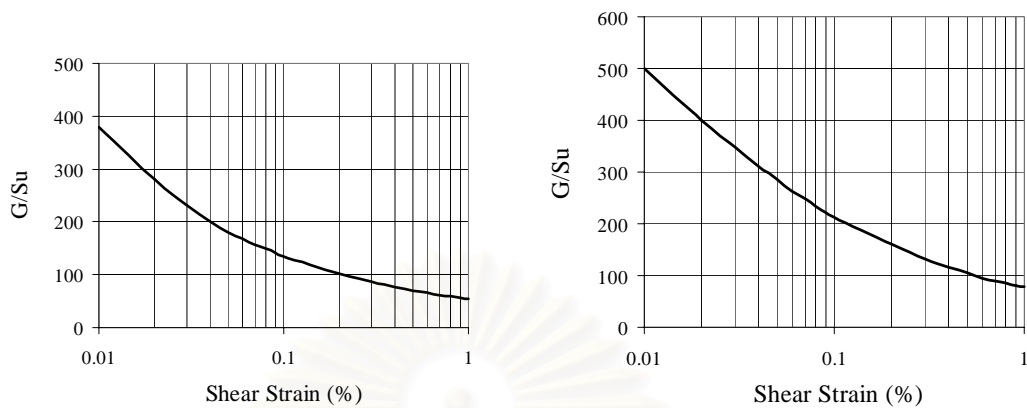
ν คือ อัตราส่วนปัวซองของดิน ในสภาพไม่ระบายน้ำ $\nu = 0.5$

จากการศึกษาของ Mair(1993) พบว่าค่าโมดูลัสแรงเฉือน(G) จะมีสัมพันธกับ Shear Strain ของดิน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะงานก่อสร้าง โดยในงานก่อสร้างอุโมงค์ ค่า Shear Strain จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.1 – 1.0 % ดังรูปที่ 4.8 และจากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter Test ในดินเหนียวอ่อน(Soft Clay) และดินเหนียวแข็งชั้นแรก(First Stiff Clay) ของดินกรุงเทพฯ จำนวน 6 หลุม (Teparaksa,1999) ได้แสดง ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง G/S_u กับ Shear Strain ดังรูปที่ 4.9 พบว่าที่ค่า Shear Strain ϵ_s ในช่วง 0.1-1 % จะมีค่า G/S_u ของดินเหนียวอ่อนอยู่ในช่วง 60-125 และจะมีค่าอยู่ในช่วง 85-200 สำหรับดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่าง G กับ E_u ดังสมการที่ 4.8 จะได้ค่า E_u/S_u ของดินเหนียวอ่อนอยู่ในช่วง 180-375 และ E_u/S_u ของดินเหนียวแข็งอยู่ในช่วง 255-600

นอกจากนี้จากผลการศึกษาของ ชินวุฒิมิ(2543) ที่ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากผลกระทบการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพฯและได้ทำการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวจริงที่ทำการตรวจวัดได้ในสนาม จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่า ค่า Soil Stiffness ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นคือ $E_u/S_u = 240$ และ $E_u/S_u = 480$ สำหรับดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งตามลำดับ



รูปที่ 4.8 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993)



ผลการทดสอบ Pressuremeter ในดินเหนียวอ่อน
เหนียวแข็ง

ผลการทดสอบ Pressuremeter ในดิน

รูปที่ 4.9 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Teparaksa, 1999)

4.2.2.4 น้ำหนักของผนังอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์จะมีผลให้เกิดเคลื่อนตัวของอุโมงค์ (Displacement) ซึ่งจะมีผลกระทบต่อไปยัง การทรุดตัวของดินเหนียวอุโมงค์ด้วย การหาน้ำหนักของอุโมงค์จะพิจารณาอุโมงค์แบบเนื้อเดียวกันทั้งวง (Homogenous Lining) ไม่คิดถึงรอยต่อระหว่างแต่ละชิ้นส่วน และพิจารณาอุโมงค์แบบ Plan Strain คำนวณน้ำหนัก ต่อเมตร โดยหาค่าได้ดังนี้

$$W_{Lining} = \gamma_c \cdot (\pi \cdot D_o \cdot h) \quad (4.9)$$

โดยที่ W_{Lining} คือ น้ำหนักของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (kN)

γ_c คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (kN/m^3)

D_o คือ เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (m)

h คือ ความหนาของผนังอุโมงค์ (m)

4.2.2.5 ลักษณะทางกายภาพและค่าสติฟเนสของผนังอุโมงค์

สมบัติทางกายภาพของอุโมงค์จะมีผลอย่างมากกับความสามารถในการรับแรง รวมทั้ง พฤติกรรมการ เคลื่อนตัวและเสียรูปของอุโมงค์ โดยชิ้นส่วน (segment) ที่ประกอบเป็นวงจะพิจารณาเป็นโครงสร้างแบบค้ำ (Beam Structure) ที่มีพฤติกรรมแบบ Linear Elastic Material เนื่องจากเกิดการเสียรูปน้อยมาก เมื่อเทียบกับ ขนาดอุโมงค์ และค่าคุณสมบัติต่างๆของผนังอุโมงค์จะพิจารณาในลักษณะเป็น Plan Strain ซึ่งสามารถหา พารามิเตอร์ต่างๆได้ดังนี้

โมดูลัสของคอนกรีต

$$E_c = 15210 \cdot (f'_c)^{0.5} \quad (4.10)$$

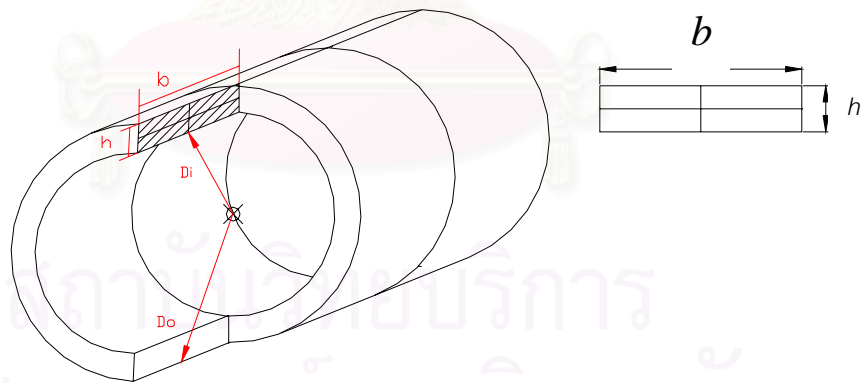
Moment of Inertia

$$I = \frac{1}{12} b h^3 \quad (4.11)$$

พื้นที่หน้าตัด

$$A = b \cdot (D_o - D_i) \quad (4.12)$$

เมื่อ	E_c	คือ ค่าโมดูลัสของคอนกรีต(kg/cm ²)
	f'_c	คือ กำลังอัดของคอนกรีต (kg/cm ²)
	I	คือ Moment of Inertia (m ⁴)
	b	คือ ความกว้างผนังอุโมงค์ (m)
	h	คือ ความหนาของผนังอุโมงค์ (m)
	A	คือ พื้นที่หน้าตัด (m ²)
	D_o	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของผนังอุโมงค์ (m)
	D_i	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของผนังอุโมงค์ (m)



รูปที่ 4.10 แสดงหน้าตัดในการคำนวณ พื้นที่หน้าตัดและ Moment of Inertia

4.2.3 กรณีที่ทำการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS7.2 ในการวิจัยนี้ จะทำการวิเคราะห์เฉพาะในส่วนของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร (โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำ ดังกล่าวเป็นโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4.05 ม. ทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ที่ระดับความลึกประมาณ 23-24 ม. จากผิวดิน และมีความยาวตลอดเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ประมาณ 2 กิโลเมตร ซึ่งรายละเอียดของโครงการและแนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 3 และ 4)

โดยบริเวณแนวหน้าตัดที่จะทำการวิเคราะห์ในการวิจัยนี้ได้แบ่งออกเป็น 5 แนวหน้าตัดตามเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ คือ

แนวหน้าตัดที่ 1 ที่บริเวณ Section 1 (Station 0+506)

แนวหน้าตัดที่ 2 ที่บริเวณ Section 2 (Station 0+980)

แนวหน้าตัดที่ 3 ที่บริเวณ Section 3 (Station 1+522)

แนวหน้าตัดที่ 4 ที่บริเวณ Section 3 (Station 1+534) และ

แนวหน้าตัดที่ 5 ที่บริเวณ Section 3 (ในช่วง Station 1+552 ถึง Station 1+573)

โดยการวิเคราะห์ใน 3 แนวหน้าตัดแรก (แนวหน้าตัดที่ 1, 2 และ 3) จะทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านบริเวณแนวหน้าตัดดังกล่าว ทั้งในส่วนของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน และค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ พร้อมทั้งทำการเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนามเพื่อพิจารณาความถูกต้องและเหมาะสมในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมนี้ต่อไป

สำหรับแนวหน้าตัดที่ 4 และแนวหน้าตัดที่ 5 จะเป็นการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวและผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำตลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวงและลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา ตามลำดับ ซึ่งรายละเอียดของแต่ละแนวหน้าตัด รวมทั้งข้อมูลการเจาะสำรวจดินที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ในแนวหน้าตัดต่างๆ จะได้กล่าวในหัวข้อถัดไป

4.2.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลโดยทั่วไปของแนวหน้าตัดที่ทำการวิเคราะห์

4.2.4.1 แนวหน้าตัดที่ 1 ที่บริเวณ Section 1 (Station 0+506)

ที่แนวหน้าตัดนี้ มีการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำ ที่ระดับความลึกประมาณ 22.82 ม. จากผิวดิน ถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ โดยบริเวณที่ทำการขุดเจาะอยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BH-3 ซึ่งชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) มีความหนาจากระดับผิวดิน ประมาณ 13.5 ม.

สำหรับค่าพารามิเตอร์และคุณสมบัติของดินที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ที่หน้าตัดนี้
ได้สรุปและแสดงไว้ในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่บริเวณ Section2 (Station 0+980)

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su	E'/N_{60} (kN/m ²)
Soft to medium clay	15.89	-	0	0.49	4850	20.21	240	-
Stiff clay (layer1)	19.13	20	0	0.49	47088	98.10	480	-
Medium dense sand	19.13	28	32	0.30	56000	-	-	2000
Stiff clay (layer2)	18.64	20	0	0.49	64963	135.34	480	-
Dense sand	18.83	36	34	0.30	72000	-	-	2000

*** ($E'/N_{60} = 2000 \text{ kN/m}^2$: ชินวาทิ 2543)

4.2.4.3 แนวหน้าตัดที่3 ที่บริเวณ Section3 (Station 1+522)

ที่แนวหน้าตัดนี้ มีการขุดเจาะอุโมงค์ฝันท้ำ ที่ระดับความลึกประมาณ 23.79 ม. จากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ โดยบริเวณที่ทำการขุดเจาะอยู่ใกล้กับหลุมเจาะสำรวจดิน BH-7 ซึ่งชั้นดินประกอบด้วย

1. ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) มีความหนาจากระดับผิวดินประมาณ 12.50 ม.
2. ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง (Medium clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 12.50 ถึง 15.00 ม.
3. ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff to very stiff clay) พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 15.00 ถึง 26.00ม.
4. ชั้นทรายแน่น (Dense to very dense silty sand)พบที่ความลึกจากผิวดินประมาณ 26.00 ถึง 38.60 ม.

สำหรับค่าพารามิเตอร์และคุณสมบัติของดินที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ที่หน้าตัดนี้
ได้สรุปและแสดงไว้ในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่บริเวณ Section3 (Station 1+522)

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su	E'/N_{60} (kN/m ²)
Soft clay	15.70	-	0	0.49	4240	17.67	240	-
Medium clay	16.70	-	0	0.49	8500	35.41	240	-
Stiff silty clay	19.62	20	0	0.49	72000	150	480	-
Dense sand	19.62	38	34	0.30	76000	-	-	2000

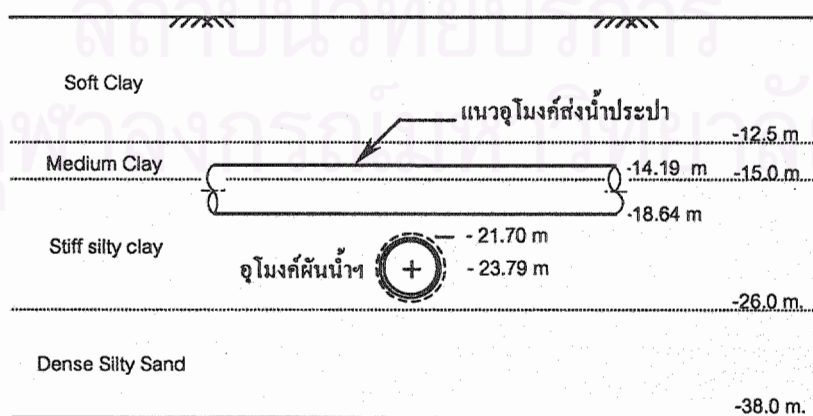
*** ($E'/N_{60} = 2000 \text{ kN/m}^2$: ชินวุฒิ 2543)

4.2.4.4 แนวหน้าตัดที่ 4 ที่บริเวณ Section3 (Station 1+534)

ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้ เป็นบริเวณที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ฝันท้ำ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวงที่ขวางตัวอยู่ด้านบน โดยลักษณะของชั้นดินบริเวณนี้ จะมีลักษณะเช่นเดียวกันกับที่บริเวณแนวหน้าตัดที่ 3 (เนื่องจากเป็นบริเวณที่อยู่บริเวณใกล้เคียงกันและใช้ค่าข้อมูลที่ได้จากการเจาะสำรวจดินจากหลุมเจาะ BH-7 เหมือนกัน) ซึ่งลักษณะของชั้นดินและค่าคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็ได้กล่าวไปแล้วในหัวข้อ

4.2.4.3

สำหรับตัวอุโมงค์ส่งน้ำประปาที่ขวางอยู่ทางด้านบนนั้นเป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกประมาณ 4.45 ม. มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในประมาณ 3.40 ม. อยู่ที่ระดับความลึกระหว่าง -14.19 ม ถึงระดับ -18.64 ม. ซึ่งตำแหน่งและค่าระดับของการขุดเจาะอุโมงค์ฝันท้ำ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาแสดงได้ดังรูป 4.11

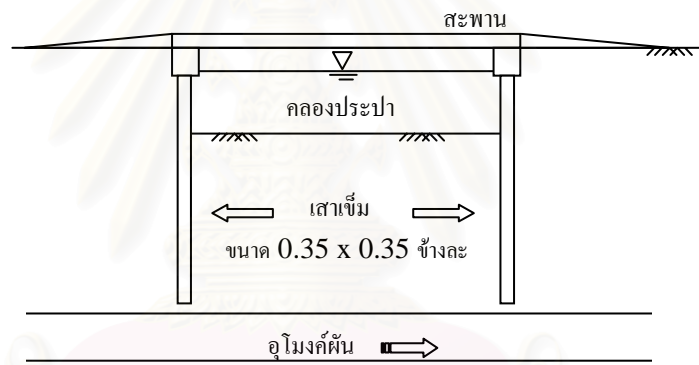


รูปที่ 4.11 แสดงลักษณะชั้นดินบริเวณที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ฝันท้ำ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปา

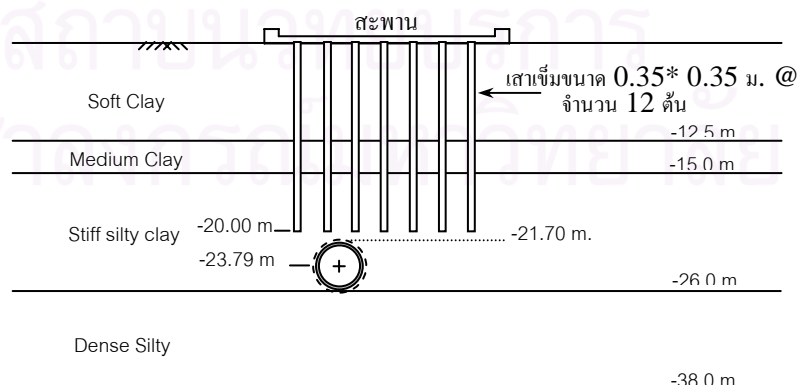
4.2.4.5 แนวหน้าตัดที่ 5 ที่บริเวณ Section3 (ในช่วง Station 1+522 ถึง 1+573)

ที่แนวหน้าตัดนี้ เป็นบริเวณที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ้นน้ำฯ ลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปา(ตรงบริเวณสี่แยกประชาชื่น) ซึ่งลักษณะของสะพานดังกล่าวเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความกว้างประมาณ 17 ม. และมีความยาวประมาณ 21 ม. โดยตัวสะพานจะมีแนวของเสาเข็มในการรับน้ำหนักของสะพานอยู่ที่บริเวณปลายสะพานทั้งสองด้าน(คือที่บริเวณ Station 1+522 และ Station 1+573) โดยแนวของเสาเข็มสะพานแต่ละด้านจะประกอบไปด้วยเสาเข็มคอนกรีตขนาด 0.35 x 0.35 ม. จำนวน 12 ต้น โดยแต่ละต้นจะมีระยะห่างกันประมาณ 1.5 ม. และมีปลายเสาเข็มอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 20 ม.จากระดับผิวดิน ซึ่งลักษณะของแนวเสาเข็มสะพานและตำแหน่งค่าระดับในการขุดเจาะอุโมงค์ฝึ้นน้ำฯ ลอดใต้เสาเข็มสะพานดังกล่าวได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.12

สำหรับลักษณะของชั้นดินและค่าคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่หน้าตัดนี้จะมีลักษณะและใช้ค่าเดียวกันกับค่าที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดที่ 3 (Section3 ,Station 1+522)เนื่องจากเป็นแนวหน้าตัดที่อยู่ใกล้เคียงกันและใช้ข้อมูลจากหลุมเจาะสำรวจดิน BH-7 เหมือนกัน ซึ่งรายละเอียดในส่วนนี้ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.2.4.3



รูป 4.12 ก รูปตัดตามยาวแสดงตำแหน่งของอุโมงค์ฝึ้นน้ำฯและเสาเข็มสะพาน



รูป 4.12 ข รูปตัดตามขวางแสดงตำแหน่งของอุโมงค์ฝึ้นน้ำฯและเสาเข็มสะพาน

4.2.5 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิเลเมนต์

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนท์อิเลเมนต์ ที่บริเวณแนวหน้าตัดต่างๆ ที่ได้ทำการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังนี้

4.2.5.1 แนวหน้าตัดที่1 ที่บริเวณ Section1 (Station 0+506)

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้พบว่า ดินที่อยู่รอบๆตัวอุโมงค์จะมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 36.52 มม. โดยลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินจะมีทิศทางลู่เข้าหาจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ และจากผลการวิเคราะห์จะเห็นว่าที่ผิวดินจะมีการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 8.70 มม. และที่ระดับความลึกต่างๆ จะมีค่าการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้นตามระดับความลึกที่เข้าไปใกล้ตัวอุโมงค์ ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดนี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวก รูปที่ ข - 1

จากผลการวิเคราะห์เมื่อนำค่าการทรุดตัวที่ได้ไปทำการเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม โดยได้ทำการพิจารณาเปรียบเทียบเป็น 2 ส่วนคือ ทั้งในส่วนของค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและในส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ โดยในส่วนของค่าการทรุดตัวที่ ผิวดินได้ทำการเปรียบเทียบระหว่างค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis กับค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการตรวจวัดจาก Surface Settlement Point ที่ได้ทำการ ติดตั้งไว้ที่ผิวดินตามแนวหน้าตัดดังกล่าว ซึ่งผลของการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 4.13 พบว่าค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีความแตกต่างกันมากพอสมควร ซึ่งความแตกต่างนี้อาจเกิดจากความคลาดเคลื่อนในการตรวจวัดเนื่องจากหน้าตัดนี้เป็นแนวหน้าตัดแรกและเป็น Test Section ในการตรวจวัดการทรุดตัวซึ่งทักษะและความชำนาญ ในการตรวจวัดอาจจะยังไม่ดีพอจึงทำให้ข้อมูลที่ได้มีความคลาดเคลื่อนไป

สำหรับในส่วนของค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ได้ทำการเปรียบเทียบระหว่าง ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Extensometer ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่ระดับความลึกต่างๆ ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์ซึ่งเป็นตำแหน่งที่ดินจะมีการทรุดตัวมากที่สุด ซึ่งผลของการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 4.14 พบว่า ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าใกล้เคียงกันและมีลักษณะแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันซึ่งอาจจะกล่าวได้ว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรมที่แนวหน้าตัดนี้มีความน่าเชื่อถือพอสมควร

4.2.5.2 แนวหน้าตัดที่2 ที่บริเวณ Section2 (Station 0+980)

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้พบว่า ดินที่อยู่รอบๆ ตัวอุโมงค์จะมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 38.65 มม. และมีค่า การทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด

ประมาณ 6.88 มม. ส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามระดับความลึกที่เข้าใกล้ตัวอุโมงค์ ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดนี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวก รูปที่ ข - 2

จากผลการวิเคราะห์ เมื่อนำค่าการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ไปทำการเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม โดยในส่วนของค่าการทรุดตัวที่ผิวดินได้ทำการเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Surface Settlement Point ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่ผิวดินตามแนวหน้าตัดดังกล่าว ซึ่งผลของการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 4.15 พบว่า ค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์ทั้งสองค่าจะมีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนค่าการทรุดตัวที่ระยะห่างออกไปจะมีค่าแตกต่างกันบ้างเล็กน้อย โดยค่าการทรุดตัวและของเขตความกว้างของการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรมจะมีค่ามากกว่าผลที่ได้จากการตรวจวัด

ในส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์ ได้นำไปเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Extensometer ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์ซึ่งเป็นตำแหน่งที่จะมีการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด ซึ่งผลของการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 4.16 พบว่าค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าใกล้เคียงกันและมีลักษณะแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งกล่าวได้ว่าผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมที่แนวหน้าตัดนี้มีความน่าเชื่อถือพอสมควร

4.2.5.3 แนวหน้าตัดที่ 3 ที่บริเวณ Section3 (Station 1+522)

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้พบว่า ดินที่อยู่รอบๆ ตัวอุโมงค์จะมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 30.21 มม. และมีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุดประมาณ 11.09 มม. ส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ จะมีเพิ่มมากขึ้นตามระดับความลึกที่เข้าใกล้ตัวอุโมงค์ ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดนี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวกรูปที่ ข - 3

จากผลการวิเคราะห์เมื่อนำค่าการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ไปทำการเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม โดยในส่วนของค่าการทรุดตัวที่ผิวดินได้ทำการเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Surface Settlement Point ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่ผิวดินตามแนวหน้าตัดดังกล่าว ซึ่งผลของการเปรียบเทียบพบว่า ค่าการทรุดตัว ทั้งสองค่าจะมีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.17

ในส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆที่ได้จากการวิเคราะห์ ได้นำไปเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Extensometer ที่ได้ทำการติดตั้งไว้ที่บริเวณกึ่งกลางแนวอุโมงค์ซึ่งเป็นตำแหน่งที่จะมีการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด ซึ่งผลของการเปรียบเทียบแสดงไว้ในรูปที่ 4.18 พบว่า ค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ของทั้งสองค่า มีค่าใกล้เคียงกันจะมีเพียงบางจุดเท่านั้นที่

แตกต่างกันบาง ซึ่งอาจจะเกิดจากความผิดพลาดในการตรวจวัด แต่อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาโดยรวมทั้งหมด ทั้งในส่วนของการทรุดตัวที่ผิวดินและการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ที่ได้ทำการเปรียบเทียบเอาไว้ จะเห็นว่าค่าทรุดตัวที่ได้จะมีค่า ใกล้เคียงกันและส่วนใหญ่จะมีลักษณะแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งจะกล่าวได้ว่าผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมที่แนวหน้าตัดนี้มีความน่าเชื่อถือพอสมควร

4.2.5.4 แนวหน้าตัดที่ 4 ที่บริเวณ Section 3 (Station 1+534)

ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้ เป็นบริเวณที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ฝังน้ำ ลอดใต้อุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวงที่ขวางตัวอยู่ด้านบน ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะได้ว่าดินที่อยู่รอบๆ ตัวอุโมงค์ตัวอุโมงค์ฝังน้ำ จะมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 21.38 มม. และมีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุดประมาณ 8.92 มม. ส่วนค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ จะมีเพิ่มมากขึ้นตามระดับความลึกที่เข้าไปใกล้ตัวอุโมงค์ สำหรับการทรุดตัวของตัวอุโมงค์ประปาที่ขวางอยู่ด้านบนนั้นจะมีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 6.83 มม. ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดนี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวกรูปที่ ข - 4

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 4 เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 3 ซึ่งเป็นแนวหน้าตัดที่อยู่ใกล้เคียงกันมีลักษณะของชั้นดินเหมือนกันและค่าคุณสมบัติของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็เป็นค่าเดียวกัน แต่ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 4 จะมีค่าน้อยกว่าแนวหน้าตัดที่ 3 คือที่แนวหน้าตัดที่ 3 มีค่าการเคลื่อนตัว มากที่สุดประมาณ 30.21 มม. ในขณะที่แนวหน้าตัดที่ 4 มีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 21.38 มม. ซึ่งในส่วนนี้อาจจะอธิบายได้ว่าเนื่องจากที่แนวหน้าตัดที่ 4 เป็นแนวหน้าตัดที่มีอุโมงค์ส่งน้ำประปาขวางตัวอยู่ด้านบนซึ่งค่า Stiffness ของอุโมงค์ประปาที่เสริมอยู่ในชั้นดินเหนียนั้นจะช่วยให้การทรุดตัวของชั้นดินมีค่าน้อยลง

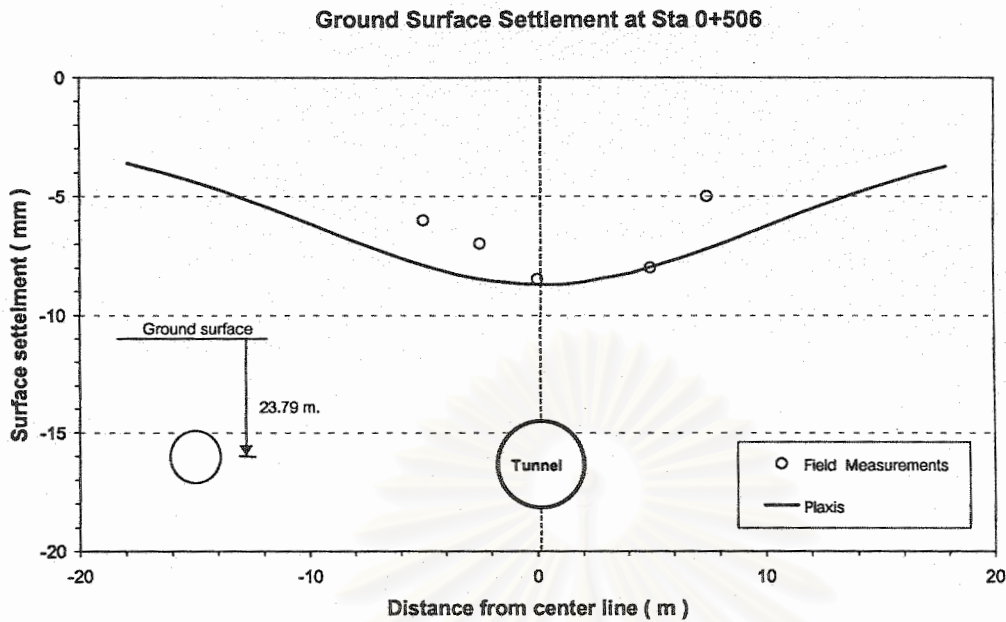
สำหรับการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ได้จากผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนามของแนวหน้าตัดนี้ ได้ทำการเปรียบเทียบเฉพาะในส่วนของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินเท่านั้น เนื่องจากที่แนวหน้าตัดนี้ไม่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆเอาไว้ จากผลของการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของแนวหน้าตัดนี้ พบว่าค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดที่แนวหน้าตัดนี้ มีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.19

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

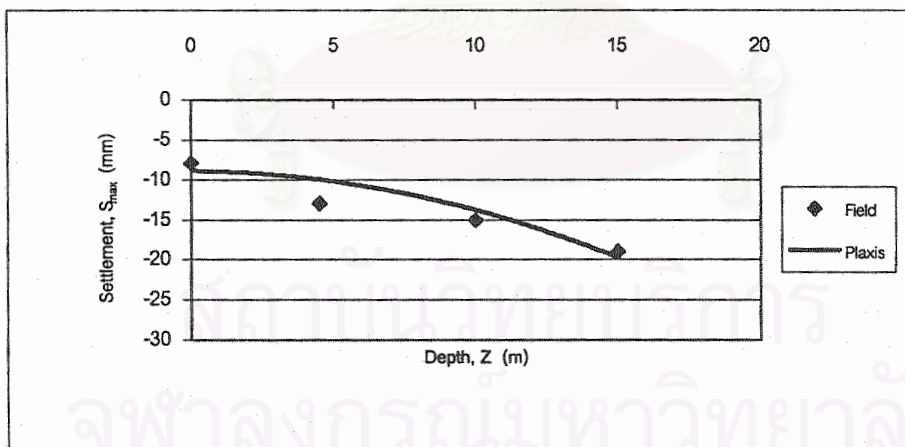
4.2.5.5 แนวหน้าตัดที่5 ที่บริเวณ Section3 (ในช่วงStation 1+522 ถึง 1+573)

ที่บริเวณแนวหน้าตัดนี้ เป็นบริเวณที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำฯ ลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลอง ประปาที่อยู่ด้านบน โดยมีระยะห่างระหว่างปลายเสาเข็มกับขอบบนของผนังอุโมงค์ห่างกันเพียง 1.70 ม. (โดย ปลายเสาเข็มอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 20.0 ม. ส่วนขอบบนของผนังอุโมงค์ด้านบนอยู่ที่ระดับความลึก 21.70 ม. ดังแสดงไว้แล้วในรูปที่ 4.12)

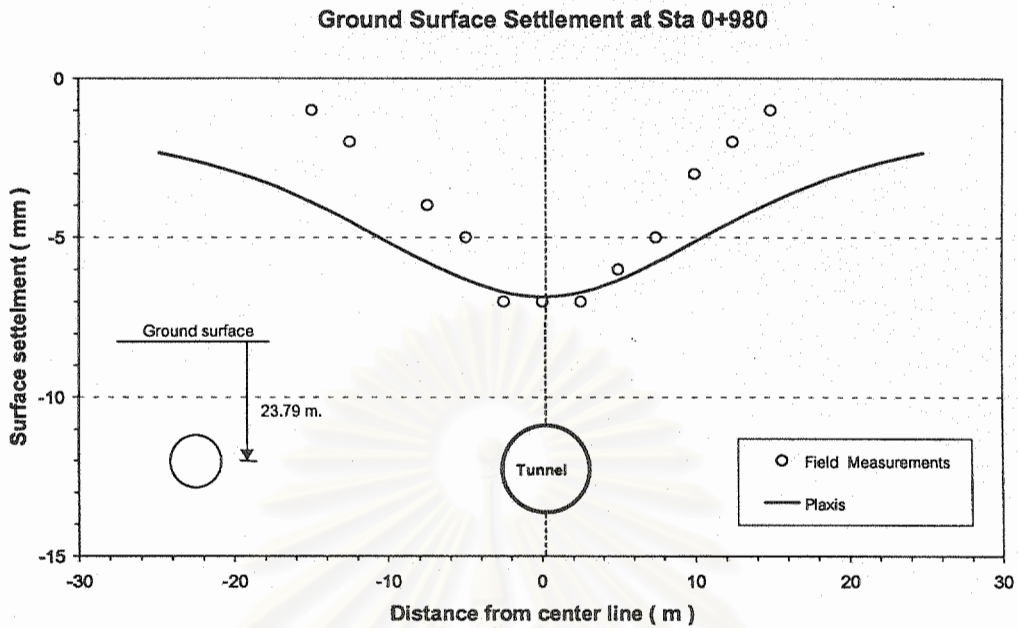
จากผลการวิเคราะห์จะได้ว่าผลการขุดเจาะอุโมงค์ที่แนวหน้าตัดนี้จะทำให้ดินที่อยู่รอบๆ ตัวอุโมงค์ตัว อุโมงค์ผิวน้ำฯ มีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 31.58 มม. และเสาเข็มที่อยู่ใกล้ที่สุดที่บริเวณ ด้านบนของตัวอุโมงค์จะมีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 26.08 มม. และเสาเข็มต้นที่อยู่ห่างออกไป มากที่สุดจะมีการทรุดตัว 7.70 มม. ส่วนค่าการทรุดตัวที่ผิวดินบริเวณแนวคอสสะพานจะมีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้น มากที่สุดประมาณ 24.06 มม. ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แนวหน้าตัดนี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวกรูปที่ ข - 5 และจากผลการวิเคราะห์ เมื่อนำค่าการทรุดตัวที่ผิวดินบริเวณแนวคอสสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์ไป เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัว ที่จากการตรวจวัดในสนามที่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดเอาไว้ที่บริเวณแนว คอสสะพานทั้งสองด้าน คือที่แนว Station 1+522 และแนวStation 1+573 พบว่าค่าการทรุดตัวที่ได้จากการ วิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดทั้งสองแนวมีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.20 และ รูปที่ 4.21 ตามลำดับ



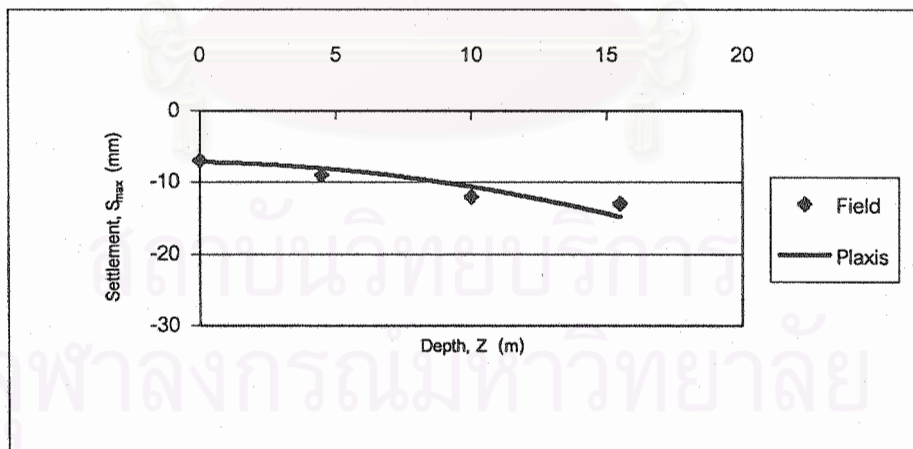
รูปที่ 4.13 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 1 station 0+506



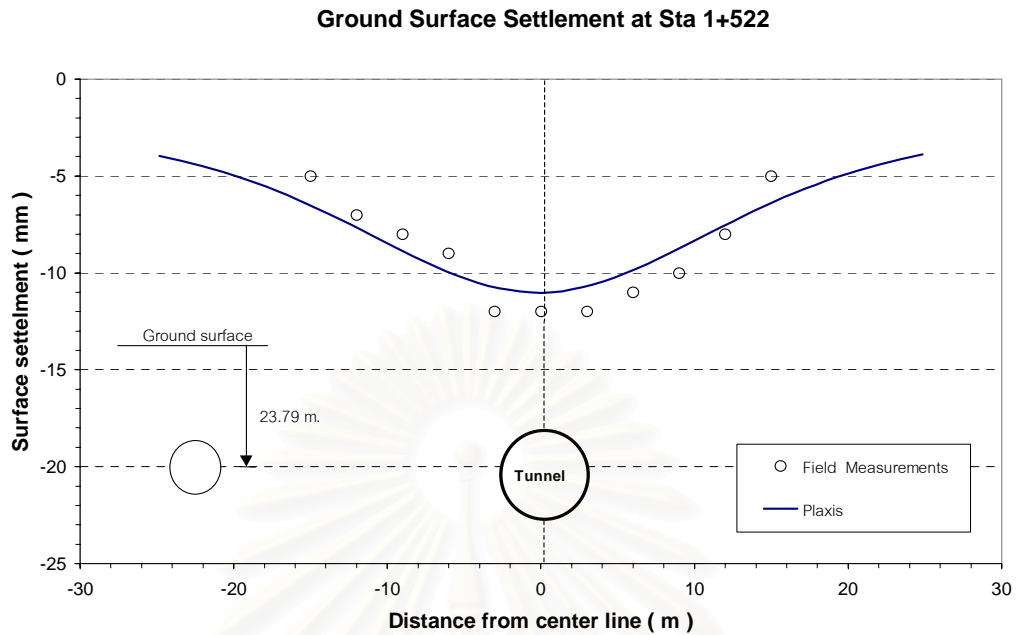
รูปที่ 4.14 แสดงค่าการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่บริเวณแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 1 station 0+506



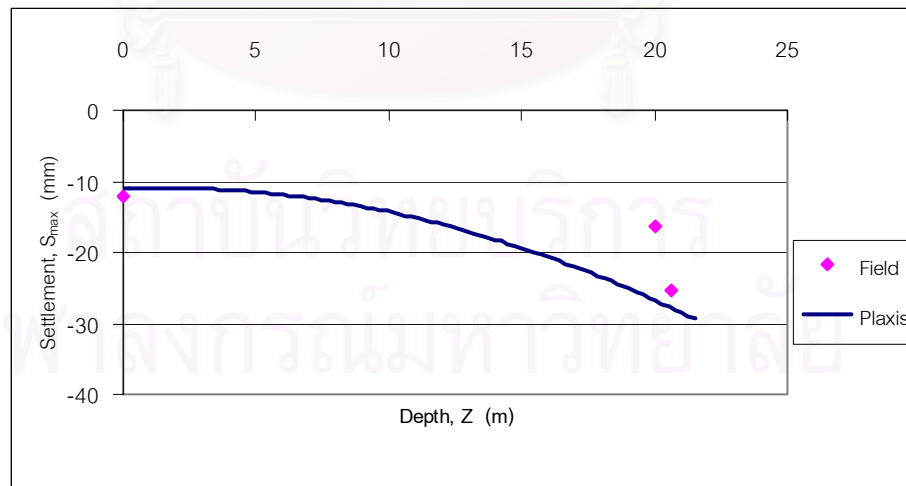
รูปที่ 4.15 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 2 station 0+980



รูปที่ 4.16 แสดงค่าการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่บริเวณแนวกึ่งกลางอุโมงค์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 2 station 0+980

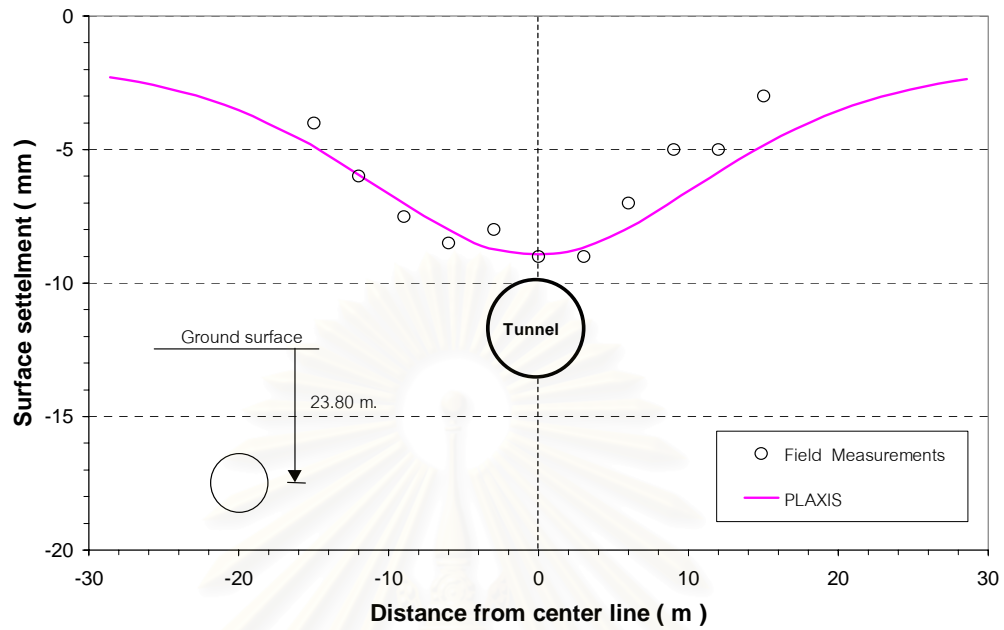


รูปที่ 4.17 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 3 station 1+522



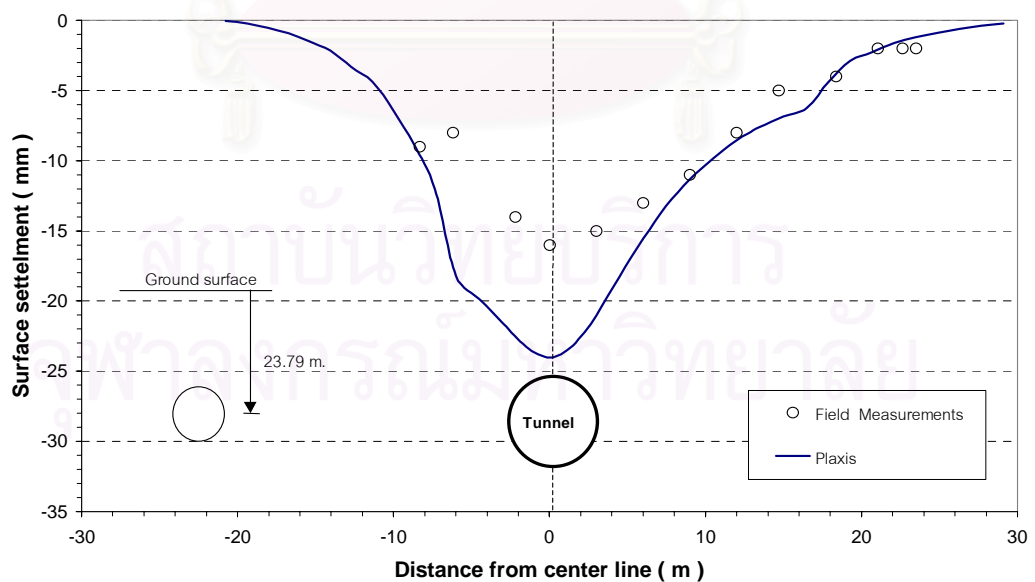
รูปที่ 4.18 แสดงค่าการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่บริเวณแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 3 station 1+522

Ground Surface Settlement at Sta 1+534

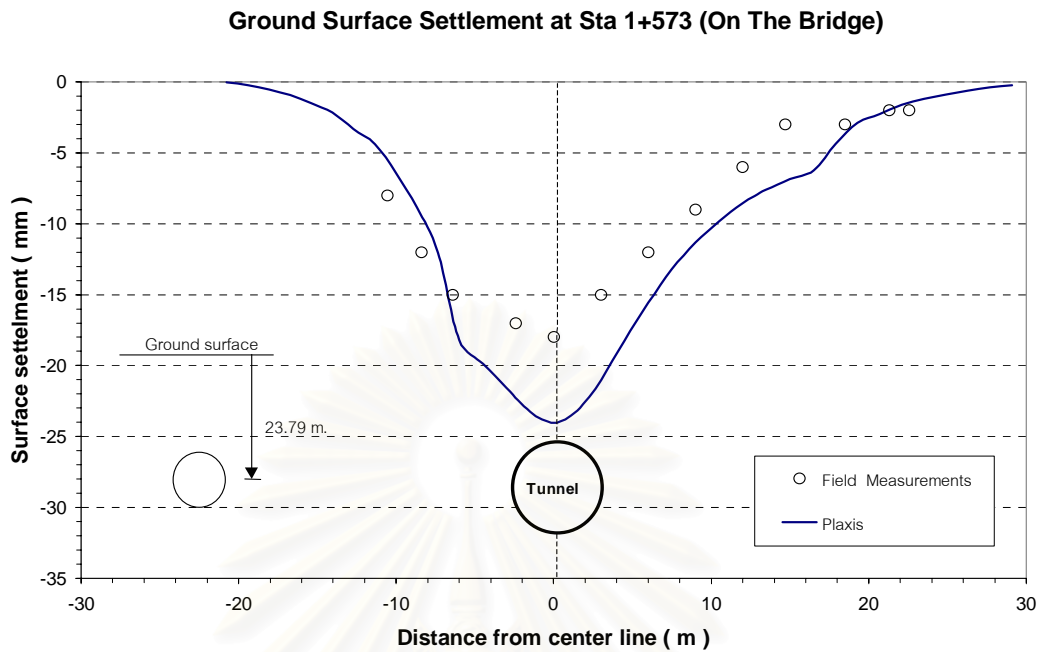


รูปที่ 4.19 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 3 station 1+534

Ground Surface Settlement at Sta 1+552 (On The Bridge)



รูปที่ 4.20 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 3 station 1+552



รูปที่ 4.21 แสดงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis เปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ของแนวหน้าตัดที่ 3 station 1+573

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิเคราะห์

1. จากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ในของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร ที่ได้ทำการศึกษาในครั้งนี้ พบว่าค่าพารามิเตอร์ i ตามทฤษฎีของ Peck(1969) มีค่าอยู่ระหว่าง 8 -12 ม. และค่า K ตามทฤษฎีของ O'Reilly & New (1982) จะมีค่าประมาณ 0.34 – 0.50 ส่วนค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ครั้งนี้มีค่าอยู่ระหว่าง 1.8-2.6 % ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับการศึกษาของ O'Reilly & New (1982) และ Teparaksa(1999,2000)

2. การทรุดตัวที่ระดับความลึกต่างๆ ได้เสนอแนวทางใหม่ในการประมาณการหาค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆ โดยพบว่าค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกใดๆ ($S_{max,z}$) มีความสัมพันธ์ขึ้นกับรัศมีของอุโมงค์(r_o), ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ(Z_o), และความลึกจากผิวดินถึงระดับความลึกใด ๆ (Z) ที่ต้องการหาค่าการทรุดตัว และสามารถประมาณได้จากสมการ
$$\frac{S_{max,z}}{r_o} = 3.04 \ln\left(\frac{r_o}{Z_o - Z}\right) + 9.93$$

3. ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์พบว่าเกิดขึ้นเป็น 3 ช่วงด้วยกันโดยในช่วงแรก (I : Flow in Shield) จะมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับการทรุดตัวในช่วงอื่นๆ โดยมีค่าประมาณ 15 – 20% ของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมด ส่วนค่าการทรุดตัวในช่วงที่สอง (II : In-side Shield) จะมีค่าประมาณ 25 – 30% ในขณะที่ค่าการทรุดตัวในช่วงที่สาม (III : Tail Voids) ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดจากผลของ Tail Voids นั้นจะเป็นส่วนที่มีค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด คือ ประมาณ 50-55 % ของค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทั้งหมด

4. จากการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากร ด้วยวิธี FEM โดยการใช้ค่าพารามิเตอร์ของดิน E_u/S_u เท่ากับ 240 ในดินเหนียวอ่อน และ E_u/S_u เท่ากับ 480 ในดินเหนียวแข็งชั้นแรก พบว่าค่าการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ทั้งในส่วนของการทรุดตัวของผิวดินและค่าการทรุดตัวที่ระดับความลึกๆต่าง รวมทั้งกรณีขุดเจาะอุโมงค์ลอดอุโมงค์ของการปะปนครกหลวง จะให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้ในสนาม

5. การวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวเกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ผิวน้ำคลองเปรมประชากรลอดใต้เสาเข็มสะพานข้ามคลองประปาด้วยวิธี FEM พบว่าผลการขุดเจาะอุโมงค์ที่บริเวณนี้จะทำให้ดินที่อยู่รอบๆตัวอุโมงค์ผิวน้ำมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดประมาณ 31.58 มม. ซึ่งมากกว่าเล็กน้อยจาก ผลการวัดในสนามที่วัดได้ประมาณ 24 –26 มม.

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

การศึกษาและวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์นั้น ยังมีปัจจัยอื่นๆอีกมากมายเข้ามาเกี่ยวข้องและจะมีผลต่อการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้น ซึ่งการวิจัยครั้งนี้ได้ทำการศึกษาในแง่ของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากผลการขุดเจาะก่อสร้างอุโมงค์โดยทั่วไป ที่พิจารณาค่าการ ทรุดตัวจากปัจจัยอื่นๆที่เกี่ยวข้องโดยรวมทั้งหมดแล้ว แต่ยังไม่สามารถพิจารณาแยกย่อยลงไปถึงปัจจัยอื่นๆ ที่จะมีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น เช่น การควบคุมทิศทางของหัวเจาะในขณะที่ทำการ ขุดเจาะอุโมงค์ Face Pressure และ ความเร็วในการขุดเจาะ รวมทั้งผลของการGrouting อัดฉีดน้ำปูน ที่ด้านหลังของหัวเจาะ ปัจจัยต่างๆ เหล่านี้ล้วนมีผลต่อค่าการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้น ซึ่งควรจะมีการทำวิจัยในรายละเอียดต่อไป

รายการอ้างอิง

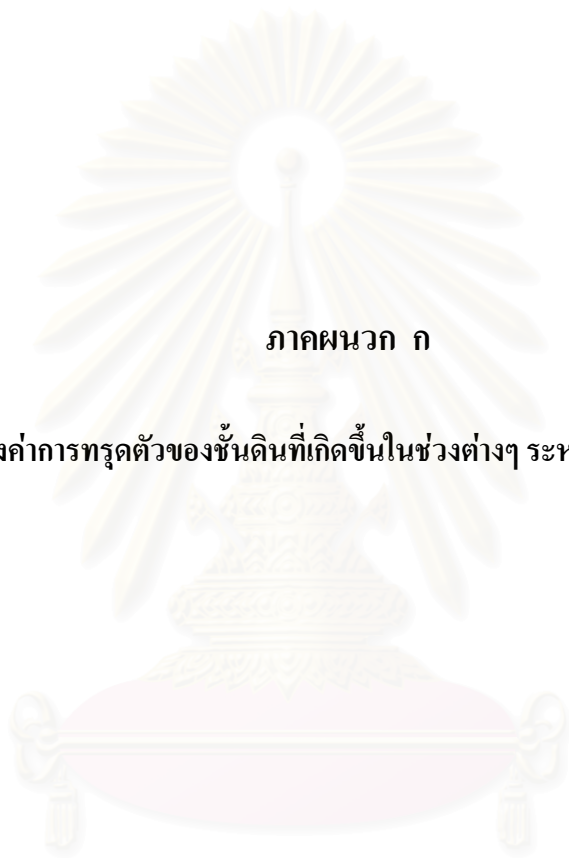
ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญญา. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน โดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.
- วีระนันท์ ปิตุปกรณ. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ด เพนเทรชันเทสต์ ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
- วันชัย เทพรักษ์ เอกสารประกอบการบรรยายเรื่องการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์น้ำคลองเปรมประชากร, จัดโดยวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ, วันที่ 13 มิถุนายน 2543, หน้า 1-15, 2543
- วันชัย เทพรักษ์. พฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินและตัวอุโมงค์จากการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลในดินกรุงเทพฯ, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ, วันที่ 17-18 พฤษภาคม 2544
- วันชัย เทพรักษ์ และ ชินวุฒิ ชาญญา. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ, วันที่ 17-18 พฤษภาคม 2544
- วันชัย เทพรักษ์ และ วิรัช พิทักษ์ทรายทอง. พฤติกรรมและวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ, วันที่ 17-18 พฤษภาคม 2544
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.
- อภิชาติ สระมูล และ มิซึตะคะ สุกิโมโต้.(2542). การพัฒนาารูปแบบของแรงดันดินที่กระทำต่อหัวเจาะอุโมงค์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 5, มีนาคม พ.ศ. 2542, หน้า GTE~74- GTE~79.
- อภิชาติ สระมูล และ มิซึตะคะ 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.
- John,O.Bickel (1996). Soft Ground tunneling.Tunnel Engineering Handbook : 97-121
- Kimura, T. and Mair R.J. (1981). Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. Proc. Of 10th 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. 10th 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 7th 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 : 11~93-98.
- 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 5th International Conference on Field Measurement in Geomechanics : 411-416.
- Teparaksa,W. (2000). Displacement Behavior of Soil for the first MRTA Subway in Bangkok. Subsidiol, Proceeding of the 13th KKNN Symposium on Civil Engineering, December, Taipei, Taiwan. pp. 349-354.



ภาคผนวก ก

ตารางแสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

**สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย**

ตาราง ก-1 แสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	ค่าการทรุดตัวในช่วงต่างๆ (mm)																
		I : Flow in Shield				II : In-side Shield				III.1 : Grouting Tail Voids				III.2 : Setting Tail Voids				การทรุดตัว ทั้งหมด ที่เกิดขึ้น
		เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	
	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด		ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด		ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด		ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด			
KP Sta 0+506 (Ring No 416)	Surface Settlement Point	0	-3	-3	23.08	-3	-7	-4	30.77	-7	-9	-2	15.38	-9	-13	-4	30.77	-13
	EX-S1-02-4.5	0	-4	-4	28.57	-4	-8	-4	28.57	-8	-11	-3	21.43	-11	-14	-3	21.43	-14
	EX-S1-02-10	0	-5	-5	31.25	-5	-9	-4	25.00	-9	-14	-5	31.25	-14	-16	-2	12.50	-16
	EX-S1-02-15	0	-6	-6	31.58	-6	-12	-6	31.58	-12	-16	-4	21.05	-16	-19	-3	15.79	-19
KP Sta 0+980 (Ring No 811)	Surface Settlement Point	0	-1	-1	13.33	-1	-4	-3	40.00	-4	-5	-1	13.33	-5	-7.5	-2.5	33.33	-7.5
	EX-S2-02-4.5	0	-1.5	-1.5	16.67	-1.5	-6	-4.5	50.00	-6	-7	-1	11.11	-7	-9	-2	22.22	-9
	EX-S2-02-10	0	-3	-3	25.00	-3	-7	-4	33.33	-7	-8	-1	8.33	-8	-12	-4	33.33	-12
	EX-S2-02-15	0	-3	-3	23.08	-3	-9	-6	46.15	-9	-10.5	-1.5	11.54	-10.5	-13	-2.5	19.23	-13
KP Sta 0+1+502 (Ring NO 1244)	RE-S3-01-20.6	0	-8.75	-8.75	35.96	-8.75	-9.89	-1.14	4.69	-9.89	-11.64	-1.75	7.19	-11.64	-24.33	-12.69	52.16	-24.33
	KP Sta 1+512 (Ring No 1253)	0	-6.77	-6.77	45.65	-6.77	-11.42	-4.65	31.36	-11.42	-14.63	-3.21	21.65	-14.63	-14.83	-0.2	1.35	-14.83

ตาราง ก-1 (ต่อ) แสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	ค่าการทรุดตัวในช่วงต่างๆ (mm)																
		I : Flow in Shield				II : In-side Shield				III.1 : Grouting Tail Voids				III.2 : Setting Tail Voids				การทรุดตัว ทั้งหมด ที่เกิดขึ้น
		เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	
ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด			
KP Sta 1+522 (Ring No 1261)	Surface Settlement Point	0	-3	-3	26.09	-3	-6	-3	26.09	-6	-7	-1	8.70	-7	-11.5	-4.5	39.13	-11.5
	EX-S3-04-4.5	0	-1	-1	20.00	-1	-1	0	0.00	-1	-2	-1	20.00	-2	-5	-3	60.00	-5
	EX-S3-04-10	0	3	3	-42.86	3	-2	-5	71.43	-2	-4	-2	28.57	-4	-7	-3	42.86	-7
	EX-S3-04-16.5	0	-3	-3	27.27	-3	-4	-1	9.09	-4	-8	-4	36.36	-8	-11	-3	27.27	-11
	EX-S3-04-18	0	-1	-1	7.69	-1	-2	-1	7.69	-2	-8	-6	46.15	-8	-13	-5	38.46	-13
	EX-S3-04-19	0	-2	-2	14.29	-2	-2	0	0.00	-2	-9	-7	50.00	-9	-14	-5	35.71	-14
KP Sta 1+534 (Ring No 1271)	Surface Settlement Point	0	-2	-2	22.22	-2	-4	-2	22.22	-4	-7	-3	33.33	-7	-9	-2	22.22	-9
KP Sta 1+552 (Ring No 1286)	Surface Settlement Point	0	-3.5	-3.5	25.00	-3.5	-7.5	-4	28.57	-7.5	-12.5	-5	35.71	-12.5	-14	-1.5	10.71	-14
KP Sta 1+573.2 (Ring No 1304)	Surface Settlement Point	0	-1.5	-1.5	9.38	-1.5	-6.2	-4.7	29.38	-6.2	-12.5	-6.3	39.38	-12.5	-16	-3.5	21.88	-16

ตาราง ก-1 (ต่อ) แสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	ค่าการทรุดตัวในช่วงต่างๆ (mm)																
		I : Flow in Shield				II : In-side Shield				III.1 : Grouting Tail Voids				III.2 : Setting Tail Voids				การทรุดตัว ทั้งหมด ที่เกิดขึ้น
		เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	
ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด	ที่	ที่	ช่วงนี้	การทรุดตัวทั้งหมด			
NB Ring No 51	Surface Settlement Point	-7.86	-11.75	-3.89	18.20	-11.75	-14.77	-3.02	14.13	-14.77	-20.77	-6	28.08	-20.77	-29.23	-8.46	39.59	-21.37
	RE-5T-02-4-9.3	-5.81	-13.02	-7.21	24.09	-13.02	-20.75	-7.73	25.83	-20.75	-28.01	-7.26	24.26	-28.01	-35.74	-7.73	25.83	-29.93
	RE-5T-02-3-11.3	-4.09	-11.54	-7.45	21.68	-11.54	-21.23	-9.69	28.19	-21.23	-30.92	-9.69	28.19	-30.92	-38.46	-7.54	21.94	-34.37
	RE-5T-02-2-13.3	-2.93	-9.96	-7.03	17.50	-9.96	-22.05	-12.09	30.10	-22.05	-35.35	-13.3	33.11	-35.35	-43.1	-7.75	19.29	-40.17
	RE-5T-02-1-15.3	-1.77	-10.68	-8.91	19.88	-10.68	-23.74	-13.06	29.13	-23.74	-40.22	-16.48	36.76	-40.22	-46.6	-6.38	14.23	-44.83
NB Ring No. 94	Surface Settlement Point	-5.2	-12.5	-7.3	42.82	-12.5	-16.43	-3.93	23.05	-16.43	-18.46	-2.03	11.91	-18.46	-22.25	-3.79	22.23	-17.05
	RE-5T-04-4-12.3	-2.35	-11.41	-9.06	35.54	-11.41	-18.55	-7.14	28.01	-18.55	-23.69	-5.14	20.16	-23.69	-27.84	-4.15	16.28	-25.49
	RE-5T-04-3-14.3	-1.02	-11.42	-10.4	34.33	-11.42	-21.15	-9.73	32.12	-21.15	-27.12	-5.97	19.71	-27.12	-31.31	-4.19	13.83	-30.29
	RE-5T-04-2-16.3	-0.43	-11.31	-10.88	33.35	-11.31	-23.18	-11.87	36.39	-23.18	-29.5	-6.32	19.37	-29.5	-33.05	-3.55	10.88	-32.62
	RE-5T-04-1-17.8	-0.26	-11.55	-11.29	31.17	-11.55	-26.34	-14.79	40.83	-26.34	-32.86	-6.52	18.00	-32.86	-36.48	-3.62	9.99	-36.22

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก-1 (ต่อ) แสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	ค่าการทรุดตัวในช่วงต่างๆ (mm)																
		I : Flow in Shield				II : In-side Shield				III.1 : Grouting Tail Voids				III.2 : Setting Tail Voids				การทรุดตัว ทั้งหมด ที่เกิดขึ้น
		เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	
NB Ring No. 135	Surface Settlement Point	-1.43	-3.64	-2.21	19.34	-3.64	-6.07	-2.43	21.26	-6.07	-8.28	-2.21	19.34	-8.28	-12.86	-4.58	40.07	-11.43
	RE-5T-06-4-12.3	-1.5	-3.62	-2.12	10.93	-3.62	-8.82	-5.2	26.80	-8.82	-13.97	-5.15	26.55	-13.97	-20.9	-6.93	35.72	-19.4
	RE-5T-06-3-14.3	-1.42	-3.14	-1.72	7.94	-3.14	-9.4	-6.26	28.90	-9.4	-15.73	-6.325	29.20	-15.73	-23.08	-7.355	33.96	-21.66
	RE-5T-06-2-16.3	-1.3	-3.55	-2.25	9.51	-3.55	-9.84	-6.29	26.57	-9.84	-17.42	-7.575	32.00	-17.42	-24.97	-7.555	31.92	-23.67
	RE-5T-06-1-18.3	-1.81	-3.99	-2.18	6.89	-3.99	-14.7	-10.71	33.83	-14.7	-24.39	-9.685	30.59	-24.39	-33.47	-9.085	28.70	-31.66
NB Ring No. 183	Surface Settlement Point	-4.68	-4.86	-0.18	3.80	-4.86	-5.7	-0.84	17.72	-5.7	-6.28	-0.58	12.24	-6.28	-9.42	-3.14	66.24	-4.74
	RE-5T-07-4-13.3	-6	-6.6	-0.6	5.29	-6.6	-9.76	-3.16	27.87	-9.76	-13.58	-3.82	33.69	-13.58	-17.34	-3.76	33.16	-11.34
	RE-5T-07-3-15.3	-6.39	-6.72	-0.33	2.91	-6.72	-9.8	-3.08	27.18	-9.8	-14.33	-4.53	39.98	-14.33	-17.72	-3.39	29.92	-11.33
	RE-5T-07-2-18.3	-6.57	-6.82	-0.25	1.84	-6.82	-10	-3.18	23.45	-10	-16.25	-6.25	46.09	-16.25	-20.13	-3.88	28.61	-13.56
	RE-5T-07-1-20.8	-6.81	-7.82	-1.01	5.81	-7.82	-12.07	-4.25	24.44	-12.07	-20.58	-8.51	48.94	-20.58	-24.2	-3.62	20.82	-17.39

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก-1 (ต่อ) แสดงค่าการทรุดตัวของชั้นดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	ค่าการทรุดตัวในช่วงต่างๆ (mm)																
		I : Flow in Shield				II : In-side Shield				III.1 : Grouting Tail Voids				III.2 : Setting Tail Voids				การทรุดตัว ทั้งหมด ที่เกิดขึ้น
		เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	เริ่มที่	สิ้นสุด	ทรุดใน	คิดเป็น % เทียบกับ	
SB Ring No. 91	RE-5T-03-4-12.3	-1.2	-3.76	-2.56	9.38	-3.76	-12.6	-8.84	32.38	-12.6	-18.8	-6.2	22.71	-18.8	-28.5	-9.7	35.53	-27.3
	RE-5T-03-3-14.3	-2	-4.6	-2.6	8.81	-4.6	-13.8	-9.2	31.19	-13.8	-20	-6.2	21.02	-20	-31.5	-11.5	38.98	-29.5
	RE-5T-03-2-16.3	-2.7	-5.26	-2.56	8.45	-5.26	-14.2	-8.94	29.50	-14.2	-20.3	-6.1	20.13	-20.3	-33	-12.7	41.91	-30.3
	RE-5T-03-1-18.8	-3	-8.12	-5.12	14.55	-8.12	-27.1	-18.98	53.92	-27.1	-30	-2.9	8.24	-30	-38.2	-8.2	23.30	-35.2
SB Ring No. 154	Surface Settlement Point	-0.8	-2.03	-1.23	19.43	-2.03	-2.88	-0.85	13.43	-2.88	-6.63	-3.75	59.24	-6.63	-7.13	-0.5	7.90	-6.33
	RE-5T-05-4-14.3	-1.21	-5.285	-4.075	27.78	-5.285	-9	-3.715	25.32	-9	-14.5	-5.5	37.49	-14.5	-15.88	-1.38	9.41	-14.67
	RE-5T-05-3-16.3	-1.28	-5.96	-4.68	29.16	-5.96	-10.28	-4.32	26.92	-10.28	-16.97	-6.69	41.68	-16.97	-17.33	-0.36	2.24	-16.05
	RE-5T-05-2-18.3	-1.36	-7.425	-6.065	27.26	-7.425	-13.23	-5.805	26.09	-13.23	-21.71	-8.48	38.11	-21.71	-23.61	-1.9	8.54	-22.25
	RE-5T-05-1-19.8	-1.43	-10.90	-9.465	35.56	-10.9	-19.43	-8.535	32.06	-19.43	-26.96	-7.53	28.29	-26.96	-28.05	-1.09	4.09	-26.62

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก-2 แสดงเปอร์เซ็นต์(%) ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA) ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	% ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
NB Ring No 51	Surface Settlement Point	18.20	14.13	28.08	39.59	100.00
NB Ring No. 94	Surface Settlement Point	42.82	23.05	11.91	22.23	100.00
NB Ring No. 135	Surface Settlement Point	19.34	21.26	19.34	40.07	100.00
NB Ring No. 183	Surface Settlement Point	3.80	17.72	12.24	66.24	100.00
SB Ring No. 154	Surface Settlement Point	19.43	13.43	59.24	7.90	100.00
Average (MRTA)		20.72	17.92	26.16	35.21	100.00

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร (KP)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	% ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
KP Ring No 416	Surface Settlement Point	23.08	30.77	15.38	30.77	100.00
KP Ring No 811	Surface Settlement Point	13.33	40.00	13.33	33.33	100.00
KP Ring No 1261	Surface Settlement Point	26.09	26.09	8.70	39.13	100.00
KP Ring No 1271	Surface Settlement Point	22.22	22.22	33.33	22.22	100.00
KP Ring No 1286	Surface Settlement Point	25.00	28.57	35.71	10.71	100.00
KP Ring No 1304	Surface Settlement Point	9.38	29.38	39.38	21.88	100.00
Average (KP)		19.85	29.50	24.31	26.34	100.00

% ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเฉลี่ยของทั้งสองโครงการ

% ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงต่างๆ	I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
Average MRTA & KP	20.24	24.24	25.15	30.37	100.00

ตาราง ก-3 แสดงเปอร์เซ็นต์(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA) ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
NB RING NO 51	RE-5T-02-4-9.3	24.09	25.83	24.26	25.83	100.00
	RE-5T-02-3-11.3	21.68	28.19	28.19	21.94	100.00
	RE-5T-02-2-13.3	17.50	30.10	33.11	19.29	100.00
NB Ring No. 94	RE-5T-04-4-12.3	35.54	28.01	20.16	16.28	100.00
	RE-5T-04-3-14.3	34.33	32.12	19.71	13.83	100.00
NB Ring No. 135	RE-5T-06-4-12.3	10.93	26.80	26.55	35.72	100.00
	RE-5T-06-3-14.3	7.94	28.90	29.20	33.96	100.00
NB Ring No. 183	RE-5T-07-4-13.3	5.29	27.87	33.69	33.16	100.00
SB Ring No. 91	RE-5T-03-4-12.3	9.38	32.38	22.71	35.53	100.00
	RE-5T-03-3-14.3	8.81	31.19	21.02	38.98	100.00
SB Ring No. 154	RE-5T-05-4-14.3	27.78	25.32	37.49	9.41	100.00
Average (MRTA)		18.48	28.79	26.92	25.81	100.00

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร (KP)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
KP Ring No 416	EX-S1-02-4.5	28.57	28.57	21.43	21.43	100.00
	EX-S1-02-10	31.25	25.00	31.25	12.50	100.00
KP Ring No 811	EX-S2-02-4.5	16.67	50.00	11.11	22.22	100.00
	EX-S2-02-10	25.00	33.33	8.33	33.33	100.00
KP Ring No 1261	EX-S3-04-4.5	20.00	0.00	20.00	60.00	100.00
	EX-S3-04-10	-42.86	71.43	28.57	42.86	100.00
Average (KP)		13.11	34.72	20.12	32.06	100.00

(%) การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนเฉลี่ยทั้งสองโครงการ

(%) การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนในช่วงต่างๆ	I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
Average MRTA & KP	16.58	30.89	24.52	28.02	100.00

หมายเหตุ

ชั้นดินเหนียวอ่อนที่ทำการพิจารณาการทรุดตัวในที่นี้เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระดับความลึกประมาณ 4.5 - 14.5 เมตรจากผิวดิน

ตาราง ก-4 แสดงเปอร์เซ็นต์(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็งที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA) ช่วงสิริกิติ์-บ่อนไก่

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็งที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
NB Ring No 51	RE-5T-02-1-15.3	19.88	29.13	36.76	14.23	100.00
NB Ring No. 94	RE-5T-04-2-16.3	33.35	36.39	19.37	10.88	100.00
	RE-5T-04-1-17.8	31.17	40.83	18.00	9.99	100.00
NB Ring No. 135	RE-5T-06-2-16.3	9.51	26.57	32.00	31.92	100.00
	RE-5T-06-1-18.3	6.89	33.83	30.59	28.70	100.00
NB Ring No. 183	RE-5T-07-3-15.3	2.91	27.18	39.98	29.92	100.00
	RE-5T-07-2-18.3	1.84	23.45	46.09	28.61	100.00
	RE-5T-07-1-20.8	5.81	24.44	48.94	20.82	100.00
SB Ring No. 91	RE-5T-03-2-16.3	8.45	29.50	20.13	41.91	100.00
	RE-5T-03-1-18.8	14.55	53.92	8.24	23.30	100.00
SB Ring No. 154	RE-5T-05-3-16.3	29.16	26.92	41.68	2.24	100.00
	RE-5T-05-2-18.3	27.26	26.09	38.11	8.54	100.00
	RE-5T-05-1-19.8	35.56	32.06	28.29	4.09	100.00
Average (MRTA)		17.41	31.56	31.40	19.63	100.00

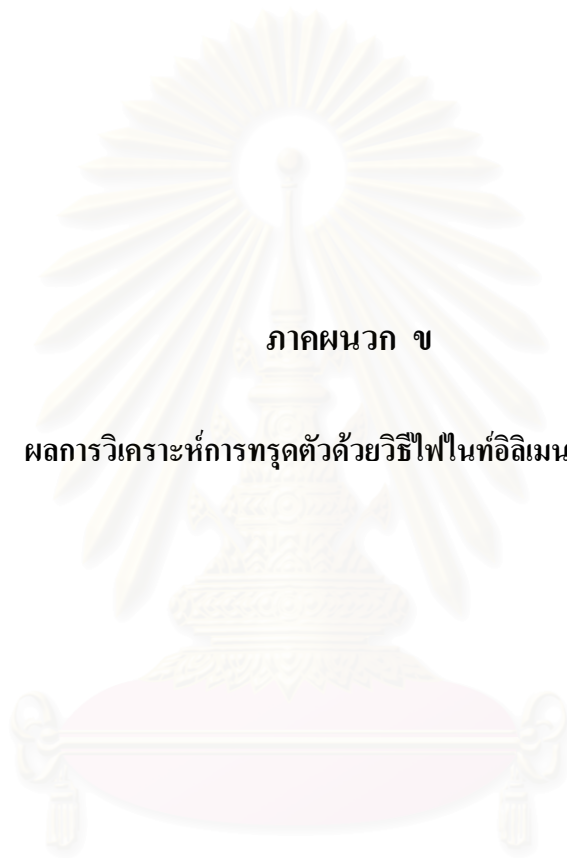
โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร (KP)

แนวหน้าตัด ทดสอบ	เครื่องมือ ที่ตรวจวัดการทรุดตัว	(%) ค่าการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็งที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงต่างๆ				
		I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
KP Ring No 416	EX-S1-02-15	31.58	31.58	21.05	15.79	100.00
KP Ring No 811	EX-S2-02-15	23.08	46.15	11.54	19.23	100.00
KP Ring No 1244	RE-S3-01-20.6	35.96	4.69	7.19	52.16	100.00
KP Ring No 1253	RE-S3-01-20.0	45.65	31.36	21.65	1.35	100.00
KP Ring No 1261	EX-S3-04-16.5	27.27	9.09	36.36	27.27	100.00
	EX-S3-04-18	7.69	7.69	46.15	38.46	100.00
	EX-S3-04-19	14.29	0.00	50.00	35.71	100.00
Average (KP)		26.50	18.65	27.71	27.14	100.00

(%) การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็งเฉลี่ยทั้งสองโครงการ

(%) การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวแข็งในช่วงต่างๆ	I: Flow in Shield	II: In-side Shield	III.1: Grouting	III.2: Setting	%การทรุดตัวทั้งหมด
Average MRTA & KP	20.59	27.04	30.11	22.26	100.00

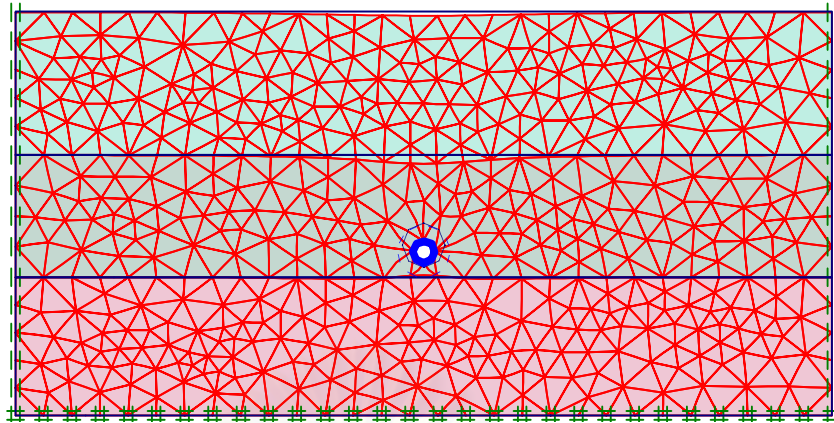
หมายเหตุ : ชั้นดินเหนียวแข็งที่ทำการพิจารณาการทรุดตัวในที่นี้เป็นชั้นดินเหนียวแข็งที่ระดับความลึกประมาณ 15 - 21 เมตรจากผิวดิน



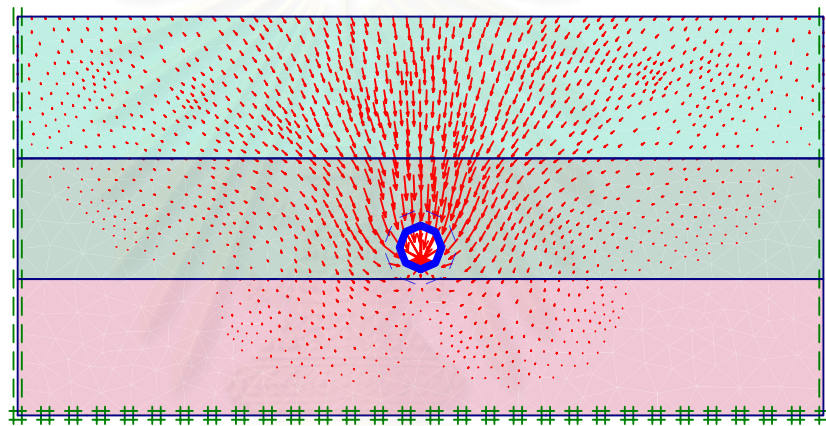
ภาคผนวก ข

ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

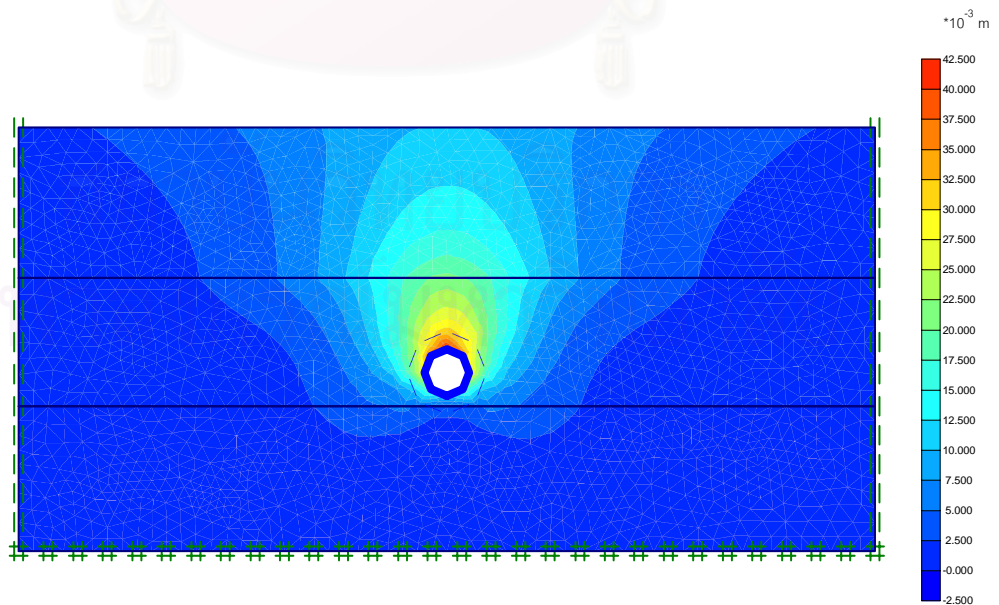
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



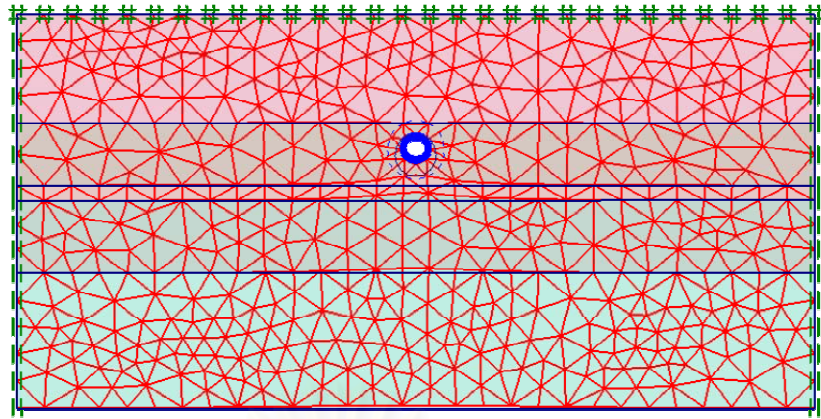
รูปที่ ข - 1.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของแนวหน้าตัดที่ 1 บริเวณ Station 0+506



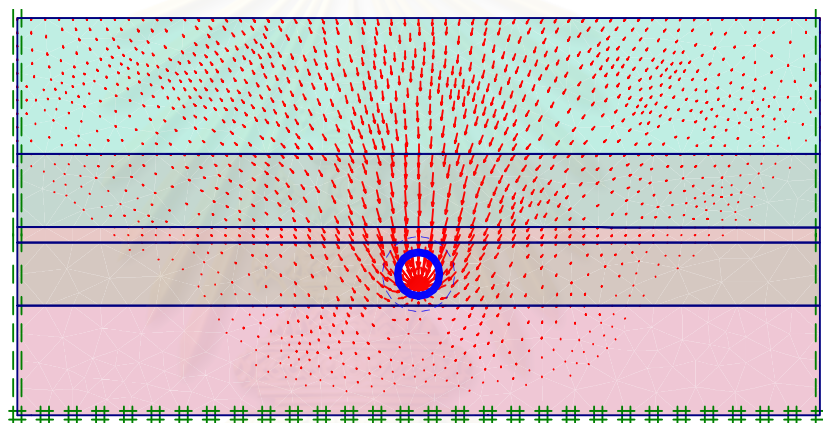
รูปที่ ข - 1.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 1 บริเวณ Station 0+506



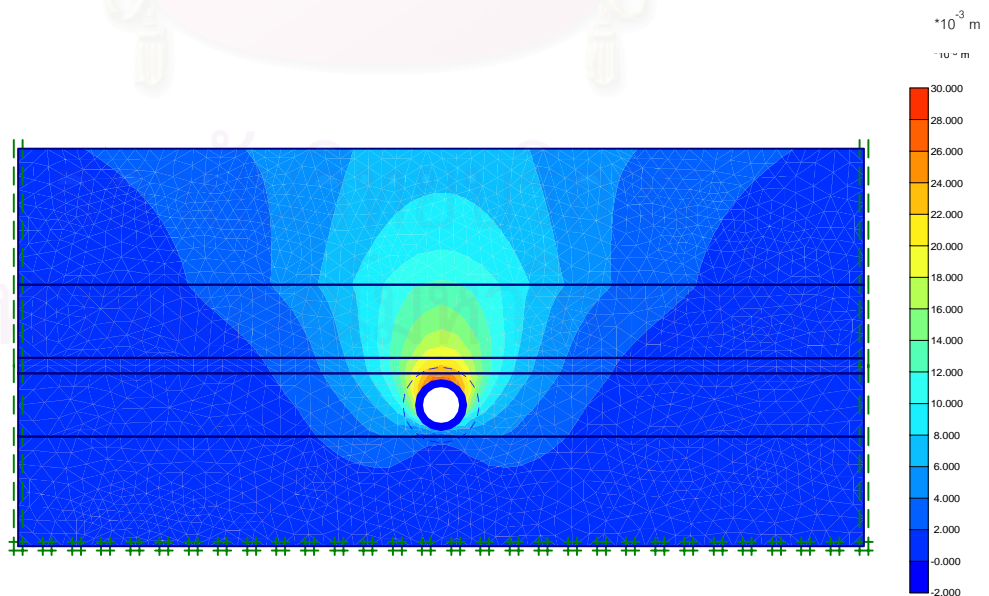
รูปที่ ข - 1.3 แสดงขนาดและขอบเขตของการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 1 บริเวณ Station 0+506



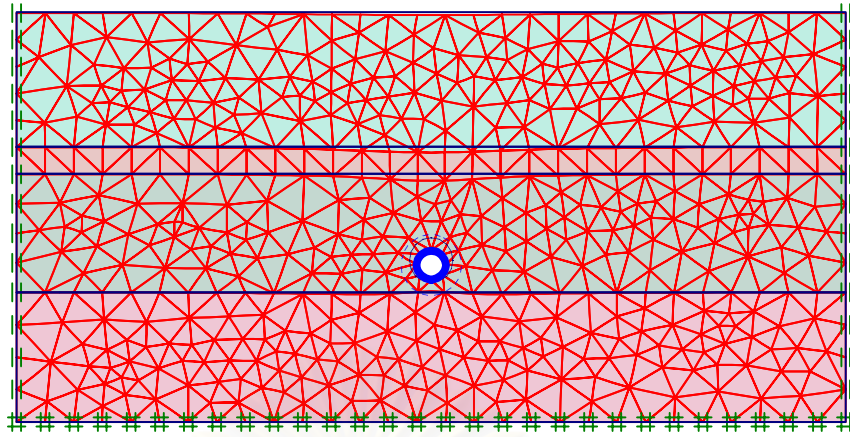
รูปที่ ข - 2.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของแนวหน้าตัดที่ 2 บริเวณ Station 0+980



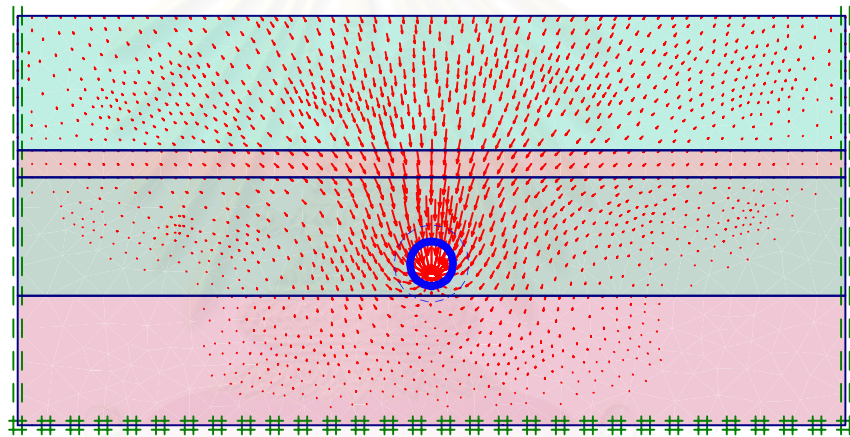
รูปที่ ข - 2.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 2 บริเวณ Station 0+980



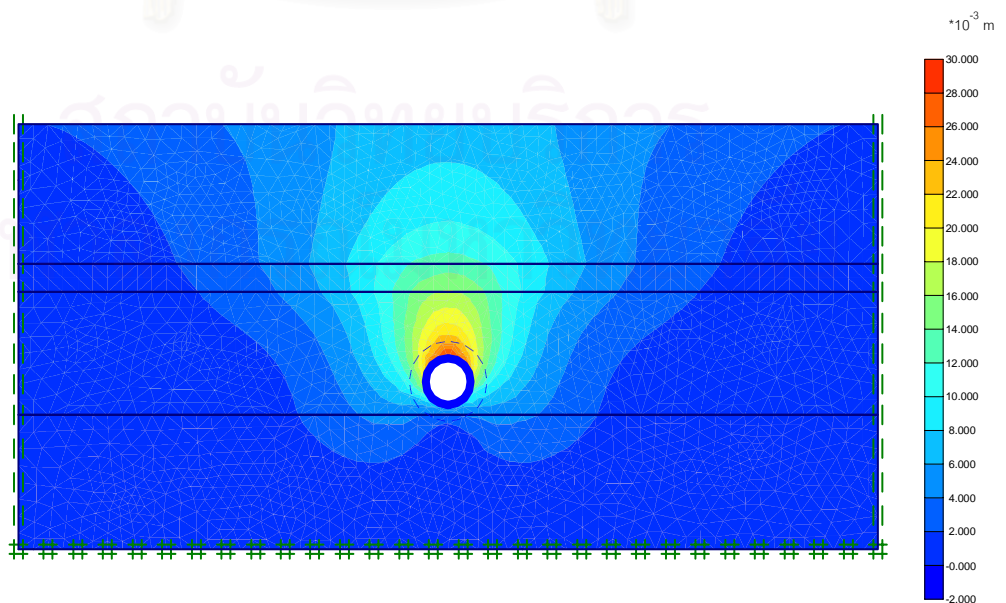
รูปที่ ข - 2.3 แสดงขนาดและขอบเขตของการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 2 บริเวณ Station 0+980



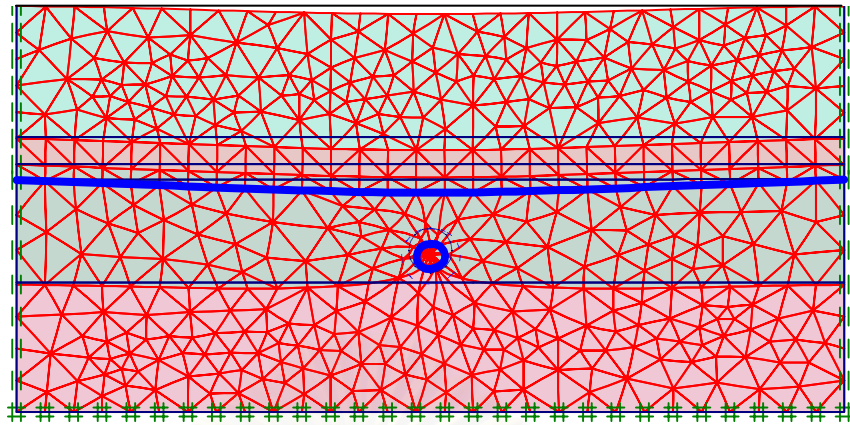
รูปที่ ข - 3.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของแนวหน้าตัดที่ 3 ที่บริเวณ Station 1+522



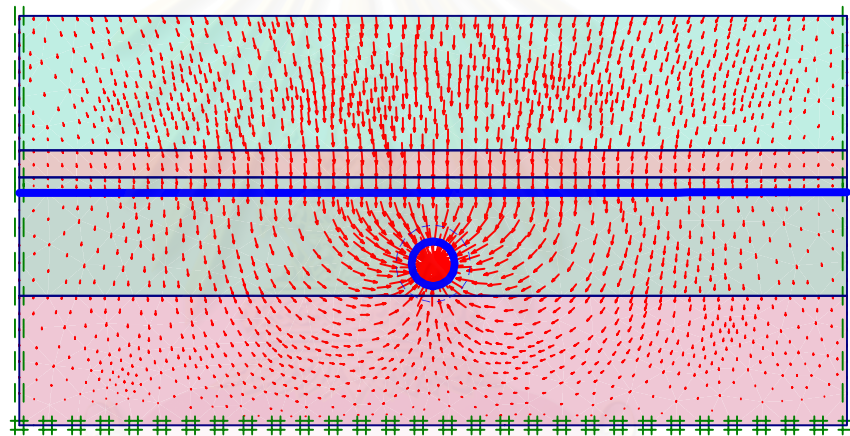
รูปที่ ข - 3.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 3 บริเวณ Station 1+522



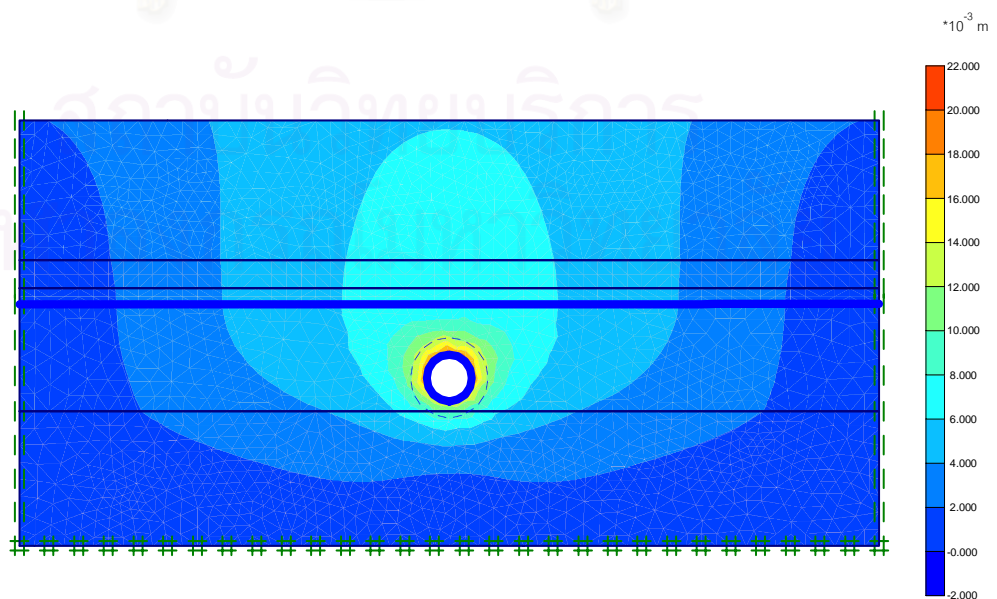
รูปที่ ข - 3.3 แสดงขนาดและขอบเขตของการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัดที่ 3 บริเวณ Station 1+522



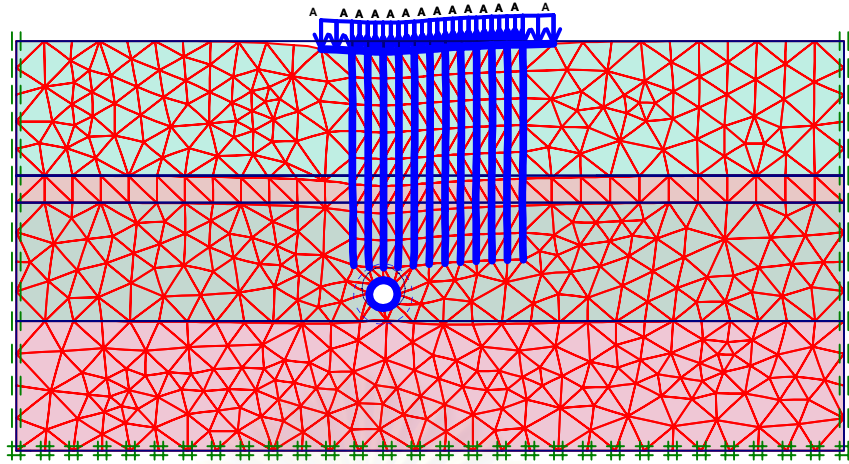
รูปที่ ข - 4.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของแนวหน้าตัดที่ 4 ที่บริเวณ Station 1+534



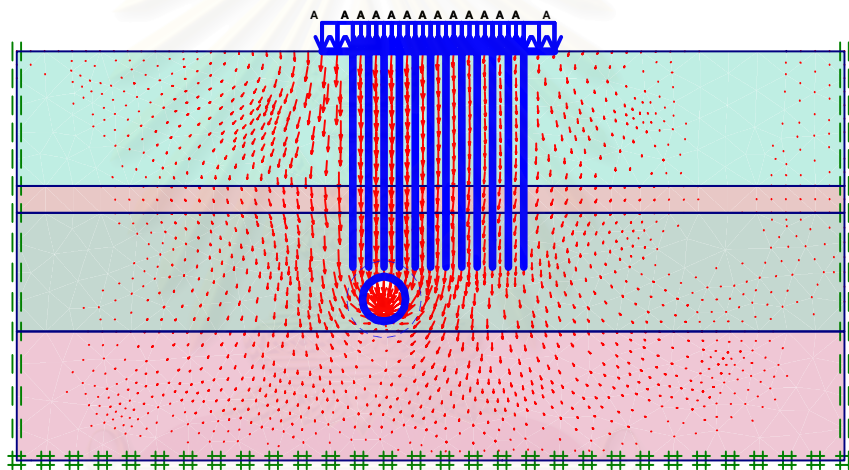
รูปที่ ข - 4.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัด 4 บริเวณ Station 1+534



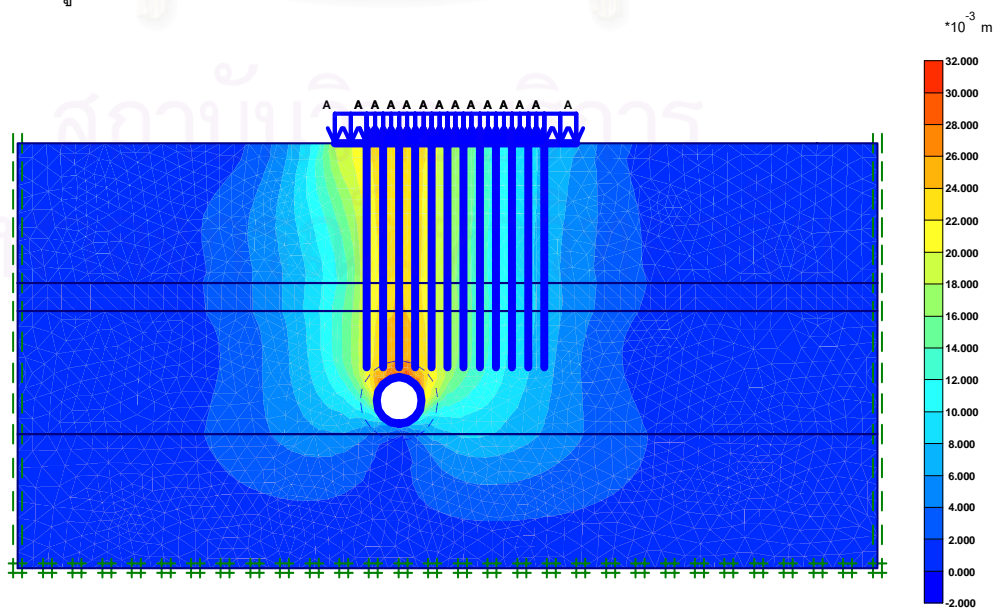
รูปที่ ข - 4.3 แสดงขนาดและขอบเขตของการเคลื่อนตัวของดินที่แนวหน้าตัด 4 บริเวณ Station 1+534



รูปที่ ข - 5.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของแนวหน้าตัดที่ 5



รูปที่ ข - 5.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของแนวหน้าตัดที่ 5



รูปที่ ข - 5.3 แสดงขนาดและขอบเขตของการเคลื่อนตัวของดินของแนวหน้าตัดที่ 5

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย วิรัช พิทักษ์ทรายทอง เกิดวันที่ 6 ธันวาคม พ.ศ. 2519 สำเร็จการศึกษาปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปีการศึกษา 2541 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2542



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย