

พฤติกรรมแรงเสียดทานและการเคลื่อนตัวของดินจากการดันท่อในชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ



นายกิตติศักดิ์ เกิดสม

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1626-3

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF FRICTIONAL RESISTANCE AND GROUND MOVEMENT INDUCED
BY PIPE JACKING SYSTEM IN BANGKOK SUBSOILS

Mr.Kitisak Kertsom

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 974-03-1626-3

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมแรงเสียดทานและการเคลื่อนตัวของดินจากการดันท่อบนชั้นดินกรุงเทพฯ
โดย	นายกิตติศักดิ์ เกิดสม
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

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

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

..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.จิรวีตร บุญญะสิทธิ์)

นายกิตติศักดิ์ เกิดสม : พฤติกรรมแรงเสียดทานและการเคลื่อนตัวของดินจากการดันท่อในชั้นดินกรุงเทพฯ. (BEHAVIOR OF FRICTIONAL RESISTANCE AND GROUND MOVEMENT INDUCED BY PIPE JACKING SYSTEM IN BANGKOK SUBSOILS) อ.ที่ปรึกษา: ผศ. ดร.วันชัย เทพวิเศษ, 138 หน้า. ISBN 974-03-1626-3.

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในประเทศไทยเป็นที่รู้จักกันมาหลายปี และเป็นที่ยอมรับเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ แต่ความรู้ความเข้าใจในพื้นฐานของหลักการการก่อสร้างการออกแบบ รวมทั้งข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบยังมีจำกัดอยู่มาก งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์หลักในการศึกษาแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างดินกับท่อและศึกษาการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ เพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับการออกแบบในอนาคต โดยทำการศึกษาวิเคราะห์จากข้อมูลการก่อสร้างของโครงการวางท่อสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี และโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ) ข้อมูลแรงดันท่อได้จากการบันทึกโดยระบบคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะชนิดแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPB) ส่วนข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินทางธรณีเทคนิค จากโครงการวางท่อสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี

ผลการศึกษาพบว่า ค่า Adhesion Factor (α) หรือสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของดินเหนียวระหว่างท่อกับดิน เป็นความสัมพันธ์กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) และขึ้นอยู่กับสารหล่อลื่นที่ใช้ โดย $\alpha = 0.44 - 0.094 \ln(S_u)$ สำหรับการดันท่อที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น และ $\alpha = 0.14 - 0.034 \ln(S_u)$ สำหรับการดันท่อที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมกับพอลิเมอร์ (Bentonite - Polymer Slurry) เป็นสารหล่อลื่น การทรุดตัวของดินขณะทำการดันท่อ พบว่าการทรุดตัวของดินส่วนใหญ่จะเกิดจากการสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ ผลการวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์สำหรับการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินโดยวิธี Empirical ที่เสนอโดย Peck (1969) และ O'Reilly & New (1982) พบว่า ค่าพารามิเตอร์ $i = 4.40$ เมตร และ $K = 0.32$ โดยมีค่า Ground Loss ≈ 0.46 % ในขณะที่การประมาณ โดยวิธี Finite Element พบว่าค่า E_p/S_u ที่สามารถใช้ในการประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะ EPB ควรจะมีค่าประมาณ 300 420 และ 550 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ในกรุงเทพฯ ตามลำดับ

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
 ปีการศึกษา.....2544...

4370230921: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: PIPE JACKING / MICROTUNELLING / TUNNELLING

KITISAK KERTSOM : BEHAVIOR OF FRICTIONAL RESISTANCE AND GROUND
MOVEMENT INDUCED BY PIPE JACKING SYSTEM IN BANGKOK SUBSOILS.

THESIS ADVISOR : ASST. PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 138 pp.
ISBN 974-03-1626-3.

Pipe jacking system has been known for many years in Thailand, however, the understanding in fundamental concept of construction and design is still limited. This research aims to study the friction between pipe and surrounding ground, as well as the soil movement induced during pipe jacking. The research sites are the 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation Project, and the Bangkok Wastewater Project, Phase 3 (Nongkhaem – Phasicharoen) Project. The jacking force was automatically recorded by computer system of the Earth Pressure Balance (EPB) shield. The ground movement was measured by means of the geotechnical instrumentation on the 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation Project.

The results show that the Adhesion factor (α) which is the frictional coefficient between pipe and surrounding soil, is in the function of undrained shear strength (S_u) and depended on the type of lubricator. The α - values of $\alpha = 0.44 - 0.094 \ln(S_u)$ and $\alpha = 0.14 - 0.034 \ln(S_u)$, are for bentonite slurry as a Lubricant and bentonite/polymer slurry, respectively. It was found that the vertical ground displacement during pipe jacking mainly induced by volume loss of soil flowed in at the shield face. According to back analysis, the appropriate parameters, for prediction of the ground surface settlement, based on the empirical method proposed by Peck (1969) and O'Reilly & New (1982), $i = 4.40$ m., and $K = 0.32$ for Ground Loss ≈ 0.46 %. Based on Finite Element Method analysis, the E_u/S_u values those can be used for prediction of the ground surface settlement are about 300,420, and 550 for soft clay, medium clay, and first stiff clay in Bangkok subsoils respectively.

Department.....Civil Engineering..... Student's signature.....
Field of study.....Civil Engineering..... Advisor's signature.....
Academic year.....2001..

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “พฤติกรรมแรงเสียดทานและการเคลื่อนตัวของดินจากการดันท่อ
ในชั้นดินกรุงเทพฯ” ผู้เขียนขอแสดงความขอบพระคุณ

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ซึ่งได้ให้คำปรึกษา คำแนะนำ
ต่างๆ และช่วยแก้ไขข้อบกพร่องในการทำวิทยานิพนธ์นี้ ให้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน
และ ดร. วิรุวัต บุญญะฐิติ ที่ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ และให้คำแนะนำในการ
ทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่ให้ทุนการศึกษาในโครงการพัฒนาอาจารย์
สาขาขาดแคลน

บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) สำนักการระบายน้ำกรุงเทพมหานคร
และ บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูล ในการดำเนินงานวิทยานิพนธ์
นี้

กิตติศักดิ์ เกิดสม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ.....	ฐ
สัญลักษณ์.....	ณ

บทที่

บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 ลักษณะของโครงการที่ทำการศึกษา.....	2
1.2.1 โครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV	2
1.2.2 โครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแวม – ภาษีเจริญ)	8
1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	10
1.4 ขอบเขตของการวิจัย	10
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	11
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	12
2.1 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ	12
2.2 ทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษา.....	14
2.2.1 แรงต้านทานการดันท่อ	14
2.2.1.1 แรงต้านทานด้านหน้า (Face Resistance).....	15
2.2.1.2 แรงเสียดทานที่แนวท่อ (Line Friction Resistance)	20
2.2.2 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธี Empirical	23
2.2.2.1 สมมุติฐานแนวการทรุดตัว	24
2.2.2.2 การประเมินค่า Ground Loss และค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน	25
2.2.2.3 การทรุดตัวในแนวขวาง	25

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.2.2.4 การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969)	27
2.2.2.5 การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O' Reilly & New (1982)	28
2.2.2.6 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่าง ๆ	30
2.2.3 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์	31
2.2.3.1 คำนิยามทั่วไปของ Stress และ Strain	32
2.2.3.2 Elastic strain	33
2.2.3.3 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์ แบบประสิทธิผล	34
2.2.3.4 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์ แบบหน่วยแรงรวม	34
2.2.3.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb	35
บทที่ 3 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)	38
3.1 คำนิยามของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)	38
3.2 องค์ประกอบของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)	38
3.2.1 ส่วนหน้า (The Face)	38
3.2.2 แนวท่อ(The line)	38
3.2.3 บ่อดัน (Drive Pit)	40
3.2.4 ส่วนเครื่องจักรบนพื้นผิวดิน (Top side-Surface Equipment)	40
3.3 ท่อดัน (Jacking Pipe)	42
3.3.1 จุดต่อของท่อคอนกรีต	42
3.3.2 แรงที่กระทำต่อโครงสร้างท่อ	44
3.3.3 การวางท่อและการดันท่อ	45
3.3.3.1 แรงตามแนวแกนที่เกิดจากการดันท่อ	45
3.3.3.2 แรงในแนวตั้ง	46
3.3.3.3 แรงดันดินในแนวราบ	47
3.3.3.4 เงื่อนไขของฐานรองรับ (Bedding condition)	47
3.3.4 การออกแบบท่อ	49
3.3.4.1 Soil Prism	49

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.3.4.2 วิธี ATV.....	51
3.3.4.3 การออกแบบท่อยึดหยุ่น	55
3.3.5 การออกแบบท่อในแต่ละประเทศ.....	55
3.3.5.1 เยอรมนีตะวันตก.....	55
3.3.5.2 สวิตเซอร์แลนด์	56
3.3.5.3 ญี่ปุ่น	57
3.3.5.4 ออสเตรเลียและสหรัฐอเมริกา	59
3.4 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ	60
3.4.1 การเจาะสำรวจในสถานที่ก่อสร้าง (Site investigation)	60
3.4.2 การก่อสร้างป่อรับ ป่อดัน	60
3.4.2.1 Stable Ground and shallow Depth	61
3.4.2.2 Unstable Ground and Deep Shafts	62
3.4.2.3 ผนังรับแรงดัน (Reaction Walls)	62
3.4.3 ติดตั้งเครื่องจักร.....	63
3.4.3.1 หัวเจาะ (Shield).....	63
3.4.3.2 ชุดของการดัน (Jacking Ring)	64
3.4.4 การควบคุมแนวท่อ(Alignment Controlled).....	64
3.4.4.1 ความจำเป็นพื้นฐาน (Basic Requirements)	64
3.4.4.2 การควบคุมแนวท่อโดยวิธีปกติ	65
3.4.4.3 การควบคุมโดยวิธีอัตโนมัติ	66
3.5 ผลงานการก่อสร้าง.....	66
3.5.1 ความยาวของการดันท่อ	67
3.5.2 อัตราความก้าวหน้า	67
3.5.3 การจัดให้อยู่ในแนวและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน	68

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 วิธีการดำเนินงานวิจัย	70
4.1 ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย.....	70
4.1.1 ข้อมูลแรงดันท้อ (Jacking Forces)	70
4.1.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดิน (Ground Movement)	70
4.1.3 ข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดิน	73
4.2 วิธีการวิเคราะห์	73
4.2.1 การประมาณค่าแรงเสียดทานรอบท้อ	73
4.2.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน.....	80
4.2.2.1 ด้วยวิธี Empirical	80
4.2.2.2 ด้วยวิธี Finite Element.....	80
บทที่ 5 การวิเคราะห์และอภิปรายผล.....	81
5.1 การแปลผลแรงเสียดทาน	81
5.2 การประมาณค่าแรงเสียดทาน.....	81
5.2.1 ผลของการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ เป็นสารหล่อลื่น	81
5.2.2 ผลของการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ ผสมพอลิเมอร์เป็นสารหล่อลื่น	84
5.3 เปรียบเทียบและอภิปรายค่า Adhesion Factor	86
5.4 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน	89
5.4.1 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยวิธี Empirical	90
5.4.2 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	90
5.4.3 การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ระดับความลึกต่าง ๆ	91
5.5 อภิปรายผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน.....	92
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	95
6.1 สรุปผลการวิจัย	95
6.1.1 สรุปผลการวิเคราะห์ค่า Adhesion Factor (α)	95
6.1.2 สรุปผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว.....	95
6.2 ข้อเสนอแนะ.....	96

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
รายการอ้างอิง.....	97
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก.....	101
ภาคผนวก ข.....	109
ภาคผนวก ค.....	112
ภาคผนวก ง.....	128
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	138



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 การคำนวณแรงต้านทานที่ปลายของ Cutting edge (Herzog, 1985)	17
2.2 แสดงสมการที่ใช้คำนวณหาค่า Skin Friction (M)	21
2.3 frictional coefficient (f_2)	22
3.1 หน่วยแรงที่ยอมให้ของจุดต่อจากการดันท่อในบางประเทศ (Craig, 1983)	43
3.2 แรงดันท่อสูงสุดโดยประมาณ (Concrete Pipe Association of Australasia , 1996)	44
3.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานของดินแต่ละชนิด (Richardson, 1970).....	50
3.4 Load coefficient (C_d) ที่สัมพันธ์กับอัตราส่วนของความลึกและเส้นผ่านกลาง สำหรับการคำนวณแรงดันดิน (Richardson, 1970).....	51
3.5 อัตราความก้าวหน้าของการดันท่อสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในบางประเทศ (Craig, 1983)	68
3.6 เกณฑ์ความคลาดเคลื่อนในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในบางประเทศ	69
4.1 ข้อมูลการของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ)	71
4.2 ข้อมูลแรงดันท่อโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี	71
4.3 ตัวอย่างการหาค่า Adhesion Factor (α)	75
5.1 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ เป็นสารหล่อลื่น	82
5.2 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมพอลิเมอร์ เป็นสารหล่อลื่น	84

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 แสดงลักษณะการก่อสร้างด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)	2
1.2 แผนที่แนวอุโมงค์ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อกันระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี	4
1.3 บ่อรับ (Receive Pit)	5
1.4 บ่อดัน (Drive shaft)	5
1.5 ด้านข้างท่อคอนกรีต	7
1.6 ด้านหน้าท่อคอนกรีต	7
1.7 แผนที่แนวอุโมงค์ของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ)	9
2.1 แสดงแรงต้านทานการดันท่อที่เกิดขึ้นประกอบด้วย แรงต้านทานด้านหน้า (F_s) และ แรงเสียดทานที่แนวท่อ (F_f)	15
2.2 ค่าสัมประสิทธิ์ของ Load – bearing capacity (λ_c) (Weber, 1981)	17
2.3 ส่วนประกอบของแรงต้านทานด้านหน้าของหัวเจาะ EPB	19
2.4 การทรุดตัวที่ผิวดินเป็นลักษณะ 3 มิติ	23
2.5 ลักษณะ Settlement, Horizontal Displacement, Horizontal Strain ในแนวขวางที่ผิวดิน	27
2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับความลึก จากผิวดิน ถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z/2R$) (Peck, 1969)	28
2.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า i กับความลึก z (O'Reilly & New, 1982)	29
2.8 แสดงช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair และคณะ, 1993)	30
2.9 ค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว (Mair, 1993)	31
2.10 แสดง Node และ Stress Point	32
2.11 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ	33
2.12 พื้นฐานแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic	36
2.13 Yield surface ของ Mohr – coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก ($c=0$)	36

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.1 องค์ประกอบของ ระบบดันท่อใต้ดิน	39
3.2 ติดตั้งแนวเดี่ยว (Single pass) ก. ขณะทำการก่อสร้าง	
ข. ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว	40
3.3 ติดตั้งแนวคู่ (Double pass) ก. ขณะทำการก่อสร้าง	
ข. ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว	41
3.4 ติดตั้งระบบท่อคุ้มกัน (Casing system) ก. ขณะทำการก่อสร้าง	
ข. ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว.....	41
3.5 จุดต่อแบบ Rebated	42
3.6 จุดต่อแบบ Collared	43
3.7 แรงที่กระทำบนท่อแบบ Rigid และ Flexible	45
3.8 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง(Load coefficient) , C_L	46
3.9 รูปแบบการถ่ายแรงของดิน.....	48
3.10 แบบจำลองการคำนวณของ Terzaghi	52
3.11 แบบจำลองในการคำนวณแรงของดินที่กระทำบนท่อ	52
3.12 Stress reduction factor(k)	54
3.13 ชุดของการดัน (Jacking Ring).....	64
4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินโครงการก่อสร้างอุโมงค์	
วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี	72
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน	78
5.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_U ใช้สารละลายเบนโทไนท์	
เป็นสารหล่อลื่น.....	83
5.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_U ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมพอลิเมอร์	
เป็นสารหล่อลื่น.....	85
5.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_U ของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ	
(Pipe Jacking System)ในชั้นดินกรุงเทพฯ.....	87
5.4 หน่วยโครงสร้างของ Montmorillonite	87

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_U ในชั้นดินกรุงเทพฯ ของงานก่อสร้าง อุโมงค์ด้วยระบบดันท่อและเสาเข็มเจาะระบบเปียก.....	89
5.6 การประมาณการทรุดตัวด้วยวิธี Empirical เปรียบเทียบกับ ข้อมูลที่วัดจากสนาม	90
5.7 การประมาณการทรุดตัวด้วย FEM เปรียบเทียบกับข้อมูลที่วัดจากสนาม	91
5.8 ปริมาณการทรุดตัวของชั้นดินแนวตั้งที่ระดับความลึกต่าง ๆ (Extensometer)	92
5.9 ปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ระดับความลึกต่าง ๆ (Inclinometer).....	93
5.10 แสดงพัฒนาการและสัดส่วนของการทรุดตัวตามแนวยาวของการก่อสร้าง อุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)	94

สัญลักษณ์

α	=	Adhesion factor
S_u	=	Undrained shear strength
φ	=	มุมเสียดทานภายในของดิน
M	=	Skin friction
γ_B	=	หน่วยน้ำหนักของดิน
λ_c	=	ค่าสัมประสิทธิ์ของ Load – bearing capacity
F_{supp}	=	แรงต้านทานจากแรงค้ำยัน
P_{supp}	=	แรงดันในห้องเก็บดินของหัวเจาะปรับแรงดันสมดุล
A_{face}	=	พื้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ
W_{exc}	=	แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ
A_{exc}	=	พื้นที่ของอุปกรณ์ขุดเจาะ
K_a	=	Coefficient of active earth pressure
K_o	=	Coefficient of earth pressure at rest
K_p	=	Coefficient of Passive earth pressure
f_2	=	Frictional coefficient
S	=	ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ x ใดๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
S_{max}	=	ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์
i	=	ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง
E'	=	Effective Young's modulus
E_u	=	Undrained Young's Modulus
G	=	Shear Modulus
ν	=	Undrained Poisson's Ratio
ν'	=	Drained Poisson's Ratio
CPT	=	Cone Penetration Test
SPT	=	Standard Penetration Test
Uc	=	Unconfined Compression Test
EPB	=	Earth Pressure Balance

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

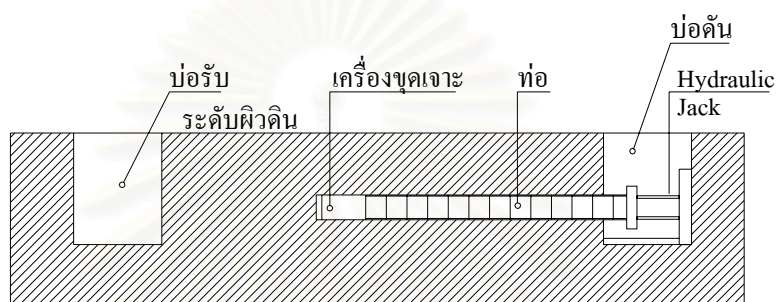
ในปัจจุบันนี้การเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากรและการเติบโตของเศรษฐกิจในกรุงเทพฯและในเขตเมืองใหญ่เป็นไปอย่างรวดเร็วทำให้เกิดความต้องการสาธารณูปโภคต่าง ๆ เพิ่มขึ้นตามมาด้วยไม่ว่าจะเป็น ระบบประปา ไฟฟ้า โทรศัพท์ ท่อระบายน้ำ และ ท่อระบบบำบัดน้ำเสีย ซึ่งยังขาดแคลนอยู่มาก การก่อสร้างสาธารณูปโภคเหล่านี้มักจะมีผลกระทบต่อสภาพแวดล้อม กิจกรรมประจำวันของประชาชน เกิดมลภาวะ และทำให้บ้านเมืองไม่สวยงาม วิธีการก่อสร้างที่จะลดปัญหาดังกล่าว จึงเป็นสิ่งจำเป็นในการก่อสร้างโครงการขนาดใหญ่ในปัจจุบัน การก่อสร้างด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) ก็เป็นวิธีหนึ่งที่สามารถลดปัญหาดังกล่าวได้ดี ดังนั้นงานก่อสร้างด้วยวิธีนี้ จึงเริ่มเข้ามามีบทบาทสำหรับงานก่อสร้างใต้ดินในพื้นที่กรุงเทพฯ มากขึ้นเรื่อย ๆ

ระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) เป็นเทคนิคการก่อสร้างในการวางท่อ หรือ อุโมงค์ใต้ดินขนาดเล็กที่เชื่อมระหว่างจุด 2 จุดโดยไม่ต้องเปิดหน้าดินระหว่างจุด 2 จุดนั้น การขุดเจาะทำได้โดยการใช้หัวเจาะ (sheild) ขุดเจาะนำ จากนั้นใช้การดันท่อ หรืออุโมงค์ขนาดเล็กไปตามแนวที่ต้องการ โดยใช้แม่แรง (Hydraulic) ดันจากบ่อดันไปยังบ่อรับที่เตรียมไว้ ดังแสดงในรูปที่ 1.1 วิธีนี้จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการก่อสร้างอุโมงค์ในพื้นที่กรุงเทพฯ และเมืองใหญ่ ๆ แต่ปัญหาสำคัญของหลักการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ คือแรงเสียดทาน (Friction Forces) ที่เกิดขึ้นระหว่างดินกับท่อในระหว่างการดันท่อ เนื่องจากขนาดของแรงเสียดทานจะเป็นตัวกำหนดระยะทางในการดันท่อ จำนวนบ่อรับบ่อดัน การออกแบบผนังกำแพงบ่อรับแรงดัน กำลังของชุดแม่แรง (hydraulic Jack) ระบบของสารหล่อลื่น การใช้ Intermediate Jack และอัตราความก้าวหน้าของโครงการ เป็นต้น เพราะฉะนั้น การคาดคะเน ขนาดของแรงเสียดทานที่ถูกต้อง จึงเป็นสิ่งที่สำคัญมากสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ เนื่องจากขนาดของแรงเสียดทาน (Friction Forces) จะเป็นตัวแปรที่สำคัญที่สุดในการประมาณการค่าก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีนี้

จากปัญหาดังกล่าวได้มีการนำสารหล่อลื่น เช่น น้ำ สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) หรือโพลิเมอร์ (Polymer Slurry) เข้ามาเพื่อช่วยลดแรงเสียดทานที่ผิวท่อ และในบางครั้งยังต้องใช้ Intermediate Jack ซึ่งต้องมีการเตรียมการและวางแผนล่วงหน้าในการวางตำแหน่งของจุดที่จะทำการฉีดสารหล่อลื่น, จุดตำแหน่งของ Intermediate Jack, ตำแหน่งบ่อดันและตำแหน่งบ่อรับที่เหมาะสม เพื่อลดค่าก่อสร้างให้ได้มากที่สุด ซึ่งข้อมูลที่สำคัญในการออกแบบและวางแผนสิ่งเหล่านี้ ก็คือข้อมูลของแรงเสียดทาน เพราะฉะนั้นการคาดคะเน

แรงเสียดทานที่แม่นยำ จึงเป็นสิ่งที่สำคัญมากในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) และปัญหาอีกอย่างหนึ่งของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ คืออาจจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งอาจทำให้เกิดความเสียหายกับสิ่งปลูกสร้างใกล้เคียง

การวิจัยครั้งนี้จะศึกษาค่าแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อที่เกิดขึ้นระหว่างการดันท่อ และศึกษาการเคลื่อนตัวของดิน (Ground Movement) เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ โดยจะทำการศึกษาวิเคราะห์ข้อมูลจริงของโครงการวางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี และโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ)



รูปที่ 1.1 แสดงลักษณะการก่อสร้างด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

1.2 ลักษณะของโครงการที่ทำการศึกษา

1.2.1 โครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV

โครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี (Construction of 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation) ดังแสดงในแผนที่ 1.2 เป็นโครงการของการไฟฟ้านครหลวง (Metropolitan Electricity Authority , MEA) ซึ่งมีวัตถุประสงค์เพื่อวางสายไฟฟ้า 230 kV และ 115 kV เพื่อสนองความต้องการการใช้ไฟฟ้าที่เพิ่มขึ้นของประชาชน โดยมี กิจการร่วมค้า อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) และ สแกนสกา ลุนด์บี อัครดิโบลัก (The Joint Venture of Italian-Thai Development Public Co.,LTD. And Skanska Lundby Aktiebolag) เป็นผู้รับเหมา มีความยาวของโครงการ 7,850 เมตร ตัวอุโมงค์เป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 2.6 เมตร เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 3.04 เมตร มีบ่อดันทั้งหมด 21 บ่อ หัวเจาะอุโมงค์ (shield) ที่นำมาใช้เป็นหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance shield ,EPB) จำนวน 2 หัวเจาะ ของบริษัท Herrenknecht โดยเริ่มงานเมื่อเดือนมีนาคม 2542 ระยะเวลาก่อสร้างกำหนดไว้ 44 เดือน

1.2.1.1 การเจาะสำรวจดิน

การเจาะสำรวจดินของโครงการนี้ได้ทำการเจาะทั้งสิ้น 21 หลุม ตามแนวยาวของโครงการ โดยเจาะถึงความลึกประมาณ 26 เมตรจากผิวดิน มีการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed) มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการอันประกอบไปด้วย Atterberg limits test, Unit weight, Natural water content, sieve analysis และ Unconfined Compression Test และมีการทำ Standard Penetration Test ,(SPT) ในภาคสนาม

1.2.1.2 หัวเจาะอุโมงค์

หัวเจาะอุโมงค์ที่นำมาใช้เป็นเครื่องขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance shield ,EPB) จำนวน 2 หัวเจาะ ของ Herrenknecht ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกหัวเจาะ 3.05 เมตร และมี Over cut 1.5 ซม. ซึ่งมีส่วนประกอบต่าง ๆ ดังต่อไปนี้ หัวเจาะอุโมงค์ (Cutter head) ห้องเก็บดิน (Soil Chamber) หน่วยขับเคลื่อน (Drive Unit) ป้อนลำเลียงดิน,สกรูลำเลียงดิน (Screw Conveyor) ฟันกัดดินที่ด้านบนหัวเจาะอุโมงค์ (copy Cutter) และ Back Up System ทำการขุดเจาะที่ความลึกประมาณ 10 – 14 เมตร จากผิวดิน โดยเจาะในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (medium clay) เท่านั้น

1.2.1.3 บ่อรับ (Receive Pit) และ บ่อดัน (Drive Pit)

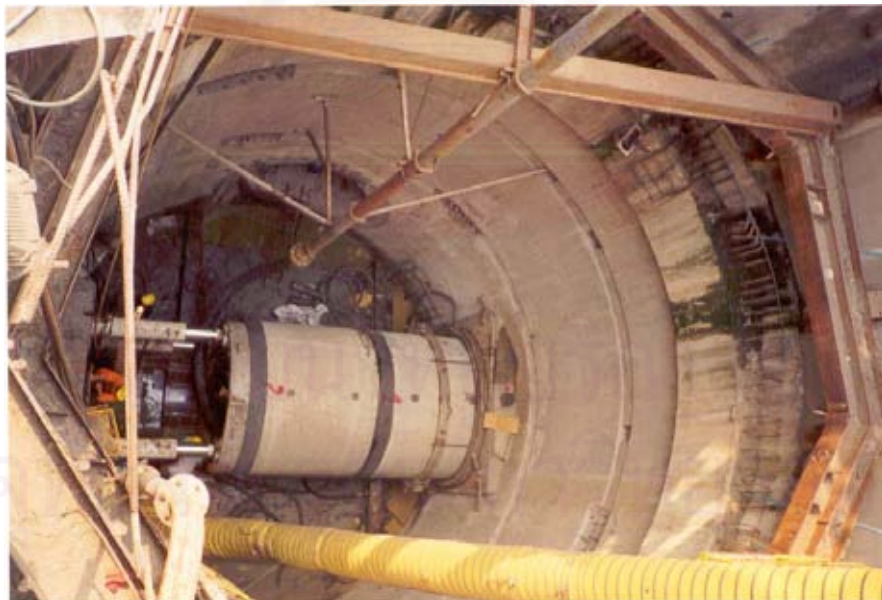
ตลอดโครงการมีบ่อรับและบ่อดันรวมกันทั้งสิ้น 21บ่อ ดังแสดงในรูปที่ 1.3 และ 1.4 ระยะห่างของบ่อดันกับบ่อรับประมาณ 400 - 500 เมตร โดยมีรูปร่างเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีขนาดภายในเท่ากับ 8.8 x 4.5 เมตร จำนวน 19 บ่อและมีรูปร่างเป็นทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 9 เมตร จำนวน 2 บ่อ ฐานรากบ่อรับและบ่อดันวางอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 20 เมตรจากผิวดิน ซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) การก่อสร้างบ่อดันจะใช้วิธีการจมบ่อ หรือ Sinking caisson บ่อดันส่วนใหญ่อยู่ในแนวคลองริมถนนวิภาวดีรังสิต ห่างจากขอบถนนประมาณ 13 - 15 เมตร

1.2.1.4 ระบบหล่อลื่น (Lubrication System)

สารหล่อลื่นที่อยู่ในโครงการนี้ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ผสมกับพอลิเมอร์เป็นสารหล่อลื่น โดยควบคุมการฉีดโดยอัตโนมัติผ่านระบบคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance) การฉีดสารหล่อลื่นจะฉีดทุก ๆ ระยะ 15 เมตร ตามความยาวของท่อ แต่ละจุดที่ฉีดจะมีตำแหน่งฉีด 3 ตำแหน่ง ที่ 5 7 และ 12 นาฬิกา



รูปที่ 1.3 บ่อรับ (Receive Pit)



รูปที่ 1.4 บ่อดัน (Drive Pit)

1.2.1.6 ระบบนำร่อง (Guidance System)

การดันท่อในช่วงที่ยาวและมีการออกแบบให้มีความโค้งทั้งแนวตั้งและแนวราบ จำเป็นต้องทำการสำรวจที่สลับซับซ้อนมาก ดังนั้นเครื่องชุดเจาะระบบ EPB จึงได้ปรับปรุงระบบนำร่องให้สามารถรองรับการทำงานทั้งสองแกน ระบบนำร่อง VMT ชนิด SLS –RV ที่ติดตั้งในระบบการจัดการในหัวเจาะ EPB ของ Herrenknecht นำร่องโดย Laser beam ที่ติดตั้งในหัวเจาะ โดยจุดศูนย์กลางของ beam จะมีความสัมพันธ์กับจุดศูนย์กลางเป้าหมาย (target) ที่จะหา การกำหนดแนวอุโมงค์จะใช้คอมพิวเตอร์และระบบนำร่องจะทำงานโดยอัตโนมัติ ตามแนวที่กำหนดไว้

ในการควบคุมการดันแนวอุโมงค์ที่ยาวและโค้งสามารถแยกขั้นตอนการทำงานได้ 3 ขั้นตอนดังนี้ ขั้นตอนแรก สถานีควบคุมอัตโนมัติทั้งหมดอยู่ในบ่อดัน และช่วงการดันท่อจะควบคุมให้ยาวที่สุดเท่าที่ laser ไปถึง ELS target ได้ ซึ่งความยาวในขั้นตอนนี้ประมาณ 100 – 200 เมตร ขึ้นอยู่กับขนาดและความโค้งของอุโมงค์ ขั้นตอนที่สอง กล้อง Theodolite จะเคลื่อนที่เข้ามาในอุโมงค์และจะส่องกลับไปยัง target prism ในบ่อดัน ตำแหน่งของกล้อง Theodolite จะถูกตรวจสอบโดยอัตโนมัติ จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะ EPB ขั้นตอนที่สาม เคลื่อน target prism ในบ่อดัน เข้ามายังแนวท่อ เนื่องจากเมื่อการส่องของกล้อง Theodolite กลับไปยัง target prism ที่อยู่ในบ่อดันมองไม่เห็น โปรแกรมจะทำการคำนวณตำแหน่งของกล้อง Theodolite และ target prism เมื่อมีการเคลื่อนที่ระหว่างการดัน

1.2.1.7 ท่อหรืออุโมงค์ (Pipe or Tunnel)

ท่อที่ใช้เป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อสำเร็จรูป (Precast reinforced concrete pipe) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 2.6 เมตร เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 3.04 เมตร มีความหนา 0.22 เมตร มีความยาว 2.43 เมตร จุดต่อท่อจะทำการ Seal โดยใช้ Rubber gasket ซึ่งมีความกว้าง 6 ซม. หนา 2.35 ซม. และมี Steel collar กว้าง 30 ซม. หนา 0.9 ซม. รอบตัวท่อ ดังแสดงในรูปที่ 1.5 และ 1.6 ท่อนี้ออกแบบให้สามารถรับแรงอัดสูงสุดได้ 500 กก./ซม.² ที่อายุ 28 วัน และรับแรงในแนวแกนสูงสุดได้ 2,200 ตัน รับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้ 8.28 ตัน-ม./ม. (ที่ Cracking) และรับโมเมนต์ดัด 19.92 ตัน-ม./ม. (ที่ breaking) ความลึกของจุดศูนย์กลางท่อหรืออุโมงค์ ประมาณ 10 -14 เมตรจากผิวดิน



รูปที่ 1.5 ด้านข้างท่อคอนกรีต

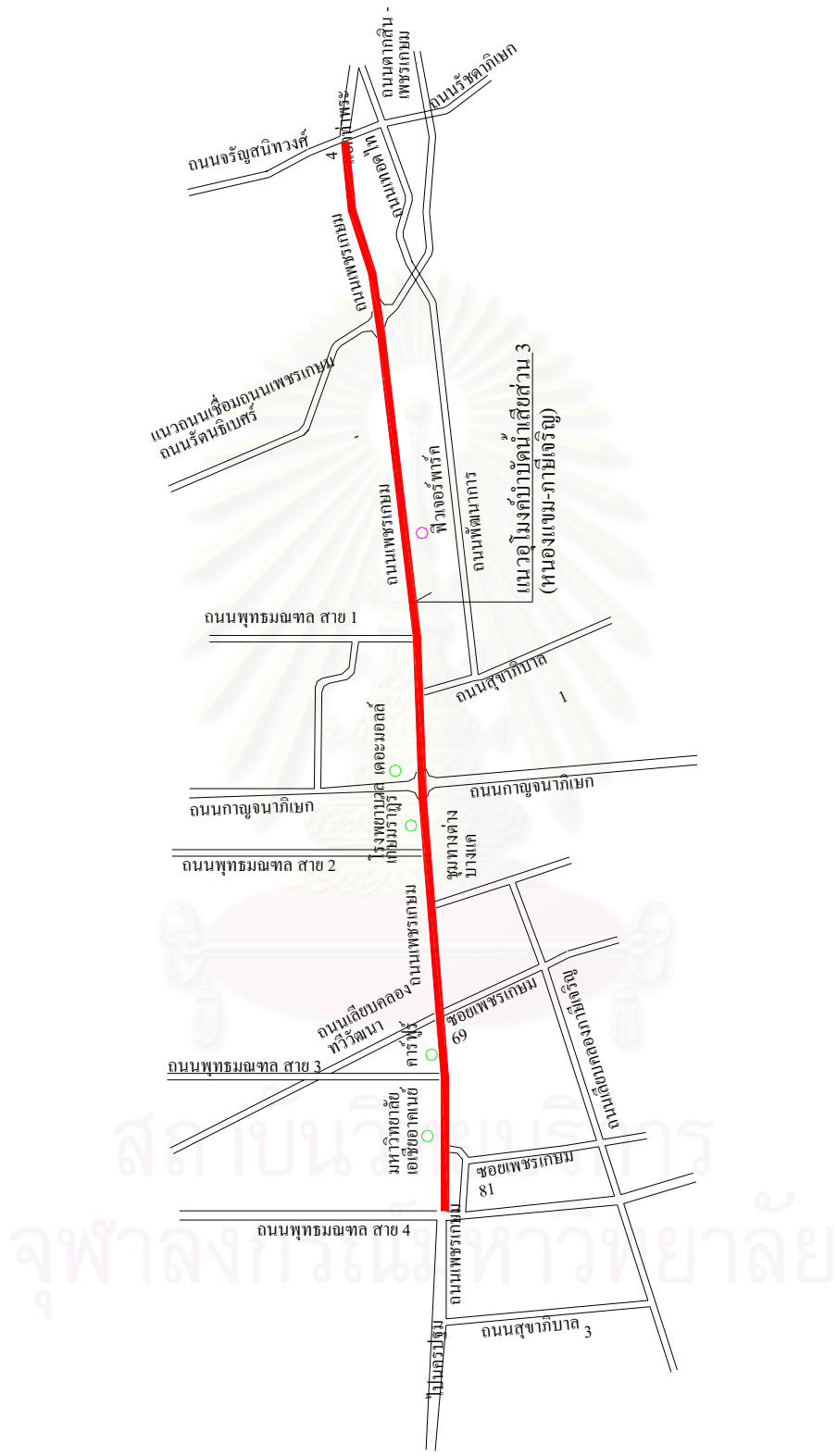


รูปที่ 1.6 ด้านหน้าท่อคอนกรีต

1.2.2 โครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ)

โครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ) ดังแสดงในแผนที่ 1.7 เป็นโครงการของสำนักการระบายน้ำกรุงเทพมหานคร มีวัตถุประสงค์เพื่อรวบรวมน้ำเสียในเขตหนองแขมและเขตภาษีเจริญ มีความยาวของตัวท่อที่วางทั้งหมดประมาณ 47 กม. ครอบคลุมพื้นที่ 42 ตร.กม. เส้นทางหลักของโครงการจะวางตามยาวของถนนเพชรเกษม (จากเพชรเกษมซอย 104 ถึง 4 แยกท่าพระ) และเส้นทางรองจะวางตามซอย และจะมาเชื่อมต่อกันกับเส้นทางหลักที่ทางแยกท่อที่ใช้เป็นท่อคอนกรีตมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในตั้งแต่ 0.3 – 2.3 เมตร วางที่ความลึกประมาณ 3 – 17 เมตร

การสำรวจดินของโครงการนี้ ได้ทำการเจาะสำรวจดินทั้งหมด 14 หลุม ตามแนวเส้นทางหลักของโครงการ และมีการทำทดสอบ Cone Penetration Test (CPT) ที่ตำแหน่งของบ่อดินและบ่อรับ และมีการทำ Field Vane Shear Test และ Torvane ควบคู่ไปด้วย โดยการเจาะสำรวจและการทดสอบ CPT ทดสอบถึงความลึกประมาณ 20 เมตรจากผิวดิน มีการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อันประกอบไปด้วย Atterberg limits test, Unit weight, Natural water content, sieve analysis และ Unconfined compression test และมีการทดสอบ Standard penetration Test, (SPT) ในภาคสนามด้วย



รูปที่ 1.7 แผนที่แนวอุโมงค์ของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแวม – ภาษีเจริญ)

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ในการวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ของการวิจัยตามหัวข้อต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System)
2. เพื่อศึกษาค่าแรงเสียดทาน (Resisting Force) ที่เกิดขึ้นระหว่างดินกับท่อ
3. เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System)

1.4 ขอบเขตของการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้ จะศึกษาถึงค่าแรงเสียดทาน (Resisting Force) ระหว่างดินกับท่อที่เกิดขึ้นระหว่างการดันท่อ ของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) ซึ่งข้อมูลแรงดันท่อ และแรงต้านทานจากแรงดันค้ำยัน (Face Pressure) ได้จากการบันทึกโดยระบบคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะ EPB ทุก ๆ ระยะ 20 ซม. ของโครงการวางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี (Construction of 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation) และโครงการก่อสร้างระบบบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม- ภาษีเจริญ) และศึกษาการเคลื่อนตัวของผิวดิน ซึ่งข้อมูลการเคลื่อนตัวของผิวดินได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางธรณีเทคนิคโดยข้อมูลทั้งหมดได้จากโครงการวางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี ขอบเขตของงานวิจัยสามารถแบ่งได้ตามหัวข้อต่อไปนี้

1. เก็บข้อมูลในสนาม

1.1 ข้อมูลแรงดันท่อ

ข้อมูลแรงดันท่อ และแรงต้านทานจากแรงดันค้ำยัน (Face Pressure) ได้จากการบันทึกโดยอัตโนมัติผ่านคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะ EPB ทุก ๆ ระยะ 20 ซม. ทั้ง 2 โครงการ

1.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของผิวดิน

ข้อมูลการเคลื่อนตัวของผิวดินที่ได้จากการวัดโดยการติดตั้งเครื่องมือทางธรณีเทคนิค ของโครงการวางท่อสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อ

ระหว่างลาดพร้าวกับ วิภาวดี ในช่วง MH -1 ถึง MH - 2 ดังแสดงในรูปที่ 1.2 และรายละเอียดในรูป 4.1

2. คาคะเนแรงเสียดทานที่จะเกิดขึ้นจากการดันตัวอุโมงค์ เพื่อหาค่า Adhesion factor ที่มีความสัมพันธ์กับค่า Undrain Shear Strength
3. ศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) โดยวิธี Empirical ที่เสนอโดย Peak (1969) และ O'Reilly & New (1982) และใช้วิธี Finite Element (FEM) (โปรแกรม "Plaxis")
4. ศึกษาวิธีและขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูง 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับ วิภาวดีรังสิต (Construction of 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation)

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงขั้นตอนการทำงานและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System)
2. ทำให้ทราบถึงแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อที่เกิดขึ้นระหว่างการดันท่อซึ่งจะเป็นประโยชน์ที่จะใช้ในการออกแบบของโครงการในอนาคต
3. ทำให้ทราบถึงลักษณะและปริมาณการเคลื่อนตัวของดินที่ผิวดิน จากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบการดันท่อ (Pipe Jacking System) ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวโครงการในอนาคต

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) เกิดขึ้นครั้งแรกเมื่อประมาณ 100 ปีก่อน ในสหรัฐอเมริกา แต่เพิ่งเริ่มพัฒนาใช้กันอย่างจริงจัง เมื่อประมาณ 50 ปีนี้เอง โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะหาวิธีการวางท่อใต้ดินหรือซ่อมแซมของเดิมที่ชำรุด โดยไม่ต้องทำการขุดร่องจากผิวดินซึ่งเมื่อเริ่มแรกวิธีการนี้ใช้เฉพาะการวางท่อขนาดเล็กวิธีการดำเนินการจะทำการขุดหลุมหรือบ่อที่จะทำการดันท่อ (Drive Pit) ที่ปลายข้างหนึ่ง สำหรับการดันลอดสิ่งกีดขวาง เช่น ทางรถไฟ คลอง หรือถนน ซึ่งไม่สามารถใช้การก่อสร้างแบบขุดร่องเปิดได้ ในกรณีก่อสร้างท่อยาว ๆ และติดตั้งแม่แรงในบ่อดันเพื่อดันท่อทั้งขบวนให้เคลื่อนตามแนวท่อผ่านใต้ดินตามแนวที่ต้องการเพื่อไปโผล่ยังบ่อรับที่อยู่ถัดไปข้างหน้า โดยไม่จำเป็นต้องมีการขุดร่องดินตามแนวท่อ ในการพัฒนาช่วงแรก ๆ จึงไม่ค่อยยุ่งยากมากนัก ไม่ว่าในเรื่องการควบคุมแนวและระดับของท่อที่ดันไปใต้ดิน แม่แรงที่ใช้ดันไม่จำเป็นต้องมีขนาดใหญ่มาก ท่อที่ดันสามารถปิดปลายด้านหน้าจึงไม่มีดินไหลเข้าท่อและการเคลื่อนตัวของดินจากการดันท่อจะเกิดขึ้นในปริมาณต่ำไม่ทำให้ผิวดินด้านบนอุดหรือยุบตัว ในกรณีที่ท่อมีขนาดใหญ่ขึ้นมาเล็กน้อย หรือชั้นดินมีสภาพแข็ง ไม่สามารถดันท่อในลักษณะปิดหัว (Blind Jacking) ได้ เพราะจะทำให้ดินเคลื่อนตัวมากเกินไป จะใช้วิธีเจาะนำโดยใช้เครื่องเจาะแบบสว่าน หรือหัวเจาะอื่นช่วย เพราะท่อเล็กเกินไปที่คนจะเข้าไปทำงานได้

ต่อมาจึงมีการพัฒนาวิธีการ และเทคนิคเพื่อให้สามารถนำวิธีการดันท่อ (Pipe Jacking) มาใช้ก่อสร้างท่อขนาดใหญ่ขึ้น ในระดับเส้นผ่านศูนย์กลางถึงประมาณ 2 เมตร ซึ่งมีขนาดใหญ่พออาจจะเรียกว่าอุโมงค์ขนาดเล็ก ในการดันท่อขนาดใหญ่ความยุ่งยากจะมากขึ้น กล่าวคือ แม่แรงที่ใช้ในการดันท่อจากบ่อดัน (Driving Pit) ต้องมีกำลังสูง เพราะท่อยิ่งใหญ่มากขึ้นพื้นผิวท่อที่สัมผัสก็มีมากแรงต้านจากดินก็จะเพิ่มมากขึ้น แรงต้านจากดินในการดันท่อมักมีลักษณะคล้ายคลึงกับแรงต้านดินต่อการกดเสาเข็ม ต่างกันเพียงการดันท่ออยู่ในแนวนอนแต่การกดเสาเข็มอยู่ในแนวตั้ง แรงต้านดินจะประกอบด้วย Skin Friction ตามแนวท่อ และ End Bearing ที่บริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะ วิธีการคำนวณหาปริมาณแรงต้านก็คล้ายคลึงกัน

งานดันท่อ (Pipe Jacking) ในประเทศไทย

สำหรับประเทศไทยได้เริ่มนำเทคนิคการดันท่อ (Pipe Jacking) เข้ามาใช้เมื่อราว 20 ปีก่อน โดยการไฟฟ้านครหลวงและการประปานครหลวง ในงานวางท่อขนาดเล็กช่วงสั้น ๆ ข้ามถนน หลังจากนั้นได้เริ่มนำมาใช้ในการวางท่อประปาขนาดใหญ่เส้นผ่าศูนย์กลาง 1.0 – 2.0 เมตร ช่วงสั้น ๆ ลอดใต้ข้ามถนน และคลองต่าง ๆ ตามแนวประธาน ตั้งแต่บางเขนถึงกล้วยน้ำไท ในโครงการก่อสร้างระบบเครือข่ายส่งน้ำประปา ซึ่งเป็นที่มาของชื่อ “การดันท่อลอด” ท่อที่ใช้ดันนั้นเป็นท่อเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.00 – 3.20 เมตร ระดับส่วนใหญ่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) แรงต้านการดันจากดินจึงมีไม่มากนัก หัวเจาะที่ใช้จึงเลือกแบบ Blind Shield ความจริงแล้วสภาพดินในกรุงเทพฯ จะง่ายสำหรับงานดันท่อ (Pipe Jacking) เพราะแรงต้านมีต่ำ จะยากตรงที่การควบคุมแนวเส้นทาง และระดับไม่ให้ท่อหลุดหรือเคลื่อนตัวมากเกินไป ในช่วงหลังมานี้ การดันท่อ (Pipe Jacking) ได้ถูกนำมาใช้กันอย่างกว้างขวาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วง 5 – 10 ปีที่ผ่านมา เมื่อเริ่มมีโครงการบำบัดน้ำเสีย ทั้งในกรุงเทพมหานคร ตลอดจนการไฟฟ้านครหลวงเริ่มโครงการวางสายไฟฟ้าใต้ดิน โครงการเหล่านี้มีงานวางท่อขนาดใหญ่เป็นระยะทางรวมกันหลายร้อยกิโลเมตร เทคนิคการดันท่อ (Pipe Jacking) สมัยใหม่ ซึ่งใช้หัวเจาะแบบทันสมัยที่มีคอมพิวเตอร์ควบคุม จึงถูกนำมาใช้เพื่อให้การก่อสร้างเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพและรวดเร็ว

ในปัจจุบันเทคโนโลยีของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ได้ก้าวหน้าไปอย่างมาก ทางด้านหัวเจาะปัจจุบันได้มีการพัฒนาให้การทำงานเป็นแบบ Remote Control ทั้งหมด ควบคุมการทำงานจากผิวดิน ตั้งแต่การเจาะ การบังคับทิศทาง การลำเลียงดินออก โดยไม่ต้องมีคนงานลงไปทำงานในท่อ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.2 ทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษา

2.2.1 แรงต้านทานการดันท่อ

แรงต้านทานที่เกิดขึ้นระหว่างการดันท่อจะเปลี่ยนแปลงไปตามสภาพของชั้นดินซึ่งในการทำงานต้องพิจารณาในแต่ละกรณี แรงต้านทานจะขึ้นอยู่กับ

1. ความยาวและขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ
2. น้ำหนักของท่อ
3. ความลึกของท่อ
4. ระดับน้ำใต้ดิน
5. แรงที่กระทำบนท่อ
6. การทำงานอย่างต่อเนื่องหรือไม่
7. สารหล่อลื่น

เมื่อการดันท่อไม่ต่อเนื่องแรงต้านทานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในดินบางชนิด แรงดันท่ออาจเพิ่มขึ้นประมาณ 20 – 50 % เมื่อการทำงานของกรดันท่อเข้าไป 8 ซม.

ตำแหน่งของบ่อดินและบ่อรับจะขึ้นอยู่กับแรงต้านทานในการดันท่อ แม่แรง(hydraulic) ความต้องการจุดที่ต้องการบำรุงรักษา ขีดจำกัดของเทคนิคในการก่อสร้าง เพราะฉะนั้นช่วงความยาวในการดันสามารถประมาณได้จากแรงต้านทานในการดันท่อ แม่แรงที่ใช้ เครื่องมือในการดัน ขนาดของท่อและผนังรับแรงดัน(thrust wall)

การก่อสร้างที่มีอิทธิพลต่อขนาดของแรงดันท่อ(jacking force)ประกอบด้วย

1. ขนาด overcut ในระหว่างการขุดเจาะ
2. การใช้สารหล่อลื่น
3. ขั้นตอนในการต่อท่อและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของจุดต่อ
4. การวางความยาวของแนวท่อในแต่ละช่วง
5. การวางจุดของ intermediate jacking
6. อัตราเร็วในการดันท่อ
7. ความถี่และช่วงในการหยุดการทำงาน

สิ่งที่มีอิทธิพลต่อแรงต้านท่อประกอบด้วย

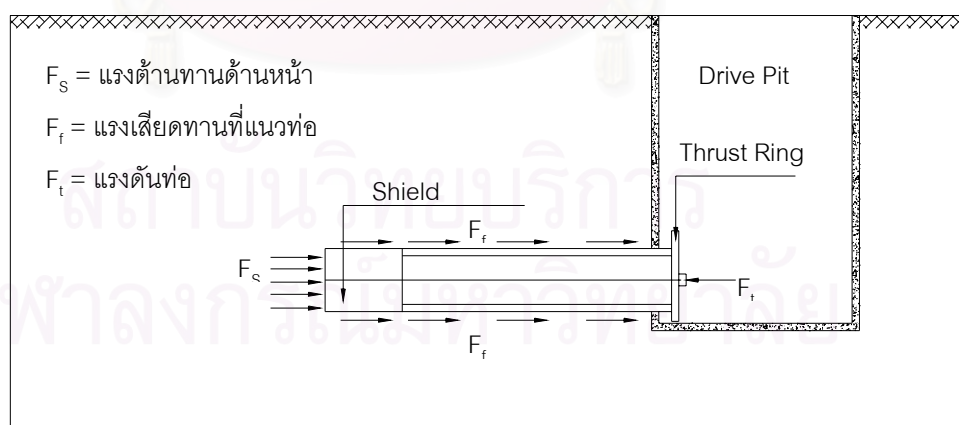
1. ขนาด รูปร่าง น้ำหนักของท่อ
2. ความยาวของแนวท่อในการติดตั้ง
3. ชนิดและการเปลี่ยนแปลงของดินในช่วงความยาวของการดัน
4. ตำแหน่งของระดับน้ำใต้ดิน
5. ความมีเสถียรภาพของดิน
6. ความลึกของท่อและหน่วยน้ำหนักของดิน
7. แรงที่กระทำบนผิวดินและแรงสั่นสะเทือน

แรงต้านทาน ที่เกิดขึ้นจากการดันท่อมีอยู่ 2 ส่วนคือ แรงต้านทานด้านหน้า(Face Resistance) และ แรงเสียดทานที่แนวท่อ (Line Friction Resistance) ดังแสดงในรูปที่ 2

2.2.1.1 แรงต้านทานด้านหน้า (Face Resistance)

แรงต้านทานด้านหน้า (Face Resistance) จากการดันท่อจะขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้ในการขุดเจาะซึ่งมีอยู่ 2 กรณีที่แตกต่างกันคือ Open – face และ Pressure balance

1. Open face เป็นการขุดเจาะโดยการจ้างแรงงานคนและใช้ Auger หรือ cutter head แรงต้านทานที่เกิดขึ้นจะเกิดขึ้นที่ขอบของหัวตัด (cutter edge) และแรงต้านทานที่เกิดจากแรงกระทำภายนอกที่กระทำที่ผิวของหัวเจาะ



รูปที่ 2.1 แสดงแรงต้านทานการดันท่อที่เกิดขึ้นประกอบด้วย แรงต้านทานด้านหน้า(F_s) และแรงเสียดทานที่แนวท่อ (F_f)

แรงต้านทานจากขอบของการตัด (Cutting edge resistance) จะขึ้นอยู่กับ พื้นที่หน้าตัดของขอบหัวตัดและแรงต้านทานที่ปลาย (tip resistance) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับชนิดของดินตามตารางที่ 2.1 และ แรงต้านทานจากขอบของการตัด (Cutting edge resistance) สามารถหาได้จากสมการที่ 2.1 ซึ่งเสนอโดย Herzog (1985)

$$P_s = \pi D_s t_s p_s \quad (2.1)$$

เมื่อ	P_s	=	แรงต้านทานจากขอบของการตัด (kN)
	D_s	=	เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของท่อ (m)
	t_s	=	ความหนาของขอบหัวตัด (m)
	p_s	=	แรงต้านทานที่ปลาย (tip resistance)

Weber (1981) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณหาแรงต้านทานจากขอบของการตัด (Cutting edge resistance) ตามสมการที่ 2.2

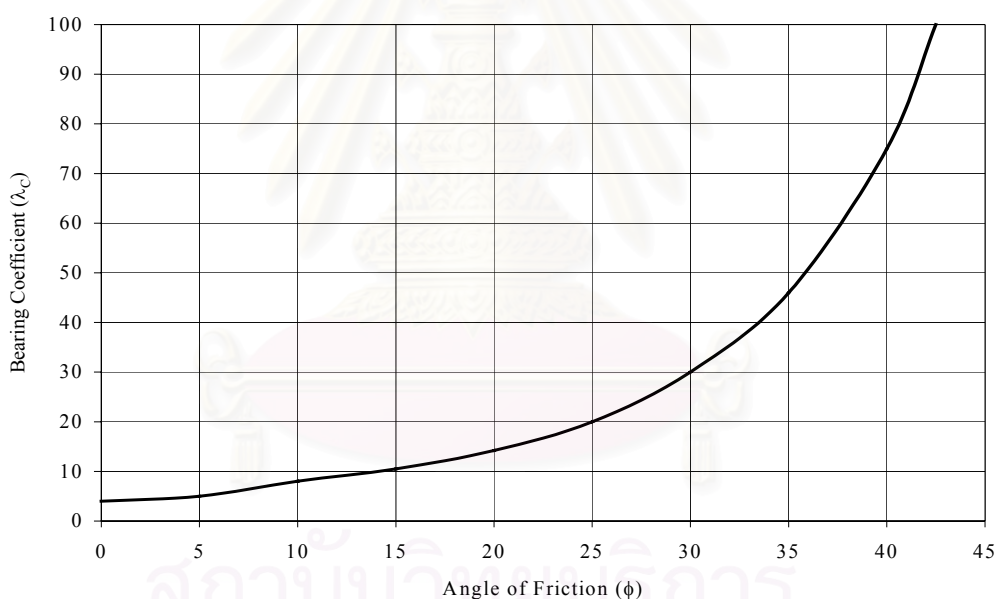
$$P_s = (\gamma_B z \tan \phi + c) \lambda_c \pi D d \quad (2.2)$$

เมื่อ	P_s	=	แรงต้านทานจากขอบของการตัด (kN)
	γ_B	=	หน่วยน้ำหนักของดิน (kN/m^3)
	z	=	ความลึกของกึ่งกลางอุโมงค์อุโมงค์ (m)
	ϕ	=	มุมเสียดทานภายในของดิน (องศา)
	d	=	ความหนาของ Cutting edge (m)
	D	=	เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ (m)
	λ_c	=	ค่าสัมประสิทธิ์ของ Load – bearing capacity สามารถหาได้จากรูปที่ 2.2

สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 การคำนวณแรงต้านทานที่ปลายของ Cutting edge (Herzog,1985)

ชนิดของดิน	p_s (kN./m ²)
Soft rock, cemented soil	12,000
Gravel	7,000
Dense sand	6,000
Medium sand	4,000
Loose sand	2,000
Stiff to hard clay	3,000
Soft clay to Firm clay	1,000
Silt, alluvium	400



รูปที่ 2.2 ค่าสัมประสิทธิ์ของ Load – bearing capacity (λ_c) (Weber,1981)

2. Pressure balance แรงต้านทานที่เกิดขึ้นในด้านหน้าของหัวเจาะจะเท่ากับผลรวมของแรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันของเหลวที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ แรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะสามารถคำนวณได้โดยการสมมติให้แรงอยู่ในสภาพที่อยู่กับที่ (K_0) ในกรณีที่เป็นดินเหนียวแข็ง cemented soils rocks และดินที่สามารถอยู่ได้ด้วยตัวเอง (self supporting soils) แรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะจะเป็นศูนย์

แรงต้านทานด้านหน้าของหัวเจาะแบบ Pressure balance ประกอบด้วย

1. แรงต้านทานจากแรงค้ำยัน (Thrust resistance with support pressure)

แรงค้ำยันส่วนนี้จะส่งถ่ายไปยังห้องพักดิน (Soil Chamber) ดังแสดงในรูปที่ 2.3 เพื่อให้เกิดแรงดันค้ำยัน (Support Pressure) ที่ด้านหน้าหัวเจาะ แรงค้ำยันส่วนนี้จะออกแบบให้เท่ากับแรงดันดินที่อยู่ในสภาพอยู่กับที่ (K_0) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.3

$$F_{\text{supp}} = A_{\text{face}} (P_{\text{supp}}) \quad (2.3)$$

เมื่อ

$$F_{\text{supp}} = \text{แรงต้านทานจากแรงค้ำยัน}$$

$$P_{\text{supp}} = \text{แรงดันในห้องเก็บดินของหัวเจาะ EPB}$$

$$A_{\text{face}} = \text{พื้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ}$$

2. แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Thrust resistance at the tunnel face due to excavation tools)

แรงต้านทานส่วนนี้จะเกิดขึ้นที่ Cutter Disk หรือ Cutting Wheel ขณะทำการขุดเจาะจะมีส่วนช่วยในการค้ำยันดินหน้าอุโมงค์ แรงที่เกิดขึ้นสามารถประมาณได้จากสมการที่ 2.4

$$W_{\text{exc}} = A_{\text{exc}} K P_{v \text{ total}} \quad (2.4)$$

เมื่อ

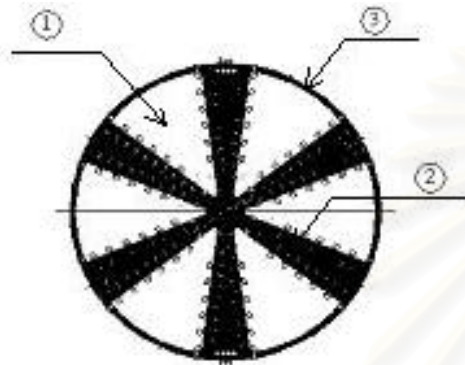
$$W_{\text{exc}} = \text{แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ}$$

$$A_{\text{exc}} = \text{พื้นที่ของอุปกรณ์ขุดเจาะ}$$

$$K = \text{Earth pressure coefficient } (K_a < K < K_p)$$

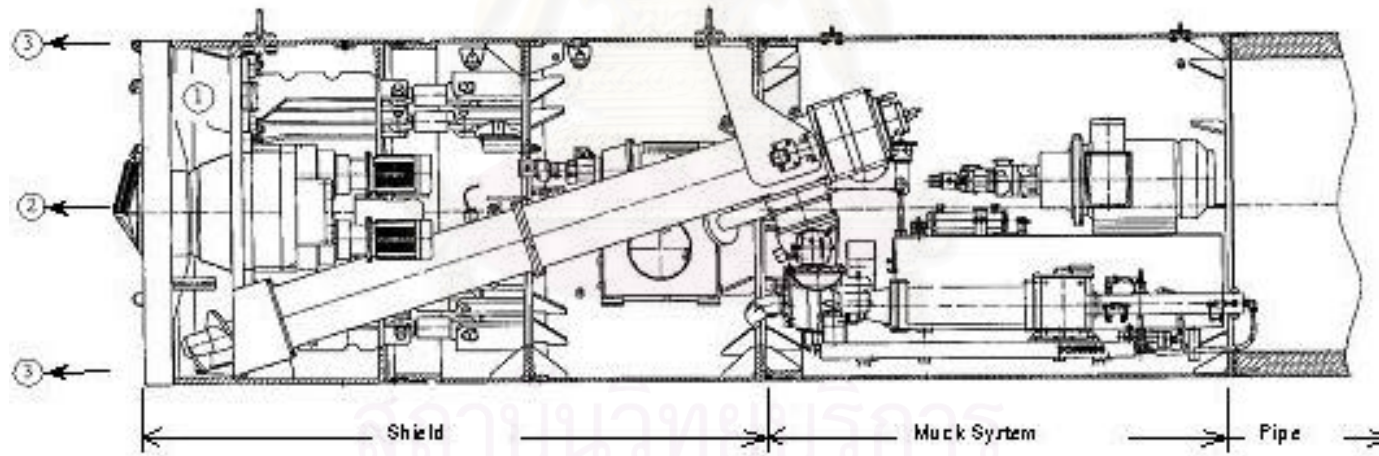
$$P_{v \text{ Total}} = \text{แรงดันดินรวมในแนวตั้ง}$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



FRONT VIEW

①	<p>มาตราส่วนหน้า: มาตราส่วน</p> <p>โดย: เครื่อง MEA มีที่นั้ง 6.652 m (EPG2600)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 5.883 m (EPG1750)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 2.24 m (EPG1500)</p>
②	<p>มาตราส่วนหน้า: เครื่องตัดเส้นผ่าศูนย์กลาง</p> <p>โดย: เครื่อง MEA มีที่นั้ง 2.664 m (EPG2600)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 1.795 m (EPG1750)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 1.64 m (EPG1500)</p>
③	<p>มาตราส่วนหน้า: เครื่องตัดเส้นผ่าศูนย์กลาง</p> <p>โดย: เครื่อง MEA มีที่นั้ง 0.838 m (EPG2600)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 0.835 m (EPG1750)</p> <p>โดย: เครื่อง GMA มีที่นั้ง 0.843 m (EPG1500)</p>



รูปที่ 2.3 แสดงส่วนประกอบของทางด้านด้านของหัวเจาะ EPB

3. แรงต้านทานที่ขอบของ Cutter Disk (Thrust resistance at the cutting edge)

แรงต้านทานส่วนนี้เกิดขึ้นที่ขอบของ Cutter Disk ซึ่งสามารถประมาณได้จากสมการที่ 2.5

$$W_{sh} = 2\pi r p_s t \quad (2.5)$$

เมื่อ W_{sh} = แรงต้านทานที่ขอบของ Cutter Disk
 p_s = peak resistance (ตารางที่ 2.1)
 t = ความหนาของขอบ Cutting edge
 r = รัศมีของหัวเจาะ

แรงต้านทานของหัวเจาะแบบ Pressure balance สามารถคำนวณได้โดยการหาค่าของ SPT ดังแสดงในสมการที่ 2.6 ซึ่งเสนอโดย Standard Pipe Jacking Construction System. Manual of Iseki Poly – Tech (Thomsom,1993) ซึ่งเป็นวิธี Empirical

$$F_s = 1.32 \pi D_s N \quad (2.6)$$

เมื่อ F_s = แรงต้านทานของหัวเจาะ(kN)
 D_s = เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของท่อ(m)
 N = Standard Penetration Test

2.2.1.2 แรงเสียดทานที่แนวท่อ (Line Friction Resistance)

Thomson (1993) ได้สรุปสิ่งที่ส่งผลแรงเสียดทานตามแนวท่อประกอบด้วย

1. ชนิดและการเปลี่ยนแปลงของดินและน้ำใต้ดิน
2. ความล้าช้าของการดันท่อและการควบคุมความเร็วในการดัน
3. ชนิดและระบบของสารหล่อลื่น

Stein et al (1989) ได้เสนอสมการที่ใช้คำนวณแรงต้านทานการเคลื่อนที่ทั้งหมดของท่อดังสมการที่ 2.7

$$F_f = M \pi D_p L \quad (2.7)$$

เมื่อ	F_f	=	แรงต้านทานการเคลื่อนที่ทั้งหมดของท่อ(kN)
	D_p	=	เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ(m)
	L	=	ความยาวของท่อ(m)
	M	=	Skin Friction (kN/m ²) ดังแสดงในตารางที่ 2.2

Herzog (1985) ได้เสนอสมการในการคำนวณหาค่าแรงเสียดทานตามแนวท่อ ดังสมการที่ 2.8

$$F_f = \pi D_p L f_2 \frac{P_v + P_h}{2} \quad 2.8$$

เมื่อ	F_f	=	แรงต้านทานการเคลื่อนที่ทั้งหมดของท่อ(kN)
	D_p	=	เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ(m)
	L	=	ความยาวของท่อ(m)
	P_v	=	แรงดันประสิทธิผลในแนวตั้ง
	P_h	=	แรงดันประสิทธิผลในแนวนอนแบบอยู่กับที่
	f_2	=	frictional coefficient (ตารางที่ 2.3)

ตารางที่ 2.2 แสดงสมการที่ใช้คำนวณหาค่า Skin Friction (M)

ผู้เสนอ	สมการ	หมายเหตุ
Walensky (1976)	$M = \gamma_h \sqrt{\frac{K_o^2 + 1}{2}} \tan\left(\frac{\phi}{2}\right)$	
Helm (1964)	$M = \mu \gamma_h \frac{K_a + 1}{2}$	
Salomo (1979)	$M = \gamma_h \sqrt{K_m} \tan \delta$	K_m = effective coefficient of soil pressure
Weber (1981)	$M = \mu \sqrt{P_v \times P_h}$	$\mu = 0.46$
Iseki	$M = q\mu + C$	

ตารางที่ 2.3 frictional coefficient (f_2)

ดิน	ท่อเหล็ก	ท่อคอนกรีต
Gravel	0.55	0.88
Sand	0.45	0.65
Loam,marl	0.35	0.40
Low grade clay	0.30	0.35
Clay	0.20	0.25

Haslem (1986) ได้เสนอสมการในการคำนวณหาค่าแรงเสียดทานตามแนวท่อของดินเหนียว ซึ่งนำมาใช้ในการดันท่อในดินเหนียวของกรุงลอนดอน (London Clay)

$$F_f = \alpha S_u p \quad 2.9$$

เมื่อ F_f = แรงต้านทานการเคลื่อนที่ทั้งหมดของท่อ(kN/m)

α = Adhesion factor

S_u = Undrained shear strength of soil (kN./m²)

p = เส้นรอบรูปของท่อ (m)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในประเทศญี่ปุ่น การคาดคะเนแรงเสียดทานตามแนวท่อ จะใช้ตามสมการที่ 2.10

$$F_f = (RS + wf)L\lambda \quad 2.10$$

เมื่อ R = แรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อ(อยู่ระหว่าง 0.3 – 1t/m²)

S = เส้นรอบรูปของท่อ(m)

W = น้ำหนักของท่อ(t/m)

f = ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของน้ำหนักท่อ

L = ระยะทางของการดัน

λ = coefficient for curved section (เท่ากับ 1 สำหรับการดันในแนวตรง)

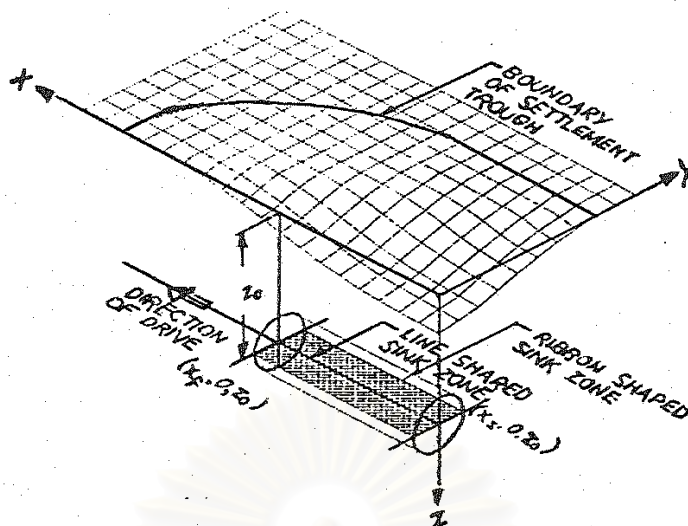
2.2.2 การคาดคะเนการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธี Empirical

การทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement) เกิดเนื่องจากการสูญเสียมวลดินในขณะก่อสร้างอุโมงค์ โดยการสูญเสียมวลดินนี้จะขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของชนิดหัวเจาะกับสภาพดิน คุณภาพในการปฏิบัติงาน การปรับปรุงคุณภาพดิน เป็นต้น โดยทั่วไปแบ่งการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากสาเหตุหลักจากการสูญเสียมวลดินในขณะก่อสร้างอุโมงค์ได้เป็น 3 แบบดังนี้

1. การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัดเกิดจากการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ (Ground Loss into Face) โดยปัจจัยที่มีผลคือการควบคุมแรงดันใน Soil Chamber
2. การทรุดตัวระหว่างหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านเกิดจากการสูญเสียมวลดิน บริเวณเหนือหัวเจาะ (Ground Loss Over Shield) ปัจจัยที่มีผลคือลักษณะการวางตัวของหัวเจาะ และ Overcut
3. การทรุดตัวหลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านเกิดจากการสูญเสียมวลดิน เนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ (Tail Void) ปัจจัยที่มีผลคือการควบคุม Tail Void Grouting

นอกจากนี้การทรุดตัวยังมีสาเหตุมาจากการสูญเสียมวลดินจากการเปลี่ยนรูปร่างอุโมงค์ (Ground Loss due to Deformation of Tunnel) การ Creep หรือการอัดตัวคายน้ำในกรณี Long Term

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยการดันท่อ ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินเป็นลักษณะ 3 มิติ ดังรูปที่ 2.4 ตามที่ Peck (1969) ได้เสนอการทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวางของอุโมงค์ จะสอดคล้องกับ Normal Gaussian distribution curve ซึ่งได้พิสูจน์ และขยายต่อ โดย Schmidt (1969), O'Reilly และ New (1991) และ Rankin (1988) ซึ่งใช้ได้ดีสำหรับการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวของผิวดินของการก่อสร้างอุโมงค์ การทรุดตัวตามแนวความยาวของอุโมงค์ จะสอดคล้องกับ Cumulative probability curve ที่พิสูจน์ จากการศึกษานาฬิกาของ Attewell และ Woodman (1982)



รูปที่ 2.4 การทรุดตัวที่ผิวดินเป็นลักษณะ 3 มิติ

2.2.2.1 สมมติฐานแนวการทรุดตัว

รูปที่ 2.4 การทรุดตัวที่ผิวดินเป็นลักษณะ 3 มิติ

แบบจำลองที่วิเคราะห์การเสียรูปร่าง (Deformation) ของดินจะสมมติให้ดินที่เสียรูปร่างนั้นยังมีปริมาตรคงที่ (constant volume) ถ้าตำแหน่งของอุโมงค์อยู่ที่ระดับความลึก $z = Z_0$ และ เริ่มเคลื่อนตัวจาก $x = X_s$ ไปถึง $x = X_f$ ดังรูปที่ 2.4 การเคลื่อนตัวของผิวดินสามารถคำนวณได้จากสมการ ที่ 2.11, 2.12 และ 2.13 (New & Bowers, 1994)

1. การทรุดตัวของผิวดินสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.11

$$S = -\frac{V_L}{2k \cdot Z_0 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(\frac{-y}{2k^2 \cdot Z_0^2}\right) \cdot \left[\operatorname{erf}\left(\frac{x - X_f}{k \cdot Z_0 \cdot \sqrt{2}}\right) - \operatorname{erf}\left(\frac{x - X_s}{k \cdot Z_0 \cdot \sqrt{2}}\right) \right] \quad (2.11)$$

2. การเคลื่อนตัวในแนวราบ ในทิศทางแกน Y สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.12

$$H_y = -\frac{y \cdot s}{Z_0} \quad (2.12)$$

3. การเคลื่อนตัวในแนวราบ ในทิศทางแกน X สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.13

$$H_x = -\frac{V_L}{2\pi \cdot Z_0} \cdot \left[\exp\left(\frac{-(x - X_s)^2 + y^2}{2k^2 \cdot Z_0^2}\right) - \exp\left(\frac{-(x - X_f)^2 + y^2}{2k^2 \cdot Z_0^2}\right) \right] \quad (2.13)$$

เมื่อ V_L เป็น Volume Loss , k เป็นอัตราส่วนระหว่าง Standard deviation (i) ของ Gaussian distribution curve ในแนวขวาง กับ ความลึกของแกนอุโมงค์ (Z_0) และ X_s และ X_r เป็น จุดเริ่มต้นและจุดสุดท้ายของบริเวณที่ประเมิน ตามลำดับ และพจน์ของ erf เป็น Gaussian error function

$$\text{erf}(z) = \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \right) \int_0^z e^{-t^2} dt$$

2.2.2.2 การประเมินค่า Ground Loss และค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน

การทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้น มักจะถูกอธิบายและแสดงผลด้วยคำว่า Ground Loss หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Volume Loss (V_L) ซึ่งเป็นค่าอัตราส่วนระหว่าง ปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นที่บนผิวดิน กับปริมาณของดินที่ถูกขุดออกจากอุโมงค์ ดังสมการที่ 2.14

$$V_L = V_s/V_{ex} \quad (2.14)$$

สิ่งที่มีอิทธิพลต่อปริมาณของ Volume Loss (V_L) จากการขุดเจาะอุโมงค์สามารถสรุปที่สำคัญ ๆ ได้ 3 สิ่ง ดังนี้

1. กำลังของดินและสภาพตามธรรมชาติของชั้นดิน
2. วิธีในการขุดเจาะอุโมงค์
3. คุณภาพของเครื่องมือที่ใช้และคุณภาพของคนงาน

สิ่งที่ต้องพิจารณาในการประเมิน Volume Loss (V_L) ได้แก่ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในมวลดิน การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face losses) Tail void ความโค้งของการขุดเจาะอุโมงค์และ การเสียรูปร่างของตัวดาอุโมงค์

2.2.2.3 การทรุดตัวในแนวขวาง (Transversal Settlement Trough)

ในกรณีที่แทน $X_s \rightarrow -\infty$ และ $X_f \rightarrow +\infty$ สมการที่ 2.11 จะได้สมการใหม่ตามสมการที่ 2.15 ซึ่งเหมือนกับการศึกษาและรวบรวมข้อมูลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนามที่ผ่านมาในอดีต ของ Peak , 1969 ซึ่งพบว่าผลจากการขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ดินบริเวณส่วนหน้าและเหนืออุโมงค์มีการเคลื่อนตัวลงสู่อุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวที่มีลักษณะคล้ายระฆังหงาย โดยดินจะเกิดการทรุดตัวมากที่สุดที่เหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ดังรูปที่ 2.5 และจากการศึกษาของ Peak(1969) พบว่าลักษณะรูปร่างและค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นนั้นสามารถอธิบายได้ด้วย error function หรือ probability curve โดยนิยามประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ y ใด ๆ ดังสมการที่ 2.15

$$S = S_{\max} \exp.\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \quad (2.15)$$

เมื่อ S = ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ y ใดๆจากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์ (mm)

S_{\max} = ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์ (mm)

y = ระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์ (m)

i = ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง หรือ Standard deviation ของ Gaussian distribution curve ในแนวขวาง (m)

และในกรณีที่แทน $X_s \rightarrow -\infty$ และ $X_f \rightarrow +\infty$ สมการที่ 2.12 และ 2.13 จะได้สมการใหม่ตามสมการที่ 2.16 และ 2.17 ตามลำดับ

$$H_y = -\frac{y.s}{Z_o} = -\frac{y}{Z_o} S_{\max} \exp.\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \quad (2.16)$$

$$H_x = 0 \quad (2.17)$$

การหาค่า V_s หาได้จากการอินทิเกรตสมการที่ 2.15 ดังนี้

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

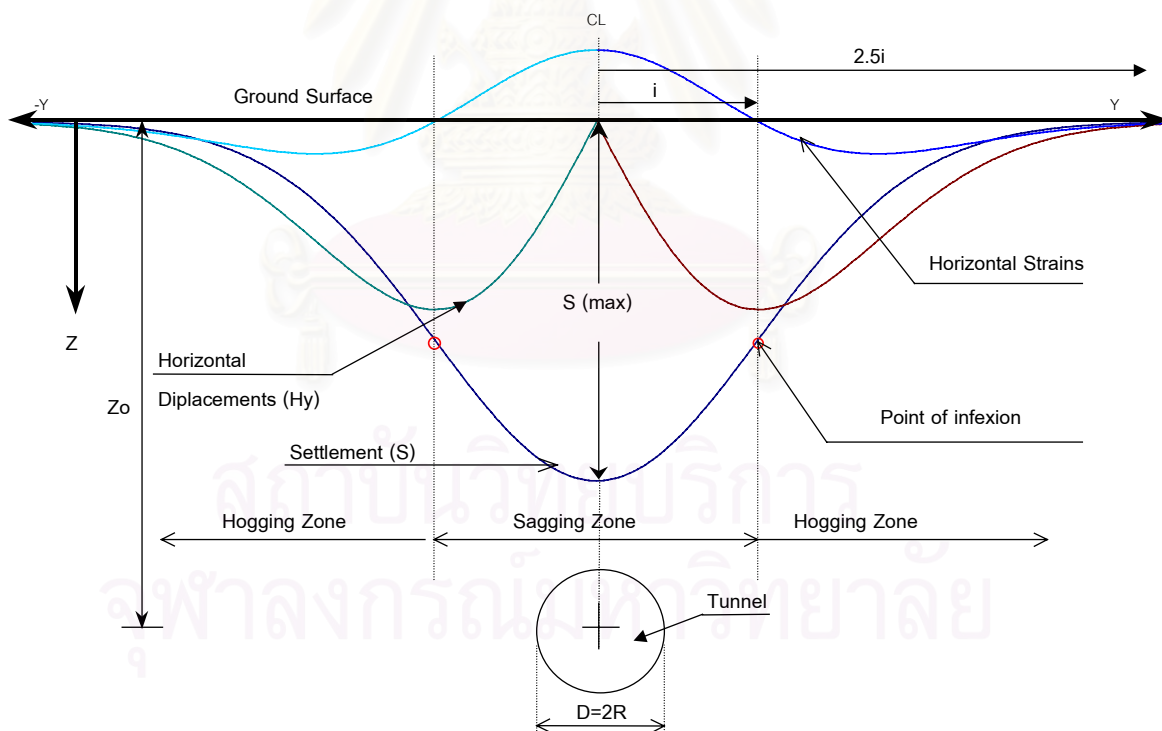
$$V_s = \sqrt{2\pi}iS_{\max} \approx 2.5iS_{\max} \tag{2.18}$$

ค่า Horizontal Strain (ϵ_H) และ Vertical Strain (ϵ_V) ที่หน้าตัดขวางของแนวอุโมงค์สามารถหาได้จากการ Differential สมการที่ 2.16 และ 2.15 เทียบ dy และ dz ตามลำดับ ดังแสดงในสมการที่ 2.19 และ 2.20

$$\epsilon_H = \frac{dH_{(y,z)}}{dy} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}Kz^2} \exp\left(-y^2/2(Kz)^2\right) \left[\frac{y^2}{(Kz)^2} - 1\right] \tag{2.19}$$

$$\epsilon_V = \frac{dS_{(y,z)}}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}Kz^2} \exp\left(-y^2/2(Kz)^2\right) \left[1 - \frac{y^2}{(Kz)^2}\right] \tag{2.20}$$

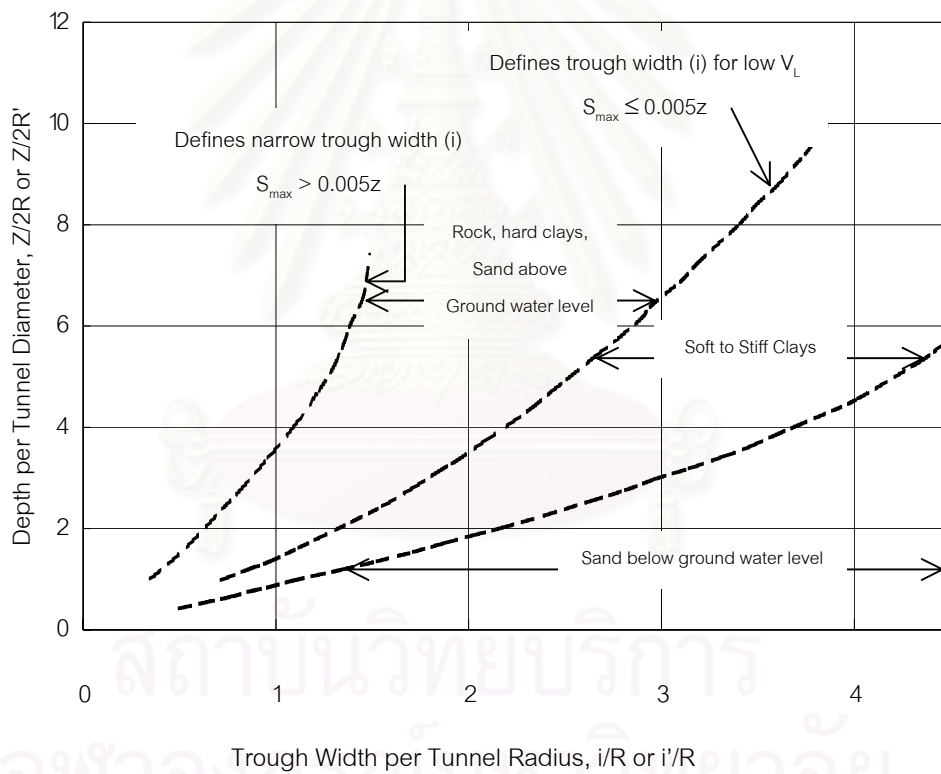
จะเห็นได้ว่าสมการที่ 2.19 และ 2.20 มีค่าเท่ากันแต่มีเครื่องหมายตรงกันข้ามเนื่องจากสมมติฐานในแบบจำลองดินที่เสียรูปวางไปนั้นยังมีปริมาตรคงที่ (constant volume)



รูปที่ 2.5 ลักษณะ Settlement, Horizontal Displacement, Horizontal Strain ในแนวขวางที่ผิวดิน

2.2.2.4 การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969)

การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969) สามารถหาได้โดยใช้กราฟที่แสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับอัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z/2R$) โดยค่า i จะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z/2R$) (Peck, 1969)

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

O'Reilly & New (1982) ได้เสนอว่าในแง่การปฏิบัติสามารถประเมินค่า i ได้จากสมการ 2.21 ซึ่งได้จากการวิเคราะห์โดยพิจารณาแนวการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เป็นระยะ y เท่ากับ $6l$

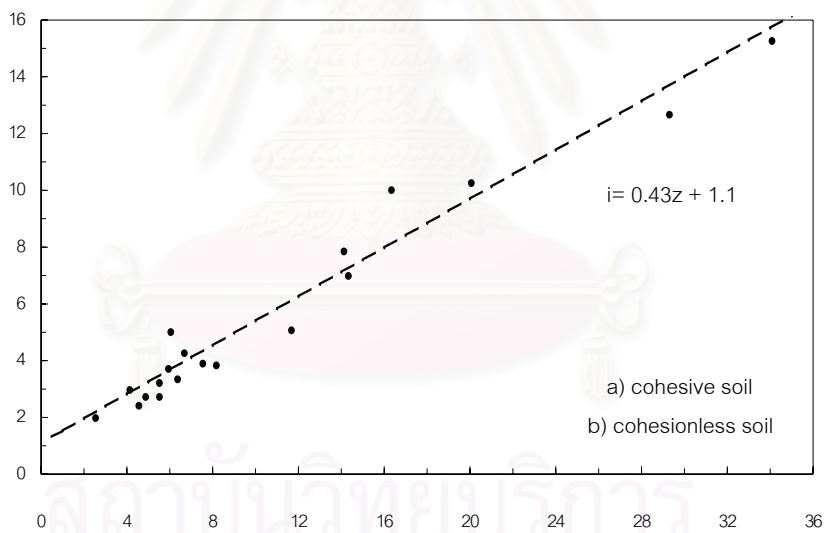
$$i = Kzo \tag{2.21}$$

เมื่อ i = ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (inflexion point)

K = Constant of Proportionality

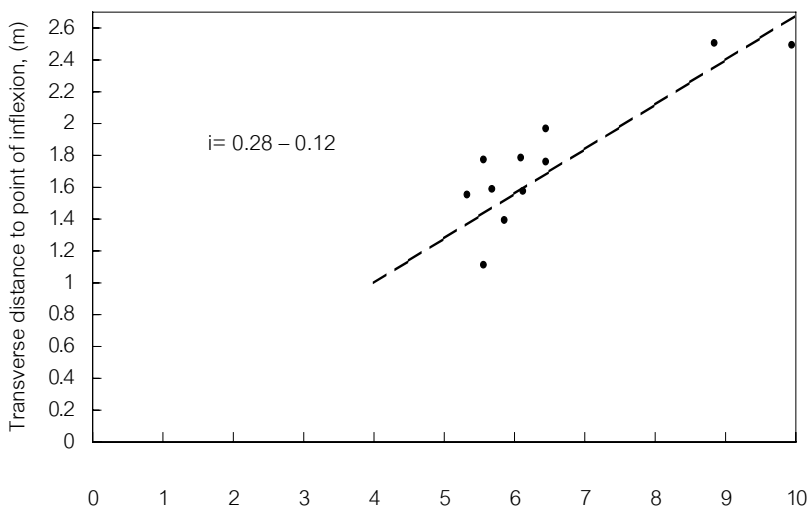
zo = ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์

จากสมการที่ 2.21 ค่า K เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่า i กับ z ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่เส้นตรง โดยแยกพิจารณาเป็น 2 ลักษณะ คือ ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว และดินทรายดังรูปที่ 2.7



Depth of tunnel axis below ground surface, z

Depth of tunnel axis below ground surface, z



รูปที่ 2.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า i กับความลึก z (O'Reilly & New, 1982)

O'Reilly & New, 1982 แนะนำช่วงของค่า K ในแต่ละชนิดของดินที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์เพื่อเป็นค่าที่ใช้คาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยค่า $K = 0.50$ สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียว (Cohesive Soil) และ $K = 0.25$ สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเม็ดหยาบ (Granular Soil)

Clough และ Schmidt (1980) ได้เสนอค่า i ที่มีความสัมพันธ์กับขนาดของอุโมงค์สำหรับอุโมงค์ที่อยู่ในดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดังสมการที่ 2.22

$$i = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{Z_0}{D} \right)^{0.8} \quad (2.22)$$

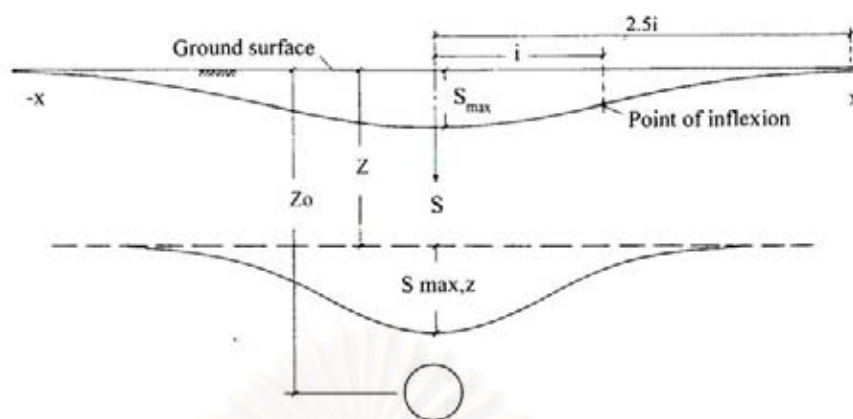
เมื่อ D = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

Z_0 = ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์

2.2.2.6 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่าง ๆ

การศึกษาการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ จะต้องทำการติดตั้ง Extensometer ในแนวหน้าตัดและความลึกที่ต้องการศึกษา เนื่องจากรูปร่างลักษณะการเคลื่อนตัวของผิวดินไม่ได้บ่งบอกถึงการทรุดตัวหรือการเปลี่ยนแปลงความกว้างของแนวเส้นการทรุดตัว ซึ่งจะมีค่า Ground Loss ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ไม่เท่า

จากการรวบรวมข้อมูลที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ในประเทศอังกฤษของ (Mair, 1993) พบว่าที่ระดับความลึกใด ๆ ใต้ผิวดินลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีรูปร่างคล้ายกับการทรุดตัวของผิวดิน เพียงแต่ระยะขอบเขตความกว้างของการทรุดตัว (Width of Settlement Trough)) จะมีค่าลดลงตามความลึกแต่ในขณะเดียวกันค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือจุดศูนย์กลางของอุโมงค์จะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวที่ผิวดินดังแสดงในรูปที่ 2.8



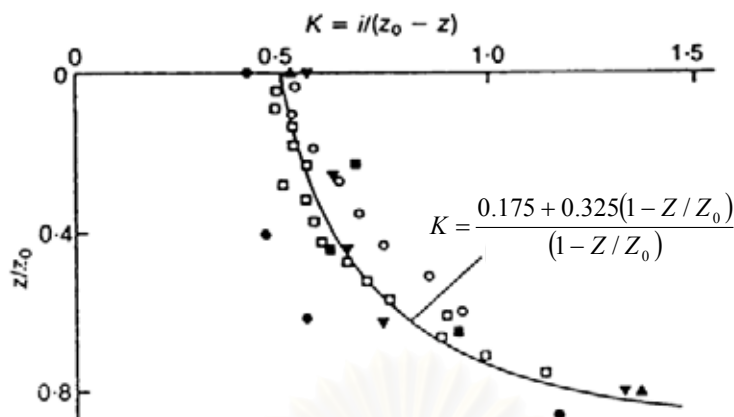
รูปที่ 2.8 แสดงช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al., 1993)

นอกจากนี้ Mair(1993) ได้เสนอว่าค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดที่ระดับความลึกต่าง ๆ นี้ ($S_{\max,z}$) สามารถหาได้จากสมการที่ 2.23

$$S_{\max,z} = \frac{0.313V_L D^2}{K(Z_0 - Z)} \quad (2.23)$$

เมื่อ V_L คือค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ Z คือระยะจากผิวดินถึงระดับความลึกใด ๆ ที่ต้องการหาค่าการทรุดตัว และค่า K ที่ใช้ในสมการนี้ จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9

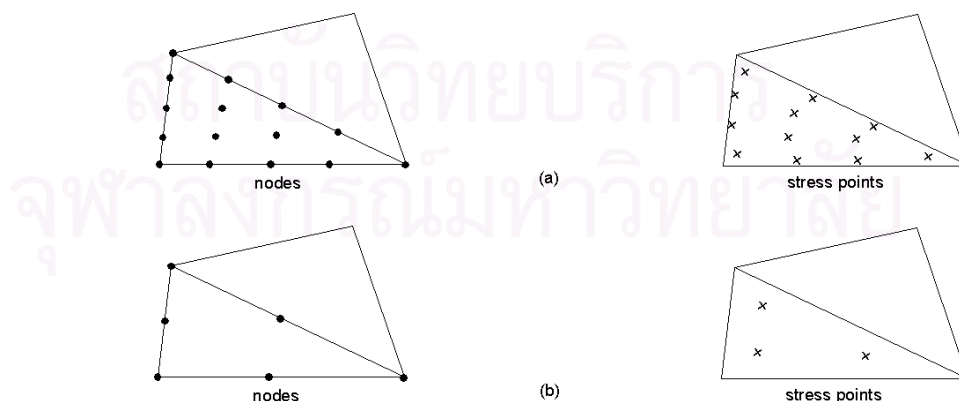
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.9 ค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะคูเมืองคี่ในชั้นดินเหนียว(Mair,1993)

2.2.3 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

การประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ได้ทำการด้วยโปรแกรม Plaxis ซึ่งเป็นโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นเพื่อวิเคราะห์ การเปลี่ยนแปลงและเสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพี โปรแกรม Plaxis เป็นการจำลองสภาพจริงจากการก่อสร้าง โดยการแบ่งดินและ โครงสร้าง ออกเป็น อิลิเมนต์ย่อย ๆ รูปสามเหลี่ยมที่ต่อเนื่องกัน แต่ละอิลิเมนต์จะมีจุดต่อ (Node Point) 6 หรือ 15 node และในแต่ละอิลิเมนต์มี 3 หรือ 12 Stress Point ตามลำดับ ดังรูปที่ 2.10 และ ใน 1 อิลิเมนต์ จะมีความสัมพันธ์ Stress – Strain Law และ Failure Criteria ซึ่งมีความสัมพันธ์กับแรงที่กระทำและขอบเขตที่กำหนด ซึ่งสามารถคำนวณหาค่าหน่วยแรง, ความเครียด และการเสียรูปของดินได้อย่างถูกต้องมากขึ้น



รูปที่ 2.10 แสดง Node และ Stress Point

2.2.3.1 คำนิยามทั่วไปของ Stress และ Strain

แบบจำลองของวัสดุที่ใช้ใน Plaxis เป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล (σ') และอัตราความเครียด ($\dot{\varepsilon}$) ดังสมการที่ 2.24

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}' &= M \dot{\varepsilon} \\ \dot{\sigma}' &= \left(\dot{\sigma}'_{xx}, \dot{\sigma}'_{yy}, \dot{\sigma}'_{zz}, \dot{\sigma}'_{xy}, \dot{\sigma}'_{yz}, \dot{\sigma}'_{xz} \right)^T \\ \dot{\varepsilon} &= \left(\dot{\varepsilon}_{xx}, \dot{\varepsilon}_{yy}, \dot{\varepsilon}_{zz}, \dot{\gamma}_{xy}, \dot{\gamma}_{zy}, \dot{\gamma}_{xz} \right)^T \end{aligned} \quad (2.24)$$

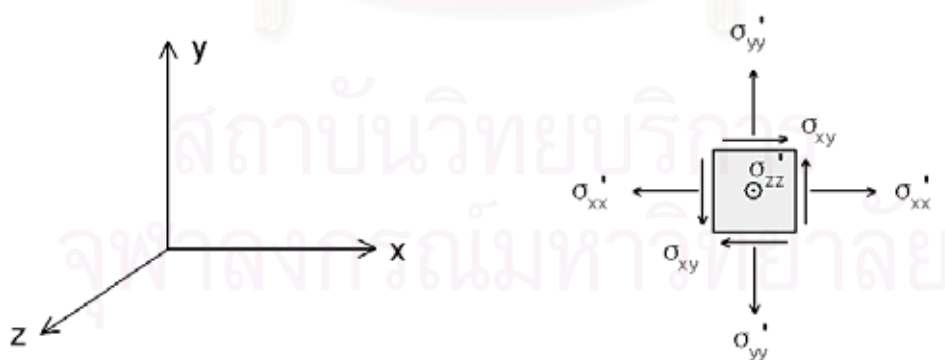
เมื่อ M = material stiffness matrix

$\dot{\sigma}'$ = stress rate tensors

$\dot{\varepsilon}$ = strain rate tensors

เนื่องจากการวิเคราะห์ในลักษณะ Plan strain ทำให้ $\dot{\gamma}_{zy}, \dot{\gamma}_{xz}, \dot{\sigma}'_{yz}, \dot{\sigma}'_{zz}$ เท่ากับ

ศูนย์



รูปที่ 2.11 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ

การวิเคราะห์แบบ Small strain ค่า strain ได้จากการเสียรูปร่างของดินที่พิจารณา
 ดังสมการที่ 2.25

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (2.25ก)$$

$$\varepsilon_{zz} = 0 \quad (\text{plane strain}) \quad (2.25ข)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{r} u_x \quad (\text{axisymmetry; } r = \text{radius}) \quad (2.25ค)$$

2.2.3.2 Elastic strain

แบบจำลองของวัสดุในโปรแกรม Plaxis ใช้กฎของ Hooke's สำหรับพฤติกรรม
 Isotropic linear elastic ดังสมการที่ 2.26

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x' \\ \varepsilon_y' \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_{xy}' \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

เมื่อ E' = Effective Young's modulus

ν' = Effective Poisson's ratio

ความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus กับ Stiffness moduli ตัวอื่น เช่น Shear
 modulus (G), Bulk modulus (K) และ Oedometer modulus (E_{oad}) มีความสัมพันธ์ตามสมการ
 ที่ 2.27

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad E_{\text{oad}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.27)$$

2.2.3.3. การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบประสิทธิผล

ในโปรแกรม Plaxis การวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำด้วยหน่วยแรง
 ประสิทธิภาพ ทำได้โดยใช้แบบจำลองพารามิเตอร์ประสิทธิภาพ ซึ่งการวิเคราะห์แบบนี้เป็นการ
 พิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกัน แต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำ

การวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมตามสมการที่ 2.28

$$E = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u \quad (2.28)$$

เมื่อ E = Effective Young's Modulus
 E_u = Undrained Young's Modulus
 ν = Drained Poisson's Ratio

2.2.3.4 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม

ในกรณีนี้เป็นการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ซึ่งในการวิเคราะห์ไม่ได้แยกหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) และแรงดันน้ำ (Pore Pressure) ออกจากกัน การวิเคราะห์หาค่าหาค่าหลักการสมดุลของแรง การวิเคราะห์แบบนี้จะมีความเหมาะสมกับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive Soil)

2.2.3.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

แบบจำลอง Mohr Coulomb หรือเรียกอีกอย่างว่า แบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic Plasticity เกิดขึ้นเนื่องจากความเครียดหรือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุที่เกิดขึ้นไม่สามารถคืนสภาพเดิมได้ ในการประเมินการเกิดขึ้นของ Plasticity ทำได้โดยการคำนวณด้วย Yield function (f) ซึ่งเป็นพจน์ของ Stress และ Strain Yield function (f) มักจะถูกนำเสนอในรูปแบบของพื้นผิวในระนาบของหน่วยแรงหลัก แบบจำลองนี้มีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ 5 ตัว คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle และ Dilatancy angle

การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic จะประกอบด้วยความสัมพันธ์ของค่า Strain และค่าอัตรา Strain ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนที่เป็น Elastic และ

Plastic ตามสมการที่ 2.29 โดยในส่วนของกาเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke ตามสมการที่ 2.30 สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield function (f)

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p \quad (2.29)$$

โดย $\varepsilon, \dot{\varepsilon}$ = Strain and Strain Rate

$\varepsilon^e, \dot{\varepsilon}^e$ = Strain and Strain Rate of Elastic

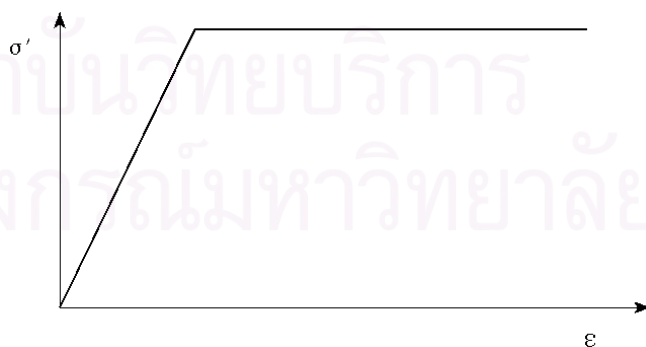
$\varepsilon^p, \dot{\varepsilon}^p$ = Strain and Strain Rate of Plastic

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p) \quad (2.30)$$

Plastic strain rate สามารถเสนอได้ในรูปของเวกเตอร์ที่ตั้งฉากกับ Yield surface สำหรับ Mohr- Coulomb ชนิดของ Yield function(f) ซึ่งเกี่ยวข้องความเกี่ยวข้องกับทฤษฎีของ Plasticity นำไปสู่การคาดคะเนค่า dilatancy ที่สูงเกินไป ดังนั้นนอกจาก Yield function (f) แล้ว ยังมี Plastic potential function (g) ที่ถูกนำมาใช้ใน Mohr- Coulomb โดยทั่วไป Plastic strain rate สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.31

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \quad (2.31)$$

เมื่อ λ เป็นตัวคูณ Plastic มีค่าเท่ากับศูนย์ สำหรับพฤติกรรม elastic และมีค่ามากกว่าศูนย์ สำหรับพฤติกรรม Plastic



รูปที่ 2.12 พื้นฐานแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic

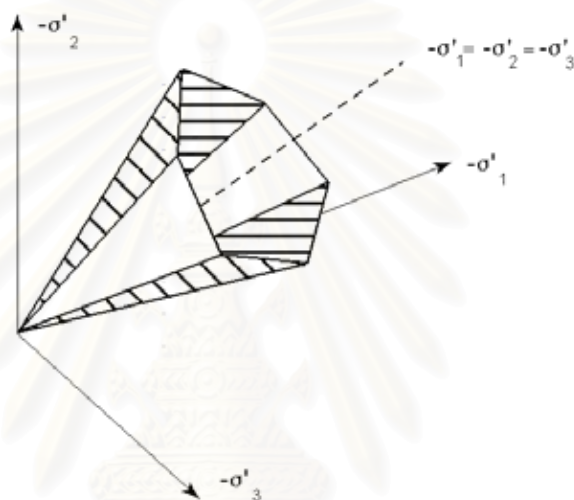
ใน Mohr- Coulomb เงื่อนไขการเกิด yield สามารถนิยามได้ด้วย yield function ตามสมการที่ 2.32 2.33 และ 2.34

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma_2' - \sigma_3'| + \frac{1}{2}(\sigma_2' + \sigma_3')\sin\phi - c\cos\phi \leq 0 \quad (2.32)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}|\sigma_3' - \sigma_1'| + \frac{1}{2}(\sigma_3' + \sigma_1')\sin\phi - c\cos\phi \leq 0 \quad (2.33)$$

$$f_3 = \frac{1}{2}|\sigma_1' - \sigma_2'| + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2')\sin\phi - c\cos\phi \leq 0 \quad (2.34)$$

เมื่อ ϕ คือ friction angle และ c คือ Cohesion



รูปที่ 2.13 Yield surface ของ Mohr – coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก ($c=0$)

นอกจาก yield function แล้ว ในแบบจำลอง Mohr- Coulomb ยังนิยาม Plastic potential function (g) ตามสมการที่ 2.35 2.36 และ 2.37

$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma_2' - \sigma_3'| + \frac{1}{2}(\sigma_2' + \sigma_3')\sin\psi \quad (2.35)$$

$$g_2 = \frac{1}{2}|\sigma_3' - \sigma_1'| + \frac{1}{2}(\sigma_3' + \sigma_1')\sin\psi \quad (2.36)$$

$$g_3 = \frac{1}{2}|\sigma_1' - \sigma_2'| + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2')\sin\psi \quad (2.37)$$

เมื่อ ψ คือ dilatancy angle

บทที่ 3

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

3.1 คำนิยามของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

Thomson (1993) ได้ให้คำนิยามของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ว่าระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) เป็นหลักการก่อสร้างอุโมงค์ โดยการใช้ Hydraulic Rams ดันหน้าตัดท่อจากบ่อดัน (Drive Pit) ไปยังบ่อรับ (Receive Pit) ที่อยู่ข้างหน้าตามแนวที่ต้องการที่ได้ขุดเจาะนำเอาไว้โดยใช้เครื่องมือขุดเจาะ โดยไม่ต้องเปิดหน้าดินระหว่างบ่อรับกับบ่อดัน และเมื่อก่อสร้างเสร็จท่อที่ดันจะกลายเป็นอุโมงค์ถาวร

3.2 องค์ประกอบของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

Kramer et al. (1992) และ Thomson (1993) ได้แบ่งโครงสร้างของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ออกเป็น 4 ส่วนประกอบด้วย ส่วนหน้า (Face) แนวท่อ (Line) บ่อดัน (Jacking pit) และ ส่วนเครื่องจักรที่อยู่บนพื้นผิวดิน รูปที่ 3.1 องค์ประกอบของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

3.2.1 ส่วนหน้า (Face)

ส่วนหน้าเป็นส่วนที่อยู่หน้าสุดของการทำการก่อสร้างโดยวิธีนี้ ซึ่งมีหน้าที่ดังต่อไปนี้

1. มีหน้าที่ในการขุดและควบคุมเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ
2. มีหน้าที่ในการนำดินจากการตัดของหัวเจาะเข้ามาสู่ทางลำเลียงดิน
3. มีหน้าที่ในการควบคุมแนวและระดับของอุโมงค์
4. มีหน้าที่ในการปรับแนวและระดับของอุโมงค์

ส่วนประกอบเหล่านี้จะมีอยู่ในหัวเจาะที่เข้าขุดเจาะนำก่อนที่จะทำการดันท่อ

3.2.2 แนวท่อ (Line)

ความสำคัญของแนวท่อมืออยู่ 2 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนการก่อสร้างและขั้นตอนการออกแบบ

ขั้นตอนการก่อสร้าง

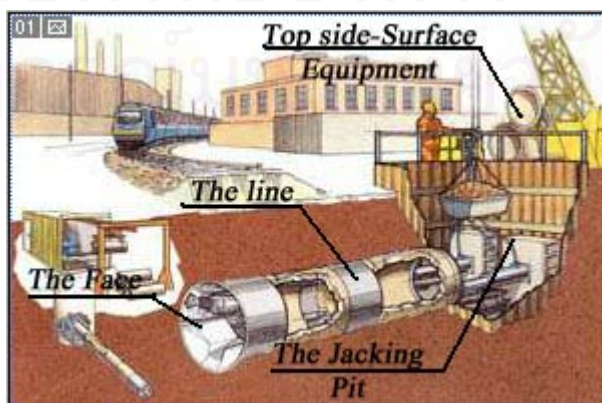
1. แนวท่อใช้เป็นผนังของอุโมงค์
2. แนวท่อเป็นตัวถ่ายแรงจากแม่แรง(Hydraulic Rams)เพื่อไม่ให้เกิดความเสียหาย
3. แนวท่อใช้เป็นใช้เส้นทางให้คนงานเข้าไปทำงานในส่วนของหัวเจาะ
4. แนวท่อใช้ขนส่งดินที่ถูกตัดออกมาถึงพื้นผิวดิน
5. แนวท่อใช้เป็นเส้นทางของหัวเจาะ

ขั้นตอนการออกแบบ

1. แนวท่อจะต้องออกแบบให้แข็งแรงเนื่องจากจะใช้เป็นคานาอุโมงค์ถาวร
2. แนวท่อต้องออกแบบให้น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้มีความคงทนและเหมาะสมกับประเภทของการใช้งานและสถานที่

วิธีการติดตั้งแนวท่อมมี 3 วิธีหลักดังนี้

1. ติดตั้งแนวเดี่ยว (single pass) เมื่อมีการดันท่อเสร็จท่อตัวนี้จะใช้เป็นอุโมงค์ถาวร ดังรูปที่ 3.2
2. ติดตั้งแนวคู่ (Double pass) จะใช้ท่อค้ำกัน (casing) เป็นโครงสร้างชั่วคราวในการติดตั้งตอนแรก และจากนั้นจะดันท่อค้ำกัน (casing) ออกโดยอุโมงค์ถาวร ดังรูปที่ 3.3
3. ติดตั้งระบบท่อค้ำกัน (Casing system) จะการติดตั้งท่อค้ำกัน (casing) ก่อน จากนั้น ดันอุโมงค์ถาวรเข้าไปในท่อค้ำกัน (casing) และทำการอัดสารเคมีเข้าไปให้เต็มช่องว่างระหว่างท่อค้ำกัน (casing) กับ อุโมงค์ถาวร ดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.1 องค์ประกอบของระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

3.2.3 บ่อตัน (Drive Pit)

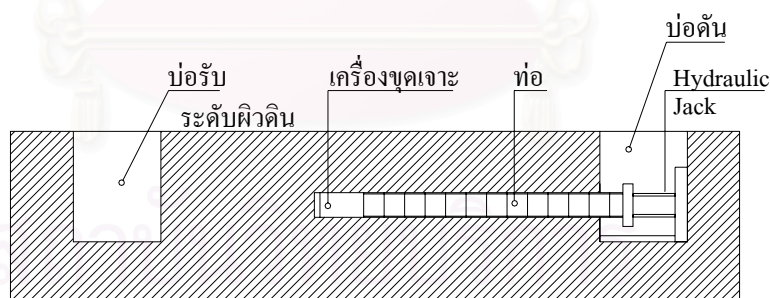
บ่อตันมีหน้าที่หลักดังต่อไปนี้

1. ใช้สำหรับติดตั้งแม่แรง (Jacking) ในการดันท่อ
2. ใช้เป็นตัวถ่ายแรงดันไปยังท่อ
3. ใช้ในการรับแรงปฏิกิริยาจากการดันท่อ
4. ใช้เป็นพื้นที่ในการติดตั้งท่อและจุดต่อของท่อ
5. ใช้เป็นช่องทางในการลำเลียงดินที่ขุดออกมาสู่พื้นผิวดิน

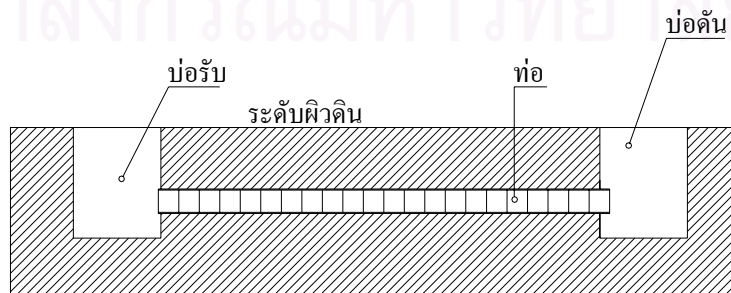
3.2.4 ส่วนเครื่องจักรบนพื้นผิวดิน (Top side-Surface Equipment)

ในบริเวณพื้นที่รอบ ๆ บ่อตันจะเป็นพื้นที่ที่ใช้ในการติดตั้งเครื่องจักรและเครื่องอำนวยความสะดวกในการทำงาน ซึ่งประกอบด้วย

1. ใช้เป็นพื้นที่ในการพักดินที่ขุดออกมาเพื่อร่อนนำไปทิ้ง
2. ใช้เป็นพื้นที่ในการควบคุมระบบไฟฟ้าและระบบของแม่แรง
3. ใช้เป็นพื้นที่ในการวางเครื่องจักร
4. ใช้ในการวางท่อและเครื่องมือยกท่อ
5. ใช้เป็นสถานีควบคุม

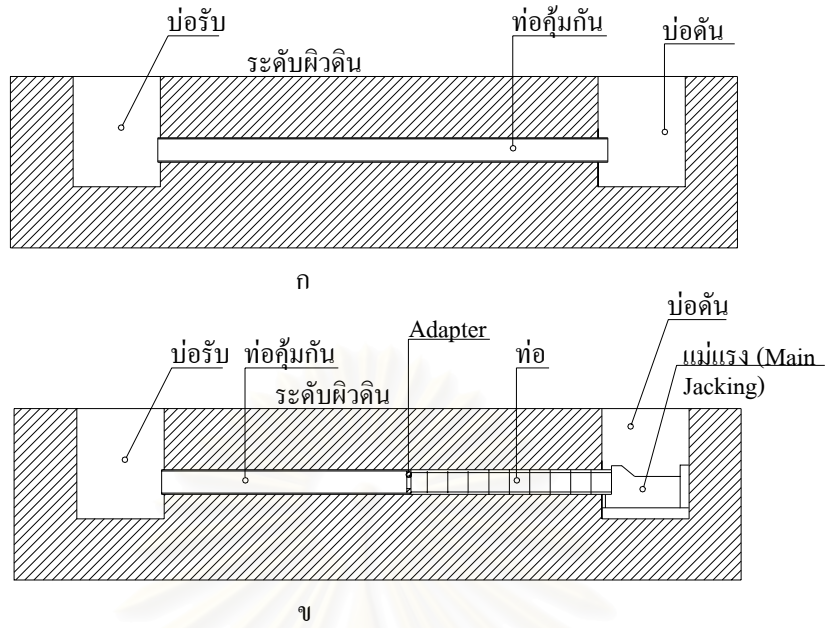


ก

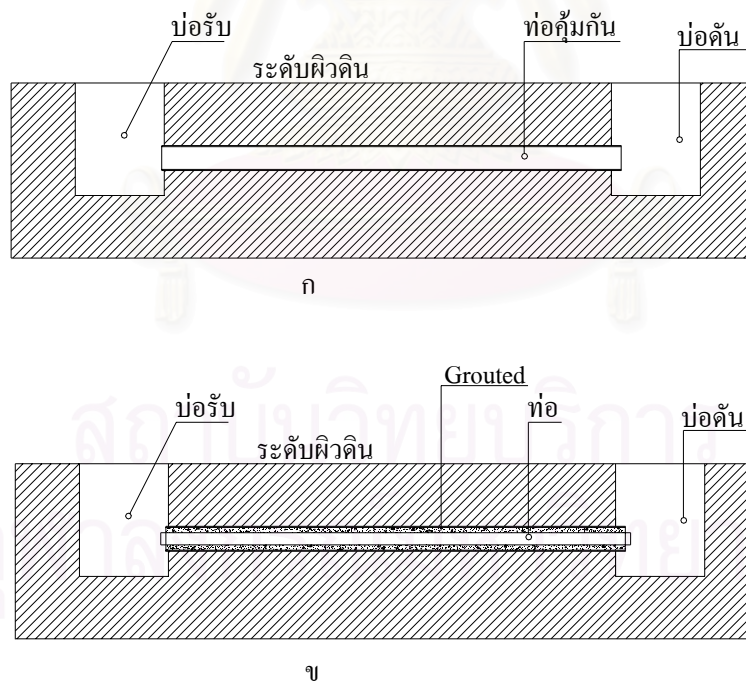


ข

รูปที่ 3.2 ติดตั้งแนวเดี่ยว (Single pass) ก. ขณะทำการก่อสร้าง ข.ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว



รูปที่ 3.3 ติดตั้งแนวคู่อ (Double pass) ก. ขณะทำการก่อสร้าง ข.ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว



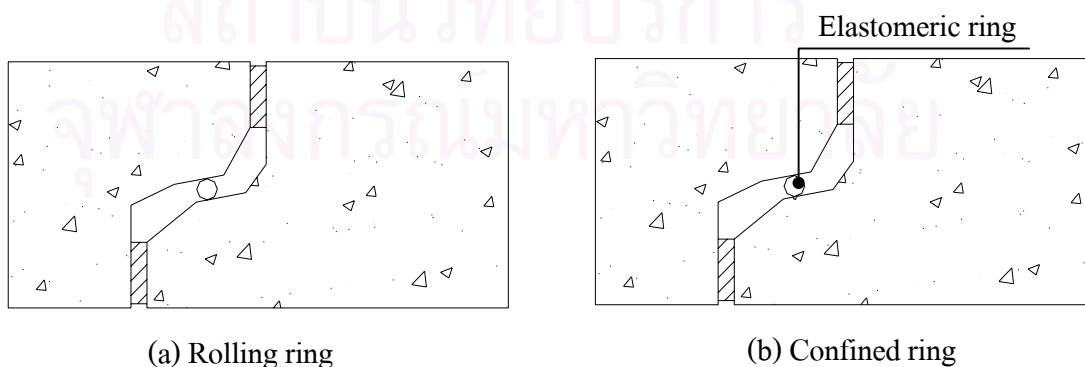
รูปที่ 3.4 ติดตั้งระบบท่อค้ำกัน (Casing system) ก. ขณะทำการก่อสร้าง ข.ก่อสร้างเสร็จเรียบร้อยแล้ว

3.3 ท่อดัน(Jacking Pipe)

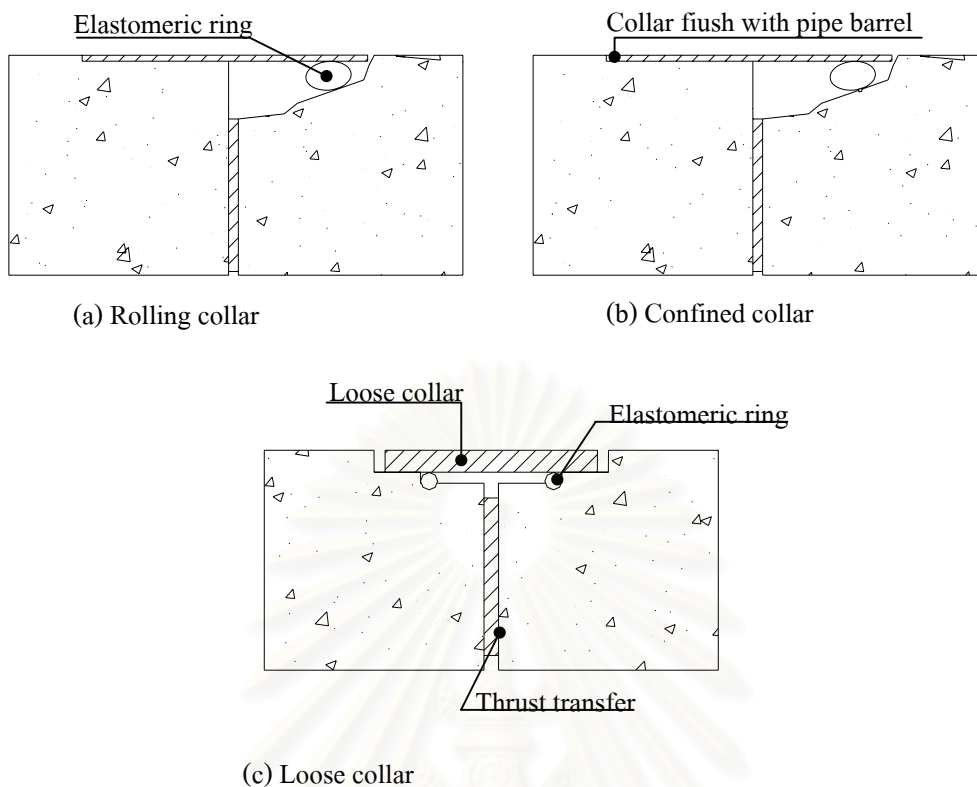
ส่วนใหญ่ท่อที่ใช้ในงานดันท่อ (Pipe Jacking) จะทำมาจาก คอนกรีตดินเหนียว เหล็ก หรือเหล็กหล่อเหนียว ถ้ามีการใช้เป็นแนวท่อถาวรจะต้องมีการออกแบบให้มีการความแข็งแรง ไม่ซึมน้ำและมีความคงทนเหมาะสมกับการใช้งานและสถานที่ ท่อเหล่านี้มีการออกแบบให้รับแรง ในแนวแกนได้สูง ซึ่งเกิดจากการดันท่อที่จุดต่อจะมีวงแหวน (ring) เพื่อให้การกระจายแรงจากท่อ ดัน (jack pipe) ตัวหนึ่งไปสู่ท่อตัน (jack pipe) อีกตัวหนึ่งได้อย่างสม่ำเสมอ ท่อคอนกรีตและ เหล็กเป็นวัสดุ 2 ชนิดที่ใช้งานมากที่สุดในงานดันท่อ (Pipe Jacking) เหล็กมีราคาแพงกว่าคอนกรีต แต่การทำงานสามารถทำได้สะดวกกว่า อย่างไรก็ตามเหล็กไม่เหมาะสมกับการใช้เป็นดาตอูมิงค์ ของท่อระบายน้ำ เนื่องจากจะเกิดการกัดกร่อน (corrosion)

3.3.1 จุดต่อของท่อคอนกรีต

Thomson (1993) ได้แบ่งจุดต่อของท่อคอนกรีตออกเป็น 2 แบบคือ แบบ บ่า (Rebated) และ Collared หรือ Sleeved จุดต่อแบบ บ่า (Rebated) เป็นจุดต่อที่มี เบ้า(socket)และจุก(spigot)ที่ผนังท่อและมีจุกวงแหวน (sealing ring) ใส่ที่จุดกึ่งกลางของผนังท่อ มีทั้งแบบหมุน (Rolling)และรัตรอบ (confined) ซึ่งแสดงในรูปที่ 3.5 จุดต่อแบบ collared หรือ Sleeved จะมีส่วนเว้า อยู่ทางด้านนอกของผนังท่อและมีจุกวงแหวน (sealing ring) อยู่ในส่วนเว้า ด้านนอกของผนังท่อ จุดต่อแบบนี้มีทั้งชนิด Fixed collar ทั้งแบบหมุน (Rolling) และแบบรัตรอบ (confined) และชนิด loose collar แบบรัตรอบ (confined) ดังแสดงในรูปที่ 3.6 ตารางที่ 3.1 แสดงหน่วยแรงที่ยอมให้(allowable stress)ของจุดต่อที่ได้มาจากบางประเทศ และตารางที่ 3.2 แสดงค่าประมาณของแรงดันสูงสุดที่จุดต่อของคอนกรีตสามารถรับได้ที่ขนาดต่าง ๆ ซึ่งมาจาก Concrete Pipe Association of Australasia (1996)



รูปที่ 3.5 จุดต่อแบบบ่า (Rebated)



รูปที่ 3.6 จุดต่อแบบ Collared

ตารางที่ 3.1 หน่วยแรงที่ยอมให้ของจุดต่อจากการดันท่อในบางประเทศ (Craig, 1983)

ประเทศ	ชนิดของจุดต่อ	กำลังต่ำสุดของคอนกรีต (N/mm ²)	หน่วยแรงที่ยอมให้ (N/mm. ²)
ออสเตรเลีย	บาก (Rebated)	35 ถึง 51	12 ถึง 16
ฝรั่งเศส	ชน (Butt-end)	-	5 ถึง 8
เยอรมันตะวันตก	ชน (Butt-end)	50	9
ญี่ปุ่น	ชน (Butt-end)	50 ถึง 70	13
สวีตเซอร์แลนด์	ชน (Butt-end)	45	10

ตารางที่ 3.2 แรงดันท่อสูงสุดโดยประมาณ (Concrete Pipe Association of Australasia ,1996)

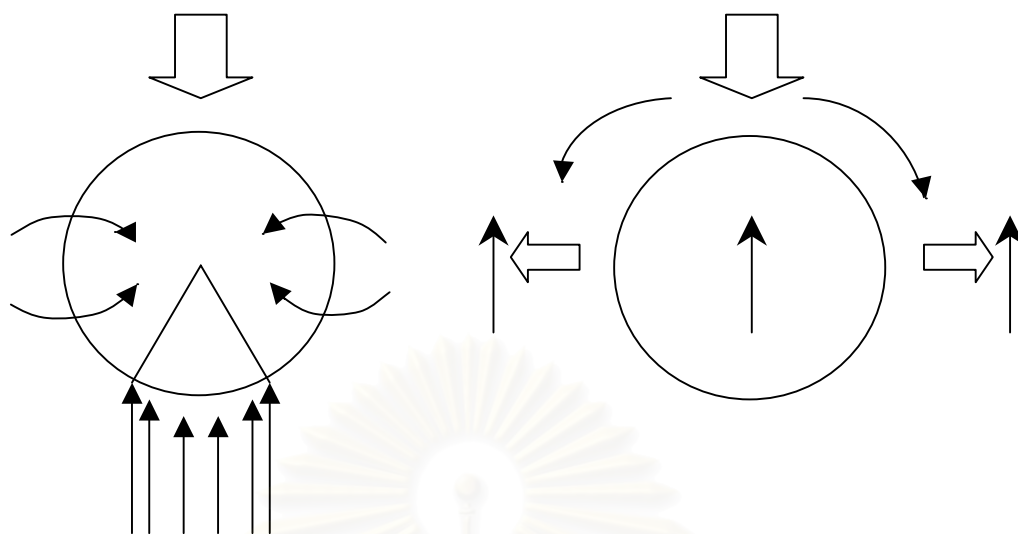
เส้นผ่าศูนย์กลาง (m)	แรงดันสูงสุด (kN)
0.900	1,200
1.200	1,800
1.500	2,200
1.800	3,100
2.100	7,000

3.3.2 แรงที่กระทำต่อโครงสร้างท่อ

Richardson (1970) สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อส่วนใหญ่ออกที่นำมาใช้จะเป็นท่อคอนกรีต การออกแบบจะสมมุติให้ตัวอุโมงค์เป็นคานากลม ต่อเนื่อง และที่ผนังของอุโมงค์ไม่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ขณะที่อุโมงค์ทำจากเหล็กแรง Active และ Passive จะไม่มีความสมดุล ซึ่งจะก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของท่อและจะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวราบเพิ่ม ซึ่งจะก่อให้เกิด Passive lateral Resistance ขึ้นในดิน และด้วยเหตุนี้ทำให้แรงไม่สมดุล ผนังของอุโมงค์จึงอยู่ในสภาวะของหน่วยแรงอัด

Thomson (1993) การออกแบบ Rigid pipe จะเป็นโครงสร้างที่รับแรงดัดที่กระทำต่อผนังของท่อ แรงที่กระทำตอนแรกจะถ่ายไปยังดินที่อยู่ใต้ท่อ รูปที่ 3.7 (ก) เป็นรูปแสดงแรงที่กระทำกับท่อสำหรับการออกแบบ Rigid pipe ดังนั้นเงื่อนไขของฐานรองรับท่อและความกว้างของฐานรองรับจะเป็นสิ่งสำคัญ ในการออกแบบ

การออกแบบ Flexible pipe เป็นการออกแบบโดยการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของท่อภายใต้แรงที่กระทำโดยไม่มีการแตกและแรงที่กระทำกับท่อจะก่อให้เกิด Passive soil resistance ขึ้นที่ด้านข้างของท่อ ดังนั้น โครงสร้างของท่อและความแข็งแรง (stiffness) ของดินรอบ ๆ ท่อจะเป็นสิ่งสำคัญในการออกแบบ รูปที่ 3.7(ข) เป็นรูปของแรงที่กระทำกับท่อสำหรับการออกแบบ Flexible pipe ซึ่งจะทำให้ความสำคัญกับผลกระทบของความแข็งแรง (stiffness) ของดินด้านข้างท่อที่ต้านทานแรง และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุดของท่อ



(ก) การออกแบบท่อแบบ Rigid pipe

(ข) การออกแบบท่อแบบ Flexible pipe

รูปที่ 3.7 แรงที่กระทำบนท่อแบบ Rigid และ Flexible

3.3.3 การวางท่อและการดันท่อ

การติดตั้งท่อหรืออุโมงค์ด้วยระบบดันท่อใต้ดิน มีหลักการออกที่แตกต่างจากวิธีที่ต้องติดตั้งโดยวิธีเปิดหน้าดิน (Open trench method) โดยสิ้นเชิง การติดตั้งด้วยระบบดันท่อใต้ดิน ต้องพิจารณาตามหัวข้อต่อไปนี้ (Nirmal, 1973)

3.3.3.1 แรงตามแนวแกนที่เกิดจากการดันท่อ (Axial load due to jacking pressure)

แรงที่เกิดจากการดันท่อประกอบไปด้วย

- (1) แรงที่เกิดจากแรงผลักดันของหัวเจาะ (shield) เข้าไปในดินซึ่งขนาดของแรงขึ้นอยู่กับธรรมชาติของดินและขนาดของหัวเจาะ (shield)
- (2) แรงที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อ ซึ่งแรงจะเพิ่มขึ้นตามความยาวของท่อ
- (3) แรงที่เกิดจากน้ำหนักของตัวท่อ

แม้ว่าจะมีความพยายามเป็นอย่างมากที่จะคำนวณแรงดันท่อ(Jacking Force) ทั้งหมดเนื่องจากคุณสมบัติธรรมชาติของดินนั้นไม่คงที่ ซึ่งทำให้เป็นไปได้ที่จะคาดการณ์(predict)แรงดันท่อ (Jacking Force) ให้ได้อย่างถูกต้องจริง ๆ ของโครงการแต่ละโครงการ โดยทั่วไปจะเป็นการประมาณจากประสบการณ์ที่ผ่านมา

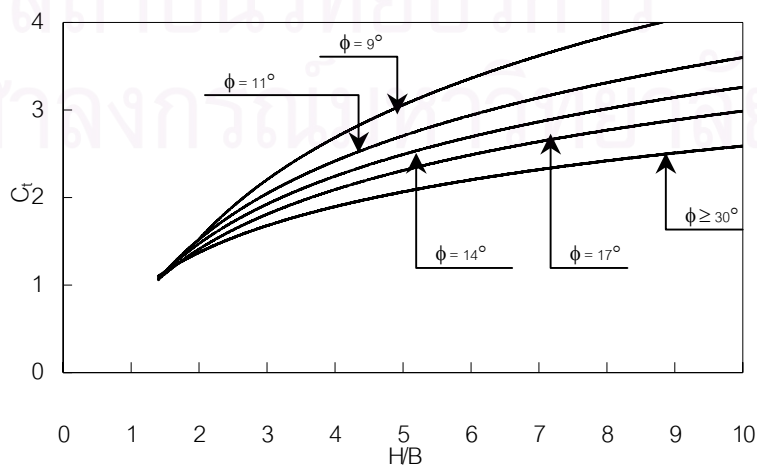
3.3.3.2 แรงในแนวตั้ง

แรงดันที่กระทำบนท่อที่ติดตั้งด้วยระบบดันท่อใต้ดิน จะขึ้นอยู่กับความลึกของท่อที่ติดตั้ง, หน่วยน้ำหนัก(Unit weight)และแรงเชื่อมแน่น(Cohesion)ของดินที่อยู่ด้านบนของท่อที่ติดตั้ง การคำนวณใช้วิธี Simplified เสนอโดย American Concrete Pipe Association ซึ่งใช้ได้กับการติดตั้งด้วยระบบดันท่อ

$$W_t = C_t W B_t^2 - 2c C_t B_t \quad (3.1)$$

- เมื่อ
- W_t = แรงดันดิน(lb/ft)
 - C_t = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง(Load coefficient)
 - W = หน่วยน้ำหนัก(Unit weight)(lb/ft³)
 - B_t = ความกว้างของท่อ(ft)ใช้เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ
 - c = แรงเชื่อมแน่น(Cohesion)ของดินที่อยู่ด้านบนท่อ(lb/ft²)

ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง(Load coefficient) เหมือนกับค่าสัมประสิทธิ์ในกรณีทำการก่อสร้างโดยวิธีเปิดหน้าดินแล้วถมกลับซึ่งขึ้นอยู่กับคุณสมบัติตามธรรมชาติของดินที่อยู่ด้านบนความลึกของท่อและความกว้างของการขุดเปิดหน้าดิน หาได้จากรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.8 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง(Load coefficient) , C_t

3.3.3.3 แรงดันดินในแนวราบ

ในการคิดแรงดันดินในแนวราบจะสมมุติให้ดินอยู่ในสภาพอยู่กับที่ (at rest) เนื่องจากในขบวนการติดตั้งท่อโดยวิธีนี้จะใช้หัวเจาะที่มีขนาดใหญ่กว่าท่ออยู่เล็กน้อยและการติดตั้งจะต้องทำให้เสร็จก่อนที่ดินรอบ ๆ ท่อเคลื่อนที่เข้ามากระทำต่อโครงสร้างท่อ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินอยู่กับที่ (at rest) ที่เสนอโดย Bowles (1968) อยู่ในช่วง 0.4 ถึง 0.6 สำหรับดินที่ไม่มี ความเชื่อมแน่น (cohesionless soil) และอยู่ในช่วง 0.4 ถึง 0.8 สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น (cohesive soil)

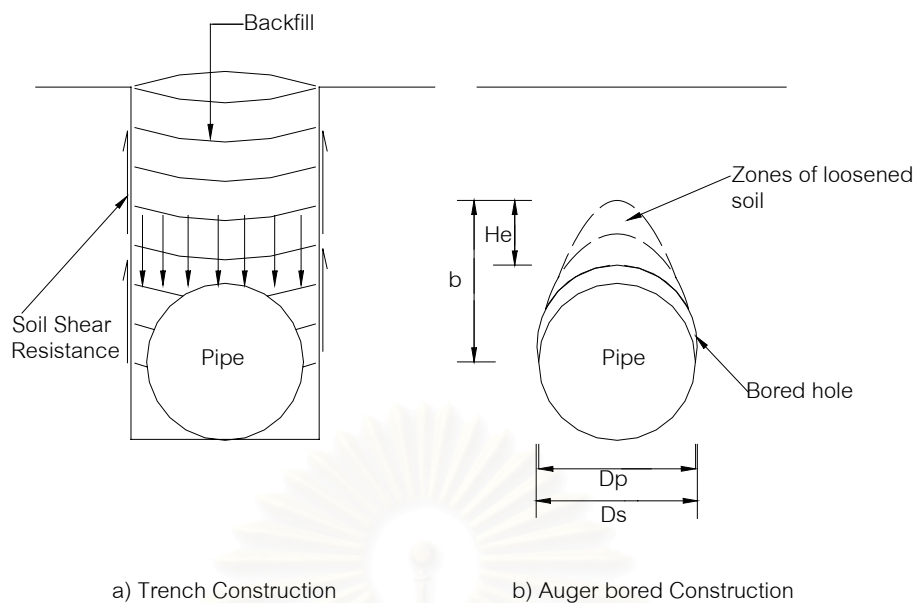
3.3.3.4 เงื่อนไขของฐานรองรับ (Bedding condition)

การติดตั้งท่อด้วยระบบดันท่อใต้ดิน ท่อจะเข้าไปแทนที่ดินที่ถูกขุดออกทันทีก่อนดินรอบ ๆ ของการขุดจะเกิดการเคลื่อนที่และท่อที่เข้าไปแทนที่ดินที่ถูกขุดออกจะกลายเป็นส่วนหนึ่งของมวลดิน ถ้าดินและแรงดันดินที่กระทำทั้งในแนวราบและแนวตั้งต่อท่อกระทำแบบสม่ำเสมอ (Uniform) แต่ถ้าท่อเข้าไปวางระหว่างชั้นดินที่มีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน เช่น ถ้าท่อวางอยู่บนชั้นหินในการออกแบบหน้าตัดท่อที่ติดตั้งด้วยระบบดันท่อใต้ดิน ท่อจะถูกสมมุติให้วางอยู่บนชั้นหินอย่างเดียวและฐานที่รองรับ (Support) จะถูกกำหนดให้เป็นมุมที่สอดคล้องกับฐานที่รองรับแรงอื่น ๆ เช่น น้ำหนักของท่อ Surcharge และน้ำหนักที่อยู่ในท่อจะออกแบบเหมือนกับการติดตั้งโดยวิธีเปิดหน้าดิน (Open trench method)

Thomson (1993) ได้อธิบายความแตกต่างของแรงที่กระทำต่อท่อกรณีของการขุดเปิดหน้าดินกับกรณีของด้วยระบบดันท่อ ดังนี้

สำหรับการขุดเจาะโดยการเปิดหน้าดินแล้วถมกลับดินที่ถมกลับจะเกิดการทรุดตัวมากกว่าส่วนที่ไม่ได้ขุด ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดแรงเฉือนขึ้นระหว่างดินที่ขุดกับผนังของหลุม ด้วยเหตุนี้ เป็นสาเหตุให้แรงที่ถ่ายไปยังท่อลดลง O'roueke et al. (1991) ได้อธิบายแรงที่ถ่ายมายังท่อ ดังรูปที่ 3.9

สำหรับการขุดเจาะของการติดตั้งท่อด้วยระบบดันท่อใต้ดิน จะใช้หัวเจาะที่มีขนาดใหญ่กว่าท่อ ซึ่งเป็นสาเหตุให้ดินบริเวณรอบ ๆ ที่เจาะหลวมและก่อให้เกิดการทรุดตัวของดินลงทับบนท่อหลังจากการขุด แต่ถ้าดินเป็นทรายหลวมหรือดินอ่อนมาก ความสูง (He) ของดินที่จะกดทับจะน้อยกว่าความลึกของระดับท่อที่วางและด้วยเหตุนี้ทำให้แรงในแนวตั้งจะน้อยกว่าแรงในแนวตั้งปกติ ดังรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 รูปแบบการถ่ายแรงของดิน

เมื่อสมมุติให้ปริมาตรสูญเสียดินที่ผิวหน้าดินเป็นศูนย์จะสามารถหาปริมาตรของดินหลวมที่เกิดจากการเจาะได้ตามสมการที่ (3.2)

$$V_L = \pi \frac{D_s b}{4} + \pi \frac{D_s^2}{8} - \pi \frac{D_p^2}{4} \quad (3.2)$$

- เมื่อ V_L = ปริมาตรของดินหลวมที่เกิดจากการเจาะ (m^3)
 D_s = เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ (m)
 D_p = เส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ (m)
 B = ระยะทางจากด้านนอกท่อไปถึงส่วนบนสุดของบริเวณที่
 ดินหลวม (m)

อย่างไรก็ตามขนาดช่องว่างที่เกิดจากการใช้หัวเจาะจะใหญ่กว่าท่อจะมีขนาดเล็กมากเมื่อเทียบกับเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ ซึ่งทำให้สามารถหาแรงที่กระทำบนท่อได้ตามสมการที่ 3.3 ซึ่งมีความถูกต้องอย่างเพียงพอที่จะประมาณแรงที่กระทำบนท่อ

$$W_s = \gamma_b \left[\frac{\pi D_s b}{4} - \frac{\pi D_s^2}{8} \right] = \frac{\pi \gamma_b D_s}{8} (2b - D_s) \quad (3.3)$$

- เมื่อ W_s = น้ำหนักที่กระทำบนท่อ (กน.)
 γ_b = หน่วยน้ำหนักทั้งหมด (กน./ลบ.ม.)

ความยากลำบากที่จะใช้สมการ 3.3 ให้ได้คุณภาพสูงนั้น อยู่ที่ค่าพารามิเตอร์ b จากการวิจัยที่ผ่านมาค่าพารามิเตอร์ b จะมีค่าประมาณ 2- 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะสำหรับทรายแน่น และจะเท่ากับความลึกของท่อสำหรับทรายหลวม

สำหรับทรายแน่นแรงที่กระทำสูงสุดบนท่อเท่ากับ

$$W_s = 0.75 \pi \gamma_b D_s^2 \quad (3.4)$$

สำหรับทรายหลวมแรงที่กระทำสูงสุดบนท่อเท่ากับ

$$W_s = \gamma_b H D_p \quad (3.5)$$

เมื่อ γ_b = หน่วยน้ำหนักทั้งหมด(กน./ลบ.ม.)

H = ความลึกของท่อ(ม)

D_p = เส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ(ม)

สำหรับดินเหนียวที่มีค่า OCR สูง ๆ ให้ใช้สมการของทรายแน่นและดินเหนียวที่มีค่า OCR ต่ำหรือดินเหนียวที่เป็น Normally Consolidated (OCRเท่ากับ 1) ให้ใช้สมการของทรายหลวม

3.3.4 การออกแบบท่อ

3.3.4.1 Soil Prism

Richardson (1970) การออกแบบความแข็งแรง(Strength)ของท่อสำหรับการติดตั้งด้วยระบบดันท่อ ต้องพิจารณาดังต่อไปนี้

1. สภาพของดินรอบ ๆ ท่อ
2. สภาพธรรมชาติของดินบริเวณใกล้เคียง
3. น้ำหนักของดินและน้ำหนักจรัที่อยู่เหนือแนวท่อ
4. หน่วยแรงเฉือน(Shear)ที่เกิดขึ้นระหว่างดินใน Prism ที่อยู่ด้านบนบนท่อ และดินที่อยู่ใกล้เคียง

หน่วยแรงประสิทธิผลทั้งหมดที่กระทำบนท่อได้มาจากการรวมน้ำหนักของดินใน Prism แรงเฉือน แรงยึดเหนี่ยวของดินและน้ำหนักของท่อทางพีชคณิต

$$W_c = C_d \gamma_s B_d^2 - 2cC_d B_d \quad (3.6)$$

เมื่อ	W_c	=	แรงดันดิน(lb/foot)
	C_d	=	ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง
	γ_s	=	หน่วยน้ำหนักอิมิตว(lb/ft ³)
	c	=	แรงยึดเหนี่ยว(lb/ft ²)

ตารางที่ 3.3 แสดงค่าประมาณของแรงยึดเหนี่ยวที่ขึ้นกับชนิดของดินและตารางที่ 3.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ของแรงที่เปลี่ยนแปลงตามอัตราส่วนความลึกและขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ กำลังของท่อค้นหาได้จากสมการที่ 3.7

$$W_t = \frac{W_c}{C_{bs} F_m} \quad (3.7)$$

เมื่อ	W_t	=	กำลังของท่อ(Strength of pipe)
	C_{bs}	=	Crushing test conversion factor (โดยมากจะใช้เท่ากับ 1)
	F_m	=	Bedding Factor

F_m เท่ากับ 1.9 ถ้าขนาดของหัวเจาะใหญ่กว่าขนาดของท่อเล็กน้อยและ F_m เท่ากับ 3 ถ้าหัวเจาะกับท่อกว้างเท่ากัน หัวเจาะมีรูปเป็นวงแหวนหรือมีการ Grout

ตารางที่ 3.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานของดินแต่ละชนิด (Richardson, 1970)

ชนิดของดิน	ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน		
	Lb/ft ²	kN/m ²	
Clay	Saturated	30	1.5
	Medium	250	12
	Hard	900	45
Sand	Loose	0	0
	Dirty	100	5
	Dense	250	12

ตารางที่ 3.4 Load coefficient (C_d) ที่สัมพันธ์กับอัตราส่วนของความลึกและเส้นผ่านกลาง สำหรับการคำนวณแรงดันดิน (Richardson, 1970)

H/B_d	Load coefficient (C_d)				
	Clay		Saturate Top Soil	Sand & Gravel	
	Soft	Hard		Dense	Loose
1	0.9	0.9	0.85	0.8	0.8
2	1.6	1.6	1.5	1.4	1.4
3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8
4	2.6	2.5	2.44	2.2	2.0
5	3.0	2.8	2.6	2.4	2.2
6	3.3	3.0	2.8	2.6	2.4
7	3.6	3.2	3.0	2.7	2.5
8	3.8	3.4	3.1	2.8	2.5
9	3.9	3.5	3.1	2.8	2.5
10	4.0	3.6	3.2	2.9	2.6
11	4.1	3.7	3.2	3.0	2.6

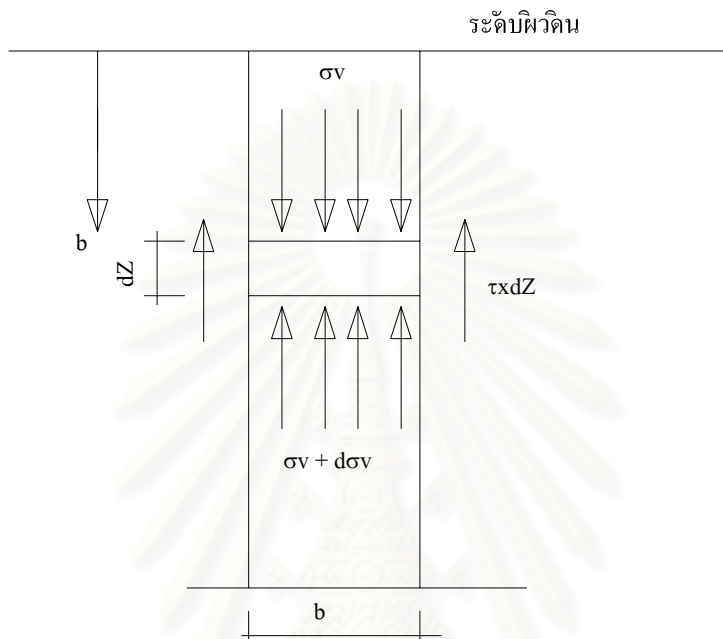
3.3.4.2 วิธี ATV

วิธี ATV (1990) ได้พิจารณาแรงของดินเป็นแบบ Prism และให้ความสำคัญกับกรณีที่ท่อวางอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 3.8

$$W_s = (\gamma_b h - \gamma_w h_w) D_p \quad (3.8)$$

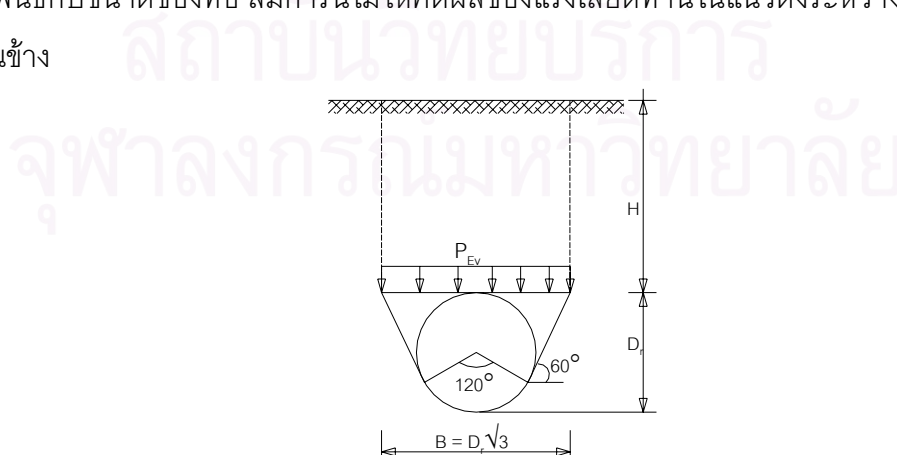
- เมื่อ
- W_s = น้ำหนักที่กระทำบนท่อ(kN)
 - γ_b = หน่วยน้ำหนักทั้งหมดของดิน(kN/m³)
 - H = ความลึกของท่อ(m)
 - γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ(kN/m³)
 - h_w = ความสูงของระดับน้ำใต้ดินจากแกนท่อ(m)
 - D_p = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของท่อ(m)

สำหรับการคำนวณจากสมการนี้ความสูงของระดับน้ำใต้ดินจะเป็นตัวลดแรงที่กระทำบนท่อ การคำนวณโดยวิธี ATV (1990) ได้มาจาก silo theory ซึ่งสมมติให้ดินใน Prism บนท่อเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งและเกิดแรงเฉือนด้านทานที่มีทิศทางขึ้น ดังรูปที่ 3.10 ซึ่งมีฐานมาจากการสังเกตประสบการณ์และการทดลองของ Terzaghi



รูปที่ 3.10 แบบจำลองการคำนวณของ Terzaghi

ATV (1990) ได้ทำการปรับปรุง silo theory เพื่อให้ง่ายในการหาพารามิเตอร์ดังในรูปที่ 3.11 โดยพิจารณาดินบนท่อเป็น Prism ที่ความสูง H และมีความกว้างของ Prism b มีความสัมพันธ์กับขนาดของท่อ สมการนี้ไม่ให้เกิดผลของแรงเสียดทานในแนวตั้งระหว่าง Prism กับดินด้านข้าง



รูปที่ 3.11 แบบจำลองในการคำนวณแรงของดินที่กระทำบนท่อ

ในการหาหน่วยแรง (Stress, σ_r) ที่เกิดขึ้นใน Prism โดยวิธี ATV (1990) สามารถคำนวณได้จาก สมการที่ 3.9

$$\sigma_r = P_v K \tan \delta \quad (3.9)$$

- เมื่อ P_v = หน่วยแรงในแนวดิ่ง (kN/m²)
 K = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง
 δ = ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่าง Soil Prism กับดินรอบๆ Prism

ค่าของ δ เสนอโดย Terzaghi (1950) โดย δ เท่ากับ $\frac{\phi}{2}$ เมื่อ ϕ เป็นมุมเสียดทานภายใน (Angle of internal friction) สำหรับค่า K ที่เสนอโดย ATV เท่ากับ 0.5 ซึ่งใช้ได้สำหรับทรายแน่นและดินเหนียวที่มีค่า OCR สูง ๆ แต่สำหรับกรณีอื่น ๆ การหาแรงที่กระทำบนท่อโดยวิธี ATV (1990) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.10

$$P_{EV} = k \gamma_b H \quad (3.10)$$

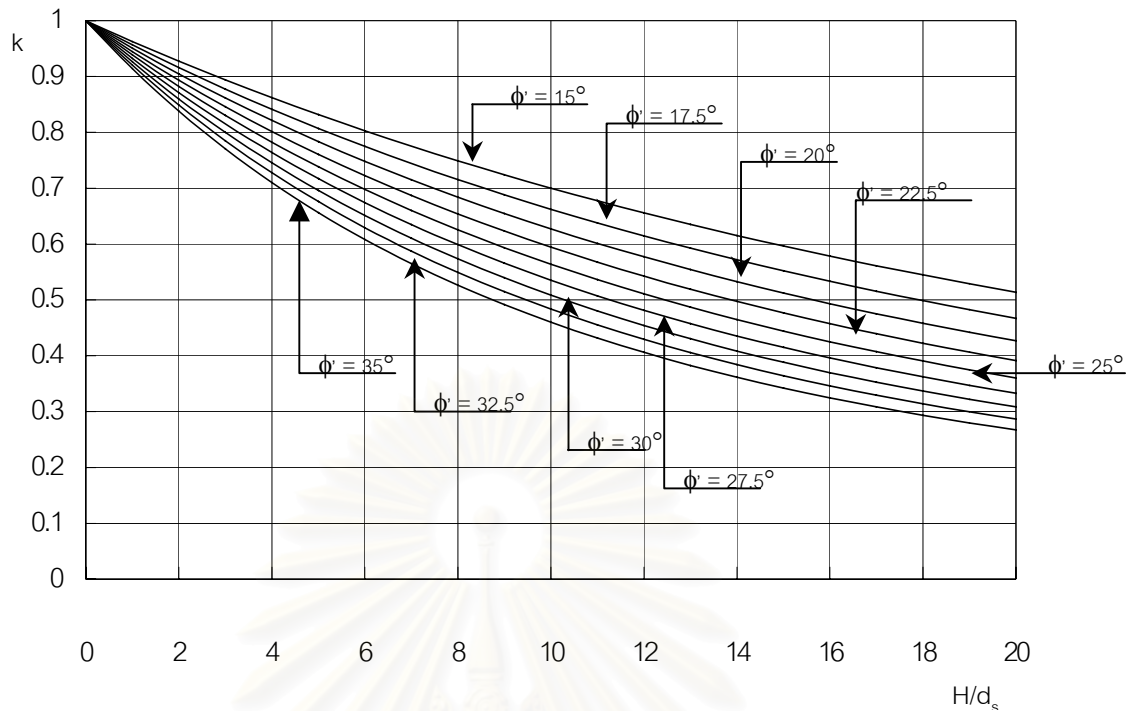
$$\text{เมื่อ } k = \frac{1 - e^{-2K_1 \tan(\phi'/2)(H/b_s)}}{2K_1 \tan(\phi'/2)(H/b_s)} \quad (3.11)$$

เมื่อ P_{EV} = หน่วยแรงเทียบเท่า (Equivalent) ที่กระทำในแนวดิ่งบนท่อ (kN/m²)

k = Stress reduction factor

k_1 = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินในแนวราบ

โดยทั่วไป k_1 จะเท่ากับ 0.5 แต่ Terzaghi ได้เสนอค่า k_1 เท่ากับ 1 ซึ่งได้จากประสบการณ์ในการวัดค่าที่ผ่านมา Stress reduction factor (k) สามารถหาได้จากรูปที่ 3.12 โดยใช้ค่า k_1 เท่ากับ 0.5 ถ้าระดับท่ออยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินให้ใช้ Stress reduction factor (k) เท่ากับ 1



รูปที่ 3.12 Stress reduction factor (k) สำหรับ $k_1 = 0.5$ (Stein et al., 1989)

การหาแรงที่กระทำในแนวราบสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.12

$$P_{Eh} = (P_{EV} + 0.5D_p\gamma_b)k_2 \quad (3.12)$$

เมื่อ P_{Eh} = หน่วยแรงเทียบเท่า(Equivalent)ที่กระทำในแนวราบต่อท่อ(kN/m^2)

D_p = เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของท่อ (m)

K_2 = Effective coefficient of soil Pressure

Effective coefficient of soil Pressure (k_2) สำหรับการหาหน่วยแรงเทียบเท่า(Equivalent)ที่กระทำในแนวราบต่อท่ออยู่ระหว่าง 0.3 ถึง 0.5 ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน การฉีดสารหล่อลื่นหรือการ grout

3.3.4.3 การออกแบบท่อยืดหยุ่น (Flexible pipe design)

สมการที่ใช้ในการออกแบบท่อยืดหยุ่นได้พัฒนาโดย Spangler และ ปรับปรุงโดย Wathins และ Spangler ซึ่งการโก่งตัวในแนวราบ(Δx)ของท่อสามารถหาได้จากสมการ 3.13

$$\Delta x = \frac{D_L k_b W}{\frac{E_p I}{r_p^3} + 0.061 E'} \quad (3.13)$$

เมื่อ	D_L	=	Deflection lag factor
	k_b	=	Bedding factor
	W	=	แรงทั้งหมดที่กระทำบนท่อ(kN/m)
	$E_p I$	=	Bending stiffness of pipe ring (kN-m)
	r_p	=	รัศมีของท่อ(m)
	E'	=	Soil stiffness

3.3.5 การออกแบบท่อในแต่ละประเทศ

GRAIG (1983) ได้สรุปการออกแบบท่อตันของแต่ละประเทศที่แตกต่างกันดังต่อไปนี้

3.3.5.1 เยอรมนีตะวันตก

การออกแบบท่อของเยอรมนีตะวันตกจะใช้มาตรฐานที่สอดคล้องกับการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงดันดินในแนวตั้งที่กระทำบนท่อ(crown)สามารถหาได้จาก สมการที่ 3.14 ซึ่งใช้สูตรพื้นฐานการออกแบบของ Terzaghi

$$\sigma_{ev} = \lambda_T \gamma h \quad (3.14)$$

เมื่อ	λ_T	=	The Terzaghi factor
	γ	=	ความหนาแน่นของดิน
	h	=	ความลึกของท่อ

The Terzaghi factor

$$\lambda_T = \frac{1 - \frac{2c}{\sqrt{3}d_a\gamma}}{\frac{2}{\sqrt{3}}K\mu \frac{h}{d_a}} \left(1 - e^{-\frac{2}{\sqrt{3}}K\mu \frac{h}{d_a}}\right) \quad (3.15)$$

เมื่อ c = แรงยึดเหนี่ยว
 d_a = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ
 K = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันแบบอยู่กับที่

ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันแบบอยู่กับที่ (K) เท่ากับ 0.5 – 0.7 สำหรับกรณีที่ท่อวางที่ระดับไม่ลึกหรือในกรณีที่หน่วยแรงในแนวตั้ง (Vertical Stress) ทั้งหมด น้อยกว่า 70 กน.ต่อ ตร.ม

3.3.5.2 สวิตเซอร์แลนด์

มาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบท่อตันจะพิจารณาแรงดันในแนวตั้ง แรงดันดินในแนวราบ น้ำหนักของท่อ น้ำหนักจร น้ำหนักที่กระทำบนท่อ (Surcharge loads) แรงดันน้ำ อุณหภูมิ แรงดันท่อ (jacking load) การฉีด Bentonite และความดันของการทำ Grouting การออกแบบจะคิดในกรณีที่แรงกระทำมากที่สุด

สำหรับการออกแบบท่อที่รับแรงดันดินในแนวตั้งสามารถคำนวณได้จากสมการที่

3.16 และ 3.17

สำหรับกรณีที่ความลึกของท่อน้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ

$$P_v = \gamma h \quad (3.16)$$

สำหรับกรณีที่ความลึกของท่อมากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ

$$P_v = \frac{\gamma b'}{k \tan \phi'} \left(1 - e^{-k \tan \phi' \frac{h'}{b'}}\right) + 3\gamma D e^{-k \tan \phi' \frac{h'}{b'}} \quad (3.17)$$

เมื่อ	h	=	ความลึกของท่อ
	γ	=	ความหนาแน่นของดิน
	k	=	ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันแบบอยู่กับที่
			$k = 1$ สำหรับทรายแน่นหรือดินเหนียวที่มี OCR สูงๆ
			$k = 2$ สำหรับทรายหลวมหรือดินเหนียวที่มี OCR ต่ำๆ
	ϕ'	=	มุมเสียดทานภายในในประสิทธิผล
	D	=	เส้นผ่านศูนย์กลางกลางภายนอกของท่อ
	h'	=	$h - 3D$
	b'	=	$\sqrt{3} \frac{D}{2}$

สำหรับการออกแบบท่อที่ระดับแรงดันดินในแนวราบสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.18

$$P_h = \lambda \left(p_v + \gamma \frac{D}{2} \right) \quad (3.18)$$

โดยทั่วไป λ เท่ากับ 0.5 สำหรับที่ความลึกท่อมากกว่า 3D

3.3.5.3 ญี่ปุ่น

1. การหาแรงดันดินกระทำในแนวดิ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.19

$$W = \left(\gamma - \frac{2c}{B_e} \right) C_e \quad (3.19)$$

เมื่อ	W	=	แรงดันดินกระทำในแนวดิ่ง (ตัน/ตร.ม)
	γ	=	หน่วยน้ำหนักของดิน (ตัน/ลบ.ม)
	c	=	แรงยึดเหนี่ยวของดิน (ตัน/ตร.ม)
	D	=	เส้นผ่านศูนย์กลางกลางภายนอกของท่อ(ม)
	C_e	=	the Terzaghi coefficient

$$C_e = \frac{1}{\left(\frac{2K\mu}{B_e}\right)} \left[1 - e^{\left(\frac{-2K\mu H}{B_e}\right)} \right] \quad (3.20)$$

$$B_e = B_t \frac{1 + \sin(45 - \phi/2)}{\cos(45 + \phi/2)} \quad (3.21)$$

$$B_t = B_c + 0.1$$

B_e = ความกว้างของบริเวณที่เกิดดินหลวมรอบท่อ(ม)

B_c = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ(ม)

B_t = เส้นผ่านศูนย์กลางของการขุด(ม)

K = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันแบบอยู่กับที่

μ = ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของดิน

ϕ = มุมเสียดทานภายใน

H = ความลึกของท่อ

2. แรงดันท่อ (Pipe – jacking force)

$$F = F_o + (RS + wf)L \lambda \quad (3.22)$$

เมื่อ F = แรงดันท่อทั้งหมด(ตัน)

$$F_o = \text{แรงต้านทานเริ่มต้น} = (p + p_w) \left(\frac{B_c}{2}\right)^2 \pi \quad (3.23)$$

p = แรงตัดดิน(ตัน/ตร.ม)

p_w = แรงดันของโคลนหรือน้ำ(สำหรับ Slurrymachine)

B_c = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อ(ม)

R = แรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อ(อยู่ระหว่าง 0.3 – 1ตัน/ตร.ม)

S = เส้นรอบรูปของท่อ(ม)

W = น้ำหนักของท่อ(ตัน/ม)

F = ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของน้ำหนักท่อ

L = ระยะทางของการดัน

λ = coefficient for curved section (เท่ากับ 1 สำหรับการดันในแนวตรง)

3.3.5.4 ออสเตรเลียและสหรัฐอเมริกา(Australia and U.S.A)

วิธีการออกแบบที่ใช้ในออสเตรเลียและสหรัฐอเมริกาเหมือนกันการออกแบบท่อจะ คำนวณน้ำหนักที่กระทำบนท่อเป็น Prism ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.24

$$W_t = C_t W B_t^2 - 2c C_t B_t \quad (3.24)$$

เมื่อ	W_t	=	แรงดันดินที่กระทำในแนวตั้ง
	C_t	=	load coefficient of jacked pipe
	W	=	หน่วยน้ำหนักของดิน
	B_t	=	เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของการเจาะ
	c	=	แรงยึดเหนี่ยวของดิน

กำลัง(Strength)ของท่อที่ใช้ในการรับแรงสามารถกำหนดในรูปของ D – load ซึ่งจะ ใช้กำลัง(Strength)ที่ 0.25 ม.ม. ที่จุดวิบัติ(Ultimate) จากการทดสอบแบบ three – edge bearing

$$D - \text{load} = \frac{W}{L_c D} \text{FS} \quad (3.25)$$

เมื่อ	L_c	=	load factor
	D	=	เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน
	FS	=	factor of safety

load factor เท่ากับ 3 สำหรับการเจาะที่มีขนาดหัวเจาะใหญ่กว่าท่อและมีการ Grouted และเท่ากับ 1.9 ในกรณีที่ไม่มีการ Grouted

3.4 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

3.4.1 เจาะสำรวจในสถานที่ก่อสร้าง (Site investigation)

Craig (1983) ได้ให้ความสำคัญของการสำรวจในสถานที่ก่อสร้างสำหรับการก่อสร้างด้วยระบบดันท่อ ประกอบด้วย

1. เพื่อจะได้ทราบความเป็นได้ของพฤติกรรมดินประกอบด้วยแรงเสียดทานแนวของการดันท่อและความเป็นไปได้เนื่องจากผลของโครงสร้างที่อยู่บนผิวดินประกอบด้วยถนน ทางรถไฟ คลองและอาคาร เป็นต้น
2. เพื่อจะได้ทราบความสามารถของดินบริเวณรอบ ๆ บ่อต้นในการรับแรงจากผนังรับแรง
3. เพื่อจะได้ประเมินความเป็นไปได้ของวิธีการทำงานและประมาณการหลุดตัว

สิ่งที่ต้องการสำหรับการสำรวจในสถานที่ก่อสร้าง (Site Investigation) สำหรับการก่อสร้างด้วยระบบดันท่อใต้ดิน ประกอบด้วย

1. ลักษณะทางธรณีวิทยาและการเปลี่ยนแปลงของชั้นดิน
2. ระดับของน้ำใต้ดิน
3. ความชื้นได้ของน้ำในดิน
4. สำหรับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น, จำแนกประเภทของดิน, ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) อัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น ปริมาณความชื้น (moisture content) Liquid limit และ Plastic limit สำหรับทราย ค่า Standard penetration
5. หา Apparent cohesion สำหรับดินและหา Unconfined compressive strength สำหรับหิน
6. ถ้าเป็นไปได้ควรเจาะสำรวจในตำแหน่งของบ่อต้น

3.4.2 การก่อสร้างบ่อรับและบ่อต้น

บ่อต้นสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ สามารถทำได้ทั้งการก่อสร้างแบบ Trench- sheet – pile และ Segmental ไม่ว่าจะก่อสร้างแบบใดบ่อต้นที่สร้างจะเป็นโครงสร้างถาวรและมีการใช้งานในอนาคต เช่น manhole ในระหว่างก่อสร้างหน้าที่หลักของบ่อต้น

(Drive Pit) คือใช้ในการติดตั้งเครื่องมือและปฏิบัติงานในการดันท่อ โดยทั่วไปขนาดภายในของบ่อดัน (Drive Pit) จะอยู่กับขนาดของหัวเจาะและเครื่องมือที่ใช้ในการดันท่อ และวัตถุประสงค์ของการก่อสร้างอุโมงค์ คุณภาพของการก่อสร้างบ่อรับและบ่อดัน สำหรับเป็นบ่อดันและบ่อรับนั้นจะขึ้นอยู่กับความลึก ขนาดของเครื่องมือ ขนาดของท่อ คุณสมบัติของดิน น้ำใต้ดินและค่าความปลอดภัยที่ต้องการ Thomson (1993) ได้แบ่งการก่อสร้างบ่อรับ บ่อดัน ไว้ดังต่อไปนี้

3.4.2.1 Stable Ground and shallow Depth

การก่อสร้างช่อง Shaft ในดินที่มีความมีความมั่นคง (stable) และความลึกของช่อง Shaft อยู่ประมาณ 6 – 7 เมตร สามารถใช้เทคนิคการก่อสร้างได้หลายวิธี การขุดโดยใช้ sheeting และเสาค้ำยันในบางครั้ง ระบบค้ำยันดินที่นำเข้ามาใช้การขุดดินที่มีความมั่นคง (stable) และมีความลึกไม่มากจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปลอดภัย (safety) ที่ต้องการสำหรับงานนั้น ๆ

1. Standard sheeting

sheeting เป็นโครงสร้างกันดินแบบหนึ่งที่ใช้แผ่นเหล็กหรือคอนกรีตหรือไม้ตอกฝังลึกลงไปดินต่อกันเป็นแนวยาวตามแนวดินโดยทั่วไปจะเป็นโครงสร้างกันน้ำและดิน ซึ่งเป็นโครงสร้างชั่วคราวหรือการขุดและถมดินที่มีความลึกไม่มากนัก วัสดุที่นำมาใช้เป็น sheeting ต้องเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติในการกันน้ำได้ดีรอยต่อของ sheeting ต้องสามารถล็อก (interlock) กันได้อย่างสนิทและต้องมีความแข็งแรง (strength) สูง

2. Liner Plates

Liner plates ที่ใช้ส่วนใหญ่จะเป็นเหล็ก Galvaized และมีหลายขนาดสามารถก่อสร้าง Shaft ได้ทั้งที่มีรูปร่างเป็นทรงกลมและทรงเหลี่ยม ในดินที่มีความมั่นคง (stable) การขุดจะขุดลงไปถึงระดับที่ต้องการก่อนที่จะวาง Liner plates

3. System sheeting

เป็นการประกอบหรือสร้าง Sheeting ไว้ล่วงหน้าแล้วนำมาติดตั้งเป็นช่อง Shaft

3.4.2.2 Unstable Ground and Deep Shafts

ในทางทฤษฎีและทางปฏิบัติการก่อสร้างช่อง Shaft ที่ลึก ๆ นั้นการก่อสร้างที่ยากลำบาก ซึ่งจำเป็นต้องใช้ผู้ที่มีความชำนาญเป็นพิเศษทั้งในการคำนวณการออกแบบและการดำเนินการ ระบบค้ำยันที่ใช้กันในปัจจุบันมีอยู่ 3 วิธี ได้แก่ Cofferdams, caissons และ advance stabilization

1. Cofferdams

Cofferdams เป็นโครงสร้างชั่วคราวที่ถูกออกแบบเพื่อรองรับดินและน้ำจากการขุด โดยทั่วไปการติดตั้ง Cofferdam จะกระทำควบคู่ไปกับการขุด ระบบ Cofferdams ที่นิยมและใช้ได้ดีที่สุดคือ Sheet pile Cofferdams และทำการตอกลงไปให้ลึกกว่าฐานของ Shaft

2. Caissons

Caissons เป็นโครงสร้างที่มีลักษณะพิเศษเฉพาะส่วนมากจะมีรูปร่างเป็นทรงกลม การก่อสร้างจะทำบนผิวดิน และค่อย ๆ จมลงไปดินที่ระดับความลึกที่ต้องการ โดยการขุดดินที่อยู่ด้านในตัวบ่อออก ในระหว่างการขุดดินจะต้องมีการควบคุมระดับของบ่อไม่ให้เกิดการเอียงขึ้น เมื่อสร้างเสร็จ แล้วจะใช้เป็นโครงสร้างถาวร

3. Advance Stability

เป็นการปรับปรุงดินบริเวณที่ก่อสร้างบ่อให้มีคุณสมบัติดีขึ้น เช่น Dewatering, grout เป็นต้น

3.4.2.3 ผนังรับแรงดัน (Reaction Walls)

แรงที่เกิดจากการดันท่อ จะถูกถ่ายไปยังดินโดยผ่านผนังรับแรงดัน (Reaction Walls) ซึ่งอาจเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหรือแผ่นเหล็ก แรงจะถ่ายไปยัง Sheet ที่อยู่ด้านหลังของ Shaft เป็นอันดับแรกและจากนั้นก็ถ่ายไปยังดิน ไม่ว่าโครงสร้างของผนังรับแรงดัน (Reaction Walls) จะเป็นแบบใด ขนาดและความแข็ง (Stiffness) ของผนังรับแรงดัน (Reaction Walls) จะถูกออกแบบให้ถ่ายแรงเข้าไปในดินแบบสม่ำเสมอ (Uniform) และแรงที่ถ่ายไปยังดินจะต้องอยู่ในช่วงของหน่วยแรงและค่าการเคลื่อนตัวที่ยอมรับได้

ในการคำนวณหาแรง Passive thrust สามารถคำนวณได้โดยการใช้ สมการของ Rankine – Bell สำหรับผนังที่มีความสูง H และมีหน่วยน้ำหนักดินแห้งเท่ากับ γ สมการ Rankine – Bell แสดงในสมการที่ 3.32

$$T_p = 0.5k_p \gamma H^2 + 2c' \sqrt{k_{pc}} \quad (3.32)$$

เมื่อ	T_p	=	Passive thrust ต่อความกว้างของผนัง
	K_p	=	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบ Passive ที่เกี่ยวกับมุมเสียดทานภายใน
	K_{pc}	=	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบ Passive ที่เกี่ยวกับแรงยึดเหนี่ยว
	c'	=	แรงยึดเหนี่ยว(effective soil cohesion)

ในการคำนวณหา Passive thrust นั้นมี 2 ส่วนสำคัญที่ไม่นำมาพิจารณาประการแรกสำหรับสมการของ Rankine – Bell ที่ถูกต้องจะต้องพิจารณาการเอียงของผนัง ประการที่สอง การเพิ่มขึ้นของ Maximum Passive thrust (T_p) ตามสมการที่ 3.32 ไม่ได้พิจารณาการเคลื่อนตัวของฐานผนังซึ่งการเคลื่อนตัวจะขึ้นอยู่กับความสูงของผนังและชนิดของดินที่อยู่ด้านหลังผนัง การเคลื่อนตัวของฐานผนังที่ดินชนิดต่าง ๆ แสดงดังต่อไปนี้

ดินเหนียวอ่อน(Soft clay)	H/20
ดินเหนียวแข็ง(stiff clay)	H/50
ดินเหนียวแข็งมาก(Very stiff clay)	H/70
ทรายหลวม(Loose sand)	H/20
ทรายแน่น(Dense sand)	H/100

3.4.3 ติดตั้งเครื่องจักร

3.4.3.1 หัวเจาะ (Shield)

หัวเจาะเป็นส่วนที่อยู่หน้าสุดของการทำการก่อสร้างโดยวิธีนี้ มีหน้าที่ในการขุดและควบคุมเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ Kramer et al. (1992) และ Thomson (1993) ได้แบ่งประเภทของหัวเจาะออกเป็น 4 ประเภทใหญ่ ๆ ประกอบด้วย Conventional, Compressed air, Auger –type Shield และ Pressure Chamber Shield การใช้หัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นอยู่กับชนิดและประเภทของดินที่ทำการขุดเจาะเป็นสำคัญ

3.4.3.2 ชุดของการดัน (Jacking Rigs)

ชิ้นส่วนหลักของชุดของการดัน (Jacking Rigs) ประกอบด้วย แม่แรง(jack) framework และ thrust ring โดยแม่แรง (jack) จะใช้ Hydraulic cylinders framework จะเป็นฐานรองรับของแม่แรง(jack)และจะถ่ายแรงที่เกิดจากการดันต่อไปยังผนังยัน(reaction wall) ซึ่งแรงที่ถ่ายจะเท่ากับแรงที่ถ่ายไปยัง thrust ring รูปที่ 3.13 แสดง ชุดของการดัน(Jacking Rigs)



รูปที่ 3.13 ชุดของการดัน (Jacking Rigs)

3.4.4 การควบคุมแนวท่อ(Alignment Controlled)

3.4.4.1 ความจำเป็นพื้นฐาน

ในการติดตั้งท่อโดยการดันจะต้องควบคุมไม่ให้แนวและระดับของท่อเคลื่อนเกิน ± 25 มม. เพราะฉะนั้นจึงจำเป็นต้องใช้เครื่องมือและระบบนำร่องที่มีความแม่นยำสูงหลักการในการสำรวจโดยทั่วไปจะใช้ระบบพิกัดจาก X, Y และ Z เป็นแกนอ้างอิง เมื่อ X = เป็นพิกัดในแนวราบ

Y = เป็นพิกัดในแนวตั้ง
Z = เป็นแกนของความยาวท่อ

3.4.4.2 การควบคุมแนวท่อโดยวิธีปกติ

1. การสำรวจโดยกล้อง Theodolite

ผู้สำรวจกับกล้อง Theodolite จะได้พิกัดในแนวราบ (X) และพิกัดในแนวตั้ง (Y) ออกมา ส่วนความยาวในแนวแกน (Z) ได้จากการคำนวณหรือการวัดโดยตรง การสำรวจโดยใช้กล้อง Theodolite จะต้องใช้ผู้ที่มีความชำนาญสูง และการสำรวจโดยวิธีนี้จะไม่มีความต่อเนื่องและการทำงานจะขาดตอน

2. Laser monitoring

Laser monitoring เป็นเครื่องมือที่มีประสิทธิภาพสูงสำหรับการติดตั้งท่อด้วยระบบดันท่อใต้ดิน Laser จะถูกติดตั้งไว้บนคานต่อเนื่องบน target ใน shield target จะต้องอยู่ในตำแหน่งที่คนงานสามารถทำงานได้สะดวกและมองเห็นได้ชัดเจนไม่มีอะไรกีดขวาง

อย่างไรก็ตามการใช้ Laser ก็มีขีดจำกัดอยู่หลายประการสำหรับการก่อสร้างด้วยการดันท่อ (Pipe Jacking) ประการแรกเนื่องจากการดันท่อโดยใช้แม่แรงดันจากผนังของบ่อดัน อาจทำให้ดินที่อยู่ข้างหลังและในบริเวณรอบ ๆ เกิดการเคลื่อนตัวแบบ Passive ได้ เนื่องจากแรงที่เกิดขึ้นจากการดัน ซึ่งทำให้ตำแหน่งที่กำหนดไว้เกิดการเคลื่อนตัวได้ทำให้ได้ข้อมูลที่คลาดเคลื่อน ประการที่สองอาจเกิดการเอียงของ Laser Beam อันเนื่องมาจากอุณหภูมิที่แตกต่างกันตามความยาวของคาน อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นอาจเกิดจากความร้อนของเครื่องจักร, ระบบระบายอากาศหรือเกิดจากความร้อนจากแสงอาทิตย์โดยตรง ประการที่สามเกิดจากปัญหาของสภาพแวดล้อมไม่ดีทำให้การทำงานเป็นไปด้วยความยากลำบาก เช่นมีฝุ่นจับที่คานหรือมีหมอกปกคลุม ซึ่งทำให้การอ่านพิกัดให้ได้อย่างเที่ยงตรงนั้นเป็นไปด้วยความยากลำบาก

3. Laser – theodolite combined system

Laser – theodolite เป็นการรวม 2 ระบบเข้าด้วยกันในเครื่องมือเดียวกัน

4. Gyro theodolite

Gyro theodolite เป็นการใช้กล้อง theodolite และ gyrocompass แขนงไว้ที่กล้อง theodolite Gyro theodolite มีการใช้กันมากในงานอุโมงค์และงานดันท่อ ที่มีขนาดใหญ่และช่วงยาว Gyro theodolite มีการนำมาใช้กันไม่มากนักอันเนื่องมาจากต้นทุนสูงและไวต่อการสั่นสะเทือนและ Shock

3.4.4.3 การควบคุมโดยวิธีอัตโนมัติ

บางครั้งการสังเกต การวัดหรือการควบคุมแนวท่อในสถานที่โดยตรงไม่สามารถทำได้หรือมีขีดจำกัดบางอย่าง การนำ Remote เข้ามาจึงเป็นสิ่งจำเป็นในการควบคุมการทำงานจึงมีความจำเป็น

Remote control monitoring เป็นเครื่องมือที่ใช้ควบคุมทั้งการดันและการประกอบอุโมงค์

โทรทัศน์วงจรปิด มีการนำมาใช้อย่างกว้างขวางในการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเล็กและดันท่อ (Pipe jacking) การควบคุมการทำงานจะควบคุมผ่านจอโทรทัศน์ซึ่งรับภาพจากกล้องที่ติดตั้งไว้ใน Shield

3.5 ผลงานการก่อสร้าง

Pearse (1993) ข้อดีของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ มีดังนี้

1. อัตราความก้าวหน้าของโครงการจะมากกว่าการใช้ Segmental
2. พื้นผิวด้านในของอุโมงค์จะราบเรียบ ซึ่งเหมาะสำหรับการใช้ในงานที่ขนส่งของเหลว
3. การรั่วไหลของของเหลวเข้ามายังอุโมงค์ลดลงเนื่องจากมีจุดต่อน้อย ทำให้ใช้เครื่องสูบน้ำย่อยลงและลดการทรุดตัวของผิวดิน
4. สามารถดันท่อที่มีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมได้
5. การทำงานในอุโมงค์ที่มีความปลอดภัยและใช้คนงานน้อย
6. มีจุดต่อน้อยเมื่อเทียบกับการก่อสร้างอุโมงค์ที่ใช้ Segmental

แต่ในทางปฏิบัติขีดความจำกัดในความเป็นไปได้ของการใช้เทคนิคการดันท่อในการก่อสร้างอุโมงค์จะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ขนาดของท่อ วัสดุและการออกท่อ ความยาวในการดันท่อ และแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อ

Graig (1983) ความยากลำบากในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ

1. การเปลี่ยนของชั้นดิน ซึ่งอาจจะเพิ่มแรงดันท่อมากๆ อย่างฉับพลันหรือความยากลำบากในการควบคุมแนวของหัวเจาะในกรณีที่เจาะไปเจอดินอ่อนโดยบังเอิญ หรือเจอหินที่แข็งที่สามารถเจาะผ่านไปได้
2. เจอกับอุปสรรคที่คาดไม่ถึงบ่อย ๆ
3. ความสามารถในการควบคุมแนวหัวเจาะ
4. การวิบัติของ ผนังรับแรงดัน (thrust wall)

3.5.1 ความยาวของการดันท่อ

ความยาวในการดันท่อในแต่ละช่วงจะขึ้นอยู่กับกำลังของแม่แรง (capacity of the jacking) และ ความสามารถในการรับแรงของท่อ แรงดันที่ใช้ในการดันท่อจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับท่อ และน้ำหนักของท่อ

มี 2 แนวทางที่จะให้ความยาวของการดันท่อ (Length of Drive) ในแต่ละช่วงมากที่สุด ทางแรกคือการขีดสารถล้อเลื่อนเข้าไประหว่างดินกับท่อ ซึ่งจะเป็นตัวลดแรงเสียดทาน ทางที่สอง คือการติดตั้ง Intermediate jacking stations ระหว่างแนวท่อ

3.5.2 อัตราความก้าวหน้า

อัตราความก้าวหน้า (Rate of Advance) ของการก่อสร้างจะขึ้นอยู่กับ เครื่องมือที่ใช้ วิธีการก่อสร้าง และชนิดของดิน Graig (1983) ได้รวบรวมอัตราความก้าวหน้า (Rate of Advance) ของการก่อสร้างของแต่ละประเทศไว้ตารางที่ 3.5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.5 อัตราความก้าวหน้าของการดันท่อสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในบางประเทศ (Craig,1983)

Øท่อ (เมตร) (ดิน)	ประเทศ	อัตราความก้าวหน้า (เมตร/shaft)
1.3 (ดิน)	เยอรมนีตะวันตก	16
1.5 (ทราย)		8
2.4 (ทราย)		6.60
2.2(ทราย)		3
น้อยกว่า 1.6	ฝรั่งเศส	2.5 – 3
1.8 – 2.2		1.75 – 2.25
มากกว่า 2.5		1.50
2.5 – 3.5	สวีตเซอร์แลนด์	2.50
น้อยกว่า 2.5		8 – 10
	ออสเตรเลีย	0.15 – 0.8 ม/ชม.
	USA	2.5 ม/ชม.

3.5.3 การจัดให้อยู่ในแนวและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (Alignment and Tolerance)

Craig (1983) ได้สรุปเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (Tolerance) ของแต่ละประเทศ

ไว้ดังนี้

1.เยอรมนีตะวันตก

เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (Tolerance) ของเยอรมนีตะวันตก ในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ โดยทั่วไปใช้ ± 50 ม.ม. สำหรับในแนวตั้ง และใช้ ± 200 ม.ม. สำหรับแนวราบ

2. สวิตเซอร์แลนด์

เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (Tolerance) ของสวิตเซอร์แลนด์ ในการก่อสร้างอุโมงค์ ด้วยระบบดันท่อ โดยทั่วไป

สำหรับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 1.5 เมตร

- ใช้ ± 30 ม.ม สำหรับแนวตั้ง
- ใช้ ± 100 ม.ม สำหรับแนวราบ

สำหรับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเกิน 1.5 เมตร

- ใช้ $\pm D/50$ ม.ม สำหรับแนวตั้ง
- ใช้ $\pm D/15$ ม.ม สำหรับแนวราบ

ตารางที่ 3.6 เกณฑ์ความคลาดเคลื่อนในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในบางประเทศ

ประเทศ	เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (มม.)	
	แนวราบ	แนวตั้ง
อังกฤษ	75	50 – 75
ฝรั่งเศส	50	50
เยอรมนี ตะวันตก	200	50
ญี่ปุ่น	25	25
สวิตเซอร์แลนด์	100	30

บทที่ 4

วิธีการดำเนินงานวิจัย

4.1 ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย

4.1.1 ข้อมูลแรงดันท้อ (Jacking Forces)

ข้อมูลแรงดันท้อ (Jacking forces) ได้จากการบันทึกผ่านคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance, EPB) ของบริษัท Herrenknecht ทุก ๆ ระยะ 20 ซม. ข้อมูลแรงดันที่ใช้ในการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ได้จาก 2 โครงการ คือ

1. โครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ) ข้อมูลแรงดันท้อของโครงการนี้มีจำนวนทั้งหมด 22 ช่วง คิดเป็นความยาว 5,009 เมตร อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 1.50 เมตร และ 1.75 เมตร และสารหล่อลื่นที่ใช้คือสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น ดังแสดงในตารางที่ 4.1 โดยรายละเอียดข้อมูลแรงดันท้อแสดงไว้ใน ภาคผนวก ก.

2. โครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี ข้อมูลแรงดันท้อของโครงการนี้มีทั้งหมด 9 ช่วง คิดเป็นความยาว 3,221 เมตร มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของอุโมงค์ 2.60 เมตร และสารหล่อลื่นที่ใช้คือสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ผสมกับโพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น ดังแสดงในตารางที่ 4.2 โดยรายละเอียดข้อมูลแรงดันท้อแสดงไว้ในภาคผนวก ข.

4.1.2 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดิน (Ground Movement)

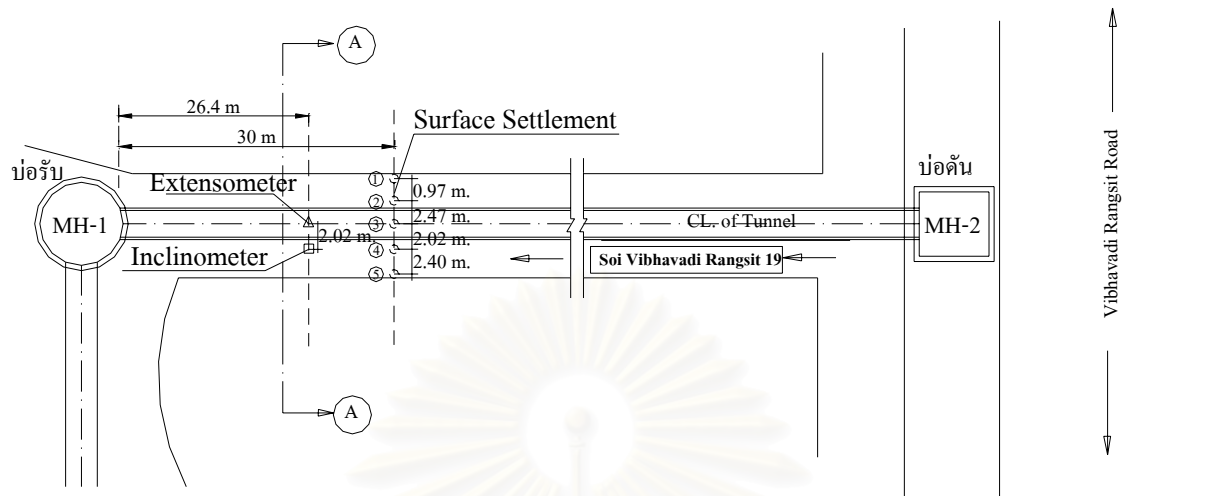
ในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท้อ โดยทั่วไปแล้วจะไม่มี การติดตั้งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค (Geotechnical Instrumentation) แต่โครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี ได้มีการขุดเจาะอุโมงค์ใกล้สิ่งก่อสร้างมากจึงได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดจำนวน 1 หน้าตัดทดสอบ (Test Section) ซึ่งประกอบไปด้วย Surface Settlement, Inclinomater และ Extensometer ในช่วง MH – 1 (บ่อรับ) ถึง MH – 2 (บ่อดัน) ดังแสดงในรูปที่ 4.1 (ดูรูปที่ 1.2 ประกอบ)

ตารางที่ 4.1 ข้อมูลการค้นท่อของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ)

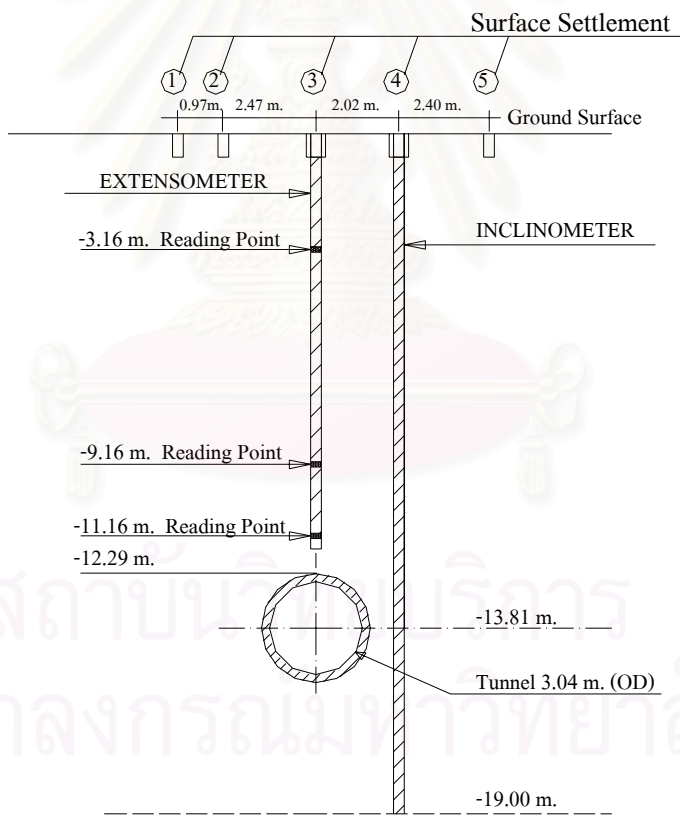
บ่อ (Pit)		φ _{ID} อุโมงค์ (เมตร)	ความหนาท่อ (เมตร)	ระยะทาง (เมตร)	ความลึกของจุดศูนย์กลาง อุโมงค์ที่บ่อต้น
บ่อต้น	บ่อรับ				
A-12	A-13	1.75	0.16	241.851	-13.805
A-14	A-13	1.75	0.16	232.117	-13.137
A-14	A-15	1.75	0.16	194.777	-13.137
A-16	A-15	1.75	0.16	255.898	-12.435
A-17	A-17B	1.75	0.16	246.256	-11.976
A-18	A-17B	1.75	0.16	288.846	-11.195
A-18	A-20	1.75	0.16	286.568	-11.195
A-20	A-20.1A	1.50	0.15	206.187	-10.830
A-23	A-20.1A	1.50	0.15	205.458	-10.674
A-23	A-23A	1.50	0.15	262.254	-10.674
A-24	A-25	1.50	0.15	228.675	-10.555
A-26	A-25	1.50	0.15	262.712	-10.348
A-26	A-27	1.50	0.15	266.920	-10.348
A-28	A-27	1.50	0.15	299.847	-9.880
A-28	A-29	1.50	0.15	203.881	-9.880
A-29.1	A-29	1.50	0.15	63.383	-9.783
A-30	A-31.1	1.50	0.15	204	-9.445
A-32	A-31.1	1.50	0.15	229.556	-9.189
A-32	A-32.1	1.50	0.15	106.044	-9.189
A-32.1	A-32.2	1.50	0.15	217.856	-9.148
A-32.3	A-32.2	1.50	0.15	229.778	-8.967
A-32.3	A-33	1.50	0.15	275.910	-8.967

ตารางที่ 4.2 ข้อมูลการค้นท่อโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับบึงกาวดี

บ่อ (Pit)		φ _{ID} อุโมงค์ (เมตร)	ความหนาท่อ (เมตร)	ระยะทาง (เมตร)	ความลึกของจุดศูนย์กลาง อุโมงค์ที่บ่อต้น
บ่อต้น	บ่อรับ				
4	3	2.60	0.22	338	-13.37
4	5	2.60	0.22	430	-13.37
8	9	2.60	0.22	281	-13.14
9	10	2.60	0.22	415	-13.31
11	10	2.60	0.22	418	-13.16
11	12	2.60	0.22	335	-13.16
13	12	2.60	0.22	152	-13.01
13	14	2.60	0.22	420	-13.01
17	16	2.60	0.22	412	-13.04



PLAN



SECTION A- A

รูปที่ 4.1 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี

4.1.3 ข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดิน

ข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน ได้ทำการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม ได้แก่ Standard Penetration Test, Cone Penetration Test, Field vane shear test, Atterberg limits test, Unit weight, Natural water content, sieve analysis และ Unconfined compression test

การเจาะสำรวจชั้นดินหรือการทำ Cone Penetration Test ของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ทั้ง 2 โครงการที่ทำการศึกษาวิจัยครั้งนี้ จะทำการทดสอบที่ตำแหน่งของ บ่อรับและบ่อดัน ซึ่งใช้เป็นข้อมูลในการวิเคราะห์หาความของค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยครั้งนี้ ดังนั้นผลการวิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ อาจคลาดเคลื่อนไปจากความจริงบ้าง เนื่องจากข้อมูลการวิเคราะห์แรงเสียดทานและการเคลื่อนตัวของผิวดิน เป็นข้อมูลที่อยู่ระหว่างบ่อรับและบ่อดัน

ผลการเจาะสำรวจชั้นดินและผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการโดยละเอียดของทั้ง 2 โครงการที่ทำการศึกษา แสดงในภาคผนวก ค. และ ภาคผนวก ง.

4.2 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ข้อมูลเพื่อให้ได้มาซึ่งค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ตามวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ โดยอาศัยข้อมูลแรงดันท่อ และข้อมูลแรงต้านทานจากแรงค้ำยัน (Thrust resistance with support pressure) ซึ่งได้จากการบันทึกโดยอัตโนมัติผ่านคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance ,EPB) ของ Herrenknecht ทุก ๆ ระยะ 20 ซม. และข้อมูลการเคลื่อนตัวของผิวดินในช่วง Short term ซึ่งวัดในขณะที่กำลังทำการขุดเจาะ โดยการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินทางธรณีเทคนิค ซึ่งทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงเสียดทาน (Skin friction) และ ค่าการเคลื่อนตัวของผิวดิน ในแต่ละช่วงของการดันท่อได้

4.2.1 การประมาณค่าแรงเสียดทานรอบท่อ

การประมาณค่าแรงเสียดทานรอบท่อจะเสนอในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion Factor (α) กับ Undrained Shear Strength (S_u) โดยค่า Undrain Shear Strength (S_u) ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression Test, Cone Penetration Test และ Field vane shear test ส่วนค่า Adhesion Factor (α) คำนวณได้จาก การวิเคราะห์หักกลับ (Back Analysis) จากหน่วยแรงเสียดทาน (Skin Friction, f_s) ซึ่งคำนวณได้จากแรงดันท่อที่ได้จากการ

บันทึกข้อมูลแรงดันที่ผ่านคอมพิวเตอร์ของหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance ,EPB) โดยค่า Adhesion Factor หาได้จาก

$$\alpha = \frac{f_s}{S_u} \quad (4.1)$$

ค่า Undrain Shear Strength (S_u) ที่ได้จากการทดสอบ Cone Penetration Test คำนวณได้จาก (IGN)

$$S_u = (q_c - \sigma_v) / N_k \quad (4.2)$$

เมื่อ	q_c	=	Cone tip resistance
	σ_v	=	Total Overburden pressure
	N_k	=	Empirical cone factor

โดยค่า N_k ใช้เท่ากับ 13 ซึ่งได้มาจากการสอบเทียบ (Calibrate) กับการทดสอบ Unconfined compression Test ณ ตำแหน่งและความลึกเดียวกัน ทั้งหมด 6 บริเวณ (Zone)

ค่าหน่วยแรงเสียดทาน (Skin Friction, f_s) ได้จาก

$$M = F_f / A_s = (F_t - F_s) / A_s \quad (4.3)$$

เมื่อ	M	=	Skin Friction (kN/m ²)
	F_t	=	แรงดันที่ทั้งหมด (kN)
	F_s	=	แรงต้านทานด้านหน้าหัวเจาะ (kN)
	A_s	=	พื้นที่ผิวท่อ (m ²)

แรงต้านทานด้านหน้าหัวเจาะมีทั้งหมด 3 ส่วนดังได้เคยกล่าวไว้ในบทที่ 2 คือ

1. แรงต้านทานจากแรงค้ำยัน (Thrust resistance with support pressure)หาได้จากสมการที่ 2.3
2. แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าอุปกรณ์ขุดเจาะ (Thrust resistance at the tunnel face due to excavation tools) หาได้จากสมการที่ 2.4
3. แรงต้านทานที่ขอบของ Cutter Disk (Thrust resistance at the cutting edge) หาได้จากสมการที่ 2.5

ตัวอย่างการวิเคราะห์แรงเสียดทานทุกส่วน เพื่อคำนวณค่าแรงเสียดทาน (Friction Force) ตามแนวท่อในโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม - ภาษีเจริญ) ซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 1.75 เมตร เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2.07 เมตร โดยหัวเจาะที่ใช้มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.08 เมตร ความลึกกึ่งกลางอุโมงค์อยู่ที่ -13.805 เมตร จากผิวดิน ดังแสดงในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ตัวอย่างการหาค่า Adhesion Factor (α)

Pipe No. (1)	Distance (m) (2)	F(total) (kN) (3)	F(supp) (kN) (4)	W(exc) (kN) (5)	W(sh) (kN) (6)	Friction force, F_f (kN) (7)
3	13.75	1648.08	648.5391	288.957	17.47	693.1139
4	16.25	1687.32	530.6229	288.957	17.47	850.2701
5	27.6	1922.76	766.4553	288.957	17.47	849.8777
6	30.1	2393.64	913.85055	288.957	17.47	1173.36245
7	32.6	1922.76	619.06005	288.957	17.47	997.27295
8	35.1	2118.96	383.22765	288.957	17.47	1429.30535
9	37.6	1844.28	530.6229	288.957	17.47	1007.2301
10	40.1	2118.96	736.97625	288.957	17.47	1075.55675
11	42.6	2275.92	707.4972	288.957	17.47	1261.9958
12	45.1	2040.48	619.06005	288.957	17.47	1114.99295
13	47.6	2079.72	619.06005	288.957	17.47	1154.23295
14	50.1	2432.88	884.3715	288.957	17.47	1242.0815
15	52.6	2315.16	766.4553	288.957	17.47	1242.2777
16	55.1	2275.92	619.06005	288.957	17.47	1350.43295
17	57.6	2432.88	648.5391	288.957	17.47	1477.9139
18	60.1	2315.16	766.4553	288.957	17.47	1242.2777
19	62.6	2158.2	412.7067	288.957	17.47	1439.0663
20	65.1	2001.24	442.18575	288.957	17.47	1252.62725
21	67.6	1883.52	265.31145	288.957	17.47	1311.78155
22	70.1	2079.72	265.31145	288.957	17.47	1507.98155
23	72.6	2472.12	471.6648	288.957	17.47	1694.0282
24	75.1	2432.88	383.22765	288.957	17.47	1743.22535
25	77.6	2982.24	589.581	288.957	17.47	2086.232
26	80.1	3099.96	707.4972	288.957	17.47	2086.0358
27	82.6	3217.68	854.89245	288.957	17.47	2056.36055
28	85.1	2472.12	176.8743	288.957	17.47	1988.8187
29	87.6	3374.64	795.93435	288.957	17.47	2272.27865
30	90.1	3217.68	619.06005	288.957	17.47	2292.19295

ตารางที่ 4.3 ตัวอย่างการหาค่า Adhesion Factor (α) (ต่อ)

Pipe No. (1)	Distance(m) (2)	F(total) (kN) (3)	F(supp) (kN) (4)	W(exc) (kN) (5)	W(sh) (kN) (6)	Friction force, F_f (kN) (7)
31	92.6	3453.12	736.97625	288.957	17.47	2409.71675
32	100	3570.84	766.4553	288.957	17.47	2497.9577
33	102.5	3767.04	884.3715	288.957	17.47	2576.2415
34	105	4826.52	766.4553	288.957	13.35	3757.7577
35	107.5	5101.2	471.6648	288.957	13.35	4327.2282
36	110	5572.08	383.22765	288.957	13.35	4886.54535
37	112.5	5886	884.3715	288.957	13.35	4699.3215
38	115	5022.72	854.89245	288.957	13.35	3865.52055
39	117.5	5258.16	206.35335	288.957	13.35	4749.49965
40	120	4983.48	235.8324	288.957	13.35	4445.3406
41	122.5	5611.32	884.3715	288.957	13.35	4424.6415
42	125	5140.44	589.581	288.957	13.35	4248.552
43	127.5	4237.92	176.8743	288.957	13.35	3758.7387
44	130	5454.36	913.85055	288.957	13.35	4238.20245
45	132.5	4905	619.06005	288.957	13.35	3983.63295
46	135	5022.72	854.89245	288.957	13.35	3865.52055
47	137.5	5297.4	678.01815	288.957	13.35	4317.07485
48	140	5846.76	884.3715	288.957	13.35	4660.0815
49	142.5	6003.72	766.4553	288.957	13.35	4934.9577
50	152.8	5650.56	707.4972	288.957	13.35	4640.7558
51	155.3	5611.32	736.97625	288.957	13.35	4572.03675
52	157.8	6356.88	206.35335	288.957	13.35	5848.21965
53	160.3	6042.96	324.26955	288.957	13.35	5416.38345
54	162.8	6199.92	353.7486	288.957	13.35	5543.8644
55	165.3	6199.92	265.31145	288.957	13.35	5632.30155
56	167.8	6199.92	324.26955	288.957	13.35	5573.34345
57	170.3	5886	265.31145	288.957	13.35	5318.38155
58	172.8	5729.04	176.8743	288.957	13.35	5249.8587
59	175.3	5886	235.8324	288.957	13.35	5347.8606
60	177.8	6160.68	176.8743	288.957	13.35	5681.4987
61	180.3	5964.48	235.8324	288.957	13.35	5426.3406
62	182.8	6396.12	501.14385	288.957	13.35	5592.66915
63	185.3	6121.44	294.7905	288.957	13.35	5524.3425
64	187.8	5925.24	176.8743	288.957	13.35	5446.0587
65	190.3	6356.88	383.22765	288.957	13.35	5671.34535

ตารางที่ 4.3 ตัวอย่างการหาค่า Adhesion Factor (α) (ต่อ)

Pipe No. (1)	Distance(m) (2)	F(total) (kN) (3)	F(supp) (kN) (4)	W(exc) (kN) (5)	W(sh) (kN) (6)	Friction force, F_f (kN) (7)
66	192.8	6356.88	383.22765	288.957	13.35	5671.34535
67	195.3	5493.6	324.26955	288.957	13.35	4867.02345
68	197.8	5689.8	294.7905	288.957	13.35	5092.7025
69	200.3	5729.04	324.26955	288.957	13.35	5102.46345
70	205.8	5650.56	412.7067	288.957	13.35	4935.5463
71	211.3	5689.8	471.6648	288.957	13.35	4915.8282
72	216.8	5964.48	324.26955	288.957	13.35	5337.90345
73	222.3	5336.64	235.8324	288.957	13.35	4798.5006
74	227.8	6435.36	294.7905	288.957	13.35	5838.2625
75	233.3	5964.48	176.8743	288.957	13.35	5485.2987
76	238.8	6749.28	0	288.957	13.35	6446.973

จากตารางที่ 4.3 รายละเอียดแต่ละแถว(Column)ประกอบด้วย

แถวที่ (1) หมายเลขท่อ

แถวที่ (2) ระยะทางจากบ่อต้น

แถวที่ (3) แรงดันท่อ (Total Jacking Force, F_T) ได้จากการบันทึกโดยคอมพิวเตอร์

แถวที่ (4) แรงต้านทานจากแรงค้ำยัน (Thrust resistance with support pressure, F_{SUPP})

$$F_{SUPP} = P_{SUPP} \times A_{face}$$

เมื่อ P_{SUPP} = แรงดันในห้องเก็บดิน (kN/m²)

$$A_{face} = \text{พื้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ} (3.005 \text{ m}^2)$$

แถวที่ (5) แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Thrust resistance at the tunnel face due to excavation tools, W_{exc})

$$W_{exc} = A_{exc} K_p V_{total}$$

เมื่อ W_{exc} = แรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าหัวเจาะ (kN)
 A_{exc} = พื้นที่ของอุปกรณ์ขุดเจาะ (1.793 m²)
 K = Earth pressure coefficient (0.7)

แถวที่ (6) แรงต้านทานที่ขอบของ Cutter Disk (Thrust resistance at the cutting edge, W_{sh})

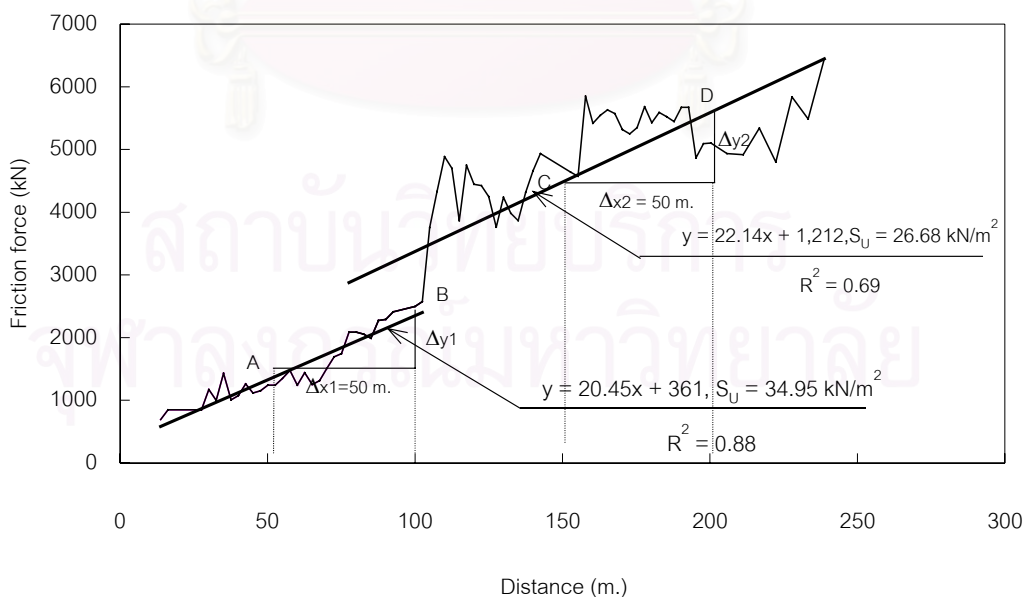
$$W_{sh} = 9S_u \pi D t$$

เมื่อ W_{sh} = แรงต้านทานที่ขอบของ Cutter Disk (kN)
 t = ความหนาของขอบ Cutting edge (0.85 cm)
 D = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของหัวเจาะ (2.08 m)
 S_u = Undrain Shear Strength (kN/m²)

แถวที่ (7) แรงเสียดทานรอบท่อ (Friction Force, F_f)

$$F_f(7) = F_{(total)}(3) - F_{SUPP}(4) - W_{exc}(5) - W_{sh}(6)$$

ผลจากการคำนวณค่าแรงเสียดทาน (Friction Force) ตามแนวท่อดังกล่าว ได้นำมาเขียนกราฟตามระยะทางการดันท่อดังแสดงในรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน

Skin Friction (M) และ Adhesion Factor (α) ในช่วงบ่อค้นหาได้จากรูปที่ 4.2 โดยพิจารณาแรงเสียดทานในช่วง A –B ระยะทางเท่ากับ 50 เมตร จะได้

$$\Delta y_1 = y_B - y_A = (20.449 \times 100 + 361.243) - (20.449 \times 50 + 361.243)$$

$$\Delta y_1 = 1,022.45 \text{ kN}$$

$$\text{Skin Friction (M)} = \Delta y_1 / \text{Skin area} = 1,022.45 / (\pi \times 2.07 \times 50) = 3.145 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Adhesion Factor } (\alpha) = M / S_U = 3.145 / 34.95 = 0.090$$

Skin Friction (M) และ Adhesion Factor (α) ในช่วงบ่อรับหาได้จากรูปที่ 4.2 โดยพิจารณาแรงเสียดทานในช่วง C –D ระยะทางเท่ากับ 50 เมตร จะได้

$$\Delta y_2 = y_D - y_C = (22.139 \times 200 + 1212.422) - (22.139 \times 150 + 1212.422)$$

$$\Delta y_2 = 1,106.95 \text{ kN}$$

$$\text{Skin Friction (M)} = \Delta y_2 / \text{Skin area} = 1,106.95 / (\pi \times 2.07 \times 50) = 3.404 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Adhesion Factor } (\alpha) = M / S_U = 3.404 / 26.68 = 0.128$$

4.2.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน

4.2.2.1 ด้วยวิธี Empirical

การหาค่าพารามิเตอร์ i ด้วยวิธี Empirical ใช้สมการที่เสนอโดย Peak (1969) และ O'Reilly & New (1982) โดยทำการวิเคราะห์กลับ จากข้อมูลการเคลื่อนตัวของผิวดิน ซึ่งได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของดินทางธรณีเทคนิคในสนาม โดยค่า i หาได้จาก

$$S = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (4.4)$$

$$S_{\max} = \frac{0.313 V_L D^2}{i} \quad (4.5)$$

$$i = kZ_0 \quad (4.6)$$

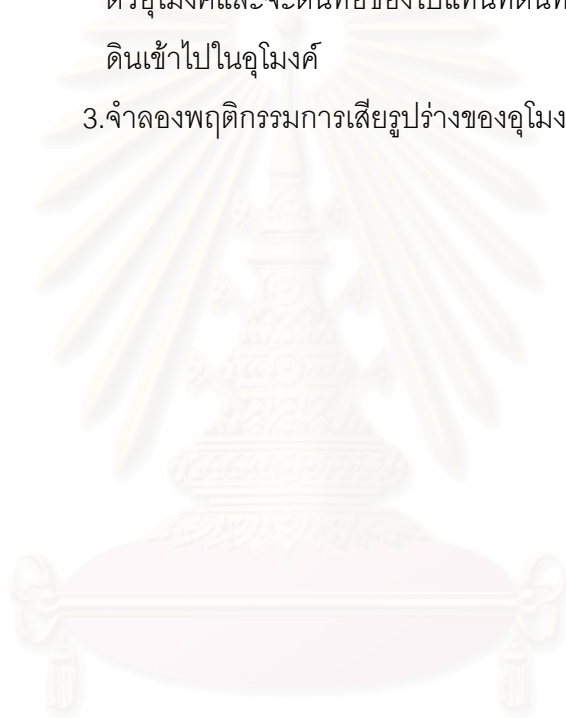
4.2.2.2 ด้วยวิธี Finite Element

การวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ E_U/S_U ของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ด้วยวิธี Finite Element ด้วยโปรแกรมชื่อ “Plaxis” โดยจะพิจารณาในลักษณะ Plain Strain ใช้ 15 Node และใช้แบบจำลอง Mohr – Coulomb ในชั้นดิน

เหนียวทำการวิเคราะห์ในลักษณะ Short- Term ภายใต้สภาพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition)

การประมวลผลโดยโปรแกรม Plaxis จะพิจารณาตามขั้นตอนการก่อสร้าง สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของผิวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) จะแบ่งเป็น 3 ส่วน ดังนี้

1. ชั้นดินในบริเวณที่พิจารณาอยู่ในลักษณะ Equilibrium (Initial phase)
2. ทำการขุดดินออกเท่ากับขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของท่อหรือตัวอุโมงค์และจะดันท่อของไปแทนที่ดินที่ขุดออกทันที โดยไม่มีน้ำใต้ดินเข้าไปในอุโมงค์
3. จำลองพฤติกรรมการเสียรูปร่างของอุโมงค์ในรูปของ Ground Loss



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

การวิเคราะห์และอภิปรายผล

5.1 การแปลผลแรงเสียดทาน

จากตัวอย่างการคำนวณแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อ โดยคิดเทียบกับระยะการดันท่อ ดังแสดงในบทที่ 4 แล้วนั้น ผลของแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อที่ได้จากการเก็บข้อมูลของทั้ง 2 โครงการแสดงในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงเสียดทาน (Friction Force) กับระยะทางในการดันท่อ ได้รวบรวมไว้ภาคผนวก ก. และภาคผนวก ข. ในส่วนการแปลผลเพื่อให้ได้มาซึ่งค่าแรงเสียดทาน (Friction Force) ระหว่างดินกับท่อ ในงานวิจัยนี้ได้จากการนำค่าแรงดันท่อทั้งหมด (Total Force) ลบด้วยค่าแรงต้านทานด้านหน้าหัวเจาะ ซึ่งประกอบด้วย แรงต้านจากแรงดันค้ำยัน (Face Pressure) แรงต้านทานจาก Cutter Disk และแรงต้านทานที่ขอบของหัวเจาะ การหาแรงต้านทานหน้าหัวเจาะ สามารถคำนวณหาได้ตามสมการที่ 2.3 2.4 และ 2.5 ตามลำดับ

5.2 การประมาณค่าแรงเสียดทาน

การประมาณค่าแรงเสียดทานรอบตัวท่อขณะที่ทำการดันตัวท่อ เพื่อแสดงในรูปของความสัมพันธ์ของค่า Adhesion factor (α) กับค่า Undrained Shear Strength (S_u) ใช้สมการที่เสนอโดย Haslem (1986) เพราะมีความเหมาะสมกับสภาพของชั้นดินในกรุงเทพฯ เนื่องจากความลึกในการดันท่อจะอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และ ชั้นดินเหนียวปานกลาง (Medium Clay) และจากการนำไปใช้กับดินเหนียวลอนดอน (London Clay) พบว่าสมการดังกล่าวให้ค่าการคาดคะเนแรงเสียดทานใกล้เคียงกับแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นจริงในการก่อสร้าง การประมาณค่าแรงเสียดทานของงานวิจัยครั้งนี้แบ่งเป็น 2 ประเภทตามชนิดของสารหล่อลื่นที่ใช้คือสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) และ สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ผสมกับ โพลีเมอร์ (Polymer Slurry)

5.2.1 ผลของการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เป็นสารหล่อลื่น

ผลการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น ใช้ข้อมูลของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม – ภาษีเจริญ) ซึ่งมีทั้งหมด 22 ช่วง คิดเป็นความยาว 5,009 เมตร ประกอบด้วย อุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 1.5 และ 1.75 เมตร และภายนอกเท่ากับ 1.80 เมตร และ 2.07 เมตร ตามลำดับ ดังแสดงในตาราง

ที่ 5.1 ซึ่งการวิเคราะห์หาค่า Adhesion factor (α) สำหรับการประมาณค่าแรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้มาจากสมการ 4.1 และ 4.3 ตามที่เสนอโดย Haslem (1986) โดยหาความสัมพันธ์เทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression และ Cone Penetration Test ที่ตำแหน่งของบ่อรับและบ่อดันในแต่ละช่วงของการดันท่อ ผลการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion factor (α) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) สามารถหาสมการทางพีชคณิตได้โดยวิธีการวิเคราะห์การถดถอย (Regression Analysis) ซึ่งมีความสัมพันธ์เป็นแบบผกผันในแบบเส้นโค้ง ดังสมการที่ 5.1 และแสดงในรูปที่ 5.1

$$\alpha = 0.44 - 0.094 \ln(S_u) \quad (R^2 = 0.30) \quad (5.1)$$

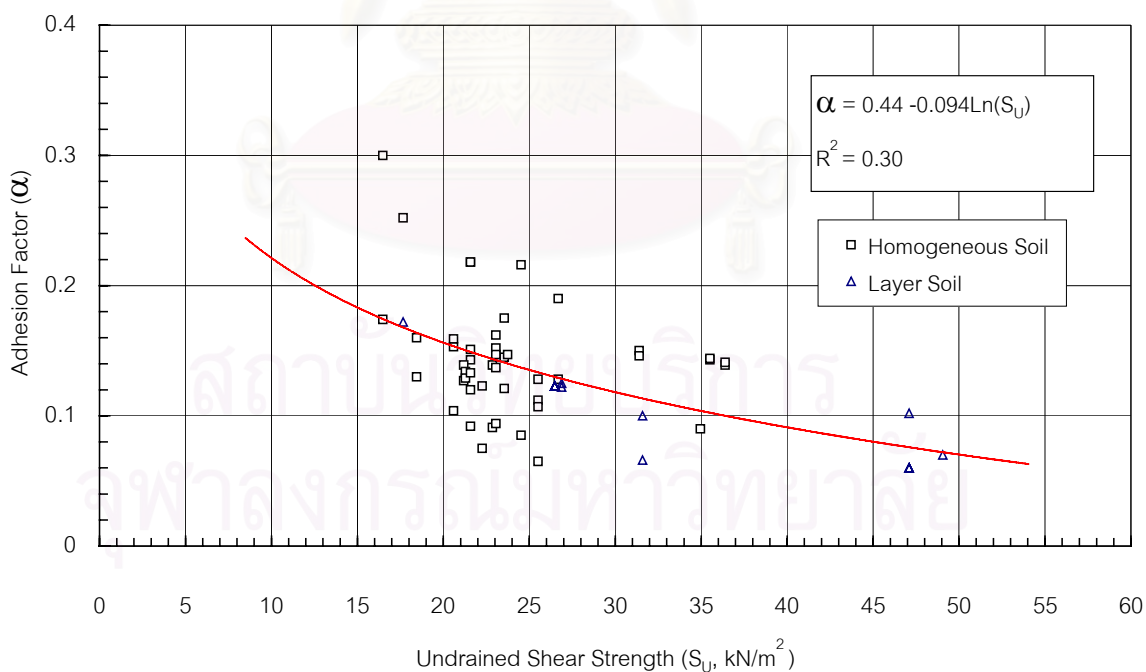
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ที่นำมาใช้วิเคราะห์ในงานวิจัยครั้งนี้ ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression Test และ Cone Penetration Test ที่ตำแหน่งของบ่อรับและบ่อดัน ในหน่วยกิโลนิวตันต่อตารางเมตร ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) อยู่ในช่วง 16 kN/m² ถึง 50 kN/m² โดยค่า Adhesion Factor (α) ที่วิเคราะห์ได้อยู่ระหว่าง 0.06 ถึง 0.30

ตารางที่ 5.1 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เป็นสารหล่อลื่น

บ่อ (Pit)		S_u from CPT (kN/m ²)		S_u from Uc Test (kN/m ²)		Skin Friction (kN/m ²)		α (from Col.2)		α (from Col.3)	
บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ
A12	A13	20.6	-	34.95	26.68	3.145	3.404	0.153	-	0.090	0.128
A14	A13	35.51	-	36.40	26.68	5.072	5.072	0.143	-	0.139	0.190
A14	A15	35.51	31.39	36.40	-	5.121	4.709	0.144	0.150	0.141	-
A16	A15	25.51	25.51	-	-	3.267	3.267	0.128	0.128	-	-
A17	A17B	-	21.19	24.53	-	5.288	2.698	-	0.127	0.216	-
A18	A17B	23.54	21.19	-	-	4.130	2.953	0.175	0.139	-	-
A18	A20	23.54	26.49, 47.09	-	-	3.414	4.071	0.145	0.123, 0.102	-	-
A20	A20.1 A	26.49, 47.09	26.49, 47.09	-	-	2.335	2.335	0.123, 0.060	0.123, 0.060	-	-
A23	A20.1 A	22.86	22.86	-	-	3.188	3.188	0.139	0.139	-	-
A23	A23A	22.86	24.53	-	-	2.090	2.090	0.091	0.085	-	-
A24	A25	25.51	21.29	23.54	-	2.845	2.845	0.112	0.134	0.121	-
A26	A25	25.51	21.29	22.27	-	2.737	2.737	0.107	0.129	0.123	-

ตารางที่ 5.1 แสดงผลการวิเคราะห์หาค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เป็นสารหล่อลื่น
(ต่อ)

บ่อ (Pit)		S_u from CPT (kN/m^2)		S_u from U_c Test (kN/m^2)		Skin Friction (kN/m^2)		α (from Col.2)		α (from Col.3)	
บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ
A26	A27	25.51	18.44	22.27	-	1.668	2.394	0.065	0.130	0.075	-
A28	A27	16.48	18.44	-	-	4.944	2.943	0.300	0.160	-	-
A28	A29	16.48	21.58	-	-	2.874	2.874	0.174	0.133	-	-
A29.1	A29	21.58	21.58	-	-	4.699	4.699	0.218	0.218	-	-
A30	A31.1	-	26.88, 31.59	17.66, 49.05	-	3.012	3.198	-	0.122, 0.100	0.172, 0.070	-
A32	A31.1	23.05	26.88, 31.60	-	-	3.728	2.080	0.162	0.122, 0.066	-	-
A32	A32.1	23.05	23.05	-	-	3.512	3.159	0.152	0.137	-	-
A32.1	A32.2	23.05	23.05	-	-	3.394	3.394	0.147	0.147	-	-
A32.3	A32.2	20.60	23.05	-	-	2.148	2.168	0.104	0.094	-	-
A32.3	A33	20.60	17.66	-	-	3.267	4.454	0.159	0.252	-	-



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_u ในกรณีที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เป็นสารหล่อลื่น

5.2.2 ผลของการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสม โพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น

ผลการประมาณค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ผสมโพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น ใช้ข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี (Construction of 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation) ซึ่งมีทั้งหมด 9 ช่วง คิดเป็นความยาว 3,221 เมตร ประกอบด้วย อุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 2.60 เมตร และ เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 3.04 เมตร ดังแสดงในตารางที่ 4.2 ซึ่งการวิเคราะห์หาค่า Adhesion factor (α) สำหรับการประมาณค่าแรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวที่ได้ในงานวิจัยนี้ได้มาจากสมการ 4.1 และ 4.3 ตามที่เสนอโดย Haslem (1986) โดยหาความสัมพันธ์เทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression ที่ตำแหน่งของบ่อรับและบ่อดันในแต่ละช่วงของการดันท่อ ผลการวิเคราะห์พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion factor (α) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) สามารถหาสมการทางพีชคณิตได้โดยวิธีการวิเคราะห์การถดถอย (Regression Analysis) ซึ่งมีความสัมพันธ์เป็นแบบผกผันในแบบเส้นโค้ง ดังสมการที่ 5.2 และแสดงในรูปที่ 5.2

$$\alpha = 0.14 - 0.034 \ln(S_u) \quad (R^2 = 0.52) \quad (5.2)$$

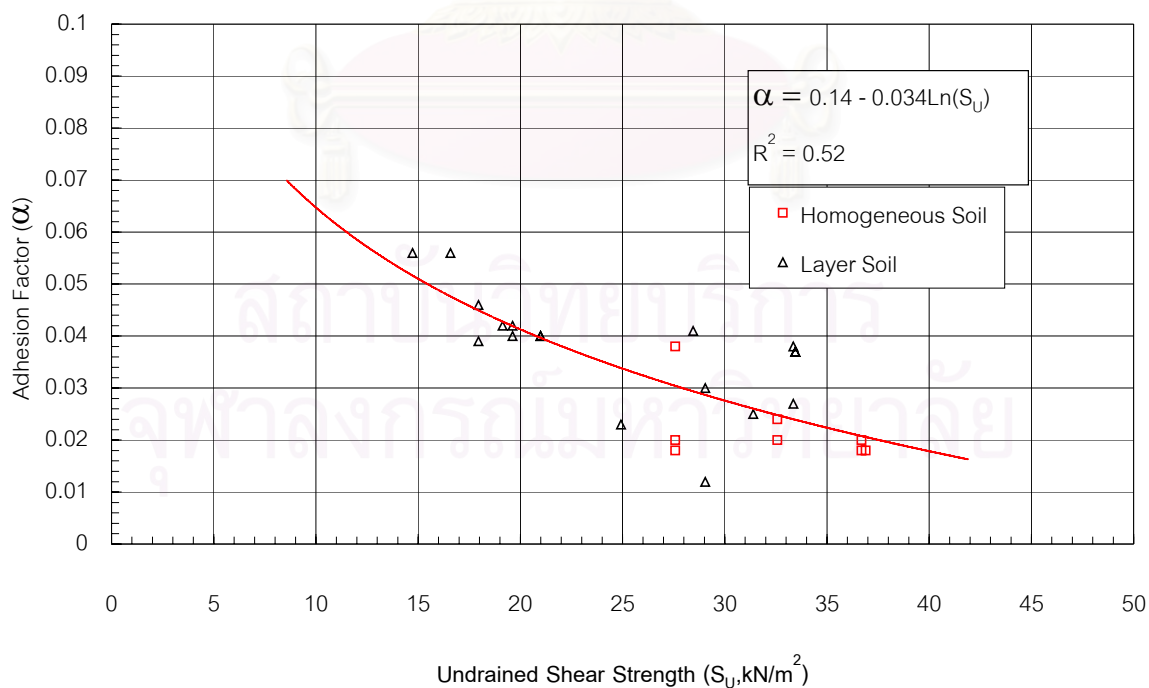
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ที่นำมาใช้วิเคราะห์ ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression ที่ตำแหน่งของบ่อรับและบ่อดันอยู่ในหน่วยกิโลนิวตันต่อตารางเมตร (kN/m^2) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าอยู่ระหว่าง 15 -37 kN/m^2 โดยค่า Adhesion Factor (α) ที่วิเคราะห์ได้อยู่ระหว่าง 0.02 ถึง 0.06

ตารางที่ 5.2 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น

บ่อ (Pit)		S_u from Uc Test (kN/m^2)		Skin Friction (kN/m^2)		α - Value	
บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ	บ่อดัน	บ่อรับ
4	3	32.57	36.69	0.659	0.659	0.020	0.018
4	5	32.57	36.89	0.783	0.664	0.024	0.018
9	8	27.57	19.13, 31.39	0.552	0.794	0.042, 0.025	0.020

ตารางที่ 5.2 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าแรงเสียดทานที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลีเมอร์ เป็นสารหล่อลื่น (ต่อ)

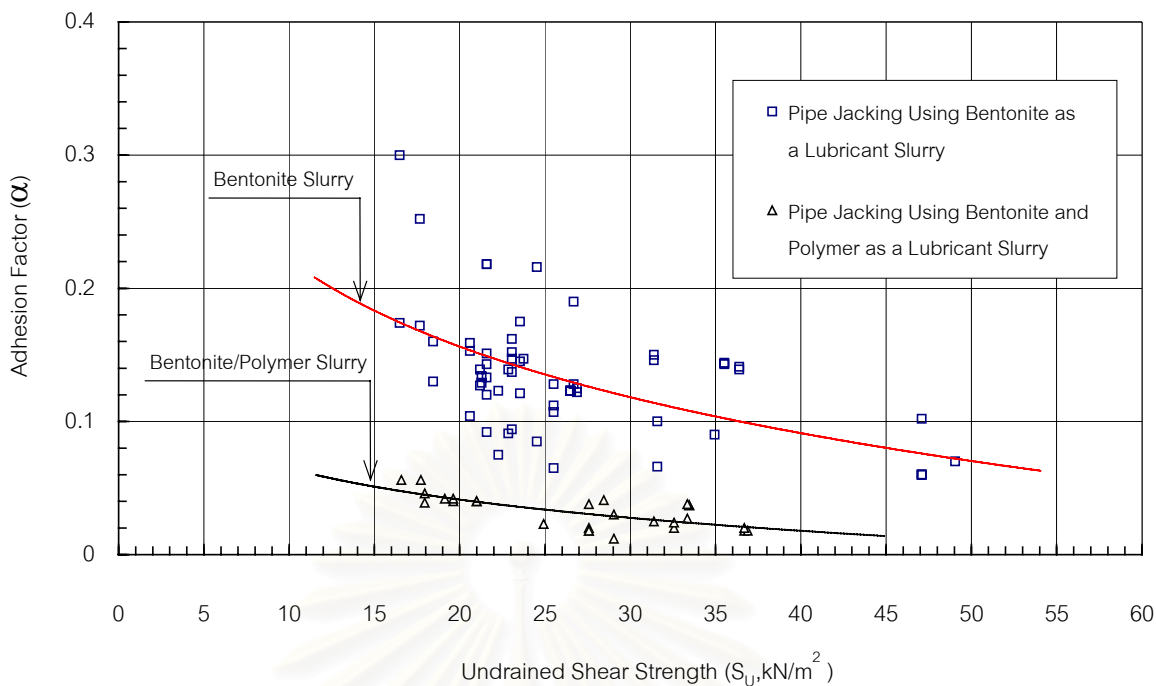
บ่อ (Pit)		S_u from Uc Test (kN/m^2)		Skin Friction (kN/m^2)		α - Value	
บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ	บ่อต้น	บ่อรับ
11	10	20.99, 33.45	27.57	1.403	1.048	0.040, 0.059	0.038
11	12	20.99, 33.45	17.95, 29.04	1.034	0.528	0.040, 0.037	0.039, 0.012
13	12	19.62, 33.35	17.95, 29.04	0.846	0.846	0.040, 0.027	0.046 0.030
13	14	19.62, 33.35	14.72, 28.45	0.600	0.847	0.042, 0.038	0.056, 0.041
17	16	16.58, 24.92	36.69	0.784	0.726	0.056, 0.023	0.020



รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_u ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น

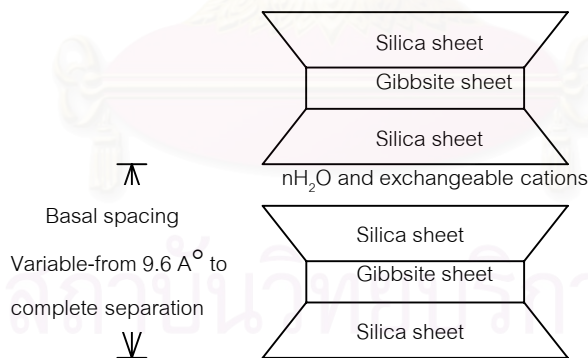
5.3 เปรียบเทียบและอภิปรายค่า Adhesion Factor

ค่าพารามิเตอร์ของแรงเสียดทานรอบ ๆ ตัวท่อที่เกิดขึ้นระหว่างการดันท่อ ที่วิเคราะห์ตามวัตถุประสงค์ในงานวิจัย คือ ค่า Adhesion Factor (α) ซึ่งแสดงในรูปความสัมพันธ์ระหว่างค่า Undrain Shear Strength (S_u) กับค่า Adhesion Factor (α) ดังรูปที่ 5.3 พบว่าชนิดสารของหล่อลื่นที่ใช้ฉีดรอบ ๆ ท่อในระหว่างการดันท่อของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) มีผลต่อค่า Adhesion Factor (α) เป็นอย่างมาก กล่าวคือค่า Adhesion Factor (α) ในกรณีที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่นจะสูงกว่าในกรณีที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ผสม โพลีเมอร์เป็นสารหล่อลื่น เนื่องจากการใส่สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในชั้นดินเหนียวสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) ที่ฉีดเข้าไปในช่องว่างระหว่างดินกับท่อจะมีการ absorb น้ำและเกิดการบวมตัว (Swell) อยู่ การบวมตัวของสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) อาจมีปริมาณมากจนเต็มช่องว่างระหว่างดินกับท่อ (Overcut Void) ทำให้แรงเสียดทานที่ผิวท่อลดลงระดับหนึ่งประมาณ 70 -80 % การบวมตัวของสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เกิดจากแร่ที่ผสมในเบนโทไนท์ แร่ที่สำคัญในเบนโทไนท์ ได้แก่ Sodium Montmorillonites, Potassium และ Calcium แร่ที่มีผลต่อการบวมตัวของ สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) คือ Sodium Montmorillonites เนื่องจากอนุภาคของ Sodium Montmorillonites มีขนาดเล็กและบางมาก (ยาว $\leq 1.0 \mu\text{m}$ หนา $0.001\mu\text{m}$) เป็นผลให้มีพื้นที่จำเพาะ (Specific Surface) มากตามไปด้วย ($800 \text{ m}^2/\text{gm}$) ทำให้มีความสามารถในการ absorb น้ำได้มาก และเมื่อ Sodium Montmorillonites absorb น้ำเข้าไปแล้วโมเลกุลของน้ำจะแทรกอยู่ระหว่าง Unit Cell ทำให้ความหนาของอนุภาคของดินเพิ่มขึ้นไปตามปริมาณน้ำที่แทรกอยู่ ดังรูปที่ 5.4 แต่เมื่อผสมโพลีเมอร์ที่มีประจุบวกสูง ๆ ลงไปในสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) โพลีเมอร์ที่ใส่เข้าไปนี้ จะเข้าไปกั้นระหว่างอนุภาคของน้ำและอนุภาคของดิน ทำให้การ absorb น้ำของสารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) มีปริมาณน้อยลงเป็นผลให้การบวมตัวลดน้อยลงไปด้วย ทำให้หน่วยแรงที่สัมผัสระหว่างดินกับท่อน้อยลงเมื่อเทียบกับกรณีใช้สารละลายเบนโทไนท์อย่างเดียว ซึ่งเป็นผลให้แรงต้านทานการดันท่อน้อยลงตามไปด้วย ดังรูปที่ 5.3 (Milligan,2000) ได้แนะนำอัตราส่วนของโพลีเมอร์ที่เหมาะสมสำหรับงานดันท่อไว้ที่ 0.05 ถึง 0.1% ของสารละลายเบนโทไนท์



รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_u ของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อในชั้นดินกรุงเทพฯ

อย่างไรก็ตาม ค่า Adhesion Factor (α) ไม่ได้ขึ้นอยู่กับชนิดของสารหล่อลื่นเพียงอย่างเดียว ยังมีสิ่งอื่นที่มีอิทธิพลต่อค่า Adhesion Factor (α) ได้แก่ แรงดันในการฉีดสารหล่อลื่น ความถี่ในการฉีดสารหล่อลื่น ความถี่และช่วงในการหยุดการดันท่อ และอัตราเร็วในการดันท่อ



รูปที่ 5.4 หน่วยโครงสร้างของ Montmorillonite

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบค่า Adhesion Factor (α) ของงานดันท่อ (Pipe Jacking) กับงานก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก ที่มีการใช้สารละลายเบนโทไนท์หรือ ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลีเมอร์ในขั้นตอนการก่อสร้างเช่นเดียวกันแต่วัตถุประสงค์ต่างกัน โดยในกรณีเสาเข็มจะใช้เพื่อรักษาเสถียรภาพหลุมเจาะ ในขณะที่งานดันท่อจะใช้ในการลดแรงเสียดทานของท่อ

ขณะดันท่อ จากรูปที่ 5.5 จะพบว่าค่า Adhesion Factor (α) ของงานดันท่อ (Pipe Jacking) จะมีค่าต่ำกว่างานก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกมาก ซึ่งอาจจะมีสาเหตุมาจาก

1. วัตถุประสงค์ของการใช้สารละลายต่างกัน

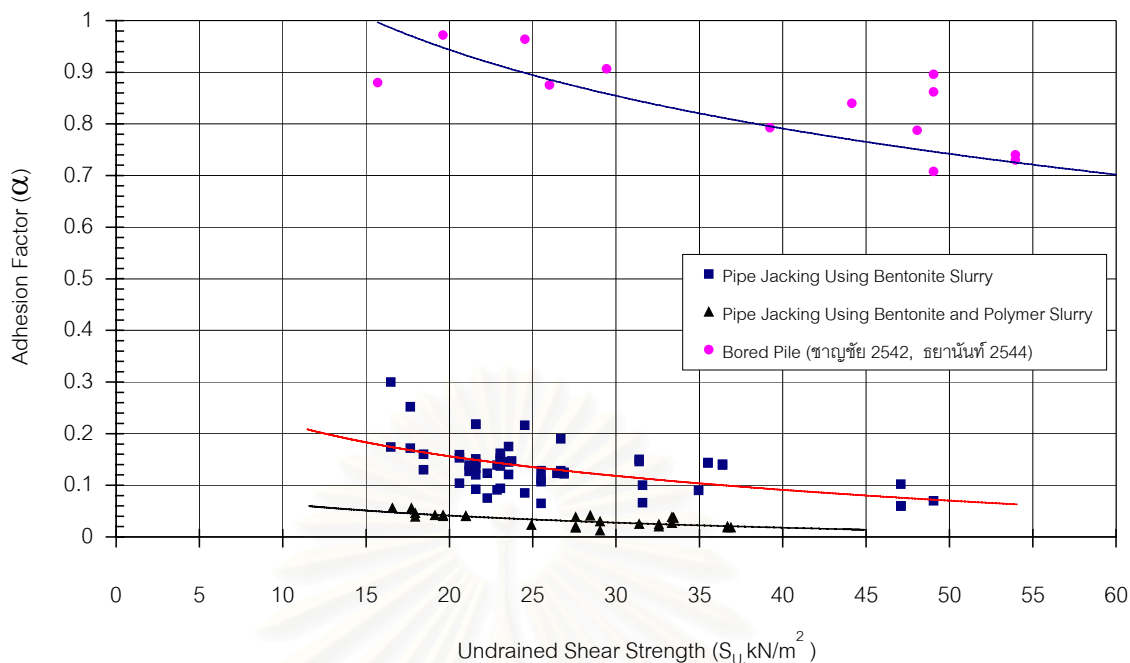
เนื่องจากการใช้สารละลายเบนโทไนท์ หรือสารละลายเบนโทไนท์ผสมพอลิเมอร์ในงานดันท่อ (Pipe Jacking) และงานก่อสร้างเสาเข็มมีวัตถุประสงค์ที่แตกต่างกัน กล่าวคือ งานดันท่อ (Pipe Jacking) มีวัตถุประสงค์ให้สารละลายดังกล่าวเป็นตัวหล่อลื่นเพื่อให้มีแรงเสียดทานน้อยที่สุด เพื่อให้สามารถดันท่อได้ง่ายและสามารถดันได้ไกล แต่งานก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก มีวัตถุประสงค์ให้สารละลายดังกล่าวเป็นตัวรักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะ เพื่อให้สามารถขุดเจาะได้ลึกโดยที่ไม่เกิดการพังทลายของผนังหลุมเจาะ

2. ขั้นตอนการก่อสร้างต่างกัน

ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะเมื่อเทคอนกรีตลงไปในหลุมเจาะแล้วก็ทำการสูบลูบสารละลายดังกล่าวออก แต่ในงานดันท่อ (Pipe Jacking) สารละลายดังกล่าวยังอยู่ในช่องว่างระหว่างท่อกับดิน (Over Cut) ตลอดการดันท่อ

3. การวัดแรงดันท่อกับการตรวจสอบน้ำบรรทุกของเสาเข็มกระทำในช่วงเวลาต่างกัน

เนื่องจากการวัดแรงดันท่อในงานดันท่อ (Pipe Jacking) ทำการวัดแรงดันท่อในขณะที่สารละลายมีลักษณะเป็นโคลน (Slurry) แต่การวัดการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสาเข็มสู่ดินรอบ ๆ เสาเข็ม ทำการทดสอบเมื่อมีการก่อสร้างเสาเข็มเสร็จไปแล้ว 28 วัน และการใช้สารละลายดังกล่าวจะไม่ทำให้เกิด Filter Cake สำหรับการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกในชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ (ธยานันท์, 2544)



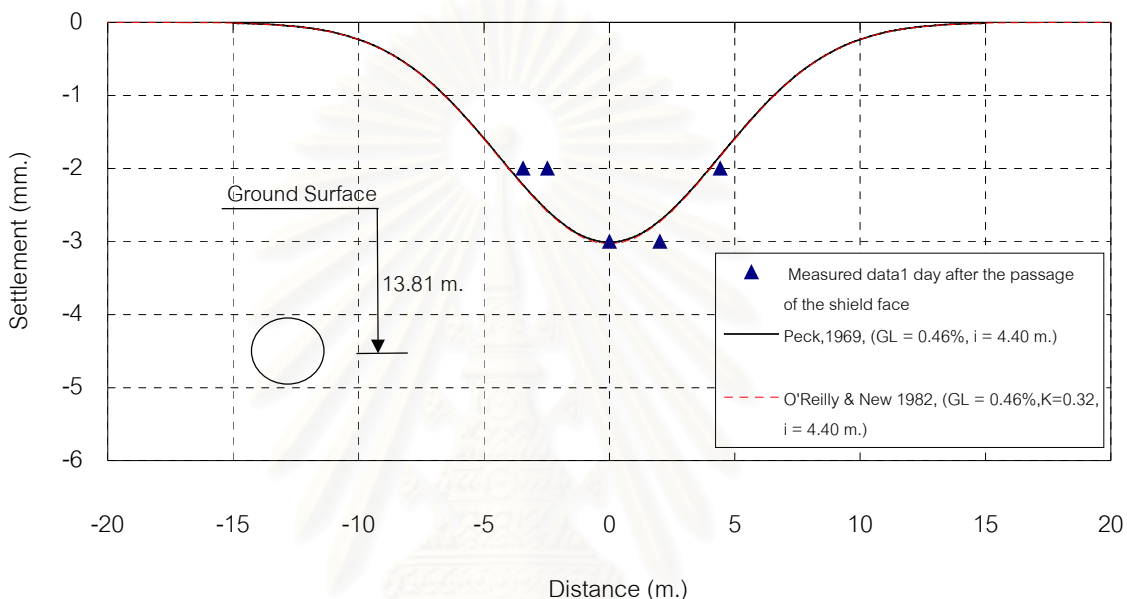
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ S_u ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ของงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อและเสาเข็มเจาะระบบเปียก

5.4 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

จากการเก็บรวบรวมข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อของโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี ในช่วงบ่อต้น M.H-2 ไปยังบ่อรับ M.H-1 ในซอยวิภาวดีรังสิต 19 ข้อมูลที่รวบรวมได้ประกอบไปด้วย ข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดิน การทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ และข้อมูลการเคลื่อนตัวในแนวราบของชั้นดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ โดยได้นำข้อมูลดังกล่าวมาวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ i ด้วยวิธี Empirical ที่เสนอโดย Peck (1969) และ O'Reilly & New (1982) และวิเคราะห์กลับเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ E_p/S_u ที่เหมาะสมในการประมาณการทรุดตัวของงานดันท่อ ขณะทำการดันท่อ ด้วยวิธี Finite Element ด้วยโปรแกรมชื่อ "Plaxis"

5.4.1 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินโดยวิธี Empirical

ผลการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ i โดยวิธี Empirical ที่เสนอโดย Peck (1969) และ O'Reilly & New (1982) เปรียบเทียบกับผลข้อมูลที่วัดในสนาม ดังรูปที่ 5.6 ซึ่งพิจารณาค่าพารามิเตอร์ i K S_{max} และ Ground Loss พบว่า ค่า $i = 4.40$ เมตร $K = 0.32$ และ Ground Loss = 0.46 %



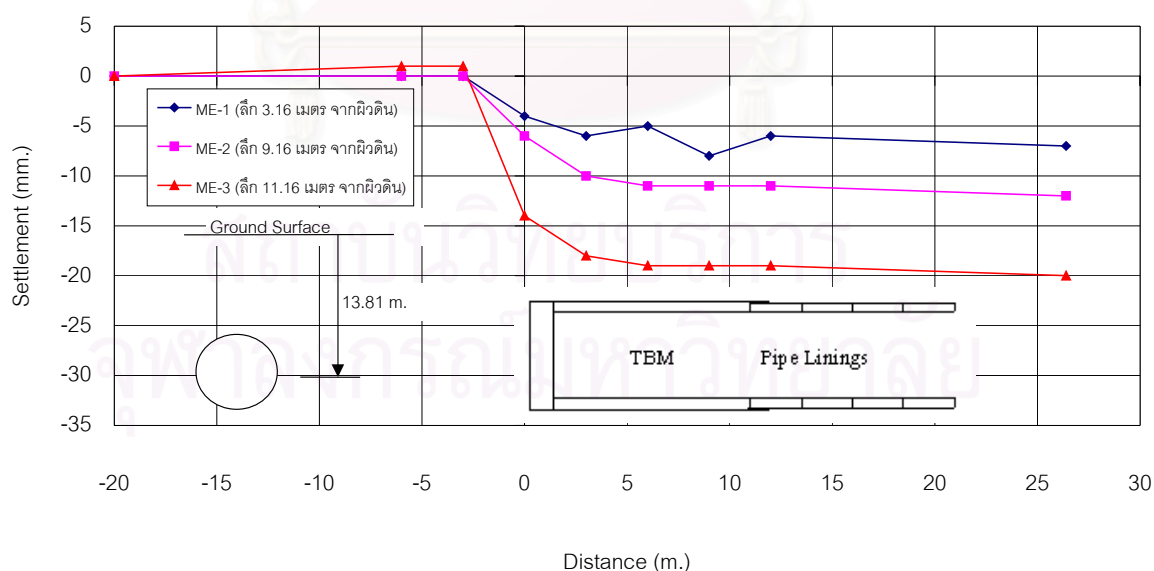
รูปที่ 5.6 การประมาณการทรุดตัวด้วยวิธี Empirical เปรียบเทียบกับข้อมูลที่วัดในสนาม

5.4.2 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

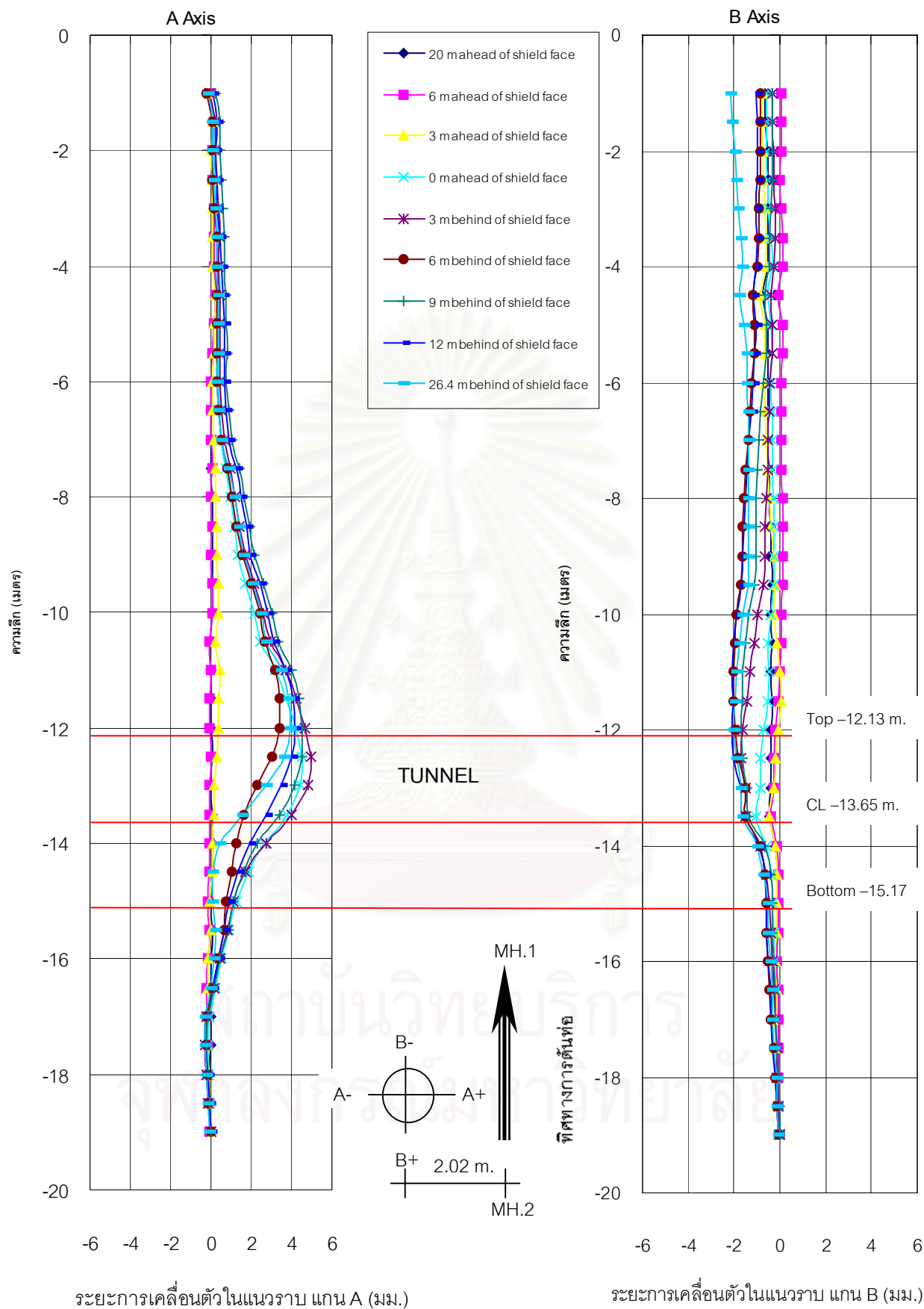
ผลการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ E_p/S_u โดยวิธี Finite Element แสดงในรูปที่ 5.7 ค่า E_p/S_u ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำหนดให้เท่ากับ 300,420 และ 550 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ตามลำดับ ซึ่งค่า E_p/S_u ดังกล่าว ให้ค่าการทรุดตัวจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ใกล้เคียงกับผลของการวัดการทรุดตัวในสนามบางส่วนเท่านั้น ทั้งนี้เนื่องจากตำแหน่งติดตั้ง Ground Surface Settlement มีขีดจำกัดเนื่องจากพื้นที่ในการติดตั้งประกอบด้วยข้อมูลมีเพียงตำแหน่งเดียวเท่านั้น อาจจะไม่ครอบคลุมตามผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element อย่างไรก็ตามค่า E_p/S_u นี้พอจะสามารถใช้ในการประมาณปริมาณการทรุดตัวของผิวดินกับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อในชั้นดินกรุงเทพฯ ที่ขุดเจาะโดยวิธี Earth Pressure Balance

5.5 อภิปรายผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

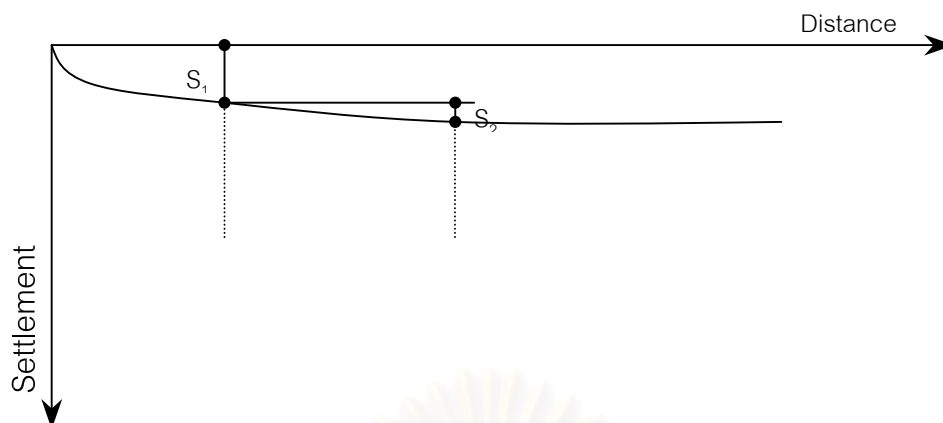
จากการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวในแนวตั้งที่ระดับความลึกต่าง ๆ (Extensometer) พบว่าการทรุดตัวในแนวตั้งของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ถึงจุดตรวจวัด (S_1) มากที่สุด ซึ่งเกิดจากการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ (Ground loss over into face) เนื่องจากแรงต้านทานจากแรงค้ำยัน (Thrust resistance with support pressure) มีค่าน้อยกว่าแรงดันดินในธรรมชาติที่อยู่ในสภาพอยู่กับที่ (K_0) ปริมาณการทรุดตัวของวงลงมาเกิดขึ้นระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด (S_2) ซึ่งเกิดขึ้นจากการสูญเสียมวลดินบริเวณเหนือหัวเจาะ (Ground loss over shield) ซึ่งเกิดจากสาเหตุหลักคือ ปริมาณ Overcut ของหัวเจาะ ส่วนการทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด เกิดขึ้นน้อยมาก เมื่อเทียบกับการทรุดตัวเนื่องจาก 2 สาเหตุแรก ทั้งนี้เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ปริมาณของ Tail Void น้อยมาก เมื่อเทียบกับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบ Segment และมีการฉีดสารหล่อลื่นเข้าไปในช่องว่างรอบ ๆ ตัวอุโมงค์อยู่ตลอดเวลาเพื่อเพิ่มการหล่อลื่นให้กับการดันท่อ ซึ่งสารหล่อลื่นที่ฉีดเข้าไปนี้ เปรียบเสมือน การ Grout รอบตัวอุโมงค์ รูปที่ 5.10 แสดงพัฒนาการและสัดส่วนของการทรุดตัวตามแนวยาวของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) เมื่อ S_1 เป็นการทรุดตัวที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ และ S_2 เป็นการทรุดตัวที่เกิดจาก Overcut ของหัวเจาะ



รูปที่ 5.8 ปริมาณการทรุดตัวของชั้นดินแนวตั้งที่ระดับความลึกต่าง ๆ (Extensometer)



รูปที่ 5.9 ปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ระดับความลึกต่างๆ (Inclinometer)



รูปที่ 5.10 แสดงพัฒนาการและสัดส่วนของการทรุดตัวตามแนวยาวของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิจัย

การศึกษาพฤติกรรมแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อในระหว่างการดันท่อและการเคลื่อนตัวที่ผิวดินของก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในงานวิจัยนี้ได้รวบรวมข้อมูลของแรงดันท่อทั้งหมด 2 โครงการ ในพื้นที่กรุงเทพฯ ซึ่งมีทั้งหมด 31 ช่วง คิดเป็นความยาว 8,230 เมตร ประกอบด้วยข้อมูลของโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี (Construction of 230 kV Underground Power Lines Between Ladprao and Vibhavadi Substation) ซึ่งใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลิเมอร์ (Bentonite mixed with Polymer Slurry) เป็นสารหล่อลื่น มี 9 ช่วง คิดเป็นความยาว 3,221 เมตร และโครงการบำบัดน้ำเสียหนองแขม – ภาษีเจริญ ซึ่งใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น มี 22 ช่วง คิดเป็นความยาว 5,009 เมตร

6.1.1 สรุปผลการวิเคราะห์ค่า Adhesion Factor (α)

จากผลการวิจัยพบว่าค่า Adhesion Factor (α) เป็นฟังก์ชันของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และขึ้นอยู่กับสารหล่อลื่นที่ใช้ โดย $\alpha = 0.44 - 0.094 \ln(S_u)$ สำหรับการดันท่อที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) เป็นสารหล่อลื่น (เมื่อ S_u แปลงมาจากการทดสอบ CPT) และ $\alpha = 0.14 - 0.034 \ln(S_u)$ สำหรับการดันท่อที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์ผสมโพลิเมอร์ (Bentonite mixed with Polymer Slurry) เป็นสารหล่อลื่น (เมื่อ S_u ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression)

6.1.2 สรุปผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

จากการวิเคราะห์การประมาณการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธี Empirical ของ Peck (1969) และ O'Reilly & New (1982) พบว่าค่า $i = 4.40$ เมตร $K = 0.32$ และ Ground Loss $\approx 0.46\%$

จากการวิเคราะห์การประมาณการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธี FEM โดยใช้โปรแกรม Plaxis พบว่าค่า E_p/S_u น่าจะสามารถใช้ได้ในการประมาณการทรุดตัวของผิวดินโดยใช้โปรแกรม Plaxis เท่ากับ 300 420 และ 550 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ในกรุงเทพฯ ฯ ตามลำดับ

จากการติดตั้งเครื่องวัดการเคลื่อนตัวของดินทางธรณีเทคนิค พบว่าการทรุดตัวของดินส่วนใหญ่เกิดขึ้นจากการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ (Ground loss over into face) และเกิดจากดินทรุดตัวเข้ามาในช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับดิน (Overcut Void)

6.2 ข้อเสนอแนะ

การศึกษาพฤติกรรมแรงเสียดทานระหว่างดินกับท่อในระหว่างการดันท่อของก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ในงานวิจัยนี้ ตามวัตถุประสงค์ที่ได้ตั้งไว้ โดยการรวบรวมข้อมูลจริงในพื้นที่กรุงเทพฯ มาเป็นฐานข้อมูลในการวิเคราะห์ ซึ่งผลการวิจัยที่ได้ ยังมีสิ่งที่มีอิทธิพลต่อผลการวิจัยอีก ที่ยังไม่ได้นำมาพิจารณาในงานวิจัยครั้งนี้ และประเด็นที่เกี่ยวข้องในงานวิจัยนี้ที่ควรมีการศึกษาเพิ่มเติม มีดังต่อไปนี้

1. ข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยระบบดันท่อ (Pipe Jacking System) ยังมีน้อยเกินไป จึงควรที่จะต้องทำการเก็บข้อมูลเพิ่มเติมเพื่อให้ได้ค่าพารามิเตอร์ที่จะนำไปใช้ในการประมาณการเคลื่อนตัวของดินที่ดีที่สุด
2. รายละเอียดของสารหล่อลื่น อัตราส่วนผสมของสารละลายเบนโทไนท์กับโพลีเมอร์ที่ใช้ในการก่อสร้าง ควรมีการศึกษาอัตราส่วนที่เหมาะสม

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญฉายา. 2544. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ไฟฟ้าใต้ดินโดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต. วิศวกรรมโยธา วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- บุญเทพ นานะรังสรรค์. 2542. Foundation Engineering and Tunnelling. พิมพ์ครั้งที่ 6. รุ่งแสงการพิมพ์ : Library nine,
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. 2540. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย,

ภาษาอังกฤษ

- Charles, W.D. 1999. Monitoring of Movement above large shallow jacked tunnels, Jacked Tunnel Design and Constrution, pp 39-60.U.S.A : The American Society of civil Engineers,
- Chaturong, D. 1999. Review of Pipe Jacking Application in Bangkok Subsoil. Master Thesis GE Asian Institute of Technology,
- Craig, R.N. 1983. pipe jacking : A State of the Art Review. Technical note 112. London SW1P 3AU : CIRIA,
- Holla, M., and Remmer, F. 1995. Europipe,2600 m of pipejacking below the North Seatidal flats, Microtunnel Construction, pp111- 125. Netherlands : a.Abalkema/Rotterdam/Brookfield,
- John, W T. 1999. Jacked Box Tunnel Design, Jacked Tunnel Design and Constrution, pp 21-38.U.S.A : The American Society of civil Engineers,
- Kimberlie, S., and Christopher, R. 1995. Microtunnelling in California : Using an enlarged shield to excavate multiple tunnel diameters, Microtunnel Construction,pp 127-134.Netherlands: a.Abalkema/Rotterdam/Brookfield,

รายการอ้างอิง (ต่อ)

- Kline, C.E., Lovewell, J.S., and Gifford, D. 1973. Soft Clay Tunnel and caisson Construction in Bangkok, Thailand. Tunnel and Tunnelling Sept 1973 : pp 460-471.
- Mair, R.J., Gunn, M.J., and O'Reilly, M.P. 1981. Ground Movements around Shallow Tunnels in soft clay. U.K. : Crown,
- Mair, R.J., Tarlor, R.N., and Bracegirdle, A. 1993. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. Geotechnique 43 No.2 1993 : pp 315 –320.
- Milligan, G. 2000. Lubrication and Soil Conditioning in Tunnelling, Pipe Jacking and Microtunnelling. London SW7 2DL : G.W.E. Milligan,
- Morgan, H.D. 1961. A Contribution to the Analysis of stress in a circular tunnel. Geotechnique Vol.11 No.1 March 1961 : pp 37 -46 .
- Nirmal, K. 1973. Pipe Jacking – A Technique for soft ground tunnelling. Indian concrete Journal Sept 1973 : pp 328- 334.
- Nussbaume,r M. 1990. Pipe Jacking in water – saturated ground, Tunnel Construction'90, pp 77-83. Institute of Mining and Metallurgy : Crown,
- O'Reilly, M.P., and New, B.M. 1982. Settlements above Tunnels in the United Kingdom their magnitude and prediction, Tunnelling'82, pp173 -181. Institute of Mining and Metallurgy : Crown,
- Peck, R.B.1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground, Proc. Of 7thInternational Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 225 – 290.
- Schuermans, M. 1995. Pipeline microtunnelling in Holland, Microtunnel Construction, pp 135 - 142. Netherlands : a.Abalkema / Rotterdam / Brookfield,
- Taylor, S., and Winsor, D. 1999. Developments in Tunnel Jacking, Jacked Tunnel Design and Constrution, pp 1-19. U.S.A : The American Society of civil Engineers,

รายการอ้างอิง (ต่อ)

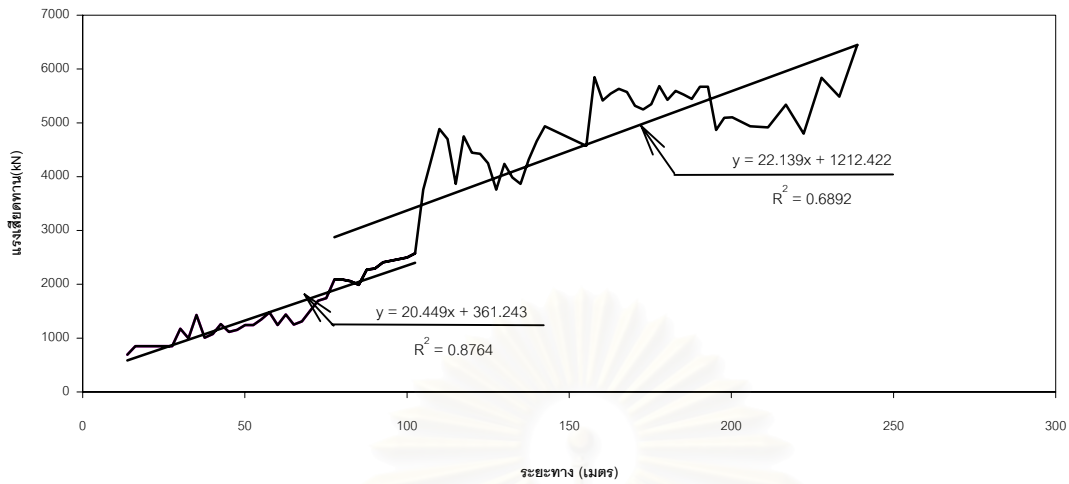
Stein, D., Mollers, K., and Bielecki, R. 1989. Microtunnelling. Germany : Erust & sohn,

Thomson, J C. 1993. Pipe Jacking and microtunnelling. London : Chapman & Hall,

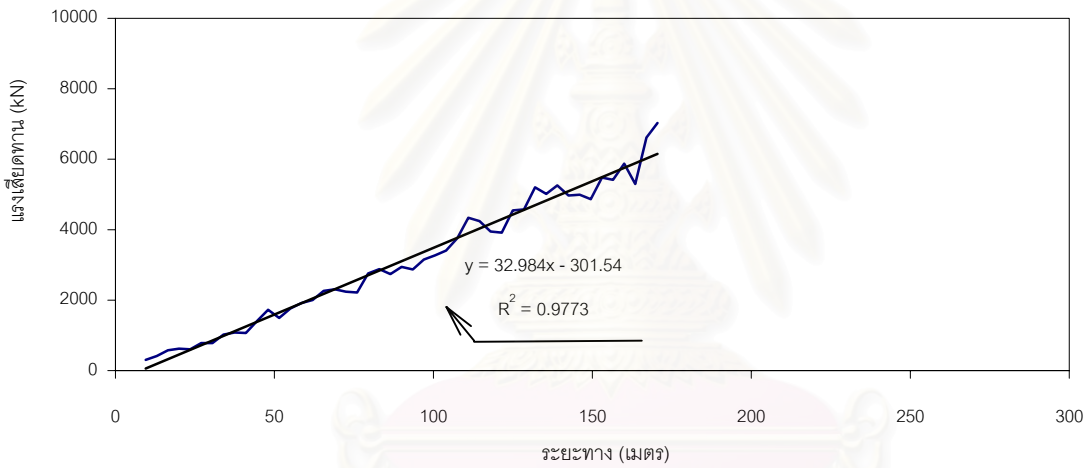


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

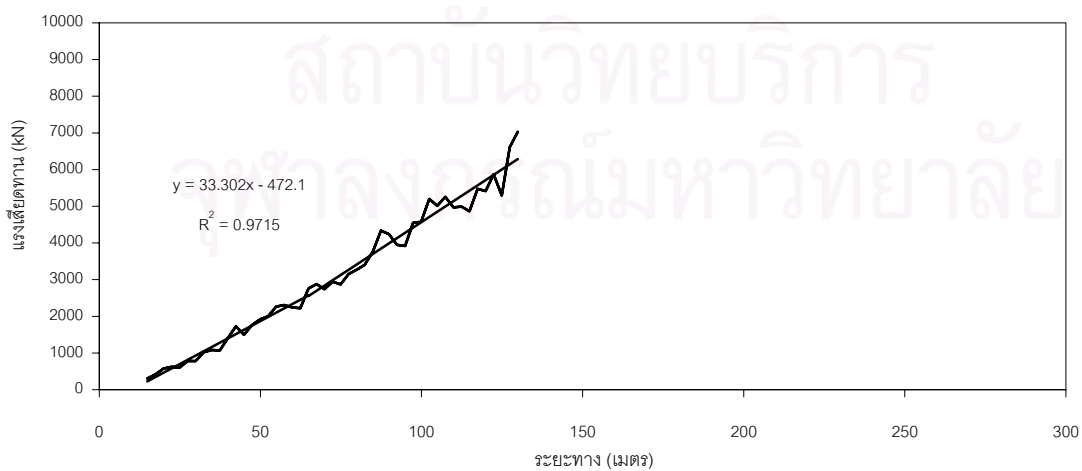
ภาคผนวก ก รูปที่ ก.1 -ก.22 แสดงแรงเสียดทานจากการดันท่อของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแขม - ภาษีเจริญ)



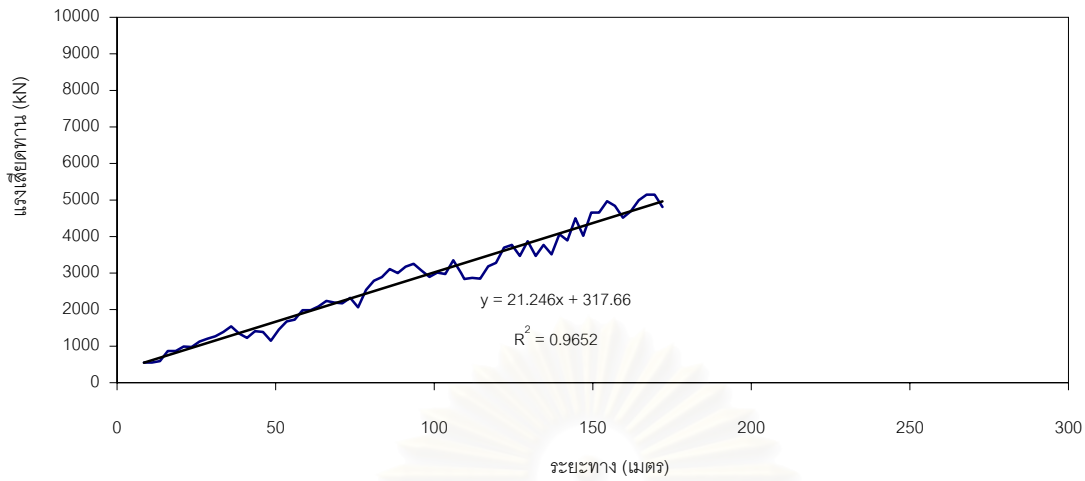
รูปที่ ก.1 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A12 ไป A13)



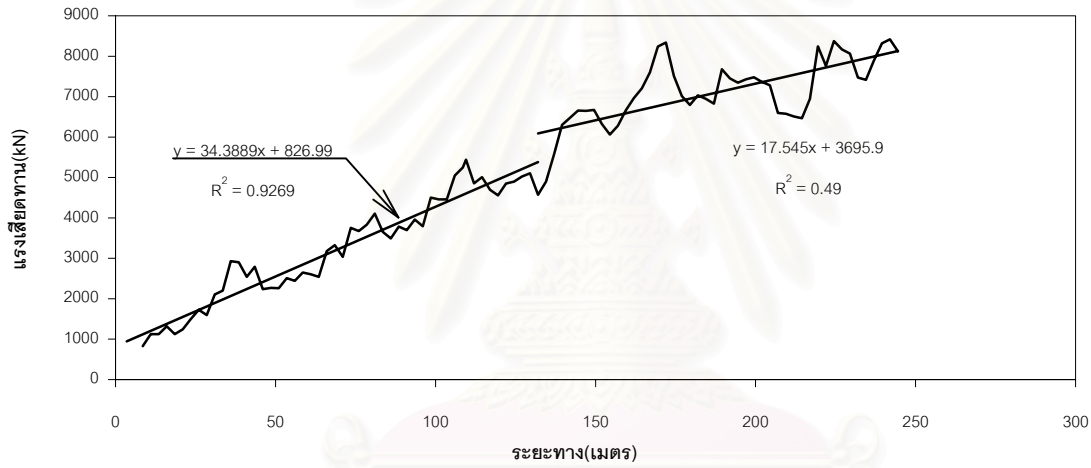
รูปที่ ก.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A14 ไป A13)



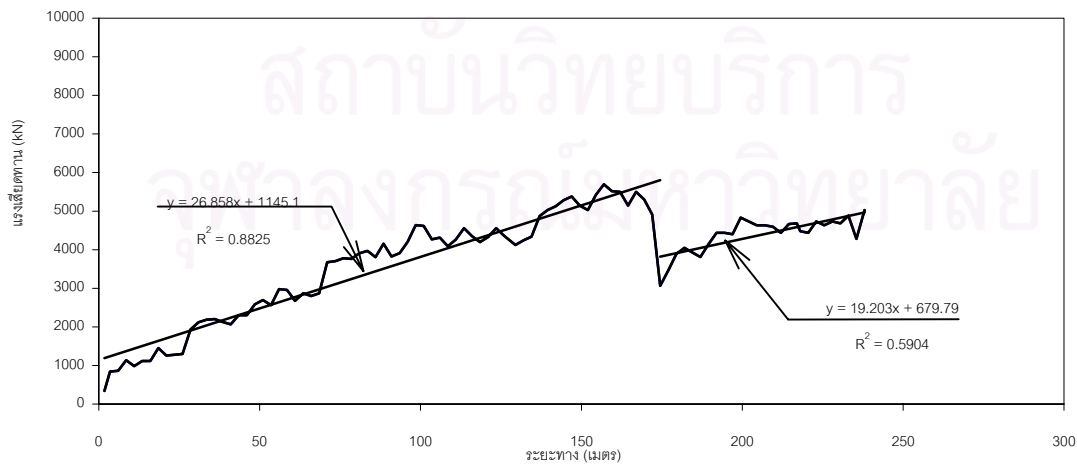
รูปที่ ก.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน(A14 ไป A15)



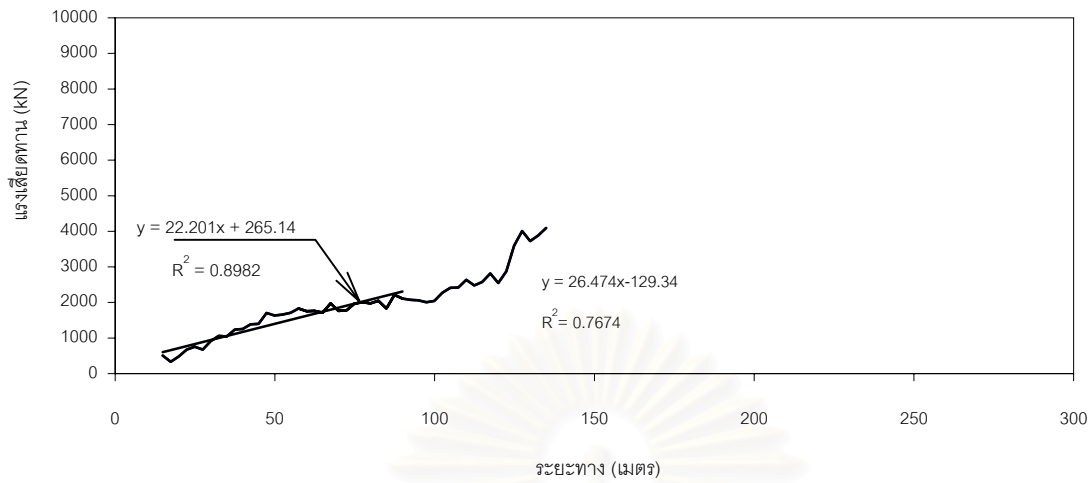
รูปที่ ก.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A16 ไป A15)



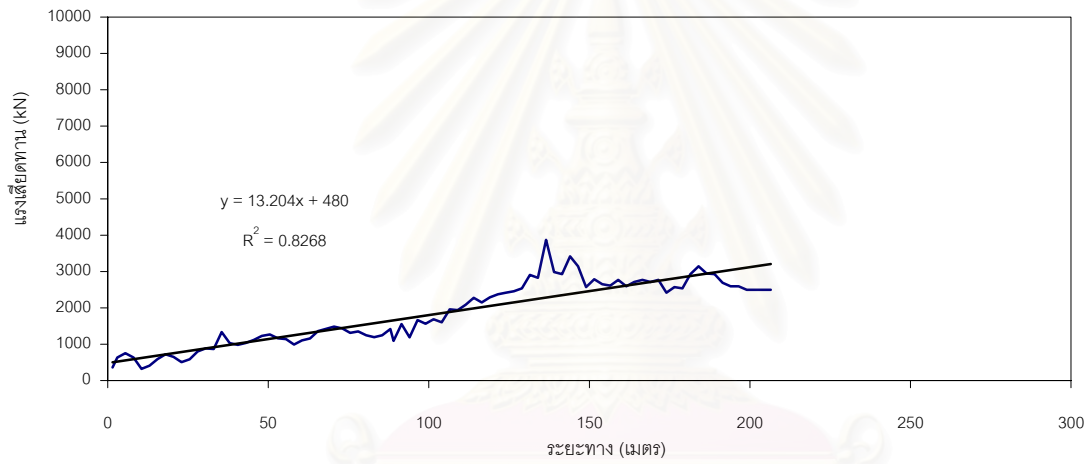
รูปที่ ก.5 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A17 ไป A17B)



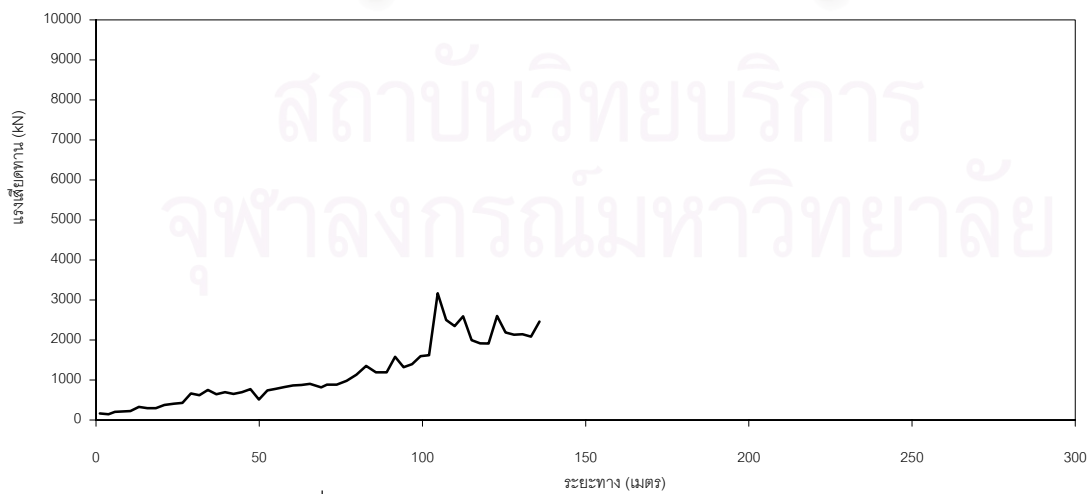
รูปที่ ก.6 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A18 ไป A17B)



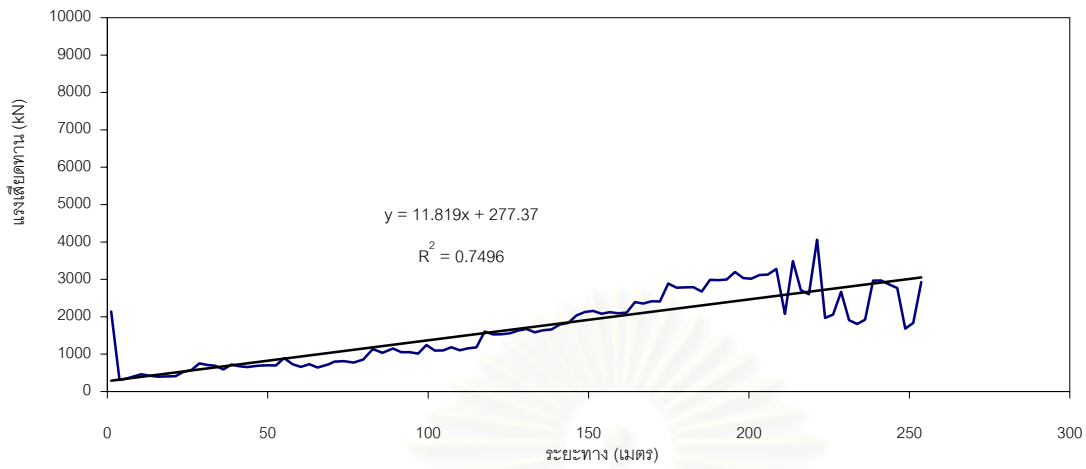
รูปที่ ก.7 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A18 ไป A20)



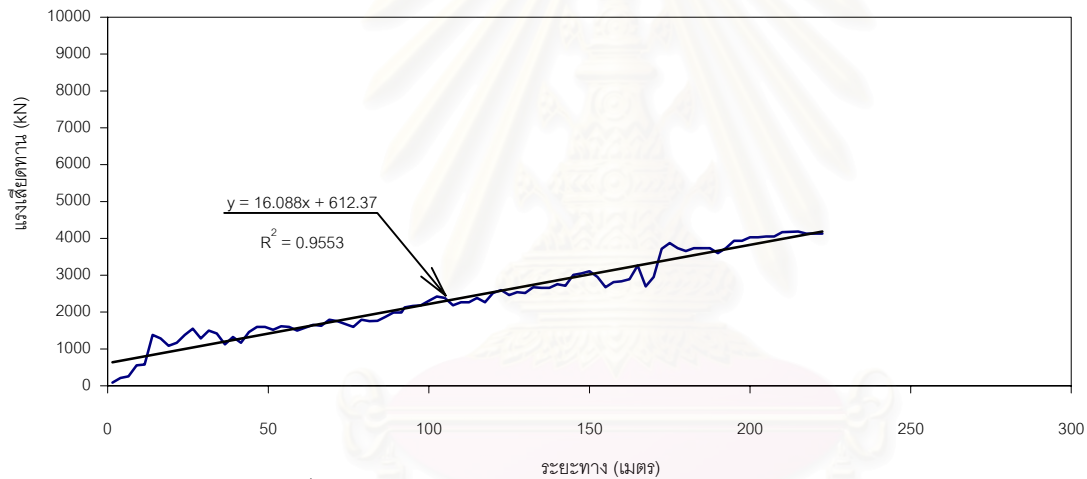
รูปที่ ก.8 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A20 ไป A20.1a)



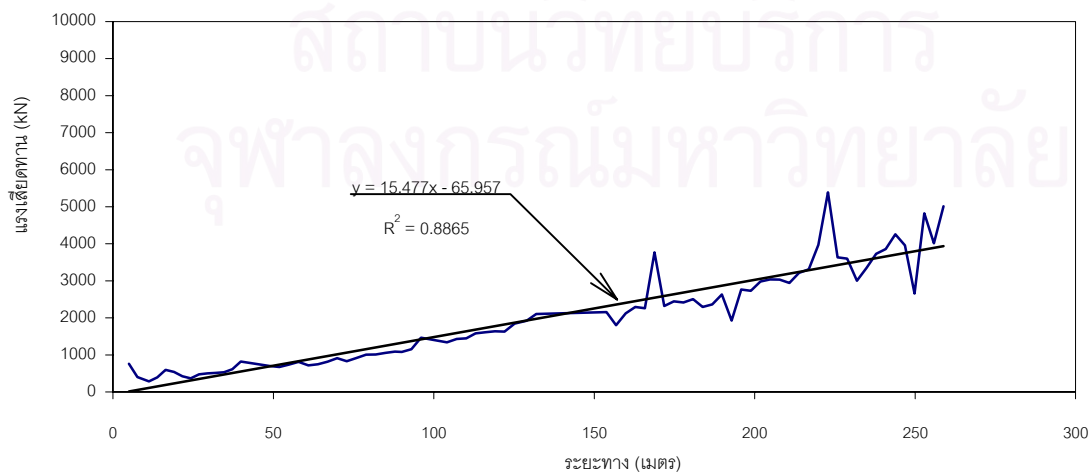
รูปที่ ก.9 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A23 ไป A20.1a)



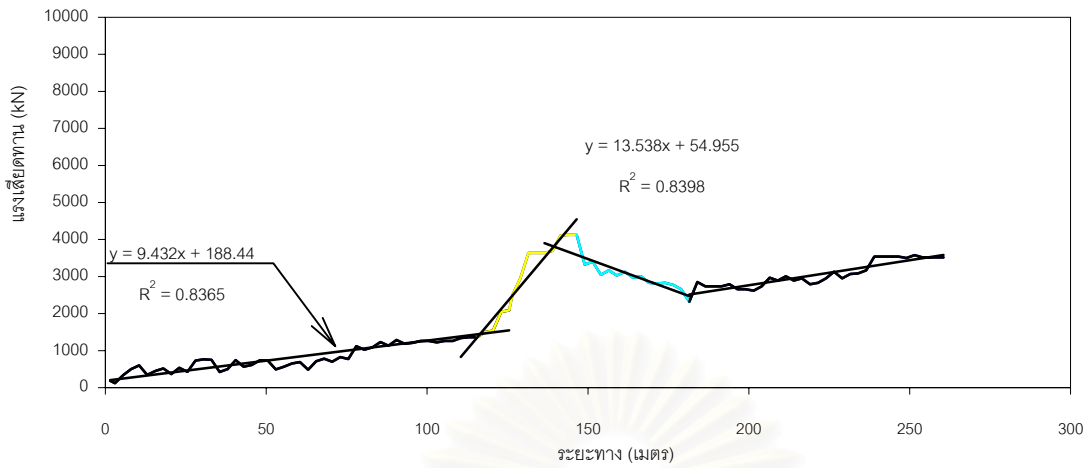
รูปที่ ก.10 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเฉือนตทาน (A23 ไป A23a)



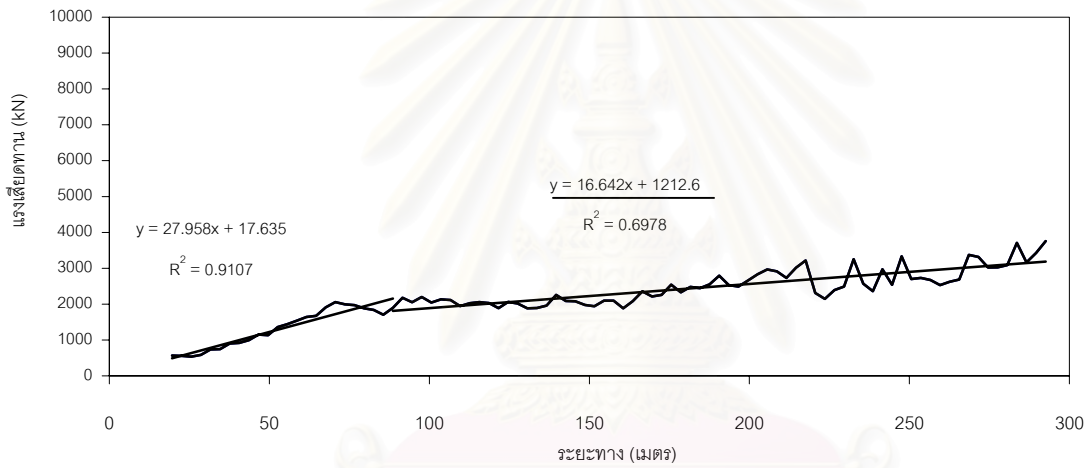
รูปที่ ก.11 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเฉือนตทาน (A24 ไป A25)



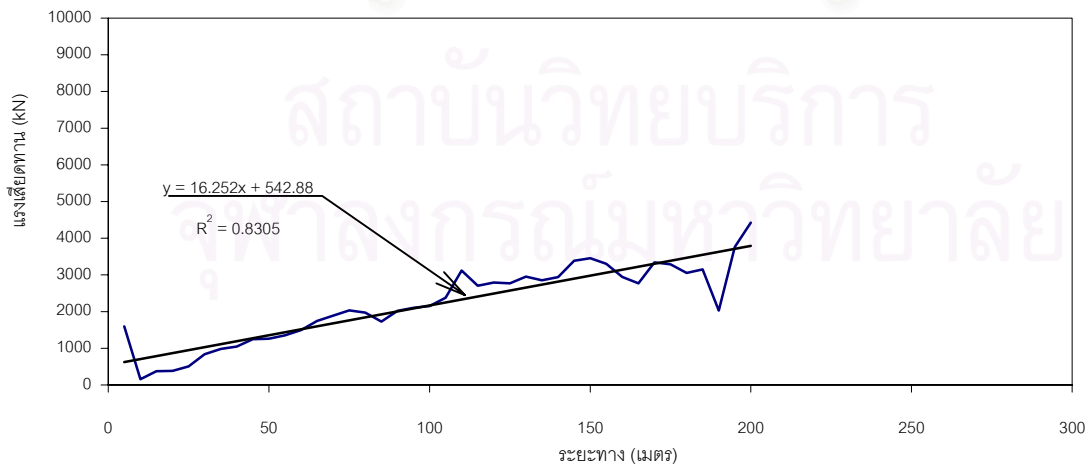
รูปที่ ก.12 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเฉือนตทาน (A26 ไป A25)



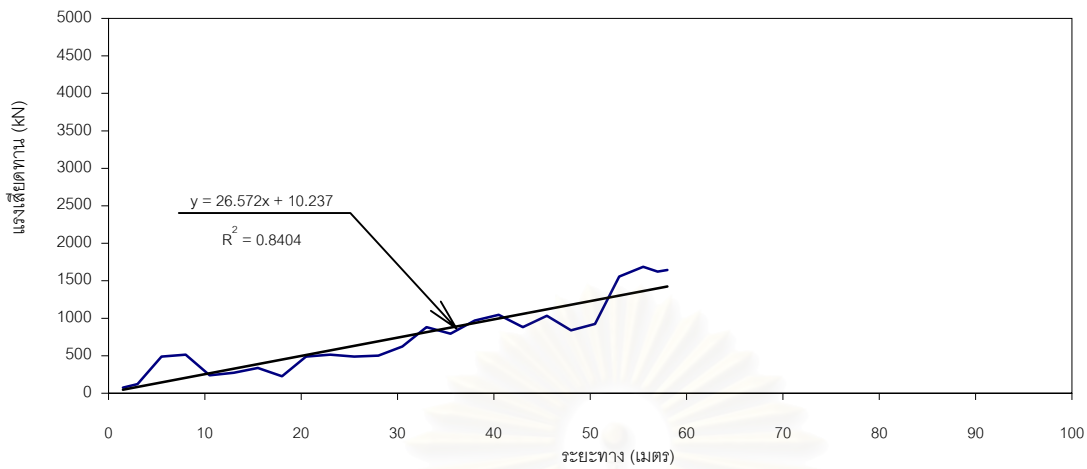
รูปที่ ก.13 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A26 ไป A27)



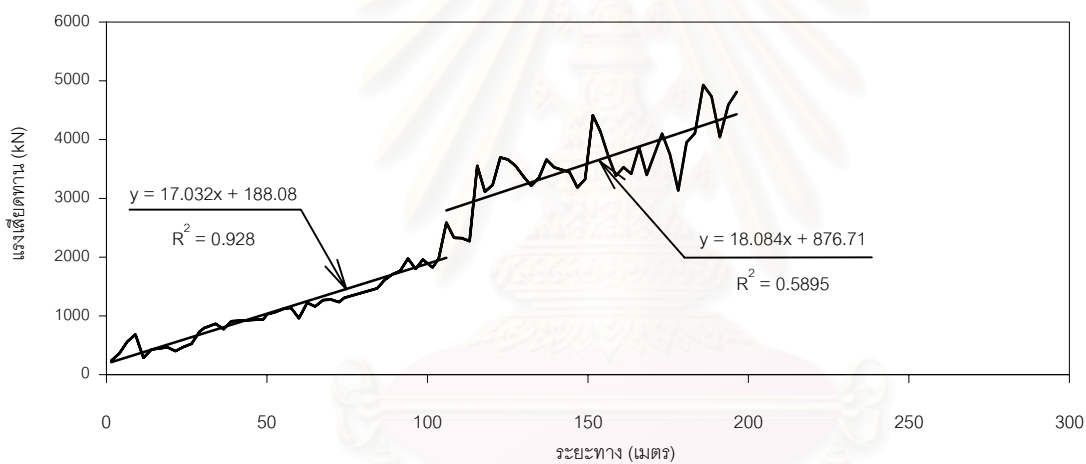
รูปที่ ก.14 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A28 ไป A27)



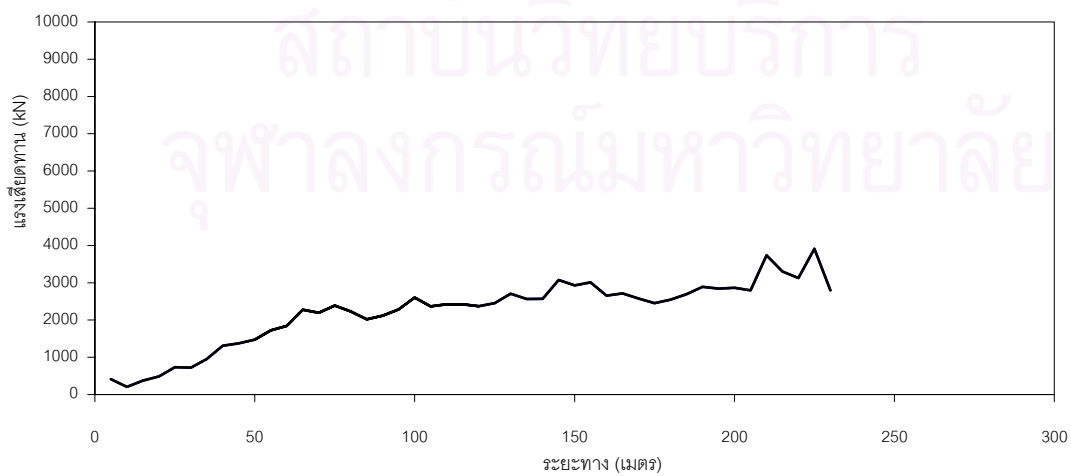
รูปที่ ก.15 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A28 ไป A29)



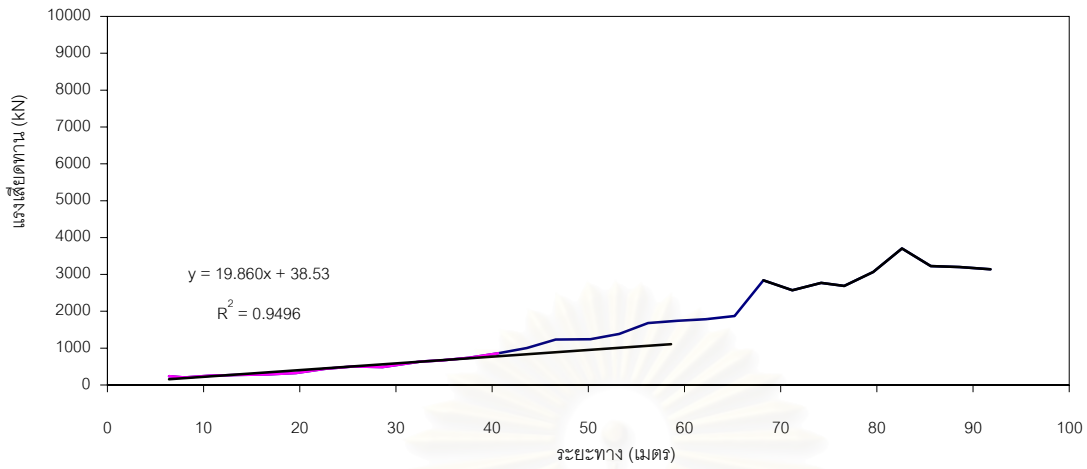
รูปที่ ก.16 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A29.1 ไป A29)



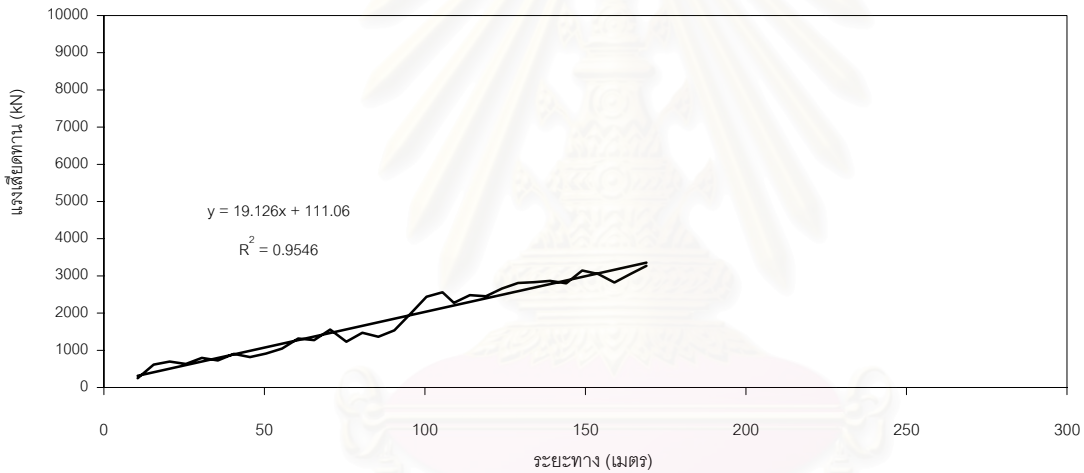
รูปที่ ก.17 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A30 ไป A31.1)



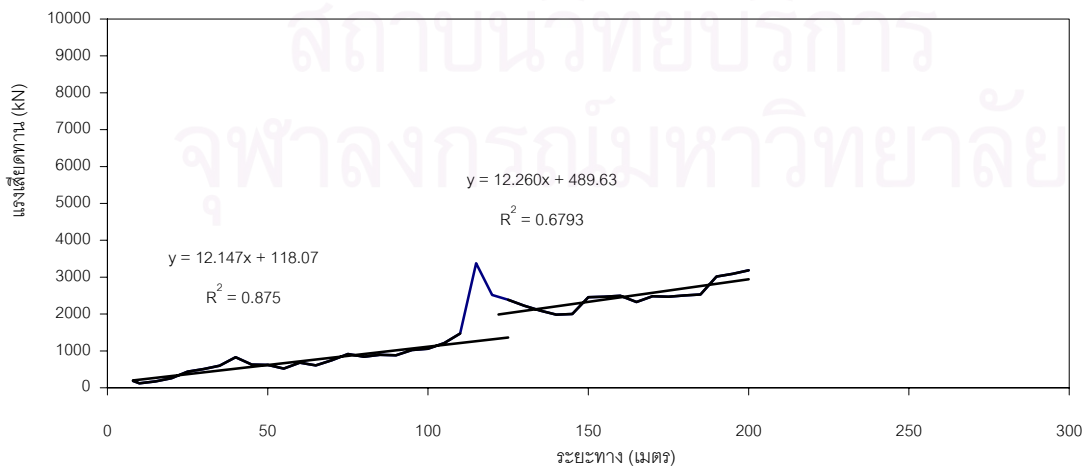
รูปที่ ก.18 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A32 ไป A31.1)



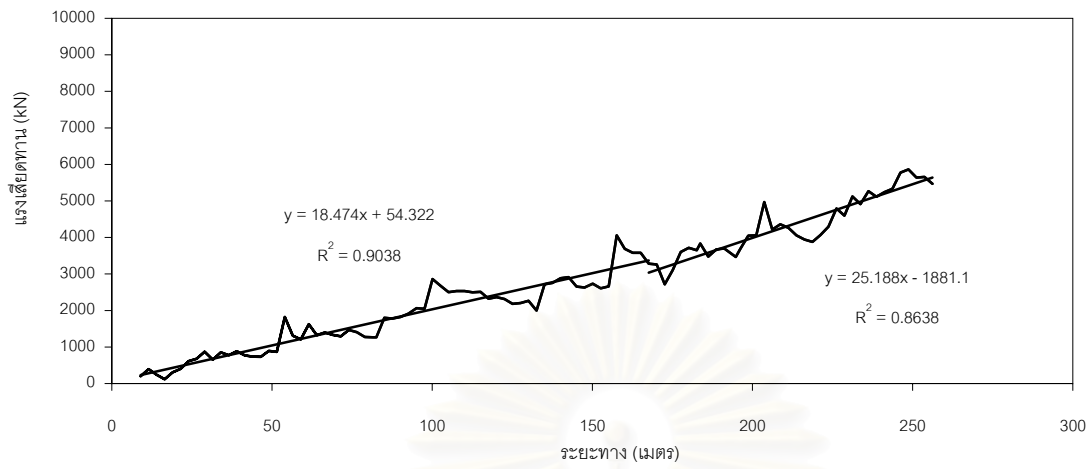
รูปที่ ก.19 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A32 ไป A32.1)



รูปที่ ก.20 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A32.1 ไป A32.2)

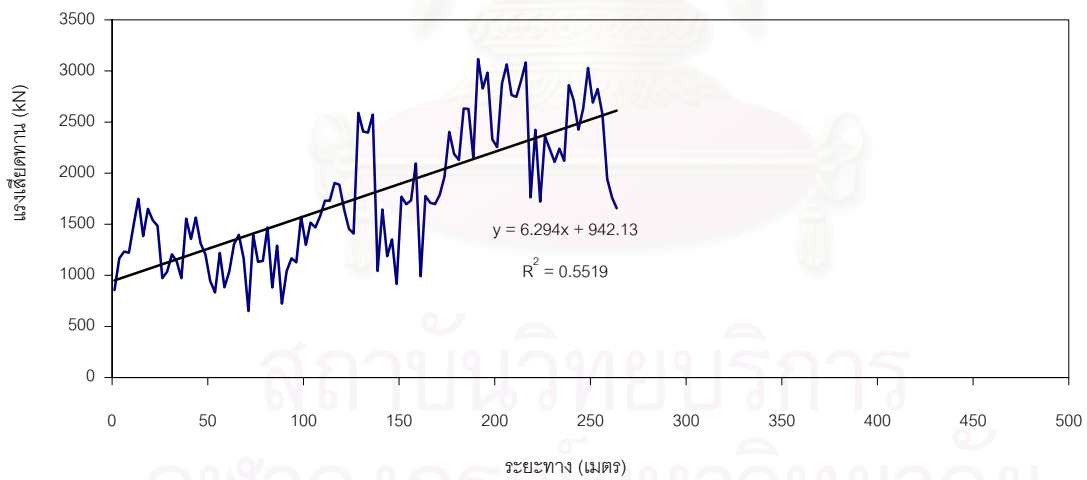


รูปที่ ก.21 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A32.3 ไป A32.2)

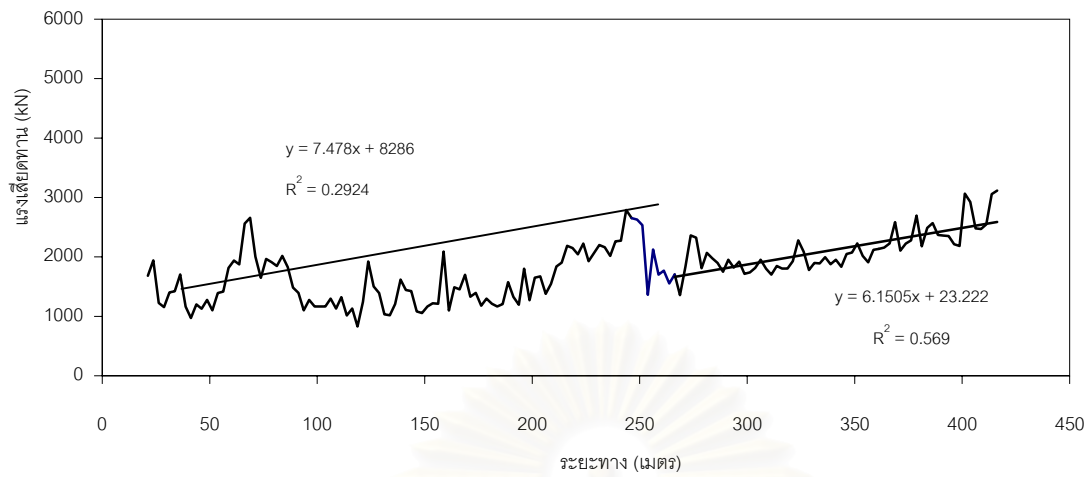


รูปที่ ก.22 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (A32.3 ไป A33)

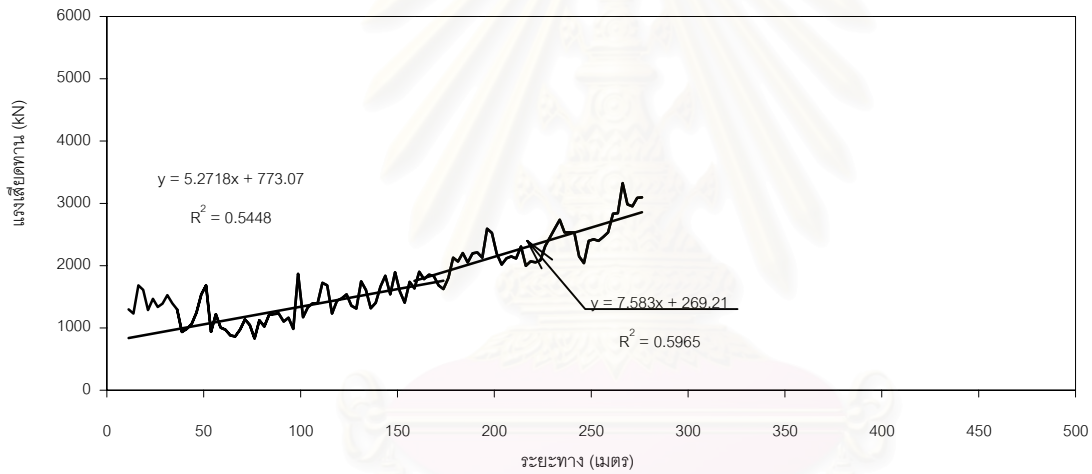
ภาคผนวก ข รูปที่ ข.1 -ข.9 แสดงแรงเสียดทานจากการดันท่อโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูง 230 kV เชื่อมระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี



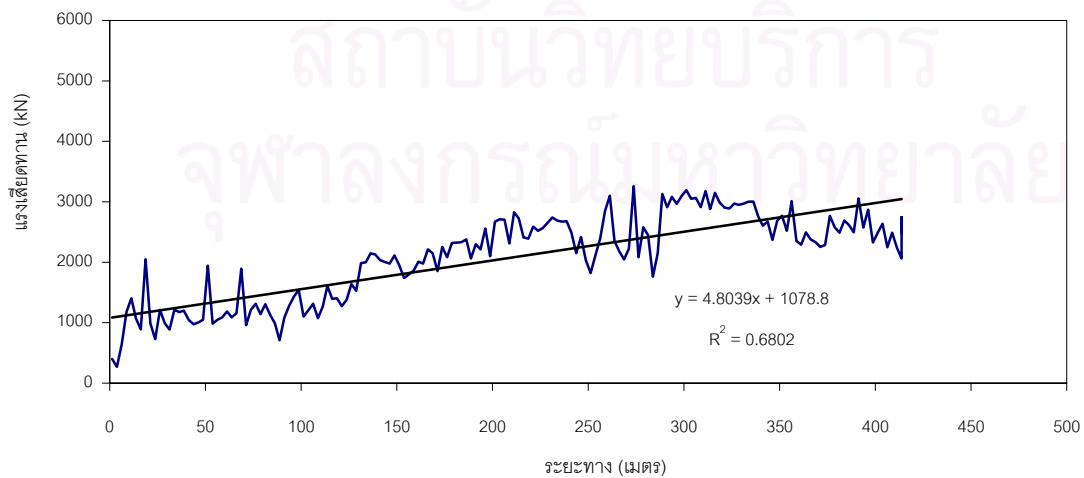
รูปที่ ข.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-4 ไป MH-3)



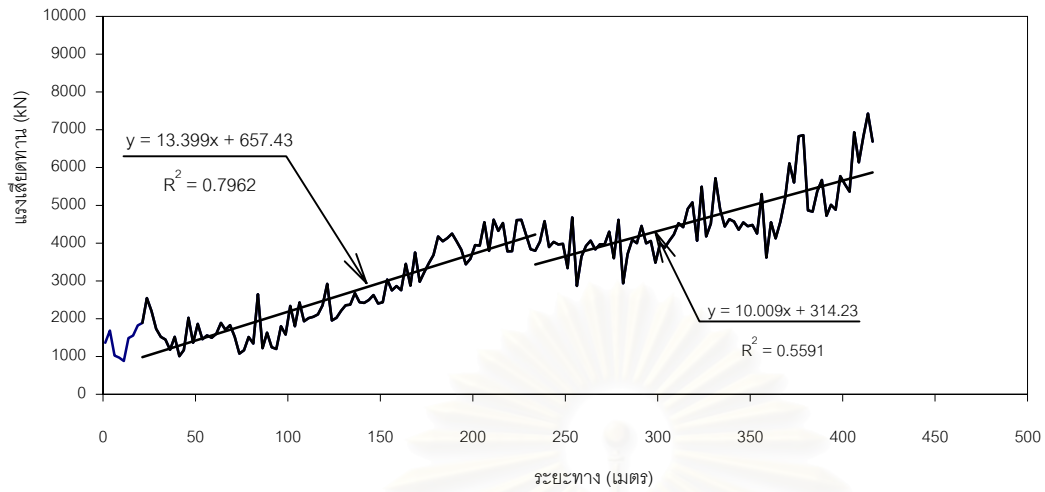
รูปที่ ข.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-4 ไป MH-5)



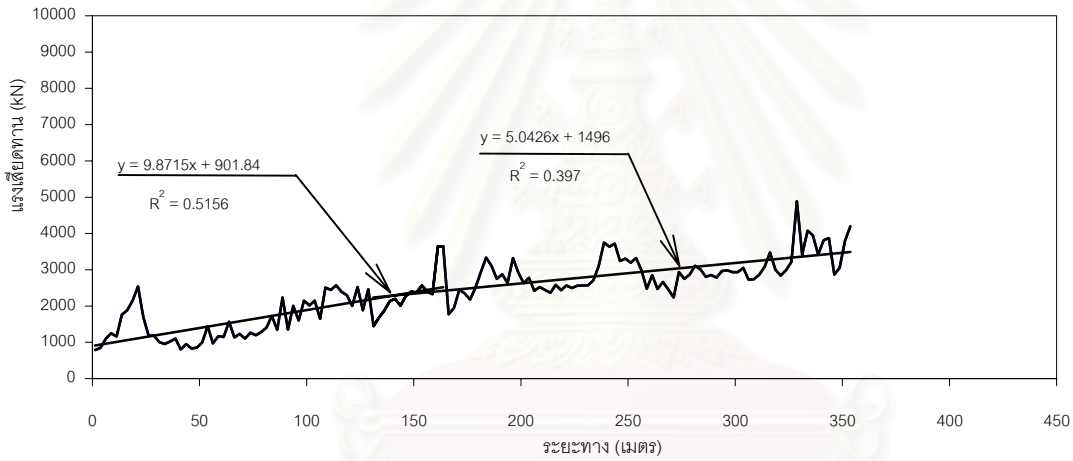
รูปที่ ข.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-9 ไป MH-8)



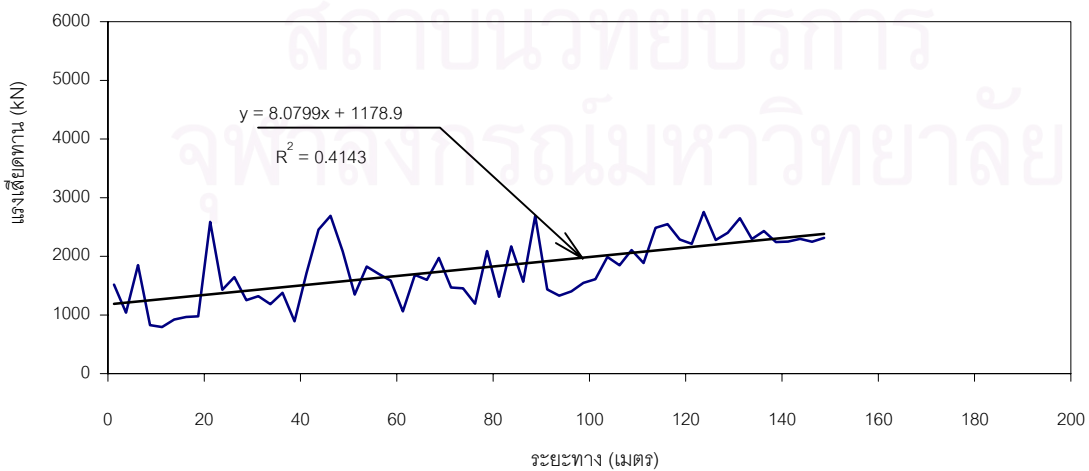
รูปที่ ข.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-9 ไป MH-10)



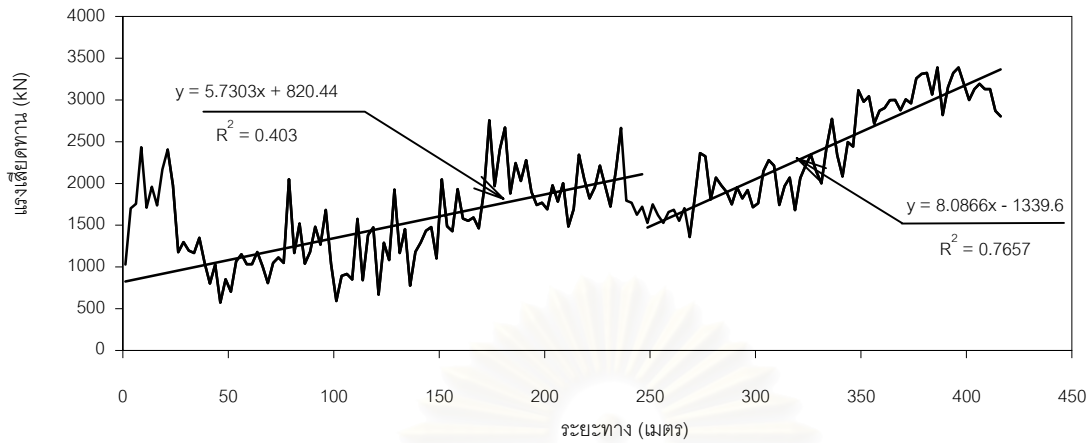
รูปที่ ข.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-11 ไป MH-10)



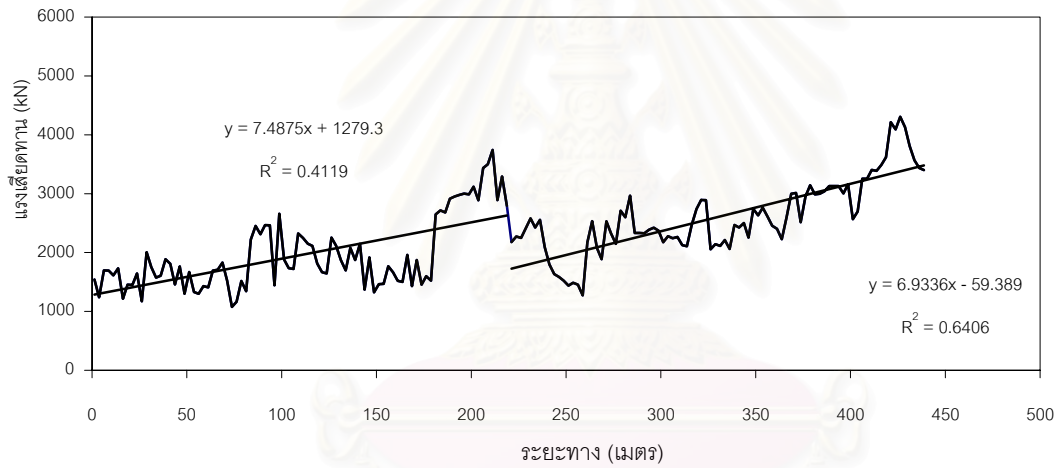
รูปที่ ข.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-11 ไป MH-12)



รูปที่ ข.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-13 ไป MH-12)



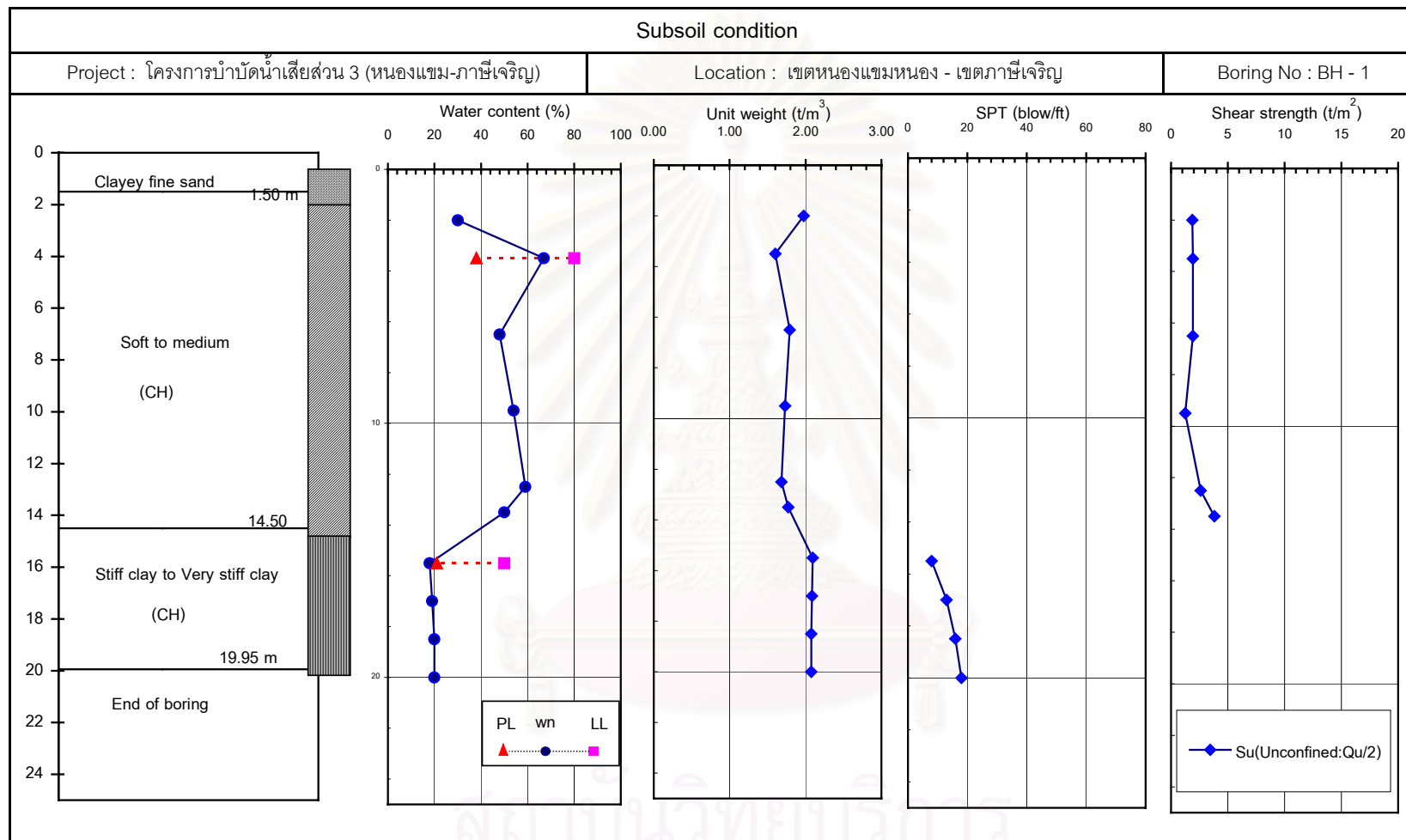
รูปที่ ข.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-13ไป MH-14)



รูปที่ ข.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางกับแรงเสียดทาน (MH-17ไป MH-16)

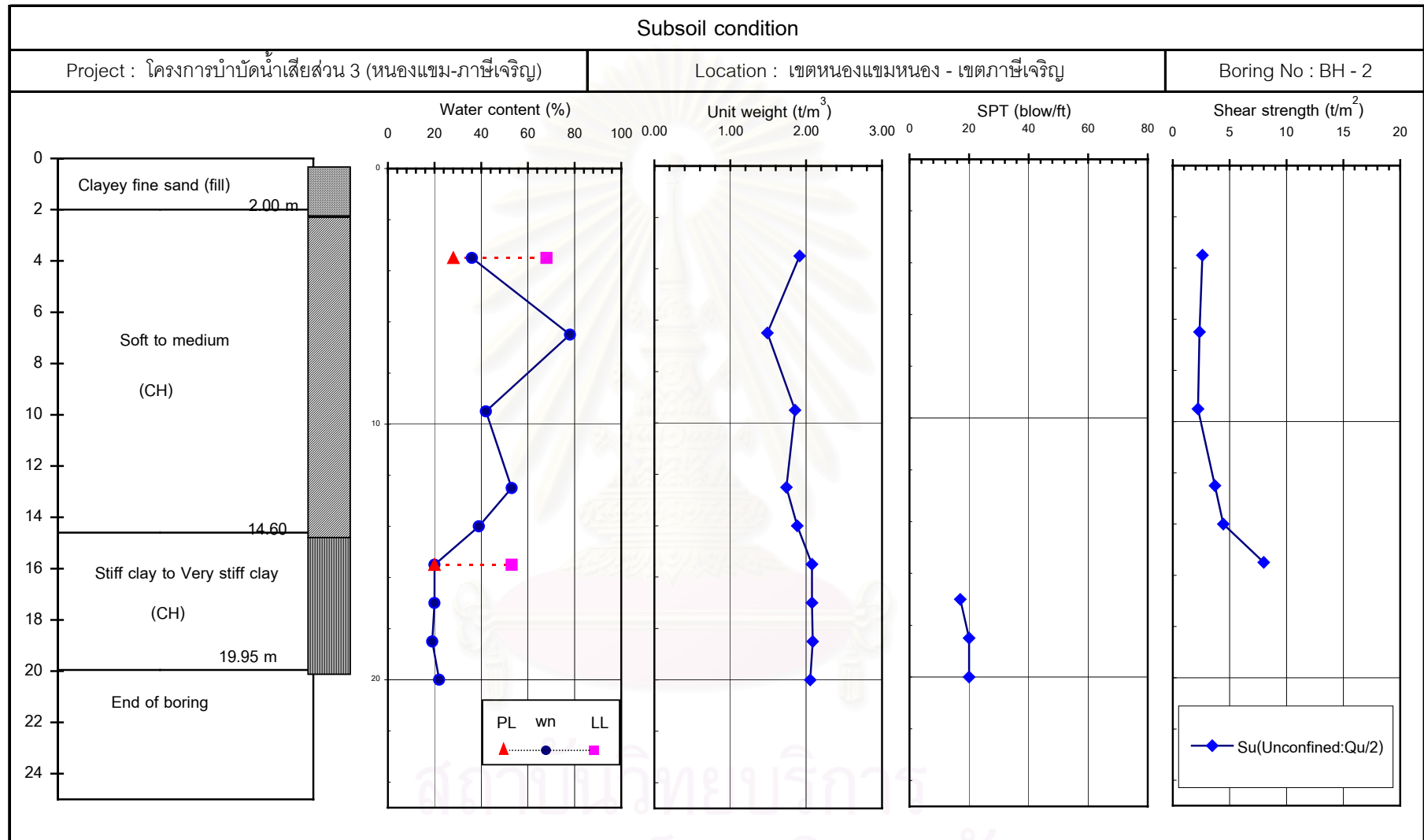
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ค รูปที่ ค.1 - ค.20 แสดงผลการการเจาะสำรวจชั้นดินของโครงการบำบัดน้ำเสียส่วน 3 (หนองแวม - ภาษีเจริญ)

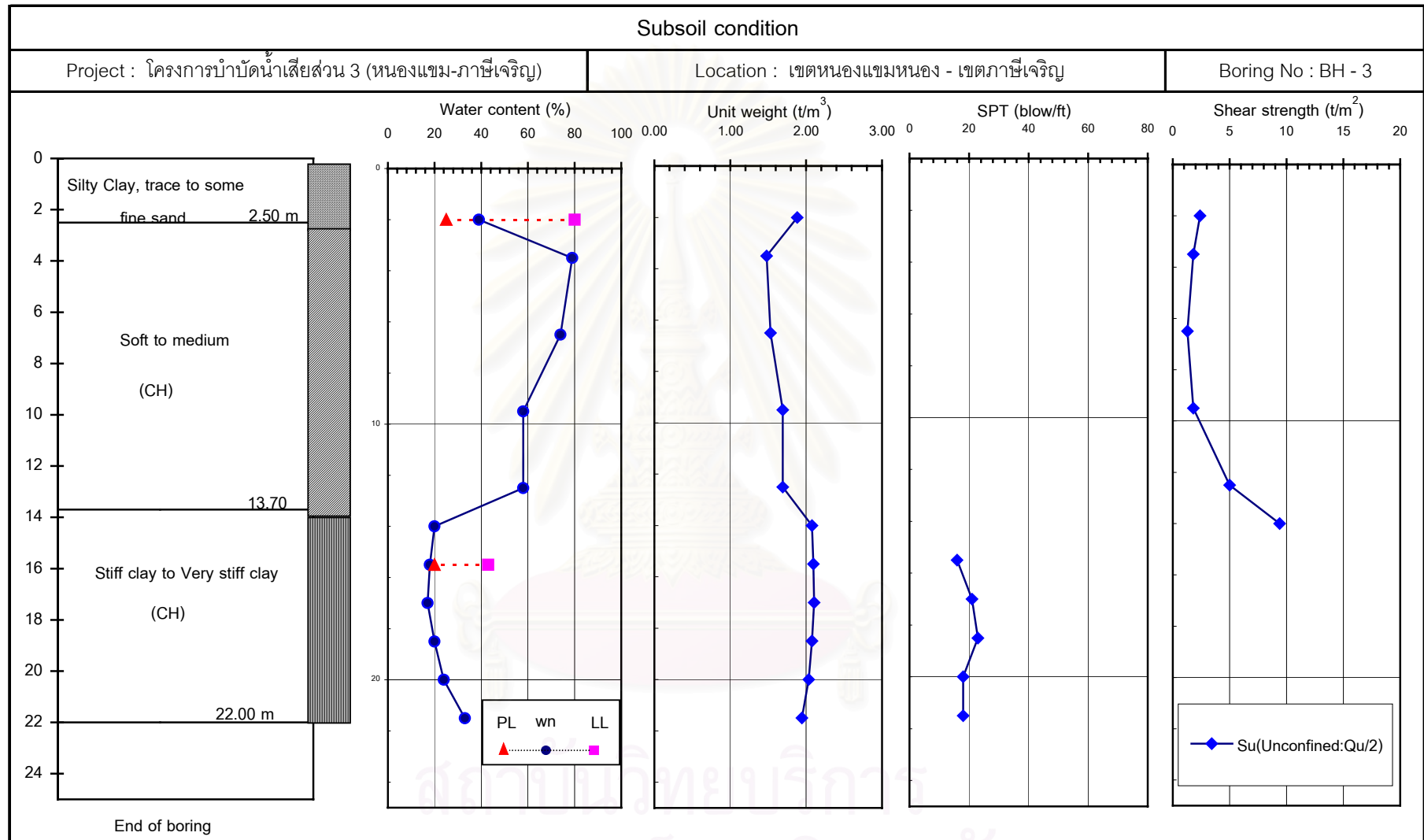


รูปที่ ค.1 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 1

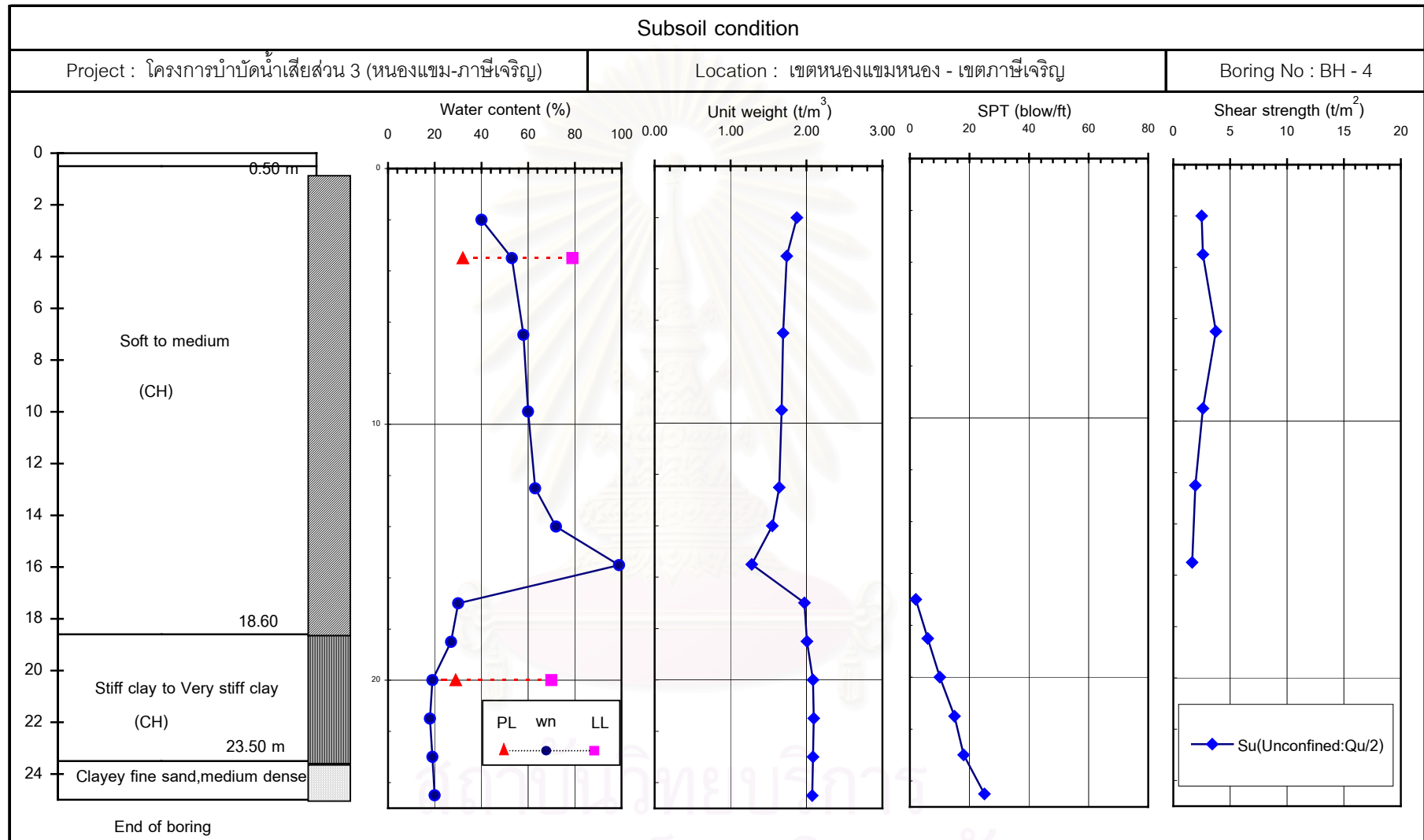
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



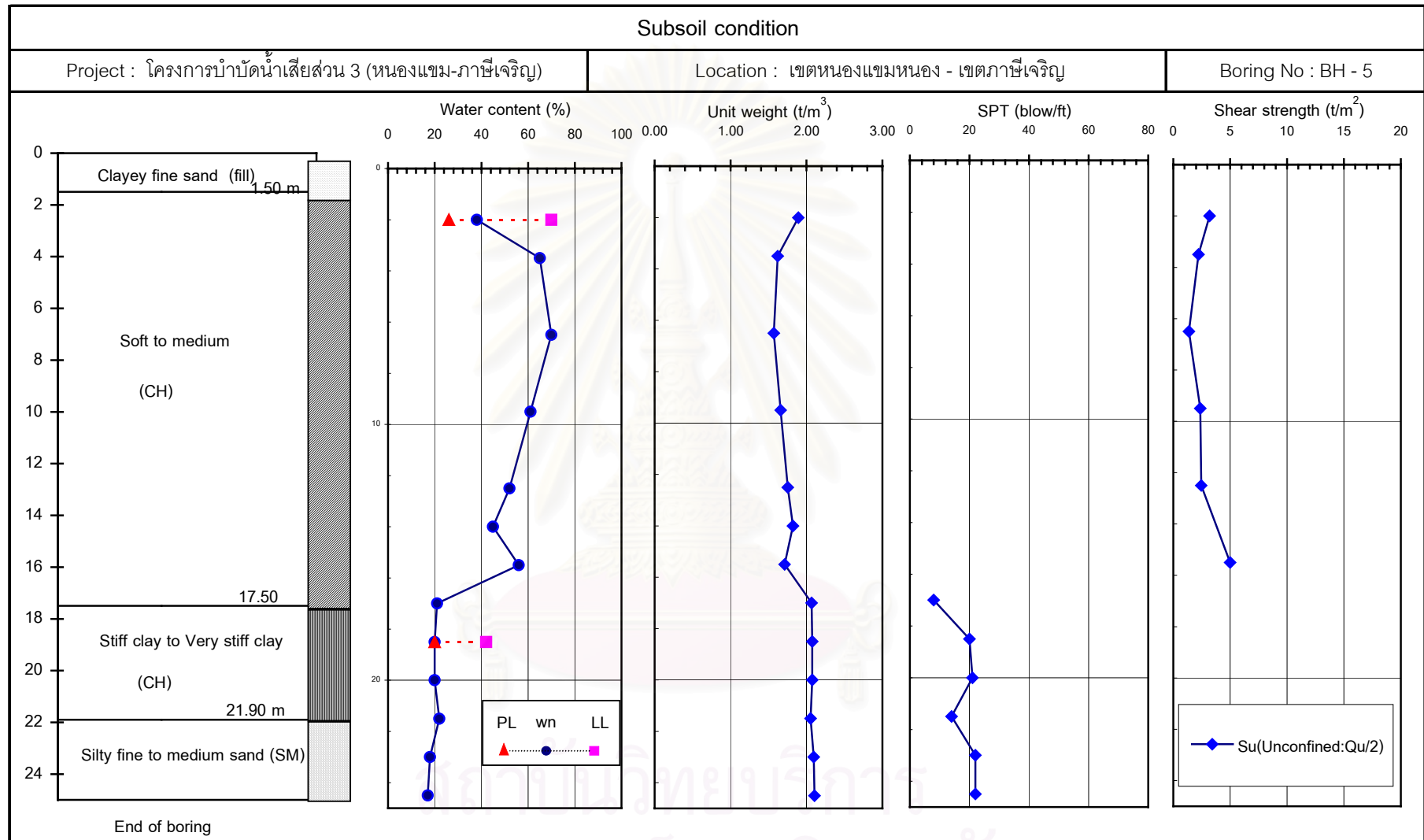
รูปที่ ค.2 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 2



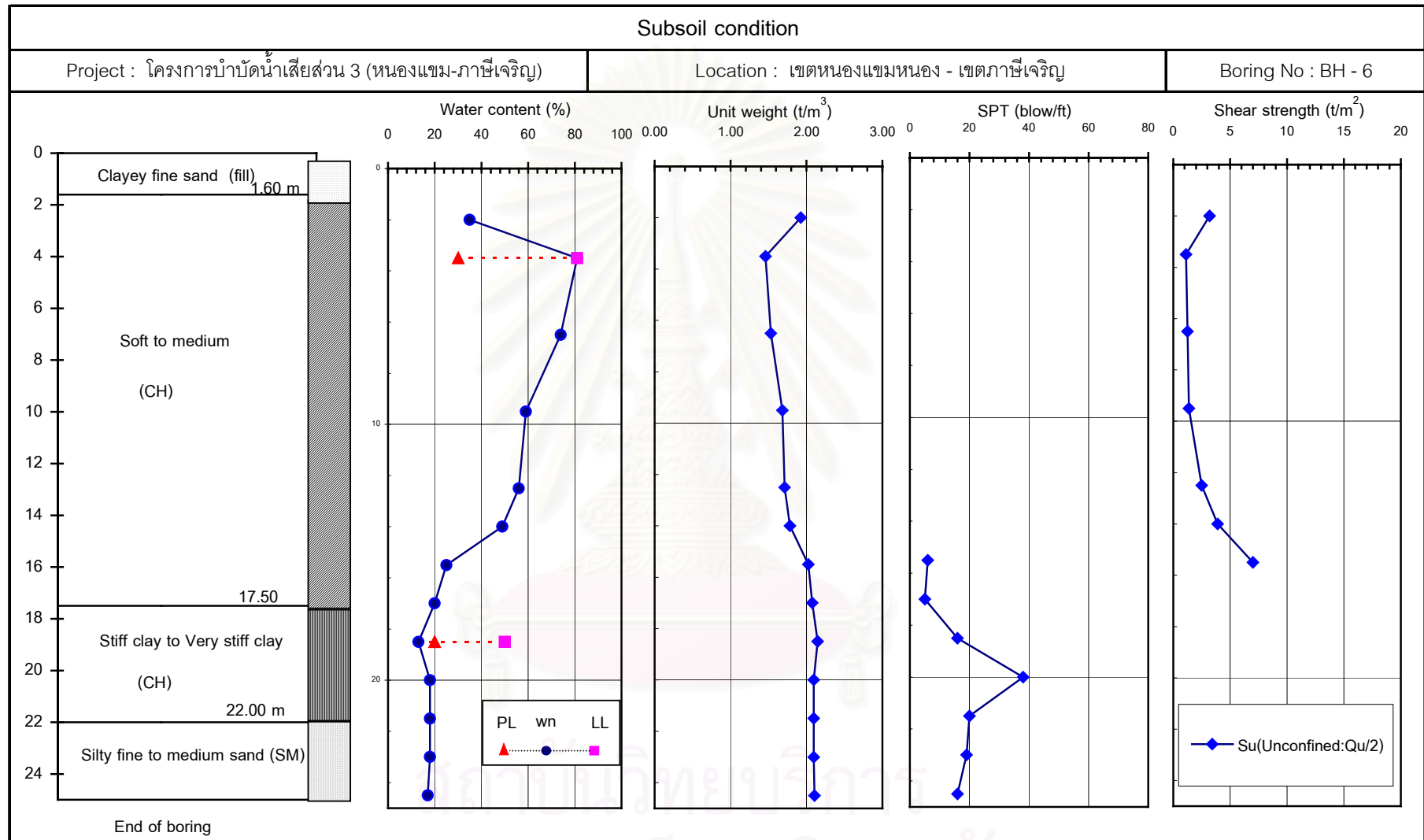
รูปที่ ค.3 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 3



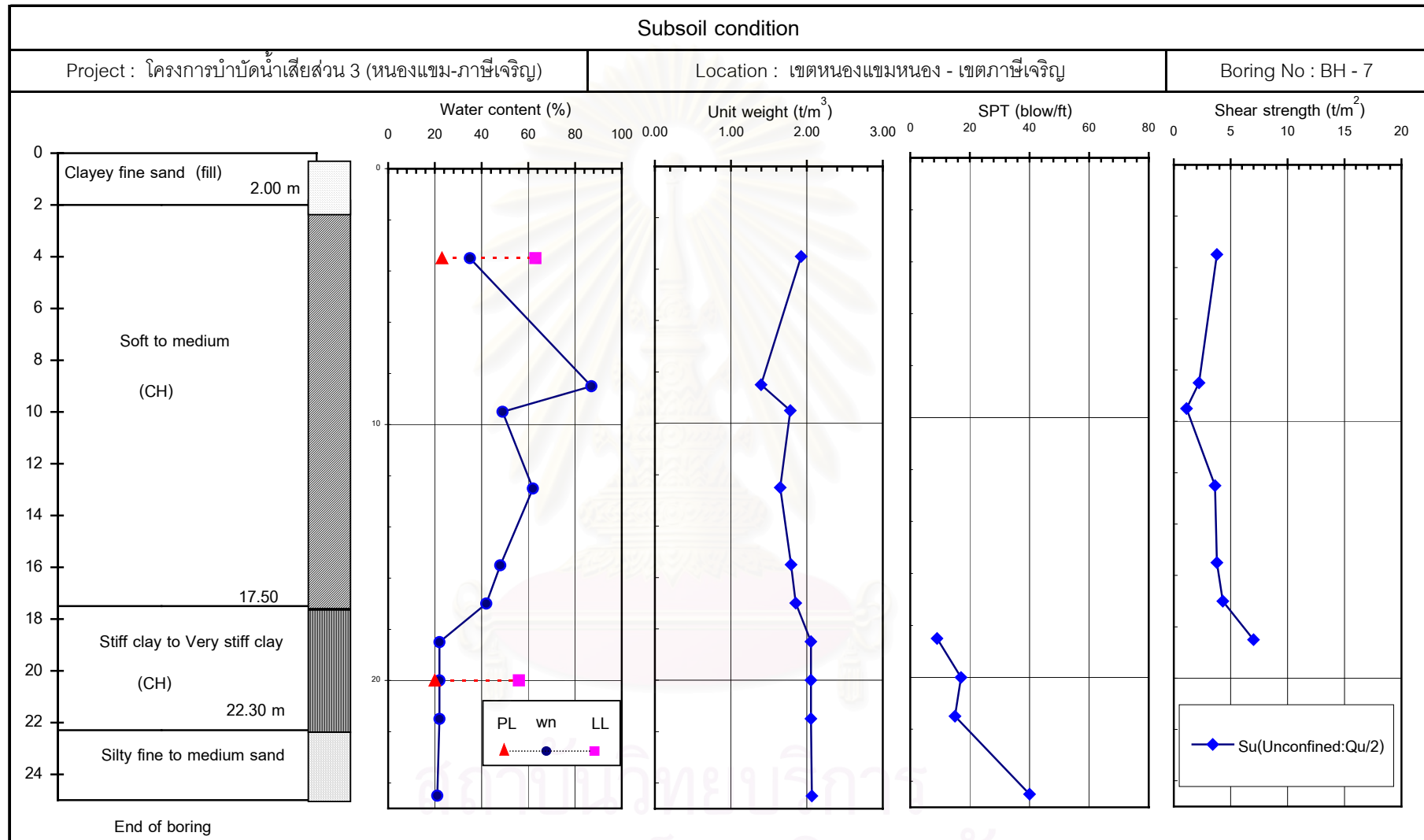
รูปที่ ค.4 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 4



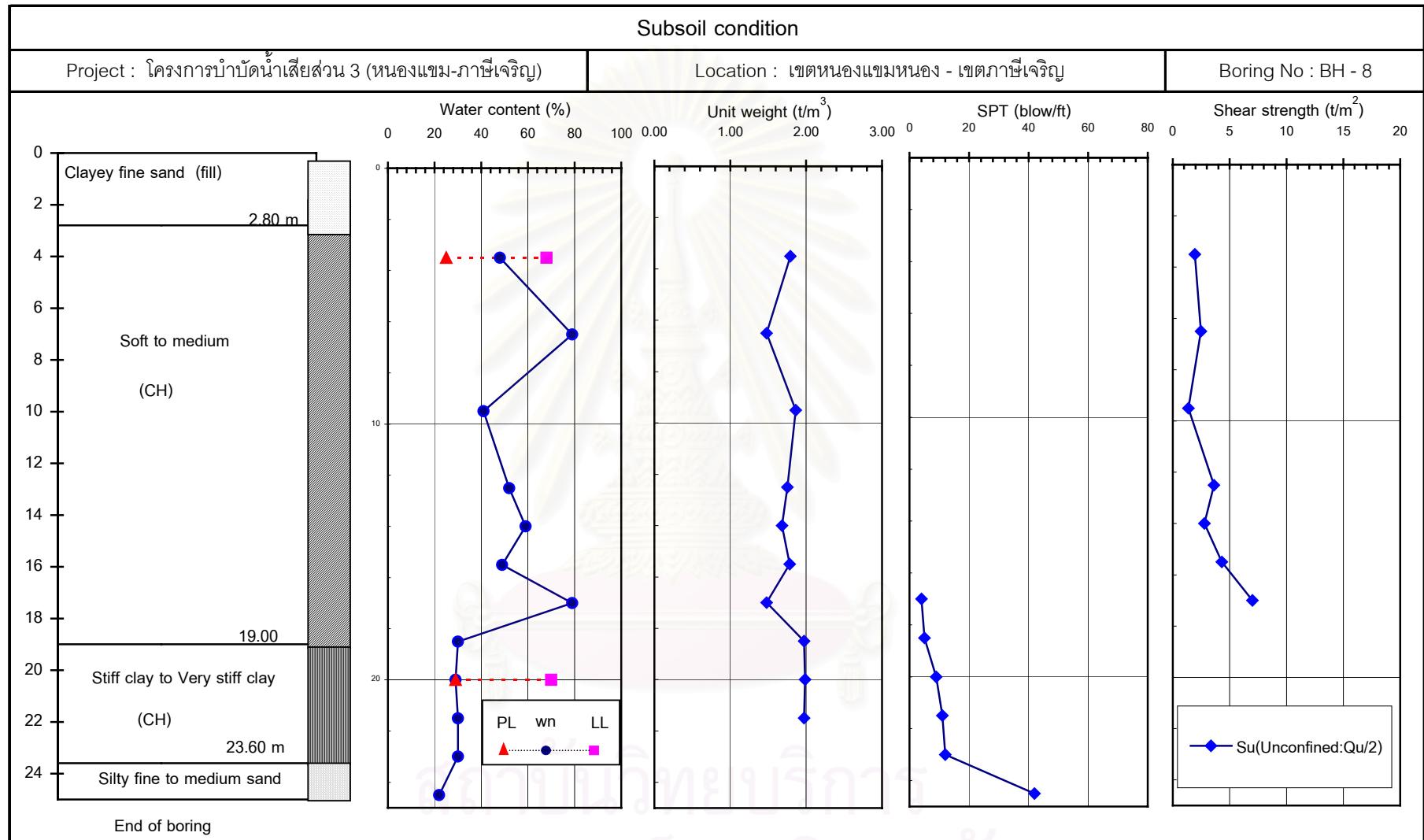
รูปที่ ค.5 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 5



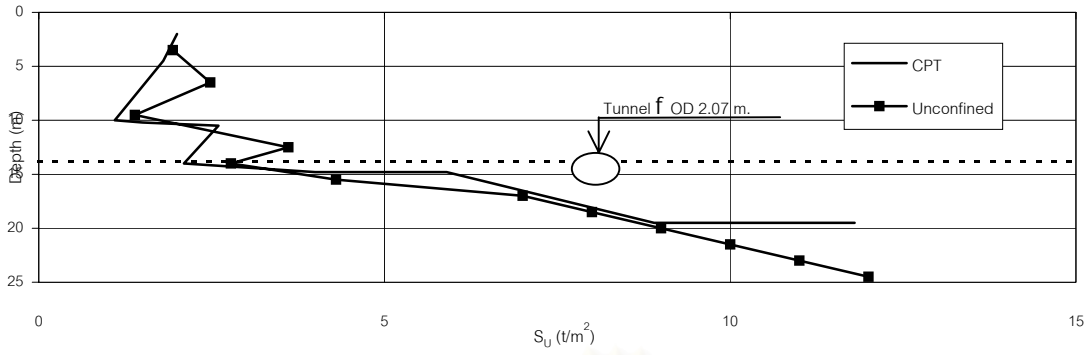
รูปที่ ค.6 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 6



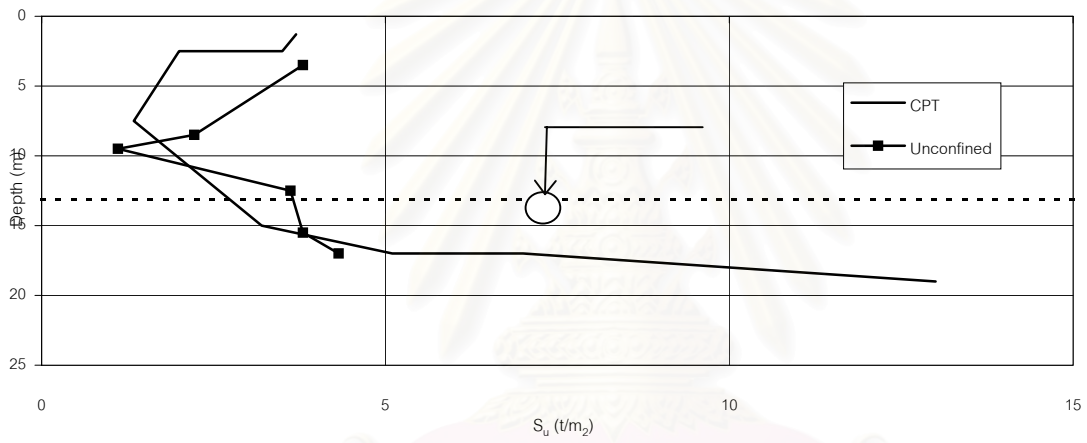
รูปที่ ค.7 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 7



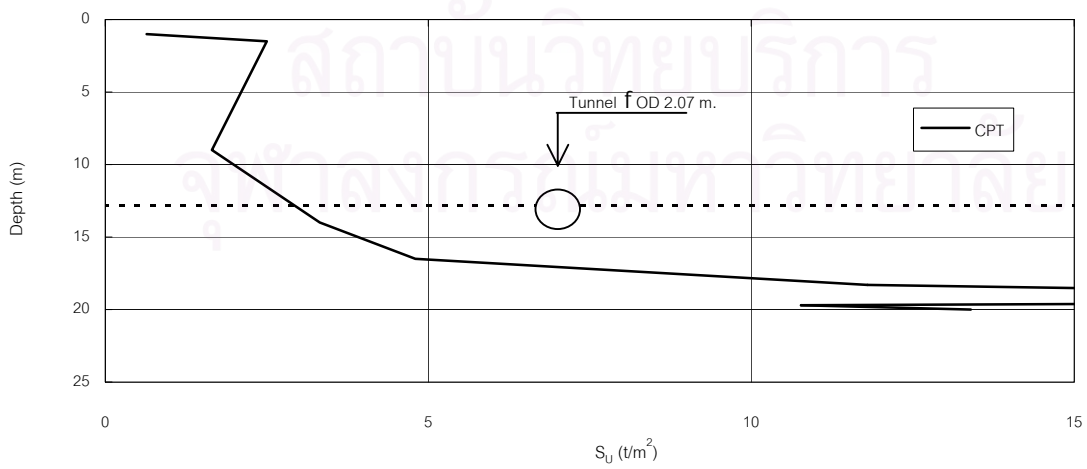
รูปที่ ค.8 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 8



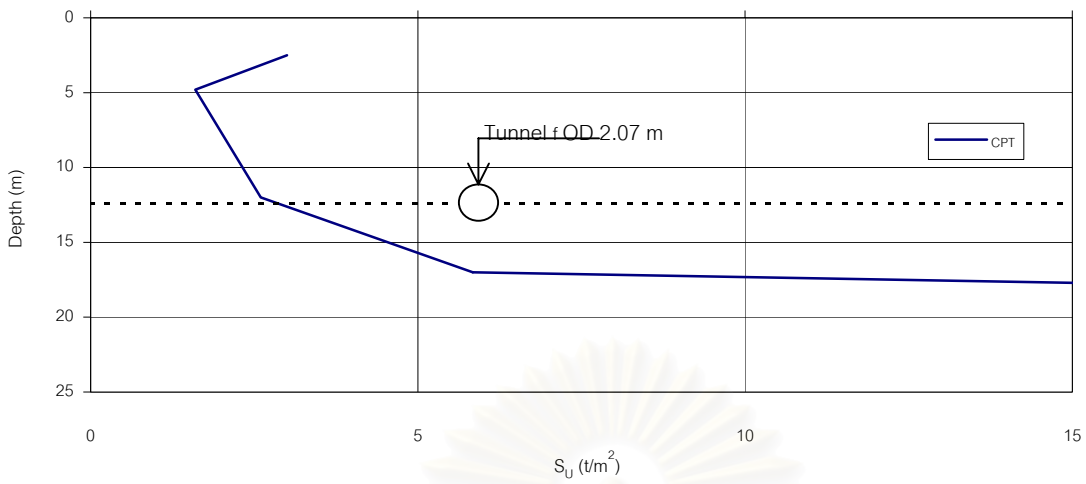
รูปที่ ค.9 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A12



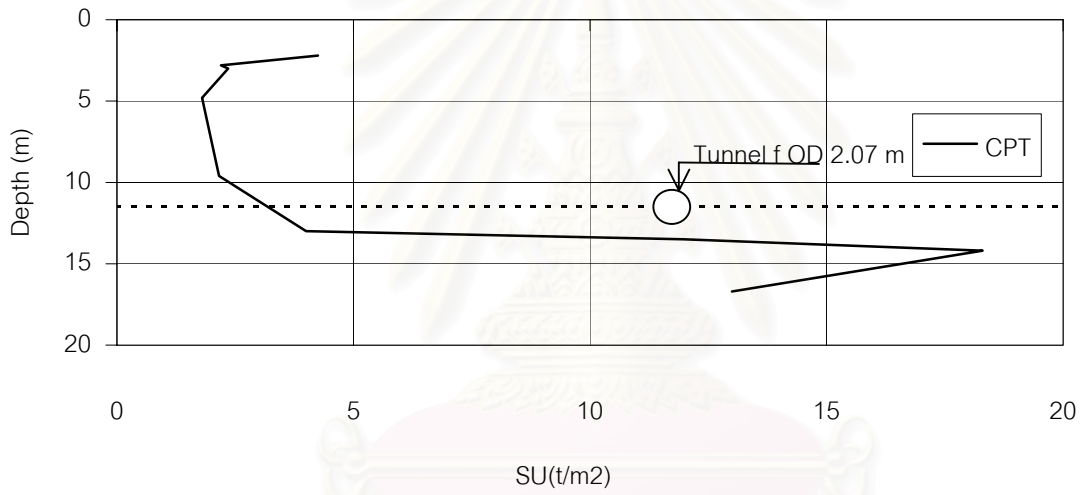
รูปที่ ค.10 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A14



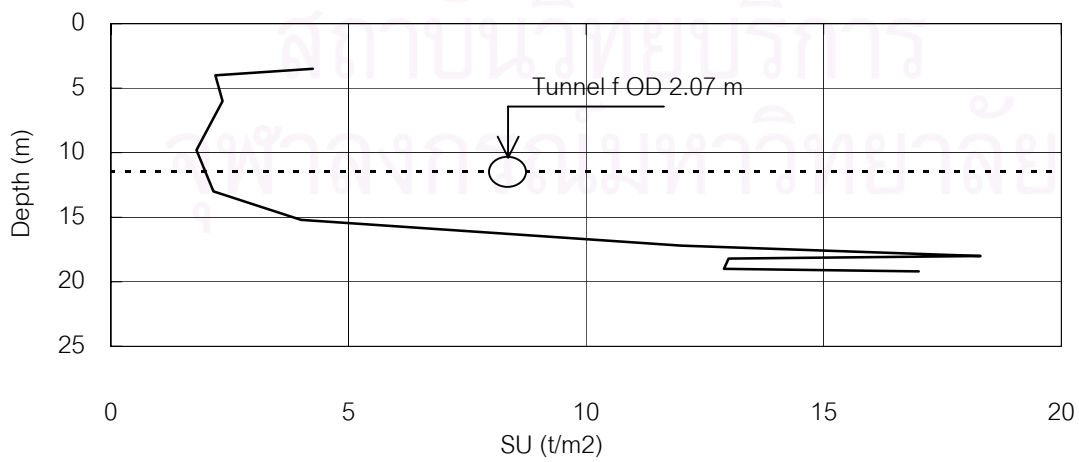
รูปที่ ค.11 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A15



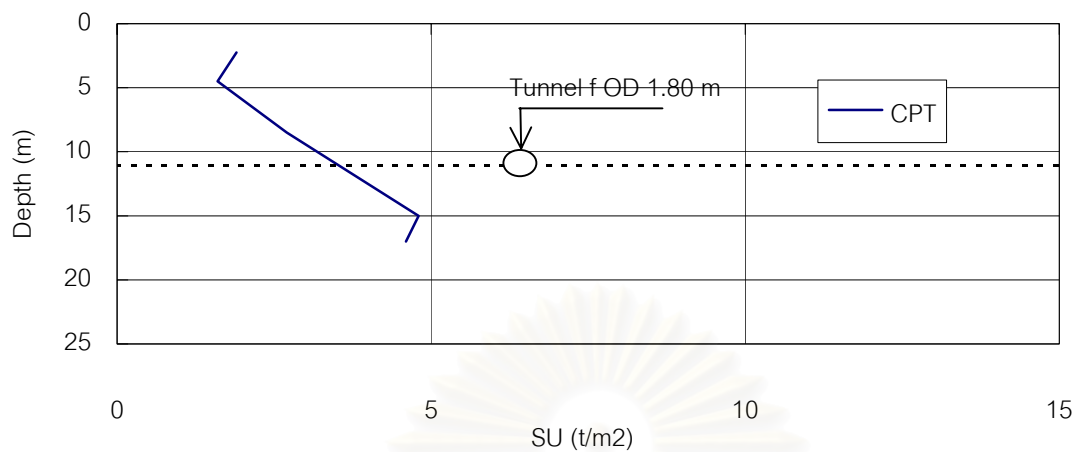
รูปที่ ๑๒.12 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A16



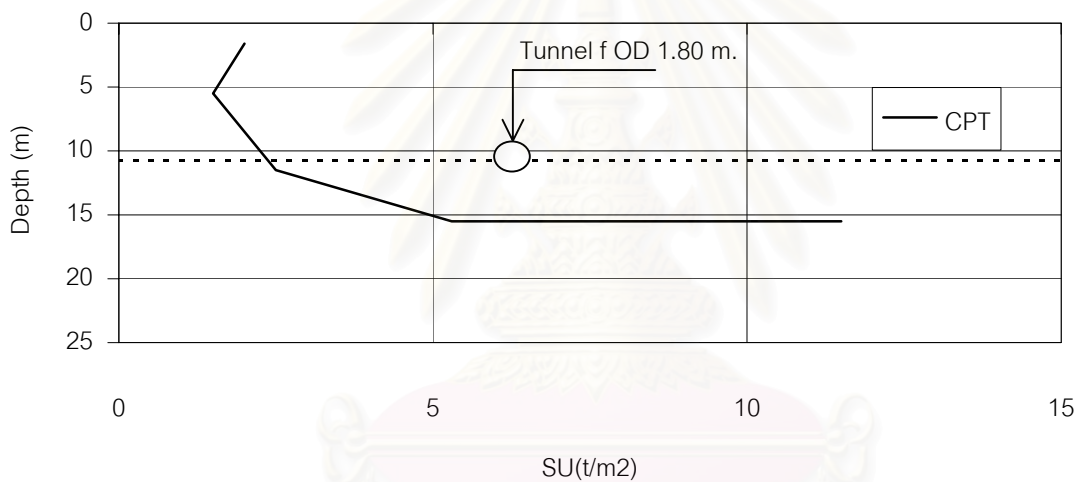
รูปที่ ๑๓.13 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A17B.1



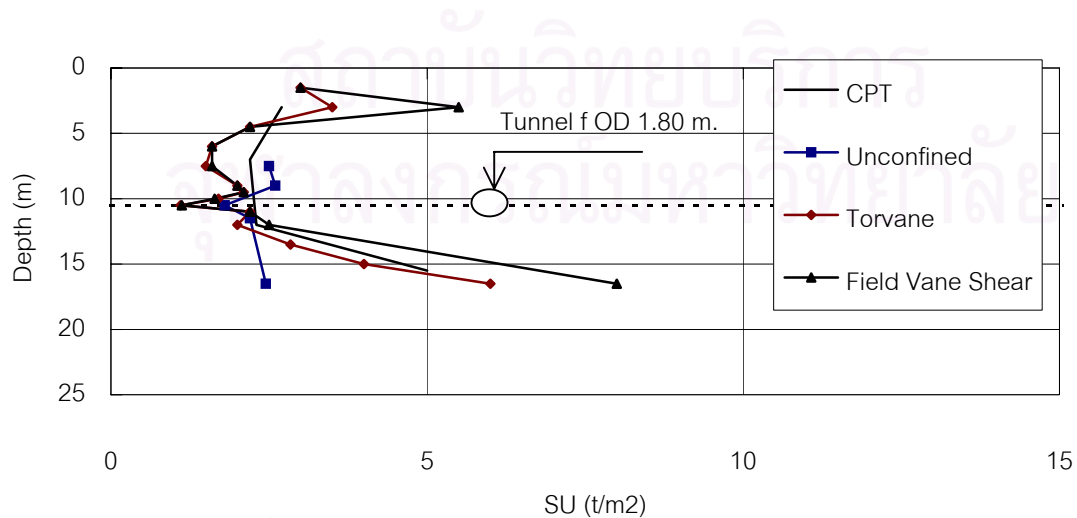
รูปที่ ๑๓.14 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A17B



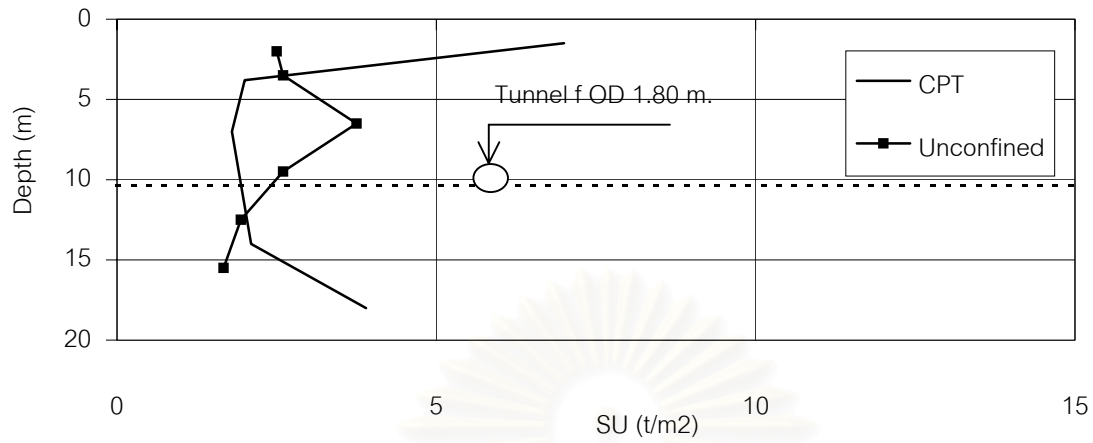
รูปที่ ค.15 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A21



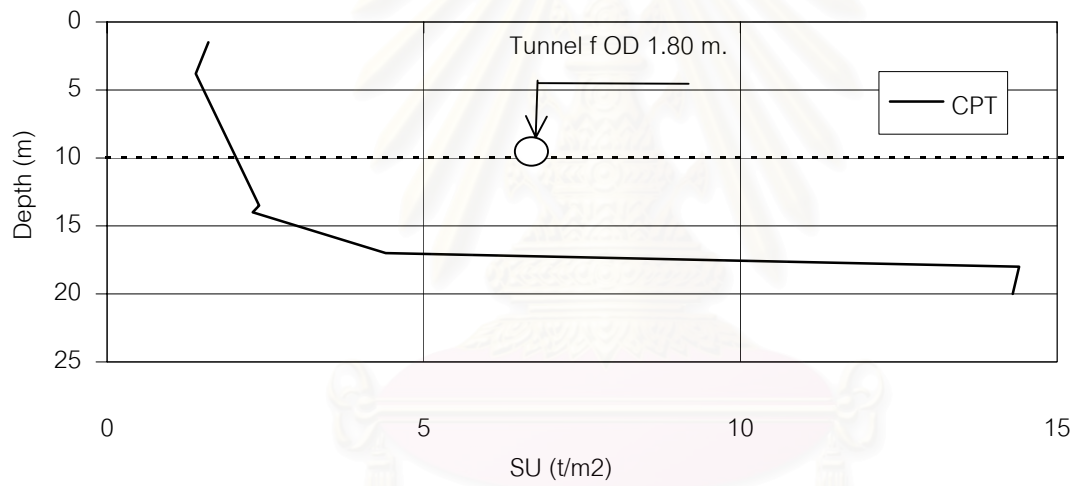
รูปที่ ค.16 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A23A



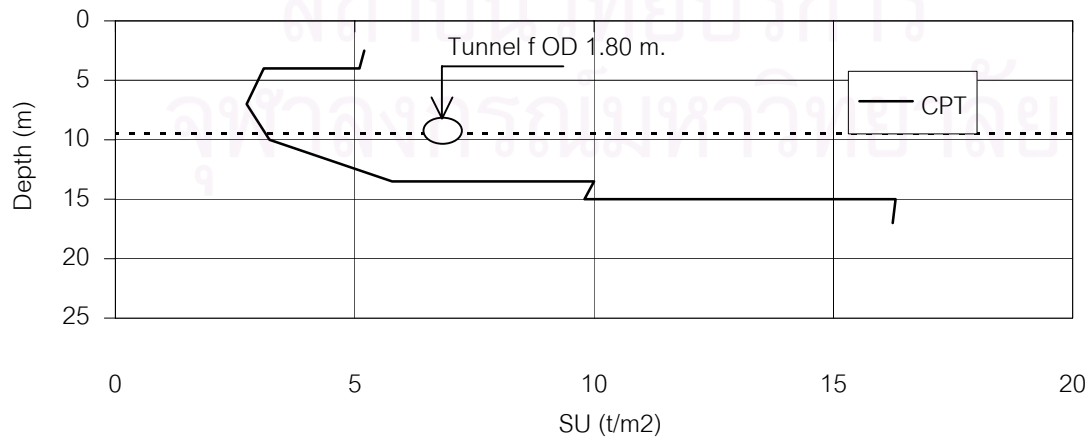
รูปที่ ค.17 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A24



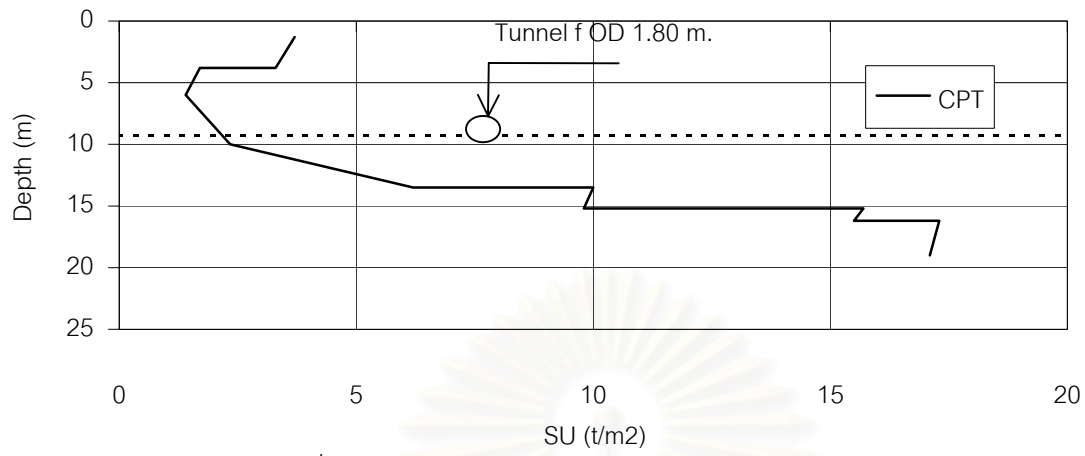
รูปที่ ค.18 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A26



รูปที่ ค.19 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A29



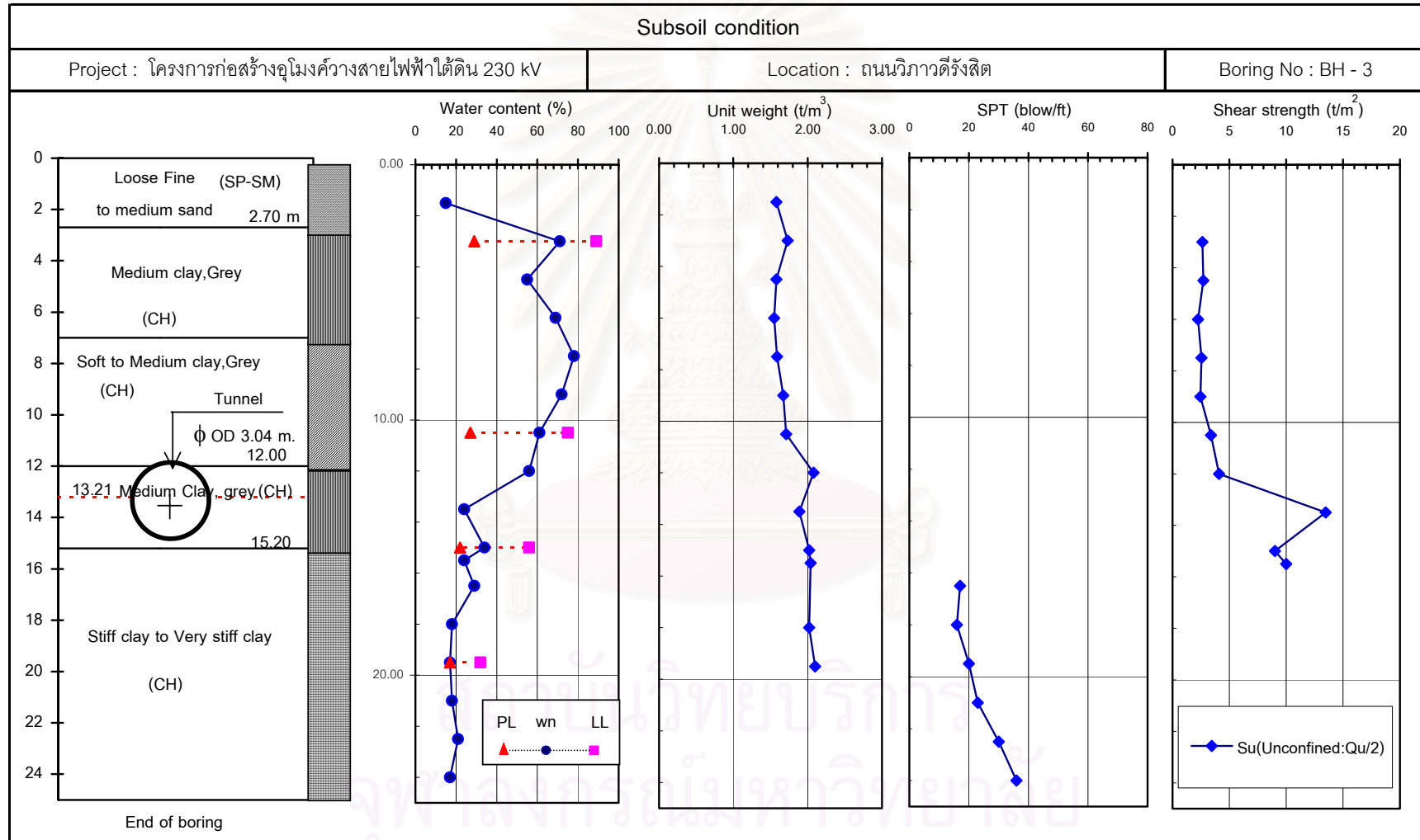
รูปที่ ค.20 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A31.1



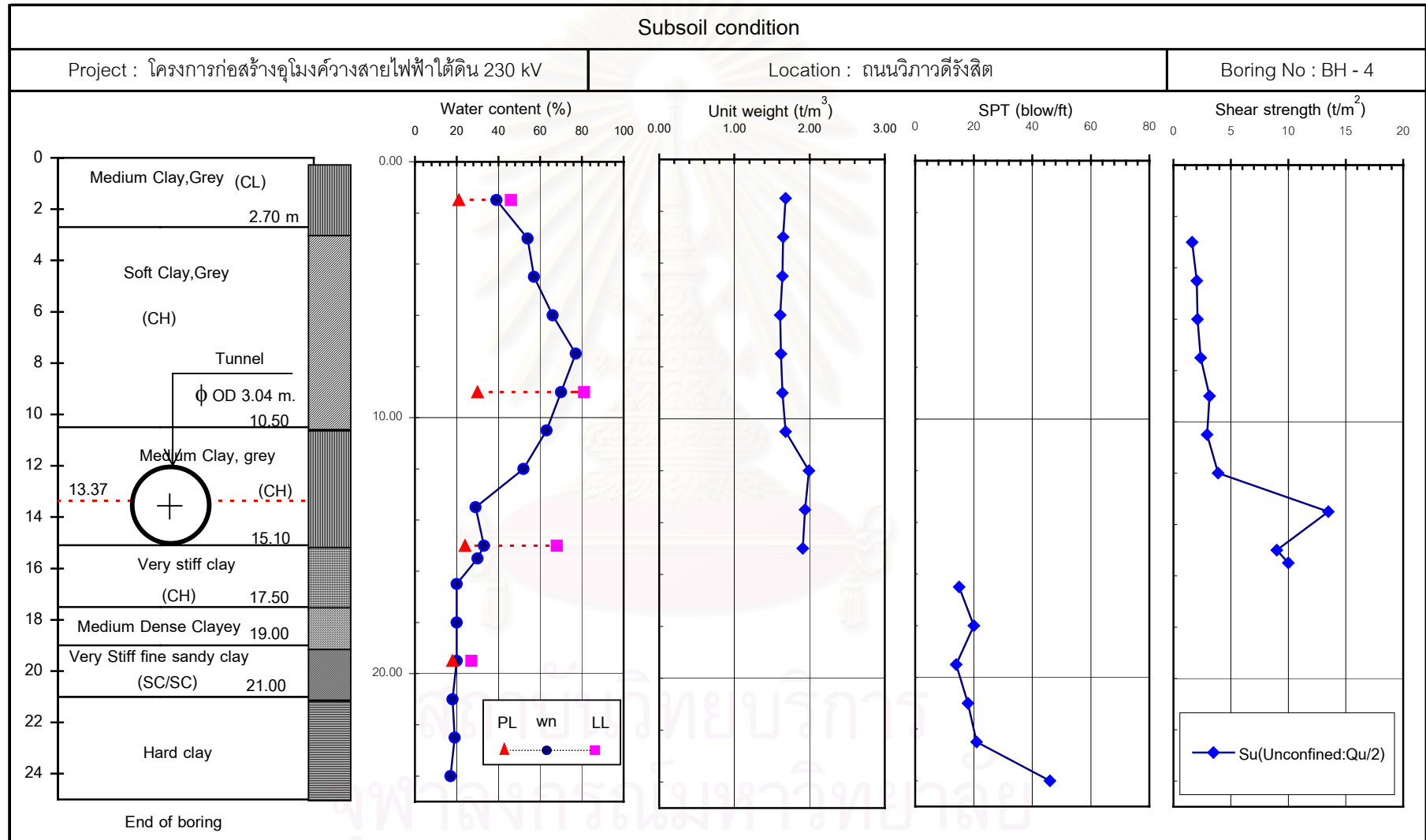
รูปที่ ค.21 Undrain Shear Strength Profiles from CPT A32.2

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

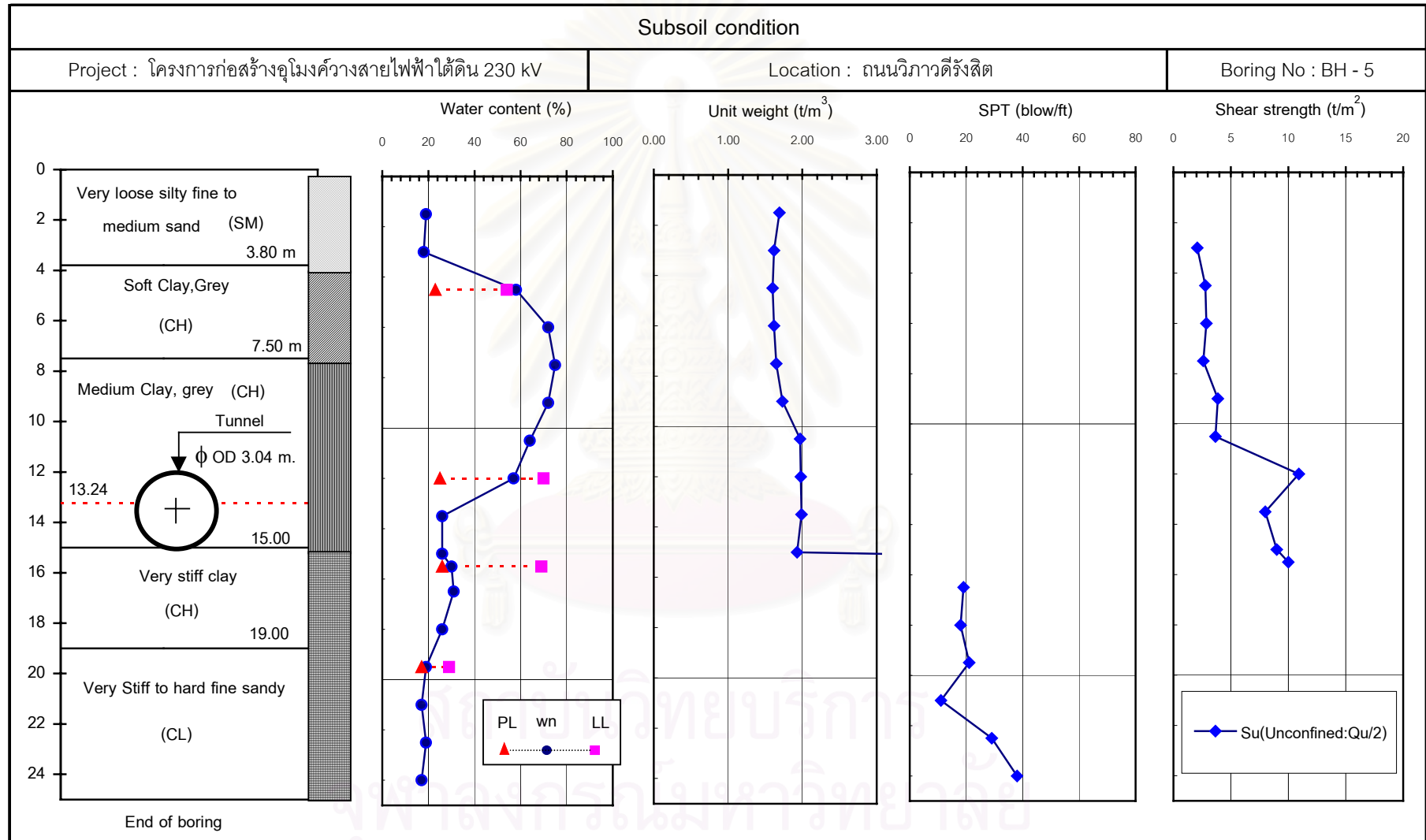
ภาคผนวก ง รูปที่ ง.1 - ง.13 แสดงผลการเจาะสำรวจชั้นดินของโครงการก่อสร้างอุโมงค์วางสายไฟฟ้าแรงสูงใต้ดิน 230 kV เชื่อมต่อระหว่างลาดพร้าวกับวิภาวดี



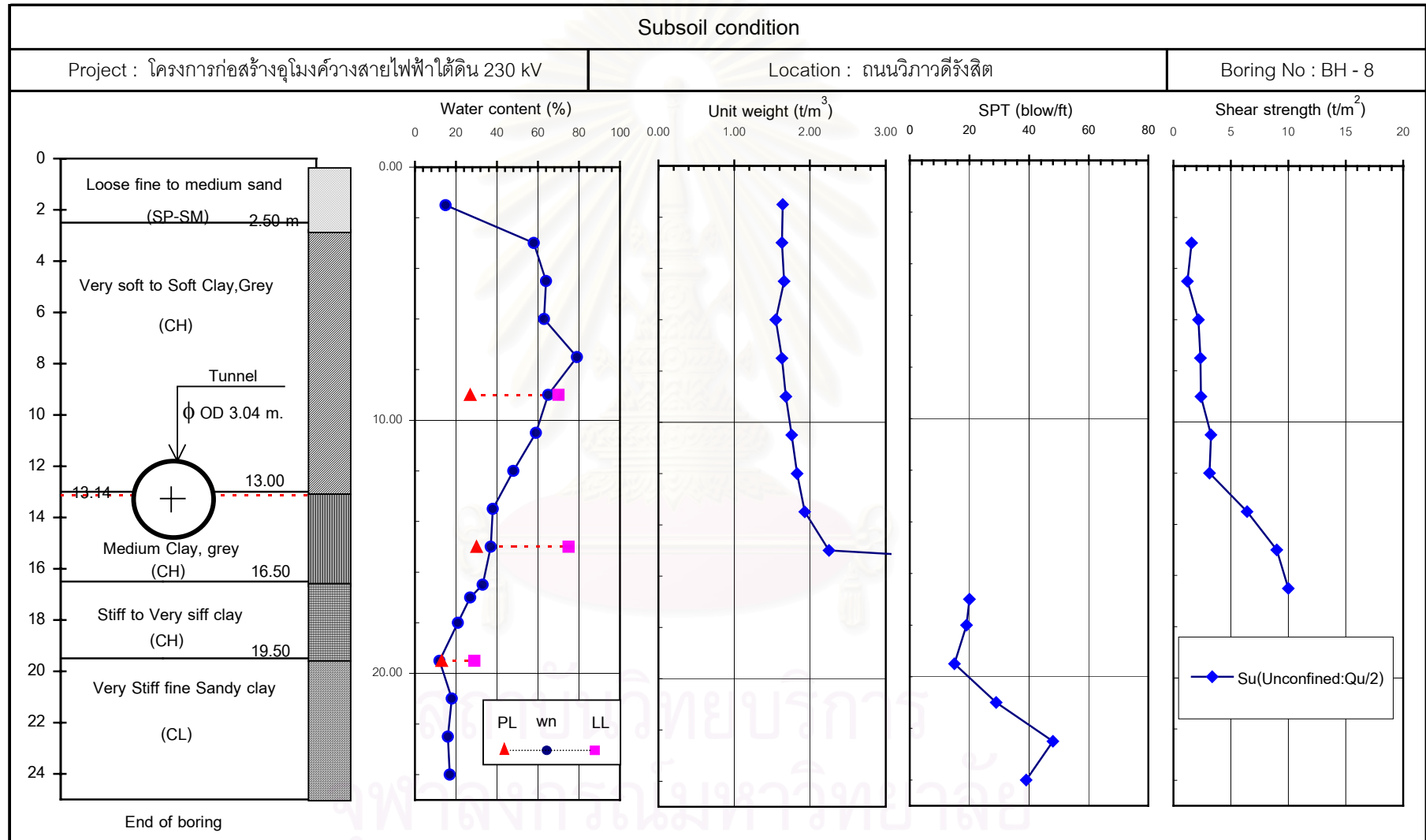
รูปที่ ง.1 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 3



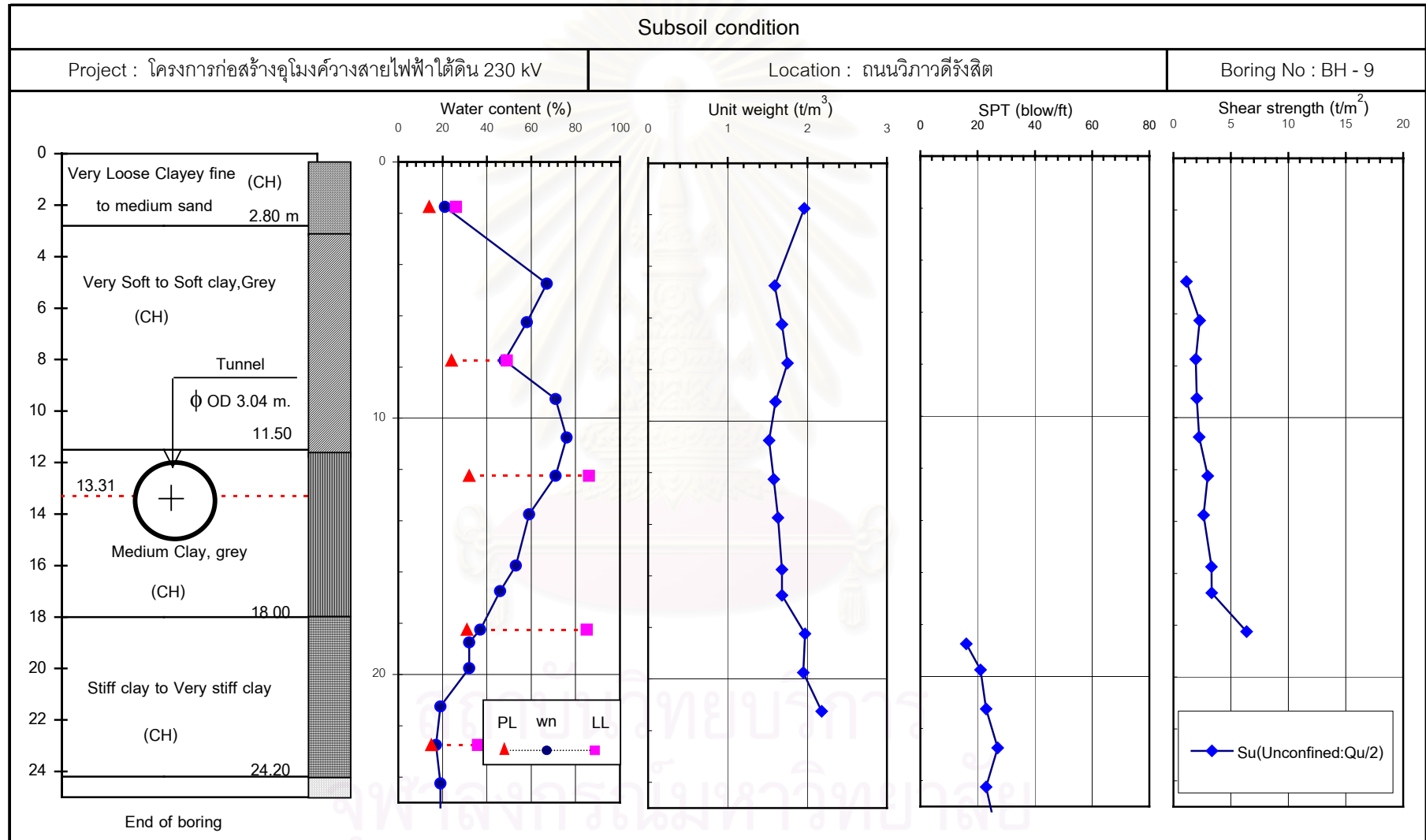
รูปที่ ง.2 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 4



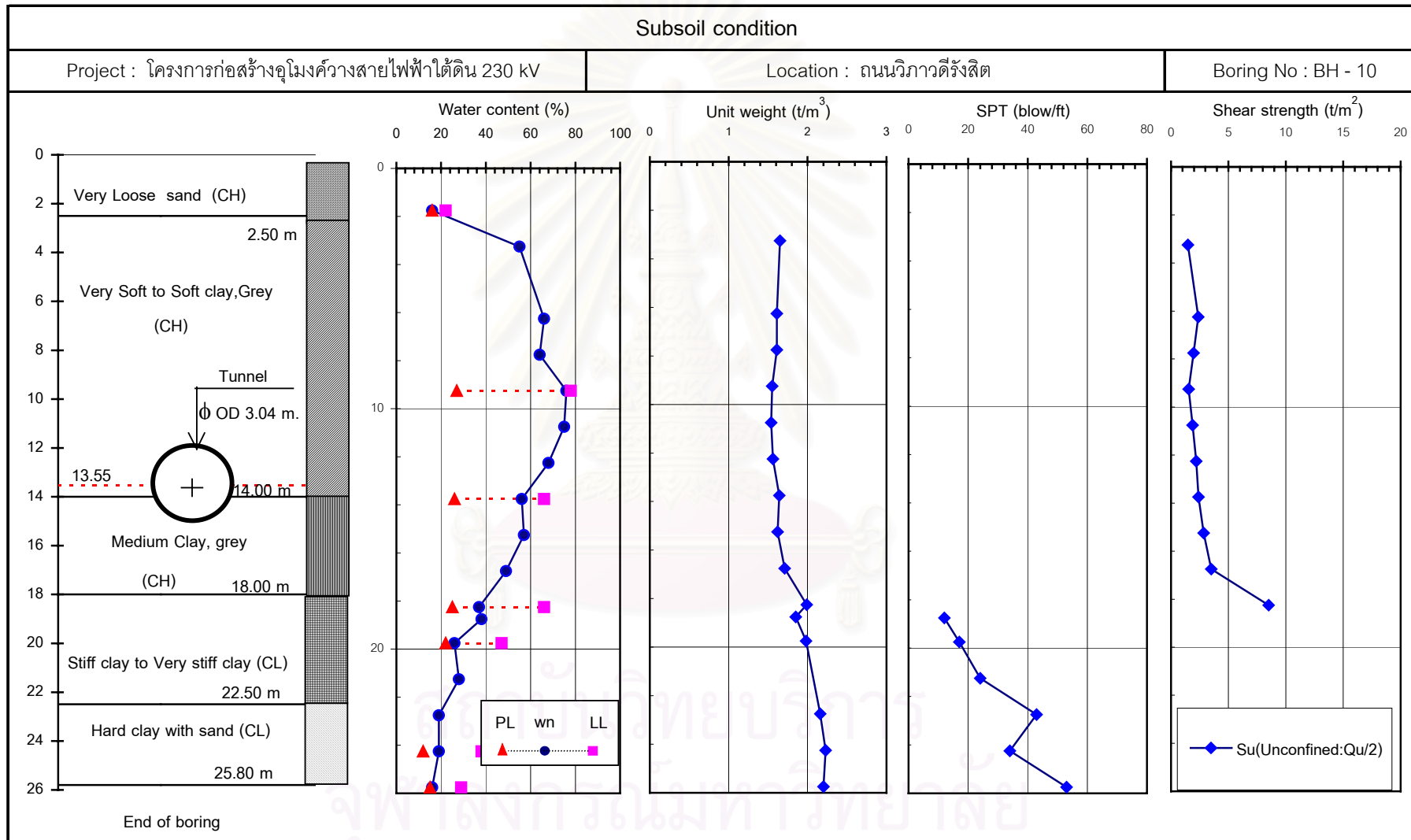
รูปที่ ๓.๓ ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 5



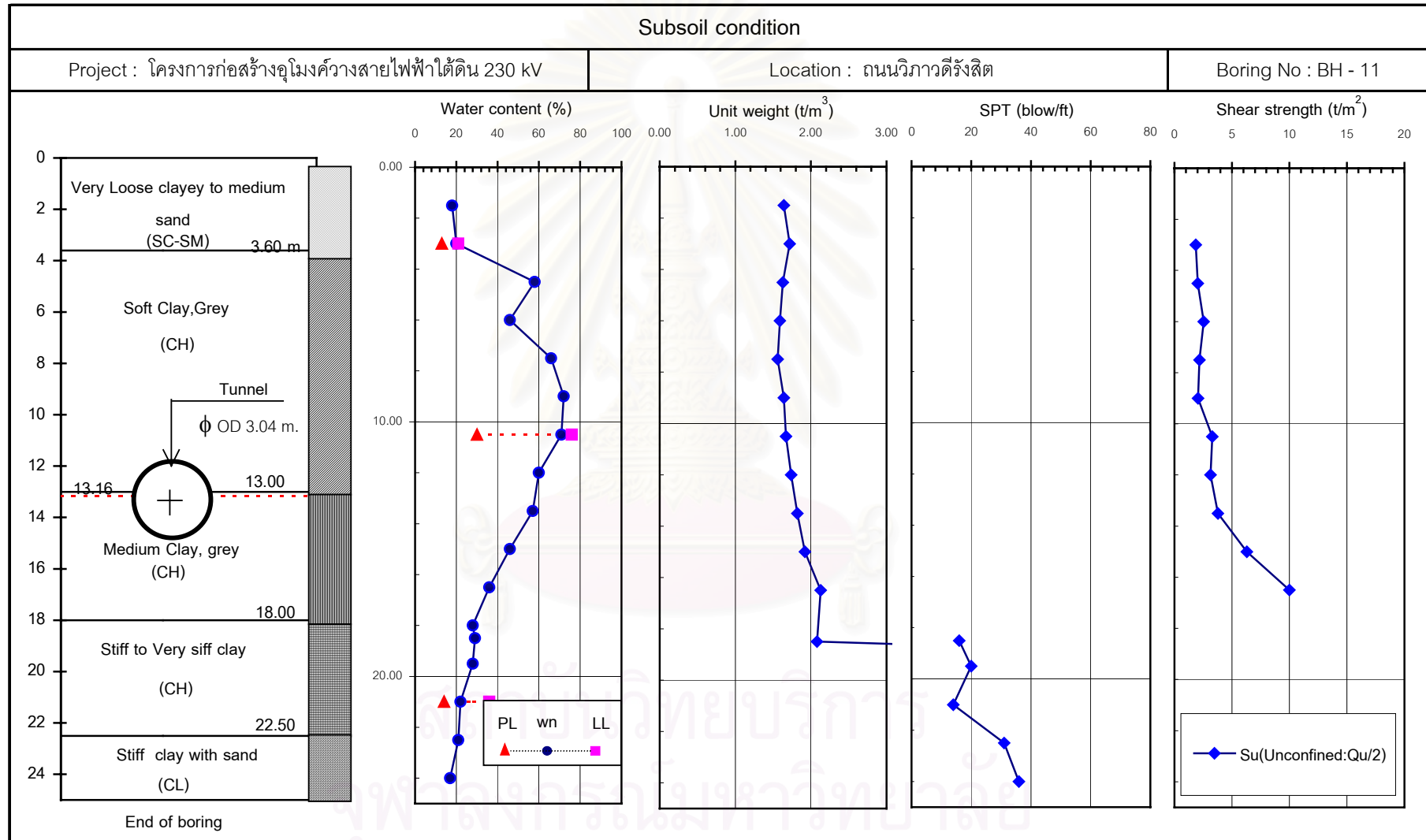
รูปที่ ง.4 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 8



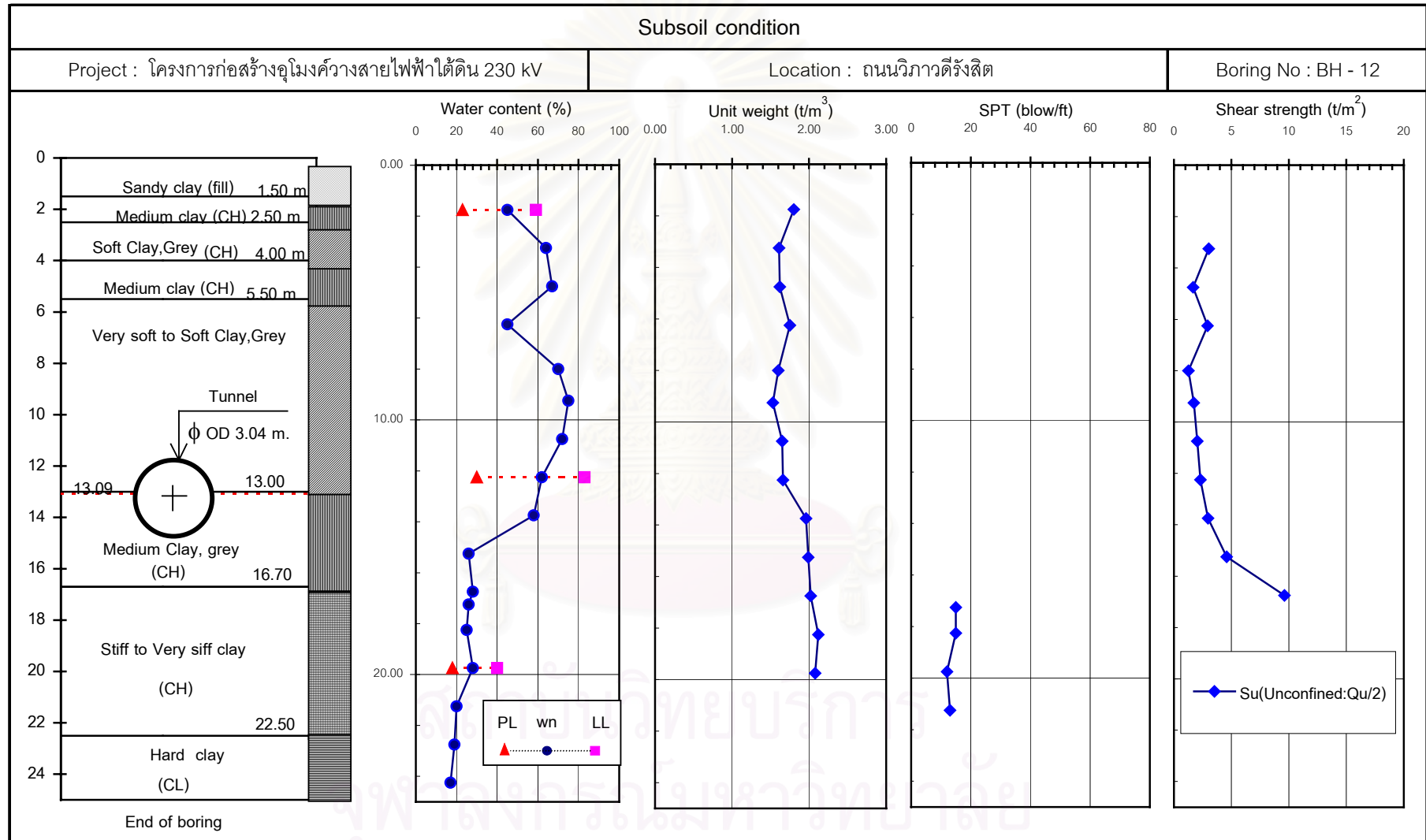
รูปที่ ง.5 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 9



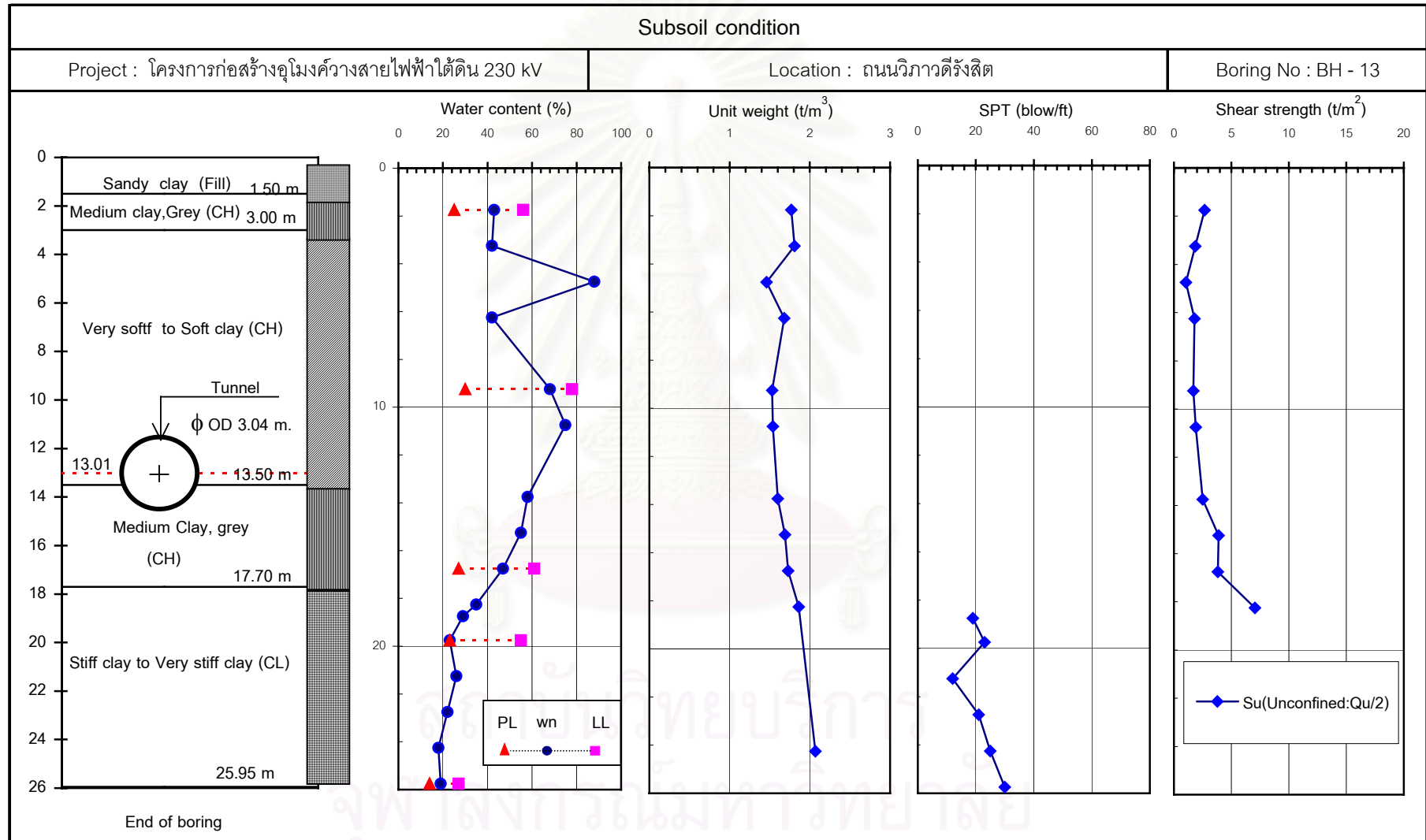
รูปที่ ง.6 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 10



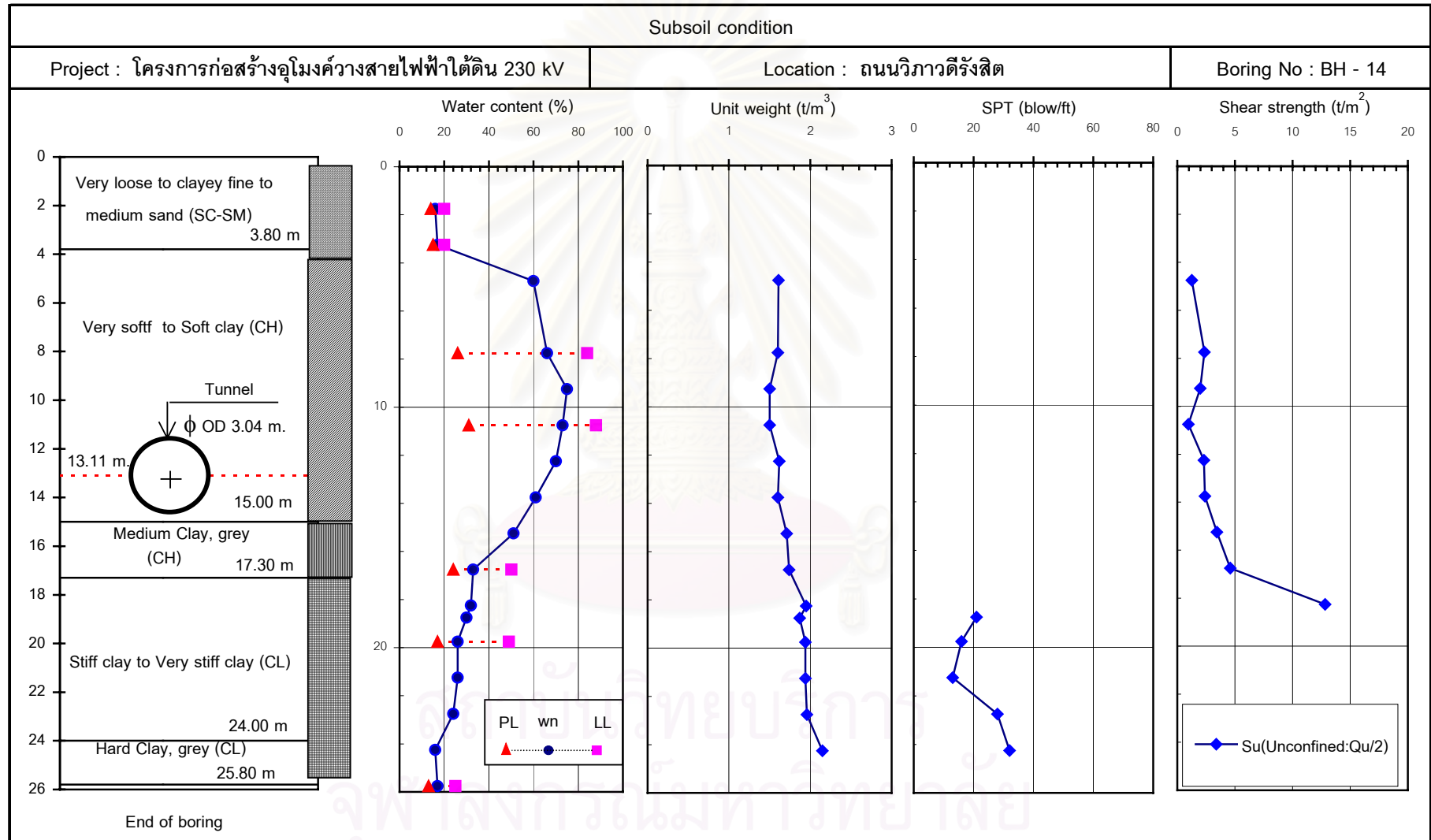
รูปที่ ๖.๗ ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 11



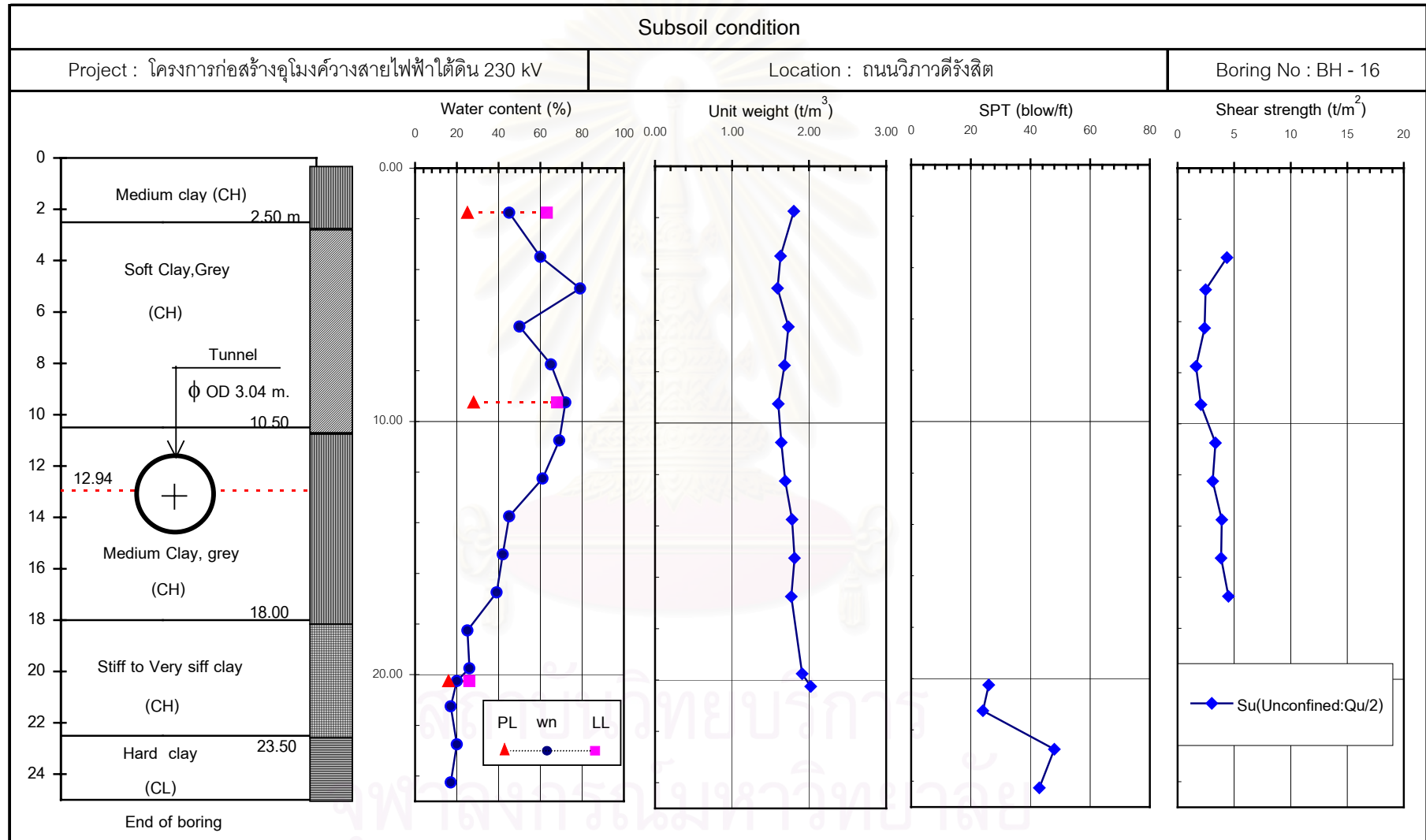
รูปที่ ๖.8 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 12



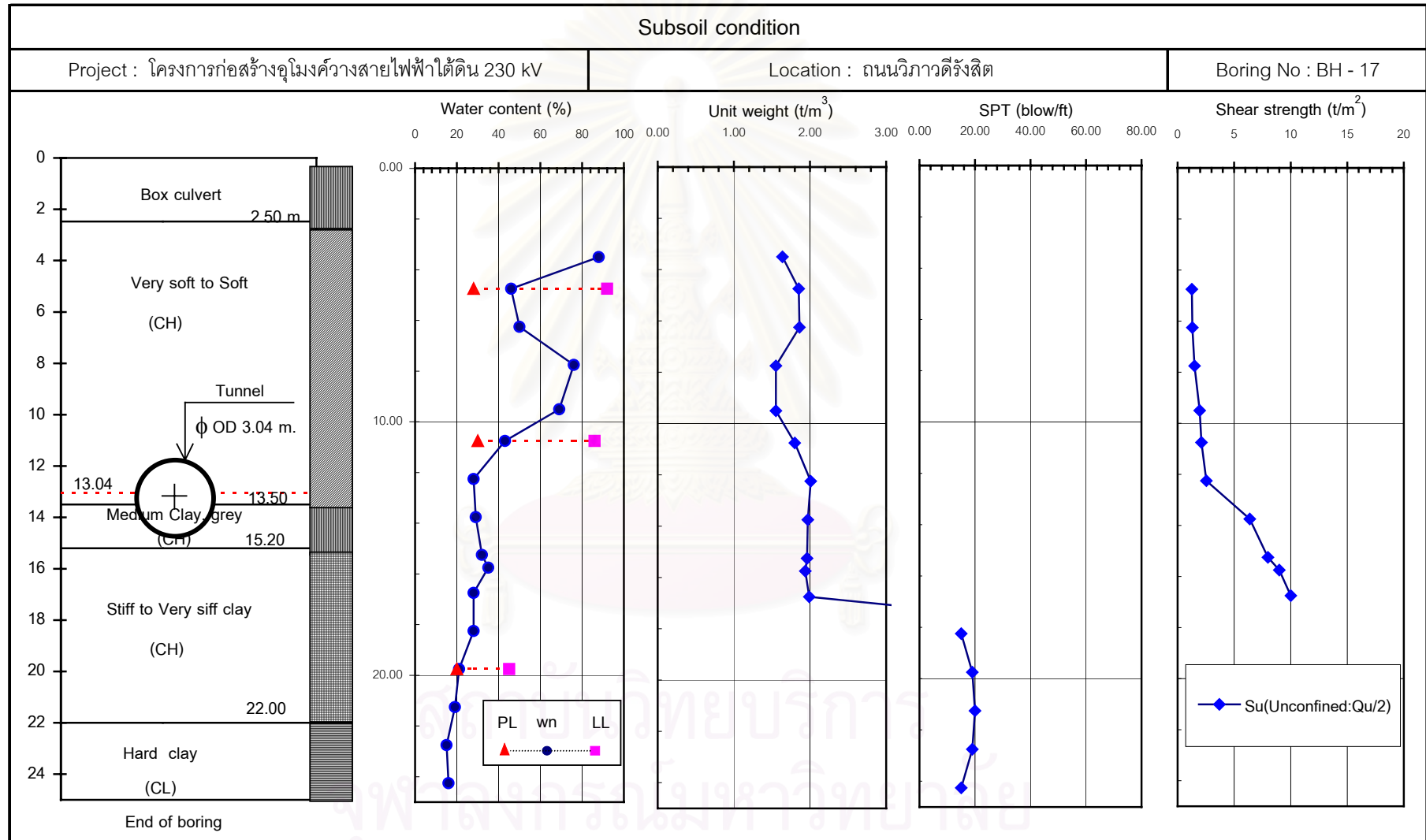
รูปที่ ๙.๙ ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 13



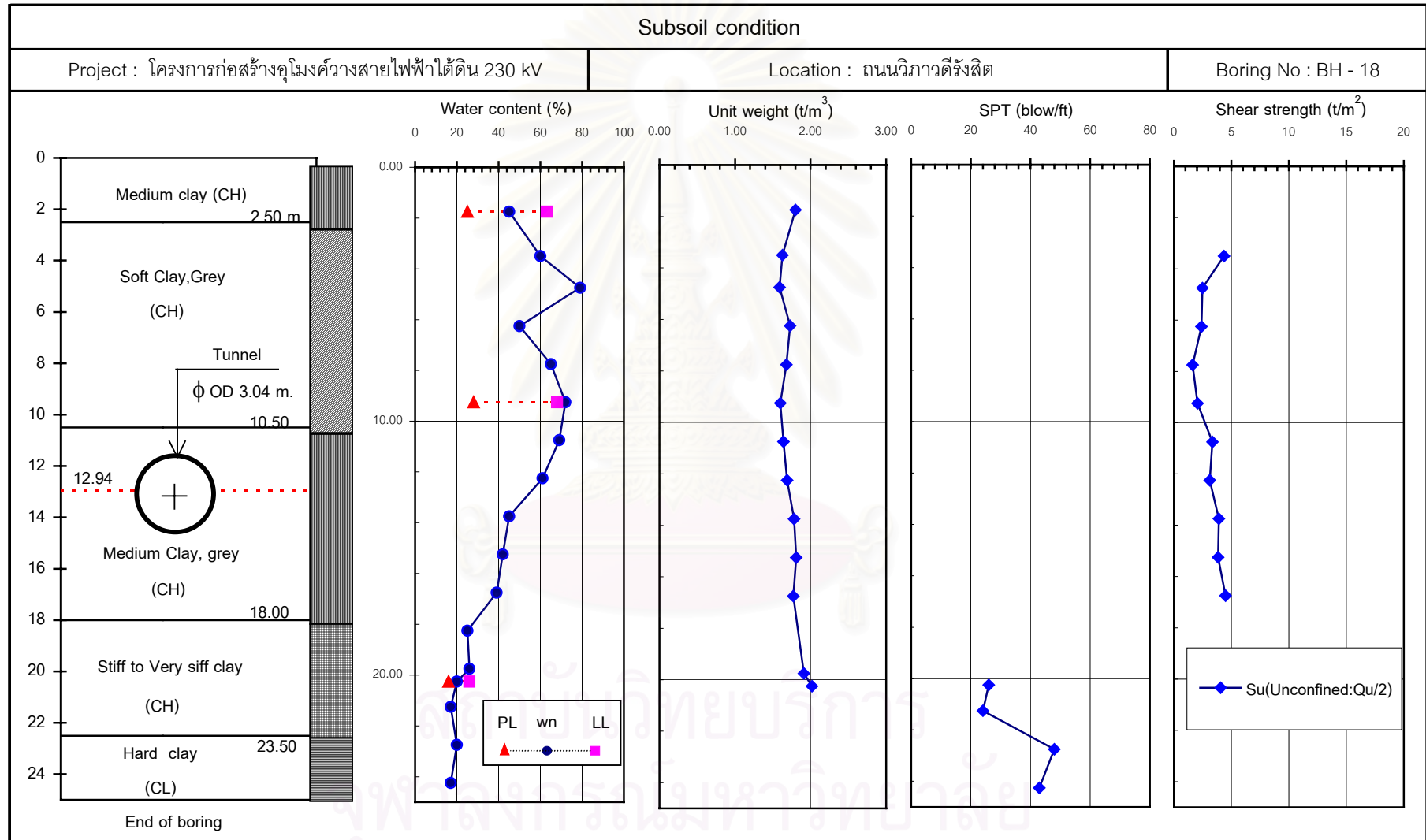
รูปที่ ง.10 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 14



รูปที่ ง.11 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 16



รูปที่ ง.12 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 17



รูปที่ ง.13 ลักษณะและค่าคุณสมบัติของชั้นดินของหลุมเจาะ BH - 18

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายกิตติศักดิ์ เกิดสม เกิดวันที่ 12 พฤศจิกายน พ.ศ. 2519 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี เมื่อปีการศึกษา 2542 จากนั้นได้รับทุนโครงการพัฒนาอาจารย์สาขาขาดแคลน จากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2543



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย