

พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ลึกเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่



นายทรงเดช แก่นปัดชา

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

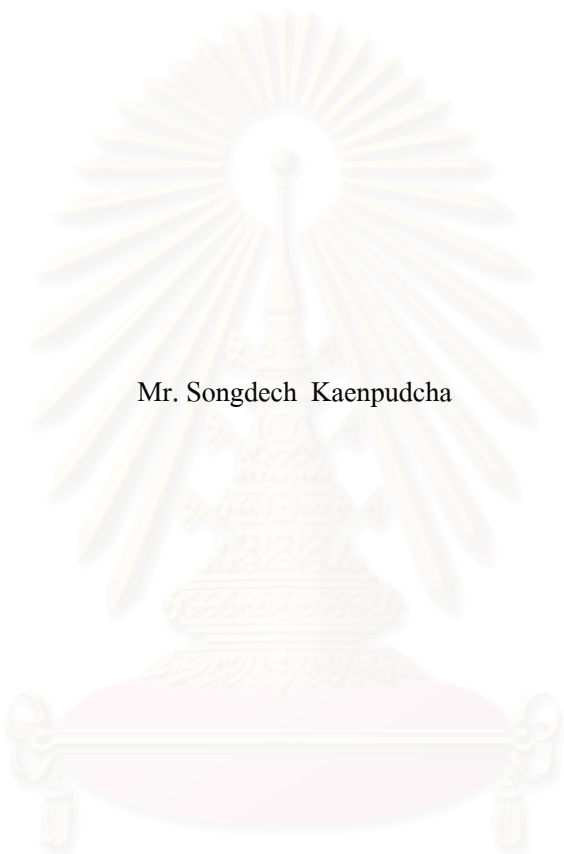
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-17-4707-1

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF DEEP WORKING SHAFT FOR CONSTRUCTION
OF A BIG FLOOD DIVERSION TUNNEL



Mr. Songdech Kaenpudcha

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

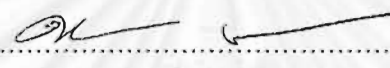
Academic Year 2005

ISBN 974-17-4707-1

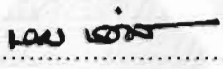
หัวข้อวิทยานิพนธ์
โดย
สาขาวิชา
อาจารย์ที่ปรึกษา

พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ลึกเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่
นายทรงเดช แก่นปัดชา
วิศวกรรมโยธา
รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

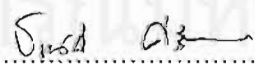

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.ดิเรก ลาวัณย์ศิริ)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์


..... ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)


..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์)


..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ก่อโชค จันทรวงศ์)


..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร. ธเนศ ศรีศิริโรจนกร)

ทรงเดช แก่นปีक्षा : พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ลึกเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่.
(BEHAVIOR OF DEEP WORKING SHAFT FOR CONSTRUCTION OF A BIG
FLOOD DIVERSION TUNNEL) อ. ที่ปรึกษา: รศ.ดร.วันชัย เทพรักษ์, 136 หน้า.
ISBN 974-17-4707-1.

งานวิจัยนี้ศึกษาวิธีการก่อสร้างปล่องอุโมงค์และพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ เพื่อใช้ในการออกแบบและป้องกันปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ขนาดใหญ่ โดยศึกษาข้อมูลการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 15.0 ม. หน้า 1.0 ม. โดยปลายของปล่องอุโมงค์จมอยู่ในชั้นทรายที่ระดับความลึก 36.0 ม. ทำการก่อสร้างด้วยวิธีจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้แบบหล่อเลื่อนในการก่อสร้างผนังปล่องอุโมงค์ ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์และดินจากการอ่าน Inclinomater ที่ติดตั้งในผนังปล่องอุโมงค์พบว่า การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์มีลักษณะพลิกตัวในทิศทางเดียวกันกับทิศทางของแรงดันหัวเจาะอุโมงค์โดยจุดหมุนของการพลิกอยู่ที่ฐานปล่องอุโมงค์ซึ่งอยู่ในชั้นดินทราย และผลการเคลื่อนตัวของดินจาก Inclinomater ที่ติดตั้งในดินห่างจาก ผนังปล่องอุโมงค์ 1.0 ม. โดยที่ปลายของ Inclinomater มีระดับลึกกว่าระดับฐานปล่องอุโมงค์ แสดงผลว่าปล่องอุโมงค์มีการเคลื่อนที่ในแนวราบ และเกิดการพลิกตัวเนื่องจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ ส่วนชั้นดินใต้ปล่องอุโมงค์จะเกิดการทรุดตัวเนื่องจากแรงกระทำในแนวดิ่ง

การวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมในขณะพลิกตัวของปล่องอุโมงค์เท่านั้น โดยได้จำลองแรงปฏิกิริยาของดินในรูปแบบของสปริง ตามสมมติฐานที่กำหนดให้แรงปฏิกิริยาในแนวระดับที่ได้จากการวิเคราะห์ คือ แรงต้านทานสุทธิของแรงดันด้านข้างที่กระทำกับปล่องอุโมงค์ ผลการวิเคราะห์พบว่ามีความสอดคล้องกับผลการตรวจวัดในสนาม เนื่องจากลักษณะโครงสร้างของปล่องอุโมงค์มีความแข็งแรงมาก ทำให้การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์มีลักษณะพลิกตัวโดยจุดหมุนอยู่ที่แนวกึ่งกลางของปล่องอุโมงค์ โดยด้านที่มีแรงดันจากหัวเจาะกระทำเคลื่อนตัวลงในขณะที่ด้านตรงข้ามมีทิศทางเคลื่อนตัวขึ้น และได้อัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความลึก (δ_{max}/H) มีค่าน้อยมาก ทำให้การเปลี่ยนแปลงของแรงต้านทานด้านข้างของดินมีค่าน้อยตามไปด้วย แสดงว่าความแข็งแรงของชั้นดินที่ฐานรองรับปล่องอุโมงค์มีส่วนสำคัญมากในการควบคุมการพลิกตัวของปล่องอุโมงค์

ผลการวิเคราะห์ห้กลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้กำหนดโมดูลัสของดินในรูปอัตราส่วนกับความต้านทานแรงเฉือนของดิน (S_u) เท่ากับ $500S_u$ และ $1000S_u$ สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งตามลำดับ และโมดูลัสของชั้นดินทราย เท่ากับ $200N$ (ตัน/ตร.ม.) โดย N คือค่า SPT N-Value พบว่าความสัมพันธ์ของแรงปฏิกิริยาของดินในแนวราบต่อแรงปฏิกิริยาของดินในแนวตั้งมีค่าประมาณ 30, 25 และ 90 เปอร์เซ็นต์ ของชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และชั้นทรายตามลำดับ และผลการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่มีอัตราส่วน δ_{max}/H ประมาณ 0.0005 พบว่าเกิดการเปลี่ยนแปลงสภาวะของแรงดันดินเพียง 1 - 8 เปอร์เซ็นต์ ตามความแข็งแรงของดินแต่ละชั้น โดยผลการวิเคราะห์ห้กลับจะอยู่ภายใต้สมมติฐานการวิเคราะห์และลักษณะโครงการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ของงานวิจัยนี้เท่านั้น

ภาควิชา..... วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต..... ภาวเดช แก่นปีक्षा
สาขาวิชา..... วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา..... วันชัย เทพรักษ์
ปีการศึกษา..... 2548.....

4670310721: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: WORKING SHAFT / SINKING REINFORCED CONCRETE CAISSON / OVERTURNING / FEM / SUBGRADE REACTION

SONGDECH KAENPUDCHA: BEHAVIOR OF DEEP WORKING SHAFT FOR CONSTRUCTION OF A BIG FLOOD DIVERSION TUNNEL. THESIS ADVISOR: ASSOC. PROF. WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng, 136 pp. ISBN 974-17-4707-1.

This research aims to study the construction method of working shaft and the behavior of working shaft due to the thrust force of tunnel boring machine. The working shaft was constructed by means of sinking reinforced concrete caisson by slip form with an inside diameter of 15.0 m., 1.0 m. thick and cutting shoe was seated in dense silty sand layer at elevation of 36.0 m. depth. Based on inclinometers monitoring installed in the shaft wall and in the soil about 1.0 m. behind the wall, it was found that the working shaft showed the overturned behavior around it's bottom related to thrust force direction. The soil movement behind the wall was related to the working shaft lateral movement and overturning at elevation of cutting shoe. The movement of soil underneath the working shaft showed the behavior of vertical settlement due to vertical load.

The movement analysis based on the Finite Element Method (FEM) could predict the behavior of shaft only at the condition of overturning by means of the net lateral subgrade reaction in terms of spring support. The analysis results agree to the movement of working shaft with very small ratio of lateral wall movement to depth (δ_{max}/H) and lead to control a little change of lateral soil reaction. The stiffness of bearing soil layer was very important to control the overturning behavior and movement of the shaft.

The back analysis was carried out by means of FEM based on the value of Young's modulus in terms of undrained shear strength of soil in order of 500, 1000 and 200N (t/m^2) when N is the SPT N-value for soft clay, stiff clay and sand layer, respectively. The FEM analysis found that the relationship between horizontal and vertical subgrade reaction was in the order of 30, 25 and 90% for soft clay, stiff clay and sand layer, respectively. The lateral earth pressure was changed only 1-8 % of its soil strength due to a very small relative shaft movement (δ_{max}/H) of 0.0005.

Department..... Civil Engineering..... Student's signature *Songdech Kaenpudcha*.....
 Field of study..... Civil Engineering..... Advisor's signature *Wanchai Teeparaksa*.....
 Academic year..... 2005.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้จัดทำสำเร็จไปได้ด้วยความช่วยเหลือจากหลายบุคคล ผู้วิจัยขอกราบ
ขอบพระคุณ บิดารวมทั้งมารดาที่อยู่ในดวงใจ และครอบครัว ที่เป็นกำลังใจและสนับสนุนในทุกสิ่ง

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรัักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา
วิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษาและแนะนำ รวมถึงการตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ ที่ได้กรุณาเป็น
ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมทั้ง ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ก่อโชค จันทรวงูร และ
อาจารย์ ดร. ธเนศ ศรีศิริโรจนากร ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ผู้วิจัยขอขอบคุณ วิศวกร กิจการร่วมค้า บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวลลอปเม้นท์ จำกัด
(มหาชน) และ บริษัท นิคมัตสุ ก่อสร้าง จำกัด ที่ให้ความช่วยเหลือในการเก็บรวบรวมข้อมูล

ผู้วิจัยขอขอบคุณ วิศวกร บริษัท สเตรติเจีย เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ส จำกัด ที่ได้ให้
คำแนะนำและช่วยเหลือในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สุดท้ายนี้ ผู้วิจัยขอขอบคุณทุกท่านที่อยู่ในทุกหน่วยงานที่ช่วยเหลือ และรวมทั้งผู้ที่ไม่ได้
กล่าวถึง ณ ที่นี้ ที่สนับสนุนการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

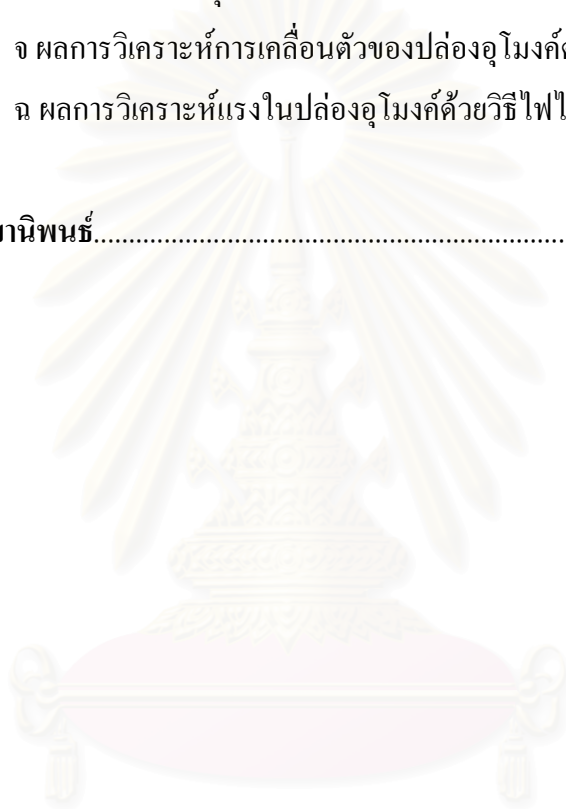
สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ.....	ฏ
สัญลักษณ์และคำย่อ.....	ด
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์การวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 ปล่องอุโมงค์ (Working shaft).....	6
2.2 แรงดันดินด้านข้างกับผนังปล่องอุโมงค์ (Lateral earth pressure).....	8
2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral earth pressure at rest).....	8
2.2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine..	10
2.3 เสถียรภาพงานขุดในดินเหนียวอ่อน (Stability on base failure in soft clay).....	16
2.4 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ (Stability of working shaft).....	18
2.4.1 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อแรงเสียดทานของดิน (Stability against skin friction).....	18
2.4.2 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อกำลังรับแรงต้านทานของดิน (Stability against end bearing capacity).....	21
2.5 เสถียรภาพของคอนกรีตฐาน (Stability of concrete plug).....	22

2.5.1	การตรวจสอบแรงเฉือนตามเส้นรอบรูปที่หน้าสัมผัสของ Plug และ Shaft (Check for perimeter shear at contact face of seal and shaft)...	24
2.5.2	การตรวจสอบแรงลอยตัว (Check for buoyancy).....	25
2.6	พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ภายใต้แรงดันจากหัวเจาะอุโมงค์.....	26
2.7	คุณสมบัติของดินที่มีผลต่อพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์.....	28
2.7.1	โมดูลัสของดิน (Modulus of soil).....	28
2.7.2	อัตราส่วน Poisson's ratio.....	30
2.7.3	โมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction).....	31
บทที่ 3 การรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์.....		33
3.1	ขั้นตอนการวิจัย.....	33
3.2	รายละเอียดและข้อมูลการก่อสร้างปล่องอุโมงค์.....	34
3.3	ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน.....	35
3.4	ขั้นตอนการก่อสร้างปล่องอุโมงค์.....	37
3.5	การใช้งานแบบหล่อเลื่อนในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์.....	52
3.5.1	โครงสร้างแบบหล่อเลื่อน.....	52
3.5.2	ระบบการเคลื่อนที่ของแบบหล่อเลื่อน.....	54
3.5.3	คอนกรีตที่ใช้กับแบบหล่อเลื่อน.....	54
3.5.4	การเสริมเหล็กในแบบหล่อเลื่อน.....	55
3.6	หัวเจาะอุโมงค์และการติดตั้ง.....	56
3.7	ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด.....	60
3.8	ข้อมูลการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์.....	62
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.....		66
4.1	ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok subsoils).....	66
4.2	กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear strength of soil).....	67
4.2.1	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว.....	68
4.2.2	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ.....	69

4.3	ค่าโมดูลัสของดิน (Modulus of soil).....	71
4.3.1	ค่าโมดูลัสของดินเหนียว.....	71
4.3.2	ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ.....	74
4.4	แบบจำลองโครงสร้างปล่องอุโมงค์.....	74
4.5	ลักษณะจากรองรับที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	76
4.5.1	จากรองรับที่ฐานปล่องอุโมงค์.....	76
4.5.2	จากรองรับด้านข้างที่ผนังปล่องอุโมงค์.....	78
4.6	สมมติฐานเบื้องต้นในการวิเคราะห์.....	79
4.7	ข้อมูลพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	81
4.7.1	คุณสมบัติของโครงสร้างปล่องอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	81
4.7.2	คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	82
4.8	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	83
4.8.1	ผลการวิเคราะห์หา Horizontal subgrade reaction.....	83
4.8.2	ผลการวิเคราะห์หา Deviator stress.....	88
4.8.3	ผลการวิเคราะห์หา Coefficient of earth pressure, K.....	90
4.8.4	ผลการวิเคราะห์หาแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress).....	92
4.8.5	ผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์วันที่ 21/01/2548.....	95
4.9	การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์.....	96
4.10	การวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์.....	98
4.10.1	การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์.....	98
4.10.2	พฤติกรรมของดินบริเวณ Cutting shoe เนื่องจากการเคลื่อนตัวของ ปล่องอุโมงค์.....	98
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....		100
5.1	สรุปผลการวิจัย.....	100
5.2	ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	102
รายการอ้างอิง.....		103

ภาคผนวก.....	105
ภาคผนวก ก ข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์.....	106
ภาคผนวก ข ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ Inclinator, IN01.....	108
ภาคผนวก ค ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ Inclinator, IN02.....	115
ภาคผนวก ง รายการคำนวณคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	125
ภาคผนวก จ ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์....	129
ภาคผนวก ฉ ผลการวิเคราะห์แรงในปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.....	131
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	136



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง		หน้า
2.1	ลักษณะชั้นดิน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำจากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา (วันชัย, 2543).....	26
2.2	ค่า Stress-strain modulus, Es (Bowles, 1996).....	29
2.3	อัตราส่วน Poisson's ratio ของวัสดุ (Bowles, 1996).....	30
2.4	ค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction, ks) (Bowles, 1996).....	32
3.1	คุณสมบัติของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำ บึงพระรามเก้า.....	35
3.2	ข้อมูลการตรวจวัดด้วย Inclinometer.....	62
4.1	คุณสมบัติของโครงสร้างปล่องอุโมงค์.....	81
4.2	คุณสมบัติของโครงสร้างของแผ่นพื้น (Base slab).....	81
4.3	Vertical subgrade reaction ของผนังปล่องอุโมงค์.....	82
4.4	Vertical subgrade reaction ของฐานปล่องอุโมงค์.....	82
4.5	การประมาณค่า Horizontal subgrade reaction.....	83
4.6	ค่าประมาณของ Coefficient of earth pressure, K.....	90
ง-1	รายการคำนวณคุณสมบัติของชั้นดิน.....	126
ง-2	รายการคำนวณแรงปฏิกิริยาของดิน.....	127
ง-3	รายการคำนวณแรงดันดินด้านข้างของดินในสถานะสถิต.....	128
จ-1	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.....	130
ฉ-1	ผลการวิเคราะห์แรงภายในปล่องอุโมงค์.....	132

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า	
1.1	โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว (Inlet shaft) ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาที่สถานีสูบน้ำพระโขนง (Outlet shaft).....	2
1.2	บริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft).....	3
1.3	อาคารรับน้ำและปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft).....	3
2.1	ลักษณะการใช้งานปล่องอุโมงค์ (Working shaft).....	6
2.2	แสดงส่วนประกอบของปล่องอุโมงค์ (Working shaft) (เอกรัตน์, 2525).....	7
2.3	การเคลื่อนตัวของผนังปล่องอุโมงค์กับแรงดันดินด้านข้าง (Bowles, 1996).....	8
2.4	ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker&Ireland, 1965).....	10
2.5	Rankine's active earth pressure state.....	11
2.6	แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's active state.....	12
2.7	Rankine's passive earth pressure state.....	13
2.8	แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's passive state.....	14
2.9	แรงกระทำกับผนังปล่องอุโมงค์ที่ใช้ในการออกแบบปล่องอุโมงค์ในดิน กรุงเทพฯ (สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร, 2546).....	15
2.10	เสถียรภาพการขุดดินของปล่องอุโมงค์ (เอกรัตน์, 2525).....	17
2.11	ค่า N_c จาก Bjerrum and Eide.....	17
2.12	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า α กับค่า S_u สำหรับเสาเข็มเจาะในชั้นดิน กรุงเทพฯ (ชาญชัย, 2542).....	19
2.13	ความสัมพันธ์เปรียบเทียบระหว่าง $K_s \tan \delta$ กับมุมเสียดทานภายใน ϕ' ของเสาเข็มเจาะซึ่งมีปลายอยู่ในชั้นดินทรายและดินเหนียว (ชาญชัย, 2542).....	20
2.14	ความสัมพันธ์ระหว่าง N_q และ ϕ' (Das, 2004).....	22
2.15	การคำนวณความหนาของคอนกรีตฐาน (Concrete plug) ของฐานรากปล่อง (Das, 1999).....	23
2.16	แสดงข้อมูลชั้นดินและโครงสร้างปล่องอุโมงค์ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำจากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา (วันชัย, 2543).....	27
2.17	แสดงลักษณะการดันหัวเจาะอุโมงค์ (วันชัย, 2543).....	27

ภาพประกอบ

หน้า

2.18	แสดงค่าการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ขณะทำการดันหัวเจาะอุโมงค์ (วันชัย, 2543).....	28
2.19	ความสัมพันธ์ของ Stress-strain modulus (Bowles, 1988).....	29
2.20	อัตราส่วน Poisson's ratio, μ (Bowles, 1996).....	30
2.21	การทดสอบ Plate load test (Bowles, 1996).....	31
2.22	Modulus of subgrade reaction (Bowles, 1996).....	31
3.1	ปล่องอุโมงค์ (Inlet shaft) บึงพระรามเก้า.....	34
3.2	ผลการเจาะสำรวจดินบริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำ บึงพระราม เก้า.....	36
3.3	ขั้นตอนการก่อสร้าง Temporary structure.....	37
3.4	ลักษณะของ Ring beam และ ตำแหน่งของเสาเข็ม.....	38
3.5	Section of ring beam.....	38
3.6	การก่อสร้าง Ring beam เสร็จสมบูรณ์.....	39
3.7	โครงสร้าง H-post รับ Jacking beam.....	39
3.8	โครงสร้าง Jacking beam.....	40
3.9	แม่แรง Hydraulic ที่ใช้ในการกดปล่องอุโมงค์.....	40
3.10	ขั้นตอนการก่อสร้าง Cutting edge.....	41
3.11	การประกอบ Cutting edge.....	42
3.12	การเสริมเหล็ก Cutting edge.....	42
3.13	แบบการติดตั้ง Slip form.....	43
3.14	การประกอบ Slip form.....	43
3.15	ขั้นตอนการจมปล่องอุโมงค์.....	44
3.16	กดปล่องอุโมงค์ด้วย แม่แรง (Hydraulic Jack).....	45
3.17	การตรวจสอบแนวตั้งของปล่องอุโมงค์ในขณะที่จมปล่องอุโมงค์.....	45
3.18	ขั้นตอนการหยุดการจมของปล่องอุโมงค์.....	46
3.19	การจัดวาง Stopper structure รอบปล่องอุโมงค์.....	47
3.20	โครงสร้าง Stopper structure.....	47
3.21	ขั้นตอนการก่อสร้างคอนกรีตฐานและแผ่นพื้น.....	48

ภาพประกอบ

หน้า

3.22	การจัดตำแหน่ง Trimie pipe เพื่อเท Concrete plug.....	49
3.23	การเท Concrete plug ด้วย Trimie pipe.....	49
3.24	การเตรียมการเท Base Slab.....	50
3.25	การเท Base slabเสร็จสมบูรณ์.....	50
3.26	ขั้นตอนการก่อสร้างปล่องอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์.....	51
3.27	การใช้งาน Slip form ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์.....	52
3.28	ส่วนประกอบของ Slip form (SLIPFORM ENGINEERING (THAI) LTD.)....	53
3.29	ระบบการเคลื่อนตัวของแบบหล่อเลื่อน (SLIPFORM ENGINEERING (THAI) LTD.).....	54
3.30	ลักษณะของคอนกรีตในแบบ (SLIPFORM ENGINEERING (THAILAND) LTD.).....	55
3.31	การเสริมเหล็กในแบบหล่อเลื่อน (SLIPFORM ENGINEERING (THAILAND) LTD.).....	55
3.32	หัวเจาะอุโมงค์ชนิดแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield)....	56
3.33	แสดงลักษณะและคุณสมบัติของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield).....	57
3.34	ลักษณะภายในหัวเจาะอุโมงค์.....	58
3.35	การทำงานของ Shield jack.....	59
3.36	การติดตั้งหัวเจาะในปล่องอุโมงค์.....	59
3.37	ตำแหน่งของเครื่องมือตรวจวัดในปล่องอุโมงค์.....	60
3.38	ส่วนประกอบของ Inclinometer (Slope Indicator, Inc.).....	61
3.39	การใช้งาน Inclinometer (Slope Indicator, Inc.).....	61
3.40	ลำดับการขุดเจาะอุโมงค์.....	62
3.41	ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 14/01/2548.....	63
3.42	ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 19/01/2548.....	64
3.43	ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 21/01/2548.....	65
4.1	ลักษณะของชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544).....	66
4.2	ลักษณะของระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544).....	67

ภาพประกอบ

หน้า

4.3	ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV.....	68
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ Undrained Shear Strength (วีระนันท์, 2526).....	69
4.5	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (PECK, HANSONÞBURN, 1974).....	70
4.6	ความสัมพันธ์ระหว่าง C_n กับ σ'_{vo}	71
4.7	ความแตกต่างจากการวัด Strain ในการทดสอบ.....	72
4.8	Typical Strain Range (Mair, 1993).....	73
4.9	ความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976).	74
4.10	สัญลักษณ์และทิศทางของแรงกระทำในอิลิเมนต์.....	75
4.11	แบบจำลองโครงสร้างปล่องอุโมงค์.....	75
4.12	แบบจำลองโครงสร้างแผ่นพื้น.....	76
4.13	จุดรองรับที่ฐานของปล่องอุโมงค์.....	76
4.14	จุดรองรับแบบ Multi linear spring support.....	77
4.15	Vertical subgrade reaction ของ Ring foundation.....	77
4.16	ทิศทางของจุดรองรับด้านข้างของปล่องอุโมงค์.....	78
4.17	จุดรองรับด้านข้างของปล่องอุโมงค์.....	79
4.18	สมมติฐานในการวิเคราะห์แรงคั้นด้านข้างของปล่องอุโมงค์.....	80
4.19	แบบจำลองของแรง Thrust force ที่กระทำกับปล่องอุโมงค์.....	80
4.20	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 14/01/2548.....	84
4.21	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 19/01/2548.....	85
4.22	ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 21/01/2548.....	86
4.23	ลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรง Thrust force.....	87
4.24	ผลการวิเคราะห์ Deviator stress ($\Delta\sigma$) ของปล่องอุโมงค์.....	89
4.25	สมมติฐานในการวิเคราะห์ Coefficient of earth pressure, K	90
4.26	ผลการวิเคราะห์ Coefficient of earth pressure, K	91
4.27	หน่วยแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress) ในแนวแกน X.....	93
4.28	หน่วยแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress) ในแนวแกน Y.....	94

ภาพประกอบ

หน้า

4.29	ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินหลังปล่องอุโมงค์.....	99
ก-1	รายงานการขุดเจาะอุโมงค์.....	107
จ-1	ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์.....	133
จ-2	ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์.....	134
จ-3	ผลการวิเคราะห์แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์.....	135



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์และคำย่อ

σ_{vo}	=	หน่วยแรงรวมของดินในแนวตั้งตามธรรมชาติ
σ'_{vo}	=	หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวตั้งตามธรรมชาติ
σ_{ho}	=	หน่วยแรงรวมของดินในแนวราบตามธรรมชาติ
σ'_{ho}	=	หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวราบตามธรรมชาติ
K_o	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต
ϕ'	=	มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance) ประสิทธิภาพ
OCR	=	สัดส่วนอัดแน่นเกินตัวของดิน (Over Consolidation Ratio)
PI	=	Plasticity Index
C	=	หน่วยแรงเหนียว (cohesion)
ϕ	=	มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)
K_a	=	สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันดินชนิด Active Earth Pressure
Z_c	=	ความลึกของ Tension crack
K_p	=	สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันดินชนิด Passive Earth Pressure
H	=	ความลึกของชั้นดิน
z	=	ความลึกของชั้นดิน
γ_t	=	หน่วยน้ำหนักของดิน
γ_w	=	หน่วยน้ำหนักของน้ำ
q	=	น้ำหนักแผ่กระจายที่ผิวดิน
FS	=	อัตราส่วนปลอดภัย
N_c	=	Bearing capacity factor
Q_s	=	แรงเสียดทานของดินกับปล่องอุโมงค์
f_s	=	หน่วยแรงเสียดทานระหว่างดินกับปล่องอุโมงค์
p	=	เส้นรอบรูปของปล่องอุโมงค์
α	=	Adhesion factor
K_s	=	Skin friction lateral coefficient soil pressure
δ	=	(Internal) Friction between pile and soil
S_u	=	Undrained shear strength
W_{ws}	=	น้ำหนักของปล่องอุโมงค์
W_{bs}	=	น้ำหนักของ base slab

$W_{structure}$	=	น้ำหนักของโครงสร้างที่กระทำกับปล่องอุโมงค์
W_{load}	=	น้ำหนักที่กระทำกับปล่องอุโมงค์
Q_b	=	แรงต้านทานของดินที่ปลายปล่องอุโมงค์
q_s	=	หน่วยแรงต้านที่ปลายปล่องอุโมงค์
A_x	=	พื้นที่หน้าตัดของปลายปล่องอุโมงค์
N_c	=	Bearing capacity factor
N_q	=	Bearing capacity factor
U_f	=	Uplift pressure
t	=	ความหนาของปล่องอุโมงค์
f_c	=	กำลังของคอนกรีตฐาน (Flexural strength of concrete plug)
μ	=	Poisson's ratio
R_i	=	รัศมีภายในของฐานรากปล่อง
B_i	=	ความกว้างของค้ำยันของฐานรากปล่อง
γ_c	=	หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต
v	=	แรงเฉือนตามเส้นรอบรูป
v_u	=	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้
E_s	=	Elastic Modulus of Soil
$\Delta\sigma$	=	Deviator stress
$\Delta\varepsilon$	=	Strain
k_s	=	Vertical subgrade reaction
B	=	ความกว้างของฐานราก
$S_{u(FV)}$	=	Undrained shear strength from field vane shear test
μ	=	ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972)
N	=	SPT-N value
C_n	=	ค่าปรับแก้ของ N เนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง
$N_{correction}$	=	ค่า N ปรับแก้
N_{field}	=	ค่า N ที่ได้จากการทดสอบในสนาม
G	=	โมดูลัสของแรงเฉือน (Shear Modulus)
OD	=	เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของปล่องอุโมงค์
ID	=	เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของปล่องอุโมงค์
k_h	=	Horizontal subgrade reaction

θ	=	ทิศทางของจุดรองรับที่ตั้งฉากกับผนังปล่องอุโมงค์
T	=	Transformer factor
δ	=	Lateral movement
H	=	ความสูงของปล่องอุโมงค์



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

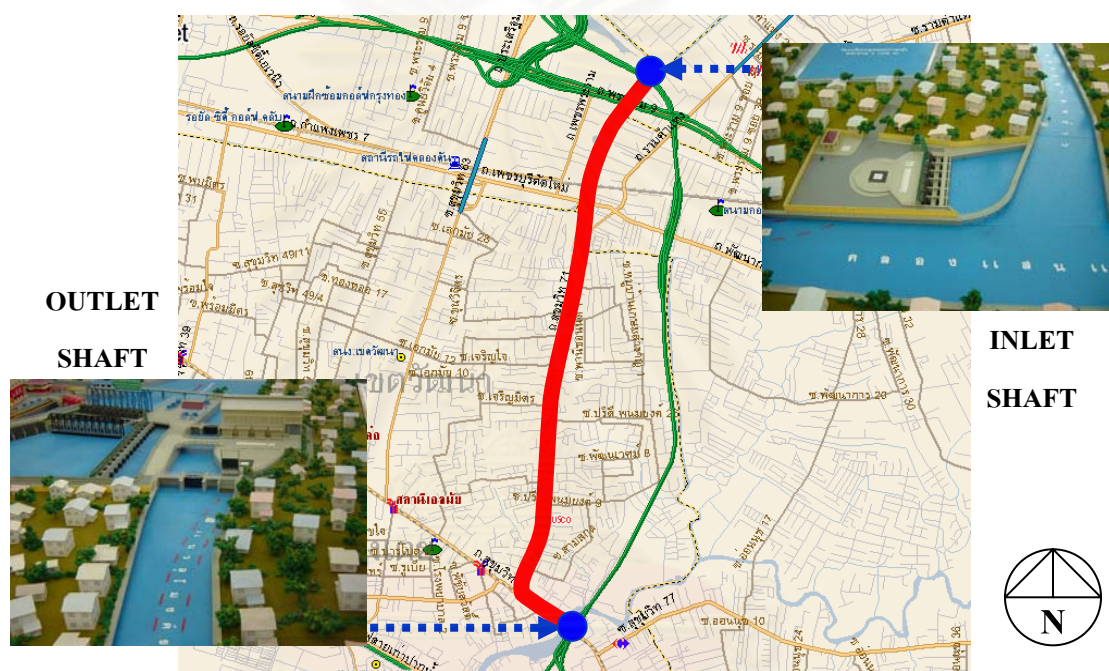
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันโครงการทางด้านสาธารณูปโภค การขนส่ง การแก้ปัญหาน้ำเสียและน้ำท่วม ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ได้มีการนำเทคโนโลยีการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดิน ซึ่งมีความเหมาะสมทางด้านพื้นที่ที่จำกัดของกรุงเทพมหานครและปัญหาต่างๆ ที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง เช่น ปัญหาการจราจร ปัญหาเรื่องมลภาวะทั้งทางเสียงและทางอากาศ เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์จึงได้รับความสนใจ ในการนำมาพิจารณาประยุกต์ใช้ เพื่อแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นในปัจจุบันดังกล่าวมาข้างต้น

โครงการแก้ปัญหาน้ำท่วมและระบายน้ำจากคลองแสนแสบ และคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาที่สถานีสูบน้ำพระโขนง เพื่อแก้ปัญหาคอขวดระบายน้ำในเขตพื้นที่ เขตห้วยขวาง บางกะปิ บึงกุ่ม ลาดพร้าว และสะพานสูง ซึ่งปัจจุบันระบายโดยใช้ระบบคลองหลัก คือ คลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว ลำเลียงออกมาทางคลองตัน บรรจบคลองพระโขนง ไหลออกแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณสถานีสูบน้ำพระโขนง ระยะทางประมาณ 25 กม. ซึ่งเดิมต้องใช้เวลา ประมาณ 2 - 3 วัน เพื่อลดระดับน้ำ 10 - 15 ซม. ดังนั้นทางกองพัฒนาระบบหลัก สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร จึงได้หาแนวทางเพื่อระบายน้ำ โดยนำผลการศึกษาโครงการป้องกันน้ำท่วมโดยบริษัท วิศวกรที่ปรึกษา ในปี พ.ศ.2538 - 2539 ซึ่งแก้ปัญหาด้วยการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ ดังนั้นทางกองพัฒนาระบบหลักจึงได้ริเริ่มและก่อสร้างโครงการ ซึ่งจะทำการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ โดยแนวอุโมงค์เริ่มจากอาคารรับน้ำซึ่งตั้งอยู่ บริเวณบึงพระรามเก้า จุดที่คลองลาดพร้าวมาบรรจบกับคลองแสนแสบ ไปตามแนวคลองแสนแสบ โกงเข้าสู่คลองตัน และเลี้ยวเข้าสู่ถนนสุขุมวิท 71 วิ่งตามแนวถนน จากนั้นอุโมงค์จะ โกงเข้าสู่ถนนสุขุมวิท แล้วอุโมงค์จะวิ่งลงสู่คลองพระโขนง ไปยังสถานีสูบน้ำพระโขนง ซึ่งจะทำการสูบน้ำลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาต่อไปดังแสดงในรูปที่ 1.1

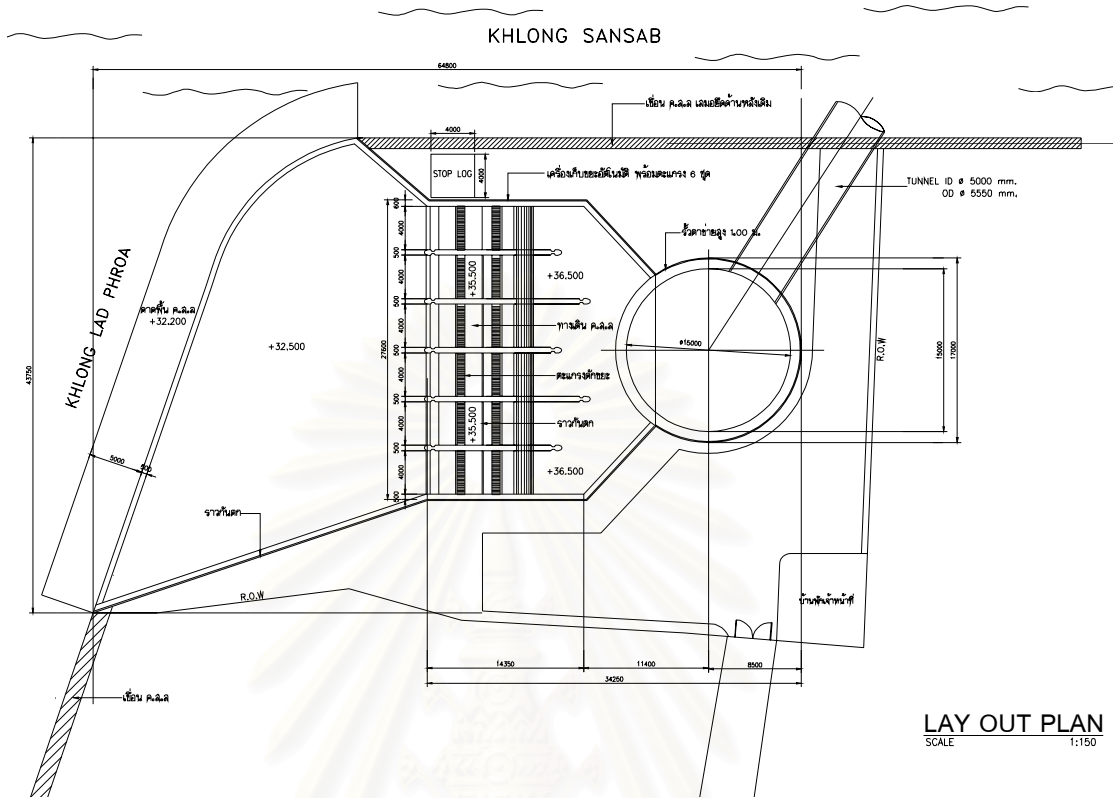
ลักษณะของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ คลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา จะประกอบไปด้วยส่วนของอุโมงค์ โดยจะทำการก่อสร้างอุโมงค์ลึกลงไปจากผิวดินประมาณ 27 ม. ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 ม. โดยอุโมงค์มีระยะทางรวมทั้งสิ้นประมาณ 5.14 ก.ม. ความลาดเอียง 1:10000 และสามารถระบายน้ำได้ไม่น้อยกว่า 60 ลบ.ม./วินาที

โดยความเร็วของน้ำไม่เกิน 3.05 ม./วินาที มีปล่องอุโมงค์ (Working shaft) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 17.00 ม. ความหนาของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก 1.00 ม. ปลายของปล่องอุโมงค์ (Cutting shoe) อยู่ลึกกลงไปจากผิวดินประมาณ 36 ม. จำนวน 2 จุด โดยจุดแรก (Inlet shaft) อยู่บริเวณบึงพระราม 9 จุดที่คลองลาดพร้าวมาบรรจบกับคลองแสนแสบ ใช้เป็นจุดรับน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ซึ่งสามารถรับน้ำสู่อุโมงค์ได้ไม่น้อยกว่า 60 ลบ.ม./วินาที จุดที่สอง (Outlet shaft) ตั้งอยู่ที่สถานีสูบน้ำพระโขนง ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของอุโมงค์ ใช้เป็นสถานีสูบน้ำ ซึ่งจะทำการติดตั้งเครื่องสูบน้ำ โดยมีอัตราการสูบ 15 ลบ.ม./วินาที จำนวน 4 เครื่อง

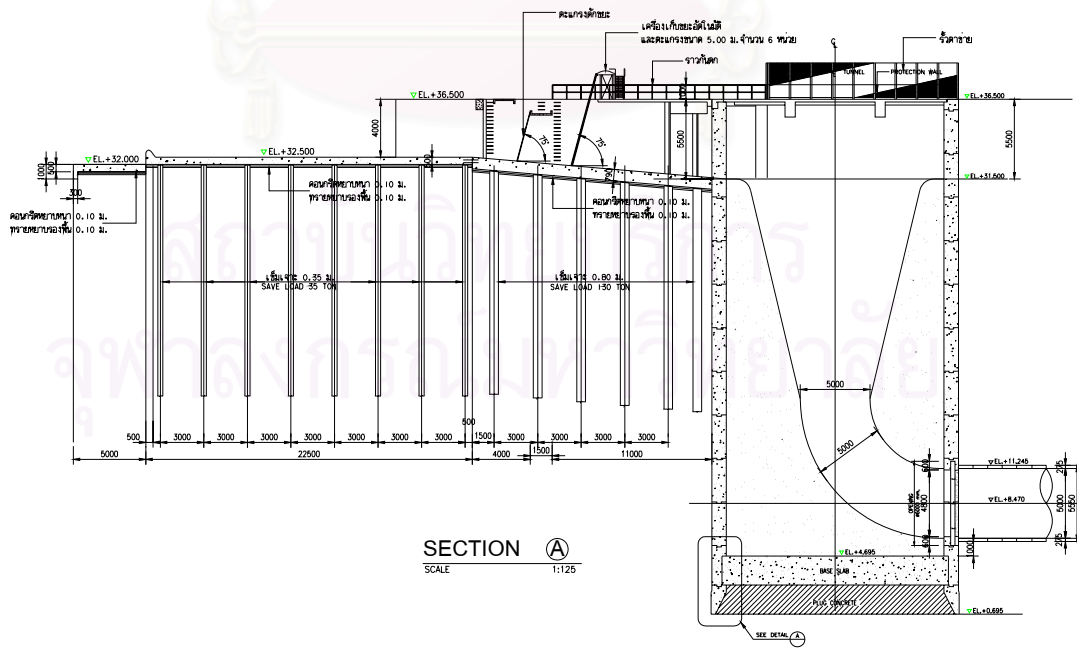


รูปที่ 1.1 โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว (Inlet shaft) ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาที่สถานีสูบน้ำพระโขนง (Outlet shaft)

ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ (Inlet shaft) ในพื้นที่พักอาศัยของชุมชนบึงพระรามเก้า บริเวณสถานที่ก่อสร้างจะล้อมรอบไปด้วยบ้านพักอาศัย และแนวเขื่อนกั้นน้ำของคลองลาดพร้าว และคลองแสนแสบ ดังแสดงในรูปที่ 1.2 โดยการก่อสร้างจะใช้วิธีการจมปล่องอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforce concrete caisson) ซึ่งมีความลึกประมาณ 36 ม. จากผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 1.3 โดยที่การก่อสร้างปล่องอุโมงค์จะใช้แบบหล่อเลื่อนในการก่อสร้างผนังปล่องอุโมงค์ ในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์ชนิดแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance, EPB Shield) ในช่วงเริ่มต้น (Initial drive) การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรงดันของหัวเจาะที่ดันปล่องอุโมงค์ อาจส่งผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างโดยรอบ ซึ่งจะต้องมีการเตรียมการป้องกันผลกระทบที่อาจจะเกิดขึ้น



รูปที่ 1.2 บริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft)



รูปที่ 1.3 อาคารรับน้ำและปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft)

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ทำการศึกษาวิธีการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีการจมปล่องอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforce concrete caisson) โดยการใช้แบบหล่อเลื่อน (Slip form) ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ และพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ของปล่องอุโมงค์บริเวณบึงพระรามเก้า (Inlet shaft) และนำข้อมูลที่ได้วัดจากเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิคที่ติดตั้งในปล่องอุโมงค์มาทำการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

วัตถุประสงค์ในการวิจัยสามารถแบ่งออกได้ดังนี้

1. เพื่อศึกษาเทคนิคและวิธีการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ ด้วยระบบจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson)
2. เพื่อศึกษาหาค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ในขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์
3. เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ เนื่องจากแรงกระทำของหัวเจาะในระหว่างเริ่มการขุดเจาะอุโมงค์ (Initial drive) ที่เกิดขึ้น ซึ่งได้จากการวัดโดยเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ที่ติดตั้งในปล่องอุโมงค์และในดิน กับผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

ขอบเขตของการวิจัยจะทำการศึกษาข้อมูลจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ในส่วนของปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft) เท่านั้น ซึ่งขอบเขตของงานวิจัยประกอบด้วย

1. ศึกษาการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ (Working shaft) ในดินกรุงเทพฯ (Bangkok subsoils) ด้วยวิธีระบบจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson)
2. ศึกษาการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยระบบแบบหล่อเลื่อน (Slip form)
3. ศึกษาผลกระทบเนื่องจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ต่อปล่องอุโมงค์ในขณะที่เริ่มทำการขุดเจาะอุโมงค์ ของปล่องอุโมงค์รับน้ำ (Inlet shaft)

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัยโครงการนี้ มีดังต่อไปนี้

1. เทคนิคและวิธีการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ (Working shaft) ในเขตกรุงเทพมหานคร ซึ่งก่อสร้างด้วยระบบจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson) และการประยุกต์ใช้แบบหล่อเลื่อน (Slip form) ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์
2. ลักษณะชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างและพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบเพื่อนำไปใช้ในออกแบบต่อไป
3. พฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับปล่องอุโมงค์ในขณะที่เริ่มขุดเจาะอุโมงค์เนื่องจากแรงดันจากหัวเจาะอุโมงค์ (Tunnel boring machine, TBM) ชนิดแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield) ทำให้ทราบถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นกับตัวปล่องอุโมงค์ และสิ่งก่อสร้างรอบบริเวณก่อสร้าง เพื่อหาทางป้องกันปัญหาที่อาจเกิดขึ้น และใช้ในการออกแบบต่อไป
4. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ที่ได้จากการเปรียบเทียบจากค่าที่ตรวจวัดได้ในสถานที่ก่อสร้างกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite element method, FEM) เพื่อใช้ในการออกแบบต่อไป

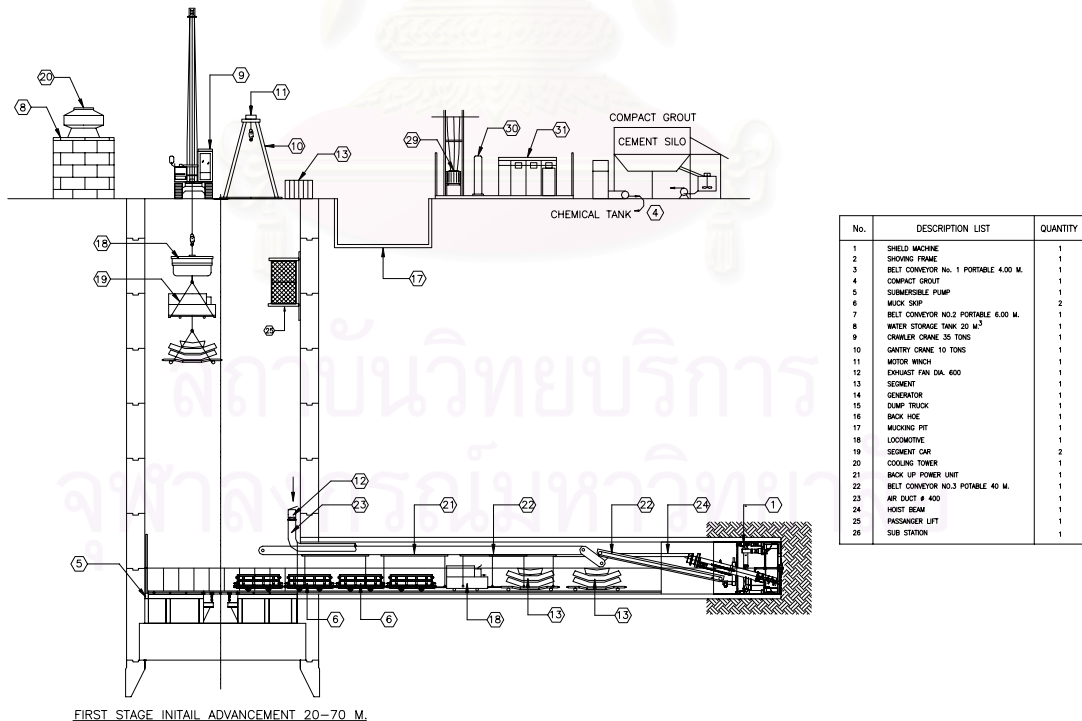
บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

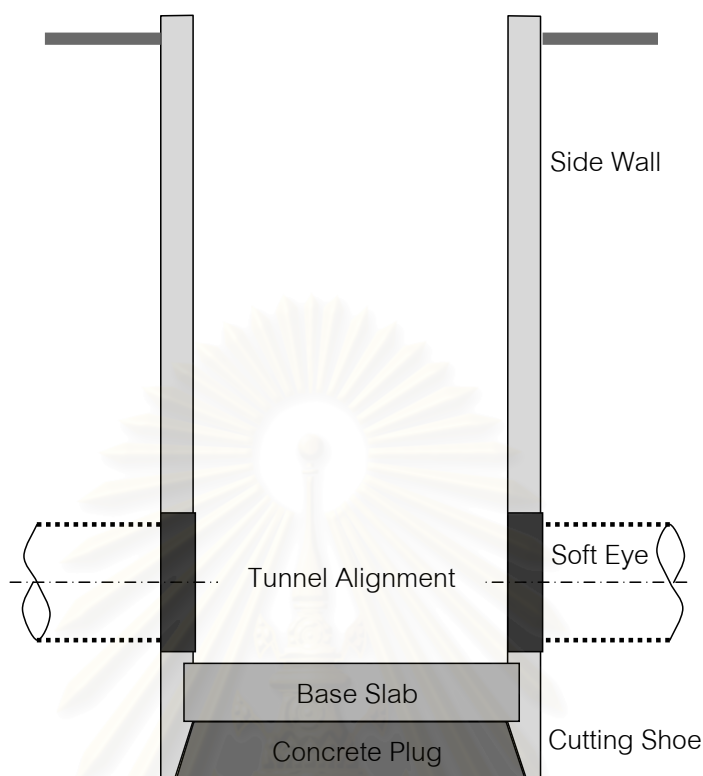
2.1 ปล่องอุโมงค์ (Working shaft)

ผลเนื่องมาจากราคาของที่ดินในเขตเมืองเพิ่มขึ้น และเพื่อลดการรบกวนระบบการให้บริการต่างๆในระดับพื้นดินที่มีอยู่ให้น้อยที่สุด การเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Tunnel boring machine) ในระดับใต้ดินจึงเป็นวิธีที่เหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมือง

ปล่องอุโมงค์ (Working shaft) เป็นส่วนประกอบที่สำคัญในการก่อสร้างอุโมงค์ เนื่องจากเป็นทางเข้า, ออกของหัวเจาะและเป็นทางลำเลียงดินที่ขุดออกมารวมถึงเครื่องมือ วัสดุ อุปกรณ์ต่างๆที่ใช้ในการก่อสร้าง และยังใช้เป็นช่องทางระบายอากาศ (Ventilation) ในระหว่างการก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ส่วนประกอบของปล่องอุโมงค์แสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 ลักษณะการใช้งานปล่องอุโมงค์ (Working shaft)

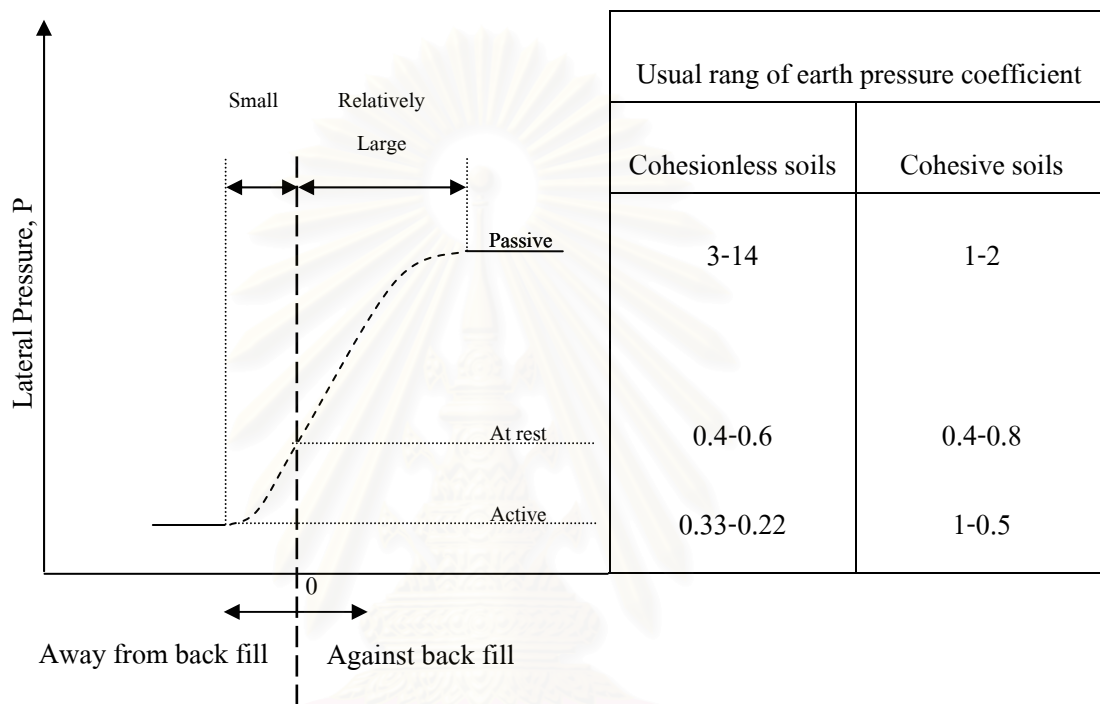


รูปที่ 2.2 แสดงส่วนประกอบของปล่องอุโมงค์ (Working shaft) (เอกรัตน์, 2525)

จากการศึกษาของ สติมา (2546) พบว่าการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson) จะทำการก่อสร้างผนังปล่องทีละชั้น (Lift) แล้วจึงทำการจมปล่องลงไปด้วยน้ำหนักของตัวเอง และอาจจะใช้แรงกดจากแม่แรง (Hydraulic jack) ช่วยกดปล่องให้จมเร็วขึ้นด้วย โดยเริ่มแรกของการก่อสร้างนั้นจะต้องทำการปรับพื้นที่ทำการก่อสร้างก่อนแล้วจึงสร้างขอบตัด (Cutting shoe) ซึ่งเป็นส่วนล่างสุดของปล่อง บนพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้าง หลังจากนั้นจึงทำการหล่อผนังคอนกรีตเสริมเหล็กส่วนปลายล่างขึ้น เมื่อบ่มคอนกรีตได้ที่แล้วจึงเริ่มขุดดินภายในปล่องออกเพื่อลดแรงเสียดทาน (Skin friction) ระหว่างดินและผนังด้านในปล่อง โดยในขณะที่ขุดดินนั้นตัวปล่องจะค่อยๆ จมลงในพื้นดิน นอกจากการขุดดินเพื่อลดแรงต้านภายในแล้ว การลดแรงต้านทานที่เกิดขึ้นจากดินภายนอกปล่อง ยังสามารถทำได้โดยใช้วัสดุหล่อลื่น (Lubricant) เช่น สารละลาย Bentonite ช่วยลดแรงเสียดทานของดิน จะช่วยทำให้ปล่องมีอัตราจมเร็วขึ้น หลังจากนั้นจึงทำการก่อสร้างผนังส่วนต่อไป โดยใช้วิธีการเช่นเดิม จนกระทั่งปลาย Cutting shoe ฝังลึกถึงระดับที่ต้องการ ขั้นสุดท้ายจึงทำการเท Concrete plug ที่กั้นปล่อง โดยใช้ท่อ Tremie ในกรณีที่มีส่วนปลายล่างของบ่อจมอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน แล้วจึงทำการสูบน้ำออกก่อนทำการเทคอนกรีตหรือทรายจนเต็ม ซึ่งในระหว่างการก่อสร้างจะต้องทำการตรวจสอบการเอียงของปล่อง (Tilting) ตลอดเวลา

2.2 แรงดันดินด้านข้างกับผนังปล่องอุโมงค์ (Lateral earth pressure)

แรงกระทำด้านข้างของปล่องอุโมงค์ เนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure) จะขึ้นอยู่กับ การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 การเคลื่อนตัวของผนังปล่องอุโมงค์กับแรงดันดินด้านข้าง (Bowles, 1996)

2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral earth pressure at rest)

การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral earth pressure at rest) ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก เช่น Diaphragm wall โดยมีสมมุติฐานว่า จะไม่เกิดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบ กำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\sigma_{ho} = K_o \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

เมื่อ K_o = Coefficient of earth pressure at rest

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพดินตามธรรมชาตินั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_o ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_o ของดินที่ใช้ได้นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้ในแต่ละเฉพาะพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_o ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

2.2.1.1 ค่า K_o สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesion less soil)

โดยปกติแล้วค่า K_o ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสถานะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_o นำเสนอโดย Jaky(1944) ประเมินได้จาก

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

2.2.1.2 ค่า K_o สำหรับดินเหนียว (Cohesive soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_o ของ Normally consolidated clays (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$K_{o(NC)} = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20° ถึง 30°

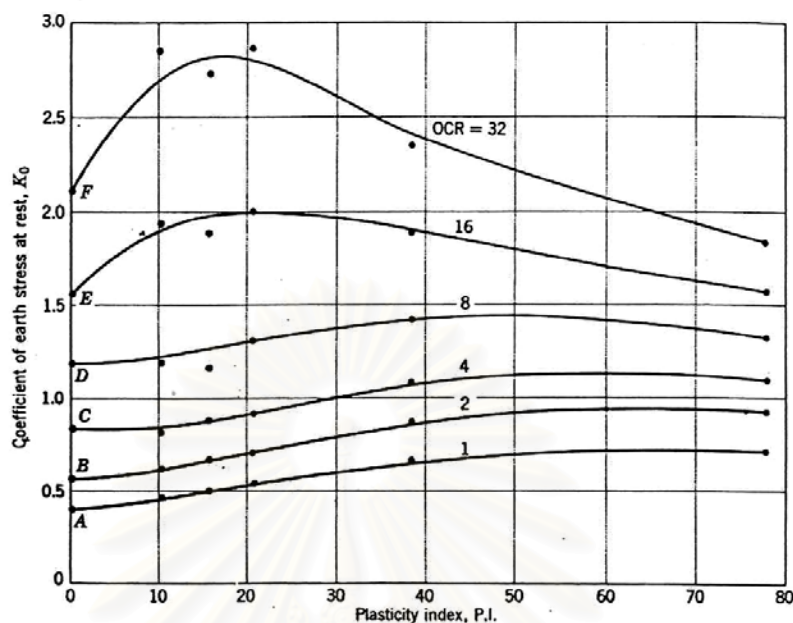
หรือ K_o ของ NC clay สามารถประมาณได้จากค่า PI ด้วยความสัมพันธ์

$$K_{o(NC)} = 0.4 + 0.007(PI) \quad (PI = 0 - 40\%) \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$K_{o(NC)} = 0.64 + 0.001(PI) \quad (PI = 40 - 80\%) \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

สำหรับ Overconsolidated clays (OC Clay)

$$K_{o(OC)} = K_{o(NC)} OCR^{0.5} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker&Ireland, 1965)

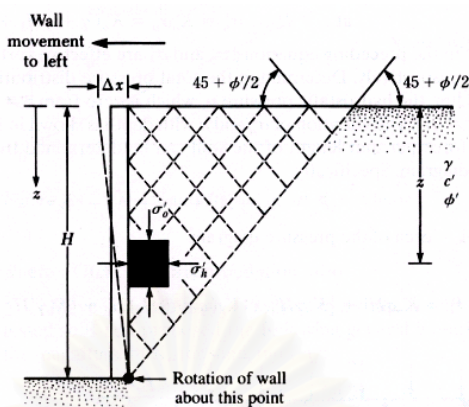
2.2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดินด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine

การหาค่าหน่วยแรงดินด้านข้างโดยโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และ สภาพการวิบัติแบบ Passive

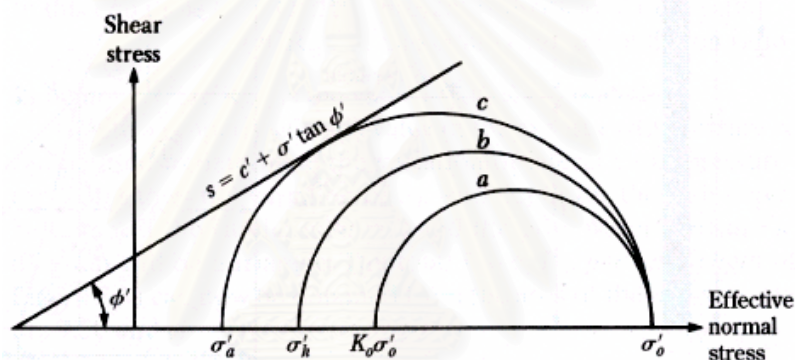
2.2.2.1 Rankine's active earth pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine pactive state โดยลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.5a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดินด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ($\tau_{ff} = C + \sigma_{ff} \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดินด้านข้างแสดงในรูปที่ 2.5b ได้ดังนี้



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's active pressure

รูปที่ 2.5 Rankine's active earth pressure state

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) - 2C \tan (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$K_a = \sigma_{ha} / \sigma_v = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

โดยอัตราส่วน σ_{ha} / σ_v เรียกว่า Coefficient of Rankin's active earth pressure, K_a ตั้งขึ้นจากสมการที่ 2.10

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesionless soil หรือทรายและกรวด แสดงในรูปที่ 2.6a

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_c ดังนั้น

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{ha} = -2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

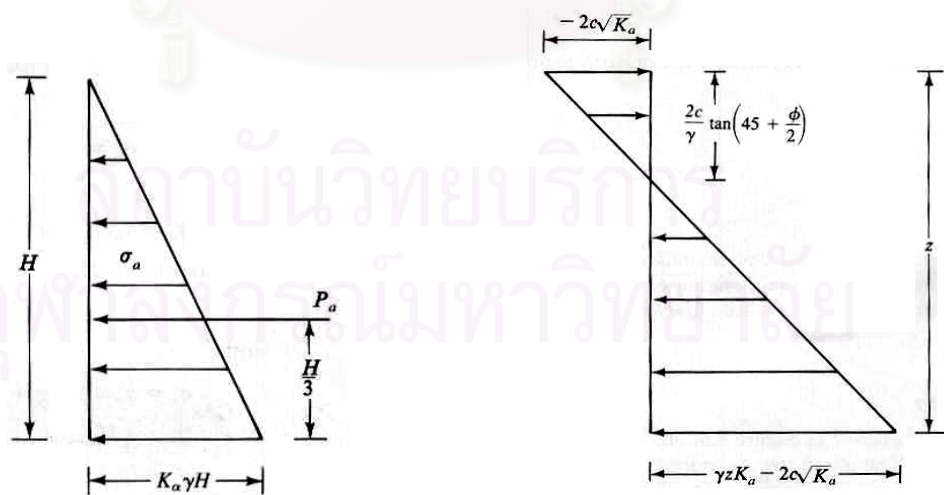
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

เมื่อเกิด Tension crack ($\sigma_h = 0$) จะหาระยะ Z_c ได้ดังนี้

$$0 = \gamma H K_a - 2C K_a^{1/2}$$

$$Z_c = 2C / (\gamma K_a^{1/2}) \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive soil หรือ ดินเหนียวดังแสดงในรูปที่ 2.6b



(a) Cohesionless soil

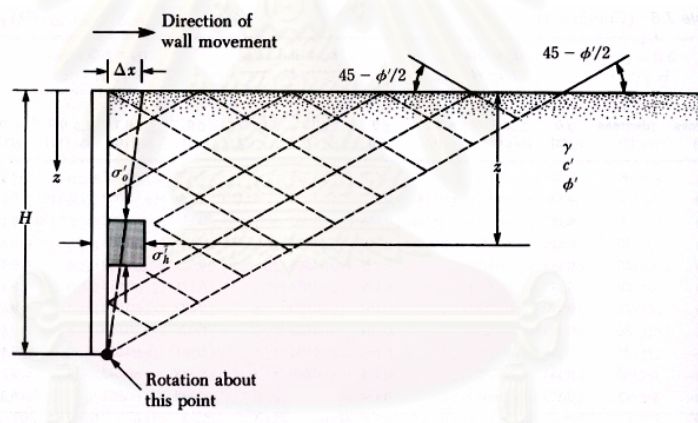
(b) Cohesive soil

รูปที่ 2.6 แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's active state

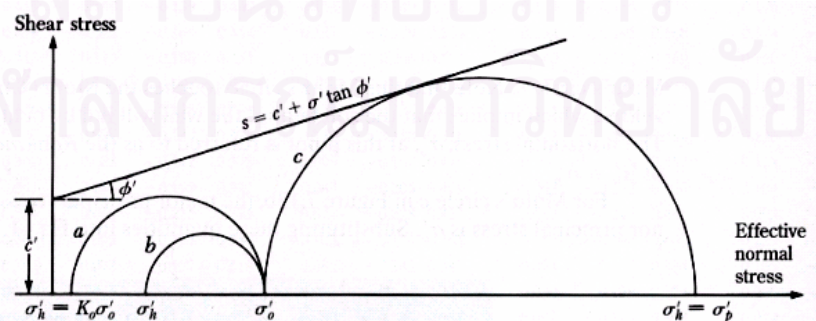
2.2.2.2 Rankine's passive earth pressure

การวิเคราะห์ของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวเข้าของกำแพงกันดินในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอน ในขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial Stress ในขณะที่ Confining pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.7a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในกรณีที่มวลดินอยู่ในสภาพตามธรรมชาติ ค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_0 \sigma'_v + u$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.7b



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาวะ Passive ของ Rankine



b) Rankine's passive pressure

รูปที่ 2.7 Rankine's passive earth pressure state

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) + 2C \tan (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า $C = 0$ ดังแสดงในรูปที่ 2.8a

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

$$K_p = \sigma_{hp} / \sigma_v = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

โดยอัตราส่วน σ_{hp} / σ_v เรียกว่า Coefficient of Rankin's passive earth pressure, K_p ดังนั้น

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

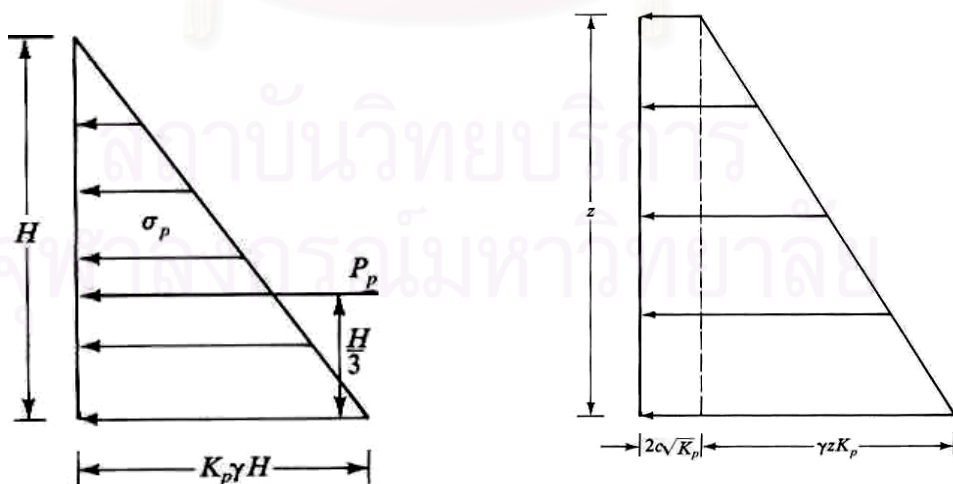
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive soil จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.8b

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{hp} = 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

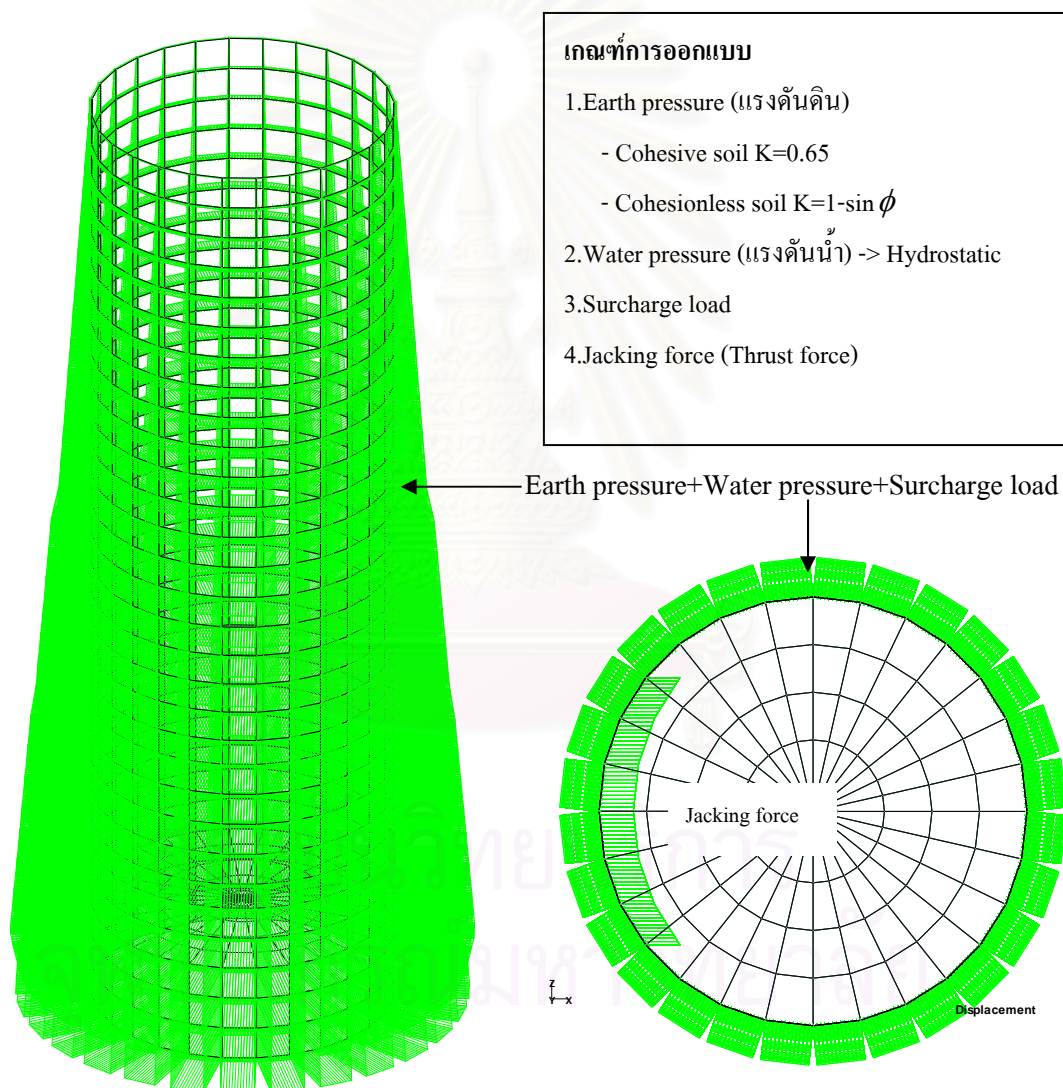
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.22)$$



(a) Cohesionless soil (b) Cohesive soil

รูปที่ 2.8 แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's passive state

ในการออกแบบปล่องอุโมงค์ โดยสำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร (2546) จะใช้แรงดันดินในสถานะสถิตย์ (Lateral earth pressure at rest) และแรงดันน้ำในสถานะ Hydrostatic นำมาพิจารณาเพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบซึ่งขึ้นอยู่กับการศึกษาผู้ออกแบบ รวมทั้งวิธีการและขั้นตอนการจมปล่องอุโมงค์ แรงกระทำกับผนังปล่องอุโมงค์ของการออกแบบปล่องอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ ดังแสดงในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 แรงกระทำกับผนังปล่องอุโมงค์ที่ใช้ในการออกแบบปล่องอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ (สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร, 2546)

จากรูปที่ 2.9 สามารถสรุปการหาแรงกระทำกับผนังปล่องอุโมงค์ได้ดังนี้

$$P = K(\gamma_t - \gamma_w)H + \gamma_w H + q \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

โดยที่แรงกระทำ (P) ไม่รวมผลเนื่องจากแรง Jacking force

เมื่อ	P	=	แรงดันด้านข้าง, t/m^2
	K	=	Coefficient of earth pressure
	γ_t	=	หน่วยน้ำหนักของดิน, t/m^3
	γ_w	=	หน่วยน้ำหนักของน้ำ, $1.0 t/m^3$
	H	=	ความสูงของปล่องอุโมงค์, m
	q	=	Surcharge load, t/m^2

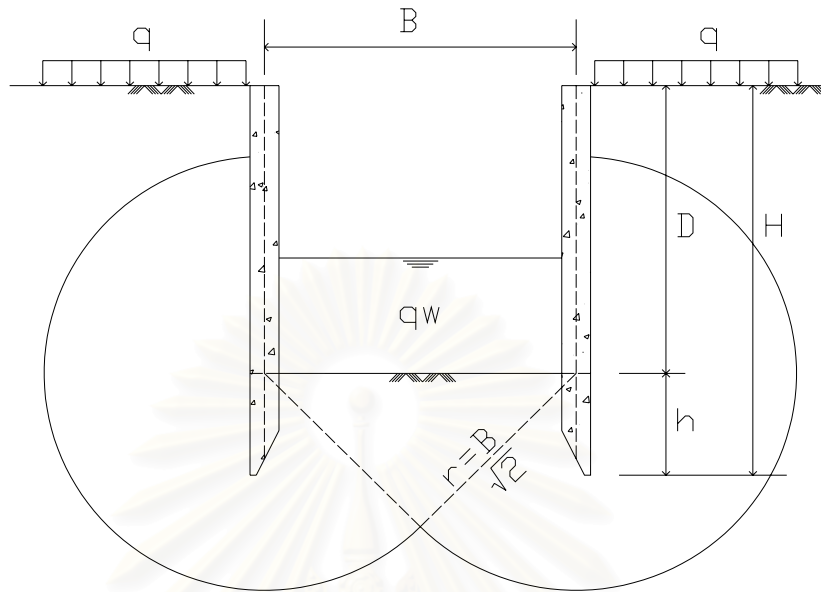
2.3 เสถียรภาพของงานขุดในดินเหนียวอ่อน (Stability on base failure in soft clay)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของอนุภาคเป็นลักษณะรูปลิ่มเหลี่ยมจัตุรัส, ลิ่มเหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของก้นหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาในการขุดเสมือนเป็นรากฐานที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of safety against basal heave ดังมีค่าแสดงในสมการที่ 2.24

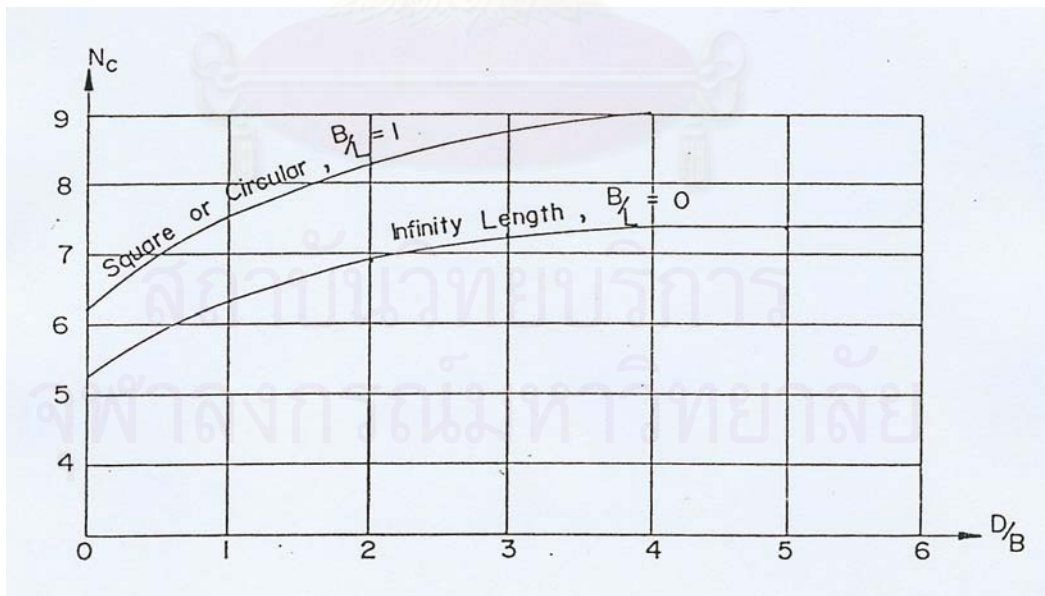
$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma D + q - q_w} \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

เมื่อ	N_c	=	Bearing capacity factor
	c	=	Undrained shear strength of clay, t/m^2 .
	γ	=	Unit weight of soil above the bottom of excavation, t/m^3 .
	H	=	Depth of excavation, m.
	q	=	Uniform surcharge load around excavation, t/m^2 .
	q_w	=	Water surcharge inside working shaft, t/m^2

โดยค่า N_c สามารถหาได้จากรูปที่ 2.11 และสมการที่ 2.24 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



รูปที่ 2.10 เสถียรภาพการขุดดินของปล่องอุโมงค์ (เอกรัตน์, 2525)



รูปที่ 2.11 ค่า N_c จาก Bjerrum and Eide

2.4 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ (Stability of Working Shaft)

ในการออกแบบปล่องอุโมงค์จะต้องคำนึงถึงเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ว่าจะสามารถต้านทานแรงกระทำทั้งจากน้ำหนักของปล่องอุโมงค์เอง และน้ำหนักที่กระทำกับปล่องอุโมงค์ การวิเคราะห์เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์จะประกอบไปด้วย

2.4.1 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อแรงเสียดทานของดิน (Stability against skin friction)

ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีจมปล่อง (Caisson sinking) ต้องคำนึงถึงกำลังการต้านทานเนื่องจากแรงเสียดทาน (Skin friction) ระหว่างดินกับผนังของปล่องอุโมงค์ ทั้งด้านในปล่องอุโมงค์ และด้านนอกปล่องอุโมงค์ รวมถึงเมื่อก่อสร้างปล่องอุโมงค์แล้วเสร็จจะพิจารณาแรงเสียดทานด้านนอกปล่องอุโมงค์ การหาแรงเสียดทานระหว่างดินและปล่องอุโมงค์ ดังสมการที่ 2.25

$$Q_s = f_s \Delta L p \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

เมื่อ f_s = แรงเสียดทานระหว่างดินกับปล่องอุโมงค์
 ΔL = ความหนาของชั้นดิน
 p = เส้นรอบรูปของปล่องอุโมงค์

สำหรับในชั้นดินเหนียว : $f_s = \alpha S_u$

สำหรับในชั้นดินทราย : $f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta = \beta \sigma'_v$

เมื่อ α = Adhesion factor
 S_u = Undrained shear strength
 K_s = Skin friction lateral coefficient soil pressure
 σ'_v = Effective vertical stress
 δ = (Internal) Friction between pile and soil
 β = $k_s \tan \delta$

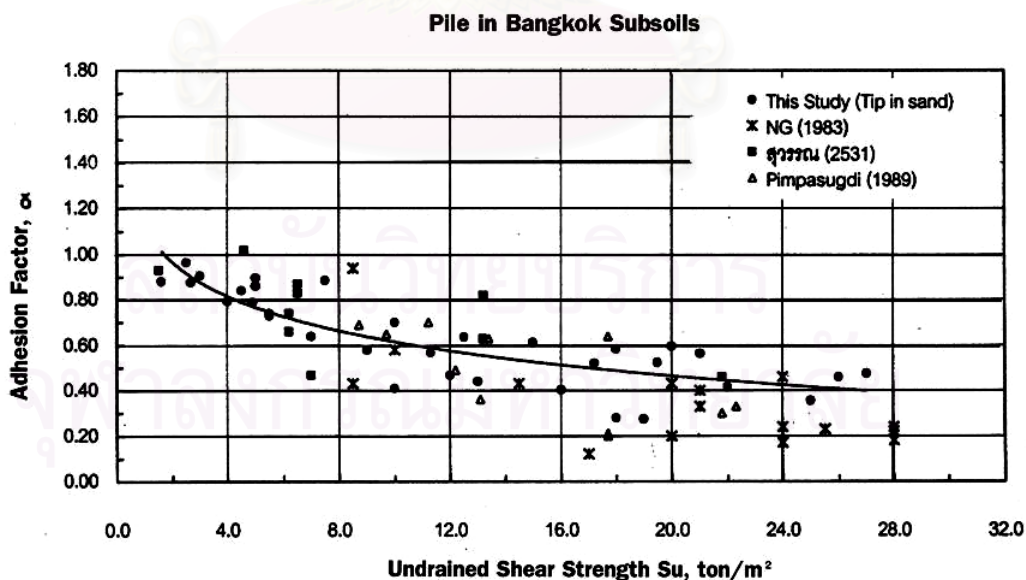
Teng (1979) พบว่าแรงเสียดทานของดินกับผนังด้านนอกของปล่องอุโมงค์ จะถูกลดค่าลงเนื่องจากระบบการหล่อลื่น เช่น การใช้ Bentonite ในระหว่างการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ เพื่อให้ปล่องอุโมงค์จมลงได้สะดวกขึ้น

พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับแรงเสียดทานของดิน

2.4.1.1 พารามิเตอร์แรงเสียดทานของดินเหนียว Adhesion factor (α)

ค่า Adhesion factor จะมีขึ้นอยู่กับลักษณะดิน ชนิด รูปร่าง และวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม ในการตอกเสาเข็มจะเกิดแรงสั่นสะเทือนทำให้รูเสาเข็มบริเวณส่วนบนเกิดการขยายตัว (Enlarged hole) ส่งผลให้ค่า Skin friction ลดลง และจากการทดสอบพบว่าค่า Shear strength ที่ High strain จะมีค่าน้อยกว่าที่ Low strain นั่นคือเมื่อเข็มมีการเคลื่อนตัวมากขึ้นจะทำให้ค่า Shear strength ที่ผิวลดลงด้วย (Strain softening) นอกจากนี้ Ground heave ก็ยังมีผลต่อ Skin friction ด้วย ปัจจัยดังกล่าวทำให้ค่าของ Adhesion factor มีค่าไม่แน่นอนอยู่ในช่วงกว้าง ค่า Adhesion factor ที่ใช้ในการออกแบบมักได้มาจากวิธี Empirical โดยวิเคราะห์จากผลการทดสอบ Pile load test โดยจะอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion factor กับค่า Undrained shear strength

สำหรับเสาเข็มเจาะในกรุงเทพฯ ชาญชัย (2543) ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบกำลังของเสาเข็มเจาะที่อัดและไม่อัดน้ำปูนปลาสเตอร์ และได้ทำความสัมพันธ์ของความสัมพันธ์ระหว่างค่า α กับค่า S_u สำหรับเสาเข็มเจาะไว้ดังรูป 2.12



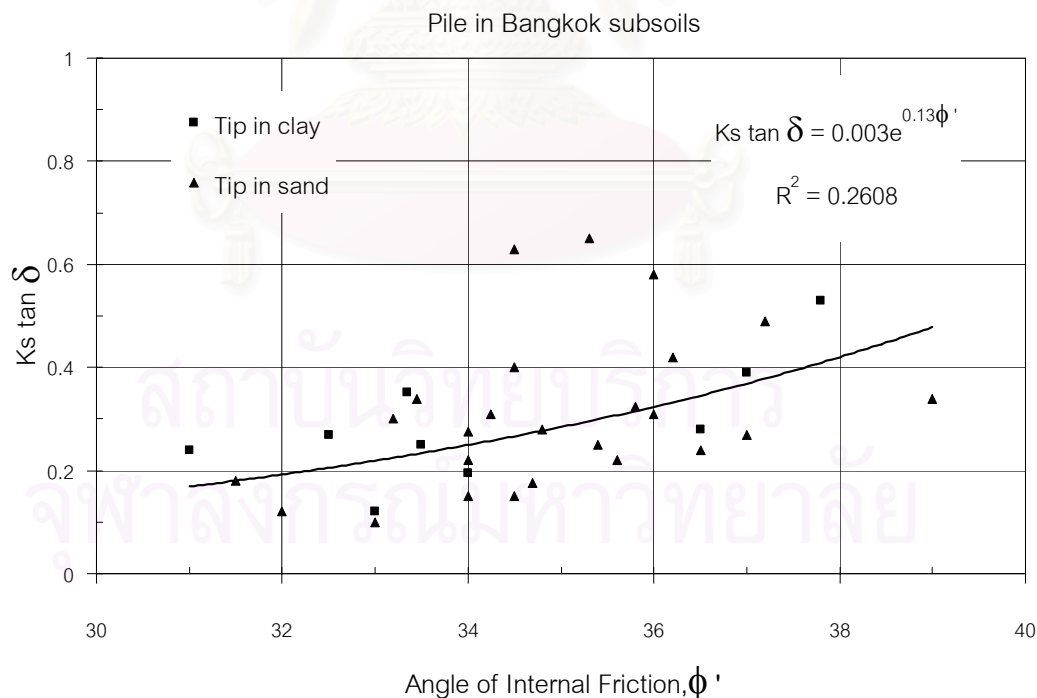
รูปที่ 2.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า α กับค่า S_u สำหรับเสาเข็มเจาะในชั้นดินกรุงเทพฯ
(ชาญชัย, 2542)

2.4.1.2 พารามิเตอร์แรงเสียดทานของดินทราย $K_s \tan \delta$

ค่า $K_s \tan \delta$ ซึ่ง Burland (1973) พบว่าเป็นค่าพารามิเตอร์ ในการประมาณค่าแรงเสียดทานในชั้นทราย ซึ่งมีค่าเท่ากับค่า β

โดย K_s คือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง (Skin friction lateral coefficient soil pressure) ค่าของ K_s เป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับความแน่นเริ่มต้นของทราย วิธีการก่อสร้างเสาเข็ม รูปทรงเรขาคณิตและความยาวเสาเข็ม และค่า δ คือ ค่ามุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน, (Internal) Friction between pile & soil

สำหรับค่า $K_s \tan \delta$ ในเสาเข็มเจาะ ชาญชัย (2542) ได้ทำการวิจัยโดยละเอียดยิ่งขึ้น ด้วยการวิเคราะห์หาค่าการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกทุกที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดที่เสาเข็มทดสอบในชั้นทราย ซึ่งทำการทดสอบใน 2 ลักษณะคือเสาเข็มเจาะที่มีปลายอยู่ในชั้นดินเหนียวและเสาเข็มเจาะที่มีปลายอยู่ในชั้นทราย ได้ความสัมพันธ์เปรียบเทียบระหว่าง $K_s \tan \delta$ กับมุมเสียดทานภายใน ϕ' ของเสาเข็มเจาะดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์เปรียบเทียบระหว่าง $K_s \tan \delta$ กับมุมเสียดทานภายใน ϕ' ของเสาเข็มเจาะซึ่งมีปลายอยู่ในชั้นดินทรายและดินเหนียว (ชาญชัย, 2542)

2.4.2 เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อกำลังรับแรงต้านทานของดิน (Stability agents end bearing capacity)

การวิเคราะห์เสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อกำลังรับแรงต้านทานของดิน สามารถหาได้จากการเปรียบเทียบน้ำหนักที่กระทำ (W) ที่ส่งผลกระทบต่อดินที่รองรับปล่องอุโมงค์กับกำลังรับแรงต้านทานของดิน (End bearing capacity) ถ้ากำลังรับแรงต้านทานของดินมีค่ามากกว่าน้ำหนักกระทำ แสดงว่าปล่องอุโมงค์ปลอดภัยจากการวิบัติของชั้นดินที่ฐาน ซึ่งเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ต่อกำลังรับแรงต้านทานของดิน สามารถหาได้จาก

$$W = W_{ws} + W_{bs} + W_{structure} + W_{load} - Q_s \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

- เมื่อ W_{ws} = น้ำหนักของปล่องอุโมงค์
- W_{bs} = น้ำหนักของ Base Slab
- $W_{structure}$ = น้ำหนักของโครงสร้างที่กระทำกับปล่องอุโมงค์
- W_{load} = น้ำหนักที่กระทำกับปล่องอุโมงค์
- Q_s = แรงเสียดทานของดินกับปล่องอุโมงค์

$$Q_b = q_b \cdot A_x \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

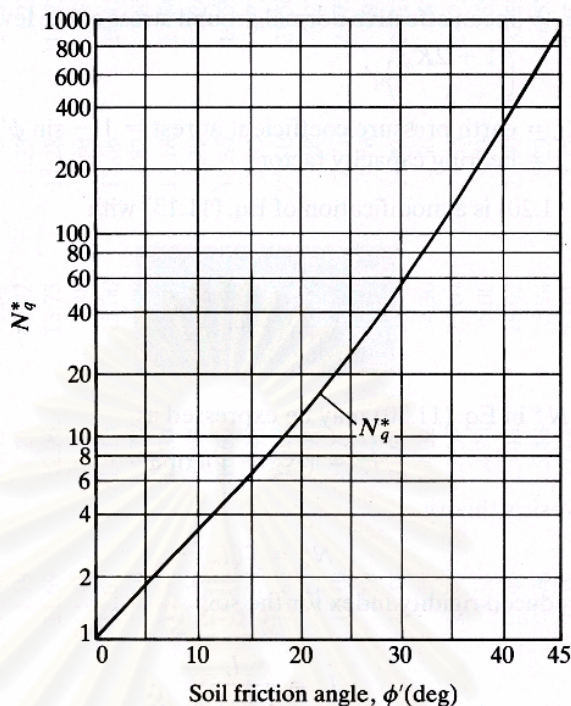
- เมื่อ q_b = หน่วยแรงต้านที่ปลายปล่องอุโมงค์
- A_x = พื้นที่หน้าตัดของปลายปล่องอุโมงค์

โดย $q_b = cN_c + qN_q$

สำหรับดินเหนียว : ค่า $N_q = 1$ และ $N_c = 9$ จะได้ $q_b = 9c + q$

สำหรับดินทราย : ค่า $c = 0$ และใช้ค่า Effective vertical stress จะได้ $q_b = \sigma'_v N_q$

- เมื่อ N_c, N_q = Bearing capacity factor
- σ'_v = Effective vertical stress
- c = Cohesion of soil
- q = Surcharge ที่กดทับ



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_q และ ϕ' (Das, 2004)

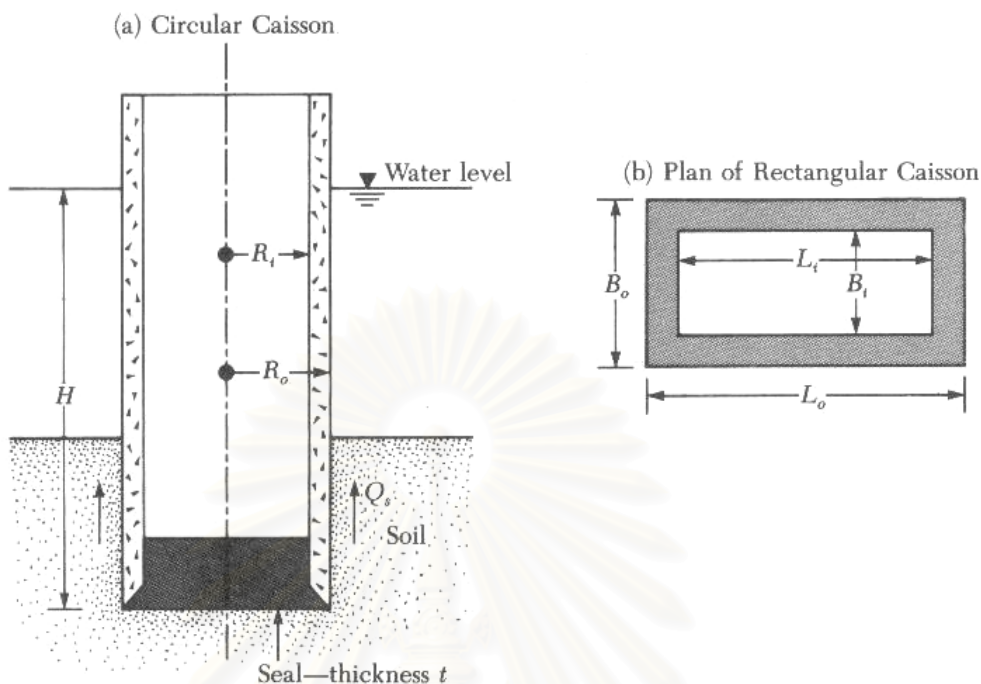
ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับแรงต้านทานของดินถ้า $Q_b > W$ แสดงว่าปล่องอุโมงค์มีความปลอดภัยต่อการวิบัติของดินที่ปลายปล่องอุโมงค์

การตรวจสอบเสถียรภาพของฐานปล่องอุโมงค์ (Stability of working shaft) จะอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักของดินที่ได้จากแรงเสียดทาน (Skin friction, Q_s) และแรงต้านทาน (End bearing, Q_b) รวมกับแรงยกตัว (Uplift pressure, U_f) เทียบกับน้ำหนักของปล่องอุโมงค์ในสภาวะใช้งาน โดยตรวจสอบจากสมการ 2.28 ถ้าเป็นจริงแสดงว่าฐานของปล่องอุโมงค์มีความปลอดภัย

$$\left[\frac{Q_b + Q_s}{FS} \right] + U_f > W \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

2.5 เสถียรภาพของคอนกรีตฐาน (Stability of concrete plug)

เมื่อฐานรากปล่องจมลงถึงชั้นดินแข็งหรือระดับที่ได้ออกแบบไว้ จะต้องทำการเทคอนกรีตฐาน (Concrete Plug) ซึ่งคอนกรีตฐานนี้จะถูกใช้ในการป้องกันการไหลของดินและน้ำเข้าสู่ฐานรากปล่อง และเป็นส่วนที่ถ่ายน้ำหนักของโครงสร้างลงสู่ชั้นดิน สำหรับฐานรากปล่องชนิดแบบเปิดคอนกรีตจะเทให้มีระดับผิวบนสูงกว่าระดับปลายล่าง (Cutting shoe) มาก สำหรับฐานรากปล่องชนิดอัดลมห้องทำงาน (Work chamber) จะถูกเติมด้วยคอนกรีตจนเต็ม



รูปที่ 2.15 การคำนวณความหนาของคอนกรีตฐาน (Concrete plug) ของฐานรากปล่อง (Das,1999)

การออกแบบคอนกรีตฐานของฐานรากปล่องจะออกแบบในลักษณะของแผ่นพื้นหนาภายใต้หน่วยแรงดันเนื่องจากแรงในแนวตั้งสูงสุดซึ่งส่งมาจากผนังของฐานรากปล่อง จาก Theory of elasticity ความหนาของคอนกรีตฐาน (Concrete plug) สามารถหาได้ดังนี้

$$t^2 = \frac{3W}{8\pi f_c} (3 + \mu) \quad \text{(Circular caisson)} \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$$= 1.18R_i^2 \frac{q}{f_c}$$

$$t^2 = \frac{3qB_i^2}{4f_c (1 + 1.16\alpha)} \quad \text{(Rectangular caisson)} \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

- เมื่อ
- t = Thickness of concrete seal
 - W = แรงดันทั้งหมดที่ฐานของฐานรากปล่อง
 - f_c = กำลังของคอนกรีตฐาน (Flexural strength of concrete plug)
ปกติ ใช้ประมาณ 200-300 psi. แต่ไม่ควรเกิน 500 psi.
 - μ = Poisson's ratio = 0.15 สำหรับคอนกรีต

$$\begin{aligned}
 R_i &= \text{รัศมีภายในของฐานรากปล่อง} \\
 B_i &= \text{ความกว้างของด้านสั้นของฐานรากปล่อง} \\
 \alpha &= \frac{L_i}{B_i}
 \end{aligned}$$

จากรูปที่ 2.15 ค่าของ q ในสมการสามารถประมาณได้จาก

$$q \approx H\gamma_w - t\gamma_c \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

เมื่อ γ_c = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต

ความหนาของคอนกรีตฐานทำคำนวณได้จากสมการ 2.29 และ 2.30 จะเพียงพอสำหรับการป้องกันความเสียหายหลังจากการสูบน้ำออก อย่างไรก็ตามการตรวจสอบเพื่อความปลอดภัยอาจจะต้องพิจารณาถึงแรงกระทำต่อฐานรากปล่อง ดังต่อไปนี้

2.5.1 ตรวจสอบแรงเฉือนตามเส้นรอบรูปที่หน้าสัมผัสของ Plug กับ Shaft (Check for perimeter shear at contact face of seal and shaft)

จากรูปที่ 2.15 แรงดันขึ้นในสภาวะปกติทั้งหมด จากด้านล่างของ Concrete plug คือ $A_i H\gamma_w - A_i t\gamma_c$ (เมื่อ $A_i = \pi R_i^2$ สำหรับ Circular caissons และ $A_i = L_i B_i$ สำหรับ Rectangular caissons) ดังนั้นสามารถหาแรงเฉือนตามเส้นรอบรูปได้จาก

$$v \approx \frac{A_i H\gamma_w - A_i t\gamma_c}{p_i t} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

เมื่อ p_i = เส้นรอบรูปภายใน Caissons

โดยที่ $p_i = 2\pi R_i$ สำหรับ Circular caissons

และ $p_i = 2(L_i + B_i)$ สำหรับ Rectangular caissons

แรงเฉือนตามเส้นรอบรูปที่ได้จากสมการที่ 2.32 จะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้, v_u หรือ

$$v(\text{MN/m}^2) \leq v_u(\text{MN/m}^2) = 0.17\phi\sqrt{f'_c(\text{MN/m}^2)} \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

ในหน่วยอังกฤษ

$$v(\text{lb}/\text{in}^2) \leq v_u(\text{lb}/\text{in}^2) = 2\phi\sqrt{f'_c(\text{lb}/\text{in}^2)} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

เมื่อ $\phi = 0.85$

2.5.2 ตรวจสอบแรงลอยตัว (Check for buoyancy)

ถ้าได้ทำการสูบน้ำออกจากฐานรากปล่องแล้ว แรงลอยตัว, F_u สามารถหาได้จาก

$$F_u = (\pi R_0^2) H \gamma_w \quad \text{สำหรับ Circular caissons} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

$$F_u = (B_0 L_0) H \gamma_w \quad \text{สำหรับ Rectangular caissons} \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

แรงลุดที่เกิดขึ้น, F_d เนื่องมาจากน้ำหนักของฐานรากปล่องและคอนกรีตฐานและเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวที่จุดระหว่างฐานรากปล่องกับดิน หรือ

$$F_d = W_c + W_s + Q_s \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

เมื่อ $W_c =$ น้ำหนักของฐานรากปล่อง

$W_s =$ น้ำหนักของคอนกรีตฐาน (Seal)

$Q_s =$ แรงเสียดทานที่ผิว

ถ้า $F_d > F_u$ แสดงว่าฐานรากปล่องปลอดภัยต่อแรงลอยตัว อย่างไรก็ตาม ถ้า $F_d < F_u$ การสูบน้ำออกจากฐานรากปล่องอาจจะไม่ปลอดภัย ด้วยเหตุนี้ ความหนาของคอนกรีตฐานควรต้องเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$\Delta t = \frac{F_u - F_d}{A_i \gamma_c} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

เมื่อ $\Delta t =$ ความหนาที่เพิ่มขึ้น

2.6 พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ภายใต้แรงดันจากหัวเจาะอุโมงค์

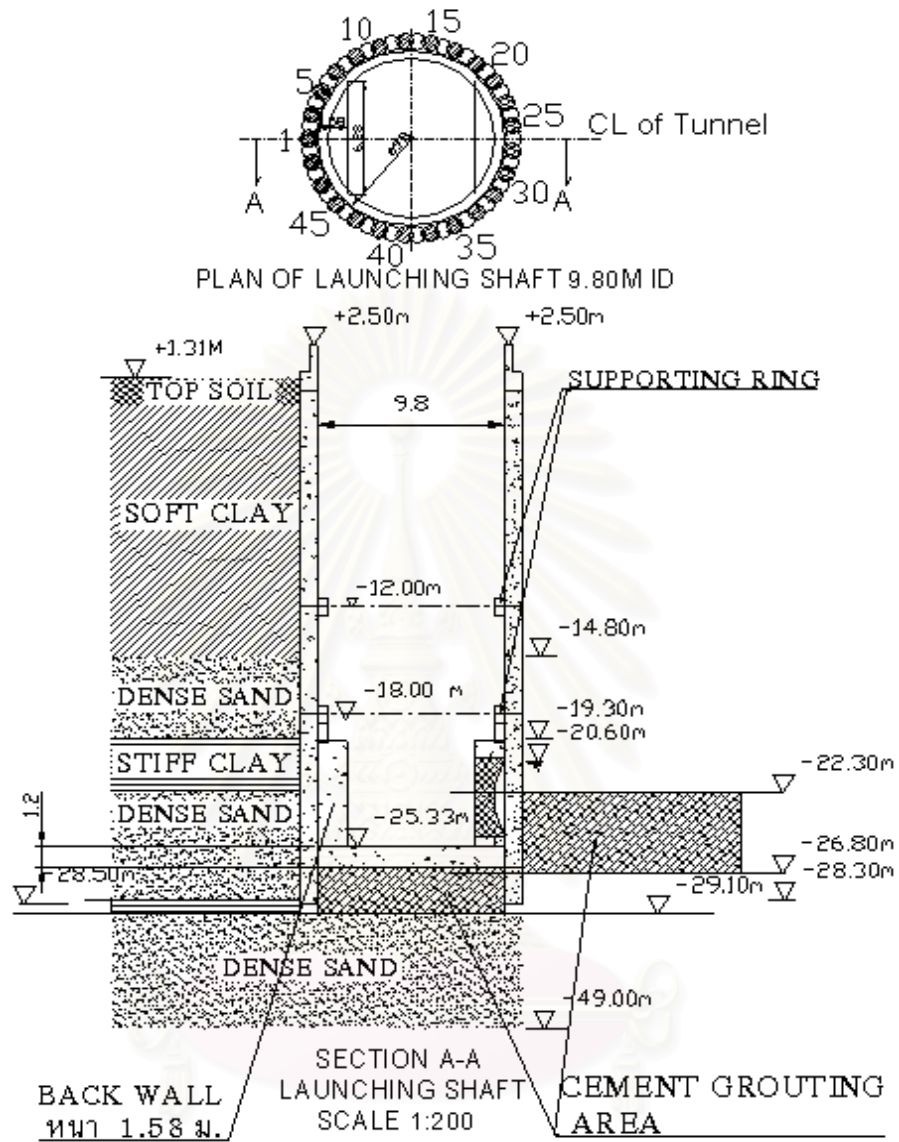
จากการศึกษาพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์โดย วันชัย (2543) ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำจากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา เป็นการก่อสร้างโดยใช้ระบบเสาเข็มต่อเนื่องขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม 0.90 ม. จำนวน 50 ต้นเรียงต่อเนื่องกันโดยขบกันเป็นระยะประมาณ 0.23 ม. เรียงกันเป็นวงกลมเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 9.80 ม. โดยมี Pile Tip อยู่ในชั้นทรายที่ระดับ -28.50 ม. เพื่อทำการขุดดินภายในปล่องอุโมงค์ลึก -26.53 ม. ทำให้มีระยะฝัง 2.0 ม. ลักษณะของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง แสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ลักษณะชั้นดินโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำจากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา (วันชัย, 2543)

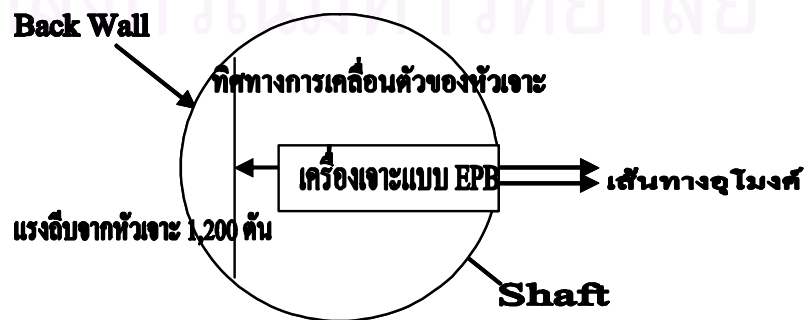
ค่าระดับความลึก (ม.)	สภาพชั้นดิน
+1.30 to 0.00	Top soil
0.00 to -14.80	Soft clay
-14.80 to -19.30	Dense sand
-19.30 to -22.30	Stiff clay
-22.30 to -28.30	Dense sand
-28.30 to -29.10	Clay saem
-29.10 to -49.00	Dense sand

นอกจากนี้ยังมีงานฉีดอัดน้ำซีเมนต์ (Grouting) ภายในปล่องอุโมงค์บริเวณระยะฝังลึกประมาณ 2.0 ม. ก่อนขุดดินถึงชั้นทรายและภายนอกปล่องอุโมงค์ที่ระดับ -22.30 ม. ถึง -28.30 ม. ดังแสดงในรูปที่ 2.16

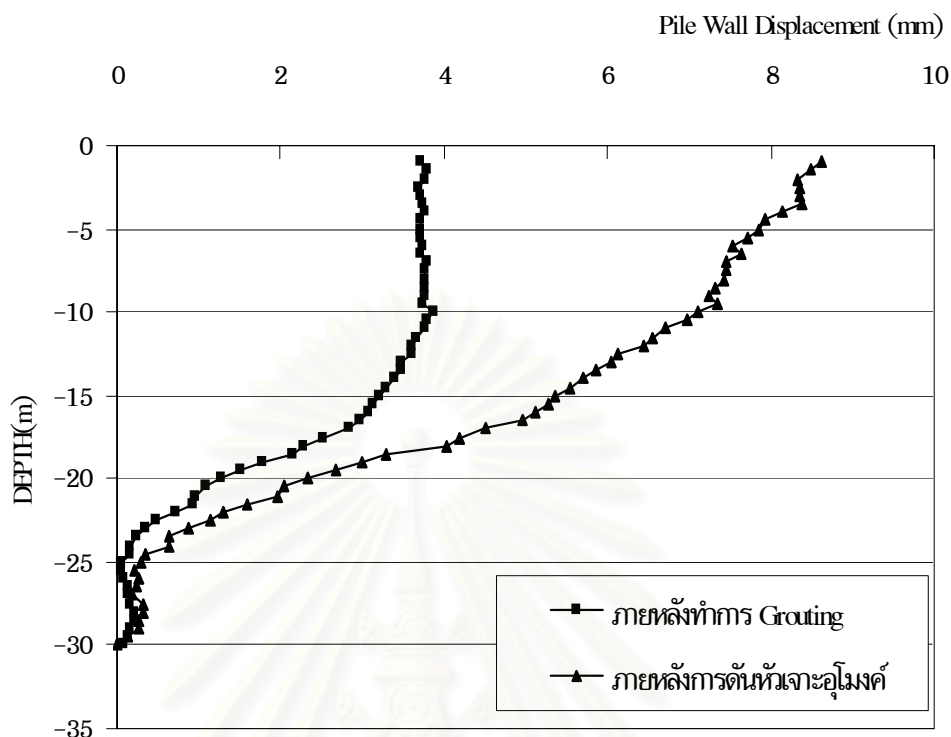
เนื่องจากในลำดับขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำส่วนโครงสร้าง Back wall จะต้องรับแรงดันจากหัวเจาะสูงถึง 1200 ตัน รูปที่ 2.17 แสดงการดันอุโมงค์ส่งน้ำเข้ากับ Back wall โดยอาจส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ทำให้เสถียรภาพ (Stability) ของปล่องอุโมงค์ลดลง ทั้งนี้ทางโครงการได้มีการติดตั้ง Inclinometer ไว้ตั้งแต่ขณะก่อสร้าง Pile wall เพื่อทำการวัดข้อมูลการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ทั้งขณะขุดดินและดันอุโมงค์ซึ่งผลการเคลื่อนตัวที่วัดได้แสดงในรูปที่ 2.18 ซึ่งจากการวัดจะพบว่าเกิดการเคลื่อนตัวประมาณ 10 มม. หลังจากดันอุโมงค์เข้ากับ Back wall ซึ่งถือว่ามีค่าน้อยมากและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่ปล่องอุโมงค์หรือลดเสถียรภาพแต่อย่างใด



รูปที่ 2.16 แสดงข้อมูลชั้นดินและ โครงสร้างปล่องอุโมงค์ของ โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำจาก คลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา (วันชัย, 2543)



รูปที่ 2.17 แสดงลักษณะการดันหัวเจาะอุโมงค์ (วันชัย, 2543)



รูปที่ 2.18 แสดงค่าการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ขณะทำการค้ำหัวเจาะอุโมงค์ (วันชัย, 2543)

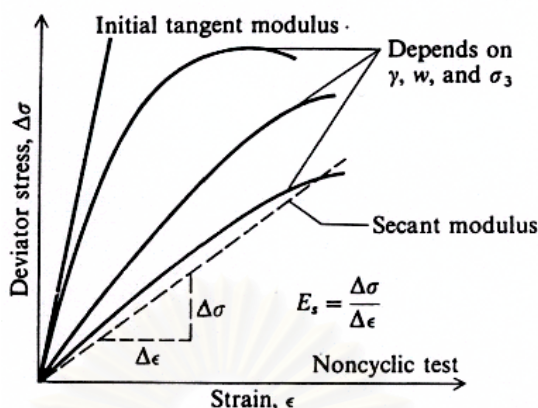
2.7 คุณสมบัติของดินที่มีผลต่อพฤติกรรมปล่องอุโมงค์

คุณสมบัติของดินที่มีผลต่อพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ภายใต้แรงดันจากหัวเจาะอุโมงค์ มีเกี่ยวข้องกับ Elastic properties of soil ประกอบไปด้วย

2.7.1 โมดูลัสของดิน (Modulus of soil)

โมดูลัสของดิน (E_s) เป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (Deformation) ของดินเมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำ โมดูลัสของดินหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด (Stress) และหน่วยการหดตัว (Strain) ซึ่งได้จากการทดสอบ Triaxial test ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าค่าโมดูลัสของดินมีค่าเปลี่ยนแปลงตามคุณสมบัติของดิน โดยทั่วไปความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นโค้ง แต่สามารถหาโมดูลัสของดิน (Modulus of soil, E_s) ได้จากอัตราส่วนความลาด (Slope) ของความสัมพันธ์ระหว่าง Deviator stress ($\Delta\sigma$) กับ Strain ($\Delta\varepsilon$) ในช่วงที่มีการยืดหยุ่น (Elastic) ของดิน (Secant modulus) ดังแสดงในสมการที่ 2.39

$$E_s = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon \quad \dots\dots\dots (2.39)$$



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ของ Stress-strain modulus (Bowles, 1988)

สำหรับค่าประมาณของโมดูลัสของดิน (Modulus of soil, E_s) ซึ่งได้มีการศึกษาความสัมพันธ์ สำหรับดินชนิดต่างๆ แสดงใน ตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ค่า Stress-strain modulus, E_s (Bowles, 1996)

Typical range of values for the static stress-strain modulus E_s for selected soils

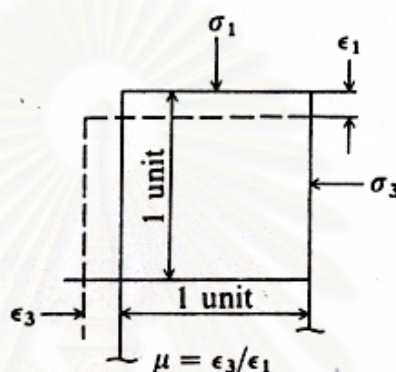
Field values depend on stress history, water content, density, etc.

Soil	E_s	
	ksf	Mpa
Clay		
Very soft	50-250	2-15
Soft	100-500	5-25
Medium	300-1000	15-50
Hard	1000-2000	50-100
Sandy	500-5000	25-250
Glacial till		
Loose	200-3200	10-150
Dense	3000-15 000	150-720
Very dense	10 000-30 000	500-1440
Loess	300-1200	15-60
Sand		
Silty	150-450	5-20
Loose	200-500	10-25
Dense	1000-1700	50-81
Sand and gravel		
Loose	1000-3000	50-150
Dense	2000-4000	100-200
Shale	3000-300 000	150-5000
Silt	40-400	2-20

2.7.2 อัตราส่วน Poisson's ratio

อัตราส่วน Poisson's ratio เป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยการยืดหดตัวทางด้านข้างต่อหน่วยการยืดหดตัวตามแนวแกนที่รับน้ำหนัก ดังแสดงในสมการที่ 2.40

$$\mu = \epsilon_3 / \epsilon_1 \quad \dots\dots\dots (2.40)$$



รูปที่ 2.20 อัตราส่วน Poisson's ratio, μ (Bowles, 1996)

สำหรับดินที่มีคุณสมบัติแบบ Anisotropic soil จะต้องพิจารณาการเปลี่ยนแปลงปริมาตรทั้ง 3 แกน แต่ในดินทั่วไป ภายใต้ Isotropic conditions อัตราส่วน Poisson's ratio จะใช้เพียงค่าเดียว ดังแสดงในรูปที่ 2.20 และอัตราส่วน Poisson's ratio ของวัสดุต่างๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 อัตราส่วน Poisson's ratio ของวัสดุ (Bowles, 1996)

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

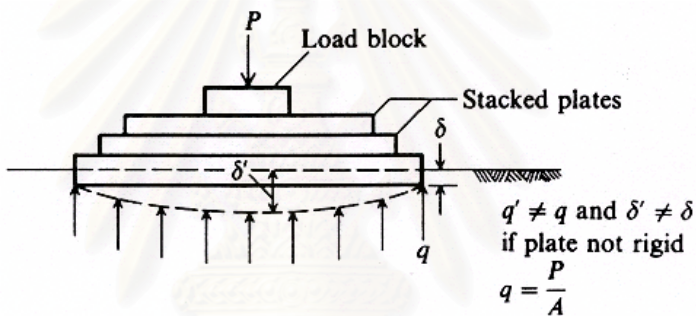
Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

2.7.3 โมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction)

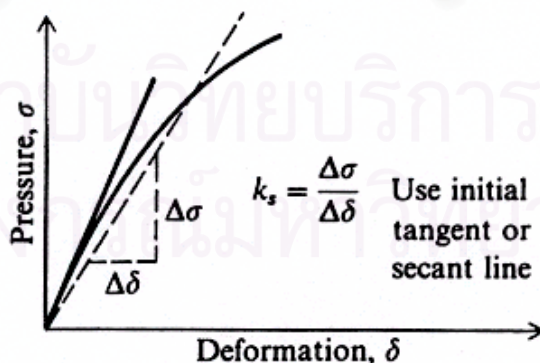
โมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction) จะพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่าง Soil pressure (q) และ Deflection (δ) ดังแสดงในสมการที่ 2.41

$$k_s = q/\delta \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

จากการทดสอบ Plate load test ดังแสดงในรูปที่ 2.21 ค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดินจะหาจาก Initial tangent หรือ Secant modulus ดังแสดงในรูปที่ 2.22 ซึ่งค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดินนี้จะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างของโครงสร้างฐานราก หรือ โครงสร้างดินรวมทั้งงานเสาเข็ม



รูปที่ 2.21 การทดสอบ Plate load test (Bowles, 1996)



รูปที่ 2.22 Modulus of subgrade reaction (Bowles, 1996)

การทดสอบด้วยวิธี Plate load test เพื่อหาค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดินทำได้ยาก เนื่องจากผลกระทบของการทดสอบที่เกิดขึ้นจากขนาดของแผ่นเหล็ก (Plate) ที่ใช้ทดสอบ การทรุด

ตัวของดินเนื่องจากน้ำหนักกดภายใต้แผ่นเหล็กจะแปรผันตามความแข็งเกร็ง (Rigidity) ของแผ่นเหล็ก ซึ่งทำให้การทรุดตัวของภายใต้แผ่นเหล็กไม่คงที่ ส่งผลต่อค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จะใช้ความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic modulus of soil) และอัตราส่วน Poisson's ratio มาใช้ในการวิเคราะห์ จากการศึกษาของ Vesic (1961) ได้ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic modulus of soil) และอัตราส่วน Poisson's ratio คำนวณหาโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction, k_s) ได้ดังนี้

$$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

- เมื่อ E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน
 B = ความกว้างของฐานราก
 μ = Poisson's ratio

ค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction, k_s) ได้มีการประมาณการตามชนิดและคุณสมบัติของดินดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ค่าโมดูลัสแรงปฏิกิริยาของดิน (Modulus of subgrade reaction, k_s)(Bowles, 1996)

Range of values of modulus of subgrade reaction k_s

Use values as guide and for comparison when using approximate equations

Soil	k_s , kcf	k_s , kN/m ³
Loose sand	30–100	4800–16 000
Medium dense sand	60–500	9600–80 000
Dense sand	400–800	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	200–500	32 000–80 000
Silty medium dense sand	150–300	24 000–48 000
Clayey soil:		
$q_u \leq 200$ kPa (4-ksf)	75–150	12 000–24 000
$200 < q_u \leq 400$ kPa	150–300	24 000–48 000
$q_u > 800$ kPa	> 300	> 48 000

บทที่ 3

การรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

การวิจัยในครั้งนี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ และข้อมูลการวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ที่กระทำกับปล่องอุโมงค์ในขณะที่ทำการเริ่มขุดเจาะอุโมงค์ (Initial drive) ของการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาที่สถานีสูบน้ำพระโขนง ซึ่งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร โดยใช้ระบบการจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson) โดยมีรายละเอียดและข้อมูลดังนี้

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

ในการวิจัยของโครงการนี้สามารถแบ่งขั้นตอนการวิจัย ออกเป็นหลายส่วน ดังมีรายละเอียดดังนี้

1. ศึกษาเทคนิคและวิธีการก่อสร้างปล่องอุโมงค์สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ โดยวิธีระบบจมปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก (Sinking reinforced concrete caisson)
2. ศึกษาข้อมูลลักษณะชั้นดิน คุณสมบัติของดินในบริเวณที่ก่อสร้าง
3. ศึกษาและวิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างปล่องอุโมงค์ ในระหว่างการก่อสร้างปล่องอุโมงค์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)
4. ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงเริ่มต้นการเจาะเนื่องจากแรงดันของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield) กระทำกับผนังปล่องอุโมงค์ จากผลการตรวจวัดของเครื่องมือทางธรณีเทคนิค
5. เปรียบเทียบผลกระทบที่เกิดขึ้นกับปล่องอุโมงค์จากการตรวจวัดในสนาม กับ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)
6. วิเคราะห์และสรุปผลการวิจัย รวมทั้งข้อเสนอแนะที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย

3.2 รายละเอียดและข้อมูลการก่อสร้างปล่องอุโมงค์

ปล่องอุโมงค์ บริเวณบึงพระรามเก้า (Inlet shaft) เป็นปล่องอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ทำการก่อสร้างโดยวิธีจมปล่องคอนกรีต (Sinking reinforced concrete caisson) โดยให้ปล่องอุโมงค์จมลงด้วยน้ำหนักของตัวเอง โดยทำการลดแรงเสียดทานภายในปล่องอุโมงค์ด้วยการขุดดินออก และทำการลดแรงเสียดทานภายนอกด้วยการใช้สารละลายเบ็นโทไนท์ (Bentonite slurry) และยังสามารถมีการเพิ่มแรงกดจากแม่แรง (Hydraulic jack) ขนาด 400 ตัน จำนวน 4 ตัว ที่บริเวณปากปล่องอุโมงค์ เพื่อช่วยในการจมของปล่องคอนกรีตและควบคุมแนวการจมของปล่องอุโมงค์ ภายในแนวของคานรัดรอบ (Ring beam) ลักษณะของปล่องอุโมงค์มีหน้าตัดเป็นรูปวงกลม ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 15.00 ม. ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 17.00 ม. ความลึกจากผิวดินถึงปลาย Cutting shoe ประมาณ 36.00 ม. และความหนาของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก 1.00 เมตร ซึ่งการก่อสร้างผนังปล่องอุโมงค์ได้มีการนำเอาแบบหล่อเลื่อน (Slip form) มาใช้ทำการก่อสร้างเป็นโครงการแรก ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ซึ่งหลังจากก่อสร้างอุโมงค์เสร็จแล้วจะทำการก่อสร้างส่วนรับน้ำเพิ่มเติมเพื่อใช้เป็นจุดรับน้ำเข้าสู่อุโมงค์



รูปที่ 3.1 ปล่องอุโมงค์ (Inlet shaft) บึงพระรามเก้า

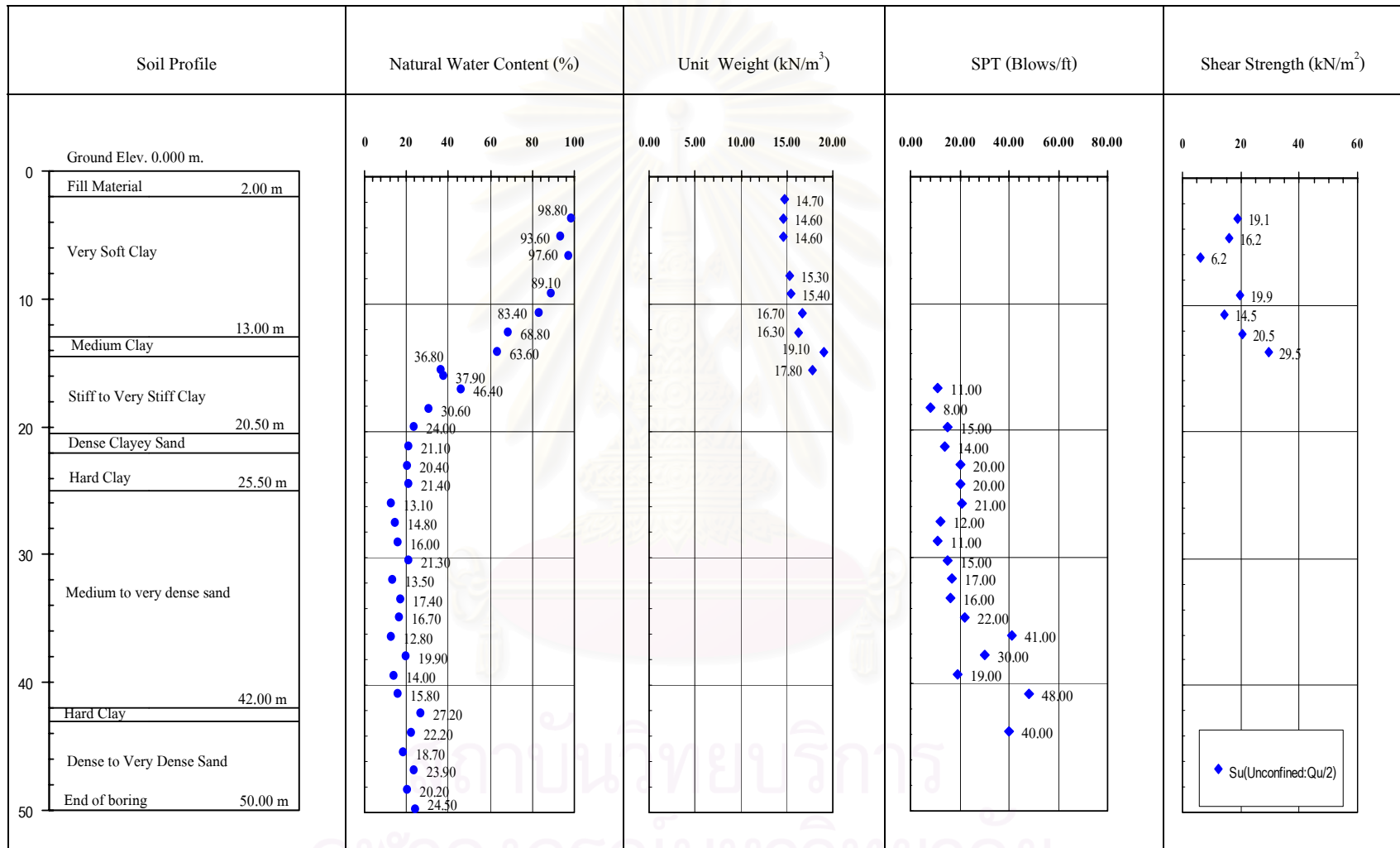
3.3 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

สภาพชั้นดินภายในพื้นที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์ บริเวณบึงพระรามเก้า ประกอบด้วยชั้นดินที่มีความลึกและคุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำ บึงพระรามเก้า

ความลึก(ม.)	ชั้นดิน	ลักษณะที่พบ
0-2.0	ดินถม (Fill material)	เป็นดินเหนียวถมสีเทาปนด้วยเศษคอนกรีตแตก กับดินลูกรัง และเศษขยะ หนารวมกันประมาณ 2.0 ม.
2.0-14.5	ดินเหนียวอ่อนมากถึงปานกลาง (Very soft to Medium clay)	ดินเหนียวสีเทาถึงสีเทาอมน้ำตาล ปริมาณน้ำในมวลดินตามธรรมชาติใกล้เคียงค่าพิกัดเหลว ค่าความเป็นพลาสติกสูง และดินมีค่าความต้านทานแรงเฉือนต่ำ
14.5-25.0	ดินเหนียวแข็งถึงแข็งที่สุด (Stiff to Hard clay)	ดินเหนียวสีน้ำตาลอ่อนและสีน้ำตาลอมเทา ปริมาณน้ำในมวลดินจะลดลงมาเข้าใกล้ค่าพิกัดพลาสติก มีค่าความเป็นพลาสติกชี้ต่ำปานกลางถึงสูง ดินมีค่าการตอกทดสอบ (SPT) สูงขึ้นตามความลึก พบชั้นทรายปนดินเหนียวแทรกก่อนถึงชั้นทรายแน่นถึงแน่นมากได้ชั้นดินนี้เป็นการเปลี่ยนชั้นดินจากดินเหนียวมาเป็นชั้นทราย
25.0-50.0	ทรายแน่นถึงแน่นมาก (Dense to Very dense sand)	ทรายเป็นสีน้ำตาลอ่อน สีน้ำตาลปนเทา ปริมาณน้ำในมวลดินตามธรรมชาติต่ำ ส่วนมากดินไม่มีค่าความเป็นพลาสติกชี้ต่ำ และเป็นทรายเม็ดละเอียดถึงปานกลาง พบกระเปาะดินเหนียวแทรกอยู่ที่ความลึก 42 ถึง 43 ม.

ผลการเจาะสำรวจดินบริเวณปล่องอุโมงค์ Inlet shaft ดังแสดงในรูปที่ 3.2



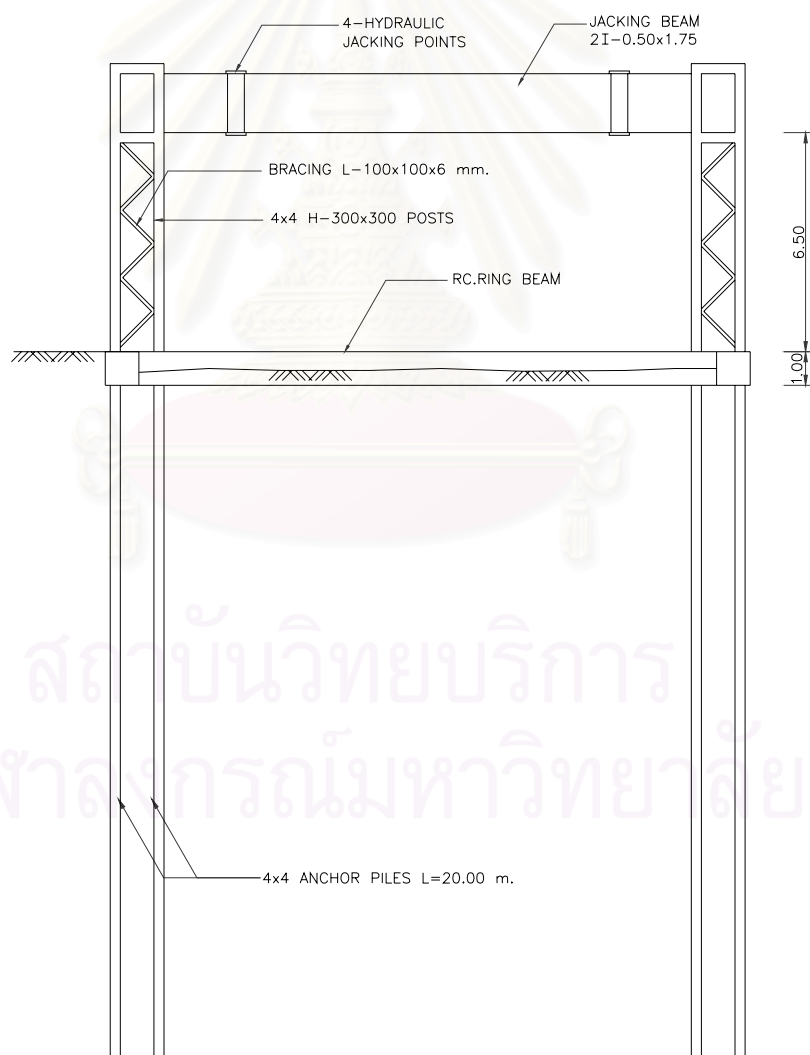
รูปที่ 3.2 ผลการเจาะสำรวจดินบริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์รับน้ำบึงพระรามเก้า

3.4 ขั้นตอนการก่อสร้างปล่องอุโมงค์

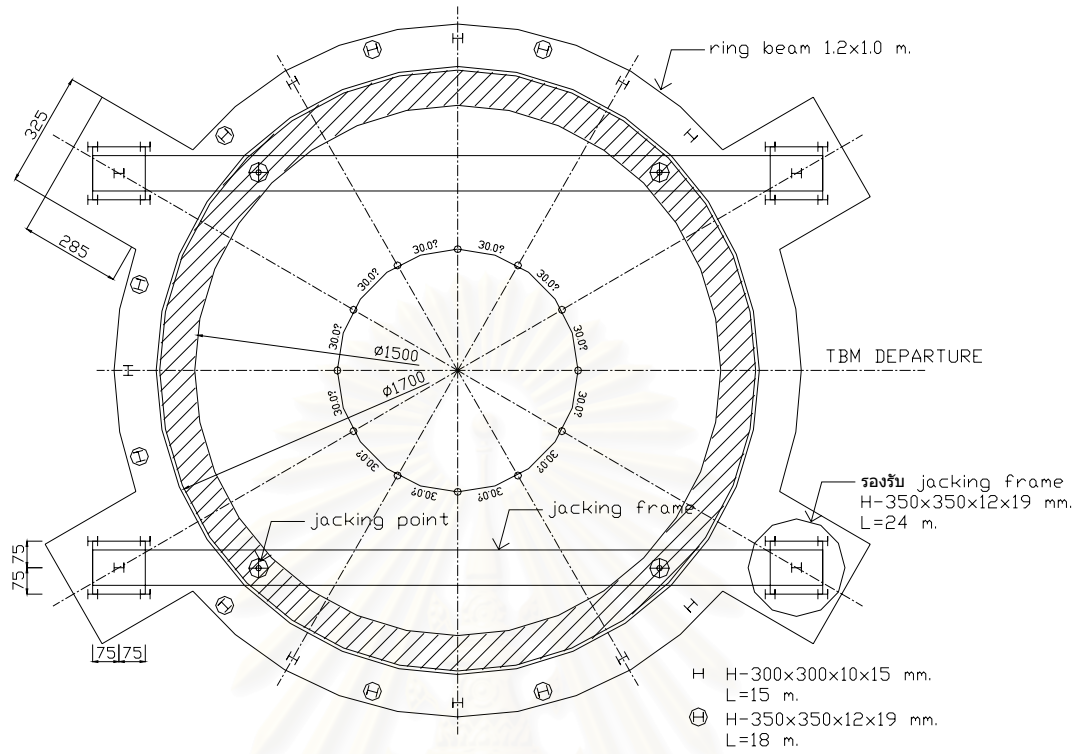
ขั้นตอนในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีการจมปล่องอุโมงค์ (Sinking reinforced concrete caisson) สามารถแบ่งออกเป็น 6 ขั้นตอน ดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 งานก่อสร้างโครงสร้างชั่วคราว (Temporary structure construction) ดังแสดงในรูปที่ 3.3 ถึงรูปที่ 3.9

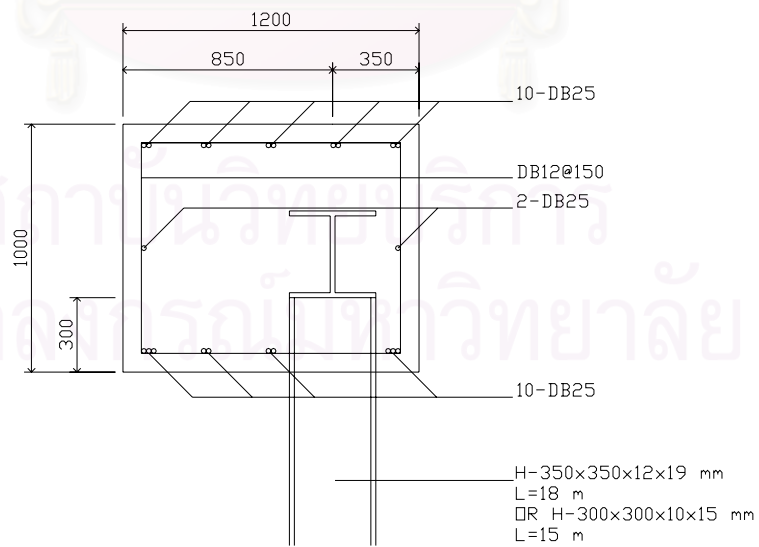
- ทำการตอกเสาเข็ม
- ก่อสร้าง Concrete ring beam
- เชื่อมต่อ H-Post แล้วทำการประกอบ Jacking beam



รูปที่ 3.3 ขั้นตอนการก่อสร้าง Temporary structure



รูปที่ 3.4 ลักษณะของ Ring beam และ ตำแหน่งของเสาเข็ม



รูปที่ 3.5 Section of ring beam



รูปที่ 3.6 การก่อสร้าง Ring beam เสร็จสมบูรณ์



รูปที่ 3.7 โครงสร้าง H-post รับ Jacking beam



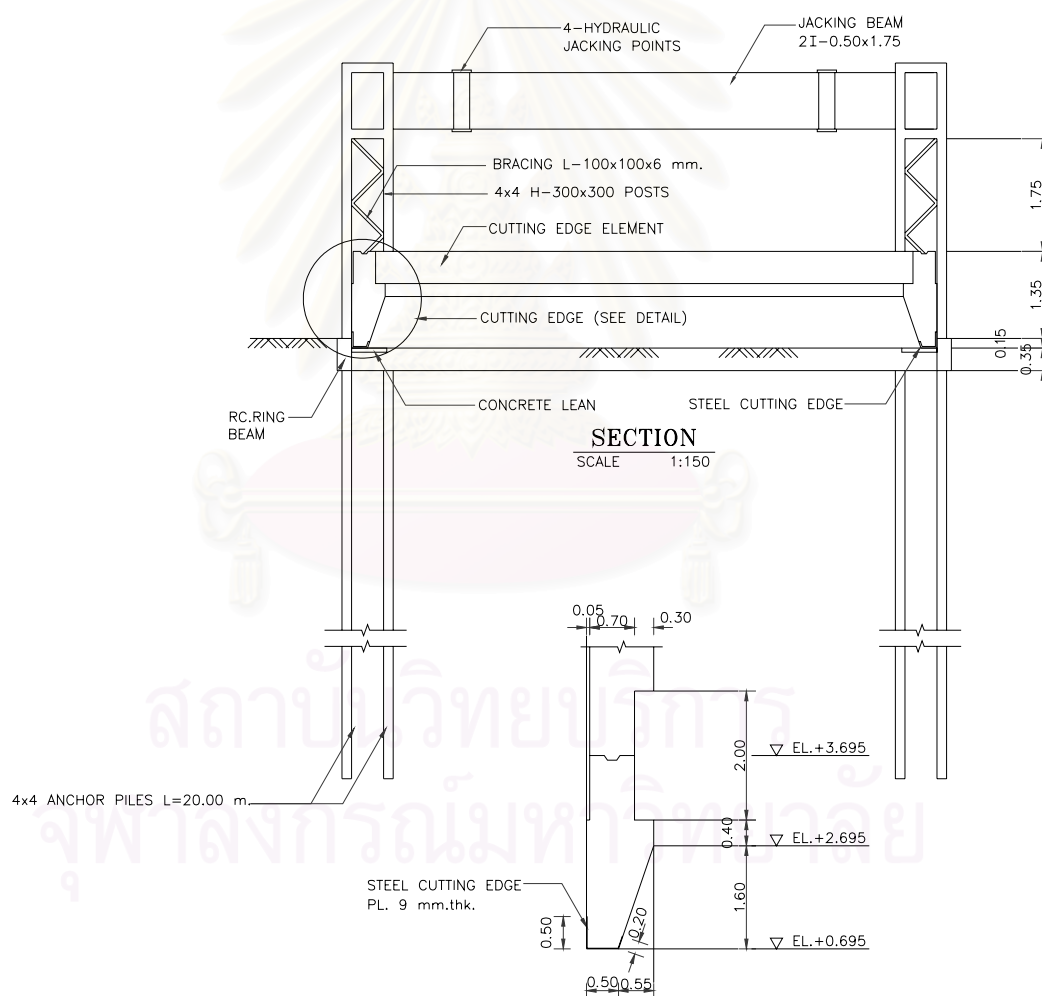
รูปที่ 3.8 โครงสร้าง Jacking beam



รูปที่ 3.9 แม่แรง Hydraulic jack ที่ใช้ในการกดปดองอุโมงค์

ขั้นตอนที่ 2 การติดตั้ง Cutting edge ดังแสดงในรูปที่ 3.10 ถึงรูปที่ 3.14

- ทำการถมทรายภายในและทำการบดอัดให้แน่น หลังจากนั้นจึงเท Lean concrete
- ติดตั้ง Steel cutting edge
- ติดตั้งเหล็กเสริมและแบบหล่อเลื่อน (Slip form) เสร็จแล้วจึงทำการเทคอนกรีต Cutting edge



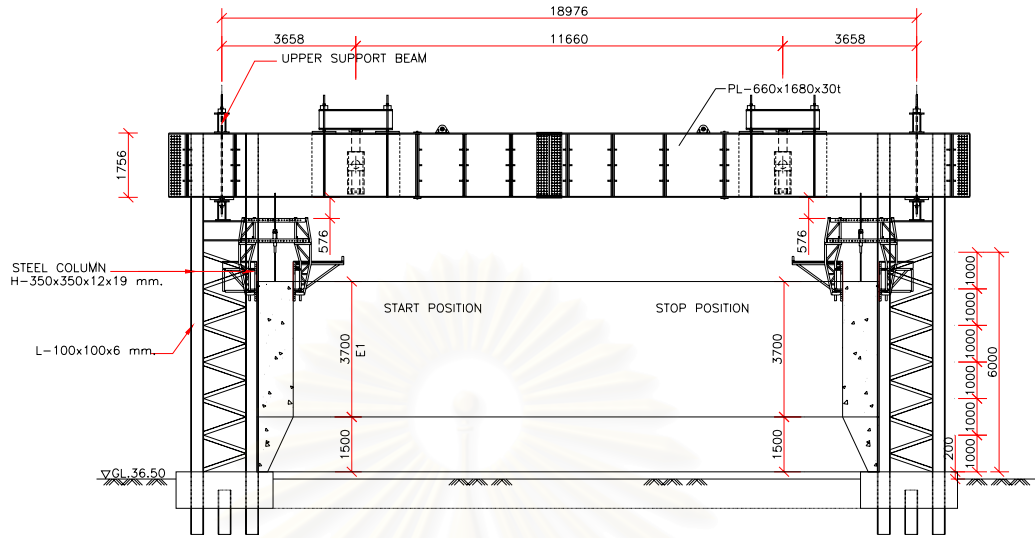
รูปที่ 3.10 ขั้นตอนการก่อสร้าง Cutting edge



รูปที่ 3.11 การประกอบ Cutting edge



รูปที่ 3.12 การเสริมเหล็ก Cutting edge



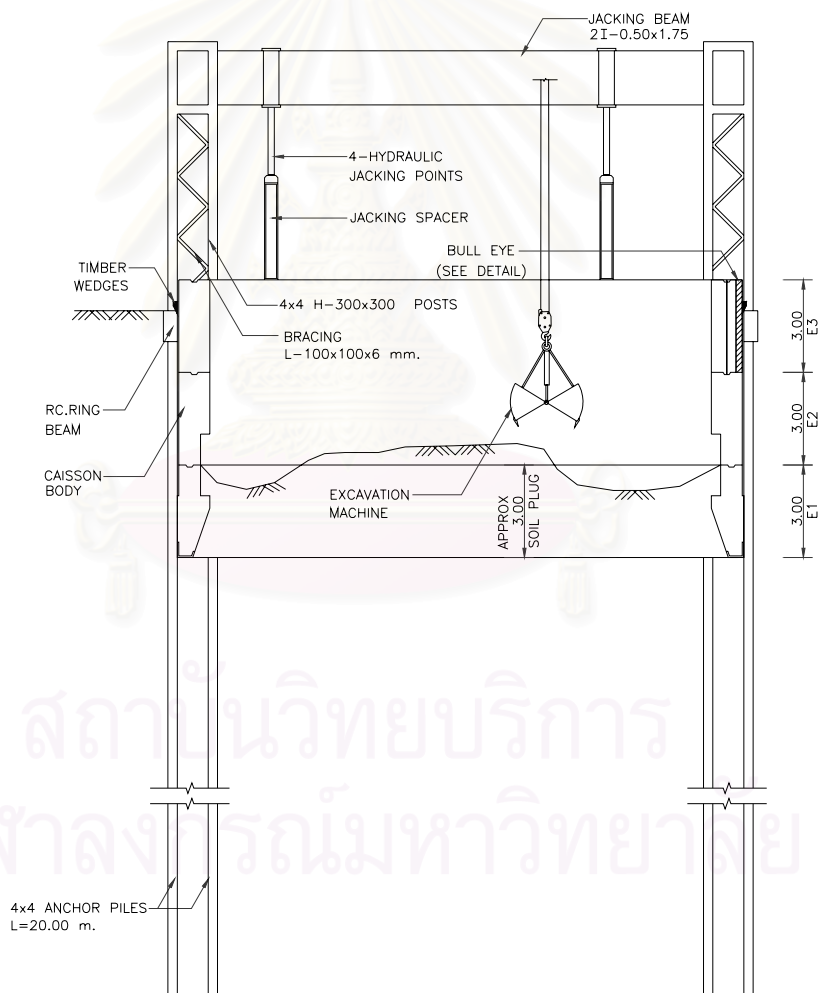
รูปที่ 3.13 แบบการติดตั้ง Slip form



รูปที่ 3.14 การประกอบ Slip form

ขั้นตอนที่ 3 ทำการจมปล่องคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.15 ถึงรูปที่ 3.17

- ขุดดินออกจากปล่องอุโมงค์และทำการกดปล่องลงด้วย แม่แรง (Hydraulic jack)
- ใช้การควบคุมแรงดันในแต่ละกระบอกของแม่แรงเพื่อควบคุมแนวตั้งและการจม
- หยุดการจมของปล่องอุโมงค์ด้วยลิ้มไม้ (Timber wedges) และการควบคุมระดับดินภายในปล่อง (Soil plug)



รูปที่ 3.15 ขั้นตอนการจมปล่องอุโมงค์



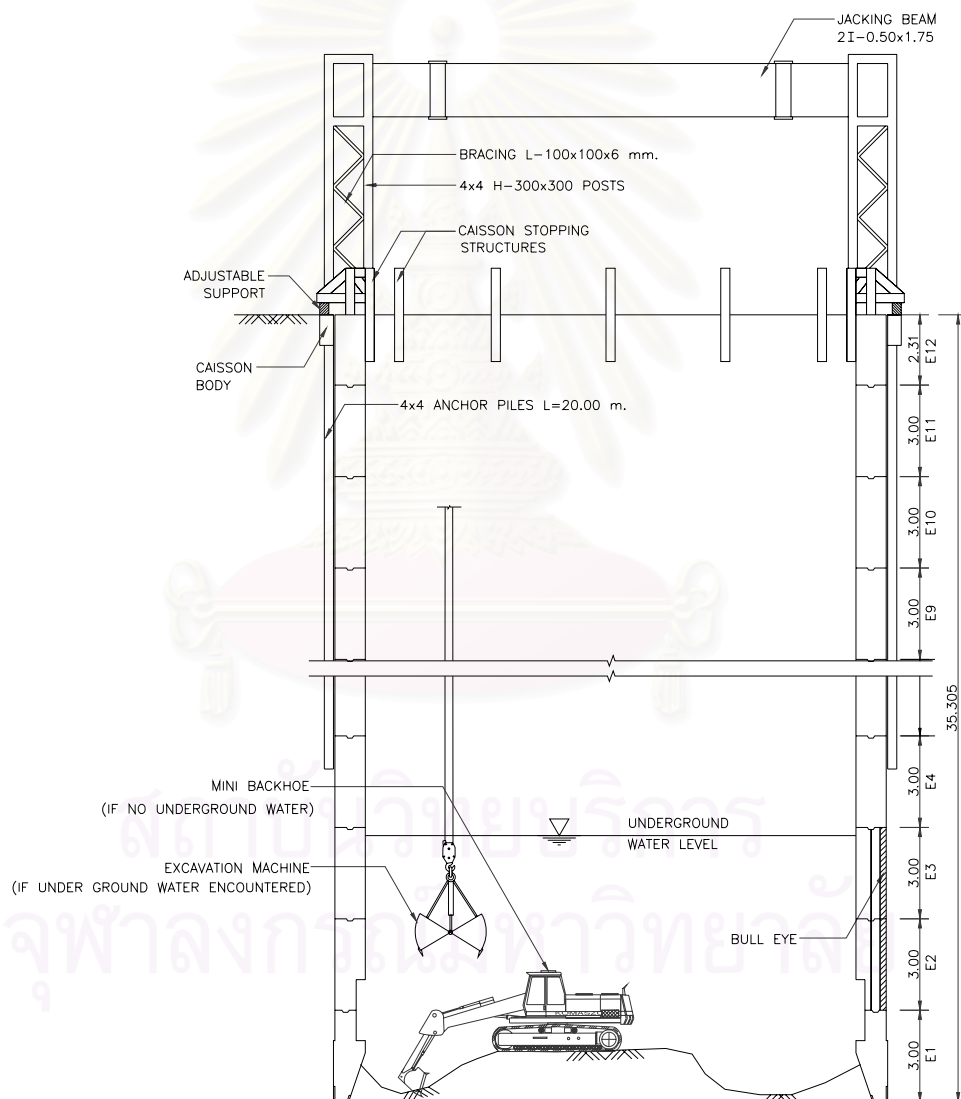
รูปที่ 3.16 การยกปล่องอุโมงค์ด้วย แม่แรง (Hydraulic jack)



รูปที่ 3.17 การตรวจสอบแนวตั้งของปล่องอุโมงค์ในขณะจมปล่องอุโมงค์

ขั้นตอนที่ 4 ก่อสร้างปล่องอุโมงค์ชั้นต่อไป ดังแสดงในรูปที่ 3.18 ถึงรูปที่ 3.20

- ติดตั้งเหล็กเสริม พร้อมเลื่อนแบบหล่อเลื่อน (Slip form) ขึ้น ทำการเทคอนกรีตจนได้ระดับ
- หลังจากหล่อผนังปล่องเสร็จจรจอนผนังปล่องมีความแข็งแรงตามที่ออกแบบ ทำการจมปล่องเช่นเดียวกับขั้นตอนที่ 3
- ก่อสร้างปล่องอุโมงค์ถึงระดับที่ต้องการแล้วทำการติดตั้ง Stopping structure เพื่อหยุดการจมของปล่อง



รูปที่ 3.18 ขั้นตอนการหยุดการจมของปล่องอุโมงค์



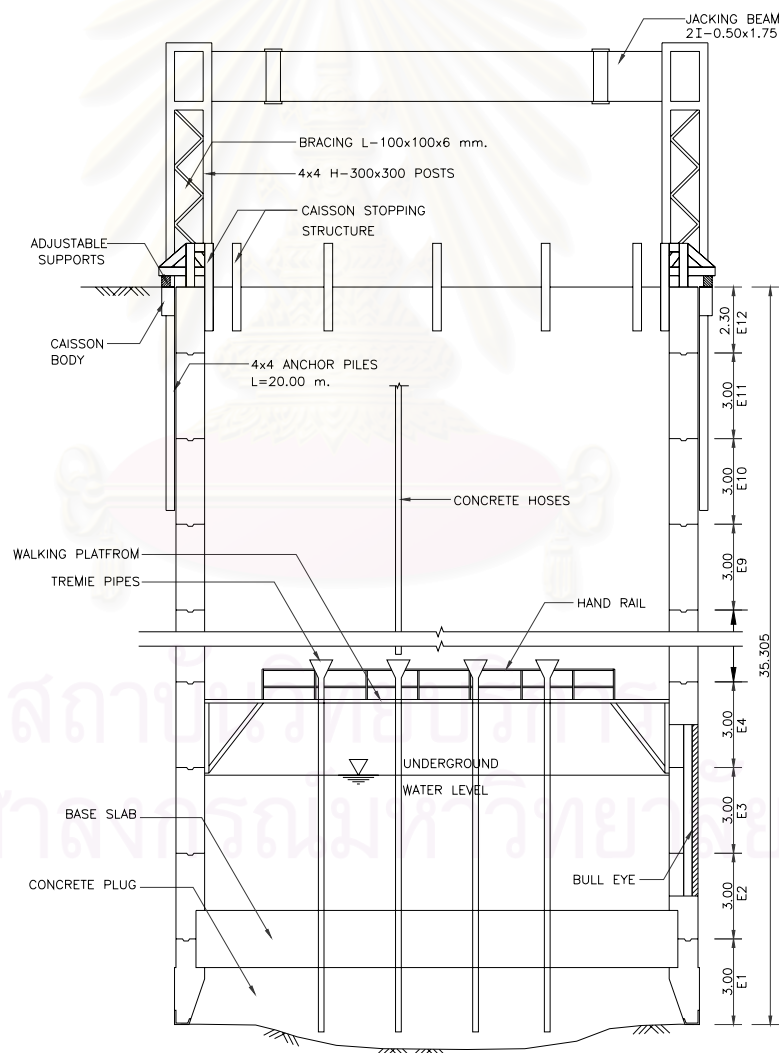
รูปที่ 3.19 การจัดวาง Stopper structure รอบปล่องอุโมงค์



รูปที่ 3.20 โครงสร้าง Stopper structure

ขั้นตอนที่ 5 ก่อสร้าง Concrete plug และ Base slab ดังแสดงในรูปที่ 3.21 ถึงรูปที่ 3.25

- ปล่อยให้ปล่องอุโมงค์จมลงจนกระทั่ง Stopping structure วางอยู่บนฐานรองรับ (Adjustable supports) ทำการขุดดินต่อจนถึงปลายของ Cutting edge
- ในการขุดดินลึก 36 ม. โดยมีชั้นทรายอยู่ที่ระดับ 25 ม. จะพบน้ำใต้ดินอยู่ในระดับประมาณ 23 ม. จากผิวดิน ห้ามทำการสูบน้ำออก การขุดดินและการเทคอนกรีตฐาน (Concrete plug) จะใช้การขุดได้นำด้วยเครื่องมือขุดดินและทำการเทคอนกรีตด้วยท่อ Trimie pipe
- สูบน้ำออกจากปล่องอุโมงค์ ทำความสะอาดผิวคอนกรีตฐาน เสร็จแล้วทำการเท Base slab ต่อไป



รูปที่ 3.21 ขั้นตอนการก่อสร้างคอนกรีตฐานและแผ่นพื้น



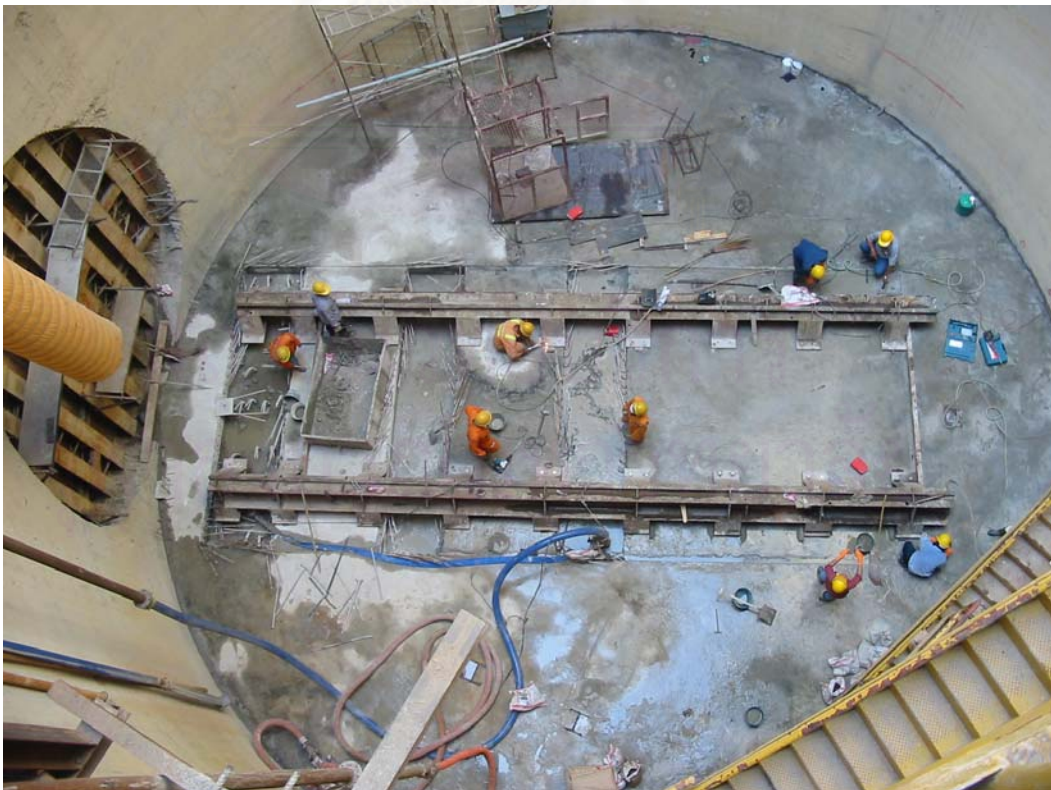
รูปที่ 3.22 การจัดตำแหน่ง Trimie pipe เพื่อเท Concrete plug



รูปที่ 3.23 การเท Concrete plug ด้วย Trimie pipe



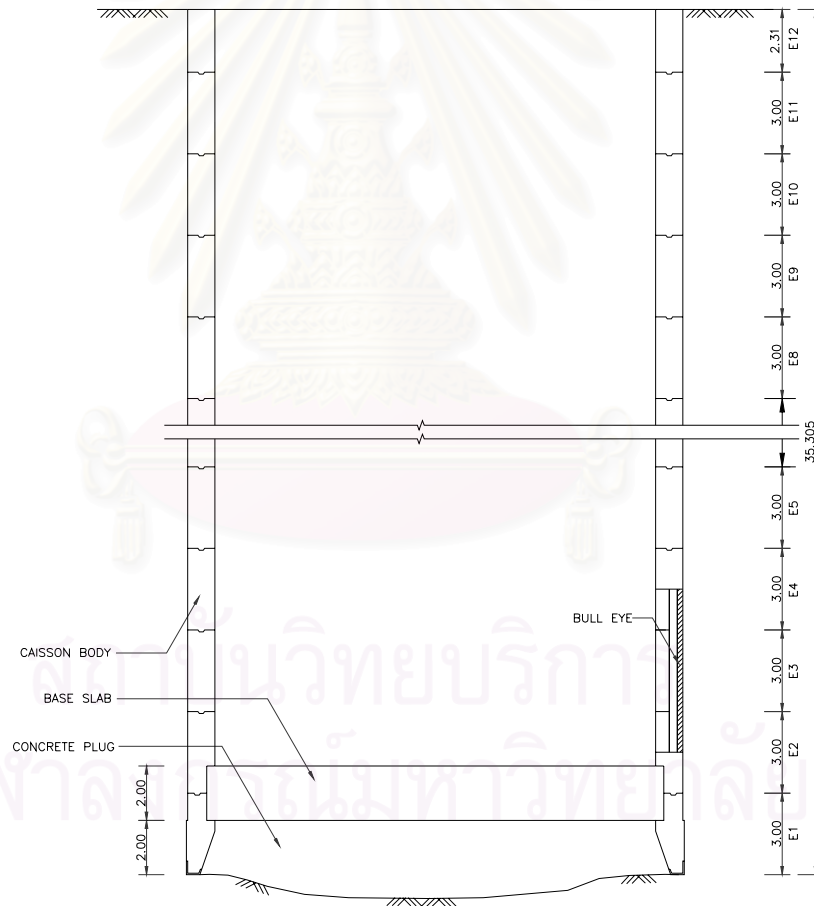
รูปที่ 3.24 การเตรียมการเท Base slab



รูปที่ 3.25 การเท Base slab เสร็จสมบูรณ์

ขั้นตอนที่ 6 ทำการรื้อถอนโครงสร้างชั่วคราว (Dismantle temporary structure) ดังแสดงในรูปที่ 3.26

- ถอด Stopping structure ออก
- ถอด Jacking beam และ H-Posts ออก
- รื้อถอน Concrete ring beam
- ถอนเสาเข็มขึ้น



รูปที่ 3.26 ขั้นตอนการก่อสร้างปล่องอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์

3.5 การใช้งานแบบหล่อเลื่อนในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์

การก่อสร้างปล่องอุโมงค์ด้วยการใช้งาน Slip form เป็นวิธีที่สะดวกกว่าการก่อสร้างแบบอื่น สามารถลดเวลาในการก่อสร้างลงโดยการเลื่อนของแบบหล่อคอนกรีตขึ้นโดยไม่ต้องถอดแล้วประกอบแบบใหม่ และเมื่อแบบเหล็กได้รับการออกแบบและติดตั้งแล้ว แบบจะคงสภาพ มีความคลาดเคลื่อนน้อย ตัวแบบมีความแข็งแรงทนความดัน การใช้งาน Slip form กับงานปล่องอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.27 ซึ่งจะทำให้การหล่อคอนกรีตขึ้นส่วนของฐานรากปล่องเหนือระดับผิวดิน แล้วจึงทำการถอดส่วนนั้นลงเมื่อคอนกรีตได้กำลัง แล้วเลื่อนแบบขึ้นทำการหล่อส่วนต่อไป

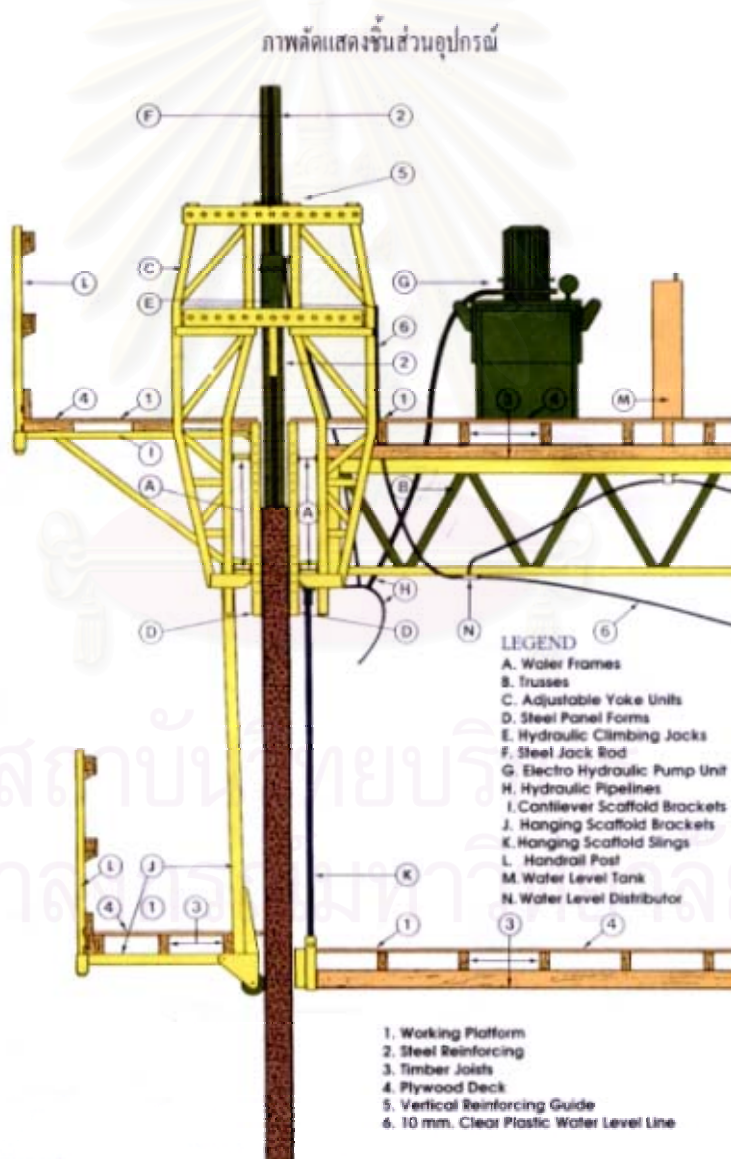


รูปที่ 3.27 การใช้งาน Slip form ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์
ส่วนประกอบที่สำคัญของ Slip form สามารถแบ่งออกได้ดังนี้

3.5.1 โครงสร้างของแบบหล่อเลื่อน

โครงสร้างของ Slip Form จะประกอบไปด้วยส่วนที่เป็นโครงสร้างที่ใช้รับน้ำหนัก และยึดรับแบบให้แข็งแรง โดยที่ Water จะเป็นส่วนที่ใช้บังคับแบบให้เป็นไปตามความต้องการของผู้ออกแบบ เช่น โค้ง หรือตรง โดยจะต้องติดตั้ง Water ให้เข้ากับลักษณะรูปร่างของอาคาร

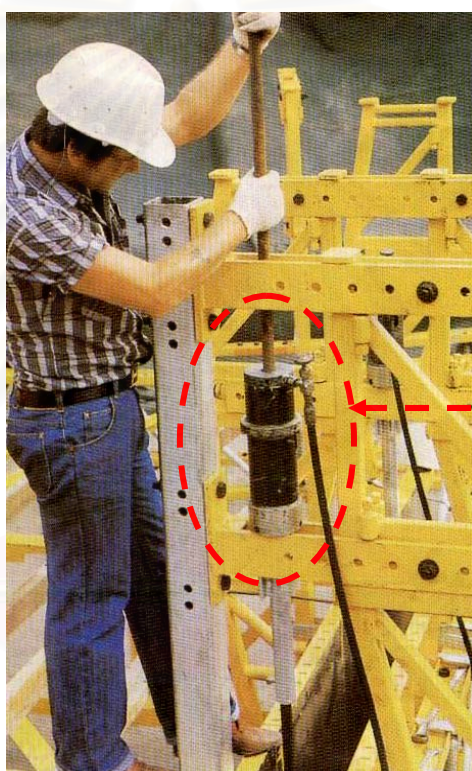
โดยแต่ละครั้งที่ถูกนำมาใช้งานเป็นส่วนที่ต้องได้รับการตัดแปลง และออกแบบใหม่ทุกครั้งไป แต่ขนาดของ Waler ยังคงเดิม ส่วน Yoke เป็นตัวบังคับความหนาของกำแพงตามความต้องการ โดยจะติดตั้ง Yoke เข้ากับ Waler มีระยะห่างมาตรฐานระหว่าง 1.50 - 1.80 ม. โดยรอบรูป ส่วนที่เป็นแบบหล่อซึ่งสามารถปรับระยะห่างได้ แสดงในรูปที่ 3.28 นอกเหนือ จากอุปกรณ์หลักที่ใช้ประกอบเป็นแบบแล้ว พื้นเวทีทำงาน (Decking) ใช้เพื่ออำนวยความสะดวกในการผูกเหล็ก เสริมคอนกรีต การเทคอนกรีต และมีนั่งร้านเท้าแขนยื่นออกด้านข้างรอบรูป และมีนั่งร้านแบบแขวนสูงประมาณ 3.00 ม. อยู่ด้านล่าง เพื่อใช้เป็นที่ตั้งผิวคอนกรีตด้านล่าง ทั้งด้านนอกและด้านใน พร้อมกับการยกตัวของ Slip form



รูปที่ 3.28 ส่วนประกอบของ Slip form (SLIPFORM ENGINEERING (THAI) LTD.)

3.5.2 ระบบการเคลื่อนที่ของแบบหล่อเลื่อน

การเคลื่อนตัวของจะถูกควบคุมด้วยระบบแม่แรง Hydraulic ซึ่งประกอบอยู่กับ โครงสร้างของ Slip form โดยมี Jack rod ซึ่งเป็นเหล็กกลมผิวเรียบ RB24 ขนาด 25 มม. ต่อตัวกัน ด้วยเกลียวตัวผู้/ตัวเมีย เหล็กนี้จะสอดไว้ใน Hydraulic jack เพื่อให้มันเกาะตัวขึ้น ดังแสดงในรูป ที่ 3.29 จิตความสามารถในการยกตัวของแบบระบบนี้คือ 9-12 นิ้ว ต่อชั่วโมงในขณะที่ทำการเท คอนกรีตต่อเนื่องความช้าเร็วปรับได้ ขึ้นอยู่กับจิตความสามารถในการส่งคอนกรีต การเทคอนกรีต ลงในแบบ และการผูกต่อเหล็กเสริมคอนกรีต

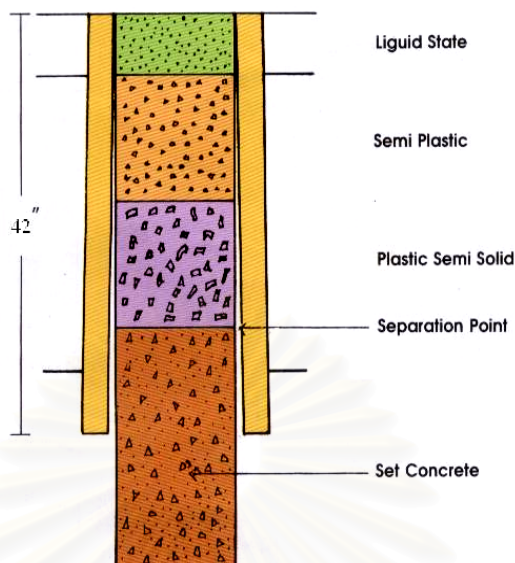


Hydraulic jack
+ Jack rod (RB24)

รูปที่ 3.29 ระบบการเคลื่อนตัวของแบบหล่อเลื่อน (SLIPFORM ENGINEERING (THAI) LTD.)

3.5.3 คอนกรีตที่ใช้กับแบบหล่อเลื่อน

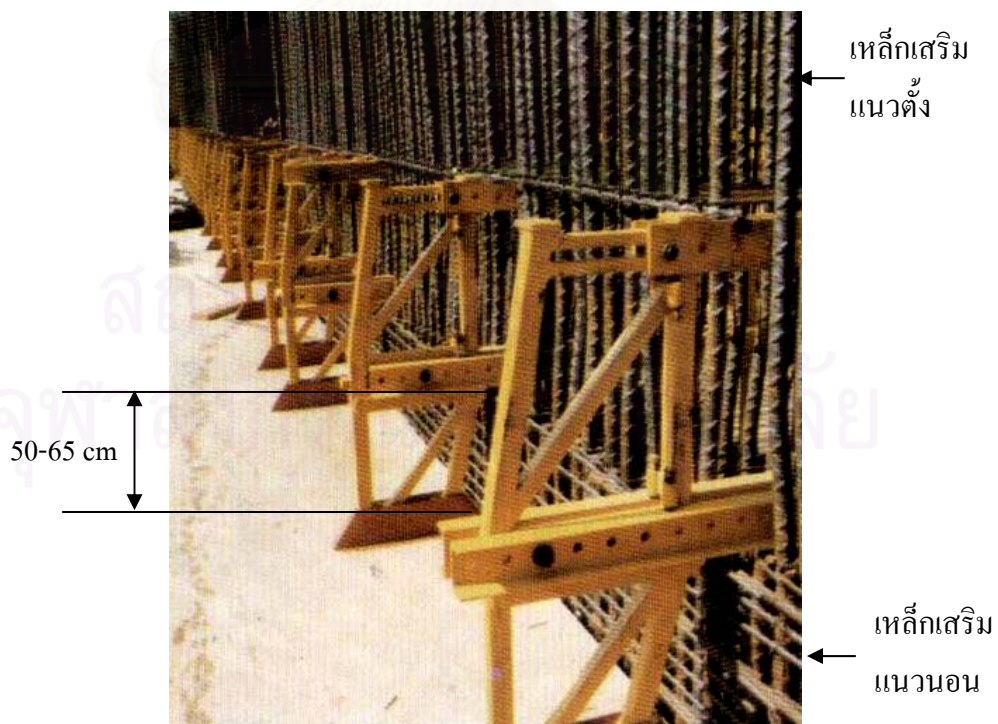
คอนกรีตที่ใช้คอนกรีตที่ใช้ทั่วไป หรือทุกๆ Mixed design ที่กำหนดสามารถ ใช้กับอุปกรณ์ Slip Form ได้ (เฉพาะคอนกรีตที่มี Mixed design เพื่อใช้กับกำแพงเท่านั้น) ไม่มี ข้อกำหนดพิเศษอะไร แต่ควรเป็นคอนกรีตที่ได้มาตรฐาน โดยมี Slump ของ Concrete ที่จุดเทลง แบบไม่ควรเกิน 3 นิ้ว วิธีการเทคอนกรีตจะแตกต่างจากการเทลงแบบปกติแบบจะต้องเทเป็นชั้นๆ แต่ละชั้นไม่ควรเกิน 6-9 นิ้ว เฉลี่ยให้เต็มตามรอบรูปที่ต้องการคล้ายชั้นของขนมชั้น ดังแสดงใน รูปที่ 3.30



รูปที่ 3.30 ลักษณะของคอนกรีตในแบบ (SLIPFORM ENGINEERING (THAILAND) LTD.)

3.5.4 การเสริมเหล็กในแบบหล่อเลื่อน

เหล็กเสริมคอนกรีตจะใช้แบบธรรมดาที่วางไป ของโครงสร้างเพียงแต่ในการต่อเหล็ก ต้องทำไปพร้อมกับเทคอนกรีต และการเลื่อนตัวของแบบ ดังแสดงในรูปที่ 3.31



รูปที่ 3.31 การเสริมเหล็กในแบบหล่อเลื่อน (SLIPFORM ENGINEERING (THAILAND) LTD.)

เหล็กเสริมในแนวตั้ง สามารถผูกरोไว้ได้ก่อนการเทคอนกรีต ถ้าเป็นอาคารอาจผูกไว้รอต่อชั้นความสูงของอาคาร หากสูงมากไปควรทำ Guides บังคับไว้ด้านบน เพื่อมิให้เหล็กดีรวนโยกไปมา และอาจหลุดจากแนวที่กำหนดได้

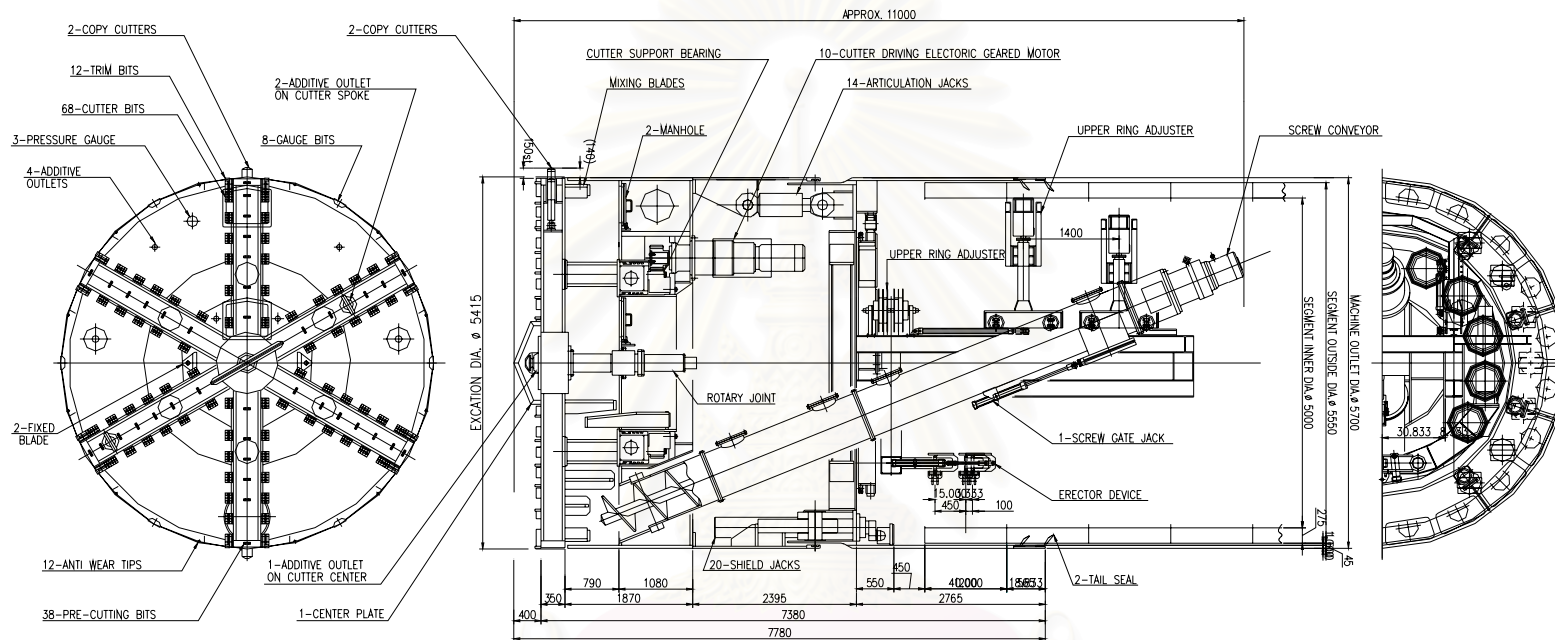
เหล็กเสริมในแนวนอน ผูกโรไว้ได้เฉพาะช่วงได้ขาของ Yoke ซึ่งมีช่องว่างประมาณ 50-65 เซนติเมตร เท่านั้น (2-3 แนว) นอกจากนั้นต้องรอให้แบบเลื่อนตัวขึ้นไปก่อน แล้วจึงนำเหล็กที่เตรียมไว้มาสอดเข้าไปได้ขา Yoke แล้วผูกให้แน่น เหล็กเสริมคอนกรีตควรเตรียมและนำขึ้นไปวางไว้บน Yoke โดยกระจายกันออกไปให้ทั่วรูปที่ Slip form เป็นแบบ ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการผูกต่อด้วย และเป็นกรกระจายน้ำหนักเฉลี่ยออกไปให้ทั่วๆ กัน

3.6 หัวเจาะอุโมงค์และการติดตั้ง

โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำจากคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาจะทำการเจาะอุโมงค์ด้วยเครื่องเจาะอุโมงค์ ชนิดแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield) ลักษณะของหัวเจาะอุโมงค์แสดงในรูปที่ 3.32



รูปที่ 3.32 หัวเจาะอุโมงค์ชนิดแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield)



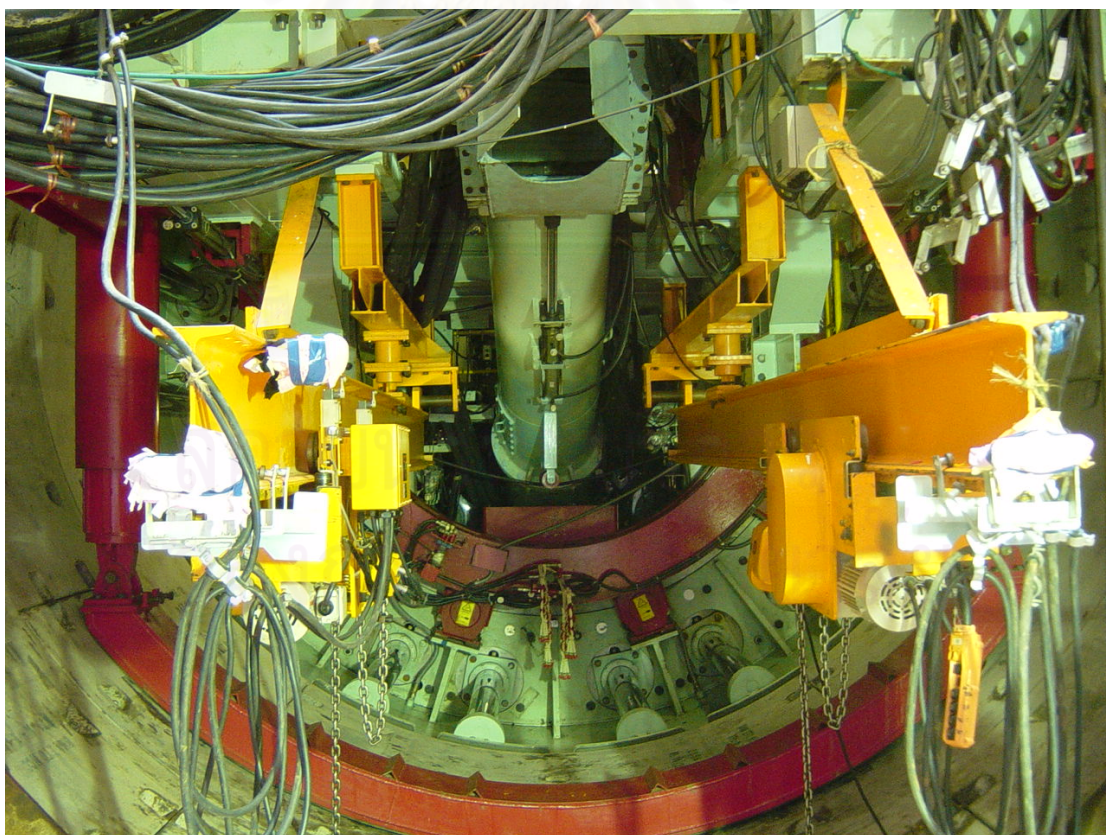
SPECIFICATION OF SHIELD		SPECIFICATION OF ERECTOR		SPECIFICATION OF CUTTER		SPECIFICATIONS OF SCREW CONVEYOR	
OUTER DIAMETER	5550 mm.	ROTATIONAL SPEED	0.3/1.6 min ⁻¹	TYPE	SPOKE TYPE	TYPE	DA. 700mm. (WITH AXIS)
MACHINE LENGTH	7780 mm.	ROTATION SPEED	6.24 kW-m x 21MPa x 1 pcs.	CUTTER TORQUE	2913 kW-m(100%) 3495 kW-m (120%)	CAPACITY OF SOIL DISCHARGE	208 m ³ / h ²
PROPULSION FORCE	1283 kN/mz.	POWER UNIT FOR HYDRAULIC PUMP	COMMON USE WITH SCREW	ROTATION SPEED	1.76 min ⁻¹	EQUIPPED TORQUE	39.69 kW-m
SHIELD JACK SPEED	8.0 cm/min	POWER UNIT FOR ELECTRIC PUMP	COMMON USE WITH SHIELD	FEARED TORQUE	33.36 kW-m	ROTATION SPEED	0-20 min
SHIELD JACK	1500N/1650 qt x 35 MPa x 20pcs.	ERECTOR OIL TANK	COMMON USE WITH SHIELD	FEARED CUTTER ELECTRIC MOTOR	55kW x 4p x 60Hz x 10pcs(=1/111.9)	POWER UNIT FOR HYDRAULIC PUMP	39.63 kW-m x 21 MPa x 1 pc.
ARTICULATION JACK	2000N/2000 qt x 35 MPa x 14 pcs.	LEFT JACK	70kN x 650qt x 21 MPa x 2 pcs.			POWER UNIT FOR ELECTRIC PUMP	132 L/min x 21 MPa x 2 pc.
POWER UNIT	1 HYDRAULIC	SLIDE JACK	70kN x 550qt x 21 MPa x 1 pcs.			POWER UNIT FOR ELECTRIC PUMP	57kW x 4p x 60Hz x 2pc.
	ELECTRIC MOTOR	SUPPORT JACK	22kN x 100qt x 7 MPa x 2 pcs.			POWER UNIT FOR SCREW	COMMON USE WITH SHIELD
	OIL TANK	2000 L		COPY CUTTER JACK	165kN x 150qt x 21MPa x 2pcs.		
SPECIFICATION OF UPPER RING ADJUSTER		POWER UNIT FOR HYDRAULIC PUMP	36 L/min x 21 MPa x 1 pc.			GATE JACK	110 kN x 800 qt x 14 MPa x 1 pcs.
RING ADJUST JACK	105 kN x 250qt x 21 MPa x 2 pcs.	POWER UNIT FOR ELECTRIC PUMP	15 kg x 4 p x 60Hz x 1 pc.			POWER UNIT FOR HYDRAULIC PUMP	36L/min x14 MPa x 1 pc.
RING ADJUSTER TRAVELING JACK	44 kN x 1400 qt x 14 MPa x 2 pcs.	ERECTOR OIL TANK	COMMON USE WITH SHIELD			POWER UNIT FOR ELECTRIC PUMP	11kW x 4p. 60 Hz x 1pc.
	OIL TANK	COMMON USE WITH SHIELD				GATE JACK OIL TANK	COMMON USE WITH SHIELD

DESIGN FOR R 40 m. CURVE
ARTICULATION ANGLE MAX. 6.0°

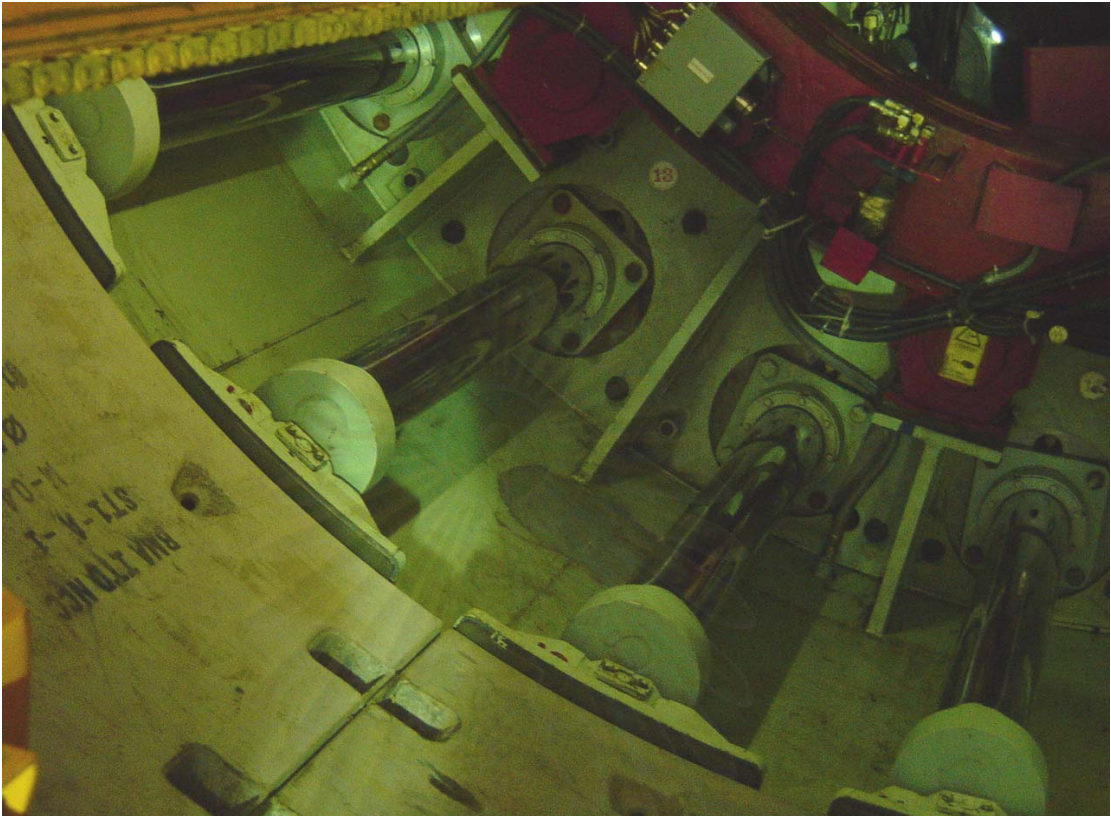
รูปที่ 3.33 แสดงลักษณะและคุณสมบัติของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield)

หัวเจาะที่ใช้สำหรับโครงการนี้เป็นแบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield) ซึ่งจะเหมาะสำหรับการเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯมากที่สุด ลักษณะพิเศษของหัวเจาะชนิดนี้เป็นการใช้แรงดันจากการขุดเป็นตัวป้องกันเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหัวเจาะโดยการควบคุมแรงดันและการขุดให้สัมพันธ์กัน โดยให้มีความดันใกล้เคียงกับความดันดินธรรมชาติ บริเวณหน้าหัวเจาะ จึงทำให้ชั้นดินหน้าหัวเจาะไม่เสียสมดุลย์ ดังนั้น โอกาสที่จะเกิดการทรุดตัวขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์จึงมีน้อยมาก ดังแสดงในรูปที่ 3.33 แสดงลักษณะและคุณสมบัติของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุลย์ (Earth pressure balance, EPB Shield)

แรงดันจากหัวเจาะอุโมงค์จากแม่แรง (Shield jack) ที่ติดตั้งจำนวน 20 ตัว ซึ่งมีแรงดันจากแม่แรง (shield jack) รวมประมาณ 1500 ตันจะถูกดันเข้ากับผนังอุโมงค์ โดยผ่านคานอุโมงค์ (Segment) ไปยังโครงสร้าง Shoving frame ในระหว่างทำการขุดเจาะอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 3.34 และ 3.35 การติดตั้งหัวเจาะภายในปล่องอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 3.36 ซึ่งอาจส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ดังนั้นจึงได้มีการติดตั้ง Inclinometer เพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์



รูปที่ 3.34 ลักษณะภายในหัวเจาะอุโมงค์



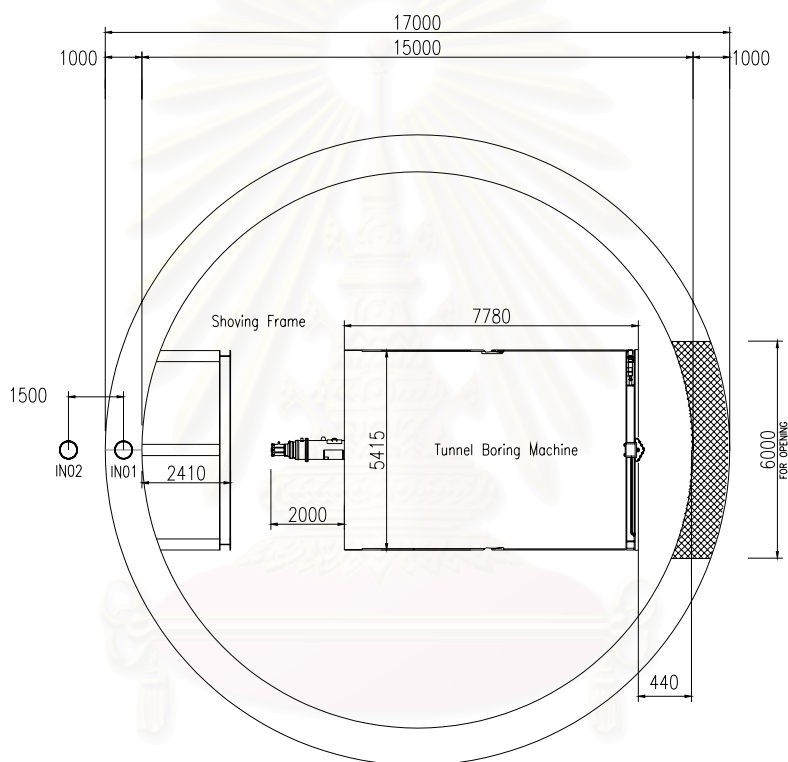
รูปที่ 3.35 การทำงานของ Shield jack



รูปที่ 3.36 การติดตั้งหัวเจาะในปล่องอุโมงค์

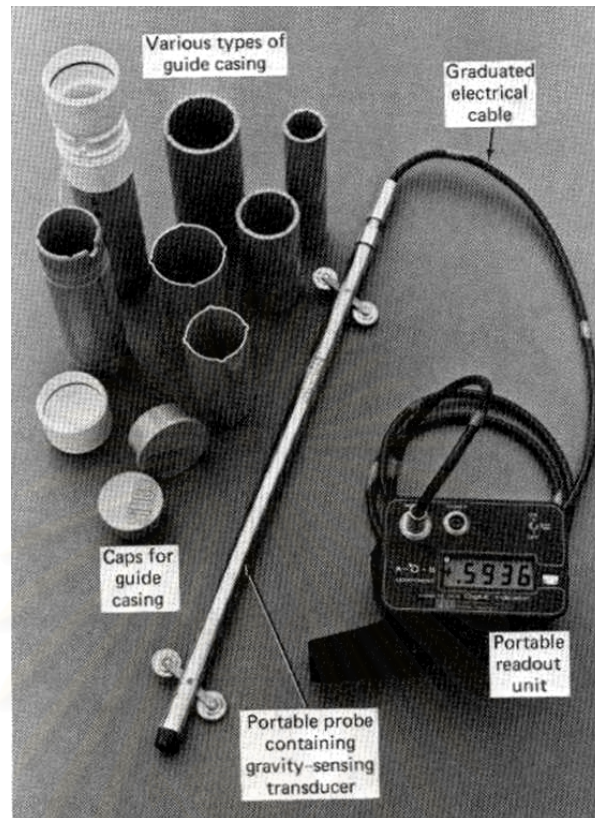
3.7 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด

เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ มี 2 ส่วนคือ ส่วนที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรงดันของหัวเจาะติดตั้งในผนังปล่องอุโมงค์ (Inclinometer, IN01) และส่วนที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินหลังปล่องอุโมงค์ (Inclinometer, IN02) ซึ่งติดตั้งห่างจากจุดแรกประมาณ 1.50 ม. ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือจะติดตั้งอยู่ด้านหลังหัวเจาะ บริเวณ Shoving frame ดังแสดงในรูปที่ 3.37

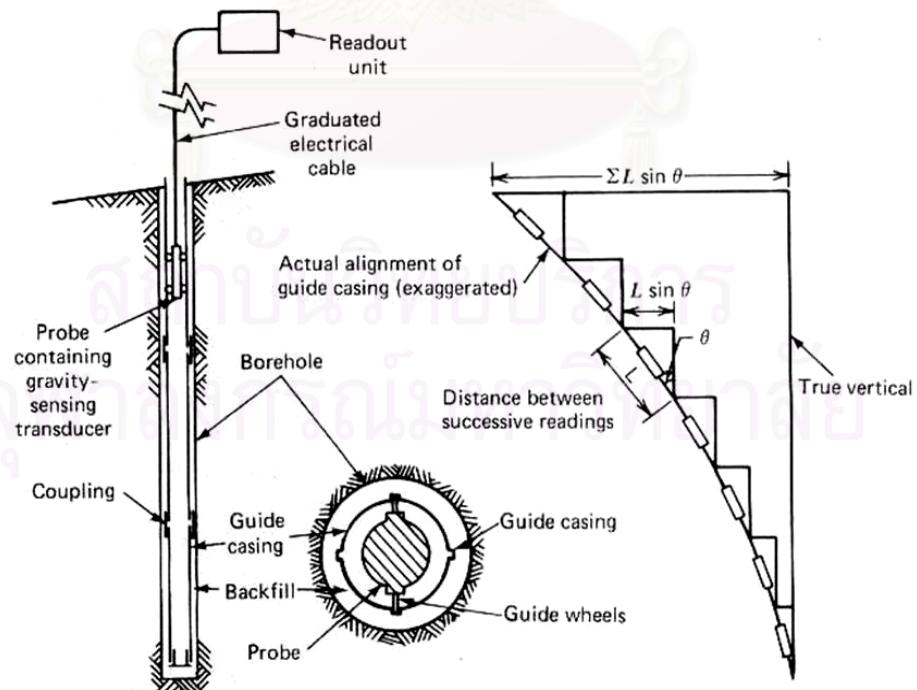


รูปที่ 3.37 ตำแหน่งของเครื่องมือตรวจวัดในปล่องอุโมงค์

รายละเอียดของเครื่องมือวัด Inclinometer เป็นอุปกรณ์ที่ถูกติดตั้งอยู่ในกำแพงหรือดินเพื่อสังเกตผลที่เกิดขึ้นเนื่อง จากแรงกระทำที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง การเอียงตัวของโครงสร้าง (Tilt) ด้วยการวัดค่าการเอียงของ Casing เทียบกับแกนในแนวตั้ง โดยการใส่อุปกรณ์วัดค่า Probe ลงไปใน Casing ซึ่งฝังอยู่ โดยที่ปลายของ Casing ต้องวางอยู่ในส่วนที่แข็งแรงไม่เกิดการเคลื่อนที่ สัญญาณการวัดจะถูกส่งกลับมายังอุปกรณ์อ่านค่า Readout unit เมื่อนำผลที่ได้มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับการเคลื่อนที่จะทำให้เราทราบถึงลักษณะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของดิน หรือการเอียง(Tilt) ของโครงสร้าง อุปกรณ์โดยทั่วไปของเครื่องมือวัด Inclinometer แสดงในรูปที่ 3.38 และการใช้งาน Inclinometer แสดงในรูปที่ 3.39



รูปที่ 3.38 ส่วนประกอบของ Inclinator (Slope Indicator, Inc.)



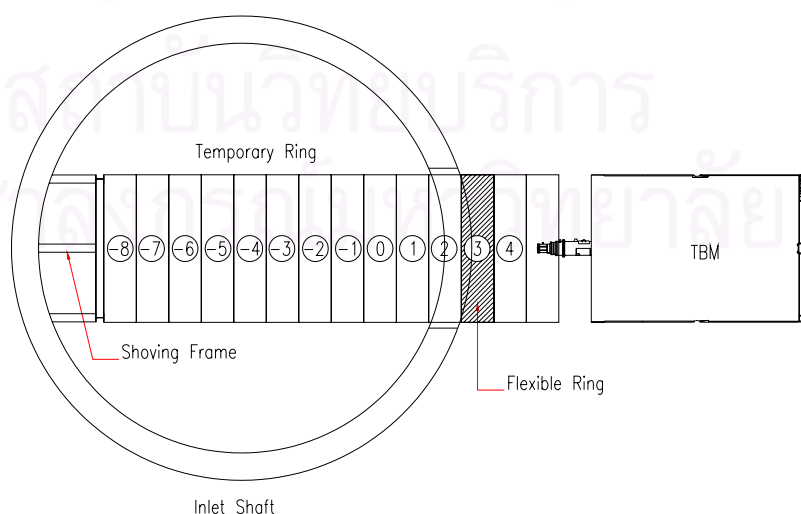
รูปที่ 3.39 การใช้งาน Inclinator (Slope Indicator, Inc.)

3.8 ข้อมูลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

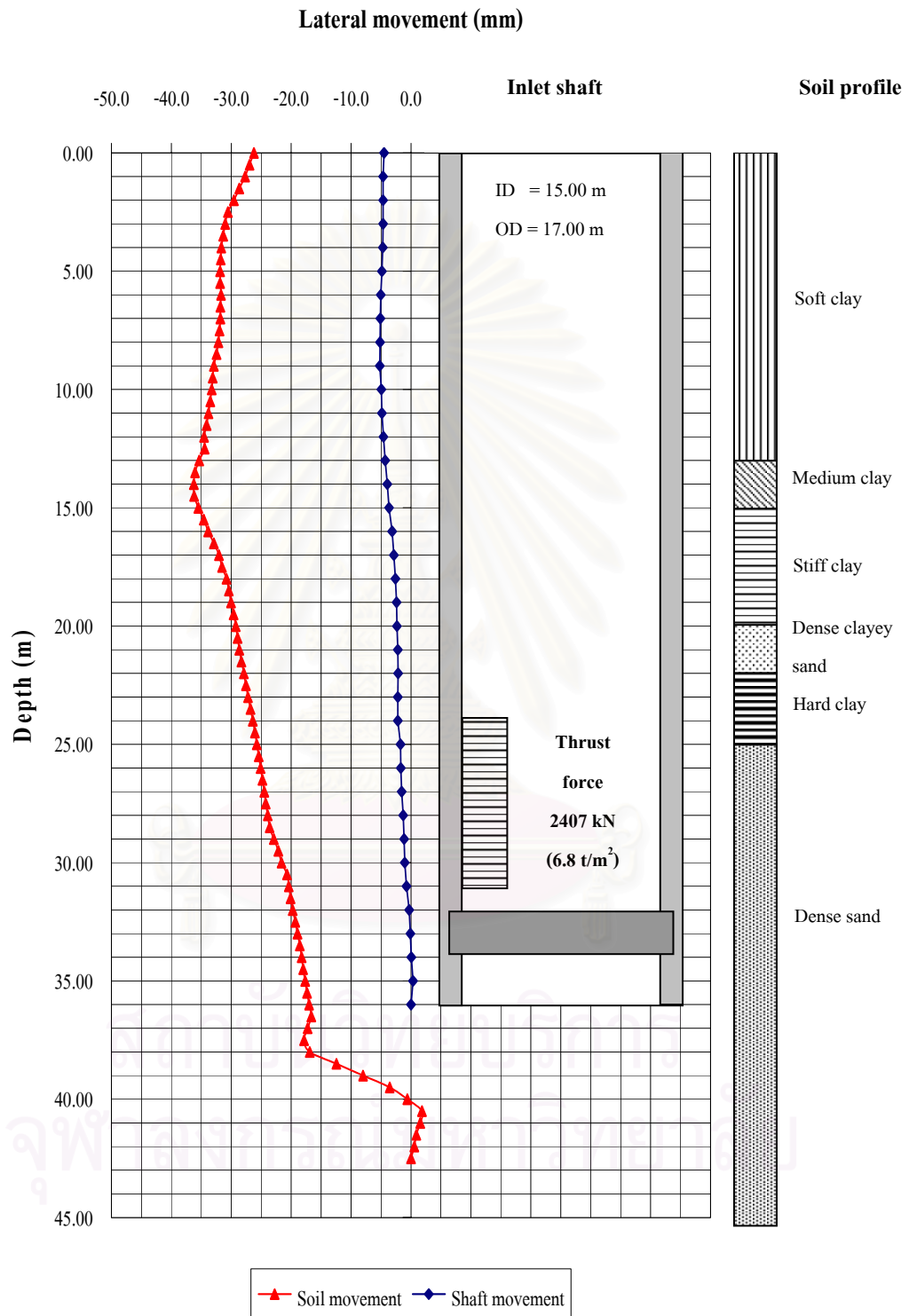
ข้อมูลผลการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่เกิดจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ในขณะเริ่มต้นขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งได้จากการวัดด้วย Inclinometer ซึ่งทำการวัดเฉพาะการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงเริ่มต้นซึ่งใช้แรง Thrust force สูงสุดและไม่มีผลของแรงเสียดทานของคาคอุโมงค์ ทำให้สามารถพิจารณาแรง Thrust force กระทำต่อปล่องอุโมงค์ได้เต็มที่ โดยได้มีการเก็บข้อมูลประกอบการวิเคราะห์ โดยการรวบรวมข้อมูลการตรวจวัดจะเริ่มในวันที่ 14 มกราคม 2548 ซึ่งเป็นวันเริ่มขุดเจาะอุโมงค์ (Temporary ring No.-3) และวันที่ 19 มกราคม 2548 (Temporary ring No.0) จนถึงวันที่ 21 มกราคม 2548 ซึ่งเป็นการเจาะ Ring No.2 และมีการใช้แรง Thrust force สูงที่สุด จึงหยุดการพิจารณาข้อมูลเนื่องจาก Ring No.3 เป็น Flexible ring และหัวเจาะได้เจาะพ้นออกจากปล่องอุโมงค์ ซึ่งจะต้องมีการ Grout โดยรอบคาคอุโมงค์ (Segment) ทำให้แรงดันของ Shield jack ที่ส่งผลต่อปล่องอุโมงค์ถูกลดทอนลง ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ข้อมูลการตรวจวัดด้วย Inclinometer

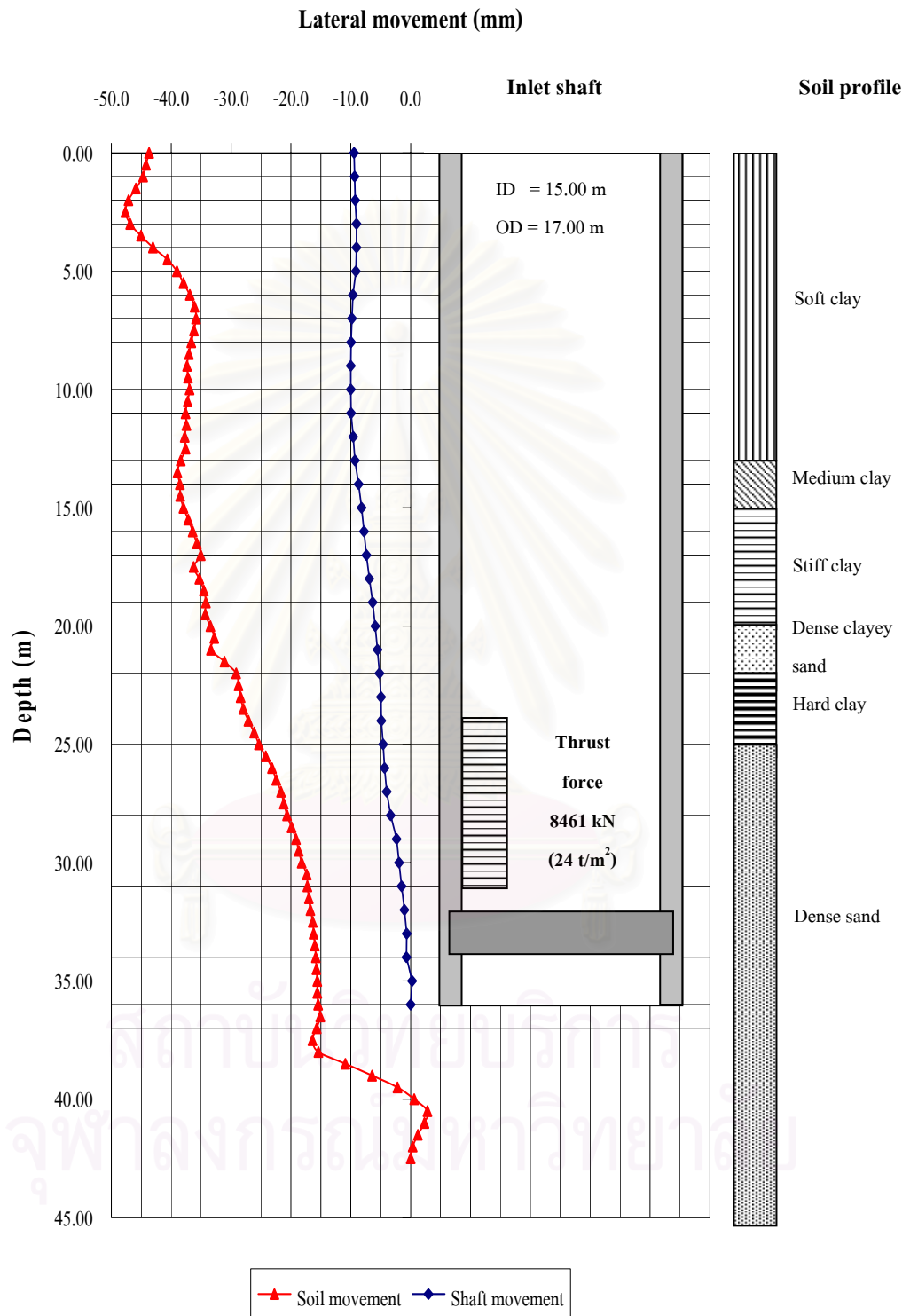
ลำดับ	วันที่	Ring	Thrust force (kN)	Net Excavation Time (min)
1	14/01/2548	-3	2407	107.6
2	19/01/2548	0	8461	589.6
3	21/01/2548	2	11315	199.5



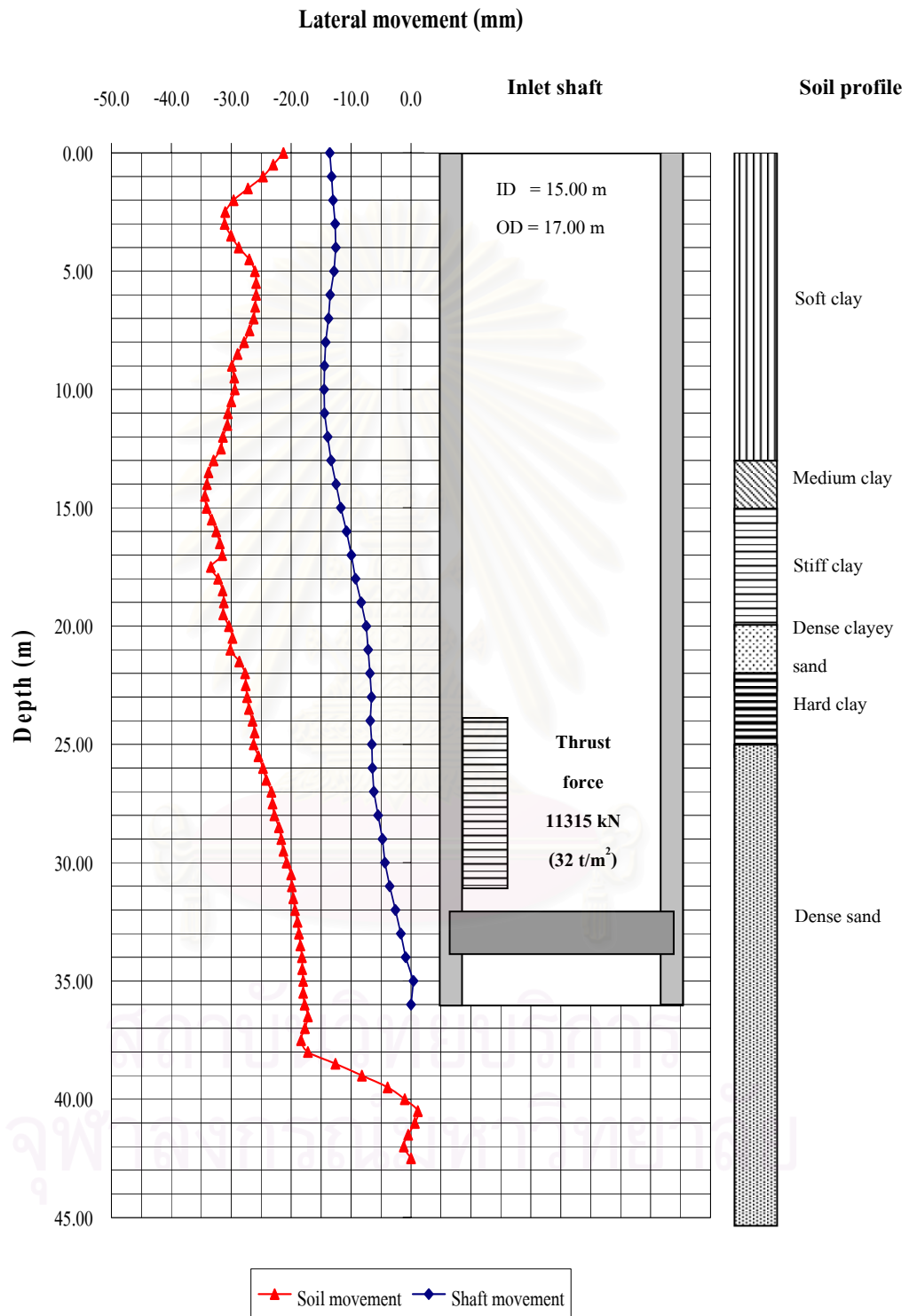
รูปที่ 3.40 ลำดับการขุดเจาะอุโมงค์



รูปที่ 3.41 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 14/01/2548



รูปที่ 3.42 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 19/01/2548



รูปที่ 3.43 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์วันที่ 21/01/2548

บทที่ 4

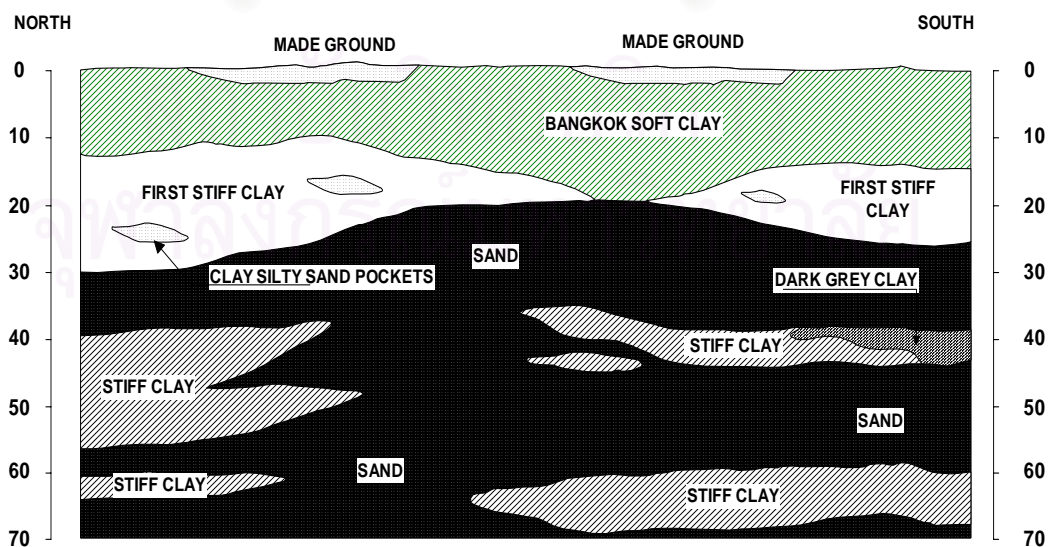
การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิจัยครั้งนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ โดยเปรียบเทียบจากข้อมูลที่ได้จากการวัดด้วยเครื่องมือวัดในสนามและผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม STAAD PRO 2004 ซึ่งข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ และผลการวิเคราะห์ จะได้นำเสนอในหัวข้อต่างๆ ดังต่อไปนี้

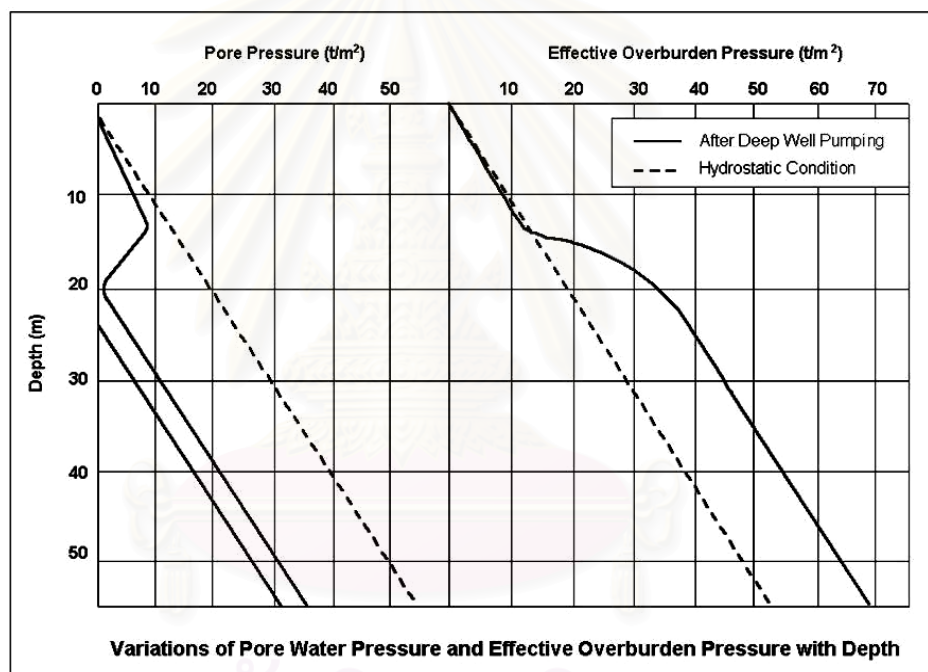
4.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok subsoils)

วันชัย (2544) พบว่าชั้นดินกรุงเทพฯประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 13-16 ม. ความชื้นของดิน (Water contents) อยู่ระหว่าง 70-80 % มีความไวตัวสูง มีค่ากำลังรับแรงเฉือนประมาณ 1-1.5 ตัน/ตร.ม. ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ความชื้นของดินอยู่ในช่วง 25-30 % มีความไวตัวต่ำ อยู่ที่ระดับความลึก 16-25 ม. กำลังรับแรงเฉือนมีค่าประมาณ 8-16 ตัน/ตร.ม. ถัดลงมาเป็นชั้นทรายชั้นแรกอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำหนา 10-15 ม. มีค่า SPT N-value อยู่ในช่วง 30-50 ครั้ง/ฟุต ลักษณะชั้นดินทั่วไปแสดงในรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 ลักษณะของชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544)

ลักษณะแรงดันน้ำใต้ดินจะเป็นแบบ Hydrostatic ในชั้นดินเหนียวอ่อนและจะเริ่มลดลงที่ระดับความลึก 8-10 ม. จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ (Drawdown) ที่ระดับความลึกประมาณ 23 ม. ทั้งนี้เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลหลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นเป็น Hydrostatic อีกครั้งดังแสดงในรูปที่ 4.2 ซึ่งพอสรุปได้ว่าระดับ Piezometric level หรือแรงดันน้ำที่แท้จริงของชั้นดินกรุงเทพฯ จะอยู่ที่ระดับประมาณ 23 ม. จากผลการลดระดับของน้ำใต้ดินดังกล่าวจึงเกิดปัญหาแผ่นดินทรุดในเขตกรุงเทพฯ และปริมณฑล ทั้งนี้เนื่องจาก Effective overburden pressure ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.2 นอกจากนี้การลดระดับของน้ำใต้ดิน ทำให้การขุดดินลึกในกรุงเทพฯ จะไม่พบปัญหาและอุปสรรคจากน้ำแต่ประการใด รวมทั้งสามารถก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบแห้ง (Dry process bored pile) ได้ลึกถึงประมาณ 20-21 ม.



รูปที่ 4.2 ลักษณะของระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544)

4.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Shear strength of soil)

กำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานหน่วยแรงภายนอกที่กระทำกับมวลดิน โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวเกิดจากแรงเสียดทาน, แรงเสียดสีและแรงเชื่อมแน่น (Cohesion) ซึ่งเกิดจากความต้านทานของโครงสร้างของดินต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและความต้านทานที่เกิดบริเวณที่เม็ดดินติดกัน ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบเกิดจากแรงต้านทานต่อการเสียดสีและแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน รวมทั้งแรงต้านทานที่เกิดจากการทำให้เม็ดดินที่เรียงตัวกันแบบอัดแน่นขยายตัวขึ้น (Dilatancy)

4.2.1 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว

การประเมินกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากในสนามและห้องปฏิบัติการที่นิยมใช้โดยทั่วไปมีดังนี้

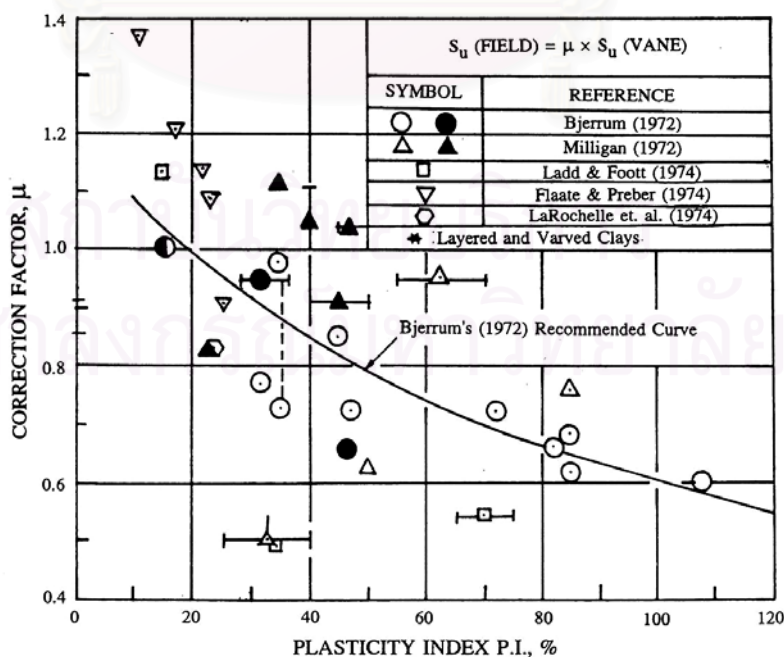
4.2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field vane shear test

การทดสอบแบบนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคล้ายใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ เวนเกิดการวิบัติและนำค่า Torque สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

จากค่า $S_{u(FV)}$ ที่ได้นั้น Bjerrum (1972) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง $S_{u(FV)}$ จะมีค่าสูงเกินไป สำหรับดินเหนียวที่มีค่า $PI > 20\%$ เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้ จากค่า μ ดังสมการที่ 4.1

$$S_u = \mu S_{u(FV)} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

เมื่อ μ = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972) จากรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV

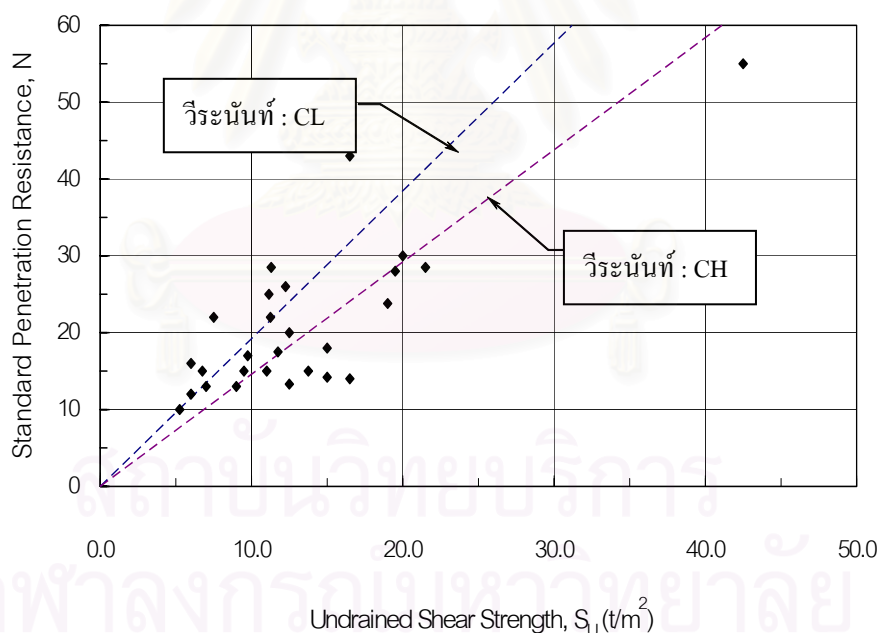
สำหรับค่า μ ที่ใช้ในการปรับแก้ค่า $S_{u(FV)}$ นั้น Bjerrum (1972) เสนอว่าเป็นผลของการใช้อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สมบัติของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้าน เมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติที่ไม่พร้อมกัน ซึ่งค่าปรับแก้ที่เหมาะสมของดินเหนียวกรุงเทพฯ เท่ากับ 0.70

4.2.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ได้แก่ การทดสอบ SPT ซึ่งเหมาะสมกับชั้นดินเหนียวแข็ง โดยในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N ดังแสดงในรูปที่ 4.4 โดยความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ($S_u = q_u/2$) มีค่าดังนี้

$$S_u = 0.685N \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \text{ ดินเหนียวชนิด CH} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$S_u = 0.520N \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \text{ ดินเหนียวชนิด CL} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$



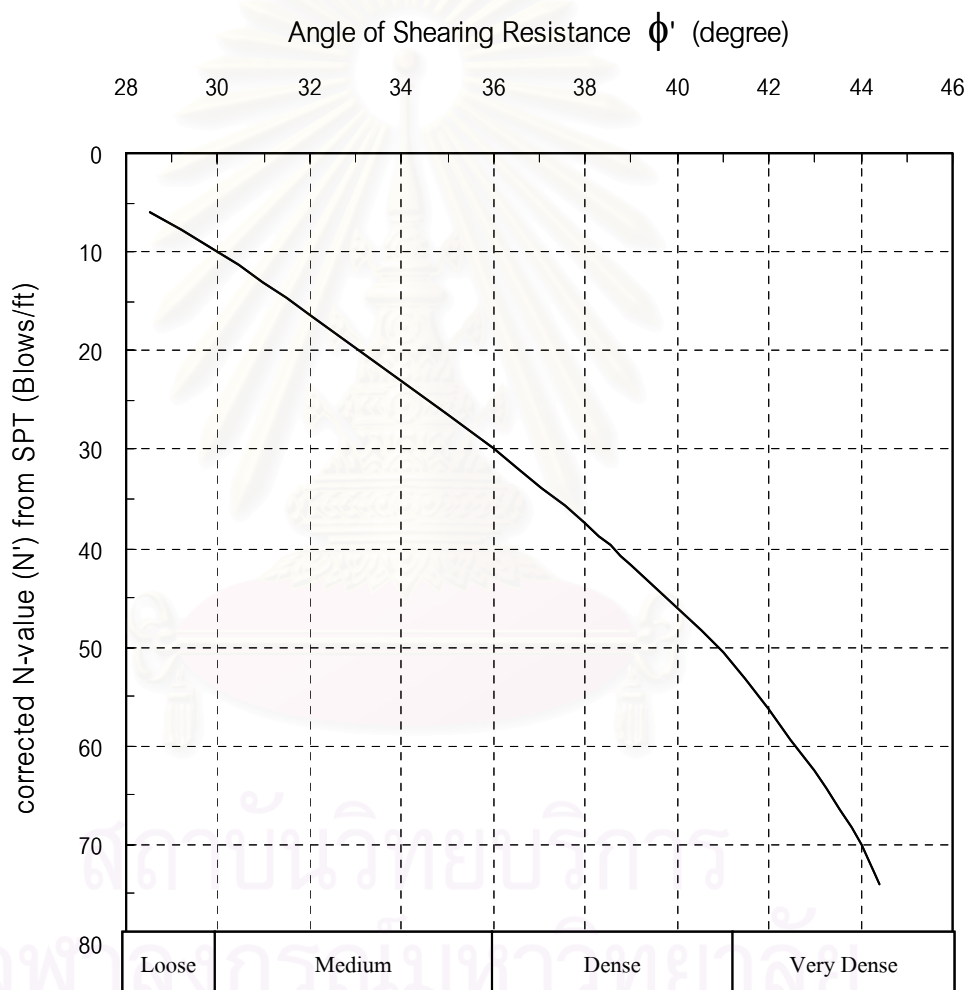
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ Undrained Shear Strength (วีระนันท์, 2526)

4.2.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดิน โดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะนำค่า N ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัย

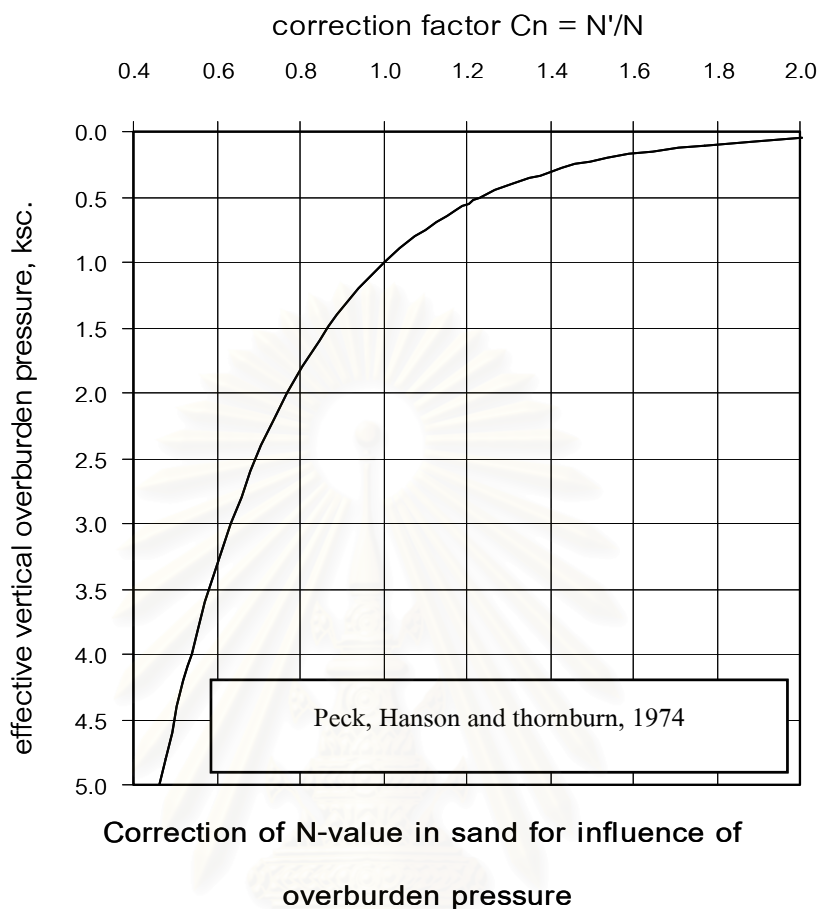
ความสัมพันธ์เฉพาะที่ มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ N กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ϕ') ได้ถูกเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1974) ดังแสดงในรูปที่ 4.5 โดยในรูปดังกล่าวค่า N ต้องได้รับการปรับแก้ด้วยผลจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ σ'_{vo} ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบด้วยค่าปรับแก้ C_n (Correction factor) แสดงในรูปที่ 4.6 โดยใช้สมการที่ 4.4

$$N_{\text{correction}} = C_n N_{\text{field}} \dots\dots\dots (4.4)$$



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (PECK, HANSONÞBURN, 1974)

สำหรับค่าปรับแก้ C_n ซึ่งได้จากการเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้นิวแรงกดมาตรฐาน $\sigma'_{vo} = 1.0$ กก./ตร.ซม. ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ส่วนค่า N_{field} คือ ค่า N ที่วัดได้จากในสนามที่หน่วยแรงมาตรฐาน



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_n กับ σ'_{vo} ($C_n = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_{vo}}$)

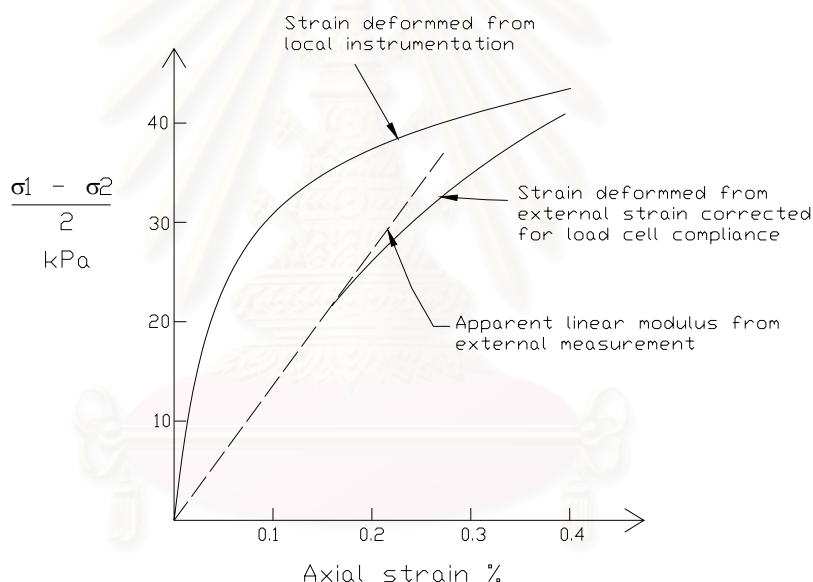
4.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Modulus of soil)

โมดูลัสของดิน (Modulus of soil, E_s) เป็นค่าที่แสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (Deformation) ของดินเมื่อมีน้ำหนัก หรือแรงกดอัดกระทำ จากการทำงานวิจัยที่เกี่ยวข้องและการวิเคราะห์ก่กลับ (Back analysis) เพื่อหาค่าโมดูลัสยึดหยุ่นของดินกรุงเทพฯ สามารถแบ่งได้ตามชนิดของดินดังนี้

4.3.1 ค่าโมดูลัสของดินเหนียว

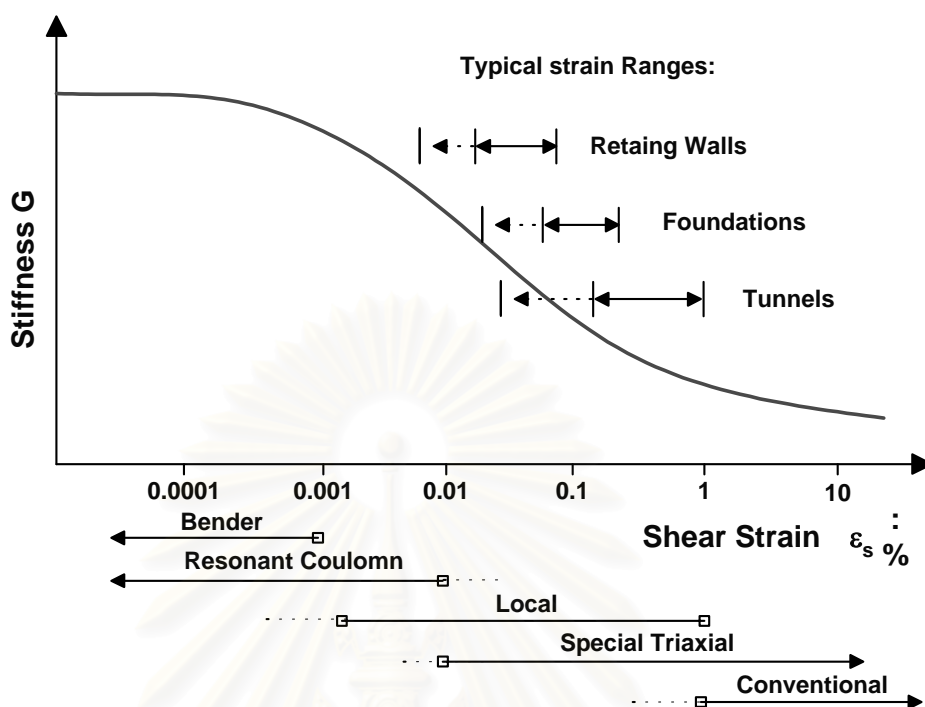
โดยทั่วไปแล้วค่าโมดูลัสของดินเหนียวจะหาได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u), ค่าดัชนีความเหลว (PI) และ OCR

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีผู้ศึกษาถึงเรื่องการวิเคราะห์หาค่า Young's modulus ของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าค่า Young's modulus ที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่าสูงกว่าค่า Young's modulus ที่ทดสอบได้จากห้องทดสอบ (Laboratory test) จนกระทั่งได้มีการคิดค้นวิธีการวัด Strain ในตัวอย่างโดยตรง (Local strain measurement) จึงได้พบว่าค่า Young's modulus ของดินจะไม่คงที่แต่จะแปรผันตามค่า Strain ของดินโดยพบว่าที่ระดับ Strain ของดินต่ำๆ ค่า Young's modulus ของดินจะมีค่าสูงมาก และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non linear behavior) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Strain ต่ำ แต่ที่ระดับ Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลง ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ซึ่งได้เปรียบเทียบระหว่างการวัด Strain ด้วยวิธีปกติกับการวัด Strain ในตัวอย่างดิน



รูปที่ 4.7 ความแตกต่างจากการวัด Strain ในการทดสอบ

จะเห็นได้ว่าค่า Young's Modulus จะต่างกันอย่างมากที่ระดับของ Strain ต่ำๆ ใน ส่วนของโครงสร้างใต้ดินอาทิเช่น อุโมงค์, กำแพงใต้ดิน Mair (1993) พบว่าค่า Stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงตามระดับของ Strain ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า Shear stiffness จะแปรเปลี่ยนไปตามค่า Shear strain โดยกรณีของไดอะแฟรมวอลล์ ซึ่ง Strain level จะมีค่าอยู่ในช่วง 0.01% ถึง 0.10% เท่านั้น ซึ่งค่า Shear modulus ใน Strain ช่วงนี้สูงเกินกว่าที่การทดสอบแบบธรรมดาในห้องทดสอบ (Conventional laboratory test) จะทำการทดสอบได้

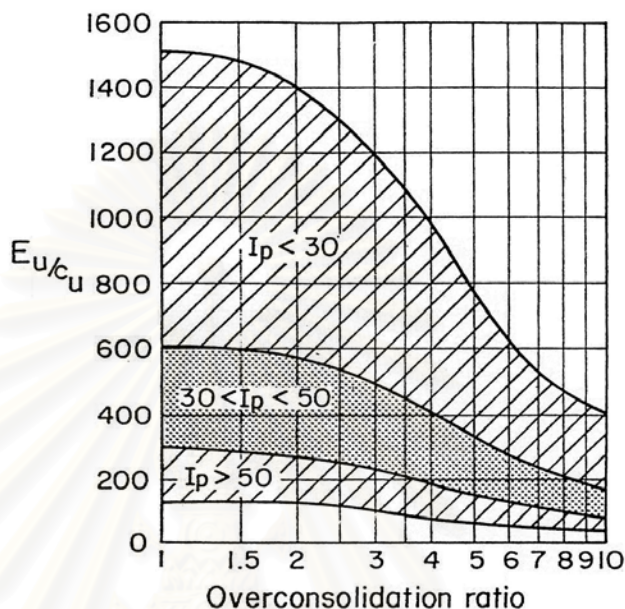


รูปที่ 4.8 Typical Strain Range (Mair, 1993)

Duncan and Buchigani (1976) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ค่าดัชนีความเหลว และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 4.9 โดยปกติแล้วสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวอยู่ระหว่าง 30 - 50 % และ OCR อยู่ระหว่าง 1.0 - 2.0 จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 300 ถึง 600 สำหรับในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวต่ำกว่า 30 % จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 600 ถึง 1500 อย่างไรก็ตามช่วงค่าของ E_u / S_u ดังกล่าวจะมีค่าแตกต่างกันมากและเป็นค่าที่เกิดจากการประมาณเท่านั้น

สำหรับค่า Shear Modulus ที่ระดับ Small strain ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ได้จากการทดลองและการวัดในสนาม ค่า Shear modulus (G_{max}) จะอยู่ระหว่าง $300S_u$ ถึง $500S_u$ ซึ่งถ้าแปลเป็นค่า Young's modulus ก็จะมีค่าอยู่ระหว่าง $900S_u$ ถึง $1500S_u$ โดย Shibuya (1997) นอกจากนี้ Teramast N. (1998) ยังทำการทดสอบหาค่า G_{max} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้ Bender Element Test พบว่า G_{max} มีค่าอยู่ในช่วง $(440-570)S_u$ ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) โดยวิธีการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back analysis) เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวัดจริงในการก่อสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

กับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element method) โดยที่ค่า Young's modulus ของดินที่เหมาะสมที่ได้จากการวิเคราะห์กลับสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ เสนอโดย ธีระพันธ์ (2545) ได้ค่าประมาณ 500Su ถึง 600Su และ 1000Su ถึง 1150Su ตามลำดับ



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976)

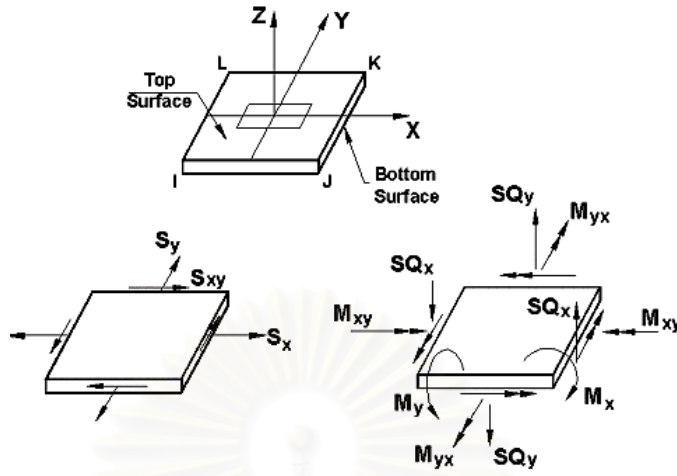
4.3.2 ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ

จากการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในกรุงเทพมหานครหลายโครงการ ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ ได้มีการใช้ความสัมพันธ์จากการทดสอบ SPT โดยใช้ SPT N-value ในการหาค่าโมดูลัสของดินของชั้นทรายกรุงเทพฯ จาก สมการที่ 4.5

$$E_s' = 200N_{field} \quad (\text{ตัน/ ตร.ม.}) \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

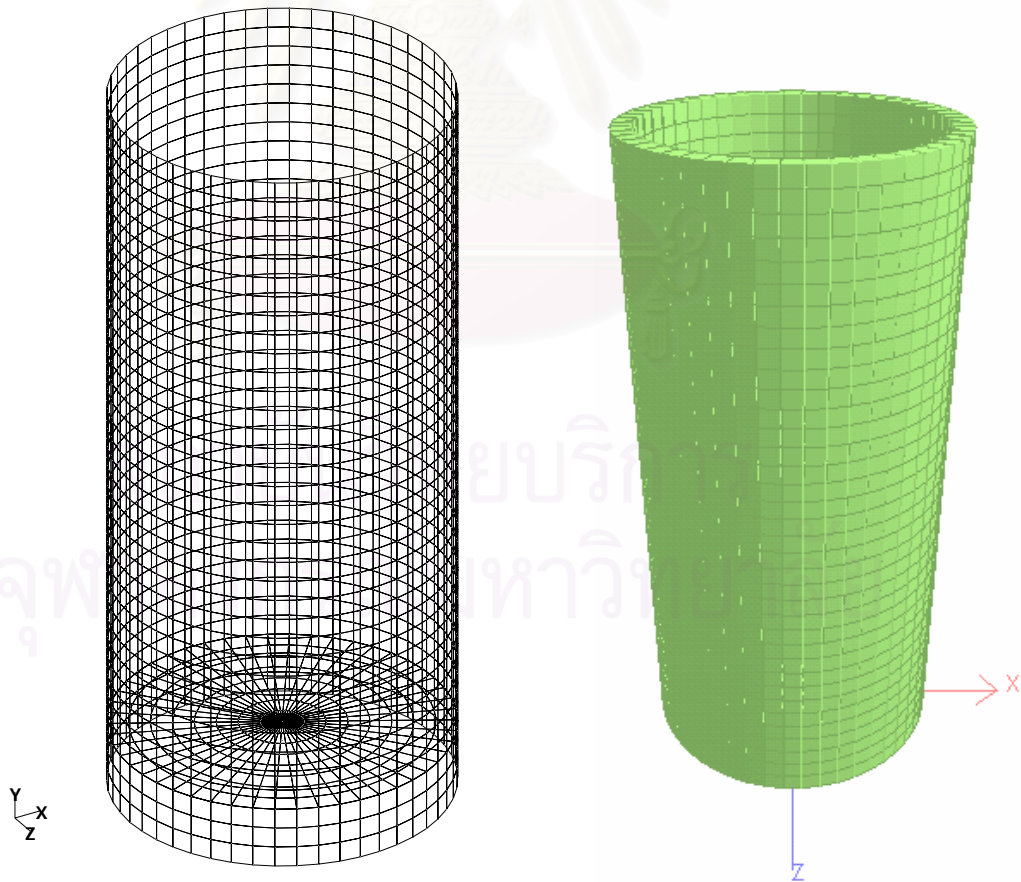
4.4 แบบจำลองโครงสร้างปล่องอุโมงค์

แบบจำลองของโครงสร้างปล่องอุโมงค์ได้ถูกสร้างขึ้นมาเพื่อทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ ด้วยโปรแกรม STAAD PRO 2004 จะถูกสร้างขึ้นจากการประกอบกันของชิ้นส่วนโครงสร้างแผ่น (Plate) ซึ่งมีลักษณะของอิลิเมนต์ประกอบจากจุดจำนวน 3 หรือ 4 จุด (Node IJKL) มีการกำหนดทิศทางของแกนซึ่งกำหนดอยู่ในระนาบแกนรอง (Local coordinate system) โดยมีทิศทางของแรงที่กระทำต่ออิลิเมนต์ ดังแสดงในรูปที่ 4.10

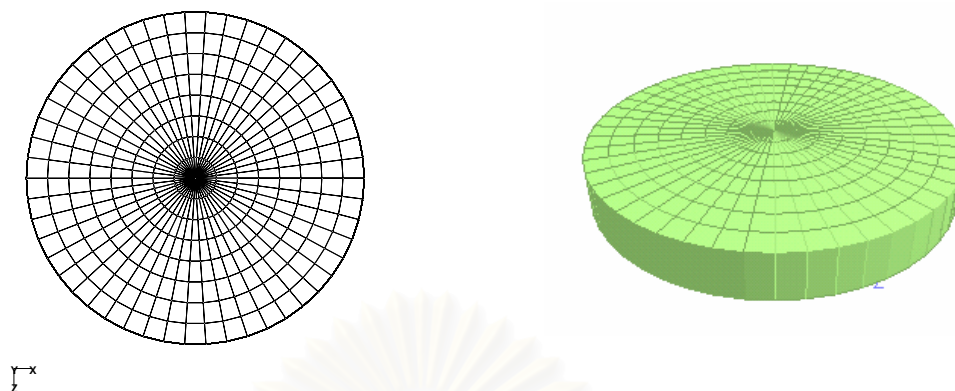


รูปที่ 4.10 สัญลักษณ์และทิศทางของแรงกระทำในอีลิเมนต์

เมื่อนำเอาแต่ละอีลิเมนต์มาประกอบรวมกันจะได้โครงสร้างปล่องอุโมงค์ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนของผนังปล่องอุโมงค์และแผ่นพื้นดังแสดงในรูปที่ 4.11 และ 4.12



รูปที่ 4.11 แบบจำลองโครงสร้างปล่องอุโมงค์



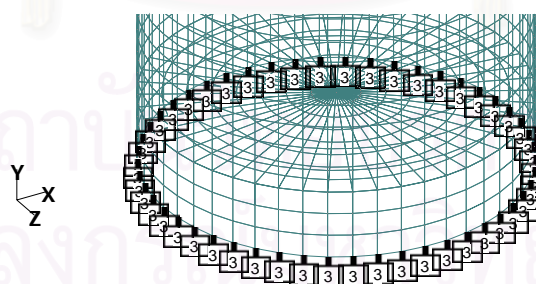
รูปที่ 4.12 แบบจำลองโครงสร้างแผ่นพื้น

4.5 ลักษณะของจุดรองรับของปล่องอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

การกำหนดจุดรองรับของ โครงสร้างที่จะทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ โครงการณ์ เพื่อที่จะจำลองพฤติกรรมการเกิดแรงต้านทานของดิน โดยการใช้จุดรองรับแบบยืดหยุ่น (Spring support) สามารถแบ่งออกเป็นสองส่วนดังนี้

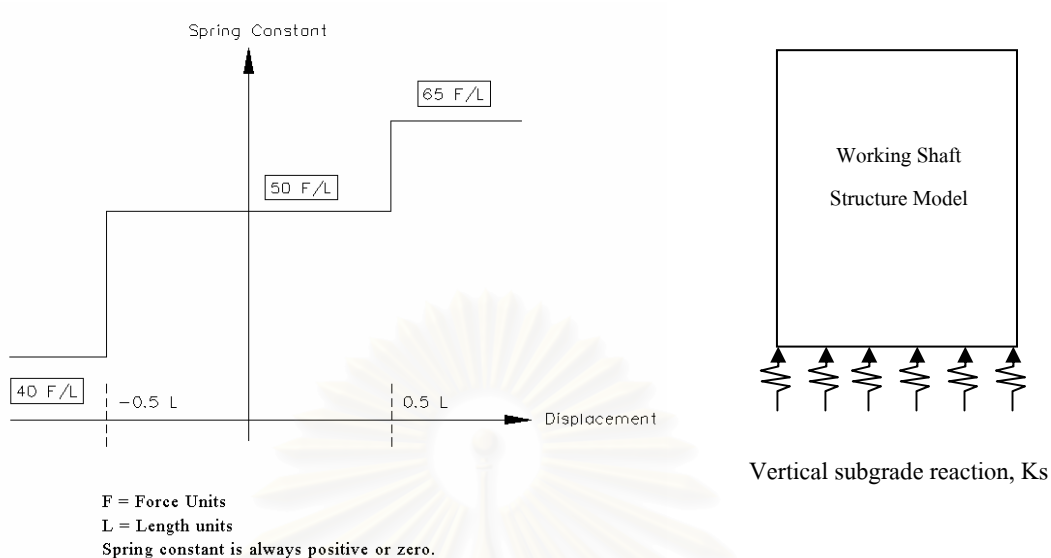
4.5.1 จุดรองรับที่ฐานปล่องอุโมงค์

บริเวณฐานของปล่องอุโมงค์ (Cutting shoe) จะเป็นส่วนที่รองรับน้ำหนักของ ปล่องอุโมงค์ในแนวตั้ง และต้านทานการทรุดตัวเนื่องจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ ดังแสดงในรูป ที่ 4.13



รูปที่ 4.13 จุดรองรับที่ฐานของปล่องอุโมงค์

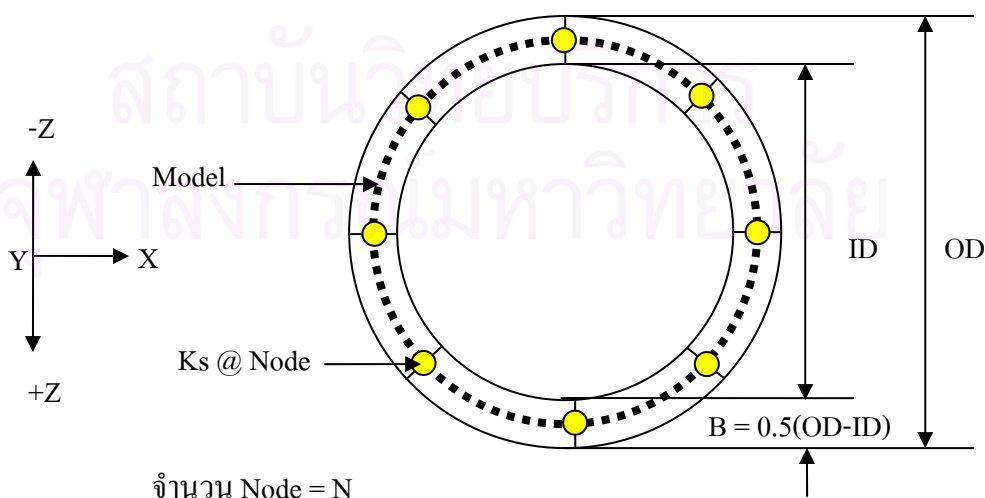
จุดรองรับจะใช้แบบ Multi linear spring support ซึ่งจะสามารถจำลองพฤติกรรม แรงต้านทานของดินในกรณีของ Compression และ Tension โดยการกำหนดอัตราส่วนของแรง กระทำต่อการทรุดตัว มีลักษณะเป็น Multi linear curve ซึ่งแต่ละช่วงของ Curve จะแสดงด้วยค่า ของ Spring constant ในแต่ละช่วงของการทรุดตัว ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 4.14



รูปที่ 4.14 จุดรองรับแบบ Multi linear spring support

การพิจารณาแรงปฏิกิริยาของจุดรองรับ เนื่องจากการสร้างแบบจำลองจะพิจารณาที่ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของโครงสร้างการกำหนดจุดที่ใส่จุดรองรับจะใส่ที่มุม (Node) ของแบบจำลองดัง แสดงในรูปที่ 4.15 ซึ่งลักษณะของโครงสร้างจะเป็นแบบฐานรากวงแหวน (Ring foundation) ซึ่ง Vertical subgrade reaction, K_s ณ จุดใดๆ ของโครงสร้าง (Node) สามารถประมาณได้จาก สมการที่ 4.6 โดยที่ k_s ได้จากสมการที่ 2.42

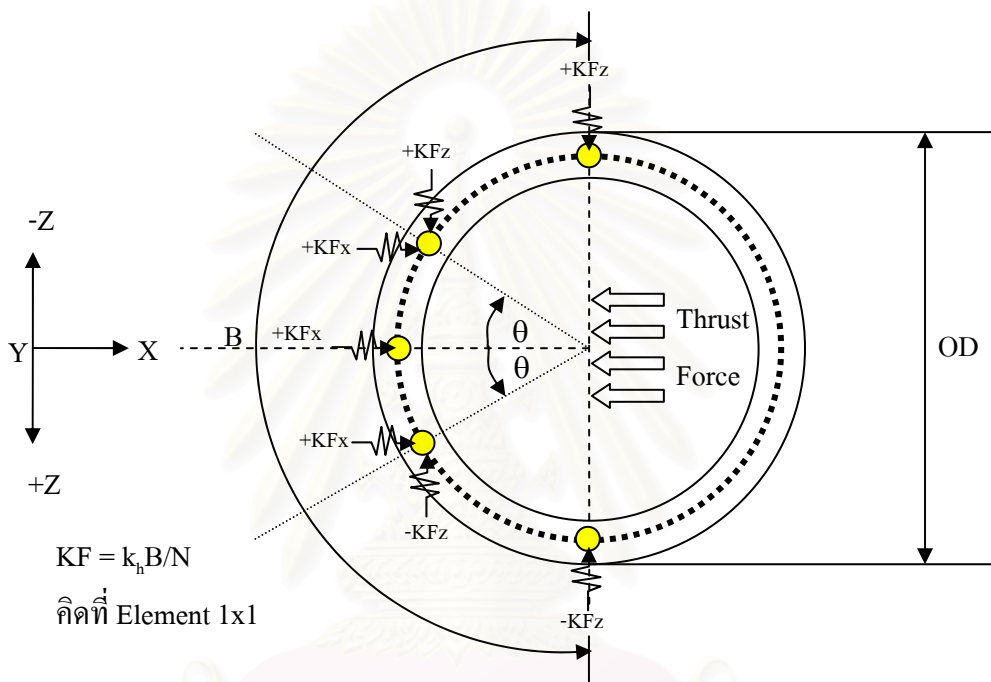
$$K_s = \frac{\pi(OD^2 - ID^2)k_s}{4N} \quad (\text{Bowles, 1996}) \quad \dots\dots\dots (4.6)$$



รูปที่ 4.15 Vertical subgrade reaction ของ Ring foundation

4.5.2 จูกรองรับด้านข้างที่ผนังปล่องอุโมงค์

บริเวณผนังด้านหลังของปล่องอุโมงค์ จะเป็นส่วนที่รองรับแรงด้านทานของดิน เนื่องจากการเคลื่อนที่ของผนังปล่องอุโมงค์ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์เนื่องจากแรงดันของหัวเจาะ การพิจารณาจูกรองรับจะอยู่ด้านหลังของหัวเจาะเนื่องจากการเคลื่อนที่ของปล่องอุโมงค์จะเคลื่อนไปทางด้านหลังตามทิศทางของแรงดันจากหัวเจาะดังแสดงในรูปที่ 4.16



รูปที่ 4.16 ทิศทางของจูกรองรับด้านข้างของปล่องอุโมงค์

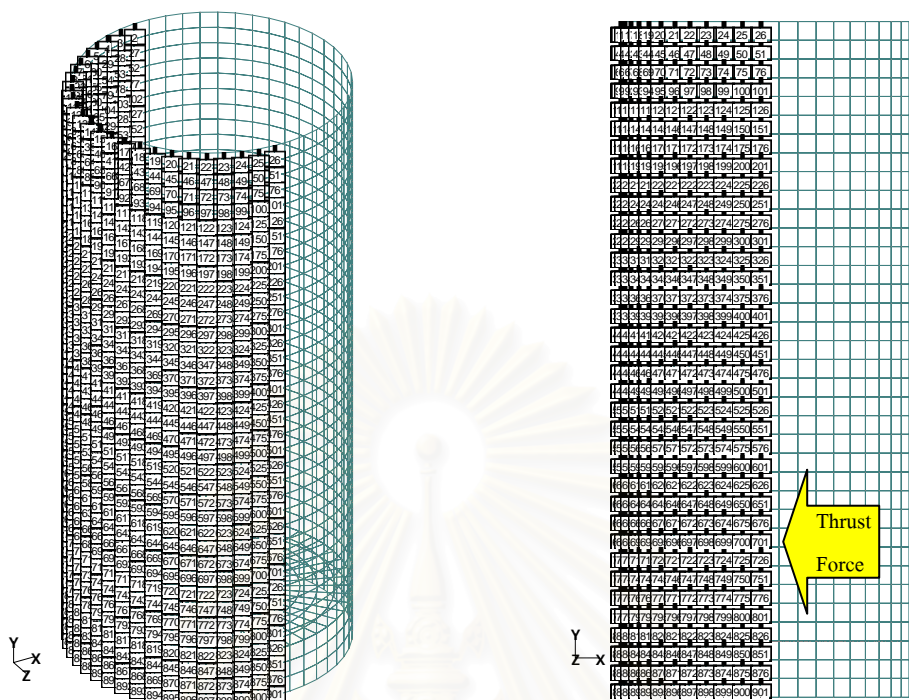
โดยจะกำหนดเป็น Spring support ในระนาบของแกนหลัก XZ (KFx และ KFz) ไปตามทิศทาง (θ) ของจูกรองรับออกจากจุดศูนย์กลางของปล่องอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 4.16 โดย

$$KFx = k_h \cos \theta \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

$$KFz = k_h \sin \theta \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

เมื่อ k_h = Horizontal subgrade reaction, t/m^3
 θ = ทิศทางของจูกรองรับที่ตั้งฉากกับผนังปล่องอุโมงค์

โดยที่การพิจารณาค่า k_h จะได้จาก จากการวิเคราะห์ห้กลับ (Back analysis) ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยการทำนายค่า k_h ของดินแต่ละชั้นจนกระทั่งการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์มีลักษณะใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนาม



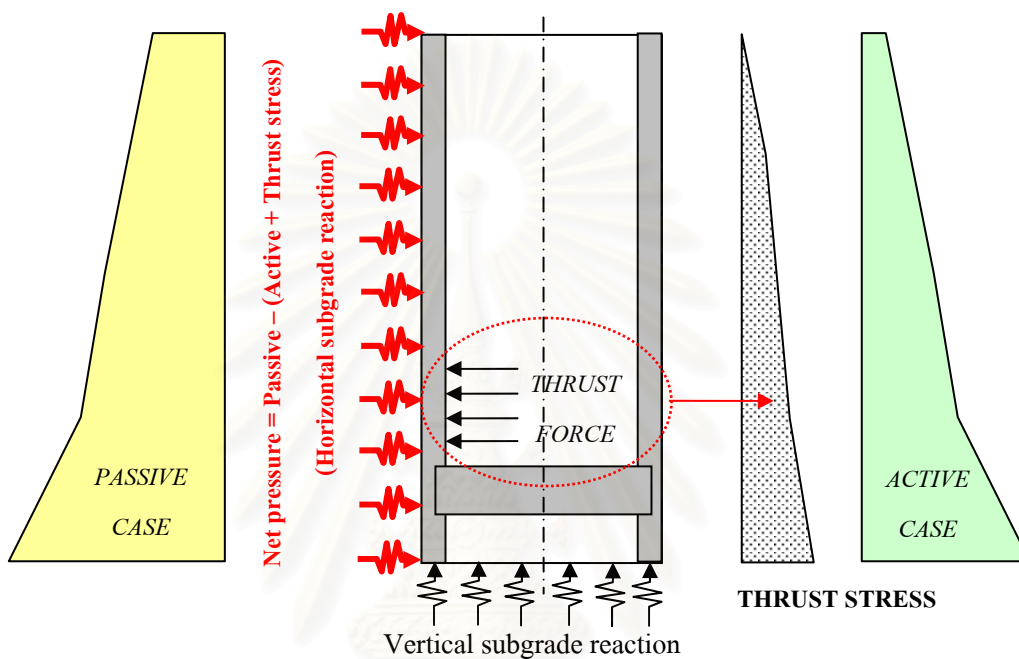
รูปที่ 4.17 จูกรองรับด้านข้างของปล่องอุโมงค์

4.6 สมมติฐานเบื้องต้นในการวิเคราะห์

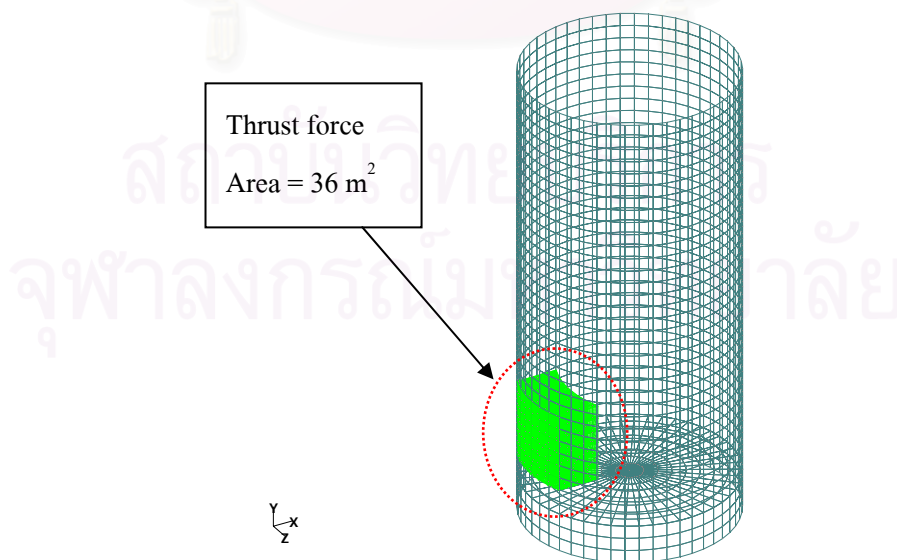
ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม STAAD PRO 2004 ของงานวิจัยนี้ได้มีการตั้งสมมติฐานเบื้องต้นในการวิเคราะห์ไว้ดังนี้

1. คุณสมบัติของดินแต่ละชั้นดินในการวิเคราะห์จะกำหนดให้มีลักษณะเป็นแบบ Linear ตลอดความหนาของชั้นดินนั้นๆ
2. การวิเคราะห์ในดินเหนียวใช้วิธีของหน่วยแรงรวม (Total stress analysis) ร่วมกับหลักการของ $\phi = 0$ และการวิเคราะห์ในดินทรายอิมตัวใช้วิธีการของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress analysis)
3. กำหนดให้ Spring support ทางด้านข้างเป็นตัวแทนของแรงต้านทานคงเหลือของแรงดันด้านข้างของดินที่หักล้างกันระหว่าง Passive และ Active รวมกับแรง Thrust force ในสถานะสมดุลย์ของแรงดันในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 4.18 โดยใส่เพียงด้านเดียวเท่านั้น
4. ไม่พิจารณาผลเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างผนังปล่องอุโมงค์กับดินโดยรอบ รวมทั้งผลเนื่องจากการอัดคิณ้ำปูน (Grouting) เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์

5. จุดรองรับที่ฐานปล่องอุโมงค์ (Cutting shoe) กำหนดให้ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของฐานปล่องอุโมงค์ (X และ Z) โดยให้มีการเคลื่อนที่เฉพาะแนวตั้งเท่านั้น (Y)
6. แรง Thrust force กระจายออกเป็นพื้นที่ 36 ตร.ม. กับผนังปล่องอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 4.19



รูปที่ 4.18 สมมติฐานในการวิเคราะห์แรงคั้นด้านข้างของปล่องอุโมงค์



รูปที่ 4.19 แบบจำลองของแรง Thrust force ที่กระทำกับปล่องอุโมงค์

4.7 ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของปล่องอุโมงค์ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์โดยโปรแกรม STAAD PRO 2004 พารามิเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์สามารถแบ่งได้ดังต่อไปนี้

4.7.1 คุณสมบัติของโครงสร้างปล่องอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

คุณสมบัติของโครงสร้างปล่องอุโมงค์ ที่จะต้องกำหนดให้แบบจำลองของปล่องอุโมงค์ที่ถูกสร้างขึ้นเพื่อทำการวิเคราะห์ ประกอบไปด้วยส่วนของโครงสร้างผนังปล่องอุโมงค์และส่วนของโครงสร้างแผ่นพื้น (Base slab) ดังแสดงในตารางที่ 4.1 และ 4.2

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของโครงสร้างปล่องอุโมงค์

Item	Description	Unit	Remark
Material	คอนกรีตเสริมเหล็ก	-	
w	2.40	t/m ³	
fc'	350	ksc	
E	2.825×10^6	t/m ²	$E=15100*(fc')^{0.5}$ [ksc]
μ	0.17	-	
α	1.0×10^{-6}	-	
Damping	0.05	-	
Thickness	1.00	m	

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของโครงสร้างของแผ่นพื้น (Base slab)

Item	Description	Unit	Remark
Material	คอนกรีตเสริมเหล็ก	-	
w	2.40	t/m ³	
fc'	350	ksc	
E	2.825×10^6	t/m ²	$E=15100*(fc')^{0.5}$ [ksc]
μ	0.17	-	
α	1.0×10^{-6}	-	
Damping	0.05	-	
Thickness	2.00	m	

4.7.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ จากการเจาะสำรวจดินบริเวณสถานที่ก่อสร้างปล่องอุโมงค์ ซึ่งแสดงในรูปที่ 3.2 สามารถสรุปคุณสมบัติของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่า Vertical subgrade reaction ของผนังปล่องอุโมงค์แสดงในตารางที่ 4.3 และ ค่า Vertical subgrade reaction ของฐานปล่องอุโมงค์ แสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.3 Vertical subgrade reaction ของผนังปล่องอุโมงค์

Depth (m)		Soil Description	Su (t/m ²)	N _{field}	φ'	Es/Su	Es/N _{field}	Es (t/m ²)	μ	B ^[1] (m)	k _s ^[2] (t/m ³)
From	To										
0	13	Soft Clay	1.2	-	-	500	-	600	0.495	26.70	29.77
13	15	Medium Clay	2.0	-	-	500	-	1000	0.495	26.70	49.61
15	20	Stiff Clay	7.5	-	-	1000	-	7500	0.495	26.70	372.06
20	22	Dense Clayey Sand	-	14	29	-	200	2800	0.350	26.70	119.51
22	25	Hard Clay	13.5	-	-	1000	-	13500	0.495	26.70	669.71
25	36	Dense Sand	-	16	29	-	200	3200	0.350	26.70	136.58

Note [1] : ความกว้างของผนังปล่องอุโมงค์จาก 0.5π(OD)

[2] : k_s จากสมการที่ 2.42

ตารางที่ 4.4 Vertical subgrade reaction ของชั้นทรายที่ตำแหน่งฐานปล่องอุโมงค์

Soil Description	N _{field}	Es/N _{field}	Es (t/m ²)	μ	B ^[1] (m)	k _s ^[2] (t/m ³)	Bottom Area (m ²)	Node (N)	Ks ^[3] (t/m)
Dense Sand	16	200	3200	0.350	1.00	3646.72	50.26	50	3665.68

Note [1] : ความหนาของผนังปล่องอุโมงค์ในส่วน Cutting shoe

[2] : k_s จากสมการที่ 2.42

[3] : ค่าสปริงที่ฐานปล่องอุโมงค์จากสมการที่ 4.6

4.8 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของปล่องอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ด้วยโปรแกรม STAAD PRO 2004 จำนวน 3 ตัวอย่างได้ผลเป็นดังนี้

4.8.1 ผลการวิเคราะห์หา Horizontal subgrade reaction

การวิเคราะห์กลับ (Back analysis) โดยใช้ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ มาเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวจริงที่ได้จากการตรวจวัดจากการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม สามารถประมาณค่า Horizontal subgrade reaction ได้ดังตารางที่ 4.5 ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการทดลองกำหนดค่า Horizontal subgrade reaction ของดินแต่ละชนิดเพื่อให้การเคลื่อนตัวของแบบจำลองมีลักษณะใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดที่วัดได้ในสนาม โดยแยกเป็น

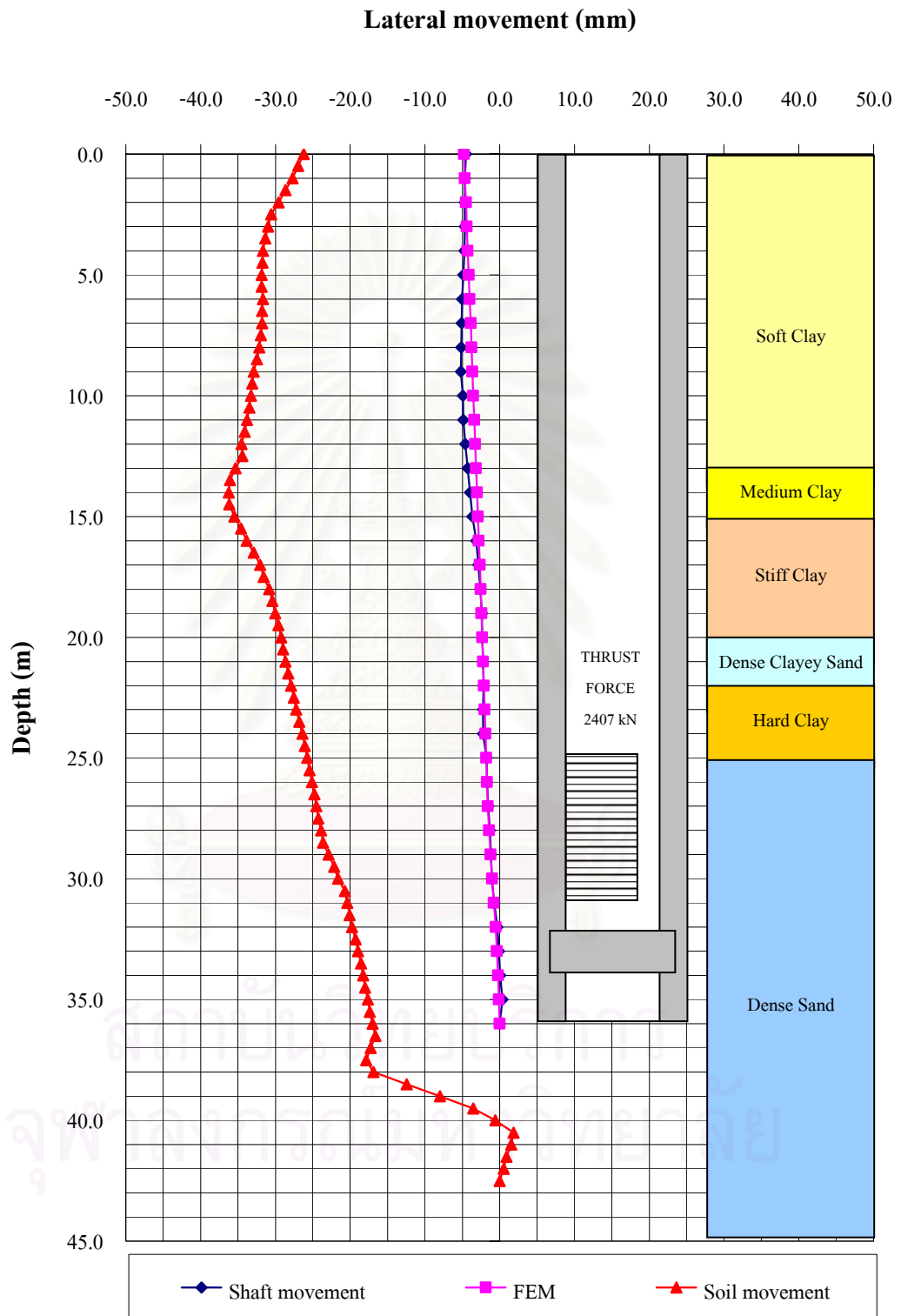
1. การวิเคราะห์ในวันที่ 14/01/2548 แสดงในรูปที่ 4.20
2. การวิเคราะห์ในวันที่ 19/01/2548 แสดงในรูปที่ 4.21
3. การวิเคราะห์ในวันที่ 21/01/2548 แสดงในรูปที่ 4.22

ลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรง Thrust force ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม STAAD PRO 2004 แสดงในรูปที่ 4.23

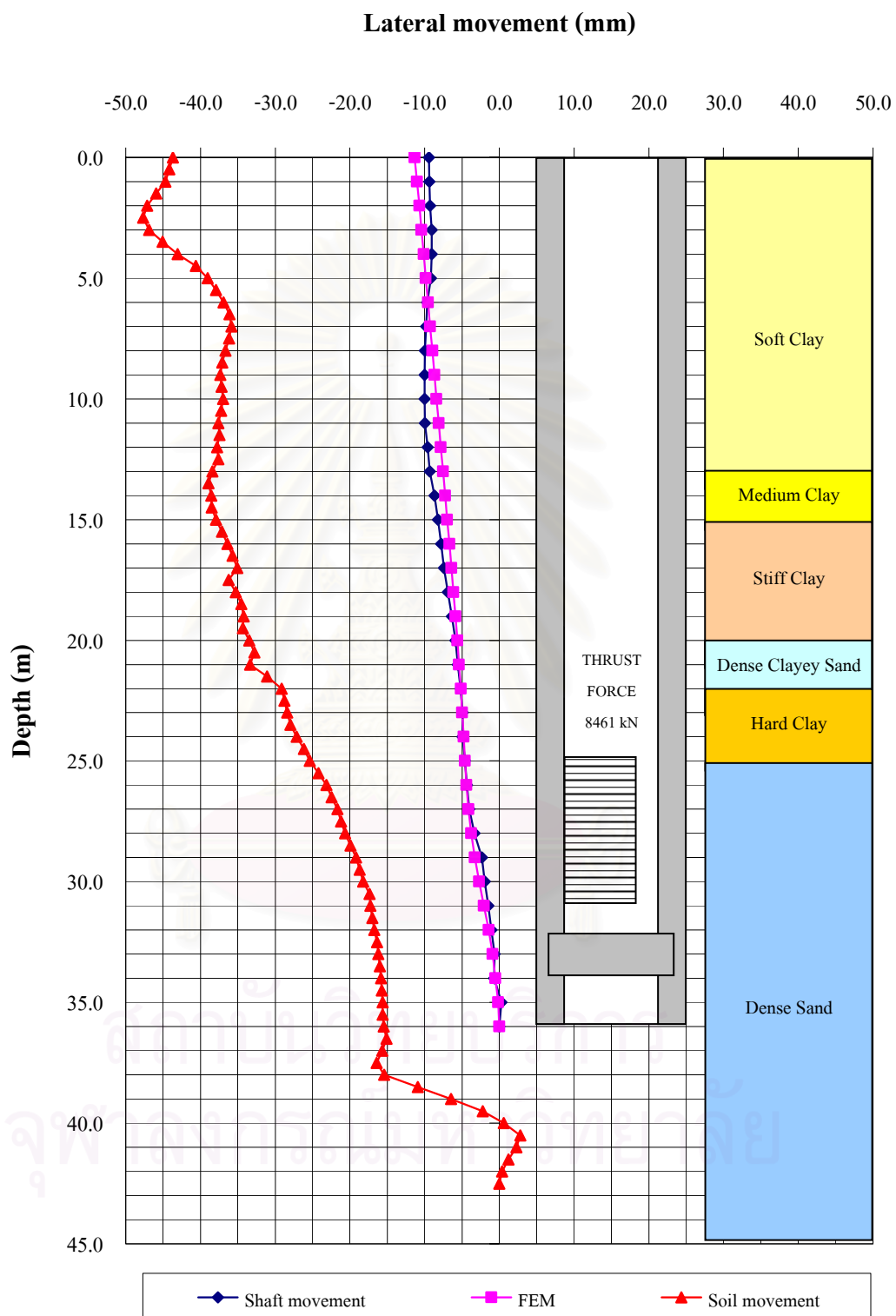
ตารางที่ 4.5 การประมาณค่า Horizontal subgrade reaction

Depth (m)		Soil description	k_s (t/m ³)	14/01/2548		19/01/2548		21/01/2548	
From	To			$T^{[1]}$	k_h (t/m ³)	$T^{[1]}$	k_h (t/m ³)	$T^{[1]}$	k_h (t/m ³)
0	13	Soft Clay	29.77	0.03	0.89	0.35	10.12	0.30	8.93
13	15	Medium Clay	49.61	0.03	14.88	0.35	17.37	0.30	14.89
15	20	Stiff Clay	372.06	0.05	18.60	0.30	178.66	0.25	144.88
20	22	Dense Clayey Sand	119.51	0.70	83.66	0.95	195.57	0.90	185.28
22	25	Hard Clay	669.71	0.05	33.49	0.30	342.43	0.25	285.36
25	36	Dense Sand	136.58	0.70	95.61	0.95	156.46	0.90	148.22

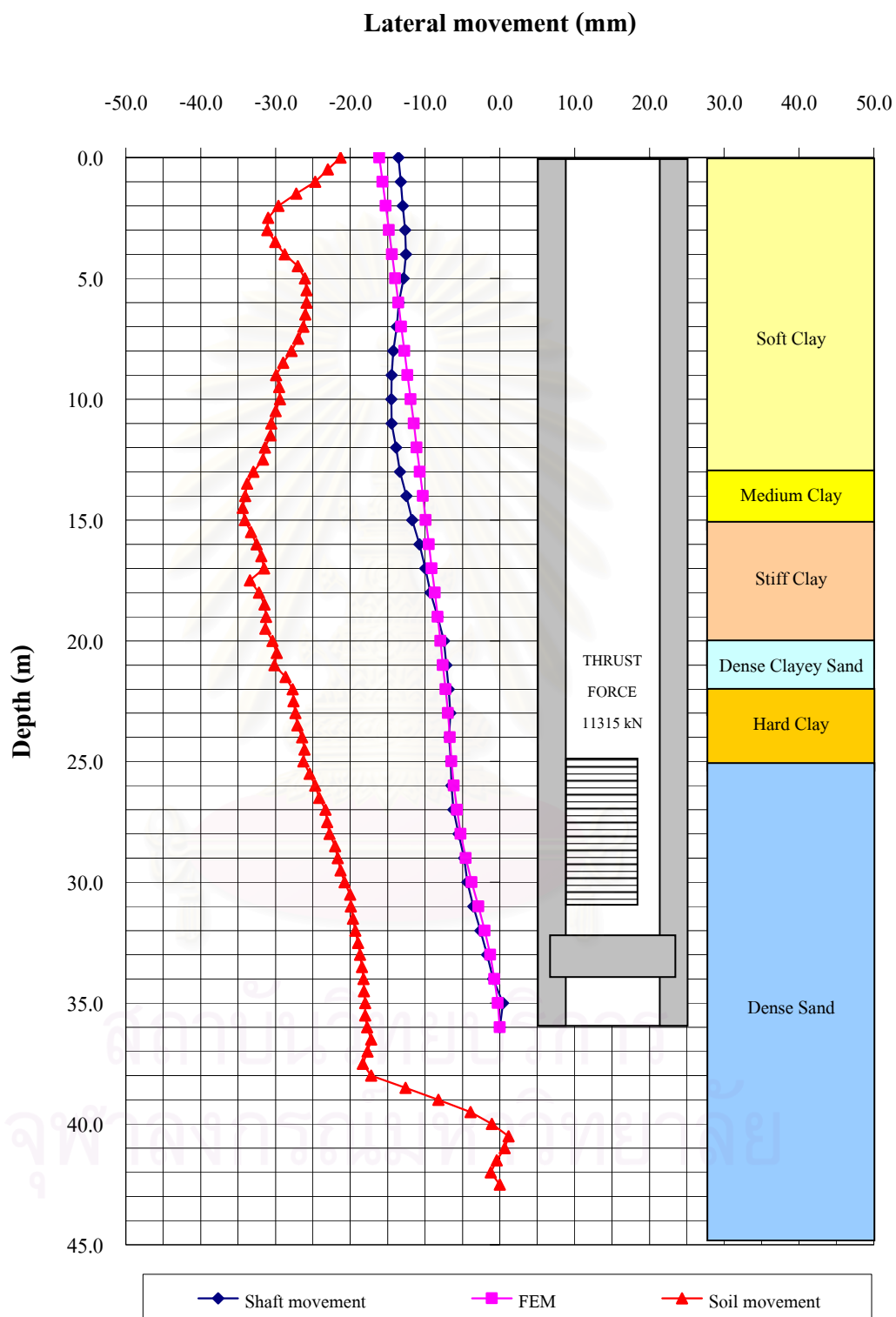
Note [1] : Transformer factor ที่ได้จากการวิเคราะห์กลับ (Back analysis)



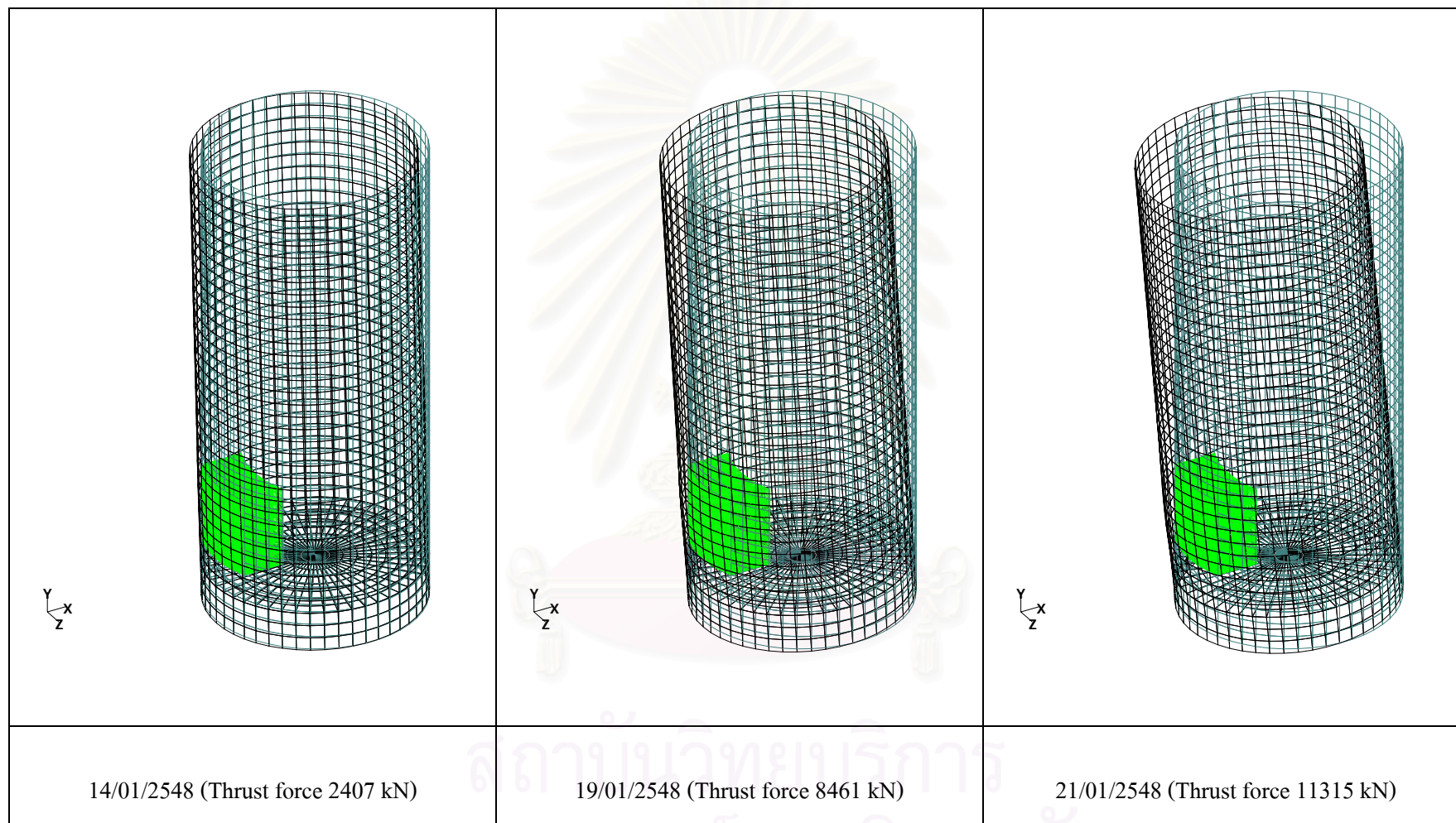
รูปที่ 4.20 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 14/01/2548



รูปที่ 4.21 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 19/01/2548



รูปที่ 4.22 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในวันที่ 21/01/2548



รูปที่ 4.23 ลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอูโมงค์เนื่องจากแรง Thrust force

4.8.2 ผลการวิเคราะห์หา Deviator stress

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรง Deviator stress ($\Delta\sigma$) ณ ความลึกต่างๆ ของปล่องอุโมงค์ จะใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Horizontal subgrade reaction, k_h กับการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่วัดได้ในแต่ละชั้นความลึก จากสมมติฐาน

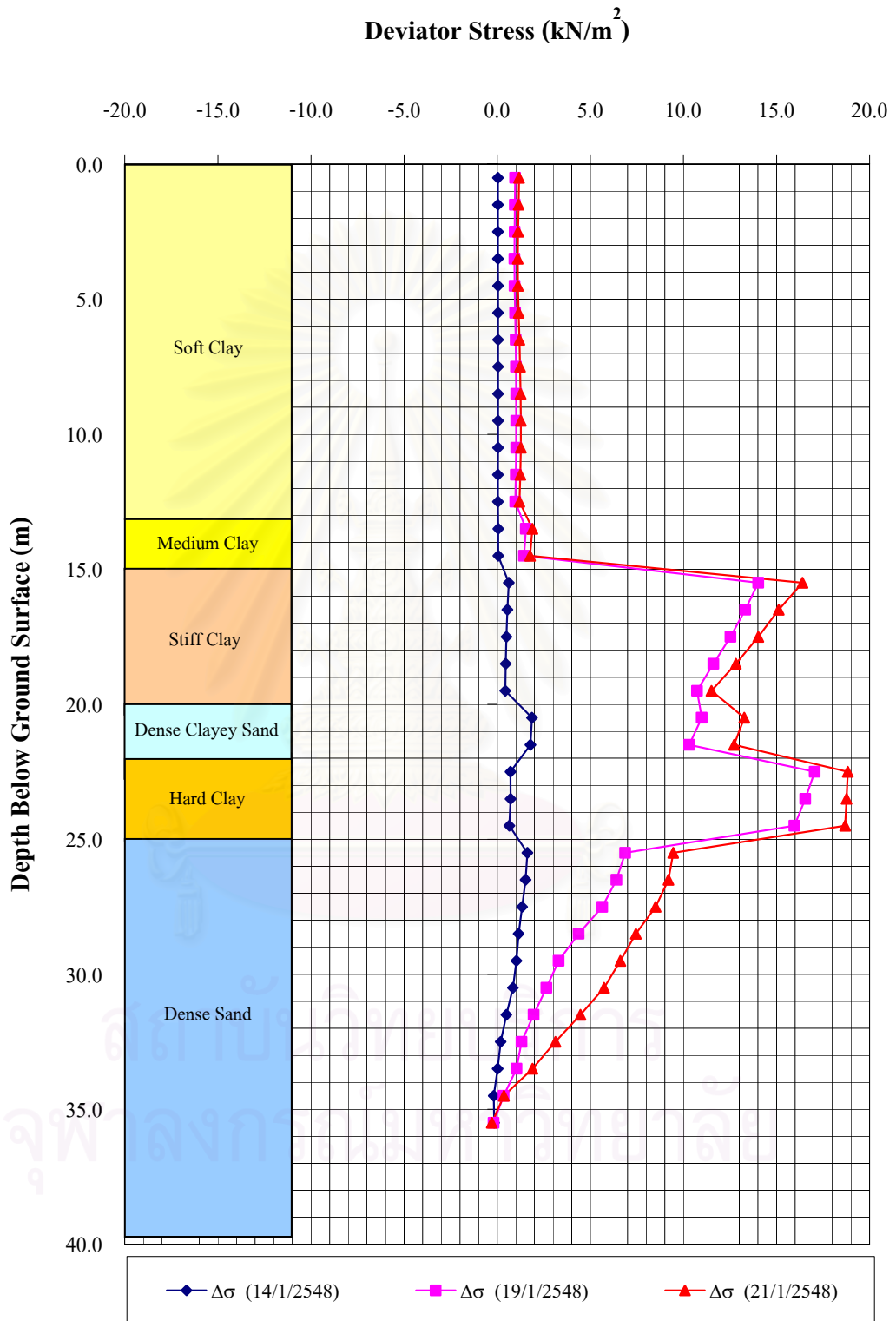
$$\Delta\sigma = k_h \delta \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

เมื่อ k_h = Horizontal subgrade reaction (kN/m^3)

δ = Lateral movement (m)

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรง Deviator stress ($\Delta\sigma$) ดังแสดงในรูปที่ 4.24

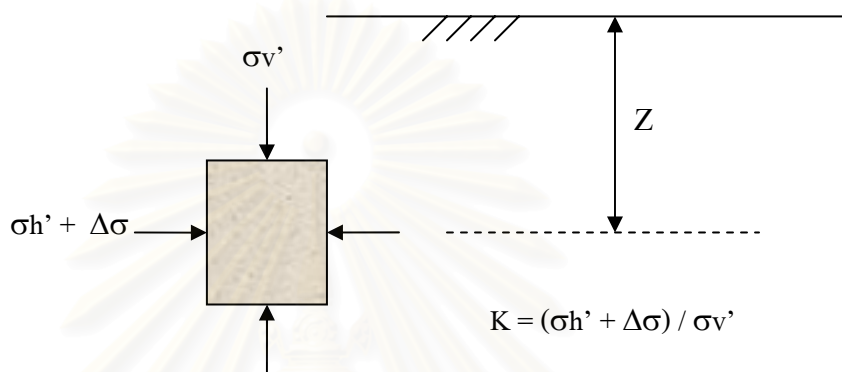
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.24 ผลการวิเคราะห์ Deviator stress ($\Delta\sigma$) ของปล่องอุโมงค์

4.8.3 ผลการวิเคราะห์หา Coefficient of earth pressure, K

จากผลการวิเคราะห์หน่วยแรง Deviator stress ($\Delta\sigma$) ณ ความลึกต่างๆ ของปล่องอุโมงค์ จะสามารถประมาณ Coefficient of earth pressure, K ของดินแต่ละชั้น โดยใช้ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง Vertical stress และ Horizontal stress ดังแสดงในรูปที่ 4.25



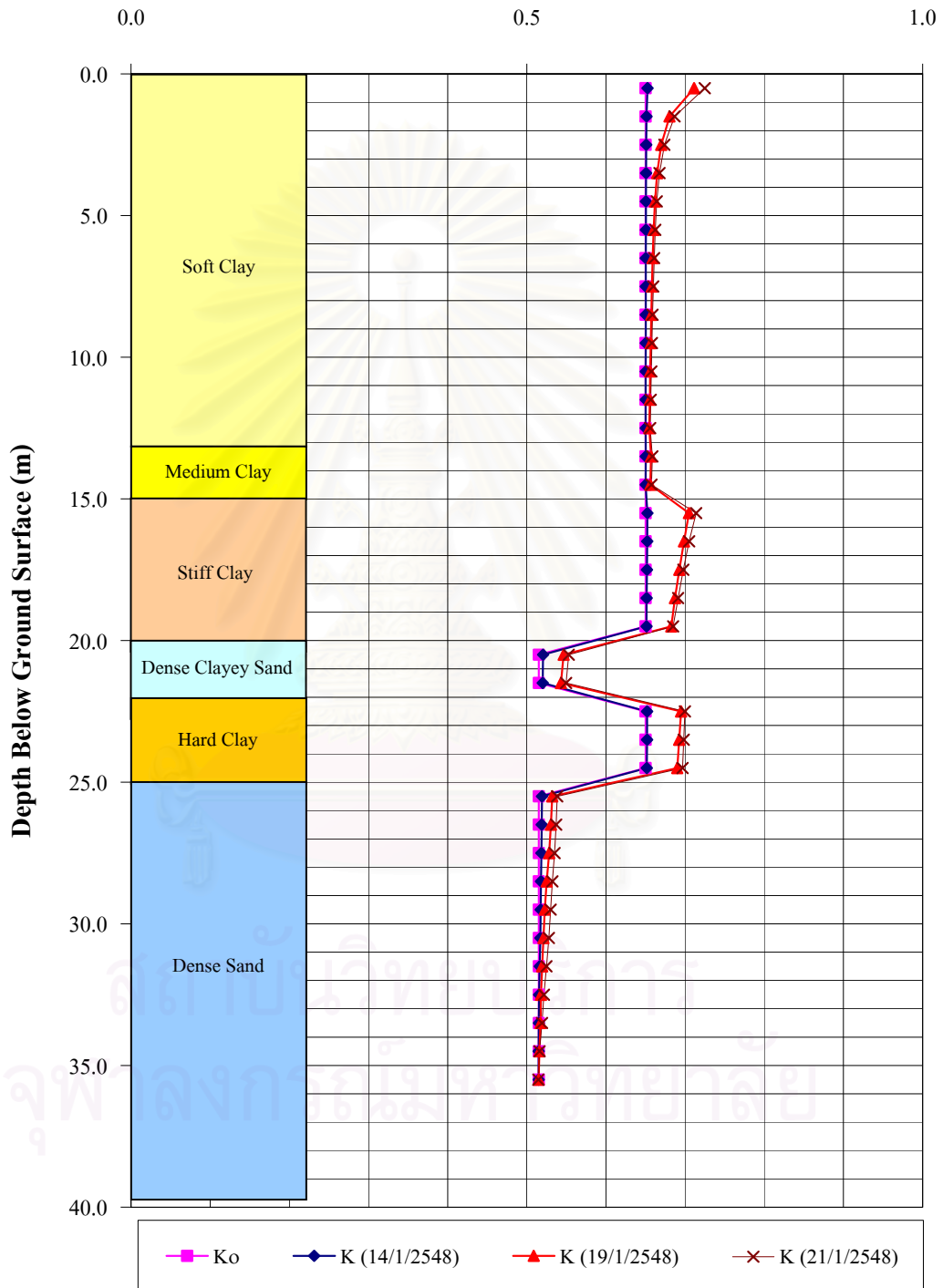
รูปที่ 4.25 สมมติฐานในการวิเคราะห์ Coefficient of earth pressure, K

ค่าประมาณของ Coefficient of earth pressure, K ของดินแต่ละชั้นที่ได้จากการวิเคราะห์ ได้แสดงในตารางที่ 4.6 ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 4.26

ตารางที่ 4.6 ค่าประมาณของ Coefficient of earth pressure, K

Depth (m)		Soil description	K_0	14/01/2548		19/01/2548		21/01/2548	
From	To			ΔK	$\Delta K + K_0$	ΔK	$\Delta K + K_0$	ΔK	$\Delta K + K_0$
0	13	Soft Clay	0.65	0.00	0.65	0.01	0.66	0.01	0.66
13	15	Medium Clay	0.65	0.00	0.65	0.01	0.66	0.02	0.67
15	20	Stiff Clay	0.65	0.00	0.65	0.04	0.69	0.05	0.70
20	22	Dense Clayey Sand	0.52	0.00	0.52	0.02	0.54	0.03	0.55
22	25	Hard Clay	0.65	0.00	0.65	0.04	0.69	0.05	0.70
25	36	Dense Sand	0.52	0.00	0.52	0.02	0.54	0.01	0.53

Coefficient of Earth Pressure, K



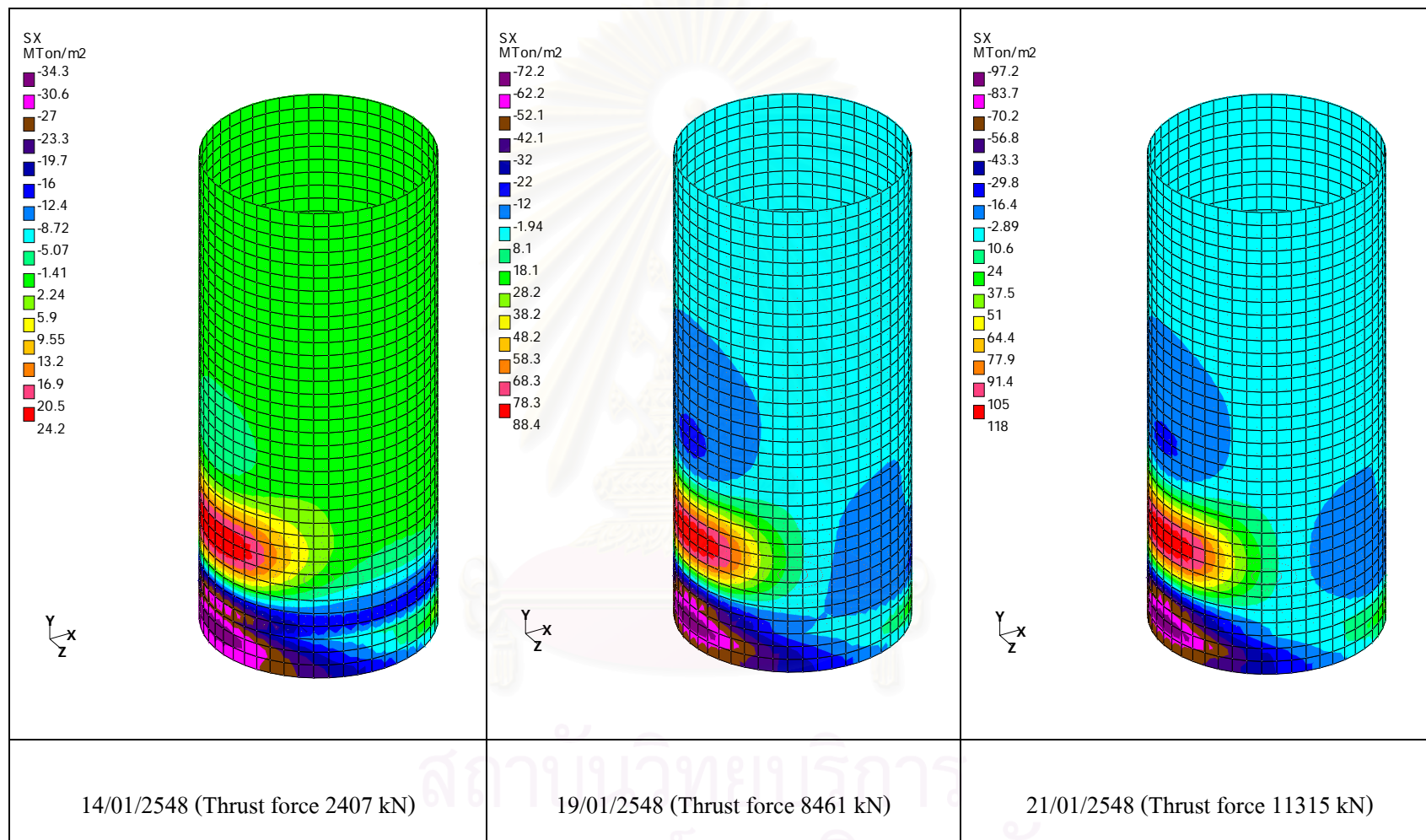
รูปที่ 4.26 ผลการวิเคราะห์ Coefficient of earth pressure, K

4.8.4 ผลการวิเคราะห์หาแรงภายในปล้องอุโมงค์ (Hoop stress)

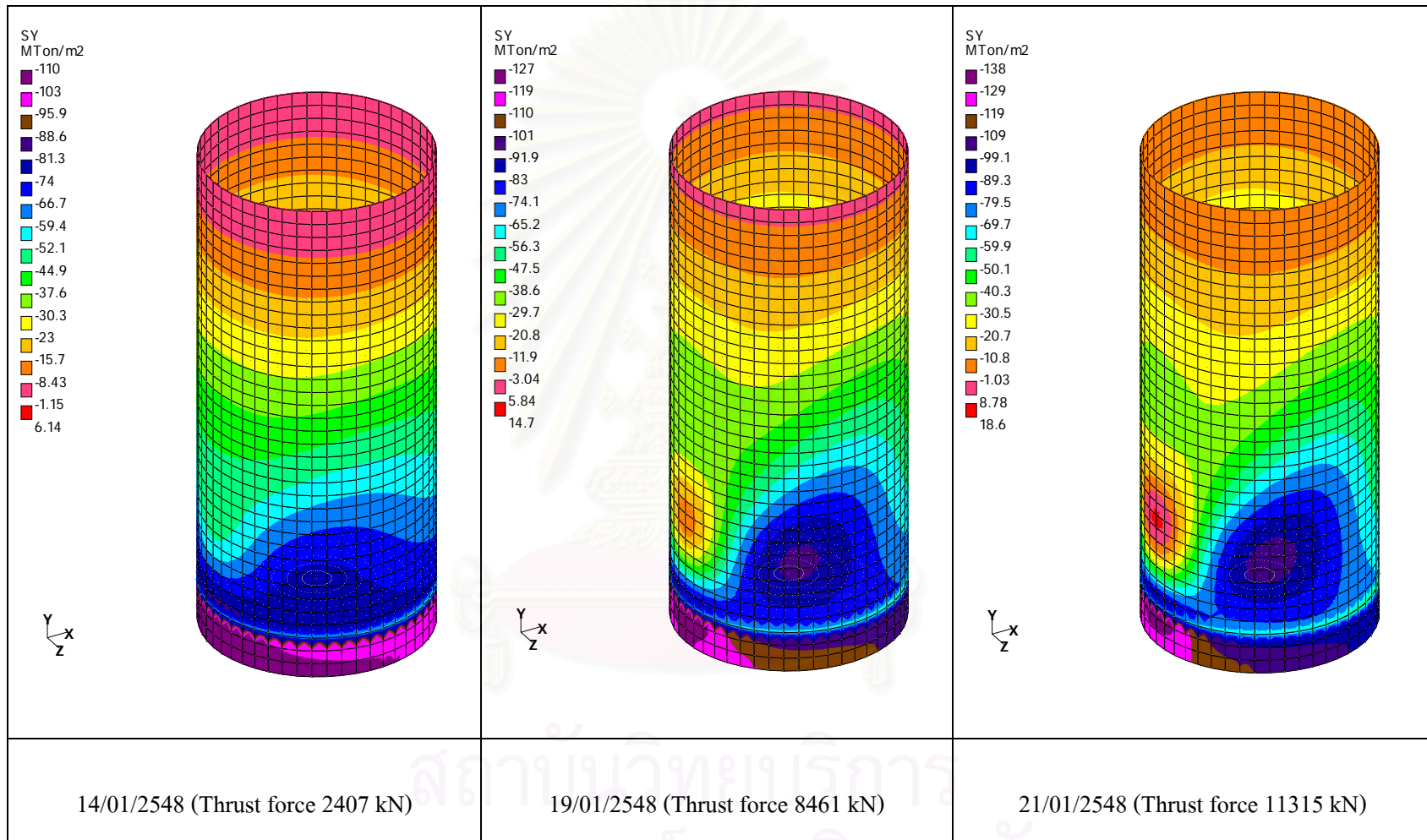
แรงในแนวแกนของปล้องอุโมงค์ (Hoop stress) เป็นหน่วยแรงภายในที่เกิดขึ้น หน่วยแรงภายในสามารถระบุถึงการเสียรูปของปล้องอุโมงค์ โดยขึ้นอยู่กับปริมาณของหน่วยแรงภายใน ณ บริเวณที่พิจารณา ซึ่งมีทั้งแรงอัดและแรงดึง โดยที่ถ้ามีปริมาณหน่วยแรงภายในมากในบริเวณนั้นก็จะเกิดการเสียรูปมาก ตามทิศทางของหน่วยแรงภายใน โดยปล้องอุโมงค์จะเกิดแรงภายในทั้งในแนวแกน X แสดงในรูปที่ 4.27 และแนวแกน Y แสดงในรูปที่ 4.28



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.27 หน่วยแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress) ในแนวแกน X



รูปที่ 4.28 หน่วยแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress) ในแนวแกน Y

4.8.5 ผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์วันที่ 21/01/2548

แรงที่เกิดขึ้นในปล่องอุโมงค์ ในวันที่ 21/01/2548 จากการวิเคราะห์ด้วยสมมติฐานของงานวิจัยนี้ เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ใช้ในการออกแบบปล่องอุโมงค์ โดยสำนักระบายน้ำกรุงเทพมหานคร (2546) ซึ่งวิเคราะห์ภายใต้สมมติฐานของแรงดันด้านข้างของดิน โดยใช้หน่วยแรงดันด้านข้างของดินในสภาวะสถิตย์ (At rest, K_0) กระทำโดยรอบปล่องอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.9 รวมกับน้ำหนักปล่องอุโมงค์และแรง Thrust force ขนาด 60 ตัน/ม² โดยใช้จตุรกรรับแบบ Pin support เฉพาะที่ปลายของปล่องอุโมงค์เท่านั้น ซึ่งจากการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้น เมื่อนำไปออกแบบจะมีการเพิ่มขนาดของหน่วยแรงขึ้นจากการคูณด้วย Load factor เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบ ผลการวิเคราะห์แรงเพื่อออกแบบแสดงในตารางที่ 4.7 และ ผลการเปรียบเทียบได้แสดงในตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.7 ผลการวิเคราะห์แรงเพื่อออกแบบปล่องอุโมงค์

Analysis Results	Unit	Analyze		Load Factor	Design	
		Min	Max		Min	Max
SQX	kN/m ²	-444.4	444.4	1.7	-755.5	755.5
SQY	kN/m ²	-711.3	489.7	1.7	-1209.2	832.5
MX	kN-m/m ²	-312.2	708.3	1.7	-503.7	1204.11
MY	kN-m/m ²	-558.1	497.5	1.7	-948.8	845.75
SX	kN/m ²	-3574.7	61.8	1.0	-3574.7	61.8
SY	kN/m ²	-790.9	955.5	1.0	-790.9	955.5

ตารางที่ 4.8 การเปรียบเทียบแรงในปล่องอุโมงค์จากงานวิจัยกับการออกแบบจริง

Analysis Results	Unit	Minimum			Maximum		
		Design	21/01/48	Differential %	Design	21/01/48	Differential %
SQX	kN/m ²	-755.5	-268.4	35.5	755.5	268.4	35.5
SQY	kN/m ²	-1209.2	-431.9	35.7	832.5	562.9	67.6
MX	kN-m/m ²	-503.7	-206.9	41.1	1204.1	439.6	36.5
MY	kN-m/m ²	-948.8	-863.1	90.9	845.8	774.7	91.6
SX	kN/m ²	-3574.7	-953.1	26.7	61.8	1160.72	1878.2
SY	kN/m ²	-790.9	-1357.5	171.6	955.5	111.5	11.7

4.9 การวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดจาก Inclinometer ที่ติดตั้งในปล่องอุโมงค์ โดยจากสมมติฐานเบื้องต้นในการวิเคราะห์ พบว่าค่าของหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น (Deviator stress, $\Delta\sigma$) จากการจำลองดินหลังปล่องอุโมงค์ให้เป็นสปริง ในขณะที่ปล่องอุโมงค์เกิดการเคลื่อนตัวจนหยุดนิ่ง ซึ่งถือว่าอยู่ในสถานะสมดุล หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจึงมีค่าเป็น Resulting stress ที่เกิดจากผลเนื่องจากแรงด้านของดินในสถานะ Passive กระทำกับปล่องอุโมงค์ที่มีแรงดันจากดินในสถานะ Active รวมกับแรง Thrust force ซึ่งจะกระจายตัวออกเป็น Thrust stress กระทำกับปล่องอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.18 ซึ่งมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงโดยจะเพิ่มขึ้นตามการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์และแรง Thrust force ดังแสดงในรูปที่ 4.24 ผลกระทบที่สังเกตเห็นได้ชัดเจนในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินทราย จะมีการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงมากกว่าการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในชั้นดินเหนียวอ่อน แสดงให้เห็นว่าแรงต้านทานในดินเหนียวอ่อนมีค่าน้อยทำให้การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์มากตามไปด้วย แต่ส่วนหนึ่งก็อาจจะเป็นผลเนื่องจากลักษณะการพลิกตัว (Overtuming) ของปล่องอุโมงค์และความแข็งแรงของปล่องอุโมงค์ทรงกลมด้วยด้วย

จากลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่ได้จากการวิเคราะห์ ดังรูปที่ 4.23 จะพบว่าที่บริเวณปลายของปล่องอุโมงค์จะมีลักษณะพลิกตัวโดยด้านที่มีแรง Thrust force กระทำจะถูกกดให้จมลง ส่วนอีกด้านจะถูกดันให้ลอยขึ้น เนื่องจากความแข็งแรงของแผ่นพื้น (Base slab) และความแข็งแรงของตัวปล่องอุโมงค์เอง โดยมีจุดหมุนอยู่ที่กึ่งกลางปล่องอุโมงค์ อาจตั้งสมมติฐานได้ว่าแรงปฏิกิริยา (Vertical Subgrade reaction) ของดินที่ฐานของปล่องอุโมงค์มีส่วนสำคัญในการรักษาเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ โดยถ้าพิจารณาแรงปฏิกิริยาของดินฐานปล่องอุโมงค์ให้เพิ่มขึ้น ลักษณะของจตุรรองรับที่ฐานปล่องอุโมงค์ก็จะเข้าไปใกล้ลักษณะของ จตุรรองรับแบบ Pin support หรือ Fixed support มากขึ้นเมื่อจตุรรองรับแข็งแรงขึ้น ตัวปล่องอุโมงค์ก็จะได้รับแรงมากขึ้นดังผลที่ได้จากการวิเคราะห์เพื่อออกแบบในตารางที่ 4.7 แต่การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของปล่องอุโมงค์อาจจะลดลงเนื่องจากจตุรรองรับที่ฐานแข็งแรงขึ้นการทรุดตัวลดลงทำให้เกิดการพลิกตัวลดลงด้วยเช่นกัน ซึ่งแรงปฏิกิริยาทางด้านข้างของดิน (Horizontal subgrade reaction) ก็จะลดลงตามสมมติฐานของการวิเคราะห์กลับ (Back analysis) โดยที่ แรงปฏิกิริยาทางด้านข้างของดิน (Horizontal subgrade reaction) จะสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ถ้าปล่องอุโมงค์เคลื่อนตัวน้อยแรงปฏิกิริยาหรือแรงต้านทานของดินก็น้อยลงไปด้วย ซึ่งส่งผลกับการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรง Deviator stress และ Coefficient of earth pressure, K ด้วยเช่นเดียวกัน

จากผลการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรง Deviator stress, $\Delta\sigma$ เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (σ_v) จะได้อัตราส่วนซึ่งมีความหมายถึง Coefficient of earth pressure, K ที่เปลี่ยนแปลงไปตามการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์และแรง Thrust force ดังแสดงในรูปที่ 4.26 สำหรับการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์น้อยการเปลี่ยนแปลงของ Coefficient of earth pressure ก็จะมีค่าน้อยตามไปด้วย แต่ถ้าปล่องอุโมงค์มีการเคลื่อนตัวมากขึ้น การเปลี่ยนแปลงจะเพิ่มขึ้นในชั้นดินเหนียวแข็งและในชั้นทราย โดยในชั้นดินเหนียวอ่อนก็ยังคงเกิดการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น แสดงถึงลักษณะความต้านทานต่อการเคลื่อนตัวของดินเหนียวอ่อนจะมีค่าต่ำ เนื่องจากลักษณะทางกายภาพที่ส่งผลต่อกำลังและคุณสมบัติของดิน เช่น ค่าความเป็นพลาสติก ปริมาณน้ำในมวลดินที่มีค่าสูง ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินต่ำ เป็นต้น

การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.23 นอกจากจะพิจารณาผลของแรงต้านทานของดินทั้งทางด้านข้างและด้านล่างของปล่องอุโมงค์แล้วจากรูปที่ 4.27 และ 4.28 ยังแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงภายใน (Hoop stress) ซึ่งมีผลต่อการเสีรูปร่างของปล่องอุโมงค์โดยเปลี่ยนแปลงไปตามแรง Thrust force ที่กระทำกับปล่องอุโมงค์โดยเฉพาะในแนวแกน X ซึ่งเป็นทิศทางที่ Thrust force กระทำ และจะสังเกตได้ว่าจุดที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจะมีปริมาณของหน่วยแรงสูงกว่าจุดอื่น

โดยทั่วไปคอนกรีตเป็นวัสดุที่สามารถรับแรงอัดได้เป็นอย่างดี จากผลการเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบจริงกับผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยนี้ ดังแสดงในตารางที่ 4.8 จะเห็นได้ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบจริงที่ทำการคูณด้วย Load factor มีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ แต่ในส่วนของแรงภายใน (S_x และ S_y) กลับมีค่าต่ำกว่า ซึ่งอาจเป็นผลเนื่องจากการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบมีแรงดันดินกระทำโดยรอบในลักษณะสมดุทธ์ โดยที่ถ้าพิจารณาจากลักษณะการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรงดันดินด้านข้างที่สมดุทธ์ และหน่วยแรงเพิ่มขึ้นตามความลึก ลักษณะการเปลี่ยนแปลงจะเกิดการหุบหรือหดตัวเข้าของปล่องอุโมงค์ ซึ่งต้านทานการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรง Thrust force ในทิศทางตรงข้ามคือพยายามดันตัวออกทำให้หน่วยแรงภายในมีค่าน้อยลง แต่ในงานวิจัยนี้ไม่มีการใส่แรงดันดินด้านข้างแต่อย่างใด ทำให้ไม่มีแรงภายในที่จะมาลดทอนแรงของ Thrust force ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของปล่องอุโมงค์จะมากกว่าด้วย จากสมมติฐานนี้หน่วยแรงภายในที่เกิดขึ้นก็ยังมีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงที่คอนกรีตสามารถรับได้มาก จากกำลังของคอนกรีตที่ใช้ออกแบบในโครงการนี้เท่ากับ 350 กก./ตร.ซม. โดยไม่คิดปริมาณเหล็กเสริมและคิดกำลังของคอนกรีตเพียง 85 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นคอนกรีตจะสามารถรับแรงกดอัดได้ 297.5 กก./ตร.ซม.

มากกว่าหน่วยแรงที่เกิดสูงสุดเท่ากับ 35.75 กก./ตร.ซม. ทำให้ไม่ส่งผลต่อการออกแบบและความปลอดภัยของปล่องอุโมงค์แต่อย่างใด

4.10 การวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

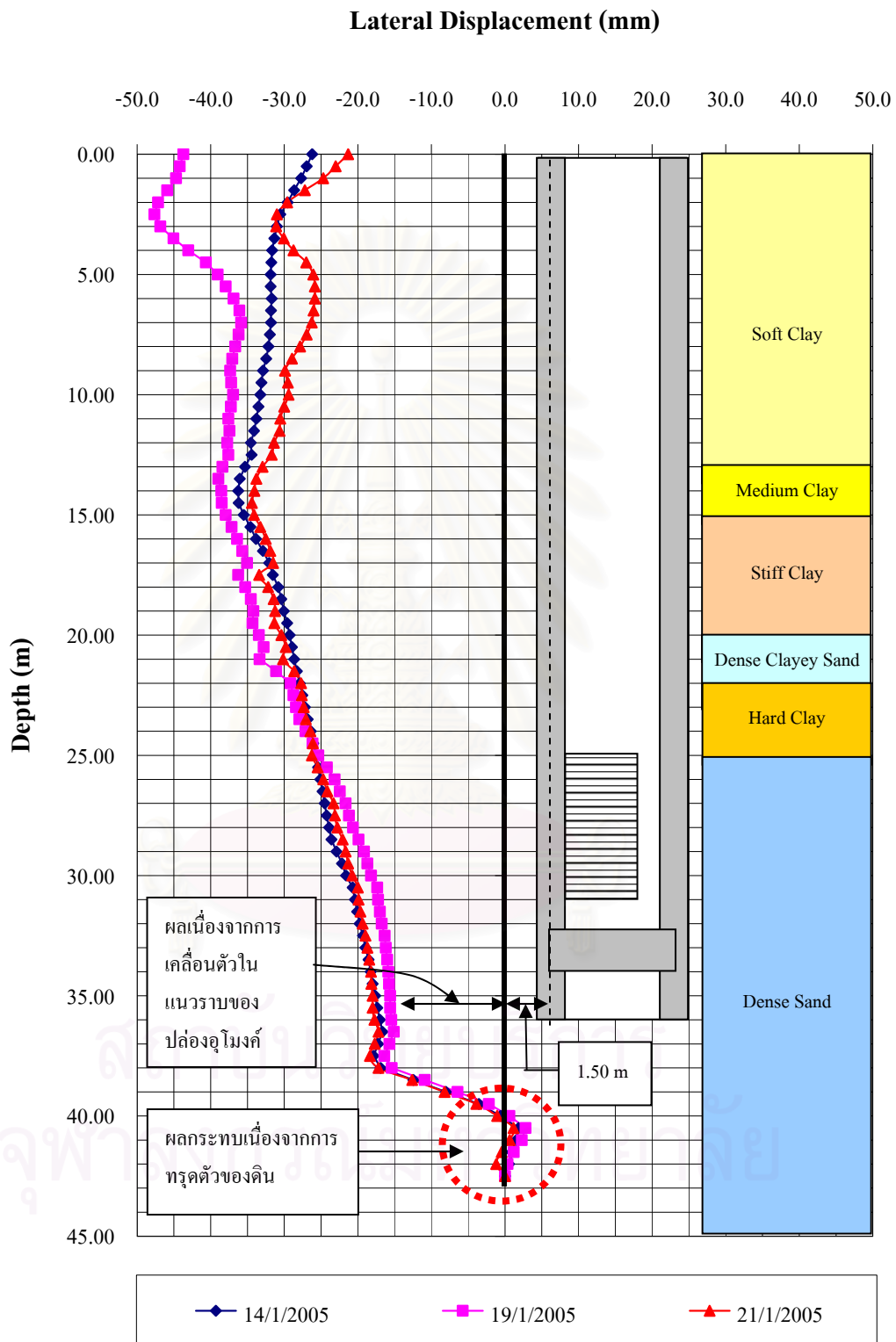
ในการตรวจสอบพฤติกรรมของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรงดันของหัวเจาะอุโมงค์ (Thrust force) ที่กระทำกับปล่องอุโมงค์ ได้มีการติดตั้ง Inclinometer ในดิน (IN02) ซึ่งจากผลการตรวจวัดของ Inclinometer, IN02 จะสามารถวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวของดินได้ดังนี้

4.10.1 การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

การเคลื่อนตัวของดินที่ตรวจวัดได้จาก Inclinometer, IN 02 ที่ติดตั้งด้านหลังปล่องอุโมงค์แสดงในรูปที่ 4.29 จะพบว่าการเคลื่อนตัวของดินมีลักษณะแปรปรวน โดยเฉพาะในชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งสามารถถูกรบกวนได้ง่ายโดยสังเกตจากการเปลี่ยนแปลงของผลการตรวจวัด ซึ่งจะเพิ่มขึ้นในช่วงเริ่มต้น แต่ในวันที่ใช้แรง Thrust force สูงที่สุด (21/01/2548) การเคลื่อนตัวของชั้นดินกลับเปลี่ยนแปลงลดลง ในส่วนของชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายพบว่าการเคลื่อนตัวหลังจากเริ่มต้นขุดเจาะอุโมงค์จะเปลี่ยนแปลงตามขนาดของแรง Thrust force เล็กน้อย อาจเนื่องมาจากในขณะที่เริ่มต้นเจาะอุโมงค์แรงต้านทานในดินอาจจะยังไม่เกิดขึ้น พอเกิดการเคลื่อนตัวไปในระดับหนึ่งแล้วก็จะมีความต้านทานเกิดขึ้นทำให้การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวเกิดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น จากผลการตรวจวัดลักษณะการเคลื่อนตัวของดิน ณ บริเวณฐานปล่องอุโมงค์จะพบว่าการเปลี่ยนแปลงในแนวราบคือ มีลักษณะของการเคลื่อนที่ในแนวราบของปล่องอุโมงค์เนื่องจากแรง Thrust force ตามผลการตรวจวัดจะมีค่าประมาณ 15 มม. หลังจากนั้นจึงเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะที่แสดงถึงการพลิกตัว (Overturning) ของปล่องอุโมงค์

4.10.2 พฤติกรรมของดินบริเวณ Cutting shoe เนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์

พฤติกรรมของดินบริเวณ Cutting shoe เนื่องจากการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ที่ตรวจวัดได้จาก Inclinometer, IN 02 จะมีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของชั้นดินใต้ปล่องอุโมงค์ในลักษณะที่แสดงถึงการเกิดการทรุดตัวของชั้นดินในแนวดิ่ง โดยพิจารณาจากผลการตรวจวัดซึ่งมีลักษณะของท่อตรวจวัด (Casing) โคนแรงกดในแนวดิ่งทำให้เกิดการบิดงอในลักษณะเหมือนสปริง ซึ่งการเคลื่อนตัวของชั้นดินเป็นผลเนื่องจากแรงปฏิกิริยา (Subgrad reaction) ของดินนั่นเอง



รูปที่ 4.29 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินหลังปล่องอุโมงค์

บทที่ 5

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิเคราะห์

5.1.1 จากผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือ Inclinator จำนวน 2 จุด คือ IN01 จะติดตั้งอยู่ในผนังปล่องอุโมงค์ และ IN02 จะติดตั้งอยู่ในดิน โดยที่แนวการติดตั้งจะอยู่ในทิศทางตรงข้ามกับการเคลื่อนที่ของหัวเจาะอุโมงค์ที่จะทำการขุดเจาะอุโมงค์โดยมีแรงดัน Thrust force จาก Shield jack ส่งผ่านคาคอุโมงค์ (Segment) ไปยัง Shoving frame เข้าสู่ผนังปล่องอุโมงค์ต่อไป ซึ่งจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ โดยผลเนื่องจากการติดตั้ง Inclinator ในปล่องอุโมงค์มีข้อจำกัดเนื่องจากการก่อสร้างทำให้ระดับปลายของท่อตรวจวัดจะอยู่ในปล่องอุโมงค์ การอธิบายถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์จากการตรวจวัดด้วย Inclinator ภายในปล่องอุโมงค์จะทราบเพียงว่าปล่องอุโมงค์เกิดการพลิกตัวเนื่องจากแรง Thrust force เท่านั้น แต่เมื่อนำผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ Inclinator ที่ติดตั้งในดินซึ่งมีระดับปลายของท่อตรวจวัดอยู่ต่ำกว่าปล่องอุโมงค์มาพิจารณาร่วมกัน ผลการตรวจวัดจะแสดงให้เห็นลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ โดยจะเกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบก่อนหรือเกิดไปพร้อมกับการพลิกตัวของปล่องอุโมงค์ ซึ่งจากข้อจำกัดของการสร้างแบบจำลองในการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วย โปรแกรม STAAD PRO 2004 ที่ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของดินโดยรอบปล่องอุโมงค์ได้ ประกอบกับการกำหนดการเคลื่อนตัวของจุดรองรับที่ฐานปล่องอุโมงค์ตามสมมติฐานของงานวิจัยนี้ ที่อนุญาตให้เกิดการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เฉพาะในแนวตั้งเท่านั้น ทำให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้จะไม่สามารถอธิบายถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของทั้งระบบได้ โดยสามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์เฉพาะในช่วงที่ปล่องอุโมงค์เกิดการพลิกตัวเท่านั้น ในขณะที่ผลการตรวจวัดของ Inclinator ที่ติดตั้งในดินหลังปล่องอุโมงค์จะแสดงถึงการเกิดการทรุดตัวของดินที่ฐานของปล่องอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักของตัวปล่องอุโมงค์เองและแรง Thrust force ซึ่งจากสมมติฐานและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ได้แสดงให้เห็นว่าแรงปฏิกิริยาในแนวตั้ง (Vertical subgrade reaction) ของชั้นดินที่ฐานปล่องอุโมงค์เป็นส่วนสำคัญในการควบคุมการเอียงตัวของปล่องอุโมงค์ ซึ่งการทรุดตัวในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักและแรง Thrust force ในสภาพการทำงานจริงจะมีแรงเสียดทานทางด้านข้างของปล่องอุโมงค์ (Skin friction) และแรงค้ำน้ำ (Uplift force) ช่วยต้านทานด้วย

5.1.2 จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จากโปรแกรม STAAD PRO 2004 จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์มีผลต่อแรงต้านทานของดินด้านข้าง จากสมมติฐานความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์กับ Horizontal subgrade reaction ของดินซึ่งเป็นแรงด้านสุทธิของแรงดันด้านข้างที่กระทำต่อปล่องอุโมงค์ โดยที่ถ้าปล่องอุโมงค์เคลื่อนที่น้อยแรงต้านทานของดินก็จะน้อย แต่ถ้าปล่องอุโมงค์เคลื่อนที่มากแรงต้านทานของดินก็จะมากตามไปด้วย ในสภาวะปกติปล่องอุโมงค์จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างอยู่ในสภาวะสมดุล (At rest condition, K_0) โดยรอบปล่องอุโมงค์เป็นตัวบังคับ แต่ผลจากแรง Thrust force ของหัวเจาะอุโมงค์ดันทำให้ปล่องอุโมงค์เกิดการเคลื่อนตัว โดยที่ผลจากน้ำหนักของโครงสร้าง และแรงต้านทานของดินด้านข้างซึ่งจะเปลี่ยนสภาวะไปตามลักษณะการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้จากงานวิจัยนี้เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ของการออกแบบปล่องอุโมงค์ภายใต้สมมติฐานที่มีแรงดันดินด้านข้างกระทำโดยรอบปล่องอุโมงค์และจากรอบรับที่ฐานปล่องอุโมงค์ไม่อนุญาตให้เกิดการเคลื่อนที่ในทุกทิศทาง รวมทั้งขนาดของแรงดัน Thrust force เท่ากับ 60 ตัน/ตร.ม. ซึ่งมากกว่าขนาดแรงดันของ Thrust force ของงานวิจัยนี้ที่มีเพียง 32 ตัน/ตร.ม. พบว่าหน่วยแรงภายในประกอบไปด้วย โมเมนต์และหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น มีค่าต่ำกว่าการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบ แต่จะมีค่าแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดเจนของหน่วยแรงภายในปล่องอุโมงค์ (Hoop stress) ซึ่งเป็นแรงที่ต้านทานการเสียรูปของปล่องอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากการเสียรูปของปล่องอุโมงค์จากสมมติฐานของงานวิจัยนี้ที่ไม่มีแรงดันด้านข้างกระทำโดยรอบปล่องอุโมงค์ที่จะทำให้ปล่องอุโมงค์เกิดการหดตัวเข้า ซึ่งจะต้านทานการพองตัวของปล่องอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักตัวปล่องอุโมงค์เองและเนื่องจากแรงดัน Thrust force การเสียรูปของปล่องอุโมงค์จึงมากกว่า ส่งผลถึงความแตกต่างของหน่วยแรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์ในงานวิจัยกับการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบ และแรงปฏิกิริยาของดินที่ฐานปล่องอุโมงค์ (Vertical subgrade reaction) จะช่วยต้านทานการพลิกตัวของปล่องอุโมงค์ ดังนั้นในการพิจารณาเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ส่วนสำคัญคือรูปร่างและขนาดของโครงสร้างต้องมีความแข็งแรงและเหมาะสมในการใช้งาน และคุณสมบัติของชั้นดินที่รองรับปล่องอุโมงค์จะต้องแข็งแรงเพียงพอที่จะรักษาเสถียรภาพของปล่องอุโมงค์ไม่เกิดการทรุดตัวมากเกินไป เพื่อควบคุมการพลิกตัวของปล่องอุโมงค์ให้น้อยที่สุด ซึ่งจะทำให้สภาวะแรงดันด้านข้างเปลี่ยนแปลงจากสภาวะสมดุลเพียงเล็กน้อยดังที่ได้ทำการวิเคราะห์ ในงานวิจัยนี้

5.1.3 จากผลการวิเคราะห์กลับ (Back analysis) ของความสัมพันธ์ระหว่าง Vertical subgrade reaction และ Horizontal subgrade reaction ซึ่งมาจากค่าโมดูลัสของดิน (Elastic modulus of soil, E_s) พบว่าเมื่อเกิดการพลิกตัวของปล่องอุโมงค์สูงสุด (21/01/2548) พบว่าค่า Horizontal

subgrade reaction มีค่า 30, 25 และ 90 เปอร์เซ็นต์ ของ Vertical subgrade reaction ของชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และชั้นทราย ตามลำดับ โดยเหนียวอ่อนกำหนดค่าโมดูลัสของดินในรูปอัตราส่วนกับความต้านทานแรงเฉือนของดิน (S_u) เท่ากับ $E_s = 500S_u$ ในชั้นดินเหนียวแข็งเท่ากับ $E_s = 1000S_u$ และในชั้นทรายกำหนดให้เท่ากับ $E_s' = 200N$ (ตัน/ตร.ม.) โดย N คือค่า SPT-N value ตามลำดับ และผลการเปลี่ยนแปลงสภาวะแรงดันด้านข้างของดินในวันที่มีการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์สูงสุดโดยมีอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความลึก (δ_{max}/H) ประมาณ 0.0005 พบว่ามีการเปลี่ยนแปลงเพียง 1- 8 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งจะเพิ่มขึ้นตามความแข็งแรงของชั้นดิน โดยที่ผลจากการวิเคราะห์กลับจะอยู่ภายใต้สมมติฐานของการวิเคราะห์และลักษณะของโครงการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ในงานวิจัยนี้เท่านั้น

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในงานวิจัยนี้ ประกอบไปด้วย

1. ในการเก็บข้อมูลการตรวจวัดในสนามควรตรวจสอบระยะเวลาในการตรวจวัดให้สัมพันธ์กับเวลาในการเจาะอุโมงค์เพื่อความถูกต้องของข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์
2. ทำการเก็บข้อมูลในการทรุดตัวของปล่องอุโมงค์โดยรอบทั้งตัวปล่องอุโมงค์และพื้น (Base slab) รวมทั้งท่อตรวจวัด (Casing) ด้วย เพื่อใช้ในการตรวจสอบผลการวิเคราะห์
3. ทำการตรวจสอบการเสีรูปร่างของปล่องอุโมงค์ ณ ความลึกต่างๆ ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ เพื่อใช้ในการตรวจสอบผลการวิเคราะห์
4. การติดตั้ง Inclinometer ควรติดตั้งท่อตรวจวัด (Casing) ให้ลึกกว่าระดับ Cutting shoe เพื่อให้แน่ใจว่าปลายของท่อตรวจวัดไม่เคลื่อนตัวตามปล่องอุโมงค์ ซึ่งจะสามารู้ถึงค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบของปล่องอุโมงค์ โดยอาจจะทำการเจาะผ่านท่อที่ฝังไว้ในปล่องอุโมงค์เพิ่มเติมหลังจากก่อสร้างปล่องอุโมงค์เสร็จสิ้น แล้วจึงทำการติดตั้งท่อตรวจวัด (Casing) ต่อไป
5. ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์และดินโดยรอบปล่องอุโมงค์ โดยใช้โปรแกรมการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ทางด้านวิศวกรรมธรณี ที่สามารถจำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นได้ถูกต้องมากขึ้น

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ชัย มุกตพันธุ์ และ คาซูโตะ นาคาซาวา. (2540). ปฏิวัติศาสตร์และวิศวกรรมฐานราก. พิมพ์ครั้งที่ 4. กรุงเทพฯ.

ชาญชัย ทรัพย์มณีวงศ์. (2542). พฤติกรรมของเสาเข็มแบบเรีตที่ติดตั้งเครื่องมือวัดในชั้นดิน กรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ธีรพันธ์ ภูมิรัตนประพิณ. (2543). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วันชัย เทพรักษ์. (2542). พฤติกรรมของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 5. 24-26 มีนาคม 2542 ณ โรงแรมแอมบาสซาเดอร์ซีดีจอมเทียนชลบุรี.

วันชัย เทพรักษ์. (2543). พฤติกรรมปล่องอุโมงค์ในการขุดดินลึกด้วยระบบเสาเข็มต่อเนื่อง. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วันชัย เทพรักษ์. (2544). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินและตัวอุโมงค์จากการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ในดินกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 7. 17-18 พฤษภาคม 2544 ณ อาคารศสพาสตรา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ.

วันชัย เทพรักษ์. (2545). การออกแบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วันชัย เทพรักษ์. (2546). วิศวกรรมฐานรากเสาเข็ม. โครงการอบรมออกแบบฐานรากเสาเข็ม. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วีระนันท์ ปิตุปกรณ. (2526). การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ดเพเนทรชันเทสต์ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สลีปฟอร์ม เอ็นจิเนียริง (ประเทศไทย)จำกัด. (2547) . สลีสลิปฟอร์ม . เอกสารแสดงรายละเอียด
อุปกรณ์. กรุงเทพฯ.

สตีมา ศรีสถิตวัตร. (2546). การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของบ่อลึกสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในดิน
กรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สุรนต์ สัมพันธ์รักษ์. (2540). วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่ง
ประเทศไทย.

สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร. (2546). รายการคำนวณของปล่องอุโมงค์สำหรับปล่อง
อุโมงค์รับน้ำที่ลาดพร้าว (Inlet Shaft). โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ คลองแสนแสบ
และคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา.

เอกรัตน์ นาคะกุล. (2525). การก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ภาษาอังกฤษ

Das, B. M. (1999). Principles of Geotechnical Engineering. 4th ed.

Das, B. M. (2004). Principles of Foundation Engineering. 5th ed.

Brickel, J. O., Kuesel, T. R., and King, E. H. (1996). Tunnel Engineering Handbook. 2nd ed.,
pp 177-202. New York.

Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. 5th ed. Singapore: Mc Graw Hill.

NAVFAC DM-7.1. (1982). Soil Mechanics. Department of the Navy Naval Facilities Engineering
Command.

NAVFAC DM-7.2. (1982). Foundation and Earth Structures. Department of the Navy Naval
Facilities Engineering Command.

Teng, W. C. (1981). Foundation Design. New Delhi: Prentice-Hall.



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก ก

ข้อมูลบันทึกการชุดเจาะอุโมงค์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Bangkok Metropolitan Administration Flood Protection Project
Italian-Thai-Nishimatu JV

15/Feb/2005 (Tue) 07:28

[NightShift]

	-3 Ring	-2 Ring	-1 Ring	0 Ring	1 Ring	2 Ring	3 Ring	4 Ring	5 Ring	6 Ring	Total
Exca Start Time (hh:mm:ss)	16:14:13	11:11:17	09:03:54	16:19:25	17:11:20	08:35:25	17:32:08	08:18:34	17:40:25	08:46:33	
Exca End Time (hh:mm:ss)	18:09:04	08:07:01	12:51:38	14:02:28	17:19:08	14:13:00	23:07:24	14:34:00	23:21:29	13:00:46	
Gross Exca Time (min)	114.8	1255.7	1664.3	1303.0	1259.0	337.6	335.3	375.4	341.1	254.2	
Net Exca Time (min)	107.6	215.5	385.8	589.6	314.6	199.5	149.6	149.5	90.1	78.6	
Net Stroke (mm)	1050	1188	1177	1199	1246	1227	1066	1027	1188	1285	
(t)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Earth Pres Left (kPa)	4	87	84	59	64	71	66	74	58	73	
Earth Pres Right (kPa)	4	84	93	53	73	61	56	72	60	76	
Thrust Force (kN)	2407	6908	7579	8461	10843	11315	9585	7946	7682	7893	
Cutter Torque (kN-m)	531	658	2403	1419	1240	2161	2134	2006	1977	1898	
Jack Speed Avg (mm/min)	12	6	4	3	5	7	8	8	14	19	
Screw Rotate (Rotate)	3006	3121	4644	5170	5361	5543	5710	5857	6144	6489	
Screw Press (MPa)	1.3	2.6	3.2	2.9	2.9	1.7	2.1	4.1	6.6	6.9	
Shield Press (MPa)	2.5	11.2	11.8	13.3	13.1	13.2	11.2	12.4	11.4	11.7	
Tail seal Press (MPa)	0.6	2.3	2.1	4.0	4.2	2.6	2.4	2.0	1.5	1.7	
Gate Open Stroke (%)	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	
Screw Revolution (rpm)	0.0	0.5	0.6	0.9	0.7	0.9	1.2	1.1	3.2	4.3	
Chainage (Head) (m)	-2.000	-2.000	11.112	12.332	12.958	14.776	15.834	16.847	18.032	19.310	
Re-Body Bearing (deg)	171.74	172.24	172.43	172.19	172.48	172.20	172.10	172.05	172.26	172.25	
Pitching (deg)	0.11	0.20	0.07	-0.05	-0.28	-0.06	-0.03	0.27	0.27	0.11	
Rolling (deg)	-0.90	-0.85	-1.37	-0.93	-1.29	-0.70	-0.23	0.00	-0.15	0.15	
Jack Diff (R-L) (mm)	21	-21	-21	8	8	10	9	9	6	9	
Bearing Displace (deg/R)	0.00	0.00	0.10	-0.29	0.32	-0.03	-0.14	-0.01	0.20	0.01	
(t)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Grout A Flow (L/min)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Grout B Flow (L/min)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Grout Pressure (MPa)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	
Grit Vol A (R) (m3)	0.000	0.000	0.000	0.150	0.000	0.001	0.000	4.181	1.663	2.471	
Grit Vol B (R) (m3)	0.001	0.002	0.000	0.612	0.000	0.000	0.003	0.172	0.128	0.111	
Grit Vol A+B (R) (m3)	0.001	0.002	0.000	0.762	0.000	0.001	0.003	4.353	1.791	2.582	
Add Fill Rate (%)	19	33	109	75	42	33	29	31	29	16	
Add Vol (R) (m3)	4.972	10.030	32.765	22.918	13.368	10.330	7.874	8.176	8.828	5.308	
Muck Vol(Ring) (m3)	0.000	12.449	186.771	45.049	11.024	4.995	11.430	12.787	34.375	43.174	
Jack Pattern											

Note

รูปที่ ก-1 รายงานการขุดเจาะอุโมงค์



ภาคผนวก ข

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ Inclinator, IN01

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-01</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>35.505</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>14/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	-8.40	9.70	1.30	-9.05	-2.30	0.10	-4.50
-0.50	-8.50	9.70	1.20	-9.10	6.75	0.05	-4.60
-1.00	-9.50	10.80	1.30	-10.15	15.85	0.00	-4.65
-1.50	-11.30	12.20	0.90	-11.75	26.00	0.00	-4.65
-2.00	-11.50	12.20	0.70	-11.85	37.75	0.00	-4.65
-2.50	-8.80	10.10	1.30	-9.45	49.60	0.00	-4.65
-3.00	-8.50	9.70	1.20	-9.10	59.05	0.00	-4.65
-3.50	-8.30	9.40	1.10	-8.85	68.15	0.05	-4.65
-4.00	-7.60	8.70	1.10	-8.15	77.00	0.05	-4.70
-4.50	-7.50	8.70	1.20	-8.10	85.15	0.10	-4.75
-5.00	-7.00	8.00	1.00	-7.50	93.25	0.10	-4.85
-5.50	-1.00	2.00	1.00	-1.50	100.75	0.10	-4.95
-6.00	0.70	0.40	1.10	0.15	102.25	0.05	-5.05
-6.50	2.00	-1.10	0.90	1.55	102.10	0.00	-5.10
-7.00	3.70	-2.60	1.10	3.15	100.55	0.00	-5.10
-7.50	5.40	-4.20	1.20	4.80	97.40	0.05	-5.10
-8.00	6.10	-4.90	1.20	5.50	92.60	0.05	-5.15
-8.50	9.40	-8.20	1.20	8.80	87.10	0.00	-5.20
-9.00	9.80	-8.00	1.80	8.90	78.30	-0.20	-5.20
-9.50	9.80	-8.70	1.10	9.25	69.40	-0.05	-5.00
-10.00	10.20	-8.90	1.30	9.55	60.15	-0.05	-4.95
-10.50	10.20	-9.00	1.20	9.60	50.60	-0.05	-4.90
-11.00	9.60	-8.40	1.20	9.00	41.00	-0.10	-4.85
-11.50	10.60	-9.40	1.20	10.00	32.00	-0.15	-4.75
-12.00	9.90	-8.60	1.30	9.25	22.00	-0.15	-4.60
-12.50	9.10	-7.80	1.30	8.45	12.75	-0.15	-4.45
-13.00	8.60	-7.50	1.10	8.05	4.30	-0.20	-4.30
-13.50	7.90	-6.70	1.20	7.30	-3.75	-0.15	-4.10
-14.00	6.50	-5.50	1.00	6.00	-11.05	-0.15	-3.95
-14.50	6.70	-5.80	0.90	6.25	-17.05	-0.15	-3.80
-15.00	5.40	-4.20	1.20	4.80	-23.30	-0.30	-3.65
-15.50	3.70	-2.80	0.90	3.25	-28.10	-0.20	-3.35
-16.00	2.20	-1.10	1.10	1.65	-31.35	-0.20	-3.15
-16.50	0.60	0.30	0.90	0.15	-33.00	-0.10	-2.95
-17.00	-1.00	2.00	1.00	-1.50	-33.15	-0.10	-2.85
-17.50	-0.80	1.90	1.10	-1.35	-31.65	-0.15	-2.75
-18.00	-2.00	3.00	1.00	-2.50	-30.30	-0.10	-2.60
-18.50	-4.00	4.90	0.90	-4.45	-27.80	-0.10	-2.50
-19.00	-5.90	7.00	1.10	-6.45	-23.35	0.00	-2.40
-19.50	-7.40	8.40	1.00	-7.90	-16.90	-0.05	-2.40
-20.00	-8.40	9.60	1.20	-9.00	-9.00	-0.10	-2.35

Copy Sent to Contractor

 _____ / _____ / _____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-01</u>				Recorded by : <u>B.NAREN</u>			
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>35.505</u>				Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>			
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>				Date : <u>19/1/2005</u>			
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>							

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	-9.00	9.40	0.40	-9.20	-3.75	-0.05	-9.45
-0.50	-9.00	9.40	0.40	-9.20	5.45	-0.05	-9.40
-1.00	-9.90	10.50	0.60	-10.20	14.65	-0.05	-9.35
-1.50	-11.60	12.00	0.40	-11.80	24.85	-0.05	-9.30
-2.00	-11.70	12.00	0.30	-11.85	36.65	0.00	-9.25
-2.50	-9.40	9.90	0.50	-9.65	48.50	-0.20	-9.25
-3.00	-8.80	9.40	0.60	-9.10	58.15	0.00	-9.05
-3.50	-8.60	9.20	0.60	-8.90	67.25	0.00	-9.05
-4.00	-8.00	8.30	0.30	-8.15	76.15	0.05	-9.05
-4.50	-8.00	8.30	0.30	-8.15	84.30	0.05	-9.10
-5.00	-7.00	7.50	0.50	-7.25	92.45	0.35	-9.15
-5.50	-1.30	1.60	0.30	-1.45	99.70	0.15	-9.50
-6.00	0.40	0.00	0.40	0.20	101.15	0.10	-9.65
-6.50	1.70	-1.50	0.20	1.60	100.95	0.05	-9.75
-7.00	3.40	-3.10	0.30	3.25	99.35	0.10	-9.80
-7.50	5.00	-4.60	0.40	4.80	96.10	0.05	-9.90
-8.00	5.70	-5.20	0.50	5.45	91.30	0.00	-9.95
-8.50	9.20	-8.50	0.70	8.85	85.85	0.05	-9.95
-9.00	9.50	-8.80	0.70	9.15	77.00	0.05	-10.00
-9.50	9.50	-9.00	0.50	9.25	67.85	-0.05	-10.05
-10.00	9.90	-9.30	0.60	9.60	58.60	0.00	-10.00
-10.50	9.90	-9.30	0.60	9.60	49.00	-0.05	-10.00
-11.00	9.30	-8.70	0.60	9.00	39.40	-0.10	-9.95
-11.50	10.20	-9.60	0.60	9.90	30.40	-0.25	-9.85
-12.00	9.50	-8.90	0.60	9.20	20.50	-0.20	-9.60
-12.50	8.80	-8.20	0.60	8.50	11.30	-0.10	-9.40
-13.00	8.20	-7.70	0.50	7.95	2.80	-0.30	-9.30
-13.50	7.30	-7.00	0.30	7.15	-5.15	-0.30	-9.00
-14.00	6.10	-5.70	0.40	5.90	-12.30	-0.25	-8.70
-14.50	6.30	-6.00	0.30	6.15	-18.20	-0.25	-8.45
-15.00	5.20	-4.50	0.70	4.85	-24.35	-0.25	-8.20
-15.50	3.60	-3.00	0.60	3.30	-29.20	-0.15	-7.95
-16.00	1.90	-1.40	0.50	1.65	-32.50	-0.20	-7.80
-16.50	0.30	0.20	0.50	0.05	-34.15	-0.20	-7.60
-17.00	-1.40	1.90	0.50	-1.65	-34.20	-0.25	-7.40
-17.50	-1.30	1.60	0.30	-1.45	-32.55	-0.25	-7.15
-18.00	-2.40	3.00	0.60	-2.70	-31.10	-0.30	-6.90
-18.50	-4.40	4.80	0.40	-4.60	-28.40	-0.25	-6.60
-19.00	-6.30	7.00	0.70	-6.65	-23.80	-0.20	-6.35
-19.50	-7.80	8.40	0.60	-8.10	-17.15	-0.25	-6.15
-20.00	-8.70	9.40	0.70	-9.05	-9.05	-0.15	-5.90

Copy Sent to Contractor

 ____ / ____ / ____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-01</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>35.505</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>21/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	-8.90	9.70	0.80	-9.30	-6.40	-0.15	-13.55
-0.50	-8.90	9.70	0.80	-9.30	2.90	-0.15	-13.40
-1.00	-9.90	10.70	0.80	-10.30	12.20	-0.15	-13.25
-1.50	-11.50	12.20	0.70	-11.85	22.50	-0.10	-13.10
-2.00	-11.50	12.30	0.80	-11.90	34.35	-0.05	-13.00
-2.50	-9.40	10.10	0.70	-9.75	46.25	-0.30	-12.95
-3.00	-8.80	9.60	0.80	-9.20	56.00	-0.10	-12.65
-3.50	-8.50	9.30	0.80	-8.90	65.20	0.00	-12.55
-4.00	-7.70	8.40	0.70	-8.05	74.10	0.15	-12.55
-4.50	-7.70	8.40	0.70	-8.05	82.15	0.15	-12.70
-5.00	-6.70	7.50	0.80	-7.10	90.20	0.50	-12.85
-5.50	-1.10	1.80	0.70	-1.45	97.30	0.15	-13.35
-6.00	0.60	0.20	0.80	0.20	98.75	0.10	-13.50
-6.50	2.00	-1.40	0.60	1.70	98.55	0.15	-13.60
-7.00	3.70	-3.10	0.60	3.40	96.85	0.25	-13.75
-7.50	5.30	-4.70	0.60	5.00	93.45	0.25	-14.00
-8.00	5.70	-5.30	0.40	5.50	88.45	0.05	-14.25
-8.50	9.30	-8.60	0.70	8.95	82.95	0.15	-14.30
-9.00	9.50	-8.80	0.70	9.15	74.00	0.05	-14.45
-9.50	9.60	-9.00	0.60	9.30	64.85	0.00	-14.50
-10.00	10.00	-9.30	0.70	9.65	55.55	0.05	-14.50
-10.50	9.90	-9.20	0.70	9.55	45.90	-0.10	-14.55
-11.00	9.20	-8.50	0.70	8.85	36.35	-0.25	-14.45
-11.50	10.20	-9.50	0.70	9.85	27.50	-0.30	-14.20
-12.00	9.40	-8.70	0.70	9.05	17.65	-0.35	-13.90
-12.50	8.70	-8.10	0.60	8.40	8.60	-0.20	-13.55
-13.00	8.10	-7.40	0.70	7.75	0.20	-0.50	-13.35
-13.50	7.50	-6.70	0.80	7.10	-7.55	-0.35	-12.85
-14.00	6.10	-5.40	0.70	5.75	-14.65	-0.40	-12.50
-14.50	6.50	-5.50	1.00	6.00	-20.40	-0.40	-12.10
-15.00	4.90	-4.20	0.70	4.55	-26.40	-0.55	-11.70
-15.50	3.40	-2.70	0.70	3.05	-30.95	-0.40	-11.15
-16.00	1.70	-1.10	0.60	1.40	-34.00	-0.45	-10.75
-16.50	0.20	0.40	0.60	-0.10	-35.40	-0.35	-10.30
-17.00	-1.40	2.00	0.60	-1.70	-35.30	-0.30	-9.95
-17.50	-1.30	1.90	0.60	-1.60	-33.60	-0.40	-9.65
-18.00	-2.50	3.20	0.70	-2.85	-32.00	-0.45	-9.25
-18.50	-4.50	5.20	0.70	-4.85	-29.15	-0.50	-8.80
-19.00	-6.50	7.20	0.70	-6.85	-24.30	-0.40	-8.30
-19.50	-8.00	8.60	0.60	-8.30	-17.45	-0.45	-7.90
-20.00	-8.70	9.60	0.90	-9.15	-9.15	-0.25	-7.45

Copy Sent to Contractor

 ____ / ____ / ____



ภาคผนวก ค

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ Inclinator, IN02

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSI) : <u>being</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>14/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	9.60	-8.90	0.70	9.25	893.20	0.75	-26.20
-0.50	9.60	-8.90	0.70	9.25	883.95	0.75	-26.95
-1.00	9.50	-9.00	0.50	9.25	874.70	0.95	-27.70
-1.50	9.10	-8.60	0.50	8.85	865.45	0.90	-28.65
-2.00	9.30	-8.60	0.70	8.95	856.60	1.00	-29.55
-2.50	8.20	-7.40	0.80	7.80	847.65	0.45	-30.55
-3.00	7.10	-6.50	0.60	6.80	839.85	0.35	-31.00
-3.50	6.80	-5.90	0.90	6.35	833.05	0.30	-31.35
-4.00	7.70	-7.20	0.50	7.45	826.70	0.10	-31.65
-4.50	7.60	-7.10	0.50	7.35	819.25	0.10	-31.75
-5.00	8.60	-7.50	1.10	8.05	811.90	0.00	-31.85
-5.50	7.70	-7.00	0.70	7.35	803.85	-0.15	-31.85
-6.00	6.90	-6.00	0.90	6.45	796.50	0.10	-31.70
-6.50	6.60	-5.80	0.80	6.20	790.05	0.00	-31.80
-7.00	6.20	-5.50	0.70	5.85	783.85	0.15	-31.80
-7.50	6.00	-5.10	0.90	5.55	778.00	0.20	-31.95
-8.00	5.60	-5.00	0.60	5.30	772.45	0.30	-32.15
-8.50	6.90	-6.10	0.80	6.50	767.15	0.45	-32.45
-9.00	7.50	-6.40	1.10	6.95	760.65	0.20	-32.90
-9.50	7.10	-6.70	0.40	6.90	753.70	0.15	-33.10
-10.00	6.70	-5.50	1.20	6.10	746.80	0.25	-33.25
-10.50	6.30	-5.00	1.30	5.65	740.70	0.30	-33.50
-11.00	5.60	-4.90	0.70	5.25	735.05	0.30	-33.80
-11.50	4.90	-3.80	1.10	4.35	729.80	0.45	-34.10
-12.00	5.10	-4.00	1.10	4.55	725.45	-0.10	-34.55
-12.50	6.50	-5.20	1.30	5.85	720.90	0.90	-34.45
-13.00	8.00	-7.00	1.00	7.50	715.05	0.70	-35.35
-13.50	8.80	-7.90	0.90	8.35	707.55	0.20	-36.05
-14.00	10.30	-9.30	1.00	9.80	699.20	-0.05	-36.25
-14.50	11.30	-10.30	1.00	10.80	689.40	-0.70	-36.20
-15.00	11.70	-11.00	0.70	11.35	678.60	-0.90	-35.50
-15.50	9.00	-7.70	1.30	8.35	667.25	-0.75	-34.60
-16.00	4.90	-4.40	0.50	4.65	658.90	-0.95	-33.85
-16.50	4.60	-3.80	0.80	4.20	654.25	-0.85	-32.90
-17.00	7.50	-7.10	0.40	7.30	650.05	-0.50	-32.05
-17.50	9.60	-9.90	-0.30	9.75	642.75	-0.75	-31.55
-18.00	11.50	-10.70	0.80	11.10	633.00	-0.40	-30.80
-18.50	12.20	-11.40	0.80	11.80	621.90	-0.35	-30.40
-19.00	13.00	-12.10	0.90	12.55	610.10	-0.45	-30.05
-19.50	14.00	-13.20	0.80	13.60	597.55	-0.35	-29.60
-20.00	14.30	-13.50	0.80	13.90	583.95	-0.30	-29.25

Copy Sent to Contractor

 _____ / _____ / _____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>being</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>14/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
20.50	13.70	-13.00	0.70	13.35	570.05	-0.30	-28.95
21.00	12.30	-11.80	0.50	12.05	556.70	-0.35	-28.65
21.50	12.90	-12.30	0.60	12.60	544.65	-0.40	-28.30
22.00	14.20	-13.40	0.80	13.80	532.05	-0.35	-27.90
22.50	14.80	-13.90	0.90	14.35	518.25	-0.35	-27.55
23.00	14.70	-14.00	0.70	14.35	503.90	-0.40	-27.20
23.50	15.30	-14.40	0.90	14.85	489.55	-0.40	-26.80
24.00	13.10	-12.50	0.60	12.80	474.70	-0.35	-26.40
24.50	13.00	-12.20	0.80	12.60	461.90	-0.30	-26.05
25.00	13.40	-12.60	0.80	13.00	449.30	-0.35	-25.75
25.50	13.10	-12.20	0.90	12.65	436.30	-0.30	-25.40
26.00	13.50	-12.70	0.80	13.10	423.65	-0.30	-25.10
26.50	14.60	-13.80	0.80	14.20	410.55	-0.30	-24.80
27.00	13.60	-12.70	0.90	13.15	396.35	-0.25	-24.50
27.50	14.40	-13.70	0.70	14.05	383.20	-0.35	-24.25
28.00	14.00	-13.80	0.20	13.90	369.15	-0.30	-23.90
28.50	13.10	-13.70	-0.60	13.40	355.25	-0.70	-23.60
29.00	12.90	-12.90	0.00	12.90	341.85	-0.75	-22.90
29.50	14.20	-13.40	0.80	13.80	328.95	-0.55	-22.15
30.00	12.60	-12.90	-0.30	12.75	315.15	-0.90	-21.60
30.50	13.30	-12.40	0.90	12.85	302.40	-0.30	-20.70
31.00	13.20	-12.40	0.80	12.80	289.55	-0.30	-20.40
31.50	12.60	-11.70	0.90	12.15	276.75	-0.35	-20.10
32.00	12.30	-11.50	0.80	11.90	264.60	-0.45	-19.75
32.50	12.70	-11.70	1.00	12.20	252.70	-0.35	-19.30
33.00	12.00	-11.00	1.00	11.50	240.50	-0.40	-18.95
33.50	12.60	-11.50	1.10	12.05	229.00	-0.30	-18.55
34.00	12.90	-11.90	1.00	12.40	216.95	-0.25	-18.25
34.50	13.80	-12.80	1.00	13.30	204.55	-0.35	-18.00
35.00	14.90	-13.80	1.10	14.35	191.25	-0.30	-17.65
35.50	16.60	-15.50	1.10	16.05	176.90	-0.35	-17.35
36.00	15.40	-14.20	1.20	14.80	160.85	-0.35	-17.00
36.50	14.50	-13.40	1.10	13.95	146.05	0.60	-16.65
37.00	14.10	-13.00	1.10	13.55	132.10	0.60	-17.25
37.50	13.00	-11.90	1.10	12.45	118.55	-0.95	-17.85
38.00	10.60	-9.50	1.10	10.05	106.10	-4.45	-16.90
38.50	9.50	-8.40	1.10	8.95	96.05	-4.45	-12.45
39.00	10.50	-9.40	1.10	9.95	87.10	-4.45	-8.00
39.50	11.80	-10.70	1.10	11.25	77.15	-2.95	-3.55
40.00	12.20	-11.10	1.10	11.65	65.90	-2.45	-0.60

Copy Sent to Contractor

 ___ / ___ / ___

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>				Recorded by : <u>B.NAREN</u>			
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>being</u>				Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>			
Data Logger No : <u>INS5.2</u>		Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>19/1/2005</u>			
Torpedo No : <u>INS4.2</u>		Serial : <u>4.2/G11231</u>					

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	8.50	-9.50	-1.00	9.00	875.70	0.50	-43.70
-0.50	8.50	-9.50	-1.00	9.00	866.70	0.50	-44.20
-1.00	8.70	-10.30	-1.60	9.50	857.70	1.20	-44.70
-1.50	8.10	-10.30	-2.20	9.20	848.20	1.25	-45.90
-2.00	7.80	-9.10	-1.30	8.45	839.00	0.50	-47.15
-2.50	5.90	-7.20	-1.30	6.55	830.55	-0.80	-47.65
-3.00	4.30	-5.00	-0.70	4.65	824.00	-1.80	-46.85
-3.50	3.70	-4.40	-0.70	4.05	819.35	-2.00	-45.05
-4.00	4.70	-5.20	-0.50	4.95	815.30	-2.40	-43.05
-4.50	5.40	-5.90	-0.50	5.65	810.35	-1.60	-40.65
-5.00	6.80	-7.10	-0.30	6.95	804.70	-1.10	-39.05
-5.50	6.00	-6.90	-0.90	6.45	797.75	-1.05	-37.95
-6.00	4.90	-6.20	-1.30	5.55	791.30	-0.80	-36.90
-6.50	5.70	-6.20	-0.50	5.95	785.75	-0.25	-36.10
-7.00	6.30	-5.80	0.50	6.05	779.80	0.35	-35.85
-7.50	6.10	-5.50	0.60	5.80	773.75	0.45	-36.20
-8.00	5.70	-5.10	0.60	5.40	767.95	0.40	-36.65
-8.50	6.70	-6.00	0.70	6.35	762.55	0.30	-37.05
-9.00	7.00	-6.20	0.80	6.60	756.20	-0.15	-37.35
-9.50	6.80	-6.20	0.60	6.50	749.60	-0.25	-37.20
-10.00	6.50	-5.80	0.70	6.15	743.10	0.30	-36.95
-10.50	6.00	-5.40	0.60	5.70	736.95	0.35	-37.25
-11.00	5.10	-4.50	0.60	4.80	731.25	-0.15	-37.60
-11.50	4.50	-3.90	0.60	4.20	726.45	0.30	-37.45
-12.00	4.90	-4.10	0.80	4.50	722.25	-0.15	-37.75
-12.50	6.10	-5.40	0.70	5.75	717.75	0.80	-37.60
-13.00	7.60	-7.10	0.50	7.35	712.00	0.55	-38.40
-13.50	7.40	-8.10	-0.70	7.75	704.65	-0.40	-38.95
-14.00	9.90	-9.70	0.20	9.80	696.90	-0.05	-38.55
-14.50	11.20	-10.70	0.50	10.95	687.10	-0.55	-38.50
-15.00	11.80	-11.10	0.70	11.45	676.15	-0.80	-37.95
-15.50	8.40	-8.30	0.10	8.35	664.70	-0.75	-37.15
-16.00	4.40	-5.40	-1.00	4.90	656.35	-0.70	-36.40
-16.50	4.00	-4.80	-0.80	4.40	651.45	-0.65	-35.70
-17.00	9.20	-8.80	0.40	9.00	647.05	1.20	-35.05
-17.50	9.40	-9.70	-0.30	9.55	638.05	-0.95	-36.25
-18.00	11.10	-10.40	0.70	10.75	628.50	-0.75	-35.30
-18.50	12.10	-11.50	0.60	11.80	617.75	-0.35	-34.55
-19.00	13.50	-12.70	0.80	13.10	605.95	0.10	-34.20
-19.50	13.40	-12.80	0.60	13.10	592.85	-0.85	-34.30
-20.00	13.90	-13.20	0.70	13.55	579.75	-0.65	-33.45

Copy Sent to Contractor

 ____ / ____ / ____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>being</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>19/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
20.50	14.30	-14.10	0.20	14.20	566.20	0.55	-32.80
21.00	10.00	-10.30	-0.30	10.15	552.00	-2.25	-33.35
21.50	11.10	-11.00	0.10	11.05	541.85	-1.95	-31.10
22.00	13.60	-13.90	-0.30	13.75	530.80	-0.40	-29.15
22.50	14.80	-13.90	0.90	14.35	517.05	-0.35	-28.75
23.00	14.50	-14.10	0.40	14.30	502.70	-0.45	-28.40
23.50	14.90	-13.90	1.00	14.40	488.40	-0.85	-27.95
24.00	12.20	-12.20	0.00	12.20	474.00	-0.95	-27.10
24.50	12.60	-11.60	1.00	12.10	461.80	-0.80	-26.15
25.00	12.20	-12.20	0.00	12.20	449.70	-1.15	-25.35
25.50	12.10	-11.70	0.40	11.90	437.50	-1.05	-24.20
26.00	13.00	-12.40	0.60	12.70	425.60	-0.70	-23.15
26.50	14.30	-13.10	1.20	13.70	412.90	-0.80	-22.45
27.00	13.20	-12.70	0.50	12.95	399.20	-0.45	-21.65
27.50	14.30	-13.40	0.90	13.85	386.25	-0.55	-21.20
28.00	13.70	-13.20	0.50	13.45	372.40	-0.75	-20.65
28.50	13.80	-12.90	0.90	13.35	358.95	-0.75	-19.90
29.00	13.50	-12.90	0.60	13.20	345.60	-0.45	-19.15
29.50	14.20	-13.50	0.70	13.85	332.40	-0.50	-18.70
30.00	12.60	-13.00	-0.40	12.80	318.55	-0.85	-18.20
30.50	13.50	-12.60	0.90	13.05	305.75	-0.10	-17.35
31.00	13.30	-12.40	0.90	12.85	292.70	-0.25	-17.25
31.50	12.70	-11.80	0.90	12.25	279.85	-0.25	-17.00
32.00	12.40	-11.50	0.90	11.95	267.60	-0.40	-16.75
32.50	12.90	-11.90	1.00	12.40	255.65	-0.15	-16.35
33.00	12.20	-11.20	1.00	11.70	243.25	-0.20	-16.20
33.50	12.70	-11.70	1.00	12.20	231.55	-0.15	-16.00
34.00	13.10	-12.00	1.10	12.55	219.35	-0.10	-15.85
34.50	14.00	-13.00	1.00	13.50	206.80	-0.15	-15.75
35.00	15.20	-14.10	1.10	14.65	193.30	0.00	-15.60
35.50	16.90	-15.60	1.30	16.25	178.65	-0.15	-15.60
36.00	15.50	-14.10	1.40	14.80	162.40	-0.35	-15.45
36.50	14.60	-13.30	1.30	13.95	147.60	0.60	-15.10
37.00	14.30	-13.00	1.30	13.65	133.65	0.70	-15.70
37.50	13.10	-11.70	1.40	12.40	120.00	-1.00	-16.40
38.00	10.70	-9.30	1.40	10.00	107.60	-4.50	-15.40
38.50	9.70	-8.20	1.50	8.95	97.60	-4.45	-10.90
39.00	10.90	-9.40	1.50	10.15	88.65	-4.25	-6.45
39.50	12.20	-10.60	1.60	11.40	78.50	-2.80	-2.20
40.00	12.80	-11.00	1.80	11.90	67.10	-2.20	0.60

Copy Sent to Contractor

 _____ / _____ / _____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>being</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u> Serial No : <u>6691</u>		Date : <u>21/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u> Serial : <u>4.2/G11231</u>			

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
0.00	10.70	-9.70	1.00	10.20	898.10	1.70	-21.30
-0.50	10.70	-9.70	1.00	10.20	887.90	1.70	-23.00
-1.00	11.30	-10.30	1.00	10.80	877.70	2.50	-24.70
-1.50	10.60	-10.10	0.50	10.35	866.90	2.40	-27.20
-2.00	9.90	-8.80	1.10	9.35	856.55	1.40	-29.60
-2.50	7.90	-7.00	0.90	7.45	847.20	0.10	-31.00
-3.00	5.90	-4.90	1.00	5.40	839.75	-1.05	-31.10
-3.50	5.20	-4.30	0.90	4.75	834.35	-1.30	-30.05
-4.00	6.00	-5.20	0.80	5.60	829.60	-1.75	-28.75
-4.50	6.60	-6.00	0.60	6.30	824.00	-0.95	-27.00
-5.00	8.40	-7.30	1.10	7.85	817.70	-0.20	-26.05
-5.50	7.90	-7.10	0.80	7.50	809.85	0.00	-25.85
-6.00	6.90	-6.10	0.80	6.50	802.35	0.15	-25.85
-6.50	6.80	-6.10	0.70	6.45	795.85	0.25	-26.00
-7.00	6.80	-6.00	0.80	6.40	789.40	0.70	-26.25
-7.50	6.60	-5.90	0.70	6.25	783.00	0.90	-26.95
-8.00	6.50	-5.70	0.80	6.10	776.75	1.10	-27.85
-8.50	7.40	-6.60	0.80	7.00	770.65	0.95	-28.95
-9.00	6.80	-5.90	0.90	6.35	763.65	-0.40	-29.90
-9.50	7.00	-6.30	0.70	6.65	757.30	-0.10	-29.50
-10.00	6.90	-6.00	0.90	6.45	750.65	0.60	-29.40
-10.50	6.30	-5.50	0.80	5.90	744.20	0.55	-30.00
-11.00	5.50	-4.60	0.90	5.05	738.30	0.10	-30.55
-11.50	5.00	-4.30	0.70	4.65	733.25	0.75	-30.65
-12.00	5.40	-4.50	0.90	4.95	728.60	0.30	-31.40
-12.50	6.60	-5.80	0.80	6.20	723.65	1.25	-31.70
-13.00	8.10	-7.20	0.90	7.65	717.45	0.85	-32.95
-13.50	8.80	-8.00	0.80	8.40	709.80	0.25	-33.80
-14.00	10.60	-9.80	0.80	10.20	701.40	0.35	-34.05
-14.50	11.60	-10.80	0.80	11.20	691.20	-0.30	-34.40
-15.00	11.80	-11.00	0.80	11.40	680.00	-0.85	-34.10
-15.50	8.60	-8.10	0.50	8.35	668.60	-0.75	-33.25
-16.00	4.70	-5.30	-0.60	5.00	660.25	-0.60	-32.50
-16.50	4.40	-4.90	-0.50	4.65	655.25	-0.40	-31.90
-17.00	10.10	-9.30	0.80	9.70	650.60	1.90	-31.50
-17.50	9.10	-9.50	-0.40	9.30	640.90	-1.20	-33.40
-18.00	11.20	-10.30	0.90	10.75	631.60	-0.75	-32.20
-18.50	12.40	-11.50	0.90	11.95	620.85	-0.20	-31.45
-19.00	13.50	-12.70	0.80	13.10	608.90	0.10	-31.25
-19.50	13.40	-12.60	0.80	13.00	595.80	-0.95	-31.35
-20.00	14.00	-13.20	0.80	13.60	582.80	-0.60	-30.40

Copy Sent to Contractor

 ____/____/____

Bangkok Metropolitan Authority
Water Transmission Tunnel from
Klong Sansab and Klong Latphrao to Chaopraya River

Instrumentation and Monitoring Works

Contractor : IN-Joint Venture

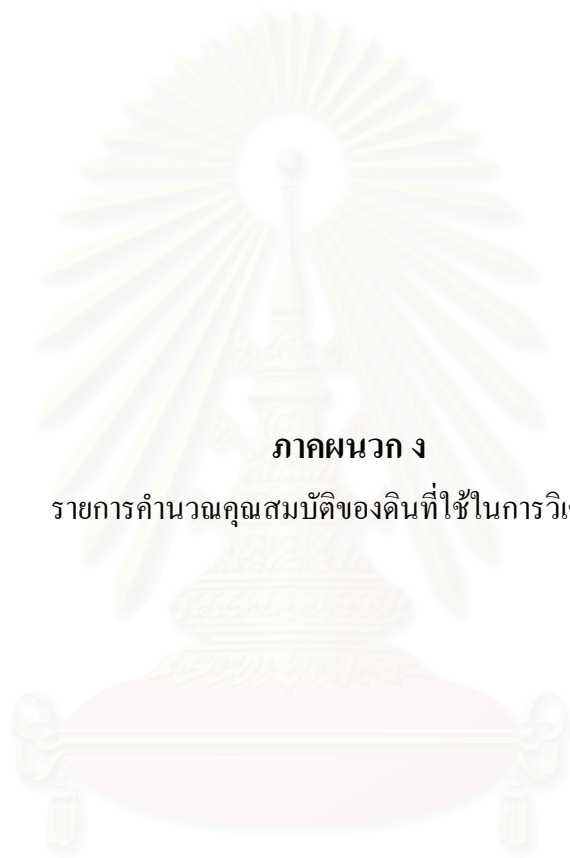
Inclinometer Monitoring Data Sheet

Inclinometer No : <u>IM-02</u>		Recorded by : <u>B.NAREN</u>	
Top Casing Elevation (mMSL) : <u>being</u>		Checked by : <u>Y.SOONTORN</u>	
Data Logger No : <u>INS5.2</u>	Serial No : <u>6691</u>	Date : <u>21/1/2005</u>	
Torpedo No : <u>INS4.2</u>	Serial : <u>4.2/G11231</u>		

Depth (m)	Face A (mm)	Face B (mm)	Face Error (mm)	Mean Deviation (mm)	Cumulative Deviation (mm)	Correct Mean Deviation (mm)	Correct Cumu. Deviation (mm)
20.50	14.50	-13.50	1.00	14.00	569.20	0.35	-29.80
21.00	11.30	-10.50	0.80	10.90	555.20	-1.50	-30.15
21.50	12.50	-11.60	0.90	12.05	544.30	-0.95	-28.65
22.00	14.50	-13.60	0.90	14.05	532.25	-0.10	-27.70
22.50	14.90	-14.00	0.90	14.45	518.20	-0.25	-27.60
23.00	14.90	-14.00	0.90	14.45	503.75	-0.30	-27.35
23.50	15.10	-14.20	0.90	14.65	489.30	-0.60	-27.05
24.00	13.30	-12.30	1.00	12.80	474.65	-0.35	-26.45
24.50	13.50	-12.60	0.90	13.05	461.85	0.15	-26.10
25.00	12.50	-12.60	-0.10	12.55	448.80	-0.80	-26.25
25.50	12.20	-12.20	0.00	12.20	436.25	-0.75	-25.45
26.00	12.90	-12.80	0.10	12.85	424.05	-0.55	-24.70
26.50	13.70	-13.60	0.10	13.65	411.20	-0.85	-24.15
27.00	13.50	-12.90	0.60	13.20	397.55	-0.20	-23.30
27.50	14.50	-13.70	0.80	14.10	384.35	-0.30	-23.10
28.00	13.70	-13.20	0.50	13.45	370.25	-0.75	-22.80
28.50	13.80	-13.60	0.20	13.70	356.80	-0.40	-22.05
29.00	13.70	-12.90	0.80	13.30	343.10	-0.35	-21.65
29.50	14.20	-13.40	0.80	13.80	329.80	-0.55	-21.30
30.00	12.80	-13.00	-0.20	12.90	316.00	-0.75	-20.75
30.50	13.60	-12.50	1.10	13.05	303.10	-0.10	-20.00
31.00	13.30	-12.40	0.90	12.85	290.05	-0.25	-19.90
31.50	12.70	-11.70	1.00	12.20	277.20	-0.30	-19.65
32.00	12.50	-11.40	1.10	11.95	265.00	-0.40	-19.35
32.50	12.90	-11.70	1.20	12.30	253.05	-0.25	-18.95
33.00	12.10	-11.20	0.90	11.65	240.75	-0.25	-18.70
33.50	12.70	-11.50	1.20	12.10	229.10	-0.25	-18.45
34.00	13.20	-12.00	1.20	12.60	217.00	-0.05	-18.20
34.50	14.10	-12.90	1.20	13.50	204.40	-0.15	-18.15
35.00	15.30	-14.00	1.30	14.65	190.90	0.00	-18.00
35.50	16.90	-15.40	1.50	16.15	176.25	-0.25	-18.00
36.00	15.20	-14.00	1.20	14.60	160.10	-0.55	-17.75
36.50	14.50	-13.20	1.30	13.85	145.50	0.50	-17.20
37.00	14.30	-12.90	1.40	13.60	131.65	0.65	-17.70
37.50	13.00	-11.50	1.50	12.25	118.05	-1.15	-18.35
38.00	10.60	-9.20	1.40	9.90	105.80	-4.60	-17.20
38.50	9.80	-8.20	1.60	9.00	95.90	-4.40	-12.60
39.00	10.80	-9.40	1.40	10.10	86.90	-4.30	-8.20
39.50	12.20	-10.50	1.70	11.35	76.80	-2.85	-3.90
40.00	12.80	-11.00	1.80	11.90	65.45	-2.20	-1.05

Copy Sent to Contractor

 ____ / ____ / ____



ภาคผนวก ง

รายการคำนวณคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ง-1 รายการคำนวณคุณสมบัติของชั้นดิน

Layer	Thickness	Soil	D _{water}	γ'	σ_{vo}'	N	CN	N _{correction}	ϕ'	Su
1	1.0	soft clay	0.0	1.60	1.60					1.26
2	1.0	soft clay	0.0	1.60	3.20					1.26
3	1.0	soft clay	0.0	1.60	4.80					1.26
4	1.0	soft clay	0.0	1.60	6.40					1.26
5	1.0	soft clay	0.0	1.60	8.00					1.26
6	1.0	soft clay	0.0	1.60	9.60					1.26
7	1.0	soft clay	0.0	1.60	11.20					1.26
8	1.0	soft clay	0.0	1.60	12.80					1.26
9	1.0	soft clay	0.0	1.60	14.40					1.26
10	1.0	soft clay	0.0	1.60	16.00					1.26
11	1.0	soft clay	0.0	1.60	17.60					1.26
12	1.0	soft clay	0.0	1.60	19.20					1.26
13	1.0	soft clay	0.0	1.60	20.80					1.26
14	1.0	medium clay	0.0	1.70	22.50					2.10
15	1.0	medium clay	0.0	1.70	24.20					2.10
16	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.90	26.10	11.0				7.54
17	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.90	28.00	11.0				7.54
18	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.90	29.90	11.0				7.54
19	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.90	31.80	11.0				7.54
20	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.90	33.70	11.0				7.54
21	1.0	dense clayey sand	0.0	2.00	35.70	14.0	0.567	7.94	29	
22	1.0	dense clayey sand	0.0	2.00	37.70	14.0	0.567	7.94	29	
23	1.0	hard clay	1.0	1.00	38.70	20.0				13.70
24	1.0	hard clay	1.0	1.00	39.70	20.0				13.70
25	1.0	hard clay	1.0	1.00	40.70	20.0				13.70
26	1.0	dense sand	1.0	1.00	41.70	16.0	0.486	7.78	29	
27	1.0	dense sand	1.0	1.00	42.70	16.0	0.486	7.78	29	
28	1.0	dense sand	1.0	1.00	43.70	16.0	0.486	7.78	29	
29	1.0	dense sand	1.0	1.00	44.70	16.0	0.486	7.78	29	
30	1.0	dense sand	1.0	1.00	45.70	16.0	0.486	7.78	29	
31	1.0	dense sand	1.0	1.00	46.70	16.0	0.486	7.78	29	
32	1.0	dense sand	1.0	1.00	47.70	16.0	0.486	7.78	29	
33	1.0	dense sand	1.0	1.00	48.70	16.0	0.486	7.78	29	
34	1.0	dense sand	1.0	1.00	49.70	16.0	0.486	7.78	29	
35	1.0	dense sand	1.0	1.00	50.70	16.0	0.486	7.78	29	
36	1.0	dense sand	1.0	1.00	51.70	16.0	0.486	7.78	29	

ตาราง ง-2 รายการคำนวณแรงปฏิกิริยาของดิน

Layer	Soil	N_{60}	S_u	E/S_u	E'/N_{60}	E	B	μ	$k_s = E/B(1-\mu^2)$
1	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
2	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
3	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
4	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
5	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
6	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
7	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
8	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
9	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
10	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
11	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
12	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
13	soft clay		1.2	500.00		600.00	26.70	0.495	29.77
14	medium clay		2.0	500.00		1000.00	26.70	0.495	49.61
15	medium clay		2.0	500.00		1000.00	26.70	0.495	49.61
16	stiff to verystiff clay		7.5	1000.00		7500.00	26.70	0.495	372.06
17	stiff to verystiff clay		7.5	1000.00		7500.00	26.70	0.495	372.06
18	stiff to verystiff clay		7.5	1000.00		7500.00	26.70	0.495	372.06
19	stiff to verystiff clay		7.5	1000.00		7500.00	26.70	0.495	372.06
20	stiff to verystiff clay		7.5	1000.00		7500.00	26.70	0.495	372.06
21	dense clayey sand	14			200	2800.00	26.70	0.350	119.51
22	dense clayey sand	14			200	2800.00	26.70	0.350	119.51
23	hard clay		13.5	1000.00		13500.00	26.70	0.495	669.71
24	hard clay		13.5	1000.00		13500.00	26.70	0.495	669.71
25	hard clay		13.5	1000.00		13500.00	26.70	0.495	669.71
26	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
27	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
28	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
29	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
30	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
31	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
32	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
33	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
34	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
35	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58
36	dense sand	16			200	3200.00	26.70	0.350	136.58

ตาราง ง-3 รายการคำนวณแรงดันดินด้านข้างของดินในสภาวะสถิตย์

Layer	Thickness	Soil	Dwater	γ	σ_{vo}	γ'	σ_{vo}'	ϕ'	K_o	σ_{ho}'
1	1.0	soft clay	0.0	1.6	1.60	1.60	1.60		0.65	1.04
2	1.0	soft clay	0.0	1.6	3.20	1.60	3.20		0.65	2.08
3	1.0	soft clay	0.0	1.6	4.80	1.60	4.80		0.65	3.12
4	1.0	soft clay	0.0	1.6	6.40	1.60	6.40		0.65	4.16
5	1.0	soft clay	0.0	1.6	8.00	1.60	8.00		0.65	5.20
6	1.0	soft clay	0.0	1.6	9.60	1.60	9.60		0.65	6.24
7	1.0	soft clay	0.0	1.6	11.20	1.60	11.20		0.65	7.28
8	1.0	soft clay	0.0	1.6	12.80	1.60	12.80		0.65	8.32
9	1.0	soft clay	0.0	1.6	14.40	1.60	14.40		0.65	9.36
10	1.0	soft clay	0.0	1.6	16.00	1.60	16.00		0.65	10.40
11	1.0	soft clay	0.0	1.6	17.60	1.60	17.60		0.65	11.44
12	1.0	soft clay	0.0	1.6	19.20	1.60	19.20		0.65	12.48
13	1.0	soft clay	0.0	1.6	20.80	1.60	20.80		0.65	13.52
14	1.0	medium clay	0.0	1.7	22.50	1.70	22.50		0.65	14.63
15	1.0	medium clay	0.0	1.7	24.20	1.70	24.20		0.65	15.73
16	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.9	26.10	1.90	26.10		0.65	16.97
17	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.9	28.00	1.90	28.00		0.65	18.20
18	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.9	29.90	1.90	29.90		0.65	19.44
19	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.9	31.80	1.90	31.80		0.65	20.67
20	1.0	stiff to verystiff clay	0.0	1.9	33.70	1.90	33.70		0.65	21.91
21	1.0	dense clayey sand	0.0	2.0	35.70	2.00	35.70	29	0.52	18.39
22	1.0	dense clayey sand	0.0	2.0	37.70	2.00	37.70	29	0.52	19.42
23	1.0	hard clay	1.0	2.0	39.70	1.00	38.70		0.65	25.16
24	1.0	hard clay	1.0	2.0	41.70	1.00	39.70		0.65	25.81
25	1.0	hard clay	1.0	2.0	43.70	1.00	40.70		0.65	26.46
26	1.0	dense sand	1.0	2.0	45.70	1.00	41.70	29	0.52	21.48
27	1.0	dense sand	1.0	2.0	47.70	1.00	42.70	29	0.52	22.00
28	1.0	dense sand	1.0	2.0	49.70	1.00	43.70	29	0.52	22.51
29	1.0	dense sand	1.0	2.0	51.70	1.00	44.70	29	0.52	23.03
30	1.0	dense sand	1.0	2.0	53.70	1.00	45.70	29	0.52	23.54
31	1.0	dense sand	1.0	2.0	55.70	1.00	46.70	29	0.52	24.06
32	1.0	dense sand	1.0	2.0	57.70	1.00	47.70	29	0.52	24.57
33	1.0	dense sand	1.0	2.0	59.70	1.00	48.70	29	0.52	25.09
34	1.0	dense sand	1.0	2.0	61.70	1.00	49.70	29	0.52	25.60
35	1.0	dense sand	1.0	2.0	63.70	1.00	50.70	29	0.52	26.12
36	1.0	dense sand	1.0	2.0	65.70	1.00	51.70	29	0.52	26.64



ภาคผนวก จ

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ฅ-1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Elevation (m)	Soil Profile	Lateral movement (mm)					
		14/1/2548		19/1/2548		21/1/2548	
		Field	FEM	Field	FEM	Field	FEM
0.0	soft clay	-4.500	-4.767	-9.450	-11.310	-13.550	-16.082
1.0	soft clay	-4.650	-4.641	-9.350	-11.016	-13.250	-15.662
2.0	soft clay	-4.650	-4.516	-9.250	-10.722	-13.000	-15.243
3.0	soft clay	-4.650	-4.390	-9.050	-10.430	-12.650	-14.825
4.0	soft clay	-4.700	-4.266	-9.050	-10.138	-12.550	-14.408
5.0	soft clay	-4.850	-4.141	-9.150	-9.846	-12.850	-13.992
6.0	soft clay	-5.050	-4.017	-9.650	-9.556	-13.500	-13.577
7.0	soft clay	-5.100	-3.893	-9.800	-9.266	-13.750	-13.163
8.0	soft clay	-5.150	-3.769	-9.950	-8.977	-14.250	-12.750
9.0	soft clay	-5.200	-3.646	-10.000	-8.689	-14.450	-12.338
10.0	soft clay	-4.950	-3.523	-10.000	-8.401	-14.500	-11.927
11.0	soft clay	-4.850	-3.400	-9.950	-8.115	-14.450	-11.517
12.0	soft clay	-4.600	-3.277	-9.600	-7.829	-13.900	-11.109
13.0	soft clay	-4.300	-3.155	-9.300	-7.544	-13.350	-10.701
14.0	medium clay	-3.950	-3.033	-8.700	-7.259	-12.500	-10.295
15.0	medium clay	-3.650	-2.911	-8.200	-6.977	-11.700	-9.891
16.0	stiff to verystiff clay	-3.150	-2.790	-7.800	-6.698	-10.750	-9.492
17.0	stiff to verystiff clay	-2.850	-2.670	-7.400	-6.424	-9.950	-9.098
18.0	stiff to verystiff clay	-2.600	-2.551	-6.900	-6.154	-9.250	-8.710
19.0	stiff to verystiff clay	-2.400	-2.432	-6.350	-5.890	-8.300	-8.328
20.0	stiff to verystiff clay	-2.350	-2.316	-5.900	-5.633	-7.450	-7.957
21.0	dense clayey sand	-2.200	-2.204	-5.550	-5.388	-7.150	-7.602
22.0	dense clayey sand	-2.150	-2.096	-5.200	-5.159	-6.850	-7.268
23.0	hard clay	-2.200	-1.994	-4.950	-4.954	-6.600	-6.965
24.0	hard clay	-2.200	-1.899	-4.900	-4.773	-6.800	-6.694
25.0	hard clay	-1.750	-1.806	-4.600	-4.604	-6.550	-6.439
26.0	dense sand	-1.700	-1.704	-4.350	-4.404	-6.450	-6.143
27.0	dense sand	-1.550	-1.579	-4.000	-4.128	-6.200	-5.745
28.0	dense sand	-1.300	-1.425	-3.350	-3.755	-5.500	-5.220
29.0	dense sand	-1.150	-1.238	-2.350	-3.280	-4.750	-4.560
30.0	dense sand	-1.050	-1.020	-1.950	-2.706	-4.350	-3.769
31.0	dense sand	-0.750	-0.780	-1.500	-2.060	-3.550	-2.882
32.0	dense sand	-0.300	-0.547	-1.050	-1.421	-2.600	-2.000
33.0	dense sand	-0.100	-0.371	-0.650	-0.912	-1.700	-1.286
34.0	dense sand	0.050	-0.228	-0.700	-0.526	-0.900	-0.733
35.0	dense sand	0.350	-0.080	0.250	-0.177	0.400	-0.244
36.0	dense sand	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



ภาคผนวก ฉ

ผลการวิเคราะห์แรงในปล่องอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

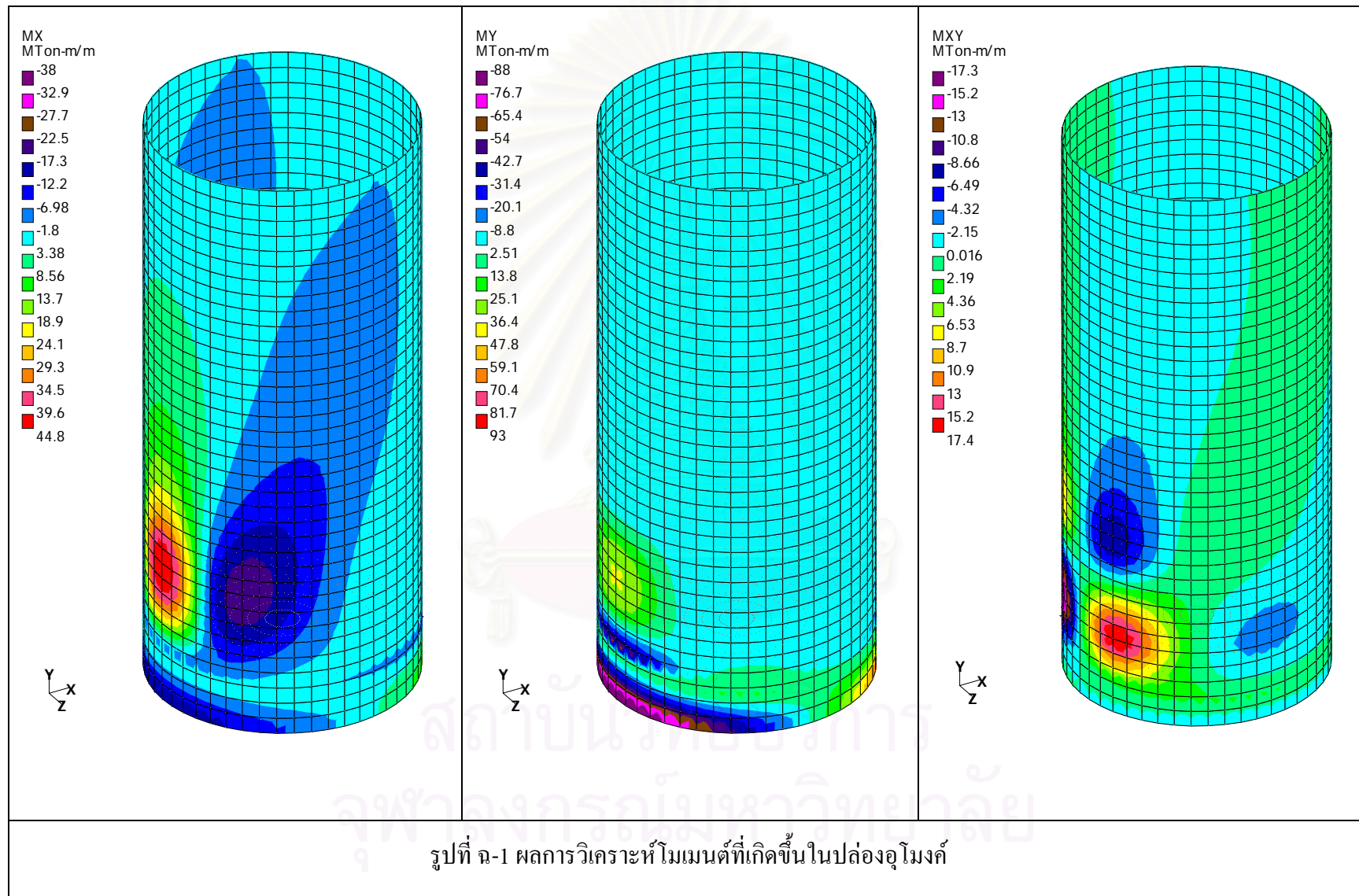
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

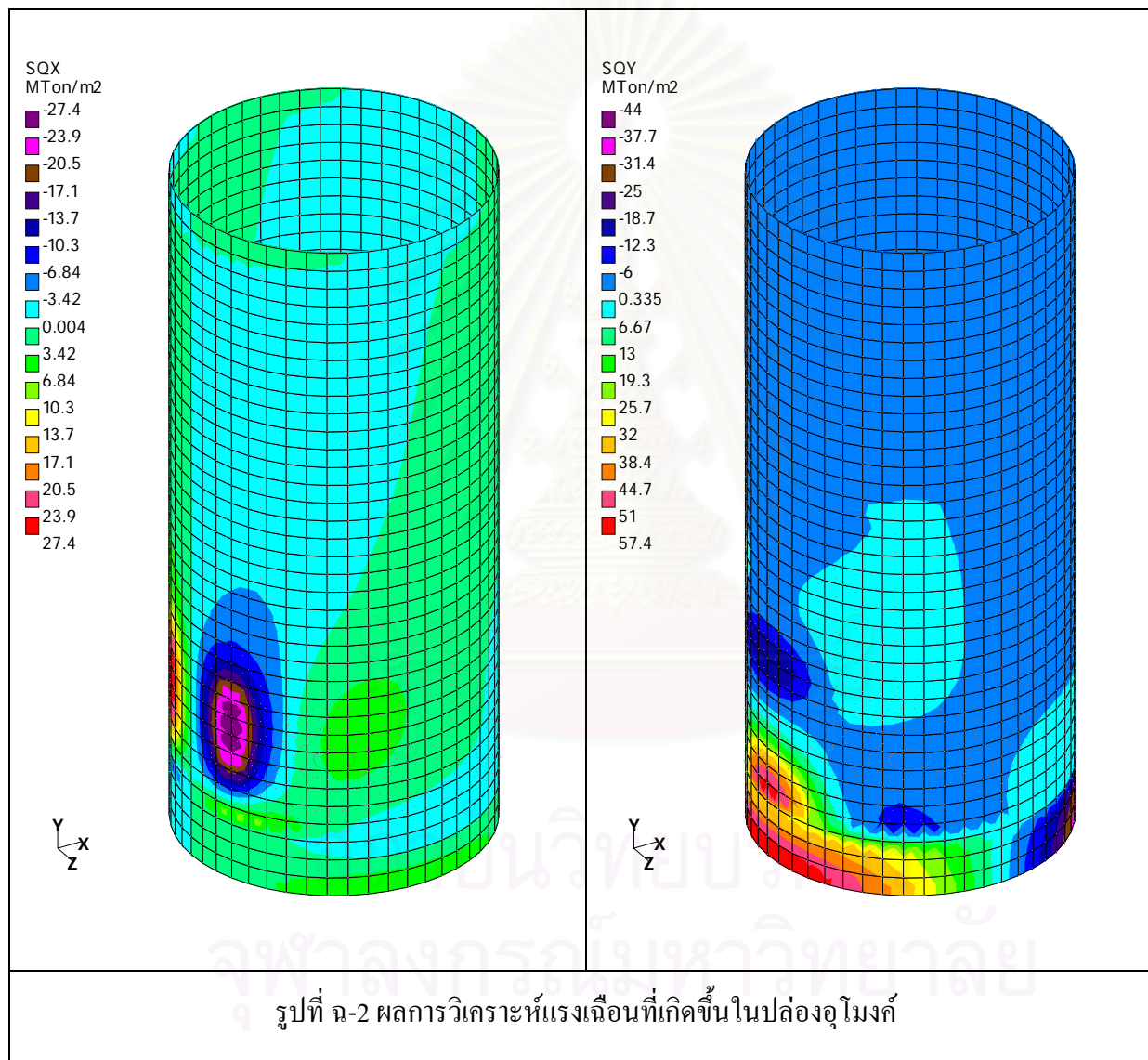
ตาราง ฉ-1 ผลการวิเคราะห์แรงในปล่องอุโมงค์

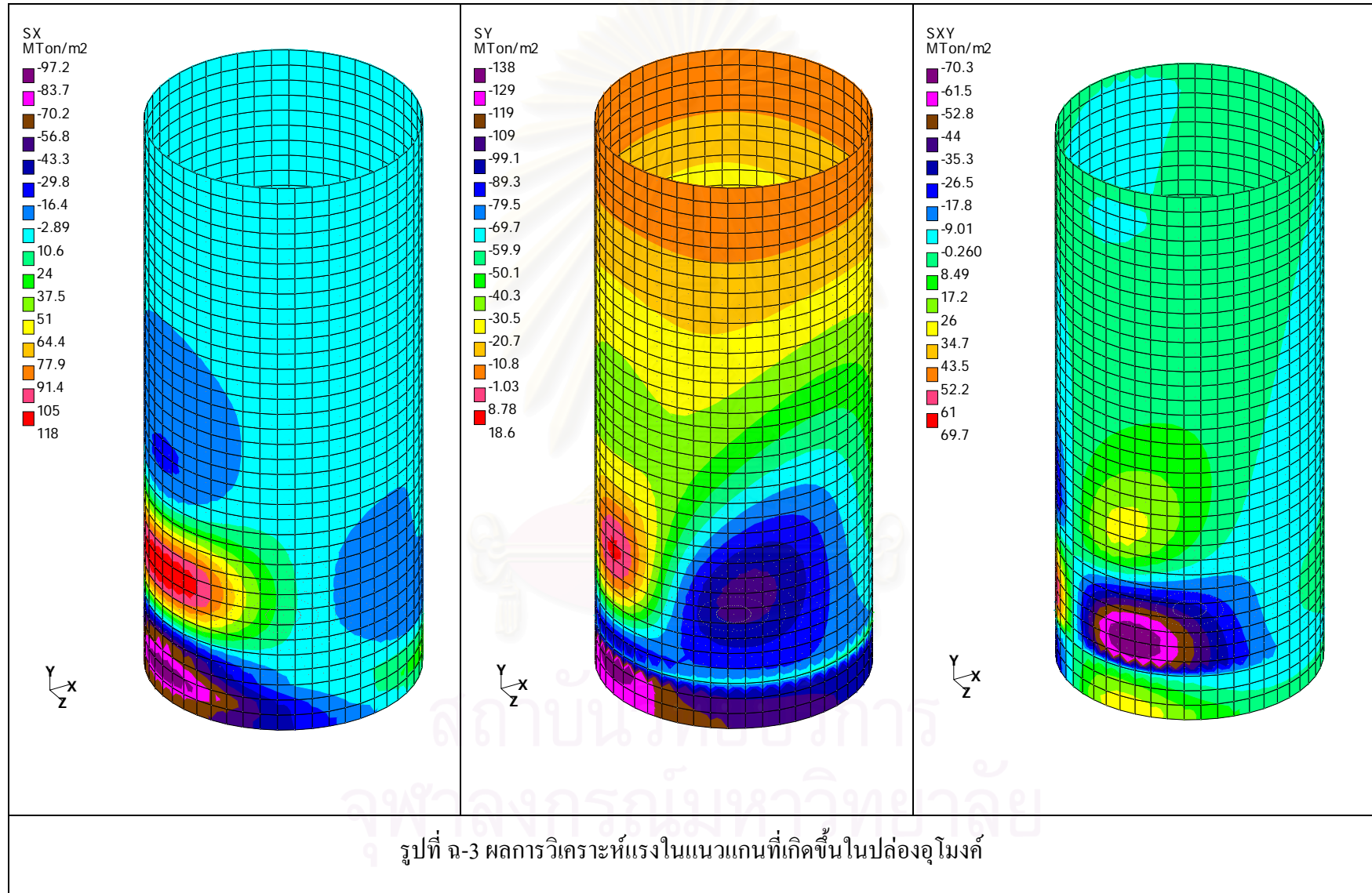
SQX T/m ²	SQY T/m ²	MX Tm/m	MY Tm/m	MXY Tm/m	SX T/m ²	SY T/m ²	SXY T/m ²
<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>	<u>Max</u>
27.36	57.38	44.81	78.97	17.37	118.32	11.37	69.75
<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>	<u>Min</u>
-27.36	-44.03	-21.10	-87.98	-17.34	-97.16	-138.38	-70.27



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย







ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายทรงเดช แก่นปัดชา เกิดวันที่ 21 สิงหาคม พ.ศ.2521 จังหวัด กรุงเทพมหานคร สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปี พ.ศ.2544 เข้าทำงานใน บริษัท แพรคติกอล สแควนซ์ เอ็นจิเนียริง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด ตั้งแต่ ปี พ.ศ.2545 จนถึงปี พ.ศ. 2546 ในตำแหน่ง วิศวกรโยธา จากนั้นได้เข้าศึกษาต่อในระดับ ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะ วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ ปี พ.ศ. 2546 จนสำเร็จการศึกษาในปี พ.ศ.2549 ปัจจุบันทำงานในตำแหน่ง วิศวกรโยธา บริษัท สเตรตีเจีย เอ็นจิเนียริง คอนซัลแตนท์ส จำกัด โดย เข้าทำงานตั้งแต่ปี พ.ศ. 2547



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย