

การศึกษาค้นคว้าอุปสรรคและวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของ
โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล



นาย ขวัญ สุขคง

สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

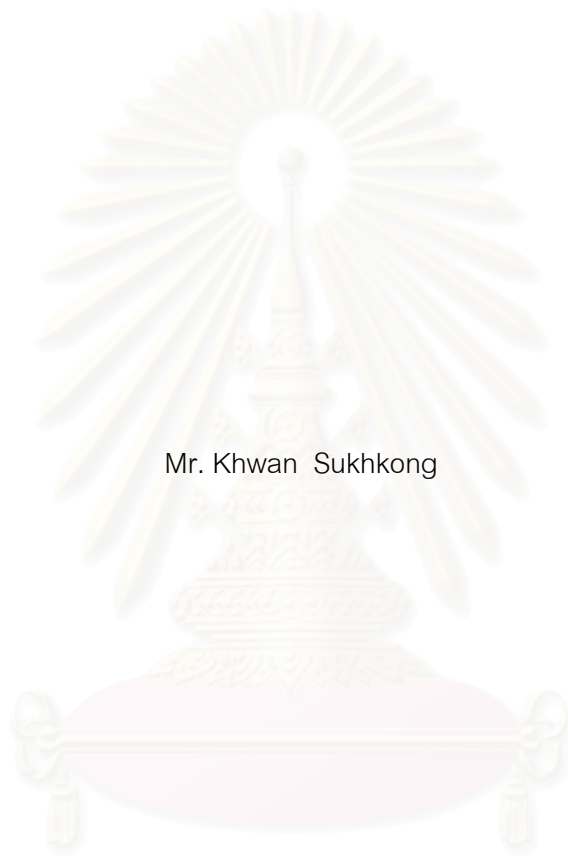
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2549

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A STUDY ON OBSTRUCTION PROBLEMS AND REMEDIAL METHODS IN
GEOTECHNICAL ENGINEERING ASPECTS OF BANGKOK MRT
CHALOEM RATCHAMONGKHON PROJECT



Mr. Khwan Sukhkong

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 2006

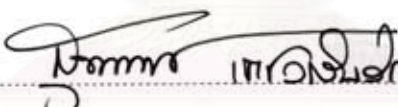
Copyright of Chulalongkorn University

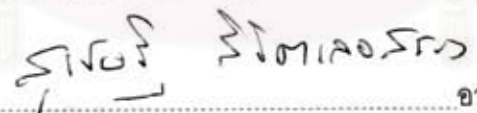
หัวข้อวิทยานิพนธ์ การศึกษาปัญหาอุปสรรคและวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค
ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล
โดย นาย ชวัลญ์ สุขคง
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม อาจารย์ ดร.ธเนศ ศรีศิริโรจนากร

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัย
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

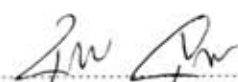

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.ดิเรก ลาวัณย์ศิริ)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์


..... ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เดชวรสินสกุล)


..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง)


..... อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม
(อาจารย์ ดร.ธเนศ ศรีศิริโรจนากร)


..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน)


..... กรรมการ
(Tian Ho Seah, Sc.D.)

ขวัญ สุขคง : การศึกษาปัญหาอุปสรรคและวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค
ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (A STUDY ON OBSTRUCTION
PROBLEMS AND REMEDIAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING
ASPECTS OF BANGKOK MRT CHALOEM RATCHAMONGKHON PROJECT)

อ.ที่ปรึกษา : ผศ.ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, อ.ที่ปรึกษาร่วม : อ.ดร.ธเนศ ศรีศิริโรจนากร,
166 หน้า.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาการออกแบบและก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้ามหานคร
สายเฉลิมรัชมงคล โดยการศึกษาเน้นถึงการวิเคราะห์ปัญหาอุปสรรคและวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรม
ธรณีเทคนิคของโครงการฯ ทั้งหมด 4 ปัญหา คือ การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ การทรุดตัวของถนน
การรั่วซึมของน้ำเข้ามาในอุโมงค์ และการแตกร้าวของคานอุโมงค์ในช่วงรัศมีโค้ง โดยศึกษาและ
วิเคราะห์ถึงบริเวณที่เกิดปัญหา ลักษณะของปัญหา สาเหตุ และวิธีการแก้ไข เพื่อนำไปสู่การเสนอ
แนวทางป้องกันปัญหาต่างๆ ดังกล่าว สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสาย
ใหม่ต่อไป

จากผลการวิเคราะห์ปัญหาสามารถเสนอแนวทางป้องกันสำหรับปัญหาการเบี่ยงเบนของ
แนวอุโมงค์คือ การกำหนดมาตรการในการควบคุมการปฏิบัติงานให้เป็นไปตามขั้นตอน
กระบวนการควบคุมคุณภาพ (Quality Control) และการควบคุมความเร็วของหัวหมุนตัดดิน
(Cutting Wheel) ให้เหมาะสมกับสภาพดินแต่ละประเภท สำหรับปัญหาการทรุดตัวของถนนคือ
ควบคุมแรงดันดินในห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) หรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะ (Face
Pressure) ให้มีค่าระหว่าง 1.5-2.0 bar สำหรับปัญหาน้ำรั่วซึมเข้ามาในอุโมงค์คือ เปลี่ยน Grout
Hole Plug จากเกลียวคางหมูเป็นเกลียววิตเวอด (Whitworth Thread) โดยตัวเกลียวมีลักษณะ
ของการเอียงทำมุม (Taper) และทำการอุด Grout Hole ด้วย Epoxy ส่วนปัญหาการแตกร้าวของ
คานอุโมงค์ในช่วงรัศมีโค้งคือ การควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ที่ต้องคำนึงถึงระยะยึดของ Thrust Jack
(Shield Jack) และ Articulation Jack การยึดของใบตัดส่วนเกิน (Copy Cutter) การบังคับการ
หมุนตัว (Rolling) ของหัวชุดเจาะอุโมงค์และวงอุโมงค์ และการออกแบบอุโมงค์ในแนวโค้งให้
สัมพันธ์กับการจัดตำแหน่งของคานอุโมงค์ชนิด Key Segment ของวงอุโมงค์แบบ Tapered Ring

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

ปีการศึกษา.....2549.....

ลายมือชื่อนิสิต.....

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....

Omry
สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง
ธเนศ ศรีศิริโรจนากร

4670233021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD : MRT / TUNNEL / EPB / WATER LEAKAGE

KHWAN SUKHKONG : A STUDY ON OBSTRUCTION PROBLEMS AND
REMEDIAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING ASPECTS OF
BANGKOK MRT CHALOEM RATCHAMONGKHON PROJECT. THESIS ADVISOR
: ASST.PROF.SUCHED LIKITLERSUANG, THESIS CO-ADVISOR : TANATE
SRISIROJANAKORN, Ph.D., 166 pp.

The main objective of this research is to study the design and the construction of MRT Chaloem Ratchamongkhon Line Project by concentrating on the geotechnical engineering analysis of obstructions, problems, and remedial measures. There are categorized into 4 cases: the deviations of tunnels, ground surface settlement, water leakage into tunnels, and cracks of tunnel linings on the curves. The study focuses on where the problems happened, how they happened, how they looked like, and how they could be repaired in order to propose preventive measures to relevant parties involving in the design and construction of the future Mass Rapid Transit tunnels.

The result of the study offers the preventive measures to the design and construction of tunnels. The preventive measures for the deviation of tunnels are setting up the procedure for quality control of tunnel construction and procedure for controlling the proper speed of cutting wheel for various soils types to control tunnel alignment accurately. For the ground surface settlement, the preventive measure is maintaining the soil pressure in soil chamber (Face Pressure) between 1.5 – 2.0 bars to minimize ground settlement problems. In case of water leakage into tunnel, the preventive measure is change of grout plugs from trapezoidal thread to whitworth thread and usage of epoxy material to caulk the grout holes to stop water leakage. The last is preventive suggestion is control of tunnel boring machine (TBM) by considering expanded distance of thrust jacks and articulation jacks, extension of copy cutter, rolling control of TBM, and position of key segments on the tapered ring.

Department..... Civil Engineering

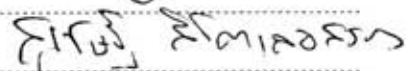
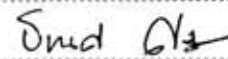
Field of study... Civil Engineering

Academic year..... 2006.....

Student's signature.....

Advisor's signature.....

Co-Advisor's signature.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยความช่วยเหลืออย่างดียิ่งของอาจารย์ที่ปรึกษา วิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง และอาจารย์ที่ปรึกษาร่วม อาจารย์ ดร. ธเนศ ศรีศิริโรจนากร ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำ ข้อคิดเห็น และแนวทางในการแก้ไขปัญหาต่างๆ ในการวิจัยมาด้วยดีตลอด รวมถึงรองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล ประธานกรรมการ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน และ Dr.Tian Ho Seah กรรมการ ซึ่งท่านได้สละเวลาให้คำแนะนำและตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์ ข้าพเจ้าจึงขอขอบพระคุณอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้

ขอขอบพระคุณการรถไฟฟ้ายานขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย ฝ่ายวิศวกรรม กองวิศวกรรม โครงสร้าง 1 และ กองวิศวกรรมโครงสร้าง 2 โดยเฉพาะ ดร.ณัฐวุธ อธิรามาศ รักษาการหัวหน้าแผนกวิศวกรรมโครงสร้างรองรับทาง 2 ที่ช่วยเหลือให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลต่าง ๆ เพื่อการทำวิทยานิพนธ์ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ คุณ ธวัชชัย สังขะวิไล ที่ได้ให้คำแนะนำเกี่ยวกับการออกแบบและก่อสร้างรถไฟฟ้ายานใต้ดิน โดยเฉพาะการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ (Tunnel Boring Machine: TBM) แบบปรับแรงดันดินสมดุลย์ (Earth Pressure Balance: EPB)

ขอขอบพระคุณ คุณ ปริณัฐ แซ่ห่วน ที่ได้ให้คำแนะนำ ข้อคิดเห็น และแนวความคิดในการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งช่วยเรียบเรียงเนื้อหาวิทยานิพนธ์

หากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ยังคุณค่าและประโยชน์อันใด ข้าพเจ้าขอขอบแต่ผู้มีพระคุณทุกท่านที่เกี่ยวข้องไว้ ณ ที่นี้

ท้ายสุดนี้ ผู้เขียนขอระลึกถึงพระคุณของ บิดา มารดา ครู อาจารย์ทุกท่านที่ได้กรุณาอบรมสั่งสอนผู้เขียนจนได้สำเร็จการศึกษา

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญรูป.....	ฎ
บทที่	
1. บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
1.5 วิธีดำเนินการวิจัย.....	6
1.6 ตารางขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	7
2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	8
แนวคิดและทฤษฎี.....	8
2.1 การออกแบบสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน.....	8
2.2 การออกแบบอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน.....	21
2.3 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	28
2.4 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis).....	50
เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	54

บทที่	หน้า
3. วิธีดำเนินการวิจัย.....	56
3.1 ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	56
3.2 ศึกษาและรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล.....	56
3.3 วิเคราะห์ข้อมูลและสรุปรายละเอียดสำคัญต่างๆ ที่เป็นปัญหาและอุปสรรค ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคตามขอบเขตของการวิจัย.....	57
3.4 เสนอแนวทางป้องกันการเกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค.....	57
4. โครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล.....	58
4.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการ.....	58
4.2 ลักษณะทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของดินในเขตกรุงเทพมหานคร.....	58
4.3 การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (EPB).....	72
4.4 แผนงานในการขุดเจาะอุโมงค์.....	110
5. ปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของ โครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล.....	113
5.1 การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์เกินกว่ามาตรฐานที่กำหนด.....	113
5.2 การทรุดตัวของผิวดิน.....	122
5.3 การเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์.....	136
5.4 การแตกร้าวของดาดอุโมงค์ในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง.....	145
6. สรุปผลแนวทางป้องกันปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ของโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล และข้อเสนอแนะ.....	151
6.1 แนวทางป้องกันการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์.....	151
6.2 แนวทางป้องกันการทรุดตัวของผิวดิน.....	152
6.3 แนวทางป้องกันการเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์.....	152
6.4 แนวทางป้องกันการแตกร้าวของดาดอุโมงค์ในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง.....	155
6.5 ข้อเสนอแนะ.....	156

บทที่	หน้า
รายการอ้างอิง.....	157
ภาคผนวก.....	163
หนังสือขอความอนุเคราะห์ข้อมูลเพื่อประกอบในการทำวิทยานิพนธ์.....	164
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	166



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
1.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (ชินวุฒิ, 2543).....	2
1.2 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	7
2.1 ความหนาโดยประมาณของดาดอุโมงค์ชนิดต่างตามขนาดของอุโมงค์ (สุพจน์, 2541).....	26
4.1 คุณสมบัติทางเคมีโดยเฉลี่ยของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ (MRTA, 1997).....	62
4.2 สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคโดยเฉลี่ยของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ (MRTA, 1997).....	63
4.3 รายละเอียดของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการ.....	74
4.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ (ชินวุฒิ, 2543).....	112
5.1 แรงดันดินในห้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะ.....	125
5.2 ค่าแรงดันดินในห้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะ ขณะขุดเจาะเพื่อติดตั้งอุโมงค์วงที่ 219 (MRTA, 2000).....	127
5.3 สภาวะทางเคมีของน้ำที่รั่วซึมในอุโมงค์ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (รฟม., 2549).....	139

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (รฟม., 2549).....	3
1.2 แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ 6 เส้นทาง (รฟม., 2549).....	4
2.1 Earth Pressure ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน.....	9
2.2 Earth Pressure Force และการเคลื่อนตัวของกำแพงจากการคำนวณด้วย FEM (Clough and Duncan, 1971).....	9
2.3 ชนิดของค้ำยัน.....	10
2.4 Earth Pressure Diagram สำหรับออกแบบขนาดกำแพงและค้ำยัน (Terzaghi and Peck, 1967).....	12
2.5 วิธีการหาโมเมนต์และแรงในการออกแบบกำแพงและระยะค้ำยัน (Terzaghi and Peck, 1967).....	13
2.6 วิธีการคำนวณหา Factor of Safety ของ Basal Heave สำหรับดินเหนียว (Clough et al., 1979).....	14
2.7 วิธีการคำนวณหาขนาดของ Sheet Pile เพื่อต้านโมเมนต์ในการป้องกันการเกิด Basal Heave (NAVFAC Design Manual 7.2, 1982).....	16
2.8 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินบริเวณงานขุดด้วยกำแพงค้ำยัน (Mana and Clough, 1981).....	18
2.9 ขั้นตอนการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ (Duddeck, 1989).....	22
2.10 แบบจำลองที่ใช้คำนวณหาแรงในอุโมงค์.....	23
2.11 การกระจายของแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างอุโมงค์.....	23
2.12 หน้าตัดดาดอุโมงค์.....	25
2.13 หน้าตัดองค์ประกอบของชิ้นส่วนดาดอุโมงค์ใน 1 วง.....	26
2.14 ตำแหน่งอุโมงค์.....	27
2.15 แนวการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969).....	28
2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัวกับ ความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (Peck, 1969).....	29
2.17 ความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New, 1982).....	30

รูปที่	หน้า
2.18 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแบบสมมาตร (O'Reilly and New, 1982).....	32
2.19 ช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al., 1993).....	33
2.20 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทราย (Attewell and Farmer, 1974).....	35
2.21 การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Bickel et al., 1996).....	36
2.22 Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุล (Lee et al., 1992).....	38
2.23 Ground Loss เนื้อหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Over Cutting (Lee et al., 1992).....	40
2.24 Ground Loss เนื่อง จาก Tail Voids (Lee et al., 1992).....	41
2.25 พฤติกรรมการทรุดตัวกรณีขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ (Peck, 1969).....	43
2.26 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Sramoon and Sugimoto, 1999).....	44
2.27 Factor เนื่อง จาก Local Shear Failure (Sramoon and Sugimoto, 1999).....	47
2.28 พฤติกรรมการทรุดตัวในลักษณะ 2 มิติ (Kimura and Mair, 1981).....	48
2.29 พฤติกรรมการทรุดตัวในลักษณะ 3 มิติ (Kimura and Mair, 1981).....	48
2.30 การเคลื่อนตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969).....	49
2.31 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินของ Isotropic Soil Models (Non-Linear Elastic Model และ Perfectly Plastic Model) กับข้อมูลจากสนาม (Addenbrooke et al., 1997).....	51
2.32 เขตพื้นที่ซึ่งมีการลดค่า K_o (Potts and Zdravkovic, 2001).....	52
2.33 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินของ Anisotropic Soil Models (Non-Linear Elastic Model และ Perfectly Plastic Model) กับข้อมูลจากสนาม (Addenbrooke et al., 1997).....	53
4.1a ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงหัวขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 1998).....	64
4.1b ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงหัวลำโพง-หัวขวาง (ส่วนใต้) (MRTA, 1997).....	68

รูปที่	หน้า
4.2 แรงดันน้ำใต้ดิน และ Effective Overburden Pressure บริเวณพื้นที่กรุงเทพมหานคร (วันชัย และ พัฒนพงษ์, 2544).....	71
4.3 รายละเอียดของดาตอูโมงค์แบบมาตรฐาน (Standard Segment Type) (รฟม.,2543)....	77
4.4 รายละเอียดของดาตอูโมงค์ในแนวเส้นตรง (Straight Segment Type) (รฟม.,2543).....	78
4.5 รายละเอียดของดาตอูโมงค์ในแนวส่วนโค้งซ้าย (Left Tapered Segment Type) (รฟม.,2543).....	79
4.6 รายละเอียดของดาตอูโมงค์ในแนวส่วนโค้งขวา (Right Tapered Segment Type) (รฟม.,2543).....	80
4.7 ลักษณะของเครื่องขุดเจาะอูโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB) (รฟม.,2543).....	81
4.8 การเกิด Tail Voids เนื่องจาก Over Cutting และ Pitching Angle (รฟม.,2543).....	82
4.9 ดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Screw Conveyor.....	84
4.10 ดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Belt Conveyor.....	85
4.11 Thrust Jack ที่ผลักดันให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า.....	85
4.12 การลดระยะของ Thrust Jack เพื่อติดตั้งดาตอูโมงค์.....	85
4.13 เครื่องติดตั้งดาตอูโมงค์.....	86
4.14 ลักษณะของ Grout Plug.....	87
4.15 การ Grout น้ำปูนผ่านดาตอูโมงค์.....	87
4.16 Back Up System ของงานขุดเจาะอูโมงค์ (รฟม., 2543).....	88
4.17 ขั้นตอนการทำงานของเครื่องขุดเจาะ EPB (นพพร และ อำนวย, 2544).....	92
4.18 ตำแหน่งแนวที่จะสกัดช่องเปิดของสถานี.....	93
4.19a การยกเครื่องขุดเจาะลงไปในสถานีเพื่อประกอบและติดตั้ง.....	93
4.19b การยกเครื่องขุดเจาะลงไปในสถานีเพื่อประกอบและติดตั้ง.....	94
4.20 ลักษณะการขุดเจาะของเครื่องขุดเจาะในช่วงเริ่มเคลื่อนที่.....	94
4.21 ดินจากการขุดเจาะถูกส่งมาตามสายพานลำเลียง.....	95
4.22 รถขนดินออกไปนอกอูโมงค์.....	95
4.23 เครื่องขุดเจาะอูโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังสถานีช่วงหัวขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ).....	96
4.24 เครื่องขุดเจาะอูโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังสถานีช่วงหัวลำโพง-หัวขวาง (ส่วนใต้).....	96

รูปที่	หน้า
4.25 การเสริมเหล็กของดาดอุโมงค์.....	99
4.26 ดาดอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก.....	99
4.27 แรงภายนอกที่กระทำต่อดาดอุโมงค์โดยวิธี Approximate Method (Japan Standard) (Japan Society of Civil Engineers, 1996).....	100
4.28 ตัวอย่าง Element Mesh ของการวิเคราะห์ดาดอุโมงค์โดยการแก้ Finite Difference Method (FDM) (รฟม., 2543).....	101
4.29 ตัวอย่าง Bending Moment และ Normal Force จากการวิเคราะห์ด้วย FDM (รฟม., 2543).....	102
4.30 การกระจายของแรงภายนอกที่กระทำต่อดาดอุโมงค์ โดยวิธี Bedding Beam Model (Frame Analysis) (รฟม., 2543).....	103
4.31 เครื่องยกดาดอุโมงค์ยกดาดอุโมงค์ไปวางด้านหลังหัวเจาะ.....	104
4.32 สลักโค้งปลายเกลียวรูปตัวยู.....	104
4.33 การยึดดาดอุโมงค์ด้วยสลักโค้งปลายเกลียวรูปตัวยู.....	105
4.34 การติดตั้งยางกันซีม (Hydro Filling Seal).....	105
4.35 การสำรวจแนวขุดเจาะอุโมงค์โดย Manual Survey.....	107
4.36 การตรวจสอบแนวโดย Manual Survey.....	108
4.37 รถขนดิน.....	108
4.38 รถขนดาดอุโมงค์.....	109
5.1 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบ ระหว่างสถานีรัชดาภิเษกกับสถานีลาดพร้าว (รฟม., 2542).....	115
5.2 ผลการปรับแนวอุโมงค์โดยไม่ส่งผลกระทบต่อการวางราง พื้นที่สำหรับทางเดิน และพื้นที่สำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ภายในอุโมงค์ (รฟม., 2542).....	116
5.3a ตำแหน่งแนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบ ระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (รฟม., 2543).....	117
5.3b ตำแหน่งแนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบ ระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (รฟม., 2543).....	118
5.3c ตำแหน่งแนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบ ระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (รฟม., 2543).....	119

รูปที่	หน้า
5.4 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบ ระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (รฟม., 2543).....	120
5.5 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินที่เปลี่ยนแปลง ระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (MRTA, 1998).....	121
5.6 ความหนาของคอนกรีตบริเวณด้านล่างของอุโมงค์ (Tunnel Invert) เพื่อใช้วางราง (MRTA, 2002).....	128
5.7 บริเวณที่เกิดถนนทรุดตัวระหว่างสถานีห้วยขวางกับสถานีสุทธิสาร (MRTA, 2004).....	129
5.8 ค่าแรงดันดินในท้องเก็บพักดิน หรือแรงดันหน้าหัวเจาะ Revolution Speed ระหว่างชุดเจาะอุโมงค์วงที่ 1169 กับ 1168 (MRTA, 1999).....	130
5.9 แนวความคิดของวิธีการชุดเจาะอุโมงค์แบบวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) (MRTA, 2000).....	131
5.10 ค่าแรงดันดินในท้องเก็บพักดิน หรือแรงดันหน้าหัวเจาะที่เหมาะสม (MRTA, 2000).....	132
5.11 บริเวณที่เกิดถนนทรุดตัวระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยกับ พระราม 9 Crossover Box (MRTA, 2000).....	133
5.12 รูปตัดแสดงตำแหน่งของท่อส่งน้ำประปาชนิด Asbestos ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร (MRTA, 2000).....	134
5.13 ถนนเกิดการทรุดประมาณ 250 มิลลิเมตร ทำให้น้ำท่วมขึ้นมา อันเนื่องมาจากท่อส่งน้ำประปาแตกเสียหาย (MRTA, 2000).....	135
5.14 จำนวนจุดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์ ในช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) เปรียบเทียบกับช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 2005).....	140
5.15 Piezometric Pressure ตลอดแนวเส้นทางอุโมงค์ (MRTA, 1998).....	141
5.16 น้ำรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์แล้วหยดลงรางรถไฟ (Rail).....	142
5.17 น้ำรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับรางจ่ายกระแสไฟฟ้า (Third Rail Bracket)...	142
5.18 น้ำรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับทางเดินเท้าภายในอุโมงค์ (Walkway Bracket).....	143
5.19 น้ำรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับ Cable (Cable Tray Bracket).....	143
5.20 น้ำรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับท่อดับเพลิง (Hydrant Pipe Bracket).....	144

รูปที่	หน้า
5.21 Grout Hole Plug (MRTA, 1999).....	144
5.22 บริเวณที่คาดอุโมงค์เกิดแตกร้าวช่วงโค้งรัศมี 192 เมตร ใกล้สถานีลาดพร้าว (MRTA,1998).....	147
5.23 ลักษณะของคาดอุโมงค์ที่แตกร้าว.....	148
5.24 ลักษณะของคาดอุโมงค์ที่คอนกรีตแตกหลุด.....	148
5.25 ลักษณะการเสริมเหล็กของคาดอุโมงค์ในแนวเส้นตรง (รฟม., 2543).....	149
5.26 ลักษณะการเสริมเหล็กของคาดอุโมงค์ในแนวส่วนโค้งซ้าย (รฟม., 2543).....	150
6.1 ลักษณะของเกลียวคางหมูของ Grout Hole Plug ที่ใช้อยู่ในโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ).....	153
6.2 ลักษณะของ Grout Hole Plug ที่เสนอสำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ).....	154
6.3 ลักษณะของเกลียววิตเวอต (Whitworth) ของ Grout Hole Plug ที่เสนอสำหรับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่.....	154

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องด้วยกรุงเทพมหานครเป็นศูนย์กลางทางด้านเศรษฐกิจ การเมือง การศึกษา ของประเทศ จึงทำให้มีจำนวนและความหนาแน่นของประชากรเพิ่มสูงขึ้นมาเป็นลำดับ แต่การเพิ่มขึ้นของโครงสร้างพื้นฐานและระบบขนส่งมวลชนไม่เพียงพอต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากร และการที่ประชากรส่วนใหญ่นิยมใช้รถยนต์ส่วนบุคคล เพราะระบบขนส่งมวลชนไม่สะดวกต่อการเดินทางและระดับของการให้บริการที่ยังต้องปรับปรุง ส่งผลกระทบให้เกิดสภาพการจราจรแออัดและติดขัดยิ่งขึ้น ซึ่งก่อให้เกิดผลกระทบต่อเศรษฐกิจโดยเฉพาะการสูญเสียพลังงาน รวมทั้งก่อให้เกิดปัญหามลภาวะด้านสิ่งแวดล้อมเพิ่มขึ้น

ดังนั้น เพื่อเป็นการลดผลกระทบทั้งทางด้านเศรษฐกิจและมลภาวะด้านสิ่งแวดล้อม รัฐบาลจึงแก้ไขปัญหาการจราจรโดยการจัดทำโครงข่ายของระบบขนส่งมวลชนระบบรางขึ้น โดยคณะรัฐมนตรีมีมติเมื่อวันที่ 28 กรกฎาคม พ.ศ. 2535 เห็นชอบให้จัดตั้งองค์การรถไฟฟ้ามหานคร (รฟม.) มีฐานะเป็นรัฐวิสาหกิจในสังกัดสำนักนายกรัฐมนตรี เพื่อรับผิดชอบการดำเนินงานโครงการระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนกรุงเทพมหานครและปริมณฑล และเมื่อวันที่ 12 กันยายน พ.ศ. 2538 คณะรัฐมนตรีมีมติให้ รฟม. ก่อสร้างระบบรถไฟฟ้าเป็นระบบใต้ดินตลอดสาย และให้หาเอกชนมาเป็นผู้รับสัมปทานและบริหารการเดินรถเป็นระยะเวลา 25 ปี โดยเริ่มดำเนินการก่อสร้างเมื่อวันที่ 19 พฤศจิกายน พ.ศ. 2539 จนการก่อสร้างแล้วเสร็จสมบูรณ์ และเปิดให้บริการอย่างเป็นทางการเมื่อวันที่ 3 กรกฎาคม พ.ศ. 2547 (ต่อมาเมื่อวันที่ 1 ธันวาคม พ.ศ. 2543 หลังปฏิรูประบบข้าราชการได้มีการตราพระราชบัญญัติจัดตั้งเป็น การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย สังกัดกระทรวงคมนาคม)

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล มีระยะทางทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร ประกอบด้วยสถานีใต้ดิน 18 สถานี เริ่มต้นที่สถานีรถไฟหัวลำโพง ผ่านถนนพระราม 4 เลี้ยวซ้ายผ่านศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ผ่านอโศก ถนนรัชดาภิเษก เลี้ยวซ้ายเข้าถนนลาดพร้าว ผ่าน

สวนจตุจักร ตลาดนัดจตุจักร และสิ้นสุดที่สถานีรถไฟฟ้าบางซื่อ เป็นระบบใต้ดินตลอดสาย ดังรูปที่ 1.1 และมีลักษณะของโครงการ ดังตารางที่ 1.1

หลังจากที่การก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เสร็จเรียบร้อยแล้ว และเปิดเดินรถแล้วนั้น รัฐบาลจึงมีนโยบายที่จะก่อสร้างรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ขึ้น ดังรูปที่ 1.2 ซึ่งการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) รับผิดชอบดำเนินงาน เพื่อให้เป็นโครงข่ายในระบบขนส่งมวลชน ดังนั้น การศึกษาเรียนรู้การก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล โดยเฉพาะปัญหาและอุปสรรคในการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค จะสามารถนำไปประยุกต์ใช้และป้องกันการเกิดปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคต่างๆ สำหรับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ได้ เพราะโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ที่จะเกิดขึ้นต่อไปในอนาคตนั้น ต้องมีการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินและที่เกี่ยวข้องกับงานด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค

ตารางที่ 1.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (ชินวุฒิ, 2543)

รายการ	รายละเอียด
ระยะทาง	ประมาณ 20 กิโลเมตร
จำนวนสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน	18 สถานีย่อย
ความลึกของอุโมงค์	ประมาณ 18-21 เมตร จากผิวดินถึงกึ่งกลางของอุโมงค์
ชนิดดิน	ส่วนใหญ่เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clays)
เครื่องขุดเจาะอุโมงค์	Shield Tunneling Type
วิธีการขุดเจาะอุโมงค์	Earth Pressure Balance Type
เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์	6.30 เมตร
เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของอุโมงค์	5.70 เมตร
ลักษณะของอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนาน
ผู้รับเหมาโครงการ	กิจการร่วมค้า ION (ส่วนเหนือ) และ BCKT (ส่วนใต้)
ที่ปรึกษาโครงการ	กิจการร่วมค้า Berger-CSC และ MPMC
ระยะเวลาก่อสร้าง	5 ปี
ค่าก่อสร้างทั้งหมด	ประมาณ 80,720 ล้านบาท (ไม่รวมค่าเวนคืนที่ดินและดอกเบี้ย)



รูปที่ 1.1 แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (รฟม., 2549)



รูปที่ 1.2 แนวเส้นทางโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ 6 เส้นทาง (รฟม., 2549)

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ศึกษาปัญหา อุปสรรค และวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (สายสีน้ำเงิน ช่วงแรก) เพื่อเสนอแนวทางป้องกันปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่อาจเกิดขึ้นกับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

เนื่องจากโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นโครงการที่ก่อสร้างแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2547 โดยเฉพาะโครงสร้างหลักทั้งการขุดเจาะอุโมงค์และการก่อสร้างสถานีใต้ดิน จึงทำให้การเก็บรวบรวมข้อมูลในขณะทำการก่อสร้างโดยเฉพาะทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคนั้นอาจไม่สามารถเก็บข้อมูลได้อย่างครบถ้วนในทุกๆ เรื่อง และการหาข้อมูลเป็นไปด้วยความลำบาก ดังนั้น จึงจำกัดขอบเขตของการศึกษาอยู่แต่เฉพาะปัญหา อุปสรรค และวิธีการแก้ไขทางด้าน

วิศวกรรมธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล โดยศึกษาถึงบริเวณที่เกิดเหตุ ลักษณะที่เกิดเหตุ สาเหตุ วิธีการแก้ไข เพื่อเสนอแนวทางป้องกันปัญหาและอุปสรรคที่เกิดขึ้น เฉพาะ ดังรายการต่อไปนี้

1. การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในขณะที่ขุดเจาะอุโมงค์มีค่าเกินกว่ามาตรฐานที่กำหนด
2. การทรุดตัวของชั้นดินและผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งมีผลทำให้ถนนทรุดตัวจนเกิดความเสียหาย
3. การเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์ (Segmental Lining) เฉพาะช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) หลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จเท่านั้น
4. การแตกร้าวในลักษณะ Chips หรือ Spalling ของดาดอุโมงค์ (Segmental Lining) ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์ผลัดดาดอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้วเสร็จ เพื่อเคลื่อนตัวไปข้างหน้าในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทำให้ทราบถึงสาเหตุของการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในขณะที่ขุดเจาะอุโมงค์ จากการวิเคราะห์ข้อมูลการเบี่ยงเบนและข้อมูลจากเครื่องควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ นำไปสู่การเสนอแนวทางป้องกันการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในขณะที่ขุดเจาะอุโมงค์ สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป

1.4.2 ทำให้ทราบถึงสาเหตุของการทรุดตัวของชั้นดินและผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งมีผลทำให้ถนนทรุดตัวจนเกิดความเสียหาย จากการวิเคราะห์ข้อมูลการทรุดตัวและข้อมูลจากเครื่องควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ นำไปสู่การเสนอแนวทางป้องกันการทรุดตัวของชั้นดินและผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป

1.4.3 ทำให้ทราบถึงสาเหตุของการเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์ จากการวิเคราะห์ข้อมูลวัสดุอุปกรณ์ และวิธีการป้องกันน้ำรั่วในอุโมงค์ นำไปสู่การเสนอแนวทางป้องกันการเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์ สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป

1.4.4 ทำให้ทราบถึงสาเหตุของการแตกร้าวในลักษณะ Chips หรือ Spalling ของดาดอุโมงค์ (Segmental Lining) ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์ผลัดดาดอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้วเสร็จ เพื่อเคลื่อน

ตัวไปข้างหน้าในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง จากการวิเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับแรงต่างๆ ที่กระทำต่อดาดอุโมงค์แล้วทำให้เกิดการแตกร้าว อาจจะนำไปสู่การเสนอแนวทางในการออกแบบและ/หรือป้องกันการแตกร้าวในลักษณะ Chips หรือ Spalling ของดาดอุโมงค์ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์ผลักดันอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้วเสร็จ เพื่อเคลื่อนตัวไปข้างหน้าในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป

1.5 วิธีดำเนินการวิจัย

1.5.1 ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

1.5.2 ศึกษาและรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ในด้านต่างๆ ดังนี้

- ลักษณะทั่วไปของโครงการ
- ข้อมูลผลการสำรวจทางธรณีวิทยาและการแปรผลการเจาะสำรวจ
- ข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB)
- ข้อมูลน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณดาดอุโมงค์
- ข้อมูลการออกแบบและติดตั้งดาดอุโมงค์

1.5.3 วิเคราะห์ข้อมูลและสรุปรายละเอียดสำคัญต่างๆ ที่เป็นปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคตามขอบเขตของการวิจัย

1.5.4 เสนอแนวทางป้องกันการเกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค เพื่อประโยชน์สำหรับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1.6 ตารางขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

ตารางที่ 1.2 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

ลำดับ ที่	ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	พ.ศ. 2549											พ.ศ. 2550				
		ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	เม.ย.	พ.ค.	มิ.ย.	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.	ธ.ค.	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	เม.ย.
1	ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง					→											
2	ศึกษาและรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล																→
3	วิเคราะห์ข้อมูลและสรุปรายละเอียดสำคัญต่างๆ ที่เป็น ปัญหา และอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคตาม ขอบเขตของการวิจัย																→
4	เสนอแนวทางป้องกันการเกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค สำหรับการก่อสร้างโครงการ รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่																→
5	จัดทำรูปเล่มวิทยานิพนธ์																→

บทที่ 2

เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

แนวคิดและทฤษฎี

2.1 การออกแบบสถานีรถไฟใต้ดิน

การก่อสร้างสถานีรถไฟใต้ดินโดยทั่วไปจะใช้วิธีขุดแล้วกลบกลับ (Cut & Cover Method) ซึ่งวิธีการดังกล่าวนี้ในขั้นของการออกแบบจะใช้วิธีการออกแบบด้วยระบบกันแวงกันดินและค้ำยัน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

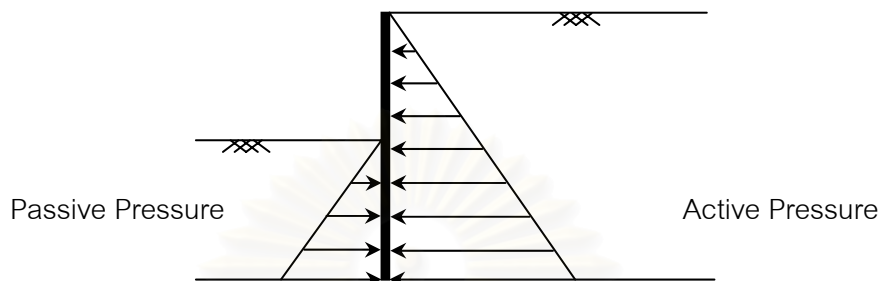
2.1.1 การออกแบบระบบกำแพงกันดินและค้ำยัน

ลักษณะสำคัญที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบและควบคุมงานก่อสร้างกำแพงกันดินโดยใช้ระบบค้ำยัน คือ

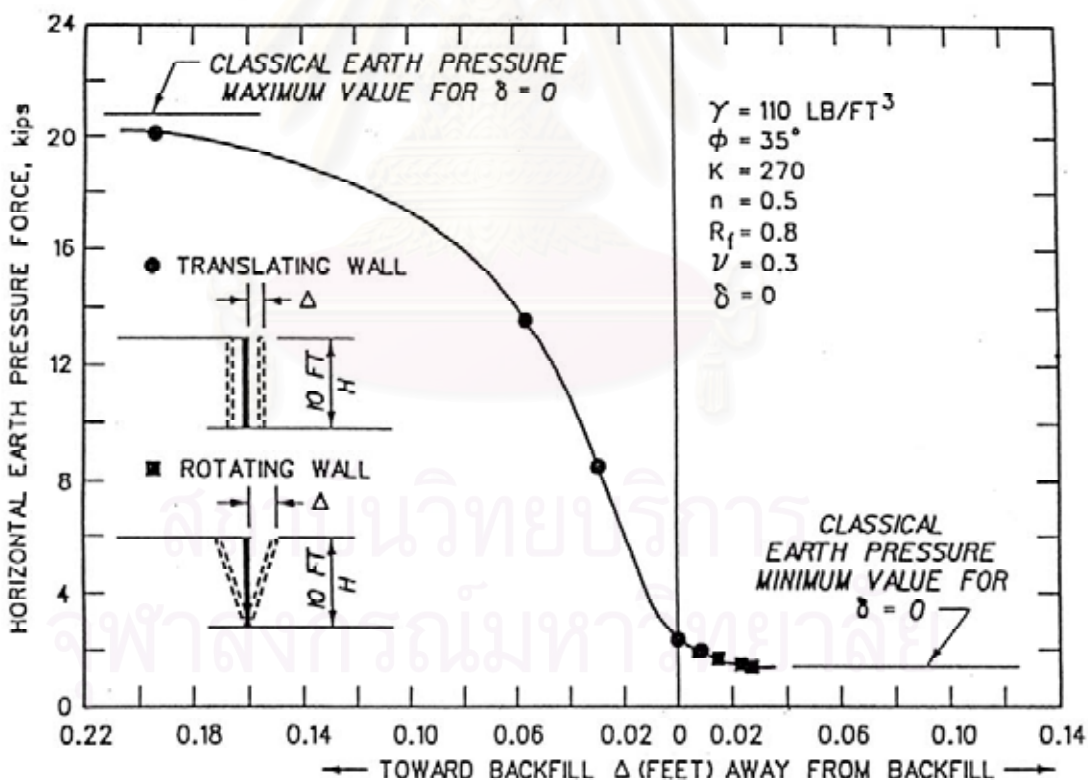
1. การวิบัติของตัวกำแพง หรือชิ้นส่วนระบบค้ำยันเนื่องจากสามารถต้านทานแรงหรือโมเมนต์ที่เกิดจากแรงดันดินได้ (Structural Failure)
2. การวิบัติของดินใต้พื้นขุด เนื่องจากน้ำหนักดินและ Surcharge บริเวณขอบบ่อขุด มากเกินไป ทำให้พื้นขุดคูดขึ้น (Basal Heave)
3. การวิบัติเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินบริเวณข้างบ่อขุดมากเกินไปจนทำให้สิ่งก่อสร้างหรืออาคารข้างเคียงเกิดความเสียหาย (Excessive Ground Movement)

หน้าที่หลักของกำแพงกันดินขุด คือ การต้านทานแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพง ซึ่งมีทั้งที่เป็น Passive Pressure และ Active Pressure ดังรูปที่ 2.1 และแรงดันดินดังกล่าวทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ดังรูปที่ 2.2 เพื่อมิให้เกิดการพังทลายของผนังบ่อขุด การต้านทานแรงดันดินดังกล่าว อาจทำได้สองลักษณะ คือ ลักษณะแรกใช้ระบบค้ำยันช่วยถ่ายแรงดันดินไปยังผนังบ่อขุดฝั่งตรงข้าม (Cross-Lot Bracing) หรือถ่ายแรงลงไปยังพื้นที่รับแรงที่พื้นบ่อขุด (Raker Bracing) ดังรูปที่ 2.3 และลักษณะที่สอง คือ อาศัยแรง Passive Pressure ที่กระทำต่อกำแพงใต้

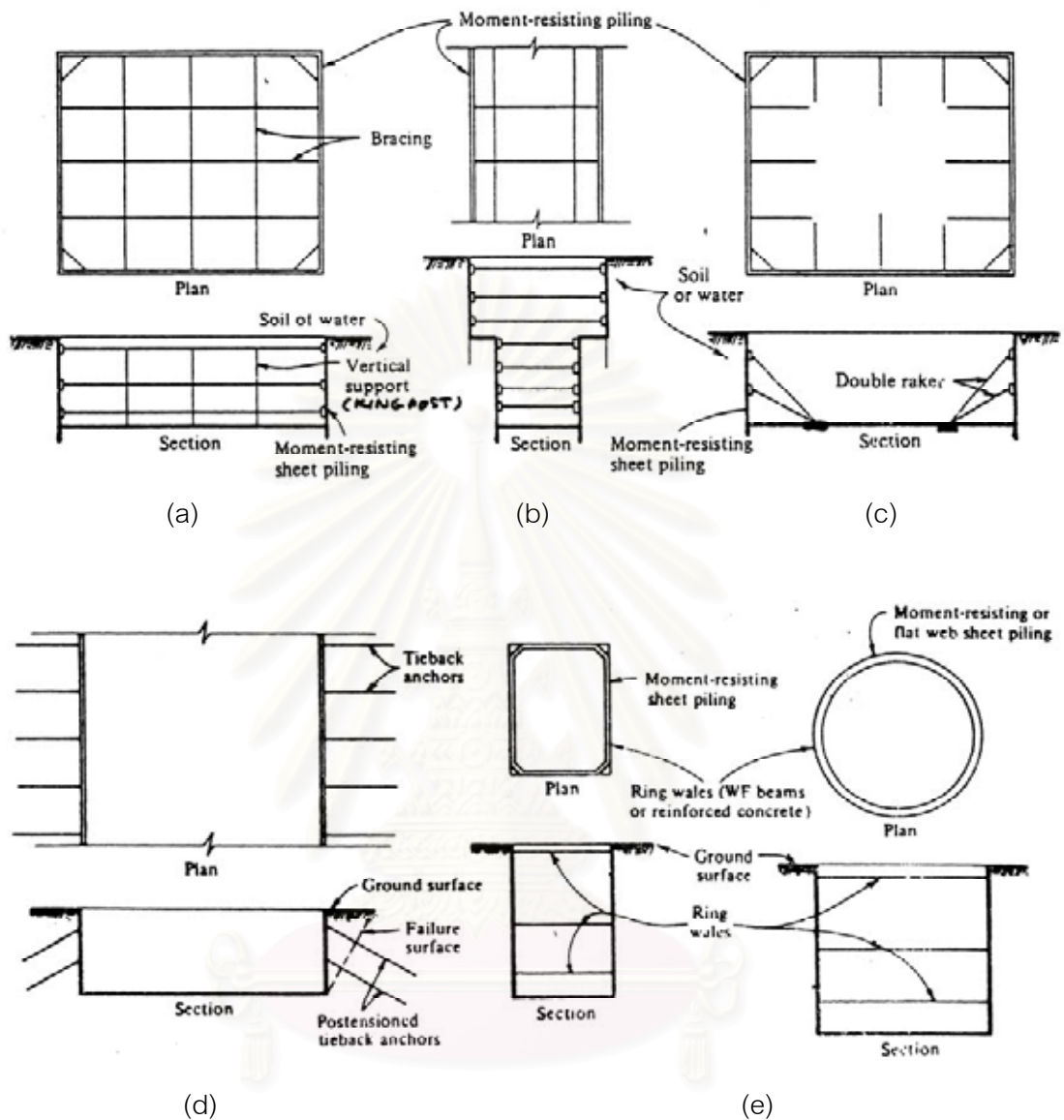
ระดับพื้นชุด ฝั่งบ่อชุด ซึ่งกรณีนี้ระยะฝั่งของกำแพงใต้พื้นชุดจะต้องมากเพียงพอกับปริมาณ Active Pressure ที่ดันกำแพงในช่วงความลึกส่วนล่าง



รูปที่ 2.1 Earth Pressure ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน



รูปที่ 2.2 Earth Pressure Force และการเคลื่อนตัวของกำแพงจากการคำนวณด้วย FEM (Clough and Duncan, 1971)



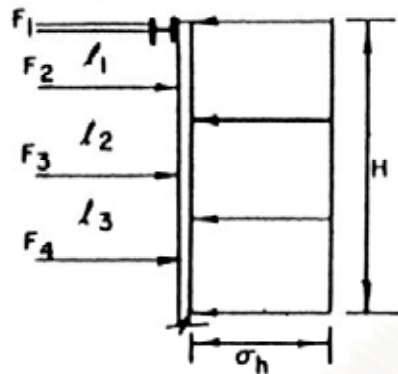
รูปที่ 2.3 ชนิดของค้ำยัน

การหาขนาดแรงดันดิน (Earth Pressure) บนกำแพงแบบมีระบบค้ำยัน (Braced Wall) นั้น สามารถคำนวณได้จาก Earth Pressure Envelope ดังรูปที่ 2.4 ซึ่งให้ไว้สำหรับดินประเภทต่างๆ Earth Pressure Envelope นี้ไม่ได้หมายถึงการกระจายตัว (Distribution) ที่แท้จริงของแรงดันดินบนกำแพงกันดิน ซึ่งมักจะมีลักษณะที่ไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับสภาพของการค้ำยันและการติดตั้ง และลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพง Earth Pressure Envelope ดังกล่าวเป็นค่าที่แนะนำให้ใช้ในการออกแบบขนาดชิ้นส่วนของกำแพงและค้ำยัน ซึ่งค่าดังกล่าวได้มาจากการตรวจวัด ขนาด

แรงที่เกิดขึ้นจริงใน Cross-Lot ในงานก่อสร้างในอดีต (Peck, 1969) ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่า ขนาดแรงดันดินรวมตลอดความสูงกำแพงที่คำนวณจาก Earth Pressure Envelope ดังกล่าวจะมีขนาดมากกว่าขนาด Active Pressure จริงที่กระทำบนกำแพงถึง 20-30 เปอร์เซ็นต์ (นพดล, 2534) และค่าแรงดันดินที่คำนวณได้จากสูตรในรูปที่ 2.4 นั้นไม่ได้รวมน้ำหนักกระทำเพิ่ม (Surcharge Load) ด้วย ซึ่งถ้ามีจะต้องนำไปรวมกับค่า γH ในสูตร เพื่อให้แรงที่คำนวณได้เพียงพอ

ขนาดแรงดันดินที่คำนวณได้นั้นจะนำไปใช้เลือกขนาดกำแพงค้ำยันและระบบถ่ายแรงระหว่างกำแพงกับค้ำยันซึ่งเรียกว่า Wale การออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างดังกล่าวคือ เลือกขนาดกำแพงให้เพียงพอกับโมเมนต์และแรงเฉือน ซึ่งเกิดจากการที่กำแพงรับแรงดันดินในลักษณะเป็นคานต่อเนื่อง โดยมีช่วงความยาวเท่ากับระยะห่างในแนวตั้งของจุดค้ำยัน ดังรูปที่ 2.5 ปริมาณโมเมนต์ในกำแพงจะเพิ่มขึ้นตามกำลังสองของระยะห่างค้ำยัน ในขณะที่การโก่งตัว (Deflection) จะเพิ่มขึ้นตามกำลังสี่ของช่วงความยาว ดังนั้นการเข้มงวดในการติดตั้งค้ำยันและการควบคุมระยะขุดใต้ค้ำยันที่ติดตั้งแล้วให้อยู่ในระดับต่ำในแต่ละช่วงของการก่อสร้างจึงมีความสำคัญมาก การออกแบบระบบค้ำยันในกรณีของ Cross-Lot Bracing ออกแบบให้รับแรงตามแนวแกน (Axial Load) ตามปริมาณที่คำนวณได้จากแรงดันดินบนพื้นที่รับแรงของ Strut แต่ละตัว (ระยะห่างทางแนวราบคูณด้วยระยะห่างทางแนวตั้ง) โดยจะต้องคำนึงถึงโมเมนต์ดัด (Bending Moment) จากน้ำหนักของ Strut ด้วย

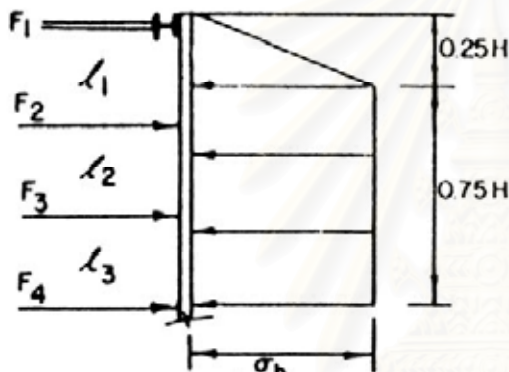
ในกรณีที่เลือกใช้ Raker (ซึ่งขั้นตอนการติดตั้งจะทำให้แรงดันดินบนกำแพงมีลักษณะเหมือนกับแรงดันดินบนกำแพงกันดิน) จะต้องออกแบบ Bearing Pad (ไม่ว่าจะใช้เข็มสมอหรือโครงสร้างอื่นก็ตาม) ให้มีขนาดเพียงพอที่จะรับแรงดันดินจากกำแพงได้โดยไม่เกิดการยุบตัว



(a) SAND

$$\sigma_h = 0.65 K_A \cdot \gamma H$$

WHERE $K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$



(b) SOFT TO MEDIUM CLAY
($N_o > 6$)

For clays base the selection on $N_o = \gamma H/c$

$$\sigma_h = K_A \cdot \gamma \cdot H$$

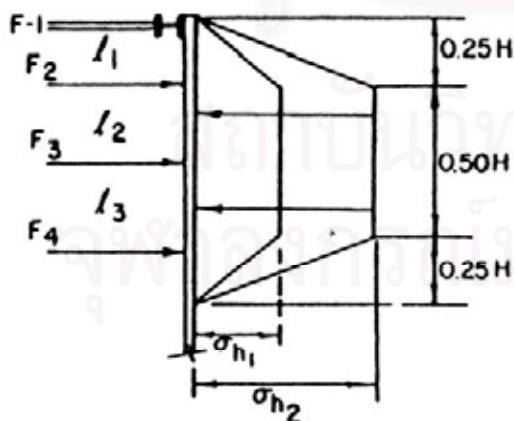
$$K_A = 1 - m \frac{4c}{\gamma H}$$

$m = 1$ except where cut is underlain by deep soft normally consolidated clay, then $m = 0.4 F_{SB}$

$$F_3 = \left(\frac{l_2}{2} + \frac{l_3}{2} \right) \sigma_h$$

ASSUME HINGES AT STRUT LOCATIONS FOR CALCULATING STRUT FORCES

See Figure 28 for Factor of Safety against bottom instability, (F_{SB}): $1 \leq F_{SB} \leq 1.5$



(c) STIFF CLAY
($N_o < 4$)

For $4 < N_o < 6$, use larger of diagrams (b) and (c).

$$\sigma_{h1} = 0.2 \gamma H; \sigma_{h2} = 0.4 \gamma H$$

Use lower value when movements are minimal and short construction period.

รูปที่ 2.4 Earth Pressure Diagram สำหรับออกแบบขนาดกำแพงและค้ำยัน

(Terzaghi and Peck, 1967)

Wall
 (Loads due to water table elevation and surcharge must be added to soil load if appropriate.)

(a) Continuous beam (b) Simply supported

(a) For continuous spans the maximum moment (3 or more spans):

$$M_{max} = p \frac{H_{max}^2}{10}$$

(b) For simple spans

$$M_{max} = p \frac{H_{max}^2}{8}$$

Required section modulus $S = \frac{M_{max}}{F_b}$

(a) Uniform Loading (b) Actual Loading (not used)

Axial load

$M_1 = (pL^2/10)$ for 3 spans
 $M_1 = (pL^2/12)$ (continuous span)

Wales

- 1) Compute bending moment
- 2) Pick trial section and compute bending stress
- 3) Determine axial stress and KL/r for both axes
- 4) Select F_a from AISC Column Tables
- 5) Check effect of combined stress [Sect. 1.6.1-AISC]
- 6) Repeat steps 2 thru 5 if necessary

Wales may be axially loaded due to deflection of end retaining walls

Struts

(a) Continuous beam (b) Terzaghi-Peck, 1967

(a) and (b): Compute Reactions A thru D for (b) using Strut C as typical

- 1) $R_c = \frac{p}{2} (H_3 + H_4)$
- 2) Try a WF section and determine L/r ratio where $\gamma =$ radius of gyration
 $L =$ unbraced strut length
- 3) Determine F_a from current AISC Column Tables
- 4) Repeat steps 2 and 3 until strut capacity \geq strut load

Rakers

- 1) Use Coulomb values of K_a and K_p as pressure develops from top down as in a bulkhead.
- 2) Maximum moment developed between bottom raker and point of $P_p = P_a$ and simple span considered.
- 3) Piling penetration computed by taking moments about lower brace:

$$P'_a Y_2 - P_p Y_1 (F.S.) - M_B = 0$$
 where $M_B =$ allowable moment at B.
- 4) Upper raker sized for F.S. of 1.5.

$P_p =$ passive pressure
 $P'_a =$ active pressure below point B

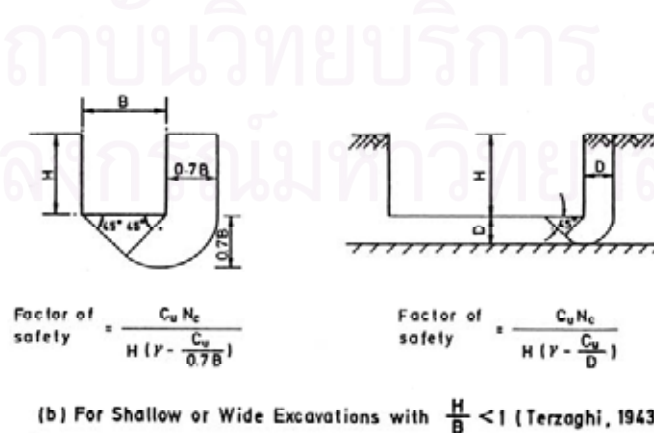
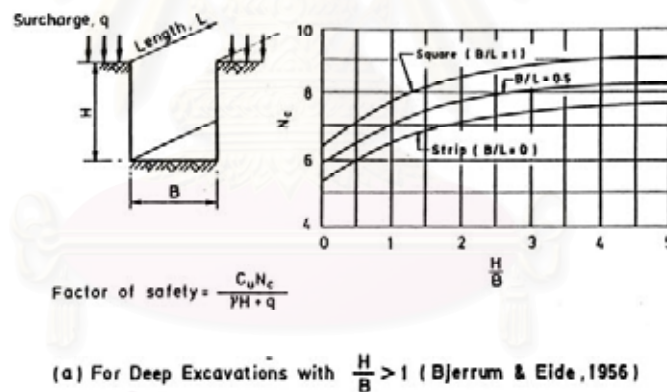
Methods of loading and sizing excavation walls, struts, and rakers.

สถาบันวิทยบริการ
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 2.5 วิธีการหาโมเมนต์และแรงในการออกแบบกำแพงและระยะค้ำยัน (Terzaghi and Peck, 1967)

2.1.2 การออกแบบเพื่อป้องกันการเกิด Basal Heave

แม้ว่าได้ออกแบบให้กำแพงและระบบค้ำยันมีขนาดเพียงพอในการต้านทานแรงดันดินด้านข้างไม่ให้เกิดการวิบัติของตัวกำแพงและค้ำยัน และการพังทลายของผนังบ่อขุดแล้ว การทำ การขุดขนาดลึกมากในดินเหนียวอ่อน น้ำหนักดินและน้ำหนักกระทำเพิ่ม (Surcharge) ข้างบ่อขุด อาจมีขนาดมากเกินควรทำให้ดินบริเวณพื้นขุดเกิดมีแรงเฉือนสูง จนทำให้เกิดการวิบัติในลักษณะ Plastic Flow เกิดมีดินอูดสูงขึ้นที่บริเวณพื้นขุด (Basal Heave) น้ำหนักของดินและน้ำหนักกระทำเพิ่มข้างบ่อขุดจะก่อให้เกิดแรงกระทำกับดินใต้ระดับพื้นขุด ในลักษณะเช่นเดียวกับแรงที่เกิดขึ้นในฐานรากตื้น ดังนั้นการวิบัติของดินใต้พื้นขุดจะมีลักษณะที่คล้ายคลึงกับการเกิด Bearing Capacity Failure ดังนั้นวิธีการคำนวณหาหน่วยความปลอดภัยจึงคล้ายคลึงกัน ดังรูปที่ 2.6 ค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ที่คำนวณดังกล่าวไม่ได้คิดรวมถึงแรงต้านด้านข้างที่ได้จากการที่ส่วนของกำแพง ที่ฝังลงใต้พื้นขุดรับแรงในลักษณะคานยื่น (Cantilever Beam) กล่าวคือคิดเฉพาะแต่กำลังของดินเท่านั้น โดยคิดว่าปลายกำแพงสิ้นสุดที่ระดับพื้นขุด



รูปที่ 2.6 วิธีการคำนวณหา Factor of Safety ของ Basal Heave สำหรับดินเหนียว

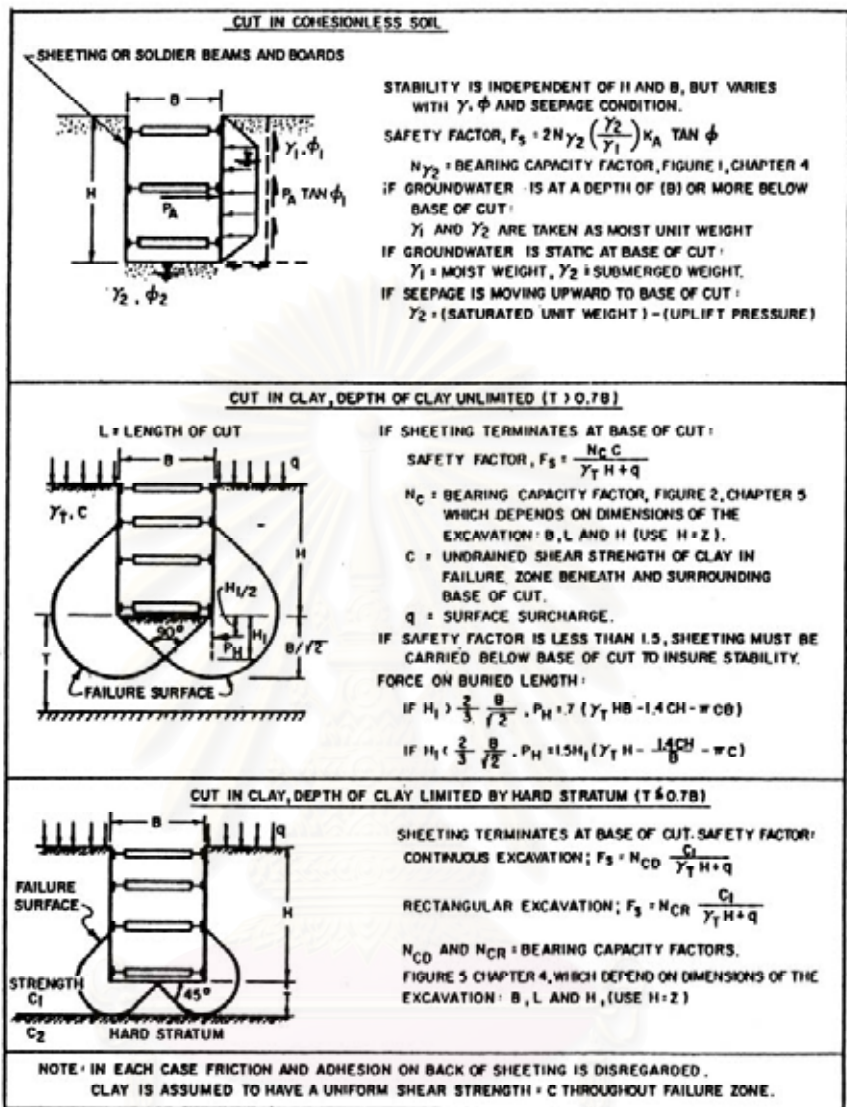
(Clough et al., 1979)

ในกรณีงานขุดที่มีค่าความปลอดภัยของการขุดของพื้นที่ต่ำกว่า 1.5 ดินใต้พื้นที่ขุดถูกระงับมากเกินควร (เมื่อเปรียบเทียบกับกำลังของดินได้) อาจเกิดปัญหาได้ เพื่อให้ทำการก่อสร้างได้จะต้องออกแบบให้กำแพงเข็มพืด (Sheet Pile Wall) ในส่วนล่างช่วยรับโมเมนต์ในลักษณะคานยื่นใต้ค้ำยันตัวล่างสุดลงไป โดยจะต้องออกแบบให้มีระยะฝังของกำแพงใต้ระดับพื้นที่ขุดมากพอเพื่อเพิ่มแรงต้าน Passive Pressure จากดินใต้พื้นที่ขุดให้มากพอเพื่อหยุดการเกิด Plastic Flow ของดิน การคำนวณขนาดของเข็มพืดเหล็ก (Steel Sheet Pile) เพื่อรับโมเมนต์ ดังรูปที่ 2.7

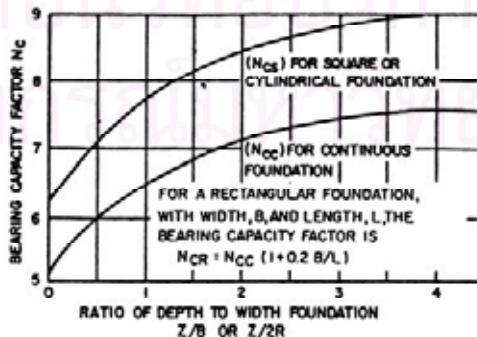
ในกรณีที่ชั้นดินแข็งอยู่ต่ำกว่าระดับพื้นที่ขุดไม่มากนัก การหยั่งปลายกำแพงเข็มพืดฝังลงในชั้นดินดังกล่าว จะช่วยเพิ่มเสถียรภาพของดินใต้พื้นที่ขุด เพราะช่วงกำแพงเข็มพืดใต้พื้นที่ขุดจะเปลี่ยนลักษณะการรับแรงจากแบบคานยื่นไปเป็น Semi-Simple Support Beam แทน ดังนั้นโมเมนต์ดัดจะน้อยกว่าและการโก่งตัวก็ลดลงด้วย

วิธีการคำนวณหาค่าความปลอดภัยของการขุดของพื้นที่ดังรูปที่ 2.6 นั้น จะต้องคิดรวมน้ำหนักกระทำเพิ่มเติมด้วย โดยรวมเข้ากับค่าของ γH เช่นเดียวกับกรณีของการคำนวณ Earth Pressure Envelope ทั้งนี้เพราะอิทธิพลของน้ำหนักกระทำเพิ่มข้างบ่อขุดนั้นสำคัญมากต่อเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดิน ในการออกแบบจะต้องคิดปริมาณน้ำหนักกระทำเพิ่มให้เพียงพอ และในระหว่างการก่อสร้างต้องควบคุมการใช้พื้นที่ข้างบ่อขุดมิให้เกิดมีน้ำหนักกระทำเพิ่มเกินกว่าปริมาณที่เผื่อไว้ในกรออกแบบ

วิธีการคำนวณหาค่าความปลอดภัยของการขุดของพื้นที่ขุดของบ่อขุดนอกจากจะขึ้นอยู่กับความลึก กำลังของดินใต้พื้นที่ขุด และปริมาณน้ำหนักกระทำเพิ่มแล้ว ยังมีค่าแตกต่างกันตามลักษณะความกว้างยาวของบ่อขุด และความหนาของชั้นดินอ่อนใต้พื้นที่ขุด ดังรูปที่ 2.6 กล่าวสรุปคร่าวๆ ก็คือ บ่อขุดที่มีขนาดกว้างมากค่าความปลอดภัยก็จะต่ำลง และในกรณีชั้นดินอ่อนใต้พื้นที่ขุดไม่ลึกมากแล้ว เปลี่ยนเป็นดินแข็ง อิทธิพลของชั้นดินแข็งที่ถัดลงจะช่วยเพิ่มค่าความปลอดภัยขึ้น



Stability of Base for Braced Cut



รูปที่ 2.7 วิธีการคำนวณหาขนาดของ Sheet Pile เพื่อต้านโมเมนต์ในการป้องกันการเกิด

Basal Heave (NAVFAC Design Manual 7.2, 1982)

2.1.3 การออกแบบเพื่อป้องกันการเกิดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างสูงเกินควร

โดยทั่วไปแล้วแม้ว่าจะได้ออกแบบกำแพงกันดินและระบบค้ำยันให้มีกำลังแข็งแรงเพียงพอต่อการต้านทานแรงดันดินด้านข้าง และต้านการเกิดการคูดของพื้นซุด (Basal Heave) ตามอัตราส่วนปลอดภัยที่กำหนดไว้เป็นมาตรฐานทั่วไปแล้ว ก็ไม่ได้หมายความว่าระบบกำแพงกันดินนั้นจะสามารถควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินให้อยู่ต่ำกว่าระดับที่ต้องการได้เสมอไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งการใช้ระบบกำแพงแบบเข็มพืดเหล็ก (Steel Sheet Pile) ขนาดหน้าตัดปกติทั่วไป หรือ Soldier Pile Lagging สำหรับงานซุดดินในชั้นดินอ่อนซึ่งมีความหนามากดังเช่นงานซุดในบริเวณกรุงเทพมหานคร ระบบกำแพงทั้งสองชนิดจัดว่าเป็นระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall) เพราะตัวกำแพงมี Flexural Stiffness (EI) ต่ำ ซึ่งแตกต่างจากกำแพงแบบแข็งแรงแรง (Rigid Wall) ซึ่งได้แก่ Diaphragm Wall หรือ Continuous Bored Pile Wall ซึ่งมี Flexural Stiffness สูงกว่ามากเมื่อเปรียบเทียบสำหรับ Section ที่มีความสามารถในการรับแรงใกล้เคียงกัน กำแพงแบบยืดหยุ่น นั้น เมื่อรับแรงจะมีแนวโน้มการเกิดการโก่งตัวของกำแพงสูง และปริมาณการเคลื่อนตัวของดินจะสูงตามไปด้วย

ในการซุดดินด้วยระบบค้ำยัน (Braced Wall) นั้น การเคลื่อนตัวและโก่งตัวในแนวข้างของตัวกำแพง ตลอดจนการเคลื่อนตัวของดินในพื้นที่ใกล้เคียง มักจะมีลักษณะ ดังรูปที่ 2.8 ดินจะเคลื่อนตัวตามกำแพงในสองลักษณะ คือ ทดตัวในแนวตั้ง (Settlement) และการเคลื่อนตัวในแนวราบเข้าหาบ่อซุด (Lateral Displacement) บริเวณพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัวของดิน มักจะมีระยะทางเป็นสัดส่วนกับขนาดความลึกของบ่อซุด ซึ่งประมาณราว 2-3 เท่าของความลึกของบ่อซุด

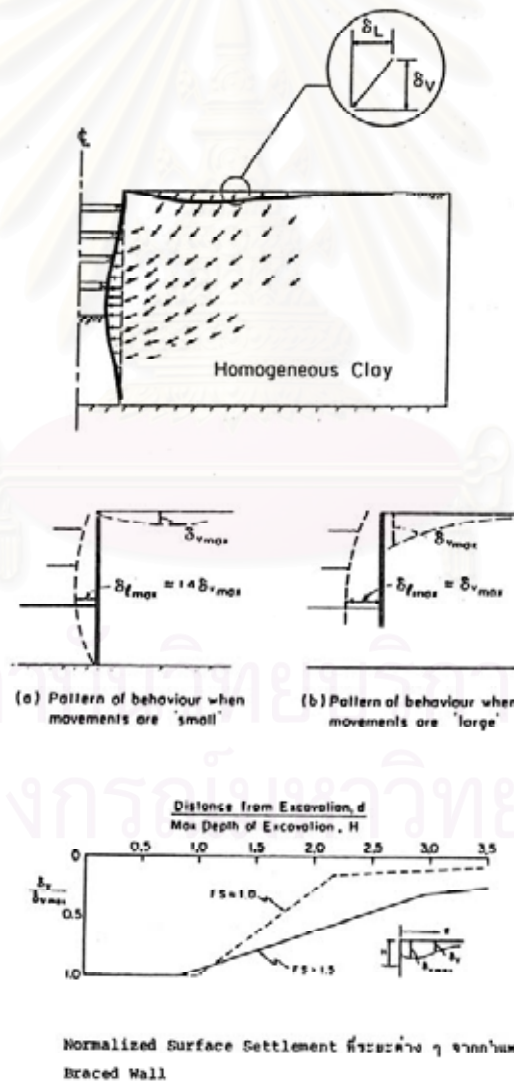
ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในงานซุดดินแต่ละแห่งนั้นจะมีขนาดเปลี่ยนแปลงได้ตามตัวแปรต่างๆ ซึ่งสามารถสรุปรวมเป็นกลุ่มใหญ่ๆ ได้ดังนี้ คือ

1. ปัจจัยที่เกี่ยวกับคุณสมบัติด้านโครงสร้างของตัวกำแพงและระบบค้ำยัน ซึ่งได้แก่ ความลึก ขนาดความกว้าง และรูปร่างของบ่อซุด ประเภทและ Stiffness ของกำแพง ระยะห่างของค้ำยัน และรายละเอียดรอยต่อของกำแพงและค้ำยัน
2. ปัจจัยที่เกี่ยวกับสภาพและคุณสมบัติของชั้นดิน ซึ่งได้แก่ กำลัง และ Sensitivity ของดิน ความหนาของชั้นดินอ่อนใต้บ่อซุด ปริมาณน้ำหนักกระทำเพิ่ม (Surcharge) โดยที่ปัจจัย

ทั้งหมดนี้จะเป็นตัวควบคุมโอกาสการเกิดการครูดของพื้นขุด นอกจากนั้น Stiffness ของดินหลังกำแพงยังเป็นปัจจัยที่สำคัญอีกประการหนึ่งด้วย

3. ปัจจัยที่เกี่ยวกับวิธีการและขั้นตอนการก่อสร้าง ซึ่งรวมถึงการติดตั้งกำแพงและค้ำยัน การ Preload ระบบค้ำยัน คุณภาพในการก่อสร้าง และการถอนเข็มพีต (Sheet Pile) หลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งก่อให้เกิดช่องว่างในดินและมักทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินสูงเพิ่มขึ้นมาก

4. ปัจจัยอื่นๆ ซึ่งได้แก่ ระยะเวลาในการขุดและการใช้งานบ่อขุด งานก่อสร้างต่างๆ ที่ทำในบ่อขุด สภาพสภาวะอากาศและน้ำใต้ดิน เป็นต้น ตัวอย่าง เช่นถ้ามีการเปิดบ่อขุดไว้นานเกินควร การเคลื่อนตัวของดินก็จะเพิ่มมากขึ้น และถ้ามีฝนตกลงมามาก จะทำให้เกิดความดันน้ำบนส่วนของกำแพงมากขึ้น และอาจทำให้ดินส่วนบนอ่อนกำลังลงด้วย



รูปที่ 2.8 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินบริเวณงานขุดด้วยกำแพงค้ำยัน

(Mana and Clough, 1981)

2.1.4 ประสิทธิภาพและขีดจำกัดของระบบกำแพงกันดินในงานขุดดิน กรุงเทพมหานคร

นพดล (2534) กล่าวว่า ระบบกำแพงกันดินที่นิยมใช้ช่วยงานขุดขนาดลึกใน กรุงเทพมหานคร ในปัจจุบันสามารถแบ่งออกได้เป็นกลุ่มใหญ่ได้สองกลุ่ม คือ ระบบเข็มพืดเหล็ก (Steel Sheet Pile) และระบบ Diaphragm Wall ระบบกำแพงทั้งสองมีลักษณะโครงสร้างพื้นฐานต่างกันคือ อย่างหนึ่งเป็นกำแพงประเภทยืดหยุ่น (Flexible Wall) ส่วนอีกอย่างหนึ่งเป็นแบบ แข็งแกร่ง (Rigid Wall) ซึ่งขีดความสามารถที่แตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด คือ ความสามารถในการ ควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน และความสามารถในการเพิ่มเสถียรภาพของดินใต้พื้นที่ขุดต่อ การเกิดการอู้อุดของพื้นที่ขุด (Basal Heave) กำแพงแบบแข็งแกร่งจะมีความสามารถเหนือกว่า แต่ ในขณะเดียวกันราคาก็แพงกว่ามาก อีกประการหนึ่งที่จะต้องระลึกละเอม คือ ประสิทธิภาพและ ขีดจำกัดในการใช้งานของกำแพงกันดินแต่ละชนิดนั้นจะขึ้นอยู่กับระบบค้ำยันที่เรียกใช้ ตลอดจนวิธีการและขั้นตอนการติดตั้ง รวมไปถึงสภาพแวดล้อมรอบบริเวณก่อสร้างด้วยว่าจะยอม ให้เกิดปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสูงมากน้อยเพียงใด

การขุดดินในกรุงเทพมหานครนั้น ปัญหาเกี่ยวกับเสถียรภาพด้านการอู้อุดของพื้นที่ขุดจะเริ่ม เกิดขึ้นเมื่อทำการขุดลึกเกินกว่าประมาณ 5-6 เมตร (ในกรณีที่ไม่มีการเพิ่มน้ำหนักกระทำเพิ่ม (Surcharge) มากนักข้างบ่อขุด) ดังนั้นงานขุดดินขนาดลึกเกินระดับดังกล่าว มักจะต้องหยุดปลาย กำแพงฝังลงถึงชั้นดินดานที่ระดับความลึก 12-15 เมตร

ในงานขุดด้วย Sheet Pile แบบค้ำยันด้วย Cross-Lot Bracing ที่มีการควบคุมงานอย่างดี และถูกต้อง ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินในรูปของการทรุดตัวสูงสุด หรือการเคลื่อนตัวด้านข้าง เข้าหาบ่อขุด จะอยู่ประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ของความลึกของบ่อขุด ถ้าบ่อขุดนั้นมีความลึกไม่เกิน ประมาณ 5 เมตร กล่าวคือ งานขุดดินลึก 5 เมตร ดินจะเคลื่อนตัวอย่างน้อยที่สุด 5 เซนติเมตร ถ้า บ่อขุดมีความลึกมากกว่านั้น ปริมาณการทรุดตัวของดินจะเพิ่มขึ้นถึง 2 เปอร์เซ็นต์หรือมากกว่านั้น ทั้งนี้เพราะค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ของการอู้อุดของพื้นที่ขุดดังกล่าวจะลดลงต่ำมาก งานขุดลึก 10 เมตร ด้วยระบบเข็มพืด (Sheet Pile) ที่ใช้วิธีการก่อสร้างที่ดีและรัดกุม การทรุดตัว ของดินก็อาจจะเกิดได้สูงถึง 20 เซนติเมตร แม้ว่าจะตอกเข็มพืดหยั่งลึกลงไปถึงชั้นดินดานและชั้น ทรายแล้วก็ตาม

จะเห็นได้ว่าปริมาณการทรุดตัวดังกล่าว จะก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารใกล้เคียงอย่างแน่นอน ถ้าอาคารนั้นตั้งอยู่ในพื้นที่การทรุดตัว (ห่างไม่เกินประมาณ 2 เท่าของความลึกบ่อขุด) และมีฐานรากเป็นแบบฐานรากตื้นหรือตั้งอยู่บนเข็มสั้น ตัวอย่างที่ยกเปรียบเทียบนี้ จะเห็นได้ว่ากำแพงเข็มพีตเหล็ก ขนาดหน้าตัดปกตินั้นมีขีดจำกัดในการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน ในงานขุดดินกรุงเทพมหานคร แม้ว่าจะทำการควบคุมการก่อสร้างอย่างดีที่สุดก็ตาม ดังนั้นการขุดดินโดยใช้ระบบค้ำยันของเข็มพีตเหล็ก (Braced Steel Sheet Pile) จึงเป็นระบบที่ไม่เหมาะสมสำหรับงานขุดลึกเกินกว่า 5 เมตร ที่มีอาคารประเภทใช้ฐานรากเข็มสั้นที่มีอายุอมให้มีความเสียหายใดๆ เกิดขึ้นตั้งอยู่ชิดบ่อขุด ในขณะที่เดียวกันกำแพงแบบเข็มพีต ก็สามารถออกแบบให้ใช้กับงานขุดที่มีความลึกถึง 10 เมตรได้ ถ้างานนั้นตั้งอยู่ห่างจากอาคารอื่น ซึ่งในกรณีนี้ปริมาณการทรุดตัวในระดับ 10-20 เซนติเมตร จะไม่เป็นอุปสรรคใดๆ ทั้งสิ้น

ระบบกำแพงแบบ Diaphragm Wall เป็นระบบที่มีประสิทธิภาพในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดินดีกว่ากำแพงเข็มพีตเหล็กมาก เพราะว่ามี Flexural Stiffness (EI) ของหน้าตัดมากกว่ามาก การขุดด้วยระบบ Diaphragm Wall อาจช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินให้อยู่ระดับต่ำเพียงไม่กี่เปอร์เซ็นต์ของปริมาณดินเคลื่อนตัวที่จะเกิดในกรณีขุดด้วยกำแพงเข็มพีต ดังนั้นกำแพง Diaphragm Wall จึงเหมาะสำหรับงานขุดขนาดลึกที่จำเป็นจะต้องมีการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินรอบข้างอย่างเข้มงวด แต่โปรดระลึกว่าการรับแรงของ Diaphragm Wall นั้นไม่ได้แตกต่างไปจากกำแพงเข็มพีตเลย คือจำเป็นต้องมีค้ำยันที่มีขั้นตอนการติดตั้งถูกต้องเหมาะสมเช่นกัน

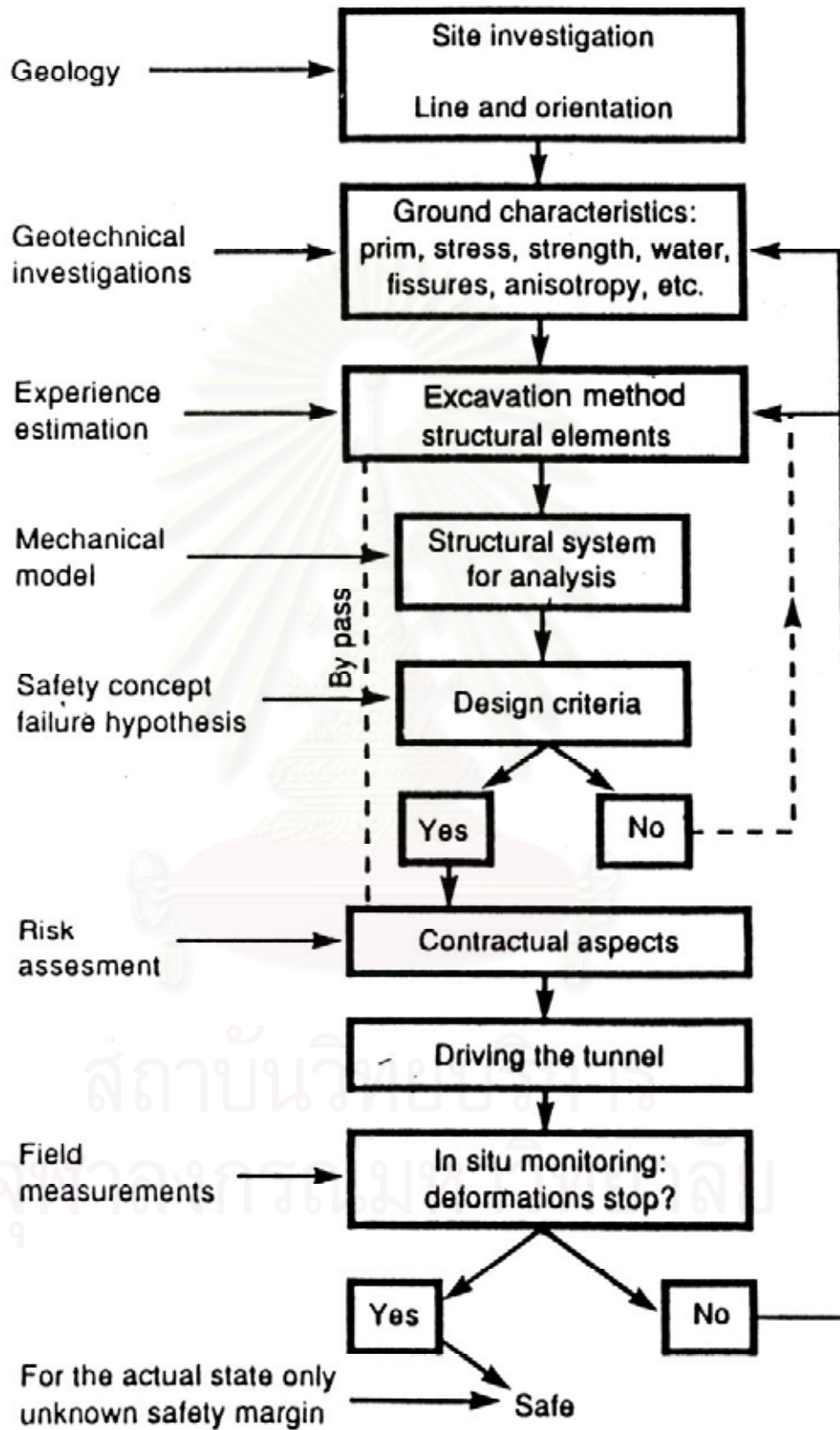
นอกจาก Flexural Stiffness ของกำแพงแล้ว ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินอาจเกิดขึ้นมากขึ้นแตกต่างกันตามประเภทของค้ำยัน วิธีการติดตั้ง และระยะห่างของค้ำยัน ยกตัวอย่างเช่นระบบค้ำยันแบบ Cross-Lot Bracing มักจะมีปริมาณดินเคลื่อนตัวน้อยกว่าแบบ Raker Bracing เป็นต้น

2.2 การออกแบบอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

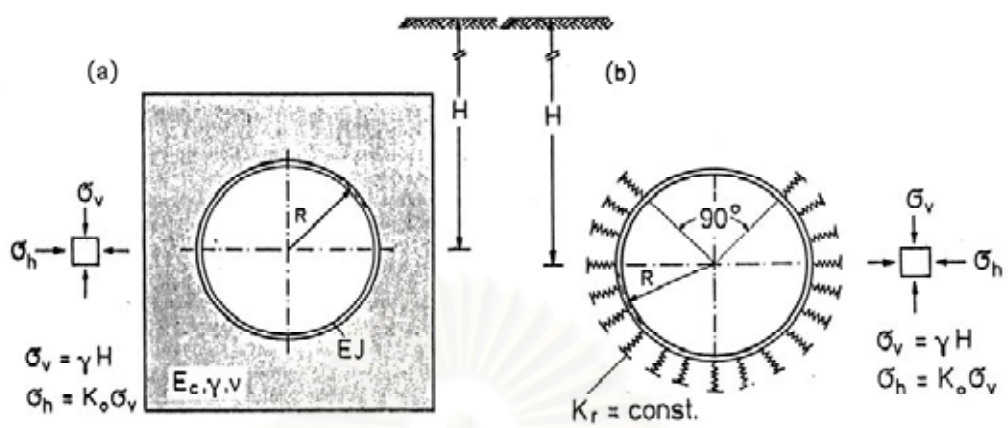
2.2.1 หลักการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์โดยทั่วไป

ในการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์นั้นเป็นลักษณะของการออกแบบตามข้อมูลการสำรวจดินที่มีอยู่ และสังเกตพฤติกรรมของดินและอุโมงค์ในขณะที่ทำการก่อสร้าง เมื่อพบว่ามีการเปลี่ยนแปลงของสภาพดินหรือพฤติกรรมของอุโมงค์แตกต่างไปจากที่ประเมินไว้ จะมีการปรับปรุงแก้ไขวิธีการออกแบบและการก่อสร้างให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง ทั้งนี้คณะทำงานของ International Tunneling Association (ITA) ได้สรุปวิธีการดังกล่าวไว้ ดังรูปที่ 2.9 (Duddeck, 1989)

ก่อนหน้านี้วิธีการออกแบบจะใช้ทฤษฎีความยืดหยุ่น (Theory of Elasticity) หรือ ทฤษฎีความต่อเนื่อง (Continuum Theory) (เหมาะสำหรับอุโมงค์ลึก, H/D มากกว่า 2 หรือ 3 และใช้ในยุโรปและอเมริกาเป็นส่วนใหญ่) คำนวณหาแรงเพื่อออกแบบโครงสร้างอุโมงค์ แต่ต่อมาได้มีการนำ Bedding beam Model ซึ่งมีการนำปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Ground-structure Interaction) มาร่วมพิจารณาในการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่ออุโมงค์ โดยอาศัย Subgrade Reaction ของดิน นอกเหนือไปจากนั้นยังได้มีการนำเอา Bedding Free Area ที่เกิดขึ้นบริเวณยอดอุโมงค์ (Tunnel Crown) และ Passive Resistance ที่เกิดจากการเสียรูป (Deformation) ของอุโมงค์บริเวณด้านข้างอุโมงค์ (Spring Line) มาร่วมในการวิเคราะห์อีกด้วย ต่อมามีการใช้วิธีการเชิงตัวเลข (Numerical Method) ประเมินหาแรงในอุโมงค์ของแต่ละแบบจำลอง (Calculation Model) ปัจจุบันสามารถวิเคราะห์หาแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างค้ำยันในแต่ละขั้นตอนของการขุดและก่อสร้างได้โดยใช้ FEM (Finite Element Method) หรือ BEM (Boundary Element Method) ดังรูปที่ 2.10 ได้ให้ข้อมูลโดยสังเขปของการใช้แบบจำลองต่างๆ โดยอาศัยหลักการของทฤษฎีความต่อเนื่อง และ Bedding Beam Model หลักการพื้นฐานการวิเคราะห์ซึ่งได้ผลโดยสังเขปของแบบจำลองดังกล่าวได้แสดงไว้ ดังรูปที่ 2.11

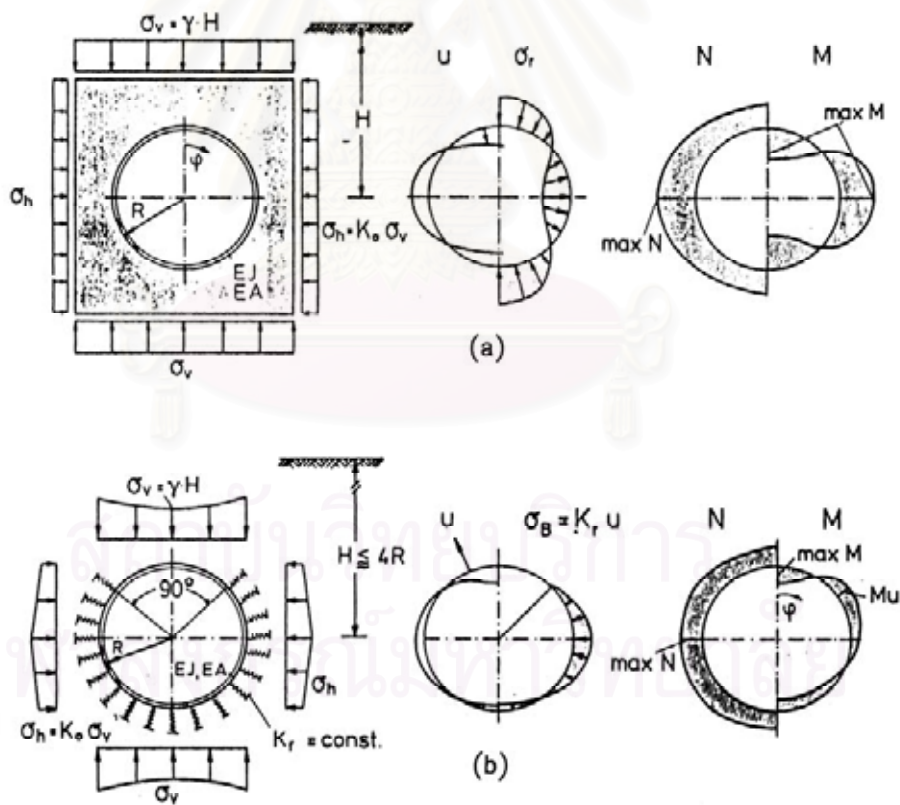


รูปที่ 2.9 ขั้นตอนการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ (Duddeck, 1989)



(a) Plain strain continuum model (b) Bedding beam model

รูปที่ 2.10 แบบจำลองที่ใช้คำนวณหาแรงในอุโมงค์



(a) Continuum model (b) Bedding beam model

รูปที่ 2.11 การกระจายของแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างอุโมงค์

2.2.2 การออกแบบตาดอุโมงค์

ในการก่อสร้างอุโมงค์ส่วนประกอบทางโครงสร้างที่สำคัญของการก่อสร้าง คือ การออกแบบและติดตั้งตาดอุโมงค์ เนื่องจากตาดอุโมงค์มีหน้าที่ในการรับแรงภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่อตัวอุโมงค์ทั้งขณะก่อสร้างและระหว่างการใช้งาน โดยจะต้องรับแรงได้ในทันทีที่การติดตั้งเสร็จสิ้นลง และยังเป็น Reaction Frame ในการผลักดัน หัวเจาะให้เคลื่อนไปข้างหน้า ประกอบกับเป็นตัวที่ป้องกันไม่ให้เกิดการรั่วซึม ทั้งจากน้ำใต้ดินหรือน้ำที่มาจากภายในอุโมงค์ การออกแบบตาดอุโมงค์ (Segmental Lining) สามารถออกแบบได้หลายวิธี แต่ละวิธีมีข้อจำกัดในการออกแบบที่แตกต่างกันเนื่องจากแต่ละวิธีตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ต่างกัน วิธีออกแบบตาดอุโมงค์สรุปได้ 3 วิธีหลักๆ ในการวิเคราะห์ ดังนี้

1. วิธีความยืดหยุ่น (Elastic Method) วิธีนี้จะออกแบบโดยอาศัยทฤษฎีความยืดหยุ่น (Elastic Theory) ซึ่งนิยมมากในยุโรปและอเมริกาโดยอาศัยพฤติกรรมการเสียรูปของอุโมงค์ (Deformation) ทั้งในแนวด้านข้างอุโมงค์ (Spring Line) และบริเวณยอดอุโมงค์ (Tunnel Crown) ของอุโมงค์โดยเสนอในรูปแบบของ Empirical Approach เช่น Einstein Method, A.M. Muir Wood Method, และ Morgan Method เป็นต้น

2. วิธีประมาณ (Approximate Method) วิธีนี้เป็นวิธีประมาณที่เสนอโดย Japan Society of Civil Engineerings (1996) ซึ่งแยกการกระทำจากแรงภายนอกทั้งในแนวตั้งและแนวราบ ออกเป็น 5 ส่วน ซึ่งง่ายต่อการวิเคราะห์และออกแบบ

3. วิธีวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) วิธีการนี้เป็นการจำลองรูปแบบของการเจาะอุโมงค์และโครงสร้างโดยรอบอุโมงค์ให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงให้ได้มากที่สุด

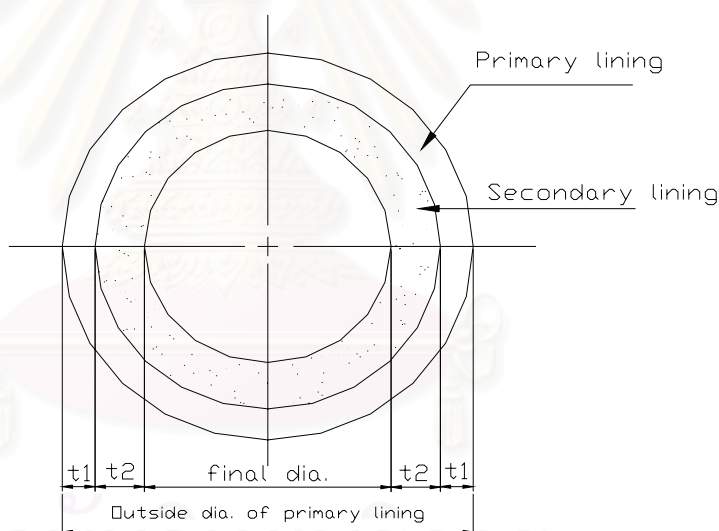
ข้อกำหนดหลักของการออกแบบตาดอุโมงค์ มีดังนี้

1. ต้องสามารถรับแรงภายนอกทั้งหมด (ทั้งในระหว่างการก่อสร้างและหลังจากการเริ่มใช้งานอุโมงค์ตามวัตถุประสงค์) ที่กระทำต่อตัวอุโมงค์ได้ในทันทีที่การติดตั้งเสร็จสิ้นลง
2. ต้องสามารถรับแรงในแนวแกนอันเกิดจากการผลักดันหัวเจาะไปทางด้านหน้าได้
3. ต้องเป็นวัสดุที่ทนต่อการสึกกร่อน และทนต่อสภาพแวดล้อมใต้ดินได้ดี วัสดุที่นิยมใช้ทำตาดอุโมงค์ ได้แก่ เหล็กหล่อ (Cast Iron) และคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete)

ประเภทของดาดอุโมงค์ ดาดอุโมงค์ที่ใช้กันในงานอุโมงค์สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิดใหญ่ๆ ดังรูปที่ 2.12 และรูปที่ 2.13

1. Primary Lining เป็นดาดอุโมงค์ส่วนที่ติดตั้งก่อนที่ส่วนหางของหัวเจาะ (Tail) จะเคลื่อนตัวออกไปมักประกอบด้วยชิ้นส่วนสำเร็จรูปหลายๆ ชิ้น (Segment) นำมาประกอบเข้าด้วยกันภายในส่วนหางของหัวเจาะโดยที่ดาดอุโมงค์นี้เป็นโครงสร้างหลักในการรับแรงภายนอกที่กระทำต่อตัวอุโมงค์

2. Secondary Lining เป็นดาดอุโมงค์ที่ติดตั้งหลังจากการที่การขุด และหัวเจาะได้ผ่านพ้นจุดดังกล่าวไปแล้วระยะหนึ่ง มีหน้าที่หลักในการเสริมความแข็งแรงให้กับ Primary Lining เช่น ช่วยให้การป้องกันการรั่วซึมของน้ำที่มีประสิทธิภาพมากขึ้น นอกจากนี้ยังเป็นตัวที่ช่วยในการตกแต่งผิวภายในของอุโมงค์ โดยทั่วไปแล้ว Secondary Lining มักไม่นำมาประกอบในการคำนวณออกแบบดาดอุโมงค์



รูปที่ 2.12 หน้าตัดดาดอุโมงค์

การออกแบบดาดอุโมงค์โดยทั่วไปจึงหมายถึงการออกแบบ Primary Lining ซึ่งประกอบไปด้วย Segment หลายๆ ชิ้นประกอบเข้าด้วยกันในดาดอุโมงค์หนึ่งวงจะประกอบด้วย Segment 3 ชนิดด้วยกัน กล่าวคือ

Normal Segment (N) เป็นชิ้นส่วนหลักของตัวดาดอุโมงค์ มีขนาดและรูปร่างเท่ากัน

Key Segment (K) เป็นชิ้นส่วนที่จะทำหน้าที่ดันให้ชิ้นส่วนอื่นๆ ที่ประกอบเป็นดาดอุโมงค์คงรูปอยู่ได้ (มีลักษณะการทำงานคล้ายลิ้ม)

Adjoining Segment (A) เป็นชิ้นส่วนที่มีมุมที่ขอบแตกต่างจากชิ้นส่วนอื่นๆ โดยชิ้นส่วนนี้จะวางประกบ Key Segment อยู่เพื่อให้การดัน Key Segment ทำได้ง่ายและมีประสิทธิภาพ โดยทั่วไปแล้วในแต่ละวงของตาดอุโมงค์จะต้องประกอบด้วย Key Segment 1 ชิ้น และ Adjoining Segment 2 ชิ้น ดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 หน้าตัดองค์ประกอบของชิ้นส่วนตาดอุโมงค์ใน 1 วง

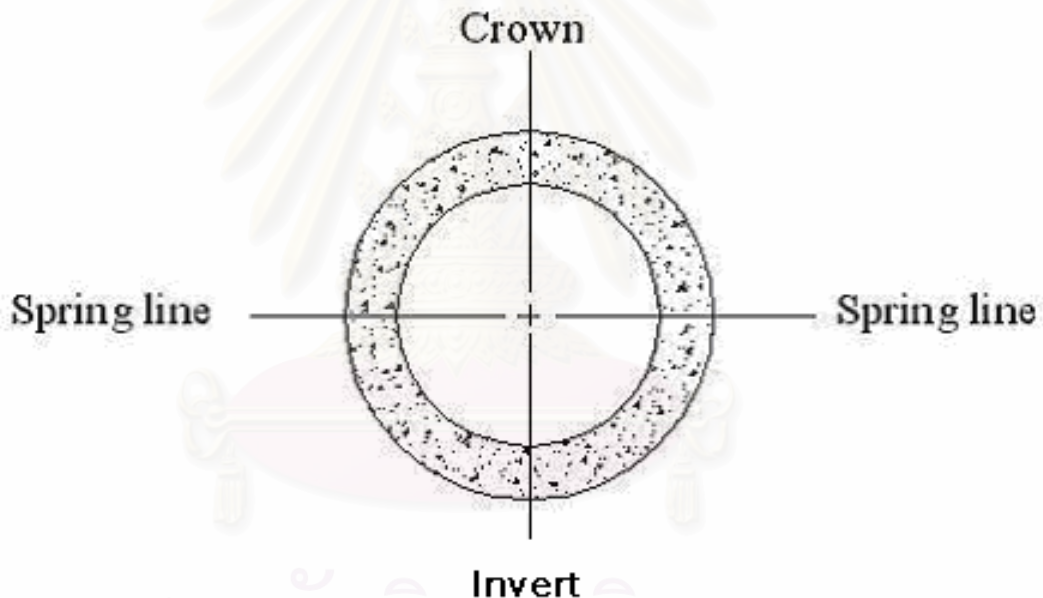
ความหนาของตาดอุโมงค์นั้นขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่ใช้ และขนาดของอุโมงค์ ขนาดโดยประมาณของ Segment ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ความหนาโดยประมาณของตาดอุโมงค์ชนิดต่างตามขนาดของอุโมงค์ (สุพจน์, 2541)

Segment Material	Segment Type	$\phi = 10$ m	$\phi = 7$ m	$\phi = 4$ m
Reinforced Concrete Segment	Box Type	50-60 cm	30-40 cm	-
	Plate Type	45-55 cm	30-35 cm	10-20 cm
Cast Iron Segment	Box Type	35-40 cm	25-30 cm	10-20 cm

การกำหนดตำแหน่งรับแรงของอุโมงค์ในการออกแบบตาดอุโมงค์จะพิจารณาบริเวณที่รับแรงมากที่สุดและบริเวณที่เกิดการเสีรูปมากที่สุด ซึ่งตำแหน่งของตาดอุโมงค์จะพิจารณาตำแหน่งที่สำคัญดังนี้

1. ยอดอุโมงค์ (Tunnel Crown) คือ บริเวณส่วนบนสุดของอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.14 บริเวณดังกล่าวจะถือว่ารับแรงมากที่สุดจากดินด้านบนและ Grouting ซึ่งในตำแหน่งนี้จะเกิด Active Pressure และการเสื่อยรูปมากที่สุดจะเกิดในลักษณะการยุบตัว
2. ด้านข้างอุโมงค์ (Spring Line) คือ บริเวณด้านข้างของอุโมงค์ บริเวณดังกล่าวจะเกิด Passive Pressure และจะเกิดการเสื่อยรูปมากที่สุดในลักษณะขยายออกด้านข้าง และในการออกแบบโดยใช้ทฤษฎีความยืดหยุ่นจะถือว่าตำแหน่งนี้เกิดแรงภายในมากที่สุดเท่ากับตำแหน่งยอดอุโมงค์เนื่องจากเกิดการเสื่อยรูปมากที่สุด
3. ด้านล่างอุโมงค์ (tunnel Invert) คือ บริเวณส่วนล่างสุดของอุโมงค์ ซึ่งเป็นตำแหน่งที่รับอิทธิพลโดยตรงจากยอดอุโมงค์ และมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับยอดอุโมงค์



รูปที่ 2.14 ตำแหน่งอุโมงค์

2.2.3 วิธีขุดแล้วกลบกลับ (Cut & Cover Method)

การออกแบบเพื่อที่จะนำไปสู่การก่อสร้างด้วยวิธีขุดแล้วกลบกลับ (Cut & Cover Method) นั้น ใช้หลักการในการออกแบบเช่นเดียวกับการออกแบบสถานีรถไฟใต้ดิน คือ การออกแบบด้วยระบบกำแพงกันดินและค้ำยัน ดังกล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.1.1 ถึง 2.1.4

2.3 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

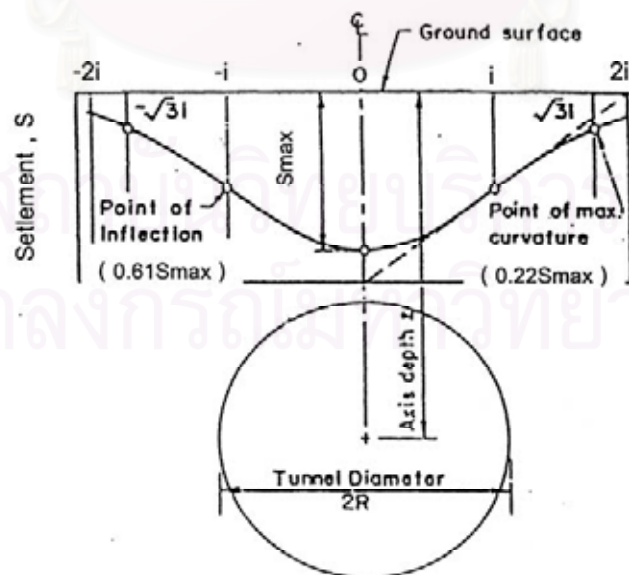
2.3.1 การคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์

การประมาณค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์สามารถแสดงด้วย Error Function หรือ Probability Curve โดยนิยามปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ y ใดๆ ดังสมการที่ 2.1

$$S = S_{\max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \quad (2.1)$$

- เมื่อ S คือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ y ใดๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
 S_{\max} คือ ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์
 y คือ ระยะทางตามแนวขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์
 i คือ ระยะทางจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (Inflexion)

จากสมการที่ 2.1 ระยะ y เท่ากับศูนย์ หรือที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ เกิดค่าการทรุดตัวมากที่สุด โดยรูปร่างและลักษณะของแนวการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.15

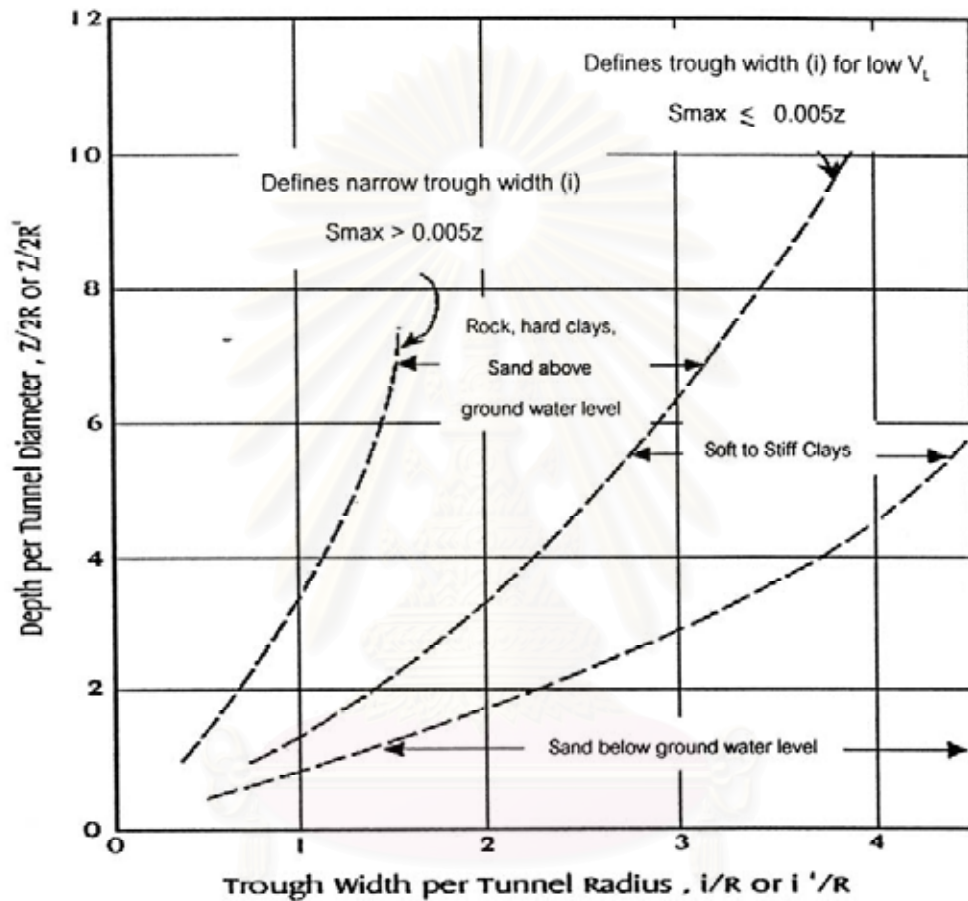


Ratio i/R function of $z/2R$ and soil conditions

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

รูปที่ 2.15 แนวการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)

การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969) กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับ อัตราส่วนผสมความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z/2R$) สามารถใช้ประมาณค่า i จากการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งจะขึ้นกับชนิดดิน ดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัวและความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (Peck, 1969)

จากสมการที่ 2.1 สามารถตรวจสอบค่า i ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลข้อมูลการทรุดตัวที่วัดในสนามกับช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาค่า i ดังรูปที่ 2.16 ว่าอยู่ในช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินหรือไม่

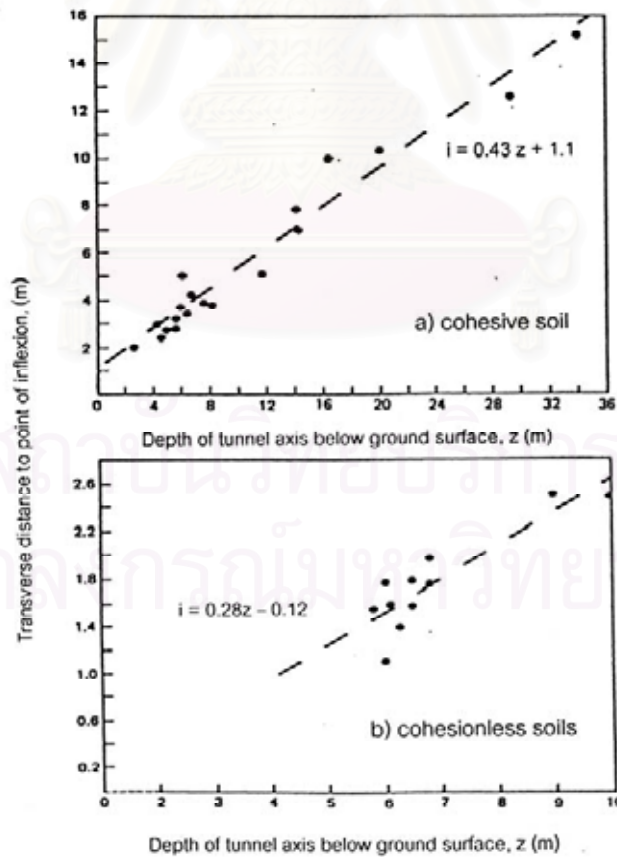
การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck (1969) จะพิจารณาเฉพาะชั้นผิวดินที่เกิดการทรุดตัว แต่ไม่สามารถบ่งบอกการทรุดตัวของดินที่หิวเจาะที่กำลังขุดเจาะได้

การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O'Reilly and New (1982) ในการวิเคราะห์จะพิจารณาแนวการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เป็นระยะ y เท่ากับ $6i$ โดยที่ i จะสัมพันธ์กับ z ดังสมการที่ 2.2

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

เมื่อ i คือ ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (Inflexion)
 K คือ Constant of Proportionality
 z คือ ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์

จากสมการที่ 2.2 ค่า K เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่า i กับ z ซึ่งแสดงอยู่ในรูปสมการเส้นตรง โดยแยกพิจารณาเป็น 2 ลักษณะ คือ ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว และดินทราย ดังรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New, 1982)

จากรูปที่ 2.17 (a) ซึ่งเป็นกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว การกระจายของข้อมูลน้อย สามารถสร้างความสัมพันธ์ในรูปของค่า i เป็นเส้นตรงได้ ส่วนรูปที่ 2.17 (b) เป็นกรณีการขุดเจาะในชั้นทราย การกระจายข้อมูลมีมาก ทำให้ได้ความสัมพันธ์ในรูปของค่า i ที่ไม่เหมาะสมจะนำไปใช้วิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ดังนั้น O'Reilly and New (1982) ได้พิจารณาข้อมูลการทรุดตัวในสนามจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ทำให้ทราบช่วงของค่า K ในแต่ละชนิดของดินที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะในอุโมงค์ดังนี้

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

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

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

$$K = 0.50 \text{ สำหรับ ดินที่มีแรงเชื่อมแน่น (Cohesive Soils)}$$

$$K = 0.25 \text{ สำหรับ ดินที่ไม่มีแรงเชื่อมแน่น (Cohesionless Soils)}$$

การหาปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดิน (Volume of surface settlement trough, V_s) การขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ผิวดินเกิดการทรุดตัว ปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินหาได้จากค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ พิจารณาจากการอินทิเกรตสมการ ดังนี้

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

เมื่อ V_s คือ ปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวอุโมงค์
 y คือ ระยะตามขวางในแนวราบจากกึ่งกลางแนวอุโมงค์

แทน S_{\max} จากสมการที่ 2.3 ในสมการที่ 2.1 จะได้สมการสำหรับค่าทรุดตัวที่ระยะ y ใดๆ และสมการวิเคราะห์หาความชันและความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ดังนี้

สมการสำหรับหาค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ y ใดๆ

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

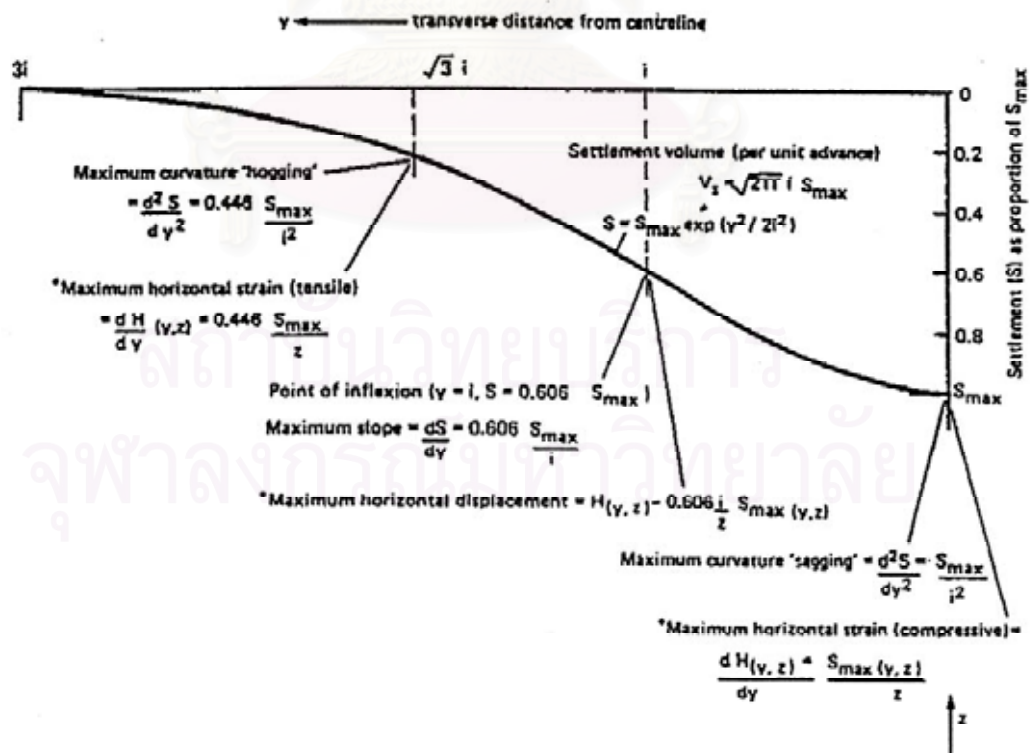
สมการสำหรับหาค่าความชันของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

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

สมการสำหรับหาค่าความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

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

จากสมการที่ 2.3 ถึง 2.6 แสดงลักษณะรายละเอียดการทรุดตัวที่ผิวดิน ดังรูปที่ 2.18



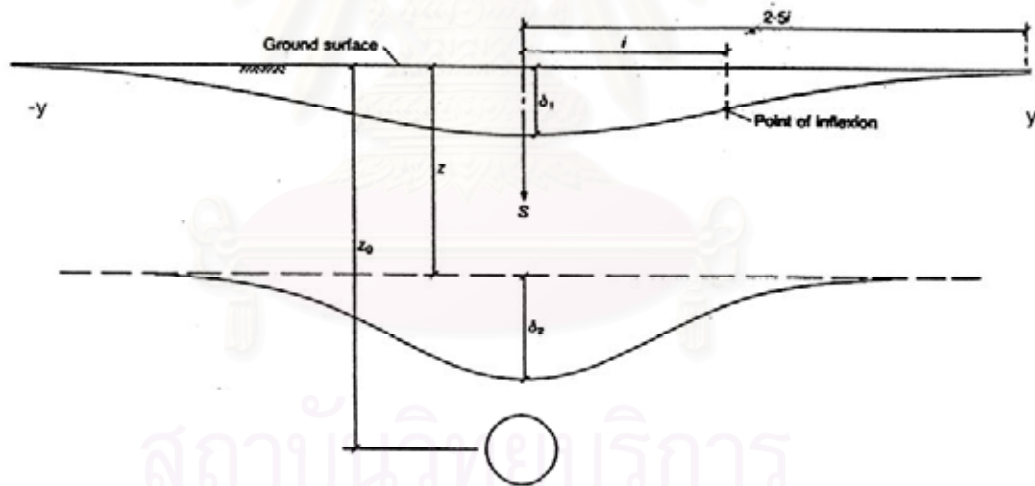
รูปที่ 2.18 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแบบสมมาตร

(O'Reilly and New, 1982)

2.3.2 การทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน

รูปร่างลักษณะการทรุดตัวของชั้นดินที่ผิวดินไม่ได้บ่งบอกถึงการเคลื่อนตัวในแนวราบหรือการเปลี่ยนแปลงความกว้างของแนวเส้นการทรุดตัว (Width of Subsurface Settlement Profile) ซึ่งจะมีค่า Ground Loss ที่ระดับความลึกต่างๆ ไม่เท่ากัน จากปัญหาที่กล่าวมานี้จะพิจารณาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน ตามชนิดของดิน ดังนี้

1. ดินที่มีแรงเชื่อมแน่น (Cohesive Soils) จากสมมติฐานของรูปร่างการทรุดตัวเป็นลักษณะเดียวกับ Error function Curve การวิเคราะห์จะสมมติให้ทุกจุดในดิน เกิดการเคลื่อนตัวตามแนวยาวของอุโมงค์ เป็นลักษณะ Plane Strain โดยปริมาณของการเคลื่อนตัวคงที่ ความกว้างของช่วงที่เกิดการทรุดตัวจะลดลงในลักษณะเป็นเส้นตรงกับความลึกจากผิวดิน โดยปริมาณการทรุดตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นกัน ดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 ช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al., 1993)

จากรูปที่ 2.18 การเคลื่อนตัวแนวราบ $H_{(y,z)}$ และแนวตั้ง $S_{(y,z)}$ ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ ดังสมการที่ 2.7 ถึง 2.9

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

โดยที่
$$S_{(y,z)} = S_{(\max,y,z)} \exp(-y^2 / 2i_z^2) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi Kz}} \exp(-y^2 / 2(Kz)^2) \quad (2.8)$$

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

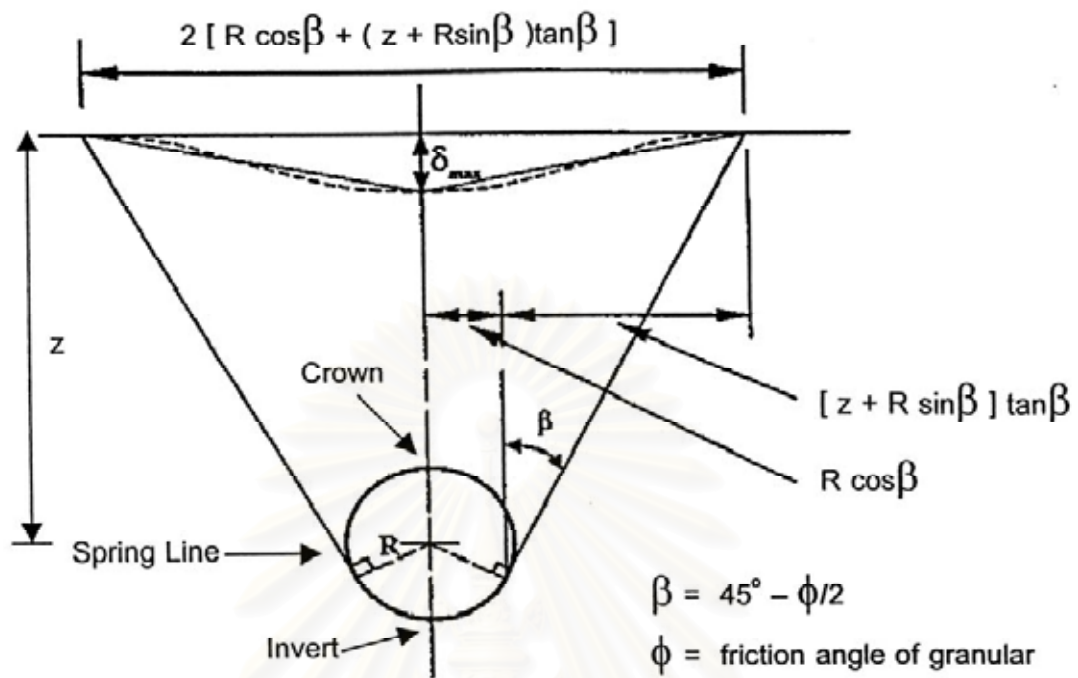
ค่า Strain แนวตั้ง ε_V และแนวราบ ε_H ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ ดังสมการที่ 2.10 ถึง 2.11

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

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

หรือ
$$\varepsilon_V = -\varepsilon_H \text{ สำหรับ Plane Strain Constant Volume Deformation} \quad (2.12)$$

2. ดินที่ไม่มีแรงเชื่อมแน่น (Cohesionless Soils) O'Reilly and New (1982) แนะนำว่าการวิเคราะห์หา Strain จากกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวไม่สามารถใช้ได้กับ Cohesionless Soils เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อขุดเจาะอุโมงค์ เกิด Vertical Strain มากกว่า 0.5 % ช่วงของการทรุดตัวแคบแต่ทรุดตัวสูงกว่ากรณีของดินเหนียวมาก ทำให้ Horizontal Strain ที่ผิวดินสูงมาก ดังนั้นการใช้ Error Function Curve มาพิจารณาจึงไม่ค่อยน่าเชื่อถือ และ Atkinson and Potts (1977) อธิบายการทรุดตัวจะเริ่มเกิดขึ้นใกล้กับตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Spring Line) ของอุโมงค์ แล้วเส้นการทรุดตัวจะแผ่กระจายเพิ่มขึ้นถึงผิวดิน จนกระทั่งผิวดินเกิดการพังทลาย (Collapse) ต่อมา Attewell and Farmer (1974) ได้เสนอลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาเป็น Triangular Wedge ซึ่งความกว้างของการทรุดตัวจะสัมพันธ์กับมุม β และ ϕ ดังรูปที่ 2.20



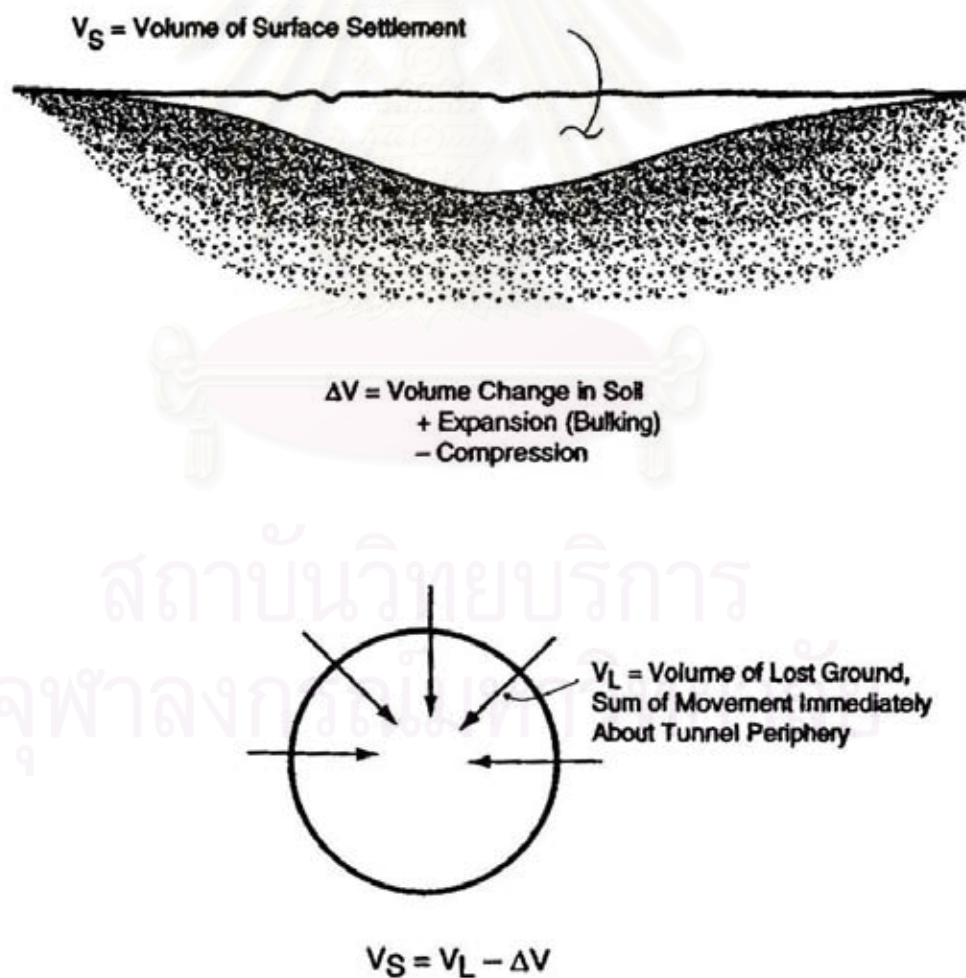
รูปที่ 2.20 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะคูโม่งคี่ในชั้นทราย

(Attewell and Farmer, 1974)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.3.3 การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์

ปริมาตรของการสูญเสียมวลดิน (Volume of Lost Ground or Ground Loss, V_L) เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เกิดจากผลรวมของการเคลื่อนตัวของดินรอบนอกอุโมงค์เข้าสู่ภายในอุโมงค์ ซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปของสมการได้ดังสมการที่ 2.13 โดยการเคลื่อนตัวของดินที่กล่าวมานี้จะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดิน (Volume of Surface Settlement Trough, V_S) จะมีค่าเท่ากับปริมาตรของการสูญเสียมวลดินหรือไม่ขึ้นอยู่กับ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดิน (Volume Change, ΔV) ระหว่างอุโมงค์กับผิวดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรนั้นจะเป็นการเปลี่ยนแปลงในลักษณะที่เพิ่มขึ้นหรือลดลง (Bickel et al., 1996) ดังรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.21 การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Bickel et al., 1996)

$$\%V_L = \frac{V_L}{V_{EX}} \times 100 \quad (2.13)$$

- เมื่อ $\%V_L$ คือ เปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินบริเวณรอบอุโมงค์
 V_L คือ ปริมาตรของการสูญเสียมวลดิน
 V_{EX} คือ ปริมาตรของดินที่ขุดออกต่อหนึ่งหน่วยความยาวอุโมงค์ จากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์

หลังจากได้ประเมินค่าเปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินบริเวณรอบอุโมงค์ ($\%V_L$) ที่เกิดจากเครื่องขุดเจาะซึ่งพิจารณาจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีตแล้ว Loganathan and Poulos (1999) แนะนำว่าสามารถใช้สมการ Normal Probability Function โดยใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) หรือ O'Reilly and New (1982) คำนวณหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ณ ตำแหน่งต่างๆ ได้

แต่อย่างไรก็ตามจากรายงานการออกแบบและก่อสร้างสถานีและอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (รฟม., 2543) กล่าวว่า การประเมินประสิทธิภาพการทำงานของเครื่องขุดเจาะจะอาศัยเปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินที่ผิวดิน ($\%V_S$) ที่เท่ากับอัตราส่วนของปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินต่อปริมาตรของขุดดินที่ขุดออก ดังสมการต่อไปนี้

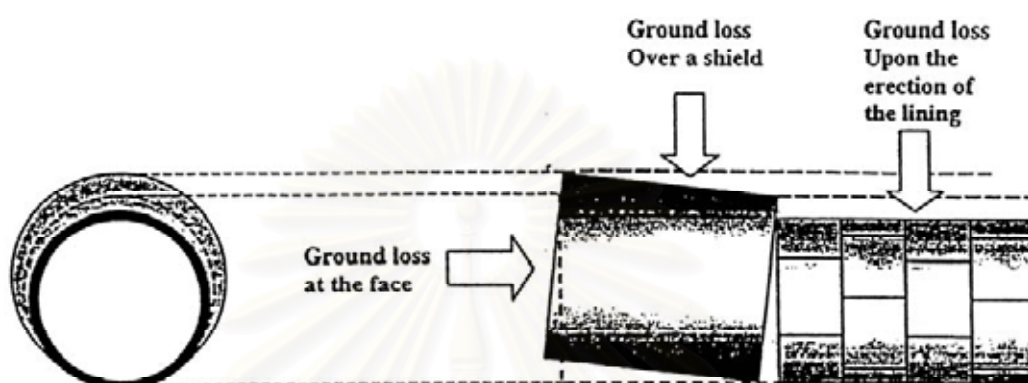
$$(\%V_S) = \frac{V_S}{V_{EX}} \quad (2.14)$$

- เมื่อ $\%V_S$ คือ เปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินที่ผิวดิน
 V_S คือ ปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวอุโมงค์ ซึ่งเท่ากับ $2.5iS_{\max}$ ได้จากสมการที่ 2.3

ชินวุฒิ (2543) กล่าวว่า โดยปกติการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลจะมีค่าเปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินที่ผิวดิน ($\%V_S$) เกิดขึ้นเพียง 2-3 % สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) แต่สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกในเขตกรุงเทพฯ ข้อมูลการทรุดตัวจากการศึกษาข้างน้อย จึงไม่สามารถประเมินค่าเปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดินที่ผิวดิน ($\%V_S$) เพื่อคำนวณการทรุดตัวได้

2.3.4 การพิจารณาค่า Ground Loss เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

การพิจารณา Ground Loss แบ่งได้เป็น 3 ลักษณะ ดังรูปที่ 2.22



รูปที่ 2.22 Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุล (Lee et al., 1992)

Ground Loss ที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์ Ground Loss ลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทันที ยกที่จะควบคุมการทะลักของดินเข้ามาเนื่องจากดินถูกเปลี่ยนสภาพให้เป็น Plastic เพิ่มขึ้นเพื่อให้สามารถลำเลียงผ่านสว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) ได้ การเปลี่ยนแปลงของ In-Situ Stress ที่ด้านหัวเจาะเป็นผลจากการขุดเจาะเอาดินที่ด้านหลังหัวเจาะออก ซึ่งปริมาณดินที่ขุดออกจะเท่ากับปริมาณ Ground Loss โดยจะใช้แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ ทำให้การพิจารณาหน่วยแรงที่ด้านหน้าทำได้ยาก แต่สามารถประมาณค่าอย่างคร่าวๆ ดังสมการที่ 2.14

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

- เมื่อ
- P_o คือ หน่วยแรงรวม (Total Stress) ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
 - K'_o คือ สัมประสิทธิ์แรงดันสถิตในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Coefficient of Earth Pressure at Rest)
 - σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress)
 - P_w คือ ความดันน้ำในโพรง (Pore Pressure) ที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์
 - P_i คือ แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)

Ground Loss เนื้อหัวเจาะอุโมงค์ ค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นเนื้อหัวเจาะอุโมงค์จะเท่ากับปริมาตรของดินที่ถูกขุดออก เมื่อหัวเจาะอุโมงค์ (Cutting Head) เคลื่อนตัวไปข้างหน้าทำให้เกิดช่องว่างเพิ่มขึ้นที่บริเวณเนื้อหัวเจาะ ซึ่งสาเหตุมาจากปัญหาการเบี่ยงเบนระหว่างแนวอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ (Design Grade) กับแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง (Actual Grade) โดยในทางปฏิบัตินั้นผู้ควบคุมการขุดเจาะจะควบคุมให้เครื่องขุดเจาะทำมุมเงยขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงหัวเจาะจมลงเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง ในขณะที่มีการเลี้ยวโค้งของหัวเจาะ โดยมุมที่เพิ่มขึ้น (Excess Pitch) ของการขุดเจาะจะทำให้เกิด Over Cutting ของดินที่บริเวณตำแหน่งยอดอุโมงค์ (Tunnel Crown)

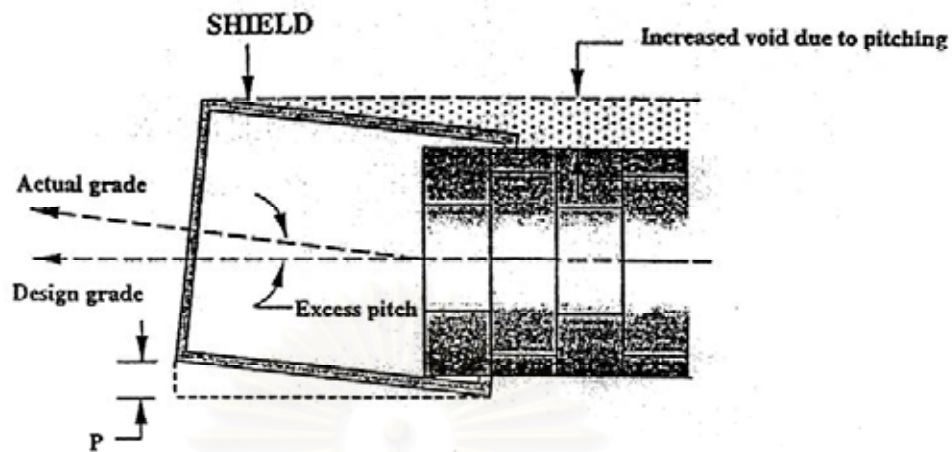
ดังนั้นจึงสามารถประมาณค่า Ground Loss ได้โดยสมมติให้บริเวณที่อยู่ตำแหน่งยอดอุโมงค์ เนื้อตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Spring Line) ตลอดความยาวของหัวเจาะคูณกับมุมที่เพิ่มขึ้นของหัวเจาะบนแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง โดย Lee et al. (1992) ดังสมการที่ 2.15

$$V_{shield} = \frac{2\pi aL}{2} \times (\text{Excess Pitch})$$

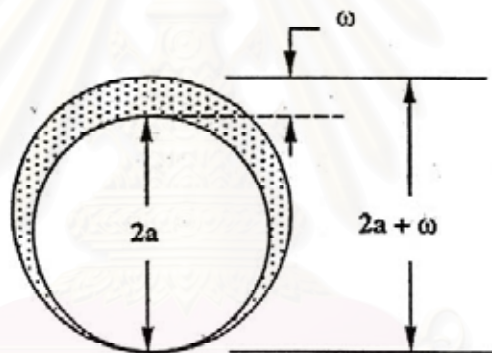
$$= \pi \left[\left(a + \frac{w}{2} \right)^2 - a^2 \right] \quad (2.16)$$

- เมื่อ V_{shield} คือ ปริมาตรของ Over Excavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะ
 a คือ รัศมีภายในของอุโมงค์
 L คือ ความยาวของหัวเจาะ
 w คือ Workmanship Parameter = $L \times (\text{Excess Pitch})$

ในการประมาณปริมาตรของ Ground Loss สามารถนำสมการที่ 2.15 ไปใช้เป็นแนวทางในการประมาณได้ โดยต้องมีการบันทึกข้อมูลมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้น ในขณะทำการขุดเจาะ หรือกำหนดมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้นมากที่สุด เพื่อคาดคะเนค่า Ground Loss ก่อนทำการก่อสร้าง ดังรูปที่ 2.23



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

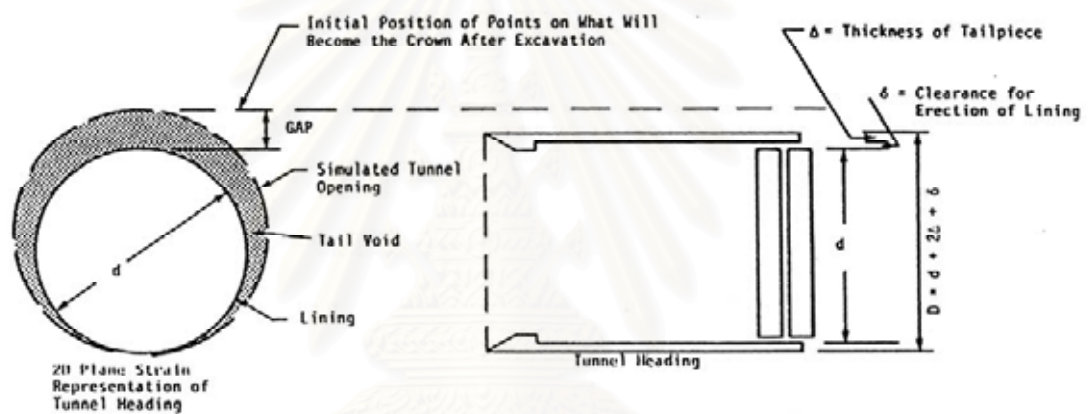


b) Equivalent transverse section : $V_{\text{shield}} = \pi \{ [a + (\omega/2)]^2 - a^2 \}$

รูปที่ 2.23 Ground Loss เนื้อหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Over Cutting (Lee et al., 1992)

นอกจากนี้ การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะขึ้นหรือลงที่ไม่สม่ำเสมอด้วยมุม Pitch ทำให้แนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริงเบี่ยงเบนจากแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ ค่า Ground Loss เกิดขึ้นในลักษณะคล้ายกันโดยการเคลื่อนที่ขึ้นลงที่ไม่สม่ำเสมอของหัวเจาะจะเกิด Over Excavation จากปัญหา Over Cutting ที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับการทำงานของผู้ควบคุมเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ ไม่สามารถพิจารณาความแน่นอนของมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้นที่จะกำหนดก่อนก่อสร้างได้ นอกจากนี้การควบคุมหัวเจาะจะต้องให้เครื่องขุดเจาะหยุดพักเครื่อง และได้ใช้เวลานี้ในการลำเลียงผนังอุโมงค์เพื่อติดตั้งและอัดฉีดน้ำปูนที่ผนังอุโมงค์ด้านท้ายหัวเจาะต่อไป

Ground Loss ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ ค่า Ground Loss เกิดขึ้นเนื่องจากผนังอุโมงค์ไม่ได้แทนที่พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดจากการขุดเจาะที่ด้านท้ายของหัวเจาะ ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ จะมีระยะห่าง (Clearance) ค่าหนึ่งจากผิวด้านในของหัวเจาะเพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า ดินที่เคลื่อนตัวอยู่ด้านบนหัวเจาะจะเคลื่อนเข้าไปในช่องว่าง (Tail Voids) บริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่เกิดจากความหนาของผนังหัวเจาะด้านบน (Thickness of Tailpiece, Δ) รวมกับระยะห่างจากผิวด้านในของหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ (Clearance for Erection of Lining) ดังนั้นขนาดของช่องว่างหลังหัวเจาะ (Tail Voids) จึงเป็นตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อการทรุดตัวทั้งหมด ดังรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids (Lee et al., 1992)

ค่า Ground Loss นี้สามารถทำให้น้อยลงโดยการอัดค้ำน้ำปูนเพื่อเข้าไปเติมช่องว่างในระหว่างที่ติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่ดินด้านบนจะเข้าไปแทนที่ช่องว่างหลังหัวเจาะ ซึ่งประสิทธิภาพของการอัดค้ำน้ำปูนจะขึ้นกับอัตราการเคลื่อนตัวของดินในช่องว่างนี้

แม้ว่าช่องว่างหลังหัวเจาะจะมีค่าน้อยลงเพื่อลดการเกิดค่าทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด แต่ยังคงเกิดการเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากแรงดันดินกระทำรอบอุโมงค์ไม่เท่ากันทุกทิศทาง ซึ่งอาจทำให้ผนังอุโมงค์คอนกรีตเกิดรอยแตกร้าว (Crack) ได้ จึงต้องวัดการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์ โดยเฉพาะที่ตำแหน่งด้านบนสุดและเส้นผ่าศูนย์กลางภายในอุโมงค์ เมื่อเปรียบเทียบ Ground Loss ที่เกิดจากการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์ด้านบนกับ Ground Loss ทั้ง 3 ประเภทถือว่ามีค่าน้อยมาก

2.3.5 การนำทฤษฎีมาประยุกต์เพื่อคาดคะเนค่าการทรุดตัวของผิวดินของอุโมงค์คู่ (Twin Tunnel)

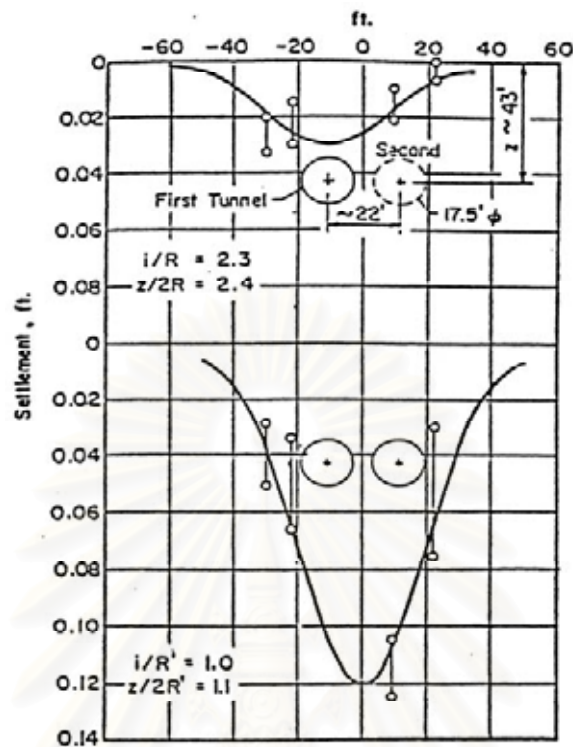
Peck (1969) ได้แนะนำว่า การประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่นั้น สามารถประมาณค่าการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่มารวมกัน ซึ่งกราฟเส้นการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร ถ้าระยะห่างจากอุโมงค์คู่น้อย (น้อยกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์) การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck สามารถสมมติได้ว่าเกิดการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยว ซึ่งมีรัศมีเพิ่มขึ้นเท่ากับรัศมีของอุโมงค์เดิมบวกกับครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่นี้ ดังสมการที่ 2.16

$$R' = R + \frac{d}{2} \quad (2.17)$$

เมื่อ R' คือ รัศมีของอุโมงค์คู่นี้
 R คือ รัศมีของอุโมงค์เดี่ยว
 d คือ ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่นี้

ทำนองเดียวกัน ถ้าระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่มาก การวิเคราะห์เส้นการทรุดตัวของผิวดินจะพิจารณาค่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะแต่ละอุโมงค์แล้วนำมารวมกัน จะได้ผลรวมของค่าทรุดตัวซึ่งใกล้เคียงกับค่าทรุดตัวที่วัดจากเครื่องมือในสนาม ทั้งนี้ ค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นในแต่ละอุโมงค์แตกต่างกัน เพราะการควบคุมหัวเจาะต้องปรับเปลี่ยนค่าควบคุมตลอดเวลาในสภาวะการทำงานที่มีความแตกต่างกันตามชนิดของดินและแนวระดับของอุโมงค์ ดังนั้นการตัดสินใจว่าจะพิจารณาเส้นการทรุดตัวของผิวดินในลักษณะใด ก็ขึ้นกับข้อมูลทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้น

Peck (1969) ได้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่นี้ใน Plastic Clay ซึ่งวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินโดยพิจารณาอุโมงค์คู่นี้เป็นลักษณะอุโมงค์เดี่ยวได้ เนื่องจากอุโมงค์ทั้งสองอยู่ใกล้กัน ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับข้อมูลที่วัดได้ ดังรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.25 พฤติกรรมการทรุดตัวของกรณีขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ (Peck, 1969)

2.3.6 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ (Sramoon and Sugimoto, 1999)

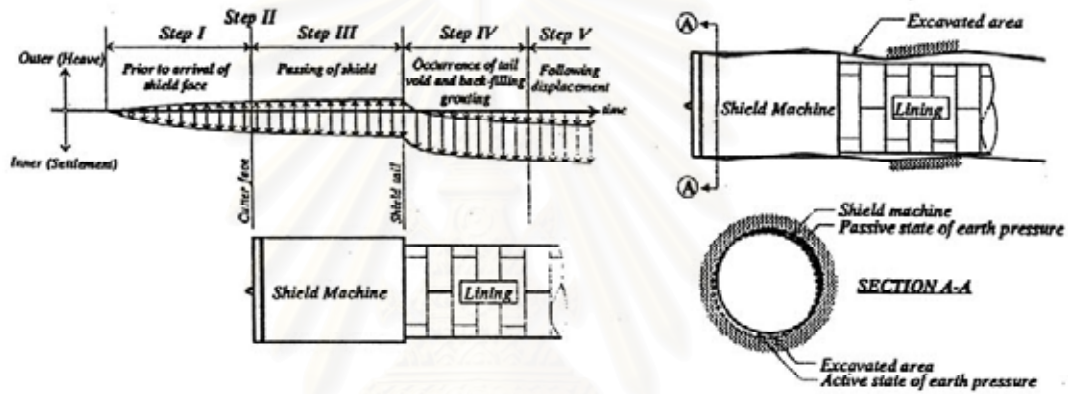
ลักษณะเส้นการทรุดตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.26 โดยแบ่งค่าการทรุดตัวทั้งหมดเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล ออกเป็น 4 ประเภท คือ

1. Initial Settlement คือ ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะเคลื่อนที่เข้าหา โดยจะเกิดที่ด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งค่าทรุดตัวเริ่มแรกนี้อาจเป็นลักษณะการทรุดตัวลงหรือเกิดการอูดขึ้นของดิน (Heave) ขึ้นกับคุณสมบัติของชั้นดิน

2. Shield Passing Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากตำแหน่งของด้านหน้าหัวเจาะ (Shield Face) ถึงด้านหลังของหัวเจาะ (Shield Tail) ค่าทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินถูกรบกวนระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยเฉพาะ แรงเสียดทานและแรงเฉือนระหว่างผิวด้านนอกของหัวเจาะกับดินที่อยู่รอบๆ ทำให้สูญเสียกำลังและลดค่า modulus ของดิน

3. Tail Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดบริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ โดยค่าทรุดตัวนี้จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อมีช่องว่าง (Tail Voids) ที่ด้านท้ายหัวเจาะจนกระทั่งการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้น เนื่องจากน้ำปูนจะถูกอัดฉีดเข้าผ่านผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งด้านหลังหัวเจาะเพื่อลดช่องว่างและค่าทรุดตัวของดินที่อยู่ด้านบนของอุโมงค์

4. Long-Term Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นแล้ว ดินที่ด้านท้ายหัวเจาะจะเกิด Relaxation และจะทรุดตัวลงเรื่อยๆ เนื่องจากโครงสร้างดินถูกรบกวนกำลังของดินลดลง ต่อมาจะเกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และ Creep ซึ่งใช้เวลานาน



รูปที่ 2.26 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

(Sramoon and Sugimoto, 1999)

2.3.7 Earth Pressure ที่ Cutter Face และ Pitching Angle

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเนื่องจากการขุดอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์ชนิดปรับแรงดันดินสมดุล เป็นสาเหตุทำให้แรงดันดินรอบๆ หัวเจาะอุโมงค์เปลี่ยนแปลง กล่าวคือ เมื่อดินรอบๆ อุโมงค์พยายามดันเข้ามาภายในอุโมงค์ เกิดแรง Active Earth Pressure และถ้าดินรอบๆ อุโมงค์ถูกดันออกจากอุโมงค์ จะเกิดแรง Passive Earth Pressure

ก่อนที่จะขุดเจาะดิน สภาพของดินจะมี σ_v กระทำในทิศทางแนวตั้ง และ σ_h กระทำในทิศทางแนวนอน โดยนำเสนอสมการดังนี้

$$\sigma_h = K_{oTotal} \sigma_v \quad (2.18)$$

เมื่อ σ_h, σ_v คือ หน่วยแรงรวมในแนวนอนและแนวตั้ง (Total Horizontal and Vertical Stress)

K_{oTotal} คือ สัมประสิทธิ์แรงดันสถิตในรูปหน่วยแรงรวม (Coefficient of Earth Pressure at Rest (Total Stress))

ในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งไม่พิจารณาถึงผลกระทบของน้ำใต้ดิน Pender (1980) ได้เสนอสมการดังนี้

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad (2.19)$$

จะได้ว่า
$$K_{oTotal} = K_o - \frac{\rho_w}{\rho(K_o - 1)} \quad (2.20)$$

เมื่อ σ'_h, σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนและแนวตั้ง (Effective Horizontal and Vertical Stress)

K_o คือ สัมประสิทธิ์แรงดันสถิตในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Coefficient of Earth Pressure at Rest (Effective Stress))

ρ, ρ_w คือ หน่วยน้ำหนักของดินและน้ำ (Total Unit Weight of Soil and Water)

แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ สามารถพิจารณาจากสมการดังนี้ (Sramoon and Sugimoto, 1999)

$$\sigma'_{nf} = F(x') \left[a \frac{v}{fr} + b \right] \sigma'_{no} \quad (2.21)$$

เมื่อ σ'_{nf} คือ แรงดันดินที่ฟันตัดด้านหน้าหัวเจาะ (Earth Pressure at Cutting Face)

$F(x')$ คือ Factor เนื่องจาก Local Shear Failure

a, b คือ ค่าคงที่

v	คือ ความเร็วของหัวเจาะ (Velocity of Shield)
f	คือ อัตราการหมุนของฟันตัดหน้าหัวเจาะ (Rotating Speed of Cutter Face)
r	คือ รัศมีของจุดที่ต้องการทราบค่าบนฟันตัดหน้าหัวเจาะ (Radius of Calculation Point on Cutter Face)
σ'_{no}	คือ หน่วยแรงดันดินเริ่มต้นของการตัดที่หน้าหัวเจาะ (Initial Effective Earth Pressure Normal to Cutter Face)

โดยที่ $F(x')$ เป็นฟังก์ชันของ x' ซึ่งบอกถึงการเกิด Local Shear Failure ของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยสมมติให้แนวของแรงดันดินที่เกิด Shear Failure ที่กระทำต่อการตัดที่หน้าหัวเจาะ (Cutter Face) เป็นเส้นตรง

ค่า x' พิจารณาจากมุม Pitch ที่วัดจากแนวราบเมื่อหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนไปข้างหน้าดังนี้

$$x' = \frac{x}{D \cos \phi_p} \quad (2.22)$$

เมื่อ x	คือ อัตราส่วนของความลึกในแนวตั้งจากศูนย์กลางของการตัดที่ด้านหน้าต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของการตัดที่ด้านหน้า (Ratio of Vertical Depth from Center of Cutter Face to Diameter of Cutter Face)
D	คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของการตัดที่ด้านหน้า (Diameter of Cutter Face)
ϕ_p	คือ มุม Pitch

โดยช่วงการเกิดของ Local Shear Failure แบ่งได้ ดังรูปที่ 2.27 ดังนี้

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

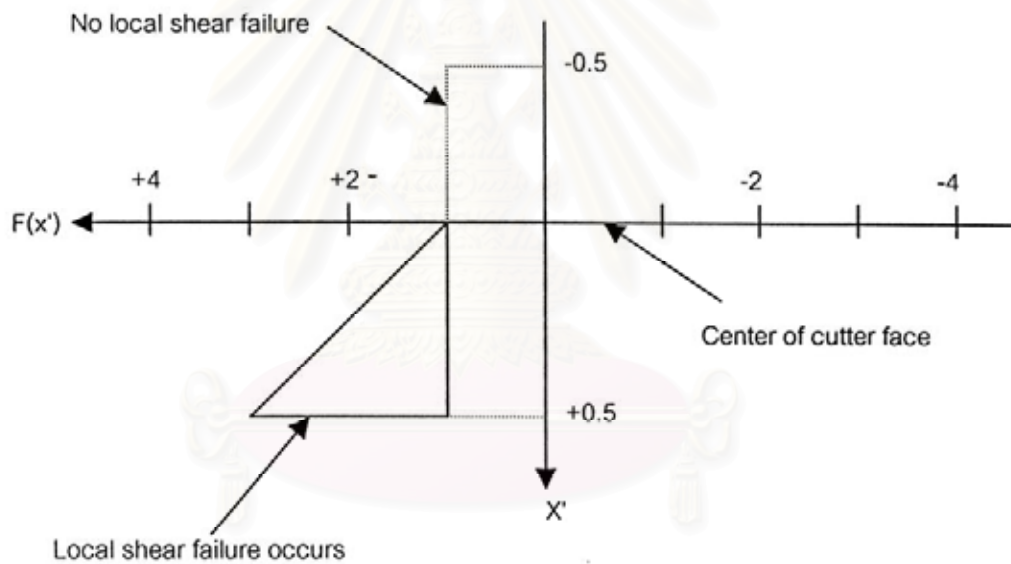
ช่วงของ σ'_{nf} พิจารณาได้ดังนี้

$$\sigma'_a + P_w < \sigma_{nf} < \sigma'_p + P_w \quad (2.23)$$

หรือ

$$\sigma'_a < \sigma'_{nf} < \sigma'_p \quad (2.24)$$

- เมื่อ σ_{nf} คือ หน่วยแรงดันรวมหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)
 σ'_a คือ หน่วยแรงดันประสิทธิผลแบบ Active (Effective Active Earth Pressure)
 σ'_p คือ หน่วยแรงดันประสิทธิผลแบบ Passive (Effective Passive Earth Pressure)
 P_w คือ แรงดันน้ำ (Water Pressure)

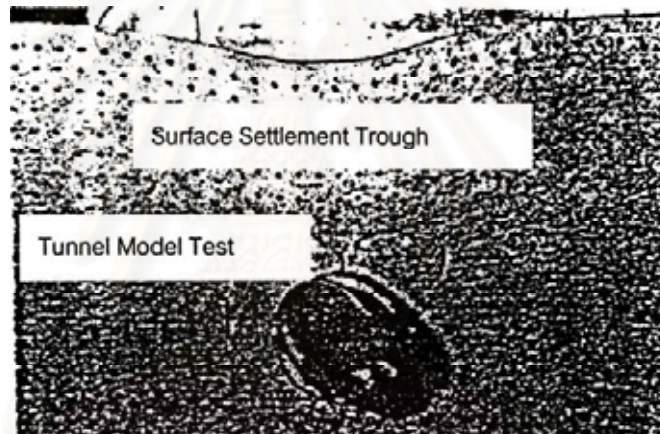


รูปที่ 2.27 Factor เนื่องจาก Local Shear Failure (Sramoon and Sugimoto, 1999)

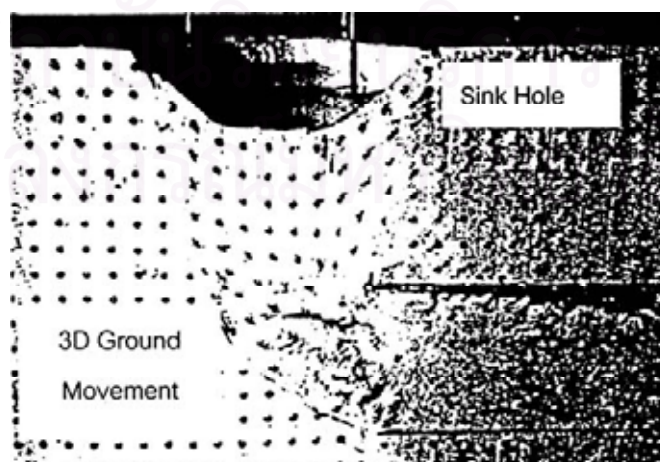
2.3.8 การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวจากการทดสอบด้วยแบบจำลอง (Model Test)

การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ เป็นเรื่องที่ซับซ้อน เนื่องจากการเสียรูปของดินเป็นปัญหาในลักษณะ 3 มิติ แต่การวิเคราะห์ส่วนใหญ่จะพิจารณาเป็น Plan Strain หรือ 2 มิติ ซึ่งเป็นเรื่องง่ายขึ้นในการศึกษาและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

Kimura and Mair (1981) ได้จำลองพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินเหนียวอ่อนโดยทำการทดสอบแบบจำลองเพื่อให้เห็นภาพการเสียรูปของดินในลักษณะ 2 มิติ และ 3 มิติ ดังรูปที่ 2.28 และรูปที่ 2.29

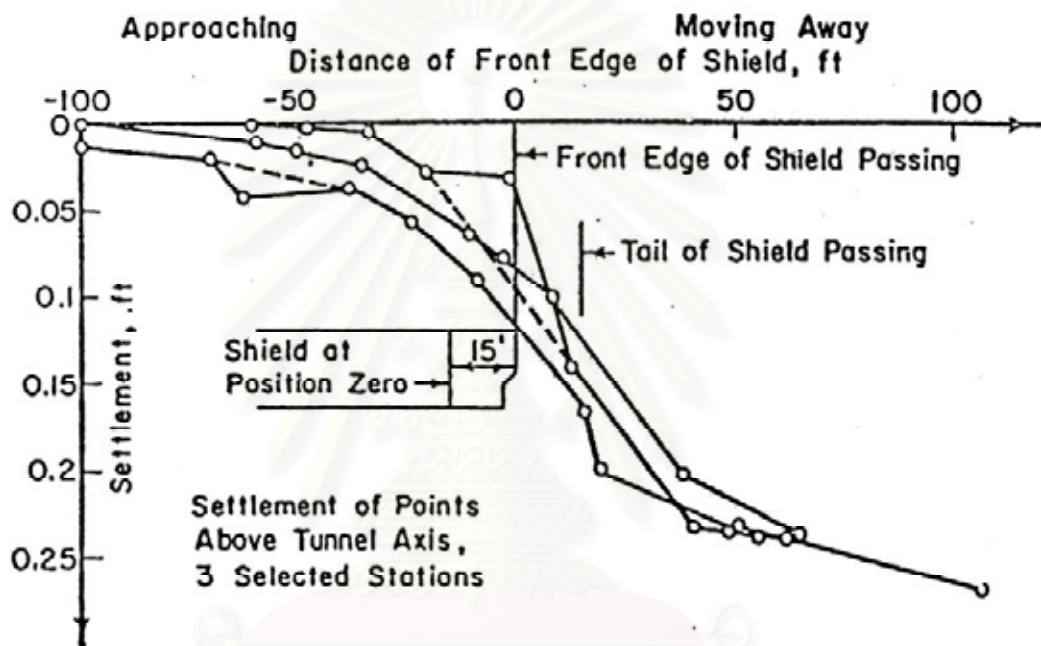


รูปที่ 2.28 พฤติกรรมทรุดตัวในลักษณะ 2 มิติ (Kimura and Mair, 1981)



รูปที่ 2.29 พฤติกรรมทรุดตัวในลักษณะ 3 มิติ (Kimura and Mair, 1981)

จากรูปที่ 2.28 จะเห็นว่าการทดสอบแบบจำลองของอุโมงค์ (Tunnel Model Test) เกิดการเสียรูปจากหน้าตัดเดิม ส่งผลให้ผิวดินเกิดการทรุดตัวลงมา ขณะเดียวกัน จากรูปที่ 2.29 จะเห็นภาพการเคลื่อนตัวของดินจากผิวดินเข้ามาที่บริเวณด้านหน้าของ การทดสอบแบบจำลองของอุโมงค์ ส่งผลให้เกิด Sink Hole ที่ผิวดิน พฤติกรรมของดินเช่นนี้เป็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินใน 3 มิติ ซึ่งจะสอดคล้องกับลักษณะการทรุดตัวของดินโดย Peck (1969) ดังรูปที่ 2.30



รูปที่ 2.30 การเคลื่อนตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.4 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โดยการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis)

ในหัวข้อที่ผ่านมาได้สรุปรวมเกี่ยวกับวิธีจากประสบการณ์ (Empirical Method) ในการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งมีข้อจำกัดด้านความแตกต่างของแต่ละสถานที่ และในทางปฏิบัติวิธีจากประสบการณ์จะมีข้อจำกัดและไม่สามารถอธิบายปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีต่อโครงสร้างอื่นๆ ที่มีอยู่แล้ว

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) โดยเฉพาะ Finite Element Method (FEM) ในการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ปัญหาการขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหา 3 มิติ แต่การวิเคราะห์ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคในงานอุโมงค์นั้นจะวิเคราะห์ด้วย 2 มิติ โดยคิดในลักษณะของ Plane Strain ซึ่งประกอบด้วย 5 วิธีการดังต่อไปนี้

The Gap Method วิธีนี้เสนอโดย Rowe et al. (1983) อธิบายว่า ตำแหน่งและขนาดของคานาอุโมงค์จะมีขนาดเล็กกว่าขนาดของหัวเจาะอุโมงค์ ทำให้เกิดเป็นช่องว่างขึ้น โดยกำหนดเป็น Gap Parameter เพื่อหาช่องว่างดังกล่าว ซึ่งจะทำให้ดินเคลื่อนตัวลงมาปิดช่องว่างทำให้เกิด Ground Loss

The Convergence-Confinement Method วิธีนี้เสนอโดย Panet and Guenot (1982) ซึ่งจะอ้างถึง λ - Method โดยพารามิเตอร์ λ อธิบายสัดส่วนของ Unloading ก่อนการติดตั้งคานาอุโมงค์ สำหรับ $0 < \lambda < 1$ ค่าหน่วยแรงในแนวรัศมีที่กระทำต่อคานาอุโมงค์ คือ $\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_r^0$ เมื่อ σ_r^0 คือ หน่วยแรงในแนวรัศมีตอนเริ่มต้น

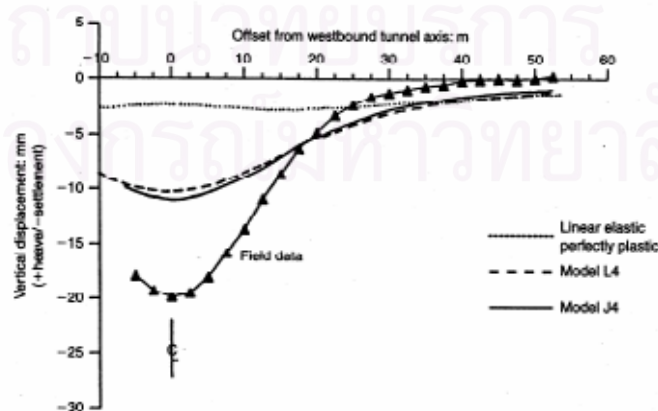
The Progressive Softening Method วิธีนี้พัฒนาขึ้นโดย Swoboda (1979) สำหรับใช้จำลองการขุดเจาะอุโมงค์โดย New Austrian Tunnelling Method (NATM) ซึ่งจะเกี่ยวกับการลด Stiffness ของดินภายในกรอบของการขุดเจาะอุโมงค์ก่อนที่จะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ ทำให้ดินสามารถเคลื่อนตัวเข้าไปในกรอบนั้นได้

The Volume Loss Control Method วิธีนี้เสนอโดย Addenbrooke et al. (1997) อธิบายถึง Ground Loss (V_L) ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์จะถูกจำลองโดยการเพิ่มขึ้นของ Ground Loss หลังจาก Ground Loss ที่เพิ่มขึ้นถูกคำนวณแล้ว ค่า Ground Loss จะถูกแทนที่ด้วยตาตุ่มของดิน ถ้าการวิเคราะห์สนใจเพียงแต่การเคลื่อนตัวของดินโดยไม่คิดผลของหน่วยแรงและโมเมนต์ในตาตุ่มของดิน การวิเคราะห์จะสิ้นสุดหลังจาก Ground Loss เกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์

The Longitudinal-Transverse Method วิธีนี้เสนอโดย Finno and Clough (1985) เป็นการวิเคราะห์ Plane Strain ทั้งในแนว Longitudinal และ Transverse ของอุโมงค์ เพื่อหาการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ โดยการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนว Longitudinal และ Transverse จะเกิดขึ้นก่อนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งวิธีการนี้พัฒนาเพิ่มเติมมาจาก Gap Method

Addenbrooke et al. (1997) ได้จำลองแบบการก่อสร้างอุโมงค์ Jubilee Line Extension (JLE) ได้สวนสาธารณะ St. James กรุงลอนดอน โดยข้อมูลภาคสนามได้จากการรวบรวมของ Standing et al. (1996) และนำเสนอผลเฉพาะอุโมงค์ตัวแรก (ด้านตะวันตก, $z_o = 30.5$ m) จากการก่อสร้างและ Numerical Model ของอุโมงค์คู่

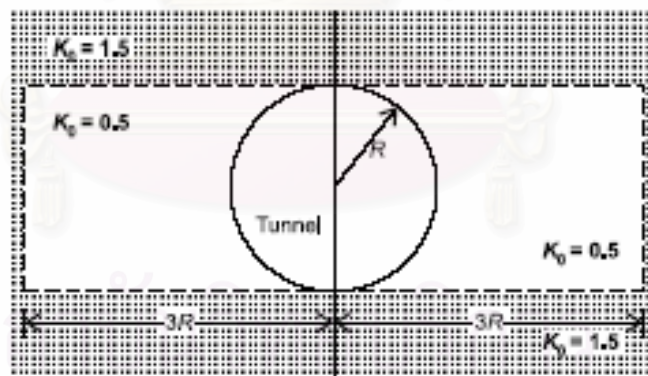
Hight and Higgins (1995) กล่าวว่า ลักษณะของชั้นดินประกอบด้วยชั้นบนสุดคือ Thames Gravel และชั้นต่อมาก็คือ London Clay มีค่าสัมประสิทธิ์แรงดันสถิต (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_o) เท่ากับ 1.5 (โดยค่านี้เป็นค่าสูงสุด)



รูปที่ 2.31 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของดินของ Isotropic Soil Models (Non-Linear Elastic Model และ Perfectly Plastic Model) กับข้อมูลจากสนาม (Addenbrooke et al., 1997)

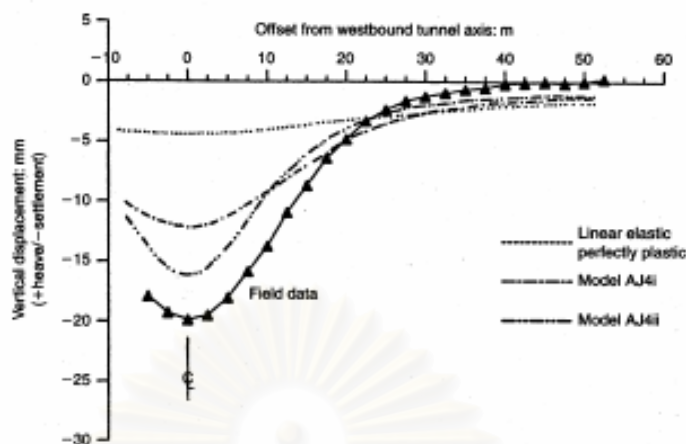
รูปที่ 2.31 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินจาก Numerical Analysis และข้อมูลจากสนาม ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการคาดคะเนค่าการทรุดตัวโดยการรวม Small Strain Stiffness เข้าไปใน Pre-Yield Model ของ Linear Elastic Model, Non-Linear Elastic Model และ Perfectly Plastic Model นั้นไม่เพียงพอ เพราะให้ค่าคาดคะเนการทรุดตัวที่มากกว่าค่าจากสนามเมื่อระยะทางจากกึ่งกลางของอุโมงค์เพิ่มขึ้น แต่ให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดน้อยกว่า ที่เป็นเช่นนั้นเพราะใช้ค่า K_0 ที่สูง

Addenbrooke (1996) ใช้ FEM คาดคะเนการทรุดตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ Jubilee Line ซึ่งใช้ค่า $K_0 = 1.5$ และ 0.5 เปรียบเทียบกับข้อมูลจากสนาม ปรากฏว่าค่า K_0 ที่ต่ำจะให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจากสนาม และเมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีสมมาตรรอบแกนของอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.31 ทำให้หน่วยแรงในแนวรัศมีลดลง ในขณะที่หน่วยแรงในแนววงของอุโมงค์ (Hoop Stresses) เพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถกล่าวได้ว่าที่ด้านข้างอุโมงค์ (Spring Line) ค่าหน่วยแรงในแนวรัศมีลดลงอันมีสาเหตุมาจากการลดลงของอัตราส่วนหน่วยแรงด้านข้าง ในขณะที่หน่วยแรงในแนวรัศมีจะเพิ่มขึ้นที่ Crown และ Invert ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงสภาพของหน่วยแรงนี้สามารถเสนอในลักษณะของ Plane Strain Analysis โดยมีเขตพื้นที่ซึ่งลดค่า $K_0 = 0.5$ รอบๆ อุโมงค์ ดังรูปที่ 2.32 และส่วนอื่นๆ $K_0 = 1.5$



รูปที่ 2.32 รูปแบบเขตพื้นที่ที่มีการลดค่า K_0 (Potts and Zdravkovic, 2001)

Addenbrooke et al. (1997) ได้เพิ่มพารามิเตอร์เข้าไปอีกค่า คือ G_{vh} (Anisotropy Shear Modulus in the Vertical Plane) เพื่ออธิบายพฤติกรรมของดินแบบ Anisotropy ร่วมกับรูปแบบเขตพื้นที่ที่มีการลดค่า K_0 ลมรอบๆ อุโมงค์ ผลปรากฏว่าค่า G_{vh} ไม่มีผลต่อการคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์สำหรับ London Clay และ $K_0 = 0.5$ เป็นค่าที่เหมาะสม ซึ่งให้ผลคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากสนาม ดังรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.33 การเปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินของ Anisotropic Soil Models (Non-Linear Elastic Model และ Perfectly Plastic Model) กับข้อมูลจากสนาม (Addenbrooke et al., 1997)

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าการคาดคะเนการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โดย Numerical Analysis นั้น สิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณา คือ พฤติกรรม Small Strain ของดินร่วมกับรูปแบบเขตพื้นๆที่มีการลดค่า $K_v = 0.5$ รอบๆ อุโมงค์ ซึ่งผลจากการวิเคราะห์ปรากฏว่าให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวของดินจากสนาม แต่ผลที่ให้ค่าใกล้เคียงดังกล่าวนั้นยังสามารถแยกออกเป็น 2 ส่วน คือ Numerical Analysis ให้ค่าการทรุดตัวที่มากกว่าเมื่อระยะทางจากกึ่งกลางอุโมงค์เพิ่มขึ้น แต่ให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดน้อยกว่าค่าที่วัดได้จากสนาม

เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สุชัชวีร์ (2547) ศึกษาการทรุดตัวของอุโมงค์คู โดยได้นำเสนอวิธีการใหม่ เพื่อใช้ในการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์คู ด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique) โดยประยุกต์ใช้ร่วมกับสมการ Gaussian ซึ่งพบว่า เมื่อเปรียบเทียบค่าที่คำนวณได้กับผลการวัดด้วยแนวหมุด (Settlement Array) จะมีค่าใกล้เคียงกันมาก นอกจากนี้แล้วจะสังเกตเห็นว่ารูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูมักจะไม่สมมาตร ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกและตัวที่สองไม่เท่ากัน เนื่องจากหลายปัจจัย เช่นการควบคุมแรงดันน้ำหัวเจาะ การทำ Grouting และความเร็วที่ไม่เท่ากันขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยเครื่องขุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุล และวิธีการใหม่นี้ยังช่วยลดจำนวนของหมุดหรืออุปกรณ์วัด (Settlement Point) จากปกติจะต้องติดตั้งตลอดแนวขวางของแนวอุโมงค์เพื่อวัดแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู เหลือเพียงสองตำแหน่งเท่านั้นคือ ตำแหน่งเหนือกึ่งกลางของอุโมงค์ทั้งสองตัวก็เพียงพอต่อการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์คู

ชินวุฒิ (2543) ศึกษาการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน โดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของชั้นดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุลทั้งในแนวทิศทางภาคตัดขวางและในแนวเดียวกับทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์ โดยโครงการที่ทำการศึกษา คือ โครงการรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงิน ซึ่งเป็นโครงการแรกที่ก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร โดยมีระยะทางของการขุดเจาะอุโมงค์ประมาณ 20 กิโลเมตร ประกอบด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 18 สถานี อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยทั่วไปจะขุดเจาะที่ความลึก 15-28 เมตร จากผิวดิน อุโมงค์มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในเท่ากับ 6.30 เมตร และ 5.70 เมตร ตามลำดับ การวิเคราะห์แบ่งออกเป็น 2 วิธี คือ วิธี Empirical และวิธี Numerical โดยวิธีการแรกจะใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) และ O'Reilly and New (1982) พิจารณาการทรุดตัวของผิวดินเพื่อหาค่า i , K , S_{max} และค่า Ground Loss ที่ผิวดิน ในส่วนวิธี Numerical จะวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method (FEM) และใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ชนิด Elasto-Plastic Failure Criteria แบบ Mohr-Coulomb เพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์รูปแบบต่างๆ

ประลองยุทธ์ (2545) ศึกษาผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงสถานี ทั้งนี้ยังศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบสถานีและผลกระทบที่เกิดขึ้นกับอาคารข้างเคียง พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของ Diaphragm Wall และดินบริเวณรอบข้างได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method (FEM) โดยทำการวิเคราะห์เป็นลักษณะ 2 มิติ พร้อมทั้งทำการจำลองพฤติกรรมของดินแบบ Mohr-Coulomb

Oungsankoon (1999) ศึกษาเกี่ยวกับการออกแบบและก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ โดยเฉพาะทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ประกอบด้วยการสรุปรวมคุณสมบัติต่างๆ ทางวิศวกรรมของดินตามแนวเส้นทางที่ขุดเจาะอุโมงค์ การก่อสร้างสถานีโดยใช้วิธี Top-Down Construction ซึ่งกำแพงของสถานีจะใช้ระบบค้ำยันดินด้วย Diaphragm Wall ในส่วนของงานอุโมงค์ใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลทั้งหมด 8 หัวเจาะ ขุดตลอดเส้นทาง ดาดอุโมงค์ประกอบด้วย Precast Concrete Segments 5 และ 6 ชั้น ซึ่งออกแบบโดยวิธีที่นำเสนอโดย Muir Wood (1975) การเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential Settlement) ของโครงสร้างใต้ดินที่มีระดับของมวลฐานรากต่างกันเกิดจากการยุบอัดตัวของน้ำของดินเหนียว ซึ่งในงานวิจัยเล่มนี้ได้สรุปรวมผลการทำนายการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างอุโมงค์กับโครงสร้างอื่นทั้งที่อยู่ระดับตื้นกว่าและลึกกว่าความลึกของอุโมงค์ การประเมินค่าและการป้องกันความเสียหายตามคำแนะนำของ Burland (1997) และ Boscardin and Cording (1989) รวมถึงการเสริมความแข็งแรงของฐานรากด้วยเสาเข็มใหม่ซึ่งเกิดจากการที่ฐานรากของสะพานข้ามคลองและสะพานข้ามแยกขวางแนวเส้นทางขุดเจาะอุโมงค์ และการปรับปรุงคุณภาพดินในการก่อสร้างโดยใช้วิธี Jet Grouting เป็นหลักในการควบคุมปัญหาต่างๆ ของดินอ่อน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ศึกษาเอกสาร งานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งประกอบด้วยส่วนของงานอุโมงค์และส่วนของสถานี ในส่วนของงานอุโมงค์จะศึกษาการออกแบบและการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีขุดแล้วกลบกลับ (Cut and Cover) การออกแบบคาดอุโมงค์ด้วยวิธีการต่างๆ การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีปรับแรงดันสมดุล (Earth Pressure Balance: EPS) และการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งวิธีจากประสบการณ์ (Empirical Method) และวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) และในส่วนของสถานีนั้นจะศึกษาการออกแบบและการก่อสร้างด้วยวิธีขุดแล้วกลบกลับ (Cut and Cover) โดยระบบกำแพงกันดินและค้ำยัน

3.2 ศึกษาและรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

ข้อมูลทั้งหมดของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ได้รับความอนุเคราะห์จากฝ่ายวิศวกรรม การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) ซึ่งประกอบด้วยข้อมูลต่างๆ ดังต่อไปนี้

3.2.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการ ไม่ว่าจะเป็นแนวเส้นทาง ระยะทาง จำนวนสถานี เป็นต้น

3.2.2 ข้อมูลผลการสำรวจทางธรณีวิทยาและการแปรผลการเจาะสำรวจทั้งในภาคสนามและจากห้องปฏิบัติ ซึ่งทำให้ทราบลักษณะของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ คุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคต่างๆ ของดิน รวมทั้งระดับน้ำใต้ดิน

3.2.3 ข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB) ซึ่งประกอบด้วย Face Pressure, Thrust Force, Cutter Torque จากเครื่องควบคุมหัวเจาะอุโมงค์

3.2.4 ข้อมูลน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์ ทั้งตำแหน่งของน้ำรั่ว ลักษณะที่รั่ว วัสดุอุปกรณ์และวิธีการติดตั้ง Grout Hole Plug ภายในอุโมงค์

3.2.5 ข้อมูลการออกแบบและติดตั้งตาดอุโมงค์ ซึ่งต้องออกแบบเพื่อให้สามารถรับแรงกระทำต่างๆ ได้ ซึ่งได้แก่ แรงดันดิน แรงดันน้ำใต้ดิน น้ำหนักตัวอุโมงค์ น้ำหนักกระทำเพิ่ม (Surcharge) จากยานพาหนะบนถนนและอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ข้างเคียง รวมทั้งน้ำหนักกระทำเพิ่มที่จะเกิดขึ้นจากการก่อสร้างในอนาคต และแรงจากแผ่นดินไหว รวมถึงการติดตั้งตาดอุโมงค์วงถัดไปหลังจากที่หัวเจาะอุโมงค์หลักตาดอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้วเสร็จ เพื่อเคลื่อนที่ไปข้างหน้า

3.3 วิเคราะห์ข้อมูลและสรุปรายละเอียดสำคัญต่างๆ ที่เป็นปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคตามขอบเขตของการวิจัย

จากข้อมูลต่างๆ ที่ศึกษาและรวบรวมในหัวข้อที่ผ่านมา จึงนำมาวิเคราะห์ถึงเหตุการณ์ต่างๆ ที่เกิดขึ้น สถานที่ ลักษณะที่เกิดเหตุ และสาเหตุที่ทำให้เกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ซึ่งจะนำเสนอในบทที่ 5

3.4 เสนอแนวทางป้องกันการเกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค

จากการวิเคราะห์ข้อมูลของปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคต่างๆ ที่เกิดขึ้น จึงเสนอแนวทางป้องกันการเกิดปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ที่อาจจะเกิดขึ้นกับการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ต่อไป ซึ่งจะนำเสนอในบทที่ 6

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

4.1 ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของประเทศไทย มีระยะทางทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร เริ่มต้นที่สถานีรถไฟหัวลำโพง ผ่านถนนพระรามที่ 4 เลี้ยวซ้ายเข้าถนนรัชดาภิเษก ผ่านศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถนนอโศก สี่แยกพระราม 9 สี่แยกสุทธิสาร เลี้ยวซ้ายเข้าถนนลาดพร้าวที่แยกรัชดาลาดพร้าว ผ่านสวนจตุจักรเข้าถนนกำแพงเพชรสิ้นสุดที่สถานีรถไฟบางซื่อ มีสถานีรวมทั้งสิ้น 18 สถานี ประกอบด้วย สถานีหัวลำโพง สถานีสามย่าน สถานีสีลม สถานีลุมพินี สถานีคลองเตย สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ สถานีสุขุมวิท สถานีเพชรบุรี สถานีพระราม 9 สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย สถานีห้วยขวาง สถานีสุทธิสาร สถานีรัชดาภิเษก สถานีลาดพร้าว สถานีพหลโยธิน สถานีสวนจตุจักร สถานีกำแพงเพชร และสถานีบางซื่อ ดังรูปที่ 1.1

4.2 ลักษณะทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของดินในเขตกรุงเทพมหานคร

4.2.1 สภาพพื้นที่และลักษณะชั้นดินโดยรวมในเขตกรุงเทพมหานคร (รฟม., 2547)

กรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณปากอ่าวไทย โดยทั่วไประดับพื้นที่อยู่สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1.00-2.50 เมตร ซึ่งมีลักษณะเป็นแอ่งซึ่งเกิดจากรอยแยกตัวของหินยุคเทอเชียรี (Tertiary Period) เมื่อประมาณ 64 ล้านปีก่อน และมีการตกตะกอนของดินเหนียว ทรายละเอียดและทรายหยาบสะสมกันในแอ่งดังกล่าวเป็นเวลานาน จากอิทธิพลของแม่น้ำและทะเล โดยเริ่มจากบริเวณทางทิศเหนือของกรุงเทพ และมีการสะสมเรื่อยมาของตะกอนมุ่งหน้าสู่บริเวณปากแม่น้ำเจ้าพระยาไหลลงมาปะทะกับน้ำทะเลเกิดเป็นดินดอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำและชั้นดินเหนียวตะกอนทะเล

ดินชั้นบนสุดของกรุงเทพมหานครเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ซึ่งมีกำเนิดมาจากการทับถมของตะกอนและการระเหยของน้ำทะเลเมื่อประมาณ 14,000-30,000 ปีก่อน ชั้นดินเหนียวอ่อนนี้มีความหนาค่อนข้างสม่ำเสมอประมาณ 15 เมตร มีสัดส่วนปริมาณน้ำในมวลดินสูง มีความยืดหยุ่นสูง แต่มีความสามารถในการรับน้ำหนักต่ำ

ใต้ชั้นดินเหนียวอ่อนจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (Stiff Clay) ซึ่งเกิดจากการทับถมเมื่อประมาณ 30,000-45,000 ปีก่อน หนาประมาณ 5 เมตร เป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง มีสีเหลืองปนน้ำตาลและมีความสามารถในการรับน้ำหนักได้ดี ดังนั้นจึงเป็นชั้นดินที่เหมาะสมในการวางแนวอุโมงค์

ชั้นดินถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Very Stiff Clay) รองรับด้วยชั้นดินทรายชั้นแรก (First Sand) โดยชั้นทรายชั้นแรกนี้จะเริ่มพบที่ความลึกประมาณ 20-30 เมตร และต่อจากชั้นทรายชั้นแรกจะพบชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายไปเรื่อยๆ หรือในบางแห่งก็จะรองรับด้วยชั้นดินทรายปนดินเหนียว (Sandy Clay, Clayey Sand) ดินในชั้นดินเหนียวแข็งมากนี้จะมีความสามารถในการรับน้ำหนักได้ดี โดยมีความหนาของชั้นดินที่แปรผันไปตลอดแนวเส้นทางของโครงการ

4.2.2 สภาพทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินตลอดแนวเส้นทางก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA, 1997)

การเรียนรู้และเข้าใจพฤติกรรม คุณสมบัติ และสภาพทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินเป็นพื้นฐานสำคัญยิ่งสำหรับการออกแบบและก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินทั้งส่วนของงานสถานีและส่วนงานขุดเจาะอุโมงค์

จากการเจาะสำรวจสภาพทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินตามแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดิน พบว่ามีลักษณะทางธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินโดยแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ดังนี้

ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) โดยทั่วไปพบชั้นดินเหนียวแข็ง (Very Stiff Clay) อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) กับชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) แต่ไม่พบชั้นดินทรายแน่นชั้นแรก (First Dense Sand) ดังรูปที่ 4.1a

ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) ในช่วงหัวโพงถึงสามย่าน ไม่พบชั้นดินเหนียวแข็ง (Very Stiff Clay) ส่วนช่วงสามย่านถึงพระราม 9 พบความหนาของชั้นดินทรายปนดินเหนียว (Medium Dense Clayey Sand) ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) และมีลักษณะของชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) สลับกับชั้นดินทรายแน่น (Dense Sand) ในรูปแบบค่อนข้างสม่ำเสมอ เป็นระยะๆ และเป็นลำดับชั้นอย่างต่อเนื่อง นอกจากนี้ในช่วงศูนย์การประชุมนแห่งชาติ สิริกิติ์ถึงเพชรบุรี ไม่พบชั้นดินทรายแน่นชั้นแรก (First Dense Sand) ดังรูปที่ 4.1b

ในส่วนของคุณสมบัติทางเคมีของชั้นดินนั้น ได้ทำการทดสอบตามมาตรฐาน BS5328: Part 1 ดังตารางที่ 4.1 และคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่ได้จากการทดสอบทั้งในสนาม และจากห้องปฏิบัติการนั้น แสดงในตารางที่ 4.2 ซึ่งเป็นผลโดยเฉลี่ยตามแนวเส้นทางของโครงการ โดยค่าพารามิเตอร์สำคัญที่ใช้ในการออกแบบมาจากการทดสอบวิธีต่างๆ ดังนี้

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; S_u)

1. ดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง (Soft and Medium Stiff Clay) ได้จากการทดสอบแรงเฉือนของดินในสนาม (Field Vane Shear Test), การทดสอบโดยแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressions Test), การทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Unconsolidated Undrained (UU-Test) และการทดสอบดินด้วยวิธีวัดความดัน (Pressuremeter Test)
2. ดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Unconsolidated Undrained (UU-Test), และการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test ; SPT)
3. ดินเหนียวแข็งมากชั้นที่สองและสาม (Second and Third Hard Clay) ได้จากการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test ; SPT), การทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Unconsolidated Undrained (UU-Test) และการทดสอบดินด้วยวิธีวัดความดัน (Pressuremeter Test)

สัมประสิทธิ์แรงดันสถิต (Coefficient of Earth Pressure at Rest ; K_0)

ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินในทิศทางเดียว (One-dimensional Consolidation Test) โดยคำนึงถึงค่า Plasticity และ อัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio) และการทดสอบดินด้วยวิธีอัดความดัน (Pressuremeter Test)

โมดูลัสความยืดหยุ่นแบบในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus ; E_u)

ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Unconsolidated Undrained (UU-Test)

โมดูลัสความยืดหยุ่นแบบในสภาพระบายน้ำ (Drained Young's Modulus ; E')

ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Consolidated Drained (CD-Test)

กำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ (Drained Shear Strength)

1. มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance ; ϕ')

2. ค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion Intercept ; c')

ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Consolidated Undrained (CU-Test) โดยมีการวัดค่าความดันน้ำในโพรง (Porewater Pressure) ด้วย และการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) แบบ Consolidated Drained (CD-Test) รวมทั้งการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test ; SPT)

สัมประสิทธิ์ของการซึมในแนวราบ (Horizontal Permeability K_h)

ได้จากการทดสอบการซึมผ่านน้ำของดินในสนาม (Field Permeability Test) และค่าระดับน้ำจาก Piezometers

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางเคมีโดยเฉลี่ยของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ (MRTA, 1997)

Soil Strata	Sulphates (g/l)	Chlorides (ppm)	pH	Organic Contents %
Fill Ground	0.04-0.07	180-370	7.2-8.1	<5
Soft Clay	0.05-0.29	59-6700	7.1-7.6	<5
Medium Clay	0.05-0.29	59-6700	7.1-7.6	<5
First Stiff Clay	0.06	1200	7.3	<1
First Sand Layer	0.06-0.16	2500-7000	7.0-7.4	<1
Second hard Clay	0.06	3200	7.4	<1
Second Sand Layer	0.05	350	7.5	<1

* เป็นการทดสอบคุณสมบัติทางเคมีโดยใช้มาตรฐาน BS5328: Part 1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2 สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคโดยเฉลี่ยของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ (MRTA, 1997)

Soil Stratum*	W %	LL %	PL %	PI %	s_u kN/ m ²	K_0	E_u kN/ m ²	E' kN/ m ²	ϕ'	c' kN/ m ²	Bulk Unit Weight kN/ m ³	SPT-Value (N)	m_v m ² /MN	C_v m ² /yr	m_{vs} m ² /MN	K_h m/sec	G_s
Made Ground	30	50	20	30	40	0.60	13500	10800	25	0	18.0	5	-	-	-	10^{-9}	2.70
Soft Clay																	
above 7 m	66	68	29	39	20	0.75	6250	5000	23	0	16.5	-	1.0	2.5	0.2	$5 \cdot 10^{-9}$	2.76
below 7 m	63	74	29	45	$20+3.5 \cdot (z-7)$	0.60	$6250+900 \cdot (z-7)$	$5000+720 \cdot (z-7)$	23	0	16.5	-	1.0	2.5	0.2	$5 \cdot 10^{-9}$	2.75
Medium Clay	42	63	25	38	55	0.60	19250	15400	23	0	17.5	-	0.5	1.5	0.08	10^{-8}	2.75
First Stiff Clay																	
above 20 m	30	60	25	33	78 at 13 m to 120 at 20 m	0.85	43000 at 13 m to 66000 at 20 m	34400 at 13 m to 52800 at 20 m	23	0	19.5	13 at 13 m to 20 at 20 m	0.1	7.0	0.08	10^{-8}	2.75
below 20 m	20	40	20	20	120	0.85	66000	52800	23	0	20.5	25	0.1	7.0	0.08	10^{-8}	2.75
First Sand Layer																	
Clayey Sands	23	37	19	18	120	0.85	66000	52800	27	0	19.5	20	-	-	-	10^{-7}	2.75
Sandy Clays	22	40	18	22	120	0.85	66000	52800	27	0	20.0	20	-	-	-	10^{-7}	2.75
Silty Clays	23	50	21	29	120	0.85	66000	52800	23	0	20.5	25	0.05	7.0	0.03	10^{-8}	2.75
Silty Sands	19	-	-	-	-	0.80	-	110000	36	0	19.5	35 (20 m to 30 m) 40 (30 m to 40 m) 48 (> 40 m)	-	-	-	10^{-6}	2.68
Second Hard Clay	22	55	22	33	150 at 20 m to 200 at 40 m 200 (>40 m)	0.80	82500 at 20 m to 100000 at 40 m 100000 (>40 m)	66000 at 20 m to 80000 at 40 m 80000 (>40 m)	23	0	20.0	30 (to 40 m) 40 (>40 m)	0.1	7.0	0.04	$2 \cdot 10^{-9}$	2.65
Second Sand Layer																	
Silty Sands	18	-	-	-	-	0.80	-	150000	36	0	20.0	55	-	-	-	10^{-6}	2.70
Third hard Clay	19	49	20	29	250	0.80	100000	80000	23	0	21.0	55	-	-	-	-	-
Third Sand	18	-	-	-	-	0.80	-	150000	36	0	21.0	60	-	-	-	-	-

* z: Depth below ground surface

W: Natural Water Content

s_u : Undrained Shear Strength

ϕ' : Effective Angle of Shearing Resistance

m_{vs} : Coefficient of Volume Change on Swelling

LL: Liquid Limit

K_0 : Coefficient of Earth Pressure at Rest

c' : Effective Cohesion

K_h : Horizontal Permeability

PL: Plastic Limit

E_u : Undrained Young's Modulus

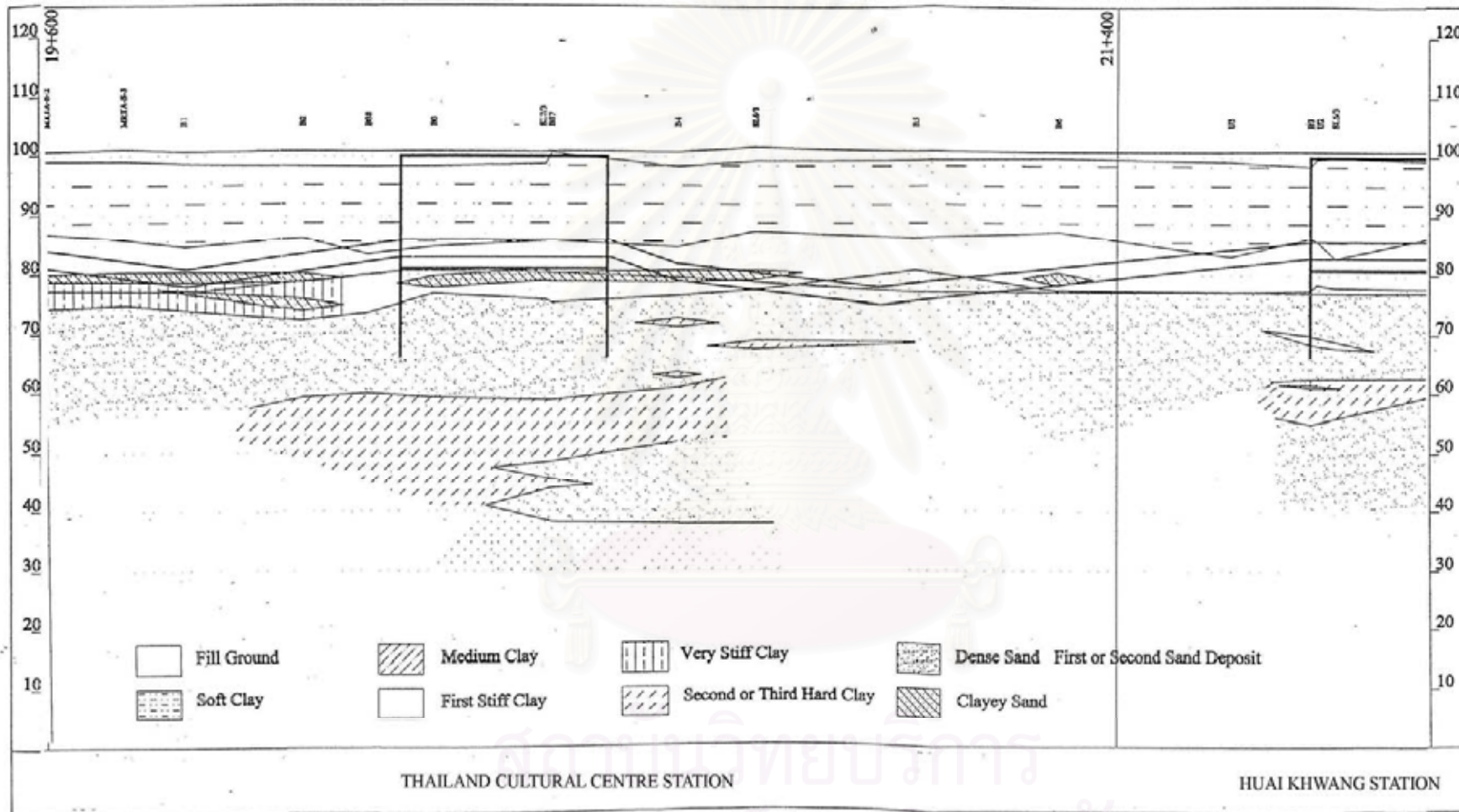
m_v : Coefficient of Volume Change

G_s : Specific Gravity

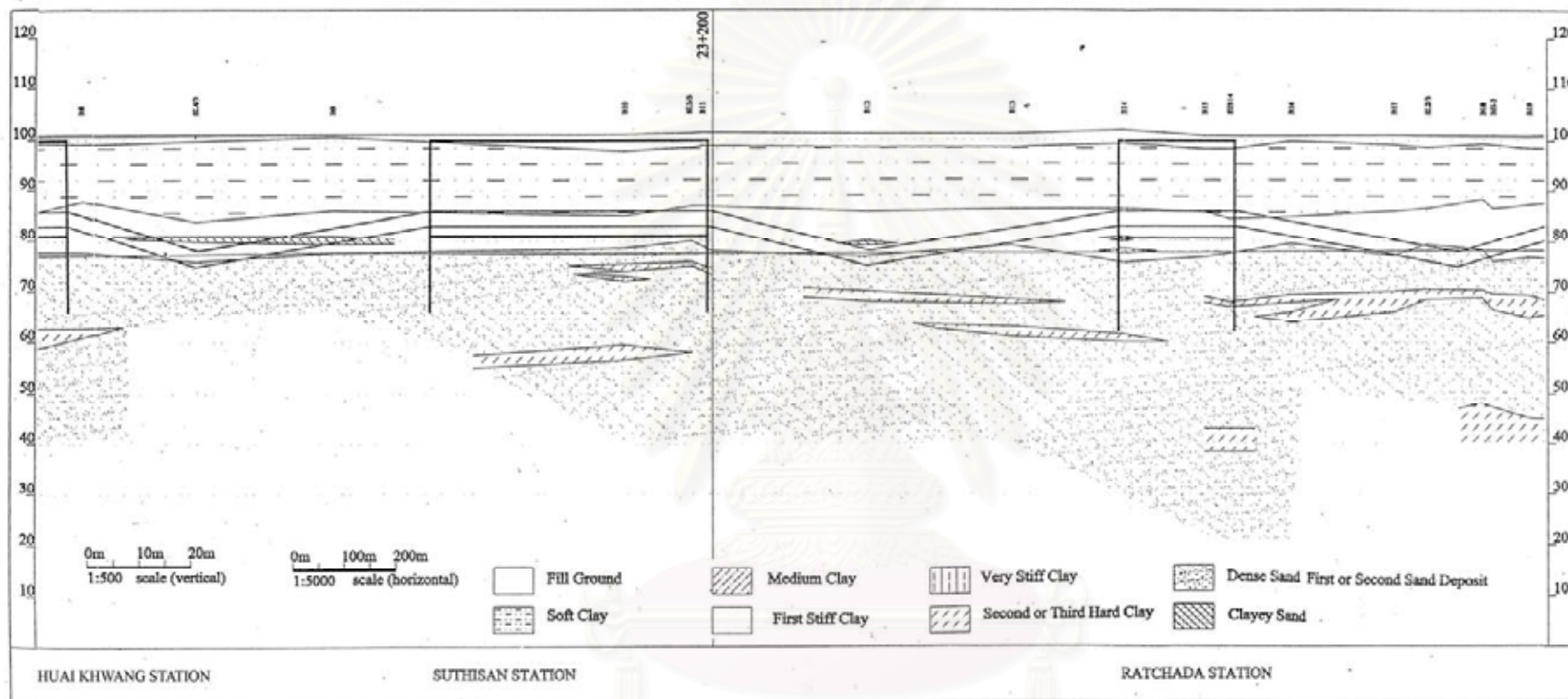
PI: Plasticity Index

E' : Drained Young's Modulus

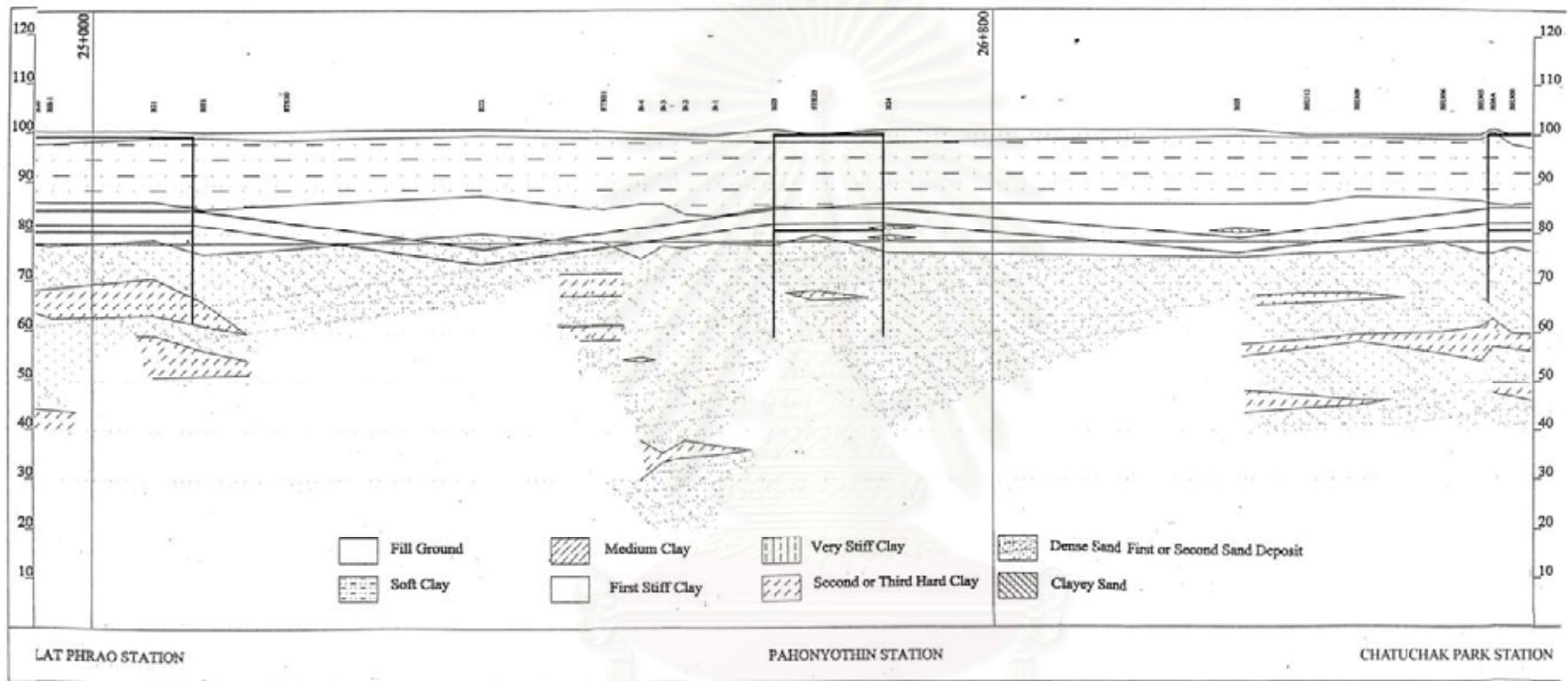
C_v : Coefficient of Consolidation



รูปที่ 4.1a ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 1998)

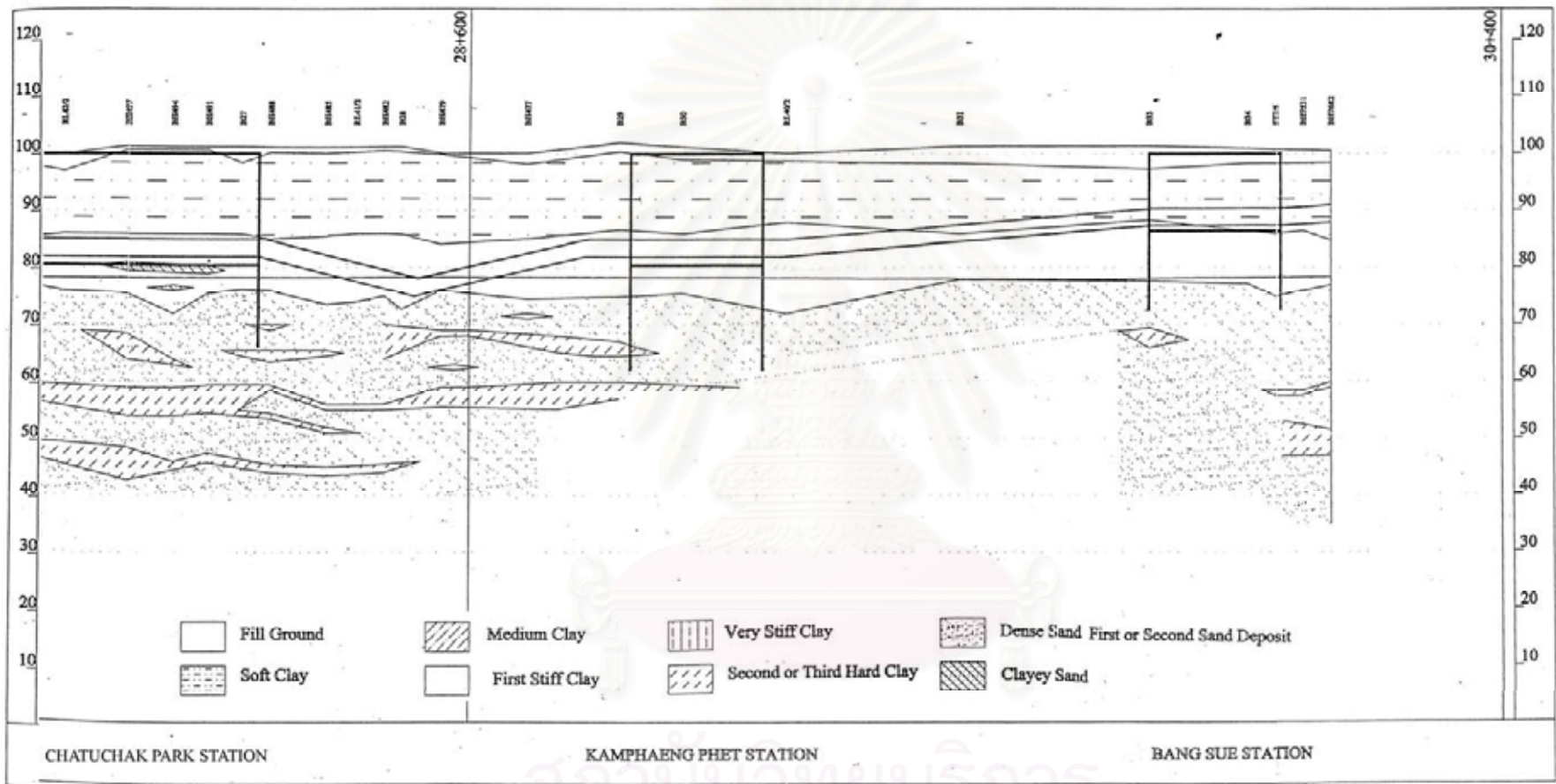


รูปที่ 4.1a (ต่อ) ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 1998)

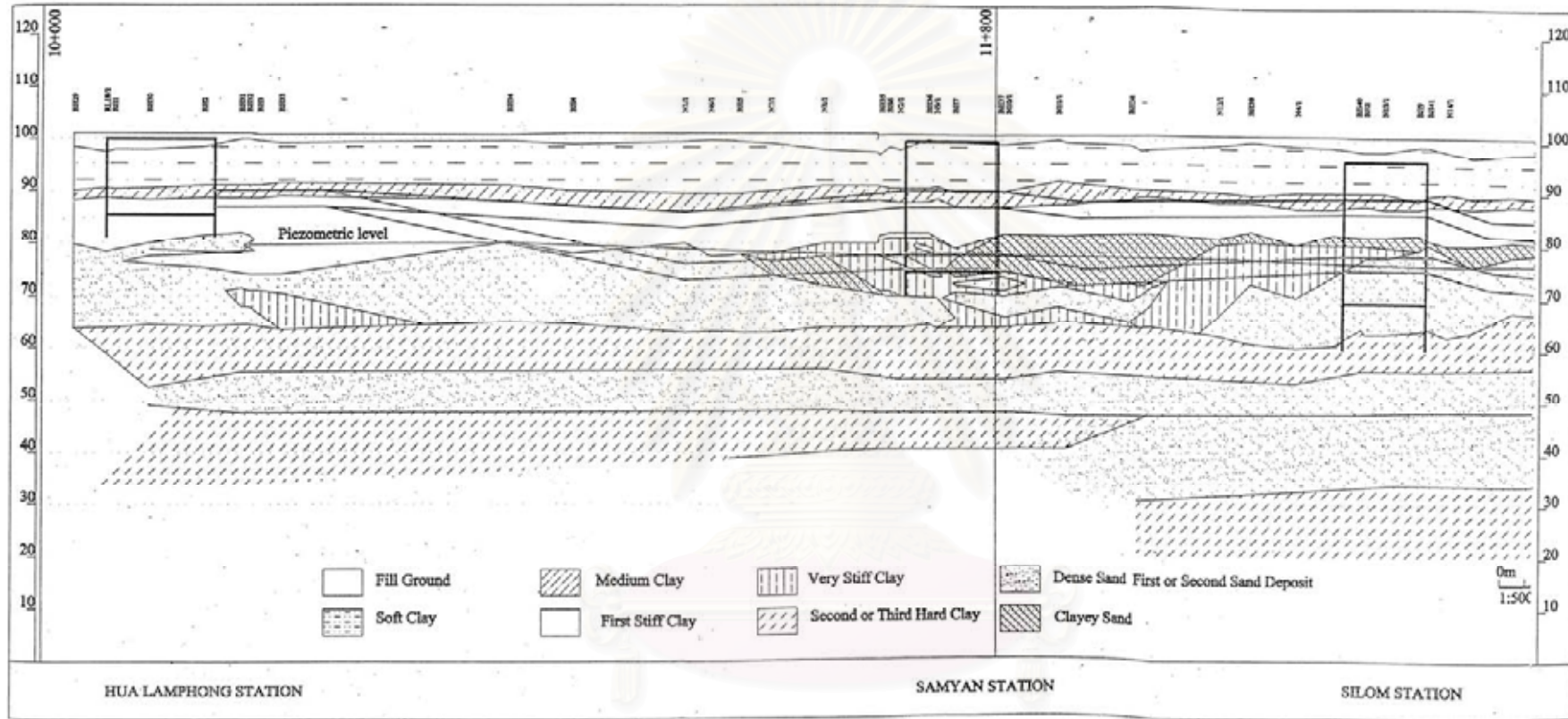


รูปที่ 4.1a (ต่อ) ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 1998)

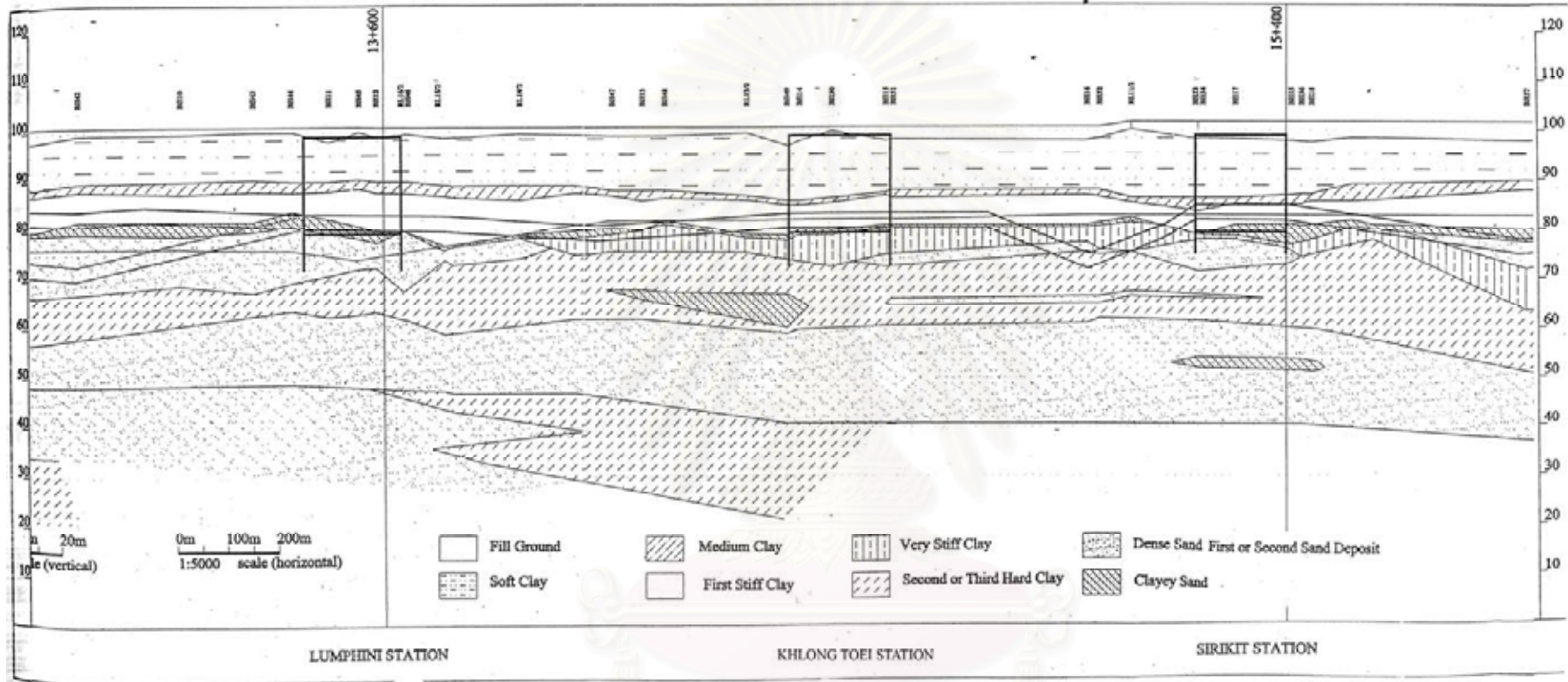
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.1a (ต่อ) ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 1998)

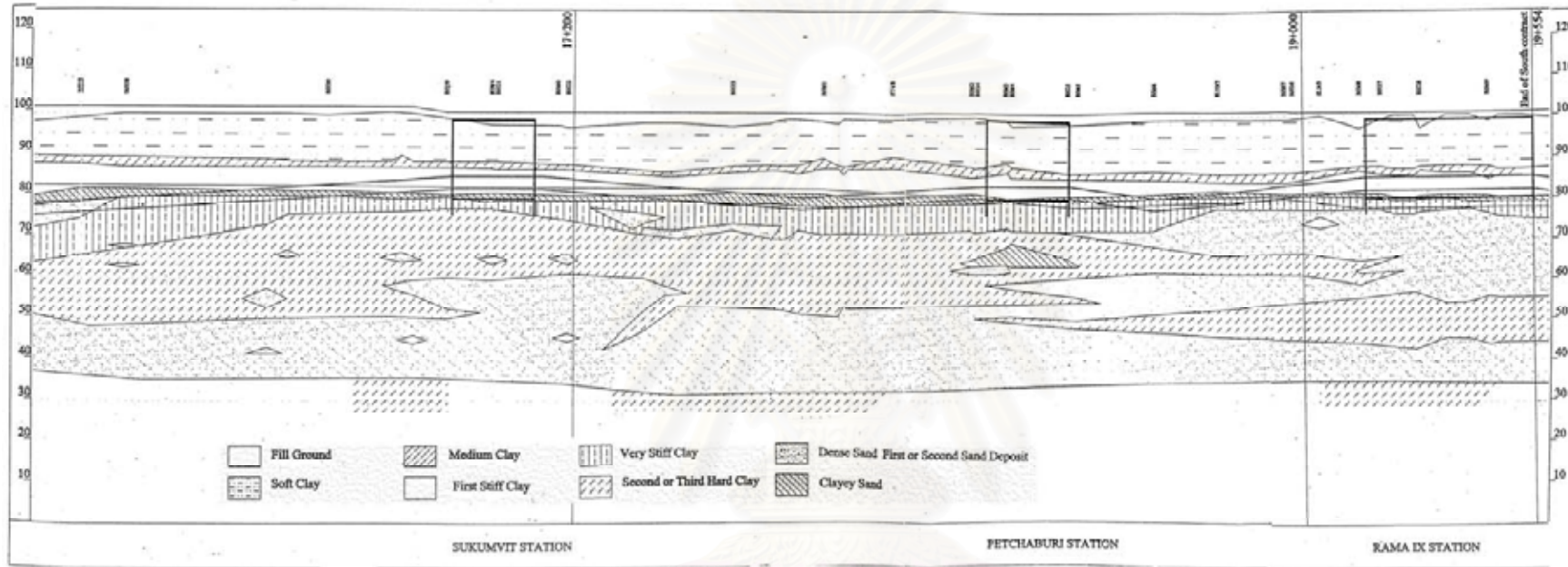


รูปที่ 4.1b ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) (MRTA, 1997)



รูปที่ 4.1b (ต่อ) ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงหัวลำโพง-หัวขวง (ส่วนใต้) (MRTA, 1997)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



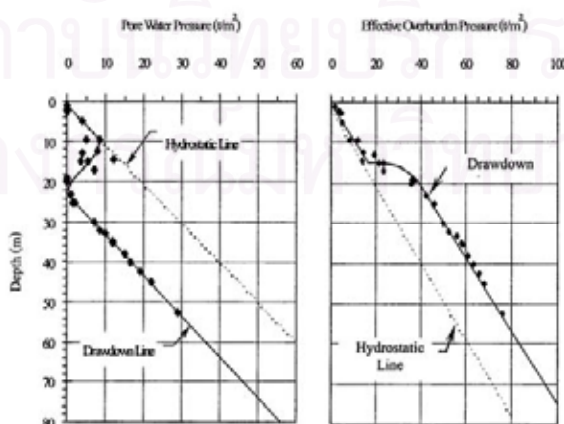
รูปที่ 4.1b (ต่อ) ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการ ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) (MRTA, 1997)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2.3 ลักษณะของน้ำใต้ดินและแผ่นดินทรุดตัวในเขตกรุงเทพมหานคร (MRTA, 1997)

น้ำใต้ดินเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่สำคัญมากต่อการออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างสถานีใต้ดินและอุโมงค์ ระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานครได้ลดระดับต่ำลงอย่างต่อเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ซึ่งเป็นผลทำให้แรงดันน้ำใต้ดินลดลง โดยทั่วไปแล้วแรงดันน้ำใต้ดินจะเริ่มลดลงจากบริเวณส่วนบนของชั้นทรายชั้นแรกที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินเหนียวแข็งมาก และวันชัยและพัฒน์พงษ์ (2544) กล่าวว่าลักษณะน้ำใต้ดินของกรุงเทพมหานครจะเป็นแบบ Hydrostatic ลดลงที่ระดับความลึก 8-10 เมตร จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ที่ระดับความลึก 21-23 เมตร ขึ้นกับพื้นที่และความหนาของชั้นทรายและสภาพการระบายน้ำของชั้นทรายชั้นแรก และชั้นที่สอง หลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นเป็นแบบ Hydrostatic อีกครั้ง ดังรูปที่ 4.2 ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าระดับ Piezometric Level หรือแรงดันน้ำที่แท้จริงของชั้นดินกรุงเทพ จะอยู่ที่ระดับประมาณ 21-23 เมตร

วันชัย และ พัฒน์พงษ์ (2544) กล่าวว่า การลดลงของระดับของน้ำใต้ดิน ทำให้เกิดปัญหาแผ่นดินทรุดในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ซึ่งส่งผลให้ผิวดินมีการทรุดตัวในระหว่างปี 2530-2536 ประมาณ 0.6-1.1 เมตร โดยมีอัตราการทรุดตัว 100 มิลลิเมตรต่อปี และ 40 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ และช่วงห้วยลำโพง-ห้วยขวาง ตามลำดับ โดยส่วนใหญ่การทรุดตัวจะเกิดจากการอัดตัวของน้ำของชั้นดินเหนียวอ่อน และจาก Effective Overburden Pressure ที่เพิ่มขึ้นดังรูปที่ 4.2 นอกจากนี้การลดลงของระดับน้ำใต้ดินทำให้การขุดดินลึกประมาณ 21-23 เมตร ในกรุงเทพมหานครไม่พบปัญหาและอุปสรรคจากน้ำใต้ดิน



รูปที่ 4.2 แรงดันน้ำใต้ดิน และ Effective Overburden Pressure บริเวณพื้นที่กรุงเทพมหานคร (วันชัย และ พัฒน์พงษ์, 2544)

4.3 การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (EPB)

4.3.1 ลักษณะทั่วไปของการขุดเจาะอุโมงค์

การก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าใต้ดินของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ใช้เทคนิคการก่อสร้าง 2 ประเภท คือ การก่อสร้างโดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ (Tunnel Boring Machine: TBM) แบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB) ซึ่งเป็นวิธีการขุดเจาะที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าโดยส่วนใหญ่ และวิธีการขุดแล้วกลบกลับ (Cut & Cover) ซึ่งใช้สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าเข้าสู่ศูนย์ซ่อมบำรุง และอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าช่วงที่ก่อสร้างไว้รองรับการเชื่อมต่อส่วนต่อขยายที่สถานีบางซื่อ

เครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคลนั้น ใช้เครื่องขุดเจาะทั้งหมด 8 เครื่อง รายละเอียดดังตารางที่ 4.3 และอธิบายเพิ่มเติมในหัวข้อ 4.3.2 ซึ่งสามารถขุดเจาะได้ระยะทางเฉลี่ยวันละ 10-15 เมตร หรือสามารถติดตั้งควดอุโมงค์ (Segmental Lining) ได้เฉลี่ยวันละ 10-12 วง โดยควดอุโมงค์เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อสำเร็จรูปโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงประกอบกันเป็นรูปวงกลม มีชั้นสุดท้ายมีลักษณะเป็นลิ้มซึ่งทำหน้าที่ดันให้ผนังส่วนอื่นๆ ประกอบเข้ารูปกันเป็นวงกลมและยึดกันด้วยสลักรูปตัวยู บริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นและรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตควดอุโมงค์จะติดตั้งแผ่นยางกันซึมชนิดพิเศษเพื่อป้องกันการซึมของน้ำใต้ดิน แต่ละแผ่นนั้นจะมีความกว้าง 1.2 เมตร และหนา 0.3 เมตร ในแต่ละหนึ่งวงประกอบด้วยควดอุโมงค์จำนวน 7 แผ่น และ 6 แผ่น สำหรับส่วนเหนือและส่วนใต้ตามลำดับ มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร ดังรูปที่ 4.3 และโดยทั่วไปจะแบ่งลักษณะของควดอุโมงค์ออกเป็น 2 ลักษณะด้วยกัน คือ ลักษณะของควดอุโมงค์ที่อุโมงค์วางตัวในแนวเส้นตรง (Straight Segment) ดังรูปที่ 4.4 และควดอุโมงค์ที่อุโมงค์วางตัวในแนวโค้ง (Tapered Segment) ทั้งโค้งซ้ายและโค้งขวา ดังรูปที่ 4.5 และรูปที่ 4.6 ตามลำดับ

เครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลสามารถต้านทานแรงดันดินโดยใช้ระบบแม่แรงจากไฮดรอลิก ซึ่งดินด้านหน้าหัวเจาะจะถูกขุดเจาะด้วยฟันตัด (Cutting Teeth) แล้วส่งผ่านเข้าไปยังห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) เพื่อผสมกับเบนโทไนท์หรือโฟมให้ความเหนียวของดิน

ลดลง ทำให้ง่ายต่อการลำเลียงดินออกไปจากบริเวณหัวเจาะ จากนั้นจะถูกลำเลียงออกไปยังสว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) และขนถ่ายดินต่อไปยังสายพานลำเลียงดิน (Belt Conveyor) ซึ่งอาจจะเป็นระบบสายพานลำเลียงหรือป้อนดินโดยใช้ท่อขนถ่ายออกไปใส่ในรถขนดิน (Muck Car) โดยที่ทางออกของสว่านลำเลียงดินจะมีประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮดรอลิกอีกครั้งหนึ่ง ซึ่งความเร็วในการขนถ่ายดินด้วยสว่านลำเลียงดินจะขึ้นกับแรงดันดินในห้องเก็บพักดินหรือความดันหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) และแรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic Thrust Force) ซึ่งการปรับค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ ความเร็วในการขุดเจาะ มุมที่หัวเจาะเคลื่อนตัวไปข้างหน้า และการอัดฉีดน้ำปูนผ่านดาตอโมงค์เข้าไปในดินที่อยู่รอบๆ ผนังอุโมงค์ด้านนอก จะมีผลต่อการหลุดตัวของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะและการหลุดตัวของชั้นดินเหนือหัวเจาะ ดังนั้นจึงต้องออกแบบดาตอโมงค์ให้สามารถต้านทานแรงกระทำต่างๆ ที่กระทำรอบๆ ตัวอุโมงค์ได้ ไม่ว่าจะเป็น แรงดันดินด้านข้าง แรงดันดินเนื่องจากน้ำหนักดินด้านบน น้ำหนักของตัวเอง แรงดันน้ำใต้ดิน น้ำหนักจากการจราจรด้านบน น้ำหนักกดทับเพิ่มเติมจากการก่อสร้างสิ่งปลูกสร้างหรือสาธารณูปโภคต่างๆ รวมถึงแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว จากนั้นเมื่อประกอบดาตอโมงค์แล้วเสร็จในแต่ละวงแล้วก็จะมีการอัดฉีดน้ำปูนอุดรอยต่อทั้งหมดเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้ามาภายในตัวอุโมงค์ได้

ลักษณะอีกประการหนึ่งของการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้เครื่องขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล คือ แรงดันจากการขุดเจาะจะสามารถเพิ่มเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะ ไม่ให้ดินพังทลายเข้ามาในหัวเจาะ ซึ่งถ้าดินพังทลายเข้ามาจะส่งผลให้เกิดการหลุดตัวของชั้นดินและที่ผิวดินตามมา โดยการเพิ่มเสถียรภาพจะกระทำโดยการควบคุมแรงดันดินในห้องเก็บพักดิน หรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะซึ่งพิจารณาจากเครื่องตรวจวัดความดัน (Pressure Sensor) ที่ติดตั้งในห้องเก็บพักดินให้มีมากกว่าแรงดันดินที่กระทำบริเวณด้านหน้าหัวเจาะเล็กน้อย ซึ่งการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะจะกระทำโดยปรับค่าความเร็วของการขนถ่ายดินของสว่านลำเลียงดินแรงดันของหัวเจาะจากแม่แรงไฮดรอลิก และความเร็วในการขับเคลื่อนหัวเจาะให้สัมพันธ์กัน เพื่อให้เกิดความสมดุลของแรงดันดินภายในและด้านหน้าหัวเจาะ และทำให้หัวเจาะสามารถเคลื่อนตัวไปข้างหน้าได้ จากการควบคุมหัวเจาะทั้งหมดที่กล่าวมาจะสามารถควบคุมให้เกิดการหลุดตัวของชั้นดินและที่ผิวดินอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ไม่เกินร้อยละ 0.5) ไม่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่สิ่งปลูกสร้างต่างๆ ที่บริเวณผิวดิน

ตารางที่ 4.3 รายละเอียดของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการ

DESCRIPTION	TBM 1&2	TBM 3&4	TBM 5&6	TBM 7&8
Section	North 1 (ION)	North 2 (ION)	South 1 (BCKT)	South 2 (BCKT)
Route	TRM-Ratchada TRM-Rama IX, Depot	Ratchada-Bang Sue	Rama Ix-Sirikit	Sirikit-Hua Lampong
Operator	IN*	IO*	Kumagai Gumi	Bilfinger+Berger
Specification				
Manufacturer	Kawasaki	Kawasaki	Kawasaki	Herrenknecht
Shield Diameter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.46 m
Typical Face Pressure	0.5 bar	1.8 bar	2.0 bar	1.8 bar
Cutting Wheel Dia. Not Including Copy Cutter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.48 m
Over-Excavation Gap	6.5 cm	6.5 cm	6.5 cm	9 cm
Max. Copy Cutter Stroke	10 cm	10 cm	10 cm	N.A.
Overall Length	8.35 m	8.35 m	8.33 m	6.19 m
Articulation Number	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (3.275/2.915)
Number of Jacks	20x200 tonne	20x200 tonne	40x100 tonne	40x100 tonne
Total Thrust Force	35630 kN	35630 kN	35630 kN	28300 kN
Cutter Head Drive	3x180 kW Electric Motors	3x180 kW Electric Motors	3x180 kW Electric Motors	8 Hydraulic Motors Powered by 4x160 kW Electric Pumps
Opening Ratio of Cutter Face	60 %	60 %	60 %	42 %

ตารางที่ 4.3 (ต่อ) รายละเอียดของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการ

DESCRIPTION	TBM 1&2	TBM 3&4	TBM 5&6	TBM 7&8
Grouting				
Type of Grouting	Thixotropic Cement/bentonite	Thixotropic Cement/Bentonite	Thixotropic Cement/Bentonite	Bentonite, Cement+Fly Ash
Typical Pressure	2.5 bar	1.2 bar	2 bar	2.6 bar
Typical Quantities	1.8 m ³ /m	1.8 m ³ /m	2.2 m ³ /m	N.A.
Typical Grout Filling Ratio	105-110 %	105-110 %	120 %	N.A.
Muck Removal Operation	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor & Pumping	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car
Max. Screw Conveyor	312 m ³ /hr	312 m ³ /hr	312 m ³ /hr	200 m ³ /hr
Max. Belt Conveyor	150.0 m ³ /hr	-	Est. 250 m ³ /hr	Est. 200 m ³ /hr
Max. Pumping Rate	-	150.0 m ³ /hr	-	-
Typical Slurry Additive Volume	2.5 m ³ /hr	13.0 m ³ /hr	N.A.	11.0 m ³ /hr
Typical Excavated Soil Volume	45.0 m ³ /hr	55.0 m ³ /hr	N.A.	51.0 m ³ /hr

* IN: Itai-Thai/Nishimatsu, IO: Itai-Thai/Obayashi

4.3.2 ส่วนประกอบของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์

ลักษณะของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล ดังรูปที่ 4.7 ซึ่งประกอบด้วย ส่วนต่างๆ ดังนี้

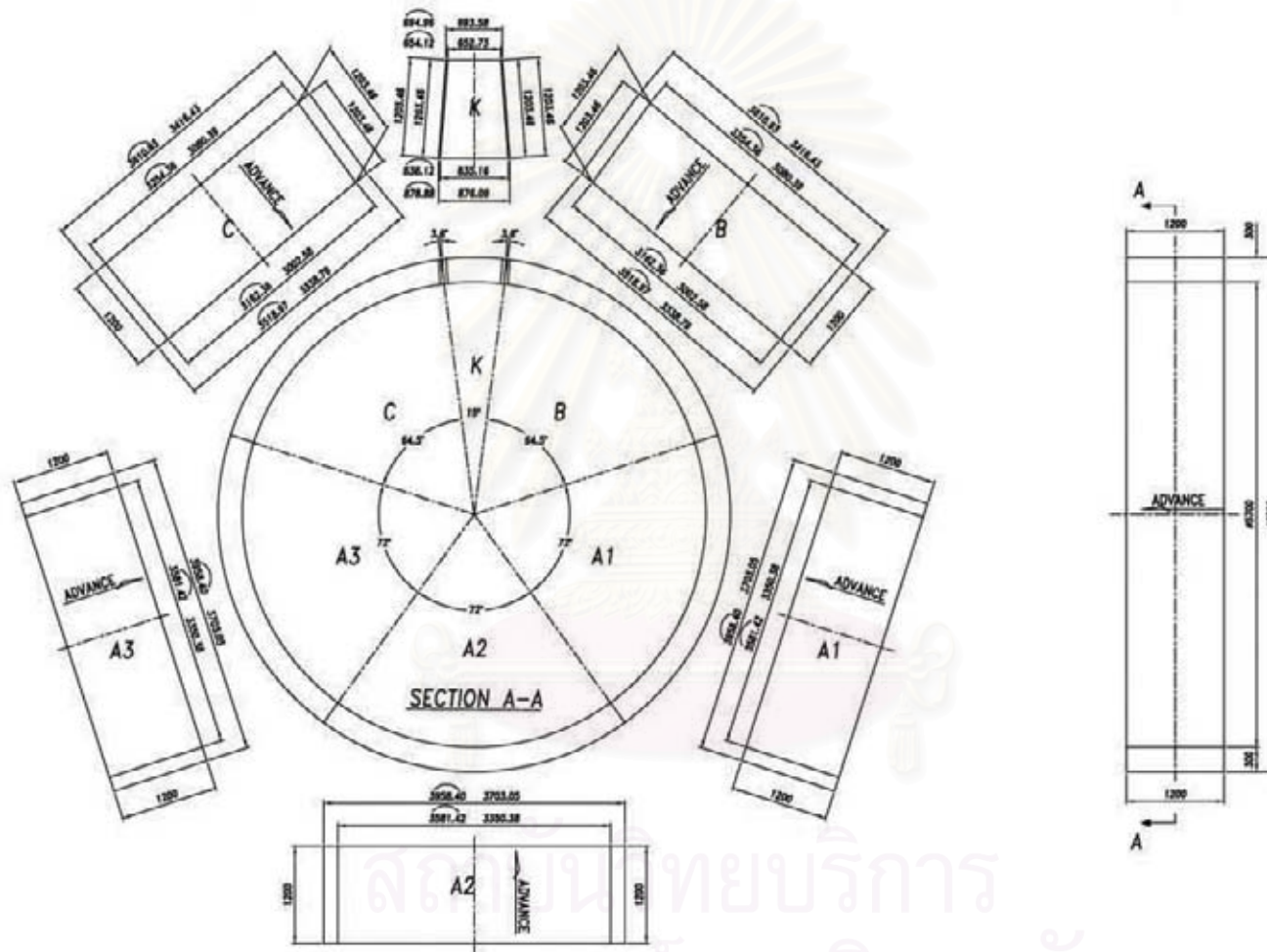
1. หัวเจาะอุโมงค์ (Cutter Head, Cutter Disc, Cutting Wheel) อยู่บริเวณหน้าสุดของเครื่องขุดเจาะ มีลักษณะเป็นวงแหวนมีฟัน (Cutting Teeth) ติดอยู่กับใบพัด จำนวน 4-6 แฉก ใช้สำหรับตัดหรือเฉือนดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ

2. ฟันกัดดินที่ด้านบนหัวเจาะอุโมงค์ (Copy Cutter) เป็นฟันที่สามารถยืดตัวออกทางด้านรัศมี เพื่อเพิ่มการตัดหน้าดินให้เส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่ขึ้น ใช้สำหรับการขุดเจาะในช่วงเลี้ยวโค้ง ทำให้สามารถเลี้ยวได้สะดวกขึ้น มีขนาดยาว 100 มิลลิเมตร ซึ่งทำให้เกิดช่องว่างหลังหัวเจาะ (Tail Voids) เนื่องจาก Over Cutting และ Pitching Angle ดังรูปที่ 4.8

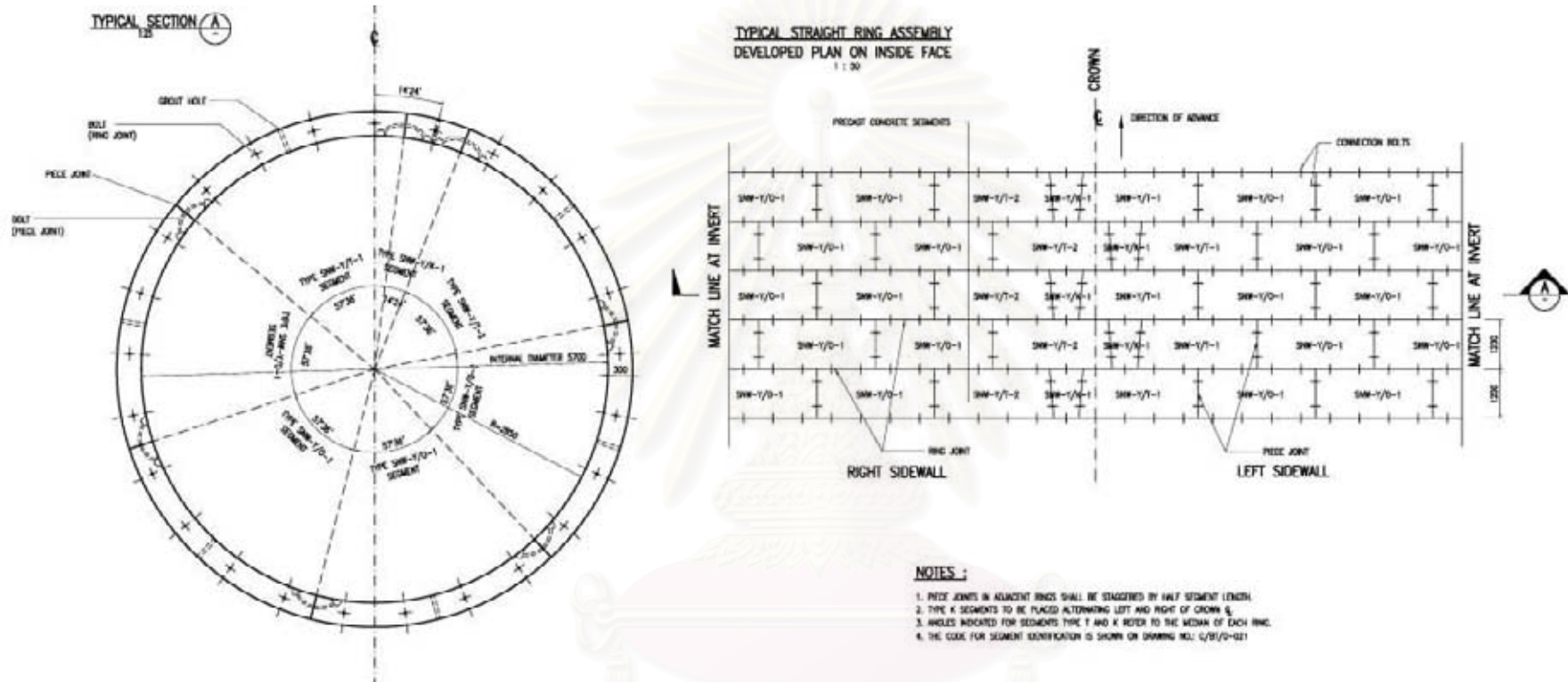
3. ห้องเก็บพักดิน (Soil chamber) เป็นส่วนต่อถัดจากหัวเจาะอุโมงค์ซึ่งดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะจะถูกหัวเจาะอุโมงค์ตัดให้ดินเข้ามาทางช่องที่ด้านล่างของหัวเจาะอุโมงค์แล้วถูกพักเก็บไว้ในห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) ก่อนที่จะถูกลำเลียงออกไปโดยสว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) หรือระบบ Pump นอกจากนี้ภายในห้องเก็บพักดินจะมีเครื่องตรวจวัดความดัน (Pressure Sensor) ทำการวัดความดันของดินว่ามีค่าเท่าไรเพื่อที่จะปรับความดันให้ความดันด้านหน้าและด้านในหัวเจาะมีความสมดุลกัน

4. หน่วยขับเคลื่อน (Drive Unit) จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่ขับเคลื่อนหัวเจาะอุโมงค์ให้หมุนตัดดิน ประกอบด้วย Hydraulic Motor จำนวน 8 ตัว และ Electric Motor จำนวน 4 ตัว (4x160 kW) ทำให้เกิด Cutter Torque สูงสุด 4,700 kN.m (28 rpm) และ Cutter Torque ต่ำสุด 2,800 kN.m (3 rpm)

5. สว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) เป็นส่วนที่ติดตั้งอยู่ด้านล่างของหัวเจาะซึ่งต่อจากห้องเก็บพักดิน โดยดินในห้องเก็บพักดินจะถูกลำเลียงออกโดยการหมุนของสว่านลำเลียงดิน ลักษณะคล้ายใบพัดเป็นเกลียวต่อเนื่องกัน โดยจะนำดินขึ้นไปประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮดรอลิก

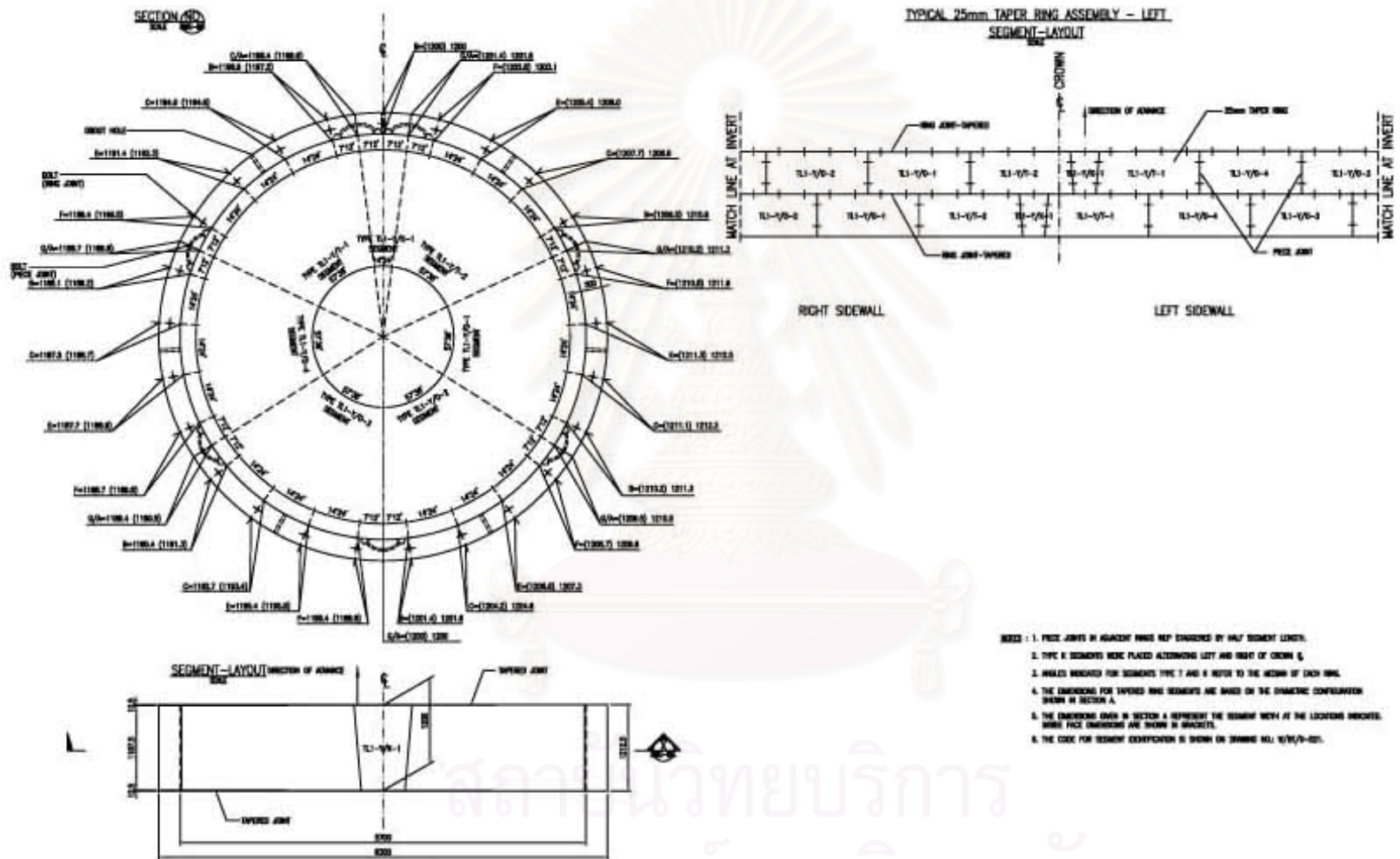


รูปที่ 4.3 รายละเอียดของดาดคูโม่งค้แบบมาตรฐาน (Standard Segment Type) (รฟม.,2543)

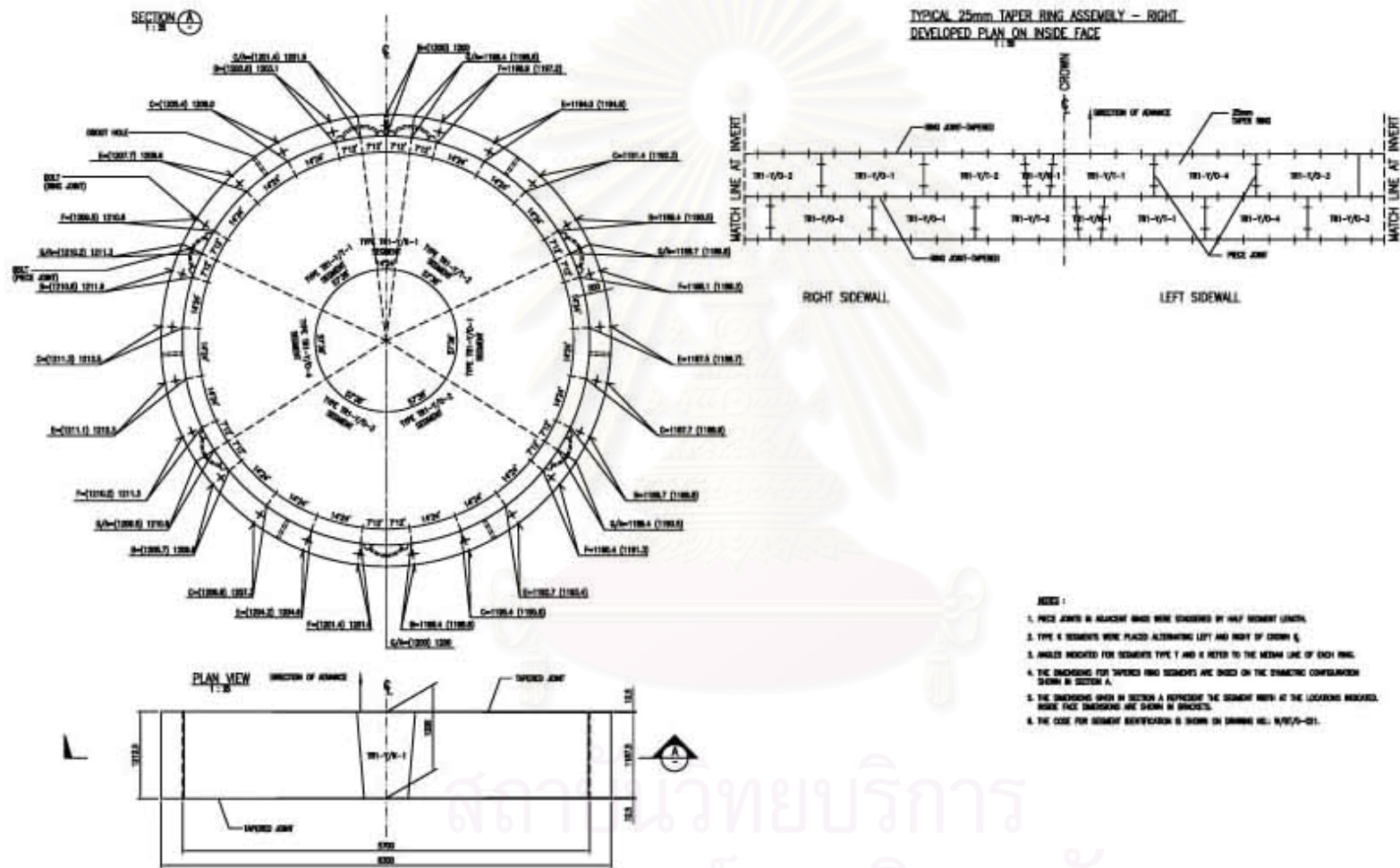


รูปที่ 4.4 รายละเอียดของดาดคูโมงคี่ในแนวเส้นตรง (Straight Segment Type) (รฟม.,2543)

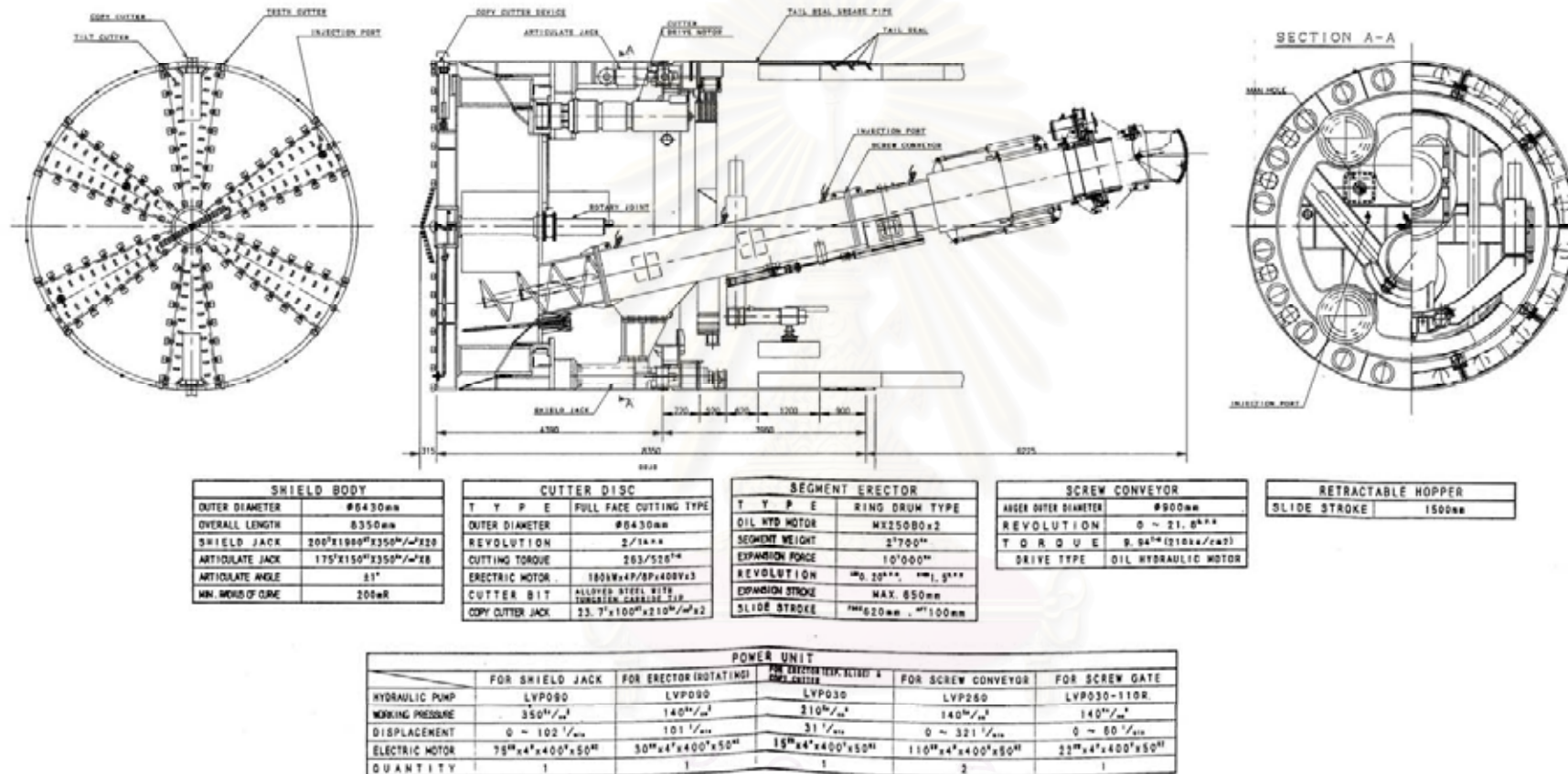
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



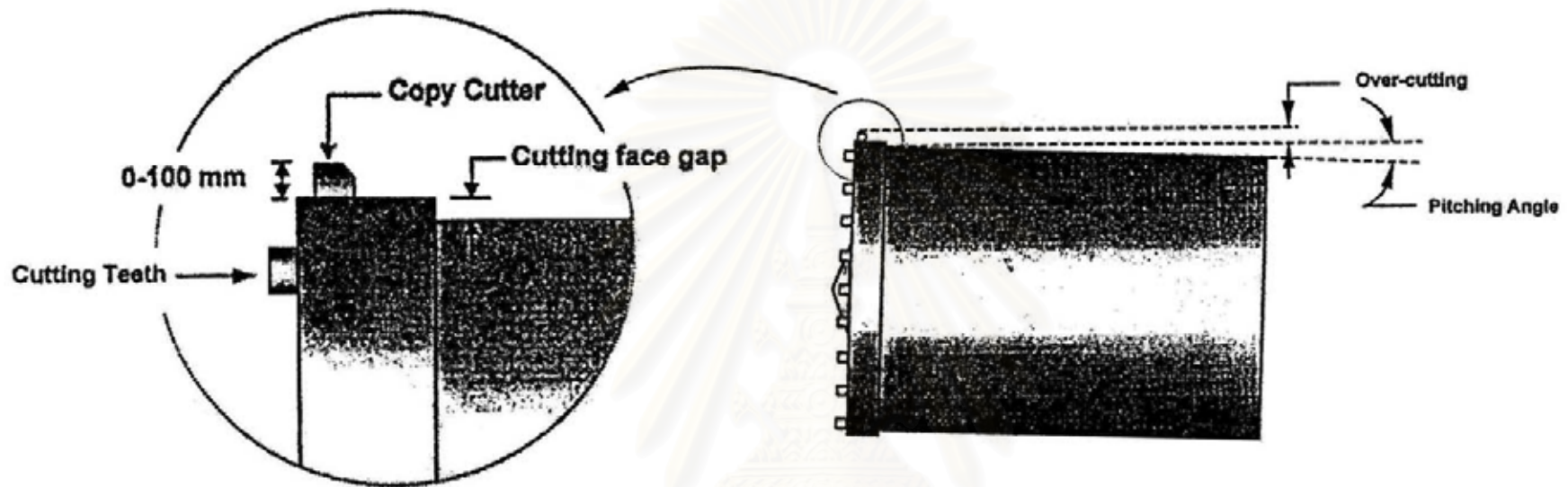
รูปที่ 4.5 รายละเอียดของควดคูโมงคีนแนวส่วนโค้งซ้าย (Left Tapered Segment Type) (รฟม.,2543)



รูปที่ 4.6 รายละเอียดของตาดคูโมงคี่ในแนวส่วนโค้งขวา (Right Tapered Segment Type) (รฟม.,2543)



รูปที่ 4.7 ลักษณะของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB) (รฟม.,2543)



รูปที่ 4.8 การเกิด Tail Voids เนื่องจาก Over Cutting และ Pitching Angle (รฟม.,2543)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

แล้วลำเลียงเข้ามาในสายพานลำเลียงดิน ซึ่งในการลำเลียงดินของส่วนลำเลียงดินจะมี Screw Torque สูงสุดไม่เกิน 17 ตันเมตร และ Screw Speed ประมาณ 0-18 rpm ดังรูปที่ 4.9

6. สายพานลำเลียงดิน (Belt Conveyor) สายพานลำเลียงหรือการใช้ Pump นำดินไปใส่ลงในรถขนดิน (Muck Car) เพื่อลำเลียงออกไปสู่ภายนอกอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.10

7. Thrust Jack หรือ Shield Jack มีความยาว 1.70 เมตร ประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 20 ตัว ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันเป็นคู่ (Twin Jack) มีแรงขับเคลื่อน 200 ตัน หัวเจาะมีแรงดันสูงสุด (Total Thrust) 4,000 ตัน และมีความเร็วในการขับเคลื่อนสูงสุด 80 มิลลิเมตรต่อนาที โดยเฉลี่ย ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าโดยอาศัยวงอุโมงค์เป็นตัวรับแรงและใช้ควบคุมทิศทางของหัวเจาะให้เป็นไปตามแนวเส้นทางที่กำหนดไว้ โดยกำหนดรูปแบบการดันของ Thrust Jack ให้มีช่วงการดัน (Stroke) ในแต่ละครั้งประมาณ 1.60 เมตร เพื่อให้มีพื้นที่เพียงพอสำหรับติดตั้งดาตอูโมงค์ขนาดความกว้าง 1.20 เมตร ดังรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12

8. Articulation Jack ประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 8 ตัว แรงดันรวม 100 ตัน ทำให้เครื่องขุดเจาะสามารถหักงอกลางตัวได้ช่วยในการเลี้ยวโค้งในช่วงรัศมีน้อยๆ ได้

9. Rear Body เป็นส่วนรองรับวงอุโมงค์ที่ประกอบเสร็จแล้วและวงที่กำลังประกอบ ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนตัวไปข้างหน้า จนกระทั่งวงอุโมงค์ที่ประกอบแล้วเสร็จหลุดจาก Shield Skin ของหัวเจาะ

10. เครื่องติดตั้งดาตอูโมงค์ (Segment Erection) เป็นเครื่องมือประกอบและติดตั้งดาตอูโมงค์แต่ละชิ้นให้ครบวง ติดอยู่กับส่วน Rear Body สามารถหมุนได้ 210 องศา ทั้งทางซ้ายขวา และในแนวตั้ง ประกอบจนครบเป็น 1 วง โดยใช้ระบบไฮดรอลิค ดังรูปที่ 4.13

11. Air Lock System จำเป็นสำหรับกรณีมีสิ่งกีดขวางอยู่ในแนวเส้นทางที่จะขุดเจาะ และ Cutter Head ไม่สามารถตัดผ่านสิ่งกีดขวางนี้ไปได้ ประกอบกับด้านหน้าหัวเจาะเป็นชั้นดินอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน โดยเป็นระบบ Air Lock ที่ใช้แรงดันจากการอัดอากาศ (Compressed Air) ไป

ดินดินที่มีสภาพอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน ไม่ให้ไหลเข้ามาในหัวเจาะ เพื่อให้คนสามารถออกไปตัดสิ่งกีดขวางเหล่านั้นได้อย่างปลอดภัย โดยแรงดันจากการอัดอากาศที่ใช้สูงสุด 30 kPa (จากแรงดันทดสอบ 40-50 kPa) และจำนวนคนปฏิบัติงานในห้องอัดอากาศไม่เกิน 3 คน

12. Grouting Equipment ใช้การ Pump น้ำปูน (Cement Grout) อาจจะมี Bentonite ผสมอยู่บ้าง จากรถที่มีการกวนน้ำปูนตลอดเวลา (Agitator Car) เพื่อให้ น้ำปูนผสมเป็นเนื้อเดียวกัน แล้วต่อท่อเข้าที่ Grout Plug ซึ่งจะติดตั้งที่ตาดอุโมงค์บริเวณด้านบนของอุโมงค์ เพื่ออัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในดิน โดยความดันสูงสุดที่ใช้ฉีด (Maximum Grout Pressure) ไม่เกิน 3 bar สำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ส่วนเหนือ และไม่เกิน 5 bar สำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ส่วนใต้ ดังรูปที่ 4.14 และรูปที่ 4.15

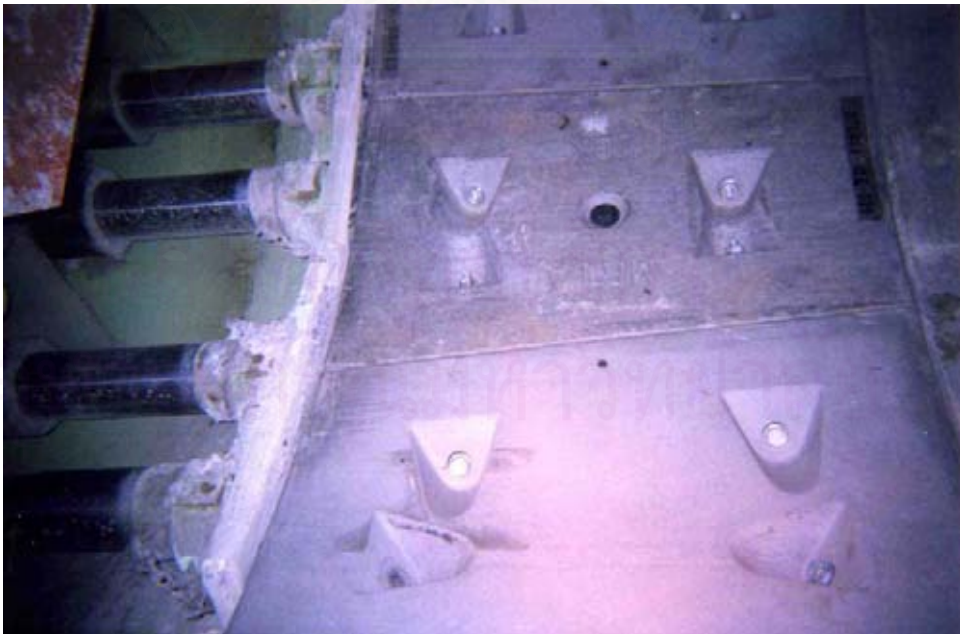
13. ระบบสนับสนุน (Back Up System) เป็นขบวนรถพ่วง (Trailer) ประกอบด้วย 5 ส่วนด้วยกัน คือ ห้องควบคุมการขุดเจาะ (ประกอบด้วย Cutter Head, Screw Conveyor, Thrust Jack, Belt Conveyor, Segment Erection) Hydraulic Pump เครื่องทำความเย็น แผงควบคุมการจ่ายไฟ และ Lubricate Pump ดังรูปที่ 4.16



รูปที่ 4.9 ดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Screw Conveyor



รูปที่ 4.10 ดินที่ถูกลำเลียงออกมาโดย Belt Conveyor



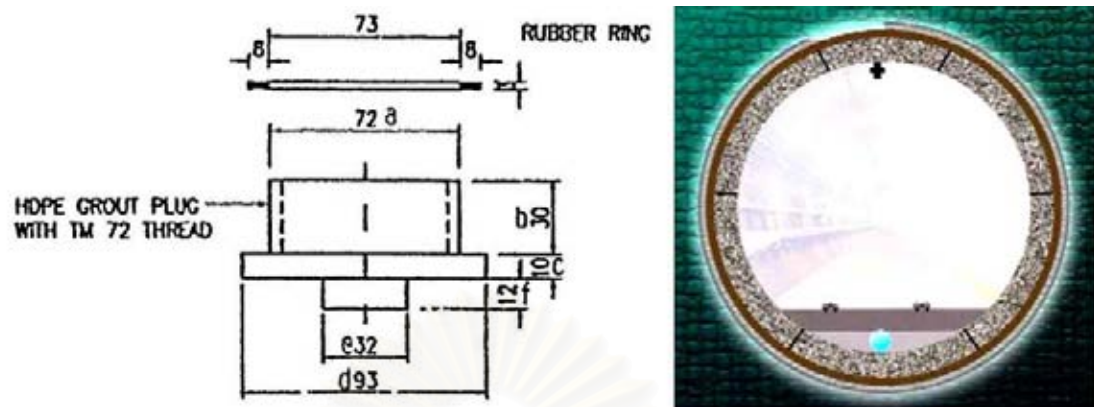
รูปที่ 4.11 Thrust Jack ที่ผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า



รูปที่ 4.12 การลดระยะของ Thrust Jack เพื่อติดตั้งดาตคูโมงค์



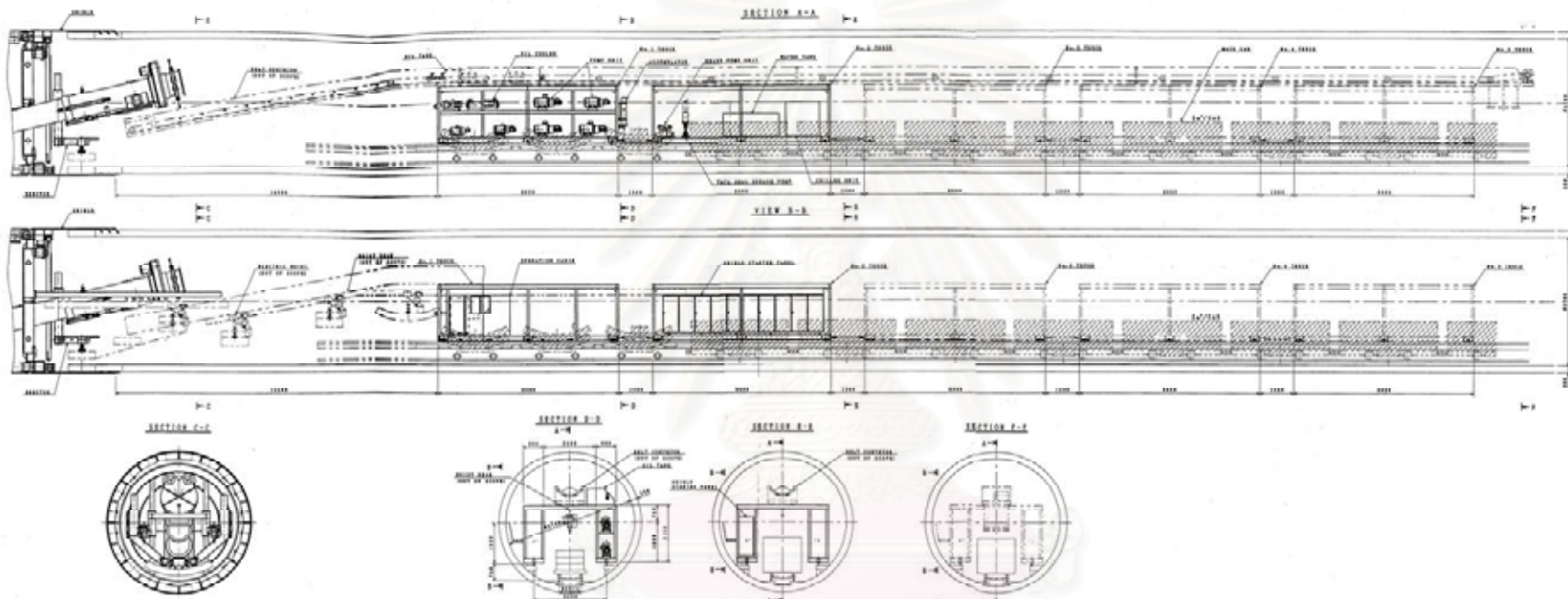
รูปที่ 4.13 เครื่องติดตั้งดาตคูโมงค์



รูปที่ 4.14 ลักษณะของ Grout Plug



รูปที่ 4.15 การ Grout น้ำปูนผ่านตาดูโมงค์



รูปที่ 4.16 Back Up System ของงานขุดเจาะอุโมงค์ (รฟม., 2543)

สถาบันวิจัยวิศวกรรม
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.3.3 ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์

การขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ทั้งช่วงหัวลำโพง-หัวขวง (ส่วนใต้) และช่วงหัวขวง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) นั้น ส่วนใหญ่แนวขุดเจาะอุโมงค์จะอยู่ในชั้นดินเหนียวชั้นแรก ซึ่งมีความลึกประมาณ 18-23 เมตร แต่ส่วนใต้ตั้งแต่สถานีหัวลำโพงถึงสถานีคลองเตย ต้องขุดเจาะอุโมงค์ในลักษณะซ้อนกัน (Stack Tunnel) เพื่อหลีกเลี่ยงการวางของสิ่งปลูกสร้างอยู่ใกล้แนวขุดเจาะ ทำให้ต้องขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกที่มีความลึกประมาณ 25-28 เมตร ขั้นตอนของการขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล มีขั้นตอนต่างๆ แสดงใน Flow Chart ดังรูปที่ 4.17 และสามารถอธิบายรายละเอียดได้ดังนี้

การเตรียมการก่อนเริ่มขุดเจาะ

1. ก่อสร้างสถานี หรือ ปล่องเริ่มขุดเจาะอุโมงค์ (Launching Shaft)
2. ติดตั้งระบบระบายอากาศและแสงสว่าง
3. ทำการถ่ายพิคัดทั้งแนวราบและแนวตั้งจากระดับพื้นดินลงสู่ใต้ดิน โดยจะมีจุดเริ่มต้นที่ปล่องเริ่มขุดเจาะอุโมงค์

4. ในขั้นตอนนี้มี 2 แนวทางด้วยกัน คือ แนวทางแรกคือหัวเจาะต้องตัดผ่านผนังคอนกรีตของสถานีที่มีความหนา 1.0-1.2 เมตร จนทะลุแล้วเดินหน้าต่อไปเรื่อยๆ แนวทางนี้ในการก่อสร้างผนังสถานีจะต้องมีการใช้โครง Fiber Reinforcement ทำหน้าที่เป็นโครงเหล็กเสริมในผนัง Diaphragm Wall ของสถานี ซึ่ง Fiber โดยทั่วไปจะมีลักษณะคล้ายเหล็กเสริมแต่เปราะกว่า ทั้งนี้เพื่อให้หัวเจาะตัดโครง Fiber ได้โดยไม่เกิดความเสียหายต่อหัวเจาะ ซึ่งวิธีนี้จะใช้กับช่วงหัวขวง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) ส่วนแนวทางที่สองจะเริ่มโดยการสกัดผนังของสถานีไปพร้อมๆ กับการตัดโครงเหล็กเสริมในผนังจนเหลือบางเพียงพอที่ยังสามารถรับแรงดันดินได้โดยที่ไม่ทำให้ผนังแตกพัง จากนั้นจึงทำการพ่นคอนกรีตแข็งตัวเร็ว (Shotcrete) เคลือบให้หนาพอประมาณ ทิ้งไว้ระยะหนึ่งเพื่อเตรียมขุดเจาะทะลุผนังคอนกรีตของสถานี ซึ่งวิธีนี้จะใช้กับช่วงหัวลำโพง-หัวขวง (ส่วนใต้) ดังรูปที่ 4.18

5. ประกอบและติดตั้งเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ภายในสถานี ตรงตำแหน่งที่ได้วางแนวเส้นทางที่จะขุดเจาะ ดังรูปที่ 4.19a และรูปที่ 4.19b โดยที่รูปที่ 4.19a คือการยกหัวเจาะอุโมงค์ (Cutter Head) และรูปที่ 4.19b คือการยกสว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) ตามลำดับ

6. ติดตั้งโครงสร้างเหล็กชนิดโครงถัก (Truss) และประกอบวงอุโมงค์ชั่วคราว (Temporary Ring) ซึ่งอาจจะทำด้วยเหล็กหรือคอนกรีต เฉพาะส่วนช่วงล่างประมาณ 8 ช่วง
7. ประกอบและติดตั้งระบบท่อขนส่งสารละลายที่ใช้สำหรับงาน Backfill Grouting
8. ติดตั้งรางสำหรับระบบขนส่งดินที่ถูกขุดจากหัวเจาะ ซึ่งจะใช้รถขนดิน (Muck Car) ในการขนส่ง
9. ทำการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Grouting เพื่อป้องกันการหลุดตัวของชั้นดินและป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินทะลักเข้าสู่สถานีในขณะที่เริ่มขุดเจาะ โดยจะมีการฉีดน้ำปูนอัดลงไปชั้นดินบริเวณที่จะมีการเจาะทะลุ เพื่อปรับปรุงสภาพชั้นดินให้มีเสถียรภาพมากขึ้น บริเวณหัวและท้ายสถานีตามแนวที่หัวเจาะอุโมงค์จะเจาะทะลุทั้งเข้าและออกจากสถานี

การขุดเจาะอุโมงค์ช่วงแรกถึงระยะ 100 เมตร

1. หลังจากการประกอบและติดตั้งเครื่องขุดเจาะอุโมงค์และตรวจสอบระบบการทำงานต่างๆ แล้วนั้น จะเริ่มขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ผ่านผนังของสถานีที่เสริมแรงด้วย Fiber หรือ สกัดเป็นช่องเปิดของ Diaphragm Wall เข้าไปในดิน โดย Thrust Jack จะออกแรงดันกับผนังรับแรง หรือวงอุโมงค์ชั่วคราว (Temporary Ring) ซึ่งจะถูกรองรับโดยโครงสร้างเหล็กชนิดโครงถัก (Truss) โดยรับแรงจาก Thrust Jack ผ่านทาง Temporary Ring ดังรูปที่ 4.20
2. ประกอบตาดอุโมงค์ (Permanent Segment) วงแรก โดยจะต้องตรวจสอบแนวระดับอีกครั้งเพื่อจัดตำแหน่งที่จะใช้วางรางสำหรับขนส่งดิน
3. เมื่อติดตั้งตาดอุโมงค์ของวงอุโมงค์วงที่สองแล้วเสร็จ และเริ่มขุดเจาะเพื่อติดตั้งตาดอุโมงค์ของวงอุโมงค์วงที่สาม จะเริ่มทำการ Backfill Grouting วงอุโมงค์วงแรก โดยอัดน้ำปูนผ่านรู (Grout Hole) ที่เตรียมไว้ตั้งแต่ตอนหล่อตาดอุโมงค์ ด้วยความดันประมาณ 5 bar ให้น้ำปูนเข้าไปช่องว่างระหว่างตาดอุโมงค์ด้านนอกกับดิน
4. ในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะจะไม่สามารถควบคุมค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ให้อยู่ในระดับปกติได้ (1.5-2.0 bar) ถึงแม้ว่าเครื่องขุดเจาะจะมีประสิทธิภาพสูง และสามารถควบคุมการขุดเจาะได้ดี จึงต้องระวังการพังทลายของดินเหนียวอ่อนและการหลุดตัวที่เกิดขึ้น
5. เมื่อติดตั้งตาดอุโมงค์ได้ 5 วง จะเริ่มตรวจสอบแนวระดับและแนวขุดเจาะอุโมงค์

6. เมื่อขุดเจาะได้ระยะทางประมาณ 100 เมตร จะต้องหยุดเครื่องขุดเจาะชั่วคราว เพื่อติดตั้งอุปกรณ์ระบบสนับสนุนการทำงานของเครื่องขุดเจาะที่ด้านหลังของหัวเจาะอุโมงค์ รวมถึงงานระบบต่างๆ เพื่อให้การควบคุมการขุดเจาะเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

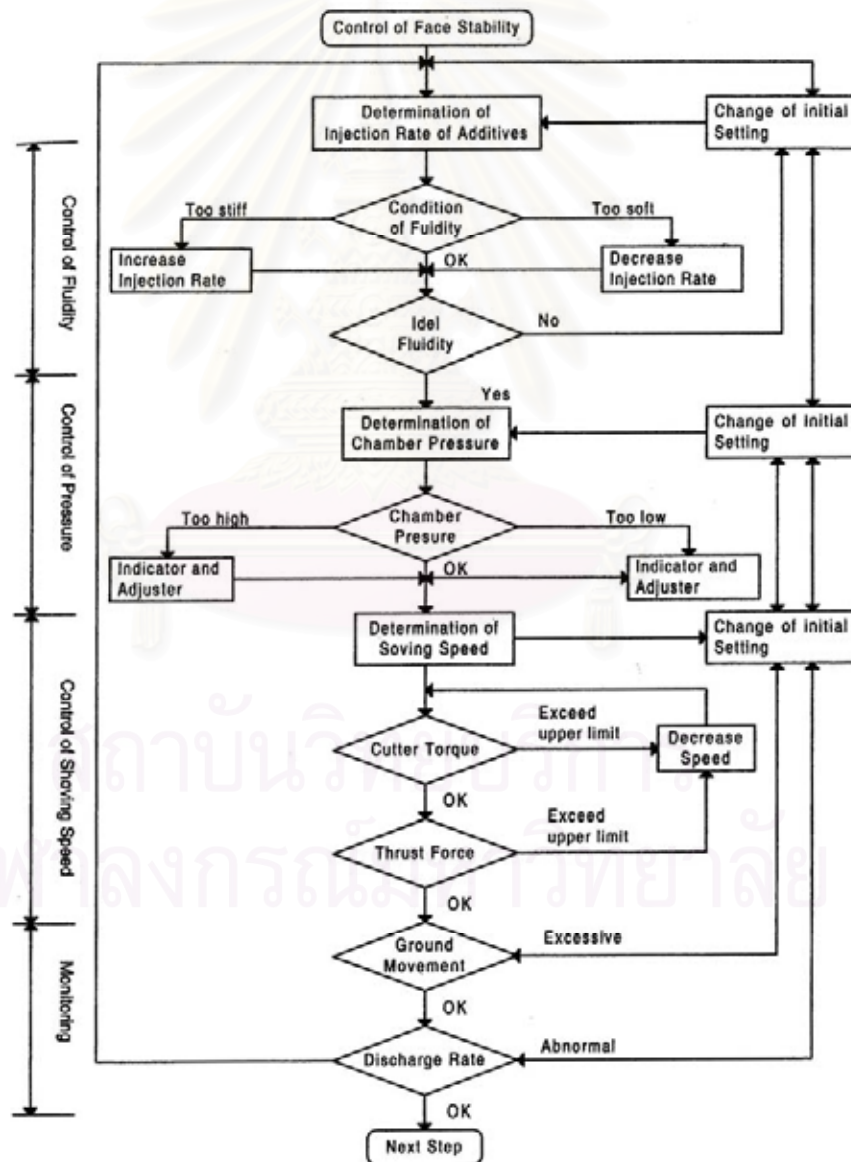
การขุดเจาะอุโมงค์ต่อจากช่วง 100 เมตร แรก จนถึงระยะ 30 เมตร ก่อนถึงสถานีต่อไป

1. หลังจากติดตั้งระบบงานต่างๆ แล้ว การดำเนินการอย่างต่อเนื่องด้วยอัตราความเร็วเฉลี่ย 10 มิลลิเมตรต่อนาที เป็นวงจรได้แก่ งานขุดเจาะอุโมงค์ งานติดตั้งดาตอุโมงค์ งาน Backfill Grouting และงานตรวจสอบระดับและแนวขุดเจาะอุโมงค์ โดยงานขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มเมื่อรถขนดาตอุโมงค์ เข้าอยู่ด้านหลังของหัวเจาะ และรถขนดินมาอยู่ใต้ สายพานลำเลียงดิน (Belt Conveyor) การขุดเจาะจะถูกควบคุมด้วยส่วนควบคุมหัวเจาะ (Shield Operator) โดยการหมุนหัวเจาะอุโมงค์ (Cutter Head) ขณะเดียวกันหน่วยขับเคลื่อน (Drive Unit) จะดัน เพื่อตัดดินให้เข้ามาในห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) แล้วจะถูกลำเลียงขึ้นไปโดยส่วนลำเลียงดิน ผ่านประตูปิดเปิดไฮดรอลิก แล้วขนส่งดินต่อมายังสายพานลำเลียงดิน ดังรูปที่ 4.21 ให้ลงสู่รถขนดินจนเต็มแล้วจึงขนดินออกไปจากอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.22

2. ในการขุดเจาะอุโมงค์ เมื่อแนวขุดเจาะจำเป็นต้องตัดผ่านฐานรากของโครงสร้างเดิม เช่น เสาเข็มของสะพาน โดยเฉพาะการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) นั้น เครื่องขุดเจาะจำเป็นต้องขุดเจาะตัดผ่านเสาเข็มตอกขนาดเล็ก ยกตัวอย่างเช่นเสาเข็มของสะพานข้ามคลองน้ำแก้ว บริเวณถนนรัชดาภิเษก ดังนั้นเพื่อไม่ให้เกิดความเสียหายต่อตัวสะพานจึงจำเป็นต้องทำการเสริมฐานราก (Underpinning) ของสะพาน ก่อนที่เครื่องขุดเจาะจะตัดผ่านเสาเข็มเก่า ซึ่งฟันของเครื่องขุดเจาะที่ทำด้วย Carbide Alloy สามารถตัดผ่านเสาเข็มไปได้ เนื่องจากเหล็กเสริมและตัวเสาเข็มมีขนาดเล็ก อย่างไรก็ตามหลังจากเจาะผ่านเสาเข็มไปแล้วต้องหยุดเครื่องขุดเจาะเพื่อตรวจสอบว่าเหล็กเสริมของเสาเข็มไปติดอยู่กับฟันของหัวเจาะอุโมงค์หรือไม่ ถ้าติดอยู่อาจทำให้เกิดความเสียหายหรือประสิทธิภาพในการขุดเจาะลดลง นอกจากนี้บางช่วงเครื่องขุดเจาะจะต้องเจาะผ่านแนวเสาเข็มและเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่ ยกตัวอย่างเช่นแนวเสาเข็มของสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ทำให้ฟันของเครื่องขุดเจาะไม่สามารถตัดผ่านไปได้ ดังนั้นหลังจากทำการเสริมฐานรากแล้ว ระหว่างที่เครื่องขุดเจาะกำลังจะเจาะถึงแนวเสาเข็มจะต้องมีการทำ Grouting ในบริเวณดังกล่าวเพื่อให้ดินมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการเปิดหน้าดินบริเวณหน้าหัวเจาะ จากนั้นจึงหยุดเครื่องขุดเจาะแล้วให้คนลงไปสกัดเสาเข็ม เพื่อเป็นการป้องกันการพังทลายของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะแล้วส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของชั้นดินและที่ผิวดิน

การขุดเจาะอุโมงค์ช่วงเข้าสถานี

ดังที่เคยกล่าวไว้แล้วในเรื่องของการเตรียมการขุดเจาะว่าผนังของสถานีจะแบ่งออกเป็น 2 แบบด้วยกันคือ สำหรับช่วงหัวขวง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) ใช้วิธีการเสริมเส้นใย Fiber ในคอนกรีตแทนเหล็กเสริม ดังนั้นหัวเจาะจึงสามารถเจาะผ่านผนัง Diaphragm Wall เข้าสถานีได้ ดังรูปที่ 4.23 ส่วนช่วงหัวลำโพง-หัวขวง (ส่วนใต้) นั้น ใช้วิธีการสกัดเอาคอนกรีตเสริมเหล็กของผนัง Diaphragm Wall ออกจนเหลือบางเพียงพอที่ยังสามารถรับแรงดันดินได้โดยไม่ทำให้ผนังแตกพัง จากนั้นจึงทำการพ่นคอนกรีตแข็งตัวเร็ว (Shotcrete) เคลือบให้หนาพอประมาณ ทิ้งไว้ระยะหนึ่งแล้วจึงขุดเจาะทะลุผนังคอนกรีตของสถานี ดังรูปที่ 4.24



รูปที่ 4.17 ขั้นตอนการทำงานของเครื่องขุดเจาะ EPB (นพพร และ อำนวย, 2544)



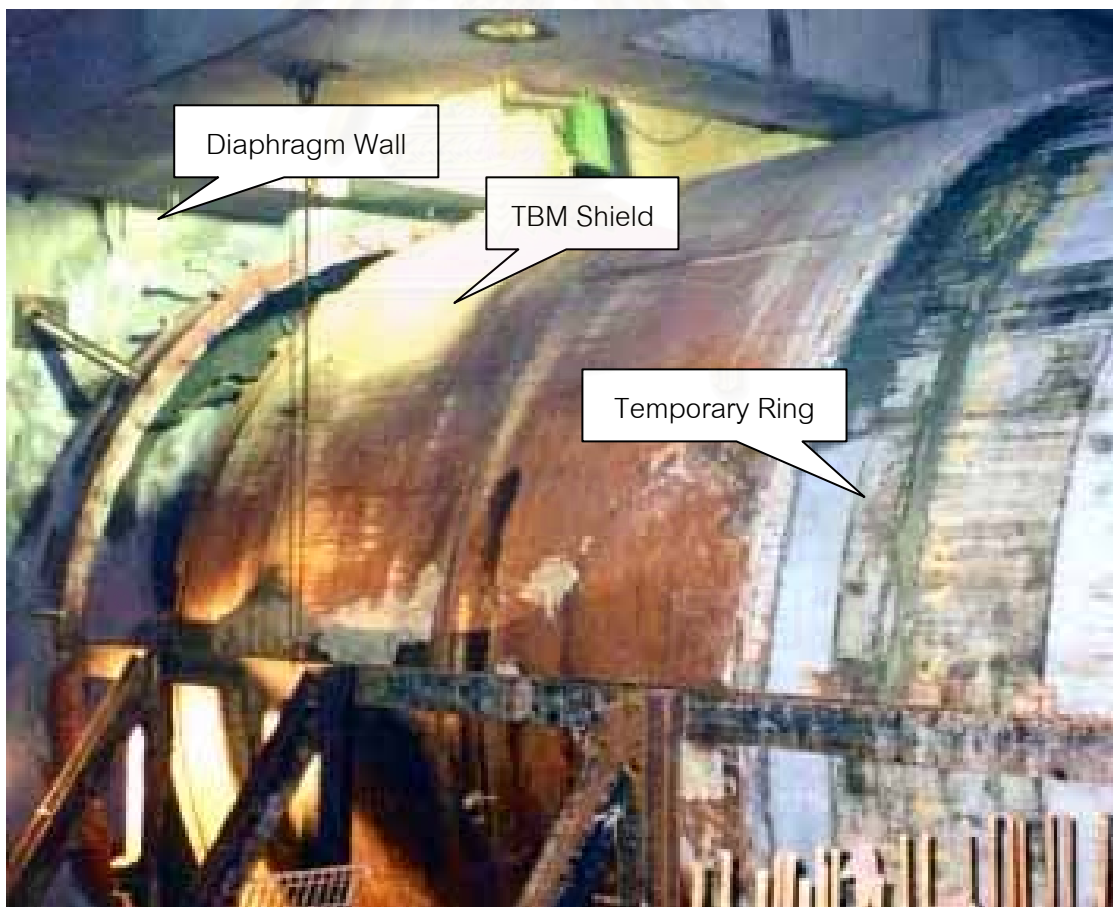
รูปที่ 4.18 ตำแหน่งแนวที่จะสกัดช่องเปิดของสถานี



รูปที่ 4.19a การยกเครื่องชุดเจาะลงไปในสถานีเพื่อประกอบและติดตั้ง



รูปที่ 4.19b การยกเครื่องขุดเจาะลงไปในพื้นที่เพื่อประกอบและติดตั้ง



รูปที่ 4.20 ลักษณะการขุดเจาะของเครื่องขุดเจาะในช่วงเริ่มเคลื่อนที่



รูปที่ 4.21 ดินจากการขุดเจาะจะถูกส่งมาตามสายพานลำเลียง



รูปที่ 4.22 รถขนดินออกไปนอกอุโมงค์



รูปที่ 4.23 เครื่องขุดเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังสถานีช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ)



รูปที่ 4.24 เครื่องขุดเจาะอุโมงค์เจาะทะลุผ่านผนังสถานีช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้)

4.3.4 การออกแบบดาตอูโมงค์ (Segment Design)

การก่อสร้างอูโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล จะมีลักษณะเป็นอูโมงค์คู่ขนาน ดาตอูโมงค์ถูกออกแบบด้วยวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังรูปที่ 4.25 และรูปที่ 4.26 ประกอบเป็นวงอูโมงค์วงกลมตามรูปแบบของหัวเจาะ มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร เส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร กว้าง 1.2 เมตร หนา 30 เซนติเมตร มีรัศมีความโค้งเท่ากับรัศมีของอูโมงค์ ชั้นหลักมีความยาวผิวโค้งนอกประมาณ 3.5-4.0 เมตร และมีน้ำหนักประมาณ 3.5 ตัน

วิธีการในการออกแบบดาตอูโมงค์มีหลายวิธีด้วยกัน (ในที่นี้ขอกล่าวเฉพาะการออกแบบดาตอูโมงค์ในช่วงหัวขวาง-บางซื่อ หรือส่วนเหนือเท่านั้น เพราะปัญหาที่จะนำมาวิเคราะห์ในการวิจัยครั้งนี้เป็นปัญหาที่เกิดขึ้นในช่วงดังกล่าว) เพื่อหาโมเมนต์และแรงที่เกิดขึ้นในดาตอูโมงค์ ด้วยวิธีต่างๆ ดังนี้

1. Finite Difference Method (FDM) ซึ่งเป็นวิธีที่สามารถจำลองลักษณะของโครงสร้างและชั้นดิน รวมทั้งสามารถแสดงการกระจายตัวของ Stress และ Strain ในดิน การเสียรูป แรงที่เกิดขึ้นในดาตอูโมงค์ และการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการขุดเจาะอูโมงค์ได้ โดยใช้โปรแกรม FLAC ซึ่งเป็นโปรแกรม FDM สองมิติ และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ชนิด Elasto-Plastic Failure Criteria เพื่อทำการจำลองพฤติกรรมของดินแบบ Mohr-Coulomb ร่วมกับการใช้ทฤษฎีการออกแบบดาตอูโมงค์ด้วยวิธี Approximate Method (Japan Standard) ซึ่งแรงภายนอกที่กระทำต่อตัวดาตอูโมงค์ที่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบดาตอูโมงค์นั้นแบ่งออกได้ 3 ประเภทด้วยกัน คือ

แรงกระทำภายนอกชั้นต้น (Primary External Force) ประกอบด้วย แรงดันดินตามแนวตั้ง แรงดันดินด้านข้าง แรงดันน้ำ แรงที่เกิดจากน้ำหนักของตัวอูโมงค์ และ Subgrade Reaction (Vertical Subgrade Reaction และ Lateral Subgrade Reaction) ดังรูปที่ 4.27

แรงกระทำภายนอกชั้นที่สอง (Secondary External Force) ประกอบด้วย แรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการใช้งานในอูโมงค์ และแรงตามแนวแกนเนื่องจากการผลักดันหัวเจาะ

แรงกระทำภายนอกอื่นๆ (Other External Force) เช่น แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

เอกสารการออกแบบและก่อสร้างสถานีและอุโมงค์รถไฟใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล (รฟม., 2543) กล่าวว่า การออกแบบได้พิจารณาผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหวด้วย โดยมีผลเทียบเท่ากับแรงในแนวราบขนาด 0.06 g หรือ 0.06 เท่าของน้ำหนักคงที่ (Dead Load) กระทำต่อตาดอุโมงค์ อย่างไรก็ตามแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวมีผลกระทบต่ออุโมงค์ไม่มากด้วยเหตุผลดังนี้

- อุโมงค์ประกอบด้วยตาดอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ประกอบกันเป็นวง ซึ่งเป็นโครงสร้างที่ยึดหยุ่นวางตัวอยู่ในดิน ทำให้อุโมงค์มีความแข็งแรงในการต้านทานแผ่นดินไหวมากกว่าโครงสร้างบนดิน

- แรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นโดยมีผลเทียบเท่ากับแรงในแนวราบนั้น จะช่วยเสริมแรงด้านข้างที่กระทำต่ออุโมงค์ เป็นผลช่วยลดการยุบตัวหรือแรงบิดที่เกิดจากแรงในแนวตั้งที่กระทำต่ออุโมงค์

- Dynamic Elastic Modulus ของดินเหนียวมีค่าสูงกว่า Static Elastic Modulus ประมาณ 10 เท่า ขณะเกิดแผ่นดินไหว อุโมงค์จึงสามารถต้านทานแรงบิดได้มากขึ้น

ผลที่ได้จากวิธีการ โปรแกรม แบบจำลอง และทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบตาดอุโมงค์ดังกล่าวข้างต้นนั้น คือ โมเมนต์ดัด (Bending Moment) และแรง (Normal Force) ดังรูปที่ 4.28 และที่ 4.29 ซึ่งแสดงตัวอย่าง Element Mesh ของการวิเคราะห์ตาดอุโมงค์ด้วย FDM และตัวอย่าง Bending Moment และ Normal Force จากการวิเคราะห์ด้วย FDM ตามลำดับ

2. Closed Form Analysis โดยแบบจำลอง Erdmann's Continuum Model เป็นการวิเคราะห์โดยตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าดินมีสถานะ Elastic มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous Ground) และตาดอุโมงค์กับดินมีการสัมผัสกันแบบ Full Contact จากสมมติฐานดังกล่าวนำไปสู่การสร้างสมการเพื่อหาค่าโมเมนต์ดัดและแรงที่เกิดขึ้นในตาดอุโมงค์

3. Bedded Model (Frame Analysis) เป็นการวิเคราะห์ที่คำนึงถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-Structure Interaction) โดยใช้สปริงในแนวรัศมีเป็นตัวแทน ร่วมกับแรงกระทำต่างๆ ที่กระทำต่ออุโมงค์ ไม่ว่าจะเป็นแรงดันดิน แรงดันน้ำ น้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน แรงที่เกิดจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์ และ Subgrade Reaction ดังรูปที่ 4.30 ซึ่งทำการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STRAP เพื่อหาค่าโมเมนต์ดัดและแรงที่เกิดขึ้นในตาดอุโมงค์

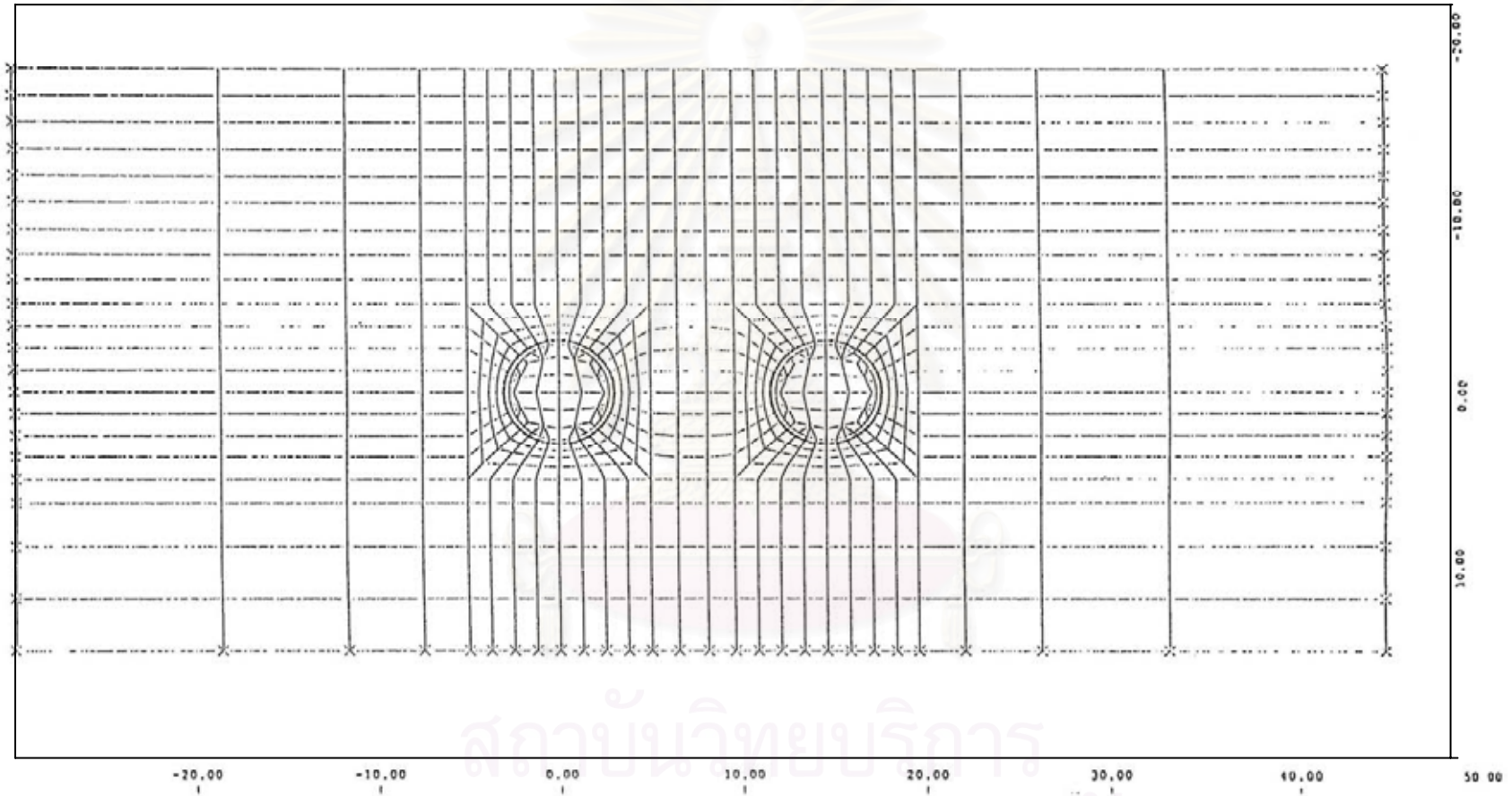
ทำการเปรียบเทียบค่า โมเมนต์ดัดและแรงที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีต่างๆ เพื่อหาค่าที่เหมาะสมที่สุดแล้วนำค่าดังกล่าวมาใช้ในการออกแบบคานาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐาน BS 8110 Part 1, 2 and 3



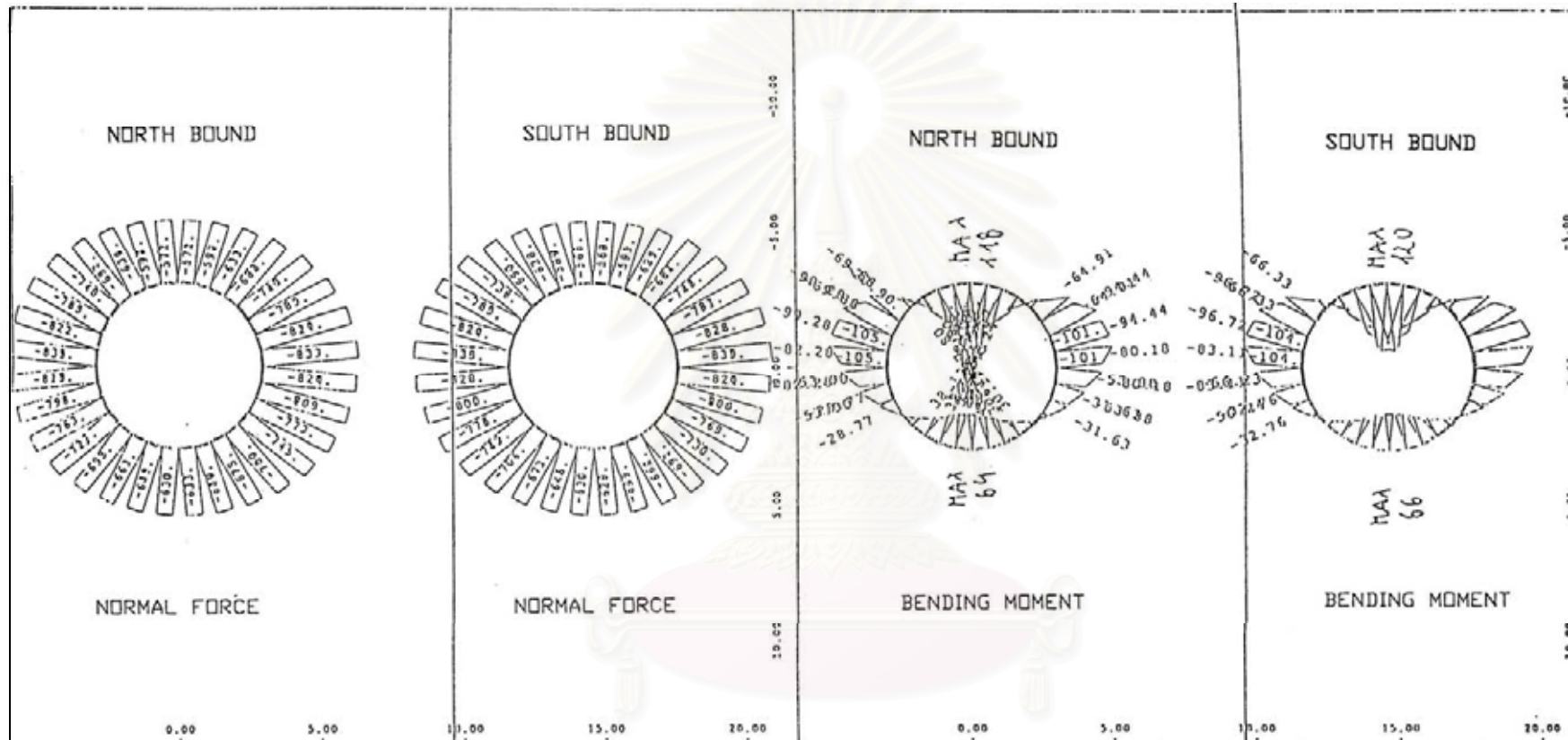
รูปที่ 4.25 การเสริมเหล็กของคานาดูโมงค์



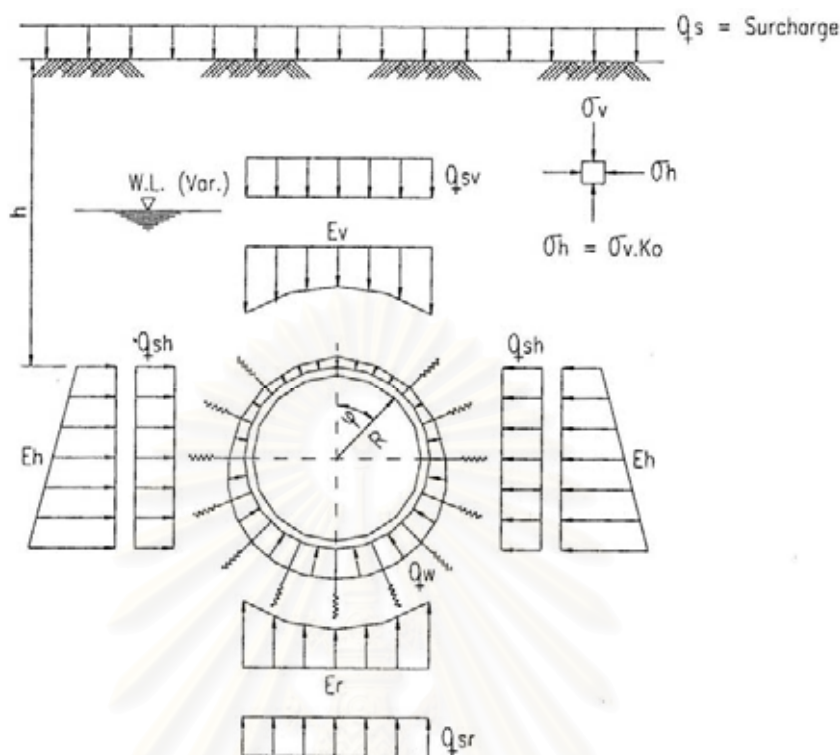
รูปที่ 4.26 คานาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 4.28 ตัวอย่าง Element Mesh ของการวิเคราะห์ตาตอโมงค้โดยการใ้ Finite Difference Method (FDM) (รฟม., 2543)



รูปที่ 4.29 ตัวอย่าง Bending Moment และ Normal Force จากการวิเคราะห์ด้วย FDM (รฟม., 2543)



รูปที่ 4.30 การกระจายของแรงภายนอกที่กระทำต่อควดอุโมงค์ โดยวิธี Bedding Beam Model (Frame Analysis) (รฟม., 2543)

4.3.5 การติดตั้งควดอุโมงค์ (Segment Installation)

ควดอุโมงค์ที่เตรียมประกอบเป็นวงอุโมงค์ประกอบด้วยควดอุโมงค์หลัก (Ordinary Segment) จำนวน 6 ชิ้น Key Segment 1 ชิ้น รวมเป็น 7 ชิ้น สำหรับช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) และควดอุโมงค์หลักจำนวน 5 ชิ้น และ Key Segment 1 ชิ้น รวมเป็น 6 ชิ้น สำหรับช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) เมื่อหัวเจาะจะขุดเจาะเคลื่อนตัวไปข้างหน้าแล้วขนถ่ายดินบริเวณหน้าหัวตัดออกไปจนได้ระยะประมาณเท่ากับความกว้างของควดอุโมงค์ คือประมาณ 1.2 เมตร แล้วเครื่องยกควดอุโมงค์ (Segment Crane) จะยกควดอุโมงค์ที่ละชิ้นจากรถขนควดอุโมงค์ (Segment Car) มาวางที่บริเวณหลังหัวเจาะดังรูปที่ 4.31 ซึ่งเครื่องติดตั้งควดอุโมงค์จะประกอบควดอุโมงค์ที่ละชิ้นจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนจนเป็นวงอุโมงค์ แล้วยึดด้วยสลักโค้งปลายเกลียวรูปตัวยูพร้อมน็อตที่ได้ผ่านการชุบสารกันสนิมแล้ว ดังรูปที่ 4.32 และรูปที่ 4.33 จากนั้นจึงรีบอัดฉีดน้ำปูนจาก Grout Hole เพื่อป้องกันน้ำซึมเข้าอุโมงค์ โดยจุดที่ทำการอัดฉีดน้ำปูนจะเป็นบริเวณยอดควดอุโมงค์ (Tunnel Crown)

บริเวณรอยต่อระหว่างตาดูโมงค์จะมีการติดตั้งยางกันซึม (Hydro Filling Seal) ดังรูปที่ 4.34 เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำกับน้ำปูนที่ Grout ไหลเข้ามาในดูโมงค์ โดยหากมีการรั่วซึมของน้ำผ่านรอยต่อดังกล่าวยางกันซึมนี้จะพองตัวกันการรั่วซึมได้ และยังช่วยป้องกันความเสียหายจากการกระแทกในระหว่างการติดตั้งตาดูโมงค์ที่กำลังเข้าติดกับตาดูโมงค์ที่ถูกยึดด้วยสลักโค้ง ปลายเกลียวรูปตัวยูเป็นวงดูโมงค์แล้ว



รูปที่ 4.31 เครื่องยกตาดูโมงค์ยกตาดูโมงค์ไปวางด้านหลังหัวเจาะ



รูปที่ 4.32 สลักโค้งปลายเกลียวรูปตัวยู



รูปที่ 4.33 การยึดตาดคูโมงค์ด้วยสลักโค้งปลายเกลียวรูปตัวยู



รูปที่ 4.34 การติดตั้งยางกันซึม (Hydro Filling Seal)

4.3.6 การควบคุมทิศทางของการขุดเจาะ (Alignment Control)

ในการขุดเจาะอุโมงค์การควบคุมทิศทางของการขุดเจาะ (Alignment Control) เป็นระบบที่มีความสำคัญมาก เพราะต้องใช้ในการตรวจสอบการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์ว่าแนวในการขุดเจาะและตำแหน่งของหัวเจาะอยู่ในแนวที่ได้ออกแบบ (Design Alignment) หรือไม่ โดย 4 วิธีแรกเป็นวิธีที่ใช้ระบบคอมพิวเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะ (TBM Computerized Survey) ซึ่งจะเลือกใช้วิธีใดวิธีหนึ่ง ร่วมกับ Manual Survey ดังนี้

Robotec Method

1. ใส่ข้อมูลการออกแบบรวมทั้งค่าพิกัดและระดับของจุดติดกล้องและ Control Point ในคอมพิวเตอร์
2. ติดตั้งกล้องที่สถานี
3. กล้องจะ Back Sight ไปที่จุดควบคุมที่รู้ค่าพิกัด (Control Point) แล้ว Fore Sight ไปที่ Reflector ที่ติดอยู่กับเครื่องขุดเจาะโดยอัตโนมัติ แล้วแสดงค่าพิกัด ระดับ และความคลาดเคลื่อนบนจอคอมพิวเตอร์

Mirror Method

1. ติดตั้งกล้องที่สถานี
2. Back Sight ไปที่จุดควบคุมที่รู้ค่าพิกัด (Control Point) แล้ว 2 จุด
3. Fore Sight ไปยัง Reflective Distance Sheet (RDS) ซึ่งติดอยู่กับเครื่องขุดเจาะอย่างน้อย 2 จุด
4. อ่านค่าพิกัดและระยะทางเปรียบเทียบกับค่าที่ออกแบบไว้ก็จะได้ค่าความคลาดเคลื่อน

Laser Theodolite and Target Unit

1. ใส่ข้อมูลการออกแบบในคอมพิวเตอร์
2. ตั้งกล้องที่สถานี
3. Fore Sight ไปยัง Target Unit (TU) ค่าพิกัดและความคลาดเคลื่อนจะแสดงบนจอคอมพิวเตอร์อัตโนมัติ

Gyrocompass and Level Sensor (Gyavel)

1. ใส่ข้อมูลการออกแบบในคอมพิวเตอร์
2. คอมพิวเตอร์จะคำนวณค่าพิกัด ระดับ และความคลาดเคลื่อนแสดงบนจอคอมพิวเตอร์อัตโนมัติ

Manual Survey

การใช้เครื่องมือสำรวจดังที่กล่าวมาข้างต้นทั้ง 4 วิธีนั้น ทุกวิธีจะต้องมีการตรวจสอบโดย Manual Survey อีกครั้งหนึ่งดังนี้

1. ตั้งกล้องที่ตำแหน่งที่รู้พิกัดแล้ว ดังรูปที่ 4.35 แล้ว Back Sight ไปที่ Control Point และ Fore Sight ไปที่กึ่งกลาง Straight Edge ที่วางได้ระดับบนดาดอุโมงค์ หรือ Fore Sight ไปยัง Target Unit ดังรูปที่ 4.36
2. อ่านค่ามุมและระยะทาง เพื่อคำนวณเปรียบเทียบกับค่าที่ออกแบบไว้



รูปที่ 4.35 การสำรวจแนวขุดเจาะอุโมงค์โดย Manual Survey



รูปที่ 4.36 การตรวจสอบแนวโดย Manual Survey

4.3.7 ระบบการลำเลียงวัสดุ (Materials Transportation Control)

การลำเลียงวัสดุเข้าออกภายในอุโมงค์ จะขนส่งโดยใช้ระบบรางชั่วคราวซึ่งติดตั้งจากสถานีต้นทางจนถึงด้านหลังของหัวเจาะ โดยมี Battery Locomotive เป็นเครื่องลากจูงรถขนดิน (Muck Car) ขนาดความจุ 6-8 ลูกบาศก์เมตร จำนวน 6 คัน ที่บรรทุกปริมาณดินได้ 30-45 ลูกบาศก์เมตร จากการขุดดินให้ได้วงอุโมงค์ 1 วง หรือสามารถบรรทุกดินเฉลี่ยประมาณ 15-20 ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมง และรถขนดาดอุโมงค์ (Segment Car) จำนวน 2 คันต่อวง ลำเลียงดาดอุโมงค์เข้ามาเพื่อติดตั้งประกอบเป็นวงอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.37 และรูปที่ 4.38



รูปที่ 4.37 รถขนดิน



รูปที่ 4.38 รถขนดาตอโมงค์

4.3.8 การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting)

ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างหัวเจาะกับดาตอโมงค์ (Tail Voids) จะเกิดขึ้นบริเวณด้านหลังหัวเจาะหลังจากที่หัวเจาะชุดเจาะไปข้างหน้าและติดตั้งดาตอโมงค์แล้วเสร็จ จากนั้นจะทำการอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting) ผ่าน Grout Hole Plug ทันทีที่ดาตอโมงค์หลุดจาก Tail Skin โดยห่างจากดาตอโมงค์ที่เพิ่งประกอบเสร็จประมาณ 2 วง ซึ่งน้ำปูนจะเข้าไปแทนที่ช่องว่างนี้ก่อนที่ดินบริเวณด้านบนหัวเจาะจะทรุดตัวลงมา เนื่องจากสภาพของชั้นดินที่ระดับความลึกที่อูโมงค์วางตัวอยู่แตกต่างกัน ทำให้แรงดันที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนแตกต่างกัน ดังนี้

1. ช่วงสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย-รัชดา ใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 2.5 ksc (1 bar = 1.0197 ksc)
2. ช่วงสถานีรัชดา-บางซื่อ ใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 2.0-3.0 ksc
3. ช่วงหัวลำโพง-ศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3.0-4.2 bar
4. ช่วงศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์-พระราม 9 ใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 1.0-3.0 bar

4.4 แผนงานในการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล แบ่งแนวเส้นทางของการขุดเจาะอุโมงค์ ออกเป็น 2 ส่วนด้วยกัน ดังนี้

4.4.1 ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ)

ช่วงนี้แนวเส้นทางของการขุดเจาะอุโมงค์มีระยะทางทั้งสิ้น 14,219 เมตร ใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด มีแผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ ดังนี้

1. เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ชุดแรก (TBM 1&2) โดยเริ่มขุดเจาะที่สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยมุ่งหน้าไปทางทิศเหนือเข้าสถานีห้วยขวางแล้วไปสิ้นสุดที่สถานีรัชดา ซึ่งจะเริ่มขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศใต้ (Southbound) ก่อน จากนั้นจึงขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศเหนือ (Northbound) ตามมา

2. เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ชุดที่สอง (TBM 3&4) โดยเริ่มขุดเจาะจากสถานีรัชดาภิเษกไปทางสถานีลาดพร้าวแล้วไปสิ้นสุดที่สถานีพหลโยธิน จากนั้นย้ายเครื่องขุดเจาะทั้งสองเครื่องครั้งแรกไปยังสถานีบางซื่อแล้วเริ่มขุดเจาะจากสถานีบางซื่อไปสถานีกำแพงเพชร ต่อมาย้ายเครื่องขุดเจาะทั้งสองเครื่องเป็นครั้งที่สองไปยังสถานีสวนจตุจักรแล้วเริ่มขุดเจาะจากสถานีสวนจตุจักรไปที่สถานีพหลโยธิน และย้ายเครื่องขุดเจาะทั้งสองเครื่องครั้งที่สามโดยขุดย้อนกลับจากสถานีสวนจตุจักรไปยังสถานีกำแพงเพชร ซึ่งจะเริ่มขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศใต้ (Southbound) ก่อน จากนั้นจึงขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศเหนือ (Northbound) ตามมา

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4.2 ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้)

ช่วงนี้แนวเส้นทางของการขุดเจาะอุโมงค์มีระยะทางทั้งสิ้น 14,745 เมตร ใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด มีแผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ ดังนี้

1. เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ชุดแรก (TBM 5&6) โดยเริ่มขุดเจาะที่สถานีพระราม 9 มุ่งหน้าไปทางทิศใต้เข้าสู่สถานีสุขุมวิทแล้วไปสิ้นสุดที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ซึ่งจะขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศใต้ (Southbound) ไปพร้อมกับขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศเหนือ (Northbound)

2. เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ชุดที่สอง (TBM 7&8) โดยเริ่มขุดเจาะจากสถานีศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ไปทางสถานีคลองเตย สถานีลุมพินี สถานีสีลม สถานีสามย่าน แล้วไปสิ้นสุดที่สถานีหัวลำโพง ซึ่งจะขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศใต้ (Southbound) ไปพร้อมกับขุดเจาะแนวอุโมงค์ทางด้านทิศเหนือ (Northbound)

โดยแผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) และช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง ได้กำหนดไว้ดังตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์ (ชินวุฒิ, 2543)

Section	Contractor	TBM	Station to Station	Distance (m)	Start Date	Finish Date	Days
North Section ION	Italian Thai - Nishimatsu	2 EPB (Kawasaki)	Thailand Cultural Centre - Huai Khwang	1174	Apr-99	Sep-99	150
			Huai Khwang - Sutthisan	1016	Sep-99	Feb-00	150
			Sutthisan - Ratchadaphisek	796	Feb -00	Jun-00	120
			Thailand Cultural Centre - Rama IX	651	Jun-00	Oct-00	120
	Italian Thai - Obayashi	2 EPB (Kawasaki)	Ratchadaphisek - Lat Phrao	708	Feb-99	Jul-99	120
			Lat Phrao - Phahonyothin	1165	Jul-99	Nov-99	150
			Khampaeng Phet - Bang Sue	615	Nov-99	Feb-00	90
			Chatuchak Park - Phahonyothin	1252	Apr-00	Sep-00	150
			Chatuchak Park - Khampaeng Phet	560	Nov-00	May-01	180
	South Section BCKT	Gumakai Gumi	2 EPB (Kawasaki)	Rama IX - Phetchaburi	927	Jun-99	Sep-99
Phetchaburi - Sukhumvit				1105	Sep-99	Feb-00	150
Sukhumvit - Queen Sirikit National Centre				1504	Feb-00	Sep-00	210
Bilfinger Berger		2 EPB (Herrenknecht)	Queen Sirikit National Centre – Khlong Toei	614	Jul-99	Nov-99	150
			Khlong Toei - Lumpini	796	Nov-99	Jan-00	60
			Lumpini - Silom	818	Jan-00	May-00	120
			Silom - Sam Yan	656	May-00	Sep-00	120
			Sam Yan – Hua Lumphong	1218	Sep-00	Jan-01	120

บทที่ 5

ปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของ โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

5.1 การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์เกินกว่ามาตรฐานที่กำหนด

5.1.1 การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในแนวราบ

ปัญหานี้ คือการที่แนวการขุดเจาะอุโมงค์เบี่ยงเบนในแนวราบเกินไปกว่าค่าที่กำหนด โดยได้มีการตรวจพบเมื่อวันที่ 29 พฤษภาคม พ.ศ. 2542 บริเวณแนวอุโมงค์ทางด้านทิศเหนือ (Northbound) ระหว่างสถานีรัชดาภิเษกกับสถานีลาดพร้าว (อุโมงค์วงที่ 359 ถึง วงที่ 389)

ลักษณะของปัญหา คือแนวอุโมงค์ยาวทั้งสิ้น 38 เมตร เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบไว้ โดยมีการเบี่ยงเบนมากที่สุดที่อุโมงค์วงที่ 384 ซึ่งเบี่ยงเบนจากศูนย์กลาง 176 มิลลิเมตร โดยค่าความเบี่ยงเบนที่ยอมรับได้ (Acceptable Tolerance) ไม่เกิน 75 มิลลิเมตร นั้นหมายความว่า ณ ตำแหน่งอุโมงค์วงที่ 384 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ไป 101 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 5.1

สาเหตุของการเกิดปัญหานี้ เกิดจากการป้อนข้อมูลพิกัดของแนวอุโมงค์เข้าไปในเครื่องคอมพิวเตอร์ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ผิดพลาด ซึ่งเป็นความผิดพลาดที่เกิดจากการละเลยการปฏิบัติตามขั้นตอนของผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ (Human Error Problem)

วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือทำการปรับแนวของอุโมงค์ให้เข้าสู่แนวที่ออกแบบไว้ โดยการปรับแนวอุโมงค์ช่วงดังกล่าวต้องไม่มีผลกระทบต่อการวางราง (Track Alignment) และพื้นที่สำหรับทางเดินภายในอุโมงค์ (Walkway) รวมถึงพื้นที่สำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ (Utility) ดังรูปที่ 5.2 ซึ่งเมื่อตรวจสอบค่าขอบเขตของการเคลื่อนตัว (Kinematic Envelope) ของตัวรถไฟฟ้า ณ ตำแหน่งที่แนวของอุโมงค์มีการเบี่ยงเบนมากที่สุดและวงอุโมงค์บริเวณรัศมีโค้ง 190 เมตร (เพราะบริเวณที่แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนนั้นใกล้กับแนวเส้นทางที่มีรัศมีโค้ง 190 เมตร ซึ่งจะมีผลต่อการเคลื่อนที่ของรถไฟฟ้าในแนวโค้งได้ถ้าระยะห่างไม่เพียงพอ) แล้วปรากฏว่ายังมีระยะห่าง

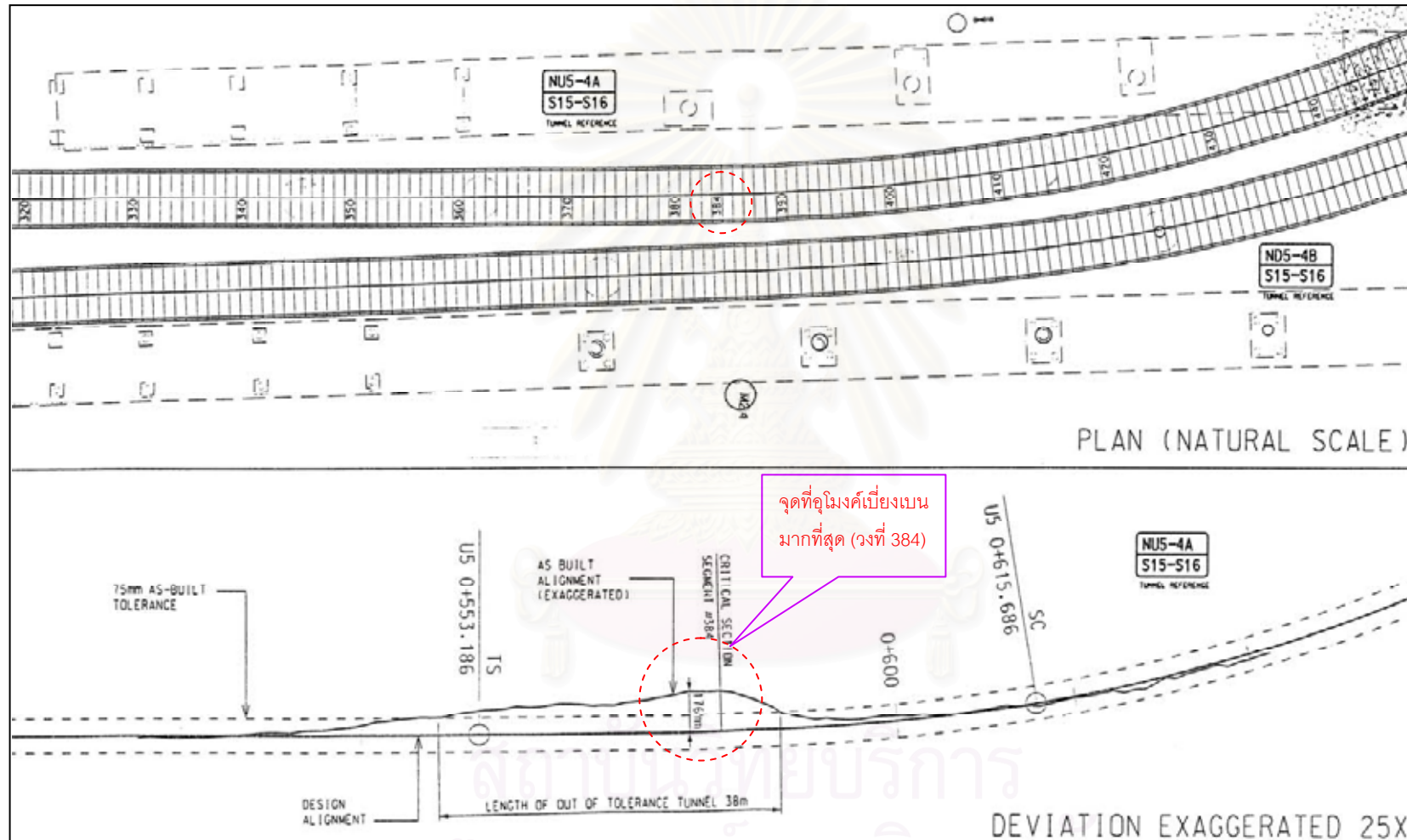
ระหว่างขอบเขตของการเคลื่อนตัวกับทางเดินภายในอุโมงค์เท่ากับ 25 มิลลิเมตร (+15,-0) นั่นคือ ระยะห่างระหว่างขอบเขตของการเคลื่อนตัวกับทางเดินภายในอุโมงค์อยู่ระหว่าง 25 มิลลิเมตร ถึง 40 มิลลิเมตร ดังนั้นจึงไม่มีผลกระทบต่อการวางราง พื้นที่ทางเดินภายในอุโมงค์ และพื้นที่สำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ภายในอุโมงค์ หรือสามารถกล่าวอีกนัยหนึ่งได้ว่าการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในเหตุการณ์นี้ สามารถยังคงวางรางในแนวเดิม พื้นที่ทางเดินภายในอุโมงค์ขนาดเท่าเดิม และพื้นที่สำหรับการติดตั้ง อุปกรณ์ภายในอุโมงค์ที่ขนาดเดิมแล้วขอบเขตของการเคลื่อนตัวของรถไฟไฟฟ้ากับทางเดินภายในอุโมงค์ซึ่งเป็นระยะห่างที่น้อยที่สุดระหว่างตัวรถไฟไฟฟ้ากับโครงสร้างและส่วนประกอบต่างๆ ภายในอุโมงค์ ยังมีระยะห่างเพียงพอที่จะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของรถไฟไฟฟ้า ในขณะที่ดินรถ

5.1.2 การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในแนวตั้ง

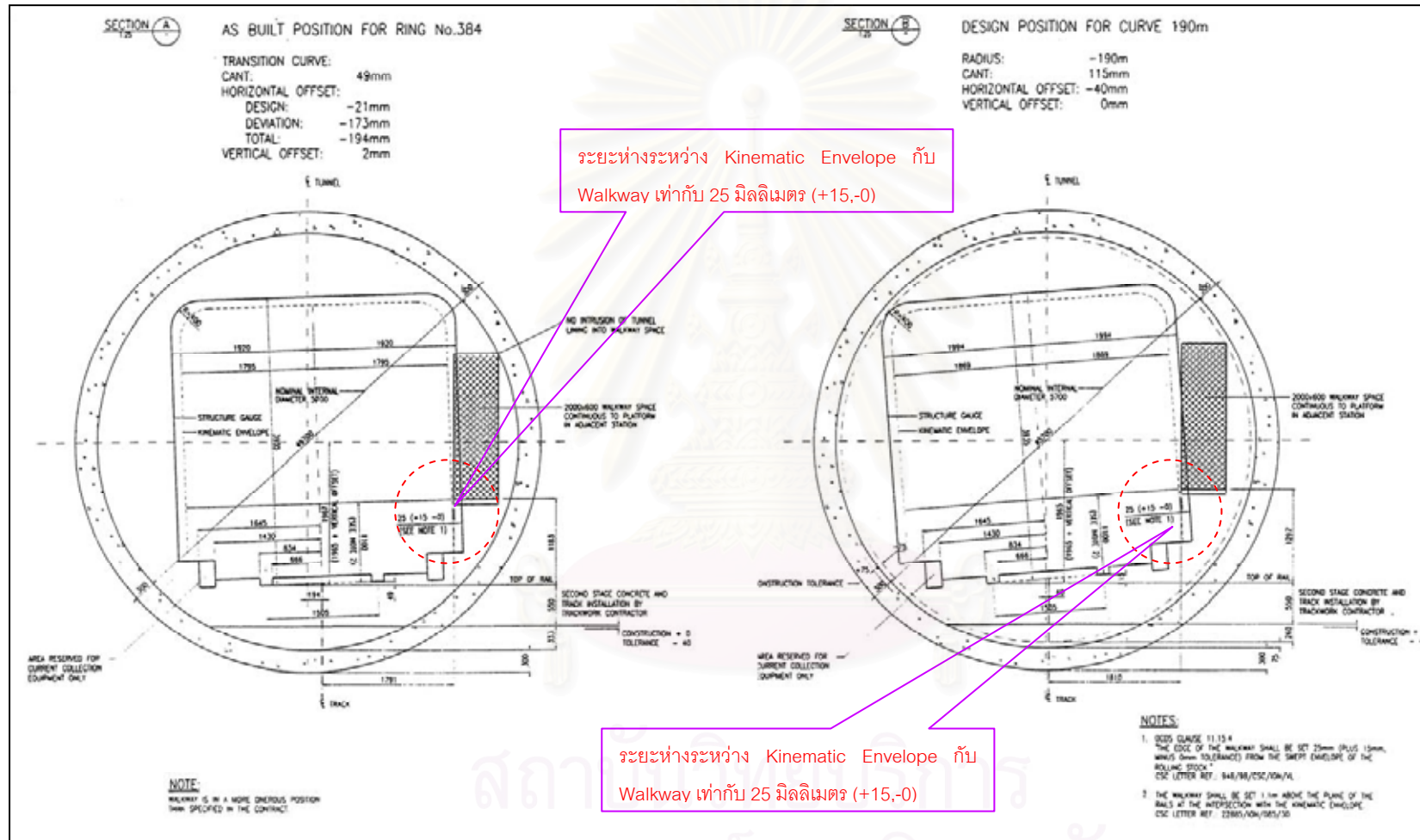
ปัญหานี้ คือปัญหาที่แนวการขุดเจาะอุโมงค์เบี่ยงเบนในแนวตั้งเกินไปกว่าค่าที่กำหนด โดยได้มีการตรวจพบเมื่อวันที่ 15 มีนาคม พ.ศ. 2543 บริเวณแนวอุโมงค์ทางด้านทิศใต้ (Southbound) ระหว่างสถานีชุมพูนีกับสถานีสีลม (อุโมงค์วงที่ 311 ถึง วงที่ 328, วงที่ 335 ถึง วงที่ 341, วงที่ 384 ถึง วงที่ 394 และวงที่ 483 ถึง วงที่ 508) ดังรูปที่ 5.3

ลักษณะของปัญหา คือแนวอุโมงค์ยาวทั้งสิ้น 74.4 เมตร เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ ออกแบบไว้ โดยมีการเบี่ยงเบนมากที่สุดที่อุโมงค์วงที่ 505 ซึ่งเบี่ยงเบนจากศูนย์กลาง 159 มิลลิเมตร โดยค่าความเบี่ยงเบนที่ยอมรับได้ (Acceptable Tolerance) ไม่เกิน 75 มิลลิเมตร นั้น หมายความว่า ณ ตำแหน่งอุโมงค์วงที่ 505 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ไป 84 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 5.4

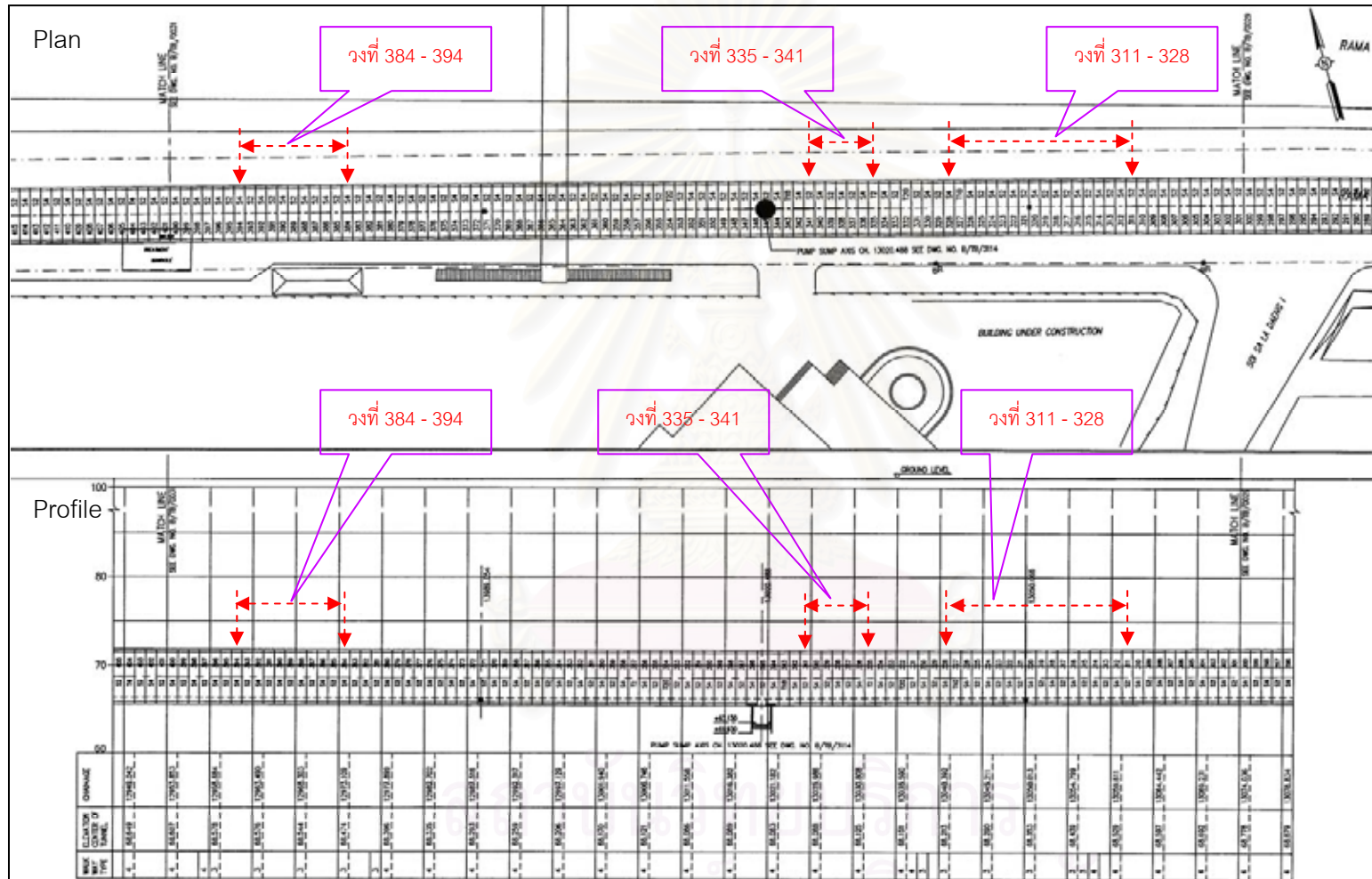
สาเหตุของปัญหานี้ เกิดจากการเปลี่ยนแปลงสภาพของชั้นดินในแนวขุดเจาะอุโมงค์จาก ชั้นดินเหนียวแข็ง (Very Stiff Clay) เป็นชั้นทรายแน่น (Dense Sand) ดังรูปที่ 5.5 เป็นผลทำให้ยากต่อการควบคุมหัวเจาะ TBM ให้เป็นไปตามแนวขุดเจาะอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ เพราะในขณะที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งใบพัดตัดดิน (Cutting Wheel) จะหมุนด้วยความเร็วต่ำ (Lower Cut Face) แต่ในชั้นทรายแน่นใบพัดตัดดินจะหมุนด้วยความเร็วสูง (Upper Realm of the Face) ในการควบคุมหัวเจาะ TBM ในแนวตั้ง ซึ่งการเปลี่ยนแปลงสภาพชั้นดินอย่างฉับพลันนั้น เป็น



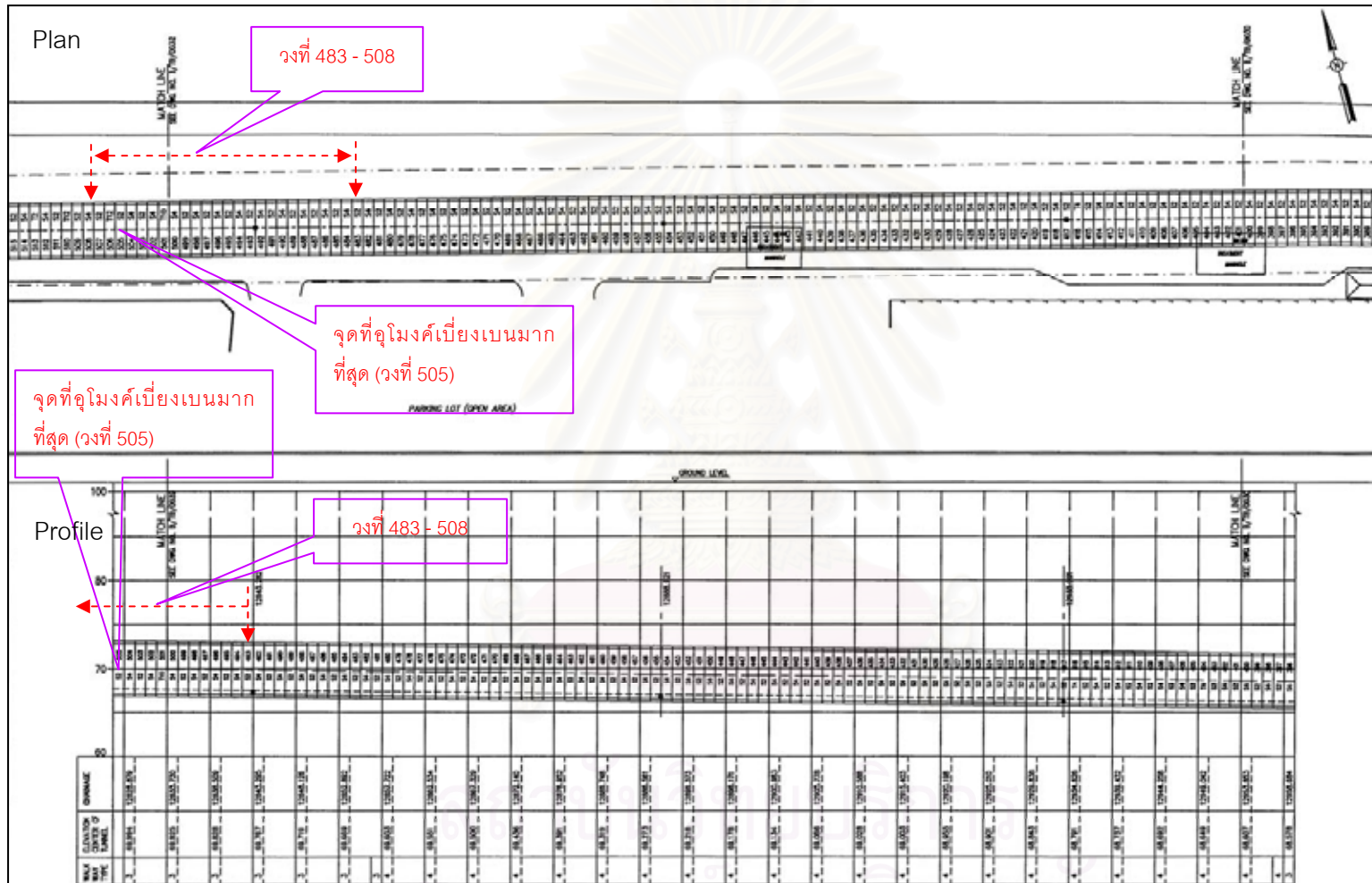
รูปที่ 5.1 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบระหว่างสถานีรัชดาภิเษกกับสถานีลาดพร้าว (รฟม., 2542)



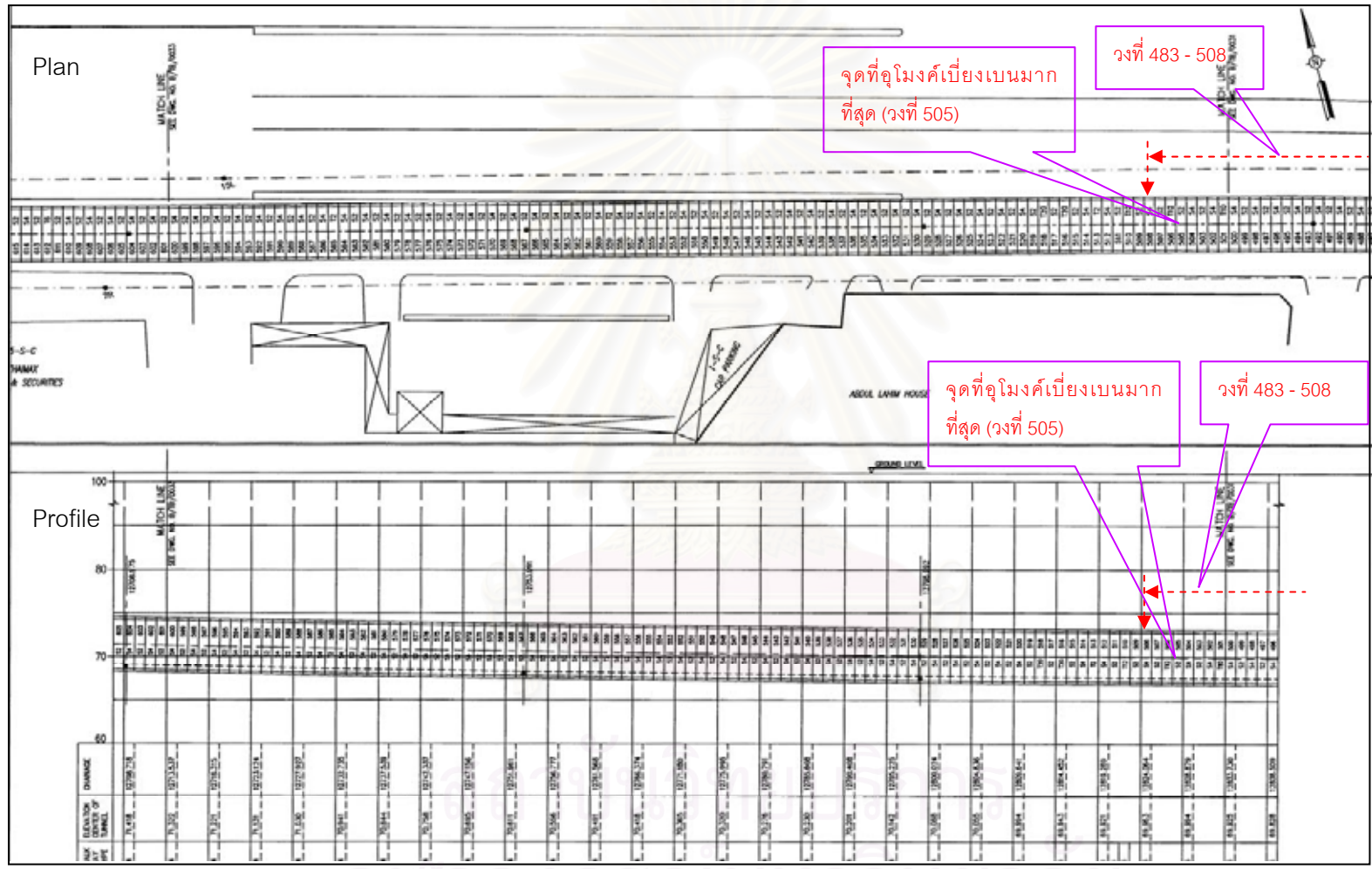
รูปที่ 5.2 ผลการปรับแนวคู่มือโดยไม่ส่งผลกระทบต่อตารางวาง พื้นที่สำหรับทางเดินและพื้นที่สำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ภายในอุโมงค์ (รฟม., 2542)



รูปที่ 5.3a ตำแหน่งแนวคูโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (รฟม., 2543)



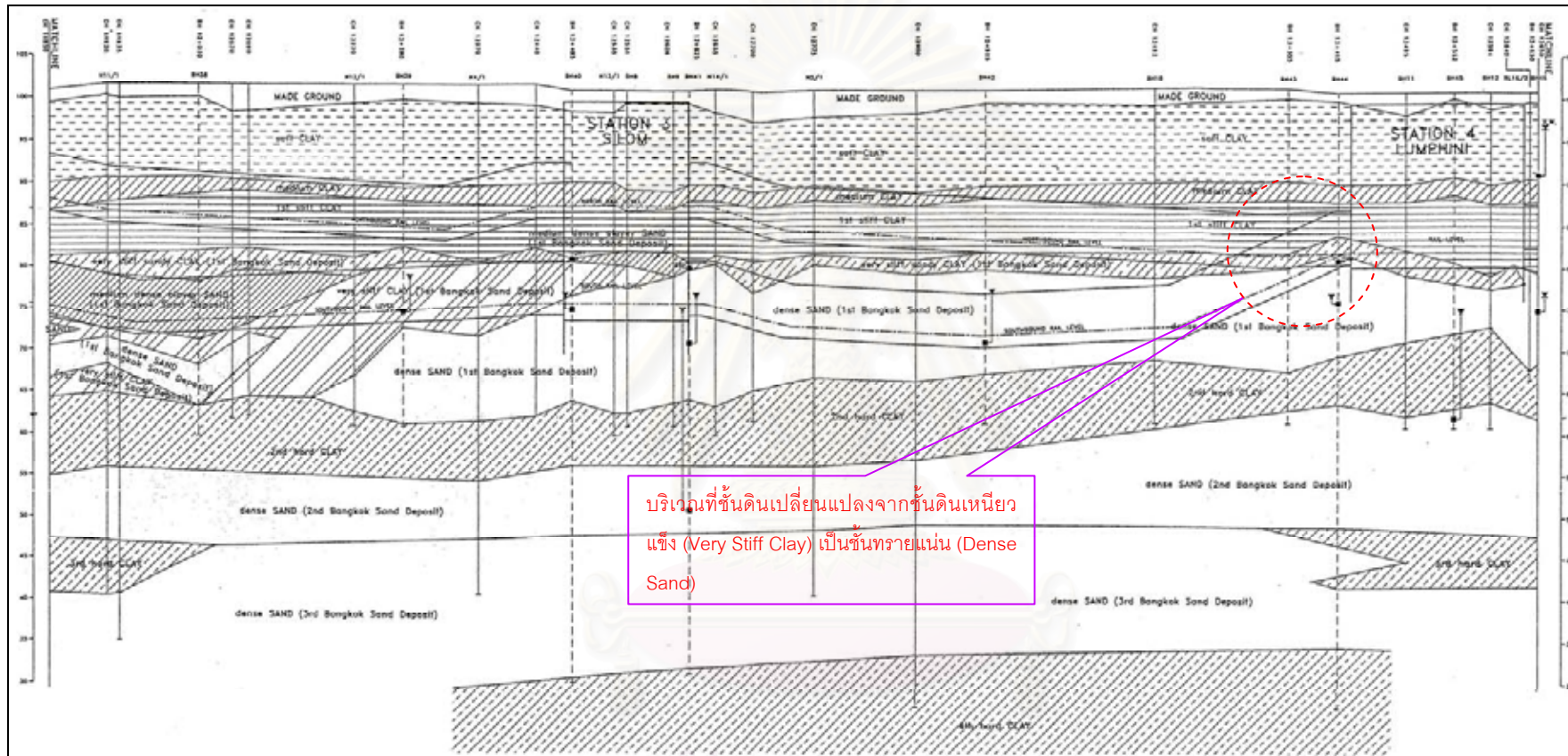
รูปที่ 5.3b ตำแหน่งแนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบระหว่างสถานีลูมพินีกับสถานีสีลม (จพม., 2543)



รูปที่ 5.3c ตำแหน่งแนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบระหว่างสถานีลูมพินีกับสถานีสีลม (จพม., 2543)



รูปที่ 5.4 แนวอุโมงค์เบี่ยงเบนออกจากแนวที่ได้ออกแบบระหว่างสถานีลุ่มพินกับสถานีสีลม (รฟม., 2543)



รูปที่ 5.5 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินที่เปลี่ยนแปลงระหว่างสถานีลุมพินีกับสถานีสีลม (MRTA, 1998)

ข้อจำกัดด้านเทคนิค (Technical Limitation) ของหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) เพราะสภาพชั้นดินในแต่ละประเภทแรงดันดินหน้าหัวเจาะไม่เท่ากันและการใช้ความเร็วในการขุดเจาะที่แตกต่างกัน

วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือทำการปรับแนวของอุโมงค์ให้เข้าสู่แนวที่ออกแบบไว้ โดยการปรับแนวอุโมงค์ช่วงดังกล่าวมีผลต่อความหนาของชั้นคอนกรีตบริเวณ Tunnel Invert ดังรูปที่ 5.6 ทำให้ความหนาของคอนกรีตชั้นแรกน้อยลง จึงต้องมีการปรับแก้ความหนาของคอนกรีตชั้นที่สอง เพื่อให้แนวราง (Track Alignment) ที่จะวางต่อไปเป็นไปตามที่ออกแบบไว้ หรือในกรณีที่ความหนาของชั้นคอนกรีตไม่เพียงพอต่อการติดตั้งระบบหรืออุปกรณ์ภายในอุโมงค์ จะต้องทำการเพิ่มพื้นที่คอนกรีตบริเวณดังกล่าวให้มากขึ้น โดยยกระดับรางให้สูงขึ้นกว่าที่ออกแบบไว้ ทั้งนี้การปรับแนวอุโมงค์จากการเบี่ยงเบนต้องไม่มีผลกระทบต่อการวางรางและพื้นที่สำหรับทางเดินรวมถึงพื้นที่สำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ภายในอุโมงค์

5.2 การหลุดตัวของผิวดิน

5.2.1 ถนนทรุดระหว่างสถานีห้วยขวางกับสถานีสุทธิสาร

การหลุดตัวของถนนบริเวณถนนรัชดาภิเษกทางด้านทิศเหนือ (Northbound Carriageway) ซึ่งตรงกับตำแหน่งของหัวเจาะ TBM 2 ทางด้านทิศเหนือ (Northbound) ระหว่างสถานีห้วยขวางกับสถานีสุทธิสาร (อุโมงค์วงที่ 1169) ดังรูปที่ 5.7 โดยเหตุเกิดเมื่อวันที่ 25 ตุลาคม พ.ศ. 2542

ลักษณะที่เกิดเหตุ คือถนนเกิดการทรุดตัวประมาณ 200 มิลลิเมตร ความยาวประมาณ 20 เมตร ของ 3 ช่องจราจรด้านนอก จากทั้งหมด 4 ช่องจราจร ได้มีการเจาะผิวถนนคอนกรีตเพื่อตรวจสอบ ปรากฏว่าพบช่องว่างระหว่างผิวถนนคอนกรีตและดิน

สาเหตุของการเกิด คือขณะที่ขุดเจาะเพื่อติดตั้งอุโมงค์วงที่ 1169 ซึ่งการขุดเจาะเป็นไปอย่างลำบาก โดยมีสาเหตุมาจากสองส่วนด้วยกันคือ ประการแรกหลังจากที่หัวเจาะอุโมงค์เจาะทะลุกำแพงสถานีห้วยขวาง ซึ่งมีการใช้ Fiber Reinforcement ในการทำ Diaphragm Wall เพื่อให้

หัวเจาะสามารถเจาะทะลุกำแพงสถานีได้โดยหัวเจาะไม่เสียหาย แต่มีชิ้นส่วนของ Fiber ติดอยู่ที่ใบพัดตัดดิน (Cutting Wheel) ซึ่งเป็นปัญหาที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ (Unexpected Problem) ทำให้ใบพัดตัดดินหมุนลำบาก และเมื่อร่วมกับประการที่สองคือการปรับปรุงคุณภาพดิน (Ground Treatment) ด้านหลังของกำแพงสถานีเพื่อไม่ให้ดินเกิดการทรุดตัวในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์เจาะผ่านกำแพงสถานีออกมา ดังนั้นผู้ควบคุมหัวเจาะจึงเพิ่มความเร็วของสว่านลำเลียงดิน (Screw Conveyor) จากประมาณ 8 rpm เป็น 20 rpm เพื่อหมุนเอาดินจากการขุดเจาะออกไปเป็นจำนวน 2 ถึง 3 รถขนดิน (Muck Car) ก่อนเริ่มผลักหัวเจาะ (Shoving) และแรงดันดินในห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) หรือเรียกว่า ความดันหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ซึ่งพิจารณาจากเครื่องตรวจวัดความดัน (Pressure Sensor) ที่ติดตั้งในห้องเก็บพักดิน ในขณะนั้นมีค่าเท่ากับ 0 bar ดังรูปที่ 5.8 จากนั้นเมื่อขุดเจาะได้ระยะทางประมาณ 500 มิลลิเมตร โดยขนดินออกไปเป็นจำนวน 6 คันรถขนดิน (ประมาณ 35-50 ลูกบาศก์เมตร) ซึ่งมากกว่าค่าปกติที่จะขนดินออกไปเป็นจำนวนประมาณ 6-8 ลูกบาศก์ เมตร หรือ 1 คันรถขนดิน ในช่วงเวลานั้นแรงดันดินในห้องเก็บพักดินก็เพิ่มเป็น 1.2 bar โดยทันที หรือสามารถกล่าวได้ว่าความดันที่เพิ่มขึ้นมาทันทีนั้น เกิดจากการที่ยังคงความเร็วของสว่านลำเลียงดินที่ค่าเดิมไว้ ทำให้ดินในห้องเก็บพักดินถูกลำเลียงออกไปจนหมด (แรงดันดินในห้องเก็บพักดิน เท่ากับ 0 bar) จึงส่งผลให้ดินหน้าหัวเจาะไหลเข้าไปในห้องเก็บพักดินอย่างรวดเร็ว และการไหลของดินเข้าไปในห้องเก็บพักดินนี้ ทำให้แรงดันดินในห้องเก็บพักดินเปลี่ยนแปลงฉับพลันจาก 0 bar เป็น 1.2 bar ดังนั้นการที่ดินหน้าหัวเจาะไหลเข้ามาในห้องเก็บพักดินจึงทำให้เกิดชั้นดินและผิวดิน (พื้นถนน) ทรุดตัวลง

วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือเพิ่มแรงดันในห้องเก็บพักดิน เป็น 2.0 bar และรักษาระดับนี้ไว้จนการผลักหัวเจาะเพื่อที่จะประกอบดาตอูโมงค์ให้ได้ 1 วง เสร็จสมบูรณ์ (1,200 มิลลิเมตร) และให้ขนดินออกไปจำนวน 3 คันรถขนดิน (ประมาณ 20-25 ลูกบาศก์เมตร) แล้วติดตั้งดาตอูโมงค์วงที่ 1169 และให้รักษาระดับแรงดันในห้องเก็บพักดิน ที่ 2.0 bar ต่อไป ส่วนบริเวณที่เกิดถนนทรุดให้มีการปิดกั้นช่องจราจรช่องนอกสุดและติดตั้งสัญญาณและไฟเตือน จากนั้นจากการที่ขุดเจาะได้พื้นถนนคอนกรีต (Concrete Road Deck) ปราบกฐช่องว่างระหว่างถนนและดิน จึงซ่อมโดยการเท Weak Cement Mortar เข้าไปในช่องที่เจาะให้เต็มช่องว่าง ส่วนพื้นผิวจราจรที่ทรุดทำการซ่อมโดยลาดด้วยยางมะตอย

ค่าแรงดันดินในท้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าแรงดันหน้าหัวเจาะ ซึ่งพิจารณาจากเครื่องตรวจวัดความดันที่ติดตั้งในท้องเก็บพักดิน นั้นเป็นค่าที่มีความสำคัญมากในการขุดเจาะอุโมงค์แบบวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) ซึ่งสามารถแสดง ดังรูปที่ 5.9 และในการหาแรงดันหน้าหัวเจาะ จะพิจารณาในช่วงระยะเวลาสั้น (Short Term Condition) ด้วยการวิเคราะห์แบบห่วงแรงรวม (Total Stress Analysis) เนื่องจากเป็นแรงดันที่เกิดขึ้นในทันทีและกระทำต่อด้านหน้าของหัวเจาะ อุโมงค์ในแต่ละตำแหน่งที่อุโมงค์เคลื่อนที่ไปข้างหน้าเท่านั้น ซึ่งสามารถคำนวณค่าดังกล่าวได้จากสมการดังนี้

$$P_o = K_o(\gamma H - \gamma_w Z_w) + \gamma_w Z_w \quad (5.1)$$

$$P_a = K_a \gamma H - 2s_u \sqrt{K_a} \quad (5.2)$$

$$P_p = K_p \gamma H + 2s_u \sqrt{K_p} \quad (5.3)$$

โดย $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.4)$

และ $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.5)$

เมื่อ	P_o	คือ แรงดันดินสถิตย์ (Earth Pressure at Rest)
	P_a	คือ แรงดันดินในภาวะ Active (Active Earth Pressure)
	P_p	คือ แรงดันดินในภาวะ Passive (Passive Earth Pressure)
	K_o	คือ สัมประสิทธิ์แรงดันสถิตย์ (Coefficient of Earth Pressure at Rest)
	H	คือ ความลึกของจุดที่พิจารณาจากผิวดิน
	Z_w	คือ ความลึกของระดับน้ำใต้ดินจากผิวดิน
	γ	คือ หน่วยน้ำหนักของดิน
	γ_w	คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ

จากสมการที่ 5.1 ถึง 5.5 สามารถคำนวณแรงดันดินในท้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะได้ดังต่อไปนี้ โดยจากรูปที่ 5.7 บริเวณที่เกิดเหตุอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ที่ระดับความลึกประมาณ 20 เมตร (at Tunnel Invert) จากระดับพื้นดิน พิจารณาหาแรงดันดินที่ 3 ระดับด้วยกันคือ ที่ ยอดอุโมงค์ (Tunnel Crown), ด้านข้างของอุโมงค์ (Spring Line) และด้านล่างของอุโมงค์ (Tunnel Invert) ซึ่งหัวเจาะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.43 เมตร จึงคิดที่ระดับความลึก 13.57 เมตร 16.785 เมตร และ 20 เมตร ตามลำดับ และจากตารางที่ 4.2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินฯ สามารถคำนวณแรงดันดินในท้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะได้ดังตารางที่ 5.1 โดยค่าแรงดันดินในท้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะที่เหมาะสมจะอยู่ระหว่างค่า P_o กับ P_a คือที่ 1.5-2.0 bar ที่ระดับความลึกของการขุดเจาะอุโมงค์ประมาณ 20 เมตร ดังรูปที่ 5.10

ตารางที่ 5.1 แรงดันดินในท้องเก็บพักดินหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะ

H (m)	ϕ (degree)	K_o	K_a	K_p	P_o (bar)	P_a (bar)	P_p (bar)
13.57	0	0.85	1	1	2.32	1.09	4.21
16.785	0	0.85	1	1	2.90	1.26	5.29
20	0	0.85	1	1	3.48	1.50	6.30

5.2.2 ถนนทรุดระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยกับพระราม 9 Crossover Box

การทรุดตัวของถนนบริเวณถนนรัชดาภิเษกทางด้านทิศใต้ (Southbound Carriageway) ด้านนอกอาคาร Telecoms Tower ซึ่งตรงกับตำแหน่งของหัวเจาะ TBM 1 ทางด้านทิศใต้ (Northbound) ระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยกับพระราม 9 Crossover Box ที่กำลังขุดเจาะอุโมงค์อยู่ ดังรูปที่ 5.11 โดยเหตุเกิดเมื่อวันที่ 30 กรกฎาคม พ.ศ. 2543

ลักษณะที่เกิดเหตุ คือถนนเกิดการทรุดตัวประมาณ 250 มิลลิเมตร และมีน้ำท่วมขึ้นมาอันเนื่องมาจากท่อส่งน้ำประปาชนิด Asbestos ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 5.12 แตกเสียหายซึ่งเป็นเหตุให้ต้องปิดการจราจรทางด้านใต้ (Southbound Carriageway) ของถนนรัชดาภิเษก ดังรูปที่ 5.13a และ รูปที่ 5.13b

สาเหตุของการเกิด คือเมื่อเวลาประมาณ 00.30 น. ของวันที่ 30 กรกฎาคม พ.ศ. 2543 แรงดันดินในห้องเก็บผักดิน (Soil Chamber) ลดลง อันเนื่องมาจากการขุดเจาะเพื่อติดตั้งอุโมงค์ วงที่ 219 นั้น เป็นไปอย่างลำบากเมื่อเทียบกับที่ผ่านมา โดยข้อมูลที่บันทึกจากหัวเจาะ แสดงให้เห็นว่าในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่ได้น้อยนั้นส่วนลำเลียงดิน (Screw Conveyor) ยังทำงานอยู่ และมีการขนย้ายดินออกจากห้องเก็บผักดินจำนวน 9 คันรถขนดิน (Muck Car) ซึ่งโดยปกติในการขุดเจาะอุโมงค์ 1 วง (1,200 มิลลิเมตร) จะมีการขนย้ายดินออกจากห้องเก็บผักดิน จำนวน 6 คันรถขนดิน (ประมาณ 1 คันรถขนดิน ต่อการเคลื่อนตัวไปข้างหน้า 200 มิลลิเมตร) ดังนั้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ได้น้อย และมีการขนย้ายดินออกจากห้องเก็บผักดินจำนวน 9 คันรถขนดิน ซึ่งมากกว่าค่าปกติ ร่วมกับไม่มีการฉีดพ่นน้ำก่อน (Injection of Water) ทำให้แรงดันดินในห้องเก็บผักดินลดลงเท่ากับ 0 bar ดังตารางที่ 5.2 ดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะเข้ามาภายในส่งผลให้ถนนทรุดและมีน้ำท่วมขังขึ้นมาอันเนื่องมาจากท่อส่งน้ำประปาชนิด Asbestos แตกเสียหาย

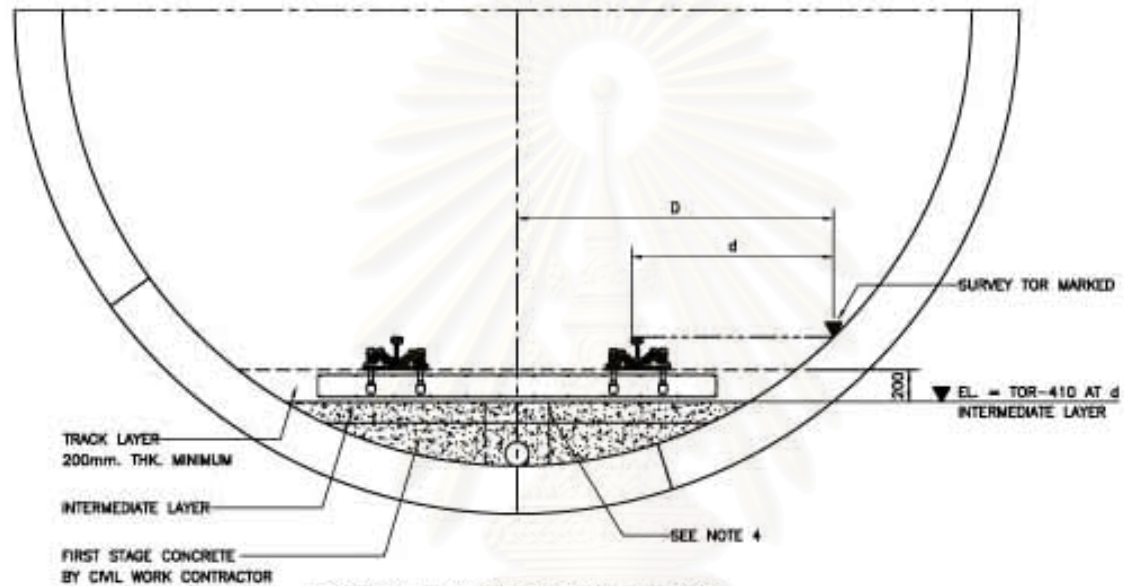
วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือให้หัวเจาะหยุดทำงานเวลาประมาณ 07.00 น. ของวันที่ 30 กรกฎาคม พ.ศ. 2543 จากนั้นทำการปิดช่องการจราจรทางด้านทิศใต้และทำการปิดท่อประปาเพื่อหยุดน้ำที่ท่วมและซ่อมแซมท่อที่แตกเสียหาย จนกระทั่งสามารถจ่ายน้ำได้เวลาประมาณ 23.00 น. แล้วซ่อมแซมถนนเสร็จเวลาประมาณ 03.30 น. ของวันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ. 2543 ก่อนที่จะเปิดการจราจรทั้งสองทิศทางและเริ่มให้หัวเจาะทำงานต่อประมาณคืนวันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ. 2543

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 5.2 ค่าแรงดันดินในห้องเก็บพัสดุหรือเรียกว่าความดันหน้าหัวเจาะ ขณะขุดเจาะเพื่อติดตั้งอุโมงค์วงที่ 219 (MRTA, 2000)

Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right	Time (hr.)	Pressure* Left	Pressure* Right																				
0:00	1.1	1.1	0:31	0	0	1:01	0.1	0	1:31	0	0	2:01	0	0	2:31	0	0	3:01	0	0	3:31	0	0	4:01	0	0	4:31	0	0	5:01	0	0	5:31	0	0	6:01	0	0	6:31	0	0	7:01	0	0		
	0.9	0.9		0	0		0.2	0.2		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.1	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		
	0.8	0.7		0	0		0.2	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.1	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		
	0.7	0.7		0	0		0.3	0.2		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		
	0.7	0.8		0	0		0.3	0.2		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.6	0.7		
	0.8	0.9		0	0		0.2	0.3		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.8	0.8		0	0		0.1	0.3		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.9		
	0.5	0.7		0	0		0.1	0.3		0.2	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.3	0.5		0	0		0.2	0.2		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.3	0.4		0	0		0.2	0.2		0.4	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.4	0.5		0	0		0.2	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.2	0.4		0	0		0.3	0.3		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.3	0.4		0	0		0.3	0.3		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.3	0.5		0	0		0.3	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.3	0.4		0	0		0.2	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.1	0.4		0	0		0.1	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.2	0.4		0	0		0.1	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.8	0.8		
	0.4	0.7		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.4	0.6		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.2	0.4		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.1	0.4		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.1	0.4		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.4	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0.5	0.5		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.1	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
	0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.1	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0.7	0.8		
0:30	0	0	1:00	0	0	1:30	0	0	2:00	0	0	2:30	0	0	3:00	0	0	3:30	0	0	4:00	0	0	4:30	0	0	5:00	0	0	5:30	0.1	0	6:00	0	0	6:30	0	0	7:00	0	0					

* Pressure : Earth Pressure (ksc.)



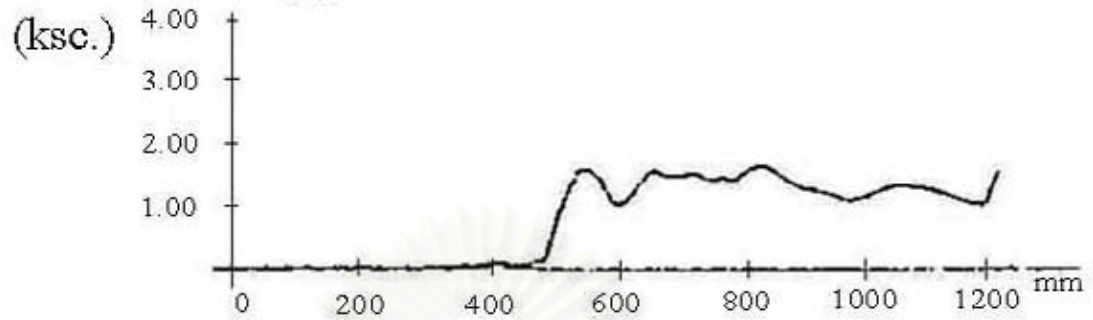
SECTION TUNNEL STRAIGHT TRACK
1 : 20

NOTES :

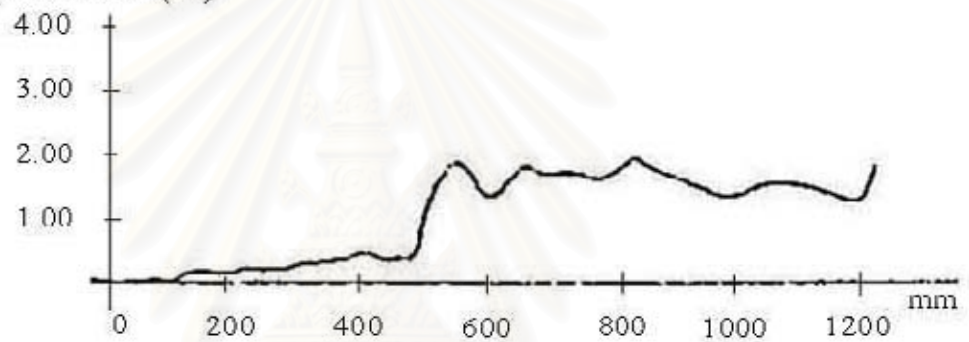
1. INTERMEDIATE LAYER CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH 150 N/SQ. CYLINDER AT 28 DAYS.
2. MINIMUM THICKNESS OF INTERMEDIATE LAYER IS 50mm.
3. THE THICKNESS OF TRACK LAYER MUST BE 200mm. MINIMUM.
4. THE EXISTING CATCH PITS SHALL BE EXTENDED THROUGH THE INTERMEDIATE LAYER MAINTAINING THEIR EXISTING DIMENSIONS.

รูปที่ 5.6 ความหนาของคอนกรีตบริเวณด้านล่างของอุโมงค์ (Tunnel Invert) เพื่อใช้วางราง (MRTA, 2002)

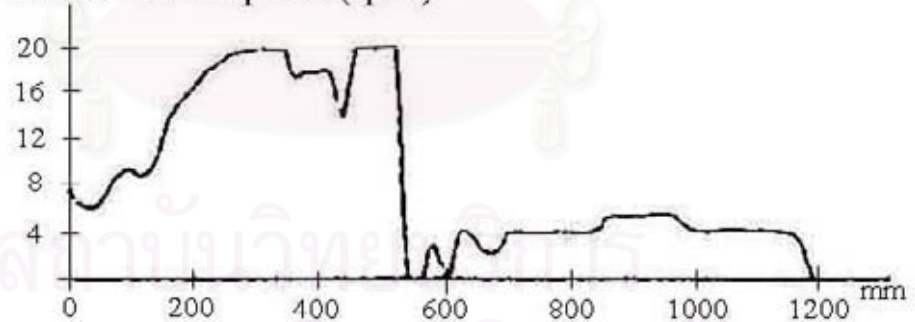
Face Pressure (L)



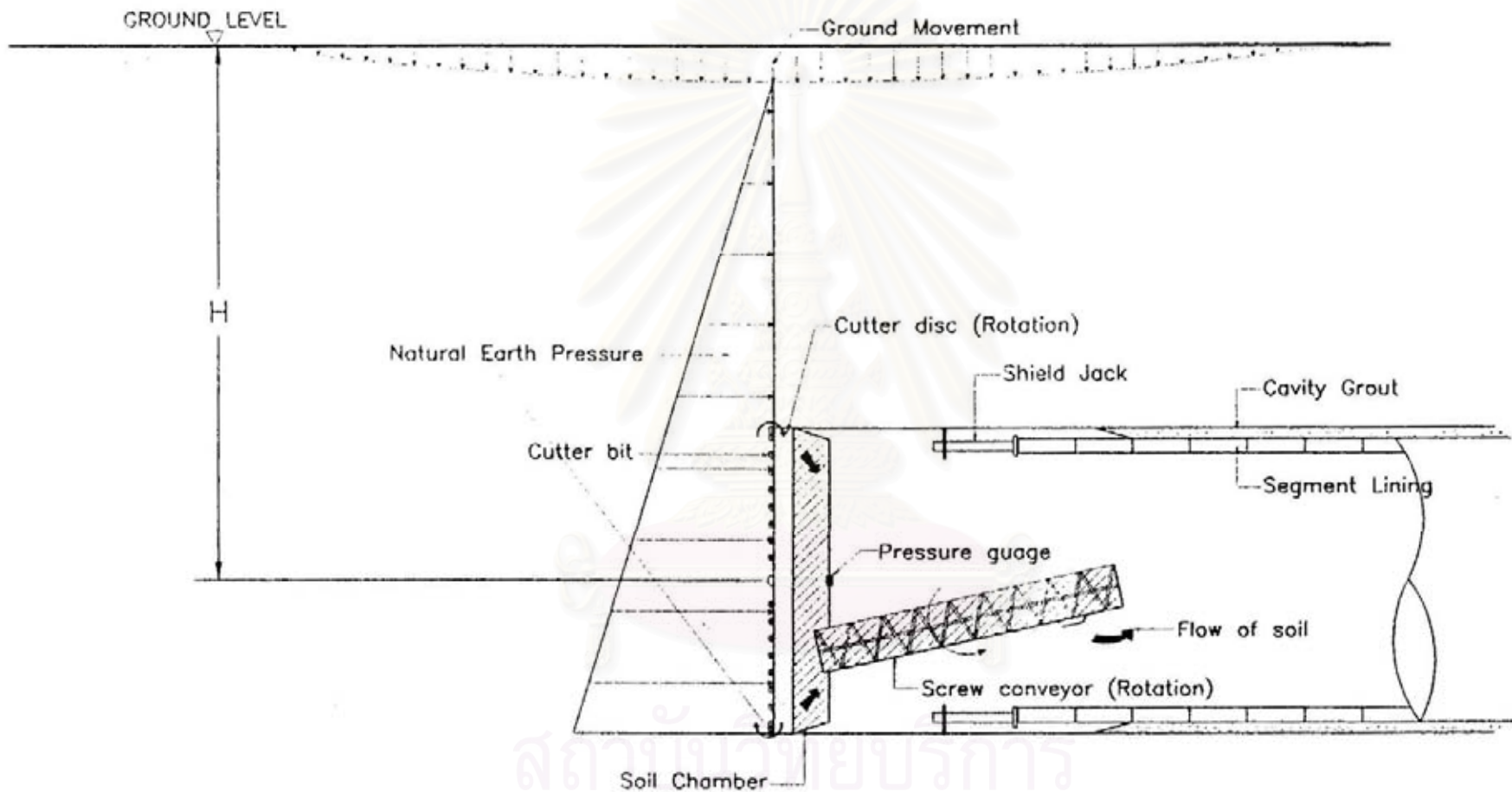
Face pressure (R)



Screw Revolution Speed (rpm)



รูปที่ 5.8 ค่าแรงดันดินในห้องเก็บพักดิน หรือแรงดันหน้าหัวเจาะ Revolution Speed ระหว่างชุดเจาะอุโมงค์วงที่ 1169 กับ 1168 (MRTA, 1999)

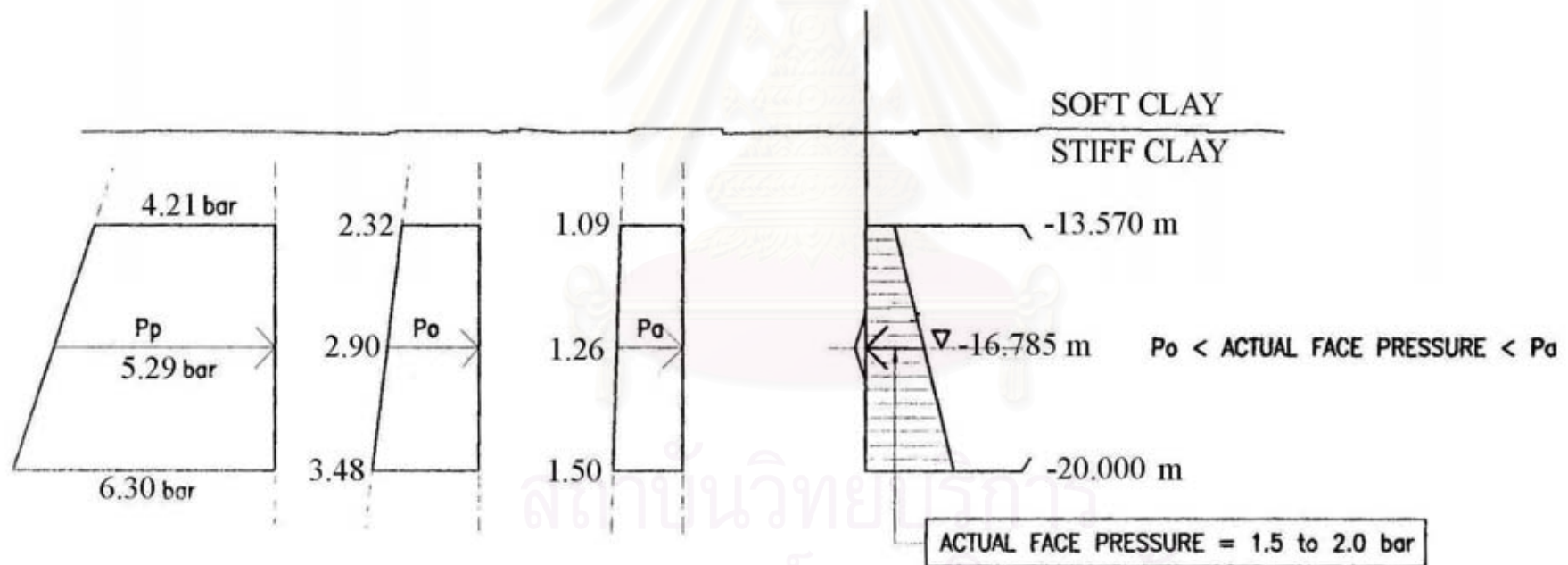


รูปที่ 5.9 แนวความคิดของวิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) (MRTA, 2000)

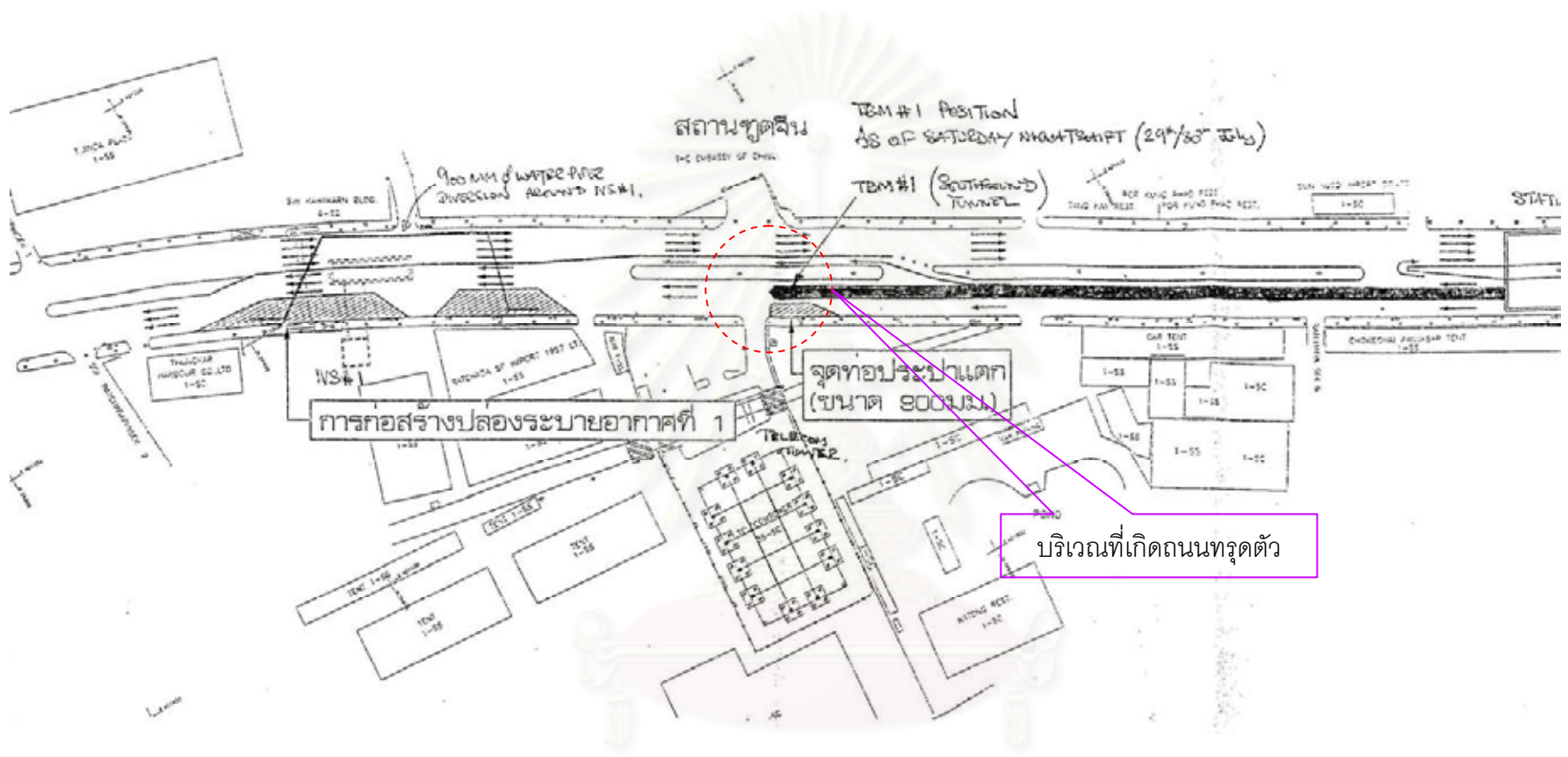
GROUND SURFACE

GROUND WATER LEVEL

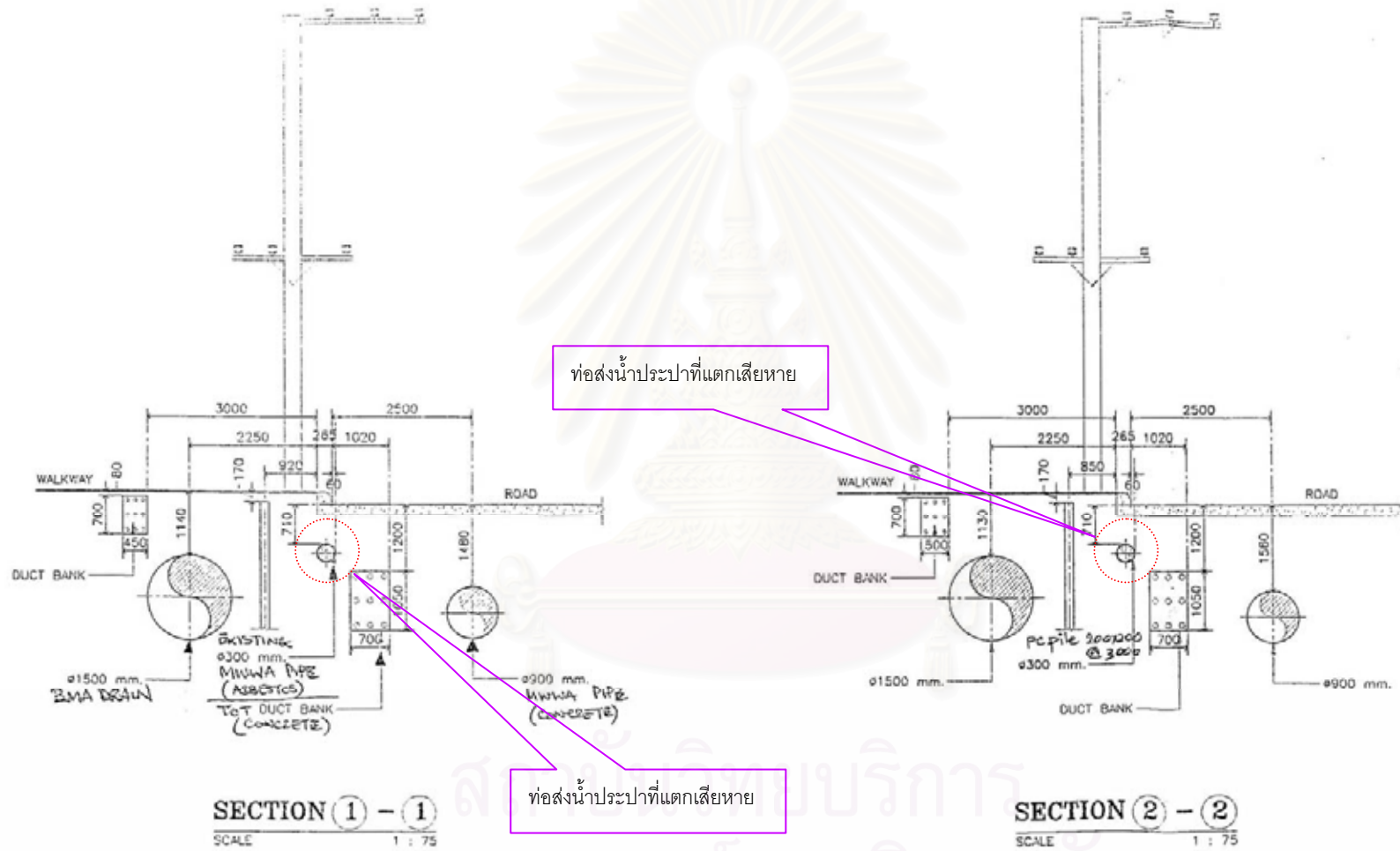
-9 m



รูปที่ 5.10 ค่าแรงดันดินในท้องเก็บผักดิน หรือแรงดันหน้าหัวเจาะที่เหมาะสม (MRTA, 2000)



รูปที่ 5.11 บริเวณที่เกิดถนนทรุดตัวระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยกับพระราม 9 Crossover Box (MRTA, 2000)



รูปที่ 5.12 รูปตัดแสดงตำแหน่งของท่อส่งน้ำประปาชนิด Asbestos ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร (MRTA, 2000)



รูปที่ 5.13a ถนนเกิดการทรุดประมาณ 250 มิลลิเมตร ทำให้น้ำท่วมขึ้นมา
อันเนื่องมาจากท่อส่งน้ำประปาแตกเสียหาย (MRTA, 2000)



รูปที่ 5.13b ถนนเกิดการทรุดประมาณ 250 มิลลิเมตร ทำให้น้ำท่วมขึ้นมา
อันเนื่องมาจากท่อส่งน้ำประปาแตกเสียหาย (MRTA, 2000)

5.3 การเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์

ในการศึกษาปัญหาน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคลนั้น ศึกษาเฉพาะช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) เท่านั้น เนื่องจากในการตรวจสอบน้ำรั่วในอุโมงค์ช่วงหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ (ประมาณกลางปี พ.ศ. 2547 จนถึงกลางปี พ.ศ. 2548) ที่ทำการตรวจสอบระหว่างวันที่ 18-31 พฤษภาคม พ.ศ. 2548 พบว่าจำนวนตำแหน่งน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์ในช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) มีมากกว่าช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) ดังรูปที่ 5.14 และค่า Piezometric Level ตลอดโครงการฯ ตั้งแต่หัวลำโพง-บางซื่อ ดังรูปที่ 5.15 โดยในช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือตรวจวัดแรงดันน้ำ (Piezometers) ชนิด Standpipe จำนวน 52 ตัว และ เครื่องมือตรวจวัดแรงดันน้ำ (Piezometers) ชนิด Vibrating Wire จำนวน 4 ตัว สำหรับช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือตรวจวัดแรงดันน้ำ (Piezometers) ชนิด Standpipe จำนวน 35 เครื่อง ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 5 เมตร ถึง 52 เมตร ตลอดสองข้างระหว่างแนวขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งข้อมูลที่นำมาแสดงในกราฟเป็นค่า Piezometric Level ที่ทำการตรวจวัดจากระดับชั้นทรายชั้นแรก (First Sand) ความลึกประมาณ 20-30 เมตร เพื่อให้ได้ข้อมูลจากตัวแทนที่ใกล้เคียงกัน และข้อมูลทั้งหมดเป็นข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดก่อนการขุดเจาะอุโมงค์ จากรูปที่ 5.15 แสดงให้เห็นว่าค่า Piezometric Level ในช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) โดยรวมสูงกว่าค่า Piezometric Level ในช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) แสดงให้เห็นว่าค่า Piezometric Level มีผลต่อการรั่วซึมของน้ำในอุโมงค์ เพราะบริเวณใดที่ค่า Piezometric Level สูงนั้นย่อมหมายถึงในบริเวณนั้นน้ำมีความดันสูง จึงสามารถที่จะดันผ่าน Grout Hole Plug เข้ามาในอุโมงค์ได้

รูปที่ 4.1a ถึง 4.1b แสดงภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางโครงการฯ เมื่อเปรียบเทียบกับรูปที่ 5.14 แสดงให้เห็นว่าเมื่ออุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทราย จะทำให้อุโมงค์ในบริเวณดังกล่าวเกิดการรั่วซึมสูงกว่าเมื่ออุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียว

โดยปกติการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินนั้นจะยอมให้น้ำสามารถรั่วซึมเข้ามาในอุโมงค์ได้แต่ต้องไม่เกินค่าที่ยอมให้ ซึ่งค่าที่ยอมให้สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคลนั้นคือ น้ำสามารถรั่วซึมเข้ามาในอุโมงค์ได้สูงสุดในอัตราไม่เกิน 5 มิลลิเมตรต่อตารางเมตร

ต่อชั่วโมง สำหรับอุโมงค์ 1 วง หรือไม่เกิน 10 มิลลิลิตรต่อตารางเมตรต่อชั่วโมง สำหรับอุโมงค์ระยะทาง 10 เมตร โดยน้ำที่รั่วซึมเข้ามาจะไหลไปที่รางระบายน้ำ (Gutter) แล้วไหลตกลงไปที่ Sump Pit ต่อไป แต่ปัญหาของน้ำรั่วในอุโมงค์เกิดจากการที่น้ำที่รั่วซึมออกมาไหลหรือหยดโดนอุปกรณ์ต่างๆ ที่ติดตั้งอยู่ภายในอุโมงค์ ไม่ว่าจะเป็น รางรถไฟ (Rail) ที่รองรับรางจ่ายกระแสไฟฟ้า (Third Rail Bracket) ที่รองรับทางเดินเท้าภายในอุโมงค์ (Walkway Bracket) ที่รองรับ Cable (Cable Tray Bracket) และที่รองรับท่อดับเพลิง (Hydrant Pipe Bracket) ดังรูปที่ 5.16 ถึง 5.20 แล้วทำให้อุปกรณ์เหล่านั้นเกิดการสึกกร่อน เนื่องจากสภาวะทางเคมีของน้ำที่รั่วซึมในอุโมงค์ส่งผลกระทบต่อชิ้นส่วนอุปกรณ์โลหะที่ติดตั้งอยู่ในอุโมงค์ ซึ่งจากการเก็บตัวอย่างน้ำที่รั่วซึมในอุโมงค์ช่วงหัวขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) และวิเคราะห์ห้องค์ประกอบทางเคมี ที่ห้องปฏิบัติการของบริษัท วิศวกรรมเคมี จำกัด โดยรายงานระบุว่าพบค่าต่างๆ ค่อนข้างสูง โดยเฉพาะคลอไรด์ คือ พบว่ามีค่าระหว่าง 1,000 ถึง 20,000 ppm (น้ำที่มีค่าคลอไรด์สูงกว่า 1,000 ppm จัดว่าเป็นน้ำเค็ม) และค่า pH พบว่ามีค่าระหว่าง 7.72 ถึง 12.16 ซึ่งแสดงว่ามีสภาพความเป็นด่างสูง สาเหตุคาดว่ามีการละลายปูนปะปนออกมาทำให้ค่าความกระด้างสูงมาก และปริมาณคลอไรด์ที่สูงอาจเกิดจากการละลายเกลือที่เกาะผนังออกมา ซึ่งน้ำที่มีความกระด้างและปริมาณคลอไรด์ที่สูงดังกล่าวเกิดจากการที่น้ำใต้ดินละลายวัสดุที่ใช้ในการ Grout (Grouting Material) ที่เรียกว่า Thixotropic-Gel ประกอบด้วยของเหลวสองชนิดด้วยกัน ชนิดแรกเป็นของเหลวที่เกิดจากการผสมของ ซีเมนต์ (Cement) 220 กิโลกรัม เบนโทไนต์ (Bentonite) 27 กิโลกรัม น้ำ 848 ลิตร และ Stabilizer 1.4 กิโลกรัม ส่วนของเหลวชนิดที่สอง คือ โซเดียมซิลิเกต (Sodium Silicate) 70 ลิตร (ส่วนผสมต่อปริมาณ 1 ลูกบาศก์เมตร) มาผสมกันก่อนที่จะฉีดผ่าน Grout Hole เข้าไปแทนที่ในช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Tail Void) เพื่อป้องกันการหลุดตัว จากคุณภาพน้ำที่มีคุณสมบัติทางเคมีดังกล่าวนี้จะทำให้เกิดการกัดกร่อนต่อโลหะต่างๆ อย่างรวดเร็วและรุนแรง โดยเฉพาะ Galvanize ดังตารางที่ 5.3 ดังนั้นเหล็กชุบ Galvanize ที่ใช้ทั้งหมดในอุโมงค์จึงถูกกัดกร่อนชำรุดเสียหาย การกัดกร่อนที่เกิดขึ้นจะเกิดในลักษณะ Crevice Corrosion ซึ่งลักษณะของการเกิดการกัดกร่อนนี้ค่อนข้างรุนแรงและต่อเนื่อง โดยสามารถยืนยันได้จากความแตกต่างที่ลดลง ดังสมการที่ 5.1



โดยที่ M คือ โลหะ (Metal)

สาเหตุของการที่น้ำสามารถรั่วซึมผ่านดาดอุโมงค์เข้ามาในอุโมงค์ได้เนื่องจาก Grout Hole Plug ที่ใช้ปิด Grout Hole หลังจากการอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting) เมื่อติดตั้งดาดอุโมงค์แล้วเสร็จนั้นเกิดการแตกร้าว หลุดออกมา หรือแม้กระทั่งไม่แตกหรือหลุดก็มีน้ำไหลซึมออกมารอบๆ ซึ่ง Grout Hole Plug นี้มีวัตถุประสงค์เพื่อปิด Grout Hole ไม่ให้น้ำปูนไหลย้อนกลับหลังการอัดฉีดน้ำปูนทั้งในชั้น Primary Grouting และ Secondary Grouting รวมทั้งป้องกันน้ำและทรายที่จะไหลเข้ามาในอุโมงค์ โดย Grout Hole Plug เป็นวัสดุชนิด High Density Polyethylene (HDPE) ด้านปลายเป็นเกลียวแบบ TM 72 Thread (เกลียวคางหมู) ดังรูป 5.21 ซึ่งเป็นเกลียวที่ใช้ในการส่งกำลัง น้ำจึงรั่วซึมมาตามร่องเกลียวได้ ถึงแม้จะมีวงแหวนยาง (Rubber Ring) กั้นระหว่างเกลียวของ Grout Hole Plug กับเกลียวที่ตัว Grout Hole (เกลียวที่ฝังอยู่กับดาดอุโมงค์) แต่น้ำที่รั่วซึมเข้ามามีสภาวะทางเคมีที่เป็นต่างและคลอไรด์สูง เมื่อผ่านระยะเวลาอันยาวนานขึ้นวงแหวนยางจึงเสื่อมคุณภาพ และตัวที่สภาวะทางเคมีดังกล่าวของน้ำยังทำให้เกลียวที่ตัว Grout Hole ซึ่งเป็นโลหะถูกน้ำที่อยู่ในร่องเกลียวกัดจนสึกกร่อน รวมทั้งในบางจุดแรงดันน้ำสูงร่วมกับเกลียวที่ตัว Grout Hole สึกกร่อนจึงเป็นสาเหตุให้ตัว Grout Hole Plug แตกเสียหายหรือในบางจุดตันจนกระทั่ง Grout Hole Plug หลุดออกมาจาก Grout Hole

วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือ ทำการเปลี่ยน Grout Hole Plug โดยเริ่มจากการขัน Grout Hole Plug ตัวเก่าออกมา แล้วทำความสะอาดบริเวณภายใน Grout Hole และภายนอกบริเวณใกล้เคียงให้สะอาดและแห้ง จากนั้นขัน Grout Hole Plug ตัวใหม่ที่คุณสมบัติและลักษณะแบบเดิมเข้าไป แต่การแก้ไขปัญหาดังกล่าวนี้ส่งผลให้ปัญหากลับมาเหมือนเดิมคือน้ำยังรั่วซึมออกมา เพราะไม่ได้แก้คุณสมบัติและลักษณะของ Grout Hole Plug รวมทั้งเกลียวภายใน Grout Hole ที่โดนน้ำกัดกร่อนก็ยังใช้เหมือนเดิม

ตารางที่ 5.3 สภาวะทางเคมีของน้ำที่รั่วซึมในอุโมงค์ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (รพม., 2549)

Item Appearance	CUL*		SUT*		HUI*		RAT*		LAT*		PHA*		CHA*		KAM*		BAN*		Method
	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	NB**	SB**	
pH	7.82	9.07	10.17	8.13	11.56	10.44	10.64	7.88	12.16	11.66	8.13	8.10	7.72	11.89	8.92	9.08	8.61	8.87	Electrometric
Specific Conductivity ($\mu\delta$ /cm)	16730	22300	16370	17180	13960	5350	12240	15440	15710	20700	11600	30500	24300	18310	7950	28200	3610	1113	Laboratory
Total Dissolved Solids (ppm as NaCl)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Evaporate & Dried
P-Alkalinity (ppm as CaCO ₃)	nil	263	50	nil	388	50	325	nil	1150	325	nil	nil	nil	725	63	125	25	13	Titrimetric
M-Alkalinity (ppm as CaCO ₃)	163	938	513	200	475	125	788	175	1250	575	163	150	188	875	100	563	363	160	Titrimetric
Total Hardness (ppm as CaCO ₃)	780	87	735	470	1299	97	59	574	1421	1193	693	1455	1129	2119	369	3515	218	168	EDTA Titrimetric
Total Iron (ppm as Fe)	1.20	30.65	828.14	34.21	29.64	0.59	82.81	29.10	8.23	3.74	1596.3	32.77	1512.3	18.84	153.03	1291.4	56.41	0.14	Phenanthroline
Chloride (ppm as Cl)	3685	5012	5443	5790	4342	1101	3708	4988	3649	6316	3649	9965	7536	5383	2536	19319	3361	122	Argentometric
Sulfate (ppm as SO ₄)	3541	3327.9	84.26	95.9	18.69	459.02	98.36	59.02	40.66	56.23	429.51	540.98	501.64	20.33	155.41	40	531.15	189.34	Turbidimetric
Silica (ppm as SiO ₂)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Molybdosilicate
Phosphate (ppm as PO ₄)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Colorimetric
Manganese (ppm as Mn ²⁺)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Persulfate
Calcium Hardness (ppm as CaCO ₃)	644	63	549	376	985	67	25	347	1020	1089	554	1040	861	1436	254	3317	159	55	EDTA Titrimetric

Sampling Date: September 25, 2006

* CUL: สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย

RAT: สถานีรัชดาภิเษก

CHA: สถานีสวนจตุจักร

SUT: สถานีสุทธิสาร

LAT: สถานีลาดพร้าว

KAM: สถานีกำแพงเพชร

HUI: สถานีห้วยขวาง

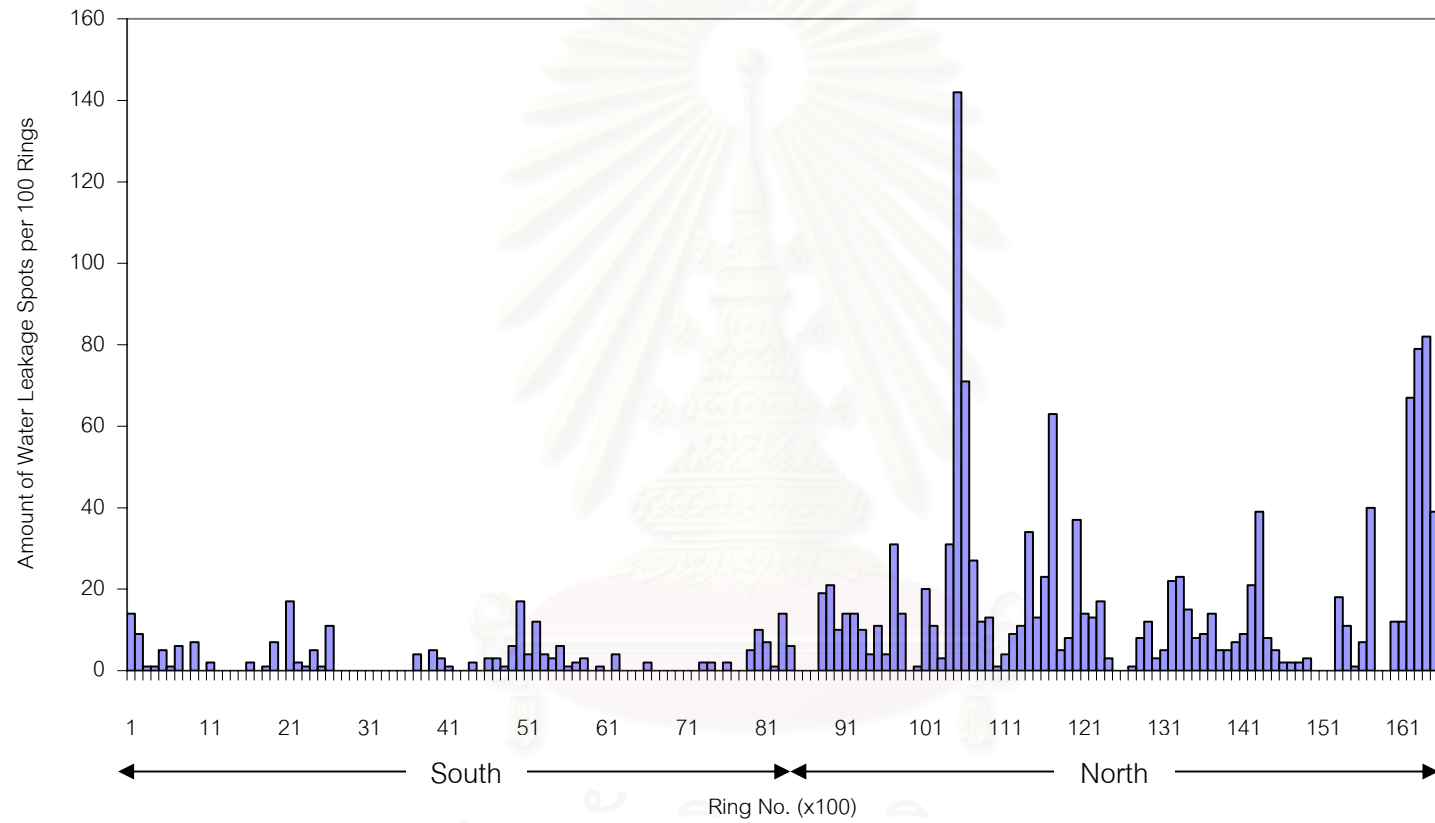
PHA: สถานีพหลโยธิน

BAN: สถานีบางซื่อ

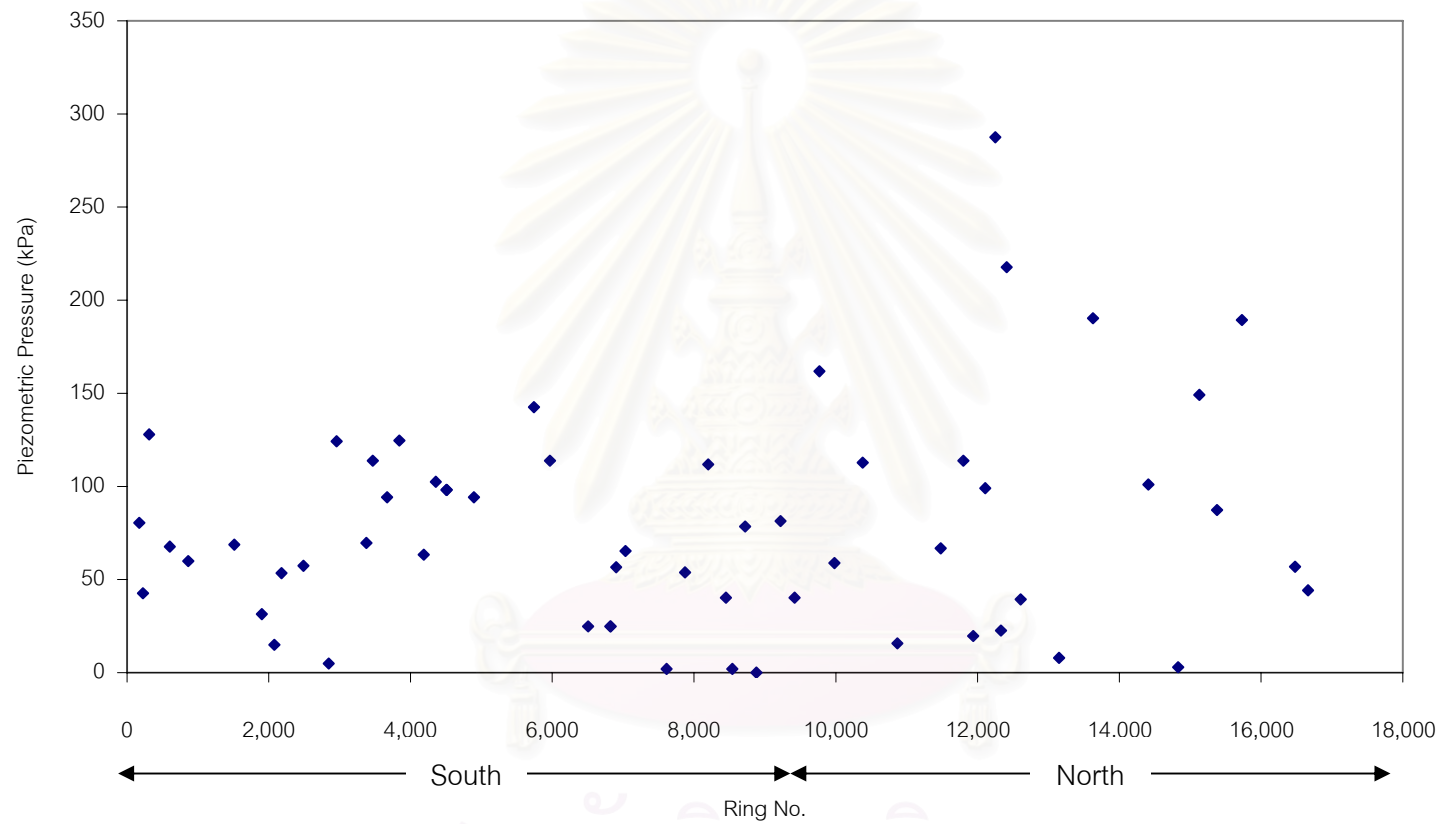
** NB: Northbound

SB: Southbound

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 5.14 จำนวนจุดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์ในช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง (ส่วนใต้) เปรียบเทียบกับช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) (MRTA, 2005)



รูปที่ 5.15 Piezometric Pressure ตลอดแนวเส้นทางอุโมงค์ (MRTA, 1998)

หมายเหตุ : เป็นข้อมูลช่วงก่อนก่อสร้างอุโมงค์เท่านั้น ไม่มีข้อมูลในขณะที่ทำการก่อสร้างและหลังการก่อสร้าง



รูปที่ 5.16 น้ำรั่วซึมผ่านดาดคูโมงค์แล้วหยดลงรางรถไฟ (Rail)



รูปที่ 5.17 น้ำรั่วซึมผ่านดาดคูโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับรางจ่ายกระแสไฟฟ้า (Third Rail Bracket)



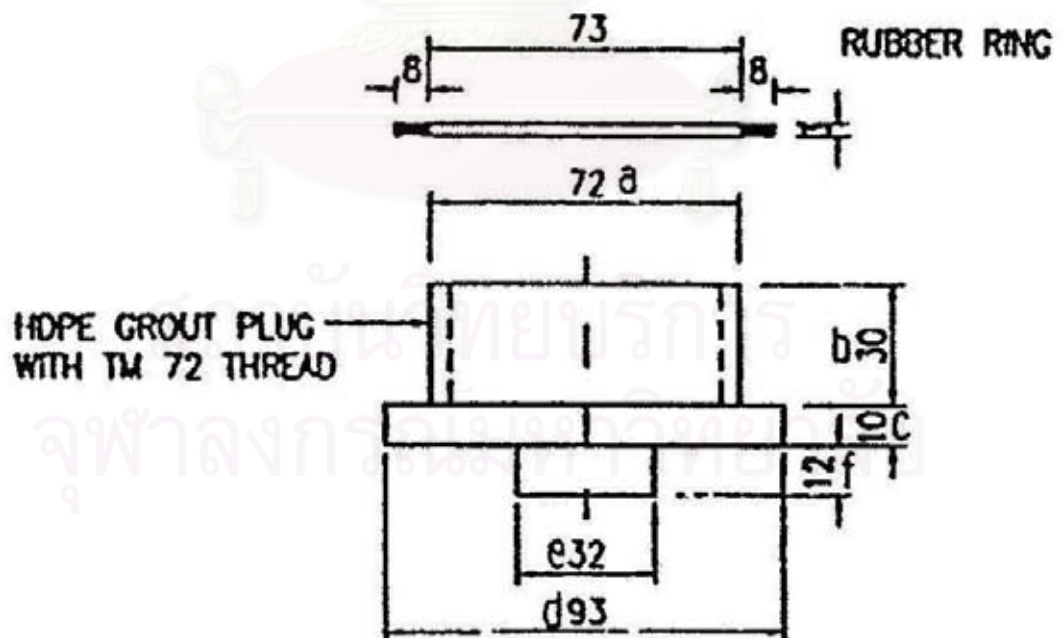
รูปที่ 5.18 น้ำรั่วซึมผ่านดาดคูโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับทางเดินเท้าภายในคูโมงค์
(Walkway Bracket)



รูปที่ 5.19 น้ำรั่วซึมผ่านดาดคูโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับ Cable (Cable Tray Bracket)



รูปที่ 5.20 น้ำรั่วซึมผ่านดาตคูโมงค์แล้วไหลผ่านที่รองรับท่อดับเพลิง (Hydrant Pipe Bracket)



รูปที่ 5.21 Grout Hole Plug (MRTA, 1999)

5.4 การแตกร้าวของดาดอุโมงค์ในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง

เกิดการแตกร้าวของดาดอุโมงค์ระหว่างสถานีรัชดาภิเษกกับสถานีลาดพร้าวบริเวณช่วงแนวเส้นทางที่มีส่วนโค้งรัศมี 192 เมตร ใกล้สถานีลาดพร้าว ดังรูปที่ 5.22

ลักษณะของปัญหา คือดาดอุโมงค์เกิดการแตกร้าวในลักษณะ Chips หรือ Spalling ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์ผลัดดาดอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้วเสร็จ เพื่อเคลื่อนตัวไปข้างหน้าในบริเวณแนวอุโมงค์ที่มีรัศมีโค้ง 192 เมตร ดังรูปที่ 5.23

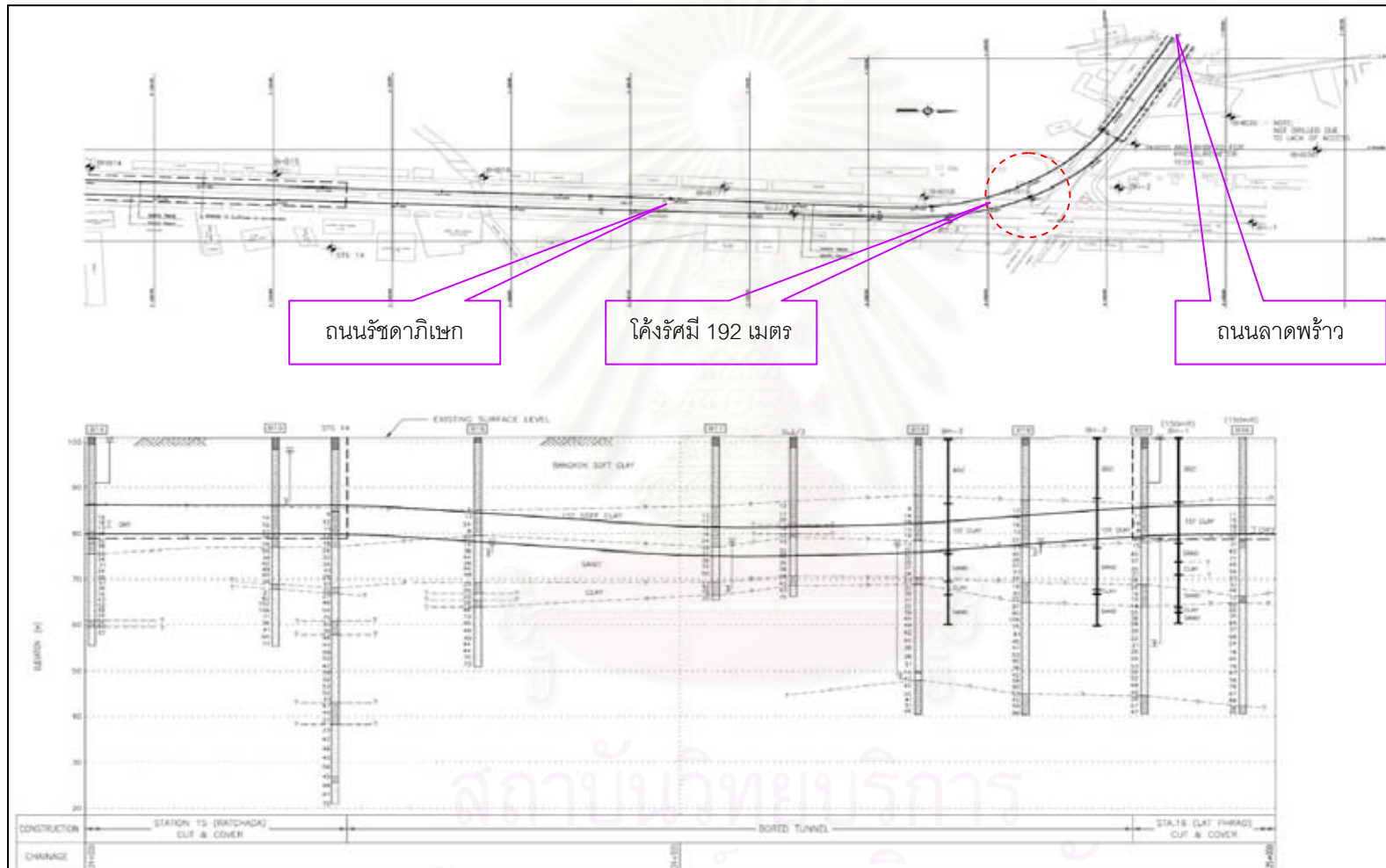
สาเหตุของการเกิด คือในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์กำลังผลัดตัวเองให้เคลื่อนที่ในแนวโค้งโดยใช้ Thrust Jack (Shield Jack) ออกแรงดันผลัดกับดาดอุโมงค์ที่ประกอบแล้วเสร็จด้านหลังหัวเจาะและใบพัดตัดดิน (Cutting Wheel) หมุนกัดดินโดยด้านหน้าไปพร้อมกัน แต่เนื่องจากแนวเส้นทางที่ต้องเคลื่อนที่เป็นช่วงโค้ง Thrust Jack (Shield Jack) ซึ่งประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 20 ตัว จึงออกแรงผลัดต่อดาดอุโมงค์ไม่เท่ากันเพื่อให้เคลื่อนที่ไปตามแนวโค้งรัศมี 192 เมตร ก่อนเข้าสถานีลาดพร้าว ซึ่งเป็นโค้งที่มีรัศมีความโค้งน้อยที่สุดของช่วงหัวขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) โดยออกแรงผลัดดาดอุโมงค์ทางด้านขวามากกว่าทางด้านซ้ายหรือก็คือระยะการยืดของ Thrust Jack (Shield Jack) ทางด้านขวามากกว่าทางด้านซ้าย ทำให้ดาดอุโมงค์แตกร้าวในลักษณะ Chips หรือ Spalling ส่วนที่โค้งอื่นๆ ไม่มีการแตกร้าวในลักษณะนี้

วิธีการแก้ไขปัญหาที่ใช้ในโครงการฯ คือในกรณีแรกรอยแตกร้าวมีความกว้างไม่เกิน 5 มิลลิเมตร ใช้ Low Pressure Grout ฉีดเข้าไปอุดรอยแตกร้าวดังกล่าว ซึ่งในการฉีดเข้าไปในรอยแตกร้าวจะควบคุมด้วยความดันและปริมาตรของน้ำปูน โดยความดันจะถูกกำหนดไว้ในตอนแรกแล้วจะหยุดเมื่อความดันลดลงเป็นศูนย์ และปริมาตรขึ้นกับความกว้างและความยาวของรอยแตกร้าว ส่วนในกรณีที่สองเป็นลักษณะของการที่คอนกรีตแตกหลุดออกจากดาดอุโมงค์ ดังรูปที่ 5.24 ใช้วิธีซ่อมโดยใช้ Non-Shrink Grout ผสมทรายละเอียด ซึ่งเมื่อแห้งแล้วมีคุณสมบัติในการรับแรงสูงกว่าหรือเท่ากับคุณสมบัติของดาดอุโมงค์ฉาบปิดรอยแตกดังกล่าว และลักษณะของการเสริมเหล็กในดาดอุโมงค์ในแนวเส้นตรงและแนวส่วนโค้ง ดังรูปที่ 5.25 และ 5.26 ตามลำดับ โดยมีปริมาณเหล็กเสริมด้านยาว (เหล็กยื่น) เท่ากับ 57.35 ตารางเซนติเมตรต่อเมตร และ 62.34 ตารางเซนติเมตรต่อเมตร สำหรับดาดอุโมงค์ในแนวเส้นตรงและแนวส่วนโค้งตามลำดับ ส่วนเหล็ก

เสริมด้านสั้น (เหล็กปลอก) เท่ากับ 11.82 ตารางเซนติเมตรต่อเมตร ทั้งสองแนว ดังนั้นการเสริมเหล็กของดาดูโมงค์ในแนวส่วนโค้งมากกว่าการเสริมเหล็กของดาดูโมงค์ในแนวตรงร้อยละ 8 เพื่อให้ดาดูโมงค์ในแนวโค้งสามารถรับแรงถีบตัวของหัวเจาะจาก Thrust Jack (Shield Jack) ที่ไม่เท่ากัน



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



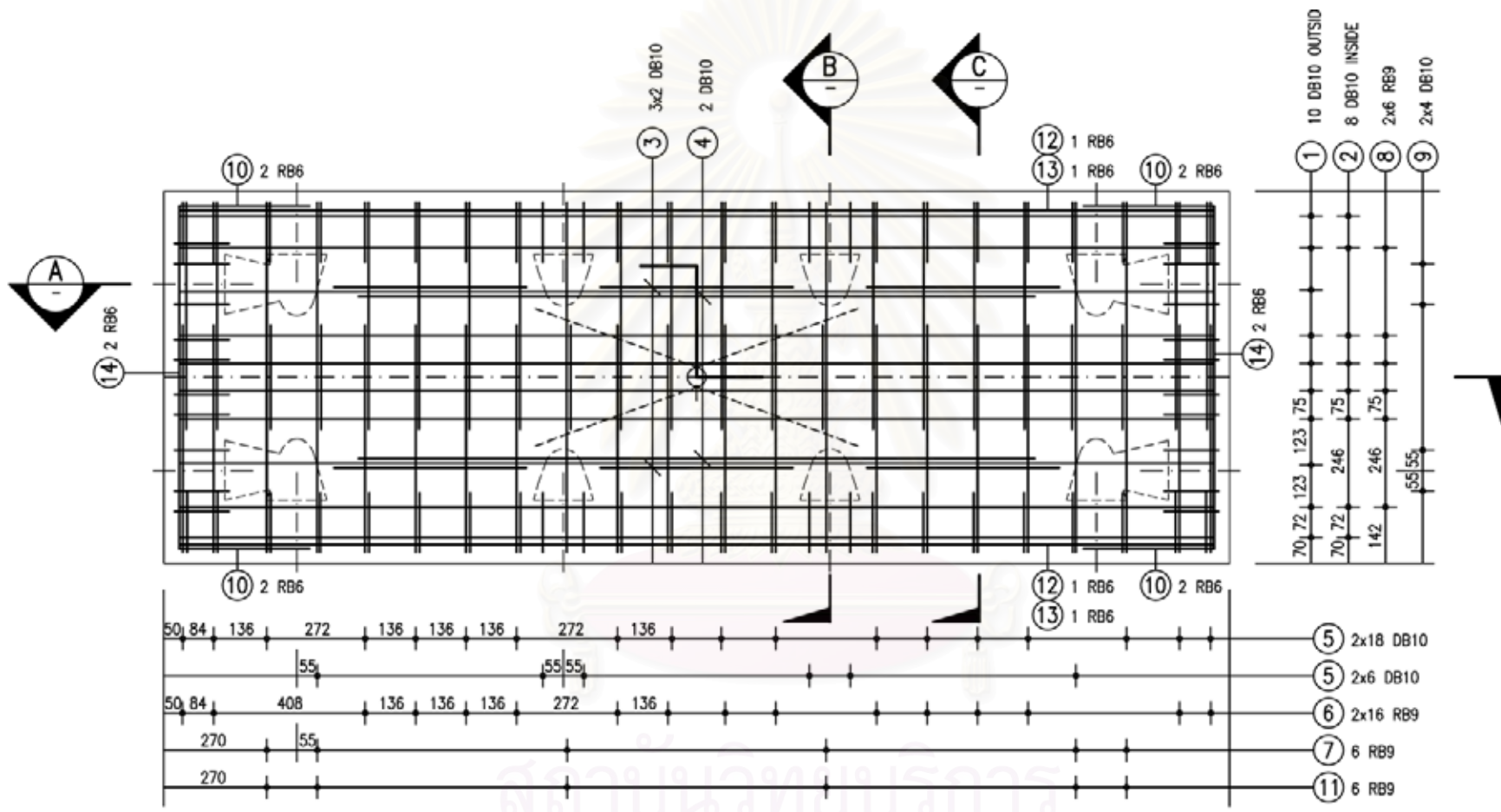
รูปที่ 5.22 บริเวณที่คาดอุโมงค์เกิดแตกร้าวช่วงโค้งรัศมี 192 เมตร ใกล้สถานีลาดพร้าว (MRTA,1998)



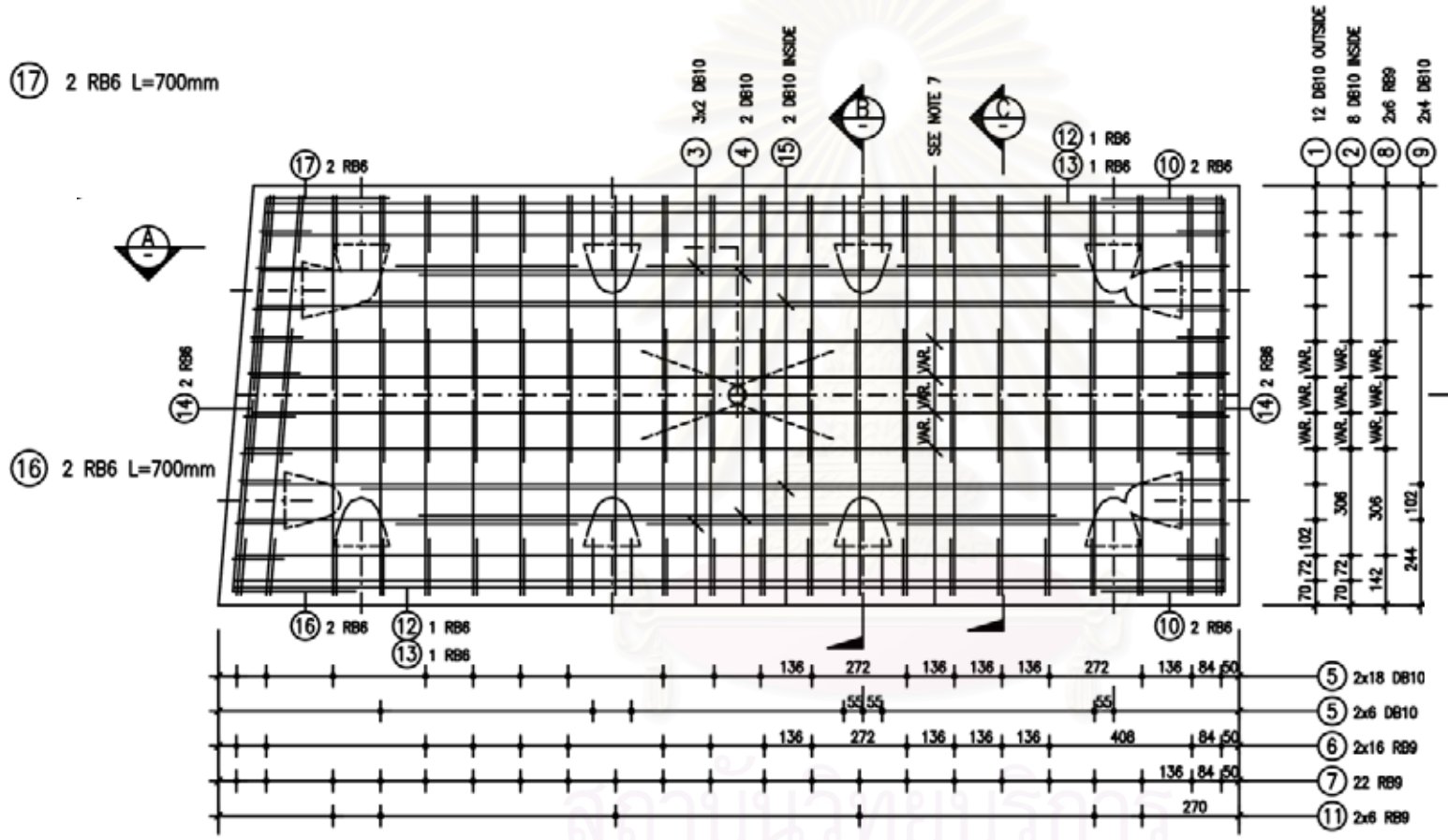
รูปที่ 5.23 ลักษณะของดาดอุโมงค์ที่แตกร้าว



รูปที่ 5.24 ลักษณะของดาดอุโมงค์ที่คอนกรีตแตกหลุด



รูปที่ 5.25 ลักษณะการเสริมเหล็กของดาดอูโมงค์ในแนวเส้นตรง (รพม., 2543)



รูปที่ 5.26 ลักษณะการเสริมเหล็กของดาดอุโมงค์ในแนวส่วนโค้งซ้าย (รฟม., 2543)

บทที่ 6

สรุปผลแนวทางป้องกันปัญหาและอุปสรรคทางด้านวิศวกรรมธรณี เทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล และข้อเสนอแนะ

6.1 แนวทางป้องกันการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์

6.1.1 แนวทางป้องกันการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในแนวราบ

ในกรณีนี้ การเบี่ยงเบนของอุโมงค์ในแนวราบเกิดจากความผิดพลาดในการป้อนข้อมูลพิกัดของแนวอุโมงค์เข้าไปในเครื่องคอมพิวเตอร์ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ ซึ่งเกิดจากการละเลยการปฏิบัติตามขั้นตอนของผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ (Human Error Problem)

แนวทางในการป้องกันคือ ผู้ที่ทำงานในการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต้องเป็นผู้ที่มีความรู้ความชำนาญ มีประสบการณ์ หรือต้องเป็นผู้ที่ผ่านการอบรมความรู้ในการควบคุมหัวเจาะเป็นอย่างดี และต้องมีการจัดทำขั้นตอนในการทำงานอย่างเป็นลำดับขั้น มีการรายงานผลและตรวจสอบเป็นขั้นๆ รวมทั้งมีมาตรการในการควบคุมผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ให้ปฏิบัติตามขั้นตอนกระบวนการควบคุมคุณภาพ (Quality Control) อย่างเคร่งครัด อีกประการหนึ่งคือ ระยะเวลาในการทำงานของผู้ควบคุมหัวเจาะควรไม่เกิน 8 ชั่วโมงต่อวันต่อคน เพราะความอ่อนล้าจากการปฏิบัติงานระยะเวลานานจะส่งผลให้เกิดความผิดพลาดเกิดขึ้นได้

6.1.2 แนวทางป้องกันการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ในแนวตั้ง

ในกรณีนี้ การเบี่ยงเบนของอุโมงค์ในแนวตั้งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงสภาพของชั้นดินในแนวขุดเจาะอุโมงค์จากชั้นดินเหนียวแข็ง (Very Stiff Clay) เป็นชั้นทรายแน่น (Dense Sand) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงสภาพชั้นดินอย่างฉับพลันนั้น เป็นข้อจำกัดด้านเทคนิค (Technical Limitation) ของหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB)

แนวทางในการป้องกันคือ จากภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินตามแนวเส้นทางที่จะทำการขุดเจาะอุโมงค์ ถ้าในบริเวณใดแนวอุโมงค์ที่จะขุดเจาะจะต้องผ่านชั้นดินที่มีสภาพแตกต่างกันอย่างฉับพลัน ควรที่ต้องควบคุมความเร็วของใบพัดในการหมุนตัดดิน (Cutting Wheel) ให้เหมาะสมกับสภาพดินแต่ละประเภท โดยในชั้นดินเหนียวแข็งควรที่จะควบคุมความเร็วของใบพัดตัดดินให้หมุนด้วยความเร็วต่ำ (Lower Cut Face) แต่ในชั้นทรายแน่นควรที่จะควบคุมความเร็วของใบพัดตัดดินให้หมุนด้วยความเร็วสูง (Upper Realm of the Face)

6.2 แนวทางป้องกันการทรุดตัวของผิวดิน

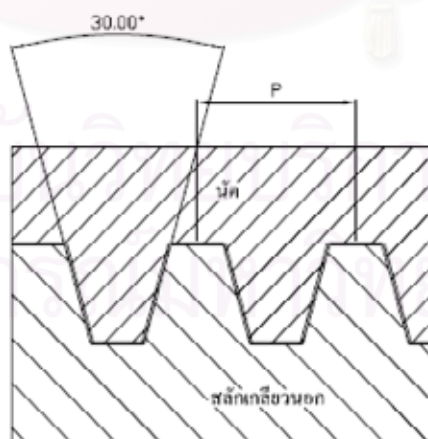
จากปัญหาการทรุดตัวของถนนที่เกิดขึ้นระหว่างสถานีห้วยขวางกับสถานีสุทธิสาร และระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทยกับพระราม 9 Crossover Box นั้น โดยสรุปสามารถกล่าวได้ว่าเกิดจากการไม่ควบคุมแรงดันดินในห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) หรือความดันหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ให้มีค่าเหมาะสม ซึ่งโดยทั่วไปอุโมงค์จะขุดเจาะที่ความลึกประมาณ 20 เมตร ดังนั้นค่าแรงดันดินในห้องเก็บพักดินหรือความดันหน้าหัวเจาะที่เหมาะสมควรจะอยู่ระหว่างค่า P_o กับ P_u คือที่ 1.5-2.0 bar และที่ระดับความลึกต่างๆ ค่าค่าแรงดันดินในห้องเก็บพักดินหรือความดันหน้าหัวเจาะที่เหมาะสมก็จะเปลี่ยนไป โดยสามารถหาค่าได้ดังแสดงไว้ในบทที่ 4

6.3 แนวทางป้องกันการเกิดน้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์

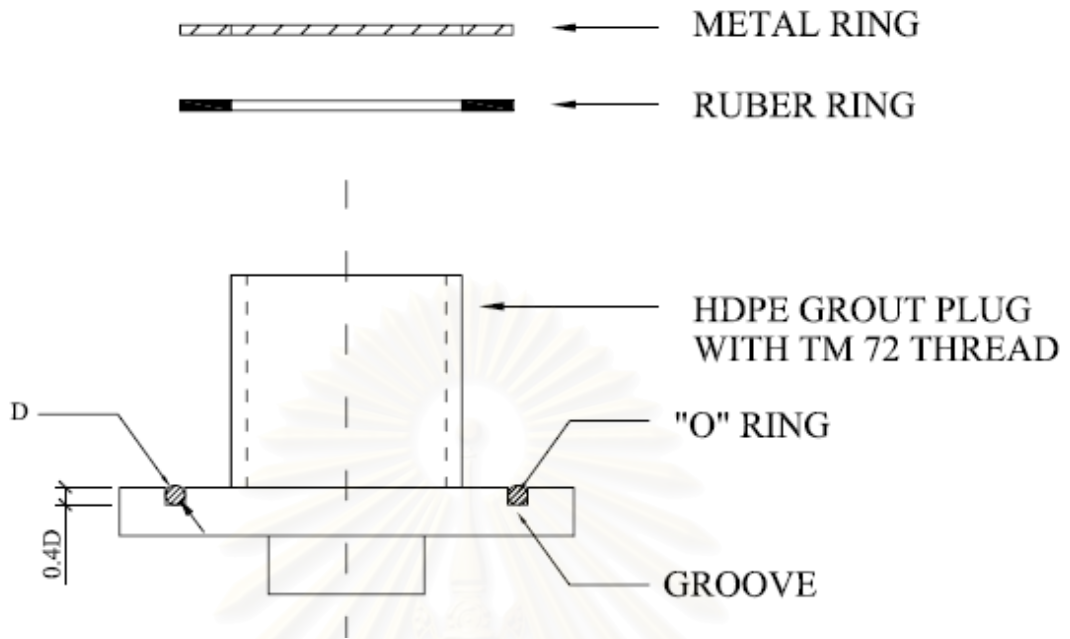
เนื่องจากการที่น้ำรั่วจาก Grout Hole ในอุโมงค์บริเวณตาดอุโมงค์เกิดจาก Grout Hole Plug ที่ใช้ปิด Grout Hole แตกหรือหลุดออกมาทำให้น้ำรั่วซึมเข้ามาในอุโมงค์ได้ โดย Grout Hole Plug เป็นวัสดุชนิด High Density Polyethylene (HDPE) ด้านปลายเป็นเกลียวแบบ TM 72 Thread ซึ่งเป็นเกลียวคางหมูมีคุณสมบัติหลักที่ใช้ในการส่งกำลัง ดังรูปที่ 6.1 จึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาอุดเพื่อป้องกันน้ำรั่ว ดังนั้นจึงขอเสนอแนวทางแยกออกเป็นสองส่วนด้วยกันคือ ในส่วนแรกนั้นเป็นการเสนอแนวทางในการแก้ไขน้ำรั่วในอุโมงค์สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) โดยยังคงเกลียวของ Grout Hole Plug ในลักษณะเดิมแต่บริเวณปีกของเกลียวให้ทำเป็นร่อง (Groove) แล้วติดตั้งวงแหวนยาง ("O" Ring) เข้าไป และเพิ่มวงแหวนโลหะ (Metal Ring) ก่อนวงแหวนยางบริเวณตัวเกลียว ดังรูปที่ 6.2 เพื่อเพิ่มความแน่นของเกลียวและป้องกันน้ำรั่วซึมได้ดีขึ้นตามลำดับ ในส่วนที่สองสำหรับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อ

ขยายและสายใหม่นั้นเป็นการเสนอแนวทางในการป้องกันน้ำรั่วในอุโมงค์ โดยเปลี่ยน Grout Hole Plug จากเกลียวคางหมูเป็นเกลียววิตเวอต (Whitworth Thread) ทั้งเกลียวใน (เกลียวตัวเมีย) หรือเกลียวด้านในของ Grout Hole และเกลียวนอก (เกลียวตัวผู้) หรือเกลียวด้านนอกของ Grout Hole Plug ดังรูปที่ 6.3 เนื่องจากเกลียววิตเวอตตัวเกลียวนอกมีลักษณะเรียว ส่วนเกลียวในมีลักษณะเป็นทรงกระบอกจึงสามารถอัดเข้าไปเต็ม Grout Hole และการที่ตัวเกลียวมีลักษณะของการเอียงทำมุม (Taper) จึงทำให้เพิ่มพื้นที่และแรงเสียดทานระหว่าง Grout Hole และ Grout Hole Plug มากขึ้น ทำให้น้ำรั่วซึมเข้ามาได้ยาก ส่วนวงแหวนยาง (Rubber Ring) ควรใช้วัสดุที่ทนต่อสภาวะทางเคมีที่มีสภาพคลอไรด์และความเป็นด่างสูง

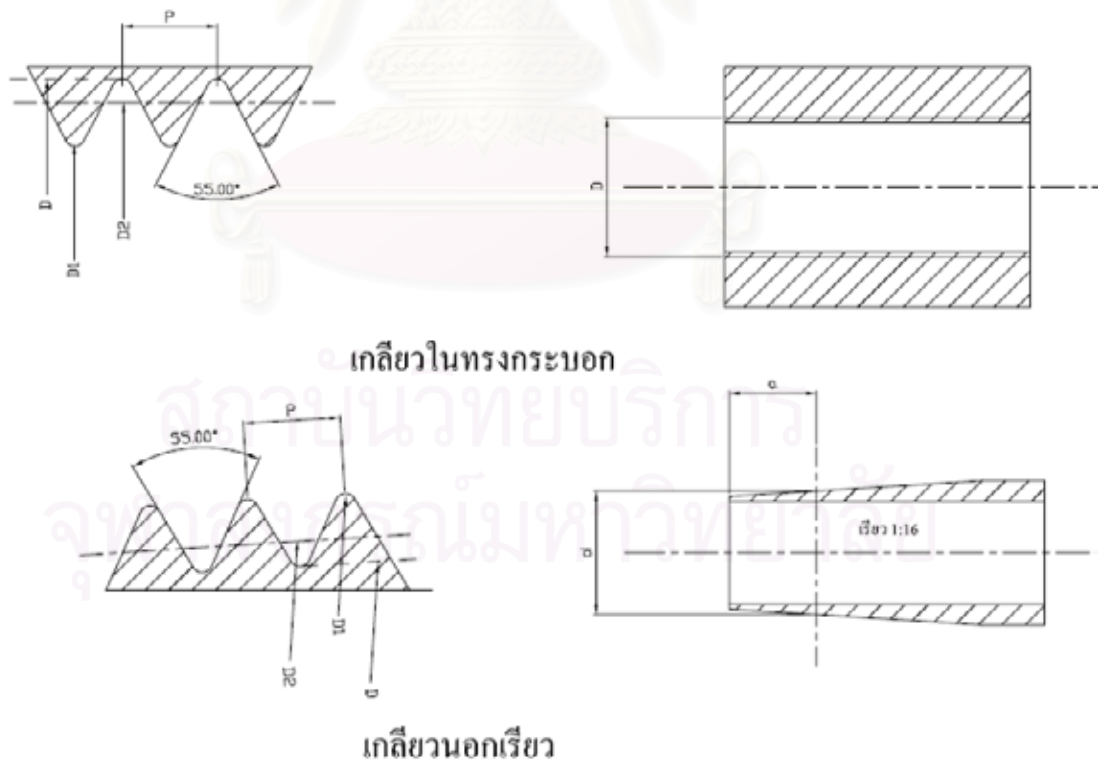
อีกแนวทางหนึ่งคือ ไม่ว่าจะเป็โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ) หรือโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่ก็ตาม เสนอแนวทางในการป้องกัน โดยให้ทำการอุด Grout Hole ด้วย Epoxy ที่มีคุณสมบัติในการกันน้ำ มีความสามารถในการก่อดำเร็ว ไม่หดตัวเมื่อก่อดำแล้วเสร็จ และมีกำลังรับแรงที่สูงกว่าหรือเท่ากับคุณสมบัติของดาตอุโมงค์ โดยขัน Grout Hole Plug เดิมออก ใช้กระดาษหรือผ้าแห้งอุดบริเวณปลาย Grout Hole เพื่อป้องกันน้ำชั่วคราว แล้วเช็ดทำความสะอาดให้แห้ง จากนั้นใช้แปลงลวดชุดให้ผิวด้านในของ Grout Hole ให้ขรุขระแล้วจึงอุด Grout Hole ด้วย Epoxy เนื่องจาก Grout Hole มีหน้าที่เพื่อใช้ฉีดน้ำปูนให้เข้าไปแทนที่ช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับดาตอุโมงค์บริเวณส่วนท้าย (Tail Void) ทั้งในชั้น Primary Grouting และ Secondary Grouting หลังจากนั้นก็ได้ใช้ประโยชน์อีก



รูปที่ 6.1 ลักษณะของเกลียวคางหมูของ Grout Hole Plug ที่ใช้อยู่ในโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ)



รูปที่ 6.2 ลักษณะของ Grout Hole Plug ที่เสนอสำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ (ส่วนเหนือ)



รูปที่ 6.3 ลักษณะของเกลียววิตเวอด (Whitworth) ของ Grout Hole Plug ที่เสนอ สำหรับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและสายใหม่

6.4 แนวทางป้องกันการแตกร้าวของตาดูโมเมนต์ในบริเวณแนวดูโมเมนต์ที่มีรัศมีโค้ง

เนื่องจากการแตกร้าวของดูโมเมนต์บริเวณโค้งรัศมีน้อยๆ นั้น เกิดจากการควบคุมหัวเจาะดูโมเมนต์ที่ต้องคำนึงหลายส่วนด้วยกัน โดยเฉพาะ Thrust Jack (Shield Jack) ดังนั้นแนวทางในการป้องกันการแตกร้าวของตาดูโมเมนต์ในช่วงโค้งรัศมีน้อยๆ ควรปฏิบัติดังนี้คือ ต้องมีการกำหนดพิภคที่ระยะต่างๆ ของหัวเจาะดูโมเมนต์ที่จะเคลื่อนที่ในแนวโค้งราบและคำนวณหามุมระหว่าง Articulation Jack กับหัวเจาะดูโมเมนต์ ซึ่งจะสัมพันธ์กับการหาระยะยึดตัวของ Thrust Jack (Shield Jack) ที่ไม่เท่ากัน เพื่อกำหนดระยะยึดของ Thrust Jack (Shield Jack) ว่าแต่ละตัวจะผลัดตาดูโมเมนต์ด้วยระยะเท่าไรให้หัวเจาะเคลื่อนที่ในแนวโค้งราบ และจะต้องยึดไปตัดส่วนเกิน (Copy Cutter) ให้ยึดออกตัดดินด้านโค้งใน เพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนที่เข้าสู่แนวเส้นทางที่กำหนดรวมทั้งต้องคำนึงถึงการจำกัดการหมุนตัว (Rolling) ของหัวเจาะดูโมเมนต์และวงดูโมเมนต์ โดยหัวเจาะดูโมเมนต์จะต้องหมุนไปตัดตัดดิน (Cutting Wheel) กลับไปกลับมาในทิศทางตรงข้ามกัน เพื่อป้องกันการหมุนตัว (Rolling) ทั้งของส่วนหัวเจาะดูโมเมนต์และของวงดูโมเมนต์ อีกประการหนึ่งในการออกแบบแนวดูโมเมนต์จะต้องคำนึงถึงรัศมีความโค้งราบน้อยสุดที่ใช้สำหรับบังคับหัวเจาะในช่วงโค้ง MRTA (1997) ระบุให้การก่อสร้างดูโมเมนต์รถไฟฟ้าใต้ดินมีรัศมีโค้งราบน้อยสุดเท่ากับ 200 เมตร แต่ในปัจจุบันการขุดเจาะดูโมเมนต์ด้วยเครื่องขุดเจาะดูโมเมนต์แบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) สามารถที่จะขุดเจาะบริเวณที่มีรัศมีความโค้งราบน้อยกว่า 200 เมตร ได้แต่ต้องพิจารณาถึงขนาดของตัวดูโมนต์ให้สัมพันธ์กับความสามารถในการเดินรถไฟฟ้าได้ ซึ่งรวมถึงความเร็วในการเข้าโค้งและการวางรางคือ เมื่อรถไฟฟ้าใต้ดินเข้าโค้งราบที่รัศมีความโค้งน้อย ในการวางรางจะต้องมีการยกขอบอีกด้านหนึ่งขึ้น (Cant) เพื่อให้รถไฟฟ้าใต้ดินเข้าโค้งนั้นได้ด้วยความเร็วที่ออกแบบ ซึ่งการยกโค้งดังกล่าวอาจจะทำให้ระยะห่างระหว่างโครงสร้างตัวรถไฟฟ้ากับตัวดูโมนต์เหลือน้อยหรือไม่เพียงพออีกประการหนึ่งไปตัดส่วนเกิน (Copy Cutter) จะต้องยึดตัวออกตัดดินด้านโค้งใน เพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนที่เข้าสู่แนวการขุดเจาะดูโมเมนต์ในช่วงโค้งราบที่รัศมีความโค้งน้อยได้ โดยการกระทำดังกล่าวนั้นจะทำให้ดินมีการเคลื่อนตัว (Deformation) มากขึ้น ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงและ/หรือโครงสร้างที่ผิวดินมากขึ้น ดังนั้นขนาดของตัวดูโมนต์ ความสามารถในการเดินรถ และการเคลื่อนตัวของดินที่เพิ่มขึ้นเมื่อขุดเจาะในแนวโค้งราบ จึงเป็นปัจจัยที่สำคัญในการออกแบบหรือกำหนดแนวเส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินในช่วงโค้งราบว่าจะมากน้อยเพียงใด โดยจะสัมพันธ์กับการจัดตำแหน่งของตาดูโมเมนต์ชนิด Key Segment ของวงดูโมนต์แบบ Tapered Ring

6.5 ข้อเสนอแนะ

ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม มีดังนี้

1. ทำการศึกษาการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ (Tunnel Boring Machine: TBM) แบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance: EPB) ของโครงการอื่นๆ เพื่อศึกษาถึงปัญหาอุปสรรคและแนวทางแก้ไขต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่เกิดขึ้นและหาแนวทางในการป้องกัน

2. ทำการศึกษความเป็นไปได้ของการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีอื่นๆ เช่น New Austrian Tunnel Method (NATM) เป็นต้น เพื่อศึกษาว่าวิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบใดเหมาะสมกับดินกรุงเทพฯ (Bangkok Clay) มากที่สุด เพื่อลดหรือป้องกันปัญหาและอุปสรรคต่างๆ ที่จะเกิดขึ้น

3. ควรที่จะมีการตรวจวัดค่าความดันน้ำในโพรง (Pore Pressure) หลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จทั้งในช่วงก่อสร้างแล้วเสร็จแรกๆ และเมื่อเวลานานขึ้น (Intermediate and Long Term Condition) เพื่อดูสภาพการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในดินรอบๆ อุโมงค์กับเวลา

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญฉายา. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน โดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.
- นพดล เพ็ญรเวช. การออกแบบและข้อจำกัดของระบบกำแพงกันดินค้ำยันแบบต่างๆ. การสัมมนาทางวิชาการ เรื่อง งานฐานรากและงานก่อสร้างใต้ดิน, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2534.
- นพพร รัตนฉายาบรรณ และ อำนวย อัครเดชอนันต์. ขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยาย. การประชุมวิชาการเรื่อง การออกแบบและก่อสร้างงานโยธาระบบรถไฟฟ้าใต้ดิน โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล, หน้า 147-158, 2544.
- ประลองยุทธ์ กสิวงศ์. ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545.
- รพม. การออกแบบและก่อสร้างสถานีและอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล. กรุงเทพมหานคร, 2543.
- รพม. การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์เกินไปกว่ามาตรฐานที่กำหนดไว้ระหว่างสถานีรัชดาภิเษกกับสถานีลาดพร้าว. บันทึกข้อความ, 2542.
- รพม. การเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์เกินไปกว่ามาตรฐานที่กำหนดไว้ระหว่างสถานีสุขุมวิทกับสถานีสีลม. บันทึกข้อความ, 2543.
- รพม. โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล. หนังสือที่ระลึกเนื่องในพิธีเปิดการเดินรถโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล, กรุงเทพมหานคร, 2547.
- รพม. บทสรุปสำหรับผู้บริหาร สายเฉลิมรัชมงคล. กรุงเทพมหานคร, 2549.
- รพม. สภาวะทางเคมีของน้ำที่รั่วซึมในอุโมงค์. กรุงเทพมหานคร, 2549.

วันชัย เทพรักษ์ และ พัฒนพงษ์ พงศ์ศุภสมิทธิ. งานตรวจวัดเพื่อควบคุมการเคลื่อนตัวของดินในงานขุดสถานีและเจาะอุโมงค์. การประชุมวิชาการเรื่อง การออกแบบและก่อสร้างงานโยธาระบบรถไฟฟ้าใต้ดิน โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล, หน้า 83-108, 2544.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่. การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9, 2547.

สุพจน์ เตชวรสินสกุล. การออกแบบคานอุโมงค์ (Tunnel Lining). การอบรม เรื่อง ความรู้พื้นฐานงานก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน รุ่นที่ 2, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2541.



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาษาอังกฤษ

- Addenbrooke, T.I. Numerical Analysis of Tunnelling in Stiff Clay. Ph.D.Thesis, Imperial College, University of London, 1996.
- Addenbrooke, T.I., Potts, D.M. and Puzrin, A.M. The Influence of Pre-Failure Soil Stiffness on the Numerical Analysis of Tunnel Construction. Geotechnique 47,3(1997):693-712.
- Atkinson, J.H. and Potts, D.M. Subsidence above Shallow Circular Tunnels in Soft Ground. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT 4(1977):307-325.
- Attewell, P.B. and Farmer, I.W. Ground Deformations Resulting from Shield Tunneling in London Clay. Canadian Geotechnical Journal 11(1974):380-395.
- Bickel, J.O., Kuesel, T.R. and King, E.H. Tunnel Engineering Hand Book, 2nd Edition, Chapman & Hall, New York, 1996.
- Bjerrum, L. and Eide, O. Stability of Struttred Excavations in Clay. Geotechnical 6,1(1956):32-47.
- Boscardin, M.D. and Cording, E.J. Building Response to Excavation induced Settlement. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 1(1989):1-21.
- Burland, J.B. Assessment of Risk of Damage to Buildings due to Tunnelling and Excavation. Earthquake Geotechnical Engineering (1997):1189-1201.
- Clough, G.W. and Duncan, J.M. Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97,SM12(1971) : 1657-1673.
- Clough, G.W., Hansen, L.A. and Mana, A.I. Prediction of Support Excavation Movements under Marginal Stability Conditions in Clay. Proc. Of 3rd International Conference Numerical Methods in Geomechanics 4,(1979):1485-1502.
- Duddeck, H. Guidelines for Tunnel Design. Tunnels & Tunneling (1989):42-44.
- Finno, R.J. and Clough, G.W. Evaluation of Soil Response to EPB Shield Tunnelling. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 2(1985):155-173.

- Hight, D.N. and Higgins, K.G. An Approach to the Prediction of Ground Movements in Engineering Practice Background and Application. International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristic of Geomaterials (1995):909-945.
- Japan Society of Civil Engineers. Japanese Standard for Shield Tunneling. 3rd Edition, Tokyo, 1996.
- Kimura, T. and Mair, R.J. Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clays. Pro. of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1(1981):319-322.
- Lee, K.M., Rowe, R.K. and Lo, K.Y. Subsidence Owing to Tunnel I : Estimating the Gap Parameter. Canadian Geotechnical Journal 29(1992):929-940.
- Loganathan, N. and Poulos, H.G. Tunnelling Induced Ground Deformations and Their Effects on Adjacent Piles. 10th Australian Tunnelling Conference (1999):241-250.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. Subsurface Settlement Profiles above Tunnel in Clays. Geotechnique 43,2(1993):315-320.
- Mana, A.I. and Clough, G.W. Prediction of Movements for Braced Cut in Clay. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 107,8(1981):795-777.
- MRTA. Bored Tunnel As Constructed Drawing. Bangkok, 2004.
- MRTA. Cavity Grouting of the Precast Concrete Tunnel Linings. Bangkok, 1999.
- MRTA. Excavation Control and Face Stability for Earth Pressure Balance Shield Operation (Tunnel Section 1). Underground Structure-North, Bangkok,2000.
- MRTA. Finalized List of Tunnel Leakage. Bangkok,2005.
- MRTA. Initial System Project Underground Structure – North : Outline Contract Design Specification. Bangkok, 1997.
- MRTA. Interpretative Geotechnical Report Underground Structure-North. Bangkok, 1998.
- MRTA. Geotechnical Interpretation Report Underground Structure-South. Bangkok, 1997.
- MRTA. Report on Tunneling Incident – 25th October 1999. Bangkok, 1999.
- MRTA. Track Work As Constructed Drawing. Bangkok, 2002.

- MRTA. Tunnel Excavation Ground Loss Report (Tunnel Section 1) Underground Structure-North. Bangkok, 2000.
- Muir Wood, A.M. The Circular Tunnel in Elastic Ground. Geotechnique 25,1(1975):115-127.
- NAVFAC Design Manual 7.2. Foundation and Earth Structures. Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington, DC, 1982.
- Nonveiller, E. Grouting Theory and Practice. Elsevier Science Publisher B.V., Amsterdam, 1989.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. Settlement above Tunnels in The United Kingdom Their Magnitude and Prediction. Tunnelling' 82, Institute of Mining and Metallurgy (1982):173-181.
- Panet, M. and Guenot, A. Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel. Tunnelling' 82, The Institution of Mining and Metallurgy (1982):197-204.
- Peck, R.B. Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground. State of the Art Report, 7th Int. Conf. on SMFE (1969):225-290.
- Pender, M.J. Elastic Solutions for a Deep Circular Tunnel. Geotechnique 30(1980): 216-222.
- Pichaya Oungskoon. Geotechnical Aspects in Design and Construction of Bangkok MRTA Blue Line Initial System. M.Eng Thesis No.GE-98-3, AIT, Bangkok, Thailand, 1999.
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering : Application. Thomas Telford, London, 2001.
- Rankin, W.J. Ground Movement Resulting from Urban Tunnelling: Prediction and Effects. Foundation Engineering (1988):77- 92.
- Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J. A Method of Estimating Surface Settlement above Tunnel Construction in Soft Ground. Canadian Geotechnical Journal 20(1983): 11-22.

- Sramoon, A. and Sugimoto, M. A Study on Pressure Acting on EPB Shield. Civil and Environmental Engineering Conference New Frontiers and Challenges (1999):93-98.
- Standing, J.R., Nyren, R.J., Burland, J.B. and Longworth, T.I. The Measurement of Ground Movement due to Tunnelling at Two Control along the Jubilee Line Extension. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (1996):751-756.
- Swoboda, G. Finite Element Analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). Proc. of 3rd International Conference Numerical Methods in Geomechanics 2(1979):581.
- Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1943.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, 1967.



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ ถนนพญาไท ปทุมวัน กรุงเทพฯ 10330

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering

Phayathai Rd., Pathumwan, Bangkok 10330 Tel : (662) 218-6460 to 62, Fax : (662) 251-7304

แผนผังสายส่งมวลชนแห่งประเทศไทย
รับ 2376 วันที่ 5-7-49 เวลา 14.20

195464

5 มิถุนายน 2549

เรื่อง ขอบความอนุเคราะห์ข้อมูลเพื่อประกอบในการทำวิทยานิพนธ์

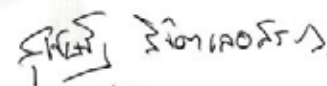
เรียน ผู้อำนวยการรถไฟฟ้ามหานครแห่งประเทศไทย

ด้วยมีสิทธิระดับปริญญาโทบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อยู่ในระหว่างการทำวิทยานิพนธ์เรื่อง "การศึกษาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยายด้านใต้" โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานครเฉลิมรัชมงคล (สายสีน้ำเงิน) และโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย

ภาควิชาวิศวกรรมโยธาใคร่ขอความอนุเคราะห์ข้อมูลทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคและข้อมูลอื่นที่เกี่ยวข้องของโครงการรถไฟฟ้ามหานครเฉลิมรัชมงคล (สายสีน้ำเงิน) และโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยายเพื่อประกอบในการทำวิทยานิพนธ์

จึงเรียนมาเพื่อโปรดพิจารณาอนุมัติ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย หวังในความอนุเคราะห์จากท่านเป็นอย่างดี จึงใคร่ขอขอบคุณเป็นอย่างสูงมา ณ โอกาสนี้

ขอแสดงความนับถือ



(อ.ดร. สุเชษฐ์ สิตฉัตรสงวน)

อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย ขวัญ สุขคง เกิดเมื่อวันที่ 27 มีนาคม พ.ศ. 2520 ที่จังหวัดนครศรีธรรมราช สำเร็จการศึกษาหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม ในปีการศึกษา 2542 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2546



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย