

การประเมินวิธีนดะป็จัศการสูญเสียมวลดินที่นเหมาะสมสำหรับ
การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ

EVALUATION OF THE GROUND LOSS PARAMETER FOR 3D
FINITE ELEMENT ANALYSIS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาความนดัคสุทรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฉิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การประเมินวิธีและปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่เหมาะสมสำหรับ

การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

EVALUATION OF THE GROUND LOSS PARAMETER FOR 3D
FINITE ELEMENT ANALYSIS



T140784

กชมน เรืองวิโรจนกุล

ณัฐริดา ขวัญลิขิต

รฟพ.
ก/น
2557

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน.....140784
วัน,เดือน,ปี...23 ก.พ. 2559

b. 12740123
i.

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**EVALUATION OF THE GROUND LOSS PARAMETER
FOR 3D FINITE ELEMENT ANALYSIS**



**THIS THESIS IS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF
BACHEL OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKOUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
ACADEMIC YEAR 2014**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การประเมินวิธีและปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ


นักศึกษา นางสาวกชมน เรืองวิโรจนกุล รหัสนักศึกษา 54010002
นางสาวณัฐธิดา ขวัญลิขิต รหัสนักศึกษา 54010404

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา ศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม รศ.ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ ผศ.ดร.ชนาดล คงสมบูรณ์ อาจารย์ อุปะ สิริแก้ว	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ธนเดช)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 25 เดือน พค. พ.ศ. 2558

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประเมินวิธีและปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่เหมาะสมสำหรับ การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

นางสาวกชมน	เรืองวิโรจนกุล	54010002
นางสาวณัฐธิดา	ขวัญลิขิต	54010404
ศ.ดร.สุชัชวีร์	สุวรรณสวัสดิ์	อาจารย์ที่ปรึกษา
รศ.ดร.พรเกษม	จงประดิษฐ์	อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม
ปีการศึกษา 2557		

บทคัดย่อ

ปัจจุบันการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ได้เข้ามามีบทบาทอย่างมากในการพัฒนาระบบสาธารณูปโภค และโครงสร้างพื้นฐานต่างๆ เช่น การก่อสร้างอุโมงค์ประกั้นน้ำท่วม, การก่อสร้างระบบขนส่งมวลชนรถไฟฟ้า เนื่องจากพื้นที่ผิวดินสำหรับก่อสร้างมีอย่างจำกัด สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ นั้นใช้การก่อสร้างโดยหิวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance, EPB) ซึ่งเหมาะสมกับคุณสมบัติชั้นดินที่ส่วนใหญ่เป็นดินอ่อน ซึ่งส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอุโมงค์และโครงสร้างข้างเคียงได้มากกว่าการก่อสร้างในดินที่แข็ง การวิเคราะห์และการพยากรณ์ค่าการเคลื่อนตัวจึงเป็นสิ่งสำคัญ ในงานวิจัยนี้ใช้การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ซึ่งปัจจัยที่มีความสำคัญในการวิเคราะห์ คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินถึงวิธีและปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ค่าโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 3 มิติในการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยผลวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวของผิวดิน (Surface settlement) และการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral deformation) เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดจริงจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก ซึ่งปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ทำให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงในโครงการรถไฟฟ้าฯ มีค่าประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าประมาณ 2-2.5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับโครงการอุโมงค์ส่งน้ำฯ

EVALUATION OF THE GROUND LOSS PARAMETER FOR 3D FINITE ELEMENT ANALYSIS

Ms. Kodchamon	Rueangwirojanakul	54010002
Ms. Nattida	Kwanlikit	54010404
Prof.Dr. Suchatvee	Suwansawat	Advisor
Assoc.Prof. Dr Pornkasem	Jongpradist	Co-Advisor
Academic Year 2014		

ABSTRACT

Nowadays, Underground construction and tunneling have been influencing to develop an utility systems and infrastructural such as flood tunnel, mass rapid transit system due to the limitation of surface area. The MRT Project was constructed by the Earth Pressure Balance Shield (EPB) that suitable for a tunneling in a soft soil condition. The soft soil tunneling could be more effect on the tunnel and adjacent structures than hard soil tunneling. The analysis and evaluation of soil movement are indispensable. The research was analyzed by 3D Finite Element Method (3D FEM) which significant factor of the analysis is ground loss. The objective of research evaluated for the appropriate method and ground loss of 3D finite element method in MRT Project. The result, surface settlement and lateral deformation were compared with the MRTA Blue Line Project monitoring data and Metropolitan Waterworks Authority Project (MWA). The appropriate ground loss is 2.0 percent for MRTA project and 2.0-2.5 percent for MWA project.

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้จัดทำโครงการพิเศษขอกราบขอบพระคุณศาสตราจารย์ ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ และรองศาสตราจารย์ ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ ที่ได้สละเวลาอันมีค่า ให้คำปรึกษาแนะนำ และเสนอแนะข้อคิดเห็นต่างๆ จนทำให้โครงการนี้ได้บรรลุวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่าน ที่ได้ให้ความรู้ในด้านวิศวกรรมโยธา ทำให้สามารถนำวิชาความรู้มาประยุกต์ใช้ได้เป็นอย่างดี รวมถึงกรรมการคุมสอบโครงการพิเศษนี้ ที่ได้ให้ข้อเสนอแนะ และข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ต่อการทำงาน

ขอขอบพระคุณบิดามารดา ที่ให้การสนับสนุน และเป็นกำลังใจให้เสมอมา รวมถึงเพื่อนทุกคนที่คอยให้การช่วยเหลือในด้านต่างๆ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าธนบุรี ที่ให้การสนับสนุนทางด้านโปรแกรม

ขอขอบพระคุณพี่ๆ ในศูนย์วัฒนธรรมการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์พระจอมเกล้าลาดกระบังทุกท่าน ที่คอยให้คำปรึกษา และให้การช่วยเหลือเป็นอย่างดี

สุดท้ายนี้ทางผู้จัดทำโครงการพิเศษฉบับนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่าโครงการนี้จะเป็นแนวทางในการศึกษาเกี่ยวกับการก่อสร้างใต้ดินให้กับผู้ที่สนใจได้ใช้ประโยชน์ต่อไป

กชมน เรืองวิโรจนกุล

ณัฐริตา ขวัญลิขิต

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	II
สารบัญ	IV
สารบัญตาราง	VI
สารบัญรูป.....	VII
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 แนวทางการศึกษา.....	2
1.3 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	3
1.4 สมมุติฐานของการศึกษา.....	4
1.5 ขอบเขตของการศึกษา.....	4
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	5
2.1 ข้อมูลทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน.....	5
2.2 การวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์.....	12
2.3 คุณสมบัติของแบบจำลองชั้นดินในการวิเคราะห์.....	26
2.4 วิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อิลิเมนต์.....	31
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการศึกษา.....	41
3.1 การก่อสร้างอุโมงค์โดยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล.....	41
3.2 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	59
3.3 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	66
3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์	82

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 วิธีการศึกษา	
4.1 วิธีการศึกษา.....	107
4.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน.....	108
4.3 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก.....	111
4.4 การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์ 3 มิติ.....	114
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์	
5.1 กล่าวนำ.....	128
5.2 การวิเคราะห์.....	128
บทที่ 6 ผลการวิเคราะห์	
6.1 สรุปผลการทดลอง.....	137
6.2 ข้อเสนอแนะ.....	138

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.6.1 คุณสมบัติของชั้นดินถมและชั้นกรวด Thames ในการวิเคราะห์ แบบยอมให้มีการระบายน้ำ.....	27
3.1.1 ข้อได้เปรียบทั่วไประหว่างหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบอื่น.....	42
3.2.1 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดินกรณี.....	66
4.4.1.1 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน.....	116
4.4.1.2 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน.....	117
4.4.1.3 ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) และค่าความดันหน้าหน้าหัวเจาะ(Face pressure) ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน.....	120
4.4.2.1 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของดินในโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก...	123
4.4.2.2 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปา วงแหวนตะวันออก.....	123
4.4.2.3 ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) และค่าความดันหน้าหน้าหัวเจาะ(Face pressure) ในโครงการส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก.....	124
6.1 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ เทียบกับค่าการทรุดตัว จากการขุดเจาะในกรณีต่างๆของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน.....	138
6.2 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ เทียบกับค่าการทรุดตัว จากการขุดเจาะในกรณีต่างๆของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก.....	138

สารบัญรูป

รูป	หน้า
2.1 แผนที่โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008).....	7
2.2 เส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินสถานีหัวลำโพง-สถานีอิสรภาพ	7
2.3 สภาพอาคารที่หนาแน่นในถนนเยาวราช.....	8
2.4 สภาพการจราจรในบริเวณถนนเยาวราช.....	9
2.5 สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน.....	11
2.6 แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008).....	12
2.7 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา.....	14
2.8 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับความดันหน้าหัวเจาะ ที่มีค่าแตกต่างกัน	15
2.9 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A เทียบกับความดันของการฉีดน้ำปูนที่มีค่าแตกต่างกัน.....	15
2.10 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A เทียบกับขนาดของบริเวณช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ ที่มีค่าแตกต่างกัน.....	16
2.11 แสดงการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะปรับความดันดินสมดุล.....	17
2.12 รัศมีการทรุดตัวหลังผิวหน้าของการขุดเจาะ (Radial displacement behind the face).....	21
2.13 วิธี Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988).....	23
2.14 พื้นฐานทฤษฎีของวิธี Hypothetical modulus of elasticity soft lining.....	24
2.15 ค่าพารามิเตอร์ของวิธี Gap method (Lee and rowe, 1991).....	25
2.16 (a) วิธี Volume loss control method (b) การจำลองขั้นตอนการขุดเจาะของชั้นส่วนแบบของแข็ง.....	26
2.17 Curve fitting ของข้อมูลสตรีเฟนเสของความเร็ว (Jardine et al., 1986).....	28
2.18 ข้อมูลค่าสตรีเฟนเสที่สภาวะความเครียดต่ำของดิน London clay (Jardine et al., 1984)	29
2.19 แสดงคุณสมบัติของดิน London clay ที่สภาวะไม่ยอมให้ระบาย.....	31
2.20 (a) ค่าแรงเฉือนที่สภาวะไม่ยอมให้ระบายน้ำของดิน London clay (b) ค่าแรงดันของชั้นดินที่สภาวะปกติของดิน London clay (Jardine et al., 1984).....	31
2.21 โครงข่ายของแบบจำลองชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ (M.Karakus, 2007).....	32

สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
2.22 ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์(M.Karakus, 2007).....	33
2.23 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method.....	34
2.24 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Stiffness Reduction method.....	35
2.25 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Disk calculation method	36
2.26 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Hypothetical modulus of elasticity Soft ling method	37
2.27 ค่าการทรุดตัวจากวิธีการวิเคราะห์ต่างๆของการใช้ชั้นส่วนแบบคานในแบบจำลอง ผนังอุโมงค์ Shotcrete (M.Karakus,2007).....	38
2.28 ค่าการทรุดตัวจากวิธีการวิเคราะห์ต่างๆของการใช้ชั้นส่วนแบบต่อเนื่องในแบบจำลองผนัง อุโมงค์ Shotcrete (M.Karakus, 2007).....	36
2.29 สรุปผลการวิเคราะห์โดยเปรียบเทียบวิธีการวิเคราะห์ทั้งหมดที่ใช้วิเคราะห์ชั้นส่วนแบบต่อเนื่อง และชั้นส่วนแบบคานของแบบจำลองผนังอุโมงค์ Shotcrete	38
3.1.1 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลโดยบริษัท Sato Kogyo จำกัด.....	41
3.1.2 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน.....	43
3.1.3 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน.....	43
3.1.4 รางลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์.....	44
3.1.5 ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์.....	45
3.1.6 แผนผังการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์.....	46
3.1.7 แม่แรงไฮดรอลิคด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล.....	47
3.1.8 แม่แรงไฮดรอลิคดันด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อทำให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า.....	47
3.1.9 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งเป็นระบบ แบบผนังถาวรในชั้นคอนกรีตเดียว (One-pass).....	48
3.1.10 การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีเทียบร่วมมิตรในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล.....	49
3.1.11 ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างผนังอุโมงค์และหัวเจาะ.....	49
3.1.12 การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ.....	50
3.1.13 สลักเกลียวโค้ง (Curve bolt).....	51

สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
3.1.14 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง.....	51
3.1.15 คนงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์.....	51
3.1.16 คนงานกำลังตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์.....	52
3.1.17 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush).....	53
3.1.18 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์.....	54
3.1.19 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน.....	55
3.1.20 ส่วนประกอบของระบบนำทาง.....	56
3.1.21 กล้องเลเซอร์ติดตั้งที่วกรอบผนังอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ.....	57
3.1.22 ตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบด้านหลังหัวเจาะ.....	58
3.1.23 ระบบการติดตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ.....	58
3.1.24 ห้องควบคุมระบบนำทางของหัวเจาะ.....	59
3.2.1 การพังทลายของอุโมงค์ลอคใต้แม่น้ำเทมส์.....	61
3.2.2 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ.....	61
3.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ.....	62
3.2.4 การสูญเสียมวลดินจากการกัมหรือเยกของหัวเจาะ.....	63
3.2.5 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน.....	63
3.2.6 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ.....	64
3.3.1 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน ความดันน้ำหัวเจาะ และความเร็วขณะขุดเจาะ โดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีประชากรราษฎร์บำเพ็ญ.....	67
3.3.2 การเตรียมช่องเปิดบนกำแพงพีค.....	68
3.3.3 โครงเหล็กรับแรงผลักที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์.....	68
3.3.4 หัวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังกำแพงพีคของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ.....	69
3.3.5 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว.....	69
3.3.6 อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์.....	70
3.3.7 การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุด (ผนังอุโมงค์วงที่ 49).....	71
3.3.8 พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง.....	72
3.3.9 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ.....	72
3.3.10 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101).....	73

สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
3.3.11 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผนังอุโมงค์กว้างที่ 164).....	74
3.3.12 แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	74
3.3.13 แนวการทรุดตัวของผิวดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัวที่ตำแหน่ง CS-8E.....	75
3.3.14 การใช้กราฟความน่าจะเป็นปกติประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว.....	76
3.3.15 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (Inclinometer).....	78
3.3.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-03.....	78
3.3.17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-04.....	79
3.3.18 ตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์ขณะเคลื่อนที่ผ่านเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง.....	80
3.3.19 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน.....	81
3.2.20 อิทธิพลจากการอัดฉีดน้ำปูนที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน.....	82
3.4.1 ส่วนประกอบของความเค้น (Stress components) 3 มิติ.....	84
3.4.2 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพคตIBILITI และสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด.....	86
3.4.3 ตัวอย่างระนาบความเครียด.....	88
3.4.4 ลักษณะปัญหาที่มีความสมมาตรตามแนวแกน.....	88
3.4.5 ปัญหาที่เกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง.....	91
3.4.6 ตัวอย่างการใช้ชนิดชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ.....	92
3.4.7 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ.....	93
3.4.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติก.....	99
3.4.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion).....	100
3.4.10 ผลของมุมไคเลชั่นต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์.....	101
3.4.11 แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation plot).....	102
3.4.12 ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS).....	103
3.4.13 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil.....	104
3.4.14 กราฟความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดในการทดสอบแรงอัดสามแกน.....	104
3.4.15 กราฟความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ.....	105
4.2.1 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา.....	108

สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
4.2.2 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนเหนือของอุโมงค์.....	109
4.2.3 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนใต้ของอุโมงค์.....	109
4.2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและการทรุดตัวผิวดินสูงสุด.....	110
4.3.1 แนวเส้นทางอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก (MWA).....	111
4.3.2 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา.....	111
4.3.3 สภาพชั้นดินของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก (MWA).....	112
4.3.4 ข้อมูลความดันหน้าหัวเจาะ.....	113
4.3.5 ข้อมูลความเร็วขณะเจาะ.....	113
4.3.6 ข้อมูลมุมกัมหรือมุมเฉยของหัวเจาะ.....	114
4.4.1.1แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 1.....	115
4.4.1.2แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 2.....	115
4.4.1.3แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 3.....	116
4.4.1.4ภาพแสดงการ Mesh.....	117
4.4.1.5ภาพแสดงการแบ่งส่วนวิเคราะห์.....	118
4.4.1.6การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ ความลึกของหน้าตัด.....	118
4.4.1.7การกำหนดเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition).....	119
4.4.1.7แสดง phase การเจาะอุโมงค์.....	120
4.4.1.8แสดงการกำหนด Cluster pore pressure distribution.....	121
4.4.2.1แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 1.....	122
4.4.2.2แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 2.....	122
4.4.2.3ภาพแสดงการ Mesh.....	124
4.4.2.4การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ ความลึกของหน้าตัด.....	124
4.4.2.5การกำหนดเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition).....	125
4.4.2.6 แสดง phase การเจาะอุโมงค์.....	126
4.4.2.7แสดงการกำหนด Cluster pore pressure distribution.....	126
5.2.1 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม case 1.....	129
5.2.2กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม case1.....	129
5.2.3 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase case 1...	130

สารบัญญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
5.2.4 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม case 2.....	130
5.2.5 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม case2.....	131
5.2.6 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase case 2...	131
5.2.7 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม case 3.....	132
5.2.8 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม case3.....	132
5.2.9 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase case 3....	133
5.2.10 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม อุโมงค์ประปา case 1.....	133
5.2.11 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม อุโมงค์ประปา case1.....	134
5.2.12 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase อุโมงค์ประปา case 1.....	134
5.2.13 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม อุโมงค์ประปา case 2.....	135
5.2.14 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม อุโมงค์ประปา case2.....	135
5.2.15 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase อุโมงค์ประปา case 2.....	136

บทที่ 1

บทนำ

1.1.ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

การพัฒนาและการเติบโตของกรุงเทพมหานครฯ ได้เป็นไปอย่างรวดเร็วซึ่งการเติบโตนั้นย่อมต้องการก่อสร้างสิ่งอำนวยความสะดวกและสิ่งก่อสร้างพื้นฐาน (Infrastructure) ที่มากขึ้น โดยพื้นที่ที่มีอยู่อย่างจำกัดในปัจจุบัน งานก่อสร้างใต้ดินรวมถึงอุโมงค์จึงเข้ามามีบทบาทที่สำคัญ เช่น อุโมงค์ทางการขนส่งมวลชนอุโมงค์ประปาส่งน้ำ รวมไปถึงเคเบิลสำหรับโทรคมนาคมด้วยการก่อสร้างอุโมงค์มีหลายรูปแบบ เช่น การก่อสร้างโดยการขุดเปิด (Cut and cover method) แล้วติดตั้งระบบป้องกันการพังทลายของดินภายหลัง หรือการก่อสร้างโดยใช้หัวเจาะ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีของแต่ละโครงการ ซึ่งแต่ละวิธีมีข้อดีข้อเสียต่างกันไป รวมไปถึงค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างด้วย การเลือกวิธีการก่อสร้างจึงมีความสำคัญอย่างมาก โดยเฉพาะการก่อสร้างอุโมงค์ในพื้นที่ดินอ่อนในกรุงเทพ ซึ่งอาจก่อให้เกิดการพังทลายจากการก่อสร้างได้ง่ายกว่าการก่อสร้างในดินชนิดอื่นๆ โดยที่วิธีการขุดแบบเปิดและกลบนั้น เหมาะสำหรับกรณีมีพื้นที่การทำงานไม่ลึกมากนัก หรือเหมาะสำหรับพื้นที่การทำงานตื้นๆ ในขณะที่การก่อสร้างโดยใช้หัวเจาะนั้น เหมาะสำหรับการก่อสร้างที่มีพื้นที่ทำงานส่วนที่ลึก ส่งผลให้มีค่าใช้จ่ายที่สูงตามมาด้วย ซึ่งวิธีการขุดอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะมีด้วยกันหลายประเภท โดยแต่ก่อนการขุดเจาะอุโมงค์ในกรุงเทพในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง ถือเป็นโครงการแรกๆในการเริ่มใช้หัวเจาะ โดยดำเนินการโดยใช้หัวเจาะแบบ Semi Mechanical Shield หรือหัวเจาะแบบกึ่งความดันดินสมดุล ซึ่งจากการศึกษาการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมา ทำให้ทราบถึงปัญหาในการใช้หัวเจาะประเภทนี้ หัวเจาะประเภทนี้มีขีดจำกัดไม่เหมาะสมกับการขุดเจาะอุโมงค์ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งมีสภาพชั้นดินที่หลากหลาย ดังนั้นจึงได้มีการพิจารณาเลือกใช้หัวเจาะประเภทปรับแรงดันดินสมดุลหรือ Earth Pressure Balance Shield (EPB) ซึ่งเป็นหัวเจาะที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะในชั้นดินอ่อนซึ่งหัวเจาะชนิดสามารถปรับแรงดันที่หัวเจาะให้เหมาะสมกับสภาพชั้นดิน ทำให้หัวเจาะชนิดนี้เหมาะกับการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพมหานคร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การก่อสร้างอุโมงค์เป็นการก่อสร้างที่อาจก่อให้เกิดความเสียหายจากการพังทลายหรือการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement) ซึ่งทำให้เกิดผลกระทบกับโครงสร้างข้างเคียงบนดิน ดังนั้นเพื่อความปลอดภัยในการก่อสร้างอุโมงค์และลดต้นทุนเงินต้นทุนเวลาในการก่อสร้าง โดยส่วนสำคัญในการออกแบบที่ควรคำนึงถึง คือ การวิเคราะห์ลำดับขั้นตอนการขุด , การติดตั้งและการประเมินในส่วนของการป้องกันการพังทลายและการทรุดตัวของดินให้เหมาะสมที่สุด โดยการวิเคราะห์และออกแบบมีด้วยกันหลายวิธี ได้แก่ วิธีสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical method), วิธีการวิเคราะห์โดยใช้สมการ (Analytical method), วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method), วิเคราะห์แบบโครงข่ายประสาทเทียม (ANN) ในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ วิธี Numerical method โดยใช้หลักการทฤษฎีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ เนื่องจากเป็นวิธีที่สามารถวิเคราะห์ปัญหาที่มีความซับซ้อนทางธรณี ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ มีทั้ง แบบ 2 และ 3 มิติ โดยการวิเคราะห์ถึงปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ที่เหมาะสมที่สุดควรเลือกใช้วิธี แบบ 3 มิติ ซึ่งเป็นวิธีที่สามารถใช้แบบจำลองที่สามารถสะท้อนถึงพฤติกรรมของการก่อสร้างอุโมงค์ที่เสมือนจริงได้ดีกว่า 2 มิติ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาและประเมินถึงปัจจัยและวิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติที่เหมาะสมในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก ซึ่งค่าปัจจัยที่ใช้ในแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ นั้น คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) จากการก่อสร้างโดยใช้หัวเจาะเช่น ค่าการสูญเสียมวลดินจากมุมกัมมูมเมย ค่าการสูญเสียมวลดินจากช่องว่างที่ส่วนหาง เป็นต้น รวมถึงวิธีการวิเคราะห์สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์โดยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่มีหลายวิธีในปัจจุบัน ดังนั้นการประเมินถึงค่าการสูญเสียมวลดินและวิธีการจำลองที่ถูกต้องจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก เพื่อเพิ่มความแม่นยำในการหาค่าการทรุดตัวต่างๆ และสามารถช่วยลดเวลาในการวิเคราะห์อีกด้วย

1.2.แนวทางการศึกษา

โดยงานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์ถึงค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและประเมินถึงรูปแบบและปัจจัยสำหรับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ จากการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะแบบ EPB โดยใช้ข้อมูลค่าการทรุดตัวที่ได้ตรวจวัดจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินและโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก มาเปรียบเทียบความถูกต้อง

1.3.วัตถุประสงค์ของการศึกษา

วิทยานิพนธ์เล่มนี้มีจุดประสงค์เพื่อนำเสนอการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ โดยใช้วิธีการขุดเจาะแบบใช้หัวเจาะEPB ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน Blue Line Extension Project และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก โดยใช้วิธีไฟในต์อิลิเมนต์ ซึ่งสามารถสรุปรายละเอียดของวัตถุประสงค์ได้ดังต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาวิธีการวิเคราะห์ โดยใช้ ไฟในต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ

2. เพื่อศึกษาขั้นตอนการก่อสร้างใช้ไฟในต์อิลิเมนต์แบบ 3มิติ และค่าปัจจัยที่สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีไฟในต์อิลิเมนต์ โดยนำผลที่ได้จากการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับค่าที่ตรวจวัดได้จริงจากโครงการฯ เพื่อประเมินหาวิธีการวิเคราะห์ และปัจจัยที่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ

การก่อสร้างอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะ Earth Pressure Balance (EPB) มีข้อได้เปรียบมากกว่าการใช้หัวเจาะแบบอื่นๆเนื่องจากมีความปลอดภัยสูงและเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยมาก ทำให้หัวเจาะชนิดนี้เหมาะสำหรับผิวดินบริเวณโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินและโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อน แต่ทั้งนี้การก่อสร้างอาจเกิดการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของผิวดินได้ ทำให้ส่งผลกระทบต่อบริเวณข้างเคียงจนเกิดความเสียหาย เพื่อความปลอดภัยในขณะก่อสร้าง ทำให้ต้องมีการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์ ซึ่งการวิเคราะห์ได้เลือกใช้วิธีไฟในต์อิลิเมนต์ 3มิติ เนื่องจากสามารถจำลองความซับซ้อนทางธรณีให้เห็นภาพได้ชัดเจน วิธีการวิเคราะห์แบบไฟในต์อิลิเมนต์ต้องใช้ข้อมูลของปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ EPB เช่น ค่าการสูญเสียมวลดิน ค่าแรงดันหน้าหัวเจาะ ฯลฯ เป็นต้น ซึ่งมีหลายปัจจัยที่สามารถเลือกนำมาวิเคราะห์ ทำให้การวิเคราะห์สามารถทำได้หลากหลายวิธี ดังนั้นการหาวิธีที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวในการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ จึงสามารถช่วยลดเวลาและเพิ่มความถูกต้องได้มากขึ้น โดยนำผลที่ได้จากการประเมินวิธีการวิเคราะห์ที่หลากหลายมาทำการเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดจริงที่เกิดขึ้นในโครงการทั้งสองเพื่อเป็นการพิสูจน์ความถูกต้อง

1.4.ขอบเขตของการศึกษา

- 1.ศึกษาเกี่ยวกับโครงสร้างและหลักการทำงานของหัวเจาะ EPB เท่านั้น
- 2.ศึกษาวิธีการใช้โปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์แบบสามมิติโดยใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ PLAXIS 3D Tunnel เท่านั้น
- 3.วิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของที่ผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินและโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก

1.5.ขั้นตอนการศึกษา

ในการศึกษางานวิจัยมีขั้นตอนการวิจัย ดังนี้

- 1.ทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะEPB ปัจจัยที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของดิน และการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดิน โดยใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ แบบ 3มิติ
- 2.ศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการจำลองเพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวและลักษณะการทรุดตัวของดิน โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ แบบ 3 มิติ ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินและโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก
- 3.ศึกษาและสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์ แบบ 3 มิติ เพื่อวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของดิน และประเมินถึงปัจจัยและรูปแบบการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อิลิเมนต์ที่เหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะEPB
- 4.รวบรวมผลการวิเคราะห์นำมาเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินและโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก เพื่อประเมินถึงความถูกต้อง
- 5.วิเคราะห์ผลและสรุปผลการวิจัย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

ในบทนี้จะการถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ การวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์โดยการใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) โดยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ รวมถึงข้อมูลของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

2.1 ข้อมูลทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

2.1.1 รายละเอียดทั่วไปของโครงการ

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินได้แบ่งการก่อสร้างออกเป็น 2 ช่วง ดังแสดงเป็นแผนที่เส้นทางโครงการใน **Error! Reference source not found.** ประกอบด้วย

ช่วงบางซื่อ-ท่าพระ

1) ส่วนโครงสร้าง มีระยะทาง 13 กม. เป็นเส้นทางยกระดับทั้งหมด แนวเส้นทางเริ่มต้นจากสถานีบางซื่อ ผ่านถนนประชาราษฎร์สาย 2 สี่แยกบางโพ ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา ถนนจรัญสนิทวงศ์ สิ้นสุดที่สี่แยกถนนจรัญสนิทวงศ์-ถนนเพชรเกษม

2) ส่วนสถานี เป็นสถานียกระดับ 10 สถานี ได้แก่ สถานีเตาปูน (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีม่วง ช่วงบางใหญ่-บางซื่อ) สถานีบางโพ สถานีบางอ้อ สถานีบางพลัด สถานีศิริธร (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีส้ม ช่วงบางกะปิ-บางบำหรุ) สถานีบางยี่ขัน สถานีบางขุนนนท์ สถานีแยกไฟฉาย สถานีจรัญสนิทวงศ์ 13 สถานีท่าพระ (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ช่วงหัวลำโพง - บางแค)

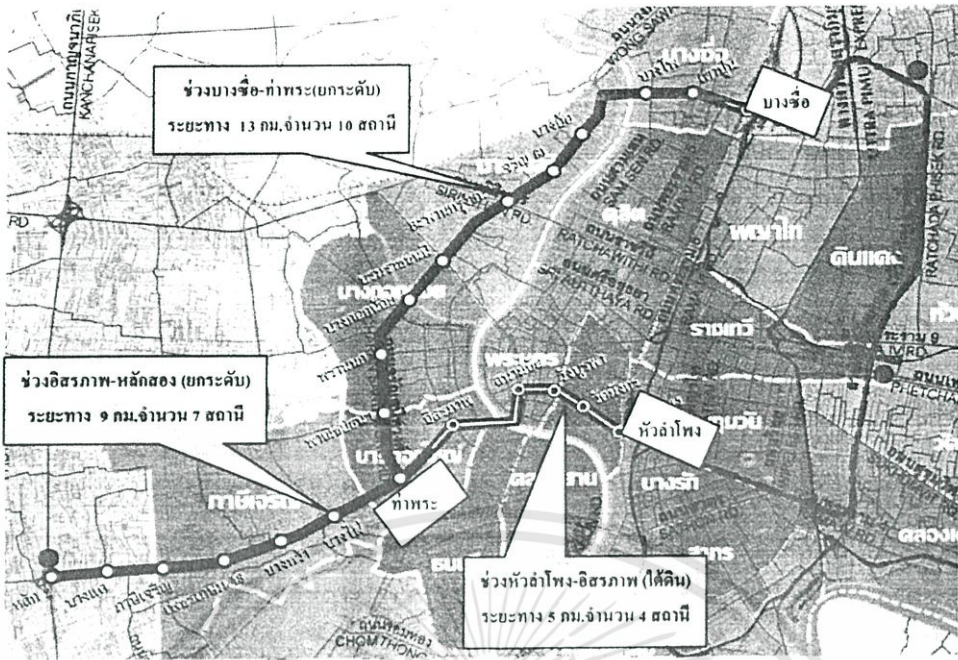
ช่วงหัวลำโพง-บางแค

1) ส่วนโครงสร้าง มีระยะทาง 14 กม. แบ่งเป็นเส้นทางวิ่งใต้ดินในช่วงหัวลำโพง-ท่าพระ ระยะทาง 5 กิโลเมตร ผ่านถนน เจริญกรุง วัชรบุรี ถนนสนามไชย พระบรมมหาราชวัง ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาที่ปากคลองตลาด คลองบางกอกใหญ่ ถนนอิสรภาพ แล้วเปลี่ยนเป็นเส้นทางยกระดับ ระยะทาง 9 กิโลเมตร เข้าสู่สี่แยกท่าพระ ถนนเพชรเกษม สิ้นสุดที่วงแหวนรอบนอก

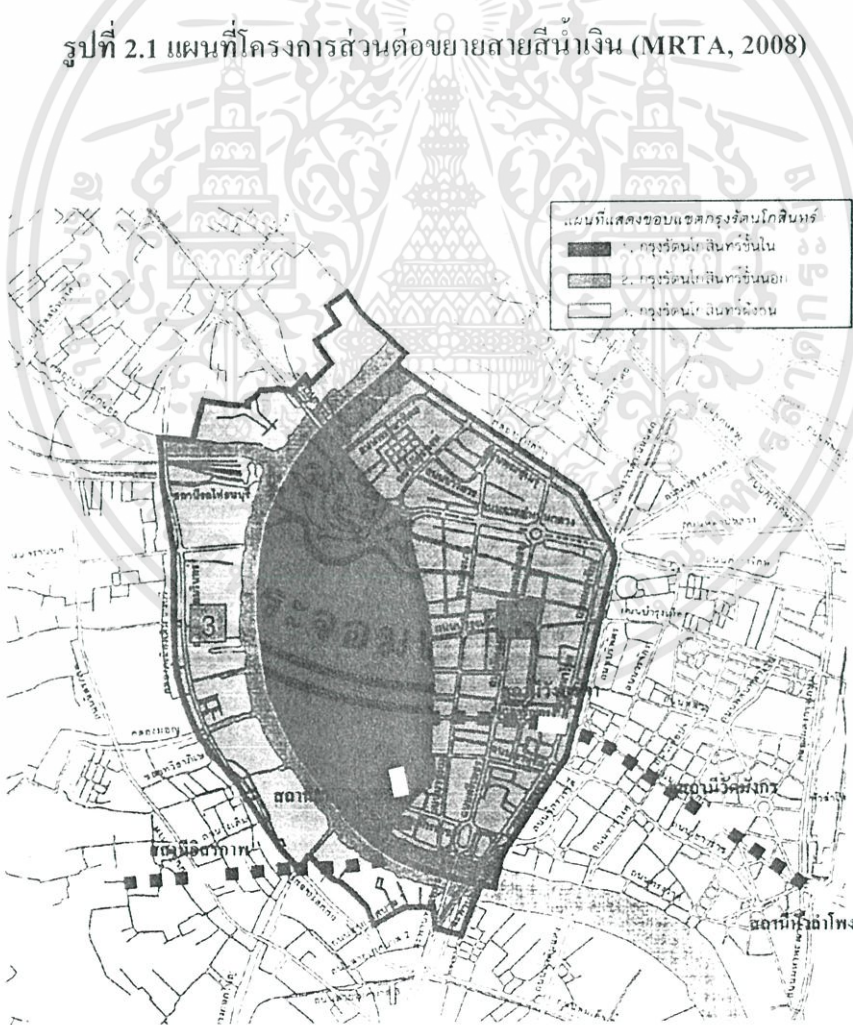
2) ส่วนสถานี มีสถานีจำนวน 11 สถานี เป็นสถานีใต้ดิน 4 สถานี ได้แก่ สถานีวัดมังกกร สถานีวังบูรพา (เป็นสถานีใต้ดินร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีม่วง บางใหญ่-ราษฎร์บูรณะ) สถานีสนามไชย สถานีอิสรภาพ สถานียกระดับ 7 สถานี ได้แก่ สถานีท่าพระ (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ช่วงบางซื่อ-ท่าพระ) สถานีบางไผ่ สถานีบางหว้า สถานีเพชรเกษม 48 สถานีภาษีเจริญ สถานีบางแค สถานีหลักสอง

ในส่วนแนวเส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินในโครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินแสดงในรูปที่ 2.2 เริ่มออกจากสถานีหัวลำโพงซึ่งเป็นสถานีเดิมของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล จุดเจาะตามถนนพระราม 4 ในแนวทิศตะวันตกผ่านถนนเจริญกรุง คลองผดุงกรุงเกษม พื้นที่เมืองเยาวราช จนถึงแยกวัดพระเชตุพนวิมลมังคลาราม จึงเลี้ยวซ้ายไปตามถนนมหาไชยผ่านหน้าโรงเรียนวัดราชบพิศ ตลาดปากคลองตลาด แล้วลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาข้ามไปฝั่งธนบุรี ผ่านใกล้บริเวณวัดกัลยา ตัดผ่านถนนอิสรภาพ และสิ้นสุดก่อนถึงบริเวณสี่แยกท่าพระ รวมเป็นระยะทางประมาณ 5500 เมตร

ในส่วนของบริษัทเริ่มต้นของแนวเส้นทางอุโมงค์ที่สถานีหัวลำโพง ทางวิ่งจะต้องมีรางพิเศษ (Cross-over) สำหรับให้รถไฟฟ้าใต้ดินที่มาจากบางแคสามารถย้อนกลับไปยังสถานีบางแคได้ อีกทั้งสถานีหัวลำโพงไม่ได้มีการจัดเตรียมทำโครงสร้างรองรับเพื่อเป็นจุดเชื่อมต่อในอนาคต ดังนั้นโครงสร้างของทางวิ่งใต้ดินจากจุดเริ่มต้นในช่วงแรก 150 เมตรจึงต้องเป็นรูปแบบขุดและกลบ (Cut and cover) ซึ่งใช้การก่อสร้างผนังเป็นแบบ Diaphragm wall ที่มีความลึกเท่ากับตัวสถานีหัวลำโพง อีกทั้งแนวทางวิ่งใต้ดินต้องไม่เกินแนวเขตทาง (Right of way) อุโมงค์ในช่วงแรกมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันไปจนถึงบริเวณก่อนเข้าสถานีวัดมังกกรรูปแบบของอุโมงค์จะเป็นแบบซ้อนกัน จากนั้นอุโมงค์เป็นรูปแบบซ้อนกันไปจนถึงสถานีวังบูรพา ซึ่งสถานีวังบูรพาเป็นสถานีที่ก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบผสมกับ NATM(New Austrian Tunneling Method) ขานชะลาเป็นแบบซ้อนกัน และยังเป็นจุดเชื่อมต่อของโครงการรถไฟฟ้าสายสีม่วงในอนาคตอีกด้วย จากนั้นอุโมงค์มีรูปแบบขนานกันจนเข้าสู่สถานีสนามไชย โดยสถานีสนามไชยเป็นการก่อสร้างแบบ NATM แบบขานชะลากลาง จากนั้นอุโมงค์ส่วนต่อไปมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันจนถึงสถานีอิสรภาพ ซึ่งตัวสถานีก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบ อุโมงค์ที่ต่อจากสถานีอิสรภาพมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันจนถึงบริเวณที่จะทำการเชื่อมต่อกับสถานีบางแค



รูปที่ 2.1 แผนที่โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)



รูปที่ 2.2 เส้นทางรถไฟใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินสถานีหัวลำโพง-สถานีอิสรภาพ

(MRTA, 2008)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

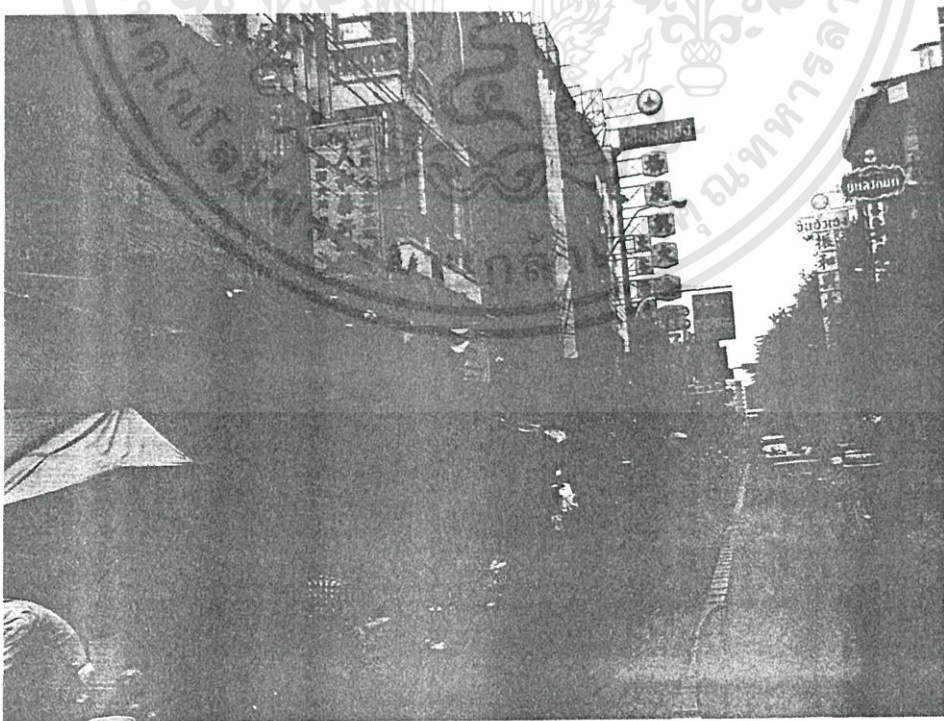
2.1.1 สภาพทางกายภาพ

ลักษณะของถนน

แนวเส้นทางของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ที่ถนนเจริญกรุง ซึ่งถนนเจริญกรุงเป็นถนนที่พระบาทสมเด็จพระจอมเกล้าเจ้าอยู่หัวโปรดเกล้าฯ ให้สร้างขึ้นใน พ.ศ. 2404 แล้วเสร็จใน พ.ศ. 2407 มีความยาวจากถนนสนามไชยถึงควาคะนอง 8,575 เมตร เป็นถนนรุ่นแรกที่ใช้เทคนิคการสร้างแบบตะวันตก ปัจจุบันผ่านพื้นที่เขตพระนคร เขตสัมพันธวงศ์ เขตบางรัก เขตสาทร และเขตบางคอแหลม ต่อมาแนวอุโมงค์ก็เข้ามาอยู่ที่ถนนสนามไชยผ่านบริเวณหน้าโรงเรียนวัดราชบพิธ

พื้นที่เมืองและอาคารข้างเคียง

พื้นที่ส่วนใหญ่บริเวณเขาวราชเป็นชุมชนคนไทยเชื้อสายจีนอาศัยอยู่ เป็นย่านการค้า รวมทั้งเป็นแหล่งท่องเที่ยวสำคัญแห่งหนึ่งของกรุงเทพฯ อาคารและสิ่งก่อสร้างบริเวณนั้นเป็นฐานรากคั่นแบบเข็มไม้เป็นกลุ่ม และค่อนข้างหนาแน่นดังแสดงในรูปที่ 2.3 ต่อมาหลังจากพื้นที่บริเวณเขาวราชเข้าสู่ถนนสนามไชย ผ่านบริเวณปากคลองตลาดซึ่งมีอาคารประมาณ 4 ชั้นและใช้เสาเข็มลึกประมาณ 21 เมตร ส่วนชุมชนบริเวณบางกอกใหญ่และสถานีอิสรภาพ ส่วนใหญ่เป็นตึกแถวสูง 2 ชั้น

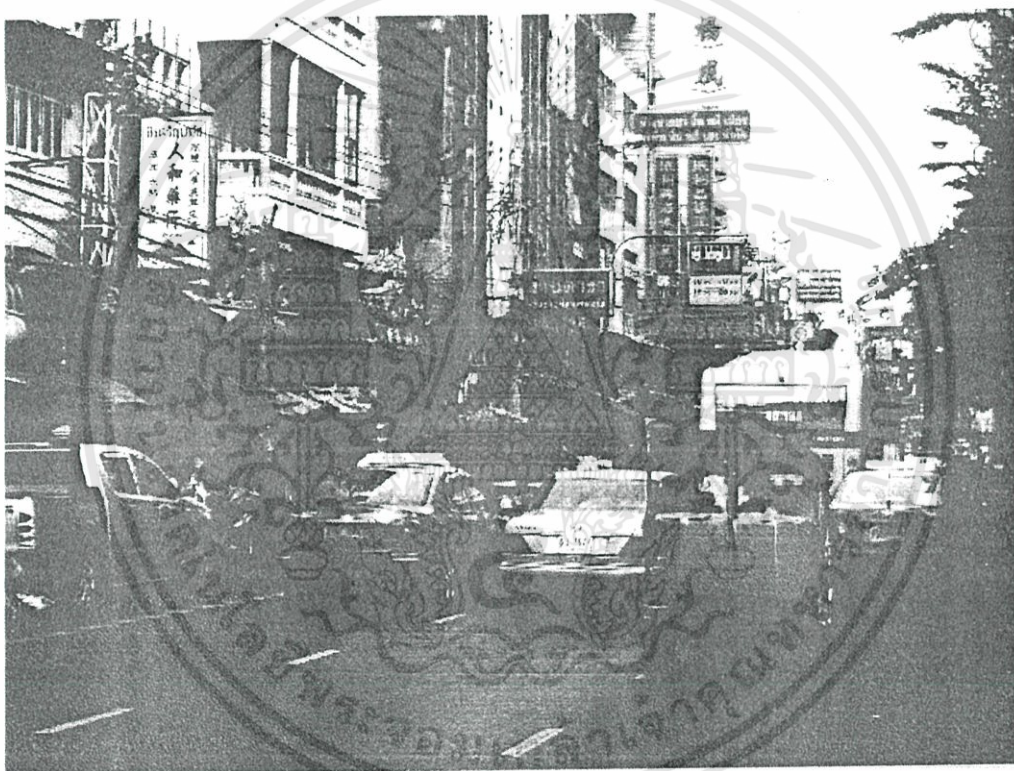


รูปที่ 2.3 สภาพอาคารที่หนาแน่นในถนนเขาวราช

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.2 การจราจร

เนื่องจากถนนเยาวราชเป็นถนนเศรษฐกิจ และย่านการค้า ทำให้มีการจราจรพลุกพล่านตลอดเวลาทั้งในกลางวันและกลางคืนดังแสดงในรูปที่ 2.4 ถนนเจริญกรุงบริเวณสถานีวัดมังกรเป็นถนนเดินรถทางเดียวและแคบมีความกว้างประมาณ 11.1 ถึง 14.0 เมตร 4 ช่องจราจร การจราจรในบริเวณค่อนข้างหนาแน่นตลอดเวลา ส่วนถนนเจริญกรุงบริเวณสถานีวังบูรพา ถนนมีความกว้างมากขึ้นเป็น 5-6 ช่องจราจรซึ่งไม่มีปัญหาในเรื่องการจราจร และถนนสนามไชยบริเวณสถานีสนามไชยมีความกว้าง 4 ช่องจราจรแต่ก็ไม่มีปัญหาในด้านการจราจรเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.4 สภาพการจราจรในบริเวณถนนเยาวราช

2.1.3 สภาพทางธรณีวิทยา

พื้นที่บริเวณสถานีหัวลำโพงถึงสถานีวัดมังกร ผ่านถนนเจริญกรุงและถนนเยาวราช ซึ่งเคยเป็นพื้นที่ราบลุ่มและน้ำท่วมถึง ทำให้การจัดเรียงตัวของชั้นดินเป็นดัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.5 โดยช่วงความลึก 3 เมตรแรกเป็นดินถม หลังจากนั้นเป็นชั้นของดินเหนียวอ่อนโดยมีความลึกอยู่ในช่วง 3 - 12 เมตรจากผิวดิน ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นดินเหนียวปานกลาง ความหนาประมาณ 3-4 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ที่มีความหนาของชั้นประมาณ 10 เมตร ส่วนชั้นถัดไปเป็นชั้นดินทรายที่ 1 ที่มีความหนาของชั้น 5 เมตร ต่อมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากและชั้นดินทรายที่ 2 รายละเอียดลักษณะทั่วไปของชั้นดินต่างๆมีดังนี้

1) ชั้นดินชั้นแรก : ดินถมและเศษวัสดุเป็นชั้นบนสุดที่เป็นพวกวัสดุถม (Very loose to medium dense silty sand) และพวกเศษผุกร่อน (Medium to stiff silty clay) ที่มีสีค่อนข้างเหลืองและเทา ความหนาของชั้นนี้อยู่ที่ประมาณ 2 - 5 เมตรและค่า SPT N value อยู่ในช่วง 2 - 21 blow/ft ค่า Water content ในชั้นนี้อยู่ที่ระหว่าง 10% - 35% ระดับน้ำใต้ดินสามารถพบได้ที่ชั้นนี้

2) ชั้นดินชั้นที่ 2 : Very soft to soft clay ชั้นนี้อยู่ที่ความลึก 3 - 12 เมตร ประกอบด้วย Medium gray to dark gray very soft to soft clay ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 10 - 25 kPa และค่า Water content มีค่า 60% - 105%

3) ชั้นดินชั้นที่ 3 : Medium stiff clay ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Dark gray to brownish gray, Medium stiff clay อยู่ใต้ชั้น Soft clay มีความหนา 3 - 4 เมตร ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 26 - 47 kPa และค่า Water content มีค่า 31% - 62%

4) ชั้นดินชั้นที่ 4 : Stiff to hard clay ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Yellowish to light grayish brown, Stiff to very stiff clay อยู่ที่ความลึก 15 - 25 เมตร บางจุดจะพบ Sandy soil ด้วย ค่า SPT N value มีค่าระหว่าง 9 - 35 blow/ft และค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 75 - 162 kPa และค่า Water content มีค่าระหว่าง 15 - 32%

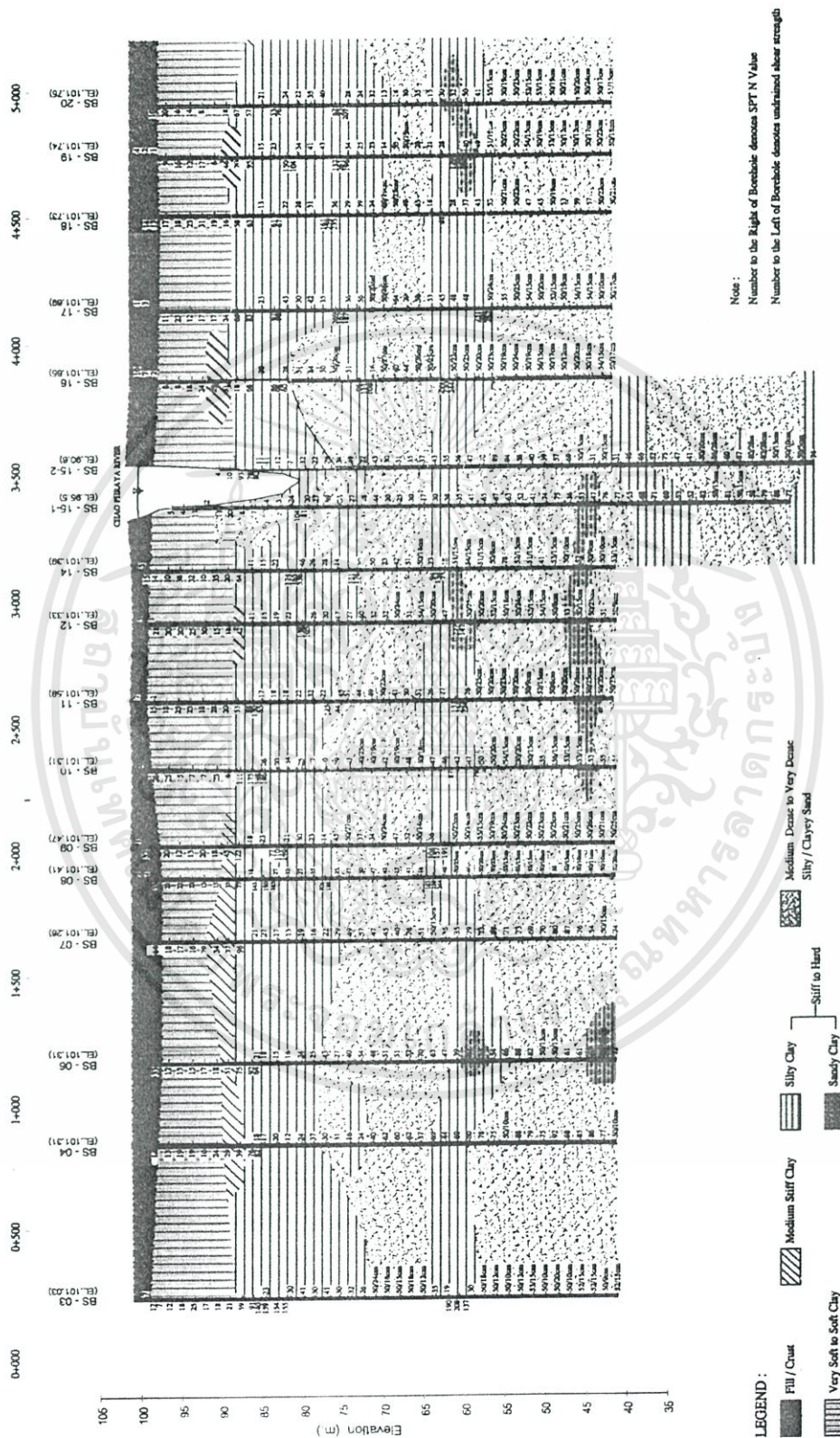
5) ชั้นดินชั้นที่ 5 : Medium dense to very dense sand ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Medium to very dense clayey and silty sand with yellowish to grayish brown อยู่ที่ความลึกประมาณ 35 - 40 เมตร water content 12 - 25% ค่า SPT N value > 20 blow/ft

6) ชั้นดินชั้นที่ 6 : Very stiff to hard clay ชั้นนี้ประกอบด้วย Light gray to grayish brown, Very stiff to hard clay มีความหนา 10 - 12 เมตร water content 15% - 22% ค่า SPT N value > 30 blow/ft

7) ชั้นดินชั้นที่ 7 : Very dense sand ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Silty sand and poorly graded sand with silt, Yellowish brown to brownish gray พบที่ปลายสุดของหลุมเจาะสำรวจที่ 60 -

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

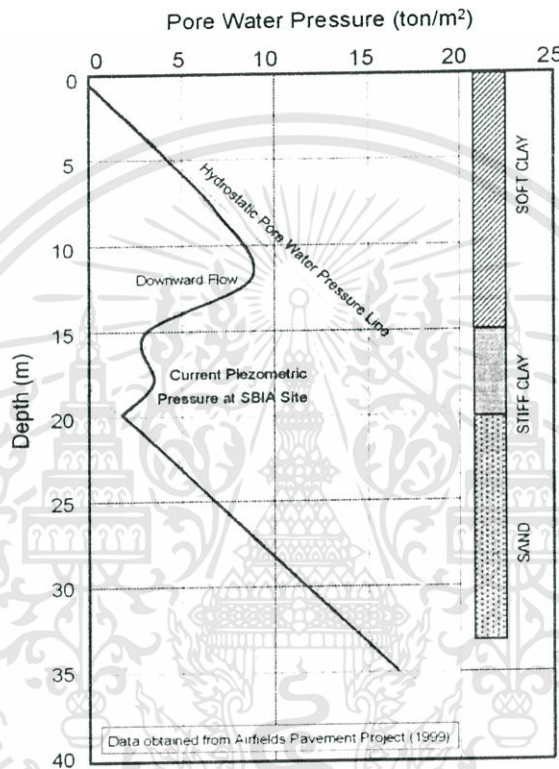
65 เมตร ค่า SPT N value > 50 blow/ft ปลายเข็มเจาะขนาดใหญ่มักจะวางที่ชั้นนี้เพื่อให้ได้ค่า Bearing capacity สูงที่สุด



รูปที่ 2.5สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับลักษณะของน้ำใต้ดินตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงตามความลึก (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่าในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่ และที่ระดับความลึก 20 เมตร ซึ่งเป็นชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)

2.2 การวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งแบบ 2 มิติและ 3 มิติสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ซึ่งผลการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นยังขึ้นอยู่กับเทคนิคการจำลองสภาพทางฟิสิกส์ต่างๆ ด้วย เช่น การจำลองการขุด (ที่ส่งผลให้ความเค้นในมวลดินเปลี่ยนแปลงอย่างไร) ซึ่งในทางวิเคราะห์สามารถทำได้หลายวิธีและให้ผลที่แตกต่างกัน ในหัวข้อนี้จะเรียบเรียงงานวิจัยที่วิเคราะห์โดยใช้เทคนิคการจำลองที่แตกต่างกันทั้งรูปแบบ 3 มิติ และแบบ 2 มิติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.1 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

1). Panet and Guenet (1982)

วิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติโดยใช้แบบจำลองอีลาสติก แสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของดินหน้าหัวเจาะขณะขุดเจาะถือเป็น 27% ของค่าการทรุดตัวทั้งหมด และจะมากขึ้นถึง 50% หากมีการก่อสร้างที่สภาพดินอ่อน

2). Moraes, (1999).

วิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ในการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ โดยพิจารณาปัจจัยของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน คือ แรงดันหน้าหัวเจาะ, การขุดเจาะดิน, การติดตั้งโครงสร้างค้ำยันชั่วคราวในส่วนหลังหัวเจาะ, การติดตั้งชั้นส่วนอุโมงค์ รวมถึงการฉีดน้ำปูนภายหลังหัวเจาะ

3). Dias et al.,(2000); Chenget al., (2002); Galli et al., (2004)

วิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ในรูปแบบ 3 มิติที่มีความเสมือนจริง ซึ่งเป็นการศึกษามีลักษณะใกล้เคียงกับ (Moraes, 1999) แต่ได้จำลองปัจจัยแรงดันของตัวถีบไฮดรอลิกแจ็กที่ผนังอุโมงค์ ซึ่งเป็นการศึกษา

4) Kasper and Meschke (2006)

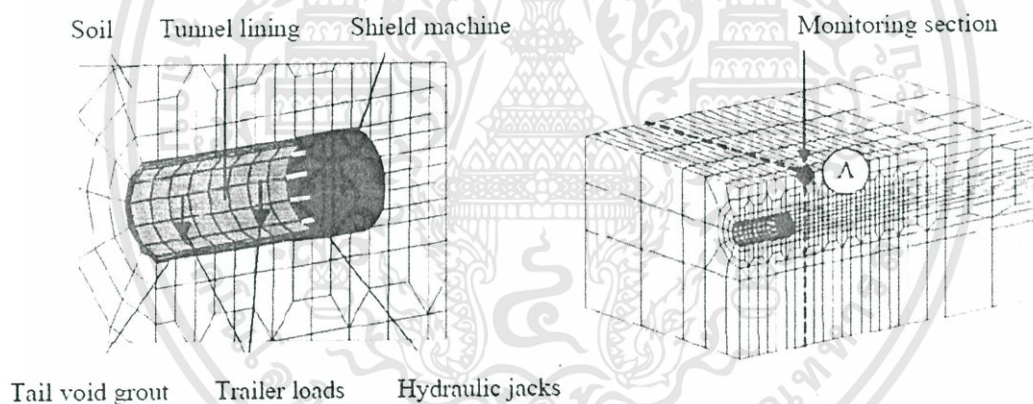
ได้อ้างถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ผ่านมาในอดีตในการพยายามหาความสัมพันธ์ผลกระทบของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนเช่นผลกระทบของความดันหน้าหัวเจาะขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์ความดันของการฉีดน้ำปูนคุณสมบัติของดินที่ไม่ต่อเนื่องกันทุกทิศทางผลของความดันน้ำใต้ดินควบคู่กับการทดสอบ

หาแบบจำลองชั้นดินที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยได้ทำการวิเคราะห์ปัจจัยต่างๆที่มีผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะในชั้นดินอ่อนด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ทีละขั้นตอนตามกระบวนการขุดเจาะแบบจำลองวัสดุในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เช่นดินอิ่มตัว (Saturated soil) แม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic jack) วัสดุที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณ

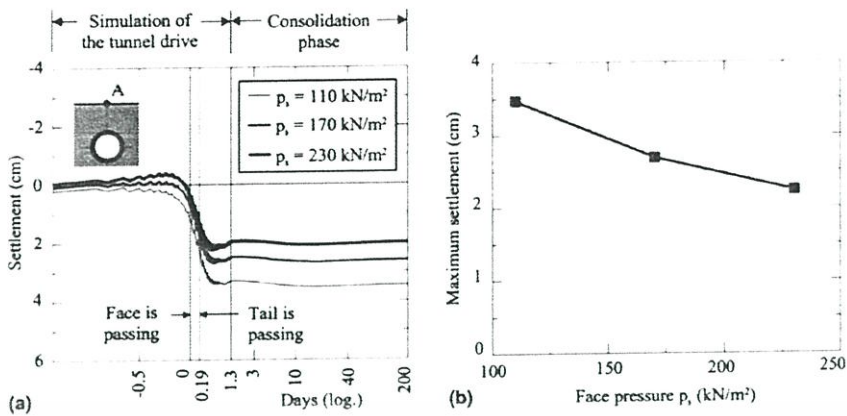
ส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grout material) และวัสดุผนังอุโมงค์ (Lining material) ได้ถูกจำลองขึ้นซึ่งในส่วนของผนังหัวเจาะถูกจำลองให้ไม่สามารถเสียรูปได้กำหนดให้เป็นชั้นส่วน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปรับแนวช่วงทางโค้ง (Taper) ซึ่งมีลักษณะส่วนหน้าและส่วนท้ายมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางต่างกัน โดยส่วนหน้าจะมีขนาดกว้างกว่าเพื่อใช้จำลองบริเวณช่องว่างส่วนท้ายและการอัดฉีดน้ำปูนที่จะเกิดขึ้นน้ำหนักบรรทุกทุกภายในอุโมงค์ในการขนถ่ายวัสดุและดินได้จำลองเป็นน้ำหนักกระทำแบบจุดตามแนวอุโมงค์ แสดงไว้ในรูปที่ 2.7 โดยได้แสดงหน้าตัดวิเคราะห์พฤติกรรมไว้ด้วยการเคลื่อนตัวไปด้านหน้าของหัวเจาะแต่ละครั้งสัมพันธ์กับพฤติกรรมของหลายปัจจัยเช่นการถีบตัวของแม่แรงไฮดรอลิกการไหลเข้าของดินที่ด้านหน้าการรักษาความดันหน้าหัวเจาะจะถูกจำลองแบบที่ละขั้นตอนหลังจากหัวเจาะเคลื่อนตัวไปแล้วในส่วนการจำลองการขุดดินที่ด้านหน้าการจำลองการอัดฉีดน้ำปูนการจำลองผนังอุโมงค์จะถูกจำลองด้วยวิธี Rezoning mesh เพื่อทำการกำหนดคุณสมบัติของวัสดุให้กับชิ้นส่วน (Element) ที่ต้องการจำลองเข้าไปในการวิเคราะห์ตามขั้นตอนการก่อสร้าง โดยความละเอียดขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพคอมพิวเตอร์และระยะเวลาที่ต้องการอีกทั้งการพิจารณาความเค้นพร้อมกับการไหลของน้ำในดินทำให้สามารถพิจารณาการอัดตัวคาน้ำของดินได้

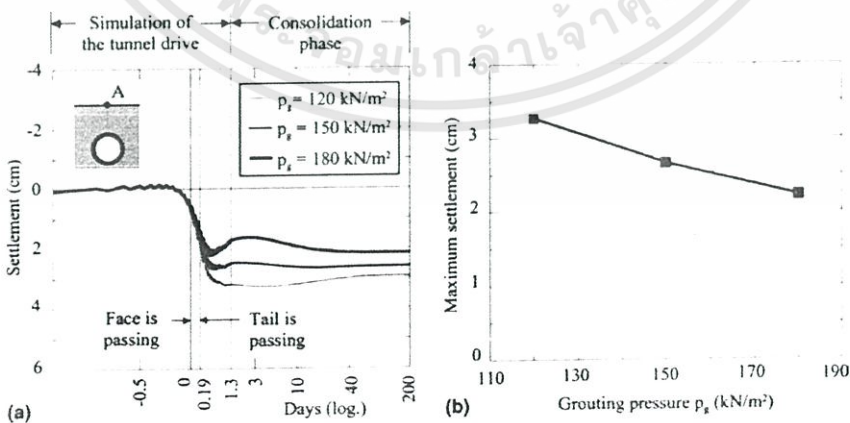


รูปที่ 2.7 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา

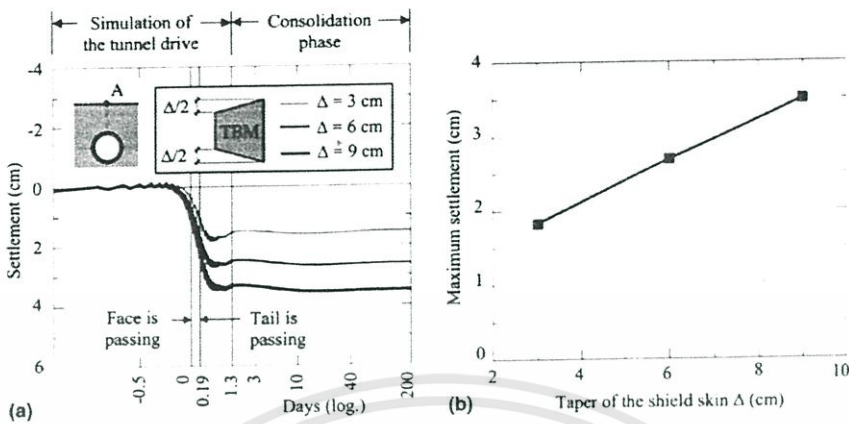


รูปที่ 2.8 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับความดันหน้าหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน

จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติได้นำปัจจัยการควบคุมหัวเจาะที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวที่ค่าต่างๆมาทำการเปรียบเทียบเช่นผลของความดันหน้าหัวเจาะต่อการทรุดตัวที่จุด A แสดงไว้ในรูปที่ 2.8 หรือหน้าตัดตรวจสอบดังแสดงในรูปที่ 2.7 พบว่าขณะที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านและพ้นจากบริเวณส่วนท้ายจะเกิดการทรุดตัวที่มีขนาดค่อนข้างมากซึ่งเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่มีค่าสูงจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยลงอีกทั้งยังพบว่าเกิดการปูดขึ้นของดินขึ้นเล็กน้อยในส่วนความดันของการฉีดน้ำปูนได้ถูกพิจารณาเปรียบเทียบกับทรุดตัวที่จุด A เช่นเดียวกันแสดงไว้ในรูปที่ 2.9 พบว่าเมื่อใช้ความดันสูงอาจทำให้ดินเกิดการปูดขึ้นแต่ก็สามารถลดขนาดของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้



รูปที่ 2.9 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A เทียบกับความดันของการฉีดน้ำปูนที่มีค่าแตกต่างกัน



รูปที่ 2.10 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A เทียบกับขนาดของบริเวณช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน

ที่บริเวณช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะจากการจำลองหัวเจาะให้มีลักษณะเป็นชิ้นส่วนปรับแนวช่วงทางโค้ง (Taper) แสดงไว้ในรูปที่ 2.10 พบว่าเมื่อขนาดของบริเวณช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะเพิ่มขึ้นจะทำให้เกิดการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้นรวมทั้งยังทำให้ดินโดยรอบสูญเสียความเค้นภายในซึ่งจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินที่เพิ่มมากขึ้นทั้งการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate settlement) และการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement)

ดังนั้นจะเห็นได้ว่าปัจจัยการควบคุมหัวเจาะส่งผลกระทบต่ออย่างชัดเจนและถือเป็นปัจจัยหลักที่สำคัญที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าจากการวิเคราะห์ผลของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะเช่นความคั่นหน้าหัวเจาะ ความคั่นของการฉีดน้ำปูนที่เพิ่มขึ้นพบว่าจะสามารถลดระดับการทรุดตัวได้แต่ยังคงต้องทำการพิจารณาเป็นแต่ละกรณีสำหรับการนำไปใช้งานจริงและอิทธิพลของปัจจัยต่างๆยังขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของดินที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ด้วย

5). H. Mroueh , I. Shahrour (2012)

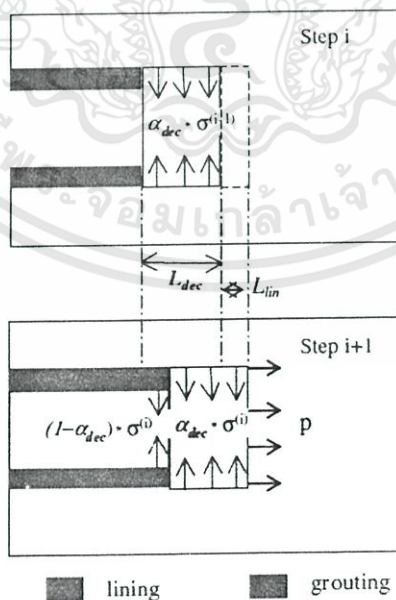
จำลองการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว ซึ่งเป็นชั้นดินที่สามารถเกิดการเคลื่อนตัวได้มากกว่าในชั้นดินอื่น โดยในงานวิจัยนี้ได้ให้ความสำคัญกับ ความสัมพันธ์ระหว่างความคั่นหน้าหัวเจาะกับ โครงสร้างชั่วคราว (Herrenknecht, 1998; Kurihara, 1998; Kuwahara,

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

1999) วิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวของดินที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอุโมงค์จากการใช้หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ในรูปแบบสามมิติ โดยศึกษาการปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินกับการก่อสร้างอุโมงค์ (ดิน-แรงดันการฉีดน้ำปูน-ผนังอุโมงค์, ดิน-หัวเจาะ) การวิเคราะห์แบบสามมิติจะยึดหลักโดยให้ความสำคัญกับความเครียดและค่าการเคลื่อนตัวของดินหน้าหัวเจาะเป็นหลัก ที่อ้างอิงจาก

6). Panet and Guenet, (2012)

จากผลกระทบของการวิเคราะห์ทางตัวเลขของการปฏิสัมพันธ์ของหัวเจาะและสภาพชั้นดิน , คุณสมบัติการอัดฉีดน้ำปูน , การเคลื่อนตัวของดินขณะขุดเจาะ ฯลฯ ดังที่กล่าวมาก่อนหน้านี้ ซึ่งการวิเคราะห์นั้นต้องใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ที่สูงมากรวมถึงระยะเวลาการคำนวณที่อาจจะสิ้นเปลืองเกินความจำเป็น ดังนั้น Panet and Guenet, 2012 ได้นำเสนองานวิจัยโดยใช้การวิเคราะห์แบบ 3 มิติโดยมีพื้นฐานจากหลักการ Convergence -Confinement Method (Panet and Guenet, 1982) ในการศึกษาในครั้งนี้จึงเลือกพิจารณาพารามิเตอร์เพียง 2 ตัว ที่เป็นผลกระทบ α_{dec} , L_{dec} โดยที่ค่า α_{dec} คือค่าตัวคูณลดทอนค่าความเครียด ส่วน L_{dec} คือค่าความยาวของส่วนที่ยังไม่มีผนังอุโมงค์ ในงานวิจัยในครั้งนี้มีพื้นฐานมาจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) และการวิเคราะห์แบบไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ (Finite Difference Method)



รูปที่ 2.11 แสดงการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะปรับความดันดินสมดุล

2.2.2 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

1). กล่าวนำ

ในการวิเคราะห์ปัญหาเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น จำเป็นต้องใช้วิธีการสร้างแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์ในรูปแบบ 3 มิติเพื่อการวิเคราะห์ปัญหา เนื่องจากในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์นั้นปริมาณของดินที่ขุดเจาะจะเกิดแรงดันขึ้นในส่วนด้านหน้าของผิวการขุดเจาะ และเกิดการเคลื่อนตัวที่ด้านบนและรอบๆอุโมงค์ซึ่งไม่สามารถใช้วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติโดยตรงในการวิเคราะห์ได้ ดังนั้นในการวิเคราะห์ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติแบบความเครียดระนาบ (2D Plane strain Finite Element analysis) ต้องมีการนำสมมติฐานมาปรับใช้ในการวิเคราะห์ นั่นคือค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) ปริมาตรร้อยละของทฤษฎีเกี่ยวกับปริมาณของอุโมงค์ (Percentage of theoretical tunnel volume) และการเสีรูปร่างของอุโมงค์ก่อนการก่อสร้างผนังอุโมงค์ หรือการใช้ Shotcrete ในการป้องกันการพังทลายของดินของวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ NATM ซึ่งมีวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ ดังนี้ Convergence-confinement method (Panet and Guenot, 1982), Gap method (Rowe et al., 1983; Lee and Rowe, 1991), Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988), progressive softening method (Swoboda, 1979; Swoboda et al., 1994), Volumeloss control method (Potts and Zdravkovic, 2001) และวิธี Hypothetical modulus of elasticity (HME) soft lining method (Powell et al., 1997; Karakus and Fowell, 2005) ซึ่งวิธี Volumeloss control method ไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แล้วซึ่งวิธีนี้มีกระบวนการเดียวกันกับวิธี Convergence-Confinement method นอกจากนี้แล้ววิธี Gap method จะใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะเป็นหลักดังนั้นวิธีนี้จึงไม่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์แบบ NATM อย่างไรก็ตามทฤษฎีพื้นฐานและกระบวนการนำไปใช้จะถูกนำเสนอในหัวข้อ 5.3.2

วิธีดังกล่าวข้างต้นได้ถูกนำไปใช้ซึ่งอยู่ในบทความที่ได้รับการตีพิมพ์โดย Oettl et al (1998) ได้นำวิธีการกำหนดค่าการสูญเสียความเค้นในดิน (Stress Relief method) ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเพื่อหาการเสีรูปร่างของอุโมงค์ก่อนการติดตั้งผนังอุโมงค์ที่เป็นปัญหาแบบ 3 มิติในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ Viennese Subway Tunnel โดยแท้จริงแล้วสถานะของความเค้นแบบ 3 มิติและการเสีรูปร่างของอุโมงค์ในส่วนที่ใกล้กับส่วนบนของอุโมงค์นั้นสามารถบ่งบอกได้ถึงการเสีรูปร่างของมวลดินที่บริเวณผิวหน้าของอุโมงค์ที่ขุดเจาะนั้นคือส่วนหนึ่งของการคาดการณ์และมีรายงานการค้นคว้าอื่นๆโดย Schikora and Ostermeier (1988) ได้ใช้วิธี Disk Calculation method

ซึ่งเป็นวิธีที่คล้ายกับวิธี Progressive softening method ในการจำลองการก่อสร้างอุโมงค์เช่นกันแต่ได้มีการใส่ผนังอุโมงค์โดยการกำหนดค่า Volume loss ลดลงร้อยละ 30 ของค่าสติเฟนสของดินในการวิเคราะห์

Atzl and Mayr (1994) ได้นำเสนอบทความเกี่ยวกับการวิเคราะห์ที่ใช้คุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Modified Cam-clay model เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและด้านล่างชั้นดินในการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการ Heathrow Express Trial tunnel โดยการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเลือกใช้โครงข่ายของชั้นส่วนในแบบจำลองของอุโมงค์เป็นแบบรูปทรงเลขาคณิตโดยผลการวิเคราะห์ที่ได้นั้นคือค่าสติเฟนสของดินที่ใช้นั้นต้องลดร้อยละ 20 ของค่าสติเฟนสเบื้องต้น

อีกตัวอย่างคือการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดิน London clay ในการก่อสร้างของโครงการ Jubilee Line Extension Westminster Station ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้าง (Higgins et al., 1996) โดยการวิเคราะห์แบบ coupled consolidation และใช้แบบจำลองชั้นดินเป็นแบบ non-linear elastic perfectly plastic models โดยมีค่ามีการสูญเสียมวลดินประมาณร้อยละ 2–2.5 และใช้ค่าลดทอนค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 0.5–0.7 Addenbrooke and Potts (2001) ได้นำเสนอผลการวิเคราะห์ของโครงการ Jubilee Line Extension Project ในเมืองลอนดอน ประเทศอังกฤษ, โดยใช้วิธี volume loss control method และใช้ค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) ร้อยละ 1.4

สำหรับการวิเคราะห์ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการ Heathrow Express Trial Tunnel โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อีลิเมนต์ เรียกว่า Critical State Soil Program (CRISP) ใช้การวิเคราะห์แบบไม่ระบายน้ำออก ชั้นดิน London Clay คุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Gunn–Jardine Small Strain Stiffness soil model. ชั้นดินกรวด Thames gravel และชั้นดินถมใช้คุณสมบัติของแบบจำลองชนิดระบายน้ำออกได้ (Drained material) และมีคุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Drucker–Pager plasticity model

2.)วิธีการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์แบบ 3 มิติ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ

การกระจายความเค้นและการเสีรูปร่างในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อความเหมาะสมควรสร้างแบบจำลองในการวิเคราะห์โดยใช้รูปแบบ 3 มิติ แต่ในบางกรณีสามารถปรับใช้การจำลองด้วยรูปแบบความเครียดระนาบ 2 มิติแทนโดยประมาณค่าการวิเคราะห์โดยใช้ไฟเอกสาร์นี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในตัดอิลิเมนต์แบบ 2 มิติ นั้นจะพิจารณาจากการเสีรูปร่างในการขุดเจาะที่ผิวหน้าของอุโมงค์ ซึ่งหมายถึงการนำชิ้นส่วนแบบจำลองชิ้นดินของอุโมงค์และใส่ชิ้นส่วนแบบจำลองผนังอุโมงค์ จนกระทั่งผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้สมบูรณ์ โดยวิธีการต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงดังต่อไปนี้

2.1 วิธี Convergence-Confinement method (Stress Relief method)

วิธี Convergence-Confinement method คือ วิธีการวิเคราะห์ในรูปแบบ 2 มิติวิธีหนึ่ง โดยใช้พิจารณาผลกระทบจากรูปแบบ 3 มิติที่ผิวหน้าของอุโมงค์ในการวิเคราะห์แบบระนาบ ความเครียด (Plane strain) Panet and Guenet (1982) โดยมีหลักแสดงค่าความเค้นแนวรัศมีที่รอบผิวหน้าการขุด (Radial stress, σ_r) อุโมงค์ดังสมการที่ 2.1 ถึง 2.3 ความเค้นแนวรัศมี, σ_r , ที่รอบผิวหน้าการขุด คำนวณได้จาก

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (2.1)$$

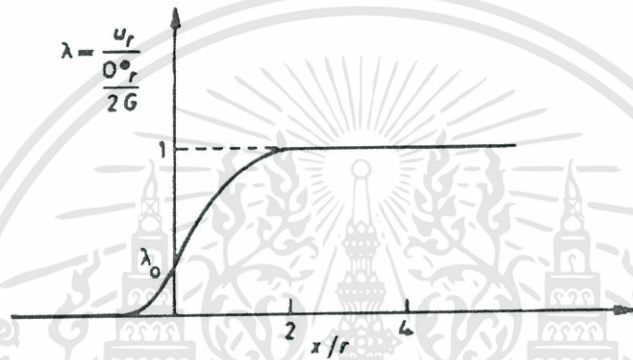
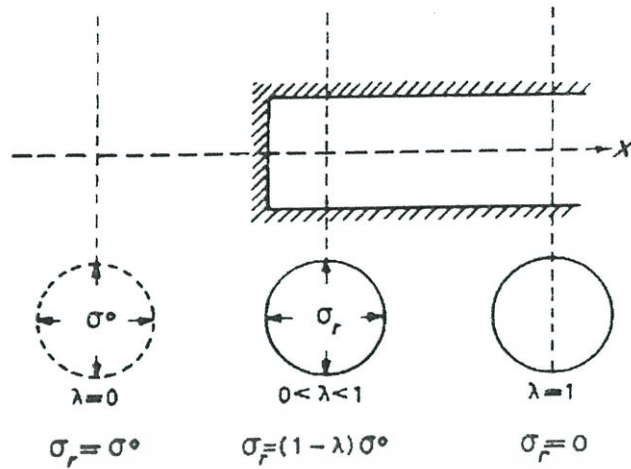
$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r^\infty} \quad (2.2)$$

$$u_r^\infty = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_0 r \quad (2.3)$$

โดยค่า r คือค่ารัศมีของอุโมงค์ และ λ คือค่าอัตราส่วนปรับลด (Reduction factor) ต่อค่าความเค้นเบื้องต้น (Initial stress) โดยการจำลองถึงปัญหาของการก่อสร้างอุโมงค์ในแบบ 2 มิติแสดงดังรูป 2.12 โดยแสดงการจำลองปัญหาในรูปแบบของระนาบความเครียด ซึ่งค่าความเค้นที่รอบผิวหน้าอุโมงค์ (σ_r) จะลดลงจากค่าความเค้นเบื้องต้น (σ_0) จนถึงค่าศูนย์โดยกรณีนี้เป็นการจำลองปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ที่ไม่มีการใช้ส่วนของกำบังการพังทลายของดิน

ในสมการที่ 2.2 ค่า $u_r(x)$ คือส่วนประกอบรัศมีของการทรุดตัวที่ระยะทาง x (Radial component of displacement) หลังผิวหน้าของการขุดเจาะ และค่า u_r^∞ คือ ส่วนประกอบรัศมีของการทรุดตัวที่ระยะทางอนันต์หลังผิวหน้าของการขุดเจาะ จากรูป 2.12 แสดงถึงค่าอัตราส่วนปรับลดกับอัตราส่วนจากผิวหน้าอุโมงค์ถึงขนาดของอุโมงค์ ค่าอัตราส่วนปรับลดของค่าความเค้นเบื้องต้นที่ผิวหน้าอุโมงค์สามารถนำมาใช้ในการคำนวณค่าการทรุดตัวได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.12 รัศมีการทรุดตัวหลังผิวหน้าของการขุดเจาะ (Radial displacement behind the face)

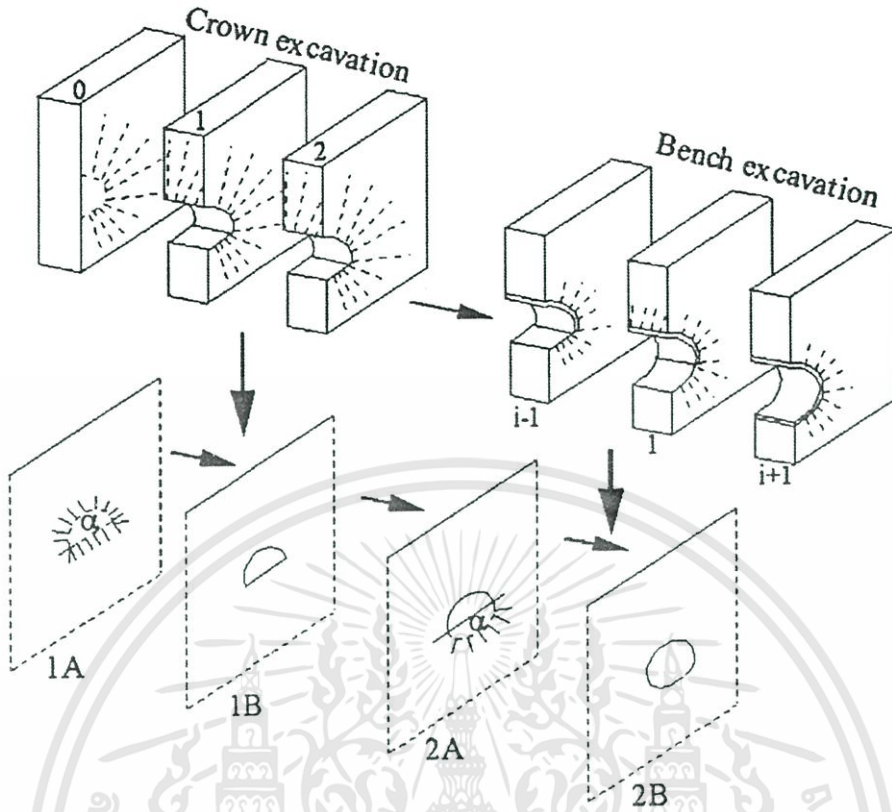
2.2 วิธี Stiffness reduction method (softening method)

วิธีนี้ใช้การลดทอนค่าอีลาสติคค่าโมดูลัส (E) ที่ผิวหน้าของการขุดเจาะอุโมงค์ โดยค่าอีลาสติคค่าโมดูลัสที่ทำการลดทอนแล้วเรียกว่า Modulus of support core (E_s) โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ลดทอนคือ (α) ดังสมการที่ 2.4

$$E_s = \alpha E \quad (2.4)$$

2.3 วิธี Disk Calculation method

Schikora and Ostermeier (1988) ได้นำเสนอวิธีนี้ในการวิเคราะห์ปัญหาแบบ 3 มิติ ในการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งมีพื้นฐานมากจากวิธี softening method ซึ่งเป็นการนำเสนอได้เป็นที่ยอมรับว่าการขุดเจาะอุโมงค์นั้นคือการแบ่งแต่ละส่วนเป็นแผ่นๆ (Disks) โดยหน้าตัดนั้นตั้งฉากกับแกนของอุโมงค์ และความหนาของแผ่นที่แบ่งออกมาจะสอดคล้องกับระยะทางในการขุดเจาะอุโมงค์ในแต่ละรอบดังรูปที่ 2.13 สำหรับการขุดเจาะที่ส่วนยอดอุโมงค์ (Crown tunnel) แผ่นหมายเลข 0 คือส่วนหน้าด้านของส่วนที่ทำการขุดเจาะ แผ่นหมายเลข 1 คือส่วนของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ และแผ่นหมายเลข 2 คือส่วนที่ทำการเสริมการป้องกันการพังทลายของดินหรือผนังอุโมงค์ Shotcrete ซึ่งแผ่นหมายเลข 1 นั้นจะไม่มี ความแข็งแรง (Weakened) เนื่องจากการขุดเจาะที่ส่วนยอดอุโมงค์จะมีการลดทอนค่าการเสีรูปร่างบางส่วน โดยความเค้นเฉือนจะส่งผลไปยังหน้าตัดของแผ่นหมายเลข 0 และหมายเลข 2 ที่มีความแข็งแรงกว่า (Schikora and Ostermeier, 1988) ที่แผ่นหมายเลข 1 นั้นคือการเอาหน่วยน้ำหนักของดินออก ($\gamma = 0$) ที่บริเวณส่วนยอดของอุโมงค์ และลดทอนความแข็งแรงของส่วนยอดโดยใช้ค่า α โดยวิธีการวิเคราะห์ในส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ที่ส่วนกลางนั้นเหมือนกับการขุดเจาะที่ส่วนยอดของอุโมงค์ ซึ่งค่าลดทอน (α) สามารถหาได้จากการวัดและการคำนวณซึ่งเกิดจากอิทธิพลของการเสีรูปร่างและแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก (Body force) ในผนังอุโมงค์ Shotcrete



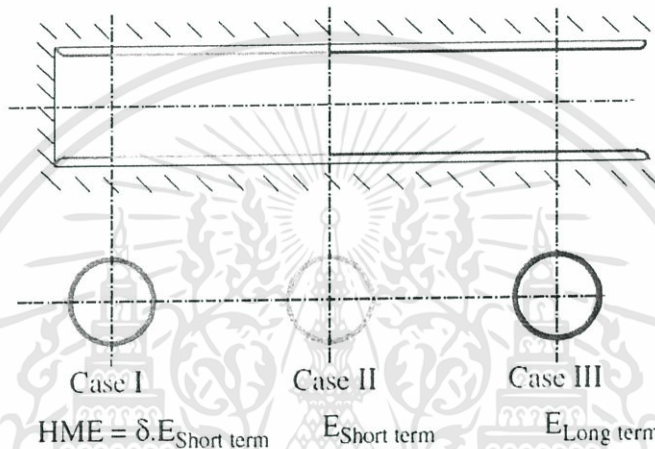
รูปที่ 2.13 วิธี Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988)

2.4. วิธี Hypothetical Modulus of Elasticity (HME) Soft Lining method

Powell et al. (1997) มาใช้วิเคราะห์ในโครงการการก่อสร้าง Heathrow Express Tunnel เพื่อออกแบบในส่วนของ Terminal 4 และ Karakus and Fowell (2003) ในการจำลองเพื่อวิเคราะห์ในโครงการการก่อสร้าง Heathrow Trial Tunnel โดยได้นำเสนอค่าพารามิเตอร์ลดทอน (δ) เพื่อใช้ลดทอนค่าสติฟเนสที่เกิดขึ้นในเวลาสั้นๆ (Short-term stiffness) ของผนังอุโมงค์ Shotcrete จากรูปที่ 2.14 แสดงพื้นฐานของวิธีการวิเคราะห์นี้ โดยค่า HME ที่กำหนดไว้ล่วงหน้าของผนังอุโมงค์มาจากการพิจารณาค่าการเสีรูปของชั้นดินในระหว่างขั้นตอนการติดตั้งผนังอุโมงค์ จนกระทั่งผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้เต็มที่ ในกรณี I พารามิเตอร์ δ เป็นค่าที่ใช้ลดทอนค่าอีลาสติคโมดูลัสที่เกิดขึ้นในเวลาสั้นๆ (Short-term elasticity modulus) ของผนังอุโมงค์ ซึ่งค่านี้ขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับแรงได้ของชั้นดิน ขนาดและจำนวนขั้นตอนการขุดเจาะจนครบวงรอบของอุโมงค์ จากบทความ Karakus and Fowell(2003)พารามิเตอร์ δ ของดิน London clay ที่มีการอัดตัวคายน้ำแล้ว (Overconsolidation) มีค่าระหว่าง 0.02 ถึง 0.1 ในกรณีที่ II ค่า HME ของผนัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อุโมงค์จะเป็นค่าในช่วงเวลาสั้นๆ (Short-term) โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 3 ถึง 7 GPa ดังนั้นในกรณี III เมื่อผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้เต็มที่แล้วซึ่งก็คือค่าอีลาสติคโมดูลัสในระยะยาว (Long-term elasticity modulus) ค่าลดทอน (δ , Reduction factor) สามารถหาได้จากการคำนวณย้อนกลับ (Back analysis) ซึ่งระยะทางระหว่างในแต่ละกรณีนั้นค่าความแข็งแรงจะขึ้นอยู่กับความเร็วในการขุดเจาะอุโมงค์และขั้นตอนการก่อสร้าง



รูปที่ 2.14 พื้นฐานทฤษฎีของวิธี Hypothetical modulus of elasticity soft lining (HME)(Karakus and Fowell, 2003)

2.5 วิธี The Gap method

Rowe et al. (1983) ได้นำเสนอวิธี Gap method ในการตรวจวัดปริมาณของชั้นดินที่ทำการขุดเจาะออกซึ่งเป็นทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับชั้นดินภายนอกของผนังอุโมงค์ โดยวิธีนี้ได้รับการปรับปรุงโดย Lee and Rowe (1991) พวกเขาได้คิดคำนวณพารามิเตอร์ Gap ซึ่งเกี่ยวข้องกับปริมาณการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ดังสมการที่ 2.5 และ 2.6

$$GAP = U + (2\Delta - \delta) \quad (2.5)$$

$$U = U_{3D}^* + \omega \quad (2.6)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

GAP คือ ค่าพารามิเตอร์ทั้งหมดของช่องว่างในอุโมงค์ (Gap)

ω คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน

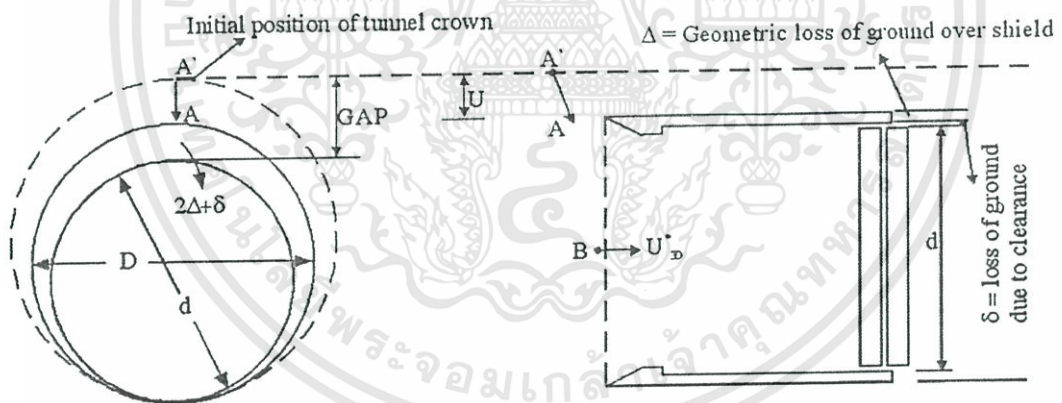
$(2\Delta - \delta)$ คือ ค่าทางกายภาพของช่องว่างในอุโมงค์ (Physical gap) หมายถึง ช่องว่างภายนอกระหว่างหัวเจาะกับชั้นดิน

Δ คือ ความหนาของส่วนท้ายของหัวเจาะ

δ คือ ส่วนของดินที่ต้องขุดเจาะออกไปเพื่อใช้ติดตั้งผนังอุโมงค์

U_{3D}^* คือ การขุดเจาะของหัวเจาะเนื่องจากการเคลื่อนที่ไปข้างหน้าในรูปแบบ 3 มิติ

ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของช่องว่างในอุโมงค์ (Gap parameter) นั้นจะมีความอ่อนไหวในชั้นดินที่มีความแตกต่างกัน โดยค่าต่างๆจะแสดงดังรูปที่ 2.15

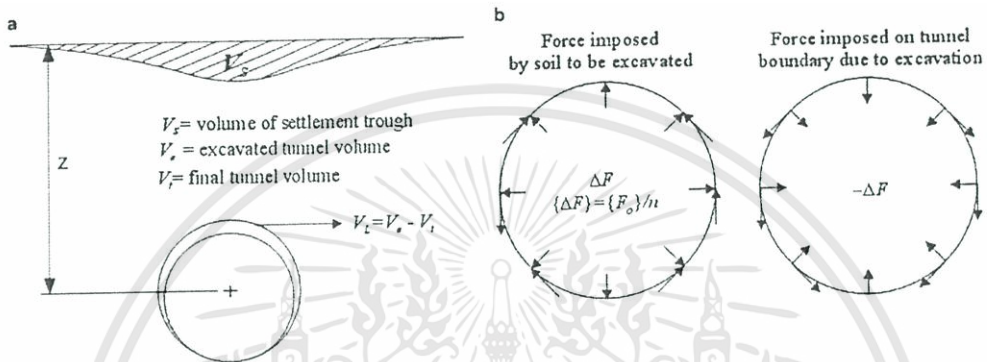


รูปที่ 2.15 ค่าพารามิเตอร์ของวิธี Gap method (Lee and Rowe, 1991)

2.6 วิธี Volume Loss Control method

วิธีนี้มีความเกี่ยวข้องกับวิธี Convergence-Confinement method ซึ่งค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) คือ การกำหนดค่าการถอนแรง (Unloading) ออกในขณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ (Potts and Zdravkovic, 2001; Addenbrooke and Potts, 2001) แรงที่เท่ากันบนขอบเขตของผนังอุโมงค์ $\{F_0\}$ คือ แรงดันที่เกิดจากการขุดเจาะดินออก ซึ่งคำนวณได้จากและแบ่งแรงตามเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จำนวนการเพิ่มขึ้นของแรงในการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะ $\{-\Delta F\}$ คือแรงที่มีขนาดเท่ากันแต่ก้อยู่ในทิศทางตรงข้ามกับบนขอบเขตของผนังอุโมงค์เพิ่มขึ้นในแต่ละขั้นตอนของการขุดเจาะ หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ $\{-\Delta F\}$ ยังคงมีเหลืออยู่ที่ขอบเขตของอุโมงค์ซึ่งเกิดจากส่วนที่เหลืออยู่จากการที่เพิ่มขึ้นของแรง (n increment) โดยขั้นตอนการจำลองดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 (a) วิธี Volume loss control method, (b) การจำลองขั้นตอนการขุดเจาะของชิ้นส่วนแบบของแข็ง (Solid element) (after Potts and Zdravkovic, 2001).

2.3 คุณสมบัติของแบบจำลองชั้นดินในการวิเคราะห์

ชั้นดิน 3 ชั้นที่ใช้ในแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยชั้นบนสุดเป็นชั้นดินถมมีความหนา 1.5 เมตรชั้นถัดมามีความหนา 1 เมตรเป็นชั้นกรวด Thames (Terrace gravel) โดยทั้งชั้นดินทั้ง 2 ชั้นนี้ใช้การวิเคราะห์แบบให้มีการระบายน้ำออกได้ (Drained analysis) โดยคุณสมบัติของชั้นดินทั้ง 2 แสดงดังตารางที่ 2.6.1 โดยรูปแบบจำลองของทั้ง 2 ชั้นดินมีคุณสมบัติเป็นแบบ Drucker-Prager Plasticity Model และชั้นดินชั้นสุดท้ายคือชั้นดิน London clay ซึ่งใช้การวิเคราะห์แบบไม่ยอมให้มีการระบายน้ำโดยชั้นดินนี้มีคุณสมบัติแบบ Small Strain model ซึ่งอยู่ในโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ (CRISP)

Parameter, symbols and unit	Made ground	Terrace gravel
Unit weight γ , kN/m ³	18	20
Young's modulus E' , MPa	20	20
Poisson's ratio, ν'	0.2	0.2
Cohesion, c'	0	0
Friction angle, ϕ'	30°	35°

ตารางที่ 2.6.1 คุณสมบัติของชั้นดินถมและชั้นกรวด Thames ในการวิเคราะห์แบบยอมให้มีการระบายน้ำ (Long, 2001)

Jardine et al. (1984) ได้ให้ความสนใจถึงผลลัพธ์จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหรือวิธีการวิเคราะห์ในห้องปฏิบัติการในรูปแบบใหม่ที่ให้ค่าสตีเฟนสของดินมีค่าต่ำกว่าเมื่อมีการคำนวณกลับจากค่าตรวจวัดที่หน้างานเสมอ Jardine et al. (1986) ได้ออกความเห็นเกี่ยวกับค่าสตีเฟนสแบบไม่เชิงเส้นที่สภาวะความเครียดต่ำ (ต่ำกว่า 0.01% ของความเครียดตามแนวแกน) ซึ่งเป็นที่ยอมรับตรงกันว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าซีแคนต์โมดูลัสยืดหยุ่น (Secant Young's modulus, E_u) กับค่าลอการิทึมของความเครียดตามแนวแกนก่อนการวิบัติโดยค่าอีลาสติกสามารถอธิบายด้วยฟังก์ชันลอการิทึมดังสมการที่ 2.7

$$\frac{E_u}{C_u} = A + B \cos \left\{ \alpha \left[\log_{10} \frac{\varepsilon_a}{C} \right]^\gamma \right\} \quad (2.7)$$

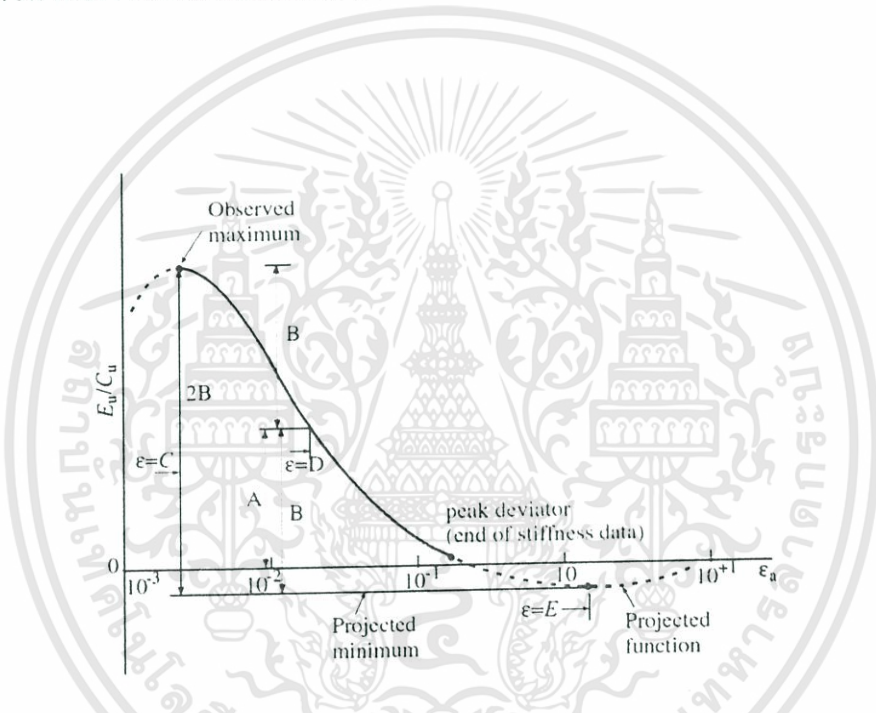
สมการที่ 2.7 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) และ โมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) ดังสมการที่ 2.8 และ 2.9 ตามลำดับ

$$3 \frac{G}{p'} = A + B \cos \left\{ \alpha \left[\log_{10} \frac{\varepsilon_s}{C} \right]^\gamma \right\} \quad (2.8)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{K}{p'} = R + S \cos \left\{ \gamma \left[\log_{10} \frac{\varepsilon_v}{T} \right]^\Delta \right\} \quad (2.9)$$

โดยที่ ε_a , ε_s , และ ε_v คือ ความเค้นตามแนวแกน ความเครียดเฉือนและความเครียดเชิงปริมาตร ตามลำดับ A , B , C , S , T , α , λ , Δ และ γ คือค่าคงที่ โดยรูปร่างของเส้นโค้งลอการิทึมแสดงดัง Error! Reference source not found. กลุ่มของสถานะความเครียดต่ำแบบไม่เชิงเส้นสามารถเกิดขึ้นได้จริงในผลลัพธ์ขณะทำการวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง

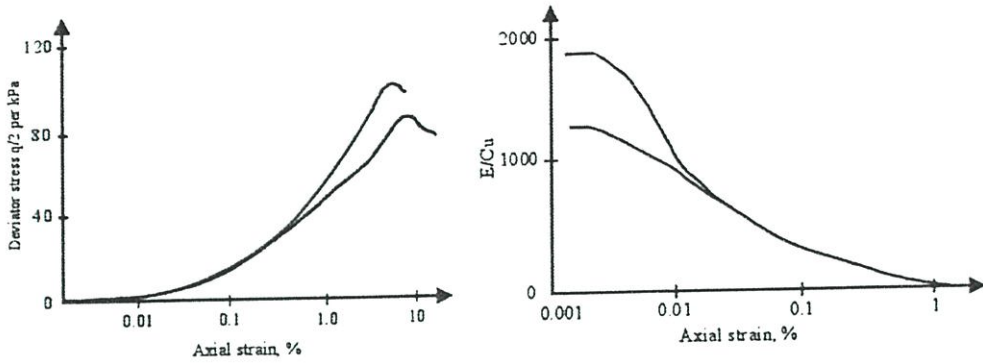


รูปที่ 2.17 Curve fitting ของข้อมูลสรีฟเนสของความเครียด (Jardine et al., 1986)

Gunn (1993) ได้อธิบายถึงแบบจำลองอย่างง่ายที่ใช้พื้นฐานข้อมูลจาก Jardine et al. (1984) ดังรูปที่ ค่าอีลาสติกไม่เชิงเส้นแบบไม่ยอมให้ระบายน้ำของดินเขียนได้ดังสมการที่ 2.10

$$q = a\varepsilon^n \quad (2.10)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.18 ข้อมูลค่าสติเฟเนสที่สภาวะความเครียดต่ำของดิน London clay (Jardine et al., 1984)

โดยที่ q คือ ความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress) ε คือ ความเครียดเบี่ยงเบน a และ n คือ ค่าพารามิเตอร์ของดิน จากนั้นใช้ค่ากำลังความสัมพันธ์ของ Secant สติเฟเนสและ Tangential สติเฟเนสได้ดังสมการที่ 2.11 และ 2.12

$$\sec E_u = a\varepsilon^{n-1} \quad (2.11)$$

$$\tan E_u = na\varepsilon^n \quad (2.12)$$

การทดสอบแบบสามแกน (Triaxial test) ในสภาวะไม่ยอมให้ระบายน้ำค่าพารามิเตอร์ของดิน a และ n ที่ได้มาจากค่า Secant โมดูลัสยืดหยุ่นที่ความเครียดของทั้ง 2 จุดคือสมการที่ 2.13 และ 2.14

$$E_{u1} = a\varepsilon_1^{n-1} \quad (2.13)$$

$$E_{u2} = a\varepsilon_2^{n-1} \quad (2.14)$$

แทนค่า E_{u1} และ E_{u2} ในสมการที่ 5.11 ค่า a และ n จะได้ดังสมการที่ 2.15 และ 2.16

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$n = 1 + \frac{\log(Eu_1 / Eu_2)}{\log(\varepsilon_1 / \varepsilon_2)} \quad (2.15)$$

$$a = E_{u1} \varepsilon_1^{1-n} \quad (2.16)$$

แบบจำลองที่อธิบายโดย Gunn (1993) ได้รวมถึงพื้นผิวครากของ Trescaที่ยินยอมให้มีการครากของพลาสติกเมื่อค่าความเค้นเบี่ยงเบนถึงขีดจำกัดที่เกิดจากค่าแรงเฉือน C_u คือค่าที่เพิ่มเข้ามาในแบบจำลองโดยค่า c และ a นั้นจะเปลี่ยนแปลงตามความลึกดังสมการที่ 2.17 และ 2.18

$$c = c_0 + m_c (y_0 - y) \quad (2.17)$$

$$a = a_0 + m_a (y_0 - y) \quad (2.18)$$

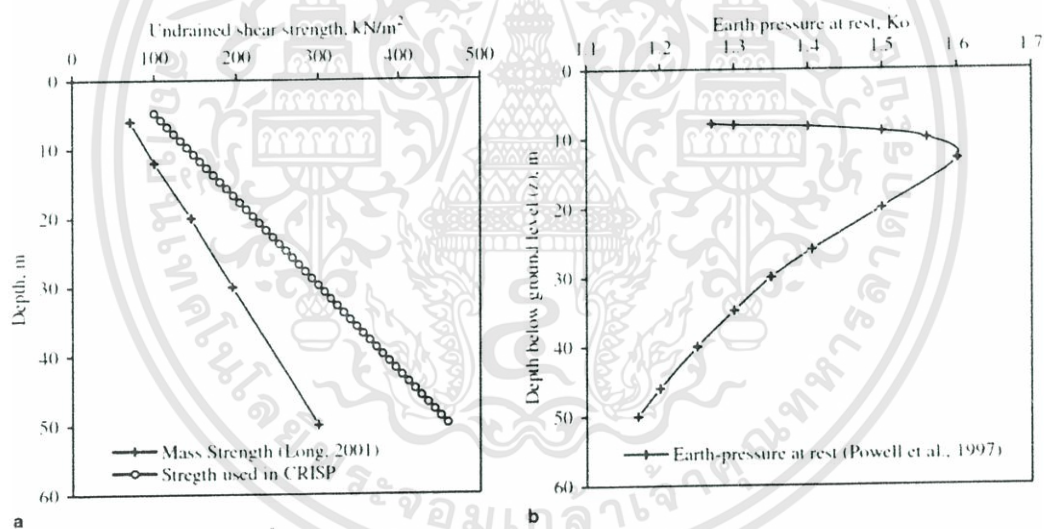
โดย y_0 คือ ระดับความลึกที่ Untrained Cohesion เท่ากับ c_0 และ a_0 คือค่าที่ได้จากการตรวจวัด m_c และ m_a ค่าอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงที่ระยะความลึกของ c และ a

ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองชั้นดิน London clay ที่สภาวะความเค้นด่ำที่ใช้ในการวิเคราะห์โดย CRISP เวอร์ชัน 4 แสดงได้ดังรูปที่ 2.19 และรูปที่ แสดงคุณสมบัติของดิน London clay

Parameter, symbols and unit	London Clay
Unit weight, γ , kN/m ³	20
Poisson's ratio, ν	0.2
a , kN/m ²	2500
n	0.6
Undrained shear strength, C_u , kN/m ²	See Fig. 5
m_c , kN/m ² /m	8
Bulk modulus of water, K_w^a , MN/m ²	2200
Strain below which stiffness is constant, ε_c	1.0E - 5
m_a	8

^a Long (2001).

รูปที่ 2.19 แสดงคุณสมบัติของดิน London clay ที่สถานะไม่ยอมให้ระบายน้ำ (Jardine et al., 1984)



รูปที่ 2.20 (a) ค่าแรงเฉือนที่สถานะไม่ยอมให้ระบายน้ำของดิน London clay

(b) ค่าแรงดันของชั้นดินที่สถานะปกติของดิน London clay (Jardine et al.,

1984)

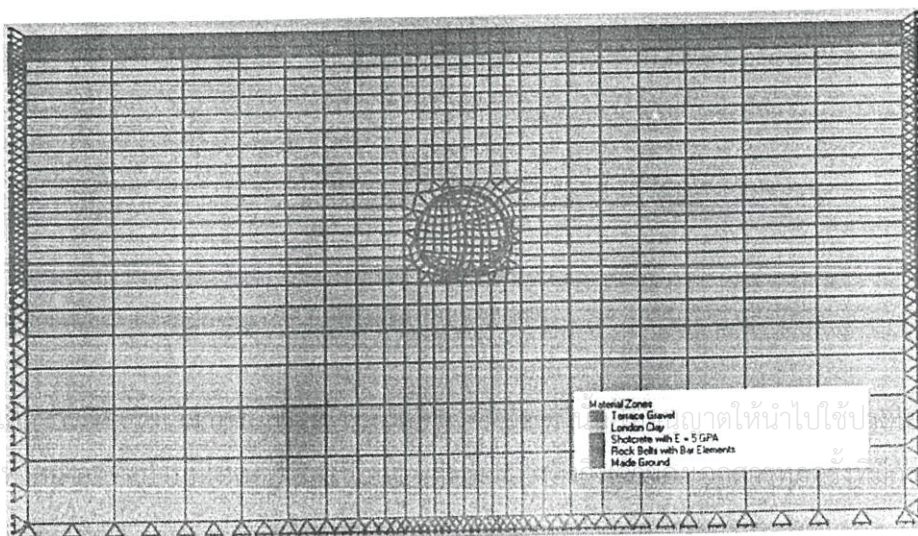
2.4 วิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์

แบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์มีลักษณะโครงข่ายของชิ้นส่วน (Element mesh) ดัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ ซึ่งใช้การวิเคราะห์แบบระนาบความเครียดไม่เชิงเส้นแบบ 8 จุดต่อ แบบจำลองกว้าง 90 เมตร ลึก 50 เมตร โดยลักษณะอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์มีรูปแบบมาจากโครงการ Heathrow Express Trial Tunnel Type-2(M.Karakus, 2007)เงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองเป็นแบบไม่ยอมให้มีการเคลื่อนที่ที่ด้านข้างทั้งซ้ายและขวา ส่วนด้านล่างเป็นแบบพิน(Pinned) ชั้นส่วนรูปสี่เหลี่ยมแบบไม่มีการอัดตัวคลายน้ำ 8 จุดต่อ (Non-Consolidating eight noded linear strain quadrilateral, LSQ)และ ชั้นส่วนรูปสามเหลี่ยมแบบไม่มีการอัดตัวคลายน้ำ 6 จุดต่อ (Non-consolidating six noded linear strain triangle, LST)ใช้ในส่วนกลางของชั้นดิน ชั้นส่วนแบบคาน 3 จุดต่อใช้เป็นแบบจำลองของน็อตยึดหิน (Rock bolt) โดยในแบบจำลองเดียวกันชั้นส่วนในการวิเคราะห์ 2 แบบ คือ แบบที่ 1 แบบจำลอง Shotcrete ใช้ชั้นส่วนต่อเนื่องแบบ LSQ และชั้นส่วนแบบต่อเนื่องที่เข้ากันได้ และแบบที่ 2 แบบจำลอง Shotcrete ใช้ชั้นส่วนแบบคาน 3 จุดต่อความหนาของ Shotcrete ด้านนอกเท่ากับ 250 มิลลิเมตร และด้านในอุโมงค์ 150 มิลลิเมตร โดยมีขั้นตอนการขุดเจาะดัง

รูปที่ โดยใช้ค่าอีลาสติคโมดูลัสที่ระยะเวลาสั้นๆ (Short-term modulus of elasticity) เท่ากับ 5 GPa ในการวิเคราะห์เพื่อเปรียบเทียบด้วยวิธี Convergence-Confinement method วิธี Disk Calculation method วิธี Hypothetical Modulus of Elasticity (HME) Soft Lining method และวิธี Stiffness Reduction method

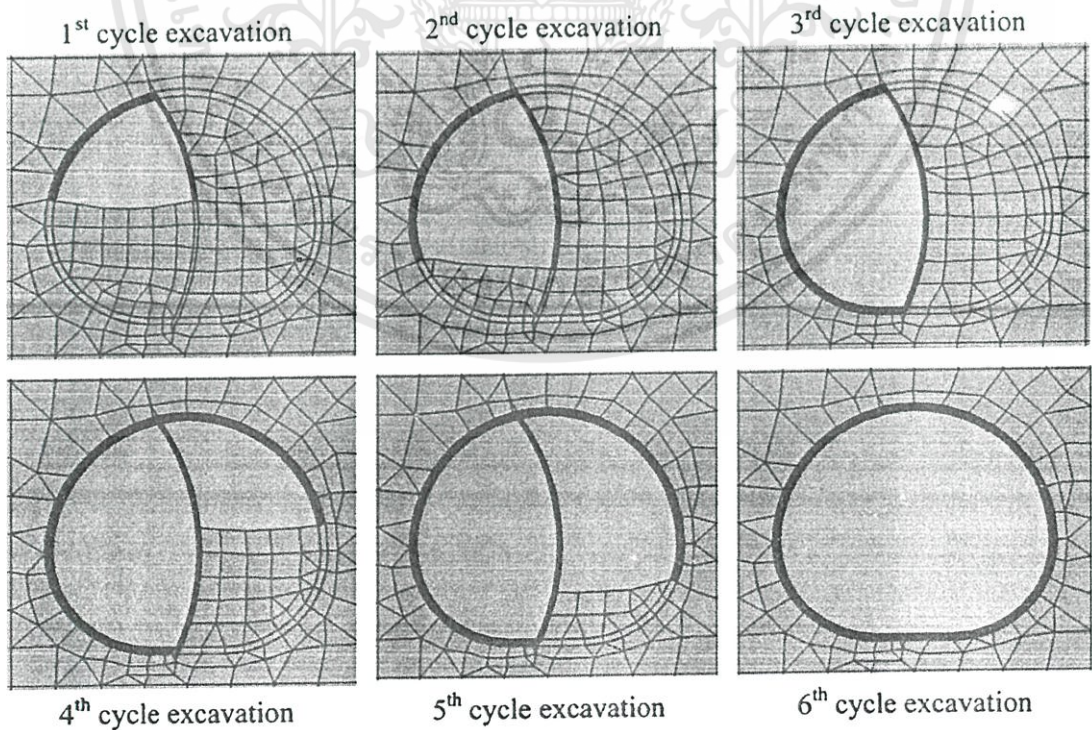


เอกสารนี้เป็น
ไม่ว่ากรณีใดๆ

ให้นำไปใช้
ชั้นด้านการค้า
ให้นำไปใช้

รูปที่ 2.21 โครงข่ายของแบบจำลองชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ (M.Karakus, 2007)

ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์มีทั้งหมด 12 ขั้นตอน โดยในแต่ละขั้นตอนจะแบ่งการวิเคราะห์เป็นส่วนย่อยทั้งหมด 50 ส่วน (50 Increment) ซึ่งเพียงพอที่จะทำให้เกิดความสมดุล และชิ้นส่วนของแบบจำลองการป้องกันการพังทลายของดินจะใช้ส่วนย่อยการวิเคราะห์เพียงส่วนเดียวเท่านั้น (Single increment) ซึ่งการวิเคราะห์โดยการแบ่งส่วนย่อยมากเกินไปอาจทำให้ค่าแรงในส่วน of แบบจำลองชั้นดินนั้นเกิดความไม่สอดคล้องกัน (Divergence) ขึ้นเมื่อใช้วิธีการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอย่างง่ายขั้นตอนการขุดเจาะนั้นจะเริ่มขึ้นหลังจากการให้ความเค้นเริ่มต้นกับแบบจำลองชั้นดินจากนั้นทำการขุดเจาะที่อุโมงค์ส่วนบนด้านซ้ายแล้วไล่ชิ้นส่วนของป้องกันการพังทลายของดินซึ่งขั้นตอนการขุดเจาะแสดงดังรูปที่



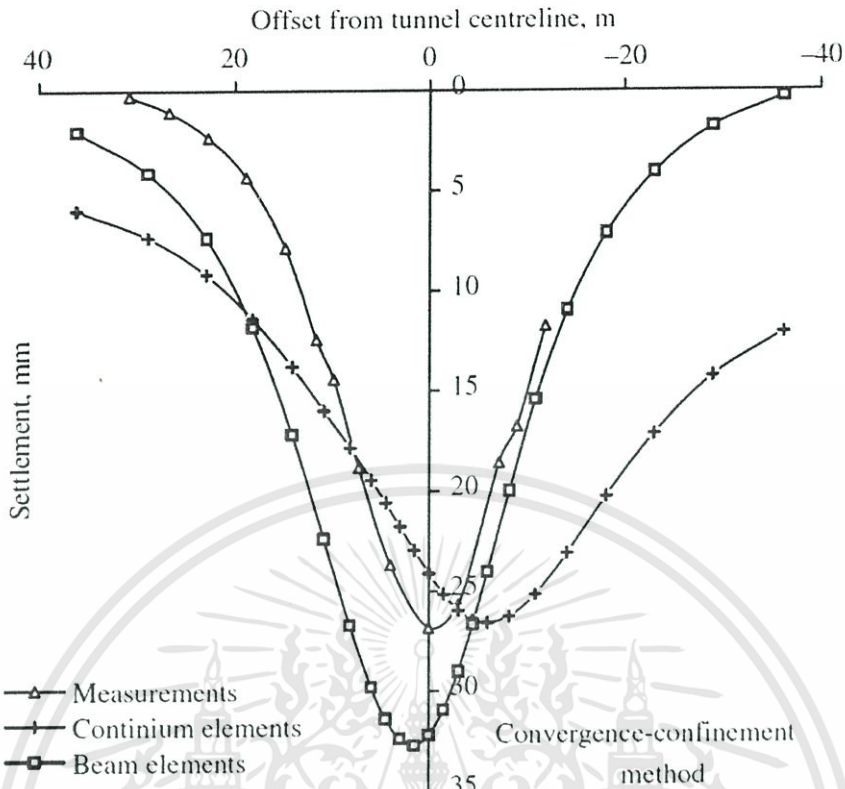
รูปที่ 2.22 ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ (M.Karakus, 2007)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.1 ผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์นั้นจะนำเสนอค่าการทรุดตัวที่ผิวดินในแนวขวางของอุโมงค์โดยการใช้วิธีการวิเคราะห์ดังที่กล่าวมาแล้วซึ่งจะเปรียบเทียบระหว่างการใช้ชิ้นส่วนแบบคาน 3 จุดต่อกับชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง ในแบบจำลองผนังอุโมงค์ Shotcrete ซึ่งผลการวิเคราะห์มีดังนี้

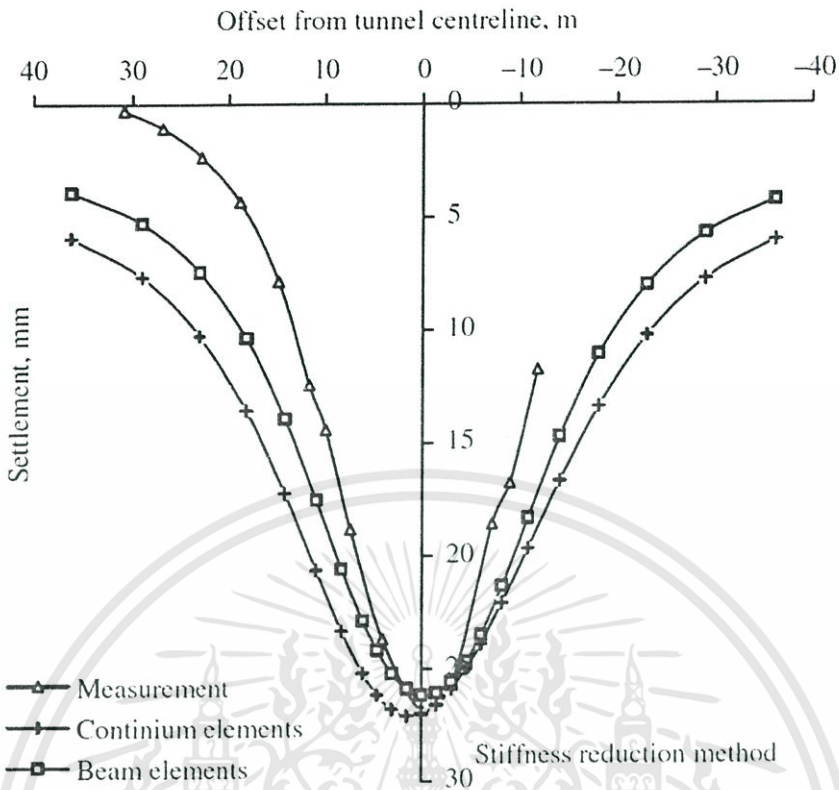
1) การวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method จากรูปที่ ที่ขอบเขตของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะนั้นจำกัดการเคลื่อนที่ของจุดต่อบริเวณขอบของอุโมงค์ที่ได้ทำการขุดเจาะหรือการนำชิ้นส่วนแบบของแข็งออก (Solid element) เพื่อหาค่าของแรงที่เกิดขึ้นที่จุดต่อนั้นๆ จากนั้นใช้ค่าลดทอน (λ) 0.40 ในชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง และ 0.30 ในชิ้นส่วนแบบคาน จากนั้นนำค่าแรงที่ลดทอนแล้วกลับไปใส่ในจุดต่อของผนังอุโมงค์เดิมในทิศทางตรงข้ามเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวในการวิเคราะห์แบบระนาบความเครียด 2 มิติ ในการขุดเจาะที่ส่วนอื่นๆของอุโมงค์นั้นก็ใช้วิธีเดียวกัน โดยใส่ค่าแรงที่กระทำที่จุดต่อที่ขอบผนังอุโมงค์ในส่วนที่ขุดแล้ว เช่น ใส่แรงที่กระทำ 60% ในชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องและ 70% ในชิ้นส่วนแบบคานของของขุดเจาะอุโมงค์ส่วนบนด้านซ้ายมือ จากนั้นก็จำกัดการเคลื่อนที่ของจุดต่อในส่วนที่จะขุดอุโมงค์แล้วทำตามขั้นตอนเดิม ซึ่งผลการวิเคราะห์เพื่อหาการมีดังนี้



รูปที่ 2.23 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method (M.Karakus, 2007)

จากรูปที่ ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ของชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จากสนามพบว่ามีลักษณะเส้นกราฟที่แตกต่างออกไปแต่ค่าการทรุดตัวสูงสุดยังคงเท่ากัน แต่สำหรับชิ้นส่วนแบบคานลักษณะของเส้นกราฟมีลักษณะใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามแต่ค่าการทรุดตัวสูงสุดมีค่ามากกว่าซึ่งสามารถสรุปได้ว่าการเลือกใช้ชิ้นส่วนแบบคานในการวิเคราะห์โดยวิธีนี้มีความเหมาะสมมากกว่าการใช้ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง

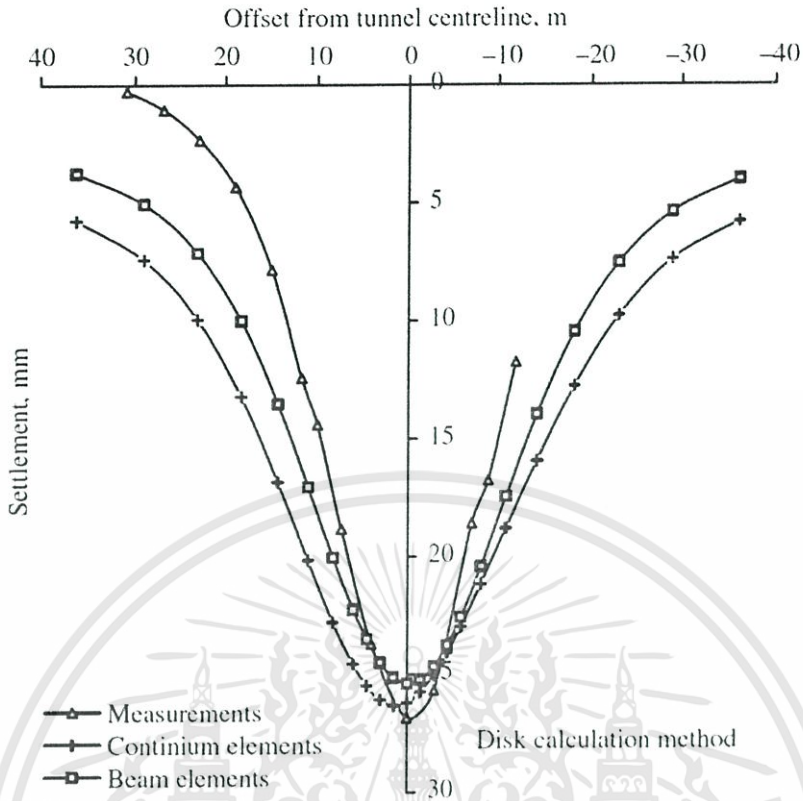
2) การวิเคราะห์โดยวิธี Stiffness reduction method การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้ใช้ค่าลดทอน (α) เท่ากับ 0.50 ในชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องและ 0.875 ในชิ้นส่วนแบบคานซึ่งผลการวิเคราะห์มีดังรูปที่



รูปที่ 2.24 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Stiffness Reduction method (M.Karakus, 2007)

จากรูปที่ ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากสนามมาก แต่จะมีการเบี่ยงเบนเล็กน้อย ซึ่งค่าลดทอนที่ใช้ในส่วนของชั้นส่วนแบบคานมากกว่าชั้นส่วนแบบต่อเนื่องแต่ค่าการทรุดตัวที่ได้นั้นมีค่าน้อยกว่าซึ่งบ่งบอกได้ว่าค่าสตีฟเนสของชั้นส่วนแบบคานมีความแข็งกว่า ดังนั้นเมื่อลดทอนความสามารถรับแรงได้ของดินร้อยละ 90 ค่าการทรุดตัวที่ได้นี้อาจจะเท่ากับค่าที่วัดได้จากสนาม ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าวิธีนี้สามารถใช้การลดทอนค่ากับชั้นส่วนแบบคานและชั้นส่วนแบบต่อเนื่องได้ดี

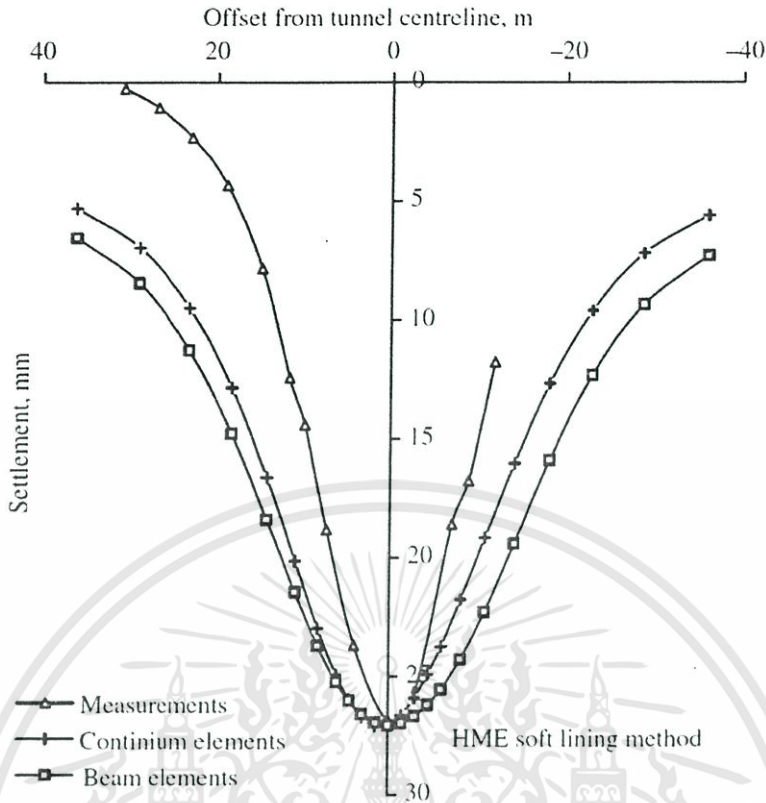
3) การวิเคราะห์โดยวิธี Disk Calculation method วิธีวิเคราะห์นี้จะมีความคล้ายกับวิธี Stiffness reduction method แต่มีความแตกต่างที่การลดทอนความสามารถรับแรงได้ของดินในการขุดเจาะซึ่งใช้การลดทอนค่าน้ำหนักของดิน ($\gamma_{bulk} = 0$) กับชั้นส่วนทั้งสองรูปแบบในแต่ละขั้นตอนการขุดเจาะแทน ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้ดังรูปที่



รูปที่ 2.25 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Disk calculation method (M.Karakus, 2007)

จากรูปที่ ลักษณะของเส้นกราฟคล้ายกับวิธี Stiffness Reduction method แต่ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นมีค่าน้อยกว่าค่าที่วัดได้จากสนามเล็กน้อยในทั้งสองชั้นส่วน โดยเหตุผลอาจเกิดจากการที่ลดทอนค่าหน่วยน้ำหนักของดินมากเกินไปจนเกินความเป็นจริง เพราะว่าเมื่อมีการขุดเจาะในชั้นส่วนใดก่อนชั้นส่วนที่ไม่ได้ขุดเจาะนั้นก็จะมี การเปลี่ยนแปลงของความเค้นและค่าหน่วยน้ำหนักไปเล็กน้อยด้วยเช่นกัน

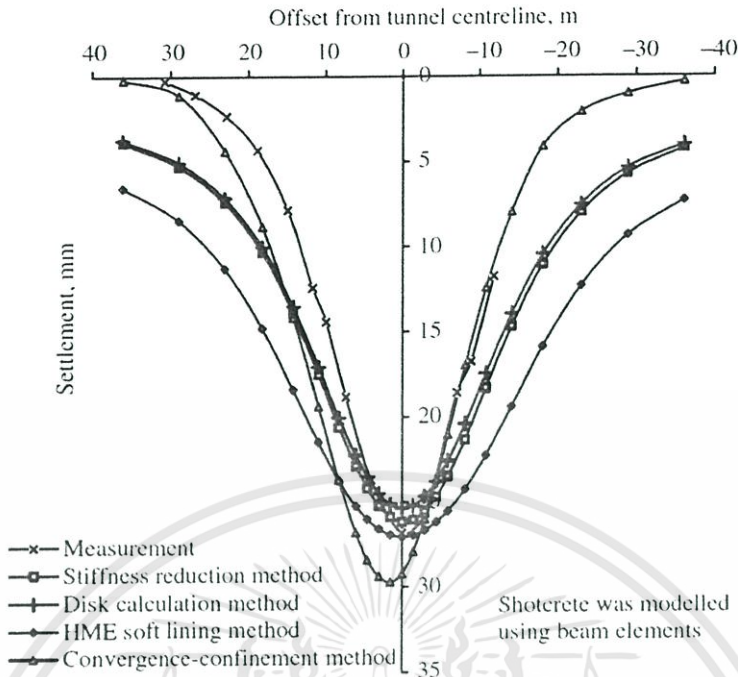
4) การวิเคราะห์โดยวิธี Hypothetical Modulus of Elasticity (HME) Soft Lining method วิธีนี้ใช้การลดทอนค่าสตีเฟนส์ที่ผนังอุโมงค์ Shotcrete แทนการลดทอนค่าสตีเฟนส์ที่ชั้นดินซึ่งค่าลดทอนผนังอุโมงค์ที่ใช้แบบจำลองชั้นส่วนแบบต่อเนื่องเท่ากับ 0.20 ($\delta = 0.20$) และสำหรับรูปแบบจำลองที่ใช้ชั้นส่วนแบบคานเท่ากับ 0.08 ($\delta = 0.08$) ซึ่งผลลัพธ์ของวิธีนี้แสดงดัง



รูปที่ 2.26 ค่าการทรุดตัวในแนวขวางจากการวิเคราะห์โดยวิธี Hypothetical modulus of elasticity (HME) soft lining method (M.Karakus, 2007)

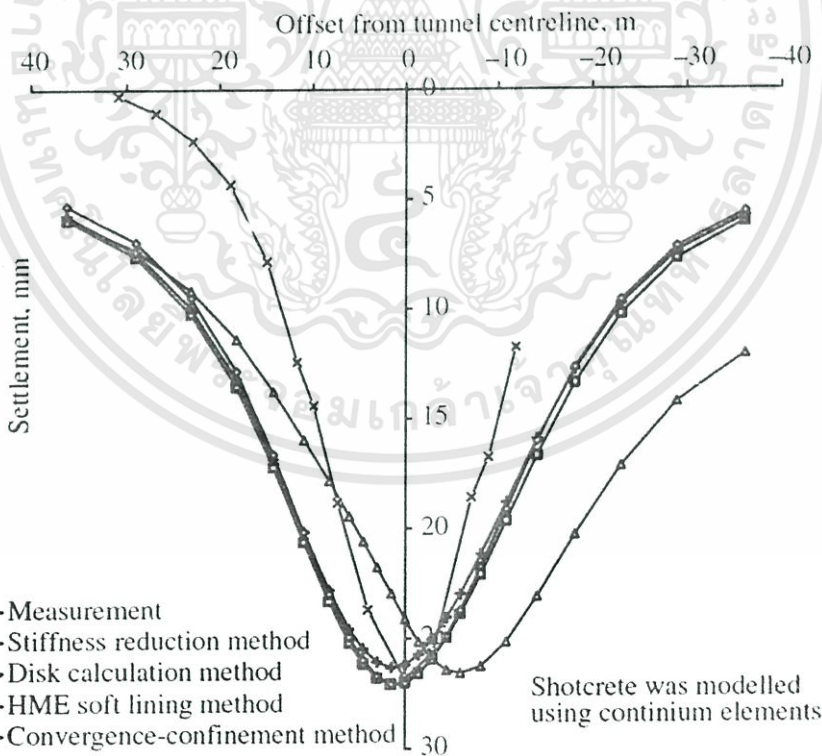
ผลการวิเคราะห์จากรูปที่ ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ชิ้นส่วนแบบคานและชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องที่ใช้ในแบบจำลองของผนังอุโมงค์ Shotcrete มีความใกล้เคียงกับการตรวจวัดค่าในสนามเป็นอย่างมาก อย่างไรก็ตามการลดทอนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นนั้นจะทำให้ค่าที่ได้มีการเบี่ยงเบนเกิดขึ้น ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ทำให้ทราบว่าค่าสติเฟนสของชิ้นส่วนแบบคานนั้นจะมีค่ามากกว่าชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง

เมื่อนำผลการวิเคราะห์จากทุกวิธีมาพล็อตกราฟโดยแบ่งเป็นการวิเคราะห์โดยใช้ชิ้นส่วนแบบคานและแบบต่อเนื่องดังรูปที่ และรูปที่



รูปที่ 2.27 ค่าการทรุดตัวจากวิธีการวิเคราะห์ต่างๆของการใช้ชิ้นส่วนแบบคานในแบบจำลองผนัง

อุโมงค์ Shotcrete (M.Karakus, 2007)



รูปที่ 2.28 ค่าการทรุดตัวจากวิธีการวิเคราะห์ต่างๆของการใช้ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องในแบบจำลอง

ผนังอุโมงค์ Shotcrete (M.Karakus, 2007)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ ลักษณะของกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method มีลักษณะที่ดีที่สุดแต่ค่าการทรุดตัวสูงสุดมีค่าที่มากที่สุดในการเปรียบเทียบกับ การวิเคราะห์ด้วยวิธีอื่น การวิเคราะห์โดยวิธี Stiffness Reduction method และ Disk Calculation method มีค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ใกล้เคียงกันโดยมีความแตกต่างเฉลี่ยไม่เกิน 1 มิลลิเมตร และวิธี Hypothetical Modulus of Elasticity (HME) Soft Lining method ลักษณะค่าการทรุดตัวจะกว้างกว่าวิธีอื่นๆ สำหรับในส่วนการวิเคราะห์โดยใช้ชิ้นส่วนของแบบจำลองผนังอุโมงค์เป็นแบบชิ้นส่วนต่อเนื่อง ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์จากทุกวิธียกเว้นการวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method นั้นมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากสนาม โดยค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Convergence-Confinement method นั้นจะมีความแตกต่างโดยค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ได้ นั้นจะอยู่ในเกณฑ์ สิ่งนี้แสดงให้เห็นว่าค่าแรงปฏิกิริยาที่ใช้ในชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องของแบบจำลองผนังอุโมงค์ในทิศทางตรงข้ามนั้นทำให้เกิดความเค้นที่ไม่ได้คาดหมายในชั้นดินบริเวณใกล้กับชิ้นส่วนที่ขุดเจาะอยู่ ซึ่งผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังรูปที่ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์นี้ สามารถสรุปได้ว่า การวิเคราะห์โดยใช้วิธี Convergence-Confinement method โดยใช้ชิ้นส่วนแบบคานานั้นมีความเหมาะสมมากที่สุด

Summary of the predictions from the methods adopted in terms of continuum and beam elements used for shotcrete

Methods for volume loss	Continuum elements	Beam elements
Stiffness reduction	$\alpha = 0.50$	$\alpha = 0.875$
Disk calculations	$\alpha = 0.50, \gamma_{\text{bulk}} = 0$	$\alpha = 0.875, \gamma_{\text{bulk}} = 0$
Convergence-confinement	$\lambda = 0.40$	$\lambda = 0.30$
HME	$\delta = 0.20^a$	$\delta = 0.08^a$

^a Note that these values are corresponding to 5 GPa of assumed short term Young's modulus of shotcrete.

รูปที่ 2.29 สรุปผลการวิเคราะห์โดยเปรียบเทียบวิธีการวิเคราะห์ทั้งหมดที่ใช้วิเคราะห์ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องและชิ้นส่วนแบบคานาของแบบจำลองผนังอุโมงค์ Shotcrete (M.Karakus, 2007)

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการศึกษา

3.1 การก่อสร้างอุโมงค์โดยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล

ในปัจจุบัน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนส่วนใหญ่ได้นำเทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) และหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลน (Slurry shield) มาใช้กันอย่างแพร่หลาย โดยที่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะมีความเหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว (Cohesive soil) และหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนจะมีความเหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินทราย (Cohesionless soil) เป็นหลัก

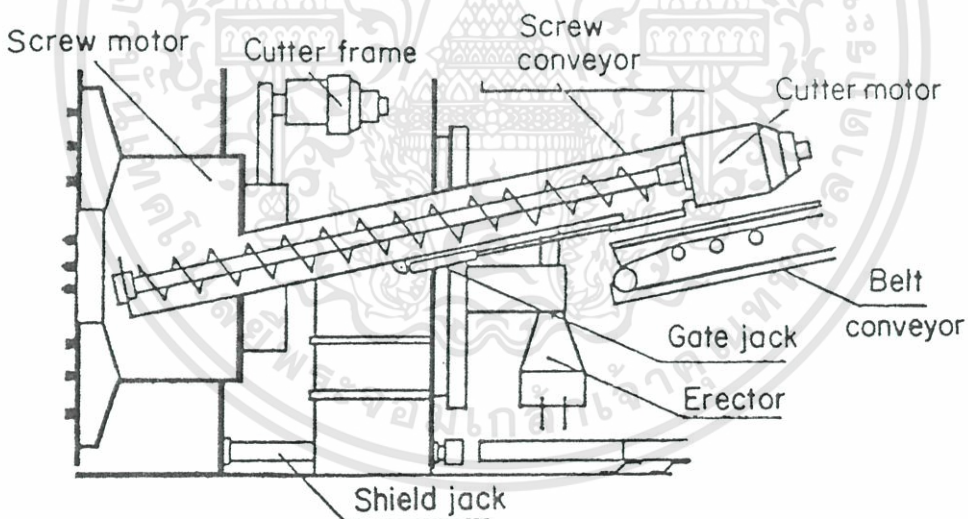
สำหรับในกรุงเทพฯ การก่อสร้างอุโมงค์ส่วนใหญ่จะใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล เนื่องจากสภาพดินในกรุงเทพฯ มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งที่มีความเหมาะสมกับหัวเจาะประเภทนี้ อีกทั้งระดับน้ำใต้ดินยังอยู่ในระดับลึกอีกด้วย ดังนั้น การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะทำการอธิบายไว้อย่างละเอียดดังต่อไปนี้

3.1.1 ความเป็นมาของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล

หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลได้ถูกพัฒนาขึ้นจากบริษัท Sato Kogyo จำกัด ในประเทศญี่ปุ่น โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะหาวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนที่เหมาะสม นอกเหนือไปจากการใช้หัวเจาะแบบความดันอากาศ (Compressed air) และแบบความดันน้ำโคลน (Slurry shield) ที่ประสบความสำเร็จมาแล้วจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตของญี่ปุ่น แต่ทว่าวิธีการดังกล่าวก็มีข้อเสียและข้อจำกัดหลายอย่าง ยกตัวอย่างเช่น หัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนที่มีต้นทุนสูงและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการที่แพง เนื่องจากหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนต้องการพื้นที่ก่อสร้างโรงแยกน้ำยาเบนโทไนท์ (Bentonite) บริเวณเหนือผิวดิน ด้วยเหตุนี้ ทางบริษัท Sato Kogyo จึงต้องการพัฒนาหัวเจาะอุโมงค์ที่สามารถทำการก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพและสอดคล้องกับการอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมรวมถึงกฎหมายที่บังคับใช้ในหลายๆเมืองของประเทศญี่ปุ่น ซึ่งจะต้องครอบคลุมไปถึงการควบคุมมลภาวะทางน้ำและอากาศ ระบบจัดการน้ำในอุตสาหกรรม การบำบัดของเสีย การรักษาความสะอาด การป้องกันการขาดออกซิเจน และการป้องกันสารพิษใน

อากาศ ดังนั้น การพัฒนาการของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจึงได้ถูกริเริ่มขึ้นในปี ค.ศ.1963 โดย รูปที่ 3.1.1 แสดงส่วนประกอบของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลตัวแรกที่พัฒนาโดยบริษัท Sato Kogyo และจากผลงานวิจัยจำนวนมากทั้งจากในห้องทดลองและภาคสนามในปี ค.ศ.1966 หัวเจาะนี้จึงได้ถูกสร้างขึ้นจริงโดยบริษัท Ishikawajima Harima Heavy Industries จำกัด ต่อมาในปี ค.ศ.1974 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลก็ได้เกิดขึ้นเป็นครั้งแรกในเมืองโตเกียว โดยหัวเจาะมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3.72 เมตร ใช้สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีความยาว 1,900 เมตร

หลังจากนั้นในอีกไม่กี่ปีต่อมา หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลได้ทำการผลิตขึ้นอย่างแพร่หลายจากหลายบริษัทภายใต้ชื่อที่แตกต่างกันออกไป เช่น หัวเจาะ Earth pressure balance หัวเจาะ Pressure holding หัวเจาะ Slime หัวเจาะ Confined soil และหัวเจาะ Mud pressurized หรือ Muddy soil เป็นต้น ซึ่งทั้งหมดนี้ใช้หลักวิธีการเดียวกัน คือ ระบบการปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance system) ที่มีข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบอื่นดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 3.1.1



Shield Machine (Earth Pressure Type)

รูปที่ 3.1.1 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลโดยบริษัท Sato Kogyo จำกัด

ตารางที่ 3.1.1 ข้อได้เปรียบทั่วไประหว่างหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบอื่น

ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบ ความดันน้ำโคลน (Slurry shield)	ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบ ส่วนหน้าเปิดบางส่วน (Partial-face shield)	ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะค้ำ ยันแบบหน้าเปิด (Open-face shield)
<ul style="list-style-type: none"> - ไม่ต้องการ โรงแยกน้ำยาเบนโทไนท์ - สามารถใช้ในงานขุดเจาะอุโมงค์ได้หลากหลายชนิด แม้แต่ในดินทรายละเอียดหรือดินเหนียว 	<ul style="list-style-type: none"> - สามารถขุดเจาะในสภาพดินที่หลากหลายภายใต้ระดับน้ำใต้ดิน 	<ul style="list-style-type: none"> - สามารถขุดเจาะในสภาพดินที่หลากหลายภายใต้ระดับน้ำใต้ดิน
<ul style="list-style-type: none"> - สามารถทำงานได้ทั้งระบบหน้าเปิด (ที่ความดันด้านหน้าต่ำ) และระบบปรับความดันดินสมดุล 	<ul style="list-style-type: none"> - ควบคุมการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ได้อย่างมีประสิทธิภาพ 	<ul style="list-style-type: none"> - ไม่มีความจำเป็นต้องใช้ห้องปรับความดัน (Air-lock chamber)

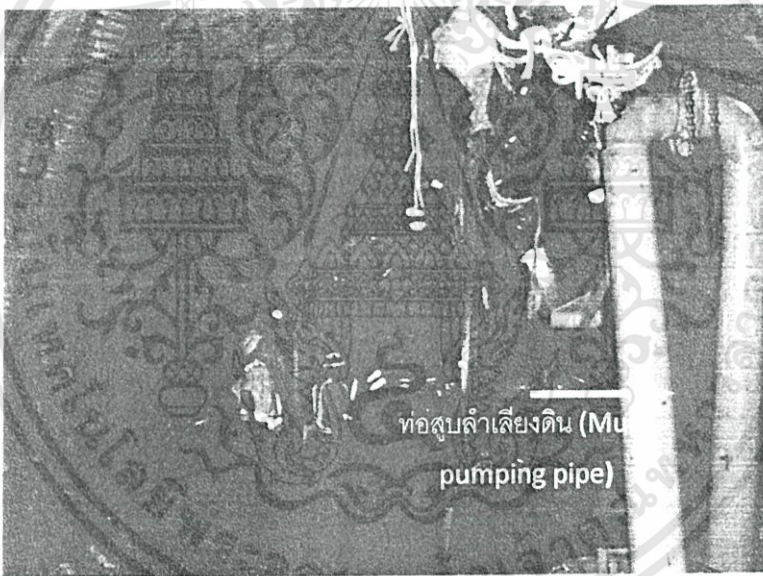
3.1.2 เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล

เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล อุโมงค์จะถูกขุดเจาะโดยหัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะ ดินที่ถูกขุดออกจะถูกลำเลียงด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) แสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.2 จากห้องกักดิน (Earth chamber) จากนั้นการลำเลียงดินจะผ่านการขนย้ายโดยรถรางลำเลียงดินหรือใช้ระบบท่อสูบต่อเข้ากับเกลียวหมุนลำเลียงดิน โดยตรงแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.3 และรูปที่ 3.1.4



สายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor)

รูปที่ 3.1.2 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน



ท่อสูบลำเลียงดิน (Mu
pumping pipe)

รูปที่ 3.1.3 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน

นอกจากนี้ ในทางปฏิบัติเพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุด ความดันดินที่หัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะจะต้องคอยติดตามและควบคุม ดังนี้

ก) การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะ จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยทำการประเมินจากแนว

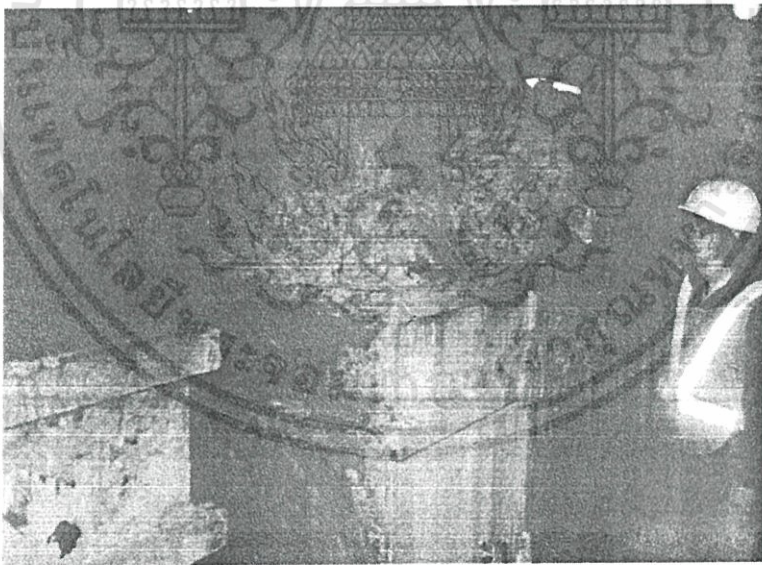
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เส้นทางอุโมงค์ และสภาพทางธรณีซึ่งความดันน้ำหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุม ขณะทำการขุดเจาะ

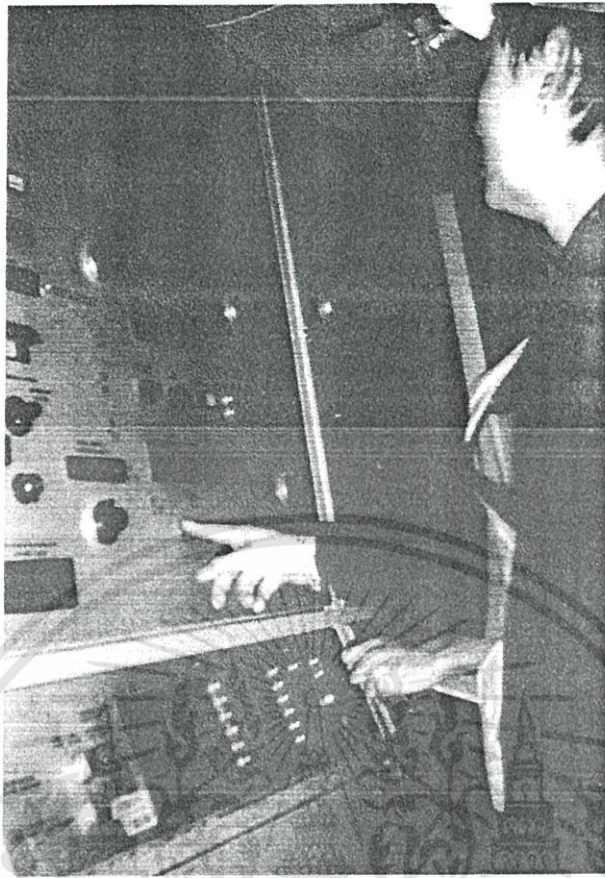
ข) ในระหว่างการขุดเจาะความดันน้ำหัวเจาะที่ใช้จะต้องถูกบันทึก ควบคุม และ รักษาให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้

ค) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะความดันน้ำหัวเจาะที่ทำการกำหนดไว้ก่อนการ ขุดเจาะและความดันน้ำหัวเจาะที่เกิดขึ้นจริงขณะทำการขุดเจาะ ต้องถูกบันทึกในรายงานการขุด เจาะเพื่อใช้อ้างอิง

ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.5 มีหน้าที่ใน การติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะในขณะที่ทำการขุดเจาะ นอกจากนี้ ความดันน้ำหัวเจาะที่ กำหนดจะใช้เป็นปัจจัยควบคุมในระหว่างการขุดเจาะ ซึ่งการปฏิบัติการของหัวเจาะจะถูกควบคุม อย่างใกล้ชิดเพื่อที่จะทำให้แน่ใจว่าการปฏิบัติการของหัวเจาะอยู่ภายใต้แผนผังการควบคุมของ ความดันที่กำหนดแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.6

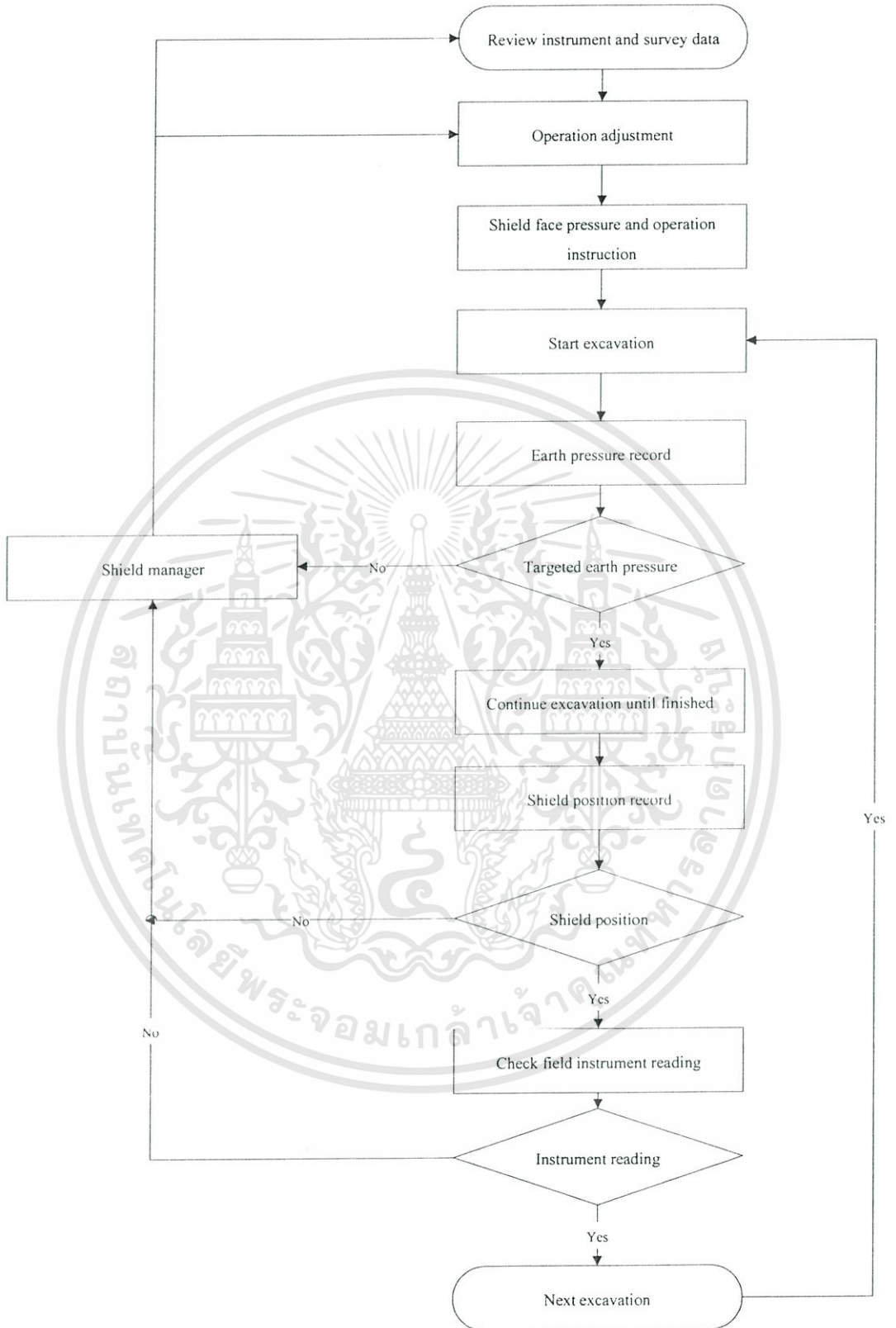


รูปที่ 3.1.4 รถรางลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์



รูปที่ 3.1.5 ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์

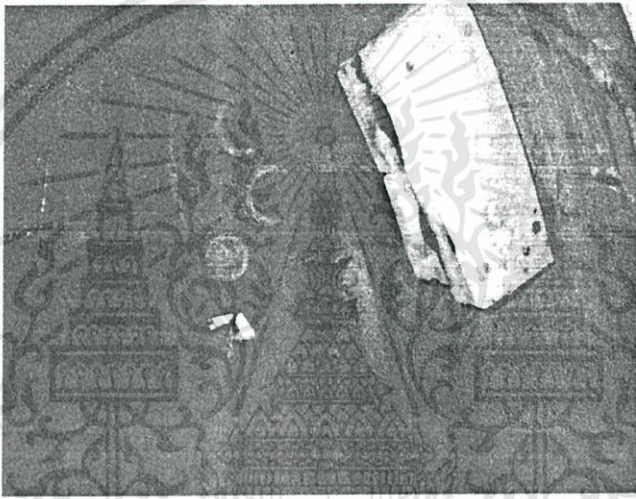
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



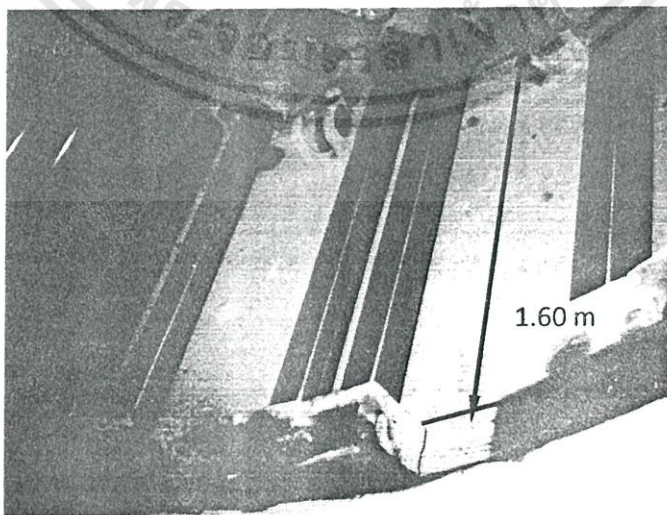
รูปที่ 3.1.6 แผนผังการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ กรณีที่ใช้วิธีท่อสูบในการลำเลียงดินออกจะมีประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณา เนื่องจากท่อสูบลำเลียงดินจะถูกเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน ความเร็วในการลำเลียงดินผ่านท่อสูบจะต้องสูงพอที่จะหลีกเลี่ยงการอุดตันเนื่องจากตะกอนดิน และก็จะต้องไม่สูงเกินไปที่จะทำให้ท่อสึก แต่เนื่องด้วยวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล อัตราของการลำเลียงดินจะต้องมีความสัมพันธ์สอดคล้องกับความดันที่ถูกควบคุมบริเวณส่วนหน้าของห้องกักดิน โดยการปฏิบัติการของหัวเจาะจะต้องทำการรักษาสมดุลของอัตราการลำเลียงดิน และการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะเพื่อที่จะควบคุมความดันหน้าหัวเจาะตามที่กำหนด



รูปที่ 3.1.7 แม่แรงไฮดรอลิกด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล



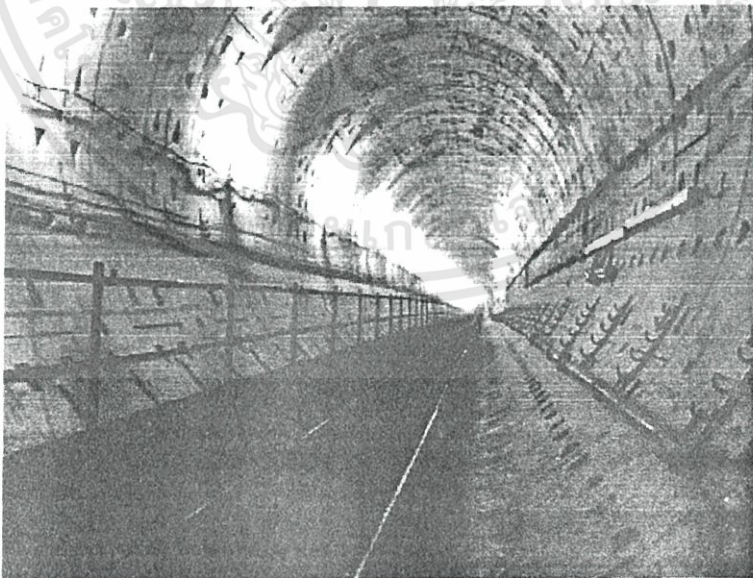
รูปที่ 3.1.8 แม่แรงไฮดรอลิกดันด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อทำให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยปกติ การขุดเจาะและการเคลื่อนไปด้านหน้าของหัวเจาะจะเกิดขึ้นพร้อมกัน เมื่อหัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะเริ่มทำการหมุนตัดดิน แม่แรงไฮดรอลิคด้านหลังหัวเจาะก็จะขี้ออกและดันด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อผลักดันให้หัวเจาะเคลื่อนต่อไปข้างหน้า ยกตัวอย่างเช่น ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA) แรงของแม่แรงหัวเจาะหรือแรงผลักดันจะอยู่ที่ระหว่าง 600 ถึง 1000 ตัน และระยะขี้อ (Stroke) ของแม่แรงอยู่ที่ 1.60 เมตร แสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.7 และ รูปที่ 3.1.8 อย่างไรก็ตามการควบคุมของตำแหน่งที่ตั้ง การเบี่ยงเบนทางแนวราบและแนวตั้ง และการวางแนวก็มีความจำเป็นในตลอดการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ โดยปัจจัยเหล่านี้ก็จะถูกบันทึกไว้ในขณะทำการขุดเจาะ

3.1.3 ผนังอุโมงค์

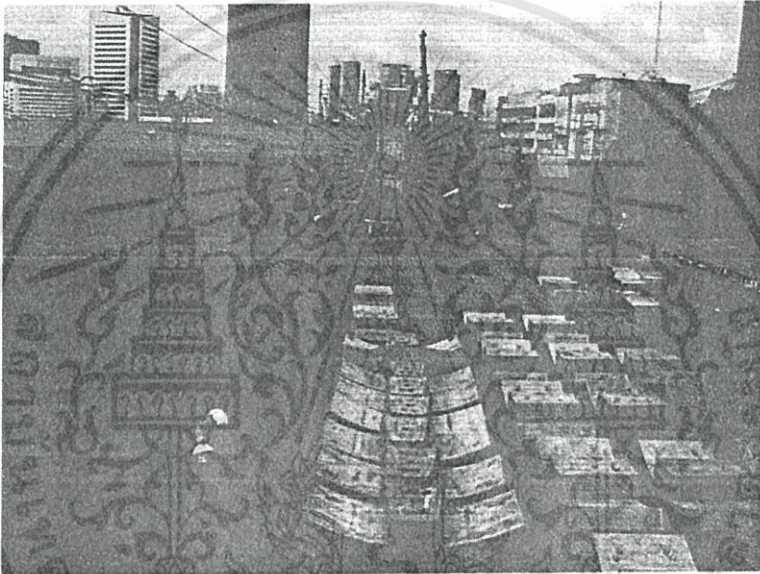
ผนังอุโมงค์มีความสัมพันธ์เกี่ยวข้องกับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ โดยที่ จะทำการติดตั้งบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass) เป็นระบบที่อยู่ภายใต้เงื่อนไขในการรักษาเสถียรภาพของการก่อสร้าง และใช้เป็นผนังอุโมงค์ถาวรในส่วนเดียวกัน โดยรูปที่ 3.1.9 และรูปที่ 3.1.10 แสดงผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่เป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass)



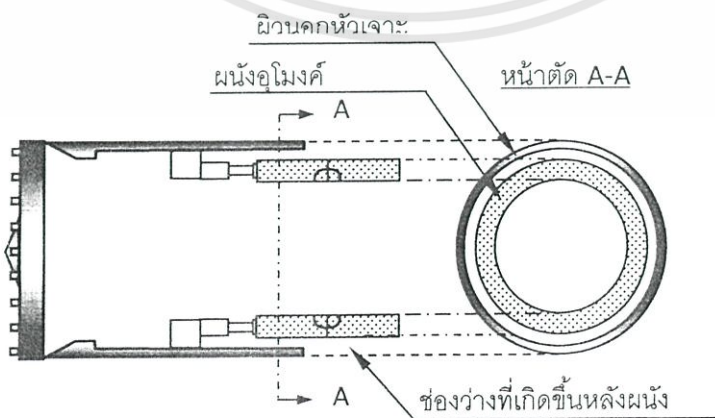
รูปที่ 3.1.9 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งเป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบสองชั้นตอน (Two-pass) จะประกอบด้วยผนังอุโมงค์ชั่วคราวที่ติดตั้งขึ้นเพื่อเสถียรภาพในการก่อสร้างเท่านั้น แล้วหลังจากนั้นจึงทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ถาวร โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์ที่ประกอบกันเป็นอุโมงค์จะมีขนาดเล็กกว่าหัวเจาะ เพราะว่า การติดตั้งจะเกิดขึ้นภายในส่วนท้ายของหัวเจาะ ดังนั้น ช่องว่างที่เกิดขึ้นโดยรอบแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.11 จะถูกเติมเต็มด้วยการอัดฉีดน้ำปูน ในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินเปียก ผนังอุโมงค์ จะถูกยึดด้วยสลักเข้าหากันเพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำ ตรงกันข้ามในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินแห้ง ผนังอุโมงค์อาจจะไม่จำเป็นต้องยึดเข้าหากันด้วยสลัก



รูปที่ 3.1.10 การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีเทียบร่วมมิตรในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิม
รัชมงคล



รูปที่ 3.1.11 ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างผนังอุโมงค์และหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

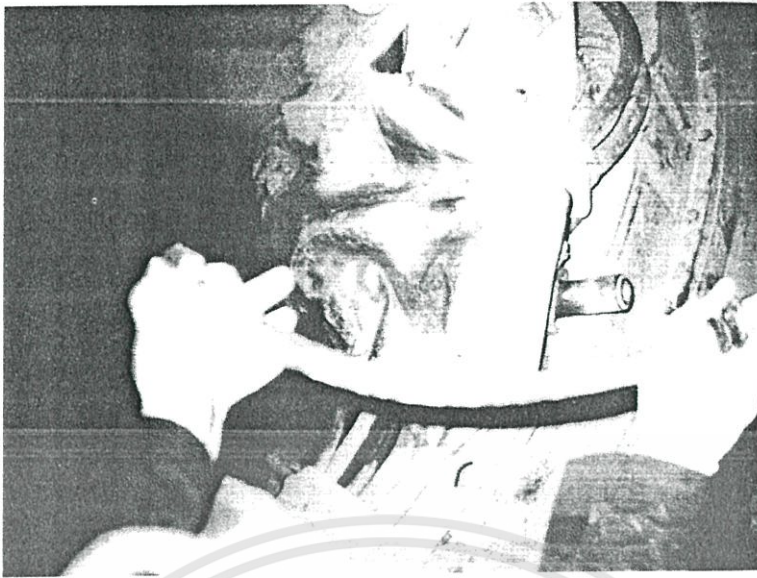
3.1.4 การติดตั้งผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์จะถูกแบ่งเป็นส่วนๆ เพื่อให้ง่ายต่อการติดตั้งเรียกว่า “ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์” (Segmental lining) โดยการติดตั้งจะเกิดขึ้นที่ส่วนท้ายของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.12 ยกตัวอย่างในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะมีความยาว 1.2 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และประกอบไปด้วยชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 6 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนใต้ และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนเหนือ

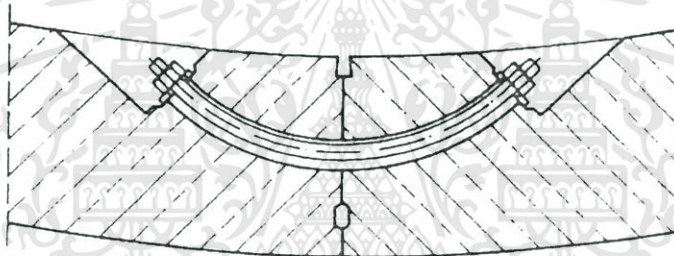
โดยที่ในทั้งสองสัญญาจะรวมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปกลม (K-segment) ด้วย และในแต่ละชิ้นส่วนจะถูกเชื่อมต่อกันด้วยสลักเกลียวโค้ง (Curve bolt) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.13 ถึงรูปที่ 3.1.15 ภายหลังจากติดตั้งหนึ่งวงรอบผนังอุโมงค์เสร็จสิ้นลงการตรวจสอบตำแหน่งจะต้องทำในทุกครั้งเพื่อลดความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.16



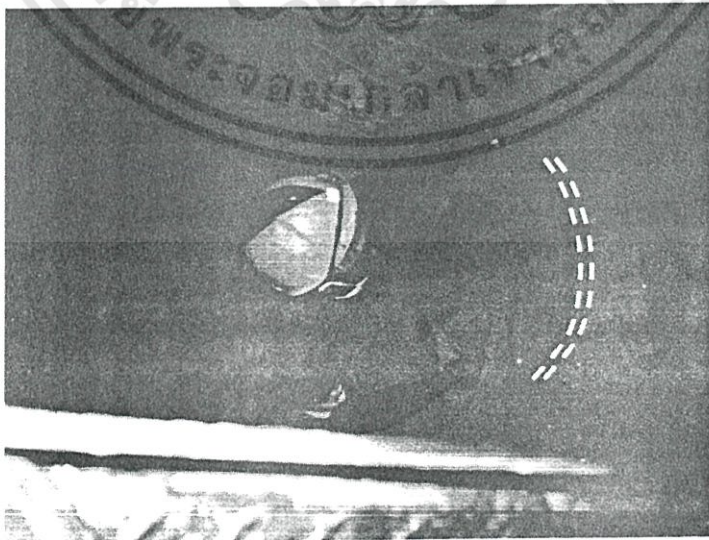
รูปที่ 3.1.12 การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ



รูปที่ 3.1.13 สลักเกลียวโค้ง (Curve bolt)

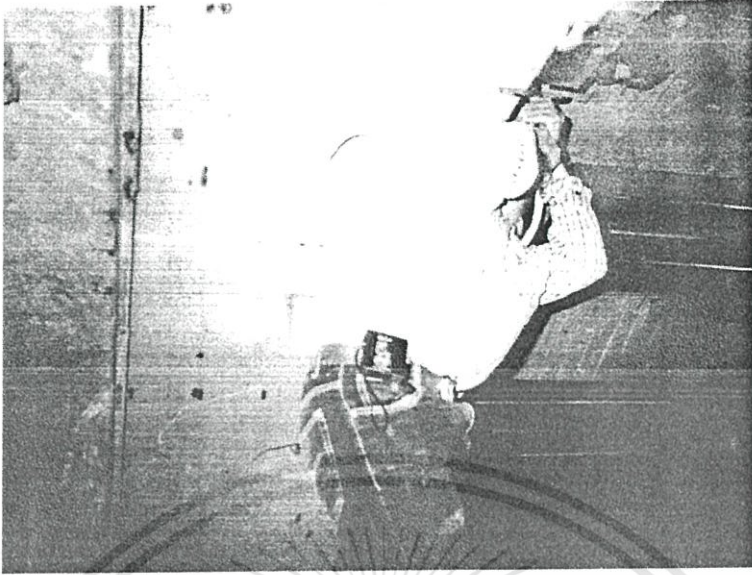


รูปที่ 3.1.14 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง



รูปที่ 3.1.15 คนงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.16 คนงานกำลังตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์

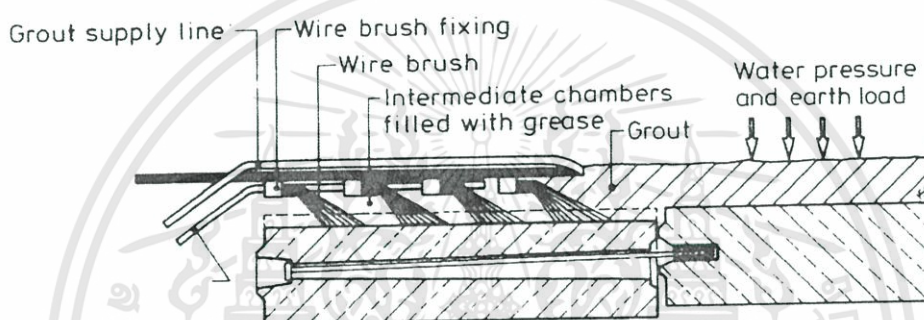
ในระหว่างการขุดเจาะจะมีการนำผนังอุโมงค์ที่จัดวางไว้ด้านบนผิวดินแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.10 ลงมาติดตั้งที่บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์จะทำการติดตั้งจากส่วนล่าง ในแต่ละวงรอบผนังอุโมงค์ ส่วนลำดับการติดตั้งอาจมีการเปลี่ยนแปลง ได้ขึ้นอยู่กับสถานการณ์ หน้าที่เกิดขึ้น รายการติดตั้งผนังอุโมงค์จะประกอบด้วยชนิดของวงรอบผนังอุโมงค์ ตำแหน่ง การติดตั้ง ซึ่งจะเป็นข้อมูลที่จะนำมาใช้ในการติดตั้งด้วยระบบคอมพิวเตอร์ การติดตั้งผนังอุโมงค์ใน วงรอบจะมีความแม่นยำเป็นอย่างมาก

3.1.5 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น

วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะนั้น ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะจะมี ขนาดที่ใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์เนื่องจาก 1) ผิวของหัวเจาะจะต้องซ้อน กับแนวอุโมงค์เพื่อให้การประกอบผนังอุโมงค์เกิดขึ้นได้ในบริเวณด้านท้ายหัวเจาะ และ 2) จะต้อง มีช่องว่างระหว่างบริเวณผิวด้านนอกผนังอุโมงค์และบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ เพื่อที่จะทำให้หัวเจาะ สามารถขุดเจาะอุโมงค์เป็นแนวโค้ง และแก้ไขการวางแนวที่ผิดพลาดได้ ด้วยเหตุนี้ จึงทำให้เกิด ช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ขณะที่หัวเจาะเคลื่อน ไปข้างหน้า นำมาซึ่งการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อปิด ช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์

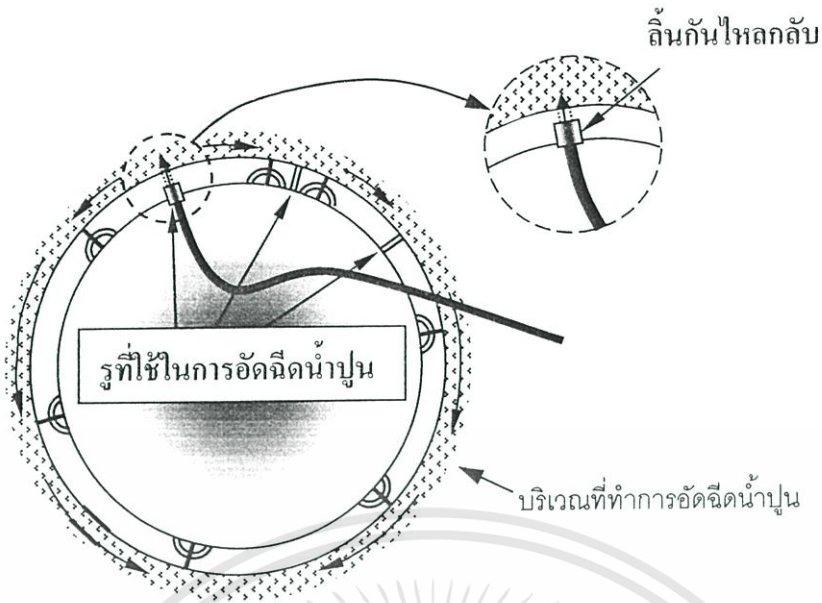
ที่บริเวณด้านท้ายหัวเจาะจะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายเพื่อป้องกันการไหลเข้ามาของน้ำ ใต้ดิน ดินโดยรอบ และน้ำปูนจากการอัดฉีดเพื่ออุดช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ ส่วนปิดผิวด้านท้ายหัว

เจาะจะแยกออกมาจากส่วนท้ายหัวเจาะ และถูกออกแบบขึ้นเพื่อปิดรอยต่อระหว่างส่วนท้ายและผนังอุโมงค์เพื่อให้สามารถที่จะทนต่อความดันดิน ความดันน้ำ และความดันน้ำป้อนที่ค่อนข้างสูงดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.17 วัสดุที่ใช้เป็นส่วนปิดผิวด้านท้ายในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลคือ แปรงลวดเหล็ก (Wire brush) ที่ได้ทำการพัฒนามาจากประเทศญี่ปุ่น โดยหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht ที่ใช้ในโครงการนี้จะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายที่เป็นแปรงลวดเหล็กจำนวน 3 แถว ช่องว่างในแต่ละแถวจะมีน้ำมันหล่อลื่นความดันสูงบรรจุอยู่เพื่อป้องกันน้ำ ดินหรือน้ำป้อนจากการแทรกซึมเข้ามาสู่พื้นที่ปิดผิวด้านท้าย



รูปที่ 3.1.17 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush)

น้ำป้อนจะถูกอัดฉีดผ่านรูของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.18 ในระหว่างการอัดฉีด น้ำป้อนจะถูกอัดฉีดจากบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์เพื่อที่จะทำให้น้ำป้อนสามารถเคลื่อนที่ปิดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ด้วยความดันของการอัดฉีดที่สูง และแรงโน้มถ่วงของตัวน้ำป้อนเอง การอัดฉีดจะถูกทำอย่างต่อเนื่องด้วยความดันที่สูงในช่องว่างที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายหัวเจาะ สิ่งที่ควบคุมการอัดฉีดนอกเหนือไปจากปริมาตรของน้ำป้อนก็คือ ความดันในการอัดฉีดน้ำป้อน ซึ่งจะทำการตรวจวัดค่าจากภายในท่อน้ำป้อนหรือจากแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.1.18 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ค่าความดันดังกล่าวจะถูกควบคุมให้อยู่ที่ประมาณ 3 บาร์ (300 กิโลปาสกาล) ภายใต้เงื่อนไขการออกแบบชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่สามารถรับได้ ด้วยความดันในการอัดฉีดที่สูงทำให้ช่องว่างรอบอุโมงค์ถูกเติมเต็มภายในระยะเวลาอันสั้น และสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณด้านท้ายหัวเจาะได้อย่างมีประสิทธิภาพ การติดตามตรวจวัดปริมาตรและความดันในการอัดฉีดน้ำปูนจะถูกบันทึกค่าไว้ในทุกรอบของการขุดเจาะ

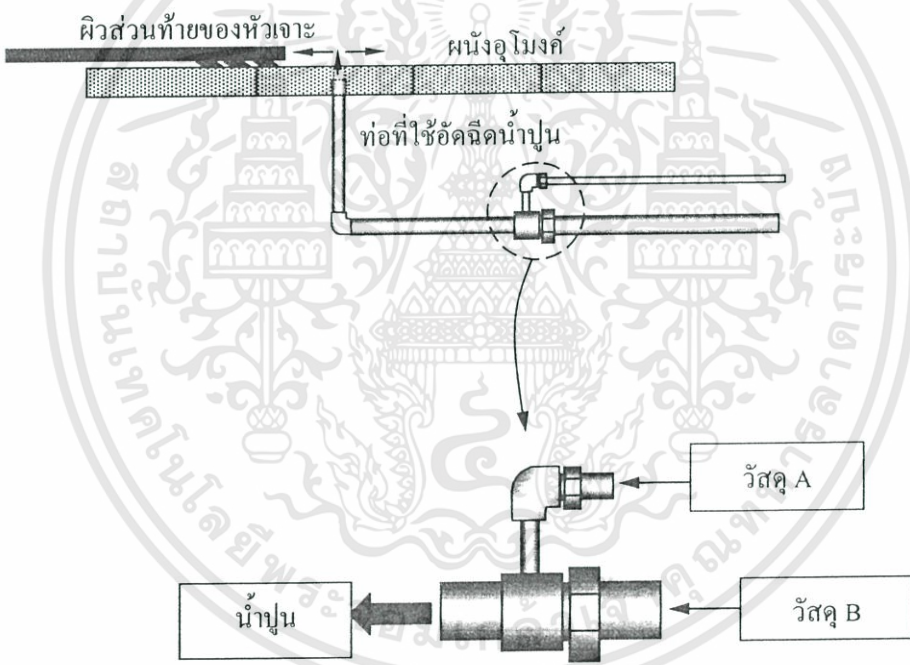
ปริมาตรของน้ำปูนที่ฉีดพ่นเพื่อปิดช่องว่างจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่า ช่องว่างทั้งหมดนั้นถูกเติมเต็มด้วยน้ำปูน ซึ่งปริมาตรของน้ำปูนจะทำการกำหนดด้วยเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนสามารถคำนวณได้จาก สมการ (3.1.1)

$$\text{เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (\%)} = \frac{\text{ปริมาตรของน้ำปูนที่เติม} \times 100}{\text{ปริมาตรของช่องว่างที่เกิดขึ้น}} \quad (3.1.1)$$

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล น้ำปูนจะเกิดจากการผสมกันระหว่างวัสดุ A และวัสดุ B โดยวัสดุ A ประกอบด้วย ซีเมนต์ เบนโทไนท์ และน้ำ วัสดุ B เป็นของเหลวที่ใช้เร่งปฏิกิริยาในการแข็งตัวของน้ำปูน (โซเดียมซิลิเกต) ที่บริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ วัสดุ A และ B จะ

ผสมกันก่อนที่จะถูกอัดฉีดเข้าสู่รูของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และปิดด้วยวาล์วป้องกันการไหลย้อนของน้ำปูนแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.19

โดยทั่วไป การอัดฉีดน้ำปูนหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วเสร็จที่เรียกว่า การอัดฉีดน้ำปูนหลัก (Primary grouting) ยังต้องมีการอัดฉีดน้ำปูนอีกครั้งเป็นครั้งที่สองที่เรียกว่า การอัดฉีดน้ำปูนรอง (Secondary grouting) ที่ใช้สำหรับอุดช่องว่างที่ยังเหลืออยู่รอบผนังอุโมงค์และเพื่อความมั่นใจว่าการอัดฉีดน้ำปูนครั้งแรกนั้นมีความเพียงพอ การอัดฉีดน้ำปูนครั้งที่สองจะถูกทำขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปแล้วประมาณ 40-120 เมตร ดังเช่นตัวอย่าง ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การอัดฉีดน้ำปูนจะเสร็จสิ้นลงในเวลา 14 วันหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ ซึ่งความดันที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนรองจะไม่มากเกินกว่า 3 บาร์



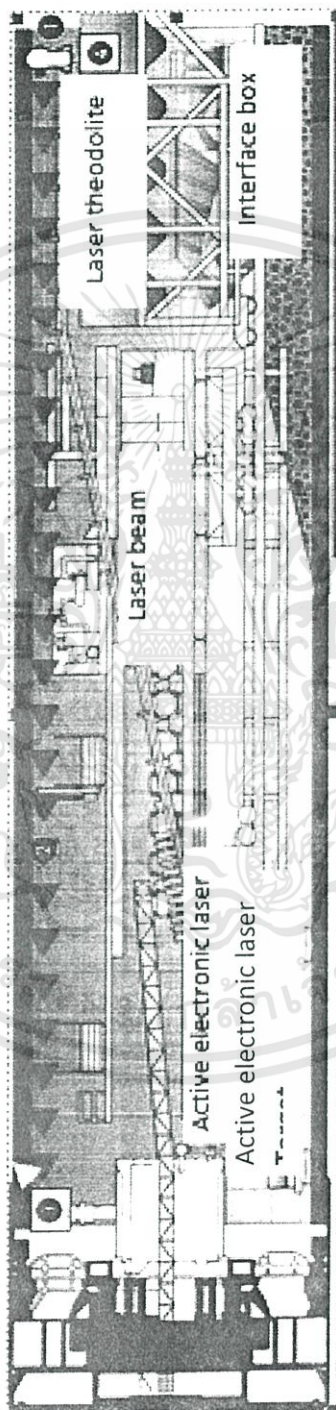
รูปที่ 3.1.19 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน

3.1.6 ระบบนำทางของหัวเจาะ

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะไม่สามารถขุดเจาะตามแนวอุโมงค์ที่วางไว้ได้ หากปราศจากความชัดเจนของแนวเส้นทางที่ถูกต้อง ผู้ควบคุมหัวเจาะจึงมีความจำเป็นที่จะต้องได้รับข้อมูลตำแหน่งของหัวเจาะตลอดเวลาที่อยู่ภายในห้องควบคุม เพื่อที่จะสามารถวางแผนการขุดเจาะที่กำลังจะดำเนินต่อไปอยู่ในแนวเส้นทางตามที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งการวางแนวเส้นทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

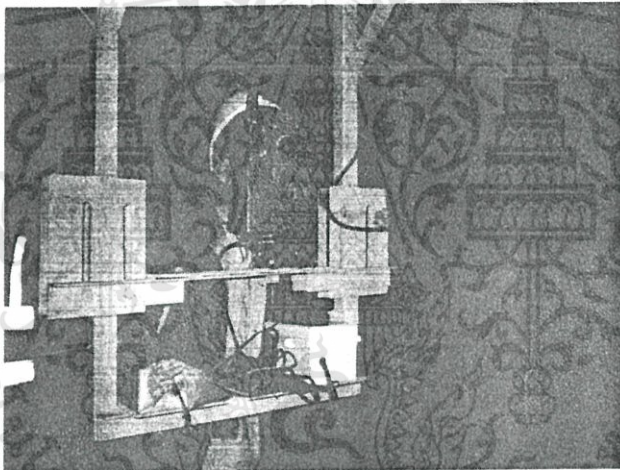
คู่มือที่แม่นยำจะต้องคำนึงถึงการควบคุมแนวคู่มือ การควบคุมหัวเจาะ การสำรวจ และระบบนำทางที่มีประสิทธิภาพ ระบบการสำรวจและนำทางในปัจจุบันสามารถติดตามตำแหน่งของหัวเจาะได้อย่างต่อเนื่อง โดย รูปที่ 2.4.20 แสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบระบบนำทางของหัวเจาะ



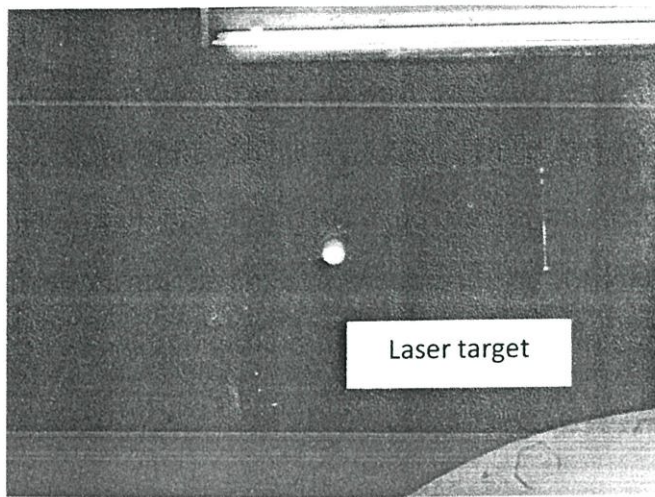
รูปที่ 3.1.20 ส่วนประกอบของระบบนำทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

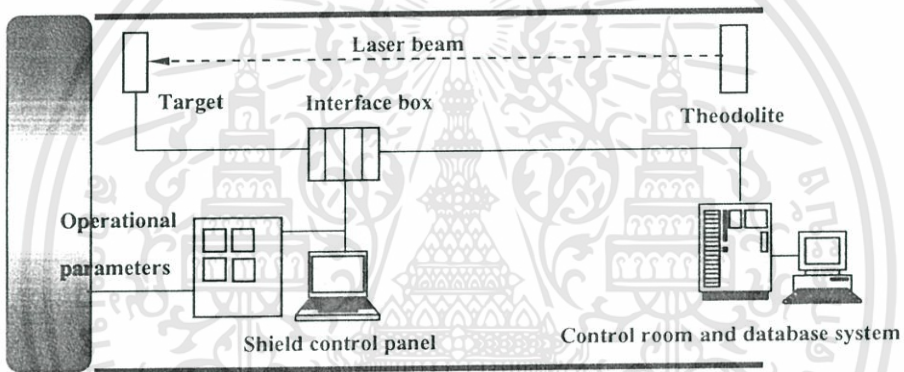
นอกจากนี้ การควบคุมทิศทางด้วยแสงเลเซอร์มีการนำมาใช้อย่างแพร่หลาย ไม่ว่าจะเป็นแสงเลเซอร์แบบลำแสงเดี่ยวหรือเครื่องมือที่ติดตั้งเลเซอร์แสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.21 โดยเครื่องมือที่ติดตั้งเลเซอร์จะติดตั้งขนานไปกับแกนหัวเจาะในช่องสำหรับการสำรวจเพื่อให้เป็นอิสระจากความขรุขระของหัวเจาะรวมถึงระบบสำรอง ในการกำหนดตำแหน่งของหัวเจาะด้วยลำแสงเลเซอร์ ระบบการกำหนดเป้าหมายจะถูกติดไว้กับหัวเจาะเพื่อหาตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.22 ข้อมูลที่ถูกป้อนกลับไปจะอยู่ในรูปของพิกัดแนวนอนและแนวตั้งที่ระบบคอมพิวเตอร์ ซึ่งตั้งอยู่ที่ผู้ทำการควบคุมเครื่องแสดงไว้ใน รูปที่ 3.1.23 และ รูปที่ 3.1.24 ระบบนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม ระบบการสำรวจและระบบการนำทางหัวเจาะยังคงต้องมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อช่วยในการควบคุมหัวเจาะให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ให้ถูกต้องตามแนวที่ได้ออกแบบไว้



รูปที่ 3.1.21 กล้องเลเซอร์ติดตั้งที่วงรอบผนังอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ

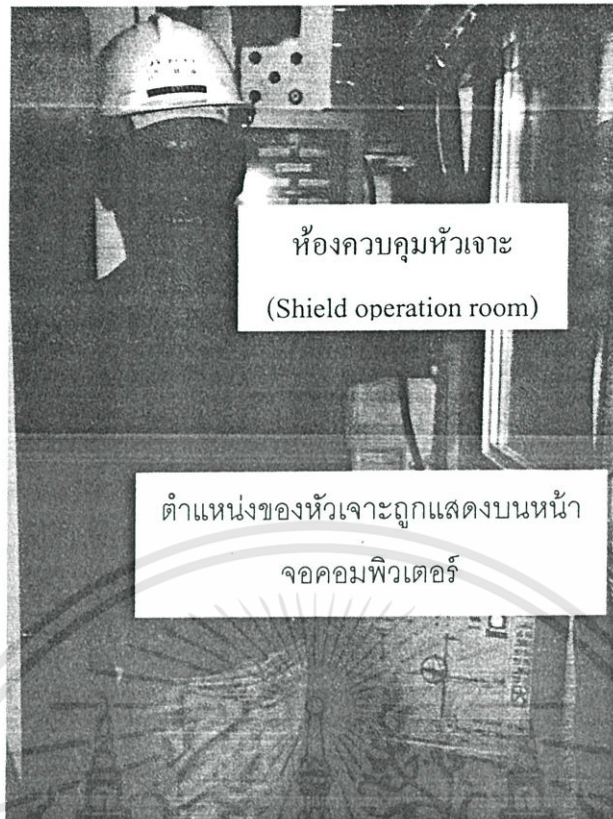


รูปที่ 3.1.22 ตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบบนด้านหลังหัวเจาะ



รูปที่ 3.1.23 ระบบการติดตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ห้องควบคุมหัวเจาะ
(Shield operation room)

ตำแหน่งของหัวเจาะถูกแสดงบนหน้า
จอคอมพิวเตอร์

รูปที่ 3.1.24 ห้องควบคุมระบบนำทางของหัวเจาะ

3.2 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

ปัจจุบันงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะได้มีการพัฒนาทั้งทางด้านเทคโนโลยีและเทคนิควิธีการก่อสร้างมากขึ้น มีความทันสมัย มีความปลอดภัยมากกว่าในอดีตซึ่งได้อธิบายใน บทหัวเจาะอุโมงค์ จึงส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงน้อยลงจนสามารถขุดเจาะในบริเวณพื้นที่ชุมชนได้ แต่อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดินอยู่โดยตลอด ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมี 2 ลักษณะคือ

ก) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะที่ทำการก่อสร้าง หรือ ในช่วงระยะเวลาที่สั้น (Short term deformations)

ข) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลายาว หรือ หลังจากทำการก่อสร้าง (Long term deformations)

การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างหรือในช่วงระยะเวลาที่สั้น มักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อน

ตัวลักษณะนี้มีสาเหตุหลักมาจาก “การสูญเสียมวลดิน” (Ground loss) และทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินที่เรียกว่า “การทรุดตัวทันทีทันใด” (Immediate settlement) โดยเกิดจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน น้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ซึ่งจะส่งผลเสียต่อกระบวนการขุดเจาะ ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว จะเกิดจากความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินจากปัญหา “การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน” (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทีละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญมากในอดีตซึ่งวิธีการขุดเจาะยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน การสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใด และรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้ เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังตัวอย่างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์โดย เซอร์มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.2.1ก เป็นผลทำให้อุโมงค์พังทลาย อย่างไรก็ตาม ปัญหารุนแรงดังกล่าวมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมากในปัจจุบัน เนื่องจากเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ได้มีการพัฒนาระบบป้องกันการพังทลายของดิน เช่น การใช้ความดันอากาศ ความดันของเหลว หรือความดันดินภายในห้องกักดินด้านความดันดินด้านนอกหน้าหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะ โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield machine หรือ Tunnel boring machine (TBM)) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้

- ก) การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)
- ข) การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)
- ค) การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)
- ง) การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)
- จ) การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void closure)

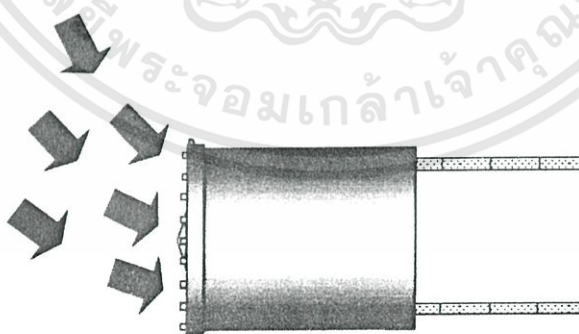
3.2.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด (Open-face shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันความดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้โดยง่าย อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าปิด (Closed-face type shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วย ความดันอากาศ (Air pressure) หรือความดันน้ำ (Hydro หรือ Slurry Pressure) หรือความดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.2.1 หากความดันไม่เพียงพอ

หรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ ถือทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าในกรณีที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า



รูปที่ 3.2.1 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์

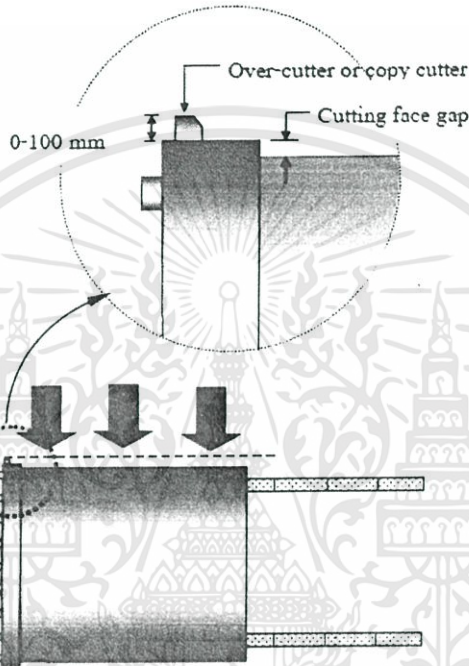


รูปที่ 3.2.2 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเสี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยใช้การยึดของใบตัดดินส่วนเกิน (Copy cutter) ซึ่งสามารถยึดหดได้โดยมีช่วงระยะอยู่ที่ 0 ถึง 100 มิลลิเมตร เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะแสดงไว้ในรูปที่ 3.2.2 ดังนั้น ดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการตัดดินเพื่อเพิ่มพื้นที่

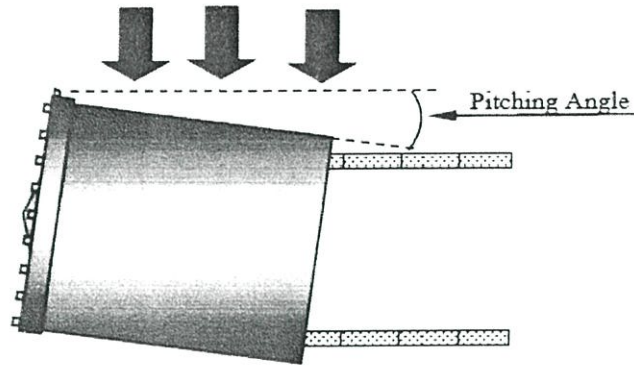


รูปที่ 3.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

3.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตาม เป็นการยากที่จะควบคุมแนวหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับคงที่ตลอดในการขุดเจาะ (มุมก้มหรือมุมเงยมีมุม 0 องศา) เนื่องจากจุดศูนย์กลางของหัวเจาะอยู่เยื้องไปด้านหน้า น้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะจะทำให้หัวเจาะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวเจาะตกอยู่เสมาระหว่างการทำงาน ดังนั้น ผู้ควบคุมจึงต้องปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ ด้วยเหตุนี้ การเปลี่ยนแปลงของมุมก้มหรือมุมเงยจะทำให้พื้นที่หน้าตัดขณะทำการขุดเจาะมีรูปร่างลักษณะเป็นวงรีที่มีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะที่เป็นวงกลม แสดงไว้ในรูปที่ 3.2.3 ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น และกรณีที่หัวเจาะมีความยาวมากสามารถคาดคะเนได้ว่าจะเกิดช่องว่างที่มีขนาดใหญ่เหนือหัวเจาะมากกว่าหัวเจาะที่มีความยาวน้อยกว่า

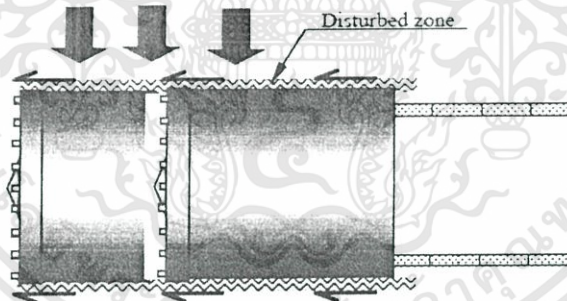
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.2.4 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเียงของหัวเจาะ

3.2.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของผนังของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 3.2.4 ทำให้เกิดการทำลายคุณสมบัติเดิมของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่มากเท่าไรก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

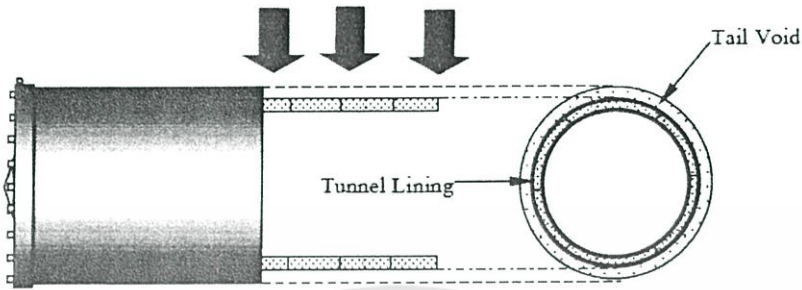


รูปที่ 3.2.5 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน

3.2.5 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void closure)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ เนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีความใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ เพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีความหนาประมาณ 7 ถึง 8 เซนติเมตรดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.2.5 ดังนั้น หากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้อัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) หรือการเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะก็ยังคงเกิดขึ้น



รูปที่ 3.2.6 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ

การสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะที่ได้กล่าวมาจะเกิดขึ้นในปริมาณที่มากน้อยเพียงใดจะขึ้นอยู่กับปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ และปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งในส่วนของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะก็จะต้องคำนึงถึงการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ การควบคุมแนวเส้นทางของหัวเจาะความเร็วขณะขุดเจาะ และท้ายที่สุดก็คือคุณภาพของผู้ปฏิบัติงาน ทั้งหมดนี้ล้วนเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงเพื่อให้การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมากโดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตาม ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้น เพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่านอกจากปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้น การหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพนอกจากนี้ เพื่อให้เข้าใจถึงความหมายของการสูญเสียมวลดินเพิ่มมากขึ้น จึงได้มีการอธิบายเพิ่มเติมในส่วนของ การสูญเสียมวลดินจากข้อมูลในอดีต โดยหลังจากปี ค.ศ. 1970 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่กรุงวอชิงตัน ดีซี ประเทศสหรัฐอเมริกา ที่ส่งผลกระทบต่ออาคารทวดตัวผิวดิน

$$V_s = V_i + \Delta V \quad (3.2.1)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ ΔV คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

V_S คือ ปริมาตรของการทรุดตัวผิวดิน

V_I คือ ปริมาตรของการสูญเสียมวลดินทั้งหมดรอบอุโมงค์

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงสามารถประมาณค่าการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นได้จากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์และปริมาตรการทรุดตัวผิวดินโดยปกติสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินจากการคำนวณอย่างง่ายหาได้จาก สมการ (3.1.2)

$$\text{Ground loss (\%)} = \frac{\text{ปริมาตรมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}}{\text{ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}} \times 100\% \quad (3.2.2)$$

ปริมาตรของอุโมงค์ต่อเมตร (ในกรณีอุโมงค์กลม) คือ $\frac{\pi D_0^2}{4} \times 1 \text{ เมตร}$

โดยที่ D_0 คือ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์

นอกจากนี้ ยังมีวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวผิวดินเพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดิน โดยได้สรุปสาเหตุของการทรุดตัวไว้เป็น 3 กรณีดังนี้

1. Face Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินในส่วนหน้าก่อนถึงหัวเจาะ ซึ่งจะเกิดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในลักษณะต่างๆ เช่น การเคลื่อนตัวของดินที่กลายตัว (Raveling) การเกิดโพรง (Caving) การเคลื่อนตัวของดินที่ไหลได้ (Flowing) การเคลื่อนตัวของดินที่ไหลลงมาได้ (Running) หรือดินบีบตัว (Squeezing)

2. Shield Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะ เนื่องจากหัวเจาะเคลื่อนตัวไปด้านหน้า (Plowing) การก้มหรือเงยของหัวเจาะ (Pitching) หรือการเบี่ยงเบนทิศทางของหัวเจาะ (Yawing) เป็นต้น

3. Tail Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ โดยเกิดจากการขยายตัวของระบบค้ำยันส่วนท้ายหรือการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) วิธีการที่ใช้ในการประมาณค่าการสูญเสียมวลดินแบ่งเป็น 2 วิธีได้แก่ 1) การเก็บข้อมูลบริเวณพื้นที่ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์และประมาณค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ เช่น กรณีการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงวอชิงตัน ดีซี จะมีค่าการสูญเสียมวลดินประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นมีค่าประมาณ 1 ถึง 3 เปอร์เซ็นต์ ในอดีตที่ผ่านมา และ 2) การคำนวณโดยใช้ค่าทางกลศาสตร์ของดินดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 3.2.1

ตารางที่ 3.2.1 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดินกรณี

กรณี	V_i (%)
คุณภาพการขุดเจาะระดับดี ในดินที่มีเสถียรภาพดี โดยมีการควบคุมการสูญเสียมวลดินที่มีประสิทธิภาพ	0.5
คุณภาพการขุดเจาะระดับดี ในดินที่มีลักษณะคล้ายตัวอย่างซ้ำๆ โดยมีการควบคุมการสูญเสียมวลดินที่มีประสิทธิภาพ	1.5
คุณภาพการขุดเจาะระดับพอใช้ ในดินที่มีลักษณะคล้ายตัวเร็ว โดยมักจะมีการสูญเสียมวลดินจากหัวเจาะ	2.5
คุณภาพการขุดเจาะในระดับแย่ ในดินที่มีเสถียรภาพต่ำ โดยมักเกิดการสูญเสียมวลดินบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะหรือจากการอัดดินน้ำปูนหลังผนังอุโมงค์ที่ไม่มีคุณภาพ	4 ขึ้นไป

ทั้ง 2 วิธีดังกล่าวสมมติให้หัวเจาะที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ไม่เกิดข้อผิดพลาด ซึ่งในทางปฏิบัติแทบเป็นไปไม่ได้ ดังนั้น ในการคำนวณจึงควรทำการปรับแก้เพื่อเพิ่มความถูกต้องให้มากขึ้น โดยอาจทำการเพิ่มปริมาณการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่น หากหัวเจาะเกิดการเบี่ยงเบนทิศทาง หรือหมุนตัว ก็อาจทำการเพิ่มค่าการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ เป็นต้น

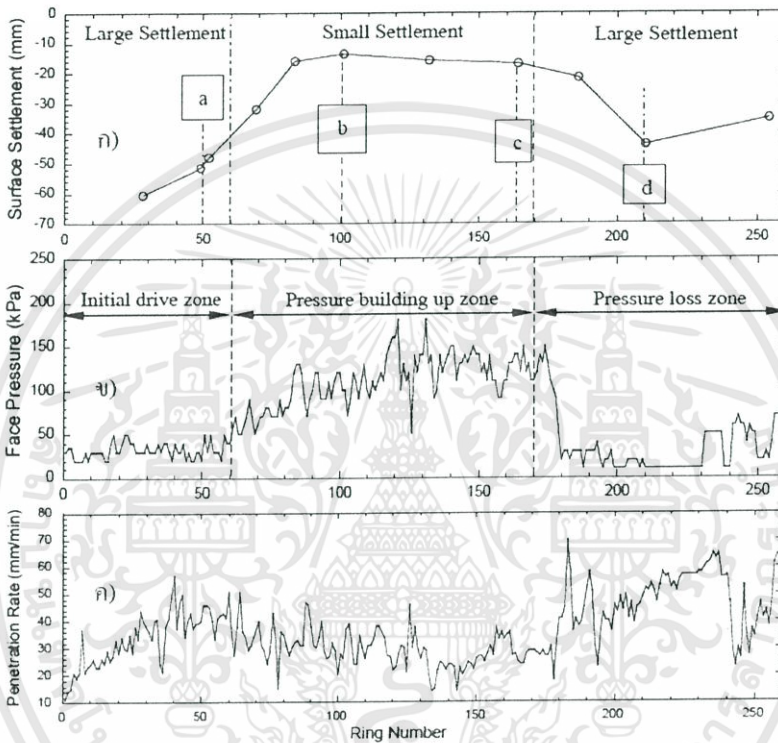
3.3 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสามารถแบ่งได้เป็นหลายกรณีประกอบไปด้วย การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlement) การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral ground deformation) มีรายละเอียดดังนี้

3.3.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlements)

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal surface settlement) ทั้งนี้ขนาดของการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย โดยหัวข้อนี้จะใช้โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเป็นกรณีศึกษาทำการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีประชากรราษฎร์บำเพ็ญ เนื่องจากเป็นบริเวณที่มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคจำนวนมาก อุโมงค์ส่วนใหญ่ที่ขุดเจาะในส่วนก่อสร้างนี้จะถูกขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ยกเว้นในช่วงกึ่งกลางระหว่างสถานี โดยส่วนล่างของอุโมงค์จะถูกขุดเจาะในชั้นดินทรายแน่น (Dense sand) เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

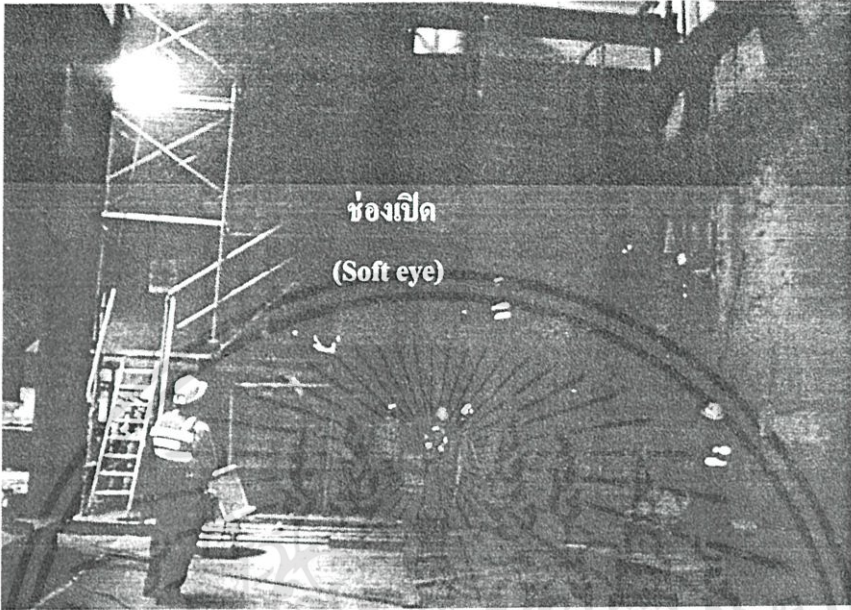
ทำงานของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลที่รักษาเสถียรภาพของดินหน้าหัวเจาะไว้โดยการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ(Face pressure) ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ควบคุมระหว่างการขุดเจาะ ความดันนี้ถูกวัดโดยเซลล์วัดความดัน (Pressure cell) ที่ติดตั้งภายในห้องกักดิน เมื่อวิเคราะห์จากความดันหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ในส่วนก่อสร้างนี้สามารถแบ่งออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ 1) ช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive zone) 2) ช่วงเพิ่มความดันด้านหน้า (Pressure building up zone) และ 3) ช่วงสูญเสียความดันด้านหน้า (Pressure loss zone) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.1



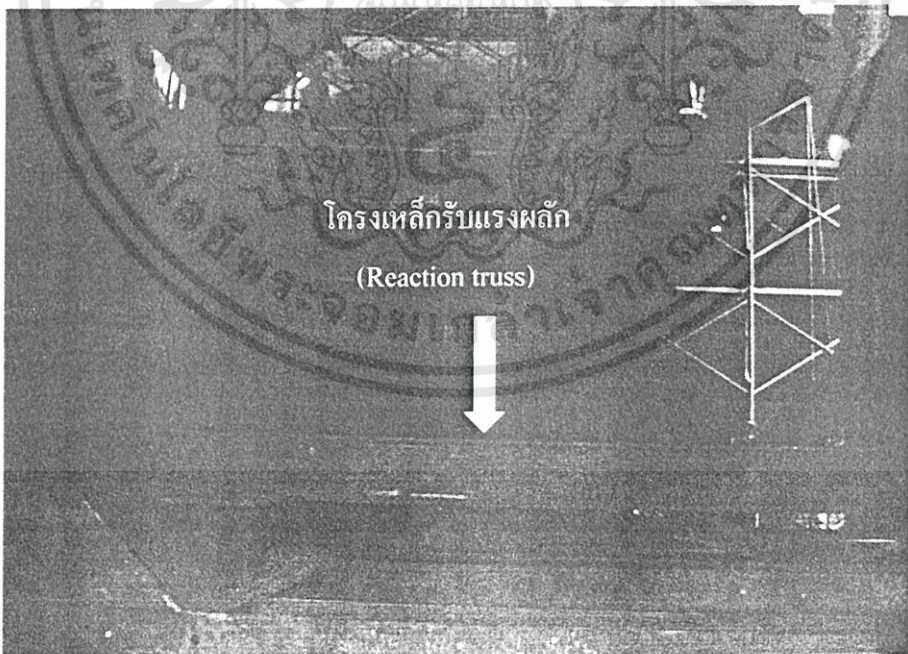
รูปที่ 3.3.1 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน ความดันหน้าหัวเจาะ และความเร็วขณะขุดเจาะ โดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ

ในช่วงแรกเริ่มของการขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลนั้น หัวเจาะได้ถูกประกอบขึ้นด้านหลังกำแพงปิดด้านเหนือของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนตัวออกจากช่องเปิด (Soft eye) ได้ถูกเตรียมบนกำแพงปิด (Diaphragm wall) กันสำหรับหัวเจาะเพื่อที่จะตัดผ่านดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.2 แนวหัวเจาะทะลวงซึ่งหัวเจาะต้องตัดผ่านจะเสริมด้วยเส้นใยไฟเบอร์ ดังนั้น หัวเจาะจึงสามารถที่จะเจาะผ่านไปได้ นอกจากนี้ โครงเหล็กรับแรงผลัก (Reaction truss) ถูกติดตั้งเพื่อให้หัวเจาะผลักด้านดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.3 เนื่องจากพื้นที่ในสถานีปล่อยหัวเจาะ (Launching shaft) ก่อนข้างมีอยู่จำกัด อุปกรณ์ควบคุมหัวเจาะยังต้องติดตั้งไว้บน

พื้นดินโดยใช้สายเคเบิลเชื่อมต่อกับหัวเจาะในอุโมงค์ โดยเมื่อการก่อสร้างอุโมงค์เสร็จสิ้นไป 60 วงผนังอุโมงค์ อุปกรณ์ควบคุมจึงจะถูกนำมาติดตั้งในอุโมงค์ ภายหลังจากที่กระบวนการก่อนติดตั้งหัวเจาะได้เสร็จสิ้นลง หัวเจาะจึงได้เริ่มเคลื่อนที่ลงเพ่งที่ได้อย่างช้าๆ แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.4

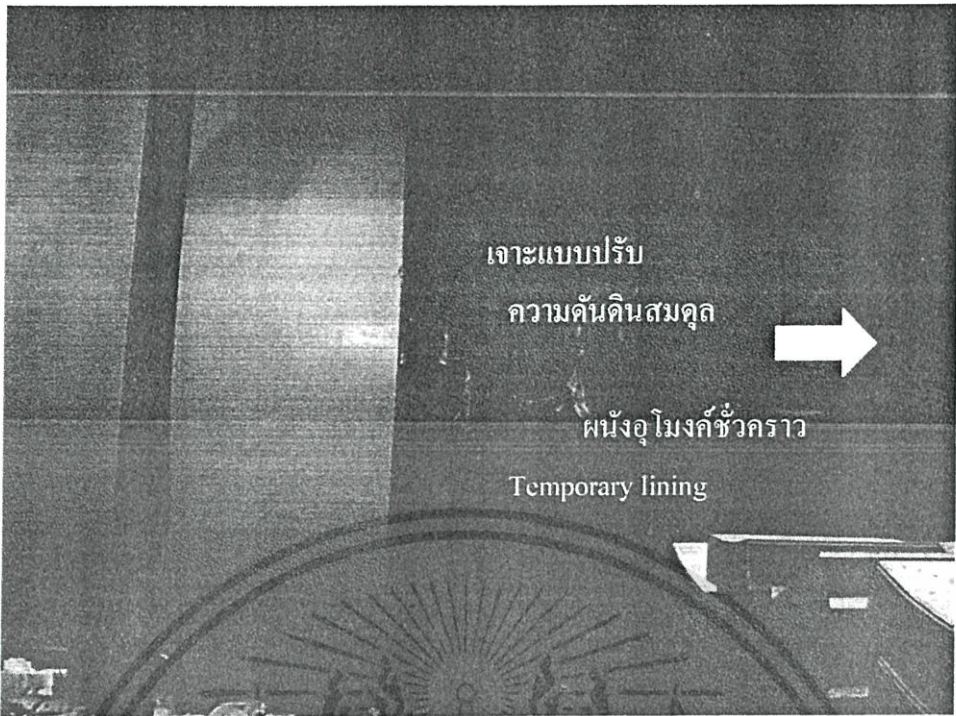


รูปที่ 3.3.2 การเตรียมช่องเปิดบนกำแพงพีค

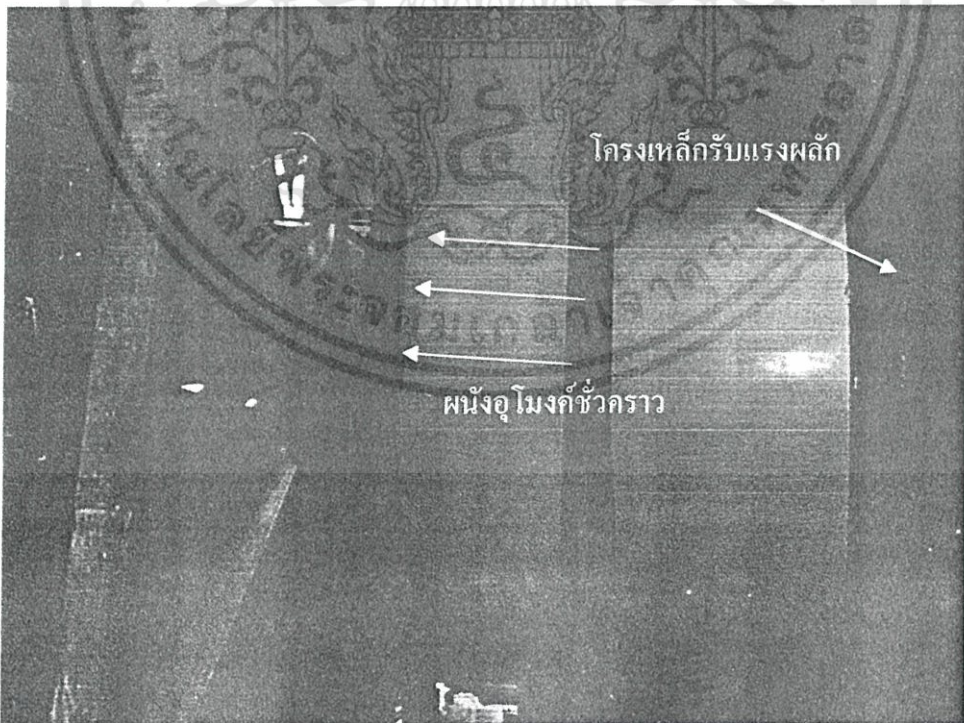


รูปที่ 3.3.3 โครงเหล็กรับแรงผลักที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



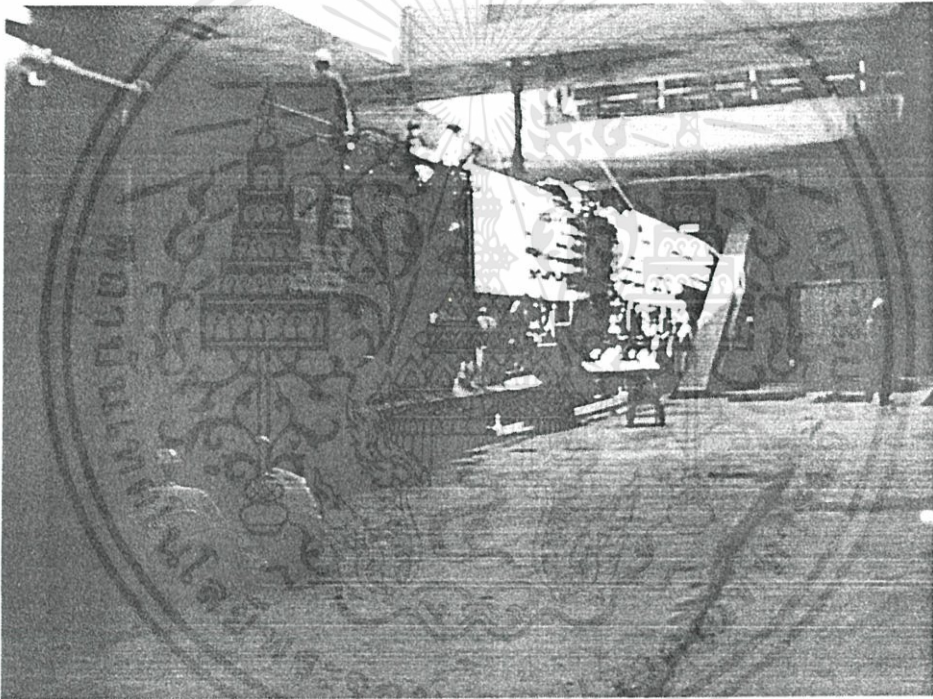
รูปที่ 3.3.4 หัวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังกำแพงปิดของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ



รูปที่ 3.3.5 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์ (Initial drive zone) คือ ช่วงระยะการขุดเจาะของหัวเจาะจากส่วนเริ่มต้นซึ่งหัวเจาะต้องการโครงสร้างชั่วคราว เช่น โครงเหล็กรับแรงผลัก (Reaction truss) แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.5 ไปจนถึงระยะที่ไม่มีความจำเป็นต้องใช้อุปกรณ์สนับสนุน และอุปกรณ์ควบคุมสามารถนำมาติดตั้งไว้ภายในอุโมงค์ได้ โดยทั่วไปแล้ว ช่วงเริ่มต้นการขุดอุโมงค์จะมีระยะประมาณ 70 ถึง 120 เมตร (ประมาณ 60 ถึง 100 วงผนังอุโมงค์หรือรอบของการขุดเจาะ) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับความยาวของอุปกรณ์สนับสนุนและกระบวนการควบคุมของหัวเจาะ หลังจากที่หัวเจาะไปถึงจุดสิ้นสุดของช่วงเริ่มต้นการขุด หัวเจาะจะหยุดการทำงานชั่วคราวเพื่อรื้อถอนผนังอุโมงค์ชั่วคราวและโครงเหล็กรับแรงผลักออก จากนั้นอุปกรณ์สนับสนุนจะถูกนำลงมาติดตั้งภายในอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ รอร่างอุปกรณ์อาจต้องการพื้นที่ยาวถึง 100 ถึง 120 เมตร ด้านหลังหัวเจาะดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.6



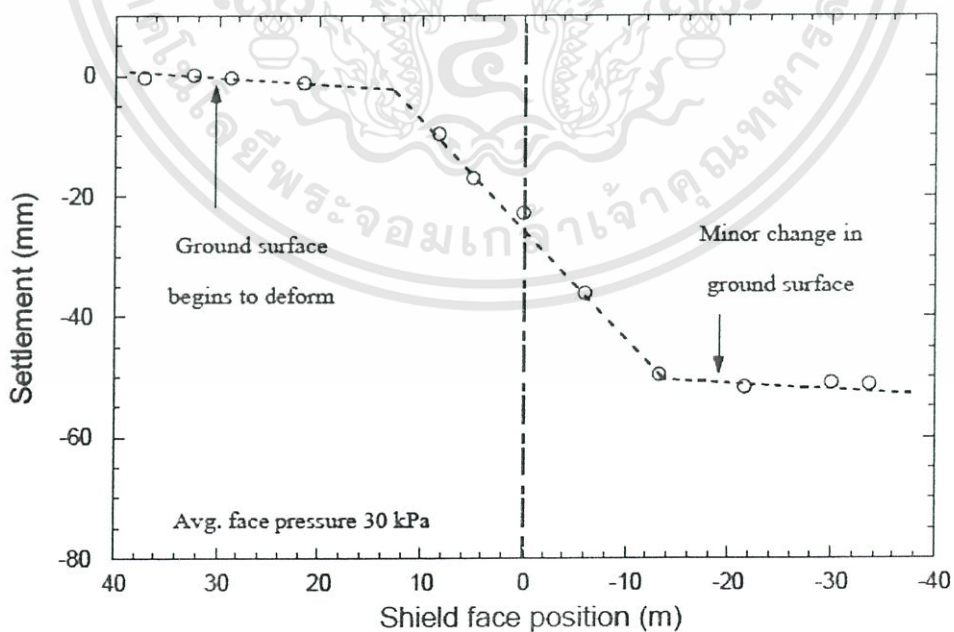
รูปที่ 3.3.6 อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์

ระหว่างการขุดเจาะ แรงผลักจากแม่แรงไฮดรอลิกที่ใช้ผลักหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า มีแรงสูงถึง 4,000 ตัน ดังนั้น ผนังอุโมงค์จำนวนมากที่ติดตั้งไว้มีความจำเป็นที่จะสามารถต้านทานต่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในส่วน A ของโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะจะไปสิ้นสุดที่ผนังอุโมงค์วงที่ 60 หรือที่ระยะ 72 เมตรจากสถานีปล่อยหัวเจาะ ภายในช่วงนี้หัวเจาะอุโมงค์ไม่สามารถใช้แรงผลักที่สูงจากแม่แรงไฮดรอลิกได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

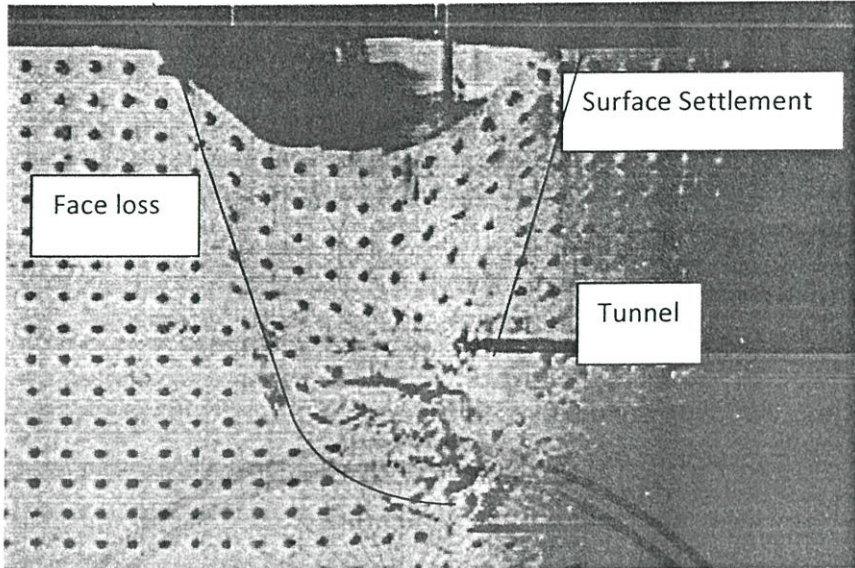
เนื่องจากผนังอุโมงค์ชั่วคราวไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ทนต่อแรงผลักที่สูง ส่งผลกระทบต่อการควบคุมความดันน้ำหัวเจาะในช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะ เพราะแรงผลักมีความสัมพันธ์กับความดันน้ำหัวเจาะ

ดังนั้น ในส่วน A จึงวัดความดันน้ำหัวเจาะได้เพียง 30 ถึง 60 กิโลปาสกาล ด้วยเหตุนี้ดินโดยรอบจึงสามารถเคลื่อนตัวเข้าสู่ส่วนหน้าของหัวเจาะส่งผลทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินได้ถูกเทียบกับตำแหน่งของหัวเจาะดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.7 ผิวดินจะเริ่มเสถียรูปในระยะประมาณ 30 เมตร ก่อนที่หัวเจาะเข้าสู่ตำแหน่งอุโมงค์กว้างที่ 49 เมื่อหัวเจาะเคลื่อนเข้าไปใกล้กับตำแหน่งดังกล่าว การทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ อย่างต่อเนื่อง หลังจากนั้นการทรุดตัวของผิวดินจะเริ่มหยุดลงหลังจากที่หัวเจาะผ่านอุโมงค์กว้างที่ 49 ออกไปเป็นระยะ 15 เมตร การทรุดตัวของผิวดินเหนือตำแหน่งอุโมงค์กว้างที่ 49 อยู่ในตำแหน่ง a แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.1 ก) ความดันน้ำหัวเจาะที่ใช้ในส่วนนี้มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 30 กิโลปาสกาล โดย รูปที่ 3.3.7 สังเกตให้เห็นว่าการทรุดตัวของผิวดินจะเกิดขึ้นในปริมาณที่สูงบริเวณระนาบด้านหน้าของหัวเจาะ สอดคล้องกับผลการทดลองของ แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.8 ซึ่งดินมีแนวโน้มที่จะเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์ จากผลการทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง(Centrifuge test) การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะนี้ จะเห็นได้ชัดจากผิวดินซึ่งพบการทรุดตัวของผิวดินเป็นบริเวณกว้าง การเคลื่อนตัวของดินมีลักษณะเป็นรูปสามเหลี่ยม หรือที่เรียกว่า แนวอิทธิพลจากการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ (Face loss impact zone) แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.9



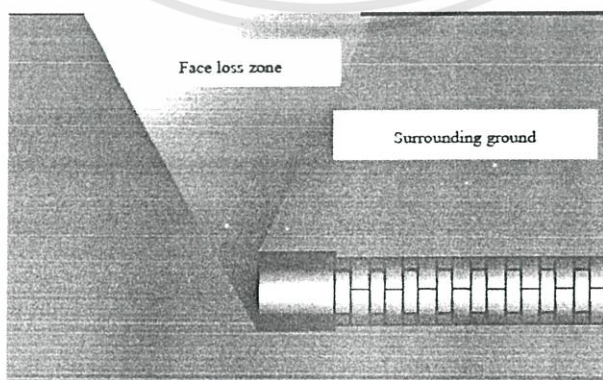
รูปที่ 3.3.7 การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุด (ผนังอุโมงค์กว้างที่ 49)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3.8 พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง

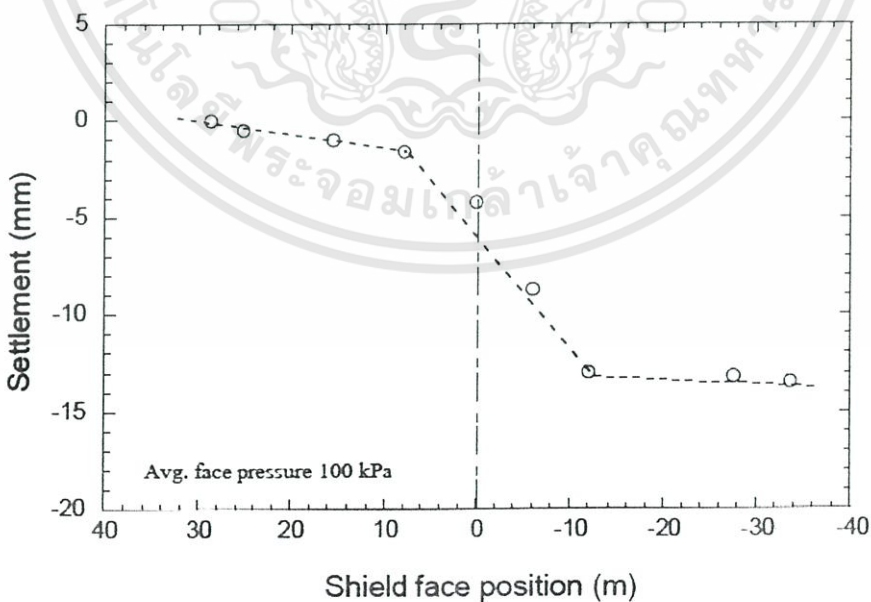
การทดลองดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากการจำลองการใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด ไม่ใช่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ดังที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล อย่างไรก็ตาม เมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำ หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะมีพฤติกรรมคล้ายกับหัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิดซึ่งส่งผลให้ดินมีการเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์ นอกจากนี้ จากการสังเกตการทรุดตัวของผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลจะมีลักษณะเป็นบริเวณกว้าง ขยายไปจนถึงเหนือหัวเจาะแต่ละจะหยุดการทรุดตัวที่ระยะประมาณ 15 เมตร (ประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ) จากด้านหน้าหัวเจาะและจากจุดนี้ไปการทรุดตัวของผิวดินจะมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น



รูปที่ 3.3.9 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ

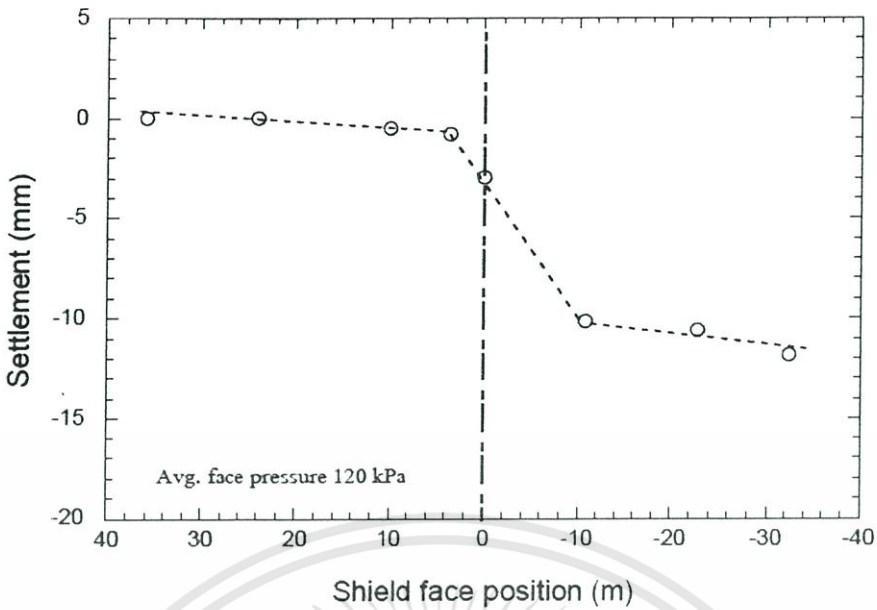
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนตัวออกไปเป็นระยะ 72 เมตร จากสถานีปล่อยหัวเจาะ และมีการติดตั้งผนังอุโมงค์ไป 60 วง หัวเจาะจะหยุดทำงาน รถรางสำหรับอุปกรณ์สนับสนุนจะถูกติดตั้งขึ้นภายในอุโมงค์ และโครงสร้างชั่วคราวทั้งหมดถูกรื้อถอนออก ถือว่าเป็นจุดสิ้นสุดของช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive) และหัวเจาะจะเริ่มกลับมาทำงานอีกครั้ง ตั้งแต่ตำแหน่งนี้ไป หัวเจาะจะสามารถเพิ่มความดันหน้าหัวเจาะได้ถึง 180 กิโลปาสกาล แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.1 ก) ที่ตำแหน่ง b และ c โดย รูปที่ 3.3.1 ก) ได้ถูกเลือกขึ้นมาเพื่อที่จะอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของผิวดินและความดันหน้าหัวเจาะ โดยความดันหน้าหัวเจาะเฉลี่ยระหว่างที่หัวเจาะผ่านเข้ามาอยู่ที่ตำแหน่ง b มีค่าประมาณ 100 กิโลปาสกาล และตำแหน่ง c มีค่าประมาณ 120 กิโลปาสกาล การทำงานจะอยู่ในระบบปรับความดันดินสมดุลซึ่งเป็นระบบที่การทรุดตัวของผิวดินจะสามารถมีค่าลดลงได้โดยการปรับความดันหน้าหัวเจาะให้เท่ากับความดันของดิน โดยรอบระหว่างการขุดเจาะ การทรุดตัวของผิวดินและตำแหน่งด้านหน้าของหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง b และ c แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.10 และรูปที่ 3.3.11 ตามลำดับ การทรุดตัวของผิวดินมากที่สุดอยู่ที่ 13 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง b และ 11 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง c และเห็นได้ชัดเจนว่า ทั้งสองตำแหน่งนี้มีการทรุดตัวของผิวดินน้อยกว่าในตำแหน่ง a (การทรุดตัวของผิวดินประมาณ 50 มิลลิเมตร) ซึ่งเป็นบริเวณที่ใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำ ดังนั้น ความดันหน้าหัวเจาะจึงมีผลกระทบต่อระดับการทรุดตัวของผิวดินอย่างเห็นได้ชัด ผู้ปฏิบัติงานจึงต้องใช้ความรอบคอบในการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะเพื่อลดการทรุดตัวของผิวดิน อย่างไรก็ตาม ในทุกๆ กรณี รูปแบบของการทรุดตัวตามยาวของผิวดินค่อนข้างจะมีลักษณะที่คล้ายคลึงกัน

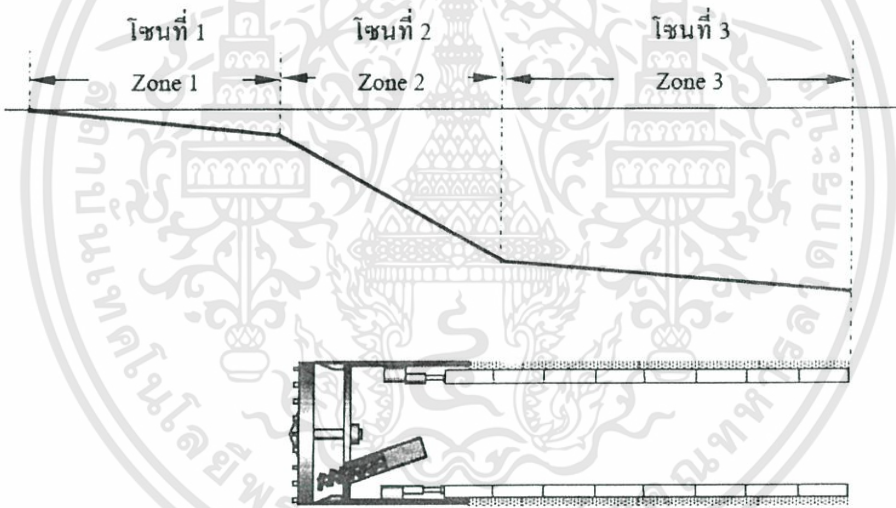


รูปที่ 3.3.10 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3.11 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผนังอุโมงค์วงที่ 164)



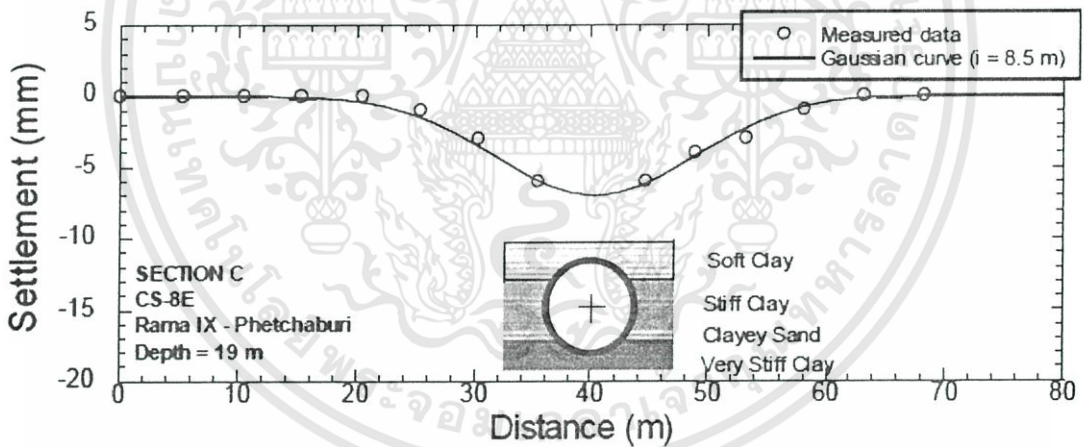
รูปที่ 3.3.12 แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์

จากข้อสังเกตนี้ การทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 โซนตามระดับของความดันหน้าหัวเจาะ ได้แก่ 1) โซนที่ 1 2) โซนที่ 2 และ 3) โซนที่ 3 โดย “โซนที่ 1” คือ ระยะเริ่มต้น (ตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวผิวดิน) อยู่ที่ประมาณ 30 เมตรก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่เข้ามา การทรุดตัวก็เริ่มที่จะเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งเริ่มต้นดังกล่าว หลังจากนั้นปริมาณการทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงที่ระยะประมาณ 10 เมตร วัดจากระยะระหว่างตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวผิวดินและส่วนหน้าของหัวเจาะ

การทรุดตัวของผิวดินจะถูกระงับให้เกิดขึ้นในปริมาณที่สูงมาก นั้นแสดงให้เห็นว่า เป็นจุดเปลี่ยนของ “โซนที่ 1” เข้าสู่ “โซนที่ 2” หลังจากนั้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดินออกไป (ประมาณ 15 เมตรจากส่วนหน้าของหัวเจาะ) การทรุดตัวของผิวดินก็มีแนวโน้มลดลงเข้าสู่ “โซนที่ 3” เป็นการทรุดตัวของผิวดินในส่วนสุดท้าย และจะหยุดการเกิดการทรุดตัวที่ระยะประมาณ 30 เมตร หลังจากที่หัวเจาะผ่านไปจากหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน ดังรูปที่ 3.3.12

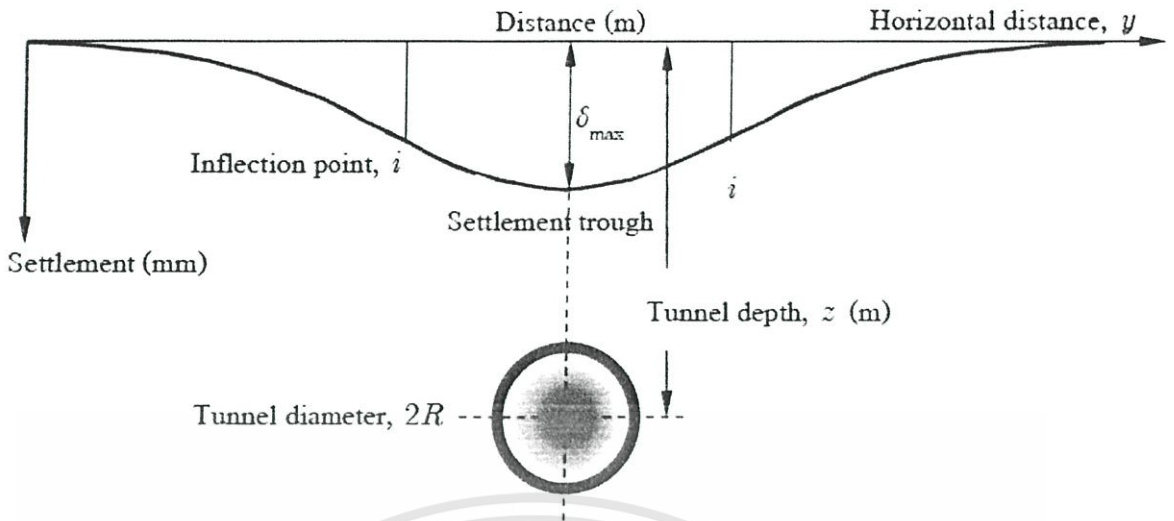
3.3.2 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งระดับการทรุดตัวของผิวดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ และค่อนข้างที่จะคาดการณ์ได้ยาก จากหลายกรณีศึกษาและการสังเกตในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล พบว่า การทรุดตัวของผิวดินไม่เพียงแต่จะเกิดขึ้นตามแนวยาวเท่านั้น แต่ยังเกิดแนวการทรุดตัวตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) ซึ่งทำให้การเคลื่อนตัวของดินเป็นร่องตัว (Trough) ออกทางด้านข้าง ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางถูกวัดด้วยแนวหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement array)



รูปที่ 3.3.13 แนวการทรุดตัวของผิวดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัวที่ตำแหน่ง CS-8E

จากรูปดังกล่าวพบว่า แนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ส่วนมากค่อนข้างจะสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ดังนั้น กราฟความน่าจะเป็นหรือ Gaussian curve ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ สามารถนำมาใช้ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินได้ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.14



รูปที่ 3.3.14 การใช้กราฟความน่าจะเป็นปกติประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว

จุดโค้งกลับของแนวการทรุดตัว (Inflection point, i) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวสามารถหาได้โดยการประมาณจากสมการที่เสนอโดยการเก็บรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลทำการตรวจวัดที่ระยะประมาณ 30 เมตรหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปจากหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งถือว่าเป็นจุดที่การทรุดตัวของผิวดินมีค่ามากที่สุด (δ_{max}) โดยหลังจากนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากดังที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อก่อนหน้านี้ โดยไม่ได้้นำการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) ที่เป็นการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดในช่วงระยะยาวมาพิจารณาซึ่งอาจจะมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเช่นเดียวกัน ดังที่ได้อธิบายไว้โดยการทรุดตัวของผิวดินจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นจากการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate settlement) ภายหลังจากการก่อสร้างผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนด้วยหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุลใน

3.3.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral ground deformation)

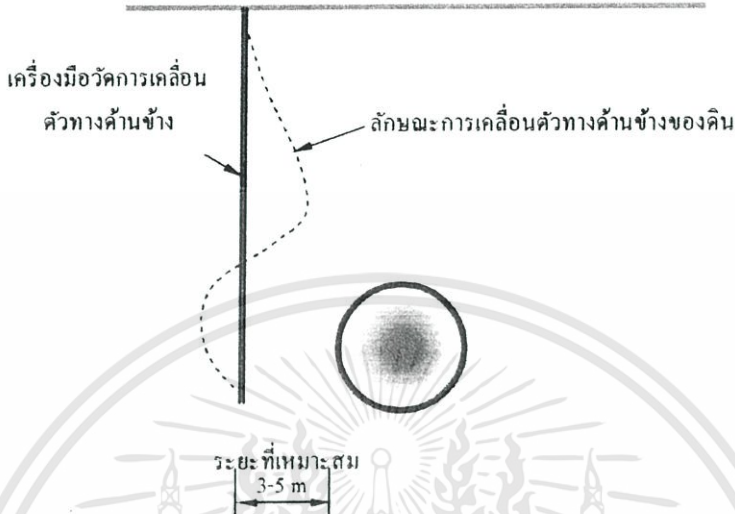
โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลนั้น ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) บริเวณหลายจุดตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งนี้จะนำมาสู่ความเข้าใจถึงสาเหตุของการเคลื่อนตัวของดิน และวิธีป้องกันในอนาคต มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินทำได้โดยการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ซึ่งจะทำการวัดระยะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ โดยทำการติดตั้งห่างจากผนังอุโมงค์ในระยะตั้งแต่ 3 ถึง 5 เมตร แสดงไว้ในรูปที่ 3.3.15 จากผลการตรวจวัดพบว่า ดินบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์จะเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ และดินที่อยู่ระดับต่ำกว่าส่วนยอดของอุโมงค์จะเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.16 รูปแบบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินลักษณะนี้จะมี ความสัมพันธ์กับกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ซึ่งสามารถอธิบายโดยการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดินใน รูปที่ 3.3.17 และ ตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์เทียบกับตำแหน่งของเครื่องมือตรวจวัดแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.18 เมื่อทำการวิเคราะห์โดยละเอียดจะพบว่า ณ ตำแหน่งเหนือยอดอุโมงค์ จะสามารถแบ่งการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินออกเป็น 3 โซนเช่นเดียวกับการทรุดตัวตามแนวยาว ได้แก่ โซนที่ 1 (Zone 1) โซนที่ 2 (Zone 2) และ โซนที่ 3 (Zone 3) ตามลำดับ โดยโซนที่ 1 จะเป็นช่วงที่หัวเจาะอุโมงค์เริ่มขุดเจาะเข้าใกล้ตำแหน่งการตรวจวัด ซึ่งจะสังเกตได้ว่า ดินเริ่มมีการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ เมื่อหัวเจาะอยู่ ณ ตำแหน่งประมาณ 13 เมตร จากเครื่องมือตรวจวัด หรือประมาณสองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ การเคลื่อนตัวดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวเข้าหาตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด

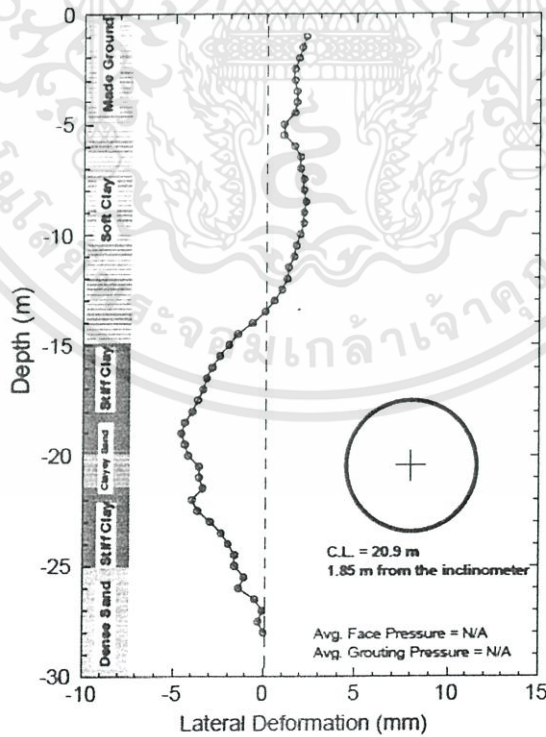
ระหว่างที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนผ่านตำแหน่งการตรวจวัด (ตำแหน่ง C ถึงตำแหน่ง F ใน รูปที่ 3.3.19)ดินจะเคลื่อนตัวมากขึ้นอย่างทันทีทันใดแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.18 ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวในโซนที่ 2 (Zone 2)การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะมากที่สุดในช่วงนี้ อย่างไรก็ตาม หลังจากหัวเจาะอุโมงค์ได้เคลื่อนผ่านจุดนี้ไปแล้ว และมีการอัดฉีดน้ำปูนรอบผนังอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์แล้ว การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างเข้าหาอุโมงค์จะน้อยลง ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของดินในโซนที่ 3 (Zone 3) จากกรวิเคราะห์ผลดังกล่าวสามารถสรุปได้ว่า การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะเกิดมากที่สุดในช่วงที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งการตรวจวัดหรือในโซนที่ 2 (Zone 2) นั่นเอง

เมื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในระดับที่ต่ำกว่าส่วนยอดอุโมงค์พบว่า ดินจะเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์เล็กน้อยขณะที่หัวเจาะเคลื่อนเข้าสู่ตำแหน่งตรวจวัด และดินจะเคลื่อนตัวออกเรื่อยๆ เมื่อหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่านตำแหน่ง E (รูปที่ 3.3.19) โดยที่ส่วนท้ายหัวเจาะ (Shield tail) จะเกิดการเคลื่อนตัวออกของดินมากขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากเป็นตำแหน่งที่มีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ ซึ่งปกติจะใช้

ความดันประมาณ 2.5 ถึง 3 บาร์ การเคลื่อนตัวของดินจะเพิ่มขึ้น จนกระทั่งหัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านไปเป็นระยะอย่างน้อย 13 เมตร หรือประมาณสองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์แสดงไว้ในรูปที่ 3.3.18

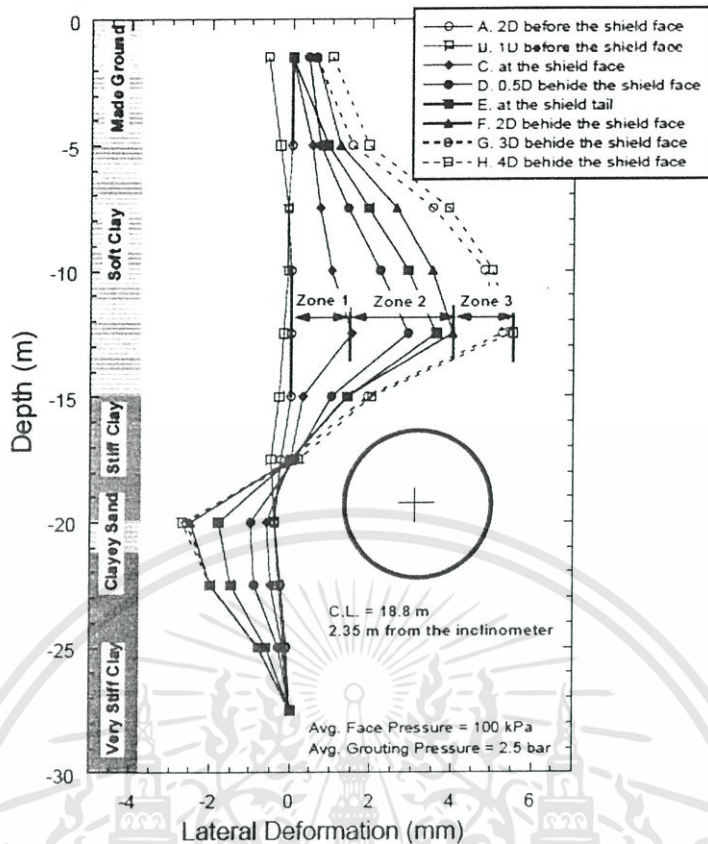


รูปที่ 3.3.15 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (Inclinometer)



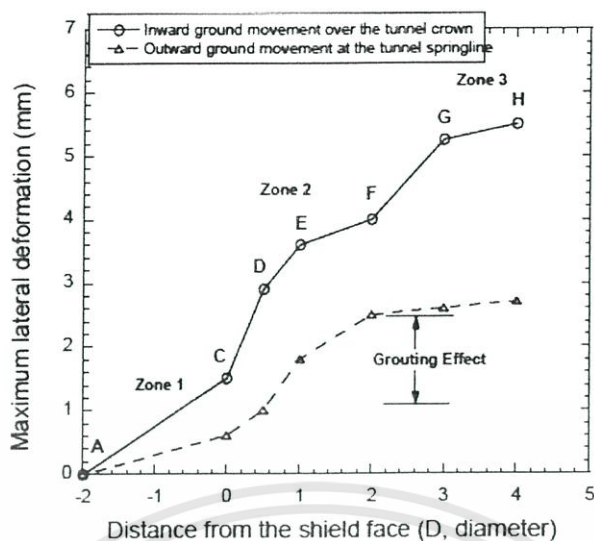
รูปที่ 3.3.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-03

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3.17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-04

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.19 ช่วยให้สามารถวิเคราะห์ปัจจัยที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินในแต่ละตำแหน่งที่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลเคลื่อนที่ผ่าน โดยอ้างอิงจากตำแหน่งที่ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ทั้งส่วนที่ดินเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์ (Inward ground movement) บริเวณส่วนยอดของอุโมงค์ และส่วนที่ดินเคลื่อนที่ออกจากอุโมงค์ (Outward ground movement) บริเวณระดับที่ต่ำกว่าส่วนยอดของอุโมงค์ ซึ่งจะมีลักษณะเป็นขอบเขตที่ชัดเจนในแต่ละโซนที่ได้ทำการแบ่งเอาไว้ ในกรณีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์จะเพิ่มขึ้นสูงสุดในโซนที่ 2 (Zone 2) คือ ขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง โดยจะพบการเคลื่อนตัวของดินมีแนวโน้มเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์อย่างเห็นได้ชัดในตำแหน่ง C ไปยังตำแหน่ง D แล้วการเคลื่อนตัวจะค่อยๆ ลดลงในตำแหน่ง D ไปยังตำแหน่ง F ต่อมาแนวโน้มการเคลื่อนตัวจะสูงขึ้นอีกครั้งในตำแหน่ง F ไปยังตำแหน่ง G แล้วก็จะมีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ที่ลดลงเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากตำแหน่ง G ออกไปในกรณีการเคลื่อนตัวของดินออกจากอุโมงค์ จะสังเกตเห็นได้ชัดเจนในขณะทำการอัดฉีดน้ำปูนในตำแหน่ง D ไปยังตำแหน่ง F ซึ่งจะพบแนวโน้มของการเคลื่อนตัวของดินที่ค่อนข้างสูง



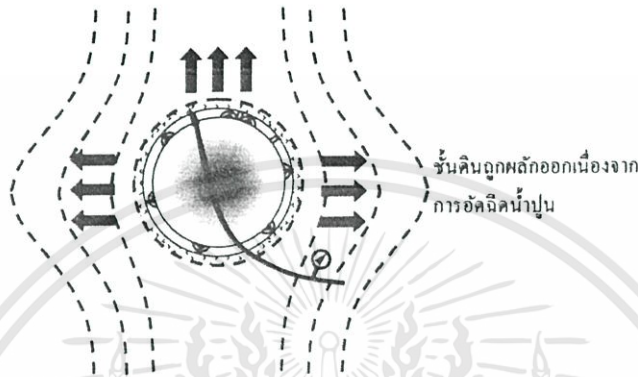
รูปที่ 3.3.19 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน

2. ผลกระทบจากการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting)

แม้ว่าหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล ถูกออกแบบมาเพื่อช่วยลดการสูญเสียมวลดินขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ แต่ยังคงยากที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาดังกล่าวได้อย่างสมบูรณ์ โดยเฉพาะในการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่พบว่า ดินยังคงเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ทั้งทางส่วนหน้าอุโมงค์ (Tunnel face) และเหนือหัวเจาะอุโมงค์ (Over shield) โดยเฉพาะในขณะที่ยังหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งตรวจวัด นอกจากนี้ขณะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์จะเกิดช่องว่างบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะจากความแตกต่างของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะและอุโมงค์ ช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7 ถึง 8 เซนติเมตร ซึ่งถ้าหากปล่อยไว้จะเกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในปริมาณมาก ก่อให้เกิดปัญหาทั้งการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน โดยการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์จะมีลักษณะเป็นลิ้นสามเหลี่ยมเหนือผนังอุโมงค์

ในอดีตการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์จะเกิดขึ้น เนื่องจากช่องว่างบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะเป็นหลัก อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันการอัดฉีดน้ำปูนด้วยความดันที่สูงเพื่อส่งน้ำปูนออกไปปิดช่องว่างดังกล่าวได้ถูกนำมาใช้อย่างได้ผล การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในโซนที่ 3 (Zone 3) จึงน้อยลง แม้ว่าการอัดฉีดน้ำปูนจะลดการเคลื่อนตัวของดิน แต่ก็สามารถส่งผลกระทบในทางตรงกันข้ามได้เช่นกัน จากผลของการวัดด้วยเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) สังกัดได้อย่างชัดเจนว่า ความดันของการฉีดน้ำปูนจะผลักดันดินบริเวณโดยรอบอุโมงค์ด้วยความดันที่สูงซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.20 อิทธิพลจากความดันของการฉีดน้ำปูนนี้จะส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเป็นระยะบวกลบประมาณ 6

เมตรจากตำแหน่งที่ทำการอัดฉีดน้ำปูน หรือตั้งแต่ในตำแหน่ง D ถึงตำแหน่ง F แสดงไว้ใน รูปที่ 3.3.19 การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างความดันของการฉีดน้ำปูนและขนาดการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของดินออกจากอุโมงค์แสดงไว้ใน ตารางที่ 3.3.1 โดยได้เปรียบเทียบระหว่างอัตราส่วนของความดันของการฉีดน้ำปูนต่อระยะจากขอบอุโมงค์ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินพบว่า ขนาดของการเคลื่อนตัวของดินจะขึ้นอยู่กับระยะห่างจากขอบอุโมงค์และความดันของการฉีดน้ำปูน



รูปที่ 3.2.20 อิทธิพลจากการอัดฉีดน้ำปูนที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของดิน

3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในปัจจุบันการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์งานด้านโครงสร้างต่างๆ และงานทางธรณีวิทยาอย่างแพร่หลาย เพราะใช้งานง่ายและสะดวกกว่าวิธีการอื่น อีกทั้งสามารถใช้ในงานที่สภาพทางธรณีวิทยาซับซ้อน เช่น การออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมหรืออุโมงค์ที่ก่อสร้างในตำแหน่งที่ใกล้เคียงกัน ปัญหาความสัมพันธ์ระหว่างดินและผนังอุโมงค์ (Soil-structure interaction) ปัญหาผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงบนผิวดินและใต้ดิน เช่น อาคารที่มีความสำคัญทางประวัติศาสตร์ โบราณสถาน วัด หรือสถานที่ที่มีความสำคัญ โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีหลักการคือ แบ่งโครงสร้างที่จะทำการวิเคราะห์ออกเป็นชิ้นส่วน (Element) เล็กๆ โดยจุดที่ชิ้นส่วนมาบรรจบกันเรียกว่าจุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่างๆ ของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนกับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้น ความสัมพันธ์ดังกล่าวอยู่ในรูปแบบของเมทริกซ์ (Matrix) เช่นเดียวกันจะสามารถหาความเครียดได้ หากทราบค่าการเคลื่อนตัวที่จุดนั้นและสามารถหาความเค้นได้จากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดในวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีรูปร่างชิ้นส่วน (Geometric shape of element) หลายชนิดแต่รูปร่างที่ง่ายต่อการวิเคราะห์ คือ ชิ้นส่วนในมิติเดียวและชิ้นส่วนรูปสามเหลี่ยม เช่น การวิเคราะห์ความเค้นในแต่ละระนาบถ้าใช้ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมจะ

วิเคราะห์ได้ง่ายกว่าชิ้นส่วนอื่น ในวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์ มีขั้นตอนในการวิเคราะห์ การเคลื่อนตัวและความเค้นโดยย่อมีดังนี้

ก) ทำการเลือกชนิด และขนาดของชิ้นส่วนที่ใช้แทน โครงสร้างที่ต้องการวิเคราะห์ความเค้นหรือการเคลื่อนตัว

ข) หาค่าสติฟเนสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนต่างๆ

ค) รวมค่าสติฟเนสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนทั้งหมดที่จะประกอบเข้าเป็นโครงสร้างรวมให้เป็น สติฟเนสเมทริกซ์รวม

ง) ใส่เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) และเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition) ที่ทราบค่า

จ) คำนวณหาความเค้นและความเครียดจากการเคลื่อนตัวที่แต่ละจุดต่อ (Node)

การวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีวิทยาในงานอุโมงค์นั้น นิยมใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์ในการวิเคราะห์หาค่าแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ค่าการเสียดรูปของผนังอุโมงค์ เสถียรภาพของดินโดยรอบอุโมงค์ ขอบเขตและแนวการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติ และ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบจาก เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ และผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่สอง เป็นต้น

3.4.1 การพิจารณาในเชิงทฤษฎี

ในเชิงทฤษฎีนั้นปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณี โดยทั่วไปจำเป็นต้องพิจารณา ทั้งหมด 4 เงื่อนไข ได้แก่ เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition) เงื่อนไขด้านการเคลื่อนตัว (Compatibility condition) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive condition) และเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

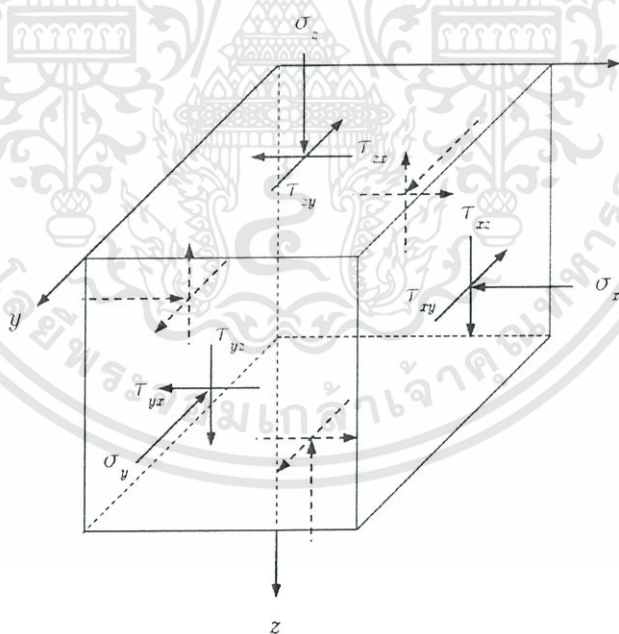
1.1 เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition) แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ สมดุลภายนอก (Overall equilibrium) และสมดุลภายใน (Internal equilibrium) สมดุลภายนอกคือการ สมดุลของแรงภายนอก และโมเมนต์ ส่วนสมดุลภายในเกี่ยวข้องกับความเค้นภายในที่เกิดขึ้น (Internal stress) อธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ 3 สมการ (Timoshenko and Goodier, 1951) แสดงไว้ใน สมการ 3.4.1 ถึงสมการ 3.4.2

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \quad 3.4.1$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad 3.4.2$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma = 0 \quad 3.4.3$$

สมการ 3.4.1 ถึงสมการ 3.4.3 เป็นการอธิบายความเค้นรวม ซึ่งประกอบด้วยตัวแปร 6 ตัว คือ σ_x σ_y σ_z เป็นความเค้นตั้งฉากในทิศทาง x y และ z ตามลำดับ และความเค้นเฉือน τ_{xy} τ_{xz} τ_{yz} สำหรับหน่วยน้ำหนัก (γ) กระทำในทิศทาง z โดยกำหนดเครื่องหมายบวกสำหรับความเค้นอัด (Compressive stress) และเครื่องหมายลบสำหรับความเค้นดึง (Tensile stress) โดยทั่วไปในปริมาณของแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อวัสดุจะแสดงในรูปของความเค้นดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.1



รูปที่ 3.4.1 ส่วนประกอบของความเค้น (Stress components) 3 มิติ

1.2 เงื่อนไขทางด้านกรเคลื่อนตัวหรือเงื่อนไขคอมแพตติบิลิตี (Compatibility condition) กล่าวคือเมื่อวัสดุเกิดการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงภายนอกมากระทำวัสดุจะเคลื่อนที่อย่างต่อเนื่องกันโดยไม่มีการเหลื่อมล้ำ (Overlapping) เกิดขึ้น เรียกว่า ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่กับความเครียด (Strain and displacement relationship)

สมการเชิงอนุพันธ์ได้นิยามความเครียดสำหรับวัสดุที่มีความเครียดระดับต่ำ (Small strain) แสดงไว้ใน สมการ 3.4.4 และสมการ 3.4.5

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad 3.4.4$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad 3.4.5$$

โดยที่ u , v และ w คือ ฟังก์ชันการเคลื่อนตัวในทิศทาง x , y และ z

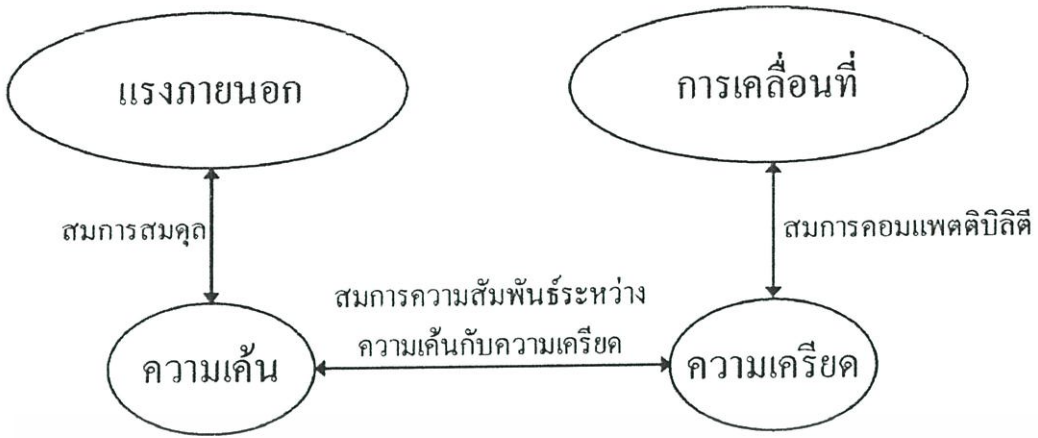
1.3 กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Constitutive condition) เมื่อพิจารณา สมการ (1) ถึงสมการ (5) ประกอบด้วยสมการสมดุล สมการการเคลื่อนตัวหรือสมการคอมแพตติบิลิตี และสมการความเครียด พบว่า จำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (Unknowns) มี 15 ตัวแปร ประกอบด้วย ตัวแปร ความเค้น 6 ตัวแปร ตัวแปรความเครียด 6 ตัวแปร และตัวแปรการเคลื่อนตัว 3 ตัวแปร แต่จำนวนสมการมี เพียง 9 สมการ ประกอบด้วยสมการสมดุล 3 สมการ และสมการคอมแพตติบิลิตี 6 สมการ ดังนั้นเพื่อที่จะแก้สมการหาค่าตัวแปรที่เหลือ จำเป็นต้องมีสมการเพิ่มเติม 6 สมการ จึงเป็นที่มาของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive equations) แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตี และสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.2

สมการความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นตัวเชื่อมโยงระหว่างเงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition) และเงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี (Compatibility condition) ซึ่งสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดจะแสดงอยู่ในรูปของการเปลี่ยนแปลงความเค้น (Incremental stress) และการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Incremental strain) แสดงด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ดังใน สมการ 3.4.6 และสมการ 3.4.7

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad 3.4.6$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad 3.4.7$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.4.2 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตทิบิลิตี และ สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \sigma_z \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \varepsilon_z \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \gamma_{xz} \\ \Delta \gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad 3.4.6$$

$$\Delta \sigma = [D] \Delta \varepsilon \quad 3.4.7$$

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \quad 3.4.8$$

ในกรณีดินถูกสมมติเป็นทฤษฎีเชิงเส้น (Linear elastic) เมทริกซ์ $[D]$ จะเขียนอยู่ในรูปของสมการ 3.4.8

โดยที่ E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m²)

n คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) ของดิน

1.4 เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition) ในการวิเคราะห์งานทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคจำเป็นต้องกำหนดเงื่อนไขที่เหมาะสมกับขอบเขตของปัญหา โดยต้องสอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ด้วย ตัวอย่างของเงื่อนไขขอบเขต อาจเป็นข้อจำกัดทางการเคลื่อนตัว (Displacement constrain) หรือแรงภายนอกที่กระทำสอดคล้องกับขั้นตอนการก่อสร้าง (Sequence of Construction load) เช่น กรณีของงานอุโมงค์ที่ก่อสร้างในชั้นดินผสม เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณี ที่ทำการขุดอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) อาจใช้คุณสมบัติของความสมมาตร เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว เช่นเดียวกันกับในกรณีการวิเคราะห์การทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test) ซึ่งจะมีความดันน้ำด้านข้าง (Confining pressure) และแรงกดตามแนวแกน (Axial load) อาศัยคุณสมบัติแบบสมมาตรรอบแนวแกน จึงทำให้สามารถจำลองการวิเคราะห์เพียงครึ่งเดียว หรือในกรณีปัญหาการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินที่แตกต่างกัน เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณี ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว ซึ่งในกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์นั้น สามารถใช้คุณสมบัติของความสมมาตร เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว อีกทั้งยังช่วยให้ใช้เวลาในการวิเคราะห์ลดลงอีกด้วย

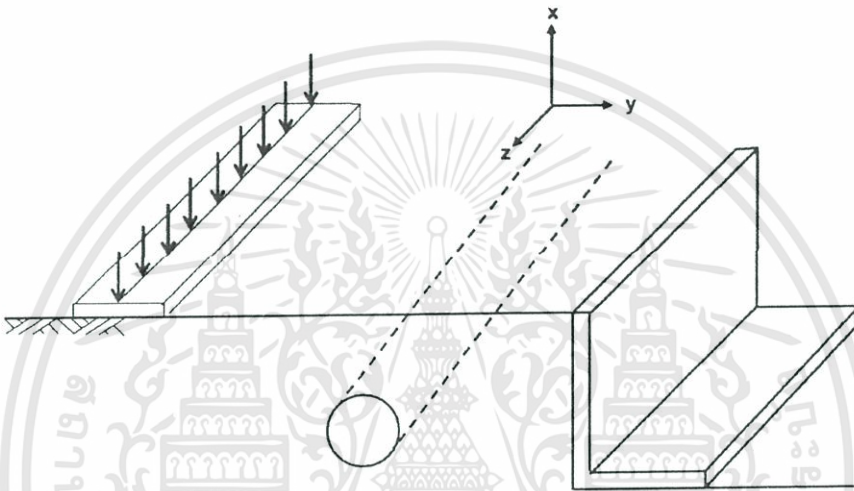
3.4.2 ลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาทางด้านธรณีเทคนิค

โดยทั่วไปลักษณะปัญหาในทางธรณีเทคนิคจะมีลักษณะเป็น 3 มิติ แต่ในบางสภาพปัญหาสามารถที่จะสมมติให้เป็น 2 มิติได้โดยไม่มีข้อผิดพลาดมากนัก ลักษณะปัญหาแบบ 2 มิติหลักๆ ในทางธรณีเทคนิค มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. ความเครียดระนาบ (Plane strain) ปัญหาที่พบทางด้านธรณีเทคนิคมีลักษณะที่แตกต่างกันออกไปดังนั้น จึงจำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงขอบเขตที่สามารถประยุกต์ใช้ได้ร่วมด้วย เช่น ฐานรากแถบ (Strip footing) การขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) และกำแพงกันดิน (Retaining wall) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.3 นิยมใช้วิธีความเครียดระนาบ (Plane strain) ในการวิเคราะห์ โดยที่จะมีมิติของความยาวด้านใดด้านหนึ่งที่ค่อนข้างสูงกว่าด้านอื่นมาก ดังนั้นเงื่อนไขขอบเขตของการเสียรูปที่ทุกๆ หน้าตัดที่ตั้งฉากกับระนาบที่มีความยาวมากจะสมมติให้เท่ากับศูนย์ ถ้ามิติแกน z มีขนาดที่สูงมาก จะทำให้การเสียรูปที่ตั้งฉากกับระนาบ x และแกน y เป็นศูนย์ นั่นหมายความว่า $w=0$ และการเคลื่อนที่ของ u และ v เป็นอิสระกับแกน z ดัง สมการ 3.4.9

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad 3.4.9$$

2. สมมาตรรอบแนวแกน (Axi-symmetry) ลักษณะปัญหาที่มีความสมมาตรรอบแนวแกนเช่น ฐานรากแผ่วงกลม (Circular footing) ภายใต้การกระทำของแรงที่สม่ำเสมอ (Uniform Load) หรือแรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางของเสาเข็ม และการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test) ที่มีลักษณะเป็นสมมาตรรอบแนวแกนดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.3



รูปที่ 3.4.3 ตัวอย่างระนาบความเครียด



Circular footing

Pile

Triaxial sample

รูปที่ 3.4.4 ลักษณะปัญหาที่มีความสมมาตรตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปัญหาค้างที่กล่าวมา โดยทั่วไปนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วย “ระบบพิกัดเชิงขั้ว” ซึ่งอ้างอิงตามแนวแกนรัศมี (r , Radial direction) แนวแกนตั้ง z (Vertical direction) และทิศทางตามแนวเส้นรอบวง (Circumferential direction) จากความสมมาตรจึงไม่มีการเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางเส้นรอบวง ในขณะที่การเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางแนวรัศมีและแนวแกนตั้งจะเป็นอิสระไม่ขึ้นอยู่กับทิศทางตามแนวเส้นรอบวง ดังนั้นจึงสามารถลดรูปความเครียดได้ดังแสดงใน สมการที่ 3.4.10

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial w}{\partial r}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \quad \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r}; \quad \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \quad \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0 \quad 3.4.10$$

โดยที่ u และ v คือการเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางตามแนวรัศมี (Radial direction) และทิศทางตามแนวแกนตั้ง ตามลำดับ

3.4.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม

จากการพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินดังในสมการ 3.4.7 ซึ่งค่าเมทริกซ์ $[D]$ อาจเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขดังต่อไปนี้

1. กรณีเกิดการระบายน้ำแบบสมบูรณ์ (Fully drained) กรณีนี้คือไม่มีความดันน้ำในช่องว่างของดิน (Pore fluid pressure, Δu_f) หรือ $\Delta u_f = 0$ กล่าวคือการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิผลด้วย $\{\Delta \sigma\} = \{\Delta \sigma'\}$ และเมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิผล ตัวอย่างเช่น ในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained young's modulus, E') และค่าอัตราส่วน โปซองแบบระบายน้ำ (Drain Poisson's ratio, ν')

2. กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Fully Undrained) กรณีนี้เมทริกซ์ $[D]$ จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวมกับความเครียด ตัวอย่างเช่น ในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์ $[D]$ จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วน โปซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) ในกรณีที่ไม่มี การระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำ ปริมาตรของดิน จะไม่มีการเปลี่ยนแปลง สำหรับดินที่เป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราส่วน โปซองแบบไม่ระบายน้ำ ν_u มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตาม ในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า $\nu_u = 0.5$ จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้

อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (มีค่าไม่จำกัด ดังนั้นในทางปฏิบัติแล้วนิยมกำหนดค่าอยู่ในช่วงระหว่าง $0.49 < \nu_u < 0.5$ (แนะนำให้ใช้ค่า $\nu_u = 0.499$ สำหรับการคำนวณปกติ)

3.4.4 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล

สำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ในหัวข้อที่กล่าวมา จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure, Δu_f) แต่บางกรณีต้องการทราบค่าการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดิน นอกจากนั้น โดยปกติแล้ว สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิผล (Effective constitutive law, $[D']$) มากกว่า ดังนั้น ในการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดิน (Δu_f) ได้ ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผล $\{\Delta \sigma'\}$ ได้ดังใน สมการ 3.4.11 และสมการ 3.4.12

$$\{\Delta \sigma'\} = \{\Delta \sigma\} - \{\Delta u_f\} \quad 3.4.11$$

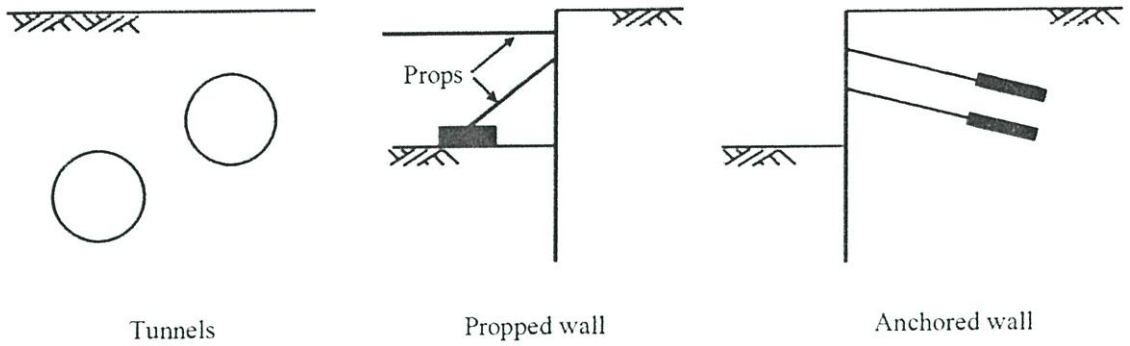
$$\{\Delta u_f\}^T = \left\{ \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right\} \quad 3.4.12$$

เมื่อพิจารณาร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล $[D']$ จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta \varepsilon\}$ ได้จาก สมการ 3.4.13

$$\{\Delta \sigma'\} = [D']\{\Delta \varepsilon\} \quad 3.4.13$$

3.4.5 ปัญหาความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง

ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีหลายกรณีที่เกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) เช่น อุโมงค์แบบค้ำ (Tunnels) การค้ำยันกำแพงกันดิน (Propped wall) กำแพงสมอยึด (Anchored wall) ดังแสดงใน รูปที่ 3.4.5 ตัวอย่างเช่น ในการวิเคราะห์อุโมงค์ การจำลองชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และชิ้นส่วนต่อเชื่อมระหว่างผนังอุโมงค์กับดิน โดยรอบเป็นส่วนหนึ่งที่ทำให้เป็นที่มาของปัญหาความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง เป็นต้น



รูปที่ 3.4.5 ปัญหาที่เกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง

3.4.6 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนของโครงสร้าง

ในการจำลองชิ้นส่วน โครงสร้าง โดยการใช้ชิ้นส่วนต่อเนื่อง (Continuum element) สามารถทำได้ในทางทฤษฎี แต่ในเชิงปฏิบัติจะมีผลเสีย เช่น อาจทำให้เกิดข้อผิดพลาดในการคำนวณเชิงตัวเลขเนื่องจากอัตราส่วนขนาดของชิ้นส่วนไม่เหมาะสม อีกทั้งส่วนใหญ่ปัญหาที่วิเคราะห์ไม่ได้ต้องการรายละเอียดของขอบเขตการยึดหยุ่นในหน้าตัดของโครงสร้าง (Yield zone) หรือรายละเอียดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนั้น มักต้องการเพียงค่าที่จะนำไปใช้งานต่อ เช่น ค่าเฉลี่ยหรือค่าสูงสุดของความเค้นดัด (Bending stress) ความเค้นเฉือน (Shearing stress) หรือความเค้นในแนวแกน (Axial stress) ที่เกิดขึ้นในหน้าตัด เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบหน้าตัดของโครงสร้างนั้น ตัวอย่างเช่น การใช้ชิ้นส่วนคาน (Beam element) ในการจำลองกำแพงกันดิน (Retaining wall) หรือการใช้ชิ้นส่วนรับแรงตามแนวแกนจำลองสมอยึด (Anchor) เป็นต้น

อย่างไรก็ตาม ยังมีชิ้นส่วนบางชนิด ที่สามารถใช้ในการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างได้อย่างเหมาะสม เช่น ในกรณีการใช้ชิ้นส่วนคาน โค้ง (Curved mindlin beam element) จำลองชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Tunnel lining) หรือการใช้ชิ้นส่วนพื้นผิว (Membrane element) จำลองค้ำยันกำแพง (Propped wall) หรือใยสังเคราะห์เสริมแรง (Geofabric)

3.4.7 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนต่อเชื่อม

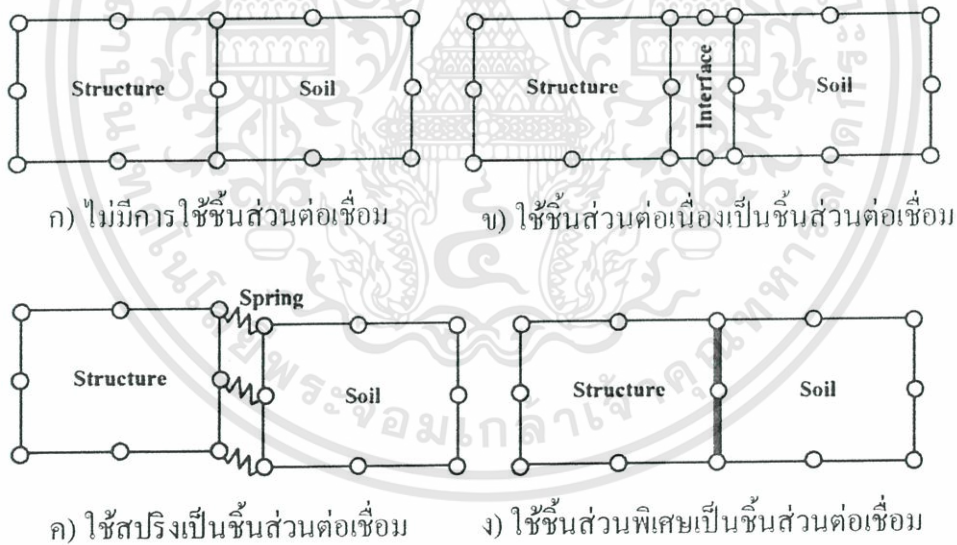
ในปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soilstructure interaction) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างจะต้องอยู่ในเงื่อนไขคอมแพคตบิลิตีเหมือนกัน แต่ในบางกรณีจำเป็นที่จะต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อม (Interface model) ระหว่างชิ้นส่วน โครงสร้างกับชิ้นส่วนเดิม เพื่อประโยชน์จากการใช้ชิ้นส่วนต่างประเภทของโครงสร้างและดิน เช่น การใช้ชิ้นส่วนต่อเนื่องในดิน (Continuum element) แต่ใช้ชิ้นส่วนคานสำหรับโครงสร้าง (Beam element) ความต่อเนื่องระหว่าง 2 ชิ้นส่วนที่ต่างรูปแบบกันนั้น อาจจะมี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความยุ่งยากในการจำลอง จึงจำเป็นต้องเพิ่มขึ้นส่วนต่อเชื่อม ประโยชน์ที่สำคัญอีกประการคือ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของส่วนต่อเชื่อมนี้ เช่น ส่วนต่อเชื่อมระหว่างกำแพงกันดินกับดิน อาจจะจำลองพฤติกรรมแบบลื่น (Smooth) ในกรณี Rankine earth pressure หรือแบบมีแรงเสียดทาน (Friction) ในกรณี Coulomb earth pressure โดยมีการนิยามมุมแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดิน (Interface friction angle) ตัวอย่างการใช้ชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ ที่พบเห็นในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.6 สามารถสรุปได้ดังนี้

ก) ไม่จำเป็นต้องเพิ่มขึ้นส่วนต่อเชื่อมในการจำลองการต่อเชื่อมระหว่างชิ้นส่วน โครงสร้างกับชิ้นส่วนดิน โดยที่ชิ้นส่วน โครงสร้างและชิ้นส่วนดินต้องเป็นชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง (Continuum element) ชนิดเดียวกัน และจุดต่อระหว่างชิ้นส่วน โครงสร้างและชิ้นส่วนดินจะต้องอยู่ในตำแหน่งเดียวกันดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.6 ก)

ข) การใช้ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องในการจำลองชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะสมกับสภาพ ใช้งานจริง เช่น การใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์โดยกำหนดมุมแรงเสียดทาน (Angle of adhesion resistance) สำหรับการต่อเชื่อมแบบเสียดทาน (Frictional interface) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.6 ข)



รูปที่ 3.4.6 ตัวอย่างการใช้ชนิดชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ

ค) การใช้ชิ้นส่วนสปริงเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยจะเชื่อมต่อระหว่างสองจุดต่อที่อยู่ ตรงกันข้ามดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.6 ค)

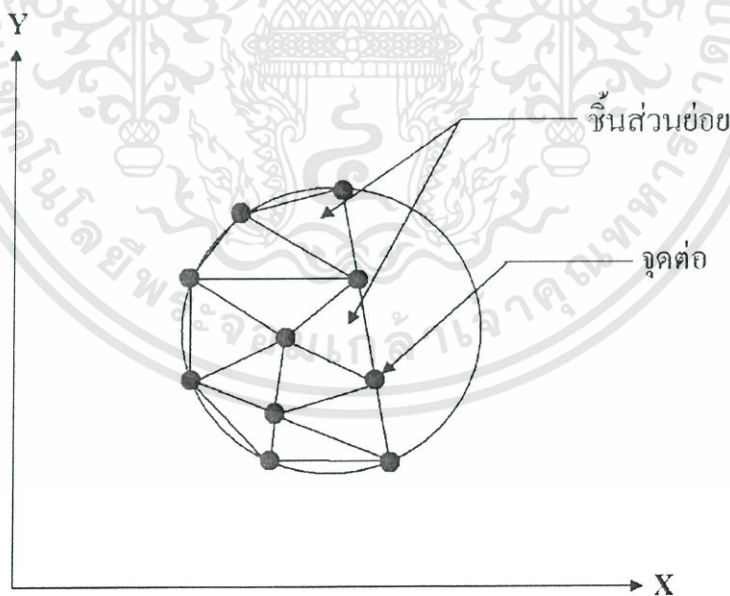
ง) การใช้ชิ้นส่วนแบบ โครงสร้างพิเศษ ตัวอย่างเช่น การสร้างแบบจำลองโดย ชิ้นส่วน โครงสร้างพิเศษที่ไม่มีความหนา (Zero thickness interface element) เป็นชิ้นส่วนที่ได้รับ

ความนิยมสูง เพราะสามารถกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงได้ และไม่รบกวนต่อรูปร่างโครงสร้างด้วยดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.6 ง)

3.4.8 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ปัญหาทางเทคนิคโดยใช้หลักการของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็นวิธีการวิเคราะห์โดยทำการแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จำนวนหนึ่ง ซึ่งชิ้นส่วนเล็กๆ นี้เรียกว่า ชิ้นส่วนย่อย(Element) และชิ้นส่วนย่อยเหล่านี้เชื่อมติดกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดต่อ (Node) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.7

หลังจากนั้น ทำการวิเคราะห์คุณสมบัติของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแล้วนำชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดมาทำการวิเคราะห์รวมอีกครั้ง เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด สำหรับการเคลื่อนที่หรือการเสีรูปร่างของแต่ละชิ้นส่วนย่อย จะพิจารณาว่าเป็นผลที่เกิดจากการเคลื่อนที่หรือการเสีรูปร่างของจุดต่อของชิ้นส่วนย่อยนั้นๆ ซึ่งลักษณะการเคลื่อนที่นี้สามารถแทนได้ด้วยฟังก์ชันการเสีรูปร่าง (Displacement function) และจากผลของแรงภายนอกรวมทั้งคุณสมบัติของชิ้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาค่าความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างได้



รูปที่ 3.4.7 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ

3.4.9 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการหาขอบเขตของแนวการทรุดตัวของดิน จำเป็นต้องกำหนดรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น อิลาสติกเชิงเส้น (Linear elastic) อิลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic) และ อิลาสติกไม่เชิงเส้นคุณสมบัติแบบพลาสติก (Non-linear material behavior, plasticity) เป็นต้น โดยทั่วไปแล้วการเลือกใช้ชนิดของแบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่มีความซับซ้อนมากขึ้น จำเป็นต้องใช้การป้อนค่าพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้น และใช้เวลาในการวิเคราะห์คำนวณที่นานขึ้นด้วย แบบจำลองแต่ละชนิดมีทั้งข้อดีและข้อจำกัด และยังเหมาะกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ

แบบจำลองอิลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอิลาสโตพลาสติก (Elasto-plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ แบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้น (Linear elastic model) แบบจำลองมอร์ - คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) และ Hardening soil model

แบบจำลองแต่ละแบบมีข้อจำกัดที่แตกต่างกัน เช่น การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอิลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสีรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดแบบพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรง และการเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload/reload path) ได้ ดังนั้น แบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงเน้นการพิจารณาพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติกมาก เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) หรือที่เรียกว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มากคือ การพิจารณาพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติกอย่างสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาโดย Schofield และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay model) ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอัดแน่นปกติ (Normally consolidated) แต่แบบจำลองนี้ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการอธิบายถึงพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated) คือ พฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในพื้นผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวความคิดใหม่ต่างๆ ขึ้นเพื่อการเข้าถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าว ซึ่งมีด้วยกัน 2 แนวความคิดหลัก โดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิด Bounding surface ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้ ได้แก่ Bounding surface model โดย Dafalias และ Herrmann

(1982) แบบจำลองฮาชิกุจิ (Hashiguji model) โดย Hashiguji (1985) และแบบจำลอง MIT E3 โดย Whittle (1993) และแนวความคิดที่สองคือ แนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple yield surface idea) ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้คือ แบบจำลองพื้นผิวดาข่ายเชิงซ้อน (Multiple “nest” yield surfaces model) โดย Mroz et.al. (1982) แบบจำลองไคเนแมติกฮาร์ดเดนนิง โมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening cam-clay model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

1. แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) สมมติฐานสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกคือ วัสดุจะต้องคืนสภาพอย่างสมบูรณ์แบบ ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) คือ วัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก(Hooke’s law) มีรายละเอียดดังนี้

ก) อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด สำหรับวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางสามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนโพซองแสดงไว้ใน สมการ 3.4.14

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad 3.4.14$$

ในการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีเทคนิค อาจจะนิยามกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) และ โมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งค่าโมดูลัสดังกล่าวมีค่าดัง สมการ 3.4.15 และสมการ 3.4.16 ตามลำดับ ดังนั้น จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดในรูปของโมดูลัสเชิงปริมาตรและ โมดูลัสเฉือน ดัง สมการ 3.4.17 หรืออาจนิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นความเครียดแบบสามแกนดัง สมการ 3.4.18

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad 3.4.15$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 3.4.16$$

$$\begin{Bmatrix} ds_{xx} \\ ds_{yy} \\ ds_{zz} \\ dt_{xy} \\ dt_{xz} \\ dt_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dc_{xx} \\ dc_{yy} \\ dc_{zz} \\ dg_{xy} \\ dg_{xz} \\ dg_{yz} \end{Bmatrix} \quad 3.4.17$$

$$\begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_p \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} \quad 3.4.18$$

ข) อีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear anisotropic elasticity) เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทางเนื่องจากการกำเนิดของดิน คือ ทิศทางการตกตะกอนจะทำให้คุณสมบัติที่แตกต่างกันเพียงสองทิศทางประกอบด้วย ทิศทางการตกตะกอน (ในแนวตั้ง) และทิศทางตั้งฉากกับการตกตะกอน (ในแนวนอน) คุณสมบัติที่ไม่เท่ากันแค่สองทิศทางเรียกว่า Transverse isotropy สามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนโพซองแสดงไว้ใน สมการ 3.4.19 โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซองที่แตกต่างกัน 5 ค่าคือ E_v คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวตั้ง (Young's modulus in vertical direction) E_h คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวนอน (Young's modulus in horizontal direction) G_{vh} คือ ค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบราบ (Shear's modulus in horizontal plane) ν_{hh} คือค่าอัตราส่วนโพซองในแนวนอนเนื่องจากความเค้นในแนวนอน (Poisson's ratio for straining in the horizontal plane due to the stress acting in the same plane) ν_{vh} คือ ค่าอัตราส่วนโพซองในแนวตั้งเนื่องจากความเค้นในแนวนอน (Poisson's ratio for straining in the vertical plane due to the stress acting in the horizontal plane)

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad 3.4.19$$

ก) อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity) เป็นลักษณะที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัวโดยขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียด ค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปสมการอย่างง่ายแสดงไว้ใน สมการ 3.4.20 และสมการ 3.4.21

โดยที่ E_t คือ ค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus)

E_{sec} คือ ค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus)

การนิยามค่าโมดูลัสแบบอย่างง่ายในสมการดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับหน่วยที่ใช้ด้วย ดังนั้น อาจจะใช้สมการ โมดูลัสแบบไร้มิติ (Dimensionless) โดยสมมติว่ามีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นแสดงไว้ใน สมการ 3.4.22

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma, \varepsilon) \quad 3.4.20$$

3.4.21

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{sec}(\sigma, \varepsilon)$$

โดยที่ k คือ ค่าคงที่ไร้มิติ (Dimensionless parameters)

n คือ ค่าคงตัวไร้มิติ (Dimensionless parameters)

σ_a คือ ความเค้นอ้างอิง (Reference stress) ปกติแล้วจะเลือกใช้ค่า

ความดันบรรยากาศ ($\sigma_a = 100$ kPa)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับงานวิจัยดินในกรุงเทพฯ การทดสอบแรงอัดสามแกน โดยร่วมกับเครื่องมือเบนเดอร์อีลิเมนต์ (Bender element) ในการวัดความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ขณะอยู่ในสภาวะความเค้นระดับต่างๆ พบว่าการคำนวณค่าโมดูลัสเฉือนแบบอิลาสติกสามารถสรุปผลการทดสอบแสดงไว้ใน สมการ 3.4.23 และแปลงสมการให้อยู่ในรูปแบบไร้มิติแสดงไว้ใน สมการ 3.4.24 ถ้าสมมติค่าอัตราส่วน โปซองของดินกรุงเทพฯ มีค่าคงตัวคือ 0.3 และสมมติตัวเลขยกกำลังอยู่ในระดับเดียวกัน ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรจะสามารถคำนวณได้จาก สมการ 3.4.25

$$G = 1530p^{0.6} \quad 3.4.23$$

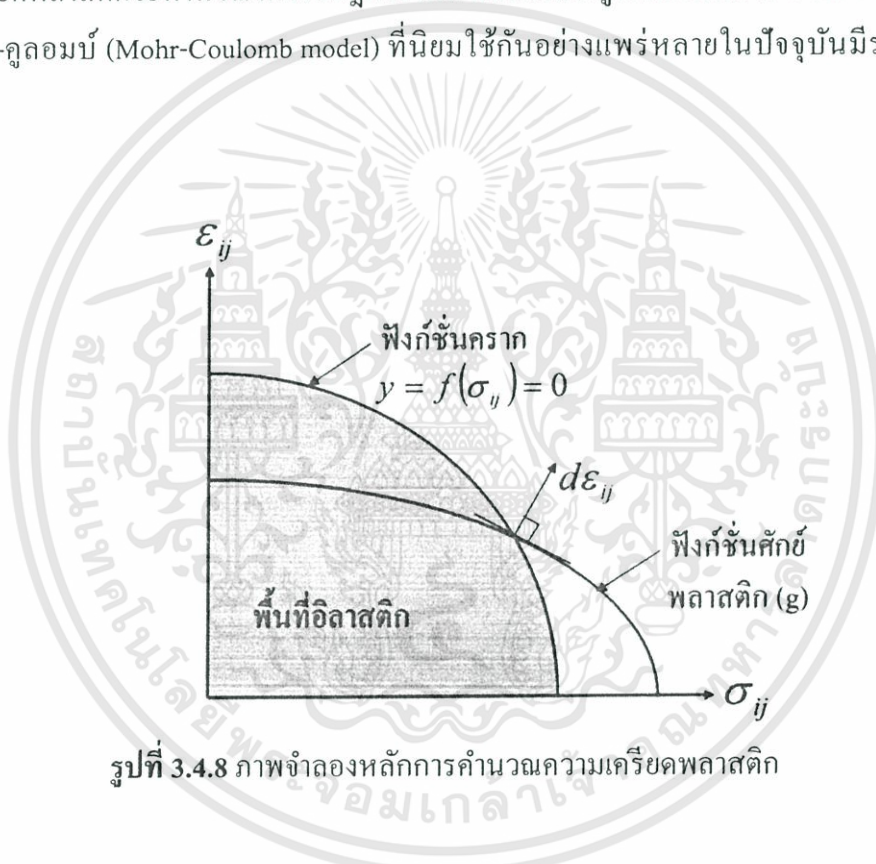
$$\frac{G}{p_a} = 242 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad 3.4.24$$

$$\frac{K}{p_a} = 524 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad 3.4.25$$

พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอิลาสติก (Elastic soil parameters) แบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elastic model) ต้องการพารามิเตอร์เพียง 2 ตัวเท่านั้น อาจเป็นโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) และ โมดูลัสเฉือน (Shear modulus) หรือไม่ก็เลือกใช้โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และอัตราส่วน โปซอง (Poisson's ratio) ซึ่งแบบจำลองนี้ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่สำคัญของดินเกี่ยวกับการแปรผันของค่าสติเฟเนสได้ถูกต้องเหมาะสม ต่อมา Graham และ Houlsby (1983) ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางสำหรับดิน (Linear cross-anisotropic elastic model) ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่อิสระจากกัน 3 ตัว แบบจำลองนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมสติเฟเนสที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic stiffness) ได้ แต่ยังคงไม่สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสติเฟเนสของดินได้ แม้ว่าต่อมาแบบจำลองอิลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic model) จะถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสติเฟเนสของดินได้ แต่ยังคงมีข้อจำกัดอื่น ๆ อีก เช่น การอธิบายถึงการเกิดการเคลื่อนตัวถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ในช่วงภาวะรับแรงกลับ ไปกลับมา (Unload-reload path) นำไปสู่การทำให้เกิดการใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. แบบจำลองอิลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simply Elasto-plastic models) จากข้อจำกัดที่เกิดขึ้นของแบบจำลองอิลาสติก โดยเฉพาะความเครียดแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก ซึ่งแบบจำลองดังกล่าวตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติก (Plasticity theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function, f) เป็นการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติกคือ วัสดุจะมีพฤติกรรมอิลาสติกภายใต้ภาวะความเค้นที่อยู่ภายในพื้นที่ผิวคราก (Yield surface) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.8 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) วัสดุจะแสดงพฤติกรรมอิลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล แบบจำลองรูปแบบนี้ที่น่าสนใจคือ แบบจำลองของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบันมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 3.4.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติก

แบบจำลองของมอร์-คูลอมบ์ เป็นที่นิยมอย่างมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น การทดสอบแรงเฉือนโดยตรง หรือการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ ผลการทดสอบทั้งสองนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, σ'_n) และความเค้นเฉือน (Shear stress, τ) แสดงไว้ใน สมการ 3.4.26

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi'$$

3.4.26

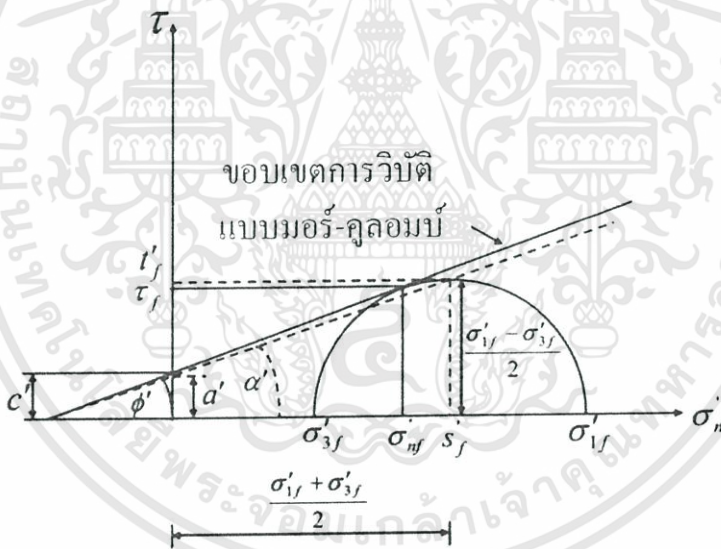
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- โดยที่ c' คือ ค่าการยึดเกาะกันในตัดแกน (Cohesion intercept)
 ϕ' คือ มุมเสียดทาน (Angle of frictional resistance)
 f คือ ภาวะวิบัติ (Failure)

ในบางครั้งการพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขความเครียดระนาบที่ยาวไม่จำกัด (Plane strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไขมอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s', t) แสดงไว้ในสมการ 3.4.27

$$t'_f = a' + s'_f \tan \alpha' \quad 3.4.27$$

- โดยที่ a' คือ $c' \cos \phi'$
 $\sin \phi'$ คือ $\tan \alpha'$



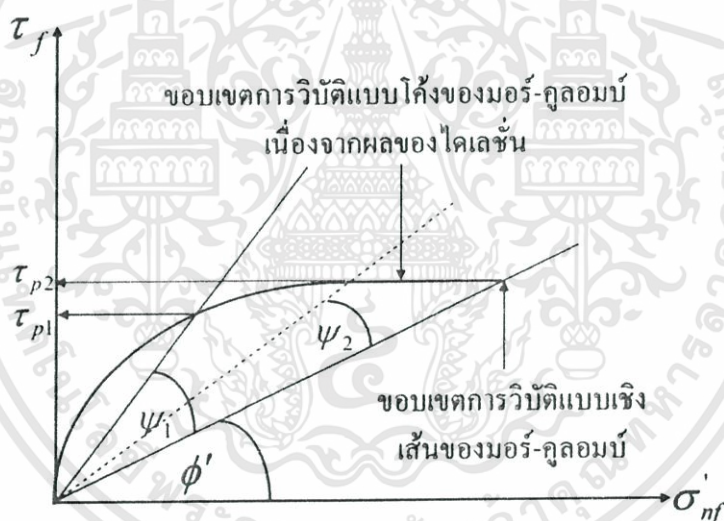
รูปที่ 3.4.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีคุณสมบัติที่เหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในของวัสดุได้ เช่น ทรายแน่น หรือดินเหนียวที่มีคุณสมบัติถูกกดด้วยน้ำหนักสูงกว่าปัจจุบัน (Overconsolidated clay) ที่มีพฤติกรรมแบบโคเลชัน (Dilation) แบบจำลองนี้ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมโคเลชันด้วยดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.4.10 มีการกำหนดค่ากำลังเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมโคเลชัน (φ) แสดงไว้ในสมการ 3.4.28

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi) \quad 3.4.28$$

โดยที่ค่ามุมไคเลชัน (ϕ) จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับค่าความเค้นตั้งฉาก ดังนั้น พื้นผิวครากของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.10

แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จะมีข้อดีที่ว่า กำลังครากจะแปรผันตรงกับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉื่อยหรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) แต่ก็มีข้อจำกัดมาจากแบบจำลองนี้ที่ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ทำให้กำลังครากจะเปลี่ยนแปลงแบบไม่ราบเรียบ เพราะว่าตัวแบบจำลองถูกกำหนดค่ากำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่ากัน จึงมีการพัฒนาไปสู่แบบจำลองแบบต่อเนื่อง และแบบจำลองพฤติกรรมของดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model)



รูปที่ 3.4.10 ผลของมุมไคเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์

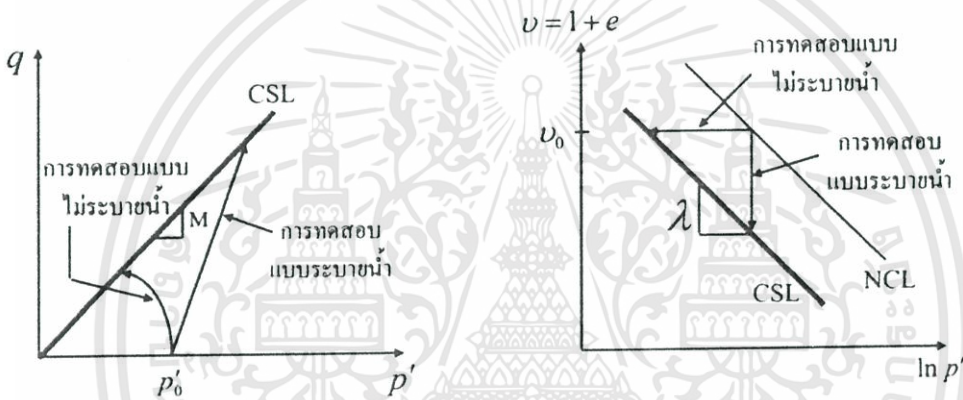
3. แบบจำลองพฤติกรรมของดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model) ได้อธิบายหลักการปฐพีกลศาสตร์สถานะวิกฤต (Critical state soil mechanics, CSSM) โดยอาศัย 3 แนวความคิดซึ่งได้มาจากการสังเกตผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted clay) ประกอบไปด้วย

ก) เส้นสถานะวิกฤต (Critical state line, CSL) เป็นเส้นแสดงสัมพันธ์ของสถานะวิกฤตหรือภาวะวิบัติ โดยสามารถแสดงในความสัมพันธ์ของความเค้น (p', q) ซึ่งเส้นสถานะวิกฤตจะมีความชันเท่ากับ M และจากการทำการทดลองยังพบอีกว่า ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

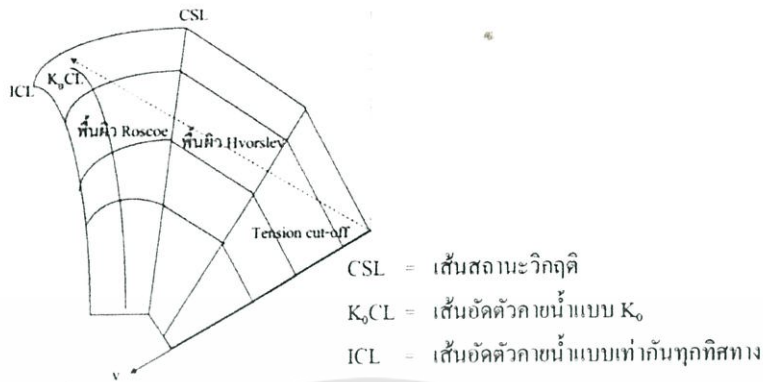
ช่องว่าง และค่าลอการิทึมของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่สถานะวิกฤตหรือจุดวิบัติ จะเป็นเส้นตรงโดยมีความชันเท่ากับ λ ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.11

ข) การใช้เทคนิคตัวแปรความเค้นไร้มิติ (Normalization) ด้วยการหาตัวแปรความเค้นด้วยค่าความเค้นสูงสุดในอดีตก่อนทำการอัดตัวคายน้ำ (Pre-consolidation pressure) จากการทดสอบการเนียนตัวอย่างดินที่มีอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (OCR) เท่ากัน แต่ต่างกันที่ระดับความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำ รูปร่างทางเดินความเค้น (Stress path) จะมีหน้าตาใกล้เคียงกัน ยกเว้นแต่ขนาดแตกต่างกัน โดยทางเดินความเค้นจะมีขนาดใหญ่ขึ้นถ้าค่าความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำมีค่ามากขึ้น แต่ถ้าทำการหารตัวแปรความเค้นทั้งสองแกนด้วยค่าความเค้นใหม่นี้ กราฟความสัมพันธ์จะทับกันสนิทพอดี



รูปที่ 3.4.11 แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation plot)

ค) ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) ขอบเขตการวิบัติของดินในแกนสามมิติที่ประกอบด้วยความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ความเค้นเบี่ยงเบน และอัตราส่วนช่องว่างหรือปริมาตรจำเพาะนั้นจะถูกปิดล้อมด้วยพื้นผิว 3 ส่วนด้วยกันคือ พื้นผิว Roscoe พื้นผิว Hvorslev และพื้นผิว Tension cut-off ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.12



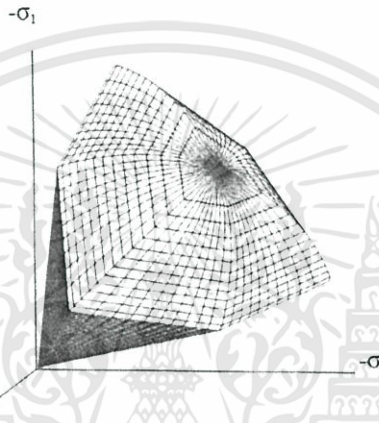
รูปที่ 3.4.12 ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS)

แบบจำลองของดินที่พัฒนาโดยอาศัยแนวความคิดดังกล่าว เป็นที่ได้รับความนิยมอย่างมากคือแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam-clay model) ซึ่งถูกพัฒนาโดย Roscoe et.al.(1963) เดิมทีแบบจำลองถูกสร้างขึ้นเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ ต่อมา Roscoe และ Burland (1968) ได้พัฒนาแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay, MCC model) ขึ้นโดยมีการพิจารณาพลังงานที่สูญเสียไปทั้งในกระบวนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบพลาสติก (Plastic volumetric strain) และกระบวนการเฉือนเบี่ยงเบนแบบพลาสติก (Plastic shear distortion)

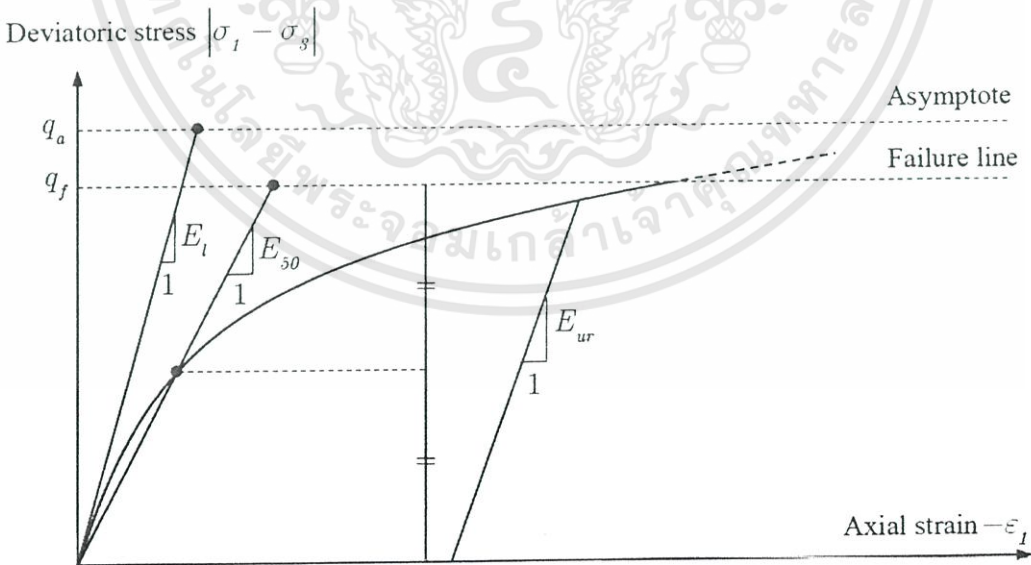
แบบจำลองพฤติกรรมของดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model) ประสบความสำเร็จและได้รับความนิยมอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน โดยเฉพาะอย่างยิ่ง สามารถประมาณค่าความเครียดเชิงปริมาตรและพฤติกรรมอื่นๆ ของดินแบบอัดแน่นปกติ (NC) ในสภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบ เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) ได้อย่างค่อนข้างถูกต้อง แบบจำลองดังกล่าวยังคงมีข้อจำกัดหลายประการ เช่น ผลการทำนายความเครียดเฉือนที่ค่อนข้างคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง สำหรับดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติมาก (Heavily Overconsolidated soil)

ทั้งนี้เพราะแบบจำลองตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า จะเกิดพฤติกรรมแบบอิลาสติกเท่านั้นภายในขอบเขตการวิบัติ และข้อจำกัดของแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ อีกประการที่สำคัญคือ การอธิบายพฤติกรรมดินในสภาวะอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic consolidation condition) ที่ไม่ถูกต้อง อาจเป็นเพราะรูปร่างของพื้นผิวครากของแบบจำลอง มีแกนสมมาตรอยู่บนแกน Hydrostatic หรือแกน p' จึงทำให้พฤติกรรมที่แสดงออกมาเท่ากันทุกทิศทาง

4. แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS) ความสัมพันธ์ของแบบจำลองพฤติกรรมของดินแสดงไว้ในรูปที่ 3.4.13 เป็นแบบพลาสติก ซึ่งเป็นการปรับปรุงแบบจำลองของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (friction angle, ϕ) ค่าการยึดเกาะกันของดิน (cohesion, c) และมุมไคเลชั่น (Dilatancy angle, φ) ส่วนค่าโมดูลัสของดินต้องทำการป้อนเพิ่มเติมมากกว่าในกรณีของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ ได้แก่ ค่า Triaxial loading stiffness (E_{50}) ค่า Triaxial unloading stiffness (E_{ur}) และค่า Oedometer loading stiffness (E_{oed}) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4.14 และรูปที่ 3.4.15

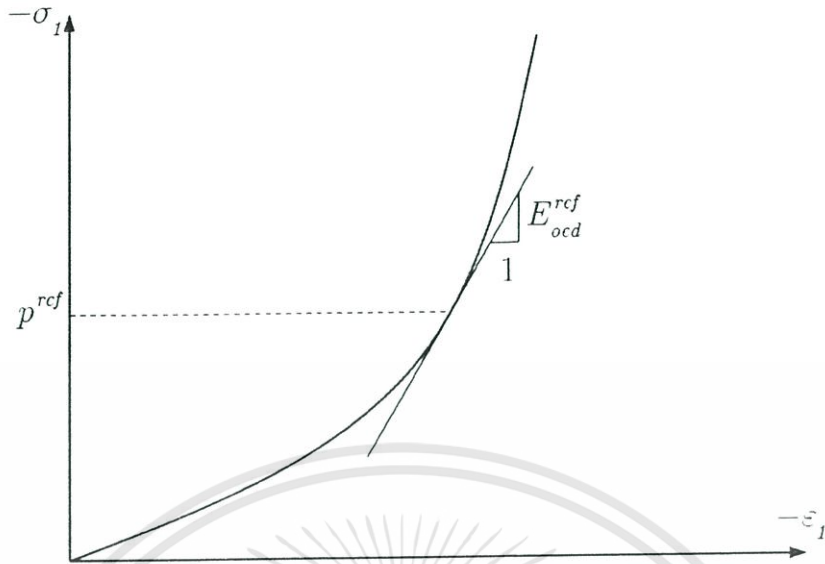


รูปที่ 3.4.13 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil



รูปที่ 3.4.14 กราฟความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดในการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.4.15 กราฟความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดในการทดสอบการอัดตัวของคอนกรีต

3.4.10 วิธีการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

ในการวิเคราะห์แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์นั้น ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ เช่น ค่าโมเมนต์ดัด (Bending moment) ค่าแรงเฉือน (Shear force) และค่าแรงตามแนวแกน (Axial force) สามารถทำได้ 2 วิธี ได้แก่ วิธีที่หนึ่งเป็นการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) โดยใช้การกำหนดค่า Contraction cavity ส่วนวิธีที่สองใช้การกำหนดค่าอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) ที่เกิดขึ้นจริงมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. วิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) วิธีนี้เป็นการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน โดยค่าที่นำมาป้อนนั้น นิยมนำมาจากประสบการณ์การขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการที่ผ่านมาในอดีต โดยสำหรับประเทศไทยกรณีโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลมีขอบเขตค่าการสูญเสียมวลดินอยู่ที่ 0.5-3.0 เปอร์เซ็นต์ โดยในขั้นตอนของการคำนวณ (Calculation step) สามารถให้ป้อนค่าการสูญเสียมวลดินในรูปแบบของค่า Contraction cavity ได้

2. วิธีการกำหนดค่าการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) วิธีการนี้มีขั้นตอนที่ค่อนข้างซับซ้อนกว่าวิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน โดยในวิธีการนี้ต้องทำการสมมติค่า Stress relief ก่อนจากนั้นจึงวิเคราะห์แรงกระทำและการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการกำหนดค่า Stress relief โดยอ้างอิงจาก Mair et. al. (1993) ซึ่งสอดคล้องกับทฤษฎีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินของ Peck (1969) โดยที่รูปร่างการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้น สามารถประมาณโดยใช้สมการ Gaussian ได้ จากนั้นทำการตรวจสอบว่าค่าการทรุดตัวของ

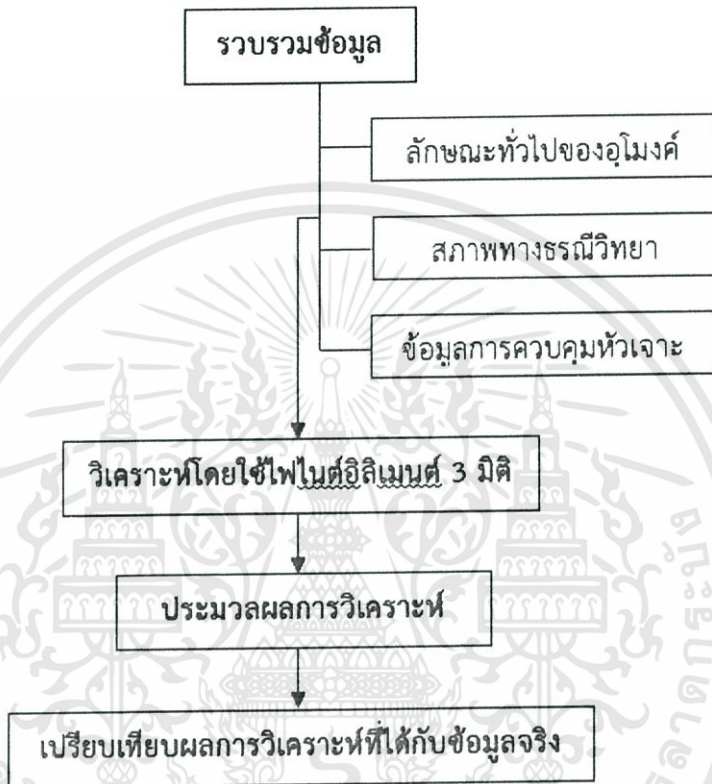
ผิวดินที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้หรือไม่ และไม่สร้างความเสียหายให้กับโครงสร้างข้างเคียง แล้วจึงทำการคำนวณย้อนกลับ (Back calculation) จากค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ได้ค่าการสูญเสียมวลดินที่สามารถนำไปใช้ในการควบคุมการขับเคลื่อนของหัวเจาะต่อไป ส่วนค่าโมเมนต์ดัด ค่าแรงตามแนวแกน และค่าแรงเฉือนที่ได้ ก็นำไปคำนวณหาหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

วิธีการศึกษา



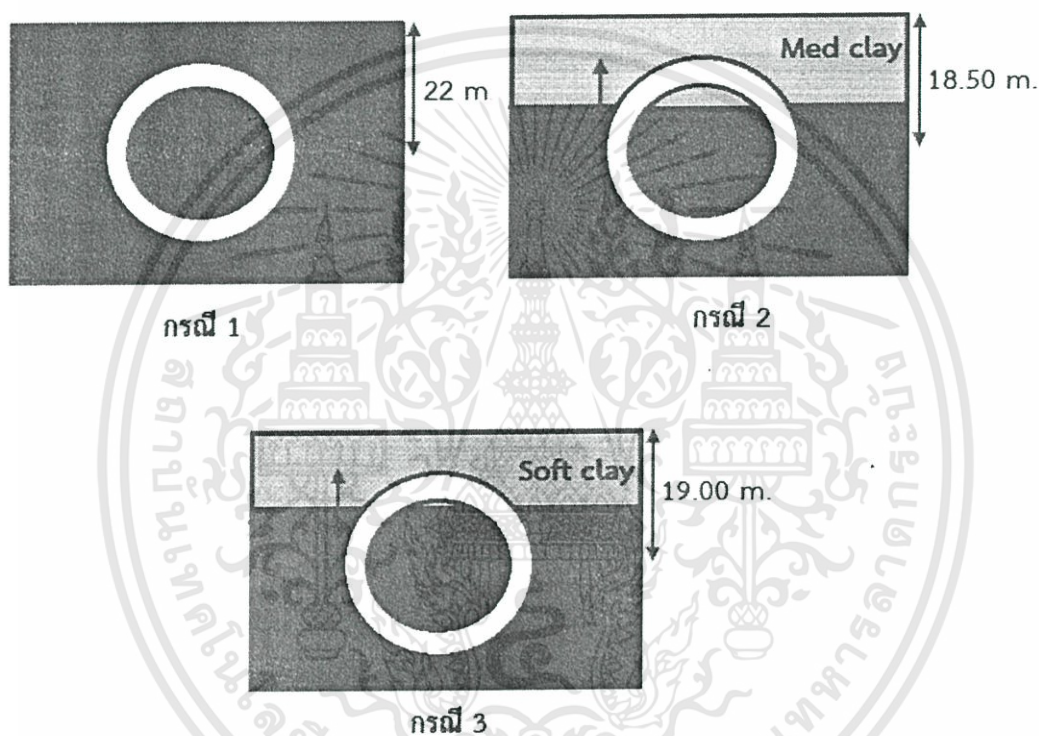
4.1 กล่าวนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนการวิเคราะห์ ซึ่งเริ่มจากการรวบรวมข้อมูลโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน สายสีน้ำเงิน และข้อมูลโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก (MWA) ประกอบด้วยข้อมูลรายละเอียดโครงการ และข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ประกอบด้วย 3 ส่วนหลักได้แก่ ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition) และข้อมูลการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors) ที่ใช้เป็นปัจจัยในการวิเคราะห์ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ คือ ค่าแรงดันหน้าหัวเจาะ

4.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

4.2.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry)

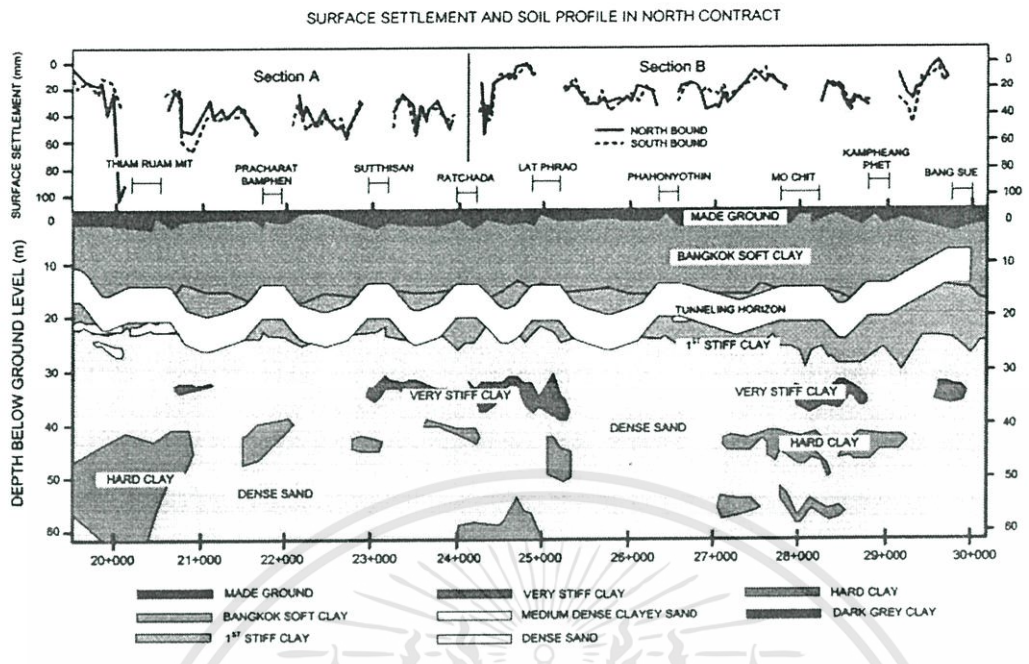
อุโมงค์นี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.3 เมตร และผนังอุโมงค์มีความหนา 0.3 เมตร จุดเจาะที่ความลึก 22 เมตร, 18.5 เมตร และ 19 เมตร จากผิวดิน ที่หน้าตัด A-23-AR-001 , B-6-AR-001 , CS-8B ตามลำดับ



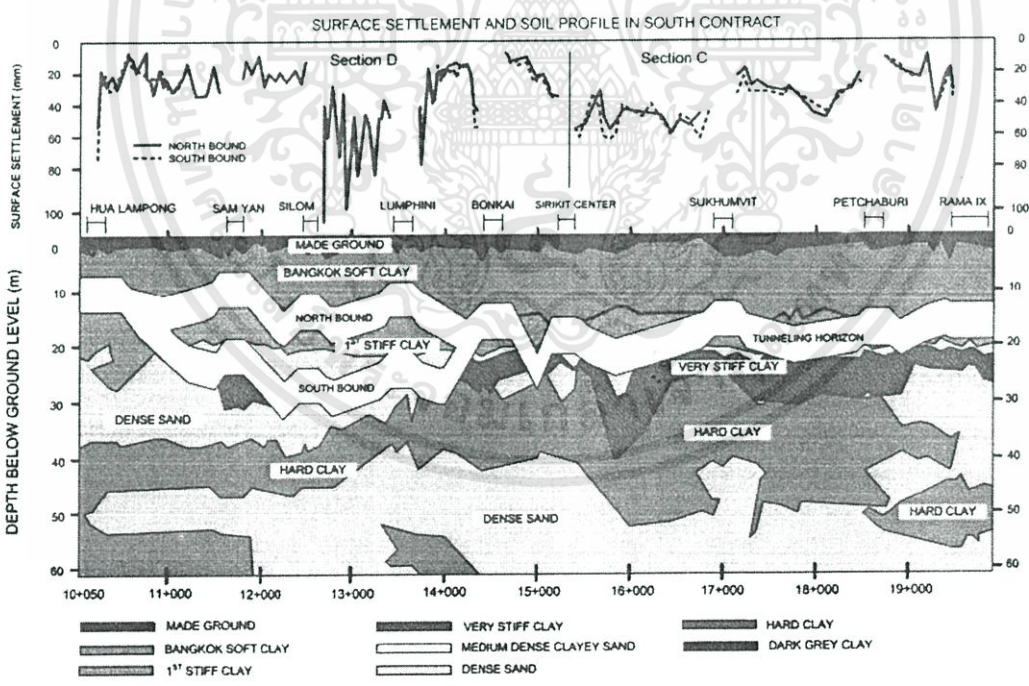
รูปที่ 4.2.1 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา

4.2.2 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition)

สภาพทางธรณีวิทยาที่พบในช่วงความลึก 3 เมตรแรกเป็นดินถม หลังจากนั้นเป็นชั้นของดินเหนียวอ่อนโดยมีความลึกอยู่ในช่วง 3 - 12 เมตรจากผิวดิน ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นชั้นดินเหนียวปานกลาง ความหนาประมาณ 3-4 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ที่มีความหนาของชั้นประมาณ 10 เมตร ส่วนชั้นถัดไปเป็นชั้นดินทรายที่ 1 ที่มีความหนาของชั้น 5 เมตร และต่อมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากและชั้นดินทรายที่ 2



รูปที่ 4.2.2 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนเหนือของอุโมงค์



รูปที่ 4.2.3 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนใต้ของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.3 ข้อมูลการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors)

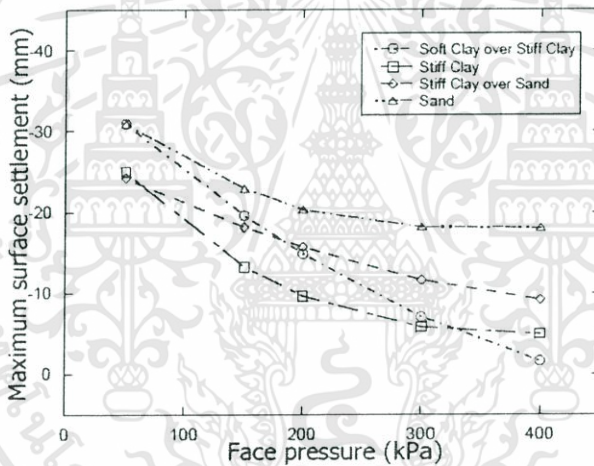
1) ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) กำหนดไว้ให้เท่ากันตามแต่ละสภาพดิน โดยมีค่าความดันหน้าหัวเจาะอยู่ที่ 150 กิโลปาสกาล

2) ความเร็วขณะขุดเจาะ (Penetration rate) กำหนดไว้ให้เท่ากันตามแต่ละสภาพดิน โดยมีค่าความเร็วขณะขุดเจาะอยู่ที่ 50 มิลลิเมตรต่อนาที

3) มุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ (Pitching angle) กำหนดไว้ให้เท่ากันตามแต่ละสภาพดิน โดยมีมุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะอยู่ที่ 0 องศา

4) ความดันของการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure) กำหนดไว้ให้เท่ากันตามแต่ละสภาพดิน โดยมีค่าความดันของการอัดฉีดน้ำปูนอยู่ที่ 3 บาร์

5) เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (Percent grout filling) กำหนดไว้ให้เท่ากันตามแต่ละสภาพดิน โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนอยู่ที่ 150 เปอร์เซ็นต์

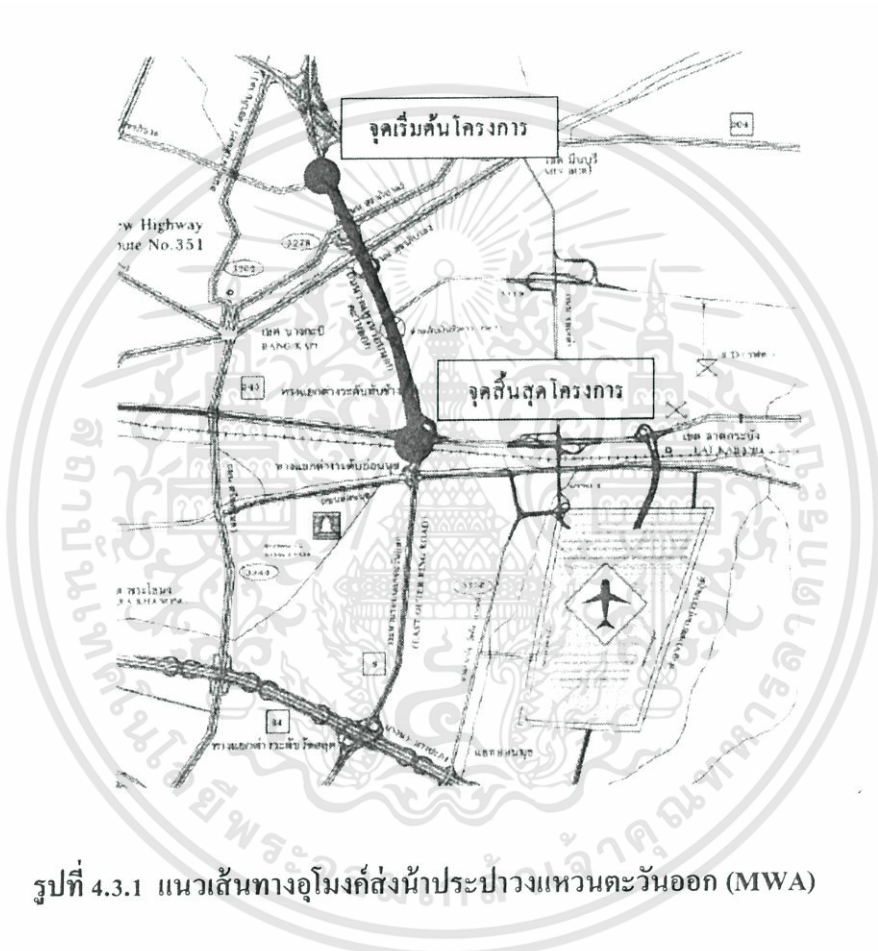


รูปที่ 4.2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและการทรุดตัวผิวดินสูงสุด

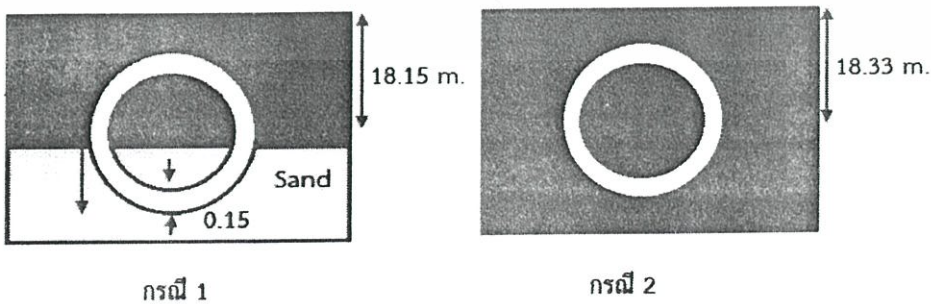
4.3 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก

4.3.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry)

โครงการนี้ก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.75 เมตร จุดเจาะที่ความลึกประมาณ 18.15 เมตร และ 18.33 เมตร จากผิวดิน ที่หน้าตัด SP-T1-12A-12G และ SP-T2-19A-19G ตามลำดับ แนวอุโมงค์ส่วนใหญ่วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง อุโมงค์มีความยาวทั้งสิ้น 9.6 กิโลเมตร



รูปที่ 4.3.1 แนวเส้นทางอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก (MWA)

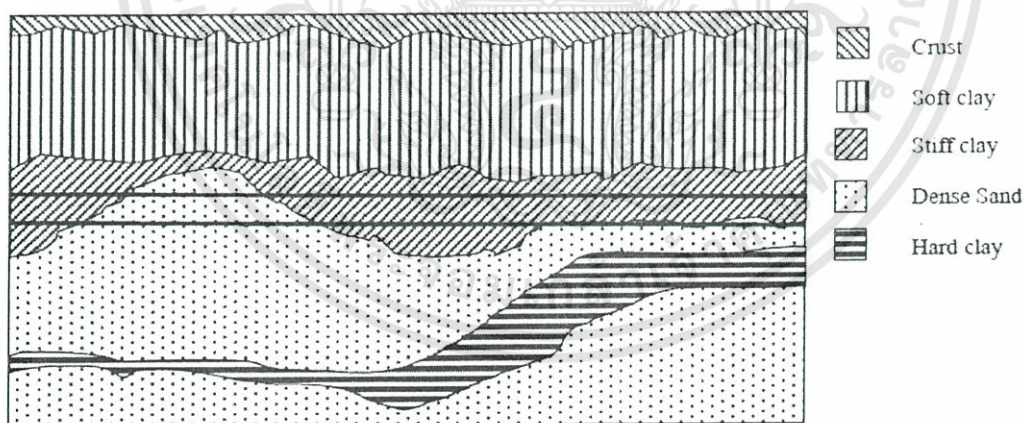


รูปที่ 4.3.2 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.2 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition)

สภาพทางธรณีวิทยาที่พบคล้ายคลึงกับสภาพทางธรณีวิทยาทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพ ซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 5 ชนิด ดังนี้ (1) ชั้นดินถม (crust) เป็นดินมีลักษณะเป็นสีเทาอ่อนร่วน และมีอินทรีย์หรืออินทรีย์วัตถุปน มีความลึกจากผิวดินในช่วงเฉลี่ยประมาณ 2.00 เมตร (2) ชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) มีลักษณะเป็นสีเทา เป็นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง อยู่ในช่วงความลึกเฉลี่ยประมาณ 2.00-15.90 เมตร ชั้นนี้จะมีระดับน้ำใต้ดินสูงมาก ซึ่งเป็นชั้นดินที่ไม่มีกำลังรับน้ำหนักเพราะเป็นดินที่มีอายุน้อย ก่อให้เกิดปัญหาการพองตัว (3) ชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลเป็นตะกอนดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก อยู่ในช่วงความลึกเฉลี่ยประมาณ 15.90-19.70 เมตร ซึ่งเป็นชั้นดินที่เหมาะสมต่อการขุดเจาะอุโมงค์ เพราะมีการทรุดตัวน้อยมาก อาจมีชั้นดินเหนียวแข็งปนทราย (sandy clay stiff) และชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) สลับกันบนชั้นนี้ (4) ชั้นทรายแน่น (dense sand) มีลักษณะเป็นตะกอนทรายละเอียดอัดแน่นถึงแน่นมาก มีการทรุดตัวน้อยมาก อยู่ในช่วงความลึกเฉลี่ยประมาณ 19.70-26.00 เมตร อาจมีชั้นดินเหนียวแข็งปนทราย (sandy clay stiff) คั่นระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่หนึ่ง (stiff clay) กับชั้นทรายแน่น (dense sand) (5) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (hard clay) มีลักษณะเป็นชั้นตะกอนดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก อยู่ในช่วงความลึกเฉลี่ยประมาณ 26.00-35.30 เมตร และที่ความลึกเฉลี่ยประมาณ 35.30 เมตรขึ้นไป จะเป็นชั้นทรายอัดแน่นถึงแน่นมาก

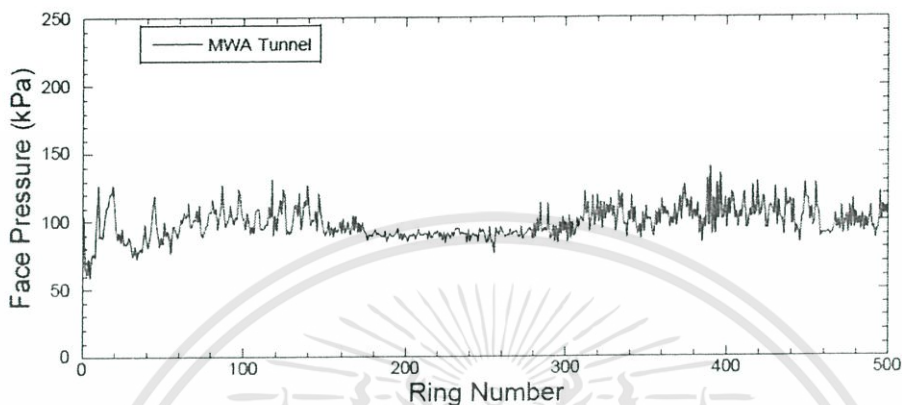


รูปที่ 4.3.3 สภาพชั้นดินของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวางแหวนตะวันออก (MWA)

4.3.3 ข้อมูลการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors)

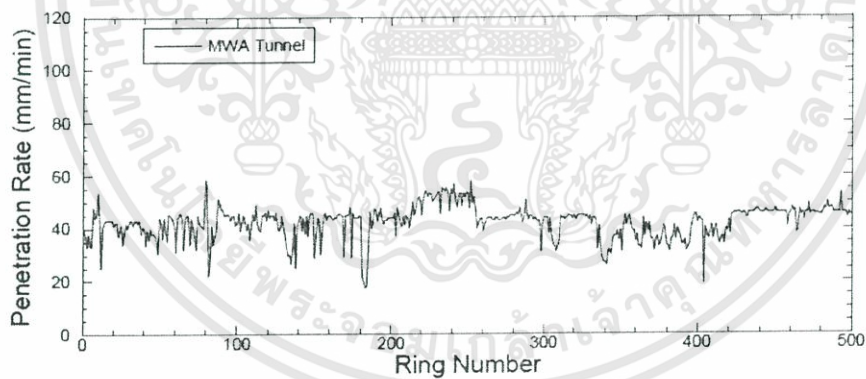
โครงการอุโมงค์ส่งน้ำ ประปาวงแหวนตะวันออก ได้มีการบันทึกข้อมูลการควบคุมหัวเจาะไว้ 3 ข้อมูลดังนี้

1) ข้อมูลความดันหน้าหัวเจาะ



รูปที่ 4.3.4

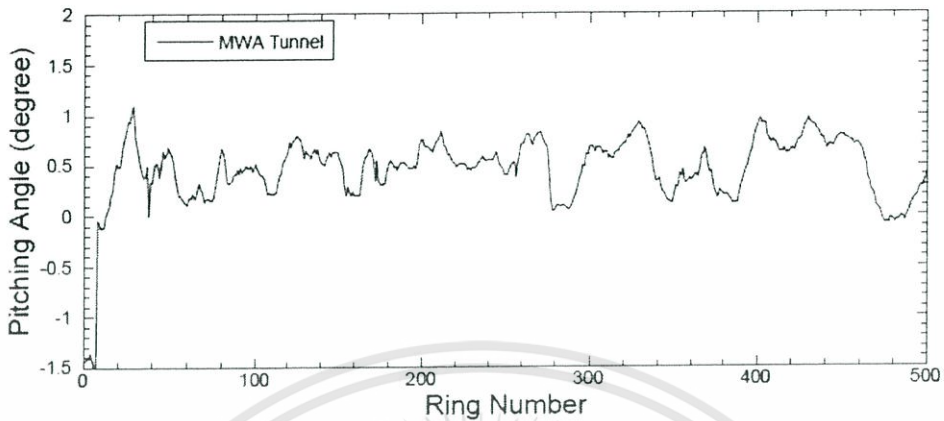
2) ข้อมูลความเร็วขณะขุดเจาะ



รูปที่ 4.3.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) ข้อมูลมุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ



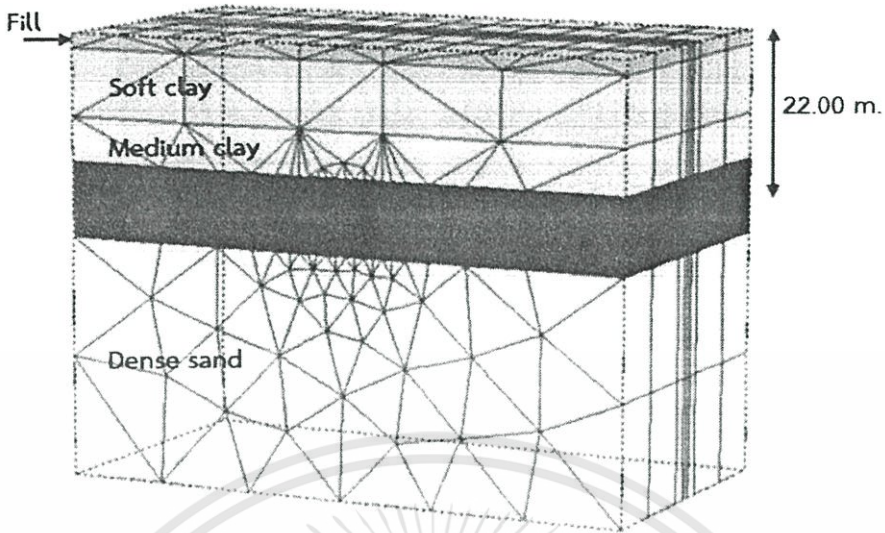
รูปที่ 4.3.6

4.4 การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ

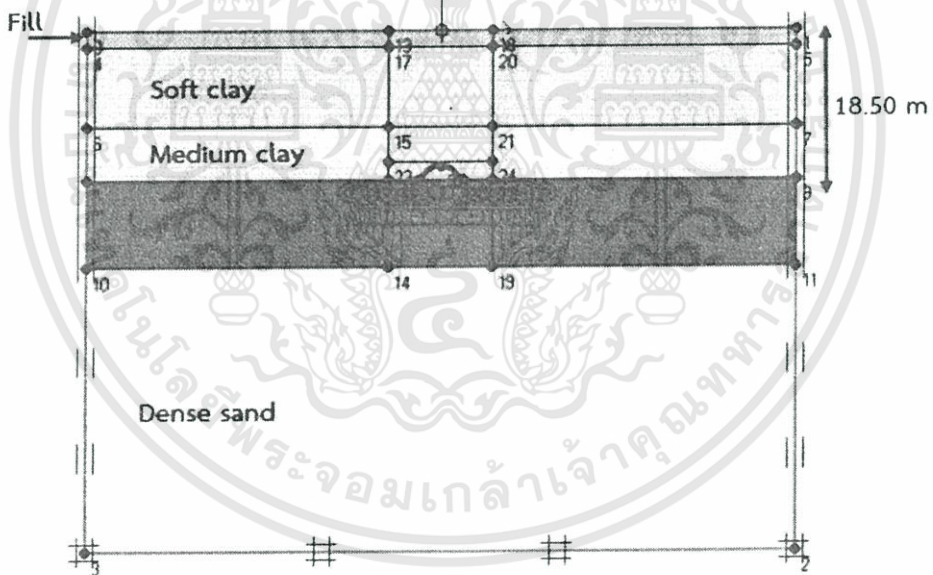
4.4.1 โครงการรถไฟใต้ดินสายสีน้ำเงิน

1) การสร้างแบบจำลอง (Geometrical Models)

โครงสร้างแบบจำลองของชั้นดินเป็นแบบ Solid Element โดยมีขนาดกว้าง 80 เมตร สูง 60 เมตร มีความลึก 40 เมตร การจำลองนั้นได้ทำการแบ่งชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์ตามสภาพจริงของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน โดยจำลองตามหน้าตัด A-23-AR-001, B-26-AR-001 และ CS-8B ซึ่งจัดเป็น กรณี 1 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 22 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4.1.1 กรณี 2 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.5 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4.1.2 และกรณี 3 ได้วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 19 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4.1.3 ตามลำดับ ซึ่งอุโมงค์นี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.3 เมตร และผนังอุโมงค์มีความหนา 0.3 เมตร

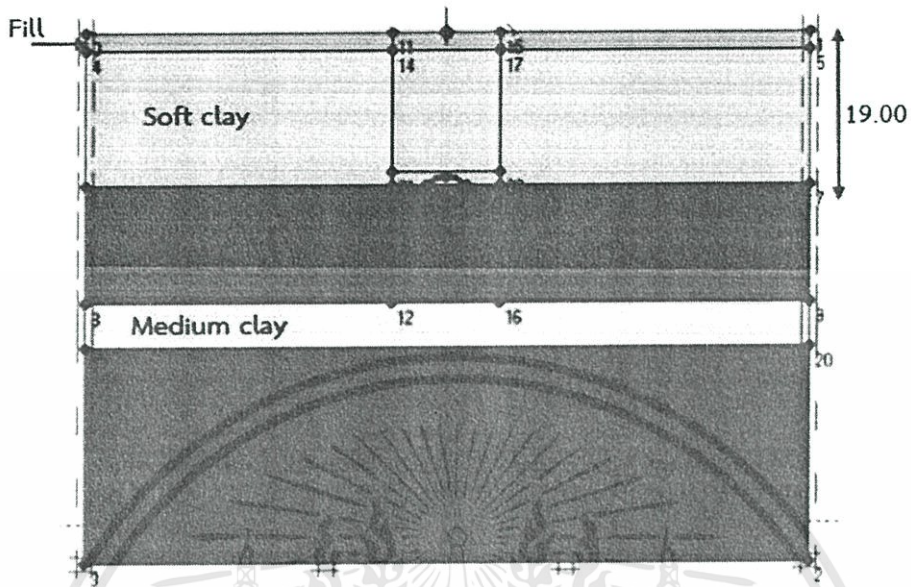


รูปที่ 4.4.1.1 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 1



รูปที่ 4.4.1.2 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.4.1.3 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 3

2) ค่าพารามิเตอร์แบบจำลอง (Parameter)

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองเรียบร้อยแล้วก็จะทำการใส่ค่าพารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน และค่าพารามิเตอร์ของผนังอุโมงค์ ดังตารางที่ 4.4.1.1 และตารางที่ 4.4.1.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.4.1.1

Soil layer	Wea. crust	Soft clay	Med clay	Stiff clay	sand
Material model	MC	HS	HS	HS	MC
\dot{E} (kPa)	6,000	-	-	-	80,000
E_{oed}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{50}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	-	15,000	100,000	180,000	-
γ_{sat} (kN/m ³)	17	16	18	18	20
ν (-)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.3
ϕ (°)	22	22	22	22	36
C (kPa)	8	5	10	18	0
m (-)	-	1	1	1	-
P_{ref} (kPa)	-	100	65	95	-

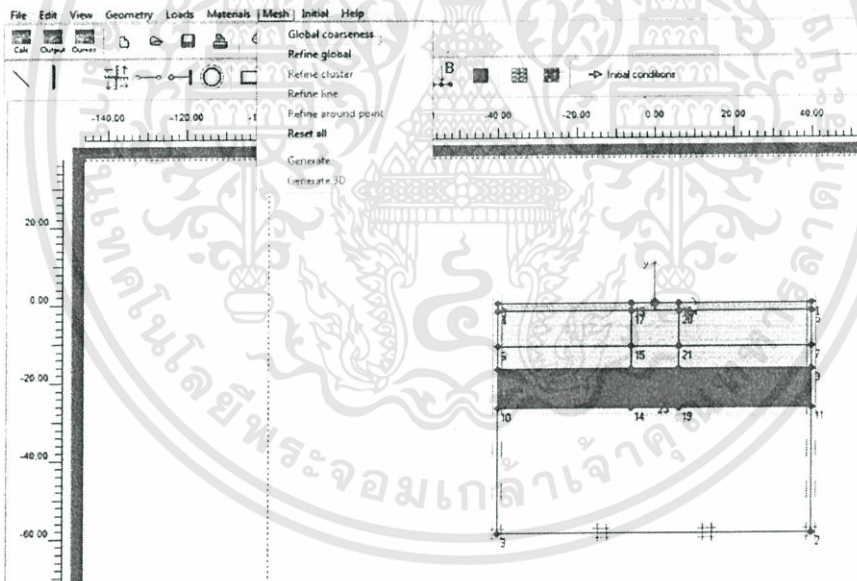
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.4.1.2

	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Poisson's ratio of concrete (v _c)	Unit weight of concrete (w) (kN/m/m)
Tunnel lining Bored pile	6E+06	4.5E+04	0.2	7.5

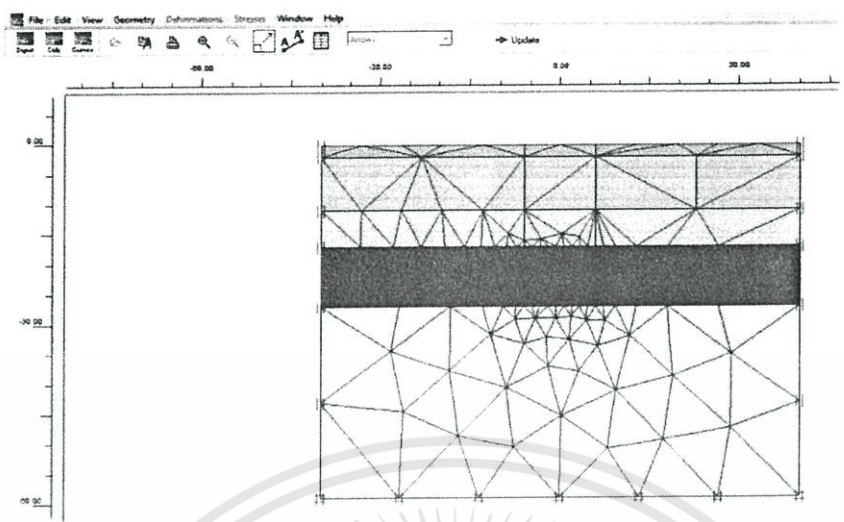
3) Generate Mesh

สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องเลือกสร้างจำนวน Mesh ให้เหมาะสม ซึ่งหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดสูงๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่สูง แต่จะใช้เวลาในการคำนวณนานมาก ในทางกลับกันหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดต่ำๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่น้อยแต่จะใช้เวลาในการคำนวณที่เร็วขึ้น ดังนั้นเราจึงจำเป็นต้องเลือก Mesh ความละเอียดสูงๆ ในบริเวณที่เราต้องการความแม่นยำที่สูงเท่านั้น



รูปที่ 4.4.1.4 ภาพแสดงการ Mesh

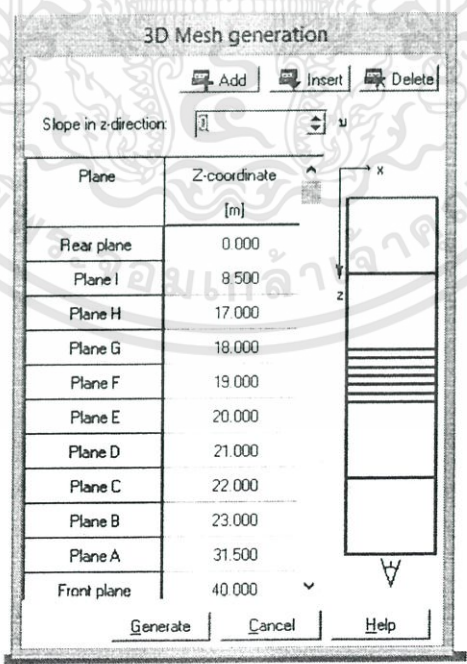
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.4.1.5

4) Generate 3D Mesh

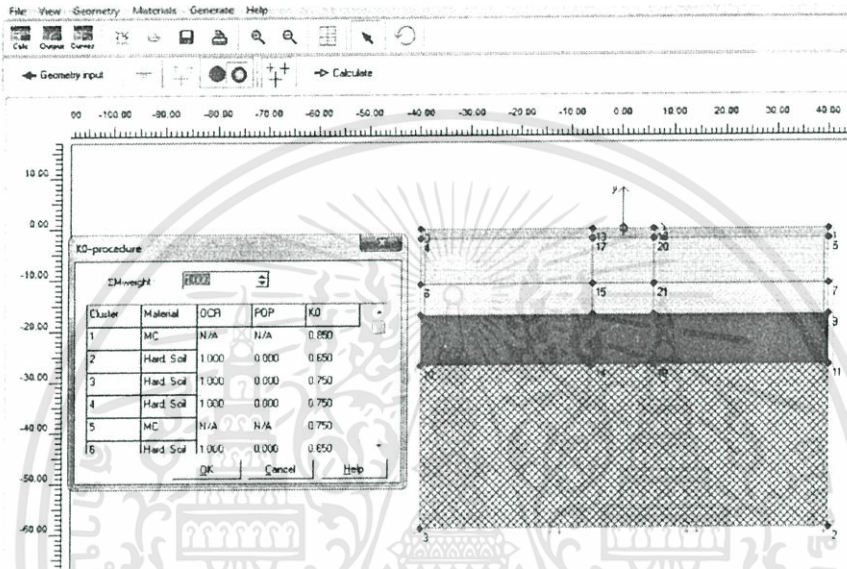
ในการวิเคราะห์ที่ใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ จะมีความลึกของหน้าตัด (แกน Z) มาเกี่ยวข้อง ซึ่งขั้นตอนนี้คือการกำหนดระยะการขุดเจาะในแนวลึกของอุโมงค์เป็นช่วงๆ ดังรูปที่ 4.4.1.6



รูปที่ 4.4.1.6

5) การกำหนดเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition)

คือ การกำหนดค่าความเค้นและค่าแรงดันน้ำในแบบจำลองของชั้นดิน ซึ่งค่าความเค้นของชั้นดินจะเป็นค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ทั้งในแนวตั้งและแนวราบซึ่งถูกกำหนดโดยค่า k_0 ดังรูปที่ 4.4.1.7



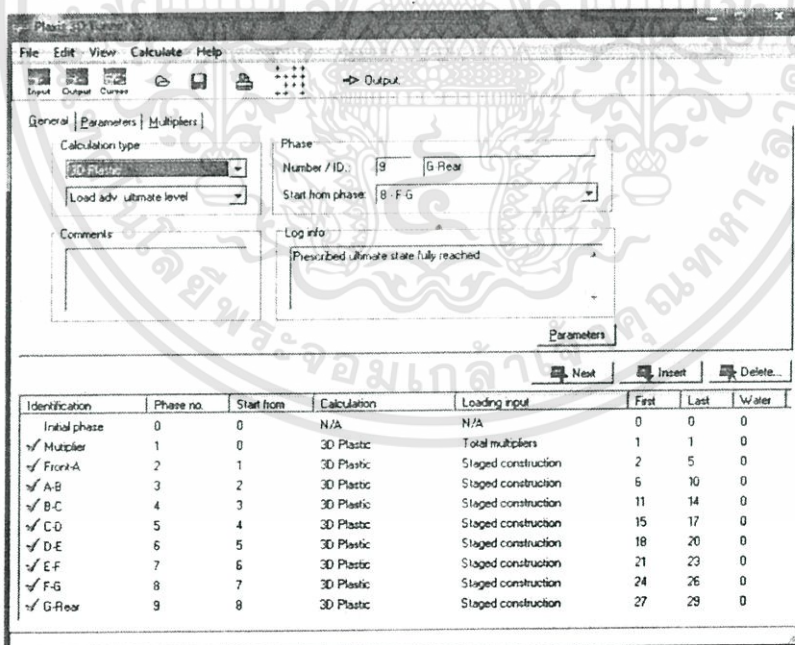
รูปที่ 4.4.1.7

6) Calculate

ก่อนที่จะทำการ Calculate จะต้องมีการกำหนด Cluster pore pressure distribution ดังรูปที่ 4.4.1.8 ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) และค่าความดันหน้าหน้าหัวเจาะ (Face pressure) และค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ดังตารางที่ 4.4.1.3

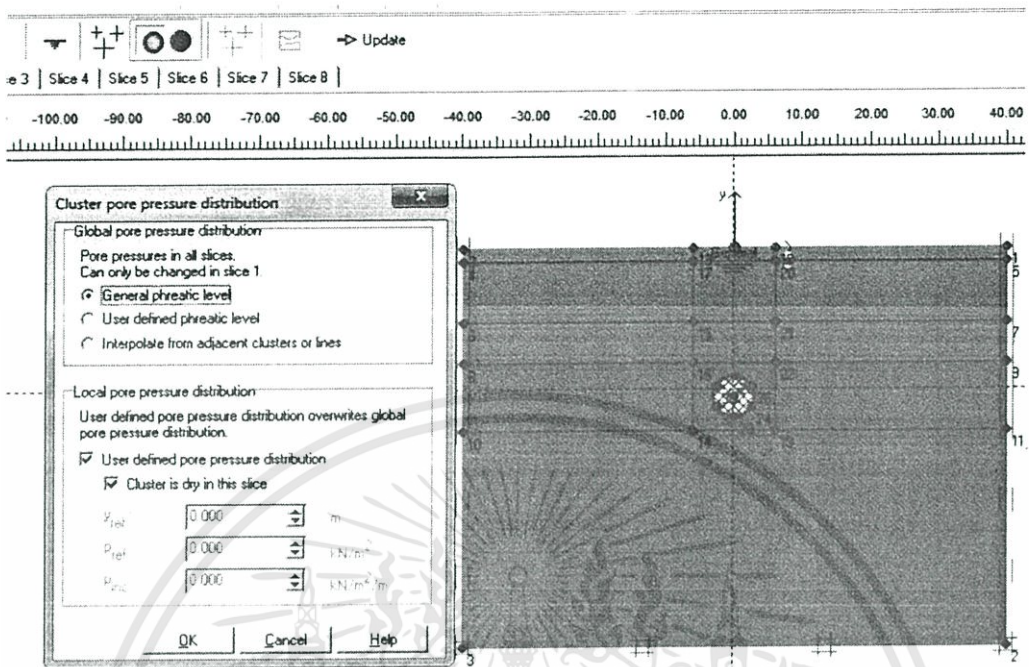
ตาราง 4.4.1.3 ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) และค่าความดันหน้าหน้าหัวเจาะ(Face pressure)

Case1		Case2		Case3	
Ground Loss (%)	Face Pressure (kPa)	Ground Loss (%)	Face Pressure (kPa)	Ground Loss (%)	Face Pressure (kPa)
1.00	30.00	0.75	150.00	0.75	150.00
1.50	30.00	1.00	150.00	1.50	150.00
2.00	30.00	0.75	200.00	0.75	200.00
2.00	60.00	1.00	200.00	1.00	200.00
		1.50	200.00		
		1.75	200.00		
		2.00	200.00		



รูปที่ 4.4.1.7 แสดง phase การขุดเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.4.1.8 แสดงการกำหนด Cluster pore pressure distribution

7) ประมวลผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม

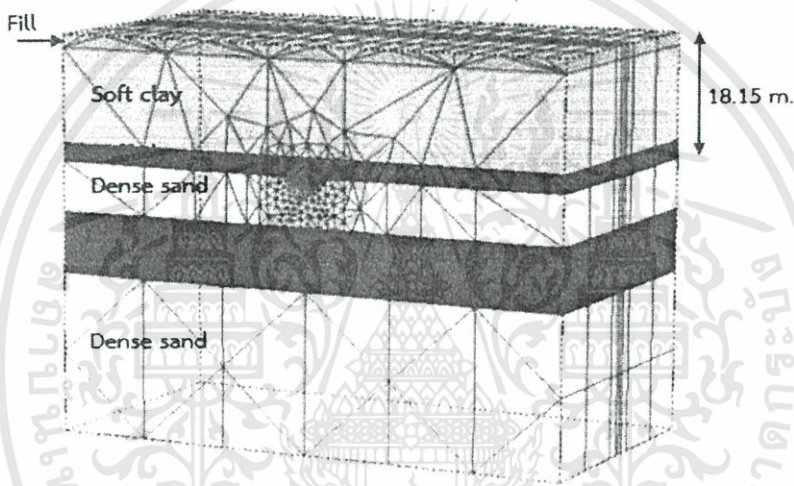
การวิเคราะห์ผลการทดลองนั้นจะถูกแบ่งเป็นสองส่วน คือ ส่วนที่ 1. นำค่าการทรุดตัวที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ($Y=0$ m, $Z=20$ m) ของ phase สุดท้าย คือ G-Rear ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวเมื่อการขุดเจาะอุโมงค์เสร็จสิ้น มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวกับระยะแนวราบ(แกน X) และนำค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงจากบริเวณสนามมาเขียนในกราฟเดียวกันเพื่อเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการใช้โปรแกรมว่ามีความแม่นยำเพียงใด

ส่วนที่ 2 นำค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ($X=0$ m, $Y=0$ m, $Z=20$ m) ของแต่ละ phase มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวสูงสุดของแต่ละ phase กับระยะการขุดเจาะในแนวลึก(แกน Z)ของแต่ละ phase

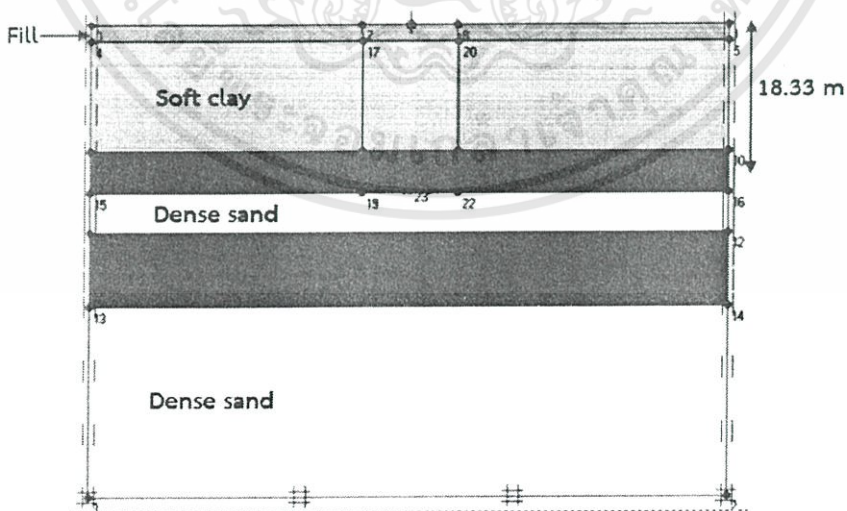
4.4.2 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก

1) การสร้างแบบจำลอง (Geometrical Models)

โครงสร้างแบบจำลองของชั้นดินเป็นแบบ Solid Element โดยมีขนาดกว้าง 80 เมตร สูง 60 เมตร มีความลึก 40 เมตร การจำลองนั้นได้ทำการแบ่งชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์ตามสภาพจริงของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออกโดยจำลองตามหน้าตัด SP-T1-12A-12G และ SP-T2-19A-19G ซึ่งจัดเป็น กรณี 1 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.15 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4.2.1 และกรณี 2 ได้วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.33 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 4.4.2.2 ตามลำดับ ซึ่งอุโมงค์นี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.75 เมตร และผนังอุโมงค์มีความหนา 0.15 เมตร



รูปที่ 4.4.2.1 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 1



รูปที่ 4.4.2.2 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์กรณี 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2) ค่าพารามิเตอร์แบบจำลอง(Parameter)

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองเรียบร้อยแล้วก็จะทำการใส่ค่าพารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน และค่าพารามิเตอร์ของผนังอุโมงค์ ดังตารางที่ 4.4.2.1 และตารางที่ 4.4.2.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.4.2.1

Soil layer	Wea. crust	Soft clay	Med clay	Stiff clay	sand
Material model	MC	HS	HS	HS	MC
\hat{E} (kPa)	6,000	-	-	-	80,000
E_{oed}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{50}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	-	15,000	100,000	180,000	-
γ_{sat} (kN/m ³)	17	16	18	18	20
ν (-)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.3
ϕ (°)	22	22	22	22	36
C (kPa)	8	5	10	18	0
m (-)	-	1	1	1	-
P_{ref} (kPa)	-	100	65	95	-

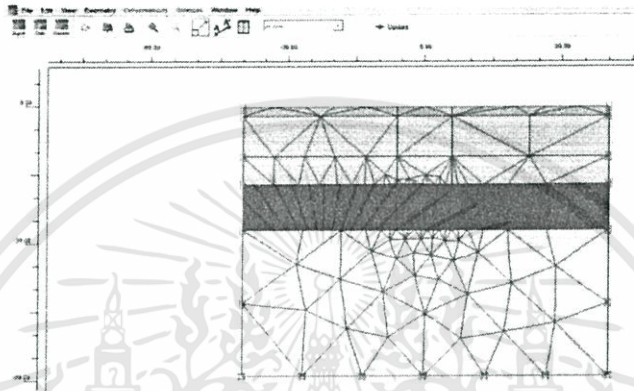
ตารางที่ 4.4.2.2

	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Poission's ratio of concrete(Vc)	Unit weight of concrete(w) (kN/m/m)
Tunnel lining Bored pile	4.65E+06	8718.75	0.2	3.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) Generate Mesh

สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องเลือกสร้างจำนวน Mesh ให้เหมาะสม ซึ่งหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดสูงๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่สูง แต่จะใช้เวลาในการคำนวณนานมาก ในทางกลับกันหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดต่ำๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่น้อยแต่จะใช้เวลาในการคำนวณที่เร็วขึ้น ดังนั้นเราจึงจำเป็นต้องเลือก Mesh ความละเอียดสูงๆ ในบริเวณที่เราต้องการความแม่นยำที่สูงเท่านั้น

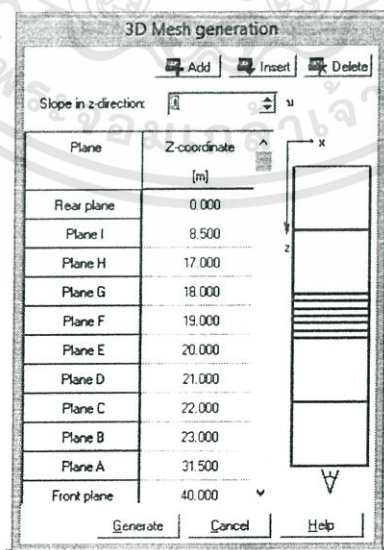


รูปที่ 4.4.2.3 ภาพแสดงการ Mesh

4) Generate 3D Mesh

ในการวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ จะมีความลึกของหน้าตัด (แกน Z) มาเกี่ยวข้อง ซึ่งขั้นตอนนี้คือการกำหนดระยะการขุดเจาะในแนวลึกของอุโมงค์เป็นช่วงๆ ดัง

รูปที่ 4.4.2.4

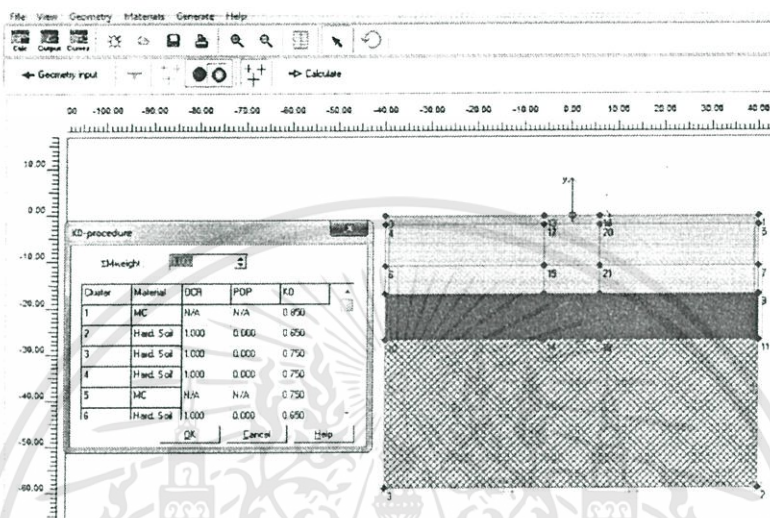


รูปที่ 4.4.2.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5) การกำหนดเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition)

คือ การกำหนดค่าความเค้นและค่าแรงดันน้ำในแบบจำลองของชั้นดิน ซึ่งค่าความเค้นของชั้นดินจะเป็นค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ทั้งในแนวตั้งและแนวราบซึ่งถูกกำหนดโดยค่า k_0 ดังรูปที่ 4.4.2.5



รูปที่ 4.4.2.5

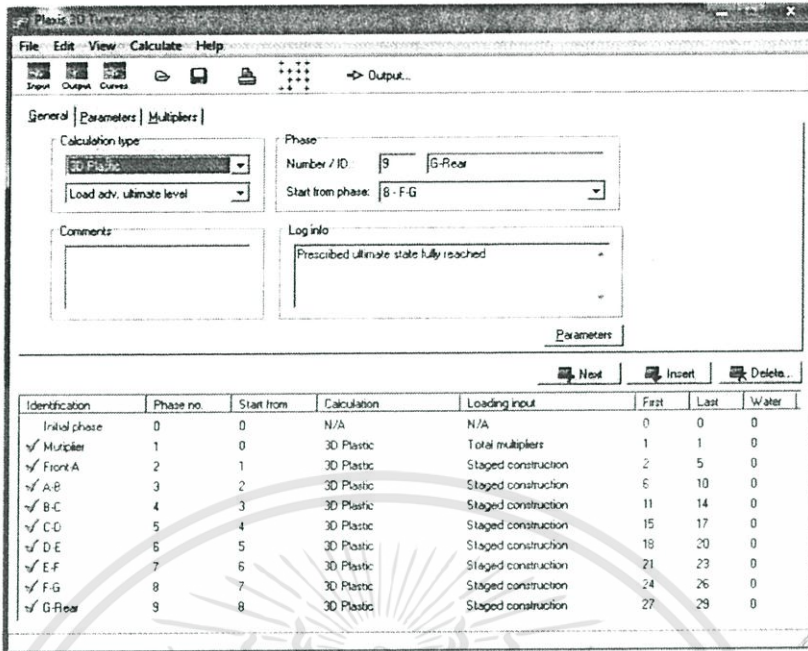
6) Calculate

ก่อนที่จะทำการ Calculate จะต้องมีการกำหนด Cluster pore pressure distribution ดังรูปที่ 4.4.2.7 ค่าการสูญเสียมวลดิน(Ground loss) และค่าความดันค้ำหน้าหน้าหัวเจาะ (Face pressure) และค่าการสูญเสียมวลดิน(Ground loss) ดังตารางที่ 4.4.2.3

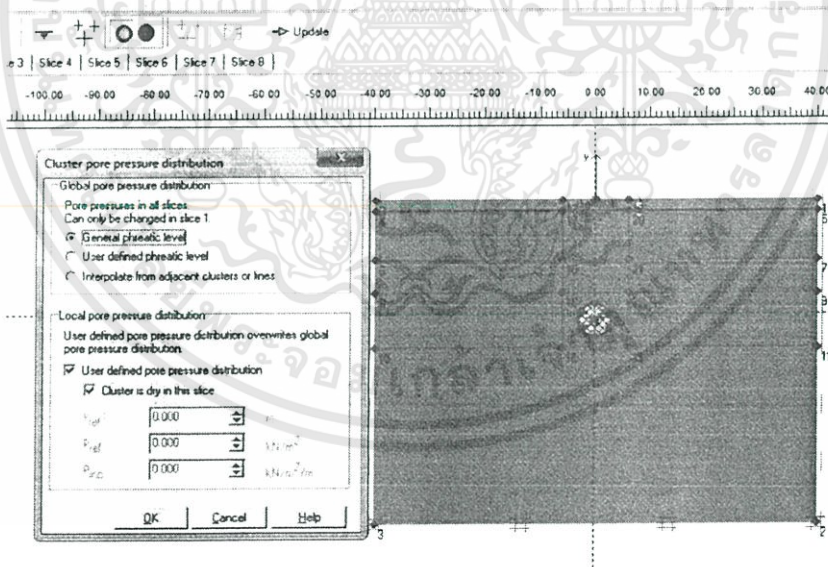
ตารางที่ 4.4.2.3

Case1		Case2	
Ground Loss (%)	Face Pressure (kPa)	Ground Loss (%)	Face Pressure (kPa)
1.00	150.00	1.00	150.00
1.75	150.00	1.75	150.00
2.00	150.00	2.00	150.00
		2.25	150.00

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.4.2.6 แสดง phase การขุดเจาะอุโมงค์



รูปที่ 4.4.2.7 แสดงการกำหนด Cluster pore pressure distribution

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7) ผลการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ผลการทดลองนั้นจะถูกแบ่งเป็นสองส่วน คือ ส่วนที่ 1 นำค่าการทรุดตัวที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ($Y=0$ m, $Z=20$ m) ชั้นตอนสุดท้ายของการวิเคราะห์ (หน้าตัด G-Rear) ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวเมื่อการขุดเจาะอุโมงค์เสร็จสิ้น มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวกับระยะแนวราบ(แกน X) และนำค่าการทรุดตัวที่ได้ตรวจสอบจากโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการใช้โปรแกรมว่ามีความแม่นยำเพียงใด ส่วนที่ 2 นำค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ($X=0$ m, $Y=0$ m, $Z=20$ m) ของแต่ละหน้าตัดที่ขุดเจาะ มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวสูงสุดของแต่ละ phase กับระยะการขุดเจาะในแนวลึก (แกน Z) ของแต่ละหน้าตัดการขุดเจาะ



บทที่ 5

ผลการวิเคราะห์

5.1 กล่าวนำ

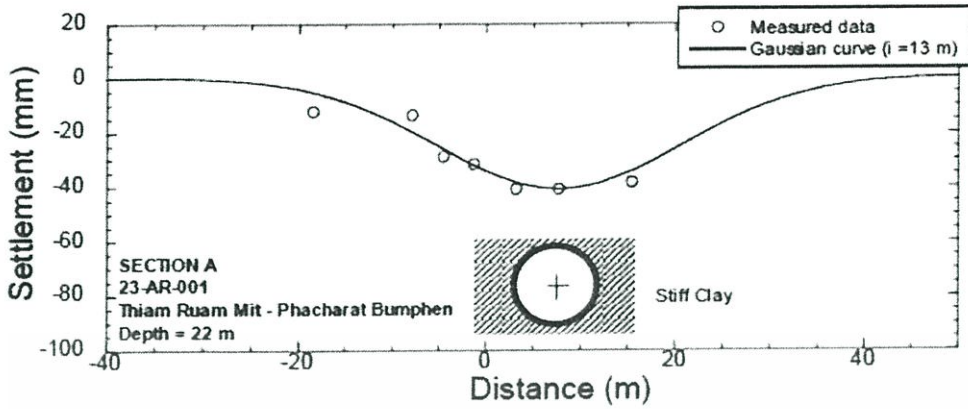
การศึกษาการทรุดตัวของผิวดินอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ทั้ง 2 โครงการ ได้แก่ โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก(MWA) ซึ่งจำแนกกรณีการวิเคราะห์ตามการวางตำแหน่งอุโมงค์ตามสภาพจริงของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน โดยจำลองตามหน้าตัด A – 23-AR-001 , B – 26-AR-001 และ CS-8B โดยทุกแบบจำลองการวิเคราะห์นั้นอุโมงค์วางตัวอยู่ที่ระดับความลึก 22 เมตรจากผิวดิน, 18.5, และ 19 ตามลำดับ และการจำแนกกรณีการวิเคราะห์การวางตำแหน่งตามสภาพจริงของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออกโดยจำลองตามหน้าตัด SP-T1-12A-12G และ SP-T2-19A-19G ซึ่งจัดเป็น กรณี 1 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.15 เมตรจากผิวดิน และกรณี 2 ได้วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.33 เมตรจากผิวดิน ตามลำดับ การศึกษาเริ่มจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ (3D FEM) โดยใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) และความดันหน้าหัวเจาะ(Face pressure) ซึ่งแตกต่างกันในแต่ละกรณีศึกษา เป็นปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ แล้วทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในโครงการรถไฟฟ้าฯ และยังมีกรณีการวิเคราะห์การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวเพื่อใช้เป็นค่าพิสูจน์ความถูกต้องของวิธีการค่าและปัจจัยที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

5.2. การวิเคราะห์

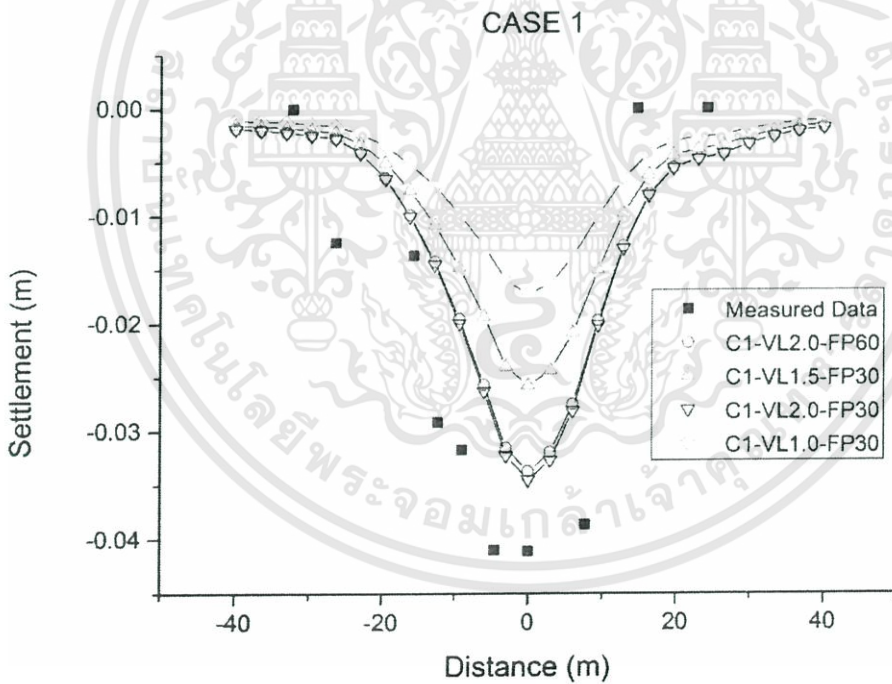
5.2.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

1) กรณี 1 อุโมงค์อยู่ที่ระดับความลึก 22 เมตรจากผิวดิน (หน้าตัด A-23-AR-001) จากผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ (Volume loss, VL) 1.00, 1.50, 2.00 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะ (Face pressure, FP) 30, 60 kPa โดยแบ่งเป็น 4 กรณีศึกษาย่อยดังนี้ VL2.00-FP60, VL1.00-FP30, VL1.50-FP30 และ VL2.00-FP30 ผลปรากฏว่าเมื่อค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 2.00 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะเท่ากับ 30 kPa ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่เก็บจากสนามมากที่สุด ดังรูปที่ 5.2.1 และรูปที่ 5.2.2 แสดงค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินในแต่ละหน้าตัดของการขุดเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

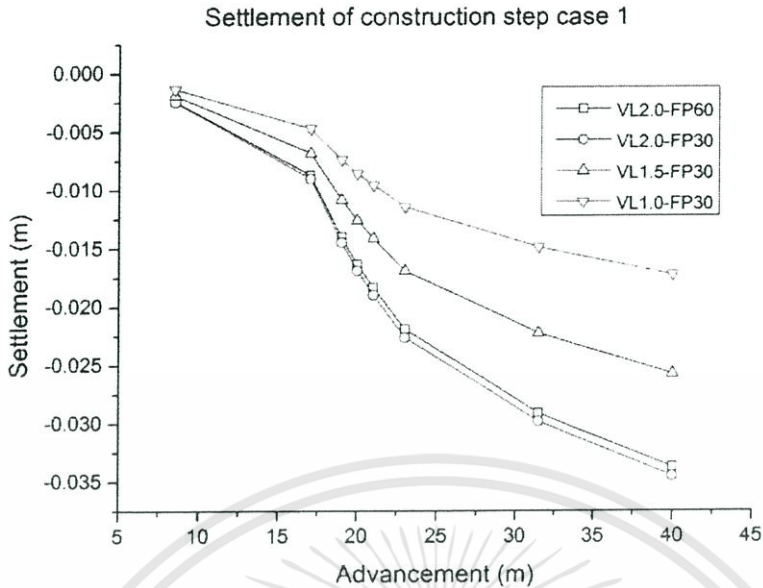


รูปที่ 5.2.1 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดินที่บันทึกจากสนาม



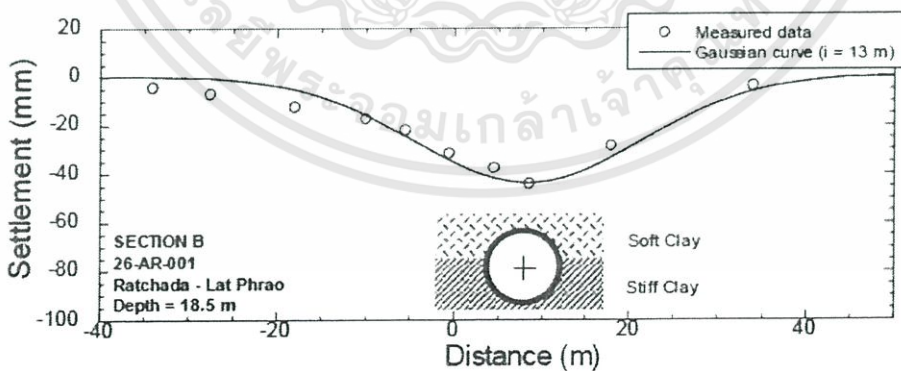
รูปที่ 5.2.2 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



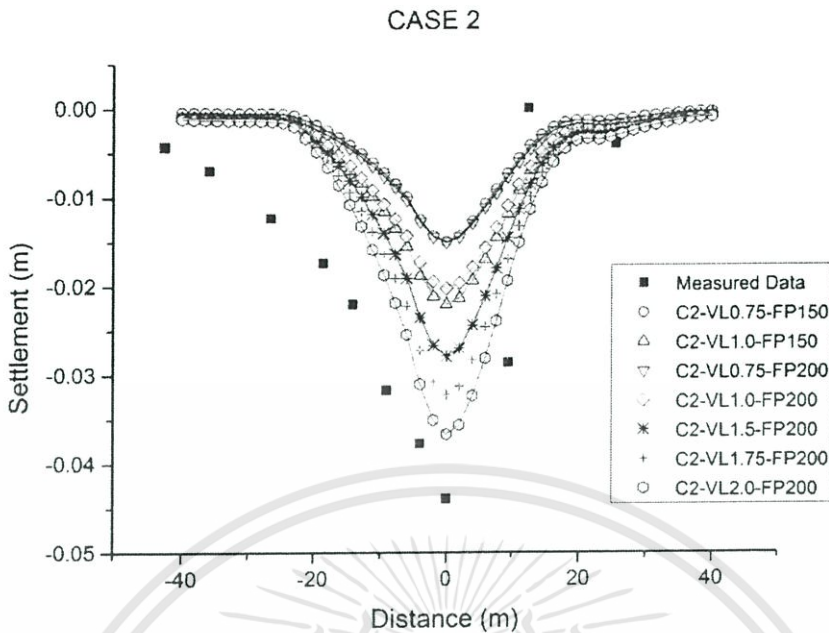
รูปที่ 5.2.3 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase

2) กรณี 2 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.5 เมตรจากผิวดิน (หน้าตัด B-26-AR-001) จากผลการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่โดยใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ (Volume loss, VL) 0.75, 1.00, 1.50 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะ (Face pressure, FP) 150, 200 kPa โดยแบ่งเป็น 7 กรณีศึกษาอย่างดั่งนี้ VL0.75-FP150, VL1.00-FP150, VL0.75-FP200, VL1.00-FP200, VL1.50-FP200, VL1.75-FP200 และ VL2.00-FP200 ผลปรากฏว่า เมื่อค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 2.00 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะเท่ากับ 200 kPa ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่เก็บจากสนามมากที่สุด ดังรูปที่ 5.2.5 และรูปที่ 5.2.6 แสดงค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ

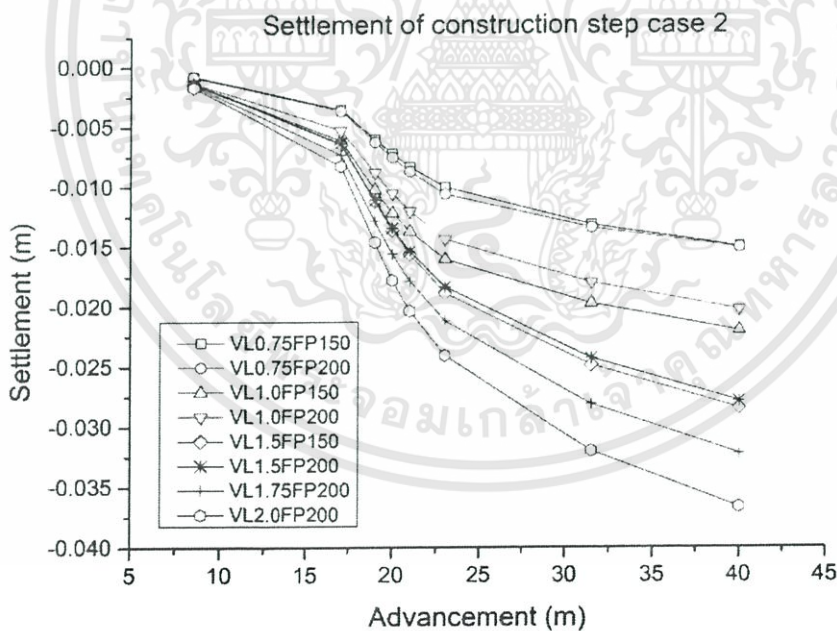


รูปที่ 5.2.4 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



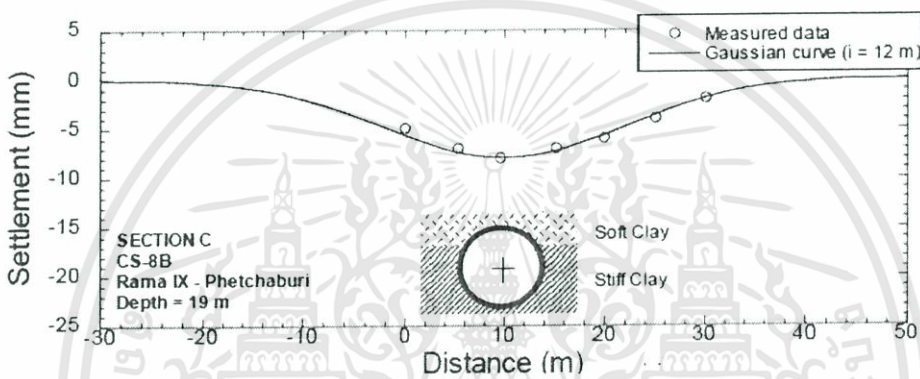
รูปที่ 5.2.2 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม



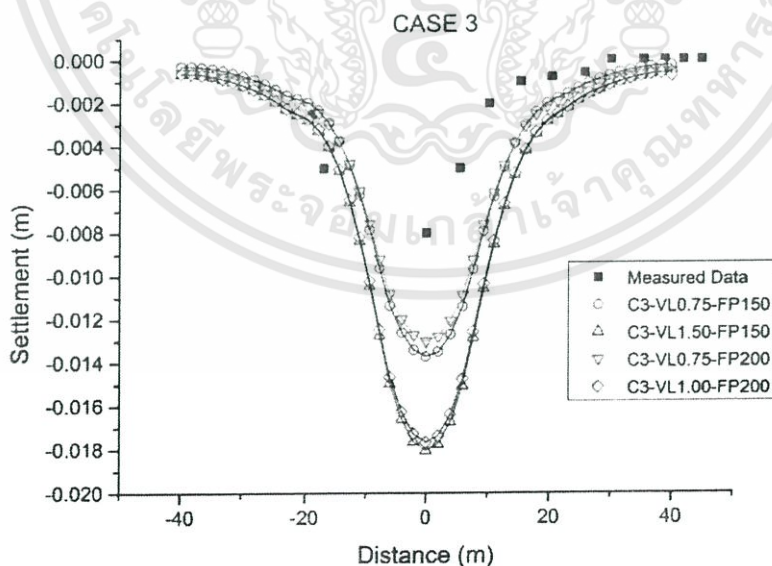
รูปที่ 5.2.6 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) กรณี 3 ได้วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 19 เมตรจากผิวดิน(หน้าตัด CS-8B) จากผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ (Volume loss, VL) 0.75, 1.00, 1.50 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะ (Face pressure, FP) 150, 200 kPa โดยแบ่งเป็น 4 กรณีศึกษาอย่างคียงนี้ VL0.75-FP150, VL1.5-FP150, VL0.75-FP200 และ VL1.00-FP200 ผลปรากฏว่า เมื่อค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 0.75 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะเท่ากับ 200 kPa ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่เก็บจากสนามมากที่สุด ดังรูปที่ 5.2.8 และรูปที่ 5.2.9 แสดงค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase

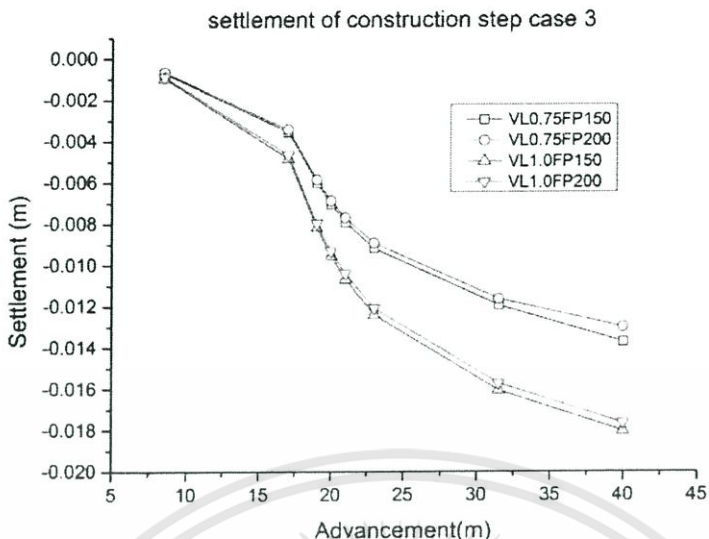


รูปที่ 5.2.7 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม



รูปที่ 5.2.8 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม

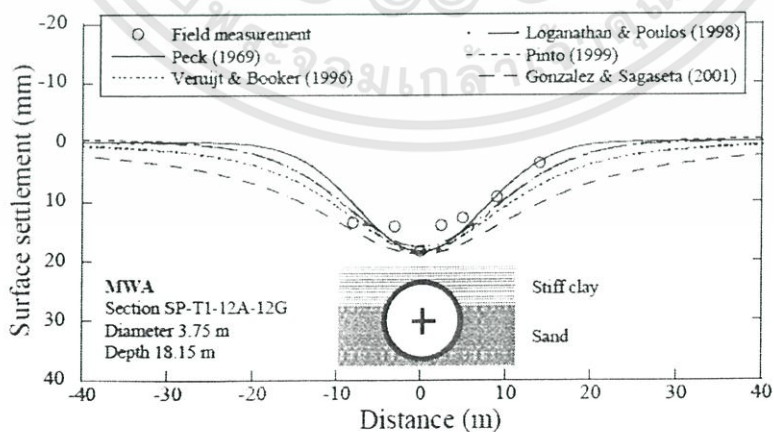
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.2.9 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase

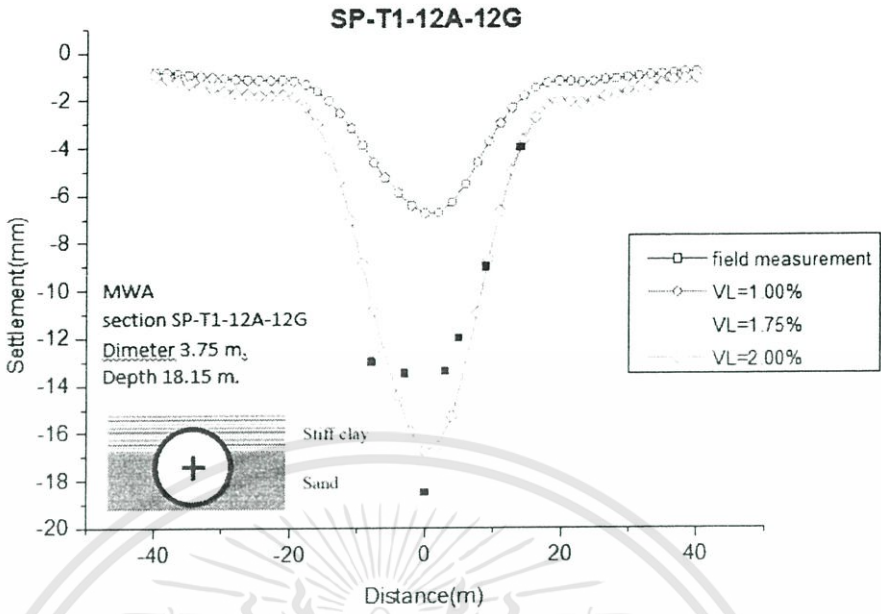
5.2.2 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก(MWA)

1) กรณี 1 วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก 18.15 เมตรจากผิวดิน(หน้าตัด SP-T1-12A-12G) จากผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ (Volume loss, VL) 1.00, 1.75, 2.00 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะ (Face pressure, FP) 150 kPa โดยแบ่งเป็น 3 กรณีศึกษาข้อยอดดังนี้ VL1.00-FP150, VL1.75-FP150 และ VL2.00-FP150 ผลปรากฏว่าเมื่อค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 2.00 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะเท่ากับ 150 kPa ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่เก็บจากสนามมากที่สุด ดังรูปที่ 5.2.11 และรูปที่ 5.2.12 แสดงค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase

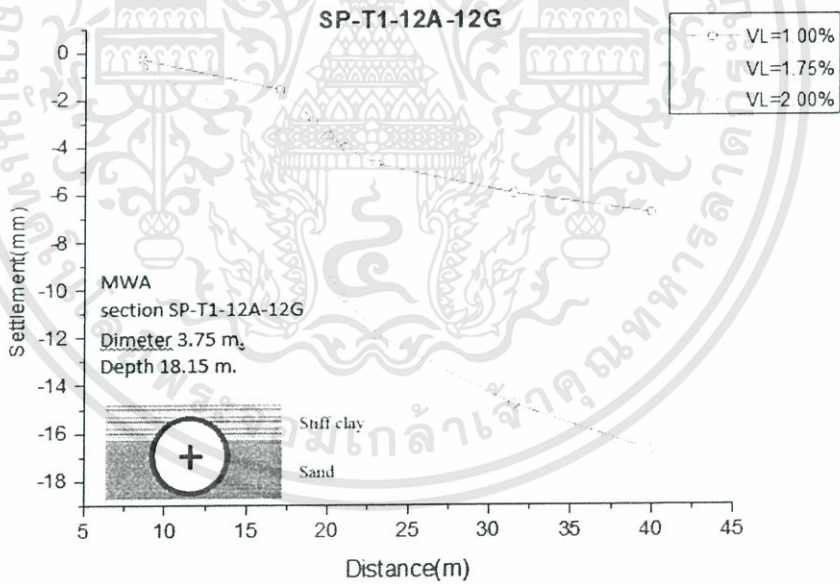


รูปที่ 5.2.10 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



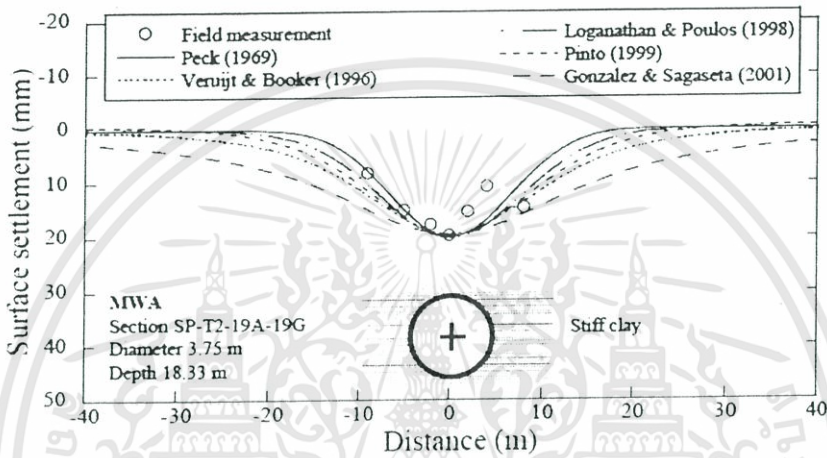
รูปที่ 5.2.11 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ห้กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม



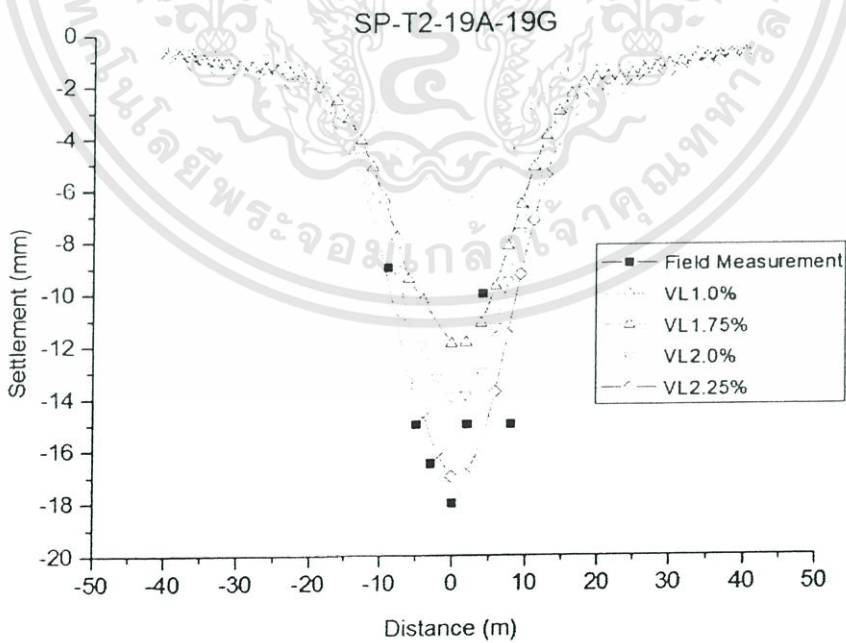
รูปที่ 5.2.12 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2)กรณี2ได้วางกึ่งกลางอุโมงค์ไว้ที่ระดับลึก18.33เมตรจากผิวดิน(หน้าตัดSP-T2-19A-19G) จากผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ใช้ค่าปัจจัยการสูญเสียมวลดินที่ (Volume loss, VL) 1.00, 1.75, 2.00, 2.25 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะ (Face pressure, FP) 150 kPa โดยแบ่งเป็น 4กรณีศึกษาอย่างย่อ ดังนี้ VL1.00-FP150, VL1.75-FP150, VL2.00-FP150 และ VL2.25-FP150 ผลปรากฏว่า เมื่อค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 2.25 และค่าแรงดันที่หน้าหัวเจาะเท่ากับ 150 kPa ให้ค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าจริงที่เก็บจากสนามมากที่สุด ดังรูปที่ 5.2.14 และ รูปที่ 5.2.15 แสดงค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละphase

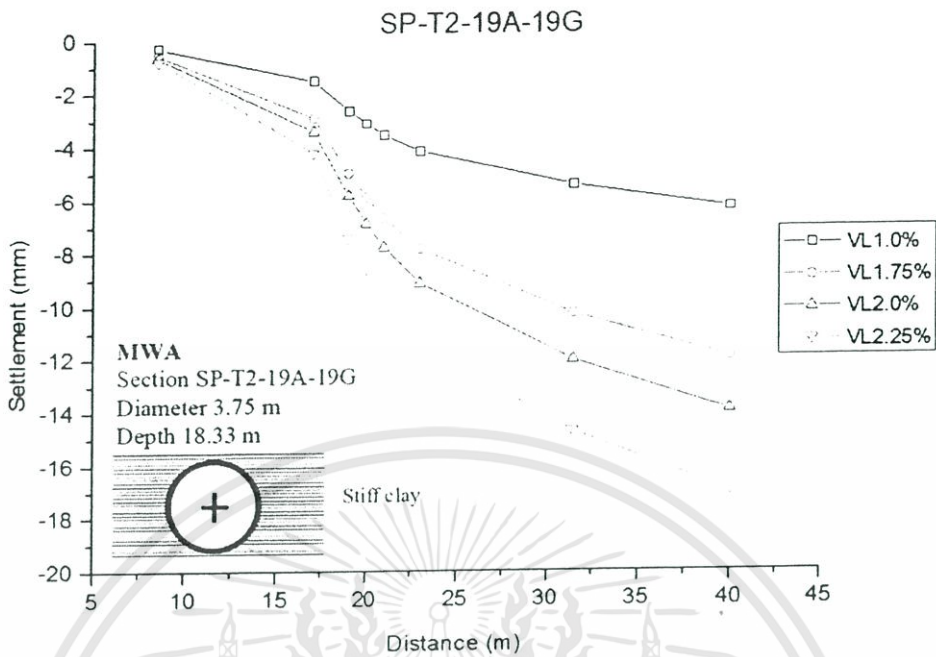


รูปที่ 5.2.13 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม



รูปที่ 5.2.14 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.2.15 กราฟแสดงการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินบริเวณ monitoring plane ของแต่ละ phase

สรุปผลการทดลองและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการทดลอง

การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของผิวดิน

งานวิจัยได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออก โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดยใช้วิธีการจำลองเบื้องต้นโดยใช้ปัจจัยการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) และความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) เป็นปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ในบทที่ 5 ทำให้ทราบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มากที่สุด คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน และโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวนตะวันออกได้แสดงไว้ดังตารางที่ 6.1 และตารางที่ 6.2 ตามลำดับ ซึ่งค่าการสูญเสียมวลดินที่ทำให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงในโครงการรถไฟฟ้าฯ มีค่าประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าประมาณ 2-2.5 เปอร์เซ็นต์สำหรับโครงการอุโมงค์ส่งน้ำ

ค่าการทรุดตัวจากขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์

ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินที่หน้าตัดตรวจสอบผลการวิเคราะห์ (Monitoring plane) มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวสูงสุดของแต่ละหน้าตัดการขุดเจาะอุโมงค์ กับระยะการขุดเจาะในแนวลึก (แกน Z) พบว่าค่าการทรุดตัวเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ ในช่วงก่อนถึงหน้าตัดที่ตรวจสอบและค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนเมื่อผ่านหน้าตัดตรวจสอบซึ่งมีลักษณะตรงตามงานวิจัยและค่าที่ตรวจสอบจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์จากหลายๆ โครงการ

ตารางที่ 6.1 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ เทียบกับค่าการทรุดตัวจากการขุดเจาะในกรณีต่างๆของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

case	Volume Loss (%)	Face Pressure (kPa)	Settlement (FEM) (mm)	Measurement (MRTA Data) (mm)	%Error
1	2.00	30.00	34.51	41.10	16.03
2	2.00	200.00	36.66	43.90	16.49
3	0.75	200.00	13.00	8.00	38.45

ตารางที่ 6.2 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ เทียบกับค่าการทรุดตัวจากการขุดเจาะในกรณีต่างๆของโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาวงแหวน ตะวันออก

case	Volume Loss (%)	Face Pressure (kPa)	Settlement (FEM) (mm)	Measurement (MRTA Data) (mm)	%Deviation
1	2.00	150.00	16.75	18.62	10.04
2	2.25	150.00	17.12	18.20	5.93

6.2 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้ ซึ่งใช้ซอฟต์แวร์ทางคอมพิวเตอร์ PLAXIS โดยวิธีการวิเคราะห์นั้นปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ตามรายละเอียดในบทที่ 3 นั้นถูกอยู่ในรูปปัจจัยค่าการสูญเสียมวลดินเพียงค่าเดียวซึ่งเป็นข้อจำกัดสำหรับซอฟต์แวร์เวอร์ชันนี้ ซึ่งในปัจจุบันมีซอฟต์แวร์ที่สามารถจำลองปัจจัยการขุดเจาะอุโมงค์โดยตรง แต่อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ก็จำเป็นต้องเพิ่มประสิทธิภาพทางด้านคอมพิวเตอร์และเวลาที่มากกว่าหลายเท่าเช่นกัน ซึ่งในงานวิจัยสามารถลดทอนตรงส่วนดังกล่าวได้อย่างดีและผลการวิเคราะห์นั้นยังมีระดับความเชื่อถือที่ดี

บรรณานุกรม

ประทีป เหลือประเสริฐ, สุัชชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, พรเกษม จงประดิษฐ์. 2552. การวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ NATM ในระหว่างขั้นตอนการ ขุดดิน โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ. ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14. นครราชสีมา : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี./

ประทีป เหลือประเสริฐ. 2554. “การวิเคราะห์หารูปแบบการขุดเจาะและอัตราส่วนลดทอนความเค้นที่เหมาะสมต่ออุโมงค์แบบ NATM ในดินกรุงเทพฯ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.”วิทยานิพนธ์ วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

สุัชชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2552. วิศวกรรมอุโมงค์. กรุงเทพฯ : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

“A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines.” 2551. [ระบบออนไลน์] แหล่งที่มา <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779806001258> (26 กุมภาพันธ์ 2558).

“Effects of building three-dimensional modeling type on twin tunneling-induced ground settlement”. 2556. [ระบบออนไลน์]. แหล่งที่มา <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779813000989> (26 กุมภาพันธ์ 2558).

บรรณานุกรม

ประทีป เหลือประเสริฐ, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, พรเกษม จงประดิษฐ์. 2552. การวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ NATM ในระหว่างขั้นตอนการ ขุดดินโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ. ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14. นครราชสีมา : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี./

ประทีป เหลือประเสริฐ. 2554. “การวิเคราะห์หารูปแบบการขุดเจาะและอัตราส่วนลดทอนความเค้นที่เหมาะสมต่ออุโมงค์แบบ NATM ในดินกรุงเทพฯ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.” วิทยานิพนธ์ วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2552. วิศวกรรมอุโมงค์. กรุงเทพฯ : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

“A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines.” 2551.

[ระบบออนไลน์]

แหล่งที่มา <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779806001258>

(26 กุมภาพันธ์ 2558).

“Effects of building three-dimensional modeling type on twin tunneling-induced ground settlement”. 2556. [ระบบออนไลน์]. แหล่งที่มา

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779813000989>

(26 กุมภาพันธ์ 2558).