

การปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดิน
จากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

IMPROVEMENT OF ANALYTICAL SOLUTIONS FOR PREDICTING
GROUND DEFORMATION INDUCED BY SHIELD TUNNELING

ชัยว์ ไชยวงศ์เหล็ก

CHAT CHAIWONGLEK

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2552

KMITL-2009-EN-M-093-183

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดิน
จากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

IMPROVEMENT OF ANALYTICAL SOLUTIONS FOR PREDICTING
GROUND DEFORMATION INDUCED BY SHIELD TUNNELING



T107455

ชัชว ไชยวงศ์เหล็ก

CHAT CHAIWONGLEK

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน.....107455
วัน,เดือน,ปี..... 29 ส.ค. 2553



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2552

KMITL 2009-EN-M-093-183

**IMPROVEMENT OF ANALYTICAL SOLUTIONS FOR PREDICTING
GROUND DEFORMATION INDUCED BY SHIELD TUNNELING**

CHAT CHAIWONGLEK

**A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG**

2009

KMITL-2009-EN-M-093-183


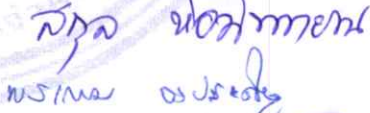

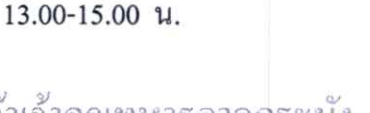
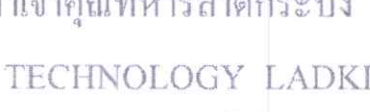
COPYRIGHT 2009

FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองวิทยานิพนธ์

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ
Thesis Title Improvement of Analytical Solutions for Predicting Ground Deformation Induced by Shield Tunneling
นักศึกษา นายชัชวีร์ ไชยวงศ์เหล็ก
รหัสประจำตัว 49061506
ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
หมายเลขวิทยานิพนธ์ KMITL-2009-EN-M-093-183

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	ลายมือชื่อ
ผศ.สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญพฤษ์	
ผศ.ดร.สกุล ห่อวโนทยาน	
ผศ.ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์	
รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	

วัน / เดือน / ปี ที่สอบ วันพุธที่ 16 ธันวาคม พ.ศ. 2552 เวลา 13.00-15.00 น.

สถานที่สอบ ณ อาคาร A ชั้น 3 ห้องประชุม 2

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

คณะวิศวกรรมศาสตร์ รับรองแล้ว



(รองศาสตราจารย์ ดร.กอบชัย เดชหาญ)

คณบดี คณะวิศวกรรมศาสตร์

วันที่ 16 ธันวาคม พ.ศ. 2552

สำนักทะเบียนและประมวลผล สจล.
วันที่ส่งเล่มวิทยานิพนธ์เข้าสมบูรณ์
วันที่ 28 เดือน..... 52
ลงชื่อ.....

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ
นักศึกษา	นาย ชัชว ไซวงส์เหล็ก
รหัสนักศึกษา	49061506
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
พ.ศ.	2552
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	รศ.ดร. สุ��วีร์ สุวรรณสวัสดิ์

บทคัดย่อ

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมีความนิยมและถูกใช้อย่างแพร่หลายในหลายประเทศทั่วโลก รวมทั้งยังมีการพัฒนาทางด้านเทคโนโลยีและวิธีการก่อสร้างให้ทันสมัยอยู่เสมอ อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง โดยเฉพาะในพื้นที่ชุมชน การทำนายการเคลื่อนตัวของดินในปัจจุบันมีอยู่ด้วยกันหลายวิธี โดยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์นั้นมีความนิยมนำมาใช้เนื่องจากไม่ซับซ้อนและสามารถหาคำตอบได้ในขั้นตอนเดียวแต่ยังคงมีข้อจำกัดในการสมมติค่าพารามิเตอร์ที่สัมพันธ์กับการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ ดังนั้นค่าตรวจวัดจากอุปกรณ์ในสนามและค่าพารามิเตอร์ของหัวเจาะมีความสำคัญต่อการตรวจสอบวิธีการนี้ ซึ่งจากการเปรียบเทียบกับข้อมูลที่มีความแม่นยำสูงของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลทำให้วิธีการนี้ประสบความสำเร็จ ในงานวิจัยนี้ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์พฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โชนที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินด้วยการปรับปรุงวิธีการแก้ปัญหาด้วยสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิม ให้สามารถประยุกต์ใช้ค่าพารามิเตอร์ของหัวเจาะที่มีความแตกต่างกันในแต่ละช่วงได้ การวิเคราะห์ดังกล่าวทำให้วิธีการทำนายมีความละเอียดและสมจริงมากยิ่งขึ้น ซึ่งจากผลการทดลองพบว่าวิธีการจำลองแบบ 3 โชนให้ผลที่ใกล้เคียงค่าที่วัดได้จากในสนาม

Thesis Title	Improvement of Analytical Solutions for Predicting Ground Deformation Induced by Shield Tunneling
Student	Mr. Chat Chaiwonglek
Student ID.	49061506
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2009
Thesis Advisor	Assoc. Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat

ABSTRACT

Shield tunneling has made a significant contribution to tunneling worldwide. Whereas technology and construction technique have been further developed, however ground movement induced by shield tunneling still occur and affect nearby existing structures especially in urban areas. At present, there are several approaches for predicting ground deformations which each method has an advantages and limitations. Analytical solutions are popular as they are uncomplicated and can be solved in a single step but they still have a significant limitation in assuming parameters related to tunneling and shield mechanism during construction. Therefore, field measurement and shield operation data are necessary to verify the solutions. Using the Bangkok MRTA Subway Project makes it possible as it contained high accuracy of data obtained from geotechnical instrumentation and shield operation records. This research introduced a new solution namely shield's 3-zones mechanism incorporated with existing analytical solutions that allows one to apply 3 calculation steps based on shield positions/zones. The new solution incorporated shield operational factors into the analytical equations that makes it more realistic. As a result, it was found that the improved solutions can be able to describe ground deformation induced by shield tunnelling well with confidence.

กิตติกรรมประกาศ

คงไม่มีคำกล่าวใดที่จะบ่งบอกถึงความกรุณา ความอนุเคราะห์ คำชี้แนะ และการดูแลเป็น อย่างดีเยี่ยมของ รศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้จุดประกายความคิดแก่ ข้าพเจ้าในหลายด้านตลอดเวลาดังแต่ข้าพเจ้าศึกษาในระดับปริญญาตรี ซึ่งท่านเปรียบเสมือนพ่อคนที่สองของข้าพเจ้า และเป็นผู้ซึ่งให้โอกาสให้ข้าพเจ้าได้รับประสบการณ์ใหม่ ได้เห็นโลกทรรศน์ใหม่ จนทำให้ข้าพเจ้าเข้าใจและเกิดมุมมองที่มีการพัฒนาในหลายด้าน

ขอขอบคุณอย่างยิ่งสำหรับ ผศ.ดร. อูมา ศรีบุญเรือง ผศ. สมเกียรติ ขวัญพุกฤษ์ ผศ.ดร.สกล ห่อวโนทยาน ผศ.ดร.คมสัน มาลีสี ที่ให้ความกรุณาและความช่วยเหลือต่างๆ นอกจากนั้น ขอขอบคุณบรรดาอาจารย์ผู้ทรงคุณวุฒิทุกท่านที่ให้ข้อคิดที่ดีทั้งการทำวิจัยและการทำงาน

ขอบคุณ พี่เทิดศักดิ์ ที่ให้ความช่วยเหลือและการดูแลในฐานะรุ่นพี่ขณะที่ข้าพเจ้ากำลังเข้า ศึกษาในปีแรก ขอขอบคุณพี่กิตติ พี่สุรชุน พี่ชวลิต พี่วรุฒิ ที่ให้ความรู้และแลกเปลี่ยนประสบการณ์ ในการทำงาน รวมทั้งให้คำปรึกษางานก่อสร้างอุโมงค์

ขอบคุณบรรดาเพื่อนร่วมรุ่นของข้าพเจ้าทั้งหมดตั้งแต่ระดับปริญญาตรีจนถึงระดับปริญญาโททั้งหมด รวมทั้งเหล่าบรรดาพี่น้องทั้งหลาย สำหรับความช่วยเหลือ ความห่วงใย กำลัง และที่ปรึกษาในทุกเรื่อง ทำให้ข้าพเจ้าซาบซึ้งและเข้าใจความหมายของคำว่าเพื่อนซัดเจนยิ่งขึ้น

นอกจากนั้นขอขอบคุณสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่เป็นที่พักพิง และประสาทความรู้แก่ข้าพเจ้าตั้งแต่ระดับปริญญาตรีจนถึงระดับบัณฑิตศึกษา อีกทั้งสำนักหอสมุดกลาง สจล. ที่ได้จัดหาหนังสือและวารสารอันทรงคุณค่ายิ่งสำหรับงานวิจัยนี้

สุดท้ายแต่สำคัญยิ่งสำหรับความรัก ความห่วงใย และกำลังใจจากบุพการีที่ให้ข้าพเจ้ามาเสมอ ทำให้ข้าพเจ้าสามารถผ่านพ้นปัญหามาได้โดยตลอด

ชัชว ไชยวงศ์เหล็ก

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VIII
สารบัญรูป.....	IX
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 ความมุ่งหมายและวัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	2
1.3 สมมติฐานของการศึกษา.....	2
1.4 ทฤษฎีหรือแนวความคิดที่ใช้ในการวิจัย.....	3
1.5 ขอบเขตการวิจัย.....	3
1.6 ขั้นตอนของการศึกษา.....	3
บทที่ 2 หัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน.....	5
2.1 กล่าวนำ.....	5
2.2 วิวัฒนาการของการก่อสร้างอุโมงค์.....	5
2.3 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	7
2.4 ชนิดของหัวเจาะ.....	12
2.4.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS).....	17
2.4.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield).....	19
2.4.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines).....	19
2.4.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines).....	21
2.4.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines).....	21
2.4.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines).....	22
2.5 ประเภทของดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน.....	23
2.6 เสถียรภาพของดินในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	25

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.7 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	37
2.7.1 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss).....	38
2.7.2 การเคลื่อนตัวของดินจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Construction phase).....	47
2.8 ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ.....	54
2.8.1 แรงดันที่ค้ำหน้าของหัวเจาะ (Face pressure).....	54
2.8.2 อัตราการขุดเจาะ (Penetration rate).....	55
2.8.3 มุมเอียงของหัวเจาะ (Pitching angle).....	55
2.8.4 การฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail void grouting).....	56
2.9 กรณีศึกษาผลกระทบของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะในอดีต.....	58
2.9.1 Clough et al. (1982) Finno (1983) และ Finno and Clough (1985).....	59
2.9.2 Matsushita et al. (1995).....	60
2.9.3 Chiorboli and Marcheselli (1996).....	62
2.9.4 Bernat and Cambou (1998).....	64
2.9.5 Nomoto et al. (1999).....	64
2.9.6 Kasper and Meschke (2006).....	67
บทที่ 3 การทำนายการเคลื่อนตัวของดิน.....	71
3.1 กล่าวนำ.....	71
3.2 วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	71
3.2.1 วิธี Empirical solutions.....	72
3.2.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical Solutions).....	87
3.2.3 วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Methods).....	89
3.2.4 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network).....	94
3.2.5 วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiment).....	100
บทที่ 4 สมการเชิงวิเคราะห์.....	112
4.1 กล่าวนำ.....	112

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ.....	112
4.2.1 วิธีของ Einstein and Schwartz (1979).....	114
4.2.2 วิธีของ Sagaseta (1987).....	117
4.2.3 วิธีของ Verruijt and Booker (1996).....	120
4.2.4 วิธีของ Verruijt (1997).....	124
4.2.5 วิธีของ Loganathan and Poulos (1998).....	131
4.2.6 วิธีของ Pinto (1999).....	139
4.2.7 Sagaseta (1998).....	142
4.2.8 Gonzalez and Sagaseta (2001).....	145
4.2.9 วิธีของ Bobet (2001) และ Chou and Bobet (2002).....	147
4.2.10 วิธีของ Park (2004) และ Park (2005).....	150
4.2.10.1 Park (2004).....	150
4.2.10.2 Park (2005).....	152
4.2.11 วิธีของ Wang Li and Jin (2009).....	153
4.3 สรุปวิธีสมการเชิงวิเคราะห์.....	156
บทที่ 5 วิธีการจำลองแบบ 3 โชน.....	158
5.1 กล่าวนำ.....	158
5.2 การเปรียบเทียบวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิมกับค่าที่วัดได้ในสนาม.....	158
5.3 การจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน.....	167
บทที่ 6 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับข้อมูลการวัด.....	176
6.1 กล่าวนำ.....	176
6.2 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับข้อมูลผลการตรวจวัด.....	176
6.2.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล.....	176
6.2.2 การศึกษาข้อมูลผลการตรวจวัดในโครงการ.....	181
6.2.3 ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดิน.....	184
6.2.4 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง.....	207

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 7 บทสรุปและข้อเสนอแนะ.....	223
7.1 บทสรุป.....	223
7.2 สรุปวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน.....	224
7.3 ข้อเสนอแนะ.....	224
บรรณานุกรม.....	226
ภาคผนวก ก	232
ประวัติผู้เขียน.....	239

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ประวัติของการเจาะอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา (Tunnel Engineering Handbook, 1996)	8
2.2 รายละเอียดเกี่ยวกับประวัติงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพ	11
2.3 การแบ่งประเภทของหัวข้อเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า.....	13
2.1 การเลือกประเภทหัวข้อเจาะอุโมงค์ที่เหมาะสม.....	16
2.5 Stability Factor ของ Cohesive Soils และพฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์ (Peck, 1969 และ Phien-wej, 1987).....	26
2.6 ค่า Stability Factor ของ Silty Sand เหนือระดับน้ำใต้ดิน (Heuer, 1994)	26
2.7 พฤติกรรมของ Sand และ Gravel (Terzaghi, 1977)	27
2.8 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดิน (Tunnel Engineering Handbook, 1996).....	46
3.2 ข้อมูลแสดงค่าคงที่สำหรับหาการทรุดตัวที่ชั้นดินต่างๆ (O'Reilly and New, 1982).....	79
3.3 ฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่เสนอ โดย Mair and Taylor (1997).....	81
4.1 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ.....	113
4.2 ลักษณะโดยสรุปของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธี.....	157
5.1 ผลกระทบจากปัจจัยต่างๆที่ส่งผลต่อการคำนวณการเคลื่อนตัวของชั้นดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์.....	167
6.2 ข้อมูลของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002).....	183
6.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวในแนวขวางของแต่ละกรณี.....	184
7.1 ลักษณะโดยสรุปของวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน.....	224

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 หัวเจาะ Screw Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)	12
2.2 หัวเจาะ Compartment Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)	12
2.3 ลักษณะการค้ำยันด้านหน้าของหัวขุดเจาะประเภทต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)	14
2.4 ลักษณะการขนย้ายดินภายในหัวเจาะแบบต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)	15
2.5 ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)	18
2.6 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล	18
2.7 ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)	19
2.8 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน	20
2.9 ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	20
2.10 กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	21
2.11 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)	22
2.12 ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)	22
2.13 แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับ การเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำ โคลน	23
2.14 แผนภูมิการทำนายพฤติกรรมของดินขนาด D_{10} (Tunnel Engineering Handbook, 1996)	27
2.15 การค้ำยันด้านหน้า (Face support) ในหัวเจาะแบบปิด (Closed Shield) (Kovari et al, 2004)	28
2.16 รูปแบบอย่างง่ายในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์ในระดับตื้น (Leca and Dormieux, 1990)	29
2.17 พฤติกรรมการพังทลายแบบรูปกรวย (a) MI (b) MII และ (c) MIII (Leca และ Dormieux, 1990)	30
2.18 พฤติกรรมการพังทลายที่ประกอบด้วยรูปลิ้มและรูปทรงสี่เหลี่ยม (after Horn, 1961, adopted by Kovari and Anagnostou, 1996)	33
2.19 แบบจำลองการคำนวณออกแบบเสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์พร้อมตัวแปร	33
2.20 แรงดันของการไหลซึมและแรงดันค้ำยันประสิทธิผล	36
2.21 Nomograms สำหรับ dimensionless factor F_0 ถึง F_3	37

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.22 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์.....	39
2.23 การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ	40
2.24 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ	40
2.25 การสูญเสียมวลดินจากการก้มงายของหัวเจาะ	41
2.26 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน.....	41
2.27 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ.....	41
2.28 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์.....	42
2.29 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์.....	42
2.30 นิยามที่เกี่ยวกับการทรุดตัวและการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ของอุโมงค์ (Tunnel Engineering Handbook, 1996).....	43
2.31 Normal probability curve หรือ Gaussian distribution Curve ประมาณค่าแนวการทรุดตัวที่ผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969).....	46
2.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์กับค่า Trough width parameter (i) ในดินชนิดต่างๆ (Peck, 1969) (Tunnel Engineering Handbook, 1996)	47
2.33 การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะในแต่ละช่วง	48
2.34 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินรอบหัวเจาะและอุโมงค์ (Chirioti, 2006).....	48
2.35 ข้อมูลการตรวจวัดเปรียบเทียบกับพฤติกรรมของการขุดเจาะที่เวลาต่างๆ	49
2.36 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการฉีดน้ำปูนและการทรุดตัว.....	50
2.37 การทรุดตัวตามแนวยาวเมื่อหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านตำแหน่งที่พิจารณา.....	51
2.38 ลักษณะการทรุดตัวตามแนวยาวโดยทั่วไปที่แบ่งเป็น 3 ช่วง.....	52
2.39 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ทำการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ที่ระยะห่างต่างๆจากหัวเจาะ.....	52
2.40 การเคลื่อนตัวด้านข้างมากที่สุดที่ระยะห่างจากหัวเจาะต่างๆ	53
2.41 การควบคุมแรงดันดินให้สมดุลด้วยการรักษาแรงดันในห้องกักดินและการขนถ่ายดิน	54
2.42 การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากมุมงายของหัวเจาะ	56
2.43 ลักษณะของช่องว่างส่วนหางระหว่างหัวเจาะและผนังอุโมงค์.....	57
2.44 การฉีดอัดน้ำปูนและปริมาตรของวัสดุที่ใช้ฉีดอัด	57

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.45 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระยะห่างต่างๆที่วัดจากด้านหน้าของหัวเจาะ (after Clough et al. 1983)	58
2.46 การทรุดตัวที่ผิวดินตามระยะเวลาที่ตรวจวัดได้ในโครงการ.....	59
2.47 การทรุดตัวที่ผิวดินเปรียบเทียบกับแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะที่ตรวจวัดได้ในโครงการ (after Finno and Clough, 1985).....	60
2.48 แนวอุโมงค์และสภาพชั้นดินของโครงการ (after Matsushita et al., 1995)	61
2.49 แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะเปรียบเทียบกับเคลื่อนตัวที่ผิวดิน.....	61
2.50 ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากในสนาม (after Chiorboli and Marcheselli, 1996)	63
2.51 (a) กระบวนการขุดเจาะ (b) การทรุดตัวที่แตกต่างกันตามขั้นตอนการขุดเจาะ	64
2.52 แนวคิดรูปแบบการเปลี่ยนแปลงความเค้นของดินโดยรอบอุโมงค์จากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	65
2.53 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวจากการทดสอบ โดยใช้ขนาดช่องว่าง (void) = 2 mm (after Nomoto et al., 1999).....	66
2.54 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999)	66
2.55 การทรุดตัวที่ผิวดินแบบ Contour line	67
2.56 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ (a) และหน้าตัดที่ทำการพิจารณา (b)	68
2.57 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน.....	69
2.58 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนที่มีค่าแตกต่างกัน	69
2.59 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับขนาดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน.....	70
3.1 แบบจำลองการทรุดตัวแบบ Stochastically (Attewell, 1978).....	73
3.2 ความจำกัดความของความกว้าง (2a) และความหนา (t).....	74
3.3 ความสัมพันธ์ของเส้นกราฟความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์	76
3.4 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึก (Atkinson and Potts, 1977).....	77

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.5	กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึกจากในสนามและจากแบบจำลอง (Ward and Pender, 1981) 78
3.6	การเสีรูปร่างของดินรอบอุโมงค์ที่จำลองอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน(Kimura and Mair, 1981)... 80
3.7	กราฟแสดงขอบเขตของค่า Inflection point (i) ของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว 80
3.8	การเสีรูปร่างของดินทรายรอบอุโมงค์ (Potts, 1976)..... 82
3.9	การเสีรูปร่างของดินทรายรอบอุโมงค์ (Cording et al., 1976)..... 83
3.10	การประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินของดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (Cording and Hansmire, 1975)..... 83
3.11	การทรุดตัวตามแนวยาวจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ 84
3.12	ลักษณะพิภคของการวิเคราะห์การทรุดตัวตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982).... 85
3.13	รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวเสนอ โดย Attewell and Woodman (1982)..... 86
3.14	การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดย “Excavation elements” (Akagi and Komiya, 1996) 90
3.15	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akagi and Komiya, 1996) 91
3.16	โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์ 92
3.17	การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005) 93
3.18	การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า workmanship ที่ถูกกำหนดโดยการสูญเสียมวลดินที่ค่าต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005) 93
3.19	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong, 2005) 94
3.20	โครงข่ายประสาทเทียมแบบ Feed-Forward..... 95
3.21	ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing)..... 98
3.22	โครงสร้างสถาปัตยกรรมของโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ 98

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.23 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง.....	99
3.24 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง โดยเพิ่มหน่วยปัจจัยหัวเจาะ.....	100
3.25 แบบจำลองที่บอกถึงเงื่อนไขภายนอกและขนาดของหัวเจาะ (Atkinson and Potts, 1977).....	101
3.26 กราฟเปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการทดลองเปรียบเทียบกับข้อมูลที่น่าเสนอ โดย Peck (1969).....	103
3.27 แบบจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ที่สร้างขึ้นในดินอ่อน (Kimura and Mair, 1981)	104
3.28 ภาพตัดแสดงลักษณะของอุโมงค์ (Kimura and Mair, 1981).....	104
3.29 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ (Kimura and Mair, 1981)	105
3.30 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์.....	105
3.31 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน ในกรณีมีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ $L/D = 0$ และ $H/D = 1.5$ (Kimura and Mair, 1981)	106
3.32 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ ในลักษณะสามมิติ	106
3.33 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินในกรณีไม่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินจากด้านบน โดยที่ $L/D = 2$ และ $H/D = 1.5$ (Kimura and Mair, 1981).....	107
3.34 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ในลักษณะสามมิติ.....	108
3.35 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะใช้ในการทดลองแบบหมุนเหวี่ยง (Nomoto et al., 1999)	109
3.36 หัวเจาะจำลองขนาดเล็กและครบกระบวนการสร้างช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Nomoto et al., 1999).....	109
3.37 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวอุโมงค์ที่มีช่องว่าง $v = 2$ มม. (after Nomoto et al., 1999).....	111
3.38 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999).....	111
4.1 กราฟเฉพาะ (Characteristic Curve) (Einstein and Schwartz, 1979).....	115
4.2 ความสัมพันธ์ในการประมาณค่าความแข็งแรงของชั้นดิน (a) และผนังอุโมงค์ (b) (Einstein and Schwartz, 1979)	115
4.3 Virtual Image Technique (Sagasetta, 1987).....	118
4.4 สมมติฐานการวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Sagasetta, 1987)	119

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.5 การวิเคราะห์ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะไปทางด้านหน้าของอุโมงค์ (Sagaseta, 1987).....	119
4.6 การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Uniform radial displacement) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) (Verruijt and Booker, 1996).....	120
4.7 จุด Singular point และจุด Image point (Verruijt and Booker, 1996).....	121
4.8 การทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์โดย Verruijt and Booker (1996).....	123
4.9 ระนาบสำหรับการวิเคราะห์ด้วย Conformal mapping	123
4.10 รูปแบบของสมมติฐานในการแก้ปัญหของอุโมงค์ใน Elastic half-plane	124
4.11 ค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์ เมื่อ $r/h = 0.5$	129
4.12 การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์ เมื่อ $\nu = 0, r/h = 0.8$	129
4.13 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินแบบสม่ำเสมอและ Oval-shaped รอบอุโมงค์	131
4.14 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน (Lee et al, 1992)	133
4.15 เงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998)	135
4.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์	139
4.17 นิยามของตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน (Pinto, 1999).....	139
4.18 ความสัมพันธ์ของความเค้นเริ่มต้น (Initial state of stresses) (Pinto, 1999)	140
4.19 รูปแบบของการเสียรูปของชั้นดิน (Sagaseta, 1998).....	142
4.20 ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี (Radial Convergence, u_r) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization, δ).....	142
4.21 สัญลักษณ์ของอุโมงค์ในระดับดิน (Bobet, 2001)	146
4.22 ลักษณะรูปแบบการเสียรูปของชั้นดินโดยรอบหน้าตัดอุโมงค์ (Bobet, 2001).....	147
4.23 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของ Bobet (2001) และ Park (2004).....	149
4.24 ตำแหน่งของจุดศูนย์รวมการเคลื่อนตัว (Wei, 2007)	152
4.25 เงื่อนไขขอบเขตของการเสียรูป 4 รูปแบบ (Wang Li and Jin, 2009)	153
4.26 ระบบพิกัดคู่ (Wang Li and Jin, 2009)	153
5.1 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์	159

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.2	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-G3-007-019 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ 160
5.3	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 160
5.4	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ 161
5.5	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-002 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ 161
5.6	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 23-IE-002 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 163
5.7	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง IN-T7-04 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 163
5.8	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 23-IE-008 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 164
5.9	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 26-IE-002 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 164
5.10	การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 28-IE-005 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์..... 165
5.11	การทรุดตัวในระดับลึกเมื่อหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านที่ระยะต่างๆ 168
5.12	ตำแหน่งที่พิจารณาตามพฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โชน 169
5.13	ลักษณะการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่ส่งผลกระทบต่อารเคลื่อนตัวของดินในโชนที่ 1 170
5.14	ลักษณะความเค้นที่ลดลงในดินหรือการสูญเสียความเค้นในดินเนื่องจากดินเคลื่อนตัวสู่ช่องว่างส่วนหางในโชนที่ 2..... 170
5.15	ลักษณะการเปลี่ยนแปลงความเค้นขณะทำการฉีดอัดน้ำปูนในโชนที่ 3..... 171
5.16	การพิจารณาปัจจัยผลกระทบต่อารเสีรูปของชั้นดินในการจำลองแบบ 3 โชน 172
5.17	ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Kimura and Mair, 1981)..... 175
6.1	แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล..... 178

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
6.2	สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ..... 180
6.3	สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม..... 180
6.4	แรงดันน้ำใต้ดินโดยทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพฯ (Geotechnical report BMTG, 2006)..... 181
6.5	รูปแบบตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด โดยทั่วไปในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสาย เฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002) 182
6.6	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 เปรียบเทียบกับการ ทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 185
6.7	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-G3-007-009 เปรียบเทียบกับการ การทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง 186
6.8	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-001 เปรียบเทียบกับการ ทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 187
6.9	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-002 เปรียบเทียบกับการ ทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 188
6.10	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 189
6.11	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8B เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่ คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง 190
6.12	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8C เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 191
6.13	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8D เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 192
6.14	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 193
6.15	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 194
6.16	การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C เปรียบเทียบกับการทรุด ตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนและตำแหน่งการติดตั้ง..... 195

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
6.30 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 26-IE-002 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน ...	211
6.31 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 28-IE-005 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง	212
6.32 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-01 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง	213
6.33 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-03 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง	214
6.34 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-04 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง	215
6.35 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-05 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง	216
6.36 การเคลื่อนตัวของดินในแต่ละโซนของแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-04 โดย (a) โซน 1 (b) โซน 2 และ (c) โซน 3	218
6.37 การเคลื่อนตัวของดินในแต่ละโซนของแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 23-IE-008 โดย (a) โซน 1 (b) โซน 2 และ (c) โซน 3	219
6.38 ผลรวมของการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีจากทั้ง 3 โซน a) กรณีที่ 1 และ b) กรณีที่ 2	220
6.39 การเคลื่อนตัวของดินโดยรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมีโดยใช้ข้อมูลของกรณีที่ 1	221
6.40 การเคลื่อนตัวของดินโดยรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมีโดยใช้ข้อมูลของกรณีที่ 2	222
6.41 พื้นผิวแบบ 3 มิติแสดงร่องการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละโซน	222

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องด้วยการพัฒนาระบบสาธารณูปโภคได้เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในทุกประเทศทั่วโลก อีกทั้งปัจจัยด้านพื้นที่บนดินที่มีอยู่จำกัด จึงทำให้เกิดโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินขึ้นมาหลาย เพื่อตอบสนองความต้องการทางด้านขนส่งมวลชน จนถึงระบบสาธารณูปโภคอื่นๆ ในประเทศไทยเองก็เช่นกัน ได้มีโครงการอุโมงค์ใต้ดินเกิดขึ้นจำนวนมากในปัจจุบัน ตั้งแต่อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพหรือสายเฉลิมรัชมงคล อุโมงค์ส่งน้ำประปาขนาดใหญ่ อุโมงค์สำหรับสายส่งกระแสไฟฟ้า และอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อป้องกันน้ำท่วม การขุดเจาะอุโมงค์ดังกล่าวใช้วิธีการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ ซึ่งเป็นวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน โดยเฉพาะหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่นิยมใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน โดยเฉพาะในชั้นดินกรุงเทพฯ อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะจะมีความปลอดภัยกว่าในอดีตมาก แต่ยังคงพบปัญหาจากการเคลื่อนตัวของดินอยู่เสมอ เช่น การทรุดตัวที่ผิวดินหรือการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน ซึ่งส่งผลกระทบต่อโครงสร้างบนผิวดินและใต้ดินที่ใกล้เคียงกับแนวอุโมงค์ การประเมินความเสี่ยงและจะต้องใช้วิธีการในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินเสียก่อน โดยในปัจจุบันมีวิธีการที่น่าสนใจอยู่หลายวิธีและวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นหนึ่งในหลายวิธีที่น่าสนใจและเริ่มได้รับความนิยมมากขึ้นในปัจจุบัน มีผู้ที่สนใจศึกษาและพัฒนาวิธีการนี้เพิ่มมากขึ้น แต่ยังคงพบว่ามียังวิธีที่จำลองพฤติกรรมได้ไม่ใกล้เคียงนัก และมีบางวิธีที่มีแนวโน้มแตกต่างออกไป จึงควรศึกษาวิธีสมการเชิงวิเคราะห์และจำลองพฤติกรรมให้ใกล้เคียงมากขึ้น โดยจากการศึกษางานวิจัยในอดีตพบว่าควรแบ่งการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเป็นสามช่วง คือ 1) ช่วงที่หัวเจาะใกล้จะถึงจุดที่พิจารณา 2) ช่วงที่หัวเจาะผ่านพอดี และ 3) ช่วงที่หัวเจาะผ่านไป แล้ว ซึ่งทั้งสามช่วงมีพฤติกรรมแตกต่างกันเกิดจากวิธีการและเทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ดังนั้นหากนำวิธีการสมการเชิงวิเคราะห์มาปรับพฤติกรรมให้สมจริงกับแต่ละช่วงจะมีความละเอียดและวิเคราะห์ได้ใกล้เคียงมากขึ้นและหากนำไปใช้ได้จริงจะทำให้วิธีนี้มีความน่าเชื่อถือมากขึ้นและทราบถึงผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ดียิ่งขึ้น

1.2 ความมุ่งหมายและวัตถุประสงค์ของการศึกษา

จุดมุ่งหมายของงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในปัจจุบันและทำการเปรียบเทียบแต่ละวิธีกับค่าที่วัดได้ในสนาม ทำการเลือกวิธีที่สามารถนำมาประยุกต์เข้ากับพฤติกรรมใน 3 โชน โดยทำการศึกษาพฤติกรรมของหัวเจาะที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่จะนำมาใช้วิเคราะห์ในช่วง 3 โชน จากนั้นนำมาเปรียบเทียบเทียบอีกครั้งกับค่าที่วัดได้ในสนาม พร้อมทั้งจัดทำกราฟเพื่อการออกแบบสัมพันธ์กับค่าการสูญเสียมวลดินเพื่อหาค่าพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะที่เหมาะสม เพื่อที่จะให้วิศวกรผู้ควบคุมงานและวิศวกรผู้รับจ้างสามารถขุดเจาะได้อย่างเหมาะสมและมีประสิทธิภาพ โดยมีผลกระทบน้อยที่สุดได้ วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้มีดังนี้

1. เพื่อศึกษาและทำความเข้าใจเกี่ยวกับวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในปัจจุบันเพื่อสามารถนำมาใช้ทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้
2. เพื่อศึกษาและทำความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดยเฉพาะในช่วง 3 โชน
3. เพื่อนำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในปัจจุบันมาเปรียบเทียบและคัดเลือกวิธีที่เหมาะสมในการนำมาประยุกต์เข้ากับพฤติกรรมขณะขุดเจาะอุโมงค์ในช่วง 3 โชน
4. เพื่อนำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่คัดเลือกและปรับเข้ากับพฤติกรรมแบบ 3 โชนแล้วมาเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนาม โดยเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวของดินและการเคลื่อนตัวของดินจากการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

1.3 สมมติฐานของการศึกษา

งานวิจัยนี้ศึกษาและทำความเข้าใจเกี่ยวกับการใช้สมการเชิงวิเคราะห์พร้อมกันกับศึกษาถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในช่วง 3 โชนซึ่งจากงานวิจัยของ Suwansawat (2002) Suwansawat (2005) และ Matsushita Iwasaki Hashimoto Imanishi (1995) รวมทั้งงานวิจัยอื่นที่แสดงไว้ในงานวิจัย ได้แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมในช่วง 3 โชนเมื่อหัวเจาะได้ขุดเจาะผ่านไปโดยจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมในแต่ละช่วงจะแตกต่างกันชัดเจนและสามารถนำมาวิเคราะห์แยกกัน ในขั้นตอนแรกและนำค่าที่ได้มาคำนวณร่วมกันในขั้นตอนที่สองจะได้มีความสมจริงต่อพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงและมีความใกล้เคียงกับหน้างานจริงมากที่สุด

1.4 ทฤษฎีหรือแนวความคิดที่ใช้ในการวิจัย

ทฤษฎีและแนวคิดที่ใช้มาจากการศึกษาวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในอดีตจนถึงปัจจุบันรวมทั้งการศึกษาพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอย่างละเอียด โดยการนำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่ได้คัดเลือกมาคำนวณและเปรียบเทียบกับข้อมูลจริงในสนาม หากวิธีใดมีความใกล้เคียง มีสมมติฐานที่สมจริงหรือมีแนวคิดที่สมเหตุสมผลต่อการนำมาปรับใช้กับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วง 3 โชนแล้วจะนำวิธีนั้นมาวิเคราะห์ต่อขุดออกไป และทำการทดลองเปรียบเทียบและสรุปผล โดยขั้นตอนการศึกษาสามารถดูได้จากหัวข้อที่ 1.6

1.5 ขอบเขตการวิจัย

ขอบเขตของการศึกษาและวิจัยการใช้สมการเชิงวิเคราะห์ที่สามารถปรับเข้ากับการเคลื่อนตัวของดินในช่วง 3 โชนจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมีดังนี้

1. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์จะวิเคราะห์ในช่วงระยะเวลาที่สั้น (Short term) หรือการเสีรูปร่างโดยทันทีทันใดเท่านั้นไม่คิดผลของการเสีรูปร่างในช่วงระยะยาว (Long term) หรือการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement)
2. การวิเคราะห์จะพิจารณาเฉพาะการเสีรูปร่างที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะเท่านั้น
3. จากข้อมูลผลการตรวจวัดทางธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน การนำไปใช้จึงเหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนเท่านั้น

1.6 ขั้นตอนของการศึกษา

ขั้นตอนการศึกษางานวิจัยสามารถสรุปเป็นข้อๆ ได้ดังนี้

1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวกับการใช้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์จากในอดีตจนถึงปัจจุบัน
2. ศึกษางานขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องโดยละเอียดเพื่อทราบถึงขั้นตอนการทำงานและโดยเฉพาะพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอน โดยเน้นเรื่องการเสีรูปร่างของชั้นดินเป็นหลัก
3. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสีรูปร่างของดินที่เกิดจากพฤติกรรมขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะในช่วง 3 โชน
4. ทำการรวบรวมข้อมูลการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคอันได้แก่ข้อมูลการตรวจวัดแนวหมุดวัดการทรุดตัวของดินหรือ Settlement array และข้อมูลการตรวจวัดอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinator จากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

5. นำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในข้อ 1 มาทำการคำนวณและเปรียบเทียบกับข้อมูลจริงในสนามที่เก็บรวบรวมมาในข้อที่ 4 โดยคำนวณจากข้อมูลจริงในโครงการ
6. ทำการวิเคราะห์ผลที่ได้และสรุปวิธีที่จะคัดเลือกมาใช้วิเคราะห์พฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วง 3 โชน
7. นำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่คัดเลือกแล้วมาปรับเข้ากับพฤติกรรมในแต่ละช่วงจนครบทั้ง 3 โชนเกิดเป็นวิธีใหม่ที่สมจริงมากขึ้น
8. จัดทำผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับข้อมูลการวัด
9. จัดทำสรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

บทที่ 2

หัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

2.1 กล่าวนำ

บทนี้ได้กล่าวถึงหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน ตั้งแต่ประวัติความเป็นมาและวิวัฒนาการของการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ ชนิดของหัวเจาะและความเหมาะสมต่อการเลือกใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ นอกจากนี้ยังได้กล่าวถึงการเคลื่อนตัวของดิน ในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ซึ่งได้อธิบายพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดิน สาเหตุของการเกิดการเคลื่อนตัว และปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเพื่อให้ก่อสร้างอุโมงค์ได้อย่างเหมาะสมและปลอดภัย เนื่องจากปัจจัยแต่ละชนิดส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ในลักษณะที่แตกต่างกัน และเพื่อให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมและปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะให้ดียิ่งขึ้น จะแสดงกรณีศึกษาผลกระทบของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่ผ่านมาในอดีตไว้ด้วย

2.2 วิวัฒนาการของการก่อสร้างอุโมงค์

อุโมงค์ที่มีอยู่ในปัจจุบันนี้มีพัฒนาการจากความสำเร็จในการก่อสร้างอุโมงค์เมื่อหลายพันปีก่อนซึ่งอุโมงค์เหล่านั้นก็ยังคงปรากฏให้เห็นอยู่จนถึงปัจจุบันนี้ โดยมีผู้กล่าวถึงพัฒนาการเริ่มแรกของประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์ไว้ว่า หลักฐานในงานก่อสร้างอุโมงค์เป็นสิ่งที่สะท้อนให้เห็นถึงพัฒนาการทางวัฒนธรรมของอารยธรรมมนุษย์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการพัฒนาทางด้านเทคนิคและเศรษฐกิจ

ในประเทศออสเตรเลียมีหลักฐานของงานขุด (Excavation work) ของมนุษย์ยุคแรกที่ใช้ถ้ำเป็นที่อยู่อาศัยเมื่อ 40,000 ปี ก่อนคริสต์ศักราช ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความพยายามในการที่จะปรับปรุงสภาพแวดล้อมให้สามารถอาศัยอยู่ให้ดีขึ้นและปลอดภัยต่อสิ่งแวดล้อมภายนอก โดยมนุษย์ในอารยธรรมเริ่มแรก (Early civilization) ใช้อุโมงค์เพื่อขุดหาแร่และวัสดุทางธรรมชาติที่จำเป็นต่อการดำเนินชีวิต เช่น หินเหล็กไฟ (Flint) เป็นต้น เหมือนที่ถูกขุดในยุคหินสำหรับหาหินเหล็กไฟที่ Grimes graves ใน East Anglia ประเทศอังกฤษนั้น เป็นหลักฐานที่แสดงให้เห็นถึงพัฒนาการสำคัญของอุโมงค์ใต้ดินในชั้นชอล์ก เหมือนนี้ถูกขุดโดยใช้พลั่วที่ทำมาจากเขากวาง การขุดเจาะนี้คาดว่าเริ่มในปี 15,000 ถึง 10,000 ก่อนคริสต์ศักราช เป็นการขุดเจาะอุโมงค์จากปล่องทางเข้า (Access pit) ที่บางปล่องลึกถึง 10 เมตรเข้าไปในชั้นชอล์ก

พัฒนาการของการขุดเหมืองมีความเกี่ยวพันอย่างใกล้ชิดกับการพัฒนาความชำนาญของมนุษย์ในศิลปะการก่อสร้างอุโมงค์ ประมาณช่วง 4,000 ถึง 3,000 ปีก่อนคริสต์ศักราชเป็นยุคที่มนุษย์ได้ให้ความสนใจกับการขุดเจาะอุโมงค์แบบต่างๆ ในชั้นหินอ่อน (Soft rock formations) เช่น ในยุคสำริด (ราว 3,000 ปีก่อนคริสต์ศักราช) ได้มีการขุดเหมืองทองในอียิปต์ โดยทำการขุดอุโมงค์ทั้งในแนวราบและแนวเอียงเพื่อเข้าไปสู่แหล่งแร่

ในยุคอารยธรรมเริ่มแรกอุโมงค์ถูกนำไปใช้ในวัตถุประสงค์ต่างกัน ตั้งแต่เป็นหลุมฝังศพไปจนกระทั่งถึงการใช้เป็นอุโมงค์ส่งน้ำและเป็นเส้นทางสัญจรสำหรับเข้าออก นอกจากนี้การใช้อุโมงค์สำหรับการทหารก็เป็นส่วนสำคัญในยุคอารยธรรมเริ่มต้นด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งใช้เป็นทางหลบหนีหรือเป็นเส้นทางเพื่อเข้าโจมตีฐานที่มั่นของศัตรู นอกจากนี้อุโมงค์ยังใช้ในระบบระบายน้ำ (Drainage system) และระบบส่งจ่ายน้ำ (Water supply) ในอดีตมีการผันน้ำผ่านระบบอุโมงค์ได้ดินเพื่อหลบเลี่ยงจากศัตรู โดยระบบนี้เริ่มตั้งแต่สมัยกรุงเฮรูซาเลม เอเธนส์และโรม ซึ่งเป็นระบบลำเลียงระบบแรก (The first conveyance function) จากจุดเริ่มต้นของการสร้างทางลับใต้ดินก็ได้กลายเป็นการก่อสร้างทางจราจรใต้ดินขึ้น เพื่อหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขวาง เช่น อาคารบ้านเรือน ทางแยกถนน หรือสิ่งก่อสร้างต่างๆ ที่มีความหนาแน่น และเป็นไปในรูปแบบของการขนส่งสมัยใหม่ (Modern Transportation)

ในปี ค.ศ. 1556 Georg Bauer (หรือ Georg Agricola ในภาษาละติน) ได้เขียนหนังสือชื่อ De Re Metallica ซึ่งถูกใช้เป็นคู่มือมาตรฐานเพียงเล่มเดียวสำหรับการขุดเหมือง สร้างอุโมงค์และการถลุงแร่เป็นระยะเวลาถึง 350 ปี หนังสือเล่มนี้ได้รวบรวมวิธีทางวิทยาศาสตร์และความเข้าใจคิดในยุคนั้นไว้อย่างละเอียด โดยบางส่วนของหนังสือได้เขียนไว้ว่า “หินที่หน้าอุโมงค์ถูกทำให้แตกโดยการเผาด้วยไฟแล้วราดด้วยน้ำผสมน้ำส้มสายชู (Mixtures of Vinegar and Water) จากนั้นจึงใช้ท่อนไม้จัดหินที่แตกออกมา แล้วใช้ตะเฒ (Wheelbarrow) หรือรถ 4 ล้อวิ่งบนแผ่นไม้กระดาน ในการขนย้ายไปที่ปล่อง (Shaft) การขนวัสดุขึ้นจากปล่องจะใช้กังหันน้ำดึงตะกร้าหนึ่งขึ้นไป แต่โดยมากแล้วจะใช้กรรมกรแบกตะกร้าใส่หลังไต่บันไดขึ้นไป”

ในยุคคลอง (Canal Era) ได้มีการสร้างอุโมงค์ที่ไม่ได้ใช้สำหรับทำเหมืองแร่ขึ้น อุโมงค์แรกที่สร้างอาจเป็นอุโมงค์ Mallpas (1679-1681) ในฝรั่งเศสซึ่งยาว 515 ฟุต (ประมาณ 160 เมตร) อุโมงค์ Tronquoy บนคลอง St. Quentin ถูกสร้างในปี ค.ศ. 1803 เป็นอุโมงค์แรกที่ค้ำยันด้วยไม้และประกอบส่วนโค้งด้วยหิน (Arched with Stone) ตลอดแนวอุโมงค์ ในประเทศอังกฤษมีอุโมงค์ 45 อุโมงค์บนคลองยุคแรก ระยะทางรวม 40 ไมล์ เช่น อุโมงค์ Harecastle (1766-1777) มีความยาว 1.5 ไมล์ ขนาดหน้าตัด 9x12 ตารางฟุต การพัฒนาของทางรถไฟในประเทศอังกฤษทำให้เกิดอุโมงค์ยาวหลายสาย เช่น อุโมงค์ Box Hill บนทางรถไฟ Great Western มีความยาว 2 ไมล์ ทำการขุดเจาะผ่านชั้นดินแข็ง

อุโมงค์สายแรกในอเมริกาเป็นอุโมงค์บนคลอง Schuylkill ที่เมืองออบิรัน รัฐเพนซิลวาเนีย มีความยาว 820 ฟุต ขนาดหน้าตัด 20x18 ตารางฟุต สร้างในปี ค.ศ. 1820 แต่เนื่องจากสภาพดินที่ไม่ดีพอทำให้อุโมงค์ทั้งสายพังหลังจากสร้างได้ไม่นาน อุโมงค์แห่งที่สองสร้างบนคลอง Union ใกล้เมืองเลบานอน รัฐเพนซิลวาเนีย มีความยาว 4.75 ไมล์

อุโมงค์แห่งแรกที่สร้างในชั้นดินอ่อนของอเมริกาเป็นท่อส่งน้ำประปาของเมืองชิคาโก (1864-1867) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 ฟุต (1.5 เมตร) สร้างด้วยอิฐก่อสองชั้นและมีความยาว 2 ไมล์ (3.2 กิโลเมตร) วางตัวอยู่ใต้ทะเลสาบ ทำการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวโดยไม่ใช้การอัดอากาศ การระบายอากาศทำโดยใช้ท่อตีบขนาด 6 นิ้วระบายอากาศเสียออกสู่พื้นดิน ในปี ค.ศ. 1871 มีการสร้างท่อส่งน้ำที่ Cleaveland โดยการทดลองใช้หัวเจาะ (Shield) แต่ก็ล้มเหลวจึงได้เปลี่ยนมาใช้วิธีที่ง่ายกว่า ปี ค.ศ. 1879 ได้มีการสร้างอุโมงค์ Haskins ผ่านชั้นดินตะกอน (Silt) โดยใช้วิธีอัดอากาศ (Compress Air) อุโมงค์นี้สร้างเสร็จในปี ค.ศ. 1905 โดย Mc Adoo หลังจากที่ต้องหยุดสร้างไปช่วงหนึ่งเนื่องจากการขาดเงินทุน ปี ค.ศ. 1888 มีการสร้างอุโมงค์ Sarnia International ใต้แม่น้ำ St. Clair ผ่านชั้นดินเหนียวโดยใช้หัวขุดเจาะ (Shield) มีความยาว 6,000 ฟุต (1,830 เมตร) และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต (6.1 เมตร)

วิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์ทั่วโลกได้ถูกรวบรวมไว้บางส่วนดังแสดงในตารางที่ 2.1 ส่วนในประเทศไทยนั้นได้มีการเจาะอุโมงค์กันมานานตั้งแต่อุโมงค์รถไฟขุนตาลสมัยรัชกาลที่ 6 โดยที่อุโมงค์ส่วนใหญ่เป็นอุโมงค์ส่งน้ำและอุโมงค์ระบายน้ำ รายละเอียดเกี่ยวกับประวัติงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯแสดงในตารางที่ 2.2

2.3 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

เริ่มจากในอดีตมนุษย์ได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์มาตั้งแต่ยุคโบราณ โดยมีหลักฐานบันทึกอย่างชัดเจนตั้งแต่ในสมัยกรีกและโรมันเมื่อ 2-3 พันปีก่อน โดยได้ขุดเจาะอุโมงค์ผ่านชั้นหินเพื่อการส่งน้ำ (Aqua duct) มีระยะทางยาวเป็นกิโลเมตร ใช้แรงงานคนเป็นหลักซึ่งใช้เป็นจำนวนมหาศาลและระยะเวลาก่อสร้างนานนับสิบปี ต่อมามนุษย์ได้เริ่มมีความสามารถในการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านชั้นดินและหินที่มีความแข็งแรงน้อยลง ซึ่งมีความยากและอันตรายมากขึ้นขณะทำการก่อสร้าง ทั้งจากสภาพพังทลายของดินและจากการทะลักของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังนั้นเพื่อหาทางป้องกันอันตรายจากการก่อสร้างอุโมงค์ จึงได้มีการคิดค้นหัวขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นเป็นครั้งแรกในประเทศอังกฤษในปี ค.ศ. 1818 (พ.ศ. 2361) โดย มาร์ค อีสซัมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel) หัวเจาะประกอบไปด้วยเซลล์ต่างๆและในแต่ละเซลล์สามารถให้คนงานเข้าไปได้อย่างอิสระและปลอดภัย หัวเจาะชนิดแรกเรียกว่า Screw Shield ซึ่งผนังของหัวเจาะสามารถดันไปด้านหน้าได้คล้ายกับขาถีบไฮดรอลิกดังแสดงในรูปที่ 2.1 หัวเจาะนี้ถือได้ว่าเป็นต้นแบบของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล หัวเจาะแบบที่สองของบรูเนลคือหัวเจาะแบบแบ่งส่วน (compartment) โดยเมื่อหัวเจาะถีบตัวออกไปด้วยขา

ถีบไฮดรอลิก คนงานก็สามารถเข้าไปขนย้ายดินในช่องเล็กๆแต่ละช่องออกมาได้ โดยแต่ละช่อง (cell) มีการถีบตัวไปข้างหน้าเป็นอิสระแยกจากช่องอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 หลังการขุดเจาะเสร็จ ในแต่ละรอบ ขาถีบจะถีบผนังอุโมงค์ที่ประกอบใหม่และดันตัวไปข้างหน้าพร้อมกับอุปกรณ์ต่างๆ ที่ใช้ในการขุดเจาะ (Suwansawat, 2002)

ตารางที่ 2.1 ประวัติของการเจาะอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

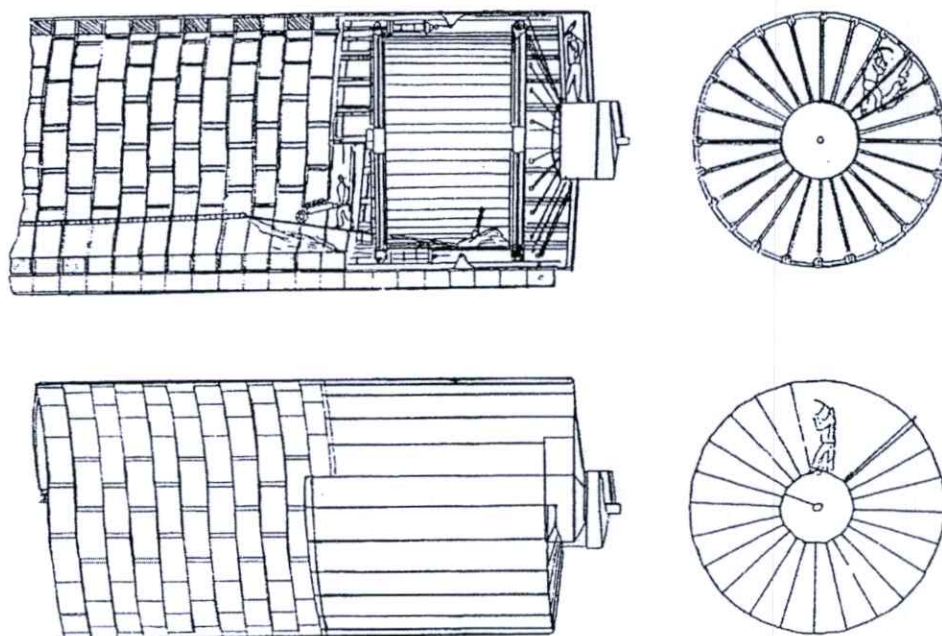
ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
BC (ก่อนคริสตกาล)			
40000	การทำเหมืองแร่เฮมาไทต์ในสมัยดึกดำบรรพ์เพื่อใช้เป็นเครื่องประดับที่เมือง BOMVU RIDGE ประเทศ สวิตเซอร์แลนด์	หลายขนาด	ไม่ระบุ
15000-10000	การพัฒนาการทำเหมืองแร่ใต้ดินที่ Grimes Graves, East Anglina เป็นแร่	มากกว่า 10 เมตร	ไม่ระบุ
3000-1000	Flint อุโมงค์หินที่เกี่ยวข้องกับการทำเหมืองแร่, หลุมศพและวัดที่ประเทศอียิปต์ อุโมงค์ขนาดใหญ่เกี่ยวกับการทำเหมืองแร่โลหะต่างๆ ที่ประเทศกรีก	หลายขนาด	ไม่ระบุ
2500-20 th C	การทำเหมืองแร่เกลือ ที่ Hallstatt Salzkammergut ประเทศออสเตรเลีย	ไม่ระบุ	ไม่ระบุ
2000-20 th C	เป็นยุคของการทำเหมืองแร่เหล็กที่ Mt.Laurion, Attic Peninsula, ประเทศกรีก	หลายขนาด	ไม่ระบุ
2000	อุโมงค์ลอดแม่น้ำยูเคติสและอุโมงค์ลอดแม่น้ำบาบิโลน	1 กิโลเมตร	3.6 x 4.5 เมตร
700	อุโมงค์ Shilloah	540 เมตร	ไม่ระบุ
700	อุโมงค์ส่งน้ำในเยรูซาเลม	200 เมตร	7 x 7 เมตร
600	อุโมงค์ส่งน้ำที่เกาะ Samos ประเทศกรีก	1.5 กิโลเมตร	1.8 x 1.8 เมตร
500BC-500AD	การทำเหมืองแร่ของโรมัน, อุโมงค์และเครื่องจักรช่วยปรับปรุงให้ระบายน้ำใต้ดินได้ดี	หลายขนาด	ไม่ระบุ

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาว ของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
AD (คริสตกาล)			
50	อุโมงค์ถนนลอด Posilopo ที่กรุงโรม	900 เมตร	กว้าง 7.5 เมตร
300-400	อุโมงค์เครือข่ายของที่ฝังศพที่ Catacombs	หลายขนาด	
500-1500	อุโมงค์เพื่อการทหาร กิจกรรมการทำเหมืองแร่และ โครงสร้างของอุโมงค์ถนนลอด	หลายขนาด	
700-2000	เหมืองแร่โลหะใต้ดินขนาดใหญ่ในยุโรป	5.6 กิโลเมตร	
1400	อุโมงค์เหมืองแร่ที่ Biber ประเทศฮังการี	ไม่ระบุ	
1500-1800	การเพิ่มของการใช้อุโมงค์เดินเรือ	ไม่ระบุ	
1627	การขุดเจาะอุโมงค์เหมืองแร่โดยใช้ดินปืนที่ Selmechbanya ประเทศฮังการี	หลายขนาด	
1627	อุโมงค์เดินเรือโดยใช้การระเบิดหินด้วยดินปืนที่ Languedoc ประเทศฝรั่งเศส	หลายขนาด	
1862	อุโมงค์รถไฟแห่งแรก(ใช้ม้า) ที่ Roanne-Andressieux	ไม่ระบุ	
1826-1829	อุโมงค์รถไฟขับเคลื่อนด้วยไอน้ำสาย Liverpool- Manchester ประเทศอังกฤษ	หลายขนาด	
1842	อุโมงค์ลอดแม่น้ำเทมส์เป็นอุโมงค์ลอดใต้น้ำแห่งแรก ที่ไม่มีการสร้างทางเบี่ยงของแม่น้ำ	150 เมตร	6.7 x 11.3 เมตร
1857-1871	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอิตาลี มีการใช้เครื่อง เจาะระบบไฮดรอลิกเจาะหินเป็นครั้งแรก	12.7 กิโลเมตร	8 x 7.5 เมตร
1864	Nobel ได้ประดิษฐ์ระเบิดไดนาไมต์และใช้ในอุโมงค์ ที่ Mont Cenis	ไม่ระบุ	
1872-1881	อุโมงค์ St.Gotthard	15 กิโลเมตร	8 x 7.4 เมตร
1895-1921	อุโมงค์ Simplon	19.7 กิโลเมตร	5 x 5.4 เมตร
1906-1912	อุโมงค์ Loetschberg การทำอุโมงค์รถไฟตัดภูเขา ประสบปัญหาการไหลของน้ำอย่างแรง	16 กิโลเมตร	8 x 6.1 เมตร

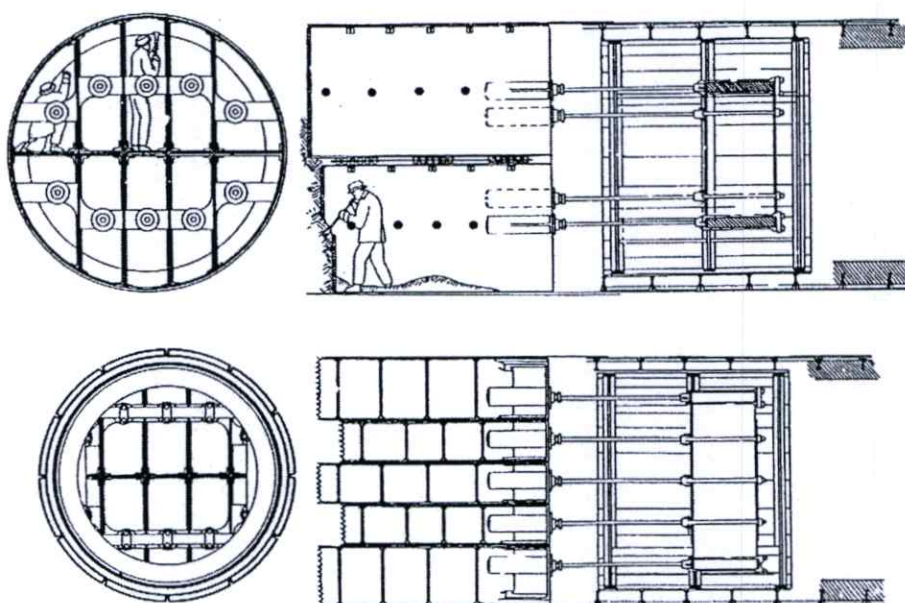
ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาว ของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1918-1934	อุโมงค์ Tanna ที่ญี่ปุ่นมีปัญหาใหญ่ของทรุดของ เพดานอุโมงค์สูงถึง 60 เมตรและการทะลักไหลของ น้ำเข้าอุโมงค์ มีความดันน้ำถึง 200 เมตร และ อุณหภูมิของน้ำสูงกว่า 30 องศา ใช้คอนกรีตหนาถึง 2 เมตร เป็นผนังอุโมงค์	7.8 กิโลเมตร	8.4 x 5.8 เมตร
1920-1931	อุโมงค์ Great Apennine	18.5 กิโลเมตร	9.4 x 8.3 เมตร
1924-1927	อุโมงค์ New Cascade สหรัฐอเมริกา อัตราการเจาะ อุโมงค์ 4.3 กิโลเมตร/ปี	12.4 กิโลเมตร	4.9 x 7.3 เมตร
1925-1934	อุโมงค์ Mersey Liverpool เป็นอุโมงค์ถนนลอดใต้น้ำ 4 ช่องทางจราจร ความลึกเฉลี่ยจากท้องแม่น้ำถึง หลังคาอุโมงค์ 10 เมตร ในช่วงความลึก 10 เมตร เป็น ชั้นหิน 6 เมตร	3.4 กิโลเมตร	14 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)
1959-1965	อุโมงค์ Mont Blanc เป็นอุโมงค์ทางหลวงที่ยาวที่สุด	12.7 กิโลเมตร	9 x 12.5 เมตร 9 x 9.7 เมตร
1964-1988	อุโมงค์ Seikan ที่ญี่ปุ่นก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้การเจาะ ด้วยวัตถุระเบิด มีการทะลักไหลของน้ำเข้าอุโมงค์ 11 ลิตร/นาที่	53.8 กิโลเมตร (23.3 กิโลเมตร ใต้น้ำ)	5 x 4.2 เมตร
1968-1974	อุโมงค์ Orange Fish ที่แอฟริกาใต้ มีปัญหาน้ำท่วม และเกิดติดไฟของแก๊สมีเทนในอุโมงค์	82.5 กิโลเมตร	5.4 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)
1986-1992	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอังกฤษมีการขุดเจาะ อุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ	50.5 กิโลเมตร	7.6 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)

ตารางที่ 2.2 รายละเอียดเกี่ยวกับประวัติงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพ

ปี ค.ศ.	โครงการ	ลักษณะดิน	วิธีการก่อสร้าง
1970-1974	อุโมงค์ระบายน้ำพระรามเก้า Ø 3.3 ม. ยาว 1.8 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน ลึก 5 – 8 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบ Blind
1975-1979	อุโมงค์ส่งน้ำ บางเขน – หัว ลำโพง – ท่าพระ Ø 2.0 – 3.4 ม. ยาว 24.5 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 17 – 20 ม. จากผิวดิน โดย มีบางช่วงที่อยู่ในชั้นทราย และลอคได้แม่น้ำเจ้าพระยา	- หัวเจาะแบบเครื่องขุดและ กึ่งเครื่องขุด พร้อมระบบการ อัดอากาศ - หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน ในช่วงที่ขุดเจาะผ่านชั้นทราย และลอคได้แม่น้ำ
1981-1983	อุโมงค์ส่งน้ำ ประดิพัทธ์ – ลุมพินี Ø 2.0 – 2.5 ม. ยาว 7.1 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 17 – 20 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องขุด พร้อมระบบการอัดอากาศ
1990-1991	อุโมงค์ส่งน้ำ สุทธิสาร – รัชดา Ø 2.0 ม. ยาว 2.2 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องขุด
1994-1997	อุโมงค์ระบายน้ำ ดินแดง – มักกะสัน Ø 2.5 และ 3.2 ม. ยาว 10 กิโลเมตร	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งลึก 10 - 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1995-1997	อุโมงค์ส่งน้ำ ศรีนครินทร์ – ร่วมเกล้า Ø 2.0 ม. ยาว 10.5 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 16 - 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1999-2000	อุโมงค์ระบายน้ำ คลองเปรม ประชากร Ø 3.4 ม. ยาว 1.8 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1999-2000	อุโมงค์ระบายน้ำราษฎร์บูรณะ Ø 2.3 ม. ยาว 1 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุลร่วมกับวิธีการดันท่อ
1998-2001	อุโมงค์รดไฟฟ้าใต้ดินสายสี น้ำเงิน หัวลำโพง – บางซื่อ Ø 5.7 ม. อุโมงค์คู่ ยาว 18 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งและชั้นทรายลึก 12 - 25 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล 8 หัวเจาะ
2003-2007	อุโมงค์ระบายน้ำแสนแสบ- ลาดพร้าว Ø 5 ม. ยาว 5.3 กม.	ก่อสร้างในชั้นทรายลึก 27 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
2004-2006	อุโมงค์ส่งน้ำ พระราม 2 – ถนนวงแหวนรอบนอก ตะวันตก Ø 2.66 และ 3.2 ม. ยาว 6 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งลึก 21 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
2008-2009	อุโมงค์ส่งน้ำ ในถนนวงแหวน รอบนอกฝั่งตะวันออก จาก แยกถนนหมายเลข 351 ถึง แยกทับช้าง Ø 3.57 ม. ยาว 9.6 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง และชั้นทรายลึก 18 ม. จากผิว ดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล



รูปที่ 2.1 หัวเจาะ Screw Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)



รูปที่ 2.2 หัวเจาะ Compartment Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)

2.4 ชนิดของหัวเจาะ

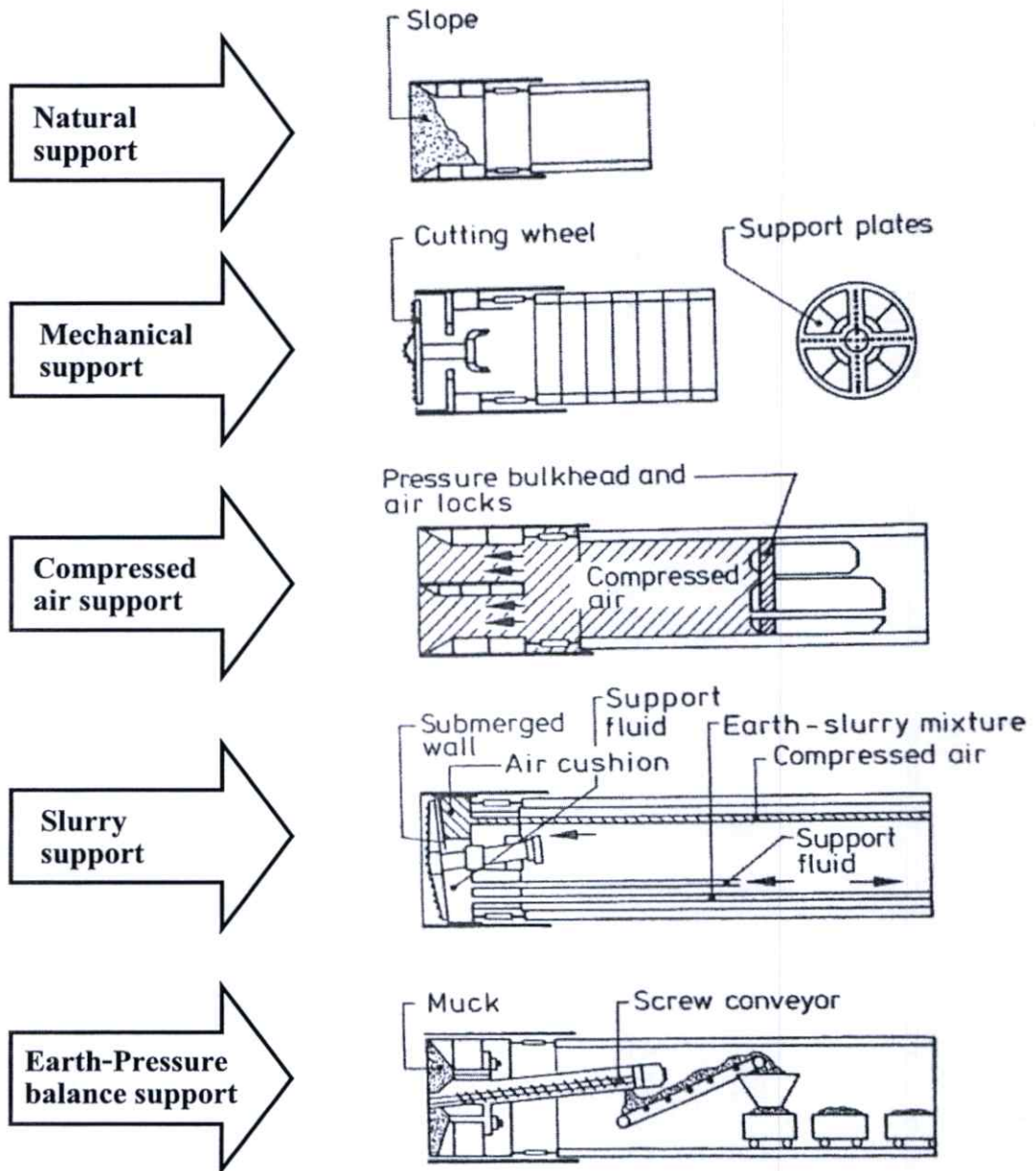
ในการก่อสร้างอุโมงค์ให้เกิดความปลอดภัยและประหยัด การเลือกชนิดของหัวขุดเจาะอุโมงค์ให้เหมาะสมมีความสำคัญในการก่อสร้าง นอกเหนือจากสภาพของชั้นดิน สภาพของพื้นผิว

ขนาดและความยาวในงานก่อสร้าง การวางแผนเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดินและระยะเวลาการก่อสร้าง

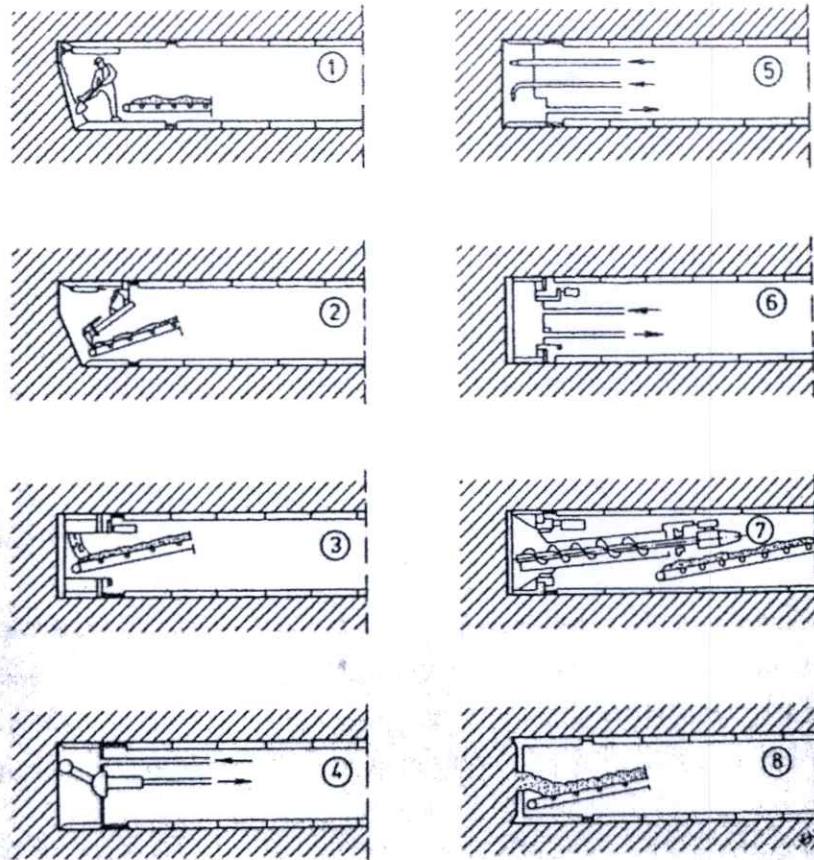
หัวขุดเจาะอุโมงค์ (Shield Machines, SM) มีทั้งค้ำยันด้านหน้าแบบปิดและค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบปิด (Close-Face Type Shield Machines) มักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่มีความมั่นคงน้อยหรือเกิดการเคลื่อนตัวได้ง่าย อันได้แก่หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield) หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด (Open-Face Type Shield Machines) โดยทั่วไปมักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่ค่อนข้างมีความมั่นคง ซึ่งมีประเภทเปิดอย่างเต็มที่ (Fully Open) และเปิดเพียงบางส่วน (Partially Open) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดอย่างเต็มที่ (Fully Open) แบ่งย่อยออกได้เป็นการขุดด้วยมือ (Hand Mine) ประเภทกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical) และประเภทเครื่องยนต์ (Mechanical) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดบางส่วนจะรวมถึงหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind Shield การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้าแสดงดังตารางที่ 2.3 และรูปที่ 2.3 ส่วนลักษณะการขุดและขนถ่ายดินแสดงดังรูปที่ 2.4 และในตารางที่ 2.4 ได้แสดงลักษณะของชั้นดินที่เหมาะสมต่อการใช้หัวเจาะอุโมงค์แต่ละชนิด

ตารางที่ 2.3 การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า

	ประเภทของค้ำยันด้านหน้า	ประเภทของหัวขุดเจาะ	การรักษาเสถียรภาพที่ด้านหน้าระหว่างขุดเจาะ	วิธีการขุดดิน
หัวเจาะ	Fully Open	Manual	Hood + Earth Retaining Jack	Hand
		Semi-Mechanical	Hood + Earth Retaining Jack	Back Hoe, etc.
		Mechanical	Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
	Partially Open	Partial Face Extraction	Hood	Excavation shovel, bucket tooth
		Blind	Steel Bulkhead with slit	Extrusion
	Closed	Earth Pressure Balance (EPB)	Dug Soil + Cutter Disk or Spoke + (additive)	Revolving Cutter
		Slurry	Slurry + Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
		Mixed	Slurry + EPB	Revolving Cutter



รูปที่ 2.3 ลักษณะการค้ำยันด้านหน้าของหัวขุดเจาะประเภทต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)



- 1) ขุดและขนย้ายด้วยแรงงานคนหรือบรรทุกด้วยกระบะขนดินหรือสายพานลำเลียง
- 2) ขุดและขนย้ายดินด้านหน้าบางส่วนด้วยเครื่องจักรที่ติดตั้งในหัวเจาะและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 3) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรที่ติดตั้งในหัวเจาะและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 4) ขุดและขนย้ายดินด้านหน้าบางส่วนด้วยเครื่องจักรและใช้สารละลายผสมดินลำเลียงออก (Slurry transport)
- 5) ขุดและขนย้ายดินด้วยระบบไฮดรอลิกและใช้สารผสมดินลำเลียงออก (Hydraulic excavation and Slurry transport)
- 6) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรและใช้สารละลายผสมดินลำเลียงออก (Slurry transport)
- 7) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรและลำเลียงออกด้วยสว่านลำเลียงดินและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 8) ปล่อยให้ดินไหลเข้าทางด้านหน้าและขนย้ายออกด้วยสายพานลำเลียง

รูปที่ 2.4 ลักษณะการขนย้ายดินภายในหัวเจาะแบบต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)

ตารางที่ 2.4 การเลือกประเภทหัวขุดเจาะอุโมงค์ที่เหมาะสม

Shield type Strata		Closed type							Open type					
		Earth pressure balanced type				Slurry type			Manual excavation type		Semi-mechanical type		Mechanical type	
		Earth pressure		Mud pressure										
Soil type	N-value	Applicability	Precautions	Applicability	Precautions	Applicability	Precautions	Applicability	Precautions	Applicability	Precautions	Applicability	Precautions	
Alluvial clayey soil	Humus	0	x	-	Δ	-	Δ	-	x	-	x	-	x	-
	Silt and clay	0 - 2	o	-	o	-	o	-	Δ	Ground movement	x	-	x	-
	Sandy silt and sandy clay	0 - 5	o	-	o	-	o	-	Δ	Ground movement	x	-	x	-
		5 - 10	o	-	o	-	o	-	Δ	Ground movement	Δ	Ground movement	Δ	Ground movement
Diluvial clayey soil	Loam and clay	10 - 20	Δ	Plugging due to excavated	o	-	o	-	o	-	o	-	Δ	Plugging due to excavated soil
	Sandy loam and sandy clay	15 - 25	Δ	Plugging due to excavated soil	o	-	o	-	o	-	o	-	o	-
		25 or over	Δ	Plugging due to excavated soil	o	-	o	-	Δ	Excavator Loader	o	-	o	-
	Hard pan (Mudstone)	50 or over	Δ	Plugging due to excavated soil	Δ	Bit wear		Bit wear	x	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure
Sandy soil	Sand mixed with silty clay	10 - 15	o	-	o	-	o	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure
	Loose sand	10 - 30	Δ	Fine fraction content	o	-	o	-	Δ	Groundwater pressure	x	-	Δ	Groundwater pressure
	Dense sand	30 or over	Δ	Fine fraction content	o	-	o	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure
Sand, gravel and boulders	Loose sand and gravel	10 - 40	Δ	Fine fraction content	o	-	o	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure
	Cemented sand and gravel	40 or over	Δ	Groundwater pressure	o	-	o	-	Δ	Safe excavation*4	Δ	Groundwater pressure	Δ	Wear of bits and face plate*4
	Sand and gravel mixed with cobbles	-	Δ	Screw conveyor specifications*1	o	-	Δ	Bit specification*3	Δ	Bit specification*4	Δ	Groundwater pressure	Δ	Wear of bits and face plate*4
	Boulder and cobbles	-	Δ	Bit specification*2	Δ	Bit specification*2	Δ	Gravel crushing*3	Δ	Bit specification*4	Δ	Groundwater pressure*5	x	-

Note: 1) Applicability symbols:

○: Suitable for the soil condition in principle. Δ : Auxiliary measures and/or mechanisms must be studied in advance.

×: Not suitable for the soil conditions in principle.

2) Open shields frequently used with the pneumatic method but the applicability must be checked.

3) Blind shield is not included in the list because this type is seldom used. This type is only applicable to certain alluvial clayey soil and entails ground movement.

4) N-values are shown as a guide of soil quality.

5) Precautions given represent only the most important factors for the Δ marked grounds and type. The asterisks (*) indicate presence of other similarly important precautions.

For example, *1: Wear of bit and face plate, bit specifications, *2: Serew conveyor specifications, *3: Countermeasures against slurry leakage, *4: Groundwater pressure, and *5:Over-excavation

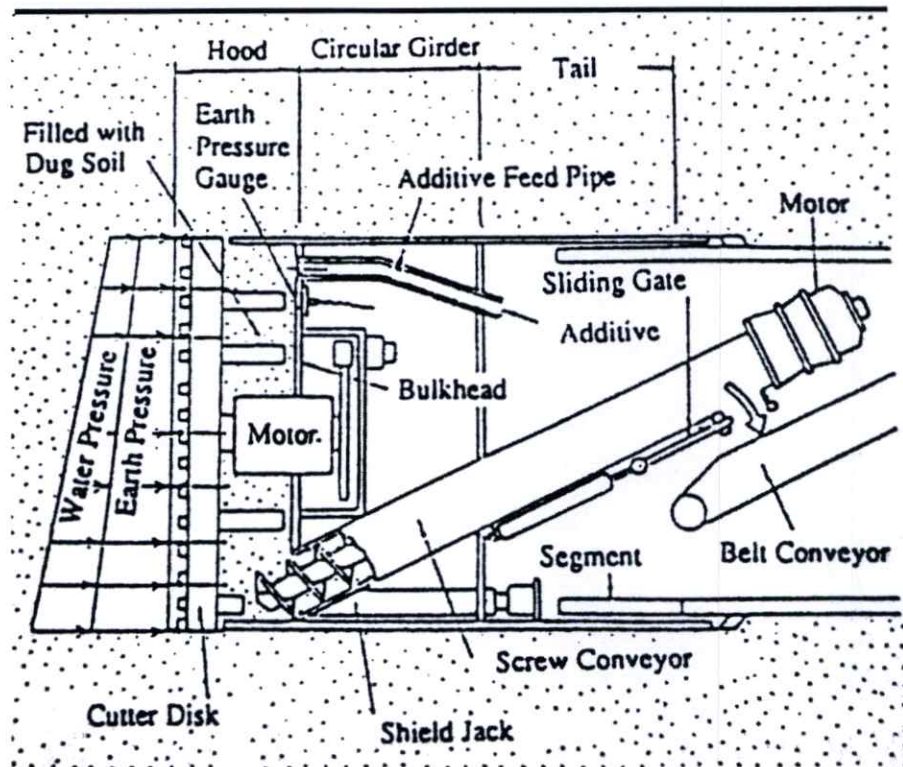
6) Mudstone with low strength is considered.

2.4.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)

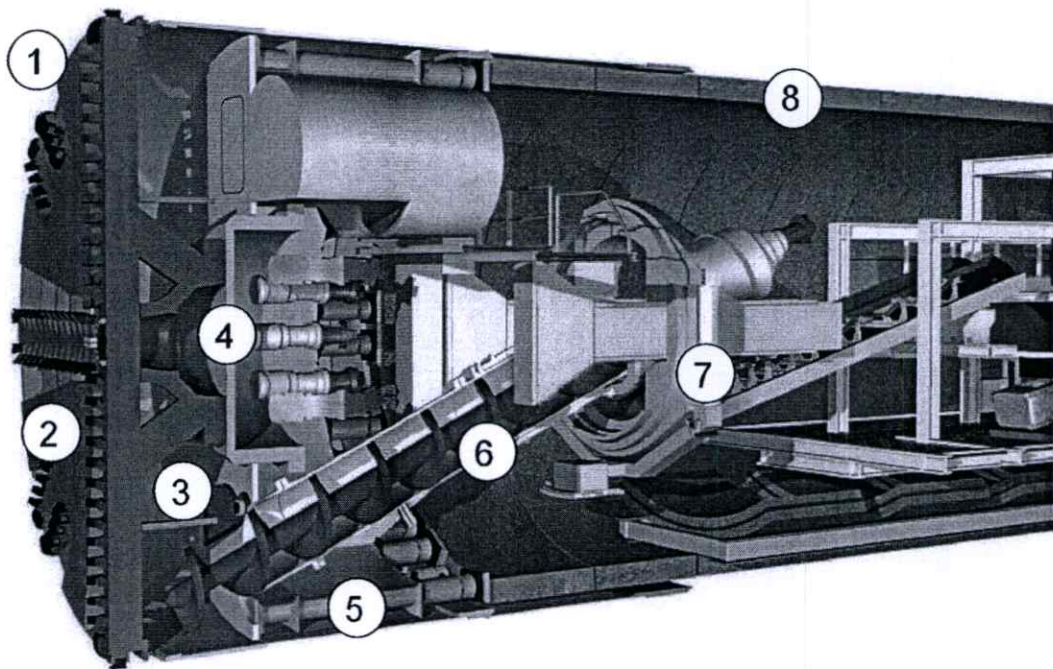
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลจะเปลี่ยนดินที่ขุดให้เข้ากับความดันโคลน และปรับยึดความดันที่ส่วนหน้าของหัวขุดเจาะให้คงที่ หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล EPBS ประกอบด้วยกลไกของการขุดเพื่อตัดเนื้อดิน กลไกการผสมผสานผสมดินที่ขุดออกมาให้เข้ากับความดันโคลน กลไกการปล่อยดินเพื่อจะปล่อยดินและกลไกการควบคุมที่จะรักษาการกระจายตัวของแรงดันดิน หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลแยกออกเป็นหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) และหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันโคลน (Mud Pressure Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) จะตัดเนื้อดินด้วยหัวเครื่องแบบหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ เต็มเนื้อที่ว่างระหว่างส่วนหน้าและส่วนก้นตรงหัวขุดเจาะอุโมงค์ ที่มีดินผสมและให้ความดันแก่ดินด้วยแรงพุ่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ความดันของดินที่ส่วนหน้าจะมีความสม่ำเสมอแก่ดินเต็มพื้นที่หน้าตัดของหัวขุดเจาะ หลังจากนั้นดินจะถูกขนย้ายออกในโดยวิธีการของการลำเลียงด้วยสายพานลำเลียง

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันโคลน(Mud Pressure Type Shield Machines) จะฉีดสารผสม (Admixture) เพิ่มเข้าไปในดินและผสมกับดินที่ขุดโดยหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ ความดันของโคลนที่มาจาก การหลอมเหลวทำให้เกิดความสม่ำเสมอแก่ส่วนหน้าในวิธีการเดียวกันกับหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน และดินจะถูกขนย้ายออกมาโดยสายพานลำเลียง ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแสดงดังรูปที่ 2.5 และ รูปที่ 2.6



รูปที่ 2.5 ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)



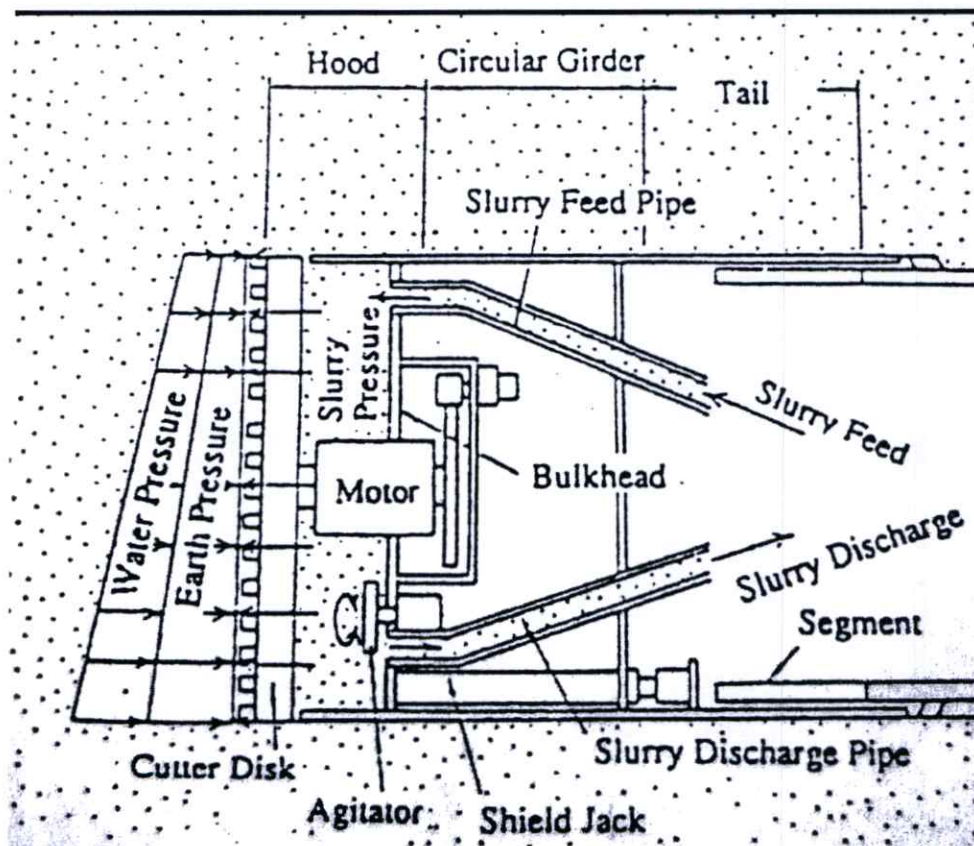
รูปที่ 2.6 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล 1: Face, 2: Cutterhead, 3: Working Chamber, 4: Bulkhead, 5: Thrust cylinder, 6: Screw conveyor, 7: Erector, 8: Segments (Rehm, 2006)

2.4.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)

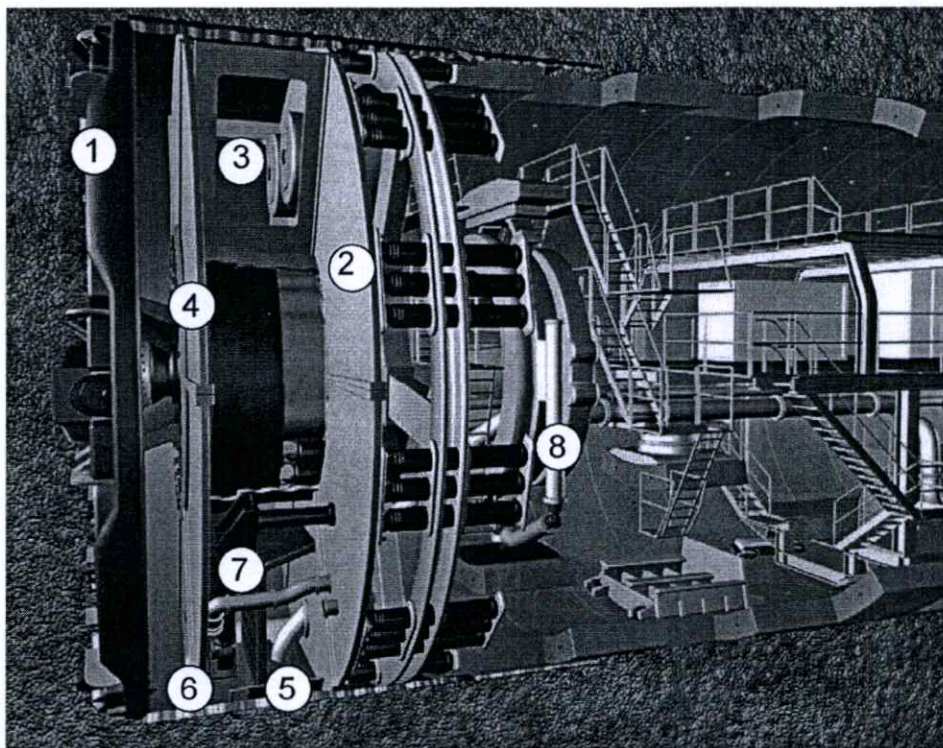
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำโคลน น้ำโคลนปรับสมดุลดินที่ได้จะทำให้มีความดันเพื่อทำให้เกิดเสถียรภาพแก่ส่วนหน้าที่ตัดเนื้อดิน แรงดันน้ำโคลนจะหมุนเวียนและจะนำส่งดินที่ขุด โดยการลำเลียงของเหลวด้วยอุปกรณ์การป้อนหรือการปล่อยสารละลายปรับสมดุลดินให้หมุนเวียน และทำให้เกิดความดันแก่น้ำโคลน ควบคุมด้วยอุปกรณ์ปรับคุณสมบัติของสารละลายให้อยู่ในระดับที่ได้ระบุไว้ ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนแสดงดังรูปที่ 2.7 และรูปที่ 2.8

2.4.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines)

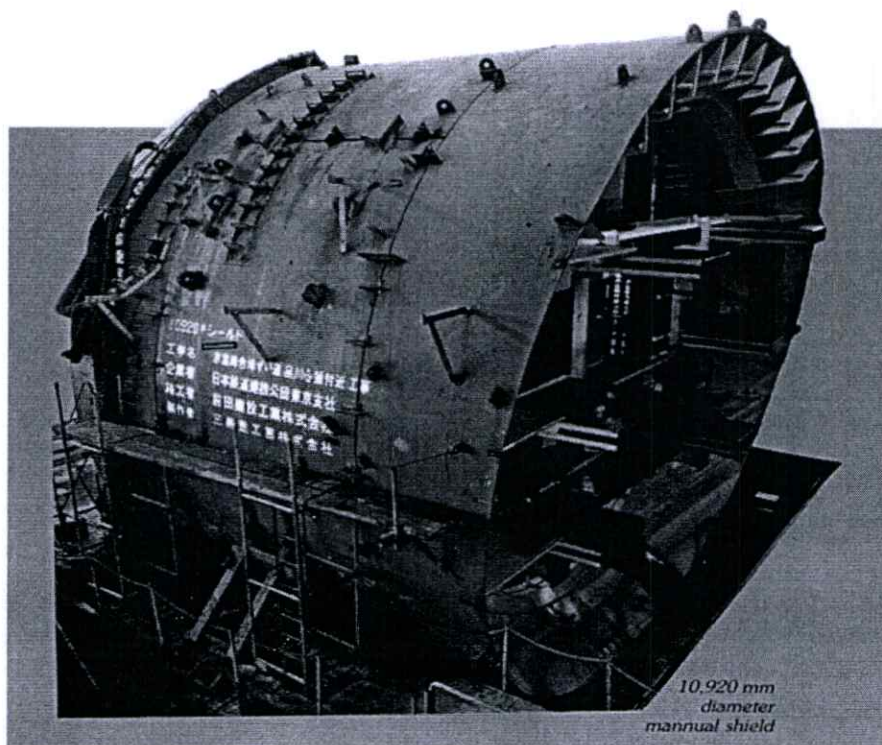
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดและควบคุมด้วยมือ (รูปที่ 2.9 และ) ใช้ขุดตัดดินด้วยเครื่องสำหรับ แชะหรือตัด อุปกรณ์ที่ใช้ในงานขุดเหมือง อุปกรณ์สำหรับทุบหรือกระแทกให้แตก ฯลฯ ดินที่ขุดออกมาจะถูกย้ายโดยสายพานลำเลียง รถเข็น และอื่นๆ หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือโดยปกติ จะจัดให้มีกลไกการทำให้มีเสถียรภาพของส่วนหน้า เช่น ฝาครอบ แม่แรงที่ใช้สำหรับทำให้หินหรือดินแข็งแตกซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพของดิน



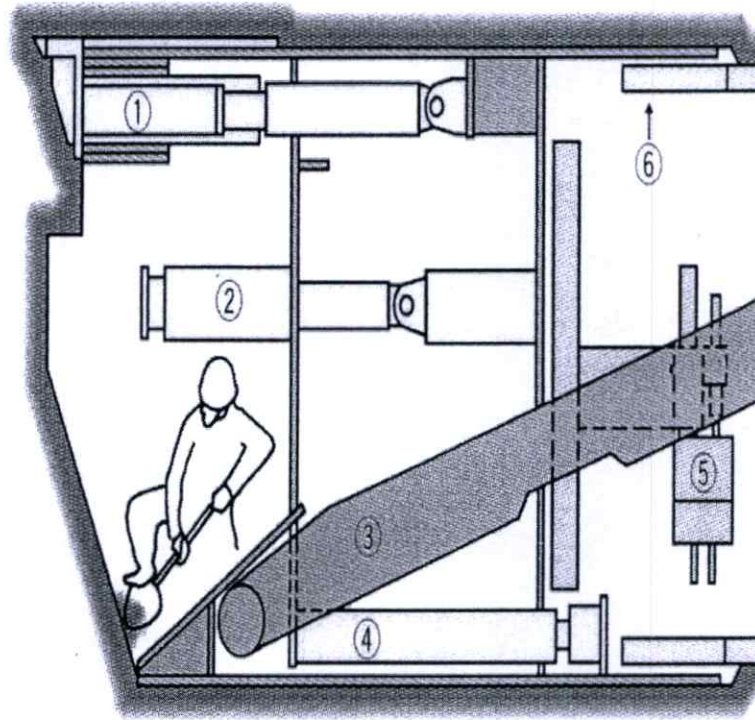
รูปที่ 2.7 ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 2.8 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1: Cutterhead, 2: Bulkhead, 3: Air-cushion, 4: Submerged wall, 5: Slurry line, 6: Stone crusher, 7: Feeding Line, 8: Erector (Rehm, Herrenknecht, 2006)



รูปที่ 2.9 ลักษณะของหัวเจาะแบบชุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)



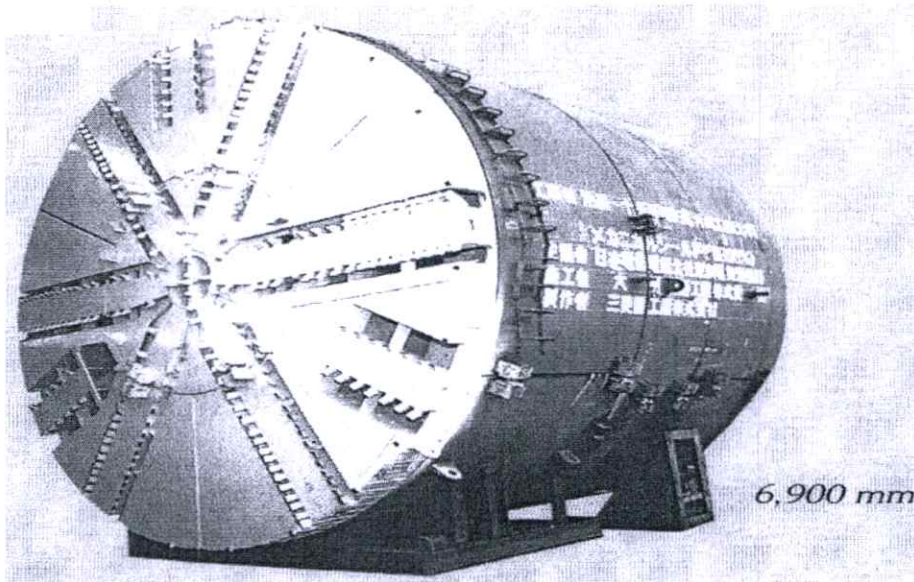
รูปที่ 2.10 กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบชุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)

2.4.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines)

หัวชุดเจาะอุโมงค์แบบกึ่งเครื่องยนต์มีพื้นฐานมาจากหัวชุดเจาะอุโมงค์แบบชุดด้วยมือ ซึ่งจะตัดดินด้วยอุปกรณ์การชุดและขนถ่ายดินพร้อมกัน ส่วนหน้าของเครื่องใช้ระหว่างการชุดจะเปิดกว้างมากและยากที่จะปกป้องส่วนหน้าที่ตัดเฉือนในระหว่างชุด หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์จะต้องระวังความปลอดภัยของคนงานและการทำงาน ระบบพลังงานที่ใช้อย่างกว้างขวางก็คือไฮดรอลิกและไฟฟ้าเนื่องจากเป็นพลังงานที่ปลอดภัยสำหรับการทำงานอุโมงค์ และ ระดับความดังของเสียงจากแหล่งพลังงานก็ต้องต่ำสุดเท่าที่เป็นไปได้

2.4.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

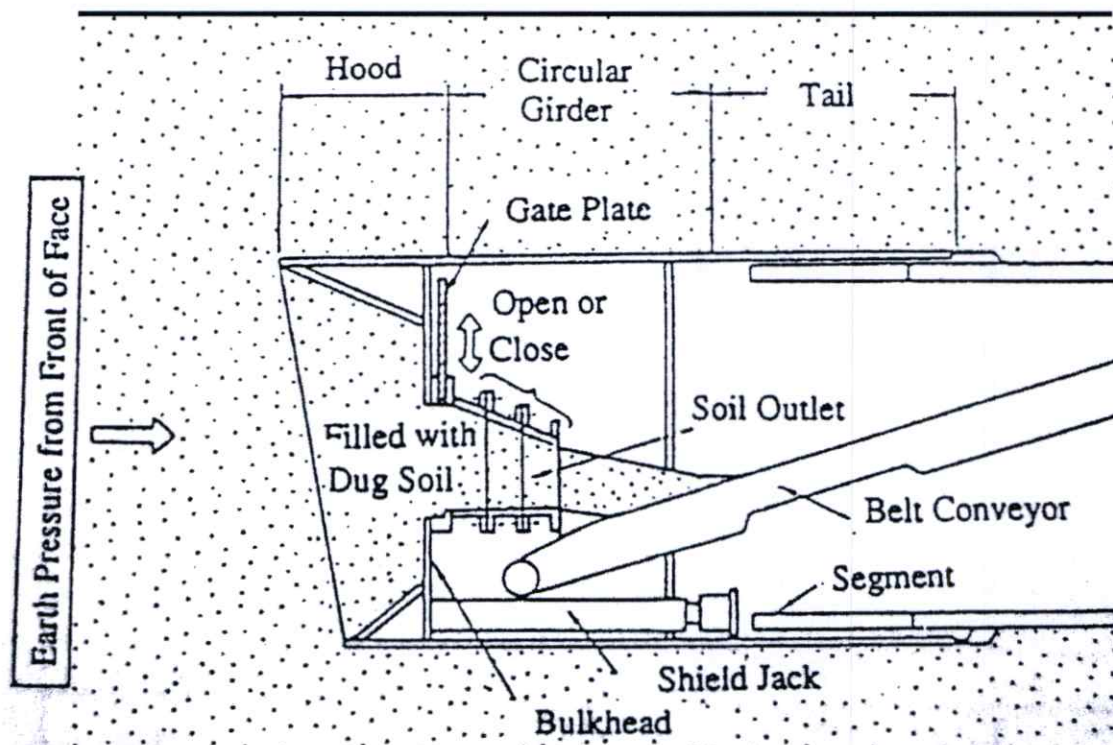
หัวชุดเจาะอุโมงค์แบบเครื่องยนต์ (รูปที่ 2.11) มีลักษณะเฉพาะคือมีหัวตัดดินอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะที่จะตัดดินอย่างอัตโนมัติโดยต่อเนื่องและจะมีการป้องกันส่วนหัวตัดดินด้วยองค์ประกอบหลักของหัวเจาะแบบเครื่องยนต์จะมี หน่วยการชุด หน่วยบรรทุกดิน และอุปกรณ์ลำเลียงดิน ดินจะถูกลำเลียงสู่สายพานด้วยถังตก โดยปกติถังตกจะติดอยู่กับหัวตัดดิน (Cutter head) ด้านหน้า



รูปที่ 2.11 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

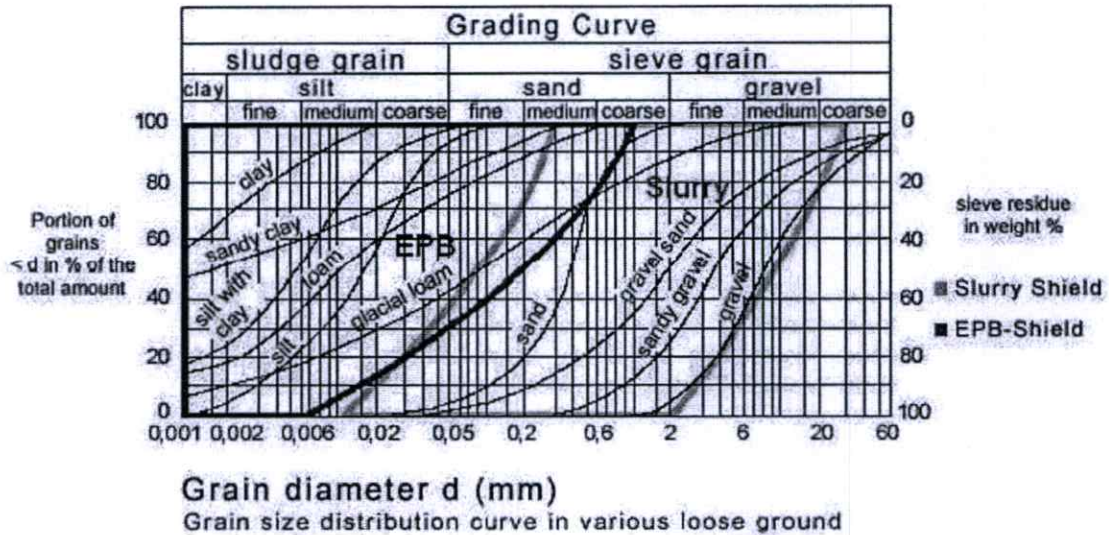
2.4.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind (รูปที่ 2.12) จะคลุมปิดส่วนหน้าของเครื่องตัดยกเว้นทางออกของดินที่สามารถปรับขนาดได้ ส่วนหน้าของหัวเจาะจะถูกดันเข้าไปยังชั้นดินเพื่อทำให้ชั้นดินหลวม อ่อนตัวและเคลื่อนย้ายไปยังจุดปล่อยดิน เสถียรภาพที่ด้านหน้าหัวเจาะขึ้นอยู่กับแรงต้านทานในการปล่อยดินที่เป็นของเหลวให้อยู่ในปริมาณที่เหมาะสม



รูปที่ 2.12 ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)

นอกจากนี้ยังสามารถเลือกหัวเจาะที่เหมาะสม จากกราฟการกระจายตัวของเม็ดดินได้โดยรูปที่ 2.13 แสดงความสัมพันธ์ที่เหมาะสมในการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 2.13 แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน

2.5 ประเภทของดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน

ในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนสามารถแบ่งชั้นดินออกได้ตามพฤติกรรมของดินหน้าอุโมงค์ตามลักษณะการเคลื่อนตัวของดิน โดยมีลักษณะดังต่อไปนี้ (Terzaghi, 1950)

1) ดินที่มีความมั่นคง (Firm Ground) ในดินประเภทนี้เราสามารถก่อสร้างอุโมงค์โดยปราศจากการพังทลายของดินชนิดต่างๆที่สามารถเห็นได้เด่นชัด

2) ดินที่คลายตัว (Raveling Ground) ดินลักษณะนี้จะหลุดร่วงเป็นชิ้นๆจากเพดานอุโมงค์ที่บางจุดเมื่อดินมีการเคลื่อนตัว

3) ดินที่ทลายลงมาได้ (Running Ground) ดินลักษณะนี้เมื่อนำค้ำยันดินออกไปแล้วจะไม่สามารถคงสภาพตัวเองได้ เนื่องจากความชันของดินมีค่ามากเกินไปจนแรงเสียดทานภายในของดินซึ่งมีค่าประมาณ 30-35 องศา ทำให้ดินทลายลงมาและพฤติกรรมนี้จะหยุดได้ก็ต่อเมื่อดินทลายลงมาจนมีความชันเท่ากับหรือน้อยกว่า 30-35 องศา

4) ดินที่ไหลได้ (Flowing Ground) ดินลักษณะนี้จะมีสภาพเสมือนเป็นก้อนดินเหลวขนาดใหญ่และมีความแตกต่างจากดินที่ทลายลงมาได้ คือ ดินสามารถไหลเข้ามาจากทุกทิศทางได้ ถ้าไม่มีการขยับป้องกัน อาจทำให้ดินไหลเข้ามาจนเต็มอุโมงค์ได้

5) ดินบีบตัว (Squeezing Ground) พฤติกรรมของดินลักษณะนี้จะเกิดอย่างช้าๆ โดยไม่เกิดการแตกหรือแยกตัวของดินเป็นชั้นให้เห็นได้ชัด แต่จะมีการสะสมความเค้นไว้ภายในอย่างต่อเนื่อง และจะมีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ

6) ดินที่บวมตัว (Swelling Ground) การบวมตัวของดินจะเกิดอย่างช้าๆ มีสาเหตุมาจากการเพิ่มปริมาตรของดิน โดยการดูดซึมน้ำในบริเวณโดยรอบเข้าไป

นอกจากนี้ Terzaghi ยังได้หาความสัมพันธ์ระหว่างวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ที่เหมาะสมกับสภาพชั้นดินที่แบ่งตามลักษณะของการเคลื่อนตัวดังนี้

1) Firm Ground

ชนิดของดิน : ดินเหนียว Firm ถึง Stiff รวมทั้ง Clay Tills, Cemented Sand and Gravel

วิธีขุดเจาะ : อาจใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์เพราะมีเวลาขึ้นตัวเพียงพอ

2) Raveling Ground

ชนิดของดิน : Sand and Silts ที่มีความเหนียวเนื่องจากแรงดึงใน Pore-Water

วิธีขุดเจาะ : อาจใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือ โดยต้องทำการค้ำยันที่ด้านหน้าและหลังคาหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์ที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบทันที

3) Running Ground

ชนิดของดิน : ทรายแห้งและ Loose Gravel

วิธีขุดเจาะ : ใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือและใช้ Forepoling ค้ำยันหลังคาหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์โดยอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่จะมีการใช้ Hooded Shield และ Boxed Shield (Divided Shield)

4) Flowing Ground

ชนิดของดิน : Uncemented Sands and Silts ใต้ระดับน้ำใต้ดิน

วิธีขุดเจาะ : ใช้หัวเจาะแบบอัดอากาศหรือใช้การลดระดับน้ำใต้ดิน หรือการฉีดอัดน้ำปูนร่วมด้วย (โดยทั่วไปแล้วจะไม่ใช้การฉีดอัดน้ำปูนร่วมกับการลดระดับน้ำใต้ดิน)

5) Squeezing Ground

ชนิดของดิน : Very Soft หรือ Firm intact Clay

วิธีขุดเจาะ : ใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบอัดอากาศหากดินอ่อนมาก

2.6 เสถียรภาพของดินในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

เสถียรภาพของดินในงานขุดเจาะอุโมงค์มีความสำคัญทั้งเรื่องความปลอดภัยและความเหมาะสมในการเลือกวิธีการขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า โดยปกติเสถียรภาพของดินในการก่อสร้างอุโมงค์มักสนใจที่ด้านหน้าอุโมงค์เป็นหลัก (Face Stability) เนื่องจากเป็นจุดที่มักจะพบการพังทลายเพราะเป็นส่วนแรกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน

เสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์อาจจำแนกได้ด้วย Stability Factor, N' ที่ถูกนำเสนอโดย Peck (1969) ซึ่งได้แบ่งย่อยตามชนิดของดินดังต่อไปนี้

1) Clay and Silty Sands

ความเชื่อมั่นของดินต้องมีความพอเพียงและมีค่า Compressive Strength ที่เหมาะสม โดยทราบได้จากการทดสอบแรงเฉือนของดินแบบไม่มีแรงดันด้านข้าง (Unconfined Compressive Strength) ซึ่งการคำนวณค่า Stability Factor หาได้ดังสมการ

$$N' = \frac{P_z - P_s}{S_u} \quad (2.1)$$

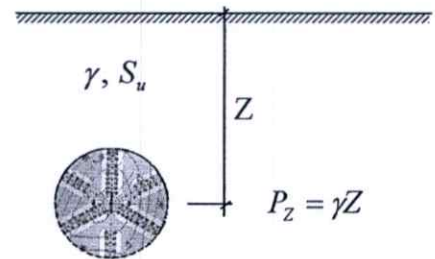
โดย

N' = Stability Factor

P_z = Overburden Pressure ที่ตำแหน่งกึ่งกลางอุโมงค์

P_s = Support Pressure เช่น Face Pressure

S_u = Undrained Shear Strength



2) Cohesive Soils

ดินเหนียวที่มีความเชื่อมั่นหรือมีลักษณะคล้ายวัสดุที่เป็นพลาสติก สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง Stability Factor และพฤติกรรมของดินได้ดังแสดงในตารางที่ 2.5

3) Silty Sand เหนือระดับน้ำใต้ดิน

วัสดุจำพวกนี้จะมีค่าการยึดเกาะอยู่แล้ว แต่ประะในบริเวณที่มีการเปิดปิดอุโมงค์ การทำนายพฤติกรรมของดินด้วย Stability Factor นั้นต้องใช้ตารางที่ 2.6 ประกอบการคำนวณ

ตารางที่ 2.5 Stability Factor ของ Cohesive Soils และพฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์ (Peck, 1969 และ Phien-wej, 1987)

Stability Factor, N'	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์
1	มีเสถียรภาพที่มั่นคง
2-3	เกิดการคืบ (Creep) เล็กน้อย
4-5	เกิดการคืบแต่เกิดได้ช้า และพอเพียงในการก่อสร้างอุโมงค์
6	อาจเกิดการพังทลายด้วยแรงเฉือน ดินมีการเคลื่อนตัวค่อนข้างเร็วและยากที่จะป้องกัน

ตารางที่ 2.6 ค่า Stability Factor ของ Silty Sand เหนือระดับน้ำใต้ดิน (Heuer, 1994)

Stability Factor, N'	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์
1/4-1/3	มีความมั่นคง
1/3-1/2	เกิดการคลายตัวเล็กน้อย
1/2-1	ดินมีการคลายตัวอย่างต่อเนื่อง

4) ตั้งแต่ Silty Sand ถึง Gravel

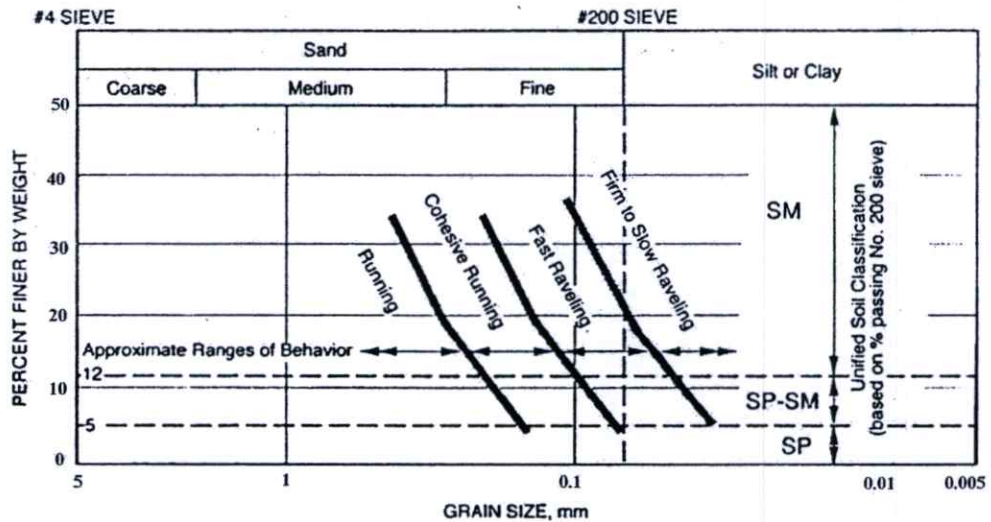
เมื่อวัสดุมีค่าการยึดเกาะที่ไม่เพียงพอทำให้อาจเกิดปัญหาได้ ซึ่ง Heuer ได้อธิบายไว้ในเรื่อง “Undefined compressive strength” ในหัวข้อการตัดสินใจและความเหมาะสม ซึ่งการคำนวณค่าต่างๆของดินได้ใช้ดินขนาด D_{10} ซึ่งเหมาะสำหรับดินแน่นเท่านั้น (N , SPT value > 30) โดยอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินและมีการบดอัดที่สม่ำเสมอ ($C_u < 6$) รวมถึงรูปทรงอนุภาคและการเคลื่อนที่ของระบบน้ำใต้ดิน โดยดินที่หลวมและมีรูปร่างทรงกลมจะมีคุณสมบัติที่ด้อยกว่า ซึ่งดินที่มีการยึดเกาะดีและมีเหลี่ยมมุมจะมีคุณสมบัติที่ดีกว่า โดยแผนภูมิในรูปที่ 2.14 ได้นำไปใช้กับ Los Angeles Metro พบว่าได้ผลเป็นที่น่าพอใจ

5) Silty Sand ใต้ระดับน้ำใต้ดิน

ดินประเภทนี้จะเกิดการไหล ถ้ามีค่า $C_u < 3$ และมีการไหลเหมือนกับ Cohesive Soil หากมีค่า $C_u < 6$

6) Sand และ Gravel

พฤติกรรมของ Sand และ Gravel นั้นเป็นไปตามตารางที่ 2.7



NOTES

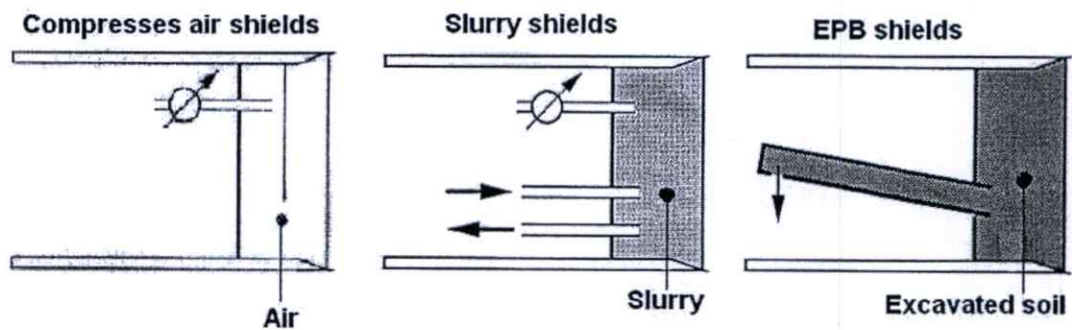
1. Based on D_{10} size shown for dense soil, $N > 30$, above water table developed from Terzaghi (Proctor and White, 1977).
2. Very loose soils ($N < 10$) or rounded particles may behave 1 or 2 classes poorer.
3. Very angular sands, bonds, or cementation may behave 1 or 2 classes better.
4. Behavior below water table may be flowing and is a function of water head and permeability and other factors.

รูปที่ 2.14 แผนภูมิการทำนายพฤติกรรมของดินขนาด D_{10} (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

ตารางที่ 2.7 พฤติกรรมของ Sand และ Gravel (Terzaghi, 1977)

ชนิดของดิน	ระดับความหนาแน่น	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์	
		เหนือระดับน้ำใต้ดิน	ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน
Very Fine Clean Sand	Loose, $N \leq 10$	Cohesive Running	Flowing
	Dense, $N > 30$	Fast Raveling	Flowing
Fine Sand with Clay Binder	Loose, $N \leq 10$	Rapid Raveling	Flowing
	Dense, $N > 30$	Firm or Slowly Raveling	Slowly Raveling
Sand or Sandy Gravel with Clay Binder	Loose, $N < 10$	Rapid Raveling	Rapidly Raveling or Flowing
	Dense, $N > 30$	Firm	Firm or Slow Raveling
Sandy Gravel and Medium to Coarse Sand		Running ground. Uniform ($C_u < 3$) and loose ($N < 10$) materials with round grains run much more ($C_u > 6$) and dense ($N > 30$) ones with Angular grains.	Flowing conditions Combined with extremely heavy discharge of water.

นอกจากนี้ในส่วนของการขุดเจาะอุโมงค์ของหัวเจาะที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบปิด โดยมีลักษณะการค้ำยันด้านหน้าเป็นแบบอัดอากาศ (Compress air support) แรงดันน้ำโคลน (Slurry support) และปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) ดังรูปที่ 2.15 สามารถใช้วิธี Static ทำนายพฤติกรรมได้ (Kovari et al, 2004)



รูปที่ 2.15 การค้ำยันด้านหน้า (Face support) ในหัวเจาะแบบปิด (Closed Shield) (Kovari et al, 2004)

สภาพชั้นดินและแรงดันน้ำใต้ดินที่ด้านหน้าขณะทำงานอาจเกิดความไม่สมดุลได้หากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะและอัตราการลำเลียงดินไม่เหมาะสมกันในหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลหรือหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน แรงดันภายในหัวเจาะกับแรงดันดินและแรงดันน้ำภายนอกที่มีความแตกต่างที่ด้านหน้าหัวเจาะทำให้เกิดความไม่สมดุลกัน ถ้าแรงดันดินใน chamber น้อยกว่าแรงดันดินและแรงดันน้ำภายนอก การทรุดตัวจะเกิดขึ้นหรือในทางกลับกันก็จะเกิดการบวมตัว (Heave) แทน ทั้งนี้ได้มีผู้กล่าวถึงการทำนายเสถียรภาพของดินด้วยการคำนวณด้วยวิธี static จำนวนมาก ซึ่งได้นำมาอธิบายไว้บางส่วนในงานวิจัยนี้

ขอบเขตบนและขอบเขตล่างในการวิเคราะห์แบบสองมิติโดย Davis et al (1980) การวิเคราะห์แบบ Limit-state-design-based ในชั้นทรายที่นำเสนอโดย Leca and Dormieux (1990) การวิเคราะห์การพังทลายแบบสามมิติซึ่งประกอบด้วย soil wedge (ส่วนล่าง) และ soil silo (ส่วนบน) นำเสนอโดย Jancsecz and Steiner (1994) และจากพื้นฐานของรูปแบบ soil silo Anagnostou et al (1994, 1996) ได้ทดลองทำแบบจำลอง Sliding Mechanism ที่นำเสนอโดย Horn (1961) ซึ่งทำให้มีความเข้าใจที่มากขึ้นเกี่ยวกับพฤติกรรมการพังทลายที่ด้านหน้าและสามารถหาแรงดันค้ำยันที่เหมาะสมในการใช้แรงดันน้ำโคลนและปรับแรงดันดินสมดุลได้

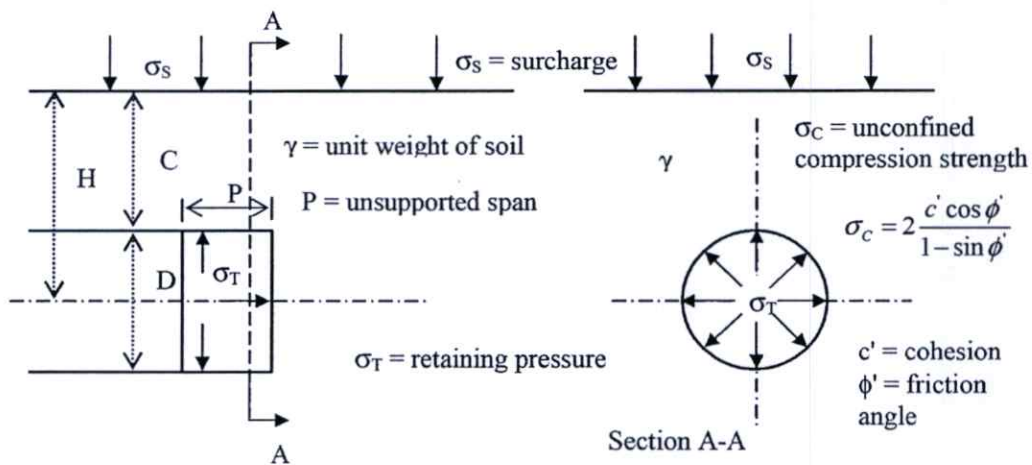
จากที่ได้กล่าวมานำเสนอวิธีการสองวิธีอันได้แก่ Leca and Dormieux (1990) และ Anagnostou and Kovari (1994, 1996)

1) Limit-state-design-based solution โดย Leca and Dormieux (1990)

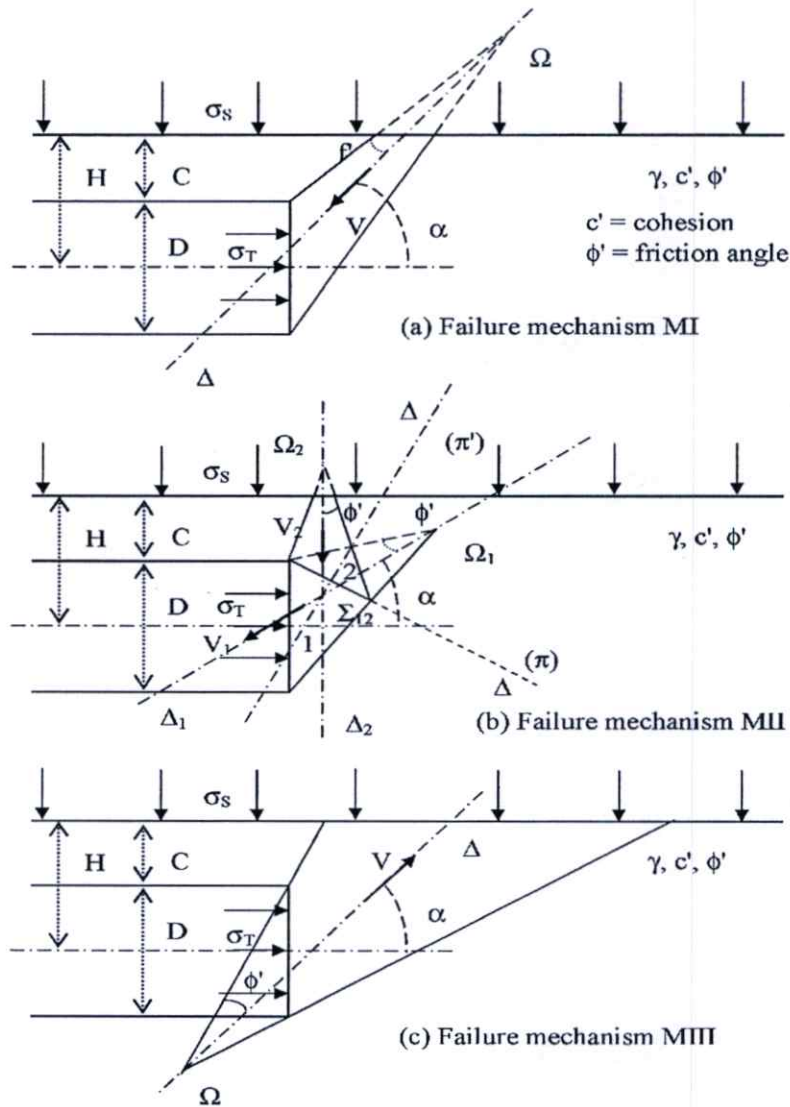
Leca and Dormieux (1990) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์ขอบเขตบน (Upper bound) และขอบเขตล่าง (Lower bound) ของเสถียรภาพที่ด้านหน้าของหัวเจาะ โดยอุโมงค์เป็นหน้าตัดกลมวางตัวอยู่ในระดับดินในชั้นดินทราย (frictional material, Sandy soils) ดังรูปที่ 2.16 ปัญหาในการวิเคราะห์แรงดันคงค้าง (Retaining fluid pressure) ที่ใช้ด้านหน้าอุโมงค์คือการวิเคราะห์แบบสามมิติแต่ใช้วิธีศึกษาด้วยวิธี limit state design แรงดันค้ำยันหรือแรงดันคงค้าง (σ_T) ดังกล่าวคือแรงดันจากการอัดอากาศ สารละลายหรือการปรับแรงดันดินนั่นเอง

การป้องกันการพังทลายที่ด้านหน้าทั้งแบบไหลเข้าหรือดันออกได้ถูกพิจารณาบนพื้นฐานของการเคลื่อนตัวของวัตถุแข็งเกร็งรูปกรวยที่ด้านหน้าอุโมงค์และเกณฑ์ในการพังทลายได้กำหนดมาในดินชนิดมีความเชื่อมแน่นและดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น

พฤติกรรมกรวยพังทลายได้พิจารณาออกเป็น 3 รูปแบบได้แก่ MI MII และ MIII ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งมีสมมติฐานว่าระยะที่ไม่มีการค้ำยันด้านหลังอุโมงค์ (P) มีค่าเป็นศูนย์ MI และ MII มีการพังทลายแบบรูปกรวยส่วนเดียวและสองส่วน โดยที่ MIII มีลักษณะแบบดินถูกดันออกในกรณีที่อยู่ใต้น้ำในชั้นดินที่อ่อนนุ่มโดยที่มีแรงดันค้ำยัน (σ_T) ที่สูงและทำให้ดินบวมตัว (Heave) ที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะ



รูปที่ 2.16 รูปแบบอย่างง่ายในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์ในระดับดิน (Leca and Dormieux, 1990)



รูปที่ 2.17 พฤติกรรมการพังทลายแบบรูปกรวย (a) MI (b) MII และ (c) MIII (Leca และ Dormieux, 1990)

พฤติกรรมการพังทลายทั้งแบบ MI และ MII ถูกกำหนดด้วยปัจจัยเพียงตัวเดียวคือมุม α ระหว่างแกนของรูปกรวยกับแนวราบ ส่วน MIII ถูกกำหนดด้วยมุม α เช่นกัน โดยมีลักษณะคล้าย MI ยกเว้นรูปกรวยที่ได้มุมและความไม่ต่อเนื่องของความเร็ว (V) ตามแนวพื้นผิวของการพังทลายแบบถูกดันออก

การวิเคราะห์ปัญหานี้พิจารณาในเทอมของปัจจัยห้ำหั่น คือ C/D , σ_s/σ_c , σ_T/σ_c , $\gamma D/\sigma_c$ และ สัมประสิทธิ์แรงดันดินของ Rankine สำหรับ passive failure K_p (หรือ K_A สำหรับ active failure) จะได้วิธีการหาค่าตอบของขอบเขตบนโดยได้จากการตั้งค่าคงที่ $(\sigma_s/\sigma_c, \sigma_T/\sigma_c, \gamma D/\sigma_c)$ โดยค่า Power (ρ_e) ของน้ำหนักบรรทุกที่ประยุกต์ใช้ไปในระบบ และค่า power P_v สามารถกระจายค่าลงในระบบในระหว่างที่มีการเคลื่อนตัวที่เหมาะสม

$$\rho_e \leq Pv$$

หรือในเทอมของ

$$N_S Q_S + N_Y Q_Y \leq Q_T$$

สำหรับพฤติกรรมการพังทลายแบบ MI และ MII และ

$$N_S Q_S + N_Y Q_Y \geq Q_T$$

สำหรับพฤติกรรมการพังทลายแบบ MIII โดยมีตัวแปรในกรณี MI ดังตัวอย่างต่อไปนี้
 N_S และ N_Y คือสัมประสิทธิ์น้ำหนัก โดยขึ้นอยู่กับค่ามุม α ดังความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$N_S = \frac{1}{\cos(2\phi') - \cos(2\alpha)} \frac{R_D^2}{R_E} \operatorname{tg} \alpha \quad (2.2)$$

$$N_Y = \frac{1}{3} R_B \left[1 - \frac{R_D^3}{R_E^3} \right] \operatorname{tg} \alpha \quad (2.3)$$

Q_S Q_T และ Q_Y คือ Loading parameter สามารถหาค่าได้ดังนี้

$$Q_S = (K_P - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (2.4)$$

$$Q_T = (K_P - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (2.5)$$

$$Q_Y = (K_P - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \quad (2.6)$$

R_B R_D และ R_E คือตัวแปรให้อยู่ในรูปอย่างง่ายโดยมีค่าดังนี้

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')}{\sin 2\phi'} \quad (2.7)$$

$$R_D = \sin 2\alpha - \frac{2H}{D} \sin 2\phi' \quad (2.8)$$

$$R_E = \sqrt{\sin 2(\alpha - \phi') \sin 2(\alpha + \phi')} \quad (2.9)$$

K_A และ K_P มีค่าดังนี้

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.10)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.11)$$

จำนวนของวัสดุที่เกี่ยวข้องในการวิเคราะห์พฤติกรรมกรรมการพังทลายทั้งสามรูปแบบนั้นมีจำกัด แต่รูปร่างที่แสดงพฤติกรรมกรรมการพังทลายยังคงบอกได้ถึงลักษณะของการเคลื่อนตัวเบื้องต้นที่อาจเกิดขึ้นและอาจมีขนาดของการพังทลายที่มากขึ้นได้ การวิเคราะห์นี้กล่าวได้ว่าสามารถประมาณค่าแรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าทีวิกฤติได้อย่างสมเหตุสมผล

2) การวิเคราะห์แบบ Limit equilibrium โดย Kovari and Anagnostou (1996)

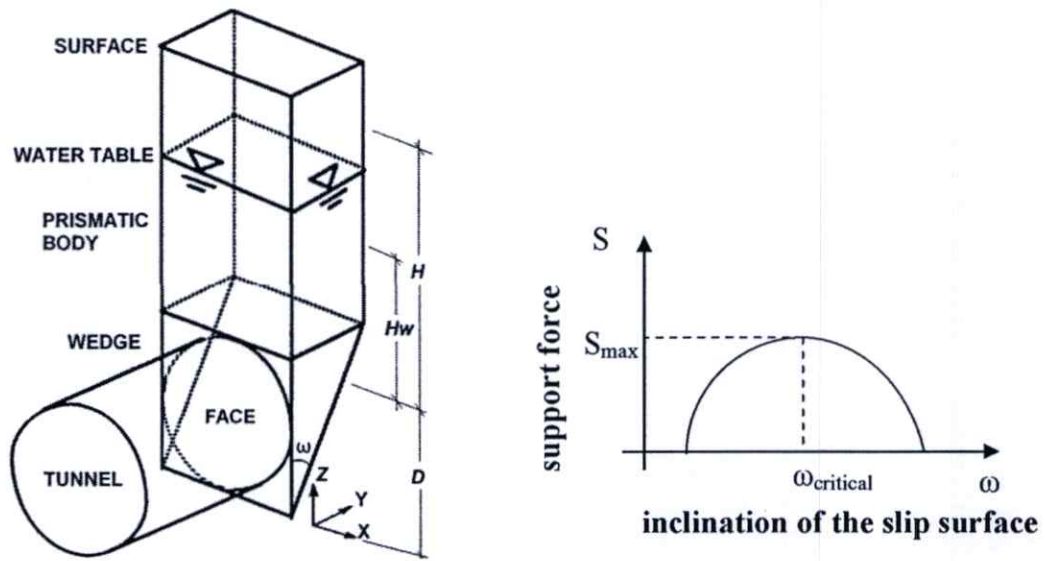
เสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์มีปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายปัจจัยและสามารถสมมติพฤติกรรมกรรมการพังทลายที่ด้านหน้าให้อยู่ในรูปอย่างง่าย แบบจำลองสามมิติที่นำเสนอโดย Horn (1961) แสดงดังรูปที่ 2.18 ทำให้สมมติฐานดังกล่าวมีความสมจริงและง่ายยิ่งขึ้น ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ได้ทั้งกับหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนหรือแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดยประกอบไปด้วยรูปปลั้ม (wedge) ที่ด้านหน้าหัวเจาะและรูปทรงสี่เหลี่ยม (prismatic body) ที่ยื่นออกไปจนถึงผิวดินในสถานะ Limit Equilibrium แรงดันค้ำยัน (S) มีความสัมพันธ์ต่อความเอียงของผิวเลื่อน (Slip surface) ω ดังแสดงในรูปที่ 2.18 รูปขวา ปัจจัยทางด้านรูปร่างและตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณตามแบบจำลองเพื่อการออกแบบเสถียรภาพที่ด้านหน้าได้แสดงไว้ดังรูปที่ 2.19

2.1) สำหรับอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยใช้หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield) สภาวะการพังทลายแบบ Mohr Coulomb และ สภาวะแบบระบายน้ำได้ถูกนำมาเป็นพื้นฐานของสมมติฐาน ในการพิจารณาตัวแปรต่างๆด้วยการคำนวณแบบซับซ้อนหลายชั้นตอนจากตัวแปรต่างๆเช่น กำลังรับแรงเฉือน (Shear strength), ค่าความซึมผ่านได้ของน้ำ (Ground permeability), แรงดันน้ำโคลน (Slurry pressure), ขนาดและรูปร่างทางเรขาคณิตของอุโมงค์ และค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Safety factor) ดังที่จะได้กล่าวต่อไป

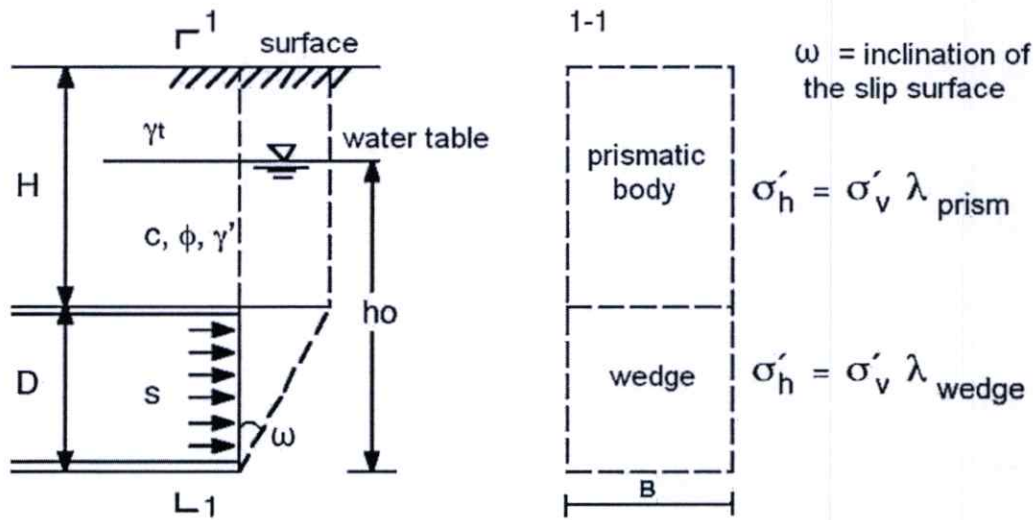
การพิจารณาพฤติกรรมกรรมการพังทลาย ณ ตำแหน่งต่างๆของผิวเลื่อน (Slip surface) ค่าความต้านทานของแรงเฉือนของดิน (Shearing resistance) มีค่าดังนี้

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F} \quad (2.12)$$

โดย σ และ F คือ normal stress และ safety factor



รูปที่ 2.18 พฤติกรรมการพังทลายที่ประกอบด้วยรูปสี่เหลี่ยมและรูปทรงสี่เหลี่ยม (after Horn, 1961, adopted by Kovari and Anagnostou, 1996)



รูปที่ 2.19 แบบจำลองการคำนวณออกแบบเสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์พร้อมตัวแปร

ความเค้นของดินในแนวตั้งเฉลี่ย σ_v ตามแนวระนาบสัมผัสระหว่างรูปทรงสี่เหลี่ยมและรูปสี่เหลี่ยมคี่ดังนี้

$$\sigma_v = \frac{\gamma r - c}{\lambda \tan \phi} (1 - e^{-\lambda \tan \phi H_w / r}) + \frac{\gamma_t r - c}{\lambda \tan \phi} (e^{-\lambda \tan \phi H_w / r} - e^{-\lambda \tan \phi H / r}) \quad (2.13)$$

โดยค่า $r = 0.5D \tan \omega / (1 + \tan \omega)$ คือค่าอัตราส่วนของปริมาตรและเส้นรอบรูปของรูปทรง

ในมุมมองของผลกระทบต่อเสถียรภาพในการใช้แรงดันของสารละลาย (Slurry pressure) เพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำเข้าสู่ภายในอุโมงค์ทางด้านหน้าของการขุดเจาะ แรงดันของสารละลาย (Slurry pressure) ต้องมีค่ามากกว่าแรงดันน้ำในดิน (water pressure in soil) โดยประสิทธิภาพของการค้ำยันด้วยแรงดันของสารละลายขึ้นอยู่กับระยะห่างในการแทรกซึมสู่ช่องว่างในชั้นดิน e การแทรกซึมเข้าสู่ช่องว่างจะถึงจุดหยุดนิ่งเมื่อมีการแทรกซึมจนถึง e_{\max}

$$\frac{e}{e_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{n\mu_b \gamma_w v}{\mu_w f_{s0} k}} \leq 1 \quad (2.14)$$

$$e_{\max} = \frac{\Delta p}{f_{s0}} = \frac{\Delta p d_{10}}{2\tau_f} \quad (\text{DIN 4126}) \quad (2.15)$$

โดย

n = อัตราส่วนความพรุนของดิน (soil porosity)

μ_b = dynamic viscosity of slurry

μ_w = dynamic viscosity of water

v = excavation rate

k = soil permeability with respect to water

Δp = $p_b - p_w$ คือค่าแรงดันของสารละลายส่วนเกิน (excess fluid pressure)

f_{s0} = stagnation pressure gradient ซึ่งเป็นค่าคงที่ที่ได้จากการทดลอง

$f_{s0} = \frac{2\tau_f}{d_{10}}$ โดย τ_f คือ yield strength ของสารละลาย (Slurry) และ d_{10} คือ effective grain size

ของดิน

ทั้งนี้แบบจำลองได้ออกแบบให้เป็น impervious membrane (seal หรือ filter cake) ที่ด้านหน้าอุโมงค์ซึ่งมีเสถียรภาพเมื่อใช้หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน นอกจากดินจะมีค่า shear strength ที่ต่ำมากเท่านั้น

แต่เมื่อหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนได้เคลื่อนตัวออกไปข้างหน้าเข้าไปในดินความสงสัยในแบบจำลองดังกล่าวได้เกิดขึ้น โดยเมื่อหัวเจาะได้เจาะออกไปด้านหน้า การประเมินเสถียรภาพที่ด้านหน้าจะมีความแตกต่างออกไป แรงดันค้ำยัน (S) สามารถหาค่าได้จากสมการต่อไปนี้

$$\frac{S}{S_0} = 1 - \frac{e}{2D \tan \omega} \quad \text{if } e < D \tan \omega \quad (2.16)$$

$$\frac{S}{S_0} = \frac{D \tan \omega}{2e} \quad \text{if } e > D \tan \omega \quad (2.17)$$

โดย S_0 คือแรงดันค้ำยันของแบบจำลอง

การรักษาเสถียรภาพด้วยแรงดันน้ำโคลนนี้ได้กระจายเข้าไปในมวลดินและเกิดแรงในมวลดินที่มีความสัมพันธ์กับค่า pressure gradient ในดินที่อิ่มตัว ซึ่งความสัมพันธ์ของค่า pressure gradient (f_s) กับค่า stagnation gradient (f_{s0}) เป็นดังต่อไปนี้

$$f_s = f_{s0} + n \gamma_w \frac{\mu_b v}{\mu_w k} \quad (2.18)$$

ค่า pressure gradient ที่ต่ำหมายถึง safety factor ที่ต่ำลงไปด้วยและมีผลต่อเสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์และจะไม่มีเสถียรภาพเมื่อ pressure gradient มีค่าต่ำกว่าค่าที่วิกฤติ f_{cr}

แต่ที่น่าสนใจไปกว่านั้นคือการใช้แรงดันน้ำโคลนสามารถทำให้ดินเกิดการ heave (upward movement) เช่น ในขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน หรือ peat โดยมีค่า pressure gradient ที่สูงเกินไป

2.2) สำหรับอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ในสถานะ Limit Equilibrium แรงดันค้ำยันประสิทธิผล S' มีความเกี่ยวข้องกับขนาดของอุโมงค์ (D) ความลึก (Overburden, H) piezometric head ใน chamber (h_p) ระดับของน้ำใต้ดิน (h_0) Shear strength parameter เช่น c และ ϕ หน่วยน้ำหนักของดินใต้น้ำ (γ') และหน่วยน้ำหนักแห้ง (γ_t) รวมทั้งผลของการไหลซึม

$$s' = f(D, H, h_p, h_0, c, \phi, \gamma', \gamma_t, \lambda_{wedge}, \lambda_{prism}) \quad (2.19)$$

โดย λ_{prism} = อัตราส่วนของความเค้นในแนวราบ (σ_h) กับความเค้นในแนวตั้ง (σ_v) ภายในรูปทรงสี่เหลี่ยม (prismatic body)

และ λ_{wedge} = อัตราส่วนของความเค้นในแนวราบกับความเค้นในแนวตั้งภายในรูปสามเหลี่ยม (wedge) แรงดันเสถียรภาพประสิทธิผลใน chamber (S') ในรูปแบบสถานะ Limit Equilibrium เป็นดังนี้

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \quad (2.20)$$

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \left(h_0 - \frac{D}{2} \right) - F_3 c \frac{\left(h_0 - \frac{D}{2} \right)}{D} \quad (2.21)$$

ลักษณะของตัวแปรเบื้องต้นแสดงดังรูปที่ 2.20 และแรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าต่ำสุดทางทฤษฎีในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินแห้งสามารถหาได้ดังนี้

$$s = F_0 \gamma' D - F_1 c \quad (2.22)$$

โดย

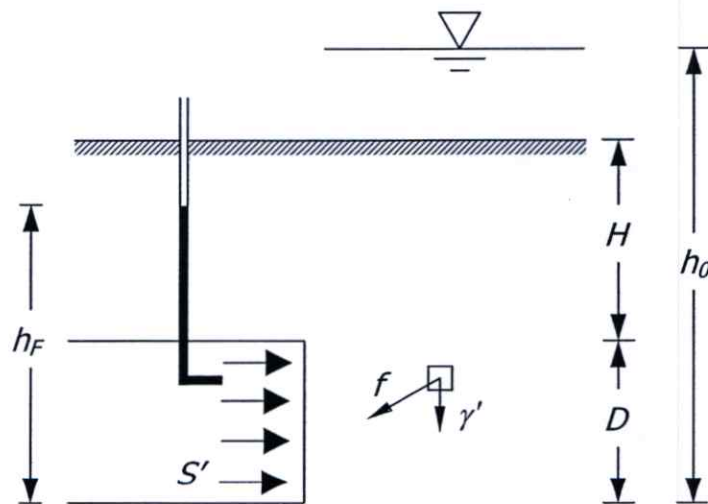
$F_0 F_1 F_2 F_3$ = dimensionless factor จาก nomograms ซึ่งมีความสัมพันธ์ตามค่า H/D และ ϕ' ดังแสดงในรูปที่ 2.21

h_0 = ระดับน้ำใต้ดิน

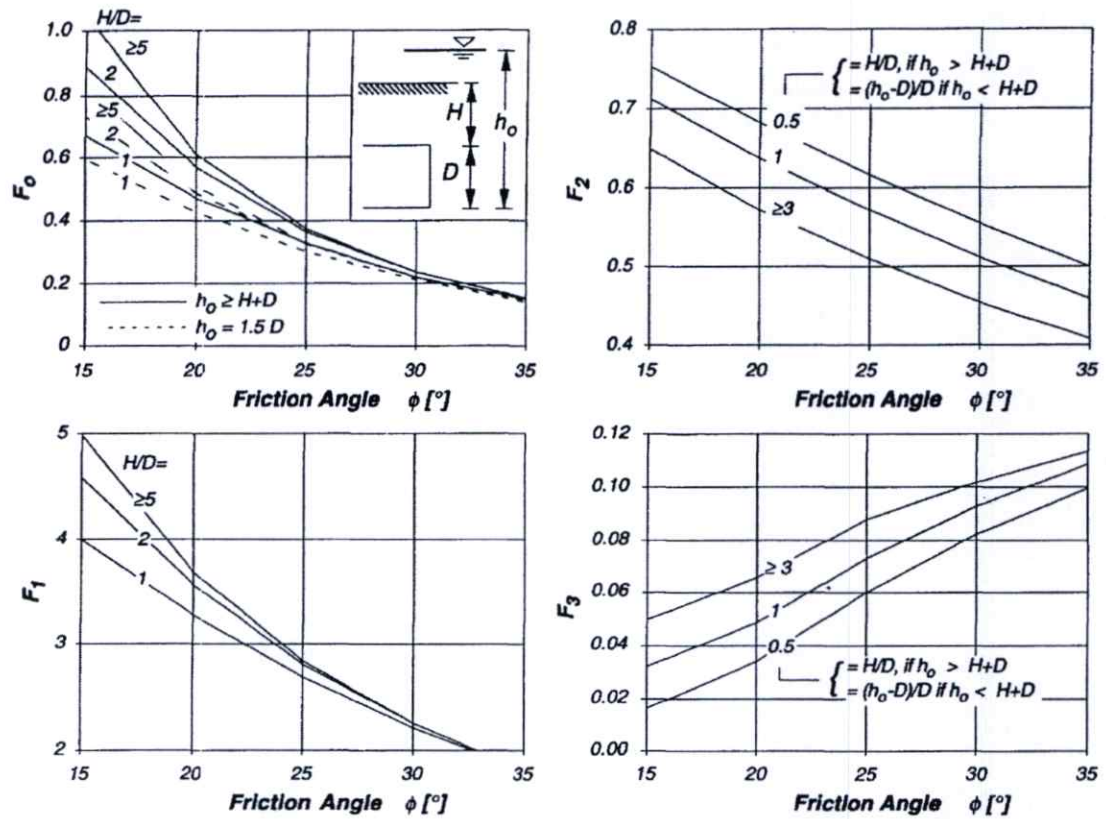
h_f = Piezometric head ใน chamber

Δh = $h_0 - h_f$ คือความต่างของหัวความดันระหว่างในดินและใน chamber และควรพยายามรักษาความต่างให้ต่ำสุด

เสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์จะคงอยู่ได้จากการรักษาความสมดุลของแรงดันค้ำยันประสิทธิผล (S') และ แรงดันน้ำ (p) ใน working chamber



รูปที่ 2.20 แรงดันของการไหลซึมและแรงดันค้ำยันประสิทธิผล



รูปที่ 2.21 Nomograms สำหรับ dimensionless factor F_0 ถึง F_3

2.7 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

ในงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยการใช้หัวขุดเจาะในปัจจุบันมีการพัฒนาทั้งทางด้านเทคโนโลยี และเทคนิควิธีการก่อสร้างมากขึ้น มีความทันสมัย มีความปลอดภัยมากกว่าในอดีตและส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงน้อยลงจนสามารถขุดเจาะในบริเวณพื้นที่ชุมชนได้ อย่างไรก็ตาม การเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดินอยู่โดยตลอด ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมีสาเหตุมาจากหลายปัจจัย อาทิเช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขั้นตอนการก่อสร้าง (Construction phase) เป็นต้น

โดยปกติแล้วการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน 2 ประเภทคือ

- 1) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง (Short-term deformation)
- 2) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term deformation)

การเคลื่อนตัวของดินประเภทแรกนี้มักเป็นการเคลื่อนตัวที่มีปริมาณมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มักมีสาเหตุมาจาก “การสูญเสีย

มวลดิน (Ground loss)” โดยเกิดขึ้นจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน น้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว จะเกิดจากหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินจากปัญหาการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นที่ละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว

2.7.1 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss)

ในอดีตที่วิธีการขุดเจาะนั้นยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน การสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใดและรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้ เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังตัวอย่างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์แม่น้ำเทมส์ครั้งแรก โดย มาร์ค บรูเนล ดังรูปที่ 2.22 เป็นผลทำให้อุโมงค์พังทลาย อย่างไรก็ตามปัญหารุนแรงดังกล่าวมีโอกาสดังเกิดขึ้นได้น้อยมากในปัจจุบัน ทั้งนี้เนื่องจากเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ได้พัฒนาระบบป้องกันการพังทลายของดิน โดยใช้แรงดันอากาศ แรงดันของเหลว หรือแรงดันดิน ภายในห้องกักดินด้านแรงดันดินด้านนอกหน้าหัวขุดเจาะ ขณะทำการขุดเจาะ โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield Machine, SM หรือ Tunnel Boring Machine, TBM) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้

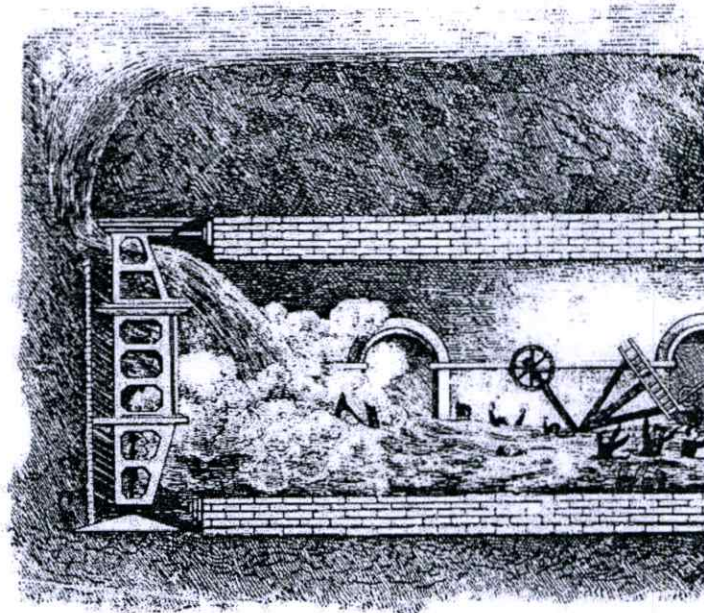
1) การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์ที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบหน้าเปิด (Open-faced shield) เนื่องจากการไม่มีการป้องกันแรงดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้โดยง่าย อย่างไรก็ตามถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะอุโมงค์ที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบหน้าปิด (Closed-faced shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วยแรงดันอากาศ (Air pressure) แรงดันน้ำ (Hydro- หรือ Slurry pressure) หรือแรงดันดินด้านแรงดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสดังเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้า ดังรูปที่ 2.23 หากแรงดันไม่เพียงพอหรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ อีกทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าที่ในกรณีที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า

2) การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเสี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยการขีดใบตัด (Copy cutter) ซึ่งสามารถขีดได้ถึงประมาณ 100 มม.

เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงหัวเจาะทำให้เกิดช่องว่างรอบหัวเจาะมากขึ้น (รูปที่ 2.24) ดังนั้นดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.22 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์

3) การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

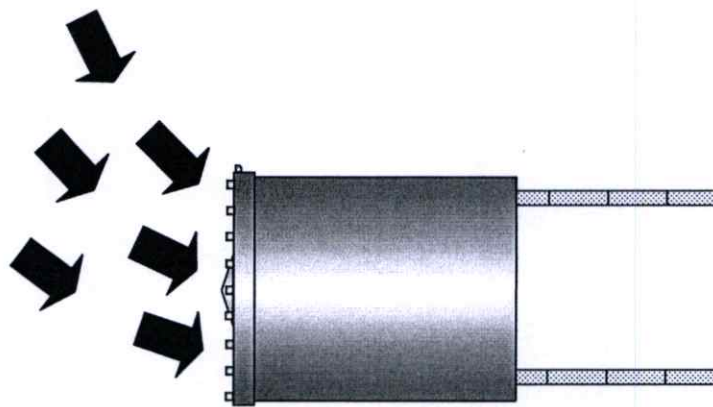
ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามเป็นการยากที่จะควบคุมระดับของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับขนานคงที่ตลอด ทั้งนี้เนื่องจากจุดศูนย์กลางของหัวเจาะอยู่เอียงไปด้านหน้า เนื่องจากน้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะอยู่ทางด้านหน้าทำให้หัวเจาะมักจะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวตกอยู่เสมอระหว่างการทำงาน ดังนั้นผู้ควบคุมจึงมักปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ เพื่อรักษาอุโมงค์ให้อยู่ในแนวตำแหน่งที่ออกแบบไว้ให้มากที่สุด การก้มหรือเงยของหัวเจาะนี้ทำให้พื้นที่การเจาะเพิ่มมากขึ้นกว่าปกติ เป็นผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ด้วยเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 2.25

4) การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

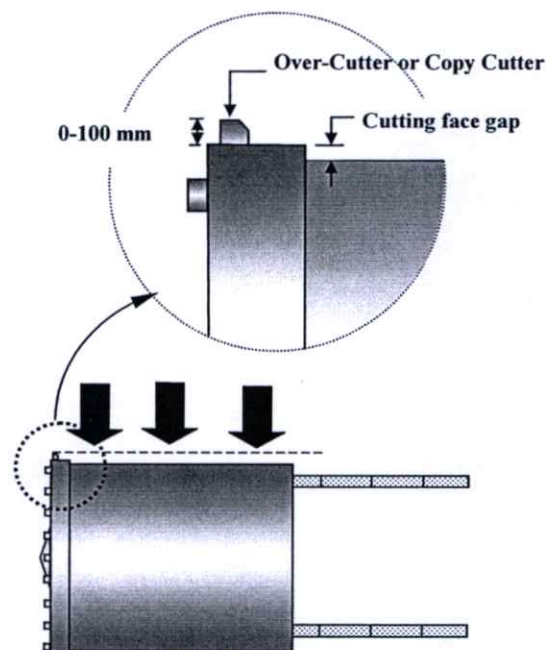
การขุดเจาะดินด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างของดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องจากการเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะ (รูปที่ 2.26) ซึ่งเป็นผลให้เกิดการทำลายคุณสมบัติของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไรก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

5) การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

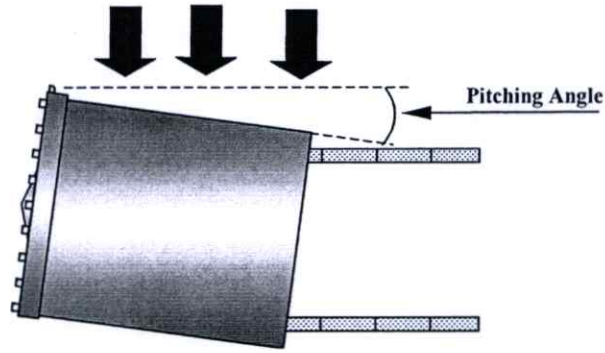
การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวขุดเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนหางของหัวขุดเจาะเนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ ทั้งนี้เพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7-8 ซม. ดังรูปที่ 2.27 ดังนั้นหากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้การฉีดอัดน้ำปูน (Tail void grouting) แรงดันสูงเพื่อปิดช่องว่างดังกล่าว หรือ การใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดของช่องว่างส่วนหางหัวเจาะยังคงเกิดขึ้น



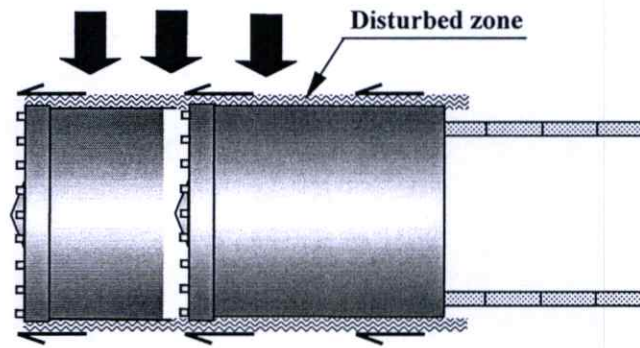
รูปที่ 2.23 การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ



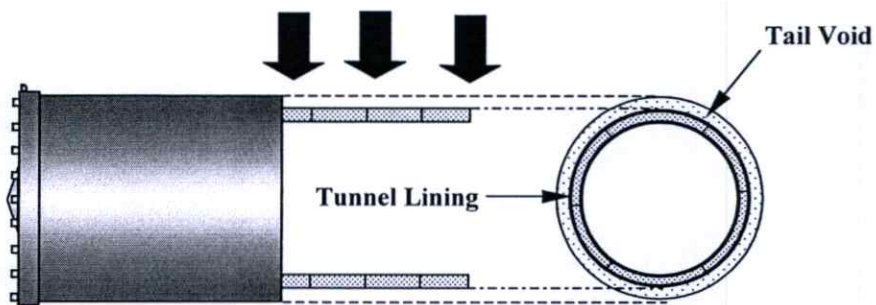
รูปที่ 2.24 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ



รูปที่ 2.25 การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ



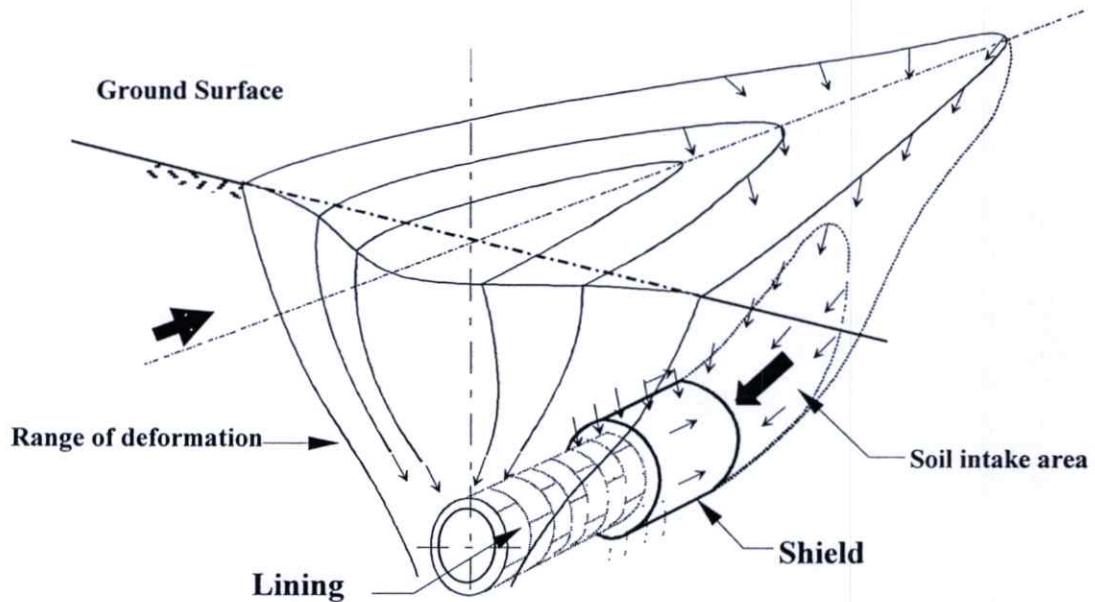
รูปที่ 2.26 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน



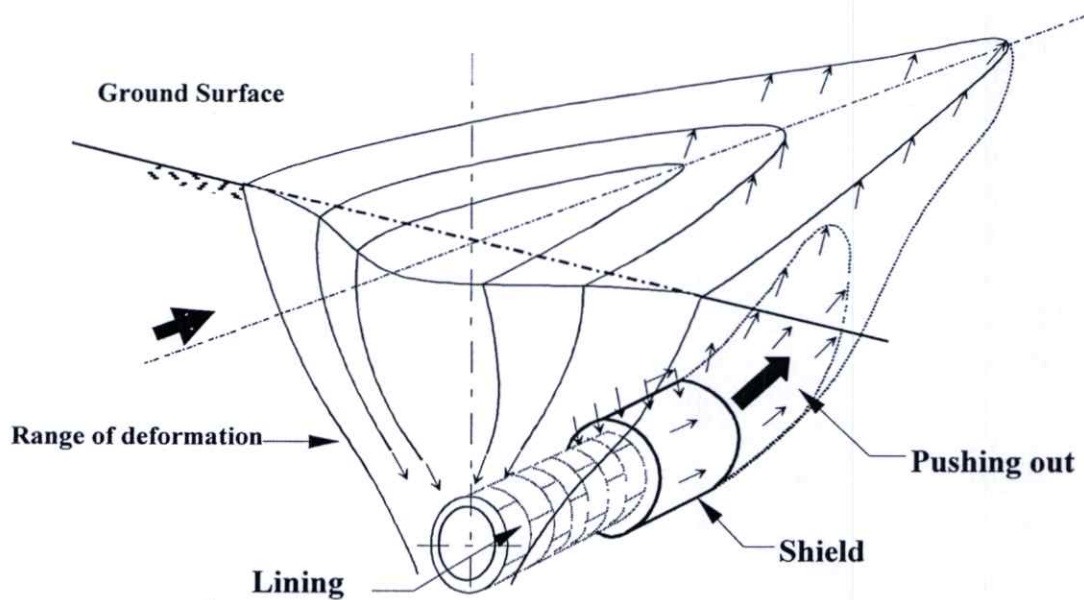
รูปที่ 2.27 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ

ขนาดการสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ และวิธีการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งการควบคุมนี้จะเกี่ยวข้องกับกับแรงดันหน้าหัวเจาะ การบังคับทิศทาง ความเร็ว การถีบตัว และประสิทธิภาพการทำงาน ดังนั้นการสูญเสียมวลดินจะมากหากปล่อยให้

ด้านหน้าหัวเจาะขาดการป้องกัน หรือปล่อยช่องว่างส่วนหางไว้โดยไม่มีการฉีดอัดน้ำปูน หรือการ
 ระบายดินอย่างรุนแรงอันเนื่องมาจากการบังคับเคลื่อนที่ไม่ระมัดระวัง หรือการล่าช้าระหว่างการ
 ติดตั้งผนังอุโมงค์ของคองงาน เป็นต้น



รูปที่ 2.28 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์



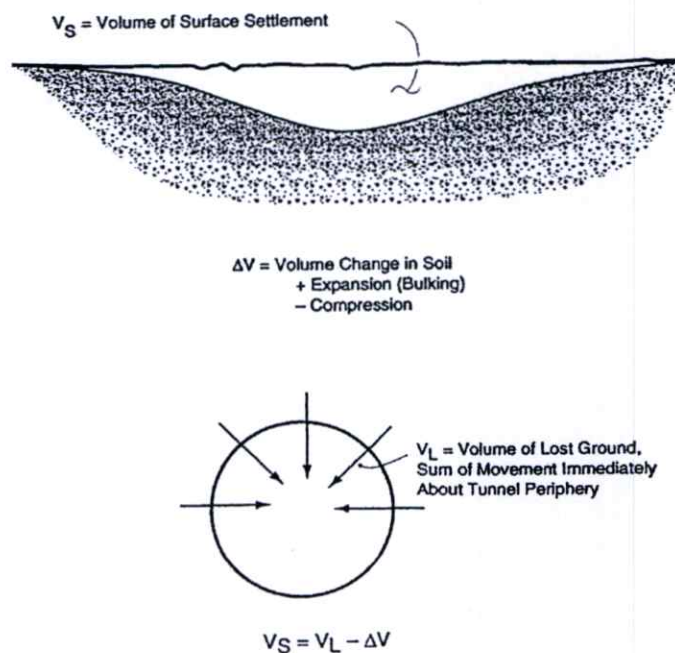
รูปที่ 2.29 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของดินเป็น
 แนวยาว (Longitudinal settlement) และแนวขวาง (Transverse settlement) ของแนวอุโมงค์ซึ่งจะมี
 ลักษณะเป็นหลุมหรือที่เรียกว่า Sink hole ดังแสดงในรูปที่ 2.28 อันเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของ
 ดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์ โดยสามารถสร้างความเสียหายต่อผิวถนนและโครงสร้างข้างเคียง อย่างไรก็ตาม

ควรตั้งข้อสังเกตว่า การเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตรงกันข้าม หรือการผลัดดินออกจากตัวอุโมงค์ ก็เกิดได้เช่นกัน หากแรงต้านทานดินภายในหัวเจาะมีสูงมากกว่าแรงดันดินด้านนอกดังแสดงในรูปที่ 2.29 ในกรณีนี้ก็สามารถสร้างความเสียหายได้ด้วยเช่นกัน โดยทำให้เกิดการบวมตัวของผิวดินและอาจสร้างปัญหาต่อฐานรากเสาเข็มที่อยู่ในแนวก่อสร้าง

ดังที่ได้กล่าวไว้ว่าการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบัน ได้มีการพัฒนาขึ้นมาโดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน แต่ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นเพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องศึกษาหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่านอกจากปัจจัยทางด้านสภาพดินที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้นการศึกษาและวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพ

เพื่อให้เข้าใจถึงความหมายของการสูญเสียมวลดินเพิ่มขึ้น จึงได้กล่าวเพิ่มเติมในส่วนของ การสูญเสียมวลดิน โดยในอดีตยังไม่มีข้อมูลในเรื่องการเคลื่อนตัวของดินมากนัก หลังจากปีค.ศ. 1970 นั้นก็มีการวิจัยและพัฒนามากขึ้นเช่น การสร้างรถไฟใต้ดินที่ Baltimore Washington D.C. ดังรูปที่ 2.30



รูปที่ 2.30 นิยามที่เกี่ยวกับการทรุดตัวและการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ของอุโมงค์ (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

โดย

ΔV (Volume Change) = การเปลี่ยนแปลงปริมาณของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

V_s (Volume of Surface Settlement) = ปริมาณของการทรุดตัวที่ผิวดิน

V_L (Volume of Lost Ground) = ปริมาณของการสูญเสียมวลดินทั้งหมดรอบอุโมงค์

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงสามารถประมาณค่าปริมาณการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นได้จากการเปลี่ยนแปลงปริมาณของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์และปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน

โดยปกติสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินจากการคำนวณอย่างง่ายดังนี้

$$\text{Ground Loss (\%)} = \frac{(\text{ปริมาณมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}) \times 100\%}{(\text{ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร})} \quad (2.23)$$

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

โดย D_o = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์

นอกจากนี้ยังมีวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดินโดยได้สรุปสาเหตุของการทรุดตัวไว้เป็น 3 กรณีดังนี้

1) Face Losses คือการเคลื่อนตัวของดินในส่วนหน้าก่อนถึงหัวเจาะ โดยเกิดจากลักษณะการเคลื่อนตัวของดินแบบ raveling caving flowing running หรือ squeezing

2) Shield Losses คือการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหัวเจาะ โดยหัวเจาะเกิดการไถล (plowing) การก้มหรือเียง (pitching) หรือ การหันเหทิศทาง (yawing) เป็นต้น

3) Tail Losses คือการเคลื่อนตัวของดินบริเวณส่วนหางหรือส่วนท้ายหัวเจาะในส่วนของระบบค้ำยันส่วนท้าย โดยเกิดจากการขยายตัวของระบบค้ำยันส่วนท้ายหรือการฉีดอัดน้ำปูน (Grouting)

โดยมีวิธีการที่ใช้ในการประมาณค่าการสูญเสียมวลดินแบ่งเป็น 2 วิธี ได้แก่ 1) การเก็บข้อมูลบริเวณพื้นที่ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์และประมาณค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ เช่นที่ Washington D.C. จะมีค่าการสูญเสียมวลดินประมาณ 1% ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นมีค่าประมาณ 1-1.5% ถึง 3% 2) การคำนวณโดยวิศวกรโดยใช้ค่าทางกลศาสตร์ของดินดังแสดงในตารางที่ 2.8

ซึ่งทั้ง 2 วิธีดังกล่าวสมมติให้เครื่องจักรต่างๆในการก่อสร้างอุโมงค์ไม่มีข้อผิดพลาด ซึ่งในความเป็นจริงนั้นเป็นไปได้ ดังนั้นในการคำนวณจึงทำการปรับแก้เพื่อเพิ่มความถูกต้องให้มากขึ้นโดยอาจทำการเพิ่มปริมาณการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1% ซึ่งขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่นหากหัวเจาะเกิดการหันเหทิศทางหรือหัวเจาะบิดตัวก็อาจทำการเพิ่มค่าการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1-2% เป็นต้น

ปัจจัยอื่นที่มีผลต่อการทรุดตัวเช่นเดียวกันแต่ค่อนข้างยากในการประมาณค่า เช่น

- ในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะ เช่น การสำรวจดิน คนงาน เทคนิค โครงการแต่ละโครงการที่มีความแตกต่างกันซึ่งจำเป็นต้องมีการเรียนรู้เทคโนโลยีใหม่ ๆ เพื่อการควบคุมงานให้มีคุณภาพมากขึ้น
- การพักงานก่อสร้างและการเริ่มต้นการก่อสร้างใหม่ อาจเกิดมาจากหลายสาเหตุ เช่น คนงานประท้วงหยุดงาน เครื่องมือเสียหาย อุบัติเหตุ เป็นต้น ซึ่งอุโมงค์ต้องมีเสถียรภาพเพียงพอ โดยบางครั้งอาจเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ เมื่อมีการเริ่มงานใหม่ต้องสามารถทำงานต่อเนื่องได้ทันที ไม่ควรปฏิบัติเหมือนเริ่มต้นจากศูนย์
- สิ่งกีดขวาง เช่น บ่อน้ำร้าง สภาพตามธรรมชาติต่างๆ เนินดิน สิ่งปนเปื้อน แก๊ส สิ่งเหล่านี้อาจต้องทำให้เกิดการพักงานก่อสร้างชั่วคราวได้
- พื้นที่ที่มีการสัญจรมาก เช่น ในเมืองใหญ่ๆ ทำให้เกิดความไม่สะดวกในการก่อสร้าง เช่น ตามแยกต่างๆของถนน หรือบริเวณจุดที่อุโมงค์ 2 อุโมงค์ตัดผ่านกัน ซึ่งจะทำให้เกิดการทรุดตัวของดินเพิ่มมากขึ้นและอาจทำให้น้ำสามารถไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้และค่าการยึดเกาะต่างๆน้อยลง

จึงเห็นได้ชัดว่ามีปัจจัยมากมายที่ทำให้เกิดการทรุดตัว ซึ่งวิศวกรและผู้รับเหมาก่อสร้างต้องรับมือและหาทางป้องกัน ซึ่งต้องการการตัดสินใจที่แม่นยำในการแก้ปัญหาดังกล่าว

หากเกิดความเสียหายที่รุนแรงกว่าปกตินั้นอาจมีผลจากปัจจัยอื่น ได้แก่

- หินก้อนใหญ่ขวางแนวอุโมงค์ทำให้หัวเจาะเกิดการหักเหทิศทาง
- การเคลื่อนตัวของทรายและ silt
- การบีบอัดตัวของ clay และ silt
- การขุดเจาะที่ไม่สมดุล

ดังนั้นการคำนวณปริมาณการสูญเสียมวลดินจึงเป็นศิลปะที่ซับซ้อนสำหรับวิศวกรและผู้รับเหมาที่ต้องใช้องค์ความรู้มากขึ้น

จากที่ได้กล่าวไว้ใน การคำนวณหาค่าการสูญเสียมวลดิน ซึ่งคำนวณได้จากการประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินโดยการประมาณค่าแนวการทรุดตัวได้ถูกเสนอโดย Peck (1969) ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.31

โดยสามารถหาค่าแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน $S(x,y)$ และค่าการสูญเสียมวลดินจากค่าการทรุดตัวสูงสุด (S_{max}) และค่า Trough width parameter (i) ดังต่อไปนี้ โดยค่า i สามารถหาได้จาก รูปที่ 2.32

$$S(x, y) = S_{max} \exp(-x^2/2i^2) \quad (2.24)$$

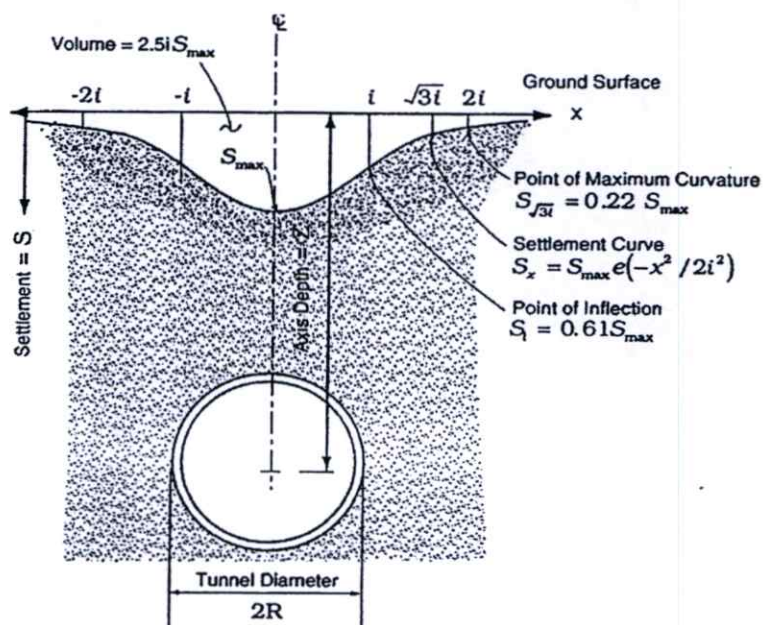
$$V_L = 2.5i S_{max} \quad (2.25)$$

$$\text{Ground loss (\%)} = \frac{V_L}{V_T} \times 100\% \quad (2.26)$$

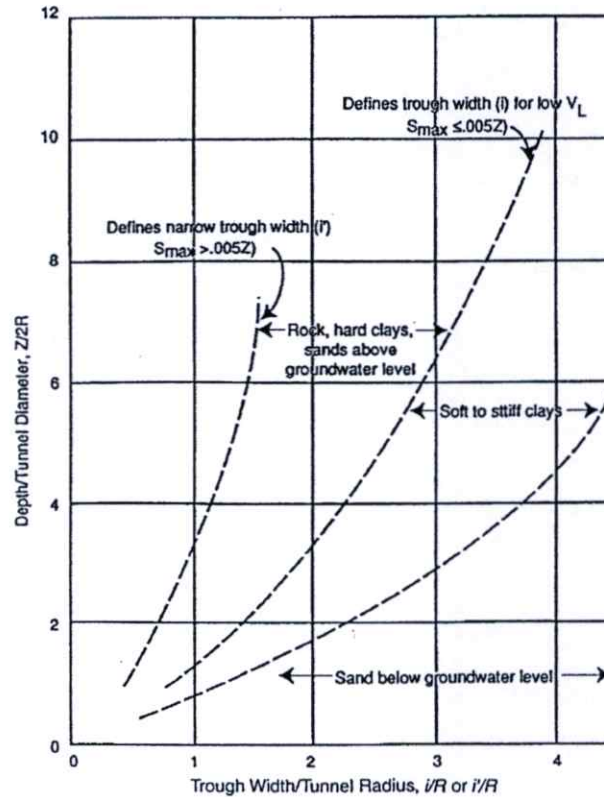
V_T = ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร

ตารางที่ 2.8 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดิน (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

กรณี	V_L (%)
Good practice in firm ground <ul style="list-style-type: none"> Applies to better soils and excellent ground control 	0.5
Good practice in slowly raveling ground <ul style="list-style-type: none"> Considered good ground 	1.5
Fair practice in fast raveling ground <ul style="list-style-type: none"> More shield and tail loss 	2.5
Poor practice in cohesive running ground <ul style="list-style-type: none"> Get more shield loss Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial support 	4.0 or more



รูปที่ 2.31 Normal probability curve หรือ Gaussian distribution Curve ประมาณค่าแนวการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)



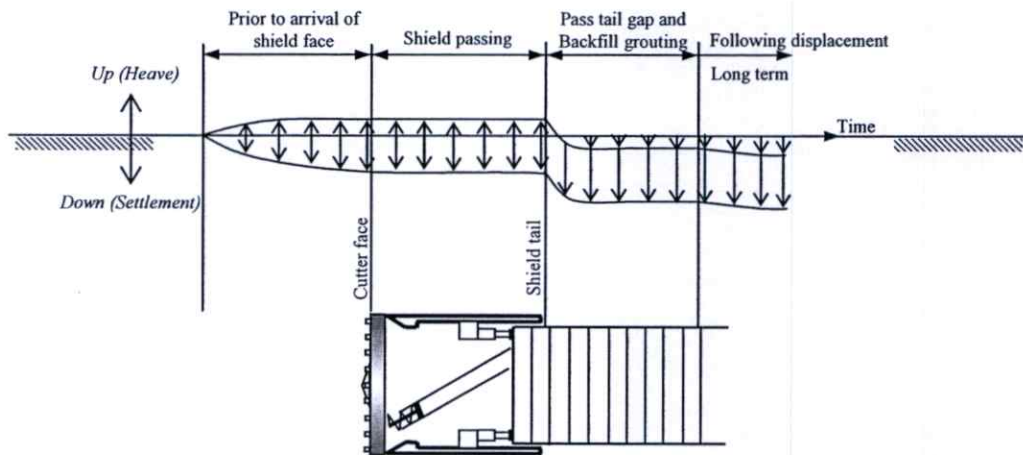
รูปที่ 2.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์กับค่า Trough width parameter (i) ในดินชนิดต่างๆ (Peck, 1969) (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

ในปัจจุบันการก่อสร้างอุโมงค์สามารถกำหนดและควบคุมผลกระทบจากการทรุดตัวของดินได้จากการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดินต่อการขุดเจาะอุโมงค์หนึ่งขนาด เพื่อเป็นการควบคุมงานขุดเจาะอุโมงค์และเพื่อให้ผู้รับเหมาก่อสร้างทราบถึงผลกระทบและข้อจำกัดในการขุดเจาะเพื่อสามารถปรับเปลี่ยนพฤติกรรมในการขุดเจาะอุโมงค์ให้เกิดการสูญเสียมวลดินน้อยกว่าที่กำหนดและไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียง

2.7.2 การเคลื่อนตัวของดินจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Construction phase)

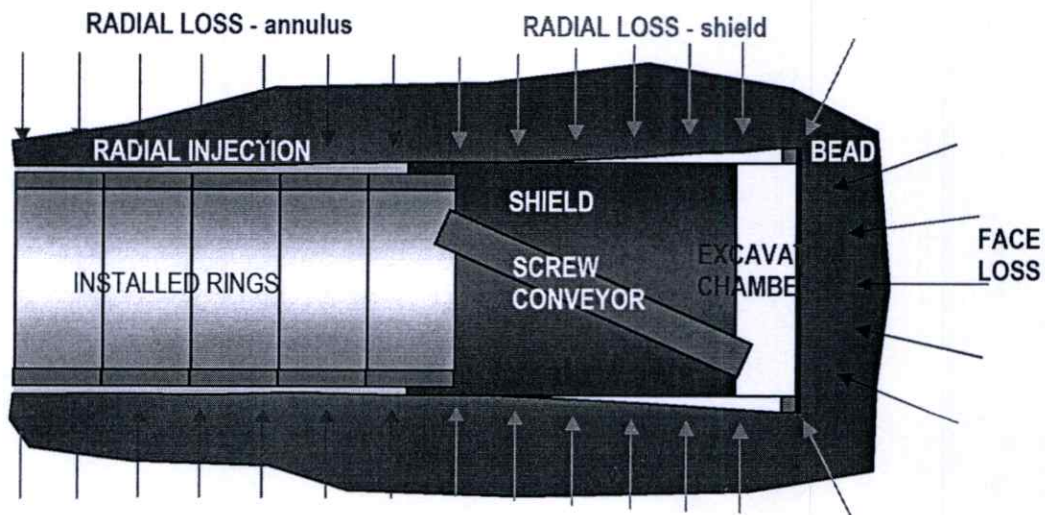
จากหัวข้อที่ผ่านมานอกจากการขุดเจาะอุโมงค์จะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์แล้ว ขั้นตอนการก่อสร้างในแต่ละช่วงของการขุดเจาะที่มีพฤติกรรมแตกต่างกันยังส่งผลกระทบให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันอีกด้วย ซึ่งโดยทั่วไปแล้วสามารถแบ่งช่วงการเคลื่อนตัวของดินตามช่วงของการขุดเจาะได้ดังรูปที่ 2.33 โดยช่วงแรกคือช่วงด้านหน้าของหัวเจาะก่อนที่จะถึงหัวเจาะและการเคลื่อนตัวสามารถเกิดขึ้นได้สองกรณีคือดินเคลื่อนที่เข้าหาหัวเจาะและดินเคลื่อนที่ออกจากหัวเจาะ ช่วงที่สองคือตำแหน่งที่ผิวหน้าหัวเจาะถึงพอดีหรือที่ตำแหน่ง Cutter face การเคลื่อนตัวมีลักษณะเดียวกันกับช่วงแรก ช่วงที่สามคือบริเวณ

รอบหัวเจาะ การเคลื่อนตัวเป็นเช่นเดียวกับช่วงแรกและช่วงที่สอง ช่วงที่สี่คือบริเวณส่วนหางของหัวเจาะหรือผ่านหัวเจาะไปแล้วเข้าสู่บริเวณรอบผนังอุโมงค์ เกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์เนื่องจากช่องว่างส่วนหางซึ่งจะมีปริมาณน้อยหรือมากขึ้นอยู่กับการฉีดอัดน้ำปูน ช่วงที่ห้าคือเกิดการเคลื่อนตัวของดินขึ้นเพิ่มเติมจากเช่น การหดตัวของวัสดุที่ใช้ในการฉีดอัดน้ำปูน การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) ฯลฯ



รูปที่ 2.33 การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะในแต่ละช่วง

นอกจากนี้อาจพิจารณาในลักษณะของการสูญเสียมวลดินรอบหัวเจาะและอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 2.34



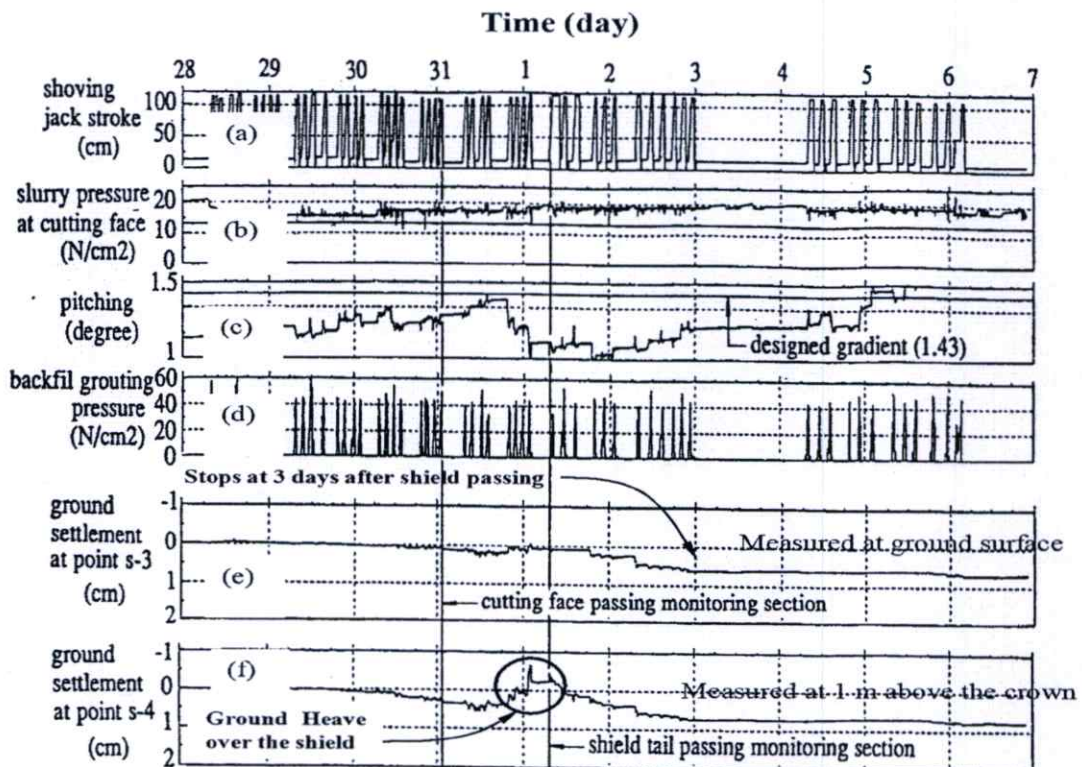
รูปที่ 2.34 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินรอบหัวเจาะและอุโมงค์ (Chiriotti, 2006)

โดยจากรูปที่ 2.34 มีการเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินรอบหัวเจาะและอุโมงค์ซึ่งเกิดจากการสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ การสูญเสียมวลดินรอบหัวเจาะตามแนวรัศมีและการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมี

ซึ่งการสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าและรอบหัวเจาะอันก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินหรือการทรุดตัวของดินสามารถประมาณปริมาณการทรุดตัวของดินในแต่ละช่วงจากทั้งหมดดังนี้

- 1) 10% - 20% เป็นผลจากการสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ
- 2) 40% - 50% เป็นผลจากช่องว่างรอบหัวเจาะ
- 3) 30% - 50% เป็นผลจากช่องว่างส่วนหางหรือส่วนท้ายของหัวเจาะ

นอกจากนี้ยังมีผู้ทำการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในแต่ละช่วงของการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) โดยแบ่งการศึกษาเป็นสามช่วงเช่นเดียวกัน เช่น การศึกษาของ Matsushita Iwasaki Hashimoto และ Imanishi ได้ศึกษาการทรุดตัวของดินในแต่ละช่วงของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้น decomposed granite soil จากข้อมูลผลการตรวจวัดจากอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคและข้อมูลการควบคุมหัวเจาะอันได้แก่ ระยะในการถีบของขาถีบไฮดรอลิก (Shoving jack stroke) แรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Slurry pressure) มุมเยื้องของหัวเจาะ (Pitching) แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน (Backfill grouting pressure) และได้ความสัมพันธ์จากข้อมูลทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.35 ข้อมูลการตรวจวัดเปรียบเทียบกับพฤติกรรมของการขุดเจาะที่เวลาต่างๆ

โดยจากความสัมพันธ์ที่ได้เปรียบเทียบไปดังกล่าวจึงได้แบ่งการทรุดตัวตามระยะของหัวเจาะเป็นสามช่วงได้แก่

1) การทรุดตัวในช่วงก่อนที่หัวเจาะทำการขุดเจาะผ่าน

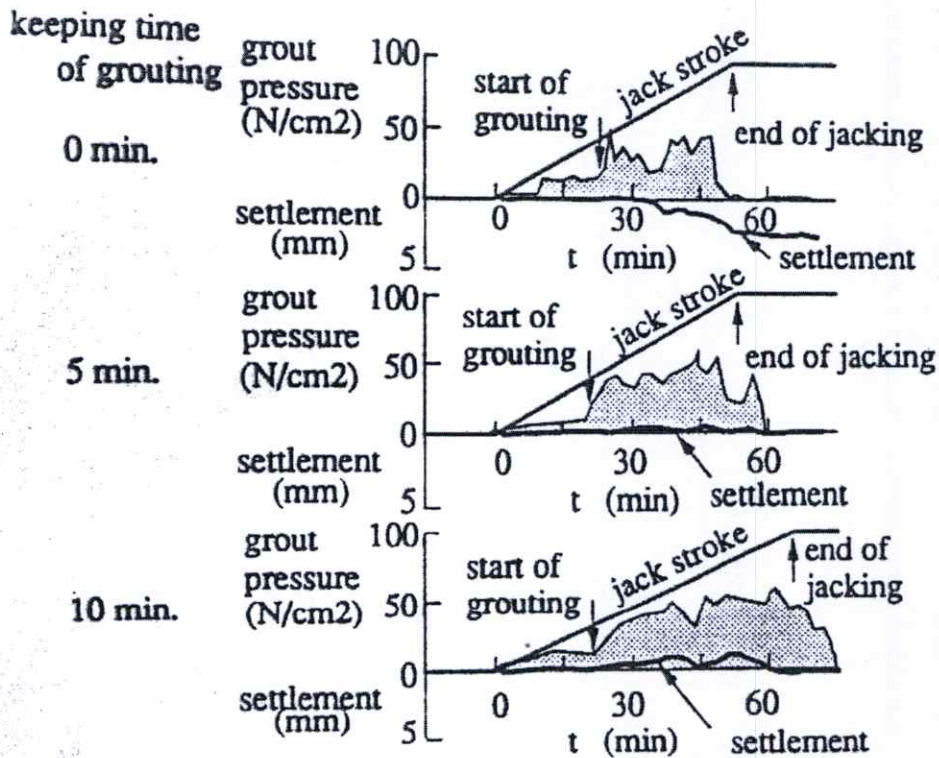
ปัจจัยจากพฤติกรรมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของดินในช่วงก่อนที่หัวเจาะจะทำการขุดเจาะผ่านคือแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะและการสั่นสะเทือนของหัวเจาะ โดยจากการข้อมูลการตรวจวัดพบว่าแรงดันที่ด้านหน้าที่มากขึ้นส่งผลให้การทรุดตัวลดลงหรือหากมากเกินไปก็จะเกิดการบวมตัว (Heave) ขึ้น

2) การทรุดตัวในช่วงที่หัวเจาะผ่านพอดี

ปัจจัยที่ทำให้เกิดการทรุดตัวในส่วนนี้คือการควบคุมหัวเจาะ เช่น การก้มหรือเงยของหัวเจาะซึ่งทำให้เกิดช่องว่างรอบอุโมงค์เพิ่มมากขึ้นและส่งผลให้เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้น

3) การทรุดตัวหลังจากหัวเจาะขุดเจาะผ่าน

รูปที่ 2.36 ได้แสดงความสัมพันธ์ของการฉีดอัดน้ำปูนกับการทรุดตัว โดยการฉีดอัดน้ำปูนเริ่มหลังจากการถีบตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะไปแล้ว 30 เซนติเมตรซึ่งเป็นจุดที่ช่องสำหรับการฉีดน้ำปูนของผนังอุโมงค์โผล่พ้นผนังหัวเจาะส่วนหางพอดี โดยพบว่าหากทำการฉีดอัดน้ำปูนที่มีความดันคงที่เป็นเวลามากกว่า 5 นาที จะช่วยลดการทรุดตัวให้น้อยลงหรืออาจไม่เกิดการทรุดตัวเลย

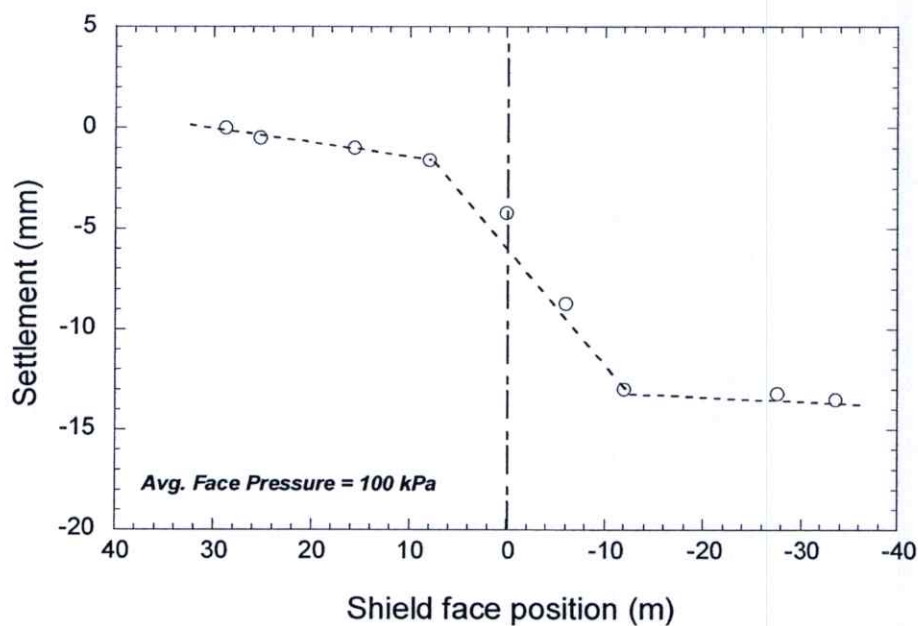


รูปที่ 2.36 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการฉีดอัดน้ำปูนและการทรุดตัว

ทั้งนี้ นอกจากพฤติกรรมของหัวเจาะอุโมงค์ในทั้งสามช่วงที่ทำให้เกิดการทรุดตัวแล้ว ยังต้องคำนึงถึงสภาพทางธรณีวิทยา ความลึกและรูปร่างของอุโมงค์ด้วยเช่นกัน

ในประเทศไทยเองก็เช่นกัน ได้มีผู้ศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดย Suwansawat (2002) ได้ทำการศึกษาผลกระทบจากพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลต่อการเคลื่อนตัวของดินจากข้อมูลการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิค เช่น แนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement array) เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวของดิน หรือ อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวด้านข้าง จากโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลหรือรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของประเทศไทย

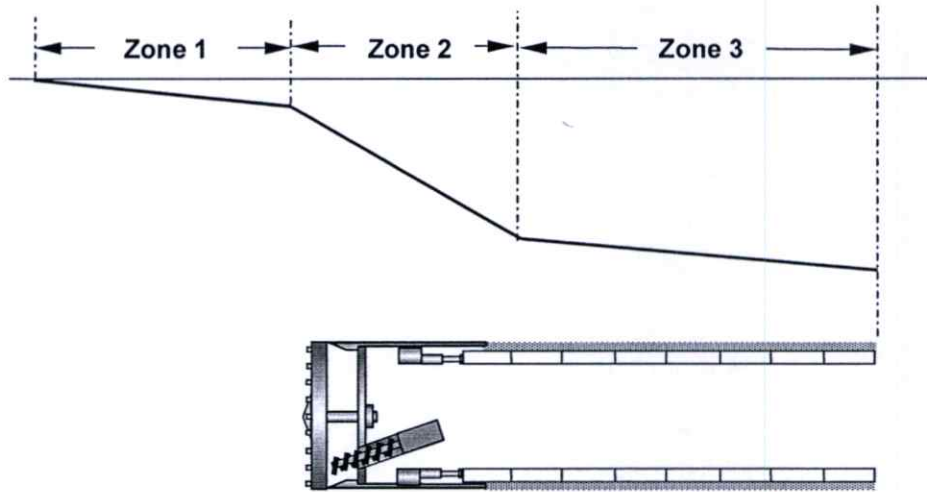
จากการศึกษาของ Suwansawat พบว่าการเคลื่อนตัวของดินมีลักษณะที่เปลี่ยนแปลงไปตามพฤติกรรมของหัวเจาะตามระยะห่างจากหัวเจาะ ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็นช่วงได้สามช่วงเช่นเดียวกัน ซึ่งได้ทำการศึกษาข้อมูลผลการตรวจวัดทั้งแนวการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างด้วย



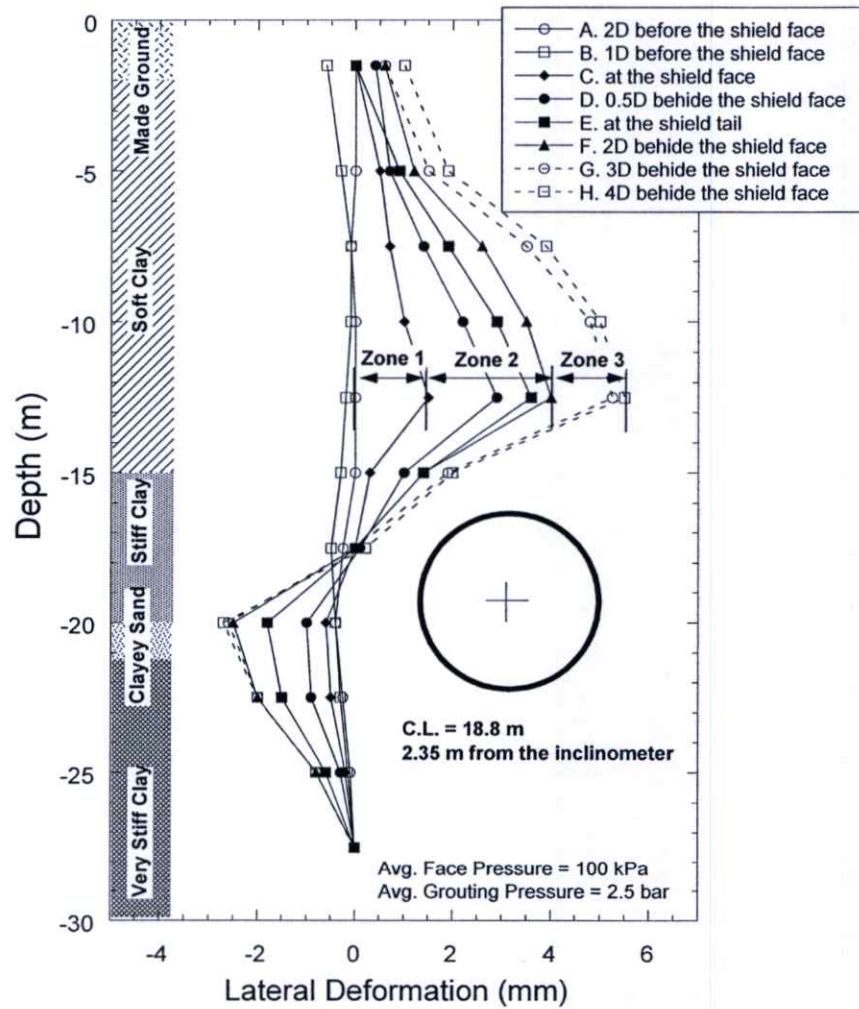
รูปที่ 2.37 การทรุดตัวตามแนวยาวเมื่อหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านตำแหน่งที่พิจารณา

รูปที่ 2.37 แสดงการทรุดตัวตามแนวยาวเมื่อหัวเจาะมีค่าแรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าเท่ากับ 100 กิโลปาสกาล เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่ตำแหน่งแนวกึ่งกลางอุโมงค์ โดยมีลักษณะการทรุดตัวแบ่งออกเป็นสามช่วง ซึ่งลักษณะการทรุดตัวตามแนวยาวส่วนใหญ่ในโครงการมี

ลักษณะเดียวกัน จึงสามารถกล่าวได้ว่า ลักษณะโดยทั่วไปของแนวการทรุดตัวตามแนวยาวมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.38



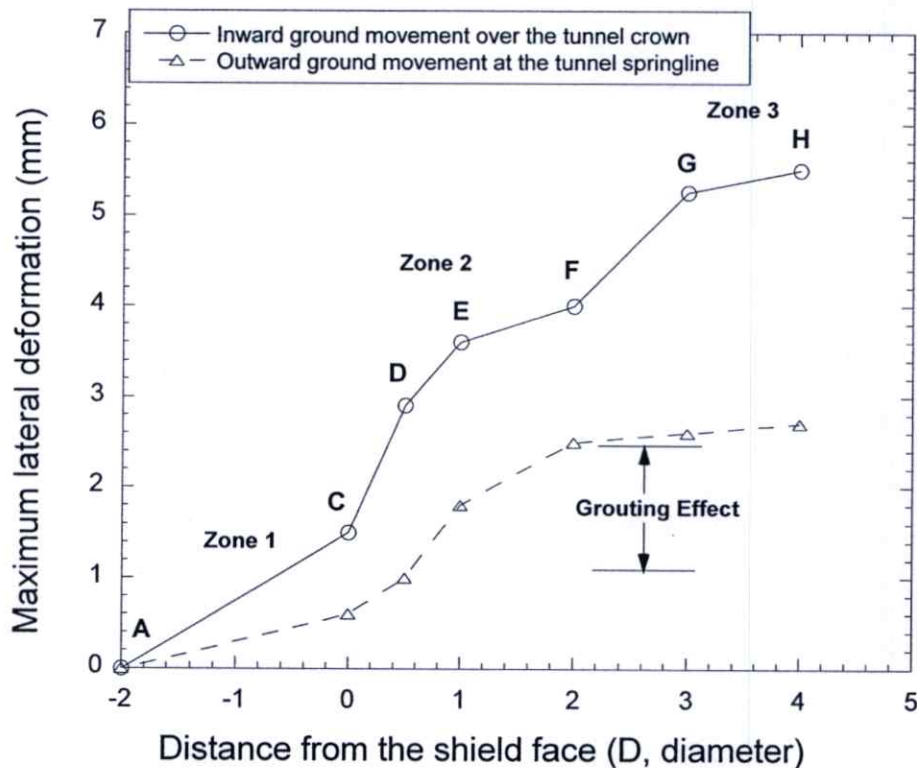
รูปที่ 2.38 ลักษณะการทรุดตัวตามแนวยาวโดยทั่วไปที่แบ่งเป็น 3 ช่วง



รูปที่ 2.39 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ทำการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ที่ระยะห่างต่างๆจากหัวเจาะ

การเคลื่อนตัวของทางด้านข้างที่ทำการตรวจวัดและเปรียบเทียบกับระยะห่างจากหัวเจาะก็มีลักษณะการเคลื่อนตัวแบ่งได้เป็น 3 ช่วงเช่นเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 2.39 โดยพบว่ามี การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ที่บริเวณเหนืออุโมงค์ขึ้นไปและมีการเคลื่อนตัวของดินออกจากอุโมงค์ที่บริเวณด้านล่างของอุโมงค์ซึ่งเป็นผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูนดังแสดงในรูปที่ 2.40

การเคลื่อนตัวของดินที่ระยะห่างต่าง ๆ นั้นมีผลมาจากแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ อัตราเร็วในการขุดเจาะ แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนและปริมาตรของวัสดุที่ใช้ในการฉีดอัด เมื่อใช้ค่าที่เหมาะสมจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยลงได้



รูปที่ 2.40 การเคลื่อนตัวด้านข้างมากที่สุดที่ระยะห่างจากหัวเจาะต่างๆ

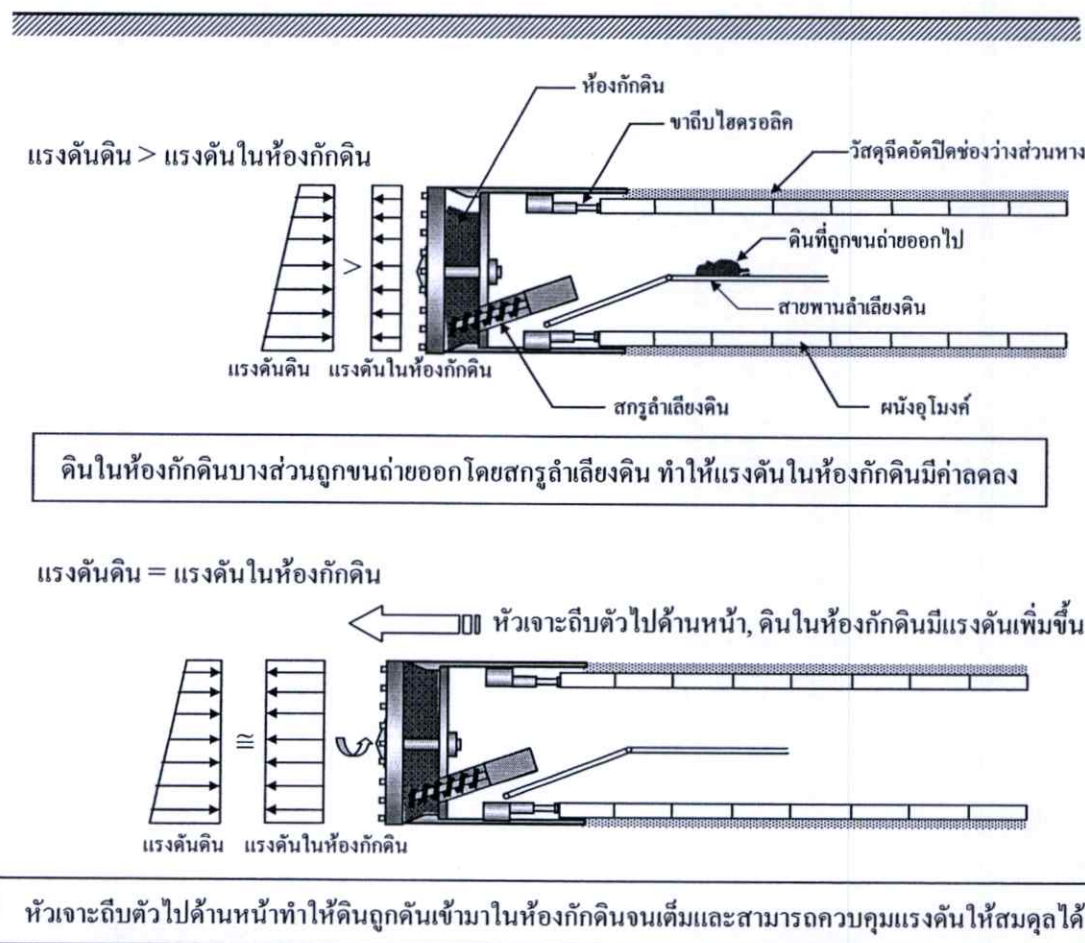
ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้จากการศึกษาวิจัยที่ผ่านมาในอดีตได้ว่าการเคลื่อนตัวของดินจากพฤติกรรมของหัวเจาะที่เปลี่ยนไปตามขั้นตอนการก่อสร้างแบ่งได้เป็น 3 ช่วงด้วยกันคือ ช่วงก่อนที่หัวเจาะจะถึงจุดที่พิจารณา ช่วงที่หัวเจาะผ่านพอดีและช่วงที่หัวเจาะผ่านไปแล้ว โดยทั้ง 3 ช่วงเป็นการเคลื่อนตัวแบบทันทีทันใดหรือในช่วงระยะเวลาสั้นๆ (Short Term) ซึ่งมักจะมีค่ามาก เมื่อผ่านทั้ง 3 ช่วงนี้ไปแล้วถือว่าเป็นการเคลื่อนตัวของดินในช่วงระยะยาว (Long Term)

2.8 ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ

ในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ เพื่อให้การขุดเจาะดำเนินการได้อย่างมีประสิทธิภาพ การควบคุมพฤติกรรมของหัวเจาะมีความสำคัญอย่างยิ่ง ซึ่งจะส่งผลต่อคุณภาพในการขุดเจาะอุโมงค์ และการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ ทั้งนี้ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเป็นตัวแปรที่สำคัญต่อพฤติกรรมของหัวเจาะในแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้าง และปัจจัยแต่ละปัจจัยยังมีความสัมพันธ์ต่อกันอีกด้วย ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะสำหรับหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) มีดังต่อไปนี้

2.8.1 แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ (Face pressure)

หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลมีการขุดเจาะโดยการควบคุมปริมาณดินที่ขุดเจาะได้ โดยขนถ่ายดินผ่านสกรูลำเลียงดิน (Screw conveyor) จากห้องกักดิน (Soil chamber หรือ Working chamber) ที่ส่วนหน้าหัวเจาะ ซึ่งอัตราการขนถ่ายดินจะควบคุมด้วยสกรูลำเลียงดิน (สังเกตรูปที่ 2.41) ด้วยเหตุนี้ ทำให้ด้านหน้าหัวเจาะสามารถก้ำยันแรงดันดินที่กระทำต่อหัวเจาะด้วยดินที่กักไว้ในห้องกักดินที่มีการควบคุมแรงดันอย่างเหมาะสม



รูปที่ 2.41 การควบคุมแรงดันดินให้สมดุลด้วยการรักษาแรงดันในห้องกักดินและการขนถ่ายดิน

แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะเป็นปัจจัยหลักในการรักษาเสถียรภาพของดินที่ด้านหน้า และถือเป็นด่านแรกในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดิน ดังนั้นการควบคุมแรงดันในห้องกักดินจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากในการรักษาเสถียรภาพและเกิดการทรุดตัวของดินให้น้อยที่สุด แรงดันดินที่ด้านหน้าสามารถตรวจสอบได้จากหน่วยวัดแรงดัน (Pressure cell) ที่ติดตั้งไว้ในห้องกักดิน

จากหลักเกณฑ์พื้นฐานในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยหลักที่สำคัญปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งแสดงให้เห็นจากหลายโครงการในอดีตที่มีการใช้แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะต่ำ จึงทำให้เกิดการทรุดตัวมาก หรืออีกประการหนึ่ง หากมีการใช้ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะมากเกินไป อาจทำให้ดินเกิดการบวมตัว (Heave) ได้เช่นกัน ดังนั้นควรควบคุมแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะให้เหมาะสมกับแรงดันดินที่เกิดขึ้นจริง

2.8.2 อัตราการขุดเจาะ (Penetration rate)

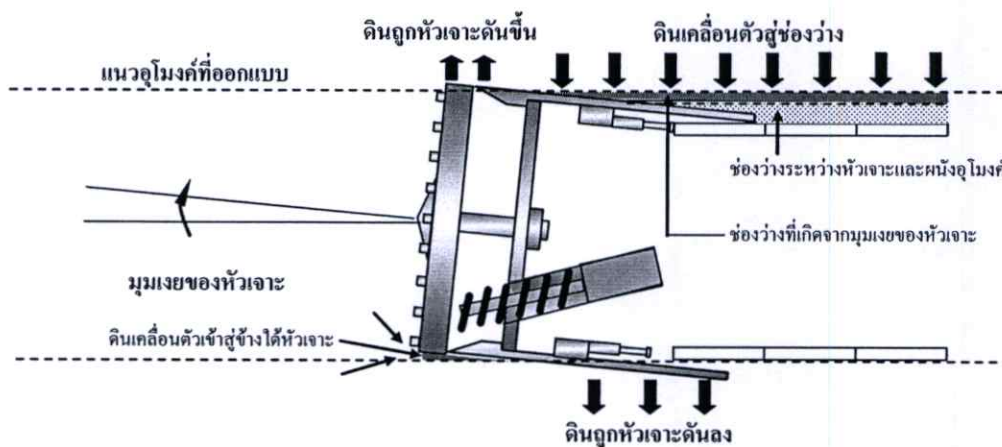
อัตราการขุดเจาะหรือความเร็วในการขุดเจาะอุโมงค์ของหัวเจาะ (มักแสดงผลเป็นมิลลิเมตรต่อนาที) ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเช่นกัน โดยอัตราการขุดเจาะเป็นสิ่งที่แสดงให้เห็นว่าหัวเจาะมีการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าได้เร็วเท่าไร ซึ่งมักจะถูกรวบรวมในแต่ละรอบของการขุดเจาะอุโมงค์หรือติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วเสร็จหนึ่งวง ในทางปฏิบัติเมื่อใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ผู้ควบคุมหัวเจาะต้องควบคุมอัตราการไหลเข้าของดินที่ด้านหน้าให้สอดคล้องกับอัตราการขุดเจาะ หากอัตราการไหลเข้าของดินมีปริมาณมากกว่าอัตราการขุดเจาะ หมายความว่าหัวเจาะมีการขุดดินในปริมาณที่มากกว่าปริมาณของหัวเจาะที่เคลื่อนที่ไปด้านหน้า ดังนั้นปริมาณของดินขุดจะไม่สมดุลกับปริมาณของส่วนที่ถูกแทนที่ด้วยหัวเจาะ ทำให้ต้องมีพิจารณาถึงการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้น หรือในกรณีที่อัตราการไหลเข้าของดินมีค่าน้อยกว่าอัตราการขุดเจาะ แสดงว่าปริมาณดินขุดมีปริมาณน้อยกว่าปริมาณที่ถูกแทนที่ด้วยหัวเจาะและอาจทำให้แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะมีค่าสูงขึ้น

ปัจจัยที่สำคัญที่ส่งผลต่ออัตราการขุดเจาะคือความจุหรือความเร็วของระบบการขนถ่ายดินหรือเจาะลงไปกว่านั้นคือ หากอัตราการถีบตัวไปด้านหน้าของหัวเจาะสูง ระบบการขนถ่ายดินควรมีความเร็วที่เพิ่มขึ้นด้วย เพื่อให้แรงดันดินที่ด้านหน้ามีความเหมาะสม อย่างไรก็ตาม จากการศึกษาผลการทรุดตัวเปรียบเทียบกับอัตราการขุดเจาะ ยังคงแสดงให้เห็นไม่เด่นชัดนักต่อปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับอัตราการขุดเจาะ ถึงแม้ว่าจะใช้ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าที่สูงก็ตาม

2.8.3 มุมเอียงของหัวเจาะ (Pitching angle)

ลักษณะตำแหน่งของหัวเจาะสามารถแสดงได้ด้วยมุมเอียงของหัวเจาะ ซึ่งชี้ให้เห็นว่าหัวเจาะมีทิศทางการขุดเจาะที่ถูกต้องหรือไม่ เมื่อเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ ในทางปฏิบัติ ผู้

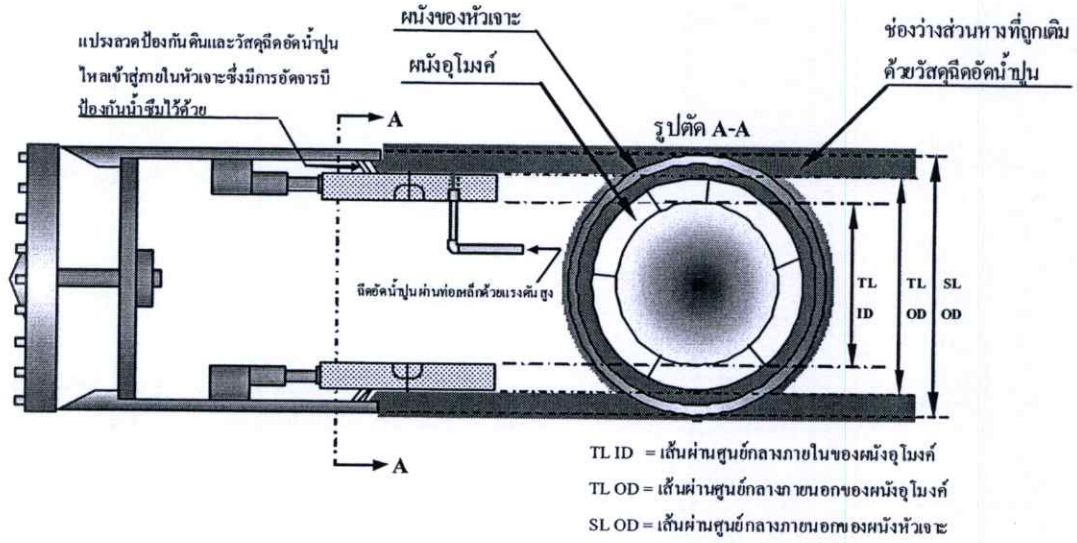
ควบคุมหัวเจาะต้องรักษาตำแหน่งหัวเจาะให้อยู่ในทิศทางที่ออกแบบไว้ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน ซึ่งโดยปกติแล้วเนื่องจากด้านหน้าของหัวเจาะมีน้ำหนักมากจึงมักทำให้หัวเจาะหันเหทิศทางเป็นมุมก้มลงเสมอ ผู้ควบคุมหัวเจาะจึงต้องพยายามรักษาตำแหน่งหัวเจาะให้กลับมาอยู่ในแนวระดับและมักจะทำให้หัวเจาะมีมุมเงยเกิดขึ้นอยู่เป็นประจำดังแสดงในรูปที่ 2.42 ซึ่งมักทำให้เกิดช่องว่างระหว่างหัวเจาะและดินบริเวณเหนือหัวเจาะเพิ่มมากขึ้นจากช่องว่างปกติ ทำให้ดินเคลื่อนตัวสู่ช่องว่างมากขึ้นส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่เพิ่มมากขึ้นไปด้วย หรืออีกประการหนึ่งเมื่อหัวเจาะทำมุมเงย การบวมตัวของดินก็อาจเกิดขึ้นได้เช่นกัน โดยเฉพาะหากหัวเจาะทำมุมเงยมาก ช่องว่างเหนือหัวเจาะก็จะมากขึ้นตาม อีกทั้งยังเป็นการรบกวนดิน โดยรอบให้เสียคุณสมบัติทางกลศาสตร์มากขึ้นไปอีก อย่างไรก็ตาม เป็นเรื่องยากที่จะรักษาตำแหน่งของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับตลอดเวลา ดังนั้นผู้ควบคุมหัวเจาะต้องปรับตำแหน่งของหัวเจาะให้เหมาะสมกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบพร้อมทั้งไม่ให้เกิดการรบกวนสภาพดินโดยรอบมากเกินไปด้วย



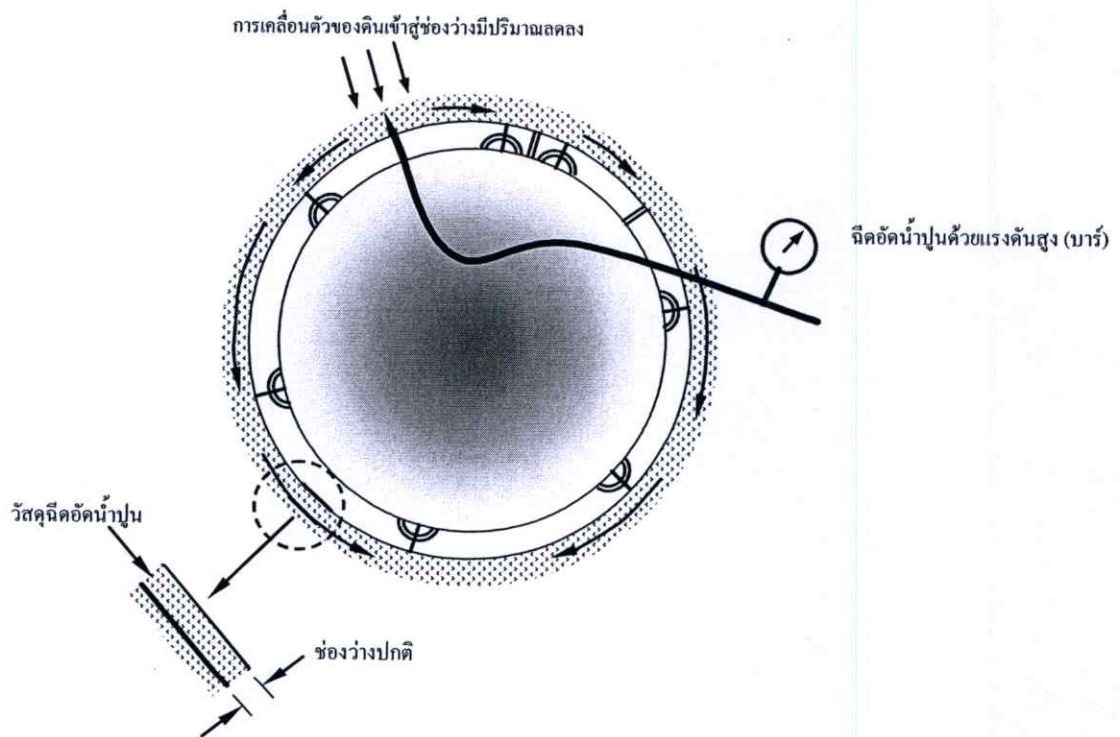
รูปที่ 2.42 การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากมุมเงยของหัวเจาะ

2.8.4 การฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail void grouting)

คุณภาพของการฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะมีส่วนสำคัญต่อการลดขนาดของการทรุดตัว โดยเมื่อหัวเจาะทำการถีบตัวไปด้านหน้าจะเกิดช่องว่างระหว่างหัวเจาะและผนังอุโมงค์ขึ้นเนื่องจากขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่ไม่เท่ากันของหัวเจาะและผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 2.43 การฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหางมีความจำเป็น เพื่อเป็นการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินปิดช่องว่างที่เกิดขึ้น โดยทั่วไป การฉีดอัดน้ำปูนควรใช้แรงดันในการฉีดอัดที่สูงพอรวมทั้งปริมาณของวัสดุที่ใช้ก็ควรมากกว่าปริมาณของช่องว่างส่วนหาง เพื่อเป็นการรับประกันว่าจะสามารถปิดช่องว่างส่วนหางได้ครบถ้วนและเผื่อไว้สำหรับการหดตัวของวัสดุที่ใช้ฉีดอัดด้วย รวมทั้งสิ่งสำคัญที่สุดคือสามารถลดขนาดของการทรุดตัวได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.44



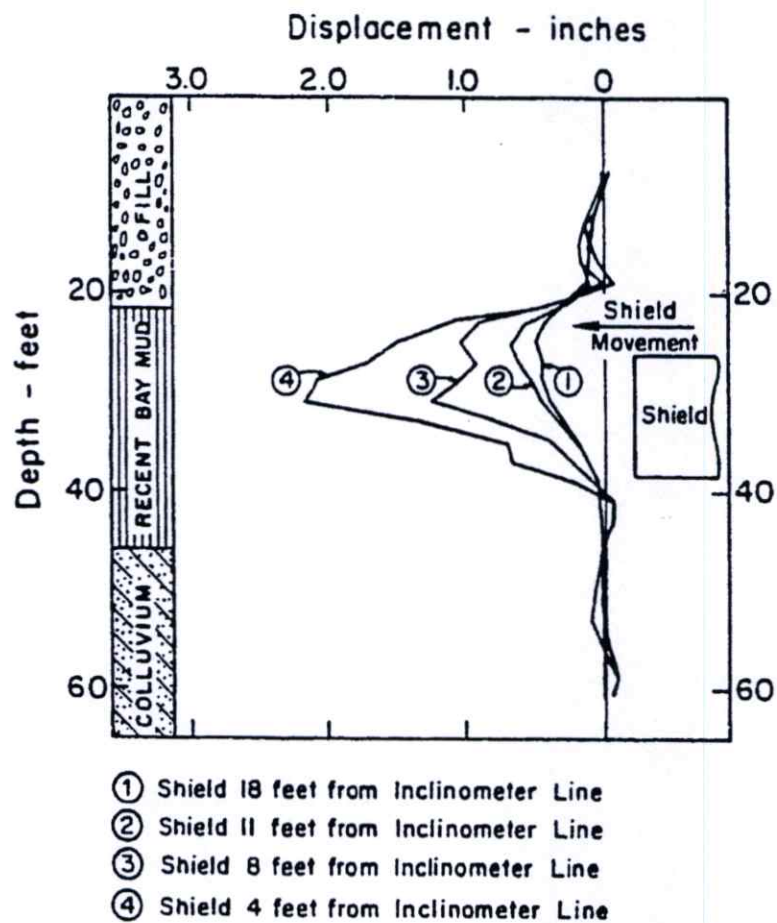
รูปที่ 2.43 ลักษณะของช่องว่างส่วนหางระหว่างหัวเจาะและหมังกูโมงค์



รูปที่ 2.44 การฉีดฉนวนและปริมาตรของวัสดุที่ใช้ฉีด

2.9 กรณีศึกษาผลกระทบของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะในอดีต

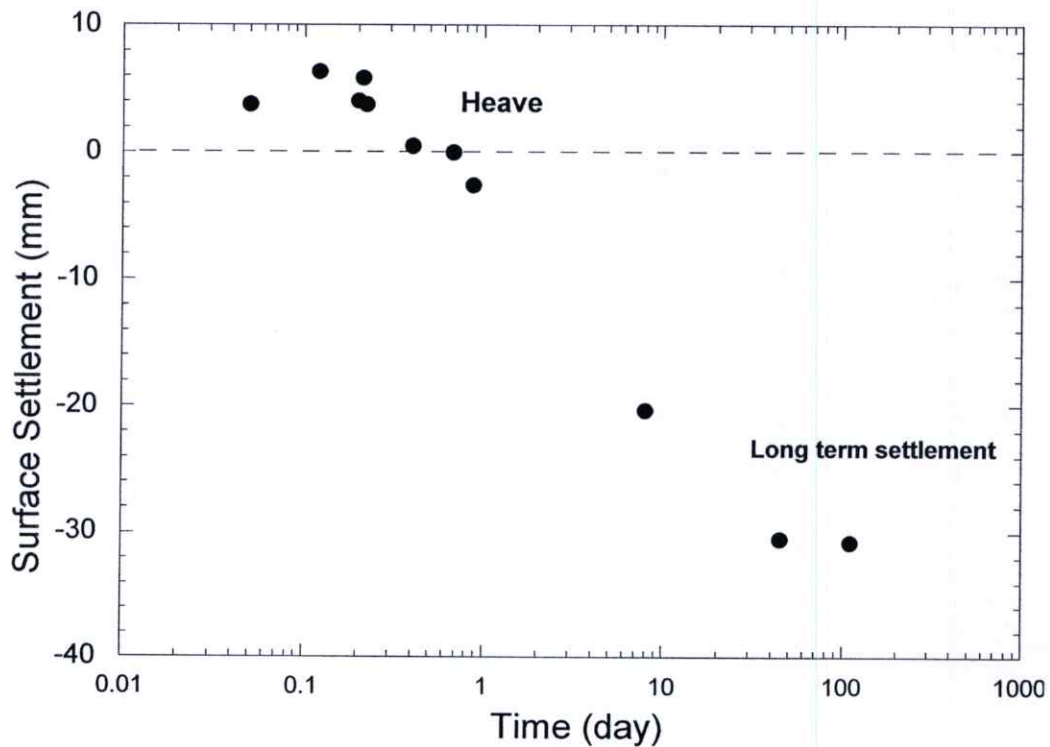
จากผลงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต ได้มีผู้ที่สนใจถึงพฤติกรรมของหัวเจาะในการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน รวมทั้งผลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น ซึ่งมีทั้งการเปรียบเทียบพฤติกรรมต่อการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนาม การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element method) และการทดลองทางกายภาพในห้องปฏิบัติการ (Physical model or Laboratory testing) ทำให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมของการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดินได้ดียิ่งขึ้น



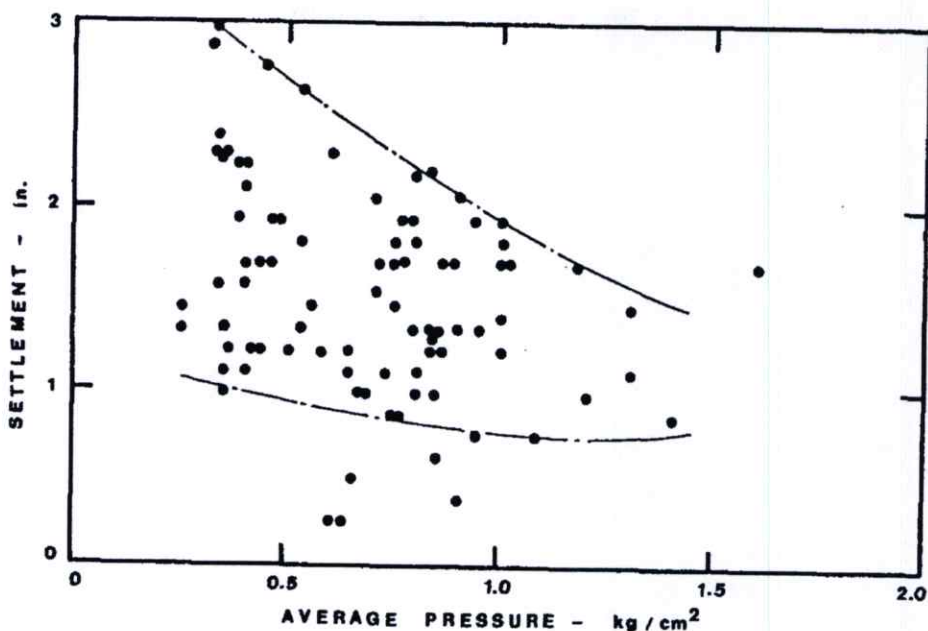
รูปที่ 2.45 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระยะห่างต่างๆที่วัดจากด้านหน้าของหัวเจาะ (after Clough et al. 1983)

2.9.1 Clough et al. (1982), Finno (1983), และ Finno and Clough (1985)

Clough et al. (1982), Finno (1983), และ Finno and Clough (1985) ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลจากโครงการอุโมงค์ส่งน้ำในซานฟรานซิสโก ซึ่งเป็นอุโมงค์แห่งแรกในประเทศสหรัฐอเมริกาที่ใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล และได้นำข้อมูลมาวิเคราะห์เพื่อแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมการขุดเจาะของหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดิน โดยในรูปที่ 2.45 แสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจากผลกระทบของแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะเมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวเข้าใกล้แนวที่พิจารณา ซึ่งการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีลักษณะเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกับทิศทางที่หัวเจาะเคลื่อนที่หรือในลักษณะถูกผลักออก ยิ่งหัวเจาะเข้าใกล้มากขึ้นเท่าไรก็จะถูกผลักออกมากขึ้นเรื่อยๆ โดยการเคลื่อนตัวมากที่สุดอยู่ที่ระดับแนวอุโมงค์ รูปที่ 2.46 แสดงให้เห็นถึงการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในโครงการเมื่อหัวเจาะขุดเจาะผ่านและเมื่อระยะเวลาผ่านไป โดยพบว่าช่วงที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านดินได้เกิดการบวมตัวขึ้น (Heave) อาจเกิดจากการใช้แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะที่สูง หลังจากนั้นเมื่อระยะเวลาผ่านไปเป็นเวลานาน การทรุดตัวจึงค่อยๆ เพิ่มขึ้นจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) นอกจากนี้ Finno and Clough (1985) ยังได้แสดงผลของแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะต่อการทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้ในโครงการดังแสดงในรูปที่ 2.47 โดยการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มที่ลดลงเมื่อใช้แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะที่มีค่าสูงขึ้น



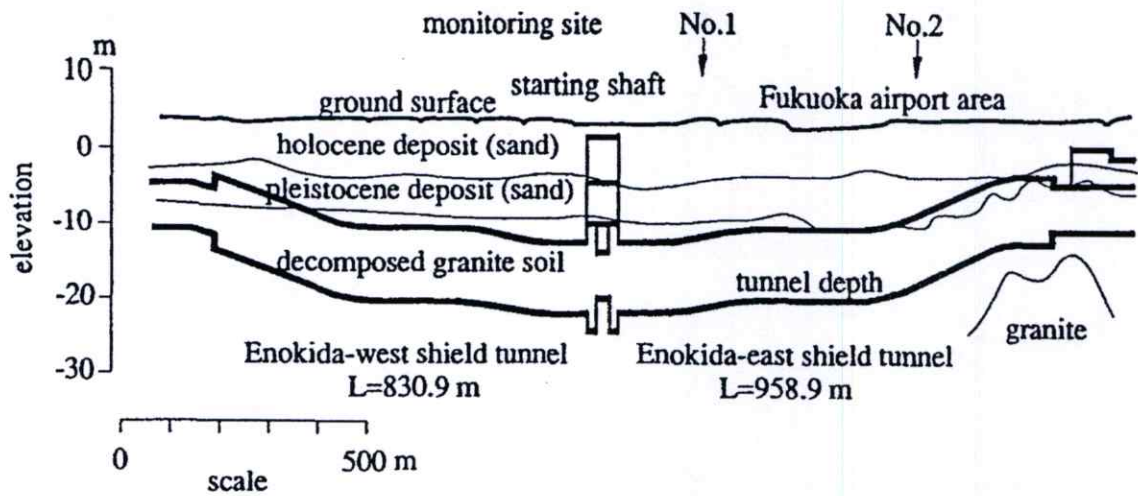
รูปที่ 2.46 การทรุดตัวที่ผิวดินตามระยะเวลาที่ตรวจวัดได้ในโครงการ



รูปที่ 2.47 การทรุดตัวที่ผิวดินเปรียบเทียบกับแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะที่ตรวจวัดได้ในโครงการ (after Finno and Clough, 1985)

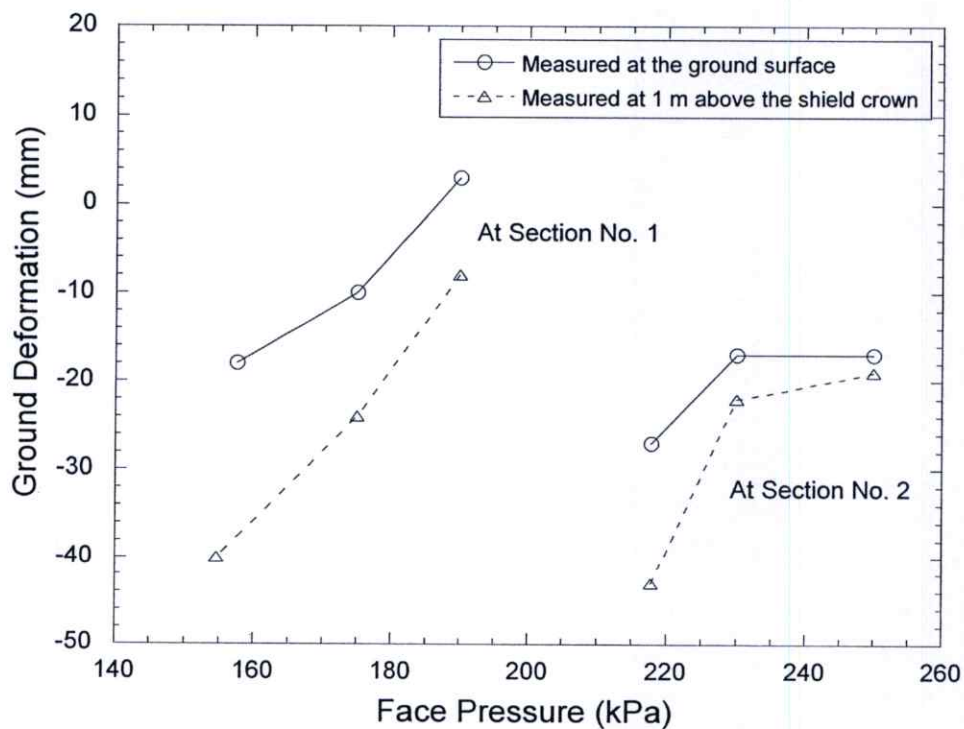
2.9.2 Matsushita et al. (1995)

Matsushita et al. (1995) ได้ทำการวิจัยผลกระทบของแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะและการฉีดอัดน้ำปูนต่อการทรุดตัวที่ผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนขนาดใหญ่ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองฟูกูโอกะประเทศญี่ปุ่น หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เมตรขุดเจาะในชั้นดินอ่อนที่ความลึก 8 ถึง 16 เมตรจากผิวดิน มีน้ำตัดที่ใช้ตรวจสอบการเคลื่อนตัวอยู่ด้วยกัน 2 กรณี ดังแสดงในรูปที่ 2.48 กรณีแรกตั้งอยู่ใกล้กับบริเวณปล่องปล่อยอุโมงค์ โดยระดับอุโมงค์อยู่ที่ความลึก 15 เมตรจากผิวดิน กรณีที่สองอยู่ในช่วงที่ขุดเจาะอุโมงค์ด้วยความลาดชันซึ่งจะทำให้เกิดช่องว่างจากมุมกัมและมุมงยของหัวเจาะ จากการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์วัดทางธรณีเทคนิค พบว่าการทรุดตัวสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ช่วง ช่วงที่หนึ่งเกิดการทรุดตัวเพียงเล็กน้อยบริเวณด้านหน้าของหัวเจาะ ช่วงที่ 2 เป็นการทรุดตัวเหนือช่วงหัวหัวเจาะ ช่วงที่ 3 เป็นการทรุดตัวหลังจากหัวเจาะผ่านไปแล้ว โดยการทรุดตัวจะเริ่มเกิดขึ้นตั้งแต่ก่อนที่หัวเจาะจะถึงจุดตรวจวัดและเกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้น โดยตลอดระยะเวลาที่หัวเจาะเข้าใกล้และขุดเจาะผ่านไป



รูปที่ 2.48 แนวอุโมงค์และสภาพชั้นดินของโครงการ (after Matsushita et al., 1995)

ในโครงการดังกล่าว ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะอันได้แก่ แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ มุมเงยของหัวเจาะและแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน ได้ถูกตรวจสอบและเปรียบเทียบกับการทรุดตัวดังแสดงในรูปที่ 2.35 Matsushita et al. (1995) แนะนำว่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะที่กระทำเพื่อเพิ่มเสถียรภาพที่ด้านหน้ามีผลกระทบอย่างมากต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน และพบว่าทรุดตัวที่ผิวดินมีขนาดลดลงเมื่อหัวเจาะใช้แรงดันที่ด้านหน้าเพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.49



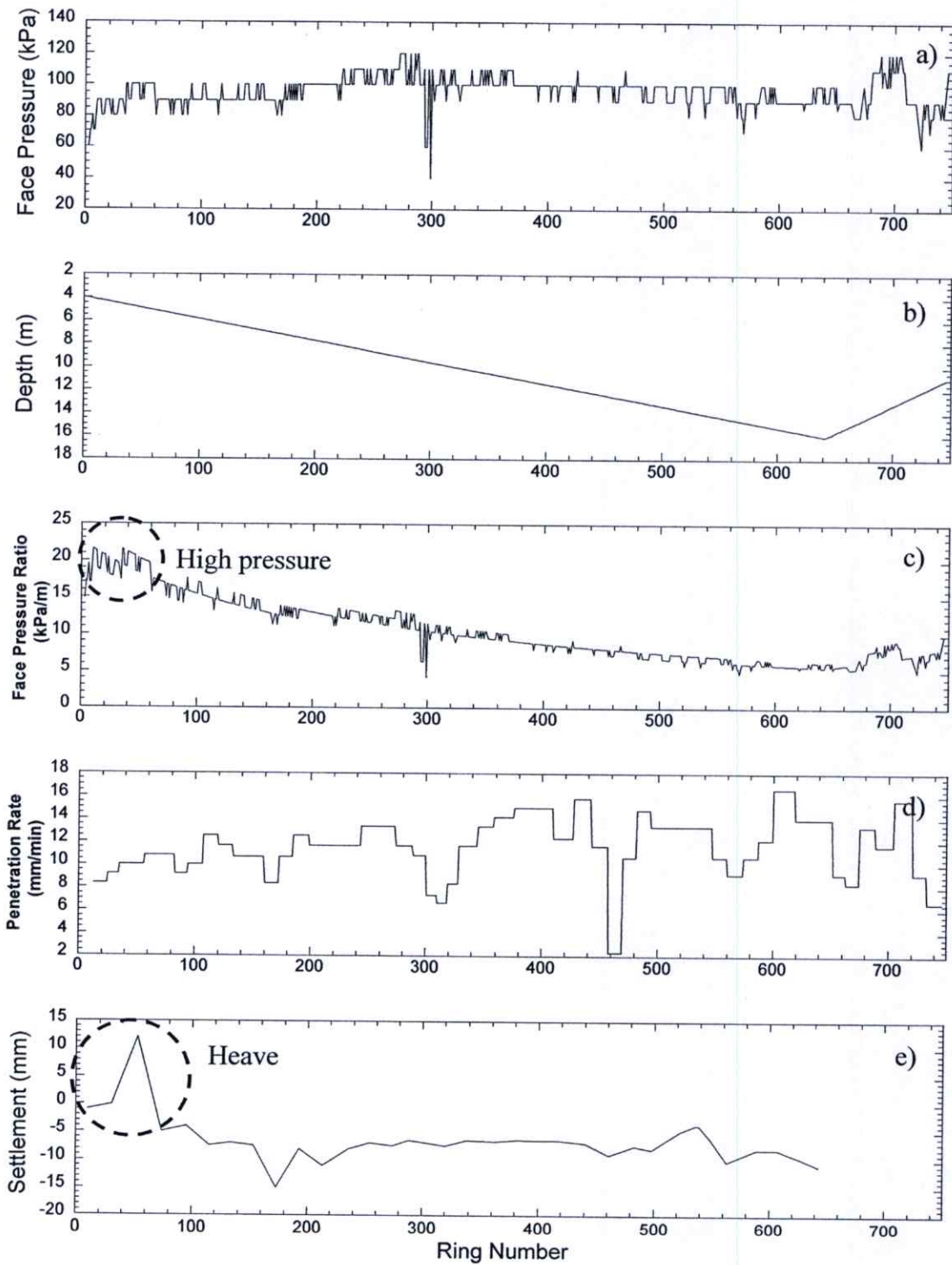
รูปที่ 2.49 แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะเปรียบเทียบกับทรุดตัวที่ผิวดิน

2.9.3 Chiorboli and Marcheselli (1996)

Chiorboli and Marcheselli (1996) ทำการตรวจสอบประสิทธิภาพของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8.03 เมตร สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์โครงการรถไฟใต้ดินในเมืองมิลานประเทศอิตาลี ที่ความลึกตั้งแต่ 4 ถึง 16 เมตรจากผิวดิน มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวค่อนข้างมาก เนื่องจากเป็นการก่อสร้างในบริเวณพื้นที่ชุมชน และมีความถี่ในการตรวจวัดสองครั้งต่อวันเมื่อหัวเจาะขุดเจาะเข้าใกล้และผ่านไป และจะลดลงเมื่อหัวเจาะขุดเจาะผ่านไปมากกว่า 200 เมตรจากจุดตรวจวัด เนื่องจากการเสีรูปร่างของดินไม่เพิ่มขึ้นอีก จากข้อมูลที่เกี่ยวข้องรวบรวมจากในสนามของ Chiorboli and Marcheselli (1996) ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ เช่น แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ อัตราการขุดเจาะ และความลึกของอุโมงค์ ถูกนำมาเปรียบเทียบกับ การทรุดตัวที่ผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.50 โดยในกรณีนี้แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะถูกนำมาหารด้วยความลึกของอุโมงค์เรียกว่า อัตราส่วนแรงดันที่ด้านหน้า (Face pressure ratio)

อัตราส่วนแรงดันที่ด้านหน้าเป็นปัจจัยที่สร้างความเข้าใจได้ดีสำหรับการเปรียบเทียบแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่ผิวดิน เช่น ก่อนที่แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะจะถูกหารด้วยความลึกของอุโมงค์ แรงดันที่แสดงในแผนภูมิมีลักษณะค่อนข้างคงที่ตลอดแนวอุโมงค์ทั้งสาย (รูปที่ 2.50 a) แต่เมื่อแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะถูกหารด้วยความลึกของอุโมงค์แล้ว หรือกลายเป็นอัตราส่วนแรงดันที่ด้านหน้า จึงสามารถชี้ให้เห็นได้อย่างชัดเจนถึงการเปลี่ยนแปลงของแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะตลอดแนวอุโมงค์ (รูปที่ 2.50 c) ในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะ อัตราส่วนแรงดันที่ด้านหน้ามีค่าค่อนข้างสูง ทำให้ดินเกิดการบวมตัวดังแสดงในรูปที่ 2.50 e

Chiorboli and Marcheselli (1996) ยังได้แนะนำอีกว่า ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะแสดงให้เห็นว่าส่งผลกระทบต่ออัตราการทรุดตัว เช่น จากการตรวจสอบแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะซึ่งเมื่อมีค่าต่ำจะเกิดการทรุดตัวที่มาก หรือในทางตรงกันข้าม เมื่อแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะมีค่าสูงก็อาจทำให้ดินเกิดการบวมตัวได้ อีกทั้งยังพบว่า การทรุดตัวมากที่สุดมักจะเกิดขึ้นที่บริเวณด้านหน้าของหัวเจาะเมื่อมีการใช้แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะที่มีค่าต่ำ อัตราการขุดเจาะก็ส่งผลกระทบต่ออัตราการทรุดตัวเช่นกัน โดยเมื่อหัวเจาะมีอัตราการขุดเจาะที่ต่ำหรือมีการหยุดการขุดเจาะ การทรุดตัวจะเพิ่มขึ้น



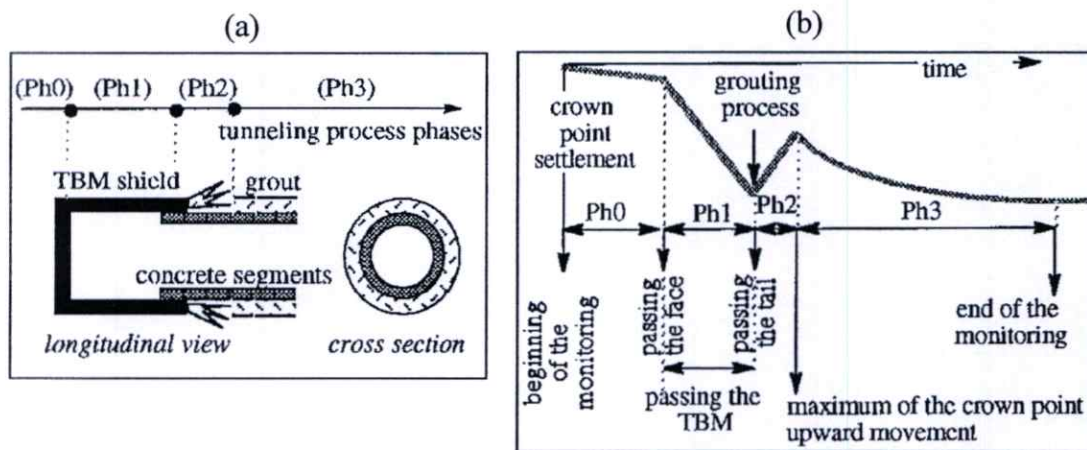
รูปที่ 2.50 ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากในสนาม (after Chiorboli and Marcheselli, 1996)

2.9.4 Bernat and Cambou (1998)

Bernat and Cambou (1998) ทำการวิเคราะห์ปฏิกริยาของดินและหัวเจาะด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน การวิเคราะห์สามารถแบ่งย่อยได้ตามขั้นตอนการก่อสร้าง (Phase) ด้วยการจำลองสภาพแวดล้อมตามขั้นตอนการขุดเจาะจริง ซึ่งในเบื้องต้นแบ่งออกเป็น 4 ส่วน คือ Phase 0 ถึง Phase 3 ดังแสดงในรูปที่

Phase 0 คือ ช่วงก่อนที่หัวเจาะจะมาถึง แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะคือปัจจัยสำคัญที่ทำให้การทรุดตัวมีค่าเพียงเล็กน้อย

Phase 1 คือ ช่วงที่หัวเจาะผ่าน มีการตัดดินเกินเส้นรอบวง ดินเคลื่อนตัวสู่ช่องว่าง เกิดการทรุดตัวมาก



รูปที่ 2.51 (a) กระบวนการขุดเจาะ (b) การทรุดตัวที่แตกต่างกันตามขั้นตอนการขุดเจาะ

Phase 2 คือ ช่วงส่วนหางของหัวเจาะ มีการฉีดอัดน้ำปูนด้วยแรงดันสูง ดินเกิดการบวมตัวขึ้นจากแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน ขนาดของการทรุดตัวมีค่าลดลง

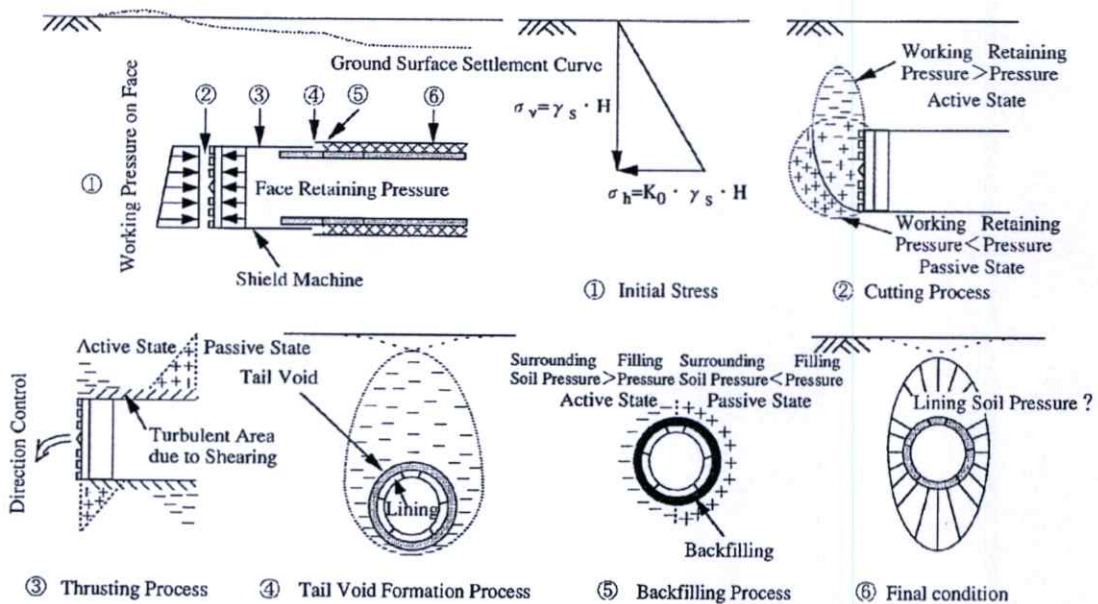
Phase 3 คือ วัสดุที่ใช้ในการฉีดอัดมีการหดตัวจากการคายน้ำ ซึ่งใช้เวลาหลายสัปดาห์ หลังจากมีการฉีดอัด รวมทั้งดิน โดยรอบอุโมงค์ที่ถูกบวมจากการขุดเจาะด้วยหัวเจาะได้เกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidate) และส่งผลต่อการทรุดตัวด้วยเช่นกัน

จากการทดลองทำให้สามารถเห็นได้อย่างชัดเจนถึงผลกระทบของแรงดัน โดยรอบอุโมงค์ในแต่ละช่วงของการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ

2.9.5 Nomoto et al. (1999)

Nomoto et al. (1999) ได้พัฒนาหัวเจาะแบบจำลองขนาดเล็กที่สามารถทำงานได้ในเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยงที่มีใช้ความเร่งสูงขณะทดลอง และสามารถจำลองพฤติกรรมรายละเอียด

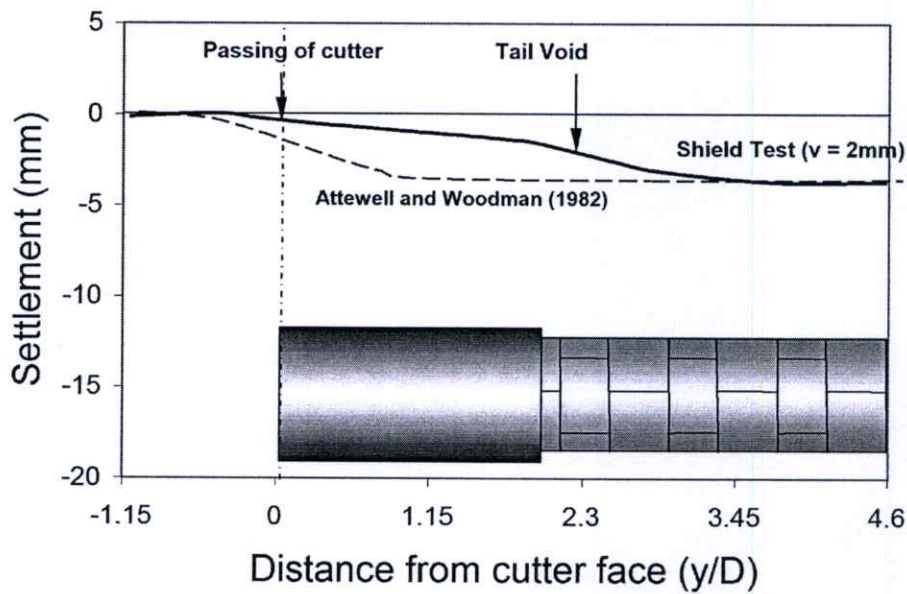
การขุดเจาะ รวมถึงการเคลื่อนตัวของหัวเจาะและการเกิดช่องว่างที่ส่วนท้าย ในการทดลองนี้ได้ใช้ทราย Toyoura ซึ่งมีค่าความหนาแน่นประมาณ 70% Dr และ $\phi_{max} = 42$ องศา โดยที่ค่าตัวแปรที่กำหนดในการทดลองนี้ได้แก่ C/D โดย C คือความลึกจากผิวดินจนถึงกึ่งกลางอุโมงค์ และ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ โดยเท่ากับค่าความเร่งของการทดสอบ เท่ากับ $25g$ (245 m/s^2) และการเปลี่ยนค่า C จาก 1D ไปจนถึง 4D 15 มิลลิเมตร/นาทีก และการหมุนของใบตัดดินที่ 11 rpm โดยจำลองมาจากหัวเจาะขนาดจริงเท่ากับ 2.5 เมตร นอกจากนี้ยังจำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนของหัวเจาะที่ได้ถูกออกแบบขึ้นเพื่อจำลองกระบวนการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์ตั้งแต่การทำงานของใบตัดดินไปจนถึงการเกิดช่องว่างที่ท้ายหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม กระบวนการอัดดินน้ำปูน (Backfill grouting) ไม่ได้ถูกจำลองในการทดลองนี้เนื่องจากกระบวนการนี้ซับซ้อนเกินกว่าที่จะจำลองขึ้นมาได้ รูปแบบแนวคิดพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงความเค้นรอบอุโมงค์ตามขั้นตอนการขุดเจาะซึ่งสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 2.52



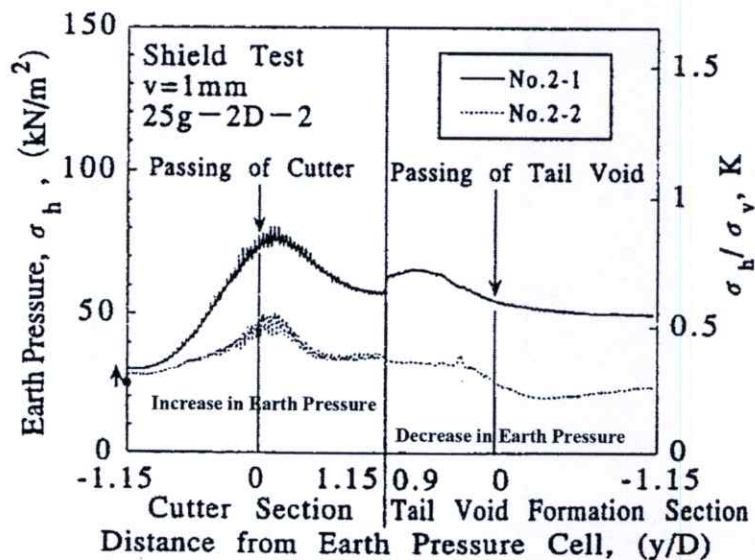
รูปที่ 2.52 แนวคิดรูปแบบการเปลี่ยนแปลงความเค้นของดินโดยรอบอุโมงค์จากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

การทรุดตัวในแนวยาวสามารถวัดได้โดยเครื่องวัดแบบเลเซอร์ แสดงในรูปที่ 2.53 ซึ่งให้เห็นถึงการทรุดตัวของดิน เกิดเหนือหัวเจาะและหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปเป็นหลัก ขณะที่ด้านหน้าหัวเจาะสามารถวัดการทรุดตัวได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับสมการของ Attewell and Woodman (1982) ดังแสดงในรูปที่ 2.53 ผลการทดลองซึ่งให้เห็นว่าสมการของ Attewell and Woodman (1982) ไม่ถูกต้องสำหรับการใช้หัวเจาะที่มีระบบป้องกันดินด้านหน้า เช่น หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) หรือ แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) สมการของ Attewell and Woodman (1982) ประมาณว่า การทรุดตัวของผิวดินด้านบน

ของอุโมงค์สอดคล้องกับ $0.5 \delta_{max}$ หรือ 50% ของการทรุดตัวที่มากที่สุดหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปดังแสดงในรูปที่ 2.54 อย่างไรก็ตามสมมติฐานนี้ใช้ได้กับหัวเจาะแบบหน้าเปิด (Open-face shield) เท่านั้น แต่ใช้ไม่ได้กับกรณีหัวเจาะแบบมีระบบป้องกันด้านหน้าเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินสามารถควบคุมได้ ด้วยการควบคุมพารามิเตอร์ ที่เกี่ยวข้องกับขณะเจาะ (Suwansawat, 2004) Nomoto (1999) ยังได้แนะนำว่า การเพิ่มขึ้นของความดันดินหน้าหัวเจาะในระยะเริ่มต้นน่าจะเกิดจากพฤติกรรม Aching effect (เกิดแรงเสียดทานด้านหน้าเหนือยอดอุโมงค์ขณะก่อสร้าง) ก่อนความดันจะลดลงเมื่อความดันในดินเปลี่ยนแปลงหรือลดลงเรื่อย ๆ

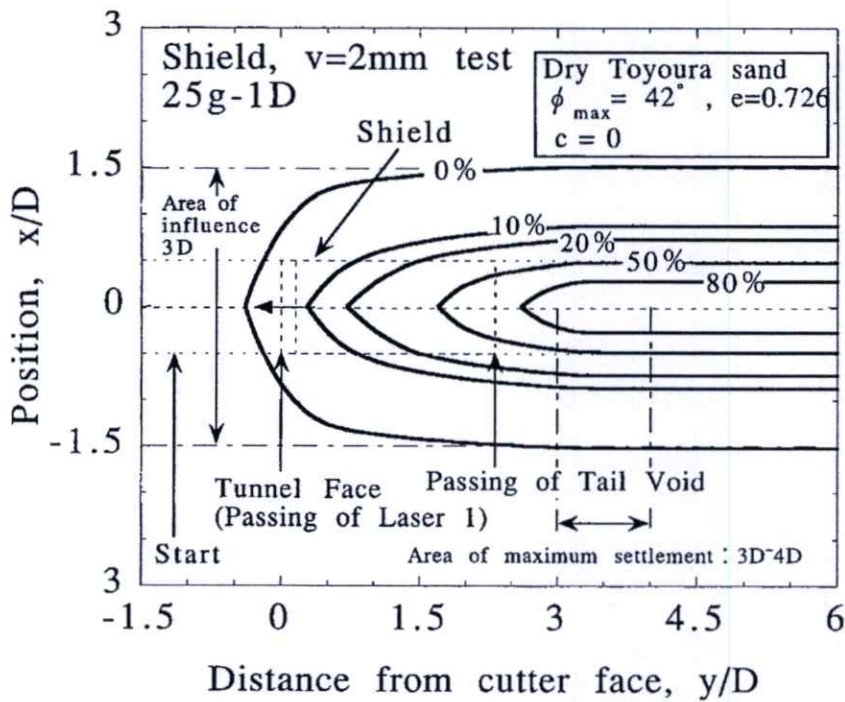


รูปที่ 2.53 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวจากการทดสอบ โดยใช้ขนาดช่องว่าง (void) = 2 mm (after Nomoto et al., 1999)



รูปที่ 2.54 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999)

นอกจากนี้จากการทดสอบด้วยเครื่องหมุนเหวี่ยง Nomoto et al. (1999) ได้ทำการพล็อตค่าการทรุดตัวที่ผิวดินในรูปแบบเส้นระดับ (Contour line) ดังแสดงในรูปที่ 2.55 โดยพบว่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุดเกิดขึ้นหลังจากหัวเจาะขุดเจาะผ่านไปแล้วที่ระยะประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์จากด้านหน้าหัวเจาะ และมีแนวอิทธิพลของการทรุดตัวขนานออกไปจากแนวอุโมงค์ด้านละ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

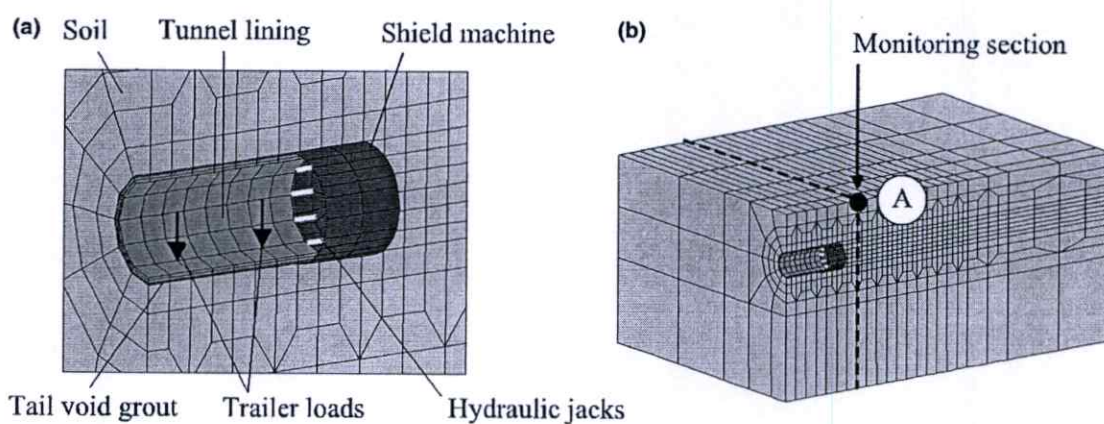


รูปที่ 2.55 การทรุดตัวที่ผิวดินแบบ Contour line

2.9.6 Kasper and Meschke (2006)

Kasper and Meschke (2006) ได้อ้างถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ผ่านมาในอดีตในการพยายามหาความสัมพันธ์ผลกระทบของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดินในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน เช่น ผลกระทบของแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ ขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์ แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน คุณสมบัติของดินที่ไม่ต่อเนื่องกันทุกทิศทาง ผลของแรงดันน้ำใต้ดิน ควบคู่กับการทดลองแบบจำลองชั้นดินที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ Kasper and Meschke (2006) ได้ทำการวิเคราะห์ปัจจัยต่างๆที่มีผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะด้วยหัวเจาะในชั้นดินอ่อนด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ แบบ Step by step หรือทีละขั้นตอนตามกระบวนการขุดเจาะ แบบจำลองวัสดุในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เช่น ดินอิ่มตัว (Saturated soil) ขาถีบไฮดรอลิก (Hydraulic jack) วัสดุที่ใช้ฉีดอัดน้ำปูน (Tail void grout material) และผนังอุโมงค์ ได้ถูกจำลองขึ้น โดยใน ส่วน

ของผนังหัวเจาะถูกจำลองให้ไม่สามารถเสียรูปได้และเป็นแบบ Taper (ส่วนหน้าและส่วนท้ายมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางต่างกัน โดยส่วนหน้าจะมีขนาดกว้างกว่า) เพื่อใช้จำลองช่องว่างส่วนหาง และการฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่าง น้ำหนักบรรทุกทุกภายในอุโมงค์ในการขนถ่ายวัสดุและดินได้จำลองเป็นน้ำหนักกระทำแบบจุดตามแนวอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 2.56 โดยได้แสดงหน้าตัดวิเคราะห์พฤติกรรมไว้ด้วย

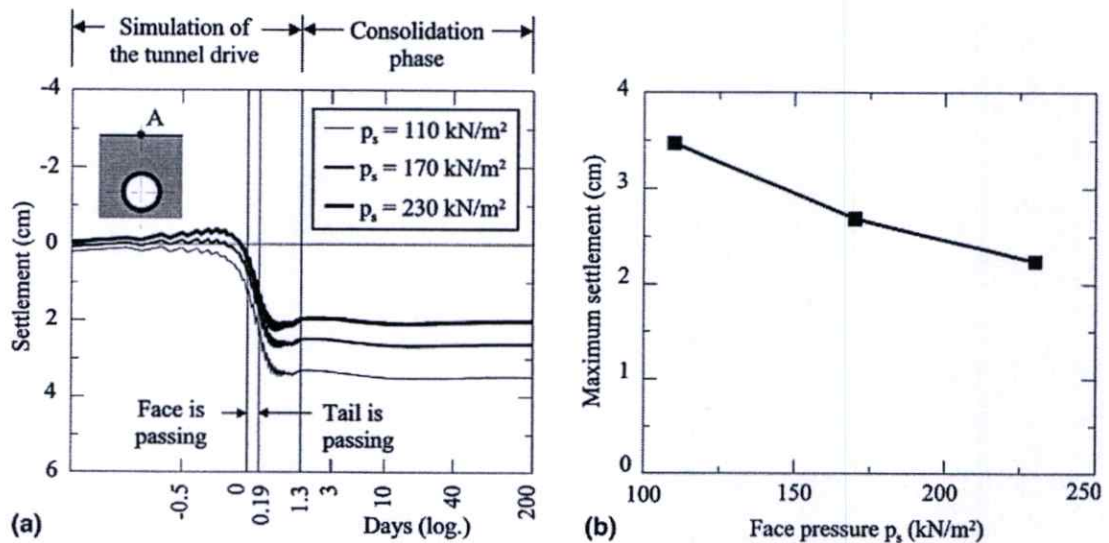


รูปที่ 2.56 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ (a) และหน้าตัดที่ทำการพิจารณา (b)

การถีบตัวไปด้านหน้าของหัวเจาะแต่ละครั้งสัมพันธ์กับพฤติกรรมของหลายปัจจัย เช่น การถีบตัวของขาถีบไฮดรอลิก การไหลเข้าของดินที่ด้านหน้า การรักษาแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะจะถูกจำลองแบบ Step by step หลังจากหัวเจาะเคลื่อนตัวไปแล้ว การจำลองการขุดดินที่ด้านหน้า การจำลองการฉีดอัดน้ำปูน การจำลองผนังอุโมงค์ จะถูกจำลองด้วยวิธี “Rezoning mesh” เพื่อกำหนดคุณสมบัติของวัสดุให้กับ Element ที่ต้องการจำลองเข้าไปในการวิเคราะห์ตามขั้นตอนการก่อสร้าง จากนั้นทำการคำนวณทีละขั้นตอน โดยความละเอียดขึ้นอยู่กับารรองรับของประสิทธิภาพคอมพิวเตอร์และระยะเวลาที่ต้องการ อีกทั้งยังทำการวิเคราะห์แบบ Couple analysis หรือการพิจารณาความเค้นพร้อมกับการไหลของน้ำในดิน ทำให้สามารถพิจารณาการอัดตัวคายน้ำของดินได้

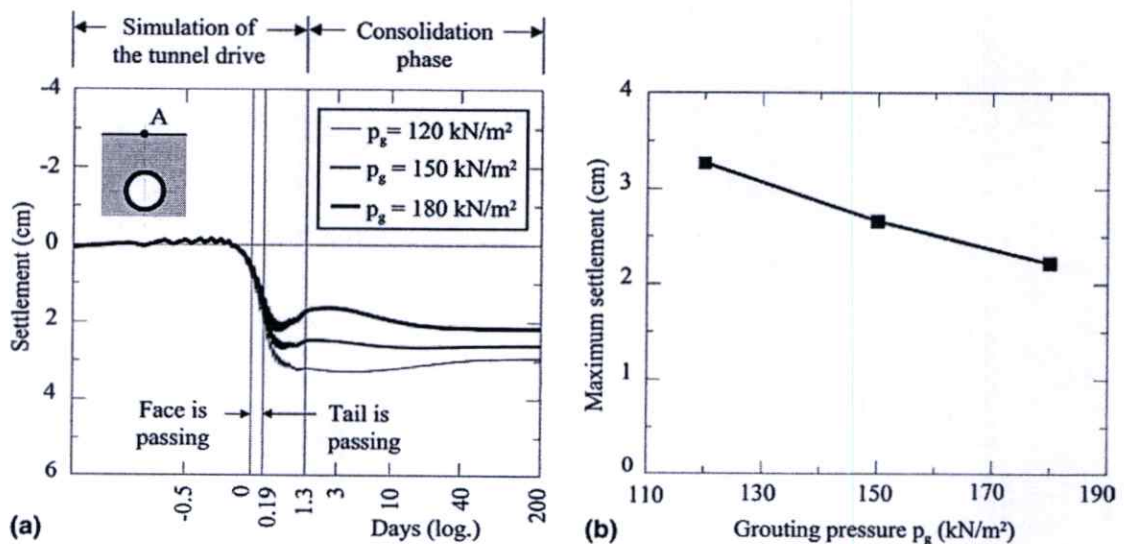
จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ Kasper and Meschke (2006) ได้นำปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวที่ค่าต่างๆมาทำการเปรียบเทียบ เช่น ผลของแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะดังแสดงในรูปที่ 2.57 ต่อการทรุดตัวที่จุด A หรือหน้าตัดตรวจสอบดังแสดงในรูปที่ 2.56 (b) โดยพบว่าขณะที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านและขุดเจาะจนพ้นส่วนหางจะเกิดการทรุดตัวที่มีขนาดค่อนข้างมาก ซึ่งเมื่อใช้แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะที่มีค่าสูงจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยลง อีกทั้งยังพบว่าเกิดการบวมตัวของดินขึ้นเล็กน้อย ทั้งนี้แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะยัง

ได้ส่งผลกระทบต่อแรงกระทำที่เกิดขึ้นต่อผนังอุโมงค์ ซึ่งความแตกต่างของแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะส่งผลเพียงเล็กน้อยเท่านั้น



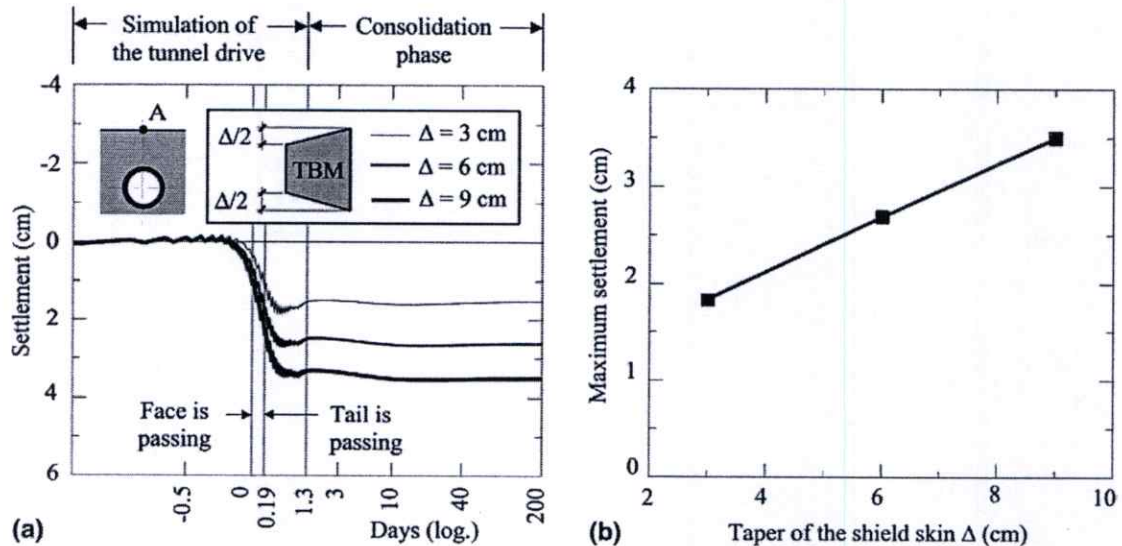
รูปที่ 2.57 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน

แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนได้ถูกพิจารณาเปรียบเทียบกับทรุดตัวที่จุด A เช่นเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 2.58 โดยพบว่าเมื่อใช้แรงดันสูงอาจทำให้ดินเกิดการบวมตัว แต่ก็สามารถลดขนาดของการทรุดตัวได้



รูปที่ 2.58 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนที่มีค่าแตกต่างกัน

ผลของขนาดช่องว่างส่วนหางด้วยการจำลองหัวเจาะให้มีลักษณะเป็น Taper แสดงดังรูปที่ 2.59 โดยพบว่า เมื่อขนาดของช่องว่างส่วนหางเพิ่มขึ้นจะทำให้เกิดการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้นรวมทั้งยังทำให้ดินโดยรอบสูญเสียความเค้นภายใน ซึ่งจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินที่เพิ่มมากขึ้นทั้งการทรุดตัวแบบทันทีทันใดและการทรุดตัวแบบอืดตัวคายน้ำ



รูปที่ 2.59 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่จุด A (หน้าตัดตรวจสอบ) เทียบกับขนาดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะที่มีค่าแตกต่างกัน

ดังนั้นจะเห็นได้ว่าปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะส่งผลกระทบต่ออย่างเห็นได้ชัดและถือเป็นปัจจัยหลักที่สำคัญที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ว่าจากการวิเคราะห์ผลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเช่น แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนที่เพิ่มขึ้นได้รับการยอมรับว่า จะสามารถลดระดับการทรุดตัวได้ แต่ยังคงต้องทำการพิจารณาเป็นแต่ละกรณี สำหรับการนำไปใช้งานจริงและอิทธิพลของปัจจัยต่างๆ ยังขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของดินที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ด้วย ดังนั้นยังคงต้องมีการพิจารณาและศึกษาอย่างละเอียดต่อไป

บทที่ 3

การทำนายการเคลื่อนตัวของดิน

3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่น่าสนใจในปัจจุบัน ซึ่งแต่ละวิธีมีสมมติฐานและที่มาในการแก้ปัญหา อีกทั้งเทคนิคหรือเทคโนโลยีที่แตกต่างกัน

3.2 วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

ตั้งแต่ในอดีตจนถึงปัจจุบันมีผู้ทำการศึกษาวิจัยพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์อย่างแพร่หลายและมีการพัฒนาวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินอย่างต่อเนื่อง โดยสามารถทำการแบ่งวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินทั้งหมดออกเป็น 5 วิธีการด้วยกัน ได้แก่

1) วิธี Empirical solution โดยมีพื้นฐานมาจากการสังเกตและสถิติที่ผ่านมา เช่น วิธีของ Peck (1969) ที่นำเสนอการใช้ สมการ Gaussian หรือกราฟความน่าจะเป็นปกติ ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดิน ที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ นอกจากนี้แล้วยังมีการนำเสนอโดย O'Reilly and New (1982) และ Atterwell and Woodman (1982) เป็นต้น

2) วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) โดยค่าความเค้นในดินและค่าการเคลื่อนตัวของดินสามารถคำนวณได้จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียมวลดินและการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ ซึ่งนำไปสู่การหาค่าการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจากสมการแบบ Closed form (Closed form solution) วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ได้ถูกนำเสนอโดย Einstein and Schwartz (1979) Verruijt and Booker (1996) Loganathan and Poulos (1998) Gonzales and Sagasetta (2001) เป็นต้น

3) วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method) เป็นวิธีคำนวณเชิงตัวเลขที่สามารถนำมาใช้หาค่าการเคลื่อนตัวของดินในกรณีต่างๆได้ ปัจจุบันด้วยเทคโนโลยีคอมพิวเตอร์ที่ทันสมัยขึ้นจึงสามารถคำนวณได้ทั้งกรณีปัญหา 2 มิติและ 3 มิติ ซึ่งโดยทั่วไปแล้ววิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มักจะนำมาใช้แก้ปัญหาเพื่อตรวจสอบแนวโน้มการเคลื่อนตัวโดยทั่วไปในสนาม

4) วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network) โดยการนำข้อมูลที่มีความสัมพันธ์ที่ซับซ้อนจากความสัมพันธ์ที่มีหลายปัจจัยมาทำการวิเคราะห์ด้วยวิทยาการคอมพิวเตอร์และปัญญาประดิษฐ์ (AI) เช่น การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อหาค่าการ

ทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดจากโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลที่ถูกนำเสนอ โดย Suwansawat (2002)

5) วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiment) โดยจะจำลองการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อสังเกตพฤติกรรมของดินและโครงสร้างข้างเคียง ปัจจุบันนิยมใช้ การจำลองแบบหมุนเหวี่ยง (Centrifuge test) ที่สามารถจำลองแรงกระทำต่ออุโมงค์ได้ ซึ่งนำเสนอโดย Kimura and Mair (1981) และ Nomoto et al. (1999) เป็นต้น

วิธีแต่ละวิธีมีข้อได้เปรียบและข้อจำกัดแตกต่างกันไป โดยวิธี Empirical solution จะสามารถประมาณค่าการทรุดตัวของดินตามแนวขวางของแนวอุโมงค์ได้ใกล้เคียงที่สุดและง่ายต่อการวิเคราะห์แต่ยังไม่สามารถประเมินค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินได้ ขณะที่วิธีสมการเชิงวิเคราะห์สามารถหาค่าได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินได้ แต่ยังมีข้อจำกัดบางอย่างในเรื่องการสมมุติค่าคงที่และค่าตัวแปรในสมการ

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถนำมาใช้ในปัญหาการเคลื่อนตัวของดินได้ดีและสามารถวิเคราะห์ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ แต่มีข้อจำกัดหรือความเสี่ยงต่อความผิดพลาดอย่างยิ่งหากค่าพารามิเตอร์ในการคำนวณและการจำลองพฤติกรรมอยู่บนพื้นฐานที่ไม่ถูกต้องรวมทั้งยังต้องการเวลาในการวิเคราะห์พอสมควร วิธีโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อหาค่าการทรุดตัวสูงสุดสามารถหาค่าการทรุดตัวได้แม่นยำจากปัจจัยที่มีความสัมพันธ์ที่ซับซ้อนและหลากหลายรวมทั้งสามารถนำไปใช้ร่วมกับวิธี Empirical solution เพื่อหาค่าแนวการทรุดตัวต่อไปได้ แต่ยังมีข้อจำกัดในการนำไปใช้ในโครงการอื่นที่มีปัจจัยแตกต่างกันรวมทั้งยังไม่สามารถหาการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้ วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการเป็นวิธีเดียวที่สามารถสังเกตพฤติกรรมการเคลื่อนตัวและพังทลายของดินได้อย่างชัดเจน แต่มีอุปสรรคในกระบวนการจำลองให้เหมือนสภาพจริงและใช้เวลาในการวิเคราะห์มากที่สุด

3.2.1 วิธี Empirical solutions

วิธีนี้มีพื้นฐานมาจากการสังเกตค่าในสนามและข้อมูลทางสถิติโดยเฉพาะค่าการทรุดตัวของดินที่มีการเก็บข้อมูลมากที่สุดและสามารถนำมาวิเคราะห์หาสมการเพื่อนำมาทำนายค่าการทรุดตัวของดินได้ โดยวิธี Empirical solution ที่น่าสนใจมีดังนี้

1) Litwinniszyn (1956)

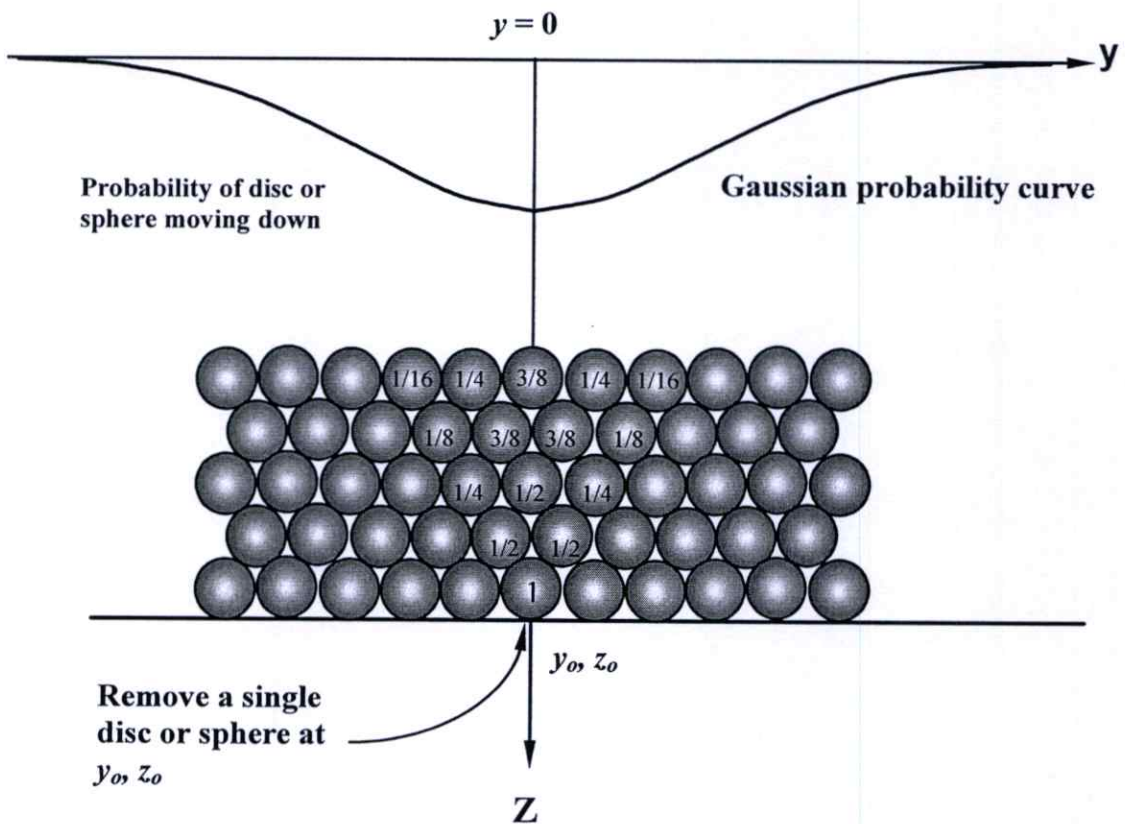
วิธี Stochastic หรือ Empirical solution ส่วนใหญ่จะใช้หลักการของความน่าจะเป็นมากกว่า Deterministic laws โดยกระบวนการของ Stochastic คือ ดินจะถูกสมมติเป็นวัสดุที่มีลักษณะเป็นทรงกลมขนาดเท่าๆ กัน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.1 เมื่อนำลูกทรงกลมที่ฐานออกหนึ่งลูก จะเกิดการทรุดตัวขึ้นเพื่อแทนที่ลูกที่หายไป และจากแบบจำลองนี้ ทำให้เราสามารถพยากรณ์การทรุดตัวของดินได้ โดยการนำเอารูปทรงกลมในแบบจำลองไปเปรียบเทียบกับการสูญเสียมวลดิน (Ground loss)

การเคลื่อนตัวนี้จะขึ้นอยู่กับแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว และเป็นไปตามกฎของความน่าจะเป็น ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวในรูปประมงหางเหนื่อโมงค์ ซึ่งเป็นรูปแบบของความน่าจะเป็นปกติหรือ Gaussian curve การพิจารณาด้วยวิธีนี้ จะสามารถคำนวณหาการเสียรูปของดินโดยไม่ต้องใช้ค่าความเครียดและความเค้นจากคุณสมบัติของดิน

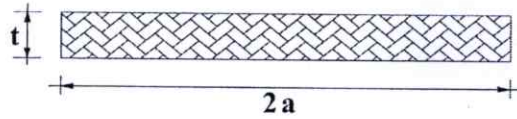
จากแบบจำลองนี้ สามารถนำมาเขียนสมการหาค่าการทรุดตัวของดินตามขวางได้ดังนี้

$$\delta_v(y,z) = \frac{0.8t}{K_a} \left(\frac{z_0 - z}{2a} \right)^{-n} \exp \left[-0.5 \left(\frac{y}{aK_a} \right)^2 \left(\frac{z_0 - z}{2a} \right)^{-2n} \right] \quad (3.1)$$

โดยมีสมมติฐานจากการทรุดตัวเหนือช่วงเปิดสี่เหลี่ยมพื้นผ้า (ดังแสดงในรูปที่ 3.2) ซึ่งขนาดความกว้างเท่ากับ $2a$ และความหนาเท่ากับ t ความลึก Z_0 โดยค่า K_a และ n นั้น สามารถหาได้จากประสบการณ์หรือด้วยวิธี Empirical



รูปที่ 3.1 แบบจำลองการทรุดตัวแบบ Stochastically (Attewell, 1978)



รูปที่ 3.2 ความจำกัดความของความกว้าง ($2a$) และความหนา (t)

สำหรับค่าความเค้นที่น้อย (Small strains) ใน 3 แกน จะมีปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลงโดย:

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 0 \quad (3.2)$$

สำหรับกรณีในช่วงเปิดหรือแนวอู๋โค้งยาวมาก ๆ ในแกน X (Plane strain)

$$\varepsilon_y + \varepsilon_z = 0 \quad (3.3)$$

ดังนั้น ค่า h และ v แทนค่าตามแนวนอน (horizontal) และแนวตั้ง (vertical) อีกทั้ง ε_v แทนค่าการเคลื่อนตัวตามแนวตั้ง

$$\varepsilon_h = -\varepsilon_v = -\frac{d\delta_v}{dz} = \frac{n\delta_v}{z_0 - z} \left[\left(\frac{y}{i} \right)^2 - 1 \right] \quad (3.4)$$

โดยค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน i สามารถคำนวณได้จาก

$$i = aK_a \left[\frac{(z_0 - z)}{2a} \right]^n \quad (3.5)$$

ค่าการเคลื่อนตัวในแนวนอน δ_h สามารถหาได้จาก

$$\delta_h = \int_{-\infty}^y \varepsilon_h dy \quad (3.6)$$

และ

$$\delta_h = -n \frac{y\delta_v}{(z_0 - z)} \quad (3.7)$$

Litvinniszyn (1956) ได้แนะนำให้ใช้ค่า $K_a = 1$ and $n = 0.5$ แต่จากการศึกษาของ Peck (1969) ได้กำหนดค่าตัวแปรทั้ง 2 ไว้ที่ $n = 0.8$ and $K_a = 1-1.5$ อย่างไรก็ตาม ค่าของ n และ K_a อาจมีค่าแตกต่างกันไปจากนี้ ซึ่ง Attewell (1978) พบว่าค่า n และ K_a ดังกล่าวมีค่าใกล้เคียงกับที่วัดได้ในกรณีก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียว อย่างไรก็ตามค่า n และ K_a จะมีความสำคัญมากในกรณีที่ต้องใช้ในการคำนวณหาค่าการทรุดตัวระดับลึก (Sub-surface settlement) ของดิน ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของดินในแนวตั้งและแนวนอนสามารถหาได้ดังนี้

$$\delta_{v_{\max}} = \frac{0.8t}{K_a} \left(\frac{z}{D} \right)^{-n} \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \delta_{h_{\max}} &= 0.606 \delta_{\max} \frac{ni}{z} \\ &= 0.242 t n \left(\frac{z}{D} \right)^{-1} \end{aligned} \quad (3.9)$$

เมื่อ D คือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ โดยค่าการสูญเสียมวลดิน V_r จะคำนวณหาได้จาก

$$V_r = Dt \quad (3.10)$$

นำสมการที่ 3.10 แทนลงในสมการที่ 3.8 และ 3.9 จะได้สมการใหม่ดังนี้

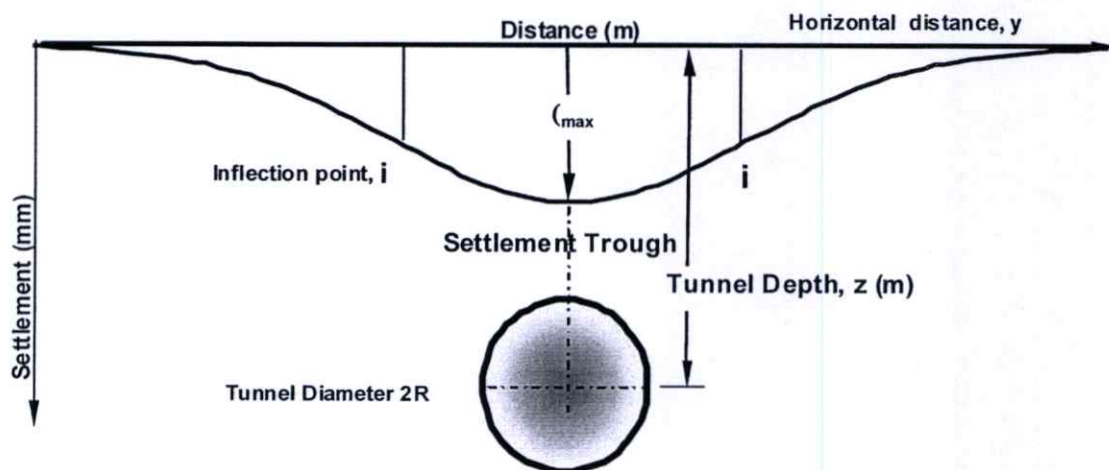
$$\delta_{v_{\max}} = \frac{0.8V_r}{K_a D} \left(\frac{z}{D} \right)^{-n} \quad (3.11)$$

$$\delta_{h_{\max}} = \frac{0.242V_r n}{D} \left(\frac{z}{D} \right)^{-1} \quad (3.12)$$

2) Peck (1969)

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีต Peck (1969) ได้สังเกตการณ์ทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยวและพบว่าแนวการทรุดตัว (Surface settlement trough) สามารถแสดงด้วย Error function หรือ กราฟความน่าจะเป็นปกติ (Gaussian curve) ซึ่งช่วยให้ประมาณแนวการทรุดตัวได้ใกล้เคียงและแม่นยำรวมทั้งสามารถนำมาประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้

ลักษณะของสมการความน่าจะเป็นปกติ และความสัมพันธ์ระหว่างสมการความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 3.3 โดยรัศมีของอุโมงค์คือ R และความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับของอุโมงค์คือ z จุดต่ำสุดของกราฟความน่าจะเป็นคือค่าการทรุดตัวสูงสุด (Maximum settlement) โดยสามารถหาค่าการทรุดตัวที่ระยะต่างๆ ได้ โดยค่า S_{max} หรือ δ_{max} สามารถหาได้จากค่าการสูญเสียมวลดินดังที่จะกล่าวต่อไป และจุดโค้งกลับของเส้นกราฟ (Inflection point) ถูกกำหนดไว้ที่ค่าระยะ i จากแนวกึ่งกลางของอุโมงค์ โดยค่า i คือคุณสมบัติของเส้นกราฟความน่าจะเป็นปกติหรืออาจเรียกว่าค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน มีค่าเท่ากับ $0.61S_{max}$



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของเส้นกราฟความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์

โดยได้มีการคำนวณค่า i สำหรับอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างๆ จากข้อมูลการทรุดตัวที่มีความน่าเชื่อถือ ซึ่งสามารถเขียนรูปกราฟค่าระหว่าง i/R กับ $z/2R$ โดยสามารถเห็นแนวโน้มของขนาดการทรุดตัวเมื่อเทียบกับชนิดของดิน และยังสังเกตได้อีกว่าเมื่ออุโมงค์อยู่ในระดับที่ลึกมากขึ้น ความกว้างของแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน (สัมพันธ์กับค่า i) จะยังมีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์สามารถทำการคำนวณได้

จากการศึกษาข้อมูลในภาคสนามที่เสนอโดย Cording and Hansmire (1975) ปริมาตรของแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน สามารถนำมาสร้างความสัมพันธ์กับการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ได้ โดยพบว่าอุโมงค์ส่วนใหญ่มีปริมาตรทรุดตัวเทียบเท่ากับปริมาตรของดินที่เสียไปจากการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) จะแสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ต่อขนาดของอุโมงค์ ยกตัวอย่างเช่น ในกรณีอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ D และสามารถหาค่าการทรุดตัวสูงสุดได้จากค่าการสูญเสียมวลดินดังสมการ

$$V_s = \frac{G.L\%}{100} \left(\pi \frac{D^2}{4} \right) \quad (3.13)$$

2) Atkinson and Potts (1977)

วิธีนี้มีพื้นฐานมาจากการทดสอบด้วยแบบจำลองและจากการสังเกตข้อมูลในสนาม โดยสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่ผิวดินกับการทรุดตัวที่บริเวณยอดอุโมงค์ในอุโมงค์ระดับตื้น ดังแสดงในรูปที่ 3.4

$$\frac{S_s}{S_c} = 1.0 - \alpha \frac{C}{D} \quad (3.14)$$

โดย

S_s = การทรุดตัวที่ผิวดิน

S_c = การทรุดตัวที่บริเวณยอดอุโมงค์

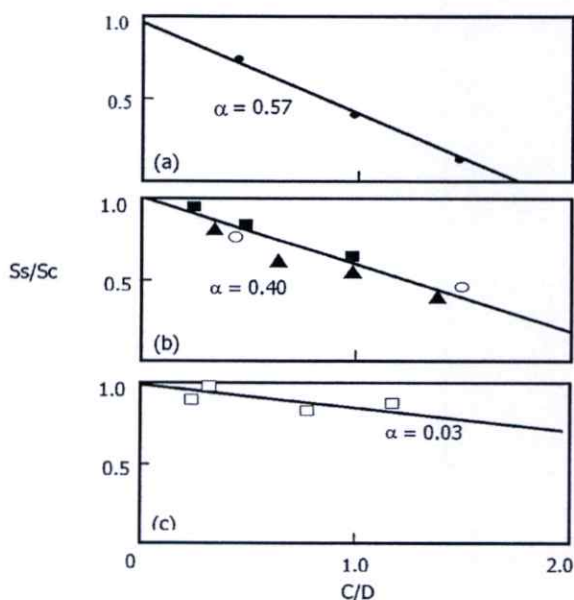
C = ความลึกจากผิวดินถึงอุโมงค์

D = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

α = 0.57 สำหรับ Dense sand at low stresses; large dilation

= 0.40 สำหรับ Loose sand and dense sand at large stresses; small or moderate dilation

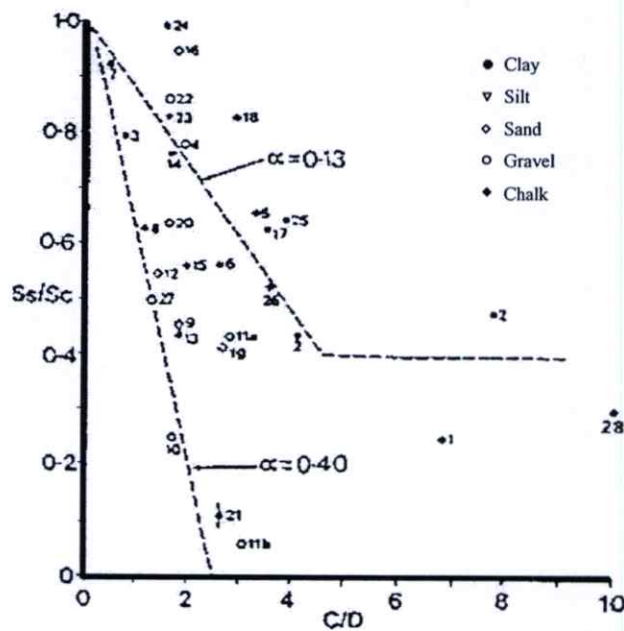
= 0.13 สำหรับ Overconsolidate kaoli; no or very small volume change



รูปที่ 3.4 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึก (Atkinson and Potts, 1977)

3) Ward and Pender (1981)

วิธีนี้ได้มีการเก็บข้อมูลในสนามจากทั้งหมด 28 กรณีศึกษาและนำมาเขียนรูปกราฟในลักษณะเดียวกับวิธีของ Atkinson and Potts (1977) ได้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 3.5 โดยได้ทำการเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบด้วยแบบจำลองของ Atkinson and Potts (1977) ไว้ด้วย ซึ่งพบว่าอัตราส่วนความลึกจากข้อมูลที่นำมาศึกษามีค่ามากกว่าวิธีการทดสอบด้วยแบบจำลองที่มีค่าจำกัดที่ 2 และสำหรับ Overconsolidated London clay แนะนำให้ใช้ค่า S_s/S_c ไม่ควรต่ำกว่า 0.4 สำหรับค่า C/D มากกว่า 5



รูปที่ 3.5 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึกจากในสนามและจากแบบจำลอง (Ward and Pender, 1981)

4) O'Reilly and New (1982)

O'Reilly and New ได้เสนอว่าการเคลื่อนตัวของดินบริเวณเหนืออุโมงค์สามารถประมาณค่าได้ด้วยวิธี Empirical เช่นเดียวกับ Peck (1969) ซึ่งมีพื้นฐานมาจากข้อมูลที่เก็บรวบรวมในสนาม โดยแต่เดิมนั้นการประมาณค่าด้วยวิธีของ O'Reilly and New มีรากฐานมาจากวิธีของ Litwinniszyn (1956) ซึ่ง Peck (1969) ได้ยืนยันมาก่อนหน้านี้แล้วว่า วิธีการนี้พอเพียงต่อการประมาณรูปร่างของแนวการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน

อีกทั้งได้ตั้งสมมติฐานว่า การเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นในชั้นดิน มีการเคลื่อนที่ไปตามแนวรัศมีเข้าสู่ศูนย์กลางของอุโมงค์และเป็นสภาวะของระนาบการเสียรูปแบบคงตัว โดยผลลัพธ์ดังกล่าวใกล้เคียงกับข้อมูลจากในภาคสนามและจากการทดสอบด้วยเครื่องหมุนเหวี่ยง (Centrifuge

tests) ที่จำลองสภาพอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนดังรูปที่ 3.6 จากการทดสอบและเปรียบเทียบดังกล่าวสามารถอธิบายได้ว่าการเคลื่อนตัวมีทิศทางเข้าสู่จุดศูนย์กลางเสถียรดินที่ตั้งอยู่บนจุดใดจุดหนึ่งบริเวณต่ำกว่าจุดศูนย์กลางอุโมงค์หรืออาจจะอยู่ที่บริเวณท้องอุโมงค์

จากสมมติฐานดังกล่าวและลักษณะการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี สามารถบอกได้ว่า ขอบเขตของการเสียรูปนั้นลดลงเป็นเส้นตรงตามความลึกที่ลดลงของอุโมงค์ จึงสรุปได้ว่าขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึกจากผิวดินดังสมการ

$$i = Kz \quad (3.15)$$

โดย

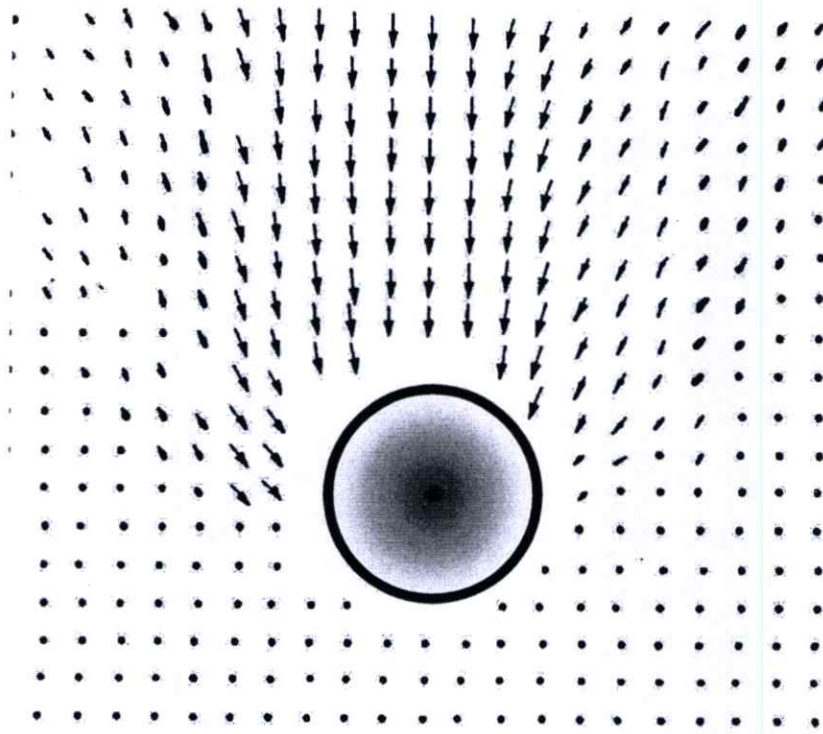
i = ระยะจากจุดศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดดัดกลับของแนวการทรุดตัว (inflection point)

K = ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ 0.5 สำหรับ cohesive soil และ 0.25 สำหรับ granular soil

จากการเก็บรวบรวมข้อมูลในสนามเพิ่มมากขึ้นและได้ทำการหาค่าคงที่ (K) สำหรับประมาณค่าการทรุดตัวในชั้นดินต่างๆและที่วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบต่างๆไว้ดังแสดงในตารางที่ 3.1

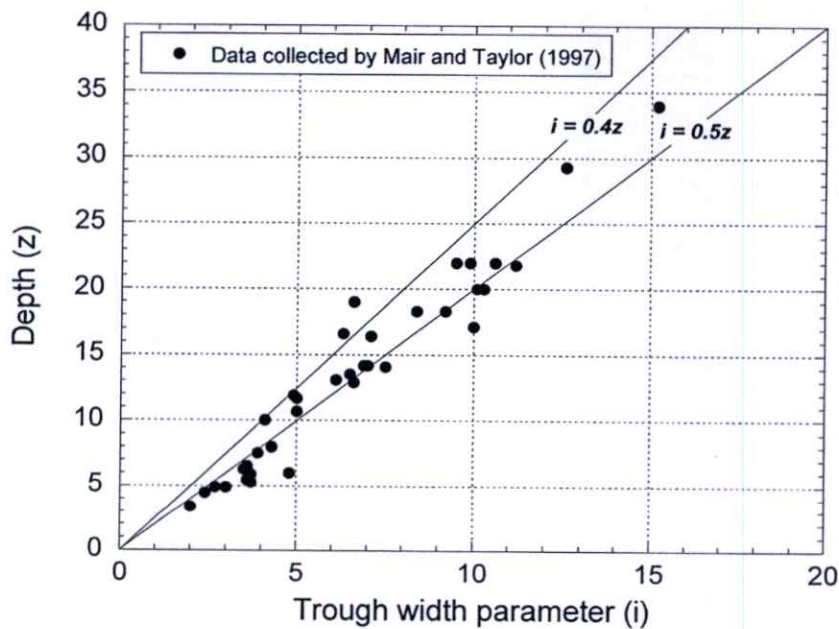
ตารางที่ 3.1 ข้อมูลแสดงค่าคงที่สำหรับการทรุดตัวที่ชั้นดินต่างๆ (O'Reilly and New, 1982)

สภาพของชั้นดิน	วิธีการก่อสร้างอุโมงค์	ค่าคงที่, K	หมายเหตุ
Stiff fissured clay	Shield or hand	0.4-0.5	จากการพิจารณาข้อมูลพบว่า การสูญเสียมวลดินอยู่ที่ 1-2%
Glacial deposits	Shield in free air Shield with compressed air	0.5-0.6	ใช้การอัดอากาศเพื่อช่วยควบคุมการเคลื่อนตัวของดิน
Recent silty clay deposit ($C_u = 10-40$ kPa)	Shield with compressed air	0.6-0.7	
Granular material above the water table		0.2-0.3	



รูปที่ 3.6 การเสียรูปของดินรอบอุโมงค์ที่จำลองอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Kimura and Mair, 1981)

การกำหนดค่า $i = 0.4z$ ถึง $0.5z$ สำหรับอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวสอดคล้องกับฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่เสนอโดย Mair and Taylor (1997) ในตารางที่ 3.2 โดยค่า inflection point (i) มีค่าแปรเปลี่ยนตามความลึกดังแสดงในรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 กราฟแสดงขอบเขตของค่า Inflection point (i) ของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว

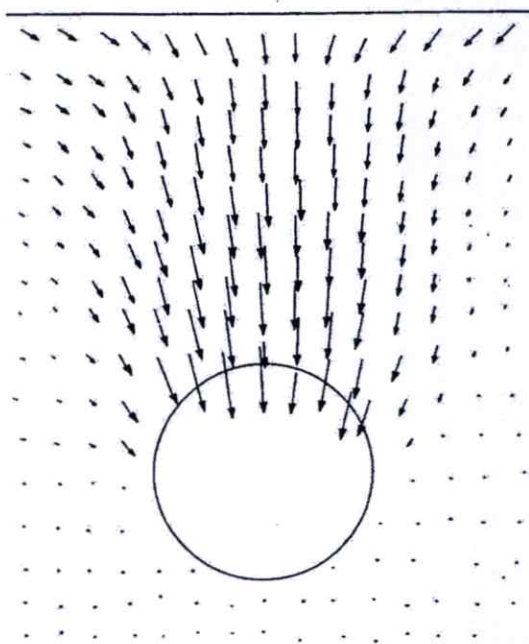
ตารางที่ 3.2 ฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่เสนอโดย Mair and Taylor (1997)

No.	Source	Location	Ground Condition	Excavation Method	Tunnel Diameter (m)	Depth to Tunnel Axis (m)	δ_{max}	Trough width, i (m)	
1	Hanya (1977)	Japan	Stiff cohesive soil	Slurry shield	7.5	18.3	16	9.2	
1a			Stiff cohesive soil	Slurry shield	7.5	21.8	43	11.2	
1b			Stiff cohesive soil	Shield, hand	10.7	19.0	22	6.6	
1c									
2	Attewell and Farmer (1974)	Green Park, UK	Stiff OC clay	Shield, hand	4.2	29.3	6	12.6	
3	Attewell (1978)	Hebburn, UK	Soft NC clay	Shield, hand	2.0	7.5	8	3.9	
4	Glossop et al. (1979)	Belfast, Ireland	Soft silty clay	Shield, hand	2.7	4.9	17	2.7	
4a			Soft silty clay	Shield, hand	2.7	4.5	20	2.4	
4b									
5	Toombs (1980)	Avonmouth, UK	Soft alluvial deposit	Shield, hand	3.4	6.0	13	4.8	
6	West et al. (1981)	York Way, UK	Stiff OC clay	Hand excavated	4.1	14.1	3	7.5	
7	Attewell (1978)	Tyneside, UK	Soft silty alluvial clay	Shield, hand	4.3	13.5	23	6.5	
8	Muir wood and Gibb (1971)	Heathow, UK	Stiff OC clay (London Clay)	Shield, hand	10.9	12.9	11	6.6	
9	Glossop and O'Reilly (1982)	Haycroft, UK	Section B	Shield, hand	3.0	5.5	40	3.6	
9a			Section A	Shield, hand	3.0	6.5	60	3.6	
9b			Section B	Shield, hand	3.0	8.0	68	4.3	
9c									
11	Eden and Bozozuk (1968)	Ottawa, Canada	Firm OC clay (Leda Clay) sensitive	TBM, rotary	3.0	18.3	6	8.4	
12	Henry (1974)	Grangmouth, UK	Soft-very soft laminated silty clay	Shield, hand	2.45 to 2	10.0	24	4.1	
14	Moretto (1969)	Buenos Aires, Argentina	Soft to firm clay 13.1	Mechanical shield	4.7	16.4	150	7.1	
17	Lake et al. (1992)	Gateshead, UK	Firm clay, laminated	Hand with timber lagging	1.5x1.5	5.3	37	3.7	
19	Hanya (1977)	Japan	Firm cohesive soil	Shield, hand	7.3	16.6	63	6.3	
20	Peck (1969)	Chicago, US	Medium clay (Chicago Leda Clay)	Hand excavated	6.1	11.9	23	4.9	
21	Peck (1969)	Toronto, Canada	Glacial till	Hand excavated	5.3	13.1	9	6.1	
22	O'Reilly and New (1982)	Newcastle, UK	Firm stiff clay, glacial till	Partial face machine	5.2	14.2	8	7.0	
23	O'Reilly and New (1982)	Sutton, UK	Stiff fissured clay	Hand	1.8	17.1	4	10.0	
23a			Firm to stiff weather clay	Hand	1.8	3.4	4	2.0	
23b				Full face micro TBM	1.5	4.9	7	3.0	
23c									
24	O'Reilly and New (1982)	Oxford, UK	Stiff fissured clay	TBM, full face	2.8	11.7	2	5.0	
25	Attewell (1978)	Howden, UK	Stiff boulder clay	Hand excavated	3.6	14.2	11	6.9	
26	Barratt and Tyler (1976)	Regents Park, UK	Stiff OC clay	Shield, hand	4.2	34.0	5	15.2	
26a			Stiff OC clay	Shield, hand	4.2	20.0	7	10.3	
26b									
27	McCaul (1978)	Stockton-on-Tees, UK	Soft to very soft silty clay	Shield, hand	1.3	6.3	44	3.5	
27a				Shield, hand	1.3	5.9	56	3.7	
27b									
28	New and Bowers (1994)	Heathow, UK	Stiff OC clay (London Clay)	NATM	-	22.0	21	9.5	
28a						11.3	22.0	28	9.9
28b						-	22.0	15	10.6
28c						11.3	22.0	27	9.9
28d									
30	Kuwamura (1997)	Chicago, US	Soft to firm silty clay	Shield	7	10.7	18-30	5.0	
31	Shirlaw (1988)	Singapore	Very stiff to hard clay with bounders	NATM	6.0	20.0	6	10.1	

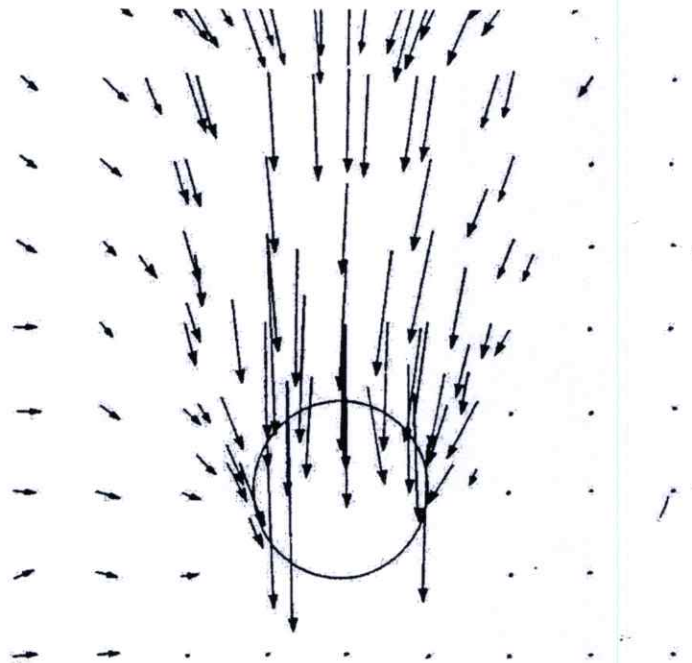
นอกจากนี้ ผลสรุปจากการศึกษาการทรุดตัวดังกล่าวยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Fujita (1981) ซึ่งได้ศึกษาข้อมูลจากหลายกรณีในประเทศญี่ปุ่น โดยมีอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยเทคนิคต่างๆ เช่น Hand mined shield Blind shield Slurry shield และ EPB shield ทั้งนี้ Fujita (1981) ได้สนับสนุนผลการศึกษาของ O'Reilly and New (1981) ที่กล่าวไว้ว่า ความกว้างของแนวการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวนั้นไม่ได้มีผลมาจากวิธีการก่อสร้าง

อย่างไรก็ตามการหาค่าการทรุดตัวสำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil) ดังวิธีที่กล่าวมานั้น ยังมีความแตกต่างกันเมื่อนำมาใช้กับดินประเภทที่ไม่มีความเชื่อมแน่น โดยการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ของดินประเภทนี้มีลักษณะที่ไม่สอดคล้องกับผลการทดลอง (Cording et al, 1976) นอกจากนั้นสมมติฐานของการเสีรูปของดินที่มีปริมาตรคงที่ไม่สามารถเป็นได้ เนื่องจากดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (พวกมวลหยาบหรือทราย) มีการขยายตัวหรือหดตัวขณะที่เกิดการเสีรูป Potts and Cording (1976) ได้แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นมีแนวการทรุดตัวที่แคบเมื่อมีการทรุดตัวและไหลคั่งลงสู่ตัวอุโมงค์เนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้างดังรูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9

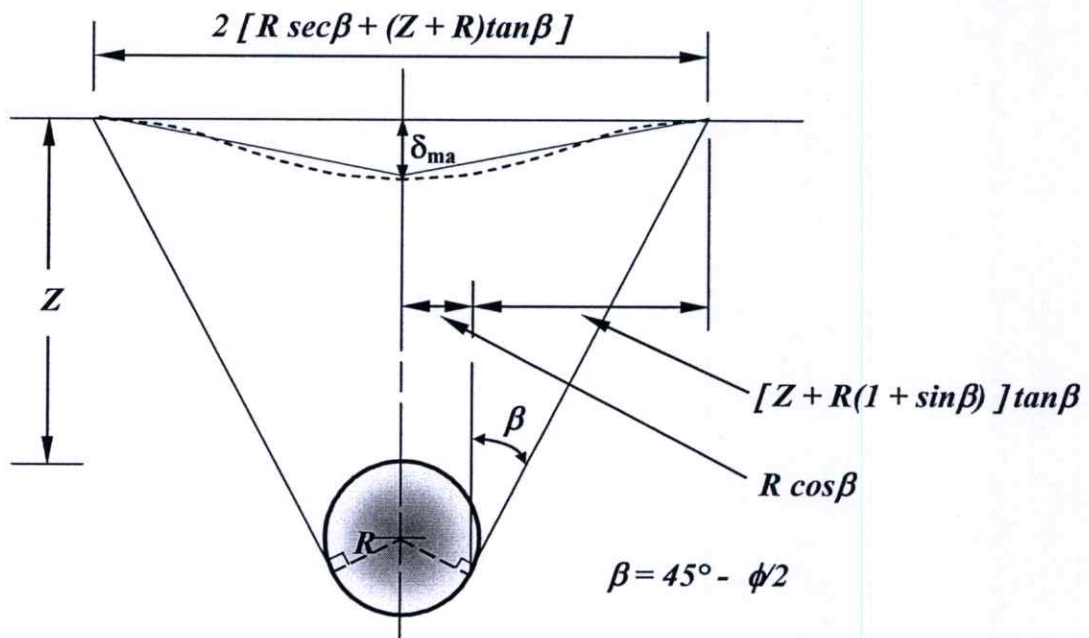
O'Relly and New (1982) ได้กล่าวไว้ว่าการเคลื่อนตัวของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น มีลักษณะของแนวการทรุดตัวที่ลึกและแคบรวมทั้งเกิดความเครียด (strain) ตามแนวราบผิวดินที่สูงเมื่อรวมกับความเครียดตามแนวตั้งจะมีค่ามากกว่า 0.5% ดังนั้นสมการ Gaussian จึงไม่สามารถใช้ประมาณค่าการทรุดตัวได้อย่างถูกต้องเสมอไปในดินประเภทนี้ สมมติฐานเหล่านี้ยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Cording and Hansmire (1975) และ Attewell (1978) โดยจากการนำสมการความน่าจะเป็นปกติไปใช้กับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นในหลายกรณีพบว่าไม่เหมาะสมและสอดคล้องกัน ดังนั้นจึงได้เสนอวิธีการหาการทรุดตัวอีกรูปแบบหนึ่งที่มีลักษณะคล้ายรูปกลม โดยให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จำกัดจากการควบคุมค่าแรงเฉือนที่ผิวดินที่มีค่าเพิ่มขึ้นตามแนวเส้นรอบรูปของอุโมงค์ที่ทำมุม β กับแนวราบ โดย $\beta = 45 - \phi/2$ และ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นดังรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.8 การเสีรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (Potts, 1976)



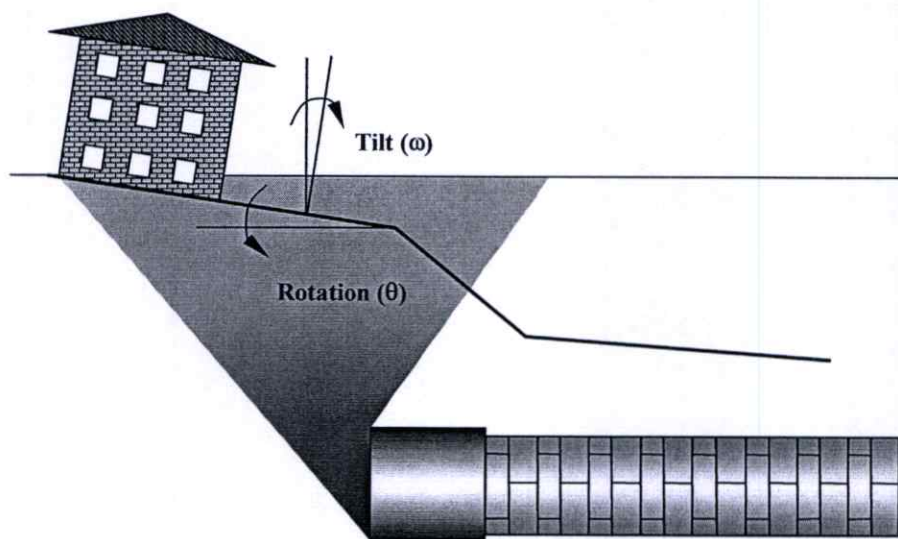
รูปที่ 3.9 การเสียรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (Cording et al., 1976)



รูปที่ 3.10 การประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินของดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (Cording and Hansmire, 1975)

5) Attewell and Woodman (1982)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์ไม่เพียงก่อให้เกิดการทรุดตัวในแนวขวางแต่ยังเกิดการทรุดตัวตามแนวยาวด้วยเช่นกัน ซึ่งส่งผลกระทบต่อโครงสร้างที่ผิวดินดังแสดงในรูปที่ 3.11 แต่ยังคงมีการศึกษาที่น้อยมากในเรื่องการทรุดตัวตามแนวยาว ดังนั้น Attewell and Woodman (1982) จึงนำเสนอวิธี Empirical สำหรับหาการทรุดตัวในแนวยาวที่ผิวดินจากสมการความน่าจะเป็นปกติที่มีอยู่เดิม โดยได้พัฒนาจากทฤษฎีของ Litwinniszyn (1956) อย่างไรก็ตามสมการที่ได้นั้นยังมีข้อจำกัดสำหรับอุโมงค์บางประเภท การพิจารณาการทรุดตัวในแนวยาวจำเป็นจะต้องพิจารณาการสูญเสียมวลดินที่ความลึก z_0 บนแนว $y = 0$ จาก x_i ไปจนถึง x_f โดยจุด i คือจุดเริ่มต้นที่จะวิเคราะห์ และ f เป็นจุดสิ้นสุดของการวิเคราะห์ดังรูปที่ 3.12



รูปที่ 3.11 การทรุดตัวตามแนวยาวจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

จากเงื่อนไขดังแสดงในรูปที่ 3.12 สามารถวิเคราะห์หาสมการของการทรุดตัวตามแนวยาวได้จากการสูญเสียมวลดินดังสมการ

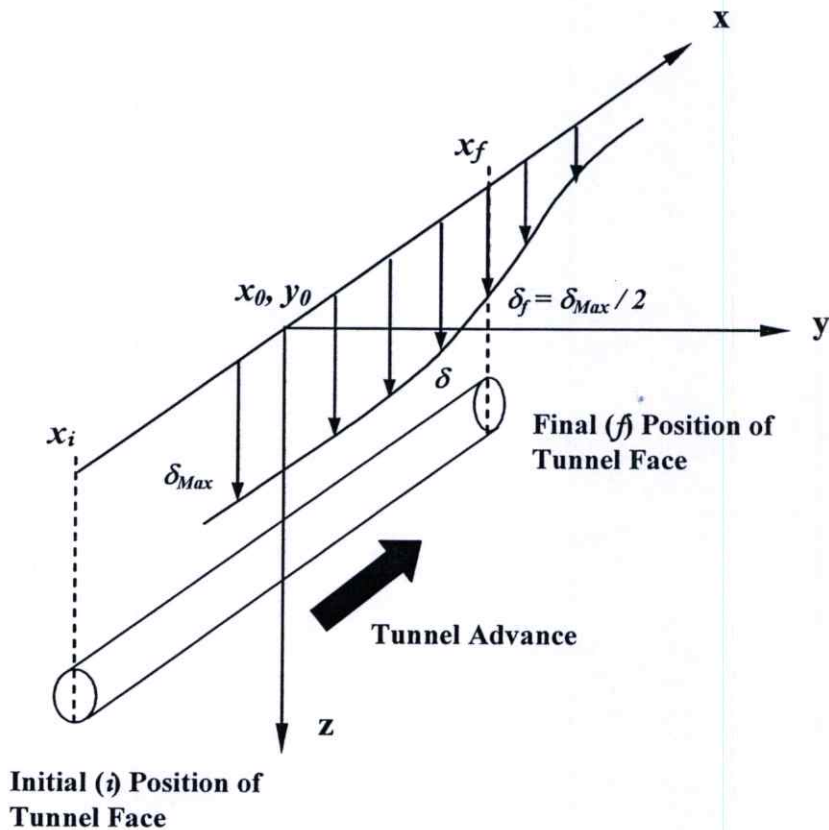
$$\delta = \frac{V}{\sqrt{2\pi \cdot i^2}} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \left\{ G\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i}\right) \right\} \quad (3.16)$$

โดย

$G()$ = เงื่อนไขของความน่าจะเป็นที่เสนอ โดย Attewell and Woodman (1982)

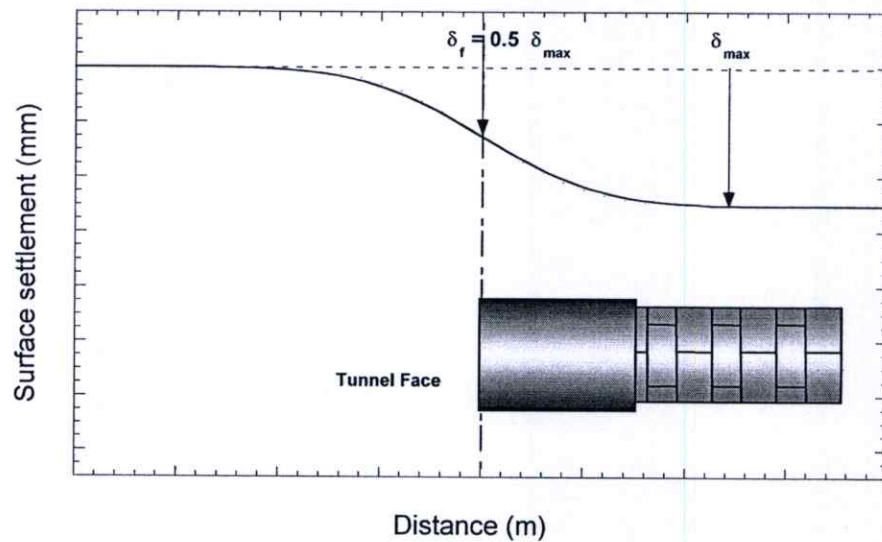
โดยที่ $G(0) = 0.5$ และ $G(\infty) = 1$

- V = ปริมาตรของการสูญเสียมวลดิน (%)
 G.L.% x ปริมาตรของอุโมงค์
- i = ระยะจากแนวแกนกลางอุโมงค์ถึงจุดคดกลับ (Inflection point) โดยสามารถใช้ค่าจากการศึกษาของ Peck (1969) ดังรูปที่ 2.32 หรือ O'Reilly and New (1982) ดังรูปที่ 3.7
- z = ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางของอุโมงค์



รูปที่ 3.12 ลักษณะพิภพของการวิเคราะห์การทรุดตัวตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982)

Attewell and Woodman ได้สมมติให้ 50 เปอร์เซ็นต์ของการทรุดตัวสูงสุด ($0.5 \delta_{max}$) เกิดขึ้นที่ระนาบด้านหน้าของหัวเจาะพอดิ (รูปที่ 3.11) อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวสามารถใช้ได้สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว โดยได้ทำการเปรียบเทียบกับข้อมูลการทรุดตัวของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน Jubilee Line ที่ทำการก่อสร้างในกรุงลอนดอน นอกจากนี้ยังคงมีความต้องการด้านข้อมูลในระนาบสามมิติทั้งในแนวขวางและแนวยาว จากการวัดการทรุดตัวในสนามเพื่อที่จะนำข้อมูลไปพัฒนาการวิเคราะห์ต่อไป



รูปที่ 3.13 รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวเสนอ โดย Attewell and Woodman (1982)

6) Mair et al. (1993)

Mair et al. (1993) นำเสนอการประมาณค่าแนวการทรุดตัวในระดับลึกได้ด้วยการใช้สมการความน่าจะเป็นปกติได้เช่นเดียวกัน โดยการปรับค่า i ดังสมการต่อไปนี้

$$i/z_0 = 0.175 + 0.325(1 - z/z_0) \quad (3.17)$$

$$S_z = S_{z,max} \exp\left(-\frac{i^2}{2K^2(Z_0 - Z)^2}\right) \quad (3.18)$$

$$S_{z,max} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325(1 - z/z_0)} \left(\frac{R^2}{z_0}\right) \quad (3.19)$$

$$K = \frac{0.175 + 0.325(1 - z/z_0)}{(1 - z/z_0)} \quad (3.20)$$

โดย

S_z = ค่าการทรุดตัวในระดับลึก

$S_{z,max}$ = ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ความลึก Z

Z = ความลึกจากผิวดินถึงแกนกลางอุโมงค์ที่ต้องการทราบค่าการทรุดตัวในระดับลึก

Z_0 = ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

- V_L = ปริมาณการสูญเสียมวลดิน
 R = รัศมีของอุโมงค์

7) Wang and Chang (1995)

Wang and Chang (1995) นำเสนอสมการทำนายการทรุดตัวในระดับลึกโดยวิธี Empirical ได้เช่นกัน โดยเป็นการหาค่าการทรุดตัวในระดับลึกที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในชั้นดินเหนียวด้วยสมการ

$$\frac{i}{a} = 0.65 \left(\frac{Z_0 - Z}{2a} \right) + 0.175 \left(\frac{Z_0}{a} \right) \exp \left(-\frac{Z}{3Z_0} \right) ; Z < Z_0 - a \quad (3.21)$$

โดย

- a = รัศมีของอุโมงค์
 Z_0 = ความลึกของอุโมงค์ถึงผิวดิน
 Z = ความลึกที่ระดับต่างๆจากผิวดิน

โดยความลึกของระดับดินเหนียวอุโมงค์ควรมีค่าระหว่าง 2-4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ เช่น Z_0 ควรมีค่าอยู่ระหว่าง $3a$ ถึง $9a$ เป็นต้น

3.2.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical Solutions)

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีที่นำความสัมพันธ์จากค่าความเค้นและความเครียดในดินมาพิจารณาการเคลื่อนตัวหรือเสีรูปร่างของชั้นดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินหรือจากปัจจัยอื่น โดยแต่ละวิธีมีสมมติฐาน ข้อได้เปรียบ และข้อจำกัดแตกต่างกันไป ปัจจุบันวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีหนึ่งที่ได้รับคามนิยมเนื่องจากสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ทั้งสองทิศทางคือ การทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหรือในแนวนอน โดยเป็นวิธีที่สามารถหาค่าตอบได้ในขั้นตอนเดียว วิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีมีวิธีการหาค่าตอบหรือเทคนิคเฉพาะในการวิเคราะห์ตัวแปรที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินแตกต่างกันไป ซึ่งนำไปสู่การสร้างสมการแบบ Closed form ที่สามารถหาการเสีรูปร่างของชั้นดินหรือการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งต่างๆที่อ้างอิงได้ ดังนั้นการหาค่าตอบที่ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียวจึงเป็นข้อดีที่สำคัญของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ทั้งนี้ได้กล่าวถึงรายละเอียดเบื้องต้นดังต่อไปนี้

จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า ได้มีความพยายามในการพัฒนาสมการแบบ Closed form อย่างง่ายสำหรับหาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดย Einstein and Schwartz (1979) พบว่าพฤติกรรมของระบบค้ำยันอุโมงค์ในชั้นดินเป็นปัญหาโดยทั่วไปในการวิเคราะห์ปฏิกริยาระหว่างดินและ โครงสร้าง ระบบค้ำยันอุโมงค์หรือผนังอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำจากความ

เส้นที่มีอยู่ในชั้นดินจะทำให้เกิดการเสีรูป เส้นกราฟ (Characteristic Curve) ได้แสดงความแตกต่างระหว่างความแข็งแรงของระบบค้ำยันและชั้นดินต่อพฤติกรรมของระบบค้ำยันอุโมงค์ Sagasetta (1987) ได้เสนอสมการแบบ Closed form ที่ได้จากการวิเคราะห์สนามความเครียด (Strain field) ในมวลดินแบบต่อเนื่องทุกทิศทาง (Isotropic) มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และไม่สามารถบีบอัดได้จากการสูญเสียมวลดิน และพิจารณาปัญหาด้วยการควบคุมปัจจัยความเครียดด้วยเงื่อนไขของดินที่ไม่สามารถบีบอัดได้เพียงเงื่อนไขเดียว การเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางที่ผิวดินจากการใช้วิธี Virtual image technique (Sagasetta, 1987)

ทฤษฎีของ Verruijt and Booker (1996) มีพื้นฐานมาจาก Sagasetta (1987) ซึ่งวิเคราะห์โดยตั้งอยู่บนสมมติฐานของวัสดุที่ไม่มีการอัดตัวหรืออัตราส่วนของปัวส์ซองเท่ากับ 0.5 เมื่อได้ทำการวิเคราะห์ตาม Virtual image technique และวัสดุมีการอัดตัว โดยนำอัตราส่วนปัวส์ซองมาปรับค่าและใช้ทฤษฎีของความยืดหยุ่น ช่วยในการวิเคราะห์รวมทั้งยังพิจารณาผลของการเสีรูปแบบวงรี (Ovalization) เข้าไปด้วย ทั้งนี้การวิเคราะห์เป็นการพิจารณาการเคลื่อนตัวของดินตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ในกรณีระยะสั้น (Short term) และอยู่ในพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained)

Loganathan and Poulos (1998) ได้กำหนดนิยามปัจจัยของการสูญเสียมวลดินขึ้นใหม่ คือ การสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss parameter) กับ Gap พารามิเตอร์ร่วมกับสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) ในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินเหนียวรอบหัวเจาะค่าพารามิเตอร์ซึ่งทำให้เกิดการทรุดตัวสามารถอธิบายได้โดยฟังก์ชันเลขชี้กำลัง (Exponential) ของการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า ซึ่งแสดงการเคลื่อนที่แบบไม่สมมาตรของดินรอบอุโมงค์ โดยการเสีรูปของดินรอบอุโมงค์มีลักษณะเป็น Oval-shaped gap แต่สมมติให้อยู่ในลักษณะที่เคลื่อนตัวอย่างสมมาตรรอบอุโมงค์

Gonzalez and Sagasetta (2001) ได้นิยามถึงการเคลื่อนตัวของดินว่าในกรณีทั่วไปของอุโมงค์รัศมี a และความลึก h ความเค้นในแนวตั้งในช่วงเริ่มต้นจะไม่เท่ากับความเค้นในแนวนอน ($\sigma_v \neq \sigma_h$) ความเค้นเกิดการเปลี่ยนแปลงตามความลึก การเสีรูปของอุโมงค์จะไม่สมมาตร โดยการเสีรูปนั้นจะมาจาก 3 สาเหตุคือ การเคลื่อนตัวของดินอย่างสมมาตรตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ การเสีรูปแบบวงรี (Ovalization) และการเคลื่อนที่ในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ นอกจากนี้ Gonzalez and Sagasetta (2001) ยังได้วิเคราะห์วิธีการหาค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางตามแนวรัศมีหรือการสูญเสียมวลดินจากปัจจัยต่างๆ ในกรณีเช่น กรณีสมมาตรและต่อเนื่องกันทุกทิศทาง กรณีไม่สมมาตรและไม่เท่ากันทุกทิศทาง กรณีวิเคราะห์ในช่วงยืดหยุ่น กรณีผลกระทบของพฤติกรรมในช่วงพลาสติกซึ่งเปรียบเทียบวิธีสมการเชิงวิเคราะห์กับวิธีทดสอบจากเครื่องหมุนเหวี่ยงซึ่งสามารถแสดงได้ว่าค่าการสูญเสียมวลดินที่ประมาณค่าจากการวิเคราะห์ในช่วงยืดหยุ่นมีค่าใกล้เคียงกับการทดสอบ จากการวิเคราะห์ผลจากพฤติกรรมในช่วงพลาสติกและการใช้

Virtual Image Technique จึงสามารถสมการหาค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างและการทรุดตัวของดินได้

3.2.3 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Methods)

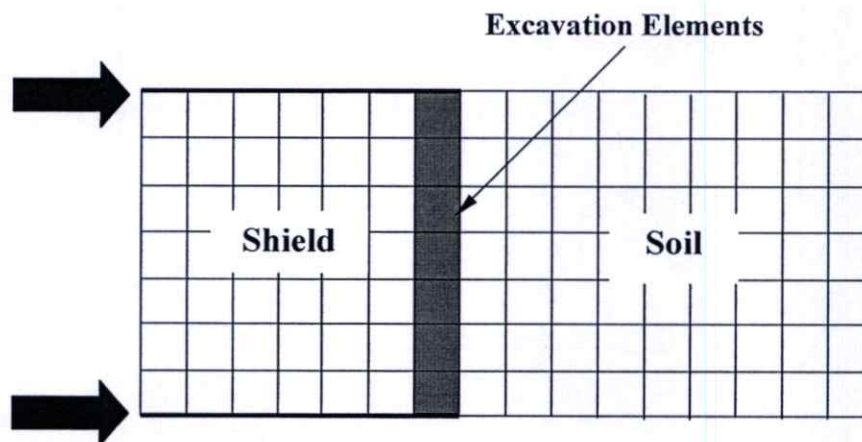
วิธีนี้เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขและสามารถจำลองสภาพแวดล้อม โครงสร้างและพฤติกรรมของหัวเจาะหรืออุโมงค์ได้บางส่วน โดยสามารถจำลองได้ทั้งแบบระนาบสองมิติและสามมิติ ซึ่งในปัจจุบันนี้การวิเคราะห์ในเชิงสองมิติมีความสะดวกและการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ผลเป็นที่น่าพอใจในการจำลองการขุดอุโมงค์ในหลากหลายรูปแบบ อย่างไรก็ตามมีหลักฐานว่าพัฒนาการของการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบหัวเจาะแบบสามมิตียังคงพบกับปัญหาได้แก่

- 1) ต้องใช้เวลานานในการวิเคราะห์แบบสามมิติ ซึ่งต้องจำลองแนวทางการขุดเจาะและรูปทรงแบบ 3 มิติ รวมทั้งแบบจำลองดินที่มีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงต่อเนื่อง (Non linear)
- 2) ในการจำลองพฤติกรรมของการขุดเจาะอุโมงค์ มีตัวแปรจำนวนมากและมีความซับซ้อน เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ระดับการรบกวนดิน การถีบตัวของหัวเจาะไปด้านหน้า ขนาดของช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะและค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองชั้นดิน
- 3) ปริมาณการวิเคราะห์ที่มีจำนวนมากต่อการก่อสร้างหนึ่ง โครงการเนื่องจาก สภาพทางธรณีวิทยา สภาพของอุโมงค์ รูปทรงและรูปแบบของแนวอุโมงค์และสภาพที่แตกต่างกันตลอดแนวอุโมงค์
- 4) แบบจำลองดิน (Soil model) ที่นิยมใช้ในปัจจุบันยังไม่ได้รับการพิสูจน์ว่ามีความเหมาะสมในการจำลองในทุกสภาวะของชั้นดินและการก่อสร้างอุโมงค์

เหตุผลดังกล่าวยังคงเป็นปัญหาสำคัญ อย่างไรก็ตามได้มีพัฒนาวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์อย่างกว้างขวาง โดยการวิเคราะห์ในแบบ 3 มิติที่ของ Lee and Rowe (1991) สามารถใช้ทำนายการเคลื่อนตัวเข้าแทนที่ของดินแบบ 3 มิติภายในมวลดิน แต่ต้องใช้เวลาในการวิเคราะห์นี้นานมาก วิธีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติจึงยังคงเป็นที่นิยม สำหรับวัตถุประสงค์ของการทำการวิเคราะห์แรงเค้นในระนาบ 2 มิติ องค์ประกอบของการสูญเสียมวลดินซึ่งอธิบายไว้โดย Lee et al (1992) ถูกแทนด้วย ตัวแปร g ดังนั้นแนวคิดของวิธีนี้คือการอธิบายการเคลื่อนตัวของดินในแบบ 3 มิติง่ายขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในระนาบ 2 มิติ เพื่อเปลี่ยนรูปแบบของปัญหาให้เป็นแบบ 2 มิติ ตัวแปร g จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เพื่อประมาณปริมาณการสูญเสียมวลดิน ซึ่งเป็นผลให้สามารถประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินร่วมกับระนาบแบบ 2 มิติได้โดยการสมมติให้ปริมาตรของการขุดอุโมงค์มีขนาดที่ใหญ่ขึ้นร่วมกับปริมาตรที่สอดคล้องกันกับปริมาณการสูญเสียมวลดินบริเวณเหนืออุโมงค์เข้าด้วยกัน (เช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์)

อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์ปัญหาแบบ 2 มิติ การทำนายการทรุดตัวของดิน มีแนวโน้มที่จะกว้างกว่าค่าที่วัดได้จากในสนาม โดยเฉพาะในชั้นดินแบบ Overconsolidated Clay Clough and Leca (1989) ซึ่งให้เห็นว่า การวิเคราะห์แบบ 2 มิติแทนการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ส่งผลให้ทำนายการทรุดตัวได้ไม่ดี ซึ่งการวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์แบบไม่เป็นเส้นตรง 2 มิติได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้าง NATM (New Austrian Tunneling Method) โดยถึงแม้จะมีความซับซ้อนเมื่อวิเคราะห์แบบ 3 มิติแต่ไม่มีความจำเป็นในการจำลองการเคลื่อนตัวของดินที่ซับซ้อนการจากชุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

Akagi and Komiya (1996) ได้อธิบายถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในแบบ 3 มิติของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน โดยใช้ Critical state soil model ในการจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดยได้แนะนำให้ใช้ Excavated element ซึ่งอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะเพื่อแสดงให้เห็นบริเวณของการรบกวนดินที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวจากหัวเจาะดังในรูปที่ 3.14

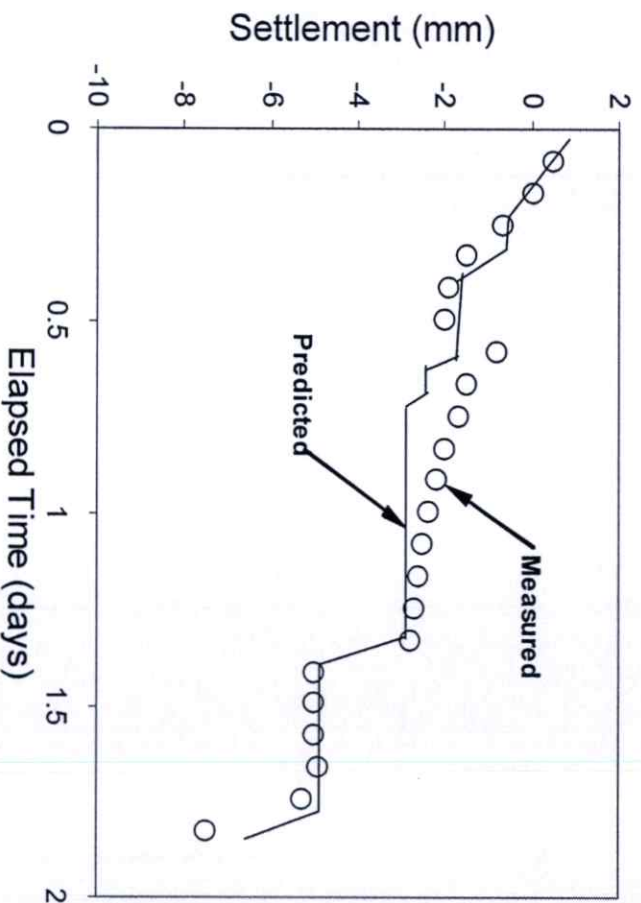


รูปที่ 3.14 การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะโดย “Excavation elements” (Akagi and Komiya, 1996)

ผลการทำนายโดยใช้ แบบจำลอง 3 มิติสอดคล้องกับค่าที่วัดได้จากในสนามดังแสดงในรูปที่ 3.15 อย่างไรก็ตามหัวเจาะและการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะได้ถูกจำลองในการวิเคราะห์ที่ซับซ้อน นอกจากนี้ผู้วิจัยยังมีความเห็นว่าการทำนายการเคลื่อนตัวของดินให้พอเพียงนั้นควรมีการเปรียบเทียบแบบจำลองกับค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนามมากกว่าปัจจุบัน

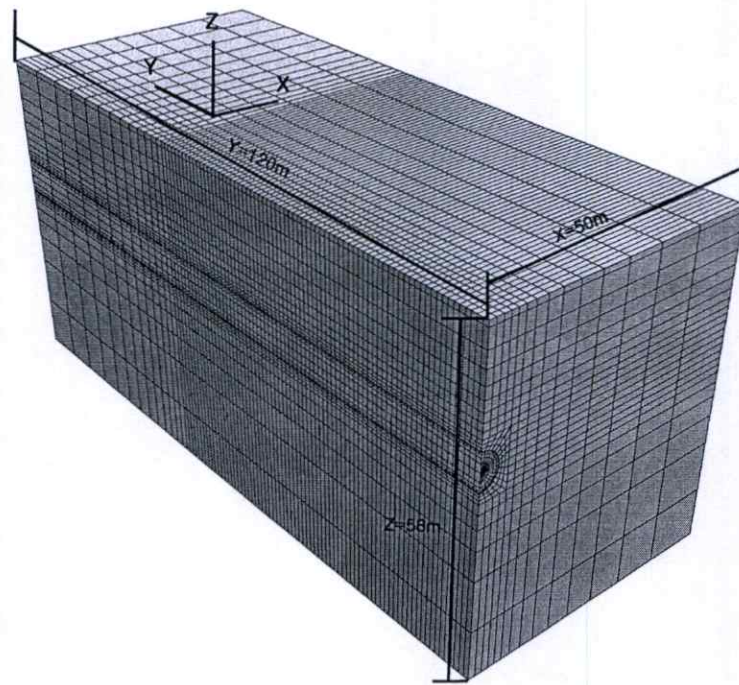
ยิ่งไปกว่านั้นปัญหาหลักของการวิเคราะห์ในระนาบแบบ 2 มิติ คือการสมมติให้ จุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอยู่ไกลจากจุดที่ทำการวิเคราะห์ ดังนั้นการวิเคราะห์ใน 2 มิติจึงไม่พอเพียงเมื่อต้องคำนึงถึงผลกระทบในแบบ 3 มิติ เช่น การวิเคราะห์การขุดดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะอันทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นซึ่งไม่สามารถทำได้และเป็นปัญหาสำคัญในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาทางด้านเทคโนโลยีและคอมพิวเตอร์ที่มีความทันสมัย โดยสามารถจำลองแบบจำลองชั้นดินและสภาพแวดล้อมที่ซับซ้อน ได้สมจริงมากยิ่งขึ้นและใช้เวลาในการคำนวณรวดเร็วมากขึ้น โปรแกรมคอมพิวเตอร์หรือซอฟต์แวร์ต่างๆ ได้มีการแข่งขันและพัฒนาศักยภาพในการใช้งานได้ดีขึ้นและใช้งานได้ง่ายมากขึ้น ถึงแม้ปัญหาในการใช้แบบจำลองและการกำหนดค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินยังคงมีอยู่อย่างไรก็ตามวิธีไฟในต่อลิเมนต์ยังคงมีผู้ใช้งานอยู่อย่างแพร่หลาย



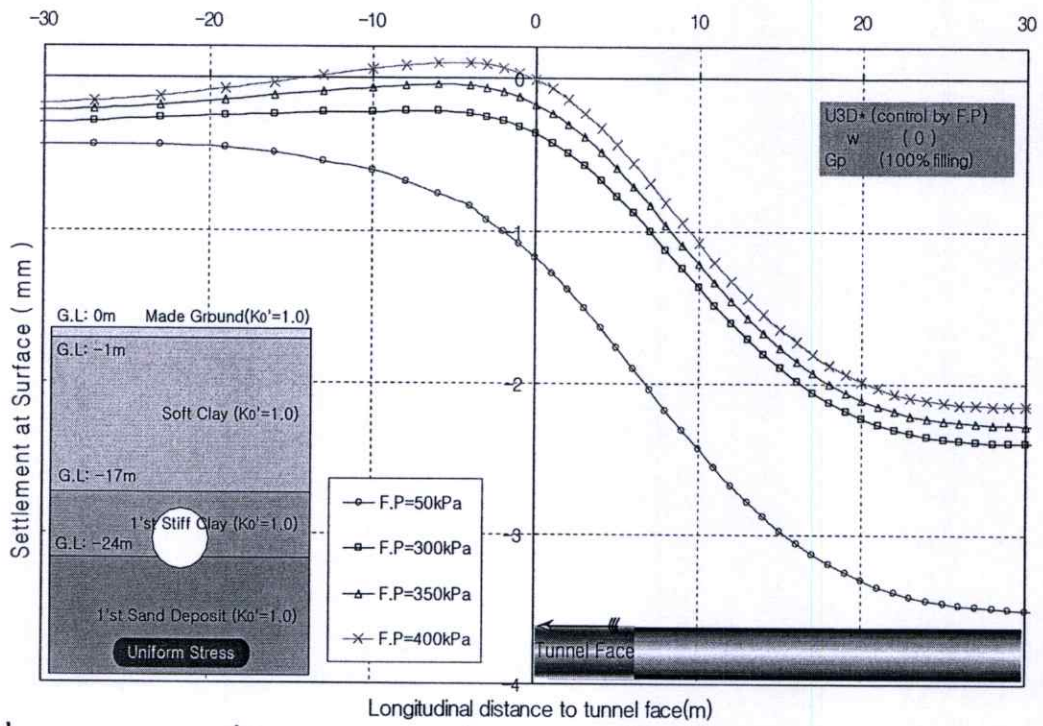
รูปที่ 3.15 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akaagi and Komiyu, 1996)

ตัวอย่างงานวิจัยที่น่าสนใจจากการใช้วิธี Numerical โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ในงานวิจัยของ Chang-pyo Hong (2005) จากการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์จำลองพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบ 3 มิติและผลของการสูญเสียมวลดินเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของดินเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนาม โดยเป็นการวิเคราะห์ในสถานะแบบไม่ระคายน้ำเนื่องจากเป็นการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในทันทีทันใดและส่วนใหญ่จะให้ผลที่มากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ในช่วงระยะยาวหรือคิมนิการอัคควายน้ำรวมทั้งการไหลของน้ำใต้ดินก็นอกเหนือจากการวิเคราะห์ ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเป็นพฤติกรรมแบบ non-linear และได้อุบัติการณ์จากรูปที่ 3.16

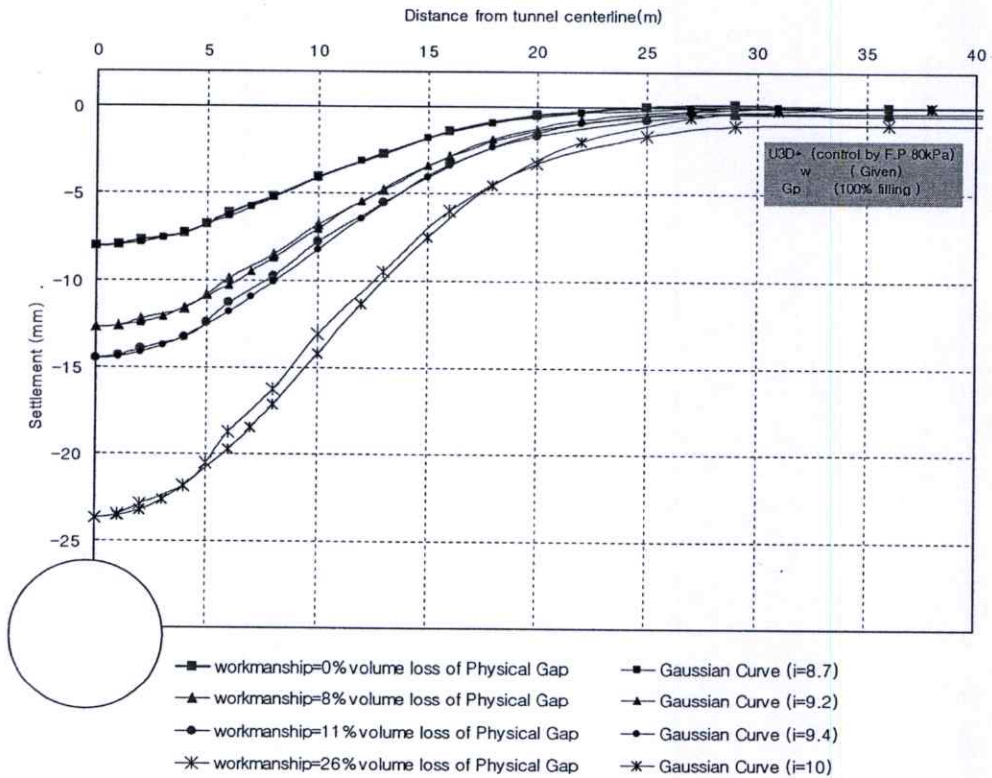


รูปที่ 3.16 โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์

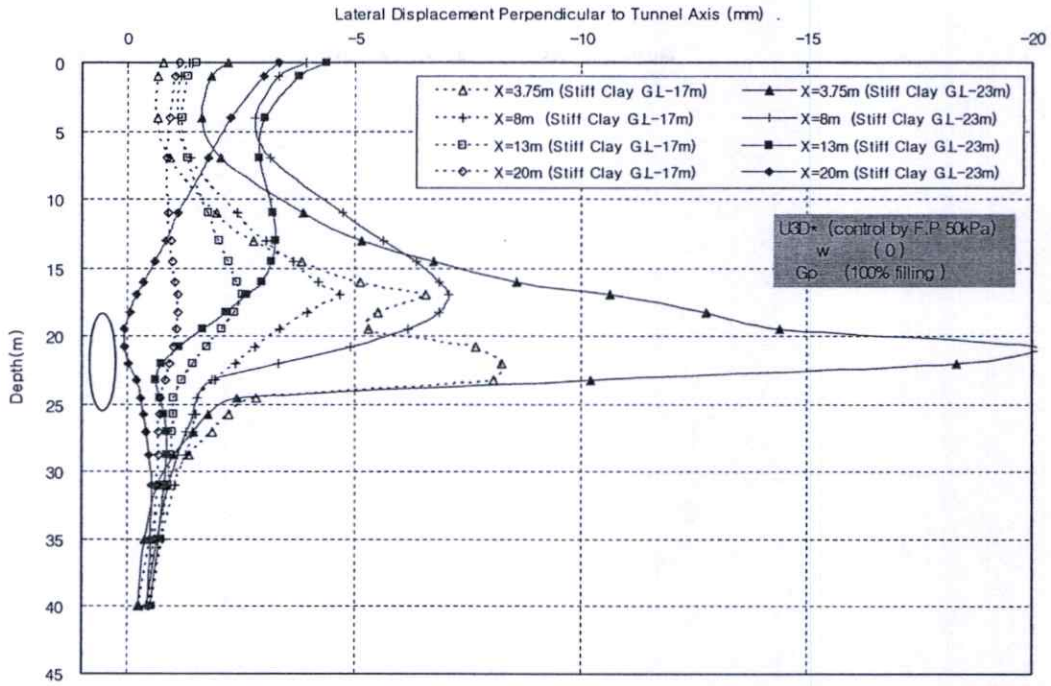
การเคลื่อนตัวของดินที่ได้จากการวิเคราะห์เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนามได้ถูกแบ่งออกเป็นหลายกรณีเช่นกรณีจำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบต่อเนื่องทุกทิศทางหรืออีกกรณีเป็นแบบไม่ต่อเนื่องทุกทิศทาง กรณีแรงดันน้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic หรือ Piezometric drawdown ซึ่งทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันออกไปดังแสดงในรูปที่ 3.17 รูปที่ 3.18 และรูปที่ 3.19



รูปที่ 3.17 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)



รูปที่ 3.18 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า workmanship ที่ถูกกำหนดโดยการสูญเสียมวลดินที่ค่าต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)



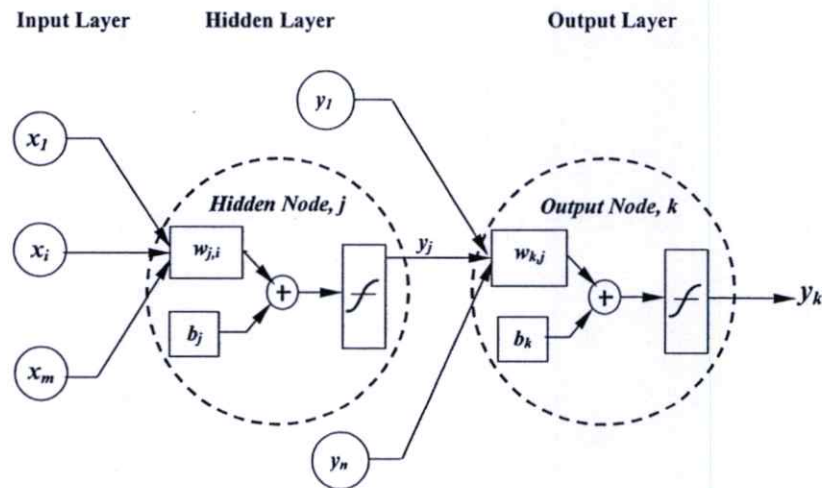
รูปที่ 3.19 การเคลื่อนตัวของทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong, 2005)

3.2.4 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network)

โครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Networks, ANN) เป็นแขนงหนึ่งของปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence, AI) ซึ่งมีโครงสร้างเชิงสถาปัตยกรรม และการทำงาน คล้ายคลึงกับเซลล์สมอง หรือระบบประสาทของมนุษย์ โดยสามารถเรียนรู้จากประสบการณ์และให้คำตอบในปัญหาที่ซับซ้อนได้น่าเชื่อถือ ในปัจจุบันโครงข่ายประสาทเทียมมีอยู่หลายประเภทแต่ที่นิยมใช้ที่สุดคือแบบ Feed-Forward โครงข่ายนี้จะประกอบด้วย 1.ชั้นรับข้อมูล (Input Layer) 2. ชั้นแฝง (Hidden Layer) และ 3.ชั้นแสดงผล (Output Layer) โดยแต่ละชั้นจะประกอบด้วย หน่วย (Neuron) ซึ่งจะทำหน้าที่ประมวลผล หรือ ส่งต่อผลลัพธ์ไปยังชั้นต่อไป โดยปกติจำนวนของหน่วย (Neuron) จะขึ้นอยู่กับชนิดและความซับซ้อนของปัญหา โครงสร้างเบื้องต้นของโครงข่ายประสาทเทียม แบบ Feed-Forward แสดงในรูปที่ 3.20 ค่าผลลัพธ์จากแต่ละหน่วยสามารถหาได้ดังนี้

$$y_j = f\left(\sum_{i=1}^m (w_{j,i} \cdot x_i) + b_j\right) \tag{3.22}$$

$$y_k = f\left(\sum_{j=1}^n (w_{k,j} \cdot y_j) + b_k\right) \tag{3.23}$$



รูปที่ 3.20 โครงข่ายประสาทเทียมแบบ Feed-Forward

โดย

x_i = ข้อมูลเริ่มต้น (Input)

y_j = ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากการประมวลผลของ ชั้นแฝง (Hidden Layer)

y_k = ค่าผลลัพธ์จากชั้นแสดงผล

w = ค่าน้ำหนัก (weight)

b = ค่าเบี่ยงเบน (bias)

$f(c)$ = ฟังก์ชันแปลงค่าความสัมพันธ์ เช่น Linear Function Sigmoid Function และ Step Function

คุณสมบัติสำคัญของโครงข่ายประสาทเทียม คือ ความสามารถในการเรียนรู้จากตัวอย่าง โดยพยายามคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูล (Input) และผลลัพธ์ (Output) การเรียนรู้จะเริ่มจากการสุ่มค่าน้ำหนัก (Weight) และค่าเบี่ยงเบนเริ่มต้น (Bias) ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากค่าเริ่มต้นจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จริงค่าที่แตกต่างจะถูกนำมาปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบน โดยวิธีลองผิดลองถูก (Trial and Error) จนได้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงหรือตรงกับผลลัพธ์จริง ค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนสุดท้ายจะถูกนำมาใช้ในการพยากรณ์ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นจากข้อมูล (Input) ใหม่ กระบวนการในการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนที่นิยมใช้คือ Back-Propagation ซึ่งจะประกอบด้วยสัญญาณ 2 ส่วนดังนี้ (1) สัญญาณส่ง (Function Signals) คือ ข้อมูลหรือผลลัพธ์ของแต่ละหน่วยที่ถูกส่งเข้าสู่โครงข่ายประสาทเทียม (2) สัญญาณแก้ไข (Error Signals) คือ ค่าที่แตกต่างระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณและผลลัพธ์จริงที่ถูกส่งกลับสู่โครงข่ายประสาทเทียม เพื่อปรับค่าจนได้ค่าที่ตรงกัน

Suwansawat and Einstein (2005) ได้นำวิธีโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการทำนายค่าการทรุดตัวของดิน โดยได้กล่าวไว้ว่า การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในปัจจุบัน จะนิยมใช้เทคโนโลยีการชูดเจาะ โดยใช้หัวชูดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shields) ซึ่งเป็นวิธีที่ทันสมัยและเป็นเหมาะสำหรับการชูดอุโมงค์ในดินอ่อน อย่างไรก็ตามยังคงมีผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อ

อาคารข้างเคียงและพื้นถนนอยู่บ่อยครั้ง ผลกระทบดังกล่าวจะเกิดขึ้นในลักษณะการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินแต่ในปัจจุบัน ยังคงไม่มีวิธีใดที่สามารถพยากรณ์ผลกระทบจากการขุดอุโมงค์โดยวิธีแรงดันดินสมดุลได้อย่างแม่นยำ ทั้งนี้เนื่องจากมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องมากมาย เช่น ขนาดของอุโมงค์ ความลึกของระดับอุโมงค์ คุณสมบัติของดิน ระดับน้ำใต้ดิน แรงคั้นหน้าหัวเจาะขณะขุดเจาะ ความเร็วในการขุดเจาะ และคุณภาพของงานฉีดน้ำปูน (Grouting) ช่วงหางของหัวขุดเจาะ เพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ เป็นต้น ทุกปัจจัยหรือตัวแปรดังกล่าวนี้มีความสัมพันธ์กับปริมาณการทรุดตัวของผิวดินแต่ก็ไม่สามารถแยกความสัมพันธ์ระหว่างแต่ละตัวแปร กับการทรุดตัวได้อย่างชัดเจน ทำให้เกิดความซับซ้อน จนยากแก่การวิเคราะห์หรือพยากรณ์ผลกระทบที่เกิดขึ้นได้ อีกทั้งวิธีที่นิยมใช้ในปัจจุบันเช่น (1) Finite Element Method (2) Analytical Solution และ (3) Empirical Method ยังไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ได้อย่างครบถ้วน Suwansawat and Einstein (2005) จึงได้นำเทคโนโลยีด้านวิทยาการคอมพิวเตอร์และปัญญาประดิษฐ์ (AI) มาประยุกต์ใช้กับ ปัญหาทางด้านวิศวกรรมอุโมงค์ โดยโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Networks) นี้จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของดินทั้งหมดกับปริมาณการทรุดตัว ถึงแม้จะมีความซับซ้อนมากก็ตาม ซึ่งนำไปสู่การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินได้อย่างถูกต้อง แม่นยำกว่าวิธีที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน

โดยปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของผิวดินจากการศึกษาโครงการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวขุดเจาะอุโมงค์ที่ผ่านมาและข้อมูลวิเคราะห์ที่ได้จากโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล พบว่าปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์สามารถแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มหลักดังนี้ (1) ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel Geometry) (2) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological Condition) (3) การควบคุมหัวขุดเจาะ (Shield Operation Factors) ปัจจัยเหล่านี้จะถูกนำมาใช้เป็นข้อมูลสำคัญ เพื่อป้อนเข้าสู่กระบวนการคำนวณ โดยใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อหาค่าการทรุดตัวสูงสุดของผิวดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ โดยความซับซ้อนของการคำนวณ โดยใช้วิธีโครงข่ายประสาทเทียมนอกจากจะขึ้นอยู่กับจำนวนหน่วย (Neuron) ของชั้นรับข้อมูลชั้นแฝงและชั้นแสดงผลแล้ว ยังขึ้นอยู่กับจำนวนรอบของการคำนวณ (epoch) ซึ่งทั้งหมดนี้จะประกอบขึ้นเป็นสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียม ทั้งนี้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม (Optimum ANN) จะขึ้นอยู่กับแต่ละปัญหาที่นำมาวิเคราะห์ โดยต้องตรวจสอบด้วยวิธีลองผิดลองถูก (trial and error) เท่านั้น ในกระบวนการออกแบบสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมนี้ ฐานข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งหมดจะถูกแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ (1) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้ (Training Set) (2) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการทดสอบ (Testing Set) กระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบของ Suwansawat and Einstein (2005) ได้ใช้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมจำนวน 18 แบบ โดยแต่ละแบบจะมีจำนวนหน่วย

(Neuron) ในชั้นแฝง จำนวนชั้นแฝง(hidden layer) และจำนวนรอบการคำนวณ (epoch) ที่แตกต่างกัน

ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้จะถูกนำมาป้อนให้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 แบบ เพื่อคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อ กับปริมาณการทรุดตัว โดยค่าความสัมพันธ์นี้จะอยู่ในค่าน้ำหนัก w (weight) และค่าเบี่ยงเบน b (bias) ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งจะเก็บและนำมาใช้ในกระบวนการทดสอบด้วยฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในการทดสอบ เพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของฝิวดิน หากสถาปัตยกรรมแบบใดสามารถพยากรณ์ได้ถูกต้องแม่นยำที่สุดในกระบวนการทดสอบ จะถือว่าเป็นรูปแบบสถาปัตยกรรมที่เหมาะสมที่สุด กระบวนการทั้งหมดนี้ สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับปัญหาอื่นๆ ได้เช่นเดียวกัน โดยการตัดสินใจความแม่นยำของแต่ละสถาปัตยกรรมจะใช้ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย หรือ Root Mean Square Error (RMSE) เป็นตัวเปรียบเทียบ ซึ่งสามารถหาได้ด้วยสมการที่ 3.12

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (o_i - t_i)^2}{N}} \quad (3.24)$$

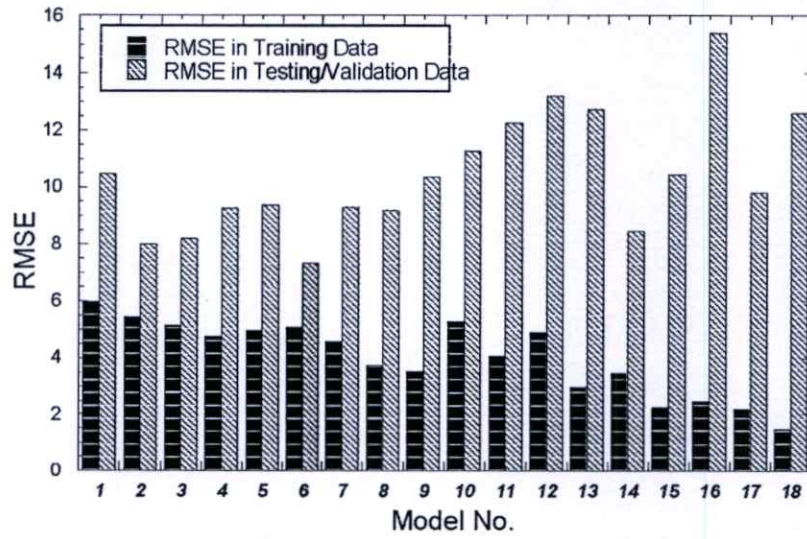
โดย

N = จำนวนตัวอย่างที่นำมาใช้ในกระบวนการคำนวณ

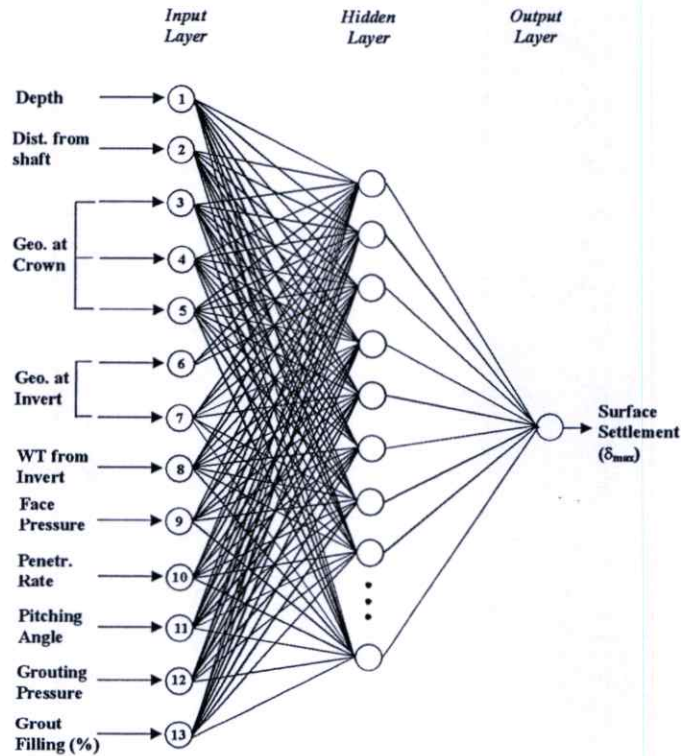
O = ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการพยากรณ์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

t = ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวัดค่าจริง

ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ทั้งในกระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบของสถาปัตยกรรมทั้ง 18 แบบ ได้สรุปดังแสดงในรูปที่ 3.21 ซึ่งพบว่า แบบสถาปัตยกรรมที่ 6 จะสามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของฝิวดินได้แม่นยำที่สุด โดยมีค่า RMSE ที่ต่ำที่สุด คือ 7.33 ในกระบวนการทดสอบ นอกจากนี้แล้วจะสังเกตได้ว่าแบบสถาปัตยกรรมที่ซับซ้อนมาก เช่น แบบที่ 18 ซึ่งมีจำนวนชั้นแฝงถึง 2 ชั้น โดยมีจำนวนหน่วยแต่ละชั้นถึง 20 หน่วย และรอบการคำนวณถึง 3,000 รอบ จะสามารถปรับค่าความสัมพันธ์ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) ได้แม่นยำ โดยมีค่า RMSE เพียง 1.48 เท่านั้น แต่กลับไม่สามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของฝิวดินได้ ซึ่งมีค่าความผิดพลาด RMSE มากถึง 12.61 ลักษณะเช่นนี้เรียกว่า ปัญหาการคำนวณมากเกินไป หรือ Overfitting คือ การที่โครงข่ายประสาทเทียมมีความซับซ้อนมากเกินไป ซึ่งถึงแม้จะเรียนรู้และสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรกับผลลัพธ์ได้ดี แต่ไม่สามารถนำไปใช้งานจริงได้อย่างถูกต้อง ซึ่งสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 แบบที่ถูกนำมาใช้ทดสอบเพื่อหาสถาปัตยกรรมที่เหมาะสมที่สุดโดยพบว่าจะมีโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 3.22 ซึ่งมี 13 หน่วย (neuron) ในชั้นรับข้อมูล มีชั้นแฝง 2 ชั้น โดยมีหน่วยอยู่ 20 หน่วย ในแต่ละชั้น และคำนวณ 2,000 รอบ (epoch)

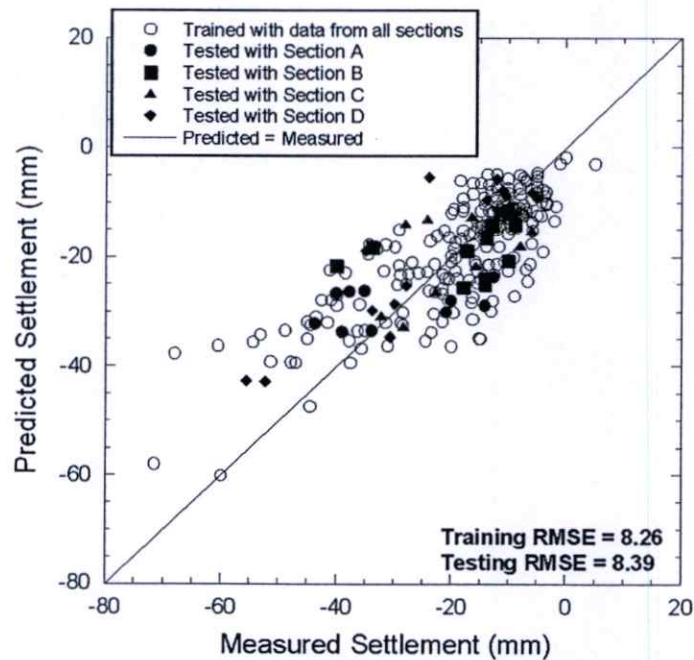


รูปที่ 3.21 ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing)

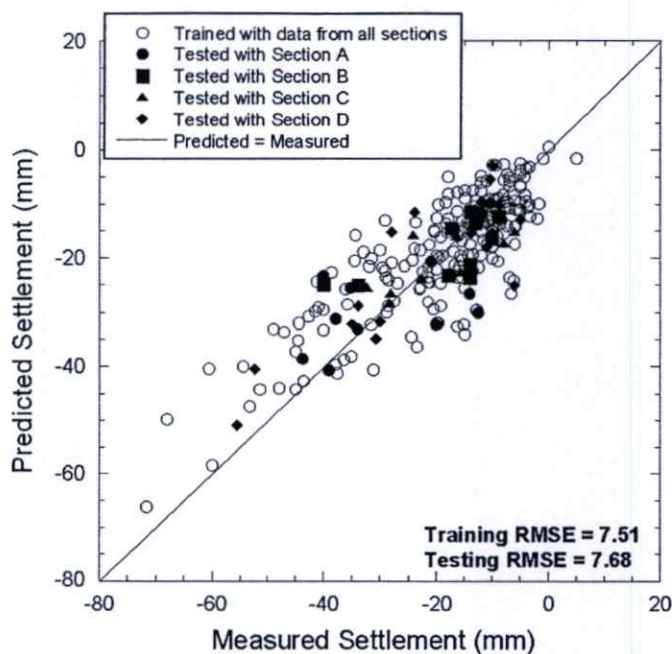


รูปที่ 3.22 โครงสร้างสถาปัตยกรรมของโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมกับงานอุโมงค์รถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลได้แบ่งเป็นหลายกรณีศึกษา ทั้งนี้เพื่อทดสอบความสามารถของโครงข่ายประสาทเทียมว่าจะพยากรณ์การทรุดตัวได้ถูกต้องเพียงใดในแต่ละกรณี โดยกรณีศึกษาทั้งหมดจะประกอบด้วย (1) การพยากรณ์การทรุดตัวโดยเรียนรู้จากข้อมูลในแต่ละส่วนการก่อสร้างเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในส่วนเดียวกัน (2) กรณีเรียนรู้จากข้อมูลในการก่อสร้างช่วงครึ่งทางแรกเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในช่วงครึ่งทางหลัง และ (3) การเรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง โดยการประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมกับทั้งสามกรณีให้ผลที่ใกล้เคียงโดยตัวอย่างผลการประยุกต์ใช้ในกรณีการเรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 3.23 นอกจากนี้ยังมีความพยายามที่จะเพิ่มประสิทธิภาพของการพยากรณ์การทรุดตัวของดินให้ดีขึ้น จึงเพิ่มหน่วยรับข้อมูลอีก 1 หน่วยจาก 13 หน่วยเป็น 14 หน่วย คือหน่วยปัจจัยหัวเจาะ ทั้งนี้เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่า ความแตกต่างของหัวเจาะอาจเป็นปัจจัยเกี่ยวข้องด้วยเช่นกันซึ่งได้ผลดังรูปที่ 3.24



รูปที่ 3.23 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง



รูปที่ 3.24 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้างโดยเพิ่มหน่วยปัจจัยหัวเจาะ

3.2.5 วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiment)

การทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ สามารถทำได้โดยการสร้างแบบจำลองทางกายภาพขนาดเล็ก เพื่อย่อส่วนขนาดของอุโมงค์และความลึกในการขุดเจาะ เพื่อสังเกตการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ แบบจำลองที่เคยมีมาที่สามารถนำมาอ้างอิงได้ ได้แก่การทดลองโดย Atkinson and Potts (1977) Kimura and Mair (1981) และ Nomoto et al. (1999)

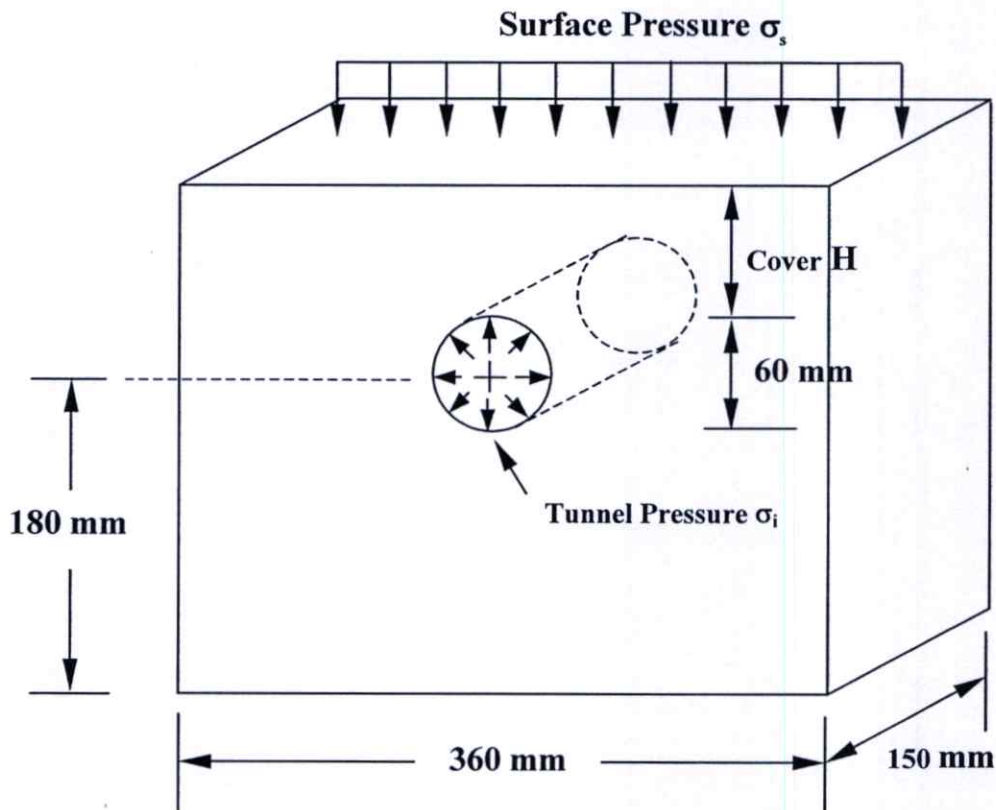
จุดประสงค์หลักในการสร้างแบบจำลองทางกายภาพ คือ การแสดงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์หรือช่วงเปิด ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน ทั้งนี้เป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของความดันภายนอกอุโมงค์หรือการสูญเสียเสถียรภาพหน้าอุโมงค์ระหว่างการขุดเจาะ อย่างไรก็ตามแบบจำลองทางกายภาพยังคงไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการขุดเจาะได้เหมือนสภาพจริงทั้งหมด ถึงแม้ปัจจุบันเทคโนโลยีการสร้างแบบจำลองได้พัฒนาขึ้นมาก ดังนั้นการทดลองในห้องปฏิบัติ ควรจะใช้เพื่อศึกษาพฤติกรรมโดยรวมของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ และนำมาเปรียบเทียบกับสมมุติฐานของทฤษฎีอื่นดังที่กล่าวมาแล้ว

1) Atkinson and Potts (1977)

Atkinson and Potts (1977) นำเสนอการใช้แบบจำลองแบบหมุนเหวี่ยง (Centrifuge model) ที่สามารถหมุนในความเร่งสูงสุดถึง 75g หรือสามารถจำลองค่าความเครียดในดินรอบอุโมงค์ในแบบจำลองทางกายภาพมากขึ้นได้ถึง 75 เท่าของขนาดที่ทำการทดสอบรูปแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 3.25 เมื่อนำมาใช้ทดสอบในดินหลายชนิด ได้แก่

- 1) ดินเหนียว overconsolidated ซึ่งมีค่า OCR เท่ากับ 4
- 2) ดินทรายซึ่งมีขนาดเม็ดดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (1.2 มม.) แต่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 25 (0.6 มม.)

ผลของการทดสอบในดินเหนียวได้นำมาเปรียบเทียบกับผลการก่อสร้างอุโมงค์ที่ขุดในชั้นดิน London clay ขณะที่ผลการทดลองในดินทรายสามารถนำมาใช้ในกรณีของการก่อสร้างอุโมงค์ในดินทรายเหนือระดับน้ำใต้ดิน



รูปที่ 3.25 แบบจำลองที่บอกถึงเงื่อนไขภายนอกและขนาดของหัวเจาะ (Atkinson and Potts, 1977)

แบบจำลองถูกสร้างโดยกล่องเหล็กโดยมีการจำลองแรงบนผิวดิน (Surface pressure, σ_s) โดยใช้แรงดันจากของเหลวที่ถูกอัดลงบนด้านบนแผ่นยาง โดยแรงบนผิวดินนั้นมักเกิดจากแรงที่ถ่ายจากการจราจรหรือฐานราก (Flexible foundation) หรือชั้นดินแข็งเหนือชั้นดินอ่อน เป็นต้น แบบจำลองยังประกอบด้วยการจำลองหัวเจาะที่เป็นทรงกระบอกซึ่งมีใบตัดบางๆ เพื่อขุดเจาะดิน และใช้แรงดันของเหลวเป็นแรงภายใน (σ_i) ในแนวรัศมีเพื่อจำลองแรงดันจริงที่เกิดขึ้นจากการใช้อากาศอัด (Compressed air) หรือแรงดันจากน้ำโคลน (Slurry pressure) ระหว่างการก่อสร้าง โดยแบบจำลองนี้จะพิจารณาถึงการสูญเสียมวลดินตามแนวรัศมีของอุโมงค์เท่านั้น โดยไม่ได้พิจารณาการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของอุโมงค์ ซึ่งเป็นกรณีของ Plane strain หรือพฤติกรรมการขุด

เจาะตามแนวยาวมากไม่มีที่สิ้นสุด มีการทดลองสองแบบในการศึกษานี้ โดยแบบแรกจะค่อยๆ ปรับเปลี่ยนแรงดัน σ_v และ σ_h ในสภาวะความเร่งปกติเพื่อแรงดันน้ำในดินเหนียวจะสามารถ สลายตัวได้ (Drained condition) สำหรับการทดลองแบบที่สอง ที่ใช้ดินทรายจะเพิ่มอัตราเร่งถึง 75g ซึ่งทำให้แบบจำลองอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มม.สามารถเปรียบเทียบกับอุโมงค์ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.5 เมตร โดยพฤติกรรมของดินรอบอุโมงค์จำลองถูกบันทึกด้วยกล้อง ความเร็วสูง

จากการทดลองพบว่าขนาดของการทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์เกิดการยุบตัว แต่ ความกว้างของค่า i (Trough width parameter) จะขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์ ชนิดของดิน และ แรงกระทำบนผิวดิน ซึ่งสามารถนำเสนอเป็นสมการในกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินทรายที่ไม่มี แรงกระทำบนผิวดินดังนี้

$$i = 0.25 (Z+R) \quad (3.25)$$

โดย

Z = ความลึกถึงจุดศูนย์กลางอุโมงค์

R = รัศมีของอุโมงค์

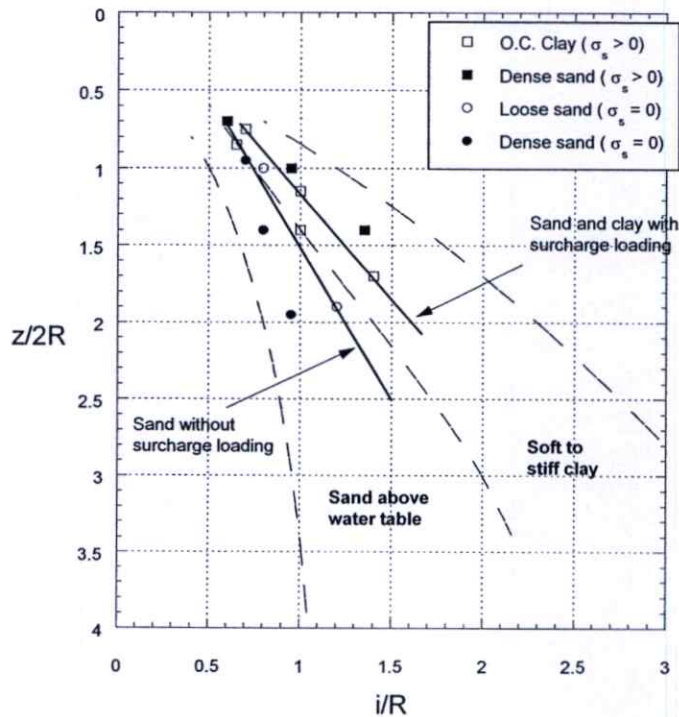
ส่วนในกรณีที่อุโมงค์ขุดอยู่ในดินทรายหรือในดินเหนียวที่มีแรงกระทำบนผิวดิน ค่า i สามารถหาได้ดังนี้

$$i = 0.125 (3Z+R) \quad (3.26)$$

เมื่อนำสมการที่นำเสนอขึ้นมาแสดงร่วมในกราฟที่เสนอโดย Peck (1969) ดังแสดงในรูปที่ 3.26 พบว่าค่าที่ได้จากสมการที่ 3.14 จะอยู่ในขอบเขตเดียวกับกรณีอุโมงค์ในทรายเหนือระดับน้ำ ใต้ดิน ขณะที่ค่าที่ได้จากกรณีที่สอง จะอยู่ในขอบเขตเดียวกับกรณีอุโมงค์ในดินเหนียวอ่อนและดิน เหนียวแข็ง ดังนั้นค่าที่ได้จากการทดลองจะใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการวัดในภาคสนาม อีกทั้งยังตั้ง ข้อสังเกตได้ว่าค่า i มีค่าเพิ่มขึ้นหรือแนวการขุดของดินจะกว้างขึ้นในกรณีที่มีแรงกระทำบนผิวดิน ในกรณีของอุโมงค์ในชั้นทราย

เมื่อนำค่าที่คำนวณได้จากทั้ง 2 สมการข้างต้นมาเขียนกราฟเปรียบเทียบกับกราฟของ Peck (1969) แสดงให้เห็นว่าผลที่ได้จากแบบจำลองสอดคล้องกับค่าที่หาได้กับการทดสอบในภาคสนาม อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่า ผลกระทบจากแรงบนผิวดิน (Surcharge loading) ต่อการทรุดตัวเหนือ อุโมงค์ในทราย คือการเพิ่มขึ้นของค่า i และเพิ่มความกว้างของแนวการทรุดตัว โดยค่า i ที่ เพิ่มขึ้นนี้อาจจะเนื่องจากการเสีรูปร่างในรูปแบบที่แตกต่างกัน โดยรอบอุโมงค์เมื่อมีแรงบนผิวดิน

กระทำ สำหรับอุโมงค์ในดินเหนียวแข็ง ค่า i ในกรณีที่มีแรงบนดินกระทำจะสอดคล้องกับที่ได้จากการสังเกตในภาคสนาม ดังแสดงในรูปที่ 3.26

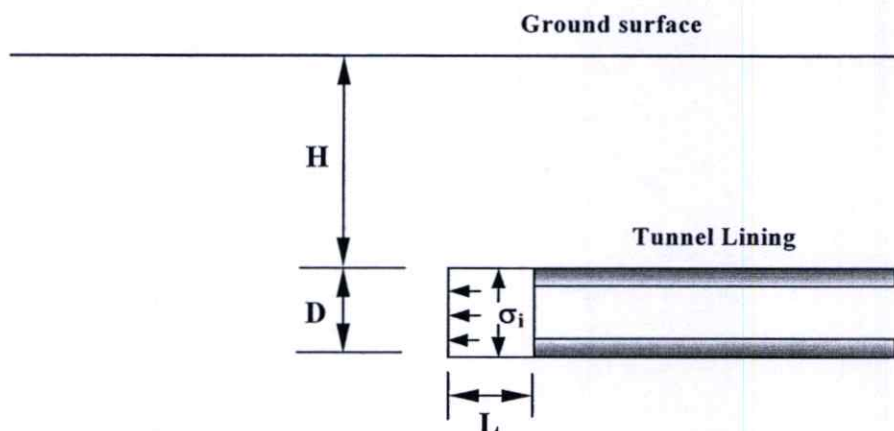


รูปที่ 3.26 กราฟเปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการทดลองเปรียบเทียบกับข้อมูลที่น่าเสนอโดย Peck (1969)

2) Kimura and Mair (1981)

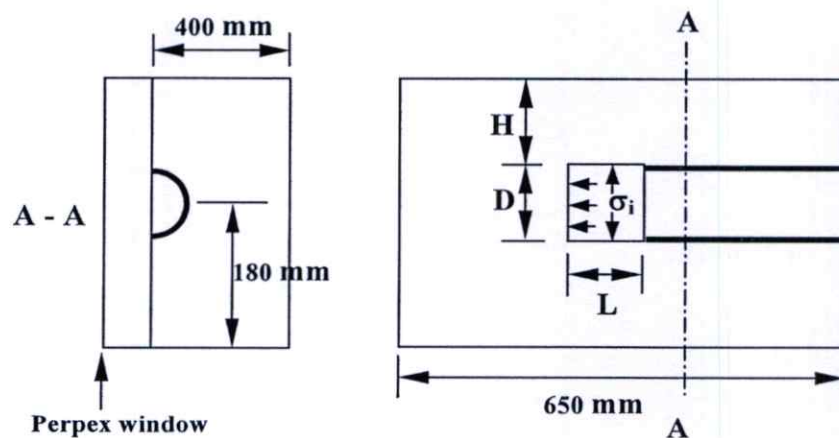
ในขณะที่ Atkinson and Potts (1977) สนใจการเคลื่อนตัวของดินในแบบจำลองสองมิติ Kimura and Mair (1981) ได้พัฒนาวิธีการเดียวกันแต่รวมเอาปัญหาในสามมิติของด้านหน้าอุโมงค์ใกล้กับผิวดิน โดยได้ทำแบบจำลองขึ้นในดินอ่อนและทดสอบในเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง (Centrifuge test) เพื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ในแบบจำลองสองและสามมิติ

ในการศึกษาผลของตัวแปรที่มีผลต่อเสถียรภาพของอุโมงค์และการเคลื่อนตัวของดิน มีความจำเป็นที่จะต้องสร้างสมมุติฐานและสร้างแบบจำลองอย่างง่ายของอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้าง ในหลายๆกรณีของการสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน ดังแสดงในรูปที่ 3.27 ซึ่ง σ , ค่าความดันที่รักษาเสถียรภาพของหัวเจาะขณะที่ H คือความลึกจากผิวดินถึงยอดอุโมงค์ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ L เป็นระยะด้านหน้าส่วนเปิดถึงส่วนที่มีการติดตั้งผนังอุโมงค์ (Tunnel Living) เสร็จสมบูรณ์แล้ว ในการสร้างอุโมงค์ดินเหนียวอ่อน σ มักจะเป็นการใช้แรงดันอัดอากาศ (Compressed air) หรือ แรงดันน้ำโคลน (Slurry pressure) (Atkinson and Potts, 1977)



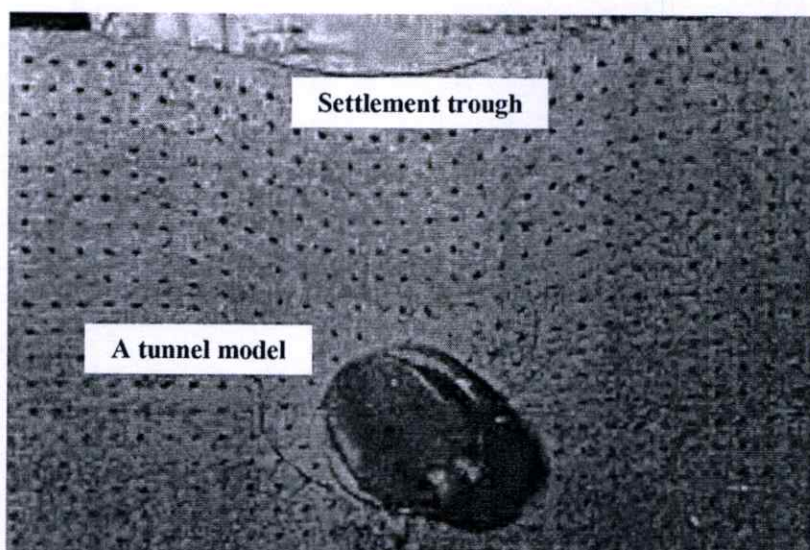
รูปที่ 3.27 แบบจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ที่สร้างขึ้นในดินอ่อน (Kimura and Mair, 1981)

ระยะ L ขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง เช่น ถ้ามีการใช้หัวเจาะ L จะเท่ากับ 0 เนื่องจากมีการป้องกันดินจากตัวหัวเจาะ ดังที่ได้อธิบายไปแล้วว่าการวิเคราะห์แบบสองมิติมักถูกนำมาใช้ โดยเฉพาะเมื่อระยะ L มีค่ามาก สำหรับการทดลองแบบสองมิติจะเหมือนกับกรณีของ Atkinson and Pott (1977) ดังแสดงในรูปที่ 3.25 สำหรับกรณีสามมิติ Kimura and Mair (1981) พัฒนาอุโมงค์ครึ่งวงกลมสมมาตรที่มีการหล่อลิ้นและไม่มีแรงเสียดทานที่ผิวระหว่างกระจก (Perspex window) และดินดังแสดงในรูปที่ 3.28 ผนังอุโมงค์จำลองถูกติดตั้งตลอดแนว ยกเว้นส่วนหัว (L) อัตราส่วน L/D จะถูกแปรเปลี่ยนไปโดยเริ่มจาก 0 ถึง 3 ดินเหนียวที่มีค่าแรงเฉือนเท่ากับ 26 kPa ถูกนำมาใช้ในการทดลอง

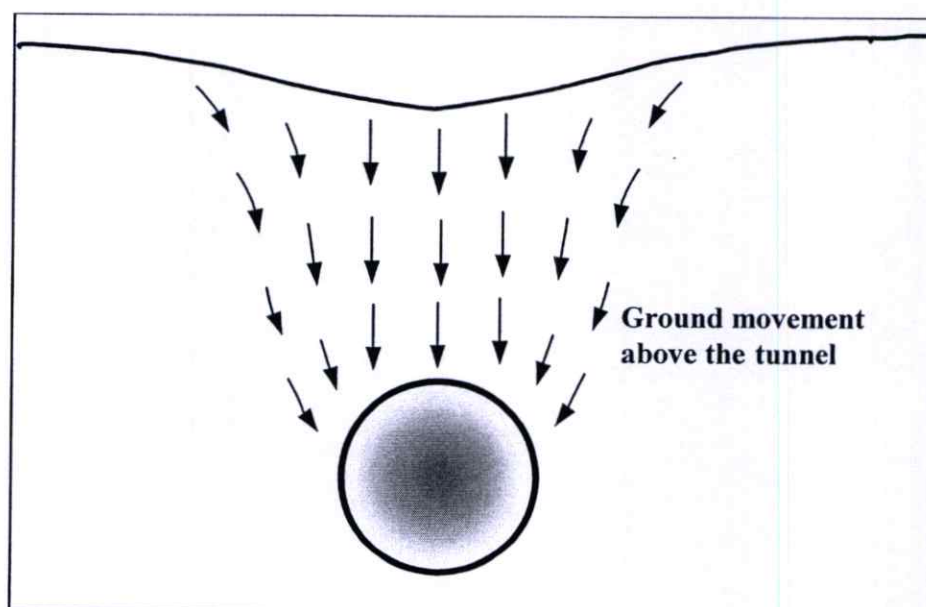


รูปที่ 3.28 ภาพตัดแสดงลักษณะของอุโมงค์ (Kimura and Mair, 1981)

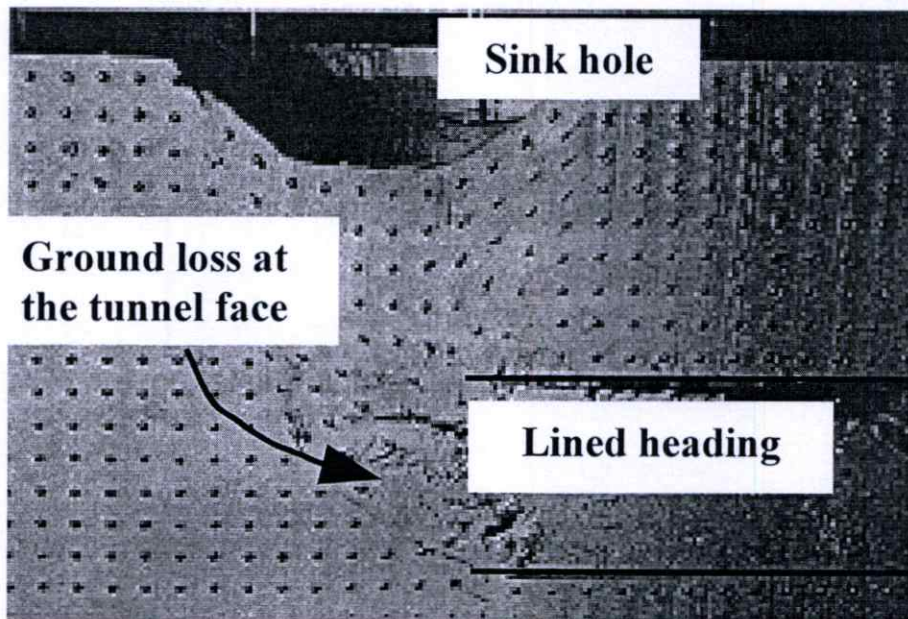
ผลการทดลองจากสองมิติ ดังแสดงในรูปที่ 3.29 การยุบลงของอุโมงค์ เกิดขึ้นส่งผลให้มีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ กระบวนการยุบตัวนี้นำไปสู่การทรุดตัวของผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.30 Kimura and Mair (1981) สังเกตว่าความกว้างของการยุบตัวสอดคล้องกับข้อมูลภาคสนามของ Peck (1969) อีกทั้งผลการทดลองนี้ยังสอดคล้องกับผลลัพธ์จากแบบจำลองอุโมงค์ที่ทำโดย Atkinson and Potts (1977)



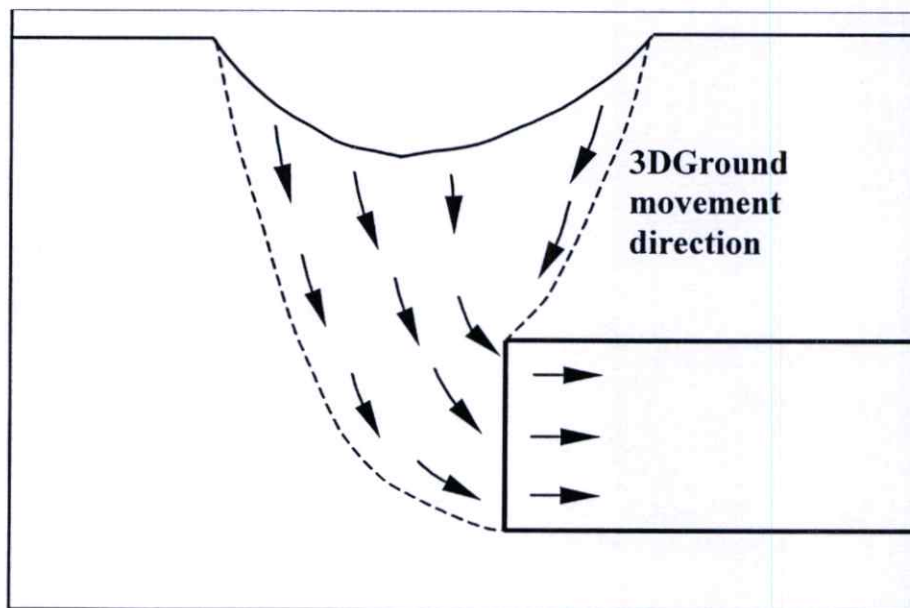
รูปที่ 3.29 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ (Kimura and Mair, 1981)



รูปที่ 3.30 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์



รูปที่ 3.31 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน ในกรณีที่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดิน โดยรอบ
 $L/D = 0$ และ $H/D = 1.5$ (Kimura and Mair, 1981)



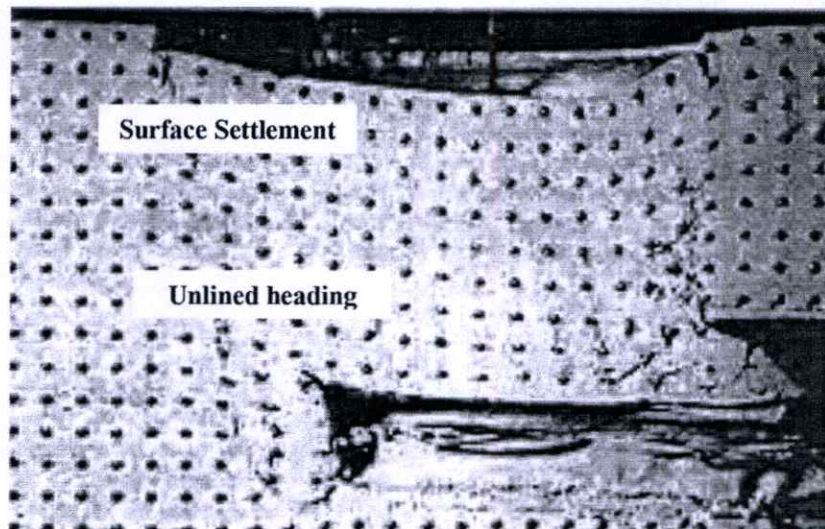
รูปที่ 3.32 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ ในลักษณะสามมิติ

ผลการทดลองในรูปแบบสามมิติของพฤติกรรมการพังทลายของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.31 และรูปที่ 3.32 เมื่อ $H/D = 0.5$ และ $L = 0$ ซึ่งจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินในแนวรัศมี เช่น การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ พบว่าการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่

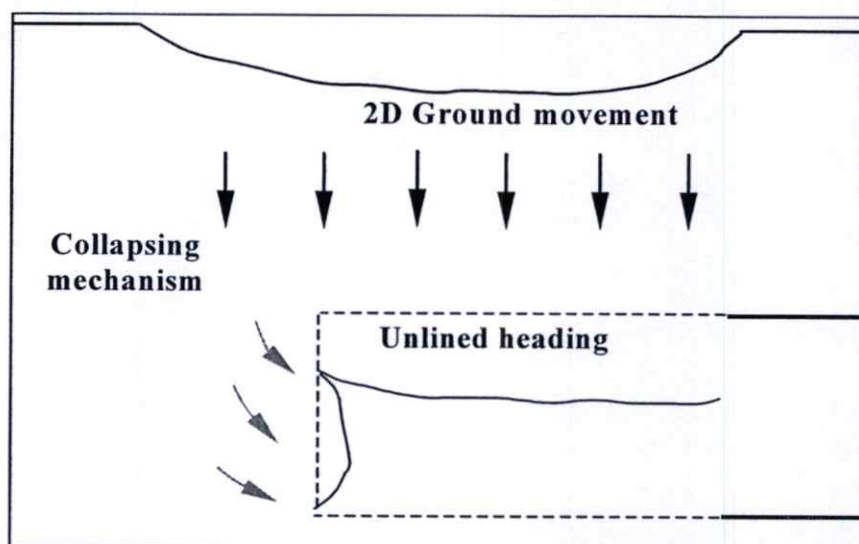
ด้านหน้าของอุโมงค์ส่งผลให้เกิดหลุม (a sink hole) ที่ผิวดิน ลักษณะนี้แสดงการเคลื่อนตัวของดินแบบสามมิติด้านหน้าของอุโมงค์

ในทางตรงข้าม แบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 3.33 ซึ่งไม่มีการป้องกันบริเวณการขุดเจาะหรือมีส่วนเปิดขณะก่อสร้าง ($L/D = 2$) พบว่า เกิดการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ อย่างชัดเจน โดยดินเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์ในแนวรัศมีเท่านั้นและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านหน้าอุโมงค์มีเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง ดังแสดงในรูปที่ 3.34 Kimura and Mair (1981) ยังได้ชี้ให้เห็นว่าถ้าความยาวของส่วนที่ไม่ได้มีการป้องกันยาวมากขึ้นหรือ แรงดันในอุโมงค์ต่ำ การเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดินในอุโมงค์ มีพฤติกรรมแบบสองมิติ มากกว่าพฤติกรรมแบบสามมิติ

ดังนั้น วิธีทำการทดลองในห้องปฏิบัติการสามารถแสดงให้เห็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่มีผลมาจากเสถียรภาพของอุโมงค์ นอกจากนี้ ยังช่วยในการออกแบบอุโมงค์และประเมินประสิทธิภาพการออกแบบการสังเกตการณ์เคลื่อนตัวของดินจากการทดลอง



รูปที่ 3.33 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินในกรณีไม่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินจากด้านบน โดยที่ $L/D = 2$ และ $H/D = 1.5$ (Kimura and Mair, 1981)



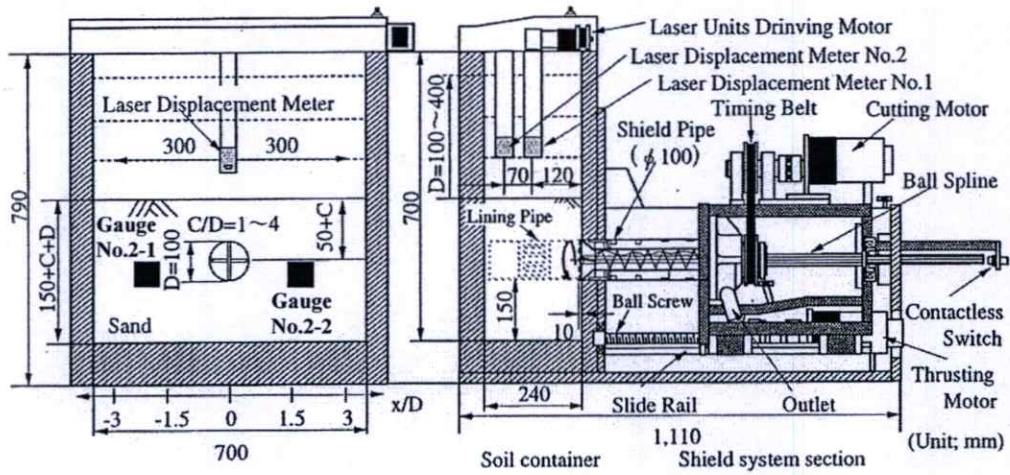
รูปที่ 3.34 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ในลักษณะสามมิติ

3) Nomoto (1999)

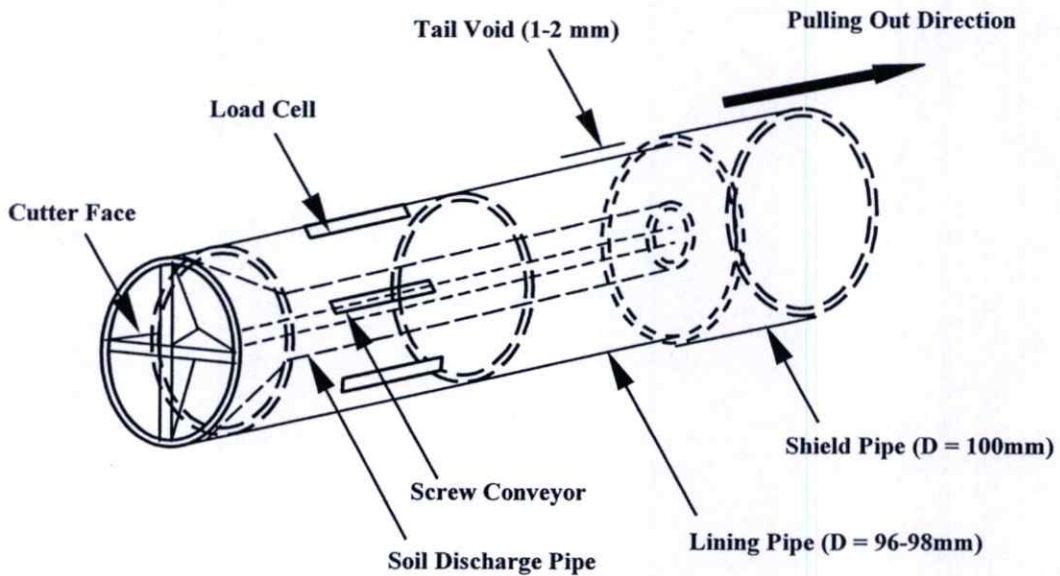
Nomoto (1999) ได้พัฒนาหัวเจาะแบบจำลองขนาดเล็กที่สามารถทำงานได้ในเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยงที่มีใช้ความเร่งสูงขณะทดลอง และสามารถจำลองพฤติกรรมรายละเอียดการขุดเจาะ รวมถึงการเคลื่อนตัวของหัวเจาะและการเกิดช่องว่างที่ส่วนท้าย ในการทดลองนี้ได้ใช้ทราย Toyoura ซึ่งมีค่าความหนาแน่นประมาณ $70\% D_r$ และ $\phi_{max} = 42$ องศา โดยที่ค่าตัวแปรที่กำหนดในการทดลองนี้ได้แก่ C/D โดย C คือความลึกจากผิวดินจนถึงกึ่งกลางอุโมงค์ และ D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.35 โดยเท่ากับค่าความเร่งของการทดสอบ เท่ากับ $25g$ (245 m/s^2) และการเปลี่ยนค่า C จาก $1D$ ไปจนถึง $4D$ 15 มิลลิเมตร/นาทิจ และการหมุนของใบตัดดินที่ 11 rpm โดยจำลองมาจากหัวเจาะขนาดจริงเท่ากับ 2.5 เมตร

นอกจากนี้ยังจำลองพฤติกรรมเคลื่อนของหัวเจาะที่ได้ถูกออกแบบขึ้นเพื่อจำลองกระบวนการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์ตั้งแต่การทำงานของใบตัดดินไปจนถึงการเกิดช่องว่างที่ท้ายหัวเจาะ โดยตอนเริ่มต้น แบบจำลองหัวเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.35 จะถูกดันเข้าผ่านผนังกล่อง (Container) ประมาณ 230 mm ก่อนที่จะถูกดึงออกเพื่อสร้างช่องว่างประมาณ 2 mm ทางด้านท้ายในการขุดเจาะจริงๆ ช่องว่างส่วนท้ายเกิดจากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะทิ้งช่องว่างระหว่างผิวหัวเจาะกับ ส่วนผิวอุโมงค์ด้านนอก (Outer lining surface) ซึ่งในแบบจำลองเป็นการยากที่จะจำลองกระบวนการอย่างถูกต้อง ดังนั้น ช่องว่างจึงเกิดจากการดึงท่อออกมาแทน ดังแสดงในรูปที่ 3.36 ในทิศทางตรงข้ามกับการเคลื่อนตัวของหัวเจาะหลังจากที่การปั่นของใบตัดดินได้เกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์แล้ว ในการทดลองนี้จะใช้แบบจำลองผนังอุโมงค์เส้นผ่านศูนย์กลาง 96 มิลลิเมตร และ 98 มิลลิเมตร ศึกษาการเกิดช่องว่างสองขนาด (1 มิลลิเมตร และ 2 มิลลิเมตร) ดังแสดงในรูปที่

3.36 อย่างไรก็ตาม กระบวนการอัดฉีดน้ำปูน (Backfill grouting) ไม่ได้ถูกจำลองในการทดลองนี้ เนื่องจากกระบวนการนี้ซับซ้อนเกินกว่าที่จะจำลองขึ้นมาได้



รูปที่ 3.35 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะใช้ในการทดลองแบบหมุนเหวี่ยง (Nomoto et al., 1999)



รูปที่ 3.36 หัวเจาะจำลองขนาดเล็กและระบบกระบวนการสร้างช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Nomoto et al., 1999)

Nomoto (1999) พบว่ารูปแบบแนวการทรุดตัวของดินที่เกิดจากหัวเจาะ รวมไปถึงการเกิดช่องว่าง เหมือนกับที่อธิบายโดย Peck (1969) โดยมีลักษณะเป็นกราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังนั้นจึงเสนอสมการในรูปแบบที่คล้ายคลึงกันดังนี้

$$\delta = \delta_{\max} \exp(-\alpha \cdot x^2) \quad (3.27)$$

เมื่อ α คือค่าคงที่จากการทดลองซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความลึกจากผิวดินถึงแกนอุโมงค์จำลอง (C) และเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์จำลอง (D) โดยแสดงไว้ดังนี้

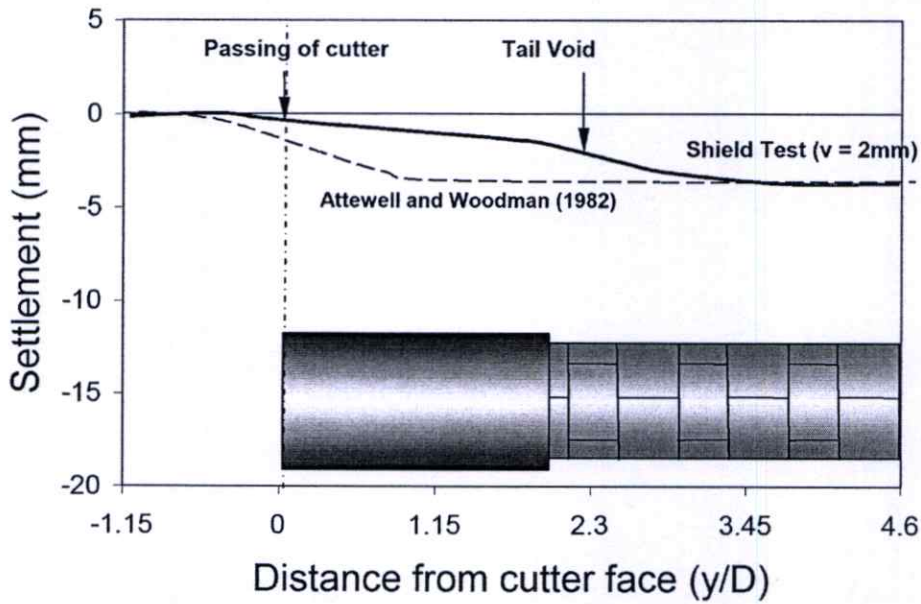
$$\alpha = \beta \cdot \left(\frac{C}{D}\right)^{-\gamma} \quad (3.28)$$

เมื่อ, β และ γ คือค่าคงที่ซึ่งได้จากการทดลองหลาย ๆ ครั้ง

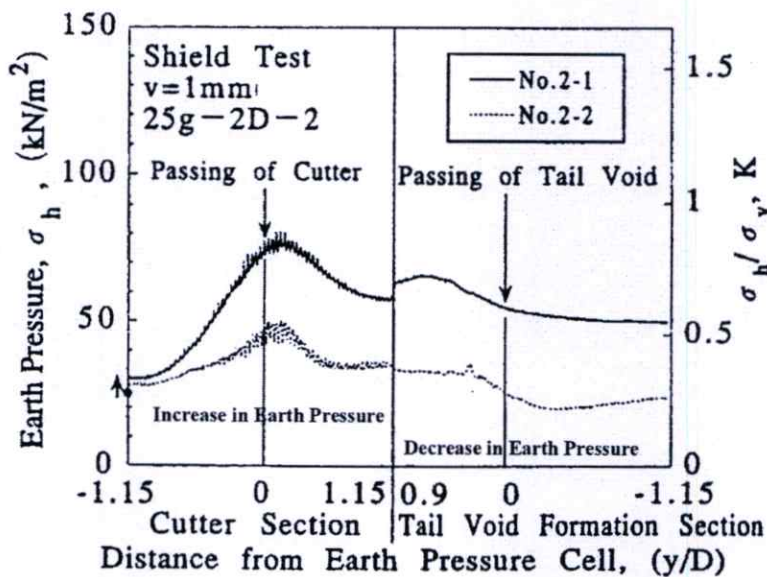
การทรุดตัวในแนวยาวสามารถวัดได้โดยเครื่องวัดแบบเลเซอร์ แสดงในรูปที่ 3.37 ซึ่งให้เห็นถึงการทรุดตัวของดิน เกิดเหนือหัวเจาะและหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปเป็นหลัก ขณะที่ด้านหน้าหัวเจาะสามารถวัดการทรุดตัวได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับสมการของ Attewell and Woodman (1982) ดังแสดงในรูปที่ 3.37 ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าสมการของ Attewell and Woodman (1982) ไม่ถูกต้องสำหรับการใช้หัวเจาะที่มีระบบป้องกันดินด้านหน้า เช่น หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) หรือ แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) สมการของ Attewell and Woodman (1982) ประมาณว่า การทรุดตัวของผิวดินด้านบนของอุโมงค์สอดคล้องกับ $0.5 \delta_{\max}$ หรือ 50% ของการทรุดตัวที่มากที่สุดหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปดังแสดงในรูปที่ 3.38 อย่างไรก็ตามสมมติฐานนี้ใช้ได้กับหัวเจาะแบบหน้าเปิด (Open-face shield) เท่านั้น แต่ใช้ไม่ได้กับกรณีหัวเจาะแบบมีระบบป้องกันด้านหน้าเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินสามารถควบคุมได้ ด้วยการควบคุมพารามิเตอร์ ที่เกี่ยวข้องขณะขุดเจาะ (Suwansawat, 2004)

Nomoto (1999) ยังศึกษาลักษณะความดันของดินโดยรอบหัวเจาะ ความดันของดินสามารถวัดโดยการติดตั้งอุปกรณ์วัดความดันดิน (Pressure gauge) สองตัวในแบบจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 3.35 โดยพบว่าความดันของดินเริ่มจะเพิ่มขึ้นทันทีที่ใบตัดดินเริ่มทำงานและมีค่ามากที่สุดเมื่อใบตัดดินผ่านจุดที่ทำการวัดดังแสดงในรูปที่ 3.37 ซึ่งการทดลองนี้ใช้ขนาดช่องว่างส่วนท้ายเท่ากับ 1 มิลลิเมตร และ ความลึกเท่ากับ 2D (D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ) โดยได้ ค่าความเร่งของเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยงเท่ากับ 25g ระหว่างกระบวนการเกิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ ความดันของดินที่ได้ถูกวัดโดยอุปกรณ์วัดความดันดิน 2 ตัวคือ no.2-1 และ 2-2 จะลดลงและคงที่ที่ระดับที่ต่ำกว่าระดับเริ่มต้นดังแสดงในรูปที่ 3.38 Nomoto (1999) เสนอว่า การเพิ่มขึ้นของความดันดิน

หน้าหัวเจาะในระยะเริ่มต้นน่าจะเกิดจากพฤติกรรม Aching effect (เกิดแรงเฉือนด้านทานเหนียวออกอุโมงค์ขณะก่อสร้าง) ก่อนความดันจะลดลงเมื่อความดันในดินเปลี่ยนแปลงหรือลดลงเรื่อยๆ



รูปที่ 3.37 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวอุโมงค์ที่มีช่องว่าง $v = 2$ มม. (after Nomoto et al., 1999)



รูปที่ 3.38 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999)

บทที่ 4

สมการเชิงวิเคราะห์

4.1 กล่าวนำ

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีที่พัฒนามาจากทฤษฎีที่ศึกษามาตั้งแต่ในอดีต โดยได้รวบรวมความรู้จากสาขาต่างๆทางด้านกลศาสตร์ของวัสดุ พฤติกรรมของวัสดุภายใต้สภาวะและเงื่อนไขขอบเขตที่แตกต่างกันและพฤติกรรมการเสียรูปของวัสดุ ซึ่งในกรณีนี้เป็นการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ จึงเน้นไปทางด้านพฤติกรรมและคุณสมบัติของดินและอุโมงค์เป็นหลัก ทั้งนี้จากการนำความรู้ทางทฤษฎีในอดีตและการตั้งสมมติฐานใหม่ รวมทั้งการรวบรวมข้อมูลผลการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิค ข้อมูลปัจจัยทั้งทางด้านธรณีวิทยา ข้อมูลของโครงการ และข้อมูลปัจจัยในการควบคุมอุปกรณ์การเจาะอุโมงค์ ทำให้สามารถพัฒนาแนวความคิดและองค์ความรู้ใหม่ให้เกิดขึ้นได้อย่างต่อเนื่อง และยังทำให้เป็นวิธีการที่ทันสมัยทันเหตุการณ์ สามารถนำไปแข่งขันและเปรียบเทียบกับวิธีการอื่นได้อยู่เสมอ โดยยังคงข้อได้เปรียบของวิธีการนี้เอาไว้ได้อย่างครบถ้วน ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในปัจจุบันอย่างละเอียด เพื่อให้ทราบถึงสมมติฐาน ทฤษฎีที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ ตัวแปรหลักของแต่ละวิธีที่ใช้คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวของดิน และนำมาซึ่งสมการแบบ Closed form ที่สามารถหาค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้

4.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์โดยส่วนใหญ่จะเป็นการหาความสัมพันธ์จากค่าความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ในดินมาพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวหรือเสียรูปของดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินหรือจากปัจจัยอื่นโดยแต่ละวิธีมีสมมติฐาน ข้อได้เปรียบ และข้อจำกัดแตกต่างกันไป ปัจจุบันวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีหนึ่งที่มีความนิยมเนื่องจากสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินในแนวรัศมี (Radial movement) หรือได้ทั้งสองทิศทางคือ การทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง (Settlement or Vertical movement) และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหรือในแนวนอน (Lateral or horizontal movement) โดยเป็นวิธีที่สามารถหาค่าตอบได้ในขั้นตอนเดียว วิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีมีวิธีการหาค่าตอบหรือเทคนิคเฉพาะในการวิเคราะห์ตัวแปรที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินแตกต่างกันไป ซึ่งนำไปสู่การสร้างสมการแบบ Closed form ที่สามารถหาการเสียรูปของดินหรือการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่ง

ต่างๆที่อ้างอิงได้ ดังนั้นการหาคำตอบที่ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียวจึงเป็นข้อดีที่สำคัญของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า ได้มีความพยายามในการพัฒนาสมการแบบ Closed form อย่างง่ายสำหรับการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจที่จะกล่าวถึงในบทนี้แสดงดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ

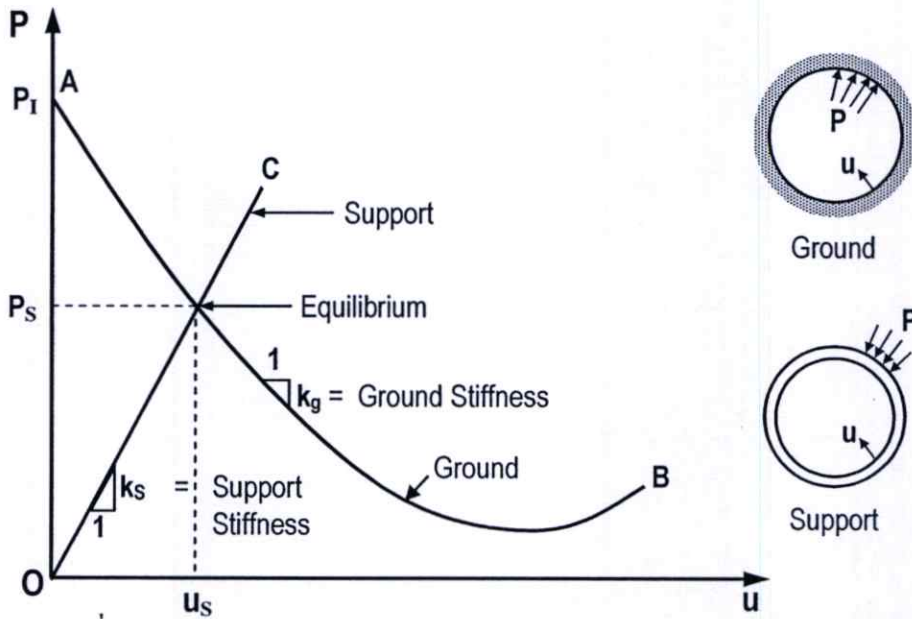
วิธีสมการเชิงวิเคราะห์	ปีที่ตีพิมพ์	ลักษณะหรือคุณสมบัติ
Einstein and Schwartz	1979	ใช้เพื่อหาพฤติกรรมการเสีรูปของผนังอุโมงค์ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดิน โดยรอบเป็นหลัก ยังไม่สามารถหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ แต่เป็นพื้นฐานในการพัฒนาสมการเชิงวิเคราะห์ให้แก่วิธีอื่น
Sagaseta	1987	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจากการประยุกต์ใช้ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีอย่างสม่ำเสมอและการเสีรูปแบบวงรี โดยสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินที่มีผลกระทบจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะได้
Sagaseta	1998	
Gonzalez and Sagaseta	2001	
Verruijt and Booker	1996	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินและสามารถจำลองพฤติกรรมของดินให้สามารถบีบอัดตัวได้ด้วยการประยุกต์ใช้ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซอง อีกทั้งสามารถประยุกต์ใช้ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะในการคำนวณการสูญเสียมวลดินได้
Verruijt	1997	สามารถหาการเสีรูปโดยรอบอุโมงค์แต่ต้องใช้การคำนวณที่ซับซ้อนและใช้ปริมาณการคำนวณที่มากเนื่องจากไม่ได้เป็นสมการแบบ closed form ทั้งหมด แต่เป็นอนุกรม
Loganathan and Poulos	1998	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจากการคำนวณ Gap พารามิเตอร์
Pinto	1999	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจากการคำนวณค่าเคลื่อนตัวในแนวรัศมีและค่าการเสีรูปแบบบิดเบี้ยว
Bobet	2001	สามารถหาการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมีได้โดยวิเคราะห์ถึงผลกระทบจากระดับน้ำต่ออุโมงค์ไว้ด้วย
Chou and Bobet	2002	
Park	2004	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจากการประยุกต์ใช้ค่า Gap พารามิเตอร์
Park	2005	
Wang Li and Jin	2009	สามารถหาการเสีรูปโดยรอบอุโมงค์แต่ต้องใช้การคำนวณที่ซับซ้อนและใช้ปริมาณการคำนวณที่มากเนื่องจากไม่ได้เป็นสมการแบบ closed form ทั้งหมด แต่เป็นอนุกรม ทั้งนี้ได้มีการประยุกต์ใช้ค่า Gap พารามิเตอร์ในการคำนวณ

4.2.1 วิธีของ Einstein and Schwartz (1979)

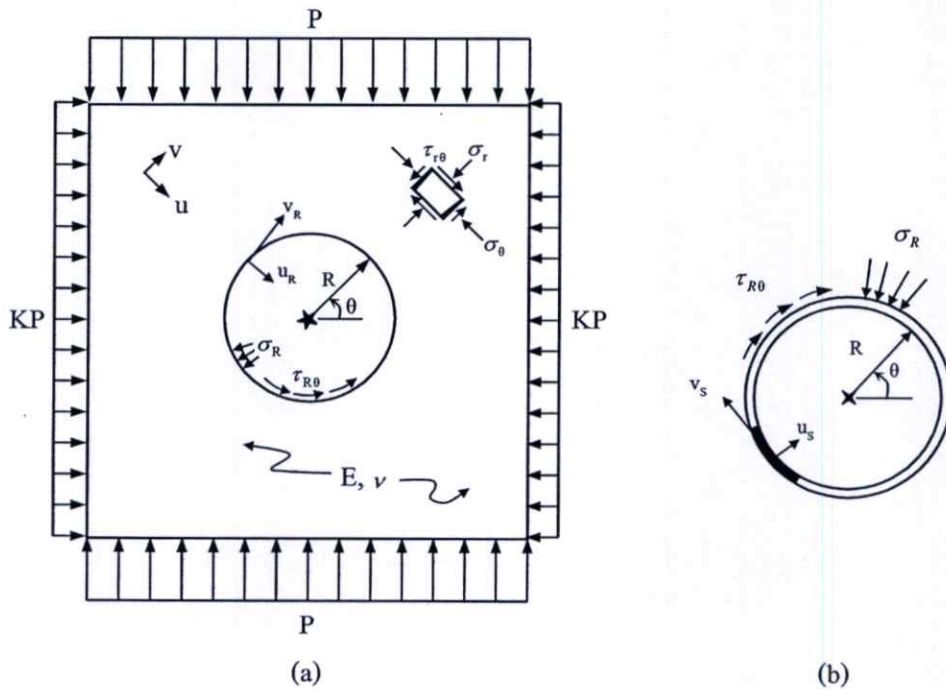
พฤติกรรมของผนังอุโมงค์ในดินเป็นปัญหาทั่วไปในการวิเคราะห์ปฏิกริยาระหว่างดินและโครงสร้าง ผนังอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำจากความเค้นที่มีอยู่ในชั้นดินจะทำให้เกิดการเสียรูปซึ่งการเสียรูปเหล่านี้จะส่งผลต่อพฤติกรรมของดิน การเคลื่อนตัวแบบสม่ำเสมอหรือการเสียรูปนั้นขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรงของผนังอุโมงค์และชั้นดิน เส้นกราฟ (Characteristic curve) ดังรูปที่ 4.1 ได้แสดงไว้อย่างชัดเจนของความแตกต่างระหว่างความแข็งแรงของผนังอุโมงค์และชั้นดินต่อพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ ผนังอุโมงค์ที่แข็งแรงขึ้นสามารถรับน้ำหนักได้เพิ่มขึ้น ในช่วงแรกการหาค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ (Relative stiffness) ได้ถูกพัฒนาโดย Burns and Richard (1964) สำหรับอุโมงค์ที่รับน้ำหนักแบบ 1 มิติ การหาค่าตอบของ Burns and Richard (1964) คือการทดลองการเปิดช่องเปิดด้านหน้าของผนังทรงกระบอกที่มีความยืดหยุ่นภายใต้สภาวะ Plane strain condition ในลักษณะดินที่มีพฤติกรรมเป็นเส้นตรง (Linear elastic) โดยการพิจารณาทั้งแบบ Full slip (ไม่มีการถ่ายความเค้นเฉือน) และ No Slip (ไม่เกิดการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือน) ที่บริเวณส่วนสัมผัสระหว่างดินและผนังอุโมงค์ อย่างไรก็ตามความเค้นของดินทางด้านข้างได้ถูกจำกัด เพื่อรักษาเงื่อนไขของความเค้นในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนของปัวซองส์ ($\sigma_h = \nu(1-\nu)\sigma_v$)

หากสมมติฐานดังกล่าวได้นำมาพิจารณาในการออกแบบ ค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์สามารถนำไปหาวิธีการที่เหมาะสมได้ เมื่อนำไปประยุกต์ใช้ในปัญหาการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งยังมีข้อเสียเปรียบจากค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ในสมมติฐานของน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดินซึ่งเป็นน้ำหนักภายนอกทำให้ต้องขุดเจาะอุโมงค์และติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่น้ำหนักภายนอกจะกระทำ ในขณะที่เมื่อน้ำหนักบรรทุกเหล่านี้อยู่ในสภาวะที่ถูกดองและอุโมงค์รับน้ำหนักสูงสุดก็ยังไม่พอเพียงในการแสดงพฤติกรรมแบบไม่มีแรงกระทำภายนอก (Unloading) ที่แท้จริงจากการขุดเจาะ ซึ่งเกิดขึ้นได้ขณะทำการขุดเจาะ ในกรณีนี้คือช่องเปิดหน้าอุโมงค์มีการขุดดินและติดตั้งผนังอุโมงค์หลังจากน้ำหนักบรรทุกที่สอดคล้องกับความเค้นในดินได้กระทำ โดยมีสมมติฐานว่าน้ำหนักบรรทุกภายนอกที่กระทำอาจทำให้เกิดแรงในผนังอุโมงค์มากถึง 50 – 100 เปอร์เซ็นต์ ทำให้เกิดการออกแบบที่สิ้นเปลืองและไม่เป็นที่นิยมมากนักทั้งสำหรับการออกแบบเบื้องต้นและการออกแบบรายละเอียด ดังนั้น Einstein and Schwartz (1979) ได้เสนอวิธีการหาค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์สำหรับการขุดดินในสภาวะแรงกระทำลดถอนซึ่งสามารถประมาณค่าได้จากวิธีของ Burns and Richard (1964) ในมวลดินแบบไม่จำกัดขอบเขต อยู่ในช่วงยืดหยุ่น มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีความต่อเนื่องที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) โดยถูกกระทำด้วยความเค้นในแนวตั้ง (P) ที่มีค่าเท่ากับความเค้นของดินในแนวตั้งที่จุดกึ่งกลางของอุโมงค์ และความเค้นทาง

ด้านข้าง (KP) ผนังอุโมงค์แบบยืดหยุ่นที่มีการเสยรูปแบบยืดหยุ่นตามแนวเส้นรอบรูปได้ถูกพิจารณา ลักษณะการพิจารณาดังกล่าวได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.1 กราฟเฉพาะ (Characteristic Curve) (Einstein and Schwartz, 1979)



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ในการประมาณค่าความแข็งแรงของชั้นดิน (a) และผนังอุโมงค์ (b) (Einstein and Schwartz, 1979)

ค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ของมวลดินต่อผนังอุโมงค์ได้ถูกนำมาคำนวณร่วมกันด้วยการใช้ค่าพารามิเตอร์ 2 ชนิดคือ Compressibility Ratio (C) และ Flexibility Ratio (F) โดยค่า C สามารถหาค่าได้ตามสมการต่อไปนี้

$$C = \frac{ER(1-v_s^2)}{E_s A_s (1-v^2)} \quad (4.1)$$

โดย

E, ν และ E_s, ν_s = โมดูลัสและอัตราส่วนของปัวส์ซองในช่วงยืดหยุ่นสำหรับชั้นดินและผนังอุโมงค์

A_s = พื้นที่หน้าตัดเฉลี่ยของค้ำยันอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์

R = รัศมีของอุโมงค์

ค่า Flexibility Ratio (F) สามารถหาค่าได้คล้ายกันดังนี้

$$F = \frac{ER^3(1-v_s^2)}{E_s I_s (1-v^2)} \quad (4.2)$$

โดย

I_s = ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยของผนังอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาว

สำหรับกรณีแบบ Full slip การเสียรูปของผนังอุโมงค์สามารถหาได้ดังสมการ

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2}(1+K)a_0^* - (1-K)((5-6\nu)a_2^* - (1-\nu))\cos 2\theta \quad (4.3)$$

$$\frac{v_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2}(1-K)((5-6\nu)a_2^* - (1-\nu))\sin 2\theta \quad (4.4)$$

โดย

$$a_0^* = \frac{CF(1-\nu)}{C+F+CF(1-\nu)} \quad (4.5)$$

$$a_2^* = \frac{(F+6)(1-\nu)}{2F(1-\nu)+6(5-6\nu)} \quad (4.6)$$

โดยค่า C และ F สามารถหาได้จากสมการที่ 4.1 และสมการที่ 4.2 ส่วนกรณีแบบ No slip สามารถหาได้ดังสมการ

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2}(1+K)a_0^* + \frac{1}{2}(1-K)(4(1-\nu)b_2^* - 2a_2^*)\cos 2\theta \quad (4.7)$$

$$\frac{v_s E}{PR(1+\nu)} = -(1-K)(a_2^* + (1-2\nu)b_2^*)\sin 2\theta \quad (4.8)$$

โดย

$$a_0^* = \frac{CF(1-\nu)}{C+F+CF(1-\nu)} \quad (4.9)$$

$$\beta = \frac{(6+F)C(1-\nu)+2F\nu}{3F+3C+2CF(1-\nu)} \quad (4.10)$$

$$b_2^* = \frac{C(1-\nu)}{2(C(1-\nu)+4\nu-6\beta-3\beta C(1-\nu))} \quad (4.11)$$

$$a_2^* = \beta b_2^* \quad (4.12)$$

4.2.2 วิธีของ Sagaseta (1987)

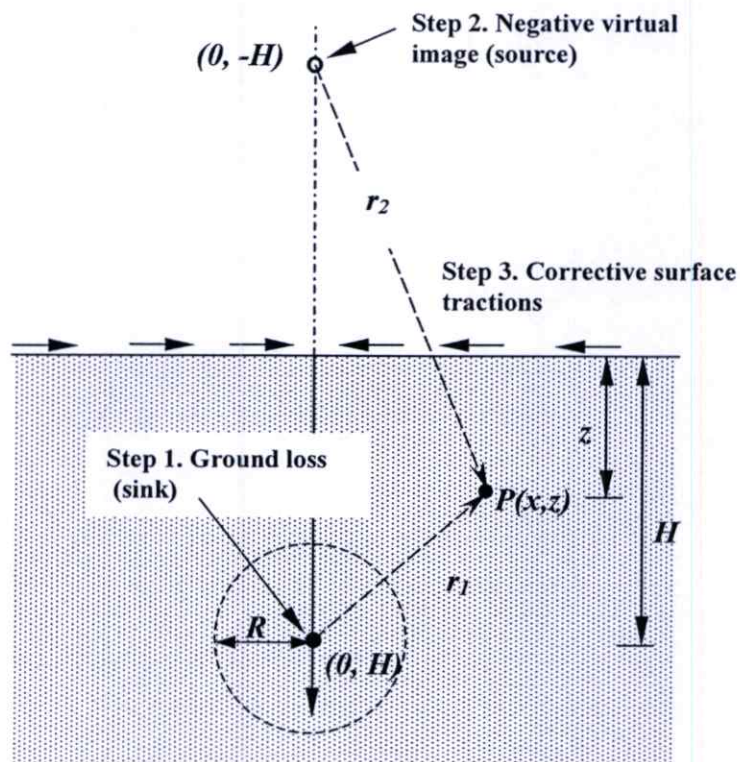
Sagaseta (1987) ได้เสนอสมการแบบ Closed form ที่ได้จากการวิเคราะห์สนามความเครียด (Strain field) ในมวลดินแบบต่อเนื่องทุกทิศทาง (Isotropic) มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และไม่สามารถบีบอัดตัวได้ (Incompressibility) จากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) Sagaseta (1987) ได้พิจารณาปัญหาด้วยการควบคุมปัจจัยความเครียดด้วยเงื่อนไขของดินที่ไม่สามารถบีบอัดได้เพียงเงื่อนไขเดียว การเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางที่ผิวดินจากการใช้วิธี Virtual image technique ดังรูปที่ 4.3 และผลลัพธ์ที่สำคัญจากการวิเคราะห์แบบระนาบสมมาตรทำให้สามารถกำหนดหาการเคลื่อนตัวของดินที่จุดต่างๆ ได้ ปัจจัยที่ส่งผลสำคัญต่อการประมาณค่าการเคลื่อนตัวคือ การสมมติฐานให้ดินที่ผิวดินมีการเคลื่อนตัวอย่างอิสระในแนวราบทำให้การประมาณเป็นไปโดยง่าย การสูญเสียมวลดินจากการขุด

เจาะอุโมงค์มีสมมติฐานการวิเคราะห์ดังรูปที่ 4.4 และการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของผิวดินมีสมมติฐานดังรูปที่ 4.5 ทำให้ได้สมการแบบ Closed form สำหรับหาการเคลื่อนตัวของผิวดินทั้งในแนวราบ แนวตั้งและตามแนวยาวของอุโมงค์ดังสมการ

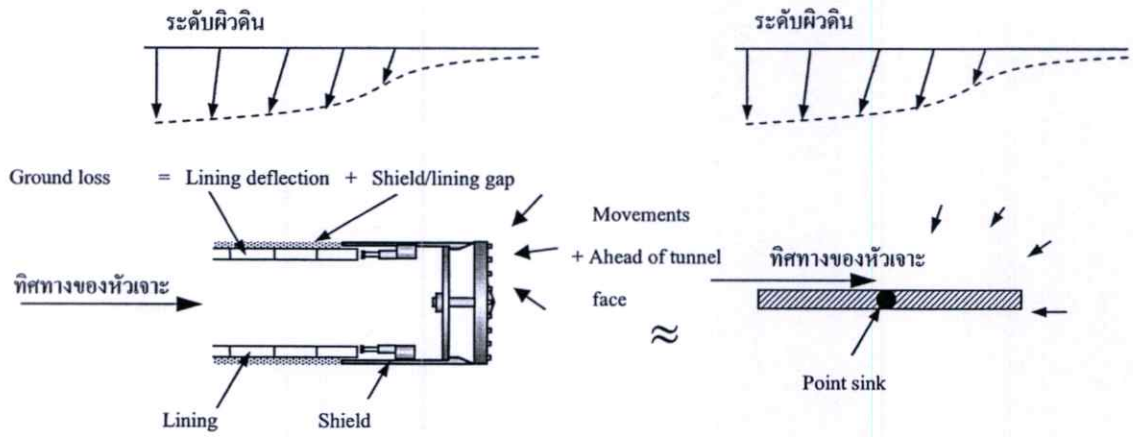
$$u_{x_0} = -\frac{v}{2\pi} \frac{x}{x^2 + h^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2 + y^2 + h^2)^{1/2}} \right] \quad (4.13)$$

$$u_{y_0} = \frac{v}{2\pi} \frac{1}{(x^2 + y^2 + h^2)^{1/2}} \quad (4.14)$$

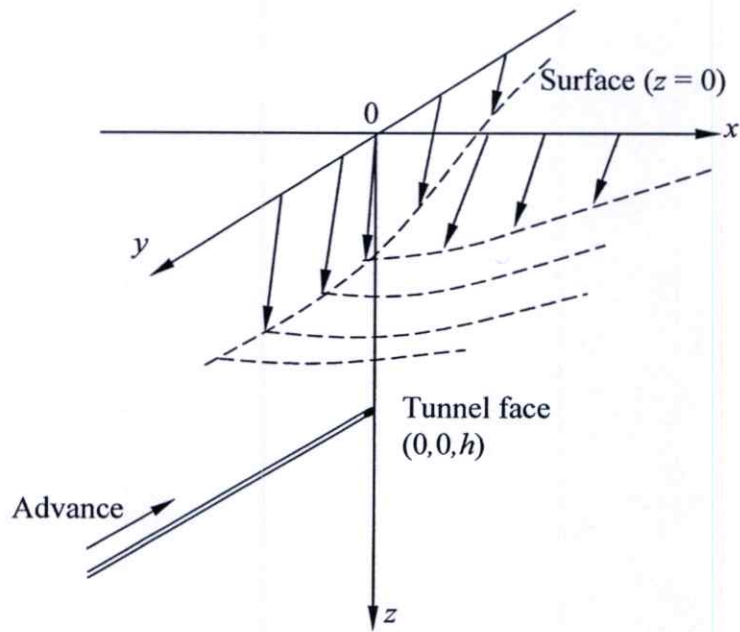
$$u_{z_0} = \frac{v}{2\pi} \frac{x}{x^2 + h^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2 + y^2 + h^2)^{1/2}} \right] \quad (4.15)$$



รูปที่ 4.3 Virtual Image Technique (Sagaseta, 1987)



รูปที่ 4.4 สมมติฐานการวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Sagaseta, 1987)



รูปที่ 4.5 การวิเคราะห์ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะไปทางด้านหน้าของอุโมงค์ (Sagaseta, 1987)

ที่ระยะห่างที่ไกลออกไปมากจากจุดที่วิเคราะห์หรือด้านหน้าอุโมงค์ ($y \rightarrow \infty$) จะอยู่ในเงื่อนไขของการวิเคราะห์แบบระนาบความเครียด (Plane Strain) และการเคลื่อนตัวจะเป็นดังสมการ

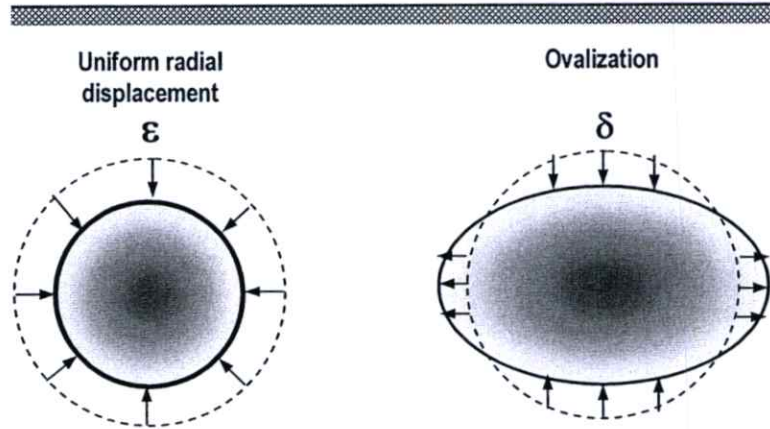
$$u_{x0}(y \rightarrow \infty) = -\frac{\nu}{\pi} \frac{x}{x^2 + h^2} \quad (4.16)$$

$$u_{z0}(y \rightarrow \infty) = \frac{\nu}{\pi} \frac{h}{x^2 + h^2} \quad (4.17)$$

โดย ν = อัตราส่วนของปัวส์ซอง x = ระยะทางในแนวนอนจากจุดกึ่งกลางอุโมงค์ และ h = ความลึกวัดจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์

4.2.3 วิธีของ Verruijt and Booker (1996)

พื้นฐานของพฤติกรรมการเสีรูปของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์พิจารณาจาก การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Uniform radial displacement) หรือการสูญเสียมวลดินที่มักเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ และการเสีรูปแบบวงรี (Ovalization) ดังแสดงในรูปที่ 4.6 การวิเคราะห์มีพื้นฐานมาจากวิธีของ Sagaseta (1987) ซึ่งตั้งอยู่บนสมมติฐานของวัสดุที่ไม่มีการอัดตัว (Incompressibility) และอัตราส่วนของปัวส์ซองเท่ากับ 0.5 การวิเคราะห์หาคำตอบเริ่มจากจุด Singularity point (ปกติคือที่ตำแหน่งศูนย์กลางอุโมงค์) ในสภาพแบบ Elastic half-plane แล้วทำการเพิ่มจุด Image ของ Singularity point ที่ด้านตรงข้ามเหนือผิวดินขึ้นไปในแบบสมมาตรกัน ซึ่งสมมติให้ความเค้นเฉือนที่ผิวดินมีค่าเป็นศูนย์ ทั้งนี้เพื่อให้เกิดความสมดุลกับความเค้นในแนวดิ่ง ในขั้นตอนถัดมาจึงเพิ่มการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Boussinesq-type problem ทำให้สามารถหาความสมดุลระหว่างความเค้นในแนวดิ่งกับความเค้นที่ผิวดินในแนวราบได้ นอกจากนี้ยังได้ทำการวิเคราะห์ในกรณีที่เกิดการสูญเสียมวลดินในดินที่สามารถบีบอัดตัวได้ เพียงการนำค่าอัตราส่วนของปัวส์ซองมาทำการปรับค่าก่อนการคำนวณในสมการแบบ Closed form รวมทั้งพิจารณาผลของการเสีรูปแบบวงรีเอาไว้ด้วย

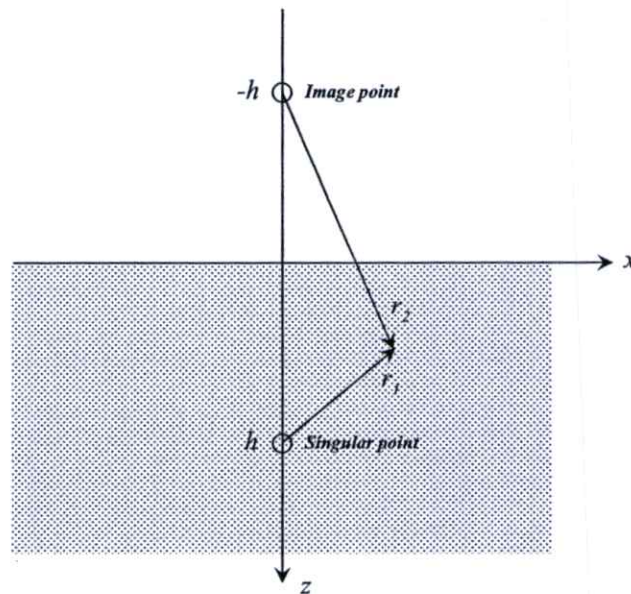


รูปที่ 4.6 การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Uniform radial displacement) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) (Verruijt and Booker, 1996)

การวิเคราะห์หาคำตอบของปัญหาได้แบ่งเป็นสามส่วน ในสองส่วนแรกเป็นการพิจารณาด้วยวิธี Singular solution ดังรูปที่ 4.4 ภายใต้ทฤษฎี Elastic ที่เสนอโดย Timoshenko and Goodier (1951) ที่จุด $x = 0, z = h$ และ $x = 0, z = -h$ ในกรณีนี้การเคลื่อนตัวอยู่ในรูปของ $1/r$ สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวใน Finite volume โดยความเค้นอยู่ในรูปของ $1/r^2$ ซึ่งอยู่ในทฤษฎี Elastic (Timoshenko and Goodier, 1951) เมื่อนำผลของการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรีเข้าพิจารณาร่วมกันภายใต้สภาวะ Elastic ทำให้ได้สมการหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างใน ส่วนของ Singular solution ดังสมการที่ 4.18 และสมการที่ 4.19

$$u_x = -\varepsilon R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left(\frac{x(x^2 - kz_1^2)}{r_1^4} + \frac{x(x^2 - kz_2^2)}{r_2^4} \right) \quad (4.18)$$

$$u_z = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left(\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \quad (4.19)$$



รูปที่ 4.7 จุด Singular point และจุด Image point (Verruijt and Booker, 1996)

โดย

\mathcal{E} = ค่าการเคลื่อนตัวของดินในแนวรัศมี (Radial contraction)

δ = ค่าการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization)

ν = อัตราส่วนของปัวส์ซอง

R = รัศมีของอุโมงค์

Z_1 = $Z - H$

Z_2 = $Z + H$

r_1^2 = $X^2 + Z_1^2$

r_2^2 = $X^2 + Z_2^2$

k = $\nu(1-\nu)$

ในส่วนที่สามเป็นการวิเคราะห์ด้วย Boussinesq problem จากเงื่อนไขขอบเขตที่ $z = 0$ และความเค้นในแนวตั้งเท่ากับศูนย์ โดยเป็นการแก้สมการด้วย Fourier transforms ซึ่งหลังจากการแทนค่าและอินทิเกรตสมการอนุพันธ์ด้วยวิธีของ Bateman (1954) ทำให้ได้สมการแบบ Closed form ในส่วนที่สาม ดังสมการที่ 4.20 และสมการที่ 4.21

$$u_x = -\frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) - \frac{4\delta R^2 xh}{m+1} \left(\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right) \quad (4.20)$$

$$u_z = \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 2\delta R^2 h \left(\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right) \quad (4.21)$$

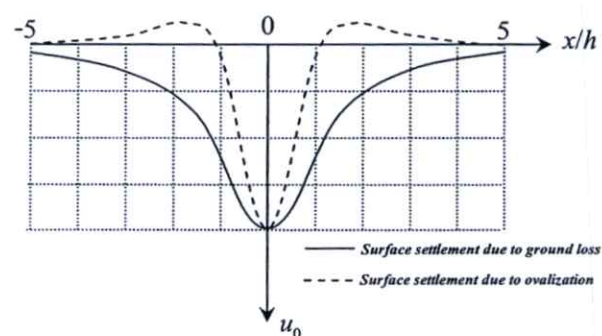
โดย

$$m = 1/(1-2\nu)$$

ค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ประมาณด้วยวิธีของ Verruijt and Booker (1996) คือผลรวมของสมการแบบ Closed form ทั้งสามส่วน เช่น การทรุดตัวคือผลรวมของสมการที่ 4.19 กับสมการที่ 4.21 และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างคือผลรวมของสมการที่ 4.18 กับสมการที่ 4.20 นอกจากนี้ Verruijt and Booker (1996) ยังได้พิจารณาการหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยการแทนค่า $z=0$ ดังสมการที่ 4.22

$$u_0 = 2\varepsilon R^2 \frac{m+1}{m} \cdot \frac{h}{x^2 + h^2} - 2\delta R^2 \frac{h(x^2 - h^2)}{(x^2 + h^2)^2} \quad (4.22)$$

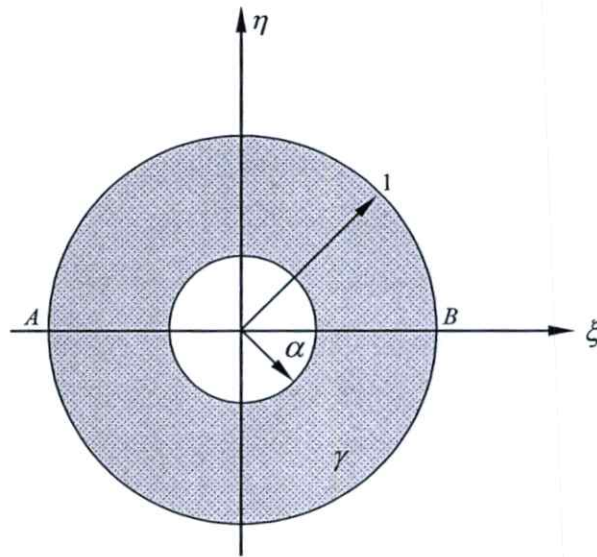
จากการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของ Verruijt and Booker ด้วยตัวแปรหลักสองตัว คือ การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรีได้ผลดังแสดงในรูปที่ 4.8 โดยพบว่าความกว้างของแนวการทรุดตัวมีค่าค่อนข้างแคบในกรณีของการเสียรูปแบบวงรีและแคบกว่าในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี



รูปที่ 4.8 การทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์โดย Verruijt and Booker (1996)

4.2.4 วิธีของ Verruijt (1997)

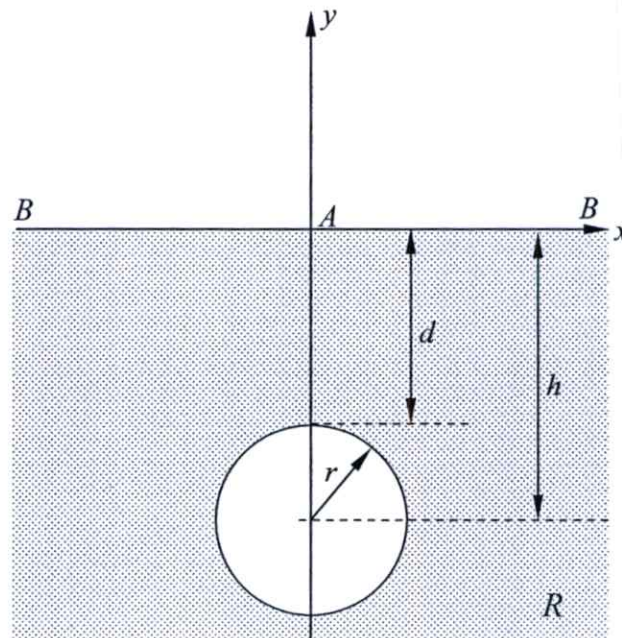
การวิเคราะห์การเสีรูปร่างของดินใน Elastic half-plane จากการก่อสร้างอุโมงค์หน้าตัดกลม เป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธี Complex variable solution ซึ่งเป็นการแก้ปัญหาด้วยวิธี Conformal mapping (รูปที่ 4.9) ที่ทราบกันดีในทฤษฎี Elastic solution (Bipolar co-ordinate) โดยไม่เพียงสามารถหาลักษณะการกระจายตัวของความเค้นรอบอุโมงค์ได้เท่านั้น แต่ยังสามารถหาการกระจายตัวของการเสีรูปร่างอุโมงค์ได้อีกด้วย



รูปที่ 4.9 ระนาบสำหรับการวิเคราะห์ด้วย Conformal mapping

พื้นฐานการแก้ปัญหาหรือสมมติฐานของปัญหาในการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 4.10 ที่ผิวดิน (Free surface) จะเป็นขอบเขตที่ความเค้นมีค่าเป็นศูนย์ (Free of stress) มีน้ำหนักกระทำโดยรอบอุโมงค์ที่มีรัศมีเท่ากับ r ที่ความลึกเท่ากับ h จากผิวดินหรืออยู่เหนือจากยอดอุโมงค์เป็นระยะเท่ากับ d ซึ่งทั้งหมดล้อมรอบด้วยขอบเขต (Region) หรือแทนด้วย R ที่มีคุณสมบัติเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic material) อัตราส่วน r/h ถูกพิจารณาเป็นพารามิเตอร์พื้นฐานทางเรขาคณิต (Basic geometrical parameter) คำตอบที่ได้จากวิธี Complex variable จะอยู่ในรูปของ 2 ฟังก์ชันคือ $\phi(z)$ และ $\psi(z)$ สัมพันธ์กับความเค้นดังสมการ

$$\sigma_{xx} + \sigma_{yy} = 2\{\phi'(z) + \overline{\phi'(z)}\} \quad (4.23)$$



รูปที่ 4.10 รูปแบบของสมมติฐานในการแก้ปัญหาของอุโมงค์ใน Elastic half-plane

$$\sigma_{yy} - \sigma_{xx} + 2i\sigma_{xy} = 2\{\bar{z}\phi''(z) + \psi'(z)\} \quad (4.24)$$

และสัมพันธ์กับความเครียดดั่งสมการ

$$2\mu(u_x + iu_y) = \kappa\phi(z) - z\overline{\phi'(z)} - \overline{\psi(z)} \quad (4.25)$$

โดย μ คือโมดูลัสของแรงเฉือน (Shear modulus) ของวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและ κ สัมพันธ์กับอัตราส่วนของปัวส์ซองซึ่งในกรณี Plane-strain มีค่า

$$\kappa = 3 - 4\nu \quad (4.26)$$

และในกรณี Plane-stress มีค่า

$$\kappa = \frac{3 - \nu}{1 - \nu} \quad (4.27)$$

เงื่อนไขขอบเขตของการเคลื่อนตัวหรือการเคลื่อนที่บนผิวคินได้ถูกกำหนดตามเงื่อนไข ซึ่งมี
ความสะดวกหากกำหนดให้อยู่ในรูปของการอินทิเกรตตามขอบเขตเงื่อนไขที่กำหนดดังสมการ

$$F = F_1 + iF_2 = i \int_0^s (t_x + it_y) ds \quad (4.28)$$

สมการดังกล่าวสัมพันธ์กับฟังก์ชันความเค้นเชิงซ้อน $\phi(z)$ และ $\psi(z)$ โดย

$$F = F_1 + iF_2 = \phi(z) + z\overline{\phi'(z)} - \overline{\psi(z)} + C \quad (4.29)$$

โดย C คือค่าคงที่จากการอินทิเกรตและสามารถละเว้นในการแก้ปัญหากรณีนี้ได้ เนื่องจาก
สามารถนำไปประเมินร่วมกันในการเคลื่อนตัวของวัสดุแข็งเกร็งในระนาบทั้งหมด

กระบวนการหาคำตอบที่อ้างอิงจากสมมติฐานในการแก้ปัญหาได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี
Conformal mapping (รูปที่ 4.9) ในระนาบ ζ บนขอบเขต γ หรืออยู่ในช่วง $|\zeta| = 1$ และ $|\zeta| = \alpha$ โดย
ที่ $\alpha < 1$ สมการ Conformal transformation ได้แก่

$$z = \omega(\zeta) = -ih \frac{1 - \alpha^2}{1 + \alpha^2} \frac{1 + \zeta}{1 - \zeta} \quad (4.30)$$

โดย h คือความลึกถึงศูนย์กลาง Cavity (แหล่งกำเนิดการสูญเสียมวลคิน) และ α คือพารามิเตอร์
ที่กำหนดด้วยอัตราส่วน r/h ของ Cavity ดังสมการ

$$\frac{r}{h} = \frac{2\alpha}{1 + \alpha^2} \quad (4.31)$$

เนื่องจาก Conformal transformation ฟังก์ชัน $\omega(\zeta)$ ถูกวิเคราะห์ภายใต้ขอบเขต $|\zeta| = 1$ และ $|\zeta| = \alpha$ และฟังก์ชัน $\phi(z)$ และ $\psi(z)$ ต้องทำการวิเคราะห์ใน Region R บนระนาบ z -plane จึงสามารถ
พิจารณาเป็นฟังก์ชันของ ζ ได้ดังความสัมพันธ์

$$\phi(z) = \phi(\omega(\zeta)) = \phi(\zeta) \quad (4.32)$$

$$\psi(z) = \psi(\omega(\zeta)) = \psi(\zeta) \quad (4.33)$$

และทั้งสองฟังก์ชันได้วิเคราะห์ภายใต้ Region γ เช่นกัน บนระนาบ ζ -plane ซึ่งหมายความว่าสามารถแสดงให้อยู่ในรูปอนุกรมของ Laurent ได้

$$\phi(\zeta) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} a_k \zeta^k + \sum_{k=1}^{\infty} b_k \zeta^{-k} \quad (4.34)$$

$$\psi(\zeta) = c_0 + \sum_{k=1}^{\infty} c_k \zeta^k + \sum_{k=1}^{\infty} d_k \zeta^{-k} \quad (4.35)$$

อนุกรมดังกล่าวถูกสมมติให้ค่อยๆเปลี่ยนแปลงจนบรรจบกันที่ขอบเขต $|\zeta|=1$ และ $|\zeta|=\alpha$ ในการพิจารณาปัญหาในกรณีของความเค้นและการเคลื่อนตัวได้กำหนดขอบเขตให้ไม่มีที่สิ้นสุด ดังนั้นจึงอาจสมมติได้ว่าอนุกรมก็มีการเปลี่ยนแปลงบนขอบเขตของเงื่อนไขด้วยเช่นกัน และแสดงเป็นนัยว่าความเค้นโดยรอบอุโมงค์ต้องเป็นสภาวะสมดุล (Equilibrium)

ค่าสัมประสิทธิ์ a_k, b_k, c_k และ d_k สามารถระบุได้จากการกำหนดเงื่อนไขขอบเขต โดยเงื่อนไขขอบเขตหลักสองประเภท คือ การกำหนดค่าการเคลื่อนตัวหรือการกำหนดความเค้นเป็นศูนย์ที่ผิวดินซึ่งอยู่ในรูปของฟังก์ชัน $\phi(z)$, $\psi(z)$ และ $z\overline{\phi'(z)}$ เมื่อทำการเปลี่ยนรูปฟังก์ชันเหล่านี้ภายใต้เงื่อนไขที่สัมพันธ์กับตัวแปร ζ สามารถเขียนสมการในรูปของอนุพันธ์ได้

$$\phi'(\zeta) = \frac{d\phi}{d\zeta} = \frac{d\phi}{dz} \frac{dz}{d\zeta} = \phi'(z)\omega'(\zeta) \quad (4.36)$$

และ

$$z\overline{\phi'(z)} = \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \overline{\phi'(\zeta)} \quad (4.37)$$

ในกรณีปัจจุบันที่แสดงวิธี Conformal transformation ที่ให้ไว้ดังสมการที่ 4.25 อนุพันธ์ของสมการดังกล่าวในกรณีของตัวแปร ζ ได้แก่

$$\omega'(\zeta) = -2ih \frac{1-\alpha^2}{1+\alpha^2} \frac{1}{(1-\zeta)^2} \quad (4.38)$$

บนวงกลมที่มีรัศมี ρ บนระนาบ ζ -plane จะได้ $\zeta = \rho\sigma$ โดย $\sigma = \exp(i\theta)$ ดังนั้น $\zeta = \rho\sigma^{-1}$ จะได้

$$\frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} = -\frac{1}{2} \frac{(1+\rho\sigma)(\sigma-\rho)^2}{\sigma^2(1-\rho\sigma)} \quad (4.39)$$

ในกรณีอุโมงค์กลม ตัวแปรเหล่านี้จะปรากฏค่อนข้างง่าย ส่วนอุโมงค์ที่มีหน้าตัดรูปร่างอื่นที่ซับซ้อน ตัวแปรก็จะค่อนข้างซับซ้อนเช่นกันและไม่แนะนำให้ใช้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ในการแก้ปัญหา

เงื่อนไขขอบเขต (Boundary conditions)

เงื่อนไขขอบเขตอันดับแรกคือที่ขอบเขตบน $y = 0$ ความเค้นที่ผิวคินมีค่าเป็นศูนย์ จากสมการที่ 4.29 จะได้

$$y=0 : \phi(z) + z\overline{\phi'(z)} + \overline{\psi(z)} = 0 \quad (4.40)$$

เมื่อเปลี่ยนเงื่อนไขเป็นในรูปของ ζ -plane จะได้

$$|\zeta|=1 : \phi(\zeta) + \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \overline{\phi'(\zeta)} + \overline{\psi(\zeta)} = 0 \quad (4.41)$$

จากสมการที่ 4.39 เมื่อขอบเขตนอก $|\zeta|=1$ และมีรัศมี $\rho=1$ จะสามารถลดรูปสมการให้อยู่ในรูปอย่างง่ายได้

$$|\zeta|=1 : \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} = \frac{1}{2}(1-\sigma^{-2}) \quad (4.42)$$

การเคลื่อนตัวในแนวรัศมีอย่างสม่ำเสมอ (Uniform radial displacement)

ในการหาคำตอบของการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอในแนวรัศมีที่มีขนาดเท่ากับ u_0 เมื่อมีค่าเป็นบวกคือการเคลื่อนตัวในทิศทางเข้าหาอุโมงค์ ตัวประกอบการเคลื่อนตัวที่ด้านหน้าอุโมงค์ได้แก่

$$u_x = -u_0 \frac{x}{r}, \quad u_y = -u_0 \frac{y+h}{r} \quad (4.43)$$

ซึ่งสามารถนำมารวมกับสมการเชิงซ้อน (Complex equation) เป็น

$$2\mu(u_x + iu_y) = -2\mu u_0 \frac{z+ih}{r} \quad (4.44)$$

จากสมการเมื่อพิจารณาในรูปของความเค้นและการเคลื่อนตัวแทนค่าในสมการอนุกรมของ Fourier จะได้

$$(1-\alpha^2)\bar{a}_1 - (\kappa + \alpha^2)b_1 = -2i\mu u_0 \alpha - (\kappa+1)a_0 \quad (4.45)$$

$$(1+\kappa\alpha^2)\bar{a}_1 + (1-\alpha^2)b_1 = -2i\mu u_0 \alpha + (\kappa+1)\alpha^2 \bar{a}_0 \quad (4.46)$$

โดย

$$a_1 = \frac{2i\mu u_0 \alpha}{1 + (\kappa-1)\alpha^2 + \alpha^4} + a_0 \quad (4.47)$$

$$b_1 = \frac{2i\mu u_0 \alpha^3}{1 + (\kappa-1)\alpha^2 + \alpha^4} + a_0 \quad (4.48)$$

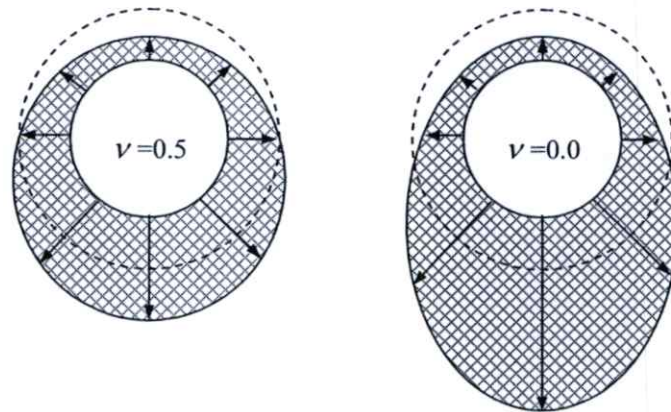
ซึ่งสมมติว่าพิจารณาแบบสมมาตรและตัวแปรอื่นสามารถหาค่าได้ด้วยสมการอนุกรมของ Laurent

$$(1-\alpha^2)(k+1)\bar{a}_{k+1} - (a^2 + \kappa\alpha^{-2k})b_{k+1} \\ = (1-\alpha^2)k\bar{a}_k - (1+\kappa\alpha^{-2k})b_k + A_{-k}\alpha^{-k}, k=1,2,3,\dots \quad (4.49)$$

$$(1+\kappa\alpha^{2k+2})\bar{a}_{k+1} - (1-\alpha^2)(k+1)b_{k+1} \\ = \alpha^2(1+\kappa\alpha^{2k})\bar{a}_k + (1-\alpha^2)kb_k + \bar{A}_{k+1}\alpha^{k+1}, k=1,2,3,\dots \quad (4.50)$$

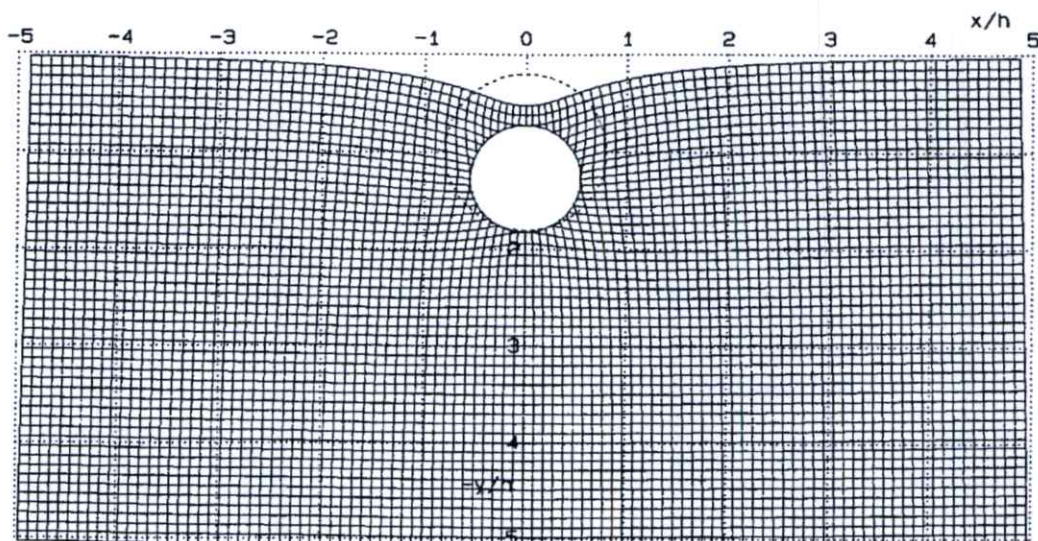
ตัวแปรที่สามารถคำนวณได้เป็นอันดับแรกคือ a_0 โดยการกำหนดเงื่อนไขให้ k มีค่าไม่สิ้นสุด (infinite) กระบวนการดังที่ได้กล่าวไว้พบว่าสามารถนำไปใช้ได้ดี ถึงแม้ว่าจำนวนของผลบวกแต่ละพจน์เพื่อให้ได้ค่าสมบูรณ์มีมากกว่า 100 ถึง 1000 พจน์หากรัศมีของอุโมงค์มีขนาดใหญ่ ($r/h = 0.99$ หรือ 0.999) หรือในกรณีที่รัศมีของอุโมงค์มีขนาดเล็ก เช่น $r/h < 0.5$ จำนวนพจน์จะเหลือเพียง 20 พจน์หรือน้อยกว่า และพบว่าค่าของพจน์สุดท้ายที่ทำให้กระบวนการสมบูรณ์ควรมีค่าน้อยกว่า 10^{-14}

การทรุดตัวของอุโมงค์หรือการเคลื่อนตัวลงของส่วนล่างของอุโมงค์มีค่าน้อยกว่าการเคลื่อนตัวที่ส่วนบนของอุโมงค์ จากผลลัพธ์นี้จึงทำให้สามารถสรุปได้ว่าความแข็งแรงของวัสดุเหนืออุโมงค์น้อยกว่าความแข็งแรงของวัสดุที่อยู่ต่ำกว่าอุโมงค์ และยังหมายถึงค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์มีค่าไม่คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 4.11 ที่ค่าอัตราส่วนของปิวส์ช่องเท่ากับ 0.5 และ 0



รูปที่ 4.11 ค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์ เมื่อ $r/h = 0.5$

การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์ในกรณีอัตราส่วนของปิวส์ช่องมีค่าเท่ากับศูนย์และ $r/h = 0.8$ แสดงดังรูปที่ 4.12 โดยพบว่า การเคลื่อนตัวที่ส่วนล่างของอุโมงค์เป็นการเคลื่อนตัวลงแม้ว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะเคลื่อนตัวขึ้นจากการสูญเสียมวลดิน



รูปที่ 4.12 การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์ เมื่อ $v = 0, r/h = 0.8$

4.2.5 วิธีของ Loganathan and Poulos (1998)

Loganathan and Poulos (1998) พบว่าการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ในระหว่างขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์ในปัจจุบันใช้วิธี Empirical solutions ซึ่งยังมีข้อจำกัดที่สำคัญอยู่เพื่อความแม่นยำในการทำนายจำเป็นต้องพิจารณาถึงปัจจัยที่เกี่ยวข้อง เช่น วิธีการก่อสร้าง การบังคับหัวเจาะ ความลึกของอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลาง สภาวะหน่วยแรงเบื้องต้น พฤติกรรมของความเค้นและความเครียดของดินโดยรอบอุโมงค์ ในงานวิจัยนี้จึงได้กำหนดนิยามปัจจัยของการสูญเสียมวลดินขึ้นใหม่ คือ การสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss parameter) โดยใช้ค่า Gap พารามิเตอร์ร่วมกับสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) ในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ การสูญเสียมวลดินเทียบเท่าโดยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์นี้มีค่าใกล้เคียงกับปริมาณการสูญเสียมวลดินที่ได้จากการเก็บข้อมูลร่วมกับวิธี Empirical solution โดยเฉพาะกับดินเหนียวแข็ง สำหรับดินเหนียวอ่อนปริมาณการสูญเสียมวลดินที่ทำนายโดยวิธีนี้มีค่ามากเกินไป ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินและขนาดความกว้างของแนวการทรุดตัวมากกว่าข้อมูลที่ตรวจวัดจากในสนาม อย่างไรก็ตามวิธีการทำนายการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างวิธีนี้เหมาะสมกับดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)

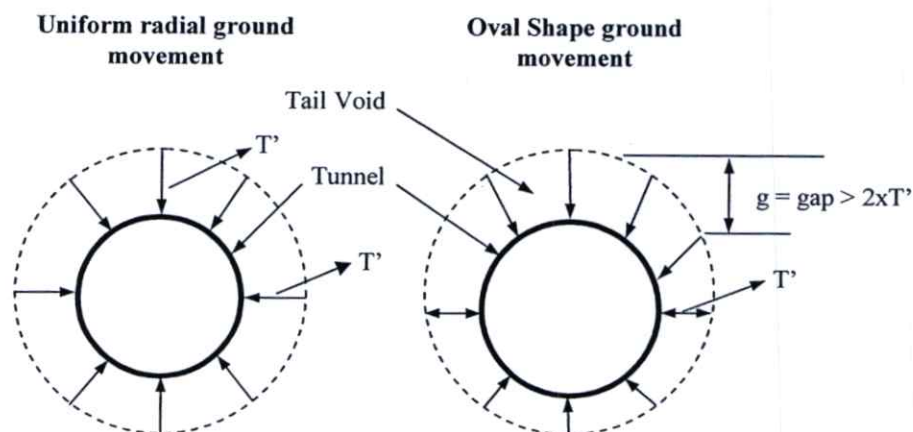
ในทางวิศวกรรมการเคลื่อนตัวของดินสามารถอธิบายด้วยสมการ Empirical solution ซึ่งอยู่บนพื้นฐานของข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากในสนาม เช่น เส้นโค้งความน่าจะเป็นปกติ (Normal probability curve หรือ Gaussian curve) (Peck, 1969 และ Attewell and Woodman, 1982) คุณสมบัติของ Gaussian curve นั้นสามารถนำมาวาดรูปตัดตามแนวขวางของการทรุดตัวเนื่องจากการสร้างอุโมงค์ได้ แต่ทฤษฎีของ Peck (1969) นั้นไม่มีทฤษฎีที่เป็นพื้นฐานอ้างอิง เนื่องจากลักษณะของเส้นโค้งมีแนวโน้มเหมือนกับค่าที่วัดได้จากสนาม และสามารถอธิบายได้จากปัจจัยเพียงไม่กี่ตัว วิธีนี้ให้ผลเป็นที่น่าพอใจสำหรับดินเหนียวที่มีคุณสมบัติแบบ Normal consolidated แต่ไม่ควรใช้กับดินเม็ดหยาบ เช่น ดินทราย (New and O'Reilly, 1991) และดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็น Over consolidated (Eisenstein, 1981) อย่างไรก็ตามวิธีเหล่านี้มีข้อจำกัดที่สำคัญ ได้แก่ ความแตกต่างทางด้านสภาพชั้นดิน เทคนิคการก่อสร้าง ข้อจำกัดของข้อมูลเกี่ยวกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินและการทรุดตัวของดินในระดับลึก เพราะฉะนั้นการใช้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) จึงเป็นวิธีที่น่าสนใจกว่าในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ได้มีการพัฒนาให้มีรูปแบบเป็นสมการแบบ Closed form โดยรวบรวมตัวแปรที่มีผลทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัว เริ่มจาก Sagaseta (1987) เสนอสมการแบบ Closed form ซึ่งหาจาก Strain field โดยตั้งสมมุติฐานว่า แรงดันเท่ากันในทุกทิศทาง (Isotropic) มีความเป็นเนื้อเดียวกัน

(Homogeneous) และดินไม่สามารถบีบอัดตัวได้ (Incompressible soil) จากการสูญเสียมวลดินบริเวณใกล้เคียง สามารถพิจารณาพฤติกรรมของผิวดินได้ด้วยวิธี Virtual image technical ใน Elastic half-space ต่อมา Verruijt and Booker (1996) เสนอสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์ใน Elastic half-space ซึ่งต่างกับ Sagaseta (1987) คือ ดินสามารถบีบอัดตัวได้โดยปรับใช้ค่าอัตราส่วนของปัวส์ซอง และเกิดผลกระทบของการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) อย่างไรก็ตามการทำนายการเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีของ Verruijt and Booker (1996) นั้นค่าของแนวการทรุดตัวที่ผิวดินจะกว้างกว่าค่าที่วัดได้จากในสนาม และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินมีค่ามากกว่าการเคลื่อนตัวที่วัดได้จากสนามเช่นกัน

การทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์แสดงออกในลักษณะของปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เป็นสัดส่วนโดยประมาณของมวลดินขุดในงานอุโมงค์ นั่นคือ สัดส่วนปริมาตรผิวดินที่ทรุดตัวต่อปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาว ซึ่งปริมาณการสูญเสียมวลดินนี้ได้มาจากวิธีทางสถิติ (Empirical) และมีค่าแปรปรวนตามลักษณะของดินและอุโมงค์ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงให้นิยามของปริมาณการสูญเสียมวลดินใหม่บนพื้นฐานของ Gap พารามิเตอร์ซึ่งเสนอโดย Lo and Rowe (1982), Rowe and Kack (1983) และ Lee et al. (1992) อ้างอิงเป็น ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss)

ในปัจจุบัน ปริมาณการสูญเสียมวลดินคำนวณจากวิธี Empirical solutions (Peck, 1969) และ (O'Reilly and New, 1982) ซึ่งไม่ได้พิจารณาถึง ผลจากวิธีการขุดเจาะอุโมงค์และลักษณะของอุโมงค์ ซึ่งในทางปฏิบัติ ปริมาณการสูญเสียมวลดินนั้นมีความแปรปรวน ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ ลักษณะของอุโมงค์ ชนิดของดินและจากปัจจัยผลกระทบอื่น ดังนั้นการทำนายการทรุดตัวโดยวิธีนี้จึงจำเป็นต้องใช้ประสบการณ์มาก จึงได้มีวิธีการหาปริมาณการสูญเสียมวลดินโดยใช้ Gap พารามิเตอร์ที่เสนอโดย Rowe and Kack, 1983 และเรียกว่าปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า



รูปที่ 4.13 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินแบบสม่ำเสมอและ Oval-shaped รอบอุโมงค์

Rowe and Kack (1983) ได้ให้นิยาม Gap พารามิเตอร์ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ขนาดของ Gap พารามิเตอร์เท่ากับขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลจากการเสีรูปร่างของดินด้านหน้าหัวเจาะแบบ Elastoplastic การขุดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-excavation) และ Physical gap ซึ่งสัมพันธ์กับขนาดของหัวเจาะและรูปทรงของผนังอุโมงค์ โดยสามารถหาค่า Gap พารามิเตอร์โดยใช้สมการที่พัฒนาขึ้นมาของ Lee et al (1992) ดังสมการที่ 4.51

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega \quad (4.51)$$

โดย

$$G_p = \text{Physical gap } 2\Delta + \delta \quad (\text{หมายถึง ระยะระหว่างขอบนอกของหัวเจาะถึงผนังอุโมงค์})$$

$$= 7 - 10 \% (2\Delta + \delta) \quad (\text{หากมีการฉีดอัดน้ำปูน (Ingles, 1972)})$$

$$\text{เมื่อ } \Delta = \text{ความหนาของผนังหัวเจาะส่วนหาง}$$

$$\delta = \text{ช่องว่างระหว่างผนังหัวเจาะด้านในกับผนังอุโมงค์ด้านนอก}$$

$$U_{3D}^* = \text{การเสีรูปร่าง 3 มิติที่ด้านหน้าหัวเจาะ}$$

$$= \frac{k}{2} \delta_x$$

$$\text{เมื่อ } k = 0.7 - 0.9 \quad (\text{สำหรับ stiff clay ถึง soft clay})$$

$$\delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E}$$

$$\Omega = \text{dimensionless displacement factor ปกติมีค่าเท่ากับ 1}$$

$$R = \text{รัศมีของอุโมงค์}$$

$$E = \text{โมดูลัสของดิน}$$

$$P_0 = \text{ความเค้นของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ}$$

$$= (K_0 P'_v + P_w) - P_i$$

$$K_0 = \text{สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง}$$

$$P'_v = \text{ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ณ ตำแหน่ง ด้านข้างอุโมงค์ (springline)}$$

$$P_w = \text{แรงดันน้ำที่วัดได้จริง ณ ตำแหน่ง ด้านข้างอุโมงค์ (springline)}$$

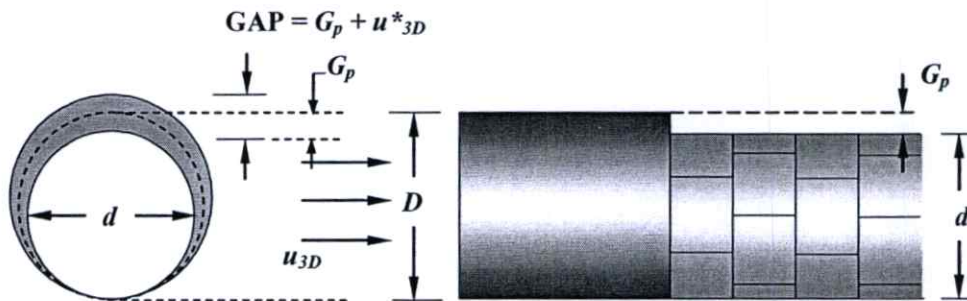
$$P_i = \text{แรงดันค้ำยัน (Support pressure) เช่น แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ}$$

และ

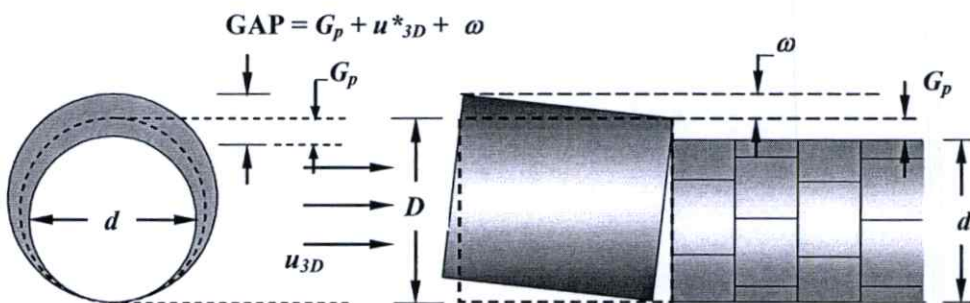
$$\omega = \text{ช่องว่างเนื่องจากความผิดพลาดของผู้บังคับหัวเจาะ (workmanship quality)}$$

$$= 0.6Gp \quad (\text{Lee, 1989})$$

ขั้นตอนในการหา Gap พารามิเตอร์ ซึ่งเสนอโดย Lee et al (1992) แสดงดังรูปที่ 4.14



- (1) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะและให้ดินด้านหน้าไหลเข้ามาภายในอุโมงค์ทำให้เกิดการลดลงของความเค้นด้านหน้าหัวเจาะทำให้เกิดการเสียรูปแบบ 3 มิติ



- (2) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะที่เป็นต้นเหตุของการสูญเสียมวลดินและการตัดดินเกินเส้นรอบวงของอุโมงค์เกิดจากการควบคุมทิศทางของคานบังคับหัวเจาะ

รูปที่ 4.14 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน (Lee et al, 1992)

การประมาณรูปแบบของการเคลื่อนตัวของดินมีผลอย่างมากต่อการหาปริมาณการสูญเสียมวลดิน เนื่องจากการสูญเสียมวลดินแบ่งออกเป็น 2 ชั้น คือ

- 1) การสูญเสียมวลดินในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained state) เกิดขึ้นอย่างทันทีที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน
- 2) การสูญเสียมวลดินแบบระยะเวลาสั้นขึ้นอยู่กับการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และการคืบ (Creep) ของดิน

การพิจารณารูปแบบของ Gap ในช่วงระยะเวลาที่สั้นคือสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ซึ่งหมายถึงอยู่ในขั้นที่ 1 คือไม่พิจารณาผลของเวลาและการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นปริมาณการ

สูญเสียมวลดินเทียบเท่าที่ใช้ Gap พารามิเตอร์ จึงอยู่ในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำเท่านั้น ข้อได้เปรียบในการใช้ Gap พารามิเตอร์ในการหาปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า คือ

- 1) ได้พิจารณาความหลากหลายในวิธีการก่อสร้าง และเครื่องมือในการก่อสร้างอุโมงค์
- 2) ได้พิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบ Elastoplastic ซึ่งใกล้เคียงธรรมชาติ

ในการศึกษาปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Equivalent Undrained ground loss, ϵ_0 , ϵ_0) นั้นสามารถศึกษาได้จากสมการที่ 4.52

$$\epsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (4.52)$$

โดย

R = รัศมีของอุโมงค์

g = Gap พารามิเตอร์

การคำนวณปริมาณการสูญเสียมวลดินโดยวิธีของ Verruijt and Booker (1996) อยู่บนพื้นฐานของดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวแบบสม่ำเสมอ ซึ่งในทางปฏิบัติ Rowe and Kack (1983) กล่าวว่า การเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ไม่สม่ำเสมอ โดยขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์มีรูปแบบเป็น Oval-shaped ดังรูปที่ 4.13 เนื่องจาก

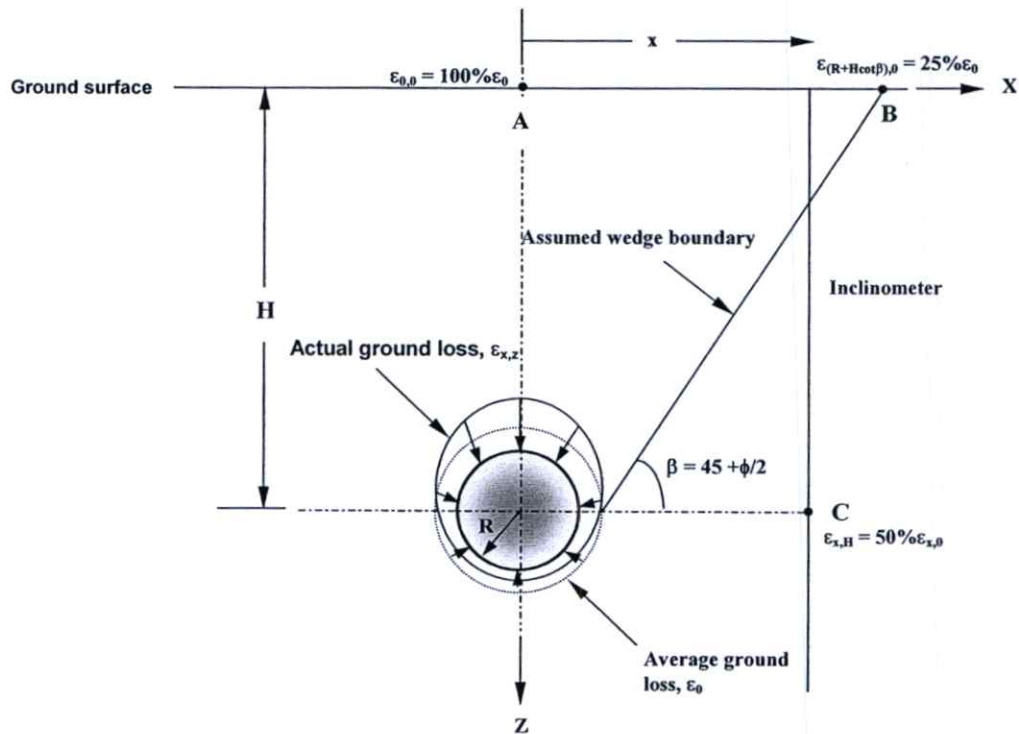
- 1) มุมของการขับเคลื่อนหัวเจาะที่ต้องงอขึ้นเล็กน้อยเพื่อให้ได้ระดับที่ออกแบบไว้
- 2) ส่วนของผนังอุโมงค์จะเคลื่อนที่ลงมาแทนที่ช่องว่างเมื่อส่วนท้ายของหัวเจาะเคลื่อนที่ไป
- 3) การเสีรูปของดินด้านหน้าหัวเจาะแบบ Elastoplastic

ก่อนที่จะเกิด Gap ความเค้น (Stress) ในดินนั้นจะอยู่ในสภาวะสมดุล เมื่อก่อสร้างอุโมงค์จะเกิดการรบกวนทำให้ความเค้นในดินไม่สม่ำเสมอ ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวแบบ Oval-shaped ซึ่งเป็นพื้นฐานในการหารูปแบบการเสีรูปของดิน ในปัจจุบันปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าดังสมการที่ 4.47 ได้พัฒนาขึ้นร่วมกับการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีที่ไม่สม่ำเสมอรอบอุโมงค์ ซึ่งเป็นพื้นฐานในการหาอิทธิพลของรูปแบบการเสีรูปของดิน ส่วนประกอบของการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss) $\epsilon_{x,z=0}$ $\epsilon_{x,z=0}$ ค่าพารามิเตอร์ซึ่งทำให้เกิดการทรุดตัวสามารถอธิบายได้โดยฟังก์ชัน เลขชี้กำลัง (Exponential function) ของการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า ϵ_0 ซึ่งแสดงการเคลื่อนตัวแบบไม่สม่ำเสมอของดินรอบอุโมงค์ ดังสมการที่ 4.53

$$\epsilon_{x,z=0} = \epsilon_0 B \cdot \exp(-Ax^2) \tag{4.53}$$

โดย

- A, B = ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขตที่จะอธิบายในย่อหน้าถัดไป
- ϵ_0 = ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า ซึ่งได้จากสมการที่ 4.52



รูปที่ 4.15 เงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998)

เมื่อดินที่อยู่เหนืออุโมงค์เคลื่อนที่ลงมาสัมผัสผนังอุโมงค์ ดินบริเวณด้านข้างของอุโมงค์จะไหลลงสู่ใต้อุโมงค์ ดังนั้นการเคลื่อนที่ขึ้นของดินใต้อุโมงค์จะถูกจำกัดไว้ ศึกษาได้จากแบบจำลองหมุนเหวี่ยง (Centrifuge model) ทดสอบโดย Stallebrass et al (1996) ซึ่งให้ผลที่ใกล้เคียงกัน เมื่ออุโมงค์เคลื่อนตัวลงในช่องว่างส่วนล่างของอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักตัวเอง ระยะช่องว่างระหว่างผิวดินที่ถูกขุดเจาะกับผนังอุโมงค์ส่วนบนจะมีค่าเป็น 2 เท่าของความหนา Gap ดังรูปที่ 4.13 ช่องว่างที่อยู่เหนือด้านข้างอุโมงค์ (Spring line) มีค่าประมาณ 75 % ของปริมาณช่องว่างทั้งหมด ดังนั้นเมื่อพิจารณา 75%

ของช่องว่างที่อยู่เหนืออุโมงค์ รูปที่ 4.15 แสดงเขตอิทธิพลเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวขึ้น ที่ระดับความลึกของอุโมงค์ เมื่อวาดเส้นจาก Spring line ถึงความกว้างของการทรุดตัวจะได้มุม β จากการศึกษาข้อมูลที่ได้จากการก่อสร้างโดย Cording and Hansmire (1975) ค่ามุม β จะมีค่าประมาณ 45° ในกรณีดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง โดยการเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นเหนือเส้นตรง 45° ระหว่างอุโมงค์และผิวดิน ดังนั้นเมื่อพิจารณาการทรุดตัวที่ผิวดินบนแกนอุโมงค์ (Tunnel axis) จะได้ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าสมบูรณ์ (Complete cumulative equivalent ground loss, 100% ϵ_0) และการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ H+R จะได้ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าบางส่วน (Partial cumulative equivalent ground loss, 25% ϵ_0)

เมื่อปรับเงื่อนไขขอบเขตของรูปที่ 4.13 และรูปที่ 4.15 ร่วมกัน ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าจากการจำลองการเคลื่อนตัวในแนวตั้งแบบไม่สม่ำเสมอแสดงได้สมการที่ 4.54

$$\epsilon_{x,z} = \epsilon_0 \exp\left[\frac{-1.38x^2}{(H+R)^2}\right] \quad (4.54)$$

จากการศึกษาข้อมูลที่ได้จากการก่อสร้างโดย Deane and Bassett (1995) และ Stallebrass et al (1996) แสดงการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเข้าสู่ช่องว่าง จะมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (Spring line) และจะมีค่าเป็นศูนย์ที่ส่วนยอด (Crown) และส่วนล่าง (Invert) ของอุโมงค์ ดังนั้นการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจะมีความสมมาตรตามแนวแกนอุโมงค์ ซึ่งสามารถแสดงได้ดังสมการที่ 4.55

$$\epsilon_{x,z} = \epsilon_{x,z=0} C \cdot \exp(-Dz^2) \quad (4.55)$$

โดย

$C, D =$ ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขต

จากรูปแบบของ Oval-shaped gap ขนาดของการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ตำแหน่ง Spring line จะมีค่าประมาณครึ่งหนึ่งของการทรุดตัวในแนวตั้ง ซึ่ง 75% ของการเคลื่อนตัวของดินอยู่เหนือ Spring line ดังนั้น ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าทางด้านข้างที่ระยะ x และความลึก H ($\epsilon_{x,H}$) ที่ค่าประมาณ 50% ของปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าในแนวตั้ง ($\epsilon_{x,z=0}$) เมื่อนำเงื่อนไขขอบเขตจากรูปที่ 4.15 และสมการที่ 4.54 แทนลงในสมการที่ 4.55 ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าจากการจำลองการเคลื่อนตัวแบบไม่สม่ำเสมอของดินรอบอุโมงค์แสดงได้ดังสมการที่ 4.56

$$\varepsilon_{x,z} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\} \quad (4.56)$$

โดย

H = ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

R = รัศมีของอุโมงค์

g = Gap พารามิเตอร์

การเสีรูปของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์สามารถหาได้ดังต่อไปนี้

1) การทรุดตัวที่ผิวดินและที่ระดับลึก (Surface and subsurface settlements)

Verruijt and Booker (1996) เสนอสมการแบบ Closed form สำหรับการประมาณค่าการทรุดตัวของดินแบบรัศมีคงที่ (Uniform radial) ดังที่แสดงในสมการที่ 4.19 และสมการที่ 4.21 ซึ่งได้พิจารณาพื้นฐานของการเคลื่อนตัวแบ่งเป็นสองแบบ คือการเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสีรูปแบบวงรีของดิน ซึ่งผลการทำนายค่าแนวการทรุดตัวจะกว้างออกมากเมื่อเทียบกับวิธี Empirical solution และข้อมูลตรวจวัดจากในสนาม เหตุผลที่เป็นเช่นนี้เพราะพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรง และบางส่วนเป็นแบบ Plastic และจากการเก็บข้อมูลปริมาณการสูญเสียมวลดินซึ่งการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมียังไม่สมจริง

เมื่อนำสมการดังกล่าวมาปรับปรุงโดยใช้นิยามของปริมาณการสูญเสียมวลดินใหม่ ร่วมกับการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรงรอบอุโมงค์ โดยพิจารณาในเงื่อนไขแบบระยะเวลาที่สั้นหรือสถานะแบบไม่ระบายน้ำและไม่สนใจการเสีรูปของดินในช่วงระยะยาวเนื่องจากการเสีรูปแบบวงรีของอุโมงค์ นำสมการที่ 4.56 มาใช้ร่วมกับสมการเดิมของ Verruijt and Booker (1998) สามารถกำหนดสมการทำนายการทรุดตัวที่ผิวดินได้ใหม่ดังสมการที่ 4.57

$$U_{z=0} = 4(1-\nu)R^2 \frac{H}{(H^2+x^2)} \frac{4gR+g^2}{4R^2} \exp\left[-\frac{1.38x^2}{(H+R)^2}\right] \quad (4.57)$$

และสามารถกำหนดสมการหาค่าการทรุดตัวของดินที่ระดับลึกได้ (Subsurface settlement) ดังนี้

$$U_z = \varepsilon_{x,z} R^2 \left\{ -\frac{z-H}{x^2+(z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2+(z+H)^2} - \frac{2z[x^2-(z+H)^2]}{[x^2+(z+H)^2]^2} \right\} \quad (4.58)$$

2) การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral Deformation)

สมการแบบ Closed form ในการทำนายการเคลื่อนตัวด้านข้างโดย Verruijt and Booker (1996) แสดงดังสมการที่ 4.18 และสมการที่ 4.20 เมื่อกำหนด $\delta = 0$ จากเงื่อนไขสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ จากนั้นแทนสมการที่ 4.56 ลงในสมการที่ 4.18 และสมการที่ 4.20 แล้วจัดรูปสมการใหม่ จะได้สมการที่ใช้ทำนายการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินดังสมการที่ 4.59

$$U_x = -\varepsilon_{x,z} R^2 x \left[\frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \quad (4.59)$$

โดย

z = ความลึกที่วัดจากผิวดิน

x = ระยะในแนวนอนวัดจากแกนของอุโมงค์ ณ จุดที่ต้องการหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

4.2.6 วิธีของ Pinto (1999)

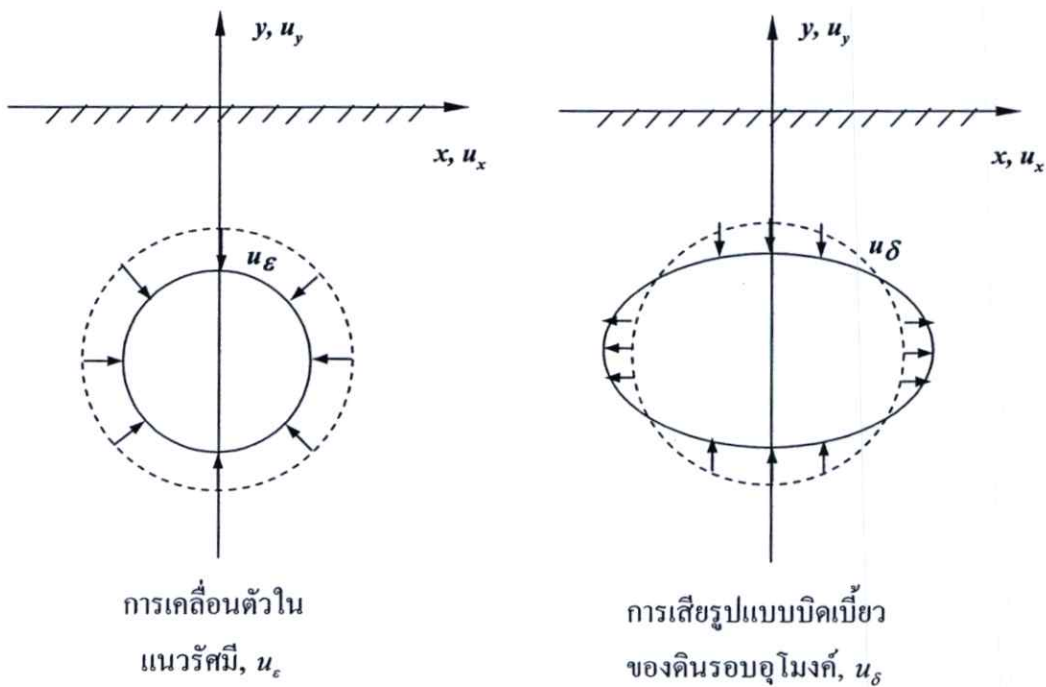
Pinto (1999) ได้กล่าวว่าการแก้ปัญหาโดยวิธีการของ Sagaseta (1987) ยังคงไม่ชัดเจนในการพิจารณาผนังอุโมงค์ที่มีการยุบตัวหรือการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization หรือ Pure distortion) และการแก้ปัญหาแบบเป็นจุด (Point solution) หรือวิธีการของ Verruijt and Booker (1996) ที่เสนอวิธีการใช้ Exact solution สำหรับอุโมงค์วงกลมที่อยู่ในดินทั้งแบบที่มีคุณสมบัติต่อเนื่องกันทุกทิศทาง (Isotropic, $K_0 = 1$) และไม่ต่อเนื่องกันทุกทิศทาง (Anisotropic, $K_0 \neq 1$) รวมทั้งได้ศึกษาวิธี Conformal mapping และการวิเคราะห์ด้วย Complex variable solution ของ Verruijt (1997) ทั้งนี้ Pinto ได้ทำการต่อยอดวิธีการเหล่านี้ด้วยการเสนอปัจจัยที่ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวประกอบด้วย การเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์ (u_δ) และการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี (u_ε) ดังสมการ

$$u_\delta = \frac{q_0 R (3-4\nu)}{2G} \quad (4.60)$$

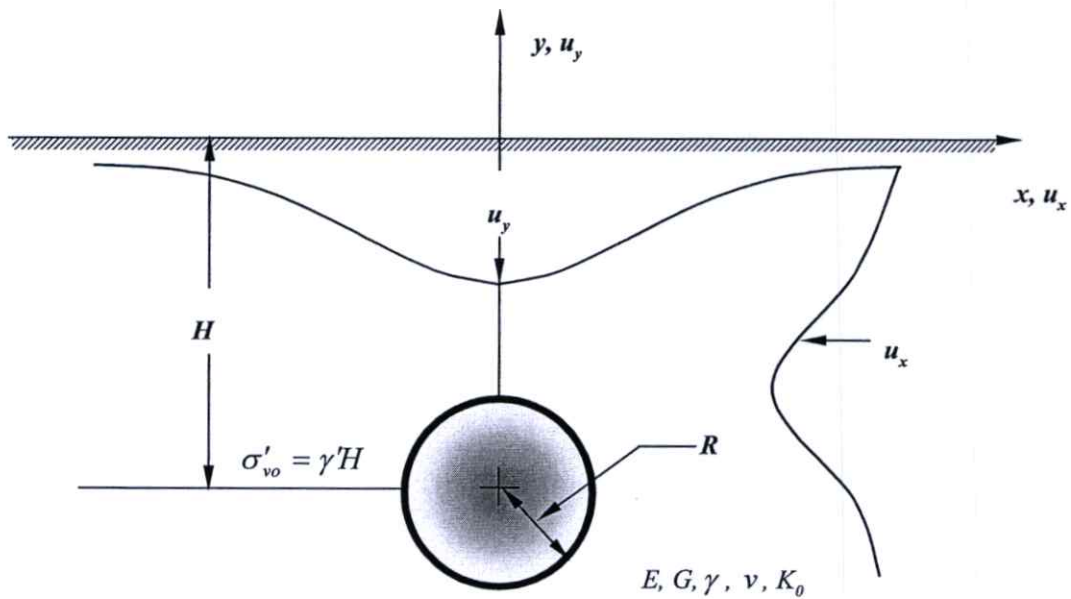
$$u_\varepsilon = -\frac{p_0 R}{2G} \quad (4.61)$$

ปัจจัยทั้งสองลักษณะนี้นำไปใช้คำนวณการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินได้ต่อไป ลักษณะของการเคลื่อนตัวทั้งสองแสดงในรูปที่ 4.16 โดยคำจำกัดความและการหาค่าตัวแปรอื่นแสดงดังรูปที่ 4.17

- p_o = ความเค้นรวมที่เกิดขึ้นจริง (In-situ average total stress)
 = $\sigma'_{vo} \frac{(1+K_o)}{2} + u_w$
 q_o = ความเค้นเบี่ยงเบนที่เกิดขึ้นจริง (In-situ deviatoric stress)
 = $\sigma'_{vo} \frac{(1-K_o)}{2}$
 R = รัศมีของอุโมงค์
 G = โมดูลัสแรงเฉือนของดิน
 = $\frac{E}{2(1+\nu)}$
 E = โมดูลัสของดิน
 ν = อัตราส่วนของปัวส์ซอง
 σ'_{vo} = ความเค้นประสิทธิผลจากผิวดินถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์
 K_o = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
 u_w = แรงดันน้ำใต้ดินที่เกิดขึ้นจริง (Pore water pressure)

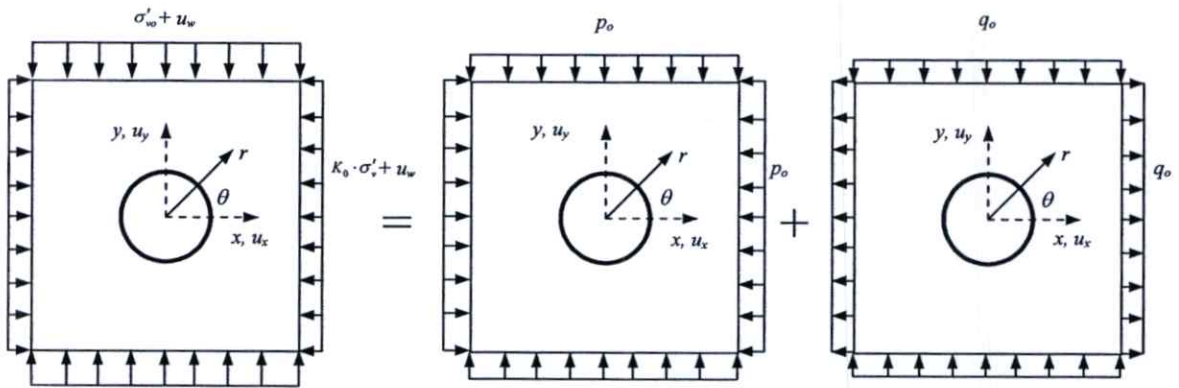


รูปที่ 4.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์



รูปที่ 4.17 นิยามของตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน (Pinto, 1999)

Pinto (1999) วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินแยกออกเป็นสองลักษณะ คือ จากผลกระทบของการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยว ต่อการเสียรูปของดินรอบอุโมงค์หน้าตัดวงกลมในระดับลึกบนชั้นดินที่มีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น ภายใต้สภาพวิเคราะห์แบบไม่จำกัด (Infinite elastic medium) โดยในกรณีนี้สามารถจำลองการวิเคราะห์ด้วยสภาพความเค้นเริ่มต้น (Initial geostatic stresses) ด้วยความเค้นในแนวตั้งและในแนวนอนประสิทธิผล ($\sigma'_{vo}, \sigma'_{ho}$) และสัมประสิทธิ์แรงคั้นดินด้านข้าง ($K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$) ซึ่งแสดงเป็นรูปแบบความสัมพันธ์ในการแก้ปัญหาแบบ Superimposing solution ระหว่าง Isotropic compression (แรงอัดที่เท่ากันทุกทิศทาง) และ Pure distortion stresses (ความเค้นบิดเบี้ยวสมบูรณ์) ดังรูปที่ 4.18 วิธีแก้ปัญหานี้เสนอโดย Kirsch (1898) สำหรับการวิเคราะห์ผนังบาง (Thin plate) ที่มีการเจาะรูตรงกลางภายใต้แรงดึง ซึ่งเป็นวิธีการแก้ปัญหาแบบดั้งเดิมในทฤษฎียืดหยุ่น อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์ปัญหาในงานอุโมงค์ สภาพชั้นดินได้อยู่ภายใต้ความเค้นปกติแล้วจึงเกิดการแทรกตัวของจุด Cavity point (โพรง) หรือจุดกำเนิดของการสูญเสียมวลดิน โดย Pinto (1999) วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินภายใต้สภาวะและเงื่อนไขดังกล่าว



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ของความเค้นเริ่มต้น (Initial state of stresses) (Pinto, 1999)

การทรุดตัวของดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินสามารถคำนวณได้จากผลรวมของการเคลื่อนตัวที่เกิดจากการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวดังสมการที่ 4.62 และสมการที่ 4.63 ตามลำดับ

$$u_y = u_\epsilon \frac{(y+H)R}{x^2+(y+H)^2} - u_\delta \frac{R}{3-4\nu} (y+H) \left\{ \frac{(3-4\nu)[x^2+(y+H)^2]^2}{[x^2+(y+H)^2]^3} - \frac{[3x^2-(y+H)^2][x^2+(y+H)^2-R^2]}{[x^2+(y+H)^2]^3} \right\} \quad (4.62)$$

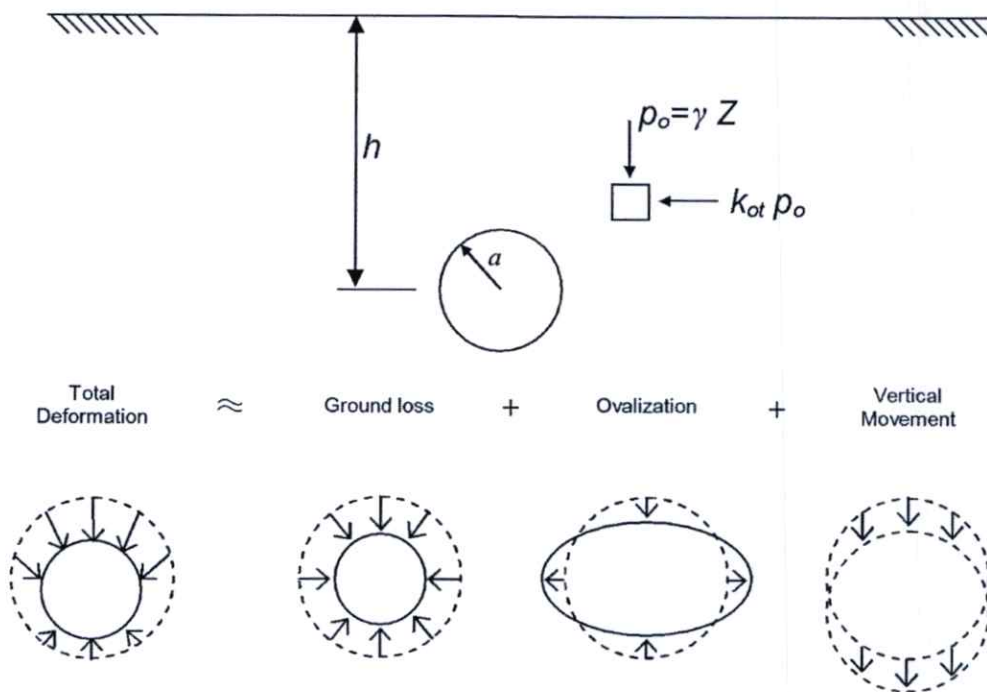
$$u_x = u_\epsilon \frac{xR}{x^2+(y+H)^2} + u_\delta \frac{R}{3-4\nu} x \left\{ \frac{(3-4\nu)[x^2+(y+H)^2]^2}{[x^2+(y+H)^2]^3} - \frac{[3(y+H)^2-x^2][x^2+(y+H)^2-R^2]}{[x^2+(y+H)^2]^3} \right\} \quad (4.63)$$

4.2.7 Sagaseta (1998)

Sagaseta (1998) ได้อ้างอิงเทคนิคเคม (Sagaseta, 1987) ที่ได้แสดงสมการแบบ Closed form ซึ่งหาค่าได้จากสนามความเครียด (Strain field) ในดินที่มีพฤติกรรมแบบ Isotropic และ Homogeneous และไม่สามารถบีบอัดตัวได้ โดยมีผลกระทบจากการสูญเสียมวลดิน Sagaseta (1998) พิจารณาปัญหาจากการควบคุมความเครียด ในสภาวะที่ไม่สามารถอัดตัวได้ (Incompressibility) ผลลัพธ์ที่หาได้มาจากการจำลองด้วยวิธี Virtual image technique นอกจากนี้ Sagaseta (1998) ได้ต่อยอดงานวิจัยในการหา

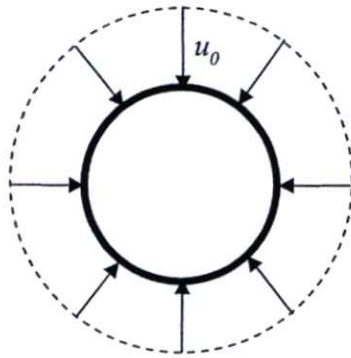
รูปแบบการเสีรูปร่างของชั้นดินรอบอุโมงค์ที่ขุดพื้นฐานและแนวคิเดิมของชั้นดินที่มีพฤติกรรมแบบไม่ต่อเนื่องกันทุกทิศทาง (Anisotropic) โดยมีรูปแบบการเสีรูปร่างของดินรอบอุโมงค์ดังรูปที่ 4.19 ซึ่งในกรณีทั่วไปของอุโมงค์รัศมี a และความลึก h ความเค้นในแนวตั้งในช่วงเริ่มต้นจะไม่เท่ากับความเค้นในแนวนอน ($\sigma_{vo} \neq \sigma_{ho}$) ความเค้นเกิดการเปลี่ยนแปลงตามความลึก การเสีรูปร่างของอุโมงค์จะไม่สม่ำเสมอ โดยการเสีรูปร่างนั้นจะมาจาก 3 สาเหตุคือ

- 1) การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ ซึ่งสามารถอธิบายได้จากค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางตามแนวรัศมี (Radial Contraction) หรือค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss)
- 2) การเสีรูปร่างแบบวงรี (Ovalization) หรือการบิดเบี้ยวของผนังอุโมงค์ (Distortion)
- 3) การเคลื่อนที่ในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

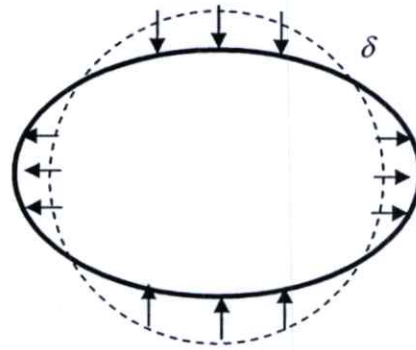


รูปที่ 4.19 รูปแบบของการเสีรูปร่างของชั้นดิน (Sagaseta, 1998)

ตัวแปรที่สำคัญในการหาค่าการเคลื่อนตัวมีอยู่ 2 ตัวแปรหลักคือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี (Radial displacement) และการเสีรูปร่างแบบวงรี (Ovalization) ดังแสดงในรูปที่ 4.20



Radial displacement



Ovalization

รูปที่ 4.20 ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี (Radial Convergence, u_0) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization, δ)

ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีนำไปสู่การหาค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางในแนวรัศมี (Radial contraction, ε) ซึ่งมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, ε_s) ดังแสดงในสมการที่ 4.64 และค่าการเสียรูปแบบวงรีสามารถหาค่าได้ตามสมการที่ 4.65

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \text{ค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางในแนวรัศมี (Radial Contraction)} \\ &= \frac{u_0}{a} = \frac{p_0}{2G} \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{p_i}{p_0} \right) \end{aligned} \quad (4.64)$$

$$\begin{aligned} \delta &= \text{ค่าการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization)} \\ &= \frac{p_0}{2G} \frac{1-K_0}{2} (3-4\mu) \end{aligned} \quad (4.65)$$

โดย

- p_0 = แรงดันดินในแนวตั้ง
- p_i = แรงดันรองรับ เช่น แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะหรือแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน
- K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
- μ = อัตราส่วนของปัวซอง
- G = โมดูลัสของแรงเฉือน

$$= \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$E = \text{โมดูลัสของชั้นดิน}$$

จากการวิเคราะห์ในช่วงยึดหยุ่น และจากพื้นฐานเดิมสามารถหาสมการแบบ Closed form ที่สามารถหาค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้จากสมการที่ 4.66 และสมการที่ 4.67

$$S_x = -\varepsilon a^2 \left[x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4xzz_2 \frac{1}{r_2^4} \right] + \delta a^2 \left[x \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hxz \frac{x^2 - 3z_2^2}{r_2^6} \right] \quad (4.66)$$

$$S_z = -\varepsilon a^2 \left[z_1 \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4x^2 z \frac{1}{r_2^4} \right] + \delta a^2 \left[z_1 \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hzz_2 \frac{3x^2 - z_2^2}{r_2^6} \right] \quad (4.67)$$

โดย

$$z_1 = z - h$$

$$z_2 = z + h$$

$$r_1^2 = x^2 + z_1^2$$

$$r_2^2 = x^2 + z_2^2$$

4.2.8 Gonzalez and Sagasetta (2001)

Gonzalez and Sagasetta (2001) ได้กล่าวไว้ว่าการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในอดีตโดยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis) ปัญหาที่พบเสมอ คือ การหาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของดินซึ่งมีความซับซ้อนมาก และไม่เหมาะสมในการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตามได้มีการพัฒนางานวิจัยซึ่งช่วยในการวิเคราะห์ เช่น Non-linear model หรือแม้แต่วิธีการขุดเจาะอุโมงค์โดยอาศัยเครื่องจักรมากขึ้น ทำให้ง่ายต่อการจำลองพฤติกรรมมากกว่าการขุดอุโมงค์ด้วยมือที่ควบคุมคุณภาพได้ยาก การวิเคราะห์โดยใช้ Plane strain ต้องระมัดระวังในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ให้เหมาะสมเนื่องจากส่งผลอย่างมากต่อความละเอียดในการวิเคราะห์ และยังได้มีการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

ที่สามารถพิจารณา แรงดันที่ค้ำหน้าของหัวเจาะ (Face pressure) และแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน (Tail grouting pressure) การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์จากผลกระทบโดยรอบเช่นการสูญเสียมวลดินหรือการบิดเบี้ยวของอุโมงค์ (Ground loss, Distorsion) ส่วนการเคลื่อนตัวของดินที่อยู่ไกลออกไปสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยวิธี Empirical หรือวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ Gonzalez and Sagaseta (2001) ได้วิเคราะห์การเสีรูปร่างของอุโมงค์ด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์และเสนอวิธีหาค่าการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งต่างๆด้วยสมการแบบ Closed form

การวิเคราะห์การเสีรูปร่างของดินโดยรอบอุโมงค์มีพื้นฐานจาก Sagaseta (1998) มาจาก 3 สาเหตุตั้งที่ได้กล่าวไว้ โดยปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ยังคงเป็น 2 ปัจจัย อันได้แก่ การเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางในแนวรัศมี (Radial contraction) และการเสีรูปร่างแบบวงรี (Ovalization) การแก้ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจาก 2 ปัจจัยยังคงใช้วิธีการ Virtual image technique (รูปที่ 4.16) ในการวิเคราะห์ ทำให้ได้สมการหาค่าการทรุดตัวของดินและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างจากผลกระทบของแต่ละปัจจัย โดยการเคลื่อนตัวของดินโดยรวมคือผลบวกของคำตอบจากสมการที่คำนวณจากแต่ละปัจจัย ซึ่งได้แสดงไว้ใน Sagaseta (1998)

ในสภาพชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติก เช่นในชั้นดินเหนียว ซึ่งมีคุณสมบัติของการเสีรูปต่อความเค้นที่ไม่เป็นเส้นตรง เมื่อทำการวิเคราะห์ในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) จะไม่คิดผลของสภาพความเป็นพลาสติก แต่เนื่องด้วยในงานขุดเจาะอุโมงค์ที่อาจต้องใช้ระยะเวลาในการขุดเจาะ สภาพความเป็นพลาสติกอาจเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดการเสีรูปร่างของดินโดยรอบอย่างต่อเนื่อง ทั้งนี้สามารถเพิ่มปัจจัยนี้เข้าไปในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินโดยแทนด้วยตัวประกอบการอัดตัวเชิงปริมาตร (Volumetric compressibility exponent, α) ปกติในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำหรือการวิเคราะห์ในช่วง Elastic จะมีค่าเท่ากับ 1 แต่เมื่อคิดผลของสภาพพลาสติกจะมีค่าตั้งแต่ 1 - 3 Gonzalez and Sagaseta (2001) ได้แนะนำให้ใช้ค่า $\alpha = 1$ ในดินเหนียว สำหรับการพิจารณาในระยะเวลาสั้น (Short term) และ $\alpha > 1$ แต่ไม่ควรเกิน 2 สำหรับดินจำพวกเม็ดหยาบ โดยเฉพาะในอุโมงค์ที่อยู่ในระดับลึกมากเท่านั้น นอกจากนี้ยังได้ใช้ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการเสีรูปร่างแบบบิดเบี้ยว (Relative ovalization) เข้ามาใช้ในการวิเคราะห์ โดย $\rho = \frac{\delta}{\epsilon}$ ซึ่งสามารถทำให้การทำนายการทรุดตัวมีรูปร่างที่สมจริงมากขึ้น รวมทั้งได้แนะนำว่าสามารถใช้สมการแบบ Closed form หากการเคลื่อนตัวในแต่ละขั้นตอนของการขุดเจาะอุโมงค์ได้ โดยค่าอัตราส่วนการเสีรูปร่างแบบบิดเบี้ยวอาจมีการเปลี่ยนแปลงทั้งเป็นค่าบวกหรือเป็นค่าลบ แต่ค่า α ควรมีค่าคงที่ในทุกกรณี

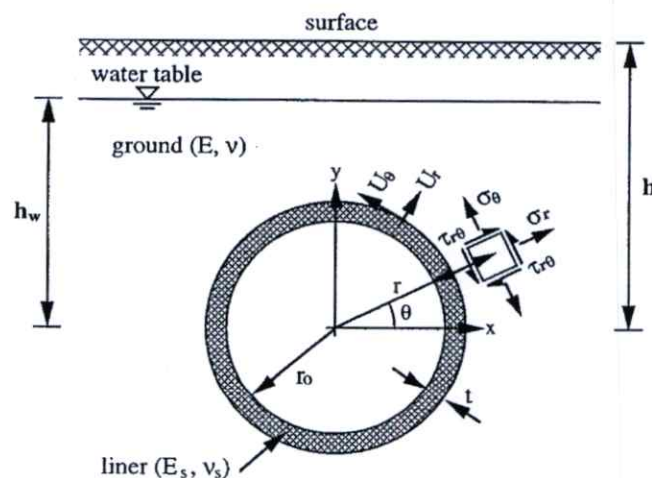
จากการพิจารณาอย่างละเอียดในการวิเคราะห์ที่ปัจจัยต่างๆ ทั้งการสูญเสียมวลดิน การเสียรูปแบบวงรีและการพิจารณาในสภาวะแบบพลาสติกด้วยตัวประกอบการอัดตัวเชิงปริมาตร สามารถแสดงสมการแบบ Closed form สำหรับทำนายการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้

$$\frac{S_z}{2\epsilon\alpha\left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} = -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha}\left(1-\rho\frac{x^2-z_1^2}{r_1^2}\right) + \frac{z_2}{2r_2^2\alpha}\left(1+\rho\frac{x^2-z_2^2}{r_2^2}\right) - \frac{1}{2r_2^2\alpha}\left(2(z+\rho)\frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + 4\rho z z_2\frac{3x^2-z_2^2}{r_2^4}\right) \quad (4.68)$$

$$\frac{S_x}{2\epsilon\alpha\left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} = -\frac{x}{2r_1^2}\left(1-\rho\frac{x^2-z_1^2}{r_1^2}\right) - \frac{x}{2r_2^2\alpha}\left(1-\rho\frac{x^2-z_2^2}{r_2^2}\right) + \frac{4xz}{2r_2^2\alpha}\left(\frac{z_2}{r_2^2}-\rho\frac{x^2-3z_2^2}{r_2^4}\right) \quad (4.69)$$

4.2.9 วิธีของ Bobet (2001) และ Chou and Bobet (2002)

Bobet (2001) ได้แสดงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ใหม่สำหรับการเสียรูปของชั้นดินในอุโมงค์กลมในระดับตื้นในชั้นดินอิ่มตัว (Shallow circular tunnel on saturated ground) โดยการต่อยอดวิธีการของ Einstein and Schwartz (1979) ที่พิจารณาการเสียรูปของอุโมงค์ระดับลึกในดินแบบไม่อิ่มตัว ชั้นดินและผนังอุโมงค์ได้สมมติให้มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ซึ่งสมมติฐานนี้อาจเหมาะสมสำหรับผนังอุโมงค์ส่วนใหญ่ที่ใช้ก่อสร้างแต่ยังมีข้อจำกัดในบางสภาวะของชั้นดินที่มีการเสียรูปน้อย เช่น ในชั้นดินแข็งหรือชั้นหินหรือในการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีการค้ำยันอุโมงค์อย่างแข็งแรงและเกิดการเสียรูปน้อย เช่น การใช้หัวเจาะอุโมงค์ สมมติฐานดังต่อไปนี้จึงได้ถูกกำหนดขึ้น (ดูรูปที่ 4.21 ประกอบ)



รูปที่ 4.21 สัญลักษณ์ของอุโมงค์ในระดับตื้น (Bobet, 2001)

- 1) หน้าตัดอุโมงค์มีรัศมีเท่ากับ R
- 2) การวิเคราะห์ที่อยู่ในเงื่อนไขของระนาบความเครียดที่ตั้งฉากกับหน้าตัดอุโมงค์
- 3) เกิดช่องว่าง (gap) ระหว่างส่วนท้ายของผนังหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ที่มีขนาดเท่ากับ w ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดเส้นรอบรูปของอุโมงค์และสามารถหาค่าได้ดังนี้

$$w = \frac{\text{ground loss (\%)}}{100} \frac{\pi R^2}{2\pi R} = \frac{\text{ground loss (\%)}}{200} R \quad (4.70)$$

- 4) ลักษณะแบบ Full Slippage (ไม่มีการถ่ายแรงเฉือน) ได้ถูกจำลองขึ้นระหว่างชั้นดินและผนังอุโมงค์เช่น ความเค้นเฉือน (τ) ที่ผิวสัมผัสระหว่างชั้นดินและผนังอุโมงค์มีค่าเท่ากับศูนย์
- 5) ค่าอัตราส่วนระหว่างความลึกอุโมงค์และรัศมีของอุโมงค์มีค่ามากกว่า 1.5 ซึ่งหากมีค่าน้อยกว่านี้จะไม่เหมาะสมต่อวิธีการนี้เนื่องจากผลกระทบจากปัจจัยที่ผิวดิน (Mindlin, 1940)
- 6) ชั้นดินมีคุณสมบัติที่เท่ากันทุกทิศทางและมีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Isotropic and Homogeneous)

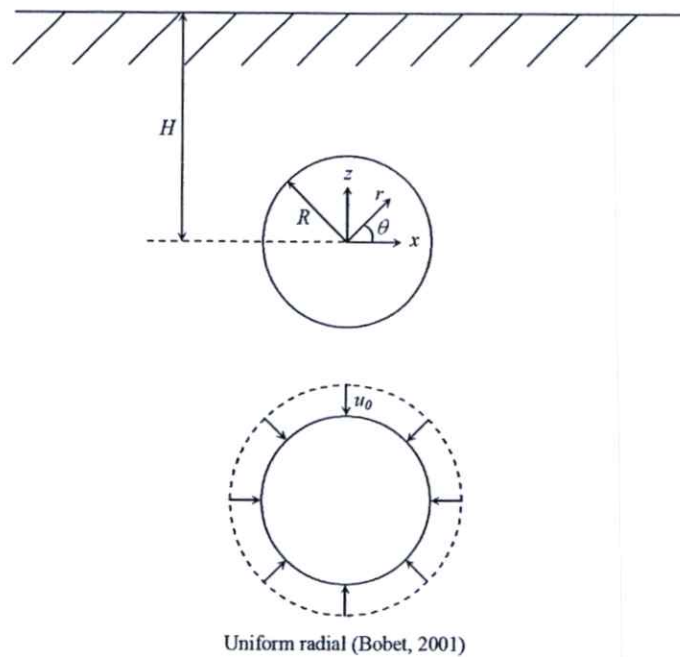
สำหรับอุโมงค์ที่มีความยืดหยุ่นและสามารถอัดตัวได้ ($F = \infty$, $C = 0$) และพิจารณาในช่วงระยะเวลาที่สั้น ($\nu = 0.5$, $K_o = 1$) การเคลื่อนตัวของดินสามารถวิเคราะห์ได้ดังสมการ (ดูรูปที่ 4.22 ประกอบ)

$$u_r = - \left[\frac{u_0 R}{r} + \frac{0.75 \gamma R^2}{E_u} \ln r \sin \theta \right] \quad (4.71)$$

$$u_\theta = - \frac{0.75 \gamma R^2}{E_u} (1 + \ln r) \cos \theta \quad (4.72)$$

โดย

- u_0 = การเคลื่อนตัวของดินแบบสม่ำเสมอตามแนวรัศมี
 r = ระยะห่างตามแนวรัศมีจากจุดที่พิจารณาถึงแกนกลางอุโมงค์
 γ = หน่วยน้ำหนักของดิน
 E_u = ค่าโมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 4.22 ลักษณะรูปแบบการเสียดรูปของชั้นดินโดยรอบหน้าตัดอุโมงค์ (Bobet, 2001)

จากนั้นจึงสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและการทรุดตัวของดินได้ ดังสมการ

$$u_x = u_r \cos \theta - u_\theta \sin \theta = - \left[\frac{u_0 R}{r} \cos \theta - \frac{0.75 \gamma R^2}{E_u} \cos \theta \sin \theta \right] \quad (4.73)$$

$$u_y = u_r \sin \theta + u_\theta \cos \theta = - \left[\frac{u_0 R}{r} \sin \theta + \frac{0.75 \gamma R^2}{E_u} (\ln r + \cos^2 \theta) \right] \quad (4.74)$$

จากสมการที่ 4.79 ในการนำไปใช้ควรคำนึงว่าการเคลื่อนตัวของดินเป็นฟังก์ชันลอการิทึมของระยะทางตามแนวรัศมี ดังนั้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะเพิ่มขึ้นตามระยะห่างจากอุโมงค์ที่เพิ่มขึ้นซึ่งอาจเป็นผลจากการคำนวณตามหลักคณิตศาสตร์ของอุโมงค์ที่มีความยาวไม่จำกัดในระนาบที่พิจารณาที่ไม่จำกัด ในการหาเหตุผลทางกายภาพและขนาดของการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี Chou and Bobet (2002) จึงได้มีการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตขึ้น (Boundary condition) และทำให้สมการมีความละเอียดและถูกต้องมากขึ้น ดังนั้นการทรุดตัวสามารถหาค่าได้ดังสมการ

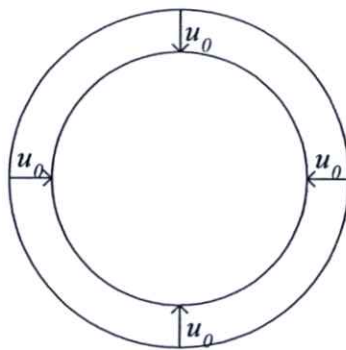
$$\begin{aligned}
 u_z^{corrected} &= u_z^{analytical\ solution} - u_z^{top\ of\ stiff\ layer} \\
 &= -\left\{ u_0 R \left[\frac{\sin \theta}{r} - \frac{\sin \theta'}{r'} \right] + \frac{0.75 \gamma R^2}{E_u} \left[\ln \left(\frac{r}{r'} \right) + (\cos^2 \theta - \cos^2 \theta') \right] \right\} \quad (4.75)
 \end{aligned}$$

โดย r' สามารถกำหนดได้จากความลึกที่มีค่าน้อยที่สุดจากชั้นดินแข็งที่อยู่ต่ำกว่าระดับอุโมงค์ และมีค่าเป็นสองเท่าของขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ อย่างไรก็ตามควรคำนึงว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างยังไม่ได้ทำการแก้ไขหรือกำหนดเงื่อนไขขอบเขตแต่อย่างใด

4.2.10 วิธีของ Park (2004) และ Park (2005)

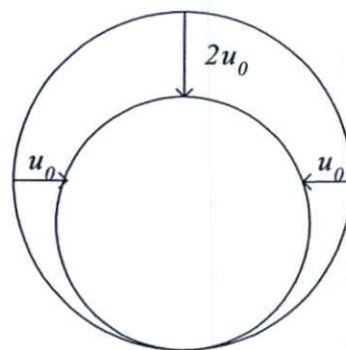
4.2.10.1 Park (2004)

วิธีการหาคำตอบของ Bobet (2001) มีสมมติฐานจากรูปแบบการเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ ซึ่งไม่ได้พิจารณาในลักษณะ Oval shape ดังรูปที่ 4.13 เพื่อให้วิธีการหาคำตอบสมจริงมากขึ้น Park (2004) ได้ปรับปรุงวิธีการให้สามารถวิเคราะห์การเสียรูปในลักษณะ Oval shape ด้วยทฤษฎี Elastic ที่พัฒนาจาก Bobet (2001) บนเงื่อนไขขอบเขตใหม่ดังแสดงในรูปที่ 4.23



$$u_r(r=R) = -u_0$$

(a) Bobet (2001)



$$u_r(r=R) = -u_0(1 + \sin \theta)$$

(b) Park (2004)

รูปที่ 4.23 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของ Bobet (2001) และ Park (2004)

$$u_r(r=R) = -u_0(1 + \sin \theta) \quad (4.76)$$

นอกจากนี้ เพื่อที่จะลดขนาดของการเคลื่อนตัวตามระยะทางตามแนวรัศมี สามารถทำการแก้ไขได้โดยการใช้ค่า $-u_\theta$ แทนที่ u_θ ในการคำนวณการทรุดตัว ซึ่งไม่ส่งผลกระทบต่อขนาดของการทรุดตัวเนื่องจากเป็นการวิเคราะห์อุโมงค์ในระดับต้นและความกว้างของการทรุดตัวแคบ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินได้พิจารณาทั้งอุโมงค์ในระดับต้นและในระดับลึกร่วมกัน โดยสมการทำนายการทรุดตัวในระดับลึกได้แก่

$$u_z = -u_o(1 + \sin \theta)R \frac{\sin \theta}{r} \quad (4.77)$$

และสมการทำนายการทรุดตัวในระดับต้นได้แก่

$$\begin{aligned} u_z &= u_r \sin \theta - u_\theta \cos \theta \\ &= -\left[\frac{u_o(1 + \sin \theta)R}{r} \sin \theta + \frac{0.75\gamma_r R^2}{E_u} \{ \ln r (\sin^2 \theta - \cos^2 \theta) - \cos^2 \theta \} \right] \end{aligned} \quad (4.78)$$

การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินสามารถหาได้จากสมการ

$$u_x = u_r \cos \theta - u_\theta \sin \theta = -\left[\frac{u_o(1 + \sin \theta)R}{r} \cos \theta - \frac{0.75\gamma_r R^2}{E_u} \cos \theta \sin \theta \right] \quad (4.79)$$

พิกัดของตำแหน่งการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในอุโมงค์ระดับต้น (u_{z1}) และระดับลึก (u_{z2}) การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินได้จาก

$$u_{z1=0} = \frac{R}{x^2 + h^2} \left[\frac{gh}{2} \left(1 + \frac{h}{\sqrt{x^2 + h^2}} \right) + \frac{0.75\gamma R}{E_u} \left\{ \ln \sqrt{x^2 + h^2} (h^2 - x^2) - x^2 \right\} \right] \quad (4.80)$$

$$u_{z2=0} = \frac{R}{x^2 + h^2} \frac{gh}{2} \left(1 + \frac{h}{\sqrt{x^2 + h^2}} \right) \quad (4.81)$$

เมื่อ $u_{z1} > u_{z2}$ แล้ว $u_{z=0} = u_{z1}$

เมื่อ $u_{z1} < u_{z2}$ แล้ว $u_{z=0} = u_{z2}$

$$u_x = \frac{xR}{x^2 + h^2} \left[-\frac{g}{2} \left(1 + \frac{h}{\sqrt{x^2 + h^2}} \right) + \frac{0.75\gamma R}{E_u} h \right] \quad (4.82)$$

โดย

h = ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

R = รัศมีของอุโมงค์

g = Gap พารามิเตอร์ (วิธีการคำนวณแสดงไว้ในวิธีของ Loganathan and Poulos (1998))

z = ระยะในแนวตั้งวัดจากผิวดิน

x = ระยะในแนวราบวัดจากกึ่งกลางอุโมงค์

E_u = โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ

4.2.10.2 Park (2005)

Park (2005) ได้ปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่เสนอโดย Verruijt and Booker (1996) ด้วยการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตใหม่สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว ดังแสดงในรูปที่ 4.23 รูปแบบการเสีรูปของดินรอบอุโมงค์แบบ Oval shape คือตัวกำหนดเงื่อนไขขอบเขต วิธีของ Verruijt and Booker (1996) สมมติให้ดินมีการเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ซึ่งค่อนข้างเป็นไปได้ยากในงานขุดเจาะจริง โดยเมื่อทำการวิเคราะห์ตามเงื่อนไขขอบเขตใหม่และไม่สนใจผลของการเสีรูปแบบวงรีจึงสามารถหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินได้ดังสมการ

$$u_z = \varepsilon R^2 \left(-\frac{z-h}{x^2 + (z-h)^2} + \frac{z+h}{x^2 + (z+h)^2} - \frac{2z(x^2 - (z+h)^2)}{(x^2 + (z+h)^2)^2} \right) \quad (4.83)$$

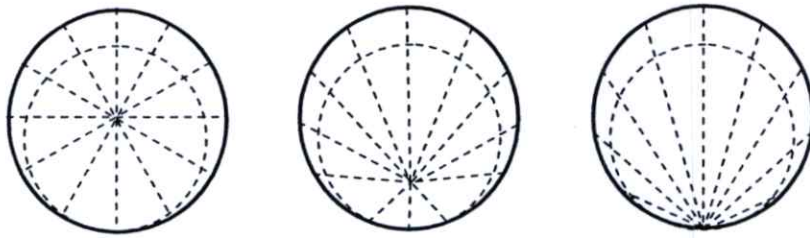
$$u_x = -\varepsilon R^2 x \left(\frac{1}{x^2 + (z-h)^2} + \frac{1}{x^2 + (z+h)^2} - \frac{4z(z+h)}{(x^2 + (z+h)^2)^2} \right) \quad (4.84)$$

ตัวแปรต่างๆสามารถหาได้เช่นเดียวกับวิธีของ Park (2004) ซึ่งพบว่าค่า Gap พารามิเตอร์ยังเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการคำนวณและขนาดของการเคลื่อนตัวของดิน

4.2.11 วิธีของ Wang Li and Jin (2009)

Wang Li and Jin (2009) ได้กล่าวถึงความพยายามในการพัฒนาสมการเชิงวิเคราะห์หรือสมการแบบ Closed form ตั้งแต่วิธีของ Verruijt and Booker (1996) ที่เสนอวิธี Approximate solution สำหรับอุโมงค์ในชั้นดินที่เป็นเนื้อเดียวกันด้วยการต่อยอดวิธีการของ Sagaseta (1987) ที่พิจารณาการเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสีรูปร่างแบบวงรี Loganathan and Poulos (1998) ได้เสนอรูปแบบการเสีรูปร่างอุโมงค์เป็นแบบ Oval shape และการปรับปรุงวิธีการของ Verruijt and Booker (1996) ด้วยการประยุกต์ใช้ค่าการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าที่สามารถคำนวณได้จาก Gap พารามิเตอร์ที่เสนอโดย Lee et al (1992) ต่อมา Park (2004) ได้นำรูปแบบการเสีรูปร่างแบบ Oval shape มาเป็นเงื่อนไขขอบเขตในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและ Park (2005) ได้นำเงื่อนไขเดียวกันมาปรับปรุงวิธีของ Verruijt and Booker (1996) สำหรับอุโมงค์ในระดับตื้น ($H/D < 1.5$) Verruijt (1997) ได้เสนอวิธี Complex variable solution ที่เหมาะสมต่อการวิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane elastic ซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้ทั้งในรูปของความเค้น (Stress) และการเคลื่อนตัว (Displacement) ได้พร้อมกัน โดยวิธี Complex variable solution เป็นวิธีที่ Wang Li and Jin (2009) นำมาต่อยอดและปรับปรุงสำหรับวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินภายใต้รูปแบบที่แตกต่างกัน

การวิเคราะห์หรือประมาณค่าการสูญเสียมวลดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีปัจจัยมาจากหลายสาเหตุ ขึ้นอยู่กับการพิจารณาเพื่อให้สัมพันธ์กับการวิเคราะห์ เช่น จากการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี หรือจาก Gap พารามิเตอร์ที่คำนวณจาก การเสีรูปร่างสามมิติที่ด้านหน้าหัวเจาะ ช่องว่างระหว่างหัวเจาะ และผนังอุโมงค์ มุมเงยของหัวเจาะ รวมทั้งผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูน ซึ่งรูปแบบของการเคลื่อนตัวเป็นตัวแปรหลักที่ส่งผลกระทบต่อการกระจายการเสีรูปร่างในชั้นดิน Wei (2007) แสดงให้เห็นถึงทิศทางของการเคลื่อนตัวอยู่บนเงื่อนไขของชนิดของดินและแนะนำจุดศูนย์รวมการเคลื่อนตัว (Movement focus) ระหว่างที่จุดกึ่งกลางอุโมงค์และห้องอุโมงค์ดังรูปที่ 4.24 สำหรับดินอ่อนจะมีจุดศูนย์รวมการเคลื่อนตัวอยู่บริเวณจุดกึ่งกลางอุโมงค์เนื่องจากดินเคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องว่างส่วนหางอย่างรวดเร็ว และดินแข็งจะมีจุดศูนย์รวมการเคลื่อนตัวอยู่ที่ห้องอุโมงค์ เนื่องจากดินโดยรอบค่อยๆทรุดตัวไปยังบริเวณห้องอุโมงค์หลังจากเกิดช่องว่างส่วนหาง โดยพบว่าเมื่อทำการวิเคราะห์การเสีรูปร่างแบบ Oval shape ด้วยวิธี Complex variable solution แนวการทรุดตัวจะกว้างกว่าปกติ

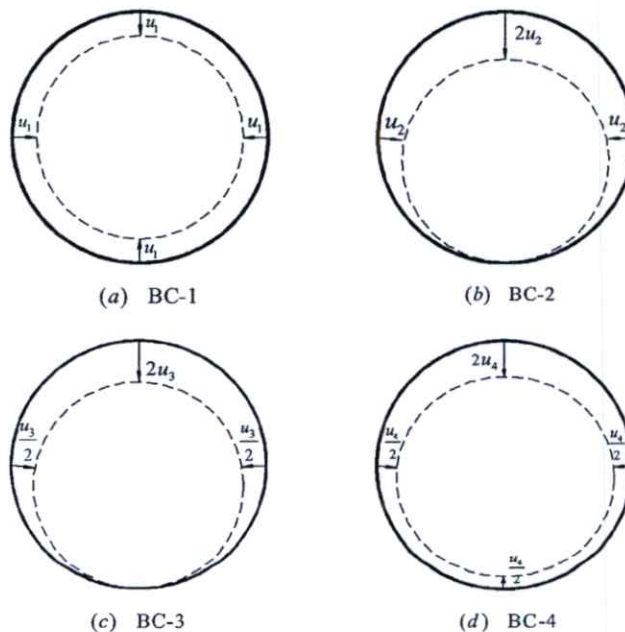


รูปที่ 4.24 ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางรวมการเคลื่อนตัว (Wei, 2007)

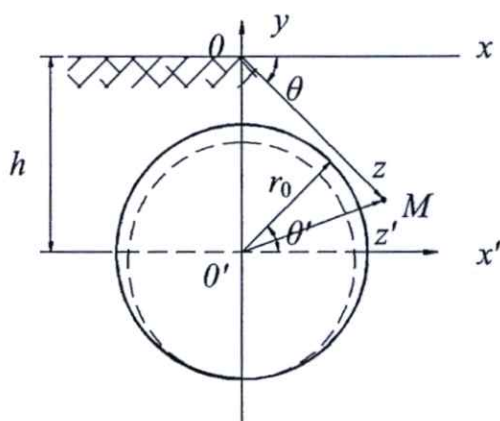
Wang Li and Jin (2009) ได้กำหนดเงื่อนไขขอบเขตการวิเคราะห์ออกเป็น 4 เงื่อนไข โดยกาหนดรูปแบบการเสีรูปดังแสดงในรูปที่ 4.25 จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์ด้วย Conformal mapping เช่นเดียวกับ Verruijt (1997) ภายใต้ระบบพิกัดคู่ดังรูปที่ 4.26 ซึ่งจากรูปแบบการเสีรูปทั้ง 4 สามารถกำหนดเป็นตัวประกอบการเคลื่อนตัวได้ดังสมการ

รูปแบบที่ 1

$$u_r(r = r_0) = -u_1 \quad (4.85)$$



รูปที่ 4.25 เงื่อนไขขอบเขตของการเสีรูป 4 รูปแบบ (Wang Li and Jin, 2009)



รูปที่ 4.26 ระบบพิกัดคู่ (Wang Li and Jin, 2009)

รูปแบบที่ 2

(4.86)

$$u_r(r=r_0) = -u_2(1 + \sin \theta')$$

รูปแบบที่ 3

(4.87)

$$u_r(r=r_0) = -u_3\left(1 + \sin \theta' - \frac{1}{2} \cos^2 \theta'\right)$$

รูปแบบที่ 4

(4.88)

$$u_r(r=r_0) = -\frac{u_4}{4}(5 + 3 \sin \theta' - 3 \cos^2 \theta')$$

เพื่อสอดคล้องกับพื้นที่การเคลื่อนตัว เมื่อ $u_i \ll r_0$ จะได้พื้นที่ของการสูญเสียมวลคินดิงสมการ

รูปแบบที่ 1

(4.89)

$$S_1 = 2\pi r_0 u_1$$

รูปแบบที่ 2

$$S_2 = 2\pi r_0 u_2 \quad (4.90)$$

รูปแบบที่ 3

$$S_3 = \frac{3}{4}(2\pi r_0 u_3) \quad (4.91)$$

รูปแบบที่ 4

$$S_4 = \frac{7}{8}(2\pi r_0 u_4) \quad (4.92)$$

ภายใต้เงื่อนไขดังกล่าวที่การสูญเสียมวลดินเท่ากันจะได้

$$u_1 = u_0, \quad u_2 = u_0, \quad u_3 = \frac{4}{3}u_0, \quad u_4 = \frac{8}{7}u_0 \quad (4.93)$$

ในการนำไปใช้งานจะสามารถแทนค่า u_0 ด้วยค่า g (Gap พารามิเตอร์) และจากเงื่อนไขขอบเขตการเสีรูปทั้ง 4 ภายใต้การสูญเสียมวลดินเท่ากัน จะได้วิธีการหาคำตอบสำหรับจุดศูนย์กลางการเคลื่อนตัวที่แตกต่างกันได้ อย่างไรก็ตามเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนาม แนวการทรุดตัวที่คำนวณได้จากเงื่อนไขขอบเขตการเสีรูปทั้ง 4 กรณียังมีขนาดความกว้างมากกว่าการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนามและค่อนข้างมีค่ามากกว่าแทบทั้งสิ้น

4.3 สรุปวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

จากการศึกษาวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันพบว่าแต่ละวิธีมีข้อได้เปรียบและข้อจำกัดที่แตกต่างกัน โดยบางวิธีได้ตั้งอยู่บนพื้นฐานเดียวกัน เช่น การสูญเสียมวลดินและการเสีรูปแบบวงรีหรือจากค่า Gap พารามิเตอร์ ในการนำไปใช้งานพบว่าวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีสมการแบบ Closed form อย่างง่ายสามารถใช้งานได้ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียว โดยเฉพาะสมการ Closed form ที่คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งแยกกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน เนื่องจากสมการ

Closed form ที่อยู่ในรูปของการหาค่าการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีต้องนำมาคำนวณใหม่เพื่อแปลงให้อยู่ในรูปของแนวตั้งหรือแนวนอนทำให้เกิดความยุ่งยาก หรือสมการในรูปแบบอนุกรมที่มีความซับซ้อนและยากต่อการใช้งาน เพื่อให้สามารถเข้าใจได้ง่ายถึงที่มาและรูปแบบวิธีการหาคำตอบของสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีจึงได้สรุปไว้ดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ลักษณะโดยสรุปของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธี

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์	E&S	V&B	V	L&P	Pi	G&S	B	Pa	W&J
รากฐาน	ทฤษฎี Elastic	Basic Solution	Complex Variable Solution	Basic Solution	ทฤษฎี Elastic	Basic Solution	ทฤษฎี Elastic	ทฤษฎี Elastic	Complex Variable Solution
มิติ	2 มิติ	2 มิติ	2 มิติ	2 มิติ	2 มิติ	2, 3 มิติ	2 มิติ	2 มิติ	2 มิติ
สภาพชั้นดิน	Isotropic – Homogeneous – Elastic – Plastic strain (เฉพาะ G&S)								
สภาพอุโมงค์	วงกลม	วงกลม	วงกลม	วงกลม	วงกลม	วงกลม	วงกลม (H/D<1.5)	วงกลม	วงกลม
คุณสมบัติของชั้นดิน	E, ν	ν	E, ν	ν	E, ν, K_0	E, ν, K_0	E, ν, K_0, γ	E, ν	E, ν
คุณสมบัติของผนังอุโมงค์	E_s, ν_s	-	-	-	-	-	E_s, ν_s	-	-
ปัจจัยหลัก	E, ν	ε, δ	ε	g	ε, δ	ε, δ	g	g	g
ลักษณะการเคลื่อนตัว	-	Uniform	Uniform	Oval Shape	Uniform	Uniform	Uniform	Oval Shape	Uniform & Oval Shape
ลักษณะของสมการ	Closed form	Closed form (co x-y)	Series	Closed form (co x-y)	Closed form (co x-y)	Closed form (co x-y)	Closed form (radial)	Closed form (co x-y)	Series

* หมายเหตุ E&S = Einstein and Schwartz (1979), V&B = Verruijt and Booker (1996), V = Verruijt (1997), L&P = Loganathan and Poulos (1998), Pi = Pinto (1999), G&S = Gonzalez and Sagasetta (2001), B = Bobet (2001), Pa = Park (2004), W&J = Wang Li and Jin (2009)

บทที่ 5

วิธีการจำลองแบบ 3 โชน

5.1 กล่าวนำ

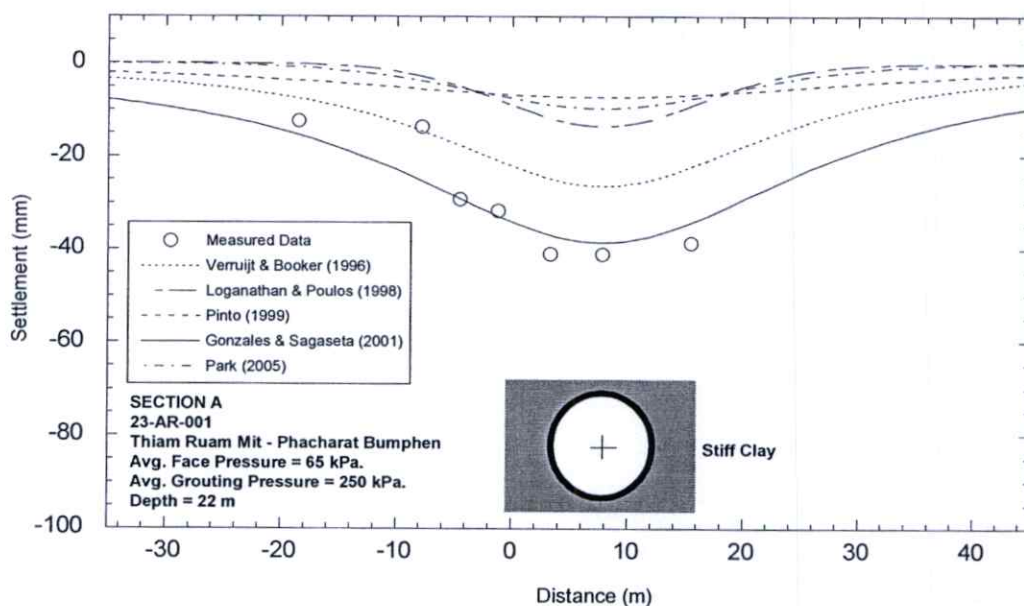
จากการศึกษาในบทที่ผ่านมาพบว่าในปัจจุบันมีวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่สามารถนำมาใช้ทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ได้หลายวิธี แต่ละวิธีมีสมมติฐานและเทคนิคเฉพาะที่แตกต่างกัน ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้คือการสร้างสมการแบบ Closed form ที่สามารถนำไปใช้คำนวณค่าการเคลื่อนตัวของดินที่พิกัดต่างๆ ในระนาบที่พิจารณาได้ แต่มีเพียงบางวิธีเท่านั้นที่จะสามารถนำมาประยุกต์ใช้ให้สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นตามขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ ซึ่งแต่ละขั้นตอนของการขุดเจาะมีพฤติกรรมเคลื่อนตัวจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่แตกต่างกันดังที่ปรากฏในบทที่ผ่านมา

ในบทนี้จึงได้ทำการเปรียบเทียบวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิมกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนามเพื่อหาวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่เหมาะสม ในการนำมาปรับปรุงให้สอดคล้องกับพฤติกรรมขุดเจาะอุโมงค์จริง และได้เสนอวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน โดยการนำสมการเชิงวิเคราะห์ที่เหมาะสมมาประยุกต์ใช้ร่วมกันเพื่อให้มีความละเอียดและสมจริงมากยิ่งขึ้น

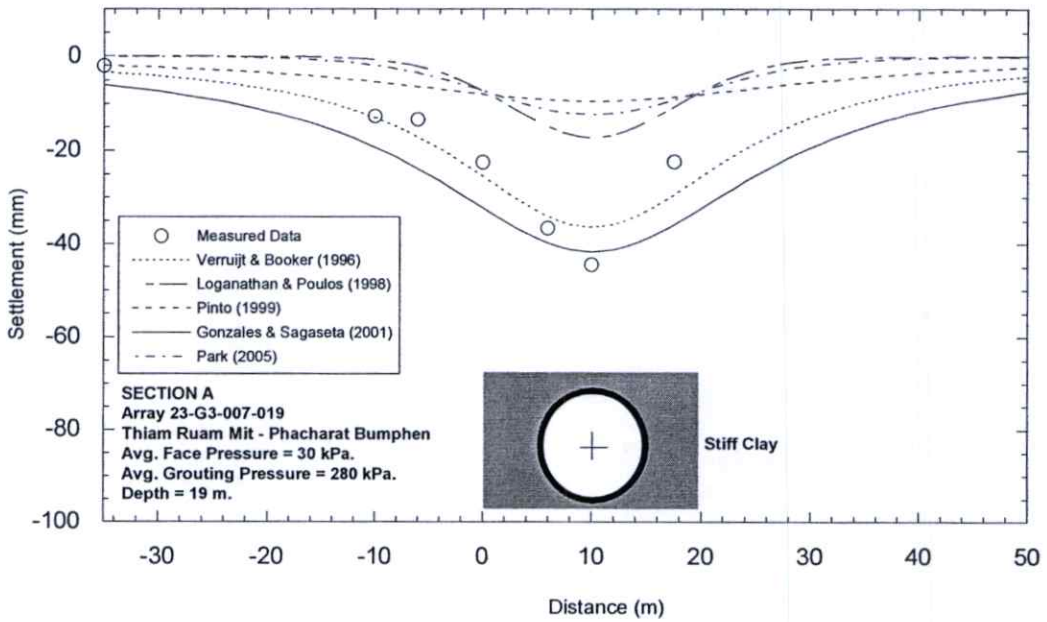
5.2 การเปรียบเทียบวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิมกับค่าที่วัดได้ในสนาม

จากการศึกษาวิธีการเชิงวิเคราะห์ในบทที่ 4 พบว่ามีวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจอยู่หลายวิธี แต่มีเพียงบางวิธีเท่านั้นที่มีสมการแบบ Closed form ที่นำมาประยุกต์ใช้ได้ง่าย โดยมีเงื่อนไขในการเลือกคือต้องสามารถนำสมการแบบ Closed form มาใช้งานได้ง่าย ไม่มีความซับซ้อน และสามารถหาคำตอบได้ในขั้นตอนเดียว ดังนั้นวิธีการที่มีความซับซ้อนและไม่สามารถหาคำตอบได้ในขั้นตอนเดียว เช่น วิธีของ Verruijt (1997) และ Wang Li and Jin (2009) จะไม่นำมาพิจารณา รวมทั้งวิธีของ Einstein and Schwartz (1979) ที่ไม่ได้เป็นวิธีการเพื่อหาการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ Bobet (2001, 2002) และ Park (2004) ซึ่งคำนวณการเคลื่อนตัวของดินอยู่ในแนวรัศมี ทำให้ต้องมีการคำนวณเพิ่มเติมและยุ่งยากจึงไม่เหมาะสมต่อการนำมาประยุกต์ใช้กับการจำลองแบบ 3 โชน โดยวิธีการเชิงวิเคราะห์ที่มีสมการแบบ Closed form ที่ใช้ได้ง่ายและสามารถหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้ในขั้นตอนเดียวได้แก่ วิธีของ Verruijt and Booker (1997) Loganathan and Poulos (1998) Pinto (1999) Gonzalez and Sagaseta (2001) และ Park (2005)

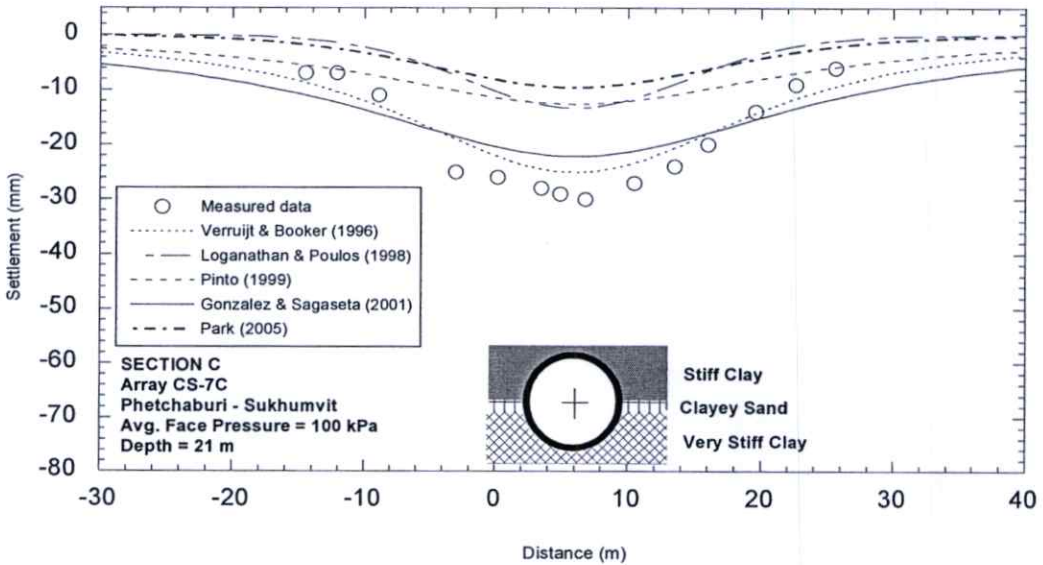
การเปรียบเทียบผลการทำนายการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์กับข้อมูลผลการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่มีการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดที่มีความแม่นยำสูง ได้ทำการเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัวที่ผิวดินจากการตรวจวัดแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement Array) และผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ในรายละเอียดของโครงการจะกล่าวไว้ในบทต่อไป ในเบื้องต้นจะแสดงผลการเปรียบเทียบเพื่อให้ทราบถึงข้อได้เปรียบและข้อจำกัดของแต่ละวิธี เพื่อให้สามารถนำมาปรับปรุงได้ตรงเป้าหมายและสอดคล้องกับพฤติกรรมในช่วง 3 โชน ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินจำนวน 5 กรณีแสดงดังรูปที่ 5.1 ถึงรูปที่ 5.5 และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจำนวน 5 กรณีดังรูปที่ 5.6 ถึงรูปที่ 5.10



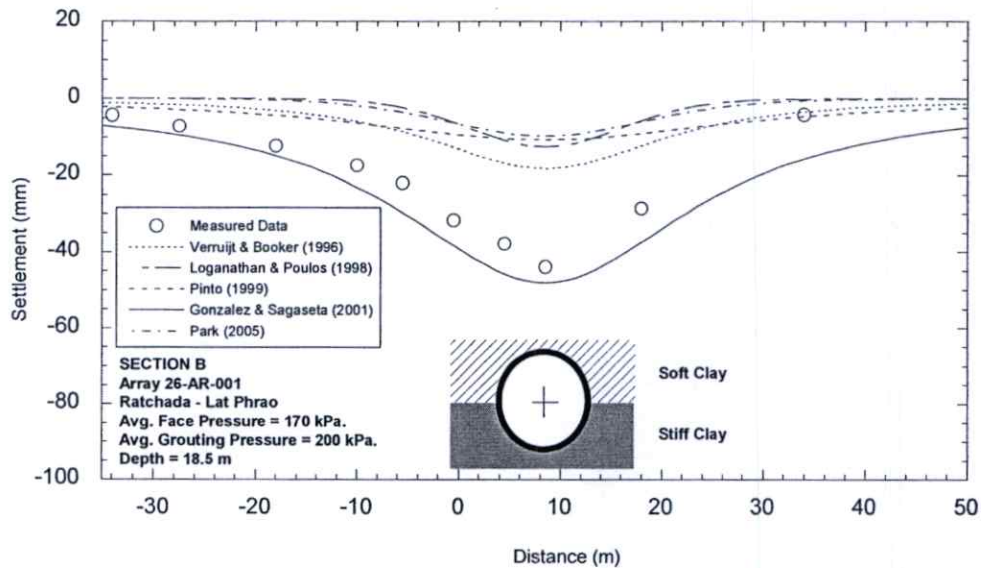
รูปที่ 5.1 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



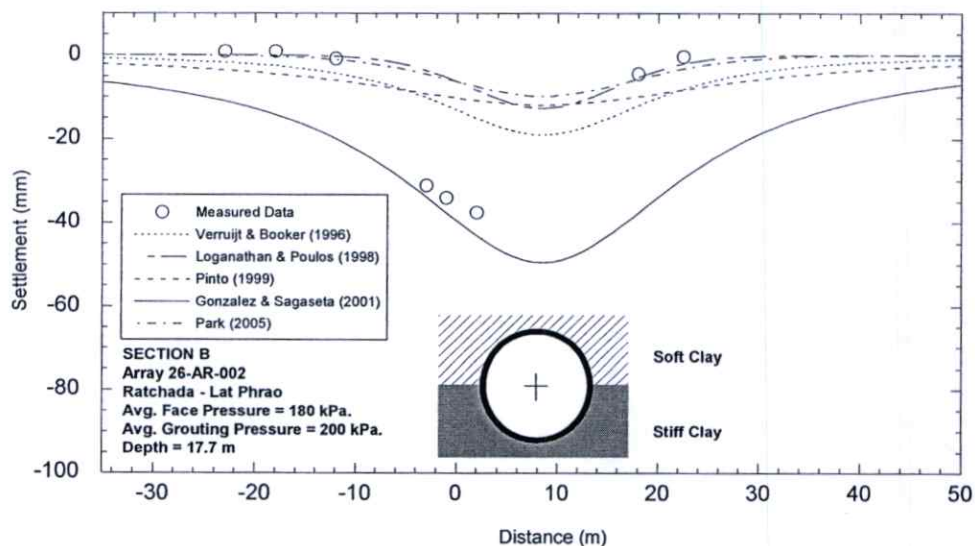
รูปที่ 5.2 การทรุดตัวของผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-G3-007-019 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.3 การทรุดตัวของผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.4 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.5 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-002 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

จากผลการทดสอบและเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ตรวจวัดได้จากในสนามพบว่าแต่ละวิธีมีความแตกต่างกัน ค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากสมการแบบ Closed form ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยเช่น ความลึกมีผลต่อน้ำหนักกดทับที่กระทำเหนืออุโมงค์ ความแข็งแรงของชั้นดินมีผลต่อการยอมให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวในขนาดที่ต่างกันหรือเมื่อชั้นดินมีความแข็งแรงมากจะเกิดการเคลื่อนตัวที่น้อย แรงดันค้ำยันเช่นแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งโดยปกติแล้วหากใช้ค่าแรงดันที่เพิ่มขึ้นจะช่วยลดการทรุดตัวได้ ทั้งนี้ปัจจัยต่างๆที่กล่าวมา ได้ส่งผลกระทบต่อวิธีการคำนวณการ

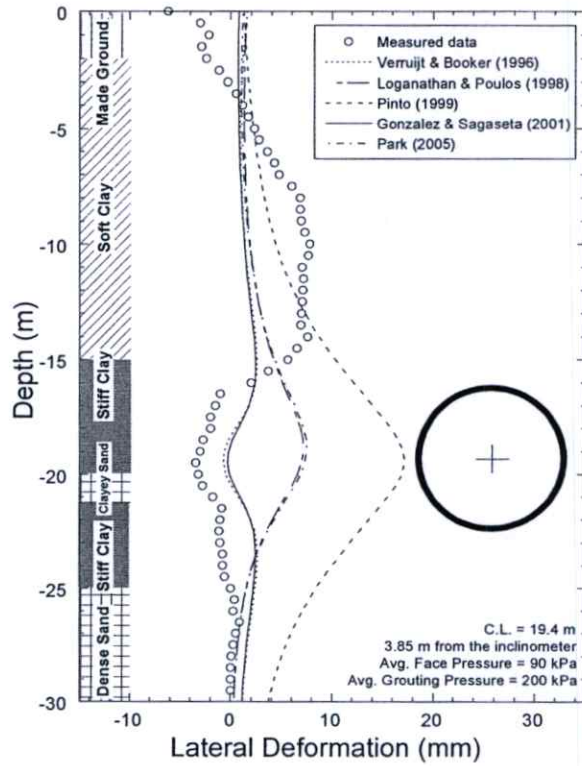
ทรุดตัวของแต่ละวิธีในปริมาณที่แตกต่างกัน โดยพบว่า วิธีของ Verruijt and Booker (1996) ที่มีพื้นฐานมาจากวิธีของ Sagaseta (1987) และการคำนวณการสูญเสียมวลดินและการเสียรูปแบบวงรีที่คำนวณด้วยวิธีของ Sagaseta (1998) การทรุดตัวที่ผิวดินที่คำนวณได้มีลักษณะค่อนข้างกว้างกว่าค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนาม โดยปัจจัยผลกระทบได้แก่แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ หากมีค่าแรงดันที่สูงการทรุดตัวจะน้อยลง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของชั้นดินซึ่งมีผลค่อนข้างมากต่อวิธีนี้ การทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุดที่คำนวณได้ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยดังที่ได้กล่าวไว้จึงทำให้ค่าที่คำนวณได้ยังมีความแตกต่างบ้างเล็กน้อย

วิธีของ Loganathan and Poulos (1998) และ Park (2005) เมื่อนำมาใช้หาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินพบว่า รูปร่างของแนวการทรุดตัวมีลักษณะคล้ายกับแนวการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้จากในสนาม แต่ขนาดยังมีความแตกต่าง เนื่องจากปริมาณการทรุดตัวขึ้นอยู่กับค่า Gap พารามิเตอร์ที่คำนวณจากระยะช่องว่างระหว่างหัวเจาะส่วนหางและผนังอุโมงค์เป็นหลักซึ่งมีขนาดคงที่ ทั้งนี้ให้มีค่าเพียง 10% ของค่าที่คำนวณได้จากคำแนะนำของ Ingles (1972) ทำให้มีปริมาณการทรุดตัวที่คำนวณได้จะมีค่าใกล้เคียงกันในทุกระณี โดยผลจากแรงดันค้ำยันหรือความแข็งแรงของชั้นดินมีผลกระทบน้อยมากต่อวิธีเหล่านี้

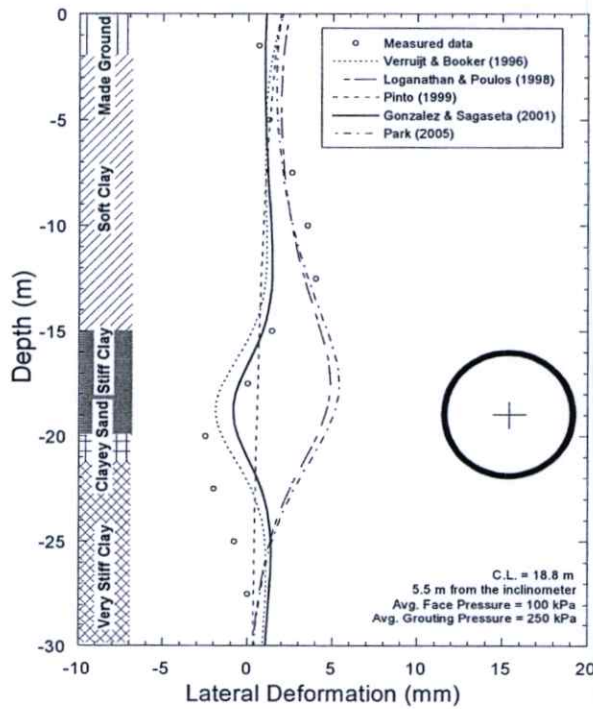
การทรุดตัวที่ผิวดินจากการคำนวณโดยวิธีของ Pinto (1999) มีลักษณะตื้นและกว้างกว่าแนวการทรุดตัวที่ผิวดินที่ตรวจวัดจากในสนาม โดยมีผลจากปัจจัยค่าความแข็งแรงของชั้นดินเป็นหลัก และไม่มีผลกระทบจากแรงดันค้ำยันเนื่องจากไม่ถูกใช้ในการคำนวณ ปริมาณการทรุดตัวที่ได้มีค่าค่อนข้างต่ำและแตกต่างจากข้อมูลจริงพอสมควร

วิธีของ Gonzalez and Sagaseta (2001) ที่มีพื้นฐานมาจาก Sagaseta (1987) และ Sagaseta (1998) เมื่อนำมาคำนวณหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินพบว่า แนวการทรุดตัวที่คำนวณได้ค่อนข้างกว้างกว่าแนวการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนามคล้ายกับวิธีของ Verruijt and Booker (1998) โดยมีผลจากปัจจัยของแรงดันค้ำยันเป็นหลักและขึ้นอยู่กับน้ำหนักกดทับที่กระทำด้วย ผลของความแข็งแรงของชั้นดินมีผลกระทบเช่นเดียวกันกับวิธีอื่นยกเว้นวิธีของ Loganathan and Poulos (1998) และ Park (2005) เนื่องจากเหตุผลดังที่ได้กล่าวไปก่อนหน้านี้ ขนาดของการทรุดตัวมีความใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนาม แต่ในกรณีทดสอบที่ใช้แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะที่มีค่าสูงพบว่าขนาดของการทรุดตัวมีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งให้เห็นว่าวิธีนี้ผลจากค่าพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะมีผลกระทบค่อนข้างมาก

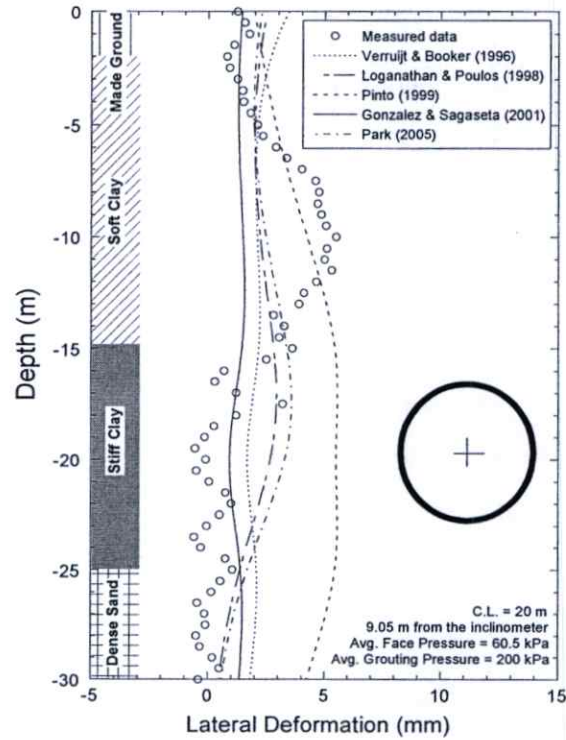
จากการทดสอบและเปรียบเทียบสามารถสรุปได้ว่า ปัจจัยต่างๆเช่น ความลึก ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดิน ค่าพารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะ มีความสำคัญต่อการทำนายการทรุดตัว ทั้งนี้ยังขึ้นอยู่กับวิธีการทำนายที่มีสมมติฐานและการคำนวณที่มีความแตกต่างกัน รวมทั้งแต่ละวิธียังไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะให้มีความสมจริงได้



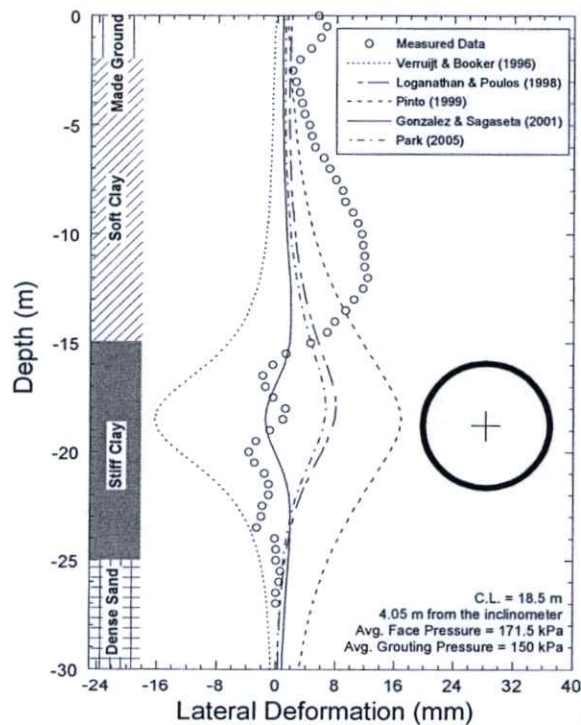
รูปที่ 5.6 การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 23-IE-002
 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



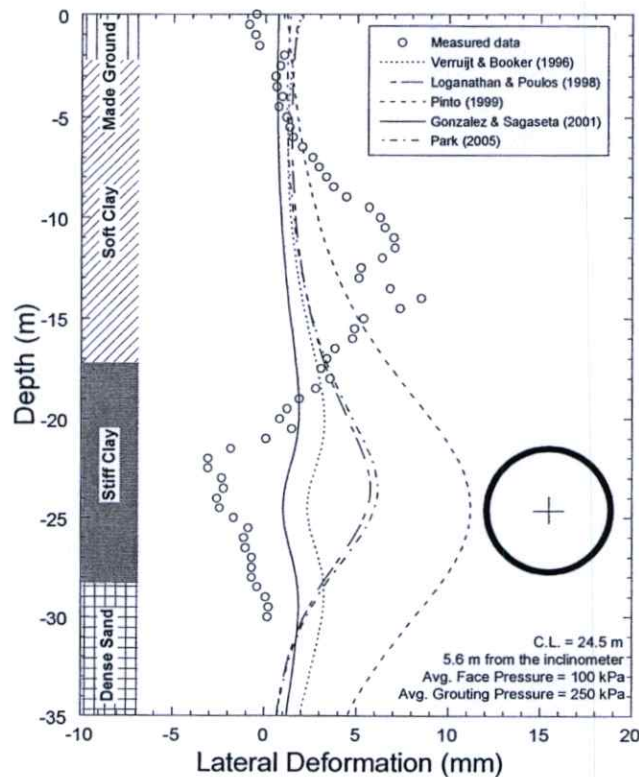
รูปที่ 5.7 การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง IN-T7-04
 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.8 การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 23-IE-008
เปรียบเทียบกับเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.9 การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 26-IE-002
เปรียบเทียบกับเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์



รูปที่ 5.10 การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 28-IE-005 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

จากการเปรียบเทียบผลการคำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์กับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนามพบว่า วิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีมีความแตกต่างกัน ซึ่งขึ้นอยู่กับปัจจัยที่ส่งผลกระทบที่แตกต่างกันด้วย เช่น ค่าความแข็งแรงของชั้นดินส่งผลกระทบต่อ การคำนวณด้วยวิธีของ Verrujt and Booker (1996) Pinto (1999) และ Gonzalez and Sagaseta (2001) แต่แทบไม่มีผลต่อวิธีของ Loganathan and Poulos (1998) และ Park (2005)

วิธีของ Verrujt and Booker (1996) สามารถหาแนวโน้มการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้ค่อนข้างใกล้เคียง โดยจากข้อมูลผลการตรวจวัดสังเกตได้ว่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างมีลักษณะการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่อยู่บริเวณเหนืออุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ และมีการเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์ในระดับแนวกึ่งกลางของอุโมงค์ จากการเปรียบเทียบด้วยวิธีของ Verrujt and Booker (1996) ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่ได้มีแนวโน้มตามลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่ตรวจวัดได้ ทั้งนี้ขนาดของการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์บริเวณเหนืออุโมงค์ยังคงมีความแตกต่าง อาจเนื่องมาจากยังจำลองพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ยังมีข้อจำกัด

วิธีของ Loganathan and Poulos (1998) และ Park (2005) สามารถหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้ด้วยค่า Gap พารามิเตอร์ ซึ่งในการคำนวณผลกระทบจากปัจจัยหลักเช่น ค่าความแข็งแรงของชั้นดิน ความลึก ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ แต่ไม่มีผลต่อการคำนวณด้วยวิธีนี้ ค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณได้ยังมีแนวโน้มที่แตกต่างจากข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนาม โดยค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณได้มากที่สุดจะเป็นการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในระดับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ซึ่งมีพฤติกรรมที่ตรงกันข้ามกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนาม

วิธีของ Pinto (1999) มีลักษณะการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่คำนวณได้คล้ายกันกับวิธีของ Loganathan and Poulos (1998) โดยปัจจัยที่มีผลต่อการคำนวณคือ ค่าความแข็งแรงของชั้นดินเป็นหลัก โดยปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะไม่ส่งผลกระทบในการคำนวณด้วยวิธีนี้

วิธีของ Gonzalez and Sagasetta (2001) สามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้ใกล้เคียง มีแนวโน้มที่มีลักษณะเดียวกันกับพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างที่วัดได้จากในสนาม แต่การเคลื่อนตัวของดินบริเวณระดับเหนืออุโมงค์ยังค่อนข้างแตกต่างจากข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนาม ผลกระทบจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะส่งผลกระทบมากในการคำนวณด้วยวิธีนี้

จากผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์กับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนาม จึงสรุปได้ว่า วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ยังมีข้อจำกัดในการจำลองพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง โดยวิธีของ Loganathan and Poulos (1998) Pinto (1999) และ Park (2005) มีความแตกต่างอย่างเห็นได้ชัด และไม่สามารถนำผลกระทบจากปัจจัยหลักที่ส่งต่อการเคลื่อนตัวของดินมาใช้ในการคำนวณได้ครบถ้วน ซึ่งวิธีของ Verruijt and Booker (1996) และ Gonzalez and Sagasetta (2001) สามารถนำปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมาใช้ได้อย่างครบถ้วน โดยเฉพาะปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งเป็นปัจจัยหลักที่ทำให้ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินมีการเคลื่อนตัวเข้าและออกจากอุโมงค์ดังข้อมูลผลการตรวจวัดที่ได้แสดง อย่างไรก็ตามทั้งสองวิธียังไม่สามารถนำปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ เช่น แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะและแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน มาใช้คำนวณพร้อมกันได้ ซึ่งทั้งสองปัจจัยมีผลกระทบเป็นอย่างยิ่งต่อการเคลื่อนตัวของชั้นดิน ดังนั้นการจำลองพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะควรสามารถนำปัจจัยในการควบคุมของหัวเจาะมาใช้ให้ได้ครบถ้วน โดยต้องเป็นไปตามพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงตามขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

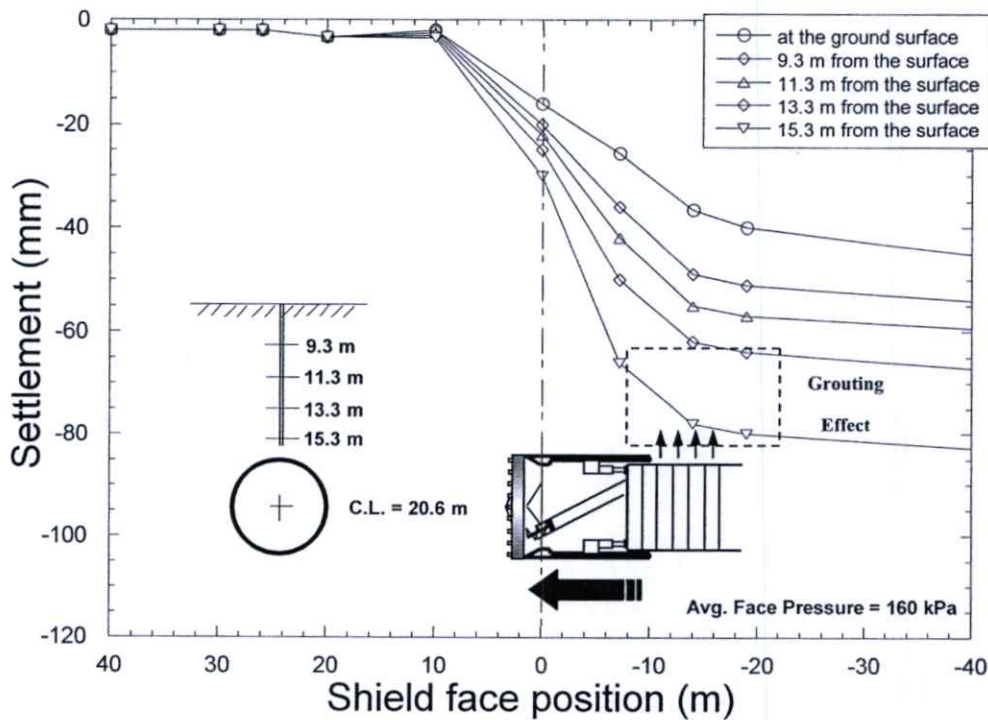
5.3 การจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน

จากการเปรียบเทียบข้อมูลผลการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างกับการคำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์พบว่า แต่ละวิธียังมีข้อจำกัดในการจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดิน รวมทั้งแต่ละวิธียังมีผลกระทบจากปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อผลการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันอีกด้วย ซึ่งปัจจัยต่างๆมีผลเป็นอย่างมากต่อการเกิดการเคลื่อนตัวของดิน ทั้งนี้ได้สรุปผลกระทบของปัจจัยต่างๆที่ส่งผลต่อการคำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีไว้ดังตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 ผลกระทบจากปัจจัยต่างๆที่ส่งผลต่อการคำนวณการเคลื่อนตัวของชั้นดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

ปัจจัยที่ใช้ในการคำนวณ	ระดับของผลกระทบจากการเปรียบเทียบทั้ง 5 วิธี					หมายเหตุ	
	Verruijt and Booker (1996)	Loganathan and Poulos (1998)	Pinto (1999)	Gonzalez and Sagaseta (2001)	Park (2005)		
แรงดันดิน (Earth pressure)	Medium	Low	Medium	High	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัว	
แรงดันที่ขั้ว (Support pressure)	Medium	Low	None	High	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดและรูปร่างของการเคลื่อนตัว	
ขนาดของอุโมงค์ (Diameter)	Medium	Medium	Low	Medium	Medium	ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัว	
ความลึกของอุโมงค์ (Depth)	Low	Low	None	Medium	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัว	
ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดิน	โมดูลัสของดิน (E_s)	High	Low	High	Low	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัว
	อัตราส่วนของปริมาตรของ	Medium	Low	Medium	Low	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดและรูปร่างของการเคลื่อนตัว
	ส.ป.ส. แรงดันดินด้านข้าง (K_0)	Medium	Low	Medium	Low	Low	ส่งผลกระทบต่อขนาดและรูปร่างของการเคลื่อนตัว
Gap พารามิเตอร์	None	High	None	None	High	ส่งผลกระทบต่อขนาดของการเคลื่อนตัว	

นอกจากนี้ยังมีข้อมูลจากการตรวจสอบพฤติกรรมการทรุดตัวในแนวยาวของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002) ดังรูปที่ 5.11 โดยพบว่าแนวการทรุดตัวมีลักษณะที่แตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดตามระยะห่างของหัวเจาะ และได้แสดงผลการทรุดตัวในระดับลึกเมื่อหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านที่ระยะต่างๆ ซึ่งแสดงให้เห็นผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูนอีกด้วย

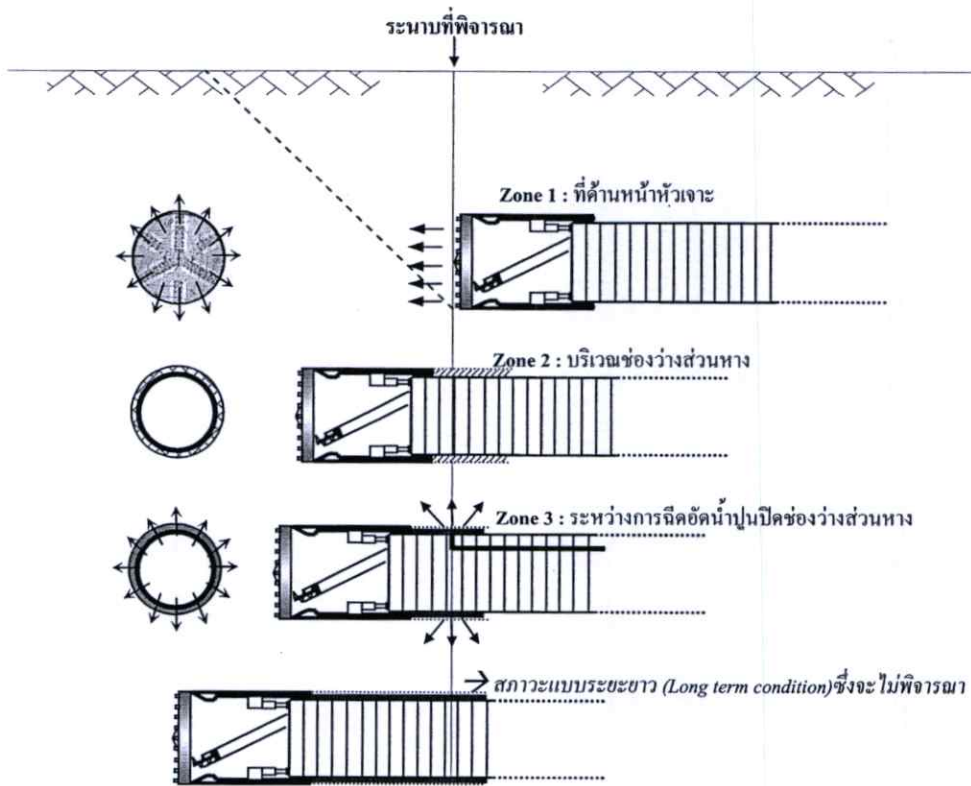


รูปที่ 5.11 การทรุดตัวในระดับลึกเมื่อหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านที่ระยะต่างๆ

จากการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะและจากตัวอย่างของโครงการต่างๆที่แสดงการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ จึงสามารถแบ่งพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะออกเป็น 3 ช่วง (3 Zones) คือ

- 1) ช่วงก่อนที่หัวเจาะจะขุดเจาะผ่านระนาบที่พิจารณา
- 2) ช่วงที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านพอดี และ
- 3) ช่วงที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านไปแล้ว

ซึ่งในแต่ละช่วงจะมีพฤติกรรมและปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่แตกต่างกันดังแสดงในรูปที่ 5.12 ทั้งนี้เป็นการพิจารณาการเคลื่อนตัวของดินเฉพาะช่วงที่ทำการก่อสร้างหรือในช่วงระยะเวลานสั้น (Short term) หรือเป็นการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นแบบทันทีทันใด (Immediately ground movement) ซึ่งมักจะมีขนาดที่มากและส่งผลกระทบมากที่สุด และไม่พิจารณาผลกระทบของการอัดตัวคาน้ำของดินหรือการหดตัวของวัสดุที่ใช้ในการฉีดอัดน้ำปูน ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ในช่วงระยะยาว (Long term)



รูปที่ 5.12 ตำแหน่งที่พิจารณาตามพฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โซน

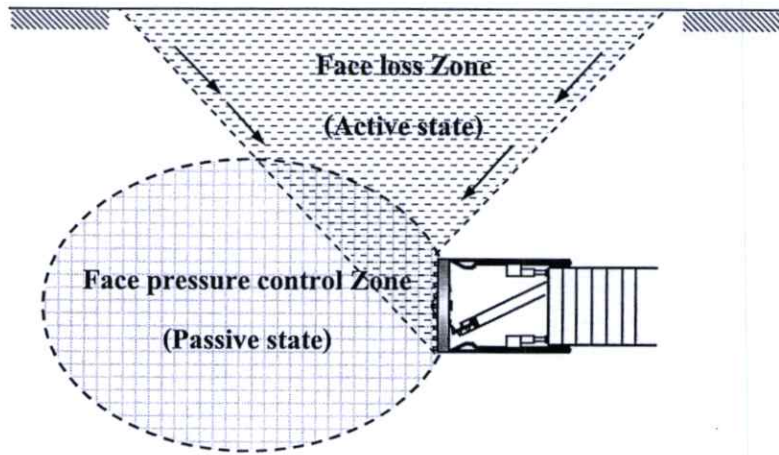
การวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะด้วยหัวเจาะมีสมมติฐานการวิเคราะห์ในแต่ละโซนดังนี้

โซนที่ 1 ที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยแรงดันที่ด้านหน้าคือปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความเค้นในดินที่เกิดขึ้นจริงด้วย โดยความเค้นในดิน สามารถเกิดขึ้นได้ 2 ลักษณะคือทั้งแบบความดันดินเชิงรุก (Active earth pressure) และความดันดิน เชิงรับ (Passive earth pressure) ดังแสดงในรูปที่ 5.13

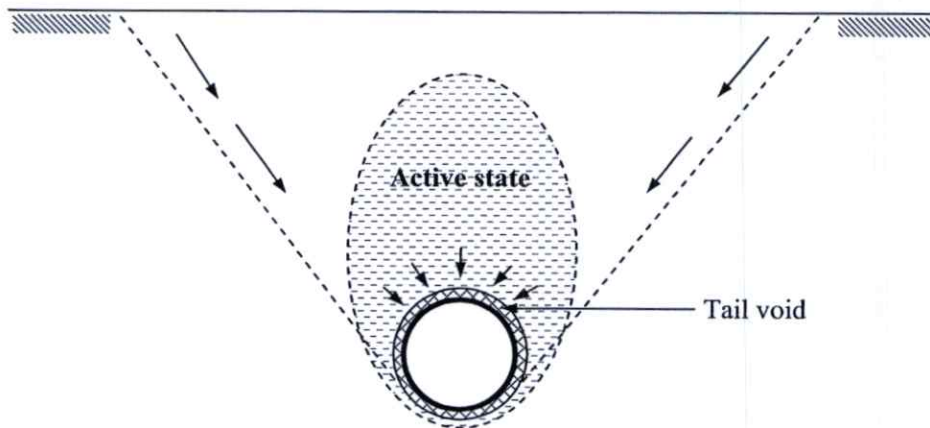
โซนที่ 2 ที่ส่วนท้ายหัวเจาะ (ขณะเกิดช่องว่าง) ในขณะที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านไป แรงดันที่ ด้านหน้ายังคงส่งผลกระทบอยู่บางส่วน ซึ่งสมมติให้มีค่าเป็นศูนย์หรือไม่มีแรงดันค้ำยันในช่วงนี้ อย่างไรก็ตามในสถานการณ์จริงขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ช่องว่างดังกล่าว ขึ้นอยู่กับ ระยะเวลาระหว่างที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านกับขั้นตอนการฉีดอัดน้ำปูน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพความ แข็งแรงของชั้นดินนั้นด้วย โดยลักษณะการสูญเสียความเค้นในดิน (Stress relief) เนื่องจากการ เคลื่อนตัวปิดช่องว่างแสดงดังรูปที่ 5.14

โซนที่ 3 ขณะทำการฉีดอัดน้ำปูน โดยแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนคือปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อ การเคลื่อนตัวของดินซึ่งสามารถทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวในทิศทางออกจากอุโมงค์หากค่าแรงดัน

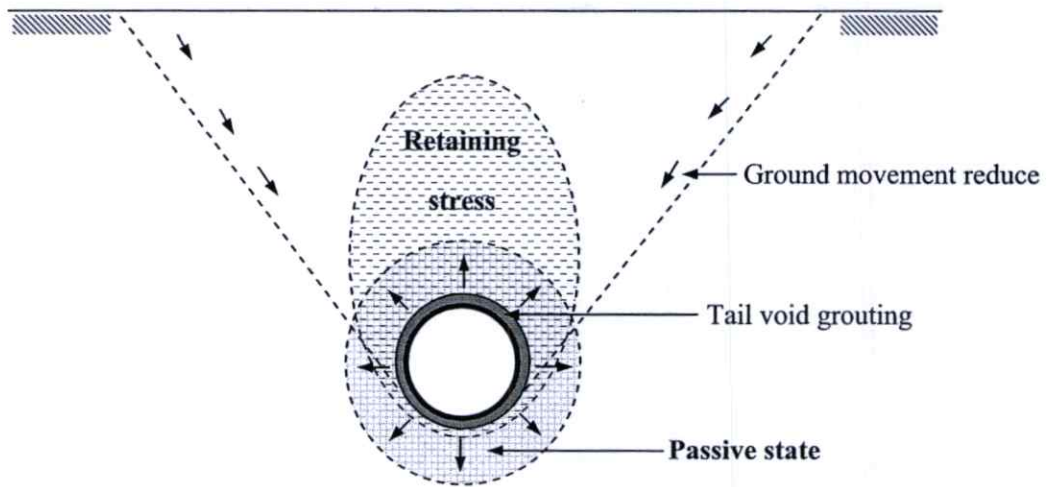
ในการฉีดน้ำปูนมากกว่าความเค้นของดินในขณะนั้น โดยสมมติให้แรงดันในการฉีดน้ำปูนมีความสม่ำเสมอตลอดเส้นรอบรูปรอบอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 5.15



รูปที่ 5.13 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวของดินในโซนที่ 1

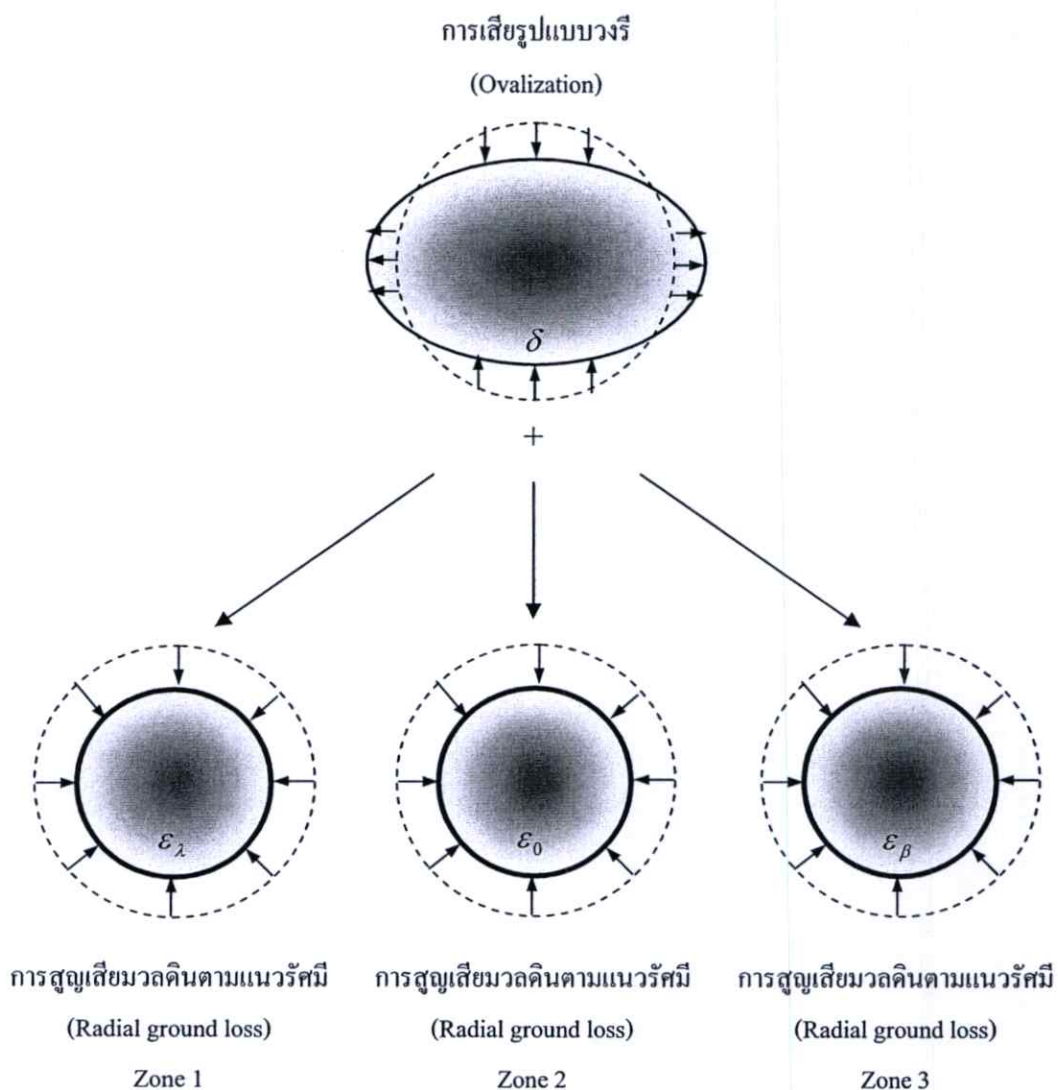


รูปที่ 5.14 ลักษณะความเค้นที่ลดลงในดินหรือการสูญเสียความเค้นในดินเนื่องจากดินเคลื่อนตัวสู่ช่องว่างส่วนหางในโซนที่ 2



รูปที่ 5.15 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงความเค้นขณะทำการฉีดอัดน้ำปูนในโซนที่ 3

พฤติกรรมที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของดินในแต่ละชั้นมีความสัมพันธ์กับแรงดันหรือความเค้น (Stress) ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานของวิธีของ Verruijt and Booker (1996) และ Gonzalez and Sagasetta (2001) ที่มีการวิเคราะห์ความเค้นเป็นปัจจัยหลักต่อการเสียรูปของดิน โดยการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นจากการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial Contraction, ϵ) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization, δ) อย่างไรก็ตามการเสียรูปแบบวงรีไม่ได้รับผลกระทบจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะและไม่เปลี่ยนแปลงไปตามพฤติกรรมในแต่ละช่วง ดังนั้นสิ่งที่มีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมในแต่ละโซนคือ การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี ซึ่งจะได้รับผลกระทบจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะในแต่ละโซนที่แตกต่างกันด้วยดังแสดงในรูปที่ 5.16



รูปที่ 5.16 การพิจารณาปัจจัยผลกระทบต่อการเสียรูปของชั้นดินในการจำลองแบบ 3 โซน

และทำให้สามารถหาสมการในการคำนวณการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีในแต่ละโซนได้ดังนี้

$$\text{โซนที่ 1} \quad \varepsilon_{\lambda} = \frac{\sigma(1+k_0) - 2\lambda}{4G} \quad (5.1)$$

$$\text{โซนที่ 2} \quad \varepsilon_0 = \frac{\sigma(1+K_0)}{4G} \quad (5.2)$$

$$\text{โซนที่ 3} \quad \varepsilon_{\beta} = \frac{\sigma(1+k_0) - 2\beta}{4G} \quad (5.3)$$

โดย

ε_λ = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีที่เกิดจากแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ

ε_0 = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีในกรณีไม่มีแรงดันค้ำยัน

ε_β = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีที่เกิดจากแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน

λ = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ

β = แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน

จากวิธีการคำนวณการสูญเสียมวลดินตามแนวรัศมีในแต่ละช่วง สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับสมการแบบ Closed form สำหรับหาการเคลื่อนตัวของดินของ Verruijt and Booker (1996) ได้ทันทีดังสมการ

$$\begin{aligned}
 u_z = & -\varepsilon_\lambda R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \frac{2\varepsilon_\lambda R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \\
 & -\varepsilon_0 R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \frac{2\varepsilon_0 R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \\
 & -\varepsilon_\beta R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \frac{2\varepsilon_\beta R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \\
 & + 3\delta R^2 \left(\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 6\delta R^2 h \left(\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right)
 \end{aligned} \tag{5.4}$$

$$\begin{aligned}
 u_x = & -\varepsilon_\lambda R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) - \frac{2\varepsilon_\lambda R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) \\
 & -\varepsilon_0 R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) - \frac{2\varepsilon_0 R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) \\
 & -\varepsilon_\beta R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) - \frac{2\varepsilon_\beta R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) \\
 & - \frac{12\delta R^2 x h}{m+1} \left(\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right) + 3\delta R^2 \left(\frac{x(x^2 - kz_1^2)}{r_1^4} + \frac{x(x^2 - kz_2^2)}{r_2^4} \right)
 \end{aligned} \tag{5.5}$$

เมื่อพิจารณาสมการแบบ Closed form สำหรับหาค่าการเคลื่อนตัวของดินของ Gonzalez and Sagaseta (2001) พบว่าในการคำนวณการทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน ต้องมีการคำนวณค่า Relative Ovalization (ρ) ซึ่งมีค่าเท่ากับอัตราส่วนระหว่างการเสียรูปแบบวงรีกับการ

สูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี จึงได้กำหนดตัวแปรสำหรับการแทนค่า Relative Ovalization ในแต่ละโซนดังนี้

$$\rho_\lambda = \frac{\delta}{\varepsilon_\lambda} ; \text{ Relative Ovalization Zone 1} \quad (5.6)$$

$$\rho_0 = \frac{\delta}{\varepsilon_0} ; \text{ Relative Ovalization Zone 2} \quad (5.7)$$

$$\rho_\beta = \frac{\delta}{\varepsilon_\beta} ; \text{ Relative Ovalization Zone 3} \quad (5.8)$$

เมื่อทำการกำหนดตัวแปรใหม่สำหรับการคำนวณค่า Relative Ovalization แล้ว จึงสามารถแทนค่าลงในสมการแบบ Closed form ของ Gonzalez and Sagasetta (2001) ในรูปแบบ 3 โซนได้ดังสมการ

$$S_z = \left[2\varepsilon_\lambda a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha} (1-\rho_\lambda) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} + \frac{z_2}{2r_2^2\alpha} (1+\rho_\lambda) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} - \frac{1}{2r_2^2\alpha} (2(z+\rho_\lambda) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + 4\rho_\lambda z z_2 \frac{3x^2-z_2^2}{r_2^4}) \right\} \text{ Zone 1}$$

$$+ \left[2\varepsilon_0 a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha} (1-\rho_0) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} + \frac{z_2}{2r_2^2\alpha} (1+\rho_0) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} - \frac{1}{2r_2^2\alpha} (2(z+\rho_0) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + 4\rho_0 z z_2 \frac{3x^2-z_2^2}{r_2^4}) \right\} \text{ Zone 2} \quad (5.9)$$

$$+ \left[2\varepsilon_\beta a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha} (1-\rho_\beta) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} + \frac{z_2}{2r_2^2\alpha} (1+\rho_\beta) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} - \frac{1}{2r_2^2\alpha} (2(z+\rho_\beta) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + 4\rho_\beta z z_2 \frac{3x^2-z_2^2}{r_2^4}) \right\} \text{ Zone 3}$$

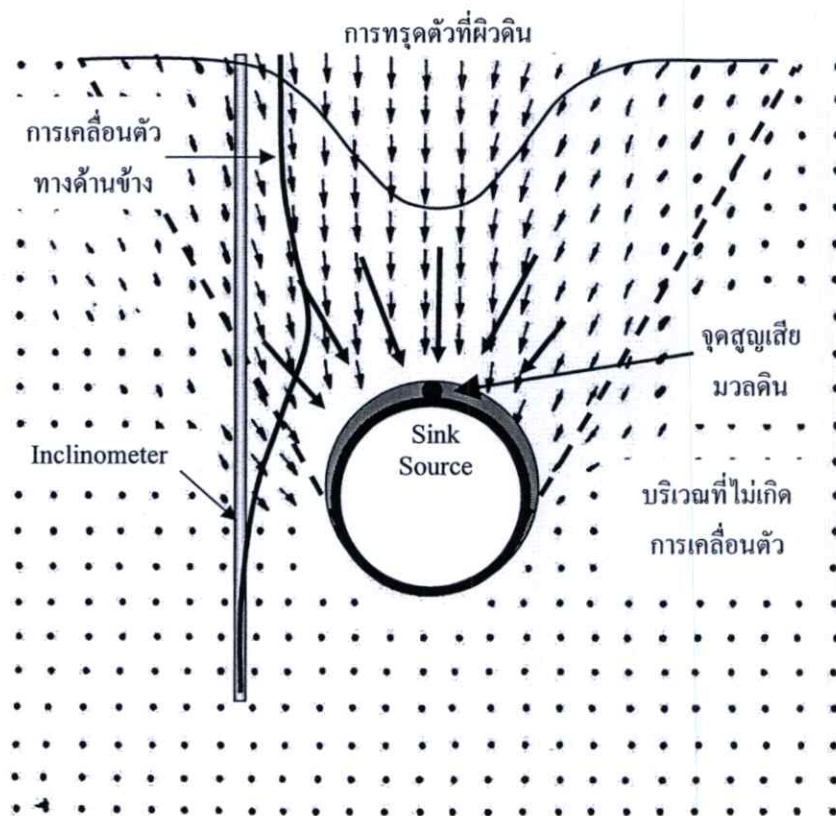
$$S_x = \left[2\varepsilon_\lambda a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{x}{2r_1^2} (1-\rho_\lambda) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} - \frac{x}{2r_2^2\alpha} (1-\rho_\lambda) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + \frac{4xz}{2r_2^2\alpha} \left(\frac{z_2}{r_2^2} - \rho_\lambda \frac{x^2-3z_2^2}{r_2^4} \right) \right\} \text{ Zone 1}$$

$$+ \left[2\varepsilon_0 a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{x}{2r_1^2} (1-\rho_0) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} - \frac{x}{2r_2^2\alpha} (1-\rho_0) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + \frac{4xz}{2r_2^2\alpha} \left(\frac{z_2}{r_2^2} - \rho_0 \frac{x^2-3z_2^2}{r_2^4} \right) \right\} \text{ Zone 2} \quad (5.10)$$

$$+ \left[2\varepsilon_\beta a \left(\frac{a}{h} \right)^{2\alpha-1} \right] \cdot \left\{ -\frac{x}{2r_1^2} (1-\rho_\beta) \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2} - \frac{x}{2r_2^2\alpha} (1-\rho_\beta) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + \frac{4xz}{2r_2^2\alpha} \left(\frac{z_2}{r_2^2} - \rho_\beta \frac{x^2-3z_2^2}{r_2^4} \right) \right\} \text{ Zone 3}$$

นอกจากนี้จากการสังเกตการเสีรูปร่างของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะที่วัดได้จากในสนาม ที่แสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์จะอยู่บริเวณระดับเหนืออุโมงค์ และมักจะมีขนาดที่ลดลงหรือเปลี่ยนเป็นการเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์ในระดับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ (Springline) ดังนั้นจึงสมมติฐานได้ว่าจุดสูญเสียมวลดิน (Sink source point) ตั้งอยู่ที่บริเวณช่องว่าง (Gap) ในส่วนบนของอุโมงค์หรือสมมติให้อยู่ที่บริเวณยอดอุโมงค์ ซึ่งจากการกระทำดังกล่าวจะ

สามารถทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์มากที่สุดอยู่ที่บริเวณระดับเหนืออุโมงค์ และสอดคล้องกับการทดลองแบบจำลองที่ทำการทดสอบโดย Kimura and Mair (1981) ดังตัวอย่างในรูปที่ 5.17



รูปที่ 5.17 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Kimura and Mair, 1981)

ดังนั้นในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดินในโซนที่ 2 ควรลดระดับความลึกของอุโมงค์เป็น $h-a$ หรือความลึกลบด้วยรัศมีของอุโมงค์เพื่อให้การจำลองมีความสมจริงมากยิ่งขึ้น

กล่าวโดยสรุป การพิจารณาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ในช่วง 3 โซน เป็นการจำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะในสามช่วงที่มีความสำคัญตามพฤติกรรมของการขุดเจาะจริง ทำให้สมการแบบ Closed form มีความละเอียดและสมจริงมากขึ้นซึ่งมีการพิจารณาปัจจัยที่จะส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินได้อย่างครบถ้วน ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์และผลการเปรียบเทียบกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนามได้แสดงไว้ในบทถัดไป

บทที่ 6

ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับข้อมูลการวัด

6.1 กล่าวนำ

ในบทนี้จะแสดงผลการนำวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนมาวิเคราะห์หาการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวของด้านข้างของดิน และเปรียบเทียบกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล โดยมีข้อมูลการทรุดตัวของผิวดิน 22 กรณีและการเคลื่อนตัวของด้านข้าง 8 กรณี นอกจากนี้ในบริเวณที่อุปกรณ์ตรวจวัดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของด้านข้างอยู่ใกล้เคียงกันจะสามารถนำมาพิจารณาพร้อมกันได้ และยังสามารถแบ่งการพิจารณาให้เห็นพฤติกรรมในแต่ละโชนได้อีกด้วย

6.2 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับข้อมูลผลการตรวจวัด

การเปรียบเทียบผลการทำนายการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมของหัวเจาะแบบ 3 โชนกับข้อมูลผลการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่มีการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดที่มีความแม่นยำสูง โดยทำการเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัวของผิวดินจากการตรวจวัดแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement Array) จำนวนถึง 22 กรณี และผลการเคลื่อนตัวของด้านข้างจากการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวของด้านข้าง (Inclinometer) จำนวน 8 กรณี โดยในเบื้องต้นจะกล่าวถึงลักษณะและที่มาของโครงการที่นำมาเปรียบเทียบ รายละเอียดเบื้องต้นของข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวของด้านข้างของดินในโครงการ หลังจากนั้นจึงทำการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมของหัวเจาะแบบ 3 โชนและนำมาเปรียบเทียบกับข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากในสนาม

6.2.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

1) ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเป็นโครงการของระบบขนส่งมวลชนในกรุงเทพฯที่มีการเชื่อมต่อกับระบบขนส่งประเภทอื่นซึ่งก่อสร้างโดยการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (Mass Rapid Transit Authority, MRTA) โครงการมีลักษณะเป็นอุโมงค์คู่มีระยะทาง 20 กิโลเมตร เริ่มจากสถานีหัวลำโพงไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อดังแสดงในรูปที่ 6.1 ซึ่งเส้นทางของโครงการครอบคลุมพื้นที่ที่มีการจราจรติดขัด ส่วนอุโมงค์คู่นั้นแต่ละอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายใน 6.3 เมตร และ 5.7 เมตร ตามลำดับ

โครงการส่วนได้เป็นรถไฟฟ้าใต้ดินแบบอุโมงค์คู่โดยเริ่มต้นจากสถานีรถไฟหัวลำโพงซึ่งอยู่ใกล้กับแม่น้ำเจ้าพระยาทางด้านตะวันออก เส้นทางของโครงการอยู่ใต้ถนนพระราม 4 ประมาณ 5 กิโลเมตร จนถึงศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ต่อมาขึ้นไปทางทิศเหนือไปตามถนนอโศกและถนนรัชดาภิเษกอีก 4.5 กิโลเมตร จนถึงสถานีพระราม 9 ซึ่งมีส่วนต่อกันสถานีจอร์จ โครงการส่วนเหนือต่อจากสถานีพระราม 9 ขึ้นไปทางเหนือ 4.5 กิโลเมตร ตามถนนรัชดาภิเษกจนถึงถนนลาดพร้าว ไปทางทิศตะวันตกจนถึงสวนจตุจักรและสิ้นสุดบริเวณใต้ดินของสถานีรถไฟบางซื่อ โดยอุโมงค์อยู่ลึกไปจากผิวดินประมาณ 20 เมตร โครงการแต่ละส่วนมีระยะทางประมาณ 10 กิโลเมตร และประกอบด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนละ 9 สถานี

2) สภาพชั้นดินทั่วไปบริเวณกรุงเทพฯ

กรุงเทพฯอยู่บนชั้นดินใหม่ที่เกิดจากการทับถมของตะกอนที่พัดพาจากน้ำทะเล ซึ่งอยู่สูงกว่าระดับน้ำทะเลประมาณ 0.5 ถึง 1 เมตร จากที่ได้ทำการสำรวจและทำการทดสอบสภาพชั้นดินตามเส้นทางของโครงการพบว่าสามารถแบ่งย่อยสภาพของชั้นดินได้เป็น 2 ส่วน คืออุโมงค์ส่วนเหนือ (จากสถานีศูนย์วัฒนธรรมถึงสถานีบางซื่อ) สภาพชั้นดินมีรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 6.2 และอุโมงค์ส่วนใต้ (จากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม) สภาพชั้นดินเป็นดังรูปที่ 6.3

1) ชั้นดินถม (Made Ground)

โดยส่วนใหญ่ผิวดินเหนืออุโมงค์เป็นถนน ดังนั้นในชั้นดินถมจึงประกอบด้วยวัสดุในการก่อสร้างถนนจำพวกแอสฟัลท์ คอนกรีต ทราซ หิน ซึ่งในชั้นดินนี้มีความหนาประมาณ 4 เมตร

2) ชั้นเปลือกที่เกิดจากขบวนการสลายตัวจากสภาพแวดล้อม (Weathered Clay)

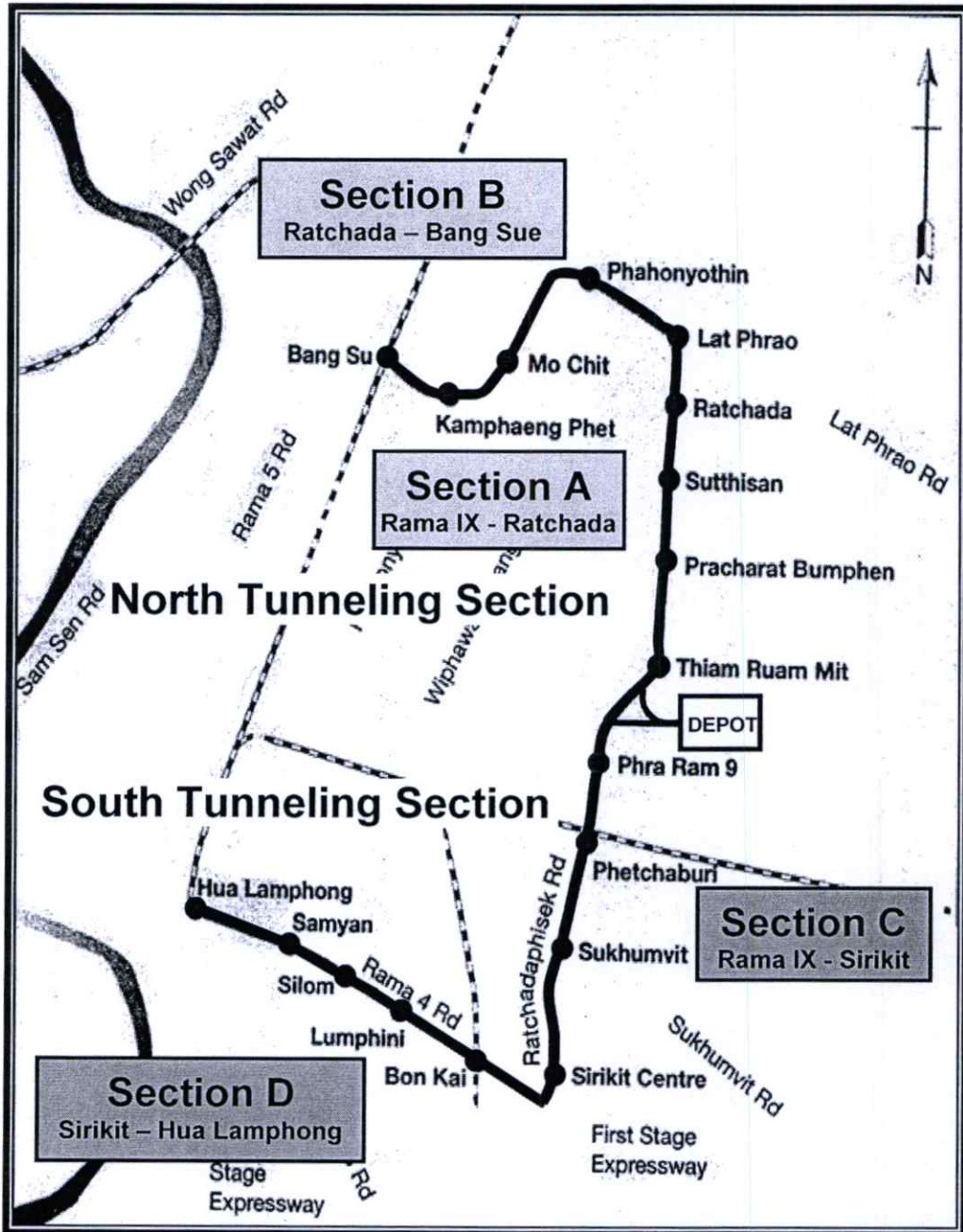
ชั้นดินนี้หนาประมาณ 1.5 – 4 เมตร มีปริมาณความชื้นในมวลดินต่ำ ลักษณะดินมีสีน้ำตาลอมเหลืองถึงเทาดำและมีกำลังรับน้ำหนักข้างสูง

3) ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay)

ชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นชั้นดินที่อยู่ถัดลงไป มีลักษณะเป็นสีเขียวมะกอก สีเทาปานกลาง หรือเทาแก่ มีส่วนประกอบของน้ำตามธรรมชาติประมาณ 50 – 80 % หรือมากกว่า มีความหนาประมาณ 15 เมตร

4) ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay)

ชั้นดินเหนียวแข็งวางตัวเป็นแนวยาว มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลอ่อนถึงน้ำตาล ในบางบริเวณจะมีจุดสีแดงหรือเหลืองปนอยู่ ดินชั้นนี้อยู่ที่ความลึก 15 เมตร ถึง 25 เมตร ความหนาเฉลี่ยประมาณ 10 เมตร ในพื้นที่เขตพญาไทพบชั้นดินนี้ที่ระดับ 17 เมตร และชั้นล่างสุดอยู่ที่ระดับ 29 เมตร นับว่าเป็นบริเวณพื้นที่ที่มีความหนาของชั้นดินเหนียวหนาที่สุดแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ การเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่ง ไปยังอีกที่หนึ่ง ไม่มีรูปแบบที่แน่นอน มีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความแข็งแรงพอสมควร



รูปที่ 6.1 แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

5) ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer)

ความลึกของชั้นดินทรายชั้นที่หนึ่งอยู่ที่ระดับประมาณ 20 – 35 เมตร ดินชั้นนี้มีลักษณะเป็นสีเทาอ่อนถึงน้ำตาลอ่อน อาจมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียว แข็งกับชั้นทรายชั้นที่หนึ่งในบางแห่ง ดินชั้นนี้จัดเป็น Silty Sand ความลึกปกติของชั้นดินนี้เปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วง 21 – 29 เมตร มีความหนาประมาณ 10 เมตร โดยเฉลี่ยในพื้นที่ทางด้านทิศใต้ของอำเภอปากเกร็ด ชั้นล่างสุดของดินชั้นนี้ลึกถึง 39 เมตร

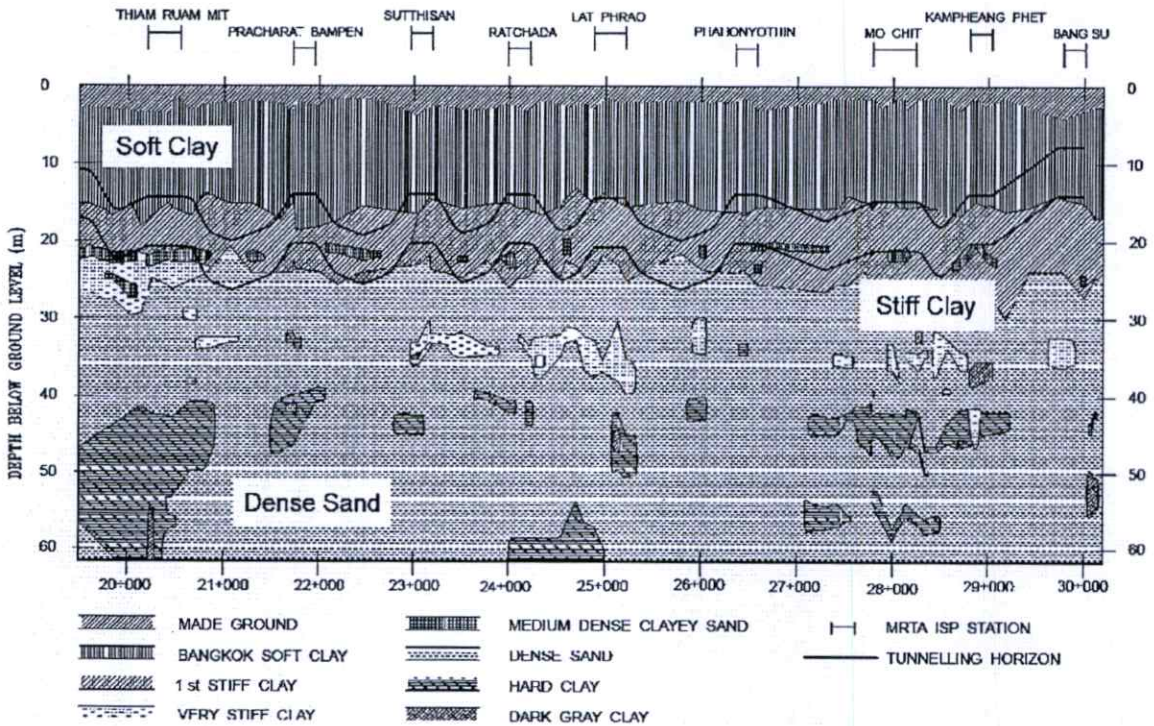
6) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay)

ชั้นดินนี้เรียกอีกอย่างว่าชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่สอง มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลอ่อนถึงเทา มีความหนาประมาณ 2-12 เมตร ความหนามักเปลี่ยนแปลงไปตามแต่ละพื้นที่ ในบางพื้นที่อาจไม่พบชั้นดินนี้ ดินชั้นนี้วางตัวอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรกซึ่งมีความแข็งมาก ในบางครั้งของการเจาะสำรวจก็พบชั้นทรายบางๆปะปนอยู่ในดินเหนียวชั้นนี้เหมือนกัน

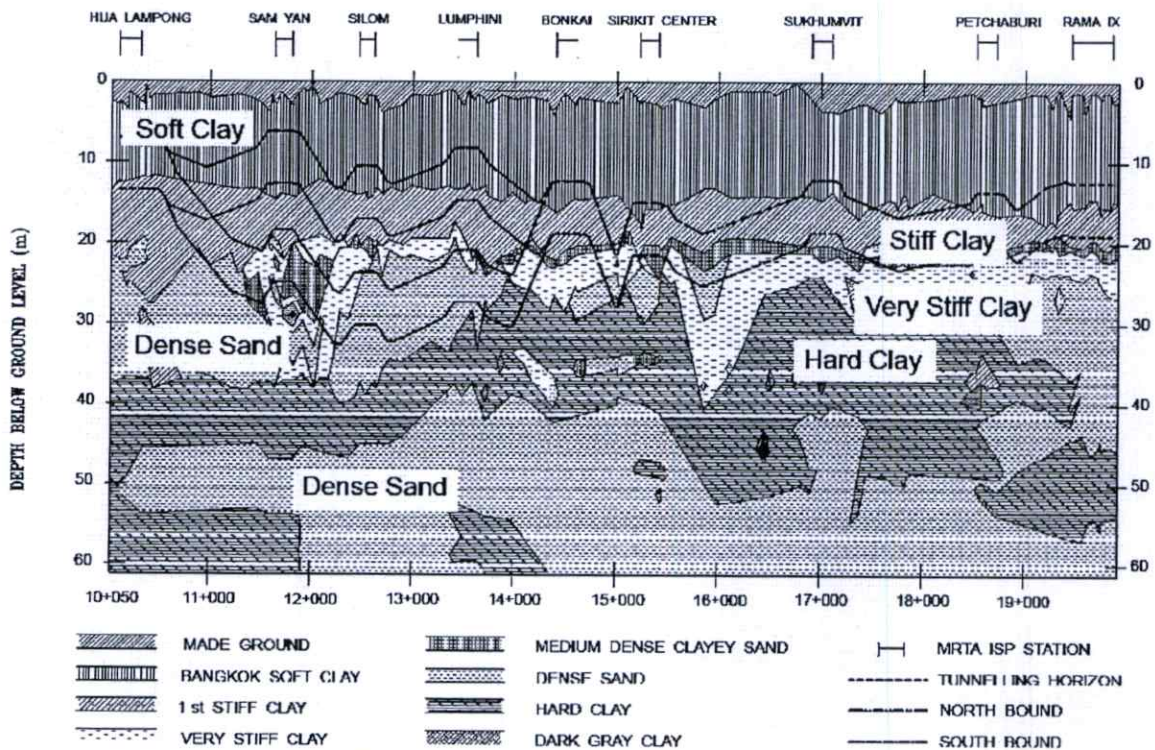
7) ชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer)

ในบางพื้นที่ชั้นทรายชั้นที่สองจะติดกับชั้นทรายที่หนึ่งโดยตรง จากข้อมูลชั้นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ พบว่าชั้นทรายทั้งสองนั้นอยู่ติดกันในบริเวณทิศเหนือของกรุงเทพฯ อย่างไรก็ตามในบางพื้นที่ชั้นทรายทั้งสองก็แยกออกจากกัน ชั้นทรายชั้นนี้มีลักษณะคล้ายกับชั้นทรายชั้นแรก มีสีน้ำตาลถึงเหลืองอมเทา ชั้นดินนี้หนาประมาณ 12 เมตร อาจเปลี่ยนแปลงถึง 4 – 20 เมตร พบที่ระดับความลึกประมาณ 43 – 58 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยประมาณ 45 เมตร ความลึกปลายสุดของชั้นดินนี้ประมาณ 55 เมตร หรืออาจจะอยู่ในช่วง 51 - 63 เมตร บริเวณที่ลึกสุดที่สำรวจพบ คือพื้นที่ในจังหวัดนนทบุรีมีความลึกถึง 63 เมตร

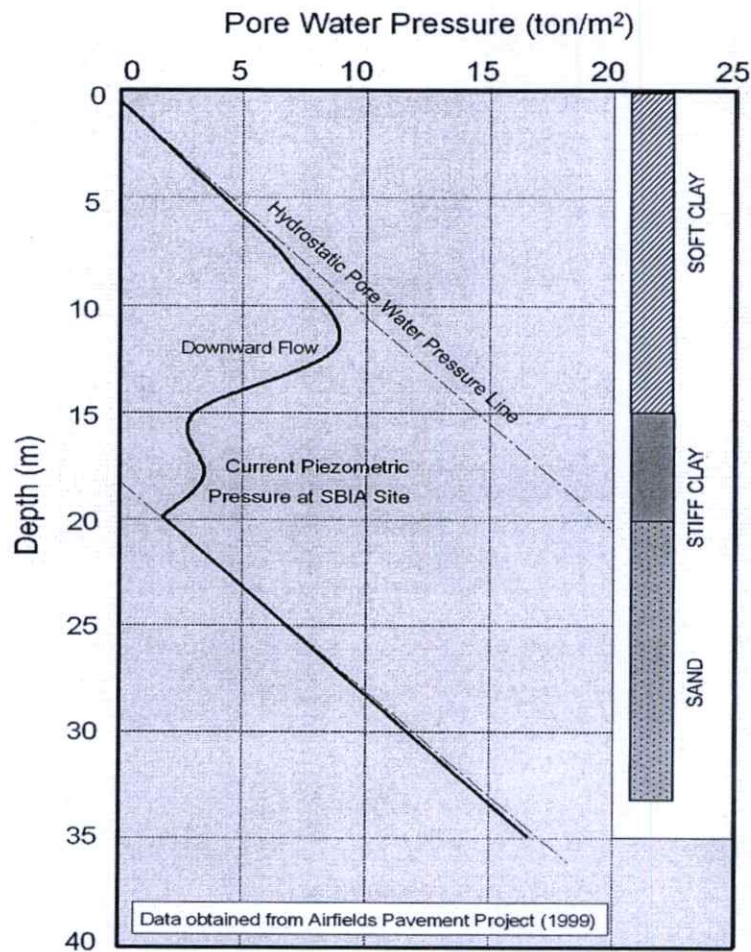
แรงดันน้ำใต้ดินที่ความลึกตั้งแต่ 6 เมตรจากผิวดินลงไป แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (non-hydrostatic) ซึ่งคาดว่าเกิดจากการสูบน้ำจากบ่อบาดาลในอดีต ในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจายกระจายหากนำมาพล็อตกราฟ ซึ่งในชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทราย รูปที่ 6.4 แสดงแรงดันน้ำใต้ดิน โดยทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพฯ



รูปที่ 6.2 สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรม ไปจนถึงสถานีบางซื่อ



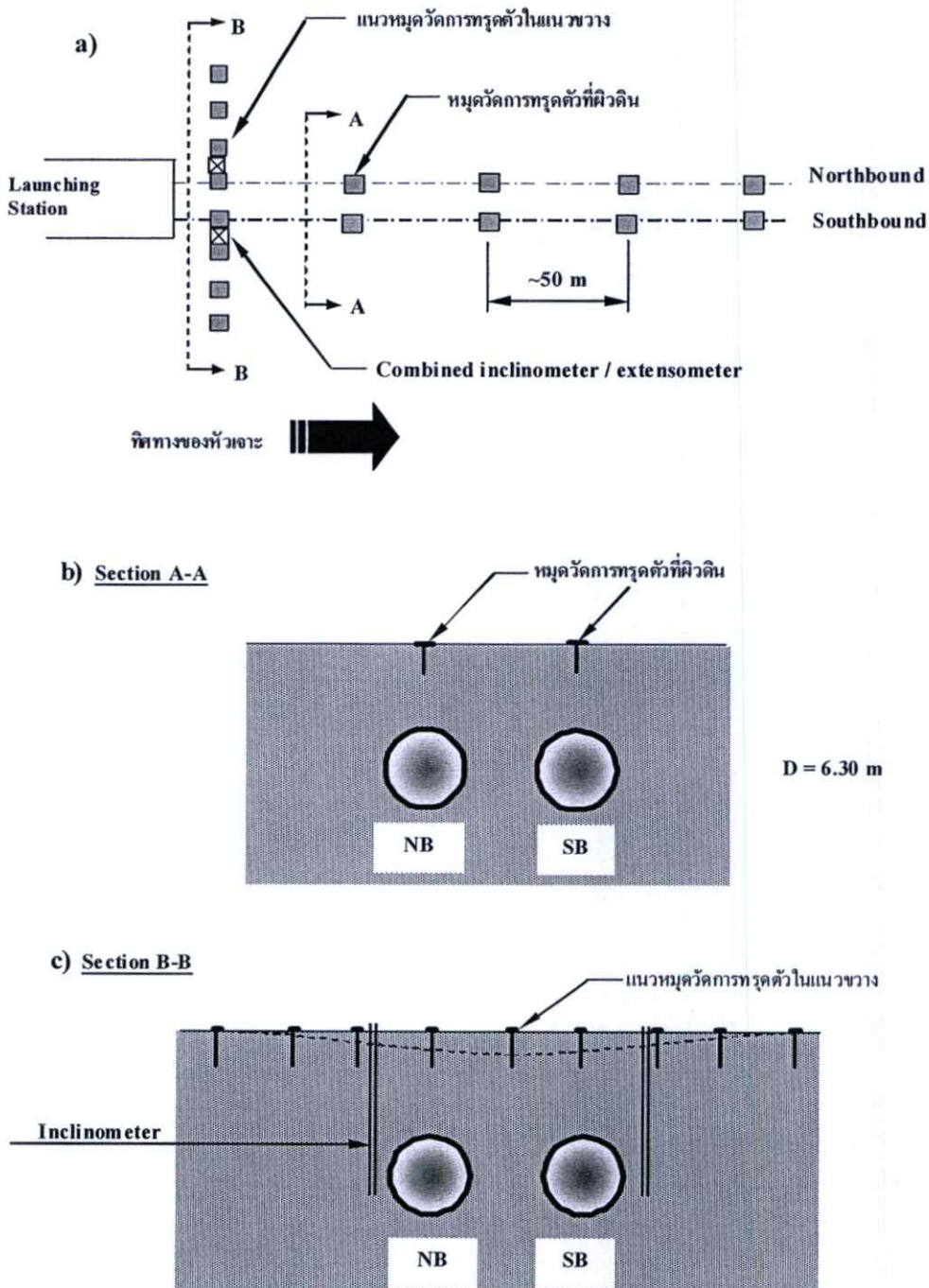
รูปที่ 6.3 สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพง ไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม



รูปที่ 6.4 แรงดันน้ำใต้ดินโดยทั่วไปในชั้นดินกรุงเทพฯ (Geotechnical report BMTC, 2006)

6.2.2 การศึกษาข้อมูลผลการตรวจวัดในโครงการ

Suwansawat (2002) ได้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินที่สอดคล้องกับการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล รวมทั้งตรวจสอบผลกระทบของพารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะต่อการเคลื่อนตัวของดิน โดยข้อมูลผลการตรวจวัดได้รวบรวมมาจากอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคที่ติดตั้งในโครงการ อันได้แก่ หมุดวัดการทรุดตัว (Settlement marker) แนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement array) อุปกรณ์วัดการทรุดตัวในระดับลึก (extensometer) และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) รูปแบบตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดโดยทั่วไปในโครงการแสดงดังรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.5 รูปแบบตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดโดยทั่วไปในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002)

ในโครงการดังกล่าวได้แบ่งส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ออกเป็น 4 ส่วน ได้แก่ Section A Section B Section C และ Section D ดังแสดงในรูปที่ 6.1 ทำให้ข้อมูลผลการตรวจวัดได้ถูกแบ่งออกเป็น 4 ส่วนเช่นเดียวกัน ทั้งนี้ข้อมูลของหัวเจาะในแต่ละส่วนแสดงดังตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 ข้อมูลของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002)

EPB Shield	1 & 2	3 & 4	5 & 6	7 & 8
Section	A North	B North	C South	D South
Route	TRM – Ratchada TRM – Rama IX, Depot	Ratchada – Bang Sue	Rama IX - Sirikit	Sirikit - Hua Lampong
Operator	Nishimatsu	Obayashi	Kumagai Gumi	Bilfinger & Berger
Specification				
Manufacturer	Kawasaki	Kawasaki	Kawasaki	Herrenknecht
Shield Diameter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.46 m
Typical Face Pressure	50 kPa	180 kPa	200 kPa	180 kPa
Cutting wheel dia. Not including copy cutter	6.43 m	6.43 m	6.43 m	6.48 m
Over-excavation Gap	6.5 cm	6.5 cm	6.5 cm	9 cm
Max. Copy Cutter Stroke	10 cm	10 cm	10 cm	N.A.
Overall Length	8.35 m	8.35 m	8.33 m	6.19 m
Articulation Number	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (4.39/3.94)	1 (3.275/2.915)
Number of Jacks	20 x 200 tonne	20 x 200 tonne	40 x 100 tonne	40 x 100 tonne
Total Thrust Force	35630 kN	35630 kN	35630 kN	28300 kN
Cutter head drive	4 x 180 Kw electric motors	4 x 180 Kw electric motors	4 x 180 Kw electric motors	8 hydraulic motors powered by 4 x 160 Kw electric pumps
Opening Ratio of cutter face	60 %	60 %	60 %	42 %
Grouting				
Type of Grouting	Thixotropic cement / bentonite	Thixotropic cement / bentonite	Thixotropic cement / bentonite	Bentonite, cement + Fly Ash
Typical Pressure	2.5 bar	2 bar	2 bar	>3 bar
Typical Quantities	1.8 m ³ /m	1.8 m ³ /m	2.2 m ³ /m	N.A.
Typical Grout Filling Ratio	120 %	120 %	120 %	150%
Muck Removal				
Operation	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor & Pumping	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car
Max. Screw Conveyor	312 m ³ / hr	312 m ³ / hr	312 m ³ / hr	200 m ³ / hr
Max. Belt Conveyor	150.0 m ³ / hr	-	-	-
Max. Pumping Rate	-	150.0 m ³ /hr	-	-
Typical Slurry Additive Volume	2.5 m ³ / m	13.0 m ³ / m	N.A.	11.0 m ³ / m
Typical Excavated Soil Volume	45.0 m ³ / m	55.0 m ³ / m	N.A.	51.0 m ³ / m

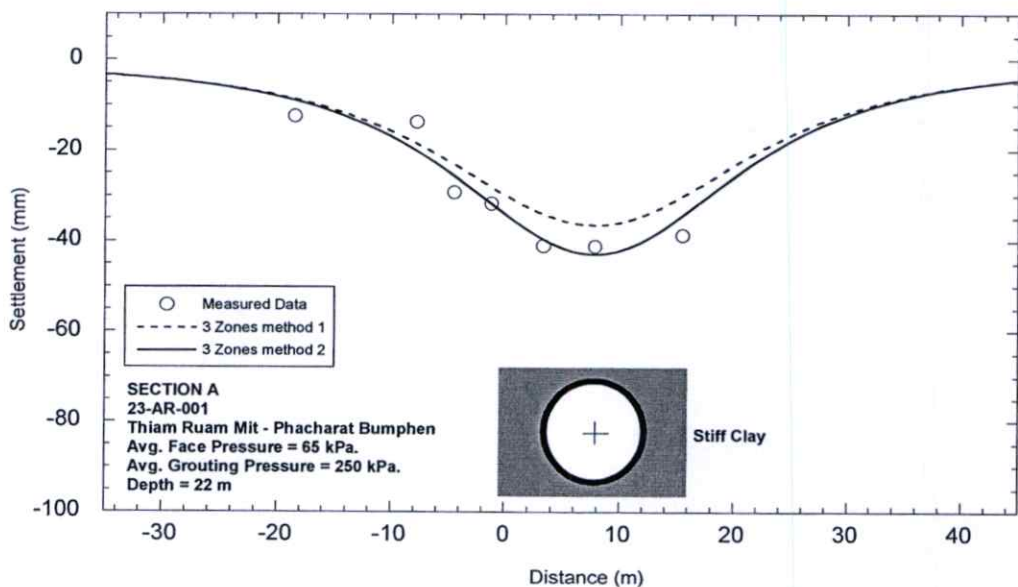
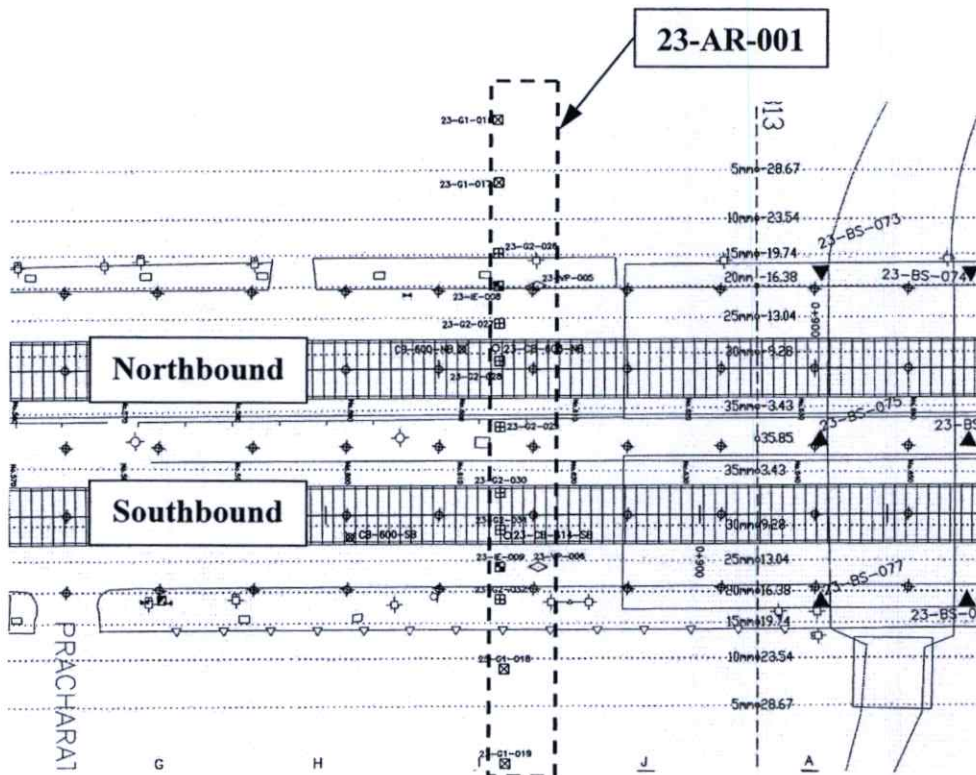
6.2.3 ผลการเปรียบเทียบการท่รดตัวที่ผิวดิน

การเปรียบเทียบผลการท่รดตัวที่ผิวดินมีอยู่ทั้งสิ้นถึง 22 กรณีดังรูปที่ 6.6 ถึงรูปที่ 6.27 โดยการคำนวณผลการท่รดตัวด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ 1)

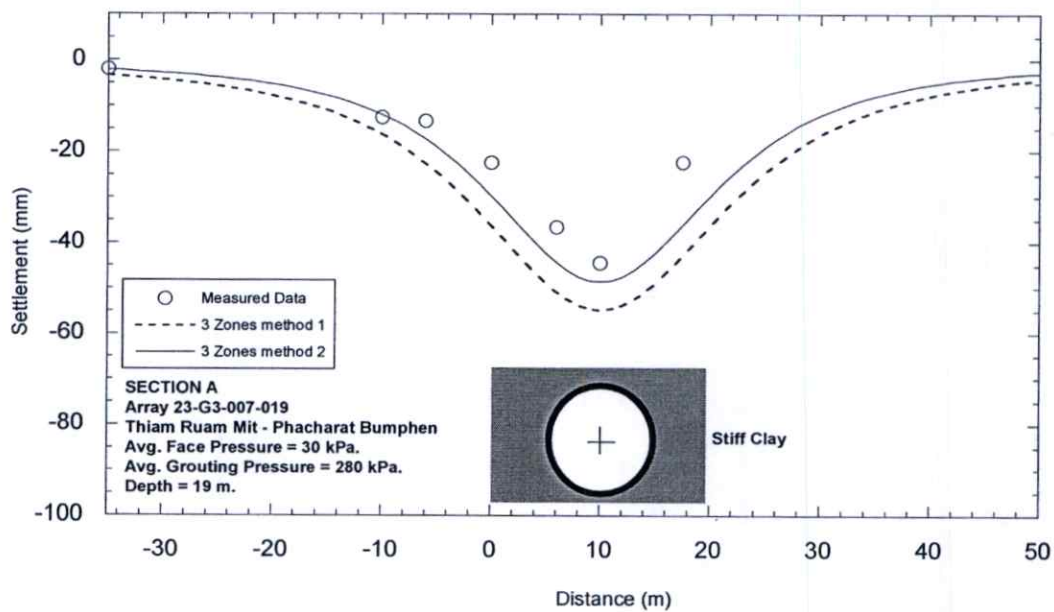
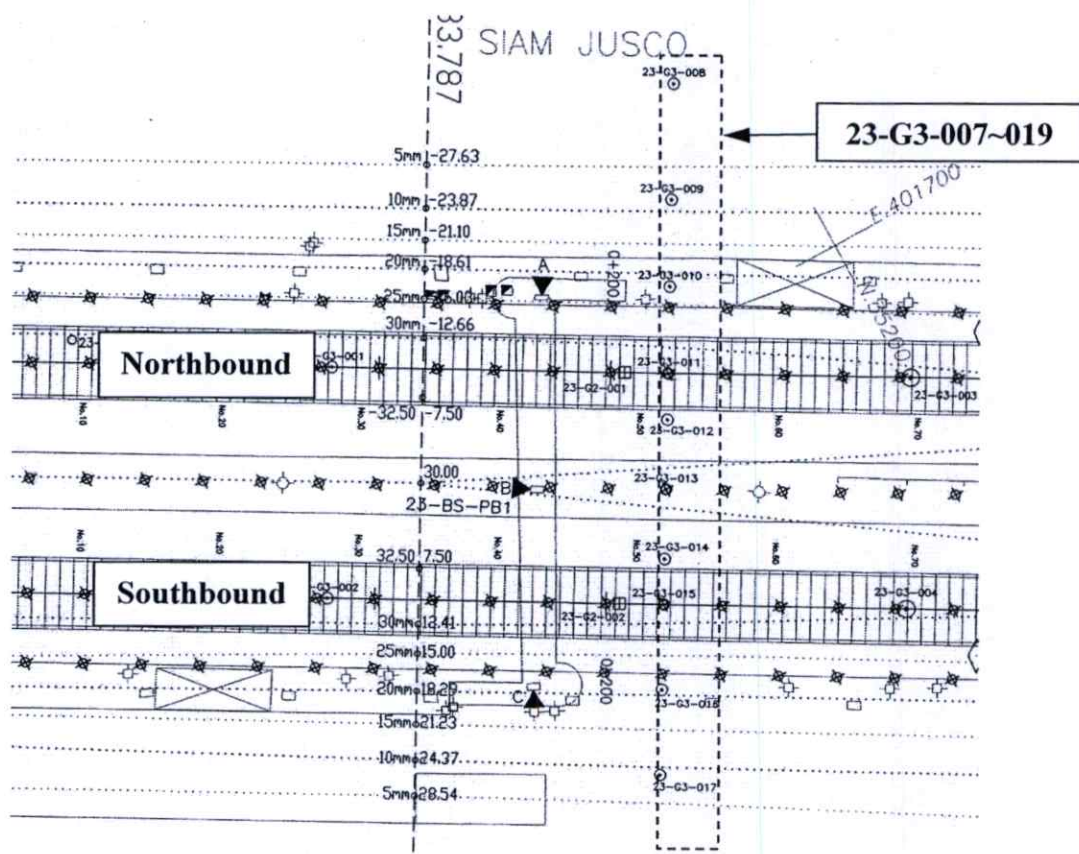
จากสมการของ Verruijt and Booker (1996) และ 2) จากสมการของ Gonzalez and Sagaseta (2001) ซึ่งต่อไปนี้จะเรียกว่า 3 zones method 1 และ 3 zones method 2 ตามลำดับ โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ในการคำนวณการทรุดตัวของแต่ละกรณีตามตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวในแนวขวางของแต่ละกรณี

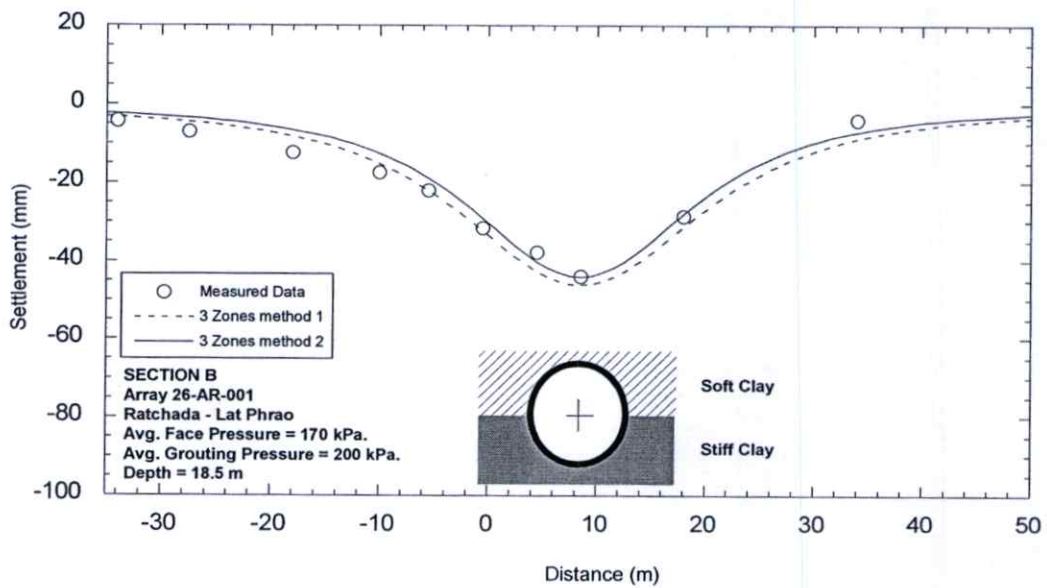
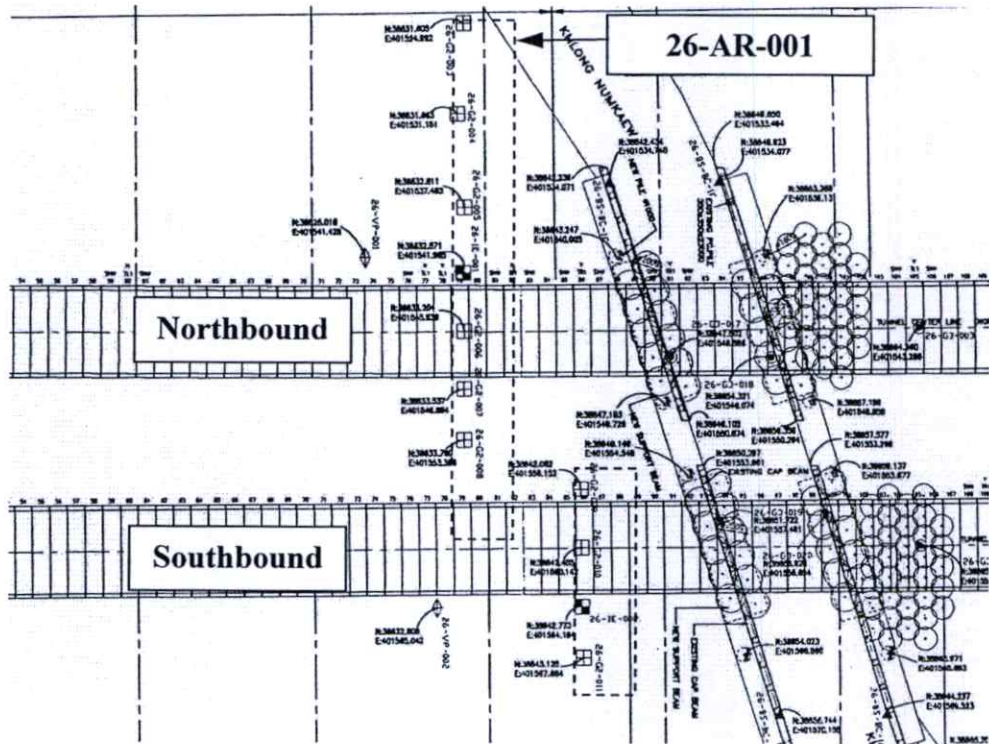
	แนวหมุดวัดการทรุดตัว	ความลึกของลูโมงค์ (m)	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ (m)	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของลูโมงค์ (m)	ขนาดช่องว่างรอบลูโมงค์ (gap) (mm)	แรงดันดินในแนวตั้ง (σ_v) (kPa)	ส.ป.ส. แรงดันดินด้านข้าง (K_h)	แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะเฉลี่ย (kPa)	แรงดันในการฉีดน้ำปูนเฉื่อย (kPa)	อัตราส่วนของบิวส์ (μ)	โมดูลัสของดินเฉื่อย (E_s) (kPa)
Section A	23-AR-001	22	6.43	6.30	130	387	0.65	65	250	0.30	22,120
	23-G3-007-019	19	6.43	6.30	130	330	0.65	30	280	0.30	22,120
Section B	26-AR-001	18.5	6.43	6.30	130	320	0.70	170	200	0.35	17,270
	26-AR-002	17.7	6.43	6.30	130	311	0.70	180	200	0.35	15,300
Section C	CS-9A	17.1	6.43	6.30	130	292	0.65	220	200	0.30	13,100
	CS-8B	19	6.43	6.30	130	330	0.70	135	220	0.35	17,270
	CS-8C	20.5	6.43	6.30	130	368	0.50	200	200	0.30	20,660
	CS-8D	20.1	6.43	6.30	130	349	0.65	200	130	0.30	19,050
	CS-8E	19	6.43	6.30	130	330	0.60	200	150	0.30	17,270
	CS-8G	17.2	6.43	6.30	130	292	0.65	240	285	0.30	13,100
	CS-7C	21	6.43	6.30	130	368	0.60	150	250	0.30	20,660
	CS-7D	22	6.43	6.30	130	387	0.55	190	180	0.30	22,120
Section D	SS-5T-21a-o	25.2	6.48	6.30	180	445	0.50	210	370	0.30	26,500
	SS-5T-22e-o	26	6.48	6.30	180	464	0.50	210	380	0.30	27,500
	SS-5T-27A-N	24.6	6.48	6.30	180	445	0.50	250	400	0.30	26,500
	SS-5T-31A-D	25.4	6.48	6.30	180	464	0.50	300	350	0.30	27,500
	SS-5T-37A-E	23	6.48	6.30	180	406	0.50	210	265	0.30	23,450
	SS-5T-47A-F	20.7	6.48	6.30	180	368	0.55	160	265	0.30	20,660
	SS-5T-52A-E	22.4	6.48	6.30	180	406	0.50	190	270	0.30	23,450
	SS-5T-52e-s	22.2	6.48	6.30	180	387	0.50	190	270	0.30	22,120
	CS-4B	27.5	6.48	6.30	180	502	0.50	220	375	0.30	29,300
	CS-4C	27	6.48	6.30	180	483	0.50	220	300	0.30	28,440



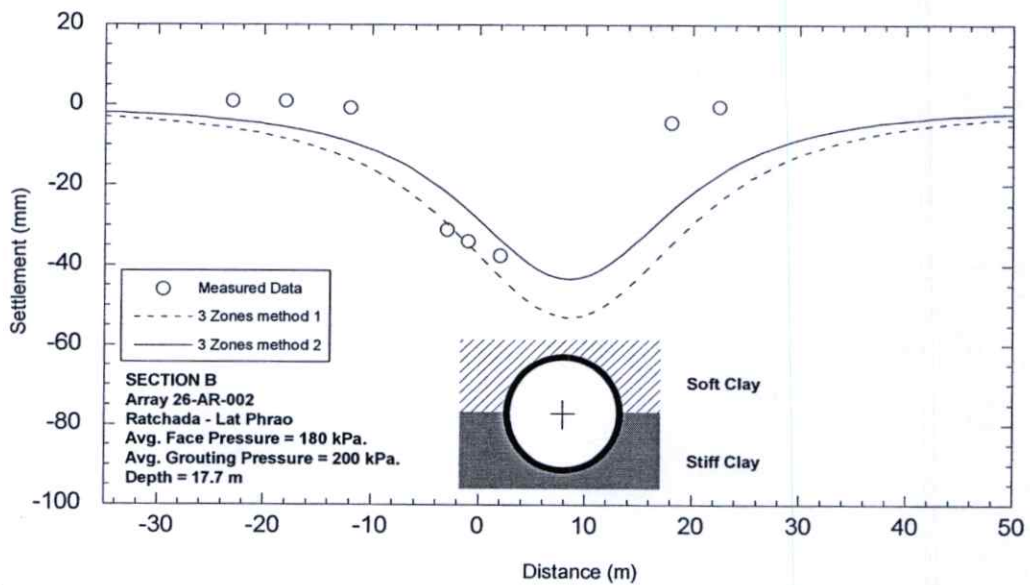
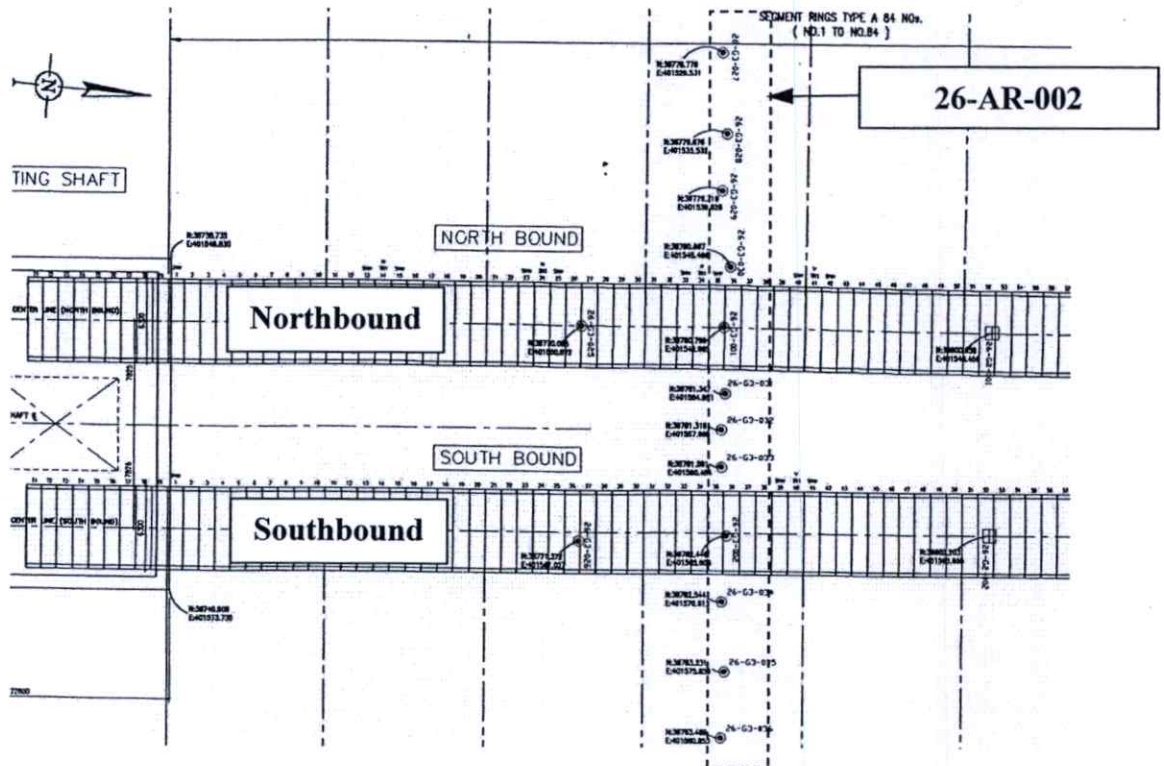
รูปที่ 6.6 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



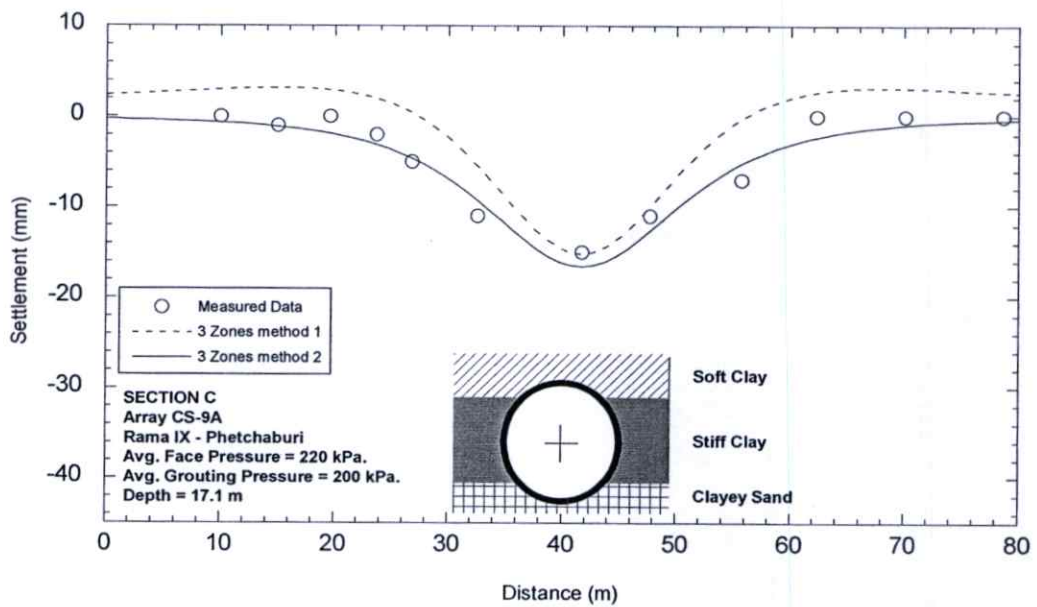
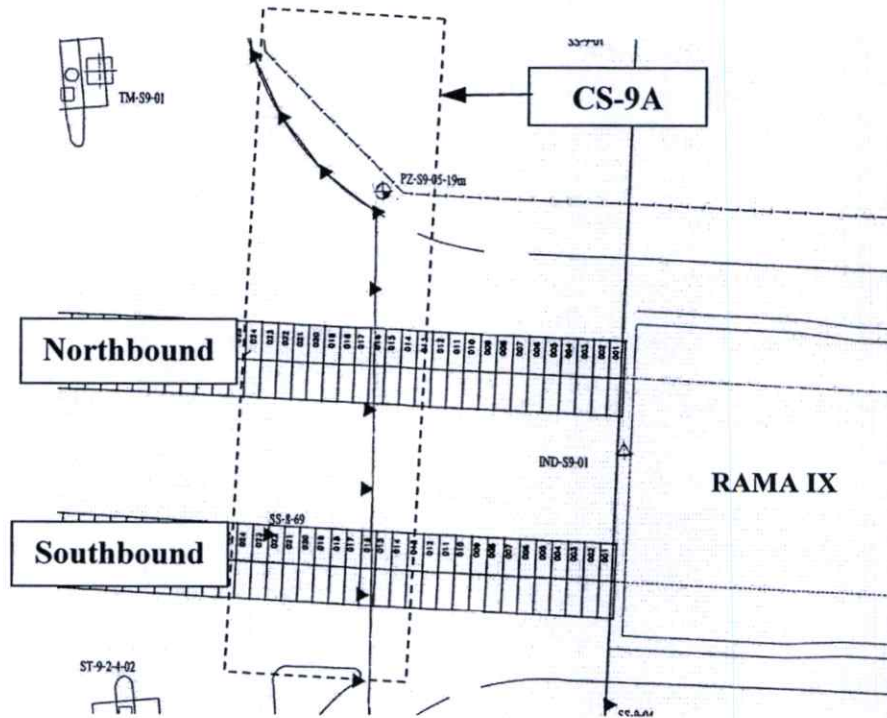
รูปที่ 6.7 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-G3-007-009 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



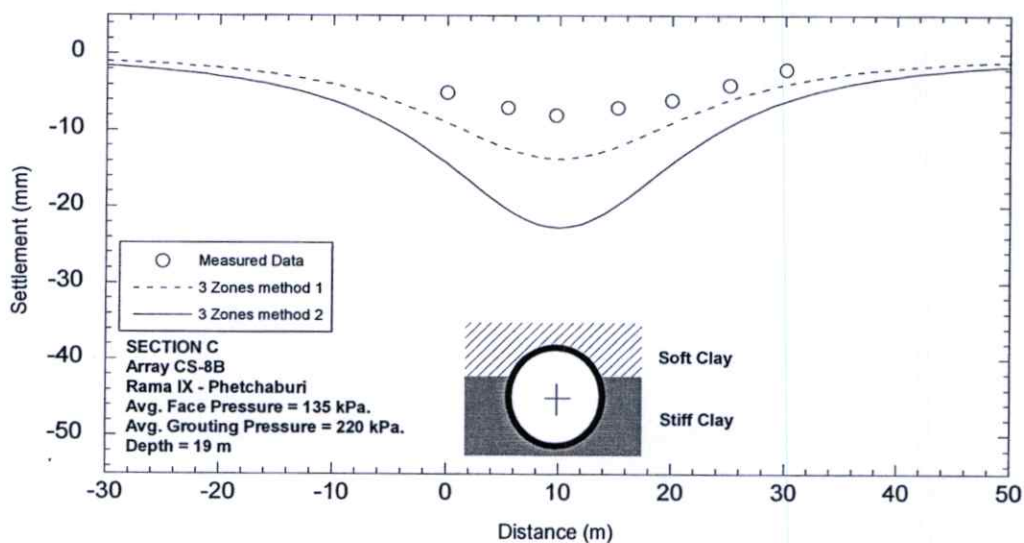
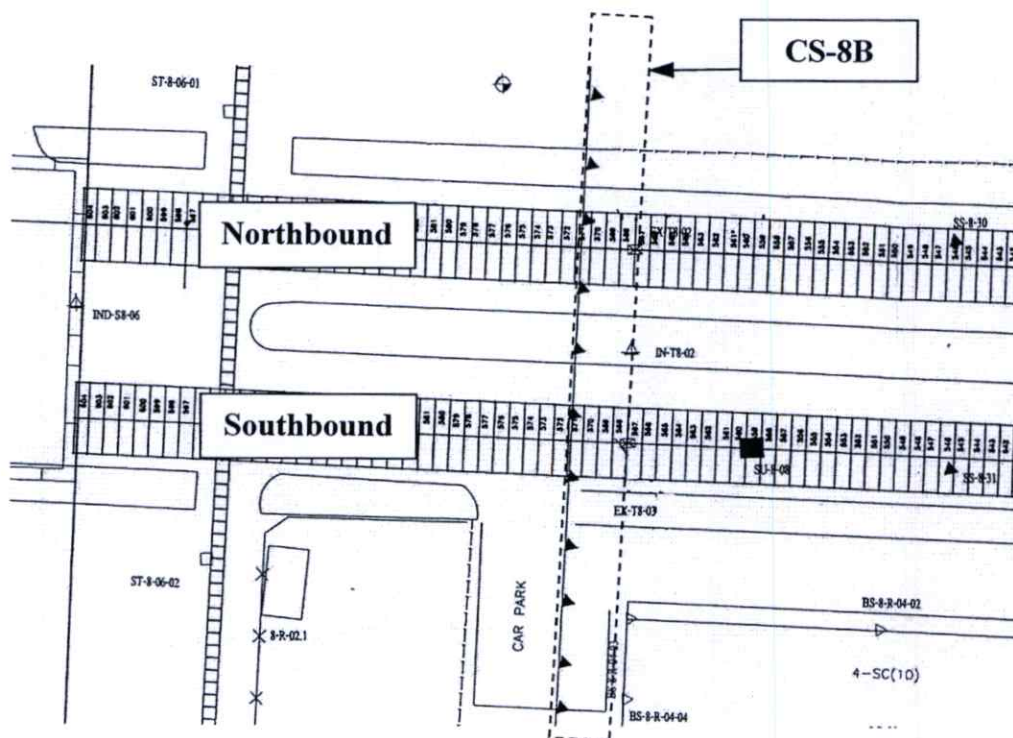
รูปที่ 6.8 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-001 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



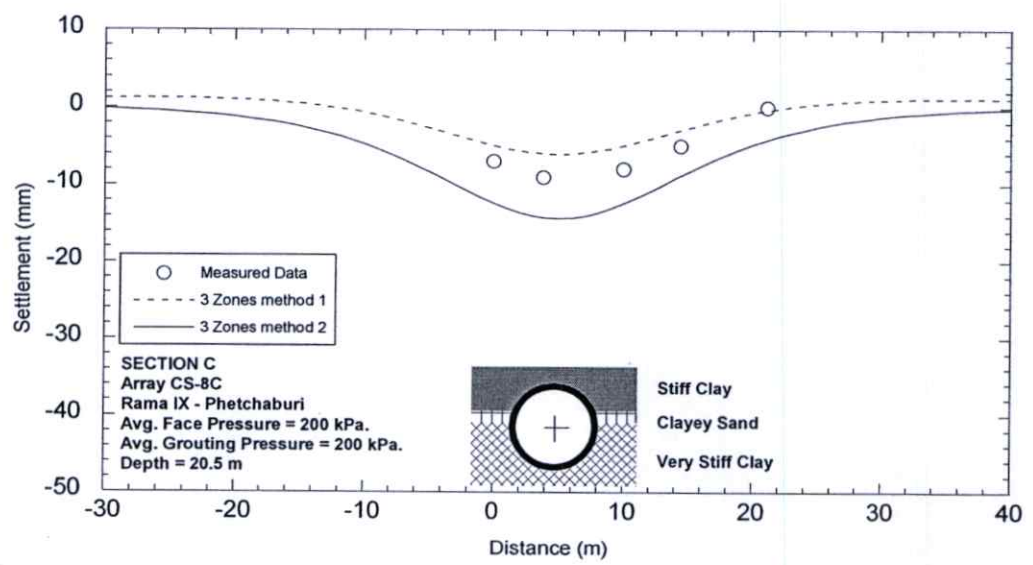
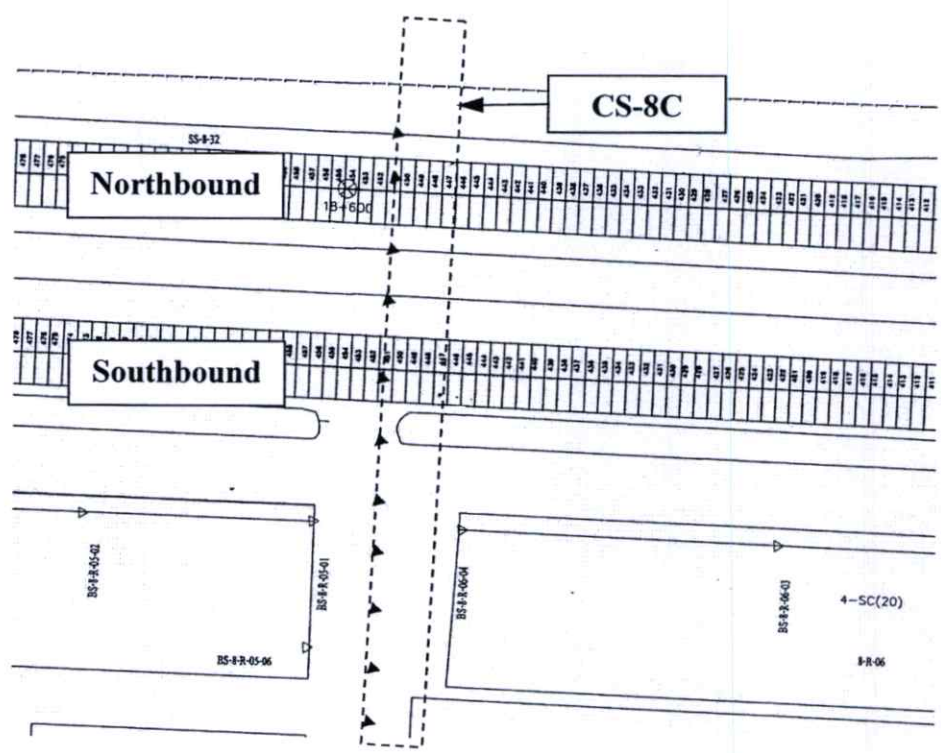
รูปที่ 6.9 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว 26-AR-002 เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



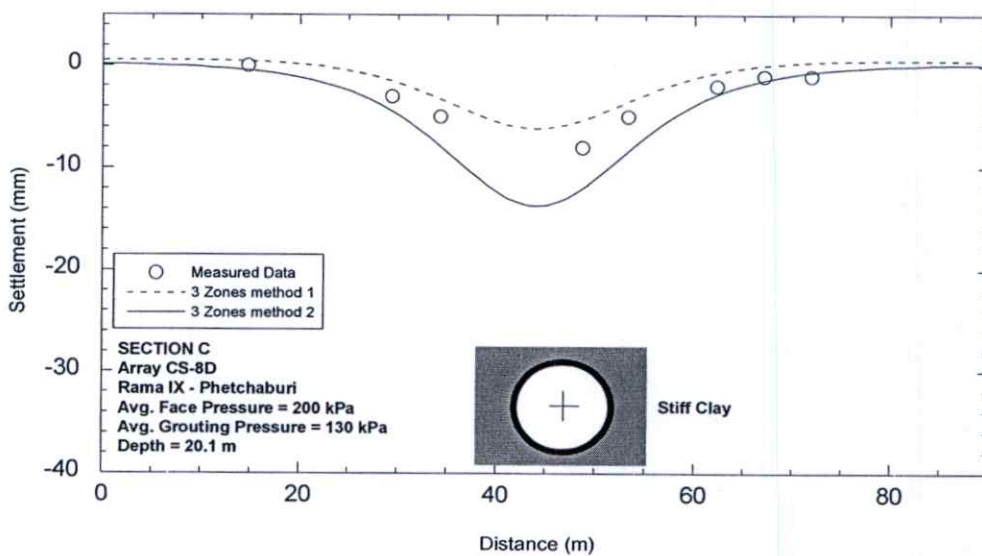
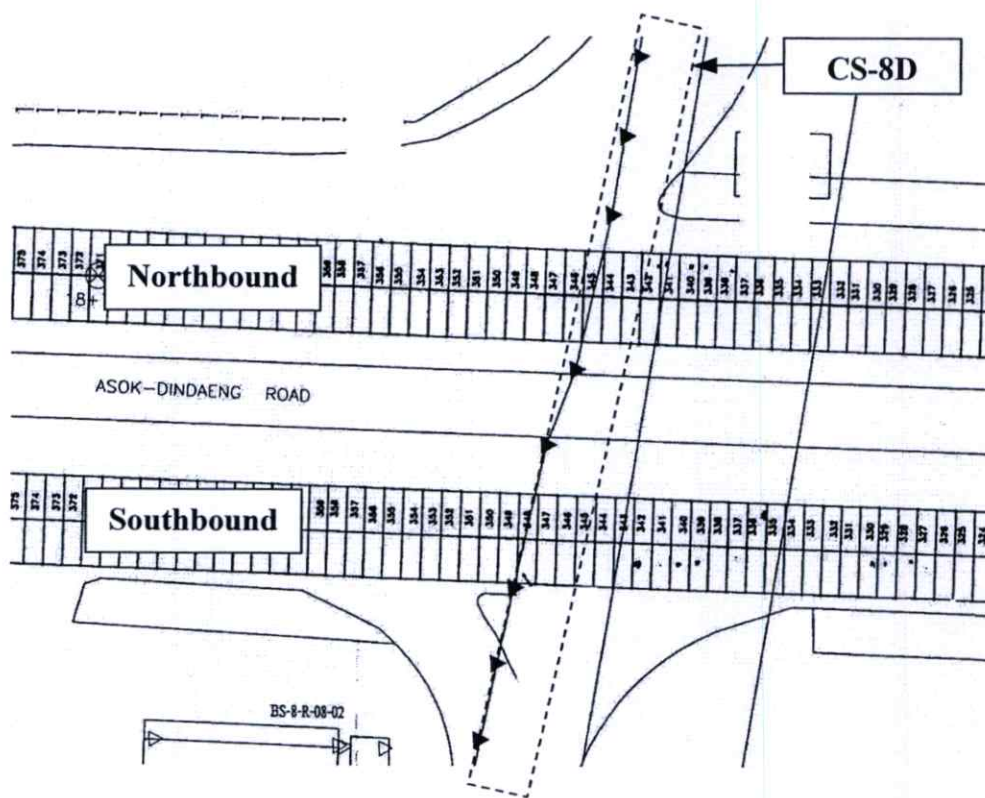
รูปที่ 6.10 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



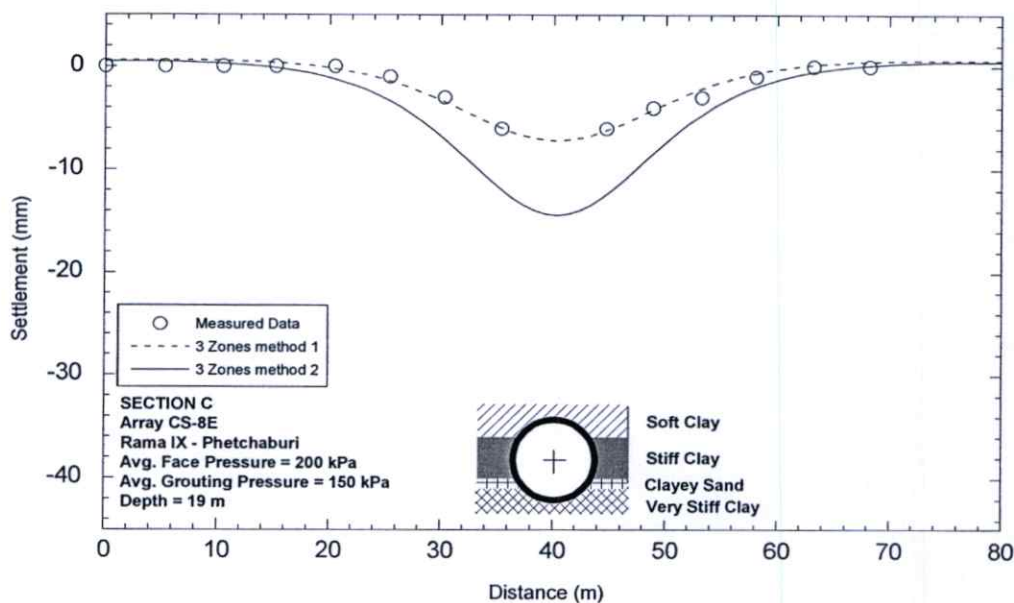
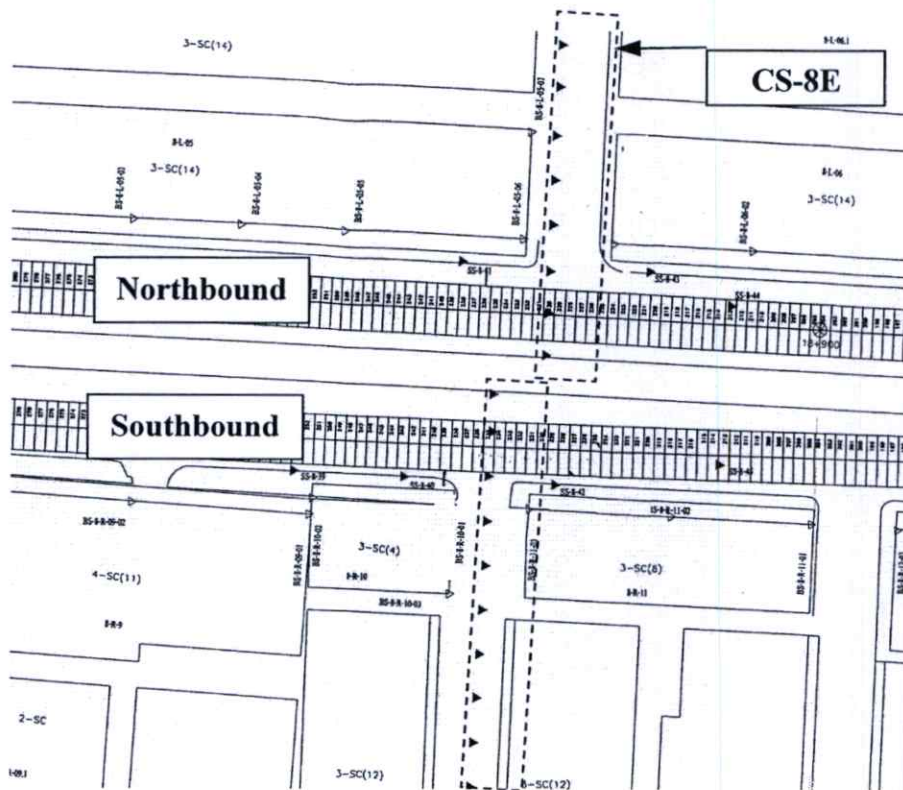
รูปที่ 6.11 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8B เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



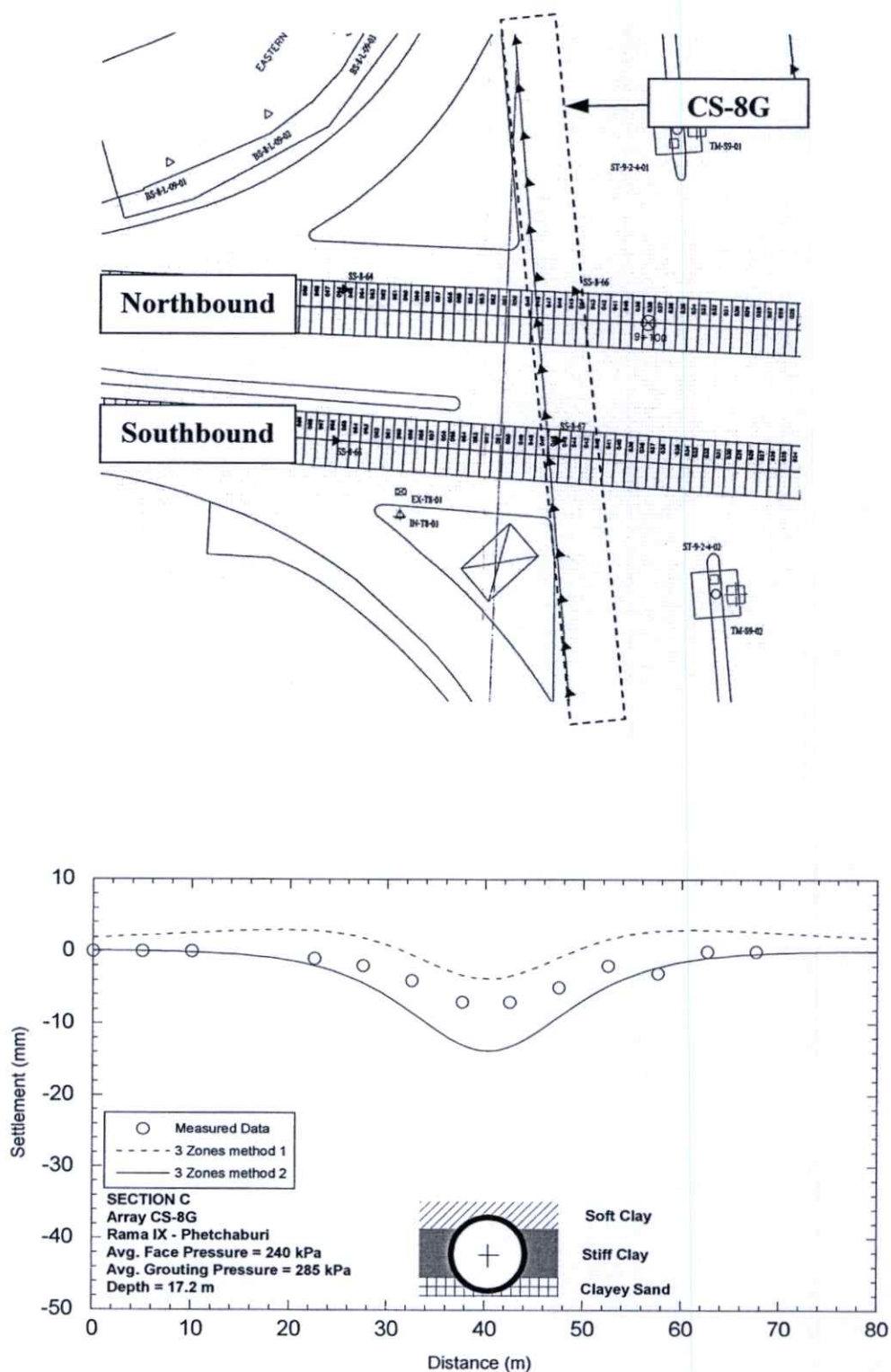
รูปที่ 6.12 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8C เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



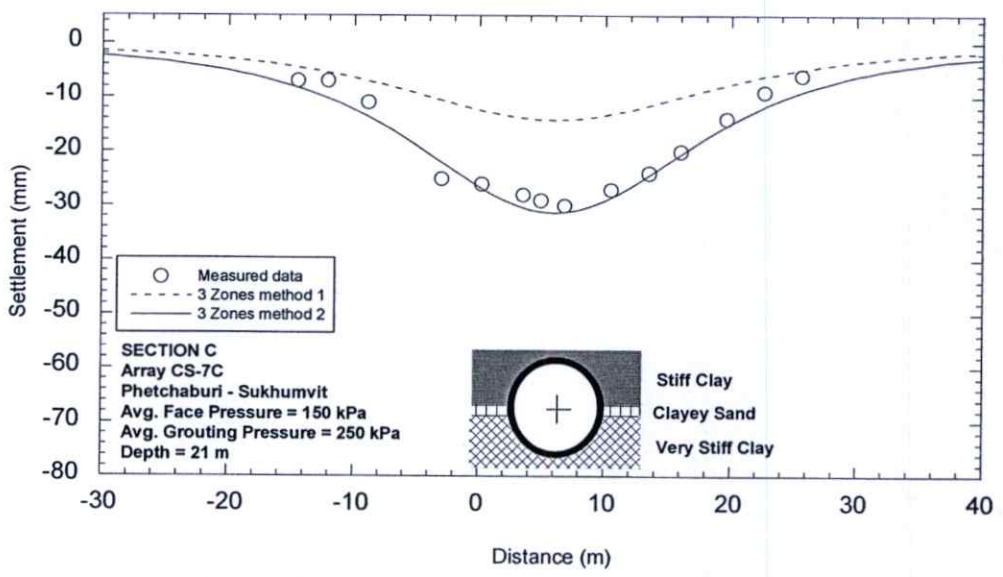
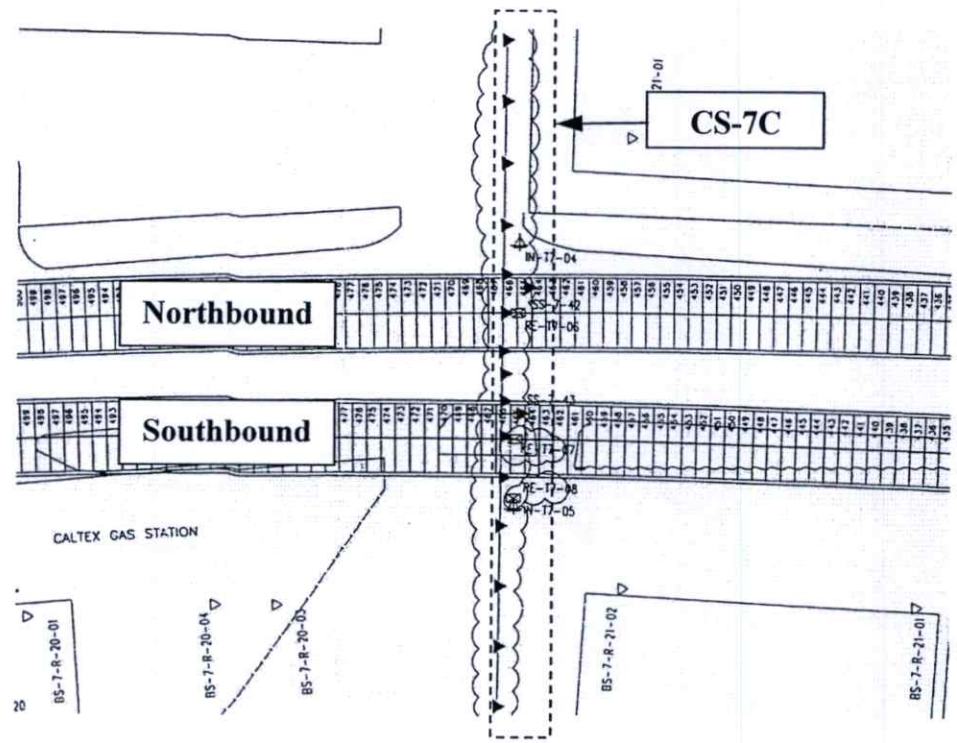
รูปที่ 6.13 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8D เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



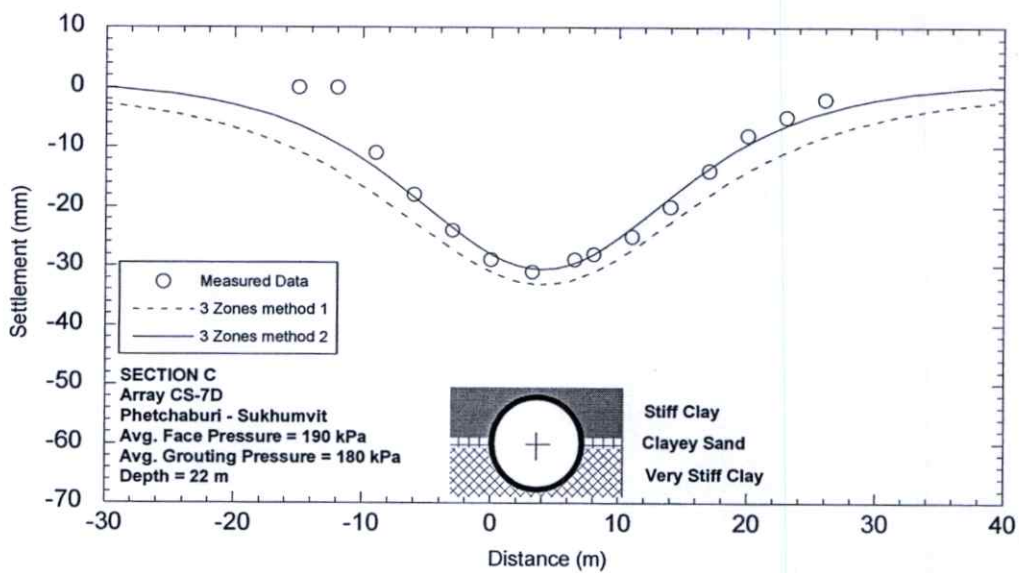
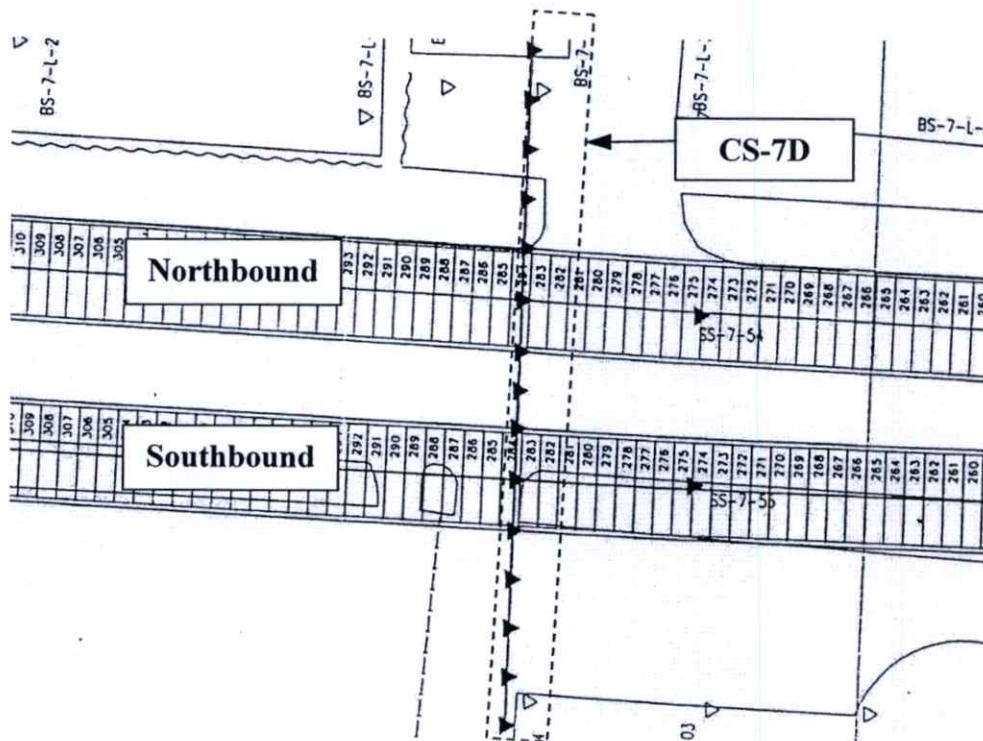
รูปที่ 6.14 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



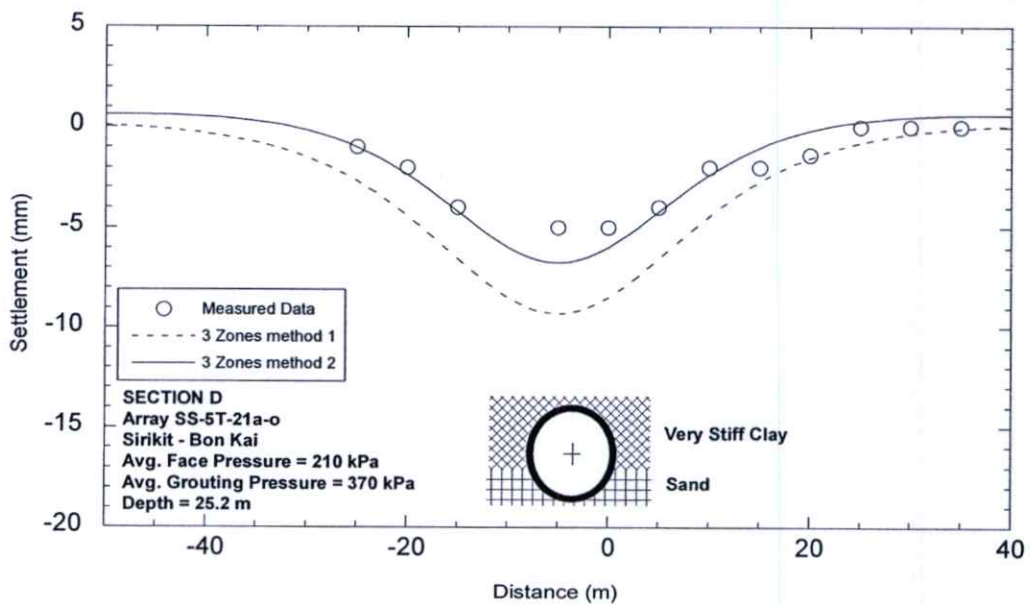
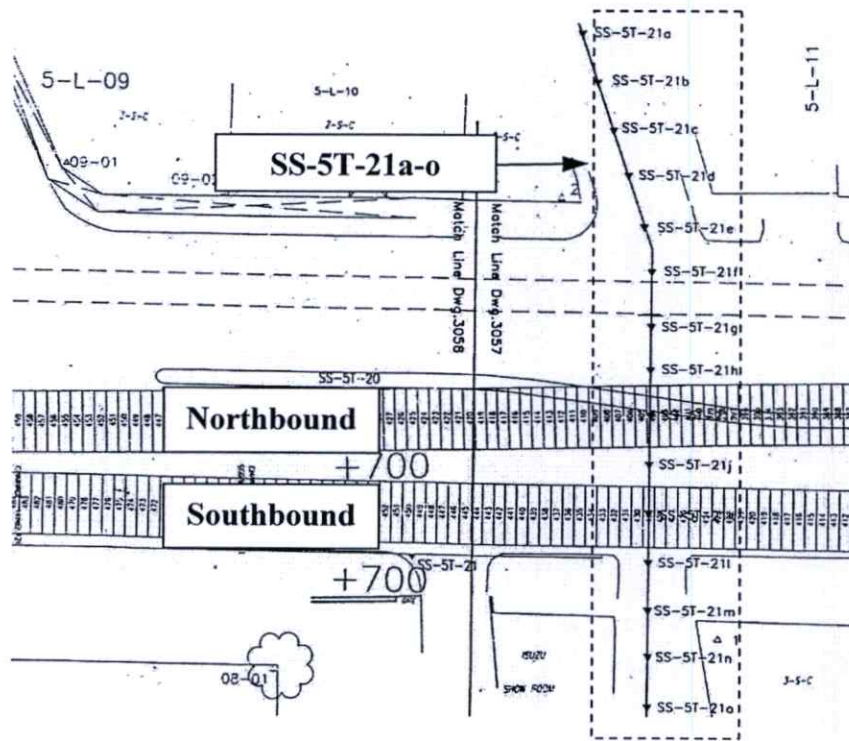
รูปที่ 6.15 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



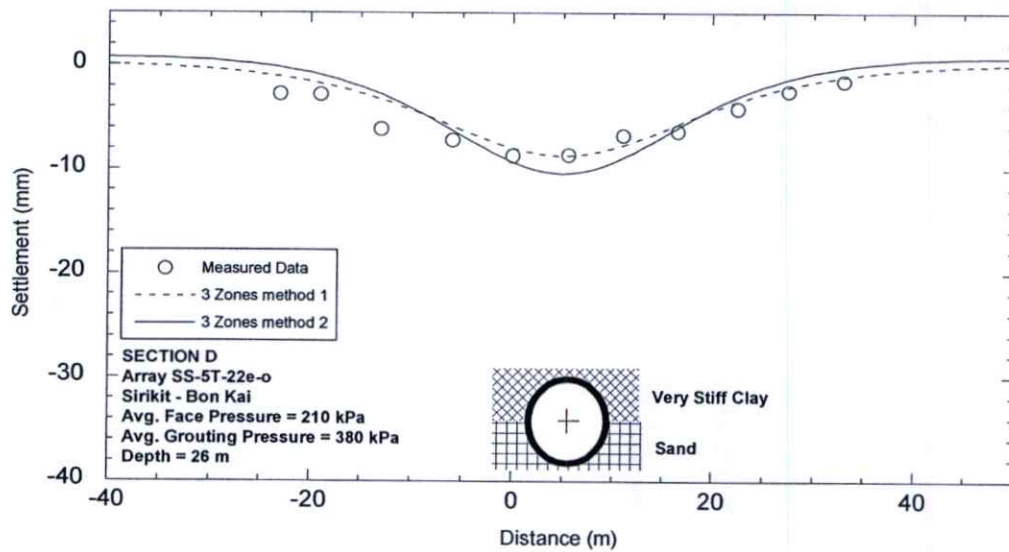
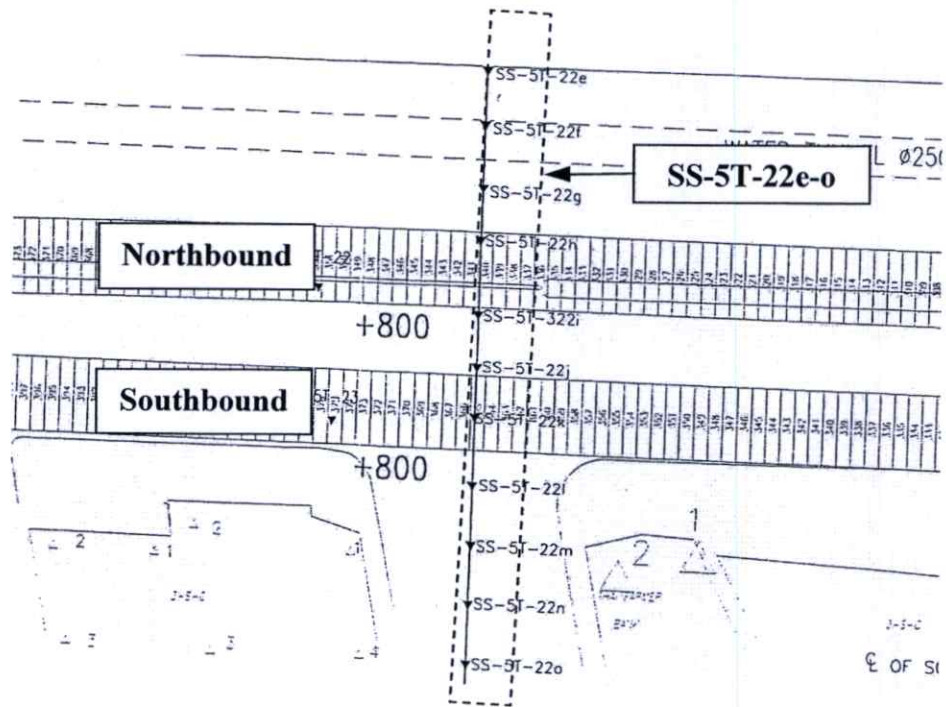
รูปที่ 6.16 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



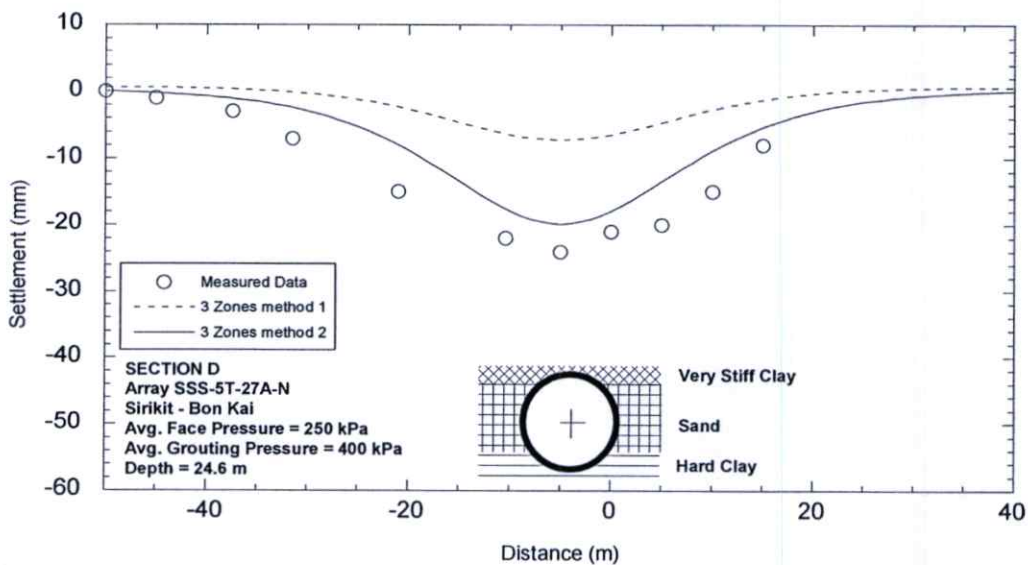
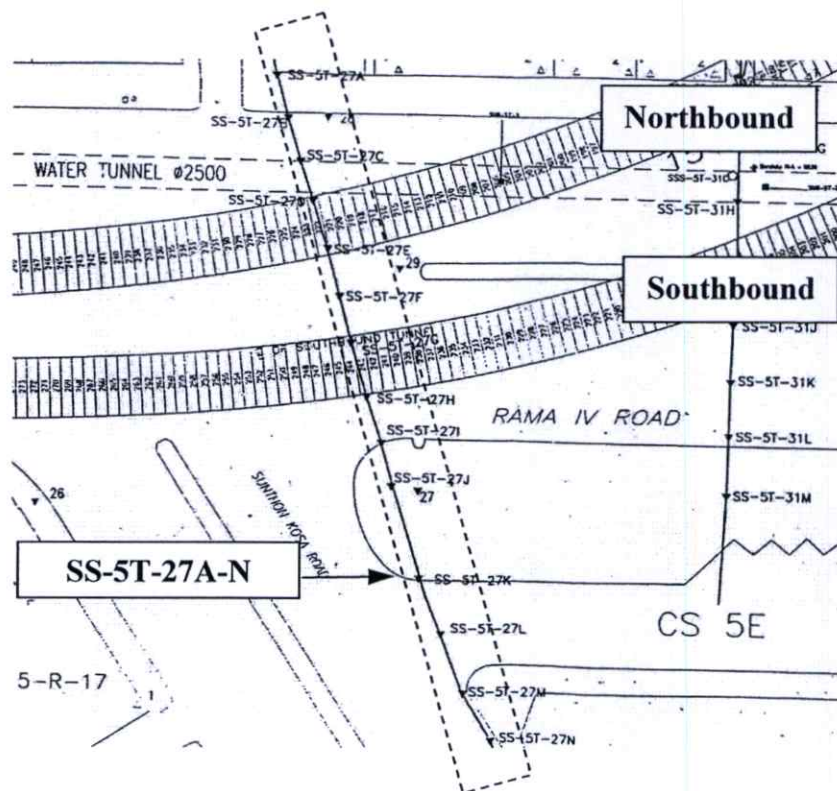
รูปที่ 6.17 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7D เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



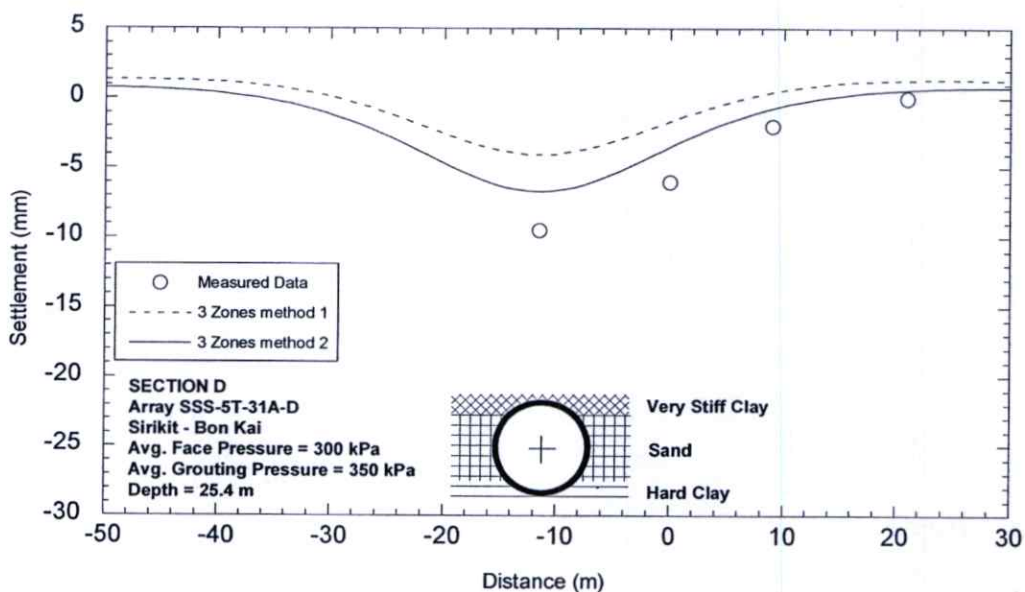
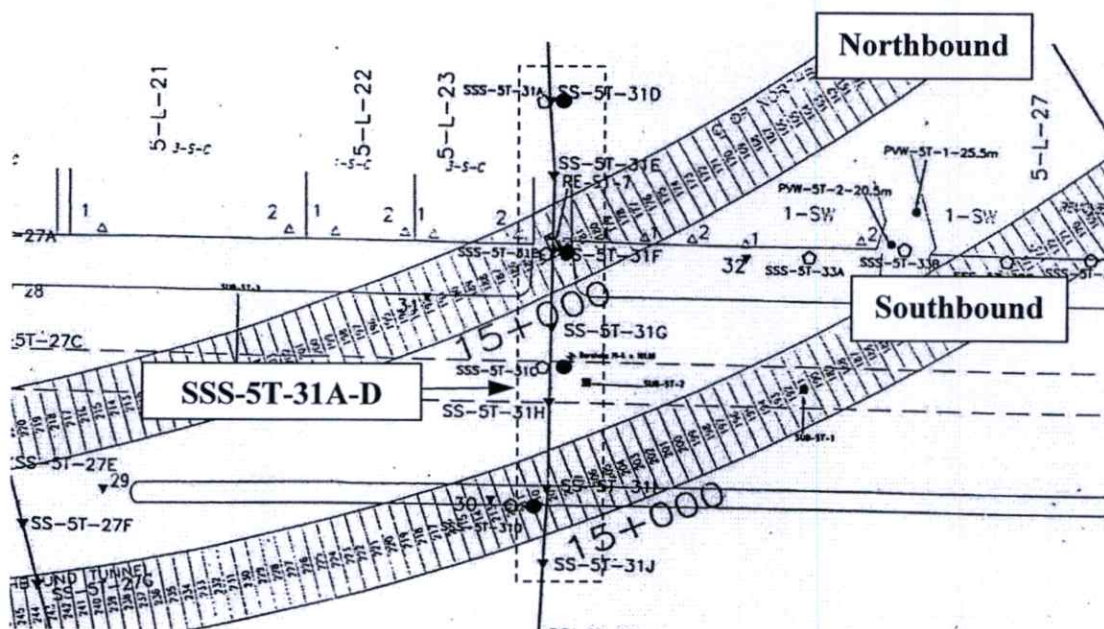
รูปที่ 6.18 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-21a-o เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



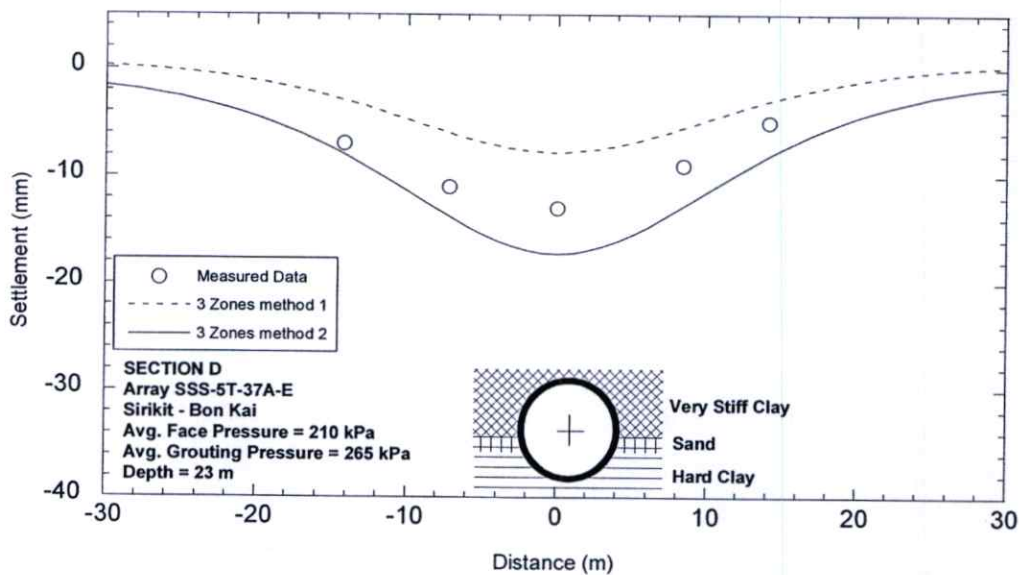
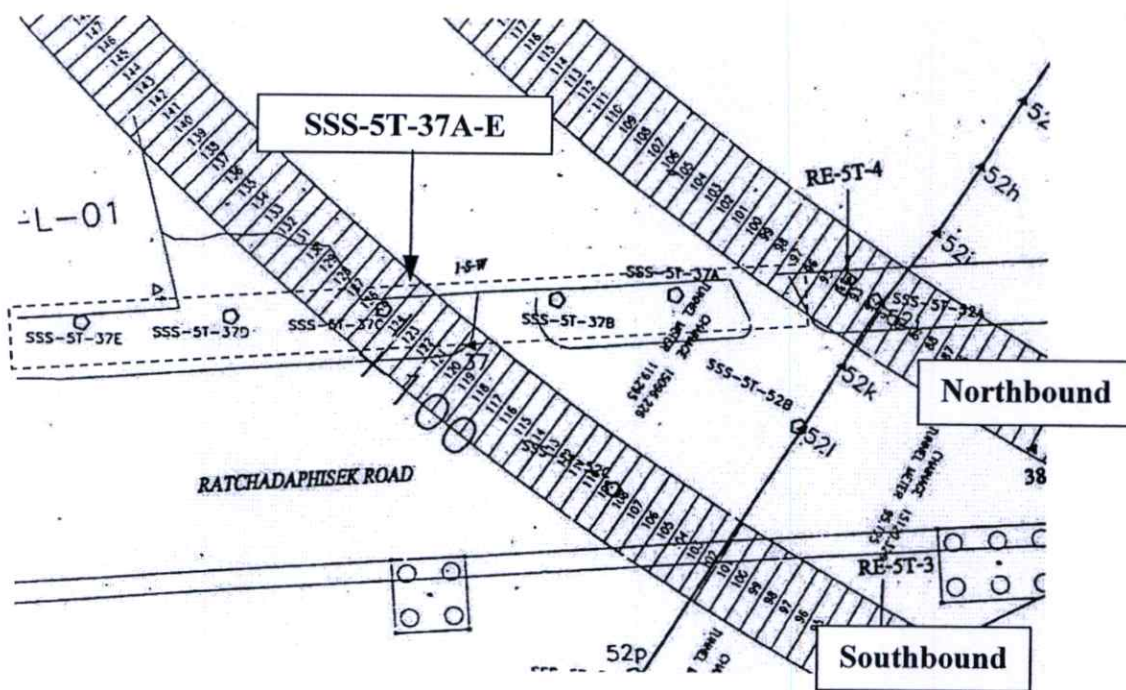
รูปที่ 6.19 การทรุดตัวที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-22e-o เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



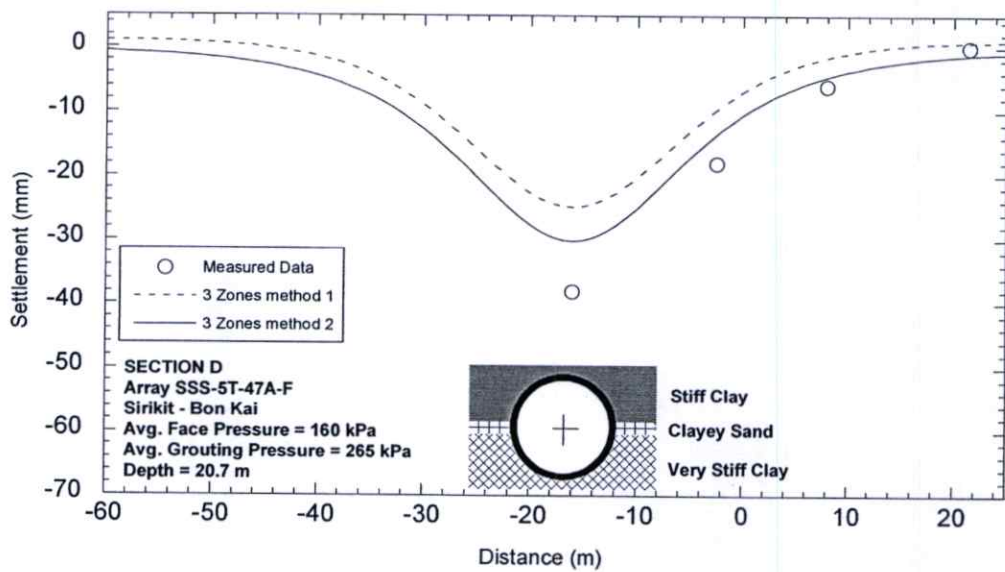
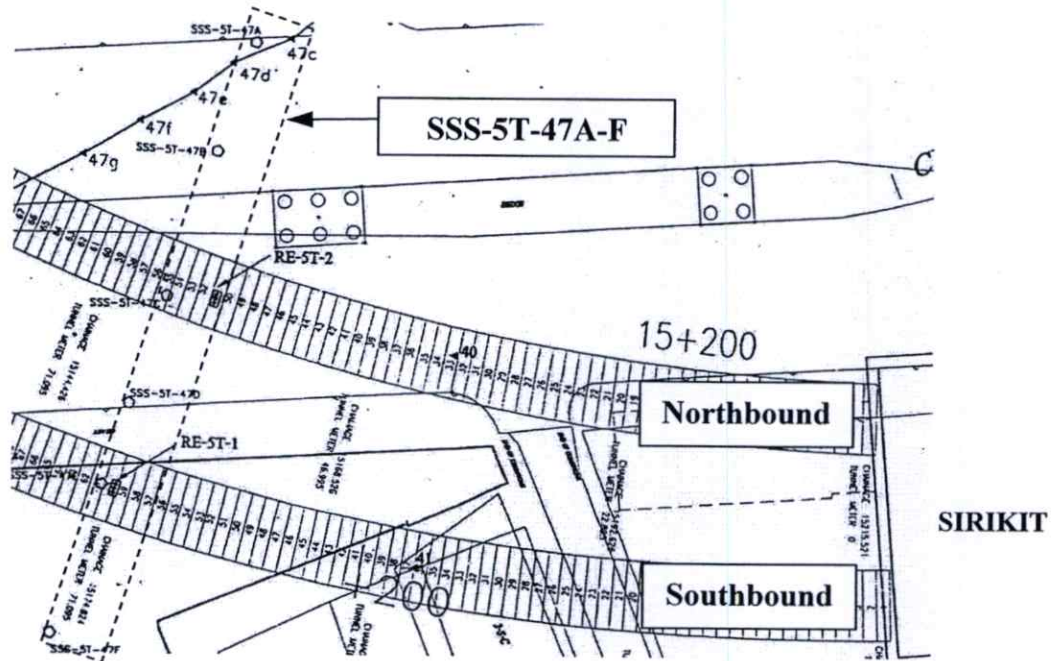
รูปที่ 6.20 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-27A-N เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



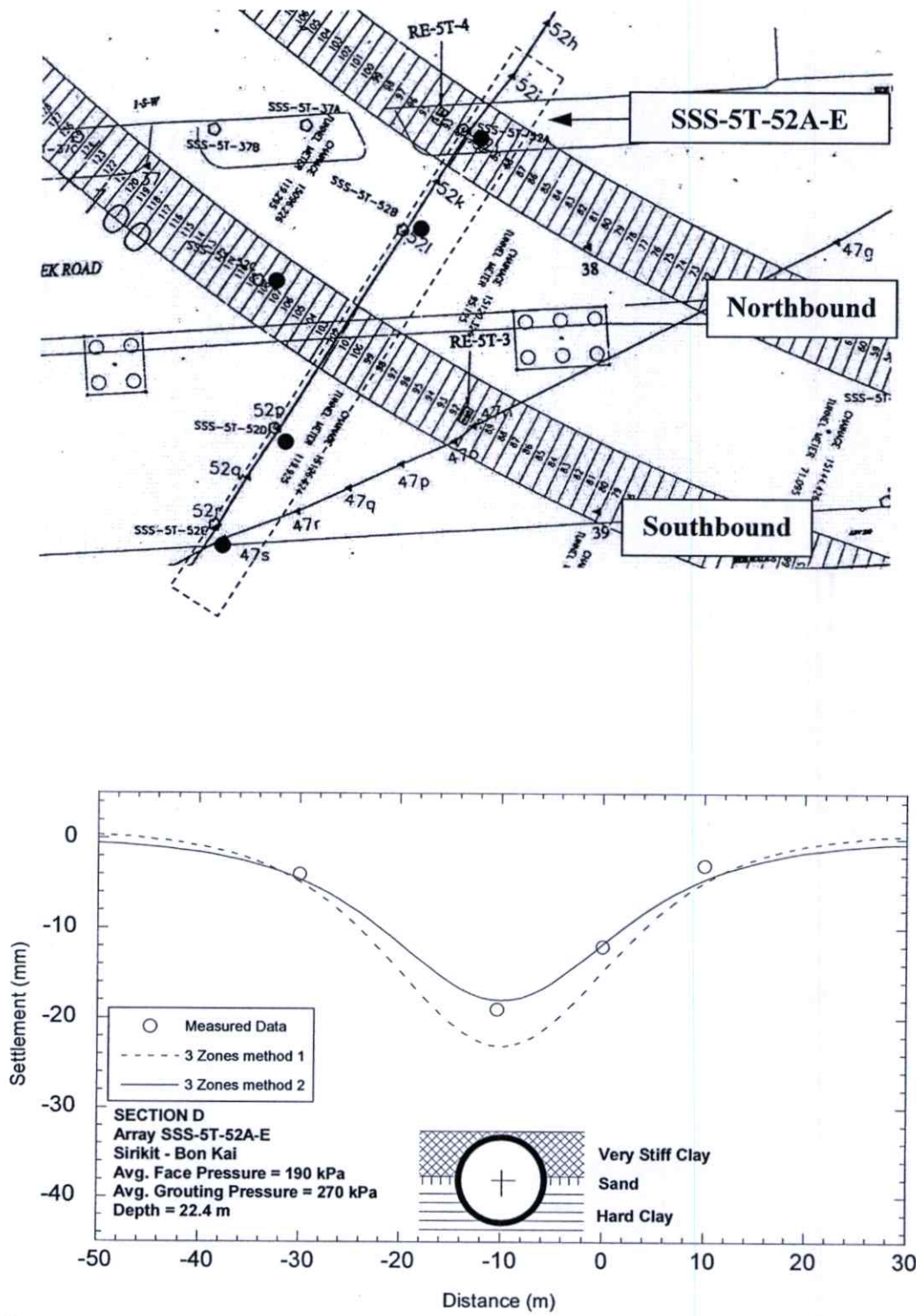
รูปที่ 6.21 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-31A-D เปรียบเทียบกับ การทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



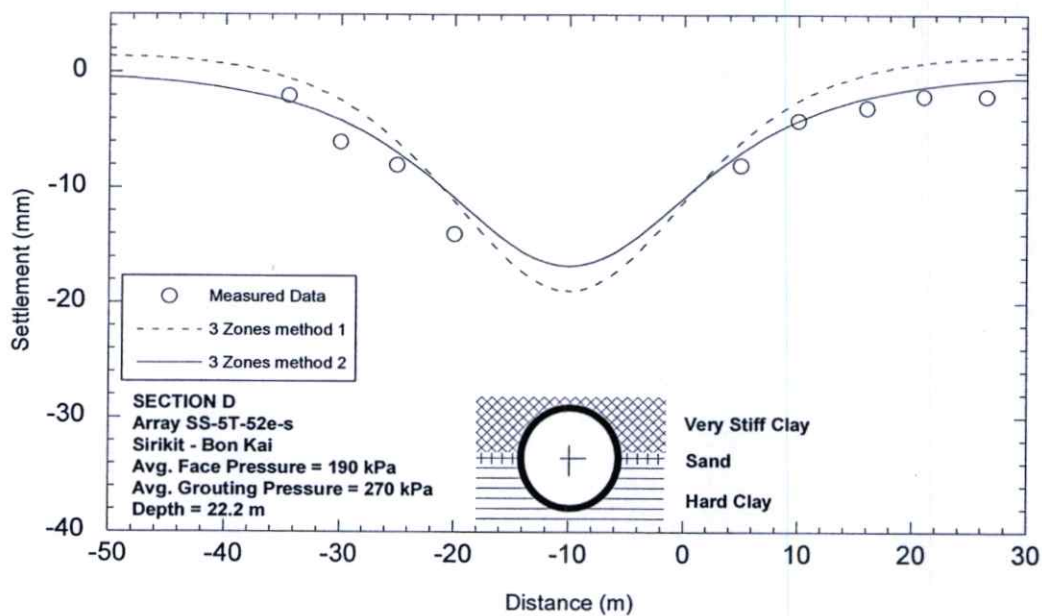
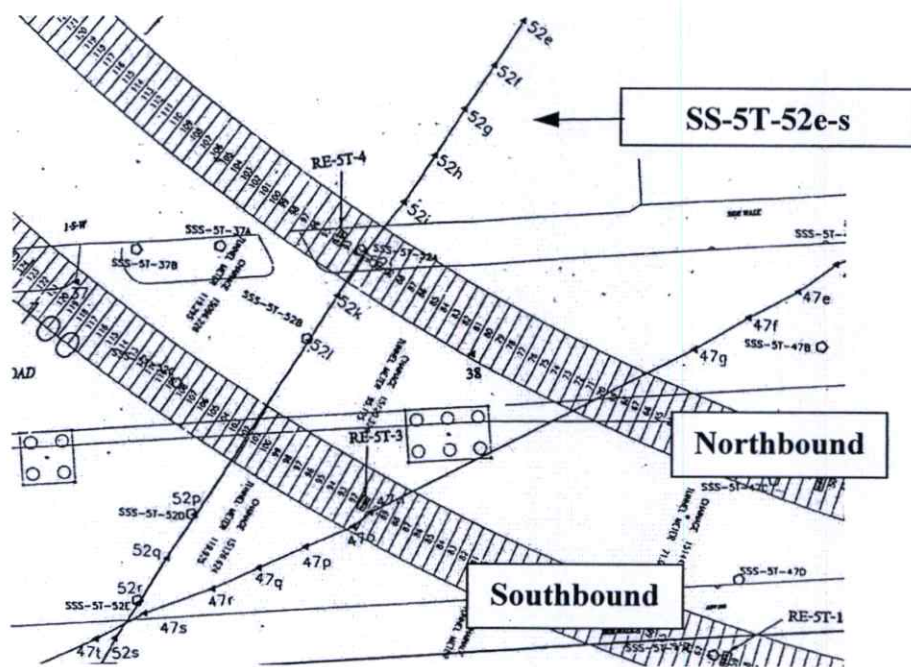
รูปที่ 6.22 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-37A-E เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



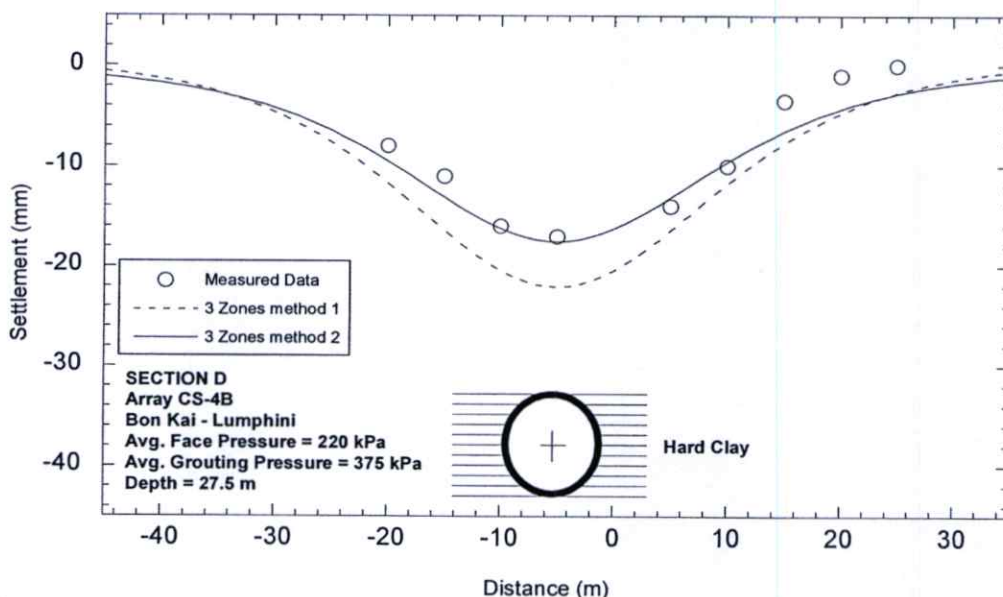
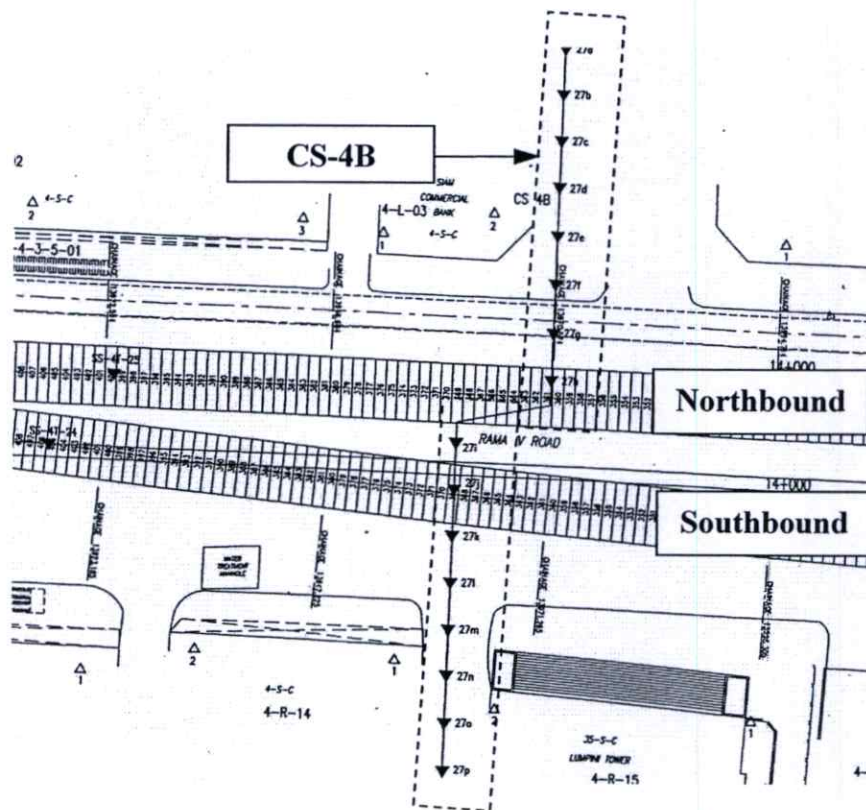
รูปที่ 6.23 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-47A-F เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



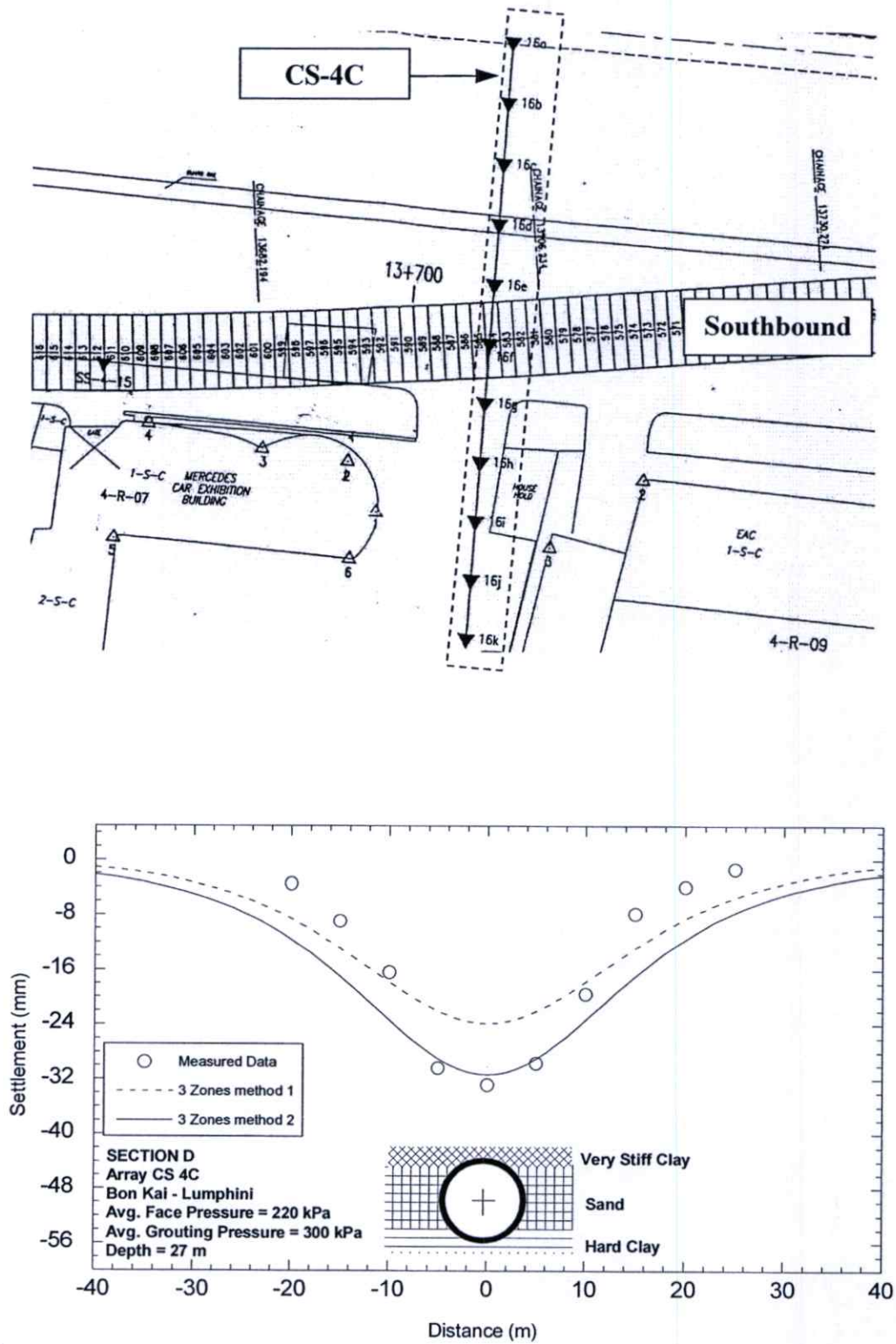
รูปที่ 6.24 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-52A-E เปรียบเทียบกับ การทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



รูปที่ 6.25 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว SS-5T-52E-S เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



รูปที่ 6.26 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-4B เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



รูปที่ 6.27 การทรุดตัวที่ผิวดินที่วัดได้จากแนวหลุมวัดการทรุดตัว CS-4C เปรียบเทียบกับการทรุดตัวที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง

จากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน พบว่าสามารถทำนายได้ค่อนข้างใกล้เคียงกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนาม โดยปัจจัยที่ส่งผลต่อการคำนวณมากที่สุดคือ ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ อันได้แก่ แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ และแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน ส่วนปัจจัยอื่นได้แก่ สภาพทางธรณีวิทยา เช่น ค่าความแข็งแรงของชั้นดินก็ส่งผลกระทบต่อการคำนวณเช่นกัน และเนื่องจากชั้นดินประกอบไปด้วยดินหลายชนิดหลายประเภทซึ่งมีค่าความแข็งแรงแตกต่างกัน ทำให้การคำนวณต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน (E_p) แบบเฉลี่ยเพื่อให้ดินมีความเป็นเนื้อเดียวกัน จึงอาจทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการทำนายได้ นอกจากนี้ยังสังเกตได้ว่าในบางกรณี เช่น แนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8B ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ตรวจวัดได้มีค่าค่อนข้างน้อย แต่จากการคำนวณมีค่าค่อนข้างมากกว่าอย่างเห็นได้ชัด จึงสรุปได้ว่า ยังมีปัจจัยอื่นนอกเหนือจากการวิเคราะห์ที่ส่งผลกระทบต่อขนาดของการทรุดตัว โดยเฉพาะสาเหตุที่ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดิน เช่น การกัมหรือเงยของหัวเจาะ คุณภาพในการฉีดอัดน้ำปูน หรือแม้แต่การเลี้ยวของหัวเจาะที่ทำให้พฤติกรรมเคลื่อนตัวมีการเปลี่ยนแปลง เมื่อสรุปผลโดยรวมแล้วจึงกล่าวได้ว่าวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนสามารถจำลองพฤติกรรมได้สมจริงมากขึ้น มีความละเอียดมากขึ้น และยังคงข้อได้เปรียบ คือ สามารถใช้งานได้ง่าย ไม่ต้องใช้งบประมาณ และมีประสิทธิภาพ

6.2.4 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง

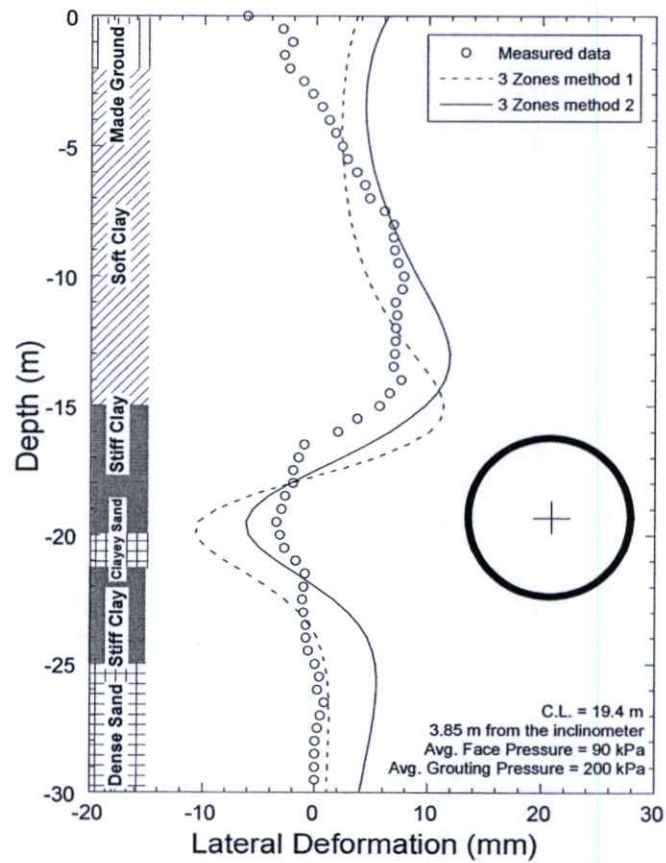
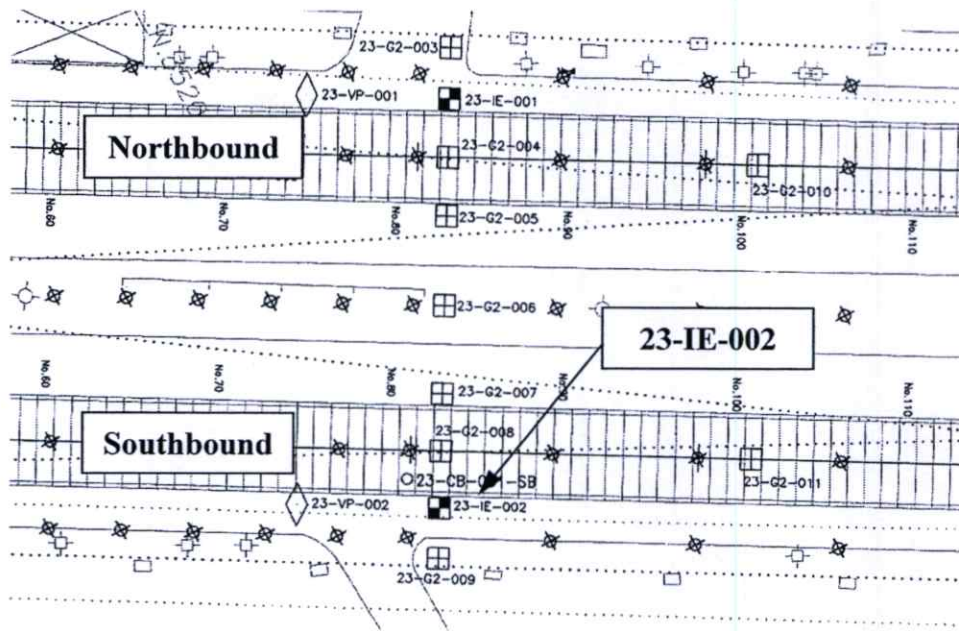
ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างด้วยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชน เปรียบเทียบกับข้อมูลผลการตรวจวัดจากในสนามมีอยู่ด้วยกัน 8 กรณีดังรูปที่ 6.28 ถึงรูปที่ 6.35 โดยข้อมูลพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณของแต่ละกรณีแสดงดังตารางที่ 6.3 ทั้งนี้ค่าแรงดันดินในแนวตั้งจะแตกต่างจากค่าที่ใช้ในการทำนายการทรุดตัว เนื่องจากน้ำหนักกดทับ (Overburden) ที่ใช้คำนวณการทรุดตัวเป็นผลจากหน่วยน้ำหนักโดยรวมของดินคูณกับความลึก แต่แรงดันดินทางด้านข้างเกิดจากหน่วยน้ำหนักประสิทธิผลคูณกับความลึกบวกกับแรงดันน้ำ ซึ่งแรงดันน้ำใต้ดินในโครงการมีลักษณะที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non Hydrostatic) ดังแสดงในรูปที่ 6.4 ทำให้ค่าแรงดันดินมีค่าที่แตกต่างออกไป โดยในตารางที่ 6.3 ได้แสดงค่าแรงดันดินประสิทธิผลและแรงดันน้ำแบบ Piezometric เอาไว้ด้วย

ตารางที่ 6.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณแต่ละกรณีของการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง

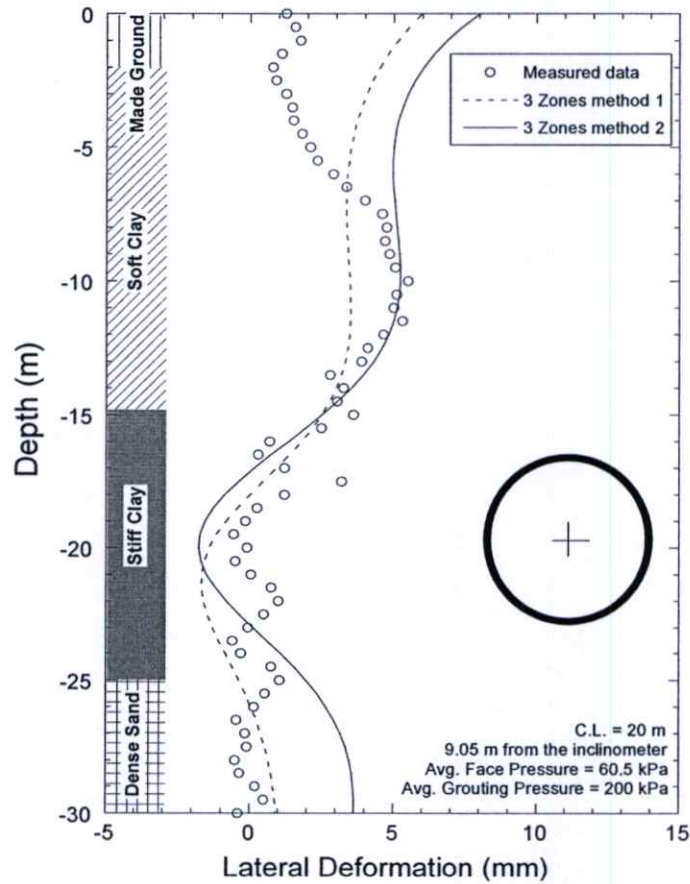
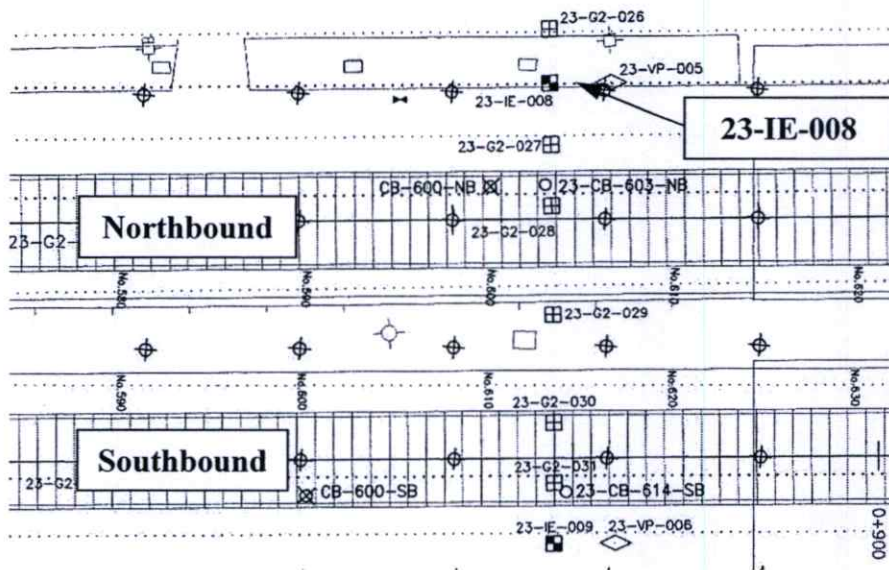
Section	หน้าตัดวัดการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้าง	ความลึกของอุโมงค์ (m)	ระยะห่างจากจุดวัดถึงแนวอุโมงค์ (m)	แรงดันดินในแนวตั้งประสิทธิผล (σ'_v) (kPa)	แรงดันน้ำแบบ Piezometric (Pz) (kPa)	ส.ป.ส. แรงดันดิน (K_v)	แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะเฉลี่ย (kPa)	แรงดันในการฉีดน้ำปูนเฉลี่ย (kPa)	อัตราส่วนของปัวส์ (μ)	โมดูลัสของดิน (E_u) เฉลี่ย (kPa)
A	23-IE-002	19.4	3.85	140	30	0.65	90	200	0.30	27,000
	23-IE-008	20	9.05	149	20	0.65	60.5	200	0.30	28,000
B	26-IE-002	18.5	4.05	135.5	30	0.65	171.50	150	0.30	26,500
	28-IE-005	24.5	5.6	190	65	0.55	100	250	0.30	32,500
C	IN-T7-01	20.9	5	158	30	0.65	90	250	0.30	28,400
	IN-T7-03	20.9	5	158	30	0.65	100	250	0.30	28,400
	IN-T7-04	18.8	5.5	140	30	0.65	150	250	0.30	32,000
	IN-T7-05	21	5	158	30	0.60	120	240	0.30	28,400

* ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะและอุโมงค์มีค่าเท่ากันทุกหน้าตัด = 6.43 m. (หัวเจาะ) และ 6.30 m. (อุโมงค์)

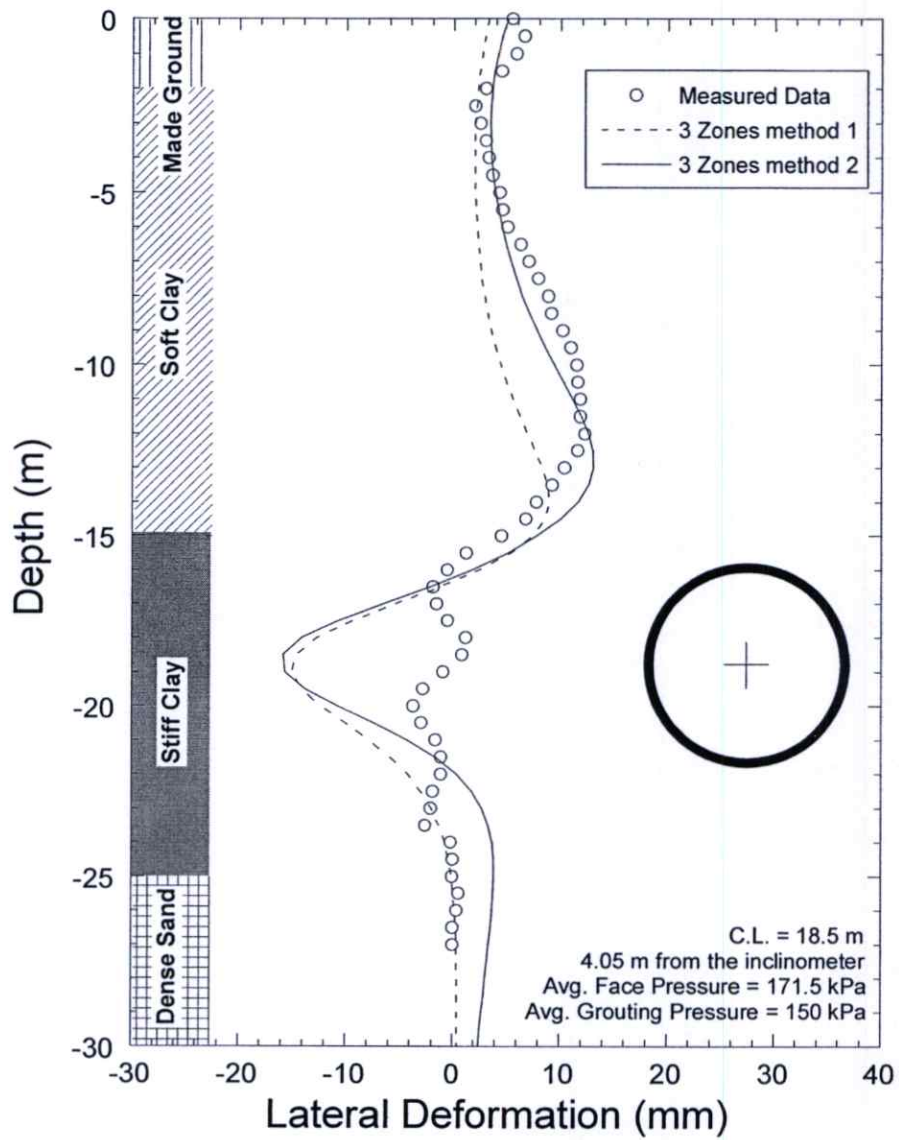
** ขนาดของช่องว่างรอบอุโมงค์มีค่าเท่ากันทุกหน้าตัด = 130 mm.



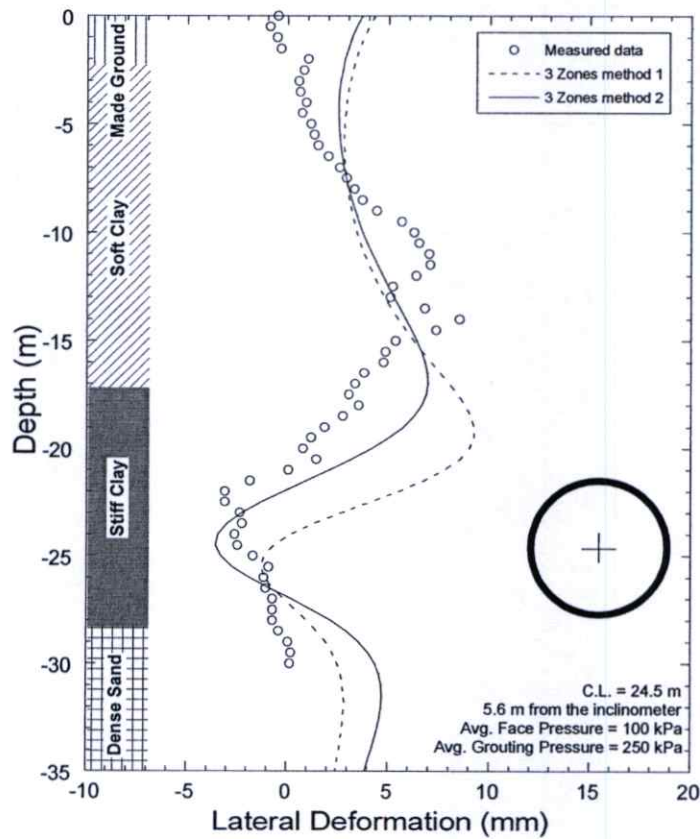
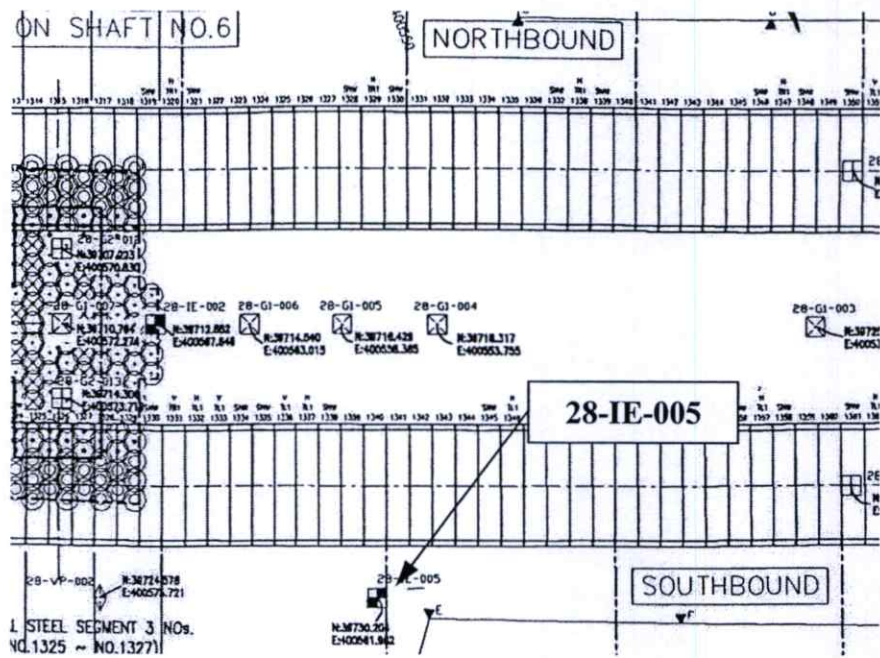
รูปที่ 6.28 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 23-IE-002 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



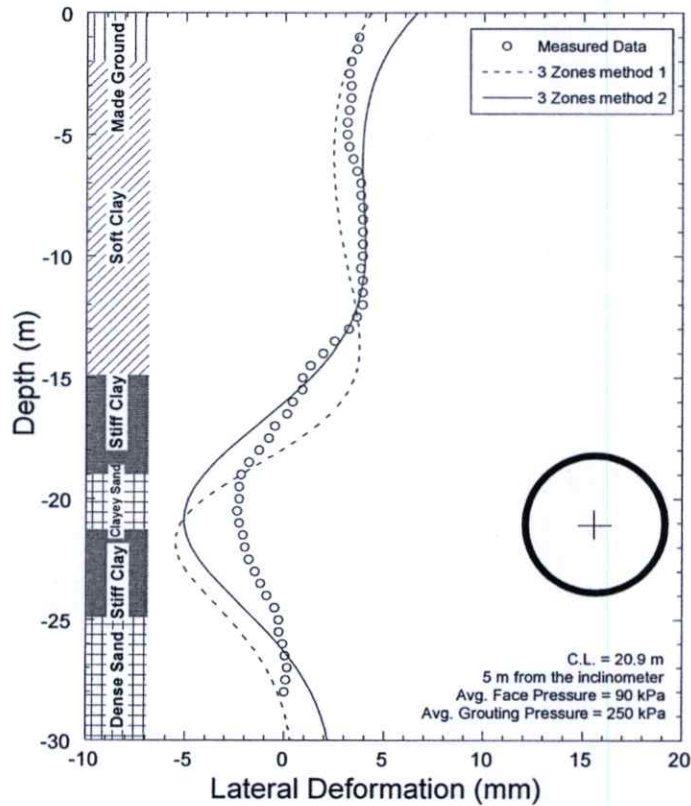
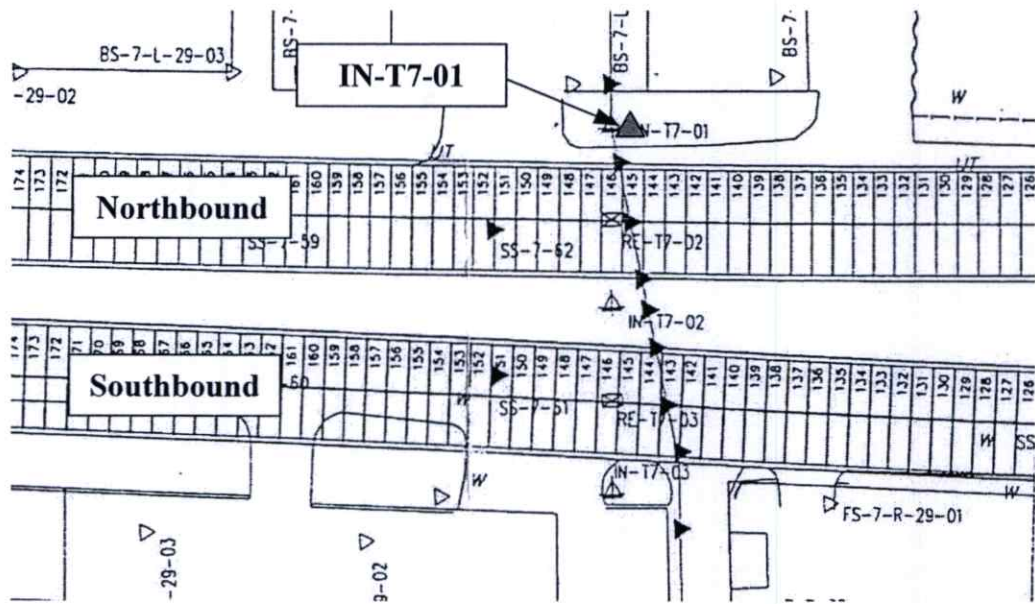
รูปที่ 6.29 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 23-IE-008 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



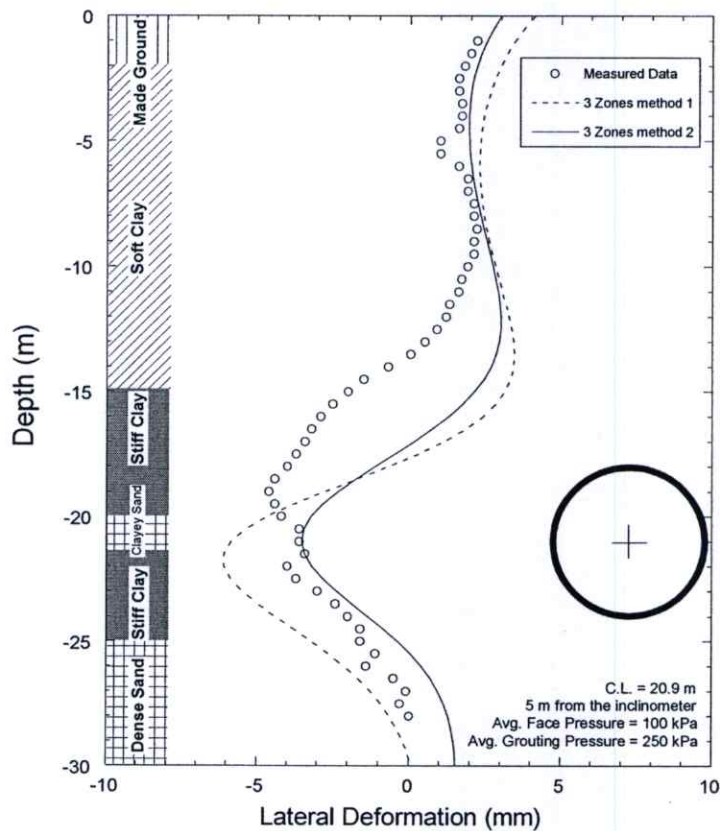
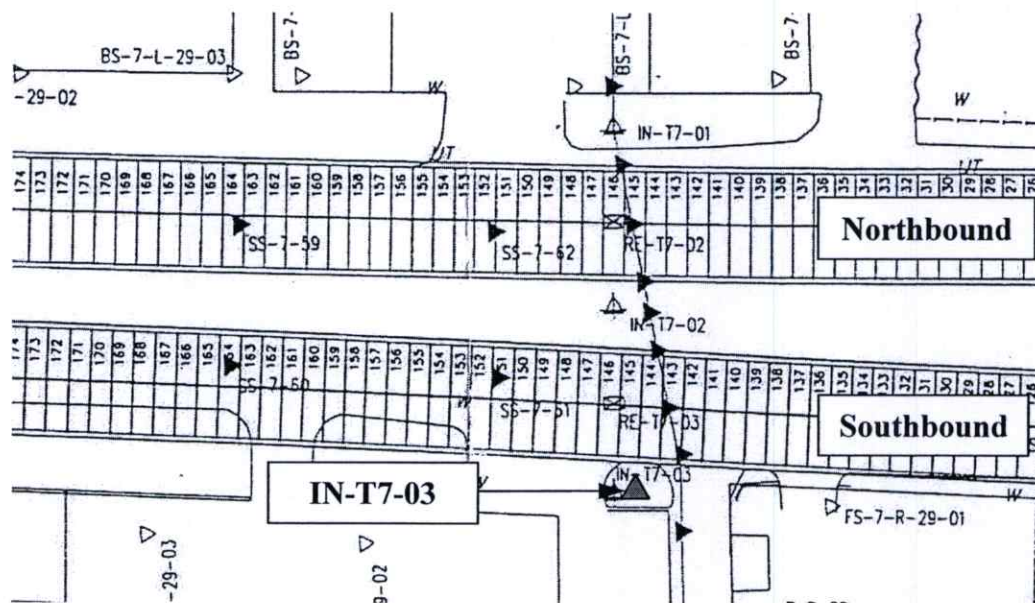
รูปที่ 6.30 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 26-IE-002 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โชน



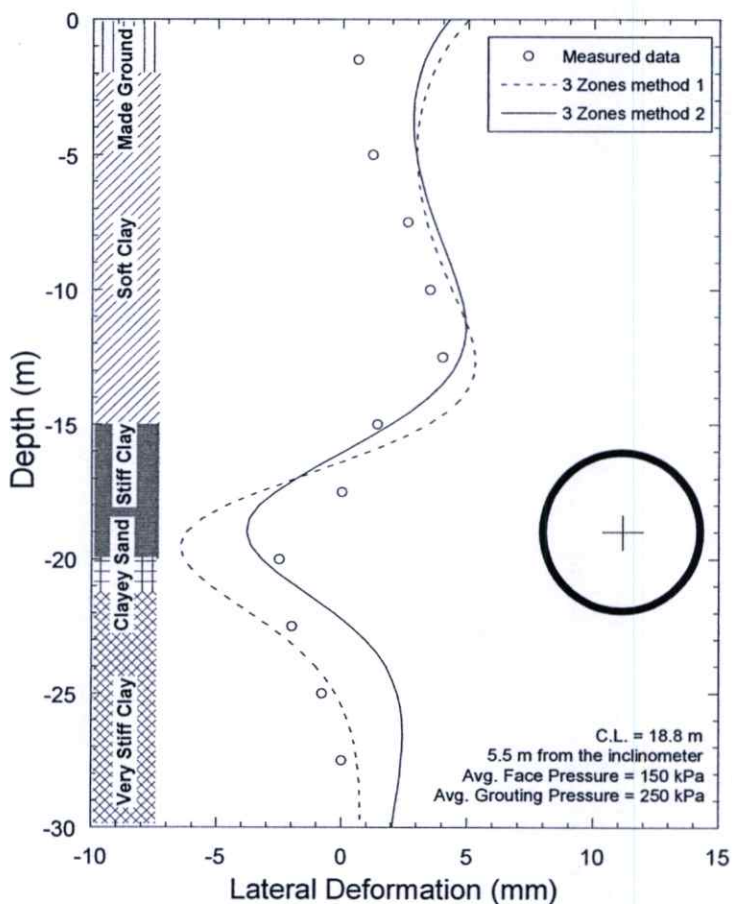
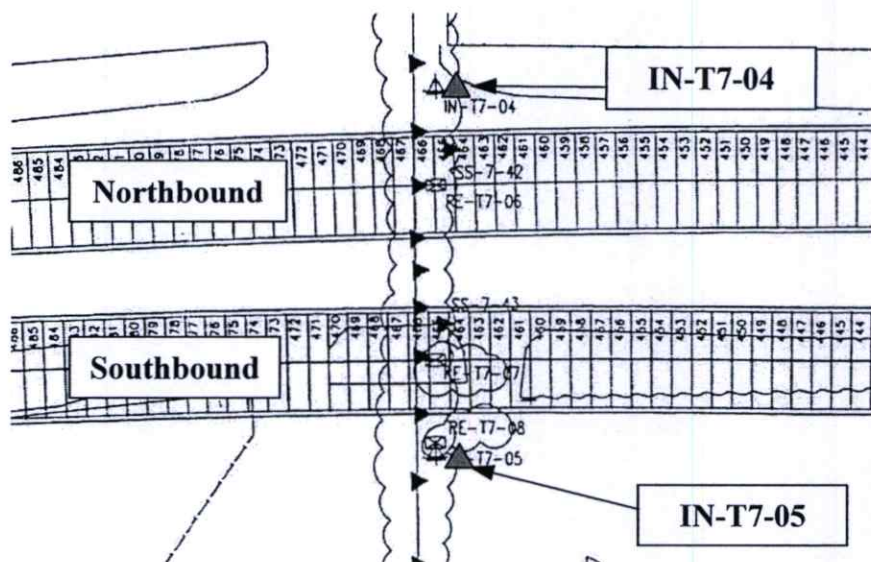
รูปที่ 6.31 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 28-IE-005 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนและตำแหน่งการติดตั้ง



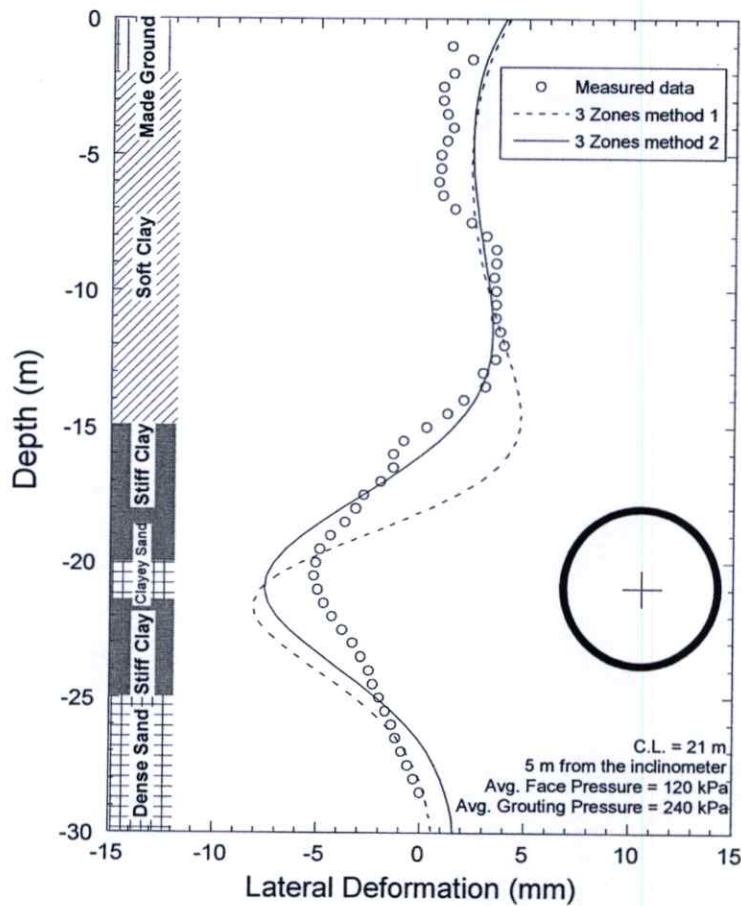
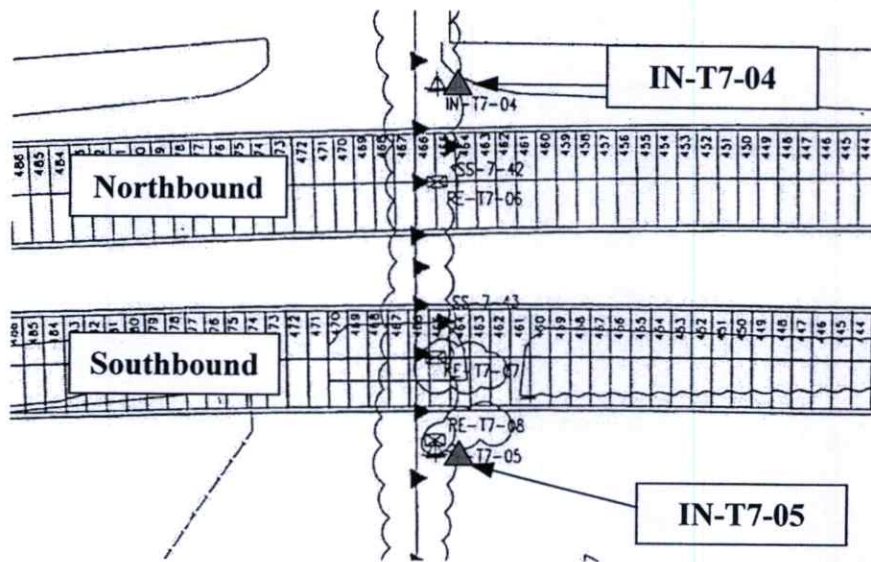
รูปที่ 6.32 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-01 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน และตำแหน่งการติดตั้ง



รูปที่ 6.33 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-03 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน และตำแหน่งการติดตั้ง



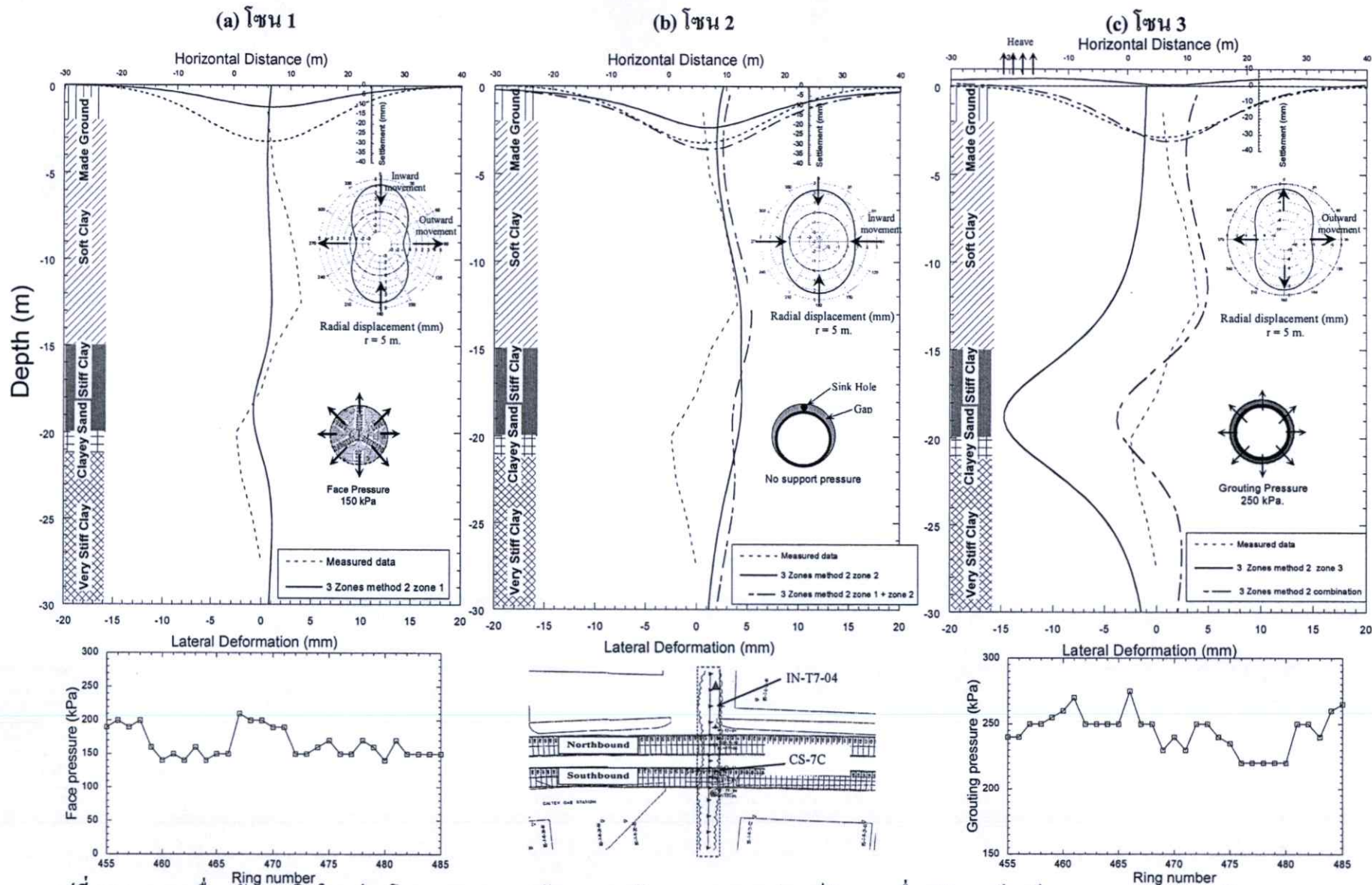
รูปที่ 6.34 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-04 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน และตำแหน่งการติดตั้ง



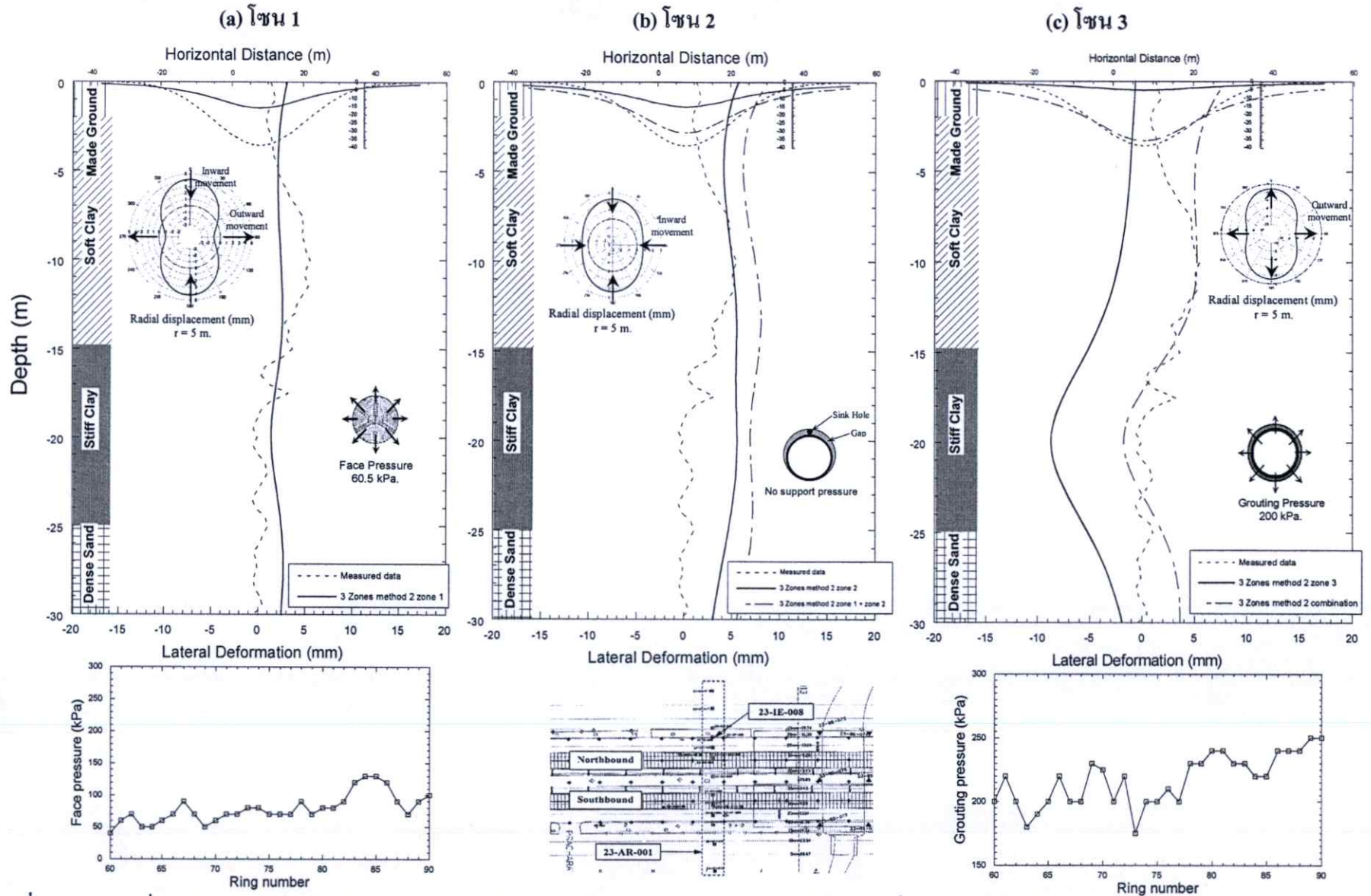
รูปที่ 6.35 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-05 เปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน และตำแหน่งการติดตั้ง

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซน พบว่าวิธีการใหม่สามารถทำนายได้ใกล้เคียงและสมจริงกับพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ตรวจวัดจากในสนาม ลักษณะการเคลื่อนตัวมีรูปแบบที่คล้ายคลึงกันมาก แสดงให้เห็นได้อย่างชัดเจนว่าสมมติฐานในการวิเคราะห์ปัจจัยในแต่ละโซนมีความถูกต้อง โดยปัจจัยที่ส่งผลกระทบมากที่สุดคือปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเช่นเดียวกับการวิเคราะห์การทรุดตัว นอกจากนี้สภาพทางธรณีวิทยาที่ส่งผลต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเช่นเดียวกัน โดยเฉพาะการนำพฤติกรรมของแรงดันน้ำใต้ดินแบบ Piezometric มาใช้ พบว่าทำให้ผลการทำนายการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างใกล้เคียงความจริงมากขึ้น จึงพิสูจน์ได้ว่ามีความเหมาะสมต่อการนำมาใช้พิจารณาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินได้ นอกจากนี้การวิเคราะห์ยังสามารถแบ่งการคำนวณออกเป็นแต่ละโซนเพื่อให้เห็นถึงพฤติกรรมของการวิเคราะห์ได้อย่างชัดเจนมากขึ้น ทั้งนี้ได้แสดงผลการวิเคราะห์เฉพาะการคำนวณด้วย 3 Zones method 2 เนื่องจากมีความใกล้เคียงมากที่สุด โดยจากข้อมูลผลการตรวจวัดการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่อยู่บริเวณใกล้เคียงกันและสามารถนำมาวิเคราะห์พร้อมกันได้ มีอยู่ 2 กรณี คือที่แนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-04 และที่แนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 23-IE-008 พร้อมกันนี้ยังได้คำนวณหาการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีตามทฤษฎีของ Gonzalez and Sagasetta (2001) ที่ระยะห่างตามแนวรัศมี $r = 5$ เมตรเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวรอบอุโมงค์ในแต่ละโซนดังแสดงในรูปที่ 6.36 และรูปที่ 6.37 ซึ่งยังได้แสดงแผนภูมิแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ (Face pressure) และแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน (Grouting pressure) เอาไว้ด้วย อีกทั้งยังได้แสดงการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีที่เป็นผลรวมของทั้ง 3 โซนจากทั้ง 2 กรณีเอาไว้ดังรูปที่ 6.38

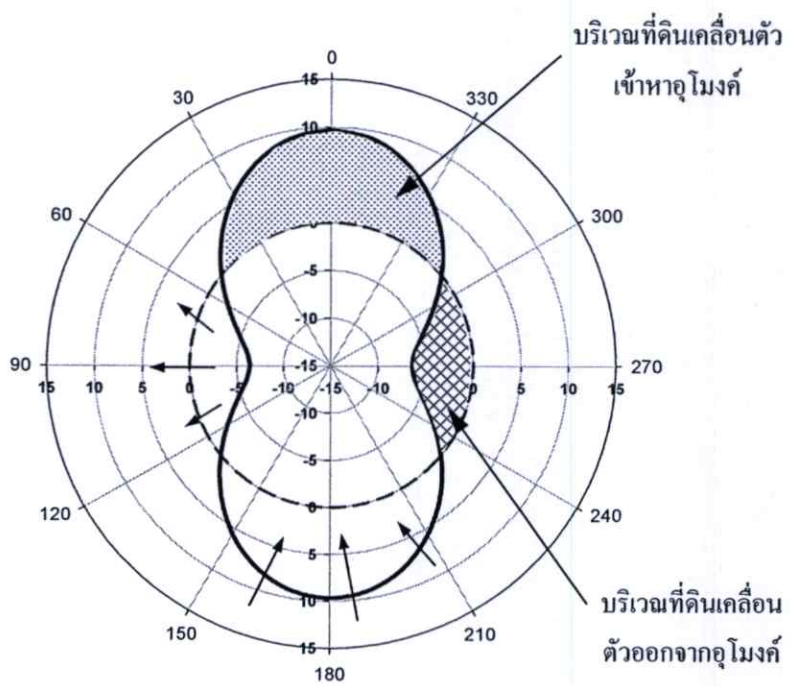
ผลรวมการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีทั้ง 3 โซนของทั้ง 2 กรณี ซึ่งให้เห็นได้อย่างชัดเจนถึงขนาดของการเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์ ที่มีการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์อยู่ที่ระดับเหนืออุโมงค์เป็นส่วนใหญ่ และมีการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางออกจากอุโมงค์ที่บริเวณระดับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ และพบว่าที่ระยะห่างออกไปมากเช่นในกรณีที่ 2 ที่ระยะห่าง 9 เมตรจากอุโมงค์ การเคลื่อนตัวของดินในทิศทางออกจากอุโมงค์ที่ระดับแนวกึ่งกลางมีขนาดที่ลดลงเมื่อเทียบกับกรณีที่ 1 ที่ระยะห่าง 5 เมตรจากอุโมงค์ หรือในกรณีที่ดินเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ พบว่าที่ระดับเหนืออุโมงค์และใต้อุโมงค์ที่ระยะห่างจากอุโมงค์มากขึ้น การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ก็จะมากขึ้นตามซึ่งตรงกันข้ามกับกรณีที่ดินเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์ จากเหตุผลดังกล่าวทำให้สังเกตได้ว่าผลกระทบจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเช่นแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนส่งผลต่อการต้านทานแรงดันดิน



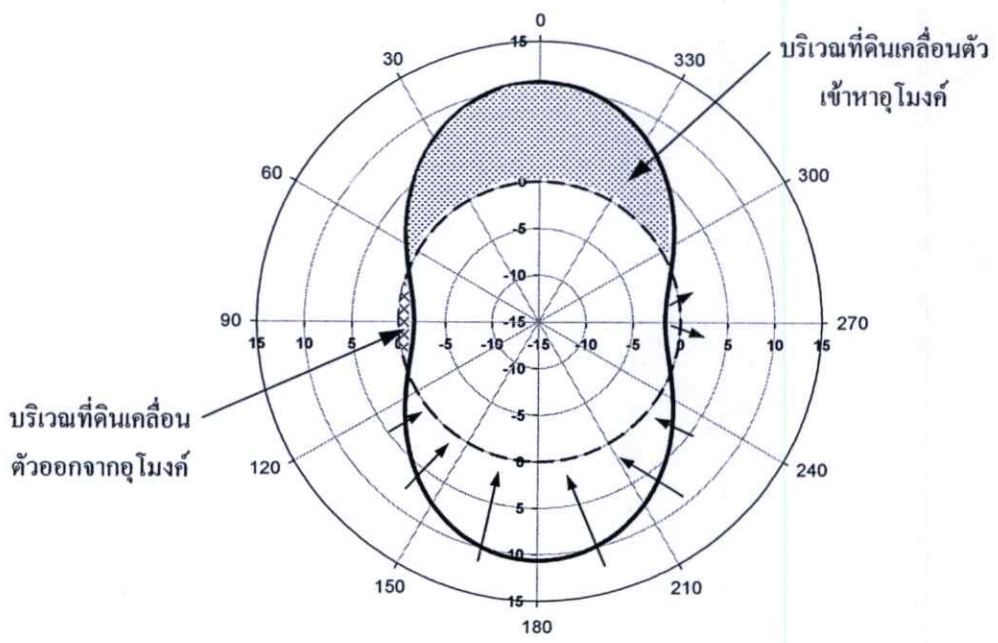
รูปที่ 6.36 การเคลื่อนตัวของดินในแต่ละโซนของแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง IN-T7-04 โดย (a) โซน 1 (b) โซน 2 และ (c) โซน 3



รูปที่ 6.37 การเคลื่อนตัวของดินในแต่ละโซนของแนวหมุดวัดการทรุดตัว 23-AR-001 และอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง 23-IE-008 โดย (a) โซน 1 (b) โซน 2 และ (c) โซน 3



(a) r = 5 เมตร

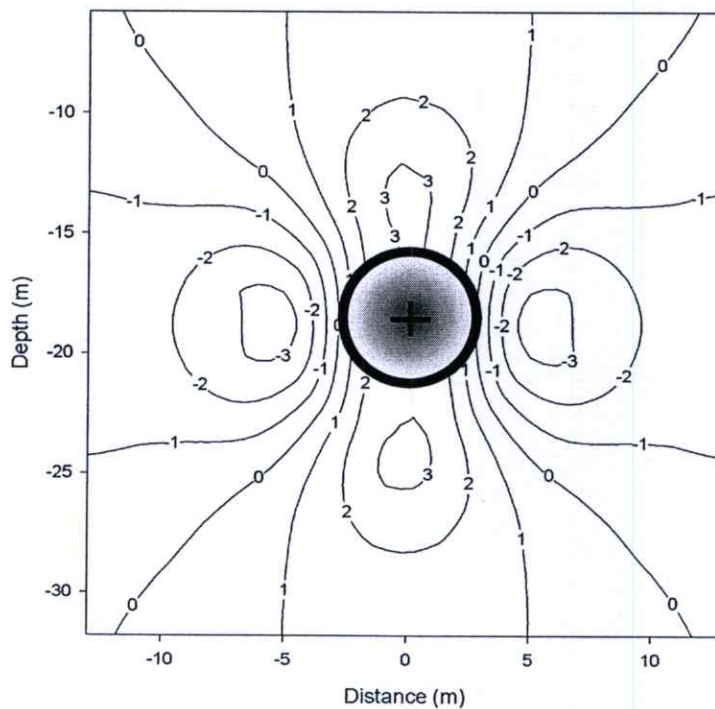


(b) r = 9 เมตร

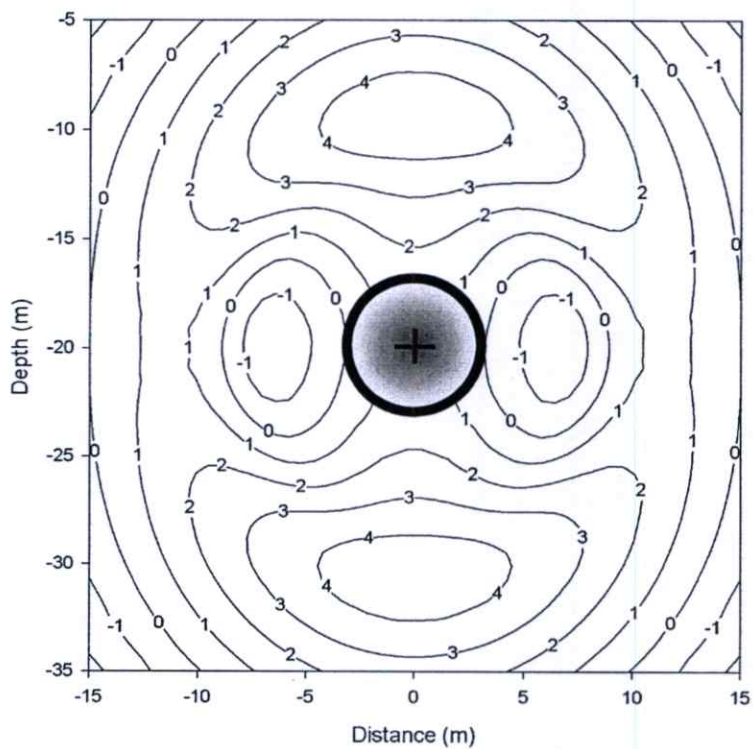
รูปที่ 6.38 ผลรวมของการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีจากทั้ง 3 โซน a) กรณีที่ 1 และ b) กรณีที่ 2

โดยรอบและลดลงตามระยะห่างจากอุโมงค์ เช่น แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะลดลงตามระยะห่างจากอุโมงค์ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์มากขึ้น หรือแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนลดลงตามระยะห่างจากอุโมงค์ทำให้ดินเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์ได้น้อยลงเป็นต้น จากข้อสังเกตนี้จึงสามารถนำข้อมูลมาพล็อตแบบระนาบแสดงเส้นแสดงระดับ (Contour plane) เพื่อแสดงความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวของดินในแนวรัศมีต่อระยะห่างจากอุโมงค์ดังรูปที่ 6.39 และรูปที่ 6.40 โดยการเคลื่อนตัวมีหน่วยเป็นมิลลิเมตร การทรุดตัวที่ผิวดินสามารถนำมาพล็อตแบบพื้นผิวสามมิติเพื่อแสดงการเปลี่ยนแปลงของร่องการทรุดตัวในแต่ละโซนจากการวิเคราะห์ด้วยการจำลองแบบ 3 โซนได้ดังแสดงในรูปที่ 6.41

จากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการจำลองแบบ 3 โซนจึงสามารถสรุปได้ว่าวิธีที่ได้นำเสนอใหม่นี้สามารถวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวของดินด้วยการนำวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่เหมาะสมมาปรับปรุงเข้ากับพฤติกรรมของหัวเจาะในการก่อสร้างอุโมงค์แต่ละช่วงได้ดี และสอดคล้องกับผลกระทบของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่มีความสำคัญต่อการลดการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ ซึ่งวิธีการจำลองแบบ 3 โซนสามารถนำปัจจัยที่สำคัญมาใช้ได้อย่างครบถ้วน ทำให้เป็นวิธีการที่มีความสมจริงมากขึ้น โดยยังคงความได้เปรียบของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่สามารถนำไปใช้ได้ง่าย รวดเร็ว และหาคำตอบได้ภายในขั้นตอนเดียว



รูปที่ 6.39 การเคลื่อนตัวของดิน โดยรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมีโดยใช้ข้อมูลของกรณีที่ 1



รูปที่ 6.40 การเคลื่อนตัวของดินโดยรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมีโดยใช้ข้อมูลของกรณีที่ 2



รูปที่ 6.41 พื้นผิวแบบ 3 มิติแสดงร่องการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละโซน

บทสรุปและข้อเสนอแนะ

7.1 บทสรุป

จากการศึกษาค้นคว้าผลงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตจนถึงปัจจุบัน ตั้งแต่ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์ วิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์ พฤติกรรมและสาเหตุของการเคลื่อนตัวของดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ พฤติกรรมของหัวขุดเจาะอุโมงค์ วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์และวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ทำให้เห็นภาพรวมของที่มาของปัญหา สาเหตุของปัญหารวมทั้งวิธีการวิเคราะห์และทำนาย ซึ่งปัจจัยหลักของปัญหาในงานวิจัยคือการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ทั้งนี้การขุดเจาะอุโมงค์ในประเทศไทยเป็นการขุดเจาะในชั้นดินอ่อนและนิยมใช้หัวเจาะอุโมงค์ โดยเฉพาะหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลซึ่งมีพฤติกรรมการขุดเจาะที่ทำให้ดินโดยรอบมีการเคลื่อนตัวในลักษณะที่แตกต่างกันตามขั้นตอนการขุดเจาะหรือกล่าวได้ว่าเป็นการเคลื่อนตัวของดินตามพฤติกรรมของหัวเจาะ เมื่อทำการศึกษาต่อไปถึงวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ พบว่าวิธีที่สามารถหาการเคลื่อนตัวของดินทั้งในแนวตั้งและทางด้านข้างที่ใช้งานง่าย รวดเร็ว และมีความแม่นยำพอสมควร ได้แก่วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ซึ่งมีรากฐานมาจากทฤษฎีกลศาสตร์ของดินและทฤษฎี Elastic ที่ได้รับการยอมรับมาตั้งแต่ในอดีตจนถึงปัจจุบันจึงมีความน่าเชื่อถือ อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีจะมีกระบวนการวิเคราะห์ที่คล้ายคลึงกัน แต่หากมีสมมติฐานที่แตกต่างกันแล้วจะทำให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความแตกต่างด้วยเช่นกัน ดังนั้นในการนำไปใช้งานควรศึกษาที่มาของสมมติฐานและปัจจัยที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งมีความสำคัญอย่างมาก ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากพฤติกรรมของหัวเจาะในแต่ละโซน พบว่ามีปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่แตกต่างกันและส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินแตกต่างกันในแต่ละโซน และสามารถแบ่งการเคลื่อนตัวของดินจากพฤติกรรมของหัวเจาะออกได้เป็น 3 โซนหลัก จึงทำให้เกิดแนวคิดในการเพิ่มกระบวนการวิเคราะห์จากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะทั้ง 3 โซน การจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนจึงได้เกิดขึ้นด้วยการประยุกต์ใช้สมการแบบ Closed form จากวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีสมมติฐานสอดคล้องกับพฤติกรรมของหัวเจาะ โดยพบว่า ความเค้น (Stress) ควรเป็นฟังก์ชันหลักในการวิเคราะห์จึงจะเหมาะสมต่อการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซน จากผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับข้อมูลการวัด พบว่าวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนสามารถทำนายการเคลื่อนตัวของดินทั้งการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้อย่างใกล้เคียง อีกทั้งยังพบว่าปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะคือปัจจัยหลักที่สำคัญที่สุดในการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

7.2 สรุปวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซน

วิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนคือวิธีการที่ใช้วิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะที่มีค้ำยันทางด้านหน้าแบบปิดและมีระบบการฉีดอัดน้ำปูน สามารถคำนวณค่าการเคลื่อนตัวของดินที่พิกัดใดๆจากสมการแบบ Closed form ที่ปรับปรุงมาจากวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ทั้งนี้ได้สรุปลักษณะของวิธีการเอาไว้ดังตารางที่ 7.1

ตารางที่ 7.1 ลักษณะโดยสรุปของวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซน

วิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซน (3 Zones Mechanism Analysis)	
รากฐาน	วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่ใช้ทฤษฎี Elastic และ Basic Solution เป็นพื้นฐาน
มิติ	2 มิติ
สภาพชั้นดิน	Anisotropic หรือ Isotropic – Homogeneous – Elastic – Plastic strain (เฉพาะ method 1)
สภาพอุโมงค์	หน้าตัดวงกลม
คุณสมบัติของชั้นดินที่ใช้	โมดูลัสของดิน (E) อัตราส่วนของปริมาตรของ (ν) สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K_0)
ปัจจัยหลักในการวิเคราะห์	Radial contraction (ϵ) Ovalization (δ) Face pressure (λ) Grouting pressure (β)
ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์	มีรูปแบบไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักในการวิเคราะห์
ลักษณะของสมการ	สมการแบบ Closed form แบ่งเป็นสองสมการหลักคือ หาค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้าง
ความเหมาะสมต่อการนำไปใช้งาน	เหมาะต่อการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนทั้งในระดับดินและในระดับลึก โดยเฉพาะอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล
ข้อได้เปรียบ	<ul style="list-style-type: none"> - คำนวณได้อย่างรวดเร็วและง่ายดายในขั้นตอนเดียวด้วยเครื่องคำนวณปกติ หรือ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในกรณีต้องการทราบค่าการเคลื่อนตัวทุกจุดในบริเวณโดยรอบอุโมงค์ - หาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ทั้งการทรุดตัวที่ผิวดินหรือการทรุดตัวในระดับลึกและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง - สามารถนำปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะมาใช้วิเคราะห์ได้ - ไม่ต้องใช้งบประมาณเพิ่มเติม
ข้อจำกัด	<ul style="list-style-type: none"> - ไม่สามารถหาการเคลื่อนตัวของดินในช่วงระยะยาวหรือจากการอัดตัวคายน้ำได้ - การวิเคราะห์ในสภาพที่มีชั้นดินหลายชั้นที่มีคุณสมบัติแตกต่างกันมากอาจทำให้การคำนวณเกิดความเบี่ยงเบนได้

7.3 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์มีไว้เพื่อประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงในเบื้องต้นทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดิน วิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนสามารถนำไปใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินเพื่อประเมินผลกระทบได้ทั้งในขั้นตอนการออกแบบเพื่อประมาณแนวเขตอิทธิพล (Influence zone) และในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง เนื่องจากปัจจัยที่ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวมีการเปลี่ยนแปลง เช่น สภาพชั้นดิน ขนาดอุโมงค์และปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ โดยเฉพาะปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างสม่ำเสมอเนื่องจากต้องปรับพฤติกรรมเพื่อให้ขุดเจาะได้อย่างเหมาะสม สามารถทำงานได้อย่างปลอดภัยและมีประสิทธิภาพ ซึ่งวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โซนมีส่วนช่วยให้ทางผู้รับเหมา

หรือผู้รับจ้างที่เป็นผู้ดำเนินการก่อสร้างทำงานได้อย่างมั่นใจและมีประสิทธิภาพ เนื่องจากปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะถูกนำมาวิเคราะห์ในการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดิน ทำให้สามารถประเมินผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงได้ รวมทั้งเป็นการควบคุมค่าปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่ใช้งานจริงไม่ให้มากหรือน้อยเกินไปได้ ทั้งนี้การนำวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนไปใช้ควรศึกษาพฤติกรรมของหัวเจาะที่ใช้ในการก่อสร้างว่ามีความเหมาะสมต่อวิธีการนี้หรือไม่ สภาพความแข็งแรงของชั้นดินไม่มากหรือน้อยจนเกินไป หรือหากเป็นชั้นดินหลายชั้นที่มีคุณสมบัติแตกต่างกันควรทำการเฉลี่ยค่าที่ใช้คำนวณตามความลึกของชั้นดินนั้นๆ เพื่อให้ดินอยู่ในสภาพที่เป็นเนื้อเดียวกันตรงตามสมมติฐานของการวิเคราะห์ ไม่ควรใช้ค่าความแข็งแรงของชั้นดินชั้นที่อุโมงค์วางอยู่เพียงอย่างเดียวโดยเด็ดขาด เพราะไม่เพียงจะไม่ตรงตามสมมติฐานของการวิเคราะห์แล้วค่าการเคลื่อนตัวที่คำนวณได้จะไม่สมจริงอีกด้วย

วิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนสามารถนำไปพัฒนาเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง และสามารถประเมินความเสียหายต่อโครงสร้างข้างเคียงได้โดยเฉพาะโครงสร้างใต้ดิน เช่น ฐานรากเสาเข็ม ซึ่งยังต้องใช้ข้อมูลจากทางภาคสนามเป็นกรณีศึกษาเพื่อพิสูจน์ประสิทธิภาพ ทั้งนี้ในปัจจุบันวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีการพัฒนาจนสามารถวิเคราะห์สภาพดินแบบ 3 มิติได้ แต่ยังคงต้องใช้ระยะเวลาในการคำนวณค่อนข้างนาน สามารถนำมาวิเคราะห์ร่วมกับวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนเพื่อเปรียบเทียบผลกระทบได้ในกรณีที่ข้อมูลจากทางภาคสนามไม่เพียงพอ อย่างไรก็ตามวิธีการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินในปัจจุบันมีอยู่อย่างหลากหลาย ขึ้นอยู่กับผู้ใช้งานว่าสามารถนำมาใช้ได้ถูกต้องและเหมาะสมหรือไม่ โดยวิธีการจำลองพฤติกรรมแบบ 3 โชนถือเป็นทางเลือกหนึ่งที่มีประสิทธิภาพ คำนวณได้อย่างรวดเร็วในขั้นตอนเดียวและไม่มีการประมาณเพิ่มเติม

บรรณานุกรม

- ��ขั้ว ไซยวงศ์เหล็ก, สุขัชวีร์ สุวรรณสวัศดี. 2550. “สมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.” ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12. พิษณุโลก : มหาวิทยาลัยนเรศวร.
- ��ขั้ว ไซยวงศ์เหล็ก, สุขัชวีร์ สุวรรณสวัศดี. 2552. “การทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แบบ 3 โชน.” ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14. นครราชสีมา : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- สุขัชวีร์ สุวรรณสวัศดี. 2548. “การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 1 ทฤษฎีและการวิเคราะห์.” ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10. ชลบุรี : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.
- สุขัชวีร์ สุวรรณสวัศดี. 2549. “การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะและการออกแบบแผนการตรวจวัด.” โครงการอบรมเรื่องการออกแบบอุโมงค์ในดินอ่อน, วสท.
- Akagi, H. and Komiya, K. (1996). “Finite Element Simulation of Shield Tunneling Processes in Soft Ground”. **Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**, London, Balkema : 447-452.
- Atkinson, J. H., Brown, E. T., and Pottss, D. M. 1975. “Collapse of Shallow Unlined Tunnels in Dense Sand.” **Tunnel & Tunneling**, May 1975 : 81-87.
- Atkinson, J. H. and Pottss, D. M. 1977. “Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground.” **Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division**, Vol. 103, GT 4 : 307-325.
- Attewell, P. B. and Farmer, I. W. 1974. “Ground Deformations resulting from Shield Tunneling in London Clay.” **Canadian Geotech. J.**, Vol. 11, No. 3 : 380-395.
- Attewell, P. B. 1978. “Ground Movements caused by Tunneling in Soil.” **Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures (ed. J. D. Geddes)**, Pentech Press, London : 812-948.
- Attewell, P. B. and Woodman J. P. 1982. “Predicting the Dynamics of Ground Settlement and its Derivatives caused by Tunneling in Soil.” **Ground Engineering**, Vol. 15, No. 8 : 13-22 and 36.
- Baligh, M. M. 1985. “Strain Path Method.” **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 111, GT9 : 1108-1136.

- Bernat, S. and Cambou, B. 1998. "Soil-structure Interaction in Shield Tunnelling in Soft Soil." **Computer and Geotechnics**, 22 : 221-242.
- Bickel, J., H., Kuesel, T. R., and King, E., H. 1996. **Tunnel Engineering Handbook**, New York : Chapman & Hall.
- Bobet, A. 2001. "Analytical solution for shallow tunnels in saturated ground." **J. Eng. Mech.**, 127(12) : 1258-1266.
- Chiorboli, M. A. and Marcheselli, P. P. 1996. "Analysis and Control of Subsidence due to Earth Pressure Shield Tunneling in Passante Ferroviario of Milano." **Proc. of Int. Conf. on North American Tunneling'96**, Balkema, Rotterdam : 97-106.
- Chou, W.I. and Bobet, A. 2001. "Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay." **Tunneling and Underground Space Technology** 17, 3-19.
- Clough, G. W., Sweeney, B. P., and Finno, R. J. 1982. "Measured Soil Response to EPB Shield Tunneling." **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 109, No. 2 : 131-149.
- Clough, G. W. and Leca, E. 1993. "EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions." **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 119, No. 10 : 1640-1656.
- Clough, G. W. and Schmidt, B. 1981. "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay." **Soft Clay Engineering**, Elsevier : 569-634.
- Clough, G. W. and Leca, E. 1989. "With Focus of Use of Finite Element Methods for Soft Ground Tunneling." **Review Paper in Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meuble-du Chantier à la Theorie**, Paris : 531-573.
- Cording, E. J., and Hansmire, W. H. 1975. "Displacements around Soft Ground Tunnels." **General Report 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Buenos Aires, Session IV : 571-632.
- Cording, E. J. et al. 1976. "Displacement around Tunnels in Soil." **Report to US. Department of Transportation prepared at the University of Illinois at Urbana-Champaign, DoT-TST-76T-22**.
- Cording, E. J., Brierley, G. S., Mahar, J. W., and Boscadin, M. D. 1989. "Controlling Ground Movements during Tunneling." **Art and Science of Geotechnical Engineering at the Dawn of the 21st Century**, Prentice-Hall, Ch. 25 : 477-505.

- Eberhardt, E. 2001. "Numerical Modelling of Three-Dimensional Stress Rotation Ahead of an Advancing Tunnel Face." **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, Vol. 38 : 499-518.
- Einstein, H.H. and Schwartz, C.W. 1979. "Simplified Analysis for Tunnel Support." **Journal of Geotechnical Engineering**, 105(4) : 499-518.
- Finno, R. J. 1983. "Response of Cohesive Soil to Advanced Shield Tunneling". Ph.D. Thesis of Stanford University.
- Finno, R. J. and Clough, G. W. 1985. "Evaluation of Soil Response to EPB Shield Tunneling." **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 111, No. 2 : 155-173.
- Fujita, K. 1981. "On the Surface Settlement caused by Various Methods of Shield Tunneling." **Proc. 11th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 4 : 609-610.
- Gonzalez, C. & Sagaseta, C. 2001. "Patterns of soil deformations around tunnels. Application Madrid Metro." **Computers and Geotechnics**, 28 : 445-468.
- Hudson, J. A. et al. 1976. "Understanding Ground Movements caused by Tunneling." **Proc. of Conf. on Underground Engineering**, Paper No. D21G11, London.
- Kasper, T., Meschke, G. 2006. "A numerical study of the effect of the soil and grout material properties and cover depth in shield tunneling." **Computer and Geotechnics**, 33 : 234 - 247.
- Kasper, T., Meschke, G. 2006. "On the influence of face pressure grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling." **Tunnelling and Underground Space Technology** 21 : 160-171.
- Kimura, T. and Mair, R. J. 1981. "Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay." **Proc. 10th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Stockholm, Vol. 1 : 319-322.
- Kovari K., Anagnostou G. 1996. "Face stability in slurry and EPB shield tunnelling." **Proc Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**, City University, Balkema : 453-458.
- Lee, K. M. and Rowe, R. K. 1991. "An Analysis of Three-Dimensional Ground Movements: the Thunder Bay Tunnel." **Canadian Geotech. J.**, Vol. 28 : 25-41.
- Lee, K. M., Rowe, R. K., and Lo, K. Y. 1992. "Subsidence owing to Tunneling. I: Estimating the Gap Parameter." **Canadian Geotech. J.**, Vol. 29 : 929-940.
- Leca, E. 1989. "Analysis of NATM and Shield Tunneling in Soft Ground." Ph.D. Thesis of Virginia Institute and State University.

- Leca E., Dormieux L. 1990. "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material." **Géotechnique**, Volume 40, No. 4 : 581-606.
- Litwinski, J. 1956. "Application of the Equation of Stochastic Processes to Mechanics of Loose Bodies." **Arch. Mech. Stosow**, Vol. 8 : 396-411.
- Lo, K. Y., Ng, M. C., and Rowe, R. L. 1984. "Predicting Settlement due to Tunneling in Clays." **Proc. Geotech '84 – Tunneling in Soil and Rock**, ASCE, Atlanta, Georgia : 47-76.
- Lo, K. Y., Ng, R. M., and Rowe, R. K. 1984. "Predicting Settlement due to Tunneling in Clays." **Proc. Tunneling in Soil and Rock**, Geotech III Conf., ASCE, Reston, VA : 48-76.
- Loganathan, N. & Poulos, H.G. 1998. "Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays." **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE : 846-856.
- Loganathan, N. and Poulos, H. G. 1999. "Tunneling Induced Ground Deformations and their Effects on Adjacent Piles." **Proc. of 10th Australian Tunneling Conference**, Melbourne : 241-250.
- Maidl, B., Herrenknecht, M., and Anheuser, L. 1996. **Mechanised Shield Tunneling**. Berlin : Ernst & Sohn.
- Mair, R. J. and Taylor, R. N. 1993. "Prediction of Clay Behavior around Tunnels using Plastic Solution." **Proc. Worth Memorial Symposium**, Oxford, 1992, Thomas Telford : 449-463.
- Mair, R. J. and Taylor, R. N. 1997. "Bore Tunneling in the Urban Environment." Theme Lecture, Plenary Session 4, **Proc. 14th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Hamburg, Vol. 4 : 2353-2385.
- Matsushita, Y., Hashimoto, T., Iwasaki, Y., and Imanishi, H. 1995. "Behavior of Subway Tunnel driven by Large Slurry Shield." **Proc. of Int. Conf. on Underground Construction in Soft Ground**, Balkema, Rotterdam : 253-256.
- Nguyen D. T. 2006. "TBM and Lining Essential Interfaces" MS. Thesis of Politecnico di Torino.
- Nomoto, T., Imamura, S., Hagiwara, T., Kusakabe, O., and Fujii, N. 1999. "Shield Tunnel Construction in Centrifuge." **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, Vol. 125, No. 4 : 289-300.
- O'Reilly, M. P. and New, B. M. 1982. "Settlement above Tunnels in the United Kingdom – Their Magnitude and Prediction." **Tunneling 88**, London : 231-241.

- Park, K. H. 2004. "Elastic solution for tunneling-induced ground movement in clays." **International Journal of Geomechanics**, 4(4) : 310–318.
- Park, K. H. 2005. "Analytical solution for tunneling-induced ground movement in clays." **Tunneling and Underground Space Technology**, 20(3) : 249–261.
- Peck, R. B. 1969. "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground." **Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Mexico City, State of the Art Volume : 225-290.
- Pinto, F. 1999. "Analytical Methods to Interpret Ground Deformations due to Soft Ground Tunneling." Ph.D. Thesis of Massachusetts Institute of Technology.
- Potts, D. M. 1976. "Behavior of Lined and Unlined Tunnels in Sand." Ph.D. Thesis of University of Cambridge.
- Rowe, R. K. & Kack, G. J. 1983. "A theoretical examination of the settlements induced by tunneling." **Can.Geotech.J**, Canada : 299-314.
- Rowe, R. K. and Lee, K. M. 1992. " Subsidence owing to Tunneling. II. Evaluation of a Prediction Technique." **Canadian Geotech. J.**, Vol. 29 : 941-954.
- Sagaseta, C. 1987. "Analysis of undrained soil deformation due to groundloss." **Geotechnique**, London, 37(3): 301-320.
- Sagaseta C. 1998. "On the role of analytical solutions for the evaluation of soil deformations around tunnels." **Application of numerical methods to geotechnical problems**, Invited Lecture, CISM Courses and Lectures No. 397 : 3–24.
- Suwansawat, S. 2007. "Longitudinal surface settlements induced by EPB tunneling in Bangkok clay." **Proc. the 33rd World Tunnel Congress**, Prague.
- Suwansawat, S. 2006. "Superposition technique for mapping surface settlement troughs over twin tunnels." **Proc. Inter. Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok.
- Suwansawat, S. 2003. "The M.R.T. Chaloem Ratchamongkhon Line: A Road to Success of the First Subway Project in Bangkok." **Proc. the 21st Conference of Asean Federation of Engineering Organizations (CAFEO)**, Indonesia.
- Suwansawat, S. 2006. "Using artificial neural networks for predicting surface settlements over twin tunnels." **Proc. Inter. Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok.
- Suwansawat, S. 2004. "Influences of tail void grouting on lateral ground deformations conducted with shield tunneling." **Proc. the 15th Southeast Asia Geotechnical Conference**, Bangkok.

- Suwansawat., S., Einstein, H. H. 2006. "Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling." **Tunnelling and Underground Space Technology**, 21(2) : 133-150.
- Suwansawat, S. 2006. "Ground deformation induced by shield tunneling and monitoring system." **Tunnel Engineering Workshop Document**, Engineering Institute of Thailand, Bangkok, Thailand.
- Suwansawat. S. 2002. "Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks." Ph.D. Thesis of Massachusetts Institute of Technology.
- Verruijt, A. & Booker, J.R. 1996. "Surface Settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane." **Geotechnique** 46, No.4 : 753-756.
- Verruijt, A. 1997. "A Complex Variable Solution for a Deforming Circular Tunnel in an Elastic Half Plane." **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Vol. 21 : 77-89.
- Li-Zhong Wang¹, Ling-Ling Li and Xue-Jin Lv. 2009. "Complex Variable Solutions for Tunneling-Induced Ground Movement." **International Journal of Geomechanics**, ASCE : 63 - 72

ภาคผนวก ก

การทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แบบ 3 โซน

3 ZONES EVALUATION OF ANALYTICAL SOLUTION FOR PREDICTING GROUND DEFORMATION INDUCED BY SHIELD TUNNELING

ชัชวาท ไชยวงศ์เหล็ก (Chat Chaiwonglek)¹

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (Suchatvee Suwansawat)²

¹นักศึกษาระดับปริญญาโทผู้ช่วยวิจัย E-mail: chat_chaiwonglek@hotmail.com

²รองศาสตราจารย์ E-mail: kssuchat@kmitl.ac.th

ศูนย์นวัตกรรมก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ ภาควิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

บทคัดย่อ : การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ ได้มีความนิยมและถูกใช้อย่างแพร่หลายในหลากหลายประเทศทั่วโลก รวมทั้งยังมีการพัฒนาทางด้านเทคโนโลยีและวิธีการก่อสร้างให้ทันสมัยอยู่เสมอ อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง โดยเฉพาะในพื้นที่ชุมชนดังนั้นการทำนายการเคลื่อนตัวของดินจึงมีความจำเป็น โดยในปัจจุบันมีอยู่ด้วยกันหลายวิธีซึ่งวิธีสมการเชิงวิเคราะห์นั้นมีความนิยมนำมาใช้ เนื่องจากไม่ซับซ้อนและสามารถหาคำตอบได้ในขั้นตอนเดียวแต่ยังคงมีข้อจำกัดในการสมมติค่าพารามิเตอร์ที่สัมพันธ์กับการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ ดังนั้นค่าตรวจวัดจากอุปกรณ์ในสนามและค่าพารามิเตอร์ของหัวเจาะมีความสำคัญต่อการตรวจสอบวิธีการนี้ ซึ่งจากการเปรียบเทียบกับข้อมูลที่มีความแม่นยำสูงของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลทำให้วิธีการนี้ประสบความสำเร็จ ในงานวิจัยนี้ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์พฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โซนที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิมที่สามารถประยุกต์ใช้ค่าพารามิเตอร์ของหัวเจาะที่มีความแตกต่างกันในแต่ละช่วงได้ การวิเคราะห์ดังกล่าวทำให้วิธีการทำนายมีความละเอียดและสมจริงมากยิ่งขึ้น ซึ่งจากผลการทดลองพบว่าวิธีการวิเคราะห์แบบ 3 โซน ให้ผลที่ใกล้เคียงค่าที่วัดได้จากในสนามดังที่แสดงในบทความนี้

ABSTRACT : Shield tunneling has made a significant contribution to tunneling worldwide. Whereas technology and construction technique have been further developed, however ground movement induced by shield tunneling still occur and affect nearby existing structures especially in urban areas. At present, there are several approaches for predicting ground deformations which each method has an advantages and limitations. Analytical solutions are popular as they are uncomplicated and can be solved in a single step but they still have a significant limitation in assuming parameters related to tunneling and shield mechanism during construction. Therefore, field measurement and shield operation data are necessary to verify the solution. Using the Bangkok MRTA Subway Project makes it possible as it contained high accuracy of data obtained from geotechnical instrumentation and shield operation records. This study introduced a new approach namely shield's 3-zones mechanism incorporated with existing analytical solutions that allows one to apply 3 calculation steps based on shield positions/zones. The approach incorporated shield operational factors into the solution that makes it more realistic. As a result, it was found that the approach can be able to describe ground deformation induced by shield tunnelling well with confidence.

KEYWORDS : Analytical Solutions, Ground Deformation, Shield Tunneling, MRTA Project, 3 Zones

1. บทนำ

ในปัจจุบัน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ในหลายประเทศ มักจะทำการก่อสร้างในพื้นที่ชุมชนเนื่องจากมีความต้องการทางด้านระบบสาธารณสุขโลกและด้านการคมนาคมขนส่งที่มากขึ้นตามการขยายตัวของชุมชนเมือง ทำให้การก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการใหม่มีความจำเป็นต้องก่อสร้างใกล้ระดับผิวดินและโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนดินและใต้ดิน ดังนั้นการทราบค่าการเสีรูปของชั้นดินเพื่อสามารถนำไปประเมินผลกระทบจึงมีความจำเป็นเช่นกัน โดยสิ่งสำคัญในการขุดเจาะอุโมงค์ใต้พื้นที่ชุมชนคือศักยภาพในการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินซึ่งมีความเครียด ความเค้นและการเคลื่อนตัวในชั้นดินโดยรอบเกิดการเปลี่ยนแปลงขึ้น

การศึกษาและวิจัยการเสีรูปของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ได้เกิดขึ้นอย่างแพร่หลายและพัฒนาไปในทิศทางที่หลากหลายซึ่งทำให้เกิดความเข้าใจปัญหาได้ดียิ่งขึ้น โดยการทำนายค่าการเคลื่อนตัวของชั้นดินในปัจจุบันสามารถแบ่งออกเป็น 5 วิธีการด้วยกันได้แก่ 1) วิธี Empirical Solution 2) วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ 3) วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 4) วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ และ 5) วิธีโครงข่ายประสาทเทียม รายละเอียดสามารถดูได้ใน [1] และ [2]

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีหนึ่งที่ได้รับคามนิยมในปัจจุบันเนื่องจากสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน อีกทั้งยังเป็นวิธีที่สามารถหาค่าตอบได้ในขั้นตอนเดียว ซึ่งแต่ละวิธีมีสมมติฐานและเทคนิคเฉพาะที่แตกต่างกันเพื่อนำไปสู่การสร้างสมการแบบ Closed Form Solution ที่สามารถหาการเสีรูปของชั้นดินได้ การหาค่าตอบที่ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียวจึงเป็นข้อดีที่สำคัญของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาและประเมินวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เดิมดังที่ผู้ประพันธ์ได้แสดงไว้ใน [1] และนำเสนอวิธีการใหม่เรียกว่า “การวิเคราะห์พฤติกรรมแบบ 3 โชน” โดยการนำค่าพารามิเตอร์ของหัวเจาะ ณ ตำแหน่งที่ต่างกัน เช่นแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะหรือแรงดันในการฉีดน้ำปูนที่ส่วนท้ายของหัวเจาะเข้าสู่การคำนวณและวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวของดินซึ่งผลการวิเคราะห์พบว่าสามารถนำไปทำนายได้ใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดจากในสนามของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่มีการตรวจวัดอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคที่มี

ความแม่นยำสูง วิธีการใหม่ที่ให้ผลเป็นที่น่าพอใจทำให้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่ปรับปรุงแล้วมีความละเอียดและสมจริงมากยิ่งขึ้น

2. วิธีสมการเชิงวิเคราะห์

จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าได้มีความพยายามในการพัฒนาสมการแบบ Closed Form Solution สำหรับหาค่าการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ Verruijt & Booker (1996) [3] ได้เสนอวิธี Approximate Solution สำหรับอุโมงค์ใน homogeneous elastic half space โดยการต่อยอดวิธีการของ Sagaseta (1987) [4] ซึ่งเป็นกรณีการสูญเสียมวลดินของชั้นดินแบบไม่สามารถอัดตัวได้เท่านั้น จึงได้เสนอเทคนิคที่สามารถวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินในชั้นดินแบบบีบอัดตัวได้ด้วยการประยุกต์ใช้ค่าอัตราส่วนของปีวส์ของและยังรวมผลของการเสีรูปแบบวงรีเข้าไปด้วย

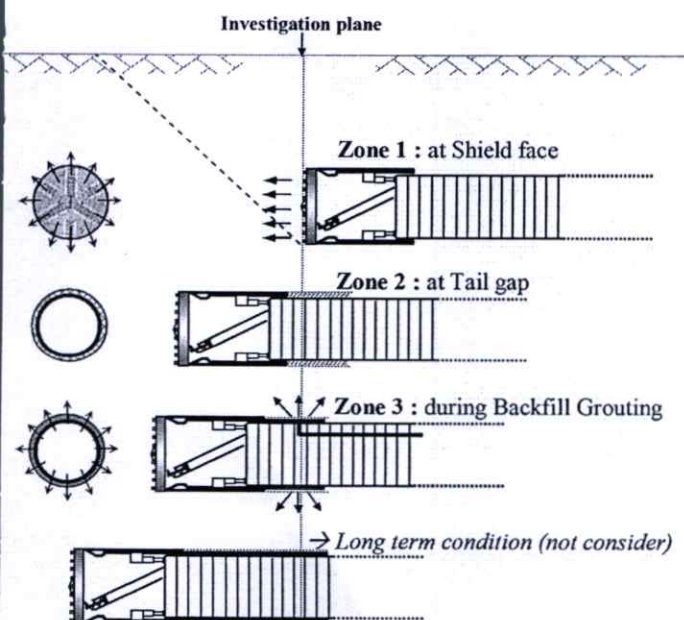
Loganathan & Poulos (1998) [5] ได้เสนอการประเมินค่าการเสีรูปของชั้นดินรอบอุโมงค์เป็นรูปวงรี (Oval Shape) ในกรณีช่วงระยะเวลาสั้น แบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) จากการปรับปรุงวิธีการของ [3] และการใช้ค่าการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าซึ่งสามารถคำนวณจาก gap พารามิเตอร์ที่ถูกเสนอโดย [6] นำมาวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรง (non-linear) และจากการเสีรูปของชั้นดินรูปวงรีเนื่องจากการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าด้วยฟังก์ชันเลขชี้กำลัง (Exponential Function) ได้ถูกจำลองขึ้นภายใต้เงื่อนไขขอบเขตที่กำหนด

Gonzales & Sagaseta (2001) [7] ได้อ้างอิงเทคนิคเดิม [4] ที่เสนอสมการแบบ Closed Form Solution โดยการหาค่าความเครียดในระนาบที่วิเคราะห์ของดินที่มีคุณสมบัติเป็น homogeneous และ isotropic ที่ไม่สามารถอัดตัวได้จากค่าการสูญเสียมวลดิน การเคลื่อนตัวที่ผิวดินได้ถูกนำมาพิจารณาด้วยวิธี virtual image technique และได้ผลลัพธ์สำหรับการพิจารณาในแบบ Plain Strain อีกทั้งยังได้พิจารณาในกรณีเป็นชั้นดินแบบ anisotropic และผลของพฤติกรรมในช่วงพลาสติกไว้ด้วย

3. พฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โชน

หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน เช่นเดียวกับในประเทศไทยโดยเฉพาะในกรุงเทพฯ

ซึ่งลักษณะการขุดเจาะจะเป็นไปในทิศทางเดียวกันคือ การรักษาเสถียรภาพที่ด้านหน้าหัวเจาะด้วยการปรับแรงดันดินให้เหมาะสมพร้อมกันกับการลำเลียงดินออกจากอุโมงค์ การติดตั้งผนังอุโมงค์และตามด้วยการฉีดอัดน้ำปูนเพื่อปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะที่เกิดจากขนาดที่แตกต่างกันของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะกับผนังอุโมงค์รวมทั้งการตัดดินเกินเส้นรอบวงด้วย โดยพฤติกรรมหลักที่มีความแตกต่างในแต่ละช่วงของการก่อสร้างและติดตั้งผนังอุโมงค์ช่วงหนึ่ง สามารถแบ่งย่อยออกเป็น 3 ช่วงพฤติกรรมได้ดังแสดงในภาพที่ 1 ทั้งนี้พารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะที่มีผลสำคัญ ได้แก่ แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลจะทำการควบคุมปริมาณการขุดด้วยการขนถ่ายลำเลียงดินด้วย screw conveyor และนำออกไปจากอุโมงค์ด้วยสายพานลำเลียงดินและรถขนดิน พร้อมกันนั้นก็ได้มีการรักษาแรงดันด้วยการปรับแรงดันภายในห้องกักดิน ซึ่งแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะจะเป็นปัจจัยสำคัญต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของชั้นดิน หากมีค่าแรงดันที่ต่ำจะส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวสู่อุโมงค์ที่มากและในทางตรงกันข้ามหากมีค่าแรงดันที่สูงเกินไปอาจส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวในทิศทางออกจากอุโมงค์หรือเกิดการบวมตัว (Heave) ได้ พารามิเตอร์ที่สำคัญอีกอย่างหนึ่งคือแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน เพื่อใช้ในการปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะและทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้ดินไหลสู่ช่องว่างดังกล่าว ทำให้สามารถช่วยลดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ โดยมีผลกระทบจากแรงดันที่ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวในสองทิศทางเช่นเดียวกับแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ



ภาพที่ 1 ตำแหน่งที่พิจารณาตามพฤติกรรมของหัวเจาะในช่วง 3 โซน

4. การปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์

การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะเวลาที่สั้นที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ สามารถแบ่งออกเป็น 3 ช่วงดังที่แสดงในรูปที่ 1 ซึ่งเกิดขึ้นขณะหัวเจาะทำการขุดเจาะผ่านระยะนาบที่พิจารณา ซึ่งภายหลังจากหัวเจาะขุดเจาะผ่านไปและทำการฉีดอัดน้ำปูนแล้วจะเป็นการพิจารณาในช่วงระยะยาว โดยอยู่นอกเหนืองานวิจัยนี้

การวิเคราะห์พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะด้วยหัวเจาะมีสมมติฐานการวิเคราะห์ในแต่ละช่วงดังนี้

ช่วงที่ 1 ที่หน้าหัวเจาะ โดยแรงดันที่ด้านหน้าคือปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อเคลื่อนตัวของดิน โดยรอบ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความเค้นในดินที่เกิดขึ้นจริงอีกด้วย

ช่วงที่ 2 ที่ส่วนท้ายหัวเจาะ (ขณะเกิดช่องว่าง) ในขณะที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านไป แรงดันที่ด้านหน้ายังคงส่งผลกระทบต่ออยู่บางส่วน ซึ่งสมมติให้มีค่าเป็นศูนย์หรือไม่มีแรงดันค้ำยันในช่วงนี้ อย่างไรก็ตามในสถานการณ์จริงขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ช่องว่างดังกล่าว ขึ้นอยู่กับระยะเวลาระหว่างที่หัวเจาะขุดเจาะผ่านกับขั้นตอนการฉีดอัดน้ำปูน ทั้งนี้ยังขึ้นอยู่กับสภาพความแข็งแรงของชั้นดินนั้นด้วย

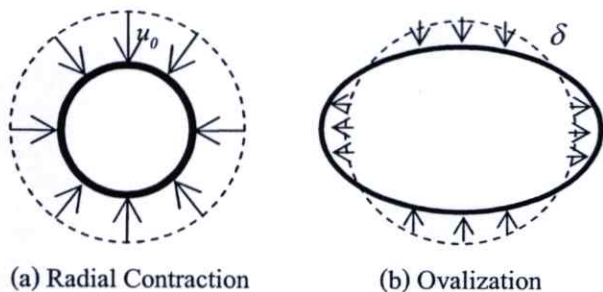
ช่วงที่ 3 ขณะทำการฉีดอัดน้ำปูน โดยแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนคือปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อเคลื่อนตัวของดินซึ่งสามารถทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวในทิศทางออกจากอุโมงค์หากค่าแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนมากกว่าความเค้นของดินในขณะนั้น โดยสมมติให้แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูนมีความสม่ำเสมอตลอดเส้นรอบรูปรอบอุโมงค์

พฤติกรรมที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวของดินในแต่ละชั้นมีความสัมพันธ์กับแรงดันหรือความเค้น (Stress) ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานของวิธีของ [7] ที่มีการวิเคราะห์ความเค้นเป็นปัจจัยหลักต่อการเสีรูปของดิน [7] ได้กล่าวไว้ว่าการเคลื่อนตัวของดินเกิดจากการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial Contraction, ε) และการเสีรูปแบบวงรี (Ovalization, δ) ดังแสดงในภาพที่ 2 ซึ่งสามารถหาค่าได้ดังนี้

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{2G} \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{\sigma_r}{\sigma} \right) \quad (1)$$

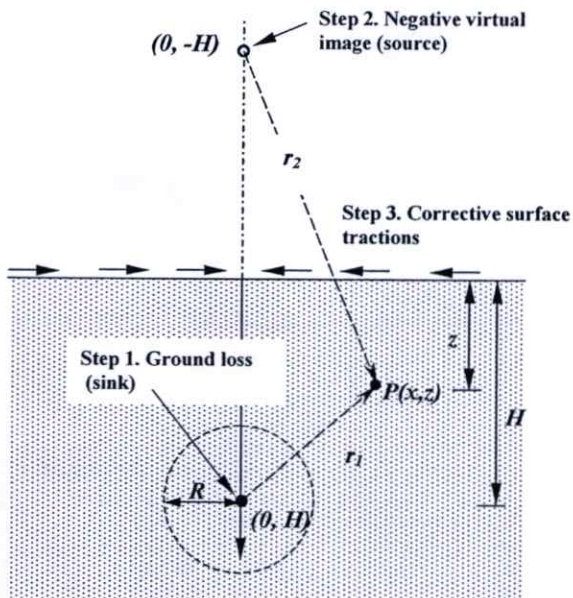
$$\delta = \frac{\sigma}{2G} \frac{1-K_0}{2} (3-4\mu) \quad (2)$$

โดย
 σ = แรงดันดินในแนวตั้ง
 σ_i = แรงดันรองรับ เช่น แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ,
 แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน
 K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
 μ = อัตราส่วนของปัวส์ซอง
 G = โมดูลัสของแรงเฉือน
 $= \frac{E}{2(1+\mu)}$
 E = โมดูลัสของชั้นดิน



ภาพที่ 2 การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial Contraction, ϵ) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization, δ)

และ [7] ได้อ้างอิงเทคนิคเดิม [4] คือวิธี virtual image technique (ภาพที่ 3) ร่วมกับการวิเคราะห์ elastic solution ในชั้นดินที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน (homogeneous) และไม่ต่อเนื่องกันทุกทิศทาง (anisotropic, $K_0 \neq 0$) ทำให้ได้สมการในการหาค่าการเคลื่อนตัวของดินดังสมการที่ (3) และสมการที่ (4)



ภาพที่ 3 Virtual image technique (Sagaseta, 1987)

$$\frac{S_z}{2\epsilon a \left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} = -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha} \left(1-\rho \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2}\right) + \frac{z_2}{2r_2^2\alpha} \left(1+\rho \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2}\right) - \frac{1}{2r_2^2\alpha} (2(z+\rho) \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2} + 4\rho z z_2 \frac{3x^2-z_2^2}{r_2^4}) \quad (3)$$

$$\frac{S_x}{2\epsilon a \left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} = -\frac{x}{2r_1^2} \left(1-\rho \frac{x^2-z_1^2}{r_1^2}\right) - \frac{x}{2r_2^2\alpha} \left(1-\rho \frac{x^2-z_2^2}{r_2^2}\right) + \frac{4xz}{2r_2^2\alpha} \left(\frac{z_2}{r_2^2} - \rho \frac{x^2-3z_2^2}{r_2^4}\right) \quad (4)$$

โดย
 $Z_1 = Z - H$
 $Z_2 = Z + H$
 $r_1^2 = X^2 + Z_1^2$
 $r_2^2 = X^2 + Z_2^2$
 $\rho = \delta / \epsilon$
 α = ตัวประกอบการอัดตัวเชิงปริมาตร

เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับพฤติกรรมในช่วง 3 โชนพบว่าสามารถปรับค่าการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอในแนวรัศมีให้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่สัมพันธ์กับค่าความเค้นในแต่ละโชนได้ดังสมการที่ (5), (6) และ (7)

$$\epsilon_\lambda = \frac{\sigma(1+k_0) - 2\lambda}{4G} \quad (5)$$

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma(1+K_0)}{4G} \quad (6)$$

$$\epsilon_\beta = \frac{\sigma(1+k_0) - 2\beta}{4G} \quad (7)$$

โดย
 ϵ_λ = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอที่เกิดจากแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ
 ϵ_0 = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอในกรณีไม่มีแรงดันค้ำยัน
 ϵ_β = การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอที่เกิดจากแรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน
 λ = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ
 β = แรงดันในการฉีดอัดน้ำปูน

ทั้งนี้การเสียรูปแบบวงรีนั้นไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามพฤติกรรมในแต่ละโชนซึ่งจะเกิดการเสียรูปในลักษณะนี้ที่

ด้านหน้าหัวเจาะเมื่อเริ่มมีการเปลี่ยนแปลงความเค้นและขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของชั้นดิน ดังนั้นการเคลื่อนตัวของดินจึงสามารถแบ่งออกเป็น 3 ช่วงดังสมการที่ (8) และ (9)

$$\begin{aligned}
 S_z &= -\varepsilon_\alpha a^2 \left[z_1 \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4x^2 z \frac{1}{r_2^4} \right] \\
 &+ \delta a^2 \left[z_1 \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hzz_2 \frac{3x^2 - z_2^2}{r_2^6} \right] \quad \text{Zone 1} \\
 &-\varepsilon_0 a^2 \left[z_1' \left(\frac{1}{r_1'^2} + \frac{1}{r_2'^2} \right) - 4x^2 z' \frac{1}{r_2'^4} \right] \quad \text{Zone 2} \\
 &-\varepsilon_\beta a^2 \left[z_1 \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4x^2 z \frac{1}{r_2^4} \right] \quad \text{Zone 3}
 \end{aligned} \tag{8}$$

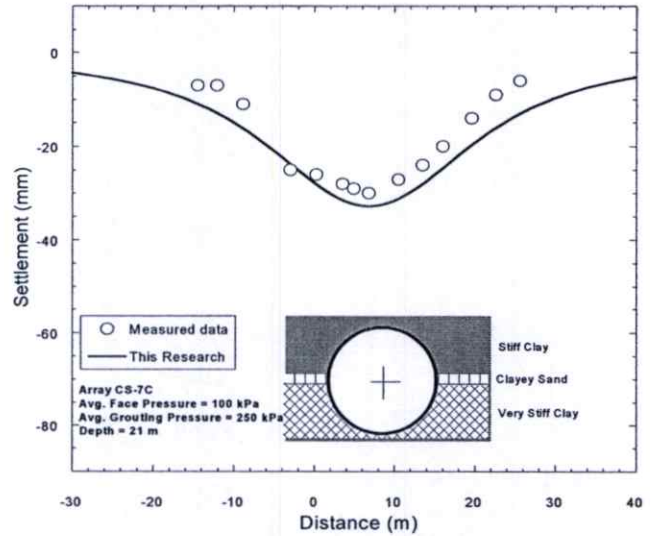
$$\begin{aligned}
 S_x &= -\varepsilon_\alpha a^2 \left[x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4xzz_2 \frac{1}{r_2^4} \right] \\
 &+ \delta a^2 \left[x \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hxx' \frac{x^2 - 3z_2^2}{r_2^6} \right] \quad \text{Zone 1} \\
 &-\varepsilon_0 a^2 \left[x \left(\frac{1}{r_1'^2} + \frac{1}{r_2'^2} \right) - 4xzz_2' \frac{1}{r_2'^4} \right] \quad \text{Zone 2} \\
 &-\varepsilon_\beta a^2 \left[x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4xzz_2 \frac{1}{r_2^4} \right] \quad \text{Zone 3}
 \end{aligned} \tag{9}$$

5. กรณีศึกษาและผลการวิเคราะห์

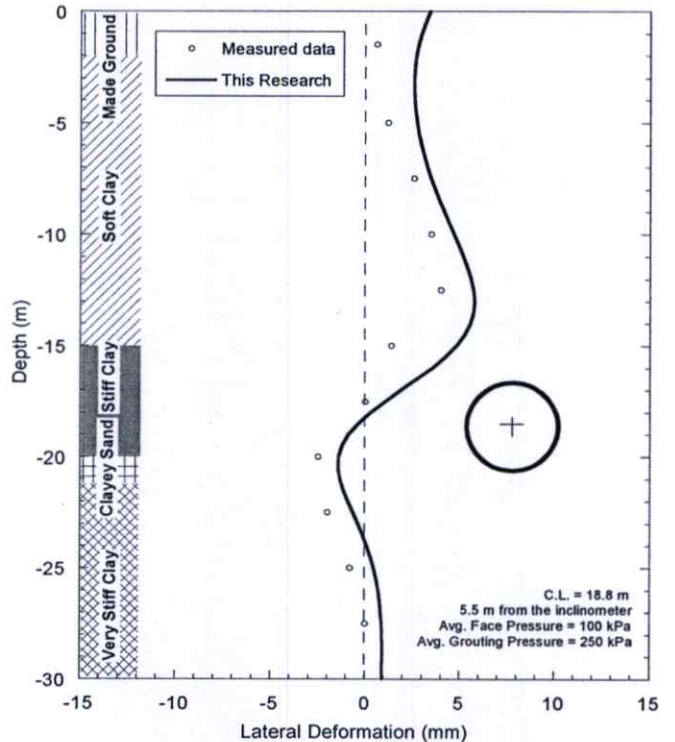
โครงการที่นำมาใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินได้แก่ โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ที่มีการตรวจวัดค่าอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคที่มีความละเอียดสูง กราฟเปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจากการทำนายด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์และค่าที่ตรวจวัดจากในสนามดังแสดงใน [1] พบว่า แต่ละวิธียังมีความแตกต่างและข้อจำกัด อีกทั้งมีเพียงบางวิธีเท่านั้นที่เหมาะสมในการนำมาจำลองในช่วง 3 โชน โดยพบว่าวิธีของ [7] มีความเหมาะสมดังที่กล่าวไปแล้ว เมื่อนำวิธีของ [7] มาปรับปรุงและนำมาประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินสามารถหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ดังแสดงในภาพที่ 4 และภาพที่ 5

ทั้งนี้การวิเคราะห์วิธีใหม่สามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินแบ่งเป็น 3 ช่วงได้ดังแสดงในภาพที่ 6 อีกทั้งยังได้แสดงการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่า การเคลื่อนตัวของดินในช่วงที่ 1 มีการเคลื่อนตัวของดินในแนวตั้งเข้าสู่อุโมงค์แต่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างออกจากอุโมงค์ ในช่วงที่ 2 เกิดการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบเข้าสู่อุโมงค์และช่วงที่ 3 เกิดการเคลื่อนตัว

ของดินออกจากอุโมงค์โดยรอบซึ่งขนาดของการเคลื่อนตัวในแนวด้านข้างมากกว่าในแนวตั้ง



ภาพที่ 4 การทรุดตัวที่ผิวดินเปรียบเทียบระหว่างค่าที่วัดได้จากในสนามและค่าที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แบบ 3 โชน



ภาพที่ 5 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินเปรียบเทียบระหว่างค่าที่วัดได้จากในสนามและค่าที่คำนวณด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แบบ 3 โชน

6. บทสรุป

จากการทดสอบและเปรียบเทียบกับกรณีศึกษาแสดงให้เห็นว่า เมื่อปรับปรุงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ให้มีความละเอียดและสมจริงมากขึ้นและสัมพันธ์กับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงจากการขุด

เจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ ทำให้การทำนายการเคลื่อนตัวของดินด้วยสมการเชิงวิเคราะห์มีความถูกต้องและใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดจากในสนาม ทั้งการทรุดตัวที่ผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง อีกทั้งการวิเคราะห์ยังแสดงให้เห็นว่า ปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินควรอยู่ในรูปฟังก์ชันของความเค้นและความเครียด (Stress – Strain Function) และควรเป็นค่าที่เกิดขึ้นจริงหรือใช้งานจริง นอกจากนี้คุณสมบัติและความแข็งแรงของชั้นดินก็มีผลสำคัญต่อการคำนวณการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เช่นเดียวกัน

7. บรรณานุกรม

[1] ชัชว ไซยวงศ์เหล็ก, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2549. สมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12.

[2] สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2549. การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 1 ทฤษฎีและการวิเคราะห์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.

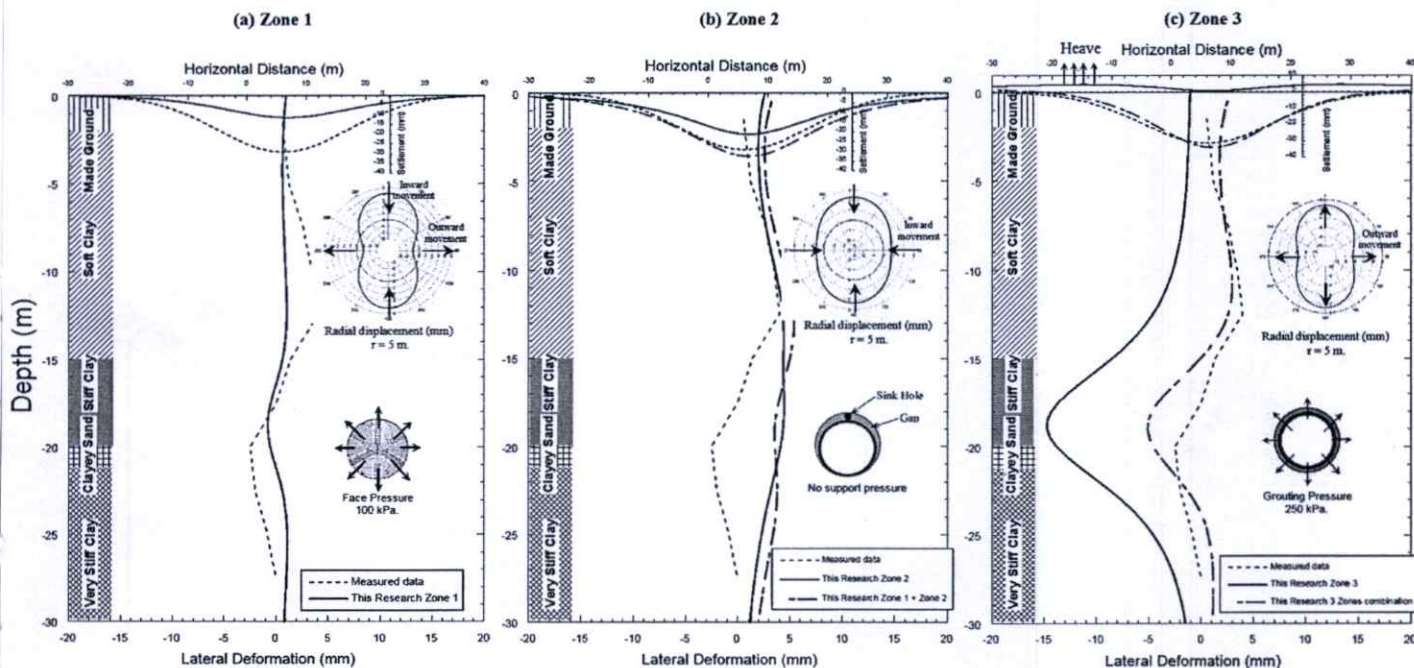
[3] Verruijt, A. & Booker, J.R., 1996. Surface Settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Geotechnique* 46, No.4 : pp.753-756.

[4] Sagaseta, C., 1987. Analysis of undrained soil deformation due to groundloss. *Geotechnique*, London, 37(3): pp.301-320.

[5] Loganathan, N. & Poulos, H.G., 1998. Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE : pp.846-856.

[6] Rowe, R. K. & Kack, G. J., 1983. A theoretical examination of the settlements induced by tunneling . *Can.Geotech.J.*, Canada : pp.299-314.

[7] Gonzalez, C. & Sagaseta, C., 2001. Patterns of soil deformations around tunnels. Application Madrid Metro. *Computers and Geotechnics*, 28 : pp.445-468.



ภาพที่ 6 การเคลื่อนตัวของชั้นดินที่ประมาณค่าได้และการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีในแต่ละช่วง

ประวัติผู้เขียน

ประวัติผู้เขียน



- ชื่อ-นามสกุล นายชัชว ไซวงส์เหล็ก
- วัน เดือน ปีเกิด 18 ตุลาคม 2524
- ที่อยู่ 314/3 หมู่ที่ 19 ซ. เทพอินทร์ชัย ถ.ทองวัฒนา ต.รอบเวียง อ.เมืองเชียงราย จ.เชียงราย 57000
- ประวัติการศึกษา
- พ.ศ. 2547 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
- ประสบการณ์การทำงาน
- พ.ศ. 2547 วิศวกรโยธา บริษัท เนวาร์คน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน)
- พ.ศ. 2549-2552 วิศวกรธรณีเทคนิค/โยธา บริษัท ดีทู คอนซัลท์ เอเชีย จำกัด
- ผลงานทางวิชาการ
- พ.ศ. 2550 เสนอบทความวิจัย “สมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ”
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12
- พ.ศ. 2550 เสนอบทความวิจัย “Evaluation of Analytical Solutions for Predicting Ground Deformations due to Shield Tunneling in Bangkok”
International Conference on Engineering, Applied Sciences, and Technology (ICEAST 2007)
- พ.ศ. 2551 เสนอบทความวิจัย “Design Aspects of NATM and Cut and Cover Underground Stations for the Bangkok MRTA Blue Line Extension”
International Symposium on Tunneling for Urban Development, Pattaya City, Thailand
- พ.ศ. 2551 เสนอบทความวิจัย “หลักเกณฑ์ในการออกแบบสถานีรถไฟใต้ดินที่ก่อสร้างด้วยวิธี NATM และวิธีขุดแล้วกลบโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน”
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 13

- พ.ศ. 2551 เสนอบทความวิจัย “Critical NATM Underground Stations for the Bangkok MRTA Blue Line Extension Project”
World Tunnel Congress 2008
- พ.ศ. 2551 เสนอบทความวิจัย “NATM technique for the construction of new MRTA Subway Stations within the Bangkok Old City Area”
Conference of ASEAN Federation of Engineering Organization (CAFEO26)
- พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย “Shield ‘s Three-Zones Mechanism Approach for Predicting Ground Deformations”
World Tunnel Congress 2009
- พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย “การทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์แบบ 3 โซน”
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14
- พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย “สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินที่ก่อสร้างด้วยวิธี NATM โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน”
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14