

อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้าง

อุโมงค์คู่ - การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ



นางสาวภคจิรา ศรีแก้วใส

นางสาวยุวดี แก้วปัญญา

นายสมเกียรติ เศรษฐีพ้อคำ

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2562

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

INFLUENCE OF LAGGING DISTANCE ON GROUND SURFACE SETTLEMENT DUE  
TO MECHANIZED TWIN TUNNELING – 3D NUMERICAL SIMULATION



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT  
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF

BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING

FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

ACADEMIC YEAR 2019

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้าง อุโมงค์คู่ – การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ

นางสาวภัคจิรา ศรีแก้วใส รหัสนักศึกษา 60015035

นางสาวยุวดี แก้วปัญญา รหัสนักศึกษา 60015039

นายสมเกียรติ เศรษฐีพ้อคำ รหัสนักศึกษา 60015050

อาจารย์ที่ปรึกษา ดร. ประทีป หลือประเสริฐ

ปีการศึกษา 2562

### บทคัดย่อ

การทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement) จากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ โดยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) มีความสำคัญในการประเมินผลกระทบเบื้องต้นที่จะเกิดขึ้นในขณะก่อสร้าง เพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ ที่ผ่านมามีการนำเสนอวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์คู่หลายวิธี เช่น วิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition technique) โดยประยุกต์ใช้ร่วมกับสมการ Gaussian เป็นการรวมแนวการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์ตัวแรกเข้ากับแนวการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์ตัวที่สองซึ่งค่าที่ได้จะเป็นแนวการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ อย่างไรก็ตาม การศึกษาก่อนหน้านี้ยังไม่ได้พิจารณาระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance) ซึ่งมีผลกระทบต่อค่าของการทรุดตัวของผิวดิน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดิน โดยจะใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ กับปัญหาต้นแบบอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครที่มีผลตรวจวัดให้เปรียบเทียบได้ ในการวิเคราะห์ได้แปรเปลี่ยนค่าระยะห่างระหว่างหัวเจาะ และระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดขึ้น

คำสำคัญ : ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ, อุโมงค์คู่, ระยะห่างระหว่างหัวเจาะ, การทรุดตัวของผิวดิน

# Influence of Lagging Distance on Ground Surface Settlement Due to Mechanized Twin Tunneling - 3D Numerical Simulation

Puckjira                      Srikaewsai ID 60015035

Yuwadee                     Kaewpunyo ID 60015039

Somkait                     Sersthiphokha ID 60015050

Advisor : Dr. Prateep Lueprasert

Academic Year 2019

## Abstract

Prediction of Surface settlement From the twin tunnel drilling By Earth pressure balance shield. It is important to assess the initial impact that will occur during construction. To prevent damage that will occur from tunneling. In the past, there have been proposed methods for estimating surface settlement from twin tunnels, such as Superposition technique By applying it together with the Gaussian equation. Where with Surface settlement patterns from the drilling of twin tunnels will be different from the surface settlement in single tunnels because due to more factors such as distance Clearances or the distance between the drilling of the tunnel (Lagging Distance). It uses three-dimensional numerical analysis. Finite element method

Surface settlement resulting from tunnel construction is a major problem. That the engineers are trying to find ways to prevent especially. The construction of tunnels in urban areas most of the construction will be twin tunnels Therefore that the subway running in opposite directions, such as in the Chalerm Ratchamongkhon subway line project. There is the first project in Bangkok .

Key words : Three-dimensional numerical analysis, Twin tunnel, Lagging Distance, Surface settlement

## กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาโทเล่มนี้สำเร็จลุล่วงได้ เนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์ช่วยเหลืออย่างดียิ่งจาก ดร. ประทีป หลือประเสริฐ ที่กรุณาให้คำแนะนำเพื่อปรับปรุงแก้ไขข้อบกพร่อง อีกทั้งสละเวลาเพื่อให้คำปรึกษา กับคณะผู้จัดทำตลอดจนให้ความรู้ เอาใจใส่ ให้คำแนะนำช่วยเหลือในการแก้ปัญหา ให้ประสบการณ์ ที่ดี อันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งกับงานวิจัยนี้ พวกเราผู้จัดทำขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูง

ขอขอบพระคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่ได้ให้ความรู้ในทุกๆ รายวิชาที่ศึกษาเพื่อเป็นพื้นฐาน อันเป็นประโยชน์ยิ่งในการทำ ปริญญาโทเล่มนี้ให้สำเร็จลุล่วง ตลอดจนอาจารย์ประจำภาควิชาท่านต่างๆ ที่ให้คำแนะนำ และกำลังใจอย่างดียิ่ง

ขอขอบคุณพี่ปริญญาโทที่ให้คำปรึกษา คอยช่วยเหลือในการให้คำแนะนำในการทำโครงการรวมถึงการให้กำลังใจและความรู้ตลอดระยะเวลา ที่ได้ศึกษาในภาควิชาวิศวกรรมโยธาที่ตลอดมา

สุดท้ายขอขอบพระคุณ บิดา มารดา อันเป็นที่เคารพรักยิ่ง ซึ่งเป็นผู้ให้ความรักและให้กำลังใจ ในการสนับสนุนการศึกษาเล่าเรียนของคณะผู้จัดทำมาโดยตลอด ทำให้คณะผู้จัดทำมีวันนี้ได้คณะผู้จัดทำรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณเป็นอย่างสูง

นางสาวภัคจิรา	ศรีแก้วใส	รหัสนักศึกษา 60015035
นางสาวยุวดี	แก้วปัญญา	รหัสนักศึกษา 60015039
นายสมเกียรติ	เศรษฐีพ้อคำ	รหัสนักศึกษา 60015050

## สารบัญ

เรื่อง	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ค
สารบัญ.....	ง-จ
สารบัญรูป.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ช
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1-2
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	3
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	4
2.1 ข้อมูลโครงการของกรณีศึกษา.....	4
2.1.1 อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA).....	4-5
2.2 วิธีการก่อสร้างอุโมงค์.....	5
2.2.1 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield).....	5
2.3 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ.....	6-10
2.4 ปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	11
2.4.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์.....	11
2.4.2 สภาพทางธรณีวิทยา.....	11-13
2.4.3 การควบคุมหัวเจาะ.....	13-14
2.5 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่.....	15
2.5.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) จากการขุดเจาะอุโมงค์คู่.....	15

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เรื่อง	หน้า
2.5.2 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ (Transverse settlements due to twin tunnels).....	15-16
2.5.3 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ด้วยวิธี ทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique).....	17-19
บทที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์.....	20
3.1 แนวทางการวิเคราะห์.....	20
3.2 การกำหนดกรณีศึกษา.....	21
3.3 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM).....	22
3.3.1 คุณสมบัติของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา.....	23
3.3.1.1 สภาวะขอบเขตของแบบจำลอง.....	23
3.3.1.2 คุณสมบัติของแบบจำลอง.....	24-26
3.3.2 การจำลองวิธีการขุดเจาะ.....	27
3.3.3 การเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง (Calibrate model).....	28
บทที่ 4 ผลการศึกษา.....	29
4.1 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance).....	29-32
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา.....	33
บรรณานุกรม.....	34

## สารบัญรูป

เรื่อง	หน้า
รูปที่ 1.1 การทรุดตัวของดินตามแนวการขุดเจาะ.....	1
รูปที่ 1.2 แนวการทรุดตัวของผิวดินแบบสมมาตรเอียงศูนย์.....	2
รูปที่ 2.1 แนวเส้นทางและการแบ่งส่วนก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล.....	4
รูปที่ 2.2 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) .....	5
รูปที่ 2.3 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ.....	7
รูปที่ 2.4 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ.....	7
รูปที่ 2.5 การสูญเสียมวลดินจากการกัมหรือเงยของหัวเจาะ.....	8
รูปที่ 2.6 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน.....	8
รูปที่ 2.7 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ.....	9
รูปที่ 2.8 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะเคลื่อนตัวเข้าสู่ตัวอุโมงค์.....	10
รูปที่ 2.9 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์.....	10
รูปที่ 2.10 รายละเอียดลักษณะทั่วไปของอุโมงค์.....	11
รูปที่ 2.11 รายละเอียดปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา.....	12
รูปที่ 2.12 ความดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) โดยทั่วไปของกรุงเทพฯ.....	13
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและค่าการทรุดตัวของผิวดิน ในโครงการ MRTA และ BMA.....	14
รูปที่ 2.14 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่.....	16
รูปที่ 2.15 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ.....	18
รูปที่ 2.16 ค่าจุดโค้งกลับของแนวการทรุดตัวสำหรับพิจารณาแนวการทรุดตัวของผิวดิน ที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional settlement) .....	18
รูปที่ 2.17 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 เปรียบเทียบค่าที่ประมาณ ด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ.....	19
รูปที่ 2.18 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วย วิธีทับซ้อนกราฟ.....	19

เรื่อง	หน้า
รูปที่ 3.1 รูปตัดด้านข้างแสดงระยะห่างระหว่างการขุดเจาะของอุโมงค์ (Lagging Distance, Lf) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่.....	21
รูปที่ 3.2 รูปตัดด้านหน้าแสดงระยะห่างของอุโมงค์ (Clearance, B) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่.....	21
รูปที่ 3.3 แสดงสภาวะขอบเขตของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา.....	23
รูปที่ 3.4 แสดง Mohr – Coulomb Failure Envelope.....	24
รูปที่ 3.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง stress และ strain ของการทดสอบ triaxial.....	24
รูปที่ 3.6 ภาพตัดขวางแสดงรูปแบบของการจำลองการขุดเจาะอุโมงค์คู่.....	26
รูปที่ 3.7 แสดงการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่.....	27
รูปที่ 3.8 แสดงแบบจำลองในการเทียบวัดความถูกต้องแบบจำลอง.....	28
รูปที่ 3.9 แนวการทรุดตัวของอุโมงค์จากกรณีศึกษาเทียบกับผลการตรวจวัดที่รูปตัด CS-8B.....	28
รูปที่ 4.1 การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในอิทธิพล ของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ 0Ls, 2Ls, 4Ls, 6Ls, 8Ls และ 10Ls โดย มีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.50D.....	29
รูปที่ 4.2 การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในอิทธิพล ของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ 0Ls, 2Ls, 4Ls, 6Ls, 8Ls และ 10Ls โดย มีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 1.25D.....	30
รูปที่ 4.3 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lf) ที่แตกต่างกัน.....	31
รูปที่ 4.4 เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ 0Ls (ซ้าย) และ 6Ls (ขวา) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.50D.....	32
รูปที่ 4.5 เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ 0Ls (ซ้าย) และ 6Ls (ขวา) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 1.25D.....	32

## สารบัญตาราง

เรื่อง

หน้า

ตารางที่ 1. คุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา.....	25
ตารางที่ 2. คุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา.....	26



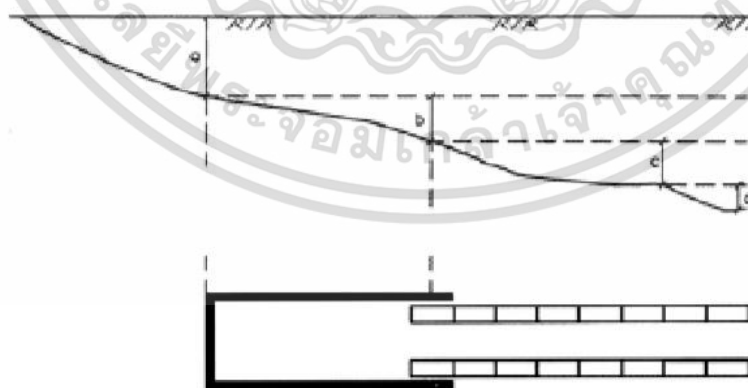
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องจากปัจจุบันมีโครงการก่อสร้างใต้ดินจำนวนมากขึ้นในพื้นที่กรุงเทพมหานคร การก่อสร้างใต้ดินและการก่อสร้างอุโมงค์เข้ามามีบทบาทที่สำคัญต่อการพัฒนาในเขตเมือง เช่น โครงสร้างระบบสาธารณูปโภคหรือโครงสร้างระบบการคมนาคมขนส่งจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง เพื่อรองรับจำนวนประชากรที่เพิ่มขึ้นรวมไปถึง การเพิ่มประสิทธิภาพระบบสาธารณูปโภคหรือแก้ปัญหาด้านการจราจร แต่กว่าที่เราจะสามารถก่อสร้างอุโมงค์ได้อย่างปลอดภัยในปัจจุบันนั้นมีความซับซ้อนและต้องใช้งบประมาณมหาศาล อีกทั้งยังมีโอกาสเกิดการทลายอยู่บ่อยครั้งและส่งผลเสียหายอย่างรุนแรงต่ออาคารข้างเคียงและสิ่งแวดล้อม ด้วยเหตุนี้ เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์จึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาและคิดค้นวิธีการที่ทันสมัยและปลอดภัยอยู่เสมอ อีกทั้งยังต้องคำนึงถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ เนื่องจากเป็นปัญหาสำคัญในการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (Soft ground tunneling) โดยจะกล่าวถึงพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ และการเคลื่อนตัวของดินทั้งอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ รวมทั้งนำเสนอกรณีศึกษาผลกระทบของการเจาะอุโมงค์คู่ และการทรุดตัวของผิวดิน ดังรูปที่ 1.1 ณ บริเวณนั้น ๆ รวมถึงศึกษาแรงภายในของอุโมงค์ เพื่อให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดิน รวมถึงสาเหตุ ปัจจัยและผลกระทบต่าง ๆ ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่

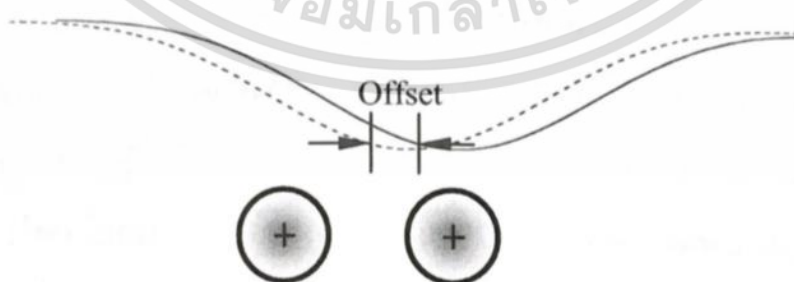


รูปที่ 1.1 การทรุดตัวของดินตามแนวการขุดเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมากโดยมีการใช้เจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตาม ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นเพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องหาสาเหตุการเคลื่อนตัวของดินโดยพบว่านอกจากปัญหาปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อสามารถให้เข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์เป็นปัญหาหลัก ที่วิศวกรพยายามที่จะหาวิธีป้องกันโดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมืองเพื่อใช้เป็นระบบขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ซึ่งการก่อสร้างสวयीใหญ่จะเป็นอุโมงค์คู่ (Twin tunnels) เพื่อให้รถไฟฟ้าสามารถวิ่งไปและวิ่งกลับได้ตลอดแนว รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการเจาะอุโมงค์คู่นี้จะมี ความแตกต่างจากการทรุดตัวของผิวดินจากการเจาะอุโมงค์เดี่ยว รูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว (Single tunnel) ขณะการขุดเจาะอุโมงค์แนวแรก จะเคลื่อนเข้าหาหน้าตัดชั้นดินที่พิจารณาขณะที่การขุดเจาะแนวแรกอยู่ที่หน้าตัดชั้นดิน เมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์แนวแรกจะมีระยะห่างออกไปจากหน้าตัดชั้นดิน รูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ ซึ่งการทรุดตัวของดินที่เกิดจากการเจาะอุโมงค์คู่นั้นจะมีแนวการทรุดตัวของผิวดินที่ขยายกว้าง ว่าการสูญเสียมวลดินมักจะเกิดขึ้นในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สองมากกว่าอุโมงค์ตัวแรก และแนวการทรุดของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีจุดกึ่งกลางการทรุดตัวของผิวดินเยื้องศูนย์ (Offset) มาทางอุโมงค์ตัวที่สอง ดังรูปที่ 1.2

ทั้งนี้เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกจะรบกวน (Disturbance) โครงสร้างของดินบริเวณที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ครั้งที่สอง และหากอุโมงค์ชิดกันมาก จะทำให้แนวการทรุดตัวของผิวดินมีลักษณะสมมาตรโดยมีกึ่งกลางและการทรุดตัวอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์พอดี



รูปที่ 1.2 แนวการทรุดตัวของผิวดินแบบสมมาตรเยื้องศูนย์

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

งานวิจัยชิ้นนี้มีจุดประสงค์เพื่อต้องการวิเคราะห์พฤติกรรมของการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ รวมถึงศึกษาอิทธิพลของระยะห่างหัวเจาะ (Lagging Distance) ซึ่งสามารถสรุปรายละเอียดของวัตถุประสงค์ได้ ดังต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาปัญหาของการพังทลายของผิวดิน
2. เพื่อศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ในรูปแบบต่าง ๆ และในระยะต่าง ๆ

## 1.3 ขอบเขตของการศึกษา

1. ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D เวอร์ชัน 2017
2. แบบจำลองของผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการศึกษาเป็นแบบต่อเนื่อง (Continuous ring)
3. พิจารณาคุณสมบัติของชั้นดินเป็นแบบ Mohr column และ Hardening soil model ตามความเหมาะสมของพฤติกรรมของดินเหนียวในชั้นดินกรุงเทพมหานคร
4. คุณสมบัติของผนังอุโมงค์และคุณสมบัติของการขุดเจาะอุโมงค์ อ้างอิงจากโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ( The Mass Rapid Transit Authority Blue Line project, MRTA )

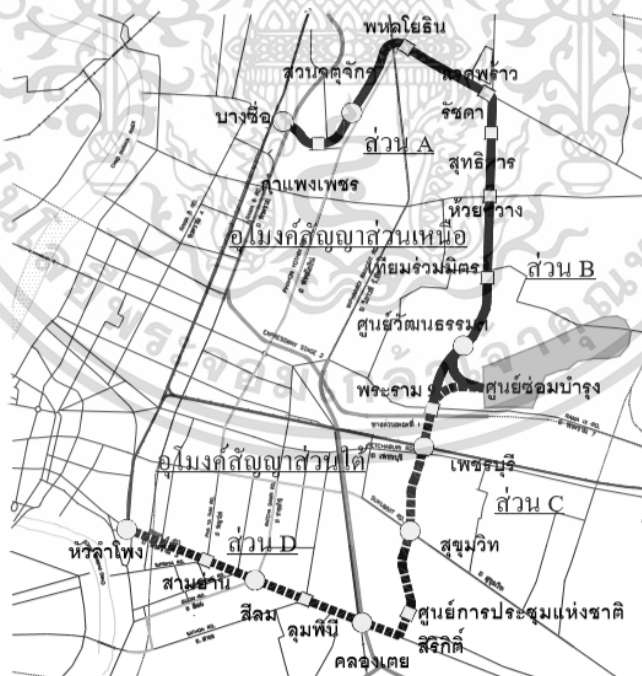
## บทที่ 2

### วรรณกรรมปริทัศน์

#### 2.1 ข้อมูลโครงการของกรณีศึกษา

##### 2.1.1 อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA)

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล(MRTA) เริ่มขึ้นในปี พ.ศ. 2539 ถือได้ว่าเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ การก่อสร้างอุโมงค์คู่เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.30 เมตร และเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.70 เมตร มีความยาวทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร เริ่มต้นจากสถานีใต้ดินหัวลำโพงไปสิ้นสุดที่สถานีใต้ดินบางซื่อ ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.1 ใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) ที่ผลิตโดยบริษัท Kawasaki ประเทศญี่ปุ่น และ บริษัท Herrenknecht ประเทศเยอรมนี โดยโครงการนี้เป็นการก่อสร้างที่มีความท้าทายสำหรับประเทศไทย เพราะต้องขุดเจาะอุโมงค์ลอดผ่านย่านการจราจรที่แออัดของกรุงเทพฯ นอกจากนี้การก่อสร้างอุโมงค์ยังอาจส่งผลกระทบต่อผิวดินและอาคารข้างเคียงตามแนวอุโมงค์ จึงต้องทำการขุดเจาะด้วยความระมัดระวังและติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินที่จะส่งผลกระทบต่อเสียหาย



รูปที่ 2.1 แนวเส้นทางและการแบ่งส่วนก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในส่วนของสภาพทางธรณีวิทยาสำหรับโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลได้มีการสำรวจสภาพชั้นดินในบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์และทำการทดสอบอย่างละเอียดพบว่าสภาพชั้นดินในโครงการนี้สามารถแบ่งย่อยออกเป็น 2 ส่วน คือ อุโมงค์สัญญาส่วนเหนือและอุโมงค์สัญญาส่วนใต้ สำหรับอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือคือจากสถานีเทียมร่วมมิตรไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อ สภาพของชั้นดินของส่วนเหนือมีความสม่ำเสมอของชั้นดินเหนียวอ่อนรองรับด้วยดินเหนียวแข็งตามแนวเส้นทางของอุโมงค์ดังแสดงไว้ใน ซึ่งในอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือนี้ อุโมงค์ส่วนใหญ่ขุดเจาะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งคือระยะความลึกของอุโมงค์วัดจากผิวดินถึงเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ประมาณ 15 ถึง 25 เมตร แต่มีบางส่วนอยู่ในชั้นทราย สำหรับอุโมงค์สัญญาส่วนใต้แนวเส้นทางของอุโมงค์

## 2.2 วิธีการก่อสร้างอุโมงค์

### 2.2.1 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield)

หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) เป็นหัวเจาะประเภทที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยหัวเจาะจะทำการตัดเฉือนดินบริเวณส่วนหน้าด้วยหัวตัดดินแบบ หมุนรอบเต็มพื้นที่ ในขณะที่ทำการขุดเจาะห้องกักดิน (Earth chamber) ก็จะทำหน้าที่รักษาความดันภายใน ให้ใกล้เคียงกับความดันดินที่กระทำบริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะหลังจากนั้น ดินที่ถูกขุดออกจะถูกขนย้าย ออกมาด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) ลักษณะของ หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

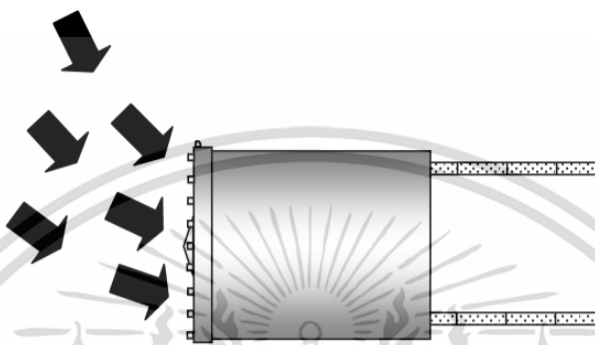
## 2.3 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

ปัจจุบันงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะได้มีการพัฒนาทั้งทางด้านเทคโนโลยีและเทคนิควิธีการ ก่อสร้างมากขึ้น มีความทันสมัย มีความปลอดภัยมากกว่าในอดีต จึงส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงน้อยลงจนสามารถขุดเจาะในบริเวณพื้นที่ชุมชนได้ แต่อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดินอยู่โดยตลอด ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมี 2 ลักษณะคือ การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะที่ทำการก่อสร้างหรือในช่วงระยะเวลาที่สั้น (Short term deformations) และการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลายาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long term deformations) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างหรือในช่วงระยะเวลาที่สั้นมักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุดซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มีสาเหตุ หลักมาจาก “การสูญเสียมวลดิน” (Ground loss) และทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินที่เรียกว่า “การทรุดตัว ทันทีทันใด” (Immediate settlement) โดยเกิดจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินน้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกันซึ่งจะส่งผลเสียต่อกระบวนการขุดเจาะในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวจะเกิดจากความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินจากปัญหา “การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าของดิน” (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทีละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญมากในอดีตซึ่งวิธีการขุดเจาะยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบันการสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใดและรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ การใช้ความดันอากาศความดันของเหลวหรือความดันดินภายในห้องกักดินต้านความดันดินด้านนอกหน้าหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะโดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ Shield machine หรือ Tunnel boring machine (TBM) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้

### ก) การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด (Open-face shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันความดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้ง่าย ถึงแม้ใน

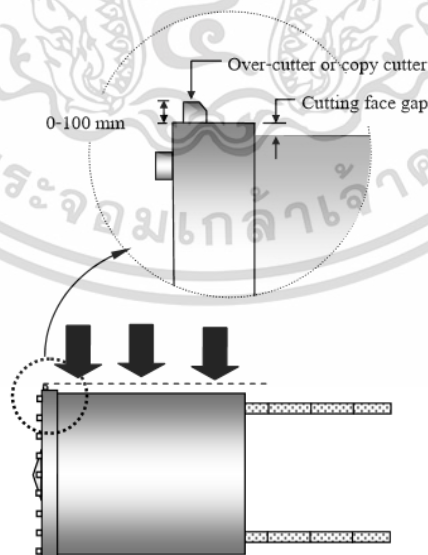
กรณีการใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าปิด (Closed-face type shield) ที่ใช้วิธีการ รักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วย ความดันอากาศ (Air pressure) หรือความดันน้ำ (Hydro หรือ Slurry pressure) หรือความดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดัง แสดงในรูปที่ 2.3 หากความดันไม่เพียงพอ หรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ ธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า



รูปที่ 2.3 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

ข) การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเลี้ยว ให้ สะดวกขึ้น โดยใช้การยึดของใบตัดดินส่วนเกิน (Copy cutter) ซึ่งสามารถยึดหัดได้โดยมีช่วงระยะอยู่ที่ 0 ถึง 100 มิลลิเมตร เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 2.4 ดังนั้น ดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหา ช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการตัดดินเพื่อเพิ่มพื้นที่

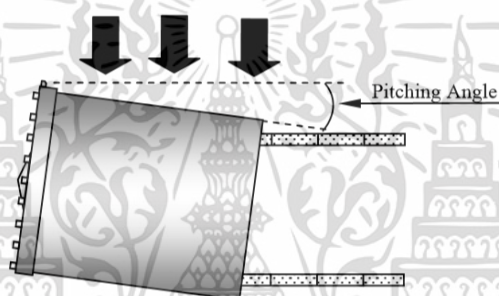


รูปที่ 2.4 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### ค) การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

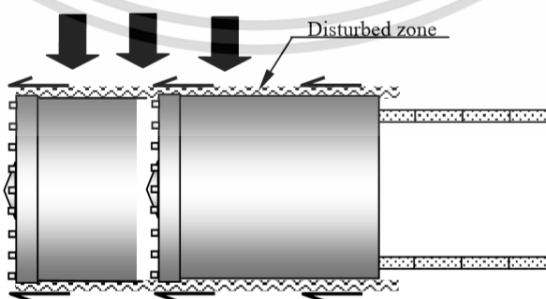
ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามเป็นการยากที่จะควบคุมแนวหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับคงที่ตลอดในการขุดเจาะ (มุมก้มหรือมุมเงยมีมุม 0 องศา) เนื่องจากจุดศูนย์กลางของหัวเจาะอยู่เอียงไปด้านหน้าน้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะจะทำให้หัวเจาะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวเจาะตกอยู่เสมอระหว่างการทำงาน ดังนั้น ผู้ควบคุมจึงต้องปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ ด้วยเหตุนี้ การเปลี่ยนแปลงของมุมก้มหรือมุมเงยจะทำให้พื้นที่หน้าตัดขณะทำการขุดเจาะมีรูปร่างลักษณะเป็นวงรีที่มีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะที่เป็นวงกลมแสดงไว้ใน รูปที่ 2.5 ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น และกรณีที่หัวเจาะมีความยาวมากสามารถคาดคะเนได้ว่าจะเกิดช่องว่างที่มีขนาดใหญ่เหนือหัวเจาะมากกว่าหัวเจาะที่มีความยาวน้อยกว่า



รูปที่ 2.5 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยของหัวเจาะ

### ง) การสูญเสียมวลดินเกิดจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 2.6 ทำให้เกิดการทำลายคุณสมบัติเดิมของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่มากเท่าไรก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

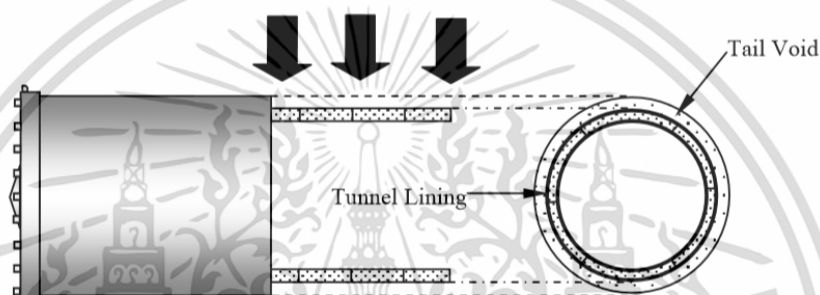


รูปที่ 2.6 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### จ) การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void closure)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ เนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ เพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่าง ดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7 ถึง 8 เซนติเมตร ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.7 ดังนั้นหากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้ มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้การอัดฉีดน้ำปูนบริเวณ ส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) หรือการใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตาม การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะก็ยังคงเกิดขึ้น

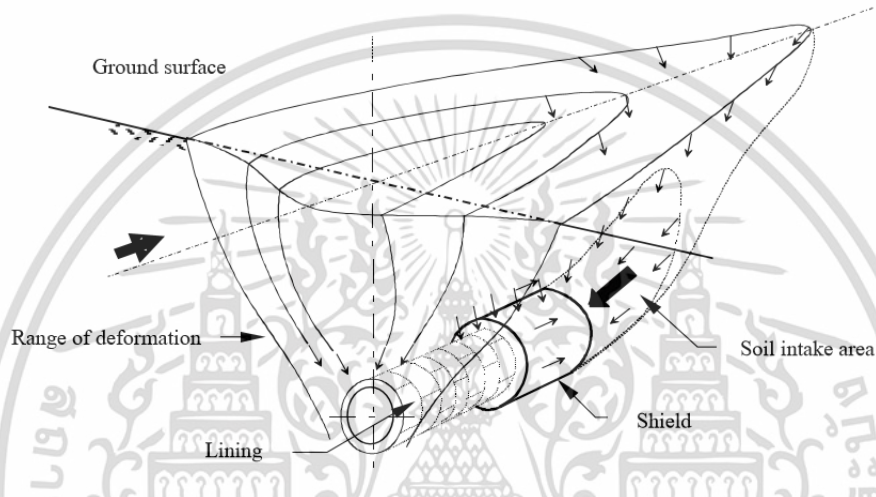


รูปที่ 2.7 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ

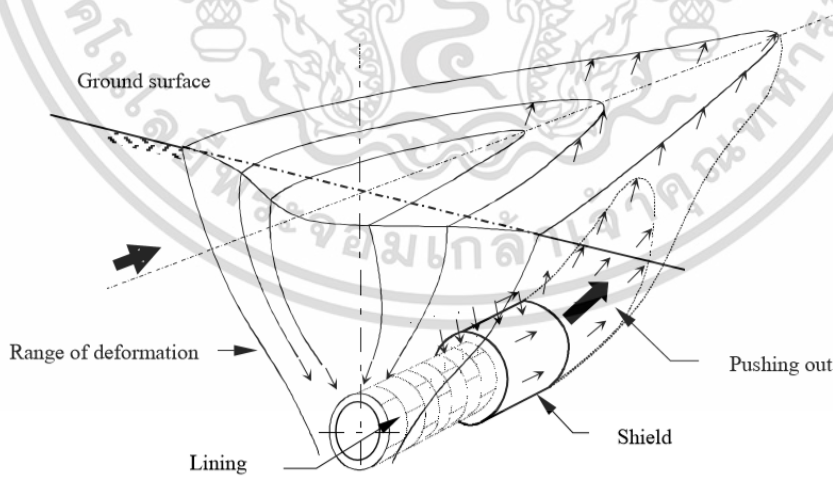
การสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะที่ได้กล่าวมาจะเกิดขึ้นในปริมาณที่เล็กน้อยเพียงใดจะขึ้นอยู่กับปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ และปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งในส่วนของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ก็จะต้องคำนึงถึงการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะการควบคุมแนวเส้นทางของหัวเจาะ ความเร็วขณะขุดเจาะ และท้ายที่สุดก็คือคุณภาพของผู้ปฏิบัติงานทั้งหมดนี้ล้วนเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึง เพื่อให้การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal settlement) และแนวขวาง (Transverse settlement) ของแนวอุโมงค์ซึ่งจะมีลักษณะเป็นหลุม (Sink hole) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.8 เป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์โดยสามารถสร้างความเสียหายต่อผิวดินและโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่ผิวดินและใต้ดิน

อย่างไรก็ตามควรตั้งข้อสังเกตว่าการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตรงกันข้ามหรือการผลักดันออกจากตัวอุโมงค์ก็สามารถเกิดขึ้นได้เช่นกัน หากความดันหน้าหัวเจาะมีค่าสูงกว่าความดันดินด้านนอกดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.9 ในกรณีนี้ก็สามารถสร้าง ความเสียหายได้ด้วยเช่นกันโดยทำให้เกิดการปูดขึ้นที่ผิวดินและอาจสร้างปัญหาต่อฐานรากเสาเข็มที่อยู่ในแนวก่อสร้าง การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมาโดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตาม

ก็ตามปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้น เพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินโดยพบว่ามีปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้วมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็นเพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้องซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 2.8 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะเคลื่อนตัวเข้าสู่ตัวอุโมงค์



รูปที่ 2.9 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์

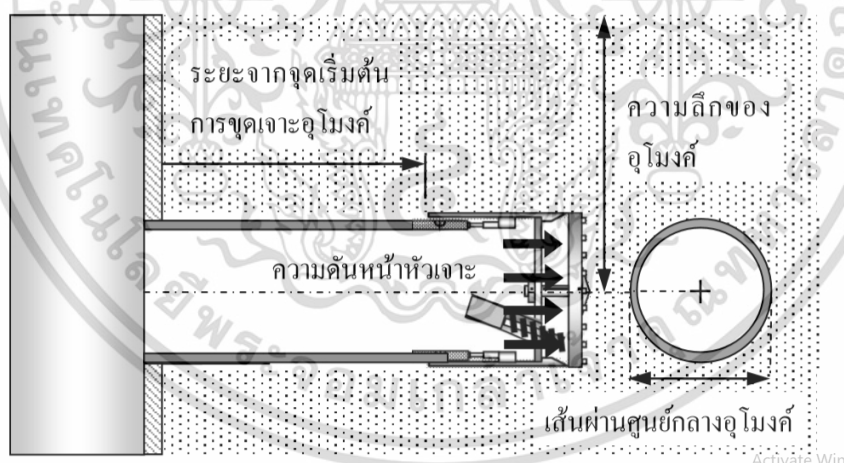
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.4 ปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ของกรุงเทพฯ พบว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นล้วนมาจากปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวหลากหลายปัจจัยซึ่งประกอบไปด้วย ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์, สภาพทางธรณีวิทยา และการควบคุมหัวเจาะ โดยที่มาของปัจจัยมาจากหลักการสังเกตจากข้อมูลพื้นฐานในอดีตและข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล นอกจากนี้ปัจจัยหรือตัวแปรดังกล่าวนี้ล้วนแต่มีความสัมพันธ์ต่อการทรุดตัวทั้งสิ้น แต่อย่างไรก็ตามยังคงไม่สามารถแยกความสัมพันธ์ระหว่างแต่ละตัวแปรกับปริมาณการทรุดตัวได้อย่างชัดเจนว่าปัจจัยตัวใดที่มีผลต่อการทรุดตัวมากหรือน้อยกว่ากันในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ในสภาพทางธรณีวิทยาต่าง ๆ ทำให้เกิดความซับซ้อนจนยากแก่การวิเคราะห์หรือพยากรณ์ผลกระทบที่เกิดขึ้นได้

### 2.4.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์

จากการศึกษาพบว่าลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) ที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลในที่นี้ประกอบไปด้วย ความลึกของอุโมงค์ ระยะจากจุดเริ่มต้นการเจาะอุโมงค์ และเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ซึ่งแสดงลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ไว้ใน รูป 2.10 มีรายละเอียดดังต่อไปนี้



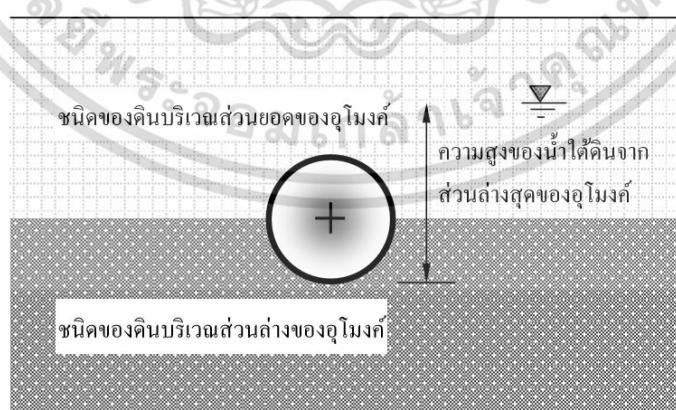
รูปที่ 2.10 รายละเอียดลักษณะทั่วไปของอุโมงค์

### 2.4.2 สภาพทางธรณีวิทยา

จากการศึกษาพบว่า สภาพทางธรณีวิทยา (Geological conditions) ที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลในที่นี้ ประกอบไปด้วย ชนิดของดิน บริเวณส่วนยอด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

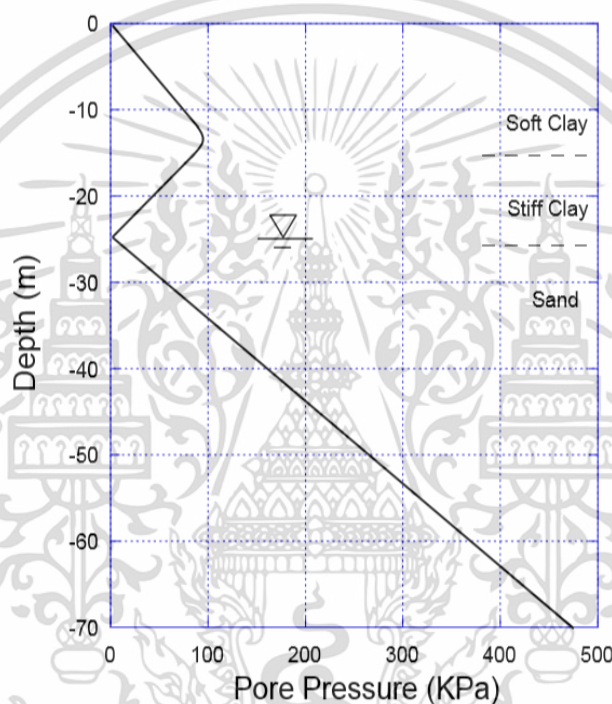
ของอุโมงค์ (Geology at tunnel crown) ชนิดของดินบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ (Geology at tunnel invert) และความสูงของน้ำใต้ดินจากส่วนล่างสุดของอุโมงค์ (Ground water level from tunnel invert) ซึ่งแสดงปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาไว้ใน รูปที่ 2.11 สภาพทางธรณีวิทยาเป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีความสำคัญที่มีความเกี่ยวข้องโดยตรงกับแต่ละวิธีการที่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งในที่นี่จะยกตัวอย่างในกรณีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล โดยที่ “ชนิดของดิน” (Soil type) จะมีความสัมพันธ์กับประสิทธิภาพของหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์รวมถึงต่อปริมาณการหลุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นสภาพทางธรณีวิทยาที่มีความเหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมากที่สุดคือชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) โดยมีที่มาจากกรณีการสังเกตในโครงการที่ผ่านมาในอดีตและโครงการรถไฟฟ้ใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล สาเหตุที่ชั้นดินเหนียวแข็งมีความเหมาะสม เนื่องจากมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่สูงทำให้ดินมีเสถียรภาพในระหว่างที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งกระบวนการการขนถ่ายดินผ่านสายพานลำเลียงก็เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพยิ่งไปกว่านั้นคุณสมบัติของดินเหนียวแข็งที่สำคัญอีกประการหนึ่งคือการซึมผ่านของน้ำในดินมีค่าที่ต่ำทำให้ลดปัญหาการไหลซึมของน้ำใต้ดิน (Groundwater seepage) เข้าสู่พื้นที่ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งจะส่งผลทำให้เกิดการหลุดตัวของผิวดินเนื่องจากเกิดช่องว่างในเม็ดดินในส่วนการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินทราย (Sand) ถือว่าเป็นอุปสรรคสำคัญในการที่จะควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งมีความเกี่ยวข้องกับเสถียรภาพในการก่อสร้างที่จะส่งผลกระทบต่อปริมาณการหลุดตัวของผิวดินที่สูงไปจนถึงการพังทลายของดินพบว่า ความดันหน้าหัวเจาะจะมีแนวโน้มลดลงจากการควบคุมเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย และจะเกิดการหลุดตัวของผิวดินในปริมาณที่สูงในกรณีที่ดินบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์เป็นชั้นดินทรายและชนิดของดินบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์เป็นชั้นดินเหนียว



รูปที่ 2.11 รายละเอียดปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งระดับน้ำใต้ดิน (Water table level) ก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินซึ่งระดับน้ำใต้ดินเป็นเรื่องที่น่าเป็นห่วงมากสำหรับแต่ละวิธีการที่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีระดับความลึกมากจากผิวดิน ในกรณีที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือจากส่วนล่างสุดของอุโมงค์จะมีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะมีน้ำไหลเข้ามาทาง ส่วนหน้าของอุโมงค์ทำให้เป็นอุปสรรคในการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ อีกทั้งการไหลเข้ามาของระดับน้ำใต้ดิน จะนำมาสู่การทรุดตัวที่เกิดจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ของดินบริเวณเหนืออุโมงค์ได้อีกด้วย โดยรูปที่ 2.12 แสดงความดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) โดยทั่วไปของกรุงเทพฯ



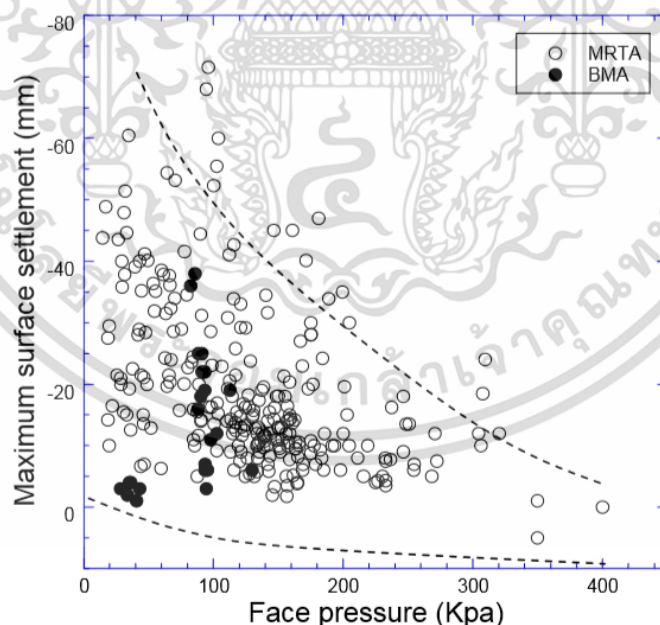
รูปที่ 2.12 ความดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) โดยทั่วไปของกรุงเทพฯ

#### 2.4.3 การควบคุมหัวเจาะ

หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลมีหลักการทำงานโดยการควบคุมปริมาณการขุดดินออกในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ การลำเลียงดินจะเริ่มตันที่บริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) ในปริมาณที่เหมาะสม พร้อมกับการควบคุมความดันที่ห้องกักดิน (Earth chamber) บริเวณส่วนหน้าหัวเจาะให้สามารถต้านทานปริมาณดินที่จะทะลักเข้ามาได้ในทางปฏิบัติการควบคุมความดันดังกล่าวก็คือการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ ซึ่งเป็นปัจจัยที่ถือว่ามีความสำคัญที่สุดเป็นลำดับแรกโดยมีบทบาทที่สำคัญในการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รักษาเสถียรภาพของการขุดเจาะอุโมงค์และการควบคุมปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นให้ลดลงพื้นฐานของวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลใน ส่วนความดันหน้าหัวเจาะอาจกล่าวได้ว่าเป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีความสำคัญที่สุดในปัจจัยการควบคุมหัวเจาะทั้งหมด ซึ่งมีผลกระทบโดยตรงต่อปริมาณการทรุดตัวของผิวดินโดยสามารถพิสูจน์ได้จากข้อมูลพื้นฐานในอดีตและข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งการอธิบายไว้ว่าความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำจะทำให้เกิดการทรุดตัวในปริมาณที่สูง และในทางตรงกันข้ามความดันหน้าหัวเจาะที่สูงจะทำให้เกิดการทรุดตัวในปริมาณที่ต่ำ ซึ่งจาก รูปที่ 2.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและค่าการทรุดตัวของผิวดินในทั้ง 2 โครงการ พบว่าความดันหน้าหัวเจาะที่เพิ่มสูงขึ้นมีแนวโน้มที่จะทำให้ปริมาณการทรุดตัวของผิวดินมีค่าลดลงแต่ในกรณีที่ความดันหน้าหัวเจาะมีค่าอยู่ในระดับที่ต่ำคือ 0 ถึง 100 กิโลปาสกาล ยังเป็นการยากที่จะคาดคะเนความสัมพันธ์ที่แน่นอนต่อค่าการทรุดตัวซึ่งอาจมีสาเหตุมาจากพฤติกรรมระหว่างตัวหัวเจาะและดินโดยรอบที่มีความซับซ้อนในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ทำให้มีความสัมพันธ์กับปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวอื่น ๆ มาเกี่ยวข้อง แต่อย่างไรก็ตามในการก่อสร้างอุโมงค์ในสภาพชั้นดินทราย ความสัมพันธ์ที่แน่นอนระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและปริมาณการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นนั้นกับไม่มีแนวโน้มของความสัมพันธ์ที่สอดคล้องกับหลักการพื้นฐานนั้นอาจจะแสดงให้เห็นว่าความดันหน้าหัวเจาะอาจไม่ใช่ปัจจัยที่มีความสำคัญที่สุดในชั้นดินทราย



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันหน้าหัวเจาะและค่าการทรุดตัวของผิวดิน

ในโครงการ MRTA และ BMA

## 2.5 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่

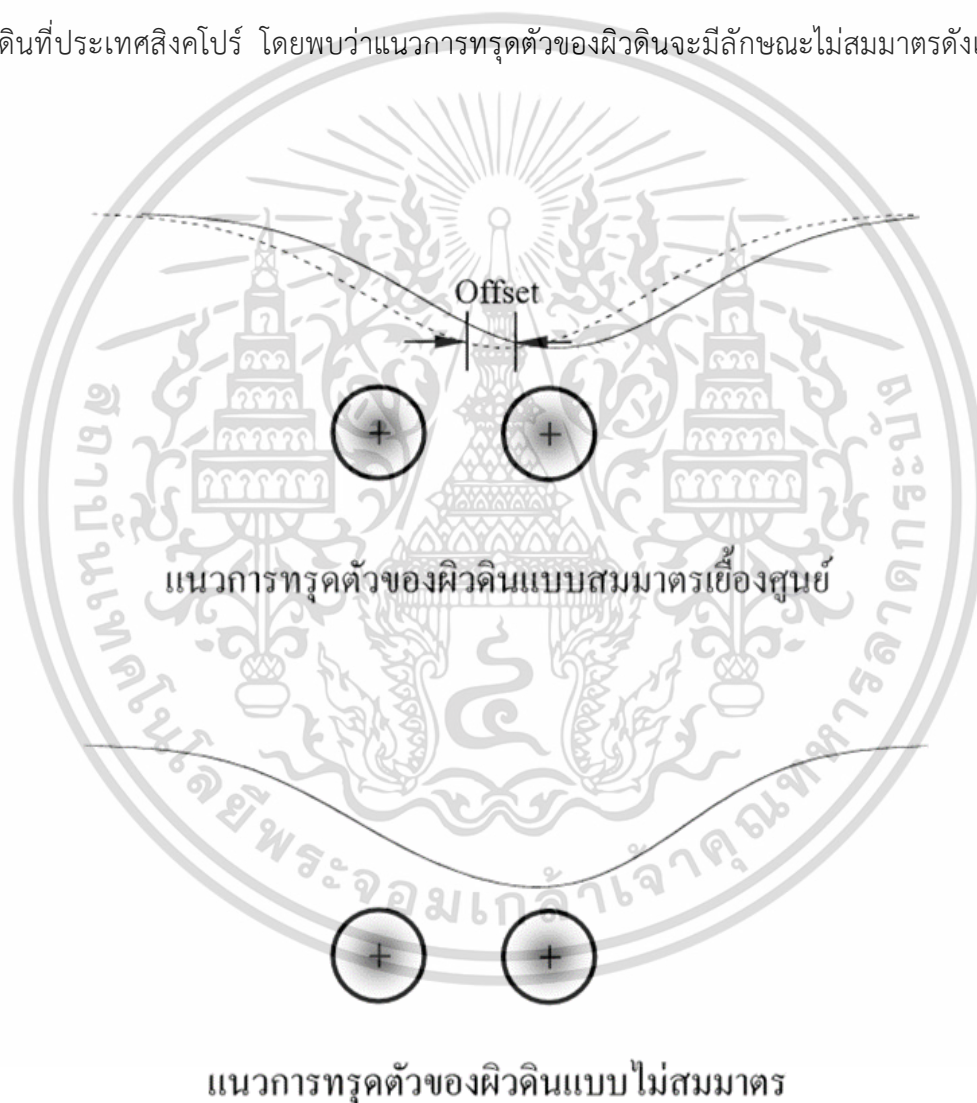
### 2.5.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) จากการขุดเจาะอุโมงค์คู่

การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์เป็นปัญหาหลัก ที่วิศวกรพยายามที่จะหาวิธีป้องกัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมืองเพื่อใช้เป็นระบบขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ ซึ่งการก่อสร้างส่วนใหญ่จะเป็นอุโมงค์คู่ (Twin tunnels) เพื่อให้รถไฟไฟฟ้าใต้ดินสามารถวิ่งไปและกลับได้ตลอดแนวเส้นทางดังเช่น [5] ซึ่งเป็นโครงการรถไฟไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่นี้จะมีความแตกต่างจากการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์เดี่ยว ซึ่งการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่จะมีแนวการทรุดตัวของผิวดินที่ขยายกว้าง หรือทำให้บริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า (Influence zone) เกิดขึ้นมากกว่าการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว อีกทั้งการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่มักยังเป็นปัญหาที่สำคัญเพราะมักจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายด้าน เช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่แตกต่างกันระหว่างอุโมงค์ตัวแรกและอุโมงค์ตัวที่สอง

### 2.5.2 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ (Transverse settlements due to twin tunnels)

ในการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่เป็นประโยชน์ต่อการออกแบบและควบคุมการก่อสร้างอุโมงค์คู่ โดยรูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่จากการศึกษาพฤติกรรมของดิน และรูปแบบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในเมืองซิดนีย์ [6] ซึ่งมีการตั้งข้อสังเกตเกี่ยวกับการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ว่าการสูญเสียมวลดินมักจะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สองมากกว่าอุโมงค์ตัวแรกและแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีจุดกึ่งกลางการทรุดตัวของดินเยื้องศูนย์ (Offset) มาทางอุโมงค์ตัวที่สอง ทั้งนี้เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกจะรบกวน (Disturbance) โครงสร้างของดินบริเวณรอบอุโมงค์และส่งอิทธิพลเป็นบริเวณกว้างซึ่งอาจทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินมากขึ้นขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่สองและหากอุโมงค์ทั้งสองอยู่ชิดกันมากจะทำให้แนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตรโดยมีกึ่งกลางการทรุดตัวอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์ทั้งสองพอดี

อย่างไรก็ตามควรคำนึงว่าการก่อสร้างอุโมงค์คู่ที่ตั้งข้อสังเกตโดย นั้นใช้หัวเจาะสมัยเก่าแบบหน้าเปิด (Open-faced Shield) โดยใช้การอัดอากาศ (Compressed Air) ช่วยป้องกันการพังทลายของดิน ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้แตกต่างกับวิธีในปัจจุบันโดยสิ้นเชิง โดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์ในปัจจุบันนิยมใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) โดยหัวเจาะอุโมงค์แบบนี้จะสามารถควบคุมการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ดีกว่า และมีผลกระทบต่อสภาพดินข้างเคียงน้อยกว่าการขุดเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด ดังที่ได้สังเกตแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่ถูกขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลขณะก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่ประเทศสิงคโปร์ โดยพบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะไม่สมมาตรดังแสดงในรูปที่ 2.14



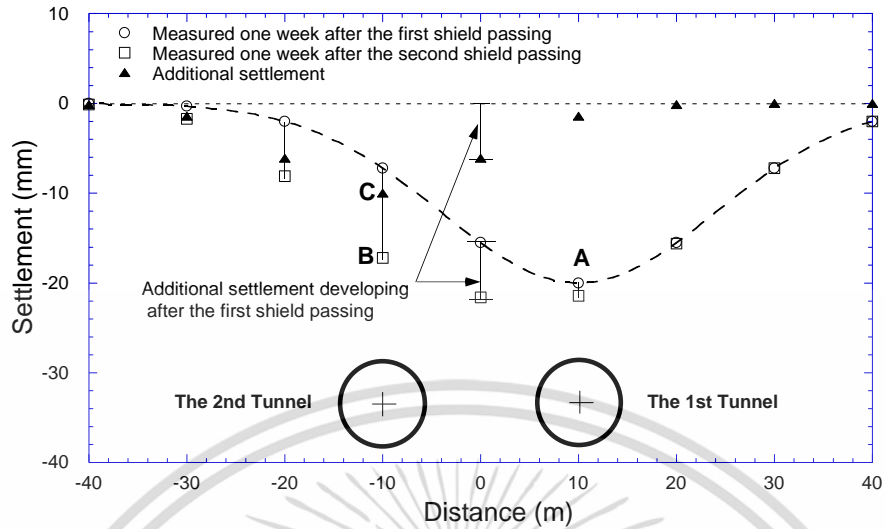
รูปที่ 2.14 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 2.5.3 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique)

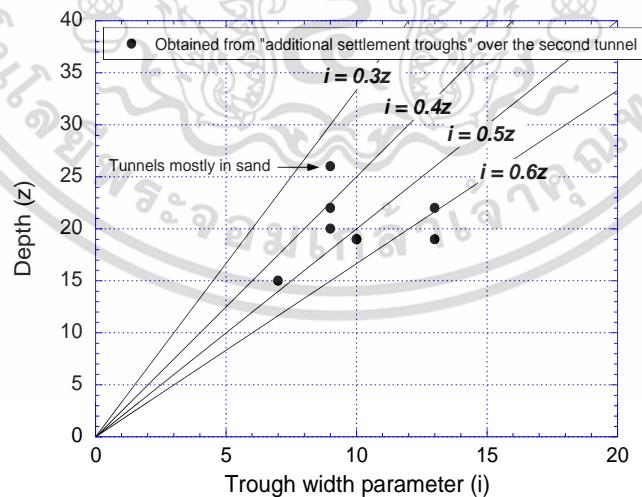
จากผลการตรวจวัด พบว่าดินเริ่มทรุดตัวขณะที่หัวเจาะตัวแรกผ่านตำแหน่งที่ติดตั้งแนวหมุดวัดการทรุดตัวและจะทรุดตัวลงเรื่อย ๆ ถึงประมาณหนึ่งสัปดาห์หลังจากหัวเจาะตัวแรกได้เคลื่อนผ่านพ้นไปแล้ว เมื่อหัวเจาะตัวที่สองเริ่มเข้าใกล้ตำแหน่งแนวหมุดวัดการทรุดตัวดินจะทรุดตัวลงอีกครั้งหนึ่ง โดยมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับที่หัวเจาะตัวแรกผ่าน การทรุดตัวนี้จะหยุดลงเมื่อหัวเจาะเคลื่อนผ่านไปแล้ว ประมาณหนึ่งสัปดาห์เช่นกัน รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดอุโมงค์คูมีลักษณะค่อนข้างไม่สมมาตรและยังสังเกตได้ว่าจุดที่ทรุดตัวสูงสุดไม่จำเป็นต้องอยู่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ตามที่ [3], [4], [6] และ [7] ได้ตั้งข้อสังเกตไว้ อีกทั้งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์คูตัวที่สองอาจมีขนาดมากกว่า หรือน้อยกว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวแรก ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับ การควบคุมหัวเจาะ และปัจจัยด้านธรณีต่างๆ ดังนั้นสมการ Gaussian จึงไม่สามารถนำมาใช้ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูได้ โดยวิธีการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คูด้วย ทำได้ดังนี้

1. วัดค่าการทรุดตัวของผิวดินหลังจากขุดเจาะตัวแรกผ่าน ด้วยหมุดวัด (Settlement marker) ที่ติดตั้งเหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ตัวแรก ให้กำหนดเป็นตำแหน่ง A แสดงไว้ใน รูปที่ 15. จากนั้นจึงใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรก
2. วัดค่าการทรุดตัวของผิวดินหลังจากหัวขุดเจาะตัวที่สองผ่าน ด้วยหมุดวัด (Settlement marker) ที่ติดตั้งเหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ตัวที่สองให้กำหนดเป็นตำแหน่ง B แสดงไว้ใน รูปที่ 2.15 จากนั้นจึงใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวที่สอง
3. คำนวณหาแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ตัวที่สองที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ตัวที่ 2 โดยให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินที่กำหนดในตำแหน่ง B เป็นตัวตั้ง แล้วลบด้วยค่าทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์แรกที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกที่ได้คำนวณได้จากสมการ Gaussian ดังนั้นค่าที่ได้คือค่าการทรุดตัวของผิวดินซึ่งจะได้ตำแหน่ง C



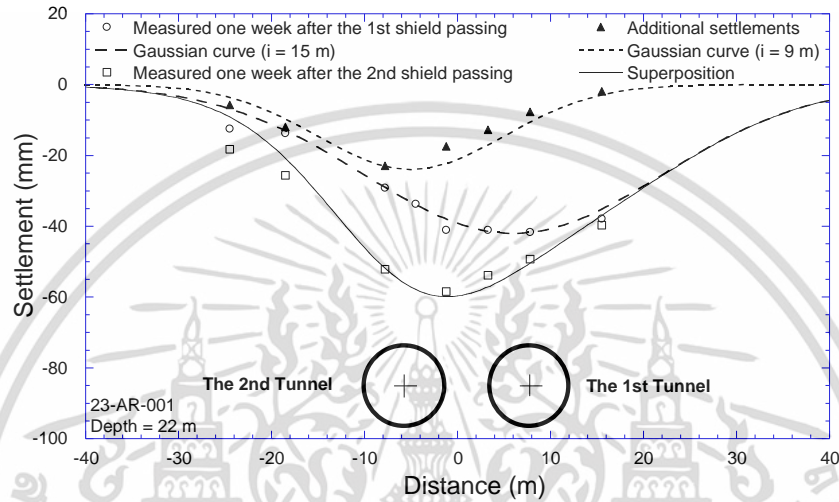
รูปที่ 2.15 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ

4. เมื่อได้ C แล้วจึงใช้สมการ Gaussian อีกครั้ง ประมาณแนวการทรุดตัว ที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional settlement) โดยค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน  $i$  ที่ใช้จะมีค่าประมาณ  $0.5 Z$  ทั้งนี้ได้จากการบันทึกข้อมูลใน [5] แสดงไว้ใน รูปที่ 2.16 ซึ่งส่วนใหญ่อยู่ระหว่าง  $i = 0.4 Z$  ถึง  $i = 0.6 Z$  โดยเฉพาะในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้น ดินเหนียวและดินเหนียวแข็ง หากเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย ค่า  $i$  จะมีค่าน้อยกว่า  $0.4 Z$

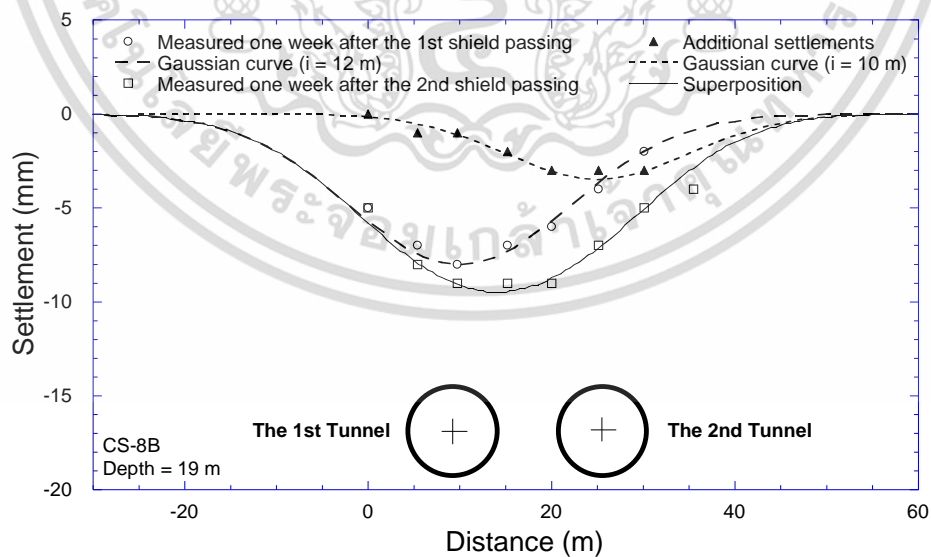


รูปที่ 2.16 ค่าจุดโค้งกลับของแนวการทรุดตัวสำหรับพิจารณาแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional settlement)

5. จากนั้นใช้ [3] เพื่อรวมแนวการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์แรกเข้ากับแนวการทรุดตัวจากอุโมงค์ที่สอง (Additional Settlement) ซึ่งค่าที่ได้จะเป็นแนวการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ถึง รูปที่ 2.18



รูปที่ 2.17 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ



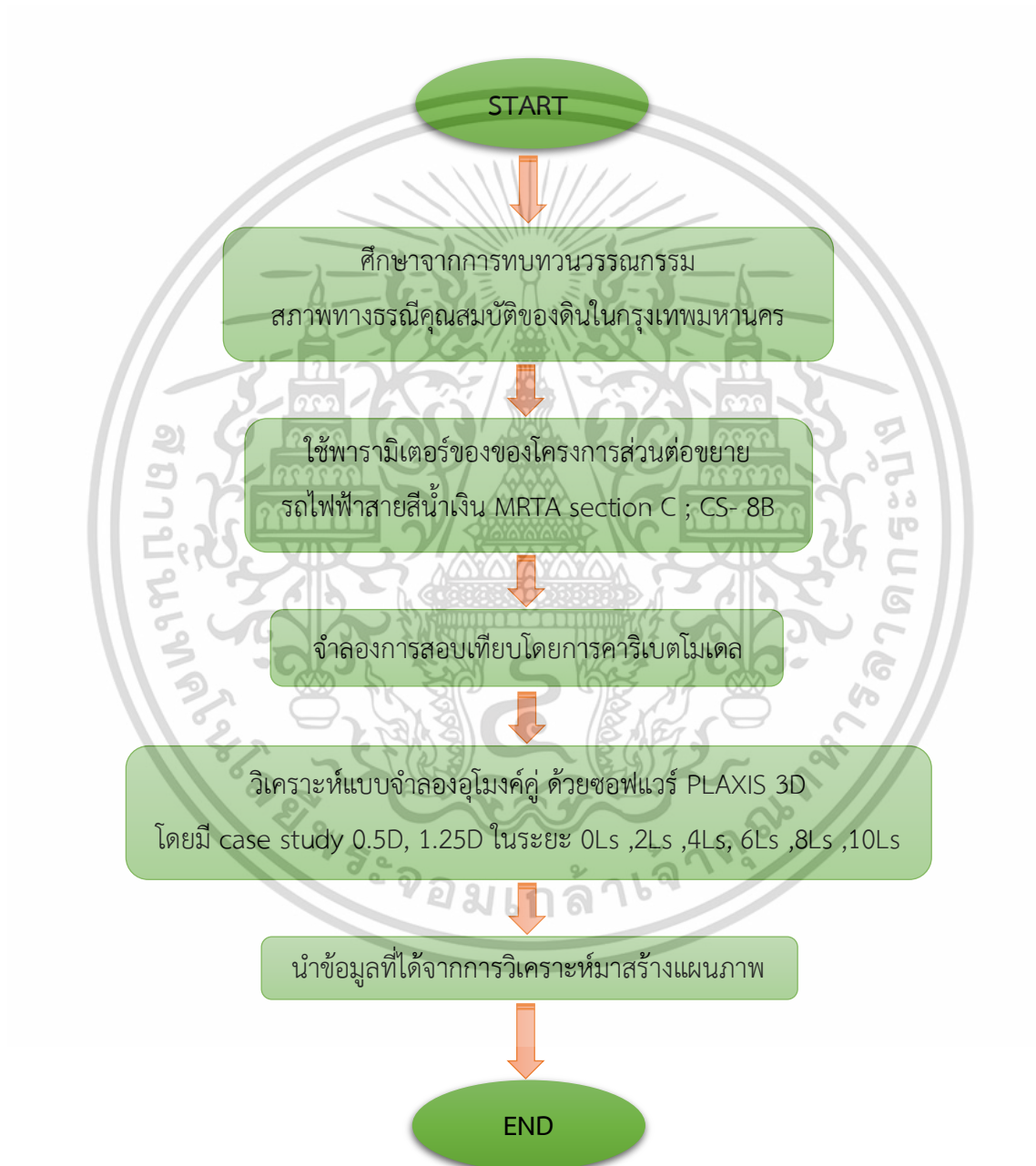
รูปที่ 2.18 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 3

### ขั้นตอนการวิเคราะห์

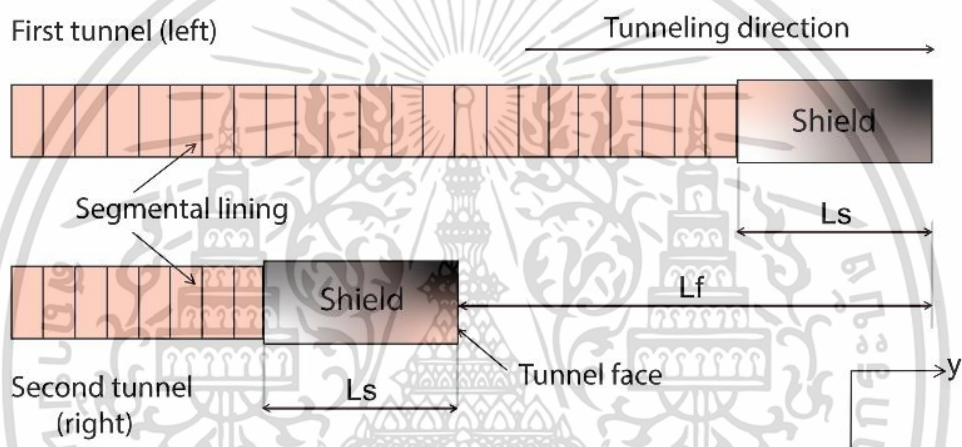
#### 3.1 แนวทางการวิเคราะห์



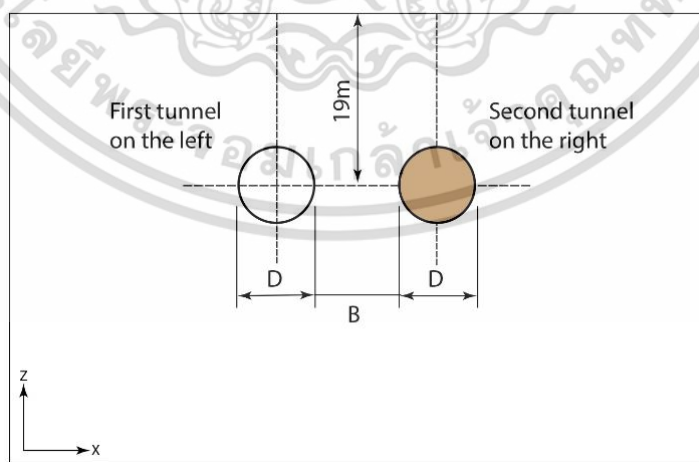
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.2 การกำหนดกรณีศึกษา

ในการศึกษาจึงได้ทำการพิจารณาระยะห่างระหว่างการขุดเจาะของอุโมงค์ (Lagging Distance) ด้วย โดยลำดับการขุดอุโมงค์คู่จำลองดังต่อไปนี้: (1) การขุดของอุโมงค์แรก (ซ้าย); (2) การขุดอุโมงค์ที่สอง (ขวา) ที่มีระยะห่างระหว่างการขุดเจาะของอุโมงค์ (Lagging Distance,  $L_f$ ) ที่ระยะ 0, 2, 4, 6, 8,  $10L_s$  (โดยที่  $L_s$  คือ ความยาวของหัวเจาะ) ดังแสดงในรูปที่ 3.1 พร้อมพิจารณาระยะห่างของอุโมงค์ (Clearance, B) ที่ระยะ 0.50, 1.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์) ดังแสดงในรูปที่ 3.2 โดยระยะทางทั้งหมดนี้มีขนาดใหญ่พอที่จะพิจารณาว่าการทรุดตัวของผิวดินในระหว่างการขุดของอุโมงค์แรกไม่ได้ถูกรบกวนจากการขุดอุโมงค์ที่สองแล้ว



รูปที่ 3.1 รูปตัดด้านข้างแสดงระยะห่างระหว่างการขุดเจาะของอุโมงค์ (Lagging Distance,  $L_f$ ) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่



รูปที่ 3.2 รูปตัดด้านหน้าแสดงระยะห่างของอุโมงค์ (Clearance, B) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่

### 3.3 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

วิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีเทคนิคกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เพราะสามารถทำได้สะดวกและง่ายกว่าวิธีการอื่น และใช้ได้หลายสภาพทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน อาทิเช่น การวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์เสถียรภาพของดินรอบอุโมงค์สภาพการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติและ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์และผลกระทบจากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ เป็นต้น โดยมีหลักการวิเคราะห์ คือ แบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็ก ๆ (Element) และจุดที่ชิ้นส่วนดังกล่าวมาบรรจบกันเรียกว่า จุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่าง ๆ ของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนกับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้นได้ โดยทั่วไปความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเขียนอยู่ในรูปของเมทริกซ์

ทฤษฎีของวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติเหมือนกับทฤษฎีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ โดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นการจำลองสภาพซึ่งจริง ๆ เป็น 3 มิติให้ง่ายขึ้นด้วยสมมติฐานที่เพิ่มขึ้นซึ่งแน่นอนว่ามีข้อจำกัด ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีแบบ 2 มิติมักเป็นวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ (Plane strain) และการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกน (Axis-symmetry) การวิเคราะห์ของวิธีทั้งสองนั้นจะมีการกำหนดค่าในแกนแกนหนึ่งของการวิเคราะห์ให้มีค่าของการเคลื่อนตัวเท่ากับศูนย์ทำให้การหาผลลัพธ์นั้นง่ายถึงแม้ว่าวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบและการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกนจะไม่สมเหตุสมผลสำหรับปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคแต่นั้นยังคงใช้แทนที่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติได้เช่นกัน

การคำนวณในรูปแบบของ 3 มิตินั้นต้องมีการพิจารณาส่วนประกอบทั้งสามแกนให้ครบถ้วน ซึ่งทำให้ปริมาณข้อมูลและขนาดของเวกเตอร์ และเมทริกซ์ จะเพิ่มขึ้นเป็นจำนวนมากในการคำนวณจำเป็นต้องใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ที่สูงมากและใช้เวลานานมากกว่าอย่างไรก็ตามมีสองวิธีที่ลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ วิธีแรกคือการหาค่าโดยใช้วิธี Iterative เพื่อการผกผันของเมทริกซ์สติเฟนสรวม วิธีนี้สามารถใช้ได้ดีในการคำนวณปัญหารูปแบบเชิงเส้น (Linear Elastic analysis) แต่ไม่สามารถใช้ประโยชน์ได้มากในการคำนวณปัญหารูปแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear analysis) วิธีที่สอง คือ การทำให้แบบจำลองอยู่ในรูปแบบสมมาตรให้มากที่สุดซึ่งทั้งสองวิธีทำให้อลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ได้เป็นอย่างดี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อย่างไรก็ตามที่จริงแล้วปัญหาการเคลื่อนตัวของดินรอบหัวเจาะเป็นปัญหาเชิงสามมิติแต่การวิเคราะห์ปัญหาการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติเชิงยังคงมีความยากเนื่องจาก

1.) จะต้องใช้เวลามากสำหรับการวิเคราะห์ในแบบสามมิติ ซึ่งจำลองวิธีการขุดเจาะและรูปทรง 3 มิติของอุโมงค์และหัวเจาะ อีกทั้งการจำลองพฤติกรรมโดยวิธีแบบจำลองพฤติกรรมของดินแบบ Non-linear จะมีความซับซ้อนมาก

2.) ในการขุดเจาะอุโมงค์นั้น มีตัวแปรจำนวนมาก ซึ่งยากในการจำลองพฤติกรรม เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติทางกายภาพของผนังอุโมงค์ ระดับการรบกวนดินขณะก่อสร้างการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ช่องว่างด้านท้ายที่เกิดขึ้น และตัวแปรทางกลศาสตร์ เป็นต้น

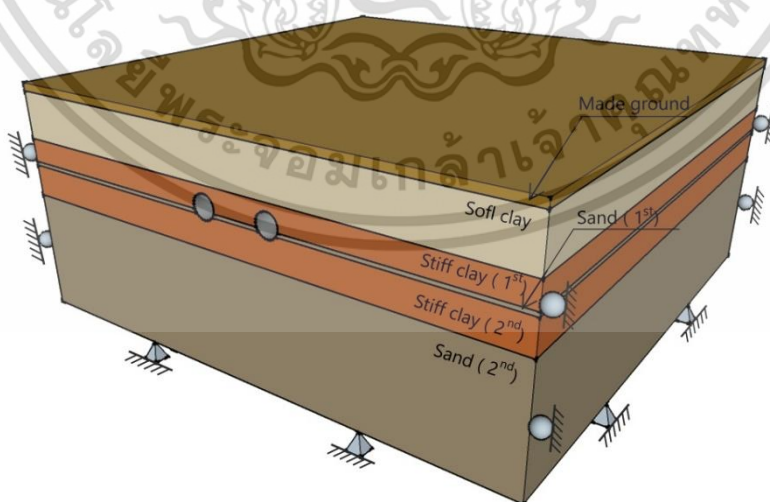
3.) จะต้องใช้การวิเคราะห์จำนวนมากในหนึ่งโครงการ เนื่องจากสภาพทางธรณีวิทยาลักษณะทางกายภาพของอุโมงค์และตัวแปรอื่นมีการเปลี่ยนแปลงตลอดแนวอุโมงค์

4.) ถึงแม้ว่าจะมีการพัฒนาแบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil model) ขึ้นมากกว่าในอดีตแต่ยังคงไม่สามารถพิสูจน์ได้อย่างแน่ชัดแล้วว่า สามารถนำมาใช้ในปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

### 3.3.1 คุณสมบัติของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

#### 3.3.1.1 สภาวะขอบเขตของแบบจำลอง

การกำหนดสภาวะขอบเขตของแบบจำลองมีผลต่อการวิเคราะห์จึงต้องกำหนดให้มีความเหมาะสม โดยสภาวะขอบเขต (boundary condition) กำหนดให้บริเวณด้านข้าง, ด้านหน้าและด้านหลัง ถูกจำกัดการเคลื่อนที่ในแนวราบแต่ปล่อยให้เคลื่อนที่ในแนวตั้งได้อย่างอิสระ ส่วนสภาวะขอบเขตบริเวณด้านล่างจะถูกกำหนดให้เคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในทุกทิศทาง ผิวด้านบนของแบบจำลองปล่อยให้เคลื่อนที่ได้อย่างอิสระทุกทิศทางดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 แสดงสภาวะขอบเขตของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

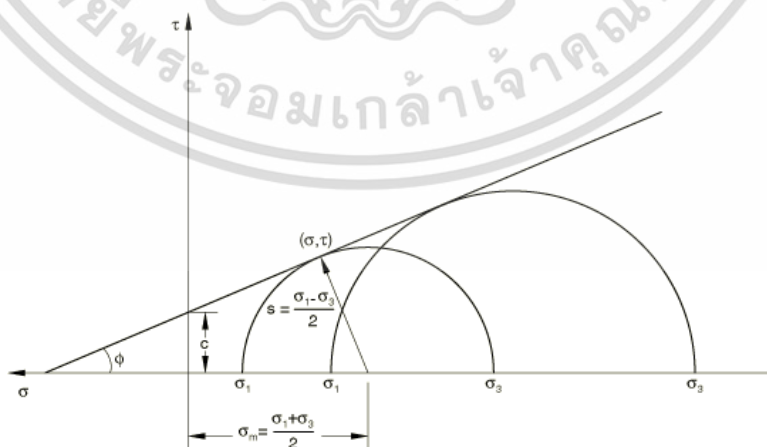
### 3.3.1.2 คุณสมบัติของแบบจำลอง

#### ก) คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์และการวิเคราะห์หาแนวการทรุดตัวของดินจำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน การเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าคุณสมบัติที่เพิ่มขึ้นและยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วยแบบจำลองแต่ละแบบมีทั้งข้อดีและข้อเสียและยังเหมาะกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ Linear Elastic model, Mohr-Coulomb model และ Hardening Soil model

#### - แบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb

ซึ่งเป็นแบบจำลองพื้นฐานซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่มีข้อจำกัดอยู่มากคือมีการพิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบ อีลาสโตพลาสติกแบบสมบูรณ์ การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสียรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic stain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรงและการเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload-reload path) ได้ ซึ่งยังมีความห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมดินจริงอยู่มาก โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้องได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (Friction angle,  $e$ ) ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion,  $c$ ) และ Dilatancy angle, ( $\gamma$ ) และค่าโมดูลัสของดิน (stiffness,  $E$ ) โดยได้จากห้องปฏิบัติการ คือ ภาทดสอบ Direct Shear Test หรือ CD-Test โดยจะนำผลทดสอบทั้งสองมาวิเคราะห์โดยวงกลมมอร์ ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.4

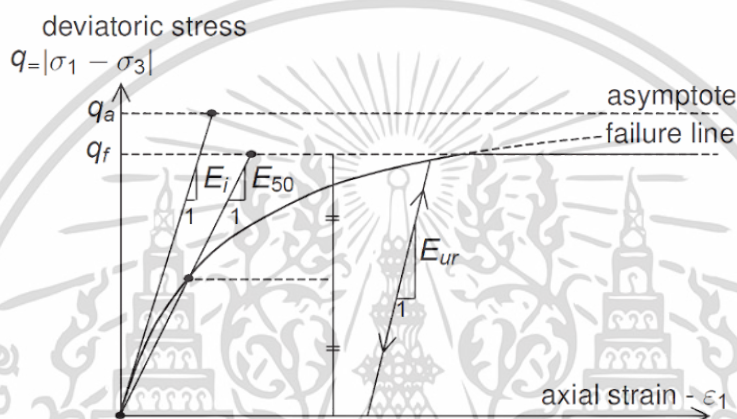


รูปที่ 3.4 แสดง Mohr – Coulomb Failure Envelope

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS)

แบบจำลองนี้จำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบ plastic ซึ่งเป็นการปรับปรุงแบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้องได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (Friction angle,  $e$ ) ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion,  $c$ ) และ Dilatancy angle, ( $\gamma$ ) ส่วนค่าโมดูลัสของดินต้องทำการป้อนพิมพ์เพิ่มเติมมากกว่ากรณีขอแบบจำลอง Mohr-Coulomb ได้แก่ค่า Triaxial loading stiffness, ( $E_{50}$ ) ค่า Triaxial unloading stiffness, ( $E_u$ ) และค่า Oedometer loading stiffness,  $E_{oed}$  ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.5 โดยคุณสมบัติของแบบจำลอง ที่ใช้ในการศึกษาดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 1.



รูปที่ 3.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง stress และ strain ของการทดสอบ triaxial

ตารางที่ 1. คุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

Soil layer	Wea. crust	Soft clay	Stiff clay	Sand
Material model	MC	Hardening Soils (HS) model		MC
$E'$ (kPa)	6,000	-	-	80,000
$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	-	5,000	60,000	-
$E_{50}^{ref}$ (kPa)	-	5,000	60,000	-
$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	-	15,000	180,000	-
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	16	18	0.3
$u'$ (-)	0.32	0.33	0.33	36
$\phi'$ (°)	22	22	22	0
$C$ (kN/m <sup>3</sup> )	8	5	18	-
$m$ (-)	-	1	1	-
$P_{ref}$ (kPa)	-	100	95	-

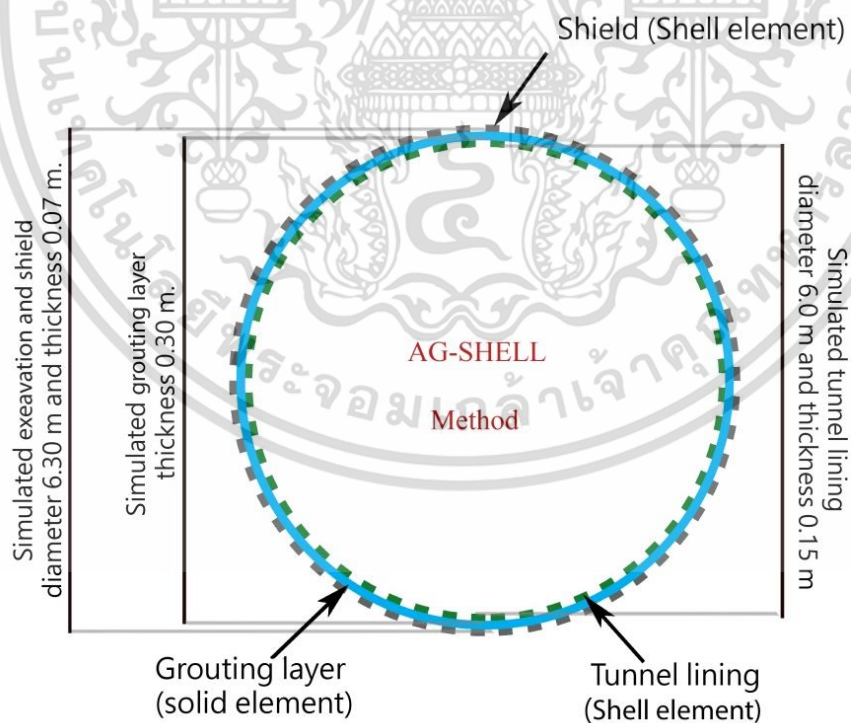
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2. คุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

EPB Elements (Linear Elastic)	Young Modulus [E] (KN/m <sup>2</sup> )	Poisson's Ratio [ν]	Unit Weight [γ] (KN/m <sup>3</sup> )
Tunnel lining	31x10 <sup>6</sup>	0.20	24
EPB shield	210 x10 <sup>6</sup>	0.28	78
Grouting layer	1x10 <sup>6</sup>	0.30	21

ข) คุณสมบัติของวัสดุผนังอุโมงค์, หัวเจาะอุโมงค์, grouting layer

ในการศึกษากำหนดคุณสมบัติของผนังอุโมงค์และหัวเจาะอุโมงค์เป็นแบบ Shell Element เส้นผ่านศูนย์กลาง 6.00 และ 6.14 เมตร, grouting layer เป็น Solid Element เส้นผ่านศูนย์กลาง 6.30 เมตร แสดงไว้ใน รูปที่ 3.6 โดยคุณสมบัติของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2



รูปที่ 3.6 ภาพตัดขวางแสดงรูปแบบของการจำลองการขุดเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

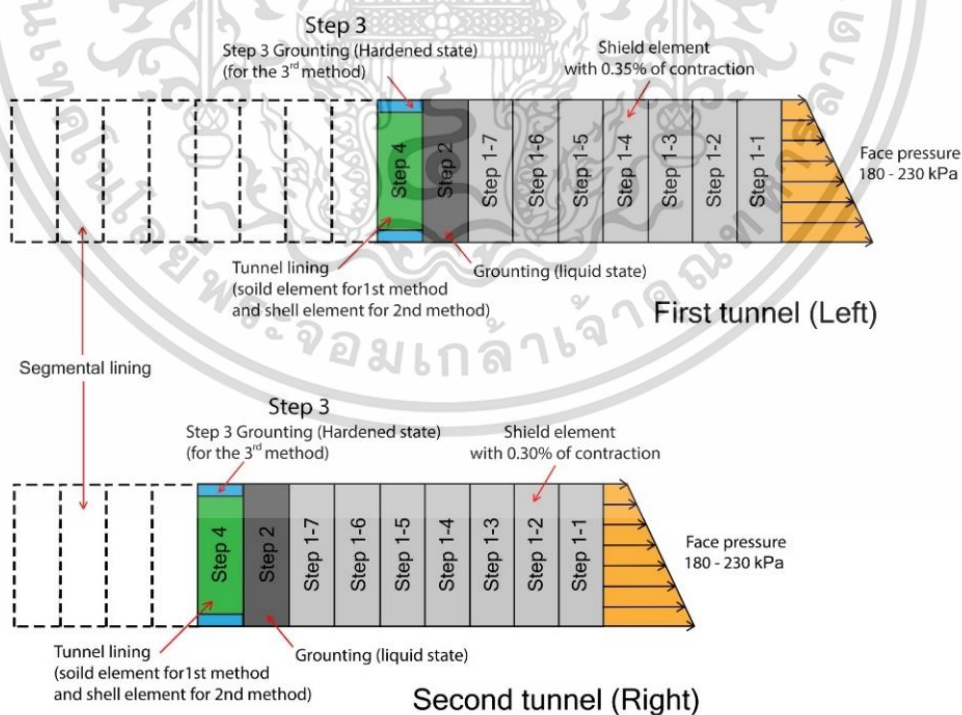
### 3.3.2 การจำลองวิธีการขุดเจาะ

กำหนดให้ความกว้างของหัวเจาะอุโมงค์,  $L_S$  เท่ากับ 8.4 เมตร และความกว้างของชิ้นส่วนอุโมงค์มีขนาด 1.20 เมตร ซึ่งมีค่าเท่ากับความกว้างของผนังอุโมงค์ มีจำนวนผนังอุโมงค์ทั้งสิ้น 115 วง ระยะทาง 138 เมตร สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนได้ดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะจำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้นโดยทำการประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพทางธรณีซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะซึ่งกำหนดให้มีค่า 180-230 kPa ของทั้งสองอุโมงค์ โดยมีการสูญเสียมวลดินของอุโมงค์ที่แรกที 0.35% และอุโมงค์ที่ 2 ที 0.30% อ้างอิงการเปรียบเทียบข้อมูลจริง หัวเจาะจะมีการทำงานระยะทางรวม 8.4 เมตรหรือจำลองให้เป็นวงรอบประมาณ 7 วง

ขั้นตอนที่ 2 การใส่ค่าแรงดันดินน้ำปูน 200 kPa บริเวณดินโดยรอบตามแนวเส้นรอบวงการขุดเจาะเพื่อค้ำยันดินบริเวณรอบบริเวณการขุดตามแนวรัศมีไม่ให้เกิดการพังทลายหรือเสียรูป

ขั้นตอนที่ 3 เปลี่ยนค่าแรงดันดินน้ำปูนเป็นปูนชนิดแข็งบริเวณช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ และใส่ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ให้มีคุณสมบัติแสดงไว้ใน ตารางที่ 2. ทำตามขั้นตอนจนได้ระยะทางทั้งสิ้น 138 เมตร พร้อมแสดงการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.7

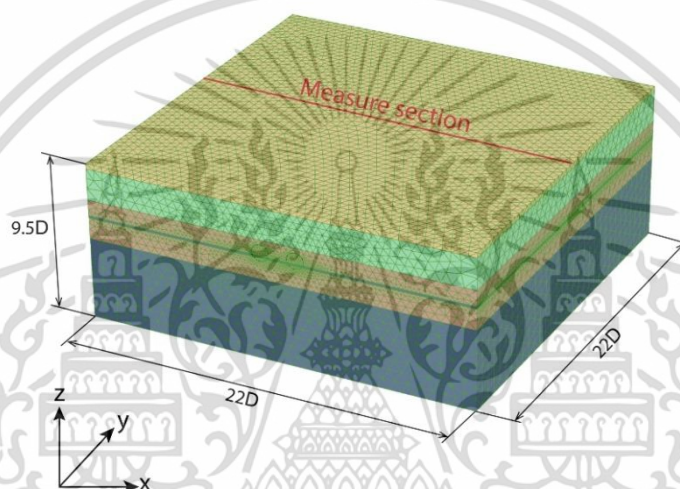


รูปที่ 3.7 แสดงการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่

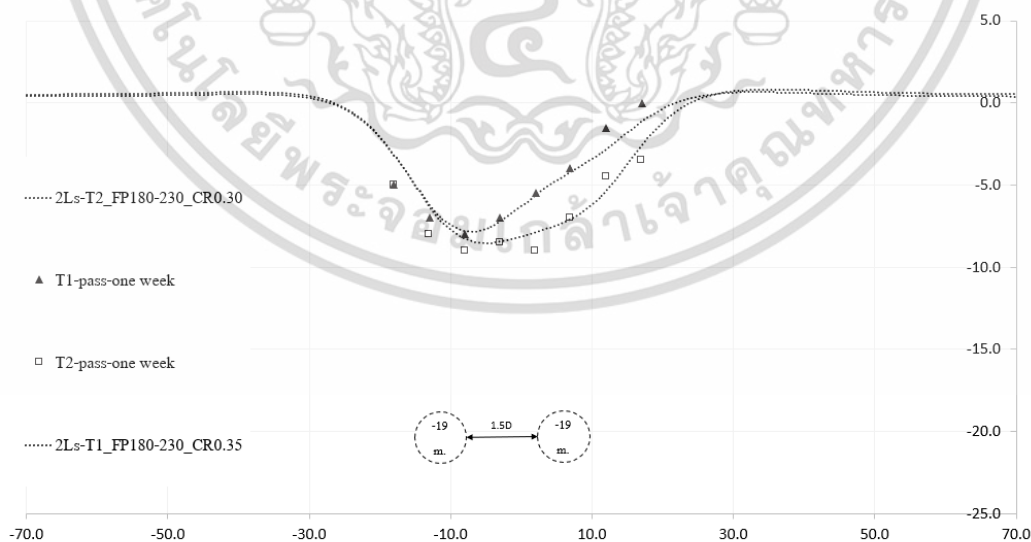
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 3.3.3 การเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง (Calibrate model)

ขั้นตอนการวิเคราะห์จะเริ่มจากการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ เพื่อเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง (calibrate model) โดยจะทำการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล (EPB shields) วิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลเปรียบเทียบอ้างอิงลักษณะอุโมงค์ และ เทียบวัดกับข้อมูลค่าการทรุดตัวของผิวดินจาก ที่รูปตัด CS-8B โดยอุโมงค์ลึก 19 เมตร และระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 1.5D ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.8 ได้ผลลัพธ์ของการเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 3.9



รูปที่ 3.8 แสดงแบบจำลองในการเทียบวัดความถูกต้องแบบจำลอง



รูปที่ 3.9 แนวการทรุดตัวของอุโมงค์จากกรณีศึกษาเทียบกับผลการตรวจวัดที่รูปตัด CS-8B

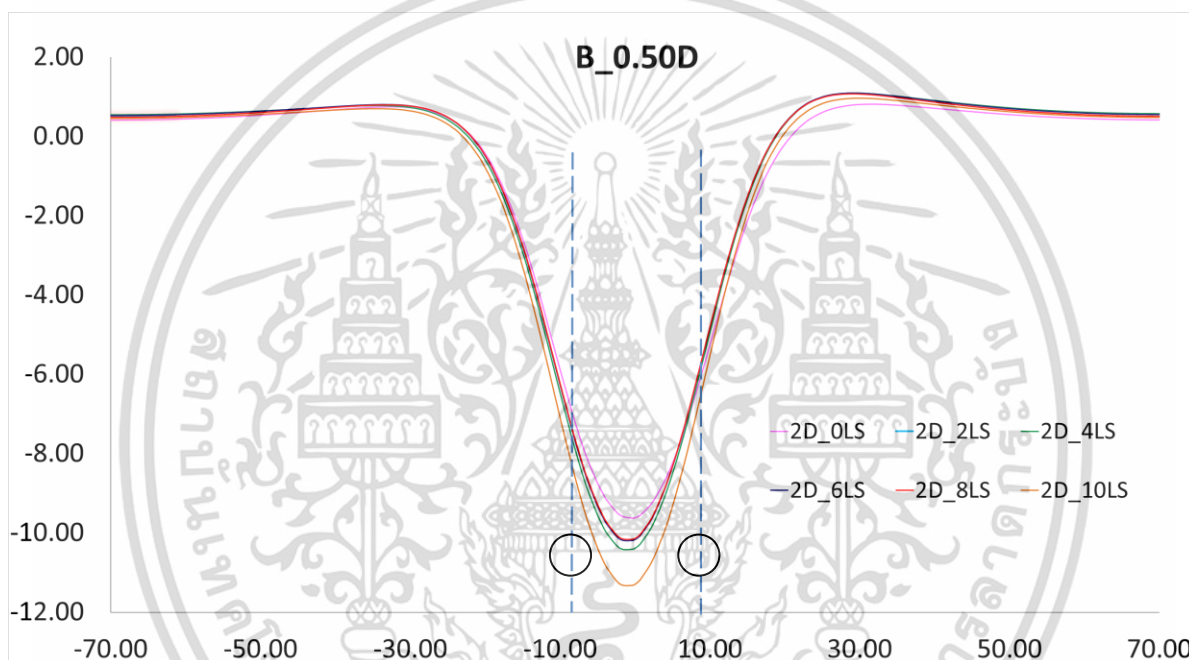
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 4

### ผลการวิเคราะห์แบบจำลองและอภิปรายผล

#### 4.1 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance)

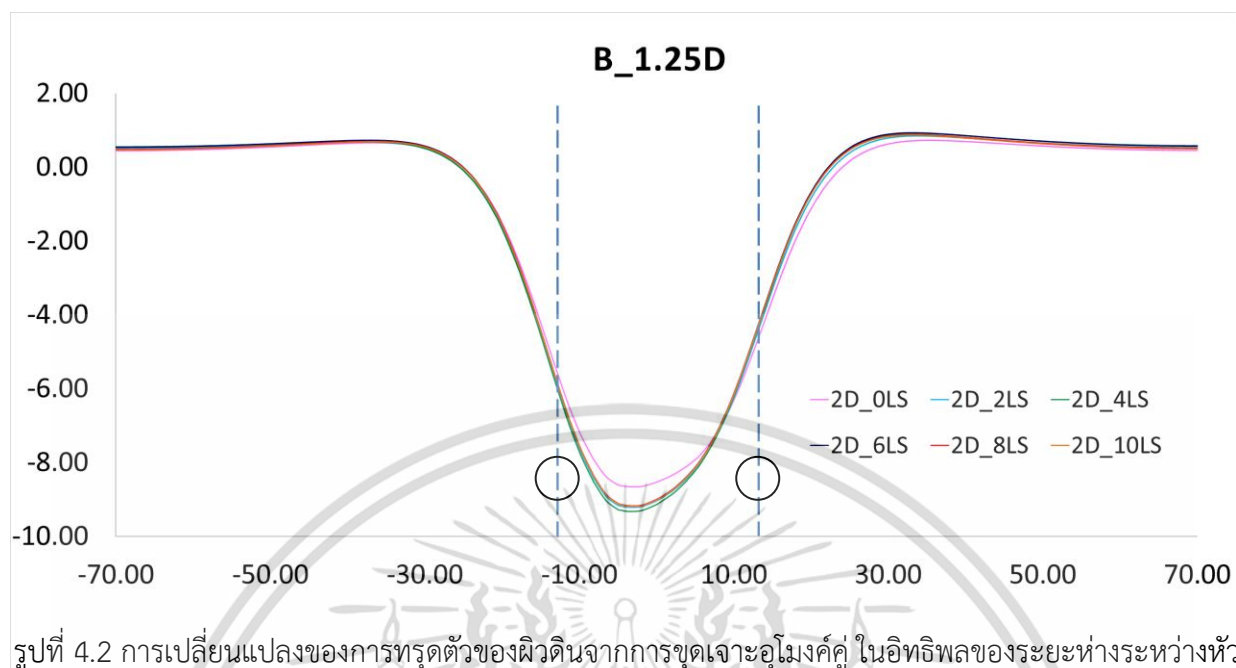
งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ โดยจะใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



รูปที่ 4.1 การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ  $0L_S$ ,  $2L_S$ ,  $4L_S$ ,  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  (โดยที่  $L_S$  คือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ  $0.50D$  (โดยที่  $D$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

ดังรูปที่ 4.1 แสดงการเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่แตกต่างกัน โดยที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ ( $B$ ) เท่ากับ  $0.50D$  หรือ 9.45 เมตร โดยแนวการทรุดตัวของผิวดินที่  $0L_S$  จะสมมาตรกับจุดกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ แต่ในกรณีของ  $2L_S$ ,  $4L_S$ ,  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  แนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีไปทางอุโมงค์ตัวแรกมากกว่า เนื่องจากค่าการสูญเสียมวลดินของการขุดอุโมงค์ตัวแรกมีค่ามากกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

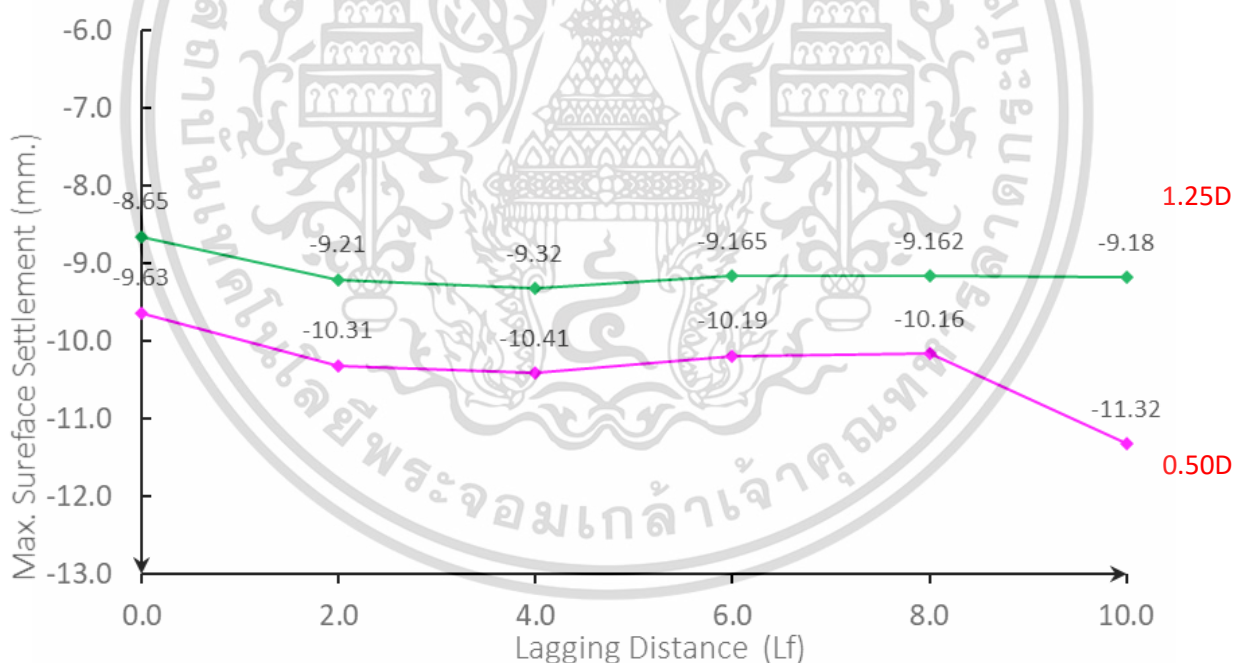


รูปที่ 4.2 การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการระเบิดอูโมงค์คู่ ในอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ  $0L_S$ ,  $2L_S$ ,  $4L_S$ ,  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  (โดยที่  $L_S$  คือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอูโมงค์เท่ากับ 1.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอูโมงค์)

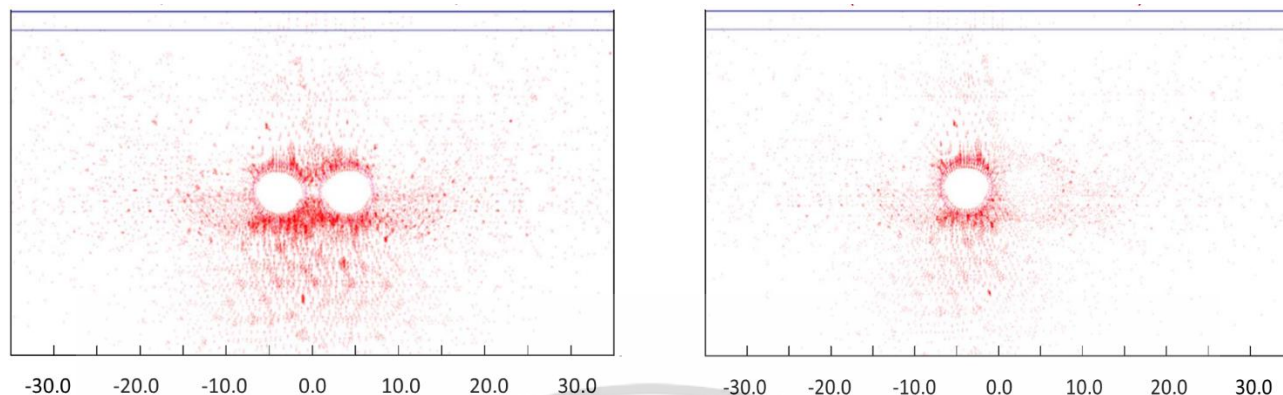
ดังรูปที่ 4.2 แสดงการเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการระเบิดอูโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ ( $L_F$ ) ที่แตกต่างกัน โดยมีระยะห่างระหว่างอูโมงค์โดยมีระยะห่างระหว่างอูโมงค์ ( $B$ ) เท่ากับ 1.25D หรือ 14.18 เมตร พบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินมีลักษณะไม่เป็นร่องลึกที่สุดที่จุดกึ่งกลางอูโมงค์ แสดงให้เห็นว่าการระเบิดอูโมงค์ตัวแรกยังคงส่งอิทธิพลกับการระเบิดอูโมงค์ตัวที่สองอยู่

โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดจากการระเบิดอูโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ ( $L_F$ ) ที่แตกต่างกันแสดงไว้ใน รูปที่ 4.3 เมื่อพิจารณาการแปรเปลี่ยนของระยะห่างระหว่างหัวเจาะจะสังเกตเห็นได้ว่าช่วงระยะห่างที่  $0L_S$ ,  $2L_S$  และ  $4L_S$  ค่าการทรุดตัวสูงสุดจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่มากขึ้น ผลที่สังเกตได้จากการศึกษานี้ต่างจากการศึกษาก่อนหน้า [1] และ [2] ที่ระบุว่าระยะห่างของหัวเจาะที่เพิ่มขึ้นจะทำให้การทรุดตัวของผิวดินหลังระเบิดอูโมงค์ทั้งคู่ลดลง ทั้งนี้เนื่องจากมีอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะ ซึ่งในกรณีของ  $0L_S$  พบว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ต่ำที่สุดเนื่องจากอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันทั้งสองอูโมงค์ และจะมีค่าการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้นในระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มขึ้นในกรณีของ  $2L_S$  และ  $4L_S$  ตามลำดับ โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินที่มีค่าเพิ่มขึ้นมานั้นเป็นผลมาจากอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันได้น้อยลงตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มมากขึ้น ทั้งในกรณีของระยะห่างระหว่างอูโมงค์ ( $B$ ) เท่ากับ 0.50D และ 1.25D แม้ว่าอิทธิพล

ของความดันหน้าหัวเจาะจะมีส่วนสำคัญต่อค่าการทรุดตัวของผิวดิน แต่ในการพิจารณาการแปรเปลี่ยนของระยะห่างระหว่างหัวเจาะช่วงระยะห่างที่  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  ในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์ ( $B$ ) เท่ากับ  $0.50D$  พบว่าระยะห่างที่  $6L_S$  และ  $8L_S$  ค่าการทรุดตัวสูงสุดจะมีค่าลดลงมา ซึ่งเชื่อได้ว่าอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะไม่ส่งผลร่วมกันแล้ว โดยมีเพียงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะเท่านั้น จึงทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินจะมีค่าลดลงตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามเมื่อมีระยะห่างที่มีค่ามากพอ ( $L_f=10L_S$ ) จะทำให้ค่าการทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นอีกครั้ง แต่อย่างไรก็ตามในกรณีที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ  $1.25D$  ค่าการทรุดตัวของผิวดินในช่วงที่  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  มีค่าที่เปลี่ยนแปลงน้อยมาก จึงได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดอยู่ที่ระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่  $4L_S$  ซึ่งจะสามารถบ่งบอกได้ว่าอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะในช่วง  $0L_S$ ,  $2L_S$  และ  $4L_S$  จำเป็นที่จะต้องพิจารณาอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะร่วมกับระยะห่างระหว่างหัวเจาะด้วยในการทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดิน ในขณะที่อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะในช่วง  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  ต้องพิจารณาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ



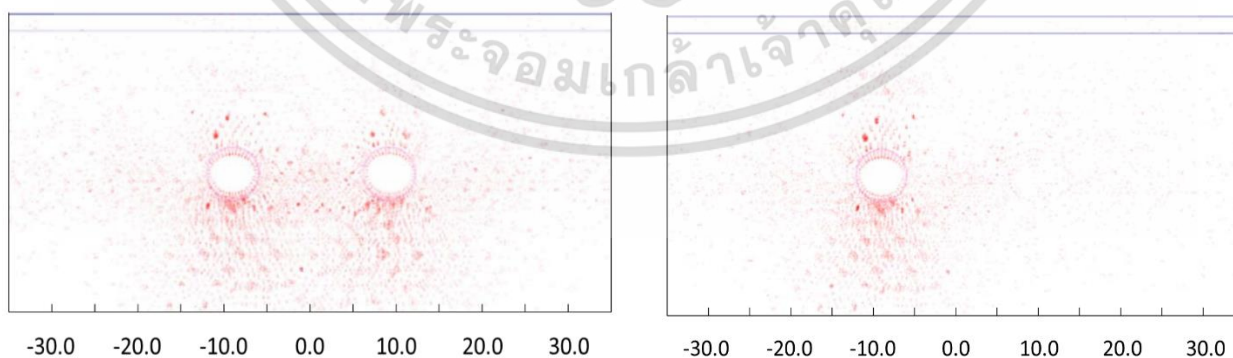
รูปที่ 4.3 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ ( $L_f$ ) ที่แตกต่างกัน



รูปที่ 4.4 เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ

$0L_S$  (ซ้าย) และ  $6L_S$  (ขวา) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ  $0.50D$

แสดงเวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ  $0.50D$  (โดยที่  $D$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์) โดยมีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ  $0L_S$  และ  $6L_S$  (โดยที่  $L_S$  คือความยาวของหัวเจาะ) เนื่องจากการทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ พิจารณาถึงระยะห่างระหว่างหัวเจาะพบว่าเมื่ออิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะที่ส่งผลรวมกันอยู่ และจากผลการศึกษาก็จะพบว่าความดันหน้าหัวเจาะจะส่งผลต่อค่าการทรุดตัวในช่วงของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ  $0L_S$ ,  $2L_S$  และ  $4L_S$  ซึ่งสังเกตได้จากเวกเตอร์ของการเคลื่อนตัวของดินในช่วงระยะนี้จะพบว่าเวกเตอร์ที่มีขนาดยาวมีความหนาแน่นสูงซึ่งหมายความว่าอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลรวมกันอยู่ทั้งสองอุโมงค์ และเมื่อถึงช่วงของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ  $6L_S$ ,  $8L_S$  และ  $10L_S$  จะสังเกตได้ว่าเวกเตอร์ที่มีขนาดยาวจะมีความหนาแน่นที่ลดลง กล่าวคืออิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลรวมกันได้น้อยลงหรือไม่ส่งผลต่อกันแล้ว และเป็นเช่นเดียวกันกับกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์ ( $B$ ) เท่ากับ  $1.25D$  ที่จะแสดงใน รูปที่ 4.5



รูปที่ 4.5 เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ

$0L_S$  (ซ้าย) และ  $6L_S$  (ขวา) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ  $1.25D$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 5

### สรุปผลการจำลอง

จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ว่าที่ระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่  $0L_S - 4L_S$  จะพบว่ามียธิพลจากความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันอยู่ อย่างไรก็ตามเมื่อมีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่มากพอ ( $6L_S - 10L_S$ ) จะพบว่าอิทธิพลจากความดันหน้าหัวเจาะจะไม่ส่งผลร่วมกันแล้วระหว่างสองอุโมงค์แต่ยังคงมียธิพลจากการสูญเสียมวลดินของการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกและตัวที่สองอยู่ โดยในช่วงระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่  $6L_S - 10L_S$  ค่าการทรุดตัวจะเป็นผลมาจากระยะห่างระหว่างหัวเจาะเพียงเท่านั้น และเมื่อถึงระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่มีค่ามากพอ ( $10L_S$ ) ค่าการทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นอีกครั้งจากการทรุดตัวสะสมจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกแล้วส่งผลกระทบต่ออุโมงค์ตัวที่สอง

โดยระยะห่างระหว่างหัวเจาะส่งผลต่อค่าการทรุดตัวของผิวดินของอุโมงค์คู่ การขุดเจาะอุโมงค์คู่ที่หัวเจาะถูกขุดไปพร้อม ๆ กัน ( $L_f = 0L_S$ ) อาจจะได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวที่สูงแต่อย่างไรก็ตามในทางกลับกันจะได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ต่ำที่สุด ถ้ามีปัจจัยปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ (ความดันหน้าหัวเจาะ) ที่เหมาะสม ทั้งในกรณีที่อยู่ใกล้กันและไกลกัน (0.50D และ 1.25D) ก็ตาม

อย่างไรก็ตามปัญหาการทรุดตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นการประเมินผลกระทบเบื้องต้นที่จะเกิดขึ้นในขณะทำการก่อสร้างจึงมีความสำคัญและจำเป็นอย่างยิ่ง โดยในการทำงานควรคำนึงถึงปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะร่วมกันกับอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะหรือระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง เพื่อให้เข้าใจและประเมินสถานการณ์ของการขุดเจาะอุโมงค์ที่จะเกิดขึ้นได้

## บรรณานุกรม

- [1] Ngoc-Anh D., Daniel D. and Pierpaolo, O. (2016). 3D numerical investigation of mechanized twin tunnels in soft ground – Influence of lagging distance between two tunnel faces. *Engineering Structures*, 109, pp.117–125.
- [2] Mojtaba N., Hamed M. and Daniel, D. (2018). Three-dimensional numerical simulation of the Shiraz subway second line – influence of the segmental joints geometry and of the lagging distance between twin tunnels’ faces. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*,
- [3] Suwansawat S., and Einstein, (2007). Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 133(4), pp.445–468.
- [4] Ngoc-Anh D., Daniel D. and Pierpaolo, O. (2015). 3D numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground. *Environmental Earth Sciences*, 73, pp.2101–2113.
- [5] สุขชีวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (2554). วิศวกรรมอุโมงค์, ครั้งที่2, สำนักพิมพ์ มิน เซอร์วิส ซัพพลายม กรุงเทพมหานคร.
- [6] Lueprasert P., Jongpradist P., Heama N., Ruengwirojjanakul K. and Suwansawatt, S. (2016). 3D-FEA OF EPB SHIELD TUNNEL EXCAVATION USING SHELL ELEMENT AND GROUTING LAYER. Sixth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment, Bangkok, Thailand, 14-16 November 2016.