การศึกษาปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของดิน ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

A STUDY OF SHIELD OPERATIONAL FACTORS ON GROUND SETTLEMENTS USING ANN

พิชากร ศรีจันทร์ทอง

PICHAKORN SRIJANTHONG

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

บัณฑิตวิทยาลัย

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2551

KMITL-2008-EN-M-093-218

การศึกษาปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของดิน ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

A STUDY OF SHIELD OPERATIONAL FACTORS ON GROUND SETTLEMENTS USING ANN

T082894

พิชากร ศรีจันทร์ทอง

PICHAKORN SRIJANTHONG

เลขหมู่.............................

เลขทะเบียน 82894

วัน,เดือน,ปี 25 ก.ค. 2551

.b..............................

.i..............................

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

บัณฑิตวิทยาลัย

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พ.ศ. 2551

KMITL-2008-EN-M-093-218

A STUDY OF SHIELD OPERATIONAL FACTORS ON GROUND SETTLEMENTS USING ANN

PICHAKORN SRIJANTHONG

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF

MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING

SCHOOL OF GRADUATE STUDIES

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2008

KMITL-2008-EN-M-093-218

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น รวมทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COPYRIGHT 2008

SCHOOL OF GRADUATE STUDIES

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

บัณฑิตวิทยาลัย

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองวิทยานิพนธ์

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การศึกษาปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

A Study of Shield Operational Factors on Ground Settlements using ANN

นักศึกษา นายพิชากร ศรีจันทร์ทอง

รหัสประจำตัว 48061509

ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์		**ลายมือชื่อ**
ผศ.ดร.สกุล	ห่อวโนทยาน	
ผศ.สมเกียรติ	ขวัญพฤกษ์	
ผศ.ดร.ธนาดล	คงสมบูรณ์	
ผศ.ดร.อุมา	สีบุญเรือง	
ผศ.ดร.สุชัชวีร์	สุวรรณสวัสดิ์	

วัน / เดือน/ ปี ที่สอบ 12 พฤษภาคม 2551 เวลา 14.00-16.00 น.

สถานที่สอบ ณ อาคาร A ชั้น 3 ห้องประชุม 2

บัณฑิตวิทยาลัยรับรองแล้ว

(รศ.ดร.รวีวรรณ ชินะตระกูล)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่.....29.....**เดือน**.....พฤษภาคม.....**พ.ศ.**.....2551.....

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การศึกษาปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียม
นักศึกษา	นาย พิชากร ศรีจันทร์ทอง
รหัสประจำตัว	48061509
ปริญญา	วิศวกรรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
พ.ศ.	2551
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	ผศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

บทคัดย่อ

พฤติกรรมของดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลมีความซับซ้อน เนื่องจากมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องมากมาย โดยเฉพาะพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะ เช่น ความดันด้านหน้า อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ และความดันในอัดฉีดน้ำปูน เป็นต้น ซึ่งทำให้การศึกษาพฤติกรรมของดินทำได้ยากทั้งนี้เนื่องจากอิทธิพลของปัจจัยที่เกิดขึ้นพร้อมกันและมีความสัมพันธ์ที่ซับซ้อน ทำให้ไม่สามารถวิเคราะห์อิทธิพลของแต่ละปัจจัยได้อย่างชัดเจน ดังนั้นงานวิจัยนี้ได้ใช้คุณสมบัติของโครงข่ายประสาทเทียมที่สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของดินได้ โดยพบว่าความดันด้านหน้าจะมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวมากในการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง แต่เมื่อใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่เร็วมากขึ้นจะทำให้เกิดการทรุดตัวมากยิ่งขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งในชั้นดินทราย ขณะที่ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนจะมีส่วนช่วยในการลดการทรุดตัวของผิวดินในกรณีส่วนใหญ่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Thesis Title	A Study of Shield Operational Factors on Ground Settlements using ANN
Student	Mr. Pichakorn Srijunthong
Student ID.	48061509
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2008
Thesis Advisor	Asst. Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat

ABSTRACT

Although Earth Pressure Balance (EPB) shields have been used for several decades, very little information exists about the actual mechanisms of shield-ground interaction. The ground response mechanism induced by EPB tunneling is difficult to understand, because many factors are involved such as tunnel geometer, geological condition, and shield operation factor. Predicting settlements induced by this tunneling method is even more difficult. Moreover, finite element method, analytical method, and empirical method still cannot be able to include all factors to their calculation. Hence, this research introduced Artificial Neural Network (ANN) as a new approach to predict surface settlement. Since the method has the ability to map input to output patterns, ANN enable one to map all influencing parameters to surface settlements. Combining the extensive computerized database and the knowledge of what influences the surface settlements, ANN can become an effective predictive method. This thesis attempts to evaluate the potential as well as the limitations of ANN for predicting surface settlements caused by EPB shield tunneling and to develop optimal neural network models for this purpose

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

คงไม่มีคำกล่าวใดที่จะบ่งบอกถึงความกรุณา ความอนุเคราะห์ คำชี้แนะ และการดูแลเป็นอย่างดียิ่งของ ผศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ผู้จุดประกายความคิดแก่ข้าพเจ้าในหลายด้านตลอดเวลาตั้งแต่ศึกษาในระดับปริญญาตรี ซึ่งท่านเปรียบเสมือนพ่อคนที่สองของข้าพเจ้า

ขอขอบคุณอย่างยิ่งสำหรับ ผศ.แหลมทอง เหล่าคงถาวร ดร.อุมา สีบุญเรือง และ ดร.คมสัน มาลีสี ที่ให้ความกรุณาและความช่วยเหลือต่างๆ นอกจากนั้นขอขอบคุณบรรดาอาจารย์ผู้ทรงคุณวุฒิทุกท่านที่ให้ข้อคิดที่ดีทั้งการทำวิจัย การทำงานและการใช้ชีวิตประจำวัน

ขอบคุณพี่เพิร์ลที่ให้ความรู้ ความนำแนะและข้อมูลในการขุดเจาะอุโมงค์ทำให้งานวิจัยมีความสมบูรณ์มากขึ้น นายอนันต์ วิริยะกิจชัย ที่เป็นรุ่นพี่ตั้งแต่ระดับปริญญาตรีมาจนถึงปริญญาโท ซึ่งให้ความรู้ คู่มือ และคำแนะนำที่เป็นประโยชน์เป็นอย่างมากสำหรับการใช้โครงข่ายประสาทเทียม รวมถึงนายชินวุฒิ ชาญฉายา ให้คำแนะนำที่มีประโยชน์อย่างยิ่งต่อการศึกษาปัจจัยต่างๆ และนายกิตติ เอกวัลลภ รวมถึง พี่สุรชุน ที่ให้ความรู้ถึงประสบการณ์การทำงานและให้คำปรึกษาในงานก่อสร้างอุโมงค์

ขอบคุณพี่ก๊อก พี่ใหม่ พี่เดียว พี่ต้อม พี่สุรจิตร ที่แม้จะเป็นนักศึกษารุ่นเดียวกันแต่ก็เป็นรุ่นพี่สำหรับการใช้ชีวิตของกระผม บรรดาเพื่อนร่วมรุ่นทั้งหมดของข้าพเจ้าตั้งแต่ปริญญาตรี รวมทั้งเพื่อนที่เรียนในระดับปริญญาโททั้งหมด และเหล่าบรรดารุ่นน้อง สำหรับความช่วยเหลือ ความรัก ความห่วงใย กำลังใจ ที่ปรึกษายามทุกข์และสุข ทำให้รู้จักและซาบซึ้งถึงคำว่า “เพื่อน” ชัดเจนเสมอมา

นอกจากนั้นขอขอบคุณสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่เป็นที่บ่มเพาะและประสาทความรู้แก่ข้าพเจ้าตั้งแต่ระดับปริญญาตรีจนถึงระดับบัณฑิตศึกษา อีกทั้งสำนักหอสมุดกลาง สจล. ที่ได้จัดหาหนังสือและวารสารอันทรงคุณค่ายิ่งสำหรับงานวิจัยนี้

สุดท้ายแต่ความสำคัญไม่ยิ่งหย่อนสำหรับความห่วงใยของบุพการี ที่สั่งสอนและดูแลข้าพเจ้าอยู่ตลอดเวลารวมถึงน้องชายให้กำลังใจมาโดยตลอด ทำให้ข้าพเจ้ามีกำลังใจตลอดเวลาที่พบปัญหา

พิชากร ศรีจันทร์ทอง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย I

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ II

กิตติกรรมประกาศ III

สารบัญ IV

สารบัญตาราง IX

สารบัญรูป X

บทที่ 1 บทนำ 1

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา 1

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา 1

1.3 สมมุติฐานของการศึกษา 2

1.4 ขอบเขตการศึกษา 2

1.5 ขั้นตอนการศึกษา 2

บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์ 4

2.1 บทนำ 4

2.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล 4

2.3 สภาพชั้นดินทั่วไปบริเวณกรุงเทพฯ 6

2.4 หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balanced Shield) 10

2.4.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์ 12

2.4.2 ผนังอุโมงค์ 13

2.4.3 การติดตั้งผนังอุโมงค์ 13

2.4.4 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น 14

2.4.5 ระบบนำทางของหัวเจาะ 16

2.5 วิธีการทำนายการเสียรูปของดิน 18

2.5.1 Stochastic and Empirical Methods 19

2.5.1.1 Peck (1969) 19

2.5.1.2 O'Relly and New (1982) 21

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.5.1.3 Attewell and Woodma(1982)……………………………………25

2.5.2 Stochastic and Empirical Methods ……………………………28

2.5.2.1 Verruijt and Booker (1996)……………………………………28

2.5.2.2 Loganathan & Poulos (1998)…………………………………30

2.5.3 Finite element and Numerical Methods………………………33

2.6 ปัจจัยหลักที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์……………36

2.7 การสูญเสียมวลดิน……………………………………………37

2.7.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ……………………37

2.7.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ…………38

2.7.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ……………………38

2.7.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน………………………38

2.7.5 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ…………39

2.8 การเคลื่อนตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์……………………42

2.8.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว……………………………42

2.8.2 การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว……………………43

2.8.3 แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่……………………50

2.8.4 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์……………………51

บทที่ 3 พารามิเตอร์ต่างๆที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน……………………53

3.1 บทนำ……………………………………………………53

3.2 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์……………………………………54

3.2.1 ความลึกของอุโมงค์…………………………………………54

3.2.2 ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์……………………………55

3.3 สภาพทางธรณีวิทยา…………………………………………57

3.4 พารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะ……………………………………60

3.4.1 ความดันหน้าหัวเจาะ…………………………………………60

3.4.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ……………………………………78

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.4.3 มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ....80
3.4.4 คุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน....83
3.4.4.1 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน....86
3.4.4.2 เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน....88
3.4 สรุป....89

บทที่ 4 ทฤษฎีโครงข่ายประสาทเทียม....90
4.1 บทนำ....90
4.2 การจำลองเซลล์ประสาท....90
4.2.1 เซลล์ประสาทชีวภาพ....90
4.2.2 เซลล์ประสาทเทียม....92
4.3 โครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้า....92
4.4 การเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ....95
4.5 การรวบรวมและการเตรียมข้อมูล....97
4.6 การ Normalization ข้อมูล....97
4.7 การหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายที่เหมาะสม....98
4.8 Overfitting....100
4.9 สรุป....101

บทที่ 5 การวิเคราะห์ปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์และ Design chart....103
5.1 บทนำ....103
5.2 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว....103
5.2.1 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม....103
5.2.2 กรณีศึกษาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์....108
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
5.2.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยจากฐานข้อมูล....109
5.2.3.1 ความดันหน้าหัวเจาะ....109
5.2.3.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ....110

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5.2.3.3 มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ....................111
5.2.3.4 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน....................112
5.2.3.5 เปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูน....................113
5.2.4 การเตรียมข้อมูลเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม....................114
5.2.5 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม....................115
5.2.5.1 ความดันหน้าหัวเจาะ....................115
5.2.5.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ....................116
5.2.5.3 มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ....................117
5.2.5.4 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน....................118
5.2.5.5 เปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูน....................119
5.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์คู่....................121
5.3.1 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม....................121
5.3.2 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยจากฐานข้อมูล....................124
5.3.2.1 ระยะห่างระหว่างอุโมงค์....................124
5.3.2.2 ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่....................126
5.3.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม....................127
5.3.3.1 ระยะห่างระหว่างอุโมงค์....................127
5.3.3.2 ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่....................128
5.4 Design chart....................129
5.4.1 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง....................130
5.4.2 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง....................133
5.4.1 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย....................136
5.4.2 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย....................138
5.4 สรุป....................141

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 6 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....144

5.1 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมสำหรับพยากรณ์การทรุดตัวที่ผิวดิน.....144

5.2 การวิเคราะห์ปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม.....144

5.3 Design chart.....145

5.3 ข้อเสนอแนะ.....145

เอกสารอ้างอิง.....147

ประวัติผู้เขียน.....152

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

2.1 ค่าการทรุดตัวของดินช่วงต่างๆ..23

3.1 สรุปถึงตัวแปรที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน..54

4.1 ชนิดของฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function)..94

5.1 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน..106

5.2 ประสิทธิภาพของโครงข่ายประสาทเทียม..107

5.3 ค่าที่ใช้เพื่อวิเคราะห์ในกรณีศึกษา..115

5.4 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่..123

6.1 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน..144

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่ หน้า

2.1 แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล.. 5
2.2 สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ.. 7
2.3 สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม.. 8
2.4 หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)........................10
2.5 ส่วนประกอบสำคัญของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล.. 11
2.6 ส่วนประกอบของระบบนำทาง.. 17
2.7 ความน่าจะเป็นของเส้นโค้งที่ใช้อธิบายการทรุดตัว.. 20
2.8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว พารามิเตอร์ และความลึกของอุโมงค์......... 20
2.9 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆแบบจำลองอุโมงค์ในดินเหนียว........................22
2.10 การเปลี่ยนแปลงช่วงกว้างของพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในดินเหนียว........................24
2.11 รูปตัดแสดงการทรุดตัวของทราย.. 25
2.12 การทรุดตัวตามแนวยาวเนื่องจากตัวป้องกันดินของอุโมงค์.. 26
2.13 ระบบการเคลื่อนตัวกับการทรุดตัวของผิวดิน..26
2.14 รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวที่เสนอโดย Attewell and Woodman (1982)........................27
2.15 รูปภาพจริงตามหลักของ Veruijt and Booker.. 28
2.16 การสูญเสียมวลดินรูปวงรี.. ...30
2.17 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน..31
2.18 คำนิยามของ GAP..35
2.19 การเลียนแบบการป้องกันขั้นสูงโดย excavation elements..35
2.20 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ..39
2.21 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ..40
2.22 การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ.. 40
2.23 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน..40
2.24 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ..41
2.25 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์..41
2.26 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์..42
2.27 รูปแบบการทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์.. 43

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

2.28 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่าง สถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 44
2.29 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A ติดตั้งระหว่าง สถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 44
2.30 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G ติดตั้งระหว่าง สถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 45
2.31 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C ติดตั้งระหว่าง สถานีเพชรบุรีและสถานีสุขุมวิท 45
2.32 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่าง สถานีศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย 45
2.33 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่าง สถานีศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย 46
2.34 การใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว 46
2.35 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวทรุดตัวจากโครงการ MRTA ใน Peck's (1969) Empirical Chart 48
2.36 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวจากโครงการ MRTA เปรียบเทียบกับกราฟของ O'Reilly and New (1982) 49
2.37 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวจากโครงการ MRTA ร่วมกับข้อมูลของ Mair and Taylor (1997) 49
2.38 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ 51
2.39 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer 52
3.1 ตัวแปรหลักที่มีผลต่อการทรุดตัว 53
3.2 ค่าระหว่างความลึกของอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน 55
3.3 ลักษณะทางกายภาพโดยทั่วไปของอุโมงค์ 56
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
3.4 ค่าระหว่างระยะจากจุดเริ่มต้นขุดเจาะอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน 57
3.5 สภาพทางธรณีวิทยาของอุโมงค์และระดับน้ำใต้ดิน 58
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสภาพชั้นดินกับการทรุดตัวที่ผิวดิน 59

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.7 ระยะจากส่วนล่างของอุโมงค์ถึงระดับน้ำใต้ดินกับการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อหัวเจาะขุดผ่าน.. 59

3.8 สถานที่ก่อสร้างโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาของเมืองซานฟรานซิสโกในสัญญา N-2 61

3.9 ค่าการทรุดตัวของผิวดินกับความดันหน้าหัวเจาะที่บันทึกได้จากโครงการ N-2 (Finno and Clough, 1985) 61

3.10 แนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพชั้นดินของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในเมืองฟูกุโอกะ (Matsushita et al. 1995) 62

3.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slurry Pressure และการทรุดตัวของผิวดิน (Matsushita et al., 1995) 62

3.12 โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน 64

3.13 แสดงค่าระหว่างอัตราความดันด้านหน้าหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดิน 64

3.14 ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยการควบคุมหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดิน โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน 65

3.15 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยใช้ความดันด้านหน้าที่แตกต่างกัน (Kasper and Meschke, 2006) 66

3.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆในข โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล 67

3.17 โครงการ LRTS ระยะทางรวม 11.3 กิโลเมตร 68

3.18 รูปตัดแสดงสภาพชั้นดินแนวอุโมงค์เฉพาะส่วนที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะ EPB 68

3.19 รูปแบบของแรงกระทำในรูป 3 มิติ สำหรับดินที่ไม่มีแรงเชื่อมแน่น 69

3.20 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 1 Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) 69

3.21 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 2 Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) 70

3.22 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 3 Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) 70

3.23 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 4 Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) 71

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.24 รูปตัดตามยาวของ Ahmed Hamdi Tunnel 71

3.25 รูปตัดตามยาวของ El-Salam Syphon Project 72

3.26 ตำแหน่งของโครงการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนของประเทศอียิปต์ 72

3.27 LCPC Centrifuge 73

3.28 การทรุดตัวลดของดินเมื่อลดความดันหน้าหัวเจาะ C/D = 2 73

3.29 การเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ C/D = 2 74

3.30 การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นในแต่ละค่าความดันเมื่อ C/D = 1 74

3.31 แนวเส้นทางของอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายใหม่ในกรุงเพิร์ธ ประเทศออสเตรเลีย 75

3.32 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับความดันหน้าหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนเหนือ 75

3.33 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับความดันหน้าหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนใต้ 76

3.34 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะค่าต่างๆ 76

3.35 แสดงแรงดันหน้าหัวเจาะต่อความน่าจะเป็นของความปลอดภัย 77

3.36 แสดงความดันหน้าหัวเจาะและการสูญเสียมวลดิน 77

3.37 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 79

3.38 แสดงอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดินของก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน 79

3.39 สภาพทางธรณีในสิงคโปร์และแนวเส้นทางของโครงการ DTSS 80

3.40 การเคลื่อนตัวของดินจากมุมก้มหรือมุมเงยของหัวขุดเจาะ 81

3.41 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ ในโครงรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล 82

3.42 การเสียรูปของดินเนื่องจากมุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ 82

3.43 การบวมตัวที่เกิดขึ้นจากการยกตัวของหัวเจาะชั่วคราว 83

3.44 ช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังผนังอุโมงค์ (Tail void) 83

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.45 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและการเติมน้ำปูน 84

3.46 แนวเส้นทางอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสาย D ส่วนต่อขยายในเมือง Lyons 85

3.47 อิทธิพลที่เกิดขึ้นจากรูปทรงกรวยของหัวเจาะ (Bernat and Cambou, 1998) 85

3.48 กระบวนการการขุดเจาะอุโมงค์ (Bernat and Cambou, 1998) 85

3.49 การทรุดตัวของดินในแต่ละช่วงการขุดเจาะอุโมงค์ (Bernat and Cambou, 1998) 86

3.50 ผลการทรุดตัวของผิวดินที่ได้จากการใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนที่แตกต่างกัน (Kasper and Meschke, 2006) 87

3.51 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนที่ใช้ในโครงการ Cario Metro Project (Line 2) 88

4.1 โครงสร้างเซลล์ประสาทชีวภาพ..91

4.2 โครงสร้างเซลล์ประสาทเทียม.. 92

4.3 โครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้า (Feedforward Network)..................................93

4.4 กระบวนการการประมวลข้อมูล..100

4.5 Overfitting.. 101

5.1 กระบวนการหาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม..104

5.2 ขั้นตอนการหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายที่เหมาะสม..105

5.3 รูปแบบโครงสร้างของโครงข่ายประสาทเทียมของ Suwansawat and Einstein (2006) 106

5.4 การตรวจสอบค่า RMSE จากข้อมูลการเรียนรู้และการทดสอบ 108

5.5 กรณีศึกษาอุโมงค์ที่อยู่ในลักษณะชั้นดินต่างๆของกรุงเทพฯ (2551)..................................109

5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล 110

5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆจากฐานข้อมูล 111

5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆจากฐานข้อมูล 112

5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในการอัดฉีดน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆจากฐานข้อมูล 113

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล 114

5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 116

5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 117

5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 118

5.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในการอัดฉีดน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 119

5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 120

5.16 รูปแบบโครงสร้างของโครงข่ายประสาทเทียมสำหรับอุโมงค์คู่ (Suwansawat, 2002) 122

5.17 การตรวจสอบค่า RMSE จากข้อมูลการเรียนรู้และการทดสอบของอุโมงค์คู่ 124

5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล 125

5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล 126

5.20 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 128

5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ 129

5.22 ค่าการสูญเสียมวลดินในสภาพชั้นดินต่างๆ 130

5.23 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 0.5 % 131

5.24 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.0 % 131

5.25 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.5 % 132

5.26 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.0 % 132

5.27 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.5 % 132

5.28 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 3.0 % 133

5.29 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 0.5 % 134

5.30 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.0 % 134

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

5.31 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.5 % 135
5.32 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.0 % 135
5.33 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.5 % 135
5.34 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 3.0 % 136
5.35 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 1.0 % 137
5.36 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 1.5 % 137
5.37 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 2.0 % 137
5.38 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 2.5 % 138
5.39 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 3.0 % 138
5.40 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 1.5 % 139
5.41 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 2.0 % 140
5.42 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 2.5 % 140
5.43 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 3.0 % 140

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องจากการจราจรในกรุงเทพมหานครมีความหนาแน่นเป็นอย่างมาก จึงได้มีการแก้ปัญหานี้ในวิธีการต่างๆและหนึ่งในวิธีนั้นคือการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน แต่ในงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯนี้ถือว่าเป็นงานที่ยากเพราะลักษณะชั้นดินในกรุงเทพเป็นชั้นดินอ่อน ดังนั้นจึงได้นำวิธีที่ทันสมัยและเหมาะสมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนนั่นก็คือ หัวขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shields) อย่างไรก็ตามในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์จะส่งผลต่ออาคาร บ้านเรือนและถนนอยู่บ่อยครั้ง ซึ่งผลดังกล่าวเกิดจากการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน

ในงานขุดเจาะอุโมงค์จะมีการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อวัดการทรุดตัวของดินเป็นจำนวนมากเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นต่อ อาคารบ้านเรือน ถนน และรวมถึงตัวอุโมงค์เอง แต่ในบางสถานที่เราไม่สามารถที่จะติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวได้เช่นบริเวณใต้ลำน้ำ จึงเป็นประโยชน์อย่างยิ่งถ้าเราสามารถพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่จะเกิดขึ้นได้ ซึ่ง Suwansawat and Einstein (2006) ได้ทำการวิจัยในเรื่อง Artificial Neural Networks for Predicting the Maximum Surface Settlement caused by EPB Shield Tunneling [33] โดยจากการวิจัยได้รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมกับโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งสามารถนำมาใช้พยากรณ์การทรุดตัวได้เป็นอย่างดี

อย่างไรก็ตามการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในงานก่อสร้างอุโมงค์เป็นผลมาจากหลายๆปัจจัยด้วยกัน ซึ่งในงานวิจัยนี้ทำการศึกษาปัจจัยเหล่านั้นว่าแต่ละปัจจัยมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวมากน้อยเพียงใด โดยหวังว่าการศึกษาอิทธิพลของปัจจัยในการก่อสร้างอุโมงค์จะมีประโยชน์ต่อไปในงานก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
[illegible]ปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

วิทยานิพนธ์นี้ได้นำเทคโนโลยีด้านวิทยาการคอมพิวเตอร์และปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence, AI) มาประยุกต์ใช้กับปัญหาทางด้านวิศวกรรมอุโมงค์ โดยโครงข่ายประสาทเทียม

(Artificial Neural Networks) นี้จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวของดินทั้งหมดกับปริมาณการทรุดตัวถึงแม้จะมีความซับซ้อนมากก็ตาม ซึ่งงานวิจัยนี้จะนำเอาโครงข่ายประสาทเทียมมาหาความสัมพันธ์และอิทธิพลของแต่ละปัจจัยที่มีผลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น โดยนั้นจะสามารถช่วยให้ทราบถึงอิทธิพลของปัจจัย อีกทั้งมีการศึกษาเพื่อสร้าง Design chart สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์สำหรับชั้นดินกรุงเทพ

1.3 สมมุติฐานของการศึกษา

ผลที่จะได้จากวิทยานิพนธ์คือความสัมพันธ์ของแต่ละปัจจัยกับการทรุดตัวที่ผิวดิน ซึ่งปัจจัยการในควบคุมหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญมากในการขุดเจาะอุโมงค์ โดยคาดว่าความดันหน้าหัวเจาะจะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลมากที่สุด

1.4 ขอบเขตของการศึกษา

ในการศึกษาใช้ข้อมูลที่ได้จากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลทั้งหมด 263 ชุดข้อมูล เพื่อนำมาใช้หาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุด โดยทำการศึกษา 4 กรณี ตามระดับความลึกของอุโมงค์ดังนี้

1) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง ที่ระดับความลึก 17 เมตร

2) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง ที่ระดับความลึก 22 เมตร

3) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย ที่ระดับความลึก 24 เมตร

4) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย ที่ระดับความลึก 28 เมตร

ช่วงที่ศึกษาถึงอิทธิพลของแต่ละปัจจัยเป็นดังนี้

1) ความดันหน้าหัวเจาะ 50 ถึง 400 kPa

2) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ 30 ถึง 70 mm/min

3) มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ -4 ถึง 4 องศา

4) ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 1 ถึง 4 Bar

5) เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน 90 ถึง 180 %

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.5 ขั้นตอนการศึกษา

ในการศึกษางานวิจัยมีขั้นตอนการวิจัยดังนี้

1) ทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการพยากรณ์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ การวิเคราะห์ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ อีกทั้งศึกษาทฤษฎีโครงข่ายประสาทเทียม
2) ศึกษาและวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากโครงการ
3) ออกแบบและทดสอบเพื่อหาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม
4) หาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยกับการทรุดตัวที่ผิวดิน
5) นำปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวมาศึกษาเพิ่มเติม เพื่อสามารถนำไปใช้ในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

2.1 บทนำ

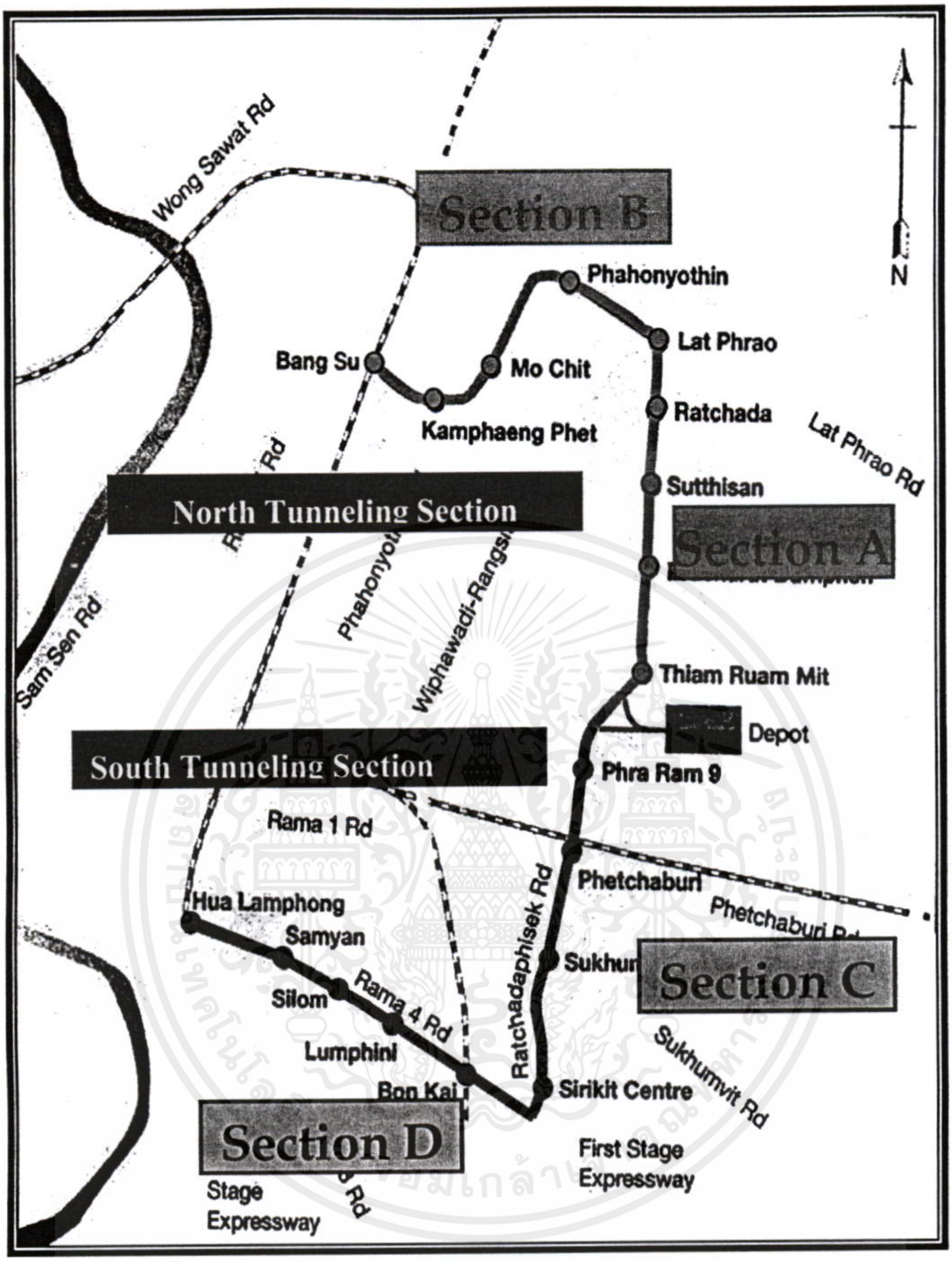
ในบทนี้จะกล่าวถึงเรื่องต่างๆดังนี้ ส่วนแรกเกี่ยวกับโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล รวมถึงสภาพชั้นดิน ส่วนที่สองเป็นวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนคือการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ซึ่งจะมีผลกระทบที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้รวมถึงการพยากรณ์และการอธิบายถึงพฤติกรรมของชั้นดินที่มีการเปลี่ยนแปลง ส่วนที่สามเป็นวิธีการทำนายการเสียรูปของดินโดยใช้วิธีต่างๆ ต่อมาคือปัจจัยหลักที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินรวมถึงการสูญเสียมวลดินและการเคลื่อนตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

2.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

เนื่องจากในกรุงเทพฯมีปัญหาการจราจรติดขัดจึงได้มีการสนับสนุนโครงการต่างๆเพื่อแก้ปัญหานี้ ทั้งการก่อสร้างทางด่วน สนับสนุนระบบขนส่งของการรถไฟ การก่อสร้างรถไฟฟ้ายกระดับBTS และรวมถึงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเป็นโครงการของระบบขนส่งมวลชนในกรุงเทพฯที่มีการเชื่อมต่อกับระบบขนส่งประเภทอื่นซึ่งก่อสร้างโดย Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA) โครงการมีลักษณะเป็นอุโมงค์คู่มีระยะทางประมาณ 20 กิโลเมตร เริ่มจากสถานีหัวลำโพงไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อดังแสดงใน**รูปที่ 2.1** ซึ่งเส้นทางของโครงการครอบคลุมพื้นที่ที่มีการจราจรติดขัด ส่วนอุโมงค์คู่นั้นแต่ละอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายใน 6.3 เมตร และ 5.7 เมตร ตามลำดับ [1] และ [30]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

โครงการส่วนใต้เป็นรถไฟฟ้าใต้ดินแบบอุโมงค์คู่โดยเริ่มต้นจากสถานีรถไฟหัวลำโพงซึ่งอยู่ใกล้กับแม่น้ำเจ้าพระยาทางด้านตะวันออก เส้นทางของโครงการอยู่ใต้ถนนพระราม 4 ประมาณ 5 กิโลเมตร จนถึงศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ต่อมาขึ้นไปทางทิศเหนือไปตามถนนอโศกและถนนรัชดาภิเษกอีก 4.5 กิโลเมตร จนถึงสถานีพระราม 9 ซึ่งมีส่วนต่อกันสถานีจอดรถ โครงการส่วนเหนือต่อจากสถานีพระราม 9 ขึ้นไปทางเหนือ 4.5 กิโลเมตร ตามถนนรัชดาภิเษกจนถึงถนนลาดพร้าว ไปทางทิศตะวันตกจนถึงส่วนจัตุจักรและสิ้นสุดบริเวณใต้ดินของสถานีรถไฟบางซื่อ

อุโมงค์อยู่ลึกไปจากผิวดินประมาณ 20 เมตร โครงการแต่ละส่วนมีระยะทางประมาณ 10 กิโลเมตร และประกอบด้วยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนละ 9 สถานี

งานทางด้านวิศวกรรมโยธาขนาดใหญ่มีปัจจัยที่สำคัญที่สุดอยู่ 2 ปัจจัยด้วยกันคือ การออกแบบ และสัญญาก่อสร้างซึ่งในส่วนของสัญญาก่อสร้างของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลมีทั้งหมด 6 สัญญาด้วยกัน คือ

1) สัญญางานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดินส่วนใต้ โดยกิจการร่วมค้า BCKT (Bilfinger & Berger Bauaktiengesellschaft, Ch. Karnchang Public Co. Ltd., Kumagai Gumi Co. Ltd. and Tokyu Construction Co. Ltd.) มูลค่าสัญญา 23,900 ล้านบาท (ไม่รวม VAT) ระยะทางรวม 10.8 กิโลเมตร ลงนามสัญญา 5 พ.ย. 2539

2) สัญญางานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดินส่วนเหนือ โดยกิจการร่วมค้า ION (Italian Thai Development Public Co. Ltd., Obayashi Corporation and Nishimatsu Construction Co. Ltd.) มูลค่าสัญญา 28,550 ล้านบาท (ไม่รวม VAT) ระยะทางรวม 11.7 กิโลเมตร ลงนามสัญญา 10 ก.ค. 2540

3) สัญญางานออกแบบและก่อสร้างศูนย์ซ่อมบำรุง โดยกิจการร่วมค้า SNMC มูลค่าสัญญา 6,217 ล้านบาท (ไม่รวม VAT) พื้นที่ก่อสร้าง 270,000 ตร.ม. ลงนามสัญญา 9 ธ.ค. 2541

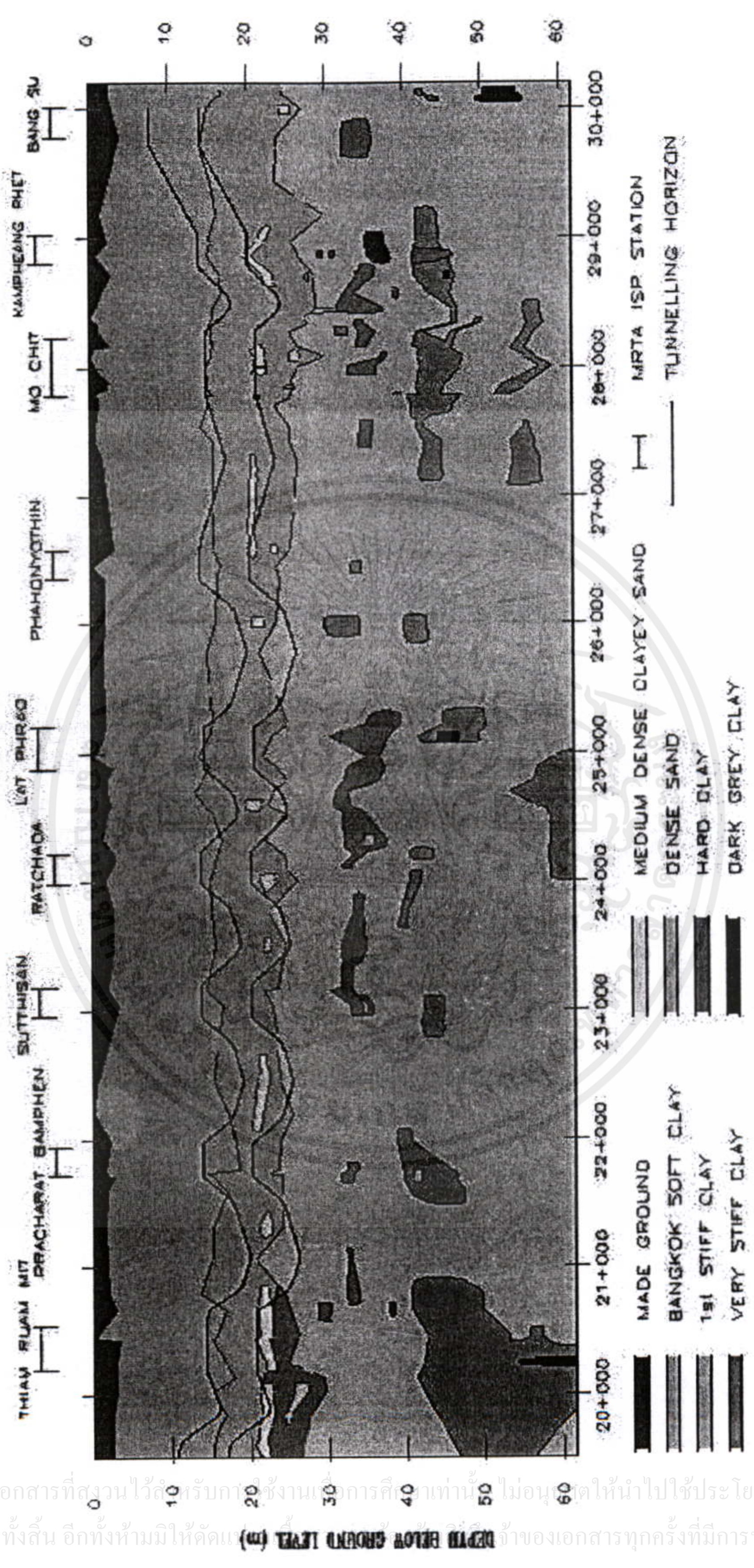
4) สัญญางานออกแบบ จัดหา ผลิต และติดตั้งระบบราง โดยกิจการร่วมค้า CKSL มูลค่าสัญญา 3,020 ล้านบาท(ไม่รวม VAT) ระยะทางรวม : 60 กม. ลงนามสัญญา 15 ต.ค. 2542

5) สัญญางานออกแบบ จัดหา ผลิต และติดตั้งลิฟท์และบันไดเลื่อน โดยกิจการร่วมค้า MMW มูลค่าสัญญา 1,803 ล้านบาท(ไม่รวม VAT) จำนวนลิฟท์ 62 ชุด จำนวนบันไดเลื่อน 254 ชุด ลงนามสัญญา 12 พ.ย. 2541

6) สัญญางานสัมปทาน ออกแบบ จัดหา ผลิต และติดตั้งระบบรถไฟฟ้า โดย Bangkok Metro Co., Ltd. มูลค่าสัญญา 17,500 ล้านบาท (ไม่รวม VAT) ลงนามสัญญา 1 สิงหาคม 2543

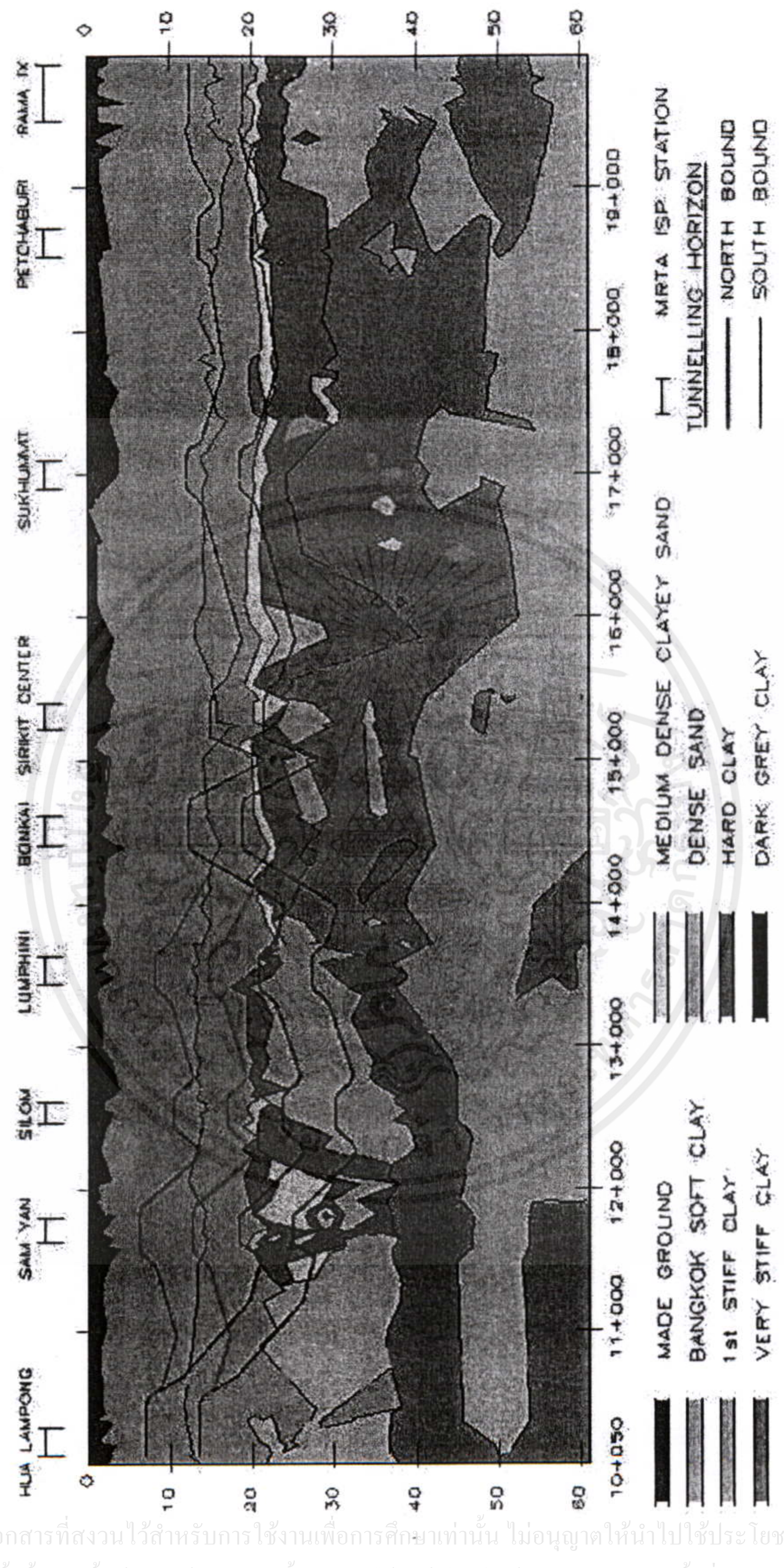
2.3 สภาพชั้นดินทั่วไปบริเวณกรุงเทพฯ

กรุงเทพฯอยู่บนชั้นดินใหม่ที่เกิดจากการทับถมของตะกอนที่พัดพาจากน้ำทะเล ซึ่งอยู่สูงกว่าระดับน้ำทะเลประมาณ 0.5 ถึง 1 เมตร จากที่ได้ทำการสำรวจและทำการทดสอบสภาพชั้นดินตามเส้นทางของโครงการพบว่าสามารถแบ่งย่อยสภาพของชั้นดินได้เป็น 2 ส่วน คืออุโมงค์ส่วนเหนือ (จากสถานีศูนย์วัฒนธรรมถึงสถานีบางซื่อ) สภาพชั้นดินค่อนข้างมีรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 2.2 และอุโมงค์ส่วนใต้สภาพชั้นดินเป็นดังรูปที่ 2.3[1]



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.2 สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3 สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม

1) ชั้นดินถม (Made Ground)

โดยส่วนใหญ่ผิวดินเหนืออุโมงค์เป็นถนน ดังนั้นในชั้นดินถมจึงประกอบด้วยวัสดุในการก่อสร้างถนนจำพวกแอสฟัลท์ คอนกรีต ทราย หิน ซึ่งในชั้นดินนี้มีความหนาประมาณ 4 เมตร ส่วนบริเวณ

2) ชั้นเปลือกเกิดจากขบวนการสลายตัวจากสภาพแวดล้อม (Weathered Clay) ชั้นดินนี้หนาประมาณ 1.5 – 4 เมตร ที่ปริมาณความชื้นในมวลดินต่ำมีสีน้ำตาลอมเหลืองถึงเทาดำ และมีกำลังรับน้ำหนักข้างสูง

3) ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay)
ชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นเป็นชั้นดินที่อยู่ถัดลงไป มีลักษณะเป็นสีเขียวมะกอก สีเทาปานกลางหรือเทาแก่ 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 การเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่งยังไม่มีรูปแบบที่แน่นอน มีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความหนาแน่นพอสมควร

5) ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer)

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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay)

ชั้นดินนี้เรียกอีกอย่างว่าชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่สอง มีลักษณะเป็นสีน้ำตาลอ่อนถึงเทา มีความหนาประมาณ 2-12 เมตร ความหนามักเปลี่ยนแปลงไปตามแต่ละพื้นที่ ในบางพื้นที่อาจไม่พบ

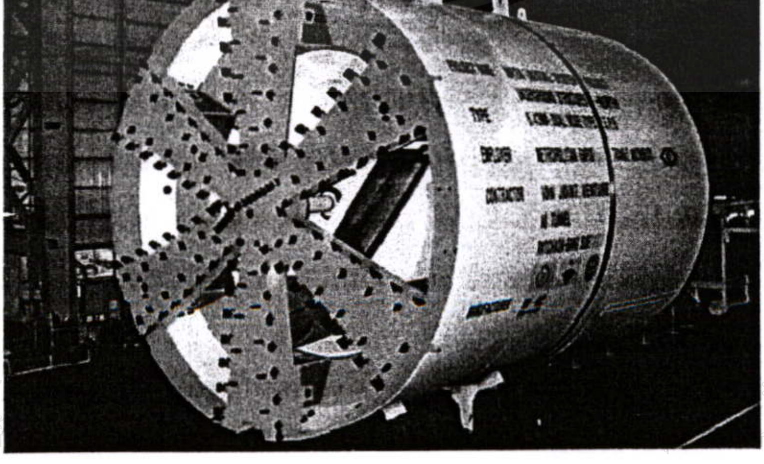
ชั้นดินนี้ ดินชั้นนี้วางตัวอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรกซึ่งมีความแข็งมาก ในบางครั้งของการเจาะสำรวจก็พบชั้นทรายบางๆปะปนอยู่ในดินเหนียวชั้นนี้เหมือนกัน

7) ชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer)

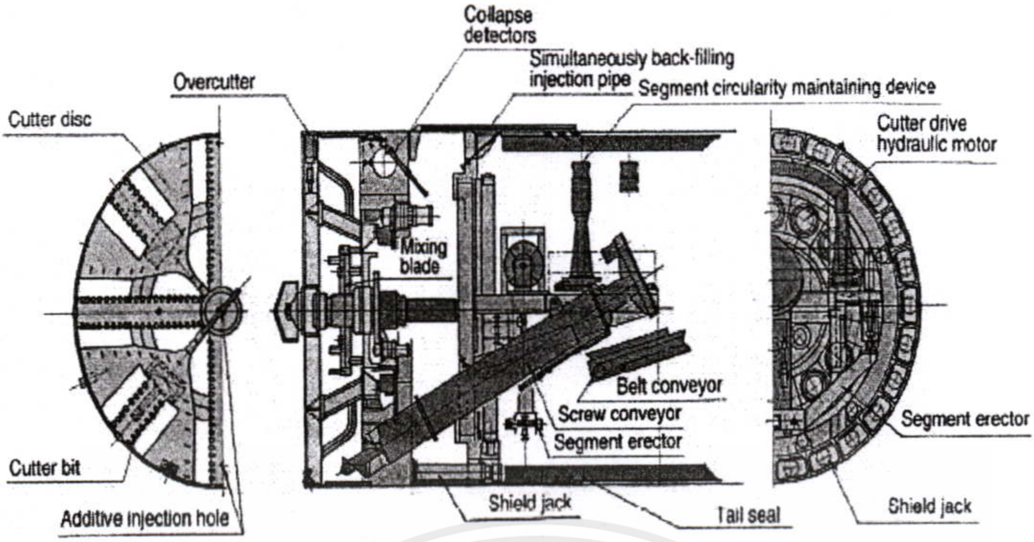
ในบางพื้นที่ชั้นทรายชั้นที่สองจะติดกับชั้นทรายที่หนึ่งโดยตรง จากข้อมูลชั้นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ พบว่าชั้นทรายทั้งสองนั้นอยู่ติดกันในบริเวณทิศเหนือของกรุงเทพฯ อย่างไรก็ตามในบางพื้นที่ชั้นทรายทั้งสองก็แยกออกจากกัน ชั้นทรายชั้นนี้มีลักษณะคล้ายกับชั้นทรายชั้นแรก มีสีน้ำตาลถึงเหลืองอมเทา ชั้นดินนี้หนาประมาณ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

2.4 หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balanced Shield)

การขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balanced, EPB) เริ่มใช้ครั้งแรกที่ประเทศญี่ปุ่นในปี ค.ศ. 1970 โดยบริษัท Sata Kogyo จำกัด ลักษณะของหัวเจาะแบบ EPB เป็นดังรูปที่ 2.4และรูปที่ 2.5 วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบ EPB เหมาะสำหรับการทำงานในชั้นดินอ่อนสามารถขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพชั้นดินที่ไม่ดีและอุโมงค์ตื้นได้ดี การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีนี้จะเกิดการทรุดตัวของผิวดินต่ำ ด้วยเหตุนี้การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะแบบ EPB จึงเหมาะกับพื้นที่ที่เป็นแหล่งชุมชน[1]



รูปที่ 2.4 หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) [1]



รูปที่ 2.5 ส่วนประกอบสำคัญของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล [1]

หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุลมีส่วนประกอบสำคัญดังนี้ (รูปที่ 2.5)

1) ส่วนหน้า ประกอบด้วย

- ใบตัดดินทางด้านหน้า (Cutter face)
- ห้องเก็บดิน (Earth chamber)
- เกลียวหมุนเพื่อลำเลียงดินออกจากห้องเก็บดิน (Screw conveyor)

2) ส่วนกลาง ประกอบด้วย

- ขาถีบไฮดรอลิก (Hydraulic jack) เพื่อดันหัวเจาะอุโมงค์ไปด้านหน้า
- ข้อต่อหัวเจาะเพื่อบังคับเลี้ยว (Articulation)

3) ส่วนหลัง ประกอบด้วย

- แขนกลเพื่อประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Lining erector)

โดยใบตัดดินด้านหน้าของหัวเจาะจะหมุนตัดดินเข้าสู่หัวเจาะ แล้วจึงลำเลียงโดยใช้เกลียวหมุนลำเลียงดินส่งต่อไปยังสายพายลำเลียงดิน จากนั้นจึงใช้รถลากขนดินที่ถูกขุดเจาะออกไปทิ้งที่ผิวดินต่อไป ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะนี้มีความปลอดภัยสูง ทั้งนี้มีระบบการป้องกันดินพังทลายด้านหน้าด้วยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance) โดยจะพยายามรักษาดินภายในด้านหน้าของหัวเจาะให้สมดุลกับภายนอก อีกทั้งการติดตั้งผนังอุโมงค์ยังกระทำภายในเปลือกหัวเจาะ โดยใช้แขนกลเพื่อประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ และฉีดอัดน้ำปูนตามรูของผนังเพื่อป้องกันการทรุดตัวของดินรอบผนังอุโมงค์ด้านนอก จากนั้นแม่แรงไฮดรอลิกด้านหลังของหัวเจาะจะดันผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว เพื่อเคลื่อนตัวไปข้างหน้าและดำเนินกระบวนการขุด

เจาะต่อไป เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์วิธีนี้จึงสามารถลดปัญหาการทรุดตัวของดิน และความเสียหายของโครงสร้างใกล้เคียงได้หากมีการควบคุมการขุดเจาะอย่างถูกต้อง อย่างไรก็ตามจากกรณีศึกษาในหลายโครงการ พบว่าการใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลจะประสบความสำเร็จในการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งเหนือระดับน้ำใต้ดินมากที่สุด [1]-[4]

2.4.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์

ในเทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล อุโมงค์จะถูกขุดเจาะได้โดยหัวใบพัด ดินที่ถูกขุดออกจะถูกเอาออกโดยตัวขนส่งแบบ Screw conveyor และ Belt conveyor จากช่องเก็บดินขนย้ายโดยการปั๊ม หรือการขนย้ายโดยหัวรถจักร ในทางปฏิบัติ เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุด แรงดันของดินที่หัวใบพัดจะต้องคอยระวังและควบคุมดังนี้

1) แรงดันด้านหน้าที่ตั้งไว้ในรอบการขุดเจาะแต่ละครั้งจำเป็นต้องถูกกำหนดก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยขึ้นกับการออกแบบแนวอุโมงค์และสภาพดินใต้พื้นผิว แรงดันที่ตั้งไว้นี้จะถูกใช้เป็นปัจจัยที่ควบคุมการขุดเจาะทั้งหมด

2) ในระหว่างการขุดเจาะ แรงดันจริงๆจำเป็นต้องถูกบันทึกไว้ ควบคุมและรักษาไว้ที่ระดับแรงดันที่ตั้งไว้

3) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ แรงดันที่ตั้งไว้และแรงดันจริงๆ จำเป็นต้องถูกบันทึกในรายงานการขุดเจาะซึ่งจะถูกใช้ในการอ้างอิง

แรงดันที่ตั้งไว้ถูกใช้เป็นปัจจัยควบคุมการขุดเจาะโดยตลอด การควบคุมการทำงานของหัวเจาะจำเป็นต้องติดตามอย่างใกล้ชิดในการขุดเจาะเพื่อที่จะมั่นใจได้ว่าหัวเจาะทำงานภายใต้แรงดันที่กำหนดไว้ นอกจากนี้ การทำงานของหัวเจาะในห้องควบคุมจำเป็นต้องวัดค่าปัจจัยการทำงานอื่นๆทั้งหมดตลอดเวลาที่การขุดเจาะ

สิ่งหนึ่งที่พึงระลึกไว้ก็คือ ถ้าใช้วิธีการปั๊มในการขนถ่ายดินที่ถูกขุดออก จะมีข้อสำคัญที่จำเป็นต้องพิจารณา ในวิธีการนี้ ท่อขนส่งถูกติดตั้งโดยตรงกับ Screw conveyor ความเร็วในท่อขนส่งจะต้องสูงพอที่จะหลีกเลี่ยงการอุดตันเนื่องจากตะกอนดินในท่อ แต่จะต้องไม่สูงไปที่จะทำให้ท่อสึก นอกจากนี้ เนื่องจากวิธีการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ EPB อัตราของการขนส่งดินจำเป็นที่จะต้องสอดคล้องกับแรงดันที่ถูกควบคุมเอาไว้ด้านหน้าของช่องเก็บดิน ตัวควบคุมหัวเจาะจำเป็นต่อการรักษาสมดุลของอัตราการปั๊มเอาดินออกและการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะเพื่อที่จะควบคุมแรงดันด้านหน้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ก็ถือว่าห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยปกติ การขุดเจาะและการเคลื่อนไปด้านหน้าของหัวเจาะจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กัน เนื่องจากเมื่อใบพัดขุดดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ แม่แรงไฮดรอลิกด้านหลังหัวเจาะก็จะยืดออกและดันต้านกับแนวอุโมงค์เพื่อผลักให้หัวเจาะเคลื่อนต่อไปข้างหน้า ยกตัวอย่างเช่น ในโครงการ รฟม. (MRTA) แรงของแม่แรงหัวเจาะหรือแรงผลักจะอยู่ที่ระหว่าง 600 ถึง 1000 ตัน และ Stroke ของแม่แรงอยู่ที่ 1.60 เมตร อย่างไรก็ตามการควบคุมของตำแหน่งที่ตั้ง การเบี่ยงเบนทางแนวราบและแนวดิ่ง และการวางแนวก็ยังจำเป็นตลอดการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ โดยทั่วไป ปัจจัยต่างๆ เหล่านี้จะถูกบันทึกไว้ตลอดการขุดเจาะในแต่ละรอบ

2.4.2 ผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ที่ถูกวางเป็นส่วนๆ ของอุโมงค์ที่ใช้หัวเจาะนั้น จะถูกสร้างขึ้นภายในส่วนหางของกระบอกหัวเจาะ เป็นระบบแบบ One-pass เพื่อเสถียรภาพของปากอุโมงค์ตลอดการก่อสร้าง และการวางแนวอุโมงค์ที่ถาวร ซึ่งส่วนของแนวอุโมงค์ที่เป็นคอนกรีตที่ใช้ในโครงการ MRTA ส่วนนี้สร้างขึ้นและติดตั้งเพื่อเพิ่มความทนทาน การวางแนวเป็นส่วนๆ อาจจะใช้ระบบ แบบ Two-pass โดยใช้ส่วนที่สร้างขึ้นชั่วคราวที่ให้เฉพาะการรักษาเสถียรภาพการก่อสร้าง และในครั้งที่สองเป็นการก่อแนวคอนกรีตเพิ่มขึ้นสำหรับใช้อย่างถาวร โดยทั่วไป การวางแนวส่วนของอุโมงค์จะมีเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่าอุโมงค์ที่ขุดเจาะขึ้น เนื่องจากมันมักจะสร้างขึ้นภายในหัวเจาะทรงกระบอกซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของเครื่องมือขุดเจาะ ช่องว่างวงแหวนที่เกิดโดยรอบ จะถูกเติมเต็มโดยการฉีดปูนเข้าไป ในดินเปียก การวางแนวของส่วนอุโมงค์มักจะถูกปิดใส่ Curve bolt เพื่อบีบอัดเข้าหากันเพื่ออุดการรั่วของน้ำ ในดินแห้ง การวางแนวอุโมงค์ที่อาจจะไม่ใส่ Curve bolt ก็เป็นได้

2.4.3 การติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment erection)

แนวอุโมงค์จะถูกติดตั้งเป็นส่วนๆ ไปโดยใช้อุปกรณ์ที่ตั้งอยู่ภายในหัวเจาะ ในโครงการ MRTA วงแหวนส่วนต่างๆ ที่มีความยาว 1.2 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และจะมีชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต 6 ชิ้นส่วนสำหรับอุโมงค์ทางทิศใต้ และชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต 7 ชิ้นส่วนสำหรับอุโมงค์ทิศเหนือ ทั้งคู่จะรวมชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นปลายเรียวด้วย ความแตกต่างของจำนวนชิ้นส่วนผนังอุโมงค์นั้นเนื่องมาจากอุปกรณ์ในการจัดการส่วนของอุโมงค์ที่แตกต่างกันในทิศเหนือและทิศใต้ แต่ละส่วนถูกเชื่อมต่อกันโดยใช้เหล็กโค้ง

ในระหว่างการขุดเจาะ คนงานภายในอุโมงค์จะสั่งเอาส่วนของอุโมงค์จากที่เก็บของที่ตั้งอยู่บนพื้นดินที่อยู่ระหว่างทาง ชิ้นส่วนที่กลับกันจะเป็นส่วนแรกที่ถูกติดตั้ง ลำดับการติดตั้งที่ถูกต้องจะถูกกำหนดอย่างแน่นอน และการเปลี่ยนแปลงใดๆจะหมายถึงการสูญเสียเวลาไปในอุโมงค์ รายการการติดตั้งขึ้นกับชนิดของวงแหวนและตำแหน่งของการติดตั้งถูกสร้างขึ้นและจัดส่ง

ไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์ที่ควบคุมการก่อสร้าง เครื่องคอมพิวเตอร์นี้จะให้ข้อมูลบนค่ากลางที่เหมาะสมของวงแหวนท้ายอุโมงค์เมื่อเปรียบเทียบกับหัวเจาะ โดยมีการอ้างอิงมาจากตำแหน่งของวงแหวนสุดท้ายที่ถูกวัดหลังจากการขุดเจาะในแต่ละรอบและตำแหน่งที่คาดไว้ในระหว่างรอบการขุดเจาะต่อไป ความถูกต้องของการติดตั้งแนวอุโมงค์ส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับการนำทางของตัวก่อสร้าง จำเป็นที่จะตั้งตำแหน่งส่วนของแนวอุโมงค์ในวงแหวนด้วยความถูกต้อง คลาดเคลื่อนไม่กี่มิลลิเมตรซึ่งวงแหวนของแนวอุโมงค์ต้องมีแรงดันสัมผัสที่มากพอที่จะอัดระหว่างส่วนต่างๆ เข้าด้วยกัน หลังจากการติดตั้งได้เสร็จสิ้นลง

ชิ้นส่วนของผนังอุโมงค์สามารถถูกขนย้ายไปที่ตัวก่อสร้างได้สองวิธี คือ 1) โดยการสวนกัน 2) โดยทางด้านเหนือ ในโครงการ MRTA ส่วนของแนวอุโมงค์ได้ถูกขนย้ายไปที่ตัวก่อสร้างในทิศทางที่สวนกันซึ่งใช้อุปกรณ์น้อยกว่าการใช้ทางด้านเหนืออุโมงค์

2.4.4 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น (Tail void grouting)

ในการใช้หัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์นั้น เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะจะใหญ่กว่าแนวอุโมงค์ที่ได้สร้างไว้ เนื่องจาก ข้อแรกก็คือ ผิวของหัวเจาะจะต้องซ้อนกับแนวอุโมงค์เพื่อให้การประกอบของวงแหวนอุโมงค์เกิดขึ้นได้ และข้อที่สองก็คือ จะต้องมีช่องว่างระหว่างด้านนอกของแนวอุโมงค์และด้านในของส่วนท้ายเพื่อสามารถเจาะอุโมงค์เป็นแนวโค้งและแก้ไขการวางแนวที่ผิดไปให้ทำขึ้นได้ ดังนั้น จึงทำให้เกิดวงแหวนของช่องว่างรอบๆ ด้านนอกของอุโมงค์เนื่องจากหัวเจาะถูกผลักเคลื่อนที่ไปด้านหน้า ดังนั้นการฉาบปิดช่องว่างวงแหวนด้านท้ายจึงถูกทำขึ้นเพื่อลดการเสียรูปของดินด้านนอกอุโมงค์

ที่ด้านท้ายของหัวเจาะ จะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายใช้สำหรับป้องกันด้านหลังของหัวเจาะจากน้ำใต้ดิน ดินรอบๆ และของเหลวที่ใช้ค้ำยันหรือปูนสำหรับ Grouting ส่วนปิดผิวด้านท้ายแยกหัวเจาะจากวงแหวนรอบๆ และถูกออกแบบขึ้นเพื่อปิดข้อต่อระหว่างส่วนท้ายและส่วนของแนวอุโมงค์ มันจะต้องทนต่อแรงดันดิน แรงดันน้ำ แรงดันของปูนที่ฉีดอัดเข้าไปซึ่งมีค่าค่อนข้างสูงมาก โดยปกติวัสดุที่มีความยืดหยุ่นทั้งหมด เช่น ผ้า สำลีไม้ และเชือกจะถูกใช้ยัดใส่ข้อต่อและอุดการสูญเสียอากาศที่ถูกอัด (ในกรณีของหัวเจาะ แบบ Compressed air) หรือป้องกันการรั่วของปูนที่ฉีดอัดไหลเข้าสู่หัวเจาะ ในปัจจุบันนี้ วิธีการนี้ได้ถูกแทนที่โดยการใช้การอุดด้วยสายไฟ ซึ่งเป็นวิธีการเดียวกันกับที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟใต้ดินในกรุงเทพ การใช้สายไฟอุดซึ่งได้ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศญี่ปุ่นได้ถูกยกขึ้นบนส่วนท้าย สำหรับหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht [2] [3] ซึ่งใช้ในโครงการ MRTA มีการอุดด้วยสายไฟสามแถว น้ำมันหล่อลื่นได้ถูกฉีดอัดลงไปใน

พัฒนาขึ้นในประเทศญี่ปุ่นได้ถูกยกขึ้นบนส่วนท้าย สำหรับหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht [2] [3] ซึ่งใช้ในโครงการ MRTA มีการอุดด้วยสายไฟสามแถว น้ำมันหล่อลื่นได้ถูกฉีดอัดลงไปในช่องระหว่างแต่ละแถวและเก็บไว้ที่ความดันสูงเพื่อป้องกันน้ำ ดินหรือปูนจากการไหลเข้าไปบริเวณที่ทำการปิดการรั่ว

ปูนได้ถูกฉีดเข้าไปในรูในแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ รูจะพอดีกับตะปูที่เชื่อมส่วนที่ต่อกันและปิดโดยเครื่องอุดตลอดการติดตั้งวงแหวน ในโครงการ MRTA วาล์วพลาสติกที่ไม่สามารถหมุนคืนได้ถูกสร้างขึ้นในส่วนต่างๆ ตลอดการฉีดอัดปูน ปูนจะถูกฉีดและไหลลงจากรูที่ด้านเหนืออุโมงค์ดังนั้นปูนจึงสามารถแทรกไปสู่ช่องว่างโดยความดันและแรงโน้มถ่วง การฉีดจะถูกทำอย่างต่อเนื่องภายใต้ความดันสูงในช่องว่างที่พัฒนาด้านหลังของท้ายหัวเจาะ พึงระลึกไว้ว่า การฉีดปูนเข้าไป ไม่เพียงควบคุมปริมาตร (เช่น โดยการควบคุมเปอร์เซ็นต์ปูนที่ฉีด) แต่ยังควบคุมความดันด้วย ซึ่งถูกวัดภายในท่อปูนหรือที่ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต ในโครงการ MRTA ความดันถูกควบคุมอย่างอัตโนมัติให้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 3 bar (300 kPa) ซึ่งเป็นสภาพที่ใช้ออกแบบชิ้นส่วนผนังแนวอุโมงค์ ด้วยความดันที่สูงที่ฉีดเข้าไปช่องว่างจะถูกเติมได้ในเวลาอันสั้นและวัสดุที่ฉีดอัดนี้จะสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งปริมาตรและความดันของปูนถูกวัดค่าและบันทึกโดยระบบการติดตามวัดค่าในอุโมงค์ที่แต่ละรอบการขุดเจาะ

ปริมาตรของปูนที่ฉีดปิดจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่า ปูนได้ปิดช่องว่างทั้งหมดได้เต็มเปอร์เซ็นต์ของปูนที่เติมเข้าไปสามารถคำนวณได้จาก

ปริมาตรปูนที่เติม (เปอร์เซ็นต์) = ปริมาตรปูน × 100/ ปริมาตรช่องว่างที่คำนวณได้

ในโครงการ MRTA วัสดุที่ใช้ฉีดปิดประกอบด้วยองค์ประกอบสองตัวเรียกว่า วัสดุ A และวัสดุ B โดยวัสดุ A ประกอบด้วย ซีเมนต์ Bentonite และน้ำ วัสดุ B เป็นของเหลวที่ใช้เร่งความเร็วในการแข็งตัว (โซเดียมซิลิเกต) ที่ส่วนท้ายของหัวเจาะ วัสดุ A และ B จะถูกผสมก่อนที่จะถูกปั๊มเข้าสู่รูที่จะทำการฉีดปิดแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (พอดีกับวาล์วพลาสติกที่ไม่หมุนคืน) เพื่อปิดช่องว่างวงแหวนด้านท้ายให้เต็ม

การฉาบปิดครั้งที่สองจะถูกใช้สำหรับปิดช่องว่างที่ยังเหลืออยู่รอบๆอุโมงค์และเพื่อความแน่นอนว่าการฉาบปิดครั้งแรกนั้นมีความเพียงพอ จากช่องว่างที่เกิดขึ้นนี้ การฉาบปิดครั้งที่สองจะถูกทำขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไป 40-120 เมตร ดังนั้น ในโครงการนี้ การฉาบปิดเสร็จสิ้นลงในเวลา

14 วันหลังจากการสร้างวงแหวน โดยทั่วไป ความดันที่ใช้ในการฉาบปิดในครั้งที่สองจะไม่มากกว่า 3 bar

1/2

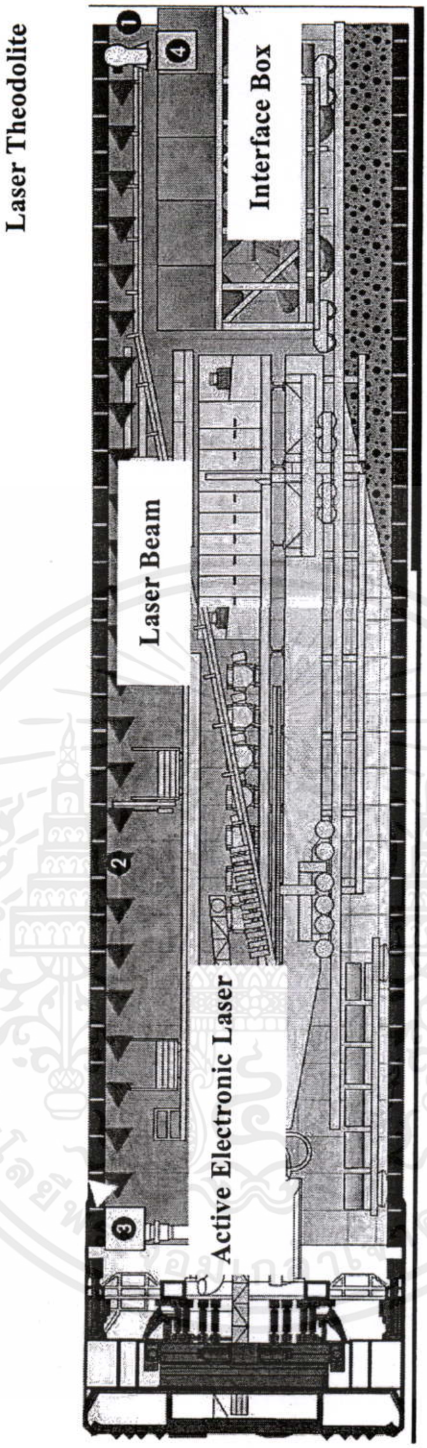
2.4.5 ระบบนำทางของหัวเจาะ (Guidance system)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะไม่เคยสำเร็จขึ้นได้โดยไม่มีการเบี่ยงเบนของอุโมงค์ไปจากแกนอุโมงค์ที่ตั้งขึ้นมา คนงานที่ขับเคลื่อนหัวเจาะควรจะทราบข้อมูลของตำแหน่งของหัวเจาะที่เทียบกับระนาบของแกนอุโมงค์ที่เปลี่ยนแปลงไปอย่างต่อเนื่องเพื่อจะได้มีการแก้ไขให้ถูกต้อง ดังนั้น เนื่องจากความแม่นยำ การคำนึงถึงความถูกต้องของการขับเคลื่อนอุโมงค์และการควบคุมหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะ ระบบการสำรวจและนำทางจึงมีความสำคัญมาก

ระบบการสำรวจและนำทางในปัจจุบันนี้ทำให้สามารถติดตามตำแหน่งของหัวเจาะได้อย่างต่อเนื่อง (รูปที่ 2.6) แสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบของระบบนำทางหัวเจาะ ในปัจจุบันนี้ ระบบการควบคุมทิศทางที่อาศัยเลเซอร์ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายในการก่อสร้างอุโมงค์ ไม่ว่าจะเป็นเลเซอร์แบบลำแสงเดี่ยวหรือเครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์ ได้ถูกนำมาใช้เพื่อส่งผ่านแสงเลเซอร์ เครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์นี้จำเป็นต้องถูกติดตั้งขนานไปกับแกนหัวเจาะในช่องสำหรับการสำรวจ เพื่อให้เป็นอิสระจากความยาวทั้งหมดของหัวเจาะรวมไปถึงระบบสำรอง และเพื่อที่จะกำหนดตำแหน่งของหัวเจาะด้วยลำแสงเลเซอร์ ระบบการกำหนดเป้าหมายจะถูกติดไว้กับหัวเจาะ และหาตำแหน่งซึ่งเป็นตรงกลางที่แสงเลเซอร์กระทบ ข้อมูลที่ถูกป้อนกลับไปจะอยู่ในรูปของพิกัดแนวนอนและแนวตั้งที่ระบบคอมพิวเตอร์ ซึ่งตั้งอยู่ที่ผู้ทำการควบคุมเครื่อง ระบบนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม ระบบยังคงต้องการความรู้อีกมากมายจากผู้ที่ทำการควบคุมเครื่องมือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง



รูปที่ 2.6 ส่วนประกอบของระบบนำทาง [1]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

82894

2.5 วิธีการทำนายการเสียรูปของดิน

ระหว่างไม่กี่ปีที่ผ่านมา การศึกษาวิจัยส่วนมากเกี่ยวกับการเสียรูปของดินซึ่งถูกทำให้เกิดขึ้นโดยการขุดเจาะนี้ส่งผลให้เกิด ความเข้าใจที่ดีขึ้นในปัญหาที่เกิดขึ้น การประมาณการเสียรูปของดินโดยหลักๆ แล้วสามารถทำได้ด้วย 4 วิธีดังนี้

1. การคำนวณในทางสถิติและการใช้สูตร รูปแบบทางคณิตสาสตร์ของการทำนายการแทนที่ของ stochastic medium ได้ถูกศึกษาเป็นครั้งแรกโดย Litwinisyn [5]ในปี 1956 ต่อมา ปี 1969 Peck[6] เสนอว่าการกระจายของการทรุดตัวของผิวดินควรที่จะอธิบายได้โดยสูตรที่ใช้ เส้น กราฟปกติของความน่าจะเป็น หรือ Gaussian curve ตัวแปรที่นำมาออกแบบถูกใช้ในรูปของ Error function รวบรวมมาจากการวัดปริมาณในสนามในอุโมงค์ที่มีสภาพดินที่แตกต่างกัน วิธีการนี้ถูกสนับสนุนโดยการศึกษาของ O'Relly and New [7]ในปี 1982 นอกจากนี้ Attawell and Woodman[8] ได้พัฒนาทฤษฎีทางสถิติสำหรับการทำนายการทรุดตัวของผิวหน้าในแนวตั้ง

2. วิธีการวิเคราะห์ ความเครียดของดินและการเคลื่อนตัวถูกคำนวณโดยวิธีการวิเคราะห์ ผู้ศึกษาหลายคนได้อธิบายวิธีการซึ่งตั้งอยู่บนพื้นฐานของสมการรูปแบบปิด ในปี 1987 Sagaseta[9] ได้แสดงการวิเคราะห์สองมิติของการเสียรูปของดินสำหรับการได้รับความเค้นของดินได้มาจากดินที่มีคุณสมบัติทางกายภาพเหมือนกันและมีส่วนผสมไม่แน่น (อย่างเช่นวิธีการขยายหน้าตัดของความเค้นของ Baligh (1985)[10]โดยการนำดินที่ไม่เคยถูกรบกวน ในปี (1996) Verruijt And Booker[11] ได้ปรับปรุงวิธีการประมาณที่ถูกคิดโดย Sagaseta[9] เพื่อที่จะให้วิธารแก้ปัญหาสำหรับกรณีการสูญเสียดินไม่เฉพาะเพียงแต่สำหรับกรณีที่ไม่มีการเอาน้ำออกที่มี Poisson's ratio เท่ากับ 0.5 แต่ยังใช้สำหรับค่าประมาณของ Poisson's ratio เหมือนเดิม ในปี 1998 Loganathan And Poulos[12] ได้ปรับปรุงวิธีการแก้ปัญหาของ Verruijt And Booker[11] และละทิ้งองค์ประกอบที่เบี่ยงเบนซึ่งส่งผลในแนวอุโมงค์ที่มีการทรุดตัวของผิวหน้าที่แคบลง ต่อจากนั้น ในปี 1997 Pinto[13] ขยายวิธีการแก้ปัญหาเชิงวิเคราะห์ เพื่ออธิบายการเสียรูปทั้งในผิวและด้านข้างของอุโมงค์

3. Finite Element And Numerical Method เนื่องมาจากความยากที่เกี่ยวข้องในการสร้างสมการที่เหมาะสมเชิงวิเคราะห์ Finite Element And Numerical Method ได้ถูกนำมาใช้สำหรับปัญหาทางกลศาสตร์ของดินและหิน อย่างไรก็ตามยังคงมีความยากที่เกี่ยวกับความถูกต้องของตัวแปรเชิงวัสดุและข้อเท็จจริงที่ว่า การจำลองความเค้นในระนาบสองมิติในอุโมงค์ในดินไม่ได้คำนึงถึงการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าผิวอุโมงค์(Mair And Taylor 1997[14]) นอกจากนี้ การบังคับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่พิจารณาจากการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element ก็คือจะค่อนข้างยากที่จะได้คุณสมบัติในตัวของวัสดุซึ่งถูกต้องการสำหรับการให้ค่าจริงๆใน Finite Element Program อย่างไรก็ตามการทำนายการเคลื่อนตัวของดินที่มีพื้นฐานอยู่บน Finite Element หรือ Numerical Method มีประโยชน์สำหรับการชี้รูปแบบทั่วๆไปของการเสียรูปในภาคสนาม

4. การทดลองในห้องทดลองอุโมงค์จำลอง Cohesive And Cohesionless ได้ถูกทำขึ้นเพื่อศึกษากระบวนการเคลื่อนตัวของดินและการชนที่เกิดจากหัวเครื่องจักร (Atkinson et al.,1975 [15] Atkinsor And Potts 1977 [16] Kimura And Mair 1981 [17] Nomoto et al., 1999 [18]) จากผลการศึกษามันถูกแนะนำว่าตัวแปรในการเสียรูปของดินที่ถูกอธิบายในแบบจำลอง สามารถนำมาใช้สำหรับการประมาณรูปร่างของการทรุดตัวของอุโมงค์และการทรุดตัวอย่างมากของผิว มากไปกว่านั้นผลของการทดลองยังมีประโยชน์ในการตรวจสอบความถูกต้องของสมการทางคณิตศาสตร์

2.5.1 Stochastic and Empirical Methods

2.5.1.1 Peck (1969)

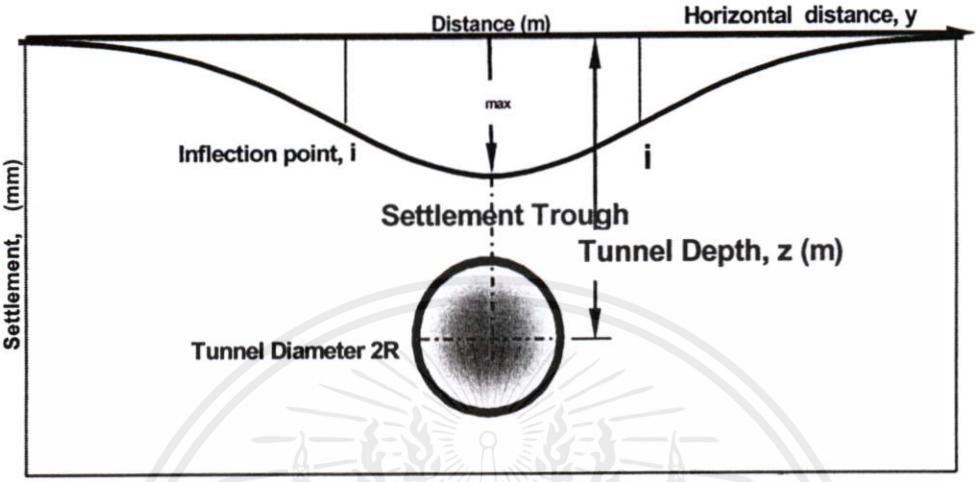
จากการศึกษาข้อมูลที่มีอยู่ที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ ในปี 1969 Peck[6] ได้สังเกตการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว มักจะถูกแสดงภายในข้อจำกัดที่มีเหตุมีผลโดย error function หรือ กราฟความน่าจะเป็นแบบปกติ (Gaussian curve) สมการของ Peck ช่วยให้การประมาณการทรุดตัวสามารถทำได้ในขณะที่มีการเปลี่ยนแปลงระยะด้านข้างจากเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ข้อมูลเหล่านี้ถูกต้องการสำหรับตัดสินความจำเป็นของการ underpinning ถัดไปใกล้ๆ กับการก่อสร้าง หรือการเคลื่อนย้ายตำแหน่งของอุปกรณ์ที่มีความสำคัญ

คุณสมบัติที่ต่างประเด็นของสมการความน่าจะเป็นปกติและความสัมพันธ์ของสมการความน่าจะเป็นต่อมิติของอุโมงค์ได้ถูกแสดงในรูปที่ 2.7 รัศมีของอุโมงค์ถูกแสดงด้วยR และความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับของอุโมงค์ถูกแสดงด้วยค่า z จุดสูงสุดของกราฟความน่าจะเป็น คือค่าสูงสุดของการทรุดตัว (maximum settlement) ดังนั้น ค่าการทรุดตัว ณ จุดต่างๆคือ

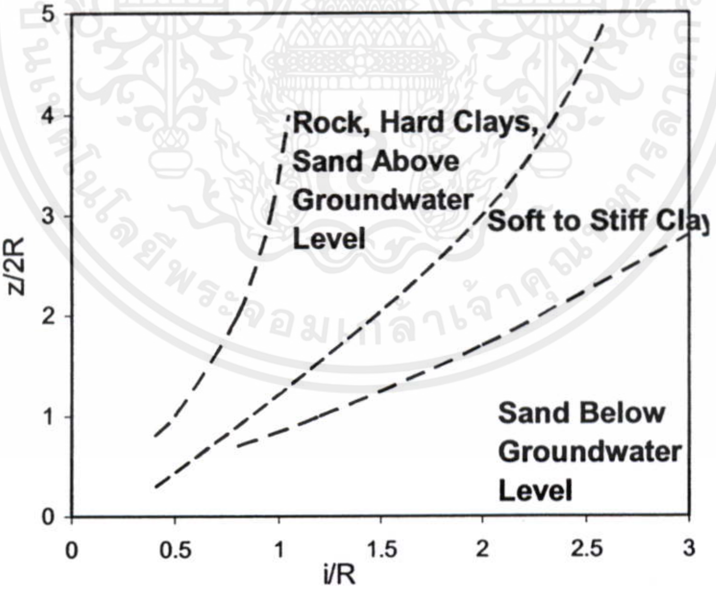
$$\delta = \delta_{\max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \tag{2-1}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า ∂max ได้ถูกนำมาให้คำอธิบายด้านล่างนี้ ตำแหน่ง infection ของเส้นกราฟถูกกำหนดที่ค่าระยะทาง i ในอีกด้านหนึ่งของแนวตรงกลางของอุโมงค์ ค่า i ก็คือคุณสมบัติของกราฟความน่าจะเป็นปกติหรือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.61∂max



รูปที่ 2.7 ความน่าจะเป็นของเส้นโค้งที่ใช้อธิบายการทรุดตัว



รูปที่ 2.8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว พารามิเตอร์ และความลึกของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า i ได้ถูกคำนวณสำหรับอุโมงค์ ซึ่งมีข้อมูลการทรุดตัวที่น่าเชื่อถือ ดังแสดงในรูปที่ 2.8 ซึ่ง plot ระหว่าง i/R กับ z/2R กราฟแสดงให้เห็นถึงแนวโน้มและผลที่เกี่ยวเนื่องกับชนิดของดิน ดังเช่นที่คาดไว้ ยิ่งมีค่าความลึกมากเท่าไหร่ ค่าความกว้างของการทรุดตัวของอุโมงค์จะยิ่งมากขึ้น

ค่าปริมาตรของการทรุดตัวของอุโมงค์ (ยกตัวอย่างเช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาว) มีลักษณะเป็นกราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังสมการ

$$V_s = 2.5 i\, \delta_{max} \qquad (2\text{-}2)$$

จากการศึกษาในภาคสนามที่รายงานโดย Cording and Hansmire (1975) ปริมาตรของการทรุดตัวของอุโมงค์สามารถถูกนำมาเกี่ยวเนื่องกับการสูญเสียดินในตัวอุโมงค์ เขาทั้งสองคนได้สังเกตพบว่า อุโมงค์ในดินส่วนมากพัฒนาปริมาตรการทรุดตัวโดยประมาณได้เท่ากับปริมาตรของดินที่เสียไปจากการสูญเสียดินในตัวอุโมงค์ โดยทั่วๆ ไป การสูญเสียดิน (G.L%) ถูกแสดงด้วยค่าส่วนเปอร์เซ็นต์ของบริเวณที่มีการขุดอุโมงค์ (ยกตัวอย่างเช่น ในอุโมงค์ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ D)

$$V_s = \frac{G.L\%}{100}\left(\pi \frac{D^2}{4}\right) \qquad (2\text{-}3)$$

ดังนั้น ∂max สามารถหาได้ถ้ารู้ค่าการสูญเสียดิน

2.5.1.2 O'Relly and New (1982)

O'Relly and New[7] เสนอว่าการเคลื่อนตัวของดินเหนืออุโมงค์ สามารถประมาณ จากการใช้ empirical methods เหมือนกับ Peck ซึ่งมีพื้นฐานอยู่บนข้อมูลที่มีมาก่อน รายงานโดย O'Relly and New (1982) มีรากฐานอยู่บนค่าการประเมินทางสถิติจากการสังเกตการณ์ในภาคสนามของการทรุดตัวของดินเหนือ tabular mine opening (Litwinniszyn, 1956 [5]) อย่างไรก็ตาม Peck[6] ได้สนับสนุนมาก่อนแล้วว่า วิธีการนี้ยังพอเพียงในการจำลองรูปร่างของการทรุดตัวที่ถูกทำให้เกิดโดยการขุดอุโมงค์ในดินอ่อน O'Relly and New (1982)[7] สมมติว่า การเคลื่อนตัวทั้งหมดในดินเกิดขึ้นจากดินที่เกิดขนานไปกับ Radial path ที่นำไปสู่แกนของอุโมงค์และการเคลื่อนตัวเกิดในสภาพที่ได้ให้ค่าความเค้นคงตัวของปริมาตรของการเสียรูปของดิน สมมติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนโดยข้อมูลการวัดในภาคสนามและผลของการทำ centrifuge tests อุโมงค์จำลองที่สร้างจากดินอ่อน ดังรูปที่ 2.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พัฒนาการของ Radial flow assumption หมายความว่า ความกว้างของบริเวณที่มีการเสียรูปของดินลดลง โดยเป็นเส้นตรงกับความลึกใต้ระดับของผิวดิน ผลของการเคลื่อนตัวของดินเพิ่มขึ้นอย่างมากโดยเป็นเส้นตรงกับความลึกใต้ผิว ซึ่งเป็นไปตามสมการปริมาตรความเค้นคงตัวในแนวระนาบ (the plane strain constant volume assumption)

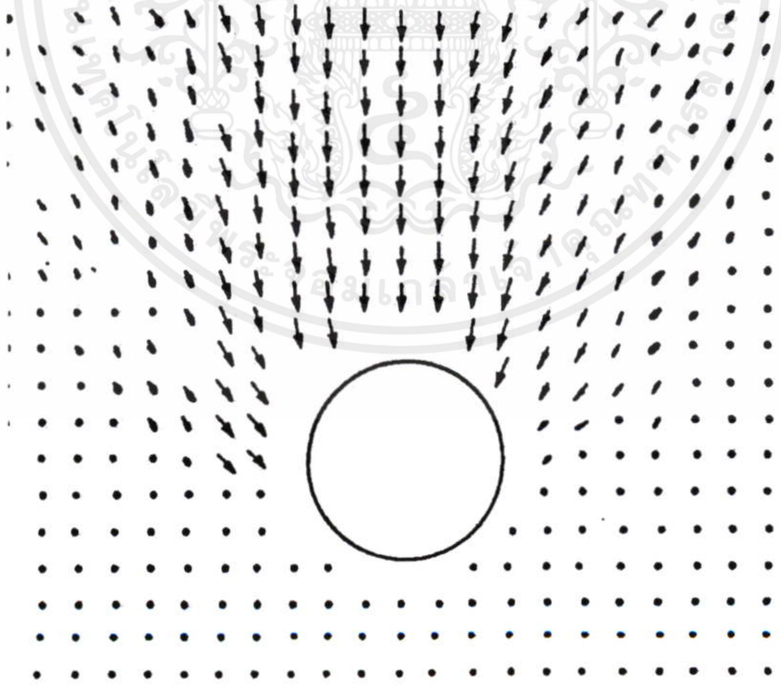
$$i = Kz \qquad (2\text{-}4)$$

i = inflection point (ปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัว) ที่ความสูง (z) เหนือแกนอุโมงค์

K = ค่าคงตัว เท่ากับ 0.5 สำหรับ cohesive soil

0.25 สำหรับ granular soil

การศึกษาต่อมาในภาคสนามชี้ให้เห็นว่า สำหรับ ดินเหนียว (clay) K จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 stiff clay ถึง 0.7 ดินอ่อน (silty clay) สำหรับดินที่มีลักษณะเป็นเม็ดเหนือน้ำ K จะประมาณ 0.2 ถึง 0.3 ดังแสดงในตารางที่ 2-1



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 2.9 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินรอบๆแบบจำลองอุโมงค์ในดินเหนียว

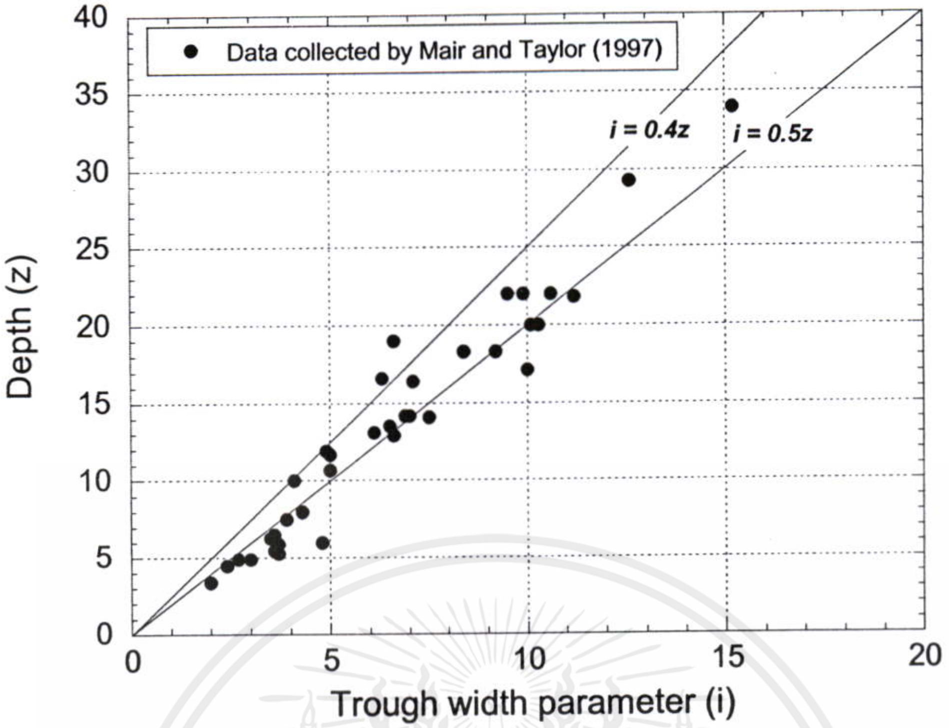
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 2.1 ค่าการทรุดตัวของดินช่วงต่างๆ

Ground Conditions	Tunneling Methods	Trough width parameter constant, K	Remarks
Stiff fissured clay	Shield or hand	0.4-0.5	Considerable data available; losses normally 1-2 %
Glacial deposits	Shield in free air Shield with compressed air	0.5-0.6	Compressed air to assist control of ground movements
Recent silty clay deposit (Cu = 10-40 kPa)	Shield with compressed air	0.6-0.7	
Granular material above the water table		0.2-0.3	

การแสดงค่าของ i = 0.4z และ 0.5z สอดคล้องกับฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่รายงานโดย Mair and Taylor[14] ในปี 1997 ค่า Inflection Point มีพื้นฐานอยู่บนรายงานและกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 2.10 นอกจากนี้ผลการศึกษานี้ยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Fujita (1981)[19] ผู้ซึ่งได้ศึกษาข้อมูลจากหลายๆ กรณีในญี่ปุ่น สำหรับอุโมงค์ที่ขุดโดยหลายๆเทคนิค เช่น Hand Mined Shield, Blind Shield, Slurry Shield และ EPB Shield เป็นต้น Fujita สนับสนุนข้อสรุปของ O'Relly and New ว่าความกว้างรูปแบบของการทรุดตัวเหนืออุโมงค์ในดินเหนียวไม่เกี่ยวข้องกับวิธีการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

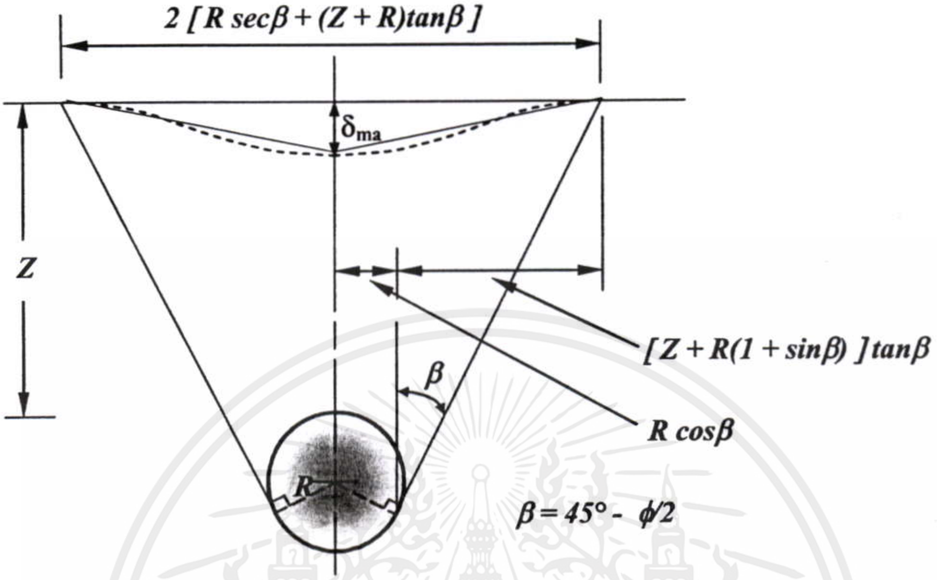


รูปที่ 2.10 การเปลี่ยนแปลงช่วงกว้างของพารามิเตอร์ของอุโมงค์ในดินเหนียว

อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวสำหรับ cohesive soil ค่อนข้างที่จะใช้ไม่ได้กับ granular soil เนื่องจากสมมติฐานที่ว่าการแทนที่ของดินจากอุโมงค์ถูกกำหนดให้มีทิศทางไปตามแกนอุโมงค์ที่ไม่ได้มีการศึกษาในห้องทดลองสนับสนุน ต่อมาสมมติฐานของการเสียรูปของดินที่ปริมาตรคงตัวไม่สามารถรักษาไว้ได้ดังเช่นการขยายตัวหรือหดตัวของ granular soil อย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ระหว่างการเสียรูปของดิน Potts and Cording, 1976 ยังรายงานว่า การหดแคบตัวลงอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้ดินปริมาณมากมีการเคลื่อนตัว ทำให้เกิดการทรุดตัวของอุโมงค์ใกล้กับผิวหน้าของดินที่มีการไหลของทรายลงสู่ในช่องซึ่งเกิดจากการขุดดิน ในปี 1975 Atkinson et al [15] อธิบายการทรุดตัวประเภทนี้ในลักษณะของการขยายของลิ่มเหนืออุโมงค์ด้านบน ซึ่งพัฒนาจนเกิดการยุบลงของผิวหน้าที่ขยายในแนวดิ่งไปสู่ด้านบนจากส่วนโค้งของอุโมงค์

O'Relly and New บอกว่า การเคลื่อนตัวของดินในดิน cohesionless นำไปสู่การทรุดตัวที่ลึกและแคบด้วยความเค้นในแนวนอนที่ผิวเมื่อร่วมกันกับความเค้นในแนวดิ่งที่มากกว่า 0.5% ดังนั้น Gaussian curve ไม่สามารถใช้ประมาณค่าการทรุดตัวได้อย่างถูกต้องเสมอไปในดินชนิดนี้ สมมติฐานนี้ยังสอดคล้องกับการรายงานของ Cording and Hansmire[20] and Attewell[21] ที่ว่าในหลายๆ กรณีโดยเฉพาะในดินที่เป็น granular การทรุดตัวลงของอุโมงค์ การทรุดตัวทางด้านข้างไม่สามารถอธิบายโดยกราฟความน่าจะเป็นปกติ ดังนั้นพวกเขาจึงเสนอว่าการทรุดตัวในรูปแบบที่ต่างออกไปในลักษณะเป็นรูปลิ่ม การทรุดตัวทางด้านข้างถูกจำกัดโดยคุณสมบัติของดินซึ่งเพิ่มขึ้นจาก

ขอบของอุโมงค์ที่มุม β ซึ่ง β = 45-ø /2 และø เป็นมุมของแรงเสียดทานของดิน ที่เป็น granular ดังรูปที่ 2.11



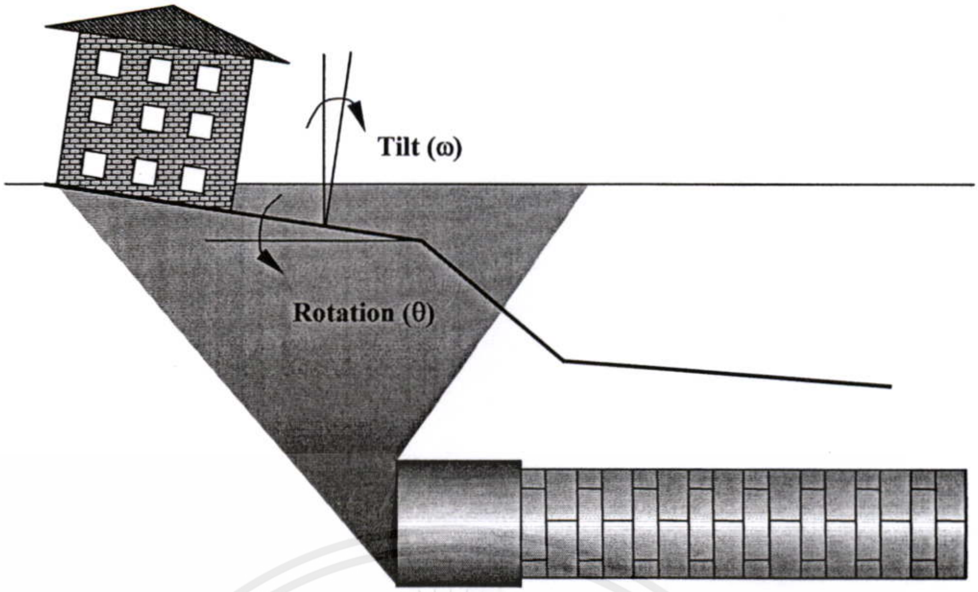
รูปที่ 2.11 รูปตัดแสดงการทรุดตัวของทราย

2.5.1.3 Attewell and Woodman (1982)

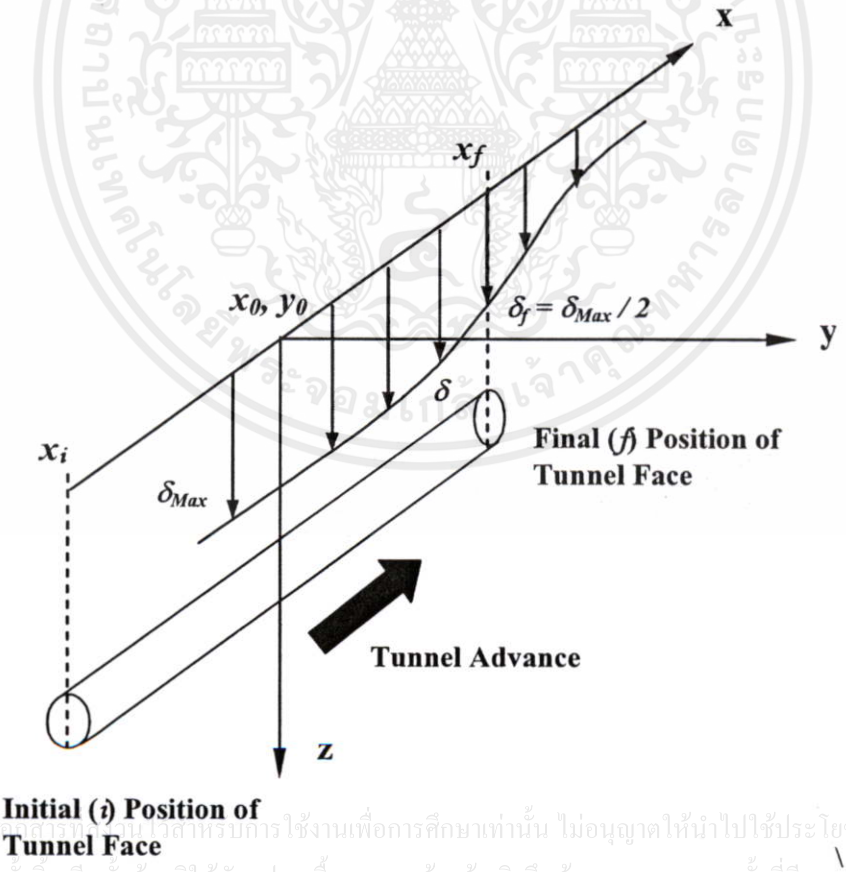
หัวเจาะอุโมงค์ไม่เพียงแต่ก่อให้เกิดการเสียรูปของดินในทิศทางตรงกันข้ามส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของดินแต่ยังทำให้เกิดการเสียรูปของดินในแนวยาว สามารถเป็นอันตรายต่อการก่อสร้างที่มีอยู่ ดังรูปที่ 2.12 เป็นที่น่าเสียดายว่าการศึกษาวิจัยส่วนน้อยที่ทำเพื่อศึกษากระบวนการทรุดตัวของดินในแนวยาว

Attewell and Woodman[21] เสนอว่า empirical solution สำหรับการทรุดตัวในแนวยาวของผิวหน้าดินที่ได้จาก การปรับปรุง สมการความน่าจะเป็นปกติ เขาได้พัฒนาทฤษฎีของ Litwinniszyn[5] อย่างไรก็ตามเขากล่าวว่าสมการจำกัดเพียงแต่อุโมงค์ฝึกหัด โดยเฉพาะในแนวยาว จำเป็นจะต้องพิจารณาตำแหน่งการสูญเสียที่ความลึก z0 ในแนวที่ y = 0 จาก xi ไปจนถึง xf ซึ่ง i คือจุดเริ่มต้นของอุโมงค์ และ f เป็นจุดสิ้นสุดดังรูปที่ 2.13

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.12 การทรุดตัวตามแนวยาวเนื่องจากตัวป้องกันดินของอุโมงค์



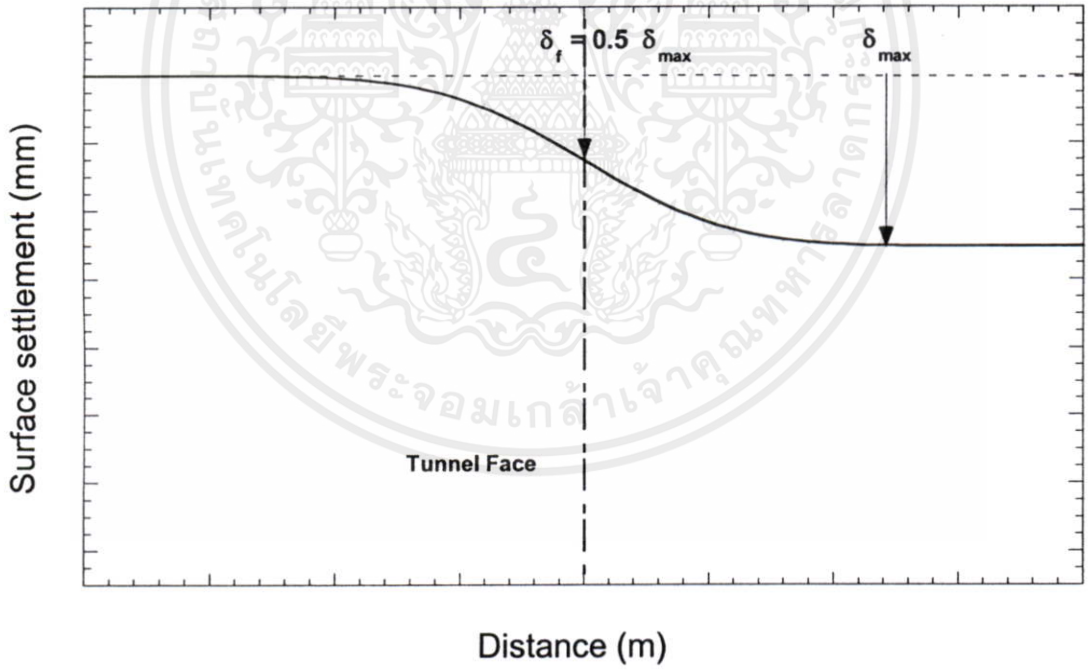
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ใช้งานไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.13 ระบบการเคลื่อนตัวกับการทรุดตัวของผิวดิน

ดังเงื่อนไขในรูปที่ 2.13 สามารถประมาณค่า การทรุดตัวของดินในแนวยาวได้จากการสูญเสียดิน ดังสมการ

$$\delta = \frac{V}{\sqrt{2\pi \cdot i^2}} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right]\left\{G\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i}\right)\right\} \qquad (2\text{-}5)$$

Attewell and Woodman[21] สมมติว่า 50 เปอร์เซ็นต์ของการเสียรูปที่ผิวหน้าส่วนใหญ่เกิดที่ระนาบที่ผิวของหัวเจาะ ดังรูปที่ 2.14 อย่างไรก็ตามเขาแสดงให้เห็นว่าสมการนี้ใช้ได้สำหรับการทรุดตัวที่ก่อให้เกิดโดยการขุดเจาะในดินเหนียว เพื่อเปรียบเทียบกับสมการที่ใช้ในการทรุดตัวที่เกิดจาก The Jubilee Line Project ที่ลอนดอน นอกจากนี้ เขาเห็นพ้องกันว่ายังมีความต้องการข้อมูลการเสียรูปของดินที่มากกว่าสามมิติ (นั่นคือ ทั้งในแนวขวางและแนวยาว) จากการวัดในภาคสนามเพื่อที่จะให้ข้อมูลพื้นฐานในการปรับปรุงและขยายผลของเทคนิคนี้



รูปที่ 2.14 รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวที่เสนอโดย Attewell and Woodman (1982)

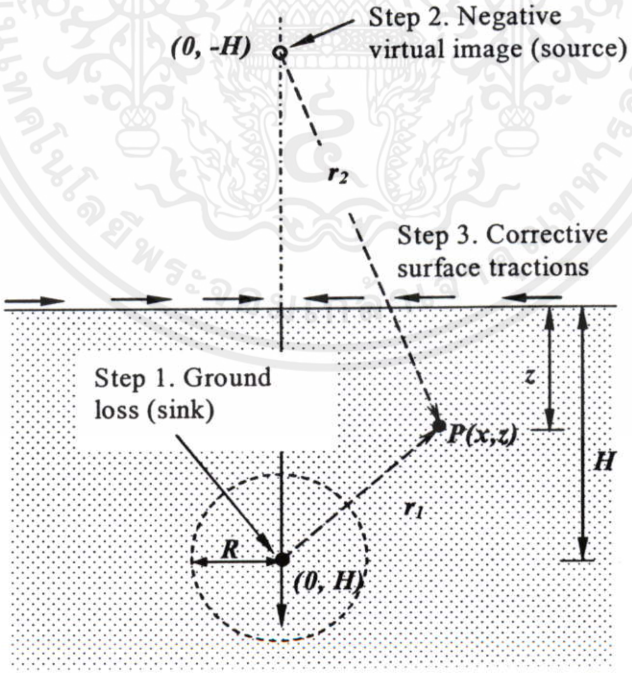
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.2 วิธีการวิเคราะห์ (Analytical solutions)

2.5.2.1 Verruijt and Booker (1996)

Verruijt and Booker (1996) [11] ได้เสนอว่า การแก้ปัญหาโดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์ใน homogenous elastic half-space สมการของเขาเป็นการทำให้วิธีการของ Sagaseta[9] ง่ายขึ้น โดยสมการนี้ให้การแก้ปัญหาการสูญเสียดิน ไม่เพียงแต่สำหรับกรณีที่ไม่มีแรงอัด (Incompressible case) เช่น กรณีที่ Poisson 's Ratio เท่ากับ 0.5 แต่ยังใช้ได้กับค่า Poisson's Ratio อื่น รวมไปถึงผลกระทบจาก Ovalization

สมการเบื้องต้นโดย Sagaseta[9] มีพื้นฐานมาจากการบังคับ โดยพฤติกรรมของดินที่ไม่มีแรงอัดดังรูปที่ 2.15 ประการแรกการสูญเสียดินในการขุดเจาะที่ไม่เอาน้ำออกใน Infinite space ได้ถูกนำมาพิจารณา ลดระดับของอุโมงค์ไปที่ Point sink (ขั้นตอนที่ 1) ในสภาพที่ไม่มีแรงอัดและเป็นทรงกลมสมมาตรที่อธิบายรัศมีในสนามของการแทนที่ ลบด้วยระยะถึง sink ผิวหน้าของดินถูกพิจารณาโดยใช้ Virtual image technique (ขั้นตอนที่ 2) ประกอบกับ Corrective surface traction (ขั้นตอนที่ 3) สำหรับวิธีการแก้ปัญหาที่ยืดหยุ่นสำหรับ half space ซึ่งถูกนำมาใช้



รูปที่ 2.15 รูปภาพจริงตามหลักของ Veruijt and Booker

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 2.15 การแก้ปัญหาในรูปแบบปิด ถูกเสนอโดย Veruijt and Booker[11] สำหรับการประมาณของ การเสียรูปของดินที่ผิวหน้าดินและชั้นใต้ผิวหน้าดินสามารถแสดงได้โดยสมการ

$$U_z = -\epsilon R^2\left(\frac{z_1}{r_1^2}+\frac{z_2}{r_2^2}\right)+\delta R^2\left(\frac{z_1\left(kx^2-z_2^2\right)}{r_1^4}+\frac{z_2\left(kx^2-z_2^2\right)}{r_2^4}\right)$$
$$+\frac{2\epsilon R^2}{m}\left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2}-\frac{mz\left(x^2-z_2^2\right)}{r_2^4}\right)-2\delta R^2 h\left(\frac{x^2-z_2^2}{r_2^4}+\frac{m}{m+1}\frac{2zz_2\left(3x^2-z_2^2\right)}{r_2^6}\right) \quad (2\text{-}6)$$

เมื่อ

ε = uniform radial ground loss รูปที่ 2.20.

δ = long-term ground deformation due to the ovalization of the tunnel lining

z1 = $z-H$

z_2 = $z+H$

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

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

R = tunnel radius

H = depth to the source

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

k = $\upsilon/(1-2\upsilon)$

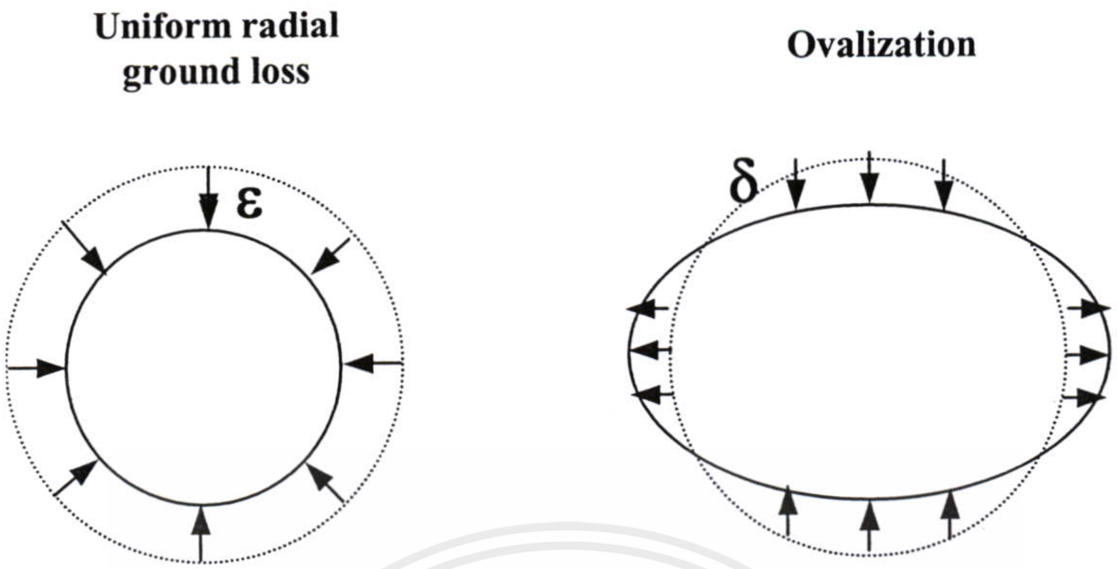
υ = Soil Poisson's Ratio

ในสมการนี้รูปที่ 2.16 แสดงให้เห็นถึงกระบวนการเสียรูปของดินโดยพื้นฐาน 2 กระบวนการของอุโมงค์ ได้แก่

1. Uniform radial displacement แสดงให้เห็นในการประมาณข้อแรกว่า การสูญเสียดินที่อาจจะเกิดในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์

2. Ovalization ของอุโมงค์ซึ่งเกิดจาก การแทนที่ของแนวอุโมงค์

วิธีการ Analytical solution นี้ได้ถูกปรับปรุงโดย González and Sagaseta ในปี2001 ทั้งสองได้กล่าวถึงข้อมูลที่ได้จากการวัดกับสมการของ Veruijt and Booker ได้ดียิ่งขึ้น



รูปที่ 2.16 การสูญเสียมวลดินรูปวงรี

2.5.2.2 Loganathan & Poulos (1998)

การวิเคราะห์มาจากการกำหนด Gap parameter (Rowe & Kack) เกิดจากช่องว่างรอบอุโมงค์ดังรูปที่ 2.17 มีค่าดังนี้[2]

$$g = G_p + u^*_{3D} + \omega \quad (2\text{-}7)$$

โดย Gp = $2\Delta + \delta$

= 10 %($2\Delta + \delta$) หากมีการฉีดอัดน้ำปูน (Ingles)

Δ = ความหนาของผนังหัวเจาะส่วนหาง

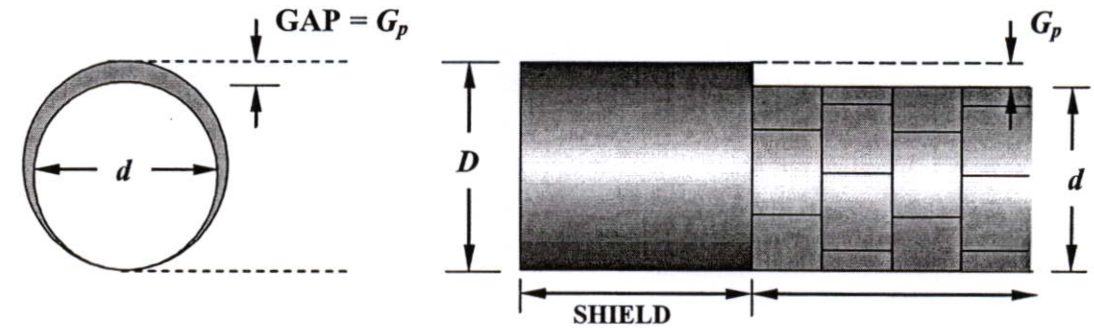
δ = ช่องว่างระหว่างผนังหัวเจาะด้านในกับผนังอุโมงค์ด้านนอก

u*3D = การเสียรูปแบบ 3 มิติด้านหน้าหัวเจาะ

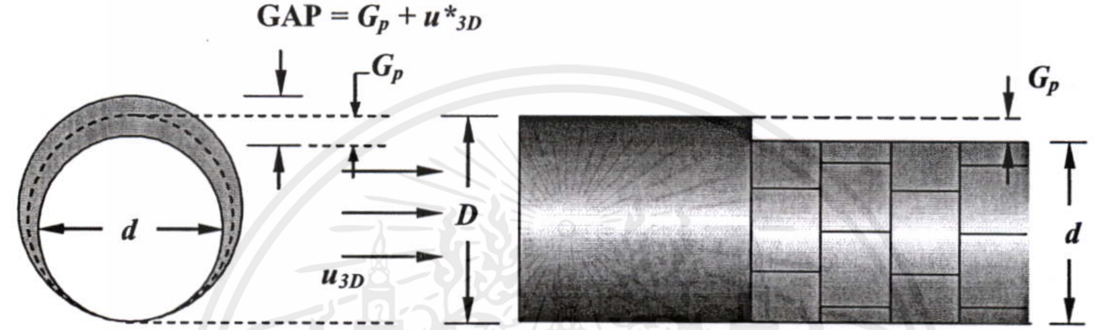
ω = ช่องว่างที่เกิดจากการควบคุมทิศทางของหัวเจาะ

= 0.6*GP (Lee et al)

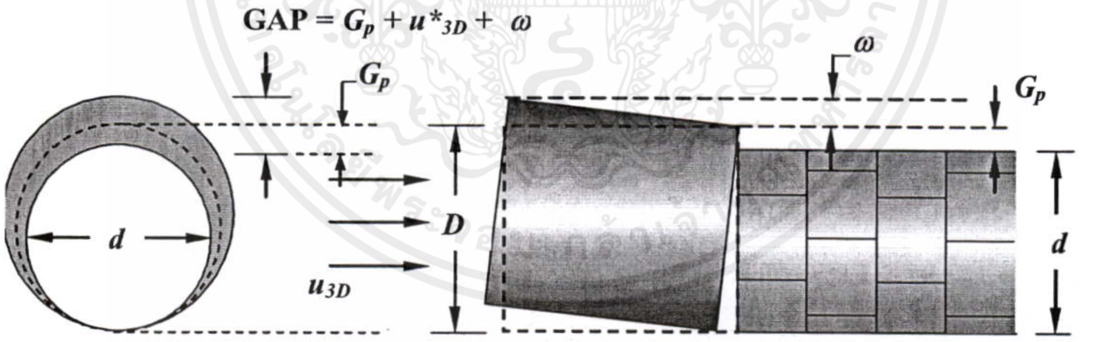
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(1) ช่องว่างระหว่างขอบนอกของผนังหัวเจาะกับผนังอุโมงค์เรียกว่าช่องว่างทางกายภาพ



(2) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะและให้ดินด้านหน้าไหลเข้ามาภายในอุโมงค์ทำให้เกิดการลดลงของความเค้นด้านหน้าหัวเจาะทำให้เกิดการเสียรูปแบบ3 มิติ



(3) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะที่เป็นต้นเหตุของการสูญเสียมวลดินและการตัดดินเกินเส้นรอบวงของอุโมงค์เกิดจากการควบคุมทิศทางของคนบังคับหัวเจาะ

รูปที่ 2.17 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวแปรอื่นๆสามารถหาได้ดังนี้

$$u^{*}_{3D} = \frac{k}{2}\delta_x \quad (2\text{-}8)$$

k = 0.7 – 0.9 สำหรับ stiff clay ถึง soft clay

$$\delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E} \quad (2\text{-}9)$$

Ω	=	dimensionless displacement factor ปกติมีค่าเท่ากับ 1
R	=	รัศมีของอุโมงค์
E	=	โมดูลัสของยัง
P0	=	ความเค้นของดินหน้าหัวเจาะ
	=	(K0 P ′v+Pw) - Pi
K0	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
P ′v	=	ความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง ณ ตำแหน่ง ด้านข้าง springline
Pw	=	ความดันน้ำที่วัดได้จริง ณ ตำแหน่ง ด้านข้าง springline
Pi	=	ความดันต้านทาน เช่น face pressure, compressed air

Loganathan และ Poulos [12] ได้นำ gap parameter มากำหนดค่าการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (ϵ_0) ได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\epsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (2\text{-}10)$$

และจากค่าการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าที่หาค่าได้จาก parameter ต่างๆที่คำนวณได้สามารถนำมาหาค่าการเคลื่อนตัวของดินในแนวดิ่ง (U_z) และการเคลื่อนตัวด้านข้าง (U_x) ดังสมการที่ 2.11 และ 2.12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$U_z = \epsilon R^2 \Big(-\frac{z-h}{x^2+(z-h)^2} + (3-4\nu)\frac{z+h}{x^2+(z+h)^2}$$
$$-\frac{2z[x^2-(z+h)^2]}{[x^2+(z+h)^2]^2} \Big) e^{([1.38x^2/(h+R)^2]+[0.69z^2/h^2])} \qquad (2\text{-}11)$$

$$U_x = -\epsilon R^2 x \Big(-\frac{1}{x^2+(h-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2+(h+z)^2}$$
$$-\frac{4z(z+h)}{[x^2+(h+z)^2]^2} \Big) e^{([1.38x^2/(h+R)^2]+[0.69z^2/h^2])} \qquad (2\text{-}12)$$

2.5.3 Finite element and Numerical Methods

ในปัจจุบันนี้ การวิเคราะห์ในเชิงสองมิติเป็นเรื่องทั่วๆ ไป การวิเคราะห์ Finite element ให้ผลอย่างมากของโอกาสของการจำลองการขุดอุโมงค์ในหลายๆรูปแบบ อย่างไรก็ตามมีหลักฐานว่าการพัฒนาการของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆหัวเจาะเป็นสามมิติ แต่การใช้การวิเคราะห์สามมิติในการขุดเจาะยังมีปัญหา ได้แก่

1) ราคาและเวลาสำหรับการวิเคราะห์ในสามมิติ ซึ่งจำลองแนวทางการขุดเจาะและรูปทรง 3 มิติ และแบบจำลองดินที่ไม่เป็นเส้นตรงต่อเนื่องมีมาก

2) ในการขุดเจาะอุโมงค์ จากการที่มีตัวแปรจำนวนมากทำให้ยากในการอธิบายถึงในเรื่องต่างๆ เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติของแนวอุโมงค์ ระดับการรบกวนดิน การเอาหัวเจาะเข้าไปช่องว่างด้านท้าย และตัวแปรของรูปแบบดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

3) การวิเคราะห์ปัจจัยที่มีจำนวนมากเป็นที่ต้องการในโครงการเนื่องจาก สภาพทางธรณีวิทยา สภาพของอุโมงค์ รูปทรงการวางอุโมงค์และอื่นๆ ตลอดแนวอุโมงค์

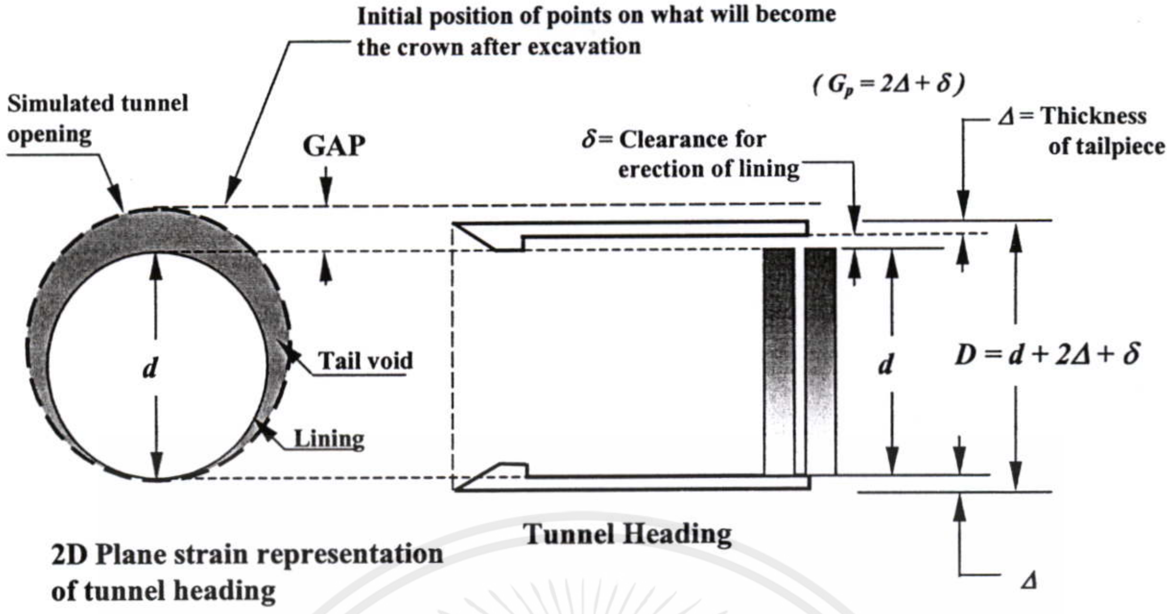
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4) สำหรับการจำลองสภาพชั้นดินที่มีความต่อเนื่อง ผ่านการพิสูจน์แล้วว่าสามารถทำได้จริงทั้งในเชิงของชั้นดินและอุโมงค์

เหตุผลทั้งหมดนี้ ยังคงเป็นที่ยอมรับ แต่ได้มีวิวัฒนาการที่ยิ่งใหญ่ของ FE ในไม่กี่ปีที่ผ่านมา การวิเคราะห์ FE ในสามมิติที่ศึกษาโดย Lee and Rowe[22] สามารถใช้ทำนายการเคลื่อนที่เข้าแทนที่ของดินในสามมิติภายในมวลดิน แต่เนื่องมาจากราคาที่ค่อนข้างสูงและเวลาในการทำนายมีความเกี่ยวข้องในการวิเคราะห์นี้ วิธีการในทางสองมิติอย่างง่ายจึงมักจะถูกพัฒนาขึ้น สำหรับวัตถุประสงค์ของการทำการวิเคราะห์แรงเค้นในระนาบสองมิติ องค์ประกอบของการสูญเสียซึ่งอธิบายไว้โดย Lee and Rowe ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ถูกแทนด้วยตัวแปร G ดังที่ได้กล่าวไปแล้ว ดังนั้นหลักการของวิธีนี้ก็คือการทำให้การอธิบายการเคลื่อนตัวของดินในสามมิติง่ายขึ้นเนื่องจากการใช้ระนาบสองมิติ เพื่อที่จะเปลี่ยนปัญหาให้เป็นสองมิติ ตัวแปร G จะถูกนำมาใช้เพื่อรับเอาปริมาตรการเคลื่อนตัวของดินที่เท่ากันในแนวภาคตัดขวาง โดยเฉพาะผลจากการใช้ตัวแปร G สามารถรวมในแบบจำลองแรงเค้นในระนาบสองมิติ โดยการประมาณเส้นผ่าศูนย์กลางการขุดเจาะอุโมงค์ให้ใหญ่ขึ้น ด้วยการเพิ่มปริมาตรที่สอดคล้องกับปริมาตรของดินที่สูญเสียเหนือหัวเจาะ (เช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์) ดังรูปที่ 2.18

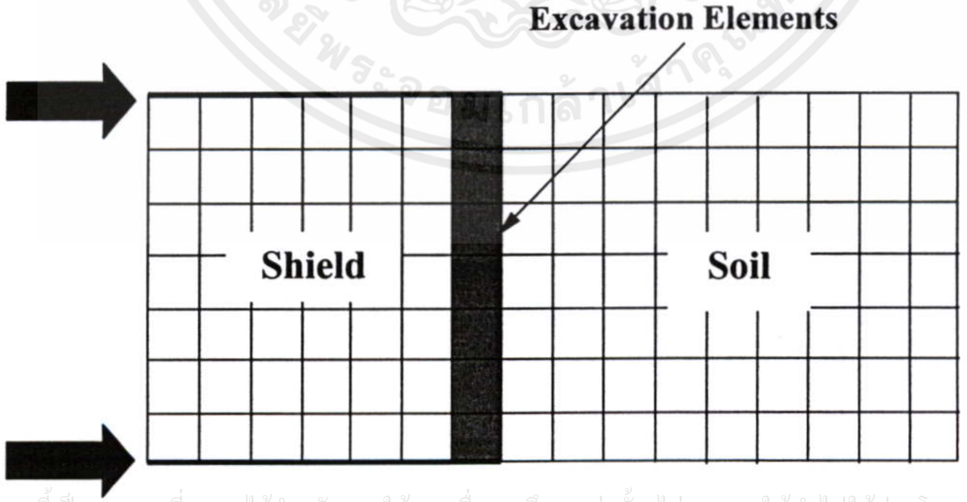
อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์ในสองมิติ การทำนายการทรุดตัวของอุโมงค์มีแนวโน้มที่จะกว้างขึ้นกว่าที่วัดได้จากการทรุดตัวที่ผิว โดยเฉพาะในอุโมงค์ที่มีการแข็งตัวของดินอย่างมาก Clough and Leca (1989) [23] ชี้ให้เห็นว่า การใช้การวิเคราะห์ในสองมิติเพื่อแทนสามมิติส่งผลให้การทำนายการทรุดตัวเป็นไปได้ไม่ดี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.18 คำนิยามของ GAP

Akagi and Komiya (1996) [24] อธิบาย การวิเคราะห์ FE ในสามมิติของหัวเจาะ EPB ในอุโมงค์ที่ขุดในดินอ่อน โดยใช้ critical state soil model ในการที่จะจำลองการเคลื่อนเข้าไปของหัวเจาะ พวกเขาได้แนะนำให้ใช้ Excavated element ซึ่งอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวตัด เพื่อแสดงให้เห็นบริเวณของการรบกวนดินที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว โดยการใช้หัวเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 2.17



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 2.19 การเลียนแบบการป้องกันขั้นสูงโดย excavation elements

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น

ผลการทำนายโดยใช้ แบบจำลองสามมิติ นั้นสอดคล้องดีกับการวัดในภาคสนามดังรูปที่ 2.19 อย่างไรก็ตาม หัวเจาะและการแทนที่ของหัวเจาะได้ถูกจำลองในการวิเคราะห์ที่ซับซ้อน นอกจากนี้ผู้ศึกษาเห็นว่าในการที่จะได้การทำนายได้เพียงพอ แบบจำลองนี้ยังต้องการการสนับสนุนจากข้อมูลในภาคสนามเพิ่มเติม

นอกจากนั้นปัญหาหลักของการวิเคราะห์ในสองมิติ (เช่น แรงเค้นในแนวระนาบ) ก็คือ การวิเคราะห์ในสองมิติประมาณว่าจุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอยู่ไกลจากจุดที่ทำการวิเคราะห์ ดังนั้นการวิเคราะห์ในสองมิติจึงไม่เพียงพอถ้าคำนึงถึงผลกระทบในสนาม ยกเว้นความเป็นไปได้ของเกิดความเครียดเนื่องมาจากการขุดเจาะที่ผิวอุโมงค์ซึ่งเป็นปัญหาสำคัญในเชิงปฏิบัติ ในอีกทางหนึ่งการวิเคราะห์ในสามมิติส่งผลให้มีรายละเอียดให้การทดสอบในความเข้มข้นของแรงเครียดใกล้ภาคสนามซึ่งพัฒนาโดยรอบจุดสิ้นสุดและขอบของการขุดเจาะ Eberhardt (2001) [25] ใช้แบบจำลองการวิเคราะห์ FE ในสามมิติที่มีพื้นฐานบนตัวอย่างที่ได้จาก Gotthard base tunnel และ Fenster Bedretto ใน Central Swiss Alps. ถึงแม้ว่า แบบจำลองพยายามที่จะจำลองการสร้างอุโมงค์ในหินซึ่งวิธีก็ยังเหมือนกันการทำในดิน แบบจำลองสำรวจแรงเครียดใกล้กับสนามระหว่างการดำเนินการขุดอุโมงค์ที่ลึกเข้าไปข้างหน้า ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าเนื่องจากการมาถึงของด้านหน้าของอุโมงค์และการผ่านเข้าสู่ปริมาตรของหิน การวิวัฒนาการในการแก้ปัญหาช่องว่างที่เกิดขึ้นและความเครียดชั่วคราวในสนามแบบสามมิติ รวมไปถึงแรงเครียดที่เพิ่มขึ้นหรือลดลงและยังรวมไปถึงการหมุนของแกนของแรงเครียดหลักๆ การเปลี่ยนแปลงเช่นนี้ต่อสภาพของมวลหินมีผลอย่างมากต่อกระบวนการเสียรูปและความล้มเหลวที่ใกล้กับอุโมงค์จริงๆ

2.6 ปัจจัยหลักที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์มาจากสาเหตุหลายปัจจัยด้วยกัน ทำให้ยากต่อการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งสาเหตุที่ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของผิวดินเป็นดังนี้

1) ลักษณะทั่วไป ความลึก ความกว้าง และรูปร่างของอุโมงค์

2) เส้นทางขุดเจาะอุโมงค์

3) รูปแบบของหัวเจาะ

4) การควบคุมหัวขุดเจาะ

5) คุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน

6) เทคนิคการติดตั้งผนังอุโมงค์

7) การซึมผ่านน้ำของผนังอุโมงค์

8) ระบบการก่อสร้างภายในอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัย อนุญาตให้ใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ห้ามดัดแปลงแก้ไขเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

9) ระยะเวลาในการขุดเจาะอุโมงค์

10) กำลัง ความอ่อนไหว และความเชื่อมแน่นของดิน

11) ลักษณะชั้นดิน

12) ระดับของน้ำใต้ดิน

13) ระบบการควบคุมน้ำใต้ดิน

14) การไหลของน้ำใต้ดิน

15) การสำรวจพื้นที่

16) สิ่งก่อสร้างที่อยู่ใกล้กับแนวอุโมงค์

17) คุณภาพการทำงาน หรือความผิดพลาดที่เกิดจากมนุษย์

2.7 การสูญเสียมวลดิน

การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ในบทความนี้ จะเน้นถึงปัญหาการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะเท่านั้น โดยปกติแล้วการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน 2 ประเภทคือ[1]

1) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง (Short-Term Deformation)

2) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term Deformation)

การเคลื่อนตัวของดินประเภทแรกนี้มักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มีสาเหตุมาจาก การสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) โดยเกิดขึ้นจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นในดิน (Stress Relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน น้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว จะเกิดจากหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินจากปัญหาการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทีละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว และการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield หรือ Tunnel Boring Machine, TBM) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้[1] และ [26]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันแรงดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัว

เข้าสู่อุโมงค์ได้โดยง่าย อย่างไรก็ตามถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าปิด (Closed-faced shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วย แรงดันอากาศ (Air pressure) แรงดันน้ำ (Hydro- หรือ Slurry pressure) หรือแรงดันดินต้านแรงดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดังรูปที่ 2.20 หากแรงดันไม่เพียงพอหรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ อีกทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าที่ในกรณีที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า

2.7.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเลี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยการยืดใบตัด (Copy cutter) ซึ่งสามารถยืดได้ถึงประมาณ 100 มม. เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงหัวเจาะทำให้เกิดช่องว่างรอบหัวเจาะมากขึ้น (รูปที่ 2.21) ดังนั้นดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้น

2.7.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching Loss)

ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามเป็นการยากที่จะควบคุมระดับของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับขนานคงที่ตลอด ทั้งนี้เนื่องจากจุดศูนย์ถ่วงของหัวเจาะอยู่เยื้องไปด้านหน้า เนื่องจากน้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะอยู่ทางด้านหน้าทำให้หัวเจาะมักจะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวตกอยู่เสมอระหว่างการทำงาน ดังนั้นผู้ควบคุมจึงมักปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ เพื่อรักษาอุโมงค์ให้อยู่ในแนวตำแหน่งที่ออกแบบไว้ให้มากที่สุด การก้มหรือเงยของหัวเจาะนี้ทำให้พื้นที่การเจาะเพิ่มมากขึ้นกว่าปกติ เป็นผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ด้วยเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 2.22

2.7.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

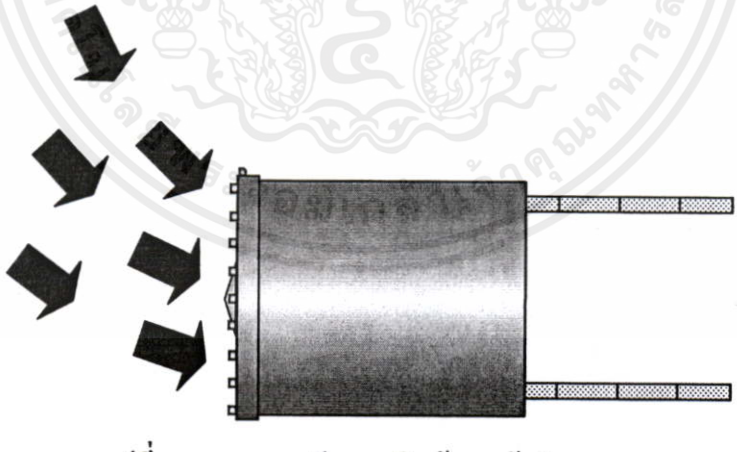
การขุดเจาะดินด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างของดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องจากการเคลื่อนที่ตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ (รูปที่ 2.23) ซึ่งเป็นผลให้เกิดการทำลายคุณสมบัติของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไหร่ก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.5 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

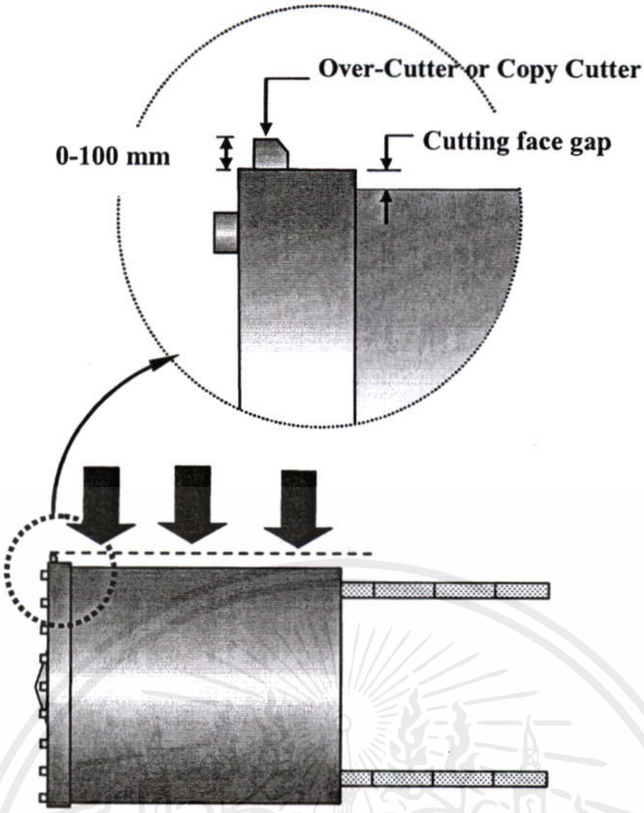
การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวขุดเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนหางของหัวขุดเจาะเนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ ทั้งนี้เนื่องจากเพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7-8 ซม. ดังรูปที่ 2.24ดังนั้นหากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้การฉีดอัดน้ำปูน (Tail void grouting) แรงดันสูงเพื่อปิดช่องว่างดังกล่าว หรือ การใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดของช่องว่างส่วนของหัวเจาะยังคงเกิดขึ้น

ขนาดการสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน วิธีการก่อสร้างอุโมงค์และวิธีการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งการควบคุมนี้จะเกี่ยวข้องกับแรงดันหน้าหัวเจาะ การบังคับทิศทางความเร็ว การถีบตัว และประสิทธิภาพการทำงาน ดังนั้นการสูญเสียมวลดินจะมากหากปล่อยให้ด้านหน้าหัวเจาะขาดการป้องกัน หรือปล่อยช่องว่างส่วนหางไว้โดยไม่มีการฉีดอัดน้ำปูน หรือการรบกวนดินอย่างรุนแรงอันเนื่องมาจากบังคับการเคลื่อนที่อย่างไม่ระมัดระวัง หรือการล่าช้าระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ของคนงาน เป็นต้น

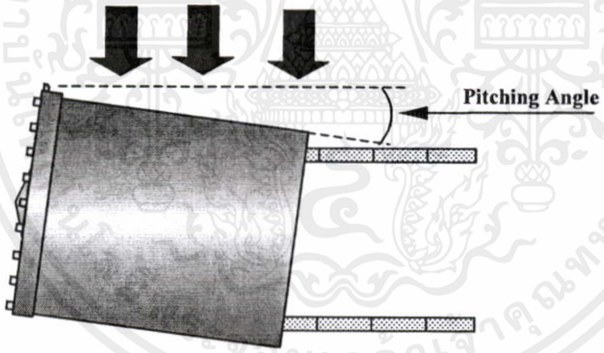


รูปที่ 2.20 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

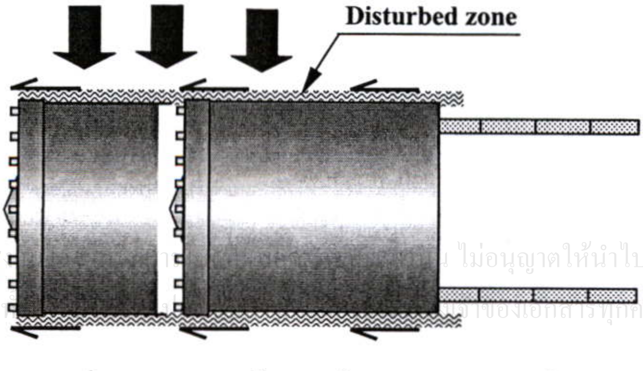
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.21 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

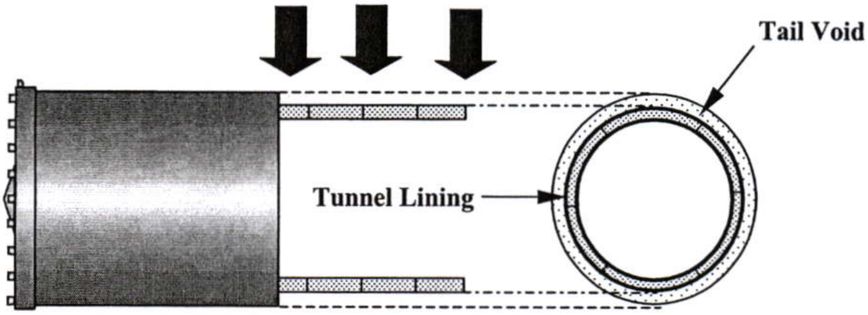


รูปที่ 2.22 การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ



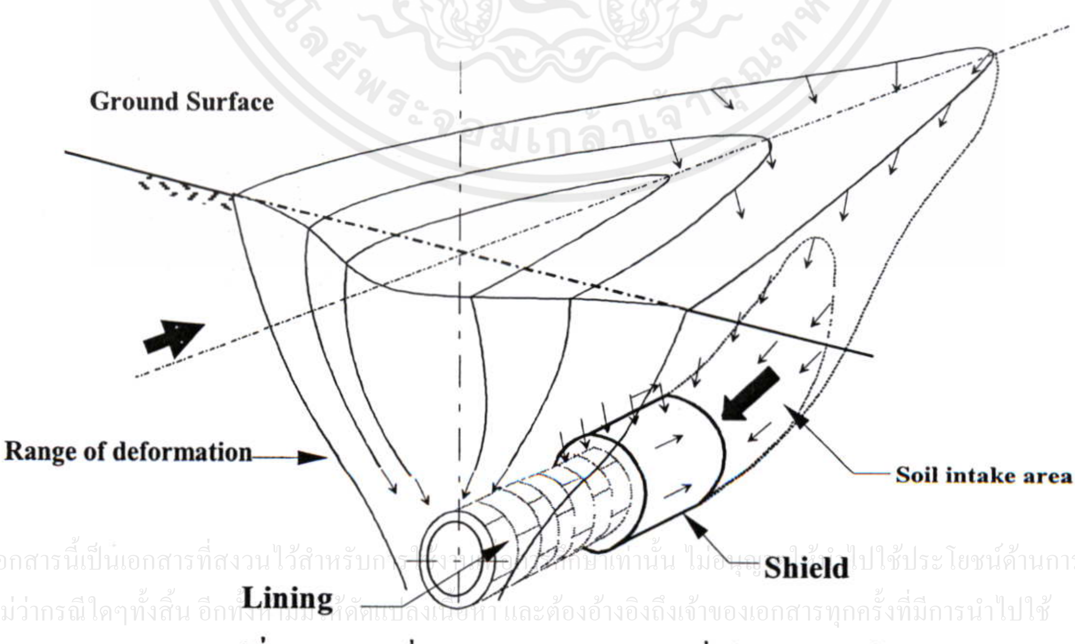
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ส ... ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีก ... ของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.23 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน



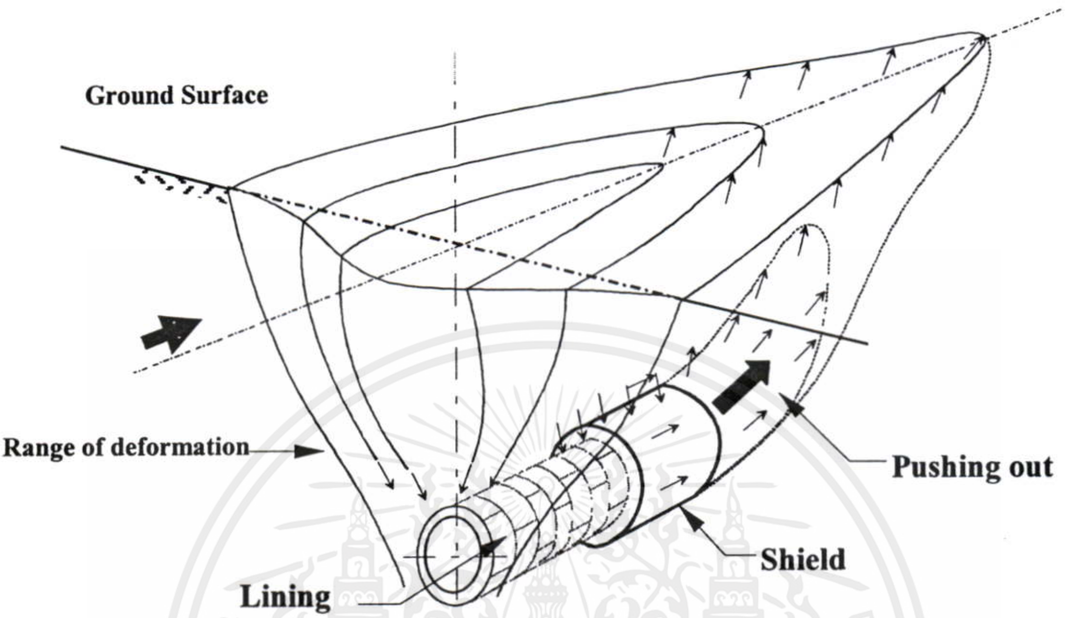
รูปที่ 2.24 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal settlement) และแนวขวาง (Transverse settlement) ของแนวอุโมงค์ซึ่งจะมีลักษณะเป็นหลุมหรือที่เรียกว่า Sink hole ดังแสดงในรูปที่ 2.25 อันเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์ โดยสามารถสร้างความเสียหายต่อผิวถนนและโครงสร้างข้างเคียง อย่างไรก็ตามควรตั้งข้อสังเกตว่า การเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตรงกันข้าม หรือการผลักดินออกจากตัวอุโมงค์ก็เกิดได้เช่นกัน หากแรงต้านทานดินภายในหัวเจาะมีสูงมากกว่าแรงดันดินด้านนอกดังแสดงในรูปที่ 2.26ในกรณีก็สามารถสร้างความเสียหายได้ด้วยเช่นกัน โดยทำให้เกิดการบวมตัวที่ผิวดินและอาจสร้างปัญหาต่อฐานรากเสาเข็มที่อยู่ในแนวก่อสร้าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.25 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์



รูปที่ 2.26 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์

2.8 การเคลื่อนตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์

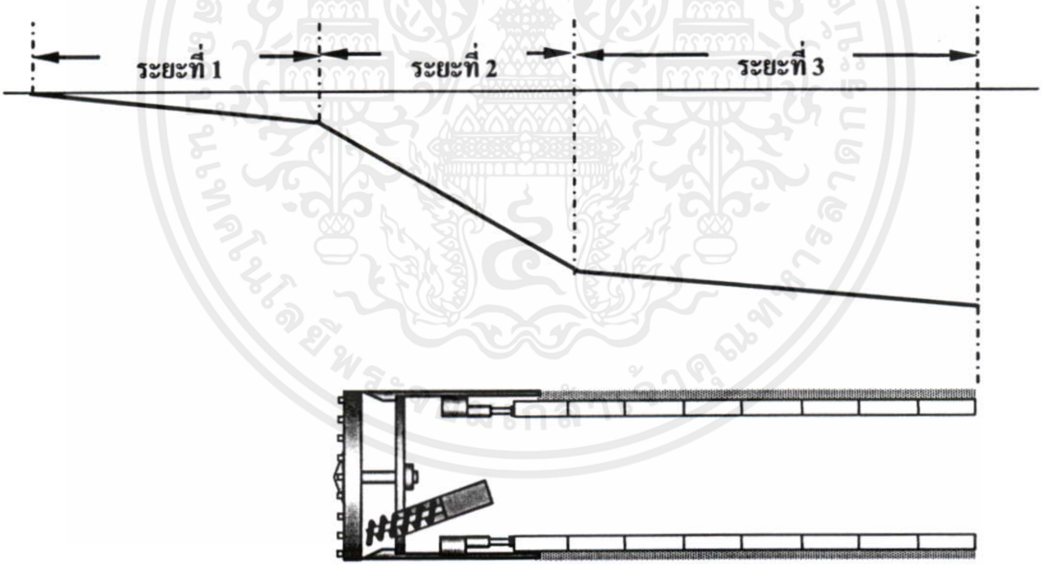
การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมาก โดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตามปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นเพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องศึกษาหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่านอกจากปัจจัยทางด้านสภาพดินที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้นการศึกษาและวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสามารถแบ่งได้เป็นหลายกรณีดังต่อไปนี้[1] [7] [14] และ [26]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlements)

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal settlement) ทั้งนี้ขนาดของการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย บทความนี้จึง

ได้นำเสนอกรณีศึกษาจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ระยะตามระดับของแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ ได้แก่ 1) ระยะที่ 1 2) ระยะที่ 2 และ 3) ระยะที่ 3 ดังรูปที่ 2.27 ในระยะที่ 1 เริ่มต้นจากระยะประมาณ 30 เมตร ก่อนถึงหัวเจาะ ซึ่งเริ่มมีการเคลื่อนตัว การทรุดตัวของดินจึงเริ่มสูงขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวไปใกล้กับตำแหน่งที่ทำการวัดค่า และเมื่อถึงระยะด้านหน้าหัวเจาะประมาณ 10 เมตร การทรุดตัวของผิวหน้าดินจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นอย่างเร็วขึ้นเหนือหัวเจาะ ที่ระยะนี้การทรุดตัวของดินจะทำให้เกิดจุดแบ่งชัดเจนระหว่าง ระยะที่ 1 และ ระยะที่ 2 ดังที่เห็นได้จากในส่วนก่อสร้าง A การทรุดตัวของผิวหน้าดินในระยะที่ 2 เป็นที่เกิดการทรุดตัวมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับการทรุดตัวของดินทั้งหมดที่เกิด โดยการขุดอุโมงค์ด้วยการใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล หลังจากส่วนท้ายของหัวเจาะผ่านตำแหน่งที่ทำการวัดค่า(ประมาณระยะ 15 เมตร จากด้านหน้าของหัวเจาะ) การทรุดตัวของดินจะเริ่มลดลงทั้งนี้เนื่องมาจากการอัดฉีดน้ำปูนและเข้าสู่ระยะที่ 3 การทรุดตัวของดินในระยะสุดท้ายนี้จะหยุดที่ระยะประมาณ 30 เมตร หลังจากที่หัวเจาะผ่านไปแล้ว [28]

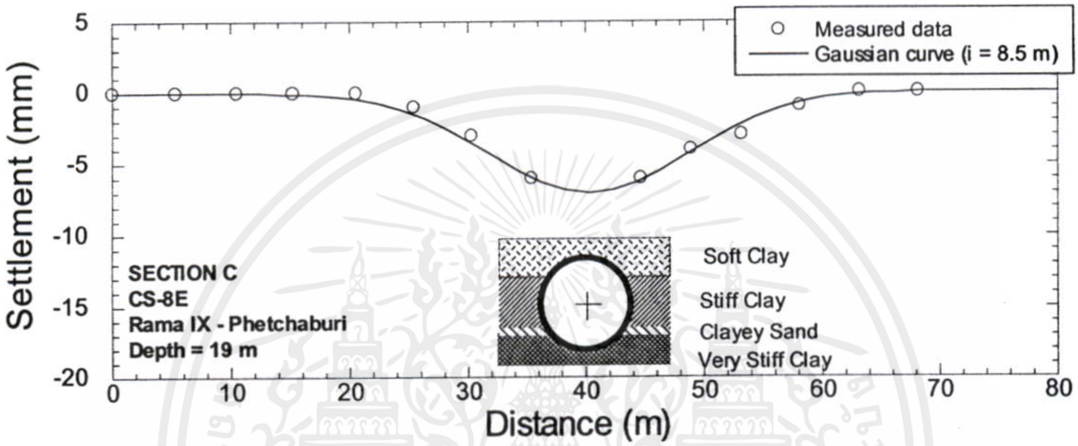


รูปที่ 2.27 รูปแบบการทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

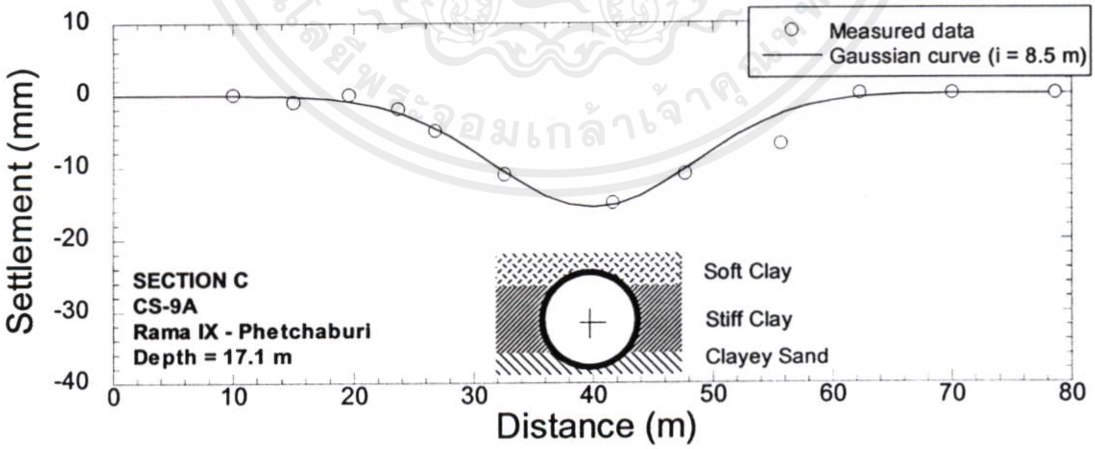
2.8.2 การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งระดับของการทรุดตัวของดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ และค่อนข้างที่จะพยากรณ์ได้ยาก โดยจากหลายๆ กรณีศึกษาและการสังเกตในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวที่ผิวดินไม่เพียงแต่จะพัฒนาตามแนวยาวหรือในทิศทางเดียวกับแนวอุโมงค์ แต่ยังเกิดแนวการทรุดตัวตามแนว

ขวาง (Transverse surface settlements) ซึ่งทำให้เกิดเป็นหลุม (Depression trough หรือ Sink hole) ที่ผิวดิน ในอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางถูกวัดโดยแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement marker arrays) ที่ติดตั้งเหนือแนวอุโมงค์ ผลของการวัดบางส่วนได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.28 ถึงรูปที่ 2.33 ในกรณีนี้จะวิเคราะห์เฉพาะแนวการทรุดตัวเหนืออุโมงค์เดี่ยวเท่านั้น ส่วนกรณีการทรุดตัวที่เกิดจากอุโมงค์คู่จะถูกวิเคราะห์ในหัวข้อต่อไป

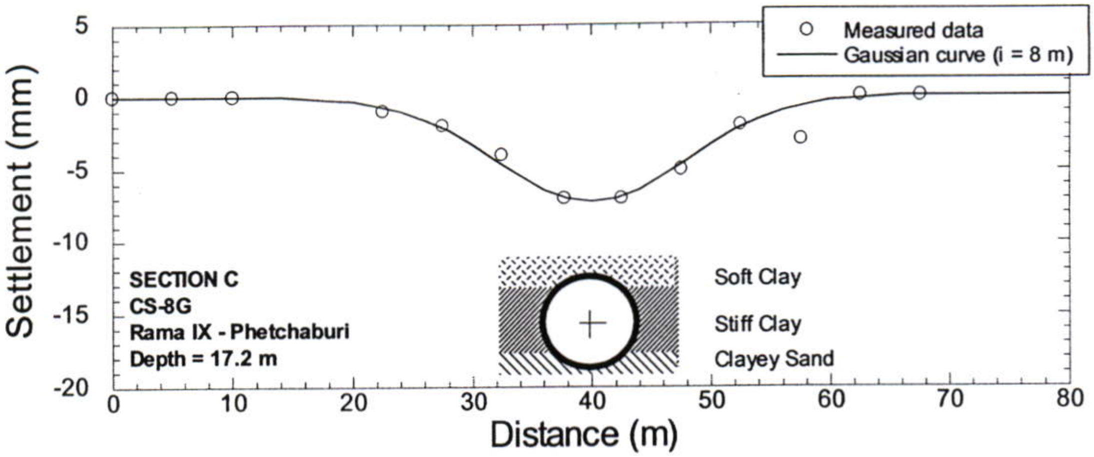


รูปที่ 2.28 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี

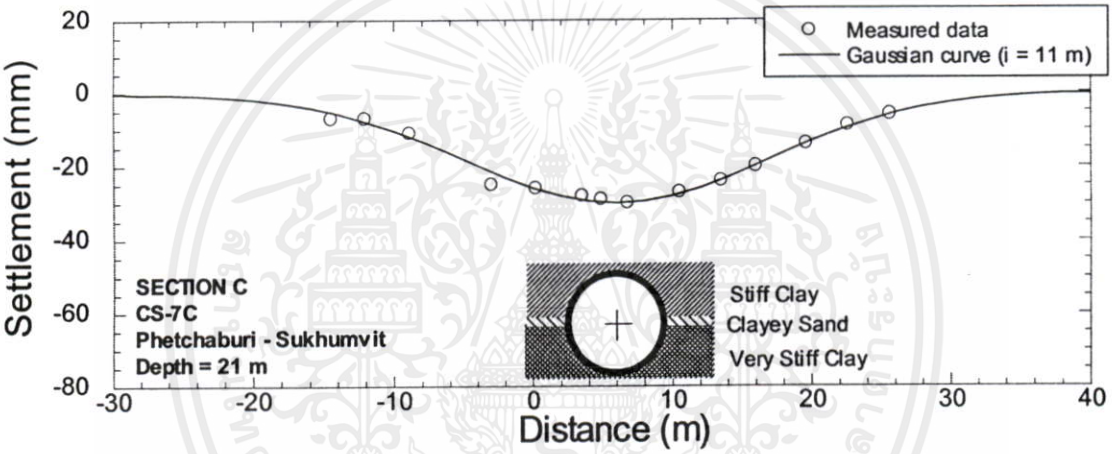


รูปที่ 2.29 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี

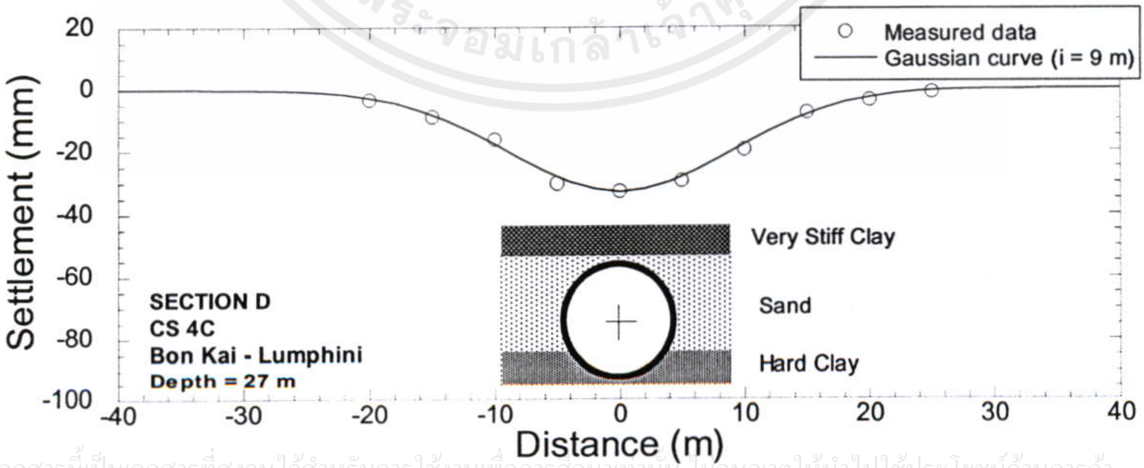
เอกสารนี้เป็นลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.30 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี

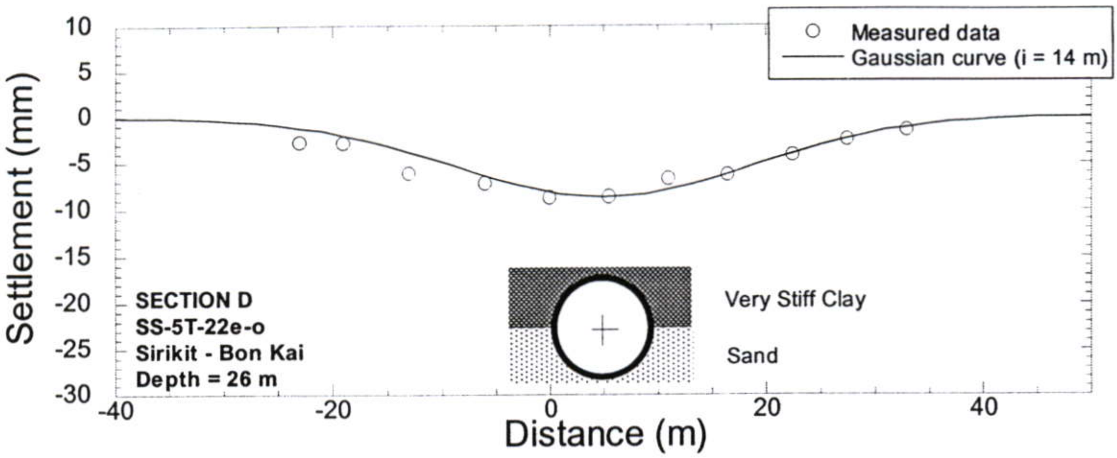


รูปที่ 2.31 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C ติดตั้งระหว่างสถานีเพชรบุรีและสถานีสุขุมวิท



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 2.32 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีบ่อนไก่ และสถานีลุมพินี



รูปที่ 2.33 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีศูนย์ฯ สิริกิติ์ และสถานีคลองเตย

จากรูปดังกล่าว พบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ส่วนมากค่อนข้างจะสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ดังนั้นกราฟความน่าจะเป็นปกติหรือ Gaussian curve ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดิน ที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair and Taylor, 1997 [14]) โดยสามารถประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดิน ด้วยสมการ Gaussian ที่แสดงไว้ในสมการที่ 1

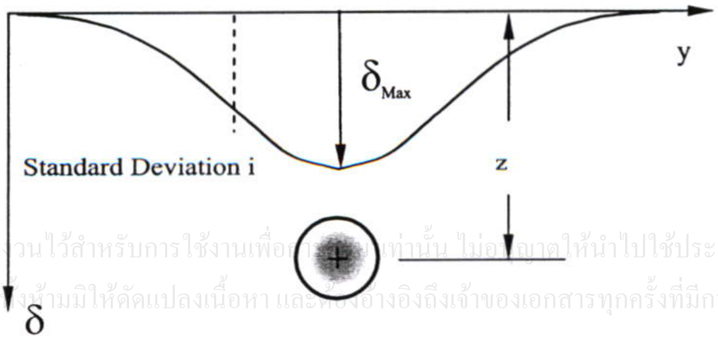
$$\delta = \delta_{max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right] \tag{1}$$

เมื่อ $\delta =$ ค่าการทรุดตัวของผิวดิน

$\delta_{max} =$ ค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุด

$y =$ ระยะตามแนวแกนขวางของอุโมงค์

$i =$ ปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัว



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.34 การใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว

โดยมีอยู่ 2 วิธีที่นิยมใช้ในการหาค่า i นั่นคือ วิธีของ Peck (1969) [6] และ วิธีของ O'Reilly and New (1982) [7] ซึ่งทั้งสองวิธีใช้ Gaussian Curve (รูปที่ 2.34) ในการหาการทรุดตัวแนวขวาง โดยปรับค่า i และจากการนำไปใช้ในโครงการ MRTA ได้ว่าค่าที่ได้นั้นมีความน่าเชื่อถือ

จากปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวที่ได้โดยใช้ Gaussian Curve จากข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธี Peck (1969) ดังรูปที่ 2.35 พบว่าข้อมูลโดยส่วนใหญ่อุโมงค์อยู่ในบริเวณชั้นทรายใต้ระดับน้ำใต้ดินมากกว่าบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งเป็นลักษณะชั้นดินโดยส่วนมากของโครงการ MRTA ที่ขุดเจาะผ่าน ดังนั้นวิธีการของ Peck (1969) จึงไม่เหมาะสมกับกรณีนี้

จากรูปที่ 2.36 แสดงเส้นกราฟของค่า i = Kz ที่นำเสนอโดย O'Reilly and New (1982)[7] ได้ว่าข้อมูลโดยส่วนใหญ่อยู่ในช่วงระหว่างขอบเขต i = 0.4z และ i = 0.6z ซึ่งนั่นสอดคล้องกับข้อสรุปของ O'Reilly and New (1982) ที่ว่าค่า i = 0.5z นั้นเป็นค่าของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนหรือชั้นดินเหนียวแข็ง มีเพียง 1 ค่าเท่านั้นที่อยู่ระหว่างเส้นกราฟ i = 0.4z และ i = 0.3z ซึ่งนั่นเป็นค่าการทรุดตัวที่วัดได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย (รูปที่ 2.32) โดยจากรูปดังกล่าวจะเห็นได้ว่า Gaussian Curve สามารถนำมาใช้ได้เป็นอย่างดี แต่ร่องการทรุดตัวนั้นแคบมาก เมื่อเปรียบเทียบกับร่องการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง จากการทดลองของ Potts (1976) และ Cording et al.(1976) [20] แนะนำว่า Gaussian Curve ไม่น่าจะสามารถนำมาใช้ได้กับดินทราย ซึ่งจะเกิดร่องการทรุดตัวที่แคบและทรุดตัวมากอย่างรวดเร็ว เนื่องจากช่องว่างที่เกิดขึ้นในการขุดเจาะ อย่างไรก็ตามในการทดสอบนั้นเป็นการทดลองสำหรับชั้นดินทรายทั้งหมด ซึ่งไม่มีชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งอยู่ด้านบนดังเช่นในโครงการ MRTA

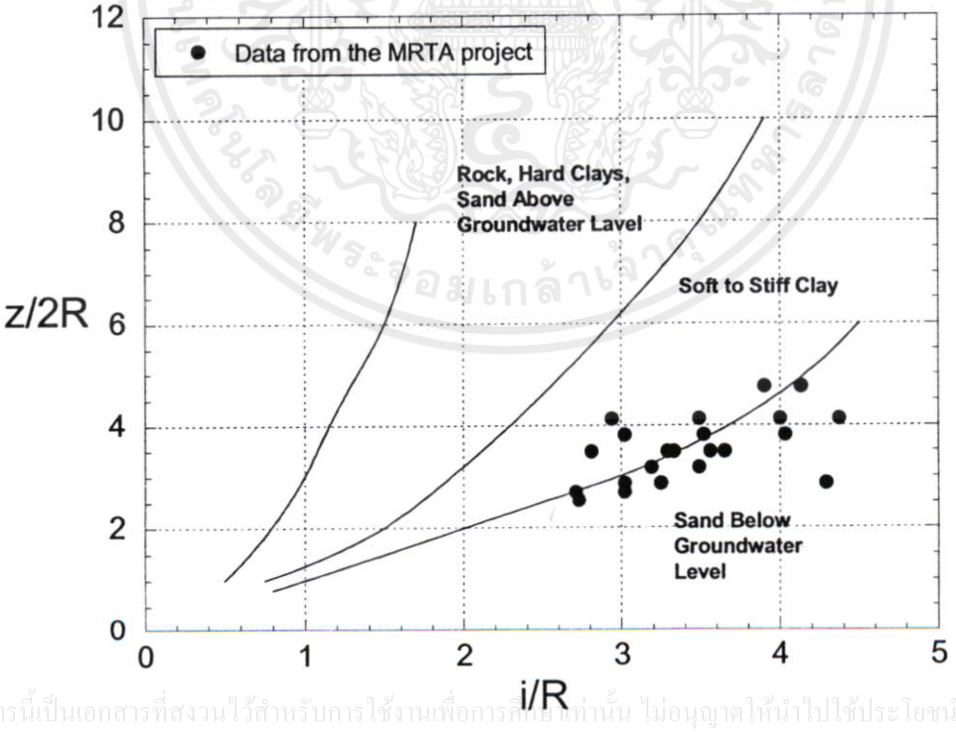
จากในกรณีที่ผ่านมาได้ว่าร่องการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย โดยมีชั้นดินเหนียวอยู่ด้านบน(Ata, 1996 และ Atahan et al, 1996) จะกว้างกว่าร่องการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะในชั้นดินทรายล้วน ดังนั้นในกรณีของการขุดเจาะในชั้นดินทรายที่ชั้นดินเหนียวอยู่ข้างบนจะมีปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวมากกว่า i = 0.3z เล็กน้อย (i = 0.35z ดังแสดงในรูปที่ 2.36) นอกจากนี้จากการศึกษาของ Mair and Taylor (1997) สำหรับค่าที่ได้จากการขุดเจาะในชั้นดินทราย ได้ค่าปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวอยู่ในขอบเขต i = 0.25z และ i = 0.45z นั่นคือมีค่ากลางอยู่ที่ 0.35z

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลทั้งหมดถูกวัด 3 วันหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปแล้วหรือที่ระยะประมาณ 30 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ซึ่ง

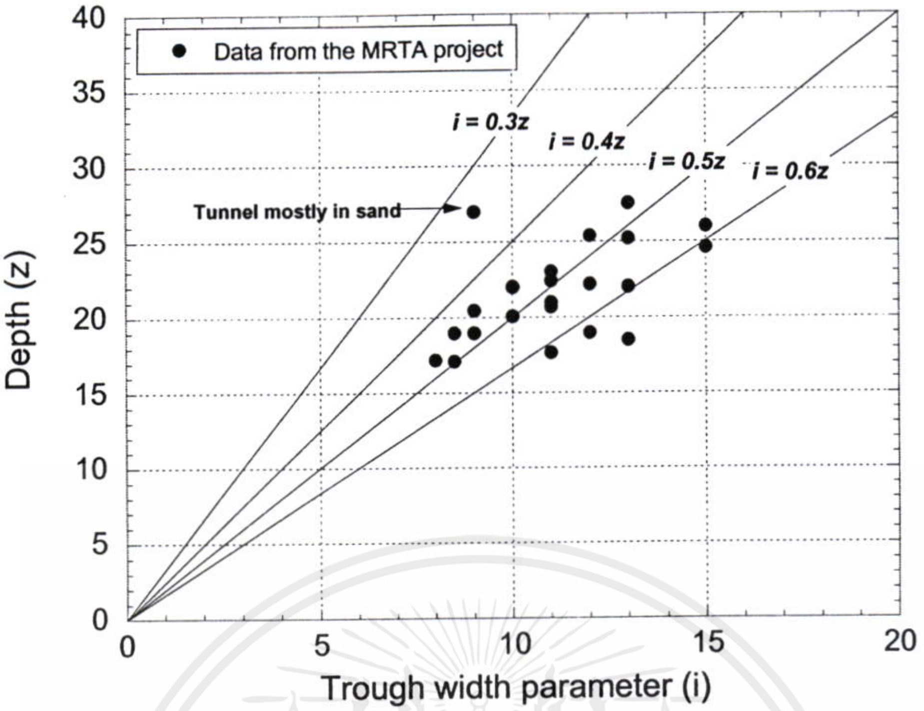
ถือว่าเป็นจุดที่การทรุดตัวของดินที่มีค่ามากที่สุด (δmax) โดยหลังจากนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ดังที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อก่อนหน้านี้ ในกรณีนี้จะพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ได้รับผลกระทบจากการขุดเจาะโดยหัวเจาะเพียงอย่างเดียว ไม่ใช่จาก Consolidation settlement หรือการอัดตัวคายน้ำของดินที่เป็นการทรุดตัวของดินที่เกิดในระยะยาว ซึ่งการทรุดตัวของดินที่เกิดในระยะยาวอาจจะมีผลต่อการทรุดตัวของผิวหน้าดินดังที่ได้ศึกษาไว้โดย Mair and Taylor (1997) โดยการทรุดตัวของดินจะค่อยๆเพิ่มขึ้นหลังการก่อสร้างทำให้เกิดแนวการทรุดตัวที่กว้างขึ้น

จากรูปที่ 2.37 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวในโครงการ MRTA ร่วมกับค่าที่ได้จาก Mair and Taylor (1997) ถึงแม้ว่าค่าที่นำมาใช้จะได้มาจากหลากหลายวิธีการขุดเจาะ เช่น Slurry Shield, Mechanical Shield, Open Shield และ NATM แต่ก็ยังได้ค่า i อยู่ระหว่าง i = 0.4z ถึง i = 0.6z มีเฉพาะบางจุดเท่านั้นที่อยู่นอกขอบเขตนี้ ซึ่งนั่นแสดงให้เห็นว่าความกว้างของร่องการทรุดตัวภายใต้การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์เพียงอย่างเดียว โดยไม่ได้ขึ้นอยู่กับวิธีการขุดเจาะ นั่นคือถ้าทราบถึงการทรุดตัวสูงสุดก็จะสามารถใช้ฟังก์ชั่น Gaussian กับค่า i เพื่อทำนายร่องการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ได้

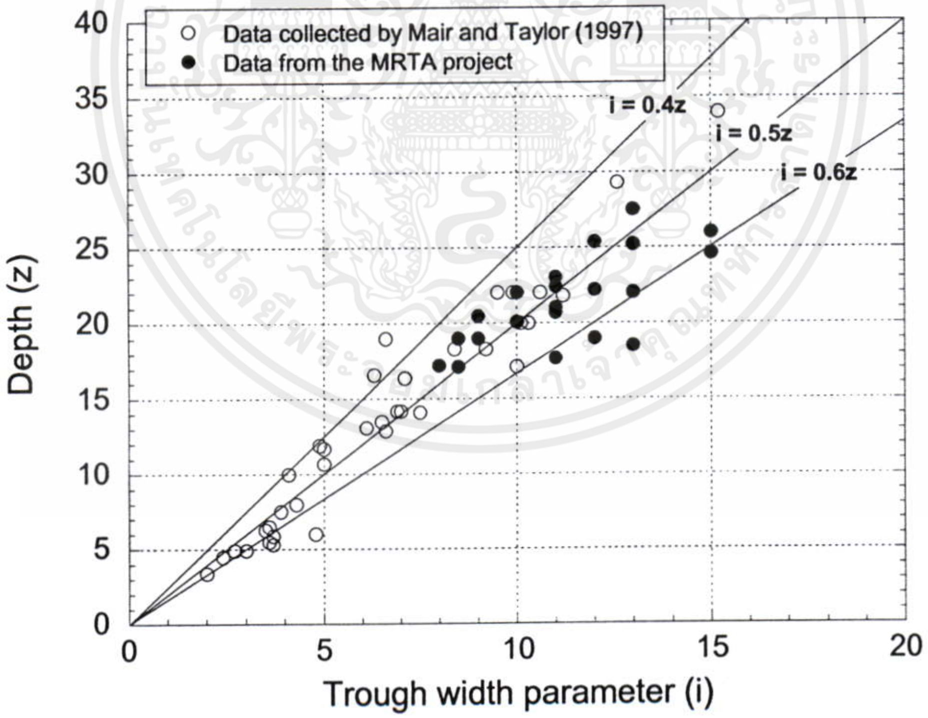


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 2.35 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวทรุดตัวจากโครงการ MRTA ใน Peck's (1969) Empirical Chart



รูปที่ 2.36 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวจากโครงการ MRTA เปรียบเทียบกับกราฟ ของ O'Reilly and New (1982)



รูปที่ 2.37 แสดงปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวจากโครงการ MRTA ร่วมกับข้อมูลของ Mair and Taylor (1997)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.3 แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels)

การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์เป็นปัญหาหลัก ที่วิศวกรพยายามที่จะเข้าใจและหาวิธีป้องกัน โดยเฉพาะจากการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมืองเพื่อการขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ ซึ่งมักจะเป็นอุโมงค์คู่ (Twin Tunnels) เพื่อให้รถไฟฟ้าวิ่งไปและกลับตลอดเส้นทาง ดังเช่นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่นี้จะมีความแตกต่างจากการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

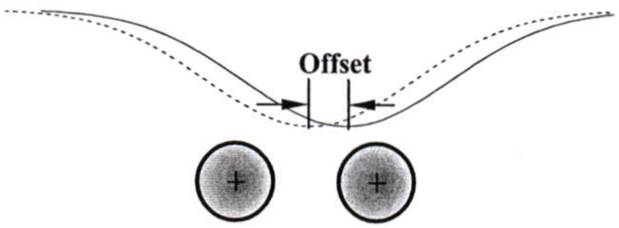
การทรุดตัวของผิวดินจากการขุดอุโมงค์คู่ จะมีแนวการทรุดตัวของผิวดินกว้างขวางหรือขอบเขตอิทธิพล (Influence Zone) ที่มากกว่าจากการขุดอุโมงค์เดี่ยว อีกทั้งการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ ยังคงเป็นปัญหาที่สำคัญเพราะมักจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายด้าน เช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ที่แตกต่างกันระหว่างอุโมงค์ตัวแรกและอุโมงค์ตัวที่สอง ดังนั้นจึงต้องนำเสนอวิธีการใหม่ ที่สามารถประมาณแนวการทรุดตัวของดินจากอุโมงค์คู่ เพื่อประโยชน์ต่อการออกแบบและควบคุมการก่อสร้างอุโมงค์คู่

จากการศึกษาพฤติกรรมของดิน และรูปแบบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในเมืองชิคาโก (Peck, 1969) ซึ่งมีการตั้งข้อสังเกต เกี่ยวกับการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ว่าการสูญเสียมวลดินมักจะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สองมากกว่าอุโมงค์ตัวแรก และแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีจุดกึ่งกลางการทรุดตัวของดินเยื้องศูนย์ (Offset) มาทางอุโมงค์ตัวที่สอง ดังแสดงในรูปที่ 2.38(ก) ทั้งนี้เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกจะรบกวน (Disturbance) โครงสร้างของดินบริเวณรอบอุโมงค์และส่งอิทธิพลเป็นบริเวณกว้าง ซึ่งอาจทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินมากขึ้นขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่สอง และหากอุโมงค์ทั้งสองอยู่ชิดกันมาก จะทำให้แนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีกึ่งกลางการทรุดตัวอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์ทั้งสองพอดี

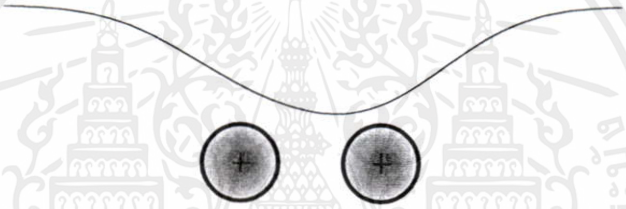
อย่างไรก็ตามควรคำนึงว่า การก่อสร้างอุโมงค์คู่ดังที่ตั้งข้อสังเกตโดย Peck (1969) นั้น ใช้หัวเจาะสมัยเก่าแบบหน้าเปิด (Open-faced Shield) โดยใช้การอัดอากาศ (Compressed Air) ช่วยป้องกันการพังทลายของดิน ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ แตกต่างกับวิธีในปัจจุบันโดยสิ้นเชิง โดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์ในปัจจุบันนิยมใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) โดยหัวเจาะอุโมงค์แบบนี้ จะสามารถควบคุมการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ดีกว่า และมีผลกระทบต่อสภาพดินข้างเคียงน้อยกว่าการขุดเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด ดังที่ได้สังเกตแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่ถูกขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ขณะก่อสร้างอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รถไฟฟ้าใต้ดินที่ประเทศสิงคโปร์ (Shirlaw et al., 1988 [27])โดยพบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะไม่สมมาตรดังแสดงในรูปที่ 2.38(ข)



(ก) แนวการทรุดตัวของดินแบบสมมาตรเยื้องศูนย์



(ข) แนวการทรุดตัวของดินแบบไม่สมมาตร

รูปที่ 2.38 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่

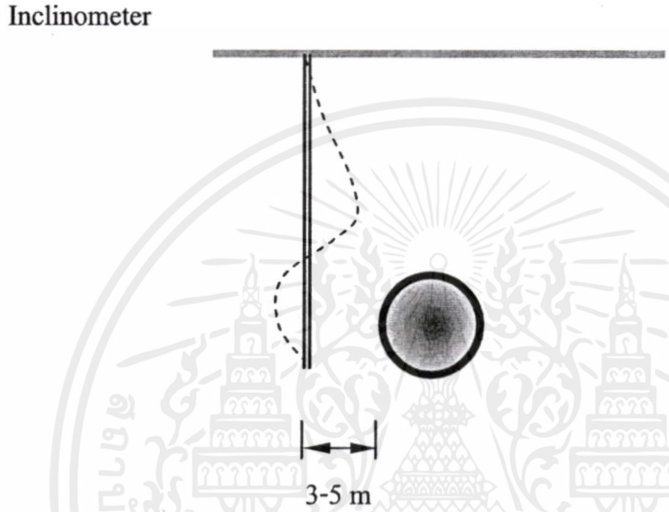
2.8.4 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral Ground Deformation)

ในปัจจุบันมีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินมากขึ้น เพื่อรองรับการขยายตัวของสาธารณูปโภคและการขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเขตเมือง ซึ่งอาจก่อให้เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ดังกล่าว เช่น การทรุดตัวหรือเคลื่อนตัวของโครงสร้างอาคารใกล้เคียง ทั้งนี้เนื่องจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ โดยเฉพาะด้านข้างของตัวอุโมงค์ อาจส่งผลกระทบรุนแรงจนทำให้ฐานรากของโครงสร้างใกล้เคียงเสียหายได้ ถึงแม้ว่าเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์จะพัฒนาขึ้นมาก แต่การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ยังคงยากที่จะหลีกเลี่ยง อีกทั้งรูปแบบการเคลื่อนตัวของดินยังขึ้นอยู่กับกระบวนการ ที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์อีกด้วย บทความนี้จะอธิบายผลกระทบ ของการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนโดยหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งมีการติดตั้งอุปกรณ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer บริเวณหลายจุดตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งนี้จะนำมาสู่ความเข้าใจถึงสาเหตุของการเคลื่อนตัวของดิน และวิธีป้องกันในอนาคต

การวัดเคลื่อนตัวของดินทำได้โดยการติดตั้งเครื่องมือวัด ที่เรียกว่าInclinometer ซึ่งจะทำการวัดระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ โดยทำการติดตั้งห่างจากผนังอุโมงค์ในระยะตั้งแต่ 2 เมตร ถึง 5 เมตร ดังรูปที่ 2.39



รูปที่ 2.39 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer

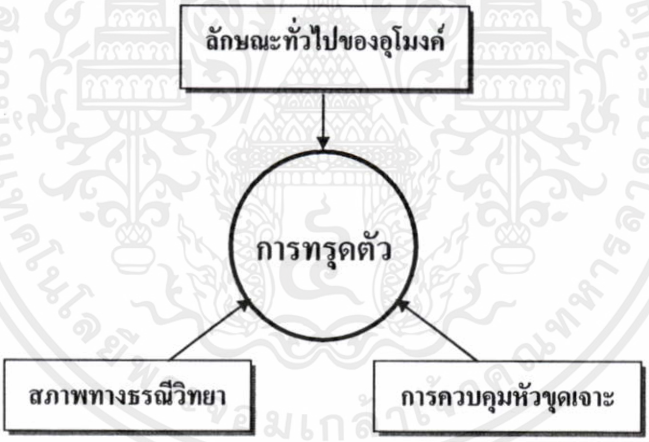
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

พารามิเตอร์ต่างๆที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน

3.1 บทนำ

พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลที่ทำการศึกษาโดย สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์(2548)[1] ซึ่งพารามิเตอร์เหล่านี้ได้จากเครื่องมือวัดทั้งที่อยู่เหนือผิวดินและในหัวขุดเจาะซึ่งมีหลายพารามิเตอร์ด้วยกันที่มีผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวของดิน ทั้งนี้ประกอบด้วยลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ สภาพทางธรณีวิทยา และการควบคุมหัวขุดเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.1 และรายละเอียดของตัวแปรต่างๆเป็นดังตารางที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ตัวแปรหลักที่มีผลต่อการทรุดตัว

Suwansawat (2006)[33] วิเคราะห์และเสนอแนะว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะแบ่งออกเป็น 3 ส่วนหลักด้วยกันคือ (1) การทรุดตัวด้านหน้าหัวเจาะ (2) การทรุดตัวเหนือหัวเจาะ (3) การทรุดตัวเมื่อหัวเจาะผ่าน โดยขนาดการทรุดตัวของแต่ละส่วนจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย ซึ่งมีทั้งสภาพทางธรณีวิทยา ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ (ความดันหน้าหัวเจาะ อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะและคุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน) และลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (ความลึกอุโมงค์และระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะ) โดยผลกระทบที่เกิดขึ้นจากปัจจัยต่างๆในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลนั้นเป็นเรื่องที่ซับซ้อนอย่างมากต่อการเข้าใจ ซึ่งปัจจัยต่างๆที่นำมาวิเคราะห์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียมในงานวิจัยนี้มีดังนี้

ตารางที่ 3.1 สรุปถึงตัวแปรที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน

ประเภทของตัวแปร	ตัวแปร
ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์	ความลึกของอุโมงค์ (เมตร)
	ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (เมตร)
สภาพทางธรณีวิทยา	ลักษณะชั้นดินเหนืออุโมงค์
	ลักษณะชั้นดินใต้อุโมงค์
	ความสูงของน้ำใต้ดินจากส่วนล่างสุดของอุโมงค์ (เมตร)
การควบคุมหัวขุดเจาะ	แรงดันด้านหน้า (kPa)
	อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (มม./นาที)
	มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ (องศา)
	แรงดันในการอัดฉีดน้ำปูน (bar)
	เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (%)

3.2 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry)

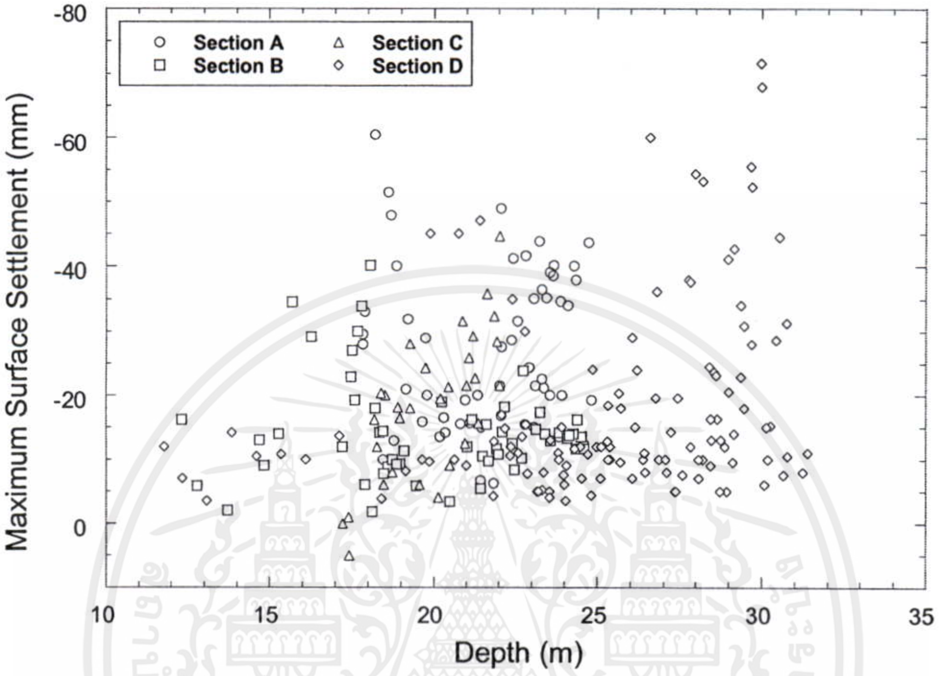
ลักษณะทั่วไปที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนได้แก่ ความลึกของอุโมงค์ ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์และขนาดของอุโมงค์ [1] [33]

3.2.1 ความลึกของอุโมงค์ (Tunnel depth)

ความลึกของอุโมงค์ถือเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญ จากข้อมูลพารามิเตอร์ที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล(รูปที่ 3.2) แสดงค่าระหว่างความลึกของอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยความลึกของอุโมงค์นั้นเป็นระยะจากผิวดินถึงกึ่งกลางของอุโมงค์ ตามหลักทฤษฎี เมื่อใช้อุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางคงที่ การขุดเจาะอุโมงค์ลึกจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวน้อยกว่าอุโมงค์ตื้น อย่างไรก็ตามจากรูปดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์กับการทรุดตัวยังไม่สามารถคาดการณ์ได้ ตัวอย่างเช่นการขุดเจาะอุโมงค์ที่ลึกมากยังคงส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่สูง เนื่องจากอุโมงค์ที่ขุดเจาะอยู่ในชั้นดินทราย ในทางตรงกันข้ามสำหรับอุโมงค์ตื้นค่าการทรุดตัวที่วัดได้มีค่าน้อย โดยมีการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยจากการขุดเจาะอุโมงค์ตื้น อาจเนื่องมาจากสามารถควบคุมหัวเจาะแรงดันดินสมดุลให้สมดุลกับแรงดันดินที่กระทำได้ จากผลดังกล่าวได้ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความลึกของอุโมงค์ถือว่าเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน แต่ทั้งนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นยังเป็นผลมาจากปัจจัยอื่นๆ เช่น ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะและสภาพทางธรณีวิทยา จึงทำให้ไม่สามารถหาความสัมพันธ์ของความลึกกับการทรุดตัวได้อย่างชัดเจน



รูปที่ 3.2 ค่าระหว่างความลึกของอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน

3.2.2 ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (Distance from launching station)

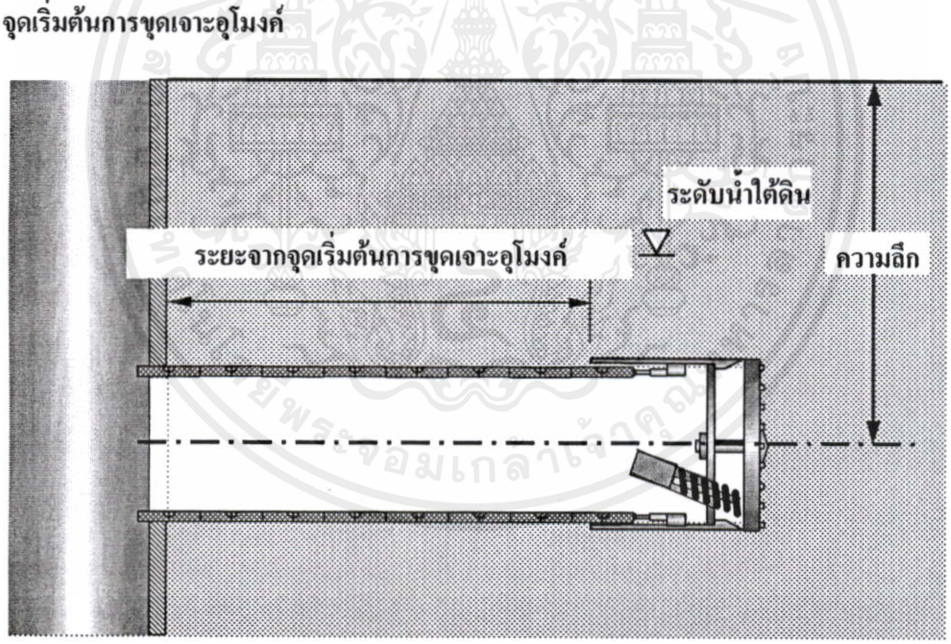
ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (รูปที่ 3.3) มีผลกระทบต่อขนาดการทรุดตัวที่ผิวดิน ซึ่งผลกระทบที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากความสามารถของบุคลากรในการขุดเจาะอุโมงค์และศักยภาพของหัวเจาะ โดยในช่วงเริ่มแรกที่ทำการขุดเจาะค่าปัจจัยการควบคุมหัวเจาะจะทดลองใช้ค่าต่างๆ ทั้งความดันด้านหน้า อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและปัจจัยอื่นๆ เพื่อให้ได้ค่าการทรุดตัวที่น้อยที่สุด นอกจากนั้นในช่วงเริ่มต้นคนงานในการขุดเจาะอุโมงค์ยังไม่มีความราบรื่นในการทำงาน (การสำรวจ การติดตั้งผนังอุโมงค์และการขนส่งต่างๆ) ซึ่งจะส่งผลให้เกิดความล่าช้าในช่วงเริ่มต้น อีกทั้งที่กล่าวมาข้างต้นอาจส่งผลให้เกิดการทรุดตัวเป็นปริมาณมากหรือเกิดการบวมตัวที่ผิวดินได้ [1] และ [33]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากที่สามารถเลือกใช้ค่าปัจจัยการควบคุมหัวเจาะที่เหมาะสมได้แล้ว รวมถึงบุคลากรที่ทำงานในฝ่ายต่างๆมีความชำนาญมากขึ้น ซึ่งทำให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นลดน้อยลง และเมื่อคนงาน

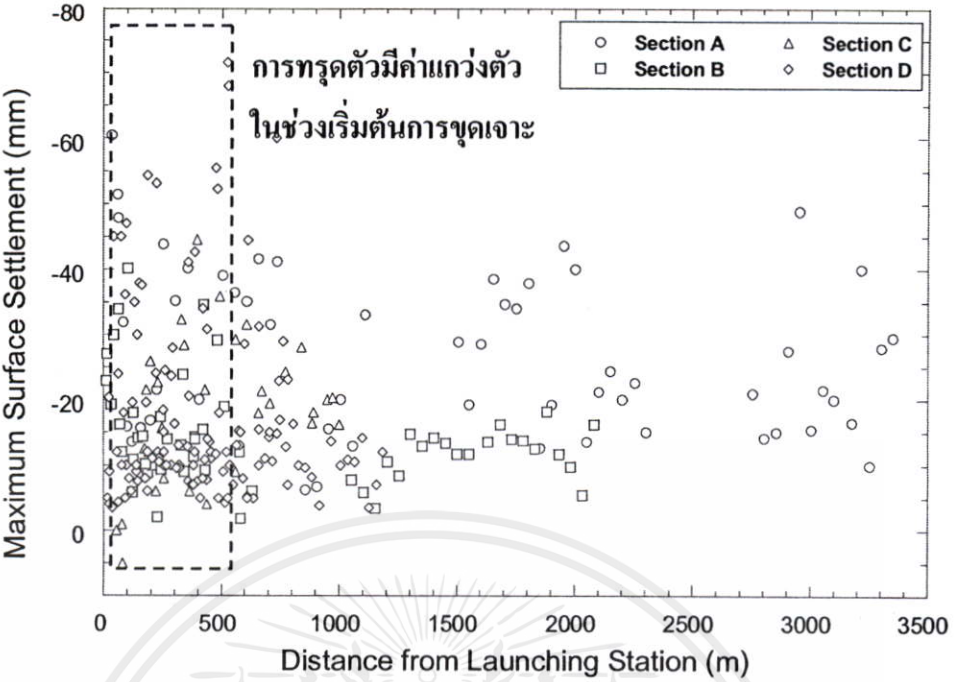
คุ้นเคยกับงานก่อสร้างอุโมงค์คือการควบคุมปัจจัยควบคุมหัวเจาะ และระบบขนส่งต่างๆ เช่น การขนส่งดิน ขนส่งชิ้นส่วนอุโมงค์เป็นต้น จนมีความชำนาญจะส่งผลให้งานมีความราบรื่นขึ้น แต่อย่างไรก็ตามจากรูปที่ 3.4 การทรุดตัวที่ผิวดินในช่วงเริ่มต้นที่ออกจากสถานีจะมีค่าการทรุดตัวที่แกว่งมาก ทั้งนี้อาจจะเกิดการพังทลายของดินหรือการบวมตัวของดิน (Ju et al., 1999 [34] และ Suwansawat and Einstein, 2006 [33])

ทั้งนี้ขนาดของอุโมงค์ย่อมเป็นปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน อุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ย่อมส่งผลให้เกิดการทรุดตัวมากกว่าอุโมงค์ที่มีขนาดเล็ก เนื่องจากอุโมงค์ยิ่งมีขนาดใหญ่ปริมาตรการขุดเจาะยิ่งมาก ก็มักก่อให้เกิดการสูญเสียมวลดินเป็นปริมาณที่มากกว่าอุโมงค์ที่มีขนาดเล็กเป็นธรรมดา อย่างไรก็ตามฐานข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณถูกนำมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลางคงที่คือ 6.3 เมตร ตลอดแนวเส้นทาง ดังนั้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์จึงไม่มีผลกระทบใดๆ ต่อการศึกษาอิทธิพลของพารามิเตอร์การขุดเจาะ



รูปที่ 3.3 ลักษณะทางกายภาพโดยทั่วไปของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



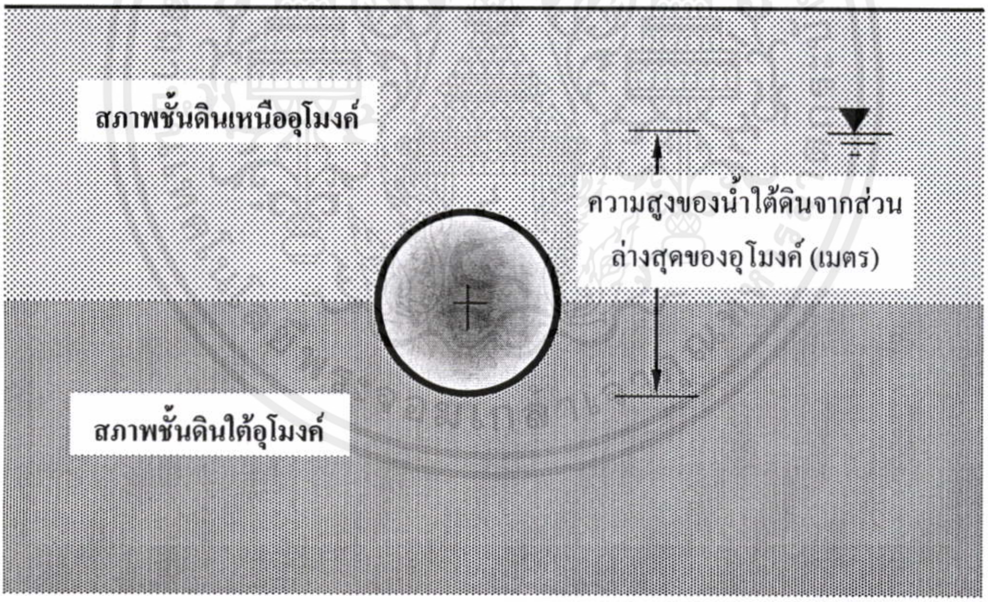
รูปที่ 3.4 ค่าระหว่างระยะจากจุดเริ่มต้นขุดเจาะอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน

3.3 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological conditions)

สภาพทางธรณีวิทยาเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญมากในทุกวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ ประเภทของชั้นดินที่หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลขุดเจาะผ่านจะสามารถนำมาใช้คาดการณ์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้ โดยทั่วไปชั้นดินเหนียวแข็งเป็นสภาพชั้นดินที่นิยมมากที่สุดในการขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล จากในหลายโครงการที่ผ่านมาและค่าที่วัดได้จากโครงการ MRTA (Suwansawat and Einstein, 2006 [33]) โดยค่าที่ได้เป็นดังรูปที่ 3.6 เนื่องด้วยชั้นดินเหนียวแข็งมีค่ากำลังรับแรงเฉือน (Su) ที่สูงทำให้ชั้นดินนี้มีเสถียรภาพในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงกระบวนการการขนถ่ายดินและสายพานลำเลียงจะทำงานได้อย่างไม่ติดขัดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว อย่างไรก็ตามคุณสมบัติหนึ่งที่สำคัญมากที่สุดสำหรับคุณสมบัติของดินเหนียวแข็งคือคุณสมบัติการซึมผ่านน้ำ ซึ่งถ้ามีค่าต่ำจะช่วยป้องกันไม่ให้น้ำซึมผ่านไปยังด้านหน้าหัวเจาะ อาจส่งผลให้เกิดความยุ่งยากต่อการควบคุมค่าความดันด้านหน้าให้เป็นไปตามที่ต้องการในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งยังช่วยไม่ให้เกิดการสูญเสียมวลดินและการทรุดตัวที่ผิวดินที่มากตามไปด้วย ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายจะมีปัญหามากในการควบคุมพารามิเตอร์ควบคุมหัวเจาะและความมีเสถียรภาพของดิน ซึ่งนั่นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวเป็นปริมาณมากและการพังทลายของดิน โดยจาก Clough and Leca (1993) [35] พบว่าจะเกิดการทรุดตัวของดินที่สูงมากเมื่อด้านบนของอุโมงค์เป็นชั้นดินทรายและด้านล่างของอุโมงค์เป็นชั้นดินเหนียว

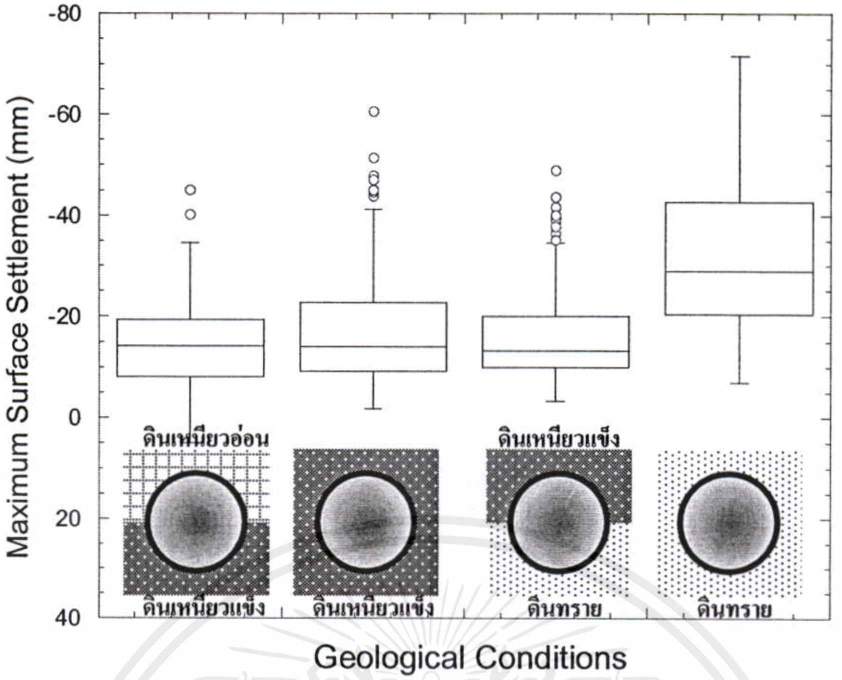
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ระดับน้ำใต้ดินก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัว ซึ่งระดับน้ำใต้ดินเป็นเรื่องที่น่าเป็นห่วงมากสำหรับทุกวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ลึก โดยถ้าระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าส่วนล่างหรือท้องของอุโมงค์มาก จะมีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะมีน้ำไหลมายังด้านหน้าของหัวขุดเจาะ ทำให้ยากต่อการควบคุมค่าความดันด้านหน้าและการขนย้ายดิน นั่นอาจจะทำให้เกิดการทรุดตัวเป็นปริมาณมากหรือเกิดการพังทลายของดิน อีกทั้งการไหลของระดับน้ำใต้ดินจะส่งผลให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)บริเวณเหนืออุโมงค์ รูปที่ 3.7แสดงค่าระหว่างระยะจากส่วนล่างของอุโมงค์ถึงระดับน้ำใต้ดิน เมื่อระดับน้ำใต้ดินมีค่าสูงอยู่เหนืออุโมงค์ (มีค่าเป็นลบ) โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่ออุโมงค์ที่ขุดเจาะมีรูปแบบซ้อนกัน ค่าที่ได้จากการตรวจวัดแสดงให้เห็นว่ามีการทรุดตัวที่สูง ในทางตรงกันข้ามเมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าส่วนล่างของอุโมงค์ (มีค่าเป็นบวก) จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ต่ำตามไปด้วย อย่างไรก็ตามยังคงไม่สามารถยืนยันได้ถึงแนวโน้มของความสัมพันธ์นี้ (Suwansawat and Einstein, 2006[33]) ซึ่งในโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ประมาณ 22 เมตรจากผิวดินดังแสดงในรูปที่ 3.5 [1]

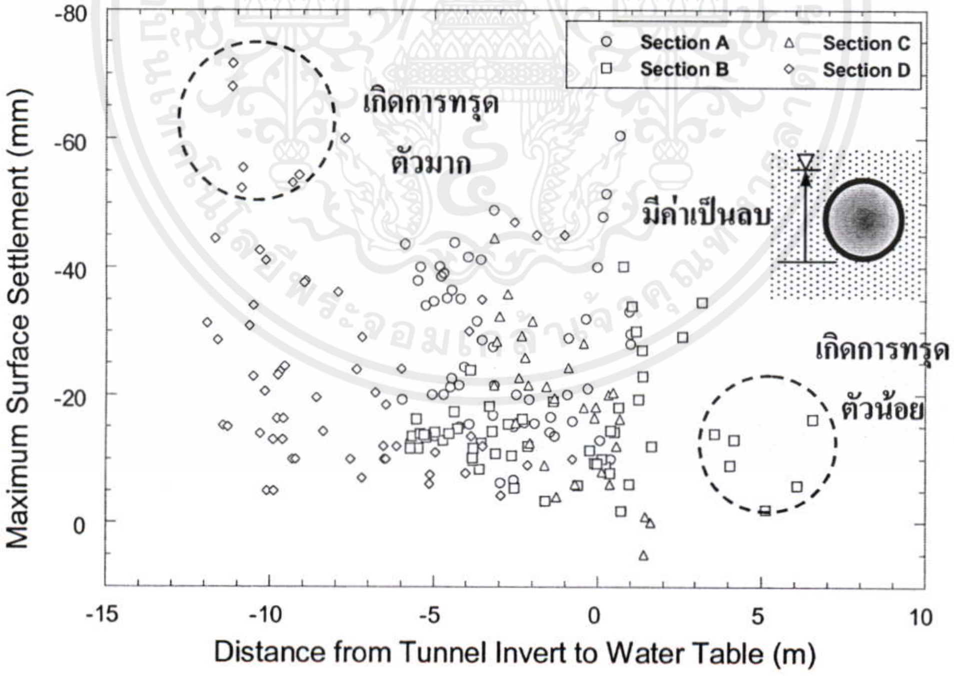


รูปที่ 3.5 สภาพทางธรณีวิทยาของอุโมงค์และระดับน้ำใต้ดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างสภาพชั้นดินกับการทรุดตัวที่ผิวดิน



รูปที่ 3.7 ระยะจากส่วนล่างของอุโมงค์ถึงระดับน้ำใต้ดินกับการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อหัวเจาะขุดผ่าน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.4 พารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation parameters)

ในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์จะต้องทำการควบคุมพารามิเตอร์ต่างๆ เพื่อให้ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินน้อยที่สุด ซึ่งพารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะที่สำคัญมีทั้ง ความดันด้านหน้า อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน และเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน[1] และ [33]

3.4.1 ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure)

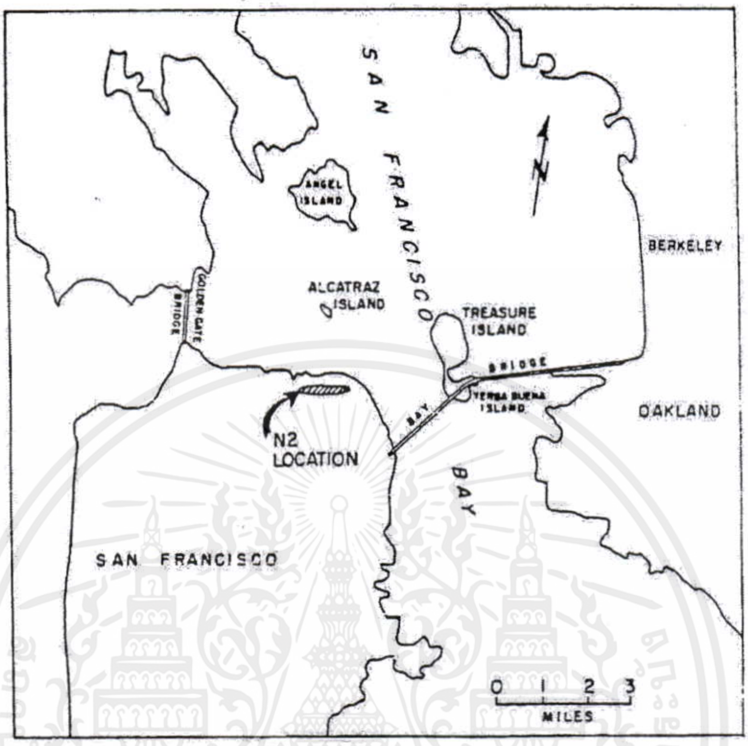
หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลทำงานโดยการควบคุมปริมาณการขุดดินออก แล้วลำเลียงดินจากส่วนหน้าหัวเจาะ โดยผ่านสายพานลำเลียง (Screw conveyor) ส่วนหน้าของอุโมงค์จะต้านดินที่จะทะลักเข้ามา โดยควบคุมแรงดันที่ส่วนหน้าห้องกักดิน (Earth chamber) ความดันด้านหน้าหัวขุดเจาะเป็นปัจจัยหนึ่งในระหว่างการขุดเจาะ ซึ่งความดันด้านหน้าหัวขุดเจาะในห้องกักดินมีบทบาทที่สำคัญต่อการรักษาเสถียรภาพของการขุดอุโมงค์ และการควบคุมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นให้ลดลง ซึ่งสามารถสังเกตความดันด้านหน้าหัวเจาะได้จากภายในส่วนหน้าห้องกักดิน

ความดันด้านหน้าหัวเจาะถือว่าเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญมากในการขุดเจาะอุโมงค์ เนื่องจากจะต้องใช้ค่าปัจจัยนี้ให้เหมาะสมกับแรงดันดินและแรงดันน้ำที่กระทำมายังด้านหน้าอุโมงค์ ซึ่งได้มีผู้ที่ศึกษาถึงอิทธิพลของความดันด้านหน้าหัวเจาะดังนี้

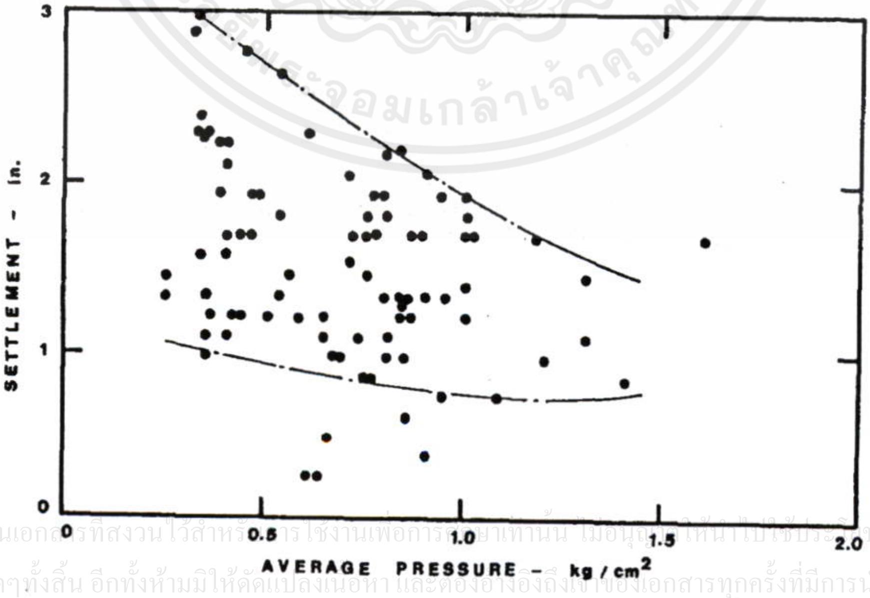
Clough et al. (1982)[36] Finno (1983)[37] และ Finno and Clough (1985)[38] ได้รายงานถึงการก่อสร้างโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาของเมืองซานฟรานซิสโก (San Francisco clean water project) ประเทศสหรัฐอเมริกา ในสัญญา N-2 ซึ่งโครงการนี้ทำการก่อสร้าง ณ ตะวันออกเฉียงเหนือ ของเมืองซานฟรานซิสโก ดังรูปที่ 3.8 โครงการนี้เป็นโครงการแรกสหรัฐอเมริกาที่ใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดยหัวเจาะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.7 เมตร และเส้นทางอุโมงค์ทั้งหมดยาว 915 เมตร ค่าความดันด้านหน้าที่ใช้ในโครงการนี้มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินดังแสดงในรูปที่ 3.9 ซึ่งจากข้อมูลดังกล่าวมีแนวโน้มอย่างชัดเจนคือ เมื่อใช้ค่าความดันต่ำจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมาก และเมื่อเพิ่มความดันจะทำให้ค่าการทรุดตัวลดน้อยลง

Matsushita et al. (1995)[39] ได้กล่าวถึงการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) ขนาดใหญ่ ณ เมืองฟูกุโอกะ ประเทศญี่ปุ่น ซึ่งหัวเจาะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เมตร ขุดเจาะที่ความลึก 8 ถึง 16 เมตร ซึ่งแนวเส้นทางของอุโมงค์อยู่ในสภาพชั้นดินดังรูปที่ 3.10 โดยในการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการแสดงให้เห็นว่า ความดันหน้าหัวเจาะมี

ผลกระทบเป็นอย่างมากต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากรูปที่ 3.11 พบว่าการทรุดตัวของผิวดินจะน้อยลงเมื่อใช้ค่าความดันด้านหน้าที่สูงขึ้น



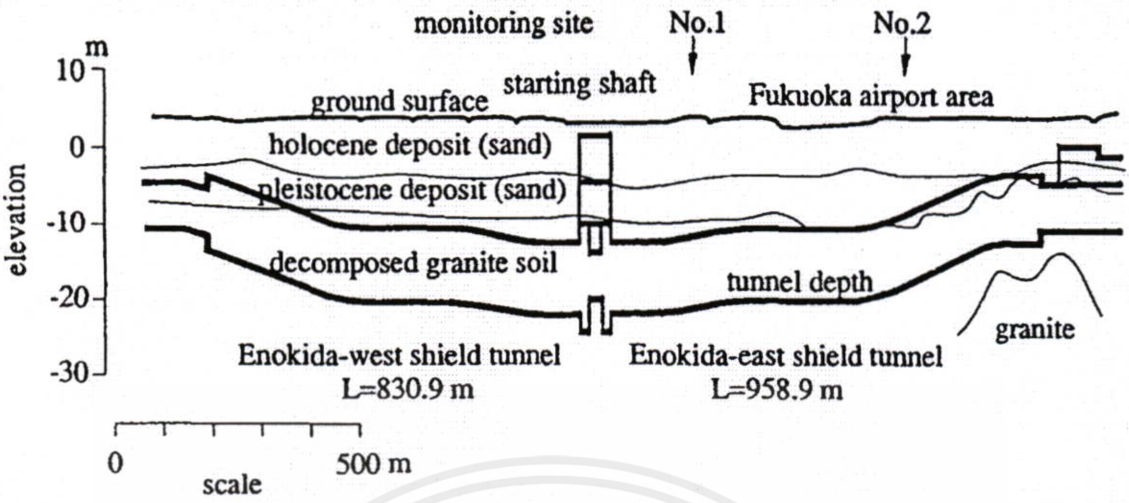
รูปที่ 3.8 สถานที่ก่อสร้างโครงการอุโมงค์ส่งน้ำประปาของเมืองซานฟรานซิสโกในสัญญา N-2



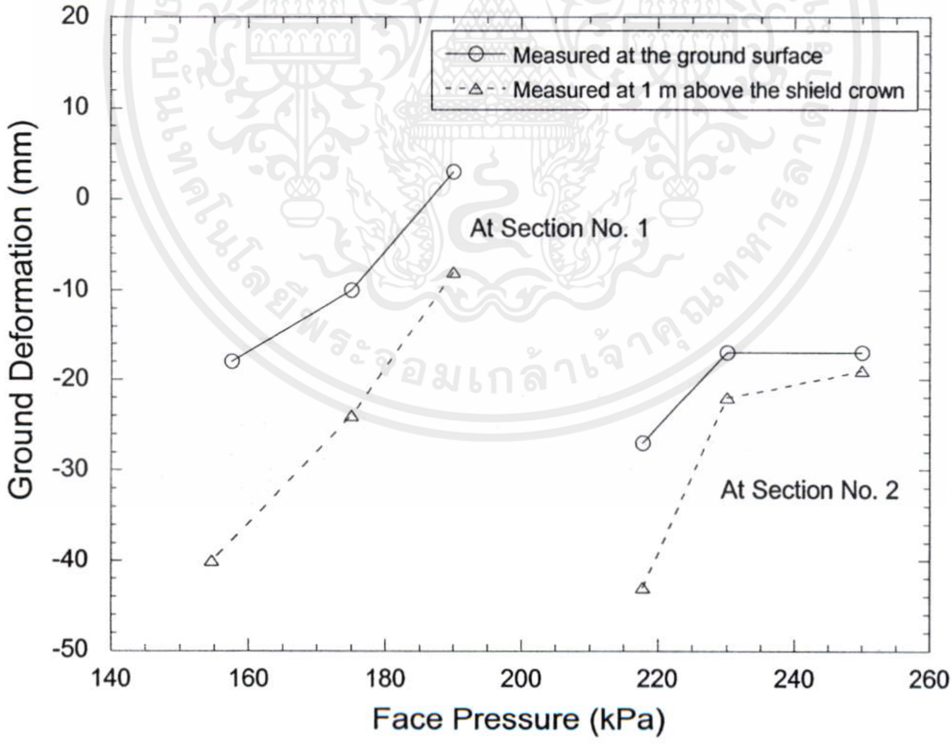
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.9 ค่าการทรุดตัวของผิวดินกับความดันหน้าหัวเจาะที่บันทึกได้จากโครงการ N-2

(Finno and Clough, 1985)



รูปที่ 3.10 แนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพชั้นดินของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในเมืองฟูกุโอกะ (Matsushita et al. 1995)



รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Slurry Pressure และการทรุดตัวของผิวดิน (Matsushita et al., 1995)

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

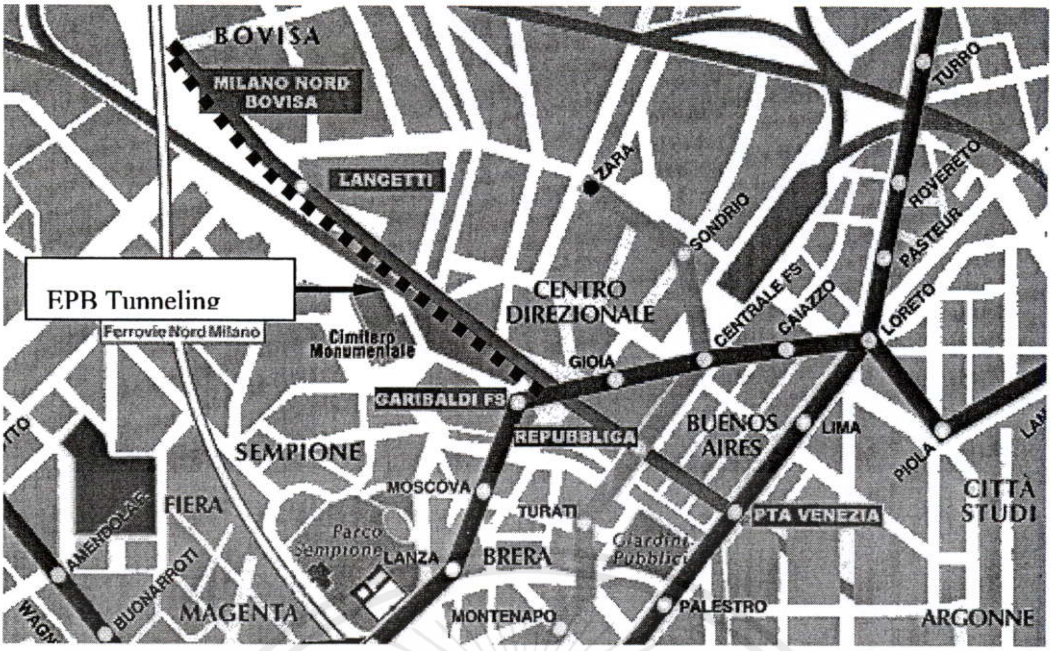
Chiorboli and Marcheselli (1996)[40] ได้ศึกษาถึงโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน (Milan subway) ในประเทศอิตาลี โดยในโครงการนี้ใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8.03 เมตร รูปที่ 3.12 แสดงสถานีที่ก่อสร้างของโครงการ โดยระยะทั้งหมดที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลประมาณ 4 กิโลเมตร และมีความลึกของอุโมงค์อยู่ระหว่าง 4 ถึง 16 เมตร โดยเฉลี่ยอยู่ที่ 8 เมตร ซึ่ง Chiorboli and Marcheselli (1996) ได้แสดงถึงปัจจัยการควบคุมหัวเจาะและความลึกของอุโมงค์ เปรียบเทียบกับการทรุดตัวของผิวดินหลังจากหัวเจาะขุดผ่าน ในกรณีนี้จะศึกษาค่าความดันด้านหน้าที่เกี่ยวข้องกับความลึกของอุโมงค์ ซึ่งเรียกปัจจัยนี้ว่า ปัจจัยความดันด้านหน้าหัวเจาะ หาค่าได้จาก

$$\text{อัตราความดันด้านหน้า} = \frac{\text{ความดันด้านหน้า}}{\text{ความลึกของอุโมงค์}}$$

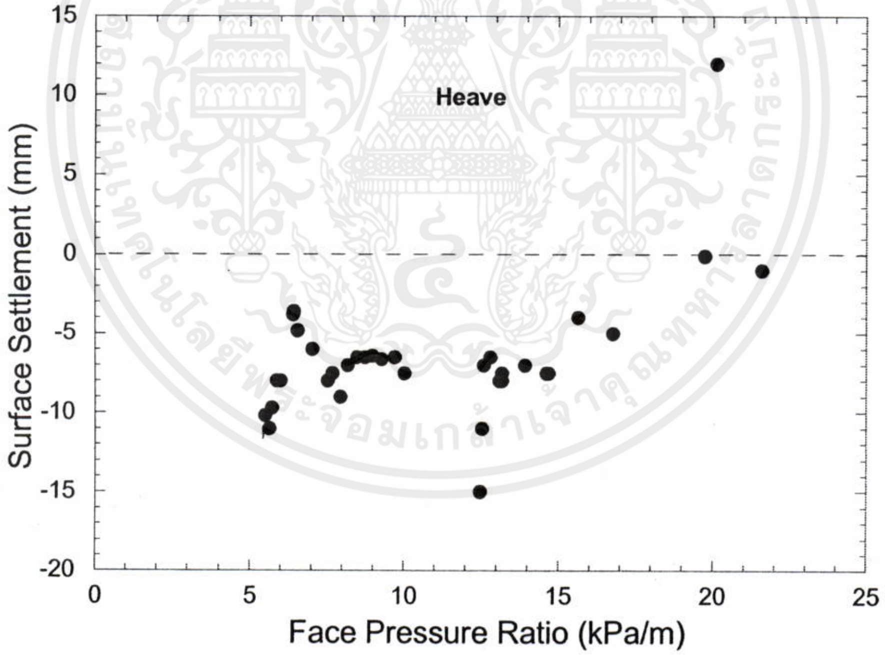
อัตราความดันด้านหน้าจะส่งผลให้เห็นถึงอิทธิพลของความดันด้านหน้าต่อการทรุดตัว จากรูปที่ 3.14 จะเห็นได้ว่าก่อนที่จะแปลงค่า ความดันด้านหน้าจะมีค่าคงที่ตลอดแนวเส้นทางอุโมงค์และหลังจากนำค่าความดันด้านหน้ามาแปลงด้วยความลึกของอุโมงค์แล้ว อัตราความดันด้านหน้าจะเปลี่ยนแปลงตลอดเส้นทางจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่เปลี่ยนแปลงด้วยเช่นกัน โดยในช่วงเริ่มต้นอัตราความดันด้านหน้าจะมีค่าสูงมากส่งผลให้เกิดการบวมตัวที่ผิวดินดังรูปที่ 3.14a

Chiorboli and Marcheselli (1996) ได้แสดงให้เห็นว่าความดันด้านหน้ามีผลอย่างชัดเจนต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน คือเมื่อใช้ความดันด้านหน้าน้อยจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มาก ในทางตรงกันข้ามจะเกิดการบวมตัวที่ผิวดินเมื่อใช้ความดันด้านหน้าที่สูงมาก โดยรูปที่ 3.13 แสดงค่าระหว่างอัตราความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวที่ผิวดินในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน [40]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

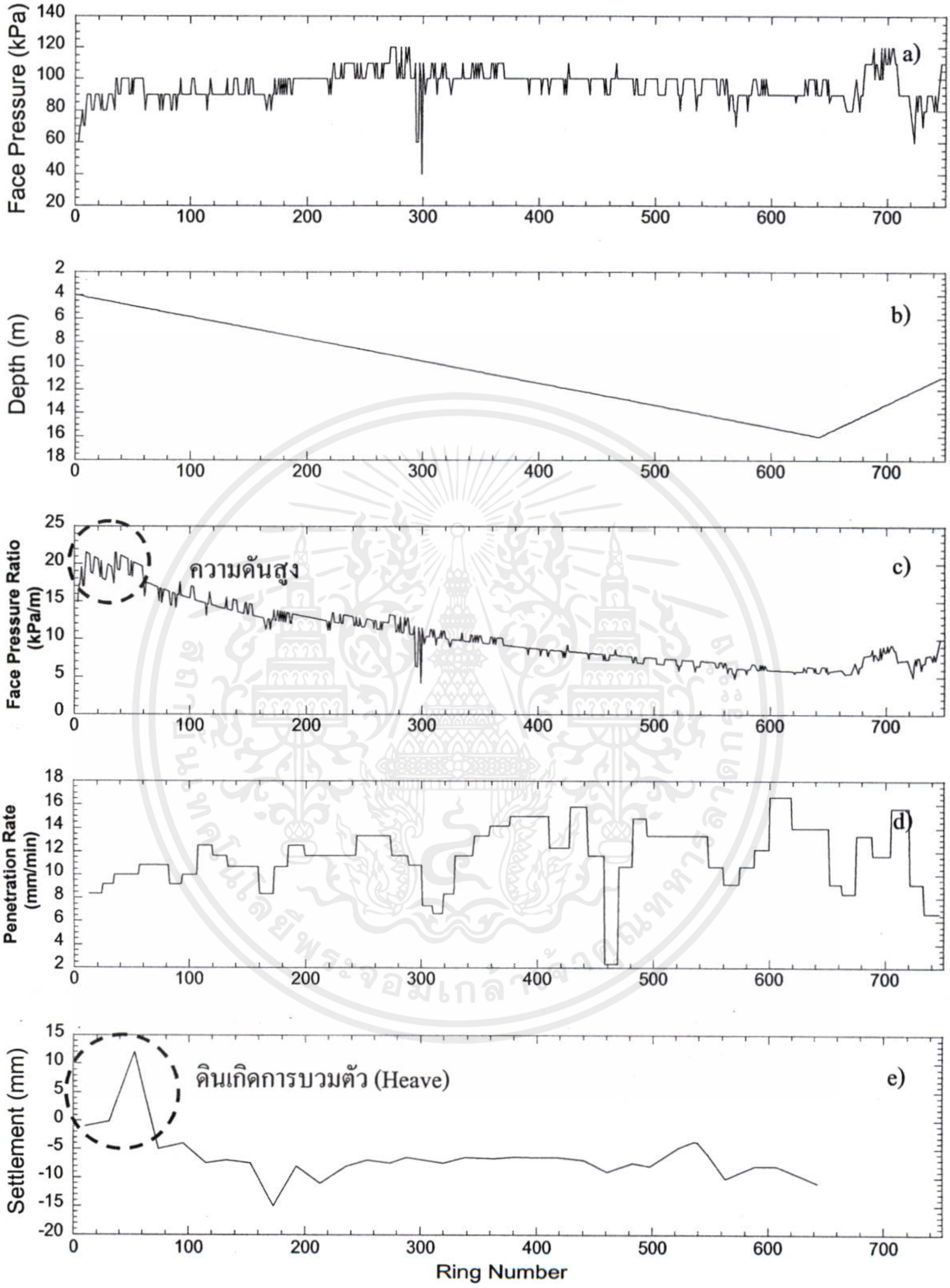


รูปที่ 3.12 โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน



รูปที่ 3.13 แสดงค่าระหว่างอัตราความดันด้านหน้าหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดิน

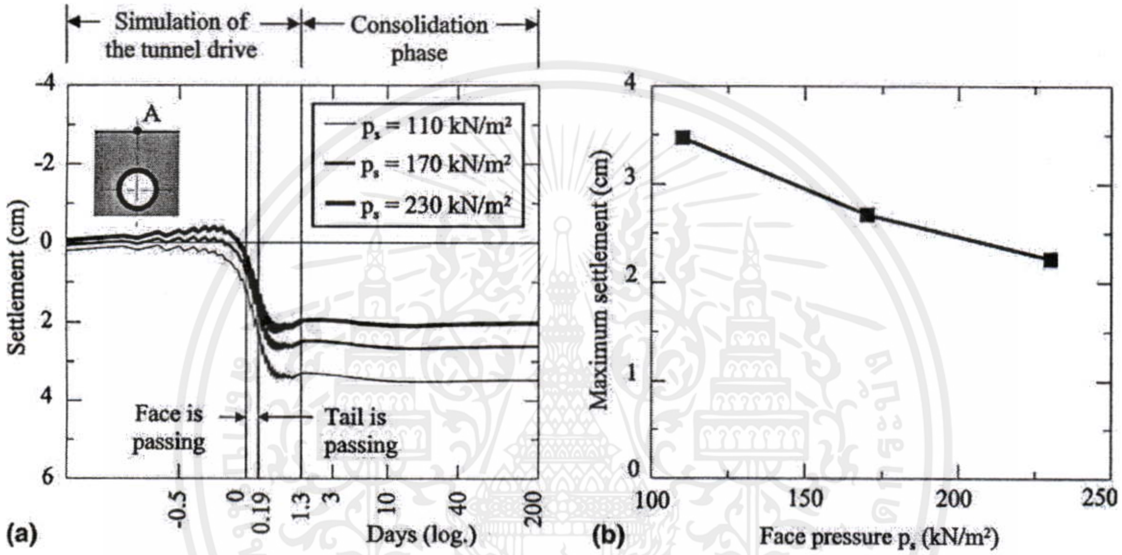
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.14 ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยการควบคุมหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดิน โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

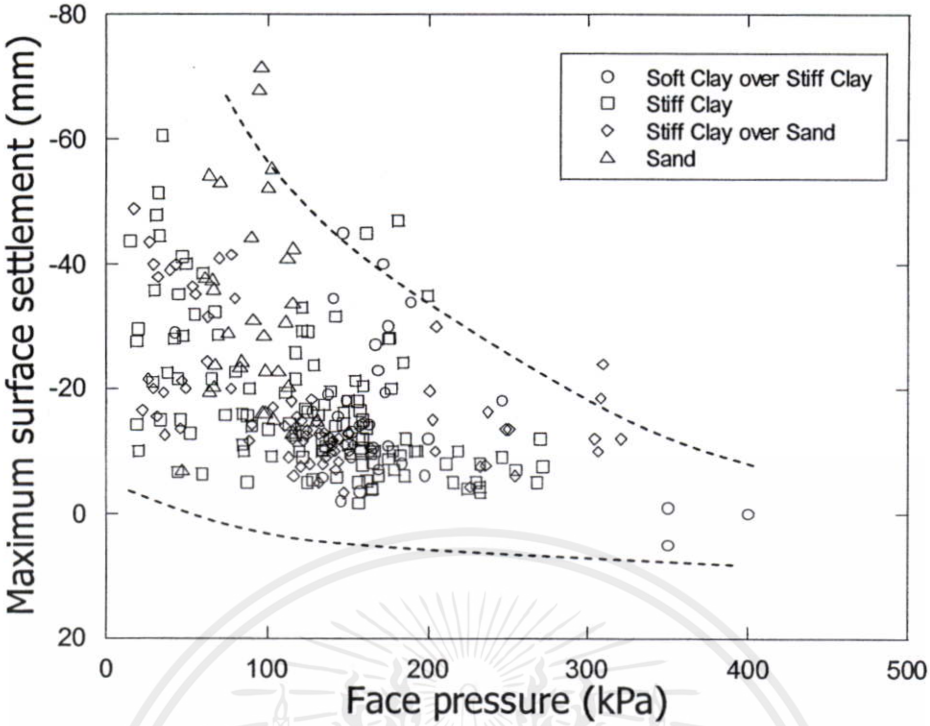
Kasper and Meschke (2006)[41] ยังได้ศึกษาอิทธิพลของความดันด้านหน้าในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนโดยใช้การคำนวณด้วยไฟไนต์อิลิเมนต์ 3 มิติ มาวิเคราะห์ รูปที่ 3.15แสดงค่าการทรุดตัวที่หาได้จากการใช้ความดันด้านหน้าที่แตกต่างกัน พบว่าเมื่อใช้ค่าความดันด้านหน้าที่สูงมากขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ลดต่ำลง นอกจากนี้ Suwansawat and Einstein (2006)[33] ได้ใช้โครงข่ายประสาทเทียมมาใช้พยากรณ์การทรุดตัวที่ผิวดิน ซึ่งได้กล่าวไว้เช่นกันว่าความดันด้านหน้าเป็นปัจจัยที่อิทธิพลเป็นอย่างมากต่อการทรุดตัวที่ผิวดินซึ่งแนวโน้มอิทธิพลเป็นในทิศทางเดียวกันกับการศึกษาและงานวิจัยที่กล่าวมาแล้วข้างต้น



รูปที่ 3.15 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้ความดันด้านหน้าที่แตกต่างกัน (Kasper and Meschke, 2006)

พื้นฐานของการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ในส่วนความดันหน้าหัวขุดเจาะเป็นปัจจัยที่มีผลโดยตรงต่อขนาดการทรุดตัวของผิวดิน ดังกรณีต่าง ๆ ที่กล่าวมาข้างต้น และจากการสังเกตในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ดังรูปที่ 3.16 พบว่าเมื่อใช้ความดันด้านหน้าหัวเจาะต่ำจะส่งผลต่อการทรุดตัวที่สูง ส่วนในกรณีที่ความดันด้านหน้าหัวเจาะสูงจะส่งผลให้การทรุดตัวมีเพียงเล็กน้อย ทั้งนี้สอดคล้องกับ Swoboda and Abu-Krisha (1999)[42] ที่ได้ทำการศึกษาปัจจัยนี้โดยใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ได้ว่าอิทธิพลเป็นในทิศทางเดียวกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

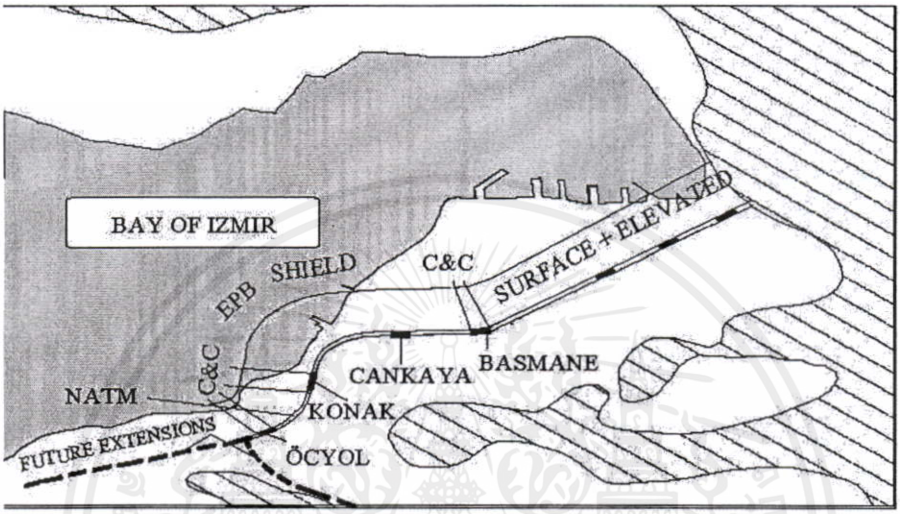


รูปที่ 3.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆใน โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

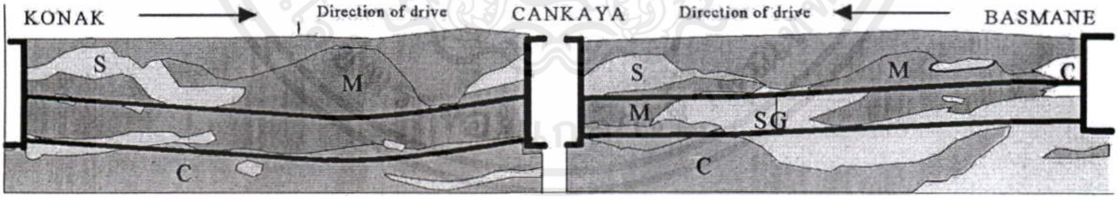
Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) [43] ได้ทำการศึกษาถึงโครงการ Light Rail Transit System (LRTS) ในเมือง Izmir ซึ่งเป็นเมืองที่ใหญ่เป็นอันดับ 3 ของประเทศตุรกี โดยโครงการระยะทางรวมทั้งหมด 11.3 กิโลเมตร เป็นอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันสมดุล 1.375 กิโลเมตร อุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยวิธี NATM 1.7 กิโลเมตร อีก 1.1 กิโลเมตรก่อสร้างด้วยวิธีขุดแล้วกลบ นอกจากนั้นเป็นโครงสร้างบนผิวดินและยกระดับ โดยสถานที่ก่อสร้างเป็นดังรูปที่ 3.17 และสภาพชั้นดินของโครงการในส่วนที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลเป็นดังรูปที่ 3.18

โดย Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999) [43] ได้กล่าวถึงแรงกระทำที่เกิดขึ้นสำหรับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น(Cohesionless soil) ดังรูปที่ 3.19 ซึ่งแรงกระทำนั้นมีทั้งแรงกระทำจากผิวดินมายังด้านหน้าหัวเจาะ แรงกระทำบนหัวเจาะ และยังมีการกล่าวถึงคุณสมบัติของดินอีกด้วย โดยในกรณีที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้คือการศึกษาถึงปัจจัยความดันหน้าหัวเจาะที่ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินของโครงการ LRTS ซึ่งข้อมูลการขุดเจาะมีทั้งหมด 4 ส่วนด้วยกัน เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลมีทั้งหมด 2 ช่วงและในแต่ละช่วงอุโมงค์มีรูปแบบเป็นอุโมงค์คู่ รูปที่ 3.20 ถึงรูปที่ 3.23 แสดงข้อมูลระหว่างแรงดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัว

ที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 1 2 3 และ 4 โดยส่วนที่ 1 กับ 2 เป็นการขุดเจาะอุโมงค์จากสถานี Basmane ไปยังสถานี Cankaya และส่วนที่ 3 กับ 4 เป็นการขุดเจาะอุโมงค์จากสถานี Konak ไปยังสถานี Cankaya ซึ่งพบว่าความดันหน้าหัวเจาะมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน คือเมื่อใช้ค่าของความดันหน้าหัวเจาะสูงขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวน้อยลง ทั้งนี้อาจส่งผลให้เกิดการบวมตัวของดิน (Heave) ในบางกรณี

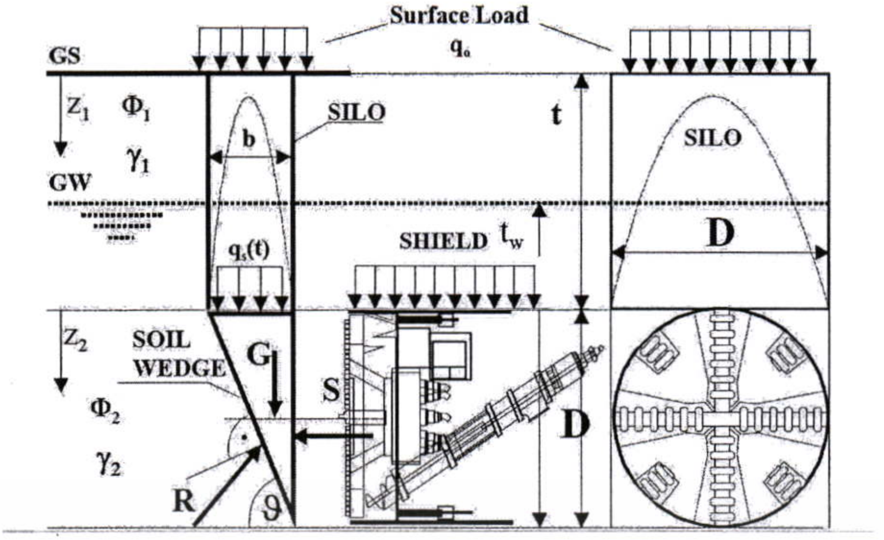


รูปที่ 3.17 โครงการ LRTS ระยะทางรวม 11.3 กิโลเมตร

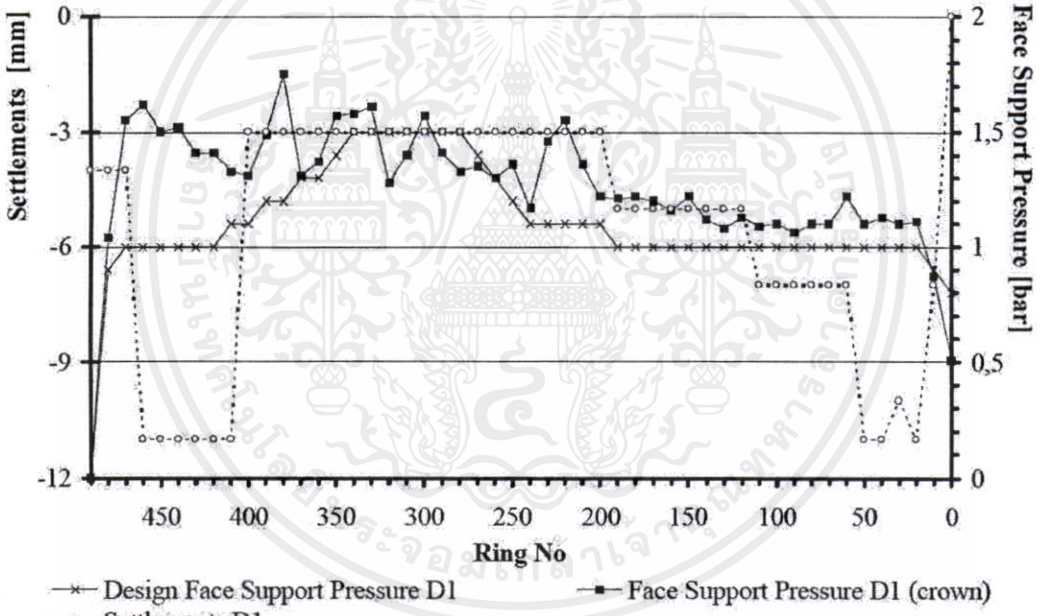


รูปที่ 3.18 รูปตัดแสดงสภาพชั้นดินแนวอุโมงค์เฉพาะส่วนที่ขุดเจาะด้วยหัวเจาะ EPB

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



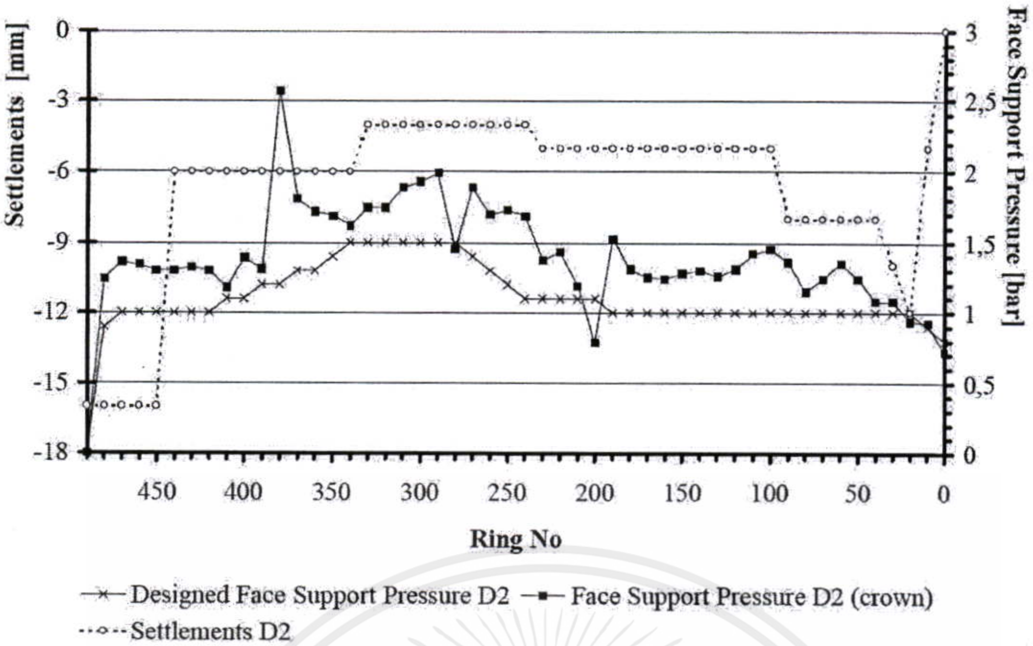
รูปที่ 3.19 รูปแบบของแรงกระทำในรูป 3 มิติ สำหรับดินที่ไม่มีแรงเชื่อมแน่น



รูปที่ 3.20 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 1

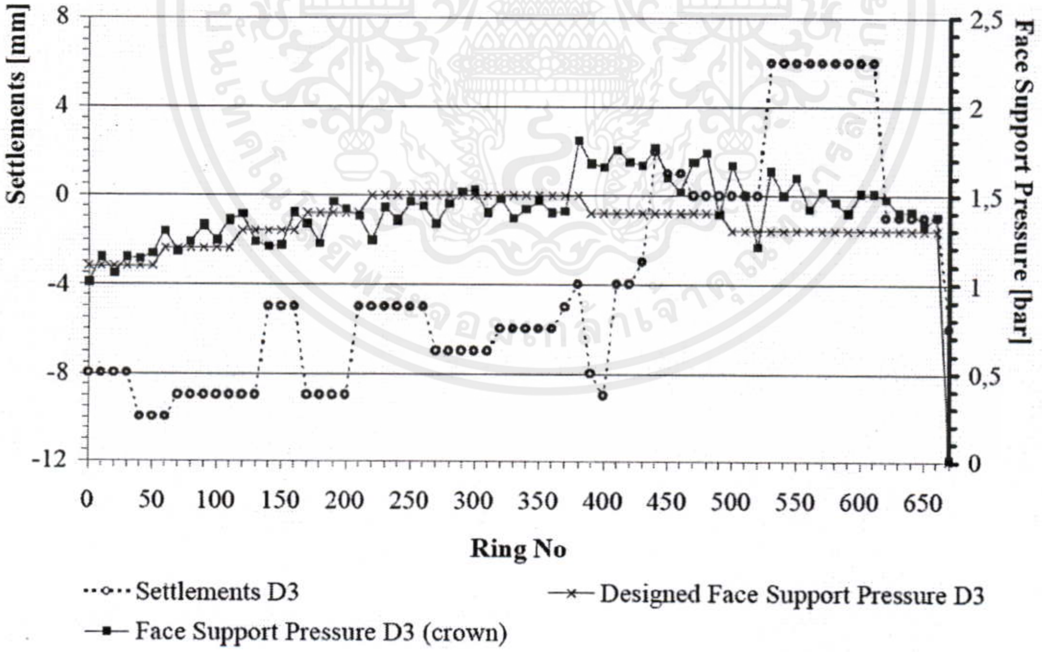
Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.21 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 2

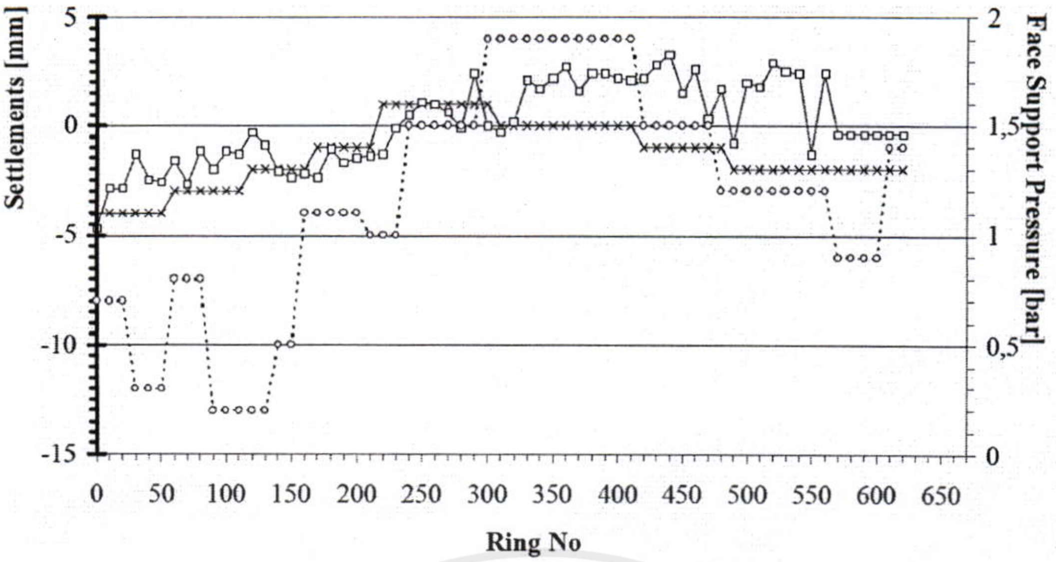
Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999)



รูปที่ 3.22 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 3

Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999)

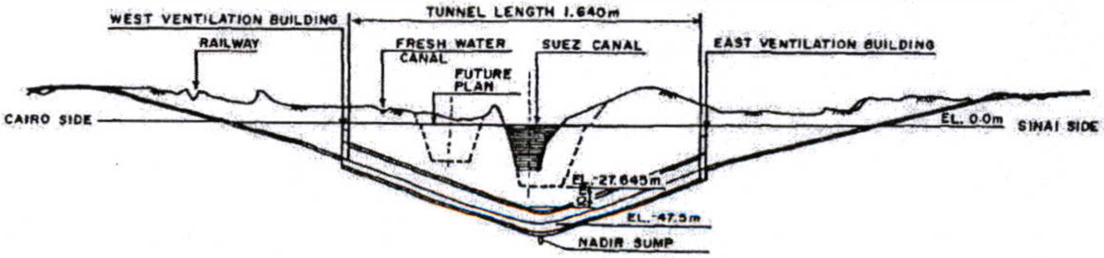
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.23 ข้อมูลระหว่างความดันหน้าหัวเจาะกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนที่ 4

Jancsecz, Krause and Lars Langmaack (1999)

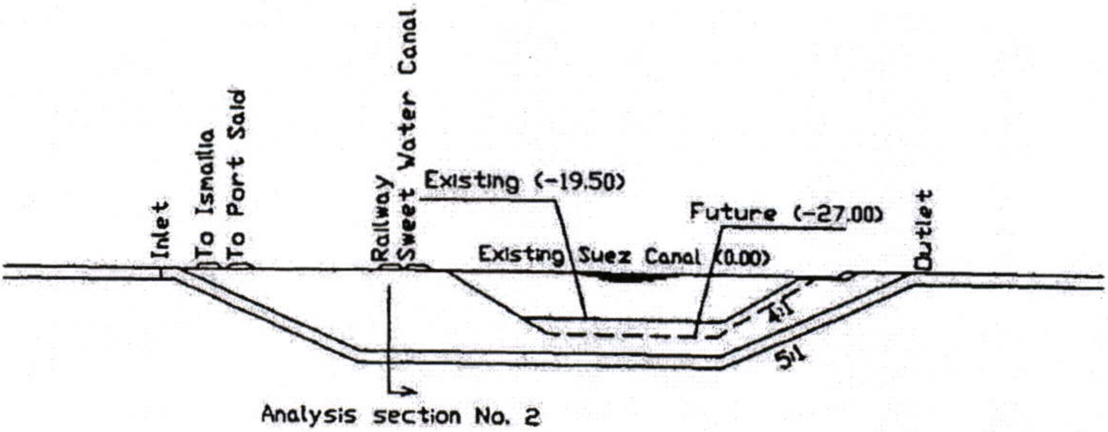
El-Nahhas (1999)[44] วิเคราะห์งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนของประเทศอียิปต์ซึ่งมีทั้งหมด 6 โครงการดังในรูปที่ 3.26 ด้วยกันประกอบด้วยคือ 1) Cairo Wastewater Project 2) Cairo Metro Project, Line 2 3) Ahmed Hamdi Tunnel (รูปที่ 3.24) 4) El-Salam Syphon Project (รูปที่ 3.25) 5) Alexandria Wastewater Project และ 6) Pipe-jacking Project in Egypt โดย El-Nahhas (1999) ได้วิเคราะห์ว่าในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์การส่งแรงกระทำไปยังด้านหน้าอุโมงค์จะส่งผลช่วยให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยได้



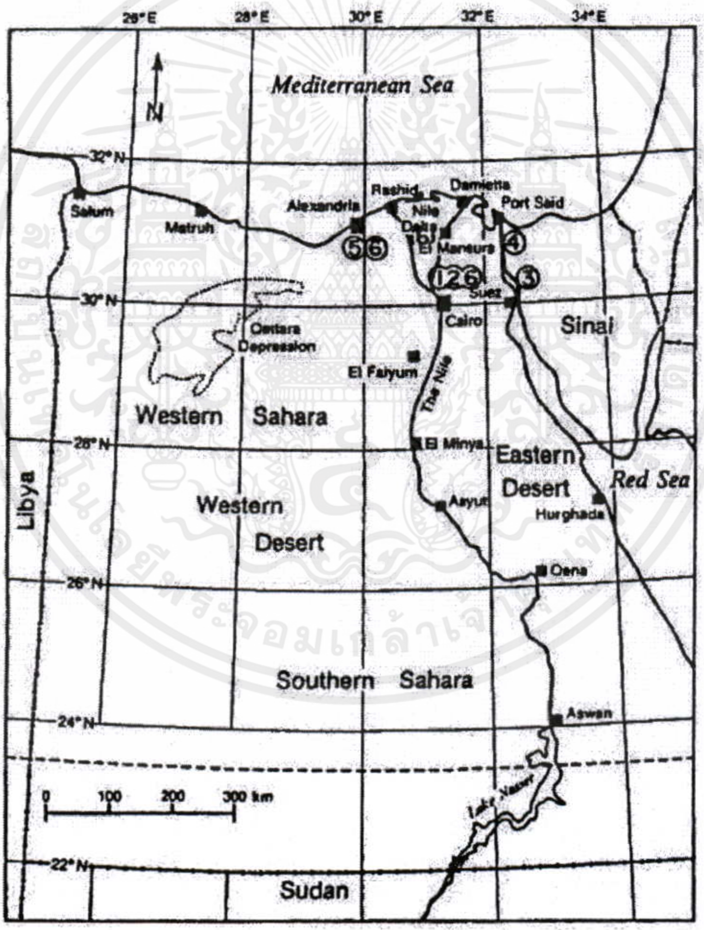
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 3.24 รูปตัดตามยาวของ Ahmed Hamdi Tunnel

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.25 รูปตัดตามยาวของ El-Salam Syphon Project

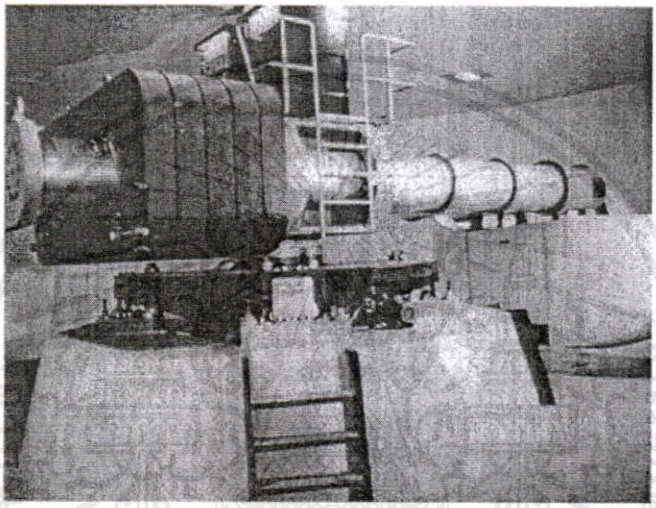


รูปที่ 3.26 ตำแหน่งของโครงการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนของประเทศอียิปต์

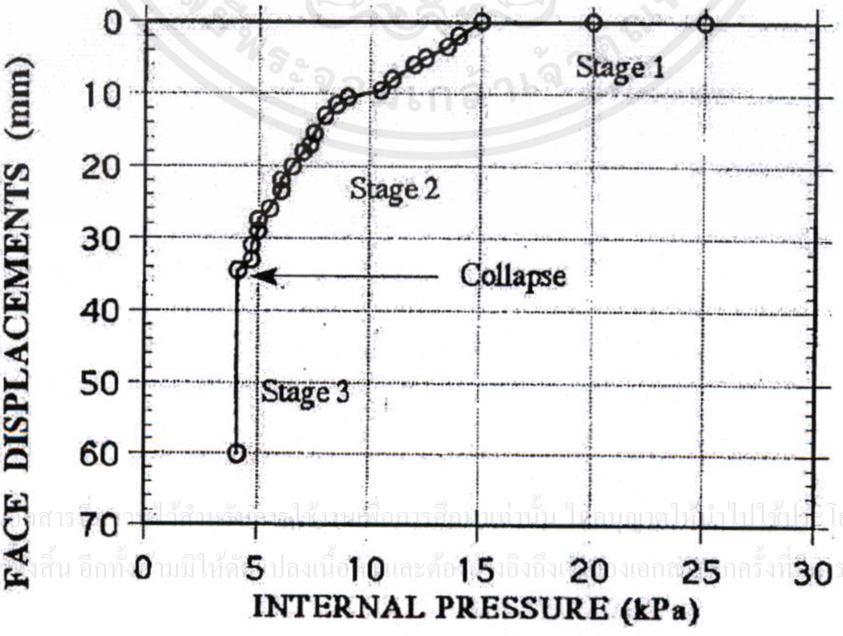
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

Chambom and Corte (1994) [45] ได้ศึกษาเสถียรภาพของดินด้านหน้าหัวเจาะสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ตื้นที่มีสภาพชั้นดินแบบมีความเชื่อมแน่นโดยใช้เครื่อง Laboratoire Central des Ponts et Chaussees (LCPC) Centrifuge (รูปที่ 3.27) เพื่อหาว่าค่าความดันหน้าหัวเจาะต่ำสุดเท่าใดที่

จะทำให้ดินด้านหน้าหัวเจาะมีเสถียรภาพ โดยรูปที่ 3.28 แสดงการทรุดตัวที่ลดลดของดินเมื่อลดความดันหน้าหัวเจาะ ซึ่งในกรณีนี้เป็นการศึกษาความมีเสถียรภาพของดินในกรณีที่ความลึกของอุโมงค์/ขนาดของอุโมงค์ = 2 (C/D = 2) และมีรูปแบบการเคลื่อนตัวของดินเป็นดังรูปที่ 3.29 ทั้งนี้ยังหาการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นเมื่อใช้ค่าความดันต่างๆในกรณีของ C/D = 1 ซึ่งค่าที่ได้ไปตามรูปที่ 3.30 โดยจากงานวิจัยของ Chambom and Corte (1994) สรุปได้ว่าเมื่อใช้ค่าของความดันหน้าหัวเจาะที่น้อยลงก็จะยิ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวมากขึ้น

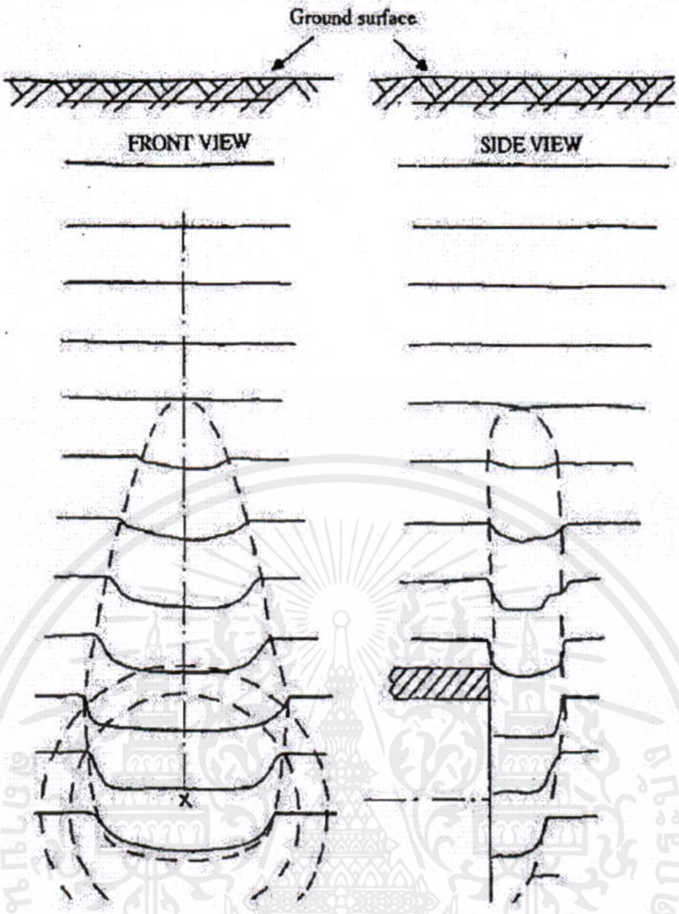


รูปที่ 3.27 LCPC Centrifuge

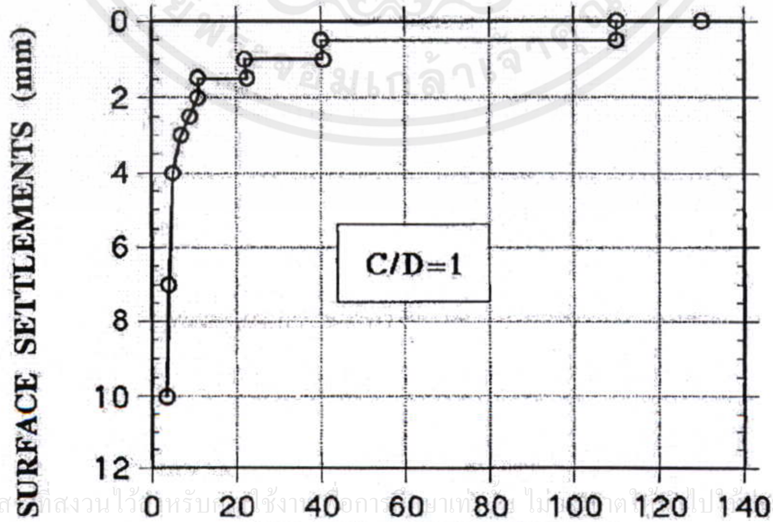


รูปที่ 3.28 การทรุดตัวลดของดินเมื่อลดความดันหน้าหัวเจาะ C/D = 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่จัดทำไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



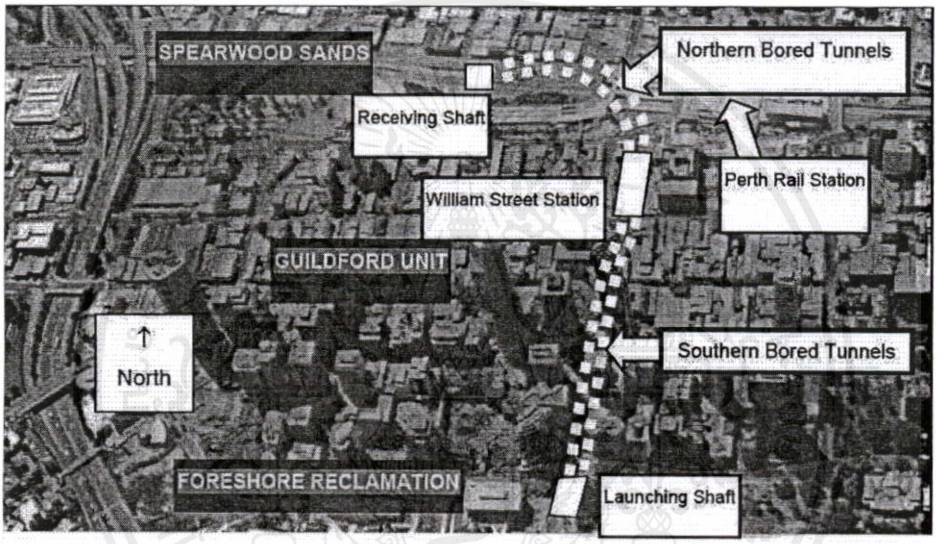
รูปที่ 3.29 การเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ C/D = 2



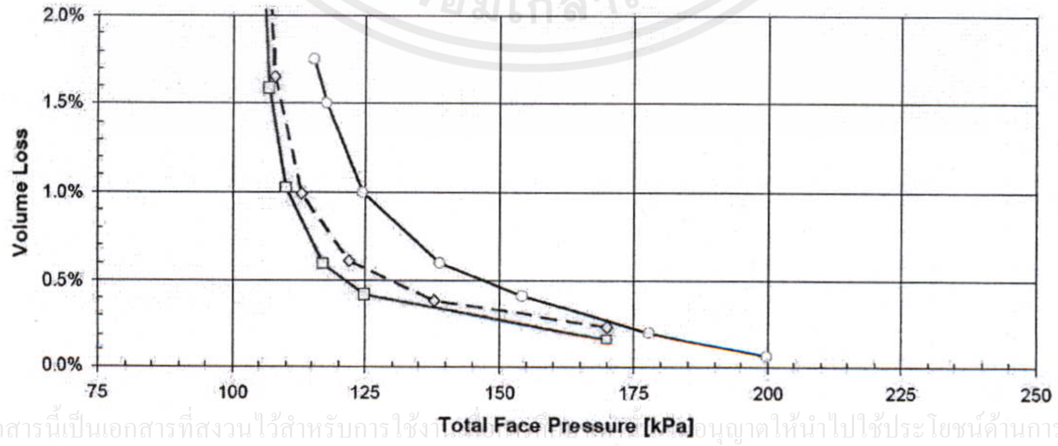
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.30 การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นในแต่ละค่าความดันเมื่อ C/D = 1

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินผ่านกลางเมืองสายใหม่ในเมืองเพิร์ธซึ่งอยู่ทางตะวันตกของประเทศออสเตรเลีย ที่ก่อสร้างเสร็จในปี 2007 เป็นการก่อสร้างอุโมงค์คู่ 1.4 กิโลเมตร และมีอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีขุดแล้วกลบอีกประมาณ 1 กิโลเมตร ทั้งนี้ Sigl and Yamazaki (2007) ได้ศึกษาถึงการทำงานของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ในโครงการ โดยหัวเจาะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.9 เมตร ซึ่งจากข้อมูลความดันในการอัดฉีดน้ำปูนที่ได้จากโครงการและปริมาณการสูญเสียมวลดินในการขุดเจาะอุโมงค์ในส่วนเหนือและส่วนใต้เป็นดังรูปที่ 3.32 และรูปที่ 3.33 ตามลำดับ ซึ่งจากข้อมูลดังกล่าวจะเห็นได้ว่าเมื่อความดันหน้าหัวเจาะเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินลดลง [46]

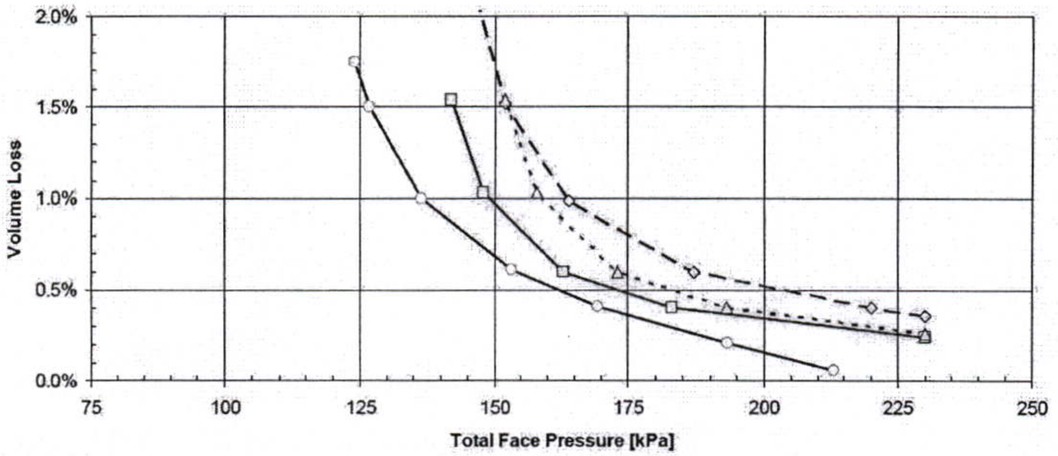


รูปที่ 3.31 แนวเส้นทางของอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายใหม่ในกรุงเพิร์ธ ประเทศออสเตรเลีย



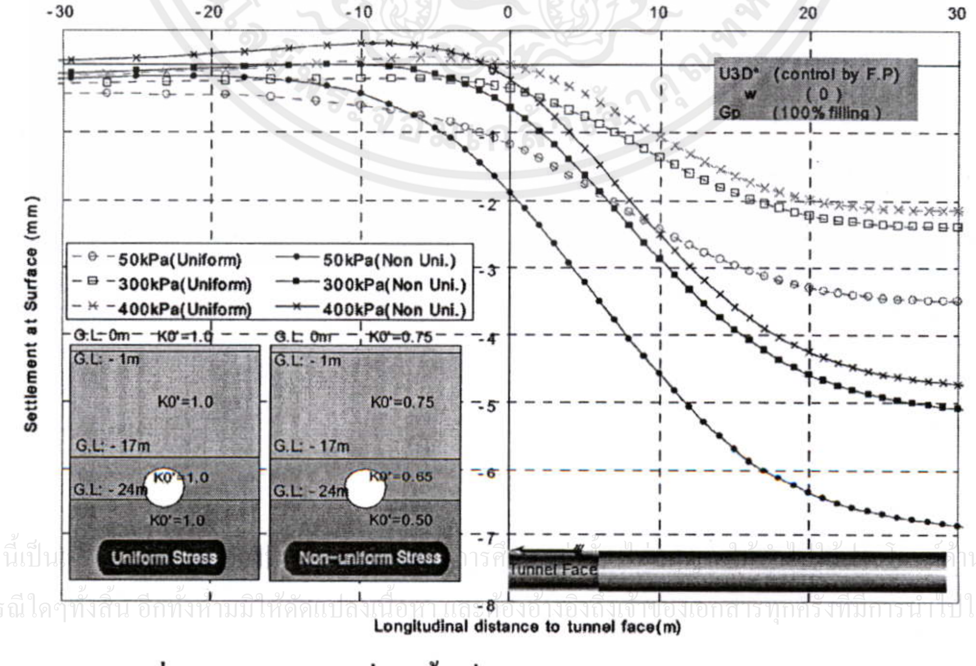
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งาน ... อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ... ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.32 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับความดันหน้าหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนเหนือ



รูปที่ 3.33 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับความดันหน้าหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนใต้

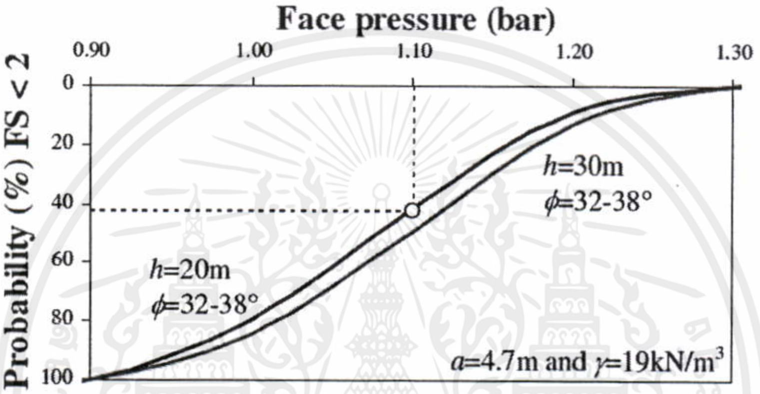
ทั้งนี้ Phienwej et al.(2006) [47] ได้ใช้การวิเคราะห์ด้วย 3D-Numerical เพื่อประเมินการเคลื่อนตัวของดินในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งมีการศึกษาแบบ K_0 = 1-sinϕ' (Non-uniform initial stress) และ K_0 = 1.0 (Uniform initial stress) นอกจากนั้นยังทำการประเมินค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 50, 300 และ 400 kPa ซึ่งได้รูปแบบการทรุดตัวเป็นดังรูปที่ 3.34 โดยเกิดการทรุดตัวสูงสุดเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 50 kPa และเกิดการทรุดตัวน้อยที่สุดเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 400 kPa



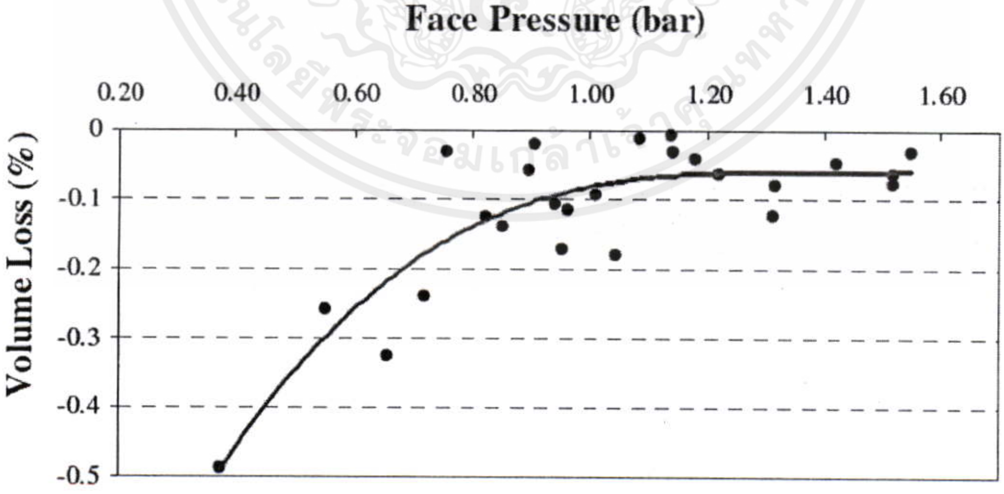
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.34 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะค่าต่างๆ

Repetto et al.(2006) [48] ทำการศึกษาความเสี่ยงและการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยความน่าจะเป็นที่จะเกิดค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) น้อยกว่า 2 เป็นดังรูปที่ 3.35 ได้ว่าเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่มากขึ้นก็จะยิ่งส่งผลมีความน่าจะเป็นน้อยกว่า 2 ลดน้อยลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 1.3 Bar ก็ไม่มีความเป็นไปได้เลยที่จะส่งผลให้เกิด FS < 2 นอกจากนี้ในการวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะต่างๆเป็นไปตามรูปที่ 3.36 ซึ่งการสูญเสียมวลดินจะเกิดขึ้นน้อยลงเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะมากขึ้น



รูปที่ 3.35 แสดงแรงดันหน้าหัวเจาะต่อความน่าจะเป็นของความปลอดภัย



รูปที่ 3.36 แสดงความดันหน้าหัวเจาะและการสูญเสียมวลดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.4.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (Penetration rate)

ในการก่อสร้างอุโมงค์เวลาในการก่อสร้างเป็นสิ่งที่มีความสำคัญมาก เนื่องจากจะต้องทำการก่อสร้างให้ได้ตามแผนงานที่วางไว้ ซึ่งระยะเวลาในการขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นอยู่กับอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ โดยจากโครงการรถไฟฟ้าสายรัชมงคลนั้นสามารถขุดเจาะได้ประมาณ 10 เมตรต่อวัน แต่อย่างไรก็ตามอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะนี้ไม่ควรจะเร็วหรือช้าเกินไป เนื่องจากผลกระทบที่จะเกิดขึ้นกับการทรุดตัวที่ผิวดินและระยะเวลาในการก่อสร้าง

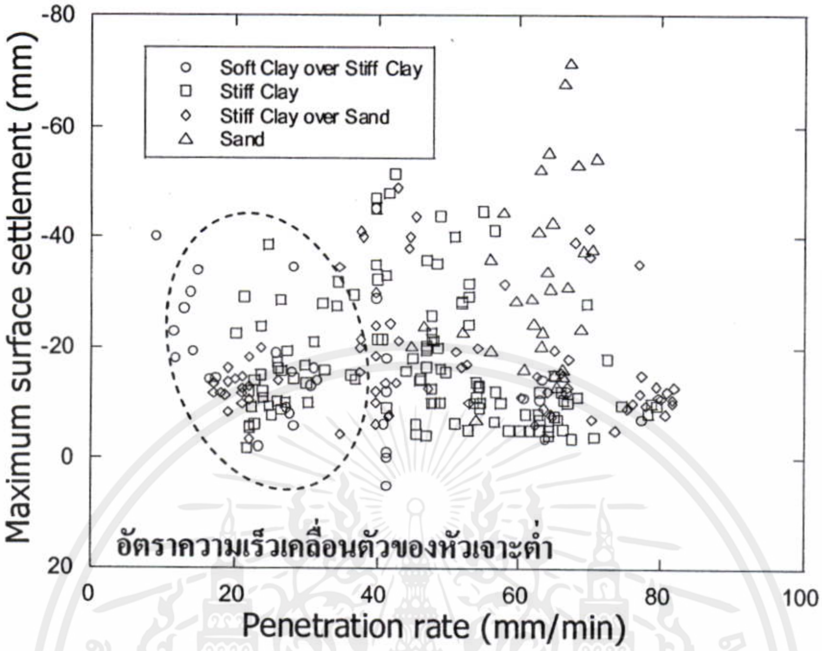
อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากการศึกษาของ Suwansawat and Einstein (2006) [33] ซึ่งค่าที่วัดมีหน่วยเป็น มิลลิเมตร/นาที ซึ่งวัดในทุก ๆ รอบของการขุดเจาะอุโมงค์ การทำงานของหัวเจาะจะมีการควบคุมอัตราการลำเลียงดินให้สัมพันธ์กับความเร็วขณะขุดเจาะ ถ้าอัตราการลำเลียงสูงกว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ จะส่งผลให้ปริมาตรการลำเลียงดินไม่สมดุลกับปริมาตรดินที่ขุดเจาะได้ซึ่งควบคุมโดยหัวเจาะ จะก่อให้เกิดการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขึ้น และถ้าอัตราการลำเลียงต่ำกว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ จะทำให้ปริมาตรการลำเลียงดินจะน้อยกว่าปริมาตรการแทนที่โดยหัวเจาะ และจะมีผลให้หัวเจาะมีความดันในส่วนหน้าหัวเจาะที่สูงมากเกินไป

Suwansawat and Einstein (2006) ได้อธิบายไว้ว่าปัจจัยสำคัญที่มีผลต่ออัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะคือความเร็วของระบบการลำเลียงดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะเพิ่ม ความเร็วในการลำเลียงดินก็ต้องเพิ่มตาม เพื่อรักษาความดันด้านหน้าไว้ จากบันทึกผลการทำงานของ 6 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลพบว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะอยู่ระหว่าง 40 ถึง 70 มม./ นาที และอีก 2 หัวเจาะที่เหลือของ Kawasaki ทำงานในความเร็วขุดเจาะที่ต่ำคือ 10 – 30 มม./ นาที ซึ่งในส่วนนี้ได้มีการนำเทคนิคท่อสูบมาลำเลียงดินจากห้องกักดินแทนที่การลำเลียงของสายพานลำเลียง หัวเจาะที่ต้องทำงานในความเร็วขุดเจาะที่ต่ำจะต้องทำให้อัตราการสูบดินต่ำด้วย เพื่อรักษาเสถียรภาพของความดันในส่วนหน้า ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่ต่ำก็ยากที่จะคาดเดาการทรุดตัวของผิวดิน แม้หัวเจาะมีการควบคุมความดันในส่วนหน้าหัวเจาะที่สูงก็ตาม จากรูปที่ 3.37 เป็นเรื่องยากที่จะสร้างความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดิน

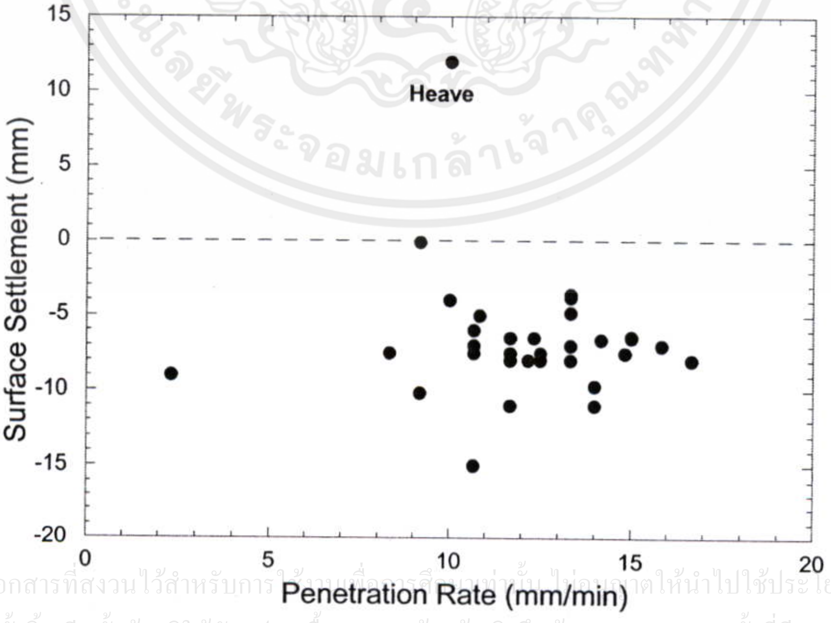
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Chiorboli and Marcheselli (1996)[40] ได้ศึกษาผลกระทบระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวที่ผิวดินจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน เป็นดัง

รูปที่ 3.14d และรูปที่ 3.38 แสดงค่าของปัจจัยนี้กับการทรุดตัวในโครงการซึ่งได้ว่ายังไม่สามารถวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ได้อย่างชัดเจน โดยค่าจากโครงการเป็นดังรูปที่ 3.38



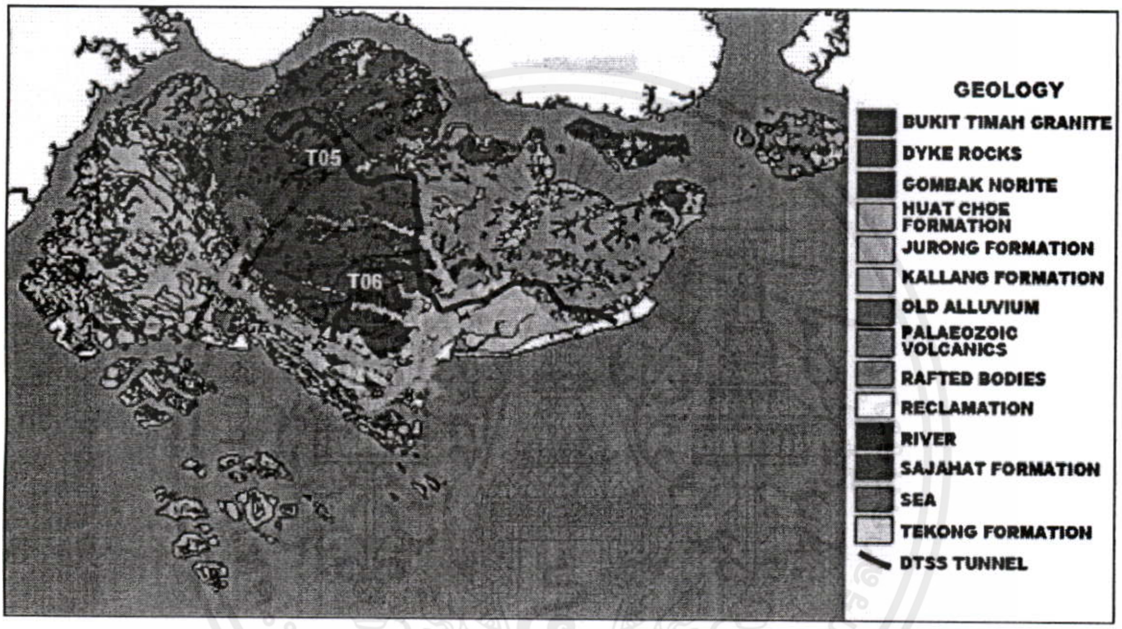
รูปที่ 3.37 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.38 แสดงอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและการทรุดตัวที่ผิวดินของก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เมืองมิลาน

ทั้งนี้ Zhao, Gong and Eisensten(2007) [49] ได้ศึกษาโครงการระบบอุโมงค์น้ำเสียระดับลึก (Deep Tunnel Sewerage System, DTSS) ในประเทศสิงคโปร์ ที่มีระยะทางรวมประมาณ 12.6 กิโลเมตร ซึ่งอุโมงค์ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 15 – 50 เมตร อุโมงค์ผ่านทั้งชั้นหินและชั้นดินอ่อน ขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ 4.9 เมตร โดยสภาพทางธรณีในประเทศสิงคโปร์และแนวเส้นทางของโครงการเป็นดังรูปที่ 3.39 โดยทางวิจัยได้วิเคราะห์ไว้ว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะมีผลต่อความมีเสถียรภาพของดิน และเมื่อใช้ค่าความเร็วเพิ่มขึ้นก็จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากขึ้นตามไปด้วย



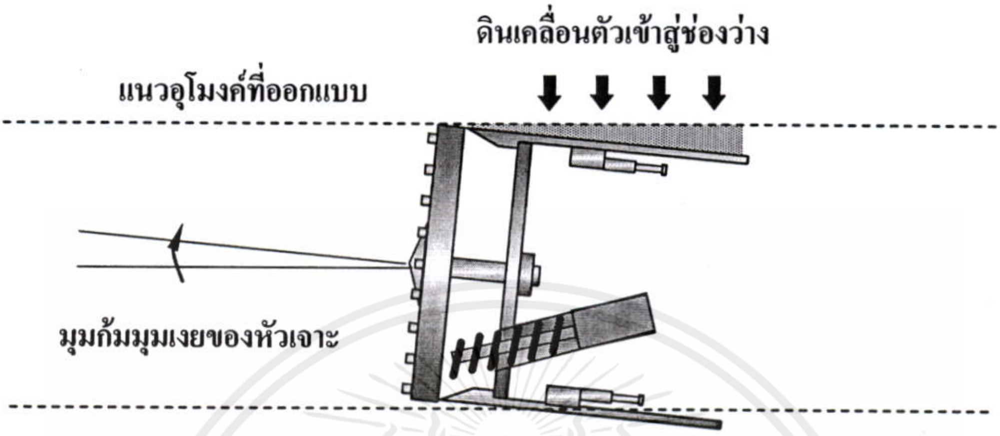
รูปที่ 3.39 สภาพทางธรณีในสิงคโปร์และแนวเส้นทางของโครงการ DTSS

อย่างไรก็ตาม El-Nahhas (1999)[44] ที่ได้ศึกษาถึงงานขุดเจาะอุโมงค์ในประเทศอียิปต์ ได้กล่าวไว้ว่าความยากในการก่อสร้างนั้นยังขึ้นอยู่กับความเร็วของการขุดเจาะอุโมงค์ คือเมื่อใช้ความเร็วในการขุดเจาะอุโมงค์น้อย ก็จะส่งผลให้ง่ายต่อการควบคุมการทรุดตัวของผิวดิน ถึงแม้ว่าการใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะสูงจะทำให้ระยะเวลาในการก่อสร้างน้อยลง

3.4.3 มุมก้มมุมเงยของหัวขุดเจาะ (Pitching angle)

การวางตำแหน่งหัวเจาะแทนด้วยมุมก้มหรือมุมเงย ซึ่งแสดงให้เห็นแนวที่แท้จริงของหัวเจาะระหว่างการขุดอุโมงค์ ตามทฤษฎีแนวการเคลื่อนตัวของหัวเจาะต้องวางแนวให้ตรงตามที่ได้ออกแบบไว้ แต่ในทางปฏิบัตินั้น เป็นไปได้ยากที่จะรักษาระดับได้ตลอดเวลา เมื่อระดับของหัวเจาะเปลี่ยน จะส่งผลให้เกิดได้ทั้งการทรุดตัวของผิวดินหรือการยกขึ้นของผิวดิน โดยเฉพาะอย่าง

ยิ่งในการเปลี่ยนแนวหัวเจาะที่มีมุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะที่สูง จะทำให้เกิดช่องว่างปริมาณมาก ซึ่งเป็นเหตุให้ดินโดยรอบเคลื่อนตัวลงมาแทนที่ช่องว่างนั้น (Suwansawat and Einstein, 2006 [33]) ดังรูปที่ 3.40

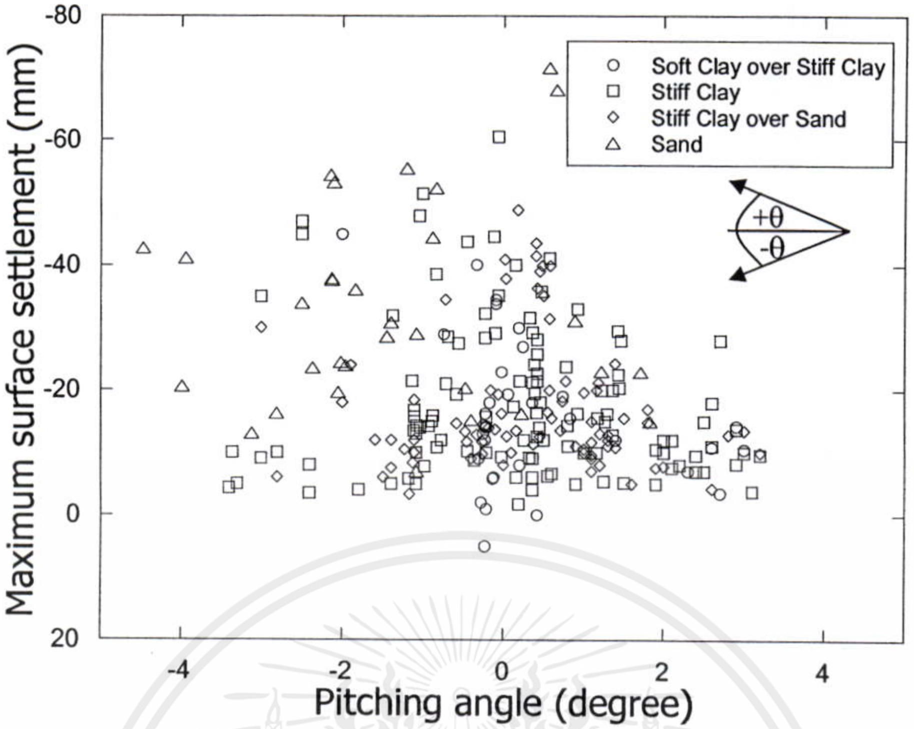


รูปที่ 3.40 การเคลื่อนตัวของดินจากมุมก้มหรือมุมเงยของหัวขุดเจาะ

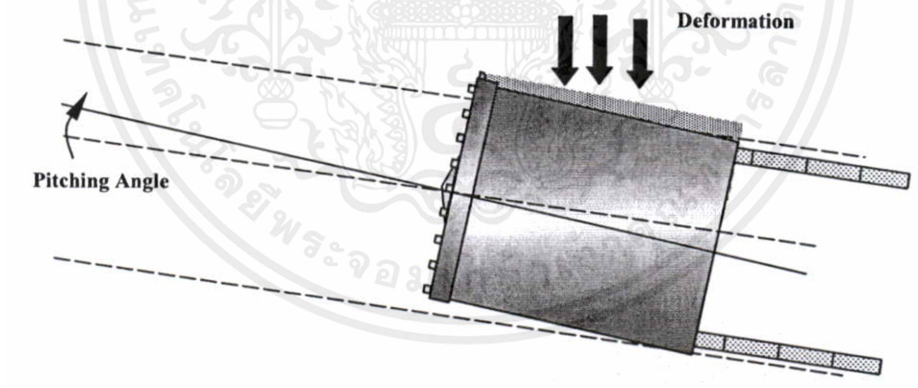
ในโครงการนี้จะทำการบันทึกมุมก้มหรือมุมเงยของหัวขุดเจาะทุก ๆ รอบการขุดอุโมงค์ ในรูปที่ 3.41 ค่ามุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวผิวดินที่ทำการวัดด้วยหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement markers) ขณะหัวเจาะเคลื่อนผ่าน โดยแสดงเป็นกราฟระหว่างค่ามุมก้มหรือมุมเงยกับค่าการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งความสัมพันธ์ที่ได้ก็ยังไม่แน่ชัด แม้มุมก้มหรือมุมเงยของหัวขุดเจาะจะมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดินก็ตาม [1] โดยกรณีที่เป็นมุมเงยจะมีค่าเป็นบวกและมุมก้มมีค่าเป็นลบซึ่งมุมดังกล่าวเป็นมุมที่เทียบจากแนวราบไปยังแนวของหัวเจาะ

Matsushita et al. (1995) [39] ได้มุ่งศึกษาถึงการเคลื่อนตัวของดินเหนือหัวเจาะ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ โดยได้ศึกษารูปแบบการเคลื่อนตัวของหัวเจาะใน 2 รูปแบบด้วยกัน โดยรูปแบบแรกเป็นการเอียงของหัวเจาะในแนวยาวที่เกิดจากมุมก้มมุมเงยของหัวเจาะดังรูปที่ 3.42 และรูปแบบที่ 2 คือ การยกขึ้นของส่วนท้ายหัวเจาะชั่วคราว จากการผลักของแม่แรงในหัวเจาะดังรูปที่ 3.43 ซึ่งผลจากการยกตัวของหัวเจาะสามารถทำให้เกิดการบวมตัวของดินเหนืออุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

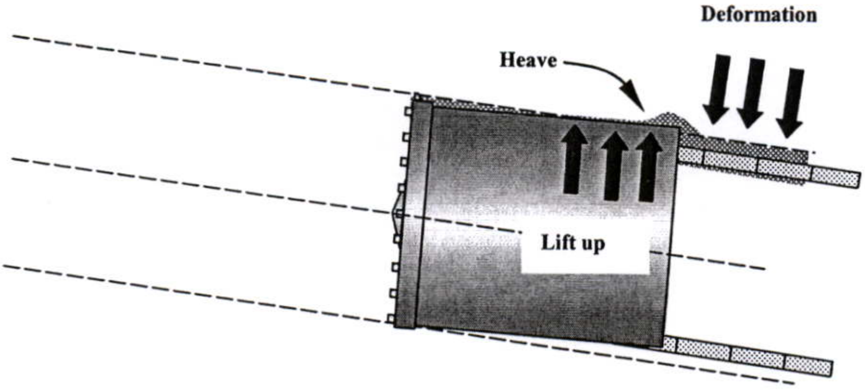


รูปที่ 3.41 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ ในโครงรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล



รูปที่ 3.42 การเสียรูปของดินเนื่องจากมุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ

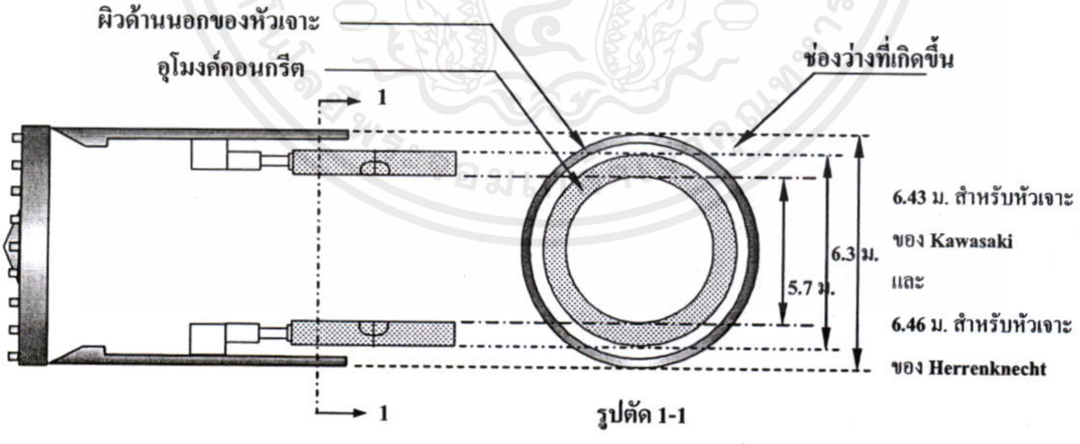
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.43 การบวมตัวที่เกิดขึ้นจากการยกตัวของหัวเจาะชั่วคราว

3.4.4 คุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting quality)

ในการก่อสร้างอุโมงค์นั้นคุณภาพในการอัดฉีดน้ำปูนถือว่าเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญ เนื่องจากในการขุดเจาะอุโมงค์จะเกิดช่องว่างขึ้นบริเวณโดยรอบของอุโมงค์ ทั้งนี้เป็นเพราะว่าขนาดของหัวเจาะจะใหญ่กว่าขนาดของอุโมงค์ดังรูปที่ 3.44 โดยคุณภาพการอัดฉีดน้ำปูนสามารถพิจารณาเป็น 2 ปัจจัยย่อยด้วยกันคือ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน และเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน[1] อีกทั้งรูปที่ 3.45 แสดงการควบคุมความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและการเติมน้ำปูน โดยอ้างอิงปัจจัยจาก Suwansawat and Einstein (2006) [33]

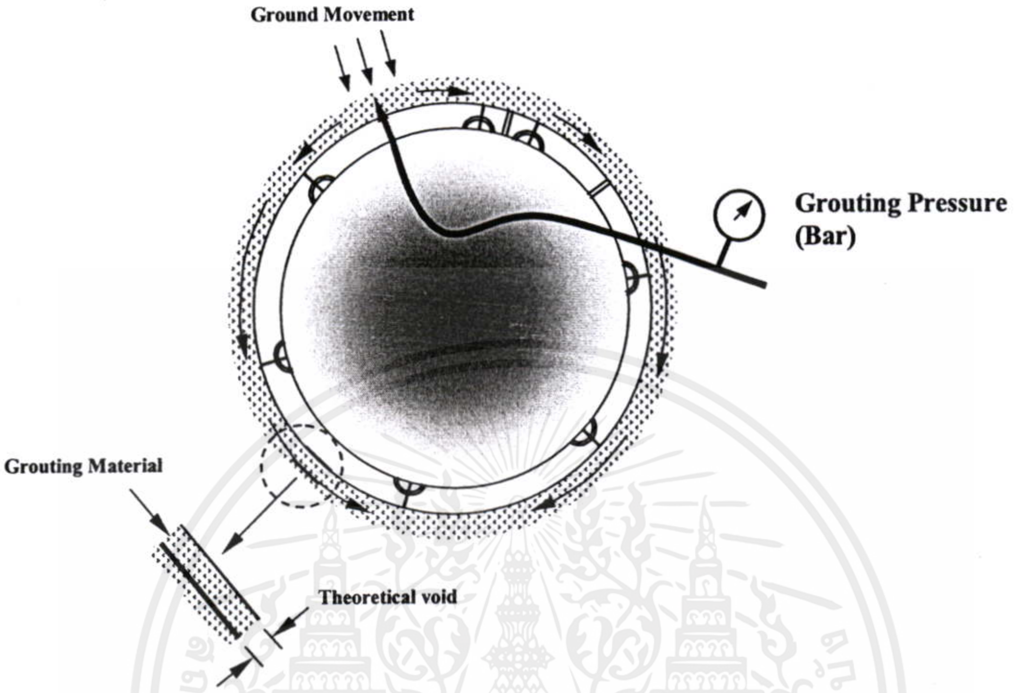


รูปที่ 3.44 ช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังผนังอุโมงค์ (Tail void)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

จาก Leca (1989) และ Clough and Leca (1993) [35] ที่ได้ทำการศึกษาในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงวอชิงตัน ดี ซี (Washington Metropolitan Area Transit Authority Project) ได้ว่าคุณภาพในการอัดฉีดน้ำปูนมีความสำคัญมากในการทดแทนช่องว่างที่เกิดขึ้น ทั้งนี้

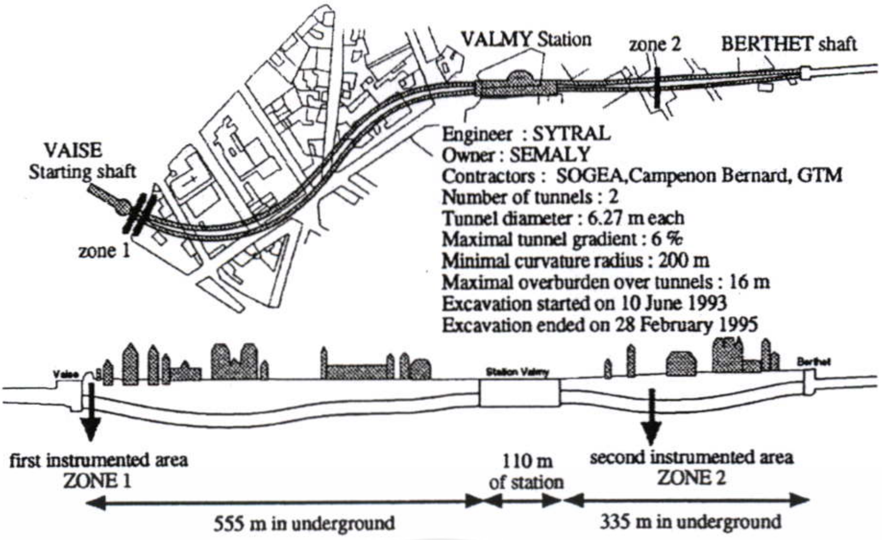
Matsushita et al (1995) [39] ยังกล่าวในลักษณะเดียวกันถึงปัญหาที่เกิดขึ้นจากช่องว่างโดยรอบของอุโมงค์



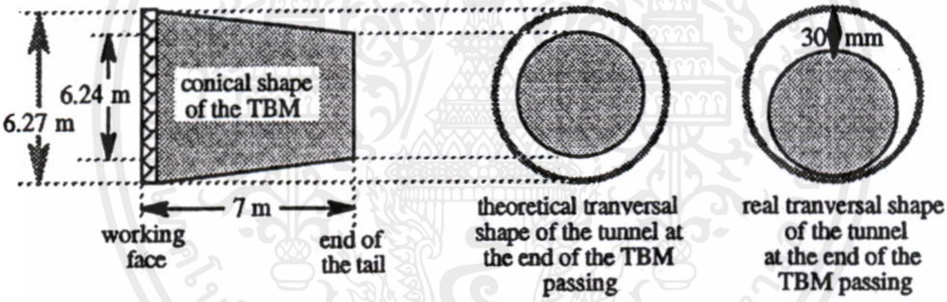
รูปที่ 3.45 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและการเติมน้ำปูน

นอกจากนี้แล้ว Bernat and Cambou (1998) [50] ศึกษาการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสาย D ในเมืองลีอองส์ (Lyons) ประเทศฝรั่งเศส โดยแนวเส้นทางอุโมงค์เป็นดังรูปที่ 3.46 ซึ่งหัวเจาะอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.27 เมตร รูปที่ 3.47 แสดงถึงอิทธิพลของรูปทรงของหัวเจาะที่ส่งผลให้เกิดช่องว่าง ส่วนรูปที่ 3.48 แสดงกระบวนการการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งช่วงที่ 1 เป็นช่วงก่อนและในระหว่างการขุดเจาะ ช่วงที่ 2 เป็นช่วงที่หัวเจาะขุดผ่าน ช่วงที่ 3 เป็นขั้นตอนการอัดน้ำปูนที่ส่วนท้ายของอุโมงค์ และช่วงที่ 4 เป็นช่วงที่เกิดการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation) ทั้งนี้ในรูปที่ 3.49 เป็นการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงของการขุดเจาะอุโมงค์ จะเห็นได้ว่าการขั้นตอนการ ในการอัดฉีดน้ำปูนจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยลง ทั้งนี้ก็ขึ้นอยู่กับคุณภาพในการอัดฉีดน้ำปูนนั่นเอง

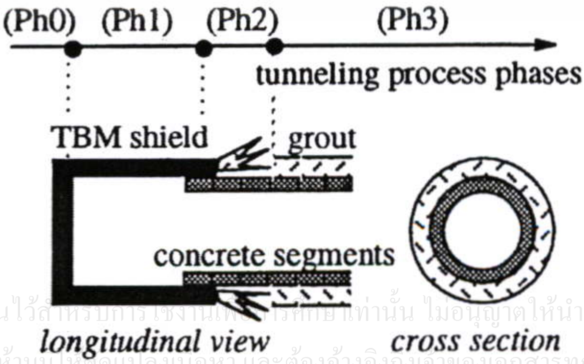
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.46 แนวเส้นทางอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสาย D ส่วนต่อขยายในเมือง Lyons

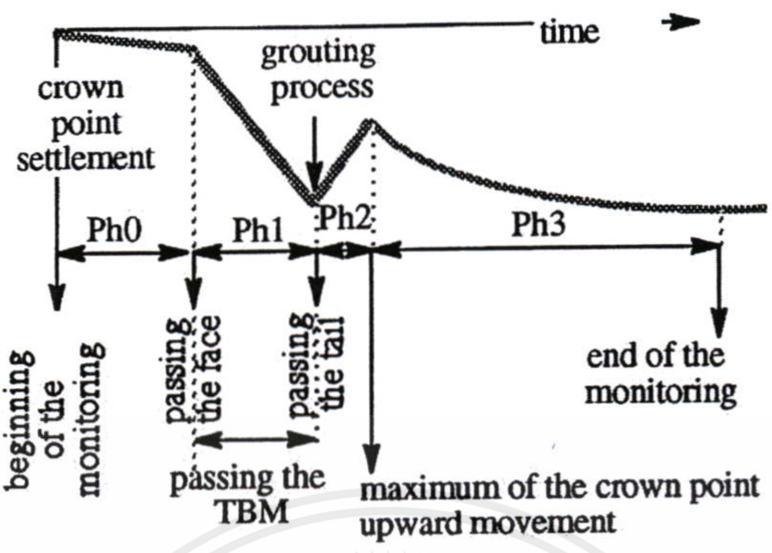


รูปที่ 3.47 อิทธิพลที่เกิดขึ้นจากรูปทรงกรวยของหัวเจาะ (Bernat and Cambou, 1998)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.48 กระบวนการการขุดเจาะอุโมงค์ (Bernat and Cambou, 1998)



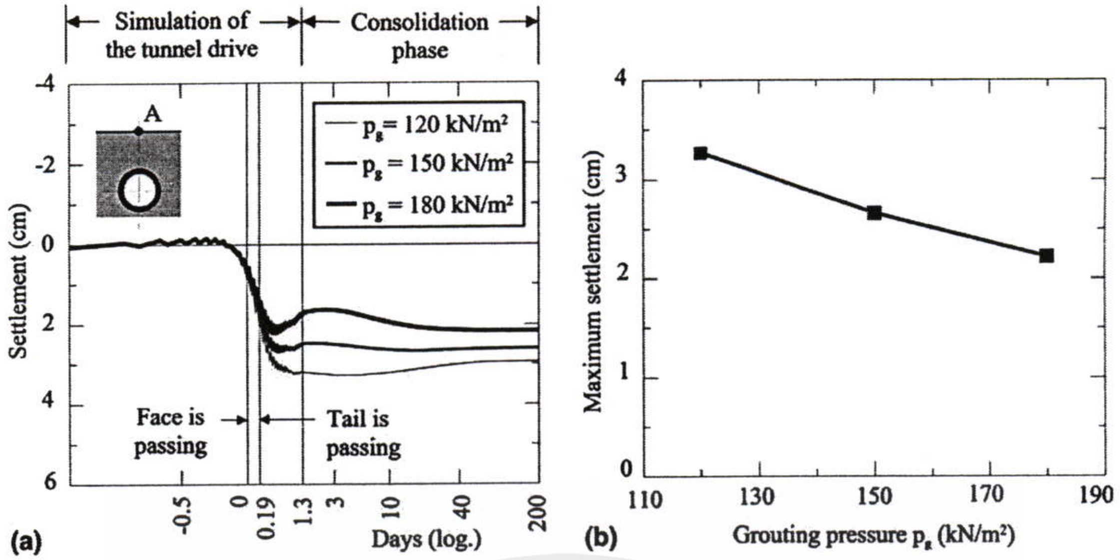
รูปที่ 3.49 การทรุดตัวของดินในแต่ละช่วงการขุดเจาะอุโมงค์ (Bernat and Cambou, 1998)

3.4.4.1 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure)

ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีส่วนช่วยในการลดการทรุดตัวของผิวดิน โดยขั้นตอนในการขุดเจาะอุโมงค์จะใช้แม่แรงในการขับเคลื่อนไปข้างหน้า ก่อให้เกิดช่องว่างโดยรอบของผนังอุโมงค์ดังรูปที่ 3.44 การฉีดอัดน้ำปูนจำเป็นในการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังผนังอุโมงค์ ซึ่งในทางปฏิบัติความดันการฉีดอัดน้ำปูนต้องสูงพอที่จะรับรองการไหลของน้ำปูนและต้านทางต่อการเคลื่อนตัวของดินจากช่องว่างที่เกิดได้ดังรูปที่ 3.45

Kasper and Meschke (2006) [41] ทำการศึกษาอิทธิพลของความดันในการอัดฉีดน้ำปูนในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนโดยใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ มาช่วยในการวิเคราะห์ โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่าความดันในการเคลื่อนตัวของหัวเจาะมีอิทธิพลอย่างมากต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยเมื่อใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 120 kN/m^2 จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากและเมื่อเพิ่มความดันในการอัดฉีดน้ำปูนขึ้นเรื่อยๆ เป็น 150 kN/m^2 และ 180 kN/m^2 จะทำให้การทรุดตัวที่ผิวดินลดลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

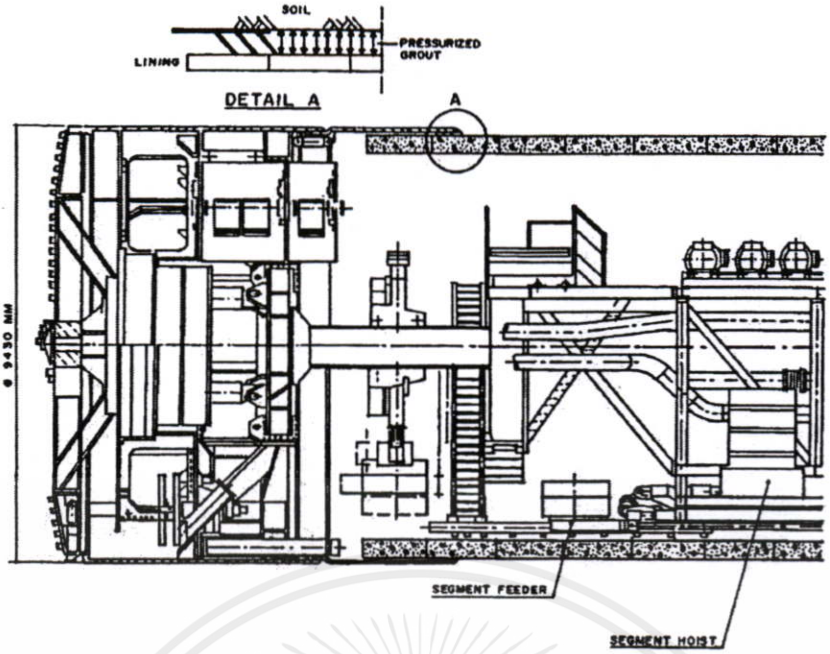


รูปที่ 3.50 ผลการทรุดตัวของผิวดินที่ได้จากการใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนที่แตกต่างกัน (Kasper and Meschke, 2006)

Swoboda and Abu-Krisha (1999) [42] ศึกษาถึงปัจจัยความดันในการอัดฉีดน้ำปูนโดยใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ได้ว่าปัจจัยนี้มีผลต่อการทรุดตัวของดินหลังจากหัวเจาะขุดผ่านสำหรับการทรุดตัวในระยะสั้น ซึ่งปัจจัยนี้จะช่วยลดการทรุดตัวที่เกิดจากช่องว่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากความต่างของขนาดหัวเจาะและอุโมงค์

จากการศึกษาโครงการขุดเจาะอุโมงค์ในประเทศอียิปต์โดย El-Nahhas (1999) [44] พบว่าความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นอีกปัจจัยหนึ่ง ที่ช่วยลดการทรุดตัวที่เกิดจากช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในสภาพชั้นดินที่มีการเปลี่ยนทันทีทันใดการทรุดตัวของดินจะเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างทันทีทันใดตามไปด้วย ซึ่งการอัดฉีดน้ำปูนที่ดีจะช่วยลดการทรุดตัวได้ โดยรูปที่ 3.51 แสดงหัวเจาะที่ใช้ในโครงการ Cario Metro Project (Line 2) และรูปรายละเอียด A แสดงถึงความดันในการอัดฉีดน้ำปูนที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องว่างของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.51 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนที่ใช้ในโครงการ Cario Metro Project (Line 2)

ทั้งนี้ Sigl and Yamazaki (2007) [46] ที่ศึกษาการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินผ่านใจกลางเมืองสายใหม่ในเมืองเพิร์ธ ประเทศออสเตรเลีย ซึ่งหัวเจาะที่ใช้เป็นแบบปรับแรงดันดินสมดุลขนาดเส้นผ่านศูนย์ 6.9 เมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของอุโมงค์เท่ากับ 6.16 เมตร และความหนาของชิ้นส่วน 27.5 เซนติเมตร จากข้อมูลข้างต้นได้ว่ามีช่องว่างที่เกิดขึ้นโดยรอบผนังอุโมงค์ถึง 9.5 เซนติเมตร ทำให้คุณภาพในการอัดฉีดน้ำปูนมีความสำคัญมากต่อการเติมเต็มช่องว่างที่เกิดขึ้น เพื่อให้มีการเคลื่อนตัวของดินน้อยที่สุด

3.4.4.2 เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (Percent grout filling)

เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนเป็นอีกเกณฑ์หนึ่งที่ใช้ในการตรวจสอบประสิทธิภาพการฉีดอัดน้ำปูน เพื่อเติมเต็มในส่วนช่องว่างที่เกิดขึ้น ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนที่สูง สามารถนำไปพิจารณาเพื่อการพัฒนาในการลดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นขณะหัวเจาะเคลื่อนผ่าน ซึ่งการหาค่าเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนเป็นดังสมการที่ 1[1]

$$\text{เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (\%)} = \frac{\text{ปริมาณน้ำปูนที่เติม} \times 100}{\text{ปริมาตรของช่องว่างที่คำนวณ}} \qquad (1)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บางส่วนของการขุดเจาะอุโมงค์ มีการนำการควบคุมการฉีดอัดน้ำปูนแบบอัตโนมัติ โดยความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน กำหนดให้เป็นค่าคงที่ในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ แม้ว่าความดันการฉีดอัดน้ำปูนถูกกำหนดให้มีค่าที่คงที่ แต่ค่าการทรุดตัวของผิวดินก็ยังมีความผันผวนอยู่ ความสัมพันธ์ที่แน่ชัดไม่สามารถสร้างออกมาจากกราฟได้ นั้นแสดงให้เห็นว่า การทรุดตัวผิวดินเกิดจากค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ด้วย

การรวบรวมข้อมูลทั้งหมดของปัจจัยต่าง ๆ ที่สำคัญกล่าวคือ ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ สภาพทางธรณีวิทยาและการควบคุมหัวขุดเจาะ ได้ทำการบันทึกไว้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล แต่ละปัจจัยได้นำมาทำเป็นกราฟความสัมพันธ์กับการทรุดตัวสูงสุดของผิวดิน เพื่อใช้วิเคราะห์ผลกระทบของปัจจัยต่อการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งที่ได้ผลสรุปที่ตรงกันจากแต่ละปัจจัย คือ ไม่สามารถสร้างความสัมพันธ์ที่แน่นอนของปัจจัยต่าง ๆ ต่อการทรุดตัวของผิวดินได้ มีเพียงบางส่วนของกราฟความดันส่วนหน้า กับการทรุดตัวสูงสุดของผิวดิน ที่แสดงให้เห็นตรงกับการสังเกตแต่ก็เพียงแค่เล็กน้อยเท่านั้น นั่นก็แสดงให้เห็นว่า มีมากกว่า 1 ปัจจัย ที่มีอิทธิพลต่อขนาดของการทรุดตัวผิวดินในทางปฏิบัติไม่มีทางเป็นไปได้ ที่จะทำให้ปัจจัยอื่น ๆ คงที่ ขณะที่ปัจจัยที่เราสนใจจะศึกษาเพียงปัจจัยเดียวมีค่าที่แปรผันได้ เพื่อนำไปศึกษาผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดินในปัจจัยนั้น ยิ่งกว่านั้นแม้จะมีข้อมูลมากมายทำการเก็บบันทึก แต่การวิเคราะห์ก็มีขีดจำกัดในผลลัพธ์ เนื่องมาจากความซับซ้อนของการขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล ด้วยเหตุนี้โครงข่ายประสาทเทียม (ANN) ที่มีความสามารถในการรวบรวมปัจจัยต่าง ๆ ไปสู่ผลลัพธ์ (การทรุดตัวของผิวดิน) จึงนำมาใช้ โดยวิธีทำการรวบรวมหลักการพื้นฐาน การสังเกต การเรียนรู้จนไปสู่ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยอิทธิพลต่าง ๆ กับการทรุดตัวของผิวดินให้เกิดขึ้นได้ [33]

3.5 สรุป

จากการศึกษาที่ผ่านมาในเรื่องของพารามิเตอร์ที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัว ซึ่งมีทั้งหมด 10 พารามิเตอร์ด้วยกัน โดยมีทั้งลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ สภาพทางธรณีวิทยาและพารามิเตอร์ในการควบคุมหัวเจาะ ได้ว่าพารามิเตอร์ทุกตัวมีผลต่อการทรุดตัวทั้งสิ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งความดันหน้าหัวเจาะเป็นพารามิเตอร์ที่มีอิทธิพลเป็นอย่างมากจากงานวิจัยที่ผ่านมา ซึ่งในงานวิจัยนี้จะเอาพารามิเตอร์ทั้งหมดนี้มาความสัมพันธ์ที่ส่งผลต่อการทรุดตัวที่ผิวดินโดยใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อศึกษาถึงอิทธิพลของแต่ละพารามิเตอร์โดยละเอียดมากยิ่งขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

โครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network, ANN)

4.1 บทนำ

โครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network, ANN) เป็นแขนงหนึ่งของปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence, AI) ซึ่งมีโครงสร้างเชิงสถาปัตยกรรม และการทำงานคล้ายคลึงกับการทำงานของเซลล์สมอง หรือระบบประสาทของมนุษย์ โดยสามารถเรียนรู้และปรับตัวตามข้อมูลที่ได้รับจากสภาพแวดล้อมภายนอก และให้คำตอบในปัญหาที่ซับซ้อนได้น่าเชื่อถือ [51]

เนื่องจากคุณสมบัติที่สำคัญคือความยืดหยุ่นในการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยนำเข้า (Input) กับผลลัพธ์ (Output) ที่มีความซับซ้อน และสามารถตอบสนองกับข้อมูลที่ไม่เคยเห็นได้ดี ทำให้มีการนำทฤษฎีโครงข่ายประสาทเทียมมาประยุกต์ใช้แก้ปัญหางานจริงหลายด้านอย่างกว้างขวาง เช่น การเงินการธนาคาร อวกาศ ระบบป้องกันประเทศ ระบบรักษาความปลอดภัย การแพทย์ ระบบสื่อสาร ระบบขนส่ง การบันเทิง รวมทั้งงานทางด้านวิศวกรรม [52, 53] โดยนำโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการจดจำรูปแบบ (Recognition) การจัดกลุ่ม (Clustering) การจัดหมวดหมู่ (Classification) และการพยากรณ์ (Forecasting) เป็นต้น ในการศึกษาวิจัยนี้ได้นำโครงข่ายประสาทเทียมแบบป้อนไปข้างหน้าโดยใช้การเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ (Feedforward Network with Back Propagation Algorithm) ทั้งนี้ยังกล่าวถึงการรวบรวมและเตรียมข้อมูลเพื่อใช้ในการป้อนสู่โครงข่าย เพื่อนำโครงข่ายมาใช้การวิเคราะห์ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะต่อไป

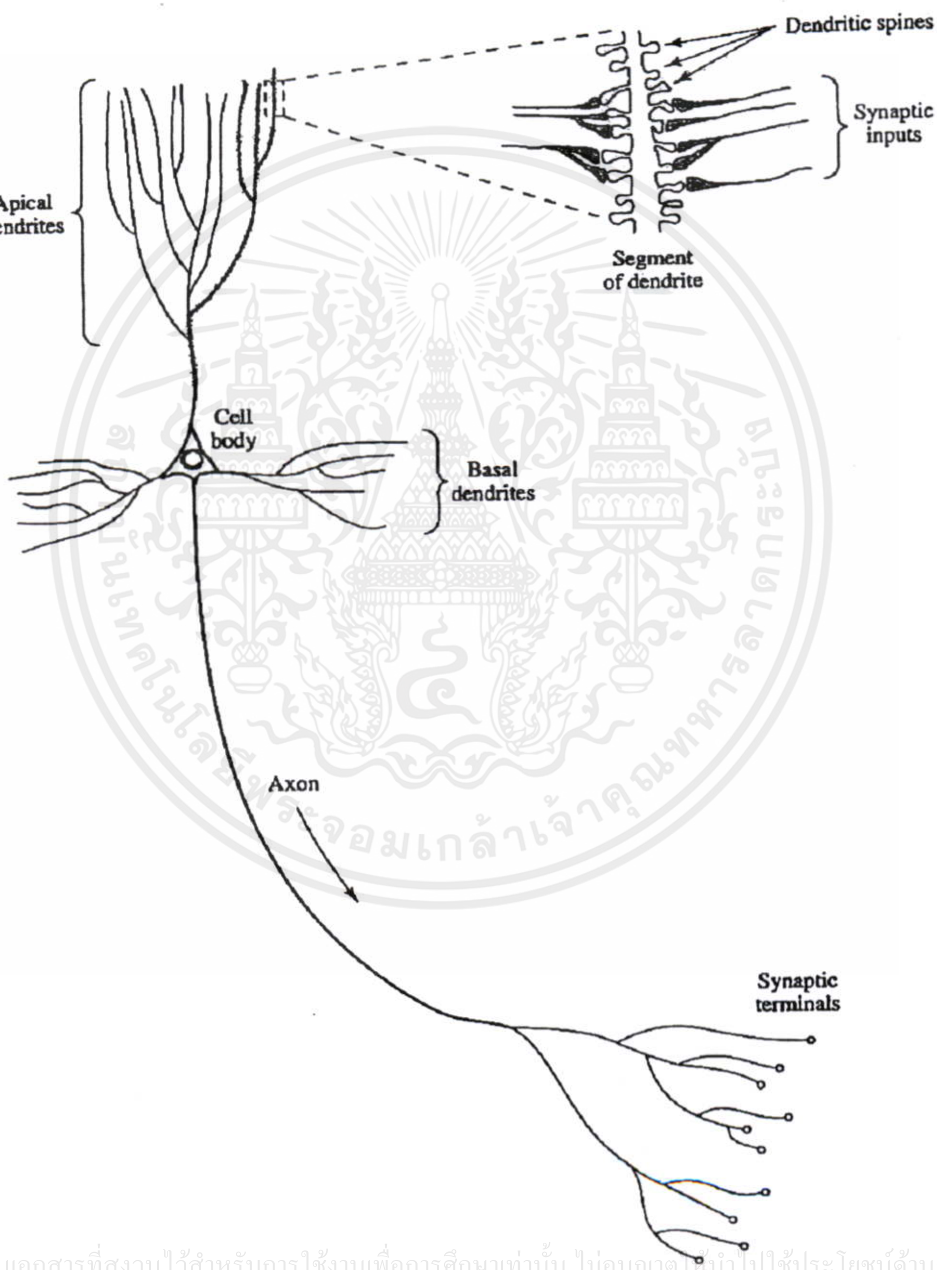
4.2 การจำลองเซลล์ประสาท

4.2.1 เซลล์ประสาทชีวภาพ

ระบบคิดคำนึงของมนุษย์มีโครงสร้างพื้นฐานจากเซลล์สมองที่เรียกว่าเซลล์ประสาท (Neuron) เรียงเป็นชั้นๆจำนวนมากประมาณ 10^{11} ยูนิต และมีการเชื่อมโยงภายในระหว่างเซลล์ประมาณ 10^{5} ยูนิต ในแต่ละเซลล์ประสาทจะมีคุณลักษณะแตกต่างกันออกไปโดยมีการทำงานคล้ายกันคือ รับสัญญาณเข้า, ประมวลผล และส่งสัญญาณไฟฟ้าเคมีผ่านไปยังเซลล์ประสาทอื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 4.1 เซลล์ประสาทประกอบด้วยเดนไดรต์ (Dendrites) ซึ่งเป็นส่วนแขนงที่ขยายออกจากตัวเซลล์เพื่อรับสัญญาณจากเซลล์ประสาทอื่นที่ส่งมาทางจุดเชื่อมต่อที่เรียกว่าไซแนปส์ (Synapse) และปลายในการส่งกระแสประสาทเรียกว่าแอกซอน (Axon) เซลล์ประสาททำงานด้วยปฏิกิริยาไฟฟ้าเคมี เมื่อมีการกระตุ้นด้วยสิ่งเร้าภายนอกหรือกระตุ้นด้วยเซลล์ด้วยกัน กระแสประสาทจะวิ่งผ่านเดนไดรท์เข้าสู่ตัวเซลล์ (Cell Body) ซึ่งจะเป็นตัวตัดสินว่าต้องกระตุ้นเซลล์อื่นๆ ต่อหรือไม่ ถ้ากระแสประสาทแรงพอตัวเซลล์ก็จะกระตุ้นเซลล์อื่นโดยส่งผ่านทางแอกซอน



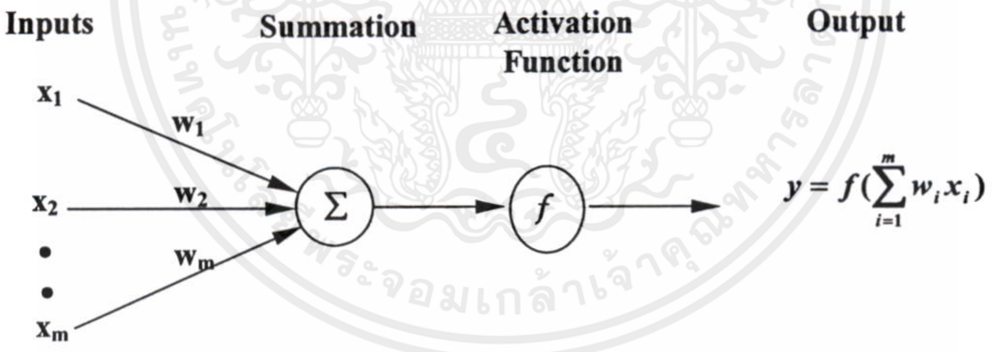
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ ... เอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 4.1 โครงสร้างเซลล์ประสาทชีวภาพ

4.2.2 เซลล์ประสาทเทียม

แบบจำลองของเซลล์ประสาททางชีวภาพ หรือที่เรียกว่าเซลล์ประสาทเทียม (Artificial Neuron) แสดงได้ดังรูปที่ 4.2 โดยประกอบด้วยโครงสร้างพื้นฐานที่สำคัญคือ หน่วย (Node) หรือ ยูนิต (Unit), ตัวแปรด้านเข้า (Input), ตัวแปรด้านออก (Output) และค่าถ่วงน้ำหนัก (Weight) ซึ่งสามารถสรุปความสัมพันธ์ระหว่างเซลล์ประสาททางชีววิทยาและเซลล์ประสาทเทียมดังนี้

- การประมวลผล จะเกิดขึ้นในหน่วยประมวลผลย่อยคือ หน่วย (Node) หรือ ยูนิต (Unit) ซึ่งจำลองมาจากลักษณะการทำงานของตัวเซลล์
- การส่งสัญญาณระหว่างหน่วยด้วยส่วนที่เชื่อมติดกัน จำลองมาจากการเชื่อมต่อของเดนไดรต์ และแอกซอน
- แต่ละการเชื่อมต่อประกอบด้วยค่าน้ำหนักที่แตกต่างกัน โดยขึ้นอยู่กับอิทธิพลที่หน่วยจะได้รับจากหน่วยอื่นๆ ซึ่งจำลองมาจากไซแนปส์ โดยค่าน้ำหนักที่ได้รับจะทำหน้าที่เสมือนความรู้ที่ถูกรวบรวมไว้ใช้แก้ปัญหาเฉพาะอย่างของมนุษย์
- ภายในหน่วยมีฟังก์ชั่นที่ใช้ในการกำหนดสัญญาณด้านออกที่เรียกว่า ฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function) หรือ ฟังก์ชั่นกระตุ้น (Activation Function)



รูปที่ 4.2 โครงสร้างเซลล์ประสาทเทียม

4.3 โครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้า

การจัดประเภทโครงสร้างโครงข่ายประสาทเทียมตามทิศทางการเคลื่อนที่ของสัญญาณแบ่งได้ 2 ชนิดคือ โครงข่ายแบบไปข้างหน้า (Feedforward Network) และ โครงข่ายแบบส่งค่ากลับ (Recurrent Network) ซึ่งในบทนี้จะกล่าวถึงเฉพาะโครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้า

โครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้าจะประกอบด้วยชั้นดังต่อไปนี้

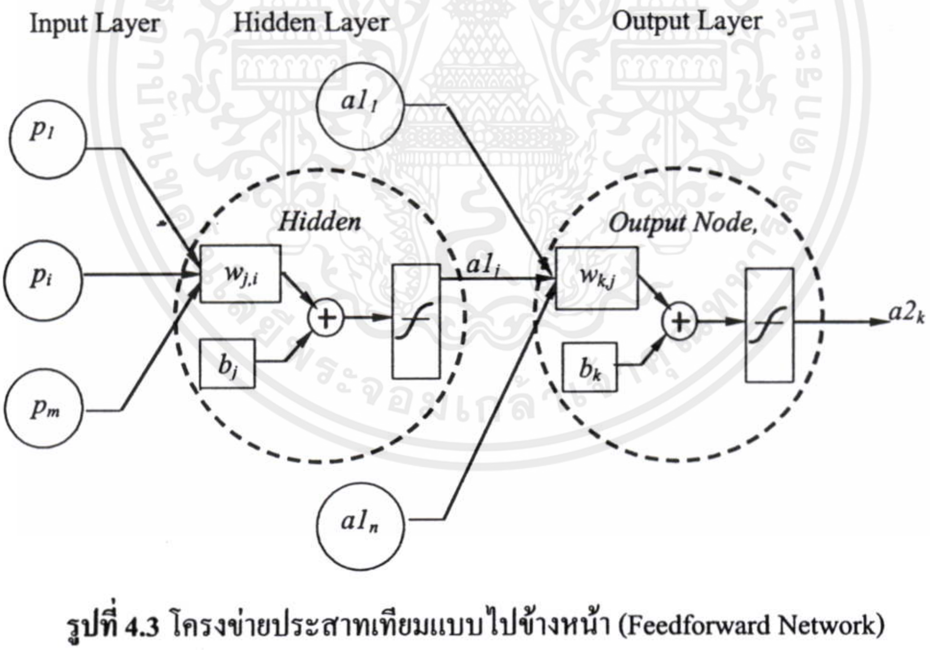
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1) ชั้นรับข้อมูล (Input Layer)

2) ชั้นซ่อน (Hidden Layer) ซึ่งในโครงข่ายจะมีหรือไม่มีชั้นซ่อนก็ได้ ถ้าไม่มีชั้นซ่อนเรียกโครงข่ายว่า Single-Layer Feedforward Network ส่วนโครงข่ายที่มีชั้นซ่อนเรียกว่า Multilayer Feedforward Network ซึ่งจำนวนชั้นซ่อนอาจมีจำนวน 1 ชั้น หรือมากกว่า

3) ชั้นแสดงผล (Output Layer)

โดยในแต่ละชั้นจะประกอบด้วย หน่วย (Node) ซึ่งจะทำหน้าที่ประมวลผล และเชื่อมต่อผลลัพธ์ไปยังชั้นถัดไป การเชื่อมต่อของแต่ละชั้นจะเป็นแบบถึงกันหมดจึงทำให้สัญญาณข้อมูลเคลื่อนที่ไปในทิศทางเดียวคือเคลื่อนที่ไปข้างหน้า จากชั้นรับข้อมูลไปยังชั้นแสดงผล โดยจำนวนชั้นแฝง และหน่วยในแต่ละชั้นแฝงจะขึ้นอยู่กับความซับซ้อนของปัญหา ส่วนจำนวนหน่วยในชั้นรับข้อมูลจะขึ้นกับจำนวนตัวแปรที่ส่งผลต่อค่าที่จะพยากรณ์ และจำนวนหน่วยในชั้นแสดงผลคือผลลัพธ์ที่ต้องการจากโครงข่าย [54] โครงสร้างเบื้องต้นของโครงข่ายประสาทเทียม แบบ Feed-Forward แสดงในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 โครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้า (Feedforward Network)

ค่าผลลัพธ์จากแต่ละหน่วย จะสามารถหาได้จากสมการที่ 4-1 และ 4-2 ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$a1_j = f\left(\sum_{i=1}^{m}\left(w_{j,i} \cdot p_i\right) + b_j\right) \tag{4-1}$$

$$a2_k = f\left(\sum_{j=1}^{n}\left(w_{k,j} \cdot a1_j\right) + b_k\right) \qquad (4\text{-}2)$$

โดยที่ p_i คือ ปัจจัยนำเข้า (Input)

$a1_j$ คือ ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากการประมวลผลของ ชั้นซ่อน (Hidden Layer)

$a2_k$ คือ ค่าผลลัพธ์จากชั้นแสดงผล

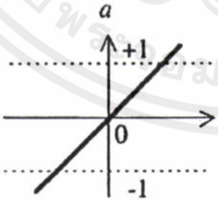
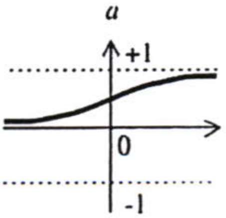
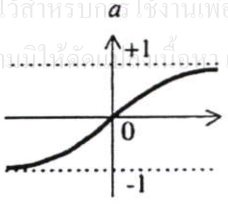
w คือ ค่าน้ำหนัก (Weight)

b คือ ค่าเบี่ยงเบน (Bias)

$f(c)$ คือ ฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function) หรือ ฟังก์ชั่นกระตุ้น (Activation Function)

ฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function) หรือ ฟังก์ชั่นกระตุ้น (Activation Function) จะเป็นตัวกำหนดค่าผลลัพธ์ของโครงข่ายประสาทเทียม ซึ่งฟังก์ชั่นถ่ายโอนมีอยู่หลายชนิด การที่จะเลือกฟังก์ชั่นชนิดใดขึ้นอยู่กับรูปแบบปัญหา, ลักษณะของผลลัพธ์ว่าเป็นค่าต่อเนื่องหรือไม่, ขอบเขตของผลลัพธ์ เป็นต้น แต่ในที่นี้จะเสนอเฉพาะฟังก์ชั่นถ่ายโอนที่ใช้ในการศึกษานี้เท่านั้นสรุปได้ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ชนิดของฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function)

ชนิดของฟังก์ชั่นถ่ายโอน	รูปแบบ	สมการฟังก์ชั่นถ่ายโอน	ขอบเขตของ $a(n)$
Linear Transfer Function		$a(n) = n$	[-∞, ∞]
Log-Sigmoid Transfer Function		$a(n) = \frac{1}{1+e^{(-n)}}$	[0, 1]
Tan-Sigmoid Transfer Function		$a(n) = \frac{1-e^{(-n)}}{1+e^{(-n)}}$	[-1, 1]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงแหล่งที่มาของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนค่าน้ำหนัก (Weight) และค่าเบี่ยงเบน (Bias) เป็นค่าที่ได้จากกระบวนการเรียนรู้ โดยกระบวนการเรียนรู้ที่นิยมใช้กับโครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้าคือการเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ (Backpropagation Algorithm) [54]

4.4 การเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ

คุณสมบัติสำคัญของโครงข่ายประสาทเทียม คือ ความสามารถในการเรียนรู้จากตัวอย่าง โดยพยายามคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยนำเข้า (Input) และผลลัพธ์ (Output) การเรียนรู้นี้จะเริ่มจากการสุ่มค่าน้ำหนัก (Weight) และค่าเบี่ยงเบนเริ่มต้น (Bias) ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากค่าเริ่มต้นจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จริง ค่าที่แตกต่างจะถูกนำมาปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนโดยวิธีลองผิดลองถูก (Trial and Error) จนได้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงหรือตรงกับผลลัพธ์จริง ค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนสุดท้ายจะถูกนำมาใช้ในการพยากรณ์ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นจากข้อมูล (Input) ใหม่

กระบวนการในการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนที่นิยมใช้ คือ การเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ (Backpropagation) ซึ่งจะประกอบด้วยสัญญาณ 2 ส่วน ดังนี้

1) สัญญาณส่ง (Function Signals) คือ ข้อมูลหรือผลลัพธ์ของแต่ละหน่วยที่ถูกส่งเข้าสู่โครงข่ายประสาทเทียม

2) สัญญาณแก้ไข (Error Signals) คือ ค่าที่แตกต่างระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณและผลลัพธ์จริงที่ถูกส่งกลับสู่โครงข่ายประสาทเทียม เพื่อปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนของโครงข่าย

ขั้นตอนการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนมีอยู่หลายวิธีด้วยกัน เช่น Gradient Descent, Gradient Descent with Adaptive Learning Rate, Gradient Descent with Momentum, Gradient Descent with Momentum and Adaptive Learning Rate, Resilient, Bayesian Regularization และ Levenberg-Marquardt เป็นต้น โดยในการศึกษานี้จะใช้วิธี Levenberg-Marquardt Algorithm ในการปรับค่าน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบน เนื่องจากวิธีนี้เหมาะสมในการแก้ไขปัญหาประเภทการประมาณค่า นอกจากนั้นยังเป็นวิธีที่มีความรวดเร็วที่สุดในการปรับค่า [55] โดยมีขั้นตอนดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$x_{(new)} = x_{(old)} + \Delta x$$

$$x_{(new)} = x_{(old)} - \left[J^T.J + \mu I\right]^{-1}.J^T.e \qquad (4\text{-}3)$$

$$g = 2J^T.e \qquad (4\text{-}4)$$

โดยที่ x คือ ค่าถ่วงน้ำหนัก (Weight) และค่าเบี่ยงเบน (Bias)

J คือ จาโคเบียนเมตริกซ์ (Jacobian Matrix) ของอนุพันธ์ของค่าผิดพลาด (แต่ละค่า) ต่อค่า x (แต่ละค่า)

J^T คือ Transpose Matrix ของ J

g คือ Gradient Factor

e คือ เมตริกซ์ของค่าผิดพลาด (Error) ระหว่างคำตอบ (Target) กับค่าที่โครงข่ายประสาทเทียมคำนวณได้ (Output)

I คือ Identity Matrix

μ คือ Mu Factor หรือ Learning Factor

จาโคเบียนเมตริกซ์ของค่าถ่วงน้ำหนัก (Weight, w)

$$J(w)=\begin{bmatrix} \frac{\partial e_1}{\partial w_{1,1}} & \frac{\partial e_1}{\partial w_{1,2}} & \cdots & \frac{\partial e_1}{\partial w_{1,s2}} \\ \frac{\partial e_2}{\partial w_{2,1}} & \frac{\partial e_2}{\partial w_{2,2}} & \cdots & \frac{\partial e_2}{\partial w_{2,s2}} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \frac{\partial e_{s3}}{\partial w_{s3,1}} & \frac{\partial e_{s3}}{\partial w_{s3,2}} & \cdots & \frac{\partial e_{s3}}{\partial w_{s3,s2}} \end{bmatrix} \tag{4-5}$$

จาโคเบียนเมตริกซ์ของค่าเบี่ยงเบน (Bias, b)

$$J(b)=\begin{bmatrix} \frac{\partial e_1}{\partial b_1} \\ \frac{\partial e_2}{\partial b_2} \\ \vdots \\ \frac{\partial e_{s3}}{\partial b_{s3}} \end{bmatrix} \tag{4-6}$$

เมตริกซ์ของค่าผิดพลาด (Error, e)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ \vdots \\ e_{s3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t_1^{\,3} - a_1^{\,3} \\ t_2^{\,3} - a_2^{\,3} \\ \vdots \\ t_3^{\,3} - a_3^{\,3} \end{bmatrix} \tag{4-7}$$

การลู่เข้าของการปรับค่าน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบนจะเร็วหรือช้า นอกจากรูปแบบวิธีการเรียนรู้แล้ว การกำหนดค่าเริ่มต้นของค่าน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบนก็ส่งผลด้วยเช่นกัน

4.5 การรวบรวมและการเตรียมข้อมูล

ขั้นตอนที่สำคัญหนึ่งในการศึกษาคือการเก็บรวบรวมข้อมูล ข้อมูลที่ใช้ในโครงข่ายประสาทเทียมต้องมีความถูกต้อง เนื่องจากโครงข่ายประสาทเทียมจะนำข้อมูลเข้าสู่กระบวนการเรียนรู้เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยนำเข้า (Input) และผลลัพธ์ (Output) ถ้าข้อมูลที่ป้อนสู่โครงข่ายมีความผิดพลาด ความสัมพันธ์ของปัจจัยก็จะผิดพลาดตามด้วย ซึ่งส่งผลต่อความถูกต้องแม่นยำในการพยากรณ์ นอกจากนั้นการให้โครงข่ายประสาทเทียมได้รับการเรียนรู้ข้อมูลอย่างหลากหลายภายในขอบเขตที่เรียนรู้ก็จะส่งผลต่อดีต่อประสิทธิภาพของโครงข่าย

กระบวนการเตรียมข้อมูลเป็นกระบวนการหนึ่งที่มีความจำเป็นและมีผลต่อประสิทธิภาพของโครงข่ายประสาทเทียม ข้อมูลจากระบบฐานข้อมูลจะถูกตรวจสอบความถูกต้องและคัดเลือกเพื่อลดความผิดพลาดของข้อมูล ก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการคัดเลือกปัจจัยนำเข้า (Input), ผลลัพธ์ (Output) และทำการ Normalization ข้อมูลก่อนเข้าสู่กระบวนการหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อเพิ่มความแม่นยำในการพยากรณ์

ข้อมูลจากระบบฐานข้อมูลจะถูกนำมาตรวจสอบความถูกต้อง เพื่อลดความผิดพลาดของข้อมูลอันเนื่องมาจากกระบวนการจัดเก็บ และการบันทึกข้อมูล

4.6 การ Normalization ข้อมูล

การ Normalization หรือการจัดระเบียบข้อมูล เป็นวิธีการที่นำมาใช้เพิ่มความแม่นยำของผลลัพธ์ (Output) ที่ได้จากโครงข่ายประสาทเทียม และลดเวลาในการเรียนรู้ของโครงข่ายประสาทเทียม การทำ Normalization ชุดข้อมูลของปัจจัยนำเข้า (Input) และผลลัพธ์ (Output) ต้องทำก่อนเริ่มกระบวนการเรียนรู้ของโครงข่ายประสาทเทียม [54]

โดยการเลือกขอบเขตของการ Normalization ขึ้นอยู่กับฟังก์ชั่นถ่ายโอนของผลลัพธ์ สำหรับการศึกษานี้จะทำการ Normalization ข้อมูลให้อยู่ในช่วง [-1, 1] เนื่องจากฟังก์ชั่นถ่ายโอนในชั้นผลลัพธ์ (Output) เป็นประเภท Linear และ Tan-Sigmoid Transfer Function ซึ่งมีขอบเขตอยู่ระหว่าง $[-\infty, \infty]$ และ [-1, 1] ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การ Normalization จะทำทั้งชุดข้อมูลของปัจจัยนำเข้า (Input) และผลลัพธ์ (Output) ตามสมการที่ 4-8 ก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการเรียนรู้ของโครงข่ายประสาทเทียม เพื่อใช้ในการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนของโครงข่าย หลังจากนั้นเมื่อได้ผลลัพธ์จากโครงข่ายก็จะมีการ Unnormalization ตามสมการที่ 4-9 เพื่อแปลงค่ากลับเป็นค่าในขอบเขตเริ่มต้น

$$p_n = \frac{2\times(p - p_{\min})}{(p_{\max} - p_{\min})} - 1 \qquad (4\text{-}8)$$

$$p = 0.5(p_n + 1)\times(p_{\max} - p_{\min}) + p_{\min} \qquad (4\text{-}9)$$

โดยที่ p คือ ค่าของปัจจัยที่จะทำการ Normalization

P_{min} คือ ค่าน้อยสุดของปัจจัย

P_{max} คือ ค่ามากสุดของปัจจัย

P_n คือ ค่าของปัจจัยที่ผ่านการ Normalization โดยมีค่าอยู่ในช่วง [-1, 1]

4.7 การหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

ในการศึกษานี้ได้มีการออกแบบโครงข่ายประสาทเทียมแบบไปข้างหน้าชนิดการเรียนรู้แบบแพร่ค่าย้อนกลับ (Feedforward Network with Back Propagation Algorithm) โดยมีขั้นตอนในกระบวนการหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

สามารถอธิบายสรุปได้ดังนี้

1) นำข้อมูลที่ผ่านขั้นตอนกระบวนการเตรียมข้อมูล มาแบ่งเป็นชุดฝึกสอน (ประมาณ 80% ของข้อมูลทั้งหมด) และชุดทดสอบ (ประมาณ 20% ของข้อมูลทั้งหมด)

2) ทำการออกแบบสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียม โดยมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดังนี้

2.1) จำนวนชั้นซ่อน

2.2) จำนวนหน่วยในแต่ละชั้นซ่อน

2.3) จำนวนรอบการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4) ฟังก์ชั่นถ่ายโอน (Transfer Function)

2.4.1) ชั้นซ่อน

2.4.2) ชั้นผลลัพธ์

3) ทดสอบรอบในการปรับค่าน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบน (Epochs) เบื้องต้น เพื่อหาจำนวนรอบที่เหมาะสม คือ ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (Root Mean Square Error, RMSE) ของชุดทดสอบมีค่าต่ำสุด จากการทดสอบเบื้องต้นพบว่าจำนวนรอบที่เหมาะสมอยู่ที่ประมาณ 2,000 รอบ สำหรับข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล

4) สุ่มค่าน้ำหนักและค่าน้ำหนักสำหรับกระบวนการเรียนรู้

5) เข้าสู่กระบวนการเรียนรู้ โดยกำหนดจำนวนรอบในการปรับค่าน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบน (Epochs) เท่ากับ 1,000 2,000 และ 3,000 รอบ

6) นำค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนที่ได้จากกระบวนการเรียนรู้เข้าสู่กระบวนการทดสอบ

7) Unnormalization ผลลัพธ์ที่ได้จากกระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบ

8) คำนวณ และบันทึกค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ของชุดเรียนรู้ และชุดทดสอบ

9) สุ่มค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบน อย่างน้อย 10 ครั้งต่อ 1 รูปแบบ

10) คัดเลือกโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม คือโครงข่ายที่มีค่า RMSE ในกระบวนการทดสอบต่ำสุด โดยค่า RMSE หาได้จากสมการ (4-10)

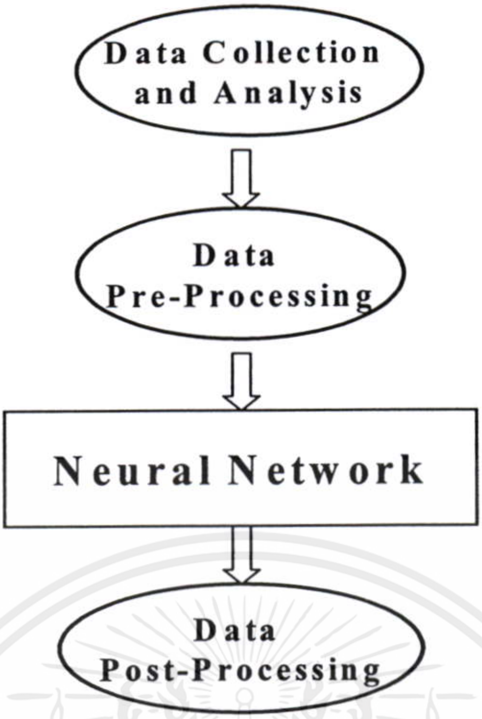
$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(o_i - t_i)^2}{N}} \quad (4\text{-}10)$$

โดย N = จำนวนชุดข้อมูล

o = ค่า Output ที่ได้จากโครงข่าย

t = ค่า Output ที่ต้องการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

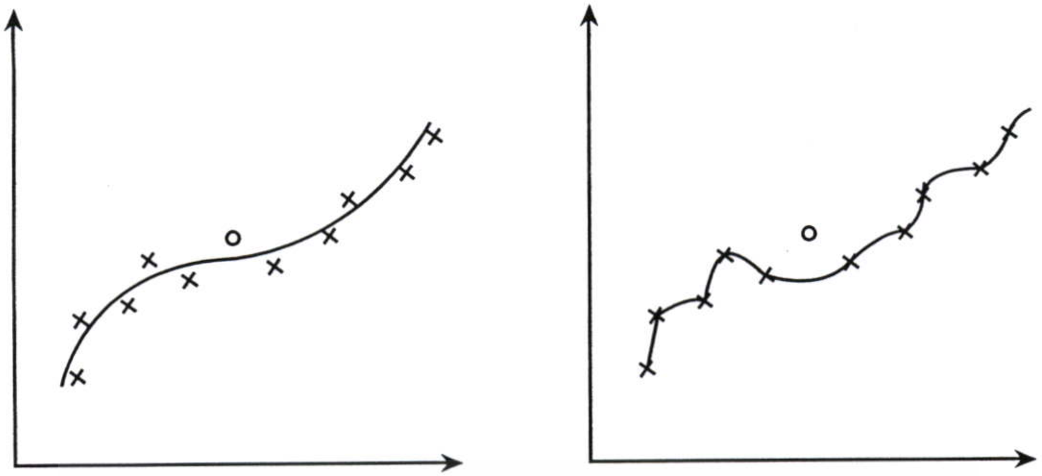


รูปที่ 4.4 กระบวนการการประมวลข้อมูล

4.8 Overfitting

ในการหารูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมจะต้องเป็นโครงข่ายที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดสำหรับข้อมูลที่ใช้ในการทดสอบ ซึ่งนั้นไม่ได้จำเป็นว่าจะเป็นโครงข่ายที่มีประสิทธิภาพสำหรับข้อมูลที่ใช้ในการฝึกโครงข่าย ถ้าโครงข่ายมีความค่า RMSE น้อยสำหรับข้อมูลที่ใช้ในการฝึกอาจจะส่งผลให้โครงข่ายมีความสามารถมากเกินไปจนเกิด Overfitting ดังรูปที่ 4.5 ซึ่งในกรณีที่โครงข่ายมีความสามารถมากเกินไปจะไม่สามารถนำไปใช้ในการพยากรณ์ข้อมูลอื่นได้ แต่ในกรณีของโครงข่ายเหมาะสมจะนำไปใช้กับชุดข้อมูลอื่นได้ [1]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก) สามารถพยากรณ์ได้ดี (ข) เกิด Over-fitting

(× = ชุดข้อมูลในการฝึก, O = ข้อมูลในการทดสอบ)

รูปที่ 4.5 Overfitting

4.9 สรุป

โครงข่ายประสาทเทียมเป็นวิธีที่เลียนแบบการทำงานของสมองมนุษย์ซึ่งเหมาะในการแก้ไขปัญหาที่ซับซ้อนวิธีหนึ่ง ด้วยการเรียนรู้ความสัมพันธ์ของปัจจัยนำเข้า (Input) และผลลัพธ์ (Output) จากข้อมูลในอดีต เพื่อค้นหาคำตอบที่เหมาะสมสำหรับปัจจัยนำเข้าชุดใหม่ โดยมีปัจจัยที่ส่งผลต่อประสิทธิภาพของโครงข่ายประสาทเทียมซึ่งประกอบด้วย

1) การเลือกปัจจัยนำเข้า (Input)

การเลือกปัจจัยนำเข้าที่มีความสัมพันธ์กับผลลัพธ์ จะทำให้โครงข่ายประสาทเทียมมีประสิทธิภาพทั้งในกระบวนการเรียนรู้ และการทดสอบ การตรวจสอบความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยนำเข้ากับผลลัพธ์สามารถทำได้โดยการวิเคราะห์สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation Coefficient)

2) จำนวนชั้นซ่อน และจำนวนหน่วยแต่ละชั้นซ่อน

จำนวนชั้นซ่อน และจำนวนหน่วยแต่ละชั้นซ่อนเป็นปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อประสิทธิภาพของโครงข่ายประสาทเทียม จำนวนชั้นซ่อนและจำนวนหน่วยต้องมีความเหมาะสมไม่มากหรือน้อยเกินไป ถ้ามากเกินไปก็จะเกิดปัญหา Overfitting แต่ถ้าน้อยเกินไปก็จะเกิด Underfitting ซึ่งทั้ง 2 รูปแบบนี้ทำให้ประสิทธิภาพในการพยากรณ์ของโครงข่ายน้อยลง

ญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) จำนวนข้อมูลที่ใช้ฝึกสอน

หากโครงข่ายประสาทเทียมได้รับข้อมูลในกระบวนการเรียนรู้ที่มาก โครงข่ายจะสามารถวิเคราะห์ความสัมพันธ์ภายในขอบเขตเรียนรู้ละเอียดขึ้น ซึ่งส่งผลให้ประสิทธิภาพของโครงข่ายสูงขึ้นตามไปด้วย

4) การกระจายของข้อมูลที่ใช้ฝึกสอน

โครงข่ายประสาทเทียมจะมีประสิทธิภาพในการหาผลลัพธ์ภายในขอบเขตที่ได้รับการฝึกสอน ถ้าข้อมูลที่ใช้ฝึกสอนมีการกระจายตัวดีภายในขอบเขตที่ศึกษา ประสิทธิภาพในการหาผลลัพธ์ก็จะดีขึ้นด้วย

5) การ Normalization ข้อมูลที่ใช้ฝึกสอน

การจัดระเบียบข้อมูลก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการฝึกสอนโครงข่ายประสาทเทียม จะทำให้กระบวนการฝึกสอนเร็วขึ้นกว่าการนำข้อมูลดิบมาทำการฝึกสอน

6) วิธีการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบน

การปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนมีหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีก็จะมีความเหมาะสมกับปัญหาต่างรูปแบบกัน

7) ค่าเริ่มต้นของน้ำหนัก และค่าเบี่ยงเบน

จะมีผลต่อการเข้าใกล้จุด Local Minimum หรือ Global Minimum ของผลลัพธ์ที่ใช้ในกระบวนการฝึกสอน ดังนั้นในการฝึกสอนโครงข่ายประสาทเทียมจึงควรสุ่มเลือกค่าเริ่มต้นและค่าเบี่ยงเบนในแต่ละโครงสร้างหลายๆครั้ง

8) จำนวนรอบการฝึกสอน

จำนวนรอบการฝึกสอนที่เหมาะสมไม่มากหรือน้อยเกินไป จะทำให้ประสิทธิภาพในการหาผลลัพธ์ของโครงข่ายดีขึ้น

9) ชนิดของฟังก์ชั่นถ่ายโอน

ชนิด รวมทั้งความชันของฟังก์ชั่นถ่ายโอนจะมีผลต่อกระบวนการเรียนรู้ และผลลัพธ์ที่ได้จากโครงข่ายประสาทเทียม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

การวิเคราะห์ปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์และ Design Chart

5.1 บทนำ

จากข้อมูลที่ได้ศึกษาถึงปัจจัยต่างๆและข้อมูลที่มีอยู่ ต่อไปจะทำการศึกษาถึงปัจจัยต่างๆว่าแต่ละปัจจัยมีอิทธิพลมากน้อยเพียงใดแต่เนื่องจากในการก่อสร้างอุโมงค์อิทธิพลของปัจจัยต่างๆเกิดขึ้นพร้อมกันจึงต้องใช้ความรู้ทางด้านโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของปัจจัยต่างๆ

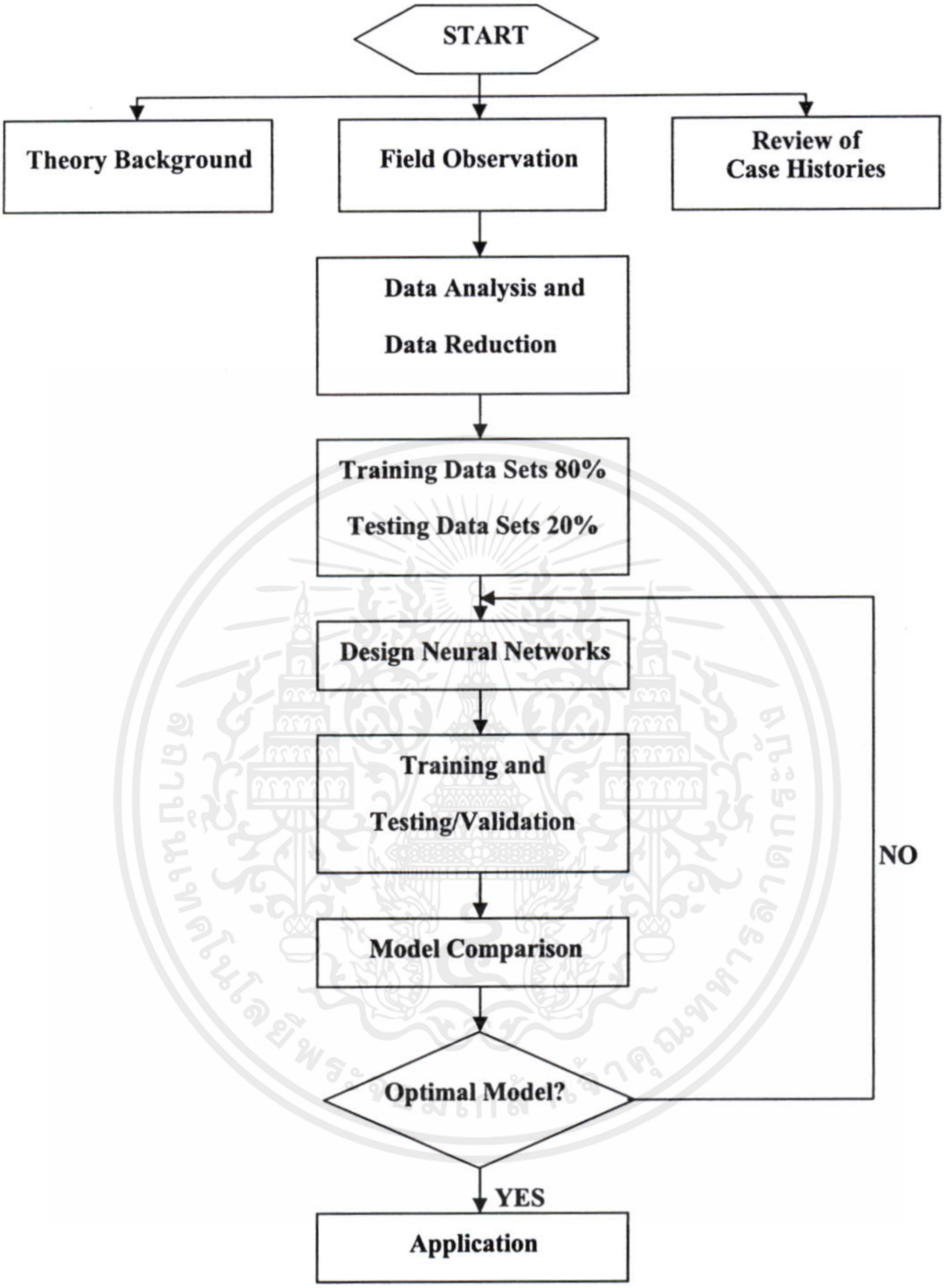
5.2 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว

5.2.1 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

ในการวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของพารามิเตอร์ตัวต่างๆ จากการศึกษาพบว่ายังไม่สามารถหาความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ตัวต่างๆกับการทรุดตัวของผิวดินได้ ซึ่งจะแสดงผลของการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในหัวข้อต่อไป

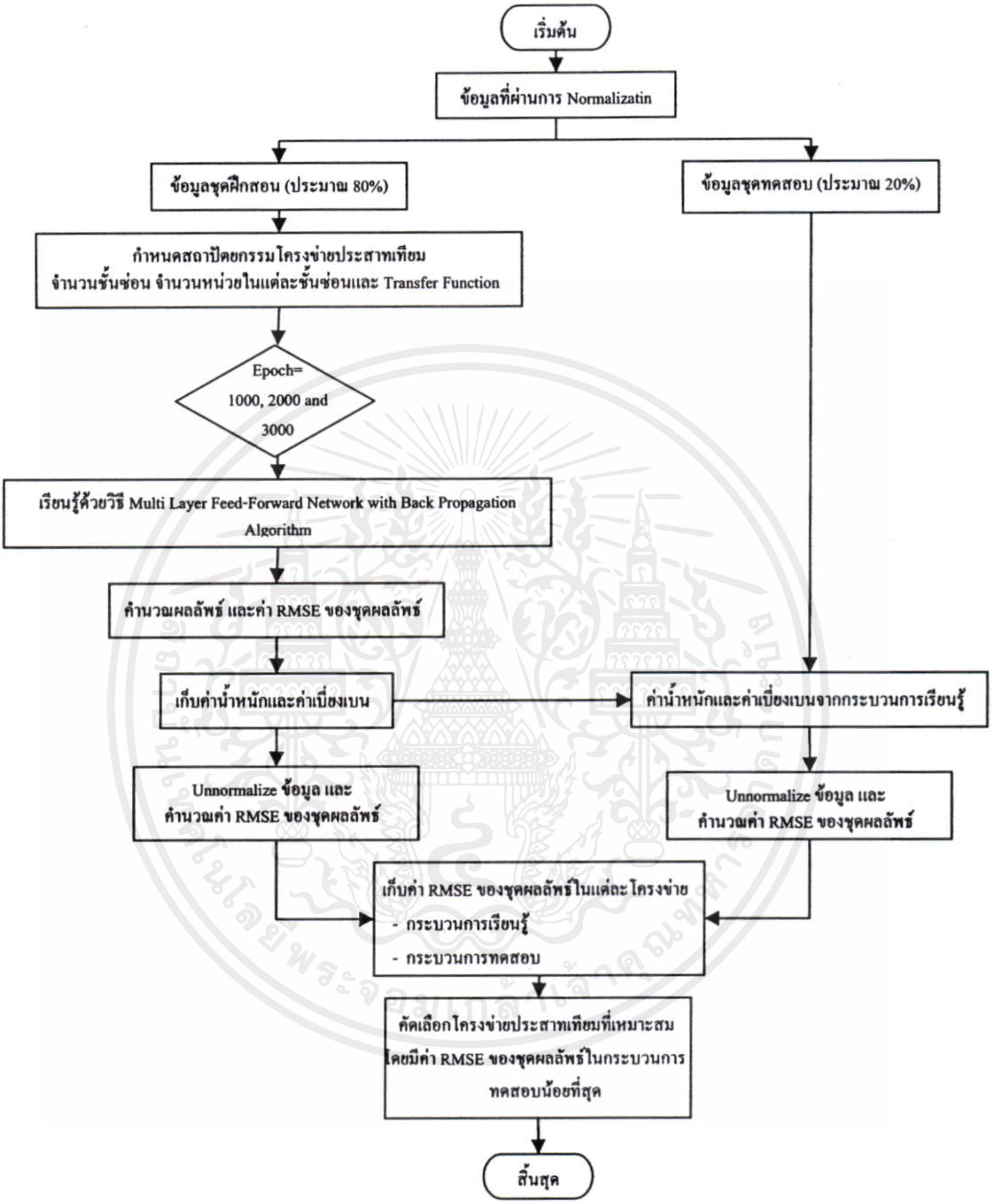
ในงานวิจัยนี้ได้ใช้โครงข่ายประสาทเทียมมาช่วยในการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัย ซึ่ง Suwansawat and Einstein (2006)[33] ได้ทำการวิจัยในเรื่อง Artificial Neural Networks for Predicting The Maximum Surface Settlement Caused by EPB Shield Tunneling ซึ่งในงานวิจัยดังกล่าวได้นำโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล พบว่าสามารถนำโครงข่ายดังกล่าวมาใช้ในการพยากรณ์ได้อย่างแม่นยำ โดยมีขั้นตอนการหาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมซึ่งแบ่งข้อมูลเพื่อนำไปใช้ในการเรียนรู้ 80% และนำไปใช้ในการทดสอบ 20% โดยเป็นดัง**รูปที่ 5.1** และขั้นตอนในการหาสถาปัตยกรรมของโครงข่ายที่เหมาะสมเป็นดัง**รูปที่ 5.2** ซึ่งโครงข่ายดังกล่าวมีคุณสมบัติดังตารางที่ 5.1 และมีรูปแบบของโครงข่ายดัง**รูปที่ 5.3** ดังนั้นในงานวิจัยจึงได้ใช้โครงข่ายดังกล่าวมาใช้ในการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยต่างๆ [1]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.1 กระบวนการหาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

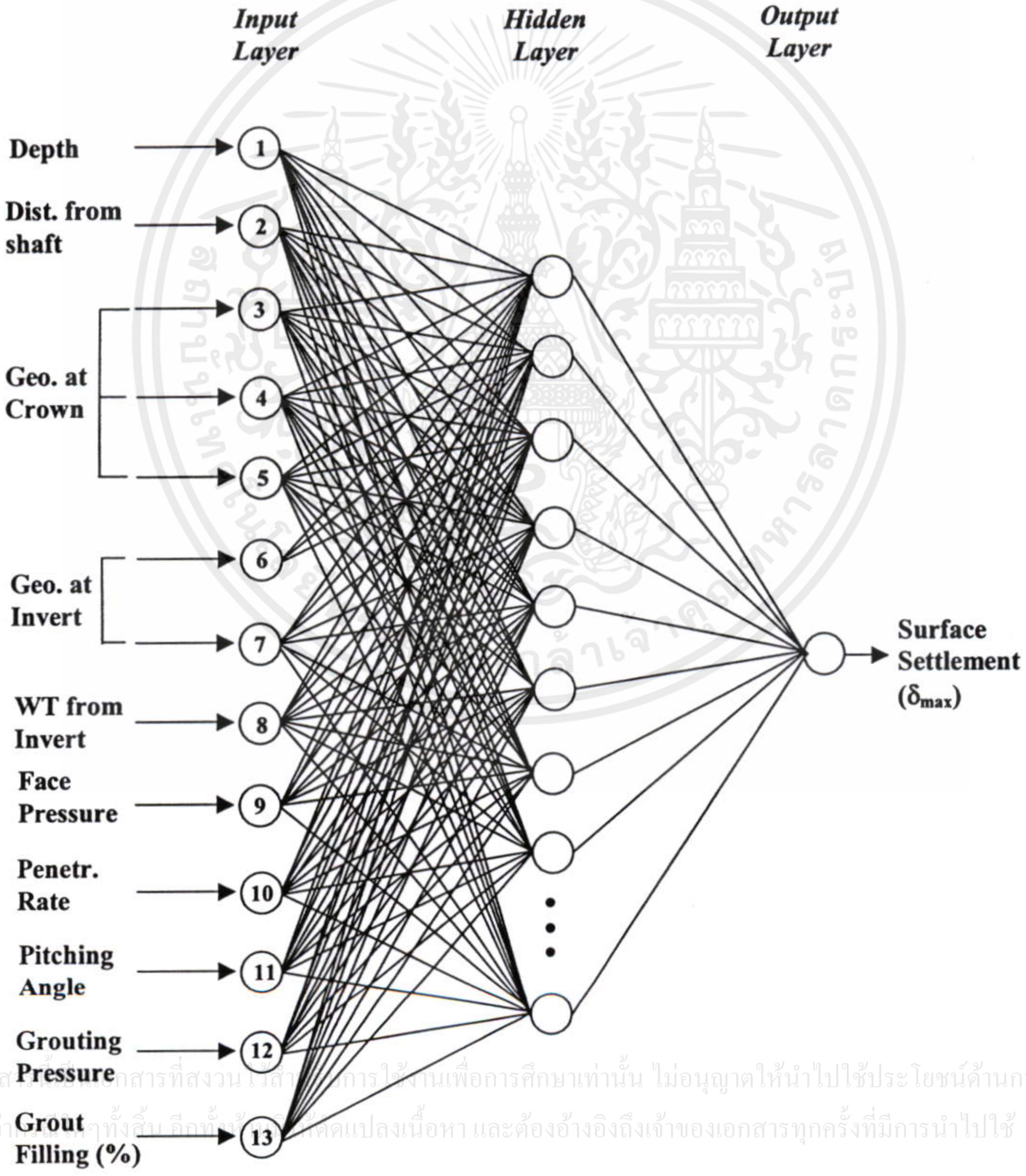


รูปที่ 5.2 ขั้นตอนการหาสถาปัตยกรรมโครงข่ายที่เหมาะสม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 5.1 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน

ชนิดของโครงข่าย	Feedforward - Backpropagation
ฟังค์ชั่นแปลงค่าความสัมพันธ์	Tangent Sigmoid
จำนวนหน่วยในชั้นรับข้อมูล	13
จำนวนชั้นแฝง	1
จำนวนหน่วยในชั้นแฝง	20
จำนวนรอบการคำนวณ	2,000



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

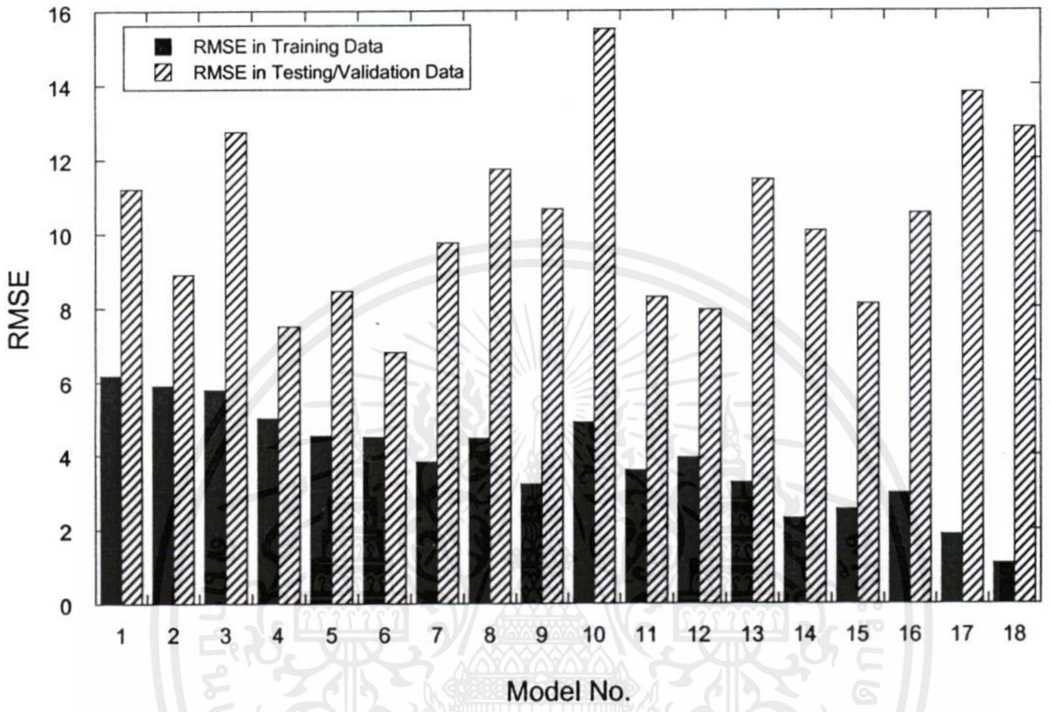
รูปที่ 5.3 รูปแบบโครงสร้างของโครงข่ายประสาทเทียมของ Suwansawat and Einstein (2006)

ตารางที่ 5.2 ประสิทธิภาพของรูปแบบโครงข่ายประสาทเทียม

รูปแบบ	สถาปัตยกรรมโครงข่าย	จำนวนรอบ	ค่า RMSE จากข้อมูลในการฝึก	ค่า RMSE จากข้อมูลในการทดสอบ
1	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 10 หน่วยย่อย	1,000	6.18	11.21
2	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	1,000	5.9	8.91
3	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	1,000	5.78	12.75
4	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 10 หน่วยย่อย	2,000	5.01	7.51
5	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	2,000	4.53	8.46
6	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	2,000	4.5	6.81
7	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 10 หน่วยย่อย	3,000	3.81	9.75
8	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	3,000	4.46	11.74
9	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	3,000	3.22	10.66
10	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 10 หน่วยย่อย	1,000	4.89	15.52
11	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	1,000	3.59	8.29
12	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	1,000	3.93	7.95
13	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 10 หน่วยย่อย	2,000	3.26	11.46
14	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	2,000	2.3	10.07
15	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	2,000	2.55	8.1
16	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 10 หน่วยย่อย	3,000	2.98	10.54
17	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	3,000	1.87	13.8
18	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	3,000	1.1	12.85

จากข้อมูลที่นำมาใช้ทำนายค่าการทรุดตัวตามงานวิจัยของ Suwansawat and Einstein (2006) [33] ซึ่งมีทั้งหมด 13 ปัจจัย งานวิจัยนี้จึงได้ทำการตรวจสอบถึงค่าความถูกต้องของโครงข่ายและพบว่าได้รูปแบบที่เหมาะสมเป็นรูปแบบเดียวกันคือ รูปแบบที่ 6 ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย จำนวนรอบการเรียนรู้ 2000 รอบ โดยได้ค่าความผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (Root Mean Square

Error, RMSE) จากข้อมูลการเรียนรู้ 4.5 และค่า RMSE จากข้อมูลการทดสอบ 6.81 ดังตารางที่ 2 และรูปที่ 5.4



รูปที่ 5.4 การตรวจสอบค่า RMSE จากข้อมูลการเรียนรู้และการทดสอบ

5.2.2 กรณีศึกษาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์

เมื่อได้โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมจากงานวิจัยที่ผ่านมาแล้ว งานวิจัยนี้จึงได้นำเอาโครงข่ายดังกล่าวมาใช้ในการวิเคราะห์ปัจจัย โดยในขั้นตอนการวิเคราะห์นี้จะแบ่งเป็น 4 กรณีศึกษา ซึ่งแบ่งตามลักษณะชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์ผ่านได้ดังนี้ (รูปที่ 5.5)

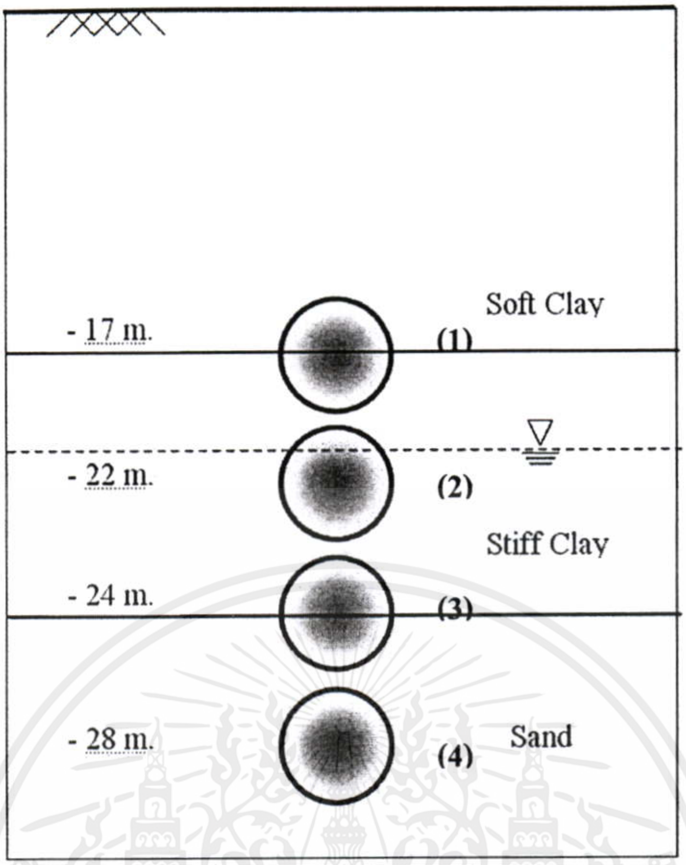
1) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง

2) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

3) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย

4) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่อนุญาตให้ใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.5 กรณีศึกษาอุโมงค์ที่อยู่ในลักษณะชั้นดินต่างๆของกรุงเทพฯ (2551)

แม้ว่าจะแบ่งการศึกษาออกเป็น 4 กรณีด้วยกัน แต่การที่นำโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการวิเคราะห์พารามิเตอร์ตัวใดตัวหนึ่งนั้นจำเป็นที่จะต้องคงค่าพารามิเตอร์ตัวอื่นๆไว้ ซึ่งค่าที่จะนำมาใช้จะต้องเป็นค่าที่ใช้โดยทั่วไปในการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพมหานครและค่าเหล่านั้นจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

5.2.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยจากฐานข้อมูล

ในขั้นแรกก่อนที่จะใช้โครงข่ายประสาทเทียมมาช่วยในการวิเคราะห์ เราจะใช้ข้อมูลที่มีอยู่กว่า 263 รูปแบบข้อมูล มาศึกษาถึงความสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆว่ามีความสัมพันธ์กับการทรุดตัวของผิวดินก่อนว่ามีแนวโน้มเป็นอย่างไร [56, 57]

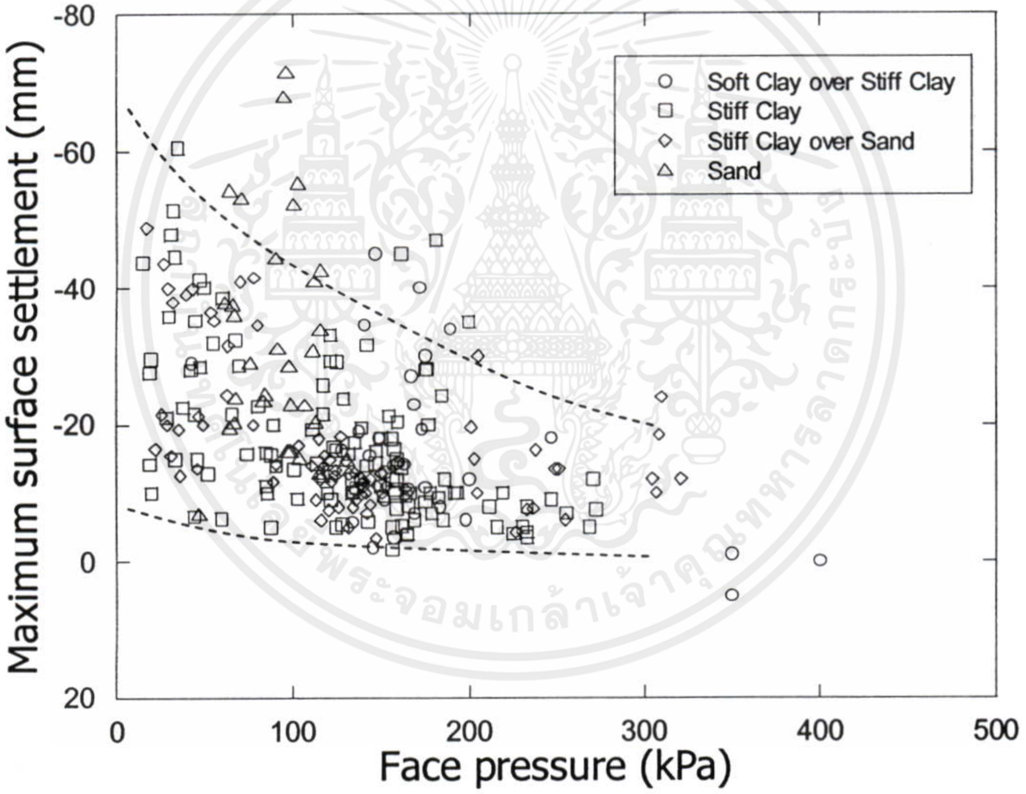
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2.3.1 ความดันหน้าหัวขุดเจาะ (Face pressure)

ในการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ความดันหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีผลเป็นอย่างมากต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากรูปที่ 5.6 พบว่าเมื่อใช้ค่าความดันหน้าหัว

เจาะน้อยจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากบริเวณผิวดิน ในทางกลับกันเมื่อใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะที่สูงจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อย ซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่ใช้โดยทั่วอยู่ที่ 150 ถึง 200kPa อย่างไรก็ตามเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงเกินไปอาจจะส่งผลให้เกิดการบวมตัวบริเวณผิวดินได้

จากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมาเป็นที่ทราบกันอยู่ว่าในการขุดเจาะอุโมงค์ในทุกชั้นดินเมื่อเราใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะที่สูงจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินต่ำ แต่ก็ยังคงไม่ทราบถึงความสัมพันธ์ที่แน่นอนว่าในลักษณะชั้นดินต่างๆ ค่าความดันหน้าหัวเจาะมีความสัมพันธ์เป็นเช่นไร งานวิจัยจึงจะทำการหาความสัมพันธ์นี้โดยใช้ข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน



รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล

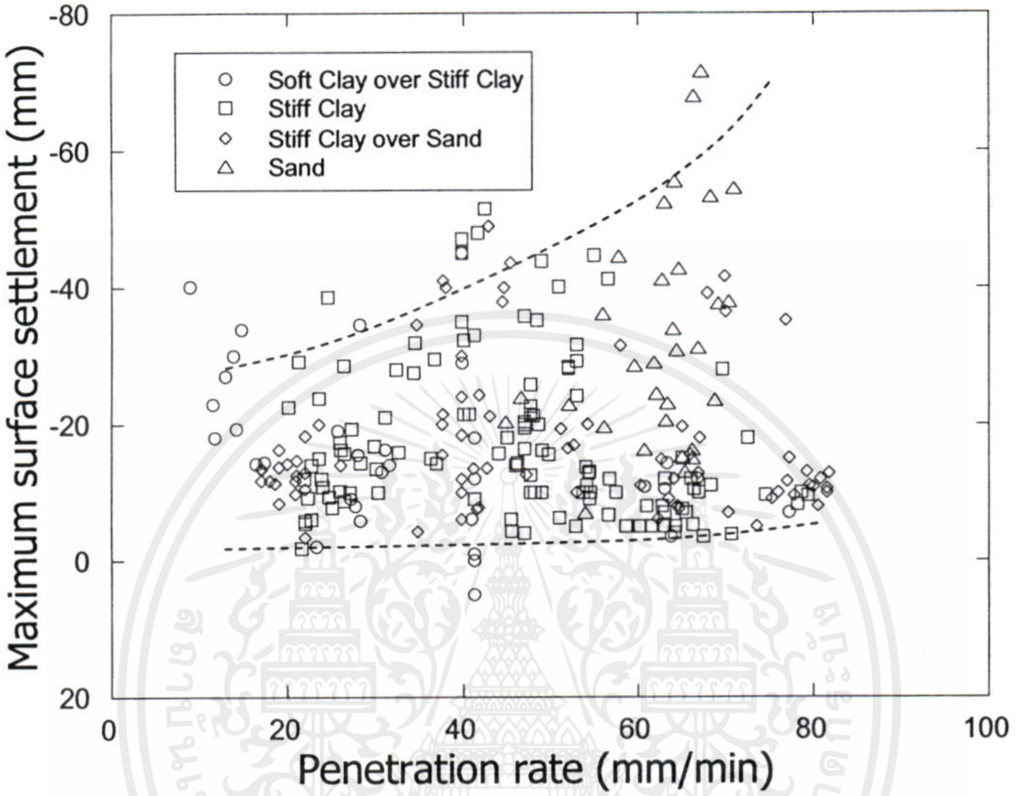
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

5.2.3.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (Penetration rate)

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากข้อมูลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินมีการใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะอยู่ที่ 20 ถึง 80 mm/min (รูปที่ 5.7) จากรูปดังกล่าวจะเห็นได้ว่ามีแนวโน้มของการทรุดตัวที่มากขึ้นเมื่อใช้

อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่สูงขึ้น อย่างไรก็ตามยังคงไม่สามารถวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินได้อย่างชัดเจน

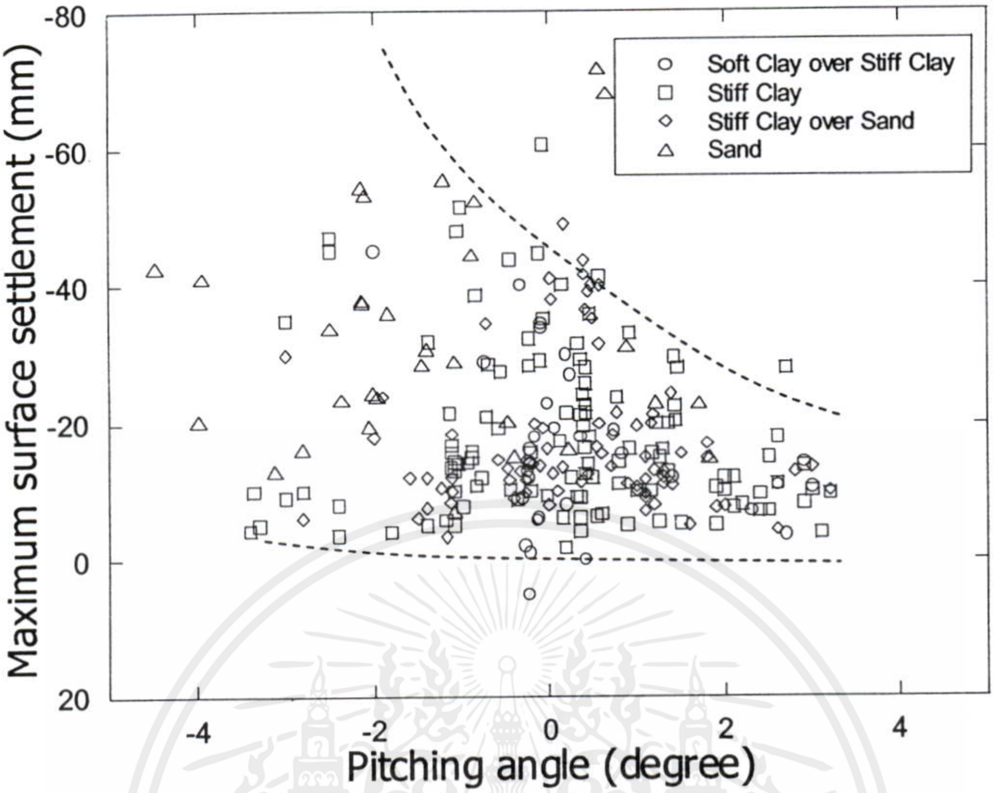


รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆจากฐานข้อมูล

5.2.3.3 มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ (Pitching angle)

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินได้ทำการบันทึกค่ามุมก้มมุมเงยในทุกรอบการขุดเจาะอุโมงค์ จากรูปที่ 5.8 เป็นค่ามุมก้มมุมเงยที่ได้โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งค่ามุมก้มมุมเงยของหัวเจาะอยู่ระหว่าง -3 ถึง 3 องศา ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินมีแนวโน้มว่าเมื่อใช้ค่ามุมของหัวเจาะที่มากขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยลง แต่ตามทฤษฎีแล้วการขุดเจาะอุโมงค์ควรรักษาระดับของหัวเจาะให้อยู่ที่ 0 องศา โดยค่าที่ได้เป็นมุมก้มหรือมุมเงยที่วัดจากแนวระนาบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

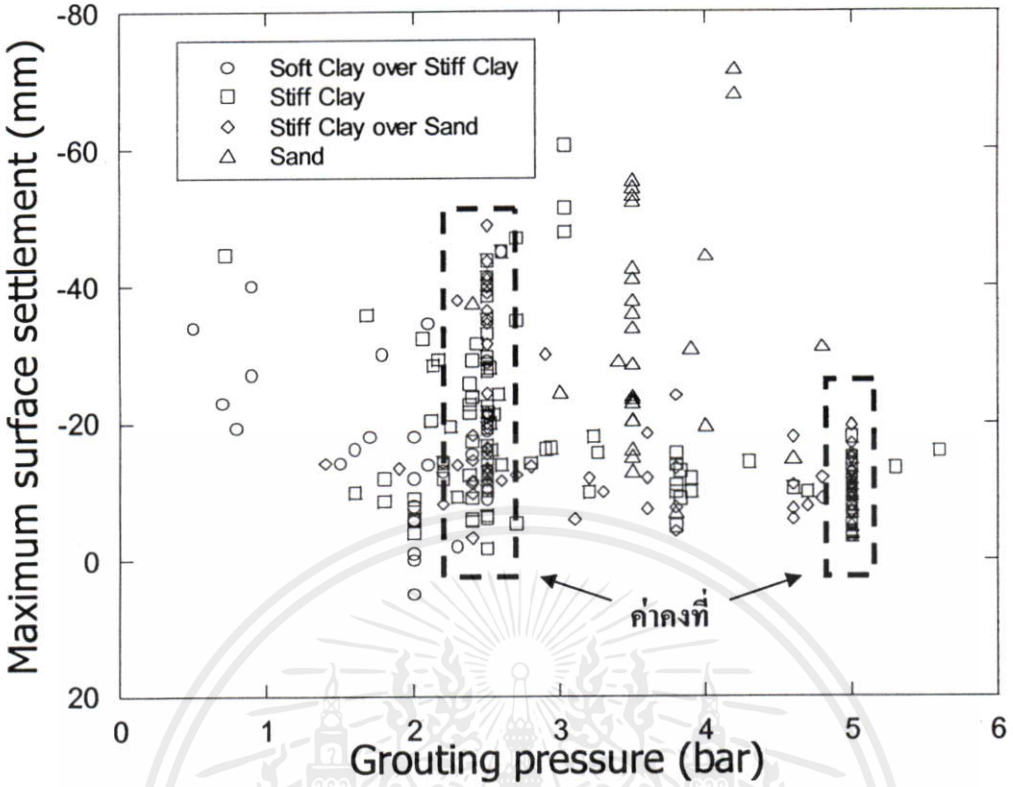


รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆจากฐานข้อมูล

5.2.3.4 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure)

โดยส่วนใหญ่คุณภาพในการอัดฉีดน้ำปูนจะควบคุมด้วยระบบอัตโนมัติ จากรูปที่ 5.9 สังเกตได้ว่าส่วนมากใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนอยู่ที่ 2.5 Bar ซึ่งยังคงส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินแตกต่างกัน อาจเนื่องมาจากอิทธิพลของพารามิเตอร์อื่นๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

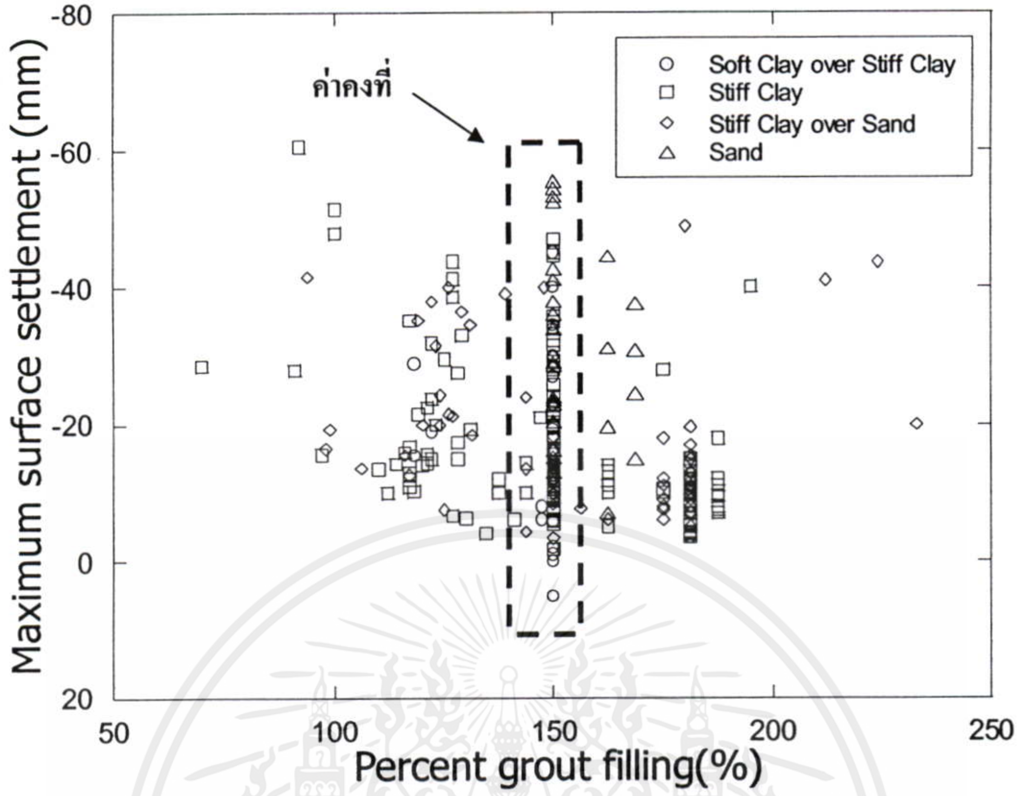


รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในการอัดฉีดน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล

5.2.3.5 เปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูน (Percent grout filling)

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนมากใช้เปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูนอยู่ที่ 150 % (รูปที่ 5.10) เนื่องจากเปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูนก็ควบคุมด้วยระบบอัตโนมัติเช่นกัน แต่ยังคงทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินแตกต่างกัน เนื่องจากในการทำงานยังมีอิทธิพลจากปัจจัยอื่นๆ ซึ่งจะศึกษาในขั้นตอนต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล

5.2.4 การเตรียมข้อมูลเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

จากงานวิจัยของ Suwansawat and Einstein (2006) ซึ่งได้นำโครงข่ายประสาทเทียมไปใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน สามารถพยากรณ์ได้อย่างแม่นยำ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำโครงข่ายที่เหมาะสมของงานวิจัยดังกล่าวมาใช้ในการวิเคราะห์อิทธิพลของพารามิเตอร์ต่างๆ

แต่ในการวิเคราะห์พารามิเตอร์ตัวใดตัวหนึ่งนั้นจำเป็นที่จะต้องคงค่าพารามิเตอร์ตัวอื่นๆไว้ ซึ่งค่าของพารามิเตอร์ตัวต่างๆที่เลือกใช้นั้นเป็นค่าโดยทั่วไปที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพมหานคร รวมถึงค่าต่างๆใน 4 กรณีศึกษาจากหัวข้อ 5.2.2 โดยมีความลึกของอุโมงค์และความสูงของน้ำใต้ดินจากส่วนล่างสุดของอุโมงค์แบ่งเป็น 4 กรณีด้วยกันตามลักษณะชั้นดิน ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์เท่ากับ 500 เมตร ในส่วนของพารามิเตอร์ควบคุมหัวเจาะเลือกใช้ค่าดังนี้ ความดันหน้าหัวขุดเจาะ 150 kPa อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ 50 mm/min มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ 0 องศา ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3 bar และเปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูน 150% ดังตารางที่ 5.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 5.3 ค่าที่ใช้เพื่อวิเคราะห์ในกรณีศึกษา

ชั้นดิน / ปัจจัย	Soft over Stiff Clay	Stiff Clay	Stiff Clay over Sand	Sand
1. ความลึกของอุโมงค์ (เมตร)	17	22	24	28
2. ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (เมตร)	500	500	500	500
3. ความสูงของน้ำใต้ดินจากส่วนล่างสุดของอุโมงค์ (เมตร)	2	-3	-5	-9
4. ความดันหน้าหัวขุดเจาะ (kPa)	150	150	150	150
5. ความเร็วในการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (mm./min)	50	50	50	50
6. มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ (degree)	0	0	0	0
7. ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (bar)	3	3	3	3
8. เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (%)	150	150	150	150

5.2.5 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

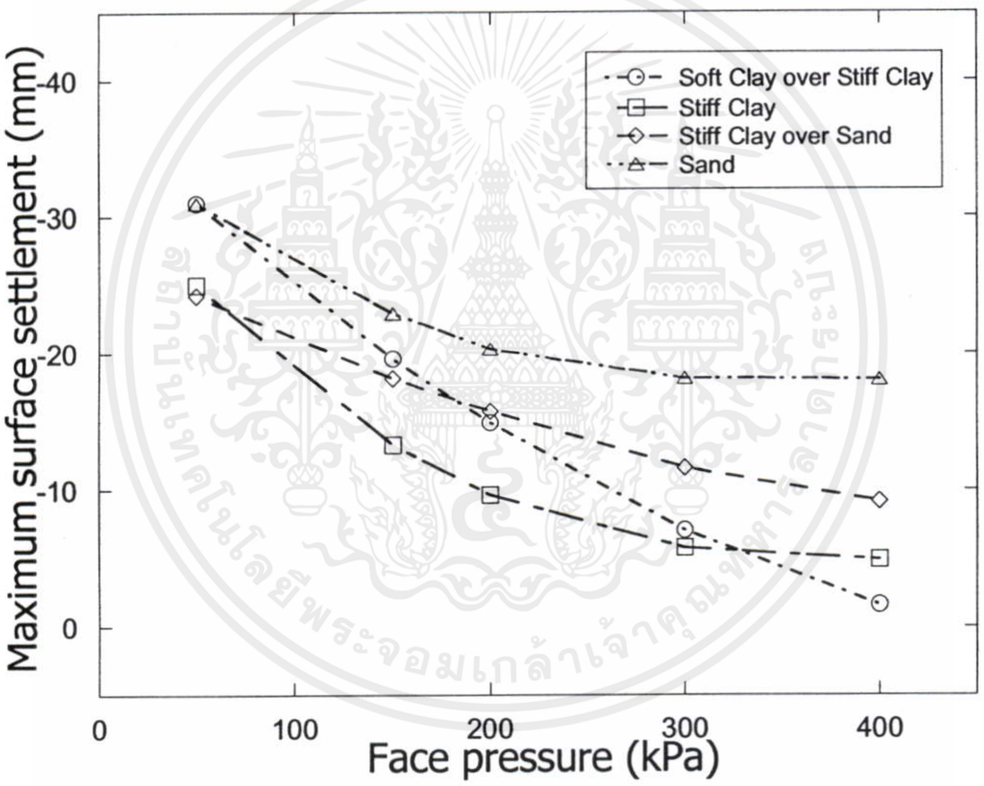
จากข้างต้นที่กล่าวมาพบว่ายังไม่สามารถวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ต่างๆ กับการทรุดตัวของผิวดินได้ เนื่องมาจากในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์อิทธิพลของพารามิเตอร์ต่างๆเกิดขึ้นพร้อมกัน งานวิจัยนี้จึงได้นำโครงข่ายประสาทเทียมมาช่วยในการวิเคราะห์ เนื่องจากโครงข่ายประสาทเทียมมีความสามารถในการเรียนรู้และจดจำรูปแบบได้เป็นอย่างดี [56, 57]

5.2.5.1 ความดันหน้าหัวขุดเจาะ (Face pressure)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อทำการวิเคราะห์อิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะด้วยโครงข่ายประสาทเทียมในรูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ พบว่าความดันหน้าหัวเจาะมีอิทธิพลเป็นอย่างมากและสม่ำเสมอกรณีที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้น

ดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งคือ เมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 50 150 200 และ 400 kPa ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน 31 19 15 และ 2 มม ตามลำดับ สังเกตได้ว่าเส้นกราฟในกรณีนี้มีความชันที่สม่ำเสมอ นั้นหมายความว่าความดันด้านหน้ามีอิทธิพลต่อการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งเป็นอย่างมาก ส่วนในกรณีอื่นความดันหน้าหัวเจาะจะมีอิทธิพลมากเมื่อใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะต่ำ (50 – 200 kPa) แต่เมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงขึ้นจะไม่ช่วยการทรุดตัวมากนัก โดยเฉพาะอย่างการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายเกิดการทรุดตัวที่สูงที่สุดและแม้ว่าจะใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงก็ยังเกิดการทรุดตัวที่มากอยู่ (18 มิลลิเมตร)

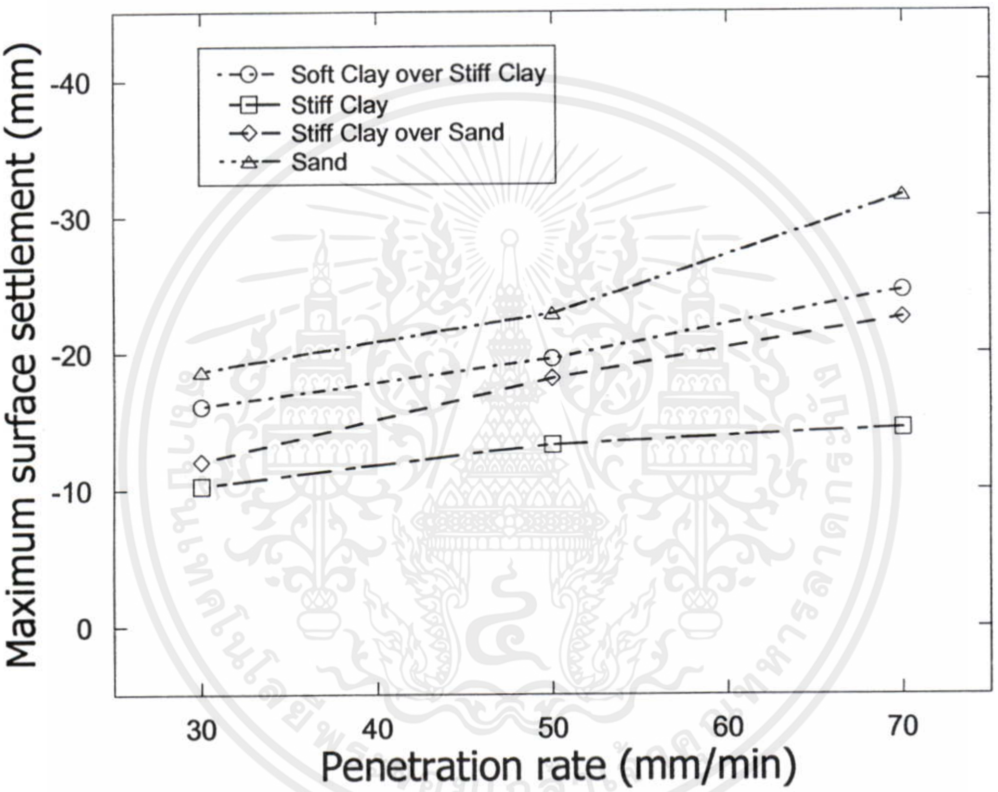


รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันด้านหน้ากับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.2.5.2 อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (Penetration rate)

เมื่อใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่สูงขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินที่มากตามไปด้วย เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่มีขนาดใหญ่เป็นการรบกวนสภาพดิน (Disturbance) โดยส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน (Ground movement) บริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ (Suwansawat, 2006) และยิ่งใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะเร็วขึ้นเท่าไหร่ก็ยิ่ง

รบกวนสภาพดินมากขึ้น โดยเฉพาะการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายที่เกิดการทรุดตัวที่สูงที่สุด ที่แม้ว่าจะใช้อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่ต่ำ (30 มิลลิเมตร/นาที) ก็ยังเกิดการทรุดตัวที่สูงที่สุด ตามรูปที่ 5.12**รูปที่ 5.12** ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากความของกราฟแสดงให้เห็นว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะมีอิทธิต่อการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายมากที่สุดและมีอิทธิพลต่อการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งน้อยที่สุด

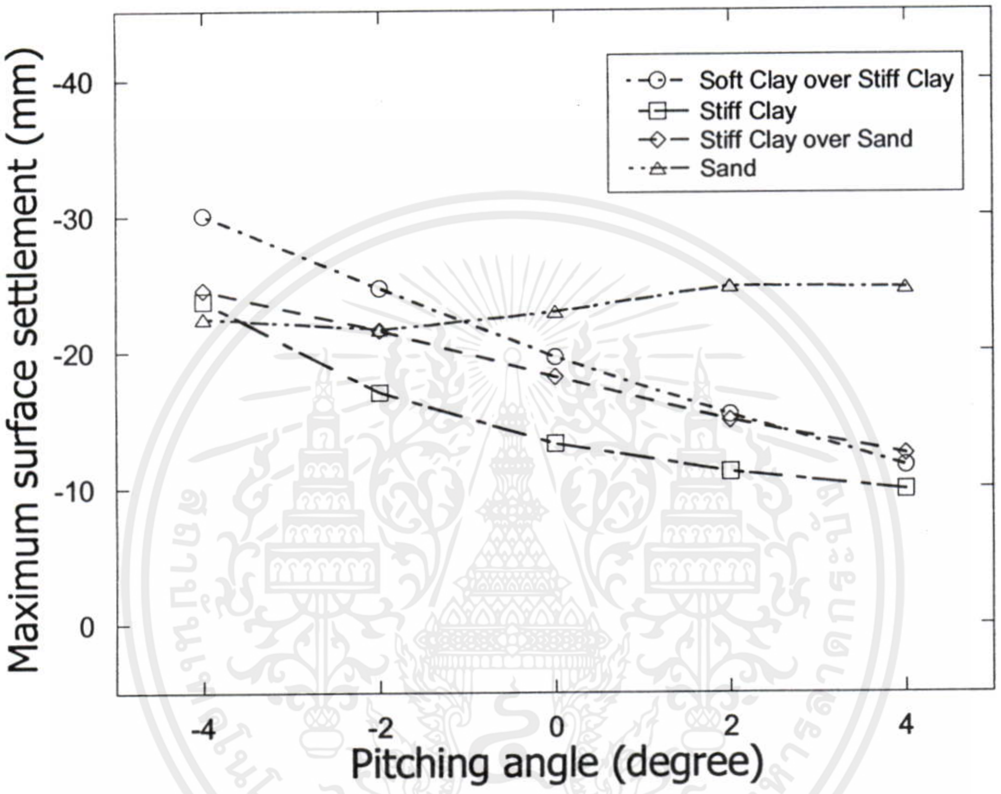


รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.2.5.3 มุมก้มมุมเงยของหัวเจาะ (Pitching angle)

จากรูปที่ 5.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยของหัวเจาะกับการทรุดตัวของผิวดิน โดยในการศึกษาใช้ค่ามุมก้มมุมเงยของหัวเจาะระหว่าง -4 ถึง 4 องศา พบว่าในกรณีส่วนใหญ่เมื่อใช้มุมเงย (ค่ามากกว่า 0) จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยกว่าในกรณีที่ใช้มุมก้ม (ค่าน้อยกว่า 0) ซึ่งทางผู้วิจัยคาดว่าเนื่องมาจากการใช้มุมเงยเปรียบเสมือนกับการยกตัวของดินจากการเชิดขึ้นของอุโมงค์ และการใช้มุมก้มเปรียบเสมือนการยุบตัวลงของดินจากการก้มลงของหัวเจาะ แต่ในชั้น

ทรายแม้ว่าจะใช้ค่าเป็นมุมก้มหรือมุมเงยก็ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกัน เนื่องมาจากดินทรายมีการเสียรูปได้ง่าย แต่ในการขุดเจาะจำเป็นที่จะต้องใช้ค่าเป็นมุมเงยเป็นส่วนใหญ่ เพราะว่าหัวเจาะอุโมงค์นั้นมีน้ำหนักมากกว่า 100 ตัน ทำให้ในการทำงานหัวเจาะจะค่อยๆก้มลงมาเองด้วยน้ำหนักของตัวหัวเจาะเอง



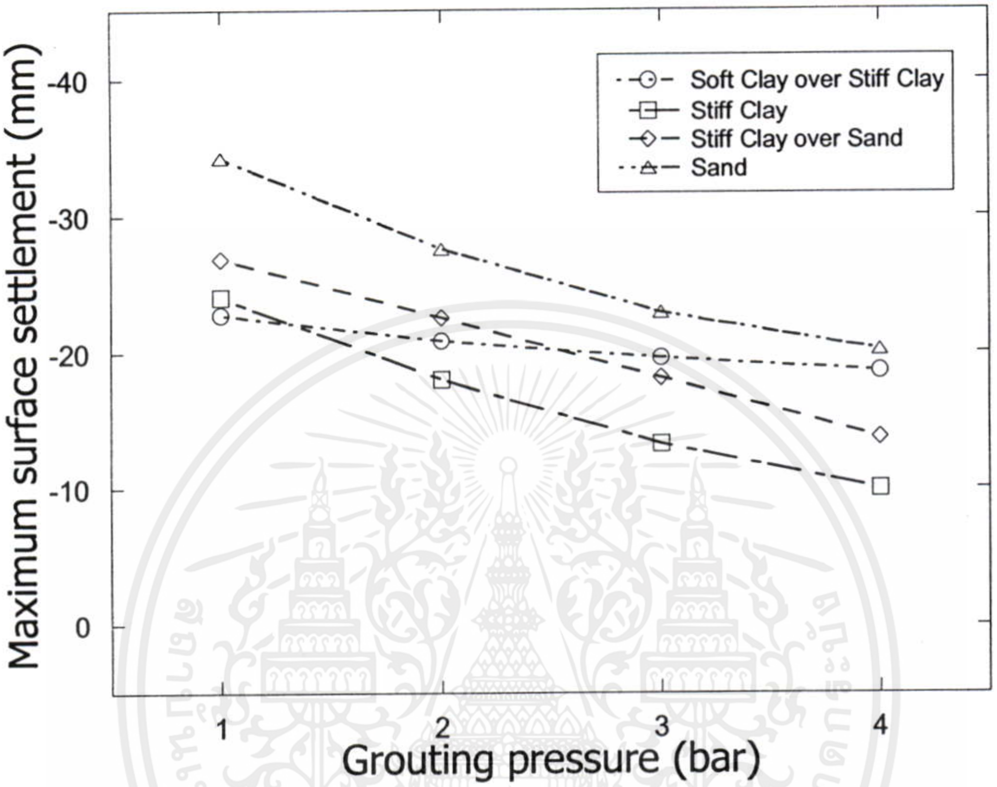
รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมก้มมุมเงยกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.2.5.4 ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure)

ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นอีกพารามิเตอร์หนึ่งที่มีอิทธิพลมากต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากรูปที่ 5.14 พบว่าความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีอิทธิพลเป็นอย่างมากสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในกรณีส่วนใหญ่ ยกเว้นการก่อสร้างอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง คือเมื่อใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 1 bar ทำให้เกิดการทรุดตัว 23 มิลลิเมตร และแม้ว่าจะใช้ความดันด้านหน้า 4 bar ก็ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวถึง 18 มิลลิเมตร แต่อิทธิพลของความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีสม่ำเสมอกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพชั้นดินอื่น โดยในชั้นดินทรายจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด ทั้งนี้เป็นผลมาจากดินทรายมีค่าความเชื่อมแน่นที่น้อยทำให้ปัจจัยนี้มีอิทธิพลต่อชั้นดินทรายสูงกว่าชั้นดินอื่นเล็กน้อย ซึ่งสาเหตุที่ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีอิทธิพล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้อยสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งอาจเนื่องมาจากอิทธิพลของปัจจัยอื่นในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

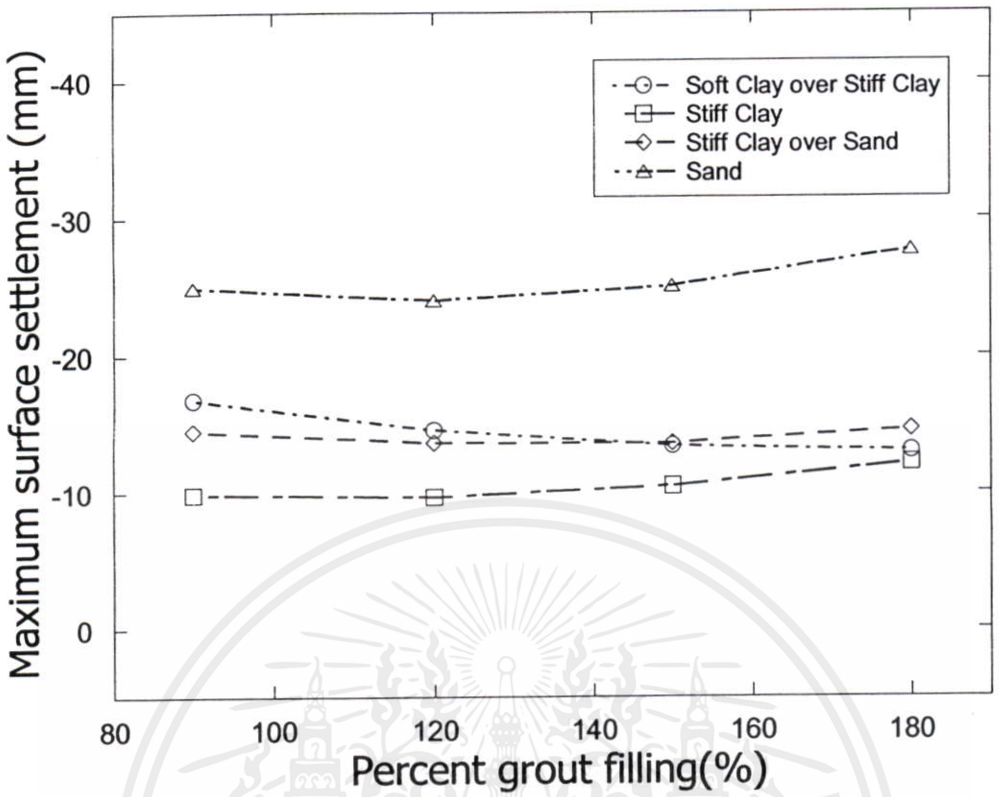


รูปที่ 5.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในการอัดฉีดน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.2.5.5 เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (Percent grout filling)

ในส่วนของเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน จากรูปที่ 5.15 พบว่ายังไม่สามารถวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินได้ แต่อย่างไรก็ตามการทรุดตัวที่สูงสุดก็ยังคงเกิดขึ้นกรณีที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินทราย ซึ่งในการก่อสร้างโดยส่วนใหญ่มักใช้ค่าเปอร์เซ็นต์ในการเติมน้ำปูนอยู่ที่ 150 %

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนกับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

จากการวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะทั้ง 5 ปัจจัยได้ว่าความดันหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลมากที่สุด จากค่าความชันโดยเฉลี่ยของเส้นกราฟซึ่งได้ว่าเส้นกราฟความดันหน้าหัวเจาะมีความชันสูงถึง 19.85 ซึ่งเป็นปัจจัยตัวแรกที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจน ต่อมาคือความดันในการอัดฉีดน้ำปูนโดยมีค่าความชันเท่ากับ 11.38 ซึ่งมีความชัดเจนในเชิงอิทธิพลเช่นเดียวกัน ปัจจัยที่มีค่าความชันมากเป็นอันดับ 3 คือมุมก้มมุมเงยของหัวขุดเจาะซึ่งมีค่าความชันเท่ากับ 10.55 แต่ปัจจัยนี้ยังมีความขัดแย้งในเรื่องอิทธิพลที่ส่งผลต่อการทรุดตัวในแต่ละสภาพชั้นดินอยู่ จึงถือว่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่มีค่าความชัน 9.04 ซึ่งมีอิทธิพลต่อสภาพชั้นดินทุกกรณีในทิศทางเดียวกันเป็นปัจจัยที่ความชัดเจนในเชิงอิทธิพล และปัจจัยสุดท้ายคือเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนซึ่งมีค่าความชันอยู่ที่ 2.18 ซึ่งเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลน้อยที่สุด

โดยสรุปสำหรับการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะได้ว่า ความดันหน้าหัวเจาะ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนและอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ เป็น 3 ปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งสามารถอธิบายถึงอิทธิพลได้อย่างชัดเจน

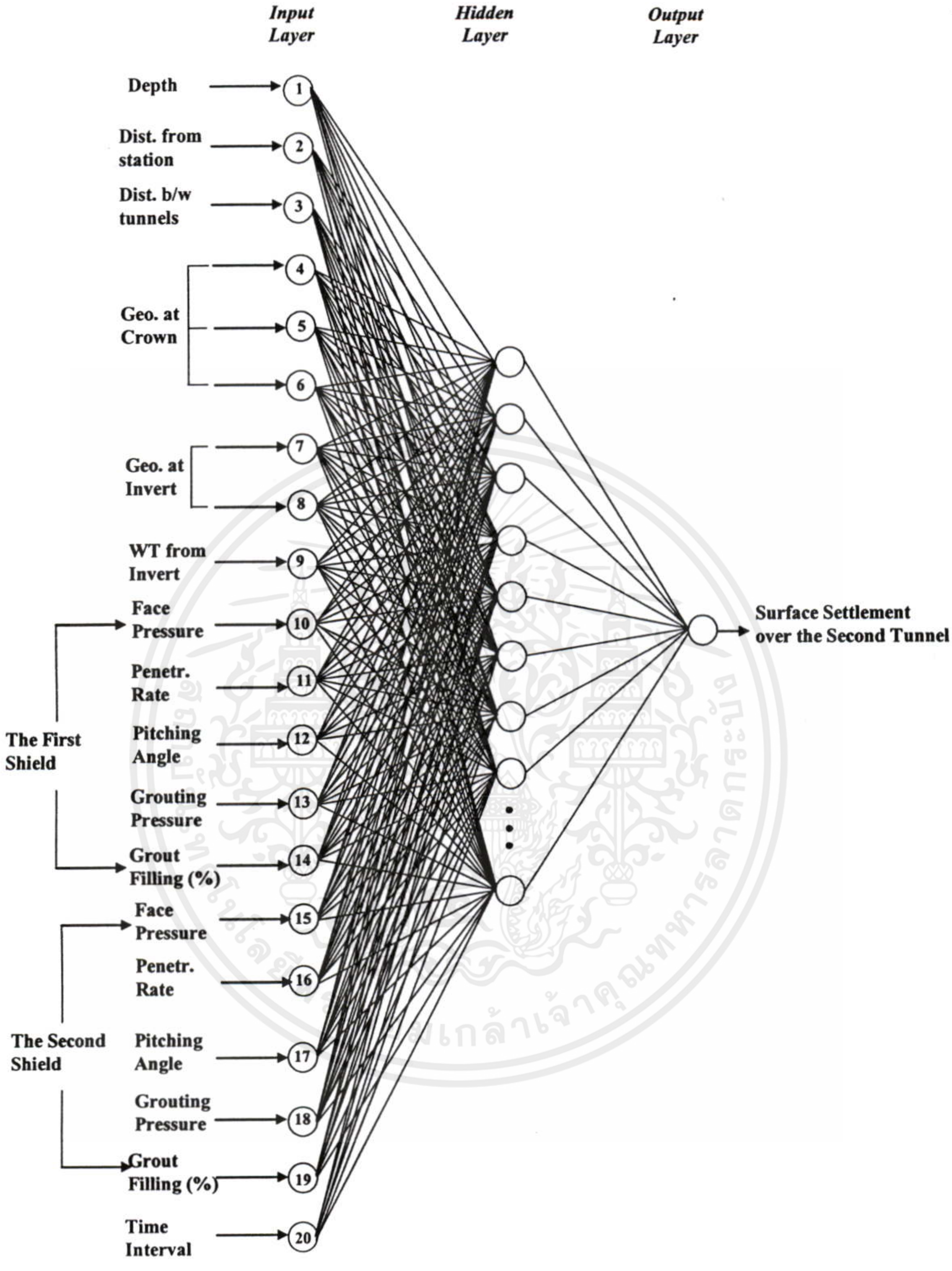
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์คู่

5.3.1 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

จากในหัวข้อก่อนหน้านี้ สามารถหาอิทธิพลของปัจจัยที่ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวได้ ในหัวข้อนี้จึงทำการศึกษาอิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ซึ่ง Suwansawat (2002) ได้ทำการศึกษาโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อใช้ในการทำนายการทรุดตัวที่ผิวดินในการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ซึ่งระยะห่างระหว่างอุโมงค์เป็นปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อร่องการทรุดตัวทั้งหมดของอุโมงค์ (Cording and Hansmire, 1975 and Cooper et al., 2002) และอีกปัจจัยที่มีความสำคัญคือช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์แรกกับอุโมงค์ที่สอง โดยโครงสร้างของโครงข่ายเป็นดังรูปที่ 5.16 และรูปแบบของโครงข่ายที่ศึกษาถึงความเหมาะสมเป็นดังตารางที่ 5.4 และรูปที่ 5.17 ซึ่งพบว่าโครงข่ายประสาทรูปแบบที่ 4 เป็นรูปที่มีค่า RMSE จากข้อมูลในการทดสอบน้อยที่สุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



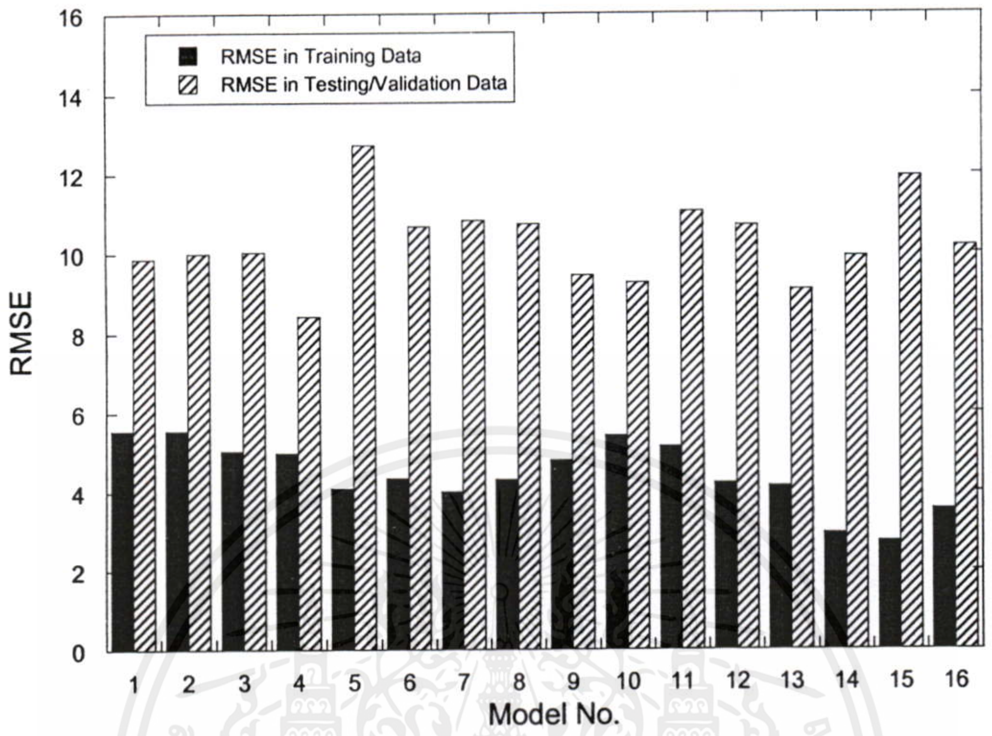
รูปที่ 5.16 รูปแบบโครงสร้างของโครงข่ายประสาทเทียมสำหรับอุโมงค์คู่ (Suwansawat, 2002)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 5.4 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่

รูปแบบ	สถาปัตยกรรมโครงข่าย	จำนวนรอบ	ค่า RMSE จากข้อมูลในการฝึก	ค่า RMSE จากข้อมูลในการทดสอบ
1	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	1,000	5.55	9.88
2	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	1,000	5.55	10
3	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	2,000	5.04	10.05
4	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	2,000	4.99	8.43
5	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	3,000	4.1	12.75
6	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	3,000	4.35	10.69
7	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 15 หน่วยย่อย	4,000	4.02	10.83
8	ชั้นแฝง 1 ชั้นมี 20 หน่วยย่อย	4,000	4.32	10.74
9	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	1,000	4.8	9.46
10	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	1,000	5.43	9.27
11	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	2,000	5.15	11.05
12	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	2,000	4.23	10.71
13	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	3,000	4.15	9.09
14	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	3,000	2.95	9.93
15	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 15 หน่วยย่อย	4,000	2.74	11.94
16	ชั้นแฝง 2 ชั้น แต่ละชั้นมี 20 หน่วยย่อย	4,000	3.56	10.18

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.17 การตรวจสอบค่า RMSE จากข้อมูลการเรียนรู้และการทดสอบของอุโมงค์คู่

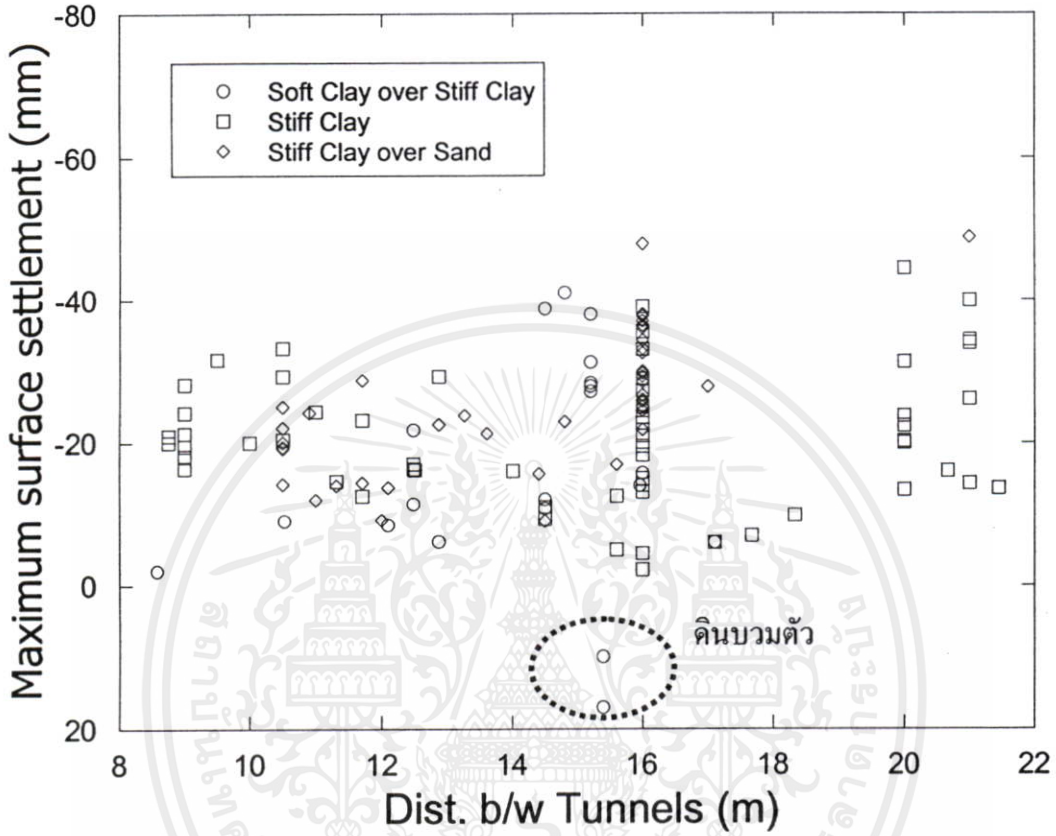
5.3.2 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยจากฐานข้อมูล

จากข้อมูลที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของปัจจัยในกรณีของอุโมงค์คู่ มีชุดข้อมูลทั้งหมด 127 ชุดข้อมูลแต่ชุดข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์นั้นไม่มีข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย โดยแต่ละชุดข้อมูลจะมีปัจจัยต่างๆซึ่งในหัวข้อก่อนหน้านี้จะวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ แต่ในกรณีของอุโมงค์จะวิเคราะห์ถึงระยะห่างระหว่างอุโมงค์และระยะเวลาที่แตกกันระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์แรกกับอุโมงค์ที่สองดังนี้

5.3.2.1 ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Distance between tunnels)

สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการ MRTA แนวเขตทางของโครงการมีความสำคัญเป็นอย่างมาก เนื่องจากยิ่งใช้พื้นที่ในการก่อสร้างมากก็จะยิ่งต้องมีการเวนคืนที่เป็นบริเวณกว้างขึ้น โดยสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่จึงมีความจำเป็นที่จะให้ระยะห่างระหว่างอุโมงค์นั้นน้อยที่สุด ในงานวิจัยนี้จึงศึกษาถึงปัจจัยนี้ว่ามีอิทธิพลต่อการทรุดตัวเป็นอย่างไร โดยขั้นต้นจะทำการศึกษา

อิทธิพลของปัจจัยนี้จากข้อมูลที่ได้จากโครงการซึ่งค่าที่ได้เป็นดังรูปที่ 5.18 ซึ่งระยะดังกล่าวนี้เป็นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่ในแนวนอน



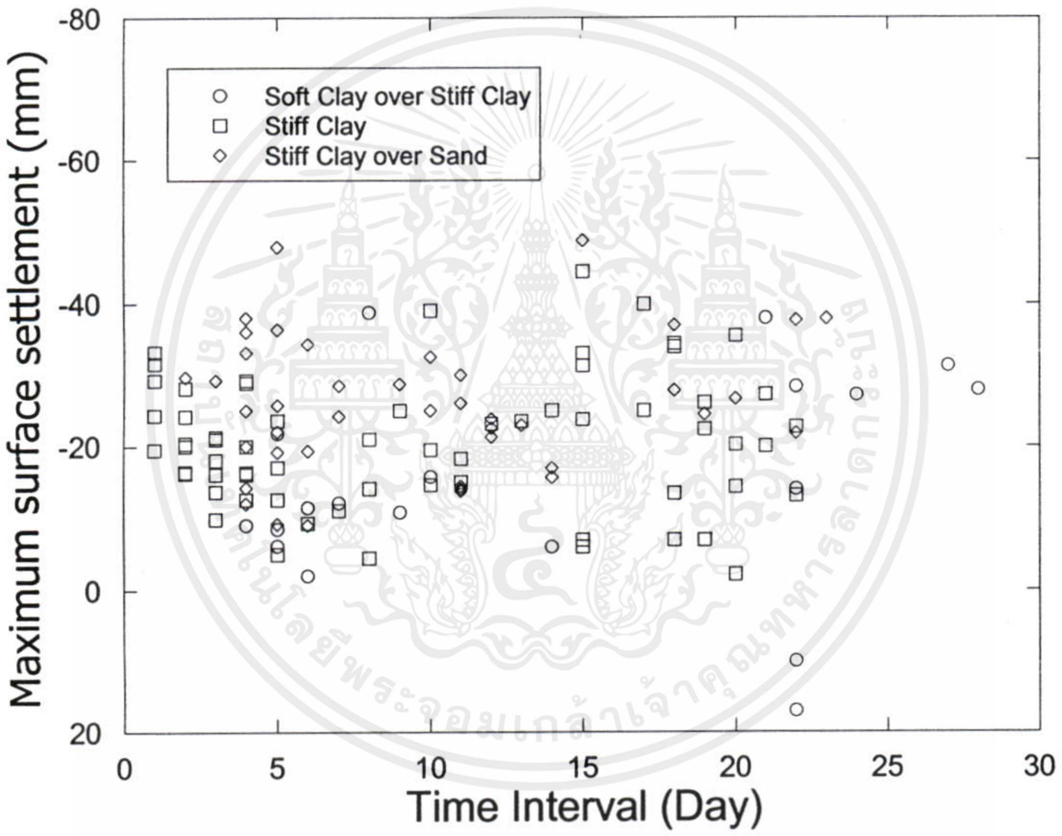
รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล

จากรูปที่ 5.18 พบว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่แตกต่างกันมีค่าที่หลากหลายเป็นอย่างมากซึ่งมีทั้งการทรุดตัวที่สูงมากถึง 48.7 มิลลิเมตร และเกิดการบวมตัว 17 มิลลิเมตร โดยระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าตั้งแต่ 8.58 ถึง 21.45 เมตร จาก Suwansawat (2002), Cording and Hansmire, 1975 and Cooper et al., 2002 ได้ว่ายิ่งระยะห่างระหว่างอุโมงค์น้อยก็จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากขึ้น แต่จากรูปดังกล่าวยังไม่สามารถบ่งบอกถึงความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินได้ ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากอิทธิพลของปัจจัยอื่นๆที่เกิดขึ้นในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3.2.2 ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Time interval)

ในงานก่อสร้างอุโมงค์ระยะเวลาในการก่อสร้างถือว่าเป็นเรื่องที่สำคัญอย่างมาก นั่นคือช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์แรกกับอุโมงค์ที่สองย่อมมีผลต่อระยะเวลาของโครงการ ซึ่งในขั้นตอนการก่อสร้างทีมงานผู้ก่อสร้างจะพยายามขุดเจาะ โดยใช้ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่ให้น้อยที่สุด แต่อย่างไรก็ตามในการก่อสร้างจริงย่อมมีปัญหาต่างๆเกิดขึ้น จึงทำให้แผนงานไม่เป็นไปตามที่วางไว้ อีกทั้งถ้าทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่สองเร็วเกินไปก็อาจส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่สูงได้



รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ระหว่างช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ จากฐานข้อมูล

จากรูปที่ 5.19 ซึ่งแสดงค่าระหว่างช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่กับการทรุดตัวของผิวดินที่ได้จากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งค่าที่ได้มีตั้งแต่ 1 วัน ไปจนถึง 28 วันและเวลาโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 10.52 วัน ถึงแม้ว่าค่าที่ได้จากโครงการจะมีช่วงระยะเวลาที่ต่างกันและมีจำนวนชุดข้อมูลเป็นจำนวนมากแต่ก็ยังคงไม่สามารถวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของปัจจัยนี้ได้ จึงจะต้องวิเคราะห์ปัจจัยนี้ด้วยโครงข่ายประสาทเทียมในขั้นตอนถัดไป

5.3.3 วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

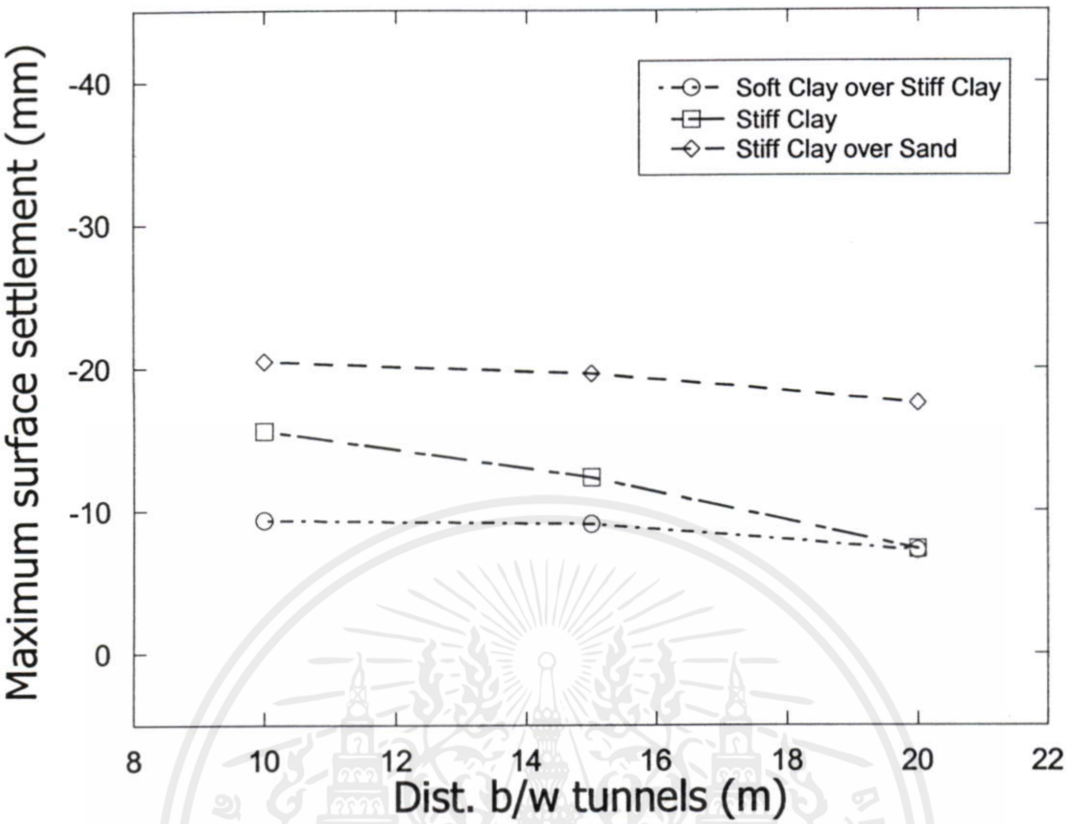
จากที่ได้วิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์คู่จากฐานข้อมูลที่มีอยู่จำนวน 127 ชุดข้อมูล พบว่ายังคงไม่สามารถทราบถึงอิทธิพลของทั้งสองปัจจัย จึงต้องนำข้อมูลดังกล่าวมาศึกษาอิทธิพลโดยใช้โครงข่ายประสาทเทียมมาช่วยในวิเคราะห์ซึ่งได้ผลการวิเคราะห์ดังนี้

5.3.3.1 ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Distance between tunnels)

จากผลการศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ดังรูปที่ 5.20 พบว่าระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยยิ่งระยะห่างระหว่างอุโมงค์มากขึ้นจะยิ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ลดน้อยลง ซึ่งอิทธิพลของปัจจัยนี้ในการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งที่มีค่าการทรุดตัวที่ 9.3 9.0 และ 7.2 มิลลิเมตร กับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับดินทรายที่เกิดการทรุดตัว 20.5 19.6 และ 17.6 มิลลิเมตร มีใกล้เคียงกัน โดยอิทธิพลปัจจัยนี้มีมากที่สุดสำหรับการขุดอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งซึ่งเกิดการทรุดตัว 15.6 12.3 และ 7.3 มิลลิเมตร จากค่าระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 10 15 และ 20 เมตร ตามลำดับ

แต่อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์คู่ ได้ว่าเกิดการทรุดตัวที่น้อยที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งแตกต่างกับการวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์เดี่ยว ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากจำนวนและค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในชุดข้อมูลที่แตกต่างกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

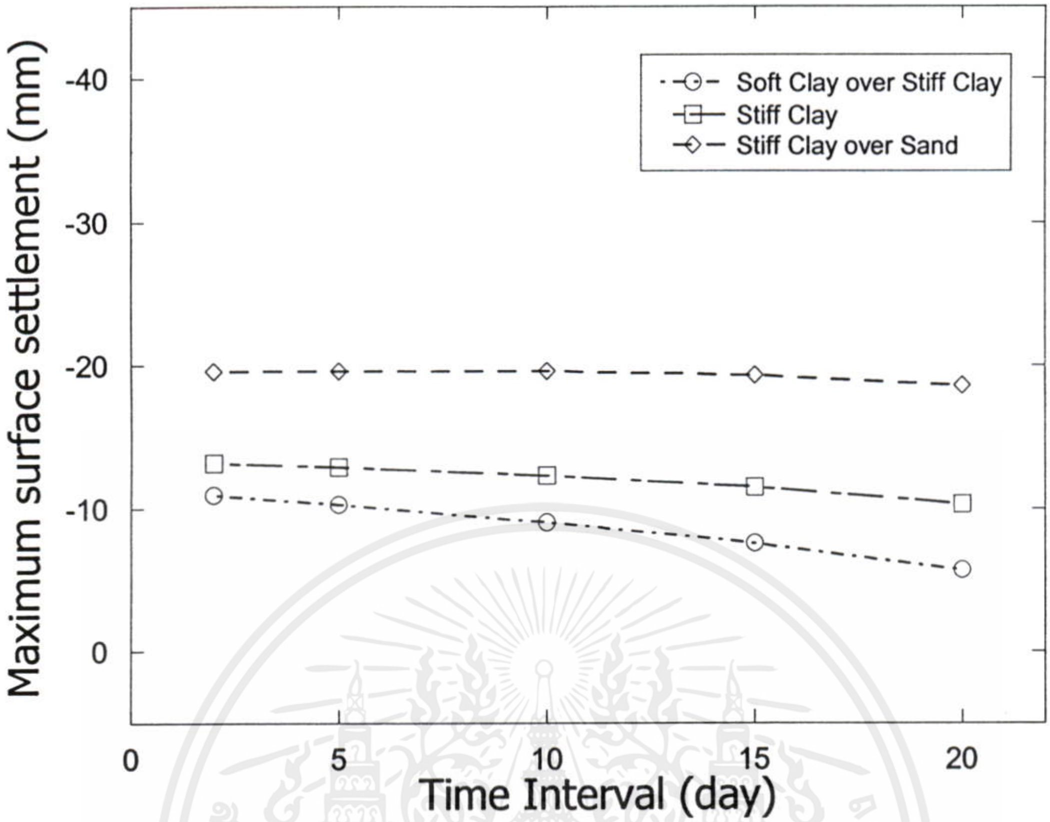


รูปที่ 5.20 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.3.3.2 ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Time interval)

จากรูปที่ 5.21 พบว่าช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์แรกกับอุโมงค์ที่สอง มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งผลที่ได้จากโครงข่ายประสาทเทียมยังคงเกิดการทรุดตัวมากที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย และเกิดทรุดตัวที่น้อยกว่าในการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง แต่อิทธิพลจากปัจจัยที่เกิดได้จากการศึกษานั้นมีไม่มากนัก โดยมีอิทธิพลน้อยมากในอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับดินทราย และในอีก 2 กรณีศึกษานั้นอิทธิพลของปัจจัยนี้มีใกล้เคียงกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

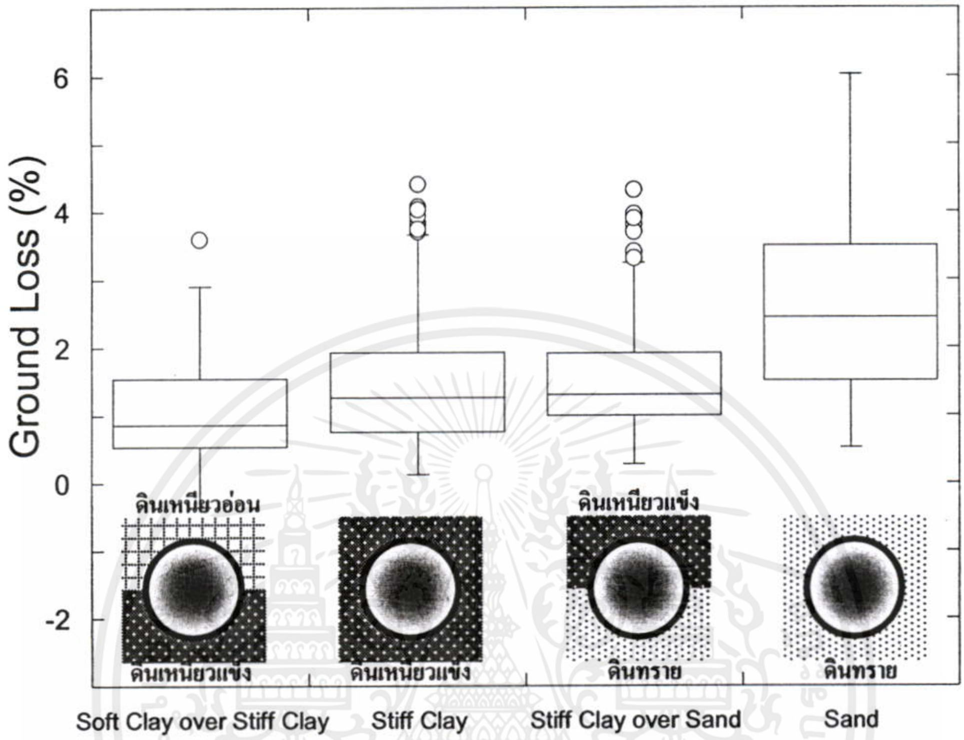


รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์คู่กับการทรุดตัวของผิวดินในชั้นดินต่างๆ

5.4 Design chart

จากงานวิจัยต่างๆที่ผ่านมาในอดีต (บทที่ 3) ได้ว่ามีปัจจัยหลายปัจจัยด้วยกันที่มีผลต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน ในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว โดยเฉพาะปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะที่มีการศึกษาโดยละเอียดในบทนี้ โดยจากการวิเคราะห์พบว่าในการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวปัจจัยที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจนมีอยู่ 3 ปัจจัยด้วยกันคือ ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (Penetration rate) และความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure) ซึ่งในหัวข้อนี้ได้นำปัจจัยทั้ง 3 มาวิเคราะห์และหาความสัมพันธ์ต่อปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่เกิดขึ้นซึ่งวิธีในการหาค่าเป็นดังที่แสดงไว้ในบทที่ 2 โดยศึกษาใน 4 กรณีศึกษาด้วยกันคือ การขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย และอุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย ซึ่งได้เป็น Design chart ตามกรณีต่างๆ โดยทางผู้วิจัยคาดว่า Design chart

เหล่านี้จะเป็นประโยชน์แก่ผู้ทำการก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย ทั้งนี้ข้อมูลการสูญเสียมวลดินในแต่ละสภาพชั้นดินของโครงการรถไฟฟ้าสายรัชมงคลเป็นดังรูปที่ 5.22



รูปที่ 5.22 ค่าการสูญเสียมวลดินในสภาพชั้นดินต่างๆ

5.4.1 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง

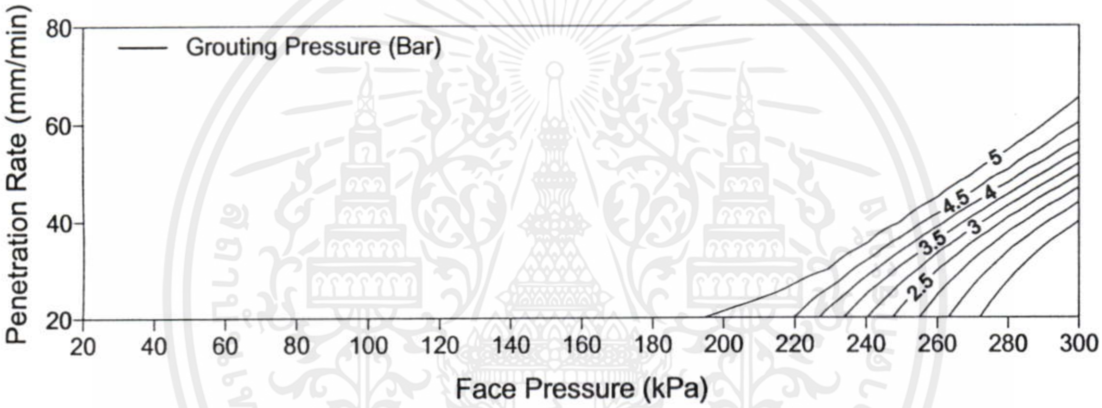
สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินสูงสุด ต่ำสุดและค่าโดยเฉลี่ยเท่ากับ 3.59 -0.35 และ 1.10% ตามลำดับ (รูปที่ 5.22) โดยรูปที่ 5.23 ถึงรูปที่ 5.28 แสดงค่าปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ (แรงดันหน้าหัวเจาะ อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและความดันในการอัดฉีดน้ำปูน) ที่ส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดิน 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 และ 3.0 % ตามลำดับ (มีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 7.33 14.67 22.00 29.34 36.67 และ 44.01 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งหาค่าได้จากสมการ 2-2 และ 2-3)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ในการศึกษานี้อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งอยู่ที่ความลึก 17 เมตร โดยข้อมูลความลึกของอุโมงค์ที่ขุดเจาะในสภาพชั้นดินแบบนี้อยู่ระหว่าง 11.78 เมตร ถึง 21.60 เมตร และค่าความลึกโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 16.66 เมตร ทั้งนี้ระดับน้ำใต้ดินเฉลี่ยของโครงการเท่ากับ

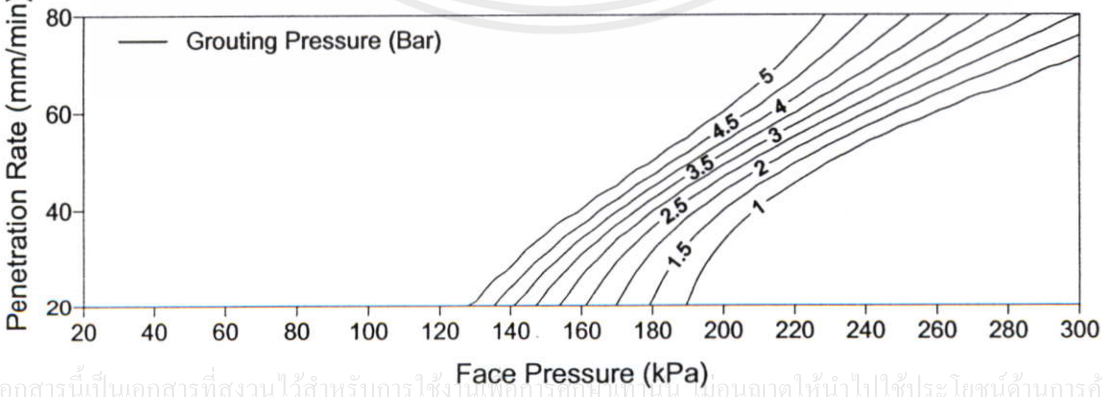
22 เมตร สำหรับวิธีการหาค่าการสูญเสียมวลดินที่เหมาะสมในกรุงเทพนั้น (Suwansawat, 2002) ใช้ค่าปัจจัยความกว้างของร่องการทรุดตัวเป็น i = 0.5z

โดยจาก Design chart พบว่าอิทธิพลของปัจจัยเป็นไปตามที่ศึกษาไว้ในหัวข้อก่อนหน้านี้ นั่นคือความดันหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลเป็นอย่างมากสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์กรณีนี้ เนื่องจากค่าความดันหน้าหัวเจาะที่แสดงในแต่ละ Design chart มีช่วงของค่าที่แคบและมีการเปลี่ยนแปลงค่าอย่างชัดเจน ทั้งนี้อีกปัจจัยหนึ่งที่เป็นไปตามการศึกษาถึงอิทธิพลคือ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน นั่นคือเส้นกราฟของความดันในการอัดฉีดน้ำปูนอยู่ใกล้เคียงกันเป็นอย่างมาก เนื่องจากความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลน้อยมากสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง



รูปที่ 5.23 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 0.5 %

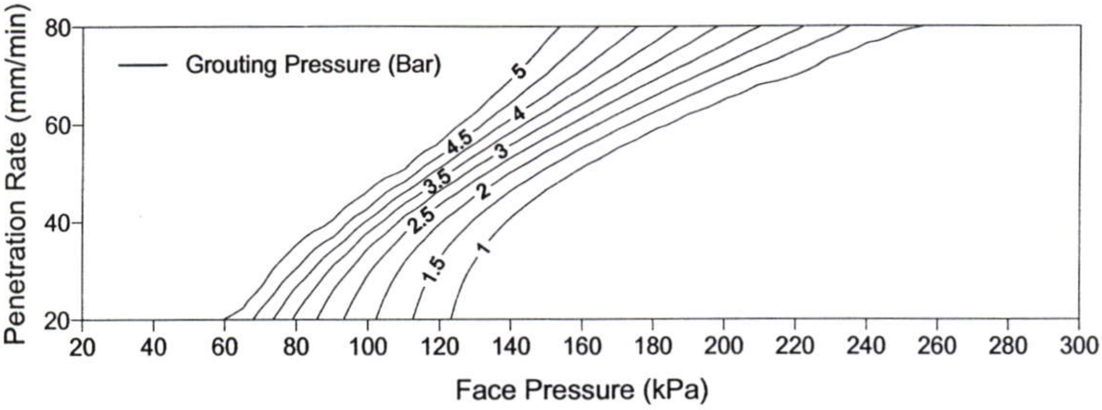
(เกิดการทรุดตัว 7.33 มม.)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

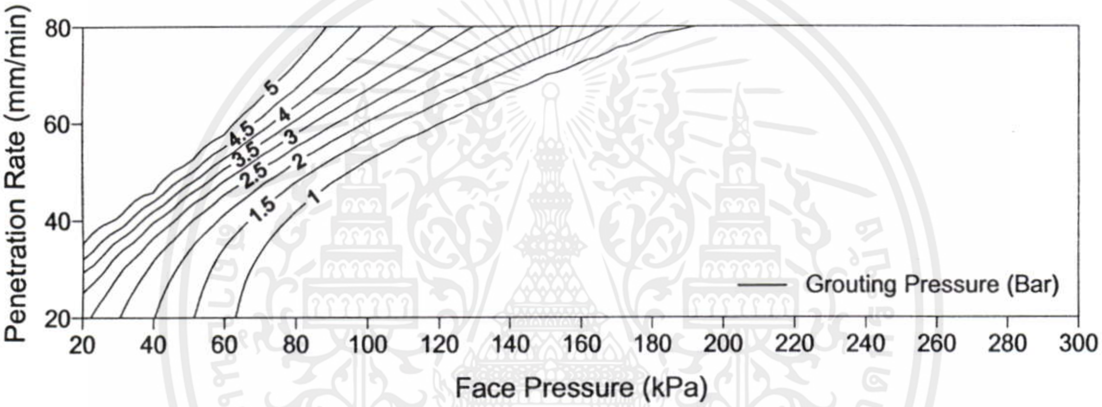
รูปที่ 5.24 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.0 %

(เกิดการทรุดตัว 14.67 มม.)



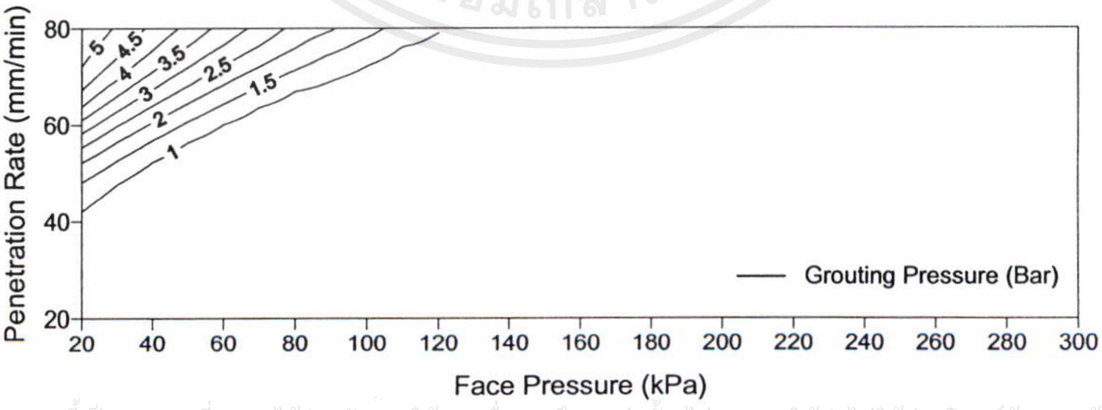
รูปที่ 5.25 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.5 %

(เกิดการทรุดตัว 22.00 มม.)



รูปที่ 5.26 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.0 %

(เกิดการทรุดตัว 29.34 มม.)

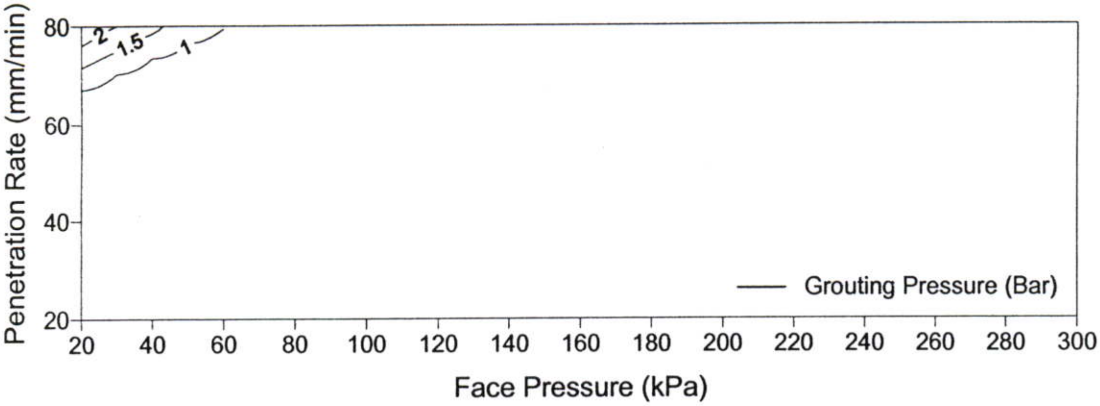


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

รูปที่ 5.27 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.5 %

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(เกิดการทรุดตัว 36.67 มม.)



รูปที่ 5.28 อุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 3.0 %

(เกิดการทรุดตัว 44.01 มม.)

สำหรับการใช้ Design Chart ในโครงการนั้น อันดับแรกจะต้องมีการคาดการณ์ถึงค่าการสูญเสียมวลดินที่จะเกิดขึ้น ตัวอย่างเช่น การสูญเสียมวลดิน 1.5 หมายถึงเกิดการทรุดตัว 22 มิลลิเมตร (รูปที่ 5.25) ควบคุมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะให้อยู่ที่ 50 mm/min ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3 Bar ได้ว่าจะต้องใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะประมาณ 128 kPa

5.4.2 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

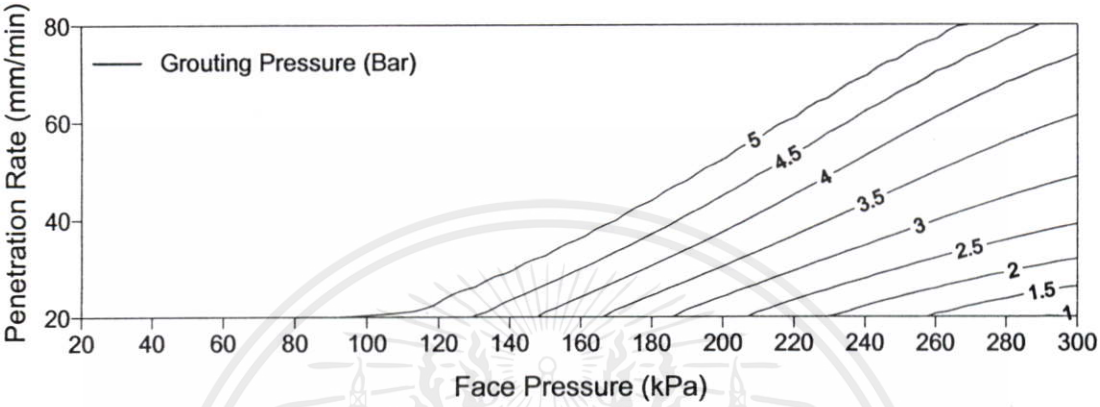
จากการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยในการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว ได้ว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยที่สุด แต่ค่าที่บันทึกได้มีค่าการทรุดตัวสูงสุด 60.5 มิลลิเมตร (GL = 4.42 %) ซึ่งสูงเป็นอันดับที่ 2 รองจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย และมีค่าทรุดตัวที่ผิวดินน้อยที่สุด 1.80 มิลลิเมตร (GL = 0.13 %) ซึ่งถือว่ามีค่าการทรุดตัวที่น้อยที่สุด เนื่องจากในกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งเกิดการบวมตัวของผิวดิน และมีค่าการทรุดตัวโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 17.49 มิลลิเมตร (GL = 1.52 %) (รูปที่ 5.22)

การศึกษาสำหรับอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งอยู่ที่ความลึก 22 เมตร ซึ่งเท่ากับระดับน้ำใต้ดินโดยเฉลี่ยของโครงการ โดยข้อมูลความลึกของอุโมงค์ที่ขุดเจาะในสภาพชั้นดินแบบนี้อยู่ระหว่าง 16.11 เมตร ถึง 30.78 เมตร และค่าความลึกโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 22.17 เมตร ส่วนค่า i ก็ใช้ i = 0.5z เช่นกัน

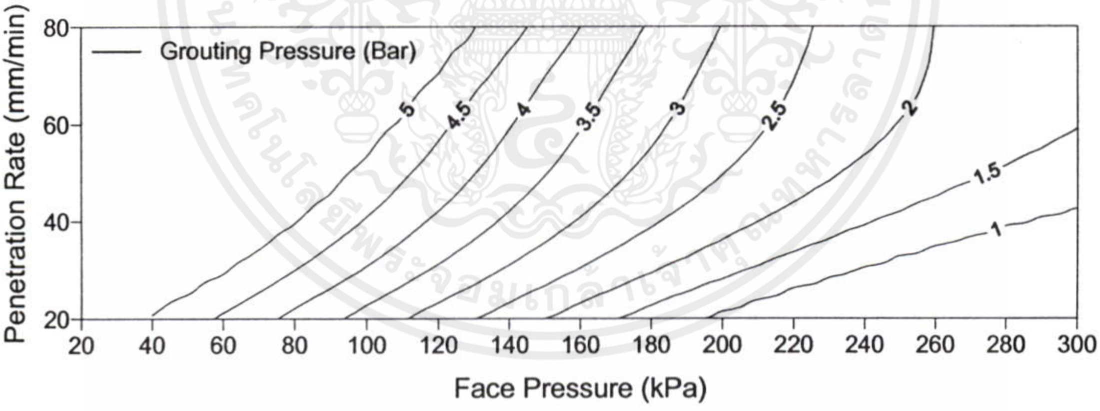
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

จากรูปที่ 5.29 ถึงรูปที่ 5.34 แสดง Design chart เพื่อใช้ในการควบคุมหัวเจาะในการขุดอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดิน 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 และ 3.0 %

ตามลำดับ (เกิดการทรุดตัว 5.67 11.34 17.00 22.67 28.34 และ 34.01 มิลลิเมตรตามลำดับ) โดยอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะน้อยกว่าในกรณีที่อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งซึ่งสังเกตได้จากการเปลี่ยนแปลงค่าความดันด้านหน้า แต่อิทธิพลของความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีมากกว่ากรณีก่อนหน้านี้ อีกทั้งอิทธิพลของอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะมีน้อยลงเมื่อมีค่ามากขึ้น โดยอิทธิพลของทั้ง 3 ปัจจัยเป็นไปตามการวิเคราะห์ปัจจัยในหัวข้อก่อนหน้านี้

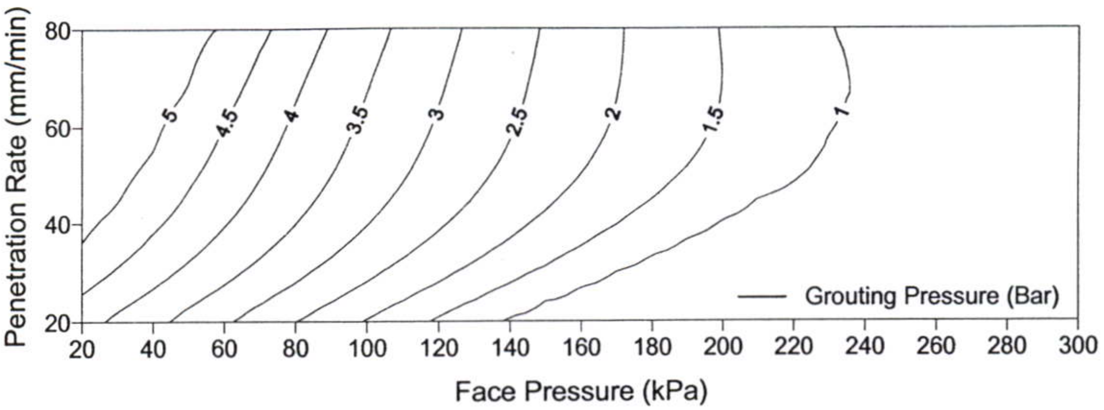


รูปที่ 5.29 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 0.5 % (เกิดการทรุดตัว 5.67 มม.)

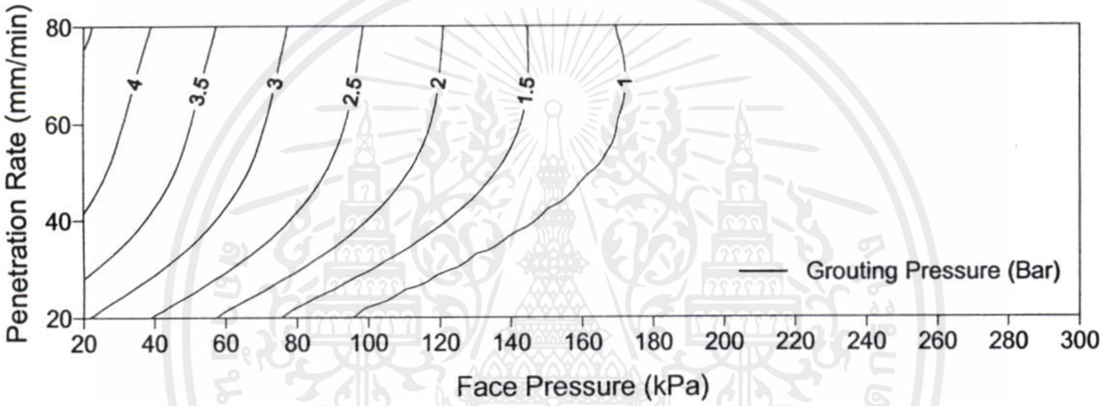


รูปที่ 5.30 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.0 % (เกิดการทรุดตัว 11.34 มม.)

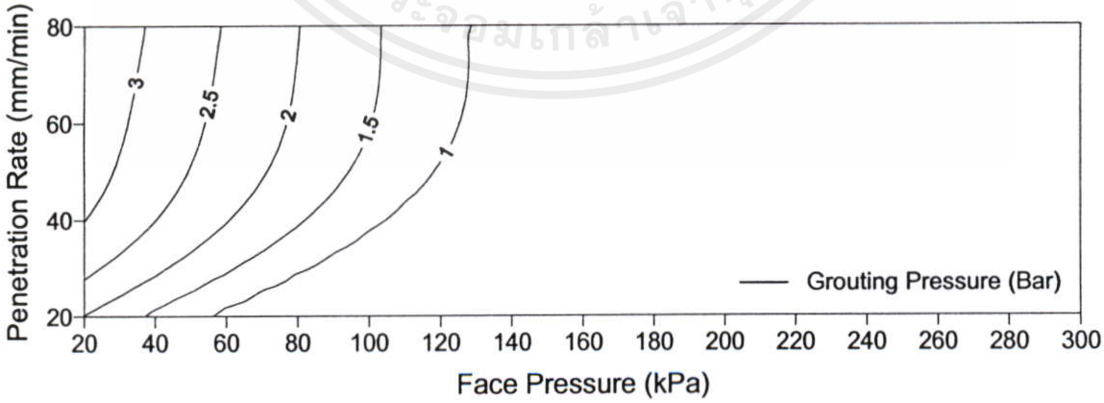
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.31 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 1.5 % (เกิดการทรุดตัว 17.00 มม.)

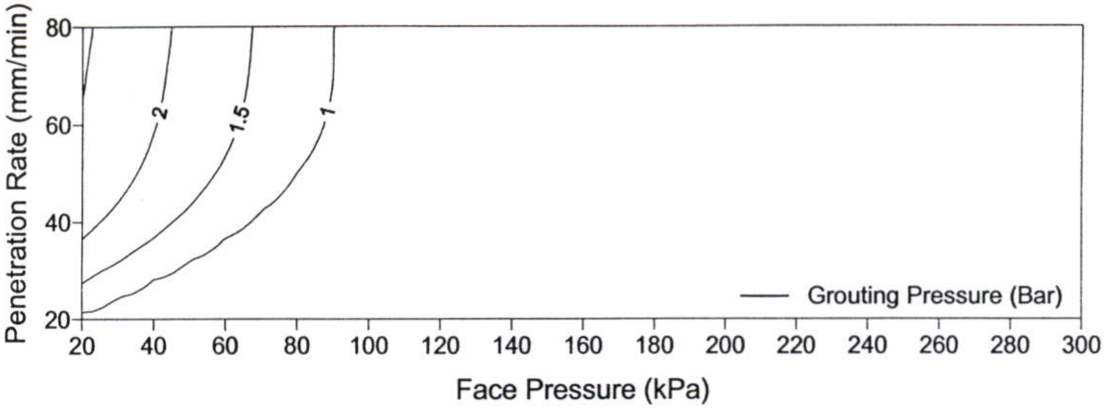


รูปที่ 5.32 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.0 % (เกิดการทรุดตัว 22.67 มม.)



รูปที่ 5.33 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 2.5 % (เกิดการทรุดตัว 28.34 มม.)

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.34 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Ground loss 3.0 % (เกิดการทรุดตัว 34.01 มม.)

สำหรับกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งให้ได้ค่าการสูญเสียมวลดิน 1.5 % (ทรุดตัว 17 มิลลิเมตร) เป็นไปตามรูปที่ 5.31 ทั้งนี้จะยกตัวอย่างในรูปแบบเดียวกันคือ ค่าความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3 Bar ความเร็วในเคลื่อนตัวของหัวเจาะ 50 mm/min จากค่าที่ใช้ของ 2 ปัจจัยดังกล่าวได้ว่าจะต้องใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะอยู่ที่ 112 kPa ซึ่งเป็นค่าความดันหน้าหัวเจาะที่น้อยที่สุดทั้งใน 4 กรณีสภาพชั้นดิน

5.4.3 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย

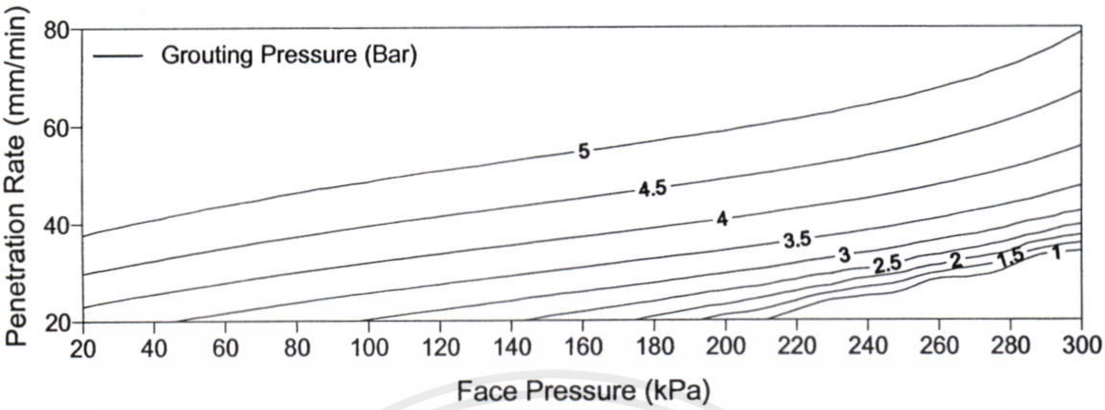
ในกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทรายในโครงการเกิดการสูญเสียมวลดินสูงสุด 4.32 % (48.89 มิลลิเมตร) ต่ำสุด 0.27 % (3.33 มิลลิเมตร) และค่าโดยเฉลี่ยเท่ากับ 1.61% (16.97 มิลลิเมตร) แต่ข้อมูลโดยส่วนใหญ่อยู่ที่ช่วงประมาณ 1 – 2 % ดังรูปที่ 5.22 อีกทั้งจำนวนข้อมูลของการขุดเจาะอุโมงค์ในระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทรายมีทั้งหมด 80 ชุดข้อมูลแต่มีเพียง 3 ชุดข้อมูลเท่านั้นที่มีค่าการสูญเสียมวลดินน้อยกว่า 0.5 % จึงส่งผลไม่สามารถสร้าง Design chart ในกรณีที่เกิดการสูญเสียมวลดิน 0.5 %

สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทรายของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลอยู่ที่ความลึกระหว่าง 18.87 เมตร ถึง 31.38 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยเท่ากับ 24 เมตร ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ในการศึกษานี้ ทั้งนี้การขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพชั้นดินนี้เป็นอีกกรณีหนึ่งที่ใช้ค่า i = 0.5z จาก Suwansawat (2002)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

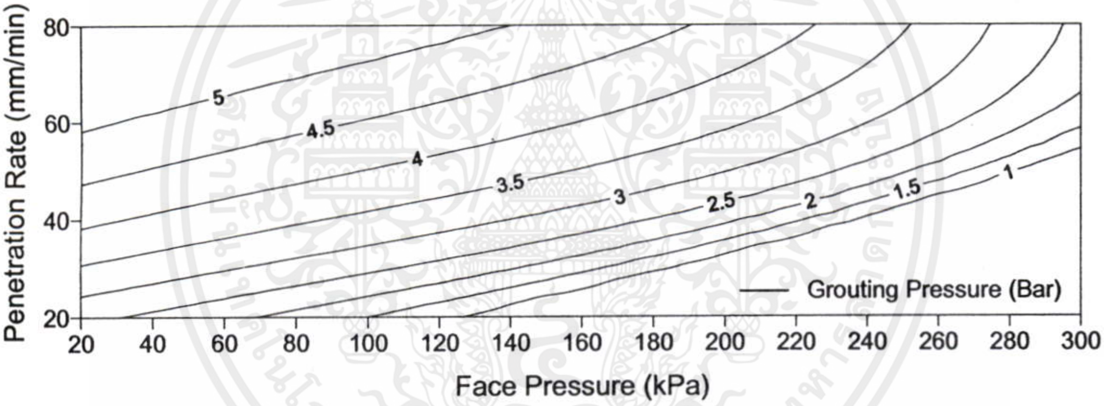
Design chart สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทรายในกรณีที่เกิดการสูญเสีย 1.0 1.5 2.0 2.5 และ 3.0 % (การทรุดตัว 10.39 15.59 20.78 25.98 และ 31.17 มิลลิเมตร ตามลำดับ) เป็นดังรูปที่ 5.35 ถึง รูปที่ 5.39 ตามลำดับ สังเกตได้ว่าเส้นกราฟของความดัน

ในการอัดฉีดน้ำปูนที่มีค่าน้อยจะอยู่ใกล้กัน นั่นคือเมื่อความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีค่าน้อยลงจะมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่น้อยลงตามไปด้วย ซึ่งเป็นไปตามการวิเคราะห์ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะในบทนี้



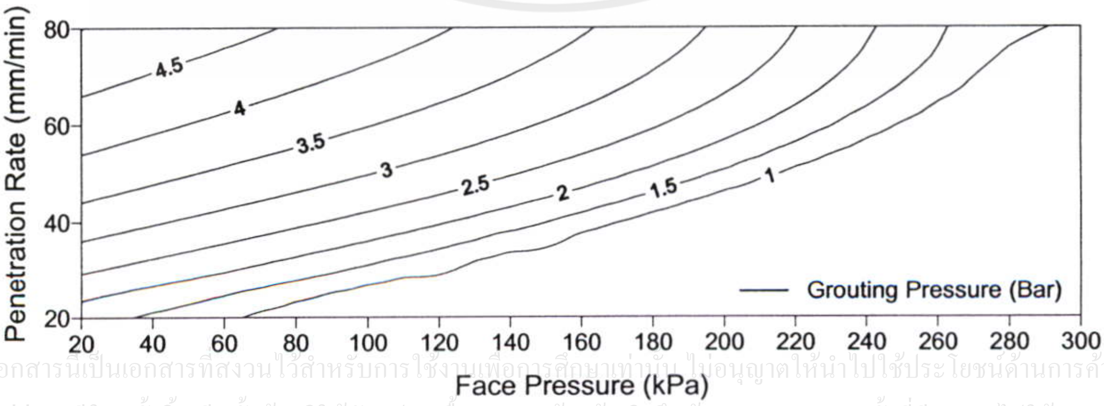
รูปที่ 5.35 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 1.0 %

(เกิดการทรุดตัว 10.39 มม.)



รูปที่ 5.36 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 1.5 %

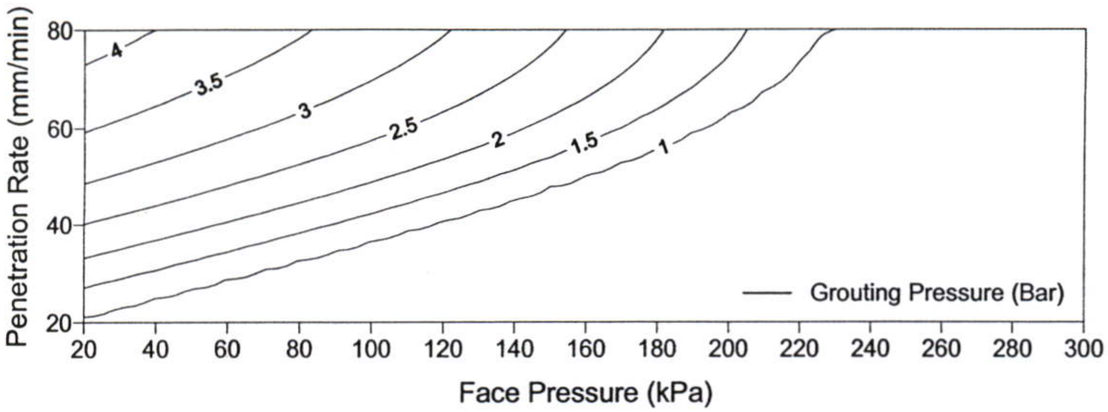
(เกิดการทรุดตัว 15.59 มม.)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

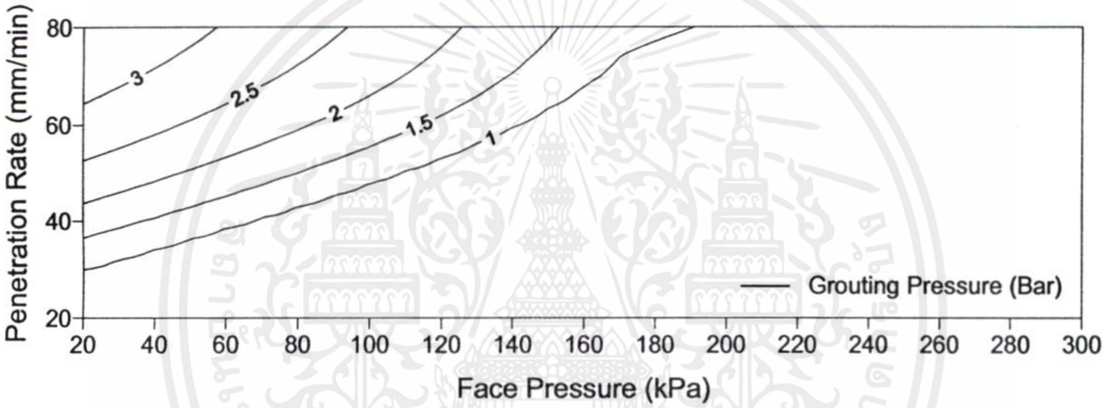
รูปที่ 5.37 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 2.0 %

(เกิดการทรุดตัว 20.78 มม.)



รูปที่ 5.38 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 2.5 %

(เกิดการทรุดตัว 25.98 มม.)



รูปที่ 5.39 อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย Ground loss 3.0 %

(เกิดการทรุดตัว 31.17 มม.)

การเลือกใช้ค่าปัจจัยทั้ง 3 ปัจจัยที่มีอิทธิพล เมื่อต้องการใช้เกิดการสูญเสียมวลดิน 1.5 % (การทรุดตัวที่ผิวดิน 15.59 มิลลิเมตร) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย การใช้ค่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ 50 mm/min ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3 Bar จากรูปที่ 5.36 ได้ว่าจะต้องใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะ 205 kPa

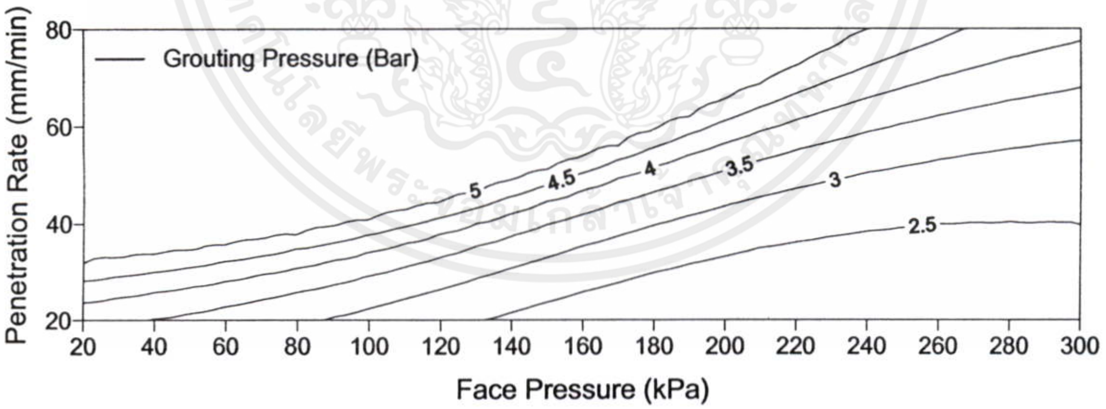
5.4.4 Design chart สำหรับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย

สำหรับข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน หัวลำโพง – บางซื่อ มีทั้งหมด 31 ชุดข้อมูล ซึ่งมีเพียง 1 ชุดข้อมูลเท่านั้นที่ส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินน้อยกว่า 1.0 % คือค่าที่น้อยที่สุด GL = 0.51 % (การทรุดตัว 7 มิลลิเมตร) เกิดการสูญเสียมวลดิน

สูงมากถึง 6.02 % (การทรุดตัว 71.56 มิลลิเมตร) และค่าการสูญเสียมวลดินโดยเฉลี่ย 2.64 % (การทรุดตัว 32.57 มิลลิเมตร) ดังรูปที่ 5.22 จากเหตุผลดังกล่าวทำให้ไม่สามารถใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อหา Design chart สำหรับกรณีที่เกิดการสูญเสียมวลดิน 0.5 และ 1.0 %

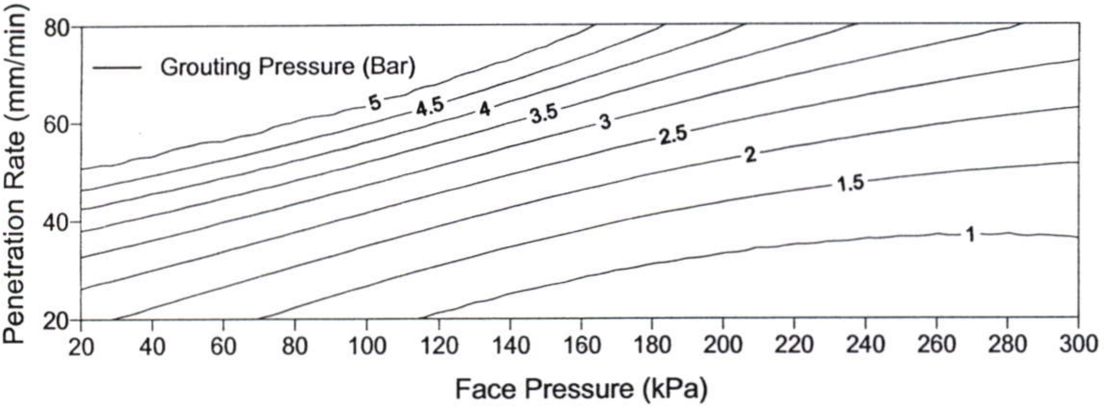
การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายเป็นกรณีเดียวที่ใช้ค่า i = 0.35z ตาม O'Reilly and New (1982) เนื่องจาก Suwansawat (2002) ได้ทำการศึกษาไว้อย่างละเอียดจากข้อมูลในโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมลคล ทั้งนี้จากข้อมูลของโครงการได้ว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายอยู่ที่ความลึกระหว่าง 25.65 เมตร ถึง 30.76 เมตร และความลึกเฉลี่ยอยู่ที่ 28.65 เมตรซึ่งใกล้เคียงกับค่าความลึกที่ใช้ในการศึกษาคือ 28 เมตร

จากการศึกษาในหัวข้อ 5.2 ได้ว่าการวิเคราะห์ปัจจัยความดันหน้าหัวเจาะสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นดินทรายจะมีอิทธิพลน้อยเมื่อค่าความดันหน้าหัวเจาะสูง ซึ่งในรูปที่ 5.40 ถึงรูปที่ 5.43 ที่แสดง Design chart สำหรับอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นดินทราย โดยค่าดังกล่าวส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดิน 1.5 2.0 2.5 และ 3.0 % ตามลำดับ (การทรุดตัว 19.09 25.45 31.81 และ 38.17 มิลลิเมตรตามลำดับ) พบว่าอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะเป็นไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งสังเกตได้จากเส้นกราฟความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมีความชันน้อยลงเมื่อความดันหน้าหัวเจาะมีค่าสูง

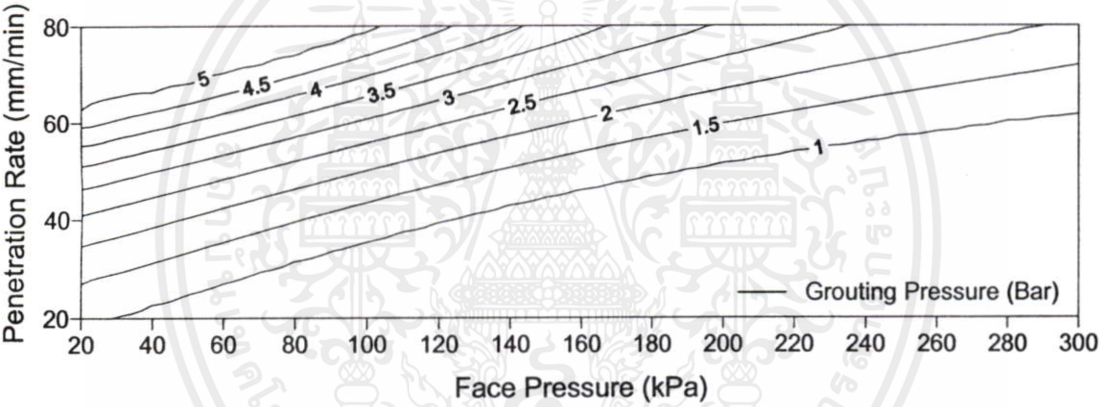


รูปที่ 5.40 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 1.5 % (เกิดการทรุดตัว 19.09 มม.)

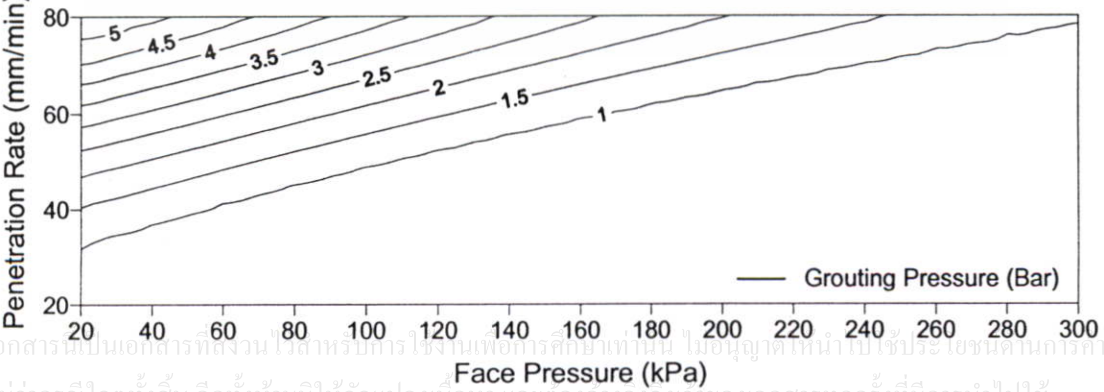
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.41 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 2.0 % (เกิดการทรุดตัว 25.45 มม.)



รูปที่ 5.42 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 2.5 % (เกิดการทรุดตัว 31.81 มม.)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 5.43 อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย Ground loss 3.0 % (เกิดการทรุดตัว 38.17 มม.)

ในกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายที่ส่งผลให้เกิดการสูญเสียมวลดิน 1.5 % (การทรุดตัวที่ผิวดิน 19.09 มิลลิเมตร) เป็นไปตามรูปที่ 5.40 ได้ว่าเมื่อใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน 3 Bar อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ 50 mm/min จะต้องใช้ความดันหน้าหัวเจาะ 230 kPa ซึ่งเป็นค่าความดันหน้าหัวเจาะสูงสุดที่ใช้ในกรณีที่ GL = 1.5 %

ซึ่งในการนำ Design Chart ไปใช้งานนั้นมี 2 กรณีคือ

1) ในกรณีที่วิศวกรต้องการให้เกิดค่าการสูญเสียมวลดินตามที่ได้ทำการออกแบบไว้ เช่น ทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งและต้องการให้เกิดการสูญเสียมวลดิน 1.5% ได้ว่าปัจจัยแรกที่นำมาพิจารณาคืออัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะเนื่องจากระยะเวลาในการก่อสร้างถือว่าเป็นสิ่งที่มีความสำคัญมากที่สุด ต่อมาก็เป็นการเลือกใช้ค่าความดันในการอัดฉีดน้ำปูน ซึ่งได้ว่าจะต้องใช้ค่าความดันหน้าหัวเจาะ 112 kPa

2) กรณีที่การก่อสร้างได้ดำเนินการไปแล้วแต่ต้องการทราบถึงการสูญเสียมวลดินที่จำเกิดขึ้น โดยในกรณีนี้จะต้องนำสภาพของชั้นดิน ความดันหน้าหัวเจาะ อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและความดันในการอัดฉีดน้ำปูนมาเปรียบเทียบกับ Design Chart ในแต่ละกรณี ทั้งนี้ค่าที่ได้ยังเป็นเพียงแค่การคาดการณ์เท่านั้น โดยค่าที่แน่นอนนั้นจำเป็นจะต้องตรวจวัดจากสนาม

5.5 สรุป

ในการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดินจะศึกษาใน 4 กรณีด้วยกันคือ 1) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง 2) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง 3) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย 4) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย โดยในแต่ละกรณีศึกษาจะมีสภาพชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดินและความลึกของอุโมงค์ที่แตกต่างกันดังรูปที่ 5.5 นอกจากนี้ยังมีค่าระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ที่ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่สูงมากและเกิดการบวมตัวของผิวดินในช่วงแรกจากบทที่ 3

โดยในการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวจะศึกษาถึงปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งได้ว่าปัจจัยที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจนต่อการทรุดตัวคือ 1) ความดันหน้าหัวเจาะ 2) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ และ3) ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน อีกทั้งยังมีปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่เพิ่มเติมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่คือ 1) ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2) ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์ โดยผลจากการวิเคราะห์เป็นดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1) ความดันหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจนมากที่สุด โดยเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะต่ำจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมาก ในทางตรงกันข้ามเมื่อใช้ความดันหน้าหัว

เจาะที่สูงก็จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อย โดยปัจจัยนี้จะมีอิทธิพลต่อการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งมากที่สุด ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ในกรณีศึกษาอื่นอิทธิพลของปัจจัยนี้จะน้อยลงเมื่อใช้ความดันด้านหน้าที่สูง (300 – 400 kPa)

2) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลใกล้เคียงกันในทุกกรณีศึกษา โดยยิ่งใช้ค่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่มากขึ้น ก็จะยิ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากขึ้นตามไปด้วย แต่อย่างไรก็ตามปัจจัยนี้จะมีอิทธิพลน้อยที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง

3) ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน โดยปัจจัยนี้มีอิทธิพลต่อการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งน้อยมาก แต่สำหรับในกรณีศึกษาอื่นปัจจัยนี้มีอิทธิพลที่ใกล้เคียงกัน

4) สภาพชั้นดินเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อการขุดเจาะอุโมงค์ โดยในการวิเคราะห์ปัจจัยสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว พบว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากที่สุด ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งมีค่าการทรุดตัวของผิวดินน้อยที่สุด แต่สำหรับการวิเคราะห์ปัจจัยของอุโมงค์คู่ได้ว่าเกิดการทรุดตัวน้อยที่สุดในการขุดเจาะอุโมงค์ที่อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็งทั้งนี้เนื่องมาจากความไม่ครอบคลุมของฐานข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

5) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่ปัจจัยระยะห่างระหว่างอุโมงค์เป็นปัจจัยที่มีอิทธิพล เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มากขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่น้อยลง โดยมีอิทธิพลมากที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง และช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์เป็นอีกปัจจัยที่มีอิทธิพล โดยจะเกิดการทรุดตัวที่น้อยลงเมื่อปัจจัยนี้มีค่าเพิ่มมากขึ้น ซึ่งอิทธิพลของระยะเวลาเกิดขึ้นใกล้เคียงกันในทุกกรณีศึกษา

ทั้งนี้จากการศึกษาถึงอิทธิพลของปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะได้ว่ามี 3 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวอย่างชัดเจน คือ ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะ (Penetration rate) และความดันในการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting pressure) ในบทนี้จึงได้นำทั้ง 3 ปัจจัยมาทำการศึกษาเพิ่มเติมเพื่อให้เป็นประโยชน์ต่องานก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย พบว่าสามารถนำทั้ง 3 ปัจจัยมาสร้างเป็น Design chart โดยใช้รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมซึ่งแบ่งเป็น 4 กรณีศึกษาตามการวิเคราะห์อิทธิพลในบทนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ในขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์จะมีการคาดการณ์ถึงการทรุดตัวที่ผิวดินและการสูญเสียมวลดิน ซึ่งในการออกแบบอุโมงค์จะคาดการณ์การสูญเสียมวลดินอยู่ที่ 1.0 – 1.5 % แต่อย่างไรก็ตามในการก่อสร้างจริงจะเกิดการสูญเสียมวลดินที่มากกว่าค่าดังกล่าว โดยในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่ผ่านมานั้นเกิดค่าการสูญเสียมวลดินโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 1.85 % จากข้อมูลดังกล่าวทางผู้วิจัยหวังว่า Design chart ที่ได้จากการศึกษาโดยใช้ข้อมูลที่บันทึกได้จากงานก่อสร้างอุโมงค์สายเฉลิมรัชมงคลจะสามารถนำไปใช้งานได้จากในการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการต่อไป เพื่อให้เกิดการสูญเสียมวลดินให้เป็นไปตามที่วิศวกรคาดการณ์ไว้ ทั้งนี้เพื่อให้เกิดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียงและประชาชนให้น้อยที่สุด

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

ในการก่อสร้างอุโมงค์มีหลายๆปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน อีกทั้งงานก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทยยังมีไม่มากนัก ด้วยเหตุผลนี้เองจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาและวิเคราะห์ถึงผลกระทบจากปัจจัยต่างๆที่ส่งผลต่อการทรุดตัว เพื่อเป็นประโยชน์แก่วิศวกรในประเทศไทย ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้นำโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้เพื่อหาถึงความสัมพันธ์ดังกล่าว โดยใช้ข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งได้ผลสรุปดังนี้

6.1 รูปแบบโครงข่ายประเทียมที่เหมาะสมสำหรับพยากรณ์การทรุดตัวที่ผิวดิน

จากข้อมูลทั้งหมด 263 ชุดข้อมูลที่นำมาใช้หารูปแบบของโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพ ซึ่งได้ว่าโครงข่ายมีรูปแบบดังตารางที่ 6.1 โดยรูปแบบของโครงข่ายเป็นรูปแบบเดียวกับ Suwansawat and Einstein (2006) เนื่องจากได้ค่า RMSE เพียง 6.81

ตารางที่ 6.1 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน

ชนิดของโครงข่าย	Feedforward - Backpropagation
ฟังค์ชั่นแปลงค่าความสัมพันธ์	Tangent Sigmoid
จำนวนหน่วยในชั้นรับข้อมูล	13
จำนวนชั้นแฝง	1
จำนวนหน่วยในชั้นแฝง	20
จำนวนรอบการคำนวณ	2,000

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งาน เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.2 การวิเคราะห์ปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

ในการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดินจะศึกษาใน 4 กรณีด้วยกันคือ

1) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนกับชั้นดินเหนียวแข็ง

2) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

3) อุโมงค์อยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งกับชั้นดินทราย

4) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินทราย

สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวปัจจัยที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจนต่อการทรุดตัวคือ

1) ความดันหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลอย่างชัดเจนมากที่สุด โดยเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะต่ำจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมาก ในทางตรงกันข้ามเมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงก็จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อย

2) อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลใกล้เคียงกันในทุกกรณีศึกษา โดยยิ่งใช้ค่าอัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่มากขึ้น ก็จะยิ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่มากขึ้นตามไปด้วย

3) ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวของผิวดิน โดยเมื่อใช้ความดันในการอัดฉีดน้ำปูนสูงขึ้นจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยลง

ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่ผิวดินคือ

1) ระยะห่างระหว่างอุโมงค์

2) ช่วงระยะเวลาที่ต่างกันในการขุดเจาะอุโมงค์

อีกทั้งสภาพชั้นดินก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลต่อขนาดการทรุดตัว โดยการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวมากที่สุดและการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งนั้นส่งผลให้เกิดการทรุดตัวน้อยที่สุด

6.3 Design chart

จากการวิเคราะห์อิทธิพลของปัจจัยด้วยโครงข่ายประสาทเทียมได้ว่า ความดันหน้าหัวเจาะ อัตราความเร็วเคลื่อนตัวของหัวเจาะและความดันในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวสูง จึงได้นำปัจจัยดังกล่าวมาสร้างเป็น Design chart (บทที่ 5) โดยหวังว่าในเนื้อหาส่วนนี้จะสามารถนำไปใช้งานได้จริงสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.4 ข้อเสนอแนะ

จากการหารูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมเพื่อนำมาใช้พยากรณ์การทรุดตัวที่ผิวดินได้ว่ามีค่า RMSE ที่น้อยคือ 6.81 แต่ทางผู้วิจัยคาดว่าจะสามารถหารูปแบบของโครงข่ายให้มี

ค่า RMSE น้อยกว่านี้ ทั้งนี้ทั้งจากการเพิ่มประสิทธิภาพของโครงข่ายในโปรแกรมที่ใช้หรือมีการจัดการข้อมูลที่ดี นั้นคือมีการแบ่งแยกข้อมูลตามกรณีต่างๆ

ส่วนในปัจจัยที่นำมาใช้วิเคราะห์อาจมีการเพิ่มปัจจัยอื่นๆ เช่น คุณสมบัติของดิน ขนาดของอุโมงค์ (ถ้าข้อมูลมีขนาดของอุโมงค์ที่หลากหลาย) เป็นต้น ซึ่งขึ้นอยู่กับรูปแบบของข้อมูล ทั้งนี้ยังสามารถประมวลปัจจัยต่างๆเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของดินด้านข้าง

การใช้โครงข่ายประสาทเทียมสำหรับการพยากรณ์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่เป็นอีกงานวิจัยหนึ่งที่น่าสนใจ เนื่องจากงานก่อสร้างอุโมงค์สำหรับรถไฟฟ้าใต้ดินเป็นอุโมงค์คู่ทั้งหมด โดยอาจจะแบ่งเป็นการพยากรณ์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์แรกและอุโมงค์ที่สอง จากนั้นก็ใช้วิธีทับซ้อนกราฟเพื่อหาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ [29]

จากข้อเสนอแนะที่กล่าวมาข้างต้นจะทำให้สามารถสร้าง Design chart ที่เป็นผลมาจากปัจจัยอื่นหรืออาจจะทราบถึงอิทธิพลของปัจจัยสำคัญที่ช่วยให้งานก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทยมีการพัฒนามากยิ่งขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

[1] Suwansawat S., 2002, **Earth Pressure Balanced (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Network**, MIT's Dissertation

[2] Herrenknecht GmbH (1996). **Technical Documentation: Project No. S-142** (Subway Bangkok).

[3] Kawasaki Heavy Industries (1998). **Specification Manufacturing**: MRTA Initial System Project Underground Structure-South (Joint Venture BCKT), submitted to MRTA.

[4] ION Joint Venture (1999). **Method Statement for Excavation for Tunneling: Section II,** submitted to MRTA.

[5] Litwinsizyn, J. (1956). "Application of the Equation of Stochastic Processes to Mechanics of Loose Bodies". **Arch. Mech. Stosow**, Vol. 8, pp. 396-411.

[6] 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, pp. 225-290.

[7] O'Reilly, M. P. and New, B. M. (1982). "Settlement above Tunnels in the United Kingdom – Their Magnitude and Prediction". **Tunneling 88**, London, pp. 231-241.

[8] 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, pp. 13-22 and 36.

[9] Sagaseta, C. (1987). "Analysis of Undrained Soil Deformations due to Ground Loss". **Geotéchnique**, Vol. 37, No. 3, pp. 301-320.

[10] Baligh, M. M. (1985). "Strain Path Method". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, GT9, pp. 1108-1136.

[11] Verruijt, A. and Booker, J. R. (1996). "Surface Settlements due to Deformation Tunnel in an Elastic Half Plane". **Geotechnique**, Vol. 46, No. 4, pp. 753-756.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[12] Loganathan, N. and Poulos, H. G. (1999). "Tunneling Induced Ground Deformations and their Effects on Adjacent Piles". **Proc. of 10th Australian Tunneling Conference**, Melbourne, pp. 241-250.

[13] Pinto, F. (1999). "**Analytical Methods to Interpret Ground Deformations due to Soft Ground Tunneling**". SM Thesis, MIT, Cambridge, MA.

[14] 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, pp. 2353-2385.

[15] Atkinson, J. H., Brown, E. T., and Pottss, D. M. (1975). "Collapse of Shallow Unlined Tunnels in Dense Sand". **Tunnel & Tunneling**, May 1975, pp. 81-87.

[16] Atkinson, J. H. and Pottss, D. M. (1977). "Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground". **Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division**, Vol. 103, GT 4, pp. 307-325.

[17] 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, pp. 319-322.

[18] 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, pp. 289-300.

[19] 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, pp. 609-610.

[20] 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, pp. 571-632.

[21] 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, pp. 13-22 and 36.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[22] Lee, K. M. and Rowe, R. K. (1991). "An Analysis of Three-Dimensional Ground Movements: the Thunder Bay Tunnel". **Canadian Geotech. J.**, Vol. 28, pp. 25-41.

[23] 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, pp. 531-573.

[24] 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, pp. 447-452.

[25] 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, pp. 499-518.

[26] สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2549. "ปัญหาการเคลื่อนที่ตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ" **วารสารโยธาสาร**, หน้า 22-28 ปีที่ 18 ฉบับที่ 4 กรกฎาคม-สิงหาคม 2549

[27] Shirlaw, J. N., Doran, S. and Bejamin, B, A Case Study of Two Tunnels Driven in the Singapore 'Boulder Bed' and in Grout Coral Sands, Engineering Geology and Underground Movements, **Geological Society Engineering Geology Special Publication**, No. 5, pp. 93-103, 1988.

[28] Suwansawat, S. (2007). "Longitudinal surface settlements induced by EPB tunneling in Bangkok clay." **Proc. the 33rd World Tunnel Congress**, Prague.

[29] Suwansawat, S. (2006). "Superposition technique for mapping surface settlement troughs over twin tunnels." **Proc. Inter. Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok.

[30] 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.

[31] Suwansawat, S. (2006). "Using artificial neural networks for predicting surface settlements over twin tunnels." **Proc. Inter. Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok.

[32] Suwansawat, S. (2004). "Influences of tail void grouting on lateral ground deformations conducted with shield tunneling. **Proc. the 15th Southeast Asia Geotechnical Conference**, Bangkok.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[33] 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.

[34] Ju, D., Moh, Z-C., and Hwang, R. N. (1999). "Soft Ground Tunneling for Taipei Rapid Transit Systems". **Proc. of the 3rd Conf. on Geo-Engineering for Underground Facilities**, ASCE, pp.610-621.

[35] Clough, G. W. and Leca, E. (1993). "EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions". **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 119, No. 10, pp. 1640-1656.

[36] 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, pp. 131-149.

[37] Finno, R. J. (1983). "**Response of Cohesive Soil to Advanced Shield Tunneling**". Ph.D. Thesis, Stanford University, Ca.

[38] Finno, R. J. and Clough, G. W. (1985). "Evaluation of Soil Response to EPB Shield Tunneling". **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 111, No. 2, pp. 155-173.

[39] 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, pp. 253-256.

[40] 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 Norh American Tunneling'96**, Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.

[41] 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**, pp. 160–171.

[42] Swoboda, G. and Abu-Krisha, A. (1999). "Three_Dimensional Numerical Modelling for TBM Tunnelling in Consolidated Clay". **Tunnelling and Underground Space Technology 14**, pp. 327-333.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[43] Jancsecz, S., Krause, R., Langmaack, L. (1999). “Advantages of Soil Conditioning in Shield Tunnelling. Experiences of LRTS Izmir”. **Proc. of WTC 1999,** Oslo

[44] El-Nahhas, F. (1999). “Soft Ground Tunnelling in Eqypt: Geotechnical Challenges and Expectations”. **Tunnelling and Underground Space Technology 14,** pp. 245-256.

[45] Chambon, P., and Corte, J. –F. (1994). “Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face”. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 120, No. 7, pp. 1148-1165.

[46] Sigl, O. and Yamazaki, H. (2007). “TBM Tunnelling.” **Proc. Seminar on New MetroRail City Project**, Tunnelling and Structures, Perth, 13 September 2007.

[47] Phienwej, N., Hong, C., P. and Sirivachiraporn, A. (2006). “Evaluation of Ground Movements in EPB-Shield Tunnelling for Bangkok MRT by 3D-Numerical Analysis.” **Tunnelling and Underground Space Technology 21**, pp. 273-278.

[48] Repetto, L., Tuninetti, A., Guglielmetti, V. and Russo, G. (2006). “Shield Tunnelling in Sensitive Areas: A New Design Procedure for Optimization of the Construction-Phase Management.” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 21, 270-275.

[49] Zhao, J., Gong, Q., M. and Eisensten, Z. (2007). “Tunnelling through a frequently changing and mixed ground: A case history in singapore.” **Tunnelling and Underground Space Technology**, 22, 388-400.

[50] Bernat, S. and Cambou, B. (1998). “Soil-structure Interaction in Shield Tunnelling in Soft Soil.” **Computer and Geotechnics**, 22, 221-242.

[51] Haykin, S. **Neural Networks: A Comprehensive Foundation.** 2nd ED. New Jersey : Prentice-Hall, Inc. 1999.

[52] Hagan, M. T., Demuth, H. B., and Beale, M. **Neural Network Design.** PWS Publishing Company. 1995.

[53] Laudon, K. C. and Laudon, J. P. **Management Information Systems: Managing the Digital Firm.** 9th ED. New Jersey : Pearson Education, Inc. 2006.

[54] Zhang, G., Patuwo, B. E., and Hu, M. Y. “Forecasting with Artificial Neural Networks: The State of the Art” **International Journal of Forecasting.** Vol. 14. 1998. pp. 35-62.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[55] Demuth, H., Beale, M., and Hagan, M. **Neural Network Toolbox for Use with MATLAB.** 9 ED. The Math Works, Inc. 2005.

[56] พิชากร ศรีจันทร์ทอง, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2550. "การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อวิเคราะห์อิทธิพลของพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะที่ส่งผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12**.

[57] Srijanthong, P., and Suwansawat, S. (2007). "ANN For mechanism evaluation of factors affecting settlements caused by EPB tunneling." **Proc., International Conference on Engineering**, Applied Sciences, and Technology, Bangkok, Thailand.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-นามสกุล	นายพิชากร ศรีจันทร์ทอง
วัน เดือน ปีเกิด	27 กุมภาพันธ์ 2526
ที่อยู่	16 หมู่ 4 ตำบลเขาวิเศษ อำเภอวังวิเศษ จังหวัดตรัง 92220

ประวัติการศึกษา

พ.ศ. 2547	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ประสบการณ์ทำงาน

พ.ศ. 2547	วิศวกรโยธา บริษัท บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน) จำกัด
พ.ศ. 2548-2549	วิศวกรธรณีเทคนิค/โยธา บริษัท ทันเนลลิ่ง เทคโนโลยี คอนซัลแตนทส์ จำกัด
พ.ศ. 2550-2551	วิศวกรธรณีเทคนิค/โยธา บริษัท ดี ทู คอนซัลท์ เอเชีย จำกัด

ผลงานทางวิชาการ

พ.ศ. 2550	เสนอบทความวิจัย "การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อวิเคราะห์อิทธิพลของพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะที่ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์" การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11
พ.ศ. 2550	เสนอบทความวิจัย "ANN for Mechanism Evaluation of Factors Affecting Settlements caused by EPB Tunneling" International Conference on Engineering, Applied Sciences, and Technology (ICEAST 2007)
พ.ศ. 2550	เสนอบทความวิจัย "Instrumentation Scheme of Bangkok MRTA Blue Line Extension Underground Project" International Symposium on Tunneling for Urban Development Pattaya City, Thailand

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้