

การศึกษาระยะห่างและค่าความแข็งของดินที่มีผลต่อการทรุดตัวของ
ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ
STUDY A DISTANCE BETWEEN TWIN TUNNELS AND SOIL
STIFFNESS AFFECTS TO THE SURFACE SETTLEMENT ABOVE
TWIN TUNNEL BY USING 2D FEM SOFTWARE



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2561

การศึกษาระยะห่างและค่าความแข็งของดินที่มีผลต่อการทรุดตัวของ
ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ
STUDY A DISTANCE BETWEEN TWIN TUNNELS AND SOIL
STIFFNESS AFFECTS TO THE SURFACE SETTLEMENT ABOVE
TWIN TUNNEL BY USING 2D FEM SOFTWARE



ธัญชนก เชื้อมรัมย์
ธีรนาถ ขวัญพฤกษ์
ปลายฤทัย ฉัตรชัยพลรัตน์

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2561

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

STUDY A DISTANCE BETWEEN TWIN TUNNELS AND SOIL
STIFFNESS AFFECTS TO THE SURFACE SETTLEMENT ABOVE
TWIN TUNNEL BY USING 2D FEM SOFTWARE



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF
THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
ACADEMIC YEAR 2018

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาระยะห่างและค่าความแข็งของดินที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ
Study a Distance Between Twin Tunnels and Soil Stiffness Affects to the Surface Settlement Above Twin Tunnels by Using 2D FEM Software

นักศึกษา นางสาวธัญชนก เชื้อมรัมย์ รหัสประจำตัว 58010568
นางสาวธีรนาถ ขวัญพุกษย์ รหัสประจำตัว 58010595
นางสาวปลายฤทัย ฉัตรชัยพลรัตน์ รหัสประจำตัว 58010755

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ดร.ศลิษา ไชยพุทธ

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ผศ.ดร.ธนาตล คงสมบูรณ์	
อ.อุบะ ศิริแก้ว	
ดร.ศลิษา ไชยพุทธ	
ดร.ประทีป หลือประเสริฐ	
ดร.วิรุฬห์ คำชุม	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่.....

การศึกษาระยะห่างและค่าความแข็งของดินที่มีผลต่อการทรุดตัว ของผิวดินเหนืออุโมงค์คูโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ

นางสาวธัญชนก เชื้อมรัมย์ รหัสประจำตัว 58010568

นางสาวธีรนาถ ขวัญพุกฤษ รหัสประจำตัว 58010595

นางสาวปลายฤทัย ฉัตรชัยพลรัตน์ รหัสประจำตัว 58010755

อาจารย์ที่ปรึกษา ดร.ศลิษา ไชยพุทธ

ปีการศึกษา 2561

บทคัดย่อ

ปัจจุบันกรุงเทพมหานครและปริมณฑลมีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่นซึ่งส่งผลให้เกิดปัญหาและส่งผลกระทบต่อการเดินทาง โดยรถไฟฟ้าใต้ดินนับว่าเป็นหนึ่งในวิธีการแก้ปัญหาดังกล่าวได้มากที่สุด จึงทำให้ การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินมีแนวโน้มที่จะมากขึ้นในอนาคต ซึ่งการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินจำเป็นต้องคำนึงถึงปัญหาการทรุดตัวของผิวดิน เราจึงสนใจที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์คูขนาน โดยมีปัจจัยระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์และค่าความแข็งของดิน(E) ด้วยการสร้างแบบจำลองการทรุดตัวของอุโมงค์คูขนานแบบ side by side โดยวิธี FEM แบบ 2 มิติ พบว่าค่าความแข็งของดินที่แตกต่างกันนั้นไม่มีผลต่อระยะห่างของอุโมงค์ และเมื่อระยะห่างมากกว่า 2.5D ขึ้นไป ค่าการทรุดตัวจะลดลง และไม่มีอิทธิพลที่ระยะห่างเท่ากับ 5D แต่ค่าความแข็งของดินมีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยเมื่อค่าความแข็งของดินมีค่าน้อยค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่ามาก

STUDY A DISTANCE BETWEEN TWIN TUNNELS AND SOIL STIFFNESS AFFECTS TO THE SURFACE SETTLEMENT ABOVE TWIN TUNNELS BY USING 2D FEM SOFTWARE

Thanchanok Chueamram Student ID. 58010568

Theeranart Khwanpruek Student ID. 58010595

Plairuthai Chatchaipolratn Student ID. 58010755

Adviser: Dr.Salisa Chaiyaput

Academic Year 2018

ABSTRACT

Currently, the Bangkok area has a population density, which resulted in problems and affecting traffic so subway is one of the ways to solve these problems. As a result, the construction of the subway tunnel is likely to be more in the future. The construction of underground structures need to consider the problem settlement which is a problem that affects a huge structure on the ground so we interested to analyze the settlement of the tunnel parallel. The distance between the tunnel and the stiffness of the soil (E) by modeling the collapsed tunnel parallel side by side on a Finite Element (FEM) in 2D. The stiffness of the soil at the 3 different cases that do not affect the distance of the tunnel. When distance is greater than $2.5D$ the settlement will be reduced and no influence that the distance is equal to $5D$ in all 3cases, but the stiffness of soil affects the value of the settlement that occurs when the stiffness of the soil is less the settlement value that happens to be very valuable.

กิตติกรรมประกาศ

ทางคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษขอกราบขอบคุณ ดร.ศลิษา ไชยพุทธ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ ที่ได้สละเวลาอันมีค่าในการให้คำปรึกษา คำแนะนำ และข้อเสนอแนะต่างๆ จนทำให้โครงการพิเศษนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ขอขอบคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่ได้ให้ความรู้ในทุกๆรายวิชาที่ศึกษาเพื่อเป็นพื้นฐาน อันเป็นประโยชน์ยิ่งในการทำปริญญานิพนธ์เล่มนี้ให้สำเร็จลุล่วง ตลอดจนอาจารย์ประจำภาควิชาท่านต่างๆที่ให้คำแนะนำอย่างดียิ่ง

ขอขอบพระคุณอาจารย์และพี่ๆทุกคนจาก “ศูนย์นวัตกรรมการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์พระจอมเกล้าลาดกระบัง” ที่ให้คำแนะนำเพิ่มเติมเพื่อให้แนวทางในงานวิจัยฉบับนี้มีความถูกต้องสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น และคอยช่วยเหลือในการใช้โปรแกรมวิเคราะห์ชั้นดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และแนะแนวทางในการศึกษาจนทำให้โครงการพิเศษนี้สำเร็จไปได้ด้วยดี

ขอขอบคุณเพื่อนๆ ที่คอยให้คำแนะนำ ช่วยเหลือในการให้คำแนะนำในการทำโครงการ รวมถึงการให้ความรู้ตลอดระยะเวลาที่ได้เรียนรู้ ศึกษาในภาควิชาโยธาตลอดมา

สุดท้ายขอขอบพระคุณ บิดา มารดาอันเป็นที่เคารพรักยิ่ง ซึ่งเป็นผู้ให้ความรักและให้กำลังใจในการสนับสนุนการศึกษาเล่าเรียนของคณะผู้จัดทำมาโดยตลอด ทำให้คณะผู้จัดทำมีวันนี้ได้ คณะผู้จัดทำรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณเป็นอย่างสูง

นางสาวธัญชนก เชื้อมรัมย์
นางสาวธีรนาถ ขวัญพฤษ์
นางสาวปลายฤทัย ฉัตรชัยพลรัตน์

สารบัญ

เรื่อง	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ.....	2
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	2
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	3
2.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balanced shield).....	3
2.1.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์.....	5
2.1.2 ผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining).....	8
2.1.3 การติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment erection).....	8
2.1.4 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น (Tail void grouting).....	9
2.1.5 ระบบนำทางของหัวเจาะ (Guidance system).....	12
2.2 การสูญเสียมวลดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล.....	14
2.2.1 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ (Face loss).....	14
2.2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting).....	15
2.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss).....	16
2.2.4 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance).....	16
2.2.5 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางของหัวเจาะ (Tail void closure).....	17

สารบัญ(ต่อ)

เรื่อง	หน้า
2.3 กลไกการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ และประเมินความสัมพันธ์ของปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีต.....	19
2.4 หลักวิธีการพยากรณ์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	21
2.5 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial neural networks, ANN) เพื่อการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA project).....	23
2.5.1 การออกแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม.....	24
2.5.2 การทดสอบโครงข่ายประสาทเทียมในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA Project).....	27
2.6 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods).....	36
2.6.1 วิธีการของ Einstein and Schwartz (1979).....	39
2.6.2 วิธีการของ Sagaseta (1987).....	42
2.6.3 วิธีการของ Verruijt and Booker (1996).....	45
2.6.4 วิธีการของ Verruijt (1997).....	48
2.6.5 วิธีการของ Loganathan and Poulos (1998).....	54
2.6.6 วิธีการของ Pinto (1999).....	62
2.6.7 วิธีการของ Sagaseta (1998).....	65
2.6.8 วิธีการของ Gonzalez and Sagaseta (2001).....	68
2.7 วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์และวิธีเชิงตัวเลข (Finite element and numerical methods).....	70
2.7.1 ข้อพิจารณาเชิงทฤษฎีในการออกแบบทางวิศวกรรม (Theoretical consideration).....	73
2.7.2 หลักการวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Principle of Finite Element Method)	76
2.7.3 การวิเคราะห์ความเค้น (Stress analysis).....	78
2.7.4 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil model).....	82
2.8 ลักษณะการวางตัวและการทรุดตัวของอุโมงค์คู่.....	93
2.9 การก่อสร้างอุโมงค์คู่ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน.....	96

สารบัญ(ต่อ)

เรื่อง	หน้า
2.10 ข้อมูลชั้นดินกรุงเทพฯ	104
บทที่ 3 ขั้นตอนและวิธีการดำเนินงาน.....	106
3.1 กล่าวนำ.....	106
3.2 วิธีการดำเนินงาน.....	106
3.3 การรวบรวมข้อมูล.....	107
3.3.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA Project).....	107
3.4 การวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์คู้อย่างอิง ลักษณะอุโมงค์จากโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน.....	109
3.4.1 หลักการพิจารณาปัญหา.....	109
3.4.2 กรณีศึกษา.....	110
3.4.3 การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์.....	111
3.5 วิธีการตรวจสอบคุณสมบัติของวัสดุและชั้นดินที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง (Validation).....	113
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์.....	139
4.1 กล่าวนำ.....	141
4.2 ผลการวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลอง.....	141
4.3 การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยวแบบ 2 มิติ อันเนื่องมาจาก ปัจจัยค่าความแข็งของดิน.....	143
4.4 การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูแบบ 2 มิติ อันเนื่องมาจาก ปัจจัยค่าความแข็งของดินที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์คูที่ตำแหน่งต่างๆ.....	145
4.4.1 กรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่มีค่าความแข็ง ของดิน(E) เท่ากับ 9000 kPa.....	145
4.4.2 กรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางกรุงเทพฯที่มีค่า ความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 18000 kPa.....	154
4.4.3 กรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯที่มีค่าความแข็งของ ดิน(E) เท่ากับ 36000 kPa.....	163
4.5 การวิเคราะห์การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์แบบ 2 มิติ อัน เนื่องมาจากปัจจัยค่าความแข็งของดิน(E) ที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์เดียวกัน.....	172

สารบัญ(ต่อ)

บทที่ 5 สรุปผลการทดลอง.....	179
5.1 บทนำ.....	179
5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดินเหนียวโมงค์คู่.....	179
5.3 ข้อเสนอแนะ.....	180
เอกสารอ้างอิง.....	181
ภาคผนวก.....	182



สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ข้อได้เปรียบทั่วไประหว่างหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบอื่น.....	4
2.2 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 รูปแบบจากวิธีการลองผิดลองถูก.....	24
2.3 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน.....	27
2.4 กรณีศึกษาการพยากรณ์การทรุดตัวของดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียม.....	29
2.5 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ.....	37
2.6 ข้อมูลชั้นดินกรุงเทพฯ (Rukdeechai et al., 2009).....	104
2.7 คุณสมบัติของวัสดุ.....	105
3.1 แสดงค่าพารามิเตอร์ของชั้นดิน.....	112
3.2 แสดงค่าพารามิเตอร์ของอุโมงค์.....	112
3.3 แสดงค่าพารามิเตอร์ของค่าความแข็งของดินกรุงเทพฯ.....	138
4.1 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=9000$ kPa	153
4.2 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=18000$ kPa.....	162
4.3 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=36000$ kPa.....	171

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลโดยบริษัท Sato Kogyo.....	4
2.2 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน.....	6
2.3 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน.....	6
2.4 ทรายลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์.....	7
2.5 ผังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล.....	8
2.6 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง.....	9
2.7 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush).....	11
2.8 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชิ้นส่วนประกอบผังอุโมงค์.....	11
2.9 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน.....	12
2.10 ส่วนประกอบของระบบนำทาง.....	13
2.11 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ.....	15
2.12 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ.....	15
2.13 การสูญเสียมวลดินจากการกัมหรือเงยหัวเจาะ.....	16
2.14 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน.....	16
2.15 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางของหัวเจาะ.....	17
2.16 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินที่เป็นลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแบบ ร่อง รูปตัวยู.....	18
2.17 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินที่เป็นลักษณะการปูดขึ้นหรือออกขึ้น (Heave) ของผิวดิน.....	18
2.18 แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	19
2.19 ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และ กระบวนการทดสอบ (Testing) [30].....	26
2.20 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุด เจาะ อุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล.....	28
2.21 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง A.....	30
2.22 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง B.....	30
2.23 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง C.....	31
2.24 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง D.....	31

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.25 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง A.....	32
2.26 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง B.....	32
2.27 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง C.....	33
2.28 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง D.....	33
2.29 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในทุกส่วนก่อสร้าง.....	34
2.30 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในทุกส่วนก่อสร้างโดยเพิ่มปัจจัยชนิดของหัว เจาะ.....	35
2.31 การก่อสร้างอุโมงค์แยกตามสภาพดิน.....	36
2.32 เส้นกราฟ characteristic curve (Einstein and Schwartz,1979).....	40
2.33 ความสัมพันธ์ในการประมาณค่า ก) ความแข็งแรงของชั้นดิน และ ข) ผันอุโมงค์ (Einstein and Schwartz,1979).....	40
2.34 Virtual image technique (Sagaseta, 1987).....	43
2.35 สมมติฐานการวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ (Sagaseta, 1987)...	43
2.36 การวิเคราะห์ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะไปทางด้านหน้าของอุโมงค์ (Sagaseta, 1987).....	44
2.37 การเคลื่อนตัวของดินอย่างสมำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรี (Verruijt and Booker, 1996)	45
2.38 จุด singular point และจุด image point (Verruijt and Booker, 1996).....	47
2.39 การทรุดตัวผิวดินจากการวิเคราะห์โดย Verruijt and Booker (1996).....	48
2.40 ระนาบสำหรับการวิเคราะห์ด้วย Conformal mapping.....	49
2.41 รูปแบบของสมมติฐานในการแก้ปัญหาของอุโมงค์ใน elastic half-plane.....	50
2.42 ค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์เมื่อ $r/h = 0.5$	54
2.43 การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์เมื่อ $v = 0, r/h = 0.8$	54
2.44 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินแบบสมำเสมอและ Oval shape รอบอุโมงค์.....	56
2.45 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน (Lee et al, 1992).....	58
2.46 เงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998).....	61
2.47 ลักษณะการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์ (Pinto, 1999).....	64

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า	
2.48	นิยามของตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน (Pinto, 1999).....	64
2.49	ความสัมพันธ์ของความเค้นขั้นต้น (Pinto, 1999).....	65
2.50	รูปแบบของการเสีรูปร่างของชั้นดิน (Sagasetta, 1998).....	67
2.51	การเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีและการเสีรูปร่างวงรี (Sagasetta, 1998).....	67
2.52	การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชั้นส่วนเล็กๆ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550).....	71
2.5.3	ส่วนประกอบของความเค้นแบบ 3 มิติ (Pott and Zdravkovic,1999).....	74
2.54	แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550).....	75
2.55	รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินของ Mair et al. (1993).....	82
2.56	ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง.....	87
2.57	พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550).....	88
2.58	พื้นผิวครากของมอร์-คูลอมป์ในแบบสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550).....	88
2.59	ผลของมุมไต่อเส้นต่อพื้นผิวครากแบบมอร์ คูลอมป์ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550).....	89
2.60	แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และใน ความสัมพันธ์ การอัดตัว คายน้ำ (Consolidation plot) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550)..	90
2.61	ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550).....	91
2.62	ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550).....	92
2.63	กราฟความสัมพันธ์ ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Traixial (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550).....	92
2.64	กราฟความสัมพันธ์ ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550).....	93
2.65	แสดงลักษณะการวางตัวของอุโมงค์คู่.....	94
2.66	ตัวอย่างวิธี Superposition ที่ใช้ในการคาดการณ์การทรุดตัวของดิน.....	95
2.67	อุโมงค์คู่ทรงเรขาคณิต (twin tunnel geometry).....	97
2.68	การทรุดตัวเหนือการเจาะอุโมงค์แบบ side by side.....	99
2.69	การทรุดตัวสูงสุดแปรผันตามระยะห่างระหว่างอุโมงค์.....	100
2.70	การทรุดตัวเหนือการเจาะอุโมงค์แบบ piggy back.....	101

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.71 ตำแหน่งของจุกวอกกลับแปรผันตามระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (piggy back tunnels).....	102
2.72 ผลกระทบของอุโมงค์แรกเมื่อมีอุโมงค์ต่ออุโมงค์ที่สอง.....	103
3.1 แนวเส้นทางและการแบ่งส่วนก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (Suwansawat, 2002).....	106
3.2 สภาพชั้นดินของอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือ(Suwansawat, 2002).....	107
3.3 สภาพชั้นดินของอุโมงค์สัญญาส่วนใต้ (Suwansawat, 2002).....	108
3.3 แสดงการพิจารณากรณีอุโมงค์ที่มีขนานกันและความยาวต่อเนื่อง (plan strain condition).....	109
3.2 แสดงลักษณะชั้นดินที่นำมาวิเคราะห์.....	109
3.4 ภาพตัดแสดงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอกของอุโมงค์.....	110
3.4 แสดงลักษณะแบบจำลองโดยการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	110
3.5 การตั้งชื่อแบบจำลองที่คำสั่ง Project > Title.....	112
3.6 การกำหนดขอบเขตพื้นที่ของแบบจำลอง Model>Contour.....	113
3.7 การสร้างแบบชั้นดินโดยใช้คำสั่ง Create Line.....	113
3.8 คำสั่ง Show material.....	114
3.9 แสดงการกรอกค่า Parameter ของคอนกรีตโดยใช้คำสั่ง General.....	115
3.10 แสดงการกรอกค่า Parameter ของคอนกรีตโดยใช้คำสั่ง Parameter.....	115
3.11 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Weathered Clay โดยใช้คำสั่ง General.....	116
3.12 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Weathered Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter.....	117
3.13 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Stiff Clay โดยใช้คำสั่ง General.....	117
3.14 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Stiff Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter.....	118
3.15 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Sand โดยใช้คำสั่ง General.....	119
3.16 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Sand โดยใช้คำสั่ง Parameter.....	120
3.17 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Medium Clay โดยใช้คำสั่ง General.....	120
3.18 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Medium Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter.....	121
3.19 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Soft Clay โดยใช้คำสั่ง General.....	122
3.20 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Soft Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter.....	123
3.21 คำสั่ง Create Soil Polygon.....	123
3.22 คลิกที่มุมทั้ง 4 มุม ของชั้นดิน โดยใช้คำสั่ง Create Soil Polygon.....	124

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.23 คลิกที่มุมทั้ง 4 มุม ของชั้นดิน > คลิกขวา > เลือกคำสั่ง Soil > เลือกคำสั่ง Set Material >เลือกข้อมูลชั้นดินที่ต้องการ.....	124
3.24 แสดงข้อมูลชั้นดิน First Sand.....	125
3.25 แสดงข้อมูลชั้นดิน.....	125
3.26 คำสั่ง Create Tunnel.....	126
3.27 คำสั่ง Cross Section.....	126
3.28 การกำหนดรัศมีของ Segment อุโมงค์.....	127
3.29 แสดงการเลือก Create Plate ,Create negative interface และCreate line Construction.....	128
3.30 แสดงใส่ค่า Cref=1.000%.....	128
3.31 แสดงการเลือกคำสั่ง Material จากนั้นคลิกเครื่องหมายบวก.....	129
3.32 แสดงการใส่ข้อมูล Identification ค่า EA1 ค่า EI ค่า W และ V(nu).....	129
3.33 แสดงอุโมงค์ในชั้นดิน.....	130
3.34 แสดงการเลือกคำสั่ง Create interfaces on the boundary.....	130
3.35 แสดงการเลือกคำสั่ง Generate Mesh > เลือก Very fine > ok.....	131
3.36 แสดงการเลือกคำสั่ง Set cluster dry > กดที่ชั้นดินแรก.....	131
3.37 แสดงการเลือกคำสั่ง Create water level.....	132
3.38 แสดงการนำน้ำออกจากอุโมงค์โดยใช้คำสั่ง Set cluster dry.....	132
3.39 แสดงการนำดินออกจากอุโมงค์.....	133
3.40 แสดงการใช้คำสั่ง Calculate.....	133
3.41 แสดงการทวัดตัวของดิน.....	134
3.42 ตารางแสดงค่าการทวัดตัวที่จุดต่างๆ.....	134
3.43 ค่าการทวัดตัวจริงที่เกิดขึ้นที่หน้าตัด Section C (CS-8B Rama IX – Phetchaburi)....	135
3.44 แสดงค่าการทวัดตัวเมื่อค่า Cref = 0.68 เทียบกับค่าการทวัดตัวจริง.....	135
3.45 แสดงค่าการทวัดตัวเมื่อค่า Cref = 0.65 เทียบกับค่าการทวัดตัวจริง.....	136
3.46 แสดงค่าการทวัดตัวเมื่อค่า Cref = 0.7 เทียบกับค่าการทวัดตัวจริง.....	136
3.47 แสดงการวางตัวของอุโมงค์คู่.....	137
3.48 แสดงการขยายการวางตัวของอุโมงค์คู่.....	138

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.49 แสดงค่าการทรุดตัวที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางที่ค่าความแข็งของดินเท่ากับ 9000 kPa.....	138
4.1 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	140
4.2 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	140
4.3 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	141
4.4 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	142
4.5 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	142
4.6 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	143
4.7 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	143
4.8 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	144
4.9 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	145

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.10 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	145
4.11 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	146
4.12 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	147
4.13 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	147
4.14 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	148
4.15 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	149
4.16 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa.....	150
4.17 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	151
4.18 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	152

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.19 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	152
4.20 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	153
4.21 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	153
4.22 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	154
4.23 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	155
4.24 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	155
4.25 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	156
4.26 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	157
4.27 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	157

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.28 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดิน (E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	158
4.29 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกูที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	159
4.30 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	160
4.31 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	161
4.32 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดินE มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	161
4.33 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดินE มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	162
4.34 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดินE มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	162
4.35 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดินE มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	163
4.36 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอูมอังกูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอูมอังกู 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูมอังกูที่มีค่าความแข็งของดินE มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	164

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.37 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน E มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	164
4.38 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	165
4.39 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน E มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	166
4.40 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน E มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	166
4.41 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa.....	167
4.42 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa.....	168
4.43 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว.....	169
4.44 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	170
4.45 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	170
4.46 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	171
4.47 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	172
4.48 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	172

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.49 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	173
4.50 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	174
4.51 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	175
4.52 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	175
4.53 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	176
4.54 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	177
4.55 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์.....	177

บทที่ 1

บทนำ

1.1. ที่มาและความสำคัญของโครงการ

ปัจจุบันกรุงเทพมหานครและปริมณฑลมีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่น ซึ่งส่งผลให้เกิดปัญหาและส่งผลกระทบต่อการเดินทางของประชาชนและจากผลสำรวจของ INRIX เมื่อปลายปี 2560 พบว่ากรุงเทพมหานครติดอันดับเมืองที่รถติดที่สุดในโลกเป็นอันดับที่ 1 เมื่อปัญหาการจราจรเป็นปัญหาหลักที่ก่อให้เกิดผลกระทบต่อการพัฒนาของประเทศ อาทิเช่น ประชาชนต้องสูญเสียเวลาอย่างมากในการเดินทางส่งผลต่อเวลาในการทำงานเพื่อพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมอีกทั้งการใช้เวลาในการเดินทางจำนวนมากยังอาจส่งผลกระทบต่อทั้งสภาพร่างกายและจิตใจของประชาชนเนื่องจากความไม่สะดวกสบายในการเดินทางทำให้จิตใจและสุขภาพร่างกายของประชาชนแย่ลงเป็นสาเหตุให้เกิดการบั่นทอนประสิทธิภาพในการทำงาน ขณะเดียวกันด้านสังคม ประชาชนมีความจำเป็นที่จะต้องได้รับการพักผ่อน มีเวลาอยู่กับครอบครัว แต่ต้องกลับมาเผชิญกับปัญหาการสูญเสียเวลาในการเดินทางบนท้องถนน รัฐบาลและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องจึงพยายามแก้ไขปัญหาจราจรของประเทศด้วยการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะหรือระบบขนส่งมวลชน เพื่อตอบสนองความต้องการของประชาชนให้มีความสะดวกสบายและรวดเร็ว ดังนั้น รถไฟฟ้าใต้ดินจึงนับเป็นหนึ่งในวิธีการแก้ปัญหาดังกล่าวทำให้การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเข้ามามีบทบาทสำคัญในการช่วยบรรเทาปัญหา การก่อสร้างอุโมงค์มิได้มีจุดประสงค์เพื่อรองรับการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินเท่านั้น ยังรวมถึงอุโมงค์ส่งน้ำประปาขนาดใหญ่ อุโมงค์สำหรับสายส่งกระแสไฟฟ้า และอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อป้องกันน้ำท่วม เป็นต้น อย่างไรก็ตามการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในปัจจุบันมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นการศึกษาระยะห่างระหว่างอุโมงค์จึงเป็นสิ่งสำคัญที่จะช่วยในการควบคุมพื้นที่ใต้ดินเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในอนาคต ในขณะเดียวกันการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินที่มีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ใกล้กันจึงจำเป็นและระยะห่างระหว่างอุโมงค์ยังขึ้นอยู่กับค่าความของดิน(E) ที่มีผลต่อปัญหาการทรุดตัวของดิน ซึ่งปัญหาดังกล่าวนับเป็นปัญหาที่จะส่งผลกระทบเป็นอย่างมากต่อโครงสร้างที่อยู่บนดิน ซึ่งปัญหาการทรุดตัวของอุโมงค์มีสาเหตุหลักในการก่อสร้างเนื่องจากการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) บริเวณโดยรอบการขุดเจาะอุโมงค์จึงนำไปสู่การทรุดตัวของผิวดิน ปัญหาการสูญเสียมวลดินจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างใต้ดินและผิวดิน ซึ่งหากการวิเคราะห์มวลดินไม่สอดคล้องแล้วจะก่อให้เกิดความเสียหายของโครงสร้างเหล่านั้นได้ ดังนั้นการวิเคราะห์การคาดการณ์และการควบคุมปัญหาการทรุดตัวของ

อุโมงค์จึงมีความสำคัญ อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินสามารถวิเคราะห์ได้โดยวิธีการคำนวณในทางสถิติและการใช้สมการของ Litviniszyn (1956) วิธีการวิเคราะห์ความเครียดและการเคลื่อนตัวของดินสามารถคำนวณได้จากสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical Solution) วิธีโครงข่ายประสาทเทียม(Artificial Neural Network, ANN) วิธีการไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ (FDM) และวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) เนื่องจากอุโมงค์มีแนวโน้มที่จะช่วยลดปัญหาการจราจรได้เป็นอย่างดีทำให้เส้นทางการจราจรใต้ดินอาจมีการขยายตัวและเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วซึ่งการก่อสร้างดังกล่าวอาจอยู่ข้างเคียงกับโครงสร้างอื่นที่มีอยู่เดิม ซึ่งงานวิจัยนี้สนใจที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ขนาน โดยมีปัจจัยระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์และค่าความแข็งของดิน (E) ด้วยวิธีการสร้างแบบจำลองการทรุดตัวของอุโมงค์คู่ขนาน (side by side) โดยวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) แบบ 2 มิติ

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาถึงระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ 2 อุโมงค์ที่มีผลกระทบต่อทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ
2. เพื่อหาระยะห่างที่เหมาะสมของระยะห่างในการก่อสร้างอุโมงค์คู่ 2 อุโมงค์
3. ศึกษาผลกระทบของความแข็งของดิน (E) ต่อการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ 2 อุโมงค์

1.3 ขอบเขตการศึกษา

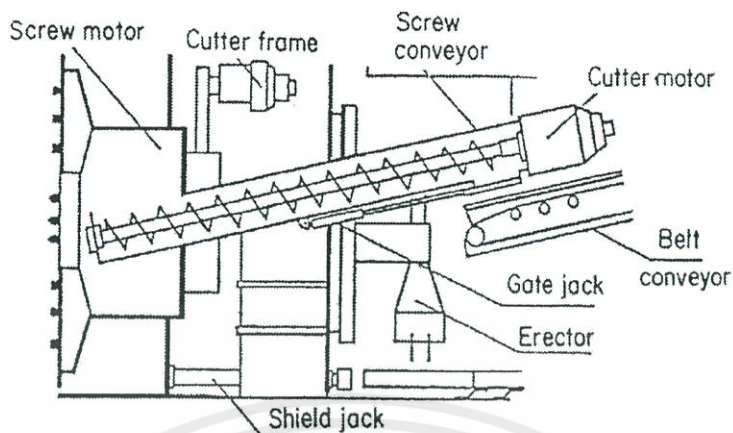
1. พิจารณาเฉพาะอุโมงค์รถไฟฟ้าที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกขนาด 6.3 เมตร หน้า 0.3 เมตร
2. พิจารณาเฉพาะอุโมงค์คู่ขนาดเท่ากันที่มีการวางในแนวขนานกันด้านข้าง (spring line) เท่านั้น
3. พิจารณาเฉพาะชั้นดินในกรุงเทพมหานคร
4. พิจารณาเฉพาะน้ำหนักดินที่กระทำอยู่บนอุโมงค์ (overburden pressure) เท่านั้น ไม่พิจารณาแรงกระทำภายนอกที่อยู่นอกเหนือจากดินขึ้นไป เช่น น้ำหนักจากสิ่งก่อสร้าง น้ำหนักรถยนต์ เป็นต้น
5. ใช้โปรแกรม Plaxis 2D (ไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ) เท่านั้น
6. ไม่พิจารณารอยต่อ Segment ของอุโมงค์
7. พิจารณากรณีอุโมงค์ที่มีความยาวต่อเนื่องกัน (plan strain condition)

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

2.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balanced shield)

หลักการพื้นฐานของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลได้ทำการพัฒนาขึ้นจากบริษัท Sato Kogyo จำกัด ในประเทศญี่ปุ่น โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะหาวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนที่เหมาะสม นอกเหนือไปจากการใช้หัวเจาะแบบแรงดันอากาศ (Compressed air) และแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) ที่ประสบความสำเร็จมาแล้วจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตของญี่ปุ่น แต่ทว่าวิธีการดังกล่าวก็มีข้อเสียและข้อจำกัดหลายอย่าง ยกตัวอย่างเช่น หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน ที่มีต้นทุนสูงและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการที่แพงเนื่องมาจากหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนต้องการพื้นที่ก่อสร้างโรงงานสำหรับแยกน้ำยาเบนโทไนท์ (Bentonite) บริเวณเหนือผิวดิน ด้วยเหตุนี้ทางบริษัท Sato Kogyo จึงต้องการพัฒนาหัวเจาะอุโมงค์ที่สามารถก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพและสอดคล้องกับการอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมรวมถึงกฎหมายที่บังคับใช้ในหลายๆเมืองของประเทศญี่ปุ่น (Stack, B., 1982) ซึ่งจะต้องครอบคลุมไปถึงการควบคุมมลภาวะทางน้ำและอากาศ ระบบจัดการน้ำในอุตสาหกรรม การบำบัดของเสีย การรักษาความสะอาด การป้องกันการขาดออกซิเจน และการป้องกันสารพิษในอากาศ ดังนั้น การพัฒนาการของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลจึงได้ริเริ่มขึ้นในปี ค.ศ.1963 โดยรูปที่ 2.1 แสดงส่วนประกอบของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลตัวแรกที่สร้างขึ้น โดยบริษัท Sato Kogyo จากผลงานวิจัยจำนวนมากทั้งจากในห้องทดลองและภาคสนามในปี ค.ศ. 1966 หัวเจาะนี้จึงได้ถูกสร้างขึ้นโดยบริษัท Ishikawajima Harima Heavy Industries จำกัด ต่อมาในปี ค.ศ. 1974 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลก็ได้เกิดขึ้นเป็นครั้งแรกในเมืองโตเกียวโดยหัวเจาะมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3.72 เมตร ใช้สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีความยาว 1,900 เมตร



Shield Machine (Earth Pressure Type)

รูปที่ 2.1 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลโดยบริษัท Sato Kogyo

หลังจากนั้นในอีกไม่กี่ปีต่อมาหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลได้ทำการผลิตขึ้นอย่างแพร่หลายจากหลากหลายบริษัทภายใต้ชื่อที่แตกต่างกันออกไป อาทิเช่น หัวเจาะ Earth Pressure Balance หัวเจาะ Pressure Holding หัวเจาะ Slime หัวเจาะ Confined soil และ หัวเจาะ Mud pressurized หรือ Muddy Soil เป็นต้น ซึ่งทั้งหมดนี้ใช้หลักวิธีการเดียวกันคือ ระบบการปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance System) ที่มีข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบอื่นดังแสดง ไว้ในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ข้อได้เปรียบทั่วไประหว่างหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบอื่น

ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบ แรงดันน้ำโคลน (Slurry shield)	ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบ เปิด ส่วน หน้า บาง ส่วน (Partial-face shield)	ข้อได้เปรียบกว่าหัวเจาะแบบ หน้าเปิด (Open-faced shield)
<ul style="list-style-type: none"> - ไม่ต้องการโรงแยกน้ำเบนโทไนท์ - สามารถใช้ในงานขุดเจาะอุโมงค์ได้หลากหลายชนิด แม้แต่ในดินทรายละเอียดหรือดินเหนียว 	<ul style="list-style-type: none"> -สามารถขุดเจาะในสภาพดินที่หลากหลายภายใต้ระดับน้ำใต้ดิน 	<ul style="list-style-type: none"> - สามารถขุดเจาะในสภาพดินที่หลากหลายภายใต้ระดับน้ำใต้ดิน

- สามารถทำงานได้ทั้งระบบหน้าเปิด (ที่แรงดันด้านหน้าต่ำ) และระบบปรับแรงดันดินสมดุล	- ควบคุมการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ได้อย่างมีประสิทธิภาพ	- ไม่จำเป็นต้องใช้ห้องปรับความดัน (Air-lock chamber needed)
---	--	---

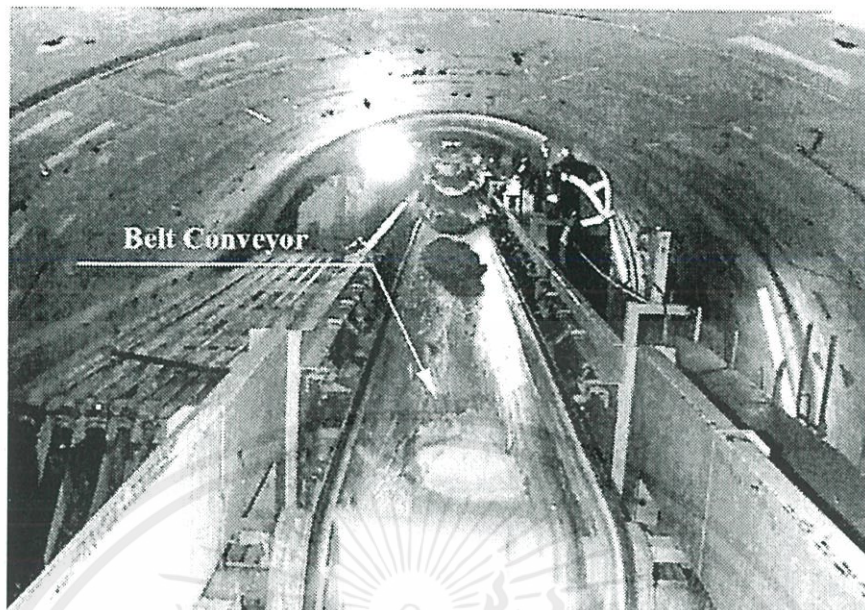
2.1.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์

เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลอุโมงค์จะถูกขุดเจาะโดย หัวใบพัดด้านหน้าหัวเจาะดินที่ถูกขุดออกจะถูกลำเลียงด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw Conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt Conveyor) แสดงไว้ในรูปที่ 2.2 จากห้องกักดิน (Earth chamber) จากนั้นการลำเลียงดินจะผ่านระบบท่อสูบหรือการขนย้ายโดยรรางลำเลียงดิน แสดงไว้ใน รูปที่ 2.3 และ 2.4 ตามลำดับ นอกจากนี้ในทางปฏิบัติเพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุดแรงดันดินที่หัวใบพัดด้านหน้าหัวเจาะจะต้องคอยติดตามและควบคุมดังนี้

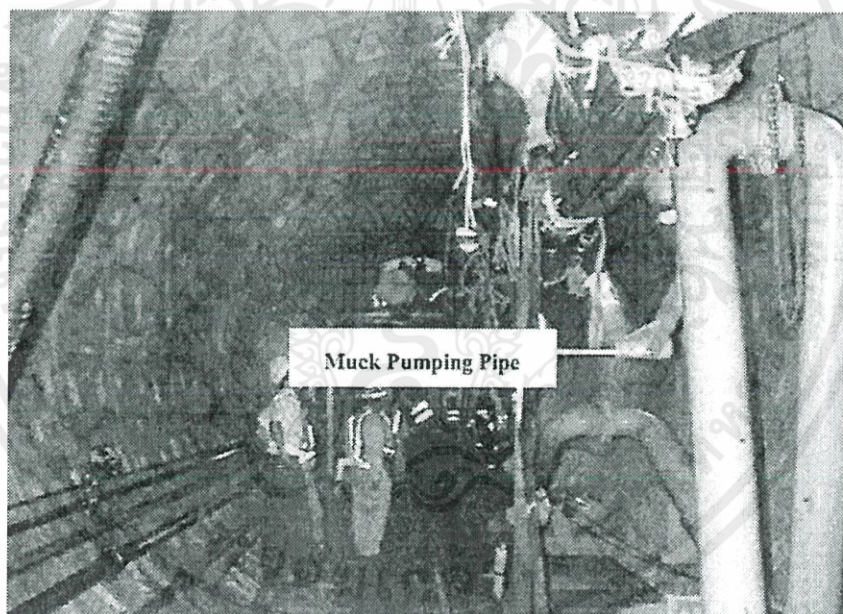
1) การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะ จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยทำการประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพทางธรณีวิทยา ซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่ถูกกำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะ

2) ในระหว่างการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่ใช้จะต้องถูกบันทึกควบคุมและรักษาให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้

3) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่ทำการกำหนดไว้ก่อนการขุดเจาะและความดันหน้าหัวเจาะที่เกิดขึ้นจริงในขณะทำการขุดเจาะ จะต้องถูกบันทึกในรายงานการขุดเจาะซึ่งจะถูกใช้ในการอ้างอิง



รูปที่ 2.2 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน



รูปที่ 2.3 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.4 รรรางลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์

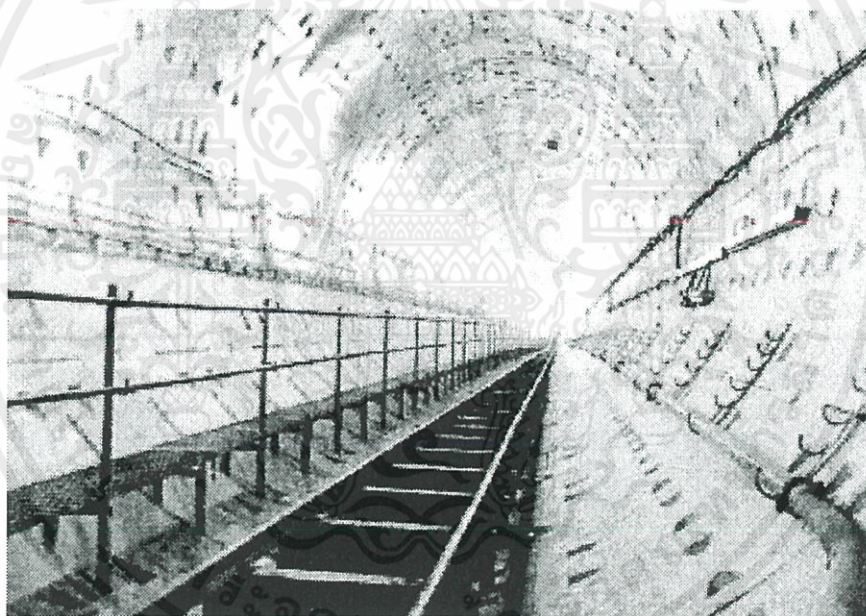
ความดันที่กำหนดจะใช้เป็นปัจจัยควบคุมในระหว่างการขุดเจาะ ซึ่งการปฏิบัติการของหัวเจาะจะถูกควบคุมอย่างใกล้ชิดเพื่อที่จะทำให้แน่ใจว่าการปฏิบัติการของหัวเจาะอยู่ภายใต้การควบคุมของความดันที่กำหนด นอกจากนี้ผลการปฏิบัติการของหัวเจาะภายในห้องควบคุมก็จะต้องมีการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอื่นในขณะที่การขุดเจาะเช่นเดียวกัน

นอกจากนี้ กรณีที่ใช้วิธีท่อสูบในการลำเลียงดินออกจะมีประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณาอันเนื่องมาจากท่อสูบลำเลียงดินจะถูกเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน ความเร็วในการลำเลียงดินผ่านท่อสูบจะต้องสูงพอที่จะหลีกเลี่ยงการอุดตันเนื่องจากตะกอนดินและก็ต้องไม่สูงเกินไปที่จะทำให้ท่อสึกแต่เนื่องด้วยวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลอัตราของการลำเลียงดินจะต้องมีความสัมพันธ์สอดคล้องกับความดันที่ถูกควบคุมบริเวณส่วนหน้าของห้องกักดินโดยการปฏิบัติการของหัวเจาะจะต้องทำการรักษาสมดุลของอัตราการลำเลียงดินและการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะเพื่อที่จะควบคุมความดันหน้าหัวเจาะตามที่กำหนด

โดยปกติการขุดเจาะและการเคลื่อนไปด้านหน้าของหัวเจาะจะเกิดขึ้นพร้อมกัน เมื่อหัวใบพัดด้านหน้าหัวเจาะเริ่มทำการหมุนตัดดินแม่แรงไฮดรอลิกทางด้านหลังหัวเจาะก็จะยืดออกและดันด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อผลักให้หัวเจาะเคลื่อนต่อไปข้างหน้า ยกตัวอย่างเช่น ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA project) แรงของแม่แรงหัวเจาะหรือแรงผลักจะอยู่ที่ระหว่าง 600 ถึง 1000 ตัน และระยะยืด (Stroke) ของแม่แรงอยู่ที่ 1.60 เมตร อย่างไรก็ตาม การควบคุมของตำแหน่งที่ตั้งการเบี่ยงเบนทางแนวราบและแนวตั้ง และการวางแนวก็มีความจำเป็นในตลอดการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะโดยปัจจัยเหล่านี้ก็จะถูกบันทึกไว้ในขณะทำการขุดเจาะ

2.1.2 ผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining)

ผนังอุโมงค์มีความสัมพันธ์เกี่ยวข้องกับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ โดยที่จะทำการติดตั้งบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบ One-pass เป็นระบบที่อยู่ภายใต้เงื่อนไขในการรักษาเสถียรภาพของการก่อสร้างและใช้เป็นผนังอุโมงค์ถาวรในส่วนเดียวกัน โดยรูปที่ 2.5 แสดงผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่เป็นระบบแบบ One-pass ในส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบ Two-pass จะประกอบด้วยผนังอุโมงค์ชั่วคราวที่ติดตั้งขึ้นเพื่อเสถียรภาพในการก่อสร้างเท่านั้น แล้วหลังจากนั้นจึงทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ถาวร โดยทั่วไปผนังอุโมงค์ที่ประกอบกันเป็นอุโมงค์จะมีขนาดเล็กกว่าหัวเจาะ เพราะว่าการติดตั้งจะเกิดขึ้นภายในส่วนท้ายของหัวเจาะ ดังนั้น ช่องว่างที่เกิดขึ้นโดยรอบจะถูกเติมเต็มด้วยการฉีดน้ำปูนในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินเปียก ผนังอุโมงค์จะถูกยึดด้วยสลักเข้าหากันเพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำ ตรงกันข้ามในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินแห้ง ผนังอุโมงค์อาจจะไม่จำเป็นต้องยึดเข้าหากันด้วยสลัก

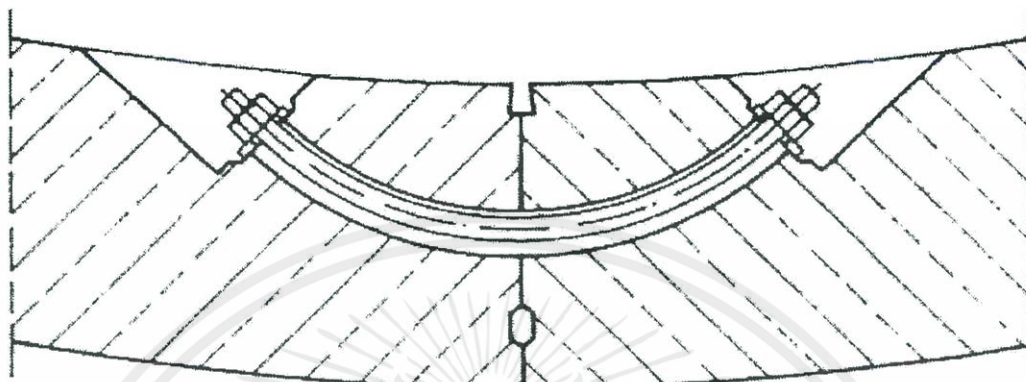


รูปที่ 2.5 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

2.1.3 การติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment erection)

ผนังอุโมงค์จะถูกแบ่งเป็นส่วนๆ เพื่อให้ง่ายต่อการติดตั้งเรียกว่า “ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์” โดยการติดตั้งจะเกิดขึ้นที่ส่วนท้ายของหัวเจาะ ยกตัวอย่างในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะมีความยาว 1.2 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และประกอบไปด้วยชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 6 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนใต้ และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนเหนือ โดยที่ในทั้งสองสัญญาจะรวมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปลิ้ม (K-segment) ด้วย

และ ในแต่ละชั้นส่วนจะถูกเชื่อมต่อกันด้วยสลักเกลียวโค้ง (Curve bolt) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.6 ภายหลังจากติดตั้งหนึ่งวงรอบผนังอุโมงค์เสร็จสิ้นลงการตรวจสอบตำแหน่งจะต้องทำในทุกครั้งเพื่อลดความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้น



รูปที่ 2.6 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง

2.1.4 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น (Tail void grouting)

วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะนั้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะจะมีขนาดที่ใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์อันเนื่องมาจาก 1) ผิวของหัวเจาะจะต้องซ้อนกับแนวอุโมงค์เพื่อให้การประกอบผนังอุโมงค์เกิดขึ้นได้ในบริเวณด้านท้ายหัวเจาะ และ 2) จะต้องมีการช่องว่างระหว่างบริเวณผิวด้านนอกผนังอุโมงค์และบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ เพื่อที่จะทำให้หัวเจาะสามารถขุดเจาะอุโมงค์เป็นแนวโค้งและแก้ไขการวางแนวที่ผิดพลาดให้ทำขึ้นได้ด้วยเหตุนี้จึงทำให้เกิดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ขณะที่หัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า นำมาซึ่งการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อปิดช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์

ที่บริเวณด้านท้ายหัวเจาะจะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายเพื่อป้องกันการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดินโดยรอบ และน้ำปูนจากการอัดฉีดเพื่ออุดช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ส่วนปิดผิวด้านท้ายหัวเจาะจะแยกออกมาจากส่วนท้ายหัวเจาะและถูกออกแบบขึ้นเพื่อปิดรอยต่อระหว่างส่วนท้ายและผนังอุโมงค์เพื่อให้สามารถที่จะทนต่อแรงดันดิน แรงดันน้ำ และแรงดันน้ำปูนที่ค่อนข้างสูงดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.7 วัสดุที่ใช้เป็นส่วนปิดผิวด้านท้ายในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล คือ แปรงลวดเหล็ก (Wire brush) ที่ได้ทำการพัฒนามาจากประเทศญี่ปุ่น โดยหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht ที่ใช้ในโครงการนี้จะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายที่เป็นแปรงลวดเหล็กจำนวน 3 แถว ช่องว่างในแต่ละแถวจะมีน้ำมันหล่อลื่นความดันสูงบรรจุอยู่เพื่อป้องกันน้ำ ดินหรือน้ำปูนจากการแทรกซึมเข้ามาสู่พื้นที่ปิดผิว ด้านท้าย

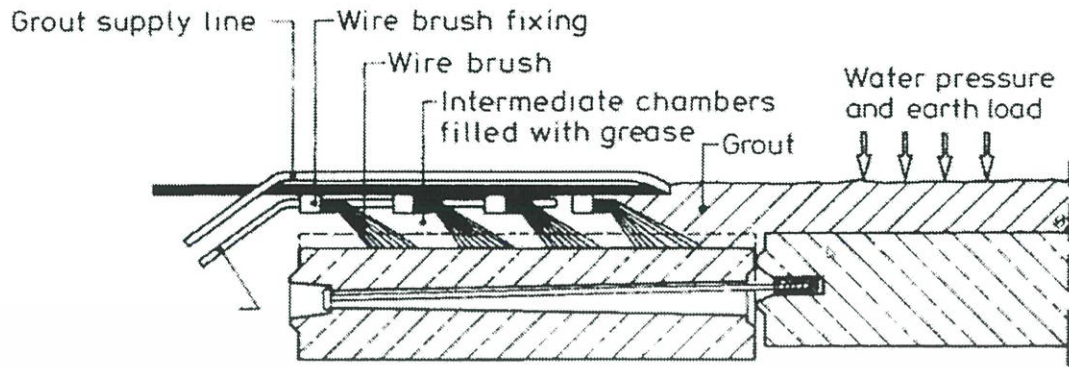
น้ำปูนจะทำการฉีดพ่นผ่านรูของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.8 ในระหว่างการฉีดพ่น น้ำปูนจะถูกฉีดพ่นจากบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์เพื่อที่จะทำให้น้ำปูนสามารถเคลื่อนที่ปิดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ด้วยแรงดันของการฉีดพ่นที่สูง และแรงโน้มถ่วงของตัวน้ำปูนเอง การฉีดพ่นจะถูกทำอย่างต่อเนื่องด้วยแรงดันที่สูงในช่องว่างที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายหัวเจาะสิ่งที่ควบคุมการฉีดพ่นนอกเหนือไปจากปริมาณของน้ำปูนก็คือ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน ซึ่งจะทำการตรวจวัดค่าจากภายในท่อน้ำปูนหรือจากแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลค่าความดันดังกล่าวจะถูกควบคุมให้อยู่ที่ประมาณ 3 บาร์ (300 กิโลปาสกาล) ภายใต้เงื่อนไขการออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่สามารถรับได้ด้วยความดันในการฉีดพ่นที่สูงทำให้ช่องว่างรอบอุโมงค์ถูกเติมเต็มภายในระยะเวลาอันสั้น และสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณด้านท้ายหัวเจาะได้อย่างมีประสิทธิภาพ การติดตามตรวจวัดปริมาณและความดันในการอัดฉีดน้ำปูนจะถูกบันทึกค่าไว้ในทุกรอบของการขุดเจาะ

ปริมาณของน้ำปูนที่ฉีดพ่นเพื่อปิดช่องว่างจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่าช่องว่างทั้งหมดนั้นถูกเติมเต็มด้วยน้ำปูน ซึ่งปริมาณของน้ำปูนจะทำการกำหนดด้วยเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนสามารถคำนวณได้จาก

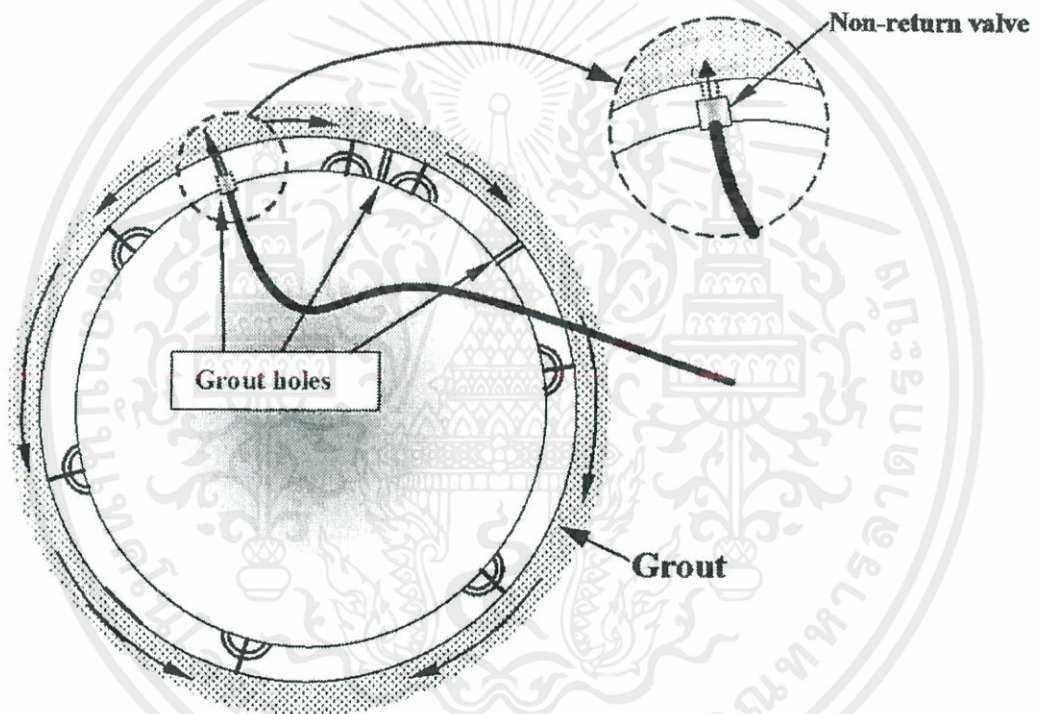
$$\text{เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน} = \frac{\text{ปริมาณน้ำปูน} \times 100}{\text{ปริมาตรช่องว่างรอบผนังอุโมงค์}}$$

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล น้ำปูนจะเกิดจากการผสมกันระหว่างวัสดุ A และวัสดุ B โดยวัสดุ A ประกอบด้วย ซีเมนต์ เบนโทไนท์ และน้ำ วัสดุ B เป็นของเหลวที่ใช้เร่งปฏิกิริยาในการแข็งตัวของน้ำปูน (โซเดียมซิลิเกต) ที่บริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ วัสดุ A และ B จะผสมกันก่อนที่จะถูกฉีดพ่นเข้าสู่ของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (พอดีกับวาล์วพลาสติกที่ไม่หมุนคืน) แสดงไว้ในรูปที่ 2.9

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

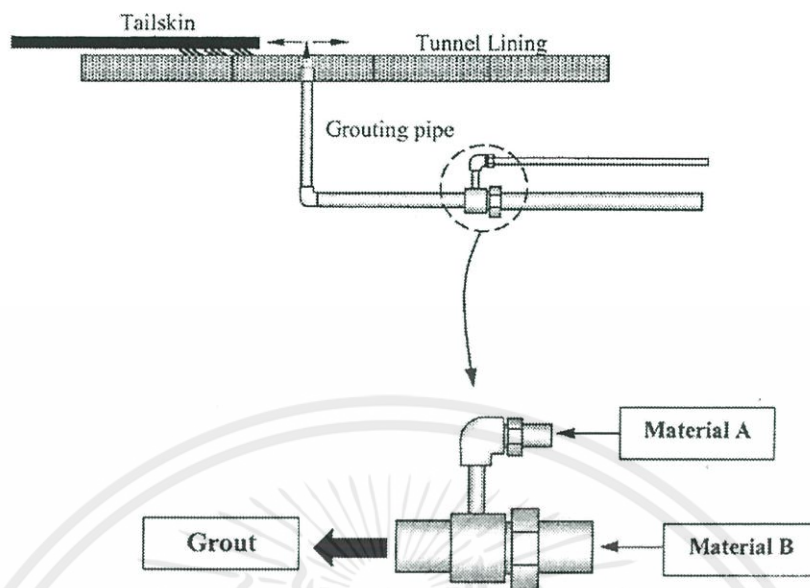


รูปที่ 2.7 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush)



รูปที่ 2.8 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

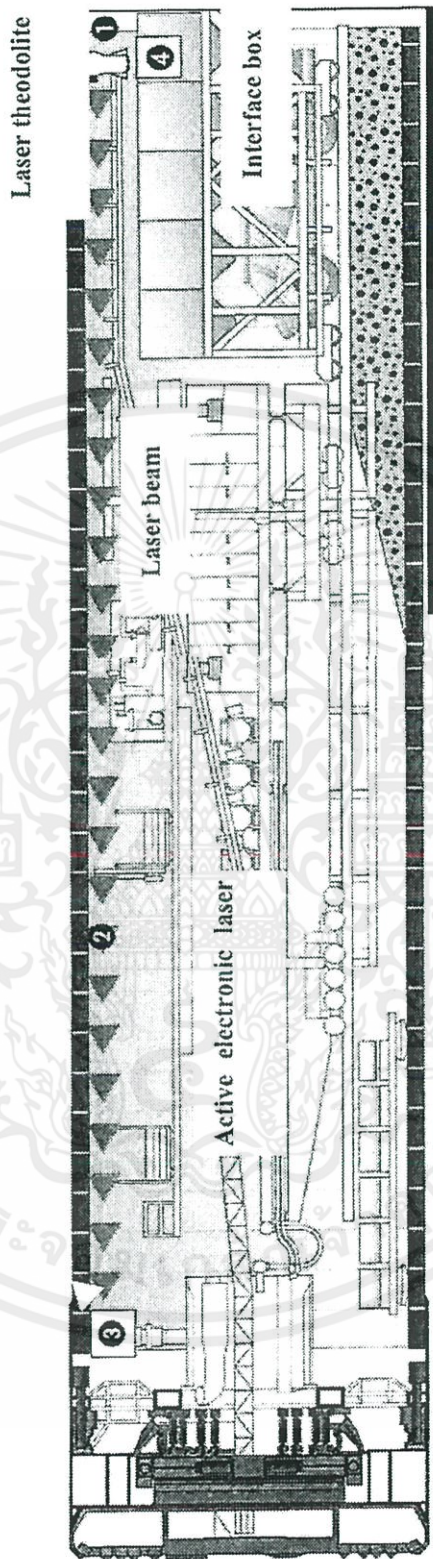


รูปที่ 2.9 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน

2.1.5 ระบบนำทางของหัวเจาะ (Guidance system)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะไม่สามารถขุดเจาะตามแนวอุโมงค์ที่วางไว้ได้หากปราศจากความชัดเจนของแนวเส้นทางที่ถูกต้อง ผู้ควบคุมหัวเจาะจึงมีความจำเป็นที่จะต้องได้รับข้อมูลตำแหน่งของหัวเจาะตลอดเวลาที่อยู่ภายในห้องควบคุม เพื่อการวางแผนงานให้การขุดเจาะที่กำลังจะดำเนินต่อไปอยู่ในแนวเส้นทางที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งการวางแนวเส้นทางอุโมงค์ที่แม่นยำ จะต้องคำนึงถึงการควบคุมแนวอุโมงค์ การควบคุมหัวเจาะ การสำรวจ และระบบนำทางที่มี ประสิทธิภาพ

ระบบการสำรวจและนำทางในปัจจุบันสามารถติดตามตำแหน่งของหัวเจาะได้อย่างต่อเนื่อง โดยรูปที่ 2.10 แสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบระบบนำทางของหัวเจาะ นอกจากนี้ การควบคุมทิศทางด้วยแสงเลเซอร์มีการนำมาใช้อย่างแพร่หลายไม่ว่าจะเป็นแสงเลเซอร์แบบลำแสงเดี่ยวหรือเครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์ โดยเครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์จะติดตั้งขนานไปกับแกนหัวเจาะในช่องสำหรับการสำรวจเพื่อให้เป็นอิสระจากความยาวทั้งหมดของหัวเจาะรวมถึงระบบสำรองในการกำหนดตำแหน่งของหัวเจาะด้วยลำแสงเลเซอร์ ระบบการกำหนดเป้าหมายจะถูกติดไว้กับหัวเจาะเพื่อหาตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบ ข้อมูลที่ถูกป้อนกลับไปจะอยู่ในรูปของพิกัดแนวออนและแนวตั้งที่ระบบคอมพิวเตอร์ซึ่งตั้งอยู่ที่ผู้ทำการควบคุมเครื่องระบบนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม ระบบการสำรวจและระบบการนำทางหัวเจาะยังคงต้องมีการ พัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อช่วยในการควบคุมหัวเจาะให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ให้ถูกต้องตามแนวที่ได้ออกแบบไว้



รูปที่ 2.10 ส่วนประกอบของระบบนำทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 การสูญเสียมวลดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล

การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการใดๆในดินอ่อนพบว่าดินจะมีการเคลื่อนตัวเข้าไปสู่พื้นที่เปิด อันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) เกิดขึ้น ยิ่งไปกว่านั้นหากทำการก่อสร้างอยู่ในระดับที่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินก็จะเกิดการไหลเข้าของน้ำมาสู่พื้นที่เปิดเช่นเดียวกัน การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นนั้นจะขึ้นอยู่กับเทคนิควิธีการก่อสร้างอุโมงค์ที่นำมาใช้โดยวัตถุประสงค์ของหัวข้อนี้นจะนำเสนอถึงหลักพื้นฐานของการเคลื่อนตัวของดินจากวิธีการดินจากการเคลื่อนตัวของดินดังกล่าว ก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลเพื่อที่จะได้ศึกษาถึงที่มาของการทรุดตัวของผิว

โดยทั่วไปการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน 2 ประเภท คือ

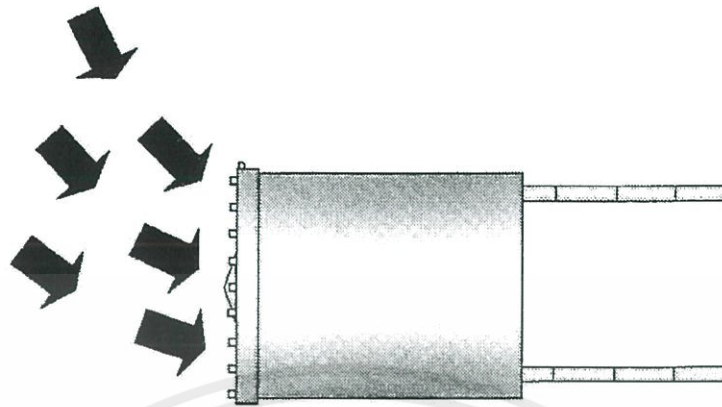
1) การเคลื่อนตัวของดินในขณะที่ทำการก่อสร้าง (Short-term deformation) เป็นการเคลื่อนตัวของดินที่มีสาเหตุโดยตรงมาจาก “การสูญเสียมวลดิน” (Ground loss) ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในปริมาณที่มากและอันตรายที่สุด และทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินที่เรียกว่า “การทรุดตัวทันที” (Immediate settlement)

2) การเคลื่อนตัวของดินในระยะยาวหรือหลังจากทำการก่อสร้าง (Long-term deformation) มีสาเหตุมาจากการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) และสภาพทางธรณีวิทยาโดยรอบอุโมงค์ที่ทำการก่อสร้างหรือที่เรียกว่า “การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน” (Consolidation settlement)

ในงานวิจัยนี้ การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจะพิจารณาเฉพาะ “การทรุดตัวทันที” (Immediate settlement) ที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินในขณะที่ทำการก่อสร้างที่มีสาเหตุโดยตรงมาจาก “การสูญเสียมวลดิน” (Ground loss) เท่านั้น โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะสามารถที่จะแบ่งออกได้เป็น 5 กรณี ดังต่อไปนี้ [2]

2.2.1 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ (Face loss)

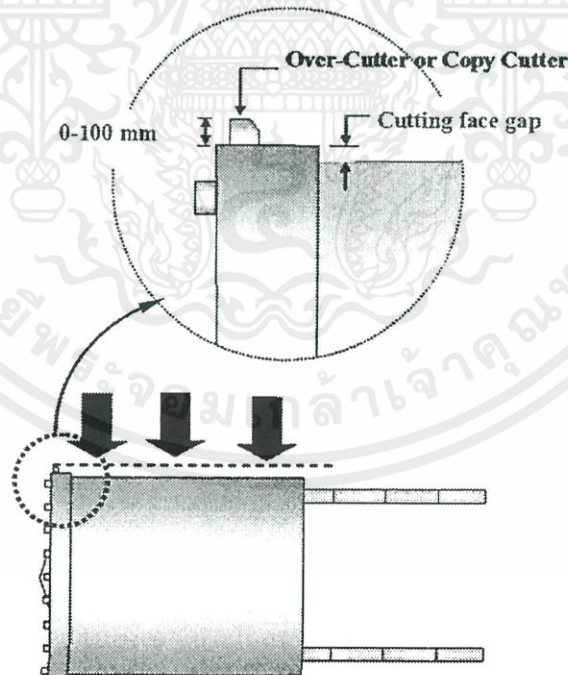
การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะมีสาเหตุมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield) หรือในกรณีที่หัวเจาะทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ที่ต่ำ ส่งผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้ามาทางด้านหน้าของหัวเจาะแสดงไว้ในรูปที่ 2.11 ในกรณีที่เกิดการสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะจะทำให้เกิดความไม่สมดุลระหว่างปริมาตรดินและปริมาตรหัวเจาะ (มีการสูญเสียปริมาตรดินที่มากกว่า) อีกทั้งการสูญเสียมวลดินในลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนกรณีการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินทราย เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายมีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่ารวมทั้งแรงดันน้ำใต้ดินที่สูงในชั้นดินทรายก็ส่งผลเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.11 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

2.2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

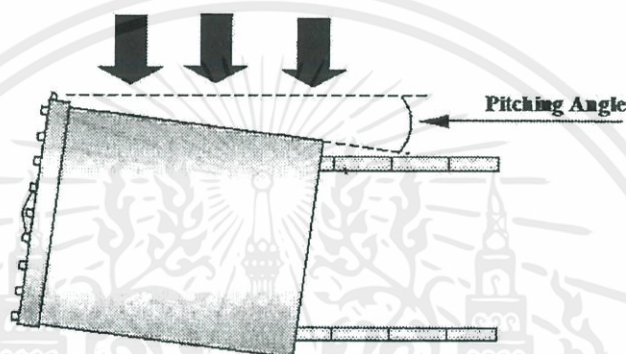
การขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่ ในการเลี้ยวให้มีความสะดวกมากยิ่งขึ้น ใบตัด (Copy Cutter) ที่ใช้ในการเพิ่มพื้นที่จะติดตั้งอยู่บริเวณ ส่วนหน้าหัวเจาะ สามารถยืดหดได้โดยมีช่วงระยะอยู่ที่ 0 ถึง 100 มม. แสดงไว้ในรูปที่ 2.12 ดังนั้น ดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการตัดดินเพื่อเพิ่มพื้นที่



รูปที่ 2.12 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

2.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

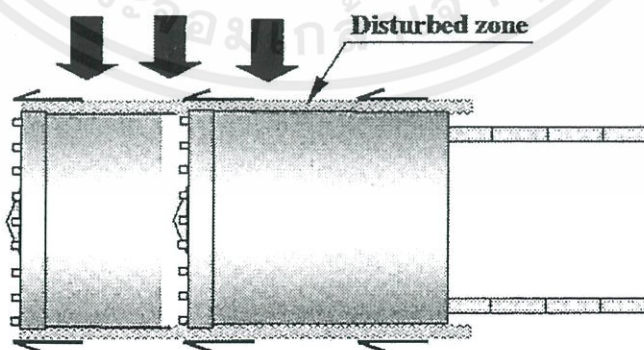
หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปข้างหน้าตามแนวอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ แต่อย่างไรก็ตาม เป็นการยากที่จะควบคุมแนวระดับของหัวเจาะให้มีมุมก้มหรือมุมเงยคงที่ตลอดเวลา (มีมุม 0 องศา) ด้วยเหตุนี้ หากเกิดการเปลี่ยนแปลงของมุมก้มหรือมุมเงยจะทำให้พื้นที่หน้าตัดขณะทำการขุดเจาะมีรูปร่างลักษณะเป็นวงรีที่มีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะที่เป็นวงกลมแสดงไว้ในรูปที่ 2.13 ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น และกรณีที่หัวเจาะมีความยาวมากสามารถคาดคะเนได้ว่าจะเกิดช่องว่างที่มีขนาดใหญ่เหนือหัวเจาะมากกว่าหัวเจาะที่มีความยาวน้อยกว่า



รูปที่ 2.13 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ

2.2.4 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

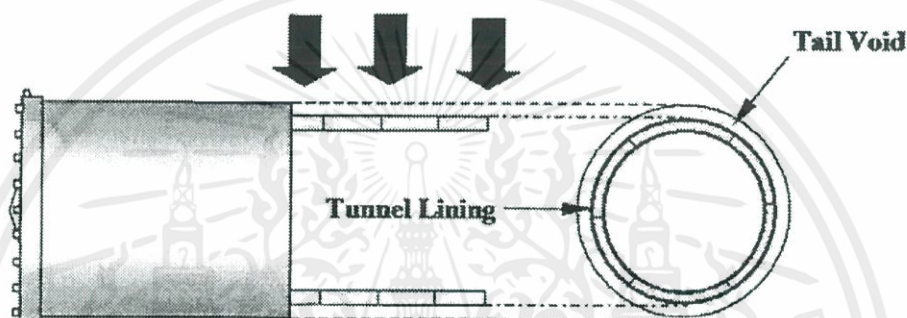
การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างดินเดิมหรือรบกวนสภาพดินอันเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะแสดงไว้ในรูปที่ 2.14 ทำให้เกิดการทำลายคุณสมบัติของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไรก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น



รูปที่ 2.14 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน

2.2.5 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางของหัวเจาะ (Tail void closure)

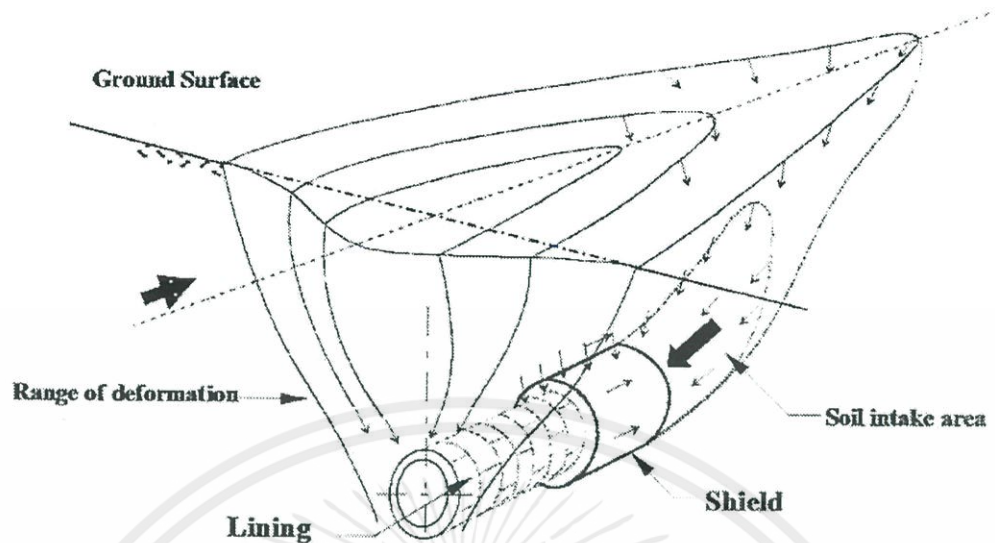
การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะจะเกิดช่องว่างขึ้นบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.15 อันเนื่องมาจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ เพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะ ดังนั้น หากไม่หาวิธีการป้องกันจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินโดยรอบอุโมงค์เพื่อปิดช่องว่างดังกล่าว ในปัจจุบันการแก้ไขจะใช้วิธีการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) ที่มีแรงดันสูงเพื่อปิดช่องว่างที่เกิดขึ้นหรือการใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) เพื่อป้องกันการแทนที่ของดินบริเวณช่องว่างนั้น



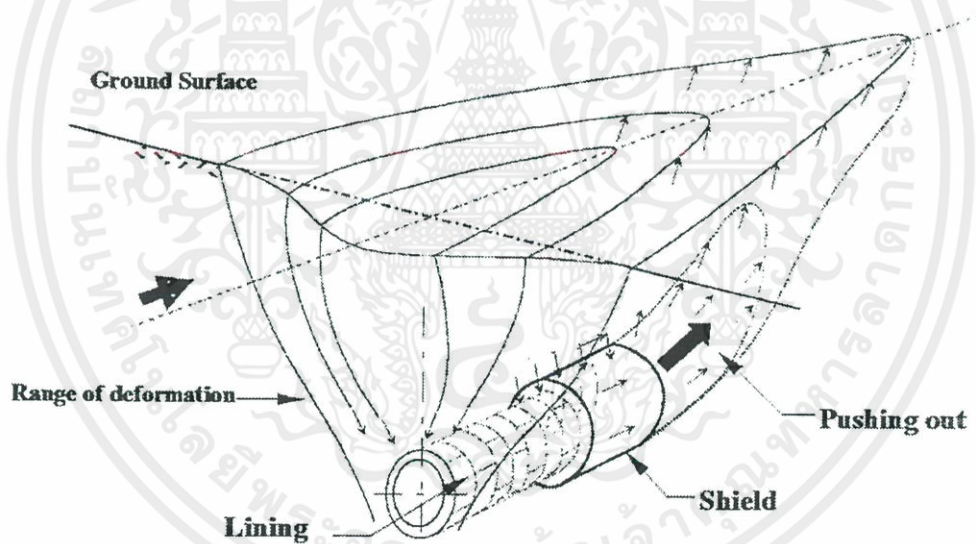
รูปที่ 2.15 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางของหัวเจาะ

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะทั้ง 5 กรณีที่ได้กล่าวมาข้างต้น จะเกิดขึ้นในปริมาณที่มากน้อยเพียงใดก็จะขึ้นอยู่กับปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการสูญเสียมวลดิน ได้แก่ สภาพทางธรณีวิทยา วิธีการก่อสร้าง และปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งในส่วนของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะก็จะต้องคำนึงถึงการควบคุมความดันบริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะ การควบคุมแนวเส้นทางของหัวเจาะ ความเร็วขณะขุดเจาะ และท้ายที่สุดก็คือคุณภาพของผู้ปฏิบัติงาน ทั้งหมดนี้ล้วนเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงเพื่อให้การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลนั้น การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นจะแสดงให้เห็นชัดเจนที่ผิวดินในลักษณะการเคลื่อนตัวของดินเป็นร่องตัวยู (Trough) ออกทางด้านข้าง โดยเริ่มต้นจากบริเวณส่วนหน้าหัวเจาะแล้วจึงค่อยขยายปริมาณไปเรื่อยๆ จนกระทั่งหัวเจาะเคลื่อนผ่านไป รูปที่ 2.16 แสดงการเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินที่เป็นลักษณะก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ปริมาตรดินที่ขุดออกหรือลำเลียงออกมีปริมาตรน้อยกว่าปริมาตรของหัวเจาะที่แทนที่ดิน สิ่งที่เกิดขึ้นก็คือ การปูดหรืออูดขึ้น (Heave) ของผิวดิน แสดงไว้ในรูปที่ 2.17 การเกิดขึ้นในลักษณะนี้อาจมีสาเหตุมาจากการใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงใน ขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์



รูปที่ 2.16 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินที่เป็นลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแบบร่องรูปตัวยู

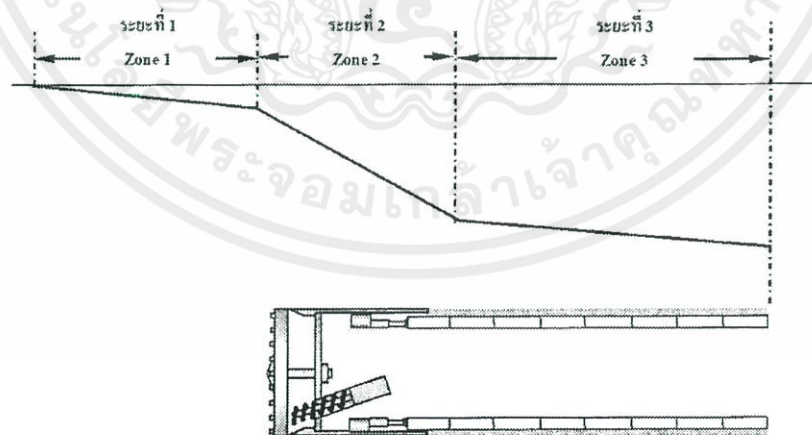


รูปที่ 2.17 การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินที่เป็นลักษณะการปูดขึ้นหรืออูดขึ้น (Heave) ของผิวดิน

2.3 กลไกการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ และประเมินความสัมพันธ์ของปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของดินจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีต

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลได้มีการนำมาใช้อย่างแพร่หลายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ซึ่งขัดแย้งกับข้อมูลที่มีเพียงเล็กน้อยเกี่ยวกับกลไกผลกระทบซึ่งกันและกันระหว่างหัวเจาะกับการเคลื่อนตัวของดินบริเวณที่ทำการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลเป็นสิ่งที่เข้าใจได้ยาก ไม่เพียงที่จะต้องศึกษาการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น แต่จะต้องมีการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะควบคู่ไปด้วย ด้วยเหตุนี้จึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีต เพื่อนำไปกำหนดปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว ซึ่งสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1) จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีต พบว่า การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นสามารถแบ่งการทรุดตัวออกได้เป็น 3 ระยะหรือ Zone ได้แก่ การทรุดตัวบริเวณหน้าหัวเจาะ การทรุดตัวบริเวณเหนือหัวเจาะและการทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะผ่าน แสดงไว้ในรูปที่ 2.18 โดยปริมาณการทรุดตัวในแต่ละระยะจะขึ้นอยู่กับปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวประกอบไปด้วยสภาพทางธรณีวิทยา การควบคุมหัวเจาะ (ความดันหน้าหัวเจาะ ความเร็วขณะขุดเจาะ มุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ และคุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน) และลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (ความลึกของอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ และระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์) การรวมกันของผลกระทบที่เกิดขึ้นจากปัจจัยทั้งหลายเหล่านี้ทำให้ปัญหาในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลจึงมีความซับซ้อน



รูปที่ 2.18 แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์

2) ปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา (Geological Condition) จะมีความเด่นชัดในผลกระทบที่สำคัญต่อประสิทธิภาพการปฏิบัติงานของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล และปริมาณการหลุดตัวของผิวดิน ในกรณีอุโมงค์ทำการขุดเจาะในชั้นทรายภายใต้ระดับน้ำใต้ดินที่สูง สามารถคาดการณ์ได้ว่าการเคลื่อนตัวของดินจะเกิดขึ้นที่บริเวณหน้าหัวเจาะ นอกจากนี้ ในกรณีที่ส่วนหน้าของหัวเจาะอุโมงค์ทำการขุดเจาะในชั้นดินที่มีความแตกต่างกัน อาทิเช่น ชั้นทรายบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์จะสังเกตพบการหลุดตัวในปริมาณที่สูง ในทางตรงกันข้าม การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวจะพบการหลุดตัวในปริมาณที่น้อยกว่า

3) ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) เป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีความสำคัญต่อปริมาณการหลุดตัวของผิวดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในระยะที่ 1 (Zone 1) บริเวณหน้าหัวเจาะ และในระยะที่ 2 (Zone 2) บริเวณเหนือหัวเจาะ จากการสังเกตโดย Clough et al., 1982, Matsushita et al., 1995 และ Chiorboi and Marcheseli, 1996 พบว่า การหลุดตัวของผิวดินจะเกิดขึ้นในปริมาณที่ สูงเมื่อหัวเจาะใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำในทางตรงกันข้าม การประยุกต์ใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่สูงอาจพบกับการปูดหรืออูดขึ้น (Heave) ของผิวดินเห็นได้จากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในเมืองซานฟรานซิสโก และมิลาน

4) ความเร็วขณะขุดเจาะ (Penetration rate) ก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดิน [5] กล่าวว่าการใช้ความเร็วขณะขุดเจาะที่มีการเคลื่อนตัวของหัวเจาะที่มีความเร็วไม่สูงมากนัก จะทำให้เกิดการหลุดตัวในปริมาณที่สูงกว่าการใช้ความเร็วขณะขุดเจาะที่เคลื่อนตัวได้เร็วกว่า นอกเหนือจากจากงานวิจัยดังกล่าว ข้อมูลที่นำมาใช้อ้างอิงในปัจจุบันนี้ยังคงมีไม่มากเพียงพอทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วขณะขุดเจาะและการหลุดตัวของผิวดินยังคงมีความน่าสงสัยในประเด็นดังกล่าว

5) ตำแหน่งของหัวเจาะแสดงไว้ในลักษณะของมุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ (Pitching angle) ในระหว่างการขุดเจาะ พบว่า มีความสัมพันธ์กับการหลุดตัวเหนือหัวเจาะจากการสังเกตของ [4] ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในเมืองฟูกูโอกะ

6) คุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting quality) แสดงไว้ในลักษณะของความดันของการฉีดน้ำปูน (Grouting pressure) และเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (Percent grout filling) ซึ่งเป็นส่วนประกอบที่สำคัญในการลดการหลุดตัวของผิวดินในระยะที่ 3 (Zone 3) เป็นการหลุดตัวหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปโครงการก่อสร้างอุโมงค์ WMATA และฟูกูโอกะ พบว่าการหลุดตัวหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปจะลดลงหากมีการอุดช่องว่างด้านท้ายของหัวเจาะด้วยการอัดฉีดน้ำปูนและจะเป็นในลักษณะนี้ในทุกๆส่วนก่อสร้างของทั้งโครงการ

7) ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (Distance from launching station) เป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อประสิทธิภาพการปฏิบัติงานของหัวเจาะ และปริมาณการหลุดตัวของผิวดิน โดยที่การพังทลายหรือการหลุดตัวในปริมาณที่สูงมากจะเกิดขึ้นเป็นส่วนใหญ่ ณ บริเวณที่เป็นจุดเริ่มต้น ของการก่อสร้างอุโมงค์ สังเกตได้จากในโครงการ TRTS (Ju et al., 1999) ที่แม้จะมีการปรับปรุงคุณภาพดินในบริเวณดังกล่าวก็ตาม การตรวจวัด ติดตาม การหลุดตัวที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเริ่มต้นของ การขุดเจาะอุโมงค์จะพบกับปริมาณการหลุดตัวที่มากหรือปริมาณการหลุดตัวที่มีการเปลี่ยนแปลงไปมาจากสภาวะเริ่มต้นของการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลทั้งหลายเหล่านี้มี สาเหตุมาจากผลกระทบของการเรียนรู้เพื่อกำหนดปัจจัยการควบคุมหัวเจาะให้มีประสิทธิภาพในช่วง เริ่มต้นของระยะทาง

8) อย่างไรก็ตาม ยังคงมีการโต้แย้งเกี่ยวกับปัจจัยที่มีผลต่อการหลุดตัวที่ได้กล่าวมาก่อนหน้านี้ ในความสำคัญต่อการหลุดตัวจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ยกตัวอย่างเช่น Moh et al., 1996 เสนอว่า การหลุดตัวส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นภายหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไป ดังนั้น การปิดช่องว่างบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะจึงเป็นสิ่งสำคัญ ต่อมา Matsushita et al., 1995 เสนอว่า การเติมเต็มช่องว่างด้วยน้ำปูนจะสามารถป้องกันการหลุดตัว บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะได้ นอกจากนี้ ในกรณีที่มีการควบคุมปัจจัยคุณภาพการอัดฉีดน้ำปูนที่ดี การหลุดตัวภายหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจะคงที่โดยไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงปัจจัยสภาพทาง ธรณีวิทยา (Leca, 1989) ในระยะหลังของงานวิจัยได้ให้ความสนใจไปที่ความดันหน้าหัวเจาะ และ การรบกวนดินในระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนผ่าน ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อ การหลุดตัวของผิวดินใน ปริมาณที่สูงกว่ากรณีการปิดช่องว่างบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ

9) ปัญหาสำคัญในการศึกษาวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและผลกระทบต่อ การหลุดตัวของผิวดิน ก็คือการเก็บรวบรวมข้อมูลที่มีความครอบคลุมและความต่อเนื่อง ในการบันทึก และการสังเกตพฤติกรรมต่างๆที่เกิดขึ้นของข้อมูลปัจจัยที่มีผลต่อการหลุดตัว และค่าการหลุดตัวของผิวดินอย่างสม่ำเสมอซึ่งถือว่ามีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง

2.4 หลักวิธีการพยากรณ์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

ปัจจุบันได้มีการศึกษาวิจัยพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ เพื่อใช้เป็นแนวทางในการคาดการณ์การหลุดตัวของผิวดิน นำมาสู่ความเข้าใจที่มากขึ้นเกี่ยวกับปัญหา ดังกล่าววิธีการประเมินการเคลื่อนตัวของดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 วิธี ประกอบไปด้วย

1) วิธีทางสถิติและการสังเกต (Stochastic and empirical methods) เริ่มมาจากหลักการทางคณิตศาสตร์สำหรับการพยากรณ์การลดน้อยลงของ Stochastic medium ที่มีการนำเสนอเป็น ครั้งแรกโดย Litwinisyn ในปี ค.ศ.1956 ซึ่งเป็นต้นแบบของการพยากรณ์การหลุดตัวของผิวดิน

หลังจากนั้นในปี ค.ศ.1969 Peck นำเสนอ การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่อธิบายได้โดยสมการความน่าจะเป็นปกติ หรือ Gaussian Curve ซึ่งตัวแปรที่นำมาใช้อยู่ในรูปของ Error function โดย รวบรวมจากการสังเกต (Empirical solution) การวัดค่าในสนามจากอุโมงค์ที่มีสภาพทางธรณีวิทยา ที่แตกต่างกัน วิธีการนี้ถูกสนับสนุนโดยการศึกษาของ O'Rely and New ในปี ค.ศ. 1982 นอกจากนี้ Attewell and Woodman ในปี ค.ศ. 1982 ยังได้พัฒนาทฤษฎีทางสถิติสำหรับการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal Surface settlement) โดยมาจากสมมติฐานเดียวกัน

2) วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods) ความเค้นและการเคลื่อนตัวของดินสามารถคำนวณได้จากสมการเชิงวิเคราะห์ ซึ่งทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินรอบผนังอุโมงค์ โดยปัจจุบันมีหลายทฤษฎี อาทิเช่น Sagaseta ในปี ค.ศ. 1987 ได้แสดงการวิเคราะห์สองมิติของการเคลื่อนตัวของดินในลักษณะไม่เปลี่ยนแปลงปริมาตร (Incompressible medium) และ Isotropic homogenous โดยพัฒนามาจากวิธี Strain path ของ Balign ในปี ค.ศ.1985 ต่อมา Verruit and Booker ในปี ค.ศ.1996 ได้ปรับปรุงวิธีการประมาณที่เคยนำเสนอโดย Sagaseta เพื่อที่จะหาวิธี แก้ปัญหาสำหรับกรณีการสูญมวลเสียดินที่ไม่เฉพาะเพียงแต่สำหรับกรณีไม่มีการระบายน้ำ (Undrained case) ที่มี Poisson's ratio เท่ากับ 0.5 แต่ยังสามารถประมาณค่าของ Poisson's ratio ที่ไม่เท่ากับ 0.5 ได้ ในปี ค.ศ. 1998 Loganathan and Poulos ได้ปรับปรุงวิธีการแก้ปัญหา ของ Verruit and Booker โดยนำเสนอ Gap parameter เพื่อจำลองพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ ให้ใกล้เคียงสภาพจริงมากขึ้นแต่ยังคงมีข้อจำกัด และในปี ค.ศ. 1999 Pinto ได้พัฒนาวิธีการแก้ปัญหา เชิงวิเคราะห์ เพื่ออธิบายทั้งการเคลื่อนตัวบริเวณผิวดินและทางด้านข้างจากการก่อสร้างอุโมงค์

3) วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และวิธีเชิงตัวเลข (Finite element and numerical methods) เป็นวิธีการที่นำมาใช้ด้วยเหตุผลจากความซับซ้อนในการกำหนดสูตรที่เหมาะสมจากวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ซึ่งวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะประยุกต์ใช้ในการแก้ปัญหาทางกลศาสตร์ของดินและหิน แต่อย่างไรก็ตามวิธีการนี้ก็ยังคงมีปัญหาเกี่ยวกับความถูกต้องของตัวแปรเชิงวัสดุ (Material parameters) และข้อเท็จจริงที่ว่า การจำลองความเค้นในระนาบสองมิติในอุโมงค์ใต้ดินไม่ได้คำนึงถึงการเคลื่อนตัวของดินทางด้านหน้าผิวดิน (Mair and Taylor, 1997) นอกจากนี้ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะต้องมีการพิจารณาถึงข้อจำกัดของปัญหา ในการได้มาซึ่งตัวแปรที่มีความถูกต้องอย่างแท้จริงที่จะป้อนเข้าไปสู่กระบวนการคำนวณของโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ถึงแม้ว่าจะเป็นเช่นนั้นก็ตามการพยากรณ์การเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีดังกล่าว ก็ยังคงมีประโยชน์ในการคาดการณ์รูปแบบต่างๆไปของการเสียรูปที่จะเกิดขึ้นในขณะที่ทำการก่อสร้างจริง

4) วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiments) เป็นการทดลองในห้องทดสอบในสภาพดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive) และดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless) เพื่อเป็นส่วนช่วยในการศึกษาพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินและการพังทลาย ซึ่งมีการทดสอบมากมายจากงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต (Atkinson et al., 1975), (Atkinson and Potts, 1977), (Kimura and Mair, 1981) และ (Nomoto et al., 1999) จากผลของการศึกษาพบว่า ตัวแปรการเคลื่อนตัวที่กำหนดมาจากการทดสอบสามารถนำมาใช้ในการประมาณรูปการทรุดตัวแบบร่องด้วย และการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดที่อาจจะเกิดขึ้น ยิ่งไปกว่านั้น ผลลัพธ์ของวิธีการนี้สามารถนำไปใช้ตรวจสอบความถูกต้องของวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ได้อีกทางหนึ่งด้วย

2.5 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial neural networks, ANN) เพื่อการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA project)

จากหัวข้อที่ผ่านมา แสดงให้เห็นถึงหลักวิธีการการพยากรณ์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่งประกอบไปด้วย วิธีการสังเกต (Empirical solution) วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solutions) วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite element and numerical methods) และวิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiments) ที่มีการนำมาใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ ไปสู่การหาค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้น แต่อย่างไรก็ตามกระบวนการวิเคราะห์ต่างๆ เหล่านี้ ก็ยังคงไม่มีความใกล้เคียงต่อรูปแบบการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) ทั้งนี้เนื่องจากมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องมากมาย เช่น ขนาดของอุโมงค์ ความลึกของระดับอุโมงค์ คุณสมบัติของดิน ระดับน้ำใต้ดิน ความดันหน้าหัวเจาะ ความเร็วขณะขุดเจาะ และคุณภาพของงานฉีดน้ำปูน (Grouting) บริเวณช่วงหางของหัว เจาะเพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ เป็นต้น โดยทุกปัจจัยหรือทุกตัวแปรที่ได้กล่าวนี้ ล้วนมีความสัมพันธ์กับปริมาณการทรุดตัวของผิวดิน แต่ก็ไม่สามารถแยกความสัมพันธ์ระหว่างแต่ละตัวแปรกับการทรุดตัวของผิวดินได้อย่างชัดเจน ทำให้เกิดความซับซ้อนจนยากแก่การวิเคราะห์หรือพยากรณ์ผลกระทบที่เกิดขึ้นได้ ด้วยเหตุนี้ เทคโนโลยีด้านวิทยาการคอมพิวเตอร์และปัญญาประดิษฐ์ (Artificial intelligence, AI) ได้มีการพัฒนาขึ้น เพื่อให้มีความสามารถในการนำมาประยุกต์ใช้แก้ปัญหาทางด้านต่างๆ ที่มีความซับซ้อน โดยหลักวิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Networks, ANN) ที่เป็นแขนงหนึ่งของปัญญาประดิษฐ์ ได้มีการนำมาใช้อย่างแพร่หลายในงานวิจัยต่างๆ สำหรับการแก้ปัญหาทางด้านวิศวกรรมอุโมงค์ (Shi, 1998), (Sonmez et al., 2004) (Benardos and Kaliampakos, 2004), (Kahraman et al., 2006), (Tiryaki, 2007) (Aimoradi, 2008) และ (Santos and Celestino, 2008)

โดยเฉพาะอย่างยิ่งในปี ค.ศ.2006 Suwansawat and Einstein ได้นำโครงข่ายประสาทเทียมมาพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA Project) เป็นครั้งแรก โดยโครงข่ายสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวและปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยรายละเอียดของหลักวิธีโครงข่ายประสาทเทียมที่ใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินของ Suwansawat and Einstein มีดังต่อไปนี้

2.5.1 การออกแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม

ความซับซ้อนของการคำนวณโดยใช้วิธีโครงข่ายประสาทเทียมนอกจากจะขึ้นอยู่กับจำนวนหน่วยย่อย (Node) ของชั้นรับข้อมูล ชั้นแฝงและชั้นแสดงผลแล้ว ยังขึ้นอยู่กับจำนวนรอบของการคำนวณ (Epochs) ซึ่งทั้งหมดนี้จะประกอบขึ้นเป็นรูปแบบของโครงข่ายประสาทเทียม ทั้งนี้โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม (Optimum ANN) จะขึ้นอยู่กับแต่ละปัญหาที่นำมาวิเคราะห์ โดยต้องตรวจสอบด้วยวิธีลองผิดลองถูก (Trial and error method) เท่านั้น ในกระบวนการออกแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมนี้ ฐานข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งหมดจะถูกแบ่งเป็น 2 ส่วนประกอบไปด้วย

- 1) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้ (Training set)
- 2) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการทดสอบ (Testing set)

กระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบนี้ จะทำการใช้โครงข่ายประสาทเทียมจำนวน 18 รูปแบบ โดยแต่ละแบบจะมีจำนวนชั้นแฝง (Hidden layer) จำนวนหน่วยย่อยในชั้นแฝง (Hidden nodes) และจำนวนรอบการคำนวณ (Epochs) ที่แตกต่างกันดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 รูปแบบจากวิธีการลองผิดลองถูก

รูปแบบที่	รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียม	จำนวนรอบการคำนวณ (epochs)
1	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	1,000
2	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	1,000
3	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	1,000
4	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	2,000
5	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	2,000
6	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	2,000
7	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	3,000
8	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	3,000

9	ชั้นแฝง 1 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในชั้นแฝง	3,000
10	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	1,000
11	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	1,000
12	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	1,000
13	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	2,000
14	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	2,000
15	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	2,000
16	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 10 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	3,000
17	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 15 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	3,000
18	ชั้นแฝง 2 ชั้น มี 20 หน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง	3,000

รูปแบบโครงข่ายที่เหมาะสมโดยวิธีการลองผิดลองถูก (Trial and error method) ประกอบไปด้วย 18 รูปแบบที่มีความแตกต่างกันในจำนวนของชั้นแฝง หน่วยย่อยในชั้นแฝง และจำนวนรอบการคำนวณ ดังต่อไปนี้

- 1) จำนวนชั้นแฝง (Hidden layers): 1 และ 2
- 2) จำนวนหน่วยย่อยในชั้นแฝง (Hidden nodes) : 10 15 และ 20
- 3) จำนวนรอบการคำนวณ (Epochs) : 1,000 2,000 และ 3,000

ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้จะถูกนำมาป้อนให้โครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 รูปแบบ เพื่อคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดิน และปริมาณการหลุดตัว โดยค่าความสัมพันธ์นี้จะอยู่ในค่าน้ำหนัก (Weight, w) และค่าเบี่ยงเบน (Bias, b) เพื่อใช้ในการประมวลผลภายในโครงข่าย ซึ่งจะเก็บและนำมาใช้ในกระบวนการทดสอบด้วยฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในการทดสอบ เพื่อพยากรณ์การหลุดตัวของผิวดิน หากรูปแบบโครงข่ายใดสามารถพยากรณ์ได้ถูกต้องแม่นยำที่สุดในกระบวนการทดสอบ จะถือว่าเป็นรูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุด กระบวนการทั้งหมดนี้ สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับปัญหาอื่นๆได้เช่นเดียวกัน โดยการตัดสินใจความแม่นยำของแต่ละรูปแบบโครงข่ายจะใช้ ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (Root Mean Square Error, RMSE) เป็นตัวเปรียบเทียบ ซึ่งสามารถหาได้ด้วยสมการที่ 2.1

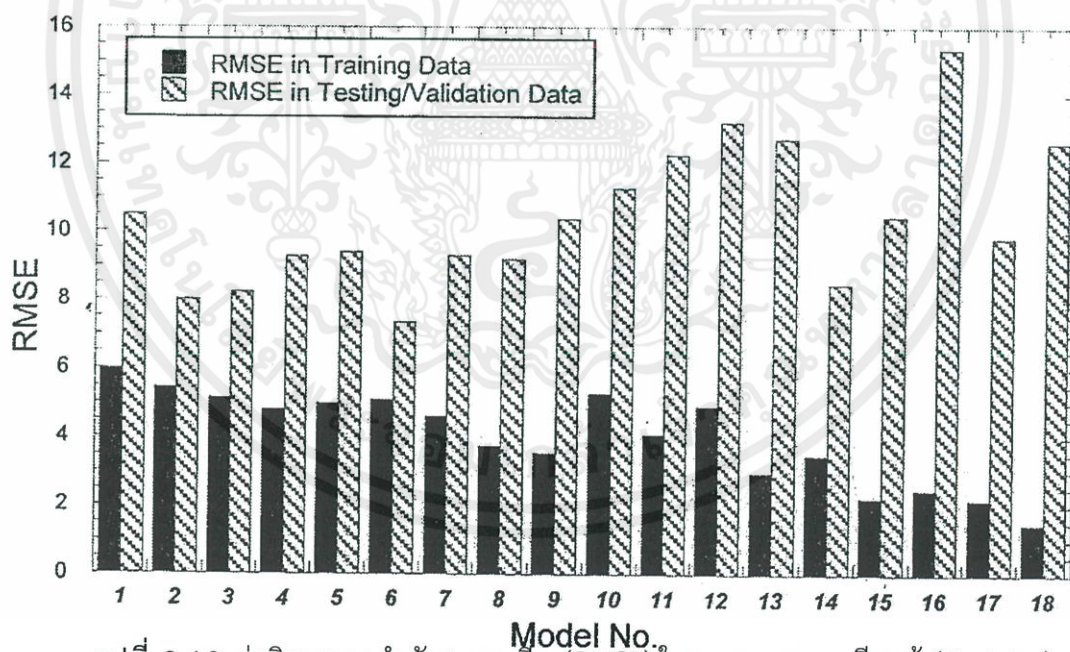
$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (O_i - t_i)^2}{N}} \quad (2.1)$$

โดย N คือ จำนวนตัวอย่างที่นำมาใช้ในกระบวนการคำนวณ

O คือ ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการพยากรณ์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

t คือ ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวัดค่าจริง

ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ทั้งในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing) ของโครงข่ายทั้ง 18 รูปแบบ [30] ที่ทำการทดสอบจากส่วน A ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลได้สรุปดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.19 พบว่า รูปแบบที่ 6 สามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของผิวดินได้แม่นยำที่สุด โดยมีค่า RMSE ที่ต่ำที่สุด คือ 7.33 มิลลิเมตรในกระบวนการทดสอบ นอกจากนี้แล้วจะสังเกตได้ว่ารูปแบบโครงข่ายที่ซับซ้อนมาก เช่น รูปแบบที่ 18 ซึ่งมีจำนวนชั้นแฝง 2 ชั้น จำนวนหน่วยย่อยในแต่ละชั้นแฝง 20 หน่วยย่อย และรอบการคำนวณ 3,000 รอบ จะสามารถปรับค่าความสัมพันธ์ในกระบวนการเรียนรู้ได้แม่นยำ โดยมีค่า RMSE เพียง 1.48 มิลลิเมตรเท่านั้น แต่กลับไม่สามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของผิวดินได้ ซึ่งมีค่าความผิดพลาด RMSE มากถึง 12.61 มิลลิเมตรในกระบวนการทดสอบ ลักษณะเช่นนี้เรียกว่า ปัญหาการคำนวณมากเกินไป (Overfitting) เป็นกรณีที่โครงข่ายประสาทเทียมมีความซับซ้อนมากเกินไป ซึ่งถึงแม้จะเรียนรู้และ สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรกับผลลัพธ์ได้ดี แต่ไม่สามารถนำไปใช้งานจริงได้อย่างถูกต้อง



รูปที่ 2.19 ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing) [30]

ดังนั้น โครงข่ายประสาทเทียมสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) โดยสามารถ

สร้างความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทั้งหมดที่เกี่ยวข้องเช่น ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ สภาพทางธรณีวิทยา การควบคุมหัวขุดเจาะ กับค่าการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งรูปแบบโครงข่ายประสาทเทียม 18 รูปแบบ ถูกนำมาใช้ทดสอบ เพื่อหาโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งพบว่าจะมีโครงสร้างดังแสดงในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 โครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน [30]

ชนิดของโครงข่าย	Feedforward - Backpropagation
ฟังก์ชันแปลงค่าความสัมพันธ์	Tangent Sigmoid
จำนวนหน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูล	13
จำนวนชั้นแฝง	1
จำนวนหน่วยย่อยในชั้นแฝง	20
จำนวนรอบการคำนวณ	2,000

2.5.2 การทดสอบโครงข่ายประสาทเทียมในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA Project)

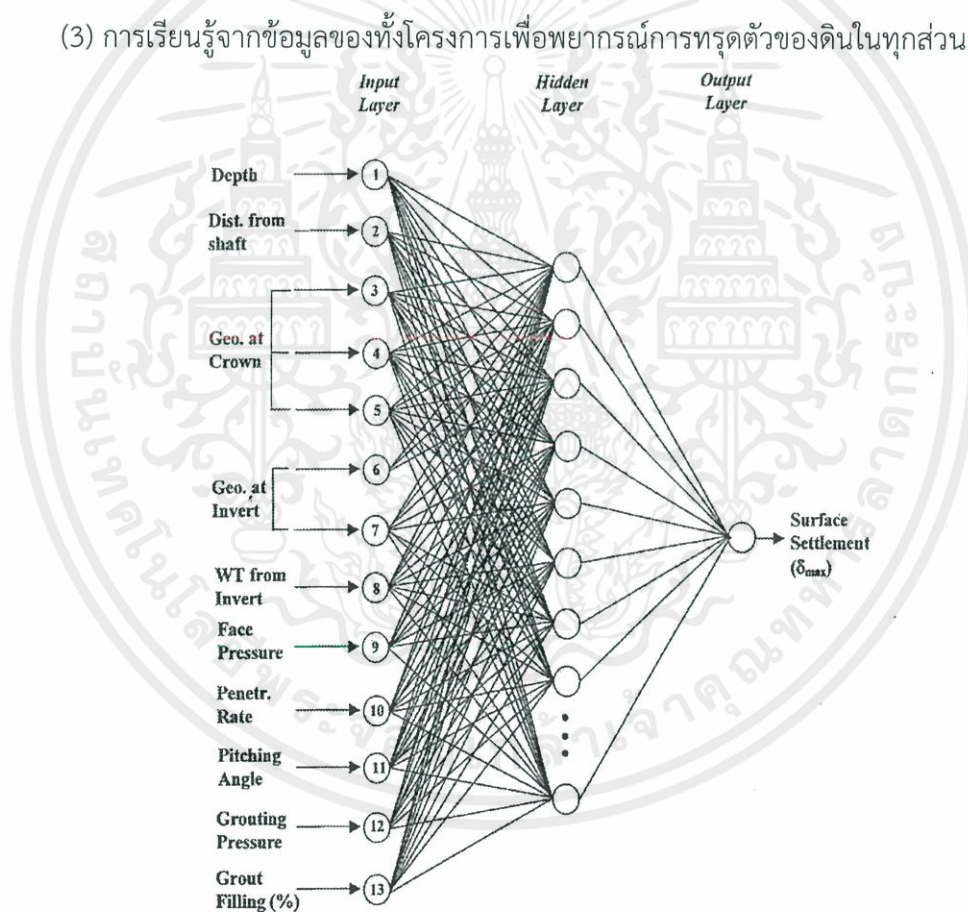
มีหลายปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล เช่น ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ สภาพทางธรณีวิทยา และการควบคุมหัวขุดเจาะ แต่ยังคงไม่สามารถใช้วิธีธรรมดาหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยดังกล่าวกับการทรุดตัวได้ ทั้งนี้เนื่องจากมีความซับซ้อนมาก ดังนั้นโครงข่ายประสาทเทียมจึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์และนำไปสู่การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน โครงข่ายประสาทเทียมที่นำมาใช้นี้ เป็นรูปแบบที่ได้พิสูจน์ว่าเหมาะสมที่สุด โดยมีโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 2.20 ซึ่งมี 13 หน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูล (Input nodes) 1 ชั้นแฝง (Hidden layer) 20 หน่วยย่อยในชั้นแฝง (Hidden nodes) และจำนวนรอบการคำนวณ 2,000 รอบ (epochs)

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การก่อสร้างจะแบ่งเป็น 2 สัญญา คือ (1) สัญญาส่วนเหนือ และ (2) สัญญาส่วนใต้ นอกจากนี้ จากทั้งสองสัญญาดังกล่าวได้ทำการแบ่งส่วนก่อสร้างออกเป็น 4 ส่วนย่อยตามการขุดเจาะของแต่ละผู้ทำการก่อสร้าง คือ (1) ส่วน A (2) ส่วน B (3) ส่วน C และ (4) ส่วน D มีการใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลทั้งหมด 8 หัวเจาะ โดย 6 หัวเจาะที่ใช้ในส่วน A B และ C ผลิตโดยบริษัท Kawasaki ประเทศญี่ปุ่น และส่วน D ถูกผลิตโดย บริษัท Herrenknecht ประเทศเยอรมนี อย่างไรก็ตามขนาดของหัวเจาะและหลักการทำงานมีความคล้ายคลึงกัน แต่วิธีการควบคุมหัวเจาะจะมีความแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับแต่ละผู้ควบคุม ดังนั้นค่าปัจจัย

เช่น ความดันน้ำหัวเจาะ ความเร็วขณะขุดเจาะ มุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ คุณภาพของงานฉีดอัดน้ำปูนจึงแตกต่างกัน ซึ่งทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินแตกต่างกันไปด้วย

การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมนี้กับงานอุโมงค์รถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลจะแบ่งเป็นหลายกรณีศึกษาดังแสดงในตารางที่ 2.4 ทั้งนี้เพื่อทดสอบความสามารถของโครงข่ายประสาทเทียมว่าจะพยากรณ์การทรุดตัวได้ถูกต้องเพียงใดในแต่ละกรณี โดยกรณีศึกษาทั้งหมดจะประกอบด้วย

- (1) การพยากรณ์การทรุดตัวโดยเรียนรู้จากข้อมูลในแต่ละส่วนการก่อสร้างเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในส่วนเดียวกัน
- (2) กรณีเรียนรู้จากข้อมูลในการก่อสร้างช่วงครึ่งทางแรกเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในช่วงครึ่งทางหลัง
- (3) การเรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง



รูปที่ 2.20 รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล

ตารางที่ 2.4 กรณีศึกษาการพยากรณ์การทรุดตัวของดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

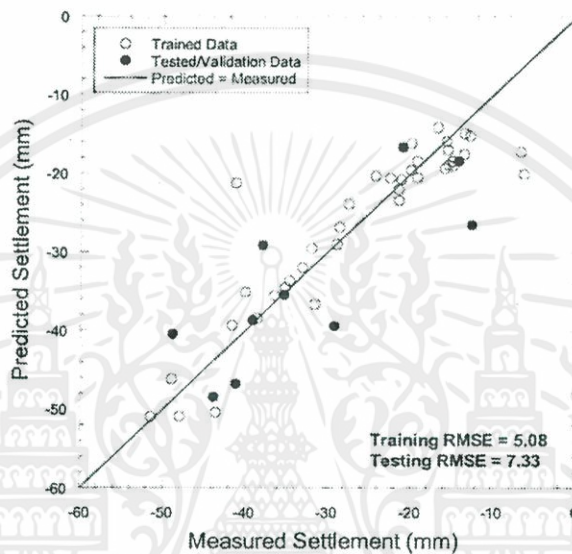
กรณี	จุดประสงค์	ข้อมูลที่ใช้เรียนรู้	ข้อมูลที่ใช้ทดสอบ
1	พยากรณ์การทรุดตัวของดินในส่วนเดียวกัน		
1.1		ส่วน A	ส่วน A
1.2		ส่วน B	ส่วน B
1.3		ส่วน C	ส่วน C
1.4		ส่วน D	ส่วน D
2	เรียนรู้เฉพาะช่วงเริ่มต้น เพื่อพยากรณ์การทรุดตัวช่วงที่เหลือ	ช่วงครึ่งทางแรก	ช่วงครึ่งทางหลัง
2.1		ส่วน A	ส่วน A
2.2		ส่วน B	ส่วน B
2.3		ส่วน C	ส่วน C
2.4		ส่วน D	ส่วน D
3	พยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง		
3.1		ทุกส่วน (A-D)	ทุกส่วน (A-D)
3.2		ทุกส่วนโดยเพิ่มหนึ่งหน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูลสำหรับปัจจัยชนิดหัวเจาะ	ทุกส่วน (A-D)

2.5.2.1 กรณีที่ 1 เรียนรู้จากข้อมูลในแต่ละส่วนเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน ในส่วนเดียวกัน

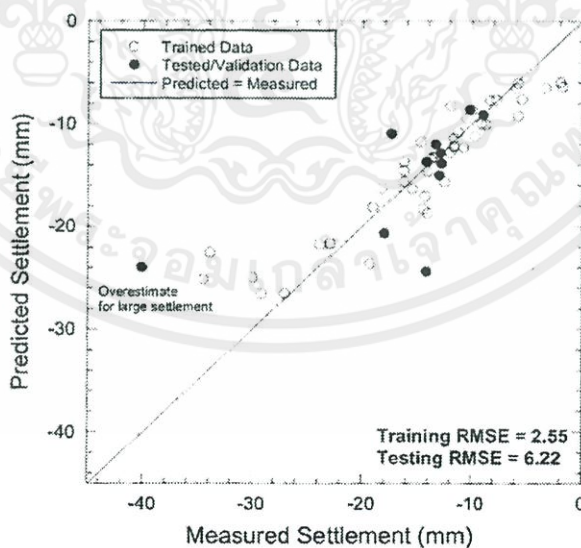
ในกรณีแรก รูปแบบโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม (Optimum neural networks) ที่เรียนรู้จากข้อมูลในส่วนก่อสร้าง A ปรากฏว่าโครงข่ายประสาทเทียมสามารถสร้างความสัมพันธ์ได้อย่างแม่นยำในส่วนของข้อมูลที่ใช้เรียนรู้ โดยมีค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) 5.08 มิลลิเมตร และเมื่อนำมาพยากรณ์การทรุดตัวในส่วน A ของข้อมูลที่ใช้ทดสอบ พบว่ามีความถูกต้องสูงคือ มีค่า RMSE ในส่วนของข้อมูลที่ใช้ทดสอบเพียง 7.33 มิลลิเมตร ซึ่งผลลัพธ์ของสองกระบวนการ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.21 โดยแกน X ของกราฟแสดงค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวัดค่าจริง

(Measured settlement) จากหมวดวัดการทรุดตัวของดิน และแกน Y แสดงค่าการทรุดตัวที่ได้จากการพยากรณ์ (Predicted settlement) ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

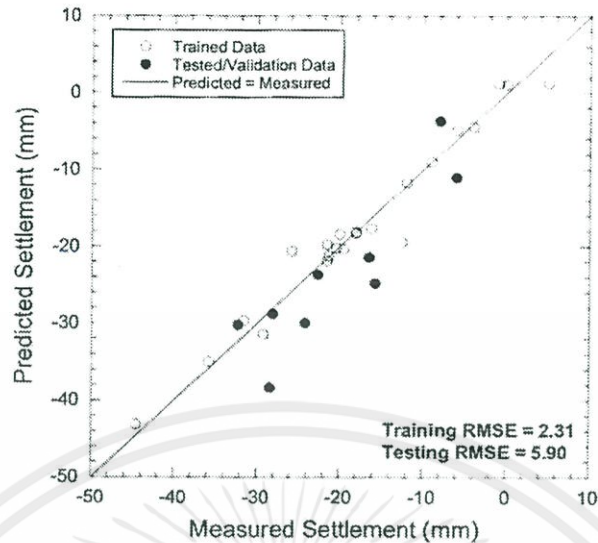
กรณีนี้ยังใช้กับข้อมูลในส่วนก่อสร้าง B C และ D ด้วยเช่นกัน โดยผลลัพธ์จากการเรียนรู้และการพยากรณ์ได้แสดงในรูปที่ 2.22 ถึง 2.24 ตามลำดับ ซึ่งพบว่าผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียมมีความใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จริง โดยมีค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในส่วนของข้อมูลที่ใช้ทดสอบอยู่ในระดับต่ำ



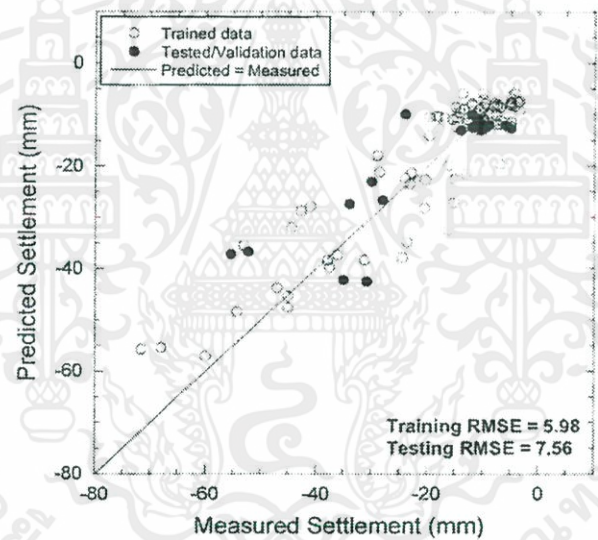
รูปที่ 2.21 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง A



รูปที่ 2.22 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง B



รูปที่ 2.23 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง C



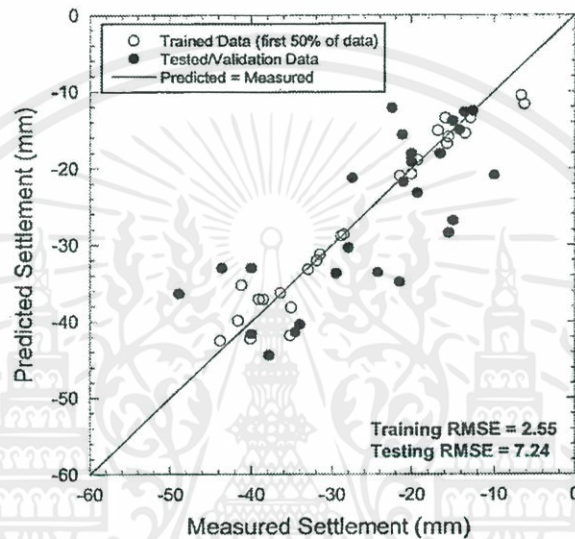
รูปที่ 2.24 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในส่วนก่อสร้าง D

2.5.2.2 กรณีที่ 2 เรียนรู้จากข้อมูลในการก่อสร้างช่วงครึ่งทางแรกเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลัง

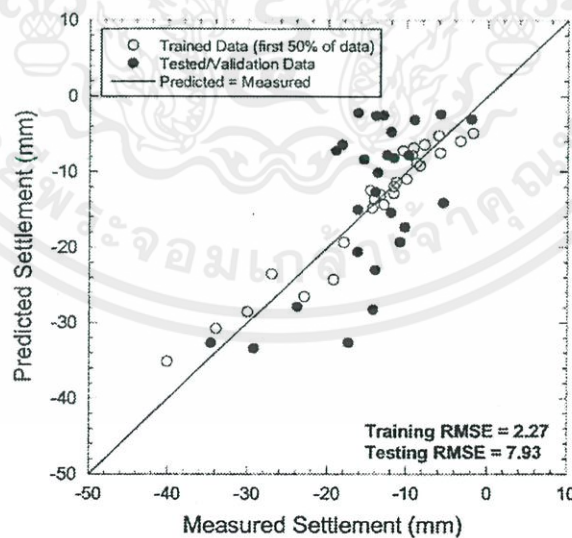
ในกรณีที่ 1 โครงข่ายประสาทเทียมได้พิสูจน์ว่าสามารถพยากรณ์การทรุดตัวของดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ หากได้เรียนรู้จากข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินในส่วนเดียวกัน อย่างไรก็ตามหากสามารถใช้ข้อมูลเพียงช่วงครึ่งทางแรก และนำมาพยากรณ์ในช่วงที่เหลือได้ ย่อมจะเป็นผลดีต่อการก่อสร้างอุโมงค์มาก เนื่องจากจะติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวของดินเพียงครึ่งทางแรกเท่านั้นเพื่อตรวจสอบและนำข้อมูลดังกล่าวที่ได้มาในช่วงครึ่งทางแรกให้โครงข่ายได้เรียนรู้ แต่ครึ่งทางหลังจะใช้

โครงข่ายประสาทเทียมเป็นเครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบแทนซึ่งจะประหยัดค่าใช้จ่ายเป็นจำนวนมาก

ดังนั้น กรณีที่ 2 จึงนำมาพิสูจน์ประสิทธิภาพของโครงข่ายประสาทเทียม ซึ่งพบว่า ผลการพยากรณ์ใกล้เคียงพอใช้ได้กับค่าที่วัดได้ในส่วน A B และ C แสดงไว้ในรูปที่ 2.25 ถึง 2.27 แต่จะพยากรณ์ได้อย่างแม่นยำในส่วน D แสดงไว้ในรูปที่ 2.28 ทั้งนี้เพราะว่า ข้อมูลที่ใช้ในการเรียนรู้มีจำนวนมากกว่าส่วนอื่นมาก เนื่องจากเป็นส่วนก่อสร้างที่มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวมากที่สุด

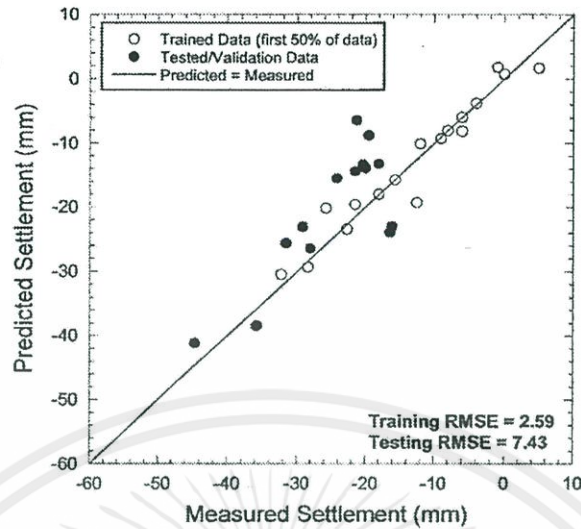


รูปที่ 2.25 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง A

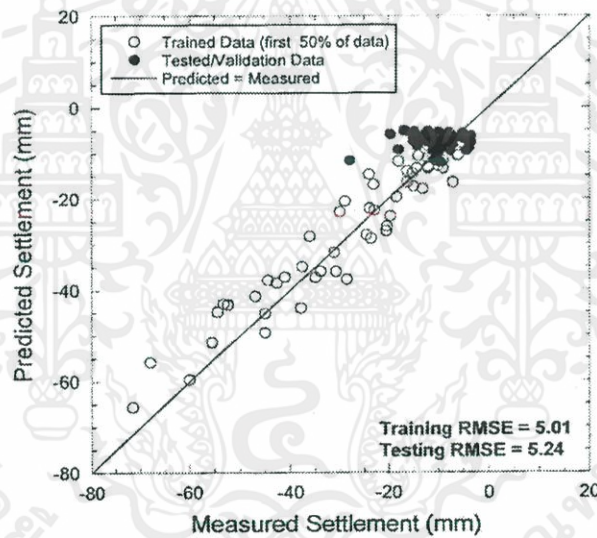


รูปที่ 2.26 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง B

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.27 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง C

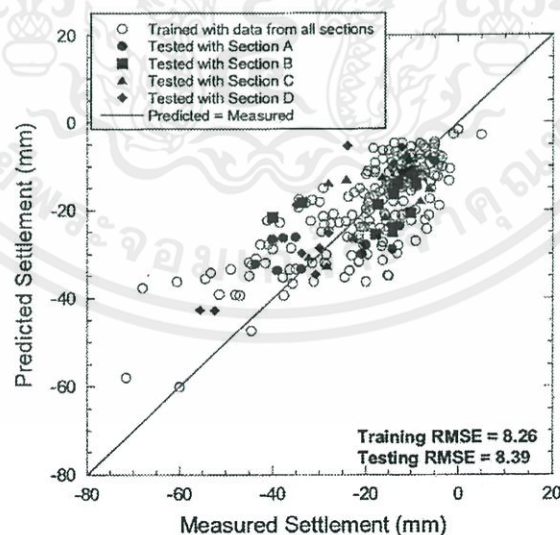


รูปที่ 2.28 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงครึ่งทางหลังของส่วนก่อสร้าง D

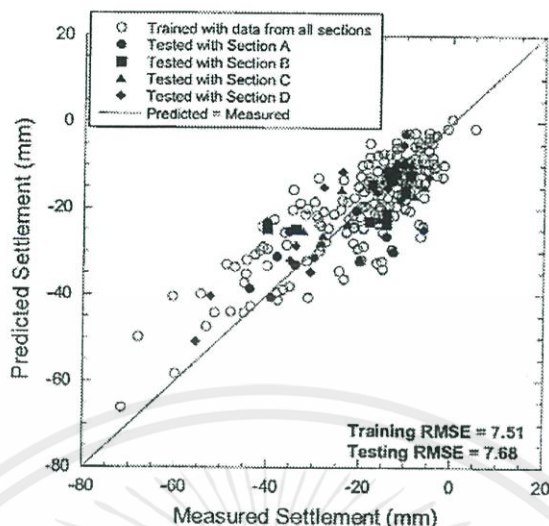
2.5.2.3 กรณีที่ 3 เรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิว

ในกรณีนี้ โครงข่ายประสาทเทียมได้เรียนรู้จากข้อมูลที่ได้รับจากทุกส่วนการก่อสร้าง คือ ส่วนก่อสร้าง A ถึงส่วนก่อสร้าง D และนำความสัมพันธ์ที่สร้างจากการเรียนรู้ข้อมูลในทั้งหมดทุกส่วน มาใช้เพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.29 โครงข่ายประสาทเทียมสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัย และการทรุดตัวได้ดี โดยมีค่า RMSE ของข้อมูลที่ใช้เรียนรู้ 8.26 มิลลิเมตร และเมื่อนำมาใช้พยากรณ์ในฐานข้อมูลทดสอบ (Testing Set) พบว่า RMSE มีค่า 8.39 มิลลิเมตร ซึ่งถือว่ามีค่าผิดพลาดไม่มาก

อย่างไรก็ตาม งานวิจัยนี้พยายามที่จะเพิ่มประสิทธิภาพของการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินให้ดีขึ้น จึงเพิ่มหน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูลอีก 1 หน่วยจาก 13 หน่วยเป็น 14 หน่วย คือ หน่วยปัจจัยชนิดของหัวเจาะ ทั้งนี้เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่า ความแตกต่างของหัวเจาะอาจเป็นปัจจัยที่มีความเกี่ยวข้องด้วยเช่นกัน จากชนิดของหัวเจาะที่มีความแตกต่างกันของผู้ผลิต ในที่นี้ได้แก่ หัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Kawasaki ประเทศญี่ปุ่น และหัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Herrenknecht ประเทศเยอรมนี จะพบความแตกต่างกันประกอบไปด้วย (1) ความยาวของหัวเจาะ โดยที่หัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Herrenknecht มีความยาว 6.19 เมตร และหัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Kawasaki มีความยาว 8.33 เมตร (2) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Herrenknecht (6.46 เมตร) มีขนาดใหญ่กว่าหัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Kawasaki (6.43 เมตร) นั่นก็แสดงให้เห็นว่า หัวเจาะของ Herrenknecht จะทำให้เกิดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์มากกว่าหัวเจาะของ Kawasaki ซึ่งส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้น ดังนั้นปัจจัยชนิดของหัวเจาะจึงมีความจำเป็นที่ต้องเพิ่มเติมเข้าไปเพื่อให้โครงข่ายสามารถสร้างความสัมพันธ์ให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงตามการก่อสร้างมากยิ่งขึ้น โดยการก่อสร้างที่ใช้ หัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Kawasaki ประเทศญี่ปุ่น การป้อนข้อมูลเข้าไปในโครงข่ายจะมีค่าเป็น “1” แต่ถ้การก่อสร้างใช้หัวเจาะที่ผลิตจากบริษัท Herrenknecht ประเทศเยอรมนี การป้อนข้อมูลเข้าไปในโครงข่ายจะมีค่าเป็น “0” พบว่า โครงข่ายประสาทเทียมมีประสิทธิภาพที่ดีขึ้น ทั้งในกระบวนการเรียนรู้ (RMSE = 7.51 มิลลิเมตร) และการพยากรณ์ในกระบวนการทดสอบ (RMSE = 7.68 มิลลิเมตร) ดังแสดงในรูปที่ 2.30



รูปที่ 2.29 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในทุกส่วนก่อสร้าง

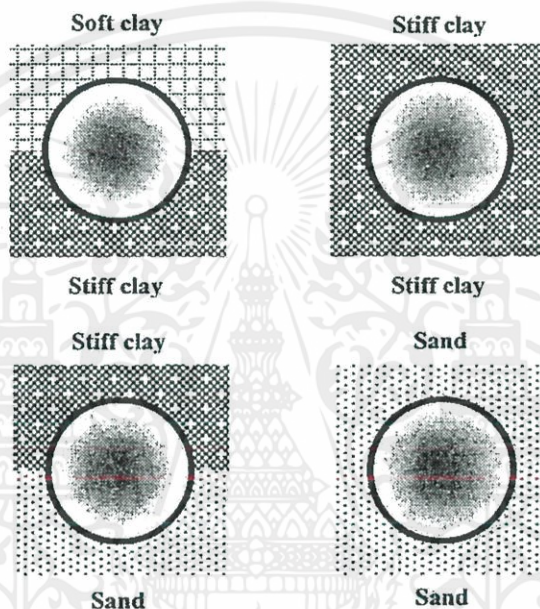


รูปที่ 2.30 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินในทุกส่วนก่อสร้างโดยเพิ่มปัจจัยชนิดของหัวเจาะ

จากงานวิจัยของ Suwansawat and Einstein ที่ได้กล่าวมาข้างต้น จะเห็นได้ว่า โครงข่ายประสาทเทียมได้นำมาใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดยการกำหนดปัจจัยในชั้นรับข้อมูลได้ทำการแบ่งหน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูลออกมาจาก 3 กลุ่มปัจจัยหลักประกอบไปด้วย ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological conditions) และการควบคุมหัวเจาะ (Tunnel geometry) ทำให้มีหน่วยย่อยในชั้นรับข้อมูลทั้งสิ้น 13 หน่วยย่อยดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.20 ในส่วนการแบ่งกลุ่มปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาได้ทำการแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ (1) ชนิดของดินบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์ ประกอบด้วย ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และดินทราย และ (2) ชนิดของดินบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ ประกอบด้วย ดินเหนียวแข็งและดินทราย โดยการป้อนข้อมูลในส่วนนี้ ถ้าอุโมงค์อยู่ในสภาพดินชนิดใดจะถูกป้อนค่าเป็น “1” ในทางตรงกันข้ามถ้าอุโมงค์ไม่ได้อยู่ในดินชนิดนั้นก็จะถูกป้อนค่าเป็น “0” ซึ่งการป้อนข้อมูลในโครงข่ายประสาทเทียมรูปแบบนี้จะใช้ในการพยากรณ์การทรุดตัวของ ผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพชั้นดินที่หลากหลาย

ดังนั้น วิทยานิพนธ์เล่มนี้ได้นำเสนอการพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินแยกตามสภาพทาง ธรณีวิทยาประกอบไปด้วยการก่อสร้างอุโมงค์ในสภาพ 1) ชั้นดินเหนียวอ่อน-ดินเหนียวแข็ง 2) ชั้นดิน เหนียวแข็ง 3) ชั้นดินเหนียวแข็ง-ดินทราย และ 4) ชั้นดินทรายแสดงไว้ในรูปที่ 2.31 โดยมีแนวคิดที่ว่าหากให้โครงข่ายประสาทเทียมพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินแยกตามสภาพทาง ธรณีวิทยา ผลการพยากรณ์การทรุดตัวที่แสดงด้วยค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) จะมีประสิทธิภาพที่ดียิ่งขึ้น เหตุผลมาจากในแต่ละสภาพทางธรณีวิทยาที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ น่าจะมีลำดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่แตกต่างกัน

ทำให้การสร้างความสัมพันธ์ของข้อมูลด้วยโครงข่ายประสาทเทียมมีประสิทธิภาพที่ดีกว่าการพยากรณ์การทรุดตัวในสภาพชั้นดินที่หลากหลายนอกจากนี้ วิทยานิพนธ์เล่มนี้จะทำการศึกษาความสัมพันธ์ของปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของ Suwanawat and Einstein ที่กำหนดขึ้น ว่ามีความสัมพันธ์กับการทรุดตัวของผิวดินหรือไม่ โดยจะทำการตัดปัจจัยที่มีความสัมพันธ์น้อยที่สุดจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในแต่ละสภาพทางธรณีวิทยาที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ แล้วจึงนำไปประมวลด้วยโครงข่ายประสาทเทียมเปรียบเทียบ ผลลัพธ์ที่ได้กับกรณีที่ไม่มีการตัดปัจจัยใดๆออกไปในแต่ละสภาพทางธรณีวิทยา ซึ่งจะได้ทำการนำเสนอไว้ในบทต่อไปของวิทยานิพนธ์เล่มนี้



รูปที่ 2.31 การก่อสร้างอุโมงค์แยกตามสภาพดิน

2.6 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods)

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีที่พัฒนามาจากทฤษฎีที่ศึกษามาตั้งแต่ในอดีต โดยได้รวบรวมความรู้จากสาขาต่างๆ ทางด้านกลศาสตร์ของวัสดุพฤติกรรมของวัสดุภายใต้สภาวะและเงื่อนไขขอบเขตที่แตกต่างกันและพฤติกรรมการเสียรูปของวัสดุ ซึ่งในกรณีนี้เป็นการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ จึงเน้นไปทางด้านพฤติกรรมและคุณสมบัติของดินและอุโมงค์เป็นหลัก ทั้งนี้จากการนำความรู้ทางทฤษฎีในอดีตและการตั้งสมมติฐานใหม่ รวมทั้งการรวบรวมข้อมูลผลการตรวจวัดด้วยอุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิค ข้อมูลปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา ข้อมูลของโครงการและข้อมูลปัจจัยการควบคุมอุปกรณ์การขุดเจาะอุโมงค์ ทำให้สามารถพัฒนาแนวความคิดและองค์ความรู้ใหม่ให้เกิดขึ้นได้อย่างต่อเนื่อง และยังทำให้เป็นวิธีการที่ทันยุคทันสมัยทันเหตุการณ์ สามารถนำไปแข่งขันและเปรียบเทียบกับวิธีการอื่นได้อยู่เสมอ โดยคงข้อได้เปรียบของวิธีการนี้เอาไว้ได้อย่าง

ครบถ้วน ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจในปัจจุบันอย่างละเอียดเพื่อให้ทราบถึงสมมติฐาน ทฤษฎีที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ตัวแปรหลักของแต่ละวิธีที่ใช้คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวของดิน และนำมาซึ่งสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ที่สามารถหาค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินได้

ตารางที่ 2.5 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจ

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์	ปีที่ตีพิมพ์	ลักษณะหรือคุณสมบัติ
Einstein And Schwartz	1979	ใช้เพื่อหาพฤติกรรมการเสียรูปของผนังอุโมงค์ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบเป็นหลัก ยังไม่สามารถหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ แต่เป็นพื้นฐานในการพัฒนาสมการเชิงวิเคราะห์ให้แก่วิธีอื่น
Sagaseta	1987	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของดินจากการประยุกต์ใช้ค่าการเคลื่อนตัวในแนวรัศมี อย่างสม่ำเสมอและการเสียรูปแบบวงรี โดยสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินที่มีผลกระทบจากปัจจัยการควบคุมหัวเจาะได้
Sagaseta	1998	
Gonzalez and Sagaseta	2001	
Verruijt and Booker	1996	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของดินและสามารถจำลองพฤติกรรมของดินให้สามารถบีบอัดตัวได้ด้วยการประยุกต์ใช้ค่าอัตราส่วนโพซอง อีกทั้ง สามารถประยุกต์ใช้ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะในการคำนวณการสูญเสียมวลดินได้
Verruijt	1997	สามารถหาการเสียรูปโดยรอบอุโมงค์แต่ต้องใช้การคำนวณ ที่ซับซ้อนและใช้ปริมาณการคำนวณที่มาก เนื่องจากไม่ได้ เป็นสมการรูปแบบปิด (Closed-form Solution) ทั้งหมด แต่เป็นอนุกรม
Loganathan and Poulos	1998	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของดินจากการคำนวณค่าช่องว่างรอบอุโมงค์ (gap parameter)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

pinto	1999	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของดินจากการคำนวณค่าเคลื่อนตัวในแนวรัศมี และค่า การเสีรูปร่างแบบปิดเบี้ยว
Bobet Chou and Bobet	2001 2002	สามารถหาการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ตามแนวรัศมี ได้โดยวิเคราะห์ถึงผลกระทบจากระดับน้ำต่ออุโมงค์ไว้ด้วย
Park Park	2004 2005	สามารถหาได้ทั้งการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของดินจากการประยุกต์ใช้ค่าช่องว่างรอบอุโมงค์ (gap parameter)
Wang Li and Jin	2009	สามารถหาการเสีรูปร่างโดยรอบอุโมงค์แต่ต้องใช้การคำนวณ ที่ซับซ้อนและใช้ปริมาณการคำนวณที่มาก เนื่องจากไม่ได้ เป็นสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ทั้งหมด แต่เป็นอนุกรม ทั้งนี้ได้มีการประยุกต์ใช้ค่าช่องว่างรอบ อุโมงค์ (gap parameter) ในการคำนวณ

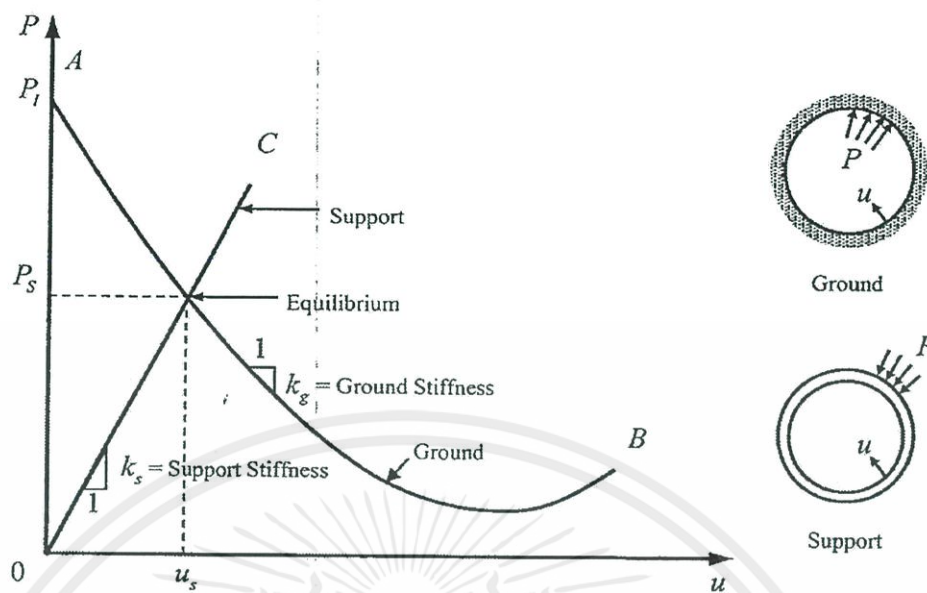
วิธีสมการเชิงวิเคราะห์โดยส่วนใหญ่จะเป็นการหาความสัมพันธ์จากค่าความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ในดิน มาพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวหรือเสีรูปร่างของดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินหรือจากปัจจัยอื่น โดยแต่ละวิธีมีสมมติฐาน ข้อได้เปรียบและข้อจำกัดแตกต่างกันไปปัจจุบันวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีหนึ่งที่มีความนิยมเนื่องจากสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินตามแนวรัศมี (Radial movement) หรือได้ทั้งสองทิศทางคือ การทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหรือในแนวราบ โดยเป็นวิธีที่สามารถหาค่าตอบได้ในขั้นตอนเดียว

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีมีการหาค่าตอบหรือเทคนิคเฉพาะในการวิเคราะห์ตัวแปรที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินแตกต่างกันไป ซึ่งนำไปสู่การสร้างสมการรูปแบบปิดที่สามารถหาการเสีรูปร่างของดินหรือการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งต่างๆ ที่อ้างอิงได้ ดังนั้น การหาค่าตอบที่ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียวจึงเป็นข้อดีที่สำคัญของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ ซึ่งจากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่า ได้มีความพยายามในการพัฒนาสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) อย่างง่ายสำหรับหาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ โดยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ที่น่าสนใจที่จะกล่าวถึงในหัวข้อนี้ แสดงไว้ในตารางที่ 2.5

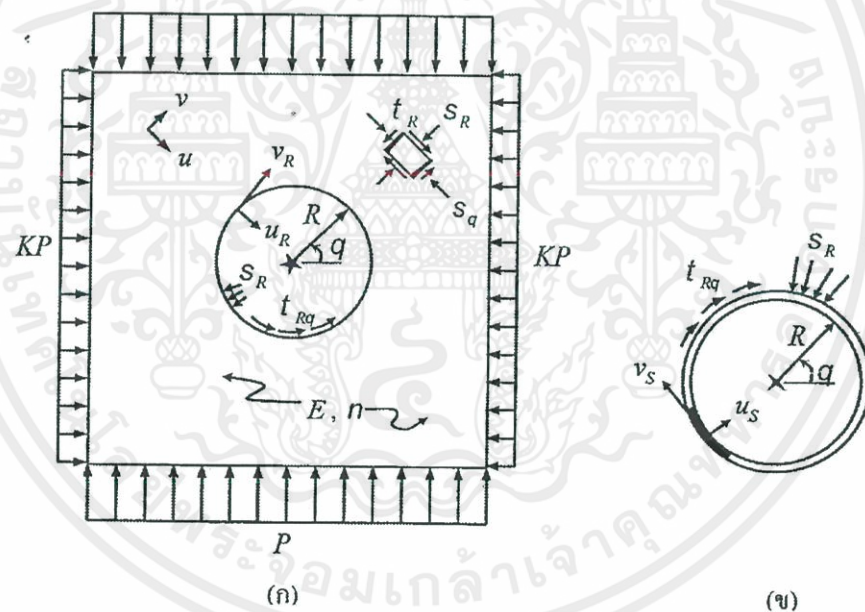
2.6.1 วิธีการของ Einstein and Schwartz (1979)

พฤติกรรมของผนังอุโมงค์ในดินเป็นปัญหาทั่วไปในการวิเคราะห์ปฏิกริยาระหว่างดินและโครงสร้าง ผนังอุโมงค์ภายใต้แรงกระทำจากความเค้นที่มีอยู่ในชั้นดินจะทำให้เกิดการเสียรูป ซึ่งการเสียรูปเหล่านี้จะส่งผลต่อพฤติกรรมของดิน การเคลื่อนตัวแบบสม่ำเสมอหรือการเสียรูปนั้นขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรงของผนังอุโมงค์และชั้นดิน เส้นกราฟ Characteristic Curve (รูปที่ 2.32) ได้แสดงไว้อย่างชัดเจนของความแตกต่างระหว่างความแข็งแรงของผนังอุโมงค์และชั้นดินต่อพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ ผนังอุโมงค์ที่แข็งแรงขึ้นสามารถรับน้ำหนักได้เพิ่มขึ้น ในช่วงแรกการหาค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ (Relative stiffness) ได้ถูกพัฒนาโดย Burns and Richard (1964) สำหรับอุโมงค์ที่รับน้ำหนักแบบ 1 มิติ การหาค่าตอบของ Burns and Richard (1964) คือการทดลองการเปิดช่องเปิดด้านหน้าของผนังทรงกระบอกที่มีความยืดหยุ่นภายใต้สภาวะเงื่อนไขความเครียดระนาบที่ยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain Condition) ในลักษณะดินที่มีพฤติกรรมเป็นเส้นตรง (Linear elastic) โดยการพิจารณาทั้งแบบ Full Slip (ไม่มีการถ่ายความเค้นเฉือน) และ No Slip (ไม่เกิดการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือน) ที่บริเวณส่วนสัมผัสระหว่างดินและผนังอุโมงค์ อย่างไรก็ตาม ความเค้นของดินทางด้านข้างได้ถูกจำกัดไว้เพื่อรักษาเงื่อนไขของความเค้นในแนวตั้ง และค่าอัตราส่วนโพของ ($\sigma_h = \nu/(1 - \nu)\sigma_v$)

หากสมมติฐานดังกล่าวได้นำมาพิจารณาในการออกแบบค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์สามารถนำไปหาวิธีการที่เหมาะสมได้ เมื่อนำไปประยุกต์ใช้ในปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่งยังมีข้อเสียเปรียบจากค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ในสมมติฐานของน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดินซึ่งเป็นน้ำหนักภายนอกทำให้ต้องก่อสร้างอุโมงค์และติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่น้ำหนักภายนอกจะกระทำ ในขณะที่เมื่อน้ำหนักบรรทุกเหล่านี้อยู่ในสภาวะที่ถูกต้องและอุโมงค์รับน้ำหนักสูงสุดก็ไม่พอเพียงในการแสดงพฤติกรรมแบบไม่มีแรงกระทำภายนอก (Unloading) ที่แท้จริงจากการขุดเจาะ ซึ่งเกิดขึ้นได้ขณะทำการขุดเจาะในกรณีนี้คือช่องเปิดหน้าอุโมงค์มีการขุดดินและติดตั้งผนังอุโมงค์หลังจากน้ำหนักบรรทุกที่สอดคล้องกับความเค้นในดินได้กระทำ โดยมีสมมติฐานว่าน้ำหนักบรรทุกภายนอกที่กระทำอาจทำให้เกิดแรงในผนังอุโมงค์มากถึง 50 ถึง 100 เปอร์เซ็นต์ ทำให้เกิดการออกแบบที่สิ้นเปลืองและไม่เป็นที่นิยมมากนัก ทั้งสำหรับการออกแบบเบื้องต้นและการออกแบบรายละเอียด ดังนั้น Einstein and Schwartz (1979) ได้เสนอวิธีการหาค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์สำหรับการขุดดินในสภาวะแรงกระทำถอดถอนซึ่งสามารถประมาณค่าได้จากวิธีของ Burns and Richard (1964) ในมวลดินแบบไม่จำกัดขอบเขต ซึ่งอยู่ในช่วงยืดหยุ่น มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) โดยถูกกระทำด้วยความเค้นในแนวตั้ง (P) ที่มีค่าเท่ากับความเค้นของดินในแนวตั้งที่จุดกึ่งกลางของอุโมงค์ และความเค้นทางด้านข้าง (KP) ผนังอุโมงค์แบบยืดหยุ่นที่มีการเสียรูปแบบยืดหยุ่นตามแนวเส้นรอบรูปได้ถูกพิจารณา ลักษณะการพิจารณาดังกล่าวแสดงไว้ในรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.32 เส้นกราฟ characteristic curve (Einstein and Schwartz,1979)



รูปที่ 2.33 ความสัมพันธ์ในการประมาณค่า ก) ความแข็งแรงของชั้นดิน และ ข) ผนังอุโมงค์ (Einstein and Schwartz,1979)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าความแข็งแรงสัมพัทธ์ของมวลดินต่อผนังอุโมงค์ได้ถูกนำมาคำนวณร่วมกันด้วย การใช้ค่าพารามิเตอร์ 2 ชนิดคือ Compressibility Ratio (C^*) และ Flexibility Ratio (F^*) โดยค่า C^* และ F^* สามารถหาค่าได้จากสมการที่ 2.2 และสมการที่ 2.3

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (2.2)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \quad (2.3)$$

โดยที่

E, ν = โมดูลัสความยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพอของของดิน

E_s, ν_s = โมดูลัสความยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพอของของผนังอุโมงค์

A_s = พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์

R = รัศมีของผนังอุโมงค์

I_s = โมเมนต์ความเฉื่อย (moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร

สำหรับกรณีแบบ Full Slip การเสีรูปของผนังอุโมงค์สามารถหาได้จากสมการที่ 2.4 ถึง สมการที่ 2.7 โดยที่ค่า C^* และ F^* สามารถหาค่าได้จากสมการที่ 2.2 และสมการที่ 2.3

$$\frac{u_s E}{PR(1-\nu)} = \frac{1}{2} (1+K)a_0^* - (1-K)((5-6\nu)a_2^* - (1-\nu)) \cos 2\theta \quad (2.4)$$

$$\frac{\nu_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1-K)((5-6\nu)a_2^* - (1-\nu)) \cos 2\theta \quad (2.5)$$

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (2.6)$$

$$a_2^* = \frac{(F^*+6)(1-\nu)}{2F^*(1-\nu)+6(5-6\nu)} \quad (2.7)$$

ส่วนกรณีแบบ No Slip สามารถหาได้จากสมการที่ 2.8 ถึงสมการที่ 2.13 โดยที่ค่า C^* และ F^* สามารถหาค่าได้จากสมการที่ 2.2 และสมการที่ 2.3

$$\frac{u_s E}{PR(1-\nu)} = \frac{1}{2} (1+K)a_0^* + \frac{1}{2} (1-K)(4(1-\nu)b_2^* - 2a_2^*) \cos 2\theta \quad (2.8)$$

$$\frac{\nu_s E}{PR(1-\nu)} = -(1-K)(a_2^* + (1-2\nu)b_2^*) \sin 2\theta \quad (2.9)$$

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (2.10)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\beta = \frac{(6-F^*)C^*(1-\nu)+2F^*\nu}{3F^*+3C^*+2C^*F^*(1-\nu)} \quad (2.11)$$

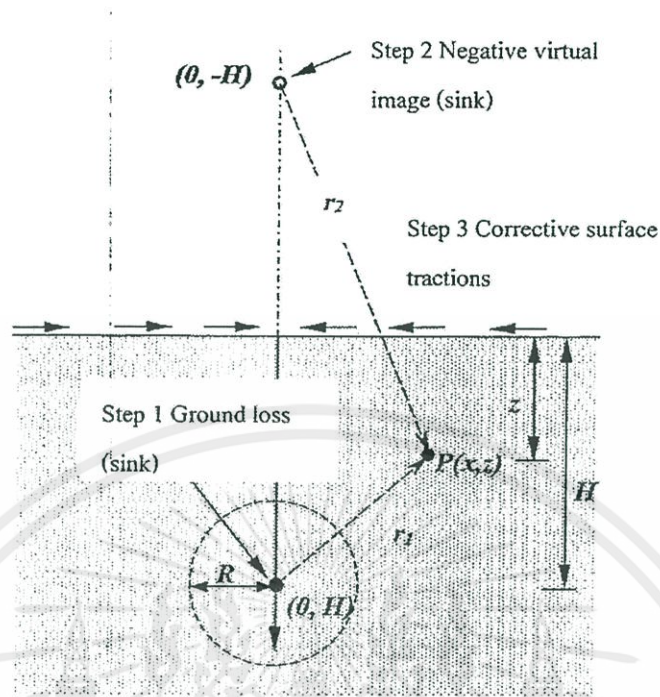
$$b_2^* = \frac{C^*(1-\nu)}{2(C^*(1-\nu)+4\nu-6\beta-3\beta C^*(1-\nu))} \quad (2.12)$$

$$a_2^* = \beta b_2^* \quad (2.13)$$

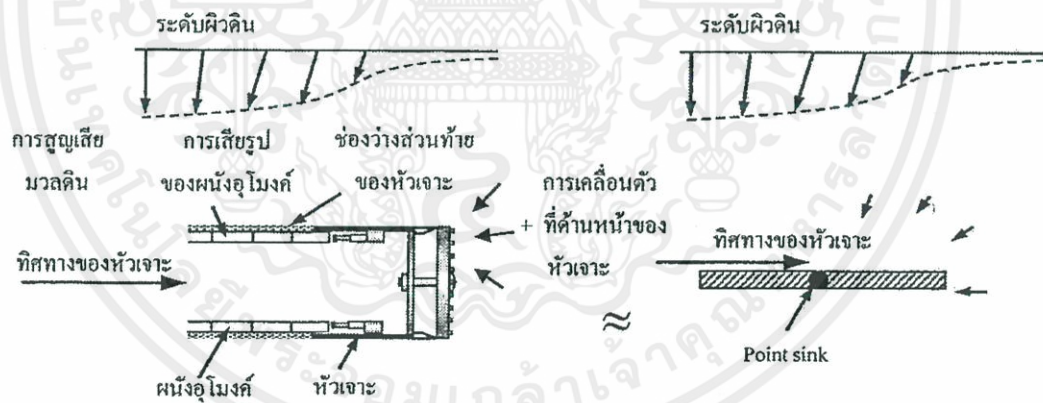
2.6.2 วิธีกรของ Sagasetta (1987)

Sagasetta (1987) ได้เสนอสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ที่ได้จากการวิเคราะห์สนามความเครียด (Strain field) มีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และไม่สามารถบีบอัดตัวได้ (Incompressibility) ที่เกิดจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) จากการก่อสร้างอุโมงค์ Sagasetta (1987) ได้พิจารณาปัญหาด้วยการควบคุมปัจจัยความเครียดด้วยเงื่อนไขของดินที่ไม่สามารถบีบอัดได้เพียงเงื่อนไขเดียว การเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางที่ผิวดินจากการใช้วิธี Virtual image technique ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.34 และผลลัพธ์ที่สำคัญจากการวิเคราะห์แบบระนาบสมมาตรทำให้สามารถคำนวณหาการเคลื่อนตัวของดินที่จุดต่างๆ ได้

ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการประมาณค่าการเคลื่อนตัว คือ การสมมติฐานให้ดินที่ผิวดินมีการเคลื่อนตัวอย่างอิสระในแนวราบทำให้การประมาณเป็นไปโดยง่าย การสูญเสียมวลดินจากการก่อสร้างอุโมงค์มีสมมติฐานการวิเคราะห์ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.35 และการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ผิวดินมีสมมติฐานดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.36 ทำให้ได้สมการรูปแบบปิดสำหรับหาการเคลื่อนตัวที่ผิวดินทั้งในแนวราบ แนวตั้ง และตามแนวยาวของอุโมงค์หาได้จากสมการที่ 2.14 ถึงสมการที่ 2.16 ตามลำดับ



รูปที่ 2.34 Virtual image technique (Sagaseta, 1987)



รูปที่ 2.35 สมมติฐานการวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ (Sagaseta, 1987)

$$u_{x0} = -\frac{v}{2\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2+y^2+h^2)^{1/2}} \right] \quad (2.14)$$

$$u_{y0} = \frac{v}{2\pi} \left[\frac{1}{(x^2+y^2+h^2)^{1/2}} \right] \quad (2.15)$$

$$u_{z0} = \frac{v}{2\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2+y^2+h^2)^{1/2}} \right] \quad (2.16)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ระยะห่างที่ไกลออกไปมากจากจุดที่วิเคราะห์หรือด้านหน้าอุโมงค์ ($y \rightarrow \infty$) จะอยู่ในเงื่อนไขของการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบที่ยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain) และการเคลื่อนตัวหาได้จากสมการที่ 2.17 และสมการที่ 2.18

$$u_{x0}(y \rightarrow \infty) = -\frac{v}{\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \quad (2.17)$$

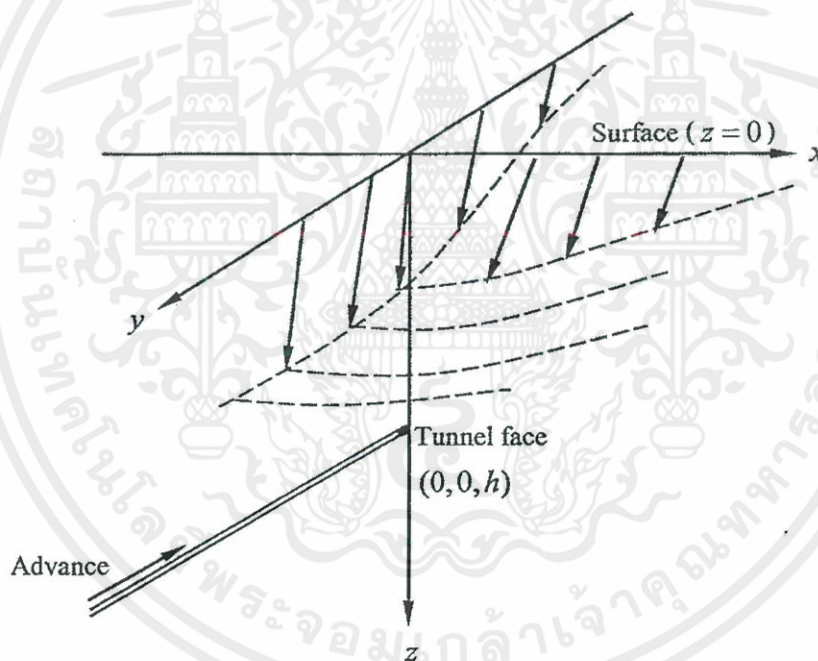
$$u_{z0}(y \rightarrow \infty) = \frac{v}{\pi} \frac{x}{x^2+h^2} \quad (2.18)$$

โดยที่

v = อัตราส่วนโพซอง

x = ระยะทางในแนวราบจากจุดกึ่งกลางอุโมงค์

h = ความลึกวัดจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์

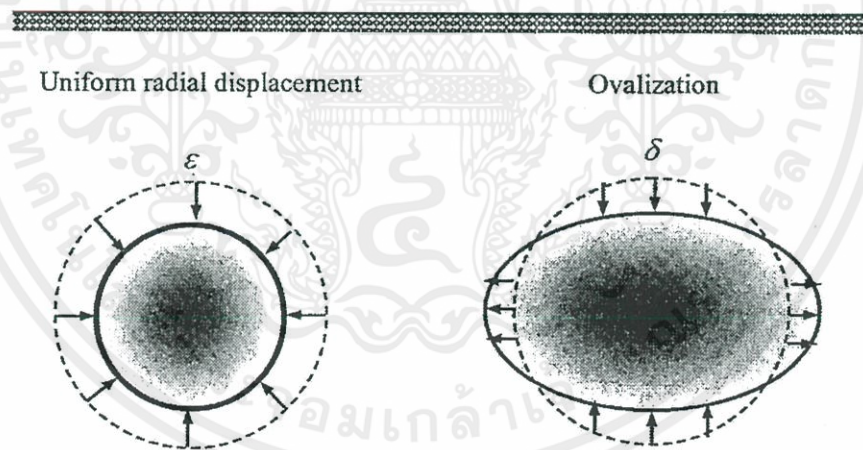


รูปที่ 2.36 การวิเคราะห์ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะไปทางด้านหน้าของอุโมงค์(Sagasetta, 1987)

2.6.3 วิธีการของ Verruijt and Booker (1996)

พื้นฐานของพฤติกรรมและการเสียรูปของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์พิจารณาจากการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Uniform radial displacement) หรือการสูญเสียมวลดินที่มักเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.37 การวิเคราะห์หมีพื้นฐานมาจากวิธีของ Sagasetta (1987) โดยมีที่มาจาก การตั้งอยู่บนสมมติฐานของวัสดุที่ไม่มีการอัดตัว (Incompressibility) และอัตราส่วนโพของ เท่ากับ 0.5

การวิเคราะห์หาคำตอบเริ่มจากจุด Singularity Point (ปกติ คือ ที่ตำแหน่ง ศูนย์กลางอุโมงค์) ในสภาพแบบ Elastic half-plane แล้วทำการเพิ่มจุด Image ของ Singularity Point ที่ด้านตรงข้ามเหนือผิวดินขึ้นไปในแบบสมมาตรกัน ซึ่งสมมติให้ความเค้นเฉือนที่ผิวดินมีค่าเป็น ศูนย์ ทั้งนี้เพื่อให้เกิดความสมดุลกับความเค้นในแนวตั้ง ในขั้นตอนถัดมาจึงเพิ่มการวิเคราะห์ด้วย วิธี Bossiness-type problem ทำให้สามารถหาความสมดุลระหว่างความเค้นในแนวตั้งกับความเค้นที่ผิวดินในแนวราบได้ นอกจากนี้ยังได้ทำการวิเคราะห์ในกรณีที่เกิดการสูญเสียมวลดินในดินที่สามารถบีบอัดตัวได้ เพียงการนำค่าอัตราส่วนโพของมาทำการปรับค่าก่อนการคำนวณในสมการ รูปแบบปิด (Closed-form solution) รวมทั้งพิจารณาผลของการเสียรูปแบบวงรีเอาไว้ด้วย



รูปที่ 2.37 การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรี

(Verruijt and Booker, 1996)

การวิเคราะห์หาคำตอบของปัญหาได้แบ่งเป็นสามส่วน ในสองส่วนแรกเป็นการพิจารณาด้วยวิธี Singular solution ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.38 ภายใต้ทฤษฎีอิลาสติกที่เสนอโดย Timoshenko and Goodier (1951) ที่จุด $x = 0, z = h$ และ $x = 0, z = -h$ ในกรณีนี้การเคลื่อนตัวอยู่ในรูปของ $1/r$ สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวใน finite volume โดยความเค้นอยู่ในรูปของ $1/r^2$ ซึ่ง

อยู่ในทฤษฎีอีลาสติก (Timoshenko and Goodier, 1951) เมื่อนำผลของการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรีเข้าพิจารณาร่วมกันภายใต้สภาวะอีลาสติกทำให้ได้สมการหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในส่วนของ Singular Solution หาได้จากสมการที่ 2.19 และสมการที่ 2.20

$$u_x = -\varepsilon R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left(\frac{x(x^2 - kz_1^2)}{r_1^4} + \frac{x(x^2 - kz_2^2)}{r_2^4} \right) \quad (2.19)$$

$$u_z = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left(\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \quad (2.20)$$

โดยที่

ε = ค่าการเคลื่อนตัวของดินตามแนวรัศมี (radial contraction)

δ = ค่าการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization)

ν = อัตราส่วนโพซอง

R = รัศมีของอุโมงค์

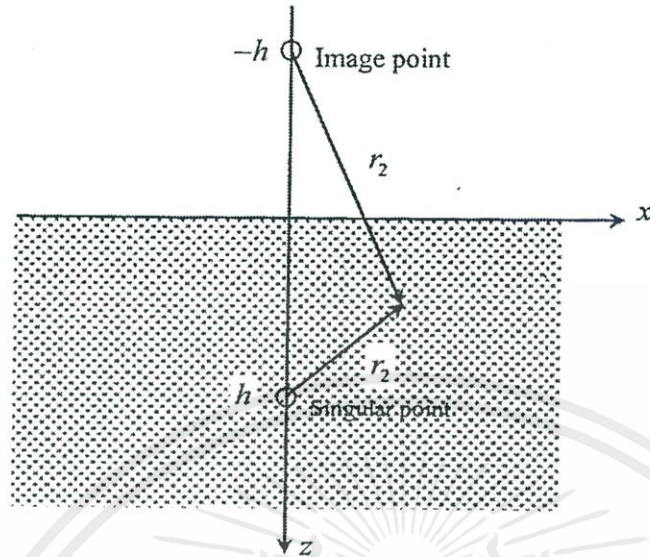
$Z_1 = Z - H$

$Z_2 = Z + H$

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

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

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



รูปที่ 2.38 จุด singular point และจุด image point (Verruijt and Booker, 1996)

ในส่วนที่สามเป็นการวิเคราะห์ด้วย Boussinesq problem จากเงื่อนไขขอบเขตที่ $z = 0$ และความเค้นในแนวตั้งเท่ากับศูนย์ โดยเป็นการแก้สมการด้วย Fourier transforms ซึ่งหลังจากการแทนค่าและอินทิเกรตสมการอนุพันธ์ด้วยวิธีของ Batemana (1954) ทำให้ได้สมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ในส่วนที่สามหาได้จากสมการที่ 2.21 และสมการที่ 2.22

$$u_x = -\frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) - \frac{4\delta R^2 xh}{m+1} \left(\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right) \quad (2.21)$$

$$u_z = \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \quad (2.22)$$

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

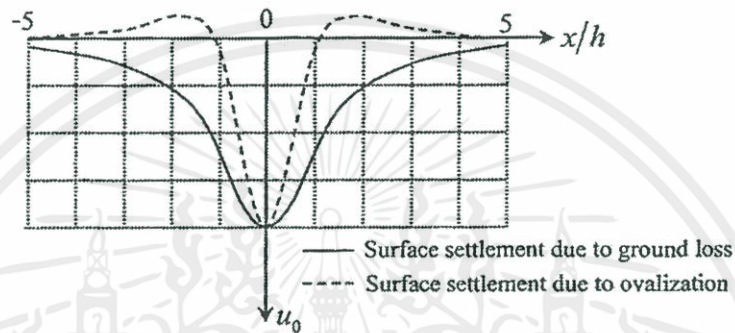
โดยที่

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

ค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ประมาณด้วยวิธีของ Verruijt and Booker (1996) คือ ผลรวมของสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ทั้งสองส่วน เช่น การทรุดตัวคือ ผลรวมของสมการที่ 2.19 กับ สมการที่ 2.21 และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างคือ ผลรวมของสมการที่ 2.20 กับสมการที่ 2.22 นอกจากนี้ Verruijt and Booker (1996) ยังได้พิจารณาการหาค่าการทรุดตัวผิวดินโดยการแทนค่า $z = 0$ จากสมการที่ 2.23

$$u_0 = 2\varepsilon R^2 \frac{m+1}{m} \frac{h}{x^2+h^2} - 2\delta R^2 \frac{h(x^2-h^2)}{(x^2+h^2)^2} \quad (2.23)$$

จากการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวผิวดินของ Verruijt and Booker (1996) ด้วยตัวแปรหลักสองตัวคือ การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรีได้ผลดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.39 โดยพบว่าความกว้างของแนวการทรุดตัวมีค่าค่อนข้างแคบในกรณีของการเสียรูปแบบวงรีและแคบกว่าในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี



รูปที่ 2.39 การทรุดตัวผิวดินจากการวิเคราะห์โดย Verruijt and Booker (1996)

2.6.4 วิธีการของ Verruijt (1997)

การวิเคราะห์การเสียรูปของดินใน Elastic half-plane จากการก่อสร้างอุโมงค์หน้าตัดกลม เป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธี Complex variable solution ซึ่งเป็นการแก้ปัญหาด้วยวิธี Conformal mapping แสดงไว้ในรูปที่ 2.40 ที่ทราบกันดีในทฤษฎี Elastic solution (Bipolar Coordinate) โดยไม่เพียงสามารถหาลักษณะการกระจายตัวของความเค้นรอบอุโมงค์ได้เท่านั้น แต่ยังสามารถหาการกระจายตัวของการเสียรูปรอบอุโมงค์ได้อีกด้วย

พื้นฐานการแก้ปัญหาหรือสมมติฐานของปัญหาในการวิเคราะห์แสดงไว้ในรูปที่ 2.41 ที่ผิวดิน (Free surface) จะเป็นขอบเขตที่ความเค้นมีค่าเป็นศูนย์ (Free of stress) มีน้ำหนักระทำโดยรอบอุโมงค์ที่มีรัศมีเท่ากับ r ที่ความลึกเท่ากับ h จากผิวดิน หรืออยู่เหนือจากยอดอุโมงค์เป็นระยะเท่ากับ d ซึ่งทั้งหมดล้อมรอบด้วยขอบเขต (Region) หรือแทนด้วย R ที่มีคุณสมบัติเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic material) อัตราส่วน r/h ถูกพิจารณาเป็นพารามิเตอร์พื้นฐานทางเรขาคณิต (Basic geometrical parameter) คำตอบที่ได้จากวิธี Complex Variable จะอยู่ในรูปของ 2 ฟังก์ชัน คือ $\phi(z)$ และ $\Psi(z)$ สัมพันธ์กับความเค้นหาได้จากสมการที่ 2.24 และสมการที่ 2.25

$$\sigma_{xx} + \sigma_{yy} = 2 \left\{ \varphi'(z) + \overline{\varphi'(z)} \right\} \quad (2.24)$$

$$\sigma_{yy} - \sigma_{xx} + 2i\sigma_{xy} = 2\{\bar{z}\varphi''(z) + \Psi'(z)\} \quad (2.25)$$

และสัมพันธ์กับความเครียดหาได้จากสมการที่ 2.26

$$2\mu(u_x + iu_y) = \kappa\varphi(z) - z\overline{\varphi'(z)} - \overline{\Psi(z)} \quad (2.26)$$

โดย μ คือ โมดูลัสของแรงเฉือน (Shear modulus) ของวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น และ κ สัมพันธ์กับอัตราส่วนโพซองซึ่งในกรณีความเครียดระนาบที่ยาวไม่สิ้นสุด หาได้จากสมการที่ 2.27 และในกรณี ความเค้นระนาบที่ยาวไม่สิ้นสุด (Plain stress) หาได้จากสมการที่ 2.28

$$\kappa = 3 - 4\nu \quad (2.27)$$

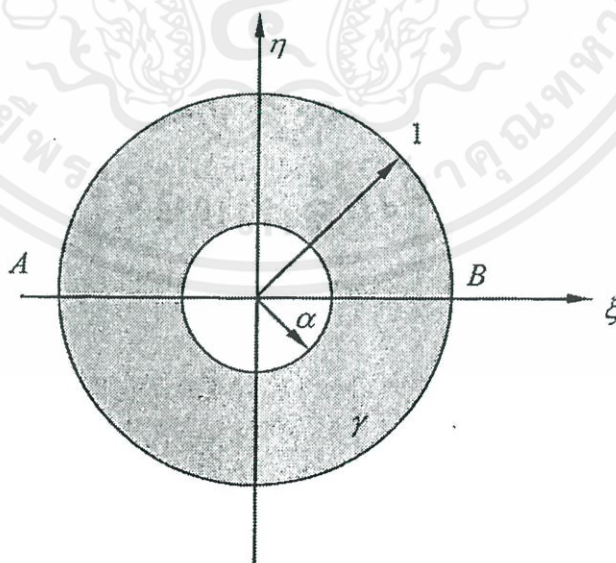
$$\kappa = \frac{3-\nu}{1-\nu} \quad (2.28)$$

เงื่อนไขขอบเขตของการเคลื่อนตัวได้ถูกกำหนดตามเงื่อนไข ซึ่งมีความสะดวกหากกำหนดให้อยู่ในรูปของการอินทิเกรตตามขอบเขตเงื่อนไขที่กำหนดดังสมการที่ 2.29

$$F = F_1 + iF_2 = i \int_0^s (t_x + it_y) ds \quad (2.29)$$

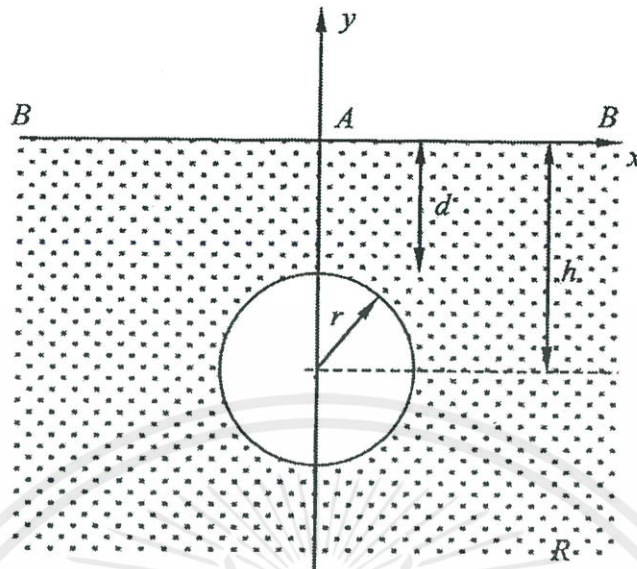
สมการดังกล่าวสัมพันธ์กับฟังก์ชันความเค้นเชิงซ้อน $\varphi(z)$ และ $\Psi(z)$ หาได้จากสมการที่ 2.30

$$F = F_1 + iF_2 = \varphi(z) + z\overline{\varphi'(z)} - \overline{\Psi(z)} + C \quad (2.30)$$



รูปที่ 2.40 ระบายสำหรับการวิเคราะห์ด้วย Conformal mapping

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.41 รูปแบบของสมมติฐานในการแก้ปัญหาของอุโมงค์ใน elastic half-plane

เงื่อนไขขอบเขตของการเคลื่อนตัวหรือการเคลื่อนที่บนผิวดินได้ถูกกำหนดตามเงื่อนไข ซึ่งมีความสะดวกหากกำหนดให้อยู่ในรูปของการอินทิเกรตตามขอบเขตเงื่อนไขที่กำหนดดังสมการที่ 2.31

$$F = F_1 + iF_2 = i \int_0^s (t_x + it_y) ds \quad (2.31)$$

สมการดังกล่าวสัมพันธ์กับฟังก์ชันความเค้นเชิงซ้อน $\varphi(z)$ และ $\Psi(z)$ หาได้จากสมการที่ 2.32

$$F = F_1 + iF_2 = \varphi(z) + z\overline{\varphi'(z)} - \overline{\Psi(z)} + C \quad (2.32)$$

โดย C คือ ค่าคงที่จากการอินทิเกรตและสามารถละเว้นในการแก้ปัญหากรณีนี้ได้ เนื่องจากสามารถนำไปประเมินร่วมกันในการเคลื่อนตัวของวัสดุแข็งเกร็งในระนาบทั้งหมด กระบวนการหาคำตอบที่อ้างอิงจากสมมติฐานในการแก้ปัญหาก็สามารถวิเคราะห์ด้วยวิธี Conformal mapping (รูปที่ 2.40) ในระนาบ ζ บนขอบเขต r หรืออยู่ในช่วง $|\zeta| = 1$ และ $|\zeta| = \alpha$ โดยที่ $\alpha < 1$ สมการ Conformal transformation พิจารณาจากสมการที่ 2.33

$$z = \omega(\zeta) = -ih \frac{1-\alpha^2}{1+\alpha^2} \frac{1+\zeta}{1-\zeta} \quad (2.33)$$

โดย h คือ ความลึกถึงศูนย์กลางของแหล่งกำเนิดการสูญเสียมวลดิน และ α คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดด้วยอัตราส่วน r/h ของแหล่งกำเนิดการสูญเสียมวลดินหาได้จากสมการที่ 2.34

$$\frac{r}{h} = \frac{2\alpha}{1+\alpha^2} \quad (2.34)$$

เนื่องจาก Conformal transformation ฟังก์ชัน $\omega(\zeta)$ ถูกวิเคราะห์ภายใต้ขอบเขต $|\zeta| = 1$ และ $|\zeta| = \alpha$ และฟังก์ชัน $\varphi(z)$ และ $\Psi(z)$ ต้องทำการวิเคราะห์ในขอบเขต R บนระนาบ Z จึงสามารถพิจารณาเป็นฟังก์ชันของ ζ ได้ทั้งความสัมพันธ์จากสมการที่ 2.35 และ สมการที่ 2.36

$$\varphi(z) = \varphi(\omega(\zeta)) = \varphi(\zeta) \quad (2.35)$$

$$\Psi(z) = \Psi(\omega(\zeta)) = \Psi(\zeta) \quad (2.36)$$

และทั้งสองฟังก์ชันได้วิเคราะห์ภายใต้ขอบเขต r เช่นกัน บนระนาบ ζ ซึ่งหมายความว่าสามารถแสดงให้อยู่ในรูปอนุกรมของ Laurent ได้จากสมการที่ 2.37 และสมการที่ 2.38

$$\varphi(\zeta) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} a_k \zeta^k + \sum_{k=1}^{\infty} b_k \zeta^{-k} \quad (2.37)$$

$$\Psi(\zeta) = c_0 + \sum_{k=1}^{\infty} c_k \zeta^k + \sum_{k=1}^{\infty} d_k \zeta^{-k} \quad (2.38)$$

อนุกรมดังกล่าวถูกสมมติให้ค่อยๆ เปลี่ยนแปลงจนบรรจบกันที่ขอบเขต $|\zeta| = 1$ และ $|\zeta| = \alpha$ ในการพิจารณาปัญหาในกรณีของความเค้นและการเคลื่อนตัวได้กำหนดขอบเขตให้ไม่มีที่สิ้นสุด ดังนั้น จึงอาจสมมติได้ว่าอนุกรมก็มีการเปลี่ยนแปลงบนขอบเขตของเงื่อนไขด้วยเช่นกัน และแสดงเป็นนัยว่าความเค้นโดยรอบอุโมงค์ต้องเป็นสภาวะสมดุล (Equilibrium)

ค่าสัมประสิทธิ์ a_k b_k c_k และ d_k สามารถระบุได้จากการกำหนดเงื่อนไข ขอบเขต โดยเงื่อนไขขอบเขตหลักสองประเภท คือ การกำหนดค่าการเคลื่อนตัวหรือการกำหนดความเค้นเป็นศูนย์ที่ผิวดิน ซึ่งอยู่ในรูปของฟังก์ชัน $\varphi(z)$ $\Psi(z)$ และ $\overline{z\varphi'(z)}$ เมื่อทำการเปลี่ยนรูปฟังก์ชันเหล่านี้ภายใต้เงื่อนไขที่สัมพันธ์กับตัวแปร ζ สามารถเขียนสมการในรูปของอนุพันธ์ได้จาก สมการที่ 2.39 และสมการที่ 2.40

$$\varphi'(\zeta) = \frac{d\varphi}{d\zeta} = \frac{d\varphi}{dz} \frac{dz}{d\zeta} = \varphi'(z)\omega'(\zeta) \quad (2.39)$$

$$\overline{z\varphi'(z)} = \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \overline{\varphi'(\zeta)} \quad (2.40)$$

ในกรณีปัจจุบันที่แสดงวิธี Conformal Transformation ที่ให้ไว้ดังสมการที่ 2.47 อนุพันธ์ของสมการดังกล่าวในกรณีของตัวแปร ζ พิจารณาจาก สมการที่ 2.41

$$\omega'(\zeta) = -2ih \frac{1-\alpha^2}{1+\alpha^2} \frac{1}{(1-\zeta)^2} \quad (2.41)$$

บนวงกลมที่มีรัศมี ρ บนระนาบ ζ จะได้ $\zeta = \rho\sigma$ โดย $\sigma = \exp(i\theta)$ ดังนั้น $\zeta = \rho\sigma^{-1}$ จะได้สมการที่ 2.42

$$\frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} = -\frac{1}{2} \frac{(1+\rho\sigma)(\sigma-\rho)^2}{\sigma^2(1-\rho\sigma)} \quad (2.42)$$

ในกรณีอุโมงค์กลม ตัวแปรเหล่านี้จะปรากฏค่อนข้างง่าย ส่วนอุโมงค์ที่มีหน้าตัดรูปร่างอื่นที่ซับซ้อน ตัวแปรก็จะค่อนข้างซับซ้อนเช่นกันและไม่แนะนำให้ใช้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ในการแก้ปัญหา

เงื่อนไขขอบเขต (Boundary Conditions) อันดับแรกคือ ที่ขอบเขตบน $y = 0$ ความเค้นที่ผิวดินมีค่าเป็นศูนย์จากสมการที่ 2.22 จะได้ สมการที่ 2.43

$$y = 0: \varphi(z) + z\overline{\varphi'(z)} + \overline{\Psi(z)} = 0 \quad (2.43)$$

เมื่อเปลี่ยนเงื่อนไขเป็นในรูปของระนาบ ζ จะได้สมการที่ 2.44

$$|\zeta| = 1: \varphi(\zeta) + \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \overline{\varphi'(\zeta)} + \overline{\Psi(\zeta)} = 0 \quad (2.44)$$

จากสมการที่ 2.45 เมื่อขอบเขตนอก $|\zeta| = 1$ และมีรัศมี $\rho = 1$ จะสามารถลดรูปสมการให้อยู่ในรูปอย่างง่ายดังสมการที่ 2.46

$$|\zeta| = 1: \frac{\omega(\zeta)}{\omega'(\zeta)} = \frac{1}{2}(1 - \sigma^{-2}) \quad (2.45)$$

การเคลื่อนตัวในแนวรัศมีอย่างสม่ำเสมอ (Uniform radial displacement) ในการหาคำตอบของการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอในแนวรัศมีที่มีขนาดเท่ากับ u_0 เมื่อมีค่าเป็นบวกคือ การเคลื่อนตัวในทิศทางเข้าหาอุโมงค์ ตัวประกอบการเคลื่อนตัวที่ด้านหน้าอุโมงค์หาได้จากสมการที่ 2.46

$$u_x = -u_0 \frac{x}{r}, u_y = -u_0 \frac{y+h}{r} \quad (2.46)$$

ซึ่งสามารถนำมารวมกับสมการเชิงซ้อน (Complex equation) เป็นสมการที่ 2.47

$$2\mu(u_x + iu_y) = -2\mu u_0 \frac{z+ih}{r} \quad (2.47)$$

เมื่อพิจารณาในรูปของความเค้นและการเคลื่อนตัวแทนค่าในสมการอนุกรมของ Fourier พิจารณาได้จากสมการที่ 2.48 ถึงสมการที่ 2.51

$$(1 - \alpha^2)\bar{a}_1 - (\kappa + \alpha^2)b_1 = -2i\mu u_0 \alpha - (\kappa + 1)a_0 \quad (2.48)$$

$$(1 + \kappa\alpha^2)\bar{a}_1 + (1 - \alpha^2)b_1 = -2i\mu u_0 \alpha + (\kappa + 1)\alpha^2\bar{a}_0 \quad (2.49)$$

$$a_1 = \frac{2i\mu u_0 \alpha}{1 + (\kappa - 1)\alpha^2 + \alpha^4} + a_0 \quad (2.50)$$

$$b_1 = \frac{2i\mu u_0 \alpha^3}{1 + (\kappa - 1)\alpha^2 + \alpha^4} + a_0 \quad (2.51)$$

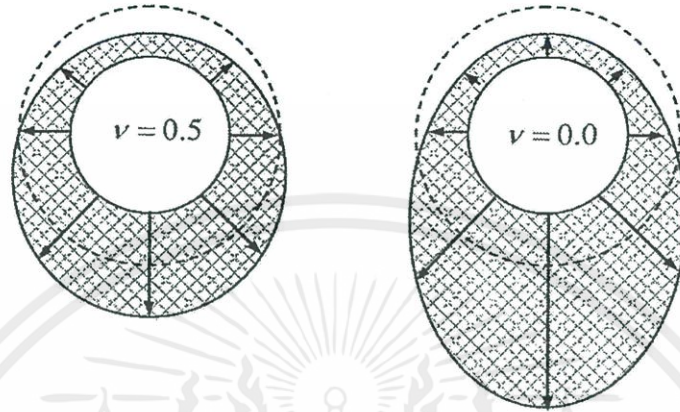
ซึ่งสมมติว่าพิจารณาแบบสมมาตรและตัวแปรอื่นสามารถหาค่าได้ด้วยสมการอนุกรมของ Laurent หาได้จากสมการที่ 2.52 และสมการที่ 2.53

$$\begin{aligned} & (1 - \alpha^2)(k - 1)\bar{a}_{k+1} - (a^2 + \kappa\alpha^{-2k})b_{k+1} \\ & = (1 - \alpha^2)k\bar{a}_k - (1 + \kappa\alpha^{-2k})b_k + \\ & A_{-k}\alpha^{-k}, k = 1, 2, 3 \end{aligned} \quad (2.52)$$

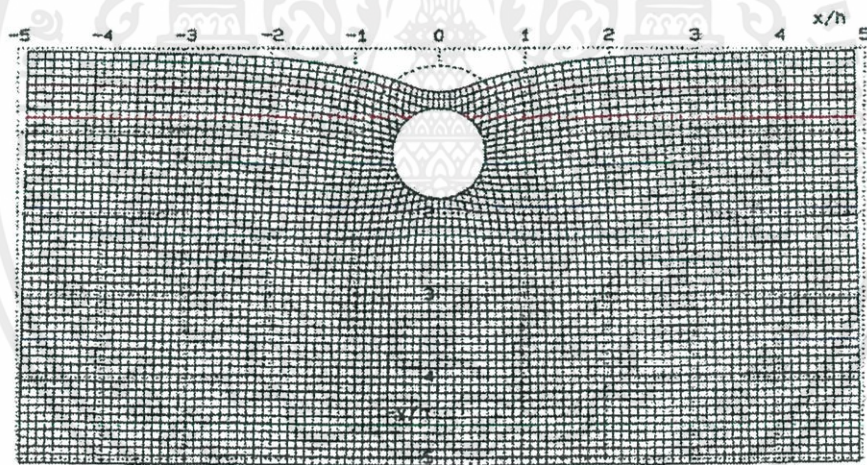
$$\begin{aligned} & (1 + \kappa\alpha^{2k+2})\bar{a}_{k+1} - (1 - \alpha^2)(k + 1)b_{k+1} \\ & = \alpha^2(1 + \kappa\alpha^{2k})\bar{a}_k + (1 - \alpha^2)kb_k \\ & + \bar{A}_{k+1}\alpha^{k+1} = 1, 2, 3 \end{aligned} \quad (2.53)$$

ตัวแปรที่สามารถคำนวณได้เป็นอันดับแรกคือ a_0 โดยการกำหนดเงื่อนไขให้ k มีค่าไม่สิ้นสุด (infinite) กระบวนการตั้งที่ได้กล่าวไว้พบว่าสามารถนำไปใช้ได้ดี ถึงแม้ว่าจำนวนของผลบวกแต่ละพจน์เพื่อให้ได้ค่าสมบูรณ์มีมากกว่า 100 ถึง 1000 พจน์ หากรัศมีของอุโมงค์มีขนาดใหญ่ ($r/h = 0.99$ หรือ 0.999) หรือในกรณีที่มีรัศมีของอุโมงค์มีขนาดเล็ก เช่น $r/h < 0.5$ จำนวนพจน์จะเหลือเพียง 20 พจน์หรือน้อยกว่า และพบว่าค่าของพจน์สุดท้ายที่ทำให้กระบวนการสมบูรณ์ควรมีค่าน้อยกว่า 10^{-14} การทรุดตัวของอุโมงค์หรือการเคลื่อนตัวของส่วนล่างของอุโมงค์มีค่าน้อยกว่าการเคลื่อนตัวของส่วนยอดของอุโมงค์ จากผลลัพธ์นี้จึงทำให้สามารถสรุปได้ว่าความแข็งแรงของวัสดุเหนืออุโมงค์น้อยกว่าความแข็งแรงของวัสดุที่อยู่ต่ำกว่าอุโมงค์ และยิ่งหมายถึงค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์มีค่าไม่คงที่ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.42 ที่ค่าอัตราส่วนโพของเท่ากับ 0.5 และ 0

การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์ในกรณีอัตราส่วนโพของมีค่าเท่ากับศูนย์และ $r/h = 0.8$ แสดงไว้ในรูปที่ 2.43 โดยพบว่าการเคลื่อนตัวที่ส่วนล่างของอุโมงค์เป็นการเคลื่อนตัวลง แม้ว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะเคลื่อนตัวขึ้นจากการสูญเสียมวลดิน



รูปที่ 2.42 ค่าคงที่แบบสปริงรอบอุโมงค์เมื่อ $r/h = 0.5$



รูปที่ 2.43 การเคลื่อนตัวโดยรอบอุโมงค์เมื่อ $v = 0, r/h = 0.8$

2.6.5 วิธีการของ Loganathan and Poulos (1998)

พบว่าการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ในระหว่างขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์ในปัจจุบันใช้วิธีการเชิงประสบการณ์ (Empirical methods) ยังคงมีข้อจำกัดที่สำคัญอยู่ ดังนั้นเพื่อความแม่นยำในการวิเคราะห์จำเป็นต้องพิจารณาถึงปัจจัยที่เกี่ยวข้อง เช่น วิธีการก่อสร้าง การบังคับหัวเจาะ ความลึกของอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลาง สภาวะหน่วยแรงเบื้องต้น พฤติกรรมของความเค้นและความเครียดของดินโดยรอบอุโมงค์ ด้วยเหตุนี้ จึงได้กำหนดนิยามปัจจัยของการสูญเสียมวลดินขึ้นใหม่คือ การสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss) โดยใช้ค่า

ช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) ร่วมกับสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods) ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ การสูญเสียมวลดินเทียบเท่าโดยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์นี้มีค่าใกล้เคียงกับปริมาณการสูญเสียมวลดินที่ได้จากการเก็บข้อมูลร่วมกับวิธีสมการเชิงประสบการณ์ โดยเฉพาะกับดินเหนียวแข็งสำหรับดินเหนียวอ่อนปริมาณการสูญเสียมวลดินที่วิเคราะห์โดยวิธีนี้มีค่ามากเกินไป ซึ่งปริมาณการทรุดตัวผิวดินและขนาดความกว้างของแนวการทรุดตัวมีค่ามากกว่าข้อมูลที่ตรวจวัดจากในสนาม อย่างไรก็ตาม วิธีการวิเคราะห์การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างวิธีนี้เหมาะสมกับดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)

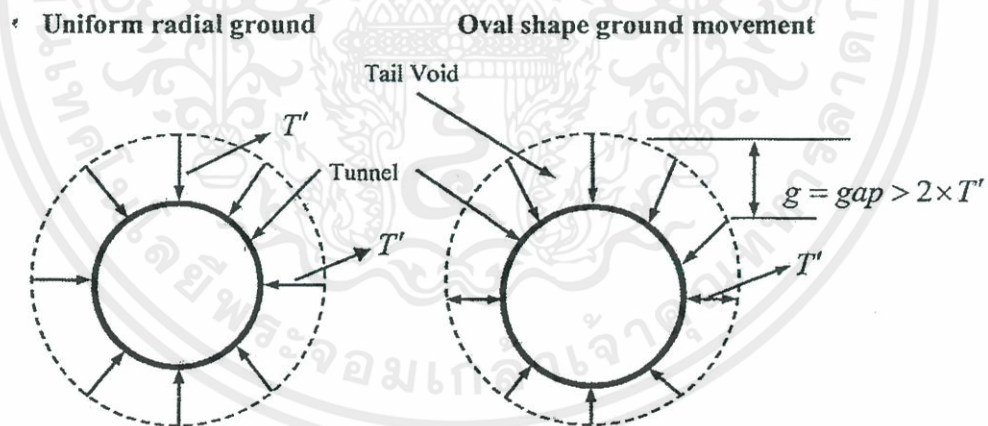
ในทางวิศวกรรมการเคลื่อนตัวของดินสามารถอธิบายด้วยสมการจากวิธีสมการเชิงประสบการณ์ (Empirical methods) ซึ่งอยู่บนพื้นฐานของข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากในสนาม เช่น เส้นโค้งความน่าจะเป็นปกติ (Normal probability Curve) (Peck, 1969 และ Attewell and Woodman, 1982) คุณสมบัติของ Gaussian Curve นั้นสามารถนำมาวาดรูปตัดตามแนวขวางของการทรุดตัวเนื่องจากการสร้างอุโมงค์ได้ แต่ทฤษฎีของ Peck (1969) นั้นไม่มีทฤษฎีที่เป็นพื้นฐานอ้างอิง เนื่องจากลักษณะของเส้นโค้งมีแนวโน้มเหมือนกับค่าที่วัดได้จากสนาม และสามารถอธิบายได้จากปัจจัยเพียงไม่กี่ตัว วิธีนี้ให้ผลเป็นที่น่าพอใจสำหรับดินเหนียวที่มีคุณสมบัติถูกกดด้วยน้ำหนักปกติ (Normal Consolidated) แต่ไม่ควรใช้กับดินเม็ดหยาบเช่น ดินทราย (O'Reilly and New, 1991) และดินเหนียวที่มีคุณสมบัติถูกกดด้วยน้ำหนักสูงกว่าปัจจุบัน (Overconsolidated) อย่างไรก็ตามวิธีเหล่านี้มีข้อจำกัดที่สำคัญได้แก่ ความแตกต่างทางด้านสภาพชั้นดิน เทคนิคการก่อสร้าง ข้อจำกัดของข้อมูลเกี่ยวกับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินและการทรุดตัวผิวดินในระดับลึก เพราะฉะนั้นการใช้วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods) จึงเป็นวิธีที่น่าสนใจในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical methods) ได้มีการพัฒนาให้มีรูปแบบเป็นสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) โดยรวบรวมตัวแปรที่มีผลทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวเริ่มจาก Sagaseta (1987) เสนอสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ซึ่งหาจากสนามความเครียด (Strain field) โดยตั้งสมมติฐานว่ามีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และดินไม่สามารถบีบอัดตัวได้ (Incompressible soil) จากการสูญเสียมวลดินบริเวณใกล้เคียง ซึ่งสามารถพิจารณาพฤติกรรมของผิวดินได้ด้วยวิธี Virtual image Technical ใน Elastic half-space ต่อมา Verruijt and Booker (1996) เสนอสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับอุโมงค์ใน Elastic half-space ซึ่งต่างกับ Sagaseta (1987) คือ ดินสามารถบีบอัดตัวได้โดยปรับใช้ค่าอัตราส่วนโพซง และคิดผลกระทบของการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินโดยใช้วิธีของ Verruijt and Booker (1996) นั้นค่าของแนวการ

ทรุดตัวผิวดินจะกว้างกว่าค่าที่วัดได้จากในสนาม และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินมีค่ามากกว่า การเคลื่อนตัวที่วัดได้จากสนามเช่นกัน

การทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์แสดงออกในลักษณะของปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เป็นสัดส่วนโดยประมาณของมวลดินชุดในงานอุโมงค์ นั่นคือ สัดส่วนปริมาตรผิวดินที่ทรุดตัวต่อปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาว ซึ่งปริมาณการสูญเสียมวลดินนี้ได้มาจากการสังเกต (Empirical) และมีค่าผันผวนตามลักษณะของดินและอุโมงค์ ดังนั้น จึงให้นิยามของปริมาณการสูญเสียมวลดินใหม่บนพื้นฐานของช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) ซึ่งเสนอ โดย Lo and Rowe (1984) Rowe and Kack (1983) และ Lee et al (1992) อ้างอิงเป็นปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss)

ในปัจจุบันปริมาณการสูญเสียมวลดินคำนวณจากวิธีสมการเชิงประสบการณ์ (Empirical methods) (Peck, 1969 และ O'Reilly and New, 1982) ซึ่งไม่ได้พิจารณาถึงผลจากวิธีการก่อสร้างอุโมงค์และลักษณะของอุโมงค์ ซึ่งในทางปฏิบัติ ปริมาณการสูญเสียมวลดินนั้นมีความผันผวน ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ ลักษณะของอุโมงค์ ชนิดของดิน และจากปัจจัยผลกระทบอื่น ดังนั้น การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีนี้จึงจำเป็นต้องใช้ประสบการณ์มาก จึงได้มีวิธีการหาปริมาณการสูญเสียมวลดินโดยใช้ช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) ที่เสนอโดย Rowe and Kack (1983)



รูปที่ 2.44 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินแบบสมมาตรและ Oval shape รอบอุโมงค์

Rowe and Kack (1983) ได้ให้นิยามช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.44 ขนาดของช่องว่างรอบอุโมงค์เท่ากับขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลจากการเสียรูปของดินด้านหน้าหัวเจาะแบบ Elastoplastic การตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

(Over-Cutting) และ Physical gap ซึ่งสัมพันธ์กับขนาดของหัวเจาะและรูปทรงของผนังอุโมงค์ โดยสามารถหาค่าช่องว่างรอบอุโมงค์ที่พัฒนาขึ้นมาของ Lee et al. (1992) จากสมการที่ 2.54

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega \quad (2.54)$$

โดย

G_p = physical gap $2\Delta + \delta$ (หมายถึง ระยะระหว่างขอบนอกของหัวเจาะถึงผนังอุโมงค์) หรือมีค่าเท่ากับ 7-10%($2\Delta + \delta$) หากมีการฉีดอัดน้ำปูน

Δ = ความหนาของผนังหัวเจาะส่วนหาง

δ = ช่องว่างระหว่างผนังหัวเจาะด้านในกับผนังอุโมงค์ด้านนอก

U_{3D}^* = การเสียรูปแบบ 3 มิติที่ด้านหน้าหัวเจาะ $\frac{k}{2} \delta_x$

k = 0.7 - 0.9 สำหรับ stiff clay ถึง soft clay

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

Ω = dimensionless displacement factor ปกติมีค่าเท่ากับ 1

R = รัศมีของอุโมงค์

E = โมดูลัสของดิน

P_0 = ความเค้นของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ $[(K_0 P'_v + P_w) - P_i]$

K_0 = สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

P'_v = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ณ ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (springline)

P_w = ความดันน้ำที่วัดได้จริง ณ ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (springline)

P_i = ความดันค้ำยัน (support pressure) เช่น ความดันหน้าหัวเจาะ

ω = ช่องว่างเนื่องจากความผิดพลาดของผู้บังคับหัวเจาะ ($0.6G_p$)

ขั้นตอนในการหาช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) ซึ่งเสนอโดย Lee et al (1992) แสดงไว้ในรูปที่ 2.45 การประมาณรูปแบบของการเคลื่อนตัวของดินมีผลอย่างมากต่อการหาปริมาณการสูญเสียมวลดิน เนื่องจากการสูญเสียมวลดินแบ่งออกเป็น 2 ชั้น คือ

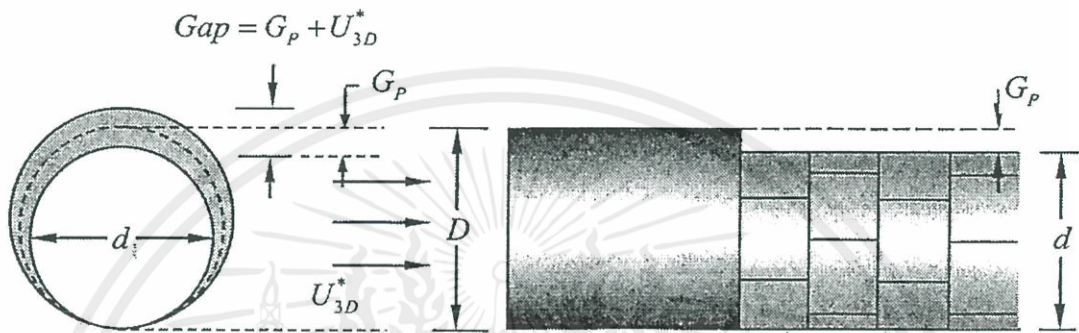
ก) การสูญเสียมวลดินในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained state) เกิดขึ้นอย่างทันทีที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน

ข) การสูญเสียมวลดินแบบระยะเวลาขึ้นอยู่กับการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และการคืบ (Creep) ของดิน

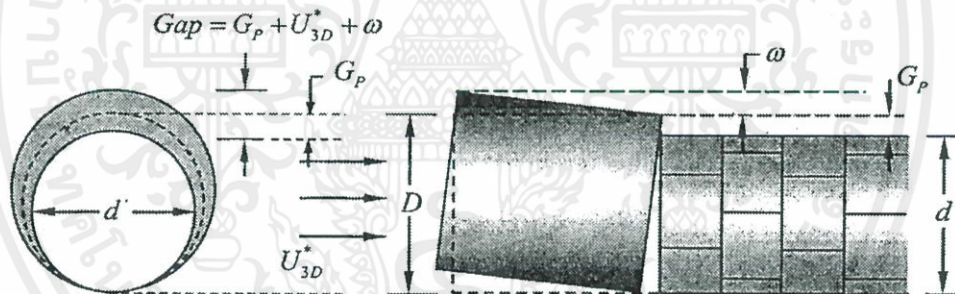
การพิจารณารูปแบบของ Gap ในช่วงระยะเวลาที่สั้นคือ สภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ซึ่งหมายถึงอยู่ในชั้นที่ 1 คือ ไม่พิจารณาผลของเวลาและการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้น ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าที่ใช้ช่องว่างรอบอุโมงค์ (Gap parameter) จึงอยู่ในสภาวะ

แบบไม่ระบายน้ำเท่านั้น ข้อได้เปรียบในการใช้ช่องว่างรอบอุโมงค์ในการหาปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า คือ

- ก) สามารถพิจารณาความหลากหลายในวิธีการก่อสร้าง และเครื่องมือในการก่อสร้างอุโมงค์
- ข) สามารถพิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบ Elastoplastic ซึ่งใกล้เคียงธรรมชาติ



- (1) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะและให้ดินด้านหน้าไหลเข้ามาภายในอุโมงค์ทำให้เกิดการลดลงของความเค้นด้านหน้าหัวเจาะทำให้เกิดการเสียรูปแบบ 3 มิติ



- (2) การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะที่เป็นต้นเหตุของการสูญเสียมวลดินและการตัดดินเกินเส้นรอบวงของอุโมงค์เกิดจากการควบคุมทิศทางของคนบังคับหัวเจาะ

รูปที่ 2.45 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดิน (Lee et al, 1992)

ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ (Equivalent undrained ground loss, ε_0) นั้นสามารถหาได้จากสมการที่ 2.55

$$\varepsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (2.55)$$

โดยที่

R = รัศมีของอุโมงค์

g = ช่องว่างรอบอุโมงค์ (gap parameter)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณปริมาณการสูญเสียมวลดินโดยวิธีของ Verruijt and Booker (1996) อยู่บนพื้นฐานของดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวแบบสม่ำเสมอ ซึ่งในทางปฏิบัติ Rowe and Kack (1983) กล่าวว่า การเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ไม่สม่ำเสมอโดยขนาดช่องว่างรอบอุโมงค์มีรูปแบบเป็น Oval shape ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.44 เนื่องจาก

- ก) มุมของการขับเคลื่อนหัวเจาะที่ต้องเงยขึ้นเล็กน้อยเพื่อให้ได้ระดับที่ออกแบบไว้
- ข) ส่วนของผนังอุโมงค์จะเคลื่อนที่ลงมาแทนที่ช่องว่างเมื่อส่วนท้ายหัวเจาะเคลื่อนที่

ไป

ค) การเสีรูปร่างของดินด้านหน้าหัวเจาะแบบอีลาสโตพลาสติก (Elastoplastic)

ก่อนที่จะเกิด Gap ความเค้น (Stress) ในดินจะอยู่ในสภาวะสมดุล เมื่อก่อสร้างอุโมงค์จะเกิดการรบกวนทำให้ความเค้นในดินไม่สม่ำเสมอ ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวแบบ Oval shape ซึ่งเป็นพื้นฐานในการหารูปแบบการเสีรูปร่างของดิน ในปัจจุบันปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าได้พัฒนาขึ้นร่วมกับการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีที่ไม่สม่ำเสมอรอบอุโมงค์ ซึ่งเป็นพื้นฐานในการหาอิทธิพลของรูปแบบการเสีรูปร่างของดินส่วนประกอบของการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า (Equivalent ground loss) .50 ค่าพารามิเตอร์ซึ่งทำให้เกิดการทรุดตัวสามารถอธิบายได้โดยฟังก์ชันเลขชี้กำลัง (Exponential function) ของการสูญเสียมวลดินเทียบเท่า ε_0 ซึ่งแสดงการเคลื่อนตัวแบบไม่สม่ำเสมอของดินรอบอุโมงค์ดังสมการที่ 2.56

$$\varepsilon_{x,z=0} = \varepsilon_0 B \exp(-Ax^2) \quad (2.56)$$

A, B = ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขตที่จะอธิบายในย่อหน้าถัดไป

ε_0 = ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าซึ่งได้จากสมการที่ 2.55

เมื่อดินที่อยู่เหนืออุโมงค์เคลื่อนที่ลงมาสัมผัสผนังอุโมงค์ ดินบริเวณด้านข้างของอุโมงค์จะไหลลงสู่ใต้อุโมงค์ ดังนั้น การเคลื่อนที่ขึ้นของดินใต้อุโมงค์จะถูกจำกัดไว้ ศึกษาได้จากแบบจำลองหมุนเหวี่ยง (Centrifuge model) ทดสอบโดย Stallebrass et al (1996) ซึ่งให้ผลที่ใกล้เคียงกัน เมื่ออุโมงค์เคลื่อนตัวลงในช่องว่างส่วนล่างของอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักตัวเอง ระยะช่องว่างระหว่างผิวดินที่ถูกขุดเจาะกับผนังอุโมงค์ส่วนยอดจะมีค่าเป็น 2 เท่าของความหนา gap ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.45 ช่องว่างที่อยู่เหนือด้านข้างอุโมงค์ (Spring line) มีค่าประมาณ 75 เปอร์เซ็นต์ของปริมาณช่องว่างทั้งหมด ดังนั้น เมื่อพิจารณา 75 เปอร์เซ็นต์ของช่องว่างที่อยู่เหนืออุโมงค์ดังรูปที่ 2.46 ซึ่งแสดงเขตอิทธิพลเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวขึ้น ที่ระดับความลึกของอุโมงค์ เมื่อวาดเส้นจากตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ถึงความกว้างของการทรุดตัวจะได้มุม β จากการศึกษาข้อมูลที่ได้จากการก่อสร้างโดย Cording and Hansmire (1975) ค่ามุม β จะมีค่าประมาณ 45 องศา ในกรณีดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง โดย

การเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นเหนือเส้นตรง 45 องศา ระหว่างอุโมงค์และผิวดิน ดังนั้น เมื่อพิจารณาการทรุดตัวผิวดินบนแกนอุโมงค์ (Tunnel axis) จะได้ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าสมบูรณ์ (Complete cumulative equivalent ground loss, 100% ϵ_0) และการทรุดตัวผิวดินที่ระยะ $H + R$ จะได้ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าบางส่วน (Partial Cumulative equivalent ground loss, 25% ϵ_0) เมื่อปรับเงื่อนไขขอบเขตของรูปที่ 2.45 และรูปที่ 2.46 ร่วมกัน ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าจากการจำลองการเคลื่อนตัวในแนวตั้งแบบไม่สม่ำเสมอแสดงดังสมการที่ 2.57

$$\epsilon_{x,z} = \epsilon_0 \exp \left[\frac{-1.38x^2}{(H+R)^2} \right] \quad (2.57)$$

จากการศึกษาข้อมูลที่ได้จากการก่อสร้างโดย Deane and Bassett (1995) และ Stallebrass et al (1996) แสดงการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเข้าสู่ช่องว่างจะมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (Spring line) และจะมีค่าเป็นศูนย์ที่ส่วนยอด (Crown) และส่วนล่าง (Invert) ของอุโมงค์ ดังนั้น การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจะมีความสมมาตรตามแนวแกนอุโมงค์ซึ่งสามารถแสดงได้ดังสมการที่ 2.58

$$\epsilon_{x,z} = \epsilon_{x,z=0} C \exp(-Dz^2) \quad (2.58)$$

โดยที่

$C, D =$ ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขต

จากรูปแบบของ Oval shape gap ขนาดของการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (Spring line) จะมีค่าประมาณครึ่งหนึ่งของการทรุดตัวในแนวตั้ง ซึ่ง 75 เปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนตัวของดินอยู่เหนือตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ ดังนั้น ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าทางด้านข้างที่ระยะ x และความลึก $H(\epsilon_{w,H})$ ที่ค่าประมาณ 50 เปอร์เซ็นต์ของปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าในแนวตั้ง (50) เมื่อนำเงื่อนไขขอบเขตจากรูปที่ 2.46 และสมการที่ 2.57 แทนลงในสมการที่ 2.58 ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าจากการจำลองการเคลื่อนตัวแบบไม่สม่ำเสมอของดินรอบอุโมงค์แสดงได้ดังสมการที่ 2.59

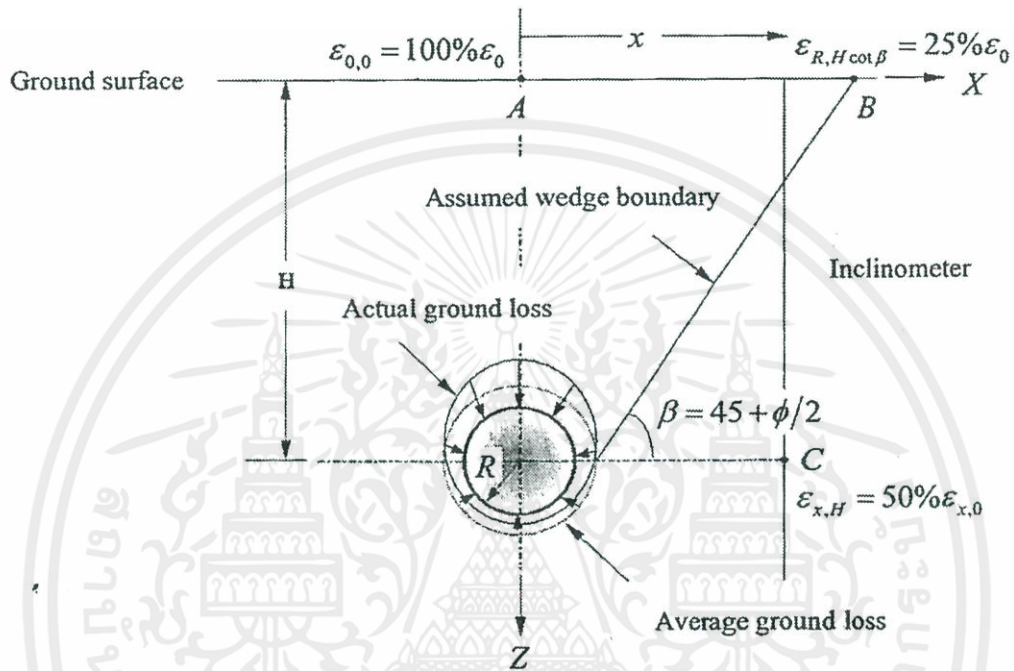
$$\epsilon_{x,z} = \frac{4gR+g^2}{4R^2} \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (2.59)$$

โดยที่

H = ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

R = รัศมีของอุโมงค์

g = ช่องว่างรอบอุโมงค์ (gap parameter)



รูปที่ 2.46 เงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998)

ทั้งหลายเหล่านี้ การเสียรูปของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์สามารถนำไป

พิจารณาหา

ก) การทรุดตัวผิวดินและที่ระดับลึก (Surface and subsurface settlements) Verruijt and Booker (1996) เสนอสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) สำหรับการประมาณค่าการทรุดตัวผิวดินแบบรัศมีคงที่ (uniform radial) ดังที่แสดงในสมการที่ 2.20 และสมการที่ 2.22 ซึ่งได้พิจารณาพื้นฐานของการเคลื่อนตัวแบ่งเป็นสองแบบคือ การเคลื่อนตัวอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี และการเสียรูปแบบวงรีของดิน ซึ่งผลการวิเคราะห์ค่าแนวการทรุดตัวจะกว้างออกมากเมื่อเทียบกับวิธีการสังเกต (Empirical solutions) และข้อมูลตรวจวัดจากในสนาม เหตุผลที่เป็นเช่นนี้เพราะพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรง และบางส่วนเป็นแบบพลาสติก

(Plastic) และจากการเก็บข้อมูลปริมาณการสูญเสียมวลดินซึ่งการเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมียังไม่สมจริง

เมื่อนำสมการดังกล่าวมาปรับปรุงโดยใช้นิยามของปริมาณการสูญเสียมวลดินใหม่ ร่วมกับการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรงรอบอุโมงค์ โดยพิจารณาในเงื่อนไขแบบระยะเวลาที่สั้นหรือสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ และไม่สนใจการเสีรูปร่างของดินในช่วงระยะยาวเนื่องจากการเสียรูปแบบวงรีของอุโมงค์ จึงนำสมการที่ 2.59 มาใช้ร่วมกับสมการเดิมของ Veruit and Booker (1996) สามารถกำหนดสมการวิเคราะห์การทรุดตัวผิวดินได้ใหม่ดังสมการที่ 2.60

$$U_{z=0} = 4(1 - \nu)R^2 \frac{H}{(H^2+x^2)} \frac{4gR+g^2}{4R^2} \exp \left[-\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} \right] \quad (2.60)$$

และสามารถกำหนดสมการหาค่าการทรุดตัวผิวดินที่ระดับลึก (subsurface settlement) หาได้จากสมการที่ 2.61

$$U_z = \varepsilon_{x,z} R^2 \left\{ -\frac{z-H}{x^2+(z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2+(z+H)^2} - \frac{2z[x^2-(z+H)^2]}{[x^2+(z+H)^2]^2} \right\} \quad (2.61)$$

ข) การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral deformation) สมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างโดย Veruijt and Booker (1996) แสดงไว้ในสมการที่ 2.19 และสมการที่ 2.21 เมื่อกำหนด $\delta = 0$ จากเงื่อนไขสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ จากนั้นแทนสมการที่ 2.59 ลงในสมการที่ 2.19 และสมการที่ 2.21 แล้วจัดรูปสมการใหม่ จะได้ สมการที่ใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินแสดงดังสมการที่ 2.62

$$U_x = -\varepsilon_{x,z} R^2 \left\{ \frac{1}{x^2+(H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2+(H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{[x^2+(H+z)^2]^2} \right\} \quad (2.62)$$

โดยที่

Z = ความลึกถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์จากผิวดิน

x = ระยะในแนวราบวัดจากแกนของอุโมงค์ ณ จุดที่ต้องการหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

2.6.6 วิธีการของ Pinto (1999)

Pinto (1999) ได้กล่าวไว้ว่า การแก้ปัญหาโดยวิธีการของ Sagaseta (1987) ยังคงไม่ชัดเจนในการพิจารณาผนังอุโมงค์ที่มีการยุบตัวหรือการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization หรือ Pure distortion) และการแก้ปัญหาแบบเป็นจุด (Point solution) หรือวิธีการของ Veruijt and Booker (1996) ที่เสนอวิธีการใช้ Exact solution สำหรับอุโมงค์วงกลมที่อยู่ในดินทั้งแบบที่มี

คุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic, $K_0 = 1$) และมีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic, $K_0 \neq 1$) รวมทั้งได้ศึกษาวิธี Conformal mapping และการวิเคราะห์ด้วย Complex variable solution ของ Verruijt (1997) ทั้งหลายเหล่านี้ Pinto (1999) ได้ทำการต่อยอดด้วยการเสนอปัจจัยที่ทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวประกอบด้วย การเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์ (u_δ) และการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี (u_ϵ) หาได้จากสมการที่ 2.63 และสมการที่ 2.64

$$u_\delta = \frac{q_0 R(3-4\nu)}{2G} \quad (2.63)$$

$$u_\epsilon = -\frac{p_0 R}{2G} \quad (2.64)$$

โดยที่

p_0 = ความเค้นรวมที่เกิดขึ้น (in-situ average total stress)

$$[\sigma'_{v0}(1 - K_0)/2 + u_w]$$

q_0 = ความเค้นเบี่ยงเบนที่เกิดขึ้น (in-situ deviatoric stress)

$$[\sigma'_{v0}(1 - K_0)/2]$$

G = โมดูลัสแรงเฉือนของดิน $[E/2(1 + \nu)]$

R = รัศมีของอุโมงค์

E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน

ν = อัตราส่วนโพซง

σ'_{v0} = ความเค้นประสิทธิผลจากผิวดินถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์

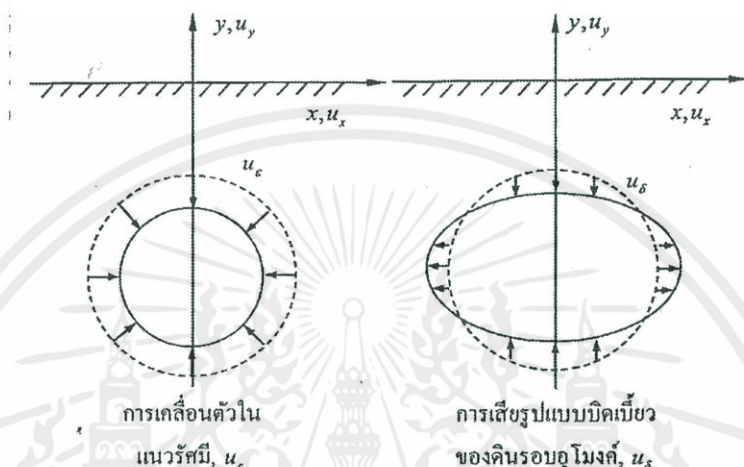
K_0 = สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

u_w = ความดันน้ำในโพรงดิน (pore water pressure)

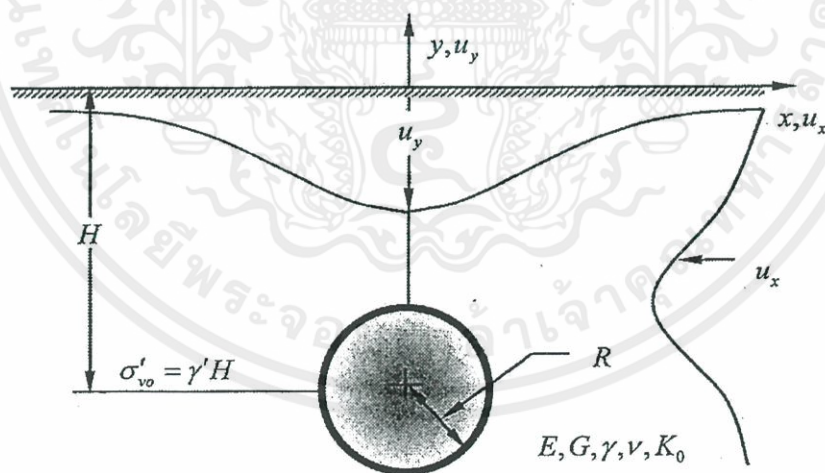
ปัจจัยทั้งสองลักษณะนี้นำไปใช้คำนวณการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินได้ต่อไป ลักษณะของการเคลื่อนตัวทั้งสองแสดงไว้ในรูปที่ 2.47 โดยคำจำกัดความและการหาค่าตัวแปรอื่นแสดงไว้ในรูปที่ 2.48

Pinto (1999) วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินแยกออกเป็นสองลักษณะคือ จากผลกระทบของการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยว ต่อการเสียรูปของดินรอบอุโมงค์หน้าตัดวงกลมในระดับลึกบนชั้นดินที่มีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่นภายใต้สภาพวิเคราะห์แบบไม่จำกัด (Infinite elastic medium) โดยในกรณีนี้สามารถจำลองการวิเคราะห์ด้วยสภาพความเค้นเริ่มต้น (Initial geostatic stresses) ด้วยความเค้นในแนวตั้งและในแนวราบประสิทธิผล σ'_{v0} , σ'_{h0} และสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$ ซึ่งแสดงเป็นรูปแบบความสัมพันธ์ในการแก้ปัญหาแบบ Superimposing solution ระหว่างแรงอัดที่เท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic

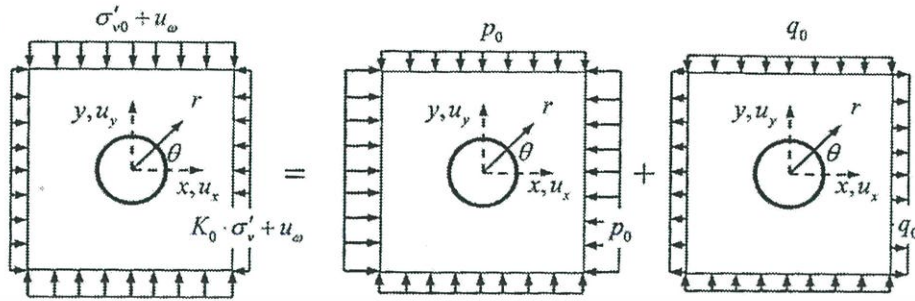
Compression) และความเค้นบิดเบี้ยวสมบูรณ์ (Pure distortion stresses) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.49 วิธีแก้ปัญหานี้ในใช้สำหรับการวิเคราะห์ผนังบางที่มีการเจาะรูตรงกลางภายใต้แรงดึง ซึ่งเป็นวิธีการแก้ปัญหาแบบดั้งเดิมในทฤษฎีอีลาสติค อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์ปัญหาในงานอุโมงค์ สภาพชั้นดินได้อยู่ภายใต้ความเค้นปกติแล้วจึงเกิดการแทรกตัวจากจุดกำเนิดการสูญเสียมวลดิน (Cavity point) โดย Pinto (1999) ทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินภายใต้สภาวะและเงื่อนไขดังกล่าว



รูปที่ 2.47 ลักษณะการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวของดินรอบอุโมงค์ (Pinto, 1999)



รูปที่ 2.48 นิยามของตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน (Pinto, 1999)



รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ของความเค้นขั้วตัน (Pinto, 1999)

การทรุดตัวผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินสามารถคำนวณได้จากผลรวมของการเคลื่อนตัวที่เกิดจากการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี และการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวหาได้สมการที่ 2.65 และสมการที่ 2.66 ตามลำดับ

$$u_y = u_\varepsilon \frac{(y+H)R}{x^2+(y+H)^2} - u_\delta \frac{R}{3-4\nu} (y+H) \frac{(3-4\nu)[x^2+(y+H)^2]^2}{[x^2+(y+H)^2]^3} - \frac{[3x^2-(y+H)^2][x^2+(y+H)^2-R^2]}{[x^2+(y+H)^2]^3} \quad (2.65)$$

$$u_x = u_\varepsilon \frac{xR}{x^2+(y+H)^2} + u_\delta \frac{R}{3-4\nu} x \frac{(3-4\nu)[x^2+(y+H)^2]^2}{[x^2+(y+H)^2]^3} - \frac{[3(y+H)^2-x^2][x^2+(y+H)^2-R^2]}{[x^2+(y+H)^2]^3} \quad (2.66)$$

2.6.7 วิธีการของ Sagaseta (1998)

Sagaseta (1998) ได้อ้างถึง Sagaseta (1987) ที่ได้แสดงสมการรูปแบบปิด (Closed-form Solution) ซึ่งหาค่าได้จากสนามความเครียด (Strain field) ในดินที่มีพฤติกรรมแบบเท่ากันทุกทิศทาง เป็นเนื้อเดียวกัน และไม่สามารถบีบอัดตัวได้ Sagaseta (1998) พิจารณาปัญหาจากการควบคุมความเครียด ในสถานะที่ไม่สามารถอัดตัวได้ (Incompressibility) ผลลัพธ์ที่หาได้มาจากการจำลองด้วยวิธี Virtual image technique นอกจากนี้ Sagaseta (1998) ได้ต่อยอดการหารูปแบบการเสียรูปของชั้นดินรอบอุโมงค์ โดยอาศัยพื้นฐานและแนวคิดเดิมของชั้นดินที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic) โดยมีรูปแบบการเสียรูปของดินรอบอุโมงค์ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.50 ซึ่งใน

กรณีทั่วไปของอุโมงค์รัศมี a และความลึก h ความเค้นในแนวตั้งในช่วงเริ่มต้นจะไม่เท่ากับความเค้นในแนวราบ ($\sigma'_{v0} \neq \sigma'_{h0}$) ความเค้นเกิดการเปลี่ยนแปลงตามความลึก การเสียรูปของ อุโมงค์จะไม่สม่ำเสมอ โดยการเสียรูปนั้นจะมาจาก 3 สาเหตุคือ

ก) การเคลื่อนตัวของดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมีรอบอุโมงค์ ซึ่งสามารถอธิบายได้จากค่าการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial Contraction) หรือค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss)

ข) การเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) หรือการบิดเบี้ยวของผนังอุโมงค์ (distortion)

ค) การเคลื่อนที่ในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ตัวแปรที่สำคัญในการหาค่าการเคลื่อนตัวมีอยู่ 2 ตัวแปรหลักคือ ค่าการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมี (Radial displacement) และการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.51

การเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีนำไปสู่การหาการสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial contraction, ϵ) ซึ่งมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, ϵ_s) ดังแสดงไว้ในสมการที่ 2.67 และค่าการเสียรูปแบบวงรีสามารถหาค่าได้ตามสมการที่ 2.68

$$\epsilon = \frac{u_0}{a} = \frac{p_0}{2G} \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{p_i}{p_0} \right) \quad (2.67)$$

$$\delta = \frac{p_0}{2G} \frac{1-K_0}{2} (3 - 4\nu) \quad (2.68)$$

โดยที่

ϵ = ค่าการเคลื่อนตัวเข้าสู่ศูนย์กลางในแนวรัศมี (radial Contraction)

δ = ค่าการเสียรูปแบบวงรี (ovalization)

p_0 = ความดันดินในแนวตั้ง

p_i = ความดันรองรับ เช่น ความดันหน้าหัวเจาะหรือความดันของการอัดฉีดน้ำปูน

K_0 = สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

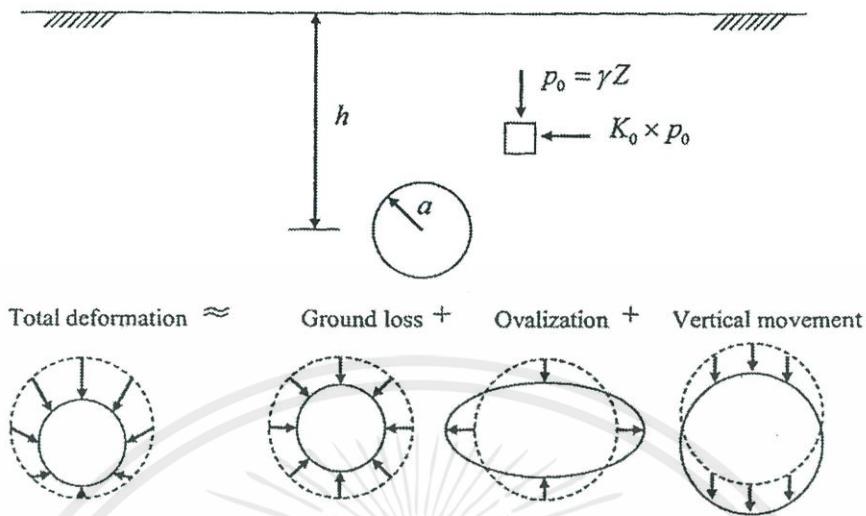
ν = อัตราส่วนโพซอง

G = โมดูลัสของแรงเฉือน $[E/2(1 + \mu)]$

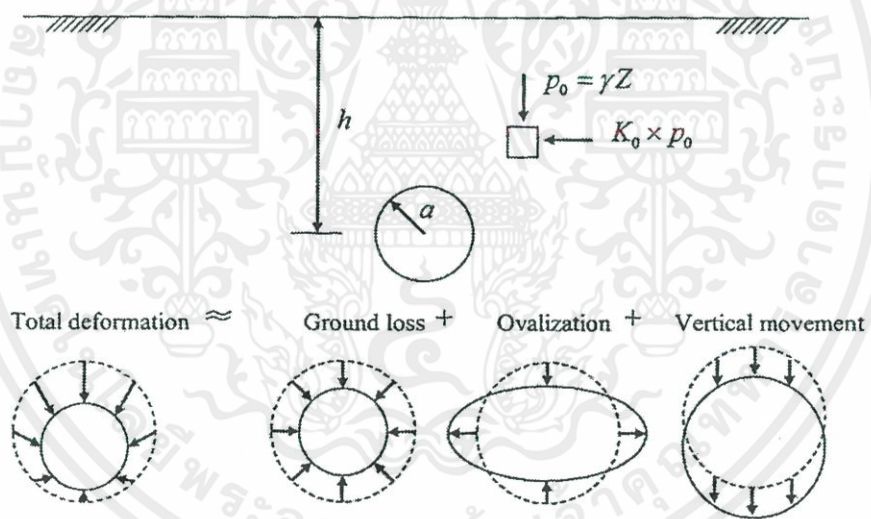
E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน

จากการวิเคราะห์ในช่วงอิลาสติก และจากพื้นฐานเดิมสามารถหาสมการรูปแบบปิด (closed-form solution) ที่สามารถหาค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้จากสมการที่ 2.69 และสมการที่ 2.70

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.50 รูปแบบของการเสียรูปของชั้นดิน (Sagasetta, 1998)



รูปที่ 2.51 การเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีและการเสียรูปแบบวงรี (Sagasetta, 1998)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$S_x = -\varepsilon a^2 \left[x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) - 4xzz_2 \frac{1}{r_2^4} \right] + \delta a^2 \quad 2.69$$

$$\left[x \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hxz \frac{x^2 - 3z_2^2}{r_2^6} \right] \quad 2.70$$

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

$$\left[z_1 \left(\frac{x^2 - z_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} \right) - 4hzz_2 \frac{3x^2 - z_2^2}{r_2^6} \right]$$

โดยที่

$$z_1 = z - h$$

$$z_2 = z + h$$

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

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

2.6.8 วิธีการของ Gonzalez and Sagasetta (2001)

Gonzalez and Sagasetta (2001) ได้กล่าวไว้ว่าการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตโดยวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis) ปัญหาที่พบเสมอคือ การหาปัจจัยที่เกี่ยวกับพฤติกรรมของดินที่มีความซับซ้อน และไม่เหมาะสมในการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตาม ได้มีการพัฒนาการวิเคราะห์ เช่น Non-linear model หรือแม้แต่วิธีการก่อสร้างอุโมงค์โดยอาศัยเครื่องจักรมากขึ้น ทำให้ง่ายต่อการจำลองพฤติกรรมมากกว่าการขุดอุโมงค์ด้วยมือที่ควบคุมคุณภาพได้ยาก การวิเคราะห์โดยใช้ Plane strain ต้องระมัดระวังในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ให้เหมาะสมเนื่องจากส่งผลอย่างมากต่อความละเอียดในการวิเคราะห์ และยังได้มีการวิเคราะห์แบบ 3 มิติที่สามารถพิจารณาความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) และความดันของการฉีดน้ำปูน (Grouting pressure) การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์จากผลกระทบโดยรอบเช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) หรือการบิดเบี้ยวของอุโมงค์ (Distortion) ส่วนการเคลื่อนตัวของดินที่อยู่ไกลออกไปสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยวิธีการสังเกต (Empirical solutions) หรือวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solutions) โดย Gonzalez and Sagasetta (2001) ได้วิเคราะห์การเสียรูปของอุโมงค์ด้วยวิธีสมการเชิงวิเคราะห์และเสนอวิธีหาค่าการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งต่างๆ ด้วยสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution)

การวิเคราะห์การเสียรูปของดินโดยรอบอุโมงค์มีพื้นฐานจาก Sagasetta (1998) มาจาก 3 สาเหตุดังที่ได้กล่าวไว้ โดยปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ยังคงเป็น 2 ปัจจัยได้แก่ การสูญเสียมวลดินอย่างสม่ำเสมอตามแนวรัศมี (Radial contraction) และการ

เสียรูปแบบวงรี (Ovalization) การแก้ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินจาก 2 ปัจจัยยังคงใช้วิธีการ Virtual image technique ในการวิเคราะห์ ทำให้ได้สมการหาค่าการทรุดตัวผิวดินและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างจากผลกระทบของแต่ละปัจจัย โดยการเคลื่อนตัวของดินโดยรวมคือ ผลบวกของคำตอบจากสมการที่คำนวณจากแต่ละปัจจัย ซึ่งได้แสดงไว้ใน Sagaseta (1998)

ในสภาพชั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกเช่น ในชั้นดินเหนียวซึ่งมีคุณสมบัติของการเสียรูปต่อความเค้นที่ไม่เป็นเส้นตรง เมื่อทำการวิเคราะห์ในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ(Undrained) จะไม่คิดผลของสภาพความเป็นพลาสติก แต่เนื่องด้วยในงานชุดเจาะอุโมงค์ที่อาจต้องใช้ระยะเวลาในการชุดเจาะ สภาพความเป็นพลาสติกอาจเกิดขึ้นเนื่องจากการเสียรูปของดินโดยรอบอย่างต่อเนื่อง ทั้งนี้สามารถเพิ่มปัจจัยนี้เข้าไปในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินโดยแทนด้วยตัวประกอบการอัดตัวเชิงปริมาตร (Volumetric Compressibility exponent, α) ปกติในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ หรือการวิเคราะห์ในช่วงยืดหยุ่นจะมีค่าเท่ากับ 1 แต่เมื่อคิดผลของสภาพพลาสติกจะมีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 3 โดย Gonzalez and Sagaseta (2001) ได้แนะนำให้ใช้ค่า $\alpha = 1$ ในดินเหนียว สำหรับการพิจารณาในช่วงระยะเวลาที่สั้น (Short term) และ $\alpha > 1$ แต่ไม่ควรเกิน 2 สำหรับดินจำพวกเม็ดหยาบ โดยเฉพาะในอุโมงค์ที่อยู่ในระดับลึกมากเท่านั้น นอกจากนี้ ยังได้ใช้ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการเสียรูปแบบบิดเบี้ยว (Relative Ovalization) เข้ามาใช้ในการวิเคราะห์ โดย $\rho = \delta/\varepsilon$ ซึ่งสามารถทำให้การวิเคราะห์การทรุดตัวมีรูปร่างที่สมจริงมากขึ้น รวมทั้งได้แนะนำว่าสามารถใช้สมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) หากการเคลื่อนตัวในแต่ละขั้นตอนของการชุดเจาะอุโมงค์ได้ โดยค่าอัตราส่วนการเสียรูปแบบบิดเบี้ยวอาจมีการเปลี่ยนแปลงทั้งเป็นค่าบวกหรือเป็นค่าลบ แต่ค่า α ควรมีค่าคงที่ในทุกกรณี

จากการพิจารณาอย่างละเอียดในการวิเคราะห์ปัจจัยต่างๆ ทั้งการสูญเสียมวลดิน การเสียรูปแบบวงรีและการพิจารณาในสภาวะแบบพลาสติกด้วยตัวประกอบการอัดตัวเชิงปริมาตร สามารถแสดงสมการรูปแบบปิด (Closed-form solution) สำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างได้จากสมการที่ 2.71 และสมการที่ 2.72

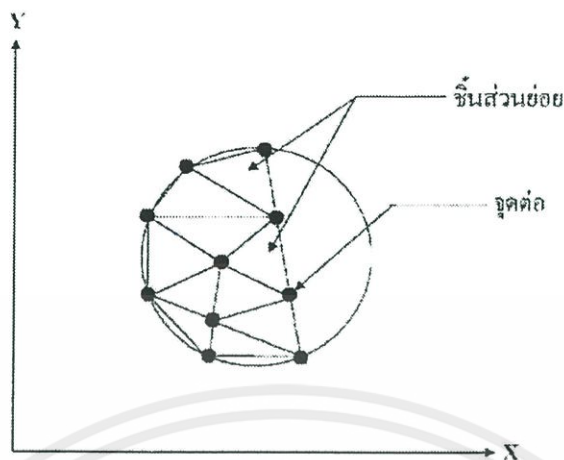
$$\begin{aligned} \frac{S_z}{2\epsilon a \left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} &= -\frac{z_1}{2r_1^2\alpha} \left(1 - \rho \frac{x^2 - z_1^2}{r_1^2}\right) + \\ &\frac{z_2}{2r_2^2\alpha} \left(1 + \rho \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^2}\right) - \frac{1}{2r_2^2\alpha} \\ &\left(2(z + \rho) \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^2} + 4\rho z z_2 \frac{3x^2 - z_2^2}{r_2^4}\right) \end{aligned} \quad (2.71)$$

$$\begin{aligned} \frac{S_x}{2\epsilon a \left(\frac{a}{h}\right)^{2\alpha-1}} &= -\frac{x}{2r_1^2} \left(1 - \rho \frac{x^2 - z_1^2}{r_1^2}\right) - \\ &\frac{x}{2r_2^2 \alpha} \left(1 - \rho \frac{x^2 - z_2^2}{r_2^2}\right) \\ &+ \frac{4xz}{2r_2^2 \alpha} \left(\frac{z_2}{r_2^2} - \rho \frac{x^2 - 3z_2^2}{r_2^4}\right) \end{aligned} \quad (2.72)$$

2.7 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และวิธีเชิงตัวเลข (Finite element and numerical methods)

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์สภาพโครงสร้างทางธรณีเทคนิคกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบันกล่าวโดย สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2550) เพราะสามารถทำได้สะดวกและง่ายกว่าวิธีการอื่นๆ และใช้ได้หลายสภาพทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน อาทิเช่น การออกแบบบ่ออุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างกัน ปัญหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและผนังอุโมงค์ (Soil-structure interaction) ปัญหาผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่บนผิวดินและใต้ดิน เป็นต้น โดยมีหลักการวิเคราะห์ คือ แบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ (Element) และจุดที่ชิ้นส่วนดังกล่าวมาบรรจบกันเรียกว่า จุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่างๆของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน กับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้นได้ โดยทั่วไปความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเขียนอยู่ในรูปของเมทริกซ์ ในทางกลับกันหากทราบค่าการเคลื่อนตัวที่จุดต่างๆ จะสามารถหาความเครียดได้ ในทำนองเดียวกันก็สามารถหาความเค้นได้จากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด (Pott and Zdravkovic, 1999)

การวิเคราะห์ปัญหาความเค้นในระนาบโดยใช้พื้นฐานของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีการวิเคราะห์โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จำนวนหนึ่ง ซึ่งชิ้นส่วนเล็กๆ นี้เรียกว่าชิ้นส่วนย่อย (Element) และชิ้นส่วนย่อยเหล่านี้เชื่อมติดกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดต่อ (Node)



รูปที่ 2.52 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

หลังจากนั้นจะทำการวิเคราะห์คุณสมบัติของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแล้วนำชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดมาทำการวิเคราะห์รวม เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด สำหรับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนย่อยจะถือว่าเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของจุดต่อของชิ้นส่วนย่อยนั้นๆ ซึ่งลักษณะการเคลื่อนที่นี้สามารถแทนได้ด้วยการสมมติฟังก์ชันการเคลื่อนที่ (Displacement function) ขึ้นและจากผลของแรงภายนอกรวมทั้งคุณสมบัติของชิ้นส่วนย่อยทำให้สามารถหาค่าระยะการเปลี่ยนขนาดที่เกิดขึ้นกับค่าความเค้นและความเครียดที่ต้องการของโครงสร้างได้

ลักษณะรูปร่างของชิ้นส่วน (Geometric shape of element) ที่จะใช้ในวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีหลายชนิดตั้งแต่ที่มีรูปร่างง่ายๆ คือ ชิ้นส่วนในแนวแกนมิติเดียวที่มีเพียง 2 จุดต่อ และชิ้นส่วนรูปสามเหลี่ยม 2 จุดต่อเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในสองมิติ จนไปถึงชิ้นส่วนใน 3 มิติที่มีรูปทรงหลากหลายและหลายจุดต่อ(สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นที่นิยมมากกว่าหากปัญหาสามารถจำลองให้เป็นแบบ 2 มิติได้ สำหรับปัญหาที่แท้จริงนั้นจะใช้ชิ้นส่วนหลายชนิดรวมกัน เช่น ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมและชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม เป็นต้น ขั้นตอนโดยย่อในการวิเคราะห์การเคลื่อนที่และความเค้นมีดังนี้

- 1) เลือกชนิดและขนาดของชิ้นส่วนที่ใช้แทนโครงสร้างหรือชิ้นงานที่ต้องการวิเคราะห์ความ
- 2) หาสติเฟเนสมเมทริกซ์ของชิ้นส่วนต่างๆ
- 3) รวมสติเฟเนสมเมทริกซ์ของชิ้นส่วนทั้งหมดที่จะประกอบเข้าเป็นโครงสร้างรวมให้เป็นสติเฟเนสมเมทริกซ์รวม
- 4) ใส่เงื่อนไขขอบเขตที่รู้ค่า รวมถึงค่าเบื้องต้น
- 5) คำนวณหาความเค้นและความเครียดจากการเคลื่อนที่ของแต่ละจุดต่อ

ในส่วนการใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์มาวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีวิทยาในงานอุโมงค์นั้น นิยมใช้ในการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์ เสถียรภาพของดินรอบอุโมงค์ สภาพการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติและ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ และผลกระทบจากเครื่องขุด เจาะอุโมงค์ เป็นต้น

ทฤษฎีของวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติเหมือนกับทฤษฎีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ โดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นการจำลองสภาพซึ่งจริงๆเป็น 3 มิติให้ง่ายขึ้นด้วยสมมติฐานที่เพิ่มขึ้น ซึ่งแน่นอนว่ามีข้อจำกัด ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีแบบ 2 มิติมักเป็นวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ (Plane strain) และการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกน (Axisymmetry) การวิเคราะห์ของวิธีทั้งสองนั้นจะมีการกำหนดค่าในแกนแกนหนึ่งของการวิเคราะห์ ให้มีค่าของการเคลื่อนตัวเท่ากับศูนย์ ทำให้การหาผลลัพธ์นั้นง่าย สิ่งนี้จำเป็นในคำนวณสำหรับการเคลื่อนที่ในแบบ 2 มิติในแต่ละตำแหน่งของจุดต่อ (Node) ซึ่งเป็นรูปแบบการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ อย่างไรก็ตามในความเป็นจริงปัญหาที่ส่วนมากทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคคือปัญหารูปแบบ 3 มิติ ถึงแม้ว่าวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ และการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกนจะไม่สมเหตุสมผลสำหรับปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค แต่นั้นยังคงใช้แทนที่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติได้เช่นกัน การคำนวณในรูปแบบของ 3 มิตินั้นต้องมีการพิจารณาส่วนประกอบทั้งสามแกนให้ครบถ้วน ซึ่งทำให้ปริมาณข้อมูลและขนาดของเวกเตอร์ และเมทริกซ์ จะเพิ่มขึ้นเป็นจำนวนมาก ในการคำนวณจำเป็นต้องใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ที่สูงมาก เช่น การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อหาการทรุดตัวของฐานรากแบบยาวเหยียด (Strip footing) โดยใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic) และเลือกรูปแบบการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ (Plane strain) จะใช้ระยะเวลาการวิเคราะห์ประมาณ 3 นาที แต่เมื่อใช้การวิเคราะห์รูปแบบ 3 มิติในแบบจำลองเดียวกันใช้ระยะเวลาในการวิเคราะห์ประมาณหนึ่งชั่วโมง อย่างไรก็ตามมีสองวิธีที่ ลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ วิธีแรกคือ การหาค่าโดยใช้วิธี Iterative เพื่อการผกผันของเมทริกซ์สติเฟเนสรวม วิธีนี้สามารถใช้ได้ดีในการคำนวณปัญหารูปแบบเชิงเส้น (Linear Elastic analysis) แต่ไม่สามารถใช้ประโยชน์ได้มากในการคำนวณปัญหารูปแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear analysis) วิธีที่สอง คือ การทำให้แบบจำลองอยู่ในรูปแบบสมมาตรให้มากที่สุด ทั้งสองวิธีนี้ทำให้ลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติได้เป็นอย่างดี

2.7.1 ข้อพิจารณาเชิงทฤษฎีในการออกแบบทางวิศวกรรม (Theoretical consideration)

ในเชิงทฤษฎีนั้นปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ต้องพิจารณาเงื่อนไขทั้งหมด 4 หัวข้อด้วยกัน ได้แก่ เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition) เงื่อนไขทางด้านการเคลื่อนตัว (Compatibility condition) กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive condition) และเงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

2.7.1.1 เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition)

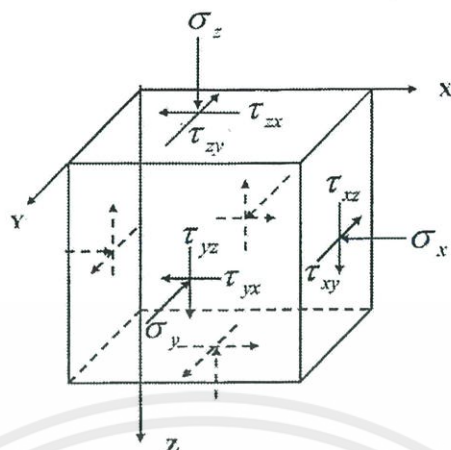
ความสมดุล แบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ สมดุลภายนอก (Overall equilibrium) และสมดุลภายใน (Internal equilibrium) สมดุลภายนอกเกี่ยวกับสมดุลของแรงภายนอก และโมเมนต์ ในขณะที่สมดุลภายในเกี่ยวข้องกับความเค้นภายในที่เกิดขึ้น (Internal stress) และอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ 3 สมการ (Timoshenko and Goodier, 1951) ดัง สมการที่ 2.73 ถึงสมการที่ 2.75

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \quad (2.73)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad (2.74)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (2.75)$$

สมการดังกล่าวเป็นการอธิบายความเค้นรวม ซึ่งประกอบด้วยส่วนประกอบ 6 ส่วนที่อิสระจากกัน นั่นคือ $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ เป็นความเค้นตั้งฉากในทิศทาง x, y และ z ตามลำดับ และความเค้นเฉือน $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ สำหรับหน่วยน้ำหนัก (γ) กระทำในทิศทาง z โดยกำหนดเครื่องหมายบวก สำหรับความเค้นอัด (Compressive stress) และเครื่องหมายลบสำหรับความเค้นดึง (Tensile stress) ในการบอกปริมาณของแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อวัสดุ โดยทั่วไปจะแสดงในรูปของความเค้น พิจารณาความเค้นในเนื้อวัสดุที่เป็นกล่องดังแสดงในรูปที่ 2.53



รูปที่ 2.5.3 ส่วนประกอบของความเค้นแบบ 3 มิติ (Pott and Zdravkovic, 1999)

2.7.1.2 เงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี (Compatibility condition)

1) Physical compatibility สภาพความสอดคล้องทางกายภาพระหว่าง การเคลื่อนที่กับความเครียด (Strain and displacement relationship) คือเมื่อวัสดุเกิดการเคลื่อนที่ เนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำวัสดุจะเคลื่อนที่ต่อเนื่องกันโดยไม่มีรู (Hole) หรือเหลื่อมล้ำ (Overlapping) เกิดขึ้น

2) Mathematical compatibility สภาพความสอดคล้องทางกายภาพ สามารถ แสดงได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ ซึ่งอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ได้นิยามความเครียด สำหรับวัสดุที่มีความเครียดระดับต่ำ (Small strain) (Timoshenko and Goodier, 1951) ดังแสดง ในสมการที่ 2.76 และ 2.77 โดยที่ u , v และ w คือฟังก์ชันการเคลื่อนที่ในตัวในทิศทาง x , y และ z

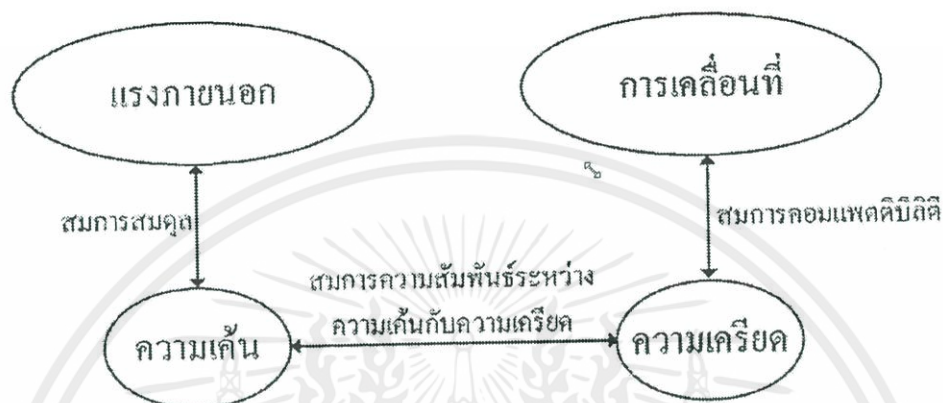
$$\epsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} ; \epsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y} ; \epsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.76)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} ; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} ; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.77)$$

2.7.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Constitutive behavior)

เมื่อพิจารณาสมการที่ 2.73 ถึงสมการที่ 2.77 ประกอบด้วยสมการสมดุล สมการความเครียดและสมการคอมแพตติบิลิตี พบว่าจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (Unknowns) มี 15 ตัวแปร ประกอบด้วย ตัวแปรความเค้น 6 ตัวแปร ตัวแปรความเครียด 6 ตัวแปร และตัวแปรการเคลื่อนที่ 3 ตัวแปร แต่จำนวนสมการมีเพียง 9 สมการ ประกอบด้วยสมการสมดุล 3 สมการ และสมการด้านคอมแพตติบิลิตี 6 สมการ ดังนั้นจากหลักการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์จำเป็นต้องมีสมการเพิ่มอีก 6 สมการ การที่แก้สมการหาค่าตัวแปรที่เหลือจำเป็นต้องมีสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive equations) เพิ่มเติม 6 สมการ แผนภาพแสดง

ความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุลสมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ดังสมการแสดงในรูปที่ 2.54



รูปที่ 2.54 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

สมการความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นสมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของวัสดุและเป็นตัวเชื่อมโยงระหว่างเงื่อนไขความสมดุลและเงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี โดยทั่วไปสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแสดงอยู่ในรูปการเปลี่ยนแปลงความเค้น (Incremental stress) และการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Incremental strain) สามารถแสดงด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ดังในสมการที่ 2.78 หรือสมการที่ 2.79

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad (2.78)$$

$$\Delta\sigma = [D]\Delta\varepsilon \quad (2.79)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับดินแล้วสมการที่ 2.78 และสมการที่ 2.79 อาจเป็นความเค้นรวม (Total stress, $\Delta\sigma$) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress, $\Delta\sigma'$) ก็ได้ และในกรณีดินถูกสมมติเป็นนิลัสติกเชิงเส้น (Linear elastic) เมทริกซ์ [D] จะเขียนอยู่ในรูปของสมการที่ 2.80

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \quad (2.80)$$

โดยที่ E คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และ ν คืออัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio)

2.7.1.4 เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคจำเป็นต้องเลือกชนิดและเงื่อนไขที่เหมาะสมกับขอบเขตปัญหา โดยต้องสอดคล้องกับสภาพจริงของปัญหาด้วยตัวอย่างของเงื่อนไขขอบเขตอาจเป็นข้อจำกัดทางการเคลื่อนตัว (Displacement constrain) หรือแรงภายนอก ที่กระทำสอดคล้องกับขั้นตอนการก่อสร้าง (Sequence of Construction load) เช่นกรณีของงานอุโมงค์ที่ก่อสร้างในชั้นดินผสม เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำกรขุดอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) อาจใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว อาทิเช่น ปัญหาการทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งจะมีแรงดันน้ำด้านข้าง (Confining pressure) และแรงกดตามแนวแกน (Axial Coad) อาศัยคุณสมบัติแบบสมมาตรรอบแนวแกน (AXI Symmetry) จึงทำให้สามารถจำลองปัญหาเหลือเพียงครึ่งเดียว หรือปัญหาค้นดินถมเพื่อใช้เป็นถนน ถ้าจะวิเคราะห์หากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและการเคลื่อนตัวของดินเดิม (Base) อาจจะสามารถสมมติว่าค้นดินเป็นน้ำหนักกระทำกับดินเดิม (Surcharge load) การกำหนดค่าแรงเนื่องจากน้ำหนัก ของดินถมจะต้องสัมพันธ์กับหน่วยน้ำหนักของดินถม สภาพการบดอัด และรูปทางเรขาคณิตของดินถม หรือปัญหาการขุดอุโมงค์ในชั้นดินไม่เอกพันธ์ เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำกรขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) ซึ่งในกรณีของค้นดินถมและการขุดอุโมงค์ สามารถใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว

2.7.2 หลักการวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์ (Principle of Finite Element Method)

หลักการเบื้องต้นของวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์ เพื่อให้ง่ายแก่การศึกษาและเข้าใจในหลักการนี้ การอธิบายจะนำเสนอเฉพาะหลักการไฟไนต์อีลีเมนต์สำหรับปัญหาเชิงเส้นในสองมิติ

(TWO - dimensional Linear problem) อย่างไรก็ตาม การประยุกต์ใช้กับปัญหาไม่เชิงเส้น (Non - Linear) หรือ ปัญหาสามมิติ (Three - dimensional) สามารถนำหลักการที่นำเสนอนี้ไปประยุกต์ใช้ได้ แต่ อาจจะต้องเพิ่มวิธีบางประการในกรณีทำการวิเคราะห์ปัญหาชั้นสูง หลักการวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อย ๆ ได้ดังต่อไปนี้

2.7.2.1 การแบ่งชิ้นส่วน (Element discretization)

การแบ่งขอบเขตและรูปร่างของปัญหาที่ ต้องการจะหาผลลัพธ์ออกเป็นชิ้นส่วน (Element) ย่อย ๆ โดยแต่ละชิ้นส่วนจะถูกกำหนดขอบด้วยจุด ต่อ (Node) หรือบางจุดต่อก็อาจจะอยู่ ภายในชิ้นส่วนก็ได้ เพื่อเพิ่มความละเอียดในการคำนวณ

2.7.2.2 การเลือกฟังก์ชันของตัวแปรหลัก (Primary variable function selection)

การเลือกฟังก์ชันตัวแปรหลัก เช่น ฟังก์ชันความเค้นและฟังก์ชันนี้จะต้องสามารถเชื่อมโยงกันระหว่างจุดต่อ

2.7.2.3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (Element equation)

ขั้นตอนการสร้างสมการ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนนั้น $\{\Delta F_E\} = [K_E]\{\Delta d_E\}$ โดยที่ $[K_E]$ คือเมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย (Element stiffness matrix) $\{\Delta F_E\}$ คือเวกเตอร์การเพิ่มของ แรง ณ จุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal forces) และ $\{\Delta d_E\}$ คือเวกเตอร์ ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal displacements)

2.7.2.4 การสร้างสมการหลัก (Global equation)

ขั้นตอนการรวมสมการย่อยของแต่ละ ชิ้นส่วนเป็นสมการหลัก ความสัมพันธ์ของ สมการหลัก คือ $\{\Delta F_G\} = [K_G]\{\Delta d_G\}$ โดยที่ $[K_G]$ คือเมทริกซ์สติฟเนสรวม (Global stiffness matrix) $\{\Delta d_G\}$ คือเวกเตอร์การเพิ่มของแรงรวม (Vector of all incremental nodal forces) และ $\{\Delta d_G\}$ คือเวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อรวม (Vector of all incremental nodal displacements)

2.7.2.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)

กำหนดเงื่อนไขขอบให้สอดคล้องกับปัญหาจริง เช่น เงื่อนไขด้านแรง (Loading Conditions) ซึ่งจะถูกบรรจุอยู่ใน $\{\Delta d_G\}$ เงื่อนไขด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions) ซึ่งจะถูกบรรจุอยู่ใน $\{\Delta d_G\}$

2.7.2.6 การแก้สมการหลัก (Solve the global equation)

เนื่องจากสมการหลักมีขนาดใหญ่มากและประกอบไปด้วยตัวแปรหลายตัว ส่งผลทำให้ต้องนำเทคนิคในการแก้ระบบสมการเชิงเส้น แบบต่างๆ มาใช้ เพื่อเพิ่มความเร็วและความแม่นยำในการหาผลเฉลย

2.7.3 การวิเคราะห์ความเค้น (Stress analysis)

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินดังสมการที่ 2.79 ซึ่งเมทริกซ์ [D] อาจเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค

2.7.3.1 กรณีการวิเคราะห์เกี่ยวข้องกับแรงดันน้ำ

- 1) กรณีการระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained) กรณีนี้คือไม่มีแรงดันน้ำในช่องว่างของดิน (Pore fluid pressure, Δu_f) หรือ $\Delta u_f = 0$ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิผลด้วย $\{\Delta \sigma\} = \{\Delta \sigma'\}$ และเมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิผล (Effective Constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained young's modulus, E') และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของแบบระบายน้ำ (Drain Poisson's ratio, ν')
- 2) กรณีที่ไม่ระบายน้ำ (Undrained) กรณีนี้เมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวมกับความเครียด (Total constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) ในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำ (Saturated soil) ปริมาตรของดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับดินที่เป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของแบบไม่ระบายน้ำ ν_u มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า $\nu_u = 0.5$ จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus, K) มีค่าไม่จำกัด (Not exist) ดังนั้นในทางปฏิบัติแล้วนิยามกำหนดค่าอยู่ในช่วงระหว่าง $0.49 < \nu_u < 0.5$ (แนะนำให้ใช้ค่า $\nu_u = -0.499$ สำหรับการคำนวณปกติ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7.3.2 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)

ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมในหัวข้อที่กล่าวมา จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันน้ำในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure, Δu_f) แต่ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณีต้องการทราบค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน นอกจากนั้นโดยปกติแล้วสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิผล (Effective Constitutive law, $[D']$) มากกว่า ดังนั้นในการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน Δu_f ด้วย ก็จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผล $\{\Delta\sigma\}$ ได้ดังสมการที่ 2.81

$$\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma\} - \{\Delta u_f\} \quad (2.81)$$

โดยที่

$$\{\Delta u_f\}^T = \{\Delta u_f \ \Delta u_f \ \Delta u_f \ 0 \ 0 \ 0\} \quad (2.82)$$

เมื่อพิจารณาร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล $[D']$ จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta\varepsilon\}$ ได้ดังในสมการที่ 2.83

$$\{\Delta\sigma\} = [D']\{\Delta\varepsilon\} \quad (2.83)$$

2.7.3.3 การคำนวณแรงดันของเหลวในโพรง (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหล (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกันไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียด ดังนั้นถ้าพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ 2.79 สมการที่ 2.81 และสมการที่ 2.83 สามารถเขียน ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดได้ดังสมการที่ 2.84

$$[D] = [D'] + [D_f] \quad (2.84)$$

โดยที่ $[D_f]$ เป็นเมทริกซ์สตอปเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังมีความสัมพันธ์ในสมการที่ 2.85

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{xx} \\ \Delta \varepsilon_{yy} \\ \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \varepsilon_{xz} \\ \Delta \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.85)$$

$$\text{หรือ } \{\Delta u_f\} = [D_f]\{\Delta \varepsilon\}$$

เมทริกซ์ $[D_f]$ เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid, K_f) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะเชิงปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์ $[D_f]$ จึงมีค่าเฉพาะ 3×3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังแสดงในสมการที่ 2.82 โดยที่ค่า K_e เป็นค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่าของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)

ถ้าดินมีความพรุน n ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน แล้วของไหลจะมีปริมาตรเท่ากับ n และของแข็งจะมีปริมาตรเท่ากับ $1-n$ และกำหนดให้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของแข็ง (Bulk modulus of soil solid particle) คือ K_s และการเพิ่มของแรงดันของของไหลในมวลดิน Δu_f จะเป็นการเพิ่มทั้งแรงดันของของไหลและความเค้นประสิทธิผลของของแข็ง ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain, $\Delta \varepsilon_v$) สามารถคำนวณได้จากสองส่วนคือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดังสมการที่ 2.86

$$\Delta \varepsilon_v = n \frac{\Delta u_f}{K_f} + (1-n) \frac{\Delta u_f}{K_s} \quad (2.86)$$

แต่นิยามของ K_e คือ

$$\Delta u_f = K_e (\Delta \varepsilon_{xx} + \Delta \varepsilon_{yy} + \Delta \varepsilon_{zz}) = K_e (\Delta \varepsilon_v) \quad (2.87)$$

จากสมการที่ 2.96 และสมการที่ 2.97 สามารถนิยามค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{(1-n)}{K_s}} \quad (2.88)$$

เนื่องจากค่า K_s มีค่ามากกว่าค่า K_f มาก อาจจะประมาณค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{K_f}{n} \quad (2.89)$$

สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า K_s และ K_f มีค่ามากกว่าค่าสติเฟนของดินมาก ดังนั้นอาจจะไม่จำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_e ที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า K_e ด้วยค่า K_f ได้ $K_e \approx K_f$

สรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด คือ ในกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 2.79 ส่วนกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 3.83 และกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ 2.84 และ 2.85 ร่วมกัน

ในการวิเคราะห์แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ เช่น โมเมนต์ดัด (Bending moment) แรงเฉือน (Shear force) และแรงในแนวแกน (Axial force) สามารถทำได้ 2 วิธี วิธีหนึ่งคือการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) โดยใช้การกำหนดค่า Contraction cavity ส่วนวิธีที่สองใช้การกำหนดค่าการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief)

2.7.3.4 วิธีการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

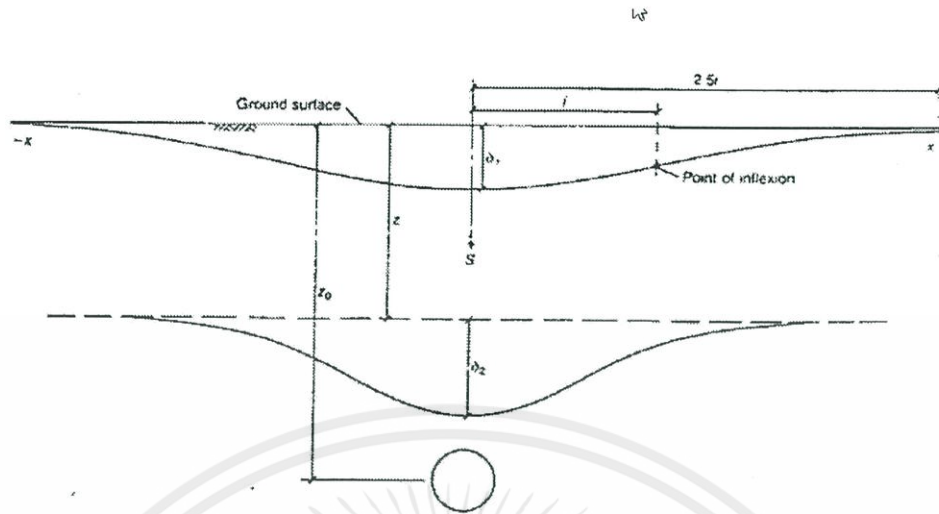
ในการวิเคราะห์แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ เช่น โมเมนต์ดัด (Bending moment) แรงเฉือน (Shear force) และแรงในแนวแกน (Axial force) สามารถทำได้ 2 วิธี วิธีหนึ่งคือการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) โดยใช้การกำหนดค่า Contraction cavity ส่วนวิธีที่สองใช้การกำหนดค่าการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief)

1) วิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน

วิธีนี้เป็นการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน โดยค่าที่นำมาป้อนนั้นนิยมนำมาจากประสบการณ์การขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการที่ผ่านมา โดยในประเทศไทยโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลมีขอบเขตค่าการสูญเสียมวลดินอยู่ที่ 0.5-2.0 โดยในขั้นตอนของการคำนวณ (Calculation) โปรแกรมสามารถให้ป้อนค่าการสูญเสียมวลดิน ในรูปของค่า Contraction cavity ได้

2) วิธีการกำหนดค่าการสูญเสียความเค้นในดิน (Stress relief)

วิธีการนี้มีขั้นตอนที่ค่อนข้างซับซ้อนกว่าวิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน โดยในวิธีการนี้ต้องทำการสมมติค่าการสูญเสียความเค้นก่อน จากนั้นวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น จากการกำหนดค่าการสูญเสียความเค้นโดยอ้างอิงจาก Mair et al. (1993) ซึ่งสอดคล้องกับทฤษฎีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินของ Peck (1969) โดยที่รูปร่างการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้นสามารถประมาณโดยใช้สมการ Gaussian ได้โดยการทรุดตัวที่เกิดขึ้น (S)



รูปที่ 2.55 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินของ Mair et al. (1993)

ปริมาณการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (V_s) หาได้จาก

$$V_s = \sqrt{(2\pi)}iS_{\max} \quad (2.90)$$

โดยที่การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เป็นสัดส่วนระหว่างค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (V_L) กับปริมาตรดินของการขุดเจาะอุโมงค์ใน 1 เมตร

$$V_L = \frac{4V_s}{\pi D^2} \quad (2.91)$$

แล้วทำการคำนวณย้อนกลับ (Back calculate) เพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดินเพื่อนำไปกำหนดในการขุดเจาะอุโมงค์ต่อไป โดยที่วิธีการนี้ต้องพิจารณาถึงผลกระทบที่จะเกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวของที่ทำให้อาคาร สิ่งก่อสร้างข้างเคียงเกิดความเสียหายทั้งที่อยู่ผิวดินและที่อยู่ใต้ดินด้วย

2.7.4 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil model)

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการวิเคราะห์หาแนวการทรุดตัวของดิน จำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น Linear elastic, Non-linear elastic และ Non-linear material behavior (plasticity) การเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้น และยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วยแบบจำลองแต่ละแบบมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และ แบบจำลอง

อีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ Linear Elastic model, Mohr-Coulomb model และ Hardening Soil model

ข้อดีข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสียรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรงและการเหมาอีกครั้ง (Unload-reload path) ได้ ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มาก คือ มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกแบบสมบูรณ์แบบ (Elastic Perfectly Plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาโดย Schofield and Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified Cam-Clay, MCC model) ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated, NC) แต่แบบจำลองนี้ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Over Consolidated, OC) กล่าวคือจะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในพื้นผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวความคิดใหม่ต่างๆ ขึ้นเพื่อการเข้าถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าว ซึ่งมีด้วยกัน 2 แนวความคิดหลัก โดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิด Bounding surface ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้ได้แก่ Bounding surface model โดย Dafalias และ Hermann (1982) แบบจำลองฮาชิกุจิ (Hashiguchi model) โดย Hashiguchi (1985) และแบบจำลอง MIT-E3 โดย Whittle (1993) และแนวความคิดที่ 2 คือ แนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple yield Surface idea) ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้คือ แบบจำลองพื้นผิวดาข่ายเชิงซ้อน (Multiple “nest” yield surfaces model) โดย Mroz et al. (1982) แบบจำลองไคเนแมติกฮาร์ดเทนนิ่งโมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening cam-clay, KHMCC model) Ing Likitlersuang ula: Houlsby (2006)

2.7.4.1 แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกคือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบ สมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตาม กฎของฮุก (Hooke's law)

1) อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity)

กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด สำหรับวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางสามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ของ ดังสมการที่ 2.92

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\sigma_{xy} \\ d\sigma_{xz} \\ d\sigma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.92)$$

หรืออาจจะนิยามกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งค่าโมดูลัสดังกล่าวมีค่าดังสมการที่ 2.93 และสมการที่ 2.94 ตามลำดับ ดังนั้นจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดในรูปของโมดูลัสเชิงปริมาตรและโมดูลัสเฉือนดังสมการที่ 2.95 หรืออาจ นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นความเครียดแบบสามแกน ดังสมการที่ 2.96

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.93)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.94)$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.95)$$

$$\begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_p \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} \quad (2.96)$$

2) อีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear anisotropic elasticity)

ดินเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทางเนื่องจากการกำเนิดของดินคือทิศทางการตกตะกอนจะทำให้คุณสมบัติที่แตกต่างกันเพียงสองทิศทาง นั่นคือทิศทางการตกตะกอน (ในแนวตั้ง) และทิศทางตั้งฉากกับการตกตะกอน (ในแนวราบ) คุณสมบัติที่ไม่เท่ากันแค่สองทิศทาง เรียกว่า Transverse isotropy จากกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสำหรับวัสดุอีลาสติกแบบ Transverse isotropy สามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ซอง ดังสมการที่ 2.97

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ dy_{xy} \\ dy_{xz} \\ dy_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & \frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & \frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.97)$$

โดยที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวส์ซองที่แตกต่างกัน 5 ค่าคือ E_v คือค่า โมดูลัสยืดหยุ่นในแนวตั้ง (Young's modulus in vertical direction) E_h คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวราบ (Young's modulus in horizontal direction) G_{vh} คือค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบราบ (Shear's modulus in horizontal plane) ν_{hh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวราบเนื่องจากความเค้นในแนวราบ ν_{vh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวตั้งเนื่องจากความเค้นในแนวราบ

3) อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity)

อีลาสติกไม่เชิงเส้นคือการที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัว โดยปกติแล้วจะขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียดค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปสมการง่ายๆ ดังสมการที่ 2.108 และสมการที่ 2.109

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma, \varepsilon) \quad (2.98)$$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{sec}(\sigma, \varepsilon) \quad (2.99)$$

โดย E_t และ E_{sec} คือค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) และค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus) ตามลำดับ การนิยามค่าโมดูลัสแบบง่ายๆในสมการดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับหน่วยที่ใช้ด้วย ดังนั้นอาจจะใช้สมการโมดูลัสแบบไร้มิติ (Dimensionless) โดยสมมติว่ามีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นดังแสดงในสมการที่ 2.100

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = k \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^n \varepsilon \quad (2.100)$$

โดยที่ค่า k และ n คือค่าคงตัวไร้มิติ (Dimensionless parameters) และ σ_a คือความเค้นอ้างอิง (Reference stress) ปกติแล้วจะเลือกใช้ค่าความดันบรรยากาศ ($\sigma_a = 100$ kPa) สำหรับงานวิจัยดินกรุงเทพฯ การทดสอบแรงอัดสามแกนโดยร่วมกับเครื่องมือเบนเดอร์อิลิเมนต์ (Bender element) ในการวัดความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ขณะอยู่ใน สภาวะความเค้นระดับต่างๆ พบว่าคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือนแบบบิลาสติก (Techavorasinkun and Amornwithayalax, 2002) โดยสรุปผลการทดสอบได้ตั้งสมการที่ 2.101 และแปลงสมการให้อยู่ใน รูปแบบไร้มิติตั้งสมการที่ 2.102 ถ้าสมมติค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของดินกรุงเทพฯ มีค่าคงตัวคือ 0.3 และ สมมติตัวเลขยกกำลังอยู่ในระดับ (order) เดียวกัน ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรจะสามารถคำนวณได้จาก สมการที่ 2.103

$$G = 1530 p^{0.6} \text{ (kPa)} \quad (2.101)$$

$$\frac{G}{p_a} = 242 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (2.102)$$

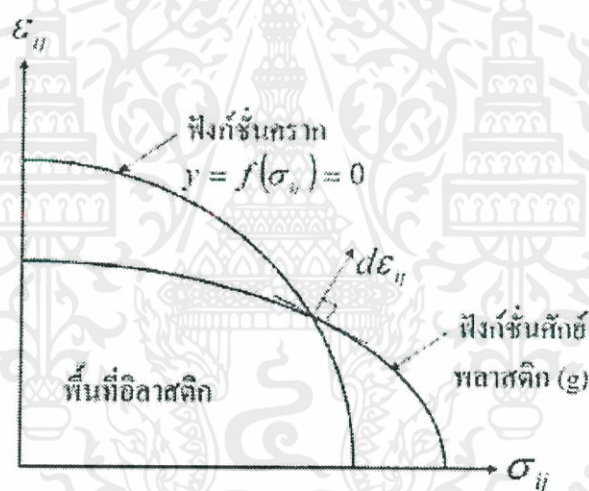
$$\frac{K}{p_a} = 524 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (2.103)$$

4) พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอีลาสติก (Elastic soil parameters)

แบบจำลองอีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elastic model) ต้องการพารามิเตอร์เพียง 2 ตัวเท่านั้น เช่น อาจเป็นโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) หรือไม่ก็เลือกใช้โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และ อัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio) ซึ่งแบบจำลองนี้ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่สำคัญของดินเกี่ยวกับการแปรผันของค่าสตีเฟเนสได้ ต่อมาในปี ค.ศ. 1983 Graham และ Houlsby ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองอีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางสำหรับดิน (Linear Cross-anisotropic elastic model) ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่อิสระจากกัน 3 ตัว แบบจำลองนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมสตีเฟเนสที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic stiffness) ได้ แต่ยังคงไม่สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟเนส ของดินได้ แม้ว่าต่อมาแบบจำลองอีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic model) จะถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟเนสของดินได้ แต่ยังคงมีข้อจำกัดอื่นๆ อีก เช่น การอธิบายถึงการเกิดการเคลื่อนตัวถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ในช่วงภาวะรับแรงกลับไปกลับมา (Unload-reload path) นำไปสู่การทำให้เกิดการใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก

2.7.4.2 แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simply Elasto-plastic models)

จากข้อจำกัดของแบบจำลองอีลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประการ โดยเฉพาะความเครียด แบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก ซึ่งแบบจำลองนี้ตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซีตี (Plasticity theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function, f) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก คือวัสดุจะมีพฤติกรรมอีลาสติกภายใต้ภาวะความเค้นที่อยู่ภายในพื้นที่ผิวคราก (Yield surface) ดังแสดงในรูปที่ 2.56 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule)



รูปที่ 2.56 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง

1) แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์นี้เป็นที่นิยมอย่างมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคโดยมีที่มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่ว่าจะเป็นการทดสอบแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear test) หรือการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-test) ผลการทดสอบทั้งสองนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, σ'_n) และความเค้นเฉือน (Shear stress, τ) ดังสมการที่ 2.104

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.104)$$

โดยที่ค่า c' และ ϕ' คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมเสียดทาน (Angle of frictional resistance) และดัชนีค่า f หมายถึง ภาวะวิบัติ (Failure)

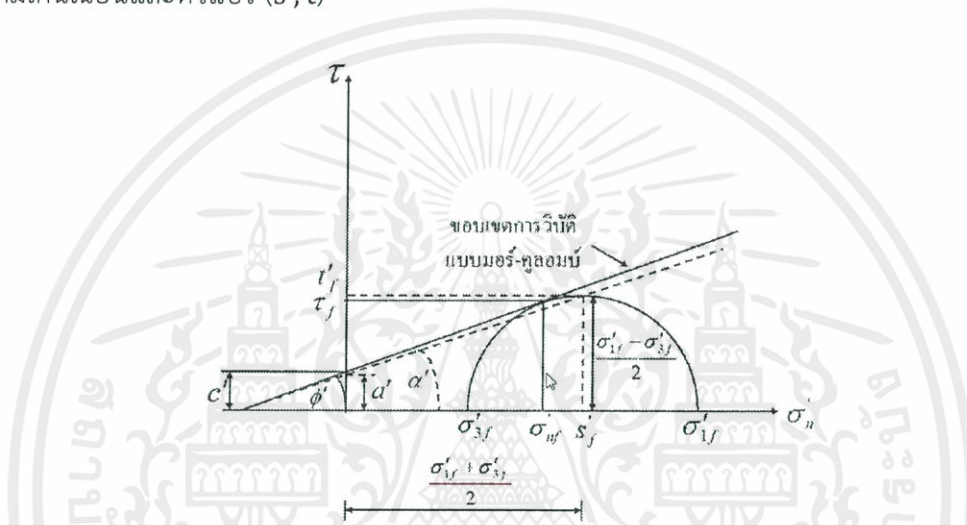
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในบางครั้งการพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plane strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไขมอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s', t) ได้ดังสมการที่ 2.105

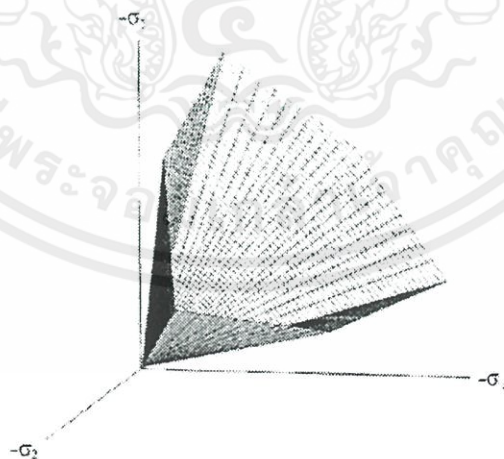
$$t'_f = a' + s'_f \tan \alpha' \quad (2.105)$$

โดยที่ $a' = c' \cos \phi'$ และ $\sin \phi' = \tan \alpha'$

รูปที่ 2.57 แสดงพื้นผิวครากแบบ มอร์คูลอมบ์ที่นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนและตัวแปร (s', t)



รูปที่ 2.57 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)
(สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

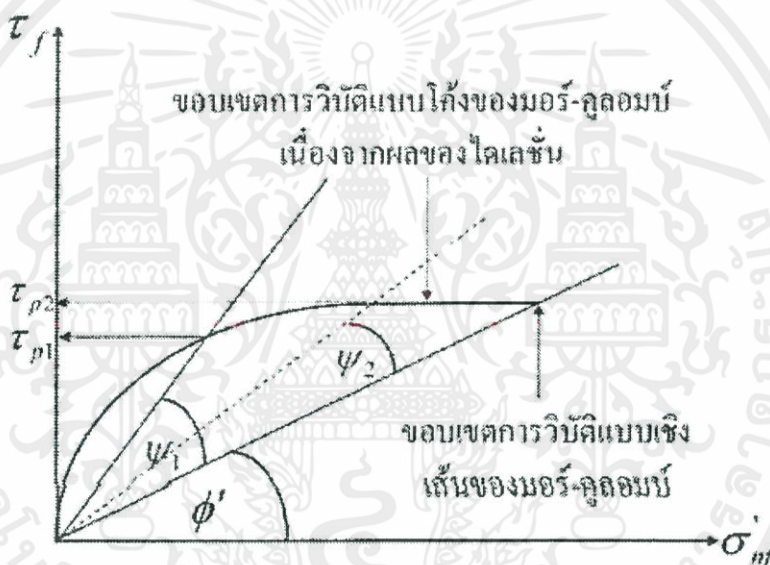


รูปที่ 2.58 พื้นผิวครากของมอร์-คูลอมบ์ในแบบสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)
(สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบจำลองมอร์-คูลอมป์มีความเหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในของวัสดุได้ และสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียงอนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติเช่น ทรายแน่น (Dense sand) หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated clay) ที่มีพฤติกรรมแบบไดเลชัน (Dilation) แบบจำลองนี้ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไดเลชันด้วยดังแสดงในรูปที่ 2.59 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมไดเลชัน (Ψ) ซึ่งแสดงในสมการที่ 2.106

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \Psi) \quad (2.106)$$



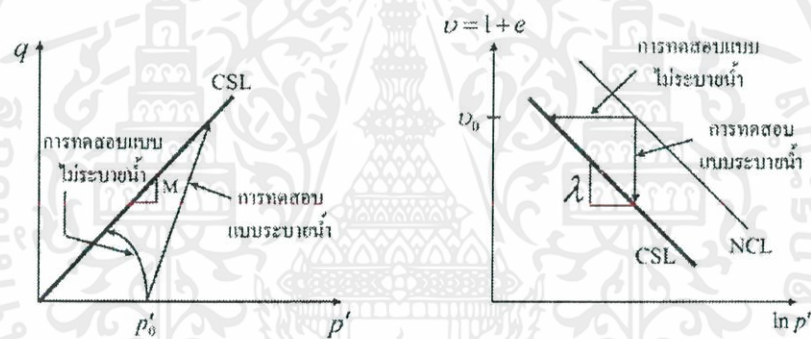
รูปที่ 2.59 ผลของมุมไดเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์ คูลอมป์ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

โดยค่ามุมไดเลชัน (Ψ) จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวครากของแบบจำลองมอร์-คูลอมป์จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 2.74 แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมป์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉื่อย หรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อาจจะมีข้อจำกัดมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ทำให้กำลังครากจะเปลี่ยนแปลงแบบไม่ราบเรียบเพราะว่าตัวแบบจำลองถูกกำหนดค่ากำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงมีการพัฒนาไปสู่แบบจำลองแบบต่อเนื่องและแบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model)

2.7.4.3 แบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model)

ในปี ค.ศ. 1986 Schofield และ Wroth ได้อธิบายหลักการปฐพีกลศาสตร์สถานะวิกฤต (Critical state soil mechanics, CSSM) โดยอาศัย 3 แนวความคิดซึ่งได้มาจากการสังเกตผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted clay) คือ

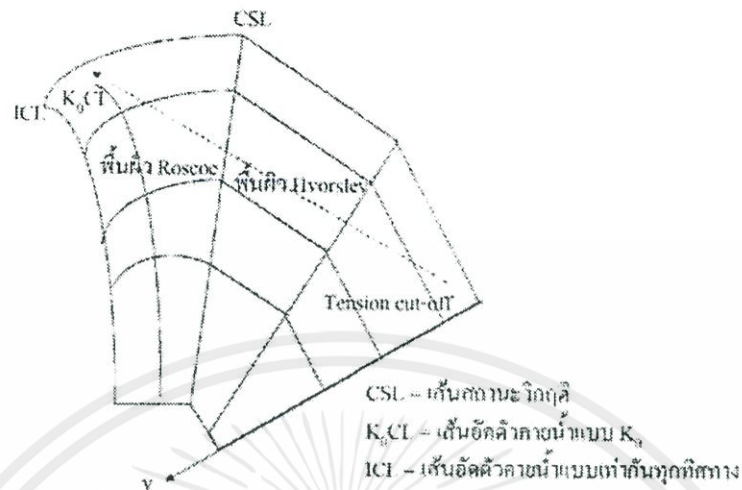
1) เส้นสถานะวิกฤต (Critical state line, CSL) เป็นเส้นแสดงสัมพันธ์ของสถานะวิกฤตหรือภาวะวิบัติ โดยสามารถแสดงในความสัมพันธ์ของความเค้น (p, q') ซึ่งเส้นสถานะวิกฤตจะมีความชันเท่ากับ M และจากการทำการทดลองยังพบอีกว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (หรือปริมาตรจำเพาะ) และค่าลอการิทึมของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่สถานะวิกฤต (จุดวิบัติ) จะเป็นเส้นตรงโดยมีความชันเท่ากับ λ โดยแสดงในรูปที่ 2.60



รูปที่ 2.60 แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัว คายน้ำ (Consolidation plot) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรอง, 2550)

2) การใช้เทคนิคตัวแปรความเค้นไร้มิติ (Normalization) ด้วยการหาตัวแปรความเค้นด้วยค่าความเค้นสูงสุดในอดีตก่อนทำการอัดตัวคายน้ำ (Pre-Consolidation pressure) จากการทดสอบการเฉือนตัวอย่างดินที่มีอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (OCR) เท่ากัน แต่ต่างระดับความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำ รูปร่างทางเดินความเค้น (Stress path) จะมีหน้าตาใกล้เคียงกัน ยกเว้นแต่ขนาดแตกต่างกัน โดยทางเดินความเค้นจะมีขนาดใหญ่ขึ้นถ้าค่าความเค้นก่อนการอัดตัวคายน้ำมีค่ามากขึ้น แต่ถ้าทำการหารตัวแปรความเค้นทั้งสองแกนด้วยค่าความเค้นใหม่นี้ที่บ่งชี้ถึงสภาวะ

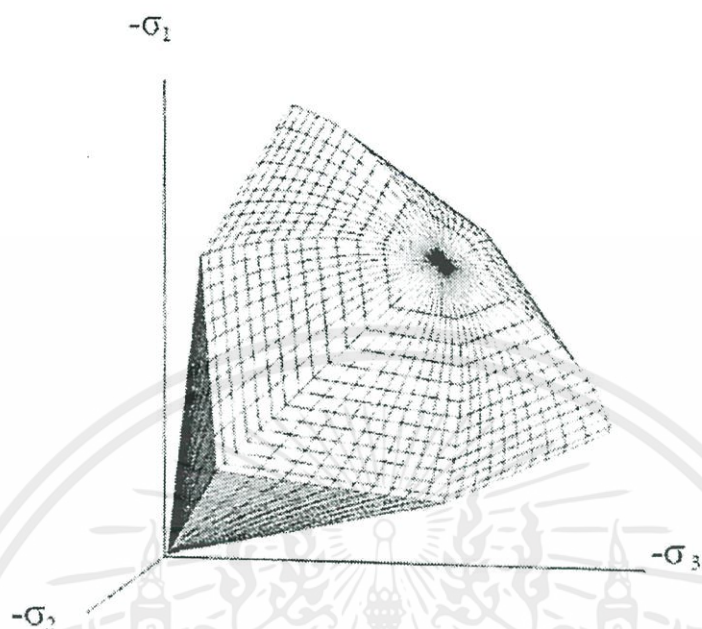
3) ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) ขอบเขตการวิบัติของดินในแกนสามมิติที่ประกอบด้วยความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ความเค้นเบี่ยงเบน และอัตราส่วนช่องว่างหรือปริมาตร จำเพาะนั้น จะถูกปิดล้อมด้วยพื้นผิว 3 ส่วนด้วยกันคือ พื้นผิว Roscoe พื้นผิว Hvorslev และพื้นผิว Tension cut-off ดังแสดงในรูปที่ 2.61



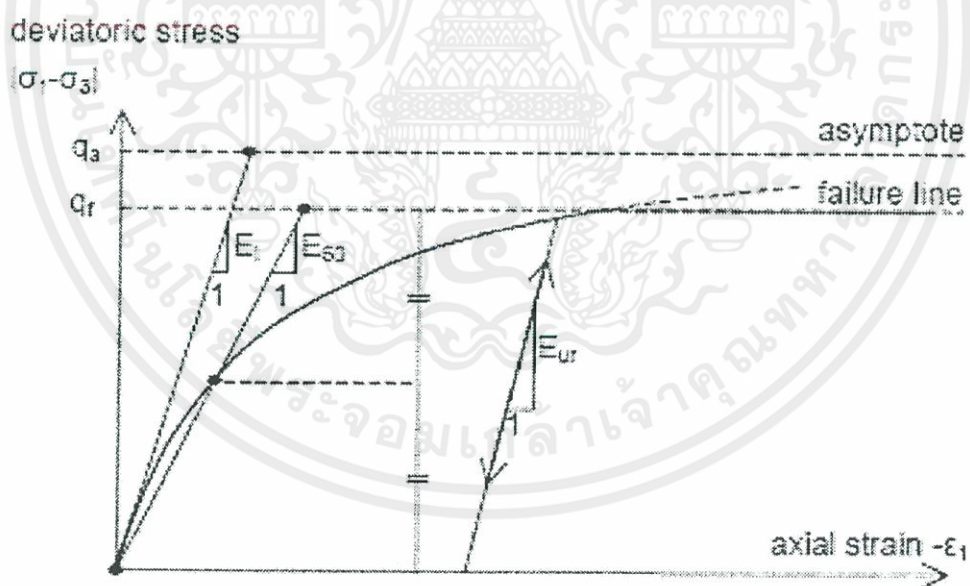
รูปที่ 2.61 ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2550)

แบบจำลองของดินที่พัฒนาโดยอาศัยแนวความคิดดังกล่าว ที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างมากคือแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam-Clay model) ซึ่งถูกพัฒนาโดย Roscoe et.al. (1963) เดิมทีแบบจำลองถูกสร้างขึ้นเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (NC Clay) ต่อมาในปี ค.ศ. 1968 Roscoe และ Burland ได้พัฒนาแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified Cam-Clay, MCC model) ขึ้น โดยมีการพิจารณาพลังงานที่สูญเสียไปในกระบวนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบพลาสติก (Plastic volumetric strain) และกระบวนการเฉือนเบี่ยงเบนแบบพลาสติก (Plastic shear distortion)

แบบจำลองดินสถานะวิกฤติ (Critical state soil model) ประสบความสำเร็จและได้รับความนิยมอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสามารถประมาณค่าความเครียดเชิงปริมาตรและพฤติกรรมอื่นๆ ของดินแบบอัดแน่นปกติ (NC) ในสภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) ได้อย่างค่อนข้างถูกต้อง แบบจำลองดังกล่าวยังคงมีข้อจำกัดหลายประการ เช่น ผลการทำนายความเครียดเฉือนที่ค่อนข้างไกลจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติสูงๆ (Heavily Overconsolidated soil) ทั้งนี้เพราะแบบจำลองดังกล่าวตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าจะเกิดพฤติกรรมแบบอพลาสติกเท่านั้นภายในขอบเขตการวิบัติ (SBS) และข้อจำกัดของแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ อีกประการที่สำคัญคือ การอธิบายพฤติกรรมดินในภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic consolidation condition) ที่ไม่ถูกต้อง อาจเป็นเพราะรูปร่างของพื้นผิวครากของแบบจำลอง มีแกนสมมาตรอยู่บนแกน Hydrostatic หรือแกน p' จึงทำให้พฤติกรรมที่แสดงออกมา เท่ากันทุกทิศทาง

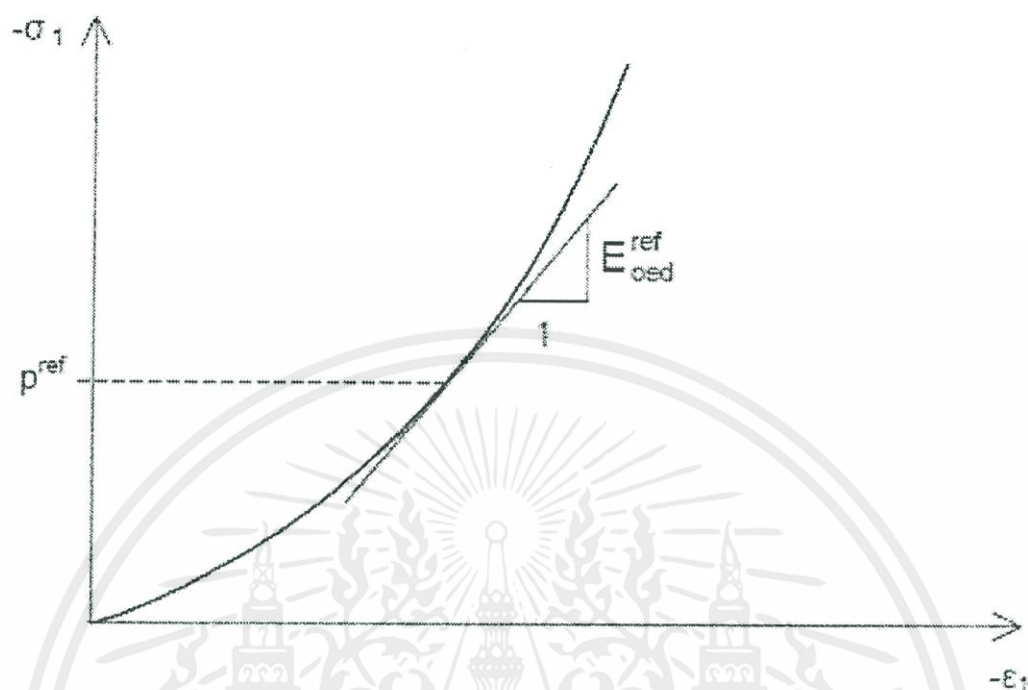


รูปที่ 2.62 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550)



รูปที่ 2.63 กราฟความสัมพันธ์ ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550)

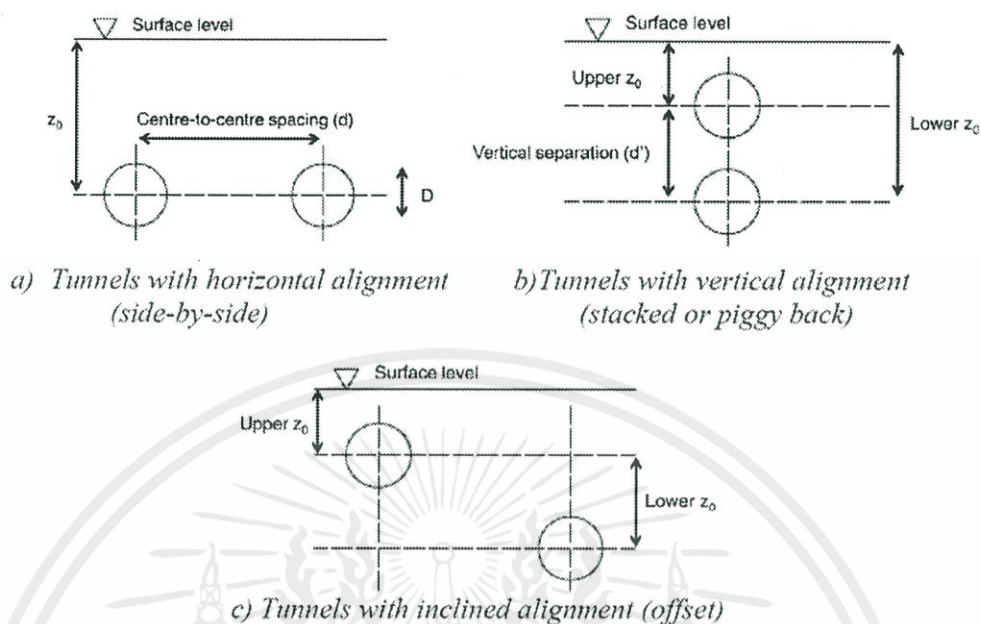
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.64 กราฟความสัมพันธ์ ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test
(สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง,2550)

2.8 ลักษณะการวางตัวและการทรุดตัวของอุโมงค์คู่

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขโดยใช้ isotropic linear elastic และ Plastic soil model มีผลลัพธ์การทรุดตัวของดินที่มีลักษณะเป็นโค้งแอ่งน้ำค่อนข้างกว้างกว่าที่พบโดย Gaussian Distribution การคาดการณ์นี้ได้รับการปรับปรุงโดยใช้ isotropic linear elastic และ Plastic soil model ซึ่งได้ผลลัพธ์การทรุดตัวที่ลึกและกว้างกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับ การสังเกตภาคสนาม โดยรูปแบบของอุโมงค์คู่มีการกำหนดรูปแบบไว้ดังนี้ side-by-side (การวางตัวของอุโมงค์แบบคู่ขนานกันในแนวนอน) stacked or piggy back (การวางตัวของอุโมงค์คู่แบบคู่ขนานกันตั้ง) และ offset (การวางตัวของอุโมงค์คู่ในแนวทแยง) ดังแสดงรูปที่ 2.65



รูปที่ 2.65 แสดงลักษณะการวางตัวของอุโมงค์

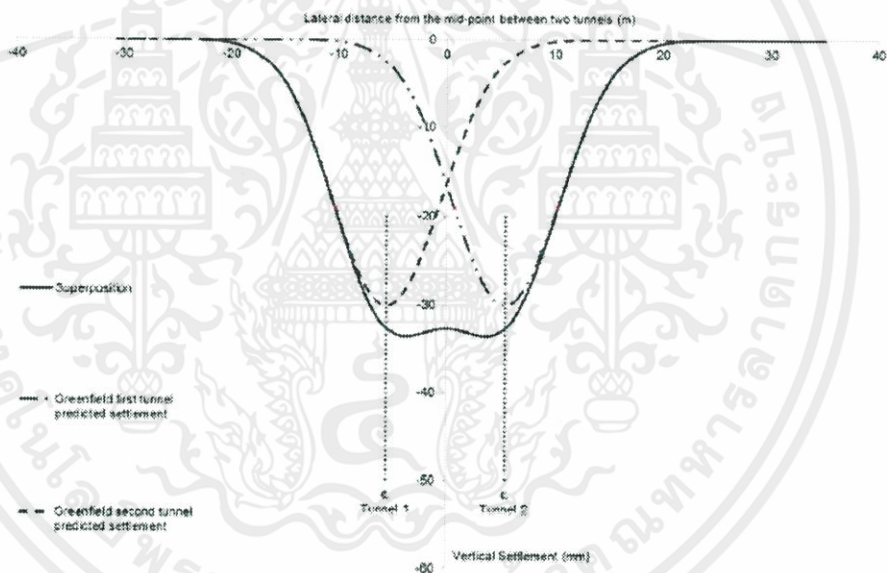
การคาดการณ์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการเจาะอุโมงค์คู่พื้นที่หน้าตัดที่สำหรับการทำนายการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการเจาะอุโมงค์ ความซับซ้อนของการคาดการณ์เหล่านี้เพิ่มสูงขึ้นโดยไม่มีขีดจำกัด องค์ประกอบที่เป็นไปได้ของอุโมงค์คู่ภายใต้สมมติฐานของอุโมงค์ที่ขนานกัน อาจระบุได้ว่าโดยทั่วไปมีองค์ประกอบที่เป็นไปได้ของอุโมงค์คู่มีอยู่ 3 อย่าง ดังแสดงรูปที่ 1 สามารถเห็นได้ว่ารูปแบบเหล่านี้ side-by-side (การวางตัวของอุโมงค์แบบคู่ขนานกันในแนวนอน) stacked or piggy back (การวางตัวของอุโมงค์คู่แบบคู่ขนานกันตั้ง) และ offset (การวางตัวของอุโมงค์คู่ในแนวทแยง) วิธี Superposition เป็นวิธีการลดความซับซ้อนสำหรับการคาดการณ์การทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ วิธีการลดความซับซ้อนนี้การเจาะอุโมงค์ที่ทำให้เกิดโค้งการทรุดตัวของจุดศูนย์กลางอุโมงค์ได้รับการยกเว้นอิทธิพลอื่นๆ ผลรวมจากการนำการทรุดตัวทั้งสองมารวมกันจะได้การทรุดตัวรวม จากรูปที่ 2.66 แสดงให้เห็นการซ้อนทับ (Superposition) ของกราฟการทรุดตัวของการเจาะอุโมงค์แต่ละตัวเกี่ยวกับกรณีของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีขนานเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร การทรุดตัวที่มีลักษณะเป็นโค้งแอ่งน้ำเป็นการคำนวณด้วยขนาดของปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) 3 เปอร์เซ็นต์ในชั้นดินเหนียวที่มีความลึกของน้ำหนักรวมเกิน 8 เมตร O'Reilly & New (1982) ให้สูตรสำหรับการประเมินผลของการขุดเจาะอุโมงค์ที่นำไปสู่การทรุดตัวของดินโดยวิธี Superposition

$$S_v = S_{\max} \left[\exp\left(-\frac{x_A^2}{2i^2}\right) + \exp\left(-\frac{(x_A - d)^2}{2i^2}\right) \right] \quad (1)$$

โดยที่ d ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางอุโมงค์ทั้ง 2 อุโมงค์

x_A คือ ระยะในแนวราบจากจุดศูนย์กลางอุโมงค์ของอุโมงค์แรก

สมการข้างต้นสันนิษฐานว่าเป็นอุโมงค์คู่ขนานที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ของทั้งสองอุโมงค์เท่ากัน, ปริมาณการสูญเสียมวลดิน และการทรุดตัวที่มีลักษณะเป็นโค้งแอ่งน้ำกว้าง นอกจากนี้ เพื่อพิจารณาความลึกที่ต่างกันของอุโมงค์คู่และการเจาะอุโมงค์ที่นำไปสู่การทรุดตัวที่มีลักษณะเป็นโค้งแอ่งน้ำที่กว้างโดยการขยายสมการ อย่างไรก็ตามหลักการของ Superposition ไม่มีผลใดๆต่อระหว่างอุโมงค์



รูปที่ 2.66 ตัวอย่างวิธี Superposition ที่ใช้ในการคาดการณ์การทรุดตัวของดิน

2.9 การก่อสร้างอุโมงค์คู่ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขของการก่อสร้างอุโมงค์คู่ได้แสดงข้อบกพร่องในสมมติฐานการออกแบบของการทับซ้อนของทั้ง 2 รูปแบบ ทั้งแบบ side by side และ piggy back ปฏิกริยาระหว่างสองอุโมงค์ผ่านระดับความลึกขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ของตำแหน่งอุโมงค์และระยะห่างระหว่างอุโมงค์

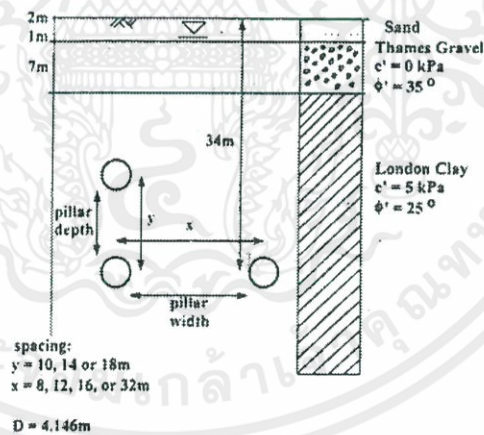
การก่อสร้างรถไฟใต้ดินแบบสมัยใหม่ในสภาพแวดล้อมที่แออัดในเมือง มักเกี่ยวข้องกับการขุดอุโมงค์ใหม่ในบริเวณใกล้เคียงกัน นอกจากการปรับปรุงเครือข่ายที่มีอยู่แล้วยังต้องใช้การก่อสร้างใหม่ที่อยู่ติดกับอุโมงค์ที่มีอยู่ ในขั้นตอนการออกแบบจึงเป็นเรื่องสำคัญที่จะต้องกล่าวถึงปฏิกริยาของอุโมงค์และผลกระทบต่อ การตอบสนองของพื้นดินโดยรวม นำเสียดายที่การปฏิบัติในการออกแบบในปัจจุบันซึ่งอิงกับวิธีการเชิงประจักษ์และกฎของหัวแม่มือให้คำแนะนำเล็กน้อยในส่วนนี้ การทรุดตัวของผิวดินเหนือการก่อสร้างของอุโมงค์หลายแห่ง โดยทั่วไปจะใช้การซ้อนทับของการทรุดตัวแต่ละค่า จากวิธีเชิงประจักษ์ของ Gaussian Distribution (การกระจายตัวแบบปกติ) ออกแบบเส้นโค้งสำหรับแต่ละอุโมงค์ในเรขาคณิต (New and O'Reilly, 1992) สมมติให้อุโมงค์ใหม่ จะไม่คำนึงถึงการเคลื่อนตัวของดินจากอุโมงค์เดิมและยังไม่รวมการเคลื่อนไหวรวมที่เกิดขึ้นเมื่อไม่มีกิจกรรมทางวิศวกรรมเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์แต่ละแห่ง การบิดเบือนของอุโมงค์ที่มีอยู่อาจมีผลจากการเจาะอุโมงค์ใหม่ที่อยู่ติดกัน การพิจารณาดังกล่าวยังไม่ได้รับการแก้ไขโดยการออกแบบเชิงประจักษ์ และสามารถประเมินเป็นตัวเลข เช่น โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์การศึกษาพารามิเตอร์เชิงตัวเลขได้ ดำเนินการเพื่อศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์คู่ พิจารณารูปทรงเรขาคณิตที่แตกต่างกันสองแบบ ซึ่งถือเป็นอุโมงค์ที่วิ่งข้างกันที่ความลึกของแกนแนวเดียวกันและอีกด้านหนึ่งมีอุโมงค์ที่วิ่งเหนือรูปอื่น ๆ แบบ piggy back ตามแนวแกนแนวตั้งเดียวกัน ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสองต่างกันไป การตอบสนองของพื้นผิวดินและอุโมงค์ตลอดได้รับการพิจารณา แก้ไขความถูกต้องของสมมติฐานของการซ้อนทับและเน้นการตอบสนองของความแตกต่างในอุโมงค์ซับ (tunnel linings)

2.9.1 ANALYSIS DETAILS (รายละเอียดการวิเคราะห์)

2.9.1.1 เรขาคณิตและลำดับการขุดค้น

รหัส ICPEP ถูกนำมาใช้เพื่อดำเนินการวิเคราะห์แยก 10 แบบ ใน 7 กรณีการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4.146 เมตรที่ใช้ในอุโมงค์ดินลอนดอน ถูกจำลองโดยทิ้งระยะเวลาไว้ 22 วันระหว่างการขุดเจาะครั้งแรกและครั้งที่สอง อุโมงค์ข้างเคียงถูกจำลองทั้งหมดที่ระดับความ

ลึก 34 เมตรใต้ระดับพื้นดินโดยมีเส้นศูนย์ตรงกลางเพื่อให้มีระยะห่างระหว่าง 8, 12, 16 และ 32 เมตร อุโมงค์ล่างของอุโมงค์ piggy back อยู่ที่ระดับ 34 เมตรต่ำกว่าระดับพื้นดิน โดยมีระดับแกนของอุโมงค์สูงกว่าระดับพื้นดินที่ 24, 20 และ 16 เมตร ส่งผลให้มีระยะห่างระหว่างศูนย์กลาง 10, 14 และ 18 เมตรตามลำดับ อุโมงค์ล่างถูกขุดขึ้นครั้งแรกในแต่ละกรณี อุโมงค์สองแห่งที่ขุดขึ้นในระยะใกล้เคียงกับช่วงเวลาที่เหลือ 22 วันมีแนวโน้มว่าจะเป็นส่วนหนึ่งของโครงการเดียวและโดยปกติแล้วอุโมงค์ล่างจะขุดขึ้นมาก่อน อันที่จริงกรณีนี้เกิดขึ้นกับการขยายงานของ Jubilee Line นอกสถาบันวิศวกรรมโยธา ซึ่งอุโมงค์สองแห่งถูกขับเคลื่อนด้วย piggy back ภายในไม่กี่เดือนซึ่งกันและกันโดยมีการสร้างอุโมงค์ล่างไว้ก่อน มีการวิเคราะห์ที่เพิ่มเติมสามแบบเพื่อสร้างโครงสร้างอุโมงค์แบบเดียวที่ระดับความลึกของแกน 24, 20 และ 16 เมตรใต้ระดับพื้นดินเพื่อเปรียบเทียบกับผลลัพธ์ของอุโมงค์คู่ สำหรับการเปรียบเทียบกับ การตอบสนองของพื้นดินกับอุโมงค์ข้างเคียงที่สอง การเจาะอุโมงค์ครั้งแรกทำให้เกิดพฤติกรรมอุโมงค์เดี่ยวในกรีนฟิลด์ รูปที่ 1 แสดงรูปทรงเรขาคณิตและโปรไฟล์ของดินที่เกี่ยวข้อง ความกว้างของตอม่อและความลึกของตอม่อ (สำหรับด้านข้างและด้าน piggy back ตามลำดับ) จะถูกกำหนดเป็นเส้นโค้งถึงสันโค้ง นั่นคือระยะห่างน้อยกว่า 2 รัศมีอุโมงค์



รูปที่ 2.67 อุโมงค์คู่ทรงเรขาคณิต (twin tunnel geometry)

2.9.1.2 Finite element analysis

ชั้นทรายที่ผิวถูกจำลองให้มีความยืดหยุ่นเชิงเส้นโดยมีค่าโมดูลัสเท่ากับ 5000 kPa ในบริเวณก่อนเกิดค่า yield ดิน Thames Gravel และ London Clay ถูกจำลองด้วยพฤติกรรมยืดหยุ่นแบบไม่เชิงเส้นโดยใช้แบบจำลองส่วนประกอบของแบบฟอร์มที่อธิบายโดย Jardine et al (1986)

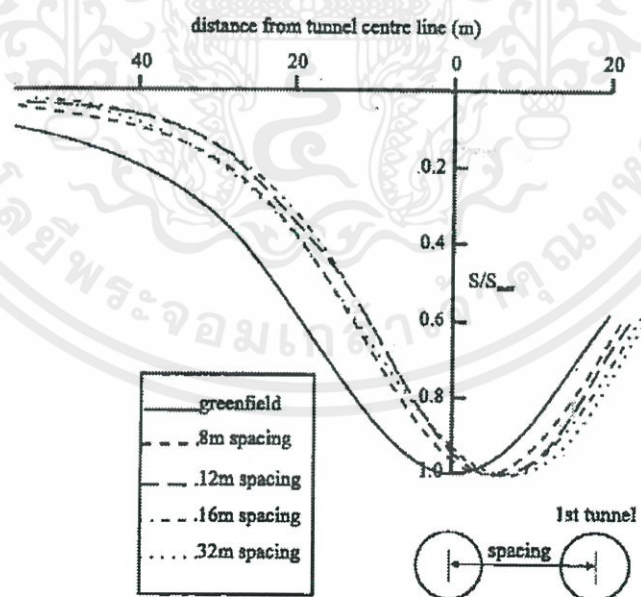
Thames Gravel และ London Clay เป็นสมบัติของค่าความแข็งที่แสดงในรูปที่ 1 การไหลของพลาสติกถูกกำหนดโดยมุมการขยายตัวเท่ากับครึ่งมุมของความต้านทานแรงเฉือน Q ทรายและกรวดถูกจำลองให้เป็นวัสดุที่ไม่บีบตัวคายน้ำ ในขณะที่ London Clay มีความสามารถในการซึมผ่านที่เส้นผ่านศูนย์กลาง 1×10^{-10} m / s ความเค้นเริ่มต้นที่กำหนดโปรไฟล์ความดันน้ำจากผิวน้ำที่อยู่ใต้พื้นดิน 2 เมตร และค่าสัมประสิทธิ์ของความดันของโลกที่ส่วนที่เหลือ $K = 0.5$ ในทรายและกรวดและ 1.5 ในดินลอนดอน ดินทั้งหมดมีน้ำหนักหน่วยรวม 20 kN/m^3 การวิเคราะห์การทรุดตัวแบบคู่ถูกใช้ในการสร้างแบบจำลองอุโมงค์และระยะเวลาที่เหลือ ดินถูกจำลองด้วยรูปทรงสี่เหลี่ยมที่มี 8 node โครงสร้างของอุโมงค์นี้ได้จำลองลักษณะ element ที่เป็นเส้นตรง มี 3 node

การขุดคั่นถูกจำลองโดยการกำจัดธาตุที่เป็นของแข็งภายในขอบเขตของอุโมงค์วงกลมในช่วงเวลาจำลอง 8 ชั่วโมง นั่นคือความเครียดที่ดินในอุโมงค์ที่ใช้กับขอบเขตของอุโมงค์ถูกประเมินแล้วนำไปประยุกต์ใช้ในทิศทางย้อนกลับไปหลายขั้นตอน ในขั้นตอนนี้อค์ประกอบของดินภายในอุโมงค์ไม่รวมอยู่ในการวิเคราะห์ ปริมาณการสูญเสียเข้าไปในอุโมงค์แรกถูกกำหนดไว้ที่ 1.4% ปริมาณการสูญเสียถูกตรวจสอบกับความคืบหน้าที่เพิ่มขึ้นและเมื่อกำหนดค่า beam element แสดงชัดในอุโมงค์ถูกสร้างขึ้น beam element จำลองแผ่นซับคอนกรีตหนา 168 เซนติเมตรมีน้ำหนักหน่วย 24 kN/m^3 ยังโมดูลัสมีค่า $28 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ และอัตราส่วนของปัวส์ซองเท่ากับ 0.15 ในขณะที่การขุดคั่นดำเนินต่อไปความเครียดที่เหลือของพื้นดินถูกถ่ายโอนไปยังซับในอุโมงค์ซึ่งเป็นผลให้เกิดความเค้นและช่วงเวลาการดัดที่มีอยู่ในการขุดคั่น จำนวนครั้งที่เพิ่มขึ้นได้ถูกจำลองเพื่อแสดงระยะเวลาที่เหลือ การเจาะอุโมงค์ที่สองตามรูปแบบเดิมเป็นครั้งแรกโดยมีการสร้างซับอุโมงค์ที่เพิ่มขึ้นสัมพันธ์กับการปลดปล่อย สำหรับการขุดคั่นเป็นครั้งที่สองจึงเป็นตัวแปรที่ควบคุมได้มากกว่าการสูญเสียปริมาตร

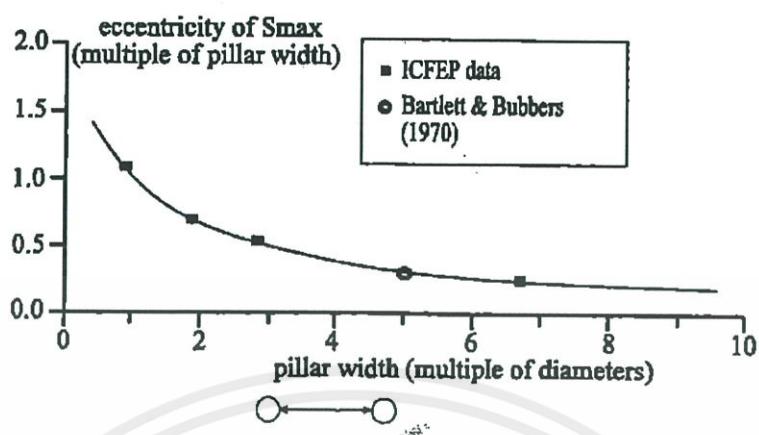
2.9.2 ผลลัพธ์

2.9.2.1 Surface settlement (การทรุดตัวที่พื้นผิว)

Side by side ในรูปที่ 2 รูปร่างของการทรุดตัวของพื้นผิวในระยะสั้น ในการตอบสนองต่อการเจาะอุโมงค์ที่สองเพียงอย่างเดียวจะถูกพล็อตไว้ การทรุดตัว S คือการทรุดตัวปกติ S_{max} คือการทรุดตัวที่มากที่สุด และพล็อตระยะทางจากเส้นกึ่งกลางของอุโมงค์ที่ถูกเจาะขึ้น การคาดการณ์การทรุดตัวของ greenfield ด้วยตัวเลข ซึ่งแสดงถึงสถานการณ์ที่มีปฏิสัมพันธ์กันไม่ได้ ถูกวางแผนไว้เพื่อเปรียบเทียบโดยตรง จะเห็นได้ชัดว่ารูปร่างการทรุดตัวของอ่างน้ำเหนืออุโมงค์ที่สอง แต่ละตัวมีความคล้ายคลึงกับรูปแบบของ greenfield แต่ตำแหน่งด้านข้างที่ทรุดตัวมากที่สุดจะ หักล้างกับเส้นศูนย์กลางอุโมงค์ไปยังอุโมงค์ที่มีอยู่ สมมติฐานของการซ้อนทับการทรุดตัวของ greenfield ในการขุดเจาะอุโมงค์ที่สองซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่แกนอุโมงค์ ขนาดของ S_{max} ขึ้นอยู่กับ ปริมาณการสูญเสียในการขุดเจาะครั้งที่สอง ความแข็งที่ลดลงของพื้นดินในพื้นที่ของการขุดเจาะครั้งที่ สองมีผลต่อการสูญเสียปริมาตร ยกตัวอย่างเช่น S_{max} เหนืออุโมงค์ที่สองที่ระยะห่างจากอุโมงค์แรก 8 เมตร ทรุดตัว 5.6 มิลลิเมตร ในขณะที่ระยะห่าง 16 เมตร S_{max} เหนืออุโมงค์ที่สองคือ 5.05 มิลลิเมตร



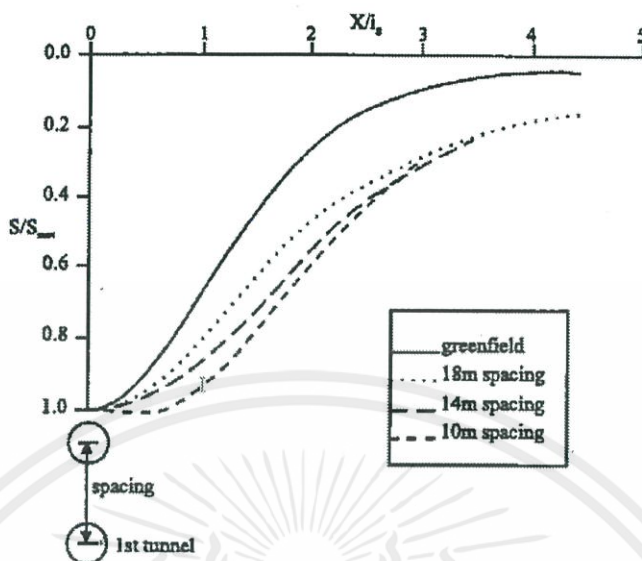
รูปที่ 2.68 การทรุดตัวเหนือการเจาะอุโมงค์แบบ side by side



รูปที่ 2.69 การทรุดตัวสูงสุดแปรผันตามระยะห่างระหว่างอุโมงค์

รูปที่ 3 แสดงให้เห็นว่าสำหรับรูปแบบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องการขุดเจาะครั้งที่ 2 ระยะห่างของการทรุดตัวที่มากที่สุดตามเส้นศูนย์กลางอุโมงค์ (ความผิดปกติของ S_{max}) จะเปลี่ยนแปลงตามความกว้างของเสาตอม่อ ในตัวอย่างของ zero interaction ค่าความเยื้องศูนย์กลางคือ 0.0 ข้อมูลเดี่ยวที่ได้จากสนามใช้พล็อตสำหรับการเปรียบเทียบ ที่อยู่บนพื้นฐานของ Bartlett and Bubbers (1970) ที่อธิบายการวัดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างสายวิคตอเรีย จุดข้อมูลที่อยู่บนแนวโน้มแสดงโดยการศึกษาเชิงตัวเลข ความกว้างของเสามีขนาดน้อยกว่า 1 เส้นผ่าศูนย์กลาง ค่าความเยื้องศูนย์กลางของ S_{max} จะมีค่าเท่ากับสองเท่าของความกว้างเสา ค่าความเยื้องศูนย์กลางจะลดลงตามระยะห่างที่เพิ่มขึ้น ลดลงเหลือน้อยกว่า 0.25 สำหรับเสาที่มีความกว้างมากกว่า 7 diameters

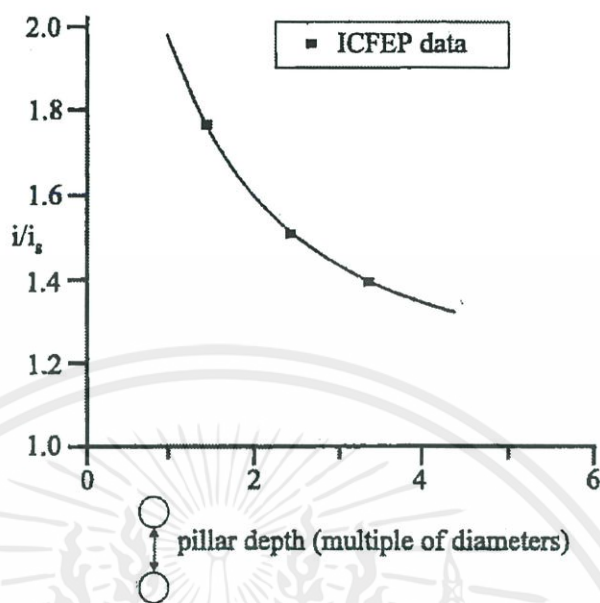
Piggy back รูปที่ 4 เปรียบเทียบรูปร่างของโปรไฟล์การทรุดตัวของพื้นดินในระยะสั้นอันเป็นผลมาจากการขุดเจาะครั้งที่ 2 โดยใช้ตัวเลขคาดการณ์การทรุดตัวของ greenfield สำหรับอุโมงค์ที่มีความลึกของแกนเดียวกัน โดยกำหนดการทรุดตัว S เป็นการทรุดตัวปกติ S_{max} เป็นการทรุดตัวสูงสุด สำหรับความลึกของอุโมงค์ ระยะห่างจากเส้นศูนย์กลางของอุโมงค์ X เป็นระยะปกติได้รับการปรับค่าตามพารามิเตอร์ความกว้างรางน้ำสำหรับโปรไฟล์ greenfield เหนืออุโมงค์ที่มีความลึกเท่ากับ i_g (i_g คือ ระยะห่างจากเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดโค้งของการทรุดตัว) รูปแบบของผลลัพธ์ที่ได้นี้มีตัวเลขมีความเหมือนกันกับ greenfield profiles สำหรับความลึกทั้งสามตัวของอุโมงค์



รูปที่ 2.70 การทรุดตัวเหนือการเจาะอุโมงค์แบบ piggy back

การเปรียบเทียบสามค่า (ระยะห่าง 10 เมตร ,14 เมตร และ 18 เมตร) แสดงการทรุดตัวของอุโมงค์คู่ให้กว้างมากกว่า โปรไฟล์ greenfield รูปร่างของการทรุดตัวเหนือการขุดเจาะอุโมงค์ที่สองมีความแตกต่างกับโปรไฟล์ greenfield ระยะห่างที่ใกล้เคียงกันจะมากกว่า ระบายต่ำสุดเหนือเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ ขนาดของ S_{max} ขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์และความสูญเสียของปริมาตรซึ่งเป็นผลมาจากดินที่มีความแข็งแรงลดลงในบริเวณของการขุดเจาะครั้งที่สอง

รูปที่ 5 ระยะห่างจากเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนโค้งของการทรุดตัวเหนือการขุดเจาะอุโมงค์ครั้งที่สอง i ถูกพล็อตเป็นอัตราส่วนกับค่า greenfield เทียบกับความลึกของเสา ในกรณีของ zero interaction i/i_0 เท่ากับ 1.0

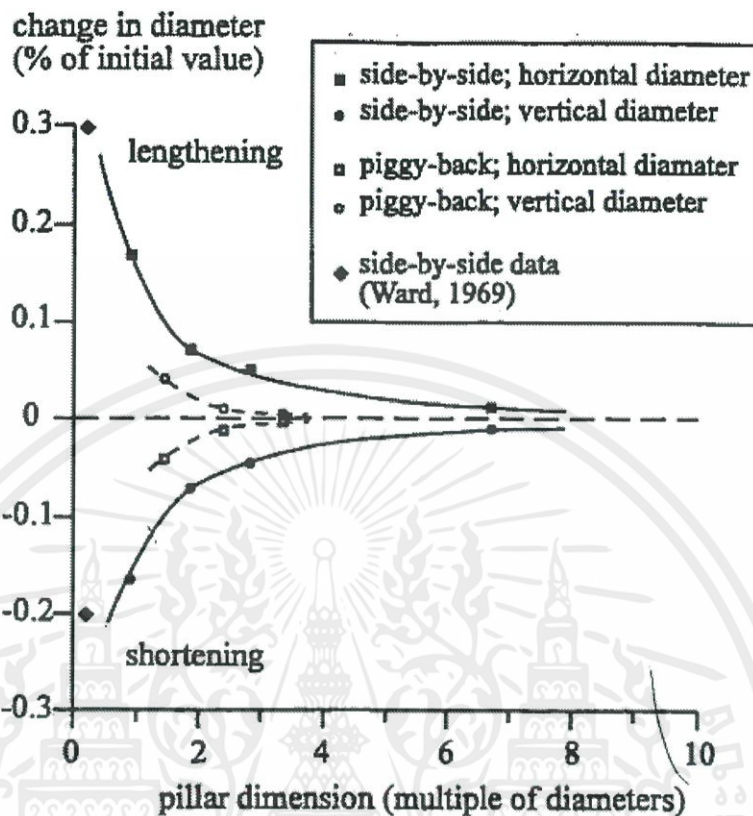


รูปที่ 2.71 ตำแหน่งของจุกววกกลับแปรผันตามระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (piggy back tunnels)

แนวโน้มแสดงให้เห็นถึงความกว้างของรางน้ำที่เพิ่มขึ้นเมื่อระยะห่างลดลง สำหรับเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางน้อยกว่า 1 diameter โปริไฟล์อาจมีความกว้างได้ถึงสองเท่าของ greenfield ที่จะสันนิษฐานได้จากการซ้อนทับ

2.9.2.2 การตอบสนองของอุโมงค์

รูปที่ 6 พิจารณาถึงอิทธิพลของการเจาะอุโมงค์ที่สองบน lining ส่วนแรก สำหรับสองข้างอุโมงค์ของอุโมงค์ที่มีอยู่ถูกบังคับให้เปิดทับอุโมงค์ที่สอง เส้นผ่านศูนย์กลางในแนวนอนจะเพิ่มความยาวในขณะที่เส้นผ่านศูนย์กลางแนวตั้งลดความยาวลง สำหรับอุโมงค์ piggy back ทั้งสอง lining ในอุโมงค์แรกจะขยายให้ยาวในแนวตั้งในการกดทับของอุโมงค์ที่สอง นั่นคือความยาวของเส้นผ่าศูนย์กลางแนวตั้งและการย่อขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวนอน รูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าขนาดของการบิดเบี้ยวทั้งสองนี้มีความแตกต่างกันอย่างไรกับความกว้างและความลึกของเสา



รูปที่ 2.72 ผลกระทบของอุโมงค์แรกเมื่อมีอุโมงค์ต่ออุโมงค์ที่สอง

ลักษณะการวางอุโมงค์แบบ Side by side เมื่อความกว้างของเสามีค่าน้อยกว่า 1 diameter ความยาวของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวอนจะอยู่ต่ำกว่า 0.2% ของเส้นผ่าศูนย์กลางเริ่มต้น ความยาวนี้จะลดลงตามระยะห่างอุโมงค์ที่เพิ่มขึ้น การหดตัวของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวตั้งยังต่ำกว่า 0.2% ของเส้นผ่าศูนย์กลางเริ่มต้นสำหรับการวิเคราะห์ความกว้างของเสาชั้นต่ำ การลดลงของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวตั้งจะลดลงเมื่อระยะห่างเพิ่มขึ้น รวมถึงรูปที่ 6 เป็นข้อมูลจากการก่อสร้างของ London Underground Victoria Line ซึ่งมีอุโมงค์สองข้างถูกขับออกมาใกล้กันมาก (ความกว้างของเสาเท่ากับ 0.2 เส้นผ่าศูนย์กลาง) และมีการบันทึกการเปลี่ยนแปลงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใน lining ชั้นแรก ข้อมูลที่พล็อตไว้นี้เป็นค่าเฉลี่ยของข้อมูลทั้งสามที่คล้ายกันมากที่บันทึกโดย Ward (1969) ความบิดเบี้ยวของการหดตัวได้รับการบันทึกไว้ที่ตำแหน่งทั้งสามตำแหน่งโดยพล็อตเป็นเส้นผ่านศูนย์กลางที่ยาวขึ้นและการตัดทอนเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวตั้งสั้นลง ส่วนที่เหลือเป็นเวลา 35 วัน ข้อมูลอยู่นอกขอบเขตของการวิเคราะห์เชิงตัวเลข แต่ใกล้กับเส้นแนวโน้มที่ถูกคาดการณ์โดยข้อมูลเชิงตัวเลข การหดตัวของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวตั้งจะน้อยกว่าที่ระบุเชิงตัวเลข

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มีความกว้างของเสามากกว่า 7 เส้นผ่านศูนย์กลางผ่านอุโมงค์ที่สองที่ระดับแกนเดียวกันกับอุโมงค์ที่มีอยู่อาจถูกพิจารณาว่าไม่ทำให้เกิดการบิดเบือนหรือมีอิทธิพลต่อขับในอุโมงค์ที่สร้างขึ้นเมื่อไม่กี่สัปดาห์ก่อนหน้านี้

Piggy back ไม่มีการวิเคราะห์หีโตที่แสดงความผิดเพี้ยนของเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 0.04% ของเส้นผ่านศูนย์กลางเริ่มต้น ความยาวของเส้นผ่านศูนย์กลางแนวตั้ง (0.04% สำหรับความกว้างของเสาที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 1 เส้น) จะลดลงเมื่อมีการเพิ่มระยะห่างขึ้น การหดตัวของเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวนอน (เท่ากับขนาดความยาวของแนวตั้ง) จะลดลงเมื่อระยะห่างของช่องว่างเพิ่มขึ้น

ในกรณีนี้ความหมายที่ว่าด้วยความลึกของเสามากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ การผ่านของอุโมงค์ที่สองโดยตรงเหนืออุโมงค์ที่มีอยู่อาจถูกพิจารณาเพื่อไม่ให้บิดเบือนหรือมีอิทธิพลต่อขับในอุโมงค์ที่มีอยู่สร้างขึ้นเมื่อไม่กี่สัปดาห์ก่อนหน้านี้

2.10 ข้อมูลชั้นดินกรุงเทพฯ

ใช้ข้อมูลชั้นดินกรุงเทพฯอ้างอิงจากข้อมูลการขุดเจาะชั้นดินเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าจากโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า MRTA สายสีน้ำเงิน

ตารางที่ 2.6 ข้อมูลชั้นดินกรุงเทพฯ (Rukdeechuai et al., 2009)

Soil layer	Wea. crust	Soft clay	Med. clay	Stiff clay	Sand
Material model	MC	HS	HS	HS	MC
E' (kPa)	6000	–	–	–	80,000
E_{oed}^{ref} (kPa)	–	5000	20,000	60,000	–
E_{50}^{ref} (kPa)	–	5000	20,000	60,000	–
E_{ur}^{ref} (kPa)	–	15,000	100,000	180,000	–
λ_{sat} (kN/m ³)	17	16	18	18	20
v' (–)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.3
ϕ' (°)	22	22	22	22	36
c (kPa)	8	5	10	18	0
m (–)	–	1	1	1	–
p_{ref} (kPa)	–	100	65	95	–

ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติของวัสดุ (Jongpradist, Kaewsri , Sawatparnich , Suwansawat ,Youwai, Kongkitkul ,Sunitsakul et al., 2012)

	Young modulus of concrete, E (kN/m ²)	Poission's ratio of concrete (ν_c)	Unit weight of concrete, γ_c (kN/m ³)
Tunnel lining	3.1×10^7	0.20	24
Bored pile	3.1×10^7	0.20	24



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

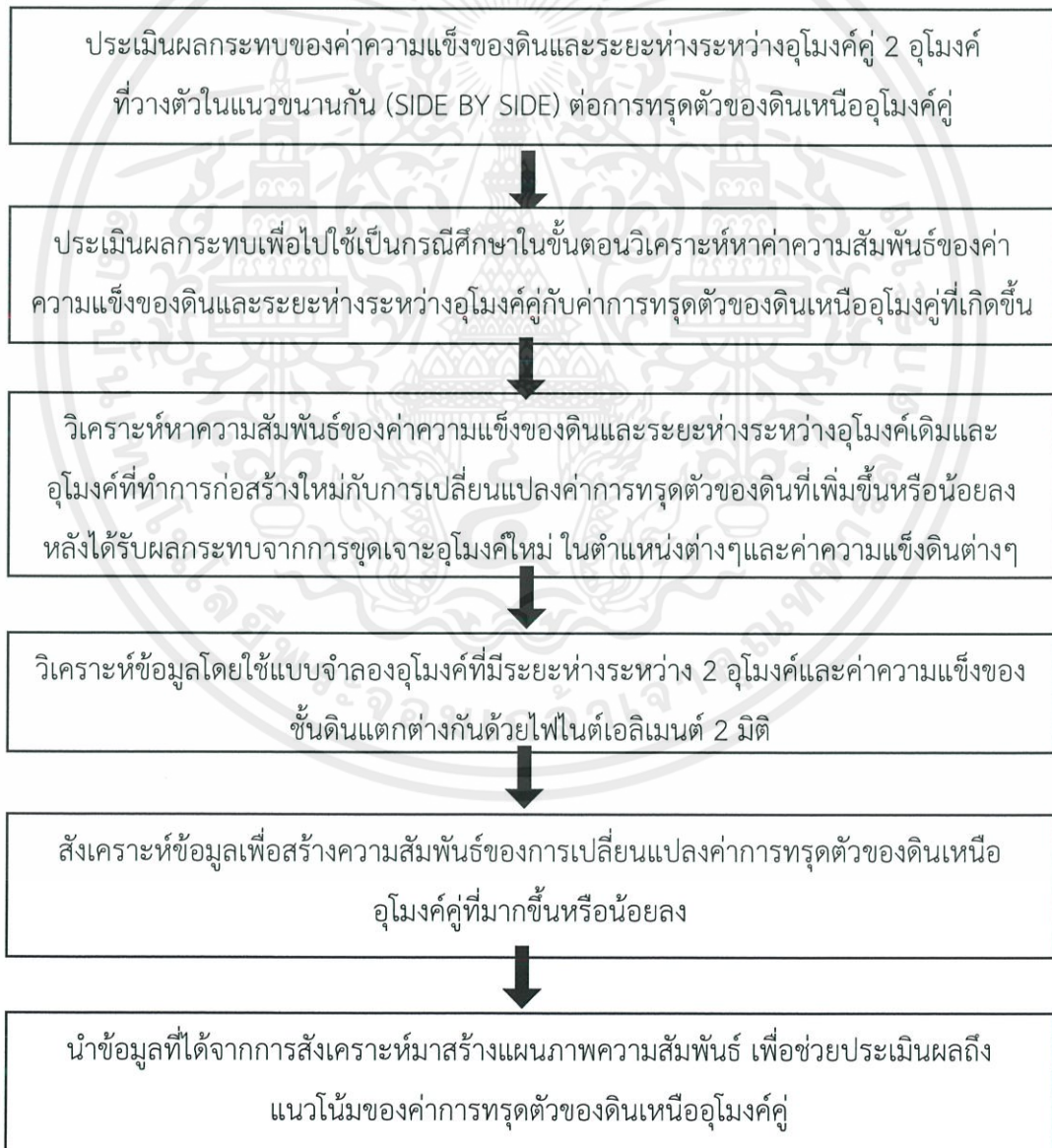
บทที่ 3

ขั้นตอนและวิธีการดำเนินงาน

3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงวิธีการสร้างแบบจำลองการสร้างอุโมงค์คู่ขนานโดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D เพื่อวิเคราะห์หาค่าความแข็งของดิน(E) ที่มีผลต่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ขนานและการทรุดตัวของอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพมหานครที่วิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์

3.2 วิธีการดำเนินงาน



3.3 การรวบรวมข้อมูล

การรวบรวมข้อมูลโครงการรถไฟฟ้าเฉลิมรัชมงคล (MRTA) ประกอบด้วยข้อมูลที่วิเคราะห์ประกอบด้วย 3 ส่วนหลักได้แก่ ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition) และข้อมูลการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors)

3.3.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA Project)

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ โดยประกอบด้วยอุโมงค์คู่เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร และเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร มีความยาวทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร เริ่มต้นจากสถานีหัวลำโพงไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.2 การก่อสร้างจะแบ่งเป็น 2 สัญญา คือ 1) อุโมงค์สัญญาส่วนเหนือ (North tunneling section) และ 2) อุโมงค์สัญญาส่วนใต้ (South tunneling section) โดยจะแบ่งส่วนก่อสร้างออกเป็น 4 ส่วนย่อยตามการขุดเจาะของแต่ละผู้ทำการก่อสร้าง คือ ส่วน A B C และ D แต่ละส่วนย่อยจะใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล 2 หัวเจาะ รวมทั้งสิ้น 8 หัวเจาะ โดยหัวเจาะ 6 หัวที่ใช้ในส่วน A B และ C ผลิตโดยบริษัท Kawasaki ประเทศญี่ปุ่น และส่วน D ถูกผลิตโดย บริษัท Herrenknecht ประเทศเยอรมันนี้

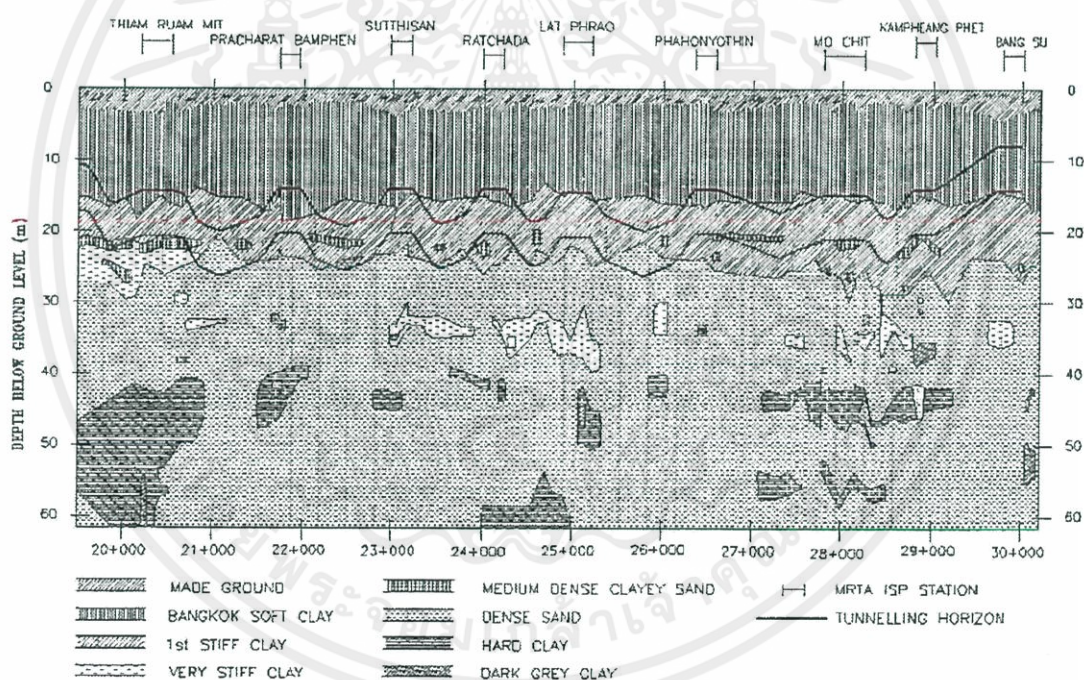


รูปที่ 3.1 แนวเส้นทางและการแบ่งส่วนก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

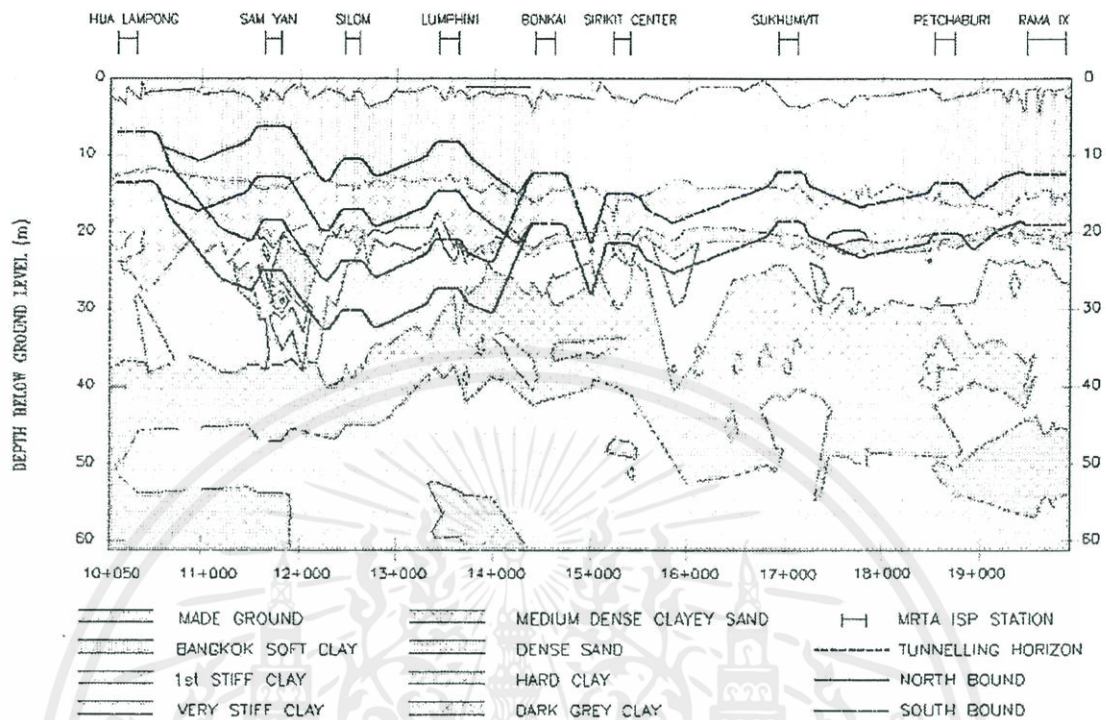
(Suwansawat, 2002)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในส่วนของสภาพทางธรณีวิทยาสำหรับโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลได้มีการสำรวจสภาพชั้นดินในบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์และทำการทดสอบอย่างละเอียด พบว่าสภาพชั้นดินในโครงการ MRTA สามารถแบ่งย่อยออกเป็น 2 ส่วน คือ อุโมงค์สัญญาส่วนเหนือและอุโมงค์สัญญาส่วนใต้ ตามที่ได้กล่าวมาก่อนหน้านี้ สำหรับอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือ คือ จากสถานีเทียนร่วมมิตรไปสิ้นสุดที่สถานีบางซื่อ สภาพของชั้นดินของส่วนเหนือมีความสม่ำเสมอของชั้นดินเหนียวอ่อนรองรับด้วยดินเหนียวแข็งตามแนวเส้นทางของอุโมงค์ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.3 ซึ่งในอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือนี้ อุโมงค์ส่วนใหญ่ขุดเจาะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง คือ ระยะความลึกของอุโมงค์วัดจากผิวดินถึงเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ประมาณ 15-25 เมตร แต่ก็มีบางส่วนอยู่ในชั้นทรายสำหรับอุโมงค์สัญญาส่วนใต้แนวเส้นทางของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง อย่างไรก็ตามในส่วนที่ต่ำลงไปจะขุดเจาะภายในชั้นทรายดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.2 สภาพชั้นดินของอุโมงค์สัญญาส่วนเหนือ(Suwansawat, 2002)



รูปที่ 3.3 สภาพชั้นดินของอุโมงค์สัญญาส่วนใต้ (Suwansawat, 2002)

3.4 การวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์คู่อ้างอิงลักษณะอุโมงค์จากโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

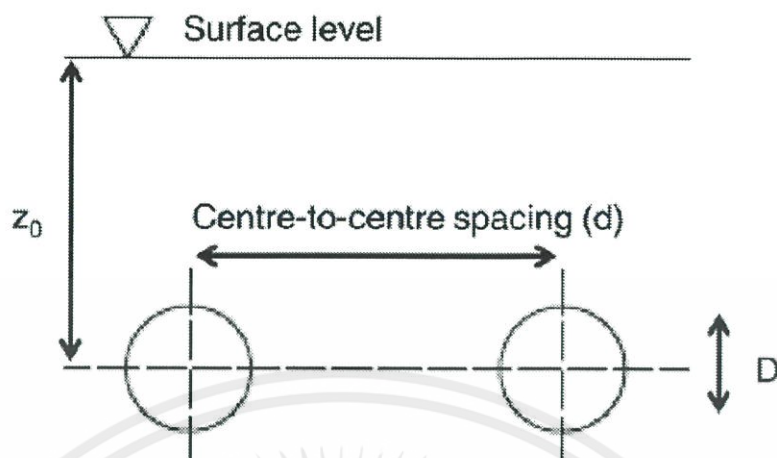
3.4.1 หลักการพิจารณาปัญหา

หลักการในการพิจารณาปัญหาที่เกิดขึ้นจะเป็นดังรูปที่ 1 โดยค่าความแข็งของดินและระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์จะมีค่าแตกต่างกัน โดยอ้างอิงลักษณะอุโมงค์จากโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย (MRTA)

D คือ ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

d คือ ระยะห่างระหว่างอุโมงค์

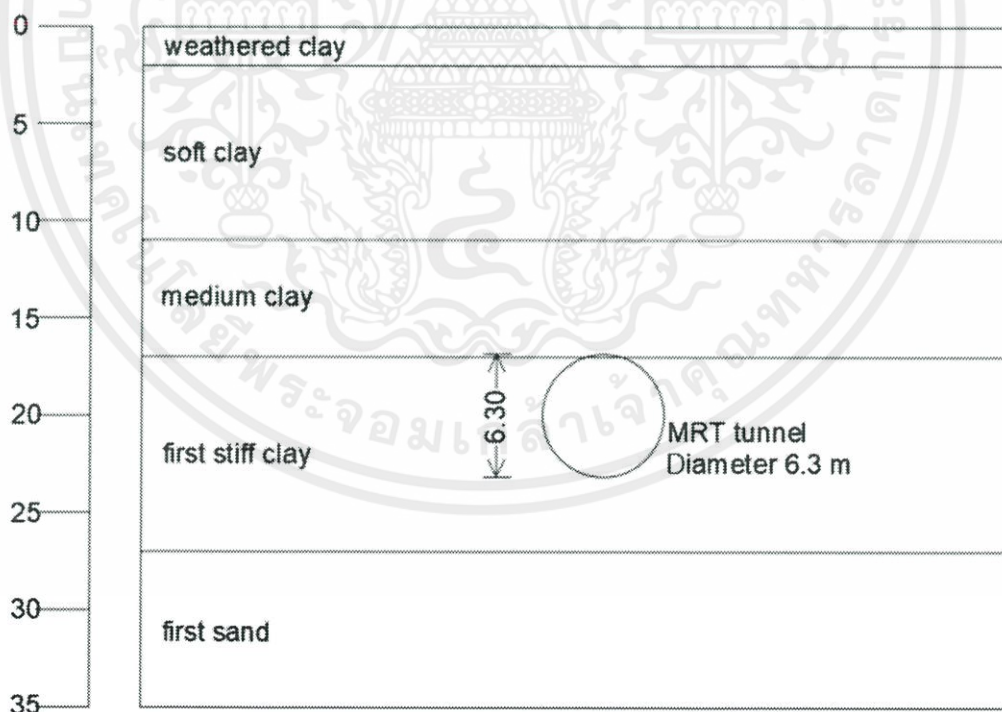
Z_0 คือ ระยะความลึกของอุโมงค์



รูป 3.4 แสดงการพิจารณากรณีอุโมงค์ที่มีขนาดกันและความยาวต่อเนื่อง (plan strain condition)

3.4.2 กรณีศึกษา

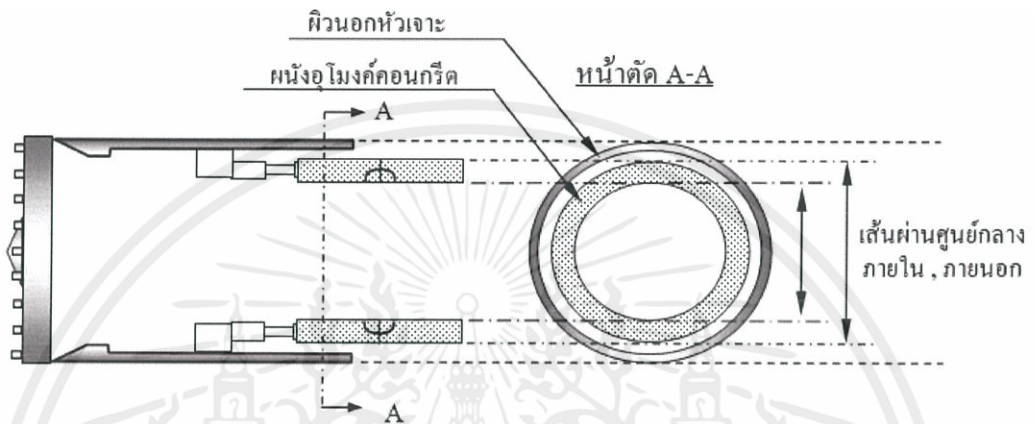
3.4.2.1) ลักษณะชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน (MRT) โดยมีลักษณะชั้นดินตามรูปที่ 3.2 โดยอุโมงค์จะวางอยู่ที่ความลึก 19 เมตร โดยจะพิจารณาเฉพาะอุโมงค์ MRT เท่านั้น



รูป 3.5 แสดงลักษณะชั้นดินที่นำมาวิเคราะห์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

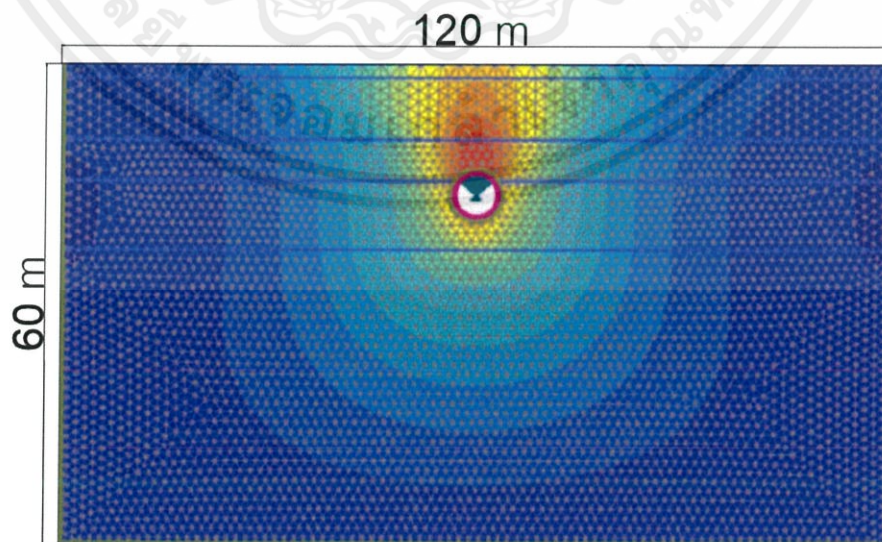
3.4.2.2) ลักษณะทางกายภาพของอุโมงค์ การวิเคราะห์จะกำหนดให้อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอกของอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.3 โดยแบบจำลองนี้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของดินโดยการใช้อุโมงค์รถไฟฟ้า (MRT) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอก 6.30 และ 5.70 เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 3.6 ภาพตัดแสดงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอกของอุโมงค์

3.4.3 การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์

3.4.3.1) ลักษณะแบบจำลอง จะทำการสร้างแบบจำลองโดยการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) จากโปรแกรม Plaxis 2D เวอร์ชัน 2018 โดยขึ้นส่วนต่างๆ (element) ในการวิเคราะห์ เป็นรูปทรงพีระมิตสามเหลี่ยม (Tetrahedron) แบบจุดต่อ (node) ดังรูปที่ 3.4 โดยแบบจำลองมีขนาดแนวราบ 120 เมตร และขนาดแนวตั้งจากผิวดิน 60 เมตร



รูปที่ 3.7 แสดงลักษณะแบบจำลองโดยการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.4.3.2.คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง (material properties) คุณสมบัติของชั้นดินที่ใช้ในแบบจำลองได้มาจากการเทียบวัดจากโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงเทพมหานคร ดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดงค่าพารามิเตอร์ของชั้นดิน

Soil layer	Wea. crust	Soft clay	Med. clay	Stiff clay	Sand
Material model	MC	HS	HS	HS	MC
E' (kPa)	6000	-	-	-	80,000
E_{oed}^{ref} (kPa)	-	5000	20,000	60,000	-
E_{50}^{ref} (kPa)	-	5000	20,000	60,000	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	-	15,000	100,000	180,000	-
λ_{sat} (kN/m ³)	17	16	18	18	20
ν' (-)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.3
ϕ' (°)	22	22	22	22	36
c (kPa)	8	5	10	18	0
m (-)	-	1	1	1	-
P_{ref} (kPa)	-	100	65	95	-

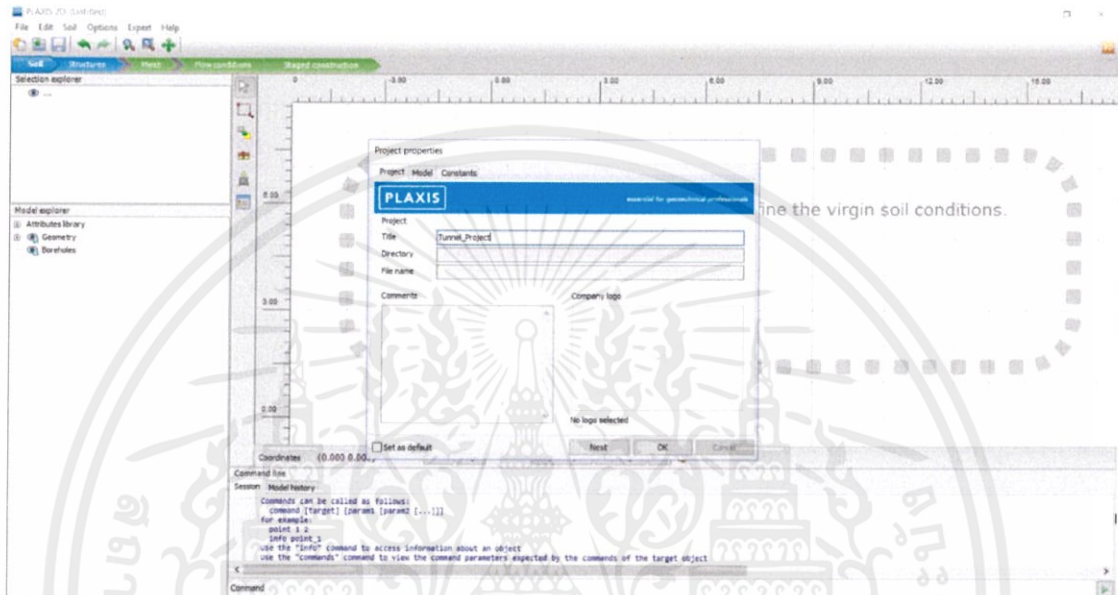
ตารางที่ 3.2 แสดงค่าพารามิเตอร์ของอุโมงค์

	Young modulus of concrete, E (kN/m ²)	Poisson's ratio of concrete (ν_c)	Unit weight of concrete, cc (kN/m ³)
Tunnel lining	3.1×10^7	0.20	24
Bored pile	3.1×10^7	0.20	24

3.5 วิธีการตรวจสอบคุณสมบัติของวัสดุและชั้นดินที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง (Validation)

3.5.1 การสร้างแบบจำลองชั้นดิน

ขั้นตอนที่ 1 ตั้งชื่อแบบจำลองที่คำสั่ง Project > Title



รูปที่ 3.8 การตั้งชื่อแบบจำลองที่คำสั่ง Project > Title

ขั้นตอนที่ 2 กำหนดขอบเขตพื้นที่ของแบบจำลอง Model>Contour

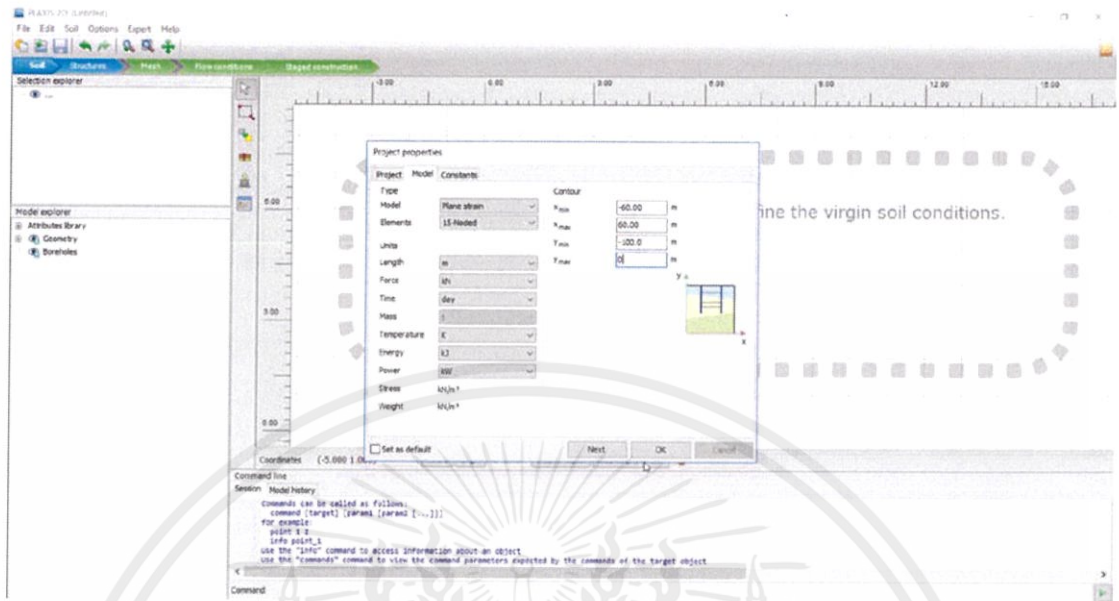
โดยที่ $X_{min} = -60.00$ m

$X_{max} = 60.00$ m

$Y_{min} = -80.00$ m

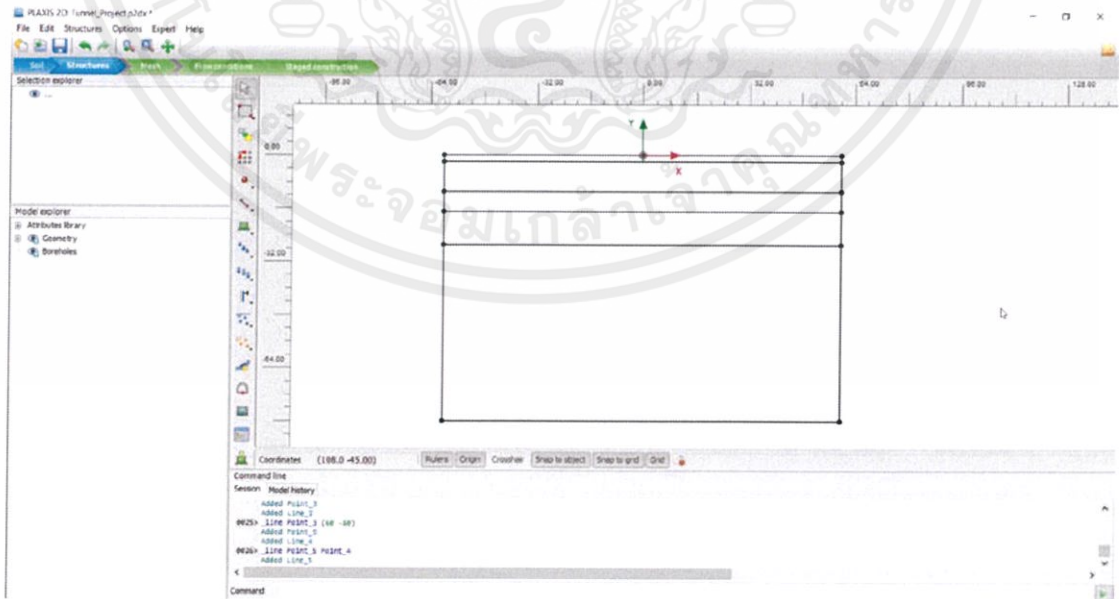
$Y_{max} = 0.00$ m

จากนั้นกด OK



รูปที่ 3.9 การกำหนดขอบเขตพื้นที่ของแบบจำลอง Model>Contour

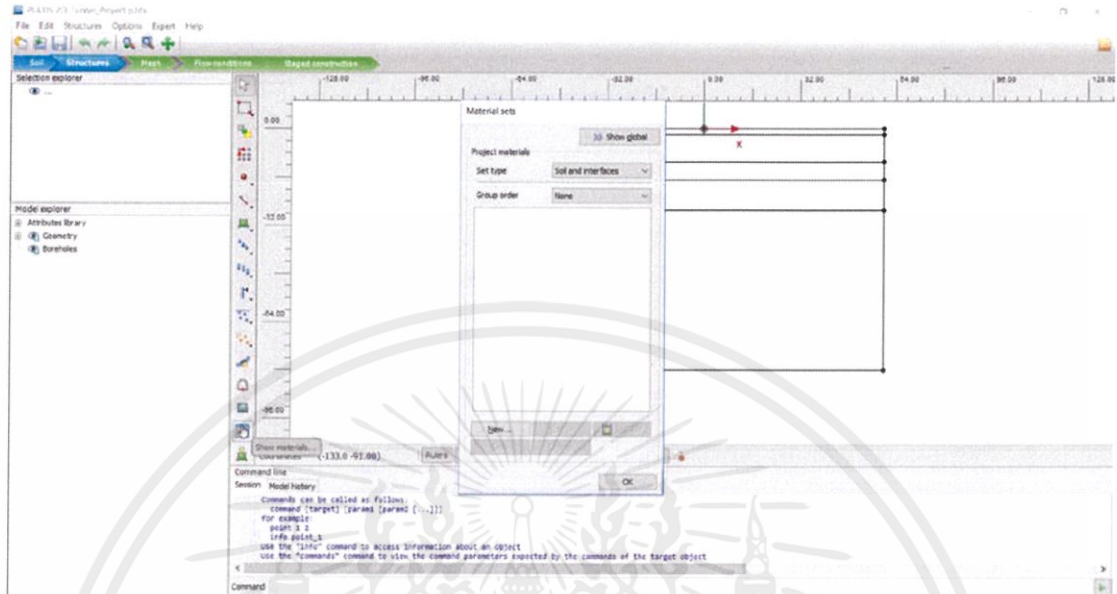
ขั้นตอนที่ 3 สร้างแบบจำลองชั้นดินโดยใช้คำสั่ง Create Line โดยกำหนดพิกัด (-60,0) (60,0) (-60,-80) และ (60,-80) เพื่อกำหนดความลึกของชั้นดิน กำหนดข้อมูลชั้นดิน โดยที่ชั้นดิน Weathered clay มีความลึก 2 เมตร ชั้นดิน Soft clay มีความลึก 11 เมตร ชั้นดิน Medium clay มีความลึก 17 เมตร ชั้นดิน First stiff clay มีความลึก 26 เมตร และชั้นดินชั้นสุดท้ายเป็นชั้น First Sand



รูปที่ 3.10 การสร้างแบบชั้นดินโดยใช้คำสั่ง Create Line

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 4 ใส่ Parameter ขึ้นดินโดยใช้คำสั่ง Show material จากนั้นเลือกคำสั่ง New

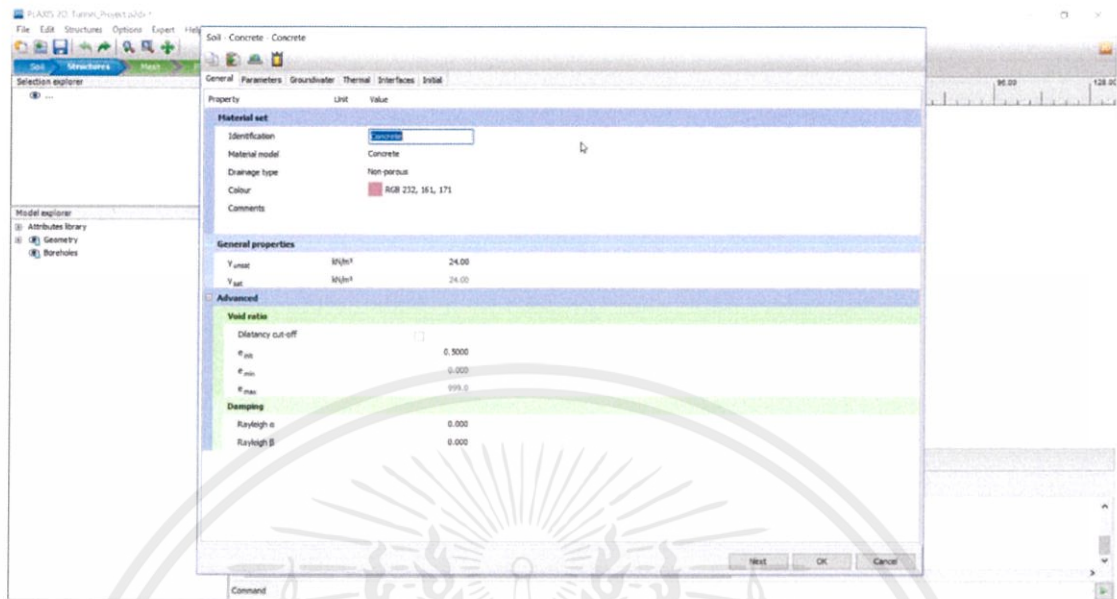


รูปที่ 3.11 คำสั่ง Show material

ขั้นตอนที่ 5 กรอกค่า Parameter ของคอนกรีต ดังนี้

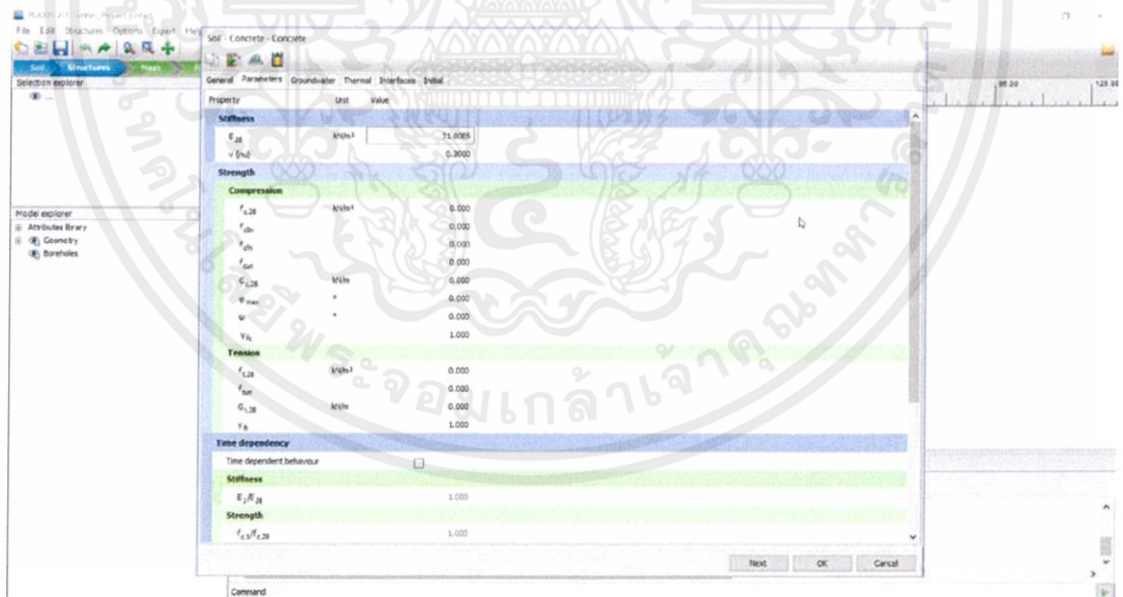
ขั้นตอนที่ 5.1 คำสั่ง General

- 1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น Concrete
- 2.เลือก Material Model เป็น Concrete
- 3.เลือก Drainage type เป็น Non-porous
- 4.เลือก Color
- 5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 24 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 24 \text{ kN/m}^2$



รูปที่ 3.12 แสดงการกรอกค่า Parameter ของคอนกรีตโดยใช้คำสั่ง General
ขั้นตอนที่ 5.2 คำสั่ง Parameter

1. $E_{28} = 31.00E6 \text{ kN/m}^2$
2. $\nu (\text{nu}) = 0.200$ จากนั้นกด OK

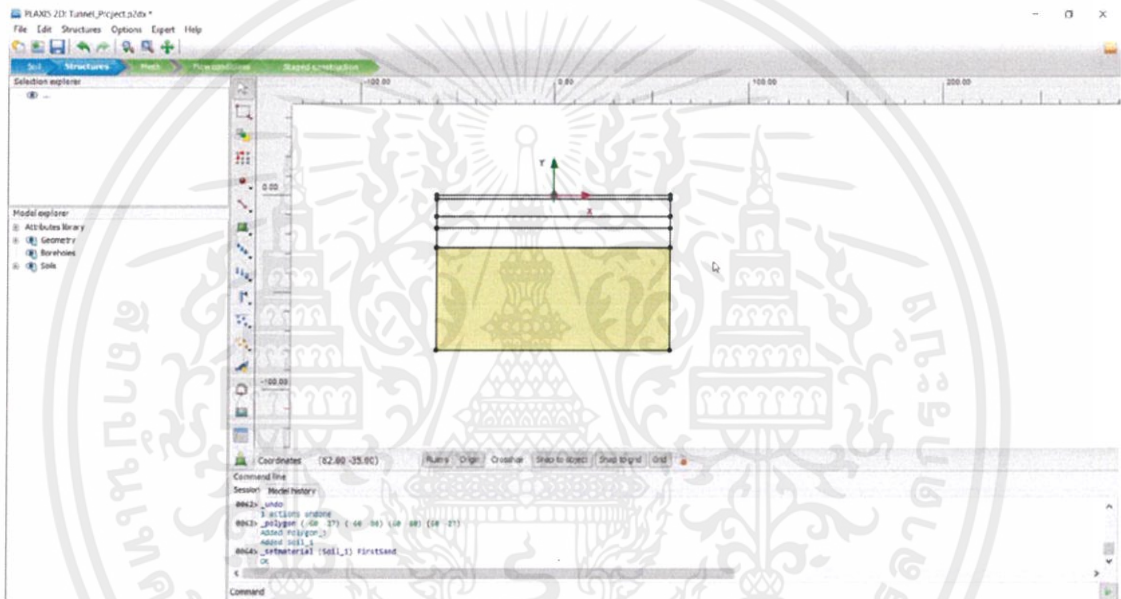


รูปที่ 3.13 แสดงการกรอกค่า Parameter ของคอนกรีตโดยใช้คำสั่ง Parameter

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 6 กรอกค่า Parameter ของ Weathered Clay ดังนี้ เลือกคำสั่ง New
 ขั้นตอนที่ 6.1 คำสั่ง General

- 1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น Weathered Clay
- 2.เลือก Material Model เป็น Mohr-Coulomb
- 3.เลือก Drainage type เป็น Drained
- 4.เลือก Color
- 5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 15 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 17 \text{ kN/m}^2$

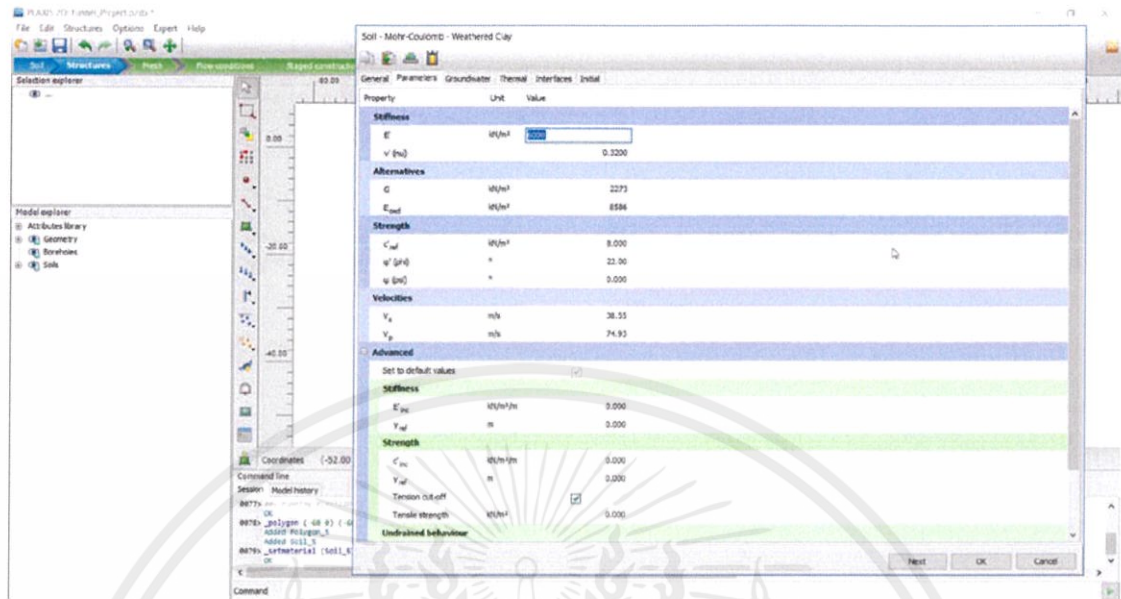


รูปที่ 3.14 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Weathered Clay โดยใช้คำสั่ง General

ขั้นตอนที่ 6.2 คำสั่ง Parameter

1. ใส่ $E' = 6000 \text{ kN/m}^2$
2. $\nu'(\text{nu}) = 0.3200$
3. $G = 2273 \text{ kN/m}^2$
4. $E_{oed} = 8586 \text{ kN/m}^2$
5. $c'_{ref} = 8.000 \text{ kN/m}^2$
6. $\varphi'(\text{phi}) = 22.00^\circ$
7. $\Psi(\text{psi}) = 0.00^\circ$
8. $V_s = 38.55 \text{ m/s}$
9. $V_p = 79.93 \text{ m/s}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.15 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Weathered Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter ขั้นตอนที่ 7 กรอกค่า Parameter ของ First Stiff Clay ดังนี้ เลือกคำสั่ง New ขั้นตอนที่ 7.1 คำสั่ง General

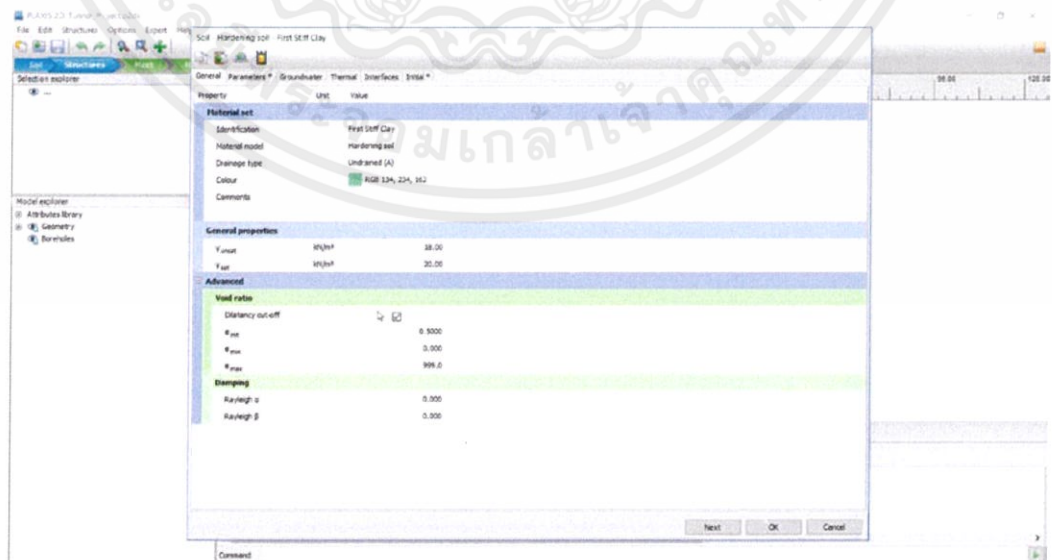
1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น First Stiff Clay

2.เลือก Material Model เป็น Hardening Soil

3.เลือก Drainage type เป็น Undrained (A)

4.เลือก Color

5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 18 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^2$



รูปที่ 3.16 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Stiff Clay โดยใช้คำสั่ง General

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 7.2 คำสั่ง Parameter

$$1. E_{50}^{ref} = 60.00E3 \text{ kN/m}^2$$

$$2. E_{oed}^{ref} = 60.00E3 \text{ kN/m}^2$$

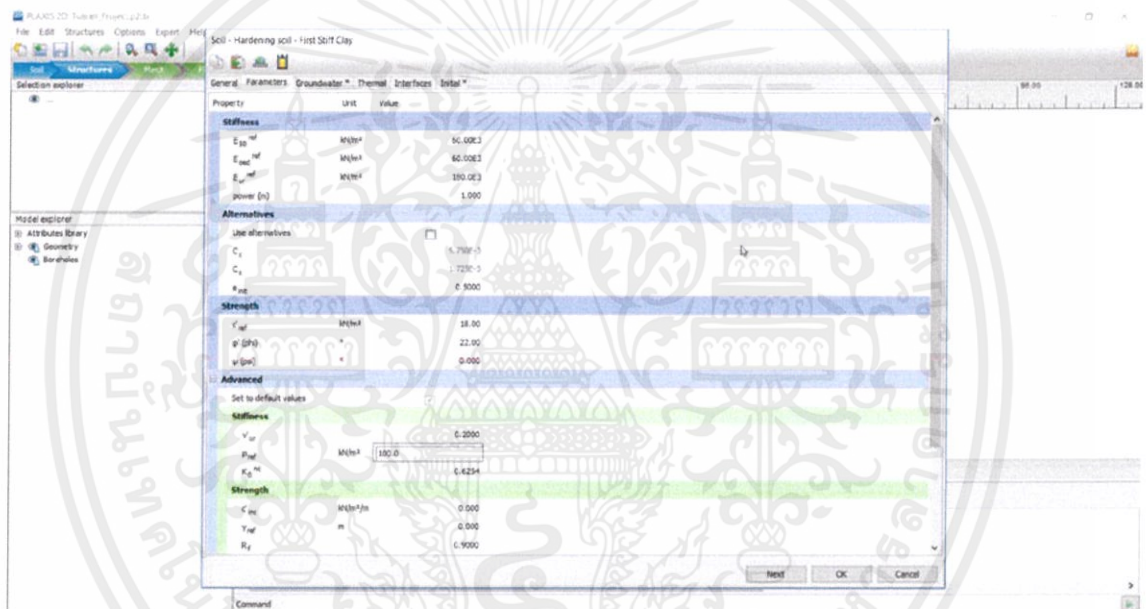
$$3. E_{ur}^{ref} = 180.0E3 \text{ kN/m}^2$$

$$4. \text{power (m)} = 1.000$$

$$5. c'_{ref} = 8.000 \text{ kN/m}^2$$

$$6. \varphi'(\text{phi}) = 22.00^\circ$$

$$7. \Psi (\text{psi}) = 0.00^\circ$$



รูปที่ 3.17 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Stiff Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter

ขั้นตอนที่ 8 กรอกค่า Parameter ของ First Sand ดังนี้ เลือกคำสั่ง New

ขั้นตอนที่ 8.1 คำสั่ง General

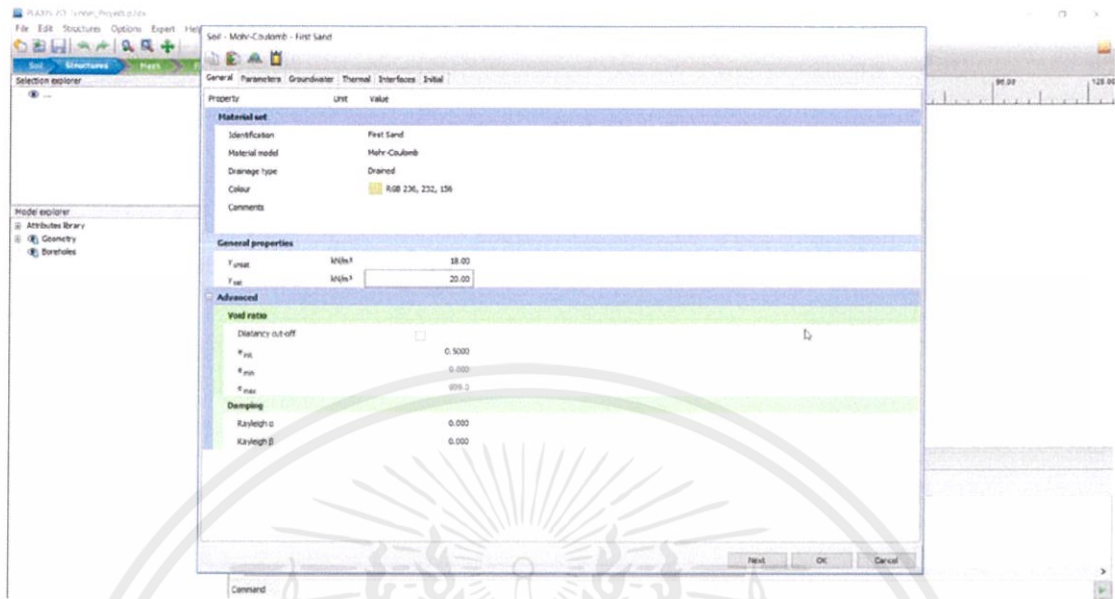
1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น First Sand

2.เลือก Material Model เป็น Mohr-Coulomb

3.เลือก Drainage type เป็น Drained

4.เลือก Color

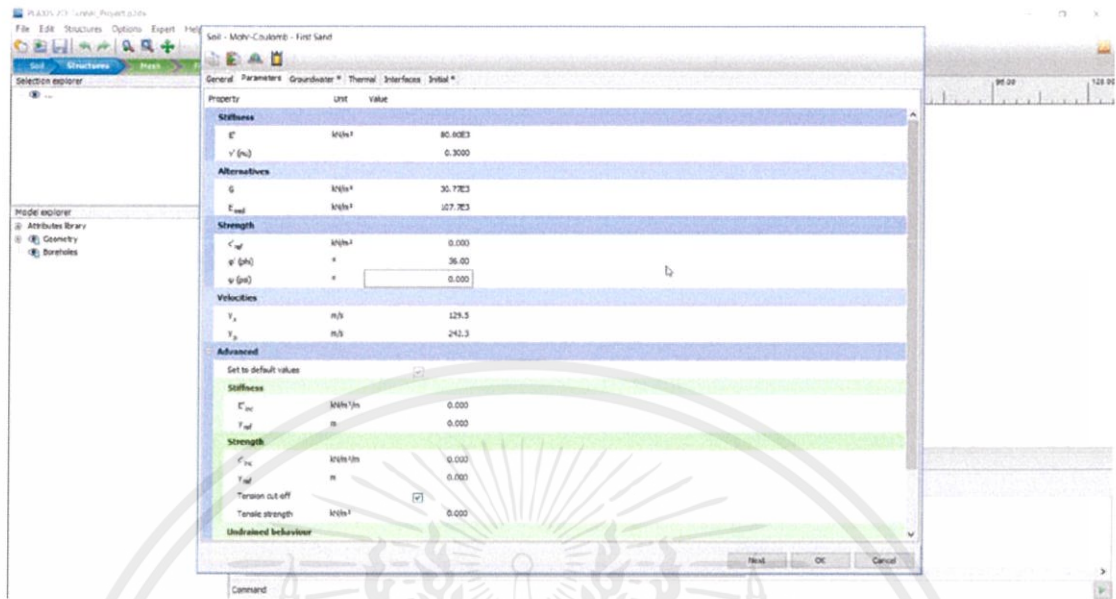
5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 18 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^2$



รูปที่ 3.18 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Sand โดยใช้คำสั่ง General

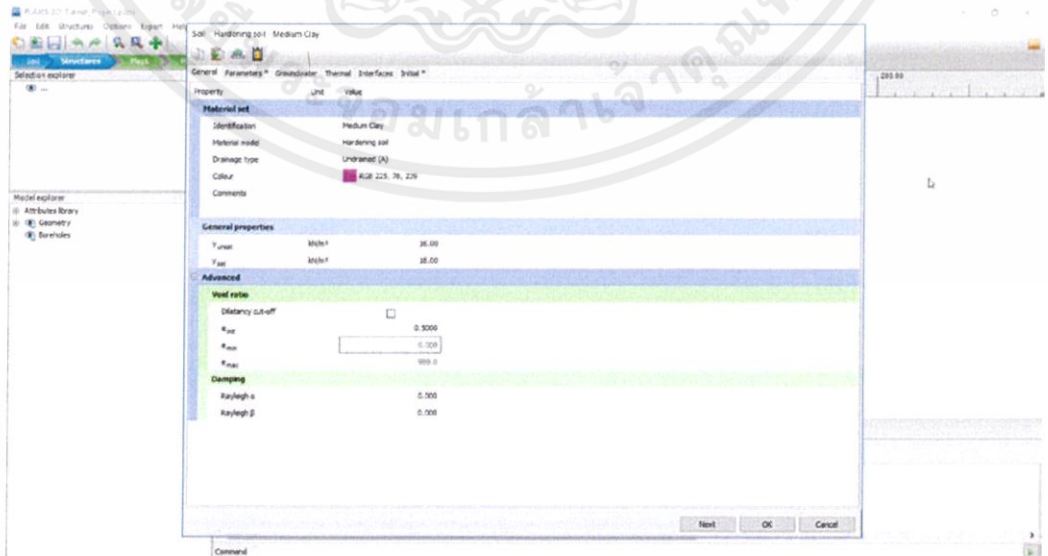
ขั้นตอนที่ 8.2 คำสั่ง Parameter

1. ใส่ $E' = 80.00E3 \text{ kN/m}^2$
2. $\nu' = 0.3000$
3. $G = 30.77E3 \text{ kN/m}^2$
4. $E_{oed} = 107.7E3 \text{ kN/m}^2$
5. $c'_{ref} = 0.000 \text{ kN/m}^2$
6. $\phi'(\text{phi}) = 36.00^\circ$
7. $\psi(\text{psi}) = 0.000^\circ$
8. $V_s = 129.5 \text{ m/s}$
9. $V_p = 242.3 \text{ m/s}$



รูปที่ 3.19 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ First Sand โดยใช้คำสั่ง Parameter
 ขั้นตอนที่ 9 กรอกค่า Parameter ของ Medium Clay ดังนี้ เลือกคำสั่ง New
 ขั้นตอนที่ 9.1 คำสั่ง General

- 1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น Medium Clay
- 2.เลือก Material Model เป็น Hardening Soil
- 3.เลือก Drainage type เป็น Undrained (A)
- 4.เลือก Color
- 5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 16 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^2$

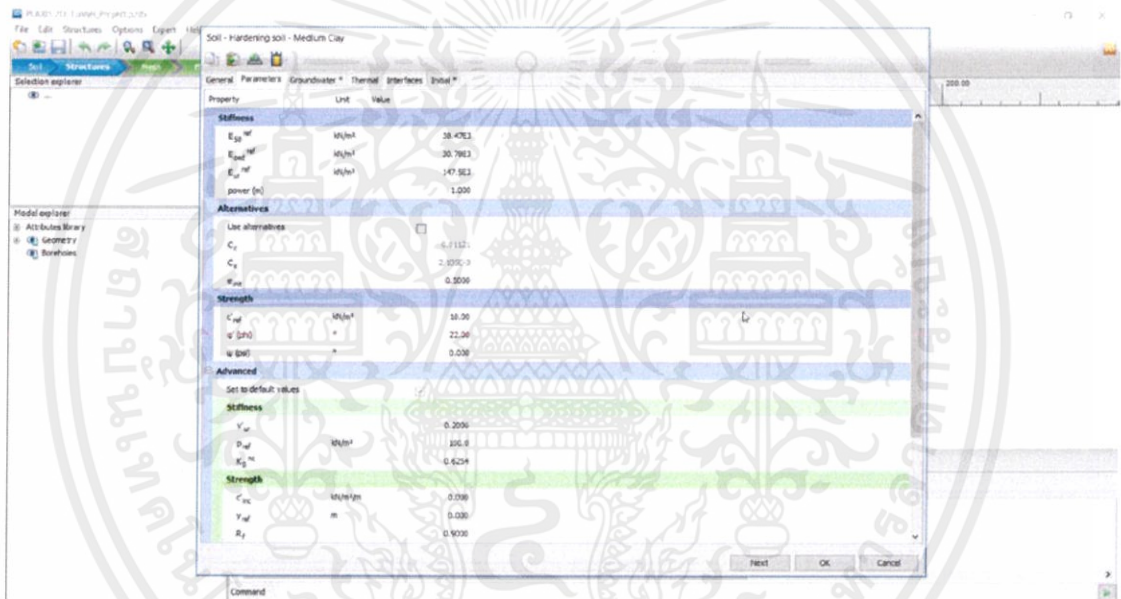


รูปที่ 3.20 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Medium Clay โดยใช้คำสั่ง General

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 9.2 คำสั่ง Parameter

1. $E_{50}^{ref} = 20.00E3 \text{ kN/m}^2$
2. $E_{oed}^{ref} = 20.00E3 \text{ kN/m}^2$
3. $E_{ur}^{ref} = 100.0E3 \text{ kN/m}^2$
4. power = 1.000 m
5. $c'_{ref} = 10.00 \text{ kN/m}^2$
6. $\varphi'(\text{phi}) = 22.00^\circ$
7. $\Psi(\text{psi}) = 0.00^\circ$

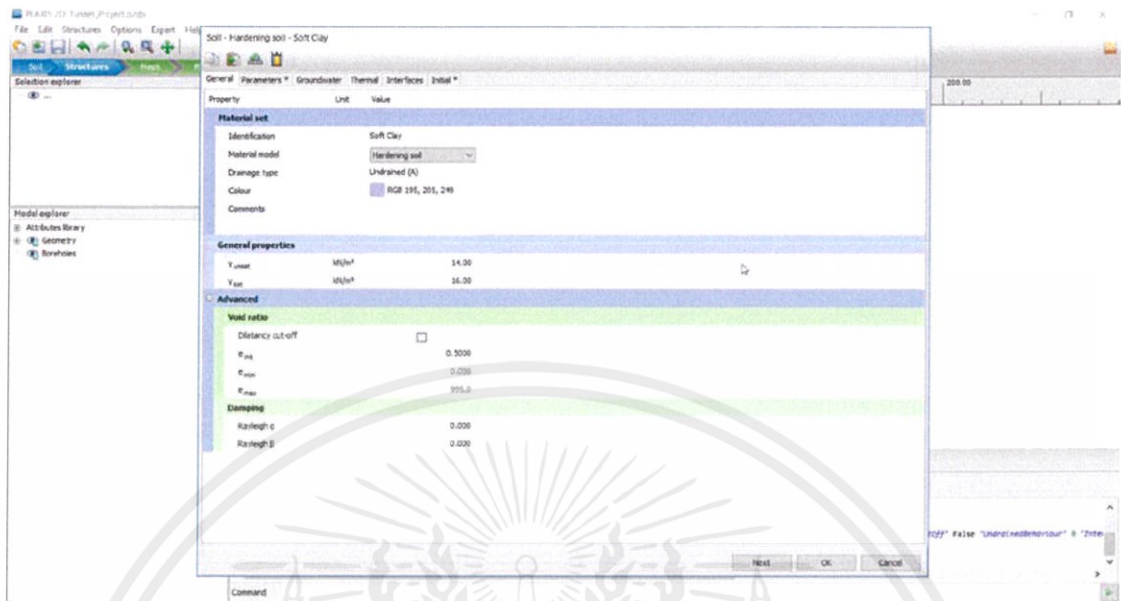


รูปที่ 3.21 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Medium Clay โดยใช้คำสั่ง Parameter

ขั้นตอนที่ 10 กรอกค่า Parameter ของ Soft Clay ดังนี้ เลือกคำสั่ง New

ขั้นตอนที่ 10.1 คำสั่ง General

- 1.ช่อง Identification ใส่ชื่อข้อมูลเป็น Soft Clay
- 2.เลือก Material Model เป็น Hardening Soil
- 3.เลือก Drainage type เป็น Undrained (A)
- 4.เลือก Color
- 5.ใส่ค่า $\gamma_{unsat} = 14 \text{ kN/m}^2$ และ $\gamma_{sat} = 16 \text{ kN/m}^2$

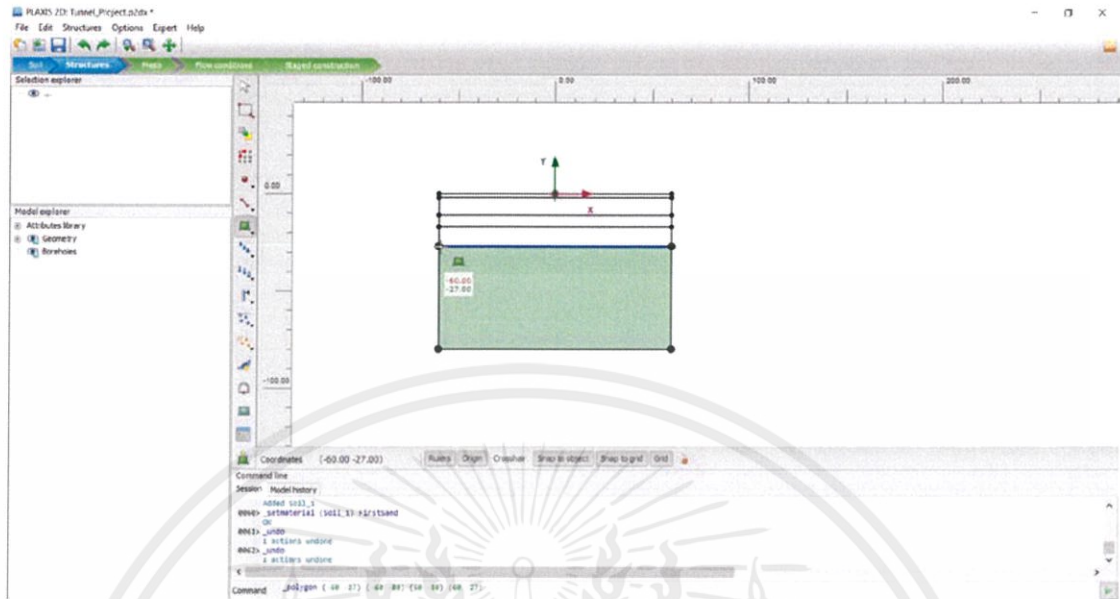


รูปที่ 3.22 แสดงการกรอกค่า Parameter ของ Soft Clay โดยใช้คำสั่ง General

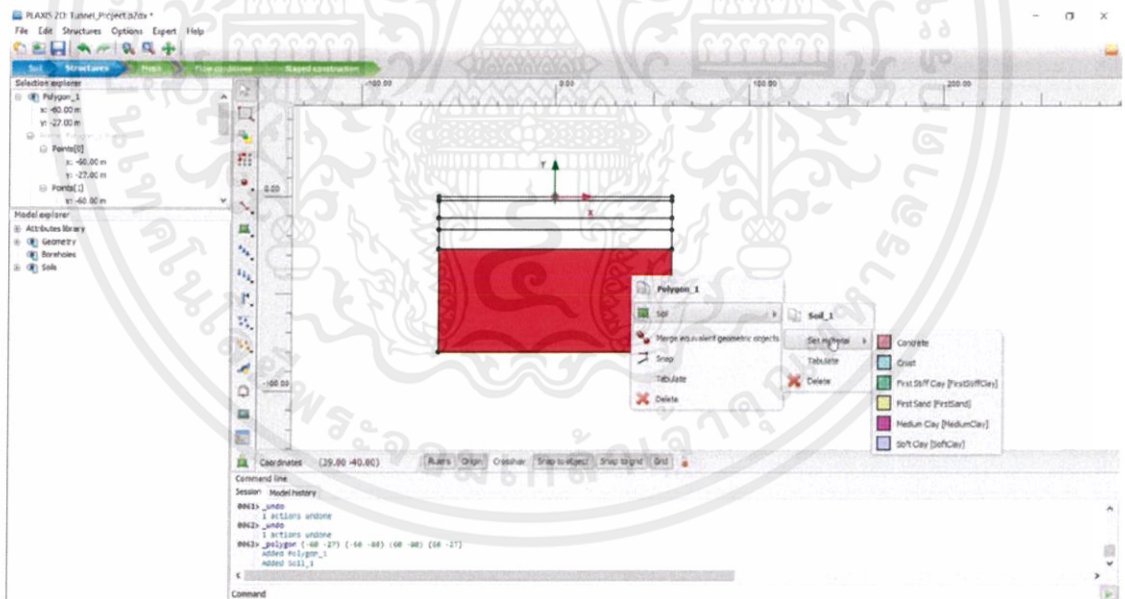
ขั้นตอนที่ 10.2 คำสั่ง Parameter

1. $E_{50}^{ref} = 5000 \text{ kN/m}^2$
2. $E_{oed}^{ref} = 5000 \text{ kN/m}^2$
3. $E_{ur}^{ref} = 15.00E3 \text{ kN/m}^2$
4. power = 1.000 m
5. $c'_{ref} = 5.00 \text{ kN/m}^2$
6. $\varphi'(\text{phi}) = 22.00^\circ$
7. $\Psi (\text{psi}) = 0.00^\circ$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

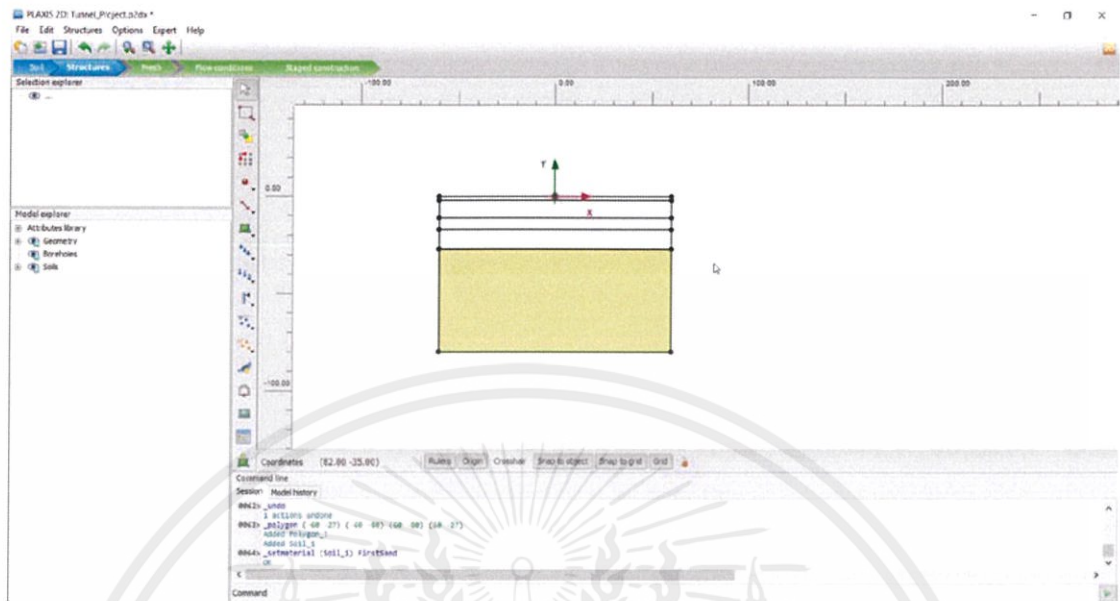


รูปที่ 3.25 คลิกที่มุมทั้ง 4 มุม ของชั้นดิน โดยใช้คำสั่ง Create Soil Polygon

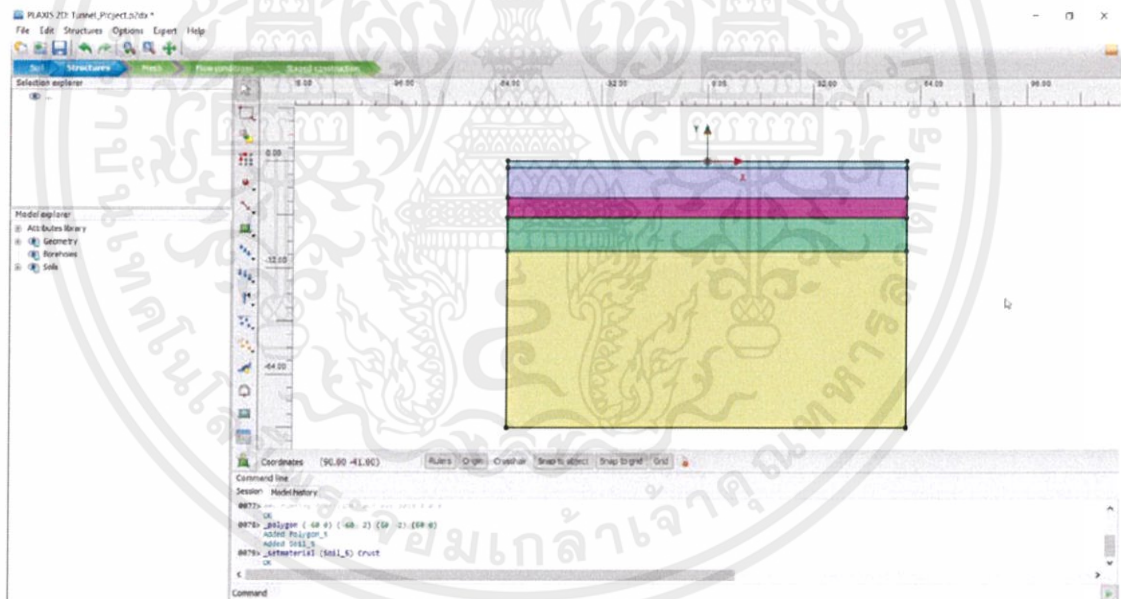


รูปที่ 3.26 คลิกที่มุมทั้ง 4 มุม ของชั้นดิน > คลิกขวา > เลือกคำสั่ง Soil > เลือกคำสั่ง Set Material > เลือกข้อมูลชั้นดินที่ต้องการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.27 แสดงข้อมูลชั้นดิน First Sand

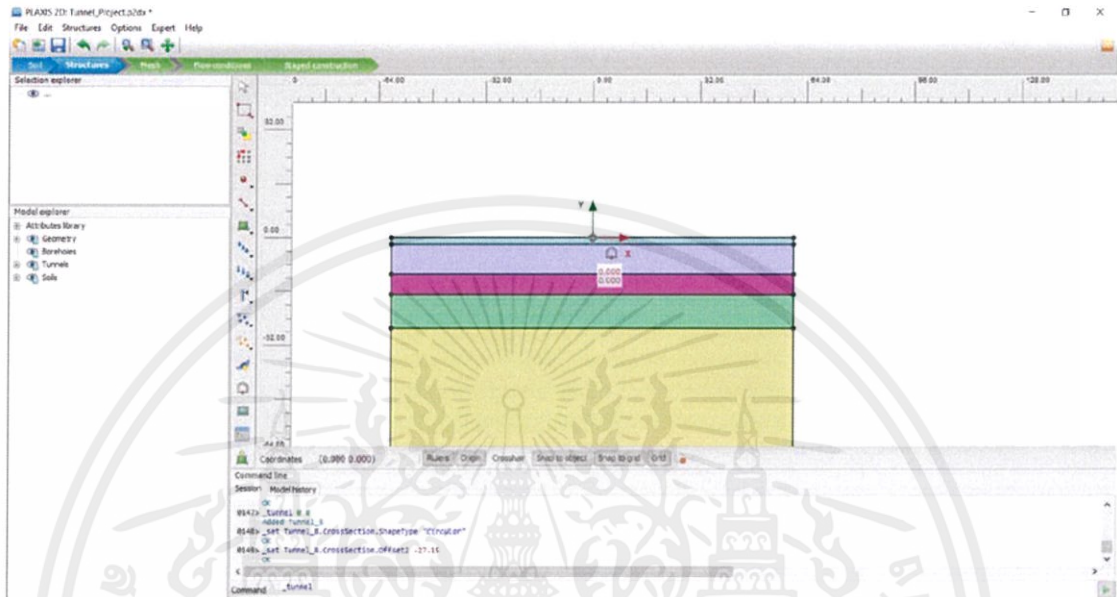


รูปที่ 3.28 แสดงข้อมูลชั้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 12 คำสั่ง Create Tunnel

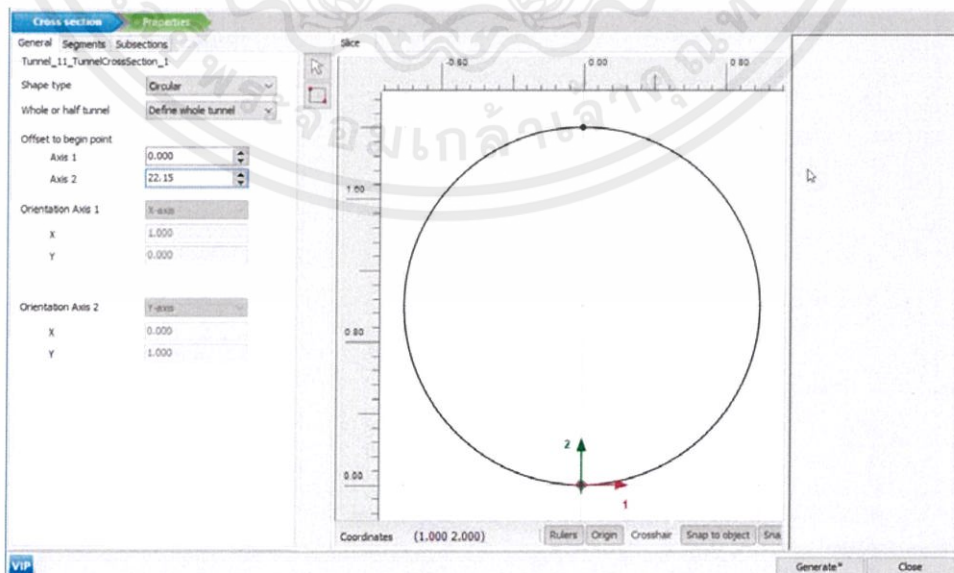
ขั้นตอนที่ 12.1 เลือกคำสั่ง Create Tunnel > เลือกพิกัด (0,0) > คลิกที่พิกัด (0,0)



รูปที่ 3.29 คำสั่ง Create Tunnel

ขั้นตอนที่ 12.2 คำสั่ง Cross Section > General

1. shape type = Circular
2. whole or half tunnel = Define whole tunnel
3. Offset to begin point > กำหนด Axis 1 = 0.000 Axis 2 = -22.15



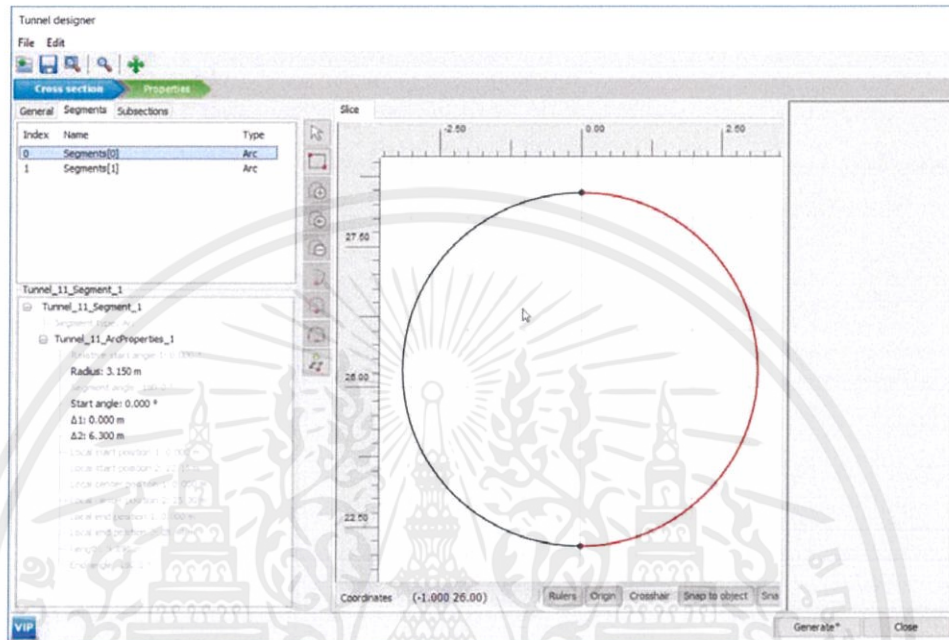
รูปที่ 3.30 คำสั่ง Cross Section

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 12.3 คำสั่ง Cross Section > Segments

1.Segments[0] > radius = 3.15 m

2.Segments[1] > radius = 3.15 m



รูปที่ 3.31 การกำหนดรัศมีของ Segment อูโมงค์

ขั้นตอนที่ 12.3 คำสั่ง Properties

1.เลือกคำสั่ง SlicePolycurve[1] และ SlicePolycurve[0]คลิกขวาเลือก Create Plate ,Create negative interface และ Create line Construction

2.ใส่ค่า $C_{ref} = 1.000\%$

3.คลิกคำสั่ง Material จากนั้นคลิกเครื่องหมายบวก

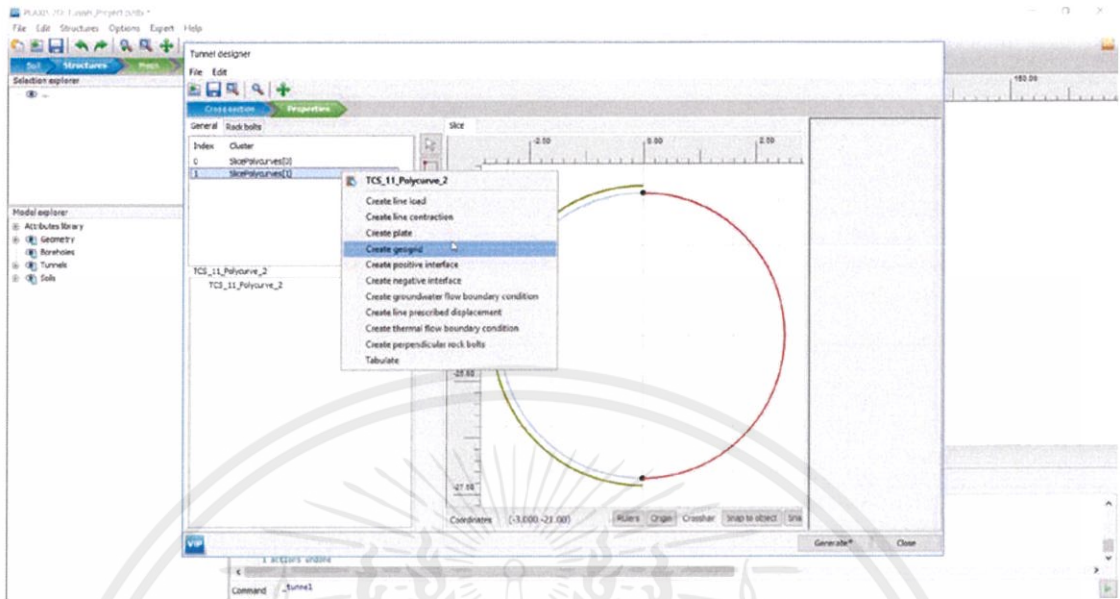
4.Identification = Concrete

$$EA_1 = 9.300E6 \text{ kN/m}$$

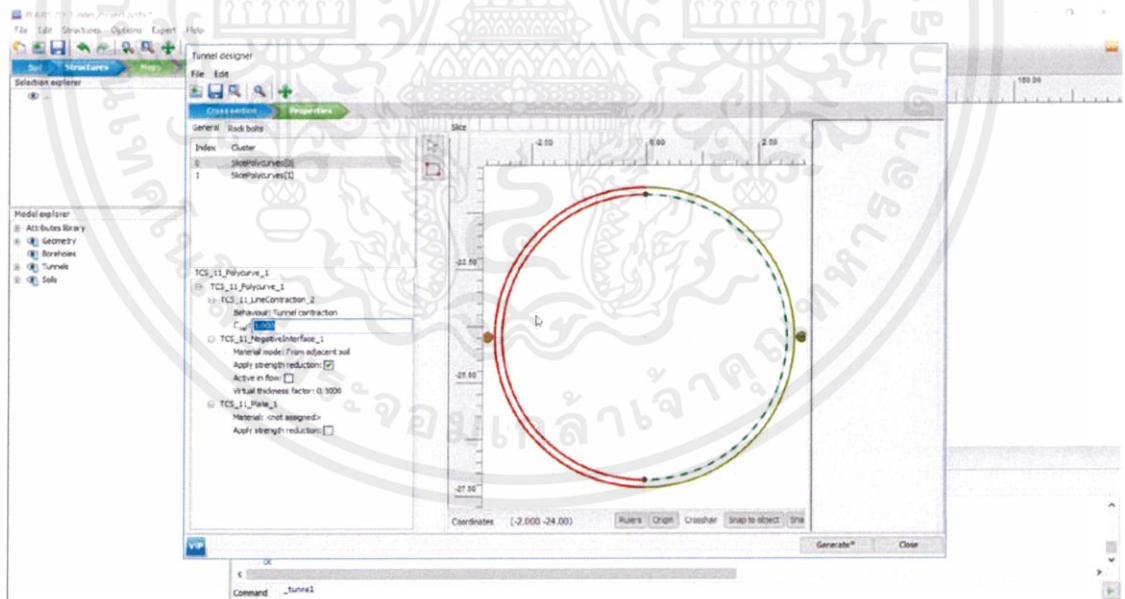
$$EI = 6.900E6 \text{ kN } m^2/m$$

$$W = 142.5 \text{ kN/m/m}$$

$$V(\nu) = 0.33$$

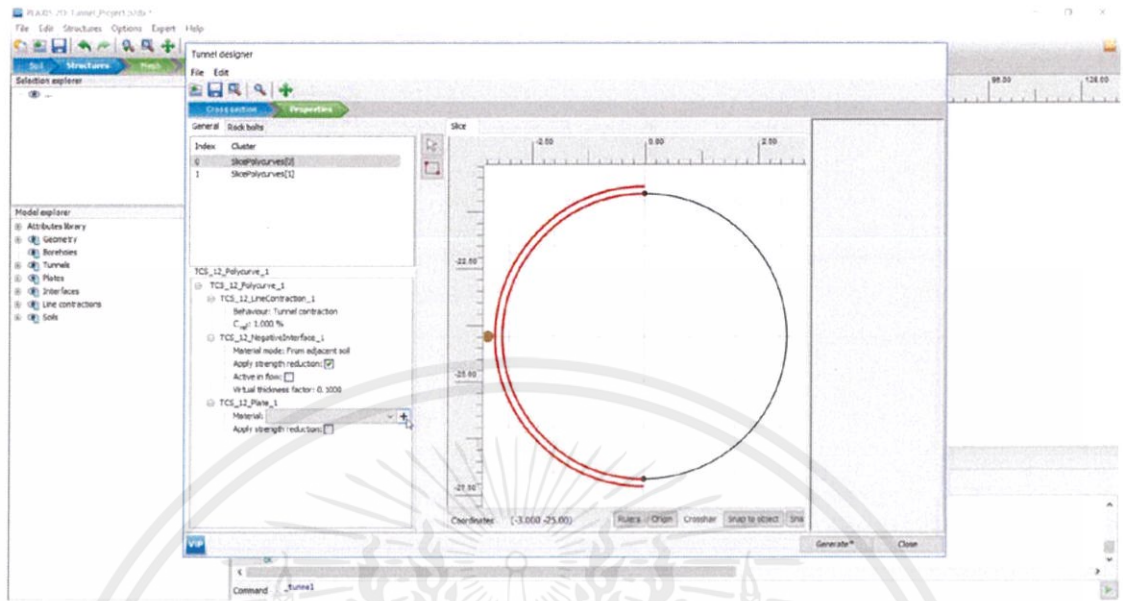


รูปที่ 3.32 แสดงการเลือก Create Plate ,Create negative interface และ Create line Construction

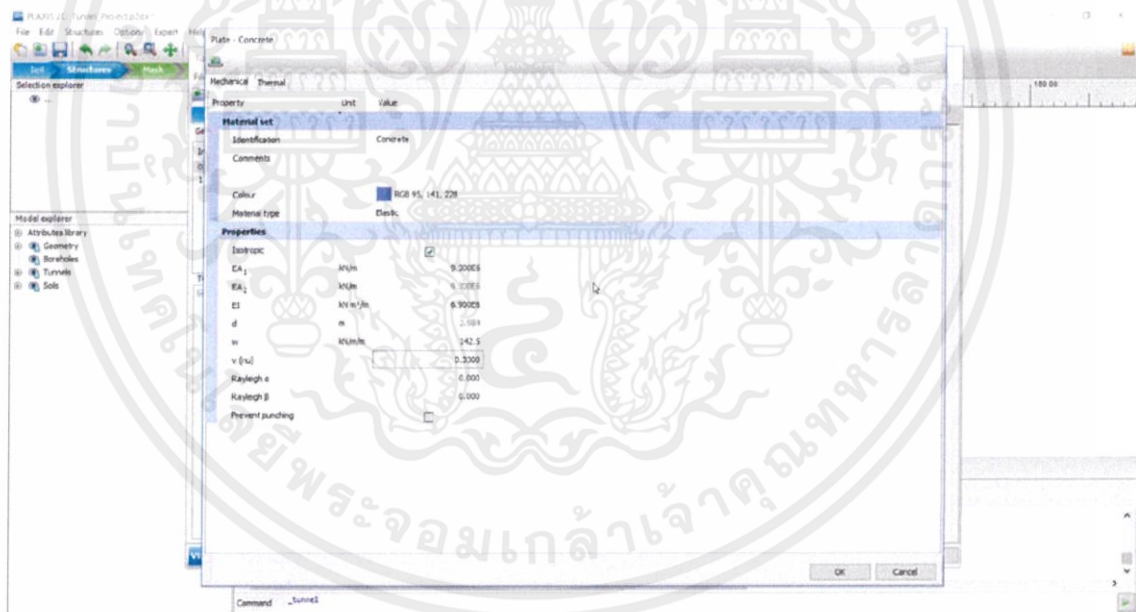


รูปที่ 3.33 แสดงใส่ค่า $C_{ref} = 1.000\%$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

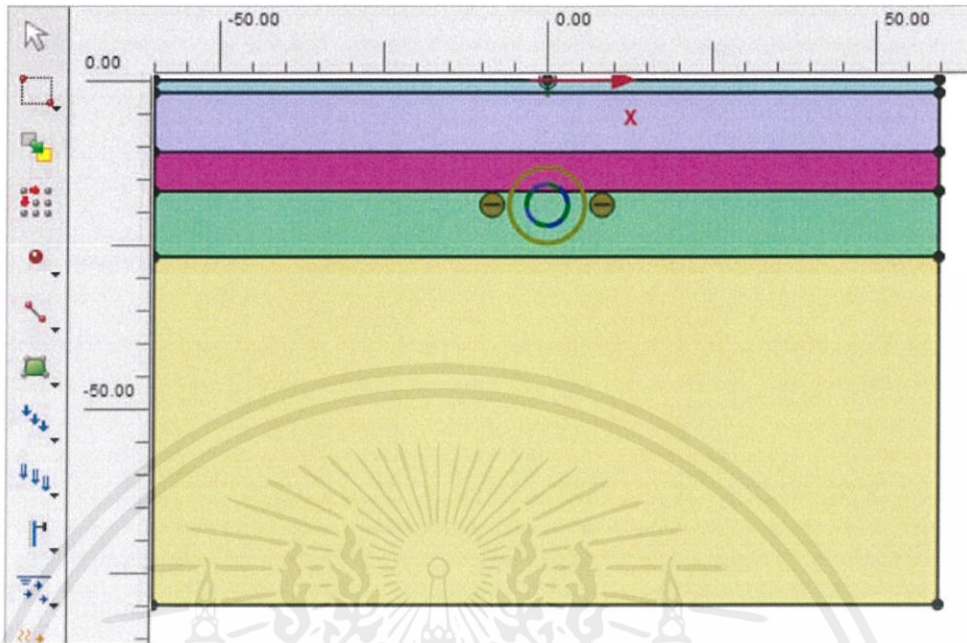


รูปที่ 3.34 แสดงการเลือกคำสั่ง Material จากนั้นคลิกเครื่องหมายบวก



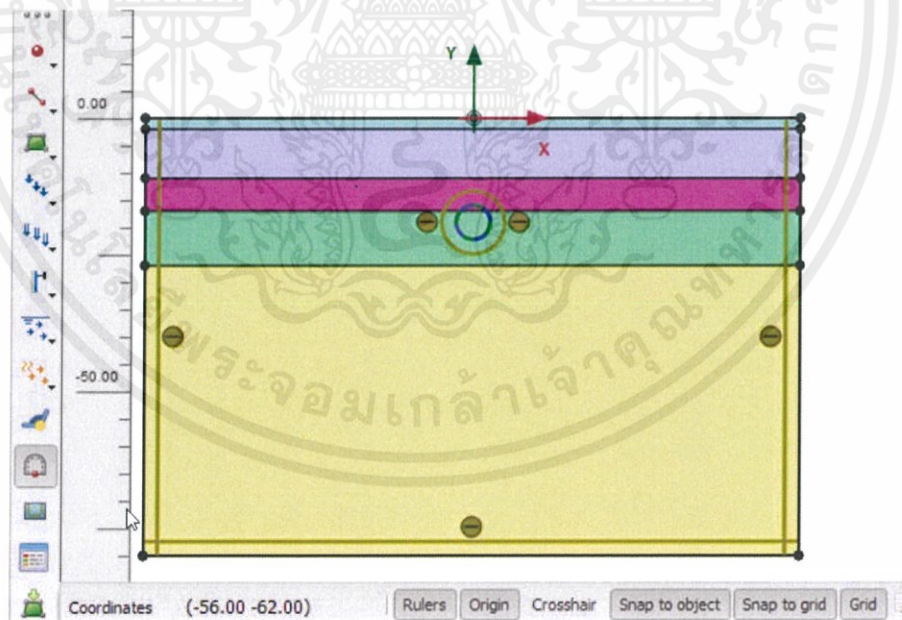
รูปที่ 3.35 แสดงการใส่ข้อมูล Identification ค่า E_{A1} ค่า E_I ค่า ν และ $V(\nu)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.36 แสดงอุโมงค์ในชั้นดิน

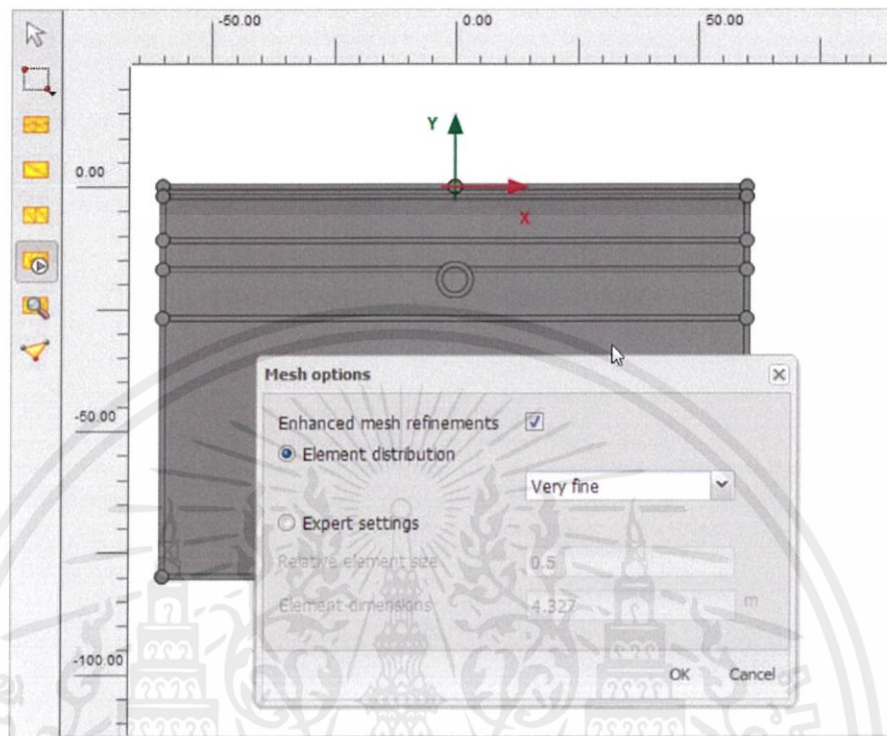
ขั้นตอนที่ 13 เลือกคำสั่ง Create interfaces on the boundary



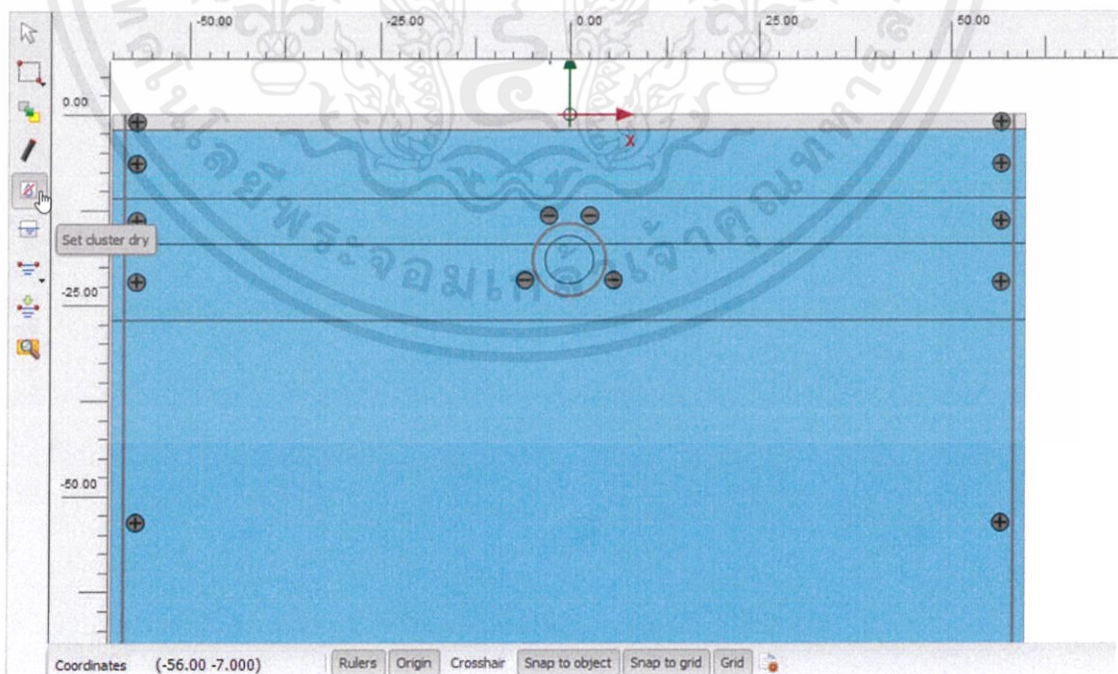
รูปที่ 3.37 แสดงการเลือกคำสั่ง Create interfaces on the boundary

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 14 เลือกคำสั่ง Generate Mesh > เลือก Very fine > ok



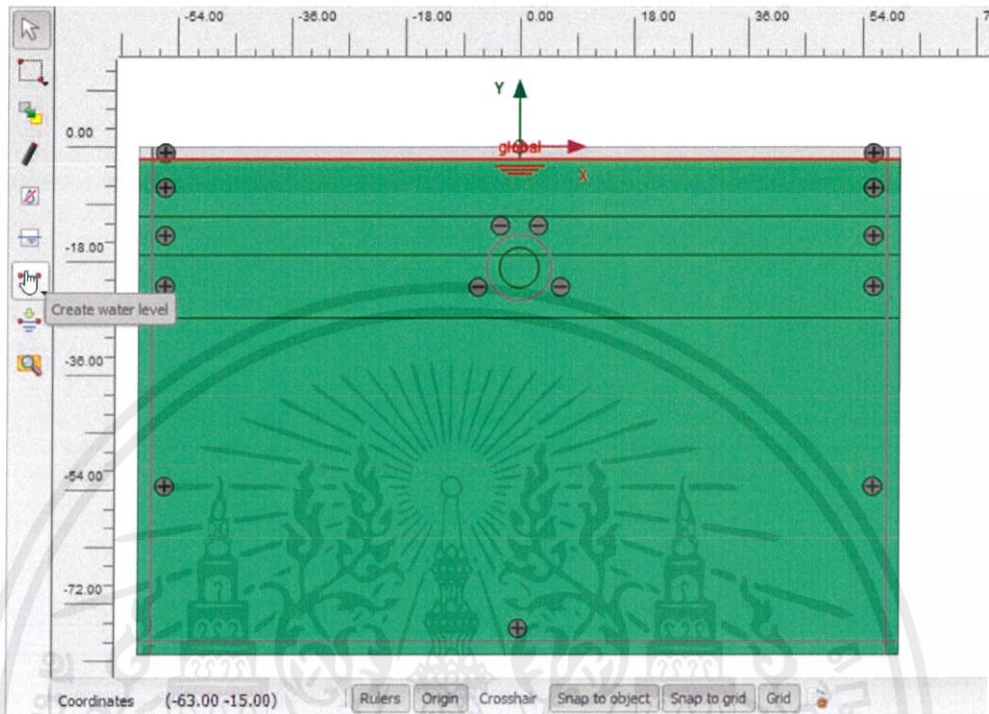
รูปที่ 3.38 แสดงการเลือกคำสั่ง Generate Mesh > เลือก Very fine > ok
ขั้นตอนที่ 15 เลือกคำสั่ง Set cluster dry > กดที่ชั้นดินแรก



รูปที่ 3.39 แสดงการเลือกคำสั่ง Set cluster dry > กดที่ชั้นดินแรก

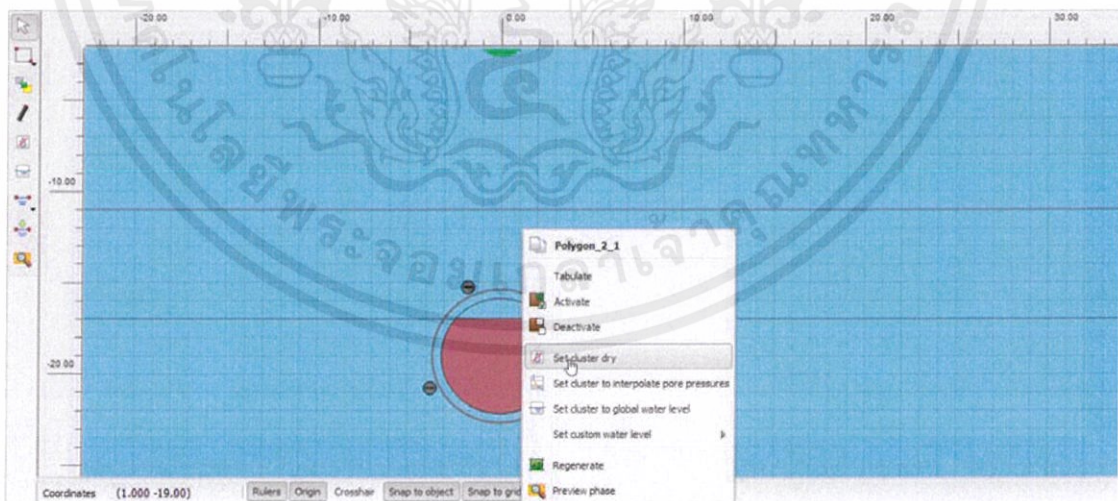
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 16 เลือกคำสั่ง Create water level > กดที่พิกัด (-60,-2) , (60,-2)



รูปที่ 3.40 แสดงการเลือกคำสั่ง Create water level

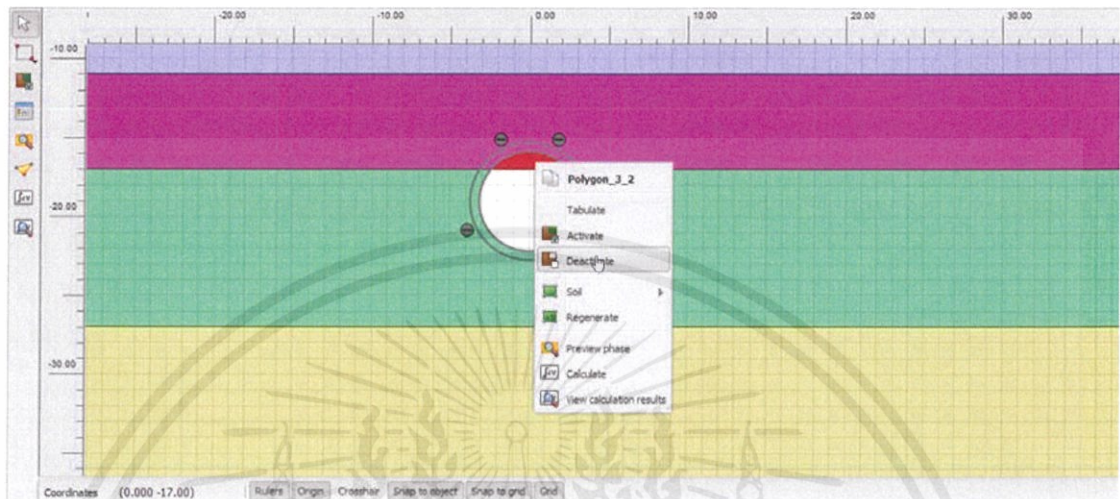
ขั้นตอนที่ 17 นำน้ำออกจากอุโมงค์โดยใช้คำสั่ง Flow condition > เลือกคำสั่ง Set cluster dry



รูปที่ 3.41 แสดงการนำน้ำออกจากอุโมงค์โดยใช้คำสั่ง Set cluster dry

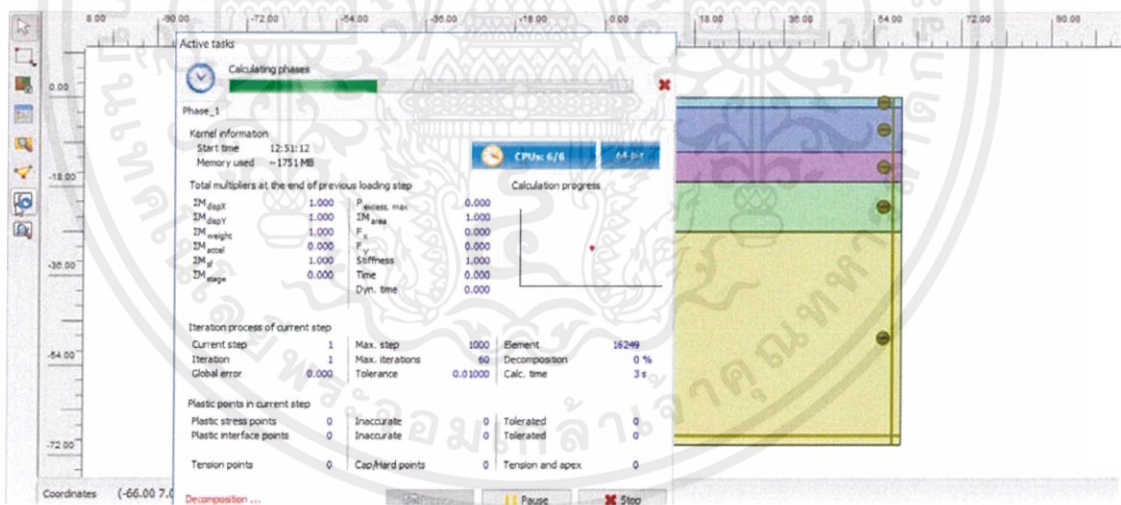
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 18 เลือก Stage construction > นำดินออกจากอุโมงค์โดยคลิกขวา > เลือก Deactivate



รูปที่ 3.42 แสดงการนำดินออกจากอุโมงค์

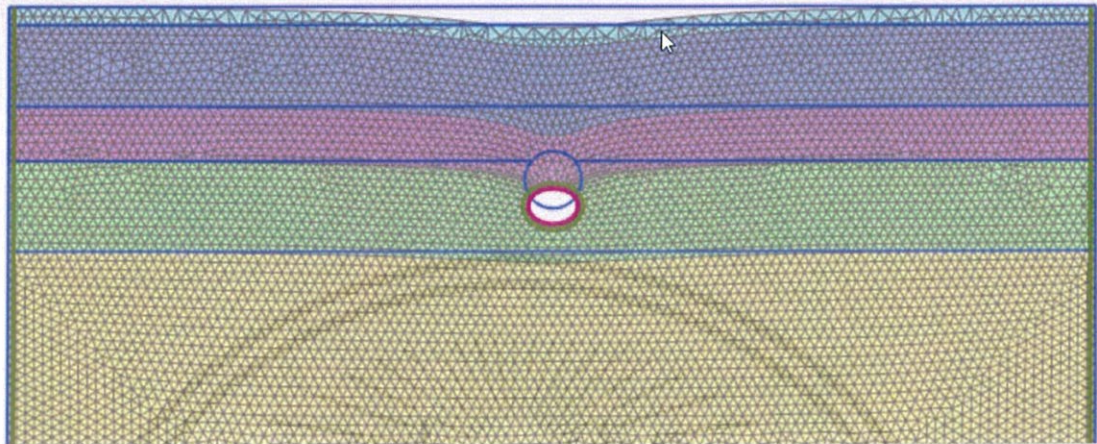
ขั้นตอนที่ 19 เลือกคำสั่ง Calculate



รูปที่ 3.43 แสดงการใช้คำสั่ง Calculate

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 20 เลือกคำสั่ง View calculation results



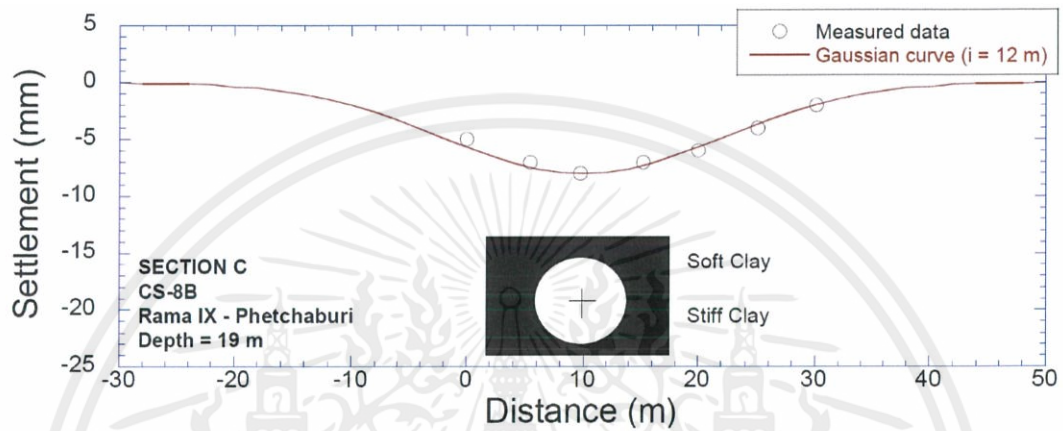
รูปที่ 3.44 แสดงการทหุดตัวของดิน

Soil element	Local number	X [m]	Y [m]	u_y [10^{-3} m]
Clus. 2 - El. 2340	1	-59.444	-2.329	-1.076
Soft clay	2	-59.300	-2.329	-1.078
Clus. 2 - El. 2333	1	-59.300	-2.329	-1.078
Soft clay	2	-58.834	-2.329	-1.085
Clus. 2 - El. 355	1	-58.834	-2.329	-1.085
Soft clay	2	-58.193	-2.329	-1.098
Clus. 2 - El. 2271	1	-58.193	-2.329	-1.098
Soft clay	2	-57.774	-2.329	-1.110
Clus. 2 - El. 357	1	-57.774	-2.329	-1.110
Soft clay	2	-57.128	-2.329	-1.132
Clus. 2 - El. 2207	1	-57.128	-2.329	-1.132
Soft clay	2	-56.722	-2.329	-1.149
Clus. 2 - El. 359	1	-56.722	-2.329	-1.149
Soft clay	2	-56.064	-2.329	-1.180
Clus. 2 - El. 2100	1	-56.064	-2.329	-1.180
Soft clay	2	-55.670	-2.329	-1.202
Clus. 2 - El. 361	1	-55.670	-2.329	-1.202
Soft clay	2	-55.002	-2.329	-1.242
Clus. 2 - El. 2039	1	-55.002	-2.329	-1.242
Soft clay	2	-54.617	-2.329	-1.269
Clus. 2 - El. 363	1	-54.617	-2.329	-1.269
Soft clay	2	-53.944	-2.329	-1.319
Clus. 2 - El. 1978	1	-53.944	-2.329	-1.319
Soft clay	2	-53.565	-2.329	-1.350
Clus. 2 - El. 365	1	-53.565	-2.329	-1.350
Soft clay	2	-52.894	-2.329	-1.409
Clus. 2 - El. 1930	1	-52.894	-2.329	-1.409

รูปที่ 3.45 ตารางแสดงค่าการทหุดตัวที่จุดต่างๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 21 นำการค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากโปรแกรมไปเทียบกับค่าการทรุดตัวจริงที่เกิดขึ้น โดยเลือกหน้าตัดที่ Section C (CS-8B Rama IX – Phetchaburi) และทำการเปลี่ยนค่า Cref ไปเรื่อยๆจนกว่าค่าการทรุดที่เกิดขึ้นจากโปรแกรมจะมีค่าเท่ากับการทรุดตัวจริง

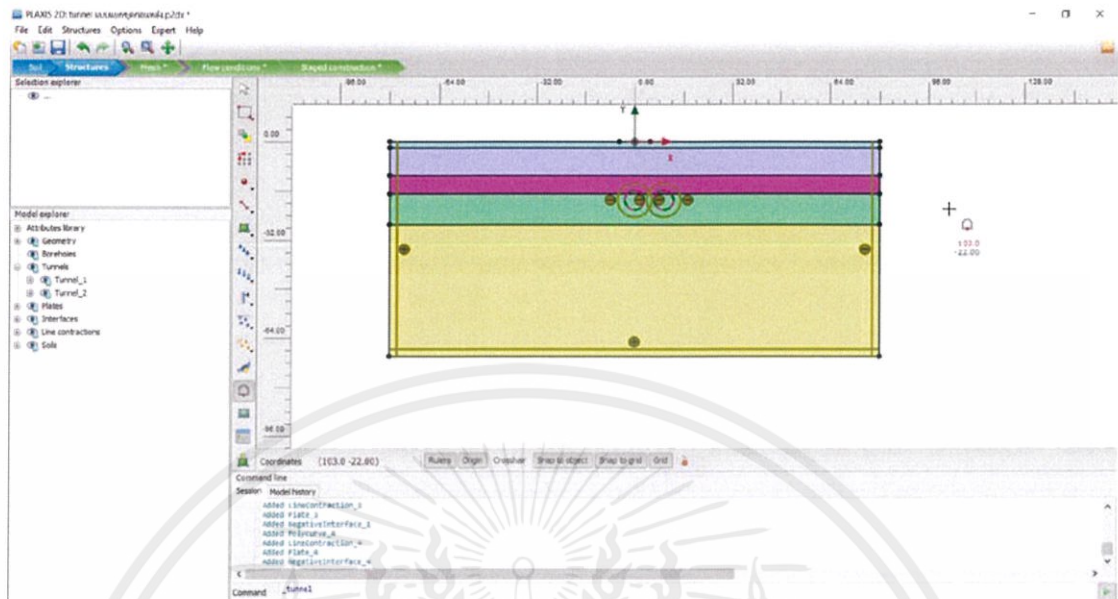


รูปที่ 3.46 ค่าการทรุดตัวจริงที่เกิดขึ้นที่หน้าตัด Section C (CS-8B Rama IX – Phetchaburi)

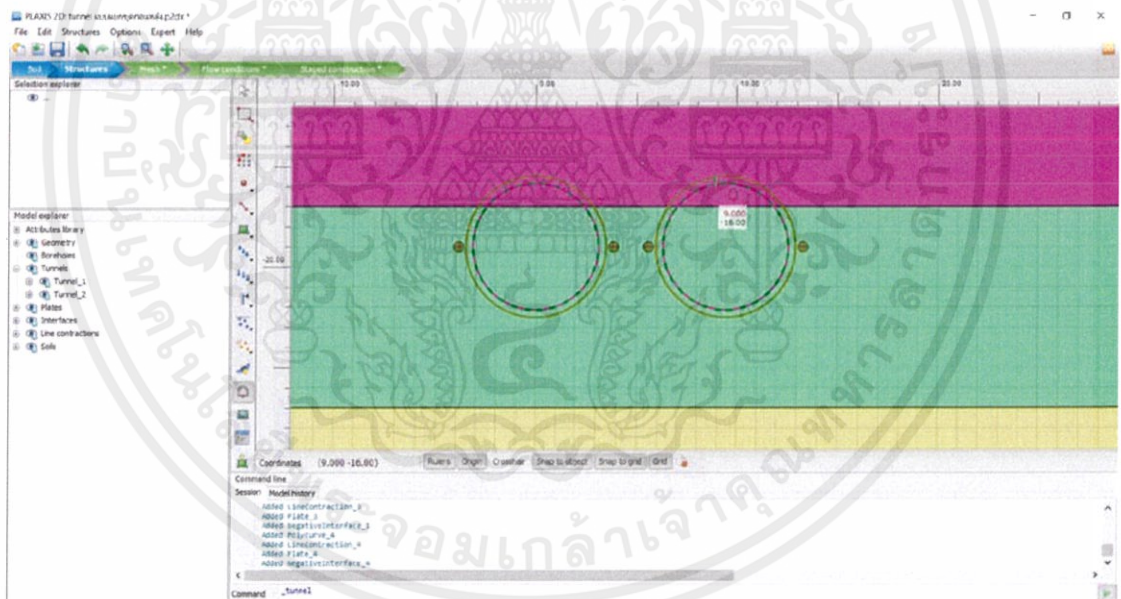
3.5.2 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองอุโมงค์คู่

เมื่อทำการ Validate แบบจำลองที่สร้างขึ้นกับการทรุดตัวจริงแล้ว จากนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองอุโมงค์คู่ เพื่อความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างอุโมงค์และการทรุดตัวที่เกิดขึ้น

ขั้นตอนที่ 1 สร้างอุโมงค์ที่ 2 ทำการใส่ข้อมูลอุโมงค์ที่ 2 เช่นเดียวกับอุโมงค์แรก โดยทำการวางอุโมงค์ที่ 2 ที่พิกัด $X=9.45$ m $Y=-22.15$ m



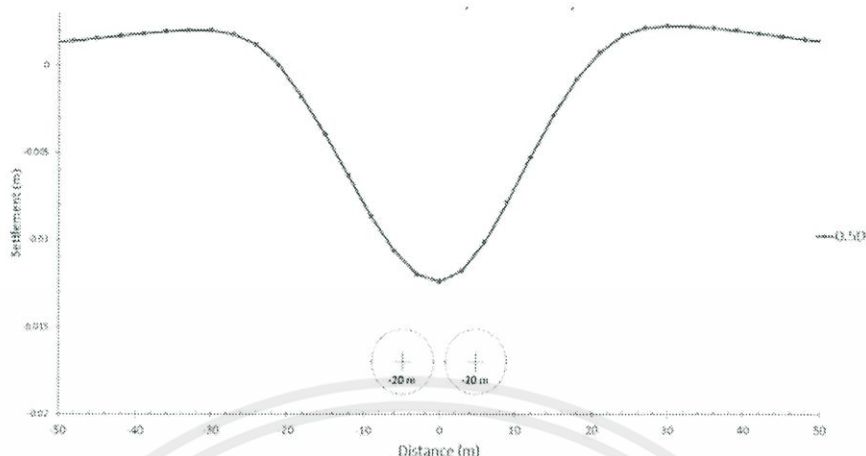
รูปที่ 3.47 แสดงการวางตัวของอุโมงค์คู่



รูปที่ 3.48 แสดงการขยายการวางตัวของอุโมงค์คู่

ขั้นตอนที่ 2 ทำการ Generate Mesh ตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 14 > นำน้ำและดินออกจากอุโมงค์ ตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 17 และ ขั้นตอนที่ 18 ตามลำดับ > เลือกคำสั่ง Calculate ตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 19 > เลือกคำสั่ง View Calculation results ตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 20 เพื่อแสดงการทรุดตัวของดิน > เลือกคำสั่ง cross section ตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 21 > เลือกคำสั่ง Table เพื่อเก็บค่าทรุดตัวที่จุดต่างๆตามหัวข้อ 3.5.1 ขั้นตอนที่ 22 > นำค่าไปพล็อตกราฟ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.49 แสดงค่าการทรุดตัวที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางที่ค่าความ
แข็งของดินเท่ากับ 9000 kPa

ขั้นตอนที่ 3 เปลี่ยนระยะห่างระหว่างอุโมงค์จาก 0.5D โดยเพิ่มขึ้นทีละ 0.5D ไปเรื่อยๆ จนถึง 6.5D
ซึ่ง D มีค่าเท่ากับ 6.3 เมตร จากนั้นทำตามข้อที่ 3.5.2

ขั้นตอนที่ 4 ทำการเปลี่ยนค่าความแข็งของดิน(E) กรุงเทพฯ ที่ชั้น Stiff Clay โดยดินเหนียวอ่อนมีค่า
ความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 9000 kPa ดินเหนียวอ่อนปานกลางมีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ
18000 kPa และดินเหนียวแข็งมีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 36000 kPa ซึ่งใช้ค่าพารามิเตอร์จาก
ตารางต่อไปนี้ จากนั้นทำตามหัวข้อ 3.5.2 ขั้นตอนที่ 2

ตารางที่ 3.3 แสดงค่าพารามิเตอร์ของค่าความแข็งของดินกรุงเทพฯ

Soil layer	Soft Clay	Medium Clay	Stiff Clay
Material Model	HS	HS	HS
E_{50}^{ref}	$500S_u$	$1000S_u$	$2000S_u$
E_{oed}^{ref}	E_{50}^{ref}	E_{50}^{ref}	E_{50}^{ref}
E_{mr}^{ref}	$3E_{50}^{ref}$	$3E_{50}^{ref}$	$3E_{50}^{ref}$

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

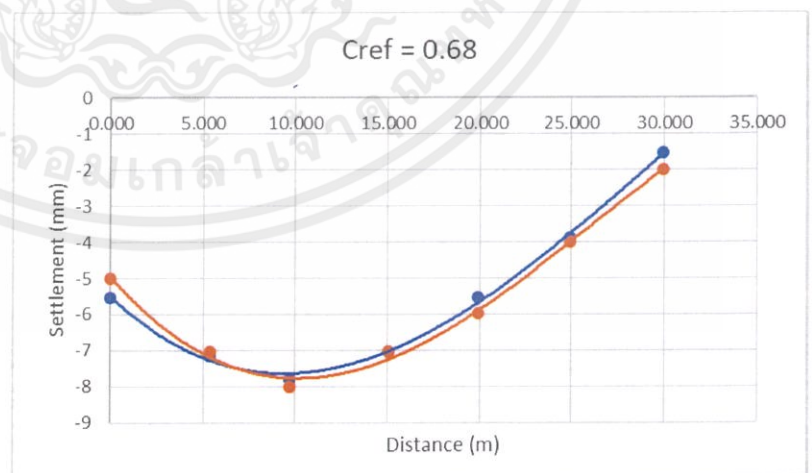
4.1 กล่าวนำ

การศึกษาการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยแบบจำลองที่ศึกษาได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องจากข้อมูลดินของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล(MRTA) ซึ่งแบบจำลองที่ศึกษานี้ศึกษาเฉพาะส่วนอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพ ได้แก่ ชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็ง การศึกษาเริ่มจากวิธีการตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลชั้นดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินของการขุดอุโมงค์ใต้ดินโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล(MRTA) จากนั้นทำการปรับค่าค่าความแข็งของดิน(E) และทำการใส่ Grouting Layer และใส่ lining ของอุโมงค์ให้เรียบร้อย แล้วทำการวิเคราะห์ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินโดยเพิ่มระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ละ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ ซึ่งวิเคราะห์ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ตั้งแต่ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ ถึง 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ซึ่งการนำเสนอข้อมูลจะอยู่ในรูปของกราฟความสัมพันธ์ของระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆและค่าความแข็งของดิน(E)

4.2 ผลการวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลอง

1. ค่า $C_{ref} = 0.68$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

X	Actual	$C_{ref}=0.68$
0.030	-4.987	-5.528
5.369	-7.039	-7.145
9.670	-8.013	-7.789
15.082	-7.039	-7.025
19.906	-5.987	-5.545
24.944	-3.991	-3.875
29.940	-1.987	-1.525



รูปที่ 4.1 แสดงค่าการทรุดตัวเมื่อค่า $C_{ref} = 0.68$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

2.ค่า $C_{ref} = 0.65$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

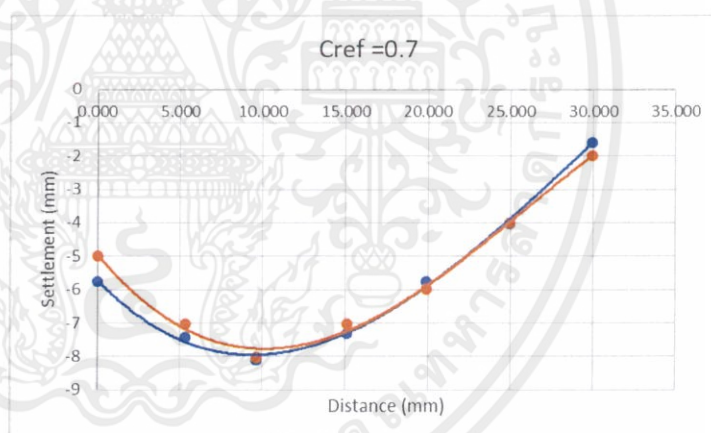
X	Actual	$C_{ref}=0.65$
0.030	-4.987	-5.186
5.369	-7.039	-6.7
9.670	-8.013	-7.304
15.082	-7.039	-6.587
19.906	-5.987	-5.201
24.944	-3.991	-3.644
29.940	-1.987	-1.414



รูปที่ 4.2 แสดงค่าการทรุดตัวเมื่อค่า $C_{ref} = 0.65$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

3.ค่า $C_{ref} = 0.7$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

X	Actual	$C_{ref}=0.7$
0.030	-4.987	-5.751
5.369	-7.039	-7.437
9.670	-8.013	-8.108
15.082	-7.039	-7.312
19.906	-5.987	-5.768
24.944	-3.991	-4.021
29.940	-1.987	-1.592



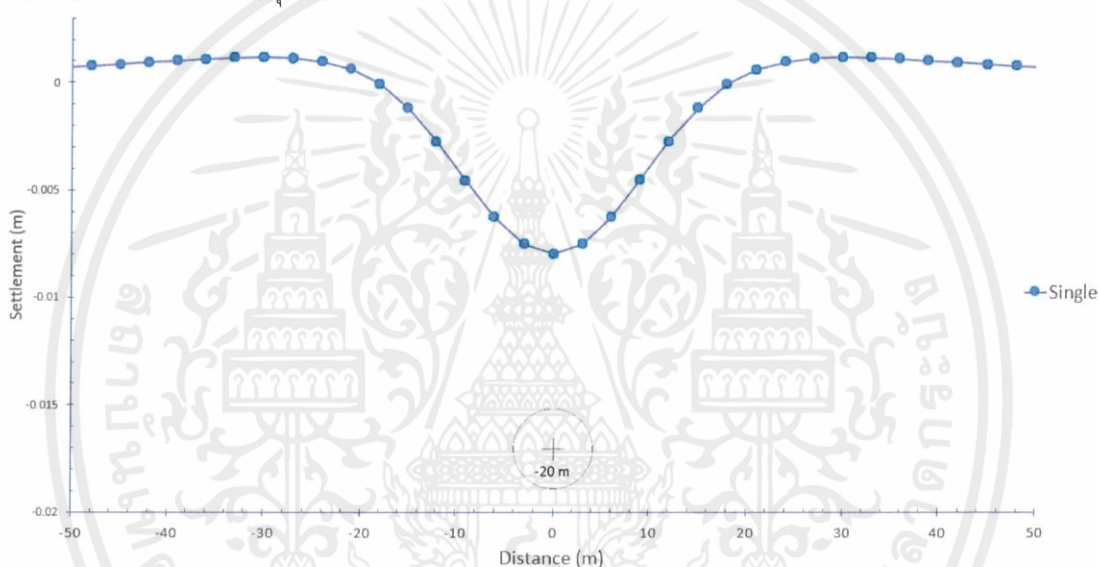
รูปที่ 4.3 แสดงค่าการทรุดตัวเมื่อค่า $C_{ref} = 0.7$ เทียบกับค่าการทรุดตัวจริง

จากกราฟการเปรียบเทียบค่า C_{ref} ที่ค่าต่างๆ พบว่าค่าการทรุดตัวที่ $C_{ref} = 0.68$ มีค่าการทรุดตัวใกล้เคียงการทรุดตัวจริงมากที่สุด ดังนั้นจึงเลือกใช้ค่า $C_{ref} = 0.68$

4.3 การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์เดี่ยวแบบ 2 มิติ อันเนื่องมาจากปัจจัยค่าความแข็งของดิน

4.3.1 กรณีที่อุโมงค์เดี่ยววางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพที่มีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 9000 kPa

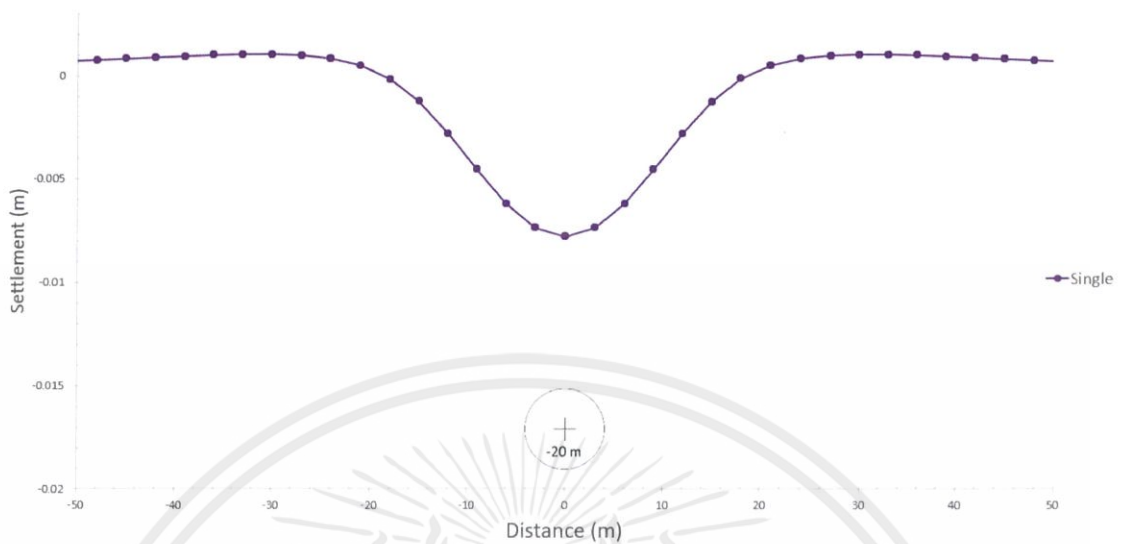
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.1 การทรุดเหนียวอุโมงค์เดี่ยวมีค่าเท่ากับค่าการทรุดตัวสูงสุดซึ่งการวางตัวของอุโมงค์เดี่ยวอยู่ที่ตำแหน่ง (0,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.001 เมตร ถึง -0.0079 เมตร โดยที่เครื่องหมายบวก(+) แสดงถึงผิวดินเกิดการบวมตัวและเครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว



รูปที่ 4.4 แสดงการทรุดตัวของผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.3.2 กรณีที่อุโมงค์เดี่ยววางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพที่มีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 18000 kPa

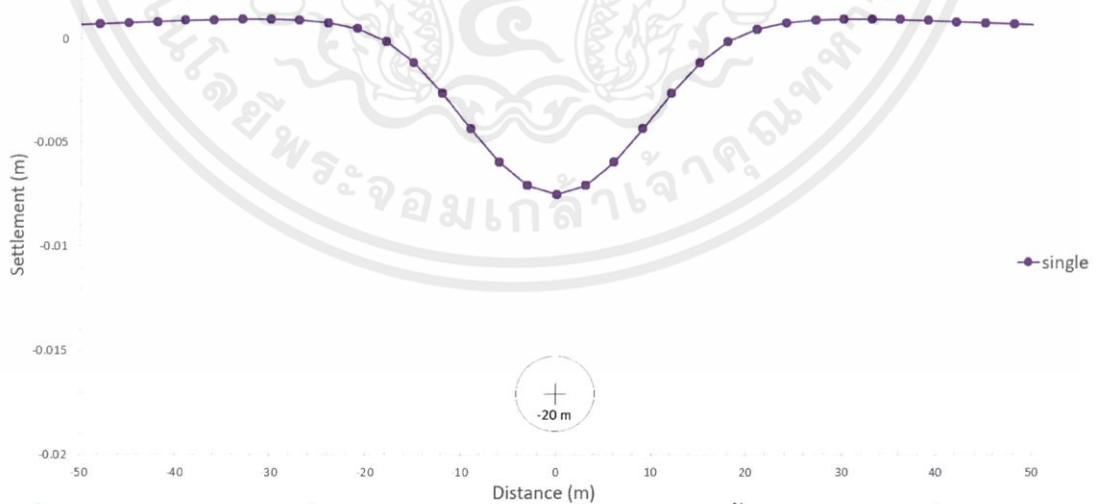
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.2 การทรุดเหนียวอุโมงค์เดี่ยวมีค่าเท่ากับค่าการทรุดตัวสูงสุดซึ่งการวางตัวของอุโมงค์เดี่ยวอยู่ที่ตำแหน่ง (0,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.001 เมตร ถึง -0.0077 เมตร โดยที่เครื่องหมายบวก(+) แสดงถึงผิวดินเกิดการบวมตัวและเครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว



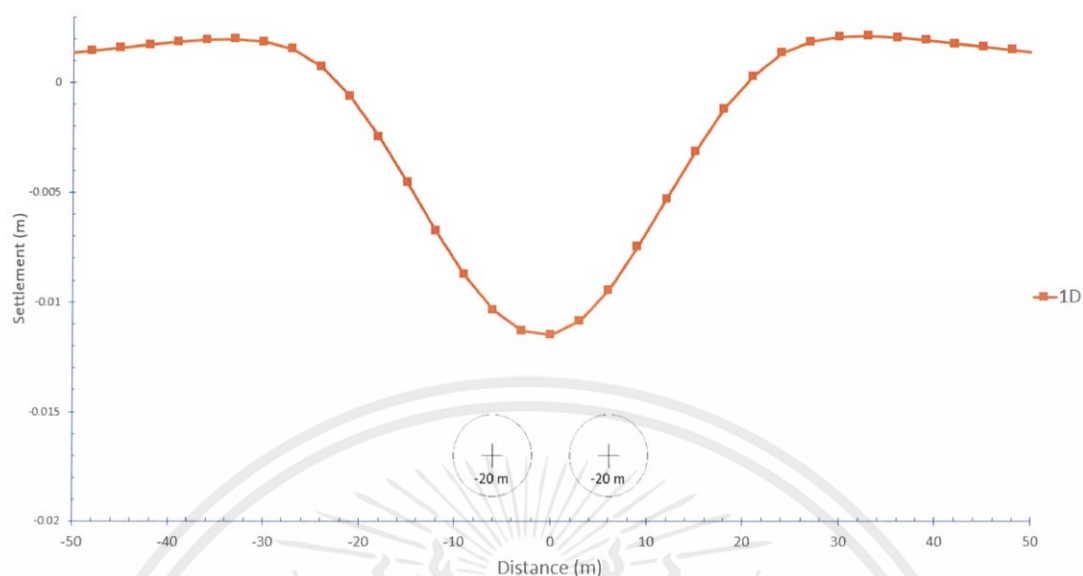
รูปที่ 4.5 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.3.3 กรณีที่อุโมงค์เดี่ยววางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพที่มีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 36000 kPa

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.3 การทรุดเหนื่อโมงค์เดี่ยวมีค่าเท่ากับค่าการทรุดตัวสูงสุดซึ่งการวางตัวของอุโมงค์เดี่ยวอยู่ที่ตำแหน่ง (0,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0009 เมตร ถึง -0.0075 เมตร โดยที่เครื่องหมายบวก(+) แสดงถึงผิวดินเกิดการบวมตัวและเครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว



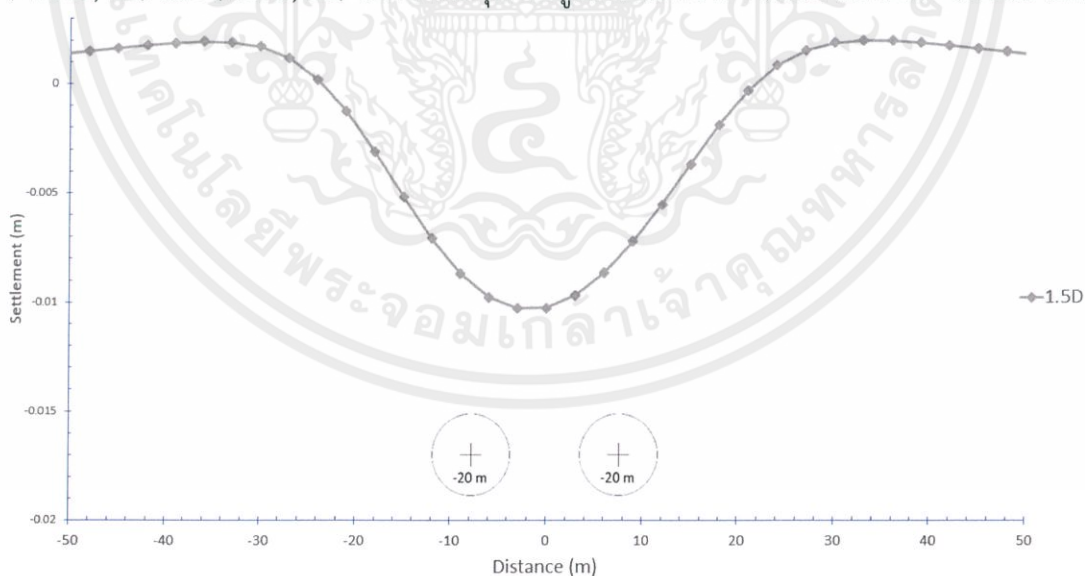
รูปที่ 4.6 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa



รูปที่ 4.8 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.3 เมื่อระยะห่างระหว่างอูโมงค์มีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์

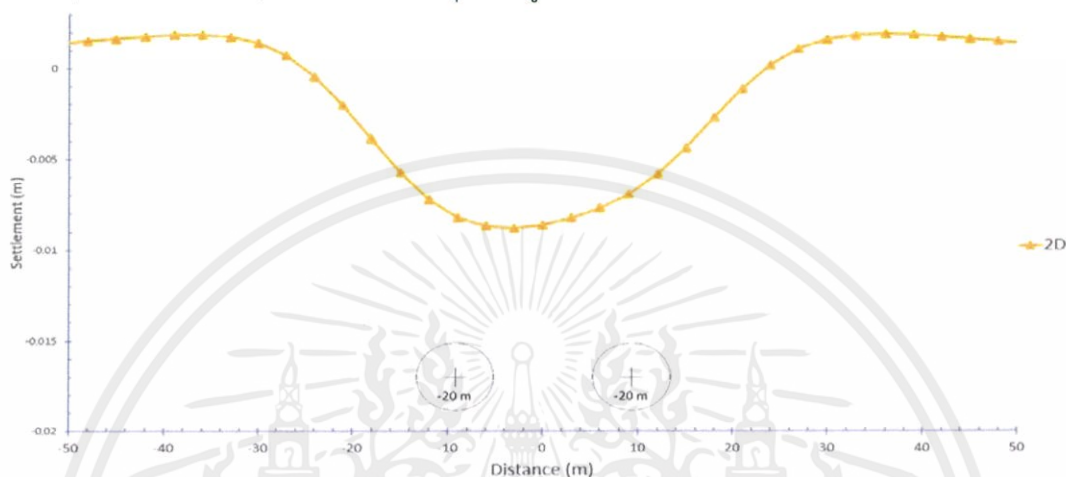
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.6 การทรุดตัวของอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-7.875,-20) และ (7.875,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.002 เมตร ถึง -0.0103 เมตร



รูปที่ 4.9 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอูโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอูโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอูโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.4 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

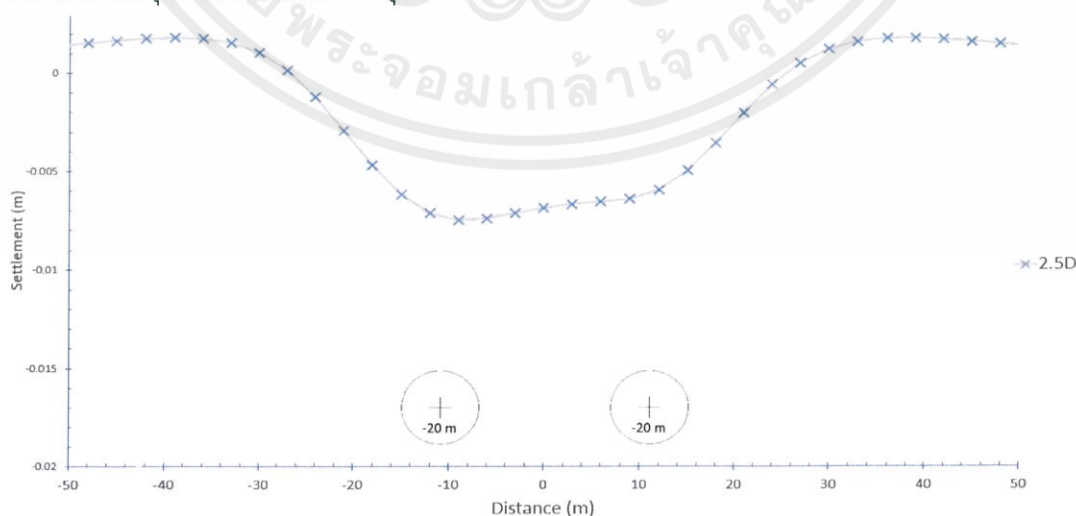
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.7 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-9.45, -20)$ และ $(9.45, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง $+0.0019$ เมตร ถึง -0.0087 เมตร



รูปที่ 4.10 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.5 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

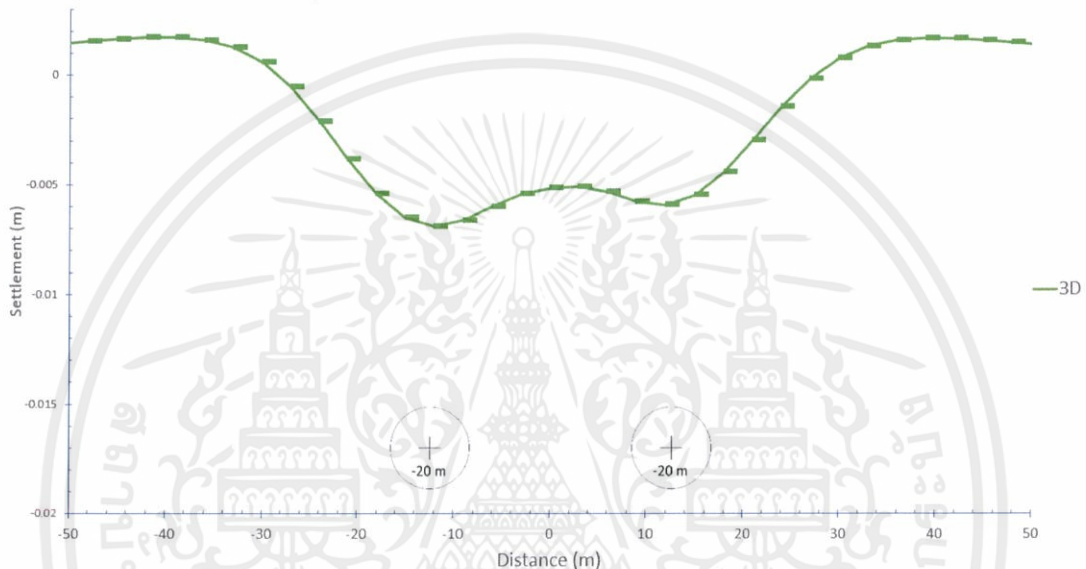
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.8 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-11.025, -20)$ และ $(11.025, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง $+0.0017$ เมตร ถึง -0.0075 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0075 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0064 เมตร



รูปที่ 4.11 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.6 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

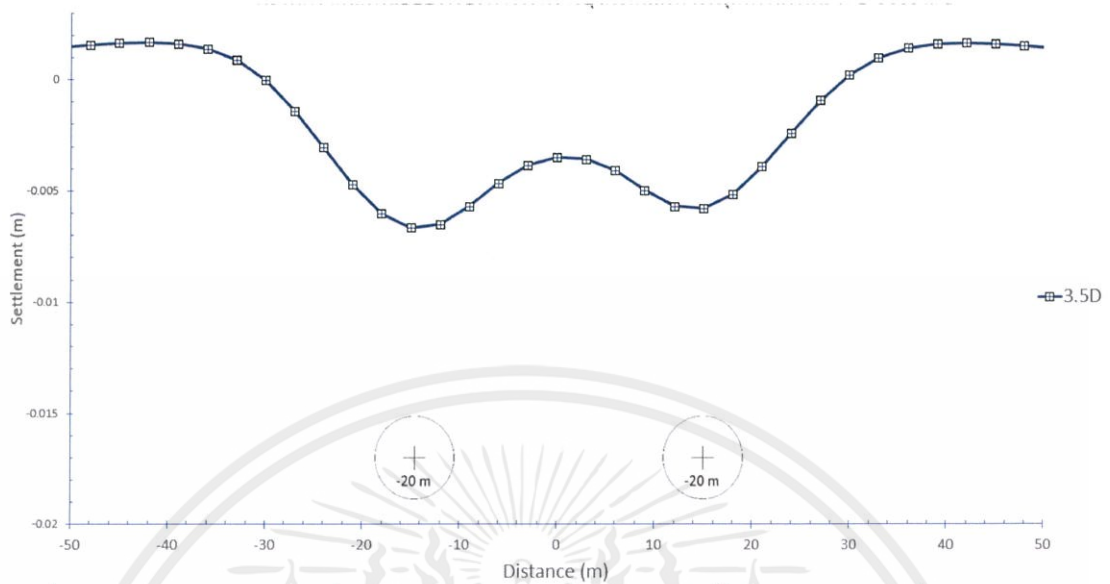
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.9 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-12.6,-20) และ (12.6,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00168 เมตร ถึง -0.0075 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0075 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0059 เมตร



รูปที่ 4.12 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.7 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

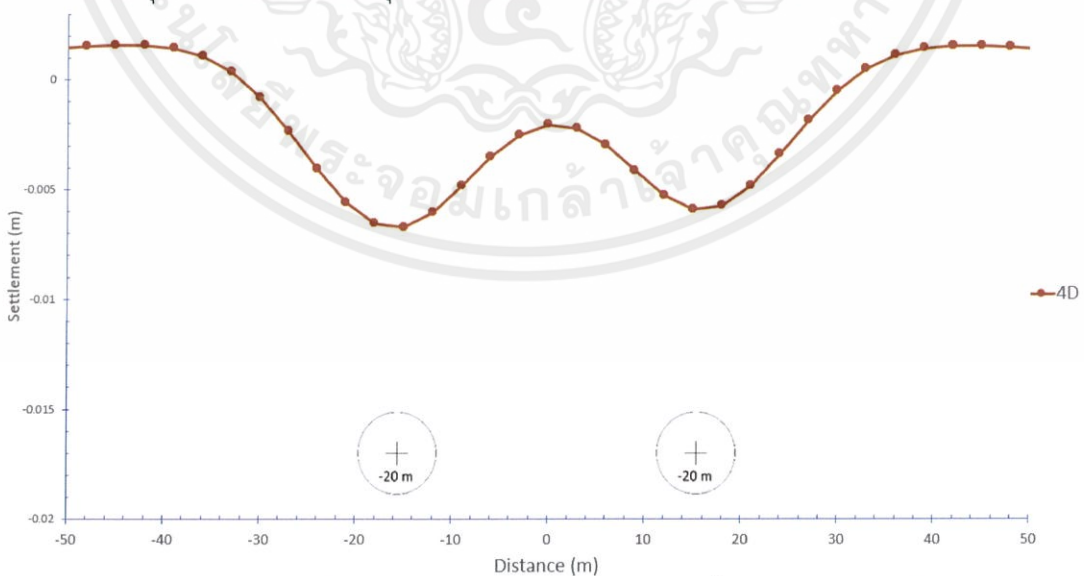
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.10 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-14.175,-20) และ (14.175,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00162 เมตร ถึง -0.00669 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00669 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00582 เมตร



รูปที่ 4.13 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.8 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

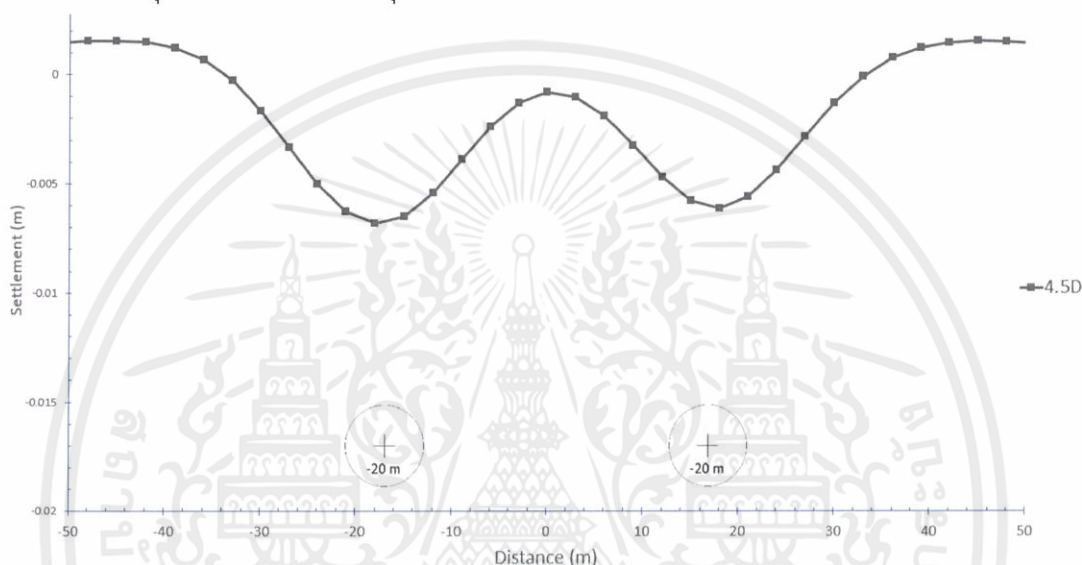
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.11 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-15.75,-20) และ (15.75,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.001588 เมตร ถึง -0.0067 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0067 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0057 เมตร



รูปที่ 4.14 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.9 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

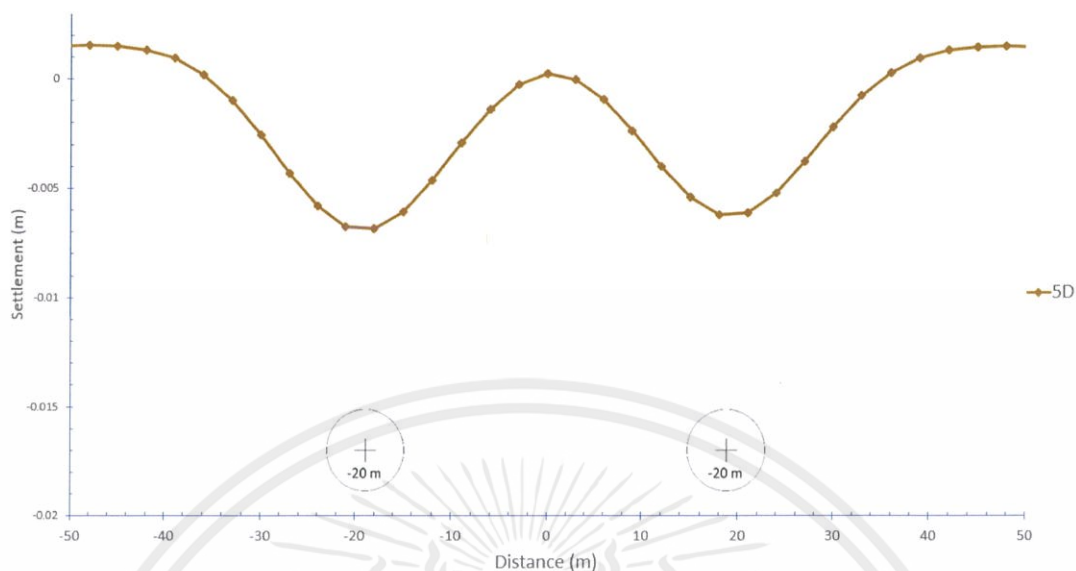
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.12 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-17.325,-20) และ (17.325,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00153 เมตร ถึง -0.0068 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0068 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0061 เมตร



รูปที่ 4.15 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.10 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

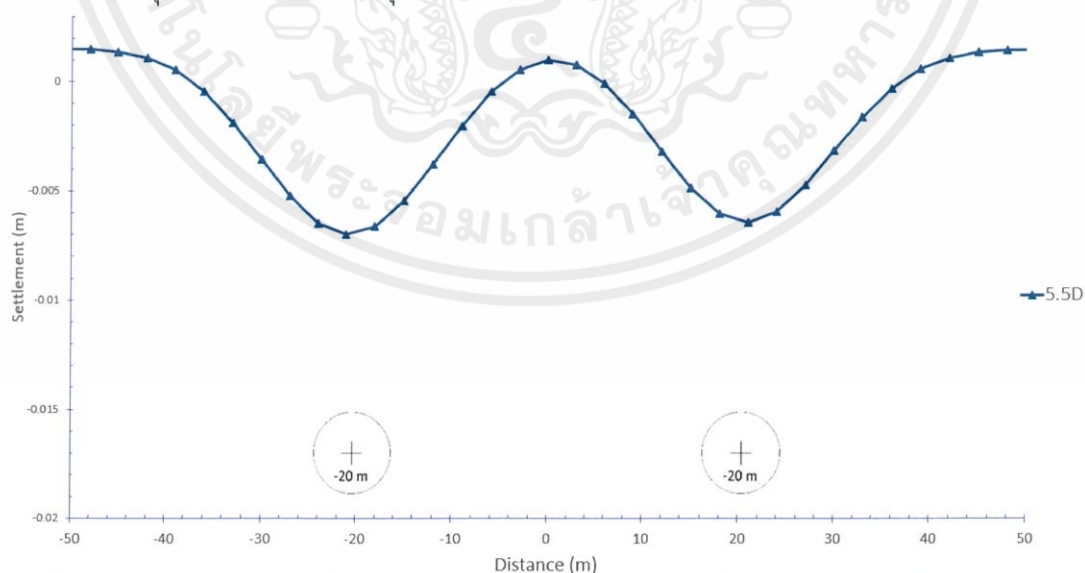
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.13 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-18.9,-20) และ (18.9,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00149 เมตร ถึง -0.00685 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00685 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00615 เมตร



รูปที่ 4.16 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.11 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

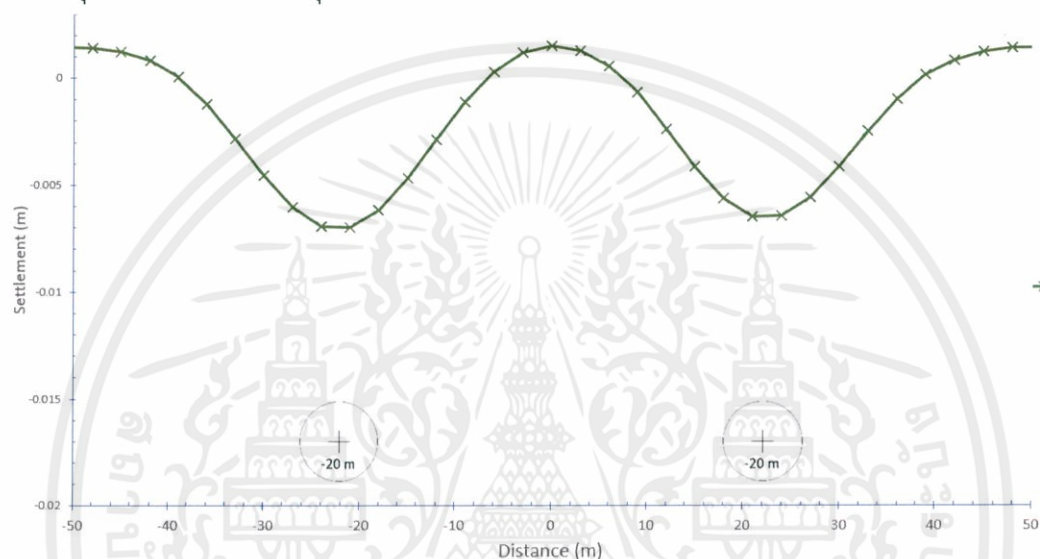
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.14 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-20.475,-20) และ (20.475,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00147 เมตร ถึง -0.007 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.007 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0064 เมตร



รูปที่ 4.17 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.1.12 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.15 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-22.05,-20) และ (22.05,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0014 เมตร ถึง -0.007 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.007 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0065 เมตร

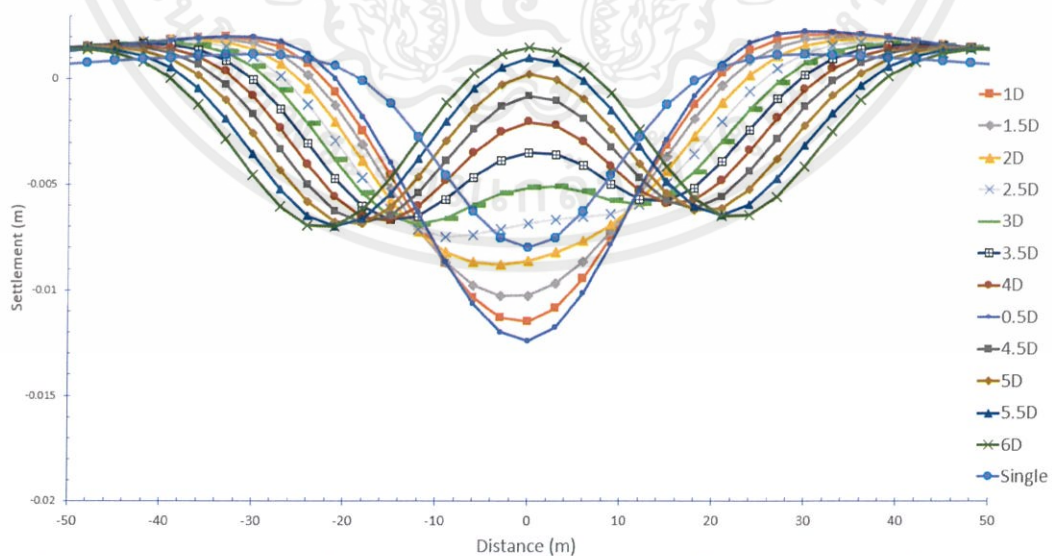


รูปที่ 4.18 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

จากแบบจำลองพบว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นที่ระยะห่างตั้งแต่ 0.5D-2D (โดย D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์รถไฟฟ้าขนาด 6.3 เมตร) จากตารางที่ 4.1 มีค่าการทรุดตัวที่มากกว่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวจากหัวข้อที่ 4.1 และค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ ตั้งแต่ระยะ 2.5D จนกระทั่งเมื่อระยะห่างเท่ากับ 5D จะพบว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวของอุโมงค์เดี่ยว และจากรูป 4.16 จะเห็นว่ากราฟการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเริ่มแยกออกจากกันเมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5D และจะไม่มีอิทธิต่อกันเลยที่ระยะห่างเท่ากับ 5D และพบว่าเมื่ออุโมงค์เริ่มแยกออกจากกันที่ระยะ 2.5D ค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ 1 และอุโมงค์ 2 นั้นจะมีค่าการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันโดยค่าการทรุดที่เพิ่มขึ้นที่เหนืออุโมงค์ 1 จะมีค่าการทรุดตัวที่มากกว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ 2

ตารางที่ 4.1 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=9000$ kPa

ระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ (m)	ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่(m)	
	$E=9000$ kPa	
	อุโมงค์ที่ 1	อุโมงค์ที่ 2
0.5D	-0.012	
1D	-0.0115	
1.5D	-0.0103	
2D	-0.0087	
2.5D	-0.0075	-0.0064
3D	-0.0075	-0.0059
3.5D	-0.00669	-0.00582
4D	-0.0067	-0.0057
4.5D	-0.0068	-0.0061
5D	-0.00685	-0.00615
5.5D	-0.007	-0.0064
6D	-0.007	-0.0065



รูปที่ 4.19 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 9000 kPa

4.4.2 กรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางกรุงเทพที่มีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.1 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

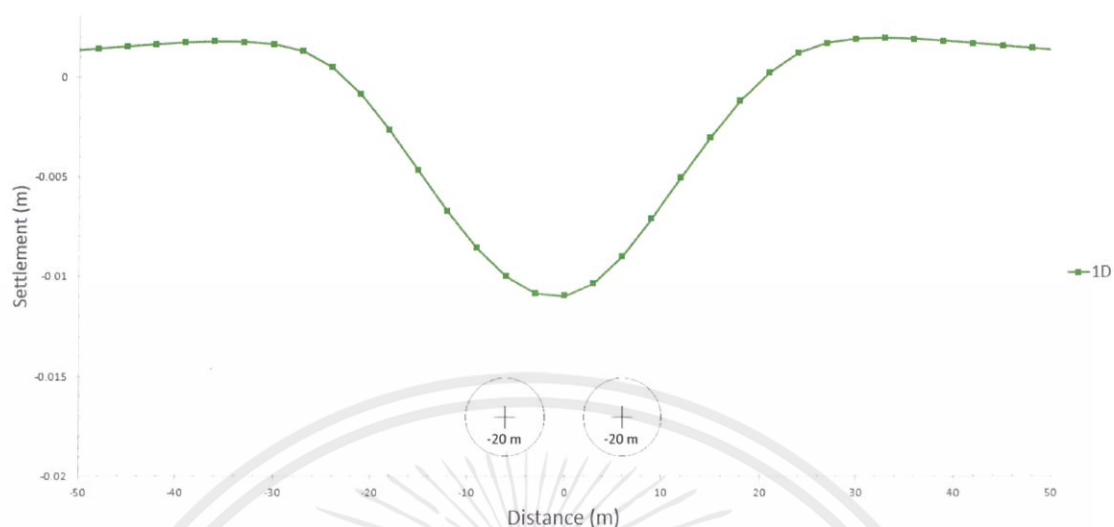
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.17 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-4.725,-20) และ (4.725,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.002 เมตร ถึง -0.0118 เมตร โดยที่เครื่องหมายบวก(+) แสดงถึงผิวดินเกิดการบวมตัวและเครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว



รูปที่ 4.20 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.2 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

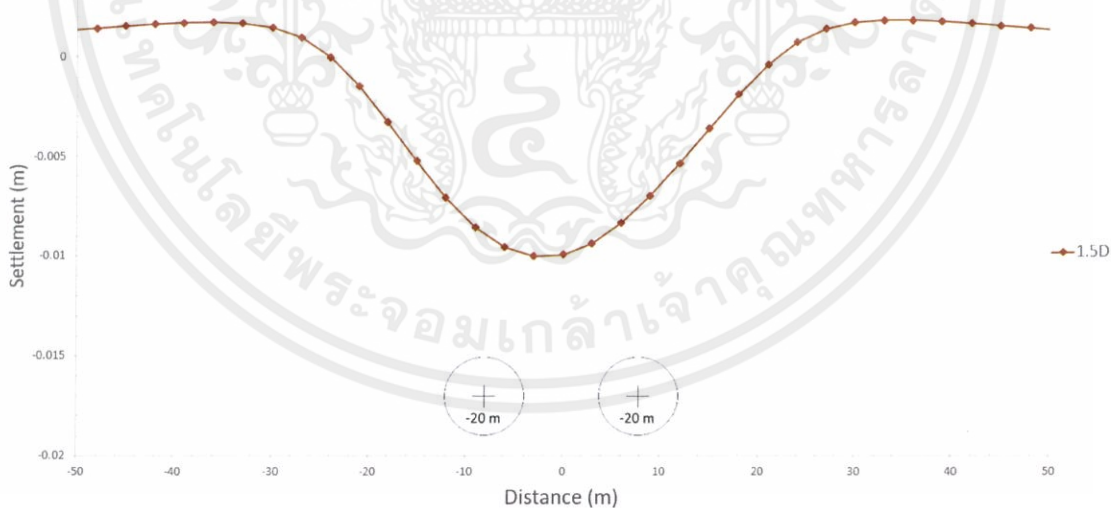
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.18 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-6.30,-20) และ (6.30,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0019 เมตร ถึง -0.0109 เมตร



รูปที่ 4.21 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.3 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.19 การทรุดตัวของอุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-7.785,-20) และ (7.785,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00183 เมตร ถึง -0.01 เมตร



รูปที่ 4.22 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คูที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.4 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

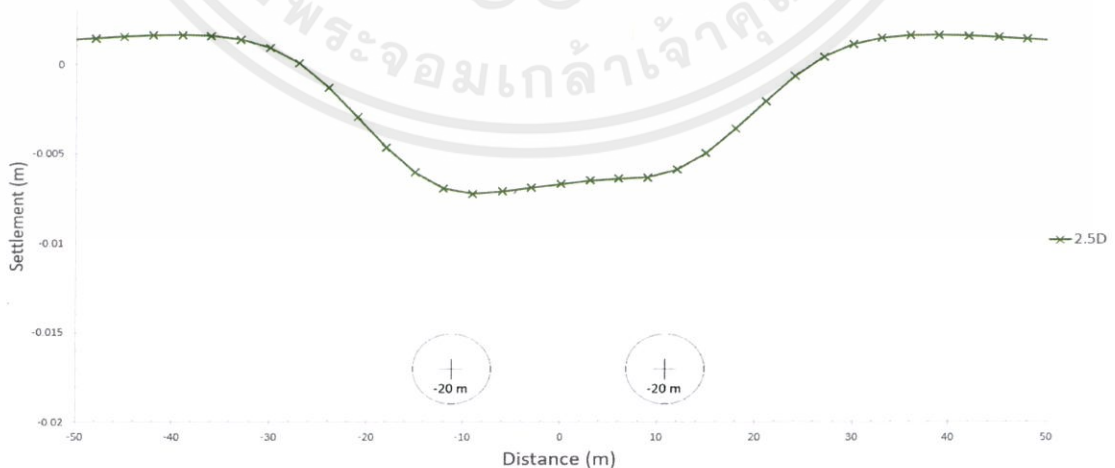
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.20 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-9.45,-20) และ (9.45,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0017 เมตร ถึง -0.0086 เมตร



รูปที่ 4.23 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.5 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.21 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-11.025,-20) และ (11.025,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00164 เมตร ถึง -0.0072 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0072 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0059 เมตร



รูปที่ 4.24 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.2.6 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

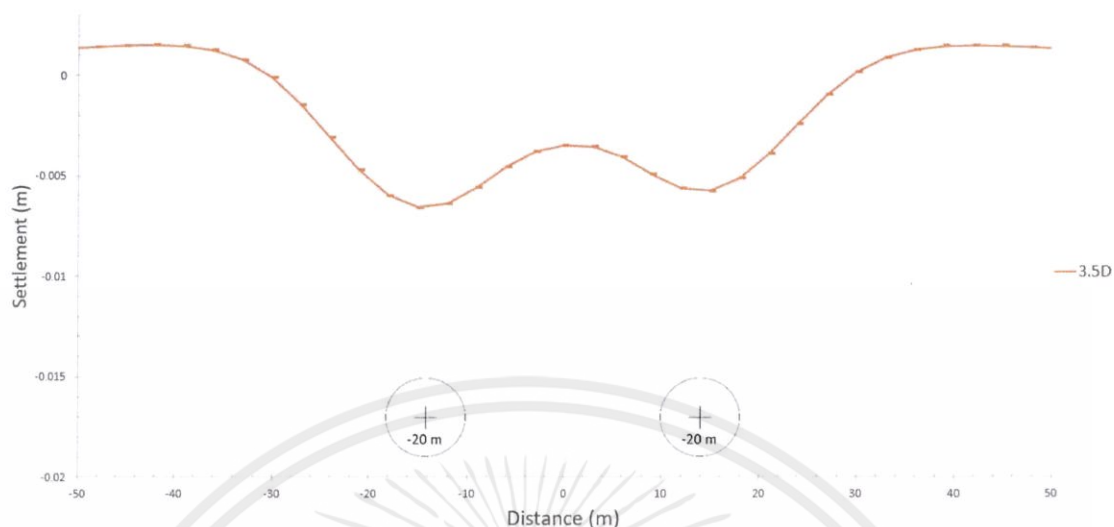
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.22 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-12.6,-20) และ (12.6,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00156 เมตร ถึง -0.00669 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00669 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00587 เมตร



รูปที่ 4.25 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.7 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.23 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-14.175,-20) และ (14.175,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00152 เมตร ถึง -0.00657 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00657 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00576 เมตร



รูปที่ 4.26 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.8 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.24 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-15.75,-20) และ (15.75,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00145 เมตร ถึง -0.0066 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0066 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00583 เมตร



รูปที่ 4.27 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.2.9 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

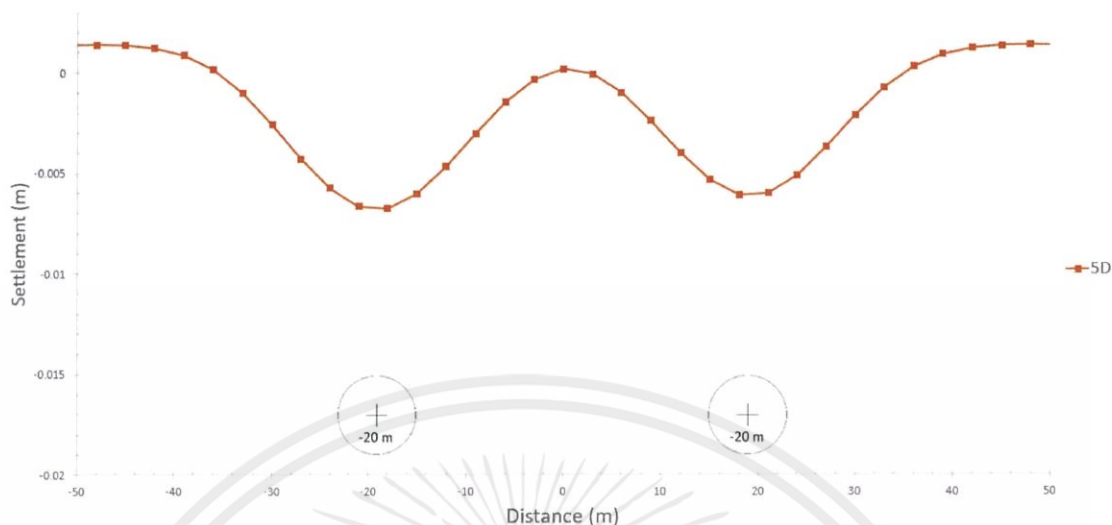
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.25 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-17.325,-20) และ (17.325,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00143 เมตร ถึง -0.0067 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0067 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.006 เมตร



รูปที่ 4.28 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.10 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

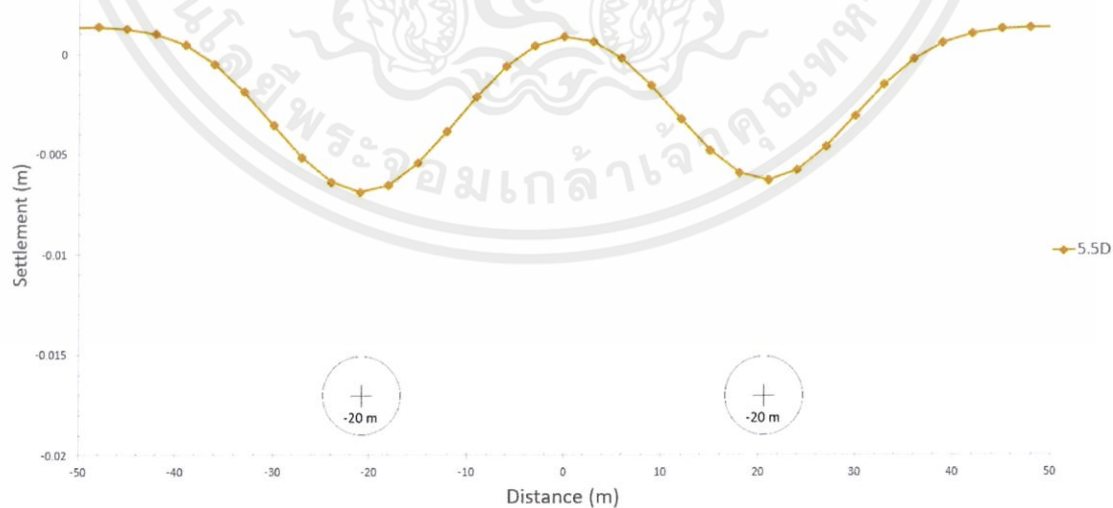
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.26 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-18.9,-20) และ (18.9,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0014 เมตร ถึง -0.00676 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00676 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00599 เมตร



รูปที่ 4.29 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.11 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

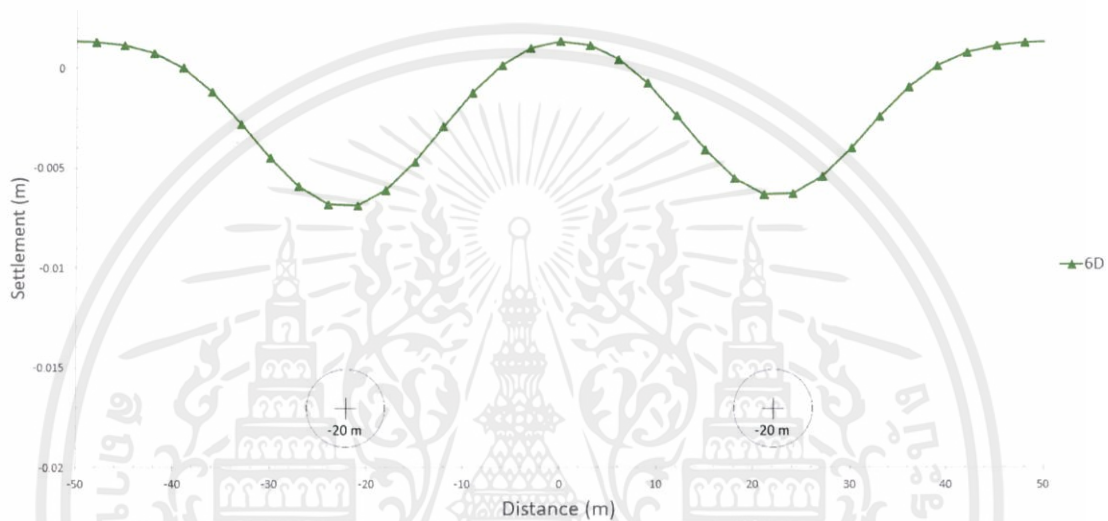
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.27 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-20.475,-20) และ (20.475,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00135 เมตร ถึง -0.00689 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00689 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00628 เมตร



รูปที่ 4.30 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.4.2.12 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.28 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-22.05,-20) และ (22.05,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00129 เมตร ถึง -0.00688 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00688 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00627 เมตร

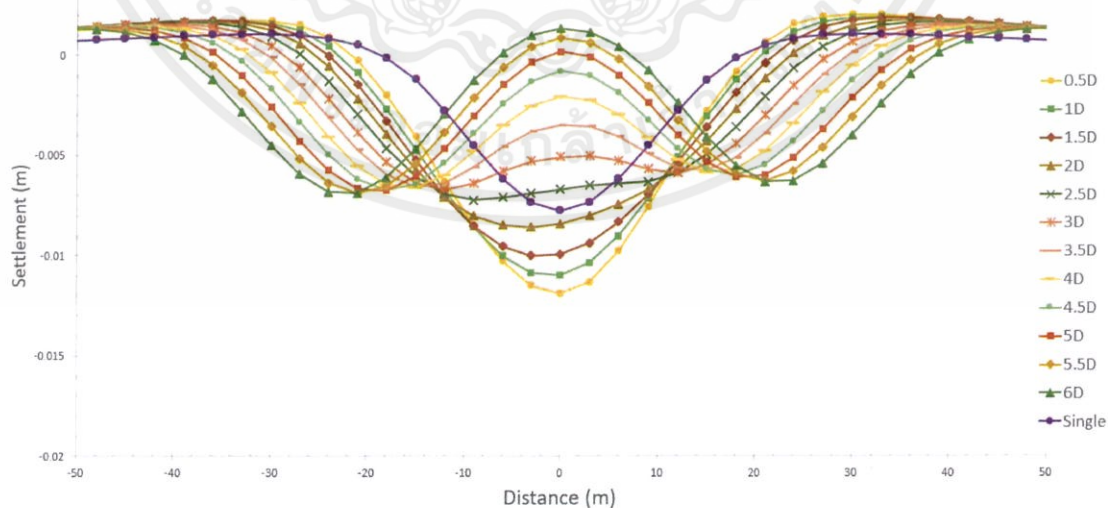


รูปที่ 4.31 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

จากแบบจำลองพบว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นที่ระยะห่างตั้งแต่ 0.5D-2D (โดย D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์รถไฟฟ้าขนาด 6.3 เมตร)จาก ตารางที่ 4.2 มีค่าการทรุดตัวที่มากกว่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวจากตารางที่ 4.29 และค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าลดลงเรื่อยๆตั้งแต่ระยะ 2.5D จนกระทั่งเมื่อระยะห่างเท่ากับ 5D จะพบว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวของอุโมงค์เดี่ยว และจากรูป 4.29 จะเห็นว่ากราฟการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเริ่มแยกออกจากกันเมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5D และจะไม่มีอิทธิต่อกันเลยที่ระยะห่างเท่ากับ 5D โดยค่าการทรุดตัวที่ผิวที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการ โดยค่าการทรุดตัวที่ผิวที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากใช้ค่าความแข็งของดินที่ 9000 kPa

ตารางที่ 4.2 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=18000$ kPa

ระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ (m)	ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ (m)	
	E=18000 kPa	
	Tunnel 1	Tunnel 2
0.5D	-0.0118	
1D	-0.0109	
1.5D	-0.01	
2D	-0.0086	
2.5D	-0.0072	-0.0059
3D	-0.00669	-0.00587
3.5D	-0.00657	-0.00576
4D	-0.0066	-0.00583
4.5D	-0.0067	-0.006
5D	-0.00676	-0.00599
5.5D	-0.00689	-0.00628
6D	-0.00688	-0.00627



รูปที่ 4.32 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน (E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.3 กรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพที่มีค่าความแข็งของดิน(E) เท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.1 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

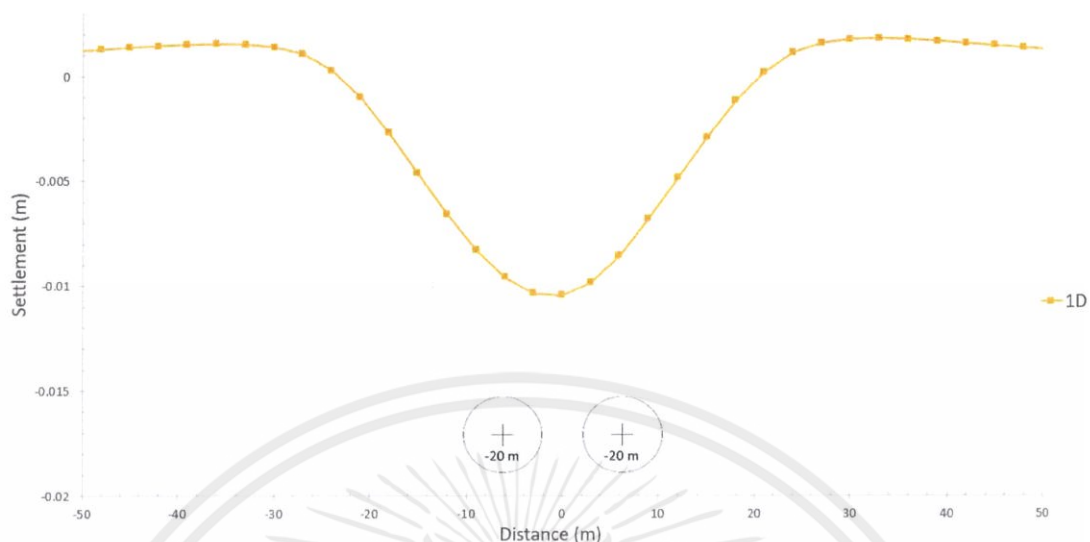
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.30 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-4.725,-20) และ (4.725,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00189 เมตร ถึง -0.0114 เมตร โดยที่เครื่องหมายบวก(+) แสดงถึงผิวดินเกิดการบวมตัวและเครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว



รูปที่ 4.33 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.2 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

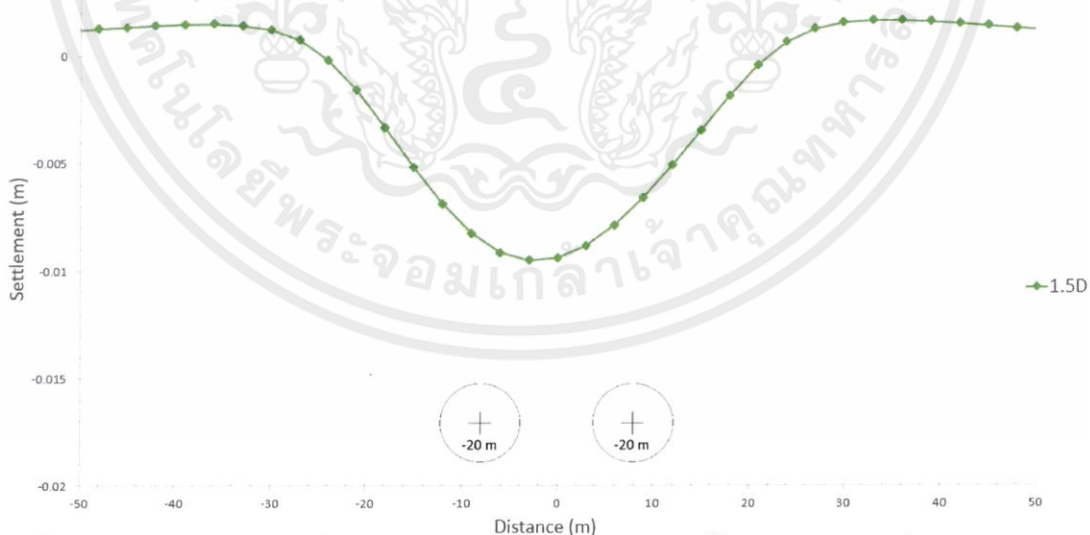
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.31 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-6.30,-20) และ (6.30,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00178 เมตร ถึง -0.0104 เมตร



รูปที่ 4.34 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.3 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

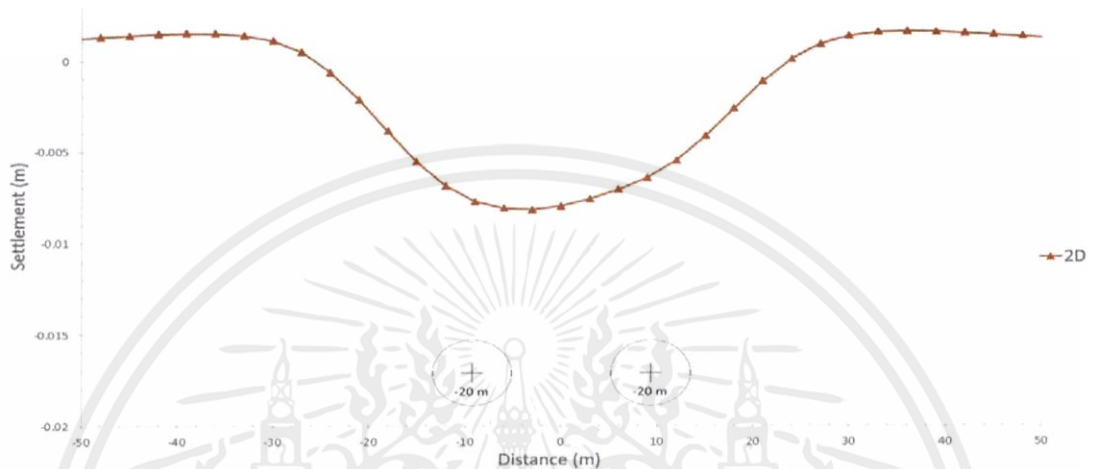
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.32 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-7.875,-20) และ (7.875,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00168 เมตร ถึง -0.0095 เมตร



รูปที่ 4.35 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.4 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

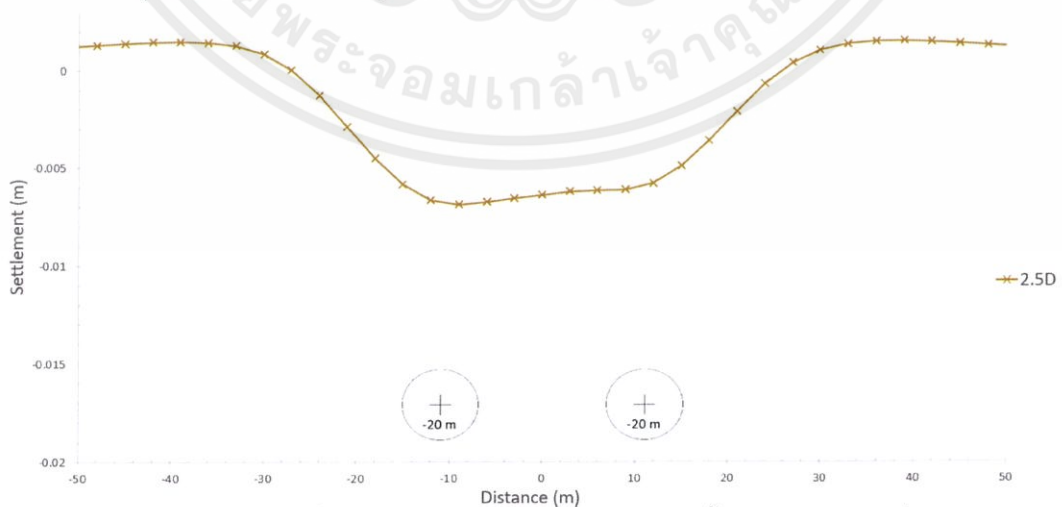
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.33 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-9.45,-20) และ (9.45,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00159 เมตร ถึง -0.008 เมตร



รูปที่ 4.36 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.5 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.35 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-11.025,-20) และ (11.025,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00149 เมตร ถึง -0.00687 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00687 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00576 เมตร



รูปที่ 4.37 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้า ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.3.6 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

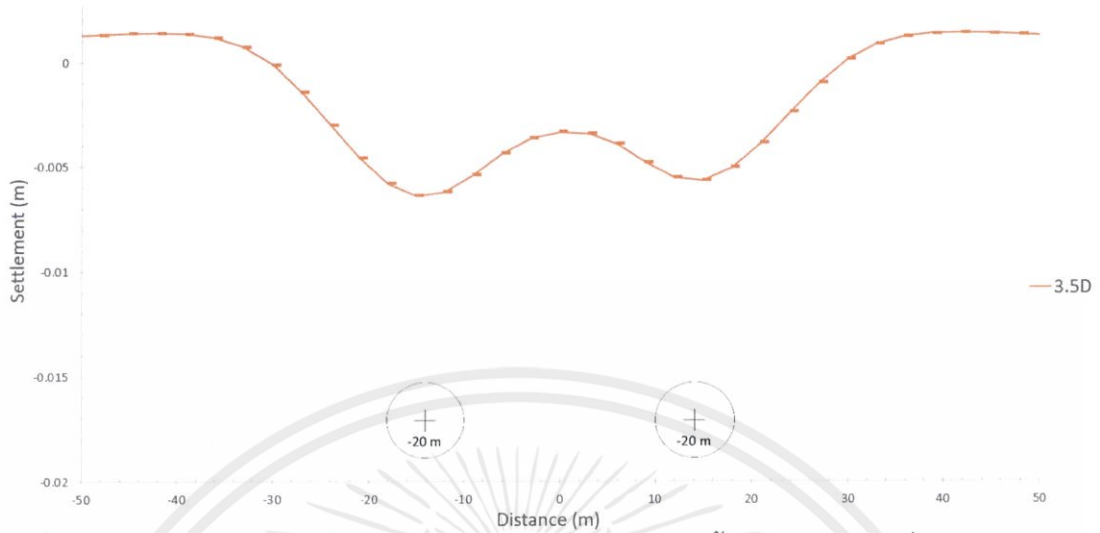
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.35 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-12.6,-20) และ (12.6,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.0014 เมตร ถึง -0.00643 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00643 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0057 เมตร



รูปที่ 4.38 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.7 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.36 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-14.175,-20) และ (14.175,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00137 เมตร ถึง -0.00637 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00637 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00564 เมตร



รูปที่ 4.39 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.8 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

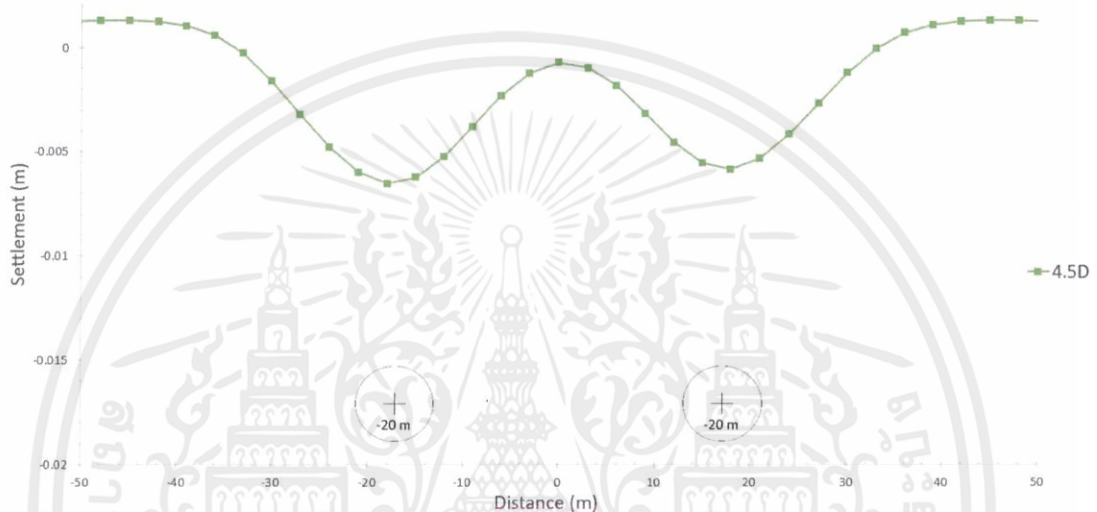
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.37 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-15.75,-20) และ (15.75,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00133 เมตร ถึง -0.0064 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0064 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00555 เมตร



รูปที่ 4.40 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.9 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

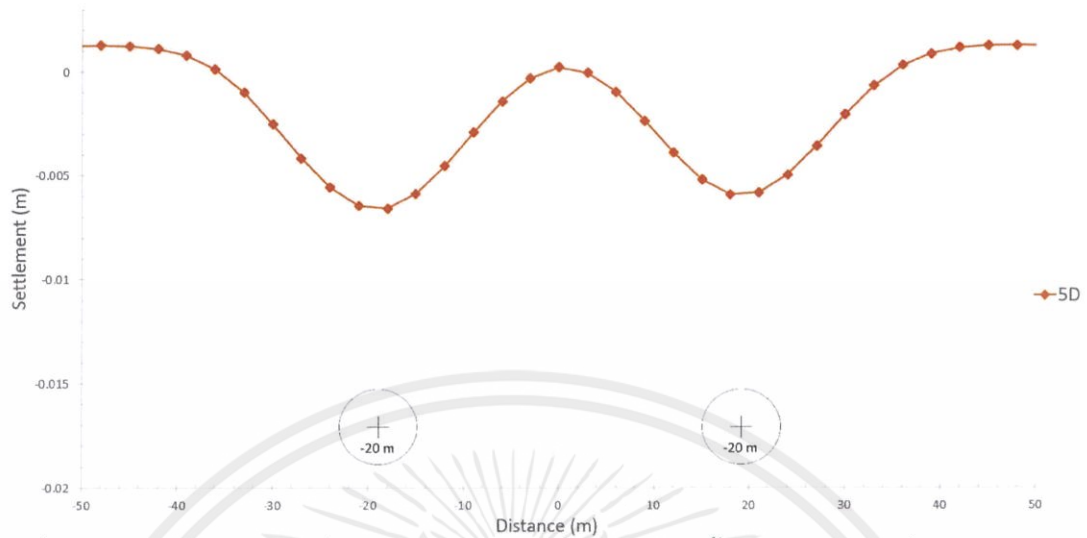
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.38 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-17.325,-20) และ (17.325,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00129 เมตร ถึง -0.0065 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.0065 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00585 เมตร



รูปที่ 4.41 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.10 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

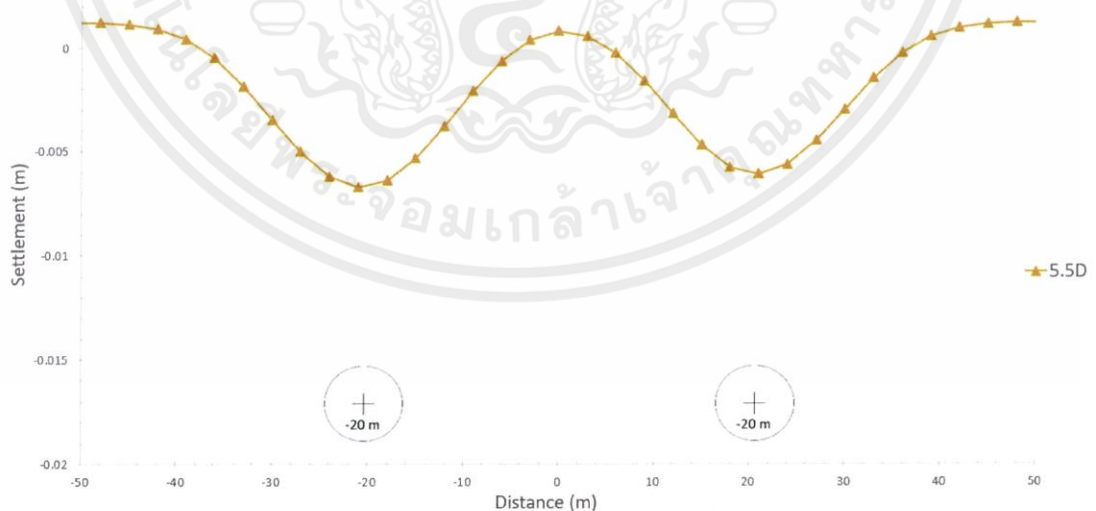
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.39 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-18.9,-20) และ (18.9,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00126 เมตร ถึง -0.00657 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00657 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.0058 เมตร



รูปที่ 4.42 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.11 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.40 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-20.475,-20) และ (20.475,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00122 เมตร ถึง -0.00668 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00668 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00607 เมตร



รูปที่ 4.43 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

4.4.3.12 เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.41 การทรุดตัวของอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-22.05,-20) และ (22.05,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงระหว่าง +0.00116 เมตร ถึง -0.00668 เมตร โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดเกิดขึ้นที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 มีค่าเท่ากับ -0.00668 เมตร และค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ที่ 2 มีค่าเท่ากับ -0.00604 เมตร

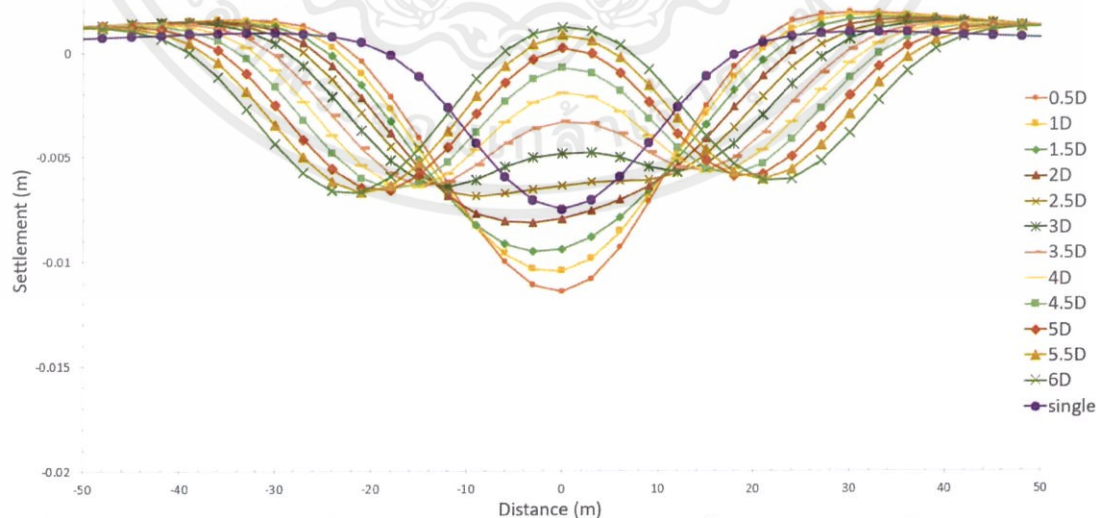


รูปที่ 4.44 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่มีค่าความแข็งของดิน(E) มีค่าเท่ากับ 36000 kPa

จากแบบจำลองพบว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นที่ระยะห่างตั้งแต่ 0.5D-2D (โดย D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์รถไฟฟ้าขนาด 6.3 เมตร) จากตารางที่ 4.3 มีค่าการทรุดตัวที่มากกว่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวจากหัวข้อที่ 4.1 และค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าลดลงเรื่อยๆตั้งแต่ระยะ 2.5D จนกระทั่งเมื่อระยะห่างเท่ากับ 5D จะพบว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าทรุดตัวของอุโมงค์เดี่ยว และจากรูป 4.42 จะเห็นว่ากราฟการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเริ่มแยกออกจากกันเมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่าเท่ากับ 2.5D และจะไม่มีอิทธิต่อกันเลยที่ระยะห่างเท่ากับ 5D โดยค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการโดยค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากใช้ค่าความแข็งของดินที่ 9000 kPa และค่าความแข็งดินที่ 18000 kPa

ตารางที่ 4.3 ตารางสรุปค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ เมื่อค่าความแข็งของดิน $E=36000$ kPa

ระยะห่างระหว่าง อุโมงค์ (m)	ค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์คู่ (m)	
	E=36000 kPa	
	อุโมงค์ที่ 1	อุโมงค์ที่ 2
0.5D	-0.0114	
1D	-0.0104	
1.5D	-0.0095	
2D	-0.008	
2.5D	-0.00687	-0.00576
3D	-0.00643	-0.0057
3.5D	-0.00637	-0.00564
4D	-0.0064	-0.00555
4.5D	-0.0065	-0.00585
5D	-0.00657	-0.0058
5.5D	-0.00668	-0.00607
6D	-0.00668	-0.00604

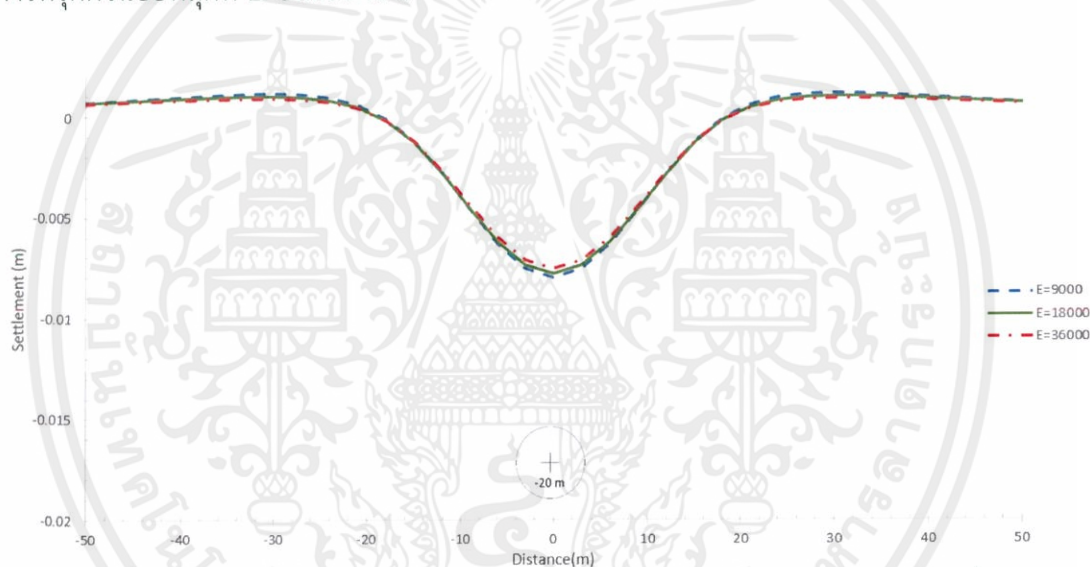


รูปที่ 4.45 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่ระยะต่างๆ ที่มีค่าความแข็งของดิน (E) มีค่าเท่ากับ 18000 kPa

4.5 การวิเคราะห์การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์แบบ 2 มิติ อันเนื่องมาจากปัจจัยค่าความแข็งของดิน(E) ที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์เดียวกัน

4.5.1 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว

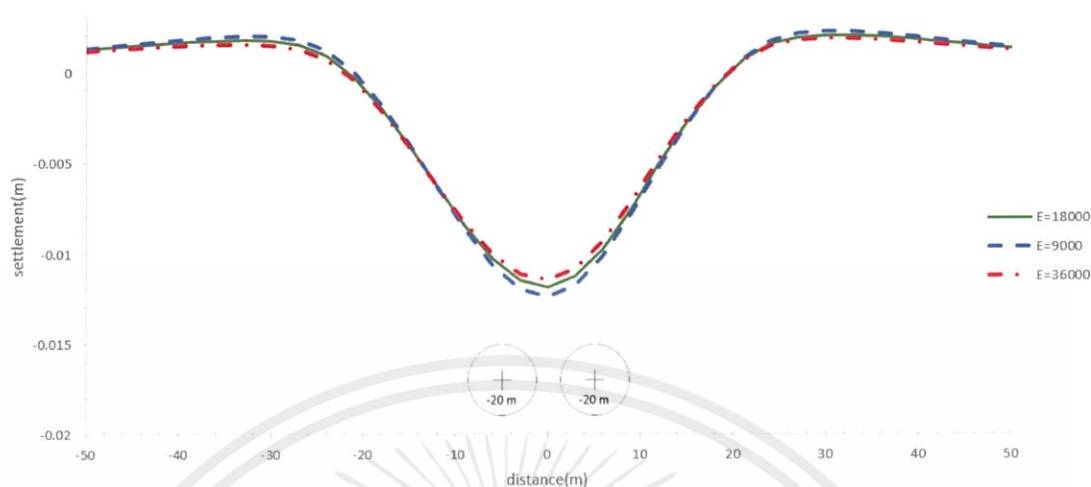
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.43 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (0,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0079 เมตร, -0.0077 เมตร และ -0.0075 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.46 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว

4.5.2 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

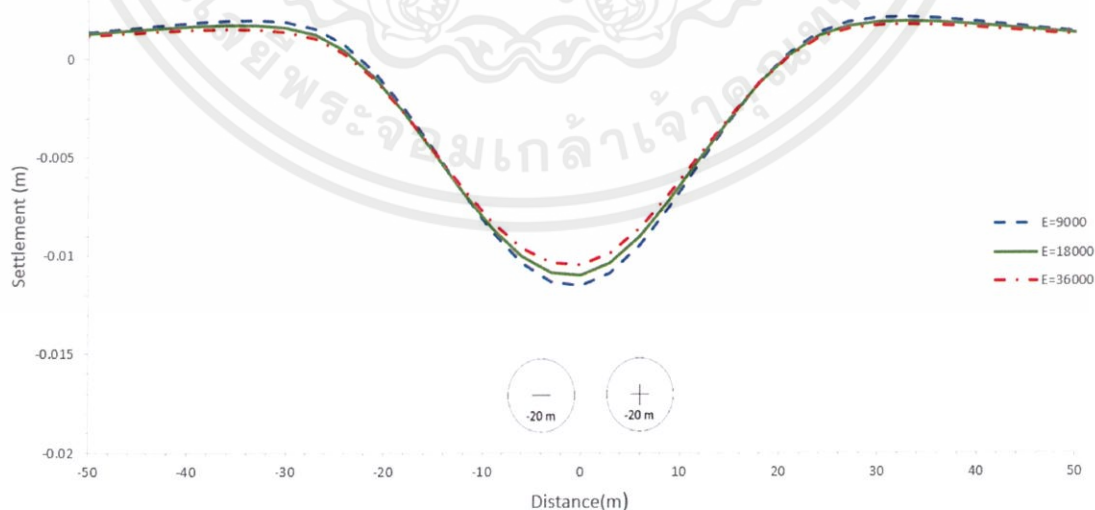
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.44 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-4.725,-20) และ (4.725,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0124 เมตร, -0.00118 เมตร และ -0.0114 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.47 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 0.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.3 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.45 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-6.3, -20)$ และ $(6.3, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0115 เมตร, -0.0109 เมตร และ -0.0104 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.48 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.5.4 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์

1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.46 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-7.875,-20) และ (7.875,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0103 เมตร, -0.01 เมตร และ -0.0095 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัว มาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa

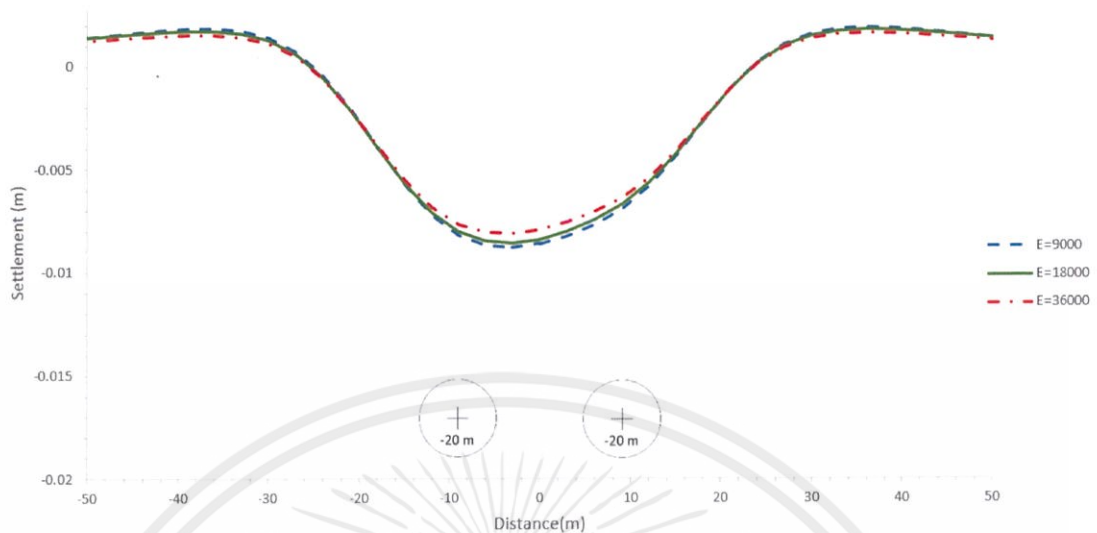


รูปที่ 4.49 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.5 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2

เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

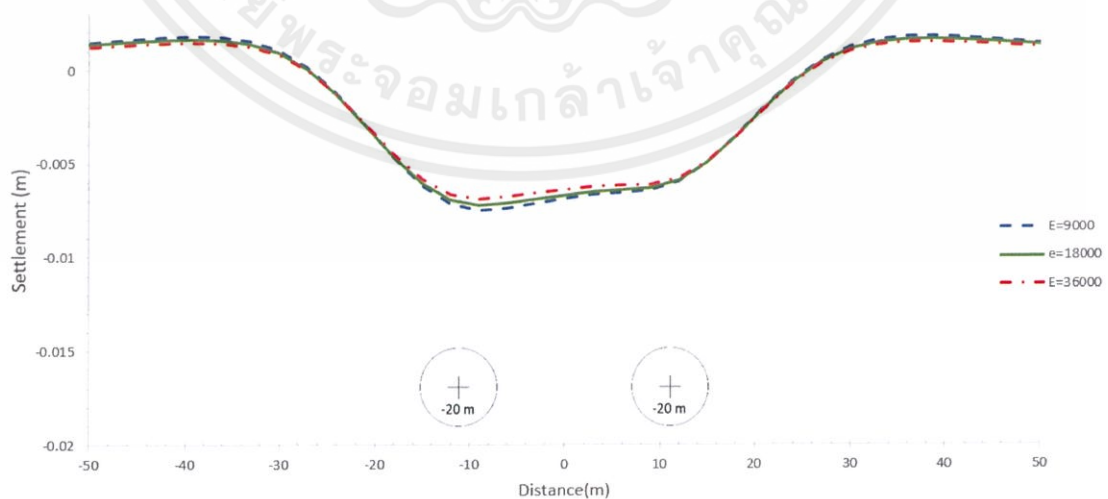
ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.47 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-9.45,-20) และ (9.45,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.00877 เมตร, -0.0086 เมตร และ -0.008 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัว มาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.50 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.6 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.48 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-11.025,-20) และ (11.025,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0075 เมตร, -0.0072 เมตร และ -0.00687 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวของผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวของ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



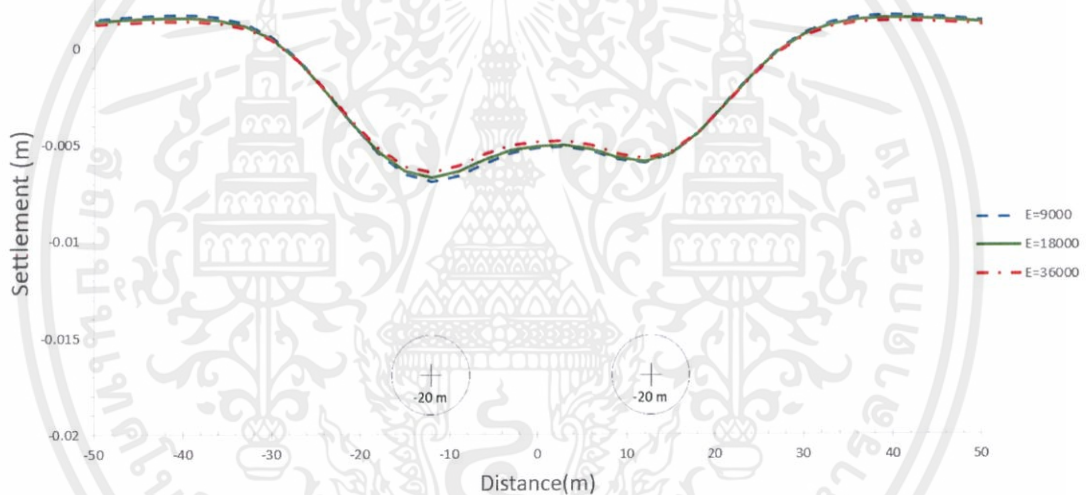
รูปที่ 4.51 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์

2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.5.7 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.49 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-12.6,-20) และ (12.6,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด เหนืออุโมงค์แรกของ E=9000 kPa, E=18000 kPa และ E=36000 kPa มีค่าเท่ากับ -0.00689 เมตร, -0.00669 เมตร และ -0.00643 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ E=9000 kPa, E=18000 kPa และ E=36000 kPa มีค่าเท่ากับ -0.0059 เมตร, -0.00587 เมตร และ -0.0057 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า E=9000 kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ E=18000 kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ E=36000 kPa

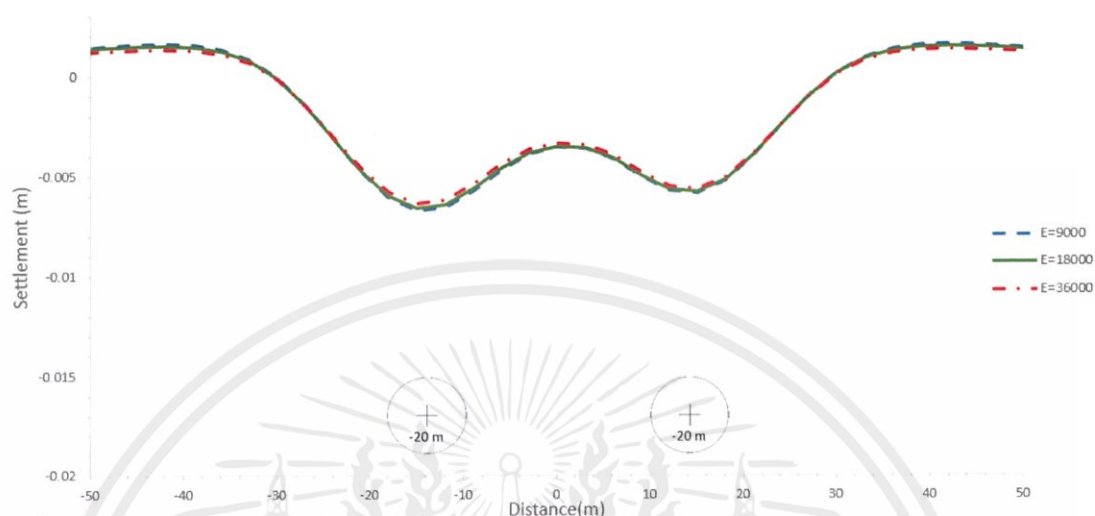


รูปที่ 4.52 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.8 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.50 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-14.175,-20) และ (14.175,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด เหนืออุโมงค์แรกของ E=9000 kPa, E=18000 kPa และ E=36000 kPa มีค่าเท่ากับ -0.0069 เมตร, -0.00657 เมตร และ -0.00637 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ E=9000 kPa, E=18000 kPa และ E=36000 kPa มีค่าเท่ากับ -0.00582 เมตร, -0.00576 เมตร และ -0.00564 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการ

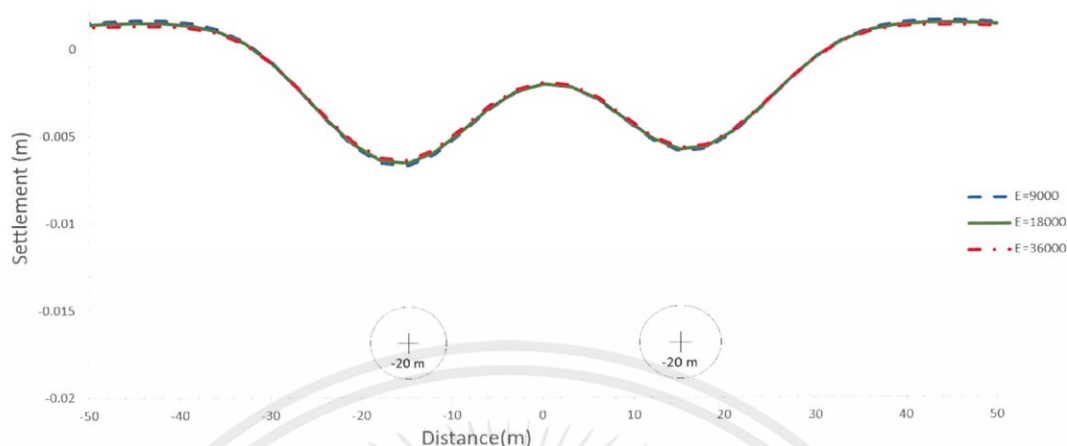
ทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.53 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.9 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

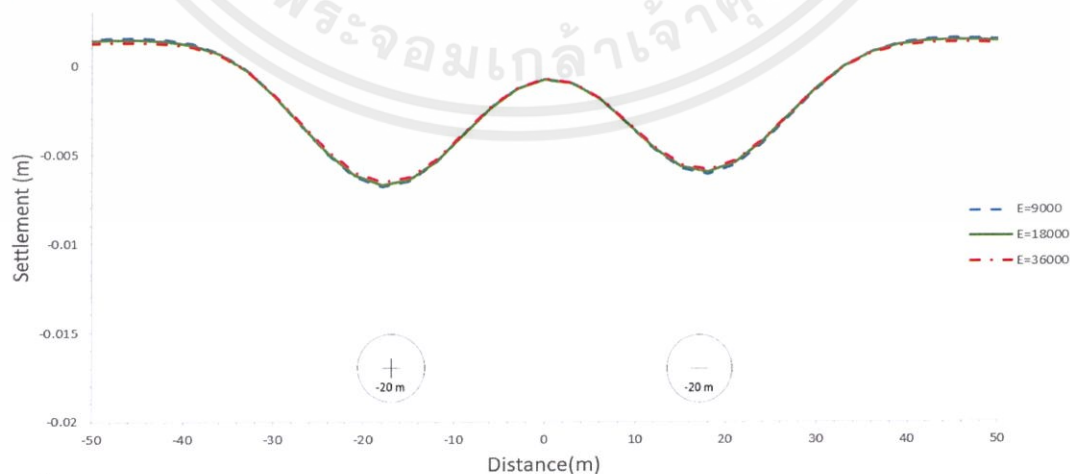
ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.51 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-15.75, -20)$ และ $(15.75, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดเหนื่ออุโมงค์แรกของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0067 เมตร, -0.0066 เมตร และ -0.0064 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0057 เมตร, -0.00583 เมตร และ -0.00555 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.54 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.10 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.52 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-17.325, -20)$ และ $(17.325, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด เหนียวอุโมงค์แรกของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0068 เมตร, -0.0067 เมตร และ -0.0065 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนียวอุโมงค์ที่ 2 ของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0061 เมตร, -0.006 เมตร และ -0.00585 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa

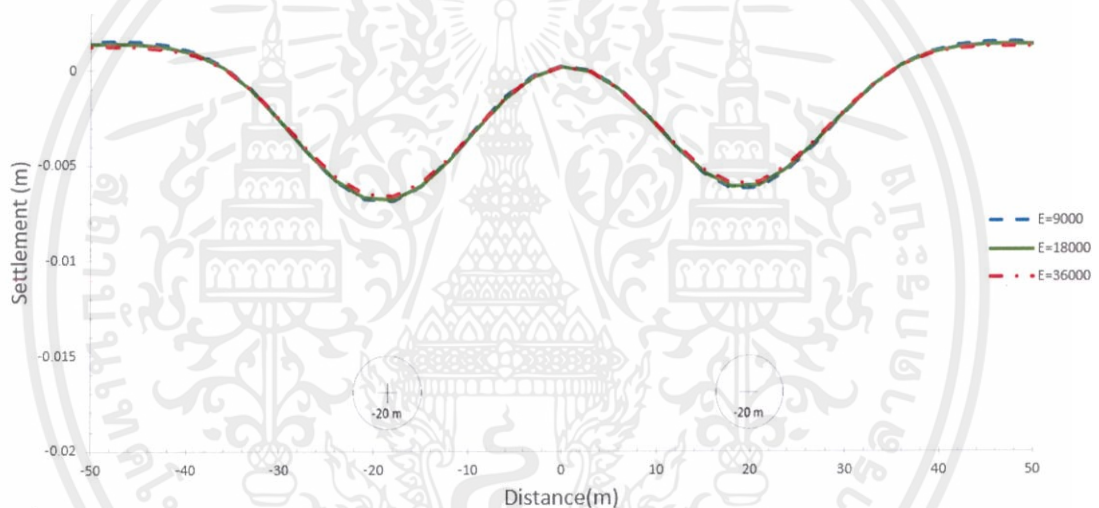


รูปที่ 4.55 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนียวอุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 4.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.5.11 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.53 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-18.9,-20) และ (18.9,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด เหนื่ออุโมงค์แรกของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.00685 เมตร, -0.00676 เมตร และ -0.00657 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.00615 เมตร, -0.00599 เมตร และ -0.0058 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัว มาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



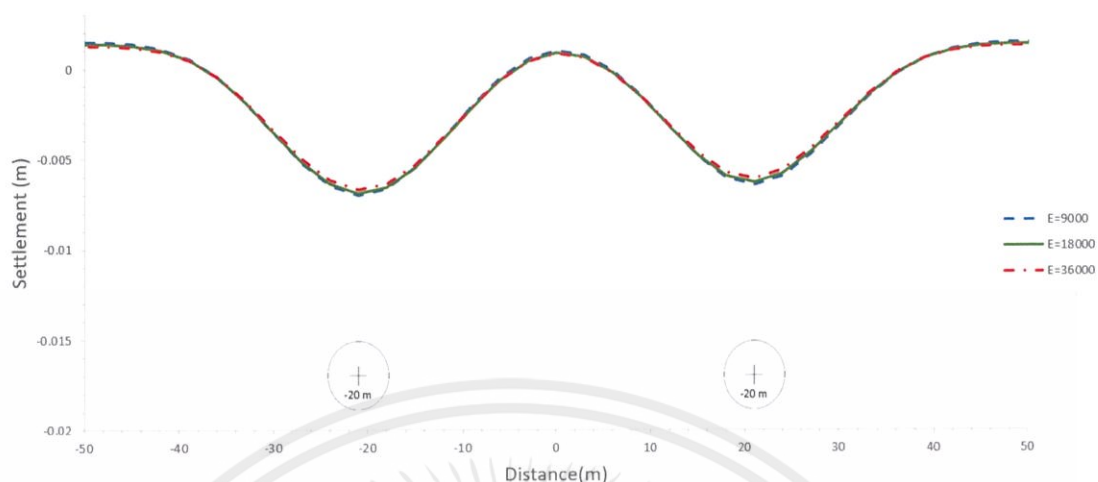
รูปที่ 4.56 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.12 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 4.54 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง (-20.475,-20) และ (20.475,-20) ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุด เหนื่ออุโมงค์แรกของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.007 เมตร, -0.00689 เมตร และ -0.00668 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0064 เมตร, -0.00628 เมตร และ -0.00604 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัว มาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

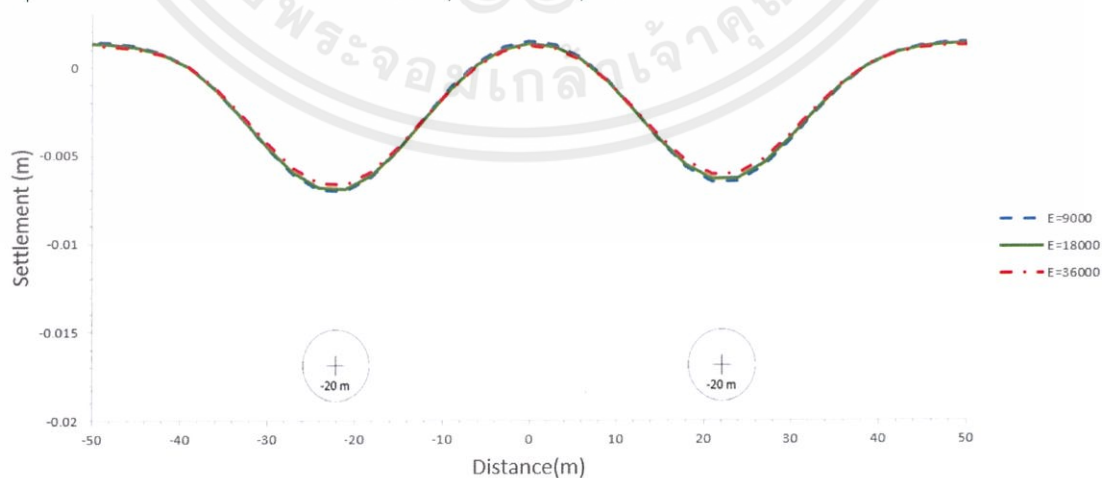
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.57 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 5.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

4.5.13 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

ผลของการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4.55 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีอุโมงค์เดี่ยว ที่วางตัวอยู่ที่ตำแหน่ง $(-22.05, -20)$ และ $(22.05, -20)$ ซึ่งค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดเหนื่ออุโมงค์แรกของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.007 เมตร, -0.00688 เมตร และ -0.00668 เมตร ตามลำดับ และค่าการทรุดตัวเหนื่ออุโมงค์ที่ 2 ของ $E=9000$ kPa, $E=18000$ kPa และ $E=36000$ kPa มีค่าเท่ากับ -0.0065 เมตร, -0.00627 เมตร และ -0.00604 เมตร ตามลำดับ โดยที่เครื่องหมาย(-) แสดงถึงผิวดินเกิดการทรุดตัว ซึ่งเมื่อนำค่าการทรุดตัวมาเปรียบเทียบกันพบว่าที่ค่า $E=9000$ kPa มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด รองลงมาคือค่าการทรุดตัวที่ $E=18000$ kPa และมีค่าการทรุดตัวน้อยที่สุดที่ $E=36000$ kPa



รูปที่ 4.58 แสดงการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินเหนื่ออุโมงค์ กรณีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

สรุปผลการทดลอง

5.1 บทนำ

งานวิจัยได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คูโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยใช้ปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ 2 ปัจจัย คือ ค่าความแข็งของดิน โดยดูจากข้อมูลชั้นดินจริง ที่ทำการแบ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ออกเป็น 3 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งและระยะห่างของอุโมงค์คู โดยจะใช้ระยะห่างตั้งแต่ 0.5D-6D (D คือเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ ในที่นี้ใช้ขนาดอุโมงค์รถไฟฟ้าที่มีขนาด 6.3 เมตร) โดยสาเหตุที่นำไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติมาใช้ในการวิเคราะห์เนื่องมาจากว่าวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติเป็นวิธีการวิเคราะห์ที่เป็นที่นิยมในปัจจุบันเนื่องจากการจำลองสามารถทำได้ง่ายไม่ซับซ้อน อีกทั้งยังใช้เวลาวิเคราะห์สั้นและรวดเร็วกว่าการทำการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ

5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู

1. พบว่าค่าความแข็งของดินในดินเหนียวกรุงเทพฯ ไม่มีผลต่อระยะห่างของการขุดเจาะอุโมงค์ แต่ค่าความแข็งของดินมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู โดยหากชั้นดินมีค่าความแข็งน้อยจะทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูมีค่ามากขึ้น ยกตัวอย่างเช่น เมื่อค่าความแข็งมีค่าเท่ากับ 9000 kPa 18000 kPa และ 36000 kPa ค่าการทรุดตัวของอุโมงค์คูที่ระยะ 0.5D มีค่าเท่ากับ -0.012 เมตร -0.0118 เมตร และ -0.0114 เมตร ตามลำดับ ซึ่งจะพบว่าค่าความแข็งของดินมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูเพียงเล็กน้อยเนื่องมาจากค่าความแข็งของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นเป็นค่าความแข็งของดินที่อยู่ในช่วงดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) ทำให้ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นนั้นแม้จะมีค่าแตกต่างกันก็แตกต่างกันเพียงเล็กน้อย

2. ระยะห่างระหว่างอุโมงค์คูนั้นมีผลต่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นของผิวดินเหนืออุโมงค์คู โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูจะมีค่ามากกว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวเมื่ออุโมงค์คูอยู่ใกล้กันที่ระยะ 0.5D-2D (โดย D คือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์รถไฟฟ้า MRT ขนาด 6.3 เมตร) และเมื่อระยะห่างของอุโมงค์คูมีระยะห่างตั้งแต่ 2.5D ขึ้นไป ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากเริ่มแยกออกจากกัน โดยค่าการทรุดของผิวดินเหนืออุโมงค์คูที่ 1 (อุโมงค์คูที่เริ่มขุดก่อน) จะมีค่าการทรุดมากกว่าการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คูที่ 2 (อุโมงค์คูที่ขุดในลำดับ

ต่อมา) เนื่องมาจากการที่ดินถูกรบกวนจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่ 1 ทำให้ดินเกิดการจัดเรียงตัวกันใหม่ และแน่นมากขึ้นการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นเหนืออุโมงค์ที่ 2 จึงมีค่าน้อยกว่าค่าการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์ที่ 1 และกราฟค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะแยกออกจากกันโดยสมบูรณ์(ไม่มีอิทธิพลต่อกันและกัน)ที่ระยะห่างตั้งแต่ 5D ขึ้นไป

3.เมื่ออุโมงค์คู่แยกออกจากกันชัดเจนที่ระยะห่าง 5D อุโมงค์เกิดการดันกันทำให้ค่าการทรุดตัวที่ควรจะไปเท่ากับการทรุดตัวของอุโมงค์เดี่ยวมีค่าน้อยลงเนื่องจากเกิดการยกตัวของดิน (heap)

5.3 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินในทั้ง 3 กรณี คือที่ชั้นดินเหนียวอ่อน($E=9000$ kPa) ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง($E=18000$ kPa) และที่ชั้นดินเหนียวแข็ง($E=36000$ kPa)เป็นชั้นดินที่อยู่ในช่วงความแข็งของดินเหนียวกรุงเทพฯค่าการทรุดตัวที่ได้จึงมีค่าแตกต่างกันไม่มากนักและทำให้ค่าความแข็งที่เกิดจากชั้นดินทั้ง 3 กรณีไม่มีผลต่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์ อีกทั้งในการจำลองใช้การจำลองแบบ 2 มิติ เนื่องมาจากมีความเพียงพอต่อการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดิน แต่ทั้งนี้การจำลองแบบ 3 มิติ จะทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำกว่าการทำโดยใช้การจำลอง 2 มิติ แต่จะใช้เวลาในการประมวลผลนานกว่า

เอกสารอ้างอิง

- [1] วิรุฬห์ ทুমเที่ยง. (2557). การประยุกต์ใช้วิธี ANN ร่วมกับ FEM ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินจากการขุดอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.
- [2] Addenbrooke, T.I. & Potts, D. M. (n.d.). *Twin tunnel construction – Ground movements and lining behavior*. London: Mair & Taylor.
- [3] Hongpeng, L., Xin, Z., Zuo, K., & Rui, C. (2017). A new method for predicting ground settlement caused by twin-tunneling under-crossing an existing tunnel. *Environ Earth Sci* (2017) 76:726. doi 10.1007/s12665-017-7079-6
- [4] Pornkasem, J., Theerapong, K., Attasit, S., Suchatvee, S., Sompote, Y., Warat, K., & Jutha, S. (2012). *Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses*. Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Department of Highways, Ministry of Transport, Civil Engineering Department, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Thailand.

ภาคผนวก

สัญลักษณ์

N	=	จำนวนตัวอย่างที่นำมาใช้ในกระบวนการคำนวณ
O	=	ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการพยากรณ์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม
t	=	ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวัดค่าจริง
E	=	โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน
E_s	=	โมดูลัสความยืดหยุ่น
v_s	=	อัตราส่วนโพซองของผนังอุโมงค์
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์
R	=	รัศมีของผนังอุโมงค์
I_s	=	โมเมนต์ความเฉื่อย (moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร
v	=	อัตราส่วนโพซอง
x	=	ระยะทางในแนวราบจากจุดกึ่งกลางอุโมงค์
h	=	ความลึกวัดจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์
ε	=	ค่าการเคลื่อนตัวของดินตามแนวรัศมี (radial contraction)
δ	=	ค่าการเสียรูปแบบวงรี (Ovalization)
μ	=	โมดูลัสของแรงเฉือน (Shear modulus)
α	=	พารามิเตอร์ที่กำหนดด้วยอัตราส่วน r/h ของแหล่งกำเนิดการสูญเสียมวลดิน
G_p	=	ระยะระหว่างขอบนอกของหัวเจาะถึงผนังอุโมงค์
Δ	=	ความหนาของผนังหัวเจาะส่วนหาง
δ	=	ช่องว่างระหว่างผนังหัวเจาะด้านในกับผนังอุโมงค์ด้านนอก
U_{3D}^*	=	การเสียรูปแบบ 3 มิติที่ด้านหน้าหัวเจาะ $\frac{k}{2} \delta_x$
Ω	=	dimensionless displacement factor ปกติมีค่าเท่ากับ 1
P_0	=	ความเค้นของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ
K_0	=	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
P'_v	=	ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ณ ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (springline)
P_w	=	ความดันน้ำที่วัดได้จริง ณ ตำแหน่งด้านข้างอุโมงค์ (springline)
P_i	=	ความดันค้ำยัน (support pressure) เช่น ความดันหน้าหัวเจาะ
ω	=	ช่องว่างเนื่องจากความผิดพลาดของผู้บังคับหัวเจาะ ($0.6G_p$)
g	=	ช่องว่างรอบอุโมงค์ (gap parameter)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สัญลักษณ์(ต่อ)

A, B	=	ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขตที่จะอธิบายในย่อหน้าถัดไป
ε_0	=	ปริมาณการสูญเสียมวลดินเทียบเท่าซึ่งได้จากสมการที่ 2.55
C, D	=	ค่าคงที่บนเงื่อนไขขอบเขต
H	=	ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน
Z	=	ความลึกถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์จากผิวดิน
p_0	=	ความเค้นรวมที่เกิดขึ้น (in-situ average total stress)
q_0	=	ความเค้นเบี่ยงเบนที่เกิดขึ้น (in-situ deviatoric stress)
G	=	โมดูลัสแรงเฉือนของดิน
σ'_{v0}	=	ความเค้นประสิทธิผลจากผิวดินถึงจุดกึ่งกลางอุโมงค์
K_0	=	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
u_w	=	ความดันน้ำในโพรงดิน (pore water pressure)
p_0	=	ความดันดินในแนวตั้ง
p_i	=	ความดันรองรับ เช่น ความดันหน้าหัวเจาะหรือความดันของการอัดฉีดน้ำปูน
$[K_E]$	=	เมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย (Element stiffness matrix)
$\{\Delta F_E\}$	=	เวกเตอร์การเพิ่มของ แรง ณ จุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal forces)
$\{\Delta d_E\}$	=	เวกเตอร์ ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุด เชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal displacements)
$[K_G]$	=	เมทริกซ์สติฟเนสรวม (Global stiffness matrix)
$\{\Delta d_G\}$	=	เวกเตอร์การเพิ่มของแรงรวม (Vector of all incremental nodal forces)
$\{\Delta d_G\}$	=	เวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อรวม (Vector of all incremental nodal displacements)
$\Delta\sigma$	=	ความเค้นรวม (Total stress)
$\Delta\sigma'$	=	ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress)
E'	=	ค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained young's modulus)
ν'	=	ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของแบบระบายน้ำ (Drain Poisson's ratio)
E_u	=	ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained young's modulus)
ν_u	=	อัตราส่วนปัวส์ซองของแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio)
K	=	โมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สัญลักษณ์(ต่อ)

Δu_f	=	การเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันน้ำในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure)
$[D']$	=	รูปแบบความเค้นประสิทธิผล (Effective Constitutive law)
$\{\Delta \epsilon\}$	=	การเปลี่ยนแปลงความเครียด
$[D_f]$	=	เมทริกซ์สตอปเฟนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix)
K_f	=	ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid)
K_e	=	ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่าของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)
$\Delta \epsilon_v$	=	เปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain)
V_s	=	ปริมาตรการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์
V_L	=	ค่าปริมาตรการสูญเสียมวลดิน
E_v	=	โมดูลัสยืดหยุ่นในแนวตั้ง (Young's modulus in vertical direction)
E_h	=	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวนอน (Young's modulus in horizontal direction)
G_{vh}	=	ค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบราบ (Shear's modulus in horizontal plane)
v_{hh}	=	ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวนอนเนื่องจากความเค้นในแนวนอน
E_t	=	ค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus)
E_{sec}	=	ค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus)
σ_a	=	ความเค้นอ้างอิง (Reference stress)
σ'_n	=	ความเค้นตั้งฉาก (Normal stress)
τ	=	ความเค้นเฉือน (Shear stress)
c'	=	ค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept)
ϕ'	=	มุมเสียดทาน (Angle of frictional resistance)
f	=	ภาวะวิบัติ (Failure)
ψ	=	ค่ามุมไคเลชั่น
d	=	ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางอุโมงค์ทั้ง 2 อุโมงค์
x_A	=	ระยะในแนวนอนจากจุดศูนย์กลางอุโมงค์ของอุโมงค์แรก
S_{max}	=	การทรุดตัวที่มากที่สุด
i_g	=	ระยะทางจากเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดโค้งของการทรุดตัว