ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย

TUNNEL DESIGN SOFTWARE FOR THAILAND

ศิริพงษ์ นาคทอง
SIRIPONG NAKTHONG

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
พ.ศ. 2552
KMITL-2009-EN-M-003-133

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย

TUNNEL DESIGN SOFTWARE FOR THAILAND

T105551

ศิริพงษ์ นาคทอง

SIRIPONG NAKTHONG

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน.....105551
วัน,เดือน,ปี.....26 พ.ย. 2552

b.....
i.....

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2552

KMITL-2009-EN-M-093-133

TUNNEL DESIGN SOFTWARE FOR THAILAND

SIRIPONG NAKTHONG

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF

MASTER OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING

FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2009

KMITL-2009-EN-M-093-133

COPYRIGHT 2009

FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองวิทยานิพนธ์

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย

Thesis Title Tunnel Design Software for Thailand

นักศึกษา นายศิริพงษ์ นาคทอง

รหัสประจำตัว 49061507

ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

หมายเลขวิทยานิพนธ์ KMITL-2009-EN-M-093-133

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

วัน / เดือน/ ปี ที่สอบ วันพฤหัสบดีที่ 24 กันยายน พ.ศ. 2552 เวลา 15.00-17.00 น.

สถานที่สอบ ณ อาคาร A ชั้น 3 ห้องประชุม 2

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

คณะวิศวกรรมศาสตร์ รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์ ดร.กอบชัย เดชหาญ)

คณบดี คณะวิศวกรรมศาสตร์

วันที่ 24 กันยายน พ.ศ. 2552

หัวข้อวิทยานิพนธ์	ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย
นักศึกษา	นาย ศิริพงษ์ นาคทอง
รหัสประจำตัว	49061507
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
พ.ศ.	2552
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	รศ.ดร. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

บทคัดย่อ

การก่อสร้างอุโมงค์เป็นงานที่ซับซ้อนและใช้งบประมาณมหาศาล ซึ่งส่วนสำคัญที่สุดคือการออกแบบผนังอุโมงค์ให้ปลอดภัยและเหมาะสมกับสัณฐานดิน ในปัจจุบันมีวิธีการออกแบบหลายวิธี โดยแต่ละวิธีมีข้อจำกัดและมีสมมติฐานที่แตกต่างกัน งานวิจัยนี้ได้นำเสนอและเปรียบเทียบทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์ 6 วิธี ได้แก่ Muir wood (1975) Einstein method (1979) Erdmann (1982) JSCE (Japanese Society of Civil Engineers, 1996) Beam-spring model และวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element method, FEM) จากกรณีศึกษาหลายกรณีพบว่า Einstein method จะได้ค่าแรงกระทำมากที่สุดในทุกกรณี รองลงมาคือ JSCE method เมื่อพิจารณาจากสมมติฐานในแต่ละทฤษฎีพบว่าสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภท คือ วิธีอีลาสติก อันได้แก่ Muir wood (1975) Einstein (1979) และ Erdmann (1982) วิธีแบบประมาณ ได้แก่ JSCE (1996) กับ Beam-spring model และวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข โดยวิธีอีลาสติกโดยอาศัยสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) แต่ในความเป็นจริงแล้วสภาพของชั้นดินมีสภาพไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ทำให้ไม่เหมาะสมสำหรับการออกแบบ วิธีแบบประมาณมีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมได้ และไม่ได้คำนึงถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ และไม่สามารถจำลองอุโมงค์ที่มีโครงสร้างข้างเคียงอื่นๆ ประกอบได้ อีกทั้ง Beam spring Model มีข้อจำกัดอยู่ที่ค่า k (Coefficient of ground reaction) ควรเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์ต่อแรงกระทำ ขณะที่วิธี FEM สามารถวิเคราะห์อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมหลายชั้นได้ สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง อีกทั้งยังสามารถดูขอบเขตผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้ แต่มีข้อจำกัดอยู่ที่ FEM ต้องคำนึงในเรื่องแบบจำลองของดิน(Soil model) คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ป้อนเข้าสู่การคำนวณ และพฤติกรรมการสูญเสียมวลดิน อีกทั้งวิธีนี้มีการพิจารณา Soil arching effect ซึ่งไม่ปลอดภัยในการออกแบบระยะยาว (Long term) ดังนั้นซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินที่ดีต้องออกแบบได้อย่างปลอดภัยและเหมาะสมกับสัณฐานของดิน

Thesis Title	Tunnel Design Software for Thailand
Student	Mr.Siripong Nakthong
Student ID.	49061507
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2009
Thesis Advisor	Assoc. Prof. Dr. Suchatvee Suwansawat

ABSTRACT

Tunneling is complicated and will use large budget that the most crucial concern is to deliver a safe design and suitable for geology. Nowadays, there are many different methods used for designing tunnel lining. Each method is different in limitations and hypotheses. This research presents and compares six methods which are Muir wood (1975), Einstein method (1979), Erdmann (1982), JSCE method (1996), Beam-spring method and Finite element method (FEM). It was found that Einstein method gives the highest design values in every case and JSCE method gives the second highest values among the six methods. When consider the assumption of each theory, it can divide 3 methods are elastic method including Muir wood (1975), Einstein method (1979) and Erdmann (1982), approximate method are JSCE (1996) and Beam-spring model and numerical method (FEM). The limitations of the Elastic method are specific to homogeneous and isotropic soil in truly soil is not homogeneous then this method is not suitable for design tunnel lining. The limitations of the approximate method are limited to a single soil type and do not consider soil-lining interaction. And Beam-spring model has a problem with the assumption of k value (Coefficient of ground reaction) that requires an experiment and assumption. On the contrary, FEM method can be able to cope with a tunnel within multiple soil layers and to model the tunnel construction and consider soil-structure interaction. However, FEM method also has its limitations as it requires a suitable soil model, accurate input parameters, and ground loss value. If FEM method is used without considering these limitations, the estimated design parameter might be lower than reality in long term. Finally, a good tunnel design software must a safe design and suitable for their geology.

กิตติกรรมประกาศ

คงไม่มีคำกล่าวใดที่จะเหมาะสมสำหรับ รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ในความกรุณา ความอนุเคราะห์ คำชี้แนะ และการดูแลเป็นอย่างดีตลอดมา รวมทั้งคอยผลักดัน ให้โอกาสและการสนับสนุนข้าพเจ้าในทุกเรื่อง ทั้งในเรื่องของการศึกษาและการใช้ชีวิตในสังคม และคุณลักษณะที่ดีอีกมากมาย ที่ข้าพเจ้าได้เรียนรู้จากตัวของอาจารย์ ทำให้ข้าพเจ้ามีการพัฒนาทางด้านศักยภาพที่ดีขึ้นในทุกๆด้าน

ขอขอบคุณอย่างยิ่งสำหรับ รศ.สุพจน์ ศรีนิล ผศ.ดร.สกุล ห่อวโนทยาน ผศ.แหลมทอง เหล่าคงถาวร ดร.อุมา สีบุญเรือง และ อ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์ ที่คอยสั่งสอนและให้คำปรึกษาที่ดีเสมอมา นอกจากนี้ ขอขอบคุณบรรดาอาจารย์ทุกท่านที่มีส่วนเกี่ยวข้องจนทำให้วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอบคุณพี่เทิดศักดิ์ ที่ให้ความช่วยเหลือและการดูแลในฐานะรุ่นพี่ขณะที่ข้าพเจ้ากำลังเข้าศึกษาในปีแรก และขอขอบคุณอย่างสูงสำหรับ อ.นพดล อ.ทศวรรณ อ.พรเกษม อ.ธเนศ อ.ธนาดล ดร.ชเนศวร์ ดร.ฉัฐวุฒิ พี่ชวลิต พี่สุรชุน พี่กิตติ พี่ขวัญ นายช่างสาธิต นายช่างกัมปนาท นายช่างพงศ์บดินทร์ นายช่างธีระศักดิ์ ในการถ่ายทอดประสบการณ์การทำงาน ที่ให้ความรู้และแลกเปลี่ยนประสบการณ์ในการทำงาน รวมทั้งให้คำปรึกษางานก่อสร้างอุโมงค์

ขอบคุณพี่ชนะตน ชัชว์ พิชากร น้องพิสุทธิ์ น้องประทีป น้องเสฏฐวุฒิ น้องภัทรวรรณ และบรรดาเพื่อนร่วมรุ่นทั้งหมดของข้าพเจ้าตั้งแต่ปริญญาตรี รวมทั้งเพื่อนที่เรียนในระดับปริญญาโททั้งหมด สำหรับความช่วยเหลือ ความรัก ความห่วงใย กำลังใจ ที่ปรึกษาทั้งในยามทุกข์และสุข ทำให้รู้จักและซาบซึ้งถึงคำว่า “เพื่อน” เสมอมา

ขอขอบคุณสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง สถานที่บ่มเพาะและประสาทความรู้แก่ข้าพเจ้าตั้งแต่ระดับปริญญาตรีจนถึงระดับบัณฑิตศึกษา อีกทั้งสำนักหอสมุดกลาง สจล. ที่ได้จัดหาหนังสือและวารสารอันทรงคุณค่ายิ่งสำหรับงานวิจัยนี้

สุดท้ายแต่ความสำคัญไม่ยิ่งหย่อนสำหรับคำขอบคุณจากหัวใจแด่คุณพ่อ คุณแม่ น้าสาว พี่สาว และพี่ชาย ที่คอยเป็นกำลังใจให้ข้าพเจ้าเสมอมา

ศิริพงษ์ นาคทอง

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย I

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ II

กิตติกรรมประกาศ III

สารบัญ IV

สารบัญตาราง XIV

สารบัญรูป XVII

บทที่ 1 บทนำ 1

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา 1

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา 1

1.3 สมมติฐานของการศึกษา 2

1.4 ขอบเขตของการศึกษา 2

1.5 ขั้นตอนการศึกษา 2

บทที่ 2 ประวัติความเป็นมาของอุโมงค์ 4

2.1 บทนำ 4

2.2 เทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ในอดีต 4

2.3 เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคปัจจุบัน 12

2.4 โครงการอุโมงค์ที่น่าสนใจในโลก 22

2.4.1 อุโมงค์ประวัติศาสตร์ 22

2.4.2 อุโมงค์ที่ยาวที่สุด 29

2.4.3 อุโมงค์ที่น่าสนใจ 40

2.5 การก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย 43

2.5.1 อุโมงค์ขุนตาล 44

2.5.2 อุโมงค์โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล 47

2.5.3 อุโมงค์เขาพังเพย 52

2.5.4 อุโมงค์พระพุทธฉาย 54

2.5.5 อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว 56

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 3 หัวขุดเจาะอุโมงค์ 60

3.1 บทนำ 60

3.2 การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะ 60

3.3 ชนิดของหัวเจาะ 60

3.3.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) 63

3.3.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield) 63

3.3.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines) 67

3.3.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines) 68

3.3.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines) 68

3.3.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines) 69

3.4 การออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน 71

3.4.1 คุณสมบัติของดิน 71

3.4.2 ความยาวของอุโมงค์ 71

3.4.3 แนวเส้นทางของอุโมงค์ 71

3.4.4 ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน 71

3.5 การออกแบบโครงสร้างหัวเจาะ 72

3.5.1 น้ำหนักของหัวเจาะ 73

3.5.2 โครงสร้างของหัวเจาะ 73

3.5.3 หน่วยขุดตัด 81

3.5.4 หน่วยขับเคลื่อน 90

3.5.5 ชุดประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ 94

3.5.6 ระบบไฮโดรลิค ระบบไฟฟ้า และระบบควบคุม 97

3.5.7 หน่วยเสริม 99

3.6 การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance, EPB) 103

3.6.1 ประวัติความเป็นมา 103

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.6.2 การขุดเจาะ 104
3.6.3 ผนังอุโมงค์ 108
3.6.4 ระบบการสำรวจและการนำทางหัวเจาะ (Guidance system) 119

บทที่ 4 การประกอบและขับเคลื่อนหัวเจาะอุโมงค์ 122
4.1 บทนำ 122
4.2 การเตรียมงานสำหรับงานประกอบหัวเจาะอุโมงค์ 122
4.3 หัวเจาะผ่านผนังปล่องแนวดิ่งและเจาะช่วงเริ่มแรก 128
4.4 การขุดเจาะอุโมงค์ช่วงปกติ (Main drive) 131
4.5 การขุดเจาะอุโมงค์เข้าสู่ผนังปล่องแนวดิ่งในช่วงสุดท้าย 132
4.5.1 งานปรับปรุงดินด้านหน้า Soft eye ของปล่องแนวดิ่ง 132
4.5.2 งานรองรับหัวเจาะที่ก้นปล่องแนวดิ่ง 133
4.6 พฤติกรรมของหัวขุดเจาะอุโมงค์และการควบคุมขณะขุดเจาะในช่วงแนวโค้ง 134
4.6.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล 134
4.6.2 การควบคุมและบังคับหัวขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง 135
4.6.3 การบังคับควบคุมการหมุนตัว (Rolling) ของหัวขุดเจาะและของผนังอุโมงค์ 137
4.6.4 การควบคุมหัวเจาะในช่วงทางโค้งรูปตัวเอส (S) 138
4.6.5 การออกแบบและประกอบผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง 140
4.7 บทสรุป 145

บทที่ 5 ผนังอุโมงค์ 147
5.1 บทนำ 147
5.2 หน้าที่ของผนังอุโมงค์ 147
5.2.1 ขนาดและรูปร่างของหน้าตัดภายในอุโมงค์ 149
5.2.2 การวางแนวเส้นทางอุโมงค์ (Tunnel alignment) 154
5.2.3 น้ำหนักบรรทุกด้านบนเหนืออุโมงค์ (Tunnel overburden) 157
5.2.4 ระดับของอุโมงค์ (Grade of tunnel) 158

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5.2.5 แผนงานเฉพาะสำหรับการอำนวยความสะดวกในอุโมงค์ 158
5.2.6 มาตรการที่เป็นสิ่งสนับสนุน 159
5.2.7 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) และสถานที่ก่อสร้าง 160
5.2.8 มาตรการการรักษาสิ่งแวดล้อม 162
5.2.9 หมายกำหนดการของงาน 162
5.2.10 การตรวจสอบ การวัด และบันทึกงาน 163
5.3 ข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดิน 164
5.3.1 ขอบเขตของการประยุกต์ใช้ 164
5.3.2 คำจำกัดความ 164
5.3.3 การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์ 169
5.3.4 พื้นฐานของการออกแบบ 169
5.3.5 ขั้นตอนการออกแบบ 170
5.3.6 แบบก่อสร้าง 170
5.4 รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) 170
5.4.1 รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) 170
5.4.2 มุมของรอยต่อและมุมของการประกอบ 176
5.4.3 วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered ring) 177
5.4.4 ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate และ Backboard 178
5.4.5 ค่าความเค้นของหน้าตัดหลัก (Stress of main section) 180
5.4.6 การคำนวณจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 182
5.4.7 การคำนวณ Skin plate และ Backboard 183
5.4.8 การคำนวณ Vertical rib 184
5.5 รายละเอียดการออกแบบสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 185
5.5.1 โครงสร้างจุดต่อ 185
5.5.2 การจัดวางสลักเกลียว 186
5.5.3 Vertical rib 187
5.5.4 การป้องกันการรั่วซึมของน้ำ (Waterproofing) 187
5.5.5 รูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน (Grouting hole) 187

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5.5.6 ความสามารถในการทำงาน การจัดเรียงและการยึดของเหล็กเสริมแรง 188
5.5.7 การป้องกันการสึกกร่อนและการเกิดสนิม 188
5.5.8 รายละเอียดการออกแบบอื่นๆ 189
5.6 การผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 190
5.6.1 พื้นฐานทั่วไป 190
5.6.2 ค่าเผื่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 193
5.6.3 การตรวจสอบ 194

บทที่ 6 ทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์ 197
6.1 บทนำ 197
6.2 ทฤษฎีของ Muir Wood (1975) 197
6.3 ทฤษฎีของ Einstein (1979) 200
6.4 ทฤษฎีของ Erdmann (1985) 203
6.5 ทฤษฎีของ JSCE (Japan Society of Civil Engineers, 1996) 204
6.5.1 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ 204
6.5.2 แรงดันดินในแนวดิ่งและแนวราบ 205
6.5.3 แรงดันน้ำ 208
6.5.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่ 209
6.5.5 ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน 209
6.5.6 แรงต้านทานของดิน 210
6.5.7 น้ำหนักจากการก่อสร้าง 211
6.5.8 น้ำหนักภายใน 211
6.5.9 ผลกระทบจากแผ่นดินไหว 212
6.5.10 ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง 212
6.5.11 ผลกระทบจากการทำงานบริเวณใกล้เคียง 213
6.5.12 ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน 213
6.5.13 การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE (1996) 214
6.6 ทฤษฎีวิธี Beam-spring model 218

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

6.6.1 แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง 218
6.6.2 แนวคิดที่ใช้สำหรับแรงดันดินและแรงดันน้ำ 220
6.6.3 แนวคิดที่ใช้สำหรับแรงดันดินแนวดิ่งและแรงดันดินทางข้าง 220
6.6.4 ปฏิกิริยาของดิน 222
6.6.5 แรงดันน้ำ 226
6.6.6 น้ำหนักของตัวอุโมงค์ 226
6.6.7 แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้ออกแบบในวิธี Beam-spring model 226
6.7 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method) 227
6.7.1 บทนำ 227
6.7.2 ข้อพิจารณาเชิงทฤษฎีในการออกแบบทางวิศวกรรม (Theoretical consideration) 228
6.7.3 ลักษณะของชิ้นส่วนย่อย 232
6.7.4 ลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาทางด้านธรณีวิทยา 234
6.7.5 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) 235
6.7.6 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) 236
6.7.7 การคำนวณแรงดันของเหลวในโพรง (Pore fluid pressure calculation) ... 237
6.7.8 ปัญหาปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้าง (Soil-structure interaction problems) 239
6.7.9 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนของโครงสร้าง (Structural element models) .. 239
6.7.10 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนผิวสัมผัส (Interface models) 240
6.7.11 วิธีการวิเคราะห์ 241
6.7.12 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil Model) 242
6.7.13 วิธีการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ 253
6.8 ทฤษฎีการออกแบบเหล็กเสริม 254
6.8.1 กล่าวนำ 254
6.8.2 พื้นฐานการออกแบบ 255

บทที่ 7 กรณีศึกษาและผลการวิเคราะห์ 264
7.1 กล่าวนำ 264

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

7.2 โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน 264

7.3 สภาพทางธรณีวิทยา 266

7.4 รูปแบบของอุโมงค์ใต้ดิน และการวิเคราะห์แรงกระทำในแต่ละทฤษฎี 268

7.4.1 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น 269

7.4.2 อุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง 283

7.4.3 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น 297

7.4.4 อุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา 308

7.4.5 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ในระดับลึกที่สุด 321

7.5 ข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละทฤษฎี 334

7.6 การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 335

บทที่ 8 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ 339

8.1 บทนำ 339

8.2 การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง 339

8.2.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss) 340

8.2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting) 341

8.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss) 342

8.2.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance) 343

8.2.5 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure) 343

8.3 วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ 348

8.3.1 วิธี Empirical solution 348

8.3.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) 361

8.3.3 วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element method) 375

8.3.4 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network) 381

8.3.5 วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiment) 386

8.4 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน 398

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

8.4.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlements) 398

8.4.2 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (Single tunnel) 408

8.4.3 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Twin tunnels) 412

8.4.4 การวิเคราะห์เคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral Ground Deformation) 419

8.5 ผลกระทบจากการก่อสร้างในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน 428

8.5.1 ผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง 428

8.5.2 ผลกระทบจากการก่อสร้างใกล้เคียงกับอุโมงค์เดิม 432

บทที่ 9 เครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค 434

9.1 บทนำ 434

9.2 เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ (Selection criteria for instrumentation) 434

9.3 ประเภทของการตรวจวัด (Type of measurement) 434

9.3.1 อุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover tunnel) 434

9.3.2 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับตื้น 435

9.3.3 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน (Deep tunnel in rock) 435

9.4 การเก็บและแปลผลข้อมูล 436

9.5 รายละเอียดเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค 437

9.5.1 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) 437

9.5.2 เครื่องมือวัดการทรุดตัวระดับลึก (Borehole Extensometers) 453

9.5.3 เครื่องมือวัดค่าแรงดันน้ำ (Piezometer) 462

9.5.4 Tape extensometer 470

9.5.5 Pressure cells 474

9.5.6 Strain gauges 480

9.5.7 Beam sensors และ Tiltmeter 484

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

9.5.8 หมุดวัดการทรุดตัวระดับผิวดินด้านขนานอุโมงค์ (Settlement marker).... 490

9.5.9 หมุดวัดค่าการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวขวาง (Settlement array)..... 492

บทที่ 10 การปรับปรุงคุณภาพดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน 494

10.1 วัตถุประสงค์ 494

10.2 วิธีการปรับปรุงคุณภาพดิน 494

10.2.1 วิธีการ Jet grouting 495

10.2.2 วิธี Ground freezing 495

10.3กรณีศึกษางานปรับปรุงคุณภาพดินในงานขุดเจาะอุโมงค์ 504

10.3.1 สถานีใต้ดิน (Underground station) 504

10.3.2 อุโมงค์เข้า-ออกฉุกเฉิน (Intervention shaft) และอุโมงค์เชื่อมต่อ (Passenger adit)..... 506

10.3.3 บ่อพักน้ำ (Pump sump)..... 506

10.3.4 อุโมงค์เชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (Cross passage)..... 507

บทที่ 11 กรอบข้อกำหนดทางวิศวกรรมเพื่อคุ้มครองระบบรถไฟฟ้า..... 509

11.1 บทนำ 509

11.2 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน 509

11.2.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน 510

11.2.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน..... 513

11.2.3 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน..... 513

11.3 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างเชิงลาดและโครงสร้างระดับพื้นดิน 514

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

11.3.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด และโครงสร้างระดับพื้นดิน 514

11.3.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด และโครงสร้างระดับพื้นดิน 515

11.3.3 ข้อกำหนดสำหรับในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด 516

11.3.4 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างระดับพื้นดิน 516

11.4 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างยกระดับ 517

11.4.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ 519

11.4.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ 520

11.4.3 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ 520

11.5 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองปล่องระบายอากาศ 521

11.6 บทสรุป 521

บรรณานุกรม 522

ภาคผนวก ก 532

ภาคผนวก ข 539

ประวัติผู้เขียน 546

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

2.1 ประวัติของการเจาะอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา (Tunnel Engineering Handbook, 1996) 17

3.1 การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า (Suwansawat, 2002) 61

3.2 ความเค้นที่ยอมให้ของเหล็ก 73

3.3 ข้อดีของการใช้ EPB shield เปรียบเทียบกับหัวเจาะชนิดอื่น 104

4.1 ค่า Lead และ Plumb สำหรับผนังอุโมงค์รูปลิ่ม 40 มม. 146

5.1 แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต 172

5.2 แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก 173

5.3 แสดงขนาดเรียวและองศาของความเรียว 178

5.4 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กและแบบแผ่นเรียบ 186

5.5 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบคอนกรีต (without sheaths) 186

5.6 เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมและคอนกรีตหุ้ม 188

5.7 แสดงระยะที่ยอมให้ (หน่วยมิลลิเมตร) 193

6.1 แสดงประเภทน้ำหนักที่กระทำ 204

6.2 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างและสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาดิน 207

6.3 แสดงหน่วยน้ำหนักของวัสดุ (kN/m^3) 209

6.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ k แปรผันตามชนิดของดิน 217

6.5 ค่าตัวแปรความแข็งแรงที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่า Loosening earth pressure โดยวิธี Beam-spring model 221

6.6 แสดงค่าเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วๆไปกับวิธี Beam-spring model 221

6.7 ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) (Xuewu, 2002) 224

6.8 แสดงสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้างคูณกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model 225

7.1 ข้อมูลลักษณะของดินโดยทั่วไป 267

7.2 รูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์ 269

7.3 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ 272

7.4 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 272

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่ หน้า

7.5 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 273
7.6 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 276
7.7 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 277
7.8 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 279
7.9 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 280
7.10 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ 286
7.11 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 286
7.12 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 287
7.13 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 290
7.14 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 291
7.15 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 293
7.16 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 294
7.17 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ 299
7.18 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 300
7.19 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 301
7.20 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 304
7.21 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 304
7.22 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 307
7.23 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 307
7.24 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ 311
7.25 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 311
7.26 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 312
7.27 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 315
7.28 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 315
7.29 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 318
7.30 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 318
7.31 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ 323
7.32 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 324

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่ หน้า

7.33 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 325

7.34 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 328

7.35 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 328

7.36 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ 331

7.37 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ 331

8.1 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดิน 347

8.2 ข้อมูลแสดงค่าคงที่สำหรับหาการทรุดตัวที่ชั้นดินต่างๆ (O'Reilly and New, 1982) 353

8.3 แรงดันที่ใช้ Grouting และขนาดของการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินออกจากอุโมงค์ 427

สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
2.1	เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคโรมัน (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)	5
2.2	การขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า (Head and Bench) (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)	6
2.3	วิธีขุดเจาะอุโมงค์ในยุคแรก	7
2.4	ภาพตัดตามขวางวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบ Upraise method	7
2.5	ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียม	8
2.6	การติดตั้งค้ำยันและทำให้ส่วนโค้งผนังอุโมงค์แข็งแรงของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียม	8
2.7	ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน	9
2.8	การติดตั้งค้ำยันของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน	9
2.9	ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน (ปรับปรุง)	10
2.10	ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอังกฤษ	10
2.11	ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรีย	11
2.12	แสดงลำดับการขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอิตาลี	12
2.13	เซอร์ มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel, 1769-1849)	12
2.14	เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นโดยเซอร์มาร์ค บรูเนล	14
2.15	หัวขุดเจาะอุโมงค์ของเจมส์ เกทเฮด ซึ่งเป็นต้นแบบของหัวเจาะอุโมงค์รุ่นที่สอง	15
2.16	Holland tunnel ลอดใต้แม่น้ำฮัดสัน (Hudson River) เชื่อมระหว่างแมนฮัตตันกับนิวเจอซี	16
2.17	หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Slurry / Hydro shield	16
2.18	อุโมงค์ Qanat หรือ Kareez	24
2.19	ลักษณะภายในอุโมงค์ Qanat	24
2.20	ลักษณะของแหวนเสริมแรง	25
2.21	อุโมงค์ Eupalinos tunnel	25
2.22	อุโมงค์ Sapperton บนคลอง Thames & Severn	26
2.23	อุโมงค์ Box tunnel	26
2.24	แผนภาพการก่อสร้างอุโมงค์ The Thames tunnel ในกรุงลอนดอน	27
2.25	การตกแต่งภายในของอุโมงค์แม่น้ำเทมส์ ยุคกลางศตวรรษที่ 19	27
2.26	อุโมงค์ Thames ขุดเจาะใต้แม่น้ำ	28
2.27	อุโมงค์ Murray hill	28
2.28	สถานี Baker street	29

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

2.29 อุโมงค์ Seikan tunnel ในประเทศญี่ปุ่นอุโมงค์รถไฟที่ยาวที่สุดในโลก 29
2.30 ภายในอุโมงค์ Seikan tunnel ในประเทศญี่ปุ่น 30
2.31 แนวเส้นทางของอุโมงค์ Seikan 30
2.32 หน้าตัดขวางของอุโมงค์ Seikan (I.KITAMURA, 1979) 31
2.33 แนวเส้นทางอุโมงค์ Channel tunnel 32
2.34 อุโมงค์ Channel tunnel 32
2.35 สภาพทางธรณีวิทยาตลอดแนวอุโมงค์ Channel 34
2.36 ทางเข้าอุโมงค์ Laerdals tunnel – อุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก 34
2.37 อุโมงค์ Laerdals tunnel ในประเทศนอร์เวย์ – อุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก 35
2.38 แนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ 35
2.39 อุโมงค์ St. Gotthard tunnel จาก Göschenen ไปยัง Airolo ในประเทศสวิตเซอร์แลนด์ 37
2.40 อุโมงค์ Solbakk tunnel 37
2.41 อุโมงค์ Hsuehshan tunnel ในภาคเหนือของประเทศไต้หวัน 38
2.42 อุโมงค์ Rennsteig tunnel ในภาคกลางของประเทศเยอรมนี 38
2.43 อุโมงค์ North cape 39
2.44 อุโมงค์ Päijänne tunneli 39
2.45 แนวเส้นทางของ Päijänne tunneli 40
2.46 อุโมงค์ Lincoln tunnel 41
2.47 อุโมงค์ Chicago deep tunnel 41
2.48 ภายในอุโมงค์ Chicago Deep Project 42
2.49 อุโมงค์ Fenghuoshan 43
2.50 แนวเส้นทางอุโมงค์ Fenghuoshan ในจุดที่สูง 43
2.51 หมุดหลักฐาน รฟล. 45
2.52 สถานีรถไฟขุนตาน 46
2.53 อุโมงค์ขุนตาน 46
2.54 ภาพตัดการขุดเจาะอุโมงค์ขุนตาน (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552) 47
2.55 ภายในอุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวง 49
2.56 หัวขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล 50

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
2.57	ภายในสถานีของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล	50
2.58	ทางวิ่งรถไฟฟ้าใต้ดิน	51
2.59	แนวอุโมงค์โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน	51
2.60	รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์เขาพังเพย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)	52
2.61	ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพังเพย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)	53
2.62	รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์พุทธฉาย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)	54
2.63	ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพุทธฉาย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)	55
2.64	รูปหัวเจาะแบบ Earth pressure balance shield	57
2.65	ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment)	58
2.66	ขนถ่ายดินจากอุโมงค์โดยใช้รถ Muck car	58
2.67	โครงสร้างเหล็กช่วยในการรับแรงถีบตัวของหัวเจาะ	59
3.1	การค้ำยันผิวหน้าด้วยวิธีที่แตกต่างกัน (Maidl et al., 1996)	62
3.2	ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)	64
3.3	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล 1: Face, 2: Cutterhead, 3: Working Chamber,	64
3.4	EPB shield ใช้กับโครงการ Singapore MRT	65
3.5	ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)	65
3.6	หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1. Cutterhead 2. Bulkhead 3. Air-cushion	66
3.7	หัวขุดเจาะแบบ Slurry ที่ใช้กับการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใน Mexico City (1969)	66
3.8	ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	67
3.9	กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)	68
3.10	หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)	69
3.11	ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)	70
3.12	แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับ การเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน	70
3.13	น้ำหนักโดยรวมของต้นแบบหัวเจาะในปัจจุบัน (JSCE, 1996)	74
3.14	รูปร่างและลักษณะทั่วไปของหัวเจาะ	75
3.15	รายละเอียดของส่วนหาง	76
3.16	ระยะที่ยอมให้ สำหรับการขุดเจาะตามแนวโค้งและการปรับเบี่ยงเบนทิศทาง	76
3.17	ความยาวของหัวเจาะ	78

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางรอบนอก (D) กับความยาว (L) ของหัวเจาะ 78

3.19 ความยาวของส่วนหาง 81

3.20 ประเภทของหัวตัด 84

3.21 ประเภทของตัวค้ำยันหัวตัด 85

3.22 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางรอบนอกของหัวเจาะกับตัวคูณประกอบแรงบิด (JSCE, 1996) 86

3.23 รูปร่างของหัวสว่าน 87

3.24 ประเภทของการยึดติดหัวสว่าน 88

3.25 ตำแหน่งของ Cutter bearing seals 89

3.26 รูปร่างของ Cutter bearing seals 89

3.27 ระยะของการขุดเจาะเสริม 90

3.28 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางรอบนอกของหัวเจาะกับกำลังผลักดัน (JSCE, 1996) 92

3.29 ตัวอย่างการติดตั้งหัวกดที่เยื้องศูนย์กับผนังอุโมงค์ 93

3.30 ประเภทของชุดติดตั้ง 95

3.31 ตัวจับผนังอุโมงค์ 96

3.32 ชุดรักษารูปทรงของผนังอุโมงค์ 97

3.33 ประเภทของส่วนข้อต่อ 100

3.34 กลไกการทำงานของส่วนข้อต่อ 101

3.35 ส่วนประกอบสำคัญของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance shield) ... 104

3.36 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจาก เกลียวหมุนลำเลียงดิน 106

3.37 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) 106

3.38 รถจักรลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์ 107

3.39 จอควบคุมการทำงานของหัวเจาะ แสดงค่าพารามิเตอร์ระหว่างการขุดเจาะ 107

3.40 ผังลำดับการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน 108

3.41 แม่แรงหรือขาถีบไฮโดรลิคอยู่บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ 110

3.42 การยึดของแม่แรงต้านผนังอุโมงค์ เพื่อดันหัวเจาะเดินหน้าขณะทำการขุดเจาะ 111

3.43 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล 111

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.44 การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีศูนย์วัฒนธรรม โครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล 112

3.45 แผนผังแสดงช่องว่างที่ส่วนหาง ระหว่างผนังอุโมงค์กับหัวเจาะ 112

3.46 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบคอนกรีต 113

3.47 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ 113

3.48 แขนเครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ ติดตั้งผนังอุโมงค์ตามตำแหน่งที่ได้ออกแบบไว้ 114

3.49 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนวงผนังอุโมงค์ด้วยสลักโค้ง (Curve bolt) 114

3.50 สลักโค้ง (Curve bolt) 115

3.51 คนงานกำลังทำการขันสลักโค้ง (Curve bolt) ให้ยึดแน่น 115

3.52 การตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์ 116

3.53 การขนย้ายชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เข้าสู่เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ 116

3.54 Tail skin seal (wire brush seal) 118

3.55 การอัดฉีดปูนผ่านรูในผนังอุโมงค์ 118

3.56 การอัดฉีดปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน 119

3.57 กล้องสำรวจโดยใช้แสงเลเซอร์ (Laser theodolite) ติดตั้งอยู่หลังหัวเจาะอุโมงค์ 120

3.58 เป้ารับแสงเลเซอร์ (Laser target) ติดคงที่ไว้หลัง หัวเจาะ 120

3.59 ระบบแสดงผลควบคุมการขับเคลื่อนหัวเจาะ 121

3.60 ระบบข้อมูลการนำทางภายในห้องควบคุม 121

4.1 การยกพลิกตั้งหัวเจาะอุโมงค์ส่วนหน้าและใบตัดดิน 123

4.2 รถยกทำการยกหัวเจาะแต่ละส่วนหย่อนลงสู่ปล่องแนวดิ่ง 123

4.3 การยกหัวเจาะส่วน Cutter head และ Middle body วางบน Cradle 125

4.4 กระบอกไฮโดรลิคดันหัวเจาะ เคลื่อนไปข้างหน้า 125

4.5 ติดตั้ง Erector, Rear scaffold และ Screw conveyor ตามลำดับ 126

4.6 การประกอบหัวเจาะส่วน Rear body พร้อมติดตั้ง Shoving frame 126

4.7 การติดตั้งรางเลื่อน Segment hoist ส่วน Lower part 127

4.8 การติดตั้งสายน้ำ สายลม และสายน้ำอัดฉีดน้ำยาที่หน้าหัวเจาะ 127

4.9 หัวเจาะอุโมงค์ขณะดันผ่าน Entrance ring ของผนังปล่องแนวดิ่ง 128

4.10 การรื้อถอนผนังอุโมงค์ชั่วคราวครึ่งวง ช่วงขุดเจาะเริ่มแรก 129

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

4.11 รางคู่ สับหลีกราง (Switcher) และ Ramp ทางขึ้น-ลง 130
4.12 แผ่นพื้นก้นปล่องแนวดิ่งและสับรางไฮโดรลิค (Car shifter) 131
4.13 ขบวนรถ Segment car รถ Grout car และรถ Muck car 132
4.14 หัวเจาะผ่านทะลุผนังคอนกรีตเข้ามายังปล่องแนวดิ่ง 134
4.15 การประกอบผนังอุโมงค์และการฉีดน้ำปูนเพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ 135
4.16 การคำนวณหาระยะยืดของใบตัดส่วนเกินช่วงแนวโค้ง 136
4.17 ระยะยืดตัวที่ต่างกัน (Jack stroke difference) ของแม่แรงไฮโดรลิคในช่วงทางโค้ง 136
4.18 แนวขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงโค้งรูปตัวเอส S 138
4.19 ลักษณะการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ TBM ในช่วงโค้งรูปตัว S 139
4.20 ควบคุมหัวเจาะเข้าสู่แนว Design alignment จากโค้งรูปตัวเอส (S) 140
4.21 ปรับแก้แนวอุโมงค์และประกอบผนังอุโมงค์จากโค้งรูปตัวเอส (S) 140
4.22 หน้าตัดอุโมงค์และตำแหน่งติดตั้งผนังอุโมงค์รูปลิ่ม (K Segment) 141
4.23 ตำแหน่งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และการประกอบชิ้นส่วนรูปลิ่ม 142
4.24 ตำแหน่งการติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่มในแนวทางโค้งรัศมี R =200 เมตร 143
4.25 หน้าตัดของผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment) 144
5.1 ผนังอุโมงค์ 148
5.2 องค์ประกอบของโครงสร้างอุโมงค์รถไฟ 150
5.3 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้เป็นถนน 150
5.4 รูปตัดของอุโมงค์ระบายน้ำเสีย 151
5.5 รูปตัดของอุโมงค์ส่งน้ำ 151
5.6 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้ในการวางสายส่งกระแสไฟฟ้า 152
5.7 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้วางระบบโทรคมนาคม 152
5.8 รูปตัดอุโมงค์วางท่อก๊าซ 153
5.9 แสดงรูปตัดของอุโมงค์เอนกประสงค์ 154
5.10 ความสัมพันธ์ของเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะกับรัศมีความโค้ง 156
5.11 แสดงภาระน้ำหนักเหนืออุโมงค์น้อยที่สุดต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ Shield 157
5.12 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) 161
5.13 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ที่สร้างเสร็จแล้ว 161

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

5.14 หัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภท Earth pressure balance shield 164
5.15 วิธีการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์ 165
5.16 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง 166
5.17 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทประเภทคานคอนกรีต 166
5.18 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทแผ่นราบ 167
5.19 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค 167
5.20 แสดงลักษณะด้านข้างของวงแหวนผนังอุโมงค์ 168
5.21 หน้าตัดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 168
5.22 แบบจำลองผนังอุโมงค์ชนิด Typical 174
5.23 ผนังอุโมงค์ ชนิด Typical 174
5.24 แบบจำลองผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal segment) 175
5.25 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal segment) 175
5.26 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เคแบบใส่ภายในอุโมงค์ตามรัศมี 176
5.27 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เคแบบใส่ตามแนวยาวของอุโมงค์ 176
5.28 ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate 179
5.29 หน้าตัดประสิทธิผลของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 180
5.30 การกระจายค่าความเค้นดัดบนจุดต่อของหน้าตัด 182
5.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงผลักของแม่แรงและ Vertical rib 184
5.32 รูอากาศของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก 189
5.33 การเตรียมแบบหล่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 190
5.34 การตรวจสอบเหล็กเสริมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 191
5.35 การเทคอนกรีตลงแบบหล่อ 191
5.36 การตกแต่งผิวหน้าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 192
5.37 การบ่มชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 192
5.38 การวัดขนาด 194
5.39 แสดงการทดลองประกอบผนังอุโมงค์ 195
5.40 การตรวจสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของผนังอุโมงค์เมื่อประกอบเสร็จสิ้น 195
5.41 ทดสอบการรับน้ำหนักของผนังอุโมงค์ 196

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

6.1 แสดง Muir Wood's Method: lining วางตัวอยู่ใน Elastic ground 198

6.2 การจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein, 1979) 200

6.3 รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*) 201

6.4 รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Flexibility ratio (F^*) 201

6.5 การจำลองโมเดลของ Muir Wood และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัด 203

6.6 Loosening pressure 206

6.7 แสดงลักษณะ Hydrostatic Pressure 208

6.8 แสดงแบบจำลองสปริง 210

6.9 แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของ ทฤษฎี JSCE (1996) 214

6.10 แสดงลักษณะรูปร่างชิ้นส่วนประกอบของวิธี Beam-spring model 219

6.11 แสดงการเปรียบเทียบการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วๆไปและวิธี Beam-spring model 219

6.12 แสดงแรงดันดินแนวดิ่งและแรงดันดินทางข้างของวิธี Beam-spring model 220

6.13 แสดงระบบ Spring กระทำในทิศทางตามแนวรัศมี และตามแนวยาว 222

6.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันดินประสิทธิผลกับค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี 223

6.15 แสดงแรงดันน้ำใต้ดินของวิธี Beam-spring model 226

6.16 ส่วนประกอบของความเค้น (Stress components) 3 มิติ 229

6.17 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด 230

6.18 ลักษณะชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยม 232

6.19 แสดงตัวแปรอิสระของชิ้นส่วนย่อยรูปสามเหลี่ยม 233

6.20 ตัวอย่างระนาบความเครียด 234

6.21 ตัวอย่างปัญหาที่มีความสมมาตรตามแนวแกน 235

6.22 ตัวอย่างปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง 239

6.23 ตัวอย่างการใช้ชนิดชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ 240

6.24 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ 241

6.25 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง 247

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
6.26	พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)	248
6.27	พื้นผิวครากของมอร์-คูลอมบ์ในแบบสามมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)	248
6.28	ผลของมุมไดเลชั่นต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์	249
6.29	แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation plot)	250
6.30	ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS)	251
6.31	ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening soil	252
6.32	กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial	252
6.33	กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test	253
6.34	รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินของ Mair et. al. (1993)	254
6.35	แสดงแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์	255
6.36	การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัด	256
6.37	สมมติฐานของ Whitney สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด	258
7.1	แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน	265
7.2	รูปแบบของอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินเฉพาะโครงสร้างใต้ดิน	266
7.3	สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน	267
7.4	แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน	268
7.5	สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น	270
7.6	Model geometry ของกรณีที่ 1	280
7.7	Bending moment สูงสุด 36 kNm/m	281
7.8	Axial force สูงสุด -457 kN/m	281
7.9	บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 1	282
7.10	บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 2	282
7.11	แผนผังโมเมนต์ดัด กรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น	283
7.12	สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง	284
7.13	Model geometry ของกรณีที่ 2	294
7.14	โมเมนต์ดัดสูงสุด 57 kNm/m สำหรับอุโมงค์ด้านล่าง และ 15 kNm/m สำหรับอุโมงค์	295
7.15	แรงในแนวแกนสูงสุด -1070 kN/m สำหรับอุโมงค์ด้านล่าง และ -557 kN/m สำหรับ	295

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

7.16 การเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือน (Incremental shear strains) ของอุโมงค์แบบซ้อนทับ 296
7.17 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง 297
7.18 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น 297
7.19 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น 308
7.20 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา 309
7.21 แบบจำลองของกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา 319
7.22 แผนผังโมเมนต์ดัด ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 39 kNm/m 319
7.23 แผนผังแรงในแนวแกน ค่าแรงในแนวแกนสูงสุด -1160 kN/m 320
7.24 บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูน (Grouting pressure) 320
7.25 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา 321
7.26 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ที่ระดับลึกที่สุด 321
7.27 แบบจำลองของกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ในระดับลึกที่สุด 332
7.28 แผนผังโมเมนต์ดัด ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 104 kNm/m 332
7.29 แผนผังแรงในแนวแกน ค่าแรงในแนวแกนสูงสุด -1480 kN/m 333
7.30 แผนผังโมเมนต์ดัด กรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ที่ระดับลึกที่สุด 333
7.31 แรงดันดินที่วัดได้จาก Pressure Cell No.TPC 2380 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำ (MWA) และตำแหน่งการติดตั้ง 335
7.32 หน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์ 338
7.33 ตัวอย่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เตรียมไว้สำหรับวัสดุกันซึมแบบ 1 ชั้น และ 2 ชั้น 338
8.1 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ 341
8.2 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ 341
8.3 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ 342
8.4 การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ 343
8.5 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน 343
8.6 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ 344
8.7 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์ 345
8.8 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์ 345

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

8.9 นิยามที่เกี่ยวกับการทรุดตัวและการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ของอุโมงค์ (Tunnel Engineering Handbook, 1996) 346

8.10 ความสัมพันธ์ของเส้นกราฟความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์ 349

8.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์กับค่า Trough width parameter (i) ในดินชนิดต่างๆ (Peck, 1969) (Tunnel Engineering Handbook, 1996) 350

8.12 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึก (Atkinson and Potts, 1977) 351

8.13 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึกจากในสนามและจากแบบจำลอง (Ward and Pender, 1981) 352

8.14 การเสียรูปของดินรอบอุโมงค์ที่จำลองอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Kimura and Mair, 1981) 354

8.15 กราฟแสดงขอบเขตของค่า Inflection point (i) ของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว 354

8.16 การเสียรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (Potts, 1976) 356

8.17 การเสียรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (after Cording et al., 1976) 356

8.18 การประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินของดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (Cording and Hansmire, 1975) 357

8.19 การทรุดตัวตามแนวยาวจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ 358

8.20 ลักษณะพิกัดของการวิเคราะห์การทรุดตัวตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982) .. 359

8.21 รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวเสนอโดย Attewell and Woodman (1982) 360

8.22 รูปภาพจริงตามหลักของ Veruijt and Booker 362

8.23 การสูญเสียมวลดินรูปวงรี (Verruijt and Booker, 1996) 364

8.24 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินแบบ Oval-Shaped รอบอุโมงค์ 364

8.25 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดินโดย Lee et al. (1992) 366

8.26 ช่องว่างทางกายภาพ (GAP) 367

8.27 แรงดันที่เกิดขึ้นทางด้านหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะ 368

8.28 รูปแบบของดินและขอบเขตเงื่อนไขของการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998) 370

8.29 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่เข้าสู่อุโมงค์ 371

8.30 รูปแบบของการเสียรูปของดินแบบวงรีรอบอุโมงค์ (Loganathan and Poulos,1998) 371

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

8.31 ลักษณะการเสียรูป u_ε และ u_δ ของผนังอุโมงค์ 374

8.32 แสดงถึงตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณในสมการของ Pinto (1999) 375

8.33 การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะโดย "Excavation elements" (Akagi and Komiya, 1996) 377

8.34 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akagi and Komiya, 1996) 378

8.35 โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์ 379

8.36 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005) 379

8.37 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า workmanship ที่ถูกกำหนดโดยการสูญเสียมวลดินที่ค่าต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005) 380

8.38 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong, 2005) 380

8.39 โครงข่ายประสาทเทียมแบบ Feed-Forward 381

8.40 ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing) 384

8.41 โครงสร้างสถาปัตยกรรมของโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ 385

8.42 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง 386

8.43 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้างโดยเพิ่มหน่วยปัจจัยหัวเจาะ 386

8.44 แบบจำลองที่บอกถึงเงื่อนไขภายนอกและขนาดของหัวเจาะ (Atkinsion and Potts, 1977) 387

8.45 กราฟเปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการทดลองเปรียบเทียบกับข้อมูลที่นำเสนอโดย Peck (1969) 389

8.46 แบบจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ที่สร้างขึ้นในดินอ่อน (Kimura and Mair, 1981) 390

8.47 ภาพตัดแสดงลักษณะของอุโมงค์ (Kimura and Mair, 1981) 391

8.48 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ (Kimura and Mair, 1981) 391

8.49 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์ 392

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

8.50 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน ในกรณีมีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ L/D = 0 และ H/D = 1.5 (Kimura and Mair, 1981) 392

8.51 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ ในลักษณะสามมิติ 393

8.52 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินในกรณีไม่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินจากด้านบน โดยที่ L/D = 2 และ H/D = 1.5 (Kimura and Mair, 1981) 394

8.53 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ในลักษณะสามมิติ 394

8.54 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะใช้ในการทดลองแบบหมุนเหวี่ยง (Nomoto et al., 1999) 395

8.55 หัวเจาะจำลองขนาดเล็กและครบกระบวนการสร้างช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Nomoto et al., 1999) 396

8.56 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวอุโมงค์ที่มีช่องว่าง v = 2 มม. (after Nomoto et al., 1999) 397

8.57 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999) 398

8.58 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน แรงดันหน้าหัวเจาะและความเร็วการขุดเจาะโดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมและสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ 400

8.59 การเตรียมแนวหัวเจาะทะลวง (Tunnel soft eye) บนผนังไดอะแฟรม 401

8.60 โครงเหล็กรับแรงผลักที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์ 401

8.61 หัวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังไดอะแฟรม ของสถานีศูนย์วัฒนธรรม 402

8.62 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Temporary lining rings) 402

8.63 อุปกรณ์ชั่วคราวระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงเริ่มต้น 403

8.64 อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์ 403

8.65 การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (ผนังอุโมงค์วงที่ 49) 405

8.66 พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง (Kimura and Mair, 1981) 406

8.67 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ 406

8.68 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101) 407

8.69 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผนังอุโมงค์วงที่ 164) 407

8.70 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง d (ผนังอุโมงค์วงที่ 208) 408

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

8.71 รูปแบบการทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ 408

8.72 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 409

8.73 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 409

8.74 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี 410

8.75 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C ติดตั้งระหว่างสถานีเพชรบุรี และสถานีสุขุมวิท 410

8.76 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานี ศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย 410

8.77 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานี ศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย 411

8.78 การใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว 411

8.79 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ 413

8.80 ตำแหน่งแนวหมุดวัด (Settlement Array) เหนืออุโมงค์คู่ 414

8.81 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่ 414

8.82 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่ 414

8.83 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด SS-5T-52e-s ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่ 415

8.84 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ 416

8.85 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธี ทับซ้อนกราฟ 417

8.86 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธี ทับซ้อนกราฟ 417

8.87 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด SS-5T-52e-sเปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธี ทับซ้อนกราฟ 418

8.88 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน *i* สำหรับแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional Settlement) 418

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

8.89 ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker) ที่จำเป็นสองตำแหน่งเหนืออุโมงค์คู่ 419

8.90 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer 420

8.91 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-03 421

8.92 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-05 422

8.93 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-04 423

8.94 ตำแหน่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ขณะผ่านเครื่องมือวัด Inclinometer 424

8.95 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของเครื่องเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน 425

8.96 อิทธิพลจากการ Grouting ที่ส่งผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน 427

8.97 รูปร่างทางเรขาคณิตของอุโมงค์สำหรับการวิเคราะห์ในแต่ละชุดของข้อมูล (Gordon T.K. et. al., 2005) 429

8.98 แบบจำลองทางเรขาคณิต (L.T. Chen. et. al., 1999) 429

8.99 แบบจำลองทางเลขาคณิตแบบ Side by side and piggyback (T.I. Addenbrooke และ D.M. potts, 2001) 430

8.100 ผลกระทบต่อโครงสร้างอุโมงค์ข้างเคียงจากการขุดเจาะ (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2548).... 431

8.101 การจำลองทางเรขาคณิตของการปฏิสัมพันธ์ของเสาเข็มกลุ่มและอุโมงค์ (Schroeder, F.C., Potts D.M. และ T.I. Addenbrooke (2005) 433

9.1 แสดงสัญลักษณ์ของเครื่องมือต่างๆ 434

9.2 ตำแหน่งของเครื่องมือในงานก่อสร้างอุโมงค์ขุดแล้วกลบ 435

9.3 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ตื้น 436

9.4 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ลึกในชั้นหิน 436

9.5 วัดค่าการเคลื่อนตัวในบริเวณที่เกิดแรงเฉือน 439

9.6 ตรวจสอบการเคลื่อนที่ของดินที่มีผลต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ความมั่นคงและระบบค้ำยัน 439

9.7 ติดตามค่าเสถียรภาพและการเคลื่อนของดินด้านข้างเขื่อน 440

9.8 ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินด้านหลังเขื่อน และการเคลื่อนตัวของคอนกรีตที่ด้านหน้า..... 441

9.9 วัดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณที่เกิดแรงเฉือน 441

9.10 แสดงส่วนประกอบของ Inclinometer 442

9.11 ตัวอย่าง Casing ชนิดต่างๆ 443

9.12 แสดง Inclinometer probe 443

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
9.13	แสดง Readout unit	444
9.14	Inclinometer	445
9.15	หลักการทำงานของ Inclinometer	445
9.16	แสดงการเบี่ยงตัวด้านข้าง	446
9.17	ลักษณะของ O-ring	448
9.18	การติดตั้งแบบ Grout Valve	450
9.19	การติดตั้งแบบ Pre-Grouted Borehold	451
9.20	แสดงทิศทางของ A_0 A_{180} B_0 B_{180}	452
9.21	การแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างโดยการใช้ Inclinometer	452
9.22	แสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์	453
9.23	ติดตามค่าการทรุดตัวแนวดิ่งที่ฐานของเขื่อน (ใช้ Magnetic extensometer)	454
9.24	ติดตามเสถียรภาพของอุโมงค์ (ใช้ Rod extensometer)	454
9.25	แสดงความแตกต่างของ Extensometer ในแบบ Probe และแบบ Rod	455
9.26	ส่วนประกอบของMagnetic Extensometer	456
9.27	แสดงการติดตั้ง Megnetic Extensometer	457
9.28	ส่วนประกอบของ Sondex extensometer	458
9.29	แสดงการติดตั้ง Sondex extensometer	459
9.30	Magnetic extensometer และ Sondex extensometer	459
9.31	Tension & Untension Rod extensometer	460
9.32	Depth micrometer และ Top caps สำหรับป้องกันส่วนหัวอ้างอิง (Reference head)	460
9.33	Multi-Point Rod Extensometer	461
9.34	ติดตามแรงดันน้ำขณะปั๊มน้ำเข้า	463
9.35	แรงดันและติดตามการเปลี่ยนแปลง ณ. จุดต่างๆ	463
9.36	ติดตามแรงดันน้ำใต้ตัวเขื่อน	463
9.37	แสดงวิธีการติดตั้ง Standpipe ในแบบต่างๆ	464
9.38	แสดงการทำงานของหัวตรวจระดับน้ำ(Water level indicator) อย่างง่าย	465
9.39	ตัวอย่างหัวตรวจระดับน้ำ (Water level indicator) และท่อยืน (Stand pipe)	465
9.40	แสดงหลักการทำงานของ Hydraulic piezometer	466

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
9.41	แสดงการทำงานของ Pneumatic piezometer	467
9.42	ส่วนประกอบของหัว Pneumatic piezometer อย่างง่าย	467
9.43	ตัวอย่างหัว Pneumatic piezometer และ Read out unit	467
9.44	ส่วนประของหัว Vibrating wire piezometer อย่างง่าย	468
9.45	ตัวอย่าง Vibrating wire piezometer	468
9.46	แสดงการติดตั้งหัว Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นดินเหนียว	469
9.47	แสดงวิธีการติดตั้งหัว Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นทราย	470
9.48	รูปแสดงการติดตั้งจุดอ้างอิง (Reference point) ตำแหน่งต่างๆ	470
9.49	Tape extensometer	471
9.50	แสดงส่วนประกอบของ Tape extensometer	471
9.51	จุดอ้างอิง (Reference point)	472
9.52	Index mark	472
9.53	Digital Display	472
9.54	Groutable rebar anchors	473
9.55	Expansion anchors	473
9.56	ใช้วัดความเค้นที่กระทำต่ออุโมงค์ (รูปล่าง)	474
9.57	หาค่าความเค้นและแรงดันที่กระทำต่อโครงสร้าง	474
9.58	Total pressure cell	475
9.59	แสดงการติดตั้ง Total pressure cell ในดิน	476
9.60	แสดงการติดตั้ง Total pressure cell ในโครงสร้างสำเร็จรูป	476
9.61	Jackout pressure cell	477
9.62	แสดงการติดตั้ง Jackout pressure cell	477
9.63	Radial และ Tangential pressure cells	478
9.64	Radial pressure cells	478
9.65	Tangential pressure cells	478
9.66	แสดงการติดตั้ง Radial และ Tangential pressure pells	479
9.67	ติดตามค่าแรงดัดในผนัง และคำนวณน้ำหนักในชิ้นส่วนค้ำยัน	480
9.68	ส่วนประกอบของ Surface mount strain gauge	481

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

9.69 การติดตั้ง Mounting plate กับโครงสร้างคอนกรีต 482
9.70 ส่วนประกอบของ Embedment strain gauge 482
9.71 การติดตั้ง Embedment Strain Gauge 483
9.72 ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างใกล้กำแพงกันดิน 484
9.73 วัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างบริเวณที่อาจเกิดการพังทลายของดิน 484
9.74 แสดงการติดตั้งและอุปกรณ์ของ EL – Beam sensor 486
9.75 แสดงทิศทาง แขวนที่วางในแนวราบ (Horizontal beam) 486
9.76 แสดงทิศทาง แขนที่วางตัวในแนวดิ่ง (Vertical beam) 487
9.77 แสดงการติดตั้ง Vertical–Beam Sensor 487
9.78 ตัวอย่าง Tilt meter และอุปกรณ์ 488
9.79 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์ Tiltmeter เข้ากับโครงสร้าง 489
9.80 ประกอบความเข้าใจการแปลผลข้อมูล 489
9.81 แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวขนานกับอุโมงค์ 490
9.82 ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker) 490
9.83 แสดงระยะการทรุดตัวตามแนวยาวบนผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ 491
9.84 แสดงการทรุดตัวตามยาวบนผิวดิน (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน) 492
9.85 แสดงการวัดการทรุดตัวของดินในแนวขวางกับตัวอุโมงค์ 493
9.86 แสดงผลการวัดค่าการทรุดบนผิวดินตามแนวขวางอุโมงค์ในรูปของกราฟ 493
10.1 รูปแบบทั่วไปของวิธีการ Ground freezing 497
10.2 รูปตัดตามยาวแสดงขั้นตอนการติดตั้ง Freezing pipe 498
10.3 การติดตั้ง Cooling pipe ขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ 499
10.4 การติดตั้ง เหล็กตะแกรง (Wire mesh) และเหล็กเสริมโค้ง (Steel arches) 500
10.5 การฉีดพ่นคอนกรีต (shotcrete) 500
10.6 การขุดเจาะอุโมงค์ส่วนล่าง (invert) 501
10.7 แนวเส้นทางโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในเมืองซูริค 502
10.8 การติดตั้ง Sheet piles และการทำ deep compaction เพื่อลดการซึมผ่านได้ของน้ำใต้ดิน 503
10.9 ลักษณะของ Frozen body 503
10.10 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธี NATM จากทางปล่อง Shafts ทั้ง 2 ข้าง 504

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

10.11 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินในกรณีหัวเจาะเข้า-ออกที่สถานีวังบูรพา 505

10.12 รูปตัดของการปรับปรุงคุณภาพดินในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ที่สถานีวังบูรพา. 505

10.13 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ที่อุโมงค์เข้า-ออกที่ 1 506

10.14 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับบ่อพักน้ำ 507

10.15 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับอุโมงค์เชื่อมต่อ 508

11.1 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน 511

11.2 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน 511

11.3 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของโครงสร้างแบบเปิดหน้าดินแล้วกลบ 512

11.4 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนและเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของปล่องระบายอากาศ 512

11.5 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนและเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างเชิงลาด 515

11.6 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างระดับพื้นดิน 515

11.7 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับแบบเสาเดี่ยว 518

11.8 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของโครงสร้างสถานียกระดับ 518

11.9 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับแบบเสายืนสองข้าง 519

1.3 สมมติฐานของการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้นำเสนอคู่มือการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินและซอฟต์แวร์การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินจะถูกพัฒนาไว้ใช้งานในประเทศไทยขึ้นเป็นครั้งแรก แทนที่ซอฟต์แวร์ต่างประเทศที่ราคาแพงและไม่สอดคล้องกับสัณฐานดินของประเทศไทย โดยช่วยให้วิศวกรไทยได้เรียนรู้ถึงกระบวนการออกแบบที่เข้าใจได้ง่ายและยังสามารถทดสอบทฤษฎีการออกแบบได้หลายทฤษฎีเพื่อให้เหมาะสมกับแต่ละงานมากที่สุด ซึ่งเป็นโปรแกรมแรกที่นำพารามิเตอร์การควบคุมหัวเจาะซึ่งมีผลต่อการพฤติกรรมของอุโมงค์อย่างมากมาใช้ในการออกแบบให้ดียิ่งขึ้น โดยใช้ระบบ AI เป็นตัวคัดเลือกตัวแปรให้ได้ค่าที่เหมาะสมที่สุดจากฐานข้อมูลจัดการความรู้ซึ่งยังสามารถนำไปใช้ในกรณีการก่อสร้างทั่วไปได้อีกด้วย รวมทั้งการใส่เหล็กเสริมและสลักยึดผนังอุโมงค์จะทำการคำนวณได้โดยสะดวกเพียงขั้นตอนเดียวซึ่งยังไม่สามารถทำได้มาก่อน ซอฟต์แวร์นี้จะแก้ไขส่วนบกพร่องในอดีตและล้ำหน้ากว่าโดยมีต้นทุนต่ำกว่ามากและเป็นผลผลิตของทีมวิจัยไทยซึ่งทำให้การออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ทำได้รวดเร็วและปลอดภัยในราคาที่เหมาะสม นำไปสู่การพึ่งพาตนเองด้านเทคโนโลยีส่งผลให้ประหยัดงบประมาณการก่อสร้างได้มหาศาล อีกทั้งผลิตบุคลากรผู้เชี่ยวชาญในระดับปริญญาโทเพื่อทดแทนการนำเข้าบุคลากรผู้เชี่ยวชาญราคาแพงจากต่างประเทศ

1.4 ขอบเขตของการศึกษา

ในการศึกษามีการเก็บรวบรวมข้อมูลทางธรณีวิทยาและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในโครงการรถไฟฟ้า ส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน เพื่อนำมาวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินให้ครอบคลุมตลอดแนวเส้นทางใต้ดินของทั้งโครงการ พร้อมทั้งทำคู่มือการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย และศึกษาและพัฒนาซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย

1.5 ขั้นตอนการศึกษา

ในการศึกษางานวิจัย มีขั้นตอนของการวิจัยดังนี้

1.ขุดเจาะสำรวจดิน และทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินเพื่อได้พารามิเตอร์ที่ถูกต้อง

2. เก็บรวบรวมข้อมูลการทำงานและพารามิเตอร์ควบคุมของหัวขุดเจาะอุโมงค์

3. ศึกษาและวิจัยพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์และการก่อสร้างใต้ดินที่เกิดขึ้นในประเทศไทยและวิเคราะห์กรณีศึกษาในต่างประเทศ ทั้งที่ประสบความสำเร็จและที่เกิดปัญหาเพื่อพัฒนาฐานข้อมูลจัดการความรู้ (Knowledge management)

4. คิดค้นและวิจัยวิธีการคำนวณและวิเคราะห์แรงกระทำทั้งหมดและทดลองเปรียบเทียบ เพื่อหาวิธีการที่เหมาะสมที่สุดสำหรับประเทศไทย

5. พัฒนาโปรแกรมการออกแบบอุโมงค์ใต้ดินและทำการ Optimization โปรแกรม

6. พัฒนาระบบการคำนวณและแสดงปริมาณเหล็กเสริม หน้าตัดคอนกรีตที่ประหยัดและปลอดภัย

8. ทดลองใช้โปรแกรมเพื่อตรวจสอบประสิทธิภาพทั้งในห้องปฏิบัติการของมหาวิทยาลัยและภาคสนามโดยได้รับการสนับสนุนจากบริษัทออกแบบอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยาย

บทที่ 2
ประวัติความเป็นมาของอุโมงค์

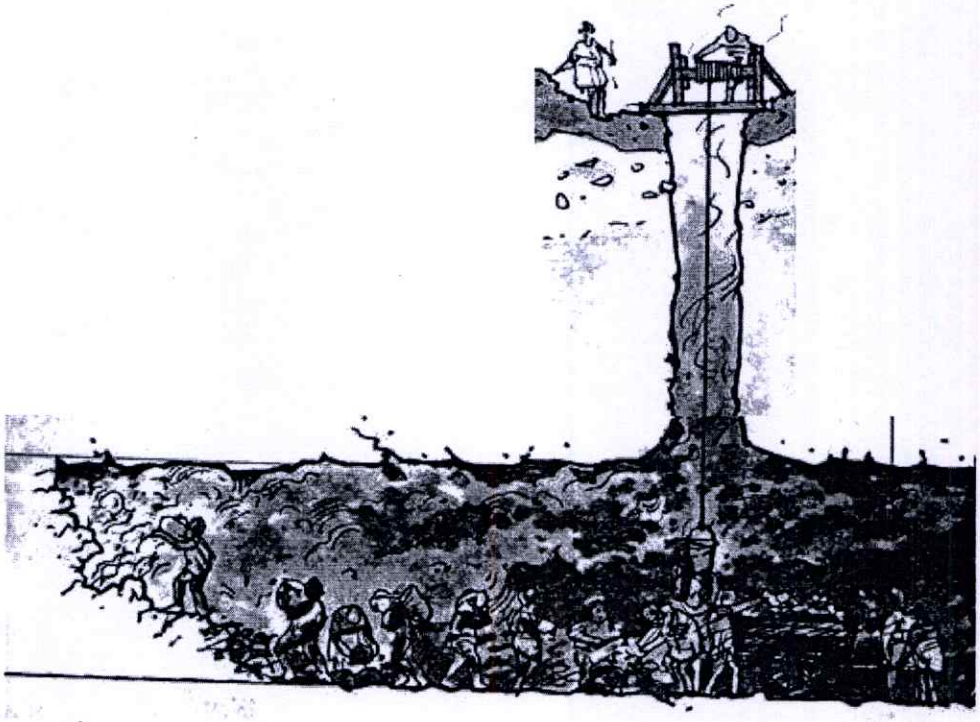
2.1 กล่าวนำ

เนื่องด้วยการพัฒนาระบบสาธารณูปโภคได้เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในทุกประเทศทั่วโลก อีกทั้งปัจจัยด้านพื้นที่บนดินมีจำกัดจึงทำให้เกิดโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินขึ้นมากมายเพื่อตอบสนองความต้องการทางด้านการขนส่งมวลชน จนถึงระบบสาธารณูปโภคอื่นๆ ในประเทศไทยเองก็เช่นกันได้มีโครงการอุโมงค์ใต้ดินเกิดขึ้นอย่างมากในปัจจุบัน ตั้งแต่อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรก คือ สายเฉลิมรัชมงคล อุโมงค์ประปาขนาดใหญ่ อุโมงค์สำหรับสายส่งกระแสไฟฟ้า และอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อป้องกันน้ำท่วม การขุดเจาะอุโมงค์ดังกล่าวใช้วิธีการขุดเจาะด้วยหัวขุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุล หรือ Earth Pressure Balance (EPB) Shield ซึ่งเป็นวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน โดยเฉพาะในการขุดผ่านชั้นดินเหนียว และยังสามารถใช้ในกรณีดินทรายได้ หากใช้โฟม ช่วยขณะทำการขุดเจาะ อย่างไรก็ตามกว่าที่เราจะสามารถขุดเจาะอุโมงค์ได้อย่างปลอดภัยในปัจจุบัน ในอดีตวิศวกรอุโมงค์ได้ผ่านความยากลำบากในการก่อสร้างอุโมงค์อย่างมาก ซึ่งในการก่อสร้างอุโมงค์ในแต่ละโครงการนั้น เป็นงานที่ซับซ้อนและต้องใช้งบประมาณมหาศาล อีกทั้งมีโอกาสเกิดการพังทลายอยู่บ่อยครั้ง ซึ่งคร่าชีวิตคนและส่งผลเสียหายอย่างรุนแรงต่ออาคารข้างเคียงและสิ่งแวดล้อม จนทำให้ต้องมีการพัฒนาเครื่องมือและวิธีการขุดเจาะให้ทันสมัยมากขึ้น เพื่อป้องกันการสูญเสียดังกล่าว บทนี้จะนำเสนอการพัฒนาเทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ตั้งแต่ในอดีตมาจนถึงปัจจุบัน โดยจะเน้นการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนเนื่องจากเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ที่เกิดขึ้นมากและมีความสำคัญที่สุดในปัจจุบัน

2.2 เทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ในอดีต

มนุษย์ได้ริเริ่มการขุดเจาะอุโมงค์มาตั้งแต่ยุคดึกดำบรรพ์ ในสมัยก่อนมนุษย์เราได้อาศัยถ้ำเป็นที่อยู่อาศัยจากหลักฐานทางประวัติศาสตร์ที่ประเทศออสเตรีย มีอายุ 40,000 ปี ก่อนคริสต์ศักราช โดยภายในอุโมงค์เก่าแก่บางแห่ง ใช้เป็นแหล่งอ้างอิงทางประวัติศาสตร์ได้ดี เพราะมีภาพเขียน และลายลักษณ์อักษรโบราณ แต่ได้เริ่มบันทึกเป็นหลักฐานอย่างชัดเจนในสมัยกรีกและโรมัน หรือเมื่อ 2-3 พันปีก่อน ในสมัยนั้นชาวกรีกและโรมันรู้จักการขุดเจาะอุโมงค์เพื่อส่งน้ำหรือที่รู้จักกันว่า Aqua-duct โดยสามารถสร้างได้ยาวเป็นกิโลเมตร อุโมงค์ส่วนใหญ่ในยุคก่อนมักจะเจาะผ่านชั้นหิน โดยอาศัยแรงงานคนเป็นหลัก วิธีการก่อสร้างในยุคแรกนั้นคนงานก็จะใช้สิ่วค่อยๆสกัดไปทีละน้อยต่อมาเริ่มรู้จักใช้ไฟเผาหน้าหินให้ร้อนจัดก่อนจากนั้นจึงใช้น้ำราด เพื่อให้เกิดการ

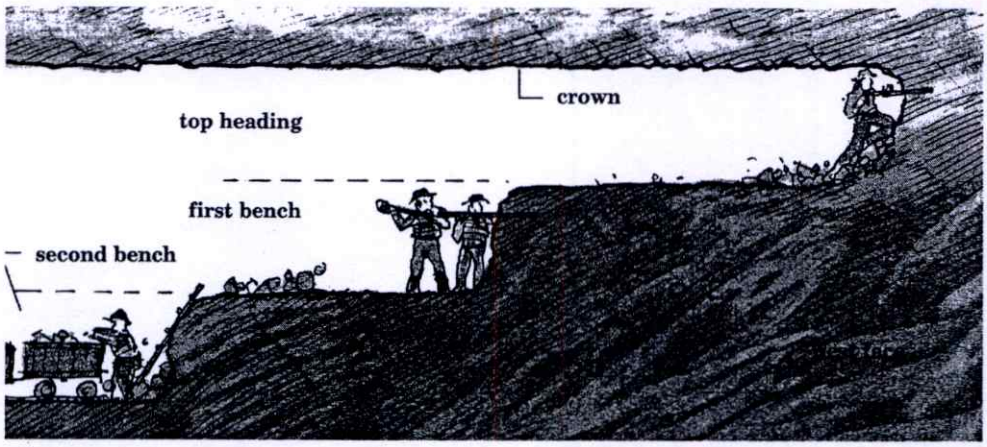
เปลี่ยนแปลงอุณหภูมิอย่างฉับพลัน ทำให้หินเกิดการแตกร้าวและง่ายต่อการสกัดออกดังแสดงในรูปที่ 2.1 การก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตนี้จะใช้คนงานจำนวนมหาศาล และใช้เวลานานนับสิบปี ดังตัวอย่างเช่น อุโมงค์ส่งน้ำในยุคของซีซาร์คลอเดียส แห่งอาณาจักรโรมันซึ่ง ต้องใช้แรงงานถึง 30,000 คน ใช้เวลานานถึง 10 ปี อีกทั้งในช่วงประมาณ 2160 ถึง 2180 ปีก่อนคริสต์ศักราช มีการก่อสร้างอุโมงค์คนเดินเท้ายาวกว่า 900 เมตร ลอดใต้แม่น้ำยูเฟรติสแถบดินแดนเมโสโปเตเมีย เพื่อเชื่อมต่อระหว่างพระราชวังและโบสถ์ โดยทำการเบี่ยงแนวทางการไหลของแม่น้ำในช่วงน้ำแล้ง



รูปที่ 2.1 เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคโรมัน (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

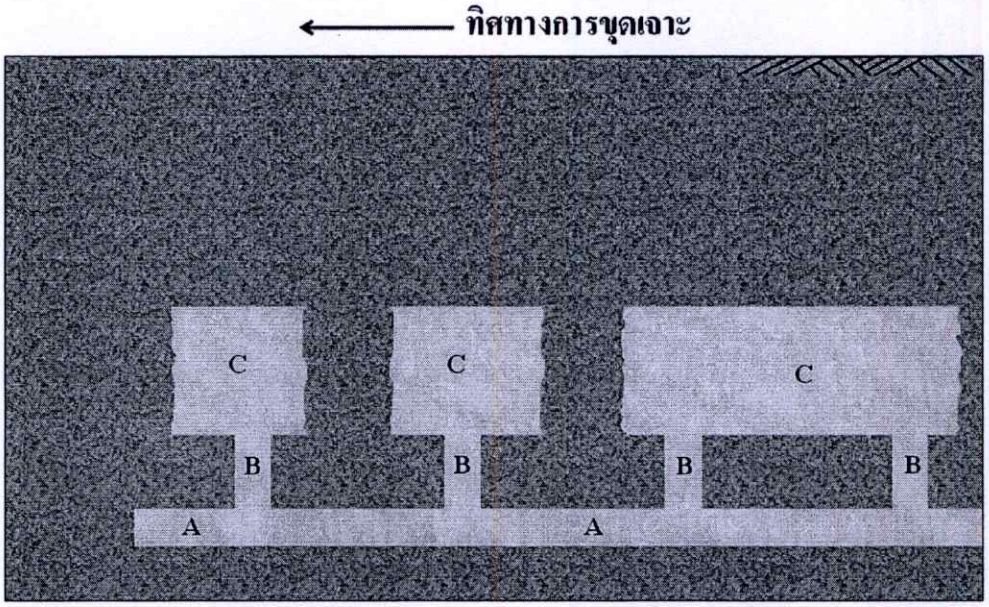
ต่อมามนุษย์เริ่มท้าทายธรรมชาติมากขึ้น โดยเริ่มมีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน (Soft ground) และหินที่มีความแข็งแรงน้อยมากขึ้น ซึ่งความยากและอันตรายของการขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นอยู่กับระยะเวลาการคงตัวของดินหรือ Stand-up time ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของดินและระดับของน้ำใต้ดิน จึงเริ่มมีการพัฒนาการขุดแบบ Head and Bench ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า โดยจะขุดจากด้านบนของอุโมงค์ (Head) ออกไปก่อน จากนั้นจึงเริ่มขุดด้านล่าง (Bench) ตามออกไป ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ก่อนติดตั้งค้ำยัน ซึ่งในอดีตจะเป็นไม้หรือก่ออิฐเพื่อสร้างเป็นผนังอุโมงค์ ในยุคนี้เครื่องมือที่ใช้ในการขุดเจาะมีการพัฒนามากขึ้นและเริ่มใช้วัตถุระเบิดช่วยในการก่อสร้าง แต่การขุดเจาะดินแบบนี้ยังมีความเสี่ยงสูง เนื่องจากดินด้านหน้าและด้านบนของอุโมงค์จะพังทลายเข้ามา หากติดตั้งค้ำยันไม่ทันหรือค้ำยันไม่แข็งแรงพอ หรือหากขุดเจาะอุโมงค์ใต้ระดับน้ำใต้ดินก็มักเกิดปัญหาการไหลของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ จนถึงขนาดเกิดน้ำท่วมภายในอุโมงค์ และดิน

โดยรอบถล่มลงมาสร้างความเสียหายอย่างรุนแรงได้ ในช่วงปี ค.ศ. 1759 ถึง 1761 มีการขุดอุโมงค์เพื่อใช้เป็นคลองใต้ดินสำหรับขนส่งถ่านหินเป็นระยะทางประมาณ 16 กิโลเมตร (10 ไมล์) ในประเทศอังกฤษ จากเมือง วอเลย์ถึงเมือง แมนเชสเตอร์โดยในการขุดจะใช้ ค้อน พลั่ว เสียม และสว่าน และใช้ระเบิดหากพบหินแข็ง การใช้คลองในการขนส่งช่วยลดต้นทุนของถ่านหินในเมืองแมนเชสเตอร์ ได้กว่าครึ่งหนึ่ง

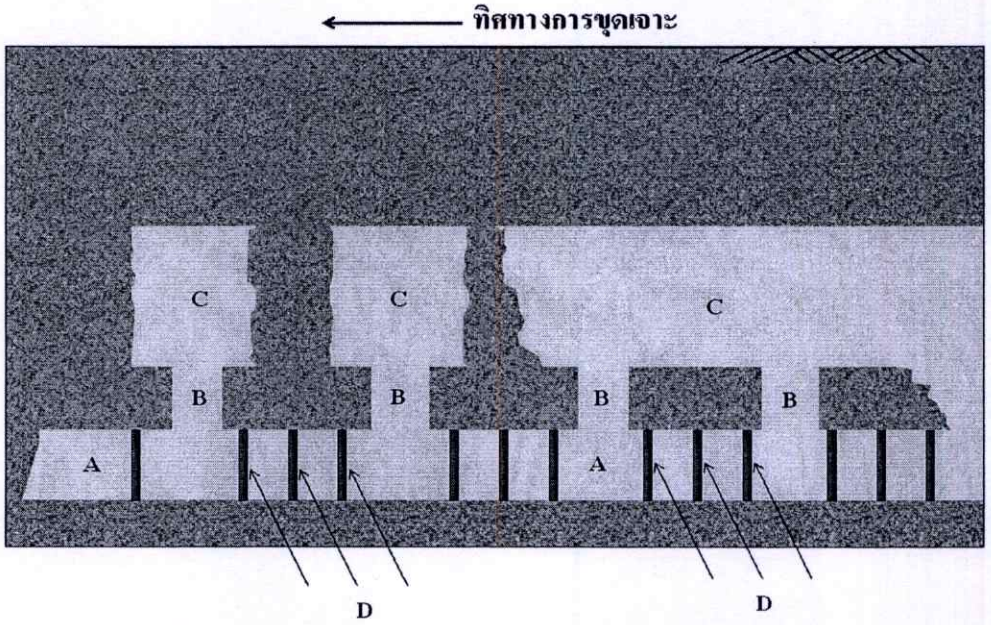


รูปที่ 2.2 การขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า (Head and Bench) (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

ต่อมาการขุดเจาะอุโมงค์ทำโดยการแบ่งขุดเจาะอุโมงค์เล็กๆ ที่เรียกว่า อุโมงค์นำร่อง (Pioneer tunnel) ก่อน อุโมงค์นี้มีเส้นทางขนานกับอุโมงค์หลักที่ต้องการในบริเวณด้านล่างเพื่อใช้ในการขนส่งอุปกรณ์ ดินหรือหินที่ได้จากการขุดเจาะ หรืออาจใช้เป็นทางระบายน้ำ (Drainage pipe) และสามารถใช้ในการขยายขนาดอุโมงค์ในอนาคตได้ด้วยดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยที่ A คือ อุโมงค์นำร่อง B คืออุโมงค์ตัดผ่าน และ C คืออุโมงค์หลัก ส่วนภาพตัดตามขวางแสดงในรูปที่ 2.4 โดยที่ A คือ Bottom headings B คือ Upraises C คือ Top headings และ D คือค้ำยันไม้ชั่วคราวเพื่อใช้ค้ำจุนโครงสร้างส่วนกลาง (Temporary timbering) จากนั้นการขุดเจาะอุโมงค์ได้มีการพัฒนาศึกษาและหาวิธีการปรับปรุงการขุดเจาะและสร้างค้ำยัน ซึ่งแต่ละวิธีก็มีชื่อเรียกแบ่งไปตามชื่อประเทศต้นกำเนิดของวิธีการนั้น



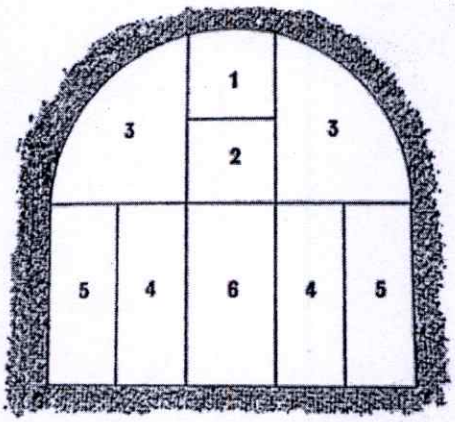
รูปที่ 2.3 วิธีขุดเจาะอุโมงค์ในยุคแรก



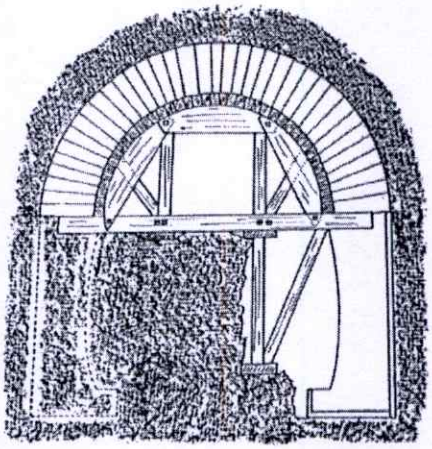
รูปที่ 2.4 ภาพตัดตามขวางวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบ Upraise method

วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียม (The Belgium tunnelling method) เริ่มใช้ในปี ค.ศ.1828 ในการสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ Charleroy ใต้คลอง Charleroy เมือง Brussels ประเทศเบลเยี่ยม ต่อมามีการใช้กันมากในการขุดเจาะอุโมงค์บริเวณเทือกเขาแอลป์ (Alp) ซึ่งประสบผลสำเร็จในระดับที่น่าพอใจ การขุดเจาะและก่อสร้างวิธีนี้ เริ่มจากการขุดเจาะที่ Top heading ก่อน(1) แล้วทำการค้ำยันด้านบนของอุโมงค์(2) หลังจากนั้นมีการขุดเจาะด้านล่าง(3) แต่ถ้าหากเป็นอุโมงค์ขนาดใหญ่หรือพื้นที่การขุดเจาะใหญ่มาก มีการแบ่งแยกลำดับขั้นตอนการขุดเจาะและจัดค้ำยันดังแสดงในรูปที่ 2.5

ข้อดีของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียมคือ การขุดเจาะทำได้ในหลายจุดในเวลาเดียวกัน การขุดเจาะประกอบด้วยหลายส่วนและมีการสร้างค้ำจุนในทันทีจึงไม่ทำทำให้ดินเคลื่อนตัว และมีการสร้างผนังอุโมงค์ก่อนเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก ส่วนข้อเสียของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียมคือ ผนังอุโมงค์ที่มีลักษณะเป็นโค้งมีแนวโน้มที่จะลดระดับลงหรือเสียรูประหว่างการก่อสร้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินที่อ่อนมาก (Very soft ground) และมีโอกาสเกิดการเคลื่อนที่ของผนัง (Wall sliding) เนื่องจากแรงดันของดินและน้ำ



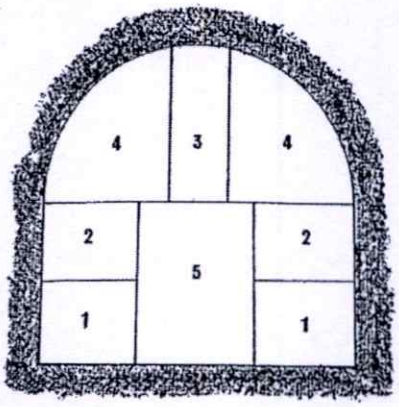
รูปที่ 2.5 ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียม



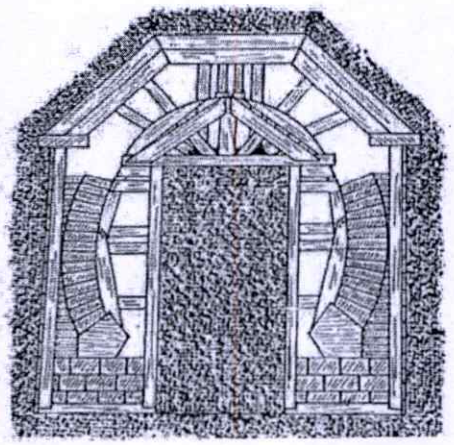
รูปที่ 2.6 การติดตั้งค้ำยันและทำให้ส่วนโค้งผนังอุโมงค์แข็งแรงของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเบลเยียม

วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน (The German tunnelling method) จากประวัติศาสตร์ที่มีการบันทึกไว้มีการใช้วิธีการของเยอรมันในปี ค.ศ.1803 ที่ เพื่อสร้างอุโมงค์ St.Quentin และ Trongouy มาก่อน และมีการพัฒนาการใช้กันอย่างมากในช่วงกลางศตวรรษที่ 20 แม้ในสภาพดินและหินที่มีอุปสรรค ซึ่งรู้จักกันในชื่อ วิธี Centre-core method วิธีการของเยอรมันทำการขุดเจาะอุโมงค์บริเวณ

ด้านข้างทั้งสองก่อน เมื่อทำการขุดเจาะดินด้านบนแล้วจึงทำค้ำยันเพดานด้านบน โดยใช้ส่วนที่เป็นแกนกลางอุโมงค์เป็นที่รับแรงจากการค้ำยัน

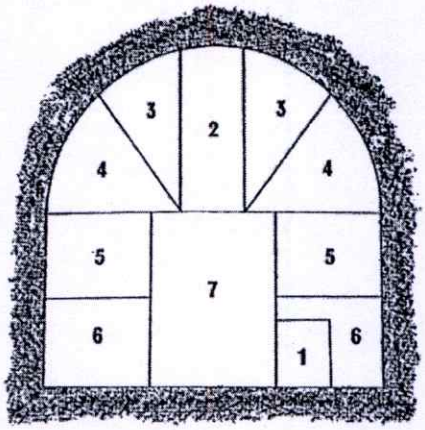


รูปที่ 2.7 ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน



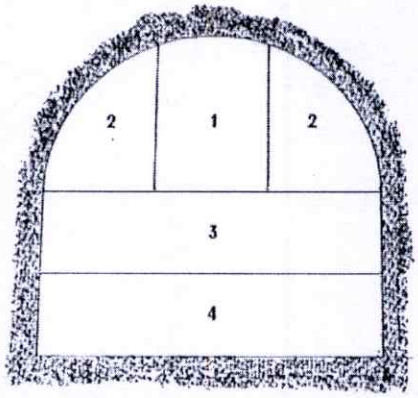
รูปที่ 2.8 การติดตั้งค้ำยันของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน

ในช่วงระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพดินค่อนข้างที่มีเสถียรภาพ หากมีการพบน้ำใต้ดินในการก่อสร้างโดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมันต้องทำการปรับลำดับใหม่ โดยทำการขุดเจาะในส่วนด้านล่างก่อนเพื่อใช้ประโยชน์ในการระบายน้ำ แล้วจึงดำเนินการขุดเจาะตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.9 การทำเช่นนี้มีข้อดีคือสามารถใช้แกนกลางอุโมงค์ในการค้ำยัน และลดปริมาณไม้ที่ต้องการใช้ลงได้ แต่ในทางกลับกันก็มีพื้นที่ทำงานลดลง และไม่สะดวกในการระบายอากาศ



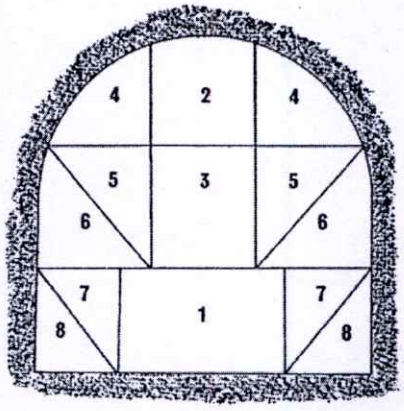
รูปที่ 2.9 ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน (ปรับปรุง)

วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอังกฤษ (The England tunnelling method) วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบนี้เหมาะสมกับสภาพทางธรณีวิทยาของประเทศอังกฤษซึ่งประกอบด้วย ดินเหนียว ชั้นหิน และหินทราย ทำการขุดเจาะเต็มหน้าตัดอุโมงค์ในครั้งเดียว การขุดเจาะอุโมงค์นำร่อง สามารถเลือกที่จะขุดเจาะที่ผนังอุโมงค์หรือด้านล่างอุโมงค์ก่อนได้ขึ้นอยู่กับการตัดสินใจของวิศวกร ซึ่งไม่มีผลกับลำดับการขุดเจาะอุโมงค์หลัก ประมาณปี ค.ศ. 1830 ได้มีการเริ่มใช้วิธีการนี้ในแถบยุโรป แต่ที่พบมากคือในการก่อสร้างรถไฟในประเทศอังกฤษ และบางอุโมงค์ในสหรัฐอเมริกา วิธีการนี้มีวิธีการและขั้นตอนคล้ายคลึงกับวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรียแบบเก่า โดยมีการขุดให้ได้รูปร่างอุโมงค์ทั้งหมดก่อน แล้วมีการก่อสร้างค้ำยันถาวร (Permanent lining) จากด้านข้างส่วนล่างขึ้นสู่ด้านบน ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ส่วนที่แตกต่างจากวิธีการของออสเตรียนั้นมีเพียงการใช้ค้ำยันชั่วคราวตามแนวยาวของอุโมงค์เป็นหลัก ซึ่งในส่วนของออสเตรียนั้นใช้ค้ำยันตามภาคตัดขวางอุโมงค์เป็นหลัก วิธีการของอังกฤษนั้นใช้ได้ดีกับอุโมงค์ที่อยู่ระดับตื้นหรือในหินมีเสถียรภาพต่ำ ข้อดีของวิธีการแบบอังกฤษคืองานก่อสร้างทำได้เป็นชิ้นเดียวตั้งแต่ฐานรากจนถึงส่วนโค้งของผนังอุโมงค์ซึ่งทำให้โครงสร้างเป็นเนื้อเดียวกันและมีความแข็งแรง



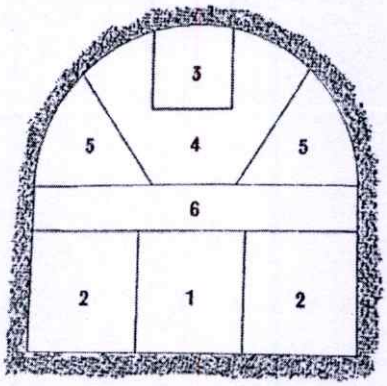
รูปที่ 2.10 ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอังกฤษ

วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรีย (The Austrian tunnelling method) วิธีการนี้ใช้ครั้งแรกในปี ค.ศ. 1837 ในการก่อสร้างอุโมงค์ Oberau ใต้ทางรถไฟ Leipzig และ Dresden วิธีการนี้มีความคล้ายคลึงกับวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอังกฤษ แต่มีความแตกต่างอยู่ที่วิธีการนี้ได้มีการแบ่งส่วนต่าง ๆ ในการขุดเจาะอย่างละเอียดกว่า ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ข้อดีของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรียคือ การขุดเจาะแบ่งเป็นส่วนๆ ซึ่งทำให้สามารถทำการติดตั้งค้ำยันได้ในทันที และลดการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ การก่ออิฐทำจากฐานรากขึ้นมาทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรง ช่างก่ออิฐและช่างขุดเจาะไม่มีส่วนที่ต้องทำงานในพื้นที่เดียวกัน แต่ในขณะเดียวกันวิธีนี้ก็ยังคงมีข้อเสียที่ค้ำยันมีแนวโน้มที่จะเสียรูปเนื่องจากการรับแรงที่ไม่เท่ากัน



รูปที่ 2.11 ลำดับการขุดเจาะของวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรีย

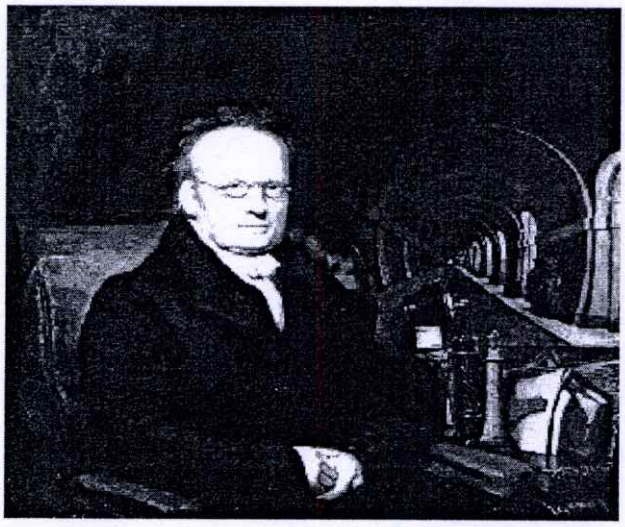
วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอิตาลี (The Italian tunnelling method) วิธีการแบบอิตาลีใช้ครั้งแรกในการสร้างอุโมงค์ Cristina ในประเทศอิตาลี และในปี ค.ศ.1867 วิธีนี้ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ระหว่าง Foggia และ Neapel ต่อมาในปี ค.ศ.1893 ได้มีการพัฒนาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ตลอดใต้เทือกเขาแอลป์ (Alp) มีความเหมาะสมกับสภาพธรณีวิทยาที่เป็นดินอ่อนและไม่มีเสถียรภาพหรือบริเวณที่ดินหรือหินมีปัญหามากและมีน้ำไหลเข้าอุโมงค์มาก แต่ปัจจุบันไม่มีการใช้วิธีนี้อีกแล้ว เพราะได้มีการพัฒนาไปใช้วิธีอื่นที่ดีกว่า ลำดับการขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอิตาลีแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 แสดงลำดับการขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอิตาลี

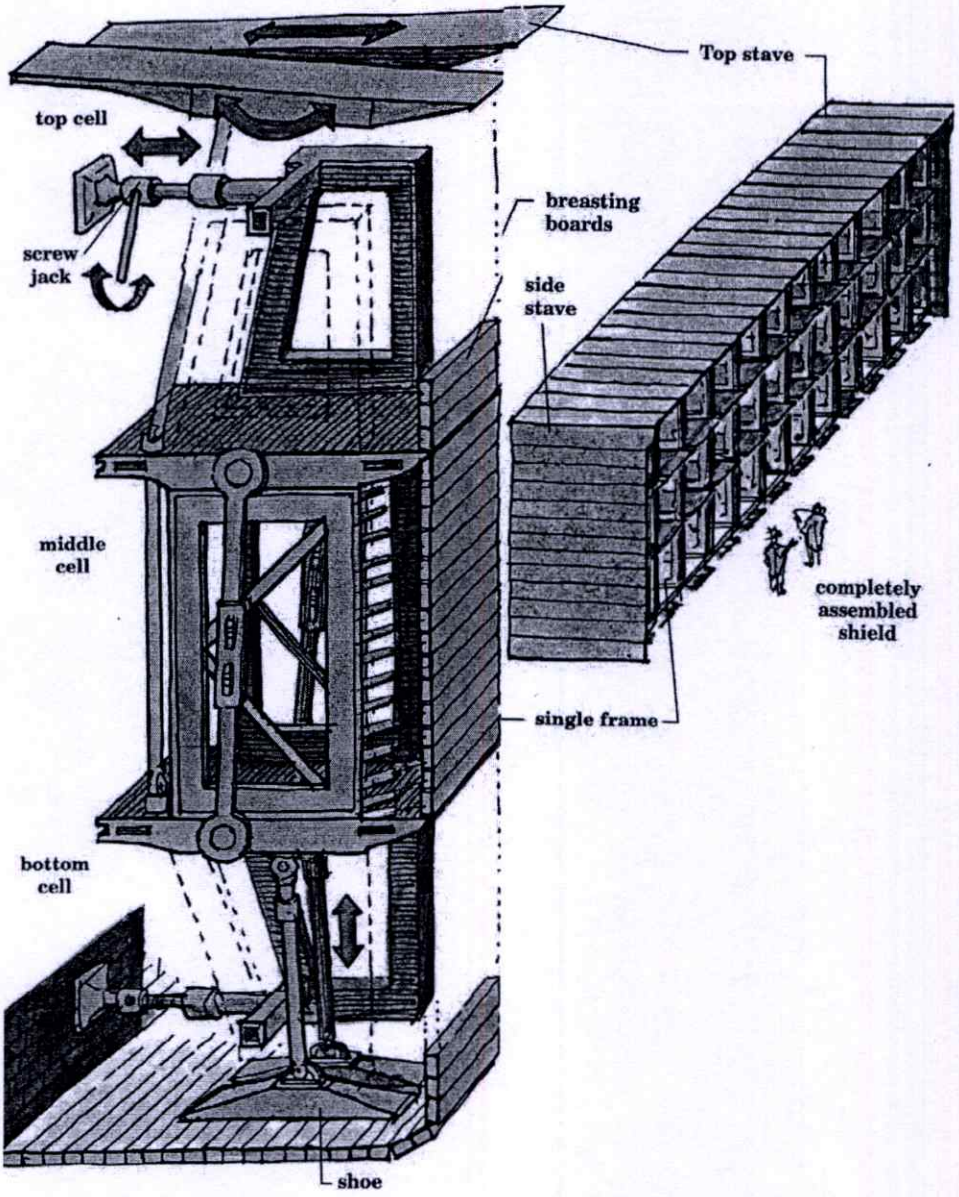
2.3 เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคปัจจุบัน

การขุดเจาะอุโมงค์ในอดีตมักประสบปัญหาการพังทลายของดินทั้งจากผนังอุโมงค์ หรือด้านหน้าอุโมงค์ โดยเฉพาะในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินทรายหรือใต้ระดับน้ำใต้ดิน ทำให้การขุดเจาะอุโมงค์ต้องใช้เวลานานและมักจะสร้างความสูญเสียทั้งชีวิตและสภาพแวดล้อม จนในที่สุดการปฏิวัติการขุดเจาะอุโมงค์จึงได้เริ่มขึ้นในประเทศอังกฤษ ในปี ค.ศ. 1825 โดยวิศวกรชื่อ มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel,รูปที่ 2.13) ซึ่งพยายามจะขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ณ กรุงลอนดอน ซึ่งนายบรูเนล ได้ใช้ความพยายามในการขุดอุโมงค์นี้อยู่นานกว่า 14 ปี จนได้สามารถขุดอุโมงค์ที่มีความยาวกว่า 150 เมตรได้สำเร็จ และจากความอุตสาหพยายามของเขานี้เอง ทำให้เขาได้รับพระราชทานบรรดาศักดิ์เป็น “เซอร์” (Sir) จากพระนางเจ้าวิกตอเรีย พระบรมราชินีนาถแห่งประเทศอังกฤษ

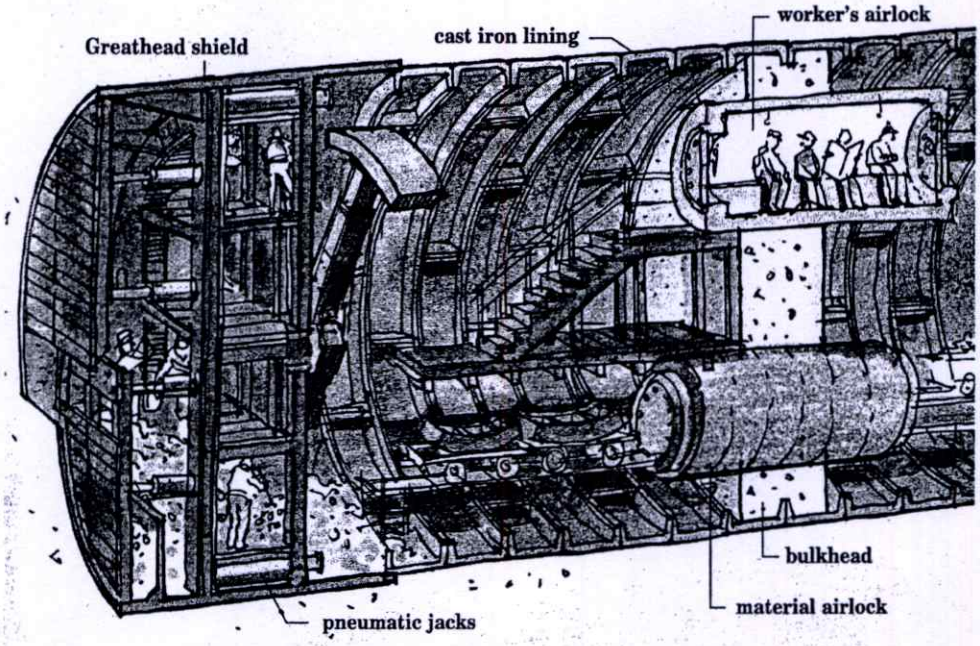


รูปที่ 2.13 เซอร์ มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel, 1769-1849)

ในระหว่างดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์นี้ หลายครั้งที่อุโมงค์เกิดถล่มทลายลงมา เนื่องจากไม่สามารถป้องกันการไหลซึมของน้ำและดินบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์ได้ จากความล้มเหลวครั้งแล้วครั้งเล่า เซอร์มาร์ค บรูเนล ได้เรียนรู้และพัฒนาวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยการทำแผ่นเหล็กหล่อมาประกอบเป็นเฟรมถึง 12 เฟรม โดยแต่ละเฟรมจะมีแผ่นหลังคา เมื่อต่อกันแล้วจะมีลักษณะคล้ายกล่องสี่เหลี่ยมขนาดใหญ่ ในแต่ละเฟรมจะแบ่งเป็น 3 ชั้น โดยด้านหน้าของเฟรมประกอบด้วยแผ่นไม้วางตามยาวเรียงกันเป็นกำแพง เพื่อป้องกันการพังทลายของดินด้านหน้าของอุโมงค์ โดยแผ่นไม้ดังกล่าวจะถูกค้ำไว้กับเฟรมเหล็ก วิธีการขุดเจาะก็จะค่อยๆยกแผ่นไม้ออกมาครั้งละชิ้น แล้วขุดดินด้านหน้าเข้าไปทีละ 6 นิ้ว จากนั้นจึงประกอบแผ่นไม้กลับไปดังเดิม แล้วติดตั้งค้ำยันไว้ เมื่อขุดเจาะดินหน้าแผ่นไม้ทุกแผ่นแล้ว เฟรมจะถูกดันไปข้างหน้า เพื่อพร้อมสำหรับขุดดินในกระบวนการเดิมอีกครั้ง โดยจะทำกระบวนการนี้ซ้ำแล้วซ้ำอีกเพื่อขุดเจาะอุโมงค์ทีละ 6 นิ้ว ไปสู่อีกฝั่งหนึ่งของแม่น้ำเทมส์ และผนังอุโมงค์ที่ใช้ก็เป็นแผ่นอิฐก่อ จึงไม่เป็นที่สงสัยเลยว่าใช้เวลานาน กว่าอุโมงค์จะก่อสร้างสำเร็จ วิธีที่เซอร์มาร์ค บรูเนล ใช้นี้ได้กลายมาเป็นวิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะ (Shield) ที่ใช้กันสืบต่อมาจนกระทั่งปัจจุบันดังแสดงในรูปที่ 2.14 จากนั้นในปี ค.ศ. 1869 นายเจมส์ เกทเฮด ก็สามารถขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ด้วยเครื่องมือขุดเจาะคล้ายของบรูเนล แต่เป็นรูปทรงกระบอกแทนที่สี่เหลี่ยมแบบเดิมดังแสดงในรูปที่ 2.15 และยังเป็นครั้งแรกที่ใช้ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ เครื่องขุดเจาะของเจมส์ เกทเฮด นำไปสู่การพัฒนาสู่การสร้างเครื่องเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield) ในช่วงต่อมา ในช่วงปี ค.ศ. 1868 ถึง 1869 มีการคิดค้นการขุดเจาะอุโมงค์ภายใต้แรงอัดอากาศ (Compressed air) สูงเพื่อช่วยต้านการไหลของน้ำเข้ามาในหัวเจาะ โดยมีการใช้งานจริงเป็นครั้งแรกกับการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงลอนดอนในปี ค.ศ. 1886

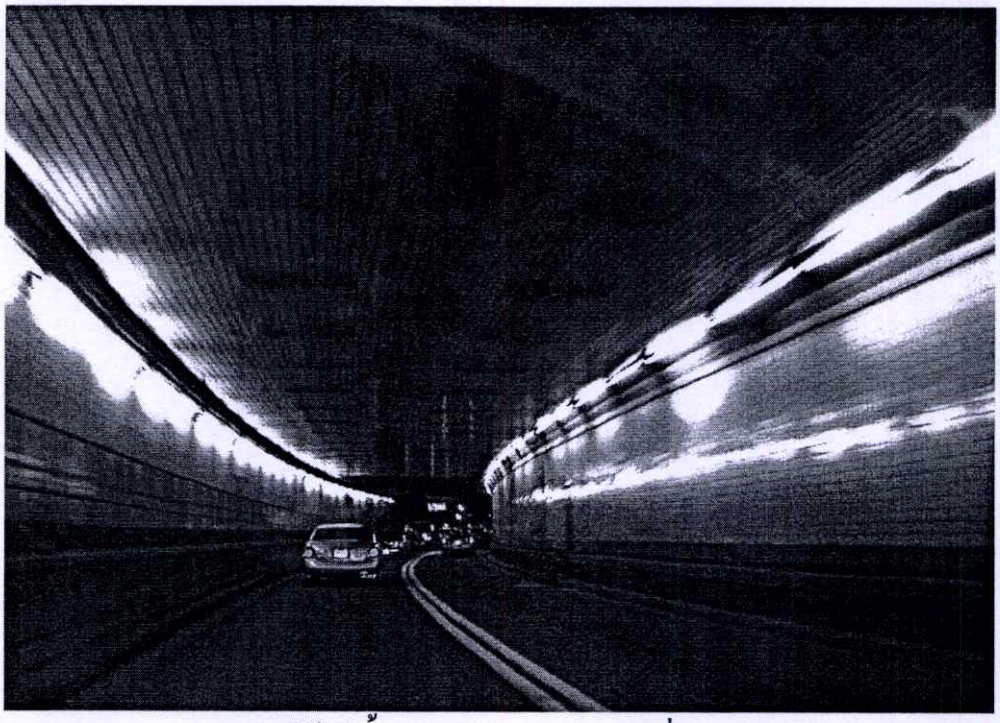


รูปที่ 2.14 เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นโดยเซอร์มาร์ค บรูเนล

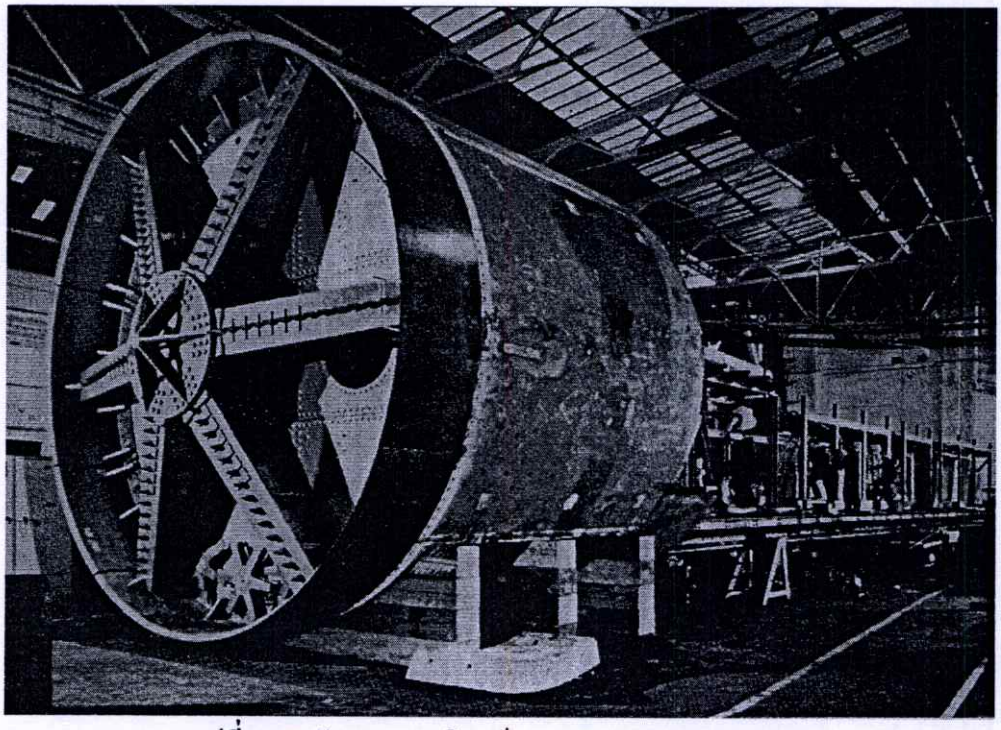


รูปที่ 2.15 หัวขุดเจาะอุโมงค์ของเจมส์ เกทเฮด ซึ่งเป็นต้นแบบของหัวเจาะอุโมงค์รุ่นที่สอง

ในปี ค.ศ. 1876 ได้มีการพัฒนา เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ด้วยเครื่องมือกล (Mechanized shield) เป็นครั้งแรกโดยชาวอังกฤษชื่อ จอห์น ดิกคินสัน บรันตัน และ จอร์จ บรันตัน จากนั้นในปี ค.ศ. 1896 หัวเจาะอุโมงค์ Price shield ได้ถูกพัฒนาขึ้น โดยหัวเจาะอุโมงค์นี้ประสบความสำเร็จในการขุดเจาะอุโมงค์ดินเหนียวใต้กรุงลอนดอน หัวเจาะอุโมงค์ชนิดนี้เป็นการผสมหัวเจาะอุโมงค์ของนายเกทเฮด กับใบพัดตัดเฉือนดินแบบหมุน ในปี ค.ศ. 1927 อุโมงค์ฮอลแลนด์ (Holland tunnel) ได้ถูกสร้างขึ้นลอดใต้แม่น้ำฮัดสัน (Hudson river) เชื่อมระหว่างแมนฮัตตันกับนิวเจอซี ดังในรูปที่ 2.16 หัวเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางถึง 9.1 เมตร ซึ่งยังคงใช้งานอยู่ในปัจจุบัน ในช่วงปีค.ศ. 1939 ถึง 1941 มีการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในเมืองชิคาโก (Chicago subway) ผ่านดินเหนียวอ่อน โดยใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบปิด (Blind shield) ซึ่งเป็นการดันหัวเจาะให้ดินเคลื่อนผ่านหน้าต่างด้านหน้าหัวเจาะเข้ามา อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินนี้มีความสำคัญเป็นอย่างมากต่อระบบขนส่งมวลชนในชิคาโกในปัจจุบัน ต่อมาในปี ค.ศ. 1959 ระบบป้องกันดินด้านหน้าด้วยของเหลว ได้ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศเยอรมนี ซึ่งนำไปสู่การผลิตเครื่องขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้น้ำโคลนหรือ Slurry Hydro shield ดังแสดงในรูปที่ 2.17 เพื่อป้องกันการพังทลายของดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นครั้งแรกในประเทศญี่ปุ่น เมื่อปี ค.ศ.1967 โดยหัวเจาะนั้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.1 เมตร ในประเทศเยอรมนี หัวเจาะชนิดแรกที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เพื่อช่วยป้องกันการพังทลายของดินถูกพัฒนาขึ้นโดย Wayss & Freytag จากนั้นในปี ค.ศ. 1966 ได้เริ่มมีการพัฒนาเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) ซึ่งกลายเป็นเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ยอดนิยมที่ใช้กันอย่างแพร่หลายจนถึงปัจจุบัน



รูปที่ 2.16 Holland tunnel ลอดใต้แม่น้ำฮัดสัน (Hudson River) เชื่อมระหว่างแมนฮัตตันกับนิวเจอซี



รูปที่ 2.17 หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Slurry / Hydro shield

วิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์ทั่วโลกได้ถูกรวบรวมไว้บางส่วน ดังแสดงในตารางที่ 2.1 รวมถึงงานภายในประเทศไทยนั้นได้มีการเจาะอุโมงค์กันมานานมากกว่า 30 ปีแล้ว โดยที่อุโมงค์ส่วนใหญ่เป็นอุโมงค์ส่งน้ำและอุโมงค์ระบายน้ำ

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

ตารางที่ 2.1 ประวัติของการเจาะอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
BC (ก่อนคริสตกาล)			
40000	การทำเหมืองแร่เฮมาไทต์ในสมัยดึกดำบรรพ์เพื่อใช้เป็นเครื่องประดับที่เมือง BOMVU RIDGE ประเทศสวิตเซอร์แลนด์	หลายขนาด	
15000-10000	การพัฒนาการทำเหมืองแร่ใต้ดินที่ Grimes Graves, East Anglina	มากกว่า 10 เมตร	
3000-1000	Flint อุโมงค์หินที่เกี่ยวข้องกับการทำเหมืองแร่ หลุมศพและวัดที่ประเทศอียิปต์ อุโมงค์ขนาดใหญ่เกี่ยวกับการทำเหมืองแร่โลหะต่างๆ ที่ประเทศกรีก	หลายขนาด	
2500-20th C	การทำเหมืองแร่เกลือ ที่ Hallstatt Salzkammergut ประเทศออสเตรเลีย		
2000-20th C	เป็นยุคของการทำเหมืองแร่เหล็กที่ Mt.Laurion, Attic Peninsuia, ประเทศกรีก	หลายขนาด	
2000	อุโมงค์ลอดแม่น้ำยูเคดีสและอุโมงค์ลอดแม่น้ำบาบิโลน	1 กิโลเมตร	3.6 x 4.5 เมตร
700	อุโมงค์ Shilloah	540 เมตร	
700	อุโมงค์ส่งน้ำในเยรูซาเลม	200 เมตร	7 x 7 เมตร
700	อุโมงค์ Qanat หรือ Kareez ของเปอร์เซียเป็นอุโมงค์ส่งน้ำสำหรับประชาชน โดยอุโมงค์ Qanat ที่เก่าและใหญ่ที่สุดอยู่ในประเทศอิหร่าน	45 กิโลเมตร	
600	อุโมงค์ส่งน้ำที่เกาะ Samos ประเทศกรีซ ซึ่งก่อสร้างด้วยแรงงานคนเป็นหลัก	1.5 กิโลเมตร	1.8 x 1.8 เมตร
520	อุโมงค์ Eupalinian aqueduct บนเกาะ Samos (Ionia)	1.03 กิโลเมตร	
AD (คริสตกาล)			
50	อุโมงค์ถนนลอด Posilopo ที่กรุงโรม	900 เมตร	กว้าง 7.5 เมตร
300-400	อุโมงค์เครือข่ายของที่ฝังศพที่ Catacombs	หลายขนาด	
500-1500	อุโมงค์เพื่อการทหาร กิจกรรมการทำเหมืองแร่และโครงสร้างของอุโมงค์ถนนลอด	หลายขนาด	
700-20th C	เหมือนแร่โลหะใต้ดินขนาดใหญ่ในยุโรป	5.6 กิโลเมตร	
1400	อุโมงค์เหมืองแร่ที่ Biber ประเทศฮังการี		
1500-1800	การเพิ่มของการใช้อุโมงค์เดินเรือ		
1627	การขุดเจาะอุโมงค์เหมืองแร่โดยใช้ดินปืนที่ Selmecbamya ประเทศฮังการี	หลายขนาด	
1627	อุโมงค์เดินเรือโดยใช้การระเบิดหินด้วยดินปืนที่ Languedoc ประเทศฝรั่งเศส	หลายขนาด	
1679-1681	อุโมงค์ Mallpas (1679-1681) ในฝรั่งเศส	515 ฟุต	
1766-1777	อุโมงค์ Harecastle ประเทศอังกฤษ	1.5 ไมล์	9x12 ฟุต

105551

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1789	อุโมงค์ Sapperton บนคลอง Thames & Severn ในประเทศอังกฤษ ขุดผ่านภูเขา	3.5 กิโลเมตร	
1802-1994	อุโมงค์ Channel tunnel เชื่อมต่อระหว่างฝรั่งเศสกับอังกฤษ เป็นอุโมงค์รถไฟที่ยาวเป็นอันดับสองของโลก	50.5 กิโลเมตร	
1803	อุโมงค์ Tronquoy บนคลอง St. Quentin เป็นอุโมงค์แรกที่ค้ำยันด้วยไม้และประกอบส่วนโค้งด้วยหิน (Arched with stone) ตลอดแนวอุโมงค์ ด้วยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบเยอรมัน (The German tunnelling method)		
1818	มีการคิดค้นหัวขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นเป็นครั้งแรกในประเทศอังกฤษโดย มาร์ค อิสซัมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel) หัวเจาะชนิดแรกเรียกว่า Screw shield หัวเจาะแบบที่สองของบรูเนลคือหัวเจาะแบบแบ่งส่วน (Compartment)		
1820	อุโมงค์บนคลอง Schuylkill ที่ Auburn, ประเทศสหรัฐอเมริกา	820 ฟุต	20x18 ฟุต
1825-1839	มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel) ขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ณ กรุงลอนดอน	150 เมตร	
1825-1843	อุโมงค์ Thames tunnel ประเทศอังกฤษ ซึ่งสร้างขึ้นโดย Marc Isambard Brunel เป็นอุโมงค์แห่งแรกที่ขุดเจาะอุโมงค์ใต้น้ำ และเป็นอุโมงค์แห่งแรกที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์ ปัจจุบันอุโมงค์แห่งนี้เป็นส่วนหนึ่งของเส้นรถไฟลอนดอนตะวันออก (East London line) ของรถไฟใต้ดินลอนดอน (London underground)	0.396 กิโลเมตร	
1826-1829	อุโมงค์รถไฟขับเคลื่อนด้วยไอน้ำสาย Liverpool-Manchester ประเทศอังกฤษ	หลายขนาด	
1828	อุโมงค์ส่งน้ำ Charleroy ใต้คลอง Charleroy เมือง Brussels ประเทศเบลเยี่ยม		
1836-1841	อุโมงค์ Box Tunnel ในเส้นทางรถไฟสายตะวันตก ระหว่างกรุงลอนดอน และเมืองบริสโตล (Bristol) ประเทศอังกฤษ ก่อสร้างโดย Isambard Kingdom Brunel ซึ่งเป็นอุโมงค์ทางรถไฟที่ยาวที่สุดในโลกในขณะนั้น	2.9 กิโลเมตร	
1837	ก่อสร้างอุโมงค์ Oberau ใต้ทางรถไฟ Leipzig และ Dresden ด้วยวิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบออสเตรียแบบเก่า (The Austrian tunnelling method)		
1842	อุโมงค์ลอดแม่น้ำเทมส์เป็นอุโมงค์ลอดใต้น้ำแห่งแรกที่ไม่มีการสร้างทางเบี่ยงของแม่น้ำ	150 เมตร	6.7x11.3 เมตร
1850	เปิดใช้อุโมงค์ Cobble hill และ อุโมงค์ Murray hill ในเมืองบรู๊คลิน ในรัฐนิวยอร์ก เป็นอุโมงค์รถไฟที่เก่าแก่ที่สุดที่ขุดเจาะใต้แนวถนน	2,750 ฟุต (830 เมตร)	
1857-1871	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอิตาลี มีการใช้เครื่องเจาะระบบไฮดรอลิกเจาะหินเป็นครั้งแรก	12.7 กิโลเมตร	8 x7.5 เมตร
1860	London underground ประเทศอังกฤษ เป็นระบบรถไฟใต้ดินขนาดใหญ่โดยก่อสร้างแบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover)		
1862	อุโมงค์รถไฟแห่งแรก (ใช้ม้า) ที่ Roanne-Andressieux		

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1863	เปิดใช้อุโมงค์สถานี Baker street ซึ่งเก่าแก่ที่สุดของรถไฟใต้ดินลอนดอน ก่อสร้างขึ้นโดยใช้วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover)		
1864	Nobel ได้ประดิษฐ์ระเบิดไดมาไมค์และใช้ในอุโมงค์ที่ MONT CENIS		
1864-1867	อุโมงค์แห่งแรกที่สร้างในชั้นดินอ่อนของอเมริกา เป็นท่อส่งน้ำประปาของเมืองชิคาโกประเทศสหรัฐอเมริกา สร้างด้วยอิฐก่อสองชั้นวางตัวอยู่ใต้ทะเลสาบ ทำการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวโดยไม่ใช้การอัดอากาศ การระบายอากาศทำโดยใช้ท่อดีบุกขนาด 6 นิ้ว ระบายอากาศเสียออกสู่พื้นดิน	2 ไมล์	ϕ 5 ฟุต
1867	มีการก่อสร้างโดยใช้วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบอิตาลี (Italian tunneling method) สร้างอุโมงค์ระหว่าง Foggia และ Neapel ในประเทศอิตาลี		
1868	มีการคิดค้นการขุดเจาะอุโมงค์ภายใต้แรงอัดอากาศสูง (Compressed air) เพื่อช่วยด้านการไหลของน้ำเข้ามาในหัวเจาะ โดยมีการใช้งานจริงเป็นครั้งแรกกับการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงลอนดอน		
1869	นายเจมส์ เกทเฮด สามารถขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ด้วยเครื่องมือขุดเจาะคล้ายของบรูเนล แต่เป็นรูปทรงกระบอกแทนที่สี่เหลี่ยมแบบเดิม และยังเป็นครั้งแรกที่ใช้ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ ซึ่งเป็นการนำไปสู่การพัฒนาสู่การสร้างเครื่องเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield)		
1871	อุโมงค์ส่งน้ำที่ Cleaveland ประเทศสหรัฐอเมริกาโดยใช้หัวขุดเจาะ (Shield)		
1872-1881	อุโมงค์ St.Gotthard ประเทศสวิตเซอร์แลนด์	15 กิโลเมตร	8 x 7.4 เมตร
1876	มีการพัฒนา เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ด้วยเครื่องมือกล (Mechanized shield) เป็นครั้งแรกโดยชาวอังกฤษชื่อ จอห์น ดิกคินสัน บรันตัน และ จอร์จ บรันตัน		
1888	อุโมงค์ Sarnia International ใต้แม่น้ำ St. Clair ประเทศสหรัฐอเมริกา ผ่านชั้นดินเหนียวโดยใช้หัวขุดเจาะ (Shield)	6,000 ฟุต	ϕ 20 ฟุต
1895-1921	อุโมงค์ Simplon	19.7 กิโลเมตร	5 x 5.4 เมตร
1896	หัวเจาะอุโมงค์ Price shield ได้ถูกพัฒนาขึ้น โดยหัวเจาะอุโมงค์นี้ประสบความสำเร็จในการขุดเจาะอุโมงค์ดินเหนียวใต้กรุงลอนดอน หัวเจาะอุโมงค์ชนิดนี้เป็นการผสมหัวเจาะอุโมงค์ของนายเกทเฮด กับใบพัดตัดเฉือนดินแบบหมุน		
1906-1915	อุโมงค์รถไฟขุนตาน ประเทศไทย	1.34 กิโลเมตร	กว้าง 1.345 เมตร
1907-1915	อุโมงค์ Loetschberg การทำอุโมงค์รถไฟตัดภูเขาประสบปัญหาการไหลของน้ำอย่างแรงของดินทราย และดินลูกรังซึ่งอยู่ลึกจากพื้นแม่น้ำ 180-200 เมตร อุโมงค์ได้ป้องกันโดยใช้กำแพงและวิธีเบี่ยงเบนรอบพื้นที่	16 กิโลเมตร	8 x 6.1 เมตร
1912	เริ่มทำการสำรวจทางธรณีวิทยาเพื่อก่อสร้างอุโมงค์ Seikan ประเทศญี่ปุ่น	53.85 กิโลเมตร (ใต้ดิน 30.55 km) (ใต้ทะเล 23.30 km)	

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1918-1934	อุโมงค์ Tanna ที่ญี่ปุ่นมีปัญหาใหญ่ของทรุดของเพดานอุโมงค์และการทะลักไหลของน้ำเข้าอุโมงค์ มีความดันน้ำถึง 200 เมตร และอุณหภูมิของน้ำสูงกว่า 30 องศา ใช้คอนกรีตหนาถึง 2 เมตร เป็นผนังอุโมงค์	7.8 กิโลเมตร	8.4 x 5.8 เมตร
1920-1931	อุโมงค์ Great Apennine	18.5 กิโลเมตร	9.4 x8.3 เมตร
1924-1927	อุโมงค์ New Cascade สหรัฐอเมริกา อัตราการเจาะอุโมงค์ 4.3 กิโลเมตร/ปี	12.4 กิโลเมตร	4.9 x7.3 เมตร
1925-1934	อุโมงค์ Mersey Liverpool เป็นอุโมงค์ถนนลอดใต้น้ำ 4 ช่องทางจราจร ความลึกเฉลี่ยจากท้องแม่น้ำถึงหลังคาอุโมงค์ 10 เมตร ในช่วงความลึก 10 เมตร เป็นชั้นหิน 6 เมตร	3.4 กิโลเมตร	ϕ 14 เมตร
1927	อุโมงค์ฮอลแลนด์ (Holland tunnel) ได้ถูกสร้างขึ้นลอดใต้แม่น้ำฮัดสัน (Hudson river) เชื่อมระหว่างแมนฮัตตันกับนิวเจอร์ซี หัวเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางถึง 9.1 เมตร ซึ่งยังคงใช้งานอยู่ในปัจจุบัน		ϕ 9.1 เมตร
1939-1941	มีการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในเมืองชิคาโก (Chicago subway) ผ่านดินเหนียวอ่อน โดยใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบปิด (Blind shield) ซึ่งเป็นการดันหัวเจาะให้ดินเคลื่อนผ่านหน้าต่างด้านหน้าหัวเจาะเข้ามา		
1950	อุโมงค์ลอสแองเจลิส สายสีแดง (Los Angeles Metro: Red Line) ประเทศสหรัฐอเมริกา ด้วยเครื่อง TBM	10.1 กิโลเมตร	ϕ 6.65 เมตร
1959	มีการพัฒนาระบบป้องกันดินด้านหน้าด้วยของเหลวในประเทศเยอรมนี ซึ่งนำไปสู่การผลิตเครื่องขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้น้ำโคลนหรือ Slurry Hydro shield เพื่อป้องกันการพังทลายของดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นครั้งแรกในประเทศญี่ปุ่น		
1959-1965	อุโมงค์ Mont Blanc เป็นอุโมงค์ทางหลวงที่ยาวที่สุด	12.7 กิโลเมตร	9 x 12.5 เมตร 9 x 9.7 เมตร
1964-1988	อุโมงค์ Seikan ที่ญี่ปุ่นก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้การเจาะด้วยวัตถุระเบิด มีการทะลักไหลของน้ำเข้าอุโมงค์ 11 ลิตร/นาที	53.8 กิโลเมตร (ใต้ดิน 30.55 กิโลเมตร) (ใต้ทะเล 23.30 กิโลเมตร)	5 x 4.2 เมตร
1966	มีการพัฒนาเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)		
1967	มีการพัฒนาหัวเจาะมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.1 เมตร ในประเทศเยอรมนี หัวเจาะชนิดแรกที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เพื่อช่วยป้องกันการพังทลายของดินถูกพัฒนาขึ้นโดย Wayss & Freytag		
1968-1974	อุโมงค์ Orange Fish ที่แอฟริกาใต้ มีปัญหาน้ำท่วมและเกิดติดไฟของแก๊สมีเทนในอุโมงค์	82.5 กิโลเมตร	ϕ 5.4 เมตร
1970-1974	อุโมงค์ระบายน้ำท่วมพระราม 4 ประเทศไทย ในดินเหนียวอ่อนลึก 5-8 เมตร โดย Blind shield	1.8 กิโลเมตร	ϕ 3.3 เมตร
1975-1979	อุโมงค์ส่งน้ำบางเขน-หัวลำโพง-ท่าพระ ประเทศไทย ในStiff clay บางส่วนเป็นดินทราย ลึก 17-20 เมตร ลอดใต้แม่น้ำ โดยใช้ Mechanical shields with compressed air และ Slurry shield ในชั้นทราย และส่วนลอดแม่น้ำ	24.5 กิโลเมตร	ϕ 2.0-3.4 เมตร

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1981-1983	อุโมงค์ส่งน้ำประดิพัทธ์-อุมพินี ประเทศไทย ใน Stiff clay ลึก17-20 เมตร โดยใช้ Semi-mechanical shield with compressed air	7.1กิโลเมตร	ϕ 2.0 – 2.5 เมตร
1985	ศึกษาโครงการอุโมงค์ส่งน้ำลำตะคอง ประเทศไทย	1.47 กิโลเมตร	ϕ 4.4-6.8 เมตร
1986-1992	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอังกฤษมีการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ	50.5 กิโลเมตร	ϕ 7.6 เมตร
1990-1991	อุโมงค์ส่งน้ำสุทธิสาร-รัชดา ประเทศไทย ใน Stiff clay ลึก 18 เมตร โดยใช้ Semi-mechanical shield	2.2 กิโลเมตร	ϕ 2.0 เมตร
1993-1997	ส่วนต่อขยายอุโมงค์ Gotthard ประเทศสวิตเซอร์แลนด์ ซึ่งเป็นอุโมงค์หลักของทางหลวงใหม่สวิตเซอร์แลนด์ ซึ่งเชื่อมต่อกับทางหลวงของเยอรมันและอิตาลี	57 กิโลเมตร	
1994-1997	อุโมงค์น้ำทิ้งดินแดง-มักกะสัน ประเทศไทย ในดินเหนียวอ่อนและ Stiff clay ลึก 10-18 เมตร โดยใช้ EPB shields	10 กิโลเมตร	ϕ 2.5,3.2 เมตร
1995-1997	อุโมงค์ส่งน้ำศรีนครินทร์-ร่มเกล้า ประเทศไทย ใน Stiff clay ลึก 16-18 เมตร โดยใช้ EPB shields	10.5 กิโลเมตร	ϕ 2.0 เมตร
1995-2000	อุโมงค์ Laerdal ประเทศนอร์เวย์ เป็นอุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก	24.5 กิโลเมตร	
1996	ASCE (American society of civil engineers) ได้เลือกให้ Channel tunnel (Euro tunnel) เป็นสิ่งมหัศจรรย์ 1 ใน 7 ของโลกยุคใหม่		
1997	อุโมงค์ Brooklyn เมืองนิวยอร์ก ประเทศสหรัฐอเมริกา เป็นอุโมงค์ส่งน้ำ	8.9 กิโลเมตร	ϕ 5.8 เมตร
1998-2001	อุโมงค์รถไฟสายเฉลิมรัชมงคล (MRT Blue Line) หัวลำโพง – บางซื่อ ประเทศไทย ในดินทราย ดินเหนียวอ่อนและ Stiff clay ลึก 12-25 เมตร โดยใช้ EPB shields 8 เครื่อง	18 กิโลเมตร	ϕ 5.7 เมตร
1999	อุโมงค์ North Cape tunnel ในภาคเหนือของประเทศนอร์เวย์ เชื่อมต่อเกาะ Magerya กับแผ่นดินใหญ่ เป็นอุโมงค์ถนนที่ลอดผ่านใต้ทะเลที่ยาวที่สุดในโลก มีความลึก 212 เมตรจากระดับน้ำทะเล	7 กิโลเมตร	
1999-2000	อุโมงค์ระบายน้ำท่วมคลองเปรมประชากร ประเทศไทย ใน Stiff clay โดยใช้ EPB shields	1.8 กิโลเมตร	ϕ 3.4 เมตร
1999-2000	อุโมงค์น้ำทิ้งราชบูรณะ ประเทศไทย ใน Stiff clay โดยใช้ EPB shields combined with Pipe Jacking	1.8 กิโลเมตร	ϕ 2.3 เมตร
2000	อุโมงค์รถไฟพระพุทธฉาย ประเทศไทย	1.197 กิโลเมตร	6.3x7.25 เมตร
2002	อุโมงค์ Copenhagen ประเทศเดนมาร์ค	14 กิโลเมตร (ใต้ดิน 8 กิโลเมตร)	ϕ 4.9 เมตร
2002	อุโมงค์ Toranto transit commission ประเทศแคนาดา	4.4 กิโลเมตร	ϕ 5.2 เมตร
2002	อุโมงค์ Nishin-Shinjuku ประเทศญี่ปุ่น	1.2 กิโลเมตร	ϕ 13.23 เมตร

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
2003	อุโมงค์ Lefortovo เมืองมอสโคว์ ประเทศรัสเซีย เป็นอุโมงค์ทางหลวงที่ใหญ่ที่สุดในรัสเซีย	3.3 กิโลเมตร	ϕ 14.2 เมตร
2006	อุโมงค์ Hsuehshan tunnel ในภาคเหนือของประเทศไต้หวัน มีความยาวทั้งสิ้น อุโมงค์แห่งนี้เป็นอุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในทวีปเอเชีย โดยมีความยาวเป็นอันดับ 3 ของโลก	12.955 กิโลเมตร (8.05 ไมล์)	
2015	กำหนดเปิดใช้อุโมงค์ Solbakk tunnel ในเมือง Stavanger ประเทศนอร์เวย์ ซึ่งทำให้อุโมงค์แห่งนี้เป็นอุโมงค์ถนนใต้น้ำที่ยาวที่สุดในโลก (มี 4 ช่องจราจร)	14 กิโลเมตร	
2019	กำหนดการเปิดใช้อุโมงค์ Chicago Deep ที่ออกแบบเพื่อลดปัญหาน้ำท่วมในเขตชิคาโก	197 กิโลเมตร	

2.4 โครงการอุโมงค์ที่น่าสนใจในโลก

2.4.1 อุโมงค์ประวัติศาสตร์

2.4.1.1 อุโมงค์ Qanat หรือ Kareez

อุโมงค์ Qanat หรือ Kareez ของเปอร์เซียเป็นอุโมงค์ส่งน้ำสำหรับประชาชน โดยอุโมงค์ Qanat ที่เก่าและใหญ่ที่สุดอยู่ในประเทศอิหร่าน ซึ่งสร้างขึ้นเมื่อ 2,700 ปีก่อน โดยเป็นอุโมงค์ที่ใช้สำหรับส่งน้ำและทำเกษตรกรรมสำหรับประชาชน 40,000 คน โดยมีความลึก 360 เมตร มีความยาวทั้งสิ้น 45 กิโลเมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.18 เนื่องจากอุโมงค์ Qanat ใช้ในสภาพภูมิประเทศที่แห้งแล้งขาดแคลนน้ำ การสำรวจจึงเป็นเรื่องที่ต้องให้ความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง เพราะหากการสำรวจธรณีวิทยาที่ไม่ดีพอ ก็อาจก่อให้เกิดความเสียหายและเสียค่าใช้จ่ายโดยสิ้นเปลือง ดังนั้นการสำรวจเส้นทางจึงเริ่มจากการสำรวจภูมิประเทศอย่างละเอียดโดยผู้เชี่ยวชาญ อุโมงค์ Qanat โดยทั่วไปจะขุดในทางลาดของภูเขา หรือด้านข้างเขาที่มีดินทรายถูกชะล้างลงมาสะสมกัน การตรวจสอบอย่างใกล้ชิดในระหว่างฝนตกนักสำรวจต้องมองหาแนวของน้ำที่ซึมไปที่พื้นผิว เมื่อเจอตำแหน่งต้องมีการวางแนวสำหรับการขุดเพื่อทดลองก่อน ส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ในสมัยนั้น ยังใช้การขุดด้วยมือ อุปกรณ์ในการขุดคือ จอบ เสียม นักขุดเจาะอุโมงค์เริ่มจาก ติดตั้งกว้านที่พื้นผิวเพื่อดึงเศษดินทรายที่ถูกขุดขึ้นมา และดำเนินการขุดแนวตั้งเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 ฟุต และถมดินรอบปากของปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ทำเป็นเนินเล็กๆ เพื่อรักษาพื้นผิวไม่ให้พังลงไป ถ้าหากบริเวณที่ทำการขุดเป็นดินที่แน่น ไม่จำเป็นต้องมีท่อในอุโมงค์ ในดินที่ไม่แน่น จะต้องมีแหวนเสริมแรงดังในรูปที่ 2.20 ถูกติดตั้งทุกระยะในอุโมงค์เพื่อป้องกันการพังลงมา แหวนเหล่านี้โดยทั่วไป ทำจากโคลนเผา ส่วนใหญ่พบแหล่งน้ำที่ความลึก 50 ฟุต หรือ น้อยกว่า บางครั้ง พวกเขาขุดลงไป 200 – 300 ฟุตเพื่อให้ถึงตาน้ำ

2.4.1.2 อุโมงค์ Eupalinian aqueduct

อุโมงค์ Eupalinian aqueduct บนเกาะ Samos (Ionia) สร้างขึ้นเมื่อ 520 ปีก่อนคริสตกาล โดยวิศวกรซึ่งมีชื่อว่า Eupalinos ซึ่งสร้างอุโมงค์โดยการเจาะภูเขา ดังแสดงในรูปที่ 2.21 โดยใช้ทีมงาน 2 ทีม เจาะจาก 2 ฝั่งภูเขาเข้าบรรจบกันตรงกลาง ซึ่งใช้เวลาในการก่อสร้างอุโมงค์เป็นระยะเวลา 5-15 ปี โดยภูเขาแห่งนี้เป็นหินปูน เล่ากันว่าทาสที่มาขุดเจาะอุโมงค์แห่งนี้ต้องเสียชีวิตกันเป็นจำนวนมาก อุโมงค์แห่งนี้ถูกสร้างและซ่อมแซมขึ้นใหม่อีกครั้งโดยสถาปนิกชาวเยอรมนี ในศตวรรษที่ 19 อุโมงค์มีความยาว 1030 เมตร ปัจจุบันนี้นักท่องเที่ยวสามารถไปเยี่ยมชมอุโมงค์แห่งนี้ได้

2.4.1.3 อุโมงค์ Sapperton

อุโมงค์ Sapperton บนคลอง Thames & Severn ดังแสดงในรูปที่ 2.22 ในประเทศอังกฤษ ขุดผ่านภูเขา เปิดใช้งานในปี ค.ศ.1789 ซึ่งมีความยาว 3.5 กิโลเมตร และให้เรือขนถ่านหินแล่นผ่านได้

2.4.1.4 อุโมงค์ Box Tunnel

อุโมงค์ Box Tunnel ในเส้นทางรถไฟสายตะวันตกระห่างกรุงลอนดอน และเมืองบริสโตล (Bristol) ในประเทศอังกฤษ ดังแสดงในรูปที่ 2.23 ก่อสร้างโดย Isambard Kingdom Brunel ซึ่งเปิดใช้ในปี ค.ศ. 1841 ซึ่งเป็นอุโมงค์ทางรถไฟที่ยาวที่สุดในโลกในขณะนั้น โดยมีระยะความยาวทั้งสิ้น 2.9 กิโลเมตร

2.4.1.5 อุโมงค์ Thames tunnel

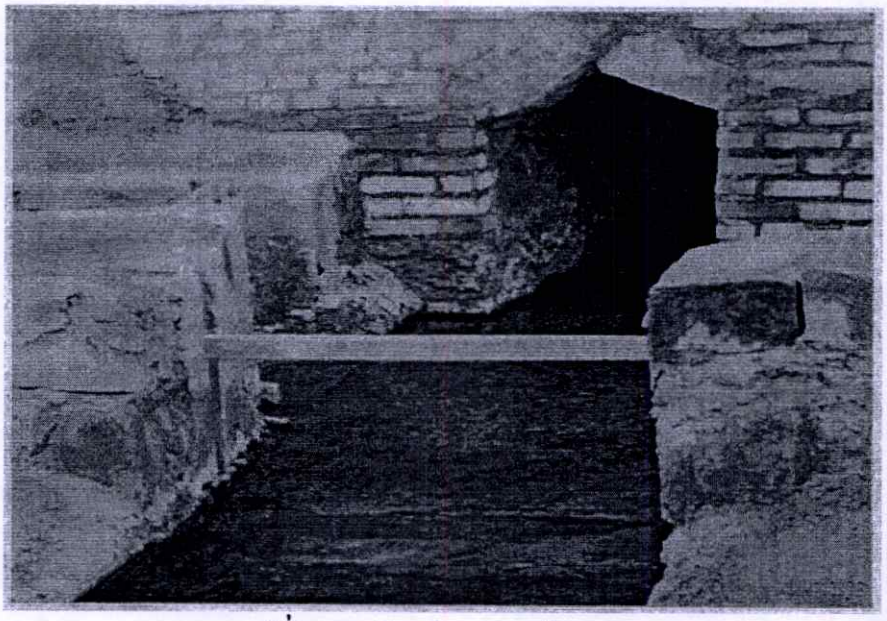
อุโมงค์ Thames tunnel ซึ่งสร้างขึ้นโดย Marc Isambard Brunel และบุตรชายของเขา Isambard Kingdom Brunel เปิดใช้ในปี ค.ศ. 1843 เป็นอุโมงค์แห่งแรกที่ขุดเจาะอุโมงค์ใต้น้ำ และเป็นอุโมงค์แห่งแรกที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์ ปัจจุบันอุโมงค์แห่งนี้เป็นส่วนหนึ่งของรถไฟลอนดอนสายตะวันออก (East london line) ของรถไฟใต้ดินลอนดอน (London underground) จากรูปที่ 2.24 ถึงรูปที่ 2.26 การขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ก่อสร้างอุโมงค์ การตกแต่งภายในของอุโมงค์ และลักษณะของอุโมงค์ตามลำดับ

2.4.1.6 อุโมงค์ Cobble hill และ อุโมงค์ Murray hill

อุโมงค์ Cobble hill และ อุโมงค์ Murray hill ในเมืองบรู๊คลิน รัฐนิวยอร์ค อุโมงค์มีความยาว 2,750 ฟุต (830 เมตร) เป็นอุโมงค์รถไฟที่เก่าแก่ที่สุดที่ขุดเจาะใต้แนวถนน โดยเปิดใช้ในปี ค.ศ. 1850 ดังแสดงในรูปที่ 2.27

2.4.1.7 อุโมงค์สถานี Baker street

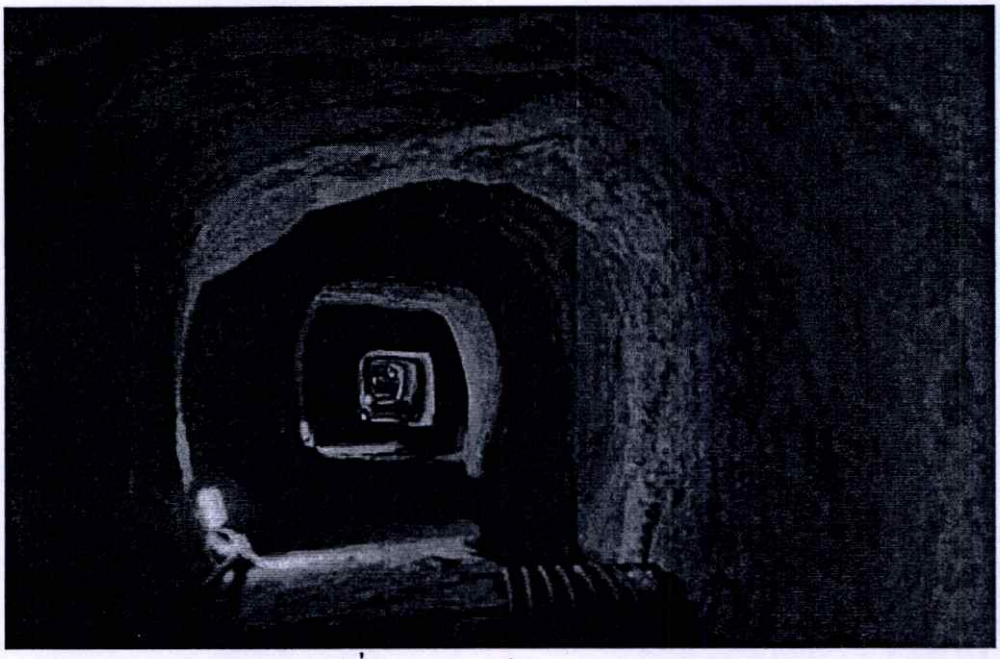
อุโมงค์สถานี Baker street ซึ่งเก่าแก่ที่สุดของรถไฟใต้ดินลอนดอน ทำการก่อสร้างโดยใช้วิธีขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover) ซึ่งเปิดให้บริการในปี ค.ศ. 1863 รูปที่ 2.28



รูปที่ 2.18 อุโมงค์ Qanat หรือ Kareez

รูปที่ 2.19 ลักษณะภายในอุโมงค์ Qanat

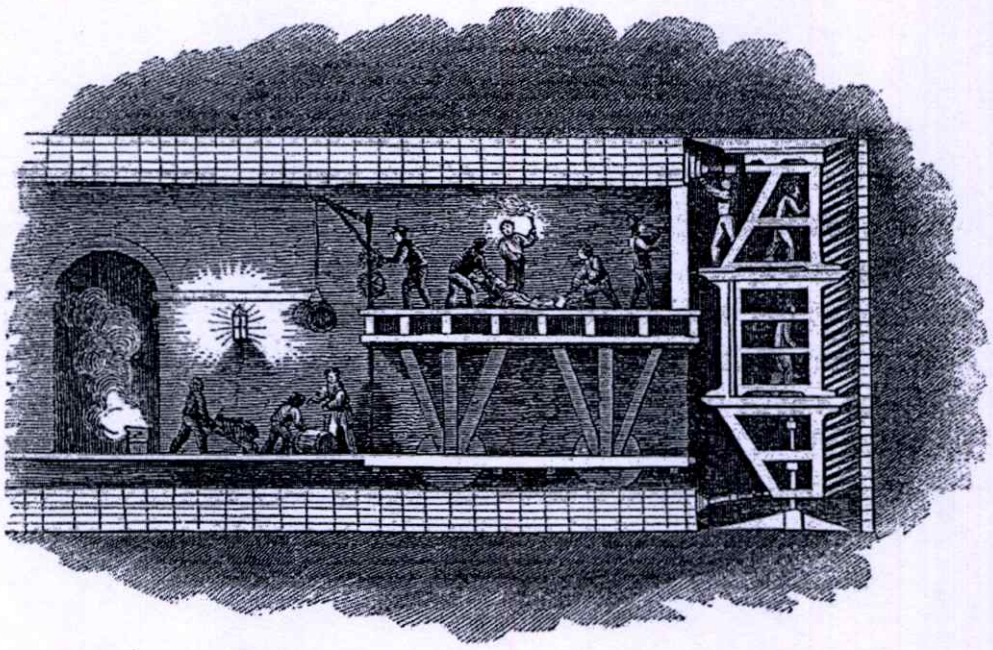
รูปที่ 2.20 ลักษณะของแหวนเสริมแรง



รูปที่ 2.21 อุโมงค์ Eupalinos tunnel

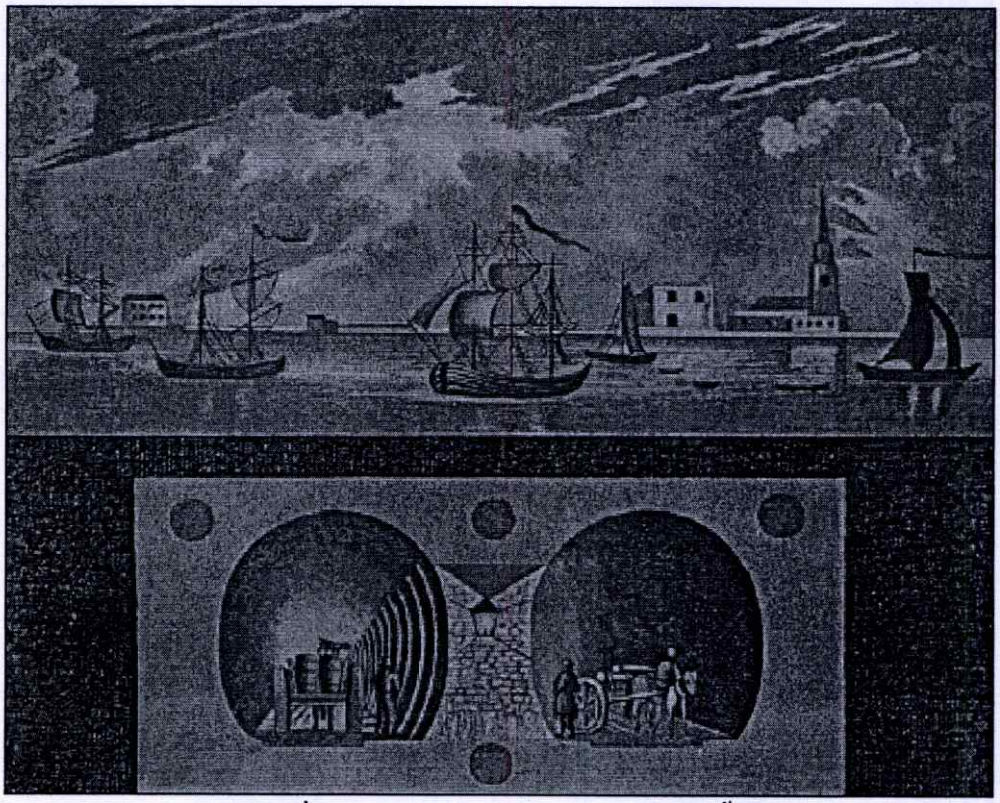
รูปที่ 2.22 อุโมงค์ Sapperton บนคลอง Thames & Severn

รูปที่ 2.23 อุโมงค์ Box tunnel

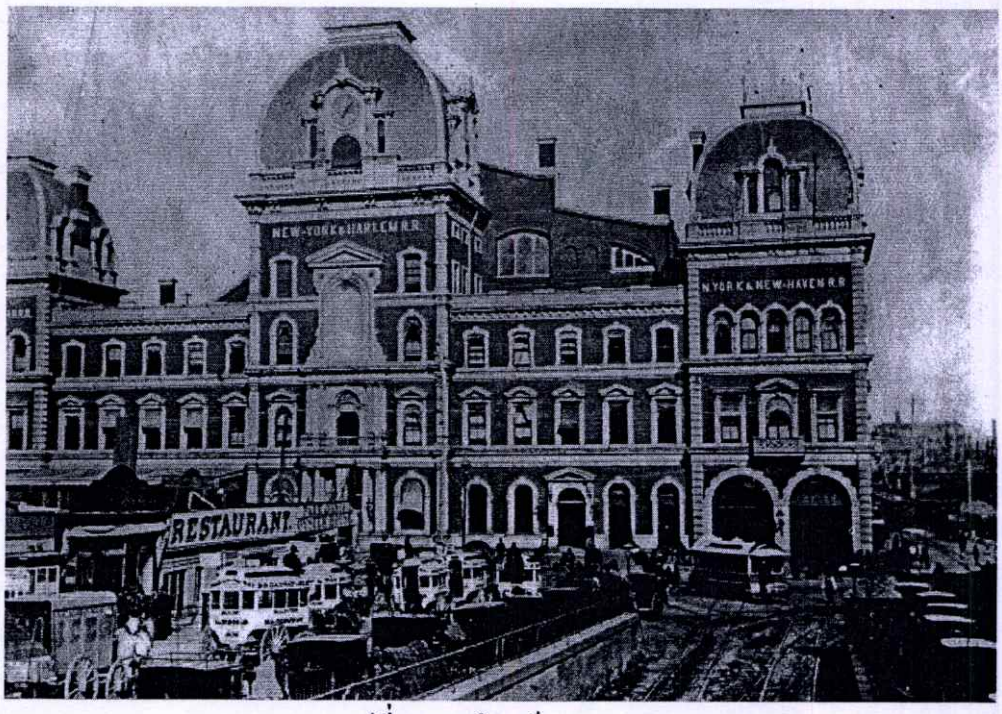


รูปที่ 2.24 แผนภาพการก่อสร้างอุโมงค์ The Thames tunnel ในกรุงลอนดอน

รูปที่ 2.25 การตกแต่งภายในของอุโมงค์แม่น้ำเทมส์ ยุคกลางศตวรรษที่ 19



รูปที่ 2.26 อุโมงค์ Thames ขุดเจาะใต้แม่น้ำ



รูปที่ 2.27 อุโมงค์ Murray hill

รูปที่ 2.28 สถานี Baker street

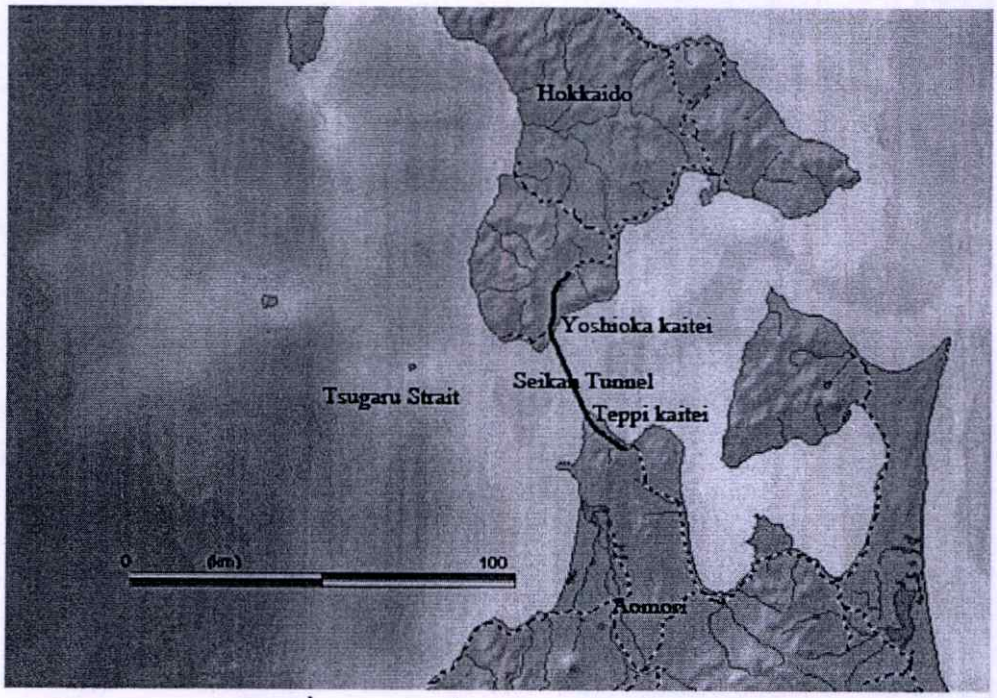
2.4.2 อุโมงค์ที่ยาวที่สุด

2.4.2.1 อุโมงค์ Seikan tunnel

อุโมงค์ Seikan tunnel ในประเทศญี่ปุ่นอุโมงค์รถไฟที่ยาวที่สุดในโลกโดยมีความยาวทั้งสิ้น 53.9 กิโลเมตร (33.4 ไมล์) โดยมีอุโมงค์ส่วนที่อยู่ใต้ทะเลยาวถึง 23.3 กิโลเมตร (14.5 ไมล์) ดังแสดงในรูปที่ 2.29 และรูปที่ 2.30 อุโมงค์ Seikan เชื่อมต่อระหว่างเกาะ Honshu และ Hokkaido ดังแสดงในรูปที่ 2.31 ใช้เวลาในการก่อสร้างตั้งแต่เริ่มสำรวจจนกระทั้งเปิดใช้งานเป็นเวลา 42 ปี

รูปที่ 2.29 อุโมงค์ Seikan tunnel ในประเทศญี่ปุ่นอุโมงค์รถไฟที่ยาวที่สุดในโลก

รูปที่ 2.30 ภายในอุโมงค์ Seikan tunnel ในประเทศญี่ปุ่น

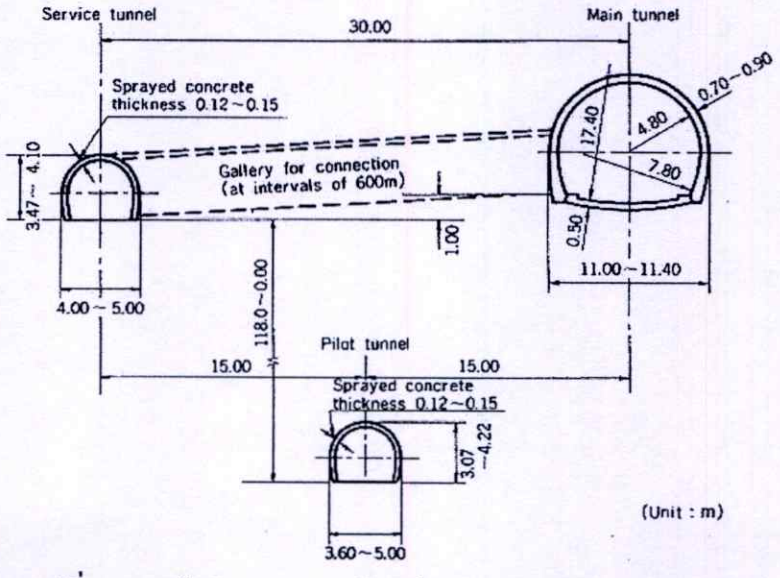


รูปที่ 2.31 แนวเส้นทางของอุโมงค์ Seikan

การสำรวจทางธรณีวิทยาเกิดขึ้นในปี ค.ศ.1946 ถึงปี ค.ศ.1963 และเกี่ยวข้องกับการเจาะใต้ทะเล การสำรวจด้วยเสียง การเจาะด้วยเรือดำน้ำ การปฏิบัติงานโดยใช้เรือดำน้ำขนาดเล็ก การสำรวจเกี่ยวกับแผ่นดินไหวและสนามแม่เหล็ก ทั้งในอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุและอุโมงค์นำทาง

และจากการสำรวจพบว่าช่องแคบ Tsugaru มีส่วนที่แคบที่สุดทางด้านตะวันตกและตะวันออก ในการวางแผนสร้างอุโมงค์ ทางด้านตะวันออกความลึกสูงสุดประมาณ 260 เมตร และตั้งอยู่ในเขตภูเขาไฟ Nasu และทางด้านตะวันตก มีความลึกสูงสุดประมาณ 149 เมตร และห่างจากเขตภูเขาไฟ ดังนั้นจึงได้เลือกแนวเส้นทางของอุโมงค์คือ ทางอยู่บนด้านตะวันตก ระหว่างแหลม Tappi ใน Honshu และ Yoshioka ใกล้กับแหลม Shirakami ใน Hokkaido โดยให้ความลึกของอุโมงค์ส่วนที่อยู่ใต้ทะเล เป็น 100 เมตรจากใต้ท้องทะเล ตามการพิจารณาการไหลของน้ำ และแรงดันน้ำ

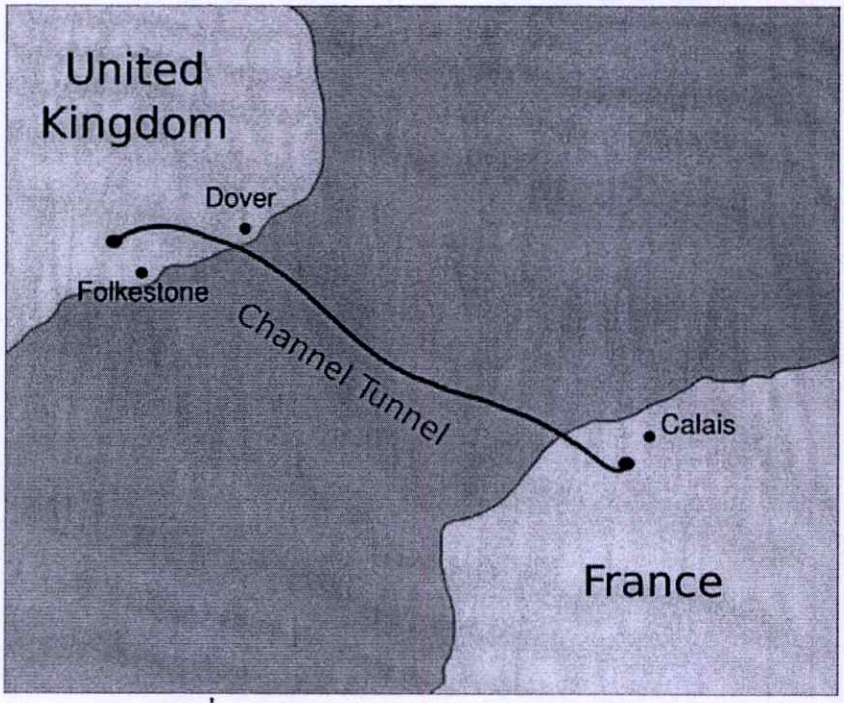
สภาพทางธรณีวิทยาของส่วนใต้ทะเลของอุโมงค์ ประกอบด้วยหินภูเขาไฟ Pyroclastic rock และหินตะกอนของช่วงปลายยุค Tertiray พื้นที่ถูกทับถมเข้าไปใกล้กับหินมีอายุน้อยที่สุด (Vertical anticline) ในตรงกลางของช่องแคบ Tsugaru มีการแบ่งอย่างคร่าวๆ เป็น 3 ส่วน คือ ฝั่ง Honshu ประกอบด้วยหินภูเขาไฟ Andesite และอื่นๆ คาดการณ์ว่ามีความแข็งแรงของชั้นหินประมาณ 50-150 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ฝั่ง Hokkaido ประกอบด้วยหินตะกอน หินภูเขาไฟยุค Tertiary, Mudstone และอื่นๆ ที่เกิดขึ้นมาประมาณ 20,000,000 ปีมาแล้ว ซึ่งเรียกว่า Kunnui strata และส่วนตรงกลางประกอบด้วยชั้น Yakumo strata ประกอบด้วยดินและตะกอนที่แข็งตัว เกิดขึ้นประมาณ 17,000,000 ปี และชั้น Kuromatsunai strata ประกอบด้วย Mudstone เกิดขึ้นประมาณ 15,000,000 ปี คาดการณ์ว่ามีความแข็งแรงของชั้นหินประมาณ 30-40 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เนื่องจากอุโมงค์ Seikan มีความยาวในส่วนใต้ทะเล 23.3 กิโลเมตร ทำให้มีการขุดด้วยกัน 3 ส่วน เริ่มด้วยการขุดอุโมงค์นำทาง อุโมงค์บริการ และอุโมงค์หลัก ส่วนตัดขวางของอุโมงค์ Seikan ดังในรูปที่ 2.32 อุโมงค์บริการต่อเชื่อมไปที่อุโมงค์หลักเป็นระยะด้วยแกนต่อเชื่อมที่ระยะ 600 ถึง 1,000 เมตร อุโมงค์นำทางที่ใช้เป็นอุโมงค์ระบายน้ำถูกขุดตรงไปที่บริเวณตรงกลางของช่องแคบใช้วิธีการขุดเจาะแบบ Full face cutting



รูปที่ 2.32 หน้าตัดขวางของอุโมงค์ Seikan (I.KITAMURA, 1979)

2.4.2.2 อุโมงค์ Channel tunnel

อุโมงค์ Channel tunnel ที่ลอดผ่านช่องแคบอังกฤษเชื่อมระหว่างประเทศฝรั่งเศสและอังกฤษ เป็นอุโมงค์ที่ยาวที่สุดอันดับสองของโลก โดยมีความยาวทั้งสิ้น 50 กิโลเมตร (31 ไมล์) โดยเป็นอุโมงค์ส่วนที่ลอดใต้ทะเลยาว 39 กิโลเมตร (24 ไมล์) ดังแสดงในรูปที่ 2.33 และรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.33 แนวเส้นทางอุโมงค์ Channel tunnel

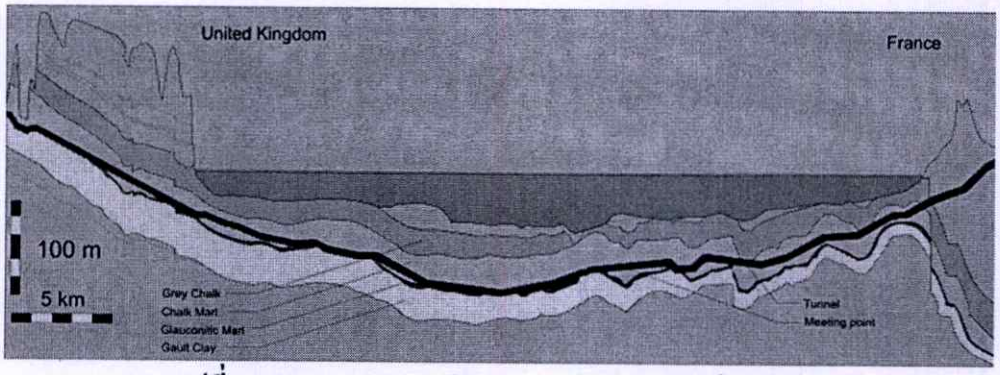
รูปที่ 2.34 อุโมงค์ Channel tunnel

ความคิดในการก่อสร้างอุโมงค์เชื่อมโยงเพื่อข้ามช่องแคบอังกฤษ (English Channel) เกิดขึ้นโดย Albert Mathieu ในปี ค.ศ.1802 โดยมีความคิดที่จะรวมเอาการคมนาคมของยานพาหนะขนาดเล็กเอาไว้ด้วยกัน เป็นเวลานานกว่า 150 ปีที่การเมืองของประเทศอังกฤษ และความกดดันจากผู้คนหลากหลายชนชาติ ก่อให้เกิดการก่อสร้างอุโมงค์ในปี ค.ศ.1974 โดยรัฐบาลของฝรั่งเศสและสหราชอาณาจักรได้เริ่มต้นโดยการหาเงินกู้เพื่อเริ่มก่อสร้างอุโมงค์จากทั้ง 2 ฝั่งของช่องแคบ แต่โครงการได้ถูกยกเลิกโดยรัฐบาลของสหราชอาณาจักร เนื่องจากปัญหาเงินทุนที่สูงเกินไป ต่อมาในปี ค.ศ.1985 รัฐบาลของสหราชอาณาจักรและฝรั่งเศสได้ยื่นข้อเสนอสำหรับการก่อสร้าง Euro tunnel ให้แก่บริษัทก่อสร้างชั้นนำถึง 10 บริษัท และธนาคารระดับโลกอีก 5 แห่ง เมื่อทั้งหมดได้ทราบถึงรายละเอียดโครงการก่อสร้างอุโมงค์แล้ว ความร่วมมือของทั้ง 3 ฝ่ายจึงเป็นผลทำให้โครงการก่อสร้างอุโมงค์ข้ามช่องแคบอังกฤษได้เริ่มต้นขึ้นในปี ค.ศ.1988 และอุโมงค์สามารถเปิดให้บริการได้ในปี ค.ศ.1994 ในปี ค.ศ.1985 ราคาของค่าก่อสร้างอุโมงค์ทั้งหมดในตอนนั้น คือ 4,650 ล้านปอนด์ ซึ่งสูงกว่าราคาที่ได้ประเมินไว้ในตอนแรกถึง 80 % แต่อย่างไรก็ตามอุโมงค์นี้ก็ได้ก่อสร้างจนเสร็จสมบูรณ์และมีผู้คนเป็นจำนวนถึง 15,000 คน อีกทั้งยังสามารถทำรายได้มากกว่า 3 ล้านปอนด์ต่อวัน นอกจากนี้การก่อสร้างอุโมงค์ Euro tunnel ตลอดระยะเวลาการก่อสร้างได้มีคนงานเสียชีวิตจากอุบัติเหตุถึง 10 คน และในปี ค.ศ.1996 ASCE (American society of civil engineers) ร่วมกับ Popular mechanics ได้เลือกให้ Euro tunnel ได้เป็นสิ่งมหัศจรรย์ 1 ใน 7 ของโลกยุคใหม่

สภาพทางธรณีวิทยาของโครงการนี้แสดงดังในรูปที่ 2.35 อันประกอบด้วย ดิน Chalk ของหน้าผาในแต่ละด้านของช่องแคบที่มีความต่อเนื่อง และไม่มีความบกพร่องของการรับน้ำหนัก หน้าผาประกอบด้วยชั้นหิน 4 ชั้น มีการตกตะกอนเกิดขึ้น 90-100 ล้านปีมาแล้ว มีหิน Chalk อยู่บริเวณด้านบนด้านล่างและตรงกลาง และสุดท้ายเป็นดินเหนียวที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ มีชั้นทราย Glauconitic marl (tortia) อยู่ระหว่าง Chalk marl และดินเหนียว ชั้นของ Chalk marl มีความยาว 25-30 เมตร (82-98 ฟุต) (French: craie bleue) เห็นได้ว่าในชั้นที่สามด้านล่างของ หิน Chalk เป็นตัวกลางในการขุดอุโมงค์ที่ดีที่สุด หิน Chalk มีโคลนประกอบอยู่ 30-40% ทำให้น้ำไม่สามารถไหลผ่านไปที่น้ำระดับพื้นดินได้ อีกทั้งยังสามารถขุดได้ง่ายพร้อมกับความแข็งแรงมากพอในการรองรับน้ำหนักของโครงสร้าง ดังนั้นการขุดอุโมงค์จะขุดด้านล่าง ของ Chalk marl ลงไป 15 เมตร และยอมให้น้ำไหลเข้าจากบริเวณรอยแยกให้น้อยที่สุด

อุโมงค์ข้ามช่องแคบประกอบด้วยอุโมงค์ทั้งหมด 3 ช่อง มีสองช่องที่เป็นอุโมงค์รถไฟอุโมงค์รถไฟนั้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.6 เมตร (25 ฟุต) และ 30 เมตร (98 ฟุต) ความยาว 50 กิโลเมตร (31 ไมล์) ส่วนอีกหนึ่งอุโมงค์ที่เหลือ คือ อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนี้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.8 เมตร (16 ฟุต) และอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์รถไฟทั้งสองด้าน ประเทศฝรั่งเศส

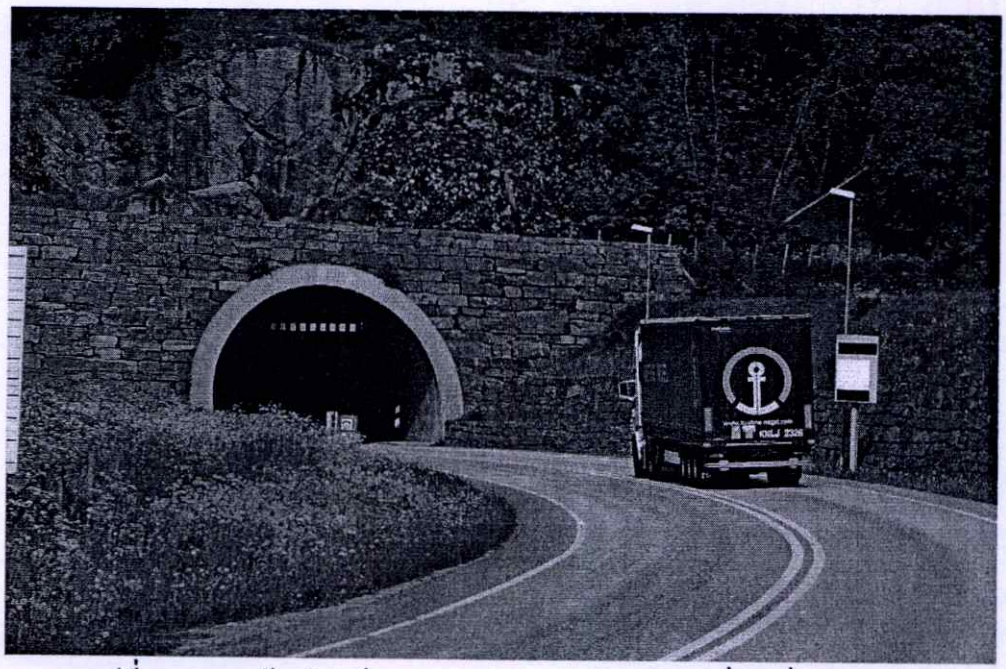
ใช้เครื่อง TBM ในการขุดเจาะอุโมงค์ 5 เครื่อง ส่วนประเทศอังกฤษใช้ 6 เครื่อง โดยที่อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนั้นใช้ระบบ Service tunnel transport system (STTS) และ Light service tunnel vehicles (LADOGS) ส่วนผนังอุโมงค์ทางฝรั่งเศสใช้ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) 5 ชิ้นและ K-segment 1 ชิ้น ในขณะที่ทางอังกฤษใช้ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) 8 ชิ้นและ K-segment 1 ชิ้น



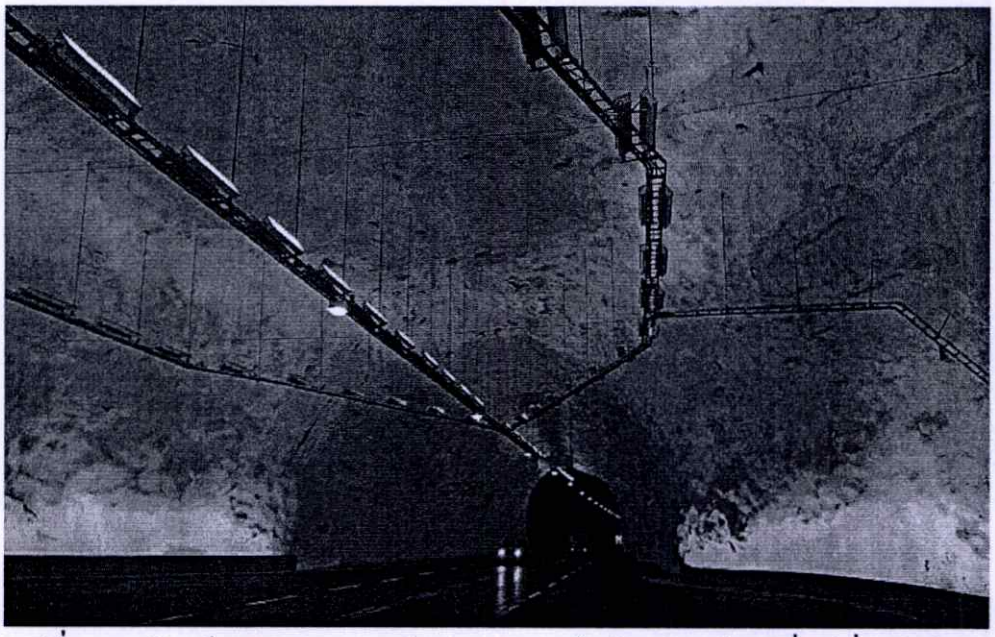
รูปที่ 2.35 สภาพทางธรณีวิทยาตลอดแนวอุโมงค์ Channel

2.4.2.3 อุโมงค์ Laerdal tunnel

อุโมงค์ Laerdal tunnel ในประเทศนอร์เวย์ ที่เชื่อมเมือง Laerdal และเมือง Aurland เป็นอุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก โดยมีความยาวทั้งสิ้น 24.5 กิโลเมตร (15.2 ไมล์) ดังแสดงในรูปที่ 2.36 และรูปที่ 2.37 อุโมงค์ Leardal ก่อสร้างในปี ค.ศ.1995 ถึง ค.ศ.2000 ใช้เวลาทั้งสิ้น 5 ปี โดยเริ่มเปิดใช้งานในวันที่ 27 พฤศจิกายน ค.ศ. 2000

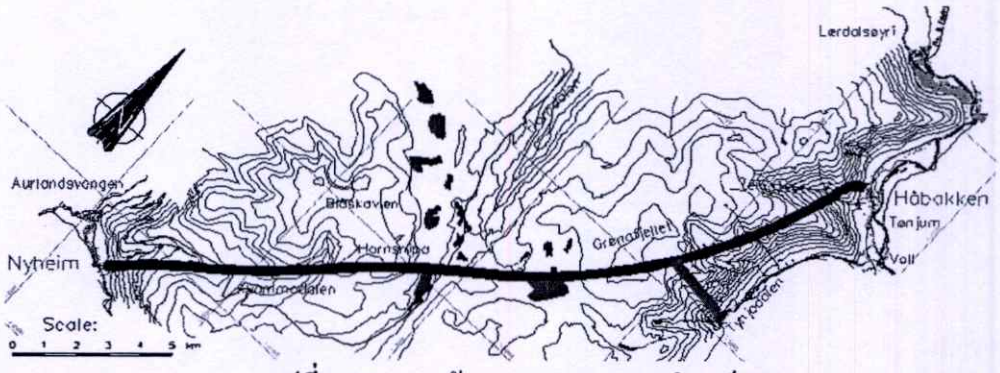


รูปที่ 2.36 ทางเข้าอุโมงค์ Laerdals tunnel – อุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก



รูปที่ 2.37 อุโมงค์ Laerdals tunnel ในประเทศนอร์เวย์ – อุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก

อุโมงค์ Laerdal นั้นอยู่ลึกจากยอดเขาประมาณ 1,400 เมตร ก้อนหินขนาดใหญ่ต้องใช้แรงดันมหาศาลในการระเบิด สามารถทำให้หินร่วงกระจายลงมาถึงพื้นเป็นชิ้นเล็กๆ ทำให้ได้พื้นและผนังของอุโมงค์ หลังจากการระเบิด ผนังและพื้นของอุโมงค์ยังคงมีเสถียรภาพ การขุดเจาะอุโมงค์มีระบบคอมพิวเตอร์ในการควบคุมการทำงาน เพื่อให้การขุดอุโมงค์มาบรรจบกันโดยไม่มีข้อผิดพลาด ในการนำเครื่องเจาะและระเบิดมาช่วยในการทำงานนั้นต้องมีความระมัดระวังเป็นอย่างสูง โดยแนวเส้นทางแสดงดังรูปที่ 2.38



รูปที่ 2.38 แนวเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์

2.4.2.4 อุโมงค์ St. Gotthard tunnel

อุโมงค์ St. Gotthard tunnel จาก Göschenen ไปยัง Airolo ในประเทศสวิตเซอร์แลนด์ซึ่งเปิดใช้งานเมื่อวันที่ 5 กันยายน ค.ศ. 1980 เป็นอุโมงค์ทางหลวงที่ยาวเป็นอันดับสองของโลกโดยมีความยาวทั้งสิ้น 16.32 กิโลเมตร (10.14 ไมล์) ดังแสดงในรูปที่ 2.39

2.4.2.5 อุโมงค์ Solbakk tunnel

อุโมงค์ Solbakk tunnel ในเมือง Stavanger ของประเทศนอร์เวย์ โดยมีกำหนดเปิดใช้ในปี ค.ศ. 2015 มีความยาวทั้งสิ้น 14 กิโลเมตร ซึ่งทำให้อุโมงค์แห่งนี้เป็นอุโมงค์ถนนลอดใต้แม่น้ำที่ยาวที่สุดในโลก อุโมงค์แห่งนี้มี 4 ช่องจราจร ขีดจำกัดความเร็ว 90 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 2.40

2.4.2.6 อุโมงค์ Hsuehshan tunnel

อุโมงค์ Hsuehshan tunnel ในภาคเหนือของประเทศไต้หวันซึ่งเปิดใช้เมื่อวันที่ 16 มิถุนายน ค.ศ. 2006 มีความยาวทั้งสิ้น 12.955 กิโลเมตร (8.05 ไมล์) อุโมงค์แห่งนี้เป็นอุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในทวีปเอเชีย โดยมีความยาวเป็นอันดับ 3 ของโลก ดังแสดงในรูปที่ 2.41

2.4.2.7 อุโมงค์ Rennsteig tunnel

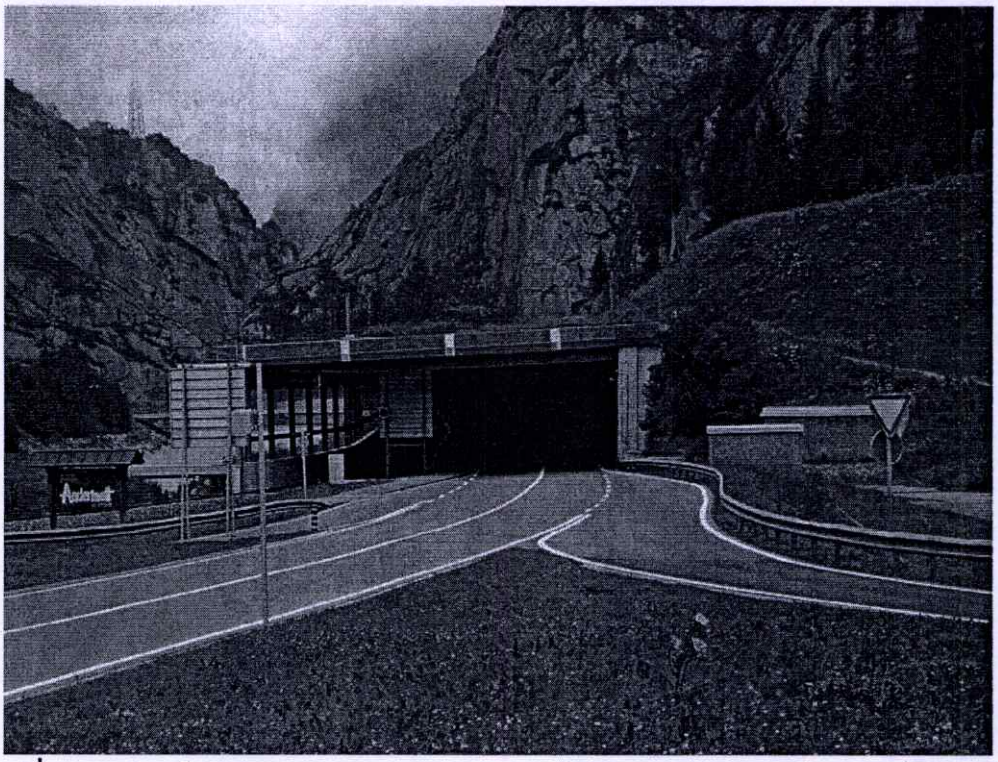
อุโมงค์ Rennsteig tunnel ในภาคกลางของประเทศเยอรมนีที่วิ่งลอดป่า Thuringian มีความยาวทั้งสิ้น 8.5 กิโลเมตร เป็นอุโมงค์ที่ยาวที่สุดของประเทศเยอรมนีในขณะนี้ ดังแสดงในรูปที่ 2.42

2.4.2.8 อุโมงค์ North Cape tunnel

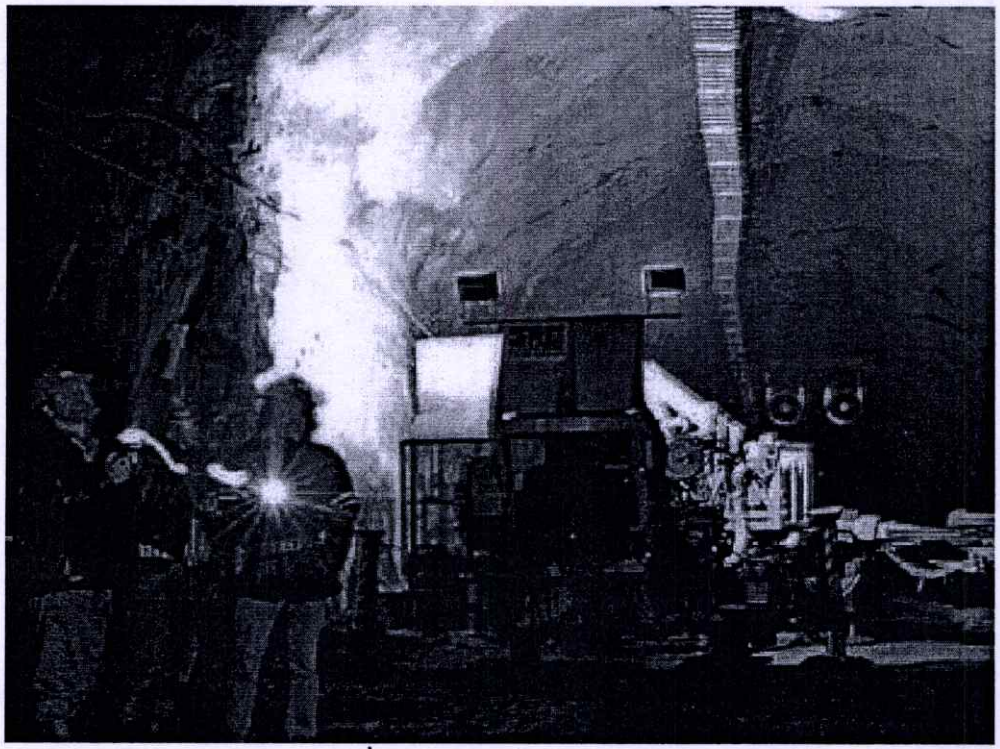
อุโมงค์ North Cape tunnel ในภาคเหนือของประเทศนอร์เวย์ เชื่อมต่อเกาะ Magerya กับแผ่นดินใหญ่ เป็นอุโมงค์ถนนที่ลอดผ่านใต้ทะเลที่ยาวที่สุดในโลก โดยเปิดใช้ในปี ค.ศ. 1999 มีความยาวทั้งสิ้น 7 กิโลเมตร มีความลึก 212 เมตรจากระดับน้ำทะเล ดังแสดงในรูปที่ 2.43

2.4.2.9 อุโมงค์ Päijänne tunneli

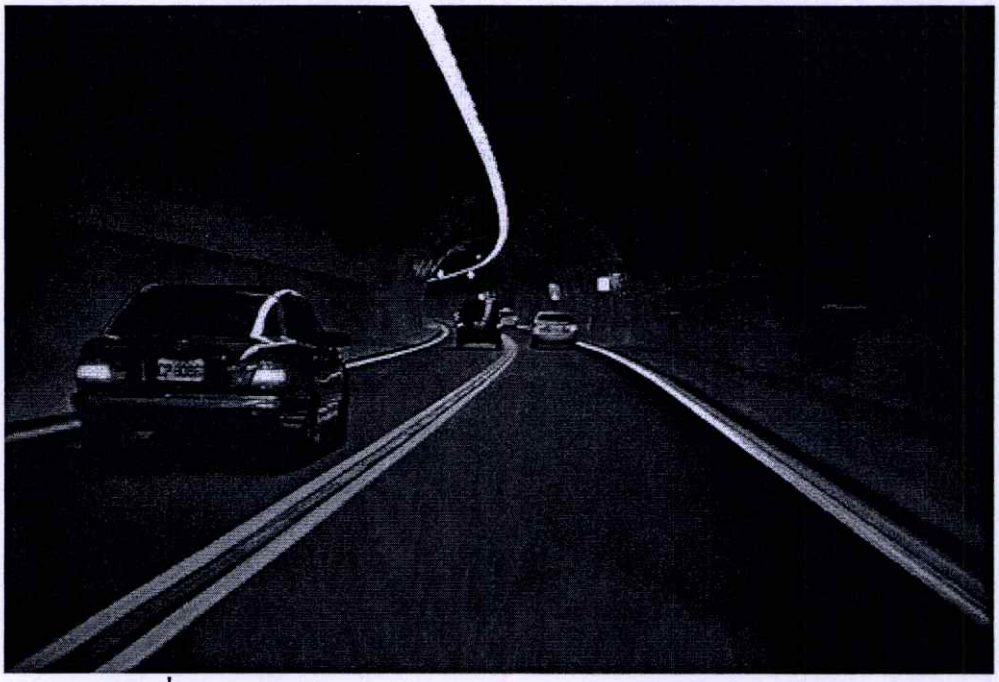
อุโมงค์ Päijänne tunneli เป็นอุโมงค์ที่ยาวที่สุดในโลกที่เจาะอุโมงค์เข้าไปในหุบเขา ตั้งอยู่ทางใต้ของประเทศฟินแลนด์ โดยมีความยาวทั้งสิ้น 120 กิโลเมตร โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อใช้ส่งน้ำไปยังเมืองหลวงเฮลซิงกิ ดังแสดงในรูปที่ 2.44



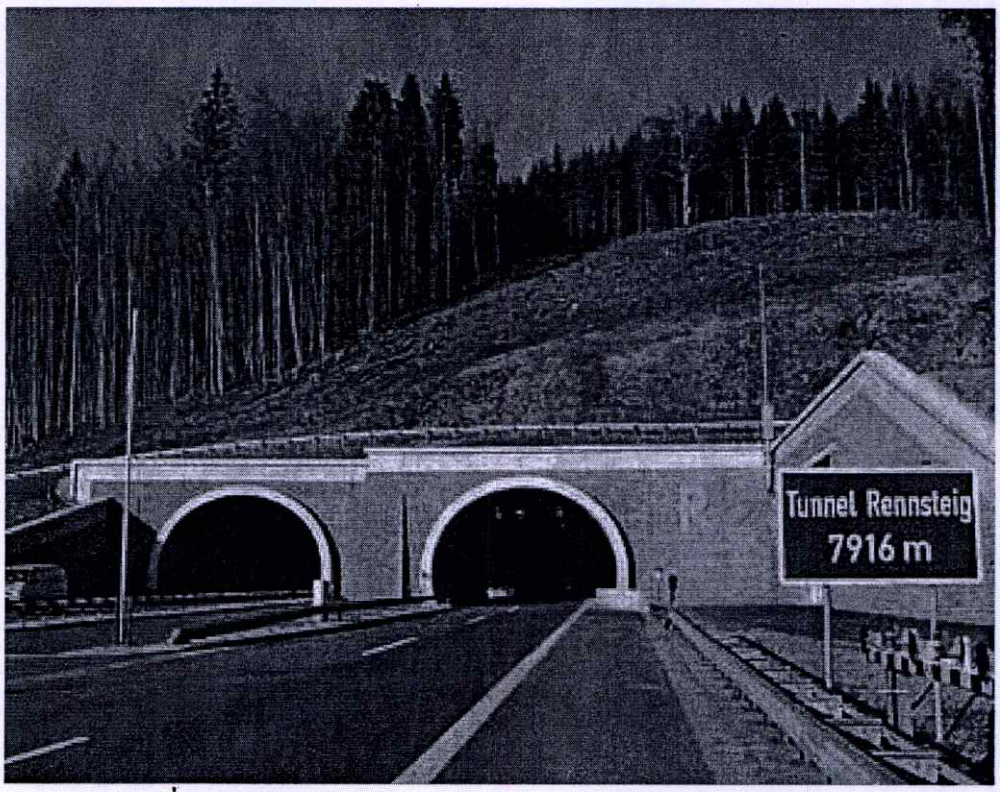
รูปที่ 2.39 อุโมงค์ St. Gotthard tunnel จาก Göschenen ไปยัง Airolo ในประเทศสวิตเซอร์แลนด์



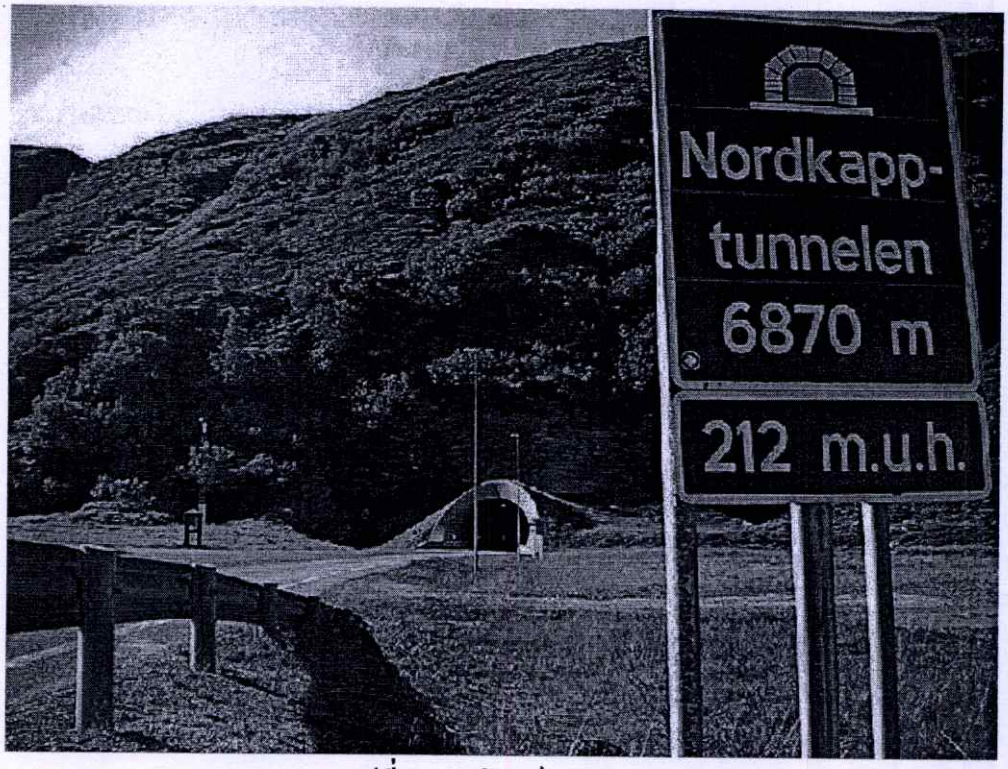
รูปที่ 2.40 อุโมงค์ Solbakk tunnel



รูปที่ 2.41 อุโมงค์ Hsuehshan tunnel ในภาคเหนือของประเทศไต้หวัน

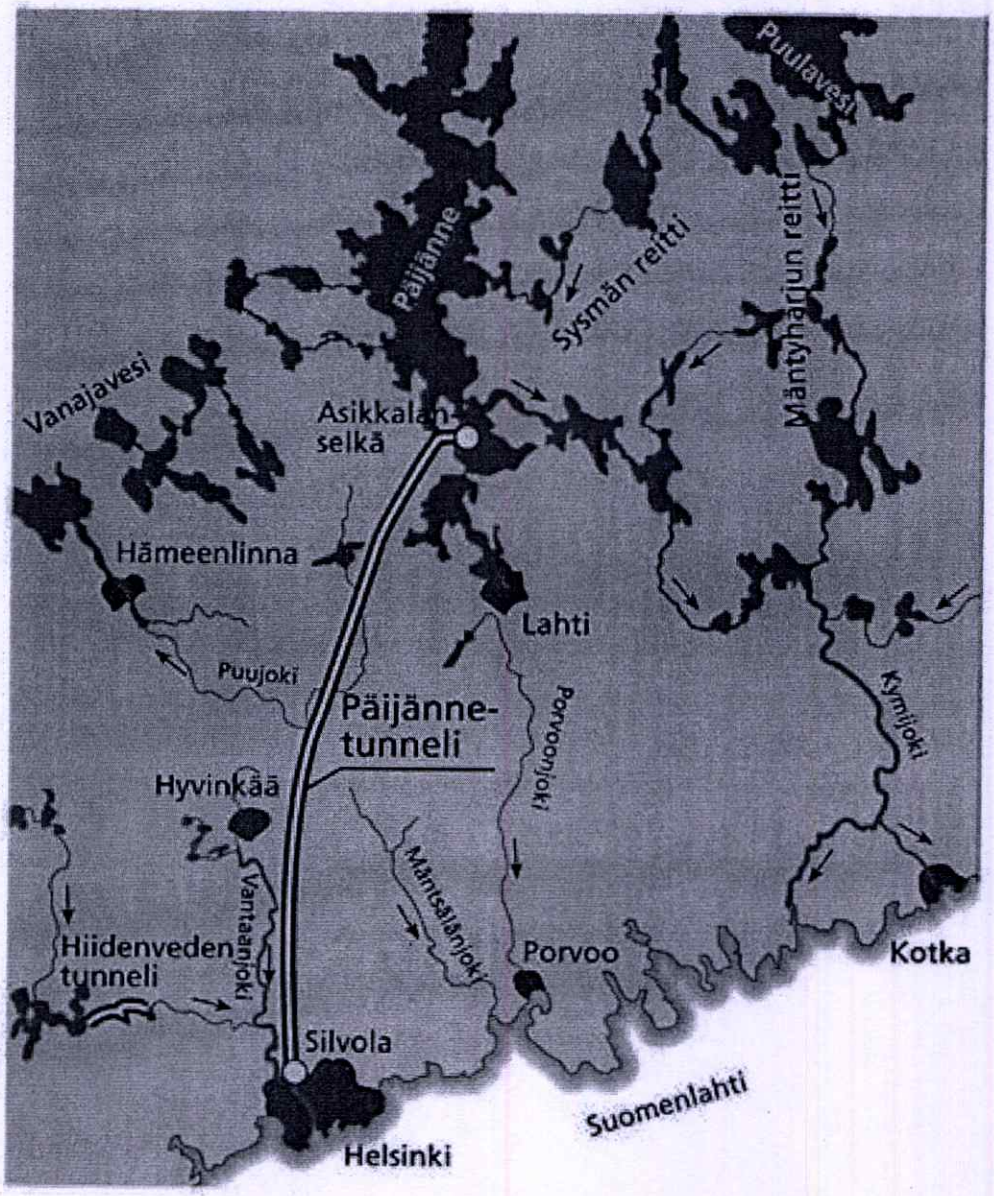


รูปที่ 2.42 อุโมงค์ Rennsteig tunnel ในภาคกลางของประเทศเยอรมนี



รูปที่ 2.43 อุโมงค์ North cape

รูปที่ 2.44 อุโมงค์ Päijänne tunneli



รูปที่ 2.45 แนวเส้นทางของ Päijänne tunneli

2.4.3 อุโมงค์ที่น่าสนใจ

2.4.3.1 อุโมงค์ Lincoln tunnel

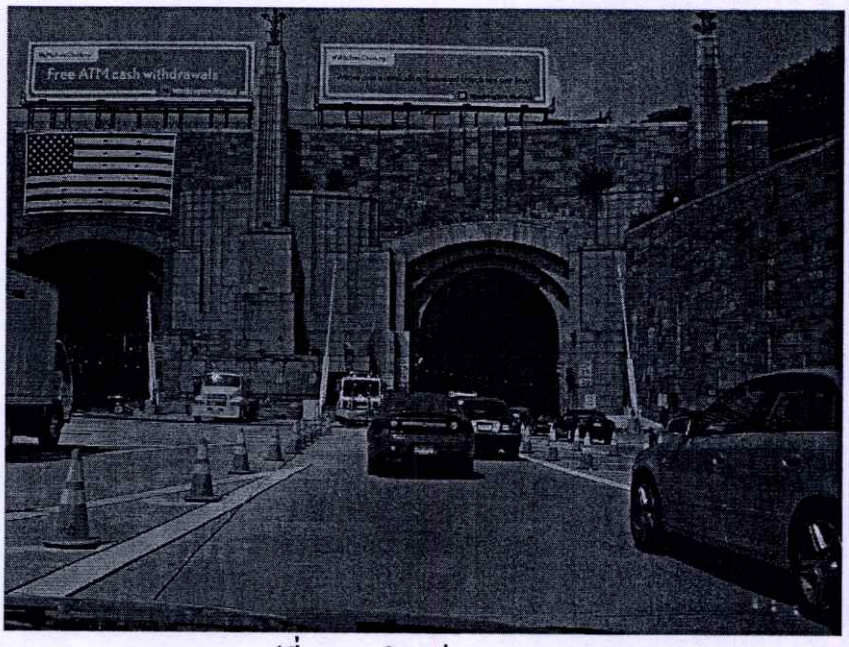
อุโมงค์ Lincoln tunnel ที่เชื่อมระหว่างนิวเจอร์ซีย์และนิวยอร์คเป็นอุโมงค์ที่คับคั่งไปด้วยยานพาหนะที่สุดในโลก โดยมียานพาหนะใช้บริการถึง 120,000 คันต่อวัน ดังแสดงในรูปที่ 2.46

2.4.3.2 โครงการอุโมงค์ Chicago Deep

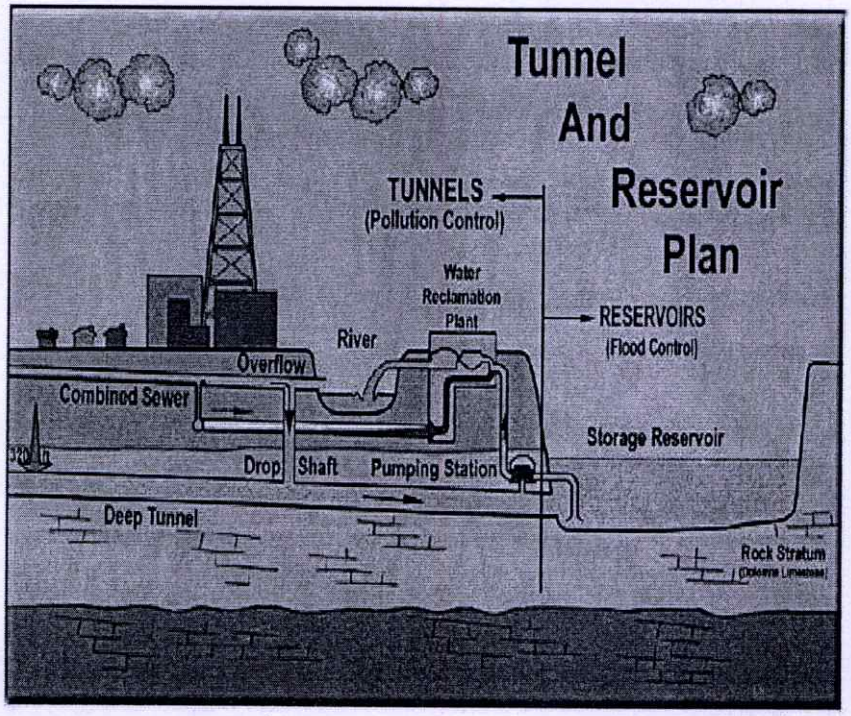
โครงการอุโมงค์ Chicago Deep มีเครือข่ายอุโมงค์ที่ยาวถึง 109 ไมล์ (197 กิโลเมตร) ถูกออกแบบเพื่อลดปัญหาน้ำท่วมในเขตชิคาโก เริ่มสร้างในปี ค.ศ. 1970 โดยคาดว่าจะก่อสร้างแล้วเสร็จในปี ค.ศ. 2019 ดังแสดงในรูปที่ 2.47 และรูปที่ 2.48

2.4.3.3 อุโมงค์ Fenghuoshan

อุโมงค์ Fenghuoshan บนสายทางรถไฟชิงไห่-ธิเบต โดยเริ่มต้นจากจีนที่ Golmud, เมือง ชิงไห่ (Qinghai) เมืองหลวงของ Xining , Lanzhou หรือ Xi'an. ไปยัง ลาซา (Lhasa) ของทิเบต เป็นอุโมงค์สำหรับทางรถไฟยาว 1,338 เมตร ที่ก่อสร้างในระดับที่สูงที่สุดในโลก คือ 4,905 เมตร เหนือระดับน้ำทะเล ซึ่งสูงกว่าทางรถไฟของเปรูในเทือกเขาแอนดีส อย่างน้อย 200 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.49

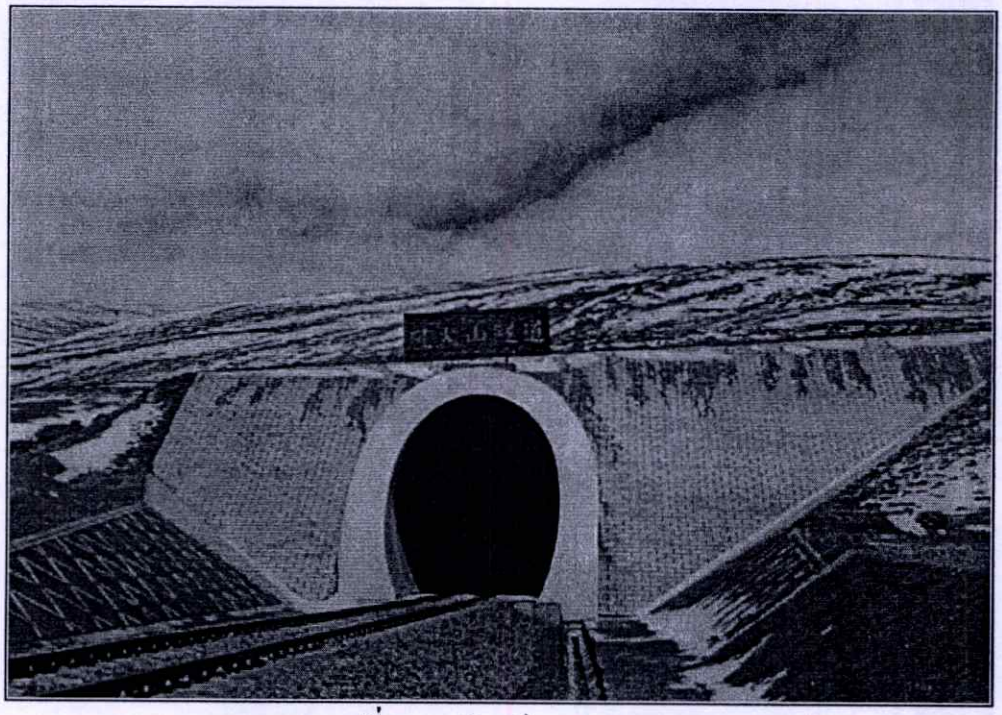


รูปที่ 2.46 อุโมงค์ Lincoln tunnel



รูปที่ 2.47 อุโมงค์ Chicago deep tunnel

รูปที่ 2.48 ภายในอุโมงค์ Chicago Deep Project



รูปที่ 2.49 อุโมงค์ Fenghuoshan

รูปที่ 2.50 แนวเส้นทางอุโมงค์ Fenghuoshan ในจุดที่สูง

2.5 การก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย

ในประเทศไทย มีการก่อสร้างอุโมงค์เกิดขึ้นมากมายนับตั้งแต่ในสมัยพระบาทสมเด็จพระมงกุฎเกล้าเจ้าอยู่หัว รัชกาลที่ 6 ได้ทรงพระกรุณาโปรดเกล้าฯ ให้ก่อสร้างอุโมงค์รถไฟที่เขาขุนตาล จังหวัดลำปาง ซึ่งเป็นอุโมงค์ที่เจาะผ่านชั้นหิน หลังจากนั้นก็มีงานก่อสร้างอุโมงค์เกิดขึ้นมากมาย

อาทิเช่น อุโมงค์เขาพังเพย อุโมงค์พระพุทธฉาย และอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของประเทศไทย สายเฉลิมรัชมงคล รายละเอียดมีดังนี้

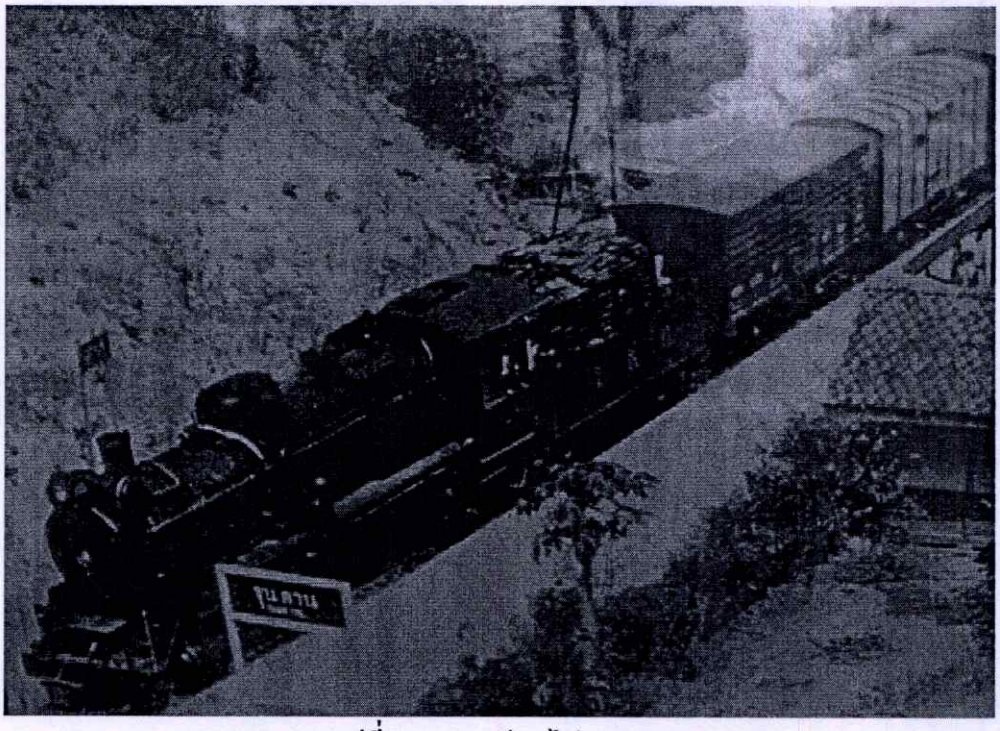
2.5.1 อุโมงค์ขุนตาล

การก่อสร้างทางรถไฟสายเหนือของประเทศไทย จากกรุงเทพมหานคร ถึงนครเชียงใหม่เริ่มมาตั้งแต่รัชสมัยพระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัว เมื่อ พ.ศ.2438 โดยเริ่มการก่อสร้างทางรถไฟสายเหนือช่วงแรกจากกรุงเทพมหานคร ถึง พระนครศรีอยุธยา ระยะทาง 71 กิโลเมตร กระทรวงว่าการคมนาคมสมัยนั้น จึงจัดให้มีการสำรวจแนวทางขึ้น ซึ่งเส้นทางรถไฟที่ต้องผ่านเทือกเขาจนถึงระดับสูงกว่าลำปางถึง 410 เมตร และยังไม่สามารถผ่านดอยขุนตานไปได้ เพราะยังเหลือเทือกเขาเป็นกำแพงสุดท้าย ซึ่งมีความหนาถึง 1,400 เมตร ความสูงกว่า 100 เมตรขวางอยู่ ทำให้ต้องใช้วิธีการเจาะอุโมงค์ทะลุภูเขาเพื่อไปยังอีกด้านหนึ่งของทางรถไฟสายเหนือ โดยมี นายแอลไวเลอร์ วิศวกรชาวเยอรมันเป็นผู้รับผิดชอบการก่อสร้างจึงเป็นไปตามแบบแผนของชาวเยอรมัน (The German tunnelling method)

ภายหลังการสำรวจได้ผ่านพ้นมาแล้วเป็นเวลา 2 ปี ในปีพุทธศักราช 2450 ก็เริ่มการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟคือ ในขั้นแรกได้จัดตั้งหมุดหลักฐานของระดับที่แน่นอนไว้บนหลังเขาในแนวเดียวกันกับอุโมงค์ทั้งด้านเหนือและด้านใต้ ก่อนลงมือขุดเจาะนั้นมีการหาแนวทางตรงที่สั้นที่สุดเพื่อข้ามไปฝั่งตรงกันข้ามคือปากอุโมงค์ทางด้านเหนือโดยการฝังหมุด และพบอยู่ในปัจจุบัน 2 หมุด ในแนวเดียวกับอุโมงค์ ตัวอย่างหมุดแสดงดังในรูปที่ 2.51 การเจาะอุโมงค์ขุนตานทำโดยใช้เครื่องอัดอากาศสำหรับเจาะ เมื่อเครื่องอัดอากาศเสียหรือใช้ไม่ได้ ก็ใช้เหล็กสกัดขนาดยาวและค้อนขนาดใหญ่ตอกลงบนหินบริเวณที่ต้องการให้เป็นรูเพื่อฝังดินระเบิด ถ้าเป็นหินร่วนก็ใช้ขวานทะลายหินออกมา การเจาะห่างจากแนวที่ต้องการเข้ามาประมาณ 50 เซนติเมตร แล้วเจาะรูเว้นระยะห่างกันประมาณรูละ 1 เมตร แล้วเอาดินระเบิดไดนาไมต์ ฝังเข้าไปในรูนั้น แล้วบังคับให้เกิดการระเบิดขึ้นพร้อมกันในคราวเดียว เพื่อให้ได้หินปริมาณมากและป้องกันอุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้น เมื่อเจาะลึกเข้าไปมากการขนเศษหินดินไม่สะดวกจึงใช้รางเหล็กและใช้รถเทข้างลำเลียงแทน ในครั้งนั้นการขุดเจาะอุโมงค์ขุนตานใช้วิธีทันสมัยเช่นที่การเจาะอุโมงค์ใหญ่ๆในปัจจุบัน กล่าวคือแต่ละด้านเจาะเป็น 2 ช่องคือช่องบนและช่องล่าง เริ่มต้นเจาะอุโมงค์นำร่องที่ด้านบนก่อน เมื่อช่วงบนถูกเจาะลึกเข้าไปได้ประมาณ 15 เมตรแล้ว จึงลงมือเจาะช่องล่างตามเข้าไปโดยวิธีเดียวกัน ส่วนหินตอนกลางเว้นไว้ให้เหลือหนาประมาณ 1.00-1.50 เมตร เพื่ออำนวยความสะดวกให้แก่ผู้ปฏิบัติงาน เช่น การขนดินและหินออกจากอุโมงค์ และระบายอากาศ โดยทำการขุดจากปลายอุโมงค์ทั้งสองข้างเข้าไปบรรจบกันตรงกลางต้องมีการคำนวณเพื่อให้บรรจบกันพอดี สำหรับหินที่เป็นก้อนขนาดใหญ่ไม่สะดวกในการระเบิดให้แตกเป็นก้อนเล็กๆ ก็ใช้วิธีเอาไฟสุมให้ก้อนหินร้อนจัดแล้วราดน้ำลงไปตามรอยที่ต้องการหินนั้นก็จะแตกแยกเป็นเสี่ยงๆ เมื่อขุดเจาะลึกๆ เข้าไปไม่มีอากาศหายใจเพียงพอ

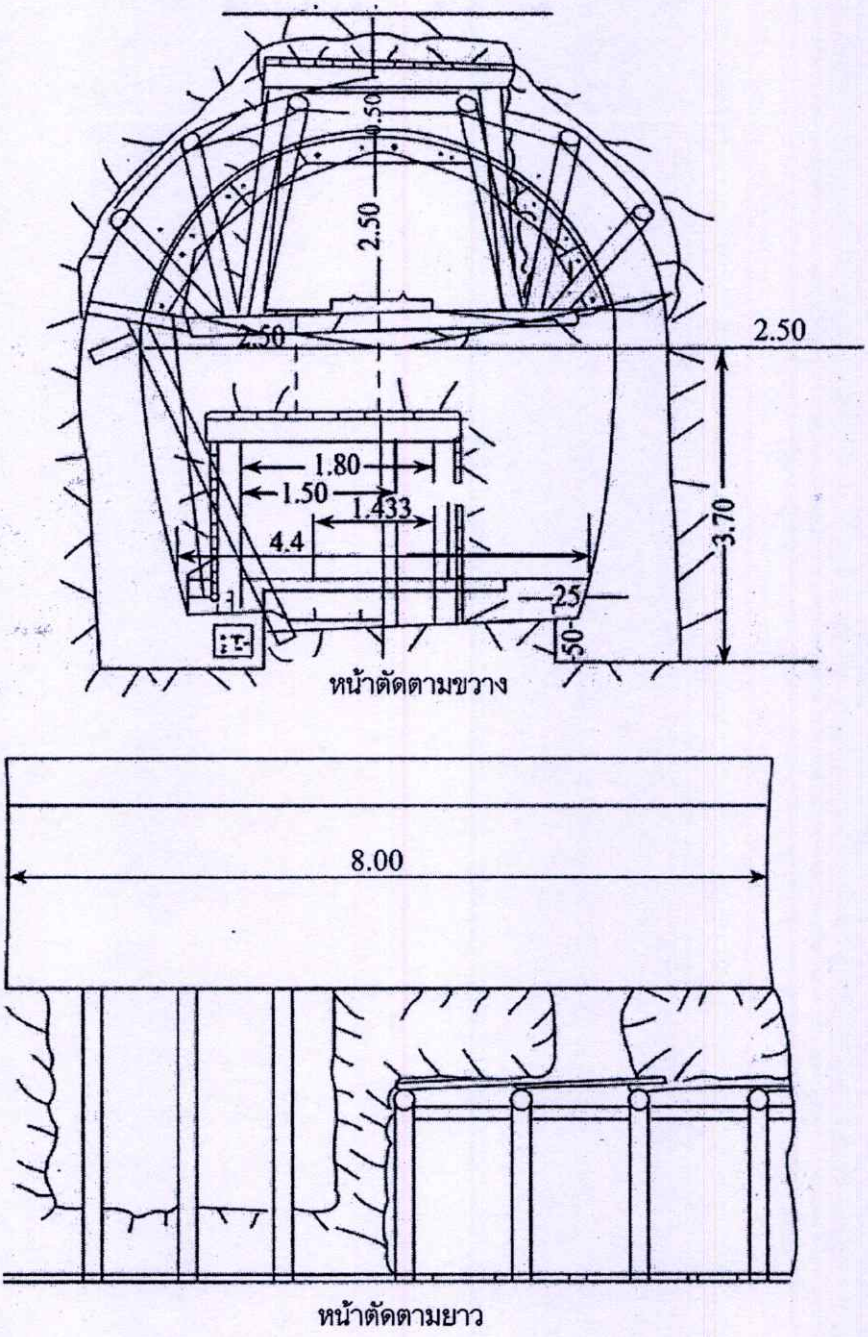
ก็มีการสูบอากาศจากภายนอกเข้าไปช่วย ในการหายใจภายในอุโมงค์ การขนดินและหินที่ขุดเจาะออกมานอกอุโมงค์ส่วนใหญ่ใช้แรงคนขนออกมาเพราะเป็นอุโมงค์ที่มีความลึกไม่มากนัก การขุดเจาะอุโมงค์ขุนตานต้องใช้เวลาถึง 8 ปี จึงทะลุถึงกันได้ในปี พ.ศ.2458 ปากอุโมงค์ด้านทิศเหนือ (จังหวัดลำพูน) สูงกว่าด้านทิศใต้ถึง 14 เมตร ประโยชน์เพื่อใช้ระบายน้ำออกจากอุโมงค์ในฤดูฝน มีปริมาณหินที่ขุดเจาะขนออกมาทั้งสิ้นกว่า 60,000 ลูกบาศก์เมตรออกมาถมลำห้วยบริเวณปากถ้ำจนกลายเป็นที่ตั้งของตัวสถานีรถไฟขุนตานที่ราบเรียบในปัจจุบัน เมื่อเสร็จการขุดเจาะแล้วงานก่อสร้างต่อจากนั้นเป็นการผูกเหล็กและเทคอนกรีตทำผนังหลังคาเพื่อความแข็งแรง และป้องกันน้ำรั่วซึม ซึ่งต้องใช้เวลาอีก 3 ปี จนถึงวันที่ 1 เมษายน พ.ศ.2461 เมื่อเสร็จงานคอนกรีตแล้วจึงมีพิธีชักรอกตัวครุฑหล่อด้วยคอนกรีตขึ้นประดิษฐานเหนือปากอุโมงค์ทั้งสองด้าน มีค่าใช้จ่ายในการเจาะอุโมงค์เฉลี่ยประมาณเมตรละ 1,000 บาท

รูปที่ 2.51 หมุดหลักฐาน รฟล.



รูปที่ 2.52 สถานีรถไฟขุนตาน

รูปที่ 2.53 อุโมงค์ขุนตาน



รูปที่ 2.54 ภาพตัดการขุดเจาะอุโมงค์ขุนตาน (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)

2.5.2 อุโมงค์โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

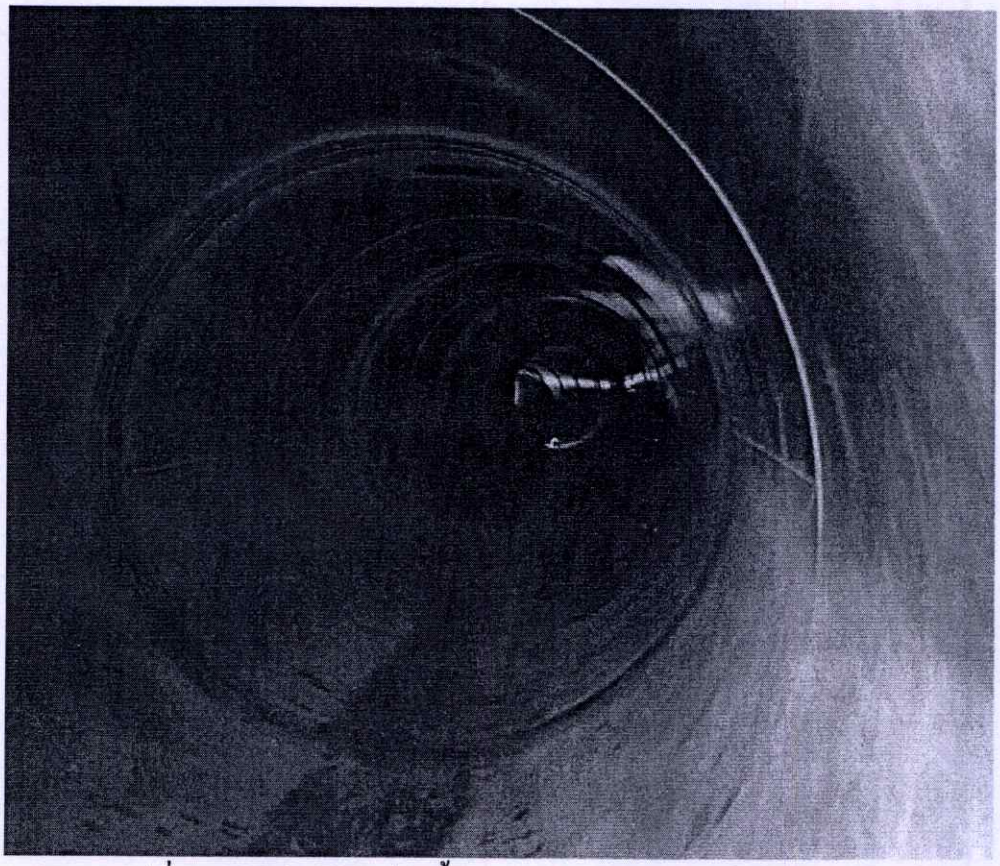
การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยเครื่องเจาะอุโมงค์แบบหัวเจาะอุโมงค์ ได้เกิดขึ้นในประเทศไทยนับสิบปีแล้ว นับตั้งแต่โครงการอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง ดังแสดงในรูปที่ 2.55 จนกระทั่งในปี พ.ศ. 2539 โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ก็ได้เกิดขึ้น ซึ่งโครงการดังกล่าวถือเป็นอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ อุโมงค์รถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลนี้เป็นอุโมงค์คู่ขนาน เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.30 เมตร ผนังอุโมงค์หนา 30 เซนติเมตร มีระยะทางของอุโมงค์ยาวประมาณ 20 กิโลเมตร ประกอบด้วยสถานีโดยสาร 18 สถานี โดยจะ

สามารถให้บริการผู้โดยสารได้ไม่น้อยกว่า 40,000 คน ต่อชั่วโมงต่อทิศทาง อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินแห่งนี้ใช้หัวขุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุลถึง 8 ตัวด้วยกันดังแสดงในรูปที่ 2.56 ถึงรูปที่ 2.58 โดยขุดเจาะลงที่ระดับลึกเฉลี่ย 21 เมตร จากผิวดิน ซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งเป็นชั้นดินที่เหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์ เนื่องจากมีความแข็งแรงสูง และระยะเวลาการคงตัวของดินหรือ Stand-up time นานพอสมควร ดังนั้นโอกาสการพังทลายขณะการก่อสร้างน้อยกว่าดินชนิดอื่น โดยปกติแล้วดินในกรุงเทพฯ จะมีลักษณะเป็นชั้นๆ เรียงลงมาตั้งแต่ชั้นดินที่เหนียวอ่อน ซึ่งลึกจากผิวดินจนถึงความลึกที่ 15 เมตร จากนั้นก็จะเป็นดินเหนียวแข็งจาก 15 เมตร จนถึงประมาณ 25 เมตร และตามด้วยชั้นทราย ชั้นแรก ซึ่งมีความลึกตั้งแต่ 25 เมตรลงไป แต่การขุดเจาะอุโมงค์นี้ยังคงเป็นงานที่มีความท้าทายมาก เพราะต้องขุดเจาะอุโมงค์ใต้ย่านการจราจรที่แออัดของกรุงเทพฯ คือ ใต้ถนนพระราม 4 ถนนอโศกดินแดง ถนนรัชดาภิเษก ถนนลาดพร้าว และถนนพหลโยธิน ซึ่งในบางกรณีต้องขุดผ่านฐานรากของสะพานข้ามแยก เช่น สะพานไทย-ญี่ปุ่น และสะพานข้ามแยกลาดพร้าว จึงต้องมีการย้ายฐานรากของสะพานด้วยวิธี Underpinning นอกจากนี้แล้วการขุดเจาะอุโมงค์ยังอาจส่งผลกระทบต่อผิวดินและอาคารข้างเคียงตามแนวอุโมงค์ได้ จึงต้องทำการขุดด้วยความระมัดระวังอย่างสูงและจำเป็นต้องติดตั้งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวของดินและอาคารขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ การติดตั้งเครื่องมือวัดในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกนี้ ถือว่ามีความครบถ้วนสมบูรณ์ที่สุดแห่งหนึ่งของโลกก็ว่าได้

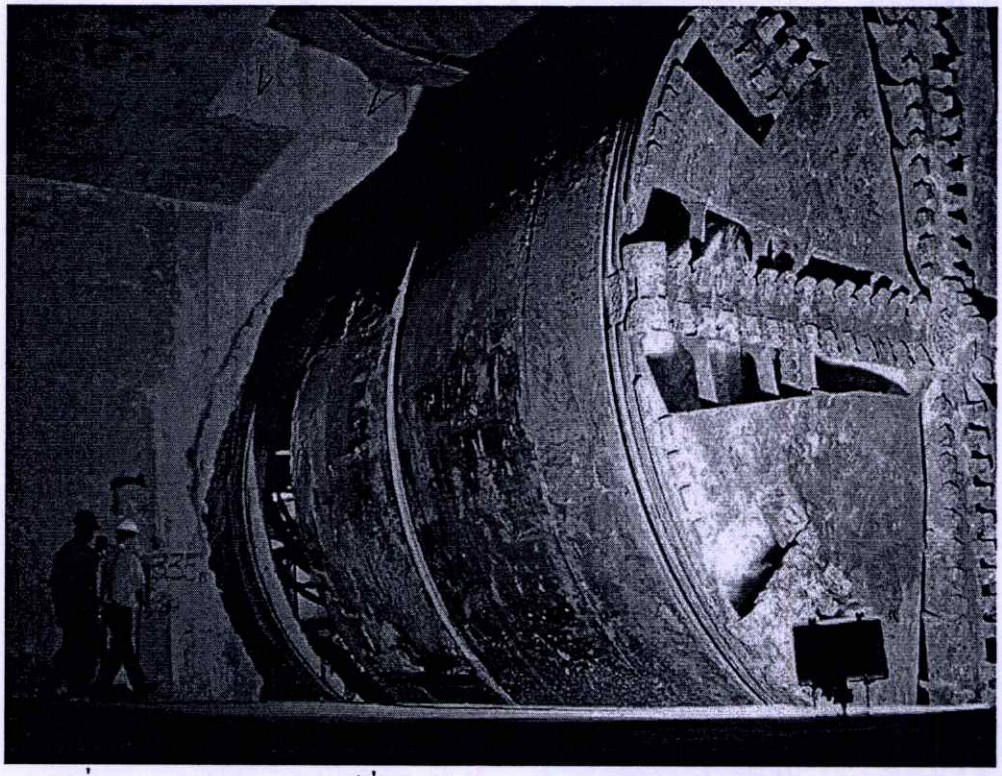
หลังจากนั้นคณะรัฐมนตรีได้มีมติในการประชุม เห็นชอบในหลักการแนวทางการพัฒนาระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในกรุงเทพมหานคร (MRTA) ตามลำดับความสำคัญจำเป็นเร่งด่วน รวม 4 โครงการ 5 เส้นทาง รวมระยะทาง 118 กิโลเมตร ประกอบด้วยเส้นทางสายสีแดงของการรถไฟแห่งประเทศไทย เส้นทางสีเขียวแก่ และเขียวอ่อนของ กรุงเทพมหานคร (กทม.) และเส้นทางสายสีม่วง ช่วงบางใหญ่-บางซื่อ และเส้นทางสายสีน้ำเงิน ช่วงบางซื่อ-ท่าพระ และ ช่วงหัวลำโพง-บางแค ของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) โดยให้เริ่มดำเนินการโครงการตั้งแต่ปี 2550 เป็นต้นไป

โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน แบ่งออกเป็น 2 ส่วน ส่วนที่หนึ่งจากสถานีหัวลำโพงถึงสถานีบางแค มีระยะทาง 14 กิโลเมตร แบ่งเป็นทางยกระดับประมาณ 9 กิโลเมตรและทางใต้ดิน 5 กิโลเมตร มีสถานียกระดับ 6 สถานี และสถานีใต้ดิน 4 สถานี เริ่มจากสถานีหัวลำโพง เป็นเส้นทางใต้ดิน ในถนนพระราม 4 เข้าสู่ถนนเจริญกรุง ผ่านวัดมังกรกมลาวาส เชื่อมต่อกับสายสีม่วงที่สถานีวังบูรพา เลี้ยวซ้ายเข้าถนนสนามไชย ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาที่ปากคลองตลาด ลอดใต้คลองบางกอกใหญ่ ถนนอิสรภาพ แล้วเปลี่ยนเป็นเส้นทางยกระดับเข้าสู่สี่แยกท่าพระ และวิ่งไปตามถนนเพชรเกษม ผ่านบางไผ่ บางหว้า ภาษีเจริญ สิ้นสุดที่วงแหวนรอบนอกช่วงบางแค แนวเส้นทางดังแสดงในรูปที่ 2.59 ในส่วนของบริเวณจุดเริ่มต้นของแนวเส้นทางอุโมงค์ที่สถานีหัวลำโพงทางวิ่งจะต้องมีรางพิเศษ (Cross-over) สำหรับให้รถไฟฟ้าใต้ดินที่มาจากบางแคสามารถกลับทิศทางและ

แล่นย้อนกลับไปยังสถานีบางแคได้ อีกทั้งสถานีหัวลำโพงไม่ได้มีการจัดเตรียมทำโครงสร้างรองรับเพื่อเป็นจุดเชื่อมต่อในอนาคต ดังนั้นโครงสร้างของทางวิ่งใต้ดินจากจุดเริ่มต้นในช่วงแรก 150 เมตร จึงต้องเป็นรูปแบบ Cut and Cover ซึ่งใช้การก่อสร้างผนังเป็นแบบ Diaphragm wall ที่มีความลึกเท่ากับตัวสถานีหัวลำโพง อีกทั้งแนวทางวิ่งใต้ดินต้องไม่เกินแนวเขตทาง (Right of way) อุโมงค์ในช่วงแรกมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันไปจนถึงบริเวณก่อนเข้าสถานีวัดมังกรรูปแบบของอุโมงค์จะเป็นแบบซ้อนกัน จากนั้นอุโมงค์เป็นรูปแบบซ้อนกันไปจนถึงสถานีวังบูรพา อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.30 เมตร ส่วนใหญ่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง มีบางช่วงที่อยู่ในชั้นทราย ส่วนที่สองจากสถานีบางซื่อถึงสถานีท่าพระ เป็นทางยกระดับทั้งหมด มีระยะทางทั้งหมด 13 กิโลเมตร



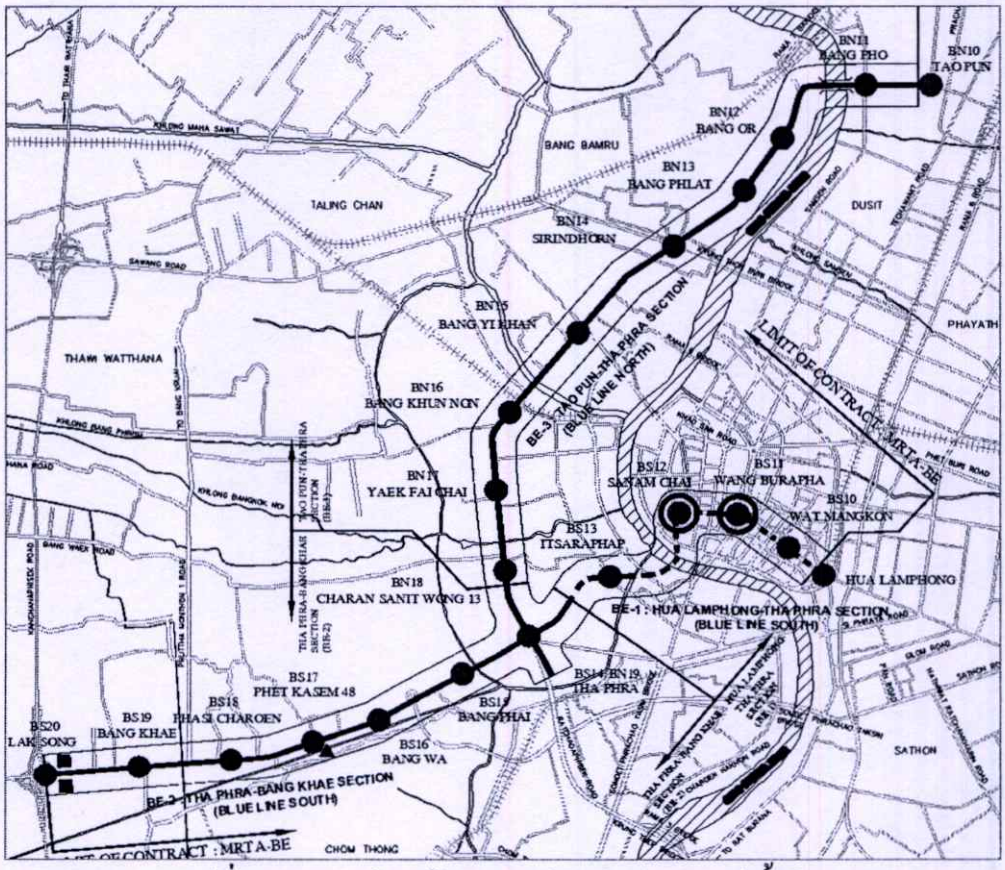
รูปที่ 2.55 ภายในอุโมงค์ส่งน้ำประปาของการประปานครหลวง



รูปที่ 2.56 หัวขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

รูปที่ 2.57 ภายในสถานีของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

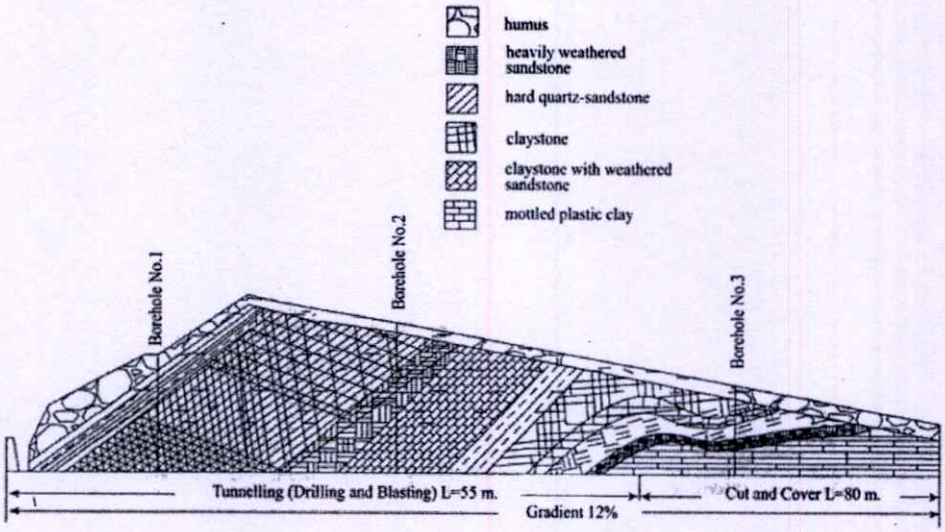
รูปที่ 2.58 ทางวิ่งรถไฟฟ้าใต้ดิน



รูปที่ 2.59 แนวอุโมงค์โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน

2.5.3 อุโมงค์เขาพังเพย

อุโมงค์เขาพังเพยเป็นอุโมงค์รถไฟรางเดี่ยวของเส้นทางรถไฟแก่งคอย-บัวใหญ่ ระหว่างสถานีลำสนธิและลำคันชู (โคกลี-ช่องสำราญ) อยู่ระหว่าง กม.248+800.40 ถึง กม.249+031.00 อยู่ในความรับผิดชอบของกองบำรุงทางเขตขอนแก่น ศูนย์บำรุงทางภาคตะวันออกเฉียงเหนือ เส้นทางอุโมงค์ผ่านที่ราบสูงโคราชที่ระดับความสูงประมาณ 200 เมตร เหนือระดับน้ำทะเล (MAIDL,1967) อุโมงค์มีความยาว 235 เมตร และความลึกสูงสุด 47 เมตร ใช้ระยะเวลาก่อสร้างอุโมงค์ประมาณ 11 เดือน ควบคุมการก่อสร้างและให้คำปรึกษาโดยสำนักงานวิศวกรรม Becker จากเยอรมนี โดยมี Dr.Ing. B.Maidl ปฏิบัติงานอยู่ในสนาม ก่อสร้างโดยบริษัทรับเหมาจากประเทศญี่ปุ่นด้วยมูลค่างานกว่า 15 ล้านมาร์ค

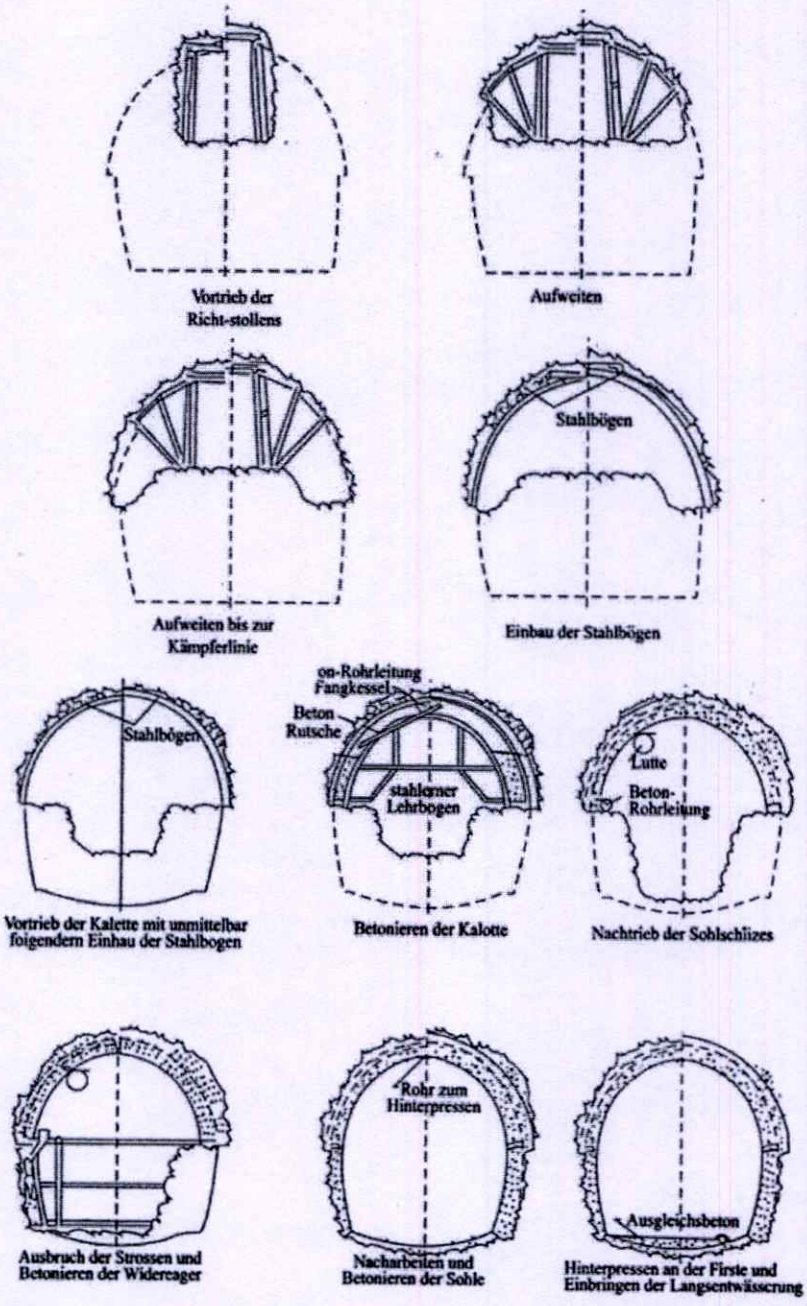


รูปที่ 2.60 รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์เขาพังเพย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)

รูปที่ 2.60 แสดงรูปตัดตามแนวยาวของอุโมงค์ซึ่งเจาะผ่านชั้นหิน Sandstone, Claystone, Plastic clay, Hard quaitz-sandstone ลักษณะของชั้นดินและหินมีความแตกต่างกันพอสมควร อุโมงค์มีพื้นที่การขุดเจาะภาคตัดขวาง 32 ถึง 34 ตารางเมตร และหากทำ Inner concrete lining เสร็จแล้วจะเหลือพื้นที่ใช้งาน 25 ตารางเมตร

การขุดเจาะใช้วิธี Drilling and blasting method) ในลักษณะขุดเปิดทีละส่วน (Partial excavation) ควบคู่ไปกับ Belgian tunnelling method โดยมีขั้นตอนขุดเจาะและก่อสร้างค้ำยันดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.61 หลังจากเริ่มขุด Top heading เข้าไปประมาณ 10 เมตร พบว่าชั้นหินมีคุณสมบัติที่ดีกว่าที่ได้ประเมินไว้ก่อเริ่มงาน สำหรับค้ำยันชั่วคราวนั้นได้ใช้ Steel arch (H150 และ H200) วางให้มีระยะห่างระหว่าง 0.70 ถึง 1.80 เมตร โดยจะแปรผันตามลักษณะหิน และทำการก่อสร้างผนังคอนกรีตด้านใน (Inner concrete lining) ในช่องด้านบนตามหลัง โดยให้ห่างจาก

บริเวณด้านหน้าการขุดเจาะประมาณ 25 ถึง 40 เมตร ตำแหน่งที่ระเบิดหินห่างจากค้ำยันที่หวังผล 25 เมตร ทั้งนี้ได้พบว่ามีการทรุดตัวของผนังอุโมงค์ด้านบนในชั้น Claystone ประมาณ 2 เซนติเมตร ในส่วนของ Top heading ซึ่งมีพื้นที่ 20 ตารางเซนติเมตร มีการเจาะรูระเบิด 40 ถึง 50 รู และระเบิดได้ลึกครั้งละ 1.60 เมตร และใช้คอนกรีตชนิด B300 เทเป็นผนังอุโมงค์ที่มีความหนา 50 ถึง 70 เซนติเมตร สำหรับผนังอุโมงค์ด้านข้างและผนังอุโมงค์ด้านบน ส่วนผนังอุโมงค์ด้านล่างนั้นจะเทคอนกรีตหนา 25 เซนติเมตร ใช้ระยะเวลาก่อสร้างอุโมงค์ประมาณ 11 เดือน

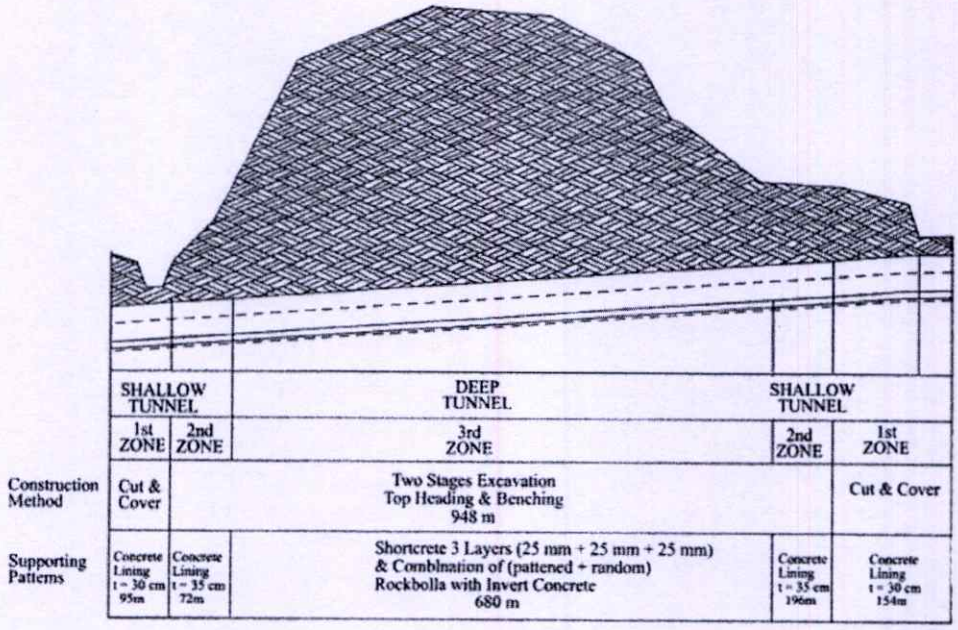


รูปที่ 2.61 ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพังเพย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)

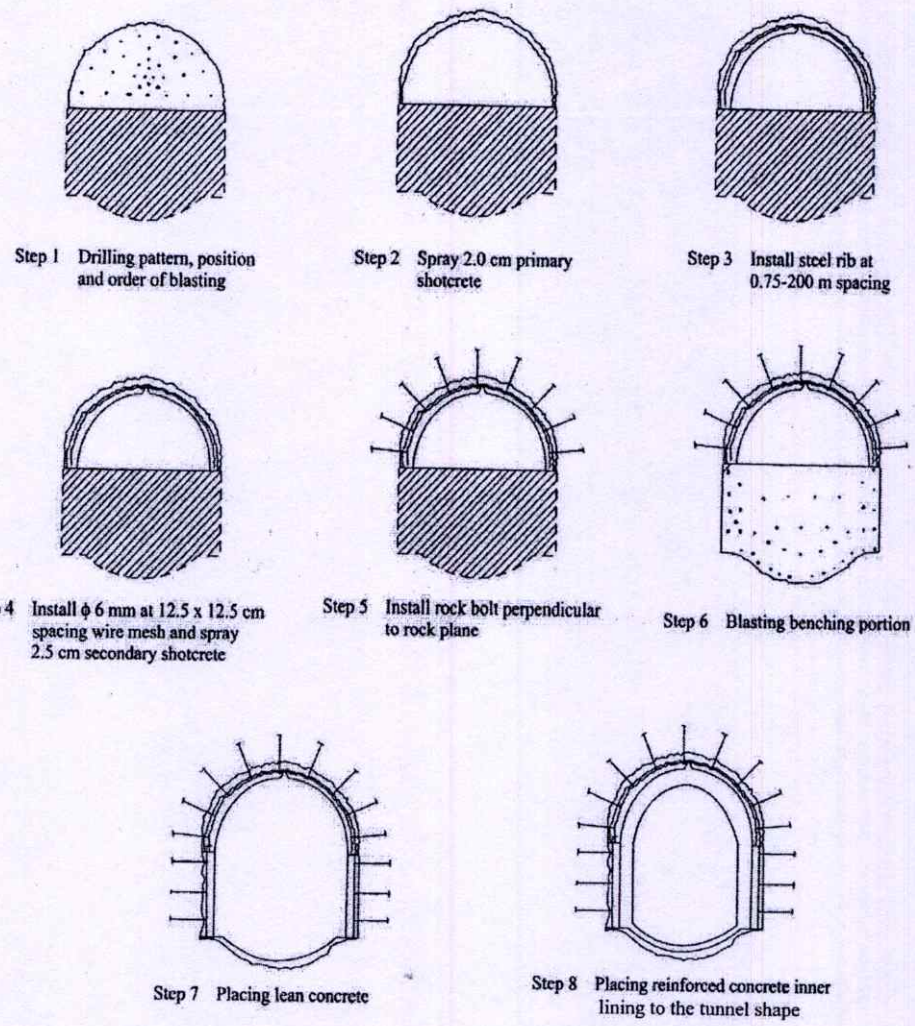
2.5.4 อุโมงค์พระพุทธฉาย

อุโมงค์พระพุทธฉายเป็นอุโมงค์รถไฟรางเดี่ยวสำหรับเส้นรถไฟระหว่างคลองสิบเก้า จังหวัดฉะเชิงเทรากับอำเภอแก่งคอย จังหวัดสระบุรี เพื่อเชื่อมการเดินทางจากภาคตะวันออกไปยังภาคตะวันออกเฉียงเหนือโดยไม่ต้องเดินทางผ่านกรุงเทพมหานคร อันเป็นโครงการหนึ่งในโครงการพัฒนาชายฝั่งทะเลตะวันออก

การรถไฟแห่งประเทศไทยได้ทำการศึกษา สำรวจ และออกแบบตั้งแต่ปีพ.ศ.2530 โดยได้เริ่มการก่อสร้างในช่วงปลายปีพ.ศ.2536 อุโมงค์ตั้งอยู่ระหว่างสถานีวิหารแดงและบัวใหญ่ มีความกว้าง 6.30 เมตร และสูง 7.25 เมตรโดยมีความยาวทั้งสิ้น 1,197 เมตร ในส่วนการก่อสร้างแบ่งออกเป็นแบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover method) ยาว 249 เมตร จากปากอุโมงค์ทั้ง 2 ด้าน ด้านปากอุโมงค์ทิศเหนือ 154 เมตร ส่วนด้านทิศใต้ 95 เมตร และใช้ Mechanical partial excavation ยาว 948 เมตร หากพิจารณาความลึกและขนาดของอุโมงค์จะสามารถแบ่งอุโมงค์ได้เป็น แบบอุโมงค์ระดับตื้นยาว 517 เมตร และอุโมงค์ระดับลึก ที่มีความลึกมากกว่า 21 เมตร ยาว 680 เมตร หินที่พบส่วนใหญ่เป็น Andesite และ Rhyolite ภาพตัดตามความยาวอุโมงค์และรายละเอียดวิธีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์แสดงดังในรูปที่ 2.62



รูปที่ 2.62 รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์พุทธฉาย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)



รูปที่ 2.63 ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพุทธฉาย (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)

วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ได้ใช้ Drilling and blasting method ตลอดความยาวอุโมงค์ทั้งหมด ทั้งนี้ใช้ดินระเบิดสำหรับ Top heading และ Benching ประมาณ 1.6 และ 0.6 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร สามารถระเบิดและขนวัสดุออกไปได้เฉลี่ยประมาณ 8 ถึง 9 เมตร ต่อการทำงาน 1 วัน มีการใช้ Steel rib (I-150*75*5*7 แทน IPE140) ทุกระยะ 0.75 ถึง 2.00 เมตร และติดตั้ง Rock bolts ขนาด 25 มิลลิเมตร (รูเจาะ 38 มิลลิเมตร) ยาว 2.5 เมตร ต่อพื้นที่ 5 ตารางเมตร ในกรณีที่จำเป็นได้มีการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งจากปากอุโมงค์ทางทิศเหนือและทิศใต้พร้อมกัน ซึ่งได้มาบรรจบกันเมื่อ 8 สิงหาคม พ.ศ.2537 มูลค่าการก่อสร้างเป็นจำนวนทั้งสิ้น 111 ล้านบาทต่อความยาว 1,197 เมตร

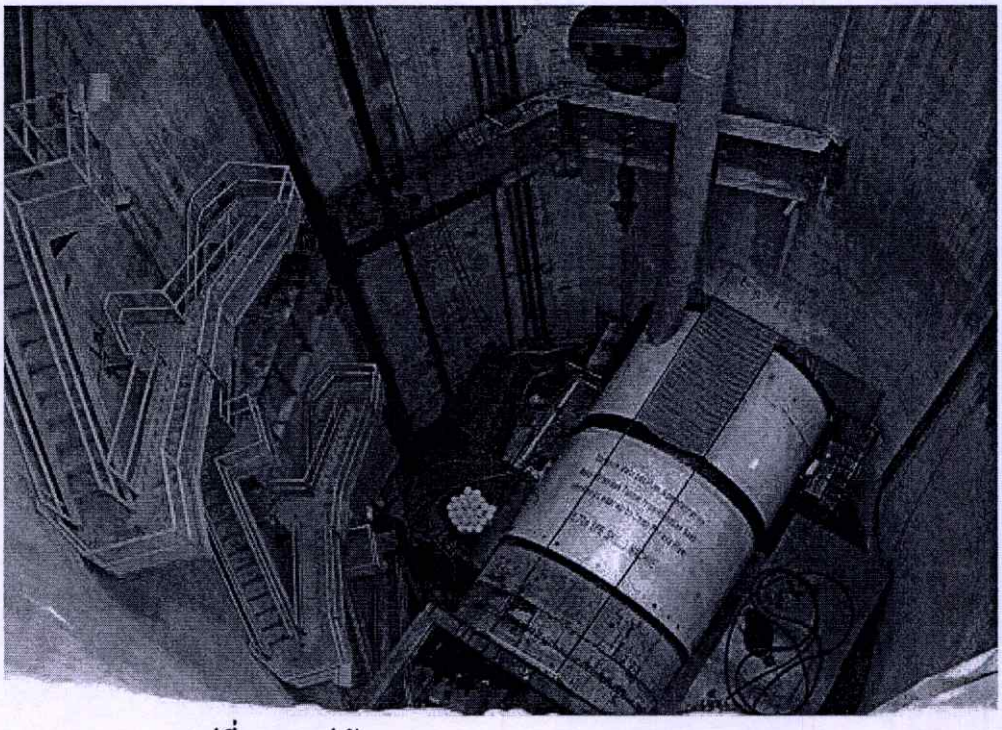
2.5.5 อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว

อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวเป็นโครงการเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของการระบายน้ำในคลองทั้งสอง และเพื่อลดระดับน้ำที่ผ่านคลองระบายน้ำในปัจจุบันซึ่งมีขีดจำกัดในการระบายน้ำ ด้วยการระบายน้ำผ่านอุโมงค์ใต้ดินลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง อุโมงค์ดังกล่าวมีความลึกจากพื้นดินประมาณ 27 เมตร ลอดใต้คลองแสนแสบ คลองตัน ซอยสุขุมวิท 71 ถนนสุขุมวิท คลองพระโขนง ไปสิ้นสุดที่สถานีสูบน้ำพระโขนง ความยาวอุโมงค์ประมาณ 5,300 เมตร ตอนปลายอุโมงค์ก่อสร้างสถานีสูบน้ำขนาด 60 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เพื่อสูบระบายน้ำลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ช่วยในการป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วมในพื้นที่ชุมชนหนาแน่นของกรุงเทพมหานครฯ ครอบคลุมพื้นที่ ประมาณ 150 ตารางกิโลเมตร

กำหนดให้อุโมงค์ ต้องลอดระบบสาธารณูปโภคต่างๆ และเสาเข็มสะพานได้ และอยู่ในชั้นดินเหนียว จากข้อมูลดินที่มีอยู่ใกล้เคียงตามแนวทางเส้นทางของอุโมงค์ ระดับและความหนาของชั้น Soft clay และ Stiff clay มีค่าไม่แน่นอน แต่ระดับของชั้นทรายค่อนข้างใกล้เคียงค่อนข้างใกล้เคียงกันตลอดแนว โดยมีระดับความลึกจากผิวดินประมาณ 25 เมตร

ตามแนวอุโมงค์ดังกล่าวมีจุดที่ต้องระวังเป็นพิเศษ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์มีผลกระทบกับสิ่งปลูกสร้างเดิม เช่น แนวขุดเจาะลอดใต้เสาเข็มโครงสร้าง หรือ อยู่ใกล้มากเกินไป ได้แก่ บริเวณที่สะพานข้ามคลองตัน ถนนสุขุมวิท 71 แนวอุโมงค์ลอดใต้เข็มสะพาน บริเวณที่สามแยกสุขุมวิท 71 ตัดกับถนนสุขุมวิท แนวอุโมงค์อยู่ใกล้กับเข็มฐานรากสะพานรถไฟฟ้า และบริเวณที่สะพานข้ามคลองพระโขนง ถนนสุขุมวิท แนวอุโมงค์ใกล้กับแนวเสาเข็มสะพานมาก บริเวณเหล่านี้ จะมีการกระทบกระเทือนกำลังรับน้ำหนักโครงสร้างเดิม จึงต้องมีการสำรวจอย่างละเอียดและทำการปรับปรุงสภาพดินในชั้นดินเหนียวอ่อน ให้สามารถรับแรงเสียดทานผิวได้อย่างดีเพื่อชดเชย ความสามารถในการรับแรงแบกทาน (Bearing capacity) ของเสาเข็มโครงสร้างที่ถูกรบกวน จุดติดตั้งปล่องระบายอากาศเนื่องจากต้องทำการสร้างสถานีซ่อมบำรุง (Maintenance station) ซึ่งอยู่ระหว่างกึ่งกลางของแนวอุโมงค์อยู่แล้วจึงปรับแบบให้มีทางระบายอากาศจากด้านผิวดินลงมาได้ โดยทำการเชื่องขึ้นลงใต้ดินโดยมีทางขึ้นลงอยู่นอกผิวทางจราจร และไม่กระทบกระเทือนกับการจราจร

การก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการนี้ เป็นการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 เมตร ความหนาของผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ 27.50 เซนติเมตร ความยาวของ Segment concrete แต่ละวง 1.2 เมตร ในการเจาะอุโมงค์จะทำการเจาะจากบ่อส่ง (Inlet shaft) ไปยังบ่อรับ (Outlet shaft) ความยาวของอุโมงค์ทั้งหมด 5,140 โดยการเจาะอุโมงค์ใช้หัวเจาะแบบ Earth pressure balance (EPB) โดยมีเทคนิควิธีการก่อสร้างตามรายละเอียดดังต่อไปนี้

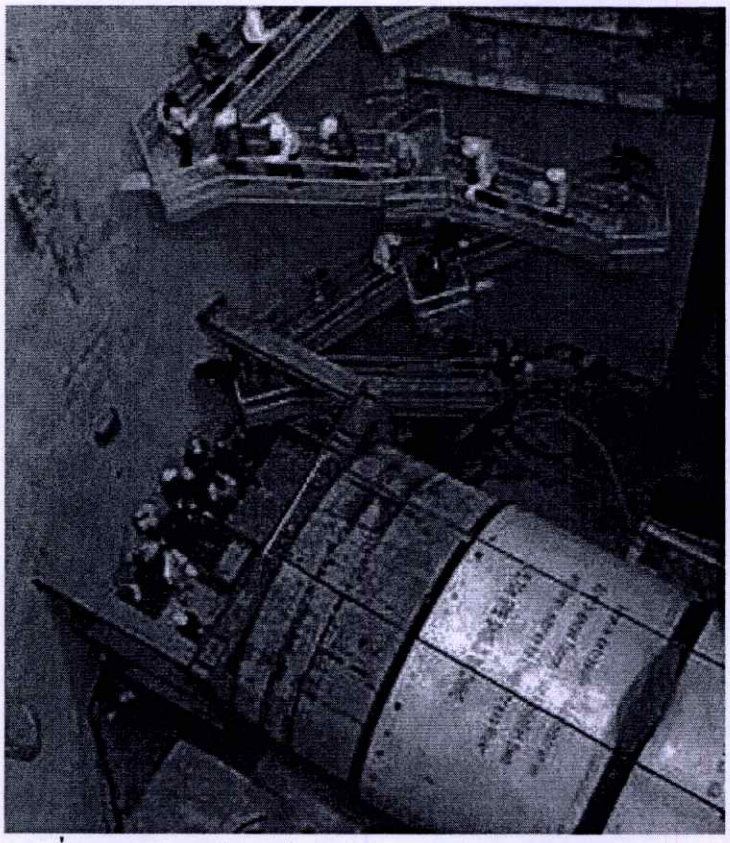


รูปที่ 2.64 รูปหัวเจาะแบบ Earth pressure balance shield

อุโมงค์ในโครงการนี้เป็นอุโมงค์เดี่ยวที่สามารถรับน้ำได้ไม่น้อยกว่า 60 ลูกบาศก์เมตรวินาที และความเร็วการไหลของน้ำในท่อไม่เกิน 3.05 เมตร/วินาที ในการพิจารณาการออกแบบได้กำหนดมีอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 เมตร ในส่วนการป้องกันการสึกกร่อน มีคอนกรีตชั้นในหนา 2.5 เซนติเมตร ทำหน้าที่เป็นชั้นป้องกันการสึกกร่อน ความหนาของผนังอุโมงค์รวมชั้นป้องกันการสึกกร่อนเท่ากับ 27.5 เซนติเมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์เท่ากับ 5.55 เมตร ผนังอุโมงค์แบ่งออกเป็นชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) จำนวน 6 ชิ้นต่อวง แต่ละชิ้นส่วนจะถูกยึดติดกันด้วยสลักเกลียวแบบโค้ง (Curve bolts) และมีการป้องกันการรั่วซึมที่รอยต่อโดยยางกันซึม

รูปที่ 2.65 ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment)

รูปที่ 2.66 ขนถ่ายดินจากอุโมงค์โดยใช้รถ Muck car



รูปที่ 2.67 โครงสร้างเหล็กช่วยในการรับแรงถีบตัวของหัวเจาะ

บทที่ 3
หัวขุดเจาะอุโมงค์

3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะ ชนิดของหัวเจาะและความเหมาะสมต่อการเลือกใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ หลักการพื้นฐานในการออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน โครงสร้างต่างๆของหัวเจาะอุโมงค์ และการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล

3.2 การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะ

การขุดเจาะอุโมงค์ที่ดีควรเลือกวิธีการขุดเจาะที่เหมาะสม กับพฤติกรรมของดิน และประเมินลักษณะของดินได้อย่างถูกต้อง การประเมินถือเป็นส่วนสำคัญของการสำรวจสภาพทางธรณีวิทยา ซึ่งขึ้นอยู่กับการจำแนกประเภทโดยลักษณะเฉพาะและลักษณะทั่วไปที่ได้กล่าวไว้แล้ว และประเมินค่าพารามิเตอร์บางตัวเช่น การกระจายขนาดของเม็ดดิน กำลังรับแรงของดิน ค่าความซึมได้ของดิน และสภาวะน้ำใต้ดิน หลักการทำงานของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ โดยทั่วไปของหัวเจาะมีพื้นฐานมาจากเหล็กทรงกระบอกที่ประกอบขึ้นมา และดันไปข้างหน้าตามแนวแกนอุโมงค์ในขณะเดียวกันก็ทำหน้าที่ขุดดินออกไปด้วย หัวเจาะป้องกันช่องว่างที่ถูกขุดออกจนกระทั่งแนวอุโมงค์ขั้นต้นหรือปลายของแนวอุโมงค์ได้ถูกติดตั้งขึ้น หัวเจาะต้องทนทานต่อความดันของดินรอบๆ และป้องกันการไหลของน้ำใต้ดิน

3.3 ชนิดของหัวเจาะ

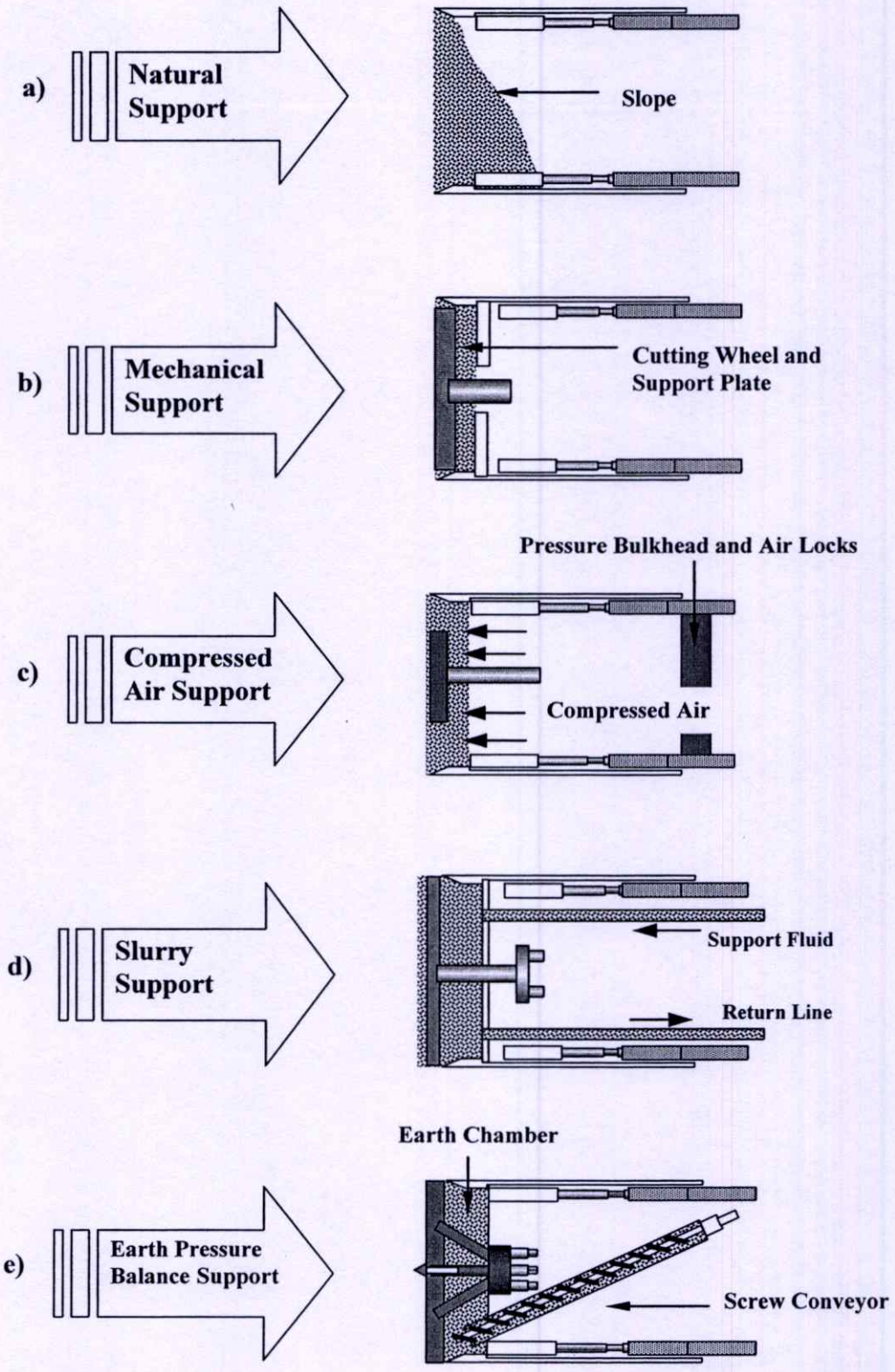
ในการก่อสร้างอุโมงค์ให้เกิดความปลอดภัยและประหยัด การเลือกชนิดของหัวขุดเจาะอุโมงค์ให้เหมาะสมมีความสำคัญในการก่อสร้าง นอกเหนือจากสภาพของชั้นดิน สภาพของพื้นผิว ขนาดและความยาวในงานก่อสร้าง การวางแนวเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดินและระยะเวลาการก่อสร้าง

หัวขุดเจาะอุโมงค์ (Shield Machines) มีทั้งค้ำยันด้านหน้าแบบปิดและค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบปิด (Close-Face Type Shield Machines) มักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่มีความมั่นคงน้อยหรือเกิดการเคลื่อนตัวได้ง่าย ได้แก่ หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน(Slurry shield) ส่วนหัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด (Open-Face type shield machines) นิยมใช้ในการขุด

เจาะในสภาพดินที่ค่อนข้างมีความมั่นคง ซึ่งมีแบบประเภทเปิดอย่างเต็มที่ (Fully open) และเปิดเพียงบางส่วน (Partially open) โดยประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดอย่างเต็มที่ (Fully open) แบ่งย่อยออกเป็นการขุดด้วยมือ (Hand mine) ประเภทกึ่งเครื่องยนต์ (Semi mechanical) และประเภทเครื่องยนต์ (Mechanical) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดบางส่วนจะรวมถึงหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind shield การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้าแสดงดังตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า (Suwansawat, 2002)

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



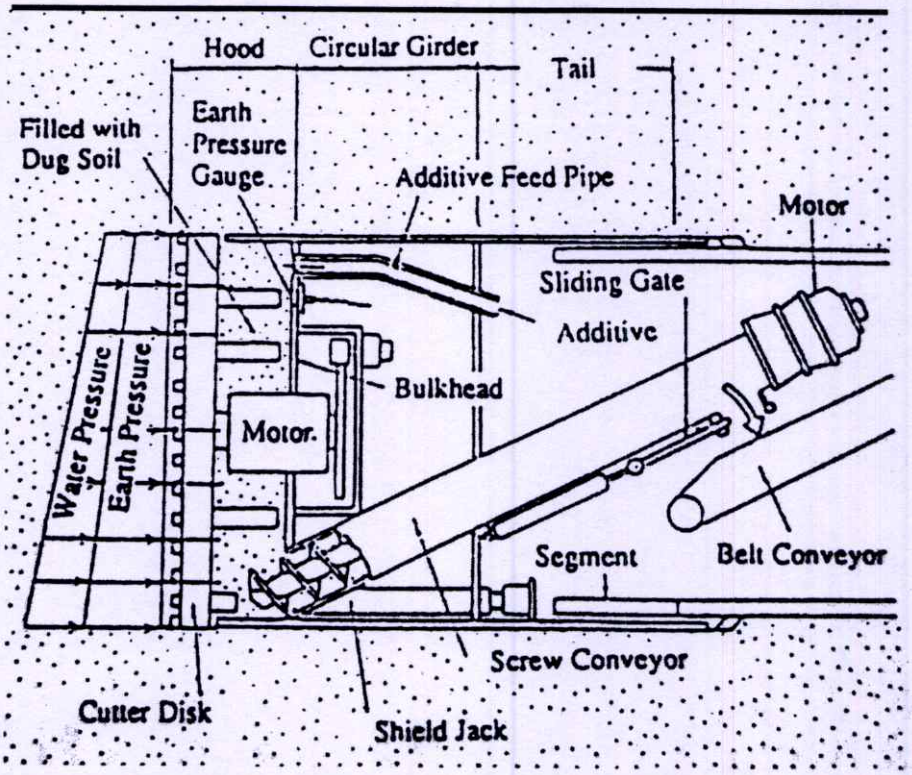
รูปที่ 3.1 การค้ำยันผิวหน้าด้วยวิธีที่แตกต่างกัน (Maidl et al., 1996)

3.3.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)

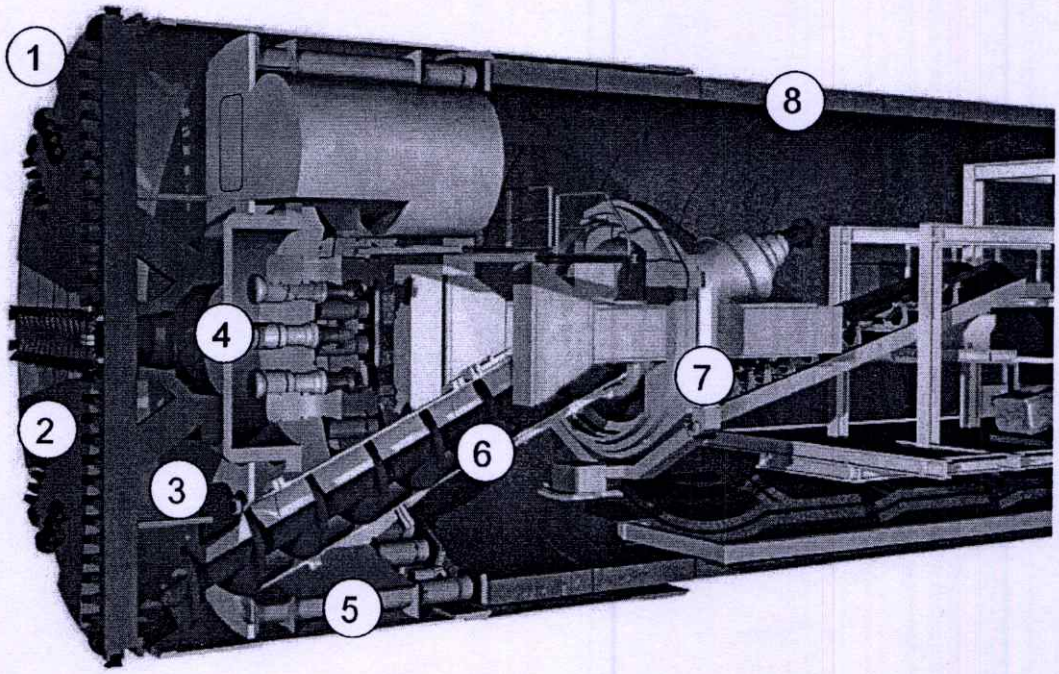
หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) และหัวเจาะแบบปรับแรงดันโคลน(Mud Pressure Type Shield Machines) เครื่องจักรหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) มีลักษณะเฉพาะเป็นระบบสำหรับการนำเข้าดิน โดยทำการตัดเฉือนดินด้วยหัวเครื่องแบบหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ เต็มเนื้อที่ว่างระหว่างส่วนหน้าและส่วนกั้นตรงหัวขุดเจาะอุโมงค์ ที่มีดินผสมและให้ความดันแก่ดินด้วยแรงพุ่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ความดันของดินที่ส่วนหน้าจะมีความสม่ำเสมอแก่ดินเต็มพื้นที่หน้าตัดของหัวขุดเจาะ หลังจากนั้นดินจะถูกขนย้ายออกในโดยวิธีการของการลำเลียงด้วยสายพานลำเลียง ดังนั้นจึงทำให้หน้าตัดดินมีเสถียรภาพ และยังส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวพื้นดินที่อยู่โดยรอบน้อยที่สุดอีกด้วย ส่วนเครื่องจักรหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันโคลน(Mud Pressure Type Shield Machines) จะเหมาะสมสำหรับดินหลายชนิด ซึ่งรวมถึงพื้นดินอ่อนที่มีระดับความแข็งน้อย เช่น ทรายผสมกรวดที่พัดมาทับถมกับน้ำ ทราย โคลนเลน ดินเหนียว และดินที่ลักษณะอ่อนแข็งสลับกัน ขั้นตอนการขุดเจาะจะเริ่มที่ทำการฉีดสารผสมเพิ่ม (Admixture) เข้าไปในดินและผสมกับดินที่ขุดโดยหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ ความดันของโคลนที่มาจากการหลอมเหลวทำให้เกิดความสม่ำเสมอแก่ส่วนหน้าในวิธีการเดียวกันกับหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน และดินจะถูกขนย้ายออกมาโดยสายพานลำเลียง ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแสดงดังรูปที่ 3.2 และรูปที่ 3.3 โดยตัวอย่างเครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลที่ใช้ก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศสิงคโปร์แสดงในรูปที่ 3.4

3.3.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)

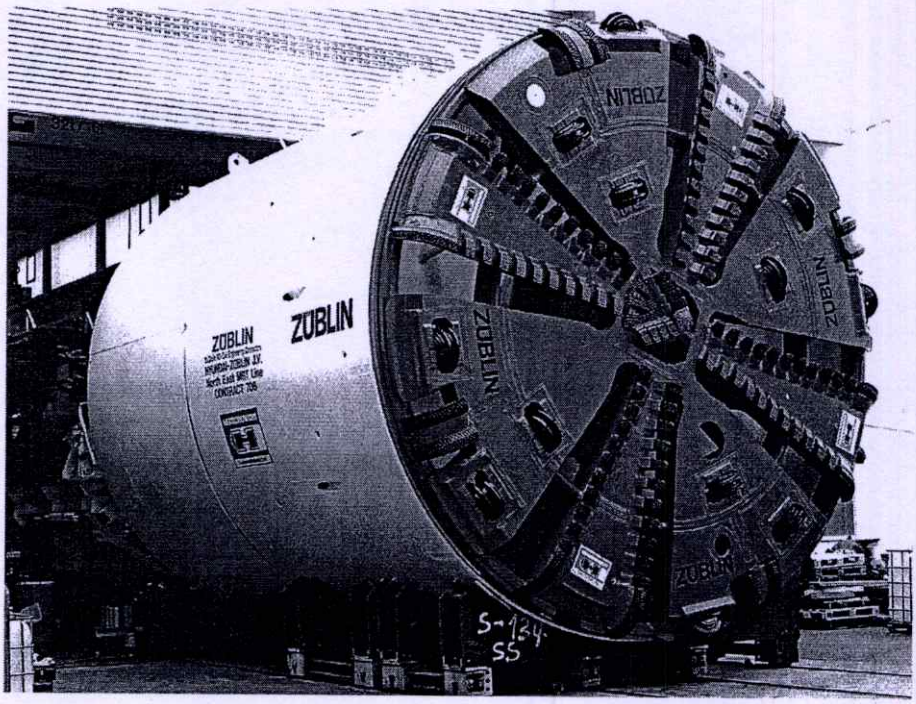
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำโคลน น้ำโคลนทำหน้าที่ปรับสมดุลดินด้านหน้าทำให้เกิดเสถียรภาพแก่ส่วนหน้าที่ตัดเฉือนดิน แรงดันน้ำโคลนจะหมุนเวียนและจะนำส่งดินที่ขุดโดยการลำเลียงของเหลวด้วยอุปกรณ์การป้อนหรือการปล่อยสารละลายปรับสมดุลดินให้หมุนเวียนและทำให้เกิดความดันแก่น้ำโคลน ควบคุมด้วยอุปกรณ์ปรับคุณสมบัติของสารละลายให้อยู่ในระดับที่ได้ระบุไว้ ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนแสดงดังรูปที่ 3.5 และรูปที่ 3.6 ส่วนตัวอย่างหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำในประเทศ Mexico แสดงดังรูปที่ 3.7



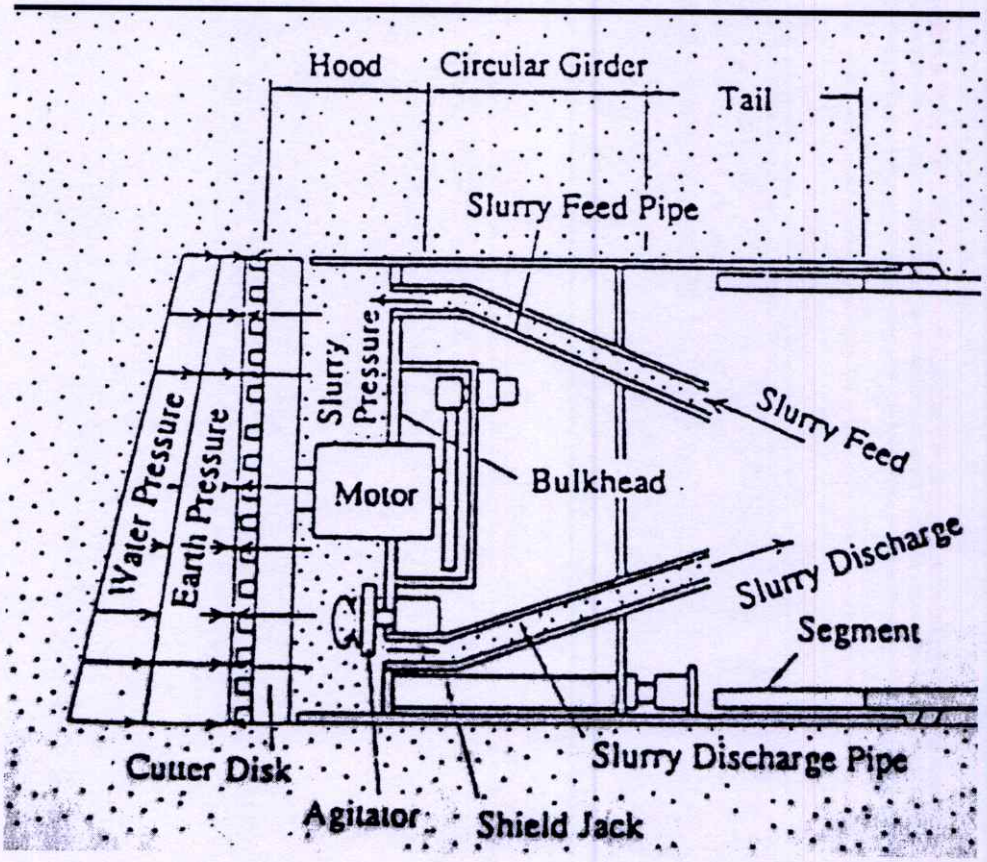
รูปที่ 3.2 ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)



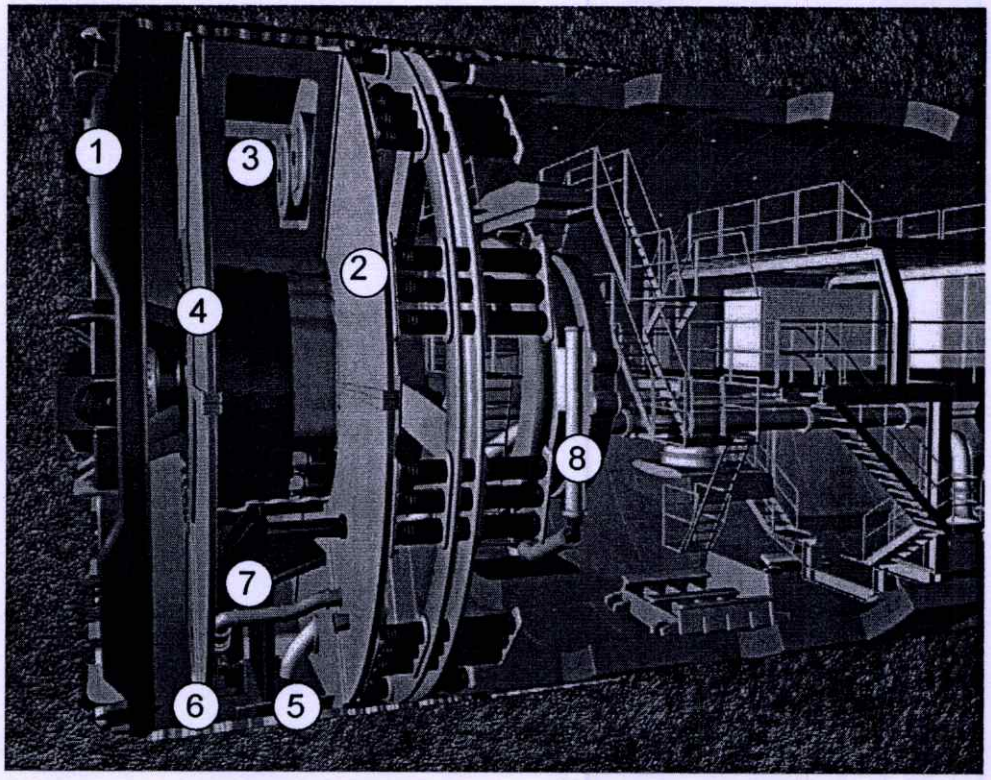
รูปที่ 3.3 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล 1: Face, 2: Cutterhead, 3: Working Chamber, 4: Bulkhead, 5: Thrust cylinder, 6: Screw conveyor, 7: Erector, 8: Segments (Rehm, 2006)



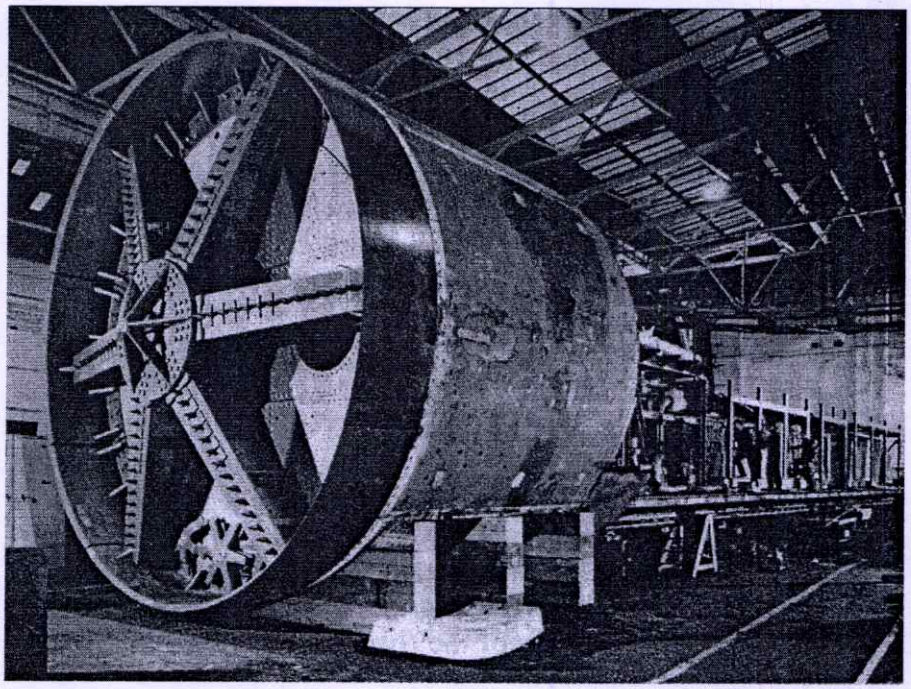
รูปที่ 3.4 EPB shield ใช้กับโครงการ Singapore MRT



รูปที่ 3.5 ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



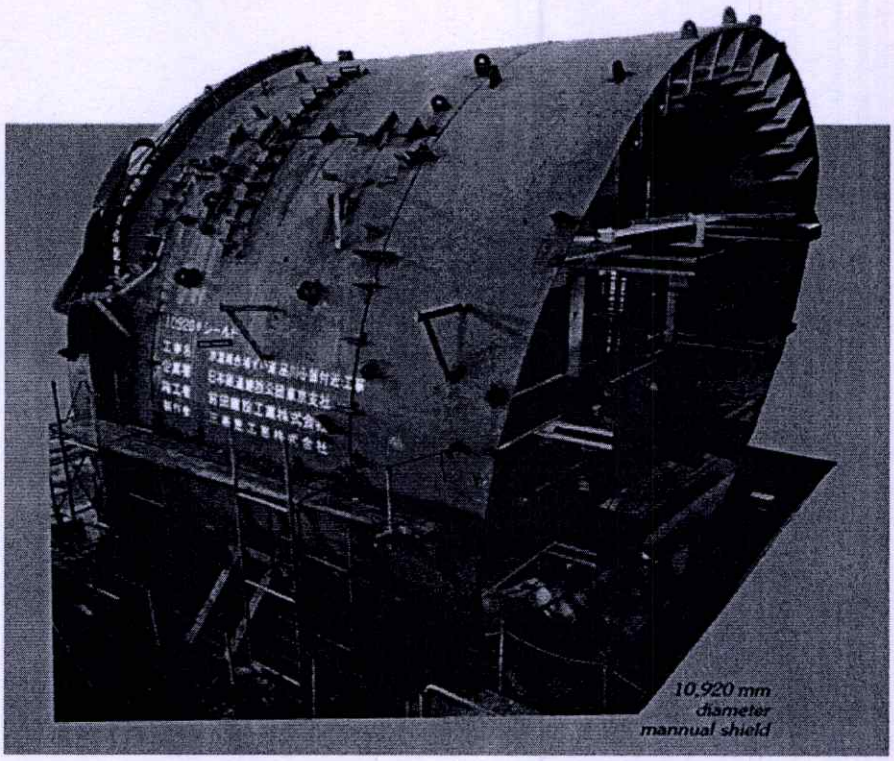
รูปที่ 3.6 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1. Cutterhead 2. Bulkhead 3. Air-cushion 4. Submerged wall 5. Slurry line 6. Stone crusher 7. Feeding Line 8. Erector (Rehm, Herrenknecht, 2006)



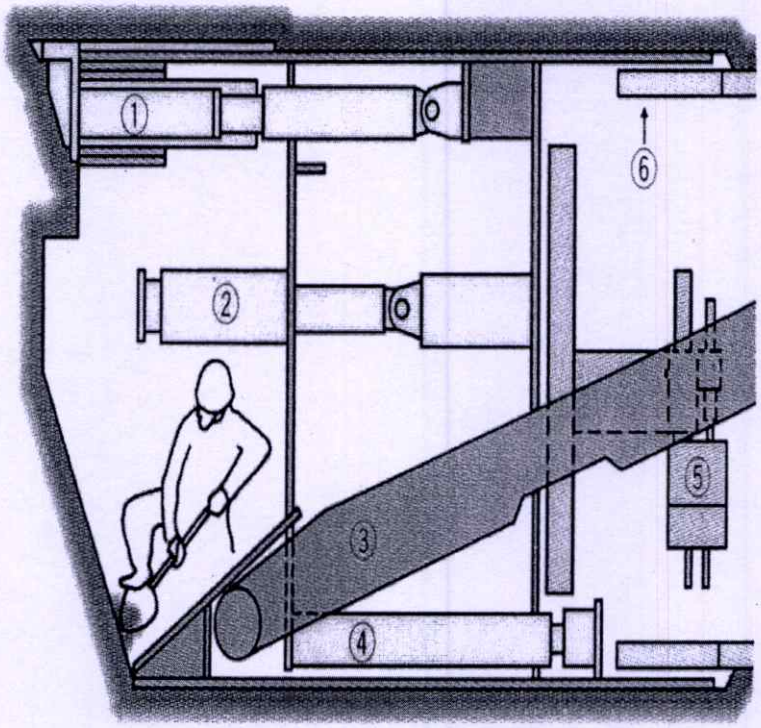
รูปที่ 3.7 หัวขุดเจาะแบบ Slurry ที่ใช้กับการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใน Mexico City (1969)

3.3.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดและควบคุมด้วยมือ ใช้ขุดตัดดินด้วยเครื่องสำหรับแซะหรือตัก อุปกรณ์ที่ใช้ในงานขุดเหมือง อุปกรณ์สำหรับทุบหรือกระแทกให้แตก โดยดินที่ขุดออกมาจะถูกย้ายโดยสายพานลำเลียง และรถเข็น หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือโดยปกติจะจัดให้มีกลไกการทำให้มีเสถียรภาพของส่วนหน้า เช่น ฝาครอบ แม่แรงที่ใช้สำหรับทำให้หินหรือดินแข็งแตกซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพของดิน ลักษณะและกลไกการทำงานภายในของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือแสดงในรูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9 ตามลำดับ



รูปที่ 3.8 ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)



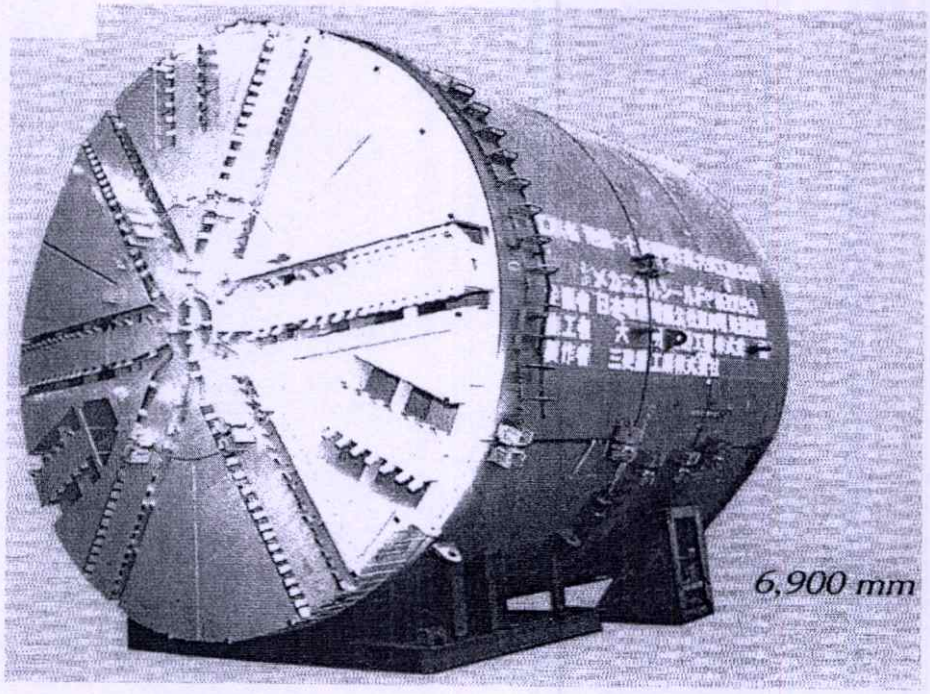
รูปที่ 3.9 กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)

3.3.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบกึ่งเครื่องยนต์มีพื้นฐานมาจากหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือ ซึ่งจะตัดดินด้วยอุปกรณ์การขุดและขนถ่ายดินพร้อมกัน ระหว่างการขุดส่วนหน้าของเครื่องจักรจะเปิดกว้างมากและทำให้ยากที่จะป้องกันส่วนหน้าที่ตัดเฉือนในระหว่างขุด หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์จะต้องระวังความปลอดภัยของคนงานและการทำงาน ระบบพลังงานที่ใช้ก็คือระบบไฮโดรลิคและพลังงานไฟฟ้าเนื่องจากเป็นพลังงานที่ปลอดภัยสำหรับการทำงานอุโมงค์ และระดับความดังของเสียงจากแหล่งพลังงานก็ต้องต่ำสุดเท่าที่เป็นไปได้

3.3.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

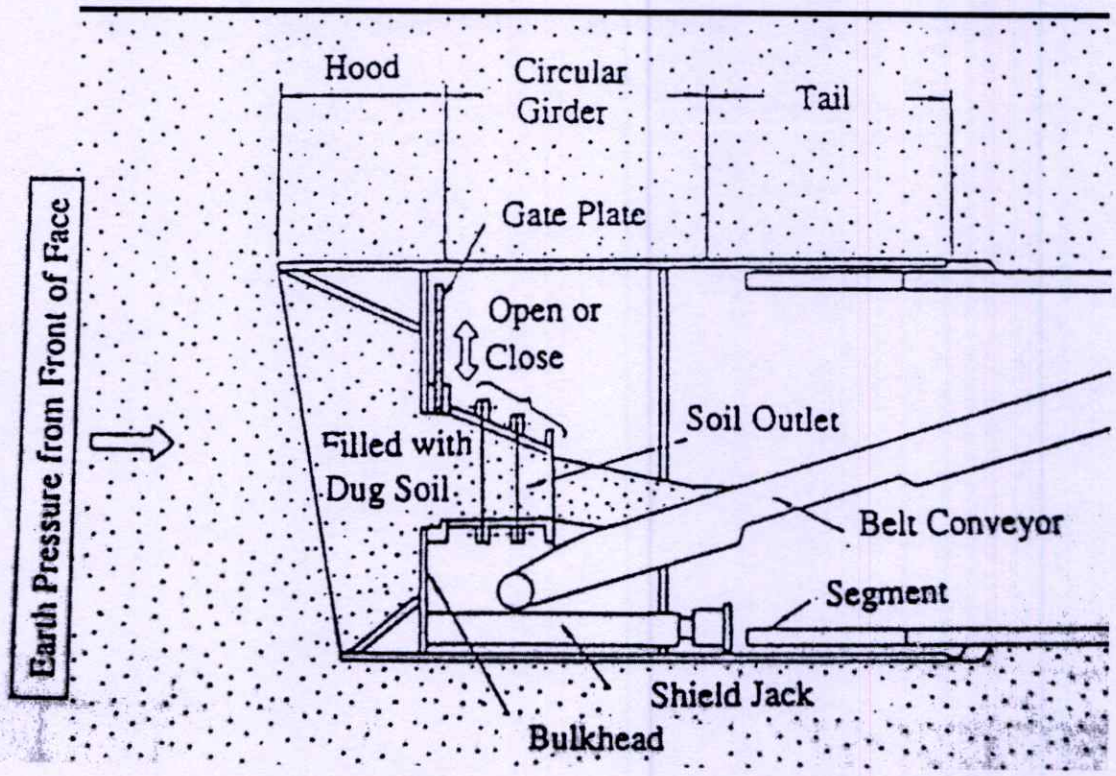
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบเครื่องยนต์ มีลักษณะเฉพาะคือมีหัวตัดดินอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะที่จะตัดดินอย่างอัตโนมัติโดยต่อเนื่องและจะมีการป้องกันส่วนหัวตัดดินด้วย องค์ประกอบหลักของหัวเจาะแบบเครื่องยนต์จะมี หน่วยการขุด หน่วยบรรทุกดิน และอุปกรณ์ลำเลียงดิน ดินจะถูกลำเลียงสู่สายพานด้วยถังตัก โดยปกติถังตักจะติดอยู่กับหัวตัดดิน (Cutter head) ด้านหน้า ดังแสดงในรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.10 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

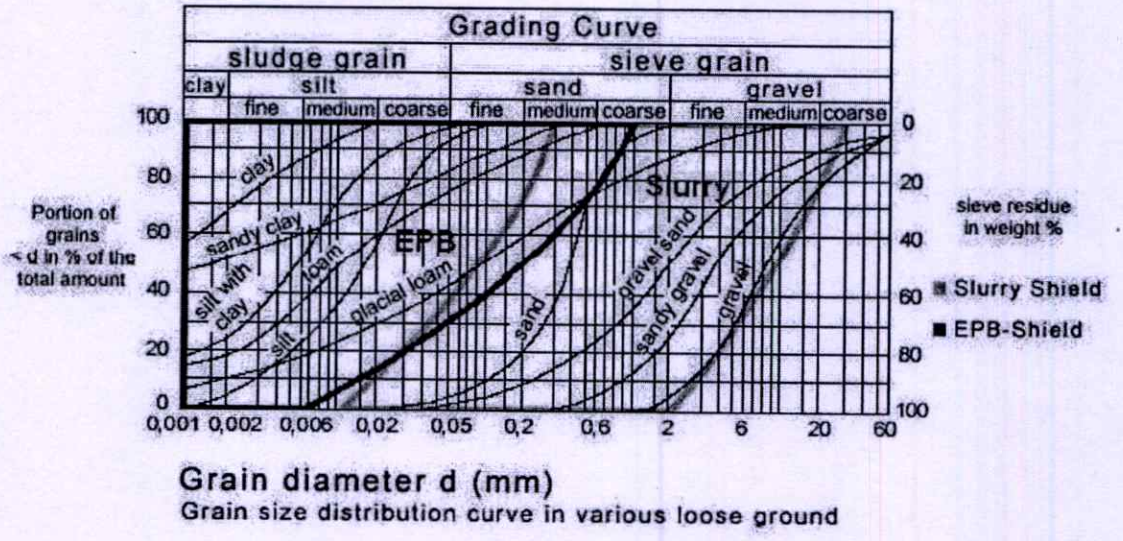
3.3.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind จะคลุมปิดส่วนหน้าของเครื่องตัดยกเว้นทางออกของดินที่สามารถปรับขนาดได้ ส่วนหน้าของหัวเจาะจะถูกดันเข้าไปยังชั้นดินเพื่อทำให้ชั้นดินหลวม อ่อนตัว และเคลื่อนย้ายไปยังจุดปล่อยดิน เสถียรภาพที่ด้านหน้าหัวเจาะขึ้นอยู่กับแรงต้านทานในการปล่อยดินที่เป็นของเหลวให้อยู่ในปริมาณที่เหมาะสม ลักษณะหัวเจาะแบบ Blind แสดงในรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)

นอกจากนี้ยังสามารถเลือกหัวเจาะที่เหมาะสม จากกราฟการกระจายตัวของเม็ดดินได้โดยรูปที่ 3.12 แสดงความสัมพันธ์ที่เหมาะสมในการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 3.12 แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับ การเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน

3.4 การออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

ข้อกำหนดทั่วไปเนื่องจากอุโมงค์ส่วนใหญ่มีรูปหน้าตัดเป็นวงกลม ดังนั้นในบทนี้จึงให้ข้อกำหนดสำหรับหัวเจาะแบบวงกลมที่ถูกใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน อย่างไรก็ตามเทคนิคและข้อพิจารณาต่างๆ สามารถนำไปใช้ในการพิจารณาออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดินที่เป็นรูปหน้าตัดอื่นๆ เช่น รูปตัดวงรี รูปตัดวงกลมหลายรูป และรูปตัดสี่เหลี่ยมที่ถูกก่อสร้าง โดยหัวเจาะนั้นควรได้รับการออกแบบให้สามารถขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินได้อย่างปลอดภัยและมีประสิทธิภาพ ในขณะที่ต้องรับน้ำหนักที่กระทำจากพื้นดินโดยรอบขณะทำการขุดเจาะ การออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดินควรพิจารณาตามเงื่อนไขดังต่อไปนี้

3.4.1 คุณสมบัติของดิน

ในการออกแบบหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดินจะต้องคำนึงถึงประเภทของดินและชั้นดินที่หัวเจาะต้องเจาะผ่านโดยเฉพาะดินจำพวกดังต่อไปนี้

1) ดินเหนียวอ่อน มีความอ่อนไหวสูง
2) ดินทรายหลวม มีความสามารถในการซึมผ่านของน้ำสูง
3) ดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง
4) ชั้นดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน
5) ชั้นดินที่มีก้อนหินขนาดใหญ่ ท่อนไม้ หรือ วัสดุอื่นๆ ปะปนอยู่
6) ชั้นดินผสมระหว่างดินอ่อนและดินแข็ง

3.4.2 ความยาวของอุโมงค์

เมื่อหัวเจาะต้องทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีความยาวมาก ควรทำการศึกษาอย่างละเอียดถึงการสึกกร่อนและความทนทานของส่วนประกอบของหัวเจาะ และควรพิจารณาถึงการบำรุงรักษา การหยอดน้ำมันหล่อลื่น และการเปลี่ยนอะไหล่ชิ้นส่วนต่างๆ

3.4.3 แนวเส้นทางของอุโมงค์

ในกรณีของอุโมงค์ตามแนวทางโค้งนั้นควรพิจารณาวางแผนแนวเส้นทางของอุโมงค์โดยรอบคอบ ให้มีการขุดเจาะเกินหน้าตัดของอุโมงค์โดยปกติน้อยที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ เพื่อลดการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้น

3.4.4 ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

ในกรณีของอุโมงค์ลึกมาก ควรศึกษาอย่างละเอียดถึงกำลังรับแรงของส่วนประกอบของหัวเจาะและการต้านทานต่อแรงดันน้ำที่มีค่าสูง เพื่อได้เตรียมวัสดุที่ทำหน้าที่อุดกันการรั่วซึม

3.5 การออกแบบโครงสร้างหัวเจาะ

โครงสร้างของหัวเจาะควรได้รับการออกแบบ ในแต่ละองค์ประกอบของหัวเจาะซึ่งทำหน้าที่ต่างๆ ให้มีความปลอดภัย และสามารถทำงานได้ภายใต้เงื่อนไขของน้ำหนักกระทำต่างๆ ในทุกกรณี โดยทั่วไปแล้วจะสมมุติให้แรงในชิ้นส่วนที่สูงสุด เป็นแรงกระทำรอบหัวเจาะ ส่วนของคาน (Girder) เป็นตัวทำหน้าที่รับน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่อหัวเจาะส่วนของฝาครอบเครื่อง (Hood) นั้น ออกแบบเป็นลักษณะเหมือนคานยื่นซึ่งด้านที่ยึดแน่นนั้นจะสมมติให้เป็นกับส่วนของคาน สำหรับหัวเจาะประเภทหน้าปิดนั้น (Closed-face) หากฝากั้นและส่วนประกอบอื่น สามารถพิจารณาได้เหมือนชิ้นส่วนฝาครอบซึ่งช่วยรับแรง ส่วนประกอบเหล่านั้นก็สามารถรวมเข้าไว้ในรายการการออกแบบได้ด้วยเช่นกัน ในการออกแบบ ส่วนของหางหัวเจาะ (Tail) สามารถพิจารณาให้เป็นได้ ดังนี้

1) โครงสร้างวงแหวน (Ring structure)

2) โครงเปลือกนอกทรงกระบอกปลายข้างหนึ่งยึดแน่น

ในกรณีของ การเปลี่ยนรูปทรงแบบยืดหยุ่น (Elastic deformation) ของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล, หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) และหัวเจาะแบบใช้แรงจากเครื่องจักร ควรได้รับการตรวจสอบให้มีช่องว่างที่เหมาะสำหรับรับแรงแบกทานที่จะเกิดขึ้น เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดความเสียหายได้ ความเค้นที่ยอมให้ สำหรับใช้ในการออกแบบโครงสร้างหัวเจาะ พิจารณาได้ดังนี้

1) ความเค้นที่ยอมให้

ภายใต้น้ำหนักที่กระทำในระยะยาว (Long-term loading) ได้แก่ แรงดันดินแนวราบและดิ่ง แรงดันน้ำ น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักกระทำโดยพิจารณาได้ตามตารางที่ 3.2

2) ความเค้นที่ยอมให้

ภายใต้น้ำหนักที่กระทำในระยะสั้น (Short-term loading) ได้แก่ น้ำหนักจากเปลี่ยนแปลงทิศทาง พิจารณาได้โดยใช้ ตัวประกอบเพิ่มค่าขึ้นจากตารางที่ 3.2

3) ความเค้นสูงสุดที่ยอมให้

หาได้โดยคูณตัวประกอบ ซึ่งควรเท่ากับ 150 เปอร์เซ็นต์คูณกับความเค้นในตารางที่ 3.2 หรือคูณกับกำลังรับแรงสูงสุดในพิกัดยืดหยุ่นของวัสดุที่ใช้ โดยจะเลือกใช้ค่าที่น้อยกว่าสำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่ต้องรับแรงกระแทกหรือแรงที่กระทำซ้ำไปซ้ำมานั้นควรทำการศึกษาอย่างละเอียดเป็นกรณีพิเศษ สำหรับหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนและหัวเจาะแบบใช้แรงกลนั้น ที่ผิวแผ่นเรียบมักจะเสียหายบ่อยครั้ง เนื่องจากแรงเสียทานของดิน ดังนั้นเพื่อเป็นการทดแทนในส่วนนี้ ชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่ใกล้กับหัวตัดดิน (Cutter head) จึงควรมีจำนวนเผื่อไว้ที่แน่นอนอย่างชัดเจนขึ้นอยู่กับชนิดของดินและความยาวของอุโมงค์

ตารางที่ 3.2 ความเค้นที่ยอมให้ของเหล็ก

Steel type / Allowable stress	SS400, SM400A	SM490
Tensile	160	215
Compressive	160	215
Bending	160	215
Shear	90	125

3.5.1 น้ำหนักของหัวเจาะ

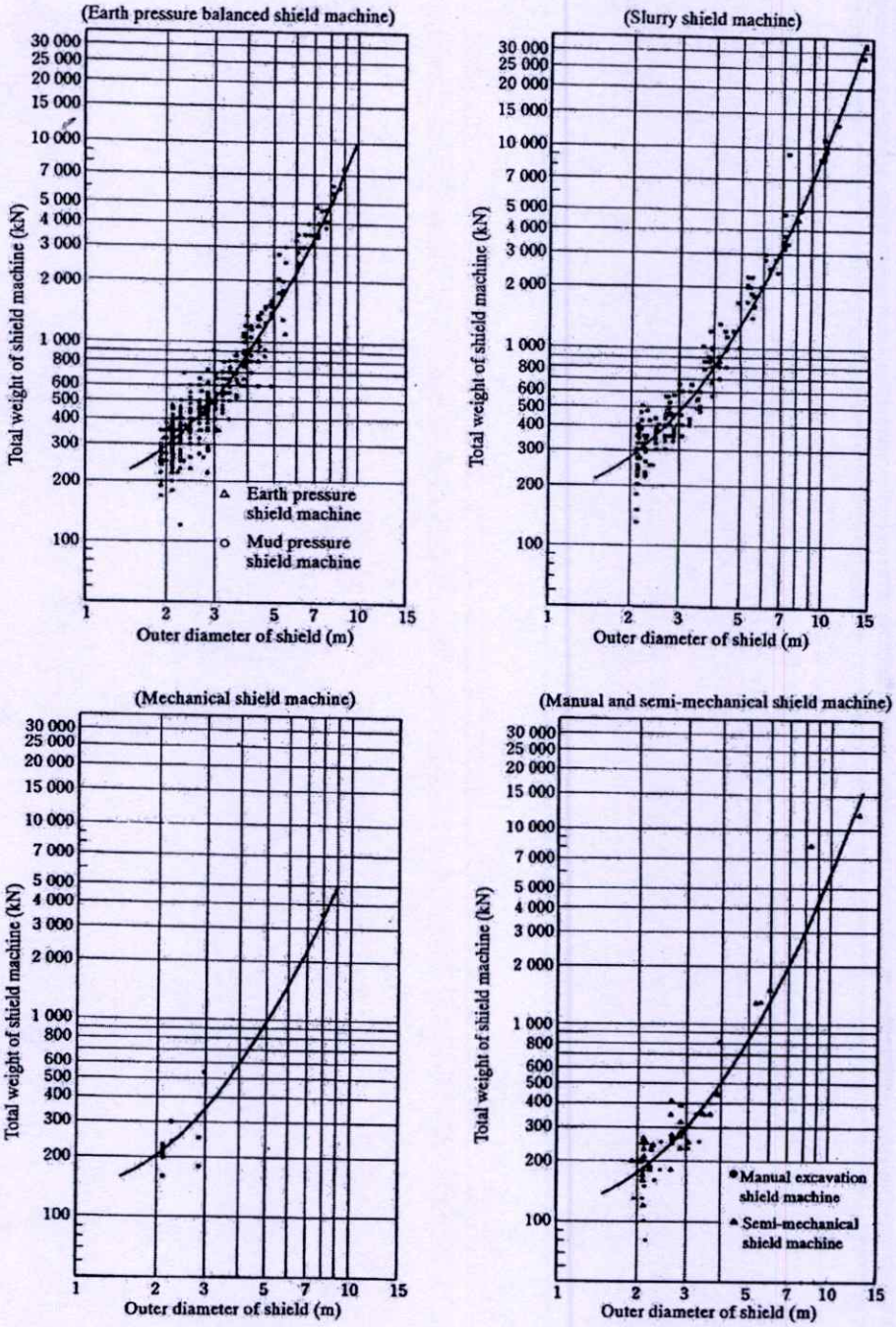
น้ำหนักเฉพาะแต่ละชิ้นส่วนของหัวเจาะนั้นควรได้พิจารณาไว้ให้ครบถ้วน น้ำหนักชิ้นส่วนของหัวเจาะเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญที่สุดเนื่องจาก หัวเจาะที่มีขนาดใหญ่กว่าจะมีปัจจัยด้านน้ำหนักทำกระทบต่อการแยกชิ้นส่วน การเคลื่อนย้ายและการจัดวางตำแหน่งหัวเจาะในปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ยิ่งไปกว่านั้นน้ำหนักและจุดศูนย์ถ่วงของหัวเจาะ ก็ยังมีผลกระทบต่อการพิจารณาการทำงานในสภาพที่เป็นดินอ่อน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกกับน้ำหนักรวมของหัวเจาะโดย JSCE (1996) ดังแสดงในรูปที่ 3.13

3.5.2 โครงสร้างของหัวเจาะ

3.5.2.1 รูปร่างลักษณะของหัวเจาะ

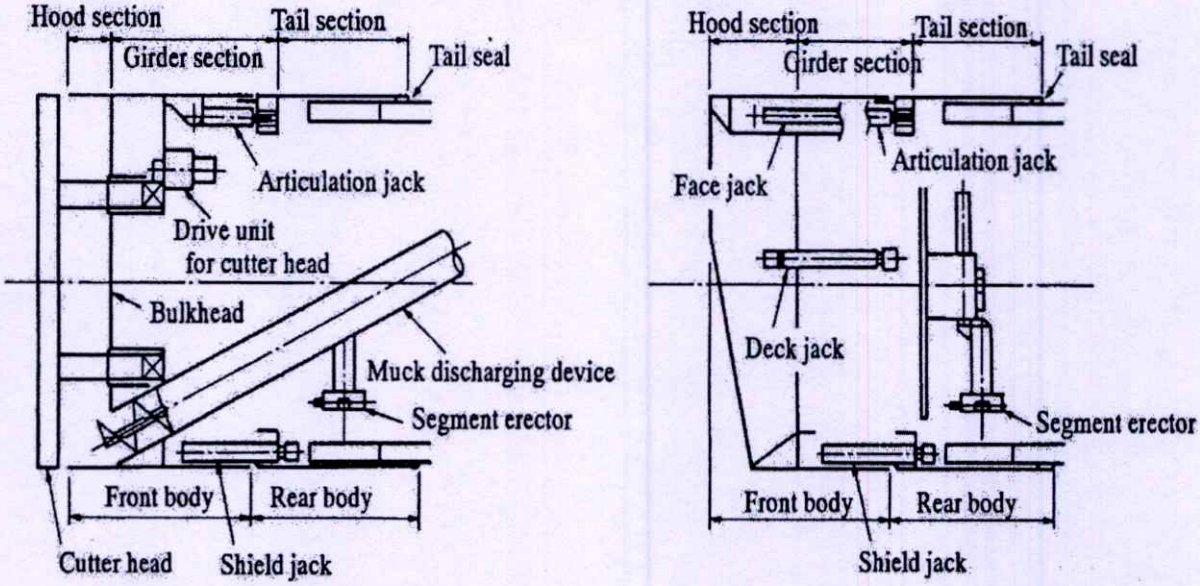
หัวเจาะอุโมงค์ใต้ดินนั้นควรมีลักษณะที่ถูกต้องเหมาะสม ตามหน้าที่ส่วนประกอบต่างๆ ของหัวเจาะ หัวเจาะประกอบด้วยส่วนประกอบหลัก ดังนี้

1) โครงเหล็กรอบนอก ทำหน้าที่ป้องกันส่วนประกอบภายใน จากแรงกระทำรอบนอก
2) หัวตัดดิน (Cutter head) ทำหน้าที่ขุดตัดหน้าดินภายใต้การป้องกันโดยโครงเหล็กนอก
3) ชุดอุปกรณ์ในส่วนหาง ทำหน้าที่ในการจัดวางแนวอุโมงค์และขับเคลื่อนหัวเจาะ



รูปที่ 3.13 น้ำหนักโดยรวมของต้นแบบหัวเจาะในปัจจุบัน (JSCE, 1996)

แหล่งพลังงานและหน่วยควบคุมที่จำเป็นต่อการทำงานของหัวเจาะ จะติดไว้กับหางท้ายของฟันเฟือง ซึ่งดำเนินงานของหัวเจาะ ไม่ว่ากรณีใดก็ตามผู้ออกแบบควรตัดสินใจในการใช้หน่วยข้อต่อ (Articulation Unit) โดยขึ้นอยู่กับแนวเส้นทางอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ สภาพของชั้นดิน และลักษณะเงื่อนไขต่างๆตลอดแนวเส้นทางหัวเจาะส่วนที่อยู่ติดกับหน้าดิน มักจะเป็นอุปกรณ์ซึ่งเป็นกลไกที่เลื่อนปรับได้ ที่ส่วน Head section และ Hood section เพื่อเป็นการลดเครื่องมือที่ใช้วัดค่า



รูปที่ 3.14 รูปร่างและลักษณะทั่วไปของหัวเจาะ

3.5.2.2 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ

1) การหาขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ ควรพิจารณาจากเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก ของวงผนังอุโมงค์ ช่องห่างที่ส่วนหางหัวเจาะ (Tail) และความหนาของ Tail skin plate

2) การหาระยะช่องห่างที่ส่วนหาง ต้องพิจารณาถึงรูปร่างและขนาดของวงผนังอุโมงค์แนวอุโมงค์การปรับแนวอุโมงค์และการติดส่วนกันการรั่วซึมที่ส่วนหางรายละเอียดต่างๆมีดังนี้

- เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ สามารถหาได้จากสมการ 3.2 (ดังรูปที่ 3.15)

$$D = D_o + 2(x+l) \qquad (3.2)$$

เมื่อ D = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ

D_o = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงผนังอุโมงค์

x = ช่องระยะห่างที่ส่วนหาง

l = ความหนาของ Tail skin plate

- ระยะช่องห่างของส่วนหาง (Tail clearance)

ปัจจัยสำคัญที่ต้องพิจารณาถึง ในการหาระยะช่องห่างที่ส่วนหาง มีดังนี้

1) ระยะ x_1 ต่ำสุดที่ยอมให้จำเป็นสำหรับการขุดเจาะในแนวโค้งและการปรับเบี่ยงเบนทิศทาง ดังแสดงในรูปที่ 3.16

$$x_1 = \frac{d}{2} \tag{3.3}$$

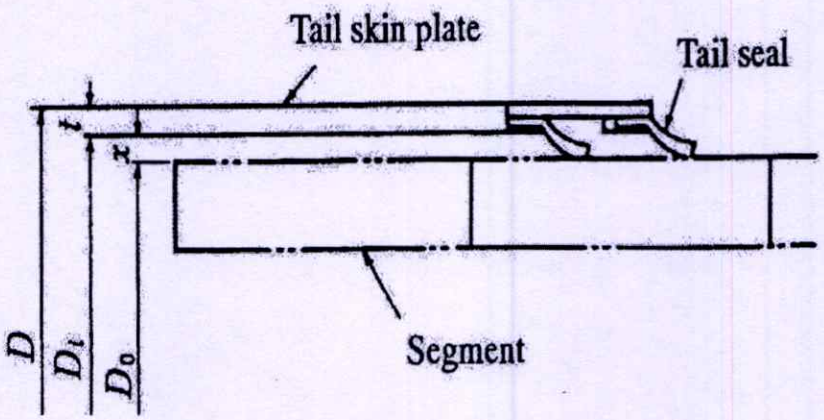
โดยที่ $d = (R- D_o/2)(1-\cos\beta) \approx l^2/2(R- D_o/2)$

R = รัศมีความโค้งของแนวศูนย์กลางอุโมงค์

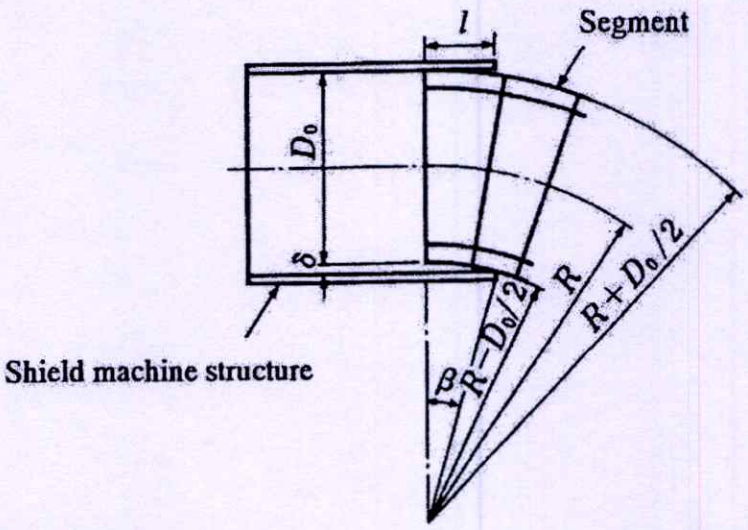
l = ความยาวของส่วนหาง

$R+ D_o/2$ = รัศมีความโค้งภายนอกของวงผนังอุโมงค์

$R - D_o/2$ = รัศมีความโค้งภายในของวงผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.15 รายละเอียดของส่วนหาง



รูปที่ 3.16 ระยะที่ยอมให้ สำหรับการขุดเจาะตามแนวโค้งและการปรับเบี่ยงเบนทิศทาง

2) ระยะที่ยอมให้สำหรับการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

บ่อยครั้งที่มีการใช้ระยะช่องห่างที่ส่วนหาง เท่ากับ 20 – 40 มิลลิเมตร และเนื่องจากช่องว่างที่ส่วนหาง (Tail void) เป็นผลรวมของระยะช่องห่าง (Tail clearance) กับความหนาของ Tail skin plate ดังนั้นจึงควรทำการศึกษาอย่างละเอียดรอบคอบ เกี่ยวกับระยะช่องห่างที่ส่วนหาง (Tail clearance) ถ้าหากชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ หรือชิ้นส่วนโครงสร้างหัวเจาะที่ป้องกันการอุดช่องว่างที่ส่วนหาง ถูกเก็บอยู่ภายในส่วนหางของหัวเจาะแล้วควรทำการสำรวจให้มั่นใจได้ว่า มีระยะช่องห่างที่ส่วนหางมากเพียงพอดังในรูปที่ 3.16 โดยเฉพาะในช่วงการขุดเจาะตามแนวโค้ง

3.5.2.3 ความยาวของหัวเจาะ

การออกแบบความยาวของหัวเจาะนั้น ต้องนำลักษณะของดิน แนวเส้นทางอุโมงค์ ประเภทของหัวเจาะการใช้หน่วยข้อต่อ (Articulation unit) ความกว้างของชิ้นส่วนวงผนังอุโมงค์และระบบการใส่ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ เค (K segment) มาใช้ในการคำนวณด้วย โดยสมการสำหรับการออกแบบกำหนดความยาวของหัวเจาะ และส่วนต่างๆ มีดังนี้

$$L_l = l_C + l_M \tag{3.4}$$

$$l_M = l_H + l_G + l_T \tag{3.5}$$

โดยที่ L_l = ความยาวของเครื่องจักรหัวเจาะ

l_M = ความยาวของหัวเจาะ (Length of shield)

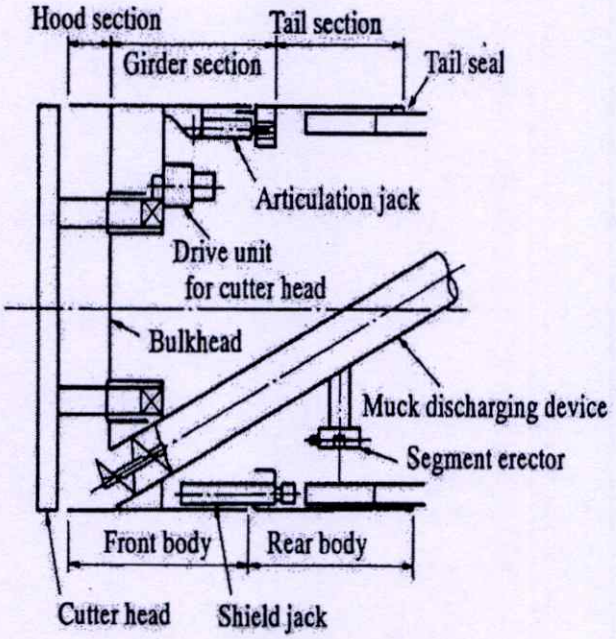
l_C = ความยาวของส่วนขุดตัด (Length of cutter section)

l_H = ความยาวของส่วนหัวครอบ (Length of hood section)

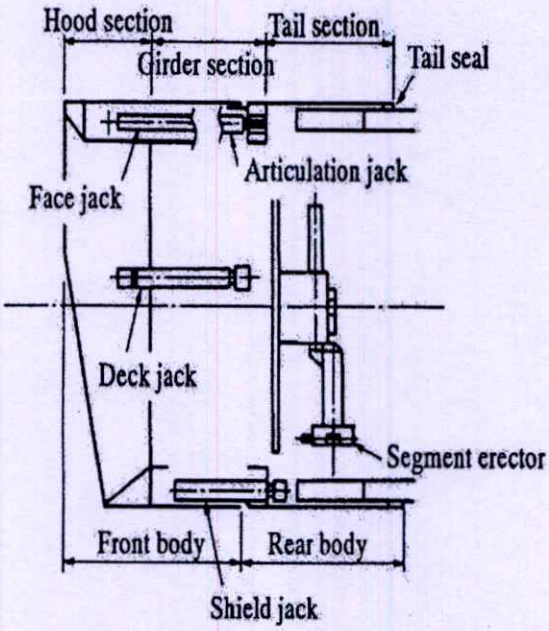
l_G = ความยาวของส่วนคานหลัก (Length of girder section)

l_T = ความยาวของส่วนหาง (Length of tail section)

ความยาวรวมของหัวเจาะ (L) เป็นความยาวที่มากที่สุด จากปลายสุดส่วนหน้าถึงปลายสุดของส่วนหางของหัวเจาะดังแสดงในรูปที่ 3.17(ก). และรูปที่ 3.17(ข). หัวเจาะควรออกแบบให้มีความยาวสั้นที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ตามความเหมาะสมกับขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกกับความยาวของหัวเจาะแสดงได้ ดังกราฟในรูปที่ 3.18

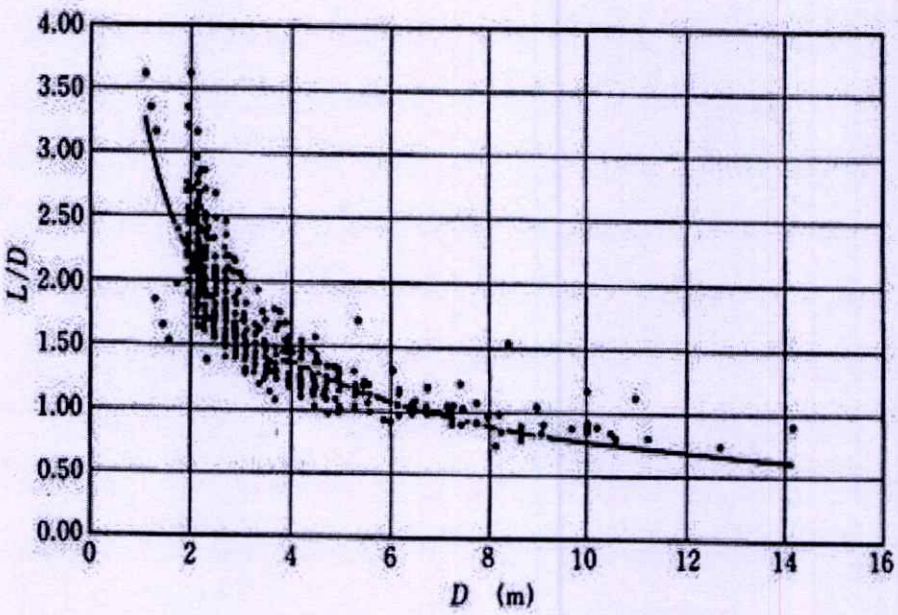


(ก). หัวเจาะแบบหน้าปิด (แบบแรงดันดินสมดุล)



(ข). หัวเจาะแบบหน้าเปิด

รูปที่ 3.17 ความยาวของหัวเจาะ



รูปที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางรอบนอก (D) กับความยาว (L) ของหัวเจาะ

(JSCE, 1996)

3.5.2.4 ส่วนหมวกครอบ (Hood section)

รูปร่างและลักษณะของส่วนหมวกครอบ ควรออกแบบตามลักษณะของดินและประเภทของหัวเจาะ อีกทั้งโครงสร้างของส่วนนี้ก็ควรมีกำลังรับน้ำหนักที่มากเพียงพอ ส่วนหมวกครอบช่วยรักษาเสถียรภาพของผิวหน้าดินและทำหน้าที่เป็นเส้นทางสำหรับขนถ่ายดินจากการขุดเจาะไปยังส่วนหางของหัวเจาะอีกด้วย ในกรณีของการขุดด้วยหัวตัดนั้น ระบบการลำเลียงส่งถ่ายดินจากการขุดเจาะนั้นควรพิจารณาตัดสินจากรูปร่างและลักษณะของส่วนหมวกครอบสำหรับหัวเจาะแบบส่วนหน้าปิด (Closed-face) นั้นส่วนของหมวกครอบควรออกแบบให้แน่ใจว่า ดินที่ขุดออกมานั้นรวมกันได้อย่างสมบูรณ์

3.5.2.5 ส่วนคานหลัก (Girder Section)

ในส่วนนี้จะต้องมีช่องว่างสำหรับจัดวางขาถีบไฮโดรลิคของหัวเจาะ ที่รองหัวตัด หน่วยขับเคลื่อนหัวเจาะ หน่วยข้อต่อ และอุปกรณ์สำหรับขนถ่ายดิน ควรรวมเข้าไว้ในรายการสำหรับการคำนวณหาความยาวของคานหลักคานหลักขนาดใหญ่นี้ ควรออกแบบให้โครงสร้างมีความแข็งแรงเพียงพอ คานหลักเป็นโครงเฟรมหลักของหัวเจาะ และรองรับน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่อหัวเจาะส่วนหมวกครอบและส่วนหางของหัวเจาะนั้น ได้รับการออกแบบโดยตั้งอยู่บนสมมุติฐานว่า ส่วนของคานหลักจะต้องมีความแข็งแรง (Rigidity) และควรคำนึงถึงเสมอเมื่อทำการออกแบบคานหลักส่วนของคานหลักถูกจัดวางให้พอดีได้ โดยใช้โครงสร้างรูปวงแหวนทั้งที่ด้านหน้าและที่ปลายของส่วนท้ายในกรณีของหัวเจาะเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดกลางและขนาดใหญ่นั้น ส่วนประกอบต่างๆมักจะได้รับการเสริมกำลังโดยใช้เสาและคานโดยเสาและคานควรทำการออกแบบดังนี้

1) สามารถรองรับน้ำหนักที่ส่งถ่ายมาจากส่วนคานหลัก และน้ำหนักที่เกิดตัวประกอบชิ้นส่วนวงผนังอุโมงค์ อุปกรณ์ขนถ่ายดินโคลน และน้ำหนักจากส่วนท้าย (Rear deck)

2) มีช่องว่างที่มากพอเพื่อให้สามารถทำการบำรุงรักษาเครื่องมือต่างๆได้ เช่น เครื่องมือไฮโดรลิค เครื่องมืออิเล็กทรอนิกส์ รวมทั้งท่อและเคเบิลต่างๆ

3.5.2.6 ส่วนหาง (Tail section)

ควรพิจารณาดังนี้

1) การหาความยาวของส่วนหาง ควรคำนึงถึงความกว้างและรูปร่างของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

2) การหาความหนาของ Tail skin plate นั้น ควรทำการศึกษาอย่างละเอียดถึงการเสียรูป (Deformation) ที่จะเกิดขึ้นกับ Tail skin plate

3) ต้องจัดให้มีช่องว่างที่ส่วนหางให้มากพอเพื่อให้มั่นใจได้ถึงความปลอดภัยและเพื่อให้สามารถดำเนินงานได้อย่างมีประสิทธิภาพรายละเอียดต่างๆมีดังนี้

3.1) ความยาวของส่วนหาง ควรทำการพิจารณาให้ต้องมีช่องว่าง เพื่อการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ และคำนึงถึงรูปร่างและจำนวนที่ปิดช่องว่างที่ส่วนหาง (Tail seal) นอกจากนี้เมื่อทำการขุดเจาะในส่วนโค้ง ก็ควรทำการปรับความยาวของส่วนหาง ได้ดังสมการนี้

$$l_r = l_j + C + l_s + C' + l_p \tag{3.6}$$

โดย l_r = ความยาวของส่วนหาง

l_j = ความยาวของแม่แรงหัวเจาะ

l_s = ความกว้างของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

l_p = ความยาวของส่วนปิดช่องว่างที่ส่วนหาง

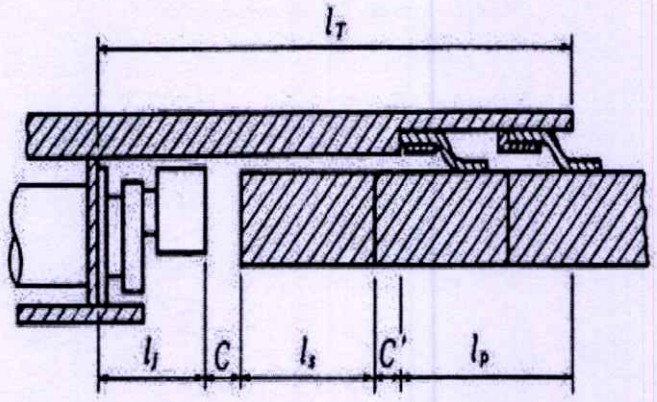
C = ระยะที่ยอมให้สำหรับประกอบผนังอุโมงค์เท่ากับ 100 – 150 มิลลิเมตร (ควรทำการเพิ่มระยะสำหรับการติดตั้ง K segment ในทิศตามแนวยาว ซึ่งขึ้นกับมุมที่ทำการติดตั้ง)

C' = ระยะที่ยอมให้ ภายในส่วนหาง เพื่อใส่ชิ้นส่วน

3.2) ความหนาของ Tail skin plate วิธีที่ดีที่สุด คือการออกแบบให้ Tail skin plate มีความหนาน้อยที่สุด คือไม่ทำให้เกิดการเสียรูป (Deformation) มากเกินไปความหนาของที่ปิดช่องว่างของส่วนหาง (Tail seal) ซึ่งต้องสัมผัสกับผนังอุโมงค์ ก็ควรให้มีความหนามากเพียงพอ

3.3) ส่วนหาง (Tail section) ส่วนหางของหัวเจาะควรจัดให้มีช่องว่างที่มากพอ เพื่อความปลอดภัยและประสิทธิภาพในการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ การฉีดอัดน้ำปูนอุดเติมช่องว่างและการสำรวจนอกจากนี้ควรจัดให้มีแท่นทำงานและราวจับยึด ขณะคนงานปฏิบัติงาน

3.3) การอุดช่องว่างของส่วนหาง (Tail Seals) การเลือกที่อุดช่องว่างของส่วนหางให้เหมาะสมนั้น ควรพิจารณาถึงความสามารถในการป้องกันการรั่วไหลของน้ำปูนที่ฉีดอัดเข้าไปหลังผนังอุโมงค์ การต้านทานต่อแรงดัน และความทนทานของส่วนปิดช่องว่างที่ส่วนหาง ปิดอยู่ระหว่าง Tail skin plates กับ ผิวนอกของผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งแล้ว เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำใต้ดินและน้ำปูนสำหรับฉีดอัดไหลเข้าสู่อุโมงค์ใต้ดิน ในกรณีของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield machines) ที่ปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail seal) นี้ จะมีหน้าที่ในการรักษาแรงดัน



รูปที่ 3.19 ความยาวของส่วนหาง

ในการประกอบชิ้นส่วนวงผนังอุโมงค์นั้น มักจะไม่ตรงกับศูนย์กลางของวงผนังอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ และวงผนังอุโมงค์ที่แท้จริงมักจะมีการเยื้องศูนย์ หรือเป็นรูปวงรีเสมอโดยเฉพาะเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินตามแนวทางโค้ง ช่องว่างที่ส่วนหางจะไม่สม่ำเสมอและไม่เท่ากันโดยตลอด ด้วยเหตุนี้ที่ปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail seal) จึงจำเป็นต้องมีขึ้นเพื่อการต้านทานแรงดันจากแรงดันจากน้ำเลน และแรงดันจากน้ำใต้ดินที่อยู่นิ่ง เมื่อช่องห่างที่ส่วนหาง (Tail clearance) รอบวงอุโมงค์มีขนาดใกล้เคียงกับค่าที่การออกแบบอย่างไม่สม่ำเสมอโดยทั่วไป ชิ้นส่วนปิดช่องว่างส่วนหางบางชุด (Tail seal) จึงควรพิจารณาถึงเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของหัวเจาะ ลักษณะของดิน แรงดันน้ำใต้ดิน และผลจากการเปลี่ยนที่ปิดช่องว่างระหว่างทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยที่ปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail seal) อาจทำจากยาง พลาสติก เหล็ก สแตนเลส หรือเป็นวัสดุผสมจากวัสดุเหล่านี้ สำหรับการออกแบบนั้น ได้แบ่งที่ปิดช่องว่างส่วนท้ายเป็น 2 ประเภท คือ แบบแปรงปิดช่องว่าง (Brush seal) และแบบแผ่นปิดช่องว่าง (Plate seal) ความอัดแน่นของน้ำ และความทนทานของที่ปิดช่องว่างส่วนหางสามารถเพิ่มได้ โดยการอุดช่องว่างระหว่างที่ปิดด้วยน้ำมันจารบี เนื่องจาก น้ำมันจารบีหรือน้ำมันหล่อลื่น ต้องถูกใช้เพื่อให้หัวเจาะขับเคลื่อนไปได้ จึงจำเป็นต้องเติมให้เต็มอยู่เสมอ ในบางครั้ง อาจเกิดแรงกระทำจากชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ไปยัง Tail seal ซึ่งอยู่ห่างกันโดยเฉพาะเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีระยะทางยาวๆ หรืออุโมงค์ตามแนวโค้ง ด้วยเหตุนี้จึงจำเป็นต้องศึกษาถึงวัสดุของ Tail seal จำนวนของ Tail seal ที่ใช้ และวิธีการในการเติมสารหล่อลื่น

3.5.3 หน่วยขุดตัด

3.5.3.1 การเลือกหน่วยขุดตัด

การเลือกหน่วยขุดตัดควรพิจารณาจาก การเพิ่มความเร็วในการขุด การประหยัดแรงงาน และความปลอดภัยในการทำงานซึ่งต้องให้เหมาะสมกับสภาพของหน้าดินการเลือกหน่วยขุดตัด

ควรพิจารณา ประเภทของหัวเจาะ ประเภทงานหัวขุดตัด ประเภทตัวช่วยค้ำยันของหัวขุดตัด แรงบิดของหัวขุดตัด หัวสว่านของหัวขุดตัด และแรงผลักดัน

3.5.3.2 ประเภทของหัวขุดตัด

การเลือกของหัวขุดตัด สำหรับหัวเจาะแต่ละประเภท (EPB, Slurry, Mechanical) ควรเลือกโดยให้มีความเหมาะสมกับสภาพของดินโดยรอบ และต้องสามารถทำงานได้อย่างสมบูรณ์ภายใต้สภาพดินส่วนใหญ่ได้ วัตถุประสงค์ในการใช้หัวขุดตัด คือ เพื่อช่วยเพิ่มความเร็วในการขุดเจาะประหยัดกำลังแรงงานและเพิ่มความปลอดภัยในการขุดเจาะเพื่อทำให้หน้าดินมีเสถียรภาพ

3.5.3.3 ประเภทของตัวค้ำยันหัวตัด

ประเภทของตัวค้ำยันหัวตัดควรเลือกให้เหมาะสมกับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวตัดและสภาพของดิน นอกจากนี้ควรเลือกให้เหมาะสมกับเครื่องลำเลียงดินออกประเภทของตัวค้ำยันหัวตัดแสดงดังรูปที่ 3.21

รูปร่างลักษณะต่างๆของตัวค้ำยันหัวตัดแตกต่างกัน ดังนี้

1) ตัวค้ำยันที่ศูนย์กลาง

ประเภทนี้มีโครงสร้างที่ธรรมดาใช้งานได้ทั่วไป สำหรับหัวเจาะขนาดเล็กและขนาดกลาง ตัวค้ำยันประเภทนี้สามารถป้องกันการยึดติดของดินเหนียวกับตัวเครื่องได้อย่างมีประสิทธิภาพ สามารถเลื่อนหัวตัดได้ง่ายแต่การนำก้อนหินขนาดใหญ่ออกนั้นทำได้ยากเพราะช่วงห่างระหว่างตัวเครื่องมีจำกัด

2) ตัวค้ำยันที่ช่วงกลาง

ตัวค้ำยันประเภทนี้มีโครงสร้างที่มีความสมดุลดี นิยมใช้งานสำหรับหัวเจาะขนาดกลางและขนาดใหญ่ หากนำตัวค้ำยันประเภทนี้มาใส่กับหัวเจาะขนาดเล็กก็ควรพิจารณาถึงการลำเลียงก้อนหินขนาดใหญ่ออก และการป้องกันดินเหนียวยึดติดกับช่วงกลางของหน้าตัดหัวเจาะ

3) ตัวค้ำยันที่รอบนอก

ตัวค้ำยันประเภทนี้ทำให้เกิดช่องว่างขนาดใหญ่ภายในหัวเจาะ ดังนั้นจึงเป็นการง่ายสำหรับหัวเจาะขนาดเล็กในการลำเลียงเอาก้อนหินขนาดใหญ่ออก มีตัวค้ำยันอยู่ 2 แบบพื้นฐานคือ รูปร่างเป็นวง และรูปร่างแท่งสี่เหลี่ยม หากจะใช้ตัวค้ำยันประเภทนี้ก็จำเป็นจะต้องศึกษาถึงการป้องกันดินเหนียวยึดติดตามวงรอบของหัวเจาะ

3.5.3.4 แรงบิดของหัวตัด

1) การหาค่าแรงบิดของหัวตัด

การหาค่าแรงบิดของหัวตัดควรพิจารณาถึงชนิดของดินรวมทั้งประเภทโครงสร้างและขนาดของหัวเจาะ แรงบิดที่ต้องการ (T_N) ประกอบด้วยแรงบิดส่วนต่างๆดังนี้

$$T_N=T_1+T_2+T_3+T_4+T_5+T_6 \tag{3.7}$$

โดยที่ T_N= แรงบิดที่ต้องการ

T_1= แรงบิดที่จำเป็นเพื่อเอาชนะต่อแรงต้านทานการขุดเจาะของดิน

T_2= แรงบิดที่ต้องการเพื่อเอาชนะต่อแรงต้านการเสียดทานของดิน

T_3= แรงบิดที่ต้องการเพื่อเอาชนะต่อแรงต้านทานจากการกวนและผสมของดิน

T_4= แรงบิดที่ต้องการเพื่อเอาชนะต่อแรงแบกทาน

T_5= แรงบิดที่ต้องการเพื่อเอาชนะต่อแรงต้านเสียดทานของ bearing seal

T_6= แรงบิดที่ต้องการเพื่อเอาชนะต่อการสูญเสียทางกลจากการกดเกียร์

2) สมการแรงบิดของหัวตัด

แรงบิดของหัวตัดสามารถหาได้โดยใช้สมการ

$$T = \alpha D^3 \tag{3.8}$$

โดยที่ T = แรงบิดของหัวตัด

D = เส้นผ่านศูนย์กลางวงนอกของหัวเจาะ

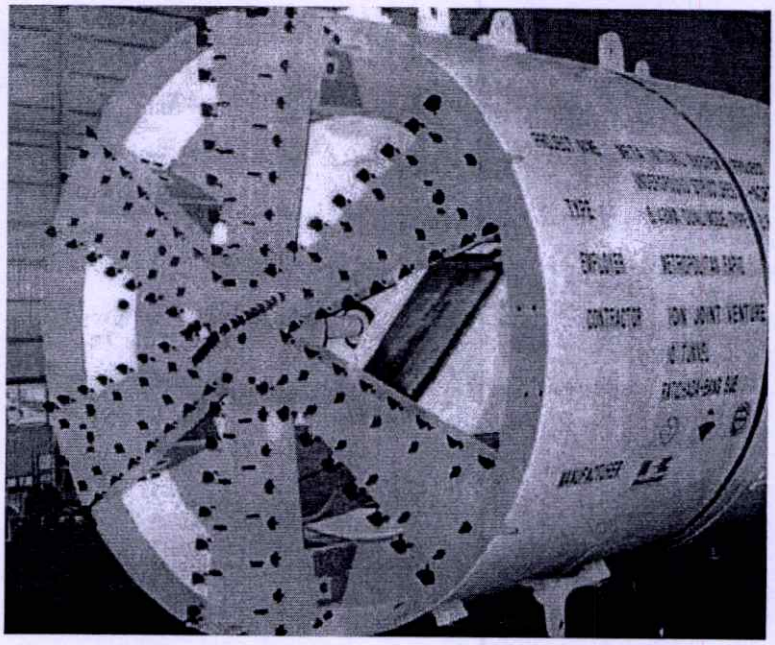
α = ตัวคูณประกอบสำหรับแรงบิด

ตัวคูณประกอบสำหรับแรงบิด (α) โดยมากแล้วจะใช้ค่าตามช่วงต่างๆ แม้ว่าตามจริงจะขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะและชนิดของดิน

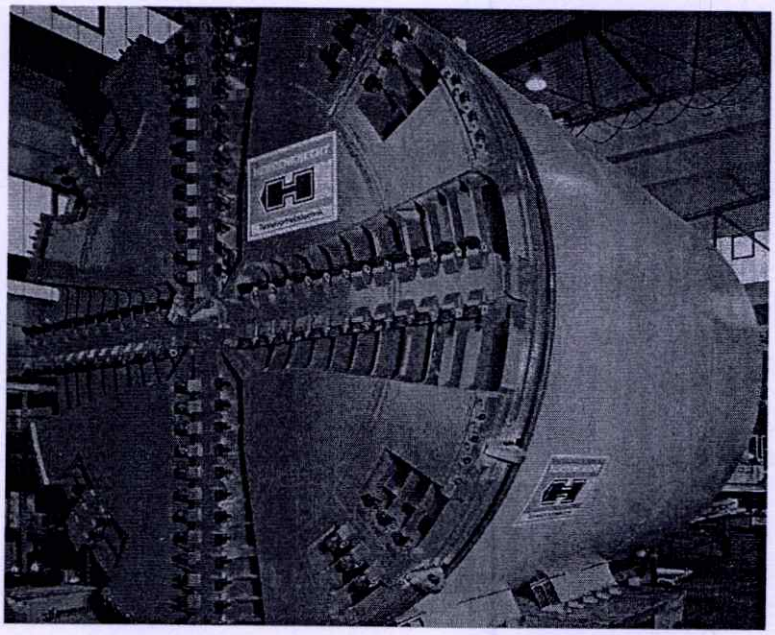
α = 8-23 สำหรับหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (EPB shield)

α = 9-15 สำหรับหัวเจาะแบบแรงดันน้ำปูน (Slurry shield)

โดยที่ T มีหน่วยเป็น KN-m และ D มีหน่วยเป็น m

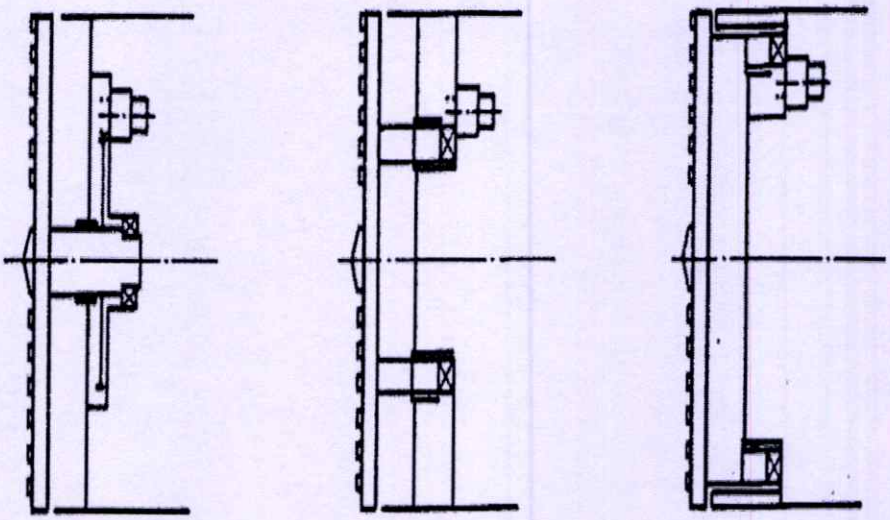


(ก). Spoke type



(ข). Face plate type

รูปที่ 3.20 ประเภทของหัวตัด



Center support type Intermediate support type Outer support type

รูปที่ 3.21 ประเภทของตัวค้ำยันหัวตัด

3) ประเภทของตัวขับเคลื่อนหัวตัด

ประเภทต่างๆของตัวขับเคลื่อนหัวตัดมีลักษณะดังต่อไปนี้

3.1) Hydraulic motor ง่ายต่อการควบคุมแรงบิดและความเร็วในการหมุน นอกจากนี้ยังสามารถปรับทิศการเคลื่อนที่ได้เล็กน้อย

3.2) Electric motor มีประสิทธิภาพสูงและช่วยรักษาสภาวะแวดล้อมภายในอุโมงค์ในขณะทำงาน อีกทั้งสามารถควบคุมความเร็วการหมุนได้หากใช้แบบมีตัวปรับค่าและง่ายต่อการใช้ไฟฟ้า อย่างไรก็ตามจำเป็นจะต้องศึกษาวิธีการควบคุมเมื่อต้องปรับทิศทางการเคลื่อนที่

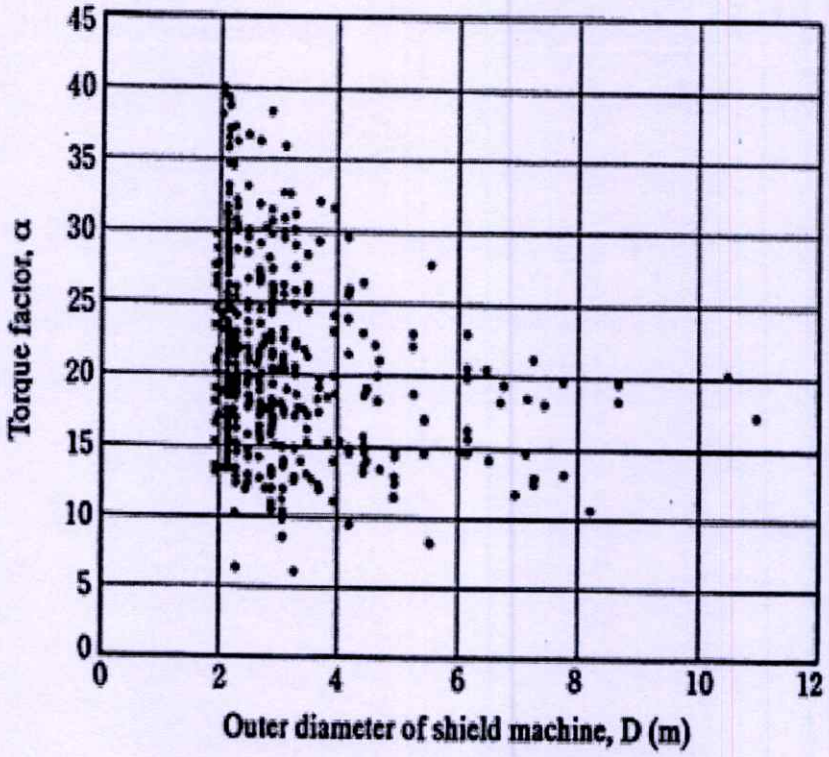
3.3) Hydraulic jack ส่วนใหญ่แล้วใช้สำหรับการขุดเจาะที่ไม่ต่อเนื่องเช่นใช้กับหัวตัดแบบ Oscillating cutters

3.5.3.5 รอบแยกของหัวตัด

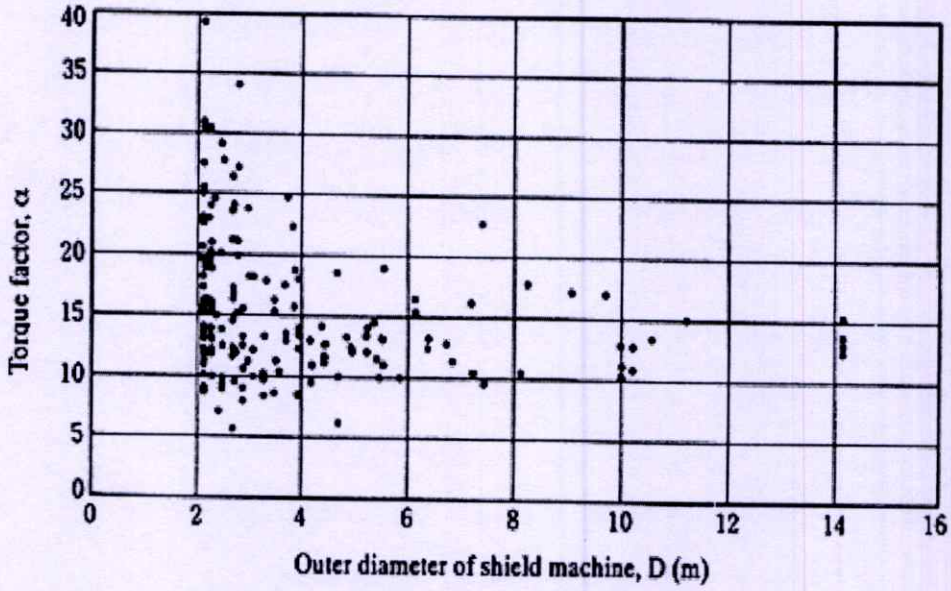
รูปร่างขนาดและรูปแบบของรอบแยกหัวตัดขึ้นอยู่กับชนิดของดิน เสถียรภาพหน้าดินและประสิทธิภาพของหัวตัด

1) รูปร่างและขนาด

รูปร่างและขนาดของรอบแยกถูกกำหนดโดยจำนวนซี่และขนาดของเม็ดกรวดที่เจาะผ่านด้วยหัวเจาะ มีหลายกรณีที่รูปร่างของรอบแยกเป็นเส้นตามแนวซี่และในรูปร่างแบบอื่นๆขึ้นอยู่กับขนาดของเม็ดกรวด โดยทั่วไปแล้วขนาดของรอบแยกหาได้จากขนาดใหญ่ที่สุดของเม็ดกรวดที่พบมีความเป็นไปได้ในการกำหนดขนาดของรอบแยกเพื่อที่จะบดก้อนหินขนาดใหญ่โดยใช้ Roller cutter ที่ติดไว้กับหน้าตัด



(ก). Earth pressure balanced shield machine



(ข). Slurry shield machine

รูปที่ 3.22 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางรอบนอกของหัวเจาะกับตัวคูณประกอบแรงบิด (JSCE, 1996)

2) อัตราส่วนของการเปิด (Opening ratio)

อัตราส่วนของการเปิดสำหรับรอบแยกของหัวตัด มีสมการดังนี้

$$W_0 = \frac{A_s}{A_r} \tag{3.9}$$

โดยที่ W_0 = อัตราส่วนของการเปิด

A_s = พื้นที่ทั้งหมดที่เปิดออกในหัวขุดตัดไม่รวมพื้นที่หัวสว่านของหัวตัดที่ยื่นออกมา

A_r = พื้นที่ของหัวตัด

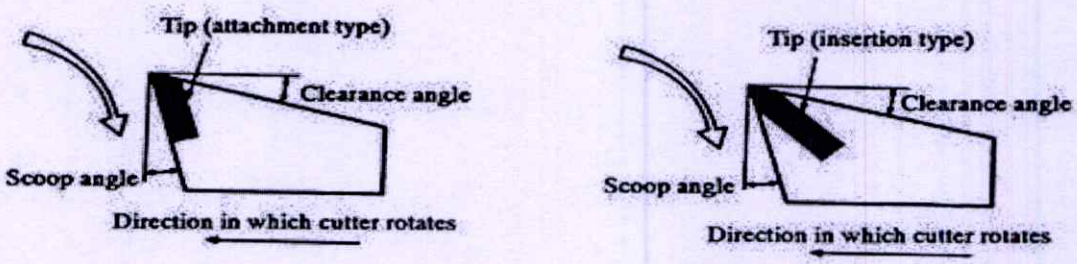
อัตราส่วนการเปิดนั้นโดยมากแล้วอยู่ในช่วง 10-30% สำหรับหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) ส่วนหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (EPB) จะมีอัตราส่วนการเปิดมากกว่าหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) การเพิ่มอัตราส่วนการเปิดนั้นจะเป็นประโยชน์สำหรับหารขุดเจาะในดินเหนียวมากๆ เช่น Consolidated clayey soil หากเป็นดินที่มีความเสี่ยงต่อการถล่มลงมาหรือดินที่มีความเสี่ยงในการพังทลายสูง จะต้องทำงานศึกษาอย่างระมัดระวัง เพราะจะมีความเสี่ยงในการขุดเจาะอย่างมาก หากจำเป็นต้องมีหน่วยเปิด ปิด รอบแยกก็ควรคำนึงถึงการป้องกันดินถล่มเข้าไปภายในเครื่องผ่านทางรอบแยกเมื่อเครื่องยนต์หยุดการทำงาน

3.5.3.6 หัวสว่านหรือเขี้ยวของหัวตัด

รูปร่าง วัสดุ และรูปภาพ ของหัวสว่านขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

1) รูปร่าง

Scoop angle และ Clearance angle ของหัวสว่านควรเลือกให้เหมาะสมกับชนิดของดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 รูปร่างของหัวสว่าน

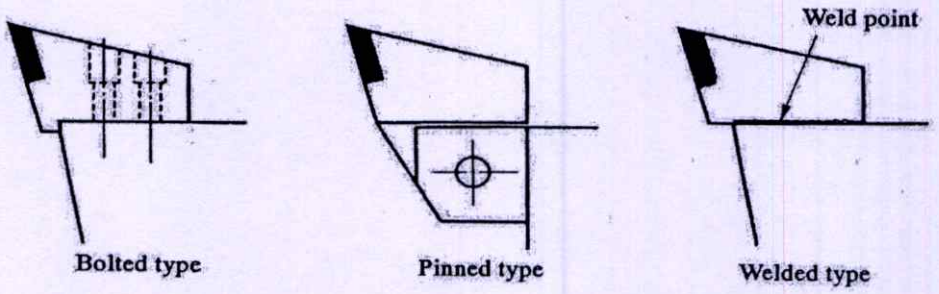
Consolidated clayโดยทั่วไปแล้วจะใช้หัวสว่านที่มี Scoop Angle มากๆ ส่วนGravel layers จะใช้หัวสว่านที่มี Scoop Angle น้อย และจำเป็นจะต้องวัดระยะเพื่อป้องกันปลายหัวตัดหักหรือหลุดออกมาการยื่นออกมาของหัวสว่านต้องพิจารณาโดยการศึกษาถึงปัจจัยต่างๆ อาทิเช่น การ

คาดการณ์การสึกกร่อนซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินและระยะทางการขุดเจาะ อัตราความก้าวหน้าของงาน ความเร็วในการหมุนของหัวตัด และความสึกกร่อนของการตัดหากทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีความยาวมากๆควรศึกษาถึงความทนทานของหัวสว่านและวิธีการเปลี่ยนหัวสว่านตามชนิดของดินและระยะทางในการขุดเจาะ

2) วัสดุที่ใช้ส่วนใหญ่แล้วจะใช้ Cemented carbide ในส่วนของปลายหัวสว่าน

3) รูปแบบ

รูปแบบของหัวสว่านควรพิจารณาถึงชนิดของดิน เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ ความเร็วในการหมุน และความยาวของอุโมงค์ วิธีการติดหัวสว่านดังแสดงในรูปที่ 3.24



รูปที่ 3.24 ประเภทของการยึดติดหัวสว่าน

3.5.3.7 Cutter Bearing Seals

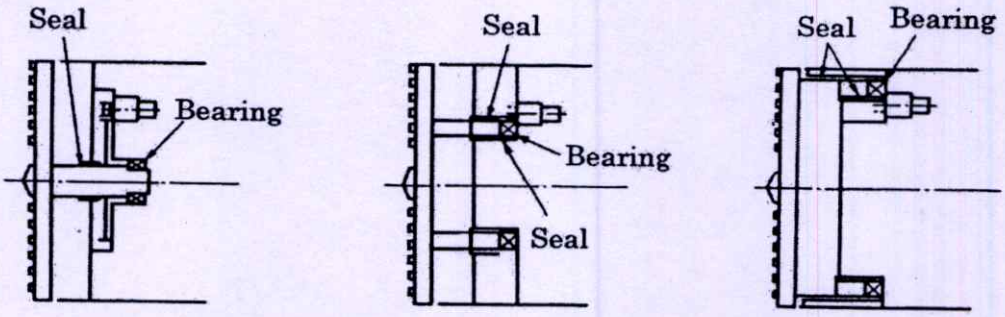
Cutter bearing seals ควรจะสามารถป้องกัน Cutter bearing จากการไหลเข้าของดิน น้ำใต้ดิน และสารผสมเพิ่มอื่นๆได้ อีกทั้งต้องมีความแข็งแรงเพียงพอต่อการต้านแรงดันดินใน Cutter chamber แรงดันน้ำใต้ดิน แรงดันน้ำโคลน แรงดันการฉีดส่วนเสริม และแรงดันอากาศได้

1) การกำหนดตำแหน่ง ตำแหน่งของ Cutter bearing seals ขึ้นอยู่กับประเภทของตัวค้ำยันหัวขุดตัด (Cutter support) ที่ปิด (Seal) ต้องใส่ให้พอดีกับ Cutter bearing ในตัวค้ำยันหัวตัด

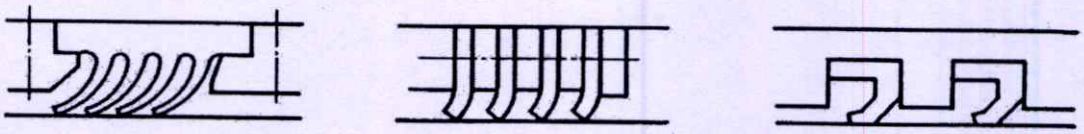
2) วัสดุที่ใช้ ควรจะต้องทนทานต่อแรงดัน การสึกกร่อน น้ำมันและความร้อน ดังนั้นเพื่อให้สามารถทำหน้าที่ดังกล่าวได้ภายใต้สภาวะที่วิกฤตของสภาพดินและแรงดันของน้ำ ส่วนใหญ่แล้วจึงใช้ Nitride rubber และ Polyurethane rubber เป็นวัสดุของ Seal น้ำหนักกระทำเหนืออุโมงค์ระดับน้ำใต้ดิน ความดันของสารฉีดเพิ่มและความยาวอุโมงค์ควรจะต้องนำมาใช้ในการคำนวณตำแหน่งของ Seal ไม่ว่าจะเป็นแบบเดี่ยวหรือแบบหลายๆชั้น Seal ก็ต้องใช้ความเร็วการหมุนรอบของหัวขุดตัด ชนิดสารหล่อลื่น และความดันของสารหล่อลื่น

3) รูปร่าง Cutter bearing seals สามารถใช้ได้ทั้งแบบเดี่ยวๆ หรือแบบหลายๆ ชั้นวางเรียงเป็นชุดดังแสดงในรูปที่ 3.26 มีการเติมจารบีหรือน้ำมันเพื่อป้องกันการเลื่อนผิวหน้าของ Seal ไม่ให้เกิดการเสียหายจนทำให้ดินผ่านเข้ามาได้ หากแรงดันน้ำสูง ก็จำเป็นต้องศึกษาถึงการลดความร้อนที่

เกิดขึ้นจากแรงดันที่สูงมากระทำต่อ Seal และการลดน้ำหนักที่กระทำบน Seal ทั้งนี้อาจรวมถึงแรงดันย้อนกลับที่เพิ่มขึ้นด้วยสำหรับการเจาะอุโมงค์ที่มีระยะยาวนั้นต้องศึกษาถึงความทนทานในการเลื่อนไถลของ Seal ภายใต้สภาวะวิกฤตเพื่อความทนทานของ Seal ก็จำเป็นต้องเตรียมการควบคุมตัวอย่างเช่น การควบคุมแรงดันและปริมาณจารบีที่จะอัดเข้าไปหรือเมื่อจะทำการสุ่มตัวอย่างของเหลวและควบคุมอุณหภูมิของ Bearing seals ก็ต้องใช้ Temperature sensor



รูปที่ 3.25 ตำแหน่งของ Cutter bearing seals



(ก). Multiple lip seal (ข). Single lip seal (flat type) (ค). Single lip seal (U-shape type)

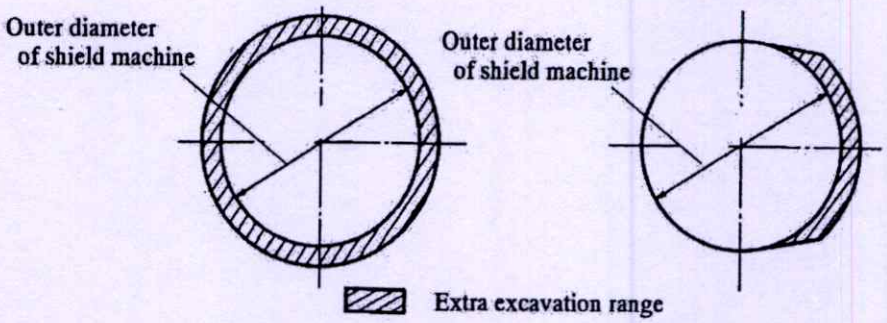
รูปที่ 3.26 รูปร่างของ Cutter bearing seals

3.5.3.8 หน่วยขุดเจาะเสริม

หน่วยขุดเจาะเสริมนี้จะเพิ่มในขั้นตอนการทำงานของหัวเจาะเมื่อต้องการใช้เพื่อให้เหมาะสมกับชนิดของดิน และสภาพของการก่อสร้างประเภทของหน่วยขุดเจาะเสริม ได้แก่ แบบ Over cutters และแบบ Copy cutters

1) แบบ Over cutters

การขุดเจาะเพิ่มจะทำรอบๆตลอดทั้งอุโมงค์ โดยใช้ Over cutters ซึ่งยื่นออกมาจากหัวขุดตัดดังแสดงในรูปที่ 3.27(ก.) การควบคุมการขุดเจาะเสริมเกินออกมานั้นอาจปรับเปลี่ยนได้และกำหนดคงที่เริ่มแรกนั้นส่วนที่ยื่นออกมาของการขุดเจาะตัดเสริมสามารถปรับได้ด้วยไฮโดรลิค ขณะที่หัวสว่านวงนอกจะถูกจัดให้อยู่ริมขอบของหัวตัด



(ก). Extra excavation range of over cutter (ข). Extra excavation range of copy cutter

รูปที่ 3.27 ระยะของการขุดเจาะเสริม

2) Copy cutters

แบบ Copy cutters จะสามารถขุดเจาะเสริมเป็นรูปส่วนของวงกลมได้ตามระยะต่างๆที่ต้องการแม้ว่าส่วนที่ตัดจะยื่นออกจากหัวขุดตัดเหมือนกับ Over cutters ดังแสดงในรูปที่ 3.27 (ข.) หลายกรณีที่ Copy cutters ขุดยื่นออกมาโดยใช้กำลังของไฮโดรลิค ทั้งนี้ปริมาณของการขุดเจาะเสริมและระยะของมันควรจะสามารถอ่านค่าและปรับค่าได้ง่ายๆด้วย นอกจากนี้กำลังของหัวตัดเสริมก็จำเป็นต้องพิจารณาอย่างรอบคอบ

3.5.4 หน่วยขับเคลื่อน

3.5.4.1 กำลังผลักรวม

กำลังผลักรวมของหัวเจาะหาได้จากการรวมแรงต้านทานต่างๆที่ต้านทานต่อการขับเคลื่อนของเคลื่อนยนต์รวมทั้งส่วนเผื่อเพิ่มในขณะเดินเครื่องจะเกิดแรงต้านทานต่อหัวเจาะดังนี้

1) การต้านทานจากการเสียดทานหรือกานยึดเหนี่ยวกันระหว่างผิวนอกของหัวเจาะกับดินโดยรอบ (F_1)

2) การต้านทานจากการเจาะของหัวสว่านในส่วนของหมวกครอบ เมื่อเดินเครื่อง (F_2)

3) การต้านทานที่ผิวหน้าขุดเจาะ (F_3)

3.1) แรงดันภายในห้องเครื่องของหัวเจาะแบบปิดด้านหน้า

3.2) การต้านทานการเคลื่อนที่ของหัวขุดตัดสำหรับหัวเจาะแบบเครื่องยนต์

3.3) แรงปฏิกิริยาจากแม่แรงในกรณีของหัวเจาะแบบใช้มือและแบบกึ่งเครื่องยนต์

4) การต้านทานเมื่อเปลี่ยนทิศทาง แรงต้านทานนี้เกิดตามแนวอุโมงค์และเกิดจากการปรับแก้ทิศทางที่เบี่ยงเบน รวมทั้งการต้านทานจากการปรับเสถียรภาพและการสะบัดเพื่อเปลี่ยนทิศทาง (F_4)

5) การต้านทานอันเนื่องมาจากการเสียดทานระหว่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) กับ Skin plate ที่ส่วนหาง (F_5)

6) การต้านทานจากการฉุดลากของรถราง (F_6)

ผลรวมของแรงต้านทาน (SF) สามารถหาได้จากสมการข้างล่างนี้ แรงต้านทานเฉพาะตามประเภทของเครื่องยนต์นั้นจะต้องศึกษาอย่างละเอียดในการพิจารณาถึงกำลังผลักรวมและส่วนเผื่อเพิ่มที่เหมาะสม

$$SF = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 \tag{3.10}$$

$$F_1 = \begin{Bmatrix} \mu_1 \cdot (\pi D_0 \cdot L \cdot P_m + W) \\ c \cdot \pi D_0 \cdot L \end{Bmatrix}$$

$$F_2 = l \cdot t \cdot K_p \cdot P_m$$

$$F_3 = P_t \frac{\pi}{4} D_0^2$$

$$F_4 = R \cdot S$$

$$F_5 = \mu_2 \cdot G_1$$

$$F_6 = \mu_3 \cdot G_2$$

โดยที่ μ_1 = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างเหล็กกับดิน

μ_2 = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างเหล็กกับเหล็ก/คอนกรีต

μ_3 = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างล้อรถกับราง

D_0 = เส้นผ่านศูนย์กลางวงนอกของหัวเจาะ

L = ความยาวของหัวเจาะ

W = น้ำหนักของหัวเจาะ

G_1 = น้ำหนักของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

G_2 = น้ำหนักของเกียร์รถราง

P_m = แรงดันดินเฉลี่ยที่กระทำต่อหัวเจาะ

P_1 = แรงดันที่กระทำต่อหัวตัดขุดเจาะ (เช่น แรงปฏิกิริยาต่อแม่แรง, แรงดันดินที่กระทำต่อฝากั้น, แรงดันดินเหลว เป็นต้น)

c = แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion)

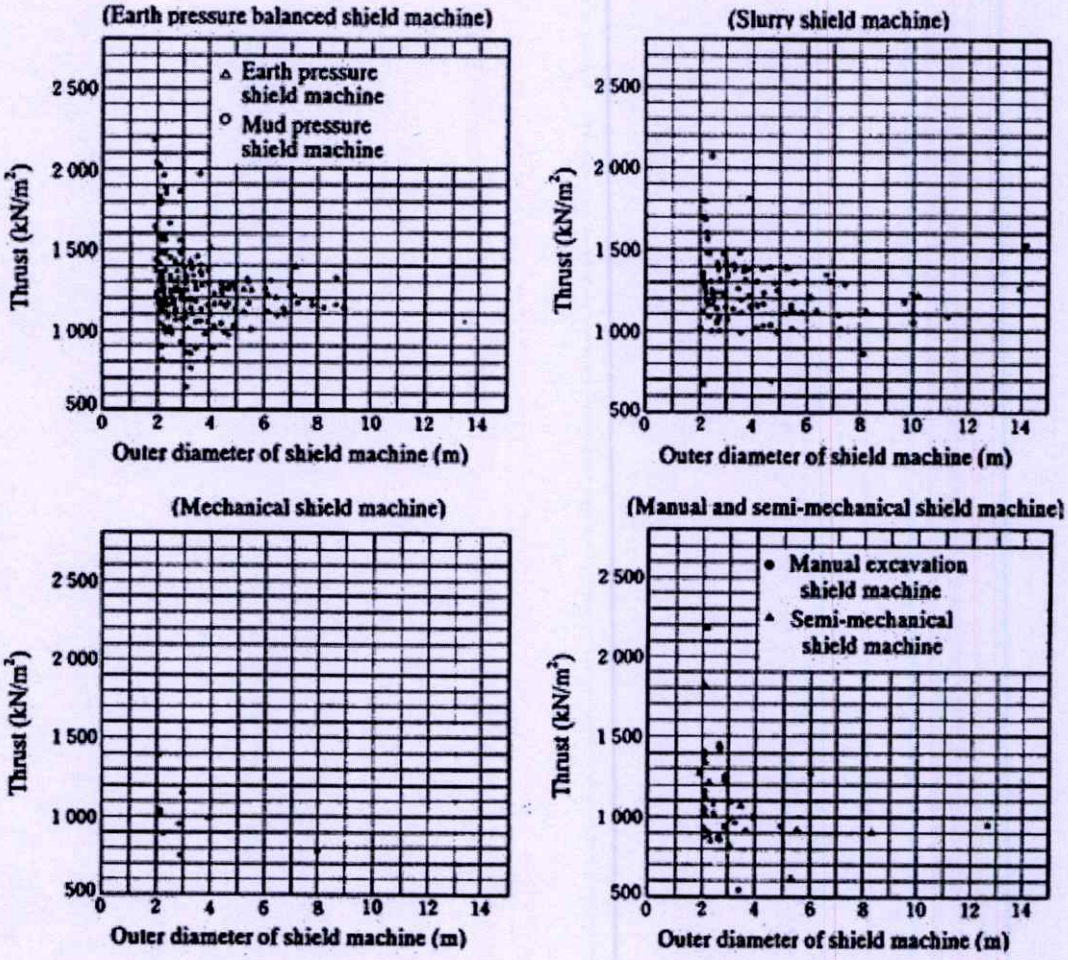
K_p = สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินเมื่ออยู่นิ่ง (Passive earth pressure)

R = ความต้านทานแรงดันดิน (แรงหนุน หรือแรงดันดินเมื่ออยู่นิ่ง)

l = ความยาวเส้นรอบวงของหน้าตัดขุดเจาะ

t = ความหนาของหัวสว่านที่เจาะเข้าไป

S = พื้นที่ของการต้านทานในทิศทางที่ทำการขุด



รูปที่ 3.28 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางรอบนอกของหัวเจาะกับกำลังผลักดัน (JSCE, 1996)

3.5.4.2 การเลือกและวางตำแหน่งขาถีบไฮโดรลิค (Shield jacks)

การเลือกและวางตำแหน่งของขาถีบไฮโดรลิคจะต้องช่วยเพิ่มความสามารถในการเคลื่อนที่ของหัวเจาะและประสิทธิภาพในการติดตั้งชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประเด็นต่อไปนี้คือสิ่งต้องพิจารณาสำหรับการเลือกและวางตำแหน่งขาถีบไฮโดรลิคหัวเจาะ

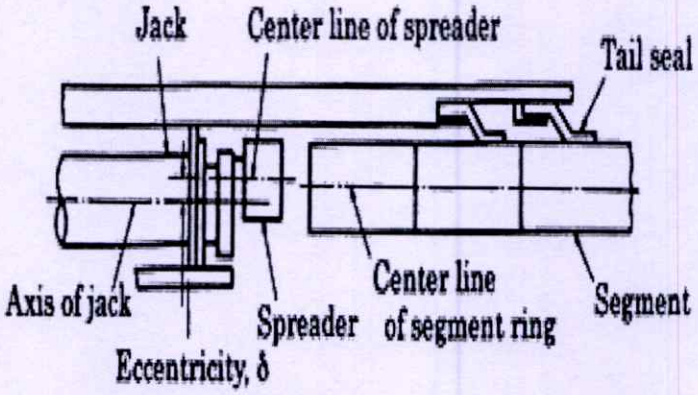
1) การเลือกขาถีบไฮโดรลิคหัวเจาะ ขาถีบไฮโดรลิคหัวเจาะจะต้องมีโครงสร้างที่กะทัดรัดและทำงานโดยใช้ไฮโดรลิค ส่วนใหญ่ขาถีบไฮโดรลิคถูกออกแบบให้ทำงานได้ที่ความดันสูงถึง 30,000 – 40,000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

2) การวางตำแหน่งขาถีบไฮโดรลิคของหัวเจาะ ต้องจัดวางขาถีบไฮโดรลิคไว้ที่ช่องว่างรอบๆขอบในของ Skin plate อย่างเท่าๆกัน เพื่อให้แรงกระทำรอบวงผนังอุโมงค์อย่างสม่ำเสมอ อย่างไรก็ตามระยะห่างของช่องว่างนี้อาจปรับเปลี่ยนไปตามสภาพดินและเงื่อนไขอื่นๆ โดยทั่วไป

การวางตำแหน่งขาถีบไฮโดรลิคนั้นจะต้องให้แกนขนานตามแนวยาวกับแกนหัวเจาะบางกรณีอาจจัดวางให้เกิดการเยื้องศูนย์เพื่อป้องกันกระบอกขาถีบไฮโดรลิค ในกรณีนี้จะต้องพิจารณาถึงแรงดัดที่กระทำต่อกระบอกขาถีบไฮโดรลิคด้วย

3) จำนวนขาถีบไฮโดรลิคหัวเจาะ กำลังแรงผลักและจำนวนของขาถีบไฮโดรลิคที่ใช้ขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะ กำลังแรงผลักรวม โครงสร้างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และแนวเส้นทางของอุโมงค์ ส่วนมากแล้วสำหรับหัวเจาะขนาดกลางและขนาดเล็กจะใช้กำลังแรงผลักแม่แรงประมาณ 600 ถึง 1,500 กิโลนิวตัน แต่สำหรับหัวเจาะขนาดใหญ่ใช้กำลังแรงผลักขาถีบไฮโดรลิค 2,000 ถึง 4,000 กิโลนิวตัน

4) หัวกด (Spreaders) หัวกดต้องชนติดกับหัวของก้านลูกสูบแต่ละตัว และเชื่อมต่อกับขาถีบไฮโดรลิค ด้วยหมุดยึดหรือข้อต่อทรงกลมเพื่อให้กำลังแรงผลักกระทำต่อขอบผนังอุโมงค์กระจายอย่างสม่ำเสมอ แกนกลางของหัวกดอาจไม่ตรงกับแนวแกนของขาถีบไฮโดรลิค ให้ถือว่าแรงเยื้องศูนย์ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์นั้นมีค่าน้อยมาก นอกจากนี้ยังอาจมีการเปลี่ยนแปลงหัวกดเพื่อให้เหมาะสมกับความหนาของผนังอุโมงค์ซึ่งแตกต่างกันอีกด้วย และต้องหาขนาดของหัวกดซึ่งไม่ทำให้เกิดแรงส่วนเกินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีของผนังอุโมงค์เหล็กและผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กแบบมีโครงสร้างจะต้องพิจารณาให้สัมพันธ์กับตำแหน่งของโครงในแนวตั้งด้วย โดยวัสดุที่ใช้เป็นหัวกดขึ้นอยู่กับชนิดของผนังอุโมงค์ ซึ่งอาจจำเป็นต้องบุด้านในหัวกดด้วยยางเพื่อป้องกันขอบของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.29 ตัวอย่างการติดตั้งหัวกดที่เยื้องศูนย์กับผนังอุโมงค์

3.5.4.3 ระยะการผลักของขาถีบไฮโดรลิค

ระยะดันของขาถีบไฮโดรลิคของหัวเจาะ จะต้องพอดีกับความกว้างของผนัง รวมกับระยะขอบผนังโดยทั่วไประยะดันของขาถีบไฮโดรลิคเท่ากับความกว้างของผนังบวกด้วย 100-150

มิลลิเมตร สำหรับการใส่ผนังอุโมงค์เค (K segment) ในทิศตามแนวยาวนั้นจำเป็นต้องมีระยะยาวกว่าและขึ้นอยู่กับวงรอบของผนังอุโมงค์เค และมุมในการใส่ผนังอุโมงค์เค

3.5.4.4 อัตราการผลักของลูกสูบขาถีบไฮโดรลิค

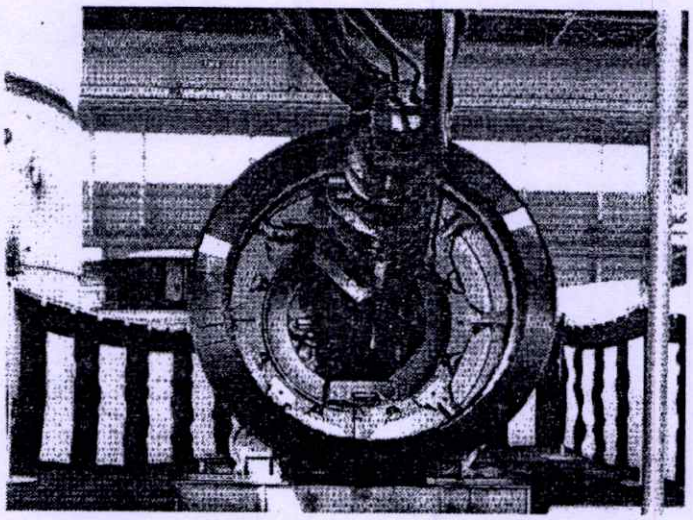
การหาความเร็วในการทำงานของขาถีบไฮโดรลิคจะต้องพิจารณาโดยคำนึงถึงความเร็วในการเดินหน้าขุดเจาะของหัวขุด และประสิทธิภาพในการก่อสร้างที่ได้ ส่วนใหญ่แล้วขาถีบไฮโดรลิคจะทำงานในอัตรา 50-100 มิลลิเมตรต่อนาที เมื่อต้องการเพิ่มประสิทธิภาพในการก่อสร้างดังนั้นต้องเพิ่มอัตราการดันของขาถีบไฮโดรลิค

3.5.5 ชุดประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

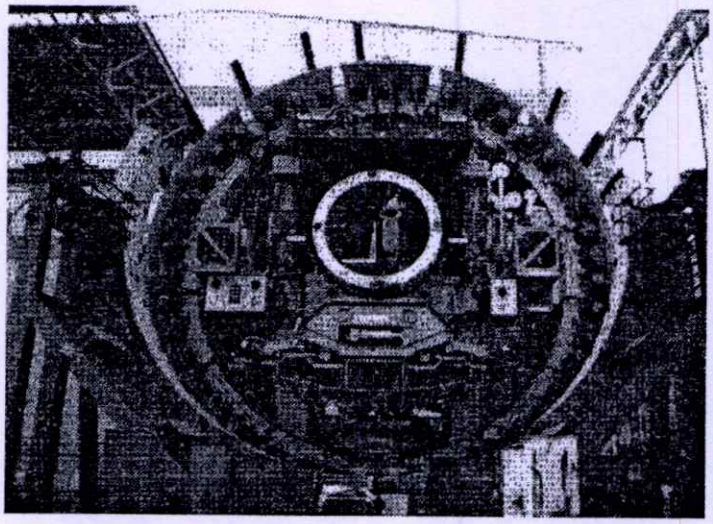
3.5.5.1 การเลือกชุดติดตั้งผนังอุโมงค์

การเลือกชุดติดตั้งผนังอุโมงค์ที่เหมาะสมในการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ให้มีความถูกต้องแม่นยำ และมีประสิทธิภาพนั้นต้องพิจารณาจากชนิดและขนาดของหัวเจาะ ขนาดของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ระบบลำเลียงดินและวงจรในการทำงานชุดติดตั้งผนังอุโมงค์ใช้ในการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ภายในส่วนหางของหัวเจาะ ชุดติดตั้งต้องสามารถหมุน เลื่อน เดินหน้าถอยหลัง และการยื่นตัวจับผนังอุโมงค์เข้าและออก ซึ่งระบบดังกล่าวใช้เป็นแบบระบบไฮโดรลิคในการเคลื่อนที่ทั้งสิ้น ชุดติดตั้งผนังอุโมงค์จะติดอยู่บนคานวงแหวนของหัวเจาะหรือไม่ก็ติดอยู่บนชุดเกียร์พ่วงซึ่งลากตามท้าย

1) ประเภทของชุดติดตั้ง ชุดติดตั้ง 2 ประเภทซึ่งเหมาะสมสำหรับติดอยู่บนตัวของหัวเจาะมันเอง คือแบบวงแหวนและแบบท่อกลวงซึ่งเคยใช้กันมากในประเทศญี่ปุ่น ดังแสดงในรูปที่ 3.30 ชุดติดตั้งแบบวงแหวนมีแขนซึ่งสามารถยื่นออกได้ติดอยู่บนวงแหวนกลางซึ่งรองรับอยู่บนล้อเลื่อนที่ส่วนท้ายของคานวงแหวนหรือในส่วนหางของหัวเจาะติดกับหัวกดผนังอุโมงค์ ส่วนชุดติดตั้งแบบท่อกลวงนี้มีแกนการหมุนแนวเดียวกับแนวศูนย์กลางหัวเจาะ สามารถติดตั้งอุปกรณ์ขนส่งลำเลียงดินไว้ในท่อกลวงนี้ได้



(ก). แบบวงแหวน (Ring type)



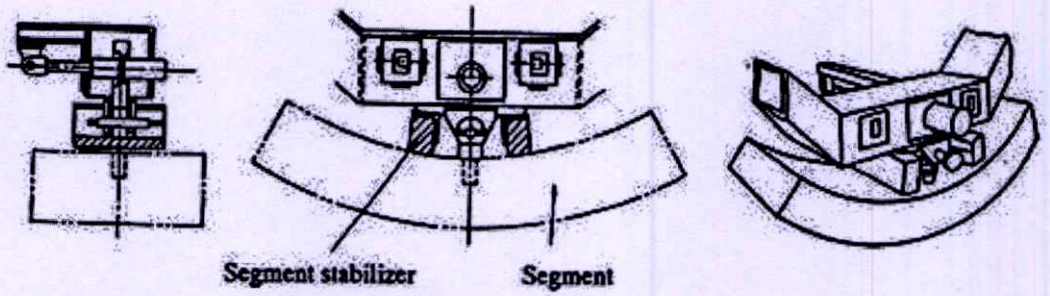
(ข). แบบท่อกลวง (Hollow shaft type)

รูปที่ 3.30 ประเภทของชุดติดตั้ง

2) ตัวจับผนังอุโมงค์ กลไกการทำงานของตัวจับผนังอุโมงค์ขึ้นอยู่กับรูปร่างผนังอุโมงค์ เนื่องจากกลไกการทำงานมีผลต่อประสิทธิภาพในการติดตั้งผนังอุโมงค์ ดังนั้นการเลือกตัวจับที่มีความเร็วสูงและสามารถจับยึดชิ้นส่วนได้อย่างมั่นคงปลอดภัยจึงเป็นเรื่องที่มีความสำคัญ โดยทั่วไปตัวจับที่ใช้กันเป็นแบบ Manual screws และแบบ Hydraulic jack (ดังในรูปที่ 3.31)

3) ชุดประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์อัตโนมัติ สามารถนำมาใช้เพื่อวัตถุประสงค์ เพิ่มความปลอดภัยในการประกอบผนังอุโมงค์ เพิ่มความแม่นยำในการติดตั้ง ลดกำลังแรงงานที่ใช้ และเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงาน ชุดประกอบผนังอุโมงค์อัตโนมัติประกอบไปด้วยอุปกรณ์ในการเคลื่อนย้ายชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ จับยึดชิ้นส่วน วางตำแหน่ง และชิ้นเชื่อมต่อชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ การ

เลือกชุดประกอบผนังอุโมงค์ให้เหมาะสมนั้นจะต้องคำนึงถึงรูปร่างชิ้นส่วนผนัง สภาพแวดล้อมภายในอุโมงค์ ความทนทานของส่วนประกอบอุปกรณ์ต่างๆ และพื้นที่ว่างที่จำเป็นสำหรับจัดวางอุปกรณ์



รูปที่ 3.31 ตัวจับผนังอุโมงค์

3.5.5.2 กำลังความสามารถของชุดติดตั้งผนังอุโมงค์

กำลังความสามารถของชุดติดตั้งหาได้โดยพิจารณาถึงประเภทรูปร่างน้ำหนักและการควบคุมการติดตั้งผนังอุโมงค์โดยมีรายละเอียดดังนี้

1) แรงแนวรัศมี แรงนี้ใช้ในการจับยึดชิ้นส่วนตามแนวรัศมีติดกับผิวอุโมงค์หรือในการใส่ K-segment ในระหว่างการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์หรือการเรียงแนวชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ แรงนี้ต้องมีค่ามากกว่า 5 เท่าของน้ำหนักชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่ใหญ่ที่สุด

2) แรงยก แรงยกโดยทั่วไปคือ 1.5-2 เท่าของน้ำหนักชิ้นส่วนผนังที่ใหญ่ที่สุด

3) แรงหมุน ชุดติดตั้งต้องสามารถหมุนและหยุดอยู่กับที่ในขณะที่ทำการยึดจับชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ซึ่งหนักที่สุดที่ตำแหน่งสูงสุดได้

4) ความเร็วการหมุน ความเร็วการหมุนมีแบบความเร็วสูงและต่ำ โดยทั่วไปความเร็วสูงคือ 250-400 มิลลิเมตรต่อวินาที ความเร็วต่ำคือ 10-50 มิลลิเมตรต่อวินาที ที่ขอบนอก

5) ความเร็วการยึดเข้า-ออก ความเร็วในการยึดเข้าและออกของกระบอกไฮโดรลิคในทิศทางตามแนวรัศมี มีอัตราการยึดเข้า-ออกคือ 50-200 มิลลิเมตรต่อวินาที

6) การเคลื่อนตามแนวยาว คือระยะทางที่ชิ้นส่วนผนังเคลื่อนที่โดยชุดติดตั้งไปตามแนวทิศทางของอุโมงค์ ซึ่งส่วนใหญ่แล้วคือ 150-300 มิลลิเมตร

7) ความสามารถเพิ่มพิเศษสำหรับชุดติดตั้งผนังอุโมงค์อัตโนมัติ ชุดติดตั้งอัตโนมัติจำเป็นต้องมีการควบคุมแรงและความเร็วดังที่บรรยายไว้ข้างต้นข้อ 1. ถึงข้อ 5.

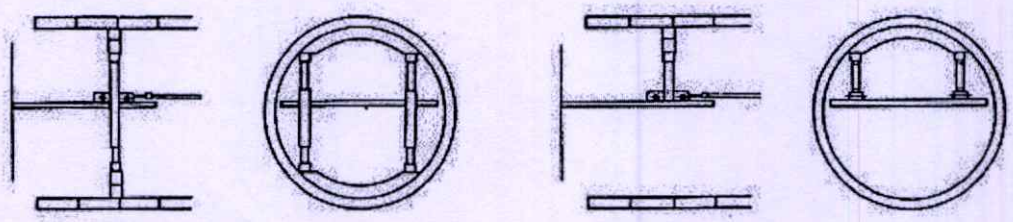
8) แรงดันไฮโดรลิค แรงดันไฮโดรลิคที่ใช้ในระบบคือ 10,000-20,000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

3.5.5.3 ส่วนเสริมของชุดประกอบผนังอุโมงค์

เพื่อให้การประกอบติดตั้งผนังอุโมงค์มีความถูกต้อง การใช้ส่วนเสริมของชุดประกอบผนังอุโมงค์จะมีประโยชน์อย่างยิ่ง เช่น ชุดรักษารูปทรงของวงผนังอุโมงค์นอกจากการประกอบติดตั้งผนังอุโมงค์ชิ้นส่วนแรกให้ใกล้เคียงกับรูปวงกลมแล้วนั้น การประกอบผนังอุโมงค์ในชิ้นส่วนถัดมาก็อาจจกลายเป็นความยุ่งยากได้เช่นกัน จึงต้องมีวิธีการทำให้การติดตั้งมีความถูกต้องดังนี้

1) วิธีการปรับให้ผนังอุโมงค์เป็นวงกลม โดยการใช้ขาถีบไฮโดรลิค ยึดติดกับอุปกรณ์จับยึดชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.32

2) วิธีการปรับให้ผนังอุโมงค์เป็นรูปวงกลมโดยการให้มีการสัมผัสติดกับผิวด้านในของส่วนหางหัวเจาะ นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมการตกลงของชิ้นส่วนผนังได้โดยการให้ชิ้นส่วนผนังส่วนนำ ติดกับผิวในของส่วนหางหัวเจาะ อย่างไรก็ตามเมื่อเกิดการลดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของส่วนหางก็จะมีผลต่อการควบคุมทิศทางของหัวเจาะซึ่งจำเป็นต้องทำการศึกษาให้ดีเสียก่อน



(ก). ระบบยืดออกทางแนวดิ่ง (ข). ระบบยืดออกเฉพาะซีกบน

รูปที่ 3.32 ชุดรักษารูปทรงของผนังอุโมงค์

3.5.6 ระบบไฮโดรลิค ระบบไฟฟ้า และระบบควบคุม

3.5.6.1 ระบบไฮโดรลิค

วงจรไฮโดรลิคถูกจัดไว้เพื่อช่วยเพิ่มความสามารถในการทำงานของอุปกรณ์ไฮโดรลิคต่างๆ และต้องสามารถหยุดได้อย่างสมบูรณ์ปลอดภัย เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉินขึ้น อุปกรณ์ไฮโดรลิคต่างๆ ต้องพิจารณาเลือกให้เหมาะสมกับเงื่อนไขพิเศษต่างๆด้วย และถูกจัดไว้สำหรับระบบแม่แรงหัวเจาะ ระบบหัวตัด และระบบชุดติดตั้งผนังอุโมงค์ โดยที่กำลังของแต่ละวงจรจะจัดแยกเฉพาะหรืออาจจัดแบ่งร่วมกันระหว่างระบบต่างๆ เมื่อเปรียบเทียบกับอุปกรณ์ก่อสร้างทั่วไปแล้ว วงจรไฮโดรลิคของหัวเจาะเป็นระบบที่ความจุและแรงดันสูงกว่า และจะต้องทำงานภายใต้สภาพการณ์ที่เลวร้าย ดังนั้นในการเลือกและการออกแบบอุปกรณ์จะต้องระมัดระวังและมีข้อที่ต้องพิจารณาดังต่อไปนี้

1) แต่ละส่วนประกอบจะต้องทำงานตามการควบคุมสั่งการและส่วนประกอบซึ่งใช้ในการบรรจุจะต้องยึดอย่างมั่นคงอยู่กับที่เมื่อเกิดการกระเทือนสั่นไหวอีกทั้งอุปกรณ์ต่างๆต้องยึดแน่นอยู่ที่ตำแหน่งหยุดนิ่งที่ถูกต้องเมื่อไฟฟ้าดับหรือเมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน

2) การเลือกอุปกรณ์ไฮโดรลิคต้องมีความทนทานและสามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพและไม่เกิดเสียงดังภายใต้สภาวะที่มีอุณหภูมิสูง ความชื้นสูง มีเศษดิน และฝุ่นละออง

3) น้ำมันหล่อลื่นไฮโดรลิคซึ่งกลั่นจากปิโตเลียม เช่น JIS K 2213 turbine oil ส่วนใหญ่แล้วใช้กับอุปกรณ์ไฮโดรลิค เนื่องจากความสะอาดของน้ำมันไฮโดรลิคมีผลกระทบต่อประสิทธิภาพของอุปกรณ์ ดังนั้นจึงต้องมีการกำจัดฝุ่นออกจากระบบท่อโฮโดรลิก

4) ในที่ซึ่งมีการเกิดประกายไฟเกิดขึ้น ต้องทดสอบรอยรั่วของถังน้ำมันโดยการเติมน้ำลงในถังเพื่อทดสอบ

3.5.6.2 ระบบไฟฟ้า

ระบบไฟฟ้าต่างๆต้องป้องกันให้อยู่ห่างจากน้ำ ความชื้น และป้องกันการสั่นสะเทือน ควรจัดวางไว้ในที่ซึ่งสะดวกต่อการใช้งาน ตรวจสอบ และบำรุงรักษาเมื่อต้องการออกแบบอุปกรณ์ไฟฟ้าเพื่อใช้ในอุโมงค์ซึ่งมีความชื้นและการรั่วซึมของน้ำ จะต้องพิจารณากรณีต่อไปนี้เป็นพิเศษ

1) มอเตอร์ สิ่งจำเป็นพื้นฐานสำหรับมอเตอร์คือจะต้องติดพัดลมระบายความร้อน ซึ่งออกแบบมาสำหรับใช้งานในภาคสนามได้

2) แผงควบคุม แผงควบคุมมอเตอร์ บอร์ดจ่ายไฟ และแผงควบคุมไฟฟ้า ต้องสามารถทนทานต่อสภาพที่มีหยดน้ำในอุโมงค์และออกแบบมาเพื่อใช้งานในภาคสนาม โดยควรตั้งอยู่ในตำแหน่งซึ่งมีหยดน้ำซึมน้อยที่สุด

3) อุปกรณ์ตรวจจับข้อผิดพลาด อุปกรณ์ตรวจจับข้อผิดพลาดต้องถูกต้องตามมาตรฐานโครงสร้างและระเบียบความปลอดภัยเช่นเดียวกับข้อบังคับสุขลักษณะและความปลอดภัยในอุตสาหกรรม

4) หากภายในอุโมงค์มีแก๊สติดไฟ เช่น แก๊สมีเทน ก็จำเป็นต้องมีการวัดค่าระดับเพื่อป้องกันการปะทุระเบิดอันเกิดจากสภาวะความเสี่ยงของการทำงานภายในอุโมงค์

3.5.6.3 ระบบควบคุม

ระบบควบคุมจะต้องออกแบบให้สามารถควบคุมได้ทุกส่วนของหัวเจาะ ทั้งส่วนการขุดเจาะ การเดินหน้าของหัวขุด การลำเลียงดิน การติดตั้งผนังอุโมงค์ และส่วนอื่นๆให้ทำงานกันอย่างสมดุล อีกทั้งต้องสามารถจัดการกับการดำเนินงานที่ผิดพลาดได้อย่างถูกต้องและปลอดภัย โดยในการออกแบบระบบควบคุมนั้นต้องพิจารณาหัวข้อต่อไปนี้

1) ต้องสามารถแสดงให้เห็นถึงสภาพการดำเนินงานในแต่ละส่วนได้อยู่เสมอ และข้อมูลการปฏิบัติงานที่บกพร่องต้องง่ายต่อการอ่านผล

2) ต้องจัดให้มีการเชื่อมต่อและสัญญาณเตือนเพื่อป้องกันอันตรายที่จะเกิดกับส่วนต่างๆ ในกรณีที่เกิดการดำเนินงานผิดพลาด

3) ในสถานการณ์ที่เกิดไฟฟ้าดับหรือในกรณีฉุกเฉินนั้น แต่ละส่วนต้องพร้อมที่จะหยุดการทำงานและอยู่ในสถานะที่มีความปลอดภัยได้

3.5.7 หน่วยเสริม

3.5.7.1 หน่วยควบคุมทิศทาง

หน่วยควบคุมทิศทางต้องสามารถควบคุมทิศทางการทำงานของหัวเจาะได้ ตามสภาพดินแนวอุโมงค์ และประเภทของหัวเจาะได้อย่างเหมาะสม หน่วยควบคุมทิศทางเป็นอุปกรณ์ที่ใช้รักษาทิศทางการทำงานของหัวเจาะ เพื่อให้การเดินหน้าของหัวเจาะเดินหน้าไปตามแนวอุโมงค์ที่ได้วางไว้อย่างถูกต้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อทำการขุดเจาะตามแนวโค้งและเนินลาด หน่วยควบคุมทิศทางนี้จะนำมาใช้งาน ก็ต่อเมื่อไม่สามารถควบคุมทิศทางได้โดยการใช้แค่แม่แรงหัวเจาะเพียงอย่างเดียว ในการออกแบบหน่วยควบคุมทิศทาง ต้องพิจารณาเพิ่มเติมถึงจุดศูนย์ถ่วงและแรงลอยตัวด้วย ดังนี้

1) หน่วยควบคุมทิศทาง ต้องมีรูปร่างและความแข็งแรงเหมาะสม ทนทานต่อแรงฉุดของดินเมื่อเดินหน้าการขุดเจาะ ความแข็งแรงของส่วนประกอบต่างๆของหัวเจาะ ซึ่งอยู่ติดกับหน่วยควบคุมทิศทาง เป็นสิ่งที่มีความสำคัญอย่างยิ่ง

2) ประเภท รูปร่าง จำนวน และตำแหน่งของหน่วยควบคุมนี้ ต้องทำการพิจารณาจากแนวของอุโมงค์ ความแข็งของชั้นดิน และประเภทของหัวเจาะ ให้มีความเหมาะสม

ระบบควบคุมทิศทางประกอบด้วยอุปกรณ์ดังต่อไปนี้

1) หน่วยขุดเจาะเสริม หน่วยขุดเจาะเสริมจะทำหน้าที่ ขุดอุโมงค์ให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่าขนาดหัวเจาะ โดยที่ Over cutter และ Copy cutter จะสัมผัสติดกับหัวตัดของหัวเจาะทั้งแบบแรงดันดินสมดุล แบบ Slurry และหัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical excavation) การขุดเจาะเสริมจะช่วยในการลดแรงฉุดลากของดินและเพิ่มความง่ายในการควบคุมทิศทาง

2) ตัวปรับเสถียรภาพ ปีกที่ยื่นออกจากหัวเจาะในทิศทางการเดินหน้าขุดเจาะนั้น จะช่วยเพิ่มแรงฉุดและและป้องกันการเลี้ยวหมุนของหัวเจาะ ซึ่งหากปีกเหล่านี้เอียงจะทำให้เกิดแรงหมุนขึ้นได้

3) แผ่นการต้านทาน แผ่นการต้านทานจะยื่นออกจากหัวเจาะด้วยมุมที่ถูกต้อง ตามทิศการขุดเจาะ ทั้งนี้เพื่อเพิ่มแรงฉุดของดินและช่วยควบคุมทิศทางการขุดเจาะ

4) หางเสือ ปีกหางเสือจะยึดอยู่คงที่ ที่ด้านท้ายของหัวเจาะ เพื่อป้องกันการทรุดตัวและช่วยให้ทิศการขุดเจาะมีความถูกต้อง

5) ที่จับยึด ที่จับยึดจะเกิดแรงต้านทานผนังอุโมงค์ เป็นแรงปฏิกิริยาที่ใช้ควบคุมทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์

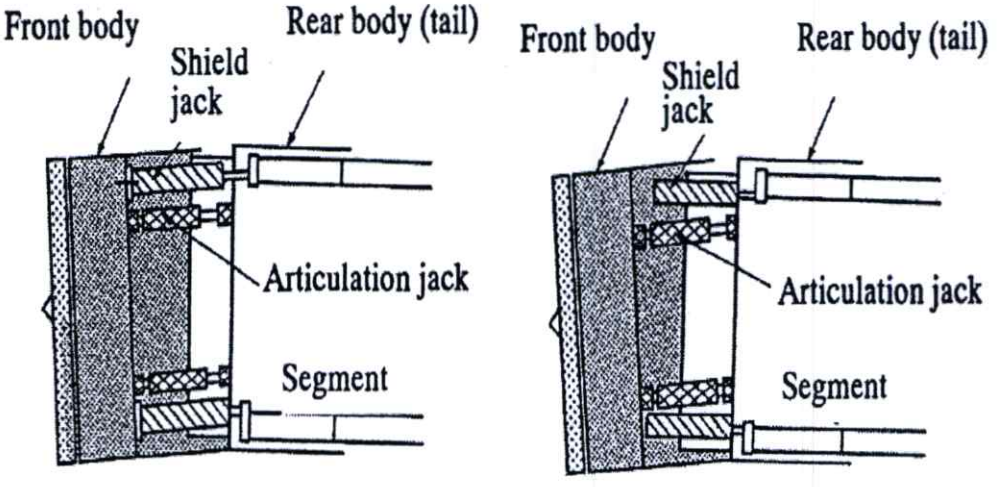
3.5.7.2 ส่วนข้อต่อ

ส่วนข้อต่อต้องอยู่ในสภาพที่ดีและเหมาะสมกับแนวอุโมงค์ สภาพชั้นดิน และประเภทของหัวเจาะอุโมงค์ เมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวโค้งจำเป็นต้องเตรียมส่วนข้อต่อของหัวเจาะให้พร้อม ส่วนข้อต่อนี้ทำหน้าที่เชื่อมสองส่วน คือส่วนหน้าและส่วนท้ายของหัวเจาะเข้าไว้ด้วยกัน และยอมให้สามารถปรับมุมองศาได้ ทั้งนี้วัตถุประสงค์เพื่อลดปริมาณการขุดเจาะเสริมที่จำเป็นในการขุดเจาะตามแนวโค้ง และปรับส่วนประกอบที่ใช้ในการผลักดันหัวเจาะให้เหมาะสมต่อการเลี้ยว การเลือกส่วนข้อต่อต้องพิจารณาถึงความแน่นของการอุดกันการรั่วซึมของน้ำทั้งสองฝั่ง การเยื้องศูนย์ระหว่างแม่แรงหัวเจาะกับแนวศูนย์กลางของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ เมื่อมีการเบี่ยงเบนหัวเจาะที่จุดข้อต่อ และสิ่งกีดขวางที่ Screw conveyor หรือท่อขนถ่ายลำเลียงดินภายในหัวเจาะเป็นพิเศษ

1) ประเภทของส่วนข้อต่อ ส่วนข้อต่อมีสองประเภท คือ แบบติดกับแม่แรงหัวเจาะซึ่งผลักจากส่วนหน้า และแบบติดกับแม่แรงซึ่งผลักออกจากส่วนท้าย

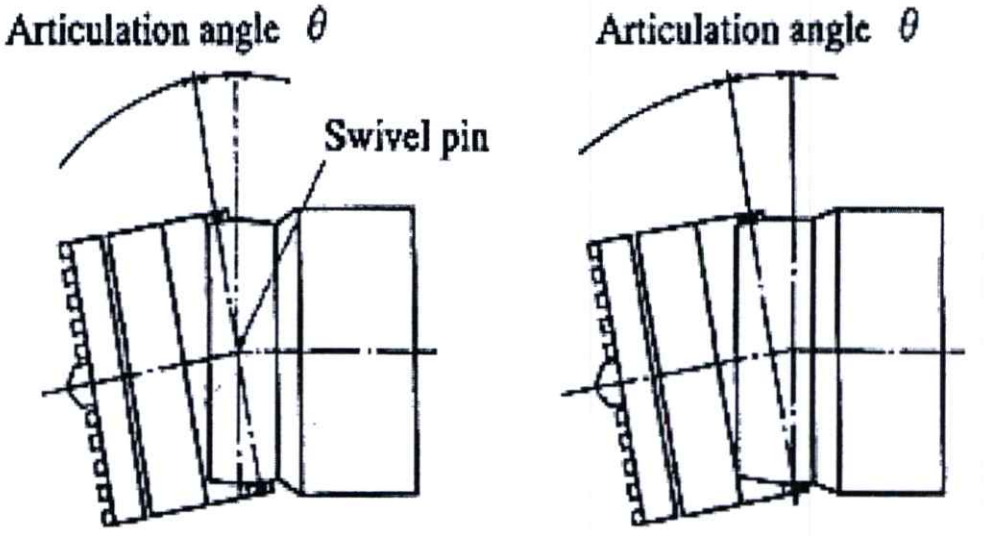
2) กลไกการทำงานของส่วนข้อต่อ กลไกการทำงานของส่วนข้อต่อมีสองรูปแบบ คือ แบบ X-Articulation mechanism มีข้อหมุนที่จุดดัด และแบบ V-Articulation mechanism ไม่มีข้อหมุนที่จุดดัด

3) กลไกการทำงานของส่วนข้อต่อเสริม เพื่อช่วยลดการต้านทานของดินและลดความจำเป็นในการขุดเจาะเสริม อาจจะต้องมีกลไกการทำงานของหัวตัดให้สามารถถอดเปลี่ยนได้ หรือกลไกที่ยอมให้มีการเลื่อนหรือการเอียงของหัวตัดซึ่งเยื้องไปทางรัศมีวงในของอุโมงค์ตามแนวโค้ง



(ก). Front section push system (ข). Rear section push system

รูปที่ 3.33 ประเภทของส่วนข้อต่อ



(ก). X-articulation mechanism (With swivel pin) (ข). V-articulation mechanism (With swivel pin)

รูปที่ 3.34 กลไกการทำงานของส่วนข้อต่อ

3.5.7.3 อุปกรณ์งานสำรวจ

อุปกรณ์การสำรวจต้องสามารถใช้งานได้อย่างเหมาะสมและมีความถูกต้องแม่นยำ ภายใต้สภาพแวดล้อมซึ่งมีอุณหภูมิ ความชื้น และความดันสูงในอุโมงค์ใต้ดินอุปกรณ์การสำรวจต้องเลือกให้มีความเหมาะสมกับหัวเจาะ เพื่อวัตถุประสงค์ในการควบคุมแนวทางของอุโมงค์ อุปกรณ์ส่วนใหญ่ที่ใช้มีดังนี้

1) อุปกรณ์ควบคุมการกำหนดระดับ ได้แก่ Shield jack stroke meter, U-tube, Plumb bob และ Inclinometer

2) อุปกรณ์ควบคุมการเอียงและการหันเห ได้แก่ Shield jack stroke meter, Gyro compass

3) อุปกรณ์ควบคุมการหมุน ได้แก่ U-tube, Plumb bob และ Inclinometer

สำหรับการควบคุมตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะอัตโนมัติ จะใช้เครื่องวัดระยะด้วยเลเซอร์และ Gyro compass

3.5.7.4 หน่วยฉีดอัดน้ำปูน

หน่วยฉีดอัดน้ำปูนต้องสามารถฉีดอัดน้ำปูนให้เต็มช่องว่างในส่วนหางของหัวเจาะ อีกทั้งต้องมีความสะดวกในการดูแลรักษา ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับการเลือกวัสดุ วิธีการฉีดอัด และปริมาณการฉีดอัดที่เหมาะสมการฉีดอัดน้ำปูนจำเป็นต้องทำการติดตั้งท่อลำเลียงที่ส่วนหางหัวเจาะ หน่วยอัดฉีดต้องสามารถอัดฉีดน้ำปูนได้อย่างต่อเนื่อง ท่ออัดฉีดต้องมีขนาดที่เหมาะสมและอยู่ในตำแหน่งที่ไม่กระทบต่อดินรอบอุโมงค์ และทำความเสียหายต่อทางเข้า อีกทั้งควรพิจารณาถึงการป้องกันน้ำและ

ดินไหลย้อนกลับเข้าสู่ท่ออัดฉีดเมื่อทำการฉีดอัดน้ำปูน ยิ่งไปกว่านั้นควรเตรียมการทำความสะอาดภายในอุปกรณ์ที่มีการไหลของน้ำปูน เพราะอาจเกิดการแข็งตัวภายในท่อได้

3.5.7.5 เกียร์พ่วง

เกียร์พ่วงลากตามท้ายหัวเจาะ ใช้สำหรับเคลื่อนอุปกรณ์ในการขับหัวเจาะและเพื่อการบรรจุจัดเก็บวัสดุเพิ่มไว้ในนั่งร้านทำหน้าที่ในการลากห้องพักพนักงาน หน่วยไฮโดรลิคและหน่วยไฟฟ้า ซึ่งไม่สามารถตั้งอยู่ในหัวเจาะได้ เนื่องจากข้อจำกัดทางด้านขนาดและเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ เช่นเดียวกับอุปกรณ์การลำเลียงดิน อุปกรณ์ฉีดอัดน้ำปูน และเครื่องจับยึดชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ต้องทำการจัดพื้นที่ว่างในการทำงานให้เหมาะสมไว้ในอุโมงค์ และรูปแบบของเกียร์พ่วงต้องพิจารณาถึงการบำรุงรักษาอุปกรณ์ต่างๆบนเกียร์พ่วงด้วย การลำเลียงดินที่ขุดและเคลื่อนย้ายผนังอุโมงค์และความจำเป็นสำหรับนั่งร้าน มาตรการในการจัดการความปลอดภัยเป็นสิ่งจำเป็นอีกประการหนึ่งเพราะเป็นการยากที่หัวเจาะอุโมงค์ใต้ดินขนาดเล็กจะมีเส้นทางฉุกเฉิน สำหรับมาตรการอื่น เช่น การติดตั้งรถเลื่อนใช้มือโยก เพื่อป้องกันในกรณีที่มีการบาดเจ็บนั้นเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับอุโมงค์ขนาดใหญ่ เกียร์พ่วงที่ใช้กันมีสองประเภท แบ่งตามรูปแบบของหน้าตัด คือ แบบโครง และแบบด้านเดี่ยว การเลือกประเภทให้เหมาะสมขึ้นอยู่กับขนาดอุโมงค์และเงื่อนไขในการก่อสร้างโดยทั่วไปจะติดรางไว้สำหรับเกียร์พ่วง หรืออาจจะวางรางอยู่บนฐานรองรับให้พอดีกับชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ รถลากจะเคลื่อนโดยการลากจูงหรือเคลื่อนได้ด้วยตัวของมันเอง ก่อนหน้านี้จะเป็นการเชื่อมติดไว้กับหัวเจาะโดยใช้ท่อนเหล็กและเคลื่อนที่ตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ต่อมาจึงเป็นการเคลื่อนที่ด้วยตัวของมันเองให้เดินตามหัวเจาะ ในการออกแบบลักษณะรูปร่างของเกียร์พ่วงนั้นต้องพิจารณาในประเด็นด้านความปลอดภัย ตามสภาพในการก่อสร้างด้วย ได้แก่ การจัดช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์กับเกียร์พ่วงให้เหมาะสม เมื่อทำการขุดเจาะในช่วงที่โค้งมากๆ และต้องมีการป้องกันเกียร์พ่วงจากการล้มคว่ำหรือการตกราง และการป้องกันจากการที่ไม่สามารถควบคุมได้ เมื่ออยู่บนเนินที่ลาดเอียงมากเกินไป

3.5.7.6 ระบบน้ำมันหล่อลื่น

ระบบน้ำมันหล่อลื่นที่เหมาะสมต้องแน่ใจว่าจะช่วยทำให้ Cutter bearing, Cutter bearing seal, Reduction gears, Agitator, Screw conveyor และหน่วยเชื่อมต่อต่างๆ สามารถทำหน้าที่ได้อย่างสมบูรณ์ ต้องมีการจัดเตรียมระบบน้ำมันหล่อลื่นไว้อย่างเพียงพอสำหรับการทำงาน การที่จะทำให้หน่วยต่างๆเหล่านี้สามารถทำงานได้อย่างเหมาะสมนั้น ก็ขึ้นอยู่กับการเติมน้ำมันหล่อลื่นในปริมาณตามข้อกำหนดของวิธีการเติม ตามหลักการแล้วนั้นต้องควบคุมดูแลระบบน้ำมันหล่อลื่นเสมือนเป็นส่วนหนึ่งของวงจรการทำงานของหัวเจาะ

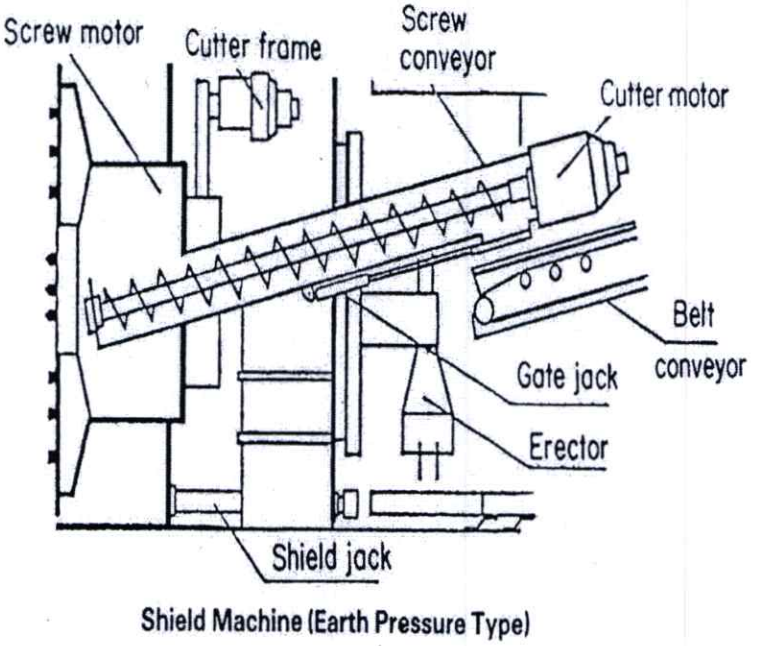
3.6 การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance, EPB)

3.6.1 ประวัติความเป็นมา

หลักการพื้นฐานของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ถูกพัฒนาขึ้นโดยบริษัท Sato Kogyo จำกัดประเทศญี่ปุ่น ซึ่งได้พยายามที่จะหาวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน แม้ว่าโครงการจำนวนมากโดยการใช้หัวเจาะแบบ แรงดันอากาศ (Compressed air) และแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) ถูกทำสำเร็จขึ้นในประเทศญี่ปุ่น แต่วิธีการนี้ก็มีข้อเสียและข้อจำกัดหลายอย่าง ซึ่งทางบริษัทได้พยายามที่จะแก้ไข โดยในขณะนั้นหัวเจาะแบบ Slurry shield ถูกใช้ทั่วไปในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน พบว่ามีต้นทุนสูงและค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานที่แพง เนื่องจากหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) ต้องมีโรงแยกน้ำยาเบนโทไนท์ (Bentonite) บนผิวดิน ดังนั้นทางบริษัท Sato Kogyo จึงต้องการหาเครื่องมือ ที่สามารถขุดเจาะได้อย่างมีประสิทธิภาพและสอดคล้องกับการอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมรวมถึงกฎหมายที่บังคับใช้ในหลายๆเมืองในประเทศญี่ปุ่นเอง (Stack,1982) นี่รวมไปถึงกฎหมายเกี่ยวกับการควบคุมมลภาวะทางน้ำและอากาศ ระบบจัดการน้ำในอุตสาหกรรม การบำบัดของเสีย การรักษาความสะอาด การป้องกันการขาดออกซิเจน และการป้องกันสารพิษในอากาศ เป็นต้นดังนั้นการ พัฒนาการของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล จึงได้ริเริ่มขึ้น ในปี ค.ศ. 1963 และจากผลงานวิจัยจำนวนมากทั้งจากในห้องทดลองและในภาคสนาม ในปี ค.ศ.1966 หัวเจาะนี้จึงได้ถูกสร้างขึ้นโดยบริษัท Ishikawajima Harima Heavy Industries จำกัด ในปี ค.ศ. 1974 หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล อันแรกที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางด้านนอกเท่ากับ 3.72 เมตร ได้ถูกใช้สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีความยาว 1,900 เมตร ในเมืองโตเกียว รูปที่ 3.35 แสดงแผนภาพของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ในปีต่อมาหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ได้ถูกผลิตโดยผู้ผลิตจำนวนมากขึ้นภายใต้ชื่อที่แตกต่างกันออกไปเช่น หัวเจาะ Earth pressure balance, Earth pressure holding, Slime shield, Confined soil shield, Mud pressurized shield หรือ Muddy soil shield ซึ่งทั้งหมดนี้ใช้วิธีการเดียวกัน คือ ระบบ (Earth pressure balance) หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล มีข้อดีที่เหนือกว่าหัวเจาะแบบอื่นด้วยที่ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 ข้อดีของการใช้ EPB shield เปรียบเทียบกับหัวเจาะชนิดอื่น

ข้อดีเหนือหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน(Slurry shield)	ข้อดีเหนือหัวเจาะแบบเปิดส่วนหน้าบางส่วน (Partial-face Shield)	ข้อดีเหนือหัวเจาะแบบหน้าเปิด(Open-faced Shield)
ไม่ต้องการโรงแยกน้ำยาเบนโทไนท์และสามารถใช้ในงานขุดเจาะดินได้หลากหลายชนิดแม้แต่ดินทรายละเอียดและดินเหนียว	สามารถขุดเจาะในดินที่มีระดับน้ำสูงได้	สามารถขุดเจาะในดินที่มีระดับน้ำสูงได้
สามารถทำงานได้ทั้งระบบหน้าเปิด(ที่แรงดันด้านหน้าต่ำ)และระบบแรงดันดินสมดุล	สามารถควบคุมการสูญเสียของดิน (Ground loss)ได้ดี	ไม่ต้องใช้ห้องปรับความดัน (air-lock chamber needed)



รูปที่ 3.35 ส่วนประกอบสำคัญของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance shield) โดย Sato Kogyo (1963)

3.6.2 การขุดเจาะ

ในเทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลอุโมงค์จะถูกขุดเจาะได้โดยใบตัดดินด้านหน้าหัวเจาะ ดินที่ถูกขุดออกจะถูกนำออกด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) ดังที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.36 จากห้องกักดิน

(Earth chamber) หรือโดยการปั๊มดังรูปที่ 3.37 หรือการขนย้ายโดยหัวรถจักรดังในรูปที่ 3.38 ในทางปฏิบัติ เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุด แรงดันของดินภายในห้องกักดินจะถูกต้องคอยระวังและควบคุมดังนี้

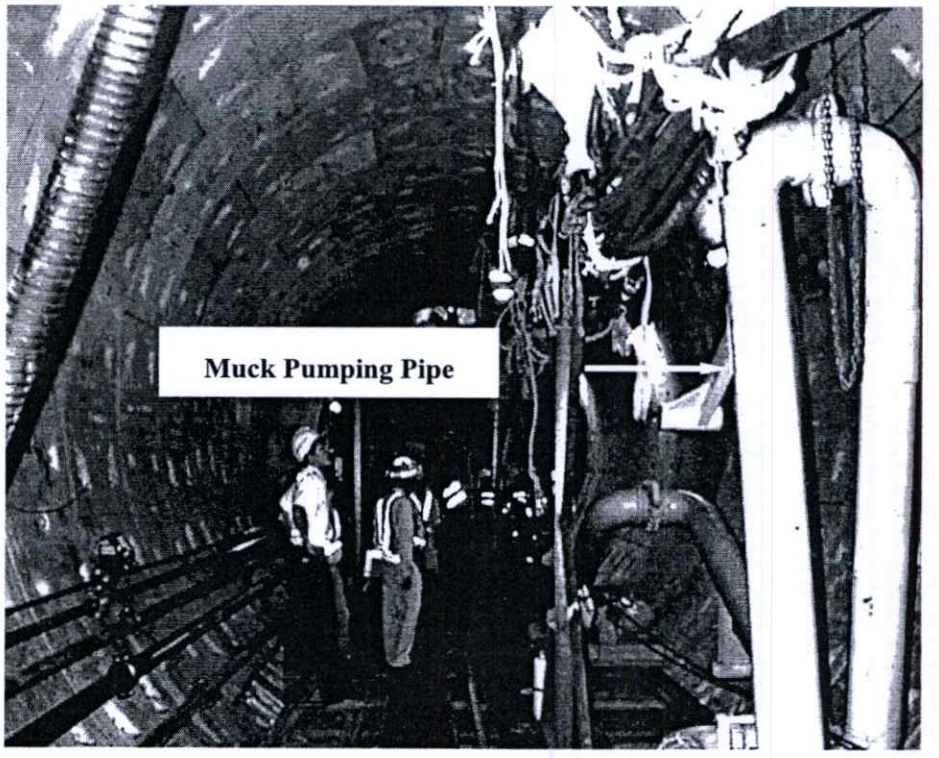
1) แรงดันด้านหน้าที่กำหนดไว้ในรอบการขุดเจาะแต่ละครั้งจำเป็นต้องถูกกำหนดก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยขึ้นกับการออกแบบแนวอุโมงค์และสภาพของดิน แรงดันนี้จะถูกใช้เป็นพารามิเตอร์หลักที่ควบคุมการขุดเจาะทั้งหมด

2) ในระหว่างการขุดเจาะ แรงดันด้านหน้าที่วัดได้จริงจำเป็นต้องถูกบันทึกไว้เพื่อควบคุมและรักษาไว้ที่ระดับแรงดันที่กำหนดไว้

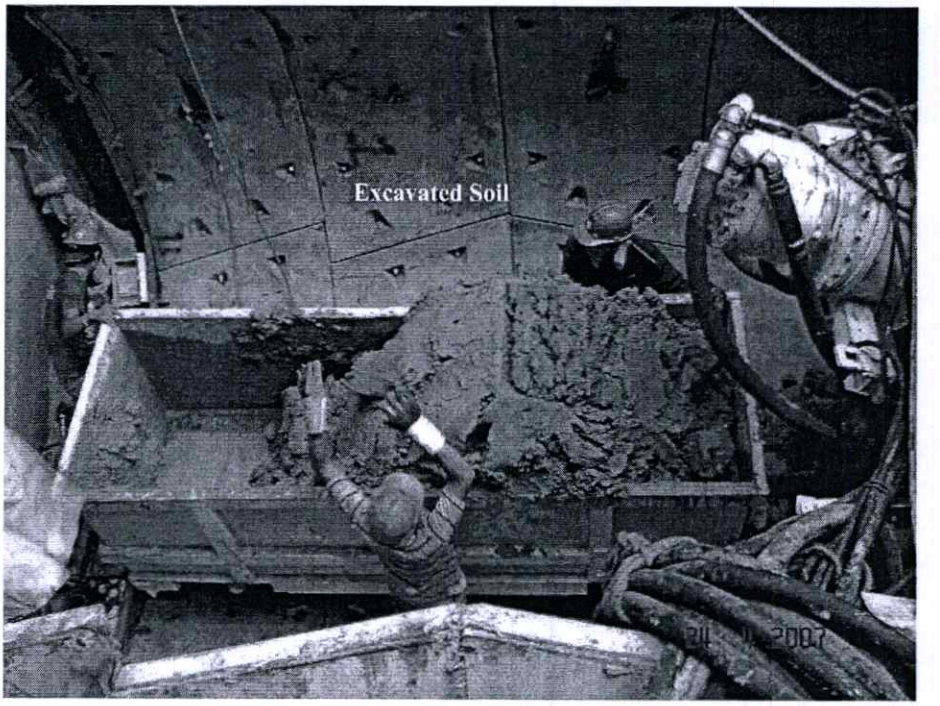
3) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ แรงดันที่กำหนดไว้และแรงดันที่วัดได้ จำเป็นต้องถูกบันทึกในรายงานการขุดเจาะซึ่งจะถูกใช้ในการอ้างอิงและตรวจสอบ

แรงดันที่กำหนดไว้ถูกใช้เป็นปัจจัยควบคุมการขุดเจาะโดยตลอดดังจะเห็นได้จากรูปที่ 3.39 การควบคุมการทำงานของหัวเจาะจำเป็นต้องติดตามอย่างใกล้ชิดในการขุดเจาะเพื่อที่จะมั่นใจได้ว่าหัวเจาะทำงานภายใต้แรงดันที่กำหนดไว้ นอกจากนี้การทำงานของหัวเจาะในห้องควบคุมจำเป็นต้องวัดค่าปัจจัยการทำงานอื่นๆ ทั้งหมดตลอดเวลาที่มีการขุดเจาะได้เกิดขึ้นดังในรูปที่ 3.39 สิ่งหนึ่งที่พึงระลึกไว้ก็คือ ถ้าใช้วิธีการปั๊มในการขนถ่ายดินที่ถูกขุดออก จะมีข้อสำคัญที่จำเป็นต้องพิจารณาในวิธีการนี้ คือท่อขนส่งถูกติดโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) ความเร็วในท่อขนส่งจะต้องสูงพอที่จะไม่ให้มีการอุดตันเนื่องจากตะกอนดินในท่อแต่จะต้องไม่สูงเกินไปที่จะทำให้ท่อสึก นอกจากนี้เนื่องจากวิธีการขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล อัตราของการขนส่งดินจำเป็นที่จะต้องสอดคล้องกับแรงดันที่ถูกควบคุมเอาไว้ด้านหน้าของห้องกักดิน ตัวควบคุมหัวเจาะจำเป็นต่อการรักษาสมดุลของอัตราการปั๊มเอาดินออกและการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะเพื่อที่จะควบคุมแรงดันด้านหน้า โดยปกติการขุดเจาะและการเคลื่อนไปด้านหน้าของหัวเจาะจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กัน เนื่องจากเมื่อใบตัดขุดดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ แม่แรงหรือขาถีบไฮดรอลิกด้านหลังหัวเจาะก็จะยืดออกและดันต้านกับแนวอุโมงค์เพื่อผลักให้หัวเจาะเคลื่อนต่อไปข้างหน้าดังแสดงในรูปที่ 3.41และรูปที่ 3.42 ยกตัวอย่างเช่น ในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล แรงของแม่แรงหัวเจาะหรือแรงผลักจะอยู่ที่ระหว่าง 600 ถึง 1000 ตัน และระยะยืด (Stroke) ของแม่แรงอยู่ที่ 1.60 เมตร อย่างไรก็ตามการควบคุมของตำแหน่งที่ตั้ง การเบี่ยงเบนทางแนวราบและแนวดิ่ง และการวางแนวก็ยังจำเป็นต้องควบคุมตลอดการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ โดยทั่วไป ปัจจัยต่างๆ เหล่านี้จะถูกบันทึกไว้ตลอดการขุดเจาะในแต่ละรอบ

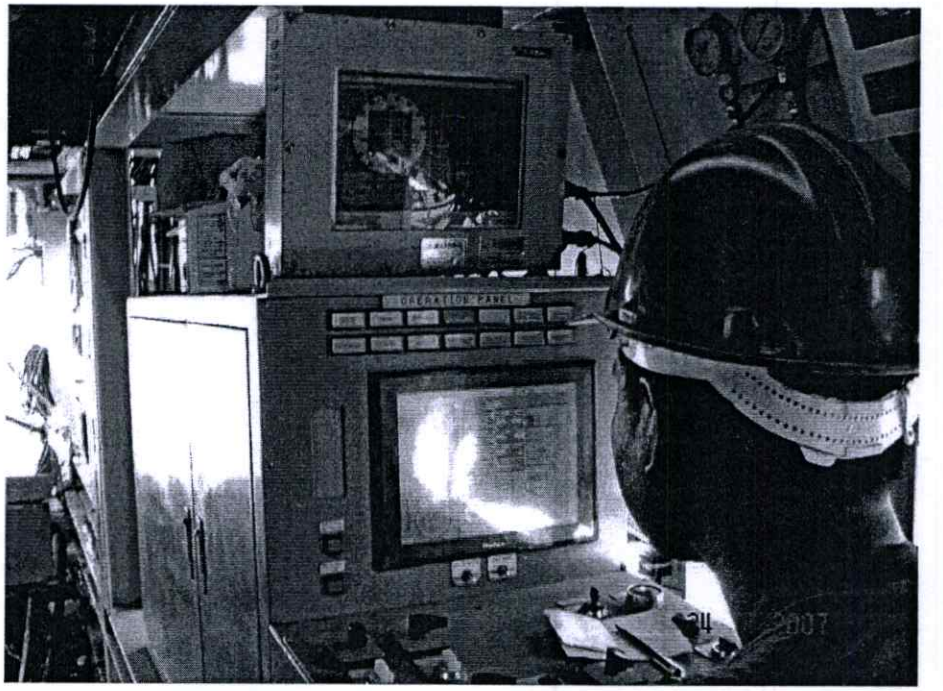
รูปที่ 3.36 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจาก เกลียวหมุนลำเลียงดิน



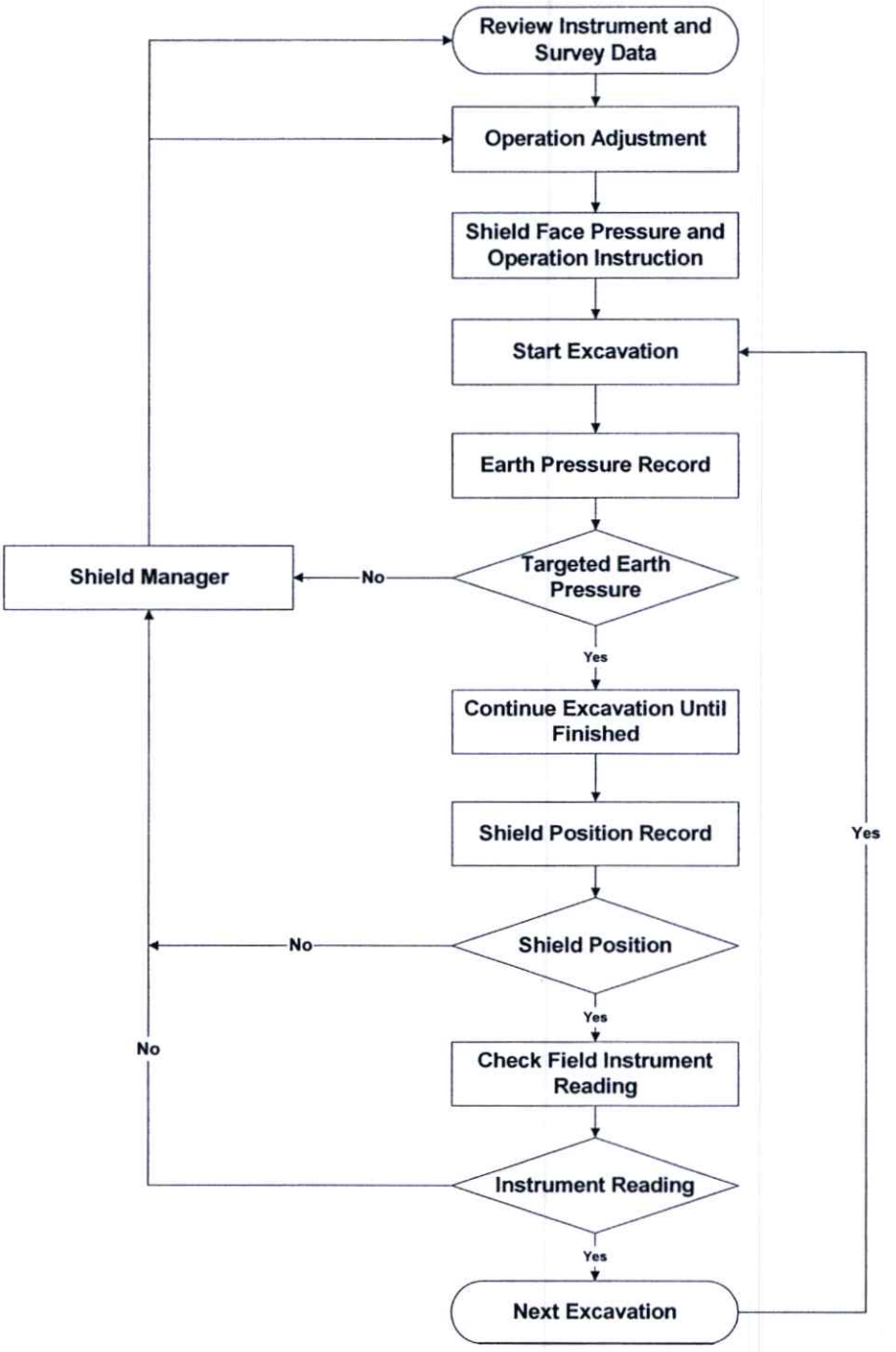
รูปที่ 3.37 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor)



รูปที่ 3.38 รถจักรลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์



รูปที่ 3.39 จอควบคุมการทำงานของหัวเจาะ แสดงค่าพารามิเตอร์ระหว่างการขุดเจาะ



รูปที่ 3.40 ผังลำดับการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

3.6.3 ผนังอุโมงค์

ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ผนังอุโมงค์ที่ถูกลำเลียงเข้าไปในอุโมงค์ จะถูกประกอบขึ้นภายในส่วนหางของหัวเจาะ เป็นระบบแบบ One-pass เพื่อเสถียรภาพของปากอุโมงค์ตลอดการก่อสร้างและการวางแนวอุโมงค์ที่ถาวร รูปที่ 3.43และ รูปที่ 3.44แสดงส่วนของผนังอุโมงค์ที่เป็นคอนกรีตที่ใช้ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ส่วนนี้สร้างขึ้นและติดตั้งเพื่อ

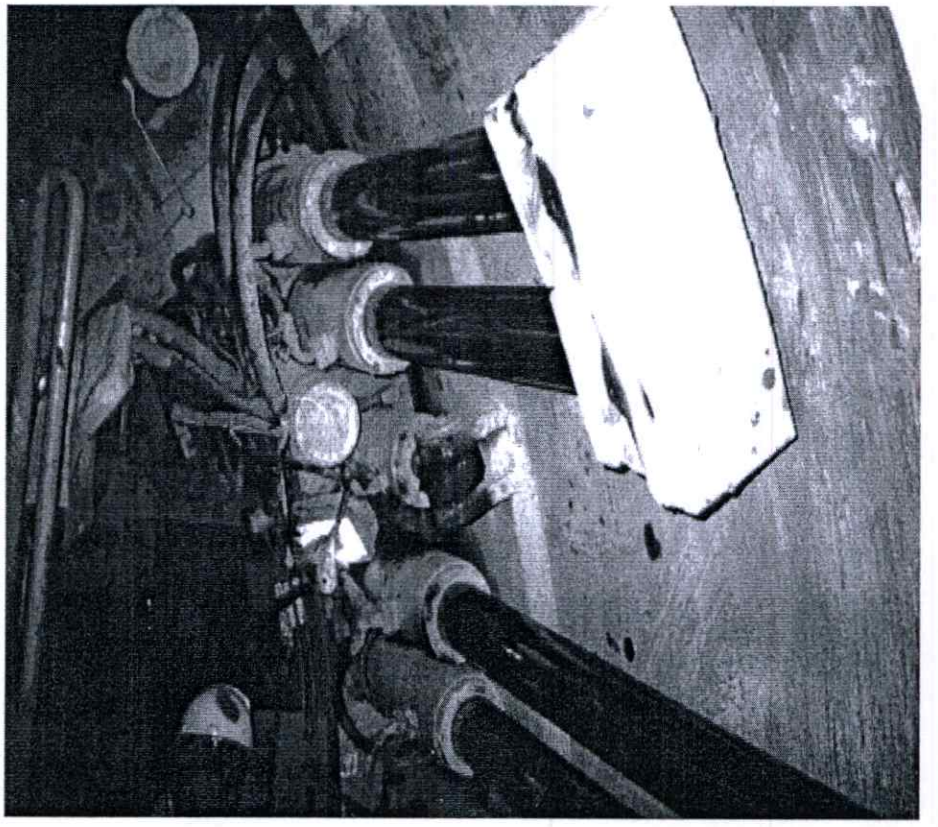
เพิ่มความทนทาน การวางแนวเป็นส่วนๆ อาจจะใช้ระบบ แบบ Two-pass โดยใช้ส่วนที่สร้างขึ้นชั่วคราวที่ให้เฉพาะการรักษาเสถียรภาพการก่อสร้าง และในครั้งที่สองเป็นการก่อแนวคอนกรีตเพิ่มขึ้นสำหรับใช้อย่างถาวร โดยทั่วไปการวางแนวส่วนของอุโมงค์จะมีเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่าอุโมงค์ที่ขุดเจาะขึ้น เนื่องจากมันมักจะสร้างขึ้นภายในหัวเจาะทรงกระบอกซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของเครื่องมือขุดเจาะ ช่องว่างวงแหวนที่เกิดโดยรอบดังแสดงในรูปที่ 3.45 จะถูกเติมเต็มโดยการฉีดปูนเข้าไป ในดินเปียก การวางแนวของส่วนอุโมงค์มักจะถูกปิดใส่ Curve bolt เพื่อบีบอัดเข้าหากันเพื่ออุดการรั่วของน้ำ ในดินแห้ง การวางแนวอุโมงค์ที่อาจจะไม่ใส่ Curve bolt ก็เป็นได้

3.6.3.1 การติดตั้งชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

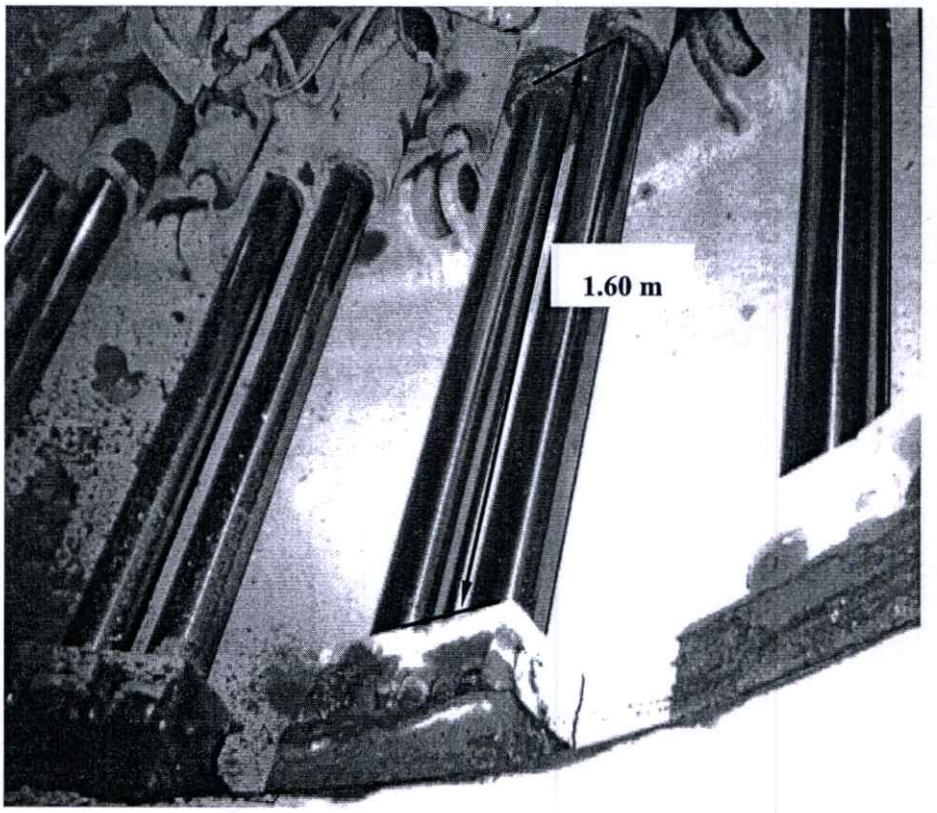
แนวอุโมงค์จะถูกติดตั้งเป็นส่วนๆ ไปโดยใช้อุปกรณ์ที่ตั้งอยู่ภายในหัวเจาะดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 3.47 ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์มีความยาว 1.20 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และจะมีชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต 6 ชิ้นส่วนสำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนใต้ และชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต 7 ชิ้นส่วนสำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนเหนือ ทั้งคู่จะรวมชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปลิ่มหรือ K-segment ด้วยความแตกต่างของจำนวนชิ้นส่วนผนังอุโมงค์นั้นเนื่องมาจากอุปกรณ์ในการจัดการส่วนของอุโมงค์ที่แตกต่างกันในแต่ละสัญญา แต่ละส่วนถูกเชื่อมต่อกันโดยสลักเกลียวโค้งดังแสดงในรูปที่ 3.48ถึงรูปที่ 3.50 ในระหว่างการขุดเจาะ คนงานภายในอุโมงค์จะสั่งเอาชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จากที่เก็บของที่ตั้งอยู่บนพื้นดินใกล้กับปล่องอุโมงค์แนวดิ่ง (Shaft) ดังแสดงในรูปที่ 3.44 ชิ้นส่วนที่กลับกันจะเป็นส่วนแรกที่ถูกติดตั้ง ลำดับการติดตั้งที่ถูกต้องจะถูกกำหนดอย่างแน่นอนและการเปลี่ยนแปลงใดๆ จะหมายถึงการสูญเสียเวลาไปในอุโมงค์ รายการการติดตั้งขึ้นกับชนิดของผนังอุโมงค์และตำแหน่งของการติดตั้งจะกำหนดขึ้นและจัดส่งไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์ที่ควบคุมการก่อสร้างเครื่องคอมพิวเตอร์นี้จะให้ข้อมูลบนค่ากลางที่เหมาะสมเมื่อเปรียบเทียบกับหัวเจาะโดยมีการอ้างอิงมาจากตำแหน่งของวงแหวนผนังอุโมงค์สุดท้ายที่ถูกวัดหลังจากการขุดเจาะในแต่ละรอบและตำแหน่งที่คาดไว้ในระหว่างรอบการขุดเจาะต่อไปความถูกต้องของการติดตั้งแนวอุโมงค์ส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับการทำงานของเครื่องติดตั้ง เครื่องติดตั้งจำเป็นที่จะตั้งตำแหน่งส่วนของแนวอุโมงค์ด้วยความถูกต้อง คลาดเคลื่อนไม่กี่มิลลิเมตรซึ่งวงแหวนของแนวอุโมงค์ต้องมีแรงดันสัมผัสที่มากพอที่จะอัดระหว่างส่วนต่างๆ เข้าด้วยกัน หลังจากการติดตั้งได้เสร็จสิ้นลง ตำแหน่งของแนวอุโมงค์จำเป็นที่จะต้องถูกตรวจสอบดังรูปที่ 3.51ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์สามารถถูกขนย้ายไปที่ตัวก่อสร้างได้สองวิธี คือ โดยการสวนกัน หรือโดยทางด้านเหนือ ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA) ส่วนของแนวอุโมงค์ได้ถูกขนย้ายไปที่ตัวก่อสร้างในทิศทางที่สวนกันซึ่งใช้อุปกรณ์น้อยกว่าการใช้ทางด้านเหนืออุโมงค์ดังรูปที่ 3.52

3.6.3.2 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Tail Void Grouting)

ในการใช้หัวเจาะในการก่อสร้างอุโมงค์นั้น เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของหัวเจาะจะใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ เนื่องจาก ข้อแรกก็คือ ผิวของหัวเจาะจะต้องซ้อนกับแนวอุโมงค์เพื่อให้การประกอบของวงแหวนผนังอุโมงค์เกิดขึ้นได้ และข้อที่สองก็คือ จะต้องมีช่องว่างระหว่างด้านนอกของแนวอุโมงค์และด้านในของส่วนท้ายเพื่อสามารถเจาะอุโมงค์เป็นแนวโค้งและแก้ไขการวางแนวที่ผิดไปให้ทำขึ้นได้ ดังนั้น จึงทำให้เกิดช่องว่างรอบๆ ด้านนอกของผนังอุโมงค์เนื่องจากหัวเจาะถูกผลักเคลื่อนที่ไปด้านหน้า ดังแสดงในรูปที่ 3.45 ดังนั้นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อปิดช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ (Tail void) จึงถูกทำขึ้นเพื่อลดการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์



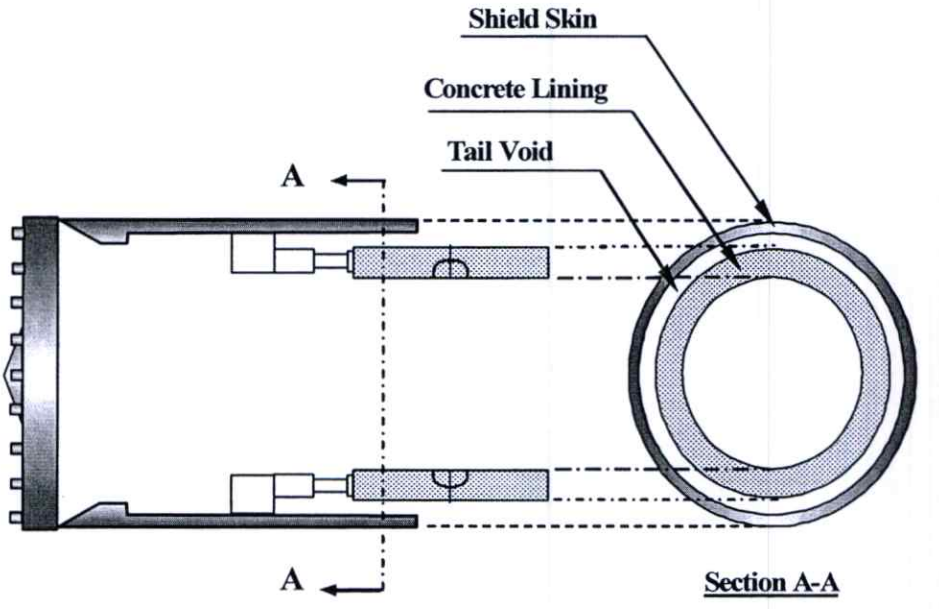
รูปที่ 3.41 แม่แรงหรือขาถีบไฮโดรลิคอยู่บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ



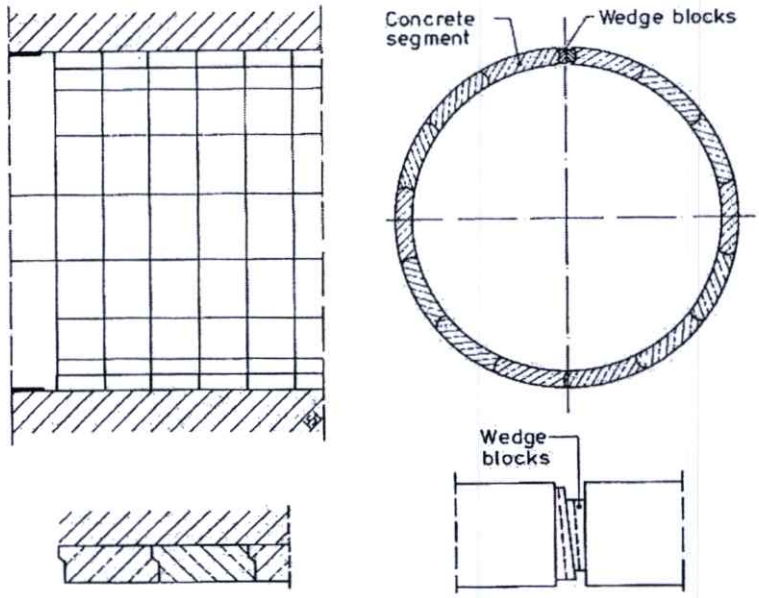
รูปที่ 3.42 การยึดของแม่แรงต้านผนังอุโมงค์ เพื่อดันหัวเจาะเดินหน้าขณะทำการขุดเจาะ

รูปที่ 3.43 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

รูปที่ 3.44 การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีศูนย์วัฒนธรรม โครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

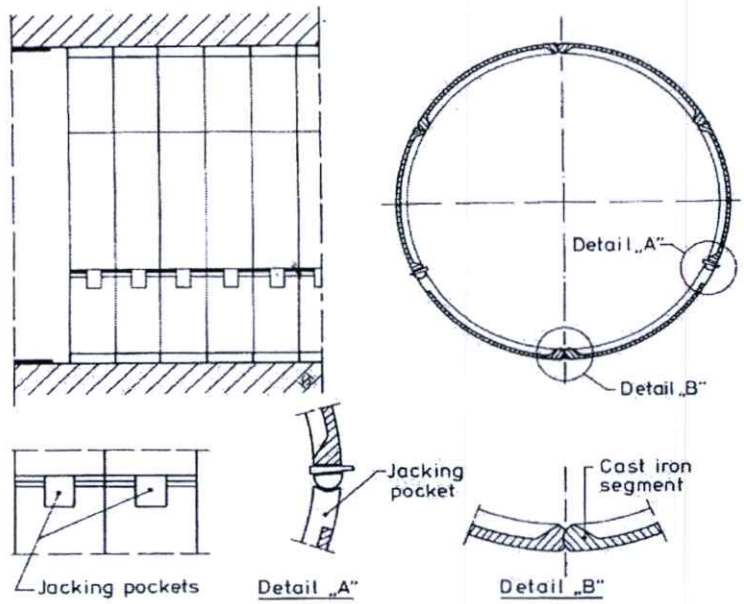


รูปที่ 3.45 แผนผังแสดงช่องว่างที่ส่วนหาง ระหว่างผนังอุโมงค์กับหัวเจาะ



Concrete segment with wedge blocks

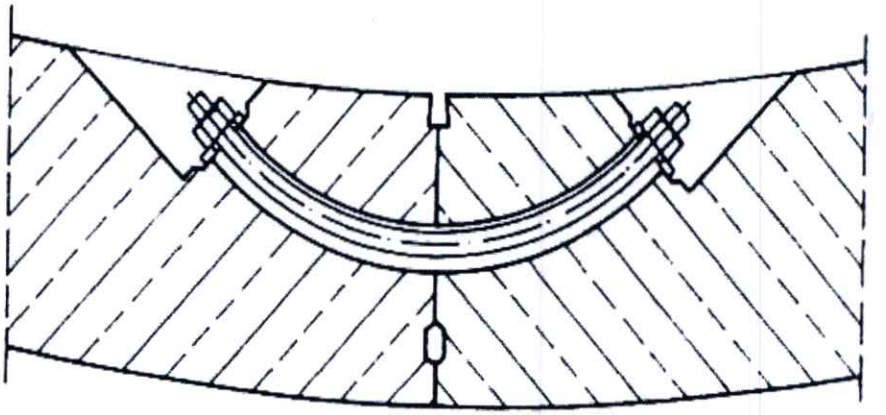
รูปที่ 3.46 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบคอนกรีต



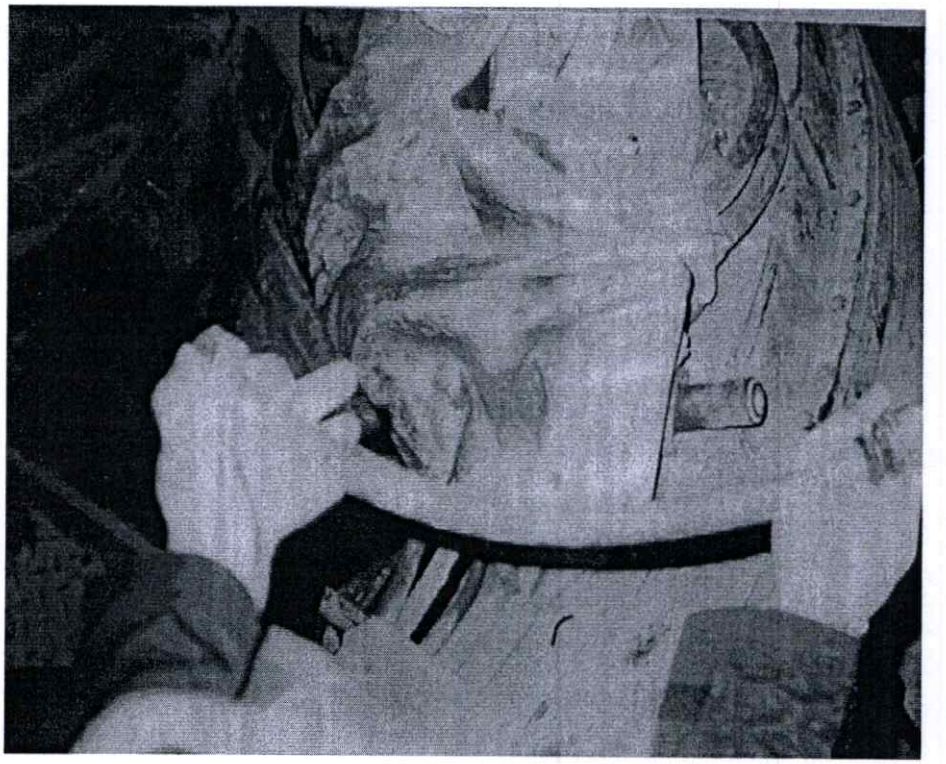
Cast iron segment with jacking pockets

รูปที่ 3.47 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ

รูปที่ 3.48 แขนเครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ ติดตั้งผนังอุโมงค์ตามตำแหน่งที่ได้ออกแบบไว้



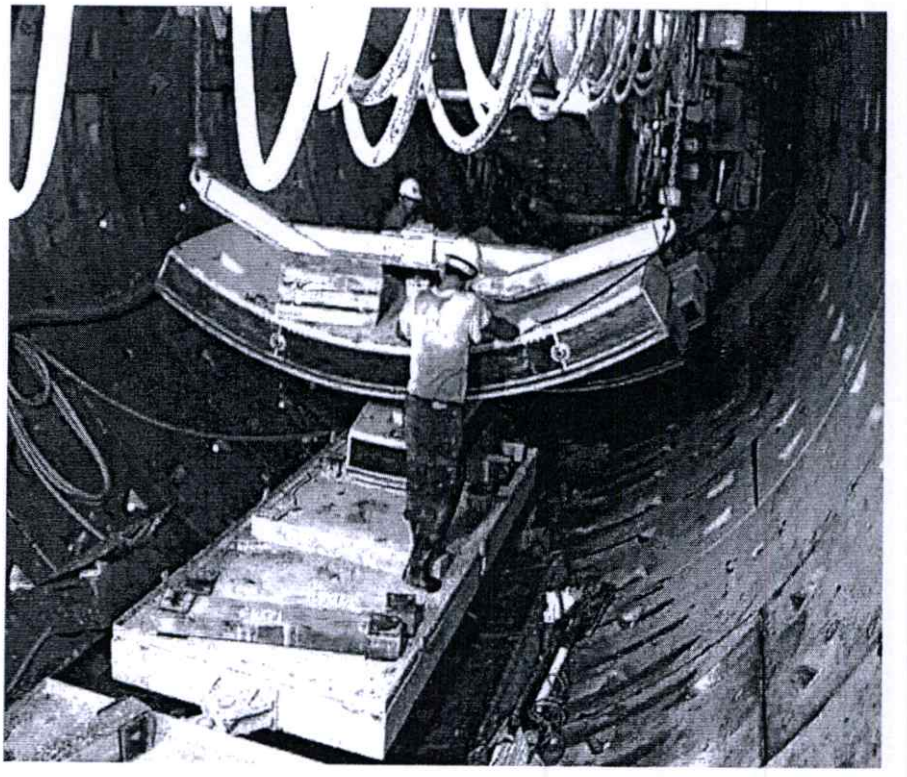
รูปที่ 3.49 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนวงผนังอุโมงค์ด้วยสลักโค้ง (Curve bolt)



รูปที่ 3.50 สลักโค้ง (Curve bolt)

รูปที่ 3.51 คนงานกำลังทำการขันสลักโค้ง (Curve bolt) ให้ยึดแน่น

รูปที่ 3.52 การตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.53 การขนย้ายชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เข้าสู่เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์

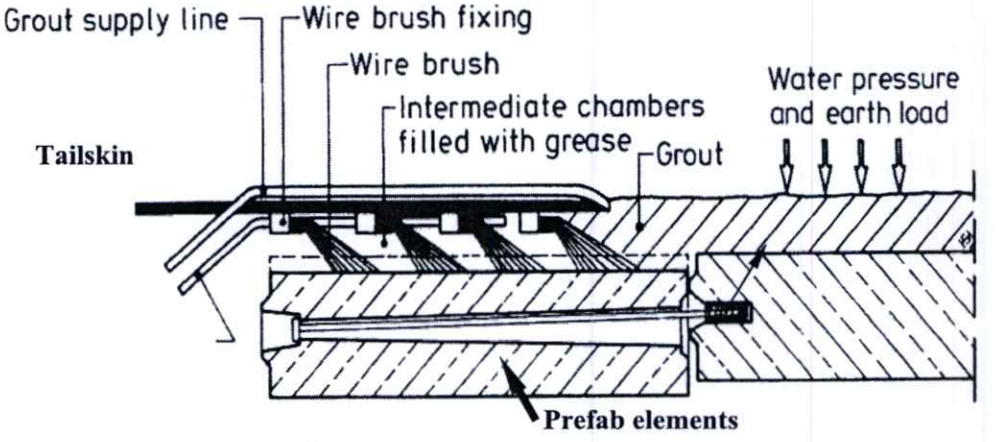
ที่ด้านท้ายของหัวเจาะ จะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายใช้สำหรับป้องกันด้านหลังของหัวเจาะจากน้ำใต้ดิน ดินรอบๆ และของเหลวที่ใช้ค้ำยันหรือปูนสำหรับ Grouting ส่วนปิดผิวด้านท้ายแยกหัวเจาะจากวงแหวนรอบๆ และถูกออกแบบขึ้นเพื่อปิดข้อต่อระหว่างส่วนท้ายและส่วนของแนวอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 3.54 มันจะต้องทนต่อแรงดันดิน แรงดันน้ำ แรงดันของปูนที่ฉีดอัดเข้าไปซึ่งมีค่าค่อนข้างสูงมาก โดยปกติวัสดุที่มีความยืดหยุ่นทั้งหมด เช่น ผ้า สำลีไม้ และเชือกจะถูกใช้ยัดใส่ข้อต่อและอุดการสูญเสียอากาศที่ถูกอัด (ในกรณีของหัวเจาะ แบบ Compressed air) หรือป้องกันการรั่วของปูนที่ฉีดอัดไหลเข้าสู่หัวเจาะ ในปัจจุบันนี้ วิธีการนี้ได้ถูกแทนที่โดยการใช้การอุดด้วยสายไฟ ซึ่งเป็นวิธีการเดียวกันกับที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟใต้ดินในกรุงเทพการใช้สายไฟอุดซึ่งได้ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศญี่ปุ่นได้ถูกยกขึ้นบนส่วนท้ายดังรูปที่ 3.54 สำหรับหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht ซึ่งใช้ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล มีการอุดด้วยสายไฟสามแถว น้ำมันหล่อลื่นได้ถูกฉีดอัดลงไปในช่องระหว่างแต่ละแถวและเก็บไว้ที่ความดันสูงเพื่อป้องกันน้ำ ดินหรือปูนจากการไหลเข้าไปบริเวณที่ทำการปิดการรั่ว

น้ำปูนถูกฉีดเข้าไปในรูในแต่ละชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ รูจะพอดีกับตะปูที่เชื่อมส่วนที่ต่อกันและปิดโดยเครื่องอุดตลอดการติดตั้งวงแหวน ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล วาล์วพลาสติกทางเดียว (Non-return valves) ได้ถูกติดตั้งขึ้นในผนังอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.55 ตลอดการฉีดอัดปูน ปูนจะถูกฉีดและไหลลงจากรูที่ด้านยอดอุโมงค์ดังนั้นปูนจึงสามารถแทรกไปสู่ช่องว่างโดย ความดันและแรงโน้มถ่วง การฉีดจะถูกทำอย่างต่อเนื่องภายใต้ความดันสูงในช่องว่างด้านหลังของท้ายหัวเจาะ พึงระลึกไว้ว่า การอัดฉีดปูนเข้าไป ไม่เพียงต้องควบคุมปริมาตร เช่น โดยการควบคุมเปอร์เซ็นต์ปูนที่ฉีด (Percent grout filling) แต่ยังควบคุมความดันด้วย ซึ่งถูกวัดภายในท่อน้ำปูนหรือที่ผนังอุโมงค์ ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ความดันถูกควบคุมอย่างอัตโนมัติให้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 3 bar (300 kPa) ซึ่งเป็นสภาพที่ใช้ออกแบบชิ้นส่วนผนังแนวอุโมงค์ ด้วยความดันที่สูงที่ฉีดเข้าไปช่องว่างจะถูกเติมได้ในเวลาอันสั้นและวัสดุที่ฉีดอัดนี้จะสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งปริมาตรและความดันของปูนถูกวัดค่าและบันทึกโดยระบบการติดตามวัดค่าในอุโมงค์ที่แต่ละรอบการขุดเจาะ ปริมาตรของน้ำปูนที่ฉีดปิดจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่าน้ำปูนได้เติมเต็มช่องว่างทั้งหมดได้เต็ม เปอร์เซ็นต์ของปูนที่เติมเข้าไปสามารถคำนวณได้จาก

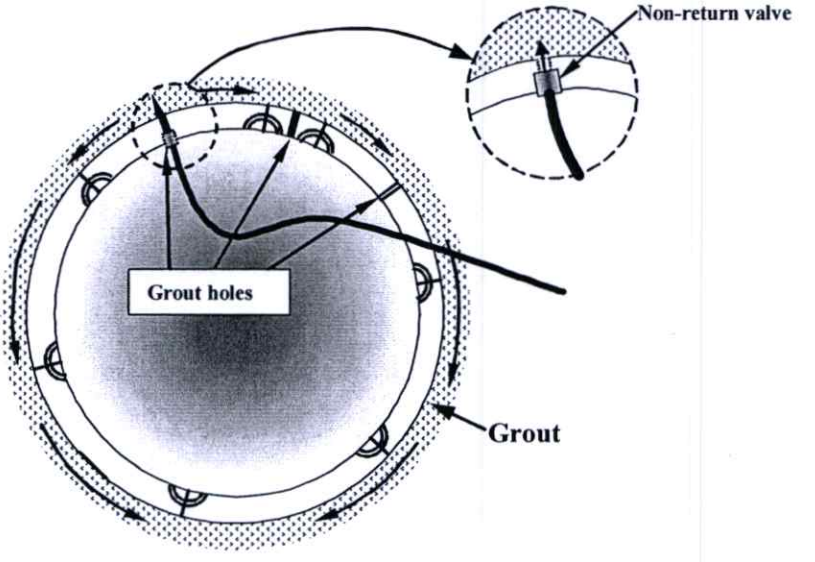
เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน = ปริมาตรน้ำปูน ×100/ปริมาตรช่องว่างท้ายหัวเจาะที่ประมาณได้

ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล วัสดุที่ใช้ฉีดอัดประกอบด้วยองค์ประกอบสองส่วนเรียกว่า วัสดุ A และ วัสดุ B โดยวัสดุ A ประกอบด้วย ซีเมนต์ Bentonite และน้ำ วัสดุ B เป็นของเหลวที่มีตัวเร่งการแข็งตัว (โซเดียมซิลิเกต) ที่ส่วนท้ายของหัวเจาะ วัสดุ A และ

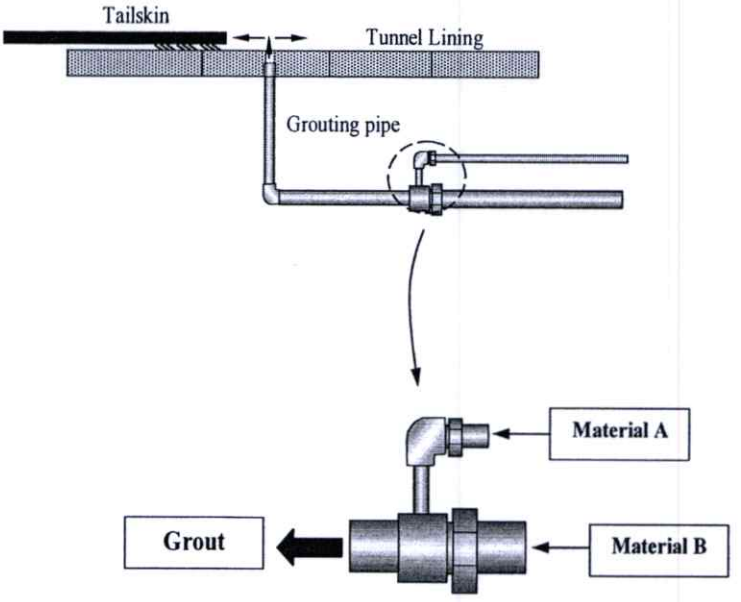
B จะถูกผสมดังรูปที่ 3.56 ก่อนที่จะถูกปั๊มเข้าสู่รูในแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ผ่านกับวาล์วพลาสติกทางเดียวเพื่อปิดช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ โดยปกตินอกจากจะต้องฉีดอัดน้ำปูนหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วเสร็จซึ่งมักเรียกว่าการอัดฉีดน้ำปูนหลัก (Primary grouting) ยังต้องมีการฉีดอัดน้ำปูนอีกครั้งเป็นครั้งที่สองที่เรียกว่าการฉีดอัดน้ำปูนรอง (Secondary grouting) ที่ใช้สำหรับอุดช่องว่างที่ยังเหลืออยู่รอบผนังอุโมงค์และเพื่อความแน่นอนว่าการอัดฉีดน้ำปูนครั้งแรกนั้นมีความเพียงพอ การอัดฉีดน้ำปูนครั้งที่สองจะถูกทำขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปแล้วประมาณ 40-120 เมตร ดังนั้น ในโครงการนี้ การอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นลงในเวลา 14 วันหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์โดยทั่วไป ความดันที่ใช้ในการฉาบปิดในครั้งที่สองจะไม่มากกว่า 3 บาร์เช่นกัน



รูปที่ 3.54 Tail skin seal (wire brush seal)



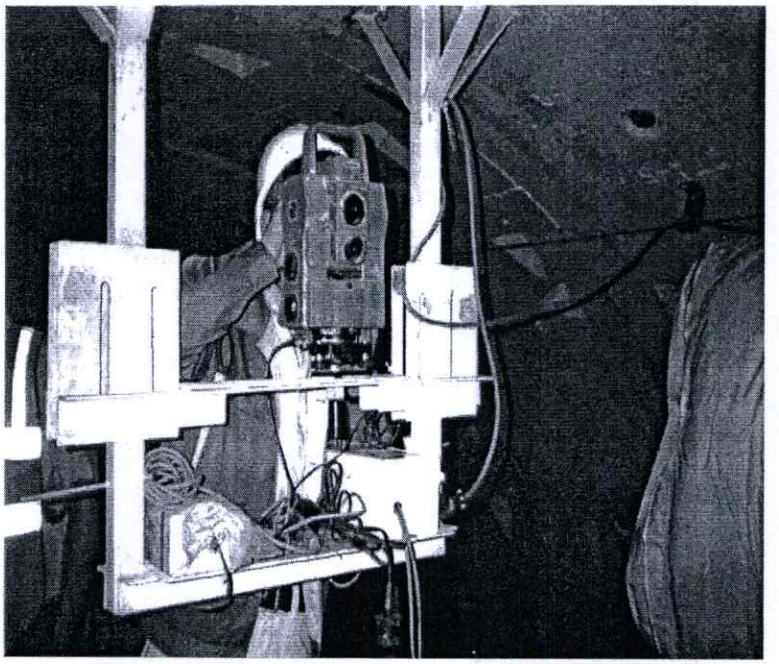
รูปที่ 3.55 การอัดฉีดปูนผ่านรูในผนังอุโมงค์



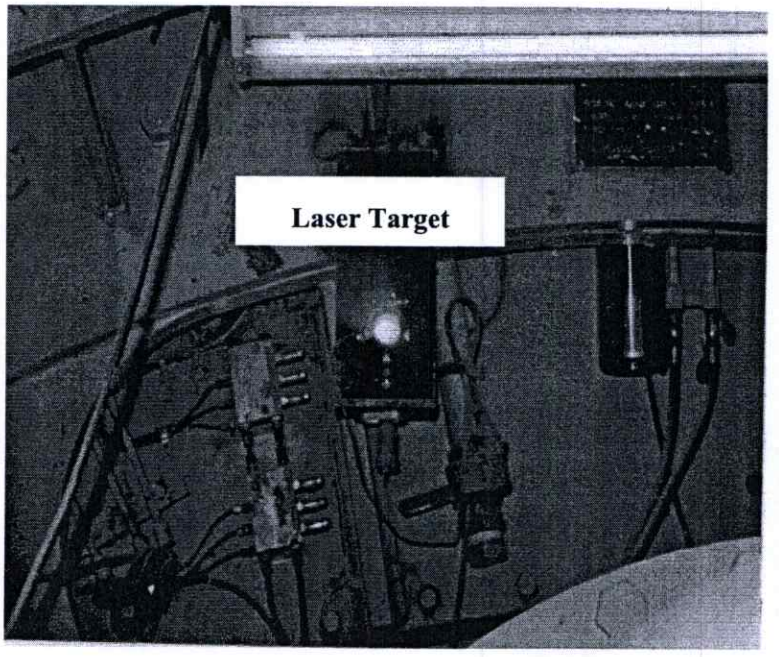
รูปที่ 3.56 การอัดฉีดปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน

3.6.4 ระบบการสำรวจและการนำทางหัวเจาะ (Guidance system)

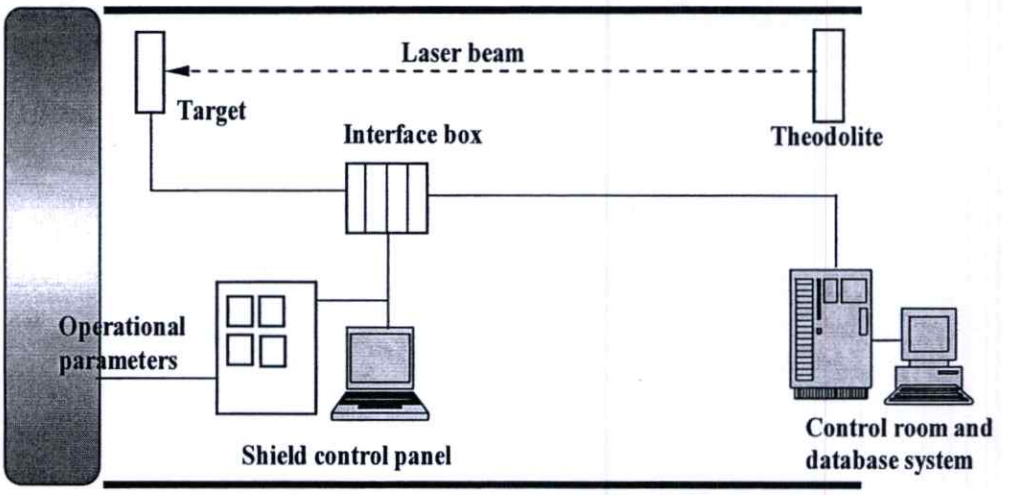
การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะย่อมมีการเบี่ยงเบนของแนวอุโมงค์ไปจากแนวอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ คนงานที่ขับเคลื่อนหัวเจาะควรจะทราบข้อมูลของตำแหน่งของหัวเจาะที่เทียบกับระนาบของแกนอุโมงค์ที่เปลี่ยนแปลงไปอย่างต่อเนื่องเพื่อจะได้มีการแก้ไขให้ถูกต้องดังนั้น เนื่องจากความต้องการความแม่นยำในการขับเคลื่อนหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะระบบการสำรวจและนำทางจึงมีความสำคัญมากระบบการสำรวจและนำทางในปัจจุบันนี้ทำให้สามารถติดตามตำแหน่งของหัวเจาะได้อย่างต่อเนื่อง แสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบของระบบนำทางหัวเจาะระบบการควบคุมทิศทางที่อาศัยแสงเลเซอร์ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายในการก่อสร้างอุโมงค์ ไม่ว่าจะเป็นแสงเลเซอร์แบบลำแสงเดี่ยวหรือเครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์ แสดงในรูปที่ 3.57 ได้ถูกนำมาใช้เพื่อส่งผ่านแสงเลเซอร์ เครื่องมือที่ติดกล้องเลเซอร์นี้จำเป็นต้องถูกติดตั้งขนานไปกับแกนหัวเจาะในช่องสำหรับการสำรวจเพื่อให้เป็นอิสระจากความยาวทั้งหมดของหัวเจาะรวมไปถึงระบบสำรองและเพื่อที่จะกำหนดตำแหน่งของหัวเจาะด้วยลำแสงเลเซอร์ ระบบการกำหนดเป้าหมายจะถูกติดไว้กับหัวเจาะ แสดงในรูปที่ 3.58 และหาตำแหน่งซึ่งเป็นตรงกลางที่แสงเลเซอร์กระทบ ข้อมูลที่ถูกป้อนกลับไปจะอยู่ในรูปของพิกัดแนวนอนและแนวตั้งที่ระบบคอมพิวเตอร์ ซึ่งตั้งอยู่ที่ผู้ที่ทำการควบคุมเครื่อง ดังในรูปที่ 3.59 และรูปที่ 3.60 ระบบนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตามระบบการสำรวจและระบบการนำทางหัวเจาะยังคงต้องมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อช่วยในการควบคุมหัวเจาะให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ให้ถูกต้องตามแนวที่ได้ออกแบบไว้



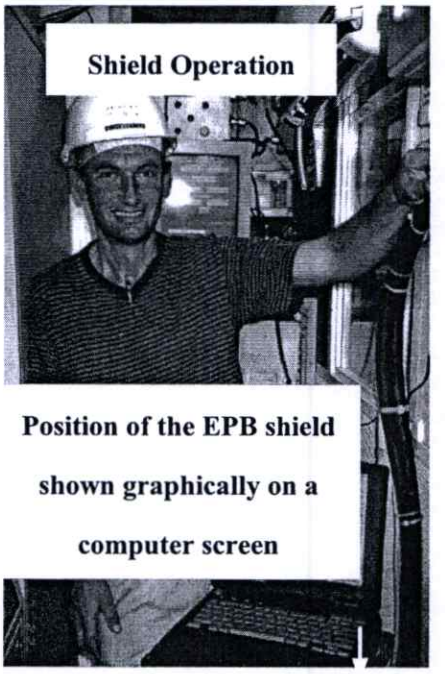
รูปที่ 3.57 กล้องสำรวจโดยใช้แสงเลเซอร์ (Laser theodolite) ติดตั้งอยู่หลังหัวเจาะอุโมงค์



รูปที่ 3.58 เป้ารับแสงเลเซอร์ (Laser target) ติดคงที่ไว้หลัง หัวเจาะ



รูปที่ 3.59 ระบบแสดงผลควบคุมการขับเคลื่อนหัวเจาะ



รูปที่ 3.60 ระบบข้อมูลการนำทางภายในห้องควบคุม

บทที่ 4
การประกอบและขับเคลื่อนหัวเจาะอุโมงค์

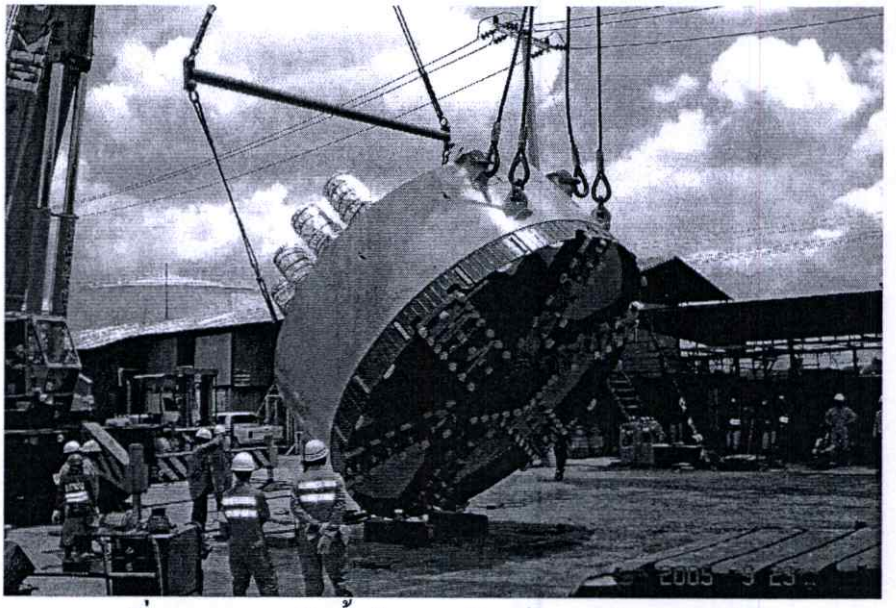
4.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงการเตรียมงานสำหรับงานประกอบหัวเจาะอุโมงค์ ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ ตั้งแต่ช่วงแรกของการเจาะอุโมงค์เริ่มต้นออกจากปล่องแนวดิ่ง (Shaft) การขุดเจาะในช่วงปกติ และการเข้าสู่ผนังปล่องแนวดิ่งในช่วงสุดท้าย รวมทั้งพฤติกรรมของหัวเจาะอุโมงค์และการควบคุมขณะขุดเจาะในช่วงแนวโค้ง

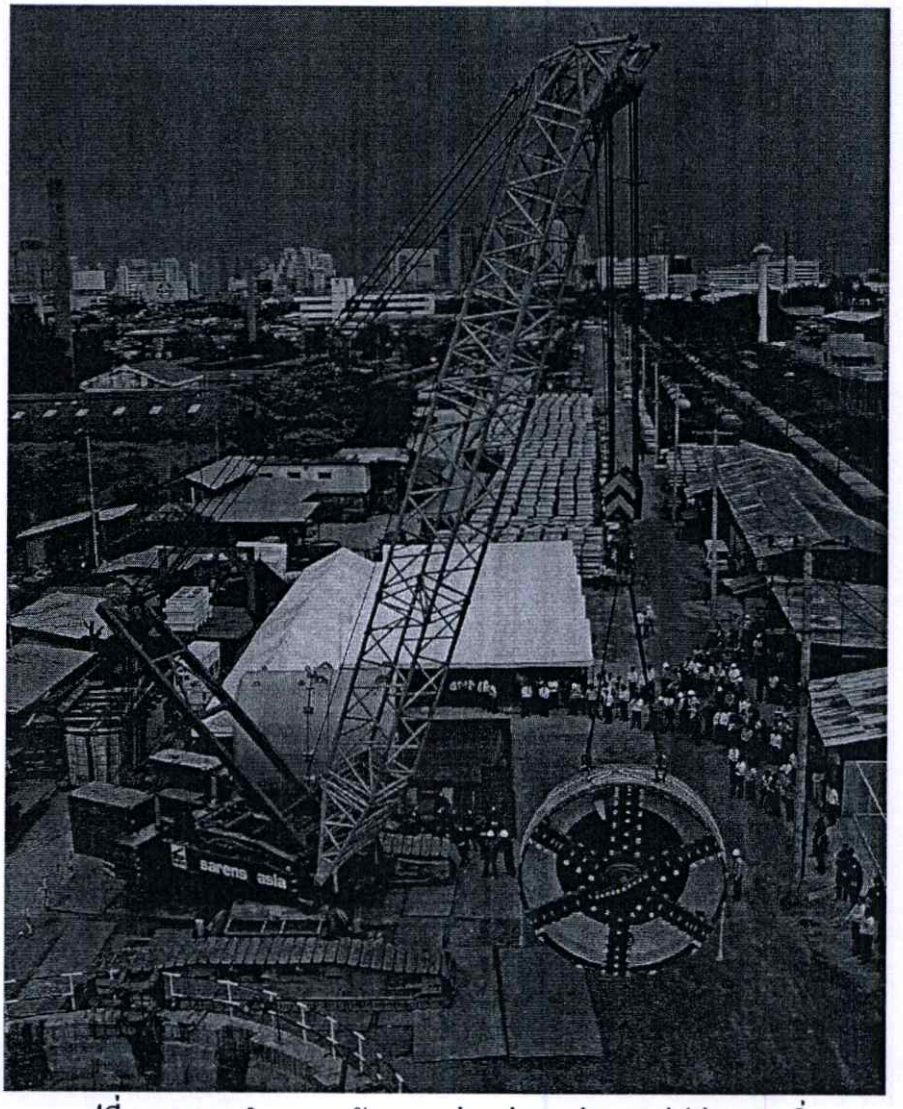
4.2 การเตรียมงานสำหรับงานประกอบหัวเจาะอุโมงค์

ปัจจุบันงานขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายแน่น ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครได้นำหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) มาใช้งานอย่างกว้างขวาง ซึ่งสามารถควบคุมการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งนี้หัวเจาะอุโมงค์ต้องผลิตที่โรงงานต่างประเทศ โดยขนส่งนำเข้ามาในประเทศ ดังนั้นจึงต้องศึกษาเส้นทางในการขนส่ง และใช้รถบรรทุกขนาดใหญ่ขนส่งหัวเจาะแต่ละส่วน รวมทั้งอุปกรณ์สนับสนุนหัวเจาะ จากท่าเรือ เพื่อนำหัวเจาะอุโมงค์เข้ามายังสถานที่ก่อสร้าง นอกจากนี้ จะต้องเตรียมพื้นที่สำหรับตั้งแท่นวางหัวเจาะ โดยใช้รถยก (Mobile crane) ขนาดหลายร้อยตันที่จะใช้ยกพลิกหัวเจาะแต่ละส่วน และยกหัวเจาะในแต่ละส่วนนั้น หย่อนลงไปวางบนแท่นรับหัวเจาะ (Cradle) ที่พื้นคอนกรีตด้านล่างปล่องแนวดิ่ง จากนั้นเริ่มงานประกอบหัวเจาะอุโมงค์ งานระบบ ติดตั้ง (Entrance ring) และเทคอนกรีตทำผนังหุ้ม (Head wall) ที่หน้าช่องเปิดหรือ Soft eye ซึ่งได้ติดตั้งแผ่นเหล็กและยึดเสริมคาดด้วยเหล็กคานรูปตัวเอช (H-Beam)

เมื่อหัวเจาะอุโมงค์ถูกขนส่งมาถึงสถานที่ก่อสร้าง และจัดวางบนแท่นรองรับหัวเจาะที่พื้นดินแล้ว ขั้นตอนต่อไปเป็นการเตรียมงานสำหรับประกอบหัวเจาะอุโมงค์ โดยใช้รถยกพร้อมอุปกรณ์ยก ซึ่งต้องตรวจสอบรัศมีการเหวี่ยง กำลังรับน้ำหนักของเหล็กสเก็นและลวดสลิงเพื่อใช้ยกพลิกหัวเจาะแต่ละส่วนซึ่งมีน้ำหนักไม่เท่ากันดังแสดงในรูปที่ 4.1 หลังจากยกพลิกหัวเจาะแต่ละส่วน อยู่ในตำแหน่งแนวนอนแล้ว จะยกหัวเจาะในแต่ละส่วนดังในรูปที่ 4.2 หย่อนลงไปวางบนแท่นรองรับหัวเจาะที่ด้านล่างปล่องแนวดิ่งที่ได้จัดเตรียมไว้ ซึ่งต้องตรวจสอบระดับและแนวตำแหน่งเริ่มต้น (Initial position) ก่อนเริ่มต้นการขุดเจาะ โดยรายละเอียดสำหรับการประกอบหัวเจาะอุโมงค์ มีดังนี้



รูปที่ 4.1 การยกพลิกตั้งหัวเจาะอุโมงค์ส่วนหน้าและใบตัดดิน



รูปที่ 4.2 รถยกทำการยกหัวเจาะแต่ละส่วนหย่อนลงสู่ปล่องแนวดิ่ง

1) ยกหัวเจาะส่วน Cutter head (Front body) วางบน Cradle

2) ยกหัวเจาะส่วนระบบไฮโดรลิค (Middle body) วางบน Cradle ดังแสดงในรูปที่ 4.3

3) พร้อมขันน็อตยึดระหว่าง Front body และ Middle body แล้วทำการเชื่อมภายนอกโดยรอบ

4) ประกอบเครื่องยกผนังอุโมงค์ (Erector)

5) เชื่อมยึดเสาเหล็กกับ Cradle ติดตั้งกระบอกไฮโดรลิคดันหัวเจาะส่วน Front body และ Middle body เคลื่อนบนรางรถไฟ บน Cradle ไปข้างหน้าด้วยระยะ 1.5 เมตร ดังรูปที่ 4.4

6) ประกอบโครงนั่งร้านแผ่นเหล็ก (Rear scaffold) ใส่สลักยึดแล้วเชื่อมยึดติดกับเสาเหล็กของ Middle body

7) ติดตั้งสกรูลำเลียงดิน (Screw conveyor) ดังรูปที่ 4.5

8) ยกหัวเจาะส่วนท้าย (Rear body) จัดตำแหน่งที่จะประกอบกับหัวเจาะระบบไฮโดรลิค พร้อมเชื่อมภายในและภายนอก ตามลำดับ

9) ติดตั้ง Shoving frame ฝังยึดติดกับผนังปล่องแนวดิ่งทางด้านหลังของหัวเจาะดังรูปที่ 4.6

10) ติดตั้งระบบระบายอากาศภายในหัวเจาะและท่อลมจากบนปล่องแนวดิ่งลงไปยังหัวเจาะ

11) ประกอบติดตั้งรางเลื่อน Segment hoist ส่วน Lower parts ดังในรูปที่ 4.7

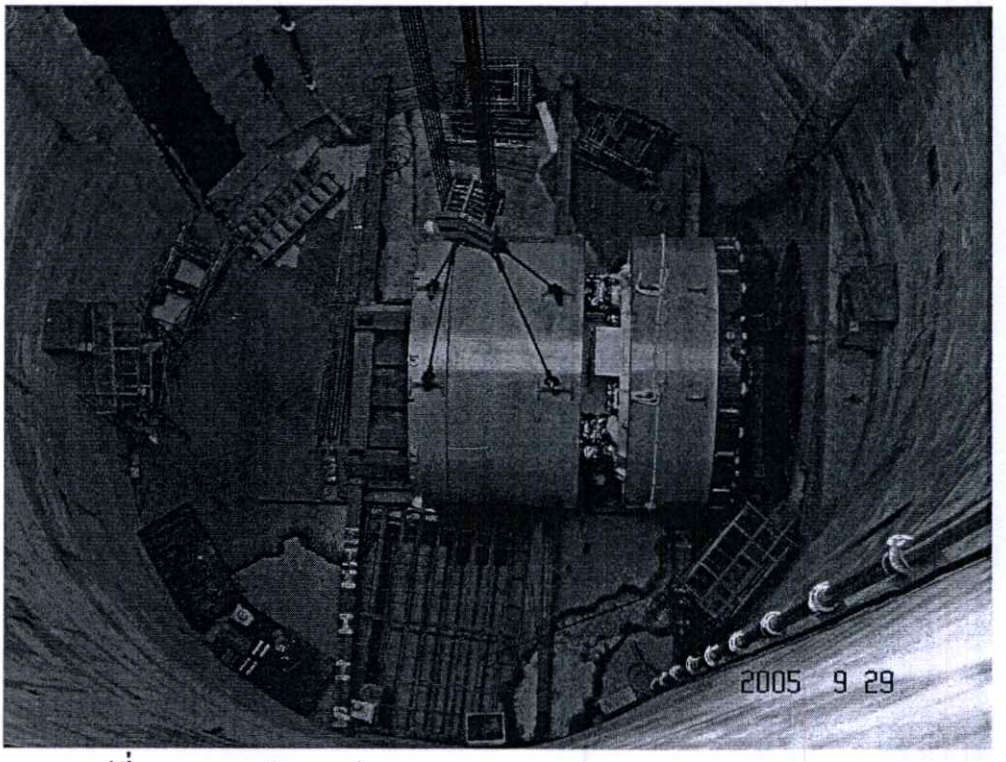
12) เตรียมขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ (Backup system) พร้อมต่อสายไฮโดรลิค แต่ละส่วนของ Rotary cutter, Articulation jack, Thrust jack, Erector, Copy cutter, Screw conveyor กับหัวเจาะ โดยต้องล้างทำความสะอาดภายในสายด้วยน้ำมันไฮโดรลิค และอัดแรงดันลม ก่อนต่อสายไฮโดรลิค พร้อมเติมน้ำมันเกียร์ของ Cutter motor และปั๊มลมอัดจารบีทั้งที่ Tail shield และจารบีหล่อลื่นที่ Cutter bearing และ Screw conveyor

13) ติดตั้งแท่นลูกกลิ้งรองรับสายไฮโดรลิคและสายไฟฟ้าแรงสูง ที่ด้านบนผนังปล่องแนวดิ่งและที่ Shoving frame

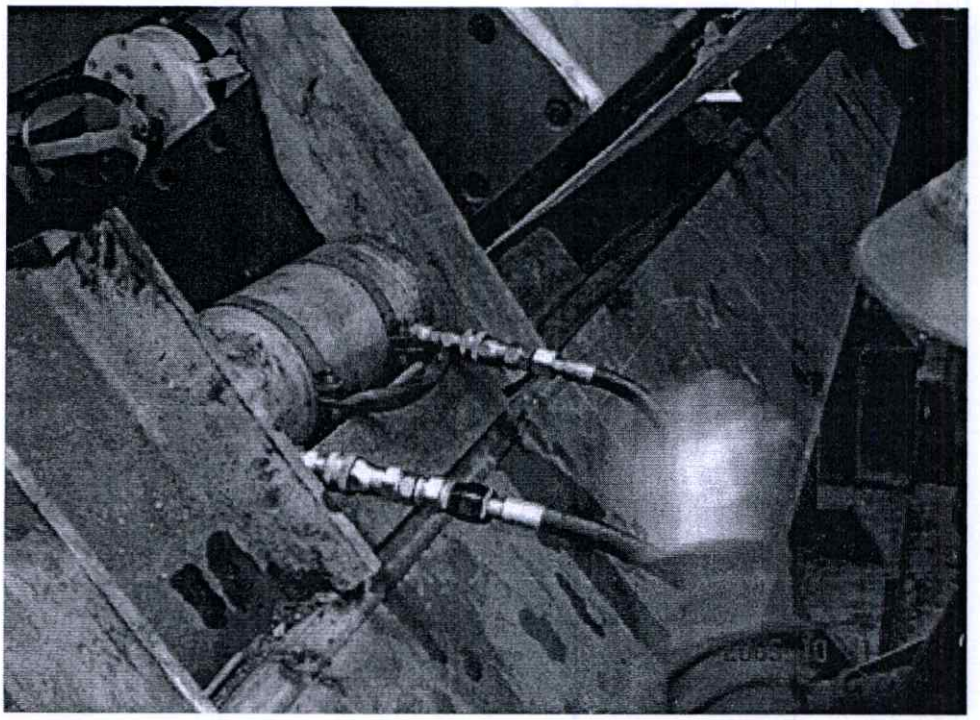
14) ติดตั้งระบบท่อน้ำสำหรับเครื่อง Foam generator, Slurry injection และอัดฉีดน้ำปูน ดังแสดงในรูปที่ 4.8 เชื่อมต่อระบบไฟฟ้าภายในหัวเจาะ ติดตั้งระบบนำร่อง Guidance system สำหรับควบคุมหัวเจาะที่ขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ (TBM control room) และสายสัญญาณที่ห้องทำงาน

15) ทดสอบระบบควบคุมหัวเจาะและประกอบผนังอุโมงค์ ตรวจเช็คค่ากระแสไฟฟ้า ระบบอัดฉีดน้ำยาหน้าหัวเจาะ และปั๊มลมอัดจารบี (Tail shield grease) ที่แนวขนแปรงลวดทุกแนวโดยรอบ หลังจากทดสอบระบบการทำงานของหัวเจาะแล้วเสร็จ พร้อมจะเริ่มดันหัวเจาะผ่านผนังปล่องแนวดิ่ง จะต้องติดตั้ง Entrance ring ที่หน้า Soft eye และเทคอนกรีต Head wall เพื่อป้องกันน้ำใต้ดินและดินด้านนอกผนังปล่องแนวดิ่งเข้ามาภายในปล่องแนวดิ่ง หลังจากนั้นจะเริ่มดันหัวเจาะ

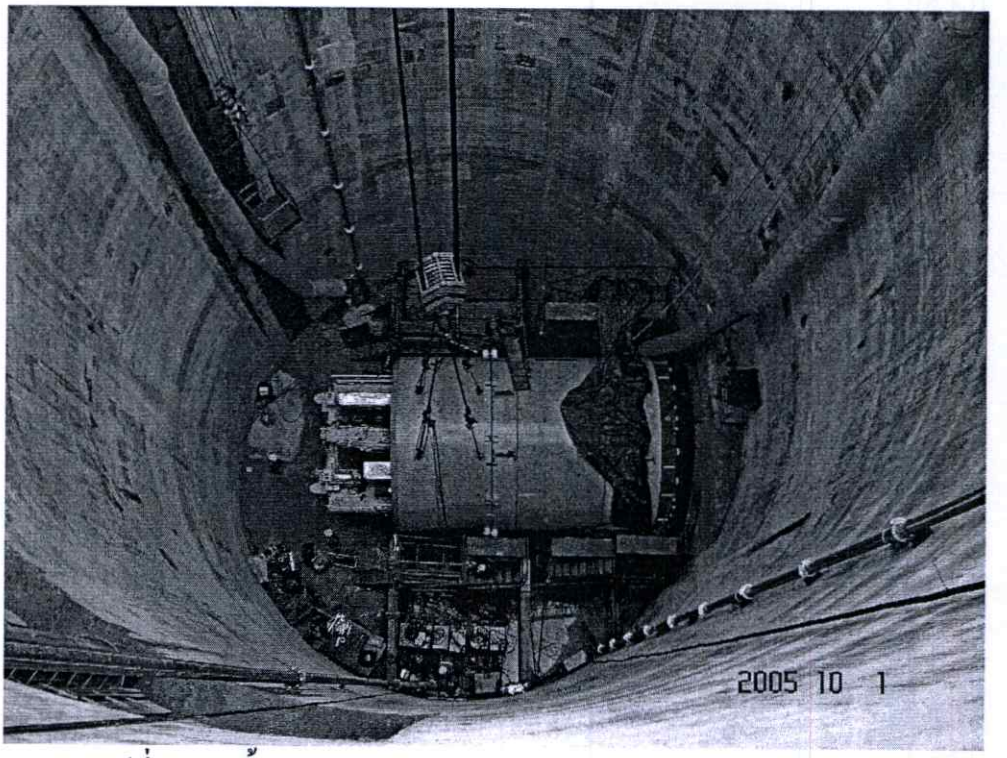
ผ่าน Soft eye ของผนังปล่องแนวดิ่งทางช่องเปิดที่มี Entrance ring ซึ่งเป็นขั้นตอนการขุดเจาะเริ่มแรก (Initial drive)



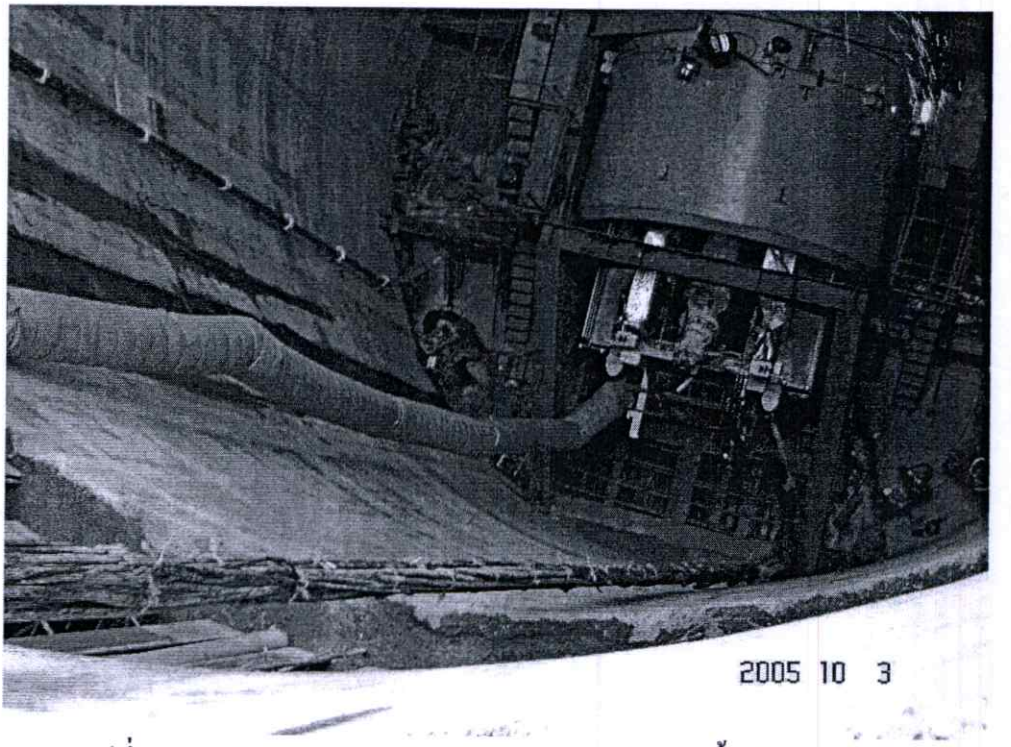
รูปที่ 4.3 การยกหัวเจาะส่วน Cutter head และ Middle body วางบน Cradle



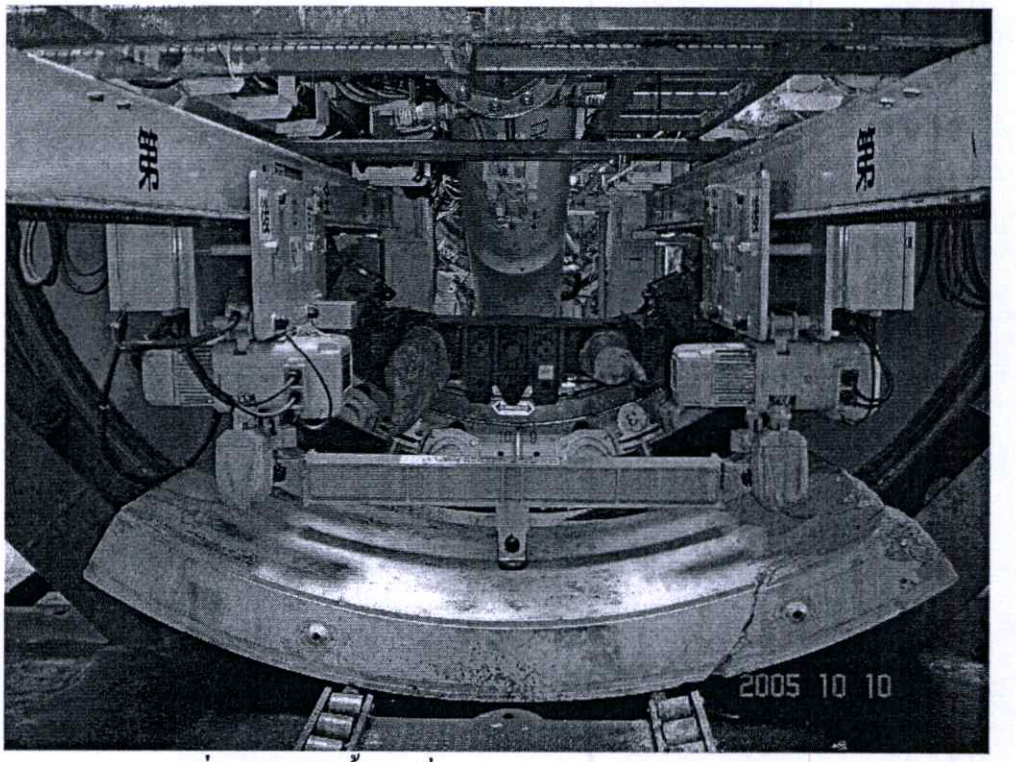
รูปที่ 4.4 กระบอกไฮโดรลิคดันหัวเจาะ เคลื่อนไปข้างหน้า



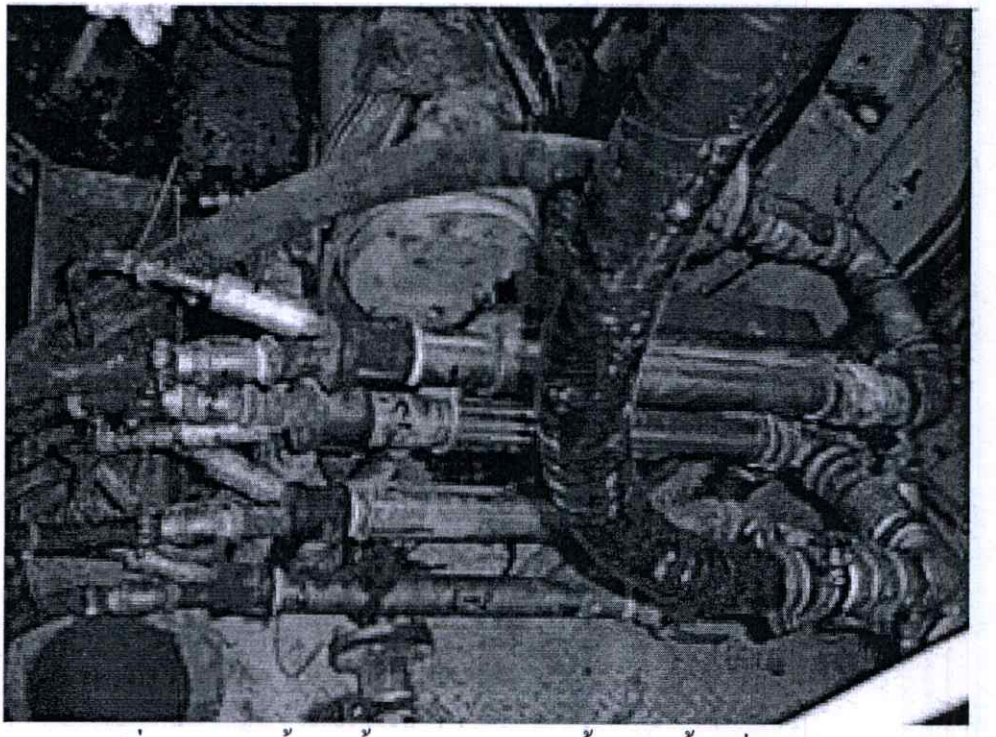
รูปที่ 4.5 ติดตั้ง Erector, Rear scaffold และ Screw conveyor ตามลำดับ



รูปที่ 4.6 การประกอบหัวเจาะส่วน Rear body พร้อมติดตั้ง Shoving frame



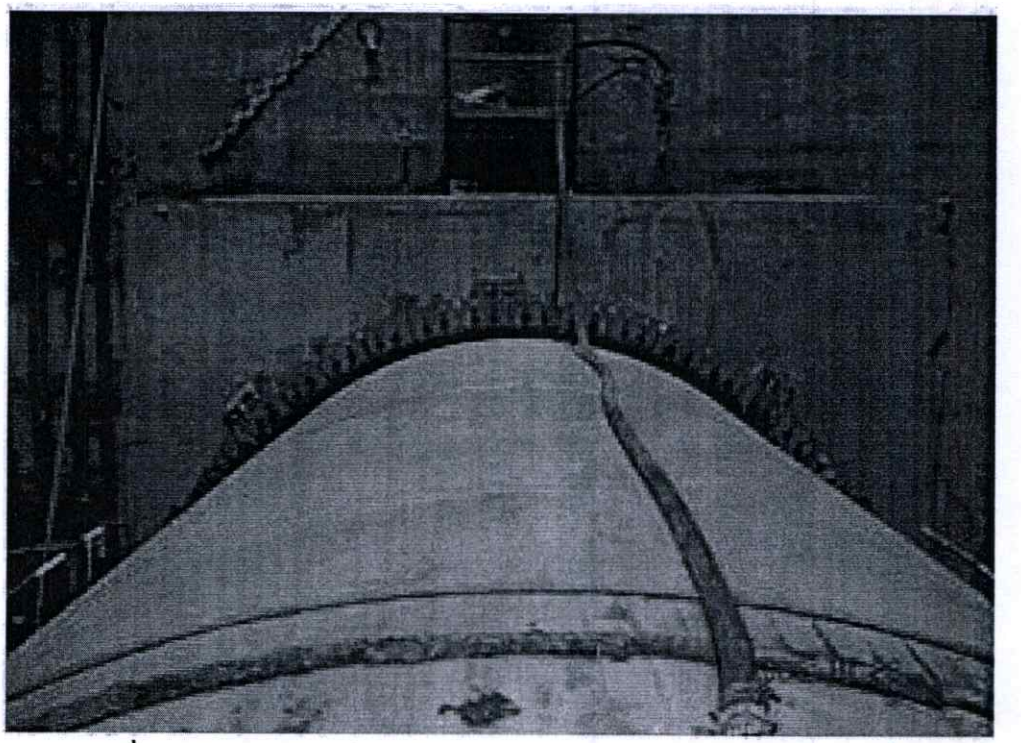
รูปที่ 4.7 การติดตั้งรางเลื่อน Segment hoist ส่วน Lower part



รูปที่ 4.8 การติดตั้งสายน้ำ สายลม และสายน้ำอัดฉีดน้ำยาที่หน้าหัวเจาะ

4.3 หัวเจาะผ่านผนังปล่องแนวดิ่งและเจาะช่วงเริ่มแรก

หลังจากทดสอบระบบเสร็จแล้ว จะทำการติดตั้งคานเหล็กด้านข้างทั้งสองด้านของหัวเจาะยึดกับ Entrance ring ป้องกันการเคลื่อนเบนออกจากแนว พร้อมทั้งพันผ้าที่ฟันหัวเจาะเฉพาะส่วนขอบนอกทุกตัวโดยรอบแล้ว ป้องกันฟันหัวเจาะตัดเฉือนแผ่นยางแข็งของ Entrance ring ฉีกขาด โดยต้องควบคุมกระบอกไฮโดรลิคของ Thrust jack ทุกตัว ดันหัวเจาะผ่านผนังปล่องแนวดิ่ง ทางช่องเปิดที่ได้ติดตั้ง Entrance ring แล้ว เมื่อหัวเจาะส่วน Cutter head ผ่านตำแหน่ง Entrance ring และดันแผ่นยางแข็งแล้ว จะเลื่อนแผ่นเหล็กโดยรอบ Entrance ring ลงมาเกือบชิดผิวรอบนอกของหัวเจาะดังรูปที่ 4.9 เพื่อป้องกันดินและน้ำเข้ามาภายในปล่องแนวดิ่ง

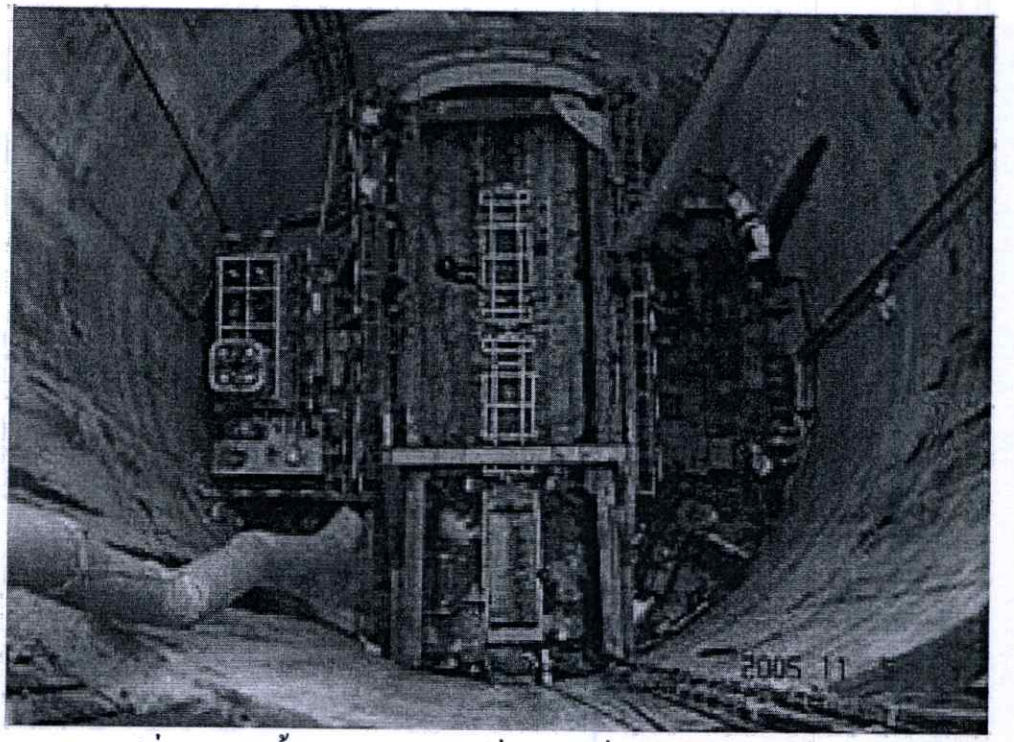


รูปที่ 4.9 หัวเจาะอุโมงค์ขณะดันผ่าน Entrance ring ของผนังปล่องแนวดิ่ง

เมื่อดันหัวเจาะจนได้ระยะกว้างเพียงพอที่จะประกอบผนังอุโมงค์วงแรก จะดำเนินการติดตั้งผนังอุโมงค์คอนกรีตชั่วคราวเต็มวง (Temporary ring) โดยต้องกำหนดรูปแบบ Key position เริ่มต้นที่จะประกอบผนังอุโมงค์ชนิดทางตรง (Straight) และมุมองศาของผนังอุโมงค์ชิ้นแรกตัวล่าง เพื่อจัดตำแหน่งที่จะเริ่มประกอบ พร้อมเชื่อมโครงเหล็กติดล็อกกับผนังอุโมงค์วงแรกดังกล่าวกับ Shoving frame จนกระทั่งประกอบเต็มวงเสร็จ แล้วทำการดันหัวเจาะต่อไป เมื่อประกอบผนังอุโมงค์ชั่วคราววงที่สอง จากตำแหน่งด้านล่างขึ้นไปด้านบน จนถึงตำแหน่งโครงเหล็กที่ล็อกผนังอุโมงค์วงแรกไว้ ให้ตัดโครงเหล็กดังกล่าวออก และประกอบจนเต็มวง แล้วทำการดันหัวเจาะและ

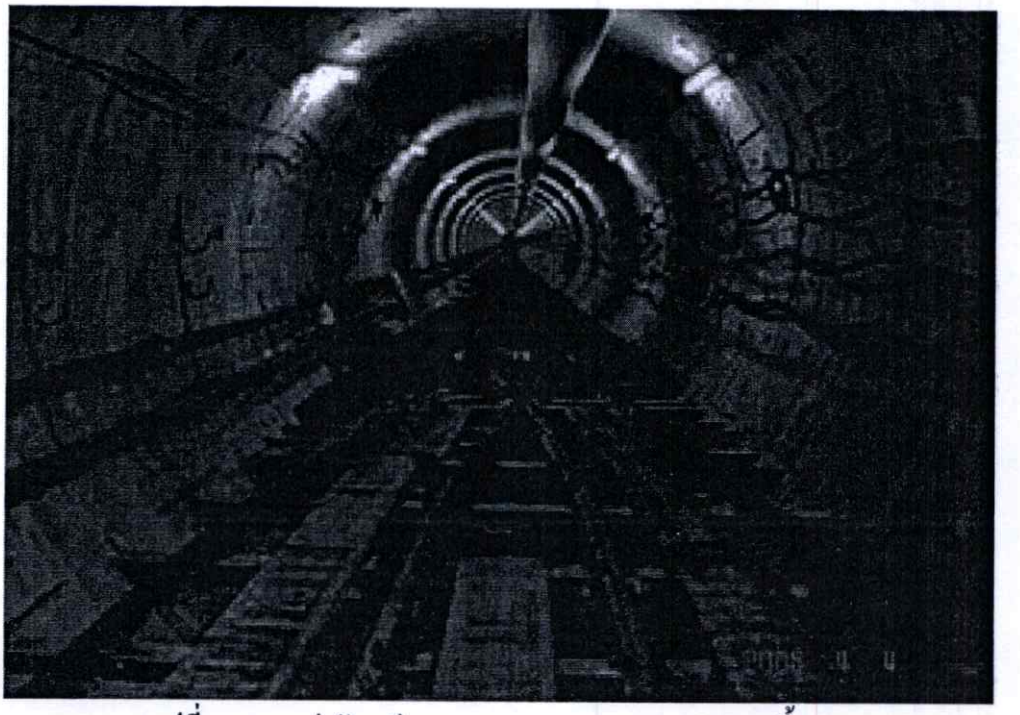
ประกอบผนังอุโมงค์ชั่วคราวเต็มวงต่อไป สำหรับผนังอุโมงค์ชั่วคราวที่พ้นออกจาก Rear body จะต้องใส่ลิ่มไม้เพื่อรองรับผนังอุโมงค์ดังกล่าวที่ Cradle และด้านข้างทั้งสองด้านของแนวคานเหล็ก

เมื่อหัวเจาะส่วน Cutterhead ทะลุผ่านพ้นผนังปล่องแนวดิ่ง เข้าไปอยู่ในบริเวณปรับปรุงดินแล้ว จะต้องทำการอัดฉีดน้ำปูนผสมน้ำยาโซเดียมซิลิเกตเร่งการแข็งตัวของน้ำปูน ผ่านท่อที่ฝังที่คอนกรีต Headwall เพื่อเข้าไปภายในช่องว่างระหว่าง Entrance ring กับผิวรอบนอกของหัวเจาะ สิ่งสำคัญที่ต้องพึงระวังคือ การควบคุมความเร็วของการดันหัวเจาะผ่านช่วงบริเวณปรับปรุงสภาพดินโดยเสาเข็มมอร์ต้า และ Jet grouting ที่หน้า Soft eye นั้น จะต้องควบคุม Jack speed ไปอย่างช้าๆ เพื่อให้ Cutterhead หมุนกัดมอร์ต้าให้แตกเป็นก้อนเล็กๆ มิให้ติดขัดภายในเกลียวหมุนลำเลียงดิน โดยถังดินที่เข้าไปรับดินที่ประตูปิด-เปิดดินจะต้องตัดให้ได้แนวลาดชันกับ เกลียวหมุนลำเลียงดิน เพื่อเข้าไปรับดินได้ขณะเดียวกัน จะต้องอัดฉีดน้ำผสมเบนโทไนท์ จากด้านในหัวเจาะผ่านออกทางรูด้านข้างของหัวเจาะที่อุดรูด้วยแผ่นโฟม เพื่อหล่อลื่นผิวนอกโดยรอบของหัวเจาะช่วงที่ยังอยู่ภายในบริเวณปรับปรุงสภาพดินมิให้หัวเจาะถูกโอบรัดด้วยเสาเข็มมอร์ต้า เมื่อทำการขุดเจาะและประกอบผนังอุโมงค์จำนวนประมาณ 10 วง จะทำการรื้อถอนผนังอุโมงค์ชั่วคราวเป็นครึ่งวง ดังในรูปที่ 4.10 เพื่อให้มีช่องว่างสำหรับยกชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และถังดินขึ้น-ลงปล่องแนวดิ่งได้สะดวกมากขึ้น

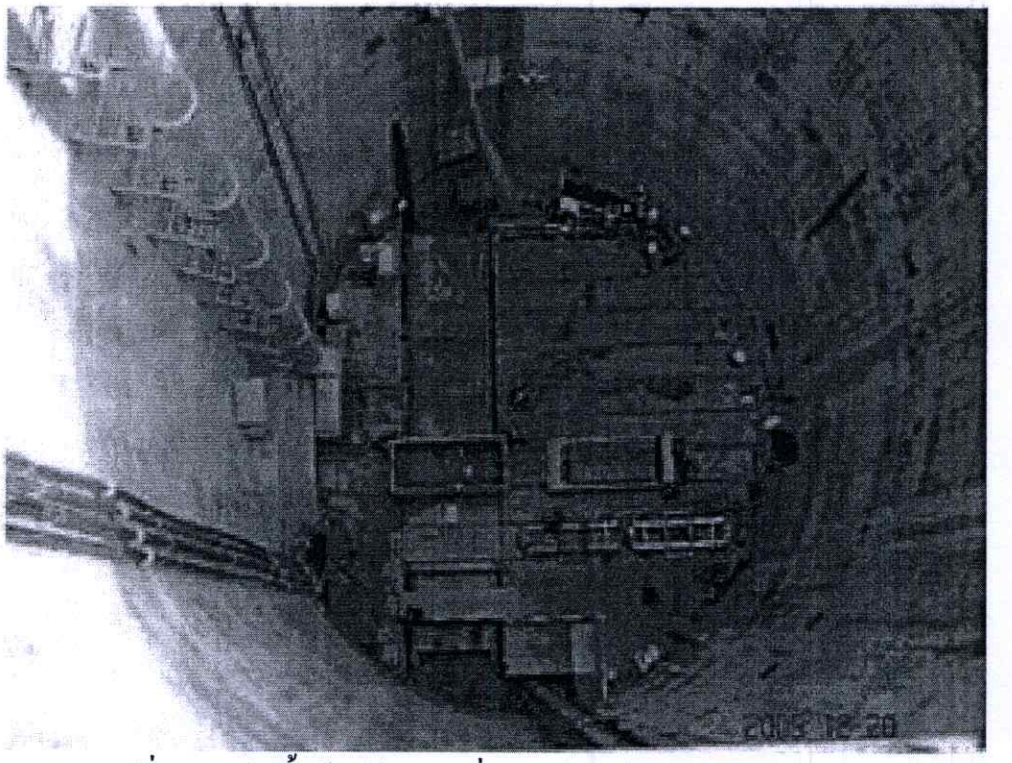


รูปที่ 4.10 การรื้อถอนผนังอุโมงค์ชั่วคราวครึ่งวง ช่วงขุดเจาะเริ่มแรก

หลังจากนั้นจะทำการขุดเจาะอุโมงค์จนได้ระยะทางประมาณ 100 เมตร หรือเพียงพอที่จะยกขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ (Backup system) ทั้งหมดลงไปข้างในอุโมงค์ได้ โดยวิ่งเลื่อนบนรางรถไฟที่อยู่บนโครงเหล็กรองรับ (Backup car support) ยึดกับน็อตผนังอุโมงค์ ขณะยกแต่ละขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะดังกล่าว ลงไปยังข้างล่างปล่องแนวดิ่ง จะจัดตำแหน่งวางโครงเหล็กรางสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) ที่จะต่อกันบนแต่ละขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ เมื่อต่อรางสายพานลำเลียงดินจากประตูปิด-เปิดดินที่ท้ายสกรูลำเลียงดินเสร็จ จะต่อแผ่นยางสายพาน พร้อมจัดตำแหน่งแนวสายพานให้ได้ระดับทันที ขณะเดียวกัน ต้องต่อสายไฮโดรลิคใหม่ จัดวางสายสัญญาณของระบบ Guidance system สายไฟฟ้าแรงสูงและสายไฟฟ้าแสงสว่างใหม่บนโครงตะขอเหล็กยึดติดกับผนังอุโมงค์ด้านข้าง จากนั้นติดตั้งพัดลมระบายอากาศทั้งบนปากปล่องแนวดิ่งและด้านบนผนังอุโมงค์ ต่อท่อลมสำหรับเครื่องยิงโฟม ปั๊มลมอัดจาระบี ต่อท่อน้ำที่จะใช้สำหรับเครื่องทำความเย็นและเครื่องยิงโฟม ที่ขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะหลังจากขุดเจาะอุโมงค์ไปอีกจนมีระยะทางเพียงพอประมาณ 150 เมตร จากท้ายขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ จะทำการติดตั้งเหล็กคานรองรับรางรถไฟทางชัน (Ramp) และทางราบ เพื่อติดตั้งสับหลีกรางรถไฟ (Switcher) พร้อมติดตั้งรางรถไฟคู่ (Double track) สำหรับสับหลีกขบวนรถไฟพ่วงรถ Segment car รถ Grout car และ Muck car โดยที่จำนวนรถ Muck car และขนาดความจุถังดินขึ้นกับปริมาณดินที่ขุดเจาะต่อ 1 วง ดังรูปที่ 4.11 ระหว่างนี้จะทำการรื้อผนังอุโมงค์ชั่วคราวออกทั้งหมด เพื่อตั้งเสาเหล็กและคานเหล็กสำหรับทำแผ่นพื้น (Platform) พร้อมทั้งวางรางรถไฟและติดตั้งสับรางไฮโดรลิค (Car shifter) ที่ก้นปล่องแนวดิ่งดังรูปที่ 4.12



รูปที่ 4.11 รางคู่ สับหลีกราง (Switcher) และ Ramp ทางขึ้น-ลง

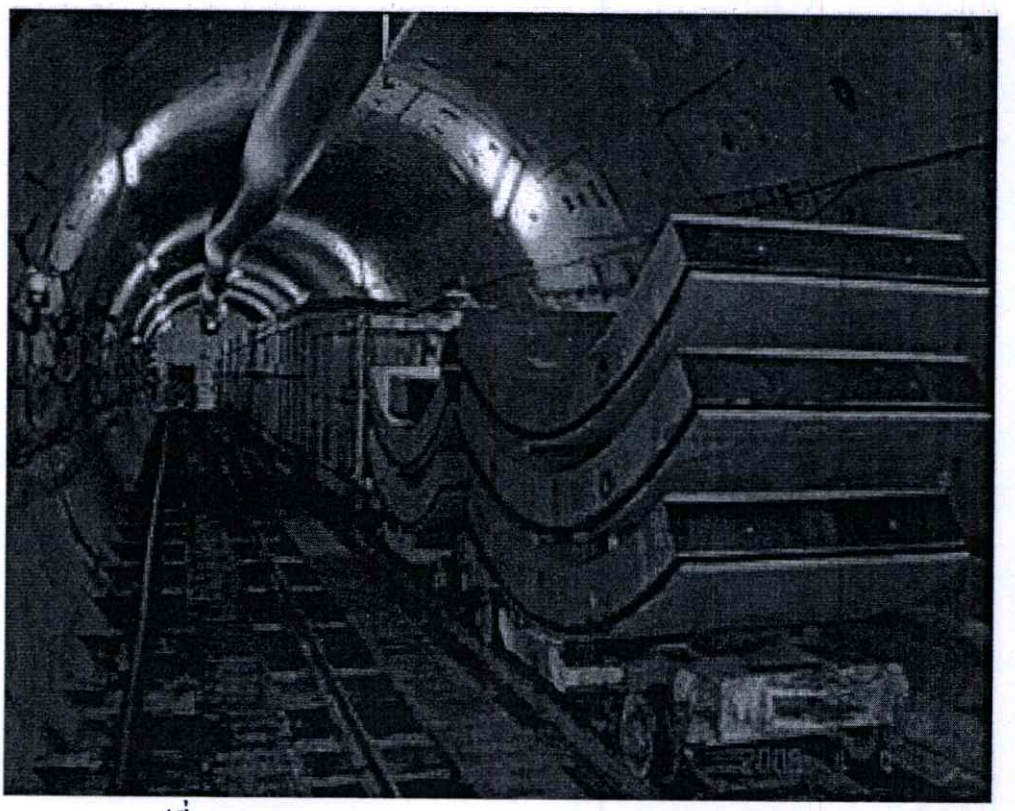


รูปที่ 4.12 แผ่นพื้นก้นปล่องแนวดิ่งและสับรางไฮโดรลิค (Car shifter)

4.4 การขุดเจาะอุโมงค์ช่วงปกติ (Main drive)

หลังจากขุดเจาะช่วงเริ่มแรก (Initial drive) พร้อมติดตั้งขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะ ต่อสายไฮโดรลิค สายไฟฟ้า ท่อลม ท่อน้ำ ติดตั้งพัดลมระบายอากาศ ทำสับหลีกรางรถไฟและ Platform ก้นปล่องแนวดิ่งเสร็จแล้ว จะเป็นขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงปกติ (Main drive) ทั้งนี้เมื่อหัวเจาะดันเคลื่อนที่ไปข้างหน้า ขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะจะถูกดึงลากไปพร้อมด้วย โดยมี Rod ยึดติดระหว่าง Rear scaffold กับรถขบวนอุปกรณ์หัวเจาะคันแรก และจะควบคุมการยึด-หดของกระบอก Rod ในขณะที่หัวเจาะขุดเจาะในช่วงโค้งบังคับให้ขบวนรถอุปกรณ์หัวเจาะสามารถเลี้ยวโค้งตามแนวการขุดเจาะของหัวเจาะ ซึ่งจะเคลื่อนที่ไปบนรางรถไฟที่ติดตั้งบนโครงเหล็กยึดกับน็อตโค้งผนังอุโมงค์ เมื่อขุดเจาะอุโมงค์จนระยะทางภายในอุโมงค์ยาวมากขึ้น จะต้องเช็คระยะเวลารวมตั้งแต่ขบวนรถ Segment car รถ Grout car และรถ Muck car ซึ่งถูกจัดเตรียมไว้ ถูกลากโดยรถไฟ (Locomotive) จาก Platform ที่ก้นปล่องแนวดิ่งเข้าไปยังหัวเจาะอุโมงค์ จนกระทั่งขุดเจาะดินและประกอบผนังอุโมงค์เสร็จ 1 วง แล้วนำขบวนรถดังกล่าวกลับมาที่ก้นปล่องแนวดิ่ง เป็นเวลารวมเท่าไร เปรียบเทียบเวลาในการจัดขบวนรถเที่ยวต่อไป ตั้งแต่จัดเตรียม Segment ลงบนรถ Segment car เตรียมน้ำปูนลงในรถ Grout car และยกดินขึ้นเทหมดครบทุกคัน ถ้าเวลารวมของขบวนรถที่เข้าไปในอุโมงค์จนกระทั่งกลับมา น้อยกว่าเวลารวมของขบวนรถที่จัดเตรียมไว้เที่ยวต่อไปดังรูปที่

4.13 เป็นเวลานานหลายนาที จะต้องติดตั้งสับหลีกราง (Switcher) และวางรางคู่ (Double track) ภายในอุโมงค์ เพื่อใช้สำหรับสับหลีกขบวนรถไฟที่ออกมาและขบวนรถเที่ยวต่อไปที่จะเข้าไป



รูปที่ 4.13 ขบวนรถ Segment car รถ Grout car และรถ Muck car

4.5 การขุดเจาะอุโมงค์เข้าสู่ผนังปล่องแนวดิ่งในช่วงสุดท้าย

เมื่อหัวเจาะอุโมงค์ขุดเจาะดินและประกอบผนังอุโมงค์จนใกล้จะถึงปล่องแนวดิ่งแห่งถัดไป จะต้องเตรียมงานดังรายละเอียดดังนี้

4.5.1 งานปรับปรุงดินด้านหน้า Soft eye ของปล่องแนวดิ่ง

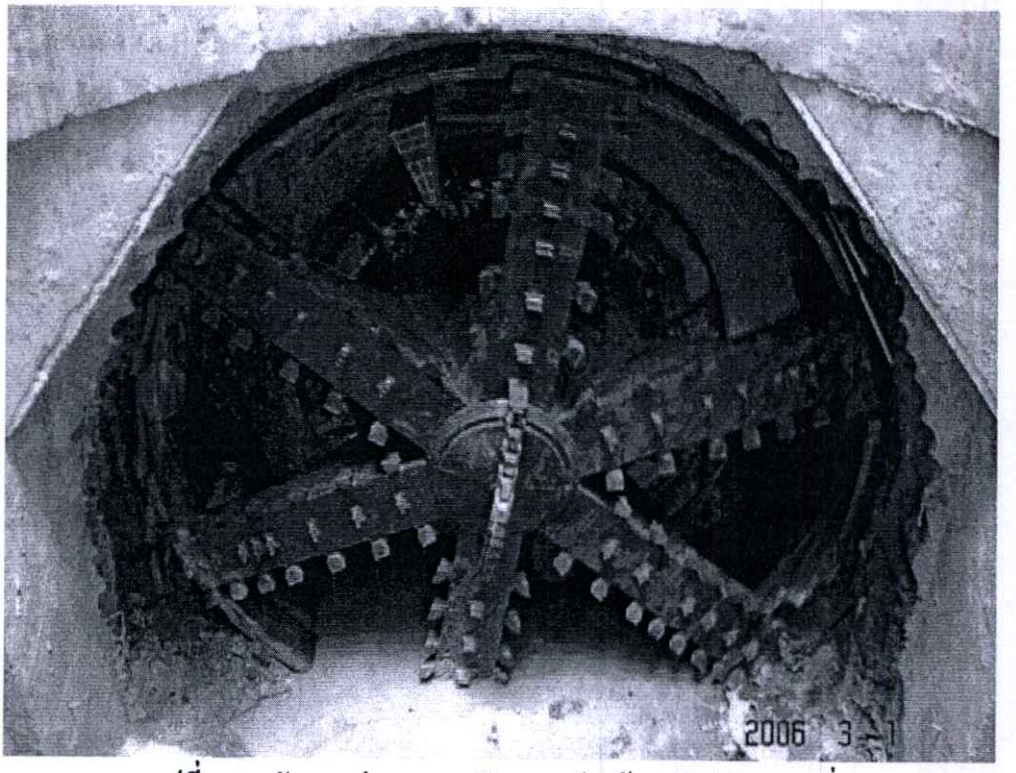
วิธีการปรับปรุงดินจะพิจารณาลักษณะชั้นดินที่ความลึกของหัวเจาะอุโมงค์ โดยบริเวณพื้นที่ปรับปรุงดิน (Improvement zone) ให้มีระยะครอบคลุมห่างจากผนังปล่องแนวดิ่งอย่างน้อย 3 เมตร ดังนี้

1) ชั้นดินทราย ปัจจุบันงานขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายลึกในเขตกรุงเทพฯ มักเลือกทำเสาเข็มมอร์ต้าและอัดฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันสูงในตำแหน่งระหว่างเสาเข็มมอร์ต้า

2) ชั้นดินเหนียว จะใช้วิธีอัดฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันต่ำ ให้ครอบคลุมขนาดความลึกของหัวเจาะที่ขุดเจาะผ่านเข้าผนังปล่องแนวดิ่งเท่านั้น

4.5.2 งานรองรับหัวเจาะที่ก้นปล่องแนวดิ่ง

เมื่อหัวเจาะขุดเจาะดินจะผ่านเข้าบริเวณพื้นที่ปรับปรุงดิน นั้น จะต้องควบคุม Jack speed ของหัวเจาะประมาณ 10-15 มิลลิเมตรต่อนาที เพื่อป้องกันการหมุนพลิกตัวทันที และฟันหัวเจาะค่อยๆ กัดเสาเข็มมอร์ต้าให้เป็นชิ้นเศษเล็กๆ จนกระทั่งส่วนปลายสุดของหัวเจาะมาแตะสัมผัสผนังปล่องแนวดิ่งซึ่งเป็นผนังมอร์ต้าและคาดด้วยเหล็ก H-beam ด้านในปล่องแนวดิ่งแล้ว จะต้องตัดเหล็กคาด Soft eye ออกก่อนให้หมด ติดตั้ง Cradle วางบนพื้นคอนกรีตที่ก้นปล่องแนวดิ่ง ปูแผ่นเหล็กบน Cradle หน้า Soft eye แล้วจึงควบคุม Jack speed ของหัวเจาะ 3-5 มิลลิเมตรต่อนาที ให้หมุนกัดผนังมอร์ต้าอย่างช้าๆ จนกว่าจะเห็นส่วนปลายสุดของหัวเจาะส่วน Front body ยื่นออกมาภายในปล่องแนวดิ่ง พร้อมทั้งเช็คการไหลรั่วซึมของน้ำใต้ดินเข้ามาหรอไม่ ถ้ามีน้ำรั่วซึม ทำการอัดฉีดน้ำปูน (Horizontal grout) ผ่านท่อที่ได้ฝังในผนังปล่องแนวดิ่งเข้าไปในดิน โดยรอบหัวเจาะ จากนั้นควบคุมดันหัวเจาะกัดผนังมอร์ต้าจนพ้นเข้ามาในปล่องแนวดิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 4.14แล้วทำการเก็บเศษมอร์ต้าและนำแผ่นเหล็กออก เช็คแนวและระดับเพื่อฝังยึด Cradle กับพื้นคอนกรีต ต้องอัดฉีดน้ำปูนด้านหลังหัวเจาะทุกครั้งที่ดันหัวเจาะ ซึ่งต้องควบคุมเฉพาะการดันหัวเจาะโดยไม่ต้องหมุนหัวเจาะ ให้เคลื่อนเข้ามาบน Cradle จนกว่าด้านท้ายส่วน Rear body ของหัวเจาะพ้นผนังปล่องแนวดิ่ง และเมื่อประกอบ Segment เต็มวง พ้นผนังปล่องแนวดิ่งเข้ามา 1 วง จะอุดกระสอบบรรจุทรายในช่องว่างระหว่าง Soft eye โดยรอบผนังอุโมงค์เต็มวงดังกล่าวที่พ้นผนังปล่องแนวดิ่ง แล้วทำการตั้งแบบ เพื่อเทคอนกรีตอุดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์กับ Soft eye โดยบ่มทิ้งไว้อย่างน้อย 24 ชั่วโมง แล้วจึงทำการถอดรื้อแบบออก หลังจากนั้นในช่วงดันหัวเจาะบน Cradle ต่อไป จะประกอบแผ่น Segment เฉพาะตัวล่างสุด (Temporary segment) เพียง 1 ชิ้นเท่านั้น รองแผ่น Segment ด้วยไม้หรือเหล็กกับ Cradle ซึ่งจะดำเนินการดันหัวเจาะและประกอบแผ่น Segment 1 ชิ้นเช่นนี้ จนกว่าท้าย สกรูลำเลียงดินพ้นผนังอุโมงค์วงสุดท้าย แล้วจึงถอดประกอบหัวเจาะแต่ละส่วนออกจากกัน เครนจะยกหัวเจาะแต่ละส่วนออกจากปล่องแนวดิ่งออกไป



รูปที่ 4.14 หัวเจาะผ่านทะลุผนังคอนกรีตเข้ามายังปล่องแนวดิ่ง

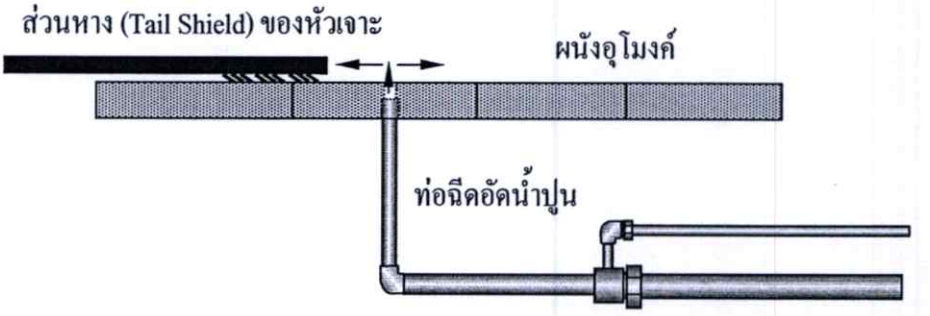
4.6 พฤติกรรมของหัวขุดเจาะอุโมงค์และการควบคุมขณะขุดเจาะในช่วงแนวโค้ง

วิธีการขุดเจาะดินโดยใช้หัวขุดเจาะ สามารถควบคุมการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ให้อยู่ในระดับต่ำได้ อย่างไรก็ตามปัญหาจากการขุดเจาะอาจเกิดขึ้นได้ในช่วงทางโค้งรัศมีที่มีค่าน้อย เนื่องจากแนวอุโมงค์จำเป็นต้องหลบสิ่งปลูกสร้างอาคารที่อยู่บนดิน หรือโครงสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ เช่น ฐานรากของสะพาน ทางด่วน รถไฟฟ้า และอุโมงค์เดิม เช่น อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์ระบายน้ำ อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน เป็นต้น เพื่อให้เข้าไปอยู่พื้นที่ถนน ลำคลอง แนวตามทางรถไฟ หรือพื้นที่ที่จะไม่ส่งผลกระทบก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างเดิม ซึ่งการขุดเจาะในช่วงทางโค้งมักก่อให้เกิดการทรุดตัวของดินมากขึ้นเนื่องจากไม่สามารถควบคุมการสูญเสียมวลดินได้ และอาจทำให้ผนังอุโมงค์แตกร้าวเนื่องจากแรงถีบของหัวขุดเจาะ ดังนั้นการควบคุมและบังคับทิศทางการขุดเจาะอุโมงค์ให้อยู่ในแนวอุโมงค์ที่ได้สำรวจออกแบบไว้จึงเป็นเรื่องที่สำคัญมาก

4.6.1 หลักการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล

การขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินโดยใช้หัวเจาะ แบบปรับแรงดันดินสมดุลนั้น หัวเจาะจะเคลื่อนตัวดันไปข้างหน้าจากการยืดตัวของกระบอกแม่แรงไฮโดรลิค (Trust jack) ด้านหลังหัวเจาะ พร้อมทั้งใบพัดตัดดิน (Cutting wheel) จะหมุนกัดดินโดย Cutting Disc ที่ด้านหน้า เมื่อดินที่ถูกตัดเข้ามาในห้องรับดิน (Earth chamber) ก็จะถูกส่งผ่านสกรูลำเลียง (Screw conveyor) ออกไปยังสายพานลำเลียงแล้วลำเลียงขึ้นสู่พื้นดิน ผนังอุโมงค์จะนำเข้าไปติดตั้งตามรูปแบบที่กำหนดไว้ในแผนปฏิบัติ

การ (Instruction sheet) ซึ่งทีมสำรวจจะด้วยกล้อง Total station อ่านค่ามุมและเก็บค่าระยะทั้งส่วนหัวเจาะและผนังอุโมงค์ เพื่อใช้คำนวณหาพิกัดและตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับแนวอุโมงค์ หลังจากการประกอบผนังอุโมงค์เข้าไปใต้ส่วนหาง (Tail shield) ของหัวเจาะ แล้ว จะทำการฉีดน้ำปูนเพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ (Tail void grouting) ผ่านรูของผนังอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.15 แล้วจึงต่อรางรถไฟลำเลียง ใส่ข้อต่อท่อลำเลียงและเคลื่อนย้าย Gantry back-up Car ไปข้างหน้า



รูปที่ 4.15 การประกอบผนังอุโมงค์และการฉีดน้ำปูนเพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์

4.6.2 การควบคุมและบังคับหัวขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง

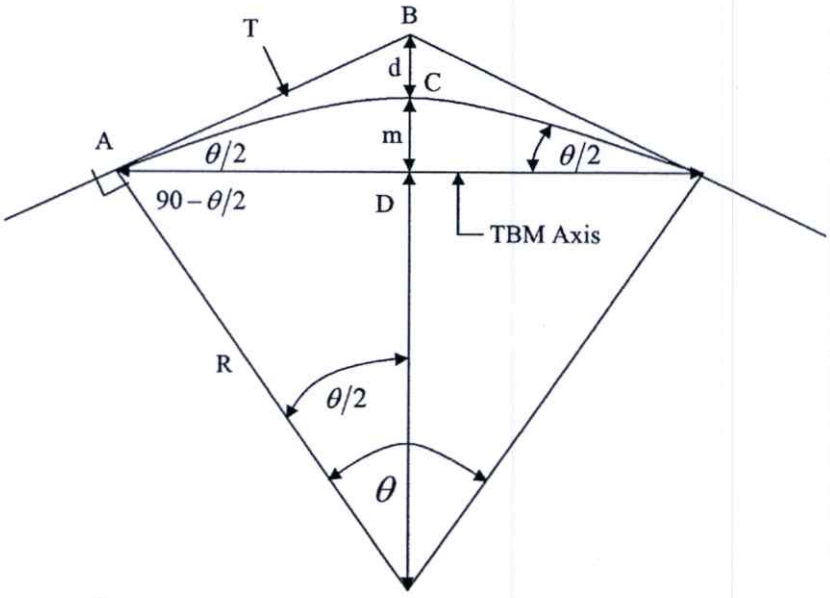
การบังคับหัวขุดเจาะ ในช่วงแนวโค้ง จะต้องเปิดใบตัดส่วนเกิน (Copy cutter) ตัดดินด้านโค้งใน เพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนเข้าสู่แนวอุโมงค์ที่กำหนด ดังรูปที่ 4.16 โดยจะต้องคำนวณหาระยะยื่นของใบตัดส่วนเกิน สำหรับโค้งรัศมี R ดังสมการที่ 4.1

$$m = \frac{C}{2}.\tan\frac{\theta}{4} \tag{4.1}$$

เมื่อ m = ระยะระยะยืดของใบตัดส่วนเกิน

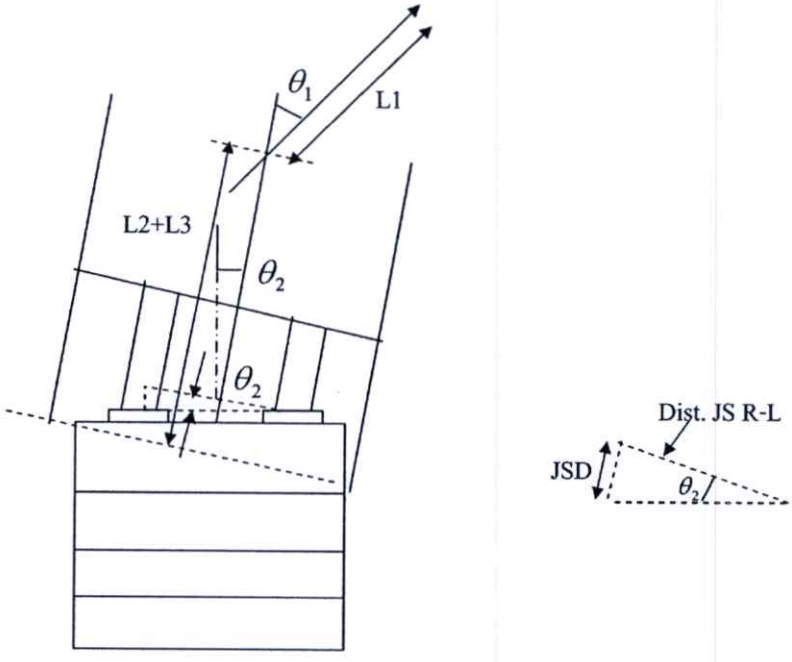
R = รัศมีโค้ง

θ = มุมเบี่ยงเบน (Bending angle)



รูปที่ 4.16 การคำนวณหาระยะยืดของใบตัดส่วนเกินช่วงแนวโค้ง

นอกจากนี้ ต้องกำหนด ตำแหน่งพิกัด (Chainage) ที่ระยะต่างๆ ของหัวเจาะ ที่จะเคลื่อนที่ในแนวโค้งและคำนวณหามุมเบี่ยงของข้อต่อ (Articulation angle) ของหัวเจาะ ซึ่งจะสัมพันธ์กับการหาระยะยืดตัวของแม่แรงไฮโดรลิคที่ต่างกัน (Jack stroke difference) เพื่อกำหนดระยะยืดตัวของแม่แรงไฮโดรลิคแต่ละตัว เพื่อดันหัวเจาะในแนวโค้ง ที่กำหนดไว้ ดังในรูปที่ 4.17



รูปที่ 4.17 ระยะยืดตัวที่ต่างกัน (Jack stroke difference) ของแม่แรงไฮโดรลิคในช่วงทางโค้ง

$$\theta_1 = \frac{180(L_1)}{\pi R} \tag{4.2}$$

$$\theta_2 = \sin^{-1}\left[\frac{(L_2 + L_3)}{2R}\right] \tag{4.3}$$

$$JSD = \tan\theta_2 \; x \; (Dist\ JS\ R-L) \tag{4.4}$$

เมื่อ θ_1 = Articulation angle at Front+Middle body

θ_2 = Bending angle at Rear body

L_1 = ความยาวส่วน Front+Middle body

$L_2 + L_3$ = ความยาวส่วน Rear body

JSD = Jack stroke difference

Dist. JS R-L = ระยะระหว่างแม่แรงไฮโดรลิคซ้ายและขวา

4.6.3 การบังคับควบคุมการหมุนตัว (Rolling) ของหัวขุดเจาะและของผนังอุโมงค์

หัวขุดเจาะจะต้องหมุนใบพัดตัดดินซึ่งจะมีฟันเจาะปาดหน้าดิน ทั้งนี้การหมุนใบพัดตัดดินจะต้องบังคับให้หมุนกลับไปกลับมาในทิศทางตามเข็มนาฬิกาและทวนเข็มนาฬิกาเพื่อป้องกันการหมุนตัว ทั้งของส่วนหัวเจาะและของผนังอุโมงค์โดยมีรายละเอียดการบังคับการหมุนตัว ดังนี้

1) การหมุนตัวของหัวขุดเจาะ

ถ้าใบพัดตัดดินหมุนในทิศตามเข็มนาฬิกาหลายรอบ เพื่อตัดดินเหนียวแข็ง หรือชั้นทรายแน่น จะทำให้หัวเจาะส่วนกลาง (Middle body) และ ส่วนท้าย (Rear body) หมุนตัวตามเข็มนาฬิกาในทิศทางเดียวกันด้วย ดังนั้นจะต้องหมุนหัวเจาะกลับคืนตำแหน่งเดิม โดยควบคุมให้ ใบพัดตัดดินหมุนทวนเข็มนาฬิกาควบคู่ด้วย และสามารถบังคับให้กระบอกแม่แรงไฮโดรลิค หดกลับคืนได้บางครั้ง แต่หัวเจาะต้องยังอยู่ในแนวอุโมงค์ที่กำหนด เมื่อปรับแก้ปัญหาการหมุนตัวของหัวเจาะได้แล้ว จึงควบคุมการเบี่ยงของข้อต่อ (Articulation) เพื่อกำหนดทิศทางการเลี้ยว พร้อมกับยืดกระบอกแม่แรงไฮโดรลิคออกดันหัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า การควบคุมนี้ เพื่อให้หัวเจาะไม่เกิดการหมุนตัวและอยู่ในแนวระนาบที่ได้กำหนดไว้โดยต้องตรวจสอบจากตำแหน่งกึ่งกลางของตำแหน่งกระบอกไฮโดรลิคกลุ่มช่วงด้านบน และสำรวจตำแหน่งของหัวเจาะอีกครั้ง เพื่อแน่ใจว่าหัวเจาะอยู่ในแนวอุโมงค์ ไม่คลาดเคลื่อนเกินกว่าค่าที่กำหนด

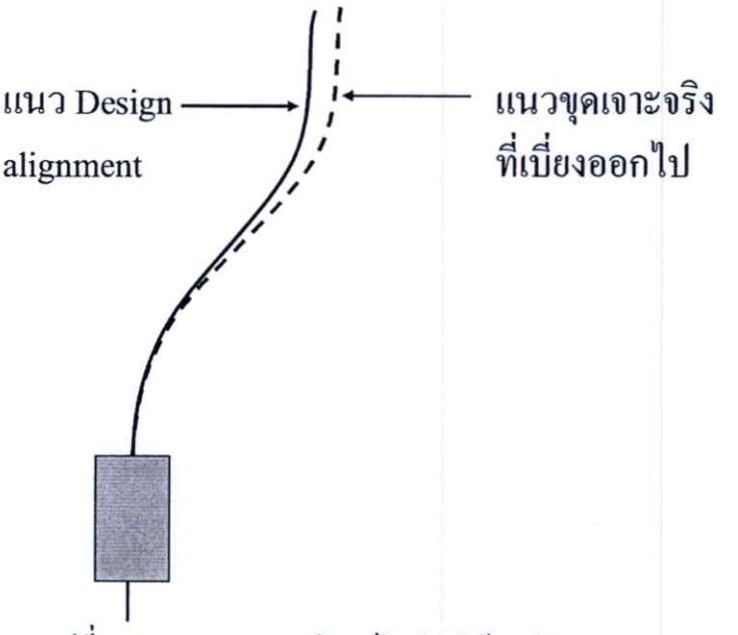
2) การหมุนตัวของผนังอุโมงค์

ถ้าหัวเจาะเกิดการหมุนตัวในทิศทวนเข็มนาฬิกา ผนังอุโมงค์ก็จะมีลักษณะหมุนไปทางทวนเข็มนาฬิกาด้วยเช่นกัน การแก้ไข การหมุนตัวของผนังอุโมงค์ คือ เริ่มแก้จากหัวเจาะก่อน โดยให้หัว

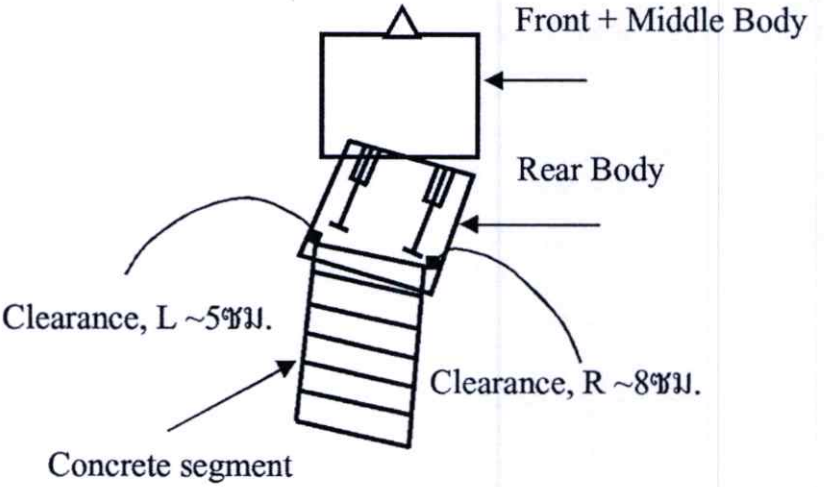
เจาะมีการหมุนไปในทิศทางตามเข็มนาฬิกามากขึ้น ซึ่งจะต้องแก้ไขจากการหมุนใบพัดตัดดิน แล้วจึงปรับการหมุนของผนังอุโมงค์ ให้ปรับกลับคืนมาในทิศทางตามเข็มนาฬิกาเพื่อขยับตำแหน่งที่จะใส่สลักเกลียวโค้ง (Curve bolt) โดยสามารถขยับ ผนังอุโมงค์ ให้ตำแหน่งรูระหว่างวงที่ใส่สลักเกลียวโค้งได้ประมาณ 1 ซม. โดยทั่วไป การเกิดการหมุนตัว ของ ผนังอุโมงค์ มักจะเกิดในช่วงอุโมงค์ทางโค้ง ซึ่งการเคลื่อนตัวของ Gantry back-up car ที่วิ่งตามรางบน Carriage support ด้านหลังหัวเจาะ และ Gantry bracket ที่วิ่งบนรางรถไฟยึดติดกับ Sleeper ซึ่งจะถูกบังคับโดยตำแหน่งสลักเกลียวโค้ง ของ ผนังอุโมงค์

4.6.4 การควบคุมหัวเจาะในช่วงทางโค้งรูปตัวเอส (S)

การควบคุมหัวเจาะในช่วงทางโค้งรูปตัวเอส ดังรูปที่ 4.18ต้องใช้โพลิเมอร์ (Polymer) หรือโฟม (Foam) เพื่อลดแรงเสียดทานขณะขุดเจาะและต้องควบคุมใบตัดส่วนเกิน (Copy cutter) ให้เปิด 180 องศา เพื่อตัดดินให้เกิด พื้นที่ช่องว่างเพียงพอต่อการเลี้ยว หรือที่เรียกว่า Overcutting นอกจากนี้แล้ว กระบอกไฮโดรลิคจะไม่อยู่ในแนวระนาบเดียวกัน โดยที่กระบอกด้านซ้ายจะยืดออกมากกว่าด้านขวาประมาณ 3 เซนติเมตรหรือระยะเผื่อ (Tail clearance) ด้านซ้าย (L) ประมาณ 5 เซนติเมตร และระยะเผื่อด้านขวา (R) ประมาณ 8 เซนติเมตร หัวเจาะส่วนหน้า (Front body) และส่วนกลาง (Middle body) จะถูกควบคุมบังคับให้เข้าแนวทางตรง แต่แนวหัวเจาะยังคงเบี่ยงไปทางด้านขวา ซึ่งยังไม่เข้าแนว Design alignment ดังรูปที่ 4.18 และรูปที่ 4.19



รูปที่ 4.18 แนวขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงโค้งรูปตัวเอส S



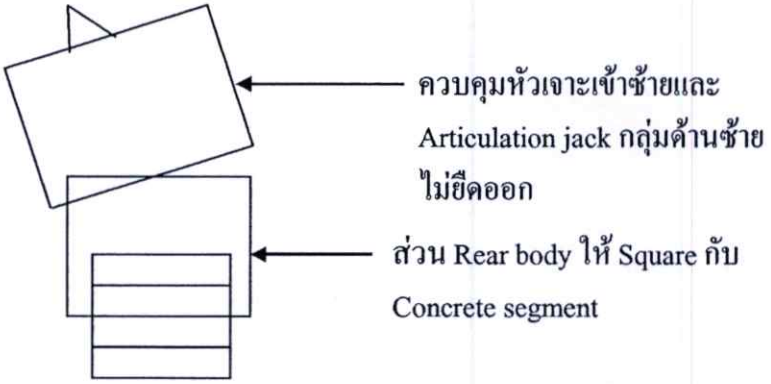
รูปที่ 4.19 ลักษณะการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ TBM ในช่วงโค้งรูปตัว S

จากการตรวจสอบระยะเผื่อ (Clearance) และแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริงเทียบกับ แนวที่ออกแบบ (Design alignment) แล้วจึงปรับแนวขุดเจาะและประกอบผนังอุโมงค์ จากแนวโค้งรูปตัวเอส เข้าสู่แนวทางตรง ดังนี้

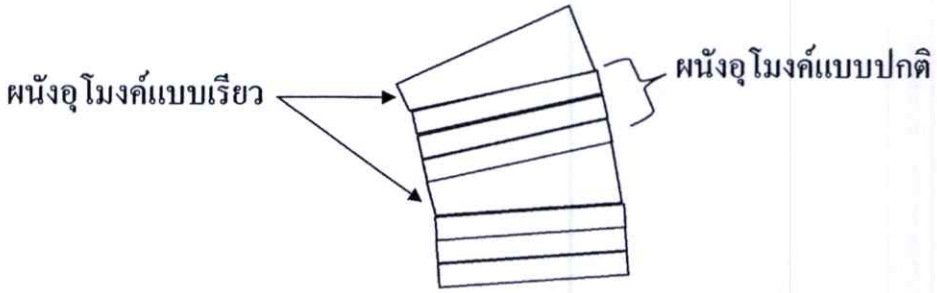
1) ควบคุมกระบอก Articulation jack ที่ข้อต่อของหัวขุด ทางด้านซ้ายไม่ยืดออก และบังคับให้ กระบอก Articulation jack ทางด้านขวายืดออกมากกว่า เพื่อควบคุมทิศทางให้หัวเจาะส่วนท้าย (Rear body) ให้อยู่ในแนวระนาบตั้งฉากกับระนาบ ผนังอุโมงค์ ก่อน ดังรูปที่ 4.20

2) ปรับกระบอกไฮโดรลิค (Trust jack) ยืดออกให้ตั้งฉากกับ ผนังอุโมงค์ ทั้งนี้ต้องยืดใบตัดส่วนเกินให้ใบพัดตัดดินตัดดินเข้าด้านซ้าย และจึงประกอบผนังอุโมงค์ เพื่อปรับแนวอุโมงค์ไปอยู่ในแนว Design Alignment ดังรูปที่ 4.21

3) การปรับแนวขุดเจาะทางตรงสำหรับแนวที่ Slide ออกไปให้เข้ามาอยู่แนว Design alignment ต้องปรับแนวอุโมงค์เข้าด้านซ้ายเป็นช่วงๆ โดยไม่ควบคุมหัวเจาะให้เข้ามาอยู่ในแนวทางตรงทันที ถ้าปรับแนวอุโมงค์เข้าด้านซ้ายให้อยู่แนว Design alignment ทันที อาจจะกลายเป็นแนวทางโค้งใหม่



รูปที่ 4.20 ควบคุมหัวเจาะเข้าสู่แนว Design alignment จากโค้งรูปตัวเอส (S)



รูปที่ 4.21 ปรับแก้แนวอุโมงค์และประกอบผนังอุโมงค์จากโค้งรูปตัวเอส (S)

การควบคุมหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลมีความซับซ้อนโดยเฉพาะในช่วงแนวโค้ง เนื่องจากต้องควบคุมตัวแปรหลายตัวแปร เช่น การบังคับเลี้ยว มุมเบี่ยงของข้อต่อ ระยะยืดของแม่แรงไฮโดรลิค การหมุนตัวของหัวเจาะและผนังอุโมงค์ ซึ่งทั้งหมดนี้ต้องมีความสัมพันธ์กัน ไม่เช่นนั้นแล้วจะไม่สามารถรักษาแนวตำแหน่งของอุโมงค์ให้เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ได้ อีกทั้งการคำนวณและวิเคราะห์ระยะรัศมีโค้งและระยะเผื่อต้องมีความถูกต้องแม่นยำ เพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นต่อผนังอุโมงค์อีกด้วย

4.6.5 การออกแบบและประกอบผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง

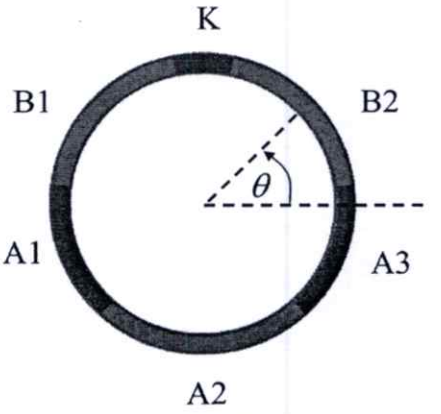
4.6.5.1 ประวัติความเป็นมา

ปัจจุบันงานก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครและเขตปริมณฑล มีหลายโครงการ เช่น โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย โครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำของกรุงเทพมหานคร เป็นต้น แต่ละโครงการได้มีการนำวิธีการก่อสร้างขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) ซึ่งวิธีการดังกล่าวเหมาะสำหรับการก่อสร้างชั้น

ดินอ่อนในกรุงเทพ โดยใช้หัวเจาะ Tunnel Boring Machine (TBM) ขุดเจาะดินที่ด้านหน้าหัวเจาะแล้วขนถ่ายออกโดยสายพานลำเลียงและประกอบติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment lining) ที่ด้านท้ายหัวเจาะ พร้อมทำการอัดฉีดน้ำปูนผ่านผนังอุโมงค์ ดังนั้นก่อนเริ่มงานก่อสร้างขุดเจาะอุโมงค์ จะต้องทำการออกแบบขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ จำนวนชิ้นและความหนาของผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ รายละเอียดและจำนวนเหล็กเสริม รวมถึงระยะความกว้างของผนังชิ้นส่วนอุโมงค์แต่ละชิ้นที่จะใช้ประกอบในช่วงแนวขุดเจาะอุโมงค์ช่วงทางโค้ง บทความนี้จะกล่าวถึงรายละเอียดการคำนวณหาระยะเลี้ยวนำของผนังอุโมงค์ที่ประกอบในช่วงทางโค้ง วิธีการเลือกตำแหน่งของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม (Key segment) สำหรับประกอบผนังอุโมงค์ทั้งทางตรงและทางโค้ง

4.6.5.2 หลักการออกแบบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment) ในช่วงทางโค้ง

การออกแบบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว สำหรับแต่ละแนวขุดเจาะทางโค้งที่มีรัศมีโค้งเท่ากับ R จะต้องพิจารณาหาระยะเลี้ยวนำและความกว้างของชิ้นส่วนอุโมงค์ที่เหมาะสม ซึ่งสามารถนำไปประกอบด้านหลังหัวเจาะได้ตามแนวร่องการขุดเจาะ โดยแนวอุโมงค์ที่ประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว จะต้องไม่หลุดออกนอกทางโค้ง มิฉะนั้นชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว จะเบียดส่วนหางของหัวเจาะ หลักการออกแบบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว มีรายละเอียดเบื้องต้นดังนี้



รูปที่ 4.22 หน้าตัดอุโมงค์และตำแหน่งติดตั้งผนังอุโมงค์รูปลิ่ม (K Segment)

$$Segment\ lead = Max.lead \times \cos\theta \tag{4.5}$$

$$Design\ lead = \frac{D_0}{R} \times L \tag{4.6}$$

เมื่อ Max. Lead = ระยะเลี้ยวนำมากที่สุด

θ = มุมองศา วัดจากตำแหน่ง Key Position ที่ระยะกึ่งกลางของความกว้างมากที่สุดและความกว้างน้อยที่สุด

D_o = เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของผนังอุโมงค์

R = รัศมีโค้งของแนวขุดเจาะ

L = ความยาวโค้ง

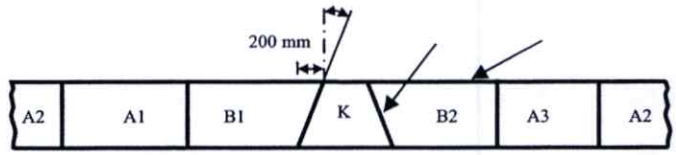
ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment) คือ ผนังอุโมงค์ที่ขนาดความกว้างของแต่ละ Segment (A, B, และ K) ไม่เท่ากัน และชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม (Key segment, K) คือ ชิ้นส่วนที่มีขนาดความกว้างน้อยที่สุด ในชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียว

จากรูปที่ 4.22 อุโมงค์มีตำแหน่งที่ติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม ได้จำนวน 16 ตำแหน่ง หรือเรียกว่า Key position โดยสามารถแบ่งมุมแต่ละช่วงได้เท่ากับ 22.5 องศา ตามตำแหน่งของรูของสลักเกลียวโค้ง สมมุติพิจารณาแนวอุโมงค์รัศมีโค้ง 200 เมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในของอุโมงค์เท่ากับ 5550 มิลลิเมตร และ 5000 มิลลิเมตรตามลำดับ ถ้ากำหนดความยาวของ Segment จำนวนหนึ่งวง เท่ากับ 1.20 เมตร จะได้ระยะเลื้ยวนำของผนังอุโมงค์เท่ากับ คำนวณหาระยะเลื้ยวนำของผนังอุโมงค์ที่ประกอบในช่วงทางโค้งต่อหนึ่งหน่วยความยาวโค้ง ดังนี้

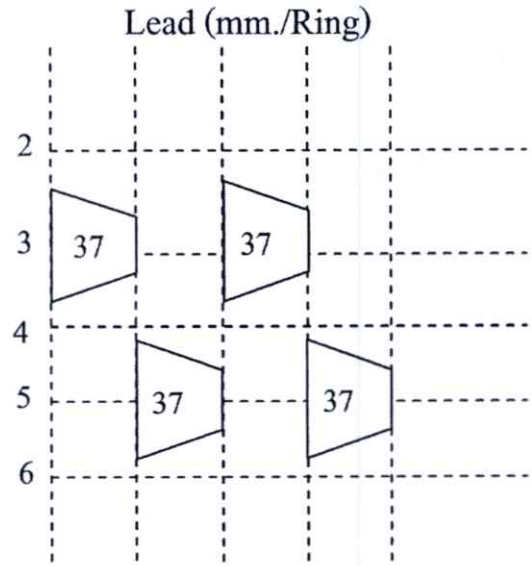
$$Design\ lead = \frac{5550}{200} \times 1.00 = 27.75\ mm./m.$$

$$L = 1.20\ m. \Rightarrow Max lead = 27.75 \times 1.20 = 33.3\ mm./ring$$

พิจารณาเลือกค่า Max. lead = 40 mm/Ring



รูปที่ 4.23 ตำแหน่งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และการประกอบชิ้นส่วนรูปลิ่ม



รูปที่ 4.24 ตำแหน่งการติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่มในแนวทางโค้งรัศมี R =200 เมตร

จากรูปที่ 4.23แสดงผนังอุโมงค์หนึ่งวง ประกอบด้วย ชิ้นส่วนรูปลิ่ม (Key segment, K) และชิ้นส่วน A, B จำนวนชิ้นทั้งหมด 5+1 ชิ้น ซึ่งมีการเชื่อมต่อ 2 ลักษณะ คือ การเชื่อมต่อภายในวง (Segment joint) และการเชื่อมต่อระหว่างวง (Ring joint) ดังแสดงในรูปที่ 4.23 โดยตำแหน่งการติดตั้งชิ้นส่วนรูปลิ่ม (K-segment) ในกรณีของผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment) จะมีค่า Max. lead 40 มม. ที่ตำแหน่ง Key position 4 ประกอบผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ในช่วงแนวขุดเจาะรัศมีโค้งเท่ากับ 200 เมตร โดยมีเงื่อนไขที่จะต้องประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ไม่ให้การเชื่อมต่อเรียงต่อกัน ดังรูปที่ 4.24

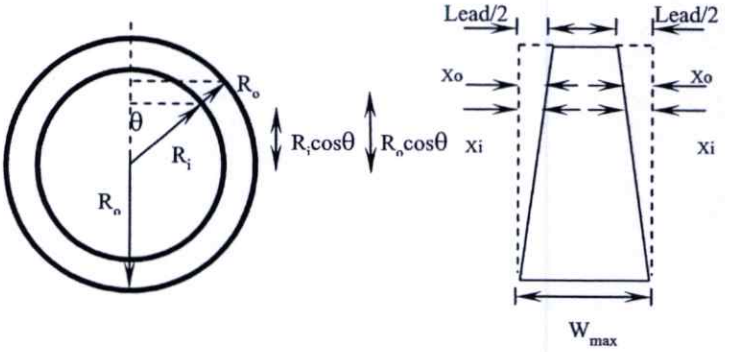
$$Segment\ lead. \quad = 40\cos(1\times 22.5^{0}) = 37\ mm$$

$$Design\ lead \quad = \frac{5550}{200}\times 1.20 \quad = 33\ mm. < Segment\ lead$$

ช่วงโค้งรัศมี R ต้องการระยะเลี้ยวนำ (Design lead) เท่ากับ 33 มิลลิเมตร เมื่อประกอบผนังอุโมงค์ตามรูปแบบการติดตั้ง Key segment ดังรูปที่ 4.23 จะได้ระยะเลี้ยวนำ (Segment lead) เท่ากับ 37 มม. ซึ่งมากกว่าค่า Design lead อยู่ 4 มิลลิเมตร ดังนั้นสามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ด้วยผนังอุโมงค์รูปเรียว 40 มม. ยาว 1.20 ม. ในช่วงโค้งรัศมี 200 เมตร ได้โดยรูปแบบตำแหน่งติดตั้งของผนังอุโมงค์รูปลิ่ม จะแสดงในรูปที่ 4.24 เช่นกัน

4.6.5.3 หลักการคำนวณระยะความกว้างของแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

การออกแบบระยะความกว้างของแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์จะกำหนดค่า Max. lead ของกรณีผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment) โดยมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 4.25 หน้าตัดของผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered segment)

ซึ่งระยะความกว้างขอบนอกและขอบในของแต่ละชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ที่ตำแหน่ง Key position สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$W_{xo} = W_{\max} - \frac{Max.lead}{D_o}\left(\frac{D_o}{2} + \frac{D_o}{2}\cos\theta\right) \tag{4.7}$$

$$W_{xo} = W_{\max} - \frac{Max.lead}{D_o}\left(\frac{D_o}{2} + \frac{D_i}{2}\cos\theta\right) \tag{4.8}$$

เมื่อ W_{xo} = ความกว้างของ Segment ขอบด้านนอกที่ ตำแหน่ง Key position ใดๆ

W_{xi} = ความกว้างของ Segment ขอบด้านในที่ตำแหน่ง Key position ใดๆ

W_{max} = ความกว้างมากที่สุดของ Segment (= 1.20 + Max. lead/2)

$Max.\ lead$ = ระยะเลี้ยวนำมากสุด

D_o = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของ Segment

D_i = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของ Segment

θ = มุมองศา วัดจากตำแหน่ง Key position ที่ความกว้างน้อยที่สุด

4.6.5.4 หลักการคำนวณระยะ Lead และ Plumb

ระยะ Lead และ Plumb ของผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่ง Key position สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 4.9 และสมการที่ 4.10 ตามลำดับ

$$Lead = W_{Right} - W_{Left} \tag{4.9}$$

$$Plumb = W_{Invert} - W_{Crown} \tag{4.10}$$

อย่างไรก็ตามต้องคำนวณหาความกว้างขอบในของผนังอุโมงค์ทั้ง 4 ตำแหน่งพร้อมกันคือ ซ้าย-ขวา และ บน-ล่าง คือ เมื่อชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม (K-segment) อยู่ที่ Key position ตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่ง จากนั้นจะสลับตำแหน่งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่มไปตาม Key position ต่างๆ จนครบ แล้วจึงคำนวณหาความกว้างของ Segment ทั้ง 4 ตำแหน่งเช่นเดียวกัน จึงจะคำนวณหา Lead และ Plumb ดังแสดงในตารางที่ 4.1 เพื่อจัดทำ Instruction sheet สำหรับการควบคุมบังคับเครื่องขุดเจาะอุโมงค์

4.6.5.5 หลักการประกอบผนังอุโมงค์

การเลือกตำแหน่งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม เพื่อประกอบในกรณีผนังอุโมงค์แบบเรียวในช่วงเลี้ยวโค้ง อาจจะไม่เป็นไปตามรายการคำนวณ ว่าจะต้องประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่มของแต่ละวง ตามลำดับที่ได้ออกแบบไว้เสมอไป ทั้งนี้บางครั้งจะต้องประกอบผนังอุโมงค์ปรับไปตาม (Clearance) หรือ ช่องว่าง (Gap) ระหว่างผนังอุโมงค์ด้านนอกและผิวด้านในของส่วนหางของหัวเจาะ (Tail skin plate) ตามสภาพหน้างาน โดยพยายามรักษาช่องว่างให้ทุกด้านมีระยะเท่ากันโดยรอบ เพื่อป้องกันไม่ให้ส่วนหางของหัวเจาะเบียดด้านที่มีช่องว่างแคบจนทำให้ผนังอุโมงค์แตก ถ้ากรณีผนังอุโมงค์อยู่ในตำแหน่งกึ่งเบียดไปด้านใดด้านหนึ่งหรือสองด้าน เช่น ช่องว่างด้านบนน้อย และช่องว่างด้านซ้ายน้อย การประกอบผนังอุโมงค์แบบเรียวโดยจะเลือกตำแหน่งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่มให้อยู่ที่ตำแหน่งด้านตรงข้าม หรือขึ้นอยู่กับแนวอุโมงค์เลี้ยวโค้งไปทางใด แล้วปรับแนวผนังอุโมงค์ เลือกชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม ในตำแหน่งที่จะปรับกลับเข้าภายในส่วนหางของหัวเจาะให้มีระยะช่องว่างเพิ่มขึ้นจากเดิม

4.7 บทสรุป

งานขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินโดยวิธีปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) นอกจากจะคำนึงถึงวิธีการขั้นตอนการขุดเจาะและขนถ่ายดิน ผลการทรุดตัวของชั้นดินจากขุดเจาะดิน การอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเติมช่องว่าง (Tail void) ที่ส่วนท้ายของหัวเจาะแล้ว ยังต้องพิจารณาถึงการ

ประกอบผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ ดังนั้นการเตรียมงานเกี่ยวกับผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ จะต้องมีการวางแผน ออกแบบ และคำนวณรายละเอียดในเรื่องขนาด ความกว้าง และระยะต่างๆ รวมถึงระยะเลี้ยวนำ ซึ่งต้องสอดคล้องกับแนวขุดเจาะอุโมงค์และขนาดของหัวเจาะอุโมงค์ เพื่อใช้เป็นข้อมูลสำหรับการควบคุมบังคับทิศทางการขุดเจาะของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ และสำหรับการประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์รูปลิ่ม ที่ตำแหน่งใดๆ ในช่วงทางโค้ง

ตารางที่ 4.1 ค่า Lead และ Plumb สำหรับผนังอุโมงค์รูปลิ่ม 40 มม.

Key Position	Lead (mm)		Plumb (mm)		Remark
16	0	-	36	L/U	Crown
1	-14	L/L	33	L/U	Clockwise
2	-25	L/L	25	L/U	Clockwise
3	-33	L/L	14	L/U	Clockwise
4	-36	L/L	0	-	Right Side
5	-33	L/L	-14	O/H	Clockwise
6	-25	L/L	-25	O/H	Clockwise
7	-14	L/L	-33	O/H	Clockwise
8	0	-	-36	O/H	Invert
9	14	R/L	-33	O/H	Anti-Clockwise
10	25	R/L	-25	O/H	Anti-Clockwise
11	33	R/L	-14	O/H	Anti-Clockwise
12	36	R/L	0	-	Left Side
13	33	R/L	14	L/U	Anti-Clockwise
14	25	R/L	25	L/U	Anti-Clockwise
15	14	R/L	33	L/U	Anti-Clockwise

หมายเหตุ : คำนวณจากเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของอุโมงค์ 5,000 มิลลิเมตร

สัญลักษณ์ : L/L = Left Lead , R/L = Right Lead , L/U = Look Up , O/H = Over Hang

บทที่ 5
ผนังอุโมงค์

5.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงผนังอุโมงค์ โดยได้กล่าวถึงหน้าที่ของผนังอุโมงค์ ข้อกำหนดทั่วไปสำหรับการออกแบบผนังอุโมงค์ รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ รายละเอียดการออกแบบสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และการผลิตชิ้นส่วนประกอบของผนังอุโมงค์

5.2 หน้าที่ของผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ (Lining) จะต้องมีความปลอดภัย และสามารถต้านทานแรงจากดินโดยรอบ และแรงดันจากน้ำ รวมถึงน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ตลอดการใช้งานได้ ให้เหมาะสมสำหรับจุดประสงค์การนำใช้งานของอุโมงค์ และเงื่อนไขในการก่อสร้าง หน้าที่หลักของผนังอุโมงค์ (Lining) คือ สามารถต้านทานต่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์อย่างเพียงพอและปลอดภัยตลอดอายุการใช้งาน ต้องตอบสนองการใช้งานที่ต้องการ และเหมาะสมกับวิธีการก่อสร้าง

ผนังอุโมงค์ (Lining) แบ่งประเภทเป็นผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และ ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) โดยทั่วไปจะเป็นโครงสร้างที่ถูกสร้างไว้ก่อน ขณะที่ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อาจเป็นแบบคอนกรีตหล่อในที่หรือเป็นโครงสร้างสำเร็จรูป เช่น ท่อเหล็กกล้าโดยจะติดไว้ด้านในของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ลักษณะของผนังอุโมงค์มีดังนี้

1) ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ทำหน้าที่สำหรับค้ำยันน้ำหนักบรรทุก ที่มีต่ออุโมงค์โดยสมมติว่าน้ำหนักบรรทุกจะแบ่งกระทำระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining)

2) ผนังอุโมงค์ ต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการบำรุงรักษาเมื่อเปิดใช้งาน อีกทั้งยังต้องสามารถป้องกันการทะลักเข้าของน้ำใต้ดิน และมีอายุการใช้งานตามที่ได้ออกแบบไว้

3) หน้าที่ของผนังอุโมงค์ ต้องสามารถรับแรงผลัก (Thrust force) จากการขับเคลื่อนของหัวเจาะอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้างได้ และสามารถต้านทานแรงดันย้อนกลับจากการฉีดอัดน้ำปูนหลังหัวเจาะ (Tail void grouting) อีกทั้งผนังอุโมงค์จะต้องทำหน้าที่อย่างสมบูรณ์ หลังจากที่หัวขุดเจาะอุโมงค์เดินหน้าไป ในปัจจุบันยังมีวิธีการหล่อคอนกรีตในที่ เพื่อทดแทนการใช้ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ โดยหัวเจาะอุโมงค์เป็นอุปกรณ์สำหรับฉีดคอนกรีตและไม้แบบเพื่อหล่อเป็นผนังคอนกรีตขณะขับเคลื่อนหัวเจาะ อย่างไรก็ตามยังคงไม่เป็นที่นิยม มีความซับซ้อนต่อการใช้ผนัง

อุโมงค์แบบเดิม และควบคุมคุณภาพได้ยาก แม้ว่าผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะแบ่งการรับแรงกระทำ อย่างไรก็ตามในระยะยาวอาจเกิดการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งยากที่จะประเมินการรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ได้อย่างถูกต้อง ดังนั้นผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) จะได้รับการออกแบบที่จะรับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์

4) หน้าที่ของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) คือการป้องกันผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) จากการสึกกร่อน ป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดิน และช่วยเสริมกำลังของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) อีกทั้งผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ยังช่วยในการปรับวางแนวเส้นทางที่เบี่ยงเบนมากไปในการก่อสร้างอุโมงค์ ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อาจจะได้รับการละเว้น โดยมีข้อแม้ว่าการกันน้ำของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และการป้องกันการสึกกร่อนได้รับการพิจารณาโดยสมบูรณ์ เมื่อผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ได้รับการออกแบบโดยเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างหลัก ความแข็งเกร็งของอุโมงค์จะเพิ่มขึ้นแต่พฤติกรรมของโครงสร้างประกอบจะไม่สมบูรณ์ การศึกษาในรายละเอียดมีความจำเป็นเมื่อเป็นโครงสร้างลักษณะเฉพาะนี้ถูกใช้ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ มาตรการรับมือสำหรับการทรุดตัวไม่เท่ากันและแผ่นดินไหวก็ควรจะจัดให้มีสำหรับพื้นดินที่เปลี่ยนแปลงอย่างทันทีทันใด และเชื่อมต่อกับปล่องแนวดิ่ง (Shaft) เมื่อทำการออกแบบผนังอุโมงค์สำหรับอุโมงค์ที่มีหัวขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินที่อ่อน เป็นต้น

รูปที่ 5.1 ผนังอุโมงค์

5.2.1 ขนาดและรูปร่างของหน้าตัดภายในอุโมงค์

รูปร่างและขนาดของหน้าตัดภายในอุโมงค์จะต้องเพียงพอสำหรับการใช้งานของอุโมงค์และจะถูกกำหนดโดยการพิจารณาจากข้อกำหนดการก่อสร้างในแต่ละโครงการ หน้าตัดของหัวเจาะอุโมงค์ (Shield) โดยทั่วไปเป็นรูปวงกลมอย่างไรก็ตามรูปร่างหน้าตัดอาจเป็นรูปสี่เหลี่ยม รูปไข่ หรือรูปเกือกม้าก็ได้

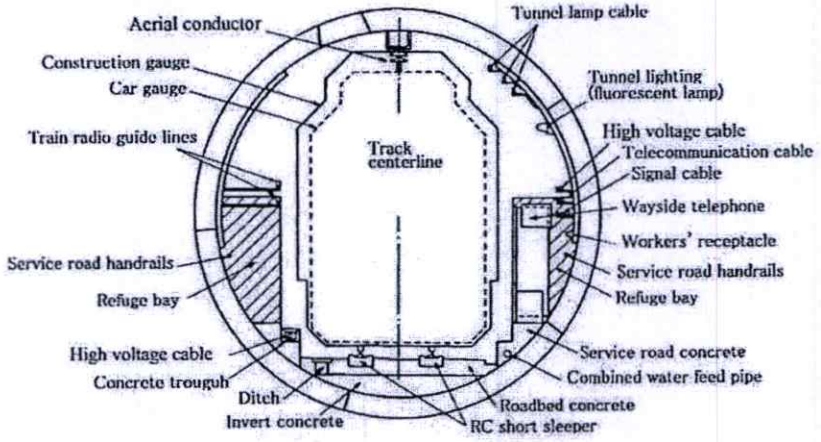
5.2.1.1 รูปร่างและขนาด

ขนาดของหน้าตัดภายในของอุโมงค์จะถูกกำหนดจากการพิจารณาวัตถุประสงค์ของการใช้อุโมงค์ ดังนี้

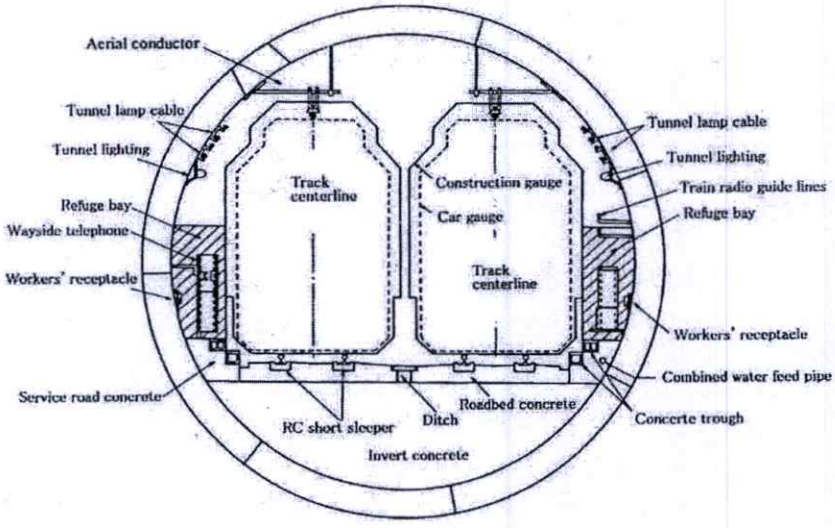
1) อุโมงค์รถไฟ โดยปกติจะเป็นอุโมงค์รางเดี่ยว หรืออุโมงค์รางคู่ หน้าตัดภายในจะถูกกำหนดโดยพิจารณาถึงความจำเป็นสำหรับการใช้งาน เช่น ขนาดความกว้างของทางรถไฟ และพื้นที่ว่างที่กำหนดสำหรับการรองรับโครงสร้างราง การซ่อมบำรุงและที่พักและเส้นทางรถไฟ ในประเทศไทยจะใช้ขนาด 1.435 เมตรในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินและยกระดับ ระบบอาณัติสัญญาณและโทรคมนาคม อุปกรณ์ที่ให้แสงสว่าง แผนกงานเกี่ยวกับการระบายอากาศและการระบายน้ำ หน้าตัดภายในจะต้องกำหนดโดยการพิจารณาถึงค่าเผื่อของการก่อสร้าง โดยทั่วไปค่าเผื่อจะอยู่ระหว่าง 50 และ 150 มิลลิเมตรทั้งในแนวตั้งและในแนวนอนจากศูนย์กลางดังแสดงในรูปที่ 5.2 (ก) และ รูปที่ 5.2(ข)

2) อุโมงค์ถนน หน้าตัดภายในจะถูกกำหนดโดยพิจารณาถึงขนาดสำหรับการก่อสร้าง โดยจัดจำแนกเป็นประเภทของถนนตามระเบียบข้อบังคับโครงสร้างถนน และต้องมีพื้นที่ว่างที่สำหรับการบำรุงรักษาและพื้นที่สำหรับท่อระบายอากาศหรือพัดลมและอุปกรณ์ส่องสว่าง ระบบป้องกันอุบัติเหตุ การตกแต่งภายใน ป้ายการจราจร และระบบจัดการหรือตรวจสอบการจราจร ตามปกติจะกำหนดหน้าตัดโดยเพิ่มค่าความเผื่อของการวางแนวของหัวขุดเจาะอุโมงค์ โดยทั่วไปค่าความเผื่อในการสร้างจะอยู่ระหว่าง 50 และ 150 มิลลิเมตร ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอนจากศูนย์กลางดังแสดงในรูปที่ 5.3

3) อุโมงค์ระบายน้ำเสีย หน้าตัดภายในจะถูกกำหนดจากความต้องการหรือหน้าที่และการใช้งานของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) หน้าตัดภายในอุโมงค์จะต้องเพียงพอสำหรับความเร็วการไหลที่สามารถยอมให้ได้และอัตราการไหลที่ได้ออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 5.4 (ก) อาจมีผนังกั้นเพื่อแบ่งตามลักษณะใช้งาน ยกตัวอย่างเช่น หน้าตัดของอุโมงค์ระบายน้ำเสียและระบายน้ำฝนที่ใส่ร่วมกัน ดังแสดงในรูปที่ 5.4 (ข)

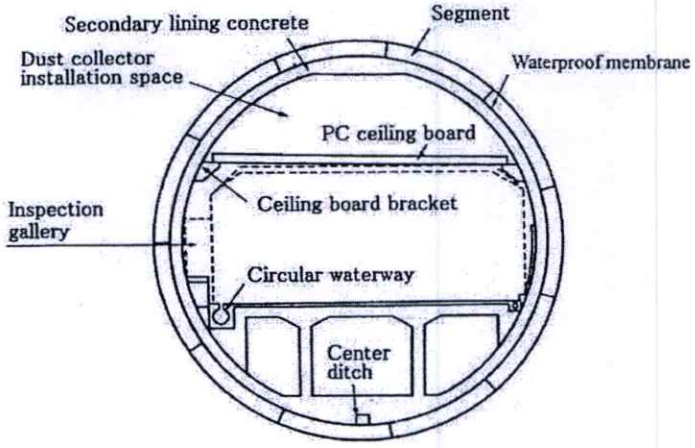


(ก).อุโมงค์รางเดี่ยว

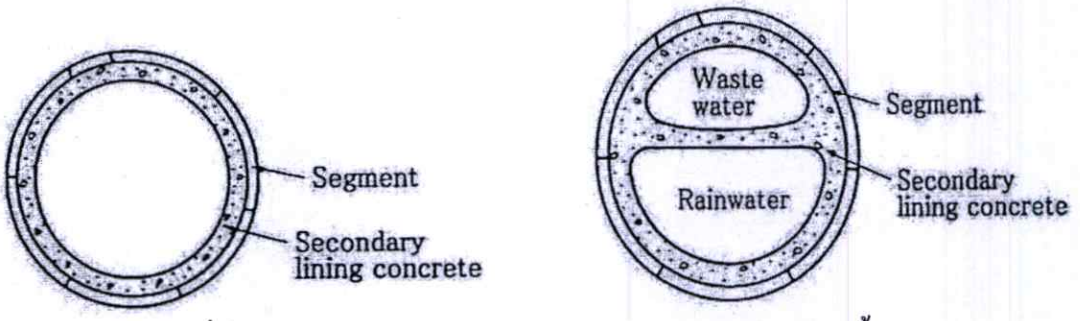


(ข).อุโมงค์รางคู่

รูปที่ 5.2 องค์ประกอบของโครงสร้างอุโมงค์รถไฟ



รูปที่ 5.3 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้เป็นถนน



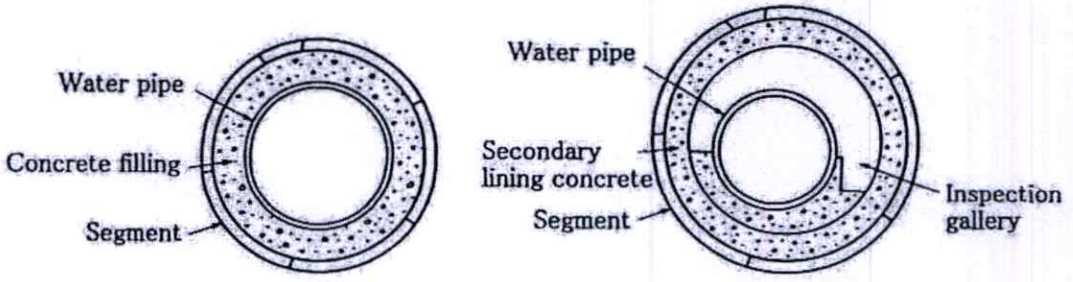
(ก).รูปตัดทั่วไป (ข).รูปตัดแบบ 2 ชั้น

รูปที่ 5.4 รูปตัดของอุโมงค์ระบายน้ำเสีย

4) อุโมงค์ส่งน้ำ งานระบบส่งน้ำส่วนใหญ่จะต้องใช้เป็นท่อความดัน (Pressure pipes) ทำจากเหล็กกล้า หรือเหล็กหล่อมักจะถูกจัดวางไว้ในอุโมงค์ วิธีการที่เป็นตัวอย่างประกอบด้วย

4.1) อุโมงค์ประเภทเติมคอนกรีต (Concrete fill type) ภายนอกจะมีรัศมีกว้างกว่าอุโมงค์ส่งน้ำภายในประมาณ 330 ถึง 600 มิลลิเมตร ซึ่งผนังด้านในเป็นเหล็กกล้าหรือท่อเหล็กรับแรงดัน โดยช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อเหล็กจะถูกเติมด้วยคอนกรีต เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำภายในอุโมงค์ส่งน้ำ เป็นวิธีที่นิยมกันมากที่สุด ช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อเหล็กจะถูกกำหนดโดยการพิจารณาค่าเผื่อของแนวอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยหัวเจาะอุโมงค์ และความหนาต่ำสุดของผนังอุโมงค์ (Lining) ดังรูปที่ 5.5 (ก)

4.2) อุโมงค์ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type) หน้าตัดภายในของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) จะมีรัศมีใหญ่กว่าท่อเหล็กภายใน 950 ถึง 1100 มิลลิเมตร หน้าตัดของอุโมงค์จะต้องมีขนาดเพียงพอสำหรับท่อส่งน้ำและส่วนตรวจสอบ โดยทั่วไปจะใช้ท่อเหล็กหรือท่อเหล็กหล่อมาเป็นท่อน้ำ ช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อส่งน้ำจะเป็นพื้นที่สำหรับการเข้าตรวจสอบสภาพของอุโมงค์ส่งน้ำ ดังรูปที่ 5.5 (ข)

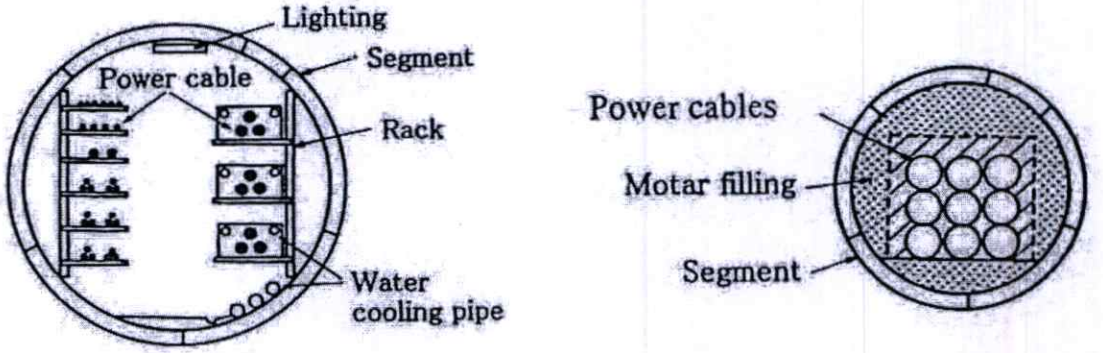


(ก).ประเภทเติมคอนกรีต (ข).ประเภทอุโมงค์เพื่อการตรวจสอบ

รูปที่ 5.5 รูปตัดของอุโมงค์ส่งน้ำ

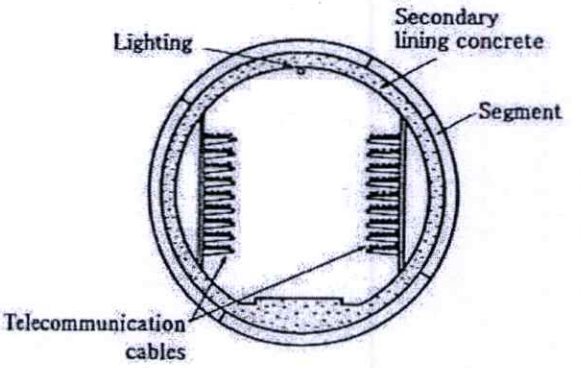
5) อุโมงค์สำหรับสายส่งกระแสไฟฟ้า จะถูกแบ่งเป็นประเภทชั้นรอง (Rack) และประเภทท่อ (Duct bank) หน้าตัดภายในของอุโมงค์ประเภทชั้นรองจะพิจารณาจากพื้นที่การเข้าตรวจสอบและพื้นที่ว่างสำหรับงานวางสายไฟ ดังรูปที่ 5.6 (ก) และ รูปที่ 5.6 (ข) ประเภทท่อจะถูกใช้ในกรณีสำหรับจำนวนสายไฟที่น้อย หน้าตัดจะถูกกำหนดโดยจำนวนของสายไฟที่จะติดตั้ง

6) อุโมงค์ที่ใช้วางระบบโทรคมนาคม หน้าตัดภายในควรพิจารณาจากส่วนเข้าตรวจสอบและพื้นที่สำหรับการติดตั้งสายเคเบิลดังแสดงในรูปที่ 5.7



(ก).แบบชั้นรอง (ข).แบบท่อ

รูปที่ 5.6 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้ในการวางสายส่งกระแสไฟฟ้า

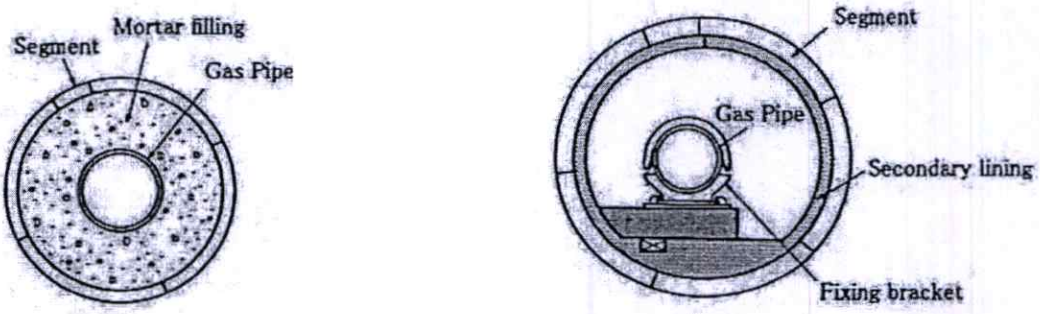


รูปที่ 5.7 รูปตัดของอุโมงค์ที่ใช้วางระบบโทรคมนาคม

7) อุโมงค์ส่งก๊าซ ท่อเหล็กกล้าหรือท่อรับแรงดัน จะถูกจัดวางในอุโมงค์ใน 2 ลักษณะ คือ

7.1) ประเภทเติมมอร์ตาร์ (Mortar filling type) ผนังอุโมงค์หลักภายนอกจะมีรัศมีใหญ่กว่าขนาดท่อก๊าซภายในประมาณ 650 ถึง 750 มิลลิเมตร หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลัก ท่อนำก๊าซจะถูกจัดวางในอุโมงค์ โดยช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลักและท่อก๊าซจะเติมเต็มด้วยมอร์ตาร์ ระยะห่างระหว่างผนังอุโมงค์หลักและท่อก๊าซจะคำนึงถึงค่าระยะเผื่อของแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ดังในรูปที่ 5.8 (ก)

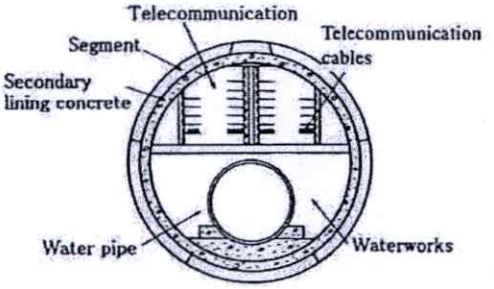
7.2) ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type) โดยผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) จะมีรัศมีใหญ่กว่าขนาดท่อก๊าซโดยรัศมีประมาณ 950 ถึง 1050 มิลลิเมตร หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และ ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) แล้วจึงจัดวางท่อก๊าซดังรูปที่ 5.8 (ข)



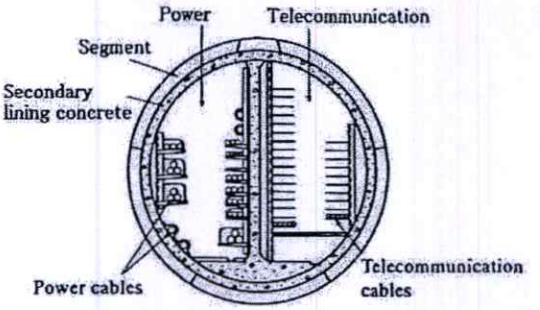
(ก).ประเภทเติมมอร์ตา (ข).ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ

รูปที่ 5.8 รูปตัดอุโมงค์วางท่อก๊าซ

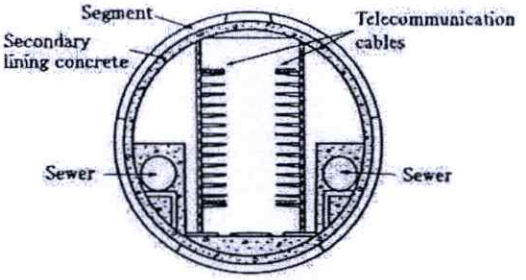
8) อุโมงค์อเนกประสงค์ (Multiple use tunnel) เมื่อระบบส่งน้ำ ระบายน้ำเสีย สายส่งกระแสไฟฟ้า สายส่งระบบโทรคมนาคม หรือท่อก๊าซอาจจะถูกจัดวางเข้าไว้ในอุโมงค์เดี่ยว หน้าตัดภายในควรจะมีพื้นที่ว่างพอสำหรับการผสมผสานการประยุกต์ใช้งานสองอย่างหรือมากกว่าเข้าด้วยกัน ดังรูปที่ 5.9 (ก) รูปที่ 5.9 (ข) รูปที่ 5.9 (ค) และรูปที่ 5.9 (ง) เพื่อป้องกันความเสี่ยงจากอุบัติเหตุให้น้อยที่สุด ผนังกั้นแยกระหว่างระบบควรถูกติดตั้งให้ถูกต้องและมีความหนาเพียงพอในกรณีที่มีท่อก๊าซอยู่ด้วย อีกทั้งจะต้องศึกษาแรงกระทำและความเค้นในผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) เมื่อใช้ผนังกั้นเป็นส่วนประกอบโครงสร้างภายในอุโมงค์



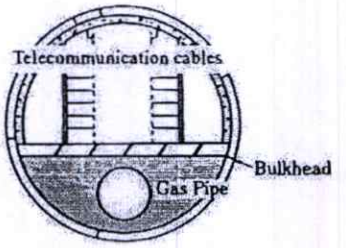
(ก).ระบบน้ำและระบบโทรคมนาคม



(ข).ระบบสายส่งกระแสไฟฟ้าและระบบโทรคมนาคม



(ค).ระบบระบายน้ำเสียและระบบโทรคมนาคม



(ง).ท่อก๊าซและระบบโทรคมนาคม

รูปที่ 5.9 แสดงรูปตัดของอุโมงค์เอนกประสงค์

5.2.1.2 รูปร่างของหน้าตัด (Shape of tunnel section)

รูปร่างของหน้าตัดของอุโมงค์ส่วนมากเป็นรูปวงกลมอันเนื่องมาจากสาเหตุดังต่อไปนี้

1) โดยทั่วไปหน้าตัดวงกลมจะสามารถต้านทานต่อแรงกระทำภายนอกได้มากที่สุด

2) หน้าตัดวงกลมนั้นสะดวกสำหรับการก่อสร้างด้วยหัวเจาะอุโมงค์ และชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปร่างวงกลมถูกผลิตและติดตั้งได้ง่าย

3) หน้าตัดวงกลมจะไม่มีผลกระทบ ในกรณีของการหมุนตัว (Rolling) ของหัวเจาะอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้าง

อย่างไรก็ตาม ใช่ว่าหน้าตัดวงกลมจะใช้ได้ในทุกกรณีเนื่องจากความจำเป็นในการใช้พื้นที่ว่างของอุโมงค์ให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น ข้อจำกัดในการใช้งาน ข้อจำกัดในการใช้ที่ดิน โครงสร้างข้างเคียง และพื้นดินปกคลุมที่ด้วย ในปัจจุบัน วงกลมคู่และหน้าตัดรูปไข่ และหน้าตัดที่ไม่เป็นวงกลมแบบอื่นๆ ถูกใช้เพิ่มขึ้นนอกจากหน้าตัดครึ่งวงกลม สี่เหลี่ยมผืนผ้าและหน้าตัดรูปเกือกม้าของอุโมงค์ที่นิยมกัน

5.2.2 การวางแนวเส้นทางอุโมงค์ (Tunnel alignment)

การวางแนวเส้นทางของอุโมงค์จะถูกกำหนดในการพิจารณาถึงวัตถุประสงค์และเงื่อนไขของการวางแนว การออกแบบแนวเส้นทางตรงหรือแนวโค้งทีละน้อยซึ่งมีปัญหาน้อยในการก่อสร้าง อย่างไรก็ตามในบางพื้นที่อาจมีอุปสรรคจากสภาพดิน สถานสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงและ

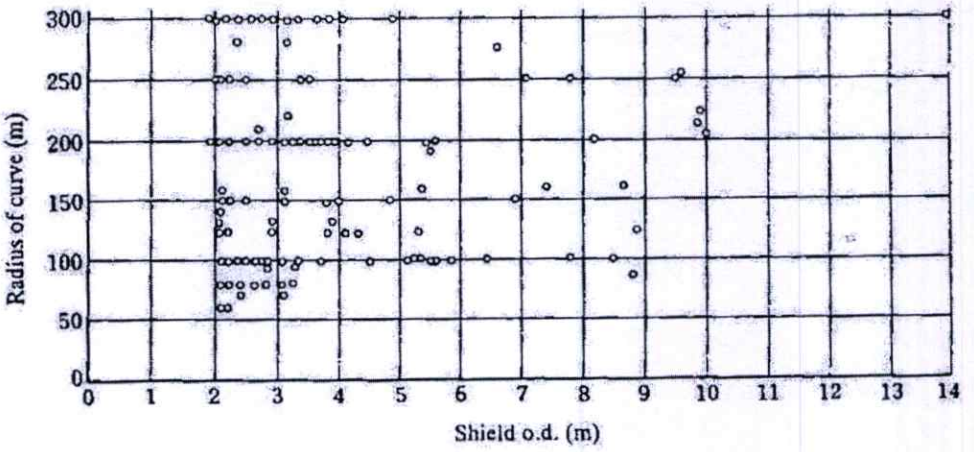
ข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอื่น ๆ การใช้แนวเส้นทางอุโมงค์โค้งที่มีรัศมีน้อยจะต้องมีการศึกษาผลกระทบตั้งแต่การออกแบบและขณะทำการก่อสร้าง และเมื่อมีการก่อสร้างอุโมงค์คู่หรือมากกว่าในแนวขนานกันหรืออุโมงค์อยู่ใกล้กับสิ่งปลูกสร้างข้างเคียง เช่น เสาเข็ม สะพาน อาคารหรืออุโมงค์เดิม ฯลฯ การวางแนวเส้นจะต้องมีการคำนึงถึงปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อความปลอดภัยของโครงสร้างอุโมงค์และอุโมงค์ข้างเคียง (สุชัชวีร์ 2548) สถานการณ์ของการวางแนวเส้นทางอุโมงค์ มีดังต่อไปนี้

1) เนื่องจากวิธีการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะอุโมงค์ (Shield tunneling method) มักจะใช้ในพื้นที่เขตเมืองเป็นส่วนใหญ่โดยแนวเส้นทางของอุโมงค์จะถูกจำกัด จากตำแหน่งที่ตั้งของปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ลักษณะของพื้นที่บนดิน อุปสรรคต่างๆ และผลกระทบต่อโครงสร้างที่อยู่ข้างเคียง อย่างไรก็ดี การวางแนวเส้นทางของอุโมงค์จะต้องจัดให้เป็นเส้นตรงเท่าที่จะเป็นไปได้และจะผ่านชั้นดินที่ปลอดภัยในการขุดเจาะอุโมงค์เช่น ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ที่มีการไหลเข้าของน้ำใต้ดินน้อยและปราศจากก๊าซอันตราย อีกทั้งการบำรุงรักษาและการจัดการของอุโมงค์หลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นก็จำเป็นต้องพิจารณาด้วยเช่นกัน

2) ประสิทธิภาพของการขุดเจาะอุโมงค์ในแนวโค้งขึ้นอยู่กับสภาพของดิน ขนาดหน้าตัดอุโมงค์ ระดับของอุโมงค์ ความยาว ประเภทและโครงสร้างของหัวเจาะอุโมงค์ที่ใช้ และประเภทความกว้างของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์และระดับความเรียว (Tapered) ของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ หัวข้อต่อไปนี้จะต้องพิจารณาเป็นพิเศษ ดังนี้แนวโค้งรัศมีปกติ (Ordinary Radius of Curve) การขุดตามแนวโค้งจะต้องใช้หัวเจาะที่มีส่วนเชื่อมต่อ (Articulation) หรือมาตรการสนับสนุน รัศมีที่เป็นจุดเริ่มต้นของเส้นโค้ง (เส้นโค้งที่มีรัศมีเล็กกว่านี้ใดๆเรียกว่า Sharp curve) ตามข้อมูลการปฏิบัติในอดีต (JSCE, 1996) ดังแสดงในรูปที่ 5.10 รัศมีของโค้งต่ำสุด (R) สำหรับหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบหน้าปิด (Close type shield) จะเป็นดังที่แสดงข้างล่าง (เกี่ยวกับเส้นผ่านศูนย์กลางหัวขุดเจาะอุโมงค์)

R = 80 m. สำหรับ เส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะอุโมงค์ ประมาณ 3 ม.

R = 100 m. สำหรับ เส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะอุโมงค์ ประมาณ 5.9 ม.



Note: Both completed projects and projects being planned are included. Only those projects that did not, or will not use auxiliary measures and the articulation device are counted. "Shield o.d. 8 to 10m" includes railroad projects being planned. "Nine meters and above" has few performance data, and the radius of curve mentioned is for the railroad purpose. This radius of curve was determined by considering the purpose of use.

รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ของเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะกับรัศมีความโค้ง

โค้งรัศมีแคบ (Shape curves) สำหรับรัศมีเส้นโค้งที่แคบกว่าแนวรัศมีปกติ การปรับปรุงดิน (Ground improvement) อาจต้องนำมาใช้เพื่อรักษาเสถียรภาพของดิน โครงสร้างหัวเจาะอุโมงค์และอุปกรณ์ที่มีส่วนเชื่อมต่อ (Articulation) และมาตรการป้องกันอื่นๆ จะต้องนำมาพิจารณา

โค้งหักศอก (Acute Angles) ในการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ/ระบายน้ำเสีย สายส่งกระแสไฟฟ้าหรืออุโมงค์สำหรับวางระบบโทรคมนาคมอาจจำเป็นต้อง มีแนวเส้นทางการเลี้ยวหักศอก เพื่อเชื่อมต่อใต้สี่แยกของถนน ในกรณีนี้จะต้องสร้างปล่อง (Shaft) ในจุดเชื่อมต่อเพื่อปรับแนวอุโมงค์

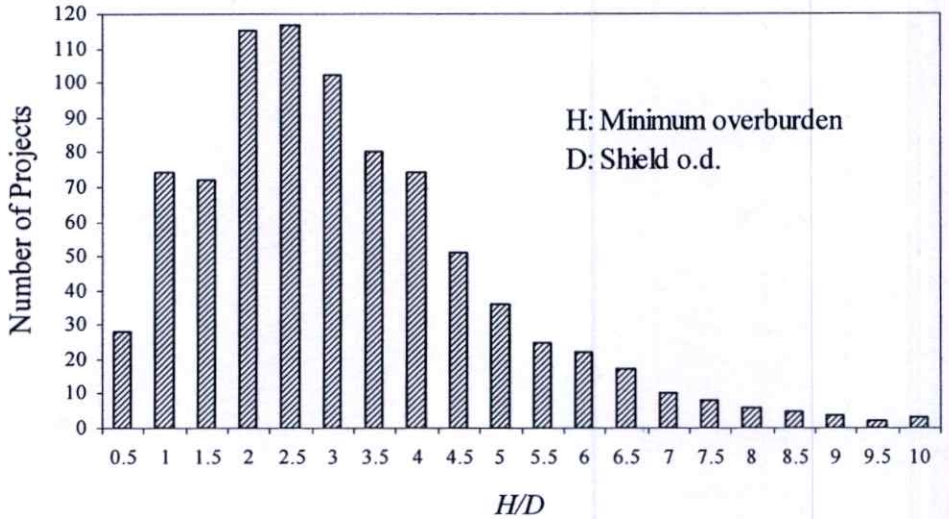
3) ในกรณีของอุโมงค์คู่ขนานที่ต้องก่อสร้างใกล้กัน จะต้องพิจารณาถึงผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สองต่ออุโมงค์ตัวแรก (สุชัชวีร์ 2548) พบว่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face pressure) และแรงดันจากการฉีดอัดน้ำปูน (Grouting pressure) ของหัวเจาะตัวที่สองจะทำให้ผนังอุโมงค์ตัวแรกเสียรูป อีกทั้งการทรุดตัวของผิวดินในกรณีของอุโมงค์คู่จะมีมากกว่าอุโมงค์เดี่ยว (สุชัชวีร์ 2547)

ปัจจุบันยังไม่มีวิธีการใดใช้คำนวณระยะห่างระหว่างอุโมงค์ที่เหมาะสมทั้งนี้ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย อย่างไรก็ตามควรมากกว่า 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง หากอยู่ใกล้กว่านี้อาจจำเป็นต้องพิจารณาใช้การปรับปรุงดินหรือการใช้ Jet grouting เพื่อรักษาเสถียรภาพขณะทำการก่อสร้างอีกทั้งการควบคุมหัวเจาะจะต้องระมัดระวังมากขึ้น การก่อสร้างบริเวณใกล้เคียงของงานใต้ดินจะต้องมีการสำรวจอย่างรอบ และสิ่งปลูกสร้างปัจจุบัน ระยะห่างที่เพียงพอสำหรับการป้องกันผลกระทบจากของการขุดเจาะอุโมงค์ต้องจัดให้มี แต่เมื่อมีระยะห่างที่น้อยมาก การปรับปรุงดิน การทำโครงสร้างเพื่อรองรับน้ำหนัก (Underpinning) และวิธีที่เหมาะสมอื่นๆจะต้องนำมาพิจารณา

5.2.3 น้ำหนักบรรทุกด้านบนเหนืออุโมงค์ (Tunnel overburden)

น้ำหนักบรรทุกด้านบนเหนืออุโมงค์ (Tunnel overburden) สามารถคำนวณหาได้จากการพิจารณาเงื่อนไขของผิวดิน และโครงสร้างใต้ดิน ธรรมชาติของดิน ขนาดหน้าตัดของอุโมงค์ และวิธีการก่อสร้าง อุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยหัวเจาะ มักจะพยายามออกแบบให้อยู่ใกล้ผิวดินมากที่สุดที่จะเป็นไปได้ทั้งนี้เพื่ออำนวยความสะดวกแก่การทำงานก่อสร้าง การเคลื่อนย้ายสิ่งสกปรก การขนส่งวัสดุและอุปกรณ์ การเข้าและออกของคนงานและวิศวกร การสร้างปล่องแนวดิ่ง (Shaft) การควบคุมน้ำใต้ดิน การบำรุงรักษาและการควบคุมการทำงานของหัวเจาะและอุปกรณ์สนับสนุน อีกทั้งยังสะดวกต่อการใช้งานเมื่อก่อสร้างเสร็จ อย่างไรก็ตามจำเป็นที่ต้องพิจารณาถึงการรับน้ำหนักบรรทุกด้านบนเหนืออุโมงค์ให้เพียงพอเพื่อจะป้องกันผลกระทบต่อโครงสร้างผิวดินและสิ่งปลูกสร้างข้างเคียง

นอกจากนี้ยังต้องคำนึงถึงสภาพชั้นดินที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะ และโดยทั่วไปความลึกของดินจะประมาณ 1.0D ถึง 1.5D (D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะอุโมงค์) อย่างไรก็ตามการวางเส้นทางอุโมงค์ตามแนวยาว จะพิจารณาถึงวัตถุประสงค์การใช้งานของอุโมงค์และสิ่งปลูกสร้างที่กีดขวางแนวเส้นทางเป็นสำคัญ จากการศึกษาของ JSCE 1998 ดังแสดงในรูปที่ 5.11 พบว่ามีหลายโครงการอุโมงค์ในญี่ปุ่นที่ความลึกของดินเหนืออุโมงค์น้อยกว่า 1.0D อย่างไรก็ตาม หากมีความจำเป็นต้องขุดเจาะอุโมงค์ในระดับตื้น จะต้องมีวิธีป้องกันการทรุดตัวของดินเช่น การทำการปรับปรุงดิน



รูปที่ 5.11 แสดงภาระน้ำหนักเหนืออุโมงค์น้อยที่สุดต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ Shield

เมื่ออุโมงค์ถูกก่อสร้างใต้แม่น้ำหรือทะเล จะต้องมีการศึกษาเกี่ยวกับน้ำโคลน (Slurry) ที่ใส่ในกรณีของหัวเจาะแบบน้ำโคลน (Slurry shield) หรือการรั่วไหลของอากาศหากใช้หัวเจาะแบบแรงดันอากาศ (Compressed air) และการลอยตัวของอุโมงค์ จำนวนที่เพิ่มขึ้นของทางรถไฟ ถนน

ระบบส่งน้ำ และการบำบัดน้ำเสียที่ถูกสร้างขึ้นใต้ดินในพื้นที่เมืองในปัจจุบัน ทำให้อุโมงค์จะอยู่ลึกลงไปยิ่งขึ้นเพื่อหลบอุโมงค์ตัวอื่น ดังนั้นเมื่ออุโมงค์อยู่ในระดับลึก น้ำหนักบรรทุกจากดินโดยรอบยิ่งมีมากขึ้น ทำให้จะต้องออกแบบอุโมงค์ให้มีความหนามากขึ้น

5.2.4 ระดับของอุโมงค์ (Grade of tunnel)

ระดับของอุโมงค์ จะถูกกำหนดโดยการพิจารณาถึงวัตถุประสงค์ของการใช้งาน การบำรุงรักษา และการจัดการเป็นหลัก ระดับของอุโมงค์จะกำหนดโดยการพิจารณาวัตถุประสงค์ของการใช้งานโดยทั่วไป อย่างไรก็ตามการถูกจำกัดหลายอย่างก็จะมีอยู่เนื่องมาจากการมีอยู่ของแม่น้ำ งานใต้ดินที่มีอยู่ ระบบสาธารณูปโภคที่อยู่ใต้ดิน และอุปสรรคอื่น ๆ เมื่อระดับของอุโมงค์เกิน 2% จะทำให้ประสิทธิภาพของการทำงานต่ำลงและผลกระทบจากผลที่ตามมาก็ต้องพิจารณา จึงมีความจำเป็นที่จะต้องจัดให้มีมาตรการด้านความปลอดภัย ระดับของอุโมงค์ใต้ดินหลังจากเสร็จจะได้รับการออกแบบตามปกติให้เล็กลงแต่ ควรจะเพียงพอสำหรับการระบายตามธรรมชาติ (ประมาณ 0.2% น้อยที่สุด) ในอุโมงค์ที่ใช้สำหรับถนน ทางรถไฟ กำลังไฟฟ้า การโทรคมนาคม ฯลฯ

5.2.5 แผนงานเฉพาะสำหรับการอำนวยความสะดวกในอุโมงค์

อุโมงค์จะได้รับการการวางแผนล่วงหน้าเกี่ยวกับการระบายน้ำ การระบายอากาศ แผนกงานเกี่ยวกับการป้องกันภัยพิบัติและความสะดวกอื่นๆ รูหรือปากทางเข้าท่อขนาดใหญ่ ฯลฯ ตามวัตถุประสงค์ของการใช้อุโมงค์ และตามที่กำหนดสำหรับการบำรุงรักษาและการจัดการอุโมงค์

1) ทางรถไฟ อุโมงค์สำหรับทางรถไฟจะต้องติดตั้งด้วยทางผ่าน การระบายน้ำ การระบายอากาศ ไฟฟ้า แผนกป้องกันอุบัติเหตุและอื่นๆ ตามรูปร่างของส่วนตัดอุโมงค์ความยาวอุโมงค์ แผนกงานส่วนนี้ ระบบการเดินรถไฟ ฯลฯ แต่ละแผนกงานเฉพาะควรจะได้รับการออกแบบเพื่อตอบสนองความพอใจแก่วัตถุประสงค์

2) ถนน อุโมงค์สำหรับถนนจะต้องติดตั้งด้วยเส้นทางการตรวจ แผนกงานระบายน้ำเส้นทางการบำรุงรักษา การระบายอากาศ อุปกรณ์ส่องสว่าง แผนกงานป้องกันอุบัติเหตุและอื่นๆ ตามความยาวของอุโมงค์ และการนับการจราจร แต่ละแผนกควรจะได้รับการออกแบบเพื่อจะสนองความพอใจแก่วัตถุประสงค์

3) การกำจัดน้ำเสีย ควรมีรูหรือปากทางเข้าท่อขนาดใหญ่ ซึ่งใช้เป็นรูเปิดระหว่างการทำความสะอาด การปฏิบัติการการตรวจของอุโมงค์ขนาดใหญ่การกำจัดน้ำเสียในการบริการ จะจัดให้มีที่ช่วงระหว่างที่เพียงพอ ช่วงระหว่างที่เป็นมาตรฐานคือ 100 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของอุโมงค์ หรือ 300 เมตร ซึ่งอะไรก็ตามที่น้อยกว่า

4) น้ำประปา อุโมงค์สำหรับน้ำประปาจะต้องจัดให้มีปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ที่จุดนูน และจุดเว้าตามการจัดให้เป็นเส้นเดียวกันในแนวยาว เพื่อตอบสนองความพอใจการบำรุงรักษา และการ

ควบคุมความจำเป็น แต่ละช่องจะถูกจัดให้มีลิ้นปิดเปิดอากาศ (ที่จุดนูน) แผนกงานเฉพาะการระบาย (ที่จุดเว้า) ลิ้นปิดเปิดควบคุมน้ำ ช่องหรือปากทางเข้าท่อขนาดใหญ่ ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) แต่ละที่จะต้องมีทางเข้าท่อขนาดใหญ่เพื่ออำนวยความสะดวกต่อการบำรุงรักษาและการจัดการอุโมงค์ การระบายน้ำ การระบายอากาศและแผนกงานเฉพาะอื่นๆ ก็ควรจะติดตั้งด้วยเช่นกันในอุโมงค์และปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

5) เคเบิลกำลัง อุโมงค์ในด้านเกี่ยวกับเคเบิลกำลัง อาจจะต้องการช่องหรือปากทางเข้าเพื่อจะบริการอุโมงค์และเพื่อวัตถุประสงค์ของการบำรุงรักษาและการจัดการ ช่องหรือปากทางเข้าควรจะจัดให้มีที่ช่วงระหว่าง 500 ถึง 1000 เมตร ในกรณีของแรงดันไฟฟ้าสูง ในด้านรูระบายอากาศก็จะออกแบบด้วยเช่นกันเป็นช่องเปิดทางเข้าหรือทางออก และมาตรการต่อต้านที่ต้านการสูงขึ้นของอุณหภูมิในอุโมงค์ในการบริการและสุขอนามัย และการระบายอากาศสำหรับบุคลากรด้านการตรวจควรจะได้รับการพิจารณาในการออกแบบ รูระบายอากาศควรจะจัดให้มีรูระบายอากาศที่ประมาณช่วงระหว่าง 500 เมตร สิ่งอำนวยความสะดวกที่จำเป็นในอุโมงค์ประกอบด้วยรางสายเคเบิล อุปกรณ์ส่องสว่าง การระบายอากาศ การระบายน้ำ การป้องกันภัยพิบัติ และสิ่งอำนวยความสะดวกอื่น ๆ

6) โทรคมนาคม อุโมงค์เกี่ยวกับโทรคมนาคมจำนวนมากจะถูกจัดให้มีปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ที่ช่วงระหว่างของ 700 ถึง 1000 เมตร เพื่อที่จะอำนวยความสะดวกแก่ปฏิบัติการในอุโมงค์และสำหรับการจัดการ การตรวจและการติดตั้งอุปกรณ์ส่องสว่าง สิ่งอำนวยความสะดวกที่ช่วยเสริมที่จะติดตั้งในอุโมงค์ ประกอบด้วยสิ่งจับยึดเคเบิล อุปกรณ์ส่องสว่าง การระบายอากาศ การจ่ายน้ำหรือการระบายน้ำ และสิ่งอำนวยความสะดวกอื่นๆ ผนังกันไฟและกันน้ำจะติดตั้งตามที่ต้องการ ระบบการตรวจสอบจะติดตั้งในอุโมงค์เพื่อป้องกันอุบัติเหตุจัดการสิ่งอำนวยความสะดวก ควบคุมทางเข้าออกของบุคลากร รวมทั้งสำหรับวัตถุประสงค์การกระจายเสียงและการสื่อสาร

5.2.6 มาตรการที่เป็นสิ่งสนับสนุน

สภาพของพื้นดินที่หัวขุดเจาะอุโมงค์ Shield จะผ่านไปข้างหน้า และการสำรวจการก่อสร้างและความจำเป็นของมาตรการช่วยที่จะต้องศึกษาเป็นการล่วงหน้า เพื่อจะทำให้แน่ใจว่ามีความมั่นคงแน่นหนาเกี่ยวกับส่วนหน้าและผนังอุโมงค์ (Lining) ในตอนเริ่มต้น เมื่อมีการใช้หัวขุดเจาะประเภทปิดส่วนหน้า (Close-face type shield) และความสมดุลของดินเมื่อใช้หัวขุดเจาะประเภทเปิดส่วนหน้า (Open-face type shield) สำหรับด้านวิธีการเกี่ยวกับหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance type shield) และวิธีหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำเลน (Slurry type shield) ซึ่งทั้งสองวิธีมีความนิยมเพิ่มขึ้นในปัจจุบันนั้น ส่วนหน้าจะถูกทำให้มั่นคงจากการใช้ความดันโคลนหรือความดันน้ำเลน มาตรการสนับสนุนอาจไม่เป็นที่ต้องการมากสำหรับหัวเจาะอุโมงค์ ประเภทนี้ในพื้นที่ปกติ อย่างไรก็ตามมาตรการจะต้องได้รับการพิจารณาสำหรับการสร้าง

ในหัวเจาะอุโมงค์ ที่เริ่มต้นและสิ้นสุด ปัจจุบันได้มีการพัฒนากระบวนการขุดเจาะเพื่อลดการใช้มาตรการสนับสนุนโดยเฉพาะการปล่อยหัวเจาะอุโมงค์จากปล่องปล่อยอุโมงค์ ให้สามารถตัดผนังคอนกรีตได้โดยไม่ต้องทำช่องเปิดไว้ก่อน และเมื่อเลือกใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance type shield) หรือหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำเลน (Slurry type Shield) อาจจำเป็นที่จะใช้มาตรการเสริมสนับสนุนเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของดิน เช่น การใช้ Jet grouting และ Ground freezing ในกรณีที่ขุดเจาะในชั้นดินอ่อนมากๆ หรือความลึกของอุโมงค์อยู่ตื้นมาก

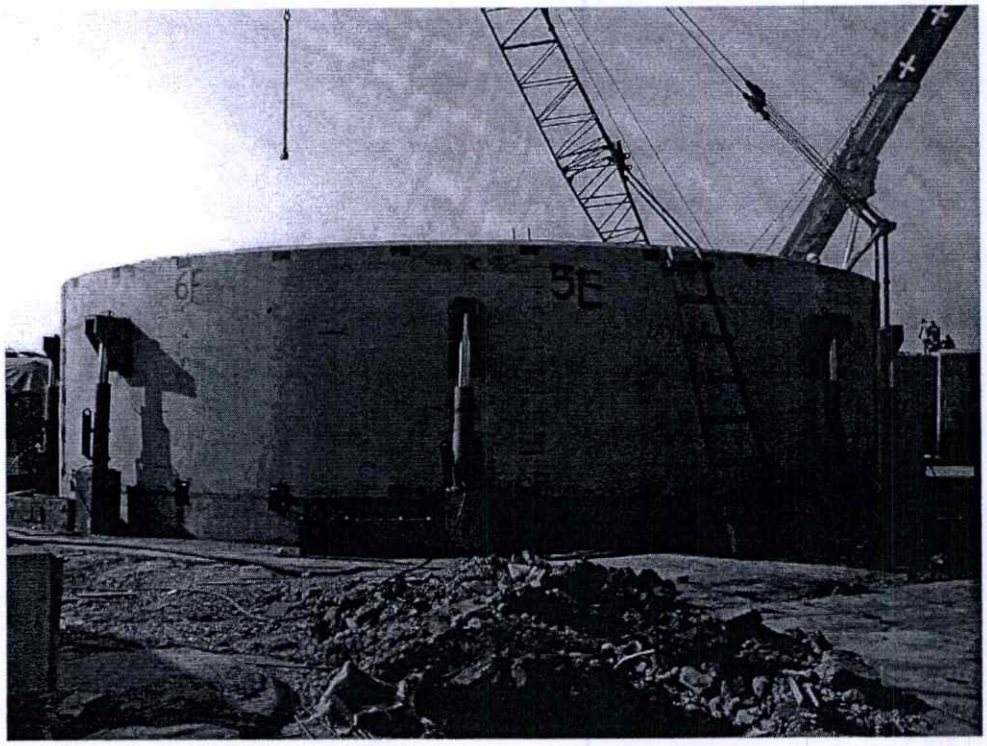
ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-face type shield) ถูกนำมาใช้น้อยลง ซึ่งยังคงต้องการเสถียรภาพในส่วนด้านหน้าและการป้องกันการไหลเข้าของน้ำสำหรับการสร้างที่ปลอดภัย หรือที่จะดำเนินการก่อสร้างทีได้วางแผนไว้ มาตรการสนับสนุนจะมีความสำคัญด้วย เช่นการเพิ่มเสถียรภาพของดิน และการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินและโครงสร้างข้างเคียง

เมื่อการสร้างอุโมงค์อาจจะก่อให้เกิดการทรุดตัว เกิดความเสียหาย หรือเกิดการเสียรูปของโครงสร้างที่มีอยู่เกี่ยวกับการวางแนวเส้นทางของอุโมงค์ มาตรการสนับสนุนจึงจำเป็นที่จะทำการศึกษา มาตรการในการป้องกันสำหรับสิ่งปลูกสร้างที่มีอยู่ประกอบด้วย (Underpinning) และวิธีใช้ท่อสอดแทนหลังคา (Pipe roofing) ส่วนการฉีดอัดน้ำปูนความดันสูง (Grouting) และการผสมกระบวนการทางเคมี และมาตรการสนับสนุนอื่นๆจะมีความสำคัญต่อการก่อสร้างอุโมงค์ ให้ประสบความสำเร็จด้วยเช่นกัน

5.2.7 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) และสถานที่ก่อสร้าง

ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) และสถานที่ก่อสร้างจะได้รับการวางแผนที่ตำแหน่งที่ตั้งที่เหมาะสม ขนาดของสิ่งเหล่านี้จะต้องเพียงพอสำหรับการให้มีหน้าที่ที่จำเป็นที่จะทำให้เกิดความสามารถในด้านความปลอดภัย และการดำเนินงานการสร้างที่มีประสิทธิภาพ โดยการพิจารณาเงื่อนไขของเส้นทางของอุโมงค์และงานก่อสร้าง ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) มีไว้เพื่อการปล่อยหัวเจาะอุโมงค์ การเปลี่ยนขนาดหัวเจาะ การหักเลี้ยว และการสิ้นสุดของการขุดเจาะ วิธีการเชื่อมต่อหัวเจาะอุโมงค์อยู่ใต้ดินซึ่งได้พัฒนาเมื่อเร็วๆ นี้ และวิธีการขุดต่อเนื่องเป็นมุมฉากจะไม่ต้องการปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ที่จะผลักดันอุโมงค์ ปัจจัยที่จะศึกษาในการเลือกตำแหน่งที่ตั้งสำหรับปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ในระหว่างสิ่งอื่นๆ จะประกอบด้วย ขนาดของการสร้างอุโมงค์ ได้แก่ความยาวของอุโมงค์และขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลาง การใช้ที่ดินในปัจจุบัน การทำให้ง่ายของการใช้ที่ดิน การขนส่งดิน การขนส่งและวัสดุอุปกรณ์ก่อสร้างและวิธีการก่อสร้างปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ขนาดของปล่องแนวดิ่ง (Shaft) จะถูกกำหนดโดยการพิจารณาถึงขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะอุโมงค์ ประเภทและโครงสร้างของหัวเจาะอุโมงค์ วัตถุประสงค์ของการใช้อุโมงค์ ฯลฯ

สถานที่การก่อสร้างปล่องแนวดิ่ง ควรจะต้องจัดให้มีเนื้อที่ว่างเพียงพอสำหรับการสร้างปล่องแนวดิ่ง (Shaft) และสำหรับการขุดอุโมงค์โดยหัวเจาะอุโมงค์ และสิ่งอำนวยความสะดวกอื่นๆ อาจจะติดตั้งได้ที่สถานที่ก่อสร้างเพื่อปกป้องสิ่งแวดล้อมโดยเมื่อสถานที่ตั้งตั้งอยู่ในเขตเมือง



รูปที่ 5.12 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

รูปที่ 5.13 ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) ที่สร้างเสร็จแล้ว

5.2.8 มาตรการการรักษาสิ่งแวดล้อม

สิ่งแวดล้อมที่อยู่รอบด้านอาจจะได้รับผลกระทบจากการสร้างอุโมงค์จะต้องเอาใจใส่อย่างเต็มที่ต่อการรักษาสิ่งแวดล้อมโดยปกติการใช้เจาะอุโมงค์จะมีผลกระทบเล็กน้อยต่อสิ่งแวดล้อมที่อยู่โดยรอบ ซึ่งการขุดอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ สามารถจะดำเนินไปทั้งเวลากลางวันและกลางคืนในที่ใกล้เคียงที่ดินโดยรบกวนพื้นดินด้านบนน้อยมาก

สิ่งแวดล้อมอาจจะได้รับผลกระทบโดยเฉพาะอย่างยิ่งในและรอบๆสถานที่การก่อสร้าง จากการสั่นสะเทือนและเสียงอันเนื่องมาจากการก่อสร้างของปล่องแนวดิ่ง (Shaft) การทำงานของการปั้นจั่น เครื่องสูบน้ำและเครื่องอัดอากาศสำหรับการผลักดันหัวเจาะอุโมงค์ การลำเลียงดินและการทำงานของอุปกรณ์นำน้ำโคลนมาใช้ใหม่ ที่อาจทำให้เกิดคำร้องเรียนจากผู้ที่อยู่อาศัยในท้องถิ่น สถานที่สร้างบางแห่งจะถูกปิดคลุมโดยแผ่นป้องกันที่ทำด้วยแผ่นเหล็ก โดยควรจะพิจารณาถึงความกลมกลืนทางสถาปัตยกรรมบริเวณนั้นด้วย

ผลกระทบในทางกลับกัน เช่น การทรุดลงของที่ดินและการบวมตัวของดิน การลดระดับใต้ดิน คุณภาพของน้ำเสื่อมลงและผลกระทบที่มีต่อพื้นผิวและสิ่งปลูกสร้างใต้ดินอันเนื่องมาจากการผ่านของหัวเจาะอุโมงค์ และอิทธิพลจากกลุ่มคนอันเนื่องมาจากอากาศที่ขาดออกซิเจน การทะลักออกของน้ำหรือก๊าซ โดยก๊าซเป็นอันตรายที่เป็นผลมากจากการใช้วิธีเกี่ยวกับก๊าซหรือลม ความเป็นไปได้เหล่านี้จะต้องทำเป็นการสำรวจได้อย่างเต็มที่ และมีการศึกษาล่วงหน้าจะต้องดำเนินและมาตรการป้องกันที่เหมาะสม เพื่อจะปกป้องสิ่งแวดล้อม ควรจะเอาใจใส่เรื่องการเปลี่ยนแปลงน้ำใต้ดิน การแทรกแซงคลื่นวิทยุ เสียง การสั่นสะเทือน มลภาวะทางอากาศ และสิ่งที่เกิดจากสิ่งปลูกสร้างถาวร เช่นสำหรับการระบายอากาศ และอื่นๆ หลังจากการเสร็จสิ้นโครงการ

5.2.9 หมายกำหนดการของงาน

กำหนดการของงานการขุดอุโมงค์ประเภทหัวเจาะ Shield tunnel จะต้องทำการวางแผนที่มุ่งไปที่การดำเนินการที่ปลอดภัย และมีประสิทธิภาพ ในการพิจารณาถึง ขนาดของโครงการ ขั้นตอนการทำงาน ระยะเวลา และ เงื่อนไขของงานรายการงานที่มีผลโดยตางต่อกำหนดการของการขุดอุโมงค์ประเภทหัวเจาะ คืองานสร้างปล่องแนวดิ่ง (Shaft) งานที่เกี่ยวกับการป้องกันสำหรับปล่องแนวดิ่ง (Shaft) การปล่อยและเข้าของหัวเจาะอุโมงค์ การขุด การลำเลียงดินออก การติดตั้งผนังอุโมงค์ การน้ำฉีดอัดน้ำปูน (Grouting) ในส่วนหลังผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) การติดตั้งและการเคลื่อนย้าย อุปกรณ์ก่อสร้าง ฯลฯ ปัจจัยที่ไม่มีผลกระทบโดยตรงต่อหมายกำหนดการประกอบด้วย การผลิตหัวเจาะอุโมงค์ ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และส่วนประกอบทั่วไป ฯลฯ อย่างไรก็ตาม จะต้องพิจารณาถึงปัจจัยเหล่านี้ทั้งหมดในการกำหนดแผนงานก่อสร้าง

5.2.10 การตรวจสอบ การวัด และบันทึกงาน

เงื่อนไขของงานในระหว่างการทำงานของหัวขุดเจาะอุโมงค์ จะต้องตรวจสอบหรือวัด เพื่อจะทำให้มั่นใจในความปลอดภัยของการสร้าง จึงขอแนะนำที่จะให้บันทึกผลเหล่านี้อย่างเป็นการสรุป และสงวนสิ่งที่บันทึกสำหรับงานภายหลัง โดยจุดมุ่งหมายที่สำคัญของการตรวจสอบ การวัดและการนำเอาบันทึกงาน ได้แก่ เพื่อจะทำให้มั่นใจในการดำเนินการที่ปลอดภัยของงานขุดอุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะ เพื่อจะอ้างอิงถึงบันทึกงานในกรณีที่เกิดอุบัติเหตุของเหตุการณ์ดังกล่าว และเป็นข้อมูลทางเทคนิคสำหรับโครงการต่อไปได้ และเพื่อจะรวบรวมข้อมูลสำหรับการบำรุงรักษา การจัดการ การซ่อมแซมและอื่นๆ ของแผนกงานเฉพาะที่ทำเสร็จสิ้น

สิ่งเหล่านี้มีความหมายจนทำให้มีความจำเป็นที่จะบันทึกให้มีความแม่นยำและมีรายละเอียดเฉพาะเท่าที่เป็นไปได้ ข้อมูลเหล่านี้ควรจะจัดเข้าแฟ้ม และรักษาไว้สำหรับการอ้างอิงในอนาคต การตรวจสอบ การวัดและการบันทึกงานในงานขุดเจาะอุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะ ประกอบด้วยสิ่งต่อไปนี้

1) การตรวจสอบ

สำหรับหัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภทปิดส่วนหน้า (Close-face type shield) ความดันดินในห้องเครื่องตัด ความดันสารละลายที่ส่วนหน้า คุณลักษณะเฉพาะของสารละลาย ส่วนในด้านหัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภทเปิดส่วนหน้า (Open-face type shield) สภาพของส่วนหน้าและคุณภาพของน้ำที่ไหลเข้า ความดันไฮดรอลิคของขาถีบ (Jacks) แรงบิดของเครื่องตัด (Torque) การหมุนและความสมดุลของเครื่องตัด การควบคุมปริมาณและความดันของสิ่งที่เทลงยึดเพื่อเติมส่วนหลัง การควบคุมปริมาตรของการปล่อยดินที่ขุด การสรุปของอุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะ และการเบี่ยงเบนของเส้นศูนย์กลางจากเส้นที่ได้ออกแบบ การเคลื่อนตัวของสิ่งปลูกสร้างและสิ่งอำนวยความสะดวกที่อยู่ใต้ดิน การแทนที่ของพื้นดินและการแปรผันของระดับน้ำใต้ดิน ความเร็วลมที่จุดงาน และสิ่งอำนวยความสะดวกที่อยู่ใต้ดินการแทนที่ของพื้นดินและการแปรผันของระดับน้ำใต้ดิน สำหรับหัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภทเปิดส่วนหน้าที่มีอากาศอัด (Open-Face Type Shield with Compression-Air) คือ ความดันอากาศอัดในอุโมงค์ในระหว่างชั่วโมงทำงาน การบริโภคอากาศและการรั่ว

2) การสำรวจและการวัด

สำรวจเกี่ยวกับอาคารและบ่อที่มีอยู่ รวมทั้งความดันและการแทนที่ ที่เกิดขึ้นภายในหัวขุดเจาะอุโมงค์หรือผนังอุโมงค์ (Lining) และความดันดิน ความดันน้ำที่กระทำต่อหัวขุดเจาะอุโมงค์หรือผนังอุโมงค์ (Lining)

3) บันทึกงาน

การลงรายการงาน ร่างตามที่ได้สร้างขึ้น (แผน ข้อคิด รูปร่างตามแนวยาวและภาคตัดขวาง ฯลฯ) ข้อมูลดิน ภาพยนตร์ ภาพ วิดีโอ ฯลฯ

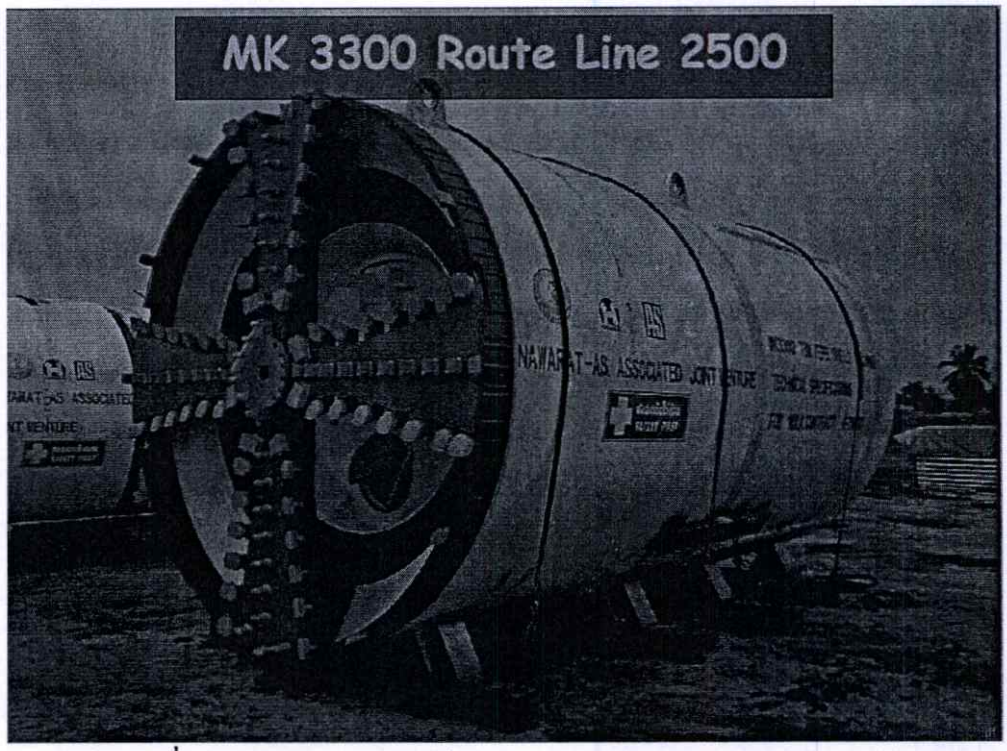
5.3 ข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดิน

5.3.1 ขอบเขตของการประยุกต์ใช้

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงพื้นฐานของการออกแบบและการผลิตผนังอุโมงค์ (Lining) โดยที่อุโมงค์มีลักษณะเป็นวงกลมและมีความเป็นไปได้ที่จะประยุกต์ใช้กับอุโมงค์รูปร่างอื่นตามความคิดเห็นจากวิศวกรผู้ควบคุม

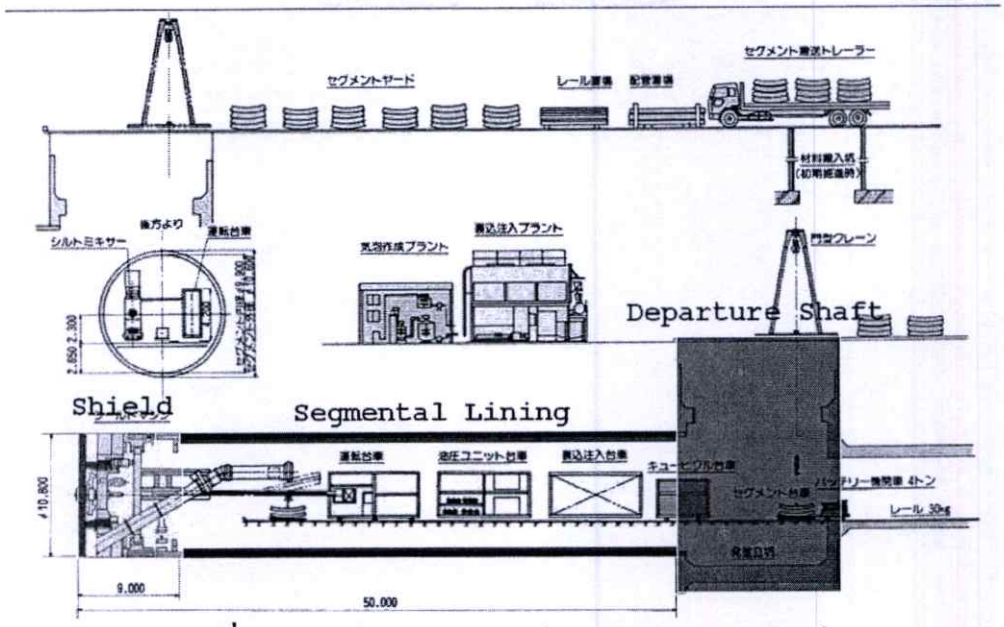
5.3.2 คำจำกัดความ

หัวเจาะอุโมงค์ (Shield หรือ Tunnel Boring Machine, TBM) คือ อุปกรณ์ขุดเจาะหลักของอุโมงค์จะประกอบด้วย ส่วนประกอบหลัก คือ ใบตัดดินด้านหน้า (Cutting face) ห้องกักดิน (Earth chamber) เกลียวหมุนลำลียงดิน (Screw conveyor) ขาถีบไฮดรอลิค (Hydraulic jack) เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ (Erector)



รูปที่ 5.14 หัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภท Earth pressure balance shield

โดยวิธีการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะอุโมงค์ (Shield tunneling method) คือ วิธีการขุดอุโมงค์ที่ป้องกันการทรุดตัวของดินโดยรอบขณะทำการก่อสร้าง และสามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในส่วนท้ายของหัวเจาะ



รูปที่ 5.15 วิธีการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์

อุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะ (Shield tunnel) คือ อุโมงค์ที่สร้างขึ้นโดยวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์

ปล่องแนวดิ่ง (Shaft) คือ ปล่องแนวดิ่งสำหรับการทำงานในการก่อสร้างโดยหัวขุดเจาะอุโมงค์ ปล่องแนวดิ่งใช้สำหรับการเข้าและออกของหัวเจาะ การหมุนรอบ การประกอบและการรื้อถอนเครื่องจักรขุดเจาะ และใช้สำหรับการขนย้ายดินที่ถูกขุดเจาะออก การลำเลียงวัสดุเข้าและออกทางเข้า/ทางออกของคนงาน อีกทั้งเป็นจุดผ่านของระบบการจ่ายไฟฟ้าและน้ำ การระบายอากาศ และอื่นๆ

น้ำหนักเหนืออุโมงค์ (Tunnel overburden) คือ น้ำหนักของดินระหว่างพื้นผิวดินถึงผิวบนของผนังอุโมงค์

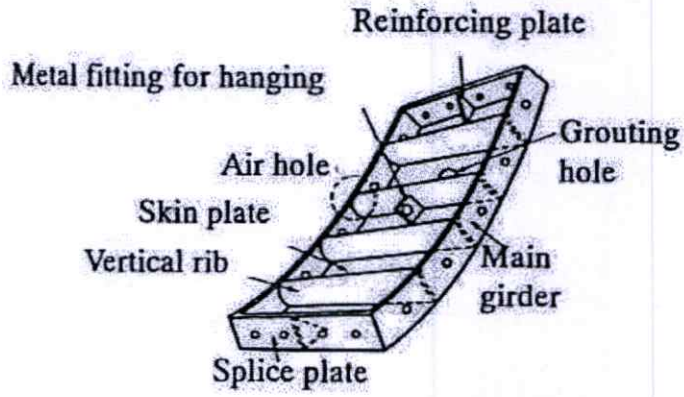
ผนังอุโมงค์ (Lining) คือ โครงสร้างที่ประกอบเป็นผนังอุโมงค์เพื่อจะให้เกิดความมั่นคงแก่เนื้อที่ว่างของอุโมงค์โดยการทนต่อแรงดันของดินและน้ำ ของผนังอุโมงค์ ประกอบด้วย ชั้นหลัก (Primary) และ ชั้นที่สอง (Secondary) โดยทั่วไปแล้วผนังอุโมงค์จะเป็นโครงสร้างวงแหวนที่ประกอบขึ้นด้วยชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่สร้างขึ้นไว้ล่วงหน้าหรืออาจหล่อในที่ตามแต่ละกรณี

ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) คือ ส่วนของผนังอุโมงค์สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีการใช้หัวขุดเจาะ โดยทั่วไปเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหรืออาจทำด้วยชิ้นส่วนที่เป็นเหล็ก และประกอบกันเข้าเพื่อสร้างรูปเป็นวงกลม หรือรูปร่างอื่นๆ

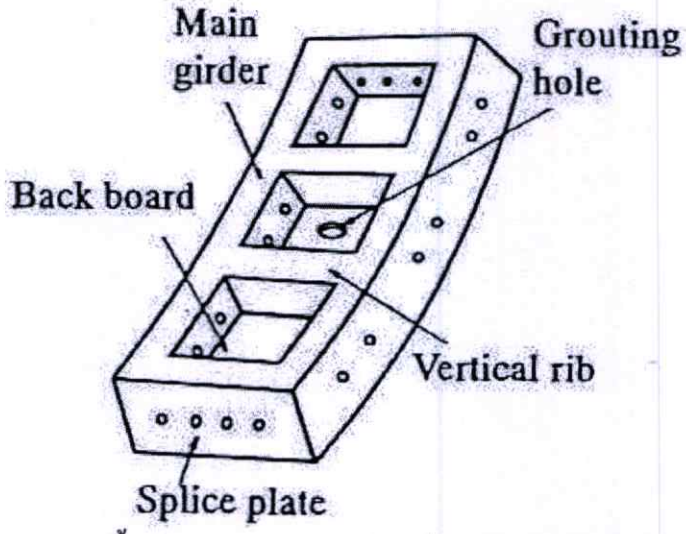
การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill grouting) คือ การอัดฉีดน้ำปูนลงเติมเต็มช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์และดิน หรือช่องว่างของส่วนท้ายที่เกิดจากการก่อสร้างด้วยหัวเจาะ

ความหนาของผนังอุโมงค์ (Lining thickness) คือ ความหนาของผนังอุโมงค์ภายในหน้าตัด

ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type Segment) คือ ชิ้นส่วนที่ประกอบด้วย Main girders และ Splice plates หรือ Vertical ribs คำว่าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type segment) ใช้เรียกชิ้นส่วนที่ทำจากเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 5.16 ส่วนชิ้นส่วนที่ทำจากคอนกรีต เรียกว่า ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานคอนกรีต (Ribbed type concrete segment) ดังในรูปที่ 5.17



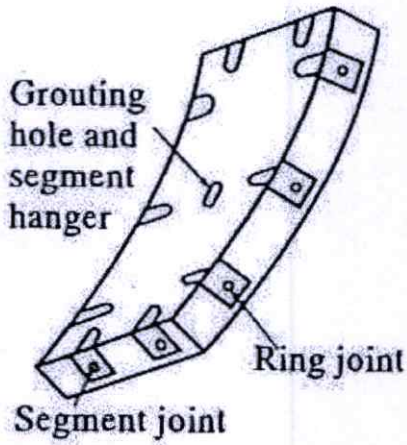
รูปที่ 5.16 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง



รูปที่ 5.17 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทประเภทคานคอนกรีต

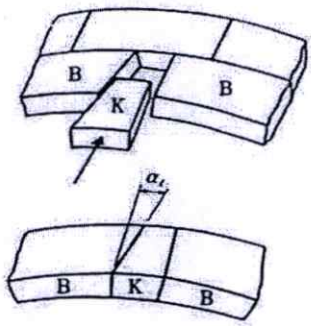
ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทแผ่นเรียบ (Flat type segment) คือ ชิ้นส่วนที่อยู่ในรูปแผ่นเรียบ (Flat plate) จะเป็นชิ้นส่วนที่เป็นของแข็ง โดยปกติจะทำจากคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่ในส่วนที่จะใช้สำหรับชิ้นส่วนประกอบที่คอนกรีตหุ้มแผ่นเหล็กหรือเหล็กกล้าที่เป็นชิ้นแทนเหล็ก

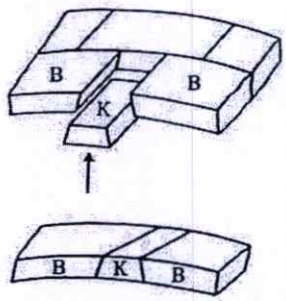
เสริมที่เป็นเส้น รูปแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทนี้เป็นที่นิยมมากที่สุดในปัจจุบัน ดังแสดงในรูปที่ 5.18



รูปที่ 5.18 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทแผ่นราบ

ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) คือ ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) จะมี 2 รูปแบบแยกตามการประกอบเข้า รูปแบบแรกจะใส่ภายในอุโมงค์ตามรัศมี ส่วนอีกรูปแบบจะใส่ตามแนวยาวของอุโมงค์





(ก).แบบใส่ภายในอุโมงค์ตามรัศมี (ข).แบบใส่ตามแนวยาวของอุโมงค์

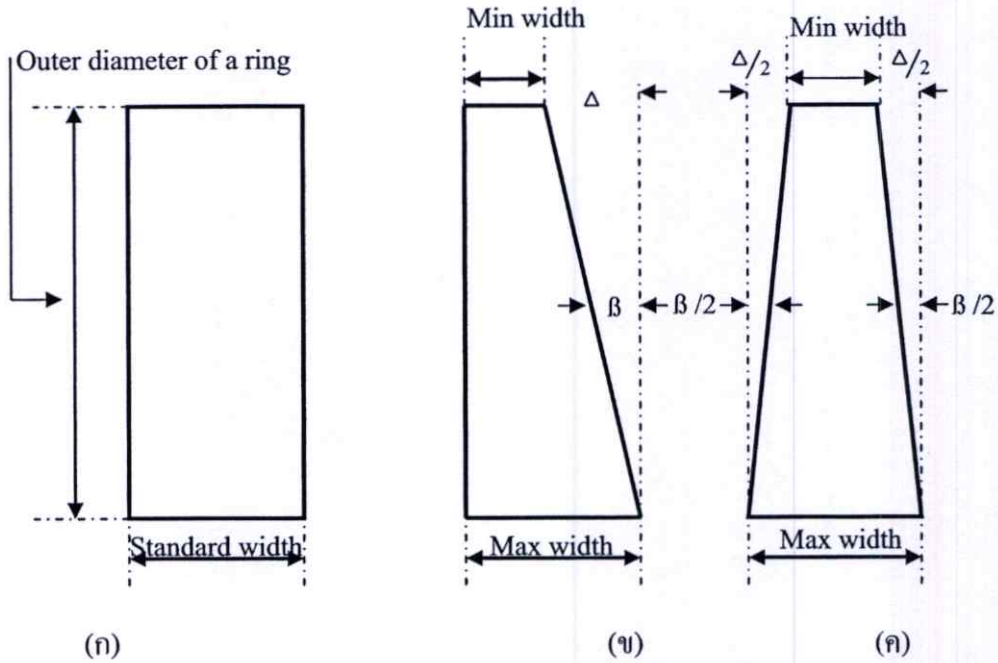
รูปที่ 5.19 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค

จำนวนชิ้นส่วนประกอบวงแหวน (Number of Division) คือ จำนวนของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่ประกอบเป็นวงแหวนอุโมงค์ 1 วงแหวน

วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Taper ring) คือ วงแหวนที่มีส่วนเรียวให้เล็กลงเพื่อใช้ในการวางโค้งของอุโมงค์หรือเพื่อปรับการเรียงตัวของอุโมงค์

รอยต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment joint) คือ จุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ในวงแหวนอุโมงค์

รอยต่อวงแหวน (Ring joint) คือ จุดเชื่อมต่อระหว่างวงแหวนของอุโมงค์แต่ละวงแหวนเข้าด้วยกัน

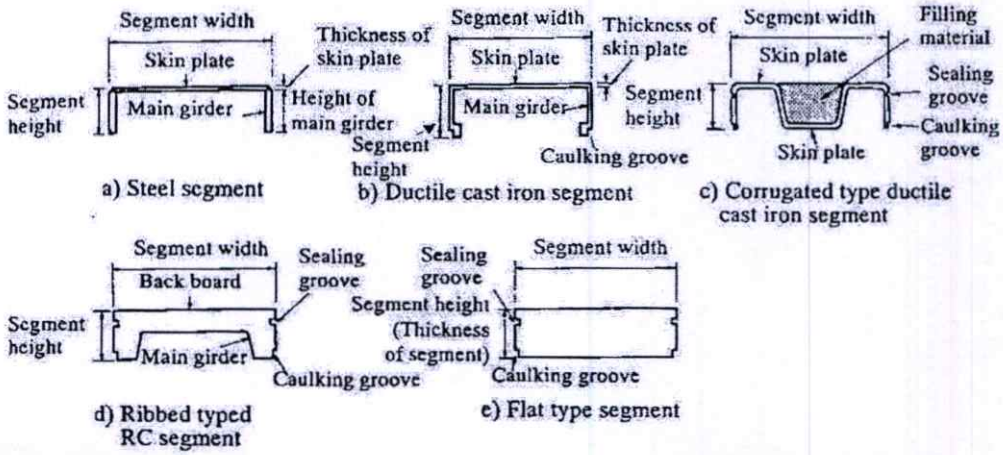


รูปที่ 5.20 แสดงลักษณะด้านข้างของวงแหวนผนังอุโมงค์

(ก).วงแหวนผนังอุโมงค์ทางตรง

(ข).วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียวทางซ้ายหรือทางขวา

(ค).วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเอนกประสงค์



รูปที่ 5.21 หน้าตัดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

5.3.3 การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์

การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์ควรเลือกให้เหมาะสมกับจุดประสงค์ของการใช้อุโมงค์ สภาพชั้นดินและวิธีการก่อสร้าง โดยในหลายกรณี ผนังอุโมงค์ประกอบด้วยผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อีกทั้งต้องคำนึงถึงการบำรุงรักษาภายใน และการปฏิบัติงานที่จำเป็นสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์

ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) รูปแบบโดยทั่วไปจะใช้ ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type segment) หรือชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทแผ่นเรียบ(Flat type segment) ยึดติดด้วยสลักเกลียว (Bolt) ชิ้นส่วนสามารถแยกประเภทโดยวัสดุที่ใช้ผลิต การเลือกประเภทของชิ้นส่วนควรใช้ความเหมาะสมของการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์ สภาพชั้นดิน และวิธีการก่อสร้าง ปัจจุบันชิ้นส่วนคอนกรีตหรือเหล็ก มีมาตรฐานมิติ เช่น เส้นผ่าศูนย์กลาง ความหนาและความกว้างที่ใช้สำหรับอุโมงค์ขนาดเล็กจนถึงขนาดกลาง เช่น งานส่งน้ำ ระบายน้ำ ส่วนขนาดใหญ่ เช่น รถไฟใต้ดิน โดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตเป็นหลัก ชิ้นส่วนเหล็กหล่อ ใช้ในงานอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ ในกรณีที่ไม่คำนึงถึงสภาพชั้นดิน ชิ้นส่วนคอนกรีตของ Box type หรือ Flat type จะถูกนำมาเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้ ขณะที่ชิ้นส่วนเหล็กหล่อ หรือ เหล็กกล้า จะใช้ในที่ที่พิจารณาแรงกระทำเป็นพิเศษ หรือ ชิ้นส่วนที่ต้องการทำช่องเปิด เมื่อคำนวณแรงกระทำต่อผนังชิ้นอุโมงค์ การหาค่าที่แน่นอนของคุณสมบัติของโครงสร้างอุโมงค์ เป็นสิ่งสำคัญเพราะฉะนั้นการเลือกโครงการสร้างผนังอุโมงค์ ค่อนข้างที่จะสำคัญต่อการตัดสินใจ ถึงความสำคัญที่จะออกแบบผนังที่ต้องการ

ผนังอุโมงค์ชั้นใน(Secondary lining) เป็นโครงสร้างภายในผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ที่สร้างขึ้นโดยใช้คอนกรีตที่หล่อในที่ เมื่อเร็วๆนี้มีการแทนที่ด้วยการประยุกต์ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) โดยใช้การใส่ท่อ (ท่อเหล็ก, ท่อเหล็กหล่อ ฯลฯ) เมื่อผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ถือว่าเป็นโครงสร้างถาวรผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะใช้เพื่อป้องกันการกัดกร่อน เพิ่มความแข็งแรง ปรับการเรียงตัวของอุโมงค์ กันน้ำซึม และตกแต่งภายใน ยกตัวเช่นอุโมงค์ทางรถไฟซึ่งก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นในเพื่อลดเสียงและการสั่นที่จะเกิดขึ้นหลังอุโมงค์เสร็จ

5.3.4 พื้นฐานของการออกแบบ

การออกแบบผนังอุโมงค์ควรอยู่บนพื้นฐานของความปลอดภัยที่ยอมให้กับจุดประสงค์การใช้อุโมงค์ และควรขึ้นอยู่กับวิธีการออกแบบจากความเค้นที่ยอมให้บนเงื่อนไขที่เพียงพอและเหมาะสมกับการก่อสร้าง การก่อสร้างจะต้องทำโดยใช้วัสดุที่มีคุณภาพ แรงที่ใช้ออกแบบและการเลือกโครงสร้างควรอยู่บนพื้นฐานของทั้งประสบการณ์และอีกทั้งควรจะสามารถวัดผลได้อย่างไรก็ตามพฤติกรรมแรงของอุโมงค์นั้นซับซ้อน อย่างน้อยที่สุดความปลอดภัยของโครงสร้างเป็นพื้นฐานของการออกแบบ เมื่อเกิดปัญหาของความไม่แน่นอนเพียงเล็กน้อย การออกแบบผนังอุโมงค์นั้น

ความปลอดภัยเป็นสิ่งสำคัญไม่เฉพาะหลังจากการก่อสร้างเสร็จแล้วเท่านั้นแต่ขณะก่อสร้างก็ต้องมีความปลอดภัยด้วย

5.3.5 ขั้นตอนการออกแบบ

มีความจำเป็นที่จะต้องอธิบายให้ชัดเจนถึงสภาพ ความคิด ข้อสันนิษฐาน และขั้นตอนการคำนวณ การคำนวณออกแบบควรจะชัดเจนทุกขั้นตอน ดังนี้

1) แรงที่ใช้ออกแบบ

2) ความเค้นที่ยอมให้และอัตราส่วนปลอดภัย

3) ประเภทและคุณสมบัติของวัตถุที่ใช้

4) สภาพชั้นดินและระดับน้ำใต้ดิน

5) เงื่อนไขการก่อสร้าง

5.3.6 แบบก่อสร้าง

แบบก่อสร้างควรจะบอกตำแหน่งติดตั้งของโครงสร้าง รูปร่าง ขนาดของโครงสร้าง ที่สัมพันธ์กับหน้าตัดอย่างชัดเจน แบบก่อสร้างต้องมีข้อมูลตามที่กำหนด ดังนี้

1) แรงที่ใช้ออกแบบ

2) ความเค้นที่ยอมให้และอัตราส่วนปลอดภัย

3) ประเภทและคุณสมบัติของวัตถุที่ใช้

4) สภาพชั้นดินและระดับน้ำใต้ดิน

5) สภาพการก่อสร้าง

6) ชื่อและตำแหน่งของวิศวกรผู้ออกแบบ

7) มาตราส่วนและหน่วยที่ใช้

5.4 รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

5.4.1 รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะถูกกำหนดตามวัตถุประสงค์ของการใช้งาน โดยจะทำให้ง่ายในการก่อสร้าง และทำให้เกิดประโยชน์สูงสุด ปัจจัยหลักและการพิจารณาทั่วๆไป ในการกำหนดรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) มีดังนี้

1) เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) จะขึ้นอยู่กับ และขนาดของหน้าตัดหรือเส้นผ่าศูนย์กลางภายในอุโมงค์ โดยขึ้นอยู่กับความต้องการช่องว่างภายในของอุโมงค์และความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และผนังอุโมงค์ชั้นใน

2) ความความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

ความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) จะถูกกำหนดโดยขนาดของหน้าตัด ซึ่งการพิจารณาหลักๆ มาจากเงื่อนไขของน้ำหนัก (Load) เช่น สภาพของดินหรือภาระน้ำหนักเหนืออุโมงค์ (Overburden) แต่บางกรณีกำหนดโดยวัตถุประสงค์ของการใช้งาน และความสามารถในการใช้งานของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) ความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) จะมีค่าประมาณ 4% ของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ สำหรับเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ โดยเฉพาะที่ใช้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานคอนกรีต (Ribbed Type Concrete Segment) อัตราส่วนความหนาจะกลายเป็นประมาณ 5% ของเส้นผ่านศูนย์กลาง

3) ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์มีขนาดจำกัด เพื่อความสะดวกในการขนย้ายและการประกอบวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment ring) และโครงสร้างของหน้าตัดโค้ง ให้เหมือนกับในความยาวส่วนท้ายของหัวเจาะอุโมงค์ ในขณะที่เพื่อเป็นการปรับลดต้นทุนในการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ปรับลดจำนวนของรอยต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และจำนวนของร่องสลักเกลียว (Bolt) ที่จะต้องดูแลการรั่วไหลของน้ำที่อาจจะเกิดขึ้น แต่ถ้าพิจารณาถึงความรวดเร็วในการก่อสร้างจะต้องใช้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ที่มีขนาดกว้างขึ้น จึงต้องมีการกำหนดพิจารณาให้เหมาะสมจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาแล้วในอดีต รวมทั้งดูถึงราคาต้นทุนและประสิทธิภาพการใช้งานของอุโมงค์อีกด้วย

ตามที่ได้มีการบันทึกข้อมูลงานก่อสร้างที่ผ่านมาแล้วในอดีต ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 300 ถึง 1500 มิลลิเมตร ซึ่งขึ้นอยู่กับหน้าตัดของอุโมงค์ สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่ทำจากเหล็ก (Iron segment) ความกว้างอยู่ระหว่าง 750 ถึง 1200 มิลลิเมตร สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคอนกรีต (Concrete segment) ความกว้างอยู่ระหว่าง 900 ถึง 1200 มิลลิเมตร ในไม่กี่ปีที่ผ่านมานี้ ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 1000 มิลลิเมตร ก็ถูกนำมาใช้กันทั่วๆไป

4) การแบ่งจำนวนชิ้นส่วนในวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment ring)

วงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะประกอบไปด้วย ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เอ (A Segment) จำนวน 2 ชิ้นส่วนขึ้นไป ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์บี (B Segment) จำนวน 2 ชิ้นส่วน และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) จำนวน 1 ชิ้นส่วน โดยที่ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) มีอยู่ด้วยกัน 3 รูปแบบ ได้แก่ รูปแบบแรกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค ที่ใส่ในทิศทางรัศมีของอุโมงค์ รูปแบบที่สองชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค ที่ใส่ในทิศทางตามยาวของอุโมงค์ ส่วนรูปแบบที่สามชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค เป็นแบบผสมผสานระหว่างรูปแบบ 1 และ 2 ซึ่งความยาวของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) ที่ใส่ในทิศทางรัศมีของ

อุโมงค์จะสั้นกว่าของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เอ (A Segment) และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์บี (B Segment) จากการก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีตสำหรับอุโมงค์รถไฟวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะถูกแบ่งออกประมาน 6 ถึง 11 ชิ้นส่วน ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ประมาณ 6 ถึง 8 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ที่ใช้สำหรับระบายน้ำ น้ำเสีย สายโทรเลขใต้ดินโดยทั่วไปจะใช้ประมาณ 5 ถึง 7 ชิ้นส่วน ในมาตรฐานการออกแบบอุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะได้ทำการกำหนดรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทเหล็ก (Iron segment) และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคอนกรีต (Concrete segment) ดังตารางที่ 5.1 และตารางที่ 5.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 5.1 แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนอุโมงค์ใต้ดิน (มิลลิเมตร)	ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)	ความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)	จำนวนชิ้นส่วนในวงแหวน
1800 - 2000	900 1000	100 125	5
2150 - 3350	900 1000	100 (200) 125	5
3550 - 4800	900 1000	125 (225) 150 175 (250) 200 (275)	6
5100 - 6000	900 1000	175 200 225 250 275 300	6
6300 - 6900	900 1000	250 275 300	7
7250 - 8300	900 1000	275 300 320 350	8

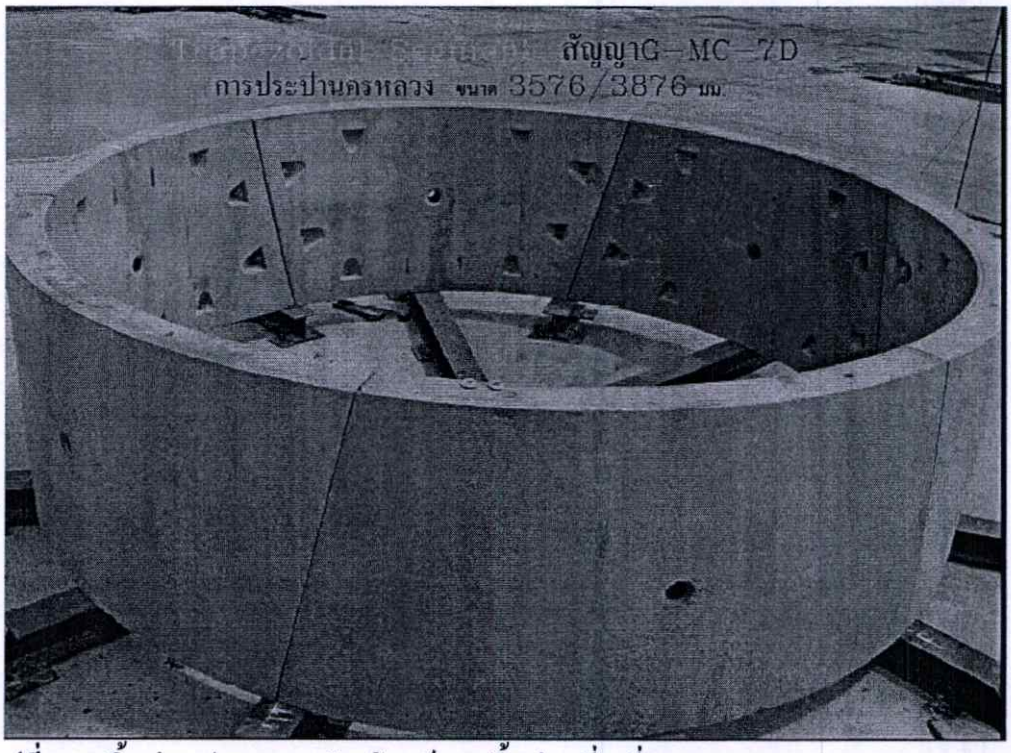
ตารางที่ 5.2 แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนอุโมงค์ใต้ดิน (มิลลิเมตร)	ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)	ความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)	จำนวนชิ้นส่วนในวงแหวน
1800 - 2000	750	75 100	6
2150 - 2550	900 1000	100 125	6
2750 - 3350	900 1000	100 125 150	6
3550 - 4050	900 1000	125 150 175	7
4300 - 4800	900 1000	150 175	7
5100 - 5700	900 1000	175 200 225	7
6000	900 1000	200 225	7
(6300 - 6900)	900 1000	250 275	7
(7250 - 8300)	900 1000	300 320 350	8

รูปที่ 5.22 แบบจำลองผนังอุโมงค์ชนิด Typical

รูปที่ 5.23 ผนังอุโมงค์ ชนิด Typical

รูปที่ 5.24 แบบจำลองผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal segment)

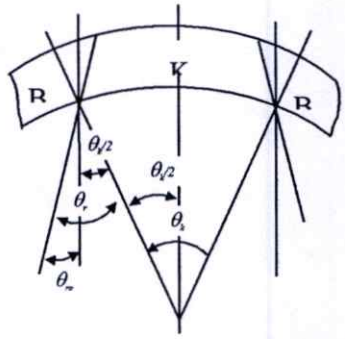


รูปที่ 5.25 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal segment)

5.4.2 มุมของรอยต่อและมุมของการประกอบ

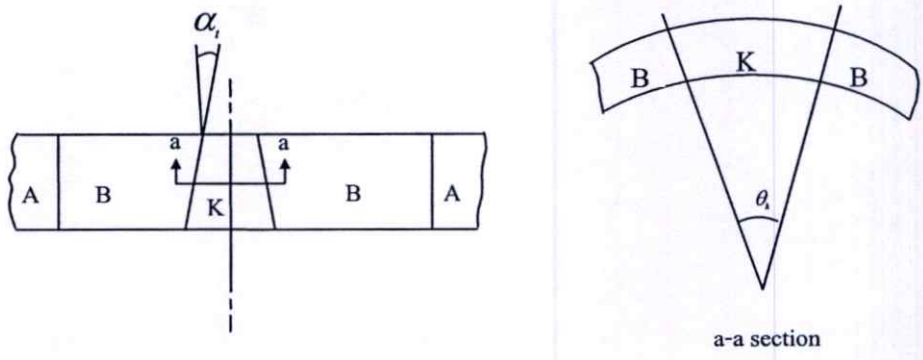
มุมของรอยต่อและมุมของการประกอบจะถูกกำหนดการพิจารณาถึงการถ่ายแรงขององค์ประกอบแรง ความง่ายของการประกอบ สภาพของโครงสร้างและความง่ายในการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) ที่ใส่ในทิศทางของรัศมีอุโมงค์ มุมของรอยต่อ (α_r) จะได้มาดังสมการ

$$\alpha_r = \frac{\theta_k}{2} + \omega \tag{5.1}$$



รูปที่ 5.26 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เคแบบใส่ภายในอุโมงค์ตามรัศมี

โดย ω เป็นมุมอยู่ในขอบเขตการประกอบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) และโดยปกติจะมีค่าอยู่ที่ 2-5 องศา อย่างไรก็ตามมุมที่เล็กกว่านี้อาจจะให้ผลที่ดีกว่า หากว่าไม่ทำให้สูญเสียสมรรถภาพการทำงาน ในกรณีพิเศษอื่นประมาณ 3 องศาก็ถือเป็นค่าที่แนะนำ



รูปที่ 5.27 แสดงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เคแบบใส่ตามแนวยาวของอุโมงค์

เมื่อมุมของรอยต่อมีขนาดใหญ่ รอยต่อของผิวหน้าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) จะสามารถหลุดออกได้โดยง่าย ทำให้การส่งผ่านแรงตามแนวแกนและแรงเฉือนเป็นไปอย่าง

ยากลำบาก เพราะฉะนั้นมุมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (θ_k) ต้องทำให้มีขนาดที่เล็กลง มุมของรอยต่อจะต้องมีขนาดใหญ่โดยเฉพาะสำหรับอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็กซึ่งควรจะต้องพิจารณาในกรณีนี้เป็นพิเศษ

สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) ที่ใส่ในทิศทางตามแนวยาวของอุโมงค์แสดงดังรูป โดยปกติจะไม่มีมุมของรอยต่อ (α_r) แต่มุมของการประกอบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (α_t) ต้องถูกนำมาพิจารณาในสภาพของการก่อสร้าง รวมถึงความยาวของเครื่องจักรหัวขุดเจาะอุโมงค์ (Shield machine) และการสอดแทรกระหว่างรอยต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) และรอยต่อของวงรอบ มุมของการประกอบของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)โดยปกติจะมีค่าอยู่ที่ 17 – 24 องศา ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของโครงสร้าง เมื่อมุมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (θ_k) มีค่ามุมที่กว้างและชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) มีความหนามาก จะต้องมีการกำหนดมุมที่แน่นอนสำหรับระบบรอยต่อและการประกอบ

5.4.3 วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered ring)

จำนวน ความกว้าง และความเรียวของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered ring) จะถูกกำหนดโดยการวางแนวของอุโมงค์ สภาพของดินโดยรอบอุโมงค์ การอัดฉีดน้ำปูน ความแข็งเกร็งของระบบรอยต่อกับการประกอบ และวิธีการก่อสร้างวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว มีอยู่ 2 รูปแบบ รูปแบบแรกใช้สำหรับการวางแนวโค้งของอุโมงค์ และอีกรูปแบบหนึ่งใช้สำหรับการปรับแก้แนววงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว สำหรับการวางแนวโค้งของอุโมงค์ที่ลดลงทีละน้อยโดยปกติจะออกแบบโดยให้มีความเรียวเหมาะสมกับวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียวที่ใช้สำหรับการปรับแก้การวางแนวได้อีกด้วย ดังนั้นจำนวนชนิดของผนังอุโมงค์แบบเรียว ที่ต้องการใช้นั้นไม่จำเป็นที่จะต้องเพิ่มขึ้น จำนวนของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว ที่ต้องการสำหรับการปรับแนวจะแตกต่างกันตามอัตราส่วนของหน้าตัดการวางโค้งทีละน้อย (Gradual curve) และหน้าตัดการวางโค้ง (Sharp curve) ภายในหน้าตัดของการก่อสร้างหรือไม่ก็เป็นการปรับแนวของอุโมงค์ เช่น โค้งตัวเอส (S-shaped curve) หรือสภาพของดินโดยรอบ จำนวนของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered ring) โดยปกติที่ต้องการใช้สำหรับการปรับแนวอยู่ที่ประมาณ 3-5 % ของจำนวนทั้งหมดของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบตรงทั่วไป

สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก ความกว้างสูงสุดของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียวสำหรับการปรับแก้แนวและโค้งที่ลดลงทีละน้อยจะเท่ากับหรือน้อยกว่าความกว้างมาตรฐาน สำหรับชิ้นส่วนผนังอุโมงค์เหล็กหล่อและคานคอนกรีตนั้น (Ribbed RC) ความกว้างที่เพิ่มความเรียวไปหนึ่งเท่าครึ่งจะถูกนำมาใช้อยู่เสมอ ความกว้างสูงสุดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แผ่นเรียบมักจะมีขนาดเล็กกว่าความกว้างมาตรฐาน อย่างไรก็ตามในหลายปีที่ผ่านมาความกว้างที่เพิ่มความเรียวไปหนึ่งเท่าครึ่งของความกว้างมาตรฐานก็นิยมนำมาใช้

ความกว้างสูงสุดของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว (Tapered ring) ที่เป็นเหล็กที่ใช้สำหรับโค้งอื่นๆ นอกเหนือจากโค้งทีละน้อยมีค่ามากกว่า 250 มิลลิเมตร ส่วนความกว้างของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว ที่เป็นคอนกรีตมีค่ามากกว่า 750 มิลลิเมตร ความเรียวถูกกำหนดโดยรูปแบบของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ความกว้างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ รัศมีความโค้ง การประเมินอัตราการใช้วงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว ในหน้าตัดโค้ง ผลที่ได้จากวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว และช่องว่างช่วงท้าย เป็นต้น สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตโดยปกติจะมีค่าอยู่ที่ประมาณ 75 มิลลิเมตร เนื่องจากความจำกัดของการจัดเรียงเหล็กเสริม

ขนาดและมุมของผนังแบบเรียว จะขึ้นอยู่กับชนิดของผนังอุโมงค์ ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก รัศมีโค้งของผนังอุโมงค์ ความสะดวกในการผลิต ช่องว่างท้ายหัวเจาะ จากข้อมูลในอดีตที่ผ่านโดยทั่วไป ขนาดและมุมของผนังอุโมงค์แบบเรียวจะมีค่าดังแสดงในตารางที่ 5.3

ความเรียวและมุมของความเรียวสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกมากกว่า 10 เมตร หรือมีรูปร่างไม่ปกติจะต้องพิจารณาเป็นกรณีพิเศษเพื่อหาอัตราส่วนการใช้การผสมของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียวและวงแหวนมาตรฐาน ในการก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ปกติจะใช้อัตราส่วน 2 : 1 และที่พบเห็นกันบ่อยๆ ได้แก่ 3 : 1, 1 : 1, 4 : 1 และ 3 : 2 อย่างไรก็ตามอัตราส่วนของ 2 : 1 หรือใหญ่กว่านั้นก็ถูกนำมาใช้ การพิจารณาจะถูกทดแทนด้วยชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ที่ไม่ถูกเชื่อมกันตรงรอยต่อที่ติดต่อเนื่องกัน ในอุโมงค์ที่มีรัศมีขนาดใหญ่ เช่น อุโมงค์รถไฟ อุโมงค์ถนน อัตราส่วนการใช้การผสมของวงแหวนผนังอุโมงค์แบบเรียว ต่อวงแหวนมาตรฐานจะอยู่ที่ 1 : 1 หรือน้อยกว่านั้น

ตารางที่ 5.3 แสดงขนาดเรียวและองศาของความเรียว

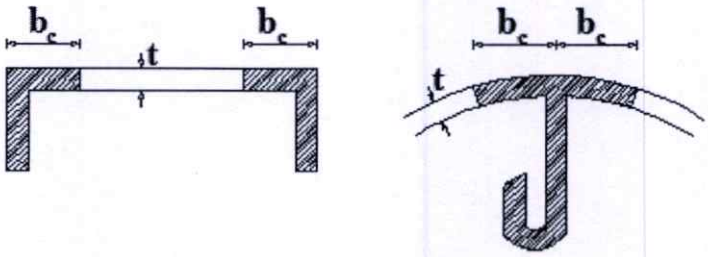
เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (D_o) (เมตร)	$D_o < 4$	$4 \le D_o < 6$	$6 \le D_o < 8$	$8 \le D_o < 10$	$10 \le D_o$
Taper (มิลลิเมตร)	15-75	30-80	30-90	40-90	40-70
Taper Angle	20°-115°	20°-70°	15°-50°	15°-35°	10°-25°

5.4.4 ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate และ Backboard

ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate และ Backboard นั้นต้องออกแบบให้เหมาะกับโครงสร้างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยมี Main girder, Vertical rib และ Splice plate เป็นตัวรับแรงที่เกิดขึ้นบน Skin plate

ในกรณีนี้ ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate จะถูกออกแบบโดยพิจารณาจาก สภาพความเค้น ความหนาของ Skin plate ความกว้างของ Main girder หรือ Rib การประสานกันของ Main girder และ Skin plate สำหรับโครงสร้างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรตรวจสอบและพิจารณาใช้จากความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate

1. สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่ทำจากเหล็ก เมื่อติดตั้ง Main girder และ Rib และ Skin plate เรียบร้อยแล้วนั้น ความกว้างประสิทธิผล (b_c) จะคำนวณ ได้จาก



(ก). Main girder (ข). Vertical rib

รูปที่ 5.28 ความกว้างประสิทธิผลของ Skin plate

1.1 ค่าความเค้นของ Main girder และความแข็งเกร็งของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะคำนวณหาความกว้างประสิทธิผลได้ดังสมการที่ 5.2 โดยค่า 2 เท่าของ b_c ต้องไม่มากกว่าความยาวระหว่าง Main girder และค่า t คือความหนาประสิทธิผลของ Skin plate

$$b_c = 25t \text{ (สำหรับข้างเดียว)} \tag{5.2}$$

1.2 ค่าความเค้นของ Vertical rib หรือ Splice plate ที่เกิดขึ้นจากแรงผลักของแม่แรงของหัวเจาะ (Shield jack) จะคำนวณหาค่าความกว้างประสิทธิผลได้ดังสมการที่ 5.3 โดยค่า b_c ต้องไม่มากกว่าความยาวระหว่าง Vertical Rib โดยค่า t คือความหนาทั้งหมดของ Skin plate

$$b_c = 20t \text{ (สำหรับข้างเดียว)} \tag{5.3}$$

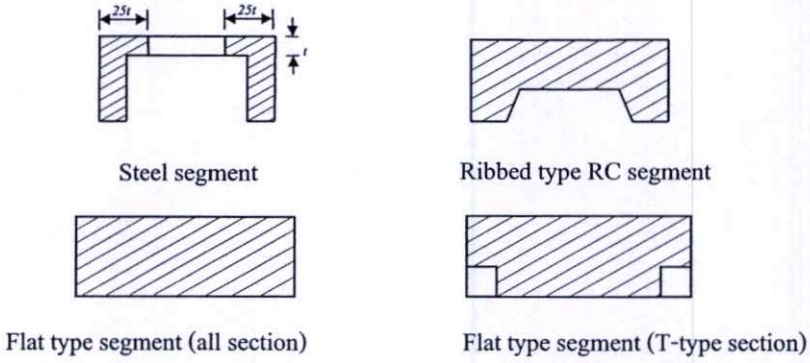
นอกจากนั้น ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จากเหล็กกล้ายังสามารถพิจารณาเป็นโครงสร้างแบบแผงซึ่งมี Skin plate, Vertical rib และ Splice plate อีกอย่างความกว้างประสิทธิผลอาจต้องลดลงเพื่อลดปัญหาการงอของ Main girder

2. ความกว้างประสิทธิผลของ Backboard ของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทกล่องจะหาได้จาก ค่าความเค้นของ Main girder และความแข็งเกร็งของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนัง

อุโมงค์สามารถใช้ความกว้างทั้งหมดมาเป็นความกว้างประสิทธิผล และค่าความเค้นของ Vertical rib หรือ Splice plate ที่เกิดขึ้นจากแรงผลักของแม่แรงของหัวเจาะ (Shield jack) สามารถคำนวณโดยใช้ความกว้างทั้งหมดของ Backboard มาเป็นความกว้างประสิทธิผล

5.4.5 ค่าความเค้นของหน้าตัดหลัก (Stress of main section)

ค่าความเค้นของหน้าตัดหลักของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะคำนวณโดยใช้แรงที่มีค่าสูงสุดโดยสมมติให้เป็นคานตรง ค่าโมเมนต์ดัดลบและบวกสูงสุด และแรงตามแนวแกนอยู่จุดเดียวกัน ค่าแรงเฉือนสูงสุด โมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนจะอยู่ที่จุดเดียวกัน ในวิธีการคำนวณแบบปรับปรุง (Modified usual calculation method) ส่วนหนึ่งของโมเมนต์ดัดซึ่งกระทำต่อจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะส่งผ่านไปยังชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่ติดกันผ่านจุดต่อของวงแหวน ดังนั้นเมื่อคำนวณหาหน้าตัดหลัก อัตราการถ่ายแรงของโมเมนต์ดัด (ξ) ควรจะต้องนำมาคำนวณด้วย



รูปที่ 5.29 หน้าตัดประสิทธิผลของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เป็นรูปแบบคานโค้ง แต่สามารถพิจารณาเป็นคานตรงได้ เนื่องจากอัตราส่วนความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ต่อรัศมีความโค้งมีค่าประมาณ 1/10 สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทกล่องจะถูกรองรับโดย Vertical rib อย่างมีประสิทธิภาพ ทำให้หน้าตัดหลักสามารถคำนวณเป็นคานตรงซึ่งค่าโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกน หรือแรงเฉือน หากอัตราความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ต่อรัศมีความโค้งมีค่าเพิ่มขึ้น ก็ควรต้องระวังเนื่องจากจะมีความแตกต่างระหว่างการคำนวณผลของค่าความเค้นของคานตรงและค่าความเค้นของคานโค้ง

หน้าตัดหลักของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กจะเกิดจาก Main girder และ Splice plate และหน้าตัดประสิทธิผลสำหรับโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนจะแสดงในรูปที่ 5.29 ความหนาของ Main girder ควรพิจารณาโดยผลกระทบจากการงอ ยิ่งไปกว่านั้นหน้าตัดประสิทธิผลสำหรับ

ต้านแรงเฉือนก็คือ Main girder เท่านั้น หากออกแบบหน้าตัดเพื่อรับโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกน รวมทั้งแรงแบกทานสำหรับแรงเฉือน ก็สามารถละเว้นไม่คำนวณการรับแรงเฉือนได้

หน้าตัดหลักของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตจะแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือแบบคานคอนกรีต (Ribbed typed RC) และแบบแผ่นเรียบ (Flat type) สำหรับแบบคานคอนกรีต จะมีหน้าตัดแบบ T-type ซึ่งเกี่ยวเนื่องจาก Main girder และ Backboard ส่วนสำหรับแบบแผ่นเรียบ มีหน้าตัดแบบสี่เหลี่ยม อย่างไรก็ตามสำหรับแบบแผ่นเรียบ หากหน้าตัดมีการพร่องไปเนื่องจากจุดต่อหรือการติดตั้งก็สามารถพิจารณาเป็น T-type ได้

สำหรับการคำนวณค่าความเค้นซึ่งสัมพันธ์กับโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกน ค่า Tensile stress ของคอนกรีตจะไม่นำมาใช้ และค่าความเครียดจะถูกคำนวณจากระยะทางจากแนวแกนกลางของหน้าตัด ค่าความเค้นเฉือนสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.4

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot d} \tag{5.4}$$

เมื่อ Q : ค่าแรงเฉือนสูงสุด

b : สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม ใช้ความความกว้างทั้งหมด
สำหรับหน้าตัด T type ใช้ความกว้าง Width of web

d : ความสูงประสิทธิผล

อย่างไรก็ตาม หากค่าความเค้นเฉือนมีค่าเกินกว่าค่าความเค้นเฉือนที่ยอมให้ (τ_a) ก็จะต้องจัดโครงค้ำเพิ่มขึ้น หน้าตัดของโครงค้ำกว้างกว่าหน้าตัดทั้งหมดจะคำนวณได้โดย

$$A_v = \frac{Q_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d} \tag{5.5}$$

$$Q_v \geq Q - Q_c \tag{5.6}$$

$$Q_c = 1/2 \cdot \tau_a \cdot b \cdot d \tag{5.7}$$

เมื่อ A_v : หน้าตัดทั้งหมดของโครงค้ำสำหรับระยะทาง

s : ระยะห่างระหว่างโครงค้ำ

Q_v : ค่าแรงเฉือนบนโครงค้ำ

Q_c : ค่าแรงเฉือนบนคอนกรีต

ค่า Bond stress (τ_o) ของการเสริมแรงหลักสำหรับคอนกรีตคำนวณได้จากสมการที่ 5.8

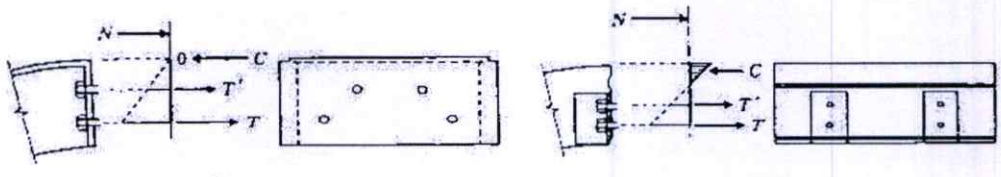
$$\tau_o = \frac{Q}{U \cdot d} \tag{5.8}$$

เมื่อ U เป็นผลรวมของความยาวรอบนอกของการเสริมแรงหลัก เมื่อโครงค้ำเป็นตัวรับแรงแบกทาน และ Q มีค่าเพียงครึ่งเดียวของค่าU

5.4.6 การคำนวณจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

จุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะต้องคำนวณให้ถูกต้องตามวิธีการใช้ในการคำนวณส่วนประกอบแรงของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

1) จุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ถ้าออกแบบวงแหวนผนังอุโมงค์ให้เป็นวงแหวนแข็งซึ่งมีความแข็งเกร็งดัดเต็มที่ การคำนวณจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ก็ควรใช้ความแข็งแกร่งและความแข็งเกร็งเท่ากันกับที่ใช้ในหน้าตัดหลักของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ดังนั้นการคำนวณปกติสำหรับคำนวณจุดต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรใช้องค์ประกอบของแรงสำหรับวงแหวนผนังอุโมงค์ ค่าโมเมนต์ดัดบวกและลบสูงสุด และแรงตามแนวแกนที่จุดเดียวกัน และค่าแรงเฉือนสูงสุดและโมเมนต์ดัด และแรงตามแนวแกนที่จุดเดียวกัน ซึ่งจะเกิดขึ้นตามวงแหวนของผนังอุโมงค์ อย่างไรก็ตามมันเป็นไปไม่ได้ที่ความแข็งแกร่งและความแข็งเกร็งจะเท่ากันในทุกจุดต่อ ดังนั้นการคำนวณจึงขึ้นอยู่กับหลักการออกแบบที่ว่าวงแหวนผนังอุโมงค์ถูกติดตั้งเพื่อตระเตรียมรับการเลื่อมของวงแหวน ซึ่งยอมให้ผลกระทบจากการประกบครอบคลุมส่วนหนึ่งขององค์ประกอบแรง ในบางกรณีโมเมนต์ดัดจะถูกถ่ายแรงผ่านไปยังจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และจะลดลงเนื่องจากโมเมนต์ดัดถูกกระจายไปยังชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ข้างเคียง สำหรับในการคำนวณแบบปรับปรุง การออกแบบองค์ประกอบแรงของจุดต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โมเมนต์ดัดสามารถออกแบบให้ลดลงเนื่องจากการอัตราการถ่ายแรงโมเมนต์ดัด



(a) Case of steel segment (b) Case of concrete segment

รูปที่ 5.30 การกระจายค่าความเค้นดัดบนจุดต่อของหน้าตัด

สำหรับสลักเกลียว ในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก ความเค้นของสลักเกลียวจะถูกคำนวณโดยใช้แบบจำลองว่าขอบของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เป็นจุดต่อสำคัญของการหมุนดังในรูปที่ 5.30 สลักเกลียวจะถูกพิจารณาเป็นเหล็กรับแรงดึงในการคำนวณความเค้นของสลักเกลียวในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต ดังนั้นหน้าตัดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะถูกออกแบบเหมือนเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับความหนาของ Splice plate จะถูกคำนวณจากความเค้นที่เกิดบนสลักเกลียวในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก ทั้งแบบแผ่นเรียบ (Flat type) และแบบคานคอนกรีต (Ribbed typed RC) สำหรับแบบคานคอนกรีตนั้น นอกจากเรื่องนี้แล้ว แรงเฉือนและความเค้นแบกทานรอบ Splice plate ยังต้องใช้คำนวณอีกด้วย ยิ่งไปกว่านั้นในประเภทอื่นๆ ประสิทธิภาพของจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตจะถูกพิจารณาจากการเปรียบเทียบอัตราส่วนของ Yield strength ต่อหน้าตัดหลักของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ในแบบจำลอง Beam-spring model สมมติว่าวงแหวนของผนังอุโมงค์เป็นวงแหวนซึ่งมีสปริงจำนวนมาก องค์ประกอบของแรงจะสามารถคำนวณโดยตรงที่ตำแหน่งจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด แรงตามแนวแกนและแรงเฉือนจะสามารถคำนวณและใช้วิธีที่เหมาะสมได้ ในกรณีนี้จุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรออกแบบให้สอดคล้องกับค่าคงที่สำหรับสปริงที่ใช้ในการคำนวณหาแรง

2) จุดต่อของวงแหวน ในกรณีผลกระทบจากการประกบกันซึ่งถูกคาดจากการเตรียมรับการเกิดการเอียง มันจำเป็นที่ว่าจุดต่อของวงแหวนมีความแข็งเกร็งและความแข็งแกร่งที่ถ่ายแรงและลดค่าโมเมนต์ดัดไปสู่ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ข้างเคียง เหมือนกันกับตำแหน่งของจุดต่อซึ่งต้องพิจารณาอย่างระมัดระวัง สำหรับการออกแบบจุดต่อวงแหวน นอกจาก Beam-spring model องค์ประกอบของแรงสำหรับการออกแบบนั้นไม่สามารถคำนวณได้ ด้วยเหตุนี้การออกแบบสลักเกลียวที่จุดต่อวงแหวนด้วยวิธีการคำนวณแบบปกติและวิธีการคำนวณแบบปรับปรุง ซึ่งส่วนใหญ่จะมีขนาดเท่ากันกับสลักเกลียวเชื่อมจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ บางครั้งอาจใช้สลักเกลียวจุดต่อวงแหวนซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กและค่าความแข็งแกร่งต่ำ ในการออกแบบจุดต่อวงแหวน จะต้องคำนวณผลกระทบอุโมงค์ที่เกิดจากแผ่นดินไหวและการทรุดตัวของดินและผลกระทบจากการก่อสร้างด้วย

5.4.7 การคำนวณ Skin plate และ Backboard

ในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบกล่อง (Box type) แรงกระทำบนอุโมงค์จะถ่ายผ่าน Skin plate หรือ Backboard ไปยัง Vertical Rib ของ Main girder, Splice plate, ฯลฯ แรงกระทำบน Skin plate และ Backboard จะพิจารณาเป็นแรงแผ่กระจาย ไปใช้คำนวณขนาดและเนื่องจากว่าทุกด้านของ Skin plate และ Backboard เป็นโครงสร้างที่ยึดแน่น

ในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบกล่อง มี Main girder 2 ชิ้น ใช้ในการคำนวณซึ่งช่องว่างระหว่าง Vertical rib จะเล็กกว่าความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ซึ่งเหมือนกับรัศมีของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ขนาดแรงแบกทานของ Skin plate และ Backboard จะถูกคำนวณจากแบบจำลอง

ก) Limit design method ของแผ่นสี่เหลี่ยมซึ่งมีจุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งสองข้าง

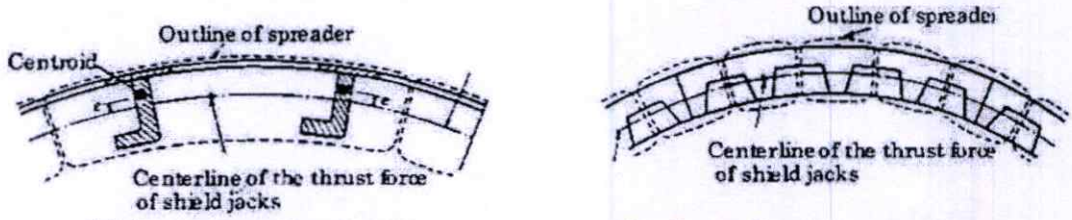
ข) Limit design method ของเคเบิลซึ่งมีจุดรองรับแบบปกติที่สองข้าง

ค) Elastic design method ของแผ่นสี่เหลี่ยมซึ่งมีจุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งสี่ข้าง

เนื่องจากความหนาและอัตราขนาดของ Skin plate แบบจำลองพื้นฐานออกแบบสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กคือแบบ ก. และแบบ ข. ส่วนสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบกล่องคือ แบบ ค. สำหรับขนาดแรงแบกทานของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กจะคำนวณโดยใช้วิธี ก.และวิธี ข. เมื่อออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์สำหรับการใช้งานที่ยาวนาน จำเป็นที่จะต้องพิจารณาถึงการสึกกร่อนของ Skin plate หรือเพิ่มการป้องกันการสึกกร่อนด้วย

5.4.8 การคำนวณ Vertical rib

Vertical rib ถูกออกแบบเป็นแบบเสาสั้นเพื่อต้านแรงผลักของแม่แรง ขณะเดียวกันช่วยป้องกันการงอของ Main girder แรงผลักของแม่แรงถูกรองรับโดยหน้าตัดประสิทธิผลรวมถึง Vertical rib หรือ Splice plate และส่วนหนึ่งของ Skin plate ซึ่งครอบโดยแรงกดหรือแหวนกด แรงกระทำแบกทานโดยหน้าตัดประสิทธิผลจะแปรผันตามตำแหน่งของแม่แรง Vertical rib และ Splice plate ในอีกทางหนึ่งแรงกระทำก็คือค่าเฉลี่ยของแรงผลักจากแม่แรงซึ่งแบ่งออกโดย Vertical rib และ จุดต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



(a) Case of steel segment (b) Case of concrete segment

รูปที่ 5.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงผลักของแม่แรงและ Vertical rib

จุดที่กระทำของแรงผลักจากแม่แรงมักจะไม่ตรงกับจุดศูนย์กลางของหน้าตัดประสิทธิผล และมันจะเลื่อนไปตามรอบวง อย่างไรก็ตามผลกระทบของความเค้นที่เกิดขึ้นจาก Vertical rib ซึ่ง

เบี่ยงไปตามรอบวง จะถูกพิจารณาว่าไม่เกี่ยวข้องกับการออกแบบรายละเอียดของ Vertical rib แม้แต่น้อย ด้วยเหตุนี้การเบี่ยงของแรงกระทำจึงละเว้นไว้ไม่นำมาคิด

5.5 รายละเอียดการออกแบบสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

5.5.1 โครงสร้างจุดต่อ

โครงสร้างจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรออกแบบโดยพิจารณาถึงความแข็งแกร่ง การติดตั้ง คุณภาพและการป้องกันการซึมน้ำ ระบบการติดตั้งและต่อเชื่อมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์สามารถแยกได้เป็นจุดต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี จุดต่อระหว่างวงแหวนตามแนวอุโมงค์ การต่อเชื่อมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ก็แบ่งประเภทของจุดต่อออกได้ดังนี้

1) จุดต่อแบบสลักเกลียวและน็อต (Bolt and nut joint) นี่เป็นจุดต่อที่นิยมกันมากที่สุดสำหรับการต่อเชื่อมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และวงแหวน แผ่นประกบจะถูกบีบอัดโดยสลักเกลียว และยึดชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ในกรณีที่ขนาดของสลักเกลียวและรูสลักเกลียวมีค่าต่างกัน จะทำให้เกิดช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ควรพิจารณาถึงผลกระทบของแรงจากการก่อสร้างที่อาจเพิ่มด้วย ซึ่งขนาดรูสลักเกลียวมาตรฐานนั้น ตารางที่ 5.4 เป็นตารางสำหรับสลักเกลียวสั้นของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กและแบบแผ่นเรียบ (Flat type) และในตารางที่ 5.5 เป็นตารางสำหรับสลักเกลียวยาวซึ่งใช้สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานคอนกรีต (Ribbed typed RC)

2) จุดต่อแบบบานพับ (Hinge coupler joint) จุดต่อนี้จะถูกใช้เป็นจุดต่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทหลายบานพับ จุดต่อที่นิยมสุดสำหรับแบบบานพับนี้คือจุดต่อแบบข้อต่อรูปห่วงใส่สลัก ซึ่งนิยมใช้ในประเทศสหราชอาณาจักรและรัสเซียซึ่งมีสภาพดินที่ค่อนข้างดี ระบบนี้จะช่วยลดโมเมนต์ดัด จุดต่อชนิดนี้ไม่นิยมในญี่ปุ่นซึ่งสภาพดินไม่ค่อยดี และมีระดับน้ำใต้ดินสูง

3) จุดต่อแบบหมุด (Pin coupler joint) ส่วนมากจะใช้เชื่อมต่อระหว่างวงแหวน แต่อาจใช้เชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ในบางครั้ง หน้าที่หลักของจุดต่อวงแหวนคือทำให้ไม่เกิดผลกระทบจากการเลื่อมของวงแหวนซึ่งยอมให้แรงเฉือนถูกป้องกัน โดยชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ข้างเคียง จุดต่อวงแหวนนั้นต้องทำให้ยึดแน่นเพื่อทำให้มั่นใจในความต่อเนื่องของแนวอุโมงค์และช่วยป้องกันอุโมงค์จากการรั่วซึมของน้ำ จุดต่อชนิดนี้เหมาะกับระบบการติดตั้งแบบอัตโนมัติ ช่องว่างระหว่างหมุดและรูหมุดดูได้จากตารางที่ 5.4

4) จุดต่อแบบลิ่ม (Wedge joint) จุดต่อชนิดนี้ใช้ทั้งเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และเชื่อมระหว่างวงแหวน โดยการใช้ลิ่มเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 2 ชิ้นเข้าด้วยกัน ซึ่งจุดต่อนี้ถูกพัฒนาขึ้นมาเพื่อใช้สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบแผ่นเรียบ (Flat type)

5) จุดต่อแบบสลักและร่อง (Tongue and groove joint) จุดต่อชนิดนี้นิยมใช้สำหรับเชื่อมต่อระหว่างวงแหวน ทว่าบางครั้งก็อาจใช้เชื่อมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ องค์ประกอบของจะถูกถ่ายไปยังชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ข้างเคียงโดยจุดต่อชนิดนี้ การประกอบจุดต่อนี้ให้แม่นยำนั้นค่อนข้างดี อย่างไรก็ตาม ก็ต้องดูแลและระวังขณะทำการประกอบติดตั้ง โดยปกติจุดต่อนี้จะดีขึ้นหากมีจุดต่อแบบอื่นมาช่วยเสริม ซึ่งช่วยในการบีบอัดเพื่อรักษาความต่อเนื่องของแนวอุโมงค์และป้องกันการรั่วซึมของน้ำ จุดต่อนี้จะเป็นจุดที่อันตรายสำหรับการรับแรงที่สุดสำหรับแนวผนังอุโมงค์ ดังนั้นรายละเอียดของจุดต่อควรพิจารณาเพื่อให้รับแรงได้สูงสุด ซึ่งควรต้องทดสอบคุณสมบัติหลายอย่าง โดยเฉพาะทั้งคุณภาพและสมรรถภาพ ระบบการติดตั้งผนังอุโมงค์อัตโนมัติถูกใช้ จะต้องเลือกระบบจุดต่อให้มีประสิทธิภาพ ในกรณีใช้จุดต่อนอกเหนือจากที่ระบุไว้ในการวางแผน จะต้องตรวจสอบความแข็งแกร่งและการติดตั้งก่อนที่จะออกแบบ

ตารางที่ 5.4 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กและแบบแผ่นเรียบ

Diameter of bolt (mm)	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diameter of bolt hole (mm)	19	21-23	23-25	25-27	27-29	30-32	33-36	36-39	39-41

ตารางที่ 5.5 ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบคอนกรีต (without sheaths)

Diameter of bolt (mm)	27	30	33
Diameter of bolt hole (mm)	32-33	35-38	38-41

5.5.2 การจัดวางสลักเกลียว

เมื่อเป็นชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบแผ่นเรียบ การจัดวางสลักเกลียวสำหรับจุดต่อในทิศความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรออกแบบโดยพิจารณาการถ่ายความเค้นผ่านจุดต่อด้วยการบังคับจัดวางเหล็กเส้น สมรรถภาพของการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบเรียวและสมดุลของหน้าตัดที่พร่องไป ในกรณีของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบคานคอนกรีตซึ่งมีขนาดบาง สลักเกลียว 3 ตัวสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรจัดวางเป็นระนาบเดียว สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่หนา สลักเกลียวควรจัดวางเป็นระนาบคู่สำหรับจุดต่อ โดยมีสลักเกลียว 2 ตัววางอยู่ในระนาบด้านนอก และสลักเกลียว 3 ตัวจัดวางในระนาบด้านในเพื่อตระเตรียมรับมือการเลื่อม สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบกล่องคอนกรีตซึ่งมีความหนากว่าแบบปกติควรจะเพิ่มสลักเกลียวที่จุดต่อเพื่อทำให้มีความแข็งแกร่งและแข็งเกร็งเพียงพอที่จุดต่อ

สลักเกลียวสำหรับจุดต่อวงแหวนควรจัดวางเป็นระนาบเดียวที่ 1/4 ถึง 1/2 ของความสูงชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จากด้านใน โดยไม่เกี่ยวข้องกับชนิดและความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ สำหรับชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบแผ่นเรียบ การเว้นระยะสลักเกลียวขึ้นอยู่กับ

ประสบการณ์ที่ผ่านมาในการพิจารณาความแข็งเกร็ง หน้าตัดพร่องที่น้อยที่สุด และการจัดเรียงเหล็กสมอของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และจุดต่อวงแหวน ในกรณีชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบกล่องคอนกรีต สลักเกลียว 2 ตัวควรจัดวางในแต่ละกล่อง สำหรับประเภทอื่น การจัดวางสลักเกลียวควรจัดวางช่องว่างโดยพิจารณาการเตรียมรับมือการเลื่อมและชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แบบเรียวสำหรับความโค้งของอุโมงค์ และเมื่อใช้จุดต่อแบบหมุด การจัดวางหมุดจะเหมือนกับการจัดวางสลักเกลียว

5.5.3 Vertical rib

เมื่อออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก Vertical rib ก็ควรจัดวางให้มีระยะห่างเช่นกัน และอย่างน้อยควรมี Vertical rib 2 ตัวสำหรับต้านแรงกดเพื่อรองรับและถ่ายแรงจากแรงผลักของแม่แรงหัวเจาะ แผ่นประกบคู่จะจัดว่าเป็น Vertical rib ตัวหนึ่ง ถ้าจำนวนของ Vertical rib น้อยกว่าที่ต้องการ แรงผลักของแม่แรงหัวเจาะอาจไม่สามารถถ่ายแรงไปได้ ซึ่งจะทำให้เกิดค่าความเค้นที่คาดไม่ถึงขึ้นบน Main girder

5.5.4 การป้องกันการรั่วซึมของน้ำ (Waterproofing)

การป้องกันน้ำรั่วซึมเข้าสู่อุโมงค์นั้นเป็นสิ่งสำคัญ เพราะจะส่งผลถึงความสามารถในการขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงผลกระทบจากดินและผิวหน้าเนื่องจากการสูญเสียน้ำของน้ำใต้ดินและการใช้หลังเสร็จการก่อสร้าง รอยรั่วซึมน้ำเป็นสาเหตุให้อุโมงค์มีสภาพเสื่อมลงและลดอายุการใช้งานของอุโมงค์อีกด้วย การปิดและอุดรอยรั่วน้ำตามจุดต่อนั้นจำเป็นสำหรับการป้องกันการรั่วซึม โดยปกติวัสดุที่ใช้ปิดจะถูกวางไว้ที่ร่องตามแนวผิวหน้า สำหรับวัสดุที่ใช้อุดรอยรั่วควรอุดในร่องอื่นตามผิวหน้าของจุดต่อหลังประกอบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ การป้องกันอื่นก็อาจทำที่รูสลักเกลียวและรูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน หลังชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ซึ่งอาจถูกขุดถ้าจำเป็น สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กนั้นไม่จำเป็นต้องมีร่องสำหรับการอุดรอยรั่ว

5.5.5 รูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน (Grouting hole)

ในหลายๆ กรณี จะมีรูอัดฉีดน้ำปูน 1 รูต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 1 ชิ้นเพื่อใช้สำหรับอัดฉีดน้ำปูน จำนวนของรูอัดฉีดน้ำปูนที่ใช้ในปัจจุบันมีแนวโน้มลดลงเพื่อป้องกันปัญหาจากการรั่วซึมของน้ำเข้ามายังรูอัดฉีดน้ำปูน เส้นผ่านศูนย์กลางของรูอัดฉีดน้ำปูนควรออกแบบโดยแบบโดยพิจารณาถึงวัสดุที่จะอัดฉีดเข้าไป โดยปกติเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของรูอัดฉีดน้ำปูนควรจะมีค่าประมาณ 50 มิลลิเมตร ซึ่งวัสดุ รูปร่าง ขนาดและตำแหน่งของรูอัดฉีดน้ำปูนควรออกแบบโดยพิจารณาถึงความปลอดภัย ความสามารถในการทำงาน ถ้าหากว่ารูอัดฉีดน้ำปูนถูกใช้เป็นตะขอสำหรับยกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

5.5.6 ความสามารถในการทำงาน การจัดเรียงและการยึดของเหล็กเสริมแรง

1) การจัดเรียงเหล็กเส้นควรพิจารณาถึงพฤติกรรมการเสริมแรง การดัด การเทคอนกรีต และตำแหน่งของการเสริมแรง

2) ระยะในแนวนอนระหว่างการเสริมแรงหลักควรกว้างกว่า 5/4 ของขนาดหินที่ใหญ่ที่สุดและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมแรง ระยะในแนวตั้งระหว่างการเสริมแรงหลัก ถ้าจัดเรียงเป็น 2 แถวหรือมากกว่านั้น ควรกว้างกว่า 20 มิลลิเมตร และเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมแรง

3) สำหรับการเชื่อมต่อเหล็กเสริมนั้น ไม่อนุญาตให้มีในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ในกรณีจำเป็น การเชื่อมต่อควรออกแบบโดยพิจารณาถึงรายละเอียดและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ชนิดของการเชื่อมต่อ และการเทคอนกรีตเติมลงในช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม

4) ปลายของเหล็กเสริมควรยึดแน่นในคอนกรีตด้วยการงอขอ หรือการเชื่อมต่อ

5) คอนกรีตที่ใช้ควรพิจารณาถึงคุณภาพคอนกรีต เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ความแม่นยำในการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ หรือสิ่งแวดล้อมของอุโมงค์ ความสำคัญและความคงทนของอุโมงค์โดยวิศวกรผู้ควบคุม

ในปกติคอนกรีตที่ห่อหุ้มจะมีความหนามากกว่า 13 มิลลิเมตร ทว่าในคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมสำหรับการเสริมเหล็กในจุดเชื่อมต่อวงแหวนของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แบบเรียวจะระบุไว้ว่าต้องมากกว่า 10 มิลลิเมตร คอนกรีตหุ้มและเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะแสดงในตารางที่ 5.6 คอนกรีตหุ้มจะเพิ่มขึ้นเมื่อไม่มีผนังอุโมงค์ชั้นในหรือต้องออกแบบอุโมงค์ในสภาพแวดล้อมที่มีการสึกกร่อน

ตารางที่ 5.6 เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมและคอนกรีตหุ้ม

เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม	เส้นผ่านศูนย์กลางการกระจายเหล็กเส้น	ระยะจากผิวหน้าของคอนกรีตไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริม (มิลลิเมตร)	ระยะคอนกรีตหุ้ม (มิลลิเมตร)
ต่ำกว่า D16	D10	มากกว่า 35	มากกว่า 17
D19 – D22	D10 – D13	35 – 40	16-21
D25	D13	มากกว่า 45	มากกว่า 20

5.5.7 การป้องกันการสึกกร่อนและการเกิดสนิม

สถิติบันทึกไว้ว่าซีเมนต์และ เรซิ่นจะถูกทาไว้ที่ด้านหลังของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำในอุโมงค์และการเป็นถ่านของคอนกรีต สำหรับอีกสถิติคือโครงการที่อยู่ใต้ทะเลจะมีการผสมกากแร่โลหะ ขี้เถ้า ฝุ่นผงซิลิก้าเพิ่มเข้าไปในคอนกรีตเพื่อ

ปรับปรุงความรั่วซึมจากน้ำและความทนทาน ในกรณีที่คล้ายกันนี้ค่าความเค้นที่ยอมให้ของเหล็กเสริมจะถูกลดลงเพื่อควบคุมรอยแตกของคอนกรีต ปัจจุบันระบบควบคุมตำแหน่งของหัวเจาะได้ถูกพัฒนาขึ้นและทำให้การผิดทิศทางน้อยลงรวมถึงการปรับปรุงวัสดุปิดรอยรั่วซึ่งลดการรั่วซึมของน้ำภายในอุโมงค์ ส่วนในที่ที่มีอุณหภูมิและความชื้นสูง ทั้งยังมีความแห้งและความชื้นสลับกันไปมา จะต้องเพิ่มการป้องกันการสึกกร่อนและการเกิดสนิมภายในอุโมงค์ รวมถึงสลักเกลียวและแผ่นประกบ (Splice plate) ที่อยู่ด้านหลังของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วย

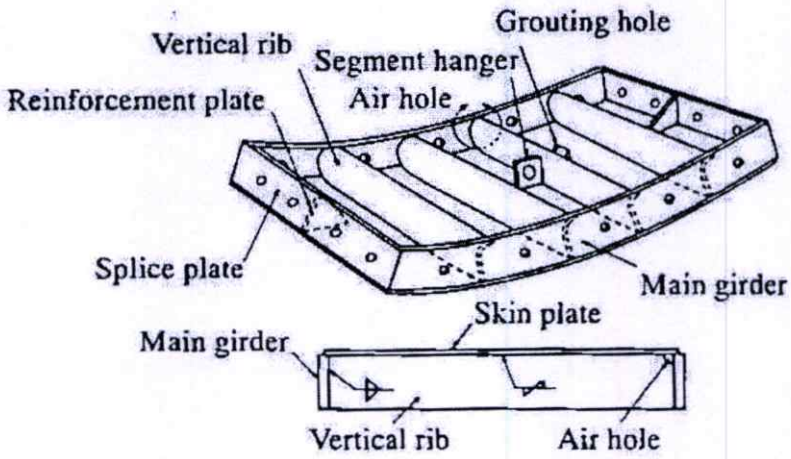
5.5.8 รายละเอียดการออกแบบอื่นๆ

1) การเชื่อมโลหะ : การเชื่อมโลหะควรทำให้ถูกต้องตามวิธีการและขั้นตอนที่ถูกต้องและมีคุณภาพ

2) รูอากาศ (Air hole) : สำหรับผนังอุโมงค์ชั้นในที่ควรติดตั้งเมื่อใช้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กหรือเหล็กหล่อเป็นผนังอุโมงค์หลักนั้น ทำให้ยากต่อการเติมคอนกรีตลงแท่งซึ่งล้อมรอบด้วย Main girder และ Vertical rib เนื่องจากช่องว่างอากาศ จึงต้องมีการติดตั้งรูอากาศไว้สำหรับถ่ายเทอากาศ ที่มุมของ Vertical rib ดังในรูปที่ 5.32

3) แผ่นเสริมแรง (Reinforcement plate) : สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์นั้นต้องมีการใช้แผ่นเสริมแรงเพื่อเสริมแรงของแผ่นประกบและเพิ่มความแข็งแกร่งของจุดต่อ

4) การป้องกันการแตกหักที่มุมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต : สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต จะต้องมีการป้องกันการแตกหักที่มุมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



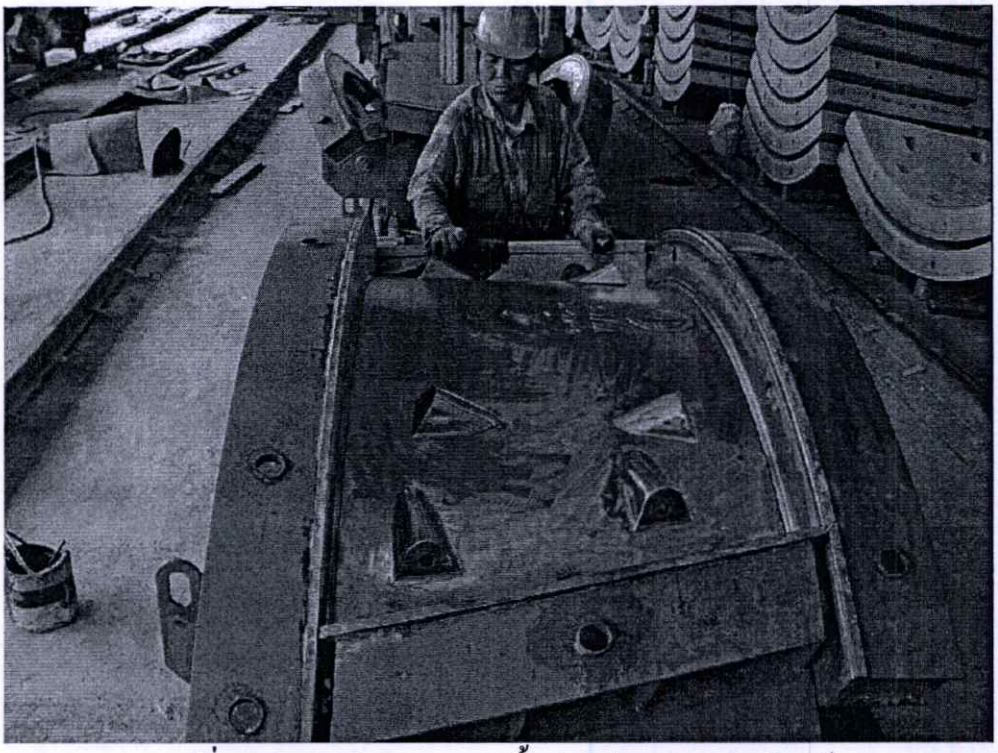
รูปที่ 5.32 รูอากาศของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็ก

5.6 การผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

5.6.1 พื้นฐานทั่วไป

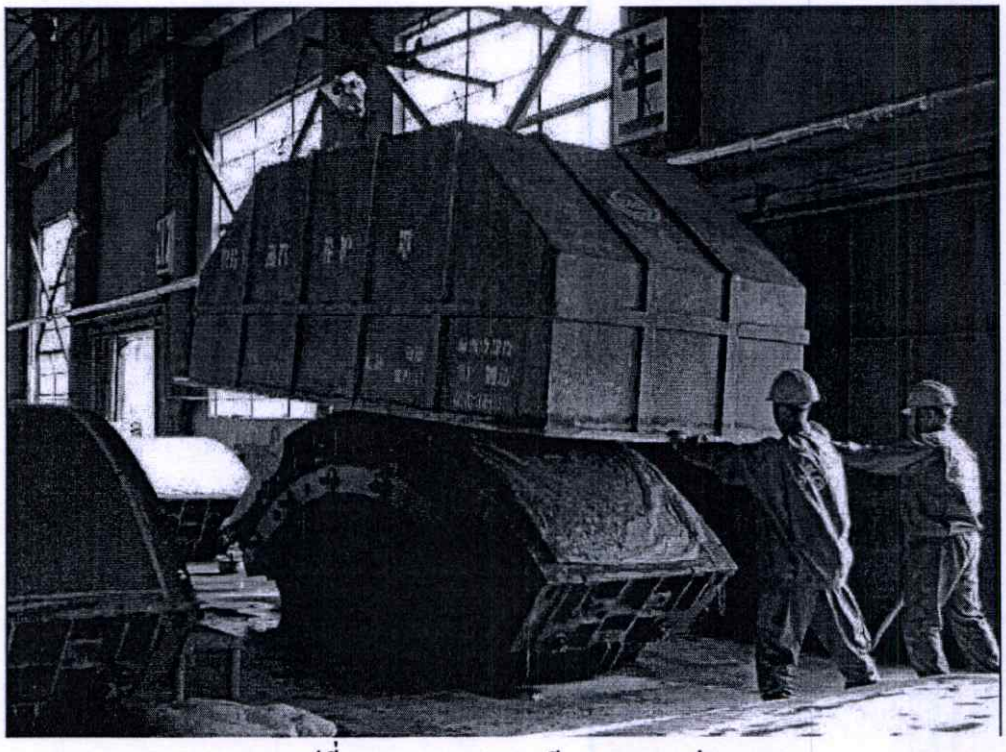
1) โรงงานผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ควรวาดรูปของชิ้นส่วน แผนผังการผลิต ขั้นตอนการผลิต โดยได้รับความเห็นจากวิศวกรผู้รับผิดชอบก่อนเริ่มการก่อสร้าง

2) การผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์นั้น สิ่งสำคัญไม่ได้เพียงแค่การกำหนดรูปร่างและคุณภาพเท่านั้น แต่ยังต้องคำนึงถึงค่าเผื่ออีกด้วย สำหรับรูปที่ 5.33 ถึงรูปที่ 5.37 แสดงขั้นตอนการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



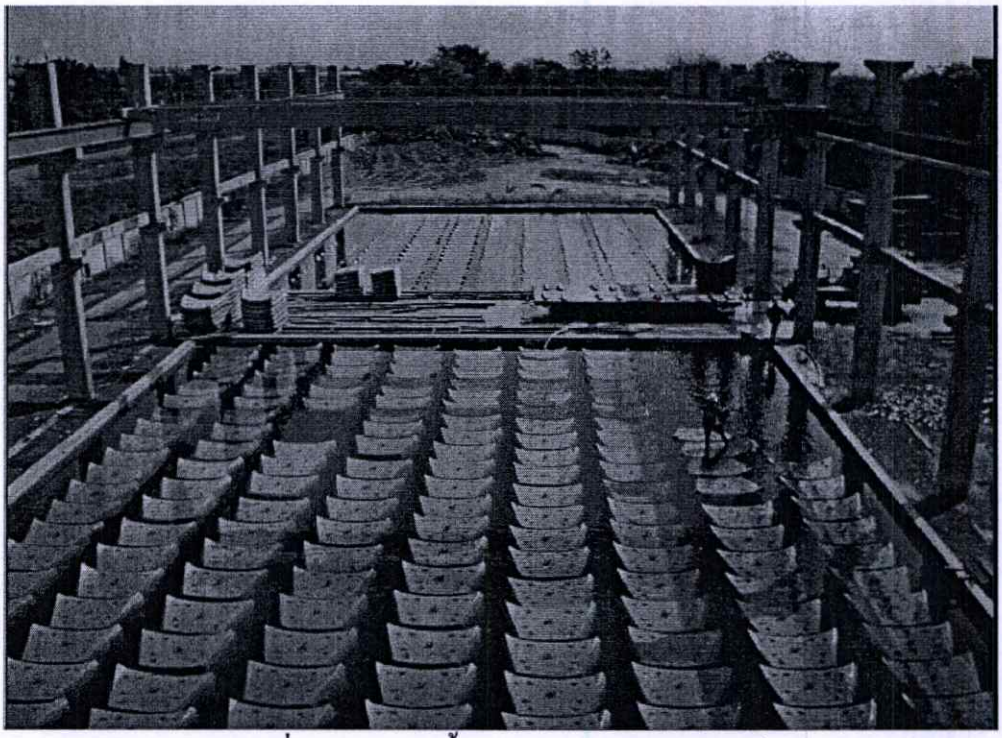
รูปที่ 5.33 การเตรียมแบบหล่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

รูปที่ 5.34 การตรวจสอบเหล็กเสริมของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 5.35 การเทคอนกรีตลงแบบหล่อ

รูปที่ 5.36 การตกแต่งผิวหน้าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



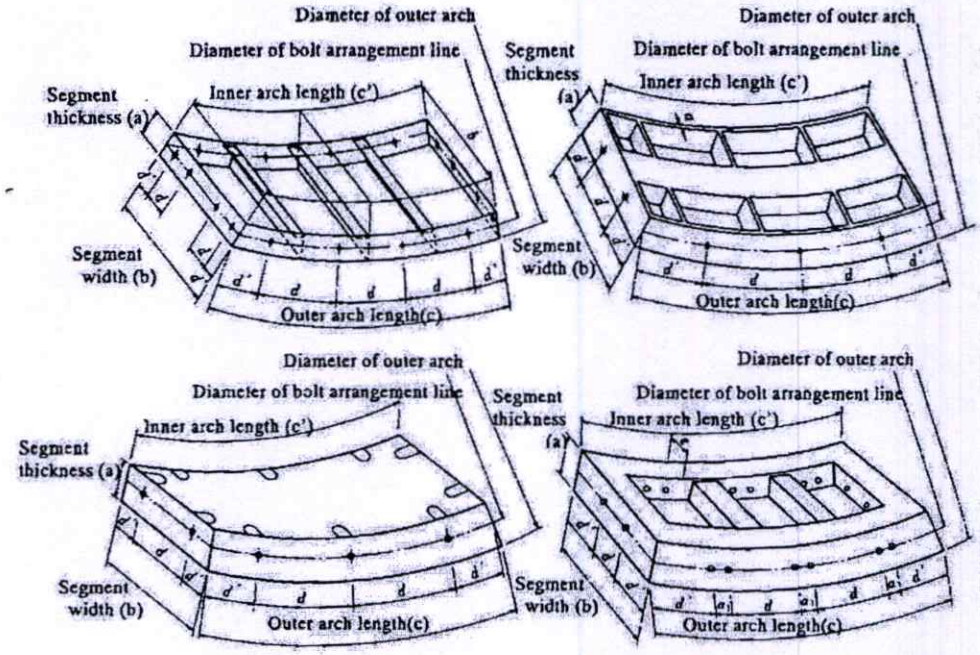
รูปที่ 5.37 การบ่มชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

5.6.2 ค่าเผื่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

ค่าเผื่อของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์นั้นขึ้นอยู่กับชนิดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ วัสดุที่ใช้ วิธีการผลิต และวัตถุประสงค์ของการใช้ ดังนั้นจึงไม่มีกฎที่ตายตัว ค่าที่ยอมให้จะแสดงในตารางที่ 5.7 และรูปที่ 5.38

ตารางที่ 5.7 แสดงระยะที่ยอมให้ (หน่วยมิลลิเมตร)

ชนิด / ค่า		ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล็กกล้า				ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ เหล็กหล่อ				ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต			
ความหนา (a)		± 1.5				+5.0 -1.0[3]				+5.0 -1.0[3]			
ความกว้าง (b)		± 1.5				± 0.5				± 1.0			
ความยาวโค้ง (c)		± 1.5				± 0.5				± 1.0			
ระยะระหว่างรูสลักเกลียว (d,d')		± 1.0				± 0.5				± 1.0			
ความหนาของแต่ละส่วน (e)		-				-1.0[3]				-1.0[3]			
ความกลมของวงแหวนชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ตามยาว	เส้นผ่านศูนย์กลางของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (D_0) (เมตร)	D_0 <4	4 ≤ D_0 < 6	6 ≤ D_0 < 8	8 ≤ D_0 < 10	D_0 < 4	4 ≤ D_0 < 6	6 ≤ D_0 < 8	8 ≤ D_0 < 10	2 ≤ D_0	4 ≤ D_0 < 6	6 ≤ D_0 < 8	8 ≤ D_0 < 10
	เส้นผ่านศูนย์กลางของแนวการจัดเรียงสลักเกลียว	±7	±10	±10	±15	±5	±7	±8	±12	±7	±10	±10	±15
	เส้นผ่านศูนย์กลางความโค้งด้านนอก	±7	±10	±15	±20	±7	±10	±15	±20	±7	±10	±15	±20



รูปที่ 5.38 การวัดขนาด

5.6.3 การตรวจสอบ

สิ่งที่โรงงานควรตรวจสอบเพื่อควบคุมคุณภาพมีดังนี้

1) การตรวจสอบวัสดุ

2) การตรวจสอบรูปร่างภายนอก

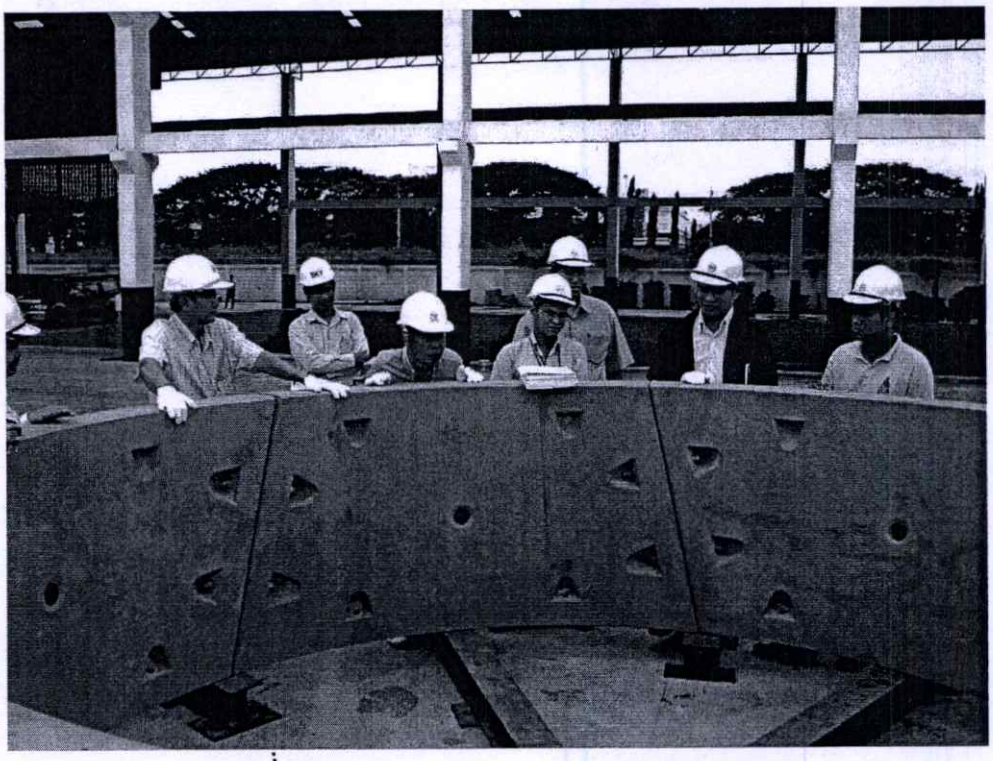
3) การตรวจสอบขนาดความกว้าง

4) การตรวจสอบการทดลองติดตั้ง

5) การตรวจสอบพฤติกรรม

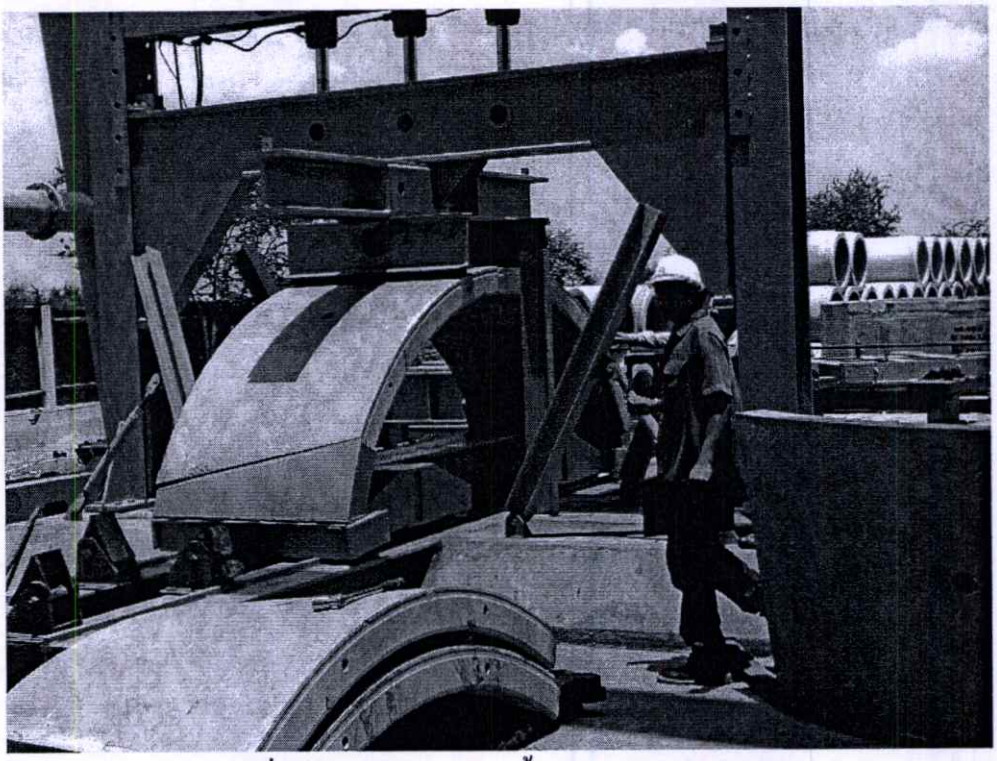
6) การตรวจสอบอื่นๆ ตามแต่ความจำเป็น

การทดสอบความแข็งแกร่งจะมีการทดสอบการดัด การดัดของจุดต่อ การทดสอบแรงผลัก การทดสอบ Grout hole การทดสอบเหล่านี้จะใช้สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเหล็กหล่อ วัสดุประกอบ ซึ่งพฤติกรรมไม่สามารถดูได้จากรูปร่างภายนอก ขนาดและความกว้าง รวมทั้งยังจำเป็นสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่มีรูปร่างพิเศษ



รูปที่ 5.39 แสดงการทดลองประกอบผนังอุโมงค์

รูปที่ 5.40 การตรวจสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของผนังอุโมงค์เมื่อประกอบเสร็จสิ้น



รูปที่ 5.41 ทดสอบการรับน้ำหนักของผนังอุโมงค์

บทที่ 6

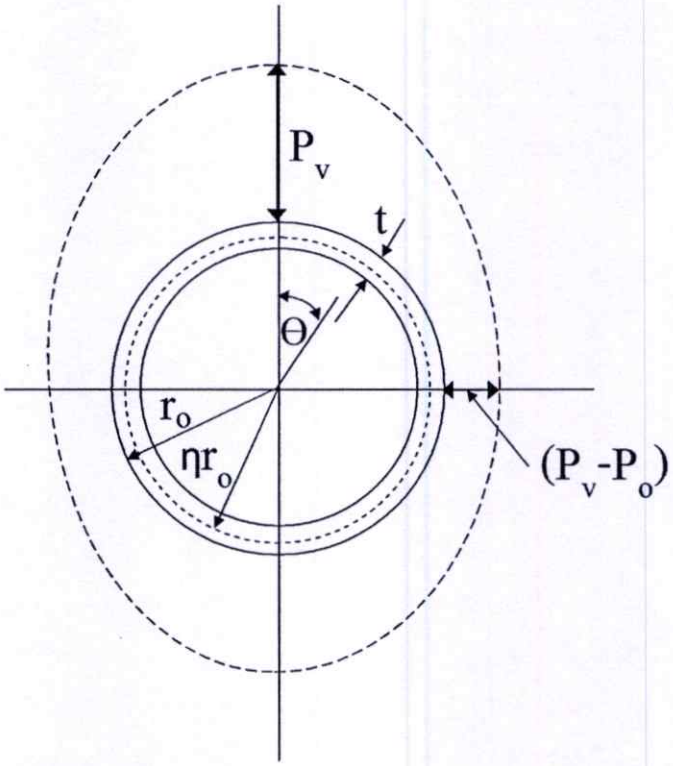
ทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์

6.1 กล่าวนำ

การก่อสร้างอุโมงค์ยังคงเป็นงานที่ซับซ้อนและใช้งบประมาณมหาศาลซึ่งส่วนสำคัญที่สุดคือขั้นตอนการออกแบบ และการก่อสร้างผนังอุโมงค์ให้ปลอดภัยและเหมาะสมกับสัณฐานดินและแรงกระทำ ซึ่งส่วนสำคัญที่สุดคือการออกแบบให้ปลอดภัย ปัจจุบันมีวิธีการออกแบบได้หลายวิธี โดยแต่ละวิธีมีข้อจำกัดและมีสมมติฐานที่แตกต่างกัน ในบทนี้ได้กล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบ ค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ที่ได้จากแต่ละทฤษฎีแล้วนำค่าที่ได้ไปใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนของผนังอุโมงค์ต่อไป โดยมีทฤษฎีที่จะนำมาเรียบเทียบ ได้แก่ ทฤษฎีของ Muir Wood (1975) ทฤษฎีของ Einstein (1979) ทฤษฎีของ Erdmann (1985) ทฤษฎีของ JSCE (Japan Society of Civil Engineers, 1996) ทฤษฎีของ Beam-Spring Model และการวิเคราะห์แรงกระทำโดยไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method)

6.2 ทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมติว่า เป็นอุโมงค์แบบวงกลม (Circular lining) เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปของผนังอุโมงค์ (Deformation) เป็นรูปวงรี ในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น (Elastic ground) และไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเฉือนระหว่างผนังอุโมงค์ กับดิน และสมมติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วยดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่นแบบสมบูรณ์ดังในรูปที่ 6.1 การวิเคราะห์แบบยืดหยุ่น (Elastic analysis) จะใช้ความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นของความเค้นและความเครียด เป็นการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ



รูปที่ 6.1 แสดง Muir Wood's Method: lining วางตัวอยู่ใน Elastic ground

ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum bending moment) ในผนังอุโมงค์จะเป็นดังนี้

$$P_V = P_{e1} + P_{w1} \tag{6.1}$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2} \tag{6.2}$$

$$P_o = P_V - P_H \tag{6.3}$$

$$P_{BAR} = 0.5 \times (P_V + P_H) \tag{6.4}$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C(1+\nu)\cdot 12 \cdot I} \tag{6.5}$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1+2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3-2\nu)}{3-4\nu}\right)} \tag{6.6}$$

$$S_{N1} = 3\times(3-4\nu)\times\frac{P_o}{2} - (2\cdot Q_2 + (4-6\nu))\times S_T \tag{6.7}$$

$$S_{N2} = 4\cdot Q_2 + 5 - 6\nu \tag{6.8}$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \tag{6.9}$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu)\cdot(R_O - R_I)} \tag{6.10}$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1+Q} \tag{6.11}$$

แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O{}^2}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta \tag{6.12}$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta \tag{6.13}$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta \tag{6.14}$$

แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O \tag{6.15}$$

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด(Total moment) = M_1
แรงในแนวแกนทั้งหมด(Total axial forces) = $N_1 + N_2$
แรงเฉือนทั้งหมด(Total shear forces) = S_1

ซึ่ง K_O = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
R_O = รัศมีถึงผิวด้านนอกของอุโมงค์

R_I = รัศมีถึงแนวแกนกลางของอุโมงค์

E_C = Young's modulus ของอุโมงค์

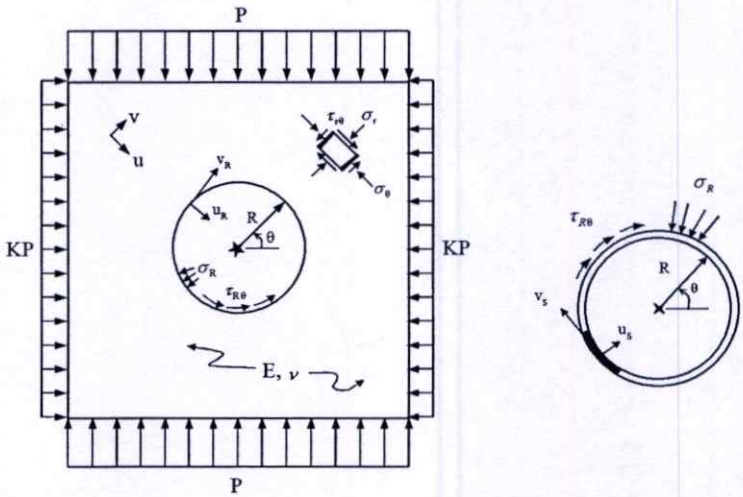
E = Young's modulus ของดินหรือหิน

I = Moment of inertia ของอุโมงค์ต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์

ν = Poisson's ratio สำหรับดิน

6.3 ทฤษฎีของ Einstein (1979)

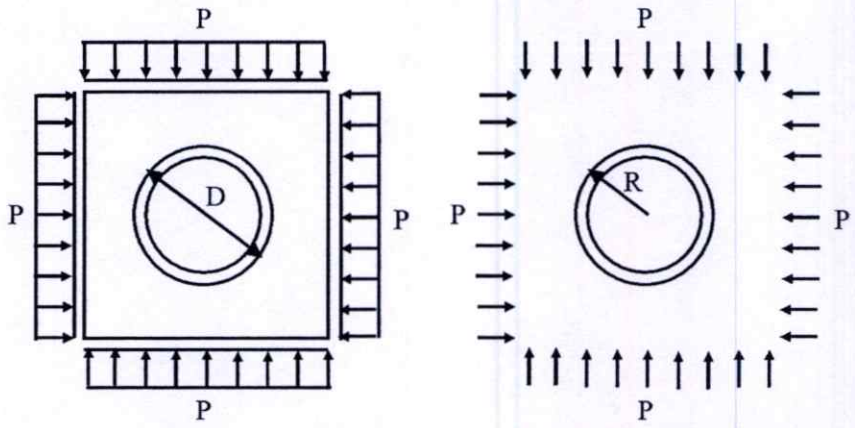
ทฤษฎีนี้จะใช้หลักการของทฤษฎีอีลาสติกในการวิเคราะห์ จะสามารถหาค่าการเสียรูปและแรงที่เกิดขึ้นภายในผนังอุโมงค์โดยมีสมมติฐานให้ดินรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด และเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) มีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ดังรูปที่ 6.2 ส่วนสมมติฐานของผนังอุโมงค์ คือ อุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง และมีการเสียรูปเมื่อมีแรงมากระทำ (Flexibility ring) และพิจารณาแรงในแนวดิ่งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ และแรงกระทำในแนวราบเท่ากับแรงในแนวดิ่งคูณกับสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ ได้สูตรนำมาใช้เพื่อหาค่าแรงกระทำภายในและโมเมนต์ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์



รูปที่ 6.2 การจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein, 1979)

Compressibility ratio (C^*) เป็นอัตราส่วนระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและผนังอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบสมมาตรและสม่ำเสมอ ดังในรูปที่ 6.3 หาค่าได้ดังสมการ 6.16

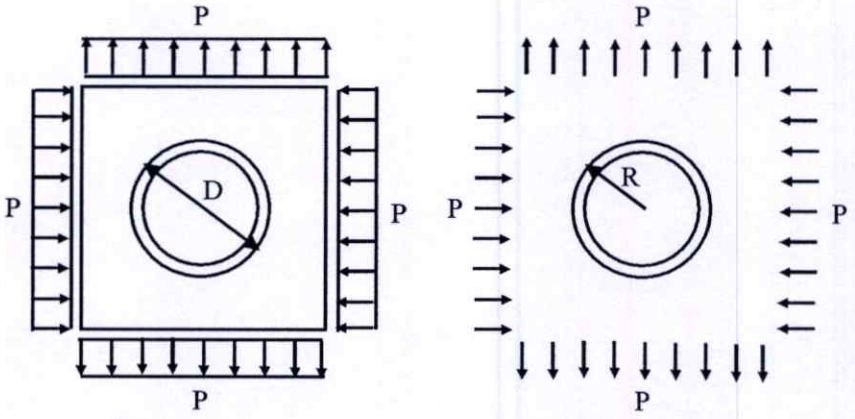
$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S (1-\nu^2)} \tag{6.16}$$



รูปที่ 6.3 รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*)

Flexibility ratio (F^*) เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบไม่สมมาตร ดังแสดงในรูปที่ 6.4 หาค่าได้ดังสมการ 6.17

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S(1-\nu^2)} \tag{6.17}$$



รูปที่ 6.4 รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Flexibility ratio (F^*)

$$a_0^* = \frac{C^* F^*(1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^*(1-\nu)} \tag{6.18}$$

$$a_2^* = \frac{(F^*+6)(1-\nu)}{2F^*(1-\nu)+6(5-6\nu)} \tag{6.19}$$

$$\beta = \frac{(F+6)C(1-\nu)+2F\nu}{3F+3C+2CF(1-\nu)} \tag{6.20}$$

$$b_2^* = \frac{C(1-\nu)}{2(C(1-\nu)+4\nu-6\beta-3\beta C(1-\nu))} \tag{6.21}$$

เมื่อ a_0^* และ a_2^* และ β และ b_2^* เท่ากับค่าคงที่ได้จากความสัมพันธ์ Stress-displacement

การหาแรงกระทำภายในของกรณี Full-slip case

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*)+\frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \tag{6.22}$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \tag{6.23}$$

การหาแรงกระทำภายในของกรณี No-slip case

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*)+\frac{1}{2}(1-K)(1+2a_2^*)\cos 2\theta \tag{6.24}$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4}(1-K)(1-2a_2^*+2b_2^*)\cos 2\theta \tag{6.25}$$

เมื่อ E_s = โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

ν_s = Poisson's ของผนังอุโมงค์

ν = Poisson's ของดิน

M = โมเมนต์ดัดภายในผนังอุโมงค์ (kN.m/m)

T = แรงในแนวแกนของผนังอุโมงค์ (kN/m)

R = รัศมีของผนังอุโมงค์ (m.)

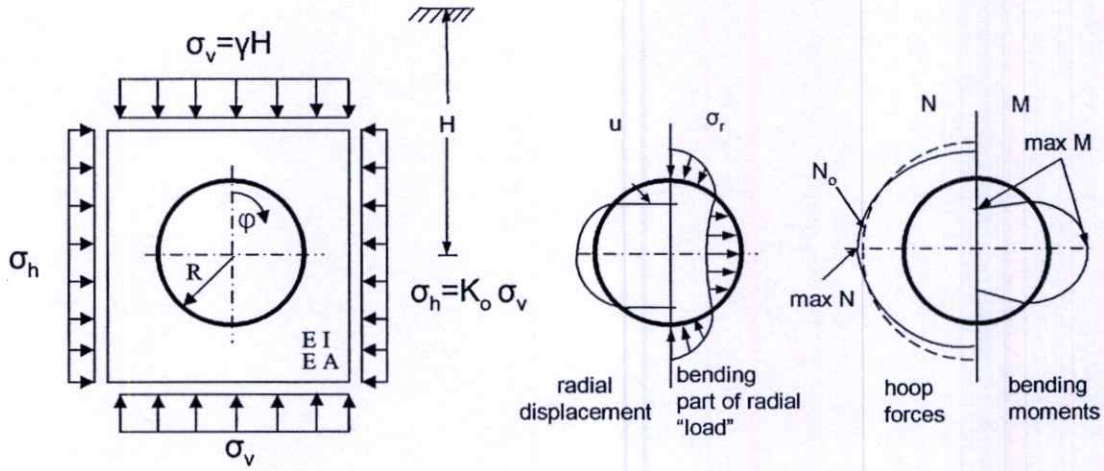
K = สัมประสิทธิ์การกระทำด้านข้างสถิต

P = แรงกระทำในแนวดิ่ง (Overburden pressure)(kN/m^2)

θ = มุมรอบผนังอุโมงค์ทวนเข็มนาฬิกา

6.4 ทฤษฎีของ Erdmann (1985)

สมมติฐานว่าดินรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน พิจารณาเป็นการวิเคราะห์แบบ Plane-strain สำหรับดินและผนังอุโมงค์ รูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบวงกลมเท่านั้น ผนังอุโมงค์เป็นชิ้นเดียวกันตลอดทั้งวง ไม่พิจารณารอยต่อระหว่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ โดยแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัดจะมีค่ามากที่สุดที่ตำแหน่ง Spring line ดังแสดงในรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.5 การจำลองโมเดลของ Muir Wood และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัด

การคำนวณโมเมนต์ดัดสามารถหาโมเมนต์ดัดสูงสุด (Max-M) ได้ดังสมการ

$$M = \sigma_v (1 - K_0) R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)} \times \frac{E_c R^3}{EI}} \tag{6.26}$$

การคำนวณแรงดันเหนืออุโมงค์ (N_0) สามารถหาได้จากสมการ

$$N_0 = \sigma_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + (1 - K_0) \frac{2(1-\nu)}{3(1-2\nu)(1+\nu)} \times \frac{E_c R}{EA}} \tag{6.27}$$

การคำนวณแรงในแนวแกนสูงสุด Max($N-N_0$) สามารถหาได้จากสมการ

$$N - N_0 = \sigma_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + \frac{4\nu (E_c R^3 / EI)}{(3-4\nu)(12(1+\nu) + E_c R^3 / EI)}} \tag{6.28}$$

เมื่อ E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

ν = Poisson's ratio ของดิน

6.5 ทฤษฎีของ JSCE (Japan Society of Civil Engineers, 1996)

6.5.1 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ

ผนังอุโมงค์ (Lining) ต้องได้รับการออกแบบและการรับรองในเรื่องความปลอดภัยของผนังอุโมงค์ ทั้งในช่วงการปฏิบัติงานหลังที่ดำเนินการเปิดใช้แล้ว และต้องมีความปลอดภัยในระหว่างการทำการก่อสร้างด้วย แรงที่นำมาประกอบการพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ดังแสดงในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 แสดงประเภทน้ำหนักที่กระทำ

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads)	1. แรงดันดินในแนวดิ่งและในแนวราบ 2. แรงดันน้ำ 3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 4. น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน 5. แรงต้านทานของดิน
น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads)	6. น้ำหนักภายใน 7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง 8. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว
น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads)	9. ผลกระทบจากอุโมงค์ใกล้เคียง 10. ผลกระทบจากการทำงานบริเวณใกล้เคียง 11. ผลกระทบจากการทรุดตัวของชั้นดิน 12. อื่นๆ

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads) เป็นแรงพื้นฐานที่จะต้องนำมาพิจารณาเสมอในการออกแบบ น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads) จะเกิดขึ้นระหว่างทำการก่อสร้างหรือหลังจากก่อสร้างอุโมงค์เสร็จแล้ว ซึ่งจะถูกนำมาพิจารณาตามวัตถุประสงค์ของอุโมงค์ สภาพของการก่อสร้างและตำแหน่งของอุโมงค์ ในขณะที่น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads) จะถูกนำมาพิจารณาโดยเฉพาะตามสภาพชั้นดินและการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์

น้ำหนักบรรทุกเหล่านี้ที่นำมาพิจารณาเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ แต่การวิเคราะห์ผลจากน้ำหนักบรรทุกไม่คงที่จะถูกนำมาใช้เมื่อแผ่นดินไหวมีผลกระทบต่ออุโมงค์ การออกแบบผนังอุโมงค์โดยการวิเคราะห์แรงเช่นนี้เป็นที่นิยมใช้ในปัจจุบัน ส่วนน้ำหนักจากการก่อสร้าง ได้แก่ แรงจากขาถีบเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ แรงดันจากการอัดฉีดน้ำปูน และผลกระทบจากแผ่นดินไหว เป็นแรงกระทำระยะสั้น (Short- term) แต่น้ำหนักกระทำหลัก เปลี่ยนแปลงตามเงื่อนไขของแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์

6.5.2 แรงดันดินในแนวดิ่งและแนวราบ

ขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน แรงดันน้ำใต้ดิน สามารถแบ่งได้ 2 แบบในการหาค่าแรงดันดิน ได้แก่ แรงดันน้ำใต้ดินกระทำแยกจากแรงดันดิน (แรงดันประสิทธิผล) และแรงดันน้ำใต้ดินกระทำรวมกับแรงดันดิน (แรงดันรวม) แรงดันในแนวดิ่งจะเป็นน้ำหนักแผ่กระจายสม่ำเสมอ (Uniform load) กระทำต่ออุโมงค์ที่ส่วนบน (Crown) ของอุโมงค์ ขนาดของแรงจะพิจารณาจากความหนาของดินเหนืออุโมงค์ รูปร่างหน้าตัดและเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของผนังอุโมงค์และสภาพชั้นดิน แรงดันดินในแนวราบควรจะเป็นแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ และจะแปรผันตามหน่วยน้ำหนักของดินและความลึก โดยจะกระทำที่จุดศูนย์ถ่วงของผนังอุโมงค์ที่ส่วนบน (Crown) และส่วนล่าง (Bottom) ของอุโมงค์ ขนาดของแรงคำนวณจากการคูณแรงดันดินในแนวดิ่งกับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง

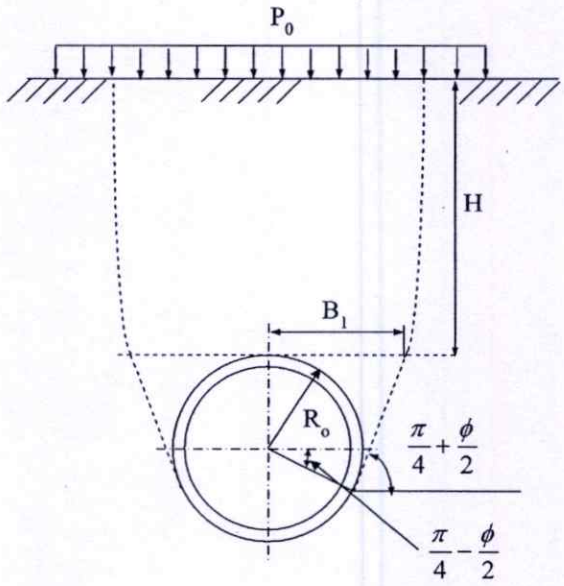
แรงที่กระทำบนผนังอุโมงค์เป็นแรงที่ซับซ้อนพอสมควรและยากต่อการหาค่าที่แน่นอน ตามที่กล่าวมาข้างต้นเป็นวิธีที่ใช้หาค่าแรงดันดินโดยทั่วไป แรงดันดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ตามที่กล่าวข้างต้นอธิบายถึงการหาค่าแรงดันดินโดยไม่คำนึงถึงการเสียรูปของอุโมงค์ แรงดันดินที่กระทำต่ออุโมงค์ที่ ส่วนล่าง (Bottom) ที่พิจารณาคือแรงต้านทานของดิน การคำนวณหาค่าแรงดันดินมี 2 วิธี หนึ่งคือแยกแรงดันน้ำออกจากแรงดันดิน (แรงดันประสิทธิผล) และอีกวิธีคือรวมแรงดันดินและแรงดันน้ำเข้าด้วยกัน (แรงดันรวม) โดยวิธีแรกจะนำมาประยุกต์ใช้กับดินทรายและวิธีหลังใช้กับดินที่มีแรงยึดเหนี่ยว ทว่าวิธีแรกก็อาจนำมาใช้กับดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวแต่มีเสถียรภาพสูงอย่างพวกดินเหนียวแข็ง (Stiff clay)

6.5.2.1 แรงดันดินในแนวดิ่ง

แรงดันดินในแนวดิ่งจะกระทำต่อผนังอุโมงค์ในระยะยาว มันเป็นสิ่งที่ดีกว่าที่ไม่ถือว่ามีผลกระทบของดินต่อผนังอุโมงค์จากการที่ดินเหนืออุโมงค์นั้นน้อยมาก เมื่อเทียบกับขนาดของอุโมงค์ เพราะฉะนั้นการใช้ Loosening pressure ในการออกแบบ โดยอาจจะเกิดปัญหาในดินทรายแต่ไม่มีผลต่อดินที่มีแรงยึดเหนี่ยว ยิ่งกว่านั้นก็ต้องดูสภาพของชั้นดินเพราะแรงดันดินในบางครั้งมีแนวโน้มจะแสดงให้เห็นถึงลักษณะแรงดันที่กระทำบนท่อที่ฝังดินอยู่ ทว่าหากดินเหนืออุโมงค์มีค่า

มากเมื่อเทียบกับขนาดของอุโมงค์ อาจเป็นไปได้ที่จะใช้สูตร Loosening pressure ในการหาค่าแรงดันดินในแนวดิ่งโดย ในดินทรายถ้าดินเหนืออุโมงค์มีความหนา 1 ถึง 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์หรือมากกว่าจะใช้สูตรคำนวณ Loosening pressure ในดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวถ้าความหนาของดินเหนืออุโมงค์หนา 1 ถึง 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์หรือมากกว่า ในดินเหนียวแข็ง (Stiff clay $N \geq 8$) จะใช้สูตรคำนวณ Loosening pressure ในขณะที่ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium stiff clay $4 \leq N < 8$) หรือ ดินเหนียวอ่อน (Soft clay $2 \leq N < 4$) จะใช้การหาค่าตามปกติ

โดยทั่วไปการคำนวณ Loosening pressure ถูกเสนอโดย Terzaghi ดังแสดงในรูปที่ 6.6 การหาค่า Loosening pressure ในชั้นดินผสมโดยแท้จริงนั้นค่อนข้างยากเนื่องจากความแปรปรวนของค่าตัวแปรของดินและความหนาของชั้นดินในแต่ละชั้นในกรณีในที่เป็นชั้นดินผสม ดังนั้นดินจะถูกสมมติให้เป็นดินชั้นเดียวโดยพิจารณาเป็นดินที่เหนือชั้นอุโมงค์ในชั้นถัดไป โดยเฉพาะการคำนึงถึงการประเมินค่า Loosening pressure ในกรณีชั้นดินเหนืออุโมงค์เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหรือดินทรายหลวม ต้องระวังให้มาก



รูปที่ 6.6 Loosening pressure

$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o \tan\phi} \cdot \left(1 - e^{-K_o \tan\phi \cdot H/B_1}\right) + P_o \cdot e^{-K_o \tan\phi \cdot H/B_1} \qquad (6.29)$$

$$B_1 = R_o \cdot \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \qquad (6.30)$$

เมื่อ σ_v = Loosening pressure ของ Terzaghi

h_0 = ระยะความลึกของ Loosening soil

K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง

ϕ = มุมเสียดทานของดิน

P_0 = น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge load)

γ = หน่วยน้ำหนักของดิน

c = แรงยึดเหนี่ยวของดิน

6.5.2.2 แรงดันดินในราบ

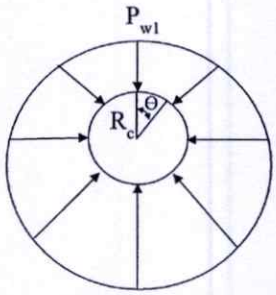
เป็นเรื่องยากที่จะประมาณแรงดันดินในแนวราบให้ถูกต้อง โดยหาได้จากการคูณกันระหว่างแรงดันดินในแนวดิ่งกับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง หรืออาจจะสมมติให้แรงดันดินในแนวดิ่งที่หาได้นั้นเป็นน้ำหนักที่กระทำอยู่ที่ส่วนบน (Crown) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกนี้จะเพิ่มอัตราส่วนของน้ำหนักดินต่อความลึกของชั้นดินวัดจากส่วนบน (Crown) สามารถนำมาใช้หาค่าแรงดันดินในแนวราบได้ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างควรหาจากความเกี่ยวข้องกับวิธีการคำนวณออกแบบและวิธีการก่อสร้างไม่ใช่ธรรมชาติของดิน อย่างไรก็ตามเป็นสิ่งที่ยากที่จะหาค่าสัมประสิทธิ์ได้อย่างถูกต้อง การเปลี่ยนแปลงของแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์นั้นขึ้นอยู่กับแรงดันดินในแนวดิ่งและแนวราบค่อนข้างมาก ดังนั้นควรจะระมัดระวังในการหาค่าหลังจากพิจารณาถึงสภาพชั้นดินและการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์

ตารางที่ 6.2 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างและสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาดิน

วิธีออกแบบ	ชนิดของดิน	λ	k (kN/mm^3)
แรงดันประสิทธิผล	ดินทรายแน่นมาก	0.30 - 0.45	30 - 50
	ดินทรายแน่น	0.45 - 0.55	10 - 30
	ดินทรายหลวม	0.50 - 0.60	0 - 10
	ดินเหนียวแข็งมาก	0.35 – 0.45	30 - 50
	ดินเหนียวแข็ง	0.45 – 0.55	10 - 30
	ดินเหนียวปานกลาง	0.45 – 0.55	5 - 10
แรงดันรวม	ดินเหนียวปานกลาง	0.55 - 0.65	5 - 10
	ดินเหนียวอ่อน	0.65 – 0.75	0 - 5
	ดินเหนียวอ่อนมาก	0.75 – 0.85	0

6.5.3 แรงดันน้ำ

ระดับน้ำใต้ดินควรจะกำหนดโดยการออกแบบในด้านความปลอดภัย ความเป็นไปได้ของการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินในขณะก่อสร้างและหลังการก่อสร้าง แรงดันในแนวดิ่งควรจะกระจายเท่าๆ กันและขนาดของแรงดันควรจะเป็นแบบแรงดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) ดังแสดงในรูปที่ 6.7 กระทำบนจุดสูงสุดของอุโมงค์และจุดต่ำสุดของอุโมงค์ แรงดันน้ำในแนวราบควรกระจายอย่างสม่ำเสมอและขนาดของแรงจะเป็นแบบแรงดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure)



รูปที่ 6.7 แสดงลักษณะ Hydrostatic pressure

แรงดันน้ำกระทำบนผนังอุโมงค์ขณะที่การทำงานของอุโมงค์แสดงความแตกต่างของลักษณะจากสภาพดินเดิมต่อสภาพการก่อสร้าง มันค่อนข้างยากที่คาดเดาแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจริง ระดับน้ำใต้ดินในระยะยาวมีแนวโน้มที่จะเปลี่ยนแปลงตามธรรมชาติหรืออิทธิพลที่ไม่แน่นอน สำหรับอุโมงค์ที่ตั้งอยู่ในที่ระดับน้ำใต้ดินสูงไม่ต้องนำมาออกแบบเพื่อความปลอดภัย ถ้าอยู่ในระดับน้ำใต้ดินต่ำจะต้องนำมาออกแบบเพื่อความปลอดภัย มีความสำคัญมากที่จะต้องหาค่าระดับน้ำใต้ดินให้ถี่ถ้วนเพื่อจะคำนวณแรงดันน้ำ

ถ้าหน่วยน้ำหนักจมน้ำ คือ หน่วยน้ำหนักที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน แรงดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) นั้นก็เหมาะสมที่จะเป็นแรงดันน้ำที่ใช้ออกแบบ อย่างไรก็ตามการกระจายและขนาดของแรงดันน้ำสามารถหาได้อย่างง่ายโดยทำตามข้อกำหนดของแรงดันดิน ผลของแรงดันน้ำที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ เป็นแรงลอยตัวถ้าผลของแรงดันดินในแนวดิ่งมากกว่าแรงลอยตัวจะทำให้เกิดแรงต้านทานของดินในแนวดิ่งใต้อุโมงค์ (Subgrade reaction) ถ้าแรงลอยตัวมีค่ามากกว่าแรงดันดินในแนวดิ่งและน้ำหนักบรรทุกคงที่จะทำให้อุโมงค์ลอย อาจทำให้เกิดความเสียหาย จึงต้องมีการเพิ่มน้ำหนักให้ตัวอุโมงค์โดยการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) หรือเพิ่มน้ำหนักบนผิวดินด้วยตุ้มน้ำหนัก

6.5.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่

น้ำหนักบรรทุกคงที่ คือ แรงในแนวดิ่งที่กระจายตามความยาวบริเวณจุดศูนย์ถ่วงของผนังอุโมงค์ ซึ่งหน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์หลักสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.31

$$g_1 = \frac{W_1}{2\pi \cdot R_C} \tag{6.31}$$

เหมือนกันกับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทกล่อง (Box type) ถ้าการกระจายของน้ำหนักบรรทุกคงที่ไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวของจุดศูนย์ถ่วง ต้องเฉลี่ยค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่

ในระหว่างการก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ซึ่งจะต้องทำหลังจากผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) มั่นคงแล้วน้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ไม่ต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์เพราะน้ำหนักของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะถูกรับด้วยตัวของมันเอง อย่างไรก็ตามถ้าสมมติให้ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) รับน้ำหนักรวมกับ ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ควรจะใช้คำนวณด้วยในระหว่างการก่อสร้าง สำหรับหน่วยน้ำหนักที่ใช้คำนวณค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ ถ้ารู้ค่าหน่วยน้ำหนักที่แท้จริงก็ควรนำมาใช้ สำหรับหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตที่หล่อในที่สามารถหาได้โดยอ้างอิงจากตารางที่ 6.3

ตารางที่ 6.3 แสดงหน่วยน้ำหนักของวัสดุ (kN/m^3)

	ผนังอุโมงค์หลัก			ผนังอุโมงค์ชั้นใน	
	คอนกรีต	เหล็กกล้า	เหล็กหล่อ	คอนกรีต	คอนกรีตเสริมเหล็ก
หน่วยน้ำหนัก	26.0	78.5	72.5	23.5	25.0

6.5.5 ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน

ผลกระทบของความเค้นในพื้นดินเพราะน้ำหนักที่กระทำบนผิวดินหรือปฏิกิริยาของโครงสร้างฐานรากที่ลดลงตามความลึก เพราะฉะนั้น สามารถพิจารณาระยะไกลๆ จากจุดที่น้ำหนักกระทำ ผลกระทบจากน้ำหนักคงที่บนผิวดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์จะลดลง อย่างไรก็ตามไม่ง่ายที่จะเจาะจงระดับของผลกระทบ ผลกระทบเหล่านี้ในแรงดันดินจะแปรผันขึ้นตามขนาดของน้ำหนักประเภทของฐานราก ความลึกระหว่างดินที่อยู่เหนืออุโมงค์กับส่วนล่าง(Bottom) ของฐานรากและสภาพชั้นดิน

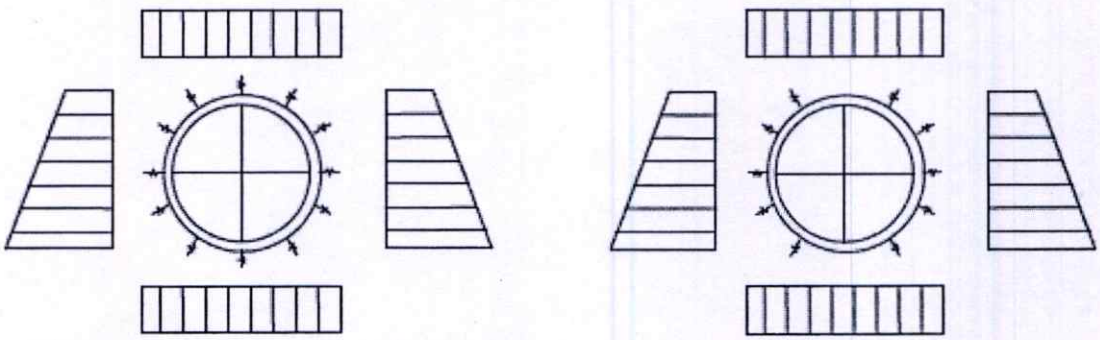
สำหรับการคำนวณหาค่าการถ่ายความเค้นในดิน มีวิธีที่ใช้เช่น สูตรของ Boussinesq และสูตรของ Westergard วิธีวิเคราะห์ตัวเลขตัวอย่างเช่น FEM (Finite element method) เป็นต้น สำหรับ

วิธีอื่นขึ้นอยู่กับวินิจฉัยของวิศวกรผู้คุมงาน โดยปกติอุโมงค์จะไม่ตั้งอยู่ใต้โครงสร้างโดยตรงแต่จะอยู่ใต้ถนน ผลกระทบจากสิ่งก่อสร้างเหนืออุโมงค์จะต้องตรวจสอบถ้าอุโมงค์อยู่ใกล้ขอบถนน

6.5.6 แรงต้านทานของดิน

ขอบเขตของการเกิดแรง รูปร่างของการกระจายและความหนาแน่นของแรงต้านทานควรพิจารณาร่วมกับวิธีการคำนวณที่ใช้ น้ำหนักที่กระทำบนผนังอุโมงค์ แรงต้านทานของดินแตกต่างจากน้ำหนักอื่นที่สามารถกำหนดได้อย่างอิสระ โดยปกติแรงต้านทานของดินสามารถแยกได้เป็นแรงต้านทานที่ไม่ขึ้นอยู่กับการเปลี่ยนรูปของดินและแรงต้านทานที่ขึ้นกับการเปลี่ยนรูปของชั้นดินสมัยก่อนโดยปกติการปฏิบัติจะระบุรูปร่างการกระจายของแรงต้านทานให้สมดุลกับแรงที่กำหนดได้ ขณะที่ต่อมาการสันนิษฐานของ Winkler ได้สมมติว่าแรงต้านทานเกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนรูปของผนังอุโมงค์ไปจนถึงชั้นดิน

วิธีที่ใช้ในการคำนวณ แรงต้านทานในแนวดิ่งซึ่งมีสาเหตุมาจากน้ำหนักที่กำหนดได้ เป็นแรงต้านทานที่ไม่ขึ้นกับการเปลี่ยนรูปของดินและเป็นแรงต้านทานที่สม่ำเสมอเหมือนกับน้ำหนักที่กำหนดได้ ในอีกด้านหนึ่งแรงต้านทานในแนวราบเป็นแรงต้านทานที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของผนังอุโมงค์ไปจนถึงชั้นดิน และมีรูปร่างการกระจายของแรงเป็นสามเหลี่ยม ค่าความหนาแน่นสูงสุดที่ตำแหน่ง Spring line แผ่ออกภายในช่วง ± 45° จาก Spring line สำหรับการออกแบบจะใช้วิธีการคำนวณปกติ และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาดินในแนวราบซึ่งพิจารณาจากสภาพชั้นดินซึ่งดูได้จากตารางที่ 6.2 อีกวิธีหนึ่งในการอธิบายถึงแรงกระทำชั้นดินกับผนังอุโมงค์ คือสมมติให้ชั้นดินเปรียบเสมือนสปริง วิธีนี้แรงต้านทานของดินจะสมมติว่าเกิดจากการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์โดยเป็นสัดส่วนกับการเปลี่ยนรูปของชั้นดิน โดยในยุโรปแบบจำลองให้ชั้นดินปกคลุมอุโมงค์โดยรอบ ส่วนในญี่ปุ่นจะใช้แบบจำลองของ Winkler



(a).แบบจำลองที่ให้ชั้นดินปกคลุมอุโมงค์โดยรอบ (b).แบบจำลองของ Winkler

รูปที่ 6.8 แสดงแบบจำลองสปริง

6.5.7 น้ำหนักจากการก่อสร้าง

น้ำหนักจากการก่อสร้างที่ควรพิจารณา มีดังนี้

1) แรงผลักดันของแม่แรงกดหัวขุดเจาะอุโมงค์ (Shield jacks)

2) แรงดันจากการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting)

3) น้ำหนักจากการดำเนินการติดตั้ง

4) อื่นๆ

น้ำหนักชั่วคราวที่กระทำบนชิ้นส่วนขณะขั้นตอนการก่อสร้าง จากขั้นตอนการติดตั้งชิ้นส่วนจนถึงขั้นตอนการแข็งตัวของการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) เพื่อเติมเต็มช่องว่างในส่วนท้าย เรียกว่าน้ำหนักจากการก่อสร้าง น้ำหนักนี้จะใช้พิจารณาในการออกแบบชิ้นส่วนจากความสัมพันธ์ของขั้นตอนและวิธีการก่อสร้าง

เป็นการยากที่จะกำหนดน้ำหนักจากการก่อสร้างได้อย่างแม่นยำ เพราะน้ำหนักดังกล่าวแปรผันขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดินและสภาพการทำงาน อย่างไรก็ตามเป็นสิ่งสำคัญมากที่จะต้องทำความเข้าใจในน้ำหนักจากการก่อสร้าง เพราะการหาค่าที่เหมาะสมและผลสะท้อนของมันในการออกแบบจะนำไปสู่การใช้งานที่เข้าใจได้ง่ายของชิ้นส่วนและการปฏิบัติงานที่มีประสิทธิภาพ

1) แรงผลักดันของแม่แรงกดหัวขุดเจาะอุโมงค์ (Shield jacks) เป็นแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนของอุโมงค์ในขณะที่หัวขุดเจาะอุโมงค์เคลื่อนที่ไปข้างหน้า

2) แรงดันจากการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) เมื่อทำการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) โดยการฉีดวัสดุเข้าไปที่ช่องว่างในส่วนท้ายแรงดันจากการอัดฉีดน้ำปูนจะกระทำเป็นน้ำหนักเพียงชั่วคราวบริเวณรอบๆ รูที่อัดฉีดน้ำปูน

3) น้ำหนักจากการดำเนินการติดตั้ง ใช้ออกแบบตะขอสำหรับยกชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ต้องศึกษาอิทธิพลของตะขอต่อแต่ละชิ้นส่วนขณะประกอบชิ้นส่วนเป็นวงแหวน

4) อื่นๆ นอกเหนือจากที่กล่าวมา น้ำหนักจากการก่อสร้างอื่นๆ เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ของ Backup carriage น้ำหนักที่กำหนดโดยประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ฯลฯ

6.5.8 น้ำหนักภายใน

น้ำหนักภายใน คือ น้ำหนักที่กระทำด้านในผนังอุโมงค์หลังจากก่อสร้างอุโมงค์เสร็จแล้วและกำหนดตามสภาพความเป็นจริง น้ำหนักภายในจะแตกต่างไปตามวัตถุประสงค์ของอุโมงค์ ความปลอดภัยของโครงสร้างของผนังอุโมงค์จะต้องรองรับน้ำหนักประเภทนี้ด้วย การศึกษาถึงน้ำหนักนี้โดยปกติจะละเว้น นอกจากอุโมงค์จะอยู่ในชั้นดินที่อ่อนมาก อย่างไรก็ตามน้ำหนักภายในจะถูกพิจารณาถึงอิทธิพลต่อกำลังและการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์ สำหรับอุโมงค์ที่ภายในจะมีแรงดันน้ำต้องการการเลือกแบบโครงสร้างที่เหมาะสมรวมถึง ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) และนำสิ่งที่จำเป็นมาศึกษา แล้วนำไปรวมกับน้ำหนักอื่นที่ใช้ในการออกแบบ ในการศึกษานี้ แรงดันดิน

และแรงดันน้ำที่กระทำต่ออุโมงค์ควรจะระมัดระวังในการกำหนดและการรับรองความปลอดภัยของอุโมงค์

6.5.9 ผลกระทบจากแผ่นดินไหว

เมื่อคาดว่าจะเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวควรศึกษาตามความสำคัญของอุโมงค์และพิจารณาถึงสภาพที่ตั้งของอุโมงค์ สภาพโดยรอบของชั้นดิน การเคลื่อนตัวของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณนั้น รายละเอียดโครงสร้างของอุโมงค์และสภาพอื่นๆ ที่จำเป็น

เมื่อน้ำหนักของอุโมงค์เปรียบเทียบกับดินที่อุโมงค์อยู่นั้นอุโมงค์เบากว่า เพราะฉะนั้นเมื่อแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระทำต่ออุโมงค์ แรงเฉื่อยของอุโมงค์จะมีน้อยกว่าเมื่อเทียบกับดินโดยรอบ ผลที่ตามมาคือ อุโมงค์จะสั่นเกือบจะเหมือนกับชั้นดิน ถ้าดินเหนืออุโมงค์มากกว่าความลึกที่แน่นอน เพราะฉะนั้นผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะน้อยเมื่อเทียบกับอุโมงค์และความหนาของดินเหนืออุโมงค์ และในดินที่มีความสม่ำเสมอ เปรียบเทียบกับอุโมงค์ที่สร้างโดยวิธีอื่น เช่น วิธีขุดและปิดหน้าดิน(Cut & Cover) อุโมงค์ที่ใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์จะเคลื่อนไหวไปกับชั้นดินได้มากกว่า เพราะความแข็งเกร็งของอุโมงค์มีน้อยกว่า อย่างไรก็ตามเมื่ออุโมงค์ที่อยู่ในสภาพดังต่อไปนี้ ควรจะทำการศึกษาเพราะผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะมีมาก

1) บริเวณที่โครงสร้างเปลี่ยนแปลงทันที เช่น จุดเชื่อต่อระหว่างอุโมงค์ใต้ดินกับปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

2) เมื่ออุโมงค์อยู่ในชั้นดินอ่อน

3) เมื่อสภาพชั้นดินทางธรณีวิทยา เช่น การเปลี่ยนแปลงความลึกของหินดินดานอย่างทันทีทันใด

4) เมื่อการวางตัวของอุโมงค์เป็นโค้ง Sharp curve

5) เมื่ออุโมงค์อยู่ในชั้นทรายที่หลวม

โดยปกติการศึกษาเกี่ยวกับแผ่นดินไหวที่มีผลต่ออุโมงค์จะทำ 3 สิ่งคือ

1) ความมั่นคงของอุโมงค์และดินโดยรอบ

2) การศึกษาทางจลน์ของอุโมงค์ในทางขวาง

3) การศึกษาทางจลน์ของอุโมงค์ในทางยาว

6.5.10 ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง

เมื่อสร้างอุโมงค์ขนานกับอุโมงค์ที่มีอยู่ สภาพชั้นดินโดยรอบ ตำแหน่งของอุโมงค์จะสัมพันธ์กัน เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและวิธีการก่อสร้างก็ควรจะต้องนำมาพิจารณา ถ้าจำเป็นต้องพิจารณาว่า อุโมงค์มีปฏิกิริยาอย่างไรต่ออุโมงค์อื่นและผลกระทบซึ่งกันและกันขณะที่ทำการก่อสร้าง ก็ควรต้องพิจารณาด้วย

การก่อสร้างอุโมงค์ 2 อุโมงค์หรือมากกว่านั้น อุโมงค์ควรจะตั้งขนานกันและใกล้ๆกันในแนวราบหรือตามแนวยาวสำหรับความยาวที่แน่นนอน ความหลวมของดินมีสาเหตุมาจากปฏิกิริยาของอุโมงค์และผลกระทบจากการก่อสร้างควรจะนำมาพิจารณา และถ้าจำเป็นก็ต้องมีมาตรการที่เหมาะสม เช่น การเสริมเหล็กในผนังอุโมงค์ หรือเพิ่มมาตรการ เช่น การปรับปรุงคุณภาพดินและการป้องกันการเปลี่ยนรูปของดิน

หัวข้อที่ต้องพิจารณาก่อนก่อสร้างอุโมงค์ขนานมีดังนี้

1) ตำแหน่งของอุโมงค์ที่สัมพันธ์กับอุโมงค์อื่น

2) สภาพของดินรอบอุโมงค์

3) เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของแต่ละอุโมงค์

4) เวลาที่ใช้ในการก่อสร้างของอุโมงค์ที่กำลังจะสร้าง

5) ประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ที่ใช้ในการก่อสร้าง

6) น้ำหนักที่เกิดในช่วงเวลาการก่อสร้าง

6.5.11 ผลกระทบจากการทำงานบริเวณใกล้เคียง

มีหลายกรณีที่อุโมงค์หรือโครงสร้างอื่น สร้างพร้อมกันหรือหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์จะมีผลกระทบจากการที่ดินโดยรอบถูกรบกวนหรือการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักขณะทำงาน การเสริมเหล็กของผนังอุโมงค์ การป้องกันที่เหมาะสมหรือการปรับปรุงคุณภาพของดินอาจเป็นสิ่งจำเป็นที่ต้องดำเนินการ ควรทำการเปลี่ยนเงื่อนไขในการคำนวณเมื่อ

1) เมื่อโครงสร้างใหม่จะสร้างเหนืออุโมงค์โดยตรง หรือใกล้เคียง สิ่งที่เปลี่ยนแปลงคือน้ำหนักบรรทุกเหนือผิวดิน

2) เมื่อดินบริเวณเหนือหรือใต้อุโมงค์ถูกขุดโดยตรง สิ่งที่เปลี่ยนแปลงคือ เงื่อนไขของแรงดันดินในแนวดิ่งและในแนวราบและคุณสมบัติของดิน เช่น ค่าคงที่ของแรงต้านทานของดิน

3) เมื่อดินด้านข้างของอุโมงค์ถูกรบกวน สิ่งที่เปลี่ยนแปลงคือ แรงดันดินหรือแรงต้านทานด้านข้าง

4) เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงมากของแรงดันน้ำที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

6.5.12 ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน

ผลกระทบจากการทรุดตัวควรทดสอบเมื่อทำการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน เมื่อมีการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน ต้องสนใจว่าดินมีคุณสมบัติอย่างไร หลังจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่งส่งผลต่อการทรุดตัวของดิน ดังนั้นจึงจำเป็นที่ต้องพิจารณาถึงผลกระทบจากการทรุดตัวของดินต่ออุโมงค์และจุดต่อระหว่างอุโมงค์กับปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

1) อุโมงค์

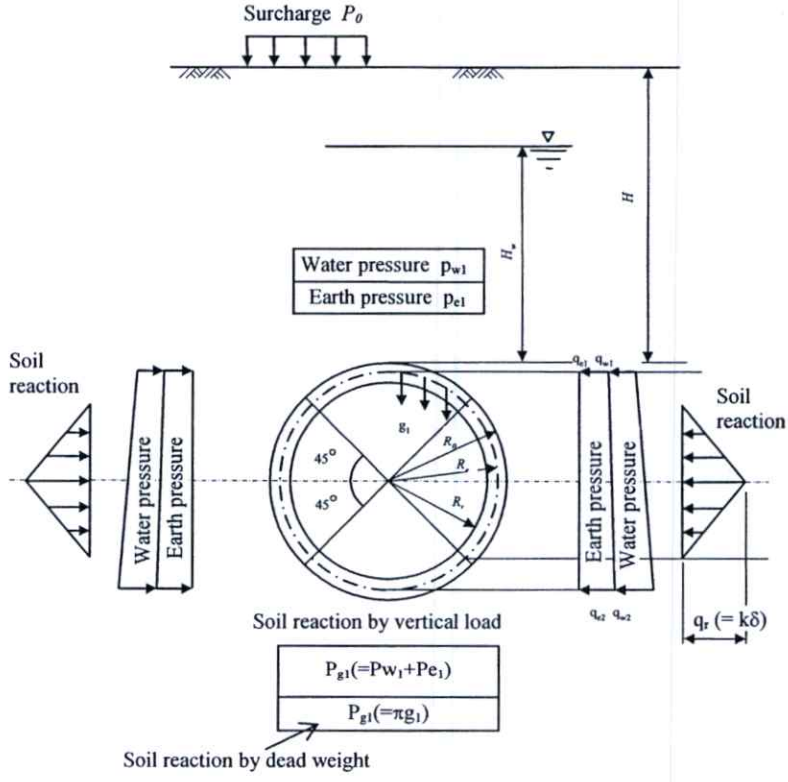
ผลกระทบจากการทรุดตัวของดินต่ออุโมงค์สามารถศึกษาได้ 2 ทางคือ ศึกษาถึงผลกระทบของการทรุดตัวระยะยาวของอุโมงค์ในทางขวาง และศึกษาถึงผลกระทบของการทรุดตัวไม่เท่ากันของอุโมงค์ในทางยาว

2) จุดต่อระหว่างอุโมงค์กับปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

แนวโน้มความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ที่ปรากฏที่จุดต่อของอุโมงค์กับปล่องแนวดิ่ง (Shaft) เพราะความแตกต่างของโครงสร้างจะเชื่อมต่อที่ตำแหน่งนี้เพราะฉะนั้นจะป้องกันการเกิดความเค้นโดยการใช้จุดต่อที่ยืดหยุ่น ซึ่งจะช่วยลดผลกระทบจากการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันจากฐานรากของปล่องแนวดิ่ง (Shaft)

6.5.13 การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE (1996)

รูปที่ 6.9 จะแสดงหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์จากข้างต้น ซึ่งจะทำการคำนวณแยกเป็นส่วนต่างๆ แล้วนำแรงกระทำภายนอกทั้งหมดมาคำนวณ ซึ่งแรงภายนอกทั้งหมดแบ่งได้ดังนี้



รูปที่ 6.9 แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของ ทฤษฎี JSCE (1996)

6.5.13.1 แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$)

$$M_1 = \frac{1}{4}\left(1 - 2\sin^2\theta\right)P \cdot R_c^2 \tag{6.32}$$

$$N_1 = \sin^2\theta \cdot P \cdot R_c \tag{6.33}$$

$$Q_1 = -P \cdot R_c \cdot \sin\theta\cos\theta \tag{6.34}$$

เมื่อ M_1 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง

N_1 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง

Q_1 = แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง

6.5.13.2 แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน $\left(Q = q_{e1} + q_{w1}\right)$

$$M_2 = \frac{1}{4}\left(1 - 2\cos^2\theta\right)Q \cdot R_c^2 \tag{6.35}$$

$$N_2 = \cos^2\theta \cdot Q \cdot R_c \tag{6.36}$$

$$Q_2 = Q \cdot R_c \cdot \sin\theta\cos\theta \tag{6.37}$$

เมื่อ M_2 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

N_2 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

Q_2 = แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

6.5.13.3 แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม $(Q' = q_{e2} + q_{w2})$

$$M_3 = \frac{1}{48}\left(6 - 3\cos\theta - 12\cos^2\theta + 4\cos^3\theta\right)(Q' - Q)R_c^2 \tag{6.38}$$

$$N_3 = \frac{1}{16}\left(\cos\theta + 8\cos^2\theta - 4\cos^3\theta\right)(Q' - Q)R_c \tag{6.39}$$

$$Q_3 = \frac{1}{16}\left(\sin\theta + 8\sin\theta\cos\theta - 4\sin\theta\cos^2\theta\right)\left(Q' - Q\right)\cdot R_c \qquad (6.40)$$

เมื่อ M_3 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

N_3 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

Q_3 = แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

6.5.13.4 แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน $(k\delta)$

$0 \le \theta < \frac{\pi}{4}$

$$M_4 = \left(0.2346 - 0.3536\cos\theta\right)\left(k\delta\right)R_c^2 \qquad (6.41)$$

$$N_4 = \left(0.3536\cos\theta\right)\left(k\delta\right)R_c \qquad (6.42)$$

$$Q_4 = 0.3536\sin\theta\cdot\left(k\delta\right)R_c \qquad (6.43)$$

$\frac{\pi}{4} \le \theta \le \frac{\pi}{2}$

$$M_4 = \left(-0.3487 + 0.5\sin^2\theta + 0.2357\cos^3\theta\right)\left(k\delta\right)R_c^2 \qquad (6.44)$$

$$N_4 = \left(-0.7071\cos\theta + \cos^2\theta + 0.7071\sin^2\theta\cos\theta\right)\left(k\delta\right)R_c \qquad (6.45)$$

$$Q_4 = \left(\sin\theta\cos\theta - 0.7071\cos^2\theta\sin\theta\right)\left(k\delta\right)R_c \qquad (6.46)$$

เมื่อ M_4 = โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

N_4 = แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

Q_4 = แรงเฉือนที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

$$\delta = \frac{\left(2P - Q - Q'\right)R_c^4}{24\left(\eta E_c I + 0.045kR_c^4\right)} \qquad (6.47)$$

เมื่อ δ = การเสียรูปทางด้านข้างจากแรงดันดินและน้ำ

η = สัมประสิทธิ์การเสียรูปของอุโมงค์ $\eta = 1$

E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

I = โมเมนต์เฉื่อยของคอนกรีต (m^4)

k = Subgrade reaction factor (ดังแสดงในตารางที่ 6.4)

ตารางที่ 6.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ k แปรผันตามชนิดของดิน

ชนิดของดิน	$k(kg/cm^3/cm)$
ดินทรายแน่นมาก,ดินเหนียวแข็งมาก	3.0-5.0
ดินทรายแน่น,ดินเหนียวแข็ง	1.0-3.0
ดินเหนียวปานกลาง	0.5-1.0
ดินทรายหลวม	0.0-1.0
ดินเหนียวอ่อน	0.0-0.5
ดินเหนียวอ่อนมาก	0

6.5.13.5 แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $(g = \gamma_c . t)$

$0 \le \theta \le \frac{\pi}{2}$

$$M_5 = \left(\frac{3}{8}\pi - \theta\sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c^2 \tag{6.48}$$

$$N_5 = \left(\theta\sin\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c \tag{6.49}$$

$$Q_5 = -\left(\theta\cos\theta + \frac{1}{6}\sin\theta\right)g \cdot R_c \tag{6.50}$$

$\frac{\pi}{2} \le \theta \le \pi$

$$M_5 = \left(-\frac{\pi}{8} + (\pi - \theta)\sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta - \frac{1}{2}\pi\sin^2\theta\right)g \cdot R_c^2 \tag{6.51}$$

$$N_5 = \left(-\pi\sin\theta + \theta\sin\theta + \pi\sin^2\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right)g \cdot R_c \tag{6.52}$$

$$Q_5 = \left\{(\pi - \theta)\cos\theta - \pi\sin\theta\cos\theta - \frac{1}{6}\sin\theta\right\}g \cdot R_c \tag{6.53}$$

เมื่อ M_5 = โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

N_5 = แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

Q_5 = แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces) $= N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด (Total moment) $= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$

แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces) $= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$

6.6 ทฤษฎีวิธี Beam-spring model

การออกแบบผนังอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยหัวเจาะอุโมงค์โดยทฤษฎีต่างๆ นั้น จะใช้วิธีการคิดคำนวณอย่างง่ายในการคำนวณหาค่าแรงดันดิน (Earth pressure) แรงดันน้ำ (Water pressure) และแรงปฏิกิริยาจากดิน (Ground reaction) โดยไม่พิจารณาค่าของตัวเชื่อมยึด (Joint) หรือสลักเกลียวที่เชื่อมยึดระหว่างวงแหวนผนังอุโมงค์ด้วย ดังนั้นผลของการคำนวณจึงไม่ตรงกับค่าความเป็นจริง ทำให้ค่าความปลอดภัยที่ได้นั้นอาจไม่เพียงพอ ซึ่งเป็นเหตุให้เกิดความเสียหายต่อไปได้

สำหรับวิธี Beam-spring model นี้เหมาะจะใช้สำหรับการคำนวณแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่อย่าง เช่น อุโมงค์รถไฟ โดยมีจุดประสงค์ดังนี้

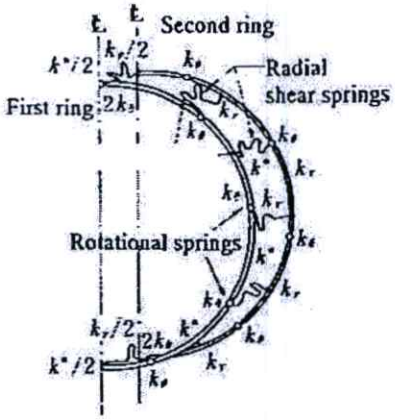
1) เข้าใจสถานะที่แท้จริงของแรงดันดิน แรงดันน้ำและแรงปฏิกิริยาจากดิน ที่กระทำต่อชิ้นส่วนผนังอุโมงค์

2) สร้างแบบจำลองที่ถูกต้องสำหรับชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่มีตัวเชื่อมยึด

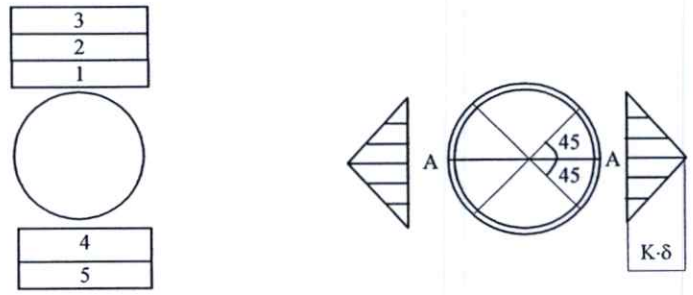
3) เสนอแนวคิดใหม่สำหรับตำแหน่งของแรงที่กระทำ

6.6.1 แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง

ตัวเชื่อมยึดระหว่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ คือ สลักเกลียว (Bolt) ซึ่งมีความแข็งน้อยกว่าชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ดังนั้นค่าความแข็งที่ลดลงในตัวเชื่อมยึดจะนำมาออกแบบแบบจำลองโดยการใช้ Rotation spring สำหรับการเชื่อมยึดเข้ากับวงแหวนข้างเคียงและ Shear spring จะถูกสมมติขึ้นมาใช้ในแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 6.10 และเนื่องจากระหว่างผนังอุโมงค์และดินโดยรอบต้องมีปฏิสัมพันธ์กัน โดยทฤษฎีนี้มีแนวความคิดว่าระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ ถูกจำลองให้มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์



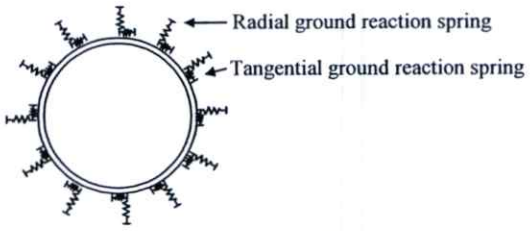
รูปที่ 6.10 แสดงลักษณะรูปร่างชิ้นส่วนประกอบของวิธี Beam-spring model



1 Earth pressure
2 Self-weight of segment
3 Water pressure on the top
4 Water pressure in the bottom
5 Ground reaction

k : Coefficient of horizontal ground reaction
δ : Displacement into the ground at Point A

a) Routine method (routine model)



b) Beam-spring model (full-circumferential spring model)

รูปที่ 6.11 แสดงการเปรียบเทียบการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วๆไปและวิธี Beam-spring model

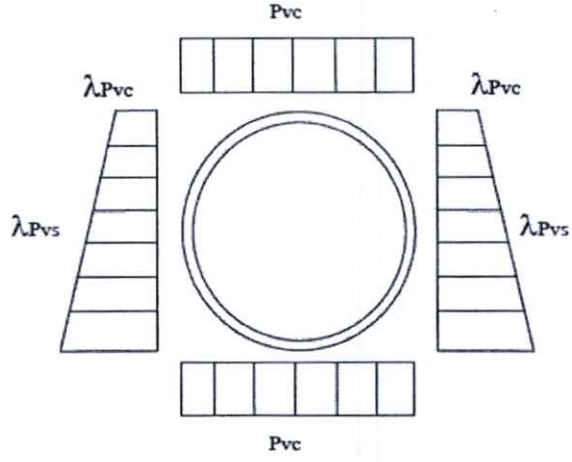
วิธี Beam-spring model นี้จะสมมติให้ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่สมบูรณ์เป็นคาน ตัวเชื่อมยึดรอบวงแหวนเป็น Rotation spring และตัวเชื่อมยึดตามแนวยาวเป็น Shear spring โดยค่าคงที่ของ Rotation spring และ Shear spring นั้นหาค่าได้จากสมการการคำนวณซึ่งได้ผลเช่นเดียวกันกับการทดลอง

6.6.2 แนวคิดที่ใช้สำหรับแรงดันดินและแรงดันน้ำ

ดินทราย ดินและน้ำ พิจารณาแยกกัน

ดินเหนียว ดินและน้ำ พิจารณารวมกัน

6.6.3 แนวคิดที่ใช้สำหรับแรงดันดินแนวดิ่งและแรงดันดินทางข้าง



รูปที่ 6.12 แสดงแรงดันดินแนวดิ่งและแรงดันดินทางข้างของวิธี Beam-spring model

แรงดันดินแนวดิ่งถูกสมมติให้เป็นแรงกระจายที่กระทำทั้งด้านบนและด้านล่างของวงแหวน โดยมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกของดินที่กระทำต่ออุโมงค์ (Overburden pressure) หรือ ค่า Loosening earth pressure ค่าตัวแปรความแข็งแรงที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่า Loosening earth pressure นั้นได้จากการทดลองหรืออ้างอิงจากตารางที่ 6.5

สำหรับแรงกระทำทางข้างนั้น แรงกระจายจะแปรผันไปตามแรงดันเช่นกัน โดยค่าแรงกระทำทางข้างนั้นหาได้จากแรงดันแนวดิ่งที่กระทำต่อด้านบนของอุโมงค์คูณกับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินทางข้างดังที่แสดงในตารางที่ 6.6

ตารางที่ 6.5 ค่าตัวแปรความแข็งแรงที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่า Loosening earth pressure โดยวิธี Beam-spring model

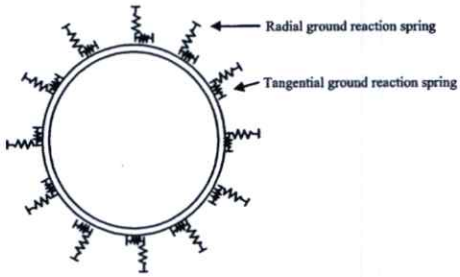
Kind of earth		Internal friction angle(Ø : °)		Cohesion(c : kn/m³)	
		Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only	Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only
Sandy soil	15 < N	Safe value to be determined by taking the number of data and variation into account	Ø = 0.9(0.3N + 27)	C = 0.5 C_{test}	0
	10 < N ≤ 15		0		0
	0 < N ≤10	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures		Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	
Clayey soil	8 < N	0	0	C = 0.5 C_{test}	C= 0.5(100N/16)
	4 < N ≤ 8	0	0		0
	0 < N ≤ 4	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures		Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	

ตารางที่ 6.6 แสดงค่าเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วๆไปกับวิธี Beam-spring model

Evaluation of the Soil quality		N value guideline	Routine method		Beam-spring mode	
			Coefficient of lateral earth pressure	Concept of soil/water	Coefficient of lateral earth pressure	Concept of soil/water
Sandy soil	Very dense	30 ≤ N	0.35 to 0.45	Soil/water separated	0.45	Soil/water separated
	Dense	15 ≤ N < 30	0.45 to 0.55		0.45 to 0.50	
	Loose	N < 15	0.50 to 0.60		0.50 to 0.60	
Clayey soil	Hard	28 ≤ N	0.35 to 0.45	Soil/water integrated	-	Soil/water integrated
	Stiff	8 ≤ N < 25	0.45 to 0.55		0.40 to 0.50	
	Medium stiff	4 ≤ N < 8	0.45 to 055		0.50 to 0.60	
	Soft	2 ≤ N < 4	0.55 to 0.65		0.60 to 0.70	
	Very soft	N < 2	0.65 to 0.75		0.70 to 0.80	

จากการคำนวณวิธีนี้จะทำให้ค่าแรงดันดินทางข้างที่ได้มีค่าน้อยกว่าการคำนวณแบบปกติ โดยแรงดันดินทางข้างมีพื้นที่น้อยกว่า

6.6.4 ปฏิกิริยาของดิน



รูปที่ 6.13 แสดงระบบ Spring กระทำในทิศทางตามแนวรัศมี และตามแนวยาว

ผนังอุโมงค์ถูกจำลองให้เป็นวัสดุแข็งเกร็งและมีสปริงเชื่อมติดอยู่ด้านนอกระหว่างผนังอุโมงค์และดิน แต่มีปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังอุโมงค์กับดินเป็นแบบสปริงในแนวรัศมีแทนแรงต้านทานของดิน ค่าความแข็งแรงของดินโดยรอบถูกพิจารณาเป็นความแข็งแรงของสปริง ซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี จากกราฟความสัมพันธ์ของแรงต้านทานของดิน รูปแบบของความแข็งแรง (Stiffness) ของสปริงมีพฤติกรรมเป็นแบบโค้งรูปตัวเอส (S-curve) ดังแสดงในรูปที่ 6.14 โดยสปริงดังกล่าวจะอยู่ระหว่างอุโมงค์และดิน แรงดันดินกระทำตามแนวเส้นรอบวงดังสมการที่ 6.54

$$\sigma_r = \sigma_0^{'} + \sigma_w + U_n k \tag{6.54}$$

โดยที่ $\sigma_0^{'}$ คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น

σ_w คือ แรงดันน้ำ

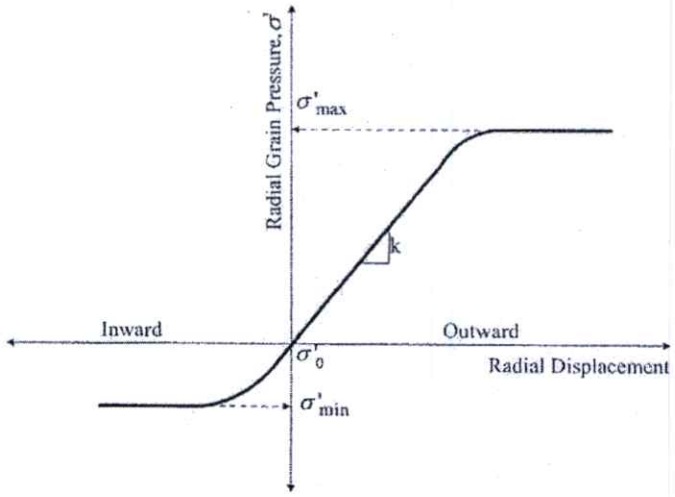
u_r คือ ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี

$U_n k$ คือ ความสัมพันธ์ของค่าแรงดันที่เพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์เกิดการเสียรูป ซึ่งค่าดังกล่าวสามารถพิจารณาได้ 3 กรณี

1) กรณีที่อุโมงค์ถูกแรงกระทำรวมและไม่มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ดังนั้นแรงดันดังกล่าวให้เท่ากับค่าความแรงดันดินเริ่มต้น

2) กรณีที่ผนังอุโมงค์เสียรูปแบบออกด้านนอก ดังนั้นแรงดันดังกล่าวให้เป็นแรงดันแบบ passive

3) กรณีที่ผนังอุโมงค์เสียรูปแบบเข้าด้านใน ดังนั้นแรงดันดังกล่าวให้เป็นแรงดันแบบ active ความสัมพันธ์ของค่าแรงต้านทานดินแสดงในกราฟในรูปที่ 6.14



รูปที่ 6.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันดินประสิทธิผลกับค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี

แรงปฏิกิริยาจากดินจะถูกสมมติให้เป็นระบบสปริงที่กระทำโดยรอบแนวรัศมีและเส้นวงแหวนของอุโมงค์ โดยสมมติฐานนี้ค่าแรงปฏิกิริยาของดินจะมีค่าเท่ากับสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินคูณกับค่าการแทนที่ โดยนิยมใช้สปริงในแนวรัศมีมาพิจารณาออกแบบ สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาจากดินในแนวรัศมี (k_r) ในวิธี Beam-spring model ซึ่งมีค่าเป็นสัดส่วนของค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ได้มีนักวิจัยได้ทำการศึกษาค่าดังกล่าวมากมาย ดังต่อไปนี้

Morgan (1961) กล่าวว่าความสัมพันธ์ของค่า k โดยมีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน อัตราส่วนปัวส์ซองของดิน และหน้าตัดของผนังอุโมงค์ หาได้จากสมการ 6.55

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0} \tag{6.55}$$

Muir wood (1975) อ้างอิงจาก Morgan (1961) ได้เพิ่มเติมความสัมพันธ์ของค่า k โดยค่าแรงต้านทานของดิน ต้องพิจารณาถึงค่าความเค้นเริ่มต้นซึ่งกระทำในแนวเส้นรอบวงของผนังอุโมงค์ด้วย ดังสมการ 6.56

$$k = \frac{3(\hat{p}+5T)E_c}{R_0(1+\upsilon)[(5-6\upsilon)\hat{p}+2(13-15\upsilon)T]} \tag{6.56}$$

โดยที่ E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน

υ คือ อัตราส่วนปัวส์ซองของดิน

R_0 คือ รัศมีของอุโมงค์

$\hat{p}$ คือ ค่าสูงสุดระหว่างค่า $\pm(p-\bar{p})$

$\bar{p}$ คือ ค่ากึ่งกลางของค่า p

p คือ แรงดันระหว่างดินกับผนังอุโมงค์

T คือ ความเค้นเฉือนระหว่างดินกับผนังอุโมงค์

JSCE (1996) ได้เสนอค่าของสัมประสิทธิ์ของแรงต้านทานของดินและสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างที่สามารถใช้งานได้จริง ดังแสดงในตารางที่ 6.2

Xuewu (2002) ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) ของดินเหนียวและดินทราย ดังแสดงในตารางที่ 6.7

ตารางที่ 6.7 ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) (Xuewu, 2002)

Ground condition	Clayed or Silty soils				Sandy soil			
	very soft	soft	medium	stiff	very loose	loose	medium	dense
k (10^4kN/m^3)	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-15.0	> 15.0	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-10.0	> 10.0

Koyama (2003) ได้เสนอค่าของผลคูณระหว่างสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินกับรัศมีของอุโมงค์ สำหรับแบบจำลอง Beam-spring model โดยอ้างอิงจาก RTRI (1997) ดังแสดงในตารางที่ 6.8

Blom (2002) และ Waal (2002) ได้เสนอว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินในแนวรัศมี (k_r) สามารถประมาณค่าได้จากประสบการณ์ด้านงานอุโมงค์ ดังสมการ 6.57

$$k_r = \alpha_s \frac{E_s}{R} \tag{6.57}$$

โดยที่ E_s คือ ค่าความแข็งแรงของดิน (Soil stiffness from oedometer)

R คือ รัศมีของอุโมงค์

α_s คือ ตัวสัมประสิทธิ์เพื่อลดค่าความแข็งแรงของดิน (Soil stiffness reduction factor)

สำหรับค่า α_s ของ Blom (2002) ได้กำหนดให้เท่ากับ 0.65 สำหรับการวิเคราะห์ทั้งอุโมงค์ ส่วน Waal (2002) ได้กล่าวว่า ค่า α_s ที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Crown) มีค่าเท่ากับ 1/15 ที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Spring line) มีค่าเท่ากับ 2/15 และที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Invert) มีค่าเท่ากับ 3/15 ในขณะที่ Dewall ได้เสนอค่าความแข็งแรงของสปริง (shearing's stiffness) ดังสมการที่ 6.58

$$k_t = \frac{2}{15}\frac{E_s}{R} \tag{6.58}$$

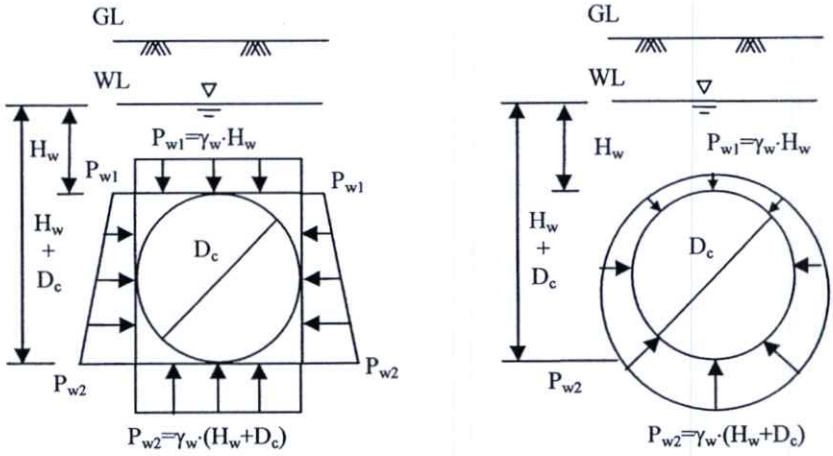
ตารางที่ 6.8 แสดงสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้างคูณกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model

Type of soil		During curing of grouting (N/mm^2)	After curing of grouting (N/mm^2)	N value guideline
Sandy soil	Very dense	35 to 47	55 to 90	$30 \leq N < 50$
	Dense	21.5 to 35	28 to 55	$15 \leq N < 30$
	Medium dense, loose	to 21.5	to 28	$N < 15$
clayey soil	Hard	31.5 to	46 to	$25 \leq N$
	Stiff	13 to 31.5	15 to 46	$8 \leq N < 25$
	Medium stiff	7 to 13	7.5 to 15	$4 \leq N < 8$
	Soft	3.5 to 7	3.8 to 7.5	$2 \leq N < 4$
	Very soft	to 3.5	to 3.8	$N < 2$

อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินเป็นค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันดินและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ดังนั้นการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินนั้น ควรเป็นค่าที่เกิดจากการทดสอบการเสียรูปของผนังอุโมงค์ หรือเป็นค่าที่เกิดจากการคำนวณย้อนกลับ (Back calculated) จากการก่อสร้างจริงที่สภาพธรณีวิทยาเดียวกันที่จะนำค่า k มาใช้ในการออกแบบหรือวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ เนื่องจากค่าใช้จ่ายในการสร้างเครื่องทดสอบการเสียรูปของผนังอุโมงค์ค่อนข้างสูง

6.6.5 แรงดันน้ำ

พิจารณาให้การเปลี่ยนตามความลึกของแรงดันน้ำใต้ดินมีท่าทีที่กระทำต่อศูนย์กลางของอุโมงค์จากตำแหน่งใดๆที่ถูกสมมติ แสดงในรูปที่ 6.15



a) แบบจำลองทั่วไป b) แบบจำลอง Beam-spring model

รูปที่ 6.15 แสดงแรงดันน้ำใต้ดินของวิธี Beam-spring model

6.6.6 น้ำหนักของตัวอุโมงค์

แรงปฏิกิริยาของดินที่เกิดจากน้ำหนักคงที่จะถูกสมมติให้เป็นแรงปฏิกิริยาแบบกระจายในแนวดิ่งที่สมดุล ในทางตรงกันข้าม Beam-spring model นี้ แรงปฏิกิริยาจากดินจะถูกสมมติให้สอดคล้องกับการแทนที่ของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ภายในดิน

6.6.7 แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้ออกแบบในวิธี Beam-spring model

ก่อนที่จะมีการใช้วิธีออกแบบใหม่นี้ ได้มีการทดสอบภาคสนาม การวิจัยและการวิเคราะห์มาก่อนหน้า โดยใช้วิธีลองผิดลองถูกทดสอบแนวคิดทั้งแรงดันดินแนวดิ่ง แรงดันน้ำ ซึ่งพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินทางข้าง (λ) จะมีผลต่อค่าแรงที่เกิดมาก

ค่าสัมประสิทธิ์ของดันดินทางข้าง λ นี้เกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงของ $+M_{max}$ หลังจากที่ทำการทดลองซ้ำแล้วซ้ำอีก

สังเกตได้ว่า ในชั้นดินเหนียวอ่อน การคำนวณ $+M_{max}$ จะกลายเป็นค่าที่น้อยสำหรับแรงดันดินในแนวดิ่ง (รวมถึงน้ำหนักดินบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์) ที่ความลึกแน่นอนเมื่อสัมประสิทธิ์แรงดันดินทางข้างเป็นค่าคงที่ ผลจากการทดสอบภาคสนามแสดงให้เห็นว่า ค่าแรงดันดินแนวดิ่งเป็น 70-80% ของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์

6.7 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Method)

6.7.1 กล่าวนำ

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์สภาพโครงสร้างทางธรณีเทคนิคกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เพราะสามารถทำได้สะดวกและง่ายกว่าวิธีการอื่นๆ และใช้ได้ในหลายสภาพทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน อาทิเช่น การออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างกัน ปัญหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและผนังอุโมงค์ (Soil-structure interaction) ปัญหาผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่บนผิวดินและใต้ดิน เป็นต้น โดยมีหลักการวิเคราะห์ คือ แบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จุดที่ชิ้นส่วนดังกล่าวมาบรรจบกันเรียกว่า จุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่างๆของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน กับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้นได้ โดยทั่วไปความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเขียนอยู่ในรูปของเมทริกซ์ ในทางกลับกันหากทราบค่าการเคลื่อนตัวที่จุดต่างๆ จะสามารถหาความเครียดได้ ในทำนองเดียวกันก็สามารถหาความเค้นได้จากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด

ลักษณะรูปร่างของชิ้นส่วน (Geometric shape of element) ที่จะใช้ในวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์มีหลายชนิดแต่ที่มีรูปร่างง่ายๆ คือ ชิ้นส่วนในแนวแกนมิติเดียว และชิ้นส่วนรูปสามเหลี่ยมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในสองมิติ เช่น ความเค้นในแต่ละระนาบ ถ้าใช้ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมจะวิเคราะห์ได้สะดวกกว่าชิ้นส่วนอื่น

การใช้ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมวิเคราะห์ความเค้นโดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ สำหรับปัญหาที่แท้จริงนั้นจะใช้ชิ้นส่วนหลายชนิดรวมกัน เช่น ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมและชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม เป็นต้น ขั้นตอนโดยย่อในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและความเค้นมีดังนี้

1) เลือกชนิดและขนาดของชิ้นส่วนที่ใช้แทนโครงสร้างหรือชิ้นงานที่ต้องการวิเคราะห์ความเค้น

2) หาสติฟเนสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนต่างๆ

3) รวมสติฟเนสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนทั้งหมดที่จะประกอบเข้าเป็นโครงสร้างรวมให้เป็นสติฟเนสเมทริกซ์รวม

4) ใส่เงื่อนไขขอบเขตที่รู้ค่า รวมถึงค่าเบื้องต้น

5) คำนวณหาความเค้นและความเครียดจากการเคลื่อนตัวที่แต่ละ Node

ในส่วนการใช้ไฟไนต์อิลิเมนต์มาวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีวิทยาในงานอุโมงค์นั้น นิยมใช้ในการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์ เสถียรภาพของดินรอบอุโมงค์ สภาพการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติและ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ และผลกระทบจากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ เป็นต้น

6.7.2 ข้อพิจารณาเชิงทฤษฎีในการออกแบบทางวิศวกรรม (Theoretical consideration)

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

6.7.2.1 เงื่อนไขความสมดุล (Equilibrium condition)

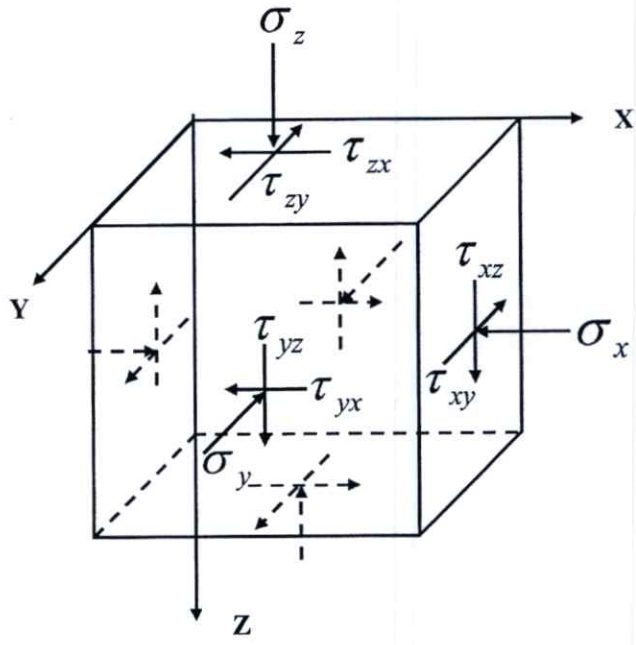
ความสมดุล แบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ สมดุลภายนอก (Overall equilibrium) และสมดุลภายใน (Internal equilibrium) สมดุลภายนอกเกี่ยวกับสมดุลของแรงภายนอก และโมเมนต์ ในขณะที่สมดุลภายในเกี่ยวข้องกับความเค้นภายในที่เกิดขึ้น (Internal stress) และอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ 3 สมการ (Timoshenko and Goodier, 1951) ดังสมการที่ 6.59 ถึงสมการที่ 6.61

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}=0 \tag{6.59}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}=0 \tag{6.60}$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}+\gamma=0 \tag{6.61}$$

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 โดยกำหนดเครื่องหมายบวกสำหรับความเค้นอัด (Compressive stress) และเครื่องหมายลบสำหรับความเค้นดึง (Tensile stress) ในการบอกปริมาณของแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อวัสดุ โดยทั่วไปจะแสดงในรูปของความเค้น พิจารณาความเค้นในเนื้อวัสดุที่เป็นกล่องดังแสดงในรูปที่ 6.16



รูปที่ 6.16 ส่วนประกอบของความเค้น (Stress components) 3 มิติ

6.7.2.2 เงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี (Compatibility condition)

คอมแพตติบิลิตี หรือความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่กับความเครียด (Strain and displacement relationship) คือเมื่อวัสดุเกิดการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำ วัสดุจะเคลื่อนที่ต่อเนื่องกันโดยไม่มีรู (Hole) หรือการเหลื่อมล้ำ (Overlapping) เกิดขึ้น

Mathematical compatibility สภาพความสอดคล้องทางกายภาพสามารถแสดงได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ ซึ่งอธิบายโดยใช้สมการเชิงอนุพันธ์ได้นิยามความเครียดสำหรับวัสดุที่มีความเครียดระดับต่ำ (Small strain) (Timoshenko and Goodier, 1951) ดังแสดงในสมการที่ 6.62 และ 6.63 โดยที่ u v และ w คือฟังก์ชั่นการเคลื่อนตัวในทิศทาง x y และ z

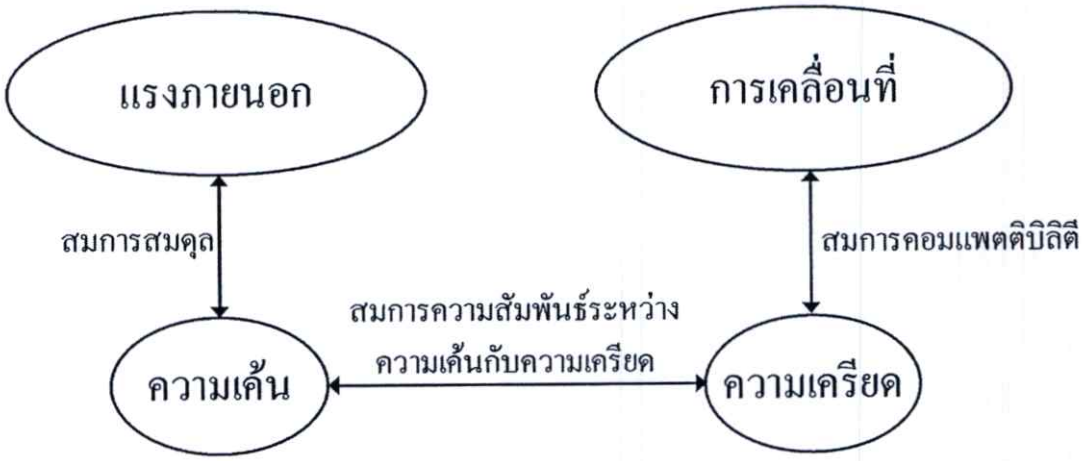
$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \tag{6.62}$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \tag{6.63}$$

6.7.2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Constitutive behavior)

เมื่อพิจารณาสมการที่ 6.59 ถึงสมการที่ 6.63 ประกอบด้วยสมการสมดุล สมการความเครียด และสมการคอมแพตติบิลิตี พบว่าจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (Unknowns) มี 15 ตัวแปร ประกอบด้วย ตัวแปรความเค้น 6 ตัวแปร ตัวแปรความเครียด 6 ตัวแปร และตัวแปรการเคลื่อนที่ 3 ตัวแปร แต่จำนวนสมการมีเพียง 9 สมการ ประกอบด้วยสมการสมดุล 3 สมการ และสมการด้าน

คอมแพตติบิลิตี 6 สมการ ดังนั้นจากหลักการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ จำเป็นต้องมีสมการเพิ่มอีก 6 สมการ การที่แก้สมการหาค่าตัวแปรที่เหลือจำเป็นต้องมีสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Constitutive equations) เพิ่มเติม 6 สมการ แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ดังสมการแสดงในรูปที่ 6.17



รูปที่ 6.17 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างสมการสมดุล สมการคอมแพตติบิลิตีและสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

สมการความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นสมการที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของวัสดุ และเป็นตัวเชื่อมโยงระหว่างเงื่อนไขความสมดุลและเงื่อนไขทางด้านคอมแพตติบิลิตี โดยทั่วไปสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแสดงอยู่ในรูปการเปลี่ยนแปลงความเค้น (Incremental stress) และการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Incremental strain) สามารถแสดงด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ดังในสมการที่ 6.64 หรือสมการที่ 6.65

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \tag{6.64}$$

$$\Delta\sigma = [D]\,\Delta\varepsilon \tag{6.65}$$

สำหรับดินแล้วสมการที่ 6.64 และสมการที่ 6.65 อาจเป็นความเค้นรวม (Total stress, $\Delta\sigma$) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress, $\Delta\sigma'$) ก็ได้ และในกรณีดินถูกสมมติเป็นอิลาสติกเชิงเส้น (Linear elastic) เมทริกซ์ [D] จะเขียนอยู่ในรูปของสมการที่ 6.66

$$[D]=\frac{E}{(1+\nu)}\begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \quad (6.66)$$

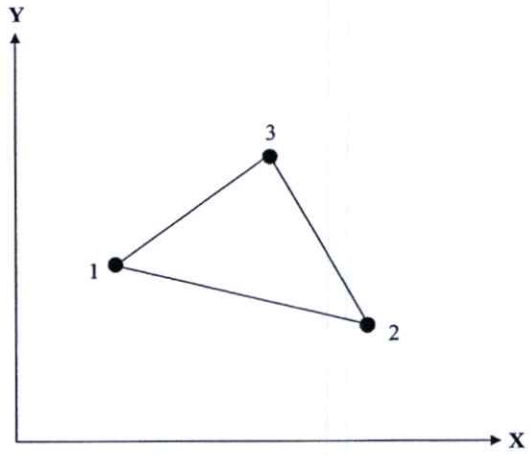
โดยที่ E คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และ ν คืออัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio)

6.7.2.4 เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค จำเป็นต้องเลือกชนิดและเงื่อนไขที่เหมาะสมกับขอบเขตปัญหา โดยต้องสอดคล้องกับสภาพจริงของปัญหาด้วย ตัวอย่างของเงื่อนไขขอบเขต อาจเป็นข้อจำกัดทางการเคลื่อนตัว (Displacement constrain) หรือแรงภายนอกที่กระทำสอดคล้องกับขั้นตอนการก่อสร้าง (Sequence of construction load) เช่นกรณีของงานอุโมงค์ที่ก่อสร้างในชั้นดินผสม เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำการขุดอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) อาจใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว อาทิเช่น ปัญหาการทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งจะมีแรงดันน้ำด้านข้าง (Confining pressure) และแรงกดตามแนวแกน (Axial load) อาศัยคุณสมบัติแบบสมมาตรรอบแนวแกน (Axi-symmetry) จึงทำให้สามารถจำลองปัญหาเหลือเพียงครึ่งเดียว หรือปัญหาคันดินถมเพื่อใช้เป็นถนน ถ้าจะวิเคราะห์หาการเปลี่ยนแปลงความเค้นและการเคลื่อนตัวของดินเดิม (Base) อาจจะสามารถสมมติว่าคันดินเป็นน้ำหนักกระทำกับดินเดิม (Surcharge load) การกำหนดค่าแรงเนื่องจากน้ำหนักของดินถมจะต้องสัมพันธ์กับหน่วยน้ำหนักของดินถม สภาพการบดอัด และรูปทางเรขาคณิตของดินถม หรือปัญหาการขุดอุโมงค์ในชั้นดินไม่เอกพันธ์ (Non-homogeneous soil) เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของดินในกรณีที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) ซึ่งในกรณีของคันดินถมและการขุดอุโมงค์ สามารถใช้คุณสมบัติของสมมาตร (Symmetry) เพื่อลดการวิเคราะห์เหลือเพียงครึ่งเดียว

6.7.3 ลักษณะของชิ้นส่วนย่อย

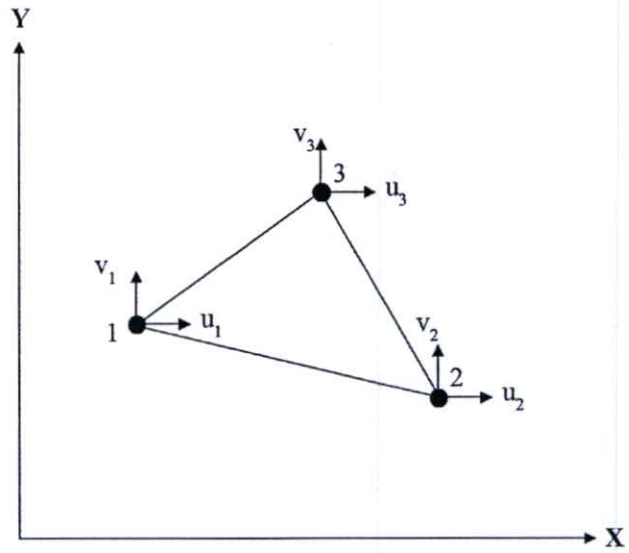
ในการแบ่งโครงสร้างในระนาบ 2 มิติ เป็นชิ้นส่วนย่อยเพื่อทำการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อิลิเมนต์นั้น รูปทรงชิ้นส่วนย่อยพื้นฐานที่นิยมใช้กัน ได้แก่ ชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยม (Triangle element) เนื่องจากเป็นรูปทรงที่มีจำนวนตัวแปรอิสระไม่มากนักทำให้ง่ายต่อความเข้าใจและการวิเคราะห์ รวมทั้งสามารถจำลองลักษณะโครงสร้างได้ดีกว่ารูปแบบอื่นโดยเฉพาะในกรณีโครงสร้างที่มีรูปร่างเป็นส่วนโค้ง



รูปที่ 6.18 ลักษณะชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยม

รูปทรงของชิ้นส่วนย่อยชนิดสามเหลี่ยมนี้ประกอบด้วยด้านสามด้าน ซึ่งต่อกันด้วยจุดต่อจุดต่อภายนอก (External node) แบ่งได้เป็น 2 แบบ คือ จุดต่อภายนอกปฐมภูมิ (Primary external node หมายเลข 1 2 และ 3) และจุดต่อภายนอกทุติยภูมิ (Secondary external node) ดังแสดงในรูปที่ 6.18 พิจารณาชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยมในรูปที่ 6.19 ประกอบด้วยจุดต่อ 1 2 และ 3 เนื่องจากโครงสร้างอยู่ในระนาบ 2 มิติ ดังนั้นแต่ละจุดต่อจะมีตัวแปรอิสระเท่ากับ 2 เมื่อให้ δ_i แทนการเคลื่อนที่ที่จุดต่อ i ใดๆ จะได้ดังสมการ 6.67

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \tag{6.67}$$



รูปที่ 6.19 แสดงตัวแปรอิสระของชิ้นส่วนย่อยรูปสามเหลี่ยม

เมื่อ u_i และ v_i เป็นองค์ประกอบของการเคลื่อนที่ทางแกน x และแกน y ของจุดต่อ i และสามารถเขียนเวคเตอร์การเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนย่อยรูปทรงสามเหลี่ยมได้ดังสมการที่ 6.68

$$\{\delta\}^T = \{\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3\} \tag{6.68}$$

เมื่อฟังก์ชั่นการเคลื่อนที่สำหรับชิ้นส่วนย่อยนี้มีความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้นจะได้

$$u\{x,y\} = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \tag{6.69}$$

$$v\{x,y\} = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \tag{6.70}$$

และจากทฤษฎีของความยืดหยุ่น จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและการเคลื่อนที่ดังนี้

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \alpha_2; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial x} = \alpha_6; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = \alpha_3 + \alpha_5 \tag{6.71}$$

จะเห็นได้ว่าค่าความเครียดของชิ้นส่วนย่อยชนิดสามเหลี่ยมนี้จะคงที่ แต่ไม่ได้เป็นฟังก์ชั่นกับระบบพิกัดจึงเรียกชิ้นส่วนย่อยสามเหลี่ยมที่มีฟังก์ชั่นการเคลื่อนที่เป็นเส้นตรงอันทำให้

ความเครียดของชิ้นส่วนย่อยคงที่ว่า "สามเหลี่ยมแบบความเครียดคงที่ (Constant strain triangle, CST)"

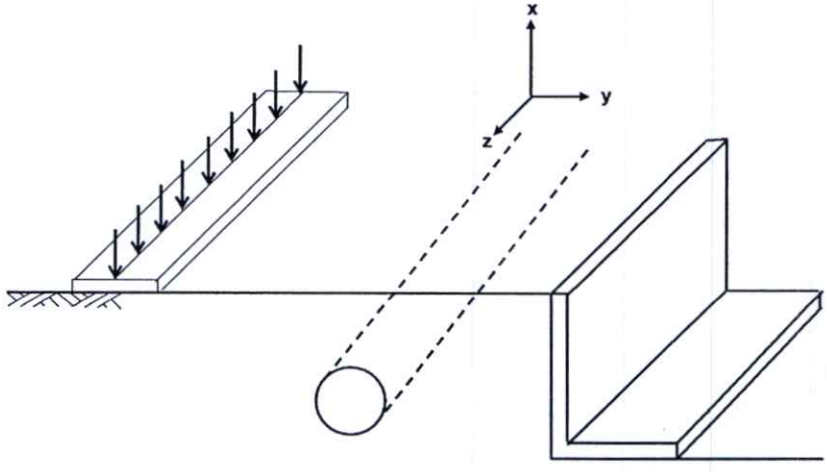
6.7.4 ลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาทางด้านธรณีวิทยา

โดยที่ลักษณะปัญหาแท้จริงในทางธรณีเทคนิคเป็น 3 มิติ อย่างไรก็ตามในบางสภาพปัญหาสามารถที่จะสมมติให้เป็น 2 มิติได้โดยไม่มีข้อผิดพลาดมาก ลักษณะปัญหาแบบ 2 มิติหลักๆ ในทางธรณีเทคนิค ได้แก่

6.7.4.1 ความเครียดระนาบ (Plane strain)

ปัญหาทางด้านธรณีเทคนิคมีลักษณะที่จำเพาะแตกต่างกันออกไป ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงขอบเขตที่สามารถประยุกต์ใช้ได้ร่วมด้วย ทั้งกำแพงกันดิน (Retaining wall) ฐานรากแผ่ชนิดยาวเหยียด (Strip footing) การขุดเจาะอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) และเสถียรภาพของลาดคันทาง (Slope stability) ดังแสดงในรูปที่ 6.20 นิยมใช้วิธีความเครียดระนาบ (plane strain) ในการวิเคราะห์ โดยมีลักษณะที่จะมีมิติของความยาวด้านใดด้านหนึ่งที่ค่อนข้างสูงกว่าด้านอื่นมาก ดังนั้นเงื่อนไขขอบเขตของการเสียรูปที่ทุกๆ หน้าตัดที่ตั้งฉากกับระนาบที่มีความยาวมากๆ จากสมการทางคณิตศาสตร์ จะถูกสมมติให้เท่ากับศูนย์ ถ้ามิติแกน z มีขนาดที่สูงมากๆ จะทำให้การเสียรูปที่ตั้งฉากกับระนาบ x-y เป็นศูนย์ นั่นหมายความว่า $w = 0$ และการเคลื่อนที่ของ u และ v เป็นอิสระกับแกน z ดังสมการที่ 6.72

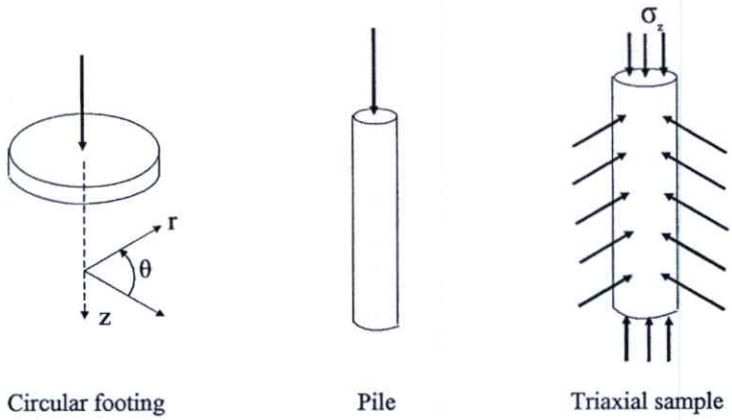
$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0; \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \tag{6.72}$$



รูปที่ 6.20 ตัวอย่างระนาบความเครียด

6.7.4.2 สมมาตรรอบแนวแกน (Axi-symmetry)

ลักษณะบางปัญหามีความสมมาตรรอบแนวแกน เช่น ฐานรากแผ่วงกลม (Circular footing) ภายใต้การกระทำของแรงที่สม่ำเสมอ (Uniform Load) หรือแรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางของฐานราก เสาเข็ม ปล่องแนวดิ่ง (caissons) และโครงสร้างอื่นๆ แม้กระทั่งปัญหาในห้องปฏิบัติการเช่น การทดสอบสามแกน (Triaxial test) ที่มีลักษณะสมมาตรรอบแนวแกนดังแสดงในรูปที่ 6.21



รูปที่ 6.21 ตัวอย่างปัญหาที่มีความสมมาตรตามแนวแกน

ประเภทของปัญหาดังกล่าว โดยทั่วไปจะใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วย "ระบบพิกัดเชิงขั้ว" ซึ่งอ้างอิงตามแนวแกนรัศมี (r, radial direction) แนวแกนดิ่ง z (vertical direction) และทิศทางตามแนวเส้นรอบวง θ (circumferential direction) แต่เนื่องจากความสมมาตรจึงไม่มีการเคลื่อนที่หรือเสียรูปในทิศทางเส้นรอบวง ในขณะที่การเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางแนวรัศมีและแนวแกนดิ่งจะเป็นอิสระไม่ขึ้นอยู่กับทิศทางตามแนวเส้นรอบวงจาก ดังนั้นความเครียดจึงสามารถลดรูปดังสมการที่ 6.73 (Timoshenko and Goodier, 1951)

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial w}{\partial r}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \quad \varepsilon_0 = -\frac{u}{r}; \quad \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \quad \gamma_{r0} = \gamma_{z0} = 0 \qquad (6.73)$$

ในที่นี้ u และ v คือการเคลื่อนที่หรือการเสียรูปในทิศทางตามแนวรัศมี (radial direction) และทิศทางตามแนวแกนดิ่ง (z - direction) ตามลำดับ

6.7.5 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินดังสมการที่ 6.65 ซึ่งเมทริกซ์ [D] อาจเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค นั่นคือ

6.7.5.1 กรณีการระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained)

กรณีนี้คือไม่มีแรงดันน้ำในช่องว่างของดิน (Pore fluid pressure, Δu_f) หรือ $\Delta u_f = 0$ ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับความเค้นประสิทธิผลด้วย $\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\}$และเมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิผล (Effective constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained young's modulus, E') และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (Drain Poisson's ratio, υ')

6.7.5.2 กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained)

กรณีนี้เมทริกซ์ [D] จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวมกับความเครียด (Total constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทุกทาง เมทริกซ์ [D] จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained young's modulus, E_u) และค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, υ_u) ในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำ (Saturated soil) ปริมาตรของดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับดินที่เป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราส่วนปัวส์ซองแบบไม่ระบายน้ำ υ_u มีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า υ_u = 0.5 จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus, K) มีค่าไม่จำกัด (Not exist) ดังนั้นในทางปฏิบัติแล้วนิยมกำหนดค่าอยู่ในช่วงระหว่าง $0.49<\upsilon_u<0.5$ (แนะนำให้ใช้ค่า υ_u=0.499 สำหรับการคำนวณปกติ)

6.7.6 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 6.74

$$\{\Delta\sigma'\} = \{\Delta\sigma\} - \{\Delta u_f\} \tag{6.74}$$

โดยที่

$$\{\Delta u_f\}^T = \{\Delta u_f \quad \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \tag{6.75}$$

เมื่อพิจารณาร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล [D'] จะสามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด $\{\Delta\varepsilon\}$ ได้ ดังในสมการที่ 6.76

$$\{\Delta\sigma'\} = [D']\{\Delta\varepsilon\} \tag{6.76}$$

6.7.7 การคำนวณแรงดันของเหลวในโพรง (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหล (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกันไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียด ดังนั้น ถ้าพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ 6.65 สมการที่ 6.74 และสมการที่ 6.76 สามารถเขียนความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดได้ดังสมการที่ 6.77

$$[D] = [D'] + [D_f] \tag{6.77}$$

โดยที่ $[D_f]$ เป็นเมทริกซ์สติฟเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังมีความสัมพันธ์ในสมการที่ 6.78

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{xx} \\ \Delta\varepsilon_{yy} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad \text{หรือ} \quad \{\Delta u_f\} = [D_f]\{\Delta\varepsilon\} \tag{6.78}$$

เมทริกซ์ $[D_f]$ เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid, K_f) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะเชิงปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์ $[D_f]$ จึงมีค่าเฉพาะ 3x3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังแสดงในสมการที่ 6.78 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 ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain, $\Delta\varepsilon_v$) สามารถคำนวณได้จากสองส่วนคือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดังสมการที่ 6.79

$$\Delta\varepsilon_v = n\frac{\Delta u_f}{K_f} + (1-n)\frac{\Delta u_f}{K_s} \tag{6.79}$$

แต่นิยามของค่า K_e คือ

$$\Delta u_f = K_e\left(\Delta\varepsilon_{xx} + \Delta\varepsilon_{yy} + \Delta\varepsilon_{zz}\right) = K_e\left(\Delta\varepsilon_v\right) \tag{6.80}$$

จากสมการที่ 6.79 และสมการที่ 6.80 สามารถนิยามค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\dfrac{n}{K_f} + \dfrac{(1-n)}{K_s}} \tag{6.81}$$

แต่เนื่องจากค่า K_s มีค่ามากกว่าค่า K_f มาก อาจจะประมาณค่า K_e ได้ว่า

$$K_e = \frac{K_f}{n} \tag{6.82}$$

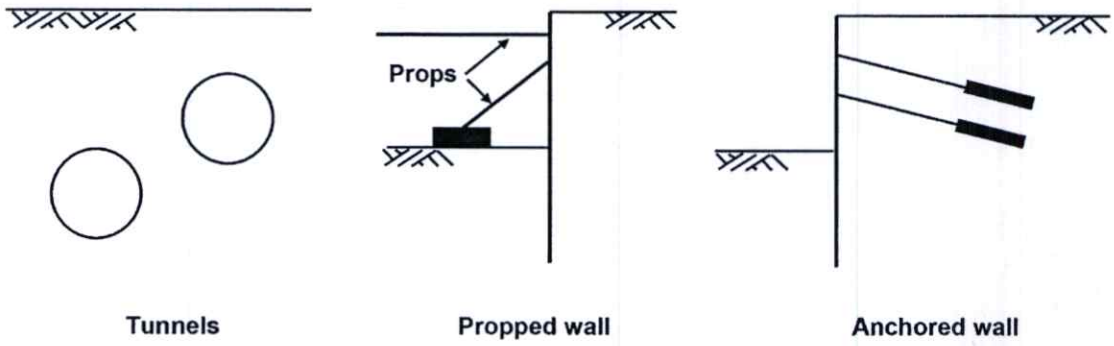
สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า K_s และ K_f มีค่ามากกว่าค่าสติฟเนสของดินมาก ดังนั้นอาจจะไม่จำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_e ที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า K_e ด้วยค่า K_f ได้ หรือ $K_e \approx K_f$

สรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด คือ ในกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 6.65 ส่วนกรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ให้ใช้สมการที่ 6.76 และกรณีการวิเคราะห์แบบ

ความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ 6.77 และ 6.78 ร่วมกัน

6.7.8 ปัญหาปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้าง (Soil-structure interaction problems)

ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีหลายกรณีที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) เช่น กำแพงกันดิน กำแพงสมอดิน อุโมงค์แบบคู่ เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 6.22



รูปที่ 6.22 ตัวอย่างปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง

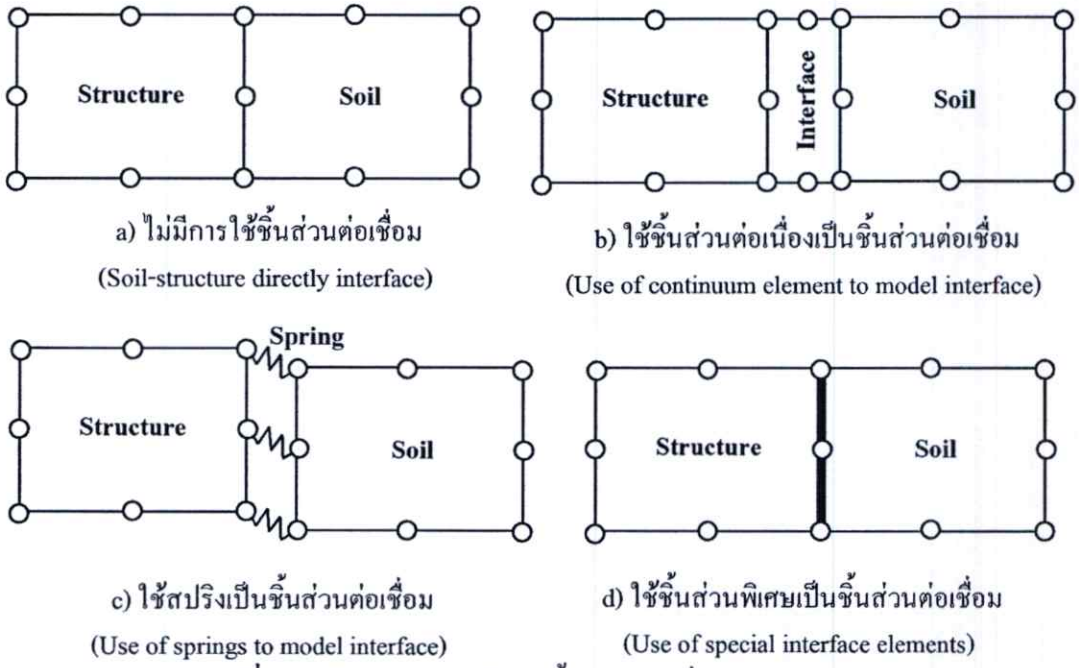
6.7.9 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนของโครงสร้าง (Structural element models)

ในทางทฤษฎีอาจจะใช้ชิ้นส่วนสำหรับกลศาสตร์ของแข็ง (Continuum element) จำลองชิ้นส่วนโครงสร้างได้ แต่ในทางปฏิบัติอาจมีผลเสีย เช่น โครงสร้างส่วนใหญ่จะมีขนาดเล็กหรือบางเมื่อเทียบกับชิ้นส่วนดิน ดังนั้นอาจทำให้การคำนวณเชิงตัวเลขเกิดข้อผิดพลาดอันเนื่องมาจากอัตราส่วนขนาดของชิ้นส่วน (Aspect ratio) ไม่เหมาะสม ประกอบกับปัญหาที่วิเคราะห์ส่วนใหญ่ไม่ต้องการรายละเอียดในการกระจายความเค้นในหน้าตัดของโครงสร้าง วิศวกรมักสนใจเพียงค่าเฉลี่ยความเค้นดัด (Bending stress) ความเค้นเฉือน (Shearing stress) หรือความเค้นในแนวแกน (Axial stress) ที่หน้าตัดใดหน้าตัดหนึ่งในการออกแบบหน้าตัดของโครงสร้าง ด้วยเหตุนี้อาจจะใช้ชิ้นส่วนที่ไม่มีความกว้าง เช่น ชิ้นส่วนคาน (Beam element) ชิ้นส่วนรับแรงแนวแกน (Axial element) ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้าง ตัวอย่างเช่น การใช้ชิ้นส่วนคานจำลองเข็มพืดกันดิน (Sheet pile wall) หรือการใช้ชิ้นส่วนรับแรงในแนวแกนจำลองสมอดิน (Anchor) เป็นต้น

อย่างไรก็ตาม ยังมีชิ้นส่วนชนิดอื่นๆ ที่สามารถใช้ในการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างได้อย่างเหมาะสมในกรณีเฉพาะ เช่น การใช้ชิ้นส่วนคานโค้ง (Curved mindlin beam element) ในการจำลองชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Tunnel lining) หรือการใช้ชิ้นส่วนพื้นผิว (Membrane element) ในการจำลองค้ำยันกำแพง (Propped wall) หรือใยสังเคราะห์เสริมแรง (Geofabric) (David M. Potts and Lidija Zdravkovic', 1990)

6.7.10 แบบจำลองสำหรับชิ้นส่วนผิวสัมผัส (Interface models)

ในปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างจะต้องอยู่ในเงื่อนไขคอมแพตติบิลิตีเหมือนกัน แต่ในบางกรณีจำเป็นที่จะต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อม (Interface model) ระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างกับชิ้นส่วนเดิม เพื่อประโยชน์เนื่องจากการใช้ชิ้นส่วนต่างประเภทของโครงสร้างและดิน เช่น การใช้ชิ้นส่วนต่อเนื่องในดิน (Continuum element) แต่ใช้ชิ้นส่วนคานสำหรับโครงสร้าง (Beam element) การต่อเนื่องระหว่าง 2 ชิ้นส่วนที่มีต่างรูปแบบกันนั้นอาจจะมีความยุ่งยากในการจำลอง จึงจำเป็นจะต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อม ประโยชน์ที่สำคัญอีกประการคือเพื่อศึกษาพฤติกรรมของส่วนต่อเชื่อมนี้ เช่น ส่วนต่อเชื่อมระหว่างกำแพงกันดินกับดิน อาจจะจำลองพฤติกรรมแบบลื่น (Smooth) ในกรณี Ranking earth pressure หรือแบบมีแรงเสียดทาน (Friction) ในกรณี Coulomb earth pressure โดยมีการนิยามมุมแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับดิน (Interface friction angle)



a) ไม่มีการใช้ชิ้นส่วนต่อเชื่อม
(Soil-structure directly interface)

b) ใช้ชิ้นส่วนต่อเนื่องเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม
(Use of continuum element to model interface)

c) ใช้สปริงเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม
(Use of springs to model interface)

d) ใช้ชิ้นส่วนพิเศษเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม
(Use of special interface elements)

รูปที่ 6.23 ตัวอย่างการใช้ชนิดชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ

ตัวอย่างการใช้ชิ้นส่วนต่อเชื่อมแบบต่างๆ ที่พบเห็นในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคที่แสดงในรูปที่ 6.23 สามารถสรุปได้ดังนี้

1) อาจจะไม่จำเป็นต้องเพิ่มชิ้นส่วนต่อเชื่อมในการจำลองการต่อเชื่อมระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างกับชิ้นส่วนดิน แต่ต้องอยู่ในเงื่อนไขที่ว่าชิ้นส่วนโครงสร้างและชิ้นส่วนดินต้องเป็น

ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่อง (Continuum element) ชนิดเดียวกัน และจุดต่อ (Node) ที่เชื่อมระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างและชิ้นส่วนดินจะต้องอยู่ในตำแหน่งเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 6.23 a)

2) วิธีการใช้ชิ้นส่วนแบบต่อเนื่องในการจำลองชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยอาจจะกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะกับสภาพใช้งานจริง เช่น การใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์โดยกำหนดมุมแรงเสียดทาน (Angle of adhesion resistance) สำหรับการต่อเชื่อมแบบเสียดทาน (Frictional interface) ดังแสดงในรูปที่ 6.23 b)

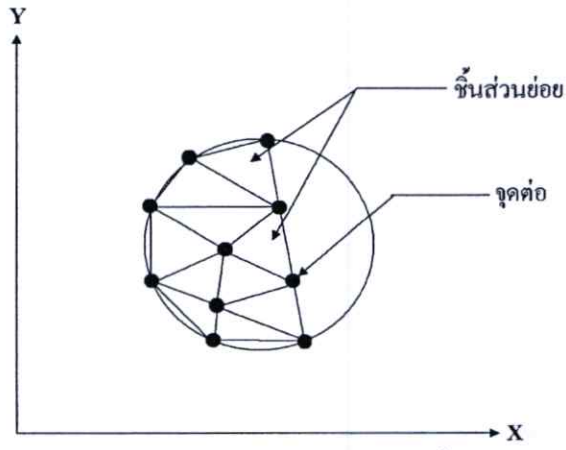
3) วิธีการใช้ชิ้นส่วนสปริงเป็นชิ้นส่วนต่อเชื่อม โดยจะเชื่อมต่อระหว่างสองจุดต่อที่อยู่ตรงกันข้าม ดังแสดงในรูปที่ 6.23 c)

4) วิธีการใช้สมการเงื่อนไขเพิ่มเติม (Additional constrain equation) ในการกำหนดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชิ้นส่วนสองชิ้นที่ไม่ต่อเนื่องกัน ซึ่งวิธีถูกเรียกว่าวิธีไฮบริด (Hybrid method) ส่วนมากนิยมใช้ในงานวิศวกรรมชีววิทยา (Biological engineering) (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง , 2550)

5) วิธีใช้ชิ้นส่วนแบบโครงสร้างพิเศษ อาทิเช่นชิ้นส่วนโครงสร้างพิเศษที่ไม่มีความหนา (Zero thickness interface element) เป็นแบบที่ได้รับความนิยมสูงสุด เพราะสามารถกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของชิ้นส่วนต่อเชื่อมให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงได้ และไม่รบกวนต่อรูปร่างของปัญหาด้วย ดังแสดงในรูปที่ 6.23 d) (Potts and Lidija Zdravkovic', 1990)

6.7.11 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ปัญหาความเค้นในระนาบโดยใช้พื้นฐานของวิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์เป็นวิธีการวิเคราะห์ โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จำนวนหนึ่ง ซึ่งชิ้นส่วนเล็กๆ นี้เรียกว่าชิ้นส่วนย่อย (Element) และชิ้นส่วนย่อยเหล่านี้เชื่อมติดกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดต่อ (Node)



รูปที่ 6.24 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ

หลังจากนั้นจะทำการวิเคราะห์คุณสมบัติของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแล้วนำชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดมาทำการวิเคราะห์รวม เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด สำหรับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนย่อย จะถือว่าเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของจุดต่อของชิ้นส่วนย่อยนั้นๆ ซึ่งลักษณะการเคลื่อนที่นี้สามารถแทนได้ด้วยการสมมติฟังก์ชั่นการเคลื่อนที่ (Displacement function) ขึ้นและจากผลของแรงภายนอกรวมทั้งคุณสมบัติของชิ้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาค่าระยะการแปรมิติที่เกิดขึ้น ค่าความเค้นและความเครียดที่ต้องการของโครงสร้างได้

6.7.12 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil Model)

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการวิเคราะห์หาแนวการทรุดตัวของดิน จำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น Linear elastic, Non-linear elastic และ Non-linear material behavior (plasticity) การเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้น และยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วย แบบจำลองแต่ละแบบมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ แบบจำลองอิลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอิลาสโตพลาสติก (Elasto-plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ Linear elastic model, Mohr-Coulomb model และ Hardening soil model

ข้อดีข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอิลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสียรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรงและการเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload-reload path) ได้ ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มาก คือ มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติกแบบสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาโดย Schofield และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay, MCC model) ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอัดแน่นปกติ (Normally consolidated, NC) แต่แบบจำลองนี้ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) กล่าวคือจะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในพื้นผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวความคิดใหม่ต่างๆ ขึ้นเพื่อการเข้าถึงวัตถุประสงค์

ดังกล่าว ซึ่งมีด้วยกัน 2 แนวความคิดหลัก โดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิด Bounding surface ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้ ได้แก่ Bounding surface model โดย Dafalias และ Herrmann (1982) แบบจำลองฮาชิกูจิ (Hashiguji model) โดย Hashiguji (1985) และแบบจำลอง MIT-E3 โดย Whittle (1993) และแนวความคิดที่ 2 คือแนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple yield surface idea) ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้คือ แบบจำลองพื้นผิวตาข่ายเชิงซ้อน (Multiple "nest" yield surfaces model) โดย Mroz et.al. (1982) แบบจำลองไคเนแมติกฮาร์ดเดนนิง โมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening cam-clay, KHMCC model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

6.7.12.1 แบบจำลองอิลาสติก (Elastic models)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกคือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

1) อิลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity)

กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด สำหรับวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางสามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ซอง ดังสมการที่ 6.83

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)} \begin{bmatrix} (1-\upsilon) & \upsilon & \upsilon & 0 & 0 & 0 \\ \upsilon & (1-\upsilon) & \upsilon & 0 & 0 & 0 \\ \upsilon & \upsilon & (1-\upsilon) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\upsilon)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\upsilon)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\upsilon)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (6.83)$$

หรืออาจจะนิยามกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งค่าโมดูลัสดังกล่าวมีค่าดังสมการที่ 6.84 และสมการที่ 6.85 ตามลำดับ ดังนั้นจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดในรูปของโมดูลัสเชิงปริมาตรและโมดูลัสเฉือนดังสมการที่ 6.86 หรืออาจนิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นความเครียดแบบสามแกน ดังสมการที่ 6.87

$$K = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \tag{6.84}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{6.85}$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K-\frac{2}{3}G & K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K-\frac{2}{3}G & K-\frac{2}{3}G & K+\frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \tag{6.86}$$

$$\begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_p \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} \tag{6.87}$$

2) อิลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear anisotropic elasticity)

ดินเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทุกทางเนื่องจากการกำเนิดของดิน คือทิศทางการตกตะกอนจะทำให้คุณสมบัติที่แตกต่างกันเพียงสองทิศทาง นั่นคือทิศทางการตกตะกอน (ในแนวดิ่ง) และทิศทางตั้งฉากกับการตกตะกอน (ในแนวราบ) คุณสมบัติที่ไม่เท่ากันแค่สองทิศทางเรียกว่า Transverse isotropy จากกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสำหรับวัสดุอิลาสติกแบบ Transverse isotropy สามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ซองดังสมการที่ 6.88

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\upsilon_{hh}}{E_h} & -\frac{\upsilon_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\upsilon_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\upsilon_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\upsilon_{vh}}{E_v} & -\frac{\upsilon_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\upsilon_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \tag{6.88}$$

โดยที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวส์ซองที่แตกต่างกัน 5 ค่าคือ E_v คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวดิ่ง (Young's modulus in vertical direction) E_h คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวราบ (Young's modulus in horizontal direction) G_{vh} คือค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบราบ (Shear's modulus in horizontal plane) υ_{hh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวราบเนื่องจากความเค้นในแนวราบ (Poisson's ratio for straining in the horizontal plane due to the stress acting in the same plane) υ_{vh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวดิ่งเนื่องจากความเค้นในแนวราบ (Poisson's ratio for straining in the vertical plane due to the stress acting in the horizontal plane)

3) อิลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity)

อิลาสติกไม่เชิงเส้นคือการที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัว โดยปกติแล้วจะขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียด ค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปสมการง่ายๆดังสมการที่ 6.89 และสมการที่ 6.90

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma,\varepsilon) \tag{6.89}$$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{sec}(\sigma,\varepsilon) \tag{6.90}$$

โดย E_t และ E_{sec} คือค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) และค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus) ตามลำดับ การนิยามค่าโมดูลัสแบบง่ายๆในสมการดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับหน่วยที่ใช้ด้วย ดังนั้นอาจจะใช้สมการโมดูลัสแบบไร้มิติ (Dimensionless) โดยสมมติว่ามีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นดังแสดงในสมการที่ 6.91

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = k\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^n \varepsilon \tag{6.91}$$

โดยที่ค่า k และ n คือค่าคงตัวไร้มิติ (Dimensionless parameters) และ σ_a คือความเค้นอ้างอิง (Reference stress) ปกติแล้วจะเลือกใช้ค่าความดันบรรยากาศ (σ_a=100 kpa) สำหรับงานวิจัยดินกรุงเทพฯ การทดสอบแรงอัดสามแกนโดยร่วมกับเครื่องมือเบนเดอร์อิลิเมนต์ (Bender element) ในการวัดความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพขณะอยู่ในสภาวะความเค้นระดับต่างๆ พบว่าคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือนแบบอิลาสติก (Techavorasinkun and Amornwithayalax, 2002) โดยสรุปผลการทดสอบได้ดังสมการที่ 6.92 และแปลงสมการให้อยู่ในรูปแบบไร้มิติดัง

สมการที่ 6.93 ถ้าสมมติค่าอัตราส่วนปัวส์ซองของดินกรุงเทพมีค่าคงตัวคือ 0.3 และสมมติตัวเลขยกกำลังอยู่ในระดับ (order) เดียวกัน ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.94

$$G = 1530 p^{0.6} \ (kpa) \tag{6.92}$$

$$\frac{G}{p_a} = 242\left(\frac{p}{p_a}\right)^{0.6} \tag{6.93}$$

$$\frac{K}{p_a} = 524\left(\frac{p}{p_a}\right)^{0.6} \tag{6.94}$$

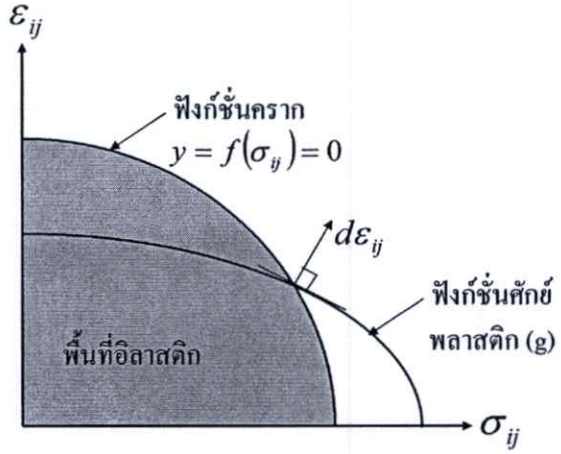
4) พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอิลาสติก (Elastic soil parameters)

แบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elastic model) ต้องการพารามิเตอร์เพียง 2 ตัวเท่านั้น เช่นอาจเป็นโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) หรือไม่ก็เลือกใช้โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และอัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio) ซึ่งแบบจำลองนี้ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่สำคัญของดินเกี่ยวกับการแปรผันของค่าสติฟเนสได้ ต่อมาในปี ค.ศ. 1983 Graham และ Houlsby ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางสำหรับดิน (Linear cross-anisotropic elastic model) ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่อิสระจากกัน 3 ตัว แบบจำลองนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมสติฟเนสที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic stiffness) ได้ แต่ยังคงไม่สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสติฟเนสของดินได้ แม้ว่าต่อมาแบบจำลองอิลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic model) จะถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสติฟเนสของดินได้ แต่ยังคงมีข้อจำกัดอื่นๆ อีก เช่น การอธิบายถึงการเกิดการเคลื่อนตัวถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ในช่วงภาวะรับแรงกลับไปกลับมา (Unload-reload path) นำไปสู่การทำให้เกิดการใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก

6.7.12.2 แบบจำลองอิลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simply Elasto-plastic models)

จากข้อจำกัดของแบบจำลองอิลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประการ โดยเฉพาะความเครียดแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก ซึ่งแบบจำลองนี้ตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิตี (Plasticity theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชั่นคราก (Yield function, f) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก คือวัสดุจะมีพฤติกรรมอิลาสติกภายใต้ภาวะความเค้นที่อยู่ภายในพื้นที่ผิวคราก

(Yield surface) ดังแสดงในรูปที่ 6.25 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอิลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule)



รูปที่ 6.25 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง

แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

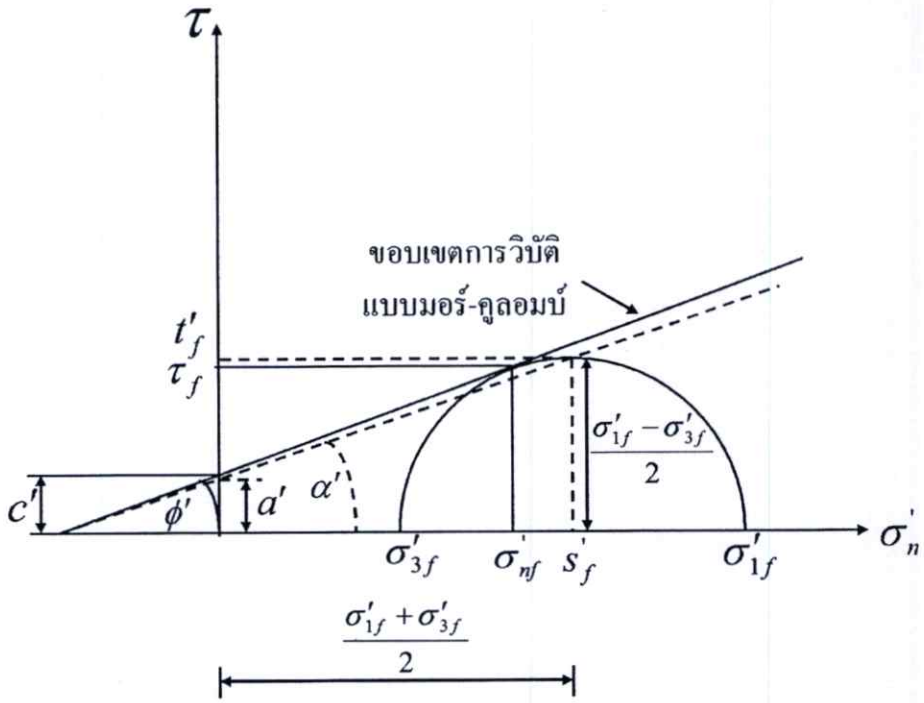
แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์นี้เป็นที่นิยมอย่างมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการไม่ว่าจะเป็นการทดสอบแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear test) หรือการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-test) ผลการทดสอบทั้งสองนำมาวิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยมใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress, $\sigma_n^{'}$) และความเค้นเฉือน (Shear stress, τ) ดังสมการที่ 6.95

$$\tau_f = c' + \sigma_{nf}^{'} \tan\phi' \tag{6.95}$$

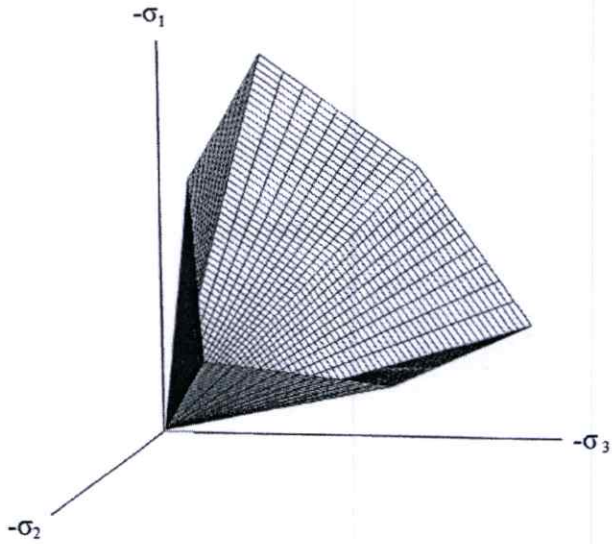
โดยที่ค่า c' และ ϕ' คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมเสียดทาน (Angle of frictional resistance) และดัชนีล่าง f หมายถึง ภาวะวิบัติ (Failure) ในบางครั้งการพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plane strain) สามารถพิจารณาเงื่อนไขมอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ (s',t) ได้ดังสมการที่ 6.96

$$t_f' = a' + s_f^{'} \tan\alpha' \tag{6.96}$$

โดยที่ $a' = c'\cos\phi'$ และ $\sin\phi' = \tan\alpha'$ รูปที่ 6.26 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ที่นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนและตัวแปร (s',t)



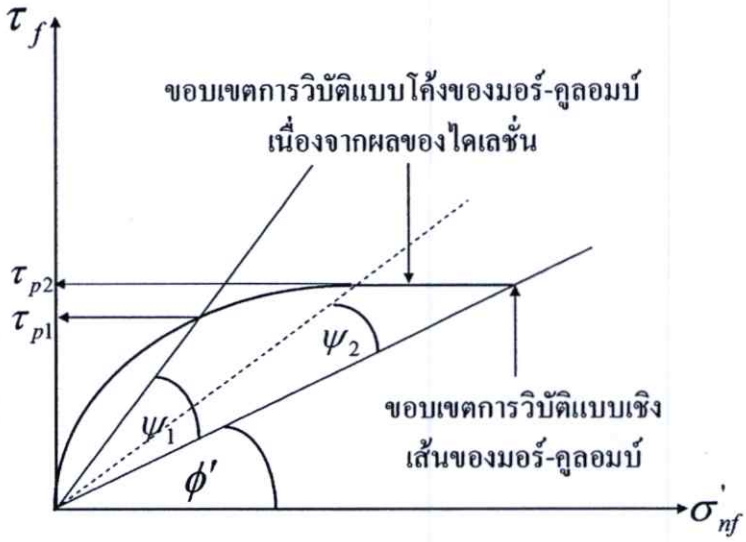
รูปที่ 6.26 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)



รูปที่ 6.27 พื้นผิวครากของมอร์-คูลอมบ์ในแบบสามมิติ (Mohr-coulomb failure criterion)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีความเหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในของวัสดุได้ และสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียงอนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติเช่น ทรายแน่น (Dense sand) หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated clay) ที่มีพฤติกรรมแบบไดเลชั่น (Dilation) แบบจำลองนี้ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไดเลชั่นด้วยดังแสดงในรูปที่ 6.28 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดยใช้ค่ามุมไดเลชั่น (Ψ) ซึ่งแสดงในสมการที่ 6.97

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi) \tag{6.97}$$



รูปที่ 6.28 ผลของมุมไดเลชั่นต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์

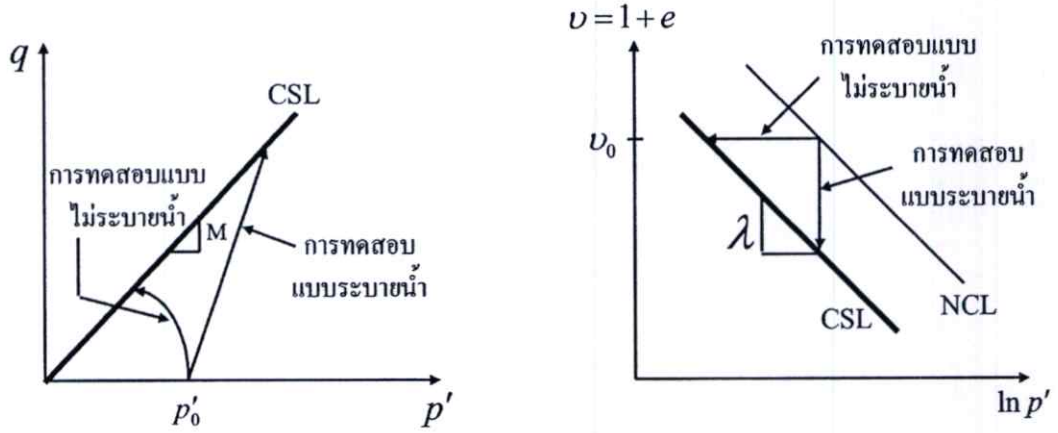
โดยค่ามุมไดเลชั่น (ψ) จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวครากของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 6.28 แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย หรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อาจจะมีข้อจำกัดมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ทำให้กำลังครากจะเปลี่ยนแปลงแบบไม่ราบเรียบเพราะว่าตัวแบบจำลองถูกกำหนดค่ากำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงมีการพัฒนาไปสู่แบบจำลองแบบต่อเนื่อง และแบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model)

6.7.12.3 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 (หรือ

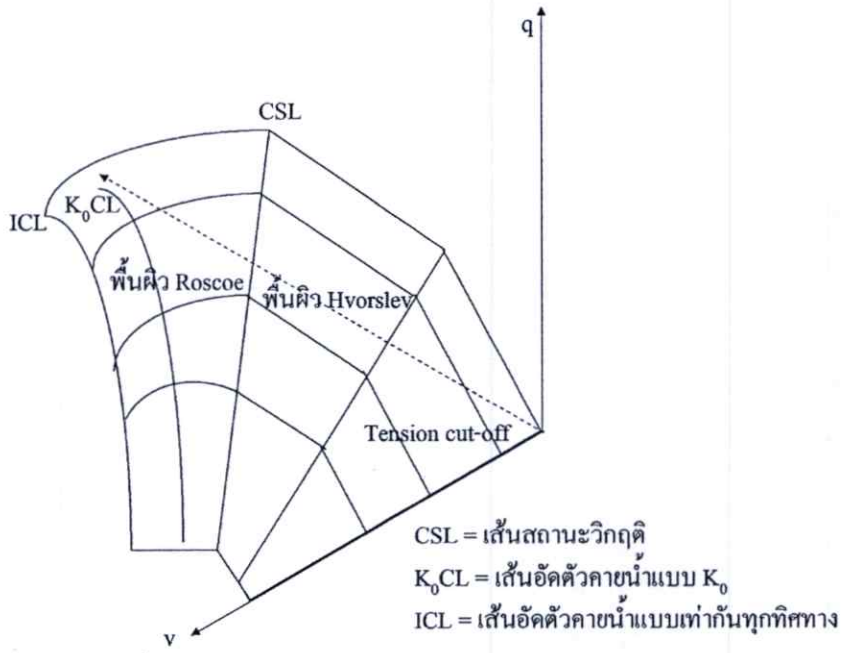
ปริมาตรจำเพาะ) และค่าลอการิทึมของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่สถานะวิกฤต (จุดวิบัติ) จะเป็นเส้นตรงโดยมีความชันเท่ากับ λ โดยแสดงในรูปที่ 6.29



รูปที่ 6.29 แสดงเส้นสถานะวิกฤตในความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress path) และในความสัมพันธ์การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation plot)

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

3) ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS) ขอบเขตการวิบัติของดินในแกนสามมิติที่ประกอบด้วยความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ความเค้นเบี่ยงเบน และอัตราส่วนช่องว่างหรือปริมาตรจำเพาะนั้น จะถูกปิดล้อมด้วยพื้นผิว 3 ส่วนด้วยกันคือ พื้นผิว Roscoe พื้นผิว Hvorslev และพื้นผิว Tension cut-off ดังแสดงในรูปที่ 6.30



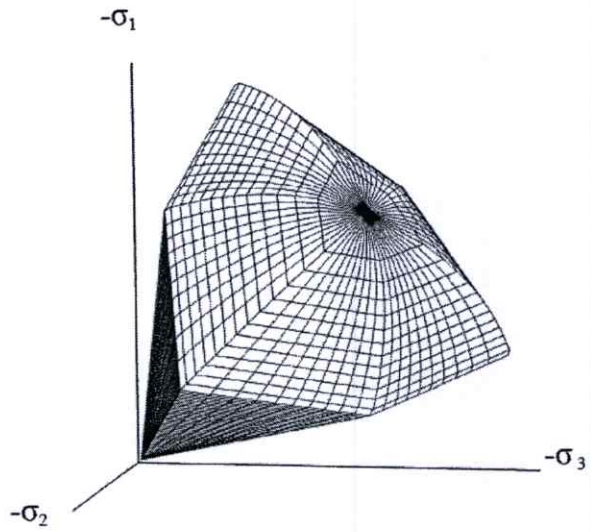
รูปที่ 6.30 ขอบเขตการวิบัติ (State boundary surface, SBS)

แบบจำลองของดินที่พัฒนาโดยอาศัยแนวความคิดดังกล่าว ที่ได้รับความนิยมเป็นอย่างมาก คือแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam-clay model) ซึ่งถูกพัฒนาโดย Roscoe et.al.(1963) เดิมทีแบบจำลองถูกสร้างขึ้นเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (NC clay) ต่อมาในปีค.ศ. 1968 Roscoe และ Burland ได้พัฒนาแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified cam-clay, MCC model) ขึ้น โดยมีการพิจารณาพลังงานที่สูญเสียไปทั้งในกระบวนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแบบพลาสติก (Plastic volumetric strain) และกระบวนการเฉือนเบี่ยงเบนแบบพลาสติก (Plastic shear distortion)

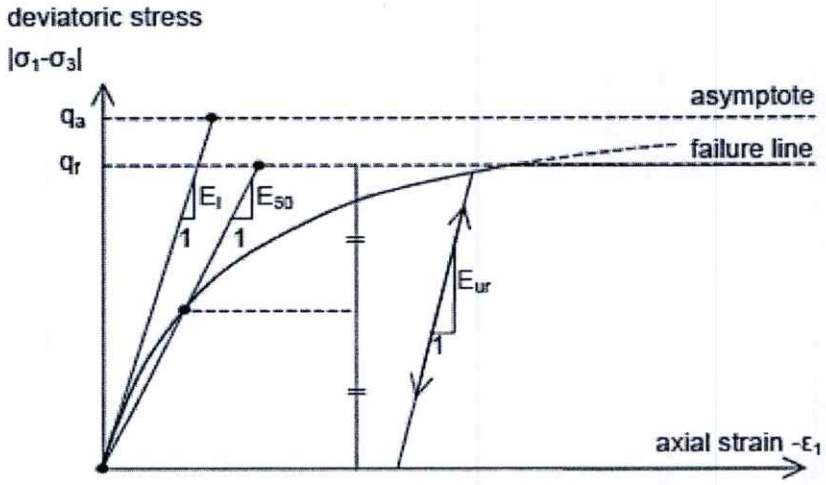
แบบจำลองดินสถานะวิกฤต (Critical state soil model) ประสบความสำเร็จและได้รับความนิยมอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสามารถประมาณค่าความเครียดเชิงปริมาตรและพฤติกรรมอื่นๆ ของดินแบบอัดแน่นปกติ (NC) ในสภาวะการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) ได้อย่างค่อนข้างถูกต้อง แบบจำลองดังกล่าวยังคงมีข้อจำกัดหลายประการ เช่น ผลการทำนายความเครียดเฉือนที่ค่อนข้างไกลจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติสูงๆ (Heavily Overconsolidated soil) ทั้งนี้เพราะแบบจำลองดังกล่าวตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าจะเกิดพฤติกรรมแบบอิลาสติกเท่านั้นภายในขอบเขตการวิบัติ (SBS) และข้อจำกัดของแบบจำลองโมติฟายแคมเคลย์อีกประการที่สำคัญคือ การอธิบายพฤติกรรมดินในภาวการณ์อัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic consolidation condition) ที่ไม่ถูกต้อง อาจเป็นเพราะรูปร่างของพื้นผิวครากของแบบจำลอง มีแกนสมมาตรอยู่บนแกน Hydrostatic หรือแกน p' จึงทำให้พฤติกรรมที่แสดงออกมาเท่ากันทุกทิศทาง

6.7.12.4 แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS)

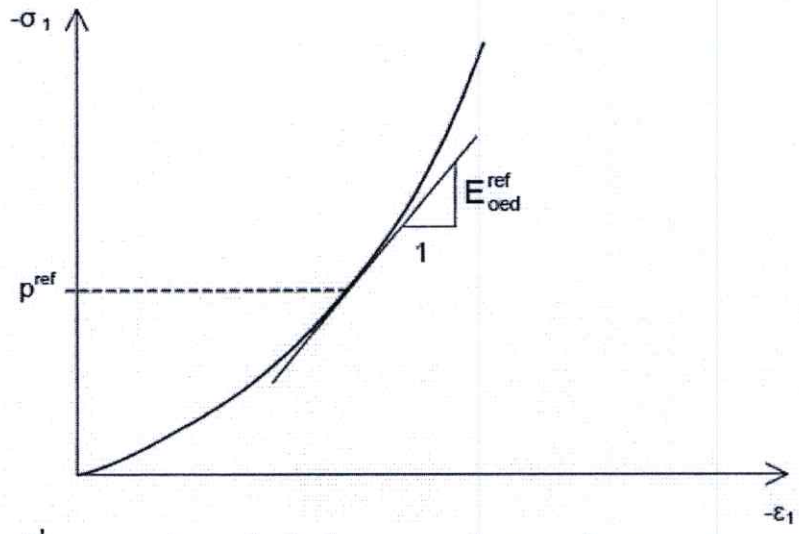
แบบจำลองนี้จำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบ plastic ซึ่งเป็นการปรับปรุงแบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (friction angle, φ) ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน(cohesion, c) และ dilatancy angle, ψ ส่วนค่าโมดูลัสของดินต้องทำการป้อนเพิ่มเติมมากกว่ากรณีของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ได้แก่ ค่า Triaxial loading stiffness (E_{50}) ค่า Triaxial unloading stiffness (E_{ur}) และค่า Oedometer loading stiffness, E_{oed} ดังแสดงในรูปที่ 6.32 รูปที่ 6.33 และรูปที่ 6.33 ตามลำดับ



รูปที่ 6.31 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil



รูปที่ 6.32 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial



รูปที่ 6.33 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test

6.7.13 วิธีการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

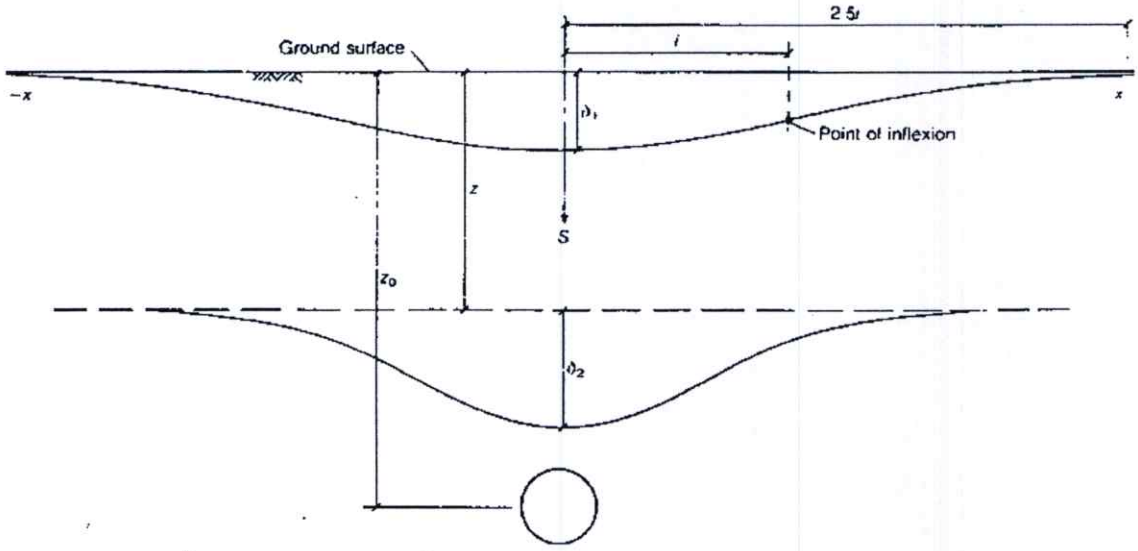
ในการวิเคราะห์แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ซึ่งเป็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ เช่น โมเมนต์ดัด (Bending moment) แรงเฉือน (Shear force) และแรงในแนวแกน (Axial force) สามารถทำได้ 2 วิธี วิธีที่หนึ่งคือการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) โดยใช้การกำหนดค่า Contraction cavity ส่วนวิธีที่สองใช้การกำหนดค่าการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน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

6.7.13.1 วิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน

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

6.7.13.2 วิธีการกำหนดค่าการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief)

วิธีการนี้มีขั้นตอนที่ค่อนข้างซับซ้อนกว่าวิธีการกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน โดยในวิธีการนี้ต้องทำการสมมติค่า Stress relief ก่อน จากนั้นวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นจากการกำหนดค่า Stress relief โดยอ้างอิงจาก Mair et. al. (1993) ซึ่งสอดคล้องกับทฤษฎีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินของ Peck (1969) โดยที่รูปร่างการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้น สามารถประมาณโดยใช้สมการ Gaussian ได้ โดยการทรุดตัวที่เกิดขึ้น (S)



รูปที่ 6.34 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินของ Mair et. al. (1993)

ปริมาตรการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์(V_S) หาได้จาก

$$V_S = \sqrt{(2\pi)} i S_{max} \tag{6.98}$$

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

$$V_L = \frac{4V_S}{\pi D^2} \tag{6.99}$$

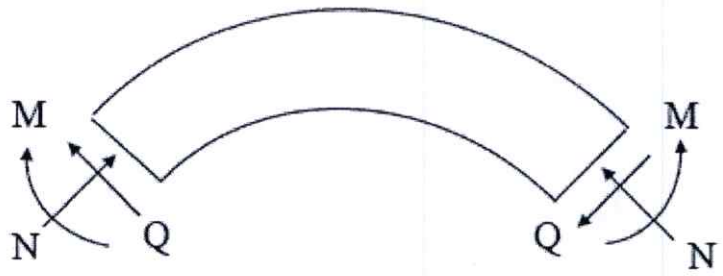
แล้วทำการคำนวณย้อนกลับ (Back calculate) เพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดินเพื่อนำไปกำหนดในการขุดเจาะอุโมงค์ต่อไป โดยที่วิธีการนี้ต้องพิจารณาถึงผลกระทบที่จะเกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวของที่ทำให้อาคาร สิ่งก่อสร้างข้างเคียงเกิดความเสียหายทั้งที่อยู่ผิวดินและที่อยู่ใต้ดินด้วย

6.8 ทฤษฎีการออกแบบเหล็กเสริม

6.8.1 กล่าวนำ

เนื่องด้วยผนังอุโมงค์ใต้ดินจะต้องรับแรงที่มากระทำภายในผนังอุโมงค์ใต้ดิน ได้แก่ โมเมนต์ดัด (Bending moment) แรงตามแนวแกน (Axial force) และแรงเฉือน (Shear force) ดังรูปที่ 6.35 ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นทั้งสามนี้จะส่งผลให้ต้องมีการออกแบบเหล็กเสริมในผนังอุโมงค์ใต้ดิน เพื่อที่จะทำ

ให้ผนังอุโมงค์ใต้ดินสามารถรับแรงต่างๆได้โดยไม่เกิดความเสียหายโดยในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบตามวิธีกำลัง



รูปที่ 6.35 แสดงแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

6.8.2 พื้นฐานการออกแบบ

วิธีการออกแบบเหล็กเสริมที่ผู้เขียนได้นำเสนอมี 2 วิธี ได้แก่ วิธีการออกแบบเสาสั้น และวิธีการออกแบบคาน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

6.8.2.1 วิธีการออกแบบเสาสั้นโดยวิธีกำลัง

วิธีนี้จะออกแบบโดยแรงดัด M_n และแรงตามแนวแกน P_n ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสองข้อ คือ ความสมดุลของแรงภายในและการสอดคล้องของความเครียด รูปที่ 6.36 แสดงภาวะทั่วไปของหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน จะหาแรงดึงหรือแรงอัดในเหล็กเสริมได้จากความสัมพันธ์กับความเครียด ณ ตำแหน่งของเหล็กเสริมนั้น

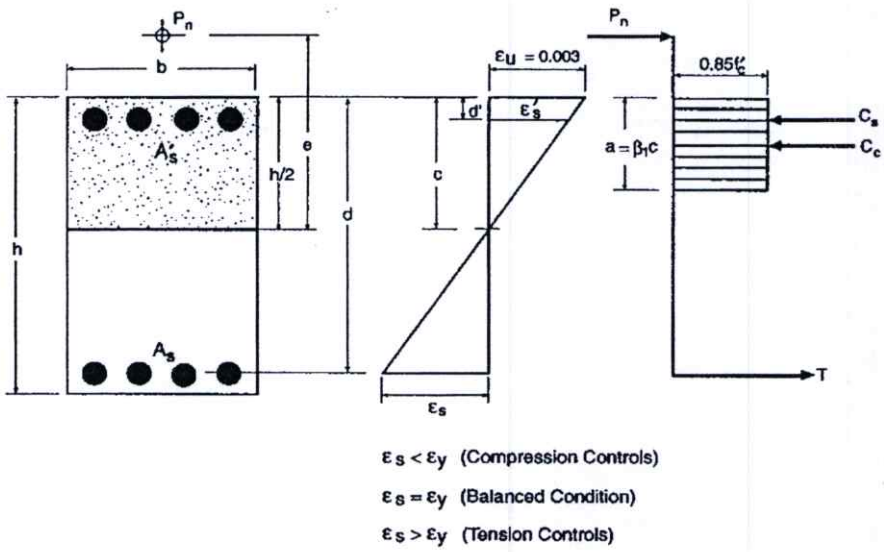
$$T = A_s f_s = A_s\left(E_s \varepsilon_s\right) \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

หรือ $$T = A_s f_y \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y$$

$$C_s = A_s' f_s' = A_s'\left(E_s \varepsilon_s'\right) \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s' < \varepsilon_y$$

หรือ $$C_s = A_s' f_y \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$$

$$C_c = 0.85 f_c' ba$$



รูปที่ 6.36 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัด

ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแกน

โดยที่ $f_s^{'} = \frac{6120(c-d^{'})}{c} \le f_y$

$$f_s = \frac{6120(c-d^{'})}{c} \le f_y$$

และจะหากำลังระบุในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ (P_n และ M_n) ได้จากสภาวะสมดุลของหน้าตัด จากความสมดุลของแรงจะได้

$$P_n = C_c + C_s + T$$

จากความสมดุลของโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงของหน้าตัด

$$M_n = P_n e = C_c(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}) + C_s(\frac{h}{2} - d^{'}) + T(d - \frac{h}{2})$$

ถ้ารู้สภาวะของความเครียดก็จะหา P_n และ M_n ได้ทันที ยกตัวอย่าง เช่นในกรณีของสภาวะความเครียดสมดุล เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$) พร้อมกับความเครียดในผิวคอนกรีตภายใต้แรงอัดถึงจุดอัดแตก ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.003

$$\frac{c_b}{d}=\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u+\varepsilon_y}=\frac{0.003}{0.003+\frac{f_y}{2040000}}=\frac{6120}{6120+f_y}$$

ดังนั้น $a_b=\frac{6120}{6120+f_y}\beta_1 d$

และ $\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_u}=\frac{c_b-d'}{c_b}$

ดังนั้น $\varepsilon_s'=0.003(1-\frac{d'}{c_b})=0.003(1-\frac{d'}{d}\frac{6120+f_y}{6120})$

และ $f_s'=E\varepsilon_s'$ แต่ต้องไม่เกิน f_y

จากความสมดุลของแรง

$$P_{nb}=0.85f_c'a_b b+A_s'f_s'+A_s f_y$$

ถ้า $f_s'=f_y$ และ $A_s'=A_s$ จะได้

$$P_{nb}=0.85\beta_1 f_c'bd\frac{6120}{6120+f_y}$$

จากความสมดุลของโมเมนต์

$$M_n=P_{nb}e_b=0.85f_c'ba_b(\frac{h}{2}-\frac{a}{2})+A_s'f_y(\frac{h}{2}-d')+A_s f_y(d-\frac{h}{2})$$

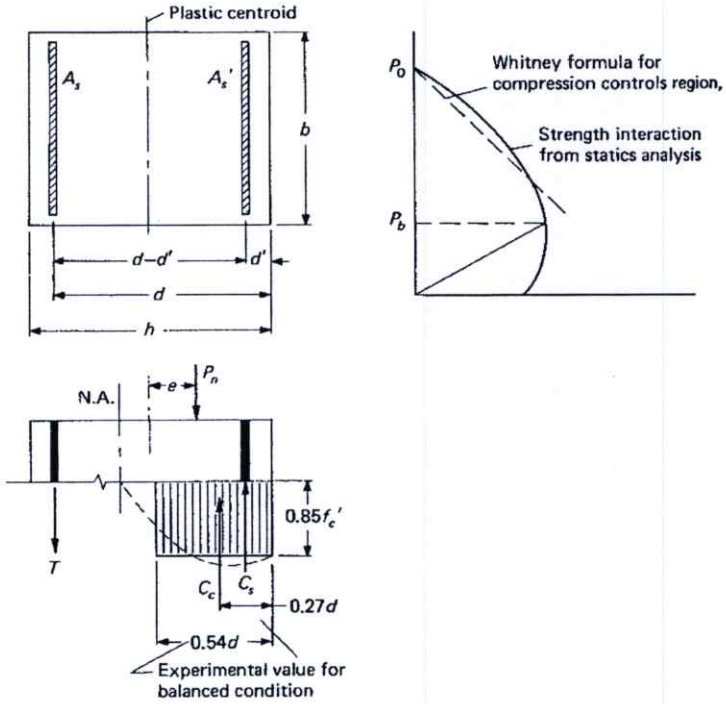
กำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ที่สภาวะความเครียดสมดุล เป็นเพียงแค่กรณีหนึ่งในหลายกรณีที่อาจจะเกิดขึ้นในหน้าตัดซึ่งสามารถแบ่งแยกออกไปได้อีก 2 กรณี คือ กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงอัดและกรณีภายใต้อิทธิพลของแรงดึง ดังจะนำเสนอดังต่อไปนี้

1) กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) มากกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือมีระยะเยื้องศูนย์ (e) น้อยกว่าระยะเยื้องศูนย์ที่สภาวะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยการอัดแตกของคอนกรีตในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยกว่าจุดคราก หรืออาจอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้การลองผิดลองถูกโดยการสมมติค่าของความลึกของแกนสะเทิน (c) ร่วมกับความสอดคล้องของความเครียดและสมการสมดุล หรืออาจจะใช้การประมาณโดยวิธีของ Whitney

วิธีของ Whitney จะให้ค่าในการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าจริงที่ได้จากการลองผิดลองถูก ยกเว้นแต่เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำมีค่าเข้าใกล้แรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุลวิธีของ Whitney จะให้ค่าที่สูงกว่าวิธีของ Whitney ถูกสร้างขึ้นมาโดยอาศัยสมมติฐานตามที่แสดงในรูปที่ 6.37 ดังต่อไปนี้

- มีการวางเหล็กเสริมแถวเดียวแบบสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด
- เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก
- ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่โดยพื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด
- ความลึกของรูปกล่องสี่เหลี่ยมพื้นผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงในคอนกรีต a = 0.54d ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยที่สภาวะสมดุลขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
- ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและแรงดัดภายใต้อิทธิพลของแรงอัดถือว่าเป็นเชิงเส้นตรง



รูปที่ 6.37 สมมติฐานของ Whitney สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

จากรูปที่ 6.37 ถ้ารวมโมเมนต์รอบแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n(e+\frac{d-d'}{2}) = C_c(d-\frac{a}{2}) + C_s(d-d')$$

โดยที่ $C_c = 0.85f_c'ba = 0.85f_c'b(0.54d) = 0.459bdf_c'$

$$C_c(d-\frac{a}{2}) = 0.459f_c'bd(d-\frac{0.54d}{2}) = \frac{1}{3}f_c'bd^2$$

$$C_s = A_s'f_y$$

แทนค่าในสมการ จะได้

$$P_n = \frac{\frac{1}{3}f_c'bd^2}{e+\frac{1}{2}(d-d')} + \frac{A_s'f_y(d-d')}{e+\frac{1}{2}(d-d')} = \frac{f_c'bh}{\frac{3he}{d^2}+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s'f_y}{\frac{e}{d-d'}+\frac{1}{2}}$$

เมื่อ $e = 0 : P_n = P_o = 0.85f_c'bh + f_y(A_s + A_s') = 0.85f_c'bh + 2f_yA_s'$

แทนค่าข้างบนลงในสมการ จะได้

$$0.85f_c'bh + 2f_yA_s' = \frac{f_c'bh}{0+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s'f_y}{0+\frac{1}{2}}$$

$$\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0.85} = 1.18$$

แทนค่าลงในสมการ จะได้

$$P_n = \frac{f_c'bh}{\frac{3he}{d^2}+1.18} + \frac{A_s'f_y}{\frac{e}{d-d'}+0.5}$$

หรือถ้ารู้ P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาสั้น (ไม่ต้องคำนึงผลของอัตราความชะลูด) จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้

$$A_s' = \left(P_n - \frac{f_c'bh}{\frac{3he}{d^2}+1.18}\right)\left(\frac{\frac{e}{d-d'}+0.5}{f_y}\right)$$

จะต้องเสริมเหล็ก A_s' นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด $A_{st} = 2A_s'$

2) กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) น้อยกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะเยื้องศูนย์ (e) มากกว่าระยะเยื้องศูนย์ที่สภาวะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยเริ่มต้นจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดจะถึงจุดครากหรือน้อยกว่าก็ได้

การวางเหล็กเสริมให้สมมาตรรอบแกนรับแรงดัด ($A_s' = A_s$) เป็นที่นิยมใช้กันทั่วไป เพื่อรับการกลับทิศทางของแรงในองค์อาคารรับแรงตามแนวแกนและแรงดัด เพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวางเหล็กกลับทางในการก่อสร้าง

ถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากด้วย และใช้ $A_s' = A_s$ จะได้

$$P_n = 0.85 f_c' ba \qquad , a = \frac{P_n}{0.85 f_c'}$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f_c' ba\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 0.85 f_c' ba\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y (d - d')$$

แทนค่า P_n และ a ลงในสมการ จะได้ว่า

$$P_n e = P_n\left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1.7 f_c' b}\right) + A_s f_y (d - d')$$

$$\frac{P_n^{\,2}}{1.7 f_c' b} - P_n\left(\frac{h}{2} - e\right) - A_s f_y (d - d') = 0$$

หรือถ้ารู้ P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาสั้น (ไม่ต้องคำนึงผลของอัตราความชะลูด) จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้

$$A_s = \frac{\frac{P_n^{\,2}}{1.7 f_c' b} - P_n(\frac{h}{2} - e)}{f_y(d - d')}$$

จะต้องเสริมเหล็ก A_s นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด $A_{st} = 2A_s$

3. เหล็กรับแรงเฉือนของวิธีการออกแบบเสาสั้นโดยวิธีกำลัง

แสดงค่า N_u ,P_u และ V_u ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

$$V_c = 0.53(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g})$$

แรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริม

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

เลือกขนาดเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยระยะเรียงของเหล็กปลอกคือค่าน้อยที่สุดจาก

- 16 เท่าของเหล็กยืน
- 48 เท่าของเหล็กปลอก
- ด้านแคบของเสาหรือ $s = \frac{A_s f_y}{3.5 b_w}$

6.8.2.2 วิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลัง

ในการออกแบบองค์อาคารรับแรงดัด เช่น คานและแผ่นพื้น จะต้องลดค่ากำลังระบุของหน้าตัด (Nominal strength, M_n) ลงด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ เพื่อที่จะได้มาซึ่งกำลังที่ใช้ในการออกแบบ (Design strength, ϕM_n) ขององค์อาคารนั้น และกำลังที่ใช้ในการออกแบบจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ (Required strength, M_u) ทุกองค์อาคารภายใต้แรงดัดจะต้องถูกปฏิบัติให้เป็นไปตามข้อกำหนดในด้านกำลัง และนอกเหนือจากนี้ยังต้องคำนึงถึงข้อกำหนดในด้านการใช้งาน ซึ่งควบคุมการแตกร้าวขององค์อาคารโดยจะอยู่ในรูปแบบของการจัดวางเหล็กเสริม และที่สำคัญที่สุดก็คือการแอ่นตัวขององค์อาคาร

1) การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

การออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีการเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1.1) เลือกค่าโดยประมาณของอัตราส่วนการเสริมเหล็กรับแรงดึง ρ ซึ่งต้องไม่เกิน $0.75\rho_b$ และไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมให้ ซึ่งอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b หาได้จากสมการ

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{6120 f_y}{6120 + f_y}\right)$$

โดยที่ $\beta_1 = 0.85 \; ; \; f_c' \leq 280 \;\; \text{kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f_c' - 280)}{70} \; ; \; 280 < f_c' \leq 560 \;\; \text{kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.65 \; ; \; f_c' > 560 \;\; \text{kg/cm}^2$$

1.2) เมื่อหาค่า ρ ได้แล้ว โดยที่ $\rho_{min} <= \rho <= 0.75\rho_b$

โดยที่ $R_n = \rho f_y\left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{c'}}\right)$

1.3) จากขั้นตอนที่ 2 หาค่าใหม่ของ ρ

โดยที่ $\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}\right)$

1.4) หาปริมาณเหล็กเสริม A_s ที่ต้องการ โดยที่ ρ เป็นค่าแก้ไขที่ได้จากขั้นตอนที่ 4

$$A_s = \rho b d$$

2) เหล็กรับแรงเฉือนของวิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลัง

แสดงค่า แรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดและคูณตัวคูณเพิ่มแล้ว (V_u) ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตสามารถหาได้จาก $V_c = 0.53 f_c' bd$

ดังนั้นแรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริมใช้ $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

หลังจากนั้นเลือกขนาดเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยที่ระยะเรียงของเหล็กปลอกคือค่าน้อยที่สุดจาก

- 16 เท่าของเหล็กยืนหรือ
- 48 เท่าของเหล็กปลอกหรือ
- ด้านแคบของเสา หรือ $s = \frac{A_s f_y}{3.5 b_w}$

บทที่ 7

กรณีศึกษาและผลการวิเคราะห์

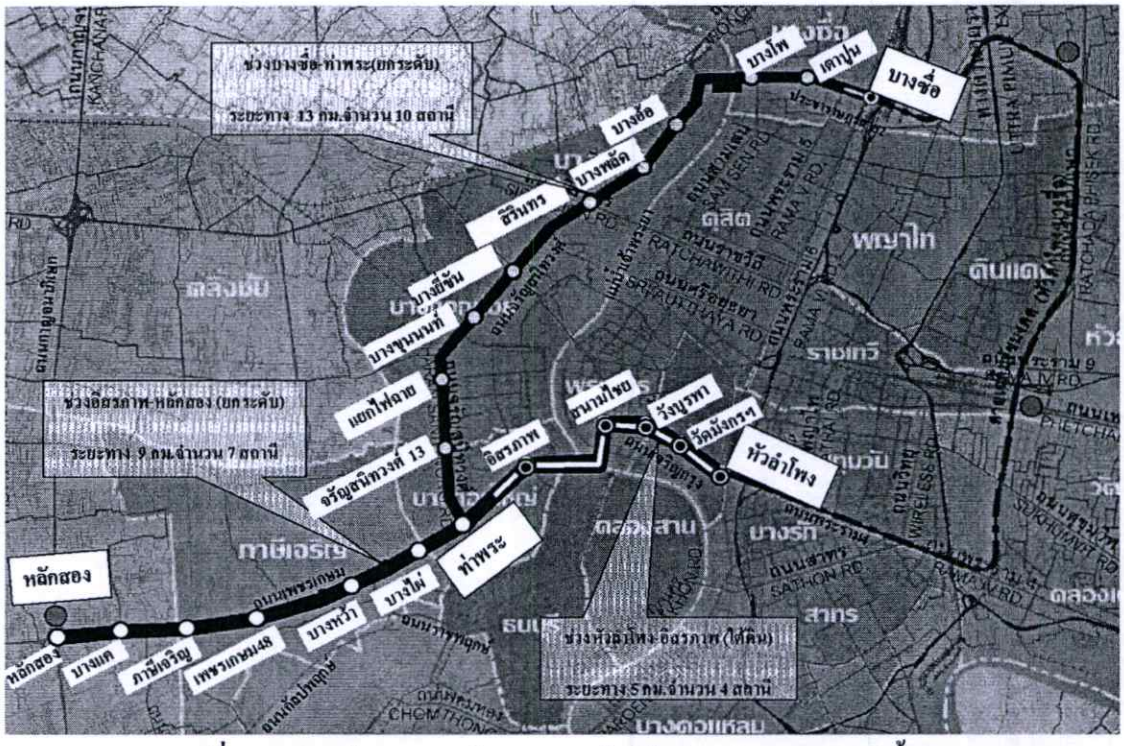
7.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้แสดงการคำนวณแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในแต่ละทฤษฎีการออกแบบ โดยมีโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินเป็นกรณีศึกษา เพื่อแสดงให้เห็นถึงข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละวิธีของการออกแบบ โดยโครงการดังกล่าวเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายที่ 2 ต่อจากสายเฉลิมรัชมงคล และการก่อสร้างอยู่ในเขตเกาะกรุงรัตนโกสินทร์ โดยตลอดแนวเส้นทางผ่านพื้นที่เมืองเยาวราช การก่อสร้างอยู่ในบริเวณชุมชนที่ค่อนข้างคับคั่งเป็นชุมชนเมืองเก่าและมีความสำคัญทางประวัติศาสตร์ อีกทั้งยังเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินครั้งแรกที่ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา โดยเริ่มต้นต้องศึกษาความเป็นมาของโครงการ ลักษณะของโครงการ สภาพชั้นดินเพื่อนำมาวิเคราะห์ค่าตัวแปรที่ใช้ในการออกแบบ ได้แก่ คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน และยังต้องคำนึงถึงข้อจำกัดทางพื้นที่ของโครงการด้วยเช่น ขุดเจาะใต้ถนนที่แคบและมีแนวเขตทางน้อย ต้องออกแบบให้อุโมงค์เป็นแบบซ้อนทับกัน หรือกรณีที่ขุดเจาะลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา ต้องพิจารณาถึงการรั่วซึมของน้ำที่อาจเข้ามาภายในตัวอุโมงค์ได้ เป็นต้น หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในกรณีต่างๆกันเพื่อให้ครอบคลุมทั้งโครงการ แล้วจึงทำการออกแบบหน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์

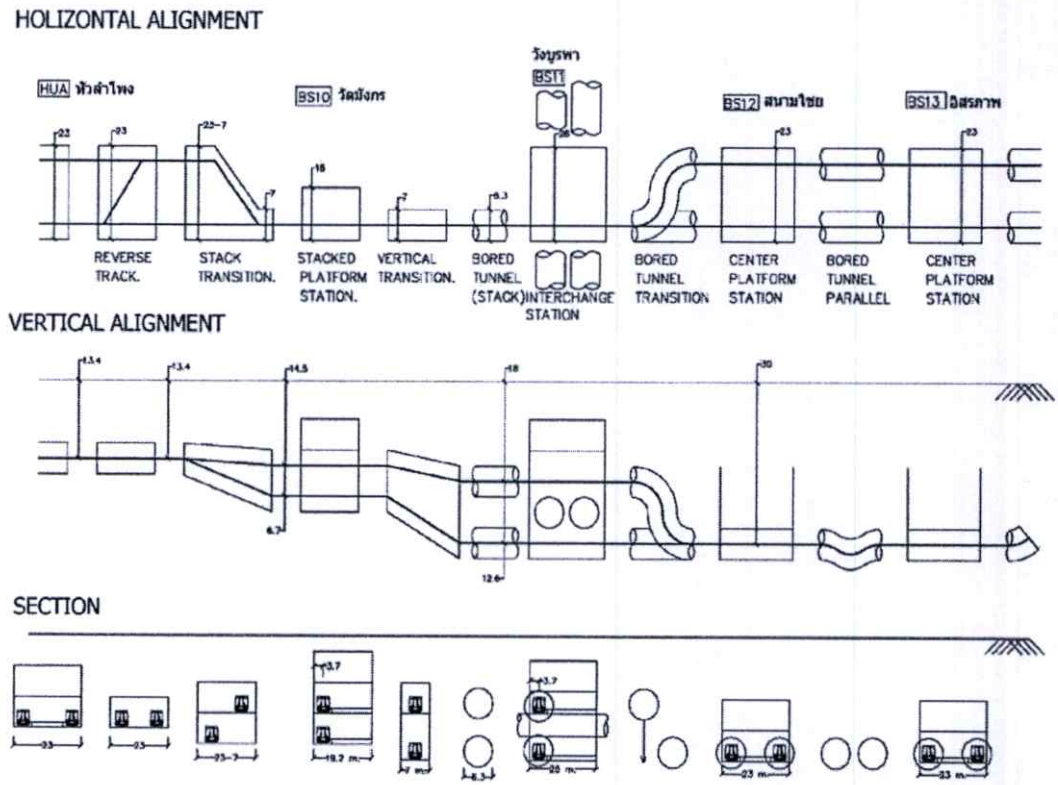
7.2 โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน

โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน มีระยะทางยกระดับประมาณ 9 กิโลเมตรและทางใต้ดิน 5 กิโลเมตร มีสถานียกระดับ 6 สถานี และสถานีใต้ดิน 4 สถานี เริ่มจากสถานีหัวลำโพงเป็นเส้นทางใต้ดิน ในถนนพระราม 4 เข้าสู่ถนนเจริญกรุง ผ่านวัดมังกรกมลาวาส เชื่อมต่อกับโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีม่วงที่สถานีวังบูรพา เลี้ยวซ้ายเข้าสู่ถนนสนามไชย ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาที่ปากคลองตลาด ลอดใต้คลองบางกอกใหญ่ ถนนอิสรภาพ แล้วเปลี่ยนเป็นเส้นทางยกระดับเข้าสู่สี่แยกท่าพระ และวิ่งไปตามถนนเพชรเกษม ผ่านบางไผ่ บางหว้า ภาษีเจริญ สิ้นสุดที่วงแหวนรอบนอกช่วงบางแคดังแสดงในรูปที่ 7.1 โดยงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะโครงสร้างใต้ดินเท่านั้น ในส่วนของบริเวณจุดเริ่มต้นของแนวเส้นทางอุโมงค์ที่สถานีหัวลำโพงทางวิ่งจะต้องมีรางพิเศษ (Cross-over) สำหรับให้รถไฟฟ้าใต้ดินที่มาจากบางแคสามารถกลับทิศทางและแล่นย้อนกลับไปยังสถานีบางแคได้ อีกทั้งสถานีหัวลำโพงไม่ได้มีการจัดเตรียมทำโครงสร้างรองรับเพื่อเป็นจุด

เชื่อมต่อในอนาคต ดังนั้นโครงสร้างของทางวิ่งใต้ดินจากจุดเริ่มต้นในช่วงแรก 150 เมตรจึงต้องเป็นรูปแบบ Cut and Cover ซึ่งใช้การก่อสร้างผนังเป็นแบบ Diaphragm wall ที่มีความลึกเท่ากับตัวสถานีหัวลำโพง อีกทั้งแนวทางวิ่งใต้ดินต้องไม่เกินแนวเขตทาง (Right of way) อุโมงค์ในช่วงแรกมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันไปจนถึงบริเวณก่อนเข้าสถานีวัดมังกรรูปแบบของอุโมงค์จะเป็นแบบซ้อนกัน จากนั้นอุโมงค์เป็นรูปแบบซ้อนกันไปจนถึงสถานีวังบูรพา รูปแบบของอุโมงค์แสดงดังในรูปที่ 7.2 อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.30 เมตร ส่วนใหญ่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง มีบางช่วงที่ขุดเจาะในชั้นทราย



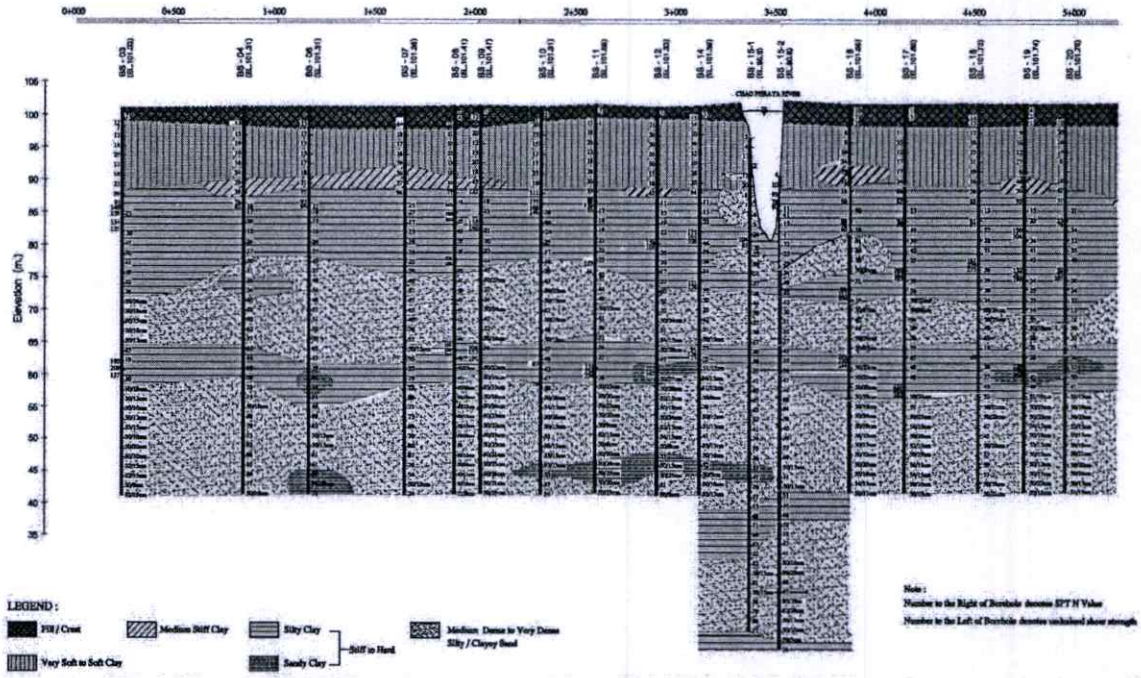
รูปที่ 7.1 แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน



รูปที่ 7.2 รูปแบบของอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินเฉพาะโครงสร้างใต้ดิน

7.3 สภาพทางธรณีวิทยา

กรุงเทพตั้งอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาทำให้มีสภาพชั้นดินที่หลากหลาย ทำให้มีการจัดเรียงชั้นดินดังในรูปที่ 7.3 จากการทดสอบคุณสมบัติของดินในสนามและในห้องปฏิบัติการ แบ่งสภาพชั้นดินออกเป็น 6 ประเภท ได้แก่ ชั้นดินถม ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็ง ชั้นทราย ชั้นดินเหนียวแข็งมาก และชั้นทรายชั้นที่ 2 ดังแสดงในรูปที่ 7.3 ส่วนข้อมูลลักษณะของชั้นดินแสดงดังตารางที่ 7.1

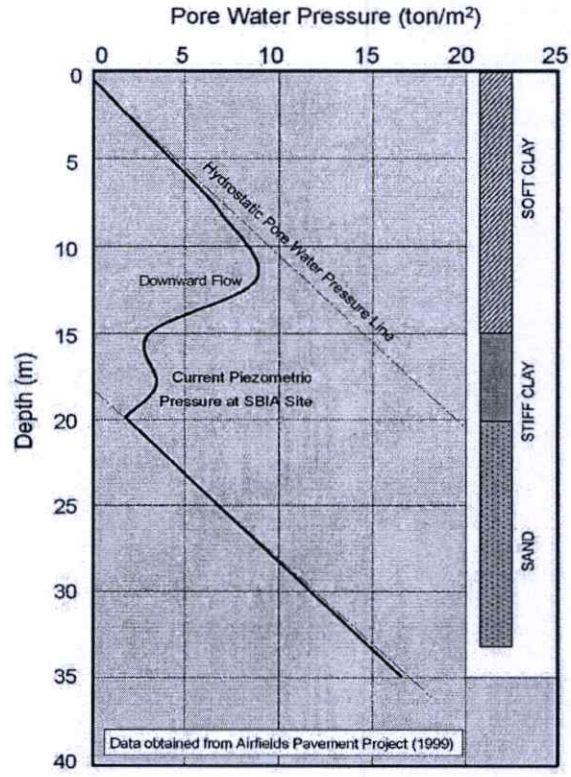


รูปที่ 7.3 สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน

ตารางที่ 7.1 ข้อมูลลักษณะของดินโดยทั่วไป

Soil type	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	N $(blows/ft)$	E (kN/m^2)	υ	K_0	ϕ	k (m/day)
Top soil	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-	2.6×10^{-4}
Soft clay	16	15	-	5,000	0.4	0.75	-	26×10^{-4}
Medium clay	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-	2.6×10^{-4}
Stiff clay	19	100	20	50,000	0.3	0.6	-	8.64×10^{-5}
Dense sand	20	-	30	70,000	0.3	0.5	36	8.64×10^{-3}
Hard clay	20	150	30	75,000	0.3	0.5	-	1.7×10^{-4}
Very dense sand	20	-	35	80,000	0.3	0.4	40	8.64×10^{-3}

ตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่าในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจัดกระจายหากนำมาพล็อตกราฟ ที่ระดับความลึก 20 เมตร ซึ่งเป็นชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายดังแสดงในรูปที่ 7.4



รูปที่ 7.4 แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน

7.4 รูปแบบของอุโมงค์ใต้ดิน และการวิเคราะห์แรงกระทำในแต่ละทฤษฎี

สำหรับโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน รูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์ ขึ้นอยู่กับข้อจำกัดของพื้นที่ตามแนวเส้นทาง เช่น จุดเชื่อมต่อของสถานีหัวลำโพง ซึ่งตำแหน่งของรางรถไฟถูกติดตั้งไว้แล้ว ขนาดของถนนที่แคบและข้อจำกัดของขอบเขตทาง (Right of way, ROW) ในถนนเจริญกรุง และบริเวณสถานีวังบูรพา ที่ต้องการเชื่อมต่อกับรถไฟฟ้าโครงการสายสีม่วงในอนาคต สถานีวังบูรพาและสถานีสนามไชยตั้งอยู่ในพื้นที่เกาะรัตนโกสินทร์ ซึ่งเป็นพื้นที่ห้ามทำการขุดเปิดหน้าดิน ทำให้ได้มีการก่อสร้างสถานีโดยวิธี NATM (New Austrian Tunneling Method) มาใช้เพื่อลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม รูปแบบของหน้าตัดอุโมงค์และข้อจำกัดทางพื้นที่ในแต่ละรูปแบบอุโมงค์แสดงในตารางที่ 7.2 โดยในกรณีอุโมงค์แบบซ้อนทับกันต้องแยกพิจารณาออกเป็น 2 ส่วน คือ กรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง กับกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น เนื่องจากในทฤษฎีของ Muir wood (1975) Einstein (1979) Erdmann (1982) JSCE (1996) และ Beam spring model ไม่สามารถวิเคราะห์อุโมงค์คู่ได้ ต้องพิจารณาทีละอุโมงค์ ในขณะที่ FEM สมารถวิเคราะห์อุโมงค์คู่ได้ อีกทั้งยังสามารถพิจารณาผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ได้อีกด้วย

ตารางที่ 7.2 รูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์

Tunnel sections	Depth to tunnel axis	Soil condition	constraint
Shallow twin tunnels with close proximity	8.45 m.	Soft clay	Connection with Hua-Lamphong station
Stacked tunnels	Lower tunnel 28.50 m. Upper tunnel 13.50 m.	Lower tunnel – dense sand Upper tunnel crown – soft clay Upper tunnel invert – stiff clay	Underneath very narrow road
Underneath river tunnels	33.15 m.	Crown – hard clay Invert – very dense sand	High water pressure
Typical cross section	33.70 m.	Crown – hard clay Invert – very dense sand	High overburden pressure

ข้อมูลผนังอุโมงค์เบื้องต้น

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์, D_o = 6.30 m.

เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของอุโมงค์, D_i = 5.70 m.

ความกว้างของดาดอุโมงค์, B = 1.50 m.

ความหนาของดาดอุโมงค์, h = 0.30 m

รัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์, R_c = 3.00 m

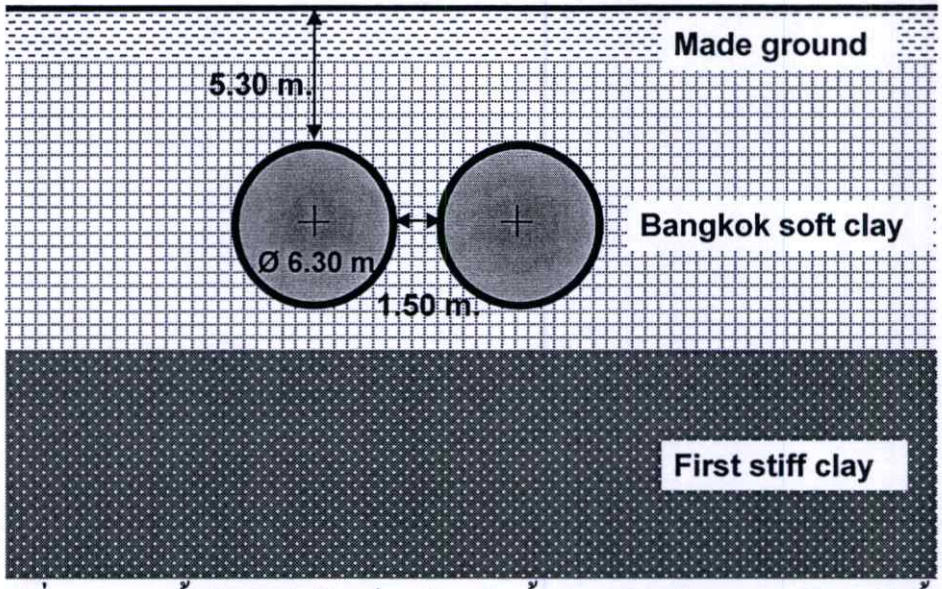
โมเมนต์ความเฉื่อย = 0.00225 m^4/m

หน่วยน้ำหนักคอนกรีต, γc = 26 kN/m^3

ค่าโมดูลัสของคอนกรีต, Ec = 2.6×10^7 kN/m^2

7.4.1 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น

อุโมงค์อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 5.30 เมตร จากระดับผิวดิน ซึ่งมีฐานรากอาคารอยู่ทางด้านซ้ายและขวามือของอุโมงค์ อุโมงค์ทั้งสองขุดเจาะในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยมีระยะห่างระหว่างขอบอุโมงค์ทั้งสอง 1.50 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.5



รูปที่ 7.5 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น

1) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

1.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1}$$

$$= [(1\times17) + (1\times7) + (3.3\times6)] + (4.30\times10) + 20$$

$$= 106.80 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2}$$

$$= 0.65\times(43.80 + 6\times6.3 + 20) + (10.6\times10)$$

$$= 172.04 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_o = P_V - P_H$$

$$= 106.80 - 172.04 = -65.24 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_{BAR} = 0.5\times\left(P_V + P_H\right)$$

$$= 0.5\times(106.80 + 172.04) = 139.42 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C\left(1+\nu\right)\cdot 12 \cdot I}$$

$$= \frac{5000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times(1+0.4)\times12\times0.00225}$$

$$= 0.159$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu}\right)}$$

$$= \frac{-65.24 \times (1 + 2 \times 0.159)}{2 \times \left(1 + \frac{0.159 \cdot (3 - 2 \times 0.4)}{3 - 4 \times 0.4}\right)}$$

$$= -34.40$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_o}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T$$

$$= 3 \times (3 - 4 \times 0.4) \times \frac{-65.42}{2} - (2 \cdot 0.159 + (4 - 6 \times 0.4)) \times -34.30$$

$$= -71.026$$

$$S_{N2} = 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu$$

$$= 4 \times 0.159 + 5 - 6 \times 0.4$$

$$= 3.24$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}}$$

$$= \frac{-71.026}{3.24} = 21.95$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu) \cdot (R_O - R_I)}$$

$$= \frac{2.6 \times 10^7 \times 3.15}{5000(1 + 0.4) \cdot (3.15 - 3)} = 78000$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1 + Q}$$

$$= \frac{139.42}{1 + 78000} = 0.001787$$

1.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O^{\,2}}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta$$

ตารางที่ 7.3 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N1	95.283	0.000	-95.283	0.000	95.283
M1	-129.481	0.000	129.481	0.000	-129.481
S1	0.000	118.329	0.000	-118.329	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O$$

$$= 0.001787 \times 3.15 = 0.00563$$

- แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด(Total Moment) $= M_1$

แรงในแนวแกนทั้งหมด(Total axial forces) $= N_1 + N_2$

แรงเฉือนทั้งหมด(Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 7.4 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N	95.289	0.006	-95.277	0.006	95.289
M	-129.481	0.000	129.481	0.000	-129.481
S	0.000	118.329	0.000	-118.329	0.000

2) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

2.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$P = 20 + (1 \times 17) + (1 \times 7) + (6.45 \times 6) + (7.45 \times 10)$

$= 157.20 \quad kN/m^2.$

Compressibility ratio $C^* = \dfrac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{5000 \times 3 \times (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.45 \times (1-0.4^2)} = 0.001412$$

Flexibility ratio $F^* = \dfrac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{5000 \times 3^3 (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225 \times (1-0.4^2)} = 2.54187$$

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

$$= \frac{(0.0013 \times 2.3463)(1-0.4)}{0.0013 + 2.3463 + 0.0013 \times 2.3463 (1-0.4)}$$

$$= 0.000846$$

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

$$= \frac{(2.3463 + 6)(1-0.4)}{2 \times 2.3463 \times (1-0.4) + 6(5 - 6 \times 0.4)}$$

$$= 0.2748$$

2.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

ตารางที่ 7.5 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending Moment (kN-m/m)	Axial force (kN/m)
0	79.6526	438.8517
45	0.0000	412.3009
90	-79.6526	385.7500
135	0.0000	412.3009
180	79.6526	438.8517

3) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

3.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$\sigma_v = \gamma H$

= 20 + (1×17) + (1×7) + (6.45×6) + (7.45×10)

= 157.20 kN/m^2.

3.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

โมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)}\times\frac{E_cR^3}{EI}}$$

$$= 157.20\times(1-0.75)\cdot 3.15^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\times0.4)}{3(1+0.4)(3-4\times0.4)}\times\frac{5000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times0.00225}}$$

$$= 84.264 \text{ kN-m/m.}$$

แรงแนวแกนสูงสุด $(N-N_0)$

$$N-N_0 = \sigma_v(1+K_0)R \frac{1}{2+\frac{4\nu(E_cR^3/EI)}{(3-4\nu)(12(1+\nu)+E_cR^3/EI)}}$$

$$= 157.20\times(1+0.75)\times3.15 \frac{1}{2+\frac{4\times0.4(5000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}{(3-4\times0.4)(12(1+0.4)+5000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}}$$

$$= 400.95 \text{ kN/m.}$$

4) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

4.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = γ (H-H_w) + γ' H_w

= (1×17) + (1×7) + (3.3×6)

= 43.80 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = γ_w H_w

= 4.30×10

= 43.00 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = P_{e1} + P_{w1} + W

= 106.80 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) $= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 43 + 0.65(43.80 + 20)$

$= 84.47 \quad kN/m^2.$

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{e2}) = (1\times17) + (1\times7) + (9.6\times6)$

$= 81.60 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{w2}) = 10\times10.60$

$= 106.00 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 106 + 0.65(81.60 + 20)$

$= 172.04 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (ตารางที่ 6.4)

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045kR_c^4)}$$

$$= \frac{[2(106.80) - 84.47 - 172.04] \cdot 3^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 5000 \times 3^4)}$$

$$= -0.001865$$

$$P_k = 5000 \times 0.001865$$

$$= 9.325 \ \text{kN/m}^2.$$

4.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.6 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	240.300	0.000	-240.300	0.000	240.300
N_1	0.000	160.200	320.400	160.200	0.000
Q_1	0.000	-160.200	0.000	160.200	0.000
M_2	-190.058	0.000	190.058	0.000	-190.058
N_2	253.410	126.705	0.000	126.705	253.410
Q_2	0.000	126.705	0.000	-126.705	0.000
M_3	-82.097	-11.610	98.516	11.610	-114.936
N_3	82.097	54.067	0.000	77.288	180.613
Q_3	0.000	54.067	16.419	-77.288	0.000
M_4	9.986	1.290	-12.696	1.290	9.986
N_4	-9.891	-6.993	0.000	-6.993	-9.891
Q_4	0.000	-6.993	0.000	-6.993	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.7 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	2.334	-7.970	8.010	10.549	-23.775
N_T (kN.)	321.716	344.217	357.157	383.719	428.032
Q_T (kN.)	0.000	-2.174	12.519	-29.782	0.000

5) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Beam–spring model

5.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) $= 20 \quad kN/m^2.$

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) $= \gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

$= (1\times17) + (1\times7) + (3.3\times6)$

$= 43.80 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำ (P_{w1}) $= \gamma_w H_w$

$= 4.30\times10$

$= 43.00 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) $= P_{e1} + P_{w1} + W$

$= 106.80 \quad kN/m^2.$

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) $= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 43 + 0.65(43.80 + 20)$

$= 84.47 \quad kN/m^2.$

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{e2}) $= (1\times17) + (1\times7) + (9.6\times6)$

$= 81.60 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{w2}) = 10\times10.60$

$= 106.00 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 106 + 0.65(81.60 + 20)$

$= 172.04 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0}$$

$$= \frac{3 \times 5000}{(1+0.4)(5-6\times0.4)\times3}$$

$$= 1373.6264$$

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045kR_c^4)}$$

$$= \frac{[2(106.80)-84.47-172.04]\cdot 3^4}{24\left(1\times 2.6\times 10^7\times 0.00225+0.0454\times 1373.6264\times 3^4\right)}$$

$$= -0.002251$$

$$P_k = 1373.6264 \times 0.002251$$

$$= 3.092 \quad kN/m^2.$$

5.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.8 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	240.300	0.000	-240.300	0.000	240.300
N_1	0.000	160.200	320.400	160.200	0.000
Q_1	0.000	-160.200	0.000	160.200	0.000
M_2	-190.058	0.000	190.058	0.000	-190.058
N_2	253.410	126.705	0.000	126.705	253.410
Q_2	0.000	126.705	0.000	-126.705	0.000
M_3	-82.097	-11.610	98.516	11.610	-114.936
N_3	82.097	54.067	0.000	77.288	180.613
Q_3	0.000	54.067	16.419	-77.288	0.000
M_4	3.312	0.428	-4.211	0.428	3.312
N_4	-3.281	-2.319	0.000	-2.319	-3.281
Q_4	0.000	-2.319	0.000	-2.319	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.9 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	-4.340	-8.832	16.495	9.688	-30.449
N_T (kN.)	328.326	348.891	357.157	388.392	434.643
Q_T (kN.)	0.000	2.500	12.519	-25.109	0.000

6) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Finite Element Method (FEM)

ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM

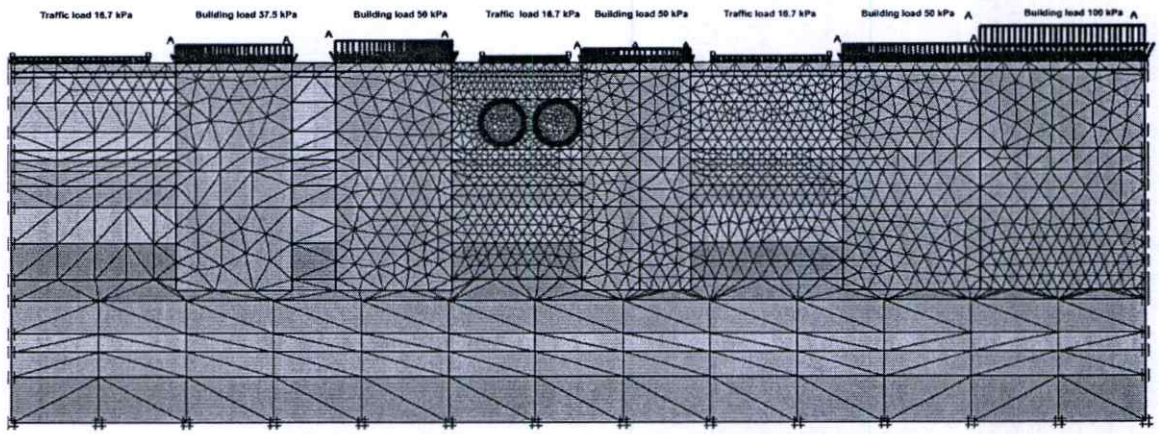
6.1) ขั้นตอนหาค่า Stress เริ่มต้น

6.2) อุโมงค์ 1 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 25%

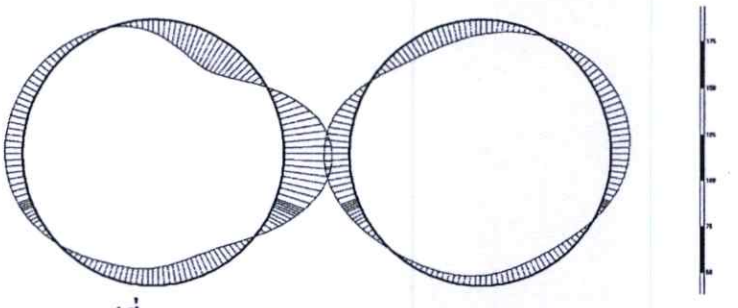
6.3) อุโมงค์ 1 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 1

6.4) อุโมงค์ 2 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 25%

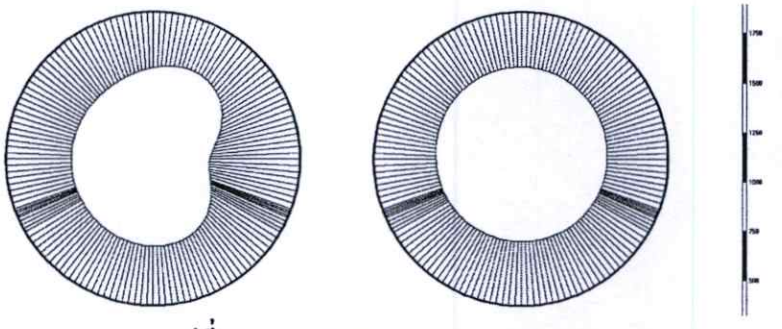
6.5) อุโมงค์ 2 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 2



รูปที่ 7.6 Model geometry ของกรณีที่ 1

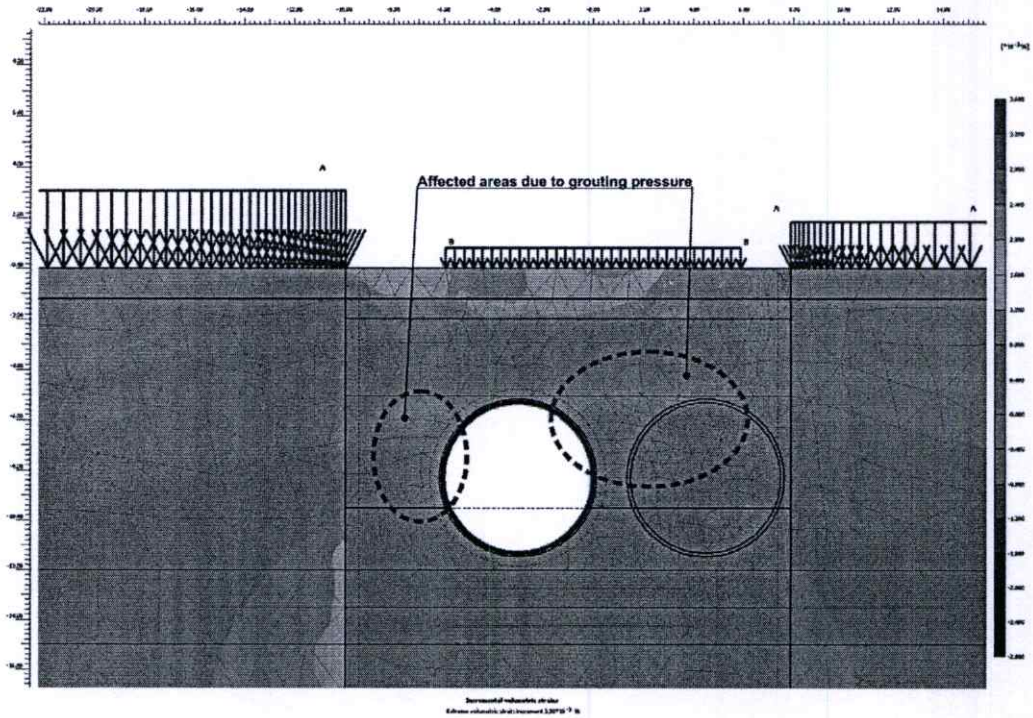


รูปที่ 7.7 Bending moment สูงสุด 36 kNm/m

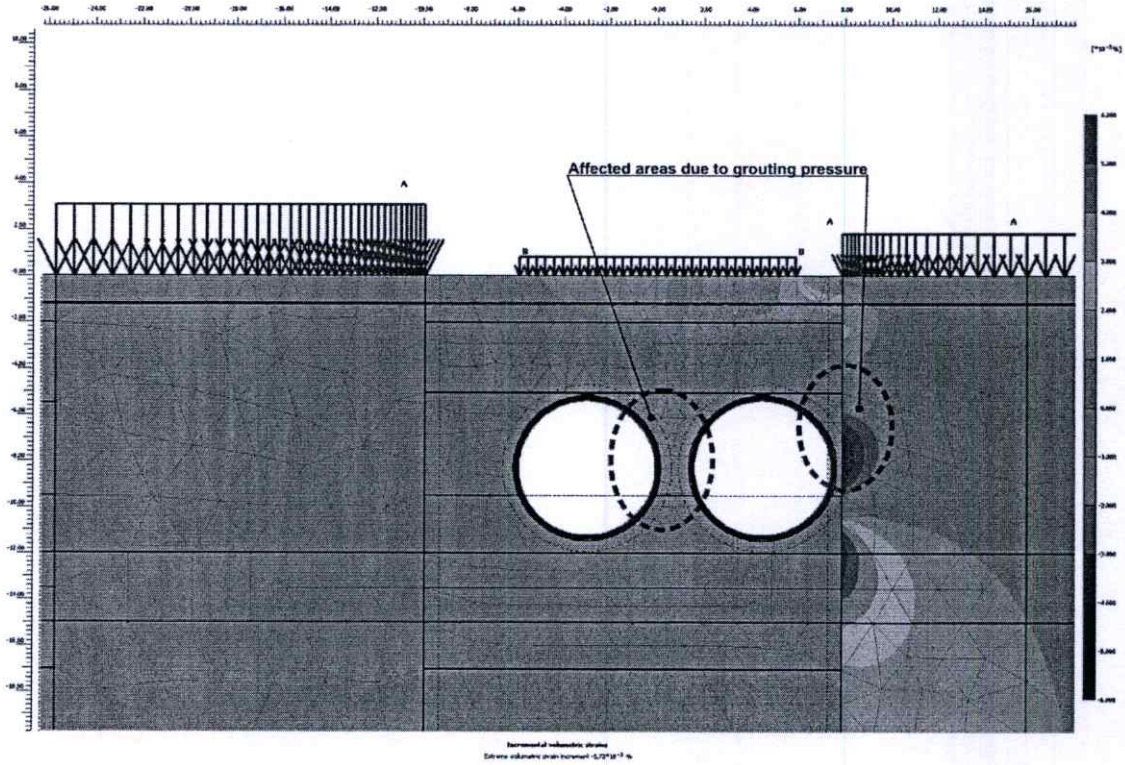


รูปที่ 7.8 Axial force สูงสุด -457 kN/m

อีกทั้งในการวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM สามารถหาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างข้างเคียงได้ เช่น การก่อสร้างอุโมงค์ที่สอง การก่อสร้างเสาเข็มในบริเวณใกล้เคียงอุโมงค์ และการศึกษาผลกระทบของโครงสร้างเดิมหลังจากเกิดการก่อสร้างอุโมงค์ ในกรณีนี้จะเห็นได้ว่าพื้นที่และขอบเขตที่มีผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 1 ดังแสดงรูปที่ 7.9 และผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 2 ที่มีผลกระทบต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิมดังแสดงในรูปที่ 7.10 ทำให้ทราบได้ว่าในกรณีที่อุโมงค์มีตำแหน่งที่ใกล้กันต้องระวังในเรื่องแรงดันของการฉีดอัดน้ำปูนรอบตัวอุโมงค์ (Grouting pressure) ถ้าใช้ค่าแรงดันของการอัดฉีดน้ำปูนที่มากเกินไป อาจส่งผลทำให้เกิดความเสียหายต่ออุโมงค์ข้างเคียง หรือสิ่งก่อสร้างที่อยู่ข้างเคียงได้

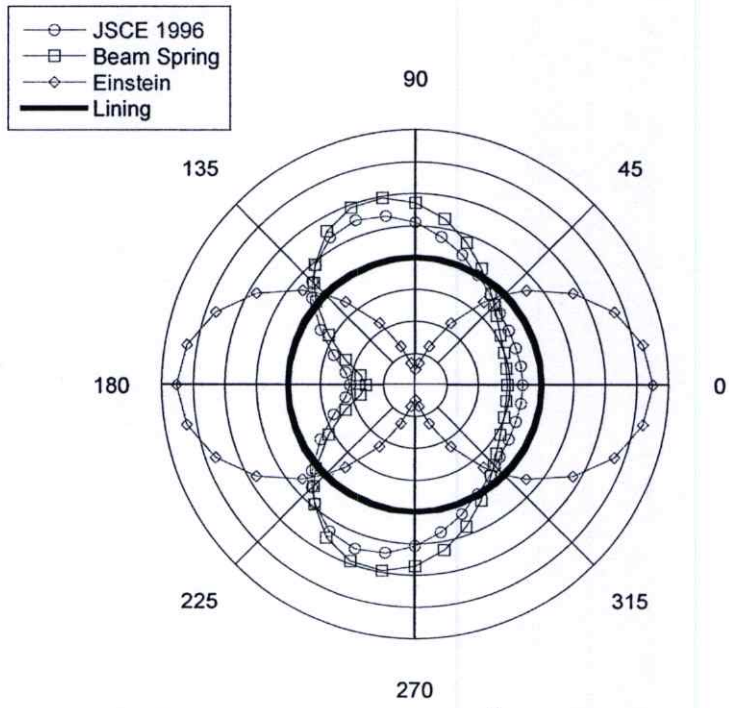


รูปที่ 7.9 บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 1



รูปที่ 7.10 บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่ 2

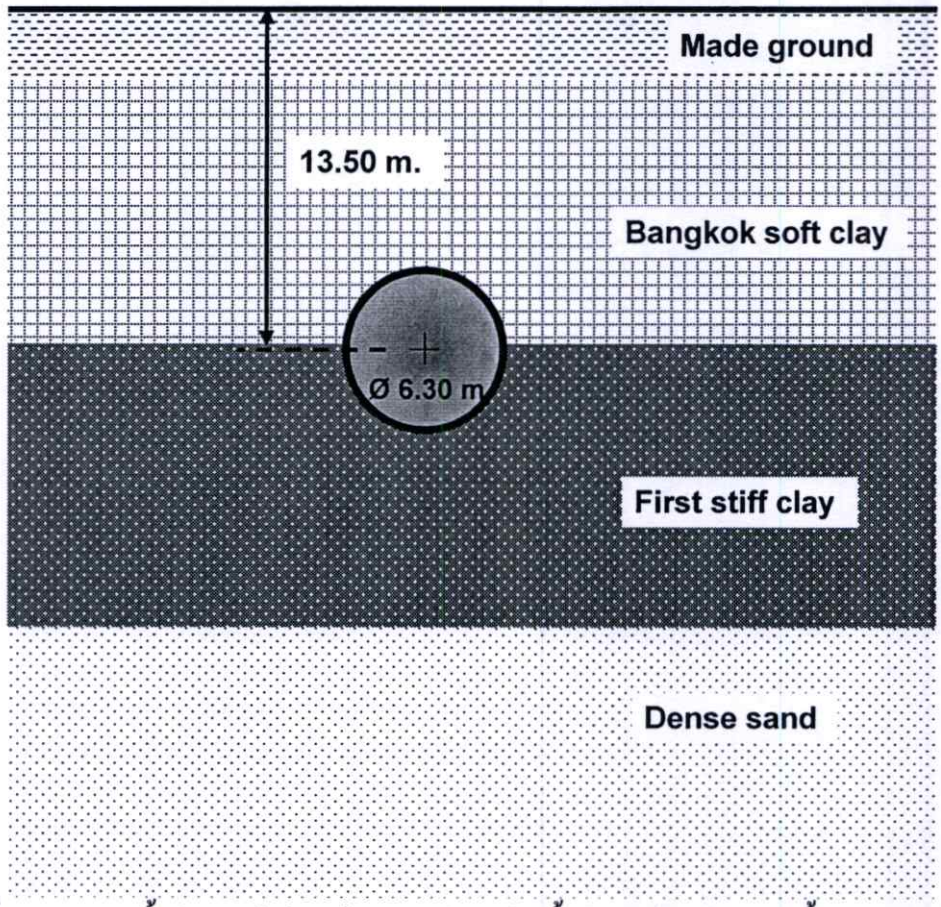
เมื่อนำค่าโมเมนต์ดัดมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในมุมต่างๆ พบว่าทฤษฎีของ Einstein (1979) ได้ค่ามากที่สุด รองลงมาคือ Beam-spring model ทฤษฎีของ JSCE (1996) และ FEM ตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 7.11



รูปที่ 7.11 แผนผังโมเมนต์ดัด กรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และอยู่ในระดับตื้น

7.4.2 อุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง

อุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง เป็นอุโมงค์ด้านบนในกรณีอุโมงค์แบบซ้อนกัน พิจารณาตำแหน่งที่ใกล้สถานีวังบูรพา และมีเสาเข็มกลุ่มของอาคารบ้านเรือนที่อยู่ในบริเวณที่ก่อสร้างอุโมงค์ทั้งสองด้านของอุโมงค์ โดยทำการขุดเจาะที่ระดับความลึก 13.50 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.12



รูปที่ 7.12 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง

1) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

1.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1}$$

$$= [(1\times17) + (2\times7) + (7.35\times6)] + (9.35\times10) + 20$$

$$= 188.60 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2}$$

$$= 0.65\times(1\times17+2\times7+10.5\times6+3.15\times9+ 20) + (15.65\times10)$$

$$= 249.028 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_o = P_V - P_H$$

$$= 188.60 - 249.028 = -60.428 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_{BAR} = 0.5\times(P_V + P_H)$$

$$= 0.5\times(188.60 + 249.028) = 218.814 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C(1+\nu)\cdot 12 \cdot I}$$

$$= \frac{30000\times 3.15^3}{2.6\times 10^7\times(1+0.3)\times 12\times 0.00225} = 0.676$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1+2Q_2)}{2\times\left(1+\frac{Q_2\cdot(3-2\nu)}{3-4\nu}\right)}$$

$$= \frac{-60.428\times(1+2\times 0.676)}{2\times\left(1+\frac{0.676\cdot(3-2\times 0.3)}{3-4\times 0.3}\right)}$$

$$= -37.375$$

$$S_{N1} = 3\times(3-4\nu)\times\frac{P_o}{2} - (2\cdot Q_2 + (4-6\nu))\times S_T$$

$$= 3\times(3-4\times 0.3)\times\frac{-60.428}{2} - (2\cdot 0.676 + (4-6\times 0.3))\times -37.375$$

$$= -30.395$$

$$S_{N2} = 4\cdot Q_2 + 5 - 6\nu$$

$$= 4\times 0.676 + 5 - 6\times 0.3$$

$$= 5.904$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}}$$

$$= \frac{-30.395}{5.904} = -5.148$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu)\cdot(R_O - R_I)}$$

$$= \frac{2.6\times 10^7\times 3.15}{30000(1+0.3)\cdot(3.15-3)} = 14185.50$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1+Q}$$

$$= \frac{218.814}{1+14185.50} = 0.0154$$

1.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O{}^2}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta$$

ตารางที่ 7.10 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N1	83.894	0.000	-83.894	0.000	83.894
M1	-78.837	0.000	78.837	0.000	-78.837
S1	0.000	89.299	0.000	-89.299	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O$$

$$= 0.0154 \times 3.15 = 0.049$$

- แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด (Total Moment) $= M_1$

แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces) $= N_1 + N_2$

แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 7.11 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N	83.943	0.049	-83.843	0.049	83.943
M	-78.837	0.000	78.837	0.000	-78.837
S	0.000	89.299	0.000	-89.299	0.000

2) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

2.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$P = 20 + (1 \times 17) + (2 \times 7) + (10.5 \times 6) + (12.5 \times 10)$

$= 239.00$ kN/m^2.

Compressibility ratio $C^* = \dfrac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{30000 \times 3 \times (1 - 0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.45 \times (1 - 0.3^2)} = 0.0078$$

Flexibility ratio $F^* = \dfrac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{30000 \times 3^3 (1 - 0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225 \times (1 - 0.3^2)} = 14.078$$

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

$$= \frac{(0.0078 \times 14.078)(1-0.3)}{0.0078 + 14.078 + 0.0078 \times 14.078(1-0.3)}$$

$$= 0.00544$$

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

$$= \frac{(14.078 + 6)(1-0.3)}{2 \times 14.078 \times (1-0.3) + 6(5 - 6 \times 0.3)}$$

$$= 0.361$$

2.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

ตารางที่ 7.12 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN-m/m)	Axial force (kN/m)
0	104.4838	623.1339
45	0.0000	588.3059
90	-104.4838	553.4780
135	0.0000	588.3059
180	104.4838	623.1339

3) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

3.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\sigma_v = \gamma H$$

$$= 20 + (1 \times 17) + (2 \times 7) + (10.5 \times 6) + (12.5 \times 10)$$

$$= 239.00 \quad \text{kN/m}^2.$$

3.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

โมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)}\times\frac{E_cR^3}{EI}}$$

$$= 239.00\times(1-0.65)\cdot 3.15^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\times0.3)}{3(1+0.3)(3-4\times0.3)}\times\frac{30000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times0.00225}}$$

$$= 103.029 \quad \text{kN-m/m.}$$

แรงแนวแกนสูงสุด $(N-N_0)$

$$N-N_0 = \sigma_v(1+K_0)R \frac{1}{2+\frac{4\nu(E_cR^3/EI)}{(3-4\nu)(12(1+\nu)+E_cR^3/EI)}}$$

$$= 239.00\times(1+0.65)\times3.15 \frac{1}{2+\frac{4\times0.3(30000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}{(3-4\times0.3)(12(1+0.3)+30000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}}$$

$$= 510.686 \quad \text{kN/m.}$$

4) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

4.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = γ (H-H_w) + γ' H_w

= (1×17) + (2×7) + (7.35×6)

= 75.10 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = γ_w H_w

= 9.35×10

= 93.50 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = P_{e1} + P_{w1} + W

= 188.60 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) $= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 93.5 + 0.75(75.10 + 20)$

$= 164.825 \quad kN/m^2.$

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{e2}) = (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (3.15\times9)$

$= 122.35 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{w2}) = 10\times15.65$

$= 156.50 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 156.5 + 0.65(122.35+20)$

$= 249.028 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (ตารางที่ 6.4)

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045kR_c^4)}$$

$$= \frac{[2(188.60) - 164.285 - 249.028] \cdot 3^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 30000 \times 3^4)}$$

$$= -0.000729$$

$$P_k = 30000 \times -0.000729$$

$$= -218.70 \ \text{kN/m}^2.$$

4.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.13 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	424.350	0.000	-424.350	0.000	424.350
N_1	0.000	282.900	565.800	282.900	0.000
Q_1	0.000	-282.900	0.000	282.900	0.000
M_2	-370.856	0.000	370.856	0.000	-370.856
N_2	494.475	247.238	0.000	247.238	494.475
Q_2	0.000	247.238	0.000	-247.238	0.000
M_3	-78.940	-11.164	94.728	11.164	-110.516
N_3	78.940	51.988	0.000	74.316	173.668
Q_3	0.000	51.988	15.788	-74.316	0.000
M_4	23.435	3.026	-29.796	3.026	23.435
N_4	-23.212	-16.411	0.000	-16.411	-23.212
Q_4	0.000	-16.411	0.000	-16.411	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.14 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	22.192	-5.787	-16.130	11.840	-2.654
N_T (kN.)	546.303	575.952	602.557	614.561	648.831
Q_T (kN.)	0.000	-15.839	11.888	-34.061	0.000

5) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Beam–spring model

5.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) $= \gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

$= (1\times17) + (2\times7) + (7.35\times6)$

$= 75.10$ kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) $= \gamma_w H_w$

$= 9.35\times10$

$= 93.50$ kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) $= P_{e1} + P_{w1} + W$

$= 188.60$ kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) $= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 93.5 + 0.75(75.10 + 20)$

$= 164.825$ kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{e2}) $= (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (3.15\times9)$

$= 122.35 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{w2}) $= 10\times15.65$

$= 156.50 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 156.5 + 0.65(122.35+20)$

$= 249.028 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0}$$

$$= \frac{3 \times 30000}{(1+0.3)(5-6\times0.3)\times3}$$

$$= 7211.538$$

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045kR_c^4)}$$

$$= \frac{[2(188.60)-164.285-249.028]\cdot 3^4}{24\left(1\times 2.6\times 10^7\times 0.00225+0.0454\times 7211.538\times 3^4\right)}$$

$$= -0.001442$$

$$P_k = 7211.538 \times -0.001442$$

$$= -10.40 \ \ kN/m^2.$$

5.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.15 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	424.350	0.000	-424.350	0.000	424.350
N_1	0.000	282.900	565.800	282.900	0.000
Q_1	0.000	-282.900	0.000	282.900	0.000
M_2	-370.856	0.000	370.856	0.000	-370.856
N_2	494.475	247.238	0.000	247.238	494.475
Q_2	0.000	247.238	0.000	-247.238	0.000
M_3	-78.940	-11.164	94.728	11.164	-110.516
N_3	78.940	51.988	0.000	74.316	173.668
Q_3	0.000	51.988	15.788	-74.316	0.000
M_4	11.136	1.438	-14.159	1.438	11.136
N_4	-11.030	-7.798	0.000	-7.798	-11.030
Q_4	0.000	-7.798	0.000	-7.798	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.16 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	9.892	-7.375	-0.492	10.251	-14.953
N_T (kN.)	558.485	584.565	602.557	623.174	661.013
Q_T (kN.)	0.000	-7.226	11.888	-25.448	0.000

6) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Finite Element Method (FEM)

ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM

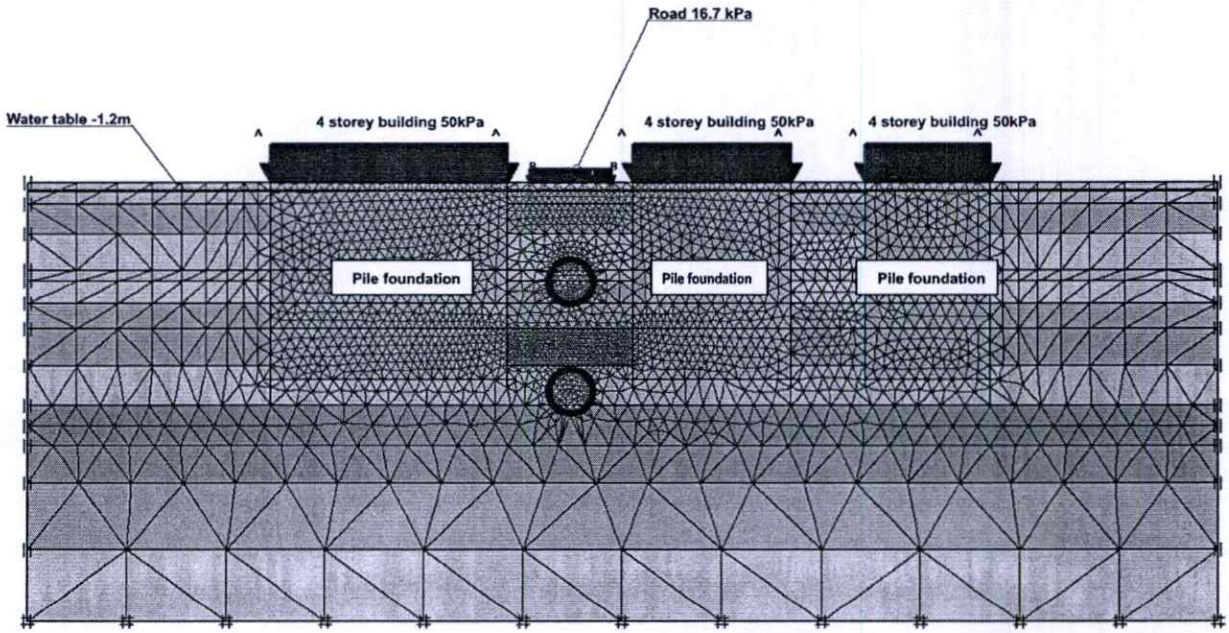
6.1) ขั้นตอนหาค่า Stress เริ่มต้น

6.2) อุโมงค์ 1 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 20%

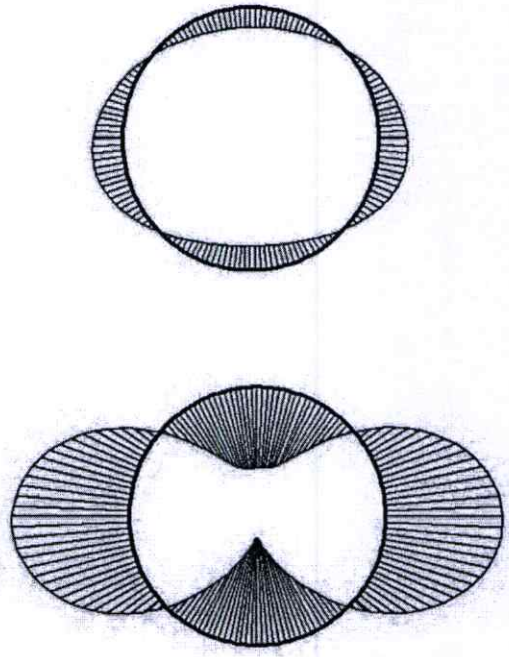
6.3) อุโมงค์ 1 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 1

6.4) อุโมงค์ 2 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 20%

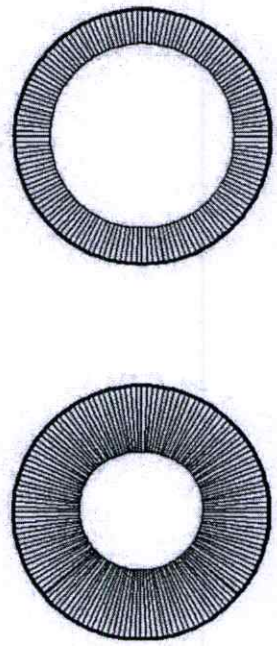
6.5) อุโมงค์ 2 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 2



รูปที่ 7.13 Model geometry ของกรณีที่ 2



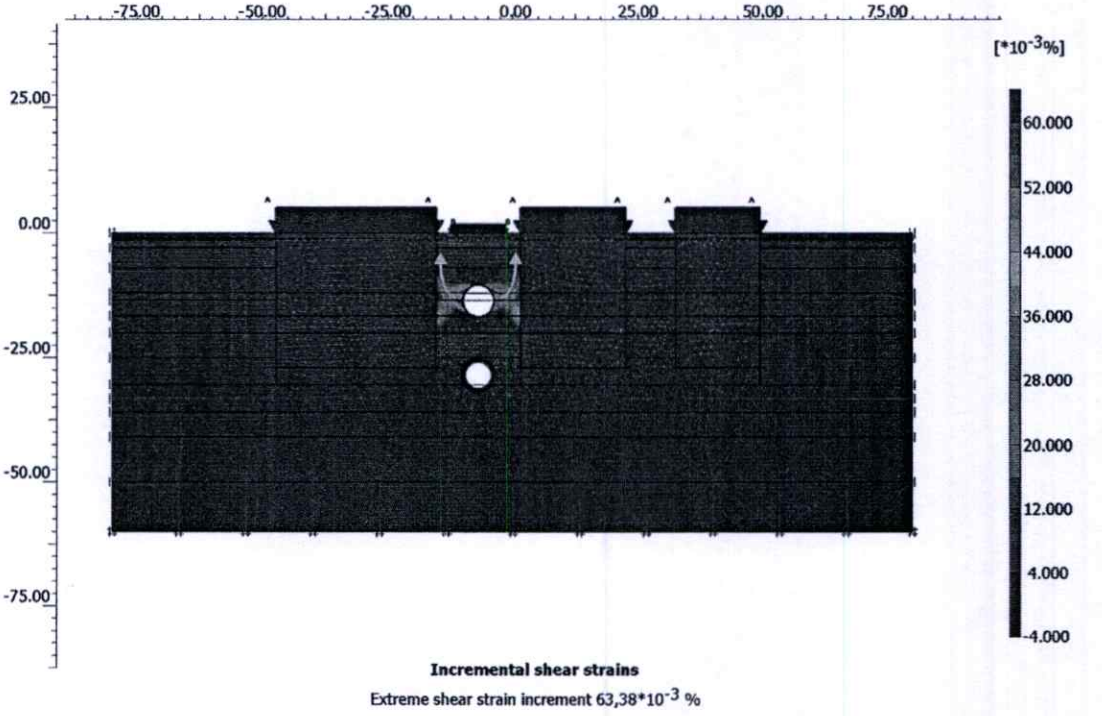
รูปที่ 7.14 โมเมนต์ดัดสูงสุด 57 kNm/m สำหรับอุโมงค์ด้านล่าง และ 15 kNm/m สำหรับอุโมงค์ด้านบน



รูปที่ 7.15 แรงในแนวแกนสูงสุด -1070 kN/m สำหรับอุโมงค์ด้านล่าง และ -557 kN/m สำหรับอุโมงค์ด้านบน

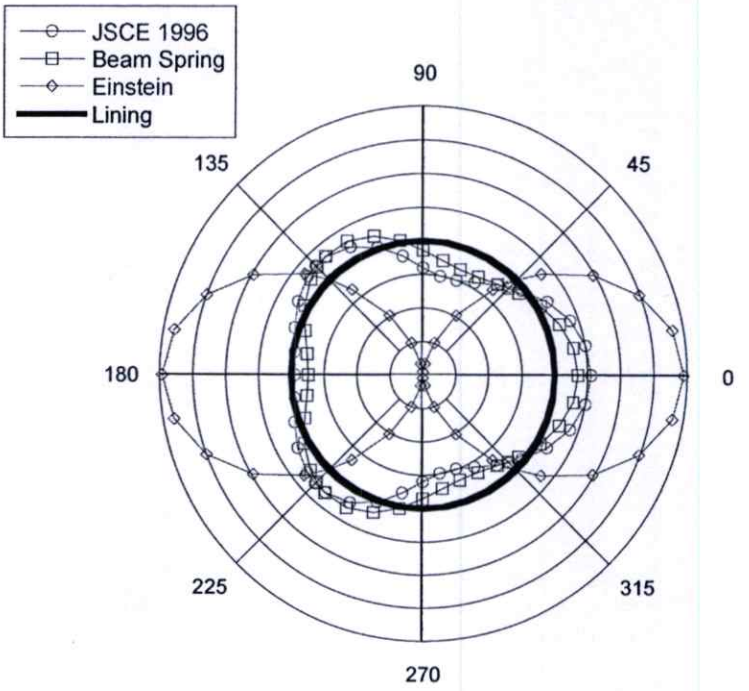
การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM ให้ค่าแรงภายในผนังอุโมงค์ดังรูปที่ 7.14 และรูปที่ 7.15 สามารถหาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างข้างเคียงได้ ในกรณีนี้คือการก่อสร้างอุโมงค์ใกล้

บริเวณเสาเข็มที่มีอยู่ก่อนแล้ว โดยการพิจารณาการเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือน (Incremental shear strain) และพฤติกรรมของดินโดยรอบของเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 7.16



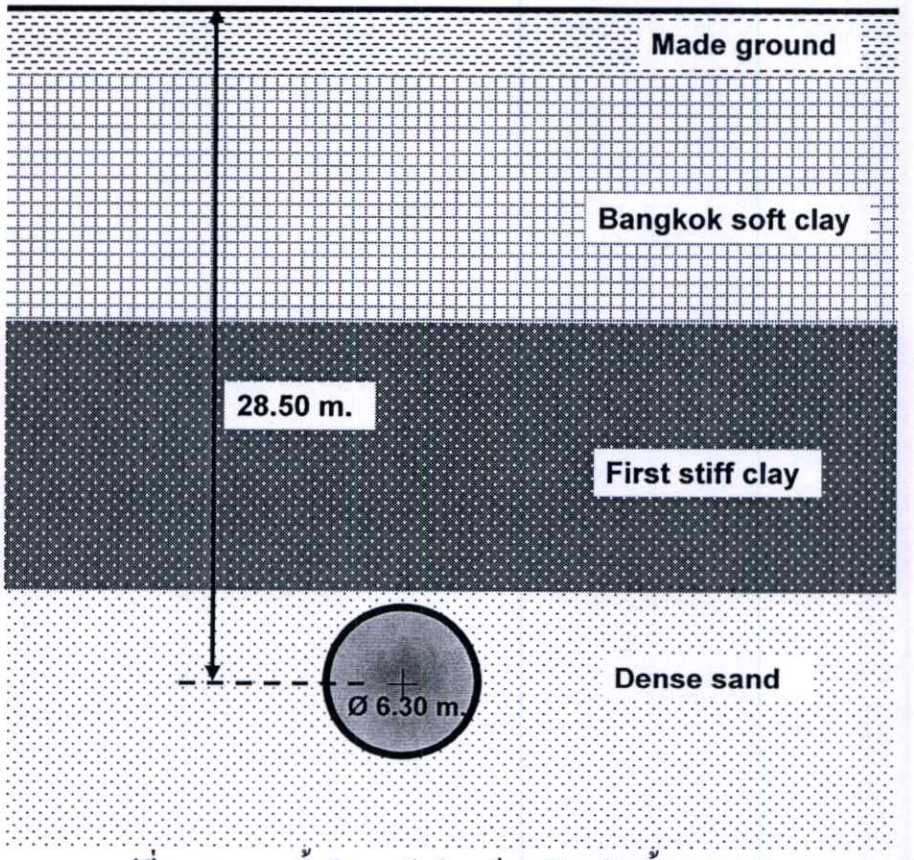
รูปที่ 7.16 การเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือน (Incremental shear strains) ของอุโมงค์แบบซ้อนทับ

เมื่อนำค่าโมเมนต์ดัดมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในมุมต่างๆ พบว่าทฤษฎีของ Einstein (1979) ได้ค่ามากที่สุด รองลงมาคือ Beam-spring model ทฤษฎีของ JSCE (1996) และ FEM ตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 7.17



รูปที่ 7.17 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง

7.4.3 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น



รูปที่ 7.18 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น

อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น เป็นอุโมงค์ด้านล่างของกรณีอุโมงค์แบบซ้อนกัน ซึ่งพิจารณาตำแหน่งเดียวกันกับอุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง โดยทำการขุดเจาะที่ระดับความลึก 28.50 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.18

1) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

1.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1}$$

$$= [(1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6)+(11.5\times9)+(0.35\times10)] + (24.35\times10) + 20$$

$$= 464.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2}$$

$$= 0.5\times(1\times17 + 2\times7 + 10.5\times6 + 11.5\times9 + 6.65\times10 + 20) + (30.65\times10)$$

$$= 448.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_o = P_V - P_H$$

$$= 464.50 - 448.50 = 16 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_{BAR} = 0.5\times(P_V + P_H)$$

$$= 0.5\times(464.50 + 448.50) = 456.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C(1+\nu)\cdot 12 \cdot I}$$

$$= \frac{70000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times(1+0.3)\times12\times0.00225} = 1.577$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1 + 2Q_2)}{2\times\left(1 + \frac{Q_2\cdot(3-2\nu)}{3-4\nu}\right)}$$

$$= \frac{16\times(1+2\times1.577)}{2\times\left(1+\frac{1.577\cdot(3-2\times0.3)}{3-4\times0.3}\right)}$$

$$= 10.711$$

$$S_{N1} = 3\times(3-4\nu)\times\frac{P_o}{2} - (2\cdot Q_2 + (4-6\nu))\times S_T$$

$$= 3\times(3-4\times0.3)\times\frac{16}{2} - (2\cdot1.577 + (4-6\times0.3))\times10.711$$

$$= -14.155$$

$$S_{N2} = 4\cdot Q_2 + 5 - 6\nu$$

$$= 4\times1.577 + 5 - 6\times0.3$$

$$= 9.508$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}}$$

$$= \frac{-14.155}{9.508} = -1.489$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu)\cdot(R_O - R_I)}$$

$$= \frac{2.6\times10^7 \times 3.15}{70000(1+0.3)\cdot(3.15-3)} = 6079.498$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1+Q}$$

$$= \frac{456.50}{1+6079.488} = 0.0751$$

1.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O{}^2}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta$$

ตารางที่ 7.17 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N1	-20.930	0.000	20.930	0.000	-20.930
M1	12.790	0.000	-12.790	0.000	12.790
S1	0.000	-19.367	0.000	19.367	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O$$

$$= 0.0751\times3.15 = 0.236$$

- แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด (Total Moment) $= M_1$

แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces) $= N_1 + N_2$

แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 7.18 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N	-20.694	0.236	21.166	0.236	-20.694
M	12.790	0.000	-12.790	0.000	12.790
S	0.000	-19.367	0.000	19.367	0.000

2) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

2.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$P = 20 + (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (11.5\times9) + (3.5\times10) + (27.5\times10)$

$= 527.50 \quad kN/m^2.$

Compressibility ratio $C^* = \dfrac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S(1-\nu^2)}$

$= \dfrac{70000 \times 3 \times (1-0.25^2)}{2.6\times10^7 \times 0.45 \times (1-0.3^2)} = 0.0182$

Flexibility ratio $F^* = \dfrac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S(1-\nu^2)}$

$= \dfrac{70000 \times 3^3(1-0.25^2)}{2.6\times10^7 \times 0.00225 \times (1-0.3^2)} = 32.849$

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

$= \dfrac{(0.0128\times32.849)(1-0.3)}{0.0182+32.849+0.0182\times32.849(1-0.3)}$

$= 0.0126$

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

$= \dfrac{(32.849+6)(1-0.3)}{2\times32.849\times(1-0.3)+6(5-6\times0.3)}$

$= 0.417$

2.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*)+\frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

ตารางที่ 7.19 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN-m/m)	Axial force (kN/m)
0	196.6342	1237.4574
45	0.0000	1171.9127
90	-196.6342	1106.3679
135	0.0000	1171.9127
180	196.6342	1237.4574

3) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

3.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\sigma_v = \gamma H$$

$$= 20 + (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (11.5\times9) + (3.5\times10) + (27.5\times10)$$

$$= 527.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

3.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

โมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)}\times\frac{E_cR^3}{EI}}$$

$$= 527.50\times(1-0.5)\cdot 3.15^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\times0.3)}{3(1+0.3)(3-4\times0.3)}\times\frac{70000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times0.00225}}$$

$$= 194.369 \quad \text{kN-m/m.}$$

แรงแนวแกนสูงสุด ($N-N_0$)

$$N-N_0 = \sigma_v(1+K_0)R \frac{1}{2+\frac{4\nu(E_cR^3/EI)}{(3-4\nu)(12(1+\nu)+E_cR^3/EI)}}$$

$$= 527.50\times(1+0.5)\times3.15 \frac{1}{2+\frac{4\times0.3(70000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}{(3-4\times0.3)(12(1+0.3)+70000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}}$$

$$= 929.484 \quad \text{kN/m.}$$

4) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

4.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล $(P_{e1}) = \gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

$= (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6)+(11.5\times9)+(0.35\times10)$

$= 201$ kN/m^2.

แรงดันน้ำ $(P_{w1}) = \gamma_w H_w$

$= 24.35\times10$

$= 243.50$ kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) $= P_{e1} + P_{w1} + W$

$= 464.50$ kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) $= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 243.50 + 0.5(201 + 20)$

$= 354$ kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$(P_{e2}) = (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (11.5\times9)+(6.65\times10)$

$= 264$ kN/m^2.

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{w2}) = 10\times30.65$

$= 306.50$ kN/m^2.

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 306.50 + 0.5(264+20)$

$= 448.50$ kN/m^2.

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030$ kN/m.

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80$ kN/m^2.

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504$ kN/m^2.

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (ตารางที่ 6.4)

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24\left(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4\right)}$$

$$= \frac{[2(465.50) - 354 - 448.50] \cdot 3^4}{24\left(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 70000 \times 3^4\right)}$$

$= 0.001348$

$P_k = 70000 \times 0.001348$

$= 94.36$ kN/m^2.

4.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.20 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	1045.125	0.000	-1045.125	0.000	1045.125
N_1	0.000	696.750	1393.500	696.750	0.000
Q_1	0.000	-696.750	0.000	696.750	0.000
M_2	-796.500	0.000	796.500	0.000	-796.500
N_2	1062.000	531.000	0.000	531.000	1062.000
Q_2	0.000	531.000	0.000	-531.000	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-101.068	-13.052	128.501	-13.052	-101.068
N_4	100.105	70.775	0.000	70.775	100.105
Q_4	0.000	70.777	0.000	70.777	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.21 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	83.166	-23.230	-41.379	-2.873	54.458
N_T (kN.)	1246.799	1367.109	1430.257	1408.448	1360.912
Q_T (kN.)	0.000	-52.381	13.819	174.126	0.000

5) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Beam–spring model

5.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน $(W) = 20 \quad kN/m^2.$

แรงดันดินประสิทธิผล $(P_{e1}) = \gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

$= (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6)+(11.5\times9)+(0.35\times10)$

$= 201 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำ $(P_{w1}) = \gamma_w H_w$

$= 24.35\times10$

$= 243.50 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมในแนวดิ่ง $(P) = P_{e1} + P_{w1} + W$

$= 464.50 \quad kN/m^2.$

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ $(Q) = P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

$= 243.50 + 0.5(201 + 20)$

$= 354 \quad kN/m^2.$

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$(P_{e2}) = (1\times17) + (2\times7) + (10.5\times6) + (11.5\times9)+(6.65\times10)$

$= 264 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(P_{w2}) = 10\times30.65$

$= 306.50 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ $(Q') = P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 306.50 + 0.5(264+20)$

$= 448.50 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030$ kN/m.

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80$ kN/m^2.

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504$ kN/m^2.

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0}$$

$$= \frac{3 \times 70000}{(1+0.3)(5-6\times 0.3)\times 3}$$

$$= 16826.923$$

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4)}$$

$$= \frac{[2(465.50) - 354 - 448.50]\cdot 3^4}{24(1\times 2.6\times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 16826.923 \times 3^4)}$$

$$= 0.003524$$

$P_k = 16826.923 \times 0.003524$

$= 59.298$ kN/m^2.

5.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.22 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

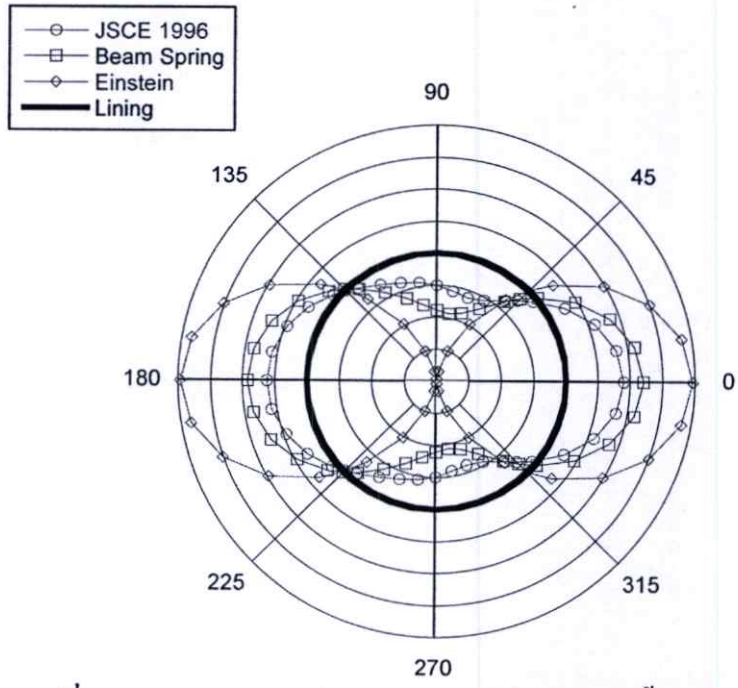
Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	1045.125	0.000	-1045.125	0.000	1045.125
N_1	0.000	696.750	1393.500	696.750	0.000
Q_1	0.000	-696.750	0.000	696.750	0.000
M_2	-796.500	0.000	796.500	0.000	-796.500
N_2	1062.000	531.000	0.000	531.000	1062.000
Q_2	0.000	531.000	0.000	-531.000	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-63.507	-8.201	80.744	-8.201	-63.507
N_4	62.902	44.472	0.000	44.472	62.902
Q_4	0.000	44.473	0.000	44.473	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.23 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	120.727	-18.380	-89.136	1.978	92.020
N_T (kN.)	1209.596	1340.806	1430.257	1382.145	1323.708
Q_T (kN.)	0.000	-78.684	13.819	147.822	0.000

6) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Finite Element Method (FEM)

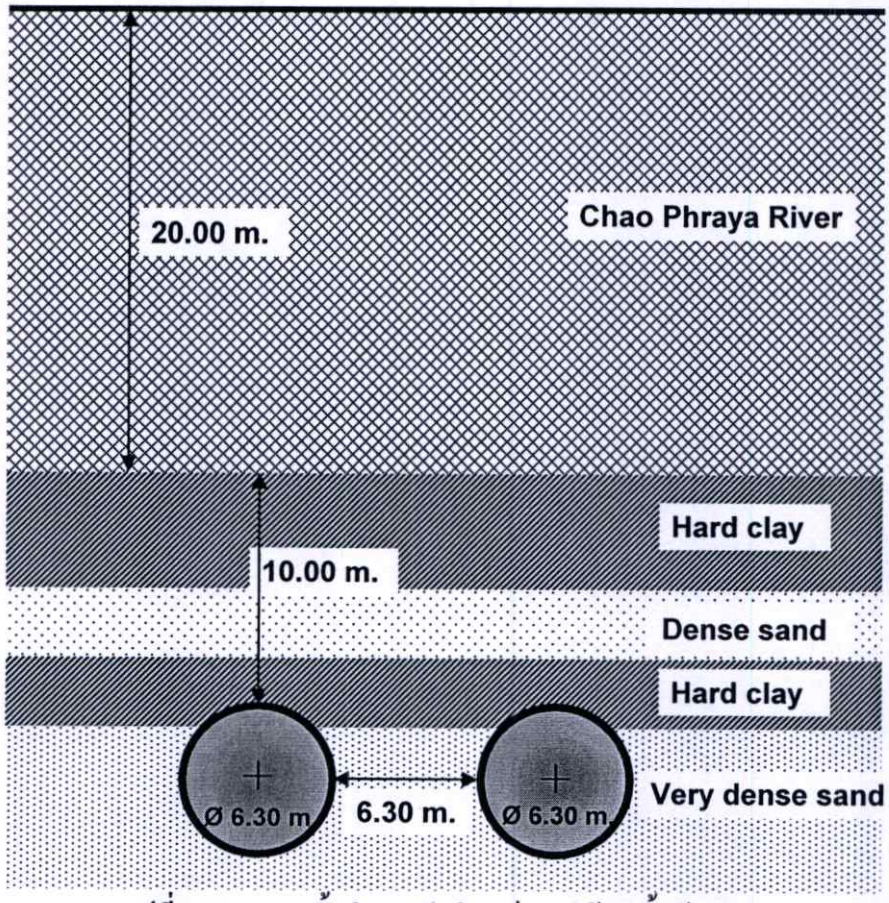
การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM สำหรับอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น ได้ทำการวิเคราะห์พร้อมกันกับอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง เป็นแบบกรณีอุโมงค์ซ้อนทับกัน ได้ค่าแรงภายในชิ้นส่วนผนังอุโมงค์แสดงในรูปที่ 7.14 และรูปที่ 7.15 เมื่อนำค่าโมเมนต์ดัดมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในมุมต่างๆ พบว่าทฤษฎีของ Einstein (1979) ได้ค่ามากที่สุด รองลงมาคือ Beam-spring model ทฤษฎีของ JSCE (1996) และ FEM ตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 7.19



รูปที่ 7.19 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่น

7.4.4 อุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา

อุโมงค์ขุดเจาะอยู่ใต้ระดับท้องน้ำแม่น้ำเจ้าพระยา 10 เมตร โดยแม่น้ำเจ้าพระยามีความลึกประมาณ 20 เมตร อุโมงค์ขุดเจาะอยู่ระหว่างในชั้นทรายและชั้นดินเหนียวแข็ง โดยหน้าตัดของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ในชั้นทรายแน่นมากมีเฉพาะด้านบนบางส่วนของตัวอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง ดังแสดงในรูปที่ 7.20



รูปที่ 7.20 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา

1) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

1.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1}$$

$$= (20\times10) + (5\times10) + (3\times10) + (2\times10) + (10\times10)$$

$$= 400 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2}$$

$$= 0.5\times((20\times10) + (5\times10) + (3\times10) + (3\times10) + (5.3\times10)) + (16.3\times10)$$

$$= 344.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_o = P_V - P_H$$

$$= 400 - 344.50 = 55.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_{BAR} = 0.5\times(P_V + P_H)$$

$$= 0.5\times(400 + 344.50) = 372.25 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C(1+\nu)\cdot 12 \cdot I}$$

$$= \frac{80000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times(1+0.3)\times12\times0.00225} = 1.803$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu}\right)}$$

$$= \frac{55.50 \times (1 + 2 \times 1.803)}{2 \times \left(1 + \frac{1.803 \cdot (3 - 2 \times 0.3)}{3 - 4 \times 0.3}\right)}$$

$$= 37.548$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_o}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T$$

$$= 3 \times (3 - 4 \times 0.3) \times \frac{55.50}{2} - (2 \cdot 1.803 + (4 - 6 \times 0.3)) \times 37.548$$

$$= -68.137$$

$$S_{N2} = 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu$$

$$= 4 \times 1.803 + 5 - 6 \times 0.3$$

$$= 10.411$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}}$$

$$= \frac{-68.137}{10.411} = -6.545$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu) \cdot (R_O - R_I)}$$

$$= \frac{2.6 \times 10^7 \times 3.15}{80000(1 + 0.3) \cdot (3.15 - 3)} = 5319.561$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1 + Q}$$

$$= \frac{372.25}{1 + 5319.561} = 0.07$$

1.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O^{\,2}}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta$$

ตารางที่ 7.24 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N1	-71.980	0.000	71.980	0.000	-71.980
M1	40.449	0.000	-40.449	0.000	40.449
S1	0.000	-65.108	0.000	65.108	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O$$

$$= 0.07 \times 3.15 = 0.221$$

- แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด (Total Moment) $= M_1$

แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces) $= N_1 + N_2$

แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 7.25 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N	-71.759	0.220	72.200	0.220	-71.759
M	40.449	0.000	-40.449	0.000	40.449
S	0.000	-65.108	0.000	65.108	0.000

2) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

2.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$P = 20 \times 10 + (5 \times 10) + (3 \times 10) + (5.15 \times 10) + (13.15 \times 10)$

$= 463.00$ kN/m^2.

Compressibility ratio $C^* = \dfrac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{80000 \times 3 \times (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.45 \times (1-0.3^2)} = 0.0208$$

Flexibility ratio $F^* = \dfrac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S (1-\nu^2)}$

$$= \frac{80000 \times 3^3 (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225 \times (1-0.3^2)} = 37.541$$

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

$$= \frac{(0.0208 \times 37.541)(1-0.3)}{0.0208 + 37.541 + 0.0208 \times 37.541(1-0.3)}$$

$$= 0.0144$$

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

$$= \frac{(37.541 + 6)(1-0.3)}{2 \times 37.541 \times (1-0.3) + 6(5 - 6 \times 0.3)}$$

$$= 0.425$$

2.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

ตารางที่ 7.26 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN-m/m)	Axial force (kN/m)
0	156.7894	1079.0312
45	0.0000	1026.7681
90	-156.7894	974.5049
135	0.0000	1026.7681
180	156.7894	1079.0312

3) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

3.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\sigma_v = \gamma H$$

$$= 20\times10 + (5\times10) + (3\times10) + (5.15\times10) + (13.15\times10)$$

$$= 463.00 \quad \text{kN/m}^2.$$

3.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

โมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)}\times\frac{E_cR^3}{EI}}$$

$$= 463\times(1-0.5)\cdot 3.15^2 \frac{1}{4+\frac{(3-4\times0.3)}{3(1+0.3)(3-4\times0.3)}\times\frac{80000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times0.00225}}$$

$$= 155.034 \quad \text{kN-m/m.}$$

แรงแนวแกนสูงสุด $(N-N_0)$

$$N-N_0 = \sigma_v(1+K_0)R \frac{1}{2+\frac{4\nu(E_cR^3/EI)}{(3-4\nu)(12(1+\nu)+E_cR^3/EI)}}$$

$$= 463\times(1+0.5)\times3.15 \frac{1}{2+\frac{4\times0.3(80000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}{(3-4\times0.3)(12(1+0.3)+80000\times3.15^3/2.6\times10^7\times0.00225)}}$$

$$= 804.163 \quad \text{kN/m.}$$

4) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

4.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = $\gamma(H\text{-}H_w)+\gamma' H_w$

= (20×10) + (5×10) + (3×10) + (2×10)

= 300 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = $\gamma_w H_w$

= 10×10

= 100 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = $P_{e1}+P_{w1}+W$

= 400 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) = $P_{w1}+k_0(P_{e1}+W)$

= 100 + 0.5(300)

= 250 kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{e2}) $= (20\times10) + (5\times10) + (3\times10) + (3\times10) + (5.3\times10)$

$= 363 \quad kN/m^2.$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{w2}) $= 10\times16.3$

$= 163 \quad kN/m^2.$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 163 + 0.5(363)$

$= 344.50 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (ตารางที่ 6.4)

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24\left(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4\right)}$$

$$= \frac{[2(400) - 250 - 344.50]\cdot 3^4}{24\left(1\times2.6\times10^7\times0.00225 + 0.0454\times80000\times3^4\right)}$$

$$= 0.00285$$

$P_k = 80000 \times 0.00285 = 228 \quad kN/m^2.$

4.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.27 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	900.000	0.000	-900.000	0.000	900.000
N_1	0.000	600.000	1200.000	600.000	0.000
Q_1	0.000	-600.000	0.000	600.000	0.000
M_2	-562.500	0.000	562.500	0.000	-562.500
N_2	750.000	375.000	0.000	375.000	750.000
Q_2	0.000	375.000	0.000	-375.000	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-152.749	-19.726	194.210	-19.726	-152.749
N_4	151.295	106.966	0.000	106.966	151.295
Q_4	0.000	106.968	0.000	106.968	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.28 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	120.359	-29.904	-64.545	-9.547	91.652
N_T (kN.)	985.988	1150.550	1236.757	1191.889	1100.101
Q_T (kN.)	0.000	-75.439	13.819	269.568	0.000

5) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Beam–spring model

5.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = $\gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

= $(20\times10) + (5\times10) + (3\times10) + (2\times10)$

= 300 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = $\gamma_w H_w$

= 10×10

= 100 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = $P_{e1} + P_{w1} + W$

= 400 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) = $P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

= $100 + 0.5(300)$

= 250 kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{e2}) = $(20\times10) + (5\times10) + (3\times10) + (3\times10) + (5.3\times10)$

= 363 kN/m^2.

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{w2}) = 10×16.3

= 163 kN/m^2.

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') = $P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

= $163 + 0.5(363)$

= 344.50 kN/m^2.

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030$ kN/m.

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80$ kN/m^2.

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504$ kN/m^2.

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0}$$

$$= \frac{3 \times 80000}{(1+0.3)(5-6\times 0.3)\times 3}$$

$$= 19230.769$$

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4)}$$

$$= \frac{[2(400) - 250 - 344.50]\cdot 3^4}{24(1\times 2.6\times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 19230.769 \times 3^4)}$$

$$= 0.005335$$

$P_k = 19230.769 \times 0.005335$

$= 102.596$ kN/m^2.

5.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.29 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	900.000	0.000	-900.000	0.000	900.000
N_1	0.000	600.000	1200.000	600.000	0.000
Q_1	0.000	-600.000	0.000	600.000	0.000
M_2	-562.500	0.000	562.500	0.000	-562.500
N_2	750.000	375.000	0.000	375.000	750.000
Q_2	0.000	375.000	0.000	-375.000	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-109.887	-14.191	139.714	-14.191	-109.887
N_4	108.841	76.951	0.000	76.951	108.841
Q_4	0.000	76.953	0.000	76.953	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.30 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	163.221	-24.369	-119.041	-4.012	134.514
N_T (kN.)	943.534	1120.535	1236.757	1161.874	1057.647
Q_T (kN.)	0.000	-105.455	13.819	239.552	0.000

6) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Finite Element Method (FEM)

ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM

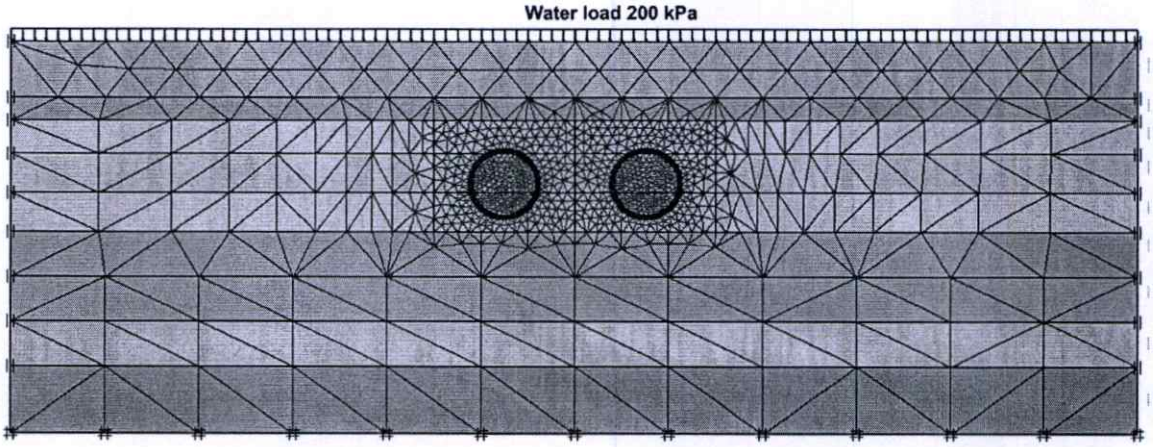
6.1) ขั้นตอนหาค่า Stress เริ่มต้น

6.2) อุโมงค์ 1 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 12%

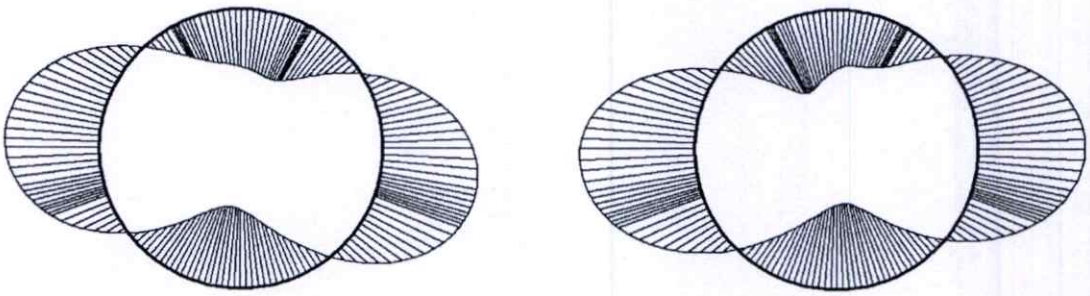
6.3) อุโมงค์ 1 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 1

6.4) อุโมงค์ 2 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 12%

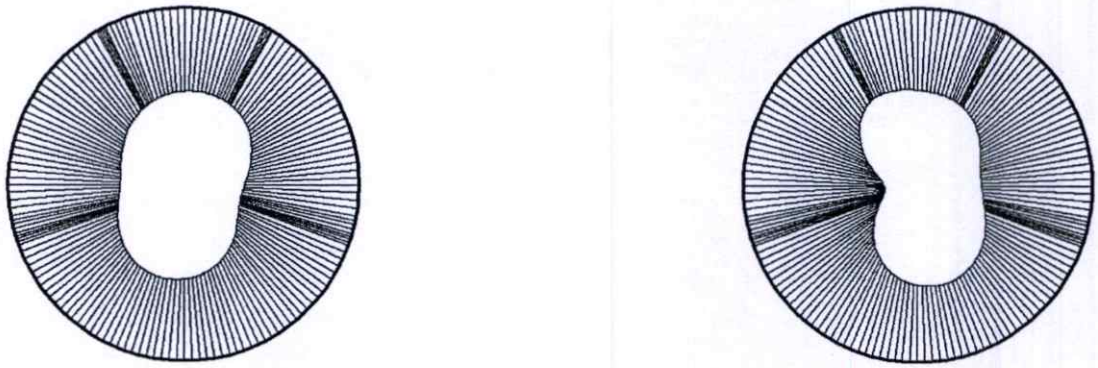
6.5) อุโมงค์ 2 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 2



รูปที่ 7.21 แบบจำลองของกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา

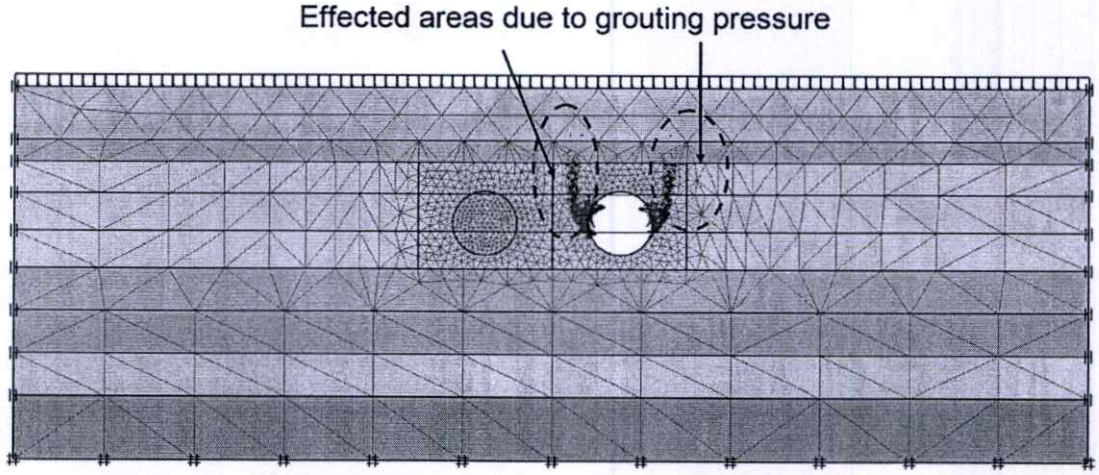


รูปที่ 7.22 แผนผังโมเมนต์ดัด ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 39 kNm/m



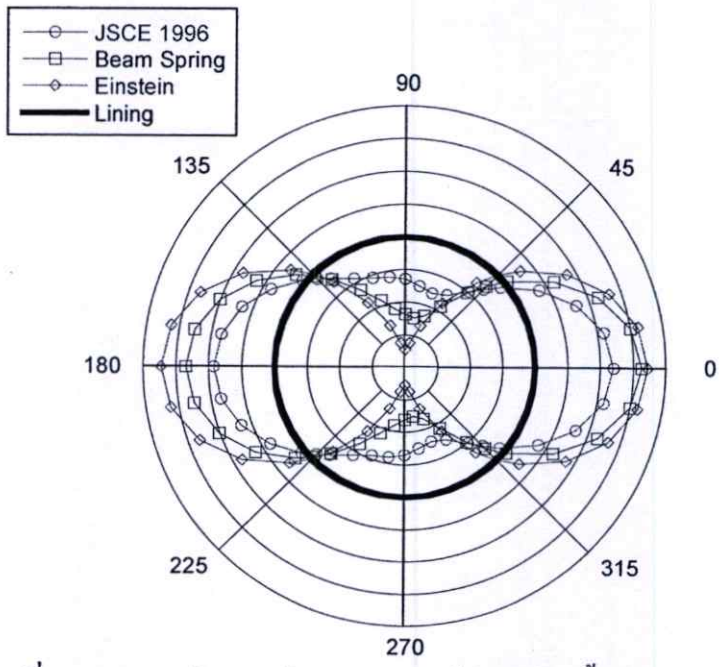
รูปที่ 7.23 แผนผังแรงในแนวแกน ค่าแรงในแนวแกนสูงสุด -1160 kN/m

การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM ให้ค่าแรงภายในผนังอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 7.22 และรูปที่ 7.23 อีกทั้งสามารถหาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นจากแรงดันการฉีดอัดน้ำปูนที่มากเกินไป ถ้าทำการใช้แรงฉีดอัดน้ำปูนที่มากกว่าแรงดันดิน จะทำให้เสถียรภาพของดินโดยรอบเกิดพังทลายได้ และอาจทำให้น้ำสามารถทะลักเข้ามาภายในตัวอุโมงค์ เกิดความเสียหายในระหว่างการก่อสร้างได้ ดังแสดงในรูปที่ 7.24



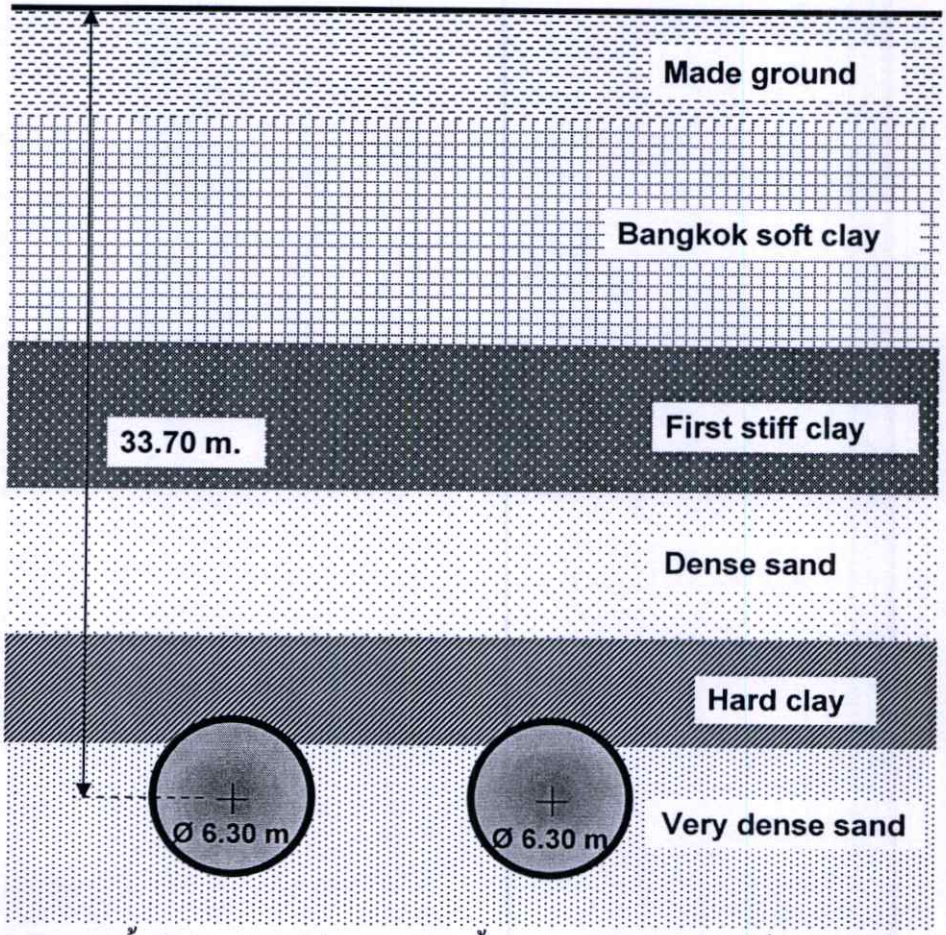
รูปที่ 7.24 บริเวณที่เกิดผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูน (Grouting pressure)

และเมื่อนำค่าโมเมนต์ดัดมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในมุมต่างๆ พบว่าทฤษฎีของ Einstein (1979) ได้ค่ามากที่สุด รองลงมาคือ Beam-spring model ทฤษฎีของ JSCE (1996) และ FEM ตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 7.25



รูปที่ 7.25 แผนผังโมเมนต์ดัดกรณีอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา

7.4.5 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ในระดับลึกที่สุด



รูปที่ 7.26 สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ที่ระดับลึกที่สุด

ในกรณีนี้อุโมงค์เป็นแบบขนานกัน ขุดเจาะอยู่ในระดับลึกที่สุดของโครงการนี้ โดยพิจารณาในตำแหน่งที่ใกล้กับปล่องระบายอากาศ No.3 ซึ่งอุโมงค์อยู่ที่ระดับความลึก 33.70 เมตร จากระดับผิวดิน อุโมงค์อยู่ใต้ระดับปลายเสาเข็มกลุ่มของอาคาร 5 เมตร อุโมงค์ทั้งสองขุดเจาะในชั้นทรายแน่นมาก ดังแสดงในรูปที่ 7.26

1) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

1.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1}$$

$$= [(1\times17)+(3.5\times7)+(10.5\times6)+(6\times9)+(6\times10)+(3.55\times10)] + (29.55\times10) + 20$$

$$= 569.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2}$$

$$= 0.5\times[(1\times17) +(3.5\times7)+(10.5\times6)+(6\times9)+(6\times10)+(4.5\times10)+(5.35\times10)+20]$$

$$+ (35.85\times10)$$

$$= 527.00 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_o = P_V - P_H$$

$$= 569.50 - 527 = 42.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$P_{BAR} = 0.5\times(P_V + P_H)$$

$$= 0.5\times(569.50 + 527) = 548.25 \quad \text{kN/m}^2.$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_O{}^3}{E_C(1+\nu)\cdot 12 \cdot I}$$

$$= \frac{80000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times(1+0.3)\times12\times0.00225} = 1.803$$

$$S_T = \frac{P_o \times (1 + 2Q_2)}{2\times\left(1 + \frac{Q_2\cdot(3-2\nu)}{3-4\nu}\right)}$$

$$= \frac{42.50 \times (1 + 2\times1.803)}{2\times\left(1 + \frac{1.803\cdot(3-2\times0.3)}{3-4\times0.3}\right)}$$

$$= 28.753$$

$$S_{N1} = 3\times(3-4\nu)\times\frac{P_o}{2} - (2\cdot Q_2 + (4-6\nu))\times S_T$$

$$= 3\times(3-4\times0.3)\times\frac{42.50}{2} - (2\cdot1.803 + (4-6\times0.3))\times 28.753$$

$$= -52.177$$

$$S_{N2} = 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu$$

$$= 4\times1.803 + 5 - 6\times0.3$$

$$= 10.411$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}}$$

$$= \frac{-52.177}{10.411} = -5.012$$

$$Q = \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu)\cdot(R_O - R_I)}$$

$$= \frac{2.6\times10^7 \times 3.15}{80000(1+0.3)\cdot(3.15-3)} = 5319.561$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1+Q}$$

$$= \frac{548.25}{1+5319.561} = 0.103$$

1.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o

$$M_1 = \frac{R_O{}^2}{6}(2S_N + S_T)\cos 2\theta$$

$$N_1 = -\frac{R_O}{3}(S_N + 2S_T)\cos 2\theta$$

$$S_1 = -\frac{R_O}{3}(2S_N + S_T)\sin 2\theta$$

ตารางที่ 7.31 แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N1	-55.120	0.000	55.120	0.000	-55.120
M1	30.975	0.000	-30.975	0.000	30.975
S1	0.000	-49.857	0.000	49.857	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_O$$

$$= 0.103\times3.15 = 0.325$$

- แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด (Total Moment) $= M_1$

แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces) $= N_1 + N_2$

แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 7.32 แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

angle(degree)	0	45	90	135	180
N	-54.795	0.325	55.445	0.325	-54.795
M	30.975	0.000	-30.975	0.000	30.975
S	0.000	-49.857	0.000	49.857	0.000

2) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

2.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$P = 20 + (1\times17) + (3.5\times7) + (10.5\times6) + (6\times9) + (6\times10) + (6.7\times10) + (32.7\times10)$

$= 632.50 \quad kN/m^2.$

Compressibility ratio $C^* = \dfrac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_S (1-\nu^2)}$

$= \dfrac{80000 \times 3 \times (1-0.25^2)}{2.6\times10^7 \times 0.45 \times (1-0.3^2)} = 0.0208$

Flexibility ratio $F^* = \dfrac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_S (1-\nu^2)}$

$= \dfrac{80000 \times 3^3 (1-0.25^2)}{2.6\times10^7 \times 0.00225 \times (1-0.3^2)} = 37.541$

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

$= \dfrac{(0.0208 \times 37.541)(1-0.3)}{0.0208 + 37.541 + 0.0208 \times 37.541(1-0.3)}$

$= 0.0144$

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

$= \dfrac{(37.541 + 6)(1-0.3)}{2 \times 37.541 \times (1-0.3) + 6(5 - 6\times0.3)}$

$= 0.425$

2.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*)+\frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta$$

ตารางที่ 7.33 แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN-m/m)	Axial force (kN/m)
0	214.1885	1474.0545
45	0.0000	1402.6583
90	-214.1885	1331.2622
135	0.0000	1402.6583
180	214.1885	1474.0545

3) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

3.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\sigma_v = \gamma H$$

$$= 20 + (1\times17) + (3.5\times7) + (10.5\times6) + (6\times9) + (6\times10) + (6.7\times10) + (32.7\times10)$$

$$= 632.50 \quad \text{kN/m}^2.$$

3.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

โมเมนต์ดัดสูงสุด

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\dfrac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)}\times\dfrac{E_c R^3}{EI}}$$

$$= 632.50\times(1-0.5)\cdot 3.15^2 \frac{1}{4+\dfrac{(3-4\times0.3)}{3(1+0.3)(3-4\times0.3)}\times\dfrac{80000\times3.15^3}{2.6\times10^7\times0.00225}}$$

$$= 211.791 \quad \text{kN-m/m.}$$

แรงแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$)

$$N - N_0 = \sigma_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + \frac{4\nu (E_c R^3 / EI)}{(3 - 4\nu)(12(1+\nu) + E_c R^3 / EI)}}$$

$$= 632.50 \times (1 + 0.5) \times 3.15 \frac{1}{2 + \frac{4 \times 0.3(80000 \times 3.15^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}{(3 - 4 \times 0.3)(12(1 + 0.3) + 80000 \times 3.15^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}}$$

$$= 1098.56 \quad \text{kN/m.}$$

4) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

4.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = γ (H-H_w) + γ' H_w

= (1×17)+(3.5×7)+(10.5×6)+(6×9)+(6×10)+

(3.55×10)

= 254 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = γ_w H_w

= 29.55×10

= 295.50 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = P_{e1}+ P_{w1}+ W

= 569.50 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) = P_{w1}+ k_0 (P_{e1}+ W)

= 295.50 + 0.5(254+20)

= 432.50 kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

(P_{e2}) = (1×17)+(3.5×7)+(10.5×6)+(6×9)+(6×10)+(4.5×10)+(5.35×10)

= 317 kN/m^2.

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{w2}) = 10×35.85

= 358.50 kN/m^2.

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') $= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

$= 358.50 + 0.5(317+20)$

$= 527.00 \quad kN/m^2.$

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030 \quad kN/m.$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80 \quad kN/m^2.$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504 \quad kN/m^2.$

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (ตารางที่ 6.4)

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4)}$$

$$= \frac{[2(569.50) - 432.50 - 527] \cdot 3^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 80000 \times 3^4)}$$

$= 0.00249$

$P_k = 80000 \times 0.00249 = 199.2 \quad kN/m^2.$

4.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.34 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	1281.375	0.000	-1281.375	0.000	1281.375
N_1	0.000	854.250	1708.500	854.250	0.000
Q_1	0.000	-854.250	0.000	854.250	0.000
M_2	-973.125	0.000	973.125	0.000	-973.125
N_2	1297.500	648.750	0.000	648.750	1297.500
Q_2	0.000	648.750	0.000	-648.750	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-133.423	-17.230	169.638	-17.230	-133.423
N_4	132.153	93.433	0.000	93.433	132.153
Q_4	0.000	93.435	0.000	93.435	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.35 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	110.435	-27.409	-59.867	-7.051	81.728
N_T (kN.)	1514.347	1665.017	1745.257	1706.356	1628.459
Q_T (kN.)	0.000	-69.473	13.819	236.534	0.000

5) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Beam–spring model

5.1) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์

1) แรงดันในแนวดิ่ง

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (W) = 20 kN/m^2.

แรงดันดินประสิทธิผล (P_{e1}) = $\gamma (H-H_w) + \gamma' H_w$

= (1×17)+(3.5×7)+(10.5×6)+(6×9)+(6×10)+ (3.55×10)

= 254 kN/m^2.

แรงดันน้ำ (P_{w1}) = $\gamma_w H_w$

= 29.55×10

= 295.50 kN/m^2.

แรงดันรวมในแนวดิ่ง (P) = $P_{e1} + P_{w1} + W$

= 569.50 kN/m^2.

2) แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Q) = $P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W)$

= 295.50 + 0.5(254+20)

= 432.50 kN/m^2.

3) แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

(P_{e2}) = (1×17)+(3.5×7)+(10.5×6)+(6×9)+(6×10)+(4.5×10)+(5.35×10)

= 317 kN/m^2.

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (P_{w2}) = 10×35.85

= 358.50 kN/m^2.

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Q') = $P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W)$

= 358.50 + 0.5(317+20)

= 527.00 kN/m^2.

4) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร $W_g = \frac{\pi}{4}\left(D_o^2 - D_i^2\right)\gamma_c$

$= \frac{\pi}{4}(6.30^2 - 5.70^2) \times 26$

$= 147.030$ kN/m.

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $g = \frac{W_g}{P}$; P: เส้นรอบรูปของอุโมงค์

$= \frac{147.03}{\pi \times 6.00}$

$= 7.80$ kN/m^2.

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์ $P_g = \pi \times g$

$= \pi \times 7.80$

$= 24.504$ kN/m^2.

5) แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดิน $P_k = k \times \delta$

เมื่อ k = ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน

$$k = \frac{3E_c}{(1+\upsilon)(5-6\upsilon)R_0}$$

$$= \frac{3 \times 80000}{(1+0.3)(5-6\times 0.3)\times 3}$$

$$= 19230.769$$

δ = ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045 k R_c^4)}$$

$$= \frac{[2(569.50) - 432.50 - 527]\cdot 3^4}{24(1\times 2.6\times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 19230.769 \times 3^4)}$$

$$= 0.00466$$

$P_k = 19230.769 \times 0.00466$

$= 89.615$ kN/m^2.

5.2) แรงภายในของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 7.36 แสดงโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนภายในผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1	1281.375	0.000	-1281.375	0.000	1281.375
N_1	0.000	854.250	1708.500	854.250	0.000
Q_1	0.000	-854.250	0.000	854.250	0.000
M_2	-973.125	0.000	973.125	0.000	-973.125
N_2	1297.500	648.750	0.000	648.750	1297.500
Q_2	0.000	648.750	0.000	-648.750	0.000
M_3	-88.594	-12.529	106.313	12.529	-124.031
N_3	88.594	58.346	0.000	83.404	194.906
Q_3	0.000	58.346	17.719	-83.404	0.000
M_4	-95.984	-12.395	122.037	-12.395	-95.984
N_4	95.070	67.215	0.000	67.215	95.070
Q_4	0.000	67.216	0.000	67.216	0.000
M_5	24.202	2.350	-27.567	-2.350	30.933
N_5	-3.900	10.238	36.757	26.519	3.900
Q_5	0.000	-15.753	-3.900	21.003	0.000

ตารางที่ 7.37 แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN-m)	147.874	-22.574	-107.468	-2.217	119.167
N_T (kN.)	1477.264	1638.799	1745.257	1680.138	1591.376
Q_T (kN.)	0.000	-95.691	13.819	210.316	0.000

6) การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Finite Element Method (FEM)

ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM

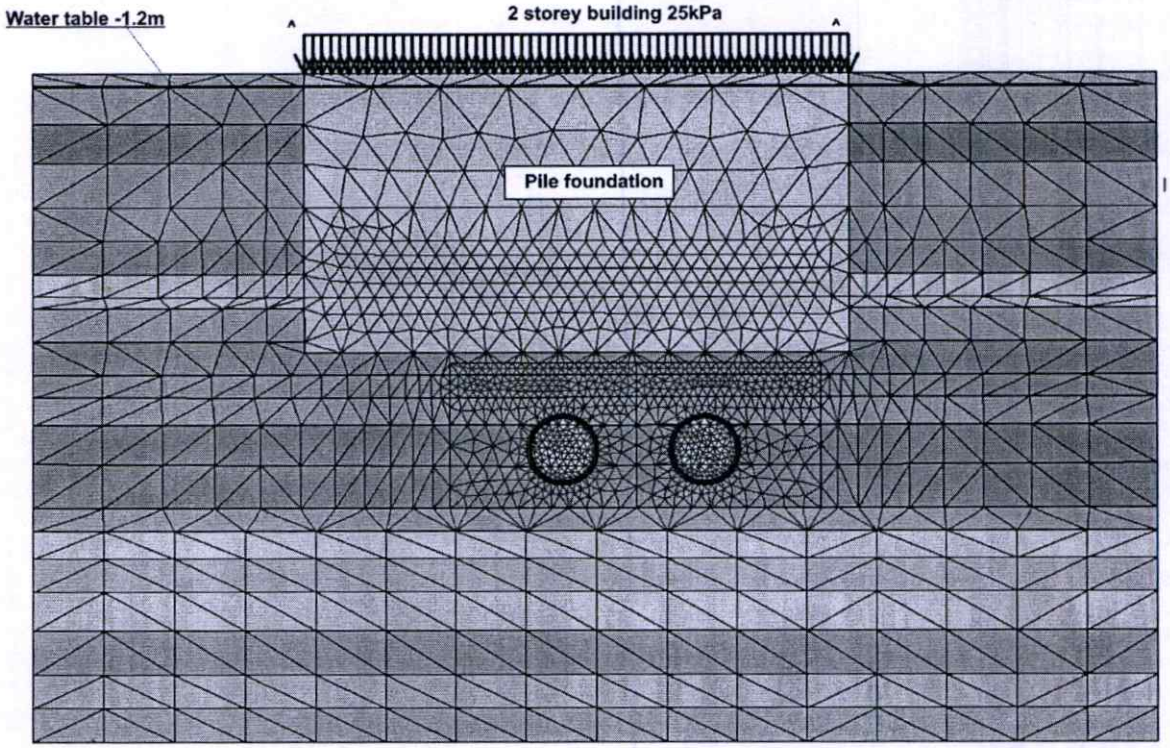
6.1) ขั้นตอนหาค่า Stress เริ่มต้น

6.2) อุโมงค์ 1 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 35%

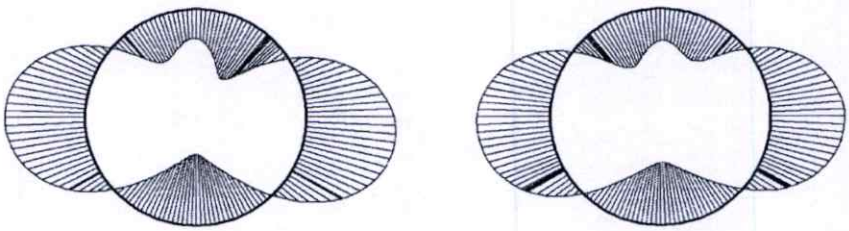
6.3) อุโมงค์ 1 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 1

6.4) อุโมงค์ 2 : ขุดดินออกโดยกำหนด Stress relief 35%

6.5) อุโมงค์ 2 : ติดตั้งผนังอุโมงค์ที่ 2



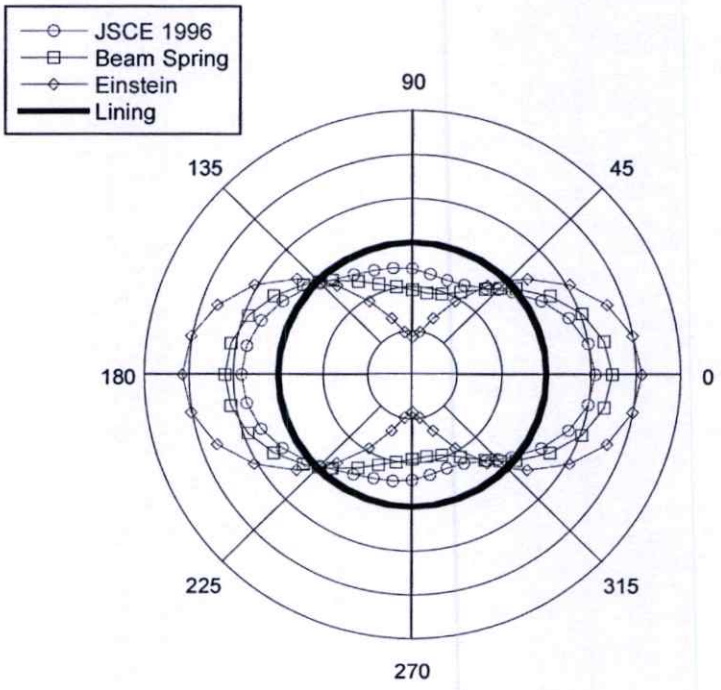
รูปที่ 7.27 แบบจำลองของกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ในระดับลึกที่สุด



รูปที่ 7.28 แผนผังโมเมนต์ดัด ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 104 kNm/m

รูปที่ 7.29 แผนผังแรงในแนวแกน ค่าแรงในแนวแกนสูงสุด -1480 kN/m

การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ FEM ให้ค่าแรงภายในผนังอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 7.28 และรูปที่ 7.29 และสามารถวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเปรียบเทียบกับการทรุดตัวของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 7.27 ซึ่งมีค่าการทรุดตัวแตกต่างกันไม่เกิน 6 มิลลิเมตร เป็นที่สังเกตว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นนั้นขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของเสาเข็มและความยาวของเสาเข็ม เพื่อให้ได้ค่าที่ละเอียดขึ้นจำเป็นต้องใช้ข้อมูลของเสาเข็มที่แท้จริง รวมทั้งต้องพิจารณาถึงความสมบูรณ์ของเสาเข็มเดิมด้วย และเมื่อนำค่าโมเมนต์ดัดมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในมุมต่างๆ พบว่าทฤษฎีของ Einstein (1979) ได้ค่ามากที่สุด รองลงมาคือ Beam-spring model ทฤษฎีของ JSCE (1996) และ FEM ตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 7.25



รูปที่ 7.30 แผนผังโมเมนต์ดัด กรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทรายแน่นมาก และอยู่ที่ระดับลึกที่สุด

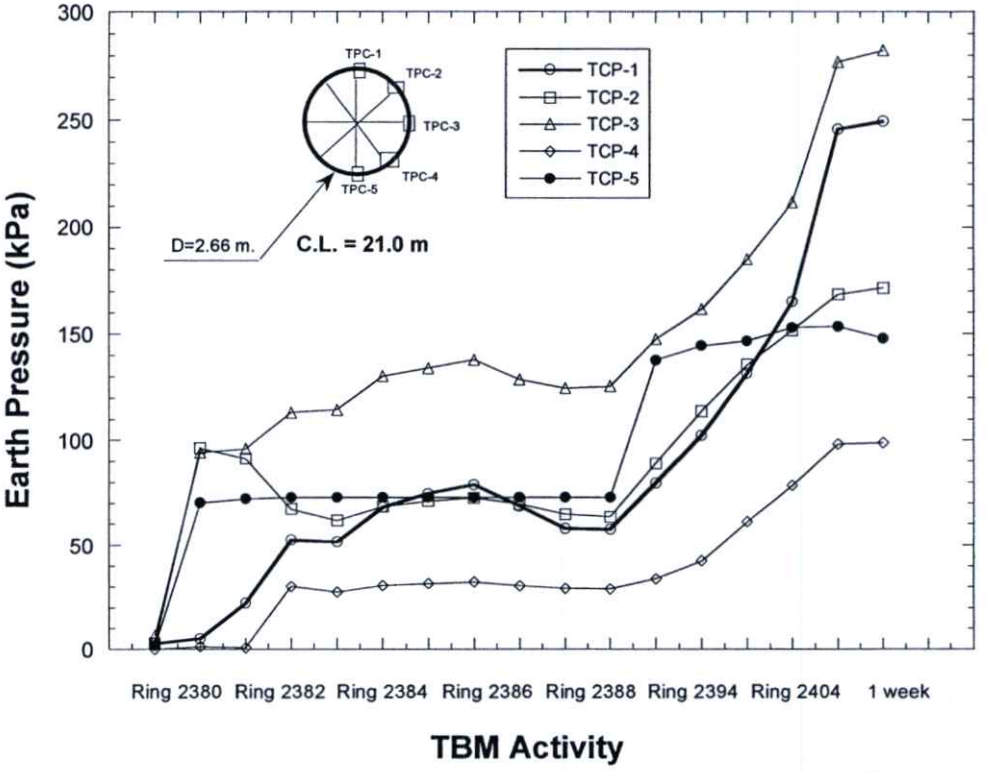
7.5 ข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละทฤษฎี

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์นั้น อาจสามารถแบ่งตามสมมติฐานของการออกแบบได้เป็น 3 ประเภท คือ วิธีอีลาสติก (Elastic method) วิธีแบบประมาณ (Approximate method) และวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method or Finite element method)

วิธีอีลาสติก (Elastic method) เป็นวิธีที่ออกแบบโดยอาศัยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic theory) อันได้แก่ Morgan method (1961) Muir wood method (1975) Einstein method (1979) และ Erdmann method (1982) ซึ่งนิยมใช้ในการออกแบบอุโมงค์ในหิน โดยอาศัยสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) แต่ในความเป็นจริงแล้วสภาพของชั้นดินมีสภาพไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ทำให้ไม่เหมาะสมสำหรับการออกแบบ อีกทั้งไม่สามารถออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในดินหลายชั้นได้

วิธีแบบประมาณ (Approximate method) เป็นวิธีประมาณแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์โดยแยกเป็นแรงกระทำแนวดิ่งและแรงกระทำแนวราบ อันได้แก่ JSCE method (1996) และ Beam spring model วิธีนี้มีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมได้ และไม่ได้คำนึงถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ และไม่สามารถจำลองอุโมงค์ที่มีโครงสร้างข้างเคียงอื่นๆ ประกอบได้ อีกทั้ง Beam spring Model มีข้อจำกัดอยู่ที่ค่า k (Coefficient of ground reaction) สัมประสิทธิ์ปฏิกิริยาของชั้นดิน ค่า k ควรเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์ต่อแรงกระทำจากห้องปฏิบัติการร่วมด้วย

วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method or FEM) เป็นวิธีการจำลองอุโมงค์และโครงสร้างข้างเคียงให้เสมือนจริง แล้วทำการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในการหาคำตอบ วิธีนี้สามารถวิเคราะห์อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมหลายชั้นได้ สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง อีกทั้งยังสามารถดูขอบเขตผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้ แต่มีข้อจำกัดอยู่ที่ FEM ต้องคำนึงในเรื่องแบบจำลองของดิน(Soil model) คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ป้อนเข้าสู่การคำนวณ และพฤติกรรมการสูญเสียมวลดิน อีกทั้งวิธีนี้มีการพิจารณา Soil aching effect (Vermeer, 2001) ซึ่งไม่ปลอดภัยในการออกแบบระยะยาว (Long term) จากงานวิจัยของศิริพงษ์และสุชัชวีร์ (2007) พบว่าผนังอุโมงค์รับแรงกระทำเป็น 2 กรณี ได้แก่ แรงกระทำระยะสั้น และแรงกระทำระยะยาว โดยแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ที่วัดได้จาก Pressure Cell มีขนาดน้อยกว่าแรงที่เกิดจากน้ำหนักดินโดยรอบเนื่องจากอิทธิพลของ Arching Effect จากการสูญเสียมวลดิน อย่างไรก็ตามแรงกระทำจะเพิ่มขึ้นตามเวลาดังแสดงในรูปที่ 7.31 ซึ่งในที่สุดแล้วอาจจะมีขนาดใกล้เคียงกับค่าน้ำหนักด้านบน ดังนั้นในการออกแบบผนังอุโมงค์จึงไม่ควรใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์เพราะอาจเกิดความไม่ปลอดภัยในระยะยาว



รูปที่ 7.31 แรงดันดินที่วัดได้จาก Pressure Cell No.TPC 2380 โครงการอุโมงค์ส่งน้ำ (MWA) และตำแหน่งการติดตั้ง

อย่างไรก็ตามในการออกแบบผนังอุโมงค์สามารถใช้วิธีของ JSCE method (1996) ควบคู่กับ FEM ทั้งสองวิธีสามารถใช้ร่วมกันในการตรวจสอบซึ่งกันและกันได้ วิธี FEM เป็นเครื่องมือที่ดีแต่ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของผู้ใช้งาน ซึ่งยังไม่ค่อยเป็นที่ยอมรับในการออกแบบ และควรตรวจสอบผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์อย่างระมัดระวัง

7.6 การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละทฤษฎีของการออกแบบ วิธีที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบคือ JSCE method (1996) เมื่อพิจารณาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดจาก JSCE method ในแต่ละรูปแบบของอุโมงค์ พบว่าค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ 91.652 kN-m/m แรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 1745.257 kN/m และแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 269.568 kN/m ทำการออกแบบหน้าตัดเหล็กเสริมโดยวิธีเสาสั้น

กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต $f'_c = 300$ ksc.

$$\beta = 0.85 - \frac{(300-280)}{70}$$

$$= 0.836$$

ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด M_T = 91.652 kN-m/m

= 91.652 × 1.50

= 137.478 kN-m/ring

ค่าโมเมนต์ดัดที่ใช้ในการออกแบบ M_u = 137.478 × 1.70

= 233.713 kN-m/ring

= 23372 kg-m /ring

แรงในแนวแกนที่ใช้ในการออกแบบ P_u = 1745.257 × 1.50 × 1.70

= 4450.405 kN/ring

= 445041 kg./ring

ค่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ V_u = 269.568 × 1.50 × 1.70

= 687.398 kN/ring

= 68740 kg./ring

ระยะเยื้องศูนย์ $e = \frac{M_u}{P_u}$

$= \frac{23372}{445041} \times 100$

= 5.25 cm.

ความเค้นระบุ $0.1 f'_c A_g$ = 0.1×300× (30×150)

= 135000 kg. < P_u

เมื่อเปรียบเทียบกับค่า P_u เลือกใช้ค่ามากที่สุดระหว่าง $\phi = 0.9 - \frac{0.2 \times (445041)}{135000} = 0.24$ กับ 0.7

ดังนั้นใช้ค่า $\phi = 0.7$

แรงในแนวแกนระบุเมื่อเกิดการเยื้องศูนย์ $P_n = \frac{445041}{0.7} = 635772.86$ kg.

ค่าโมเมนต์ดัดระบุ $M_n = \frac{23372}{0.7} = 33388.57$ kg.-m.

ค่าแรงเฉือนระบุ $V_n = \frac{68740}{0.7} = 98200$ kg.

$d' = 3 + 0.9 + \frac{1.60}{2} = 4.70$ cm.

ดังนั้น ความลึกประสิทธิผล (effective depth) d = h – d' = 30 -4.7 = 25.3 cm.

จากสมการสมดุล

$C_b = \frac{6120d}{6120 + f_y} = \frac{6120 \times (30 - 4.7)}{6120 + 4000} = 15.3$ cm.

$a_b = \beta_b + c_b$ = 0.836 × 15.3 = 12.79 cm.

กำหนดให้ $A_s = A'_s$ และ $f_s = f'_s = f_y$ ดังนั้น $P_{nb} = 0.85 f'_c a_b b$

ค่าแรงในแนวแกนระบุ $P_{nb} = 0.85 \times 300 \times 12.79 \times 150$

$= 489217$ kg.

ค่า P_n(445041 kg.) < P_{nb} (489217 kg.) ฉะนั้นเป็นหน้าตัดรับแรงดึง

$$A_s = \frac{\frac{P_n^{\,2}}{1.7 f_c' b} - P_n(\frac{h}{2} - e)}{f_y(d - d')}$$

$$= \frac{\frac{445041^2}{1.7 \times 300 \times 150} - 445041(\frac{30}{2} - 5.25)}{4000(25.3 - 4.7)} \quad = -21.24 \text{ cm}^2.$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด $A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d$

$$= \frac{3 \times \sqrt{300 \times 14.226}}{4000 \times 14.226} \times 150 \times 0.3937 \times 25.3 \times 0.3937$$

$= 2.026 \text{ in}^2.$

$= 13.07 \text{ cm}^2.$

Use 7 – DB 16 mm. ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) each face.

ตรวจสอบการรับแรงเฉือน

Factored axial force, P_u = 445041 kg.

Factored shear force, V_u = 68740 kg.

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต $V_c = 0.53\left(1 + 0.0071\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd$

$$V_c = 0.53\left(1 + 0.0071\frac{445041}{30 \times 150}\right)\sqrt{300} \times 150 \times 25.3$$

$= 59299.73$ kg. < V_u

ดังนั้นแรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริม $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

$$= \frac{68740}{0.65} - 59299.73 = 46454.12 \text{ kg.}$$

หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน $A_s = \frac{V_s \times s}{f_s d}$

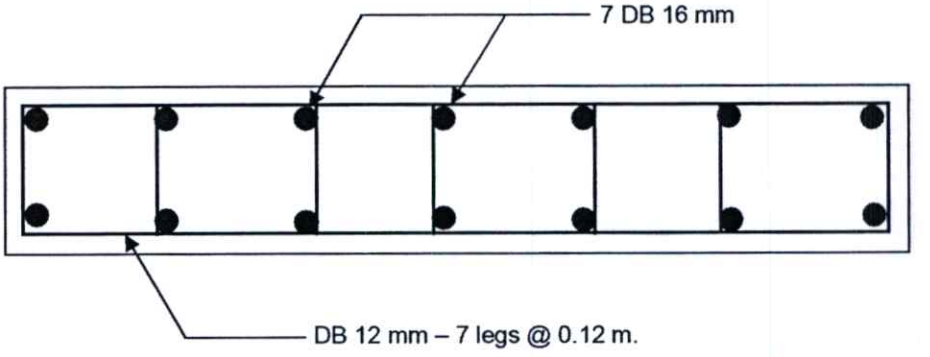
$$= \frac{46454.12 \times 12.65}{4000 \times 25.3} \quad = 5.81 \text{ cm}^2$$

ระยะเรียงของเหล็กปลอกคือค่าน้อยที่สุดจาก

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{7.917 \times 2400}{3.5 \times 150} = 36.19 \text{ cm.}$$

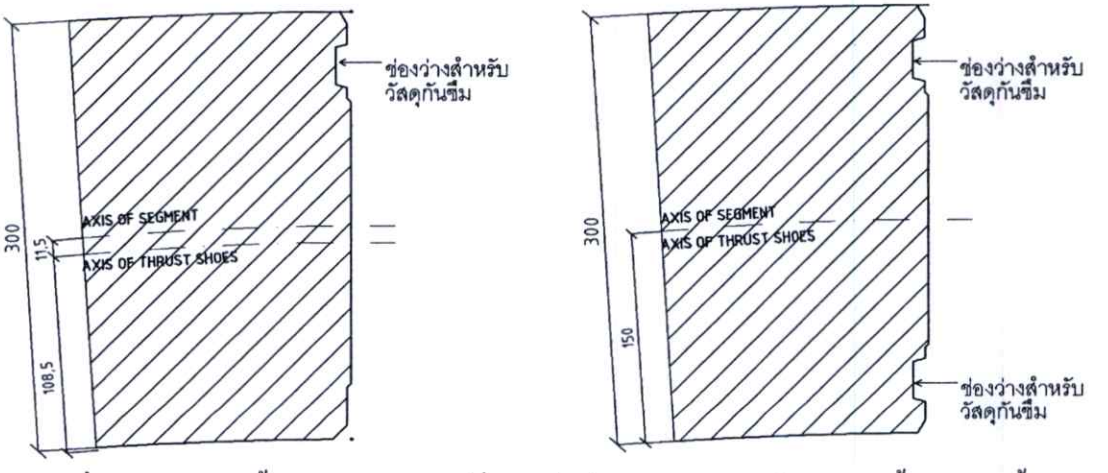
หรือ $S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{25.3}{2} = 12.65 \text{ cm.}$

ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB 12 mm. – 7 legs @ 0.12 m.



รูปที่ 7.32 หน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์

หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 7.32 สำหรับวัสดุกันซึม สำหรับโครงการนี้ควรแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือแบบที่มีวัสดุกันซึม 1 ชั้น สำหรับผนังอุโมงค์ทั่วไป และแบบที่มีวัสดุกันซึม 2 ชั้น สำหรับอุโมงค์ที่ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา ดังแสดงในรูปที่ 7.33



รูปที่ 7.33 ตัวอย่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เตรียมไว้สำหรับวัสดุกันซึมแบบ 1 ชั้น และ 2 ชั้น

บทที่ 8
การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

8.1 กล่าวนำ

การออกแบบผนังอุโมงค์ ส่วนสำคัญคือต้องออกแบบให้ปลอดภัยต่อการก่อสร้างจริง ดังนั้นจึงต้องคำนึงการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ โดยในบทนี้ได้กล่าวถึงพฤติกรรมของการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ สาเหตุของการเคลื่อนตัวของดิน วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดิน การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินทั้งอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ รวมทั้งผลกระทบจากการก่อสร้างในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน

8.2 การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง

ปัจจุบันงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวขุดเจาะได้มีการพัฒนาทั้งทางด้านเทคโนโลยีและเทคนิควิธีการก่อสร้างมากขึ้น มีความทันสมัย มีความปลอดภัยมากกว่าในอดีตและส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงน้อยลงจนสามารถขุดเจาะในบริเวณพื้นที่ชุมชนได้ แต่อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดินอยู่โดยตลอด ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมีสาเหตุมาจากหลายปัจจัยอาทิเช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขั้นตอนการก่อสร้าง (Construction phase) เป็นต้น

โดยปกติแล้วการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนจะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน 2 ประเภทคือ

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

การเคลื่อนตัวของดินประเภทแรกนี้มักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มีสาเหตุมาจาก “การสูญเสียมวลดิน (Ground loss)” โดยเกิดขึ้นจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินน้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว จะเกิดจากหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินจากปัญหาการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นที่ละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไป

แล้ว การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญมากในอดีตซึ่งวิธีการขุดเจาะยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน การสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใดและรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้ เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังตัวอย่างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้อุโมงค์แม่น้ำเทมส์ครั้งแรก โดย มาร์ค บรูเนล ดังแสดงในรูปที่ 8.1 เป็นผลทำให้อุโมงค์พังทลาย อย่างไรก็ตามปัญหารุนแรงดังกล่าวมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมากในปัจจุบัน ทั้งนี้เนื่องจากเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ได้พัฒนาระบบป้องกันการพังทลายของดิน โดยใช้แรงดันอากาศ แรงดันของเหลว หรือแรงดันดินภายในห้องกักดินด้านแรงดันดินด้านนอกหน้าหัวขุดเจาะ ขณะทำการขุดเจาะ โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield หรือ Tunnel Boring Machine, TBM) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้[Suwansawat S., 2002]

1) การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

2) การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

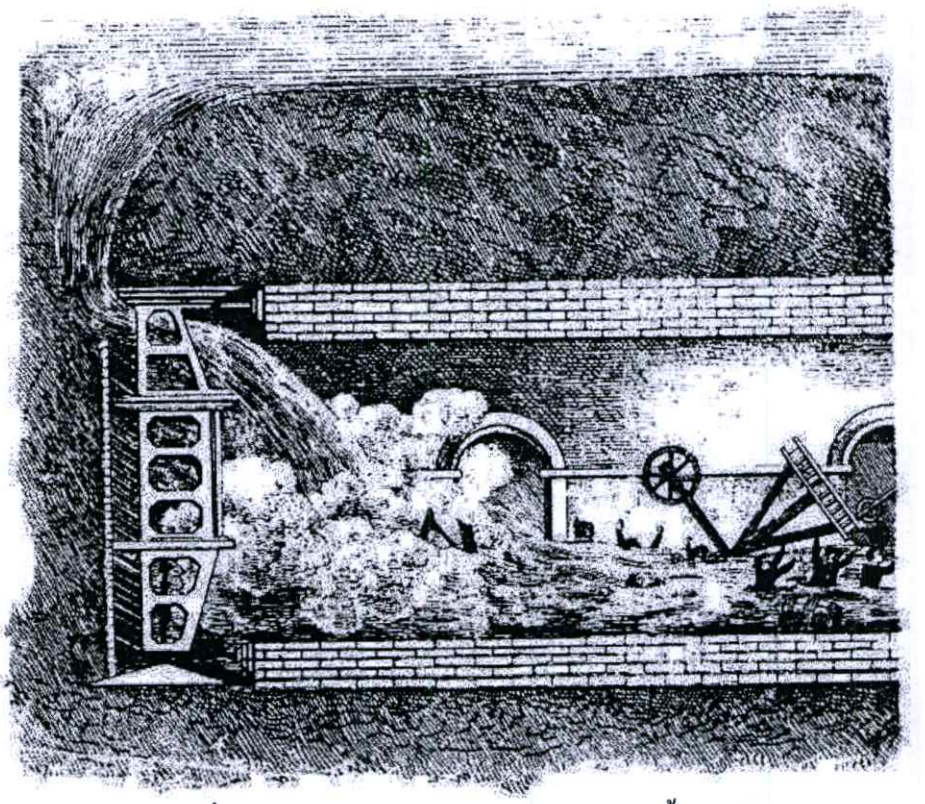
3) การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

4) การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

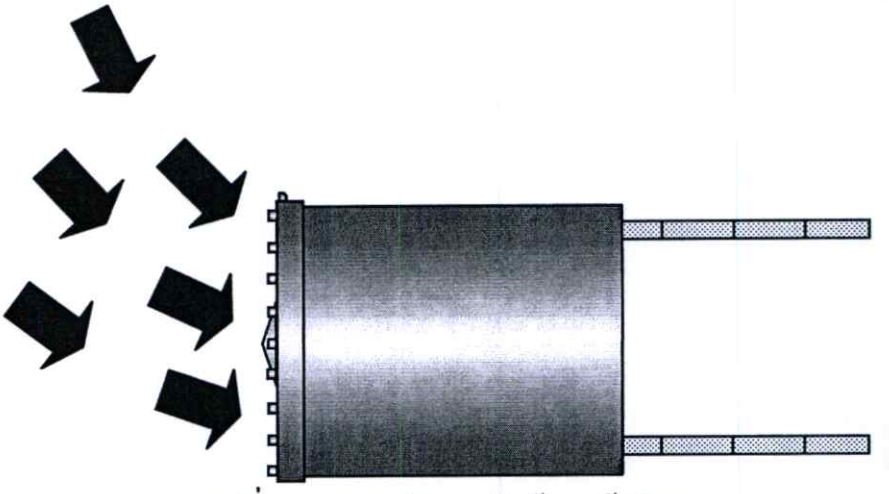
5) การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

8.2.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด (Open-faced shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันแรงดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้โดยง่าย อย่างไรก็ตามถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบหน้าปิด (Closed-faced shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วย แรงดันอากาศ (Air pressure) หรือแรงดันน้ำ (Hydro หรือ Slurry pressure) หรือแรงดันดินต้านแรงดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดังรูปที่ 8.2 หากแรงดันไม่เพียงพอหรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ อีกทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าที่ในกรณีที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า



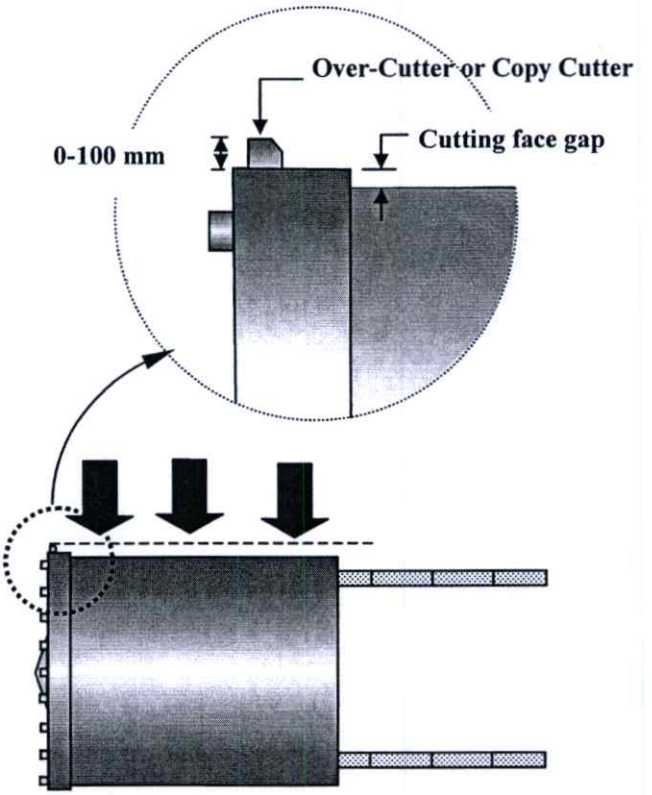
รูปที่ 8.1 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์



รูปที่ 8.2 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

8.2.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

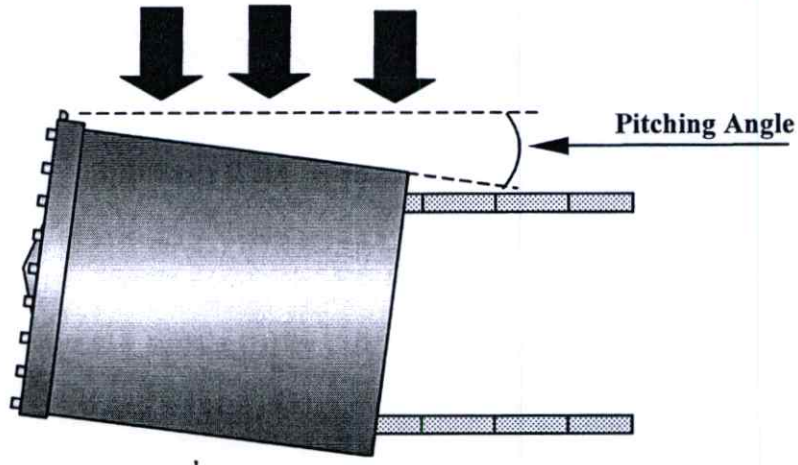
ในการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเลี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยใช้การยืดของใบตัด (Copy cutter) ซึ่งสามารถยืดได้ถึงประมาณ 100 มิลลิเมตร เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงหัวเจาะทำให้เกิดช่องว่างรอบหัวเจาะมากขึ้นทำให้ดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 8.3



รูปที่ 8.3 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

8.2.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

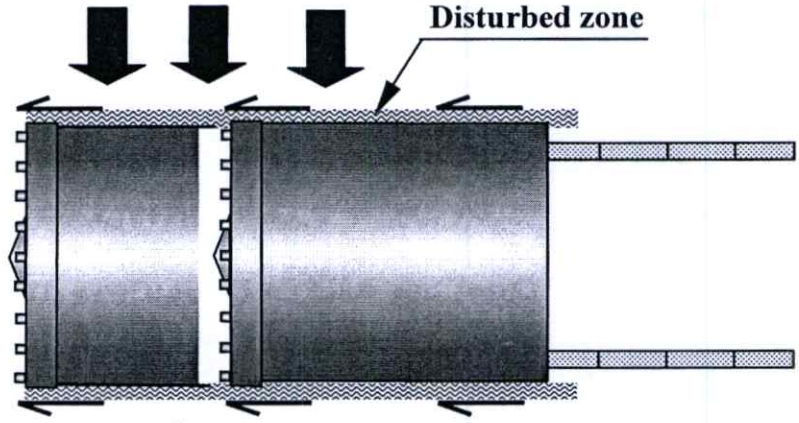
ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตามเป็นการยากที่จะควบคุมระดับของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับขนานคงที่ตลอด ทั้งนี้เนื่องจากจุดศูนย์ถ่วงของหัวเจาะอยู่เยื้องไปด้านหน้า เนื่องจากน้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะอยู่ทางด้านหน้าทำให้หัวเจาะมักจะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวตกอยู่เสมอระหว่างการทำงาน ดังนั้นผู้ควบคุมจึงมักปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ เพื่อรักษาอุโมงค์ให้อยู่ในแนวตำแหน่งที่ออกแบบไว้ให้มากที่สุด การก้มหรือเงยของหัวเจาะนี้ทำให้พื้นที่การเจาะเพิ่มมากขึ้นกว่าปกติ เป็นผลให้เกิดการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ด้วยเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 8.4



รูปที่ 8.4 การสูญเสียมวลดินจากการก้มเงยของหัวเจาะ

8.2.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

การขุดเจาะดินด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างของดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องจากการเคลื่อนที่ตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะดังแสดงในรูปที่ 8.5 ซึ่งเป็นผลให้เกิดการทำลายคุณสมบัติของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไหร่ก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

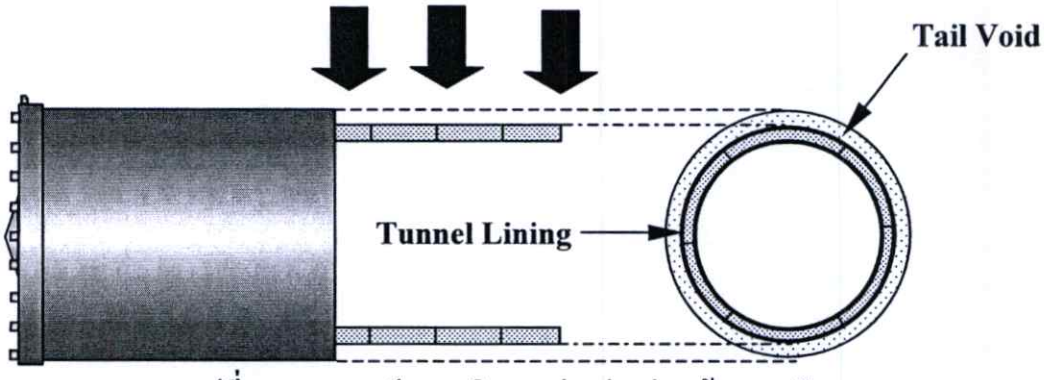


รูปที่ 8.5 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนดิน

8.2.5 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะ (Tail void closure)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวขุดเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนหางของหัวขุดเจาะเนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ ทั้งนี้เนื่องจากเพื่อมีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7-8 ซม. ดังแสดงในรูปที่ 8.6 ดังนั้นหากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไข

โดยการใช้การฉีดอัดน้ำปูน (Tail void grouting) แรงดันสูงเพื่อปิดช่องว่างดังกล่าว หรือ การใช้ผนังอุโมงค์แบบขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดของช่องว่างส่วนของหัวเจาะยังคงเกิดขึ้น

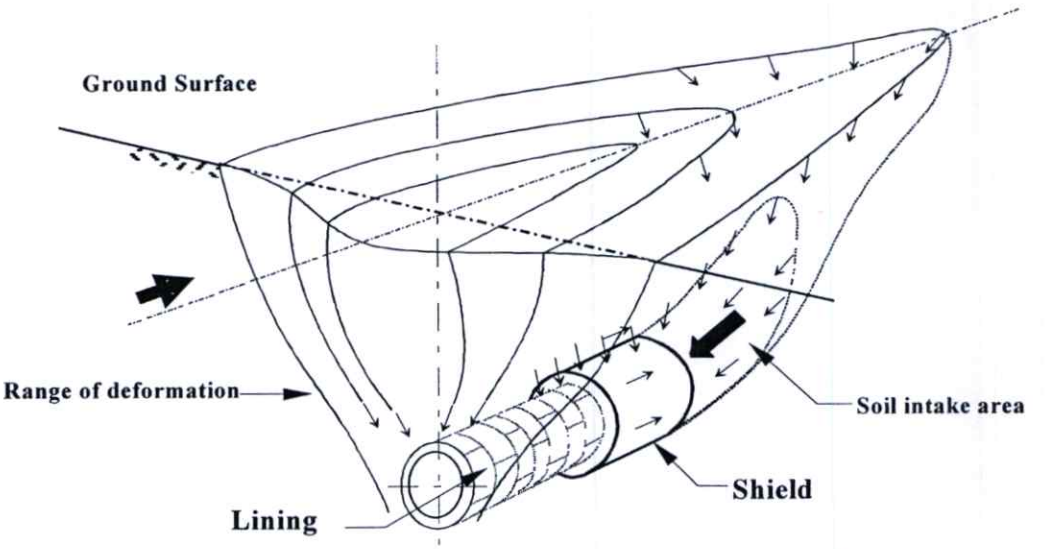


รูปที่ 8.6 การสูญเสียมวลดินจากช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ

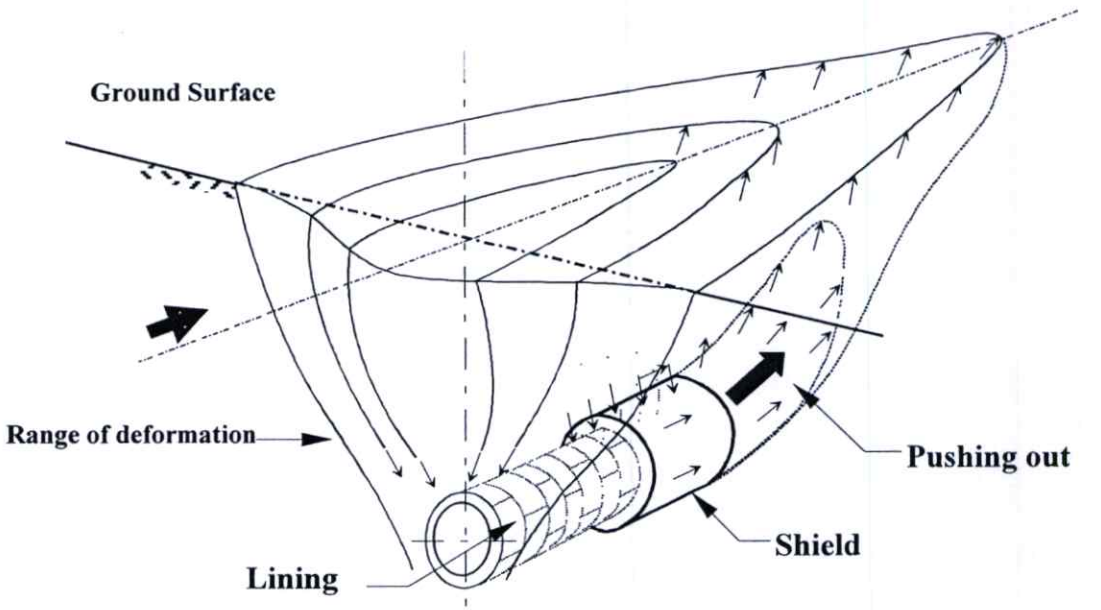
ขนาดการสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน วิธีการก่อสร้างอุโมงค์และวิธีการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งการควบคุมนี้จะเกี่ยวข้องกับกับแรงดันหน้าหัวเจาะ การบังคับทิศทาง ความเร็ว การถีบตัว และประสิทธิภาพการทำงาน ดังนั้นการสูญเสียมวลดินจะมากหากปล่อยให้ด้านหน้าหัวเจาะขาดการป้องกัน หรือปล่อยช่องว่างส่วนหางไว้โดยไม่มีการฉีดอัดน้ำปูน หรือการรบกวนดินอย่างรุนแรงอันเนื่องมาจากการบังคับเคลื่อนที่ไม่ระมัดระวัง หรือการล่าช้าระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ของคนงาน เป็นต้น

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal settlement) และแนวขวาง (Transverse settlement) ของแนวอุโมงค์ซึ่งจะมีลักษณะเป็นหลุมหรือที่เรียกว่า Sink hole ดังแสดงในรูปที่ 8.7 อันเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์ โดยสามารถสร้างความเสียหายต่อผิวถนนและโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดิน อย่างไรก็ตามควรตั้งข้อสังเกตว่า การเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตรงกันข้ามหรือการผลักดินออกจากตัวอุโมงค์ก็เกิดได้เช่นกัน หากแรงต้านทานดินภายในหัวเจาะมีสูงมากกว่าแรงดันดินด้านนอกดังแสดงในรูปที่ 8.8 ในกรณีนี้ก็สามารถสร้างความเสียหายได้ด้วยเช่นกันโดยทำให้เกิดการบวมตัวที่ผิวดินและอาจสร้างปัญหาต่อฐานรากเสาเข็มที่อยู่ในแนวก่อสร้าง การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมากโดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตามปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นเพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องศึกษาหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่านอกจากปัจจัยทางด้านสภาพดินที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและ

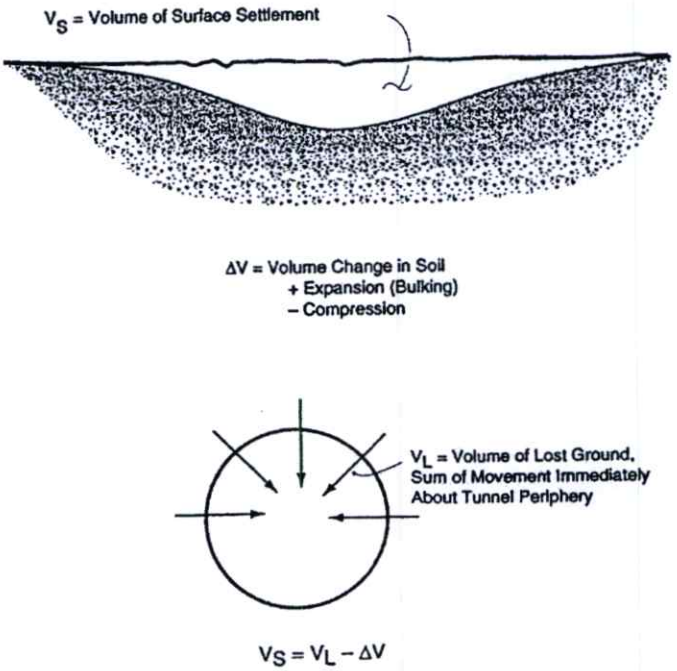
พฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้นการศึกษาและวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพ และเพื่อให้เข้าใจถึงความหมายของการสูญเสียมวลดินเพิ่มขึ้น จึงได้กล่าวเพิ่มเติมในส่วนของการสูญเสียมวลดินโดยในอดีตยังไม่มีข้อมูลในเรื่องการเคลื่อนตัวของดินมากนัก หลังจากปี 1970 นั้นก็มีการวิจัยและพัฒนามากขึ้นเช่น การสร้างรถไฟใต้ดินที่ Baltimore Washington D.C.ดังแสดงในรูปที่ 8.9



รูปที่ 8.7 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่เข้าสู่ตัวอุโมงค์



รูปที่ 8.8 การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่ถูกผลักออกจากตัวอุโมงค์



รูปที่ 8.9 นิยามที่เกี่ยวกับการทรุดตัวและการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ของอุโมงค์ (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

โดย ΔV (Volume Change) = การเปลี่ยนแปลงปริมาณของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

V_S (Volume of Surface Settlement) = ปริมาณของการทรุดตัวที่ผิวดิน

V_L (Volume of Lost Ground) = ปริมาณของการสูญเสียมวลดินทั้งหมดรอบอุโมงค์

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงสามารถประมาณค่าปริมาณการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นได้จากการเปลี่ยนแปลงปริมาณของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์และปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินโดยปกติสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินจากการคำนวณอย่างง่ายดังนี้

$$\text{Ground Loss (\%)} = \frac{\text{(ปริมาณมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร)}}{\text{(ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร)}} \times 100\% \qquad (8.1)$$

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

โดย D_0 = เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์

นอกจากนี้ยังมีวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดินโดยได้สรุปสาเหตุของการทรุดตัวไว้เป็น 3 กรณีดังนี้

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

2) Shield Losses คือการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหัวเจาะ โดยหัวเจาะเกิดการ plowing pitching หรือ yawing เป็นต้น

3) Tail Losses คือการเคลื่อนตัวของดินบริเวณส่วนหางหรือส่วนท้ายหัวเจาะในส่วนของระบบค้ำยันส่วนท้าย โดยเกิดจากการขยายตัวของระบบค้ำยันส่วนท้ายหรือการฉีดอัดน้ำปูน (grouting)

โดยมีวิธีการที่ใช้ในการประมาณค่าการสูญเสียมวลดินแบ่งเป็น 2 วิธีได้แก่ 1) การเก็บข้อมูลบริเวณพื้นที่ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์และประมาณค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ เช่นที่ Washington D.C. จะมีค่าการสูญเสียมวลดินประมาณ 1% ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นมีค่าประมาณ 1-1.5% ถึง 3% 2) การคำนวณโดยวิศวกรโดยใช้ค่าทางกลศาสตร์ของดินดังแสดงในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดิน (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

Case	V_L (%)
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0.5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1.5
Fair practice in fast raveling ground • More shield and tail loss	2.5
Poor practice in cohesive running ground • Get more shield loss • Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial support	4.0 or more

ซึ่งทั้ง 2 วิธีดังกล่าวสมมติให้เครื่องจักรต่างๆในการก่อสร้างอุโมงค์ไม่มีข้อผิดพลาด ซึ่งในความเป็นจริงนั้นเป็นไปไม่ได้ ดังนั้นในการคำนวณจึงทำการปรับแก้เพื่อเพิ่มความถูกต้องให้มากขึ้นโดยอาจทำการเพิ่มปริมาณการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1% ซึ่งขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่นหาก

หัวเจาะเกิดการ yawing หรือ transversing ก็อาจทำการเพิ่มค่าการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1-2% เป็นต้น

8.3 วิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

ตั้งแต่ในอดีตจนถึงปัจจุบันมีผู้ทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์อย่างแพร่หลายและมีการพัฒนาวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินอย่างต่อเนื่อง โดยสามารถทำการแบ่งวิธีการทำนายการเคลื่อนตัวของดินทั้งหมดออกเป็น 4 วิธีการด้วยกัน ได้แก่

8.3.1 วิธี Empirical solution

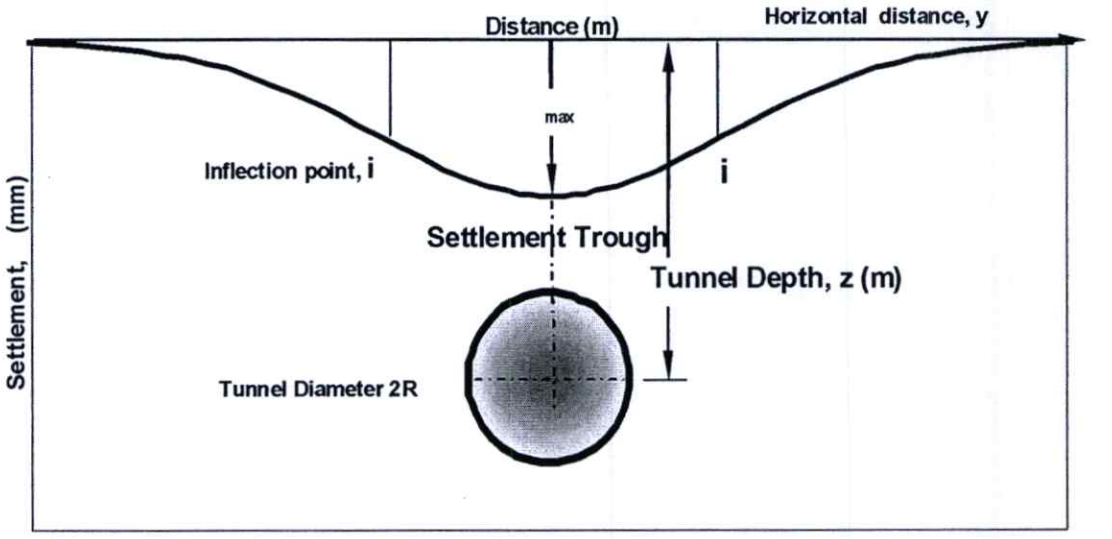
โดยมีพื้นฐานมาจากการสังเกตและสถิติที่ผ่านมา เช่น วิธีของ Peck (1969) ที่นำเสนอการใช้สมการ Gaussian หรือกราฟความน่าจะเป็นปกติ ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดิน ที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ นอกจากนี้แล้วยังมีการนำเสนอโดย O'Reilly and New (1982) และ Atterwell and Woodman (1982) เป็นต้น

8.3.1.1 Peck (1969)

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลจากการขุดเจาะอุโมงค์ ในปี 1969 Peck ได้สังเกตการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยวที่ถูกแสดงด้วย error function หรือ กราฟความน่าจะเป็นแบบปกติ (Gaussian curve) ซึ่งช่วยให้ประมาณแนวการทรุดตัวได้ใกล้เคียงและแม่นยำรวมทั้งสามารถนำมาประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ ลักษณะของสมการความน่าจะเป็นปกติ และความสัมพันธ์ระหว่างสมการความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 8.10 โดยรัศมีของอุโมงค์คือ R และความลึกตั้งแต่ผิวดินจนถึงระดับของอุโมงค์คือ z จุดต่ำสุดของกราฟความน่าจะเป็นคือค่าการทรุดตัวสูงสุด (maximum settlement) โดยสามารถหาค่าการทรุดตัวที่ระยะต่างได้ดังสมการ

$$\delta = \delta_{\max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \tag{8.2}$$

โดยค่า $\delta_{\max}$ สามารถหาได้จากค่าการสูญเสียมวลดินดังที่จะกล่าวต่อไป และจุดดัดกลับของเส้นกราฟ (infection point) ถูกกำหนดไว้ที่ค่าระยะ i จากแนวกึ่งกลางของอุโมงค์ โดยค่า i คือคุณสมบัติของเส้นกราฟความน่าจะเป็นปกติหรืออาจเรียกว่าค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน มีค่าเท่ากับ $0.61\,\delta_{\max}$



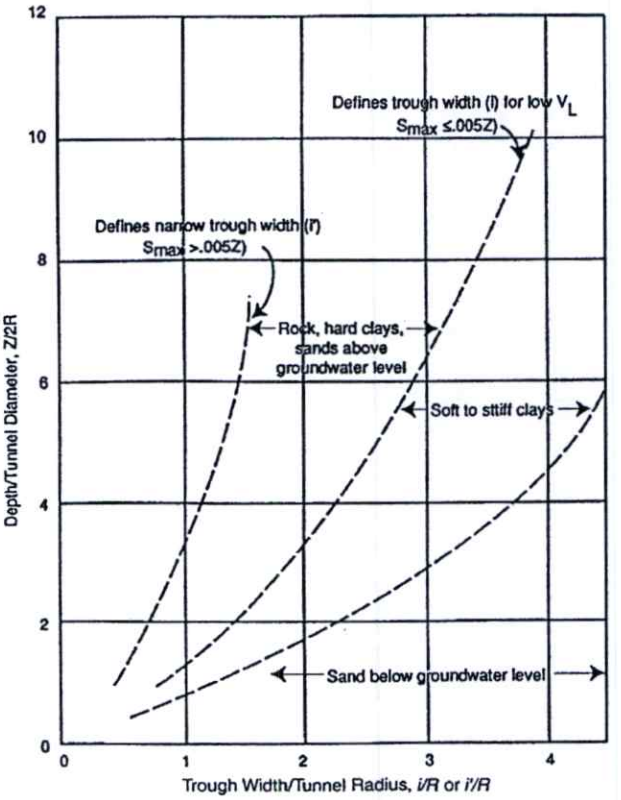
รูปที่ 8.10 ความสัมพันธ์ของเส้นกราฟความน่าจะเป็นต่อขนาดและความลึกของอุโมงค์

โดยได้มีการคำนวณค่า i สำหรับอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างๆจากข้อมูลการทรุดตัวที่มีความน่าเชื่อถือดังแสดงในรูปที่ 8.11 ซึ่ง plot ค่าระหว่าง i/R กับ z/2R โดยสามารถเห็นแนวโน้มของขนาดการทรุดตัวเมื่อเทียบกับชนิดของดิน และยังสังเกตได้อีกว่าเมื่ออุโมงค์อยู่ในระดับที่ลึกมากขึ้นความกว้างของแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน (สัมพันธ์กับค่า i) จะยิ่งมีค่าเพิ่มมากขึ้น ปริมาตรของการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์สามารถทำการคำนวณได้ดังสมการที่ 8.3

$$V_s = 2.5i\,\delta_{\max} \tag{8.3}$$

จากการศึกษาข้อมูลในภาคสนามที่เสนอโดย Cording and Hansmire (1975) ปริมาตรของแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน สามารถนำมาสร้างความสัมพันธ์กับการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ได้ โดยพบว่าอุโมงค์ส่วนใหญ่มีปริมาณการทรุดตัวเทียบเท่ากับปริมาตรของดินที่เสียไปจากการสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) จะแสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ต่อขนาดของอุโมงค์ ยกตัวอย่างเช่น ในกรณีอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ D และสามารถหาค่าการทรุดตัวสูงสุดได้จากค่าการสูญเสียมวลดินดังสมการที่ 8.4

$$V_s = \frac{G.L\%}{100}\left(\pi\frac{D^2}{4}\right) \tag{8.4}$$



รูปที่ 8.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของอุโมงค์กับค่า Trough width parameter (i) ในดินชนิดต่างๆ (Peck, 1969) (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

8.3.1.2 Atkinson and Potts (1977)

วิธีนี้มีพื้นฐานมาจากการทดสอบด้วยแบบจำลองและจากการสังเกตข้อมูลในสนาม โดยสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่ผิวดินกับการทรุดตัวที่บริเวณยอดอุโมงค์ในอุโมงค์ระดับตื้น ดังแสดงในรูปที่ 8.12

$$\frac{S_S}{S_C} = 1.0 - \alpha \frac{C}{D} \tag{8.5}$$

โดยที่ Ss = การทรุดตัวที่ผิวดิน

Sc = การทรุดตัวที่บริเวณยอดอุโมงค์

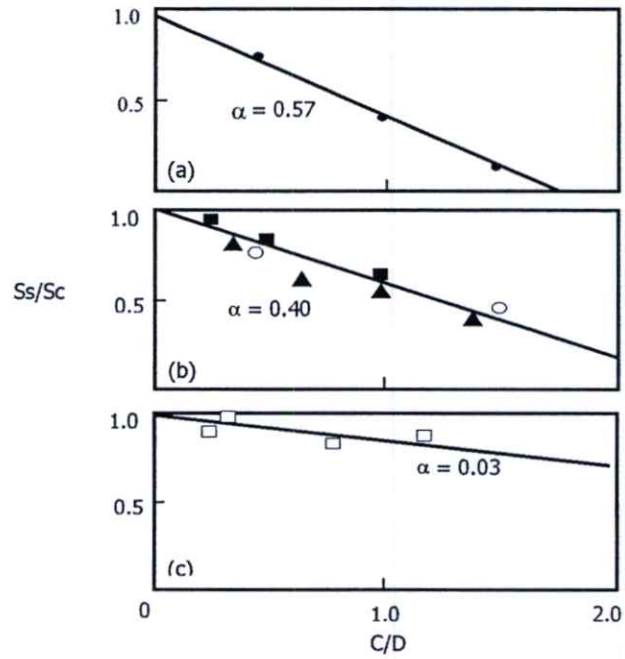
C = ความลึกจากผิวดินถึงอุโมงค์

D = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

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

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

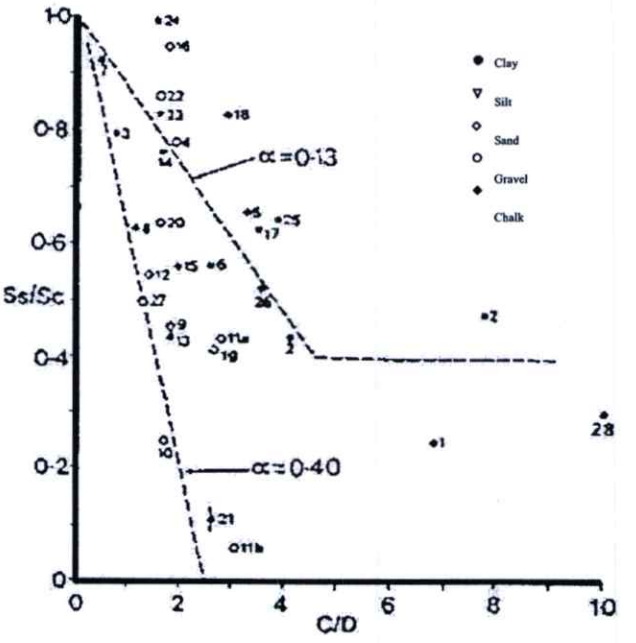
= 0.13 สำหรับ overconsolidate kaoli; no or very small volume change



รูปที่ 8.12 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึก (Atkinson and Potts, 1977)

8.3.1.3 Ward and Pender (1981)

วิธีนี้ได้มีการเก็บข้อมูลในสนามจากทั้งหมด 28 กรณีศึกษาและนำมาเขียนรูปกราฟในลักษณะเดียวกับวิธีของ Atkinson and Potts (1977) ได้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 8.13 โดยได้ทำการเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบด้วยแบบจำลองของ Atkinson and Potts (1977) ไว้ด้วย ซึ่งพบว่าอัตราส่วนความลึกจากข้อมูลที่นำมาศึกษามีค่ามากกว่าวิธีการทดสอบด้วยแบบจำลองที่มีค่าจำกัดที่ 2 และสำหรับ Overconsolidated London clay แนะนำให้ใช้ค่า S_s/S_c ไม่ควรต่ำกว่า 0.4 สำหรับค่า *C/D* มากกว่า 5



รูปที่ 8.13 กราฟความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวต่ออัตราส่วนความลึกจากในสนามและจากแบบจำลอง (Ward and Pender, 1981)

8.3.1.4 O'Relly and New (1982)

O'Relly and New ได้เสนอว่าการเคลื่อนตัวของดินบริเวณเหนืออุโมงค์สามารถประมาณค่าได้ด้วยวิธี empirical เช่นเดียวกับ Peck (1969) ซึ่งมีพื้นฐานมาจากข้อมูลที่เก็บรวบรวมในสนาม โดยแต่เดิมนั้นการประมาณค่าด้วยวิธีของ O'Relly and New มีรากฐานมาจากวิธีของ Litwinniszyn (1956) ซึ่ง Peck (1969) ได้ยืนยันมาก่อนหน้านี้แล้วว่า วิธีการนี้พอเพียงต่อการประมาณรูปร่างของแนวการทรุดตัวจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน O'Relly and New ได้ตั้งสมมติฐานว่า การเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นในชั้นดิน มีการเคลื่อนที่ไปตามแนวรัศมีเข้าสู่ศูนย์กลางของอุโมงค์และเป็นสภาวะของระนาบการเสียรูปแบบคงตัว สมมติฐานดังกล่าวได้ถูกสนับสนุนด้วยข้อมูลจากในสนามและจากการทดสอบด้วยเครื่องหมุนเหวี่ยง (Centrifuge tests) ที่จำลองสภาพอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนดังรูปที่ 8.14 จากการทดสอบและเปรียบเทียบดังกล่าวสามารถอธิบายได้ว่าการเคลื่อนตัวมีทิศทางเข้าสู่จุด sink ที่ตั้งอยู่บนจุดใดจุดหนึ่งบริเวณต่ำกว่าจุดศูนย์กลางอุโมงค์หรืออาจจะอยู่ที่บริเวณท้องอุโมงค์ จากสมมติฐานดังกล่าวและลักษณะการเคลื่อนตัวตามแนวรัศมีสามารถบอกได้ว่า ขอบเขตของการเสียรูปนั้นลดลงเป็นเส้นตรง (Linearly) ตามความลึกที่ลดลงของอุโมงค์ จึงสรุปได้ว่าขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึกจากผิวดิน ดังสมการที่ 8.6

$$i = Kz \tag{8.6}$$

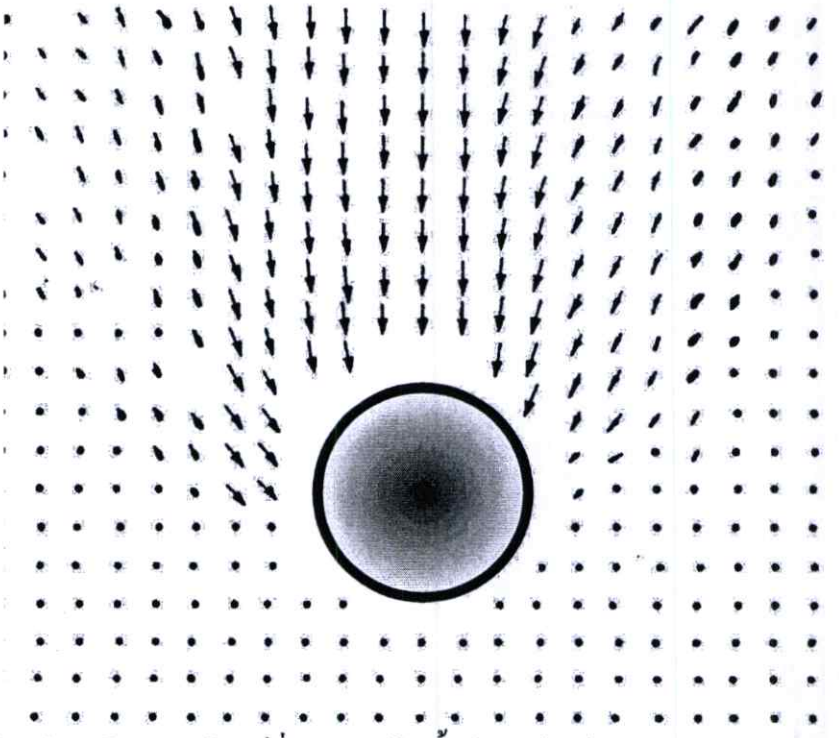
โดยที่ i = ระยะจากจุดศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดดัดกลับของแนวการทรุดตัว (inflection point)

K = ค่าคงที่ มีค่าเท่ากับ 0.5 สำหรับ cohesive soil และ 0.25 สำหรับ granular soil

ต่อเวลาต่อมาได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลในสนามเพิ่มมากขึ้นและได้ทำการหาค่าคงที่ (K) สำหรับประมาณค่าการทรุดตัวในชั้นดินต่างๆและที่วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบต่างๆไว้ดังแสดงในตารางที่ 8.2

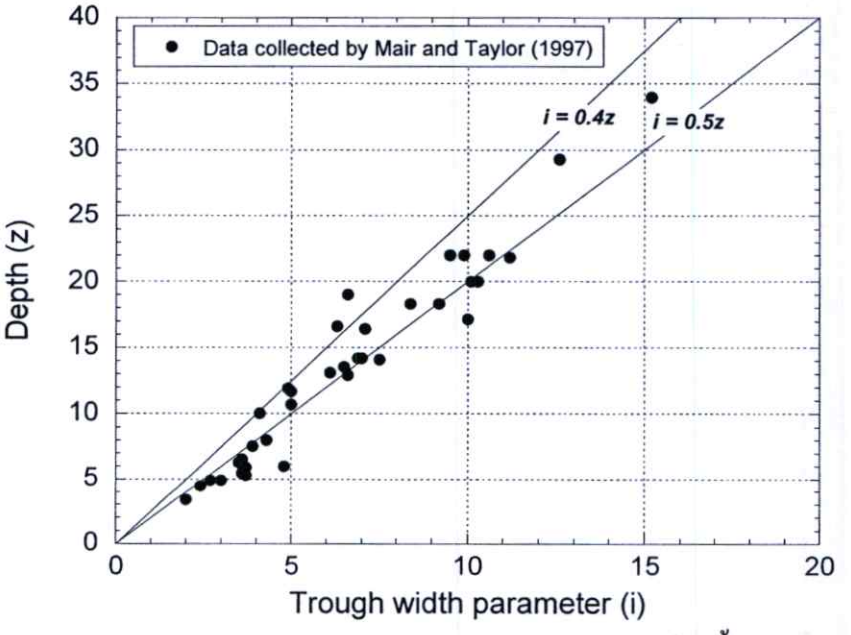
ตารางที่ 8.2 ข้อมูลแสดงค่าคงที่สำหรับหาการทรุดตัวที่ชั้นดินต่างๆ (O'Reilly and New, 1982)

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



รูปที่ 8.14 การเสียรูปของดินรอบอุโมงค์ที่จำลองอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Kimura and Mair, 1981)

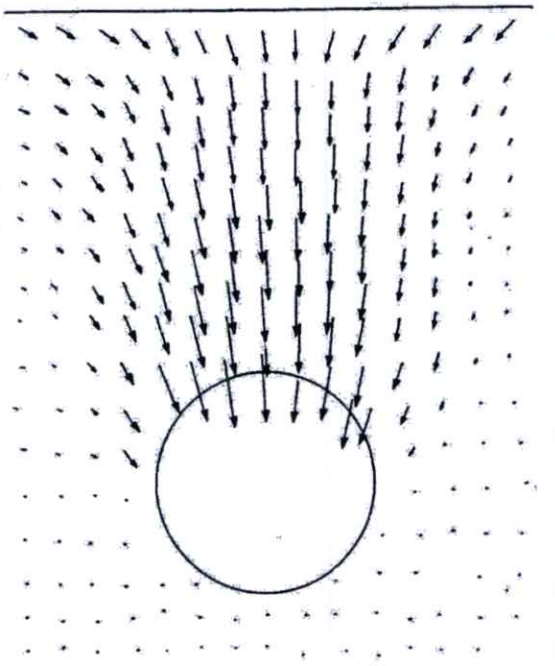
การกำหนดค่า i = 0.4z ถึง 0.5z สำหรับอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวสอดคล้องกับฐานข้อมูลของอุโมงค์ที่เสนอโดย Mair and Taylor (1997) โดยค่า inflection point (i) มีค่าแปรเปลี่ยนตามความลึกดังแสดงในรูปที่ 8.15



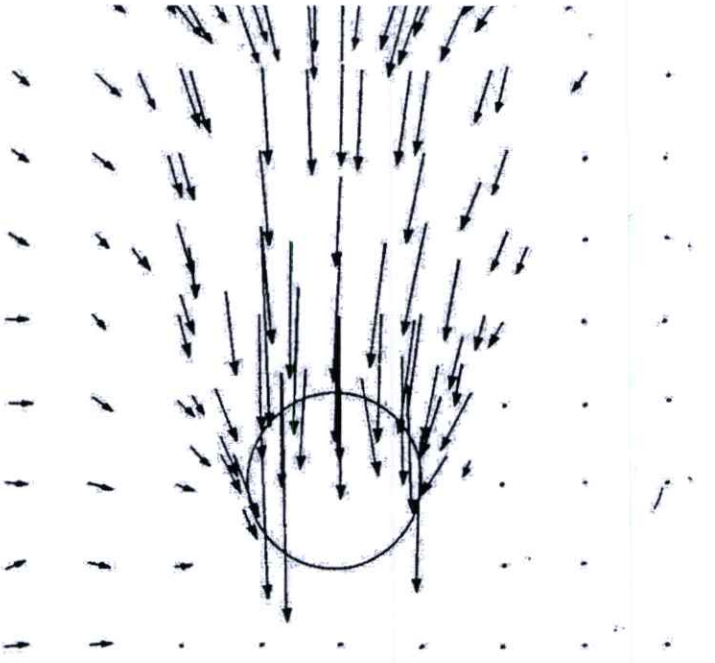
รูปที่ 8.15 กราฟแสดงขอบเขตของค่า Inflection point (i) ของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว

นอกจากนี้ผลสรุปจากการศึกษาการทรุดตัวดังกล่าวยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Fujita (1981) ซึ่งได้ศึกษาข้อมูลจากหลายกรณีในประเทศญี่ปุ่น โดยมีอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยเทคนิคต่างๆ เช่น hand mined shield, blind shield, slurry shield และ EPB shield ทั้งนี้ Fujita ได้สนับสนุนผลการศึกษาของ O'Relly and New ที่กล่าวไว้ว่า ความกว้างของแนวการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวนั้นไม่ได้มีผลมาจากวิธีการก่อสร้าง อย่างไรก็ตามการหาค่าการทรุดตัวสำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil) ดังวิธีที่กล่าวมานั้น ยังมีความแตกต่างกันเมื่อนำมาใช้กับดินประเภทที่ไม่มีความเชื่อมแน่น โดยการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ของดินประเภทนี้มีลักษณะที่ไม่สอดคล้องกับผลการทดลอง (Cording et. al., 1976) นอกจากนั้นสมมติฐานของการเสียรูปของดินที่มีปริมาตรคงที่ไม่สามารถเป็นได้ เนื่องจากดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (พวกมวลหยาบหรือทราย) มีการขยายตัวหรือหดตัวขณะที่เกิดการเสียรูป Potts and Cording (1976) ยังได้แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นมีแนวการทรุดตัวที่แคบเมื่อดินมีการทรุดตัวและไหลดิ่งลงสู่ตัวอุโมงค์เนื่องจากช่องว่างรอบอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้างดังรูปที่ 8.16 และรูปที่ 8.17

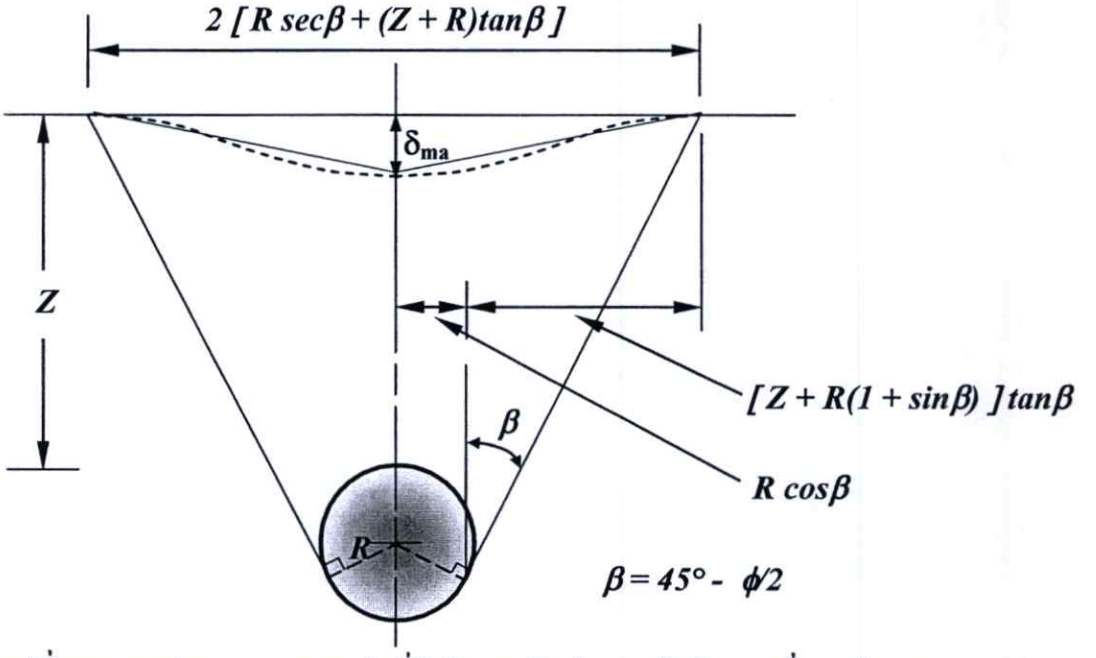
O'Relly and New (1982) ได้กล่าวไว้ว่าการเคลื่อนตัวของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นมีลักษณะของแนวการทรุดตัวที่ลึกและแคบรวมทั้งเกิด strain ตามแนวราบผิวดินที่สูง เมื่อรวมกับ strain ตามแนวดิ่งจะมีค่ามากกว่า 0.5% ดังนั้นสมการ Gaussian จึงไม่สามารถใช้ประมาณค่าการทรุดตัวได้อย่างถูกต้องเสมอไปในดินประเภทนี้ สมมติฐานเหล่านี้ยังสอดคล้องกับการศึกษาของ Cording and Hansmire (1975) and Attewell (1978) โดยจากการนำสมการความน่าจะเป็นปกติไปใช้กับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นในหลายกรณีพบว่าไม่เหมาะสมและสอดคล้องกัน ดังนั้นจึงได้เสนอวิธีการหาการทรุดตัวอีกรูปแบบหนึ่งที่มีลักษณะคล้ายรูปลิ่ม โดยให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จำกัดจากการควบคุมค่าแรงเฉือนที่ผิวดินที่มีค่าเพิ่มขึ้นตามแนวเส้นรอบรูปของอุโมงค์ที่ทำมุม β กับแนวราบ โดย $\beta = 45 - \phi/2$ และ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นดังรูปที่ 8.18



รูปที่ 8.16 การเสียรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (Potts, 1976)



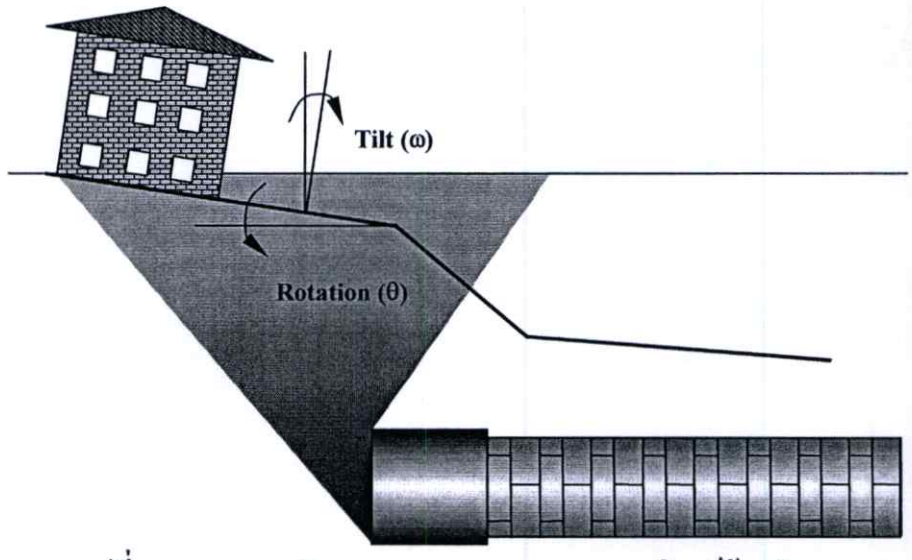
รูปที่ 8.17 การเสียรูปของดินทรายรอบอุโมงค์ (after Cording et al., 1976)



รูปที่ 8.18 การประมาณการทรุดตัวที่ผิวดินของดินประเภทไม่มีความเชื่อมแน่น (Cording and Hansmire, 1975)

8.3.1.5 Attewell and Woodman (1982)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์ไม่เพียงก่อให้เกิดการทรุดตัวในแนวขวางแต่ยังเกิดการทรุดตัวตามแนวยาวด้วยเช่นกัน ซึ่งส่งผลกระทบต่อโครงสร้างที่ผิวดินดังแสดงในรูปที่ 8.19 โดยยังมีการศึกษาที่น้อยมากในเรื่องการทรุดตัวตามแนวยาว ดังนั้นAttewell and Woodman (1982) เสนอวิธี empirical สำหรับหาการทรุดตัวในแนวยาวที่ผิวดินจากการสมการความน่าจะเป็นปกติที่มีอยู่เดิม โดยได้พัฒนาจากทฤษฎีของ Litwinniszyn (1956) อย่างไรก็ตามสมการที่ได้นั้นยังมีข้อจำกัดสำหรับอุโมงค์บางประเภท การพิจารณาการทรุดตัวในแนวยาวจำเป็นจะต้องพิจารณาการสูญเสียมวลดินที่ความลึก z_0 บนแนว y = 0 จาก x_i ไปจนถึง x_f โดยจุด i คือจุดเริ่มต้นที่จะวิเคราะห์และ f เป็นจุดสิ้นสุดของการวิเคราะห์ดังรูปที่ 8.20



รูปที่ 8.19 การทรุดตัวตามแนวยาวจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

จากเงื่อนไขดังแสดงในรูปที่ 8.20 สามารถวิเคราะห์หาสมการของการทรุดตัวตามแนวยาวได้จากการสูญเสียมวลดินดังสมการที่ 8.7

$$\delta = \frac{V}{\sqrt{2\pi \cdot i^2}} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right]\left\{G\left(\frac{x-x_i}{i}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i}\right)\right\} \qquad (8.7)$$

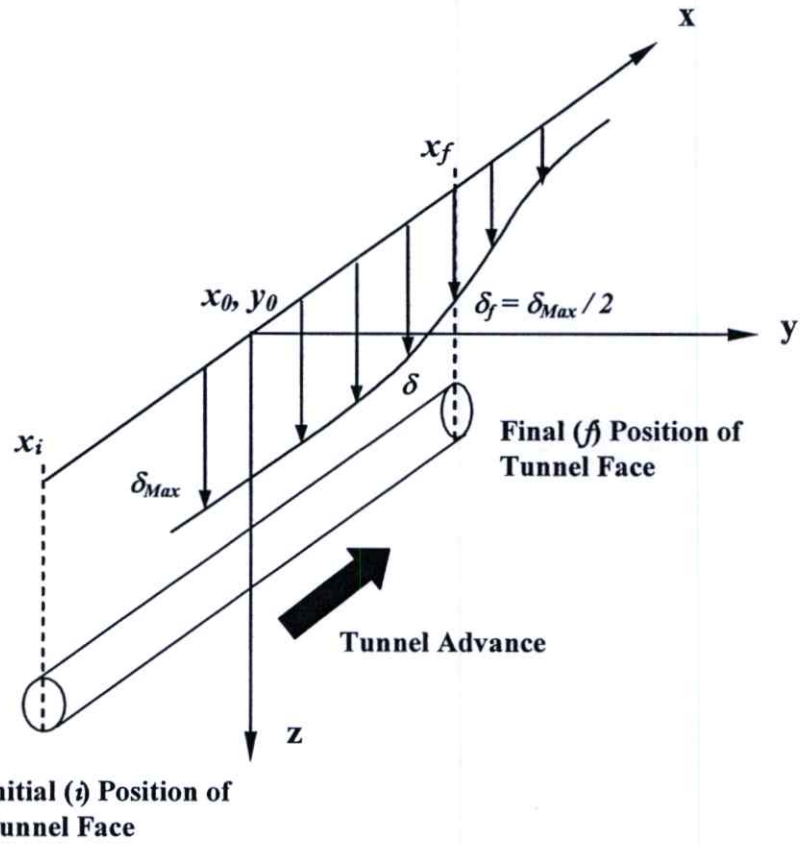
โดยที่

$G()$ = เงื่อนไขของความน่าจะเป็นที่เสนอโดย Attewell and Woodman (1982)
โดยที่ G(0) = 0.5 และ G(∞) = 1

V = ปริมาตรของการสูญเสียมวลดิน (%)
G.L.% x ปริมาตรของอุโมงค์

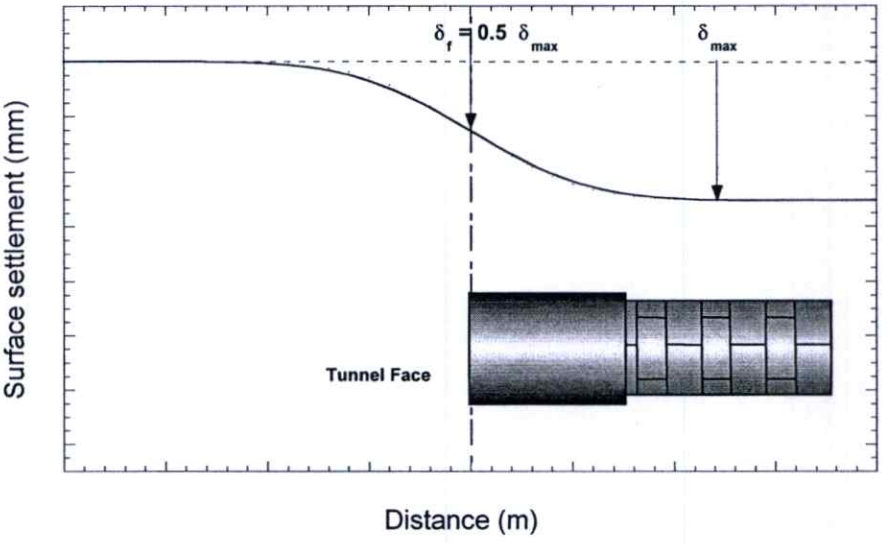
i = ระยะจากแนวแกนกลางอุโมงค์ถึงจุดดัดกลับ (inflection point) โดยสามารถใช้ค่าจากการศึกษาของ Peck (1969) ดังรูปที่ 8.11 หรือ O'Relly and New (1982) ดังรูปที่ 8.15

z = ความลึกจากผิวดินถึงกึ่งกลางของอุโมงค์



รูปที่ 8.20 ลักษณะพิกัดของการวิเคราะห์การทรุดตัวตามแนวยาว (Attewell and Woodman, 1982)

Attewell and Woodman ได้สมมติให้ 50 เปอร์เซ็นต์ของการทรุดตัวสูงสุด ($0.5\,\delta_{max}$) เกิดขึ้นที่ระนาบด้านหน้าของหัวเจาะพอดี ดังแสดงในรูปที่ 8.21 อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวสามารถใช้ได้สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว โดยได้ทำการเปรียบเทียบกับข้อมูลการทรุดตัวของโครงการ Jubilee Line ที่ทำการก่อสร้างในลอนดอน นอกจากนี้ยังได้กล่าวว่ายังมีความต้องการด้านข้อมูลในระนาบสามมิติ (ทั้งในแนวขวางและแนวยาว) เป็นอย่างมาก จากการวัดการทรุดตัวในสนามเพื่อที่จะนำข้อมูลไปปรับปรุงและต่อยอดการศึกษานี้ต่อไป



รูปที่ 8.21 รูปร่างการทรุดตัวตามแนวยาวเสนอโดย Attewell and Woodman (1982)

8.3.1.6 Mair et al. (1993)

Mair และคณะ (1993) พบว่าสามารถประมาณค่าแนวการทรุดตัวในระดับลึกได้ด้วยการใช้สมการความน่าจะเป็นปกติได้เช่นเดียวกันโดยการปรับค่า i ดังสมการต่อไปนี้

$$i/z_0 = 0.175 + 0.325\left(1 - z/z_0\right) \tag{8.8}$$

$$S_{(z)} = S_{z,\max} \exp\left(-\frac{i^2}{2K^2\left(Z_0 - Z\right)^2}\right) \tag{8.9}$$

$$S_{z,\max} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325\left(1 - z/z_0\right)}\left(\frac{R^2}{z_0}\right) \tag{8.10}$$

$$K = \frac{0.175 + 0.325\left(1 - z/z_0\right)}{\left(1 - z/z_0\right)} \tag{8.11}$$

โดยที่

S_z = ค่าการทรุดตัวในระดับลึก

$S_{z,max}$ = ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ความลึก Z

x = ระยะในแนวราบจากแนวแกนกลางอุโมงค์

Z_0 = ความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน

V_L = ปริมาณการสูญเสียมวลดิน

R = รัศมีของอุโมงค์

8.3.1.7 Wang and Chang (1995)

Wang and Chang (1995) สามารถหาสมการทำนายการทรุดตัวในระดับลึกโดยวิธี Empirical ได้เช่นกัน โดยเป็นการหาค่าการทรุดตัวในระดับลึกที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในชั้นดินเหนียวอ่อนด้วยสมการที่ 8.12 โดยความลึกของระดับดินเหนืออุโมงค์ควรมีค่าระหว่าง 2-4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ เช่น Z_0 ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 3a ถึง 9a เป็นต้น

$$\frac{i}{a} = 0.65\left(\frac{Z_0 - Z}{2a}\right) + 0.175\left(\frac{Z_0}{a}\right)\exp\left(-\frac{Z}{3Z_0}\right) \quad ; Z < Z_0 - a \tag{8.12}$$

โดย

a = รัศมีของอุโมงค์

Z_0 = ความลึกของอุโมงค์ถึงผิวดิน

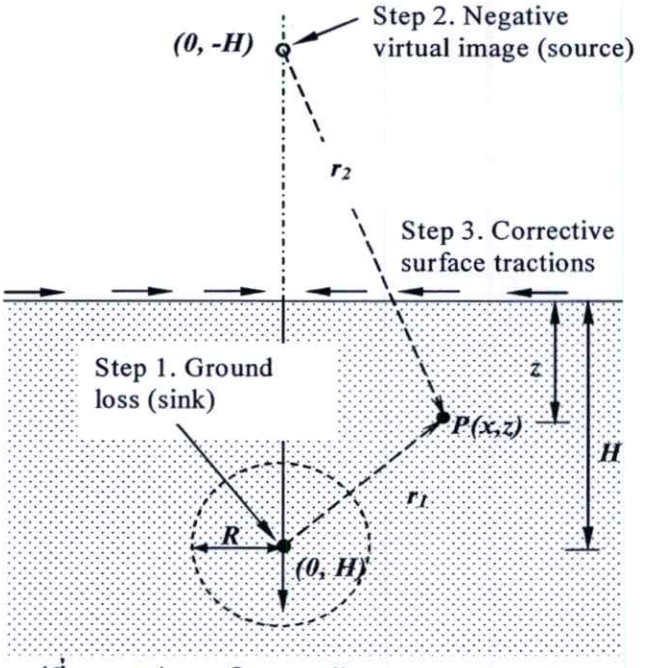
Z = ความลึกที่ระดับต่างๆจากผิวดิน

8.3.2 วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution)

วิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีที่นำความสัมพันธ์จากค่าความเค้นและความเครียดในดินมาพิจารณาการเคลื่อนตัวหรือเสียรูปของชั้นดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินหรือจากปัจจัยอื่นโดยแต่ละวิธีมีสมมติฐาน ข้อได้เปรียบ และข้อจำกัดแตกต่างกันไป ปัจจุบันวิธีสมการเชิงวิเคราะห์เป็นวิธีหนึ่งที่ได้รับความนิยมเนื่องจากสามารถหาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ทั้งสองทิศทางคือ การทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหรือในแนวนอน โดยเป็นวิธีที่สามารถหาคำตอบได้ในขั้นตอนเดียว วิธีสมการเชิงวิเคราะห์แต่ละวิธีมีวิธีการหาคำตอบหรือเทคนิคเฉพาะในการวิเคราะห์ตัวแปรที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินแตกต่างกันไป ซึ่งนำไปสู่การสร้างสมการแบบ Closed form ที่สามารถหาการเสียรูปของชั้นดินหรือการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งต่างๆที่อ้างอิงได้ ดังนั้นการหาคำตอบที่ง่ายและรวดเร็วในขั้นตอนเดียวจึงเป็นข้อดีที่สำคัญของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ได้ถูกนำเสนอโดย Verruijt and Booker (1996) Loganathan and Poulos (1998) Pinto (1999) และ Gonzalez & Sagaseta (2001) เป็นต้น

8.3.2.1 Verruijt and Booker (1996)

Verruijt and Booker (1996) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสำหรับอุโมงค์ใน Homogenous elastic half-space ซึ่งสมการที่นำเสนอนี้จะใช้ได้ในกรณีทั่วไปได้มากกว่าวิธีของ Sagaseta (1989) เนื่องจากสมการนี้สามารถวิเคราะห์การสูญเสียมวลดินได้ไม่เพียงแต่สำหรับกรณีที่ incompressible case (undrained หรือกรณีที่ Poisson's ratio เท่ากับ 0.5) แต่ยังใช้ได้กับค่า Poisson's ratio ทั่วไปได้ด้วยและรวมไปถึงการวิเคราะห์ผลกระทบจากการเสียรูปในลักษณะวงรี (ovalization) ได้อีกด้วย สมการเบื้องต้นโดย Sagaseta (1989) มีพื้นฐานมาจากการบังคับ โดยพฤติกรรมของดินที่ไม่มีแรงอัดดังรูปที่ 8.22 ประการแรกการสูญเสียดินในการขุดเจาะที่ไม่เอาน้ำออกใน Infinite space ได้ถูกนำมาพิจารณา ลดระดับของอุโมงค์ไปที่ Point sink (ขั้นตอนที่ 1) ในสภาพที่ไม่มีแรงอัดและเป็นทรงกลมสมมาตรที่อธิบายรัศมีในสนามของการแทนที่ ลบด้วยระยะถึง sink ผิวหน้าของดินถูกพิจารณาโดยใช้ Virtual image technique (ขั้นตอนที่ 2) ประกอบกับ Corrective surface traction (ขั้นตอนที่ 3) สำหรับวิธีการแก้ปัญหาที่ยืดหยุ่นสำหรับ half space ซึ่งถูกนำมาใช้



รูปที่ 8.22 รูปภาพจริงตามหลักของ Veruijt and Booker

จากรูปที่ 8.22 การแก้ปัญหาในรูปแบบปิด ถูกเสนอโดย Veruijt and Booker (1996) สำหรับการประมาณของการเสียรูปของดินที่ผิวหน้าดินและชั้นใต้ผิวหน้าดินสามารถแสดงได้โดยสมการที่ 8.13

$$U_z = -\varepsilon R^2\left(\frac{z_1}{r_1^2}+\frac{z_2}{r_2^2}\right)+\delta R^2\left(\frac{z_1\left(kx^2-z_2^2\right)}{r_1^4}+\frac{z_2\left(kx^2-z_2^2\right)}{r_2^4}\right)$$
$$+\frac{2\varepsilon R^2}{m}\left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2}-\frac{mz\left(x^2-z_2^2\right)}{r_2^4}\right)-2\delta R^2 h\left(\frac{x^2-z_2^2}{r_2^4}+\frac{m}{m+1}\frac{2zz_2\left(3x^2-z_2^2\right)}{r_2^6}\right) \quad (8.13)$$

โดยที่

ε = ค่าคงที่การสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ในแนวรัศมี (uniform radial ground loss) ดังแสดงในรูปที่ 8.23

δ = ค่าคงที่การเคลื่อนตัวระยะยาวของดินเนื่องจากการเสียรูปของอุโมงค์ในลักษณะวงรี (Ovalization) ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 8.23

$z1$ = $z-H$

z_2 = $z+H$

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

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

R = รัศมีภายนอกของอุโมงค์

H = ความลึกถึงจุดกึ่งกลางของอุโมงค์

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

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

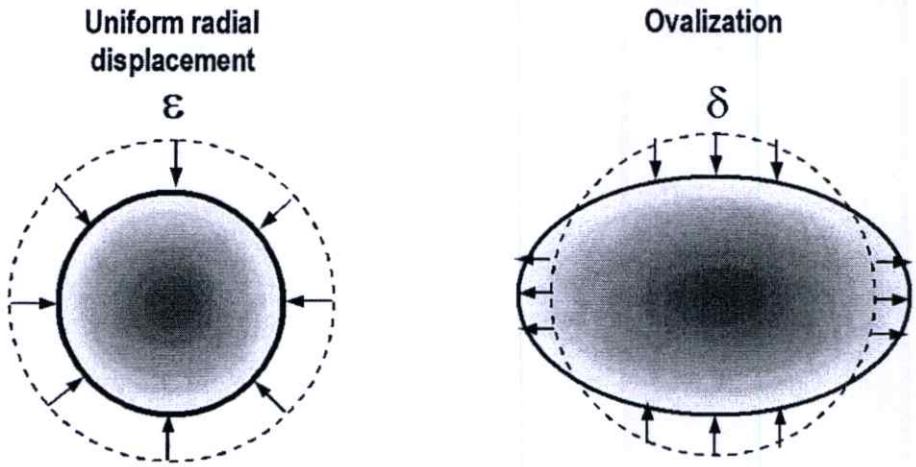
υ = อัตราส่วนปัวส์ซองของดิน

จากรูปที่ 8.23 แสดงให้เห็นถึงกระบวนการเสียรูปของดินโดยพื้นฐาน 2 กระบวนการของอุโมงค์ ได้แก่

1) การสูญเสียมวลดินรอบอุโมงค์ในแนวรัศมี (Uniform radial displacement) แสดงให้เห็นในการประมาณข้อแรกว่า การสูญเสียดินที่อาจจะเกิดในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์

2) การเสียรูปในแบบวงรี (Ovalization) ของอุโมงค์ซึ่งเกิดจากการแทนที่ของแนวอุโมงค์

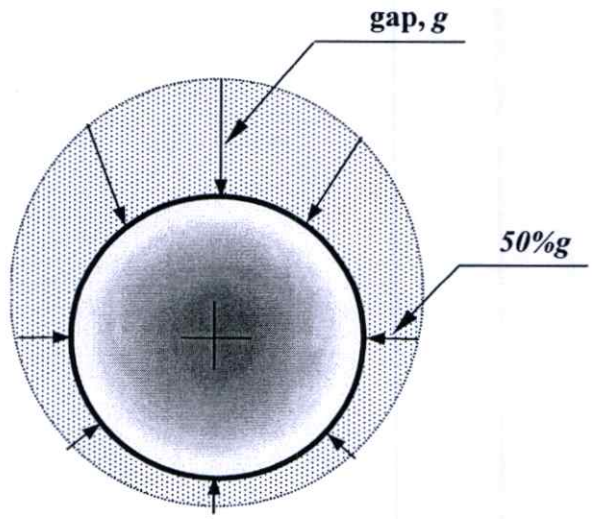
วิธีการ Analytical solution นี้ ได้ถูกปรับปรุงโดย González and Sagaseta ในปี 2001 กล่าวถึงข้อมูลที่ได้จากการวัดกับสมการของ Veruijt and Booker ซึ่งทำให้สามารถใช้พยากรณ์การเคลื่อนตัวของดินได้แม่นยำยิ่งขึ้น



รูปที่ 8.23 การสูญเสียมวลดินรูปวงรี (Verruijt and Booker, 1996)

8.3.2.2 Loganathan and Poulos (1998, 1999)

เนื่องจากค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่ใช้ในสมการ Empirical มักได้จากประสบการณ์และการสังเกตเพียงอย่างเดียว ซึ่งมักไม่ได้พิจารณาถึงปัจจัยรายละเอียด เช่น วิธีการก่อสร้าง และรูปร่างลักษณะของอุโมงค์ ซึ่งที่จริงแล้วปัจจัยเหล่านี้เป็นปัจจัยหลัก ที่มีอิทธิพลต่อค่าการสูญเสียมวลดิน และการพยากรณ์ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดย Rowe and Kack (1983)ได้นำเสนอค่า Gap parameter (g) ซึ่งเป็นตัวแปรที่บอกถึงช่องว่างรอบอุโมงค์ เพื่อแก้ปัญหาในเชิง 2 มิติ ซึ่งเป็นการรวมเอาผลกระทบทั้งหมดที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าของอุโมงค์ที่มีลักษณะเป็น Elastoplastic ในเชิงสามมิติ และการขุดเจาะดินเกินบริเวณรอบหัวเจาะ (Over-excavation) รวมไปถึงช่องว่างที่เกิดจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลังหัวเจาะ



รูปที่ 8.24 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินแบบ Oval-Shaped รอบอุโมงค์

Gap parameter (g) สามารถหาได้จากทางทฤษฎีที่เสนอโดย Lee et. al (1992) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 8.25 โดยค่า Gap parameter สามารถคำนวณโดย

$$g = G_p + u^*_{3D} + \omega \tag{8.14}$$

โดยที่

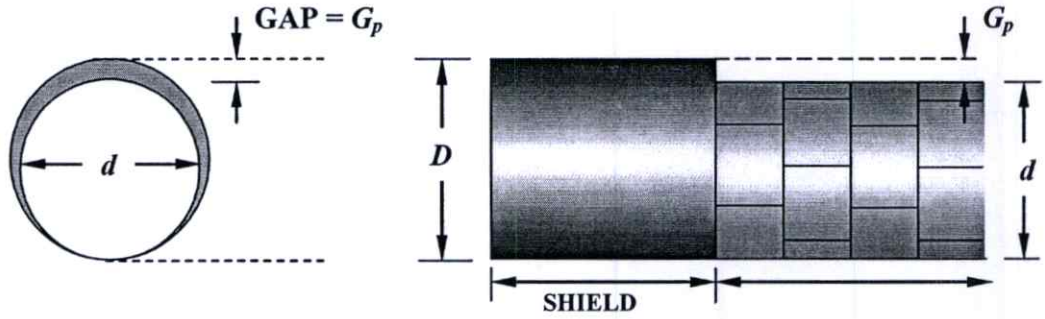
G_p = ช่องว่างทางกายภาพที่สามารถคำนวณได้โดย ($G_p = 2 \triangle + \delta$) หรือช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์ถึงผนังด้านนอกของหัวเจาะ (Tail void)

$\triangle$ = ความหนาของผนังหัวเจาะ (Thickness of tail piece)

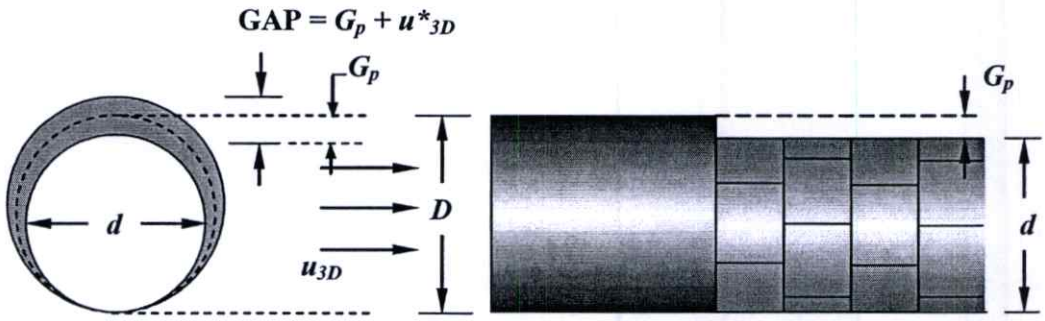
δ = ช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะ (clearance required for erection of the lining)

u^*_{3D} = ค่าประมาณการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์ในเชิงสามมิติ

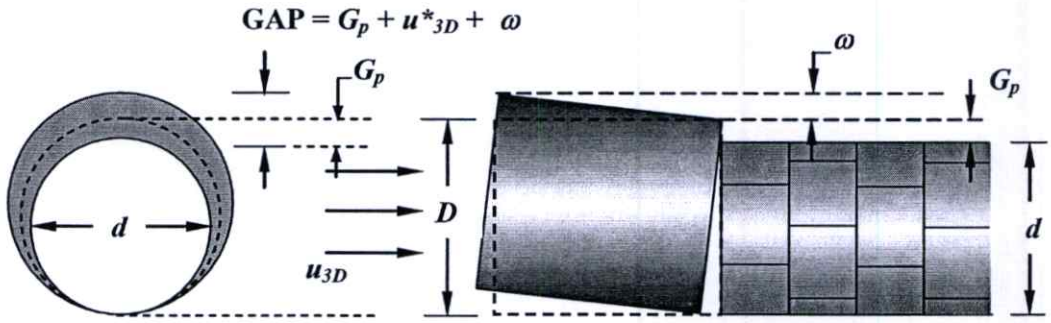
ω = ค่าประมาณที่เกิดจากคุณภาพของการทำงาน



(ก) กรณีที่การก่อสร้างถูกต้องตามแนวทุกประการและกรณีที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์

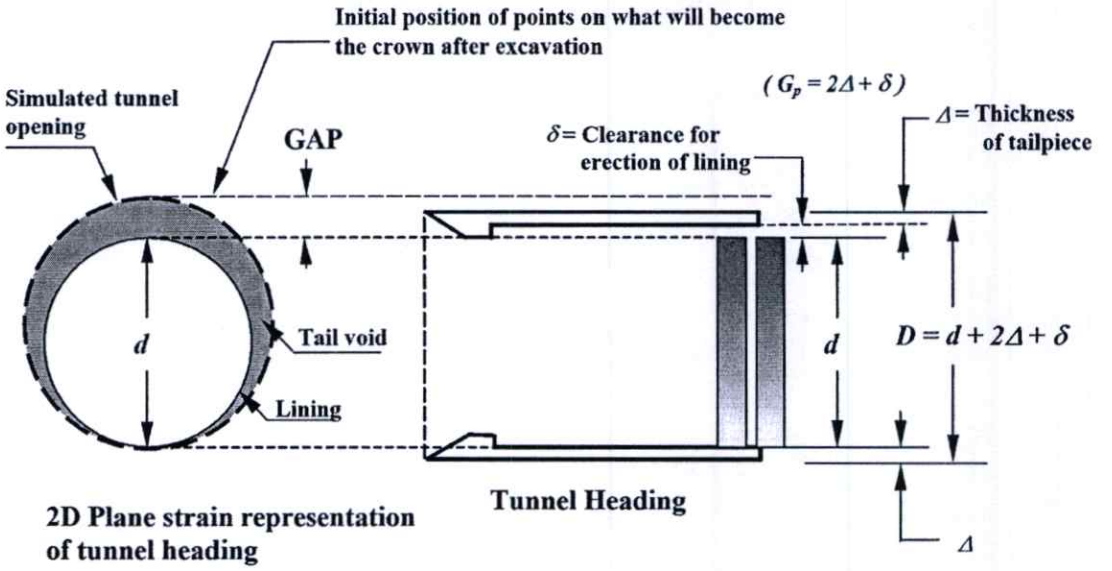


(ข) กรณีที่การก่อสร้างถูกต้องตามแนวแต่มีการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์ที่เกิดโดยการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน



(ค) กรณีรวมปัจจัยสาเหตุที่ทำให้เกิดการสูญเสียมวลดิน เช่น การขุดดินเกินหน้าตัดและปัญหาคุณภาพของการทำงาน

รูปที่ 8.25 ภาพจำลองการเกิดช่องว่างสาเหตุของการสูญเสียมวลดินโดย Lee et al. (1992)



รูปที่ 8.26 ช่องว่างทางกายภาพ (GAP)

ค่าความเค้นของดินในแต่ละส่วน จะเปลี่ยนแปลงไปเมื่อหัวเจาะได้เคลื่อนตัวเข้ามา กล่าวคือ ถ้าความดันหน้าหัวเจาะต่ำกว่าค่าความเค้นของดินด้านหน้า มวลดินจะทะลักเข้ามาทางด้านหน้าของอุโมงค์ ปริมาตรของดินที่เข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ เนื่องมาจากความดันที่ลดลงนี้ จะถูกขุดออกไป ซึ่งอธิบายได้ด้วยตัวแปร u^*_{3D} ในสมการที่ 8.14 ซึ่งค่าตัวแปรนี้หาได้มาจากสมการที่ 8.15

$$u^*_{3D} = \frac{k}{2}\delta_x \tag{8.15}$$

โดย k = soil-cutter resistance factor

δ_x = tunnel face soil intrusion

Lee et al. (1992) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างการทดลองกับการวิเคราะห์ในเชิง Elastoplastic สำหรับค่า k และ δ_x โดยที่ k เป็นค่าตัวแปรสำหรับแก้ไขความผิดพลาดของ doming effect กับหน้าตัดของอุโมงค์ ซึ่งหาค่าได้จากสมการที่ 8.16

$$k = \frac{\text{ปริมาตรของดินที่เคลื่อนตัวตามแนวแกนเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์จากการคำนวณ 3 มิติ}}{\text{ปริมาตรคงที่ของดินที่เคลื่อนเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์}} \tag{8.16}$$

โดยได้เสนอว่าค่า k = 0.7-0.9 สำหรับ ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และ k = 1 สำหรับดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่ง Lee et al. (1992) ได้สังเกตว่า การเคลื่อนตัวเนื่องจากการขุดเจาะในดิน

เหนียวอ่อน (very soft clay) ใกล้ๆกับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ ค่อนข้างมีลักษณะคล้ายคลึงกัน δ_x คือค่าการเคลื่อนตัวเข้าสูงสุดตามแนวแกน ที่ด้านหน้าของอุโมงค์ ซึ่งสามารถอธิบายได้โดย

$$\delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E} \tag{8.17}$$

โดย

Ω = ค่าคงที่ dimensionless displacement (Lee et al., 1992)

R = รัศมีของอุโมงค์

E = ค่า Young's modulus (typically the undrained modulus in an extension mode)

P_0 = ความเค้นที่ผิวหน้าของอุโมงค์ (total stress removed at the tunnel face)

โดยค่า P_a สามารถหาค่าได้ดังนี้

$$P_0 = \left(K_0 P'_v + P_w\right) - P_i \tag{8.18}$$

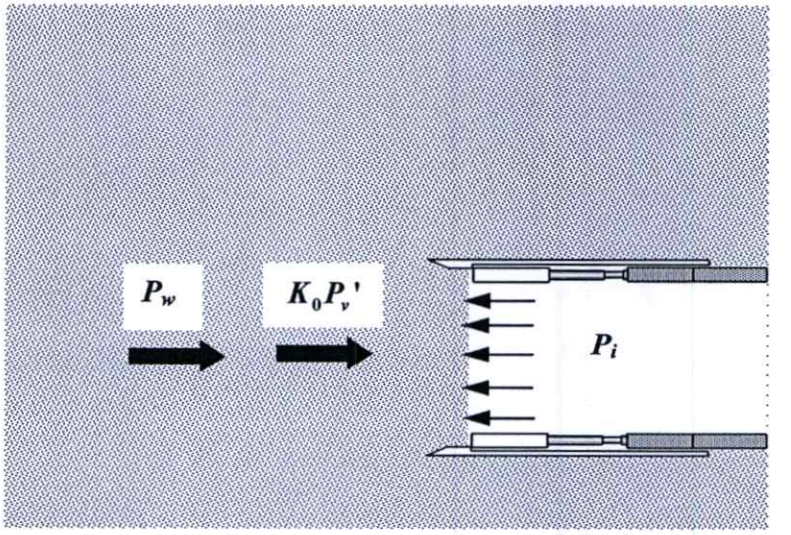
โดย K_0 = แรงที่เกิดจากแรงเสียดทานของเม็ดดิน

P'_v = แรงดันที่เกิดจากดินที่กดทับบริเวณ springline (ด้านข้างอุโมงค์)

P_w = แรงดันที่เกิดจากแรงดันน้ำ

P_i = แรงดันภายในหน้าหัวเจาะ

แรงดันที่เกิดขึ้นทั้งหมด ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 8.27



รูปที่ 8.27 แรงดันที่เกิดขึ้นทางด้านหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะ

การประมาณค่าของ Gap parameter โดยวิธีการของ Lee et al (1992) ไม่ได้พิจารณาถึง การอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation และ creep) ดังนั้นค่าการสูญเสียดินที่ประมาณจากการใช้ gap parameter จึงใช้ได้ในกรณีปัญหาการเคลื่อนตัวของดินระยะสั้นที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์เท่านั้น ประโยชน์ของการใช้ gap parameter เพื่ออธิบายค่าการสูญเสียดินได้แก่

1) สามารถพิจารณาถึงวิธีการขุดเจาะและอุปกรณ์ขุดเจาะ

2) คุณสมบัติที่เป็น Elastoplastic ของดินได้นำมาพิจารณาด้วย

Loganathan and Poulos (1998, 1999) อธิบายค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดิน ε_0 ได้ดังสมการที่ 8.19

$$\varepsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \tag{8.19}$$

โดย

R = รัศมีของอุโมงค์

g = ค่า gap parameter

การคำนวณการสูญเสียมวลดินและการเสียรูปของดินเสนอโดย Veruijt and Booker (1996) พิจารณาจากการเคลื่อนตัวของดินเป็นรูปแบบคงที่ตามรัศมีของอุโมงค์ ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 8.23 อย่างไรก็ตาม Rowe and Kack (1983) ได้แสดงการเคลื่อนตัวของดินไปตามแนวรัศมีที่มีรูปแบบคงที่เนื่องจาก ช่องว่างในเชิงสองมิติรอบๆ อุโมงค์ไม่เป็นวงกลมแต่เป็นวงรี ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 8.24 สมมุติฐานของการเกิดช่องว่างที่เป็นวงรีรอบๆ อุโมงค์ที่เสนอโดย Rowe and Kack (1983) คือ

1) ขณะทำการขุดเจาะ หัวเจาะอุโมงค์มักถูกกำหนดให้อยู่ใน ตำแหน่งที่เงยขึ้นด้านบนเล็กน้อย เพื่อชดเชยแรงโน้มถ่วงที่กระทำโดยเฉพาะบริเวณช่วงหน้าหัวเจาะ

2) ผนังอุโมงค์จะทรุดตัวลงหลังจากติดตั้งเสร็จ

3) การเคลื่อนตัวของดินแบบ Elastoplastic ที่หน้าหัวเจาะ

ค่าการสูญเสียมวลดินที่แสดงในสมการที่ 8.19 ได้นำมารวมกับสมการการเคลื่อนตัวของดินในรูปวงรี ซึ่งส่งผลต่อรูปแบบการเสียรูปของดินรอบอุโมงค์ องค์ประกอบของค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดิน $\varepsilon_{x,z} = 0$ ที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน อาจจะประมาณโดย exponential function ที่จำลองการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ ได้ดังสมการที่ 8.20

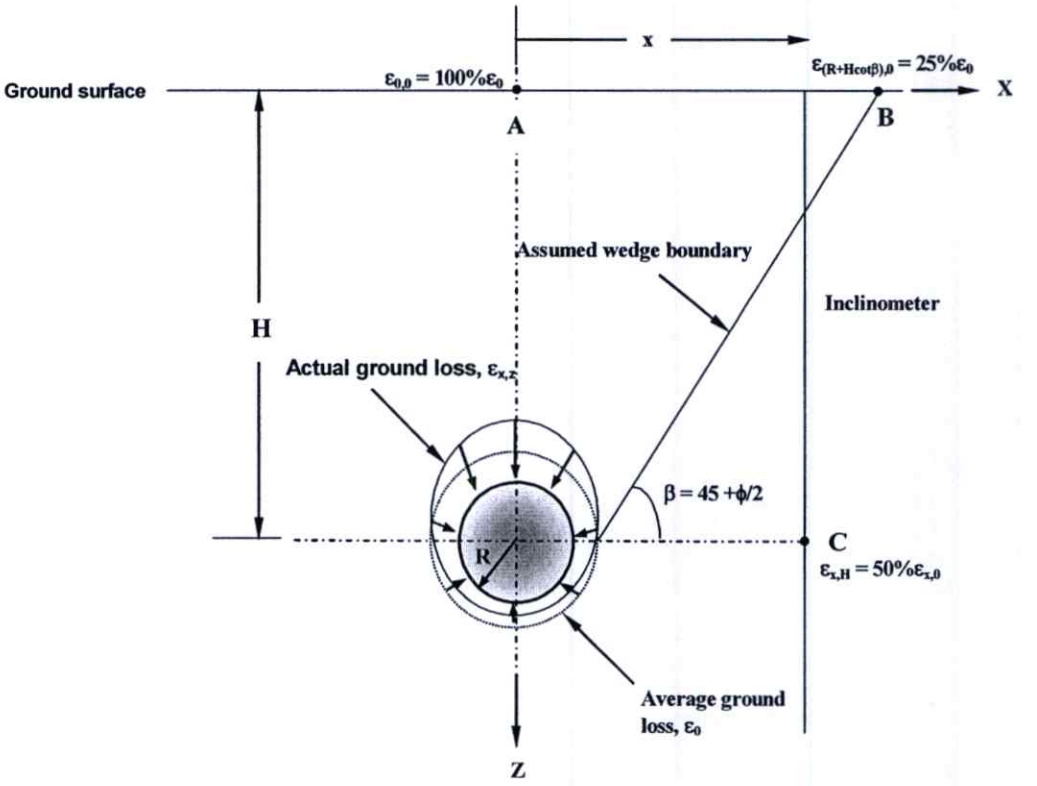
$$\varepsilon_{x,z=0} = \varepsilon_0 B \cdot \exp(-Ax^2) \tag{8.20}$$

โดย

A, B = ค่าคงที่

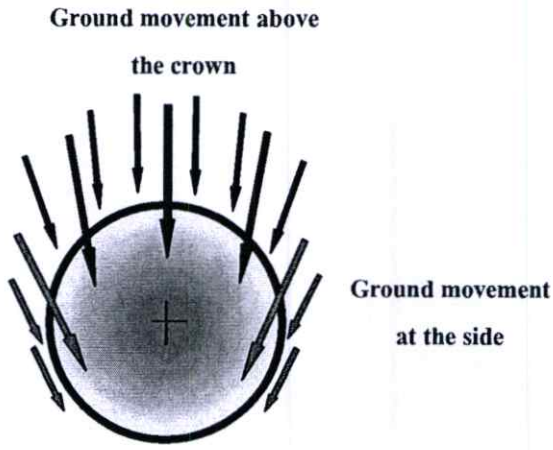
ε_0 = ค่าการสูญเสียมวลดินที่ได้จากสมการที่ 8.19

โดยที่ค่าคงที่ A และ B ขึ้นอยู่กับขอบเขตการพิจารณา (Boundary Conditions) ดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 8.28

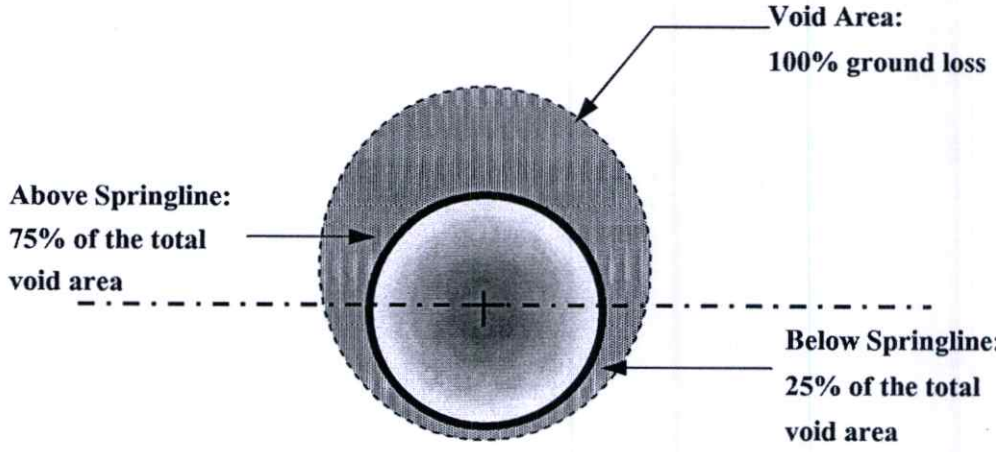


รูปที่ 8.28 รูปแบบของดินและขอบเขตเงื่อนไขของการสูญเสียมวลดิน (Loganathan and Poulos, 1998)

รูปที่ 8.29 เมื่อดินด้านบนของอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่แนวผนังอุโมงค์ ดินด้านข้างของอุโมงค์ก็จะเคลื่อนตัวสู่แนวด้านล่างของอุโมงค์ Loganathan and Poulos (1998) ได้เสนอสมมุติฐานว่า เมื่อผนังอุโมงค์ถูกติดตั้งเสร็จสมบูรณ์ อุโมงค์จะทรุดตัวลงจากน้ำหนักของตัวเอง เนื่องจากมีช่องว่างท้ายหัวเจาะทำให้ช่องว่างด้านบนขยายขนาดขึ้นเป็น 2 เท่า ดังนั้นจากการประมาณเชิงเรขาคณิตพบว่าช่องว่างจากด้านข้างอุโมงค์ขึ้นไป จะมีค่าประมาณ 75 % ของช่องว่างที่เกิดขึ้นทั้งหมด ดังในรูปที่ 8.30 ซึ่งทำให้สามารถสมมุติได้ว่า การเคลื่อนตัวของดินในบริเวณดังกล่าวมีค่าเท่ากัน 75% ของทั้งหมดด้วยเช่นกัน ระยะห่างระหว่างด้านหน้าหัวของอุโมงค์และส่วนหน้าของผิวที่ถูกขุดไปแล้วจะเป็นสองเท่าของความหนาของช่องว่างรอบๆ



รูปที่ 8.29 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่เข้าสู่อุโมงค์



รูปที่ 8.30 รูปแบบของการเสียรูปของดินแบบวงรีรอบอุโมงค์ (Loganathan and Poulos,1998)

ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัวตามขวางที่ของผิวดิน ซึ่งวัดได้โดยคำนวณจากแนวการเคลื่อนตัวของดินในแนวอิทธิพล (Influenced zone) และความลึกของอุโมงค์ สามารถแสดงได้โดย มุม β ที่ลากจากด้านข้าง (springline) ของอุโมงค์ ไปถึงผิวดิน จากการสังเกตโดย Cording and Hansmire (1975) มุม β สามารถหาได้จาก $45 + \beta/2$ ซึ่ง β เท่ากับมุมของแรงเสียดทานของดิน ดังนั้นสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ กรณี Undrained ค่า $\beta = 45$ และ $\cot \beta = 1$

จากการประมาณดังกล่าวข้างต้น ปริมาตรการทรุดตัวของผิวดินด้านบนอุโมงค์จะเท่ากับผลรวมของการสูญมวลเสียดิน (100% ε_0) รอบๆ อุโมงค์ดังแสดงโดยจุด A ในรูปที่ 8.28 และการทรุดตัวที่ระยะในแนวนอน (R+Hcot β) ที่ตำแหน่ง B ในรูปที่ 8.28 เป็นค่าสูญเสียมวลดินบางส่วน (25% ε_0) ในกรณี Undrained ซึ่ง $\beta = 45$ และแทนค่าลงในสมการที่ 8.20 การสูญเสียมวลดินที่จำลองจากการเคลื่อนในแนวดิ่ง จะคำนวณได้ดังสมการที่ 8.21

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_0 \exp\left[\frac{-1.38x^2}{(H+R)^2}\right] \tag{8.21}$$

Loganathan and Poulos (1998) พิจารณา การเคลื่อนตัวของดินในแนวนอนเข้าสู่ช่องว่างท้ายหัวเจาะจะมีค่ามากที่สุด ณ ตำแหน่งด้านข้าง (Springline) ของอุโมงค์ และจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ที่ส่วนบนและด้านล่าง (Invent) ของอุโมงค์ ดังนั้น การเคลื่อนตัวของดินในด้านข้างแนวแกนอุโมงค์สามารถนำไปรวมกับสมการการสูญเสียมวลดินได้ดังสมการที่ 8.22

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_{x,z=0} C \cdot \exp\left(-Dz^2\right) \tag{8.22}$$

เมื่อ C และ D เป็นค่าคงที่ ที่ขึ้นอยู่กับขอบเขตที่กำหนด

จากพื้นฐานเรื่องช่องว่างรูปวงรี ค่าที่มากที่สุดของการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ด้านข้าง (Springline) ของอุโมงค์ ประมาณได้เท่ากับครึ่งหนึ่งของการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งที่ส่วนบนของอุโมงค์ ซึ่งคิดเป็น 75% ของการเคลื่อนตัวของดินไปสู่ช่องว่างด้านบนของ ช่องว่างรูปวงรีรอบๆ อุโมงค์ดังที่ได้อธิบายไว้แล้วก่อนหน้านี้ ดังนั้น การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ระยะ x และความลึก H ที่จุด C ในรูปที่ 8.28 จะประมาณได้เท่ากับ 50% ของการสูญเสียมวลดินที่ก่อให้เกิดการเสียรูปที่ระยะความยาว x ที่ผิวดิน โดยการใช้เงื่อนไขขอบเขตการพิจารณาดังแสดงไว้ในรูปที่ 8.28 และแทนที่ตัวแปรในสมการ 8.21 ด้วยค่าในสมการที่ 8.22 ค่าตัวแปรการสูญเสียมวลดินของการเคลื่อนตัวของดินแบบไม่เป็นเส้นตรง เนื่องจากช่องว่างวงรีรอบอุโมงค์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 8.23

$$\varepsilon_{x,z} = \frac{4gR+g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\} \tag{8.23}$$

โดยถ้าค่า $\delta = 0$ การทรุดตัวของผิวดินที่หาได้จาก วิธีการของ Veruijt and Booker (1996) จะมีความกว้างมากกว่าค่าที่ได้จากการวัดจริงภาคสนาม ดังนั้น Loganathan and Poulos (1998) จึงได้ปรับปรุงสมการของ Veruijt and Booker (1996) โดยกำหนดตัวแปรการสูญเสียมวลดินดังสมการ (7.20) นอกจากนี้ Ovalization (การเกิดวงรี) ของอุโมงค์ไม่ได้ถูกนำมาพิจารณาในการศึกษาของ Veruijt and Booker (1996) เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่าการเกิดวงรีเกิดได้เฉพาะในระยะยาว และเล็กน้อยมาก ดังนั้น โดยการรวมเอาสมการ (8.14) และ (8.16) เข้าด้วยกันจะได้สมการการทำนายการเสียรูปของดินดังนี้

$$U_{z=0} = 4(1-\nu)R^2 \frac{H}{\left(H^2+x^2\right)} \frac{4gR+g^2}{R^2} \exp\left[-\frac{1.38x^2}{(H+R)^2}\right] \tag{8.24}$$

Loganathan and Poulos (1998, 1999) ชี้ให้เห็นว่า สมการใหม่จะให้ค่าความกว้างของแนวการทรุดตัวตามขวางของผิวดินที่ลักษณะใกล้เคียงกับสภาพจริงมากกว่าสมการเดิม

8.3.2.3 Pinto (1999)

สมการของ Sagaseta (1987) ไม่ได้พิจารณาถึงการเสียรูปของผนังอุโมงค์ แต่ Veruijt and Booker (1996) ได้นำเสนอสมการที่คำนึงถึงการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ดังนั้น Pinto (1999) จึงได้ขยายผลของสมการนี้เพื่อพัฒนาเป็นสมการความสัมพันธ์สำหรับการเสียรูปของผนังอุโมงค์ และได้นำเสนอค่าอัตราส่วนการเสียรูปของอุโมงค์ (ρ) ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยอัตราส่วน ดังสมการนี้

$$\rho = -\frac{u_\delta}{u_\varepsilon} \tag{8.25}$$

ค่าการเสียรูปตามรัศมี (u_ε) และค่าการสูญเสียรูปแบบแอ่นตัว u_δ สามารถหาได้จาก

$$u_\varepsilon = -\frac{p_0 R}{2G} \tag{8.26}$$

$$u_\delta = \frac{q_0 R(3-4\nu)}{2G} \tag{8.27}$$

โดยที่

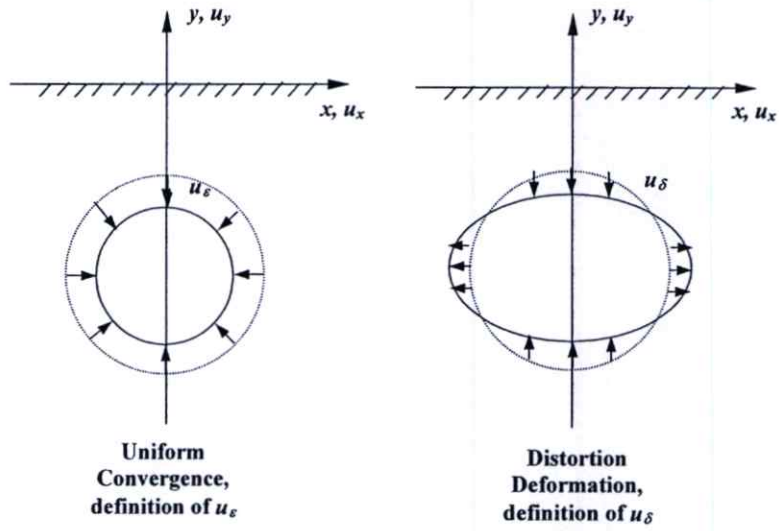
p_0 = In-situ average total stress

q_0 = In-situ deviatoric stress

R = รัศมีของอุโมงค์

G = ค่า Elastic shear modulus

ν = ค่า Poisson ratio



รูปที่ 8.31 ลักษณะการเสียรูป u_ε และ u_δ ของผนังอุโมงค์

โดยหลักการ u_ε และ u_δ สามารถหาค่าได้จากการแก้สมการที่ 8.26 และสมการที่ 8.27 อย่างไรก็ตาม ในทางปฏิบัติ Pinto (1999) พิจารณาค่าตัวแปรที่ใส่เข้าไปซึ่งสามารถประมาณได้โดยไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงที่มาโดยค่าการเคลื่อนตัวของผิวดินสามารถหาได้จาก

$$\frac{u_x}{u_\varepsilon} = 4(1-\nu)\frac{R}{H}\frac{x}{H}\frac{\dfrac{-2\rho}{3-4\nu}\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^2-1\right]+\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^2+1\right]^2}{\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^2+1\right]^3} \tag{8.28}$$

$$\frac{u_y}{u_\varepsilon} = 4(1-\nu)\frac{R}{H}\frac{\dfrac{-2\rho}{3-4\nu}\left\{\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^4-1\right]-\dfrac{1}{4(1-\nu)}\left[3\left(\dfrac{x}{H}\right)^2-1\right]\left(\dfrac{R}{H}\right)^2\right\}+\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^2+1\right]^2}{\left[\left(\dfrac{x}{H}\right)^2+1\right]^3} \tag{8.29}$$

โดย

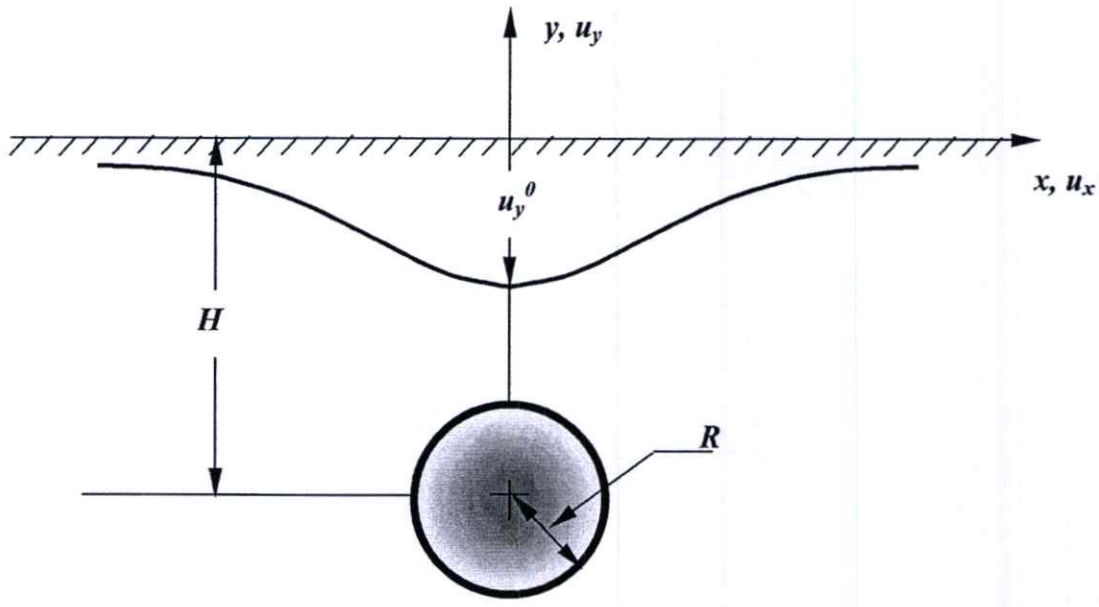
x = ระยะในแนวแกน X (แนวราบ)

y = ระยะในแนวแกน Y (แนวดิ่ง)

H = ความลึกจากผิวดินจนถึงกึ่งกลางอุโมงค์

ที่จุดกึ่งกลาง x= 0 ดังนั้นค่า $u_y{}^0$ จะสามารถอธิบายได้จาก

$$\frac{u_y{}^0}{u_\varepsilon} = \frac{4(1-\nu)}{3-4\nu}\frac{R}{H}\left\{2\rho\left[1-\frac{1}{4(1-\nu)}\left(\frac{R}{H}\right)^2\right]+3-4\nu\right\} \tag{8.30}$$



รูปที่ 8.32 แสดงถึงตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณในสมการของ Pinto (1999)

8.3.3 วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element method)

วิธีนี้เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขและสามารถจำลองสภาพแวดล้อม โครงสร้างและพฤติกรรมของหัวเจาะหรืออุโมงค์ได้บางส่วน โดยสามารถจำลองได้ทั้งแบบระนาบสองมิติและสามมิติ ซึ่งในปัจจุบันนี้การวิเคราะห์ในเชิงสองมิติมีความสะดวกและการวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์ให้ผลเป็นที่น่าพอใจในการจำลองการขุดอุโมงค์ในหลากหลายรูปแบบ อย่างไรก็ตามมีหลักฐานว่าพัฒนาการของการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินรอบหัวเจาะแบบสามมิติยังคงพบกับปัญหา ได้แก่

1) ต้องใช้เวลานานในการวิเคราะห์แบบสามมิติ ซึ่งต้องจำลองแนวทางการขุดเจาะและรูปทรงแบบ 3 มิติ รวมทั้งแบบจำลองดินที่มีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงต่อเนื่อง (Non linear)

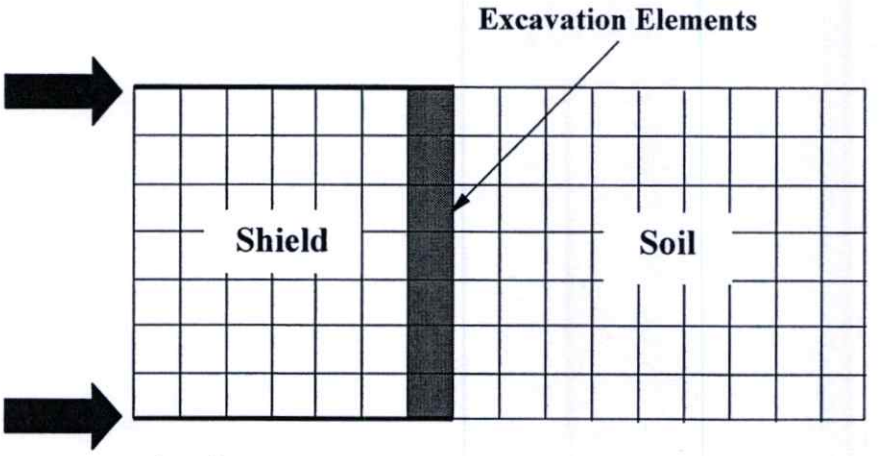
2) ในการจำลองพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ มีตัวแปรจำนวนมากและมีความซับซ้อน เช่น ปัญหาเรื่องคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ระดับการรบกวนดิน การถีบตัวของหัวเจาะไปด้านหน้า ขนาดของช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะและค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองชั้นดิน

3) ปริมาณการวิเคราะห์ที่มีจำนวนมากต่อการก่อสร้างหนึ่งโครงการเนื่องจาก สภาพทางธรณีวิทยา สภาพของอุโมงค์ รูปทรงและรูปแบบของแนวอุโมงค์และสภาพที่แตกต่างกันตลอดแนวอุโมงค์

4) แบบจำลองดิน (Soil model) ที่นิยมใช้ในปัจจุบันยังไม่ได้รับการพิสูจน์ว่ามีความเหมาะสมในการจำลองในทุกสภาวะของชั้นดินและการก่อสร้างอุโมงค์

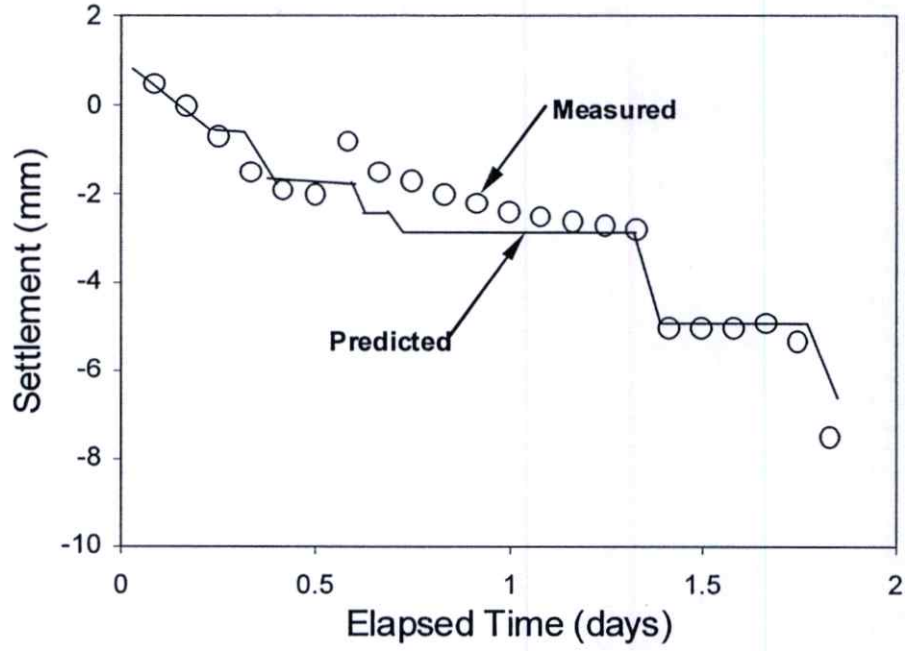
เหตุผลดังกล่าวยังคงเป็นปัญหาสำคัญ อย่างไรก็ตามได้มีพัฒนาวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์อย่างกว้างขวาง โดยการวิเคราะห์ในแบบ 3 มิติที่ของ Lee and Rowe (1991) สามารถใช้ทำนายการเคลื่อนตัวเข้าแทนที่ของดินแบบ 3 มิติภายในมวลดิน แต่ต้องใช้เวลาในการวิเคราะห์นี้นานมาก วิธีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติจึงยังคงเป็นที่นิยม สำหรับวัตถุประสงค์ของการทำการวิเคราะห์แรงเค้นในระนาบ 2 มิติ องค์ประกอบของการสูญเสียมวลดินซึ่งอธิบายไว้โดย Lee et al (1992) ถูกแทนด้วย ตัวแปร g ดังนั้นแนวคิดของวิธีนี้คือการอธิบายการเคลื่อนตัวของดินในแบบ 3 มิติง่ายขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในระนาบ 2 มิติ เพื่อเปลี่ยนรูปแบบของปัญหาให้เป็นแบบ 2 มิติ ตัวแปร g จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้เพื่อประมาณปริมาณการสูญเสียมวลดิน ซึ่งเป็นผลให้สามารถประมาณค่าการเคลื่อนตัวของดินร่วมกับระนาบแบบ 2 มิติได้โดยการสมมติให้ปริมาตรของการขุดอุโมงค์มีขนาดที่ใหญ่ขึ้นร่วมกับปริมาตรที่สอดคล้องกันกับปริมาณการสูญเสียมวลดินบริเวณเหนืออุโมงค์เข้าด้วยกัน เช่น ปริมาตรต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์ อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์ปัญหาแบบ 2 มิติการทำนายการทรุดตัวของดิน มีแนวโน้มที่จะกว้างกว่าค่าที่วัดได้จากในสนามโดยเฉพาะในชั้นดินแบบ Overconsolidated Clay Clough and Leca (1989) ชี้ให้เห็นว่า การวิเคราะห์แบบ 2 มิติแทนการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ส่งผลให้ทำนายการทรุดตัวได้ไม่ดี ซึ่งการวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์แบบไม่เป็นเส้นตรง 2 มิติได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้าง NATM (New Austrian Tunneling Method) โดยถึงแม้จะมีความซับซ้อนเมื่อวิเคราะห์แบบ 3 มิติแต่ไม่มีความจำเป็นในการจำลองการเคลื่อนตัวของดินที่ซับซ้อนการจากขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

Akagi and Komiya (1996) ได้อธิบายถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในแบบ 3 มิติของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน โดยใช้ Critical state soil model ในการจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะ โดยได้แนะนำให้ใช้ Excavated element ซึ่งอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะเพื่อแสดงให้เห็นบริเวณของการรบกวนดินที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวจากหัวเจาะดังในรูปที่ 8.33



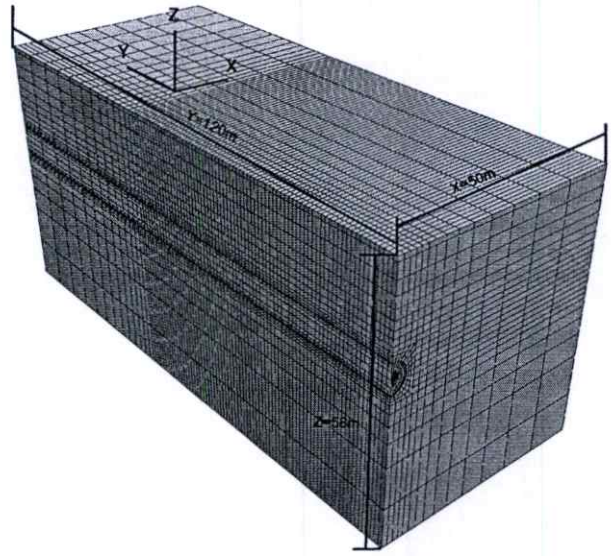
รูปที่ 8.33 การจำลองการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะโดย "Excavation elements" (Akagi and Komiya, 1996)

ผลการทำนายโดยใช้ แบบจำลอง 3 มิติสอดคล้องกับค่าที่วัดได้จากในสนามดังแสดงในรูปที่ 8.34 อย่างไรก็ตามหัวเจาะและการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าของหัวเจาะได้ถูกจำลองในการวิเคราะห์ที่ซับซ้อน นอกจากนี้ผู้วิจัยยังมีความเห็นว่าในการทำนายการเคลื่อนตัวของดินให้พอเพียงนั้นควรมีการเปรียบเทียบแบบจำลองกับค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนามมากกว่าปัจจุบัน ยิ่งไปกว่านั้นปัญหาหลักของการวิเคราะห์ในระนาบแบบ 2 มิติ คือการสมมติให้ จุดสิ้นสุดของการขุดเจาะอยู่ไกลจากจุดที่ทำการวิเคราะห์ ดังนั้นการวิเคราะห์ใน 2 มิติจึงไม่พอเพียงเมื่อต้องคำนึงถึงผลกระทบในแบบ 3 มิติ เช่น การวิเคราะห์การขุดดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะอันทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นซึ่งไม่สามารถทำได้และเป็นปัญหาสำคัญในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาทางด้านเทคโนโลยีและคอมพิวเตอร์ที่มีความทันสมัย โดยสามารถจำลองแบบจำลองชั้นดินและสภาพแวดล้อมที่ซับซ้อนได้สมจริงมากยิ่งขึ้นและใช้เวลาในการคำนวณรวดเร็วมากขึ้น โปรแกรมคอมพิวเตอร์หรือซอฟแวร์ต่างๆได้มีการแข่งขันและพัฒนาศักยภาพในการใช้งานได้ดีขึ้นและใช้งานได้ง่ายมากขึ้น ถึงแม้ปัญหาในการใช้แบบจำลองดินและการกำหนดค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินยังคงมีอยู่ อย่างไรก็ตามวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ยังคงมีผู้ใช้งานอยู่อย่างแพร่หลาย



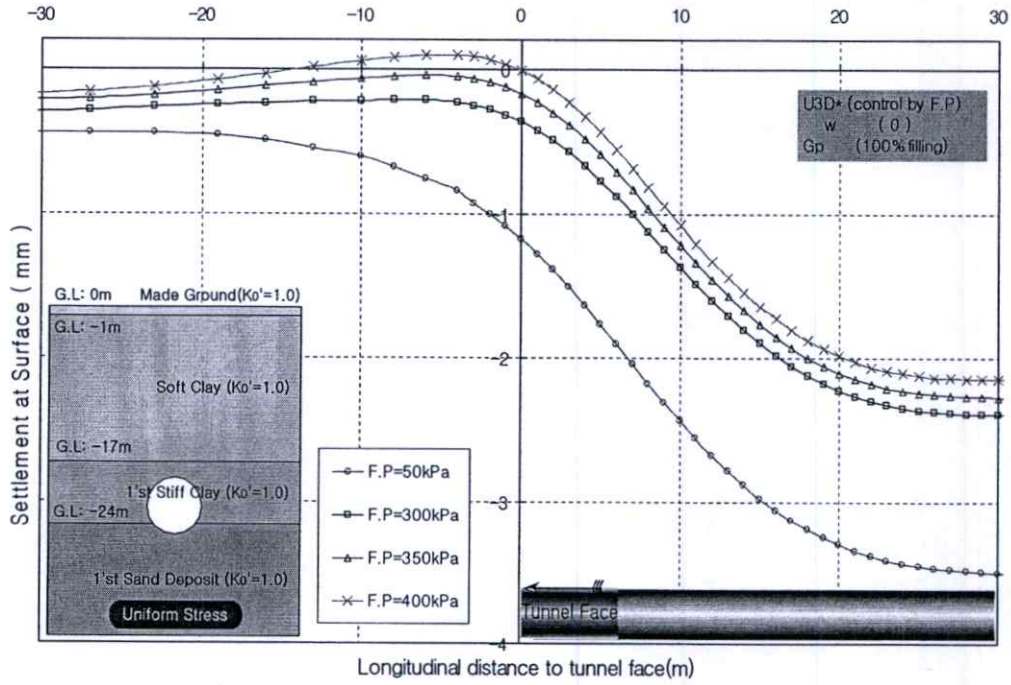
รูปที่ 8.34 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติกับค่าที่วัดได้จากในสนาม (Akagi and Komiya, 1996)

ตัวอย่างงานวิจัยที่น่าสนใจจากการใช้วิธี Numerical โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เช่นงานวิจัยของ Chang-pyo Hong (2005) จากการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์จำลองพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบ 3 มิติและผลของการสูญเสียมวลดินเพื่อหาค่าการเคลื่อนตัวของดินเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนาม โดยเป็นการวิเคราะห์ในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำเนื่องจากเป็นการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในทันทีทันใดและส่วนใหญ่จะให้ผลที่มากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ในช่วงระยะยาวหรือดินมีการอัดตัวคายน้ำรวมทั้งการไหลของน้ำใต้ดินก็อยู่นอกเหนือจากการวิเคราะห์ ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเป็นพฤติกรรมแบบ non-linear และได้ถูกจำลองขึ้นดังรูปที่ 8.35

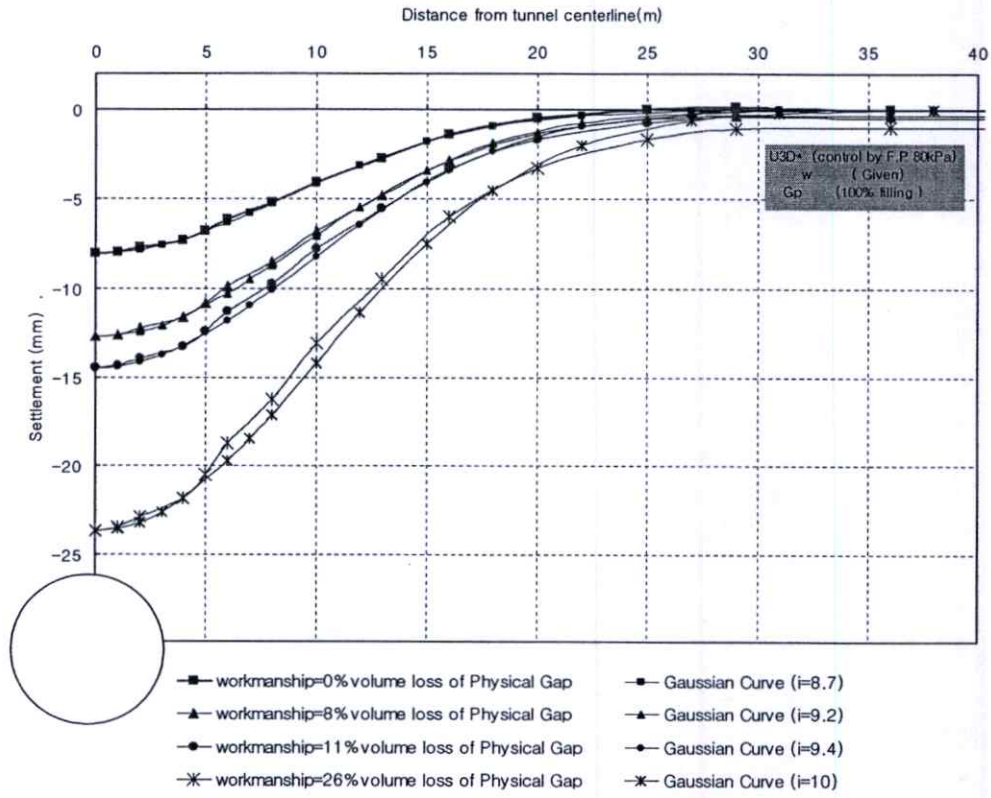


รูปที่ 8.35 โมเดลแบบ 3 มิติของการจำลองสภาพชั้นดินและอุโมงค์

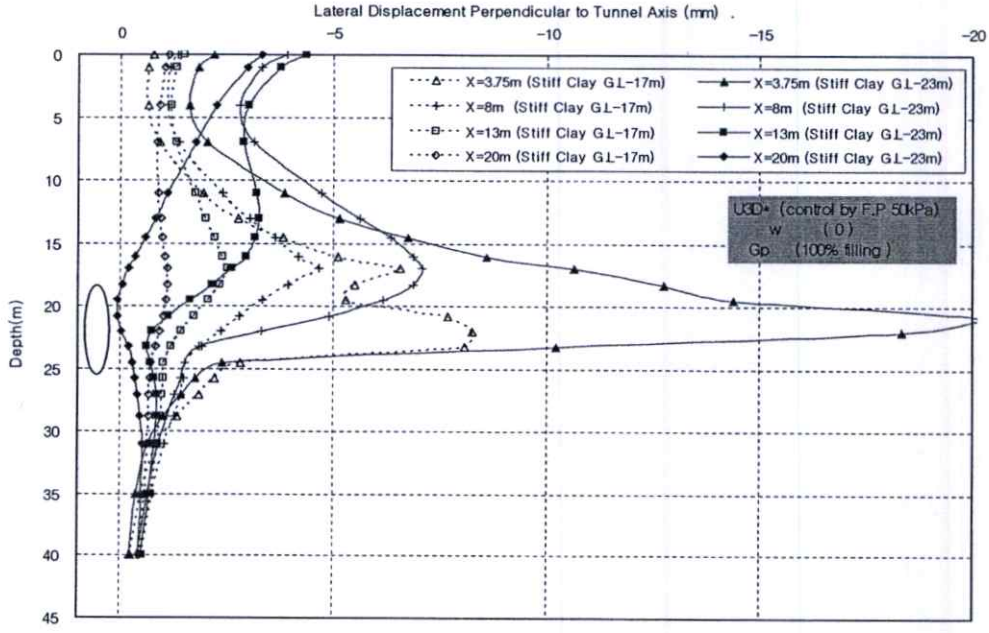
การเคลื่อนตัวของดินที่ได้จากการวิเคราะห์เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ในสนามได้ถูกแบ่งออกเป็นหลายกรณีเช่นกรณีจำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบต่อเนื่องทุกทิศทางหรืออีกกรณีเป็นแบบไม่ต่อเนื่องทุกทิศทาง กรณีแรงดันน้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic หรือ Piezometric drawdown ซึ่งทำให้ได้ค่าการเคลื่อนตัวของดินที่แตกต่างกันออกไปดังแสดงในรูปที่ 8.36 รูปที่ 8.37และรูปที่ 8.38



รูปที่ 8.36 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวยาวที่ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)



รูปที่ 8.37 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า workmanship ที่ถูกกำหนดโดยการสูญเสียมวลดินที่ค่าต่างๆ (Chang-pyo Hong, 2005)



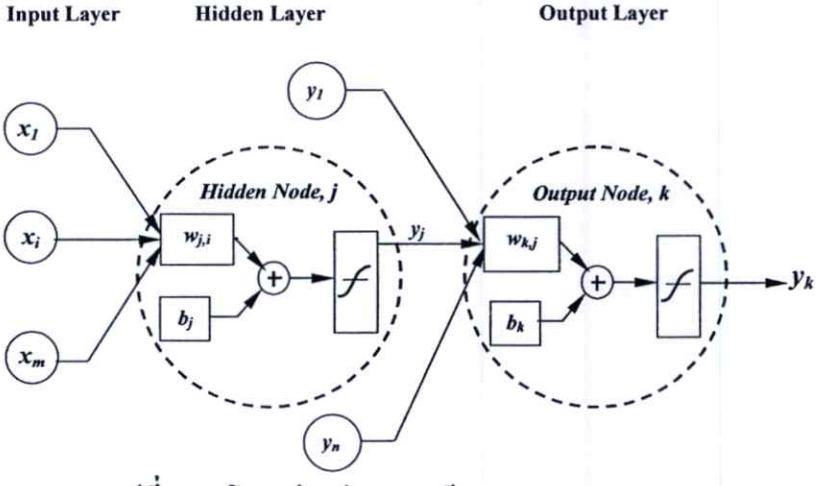
รูปที่ 8.38 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับอุโมงค์อยู่ในชั้นดินแข็งที่ระดับต่างกัน (Chang-pyo Hong, 2005)

8.3.4 วิธีโครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Network)

โครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neural Networks, ANN) เป็นแขนงหนึ่งของปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence, AI) ซึ่งมีโครงสร้างเชิงสถาปัตยกรรมและการทำงานคล้ายคลึงกับเซลล์สมอง หรือระบบประสาทของมนุษย์ โดยสามารถเรียนรู้จากประสบการณ์และให้คำตอบในปัญหาที่ซับซ้อนได้น่าเชื่อถือ ในปัจจุบันโครงข่ายประสาทเทียมมีอยู่หลายประเภทแต่ที่นิยมใช้ที่สุดคือแบบ Feed-Forward โครงข่ายนี้จะประกอบด้วย 1.ชั้นรับข้อมูล (Input Layer) 2. ชั้นแฝง (Hidden Layer) และ 3.ชั้นแสดงผล (Output Layer) โดยแต่ละชั้นจะประกอบด้วย หน่วย (Neuron) ซึ่งจะทำหน้าที่ประมวลผล หรือ ส่งต่อผลลัพธ์ไปยังชั้นต่อไป โดยปกติจำนวนของหน่วย (Neuron) จะขึ้นอยู่กับชนิดและความซับซ้อนของปัญหา โครงสร้างเบื้องต้นของโครงข่ายประสาทเทียม แบบ Feed-Forward แสดงในรูปที่ 8.39 ค่าผลลัพธ์จากแต่ละหน่วยสามารถหาได้ดังสมการที่ 8.31 และสมการที่ 8.32

$$y_j = f\left(\sum_{i=1}^{m}\left(w_{j,i}\cdot x_i\right)+b_j\right) \tag{8.31}$$

$$y_k = f\left(\sum_{j=1}^{n}\left(w_{k,j}\cdot y_j\right)+b_k\right) \tag{8.32}$$



รูปที่ 8.39 โครงข่ายประสาทเทียมแบบ Feed-Forward

โดย

xi = ข้อมูลเริ่มต้น (Input)

yj = ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากการประมวลผลของ ชั้นแฝง (Hidden Layer)

yk = ค่าผลลัพธ์จากชั้นแสดงผล

w = ค่าน้ำหนัก (weight)

b = ค่าเบี่ยงเบน (bias)

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

คุณสมบัติสำคัญของโครงข่ายประสาทเทียม คือ ความสามารถในการเรียนรู้จากตัวอย่าง โดยพยายามคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูล (Input) และผลลัพธ์ (Output) การเรียนรู้นี้จะเริ่มจากการสุ่มค่าน้ำหนัก (Weight) และค่าเบี่ยงเบนเริ่มต้น (Bias) ค่าผลลัพธ์ที่ได้จากค่าเริ่มต้นจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จริงค่าที่แตกต่างจะถูกนำมาปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนโดยวิธีลองผิดลองถูก (Trial and error) จนได้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงหรือตรงกับผลลัพธ์จริง ค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนสุดท้ายจะถูกนำมาใช้ในการพยากรณ์ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นจากข้อมูล (Input) ใหม่ กระบวนการในการปรับค่าน้ำหนักและค่าเบี่ยงเบนที่นิยมใช้คือ Back-propagation ซึ่งจะประกอบด้วยสัญญาณ 2 ส่วนดังนี้ (1) สัญญาณส่ง (Function signals) คือ ข้อมูลหรือผลลัพธ์ของแต่ละหน่วยที่ถูกส่งเข้าสู่โครงข่ายประสาทเทียม (2) สัญญาณแก้ไข (Error signals) คือ ค่าที่แตกต่างระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณและผลลัพธ์จริงที่ถูกส่งกลับสู่โครงข่ายประสาทเทียม เพื่อปรับค่าจนได้ค่าที่ตรงกัน

Suwansawat and Einstein (2005) ได้นำวิธีโครงข่ายประสาทเทียมมาใช้ในการทำนายค่าการทรุดตัวที่ผิวดินโดยได้กล่าวไว้ว่า การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในปัจจุบัน จะนิยมใช้เทคโนโลยีการขุดเจาะโดยใช้หัวขุดเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shields) ซึ่งเป็นวิธีที่ทันสมัยและเป็นเหมาะสำหรับการขุดอุโมงค์ในดินอ่อน อย่างไรก็ตามยังคงมีผลกระทบที่เกิดขึ้นต่ออาคารข้างเคียงและพื้นถนนอยู่บ่อยครั้ง ผลกระทบดังกล่าวจะเกิดขึ้นในลักษณะการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินแต่ในปัจจุบัน ยังคงไม่มีวิธีใดที่สามารถพยากรณ์ผลกระทบจากการขุดอุโมงค์โดยวิธีแรงดันดินสมดุลได้อย่างแม่นยำ ทั้งนี้เนื่องจากมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องมากมาย เช่น ขนาดของอุโมงค์ ความลึกของระดับอุโมงค์ คุณสมบัติของดิน ระดับน้ำใต้ดิน แรงดันหน้าหัวเจาะขณะขุดเจาะ ความเร็วในการขุดเจาะ และคุณภาพของงานฉีดน้ำปูน (Grouting) ช่วงหางของหัวขุดเจาะ เพื่ออุดช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ เป็นต้น ทุกปัจจัยหรือตัวแปรดังกล่าวนี้มีความสัมพันธ์กับปริมาณการทรุดตัวของผิวดินแต่ก็ไม่สามารถแยกความสัมพันธ์ระหว่างแต่ละตัวแปร กับการทรุดตัวได้อย่างชัดเจน ทำให้เกิดความซับซ้อน จนยากแก่การวิเคราะห์หรือพยากรณ์ผลกระทบที่เกิดขึ้นได้ อีกทั้งวิธีที่นิยมใช้ในปัจจุบันเช่น(1) Finite element method (2) Analytical solution และ (3)Empirical method ยังไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ได้อย่างครบถ้วน Suwansawat and Einstein (2005) จึงได้นำเทคโนโลยีด้านวิทยาการคอมพิวเตอร์และปัญญาประดิษฐ์ (AI) มาประยุกต์ใช้กับ ปัญหาทางด้านวิศวกรรมอุโมงค์ โดยโครงข่ายประสาทเทียม (ANN) นี้จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผล

กระทบต่อการทรุดตัวของดินทั้งหมดกับปริมาณการทรุดตัวถึงแม้จะมีความซับซ้อนมากก็ตาม ซึ่งนำไปสู่การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินได้อย่างถูกต้องแม่นยำกว่าวิธีที่ใช้อยู่ในปัจจุบันโดยปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการศึกษาโครงการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวขุดเจาะอุโมงค์ที่ผ่านมาและข้อมูลวิเคราะห์ที่ได้จากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลพบว่าปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์สามารถแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มหลักดังนี้ (1) ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) (2) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition) (3) การควบคุมหัวขุดเจาะ (Shield operation factors) ปัจจัยเหล่านี้จะถูกนำมาใช้เป็นข้อมูลสำคัญ เพื่อป้อนเข้าสู่กระบวนการคำนวณโดยใช้โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อหาค่าการทรุดตัวสูงสุดของผิวดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ โดยความซับซ้อนของการคำนวณ โดยใช้วิธีโครงข่ายประสาทเทียมนอกจากจะขึ้นอยู่กับจำนวนหน่วย (Neuron) ของชั้นรับข้อมูลชั้นแฝงและชั้นแสดงผลแล้ว ยังขึ้นอยู่กับจำนวนรอบของการคำนวณ (Epoch) ซึ่งทั้งหมดนี้จะประกอบขึ้นเป็นสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียม ทั้งนี้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสม (Optimum ANN) จะขึ้นอยู่กับแต่ละปัญหาที่นำมาวิเคราะห์ โดยต้องตรวจสอบด้วยวิธีลองผิดลองถูก (Trial and error) เท่านั้น ในกระบวนการออกแบบสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมที่เหมาะสมนี้ ฐานข้อมูลการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งหมดจะถูกแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ (1) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้ (Training set) (2) ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการทดสอบ (Testing set) กระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบของ Suwansawat and Einstein (2005) ได้ใช้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมจำนวน 18 แบบ โดยแต่ละแบบจะมีจำนวนหน่วย (Neuron) ในชั้นแฝง จำนวนชั้นแฝง(Hidden layer) และจำนวนรอบการคำนวณ (Epoch) ที่แตกต่างกัน

ฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้จะถูกนำมาป้อนให้สถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 แบบ เพื่อคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลกระทบ กับปริมาณการทรุดตัว โดยค่าความสัมพันธ์นี้จะอยู่ในค่าน้ำหนัก w (Weight) และค่าเบี่ยงเบน b (Bias) ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งจะเก็บและนำมาใช้ในกระบวนการทดสอบด้วยฐานข้อมูลส่วนที่ใช้ในการทดสอบ เพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดิน หากสถาปัตยกรรมแบบใดสามารถพยากรณ์ได้ถูกต้องแม่นยำที่สุดในกระบวนการทดสอบ จะถือว่าเป็นรูปแบบสถาปัตยกรรมที่เหมาะสมที่สุด กระบวนการทั้งหมดนี้ สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับปัญหาอื่นๆได้เช่นเดียวกัน โดยการตัดสินความแม่นยำของแต่ละสถาปัตยกรรมจะใช้ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย หรือ Root Mean Square Error (RMSE) เป็นตัวเปรียบเทียบ ซึ่งสามารถหาได้ด้วยสมการที่ 8.33

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(o_i - t_i)^2}{N}} \tag{8.33}$$

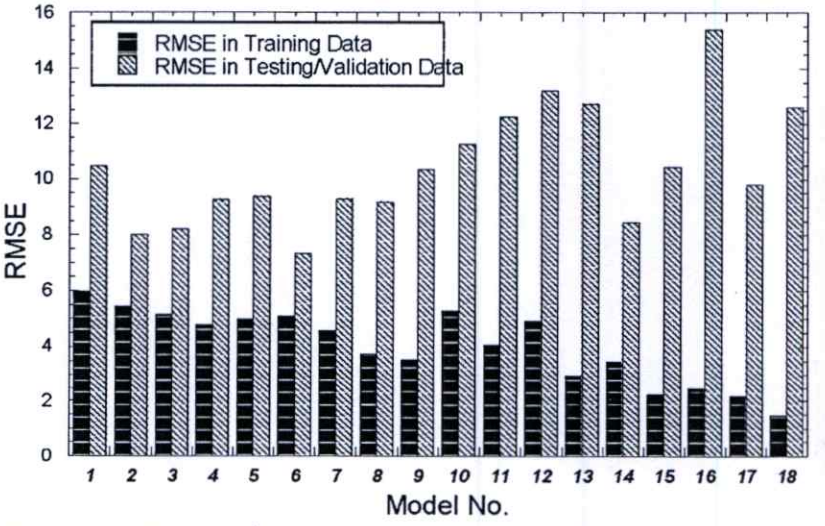
โดย

N = จำนวนตัวอย่างที่นำมาใช้ในกระบวนการคำนวณ

O = ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการพยากรณ์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม

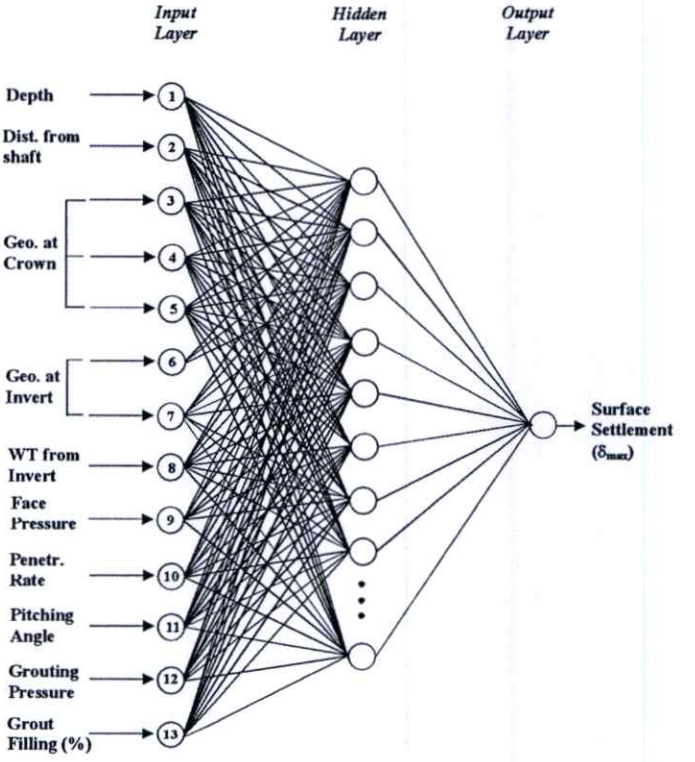
t = ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวัดค่าจริง

ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ทั้งในกระบวนการเรียนรู้และกระบวนการทดสอบของสถาปัตยกรรมทั้ง 18 แบบ ได้สรุปดังแสดงในรูปที่ 8.40 ซึ่งพบว่า แบบสถาปัตยกรรมที่ 6 จะสามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของผิวดินได้แม่นยำที่สุด โดยมีค่า RMSE ที่ต่ำที่สุด คือ 7.33 ในกระบวนการทดสอบ นอกจากนี้แล้วจะสังเกตได้ว่าแบบสถาปัตยกรรมที่ซับซ้อนมาก เช่น แบบที่ 18 ซึ่งมีจำนวนชั้นแฝงถึง 2 ชั้น โดยมีจำนวนหน่วยแต่ละชั้นถึง 20 หน่วย และรอบการคำนวณถึง 3,000 รอบ จะสามารถปรับค่าความสัมพันธ์ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) ได้แม่นยำ โดยมีค่า RMSE เพียง 1.48 เท่านั้น แต่กลับไม่สามารถพยากรณ์ค่าการทรุดตัวของผิวดินได้ ซึ่งมีค่าความผิดพลาด RMSE มากถึง 12.61 ลักษณะเช่นนี้เรียกว่า ปัญหาการคำนวณมากเกินไป หรือ Overfitting คือ การที่โครงข่ายประสาทเทียมมีความซับซ้อนมากเกินไป ซึ่งถึงแม้จะเรียนรู้และสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรกับผลลัพธ์ได้ดี แต่ไม่สามารถนำไปใช้งานจริงได้อย่างถูกต้อง ซึ่งสถาปัตยกรรมโครงข่ายประสาทเทียมทั้ง 18 แบบที่ถูกนำมาใช้ทดสอบเพื่อหาสถาปัตยกรรมที่เหมาะสมที่สุดโดยพบว่าจะมีโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 8.41 ซึ่งมี 13 หน่วย (Neuron) ในชั้นรับข้อมูล มีชั้นแฝง 2 ชั้น โดยมีหน่วยอยู่ 20 หน่วย ในแต่ละชั้น และคำนวณ 2,000 รอบ (Epoch)

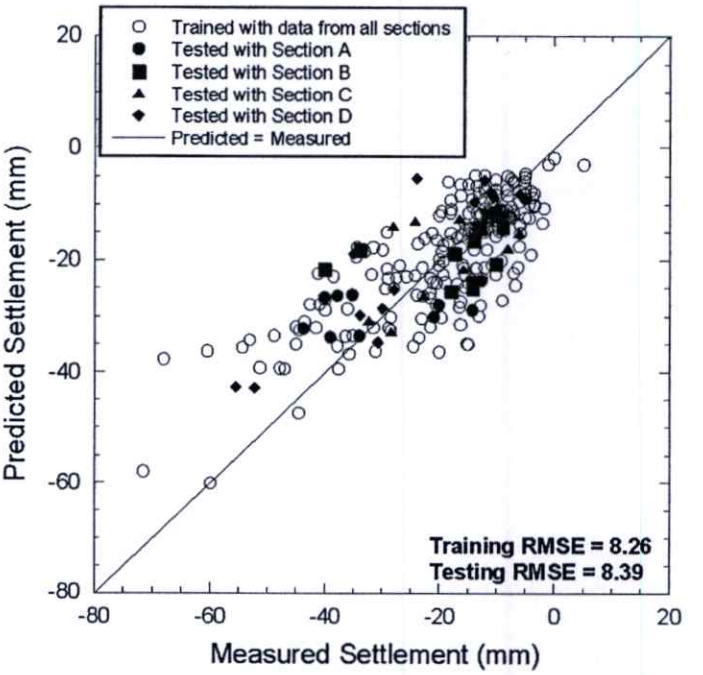


รูปที่ 8.40 ค่าผิดพลาดกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ในกระบวนการเรียนรู้ (Training) และกระบวนการทดสอบ (Testing)

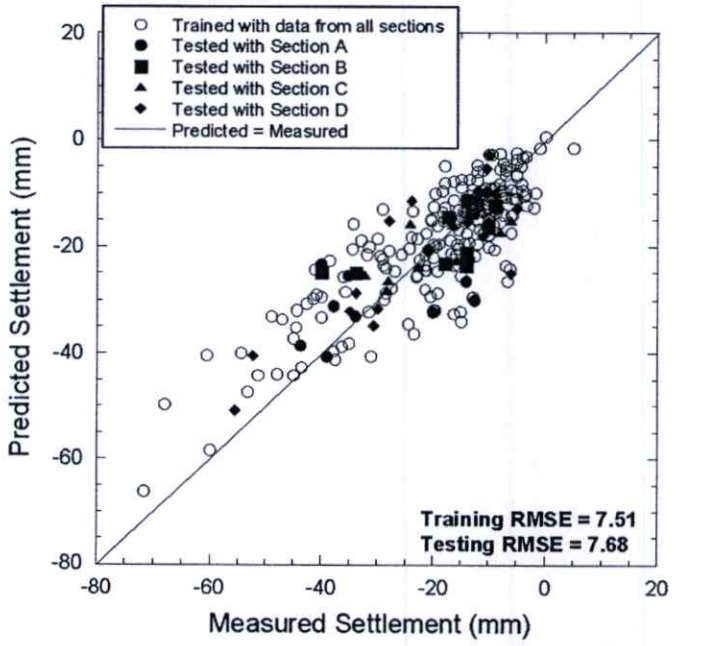
การประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมกับงานอุโมงค์รถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคลได้แบ่งเป็นหลายกรณีศึกษา ทั้งนี้เพื่อทดสอบความสามารถของโครงข่ายประสาทเทียม ว่าจะพยากรณ์การทรุดตัวได้ถูกต้องเพียงใดในแต่ละกรณี โดยกรณีศึกษาทั้งหมดจะประกอบด้วย (1) การพยากรณ์การทรุดตัวโดยเรียนรู้จากข้อมูลในแต่ละส่วนการก่อสร้างเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในส่วนเดียวกัน (2) กรณีเรียนรู้จากข้อมูลในการก่อสร้างช่วงครึ่งทางแรกเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในช่วงครึ่งทางหลัง และ (3) การเรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง โดยการประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมกับทั้งสามกรณีให้ผลที่ใกล้เคียงโดยตัวอย่างผลการประยุกต์ใช้ในกรณีการเรียนรู้จากข้อมูลของทั้งโครงการเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 8.42 นอกจากนี้ยังมีความพยายามที่จะเพิ่มประสิทธิภาพของการพยากรณ์การทรุดตัวของดินให้ดีขึ้น จึงเพิ่มหน่วยรับข้อมูลอีก 1 หน่วยจาก 13 หน่วยเป็น 14 หน่วย คือหน่วยปัจจัยหัวเจาะทั้งนี้เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่า ความแตกต่างของหัวเจาะอาจเป็นปัจจัยเกี่ยวข้องด้วยเช่นกันซึ่งได้ผลดังรูปที่ 8.43



รูปที่ 8.41 โครงสร้างสถาปัตยกรรมของโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์



รูปที่ 8.42 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้าง



รูปที่ 8.43 ผลการพยากรณ์การทรุดตัวของดินในทุกส่วนก่อสร้างโดยเพิ่มหน่วยปัจจัยหัวเจาะ

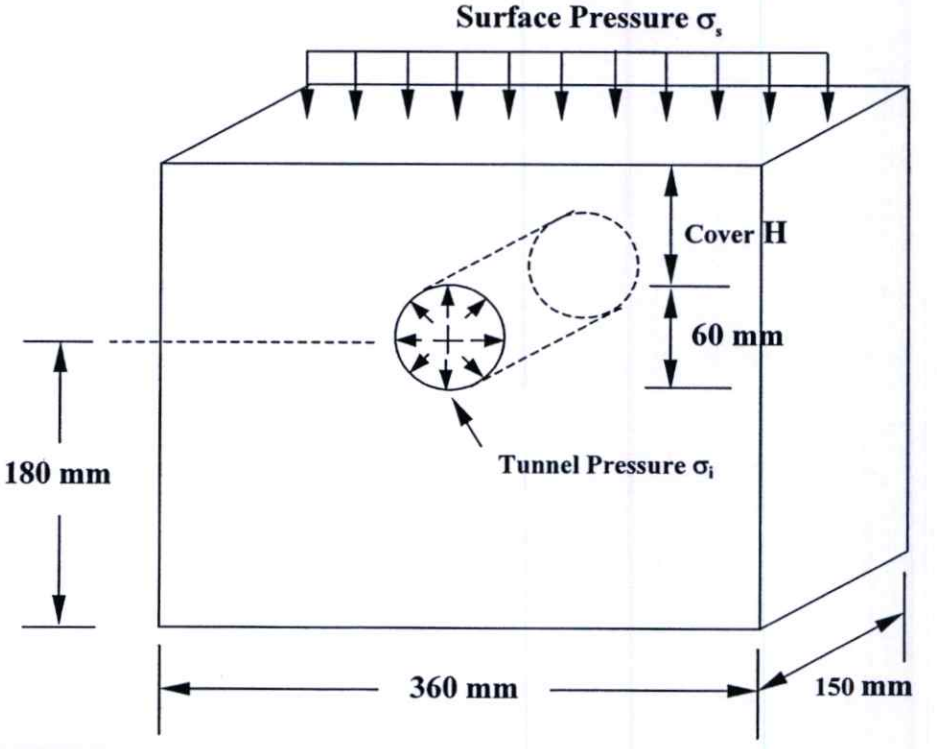
8.3.5 วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory experiment)

การทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ สามารถทำได้โดยการสร้างแบบจำลองทางกายภาพขนาดเล็ก เพื่อย่อส่วนขนาดของอุโมงค์และความลึกในการขุดเจาะ เพื่อสังเกตการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ แบบจำลองที่เคยมีมาที่สามารถนำมาอ้างอิงได้ ได้แก่การทดลองโดย Atkinson and Potts (1977) Kimura and Mair

(1981) และ Nomoto et al. (1999) จุดประสงค์หลักในการสร้างแบบจำลองทางกายภาพ คือ การแสดงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์หรือช่วงเปิด ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน ทั้งนี้เป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของความดันภายนอกอุโมงค์หรือการสูญเสียเสถียรภาพหน้าอุโมงค์ระหว่างการขุดเจาะ อย่างไรก็ตามแบบจำลองทางกายภาพยังคงไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการขุดเจาะได้เหมือนสภาพจริงทั้งหมด ถึงแม้ปัจจุบันเทคโนโลยีการสร้างแบบจำลองได้พัฒนาขึ้นมาก ดังนั้นการทดลองในห้องปฏิบัติ ควรจะใช้เพื่อศึกษาพฤติกรรมโดยรวมของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ และนำมาเปรียบเทียบกับสมมุติฐานของทฤษฎีอื่นดังที่กล่าวมาแล้ว

1) Atkinson and Potts (1977)

Atkinson and Potts (1977) นำเสนอการใช้แบบจำลองแบบหมุนเหวี่ยง (Centrifuge model) ที่สามารถหมุนในความเร่งสูงสุดถึง 75g หรือสามารถจำลองค่าความเครียดในดินรอบอุโมงค์ในแบบจำลองทางกายภาพมากขึ้นได้ถึง 75 เท่าของขนาดที่ทำการทดสอบรูปแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 8.44 เมื่อนำมาใช้ทดสอบในดินหลายชนิด ได้แก่ ดินเหนียว overconsolidated ซึ่งมีค่า OCR เท่ากับ 4 และดินทรายซึ่งมีขนาดเม็ดดินที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (1.2 มม.) แต่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 25 (0.6 มม.) ผลของการทดสอบในดินเหนียวได้นำมาเปรียบเทียบกับการก่อสร้างอุโมงค์ที่ขุดในชั้นดิน London clay ขณะที่ผลการทดลองในดินทรายสามารถนำมาใช้ในกรณีของการก่อสร้างอุโมงค์ในดินทรายเหนือระดับน้ำใต้ดิน



รูปที่ 8.44 แบบจำลองที่บอกถึงเงื่อนไขภายนอกและขนาดของหัวเจาะ (Atkinsion and Potts, 1977)

แบบจำลองถูกสร้างโดยกล่องเหล็กโดยมีการจำลองแรงบนผิวดิน (Surface pressure, σ_s) โดยใช้แรงดันจากของเหลวที่ถูกอัดลงบนด้านบนแผ่นยาง โดยแรงบนผิวดินนั้นมักเกิดจากแรงที่ถ่ายจากการจราจรหรือฐานราก (Flexible foundation) หรือชั้นดินแข็งเหนือชั้นดินอ่อน เป็นต้น แบบจำลองยังประกอบด้วยการจำลองหัวเจาะที่เป็นทรงกระบอกซึ่งมีใบตัดบางๆเพื่อขุดเจาะดิน และใช้แรงดันของเหลวเป็นแรงภายใน (σ_i) ในแนวรัศมีเพื่อจำลองแรงดันจริงที่เกิดขึ้น จากการใช้อากาศอัด (Compressed air) หรือแรงดันจากน้ำโคลน (Slurry pressure) ระหว่างการก่อสร้าง โดยแบบจำลองนี้จะพิจารณาถึงการสูญเสียมวลดินตามแนวรัศมีของอุโมงค์เท่านั้นโดยไม่ได้พิจารณาการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของอุโมงค์ ซึ่งเป็นกรณีของ Plane strain หรือพฤติกรรมการขุดเจาะตามแนวยาวมากไม่มีที่สิ้นสุด มีการทดลองสองแบบในการศึกษานี้ โดยแบบแรกจะค่อยๆ ปรับเปลี่ยนแรงดัน σ_s และ σ_i ในสภาวะความเร่งปกติเพื่อแรงดันน้ำในดินเหนียวจะสามารถสลายตัวได้ (Drained condition) สำหรับการทดลองแบบที่สอง ที่ใช้ดินทรายจะเพิ่มอัตราเร่งถึง 75g ซึ่งทำให้แบบจำลองอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร สามารถเปรียบเทียบได้กับอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.5 เมตร โดยพฤติกรรมของดินรอบอุโมงค์จำลองถูกบันทึกด้วยกล้องความเร็วสูง จากการทดลองพบว่าขนาดของการทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์เกิดการยุบตัว แต่ความกว้างของค่า i (Trough width parameter) จะขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์ ชนิดของดิน และแรงกระทำบนผิวดิน ซึ่งสามารถนำเสนอเป็นสมการในกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินทรายที่ไม่มีแรงกระทำบนผิวดินดังนี้

$$i = 0.25(Z + R) \tag{8.34}$$

โดย

Z = ความลึกถึงจุดศูนย์กลางอุโมงค์

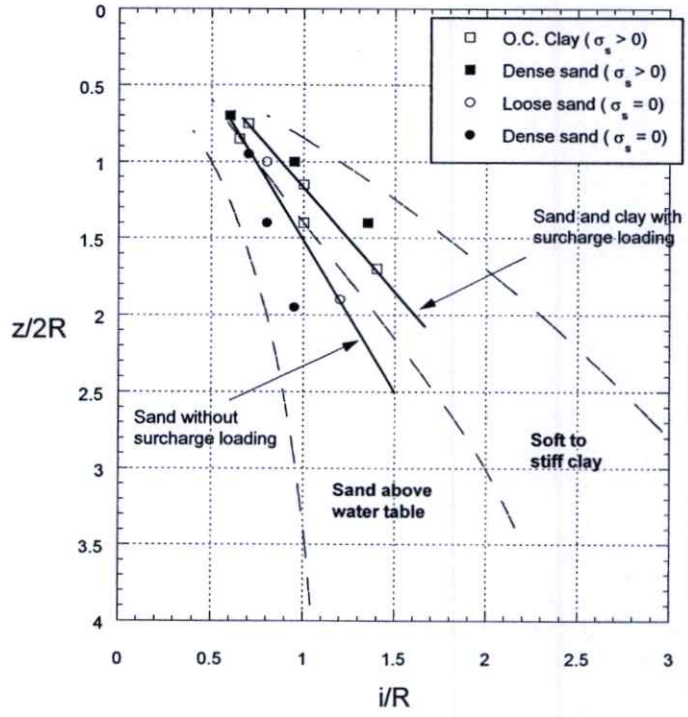
R = รัศมีของอุโมงค์

ส่วนในกรณีที่อุโมงค์ขุดอยู่ในดินทรายหรือในดินเหนียวที่มีแรงกระทำบนผิวดิน ค่า i สามารถหาได้ดังนี้

$$i = 0.125(3Z + R) \tag{8.35}$$

เมื่อนำสมการที่นำเสนอนี้มาแสดงร่วมในกราฟที่เสนอโดย Peck (1969) ดังแสดงในรูปที่ 8.45 พบว่าค่าที่ได้จากสมการที่ 8.35 จะอยู่ในขอบเขตเดียวกับกรณีอุโมงค์ในทรายเหนือระดับน้ำใต้ดิน ขณะที่ค่าที่ได้จากกรณีที่สอง จะอยู่ในขอบเขตเดียวกับกรณีอุโมงค์ในดินเหนียวอ่อนและดิน

เหนียวแข็ง ดังนั้นค่าที่ได้จากการทดลองจะใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการวัดในภาคสนาม อีกทั้งยังตั้งข้อสังเกตได้ว่าค่า i มีค่าเพิ่มขึ้นหรือแนวการขุดของดินจะกว้างขึ้นในกรณีที่มีแรงกระทำบนผิวดิน ในกรณีของอุโมงค์ในชั้นทราย เมื่อนำค่าที่คำนวณได้จากทั้ง 2 สมการข้างต้นมาเขียนกราฟเปรียบเทียบกับกราฟของ Peck (1969) แสดงให้เห็นว่าผลที่ได้จากแบบจำลองสอดคล้องกับค่าที่หาได้กับการทดสอบในภาคสนาม อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่า ผลกระทบจากแรงบนผิวดิน (Surcharge loading) ต่อการทรุดตัวเหนืออุโมงค์ในทราย คือการเพิ่มขึ้นของค่า i และเพิ่มความกว้างของแนวการทรุดตัว โดยค่า i ที่เพิ่มขึ้นนี้อาจจะเนื่องจากการเสียรูปในรูปแบบที่แตกต่างกันโดยรอบอุโมงค์เมื่อมีแรงบนผิวดินกระทำ สำหรับอุโมงค์ในดินเหนียวแข็ง ค่า i ในกรณีที่มีแรงบนดินกระทำจะสอดคล้องกับที่ได้จากการสังเกตในภาคสนาม ดังแสดงในรูปที่ 8.45

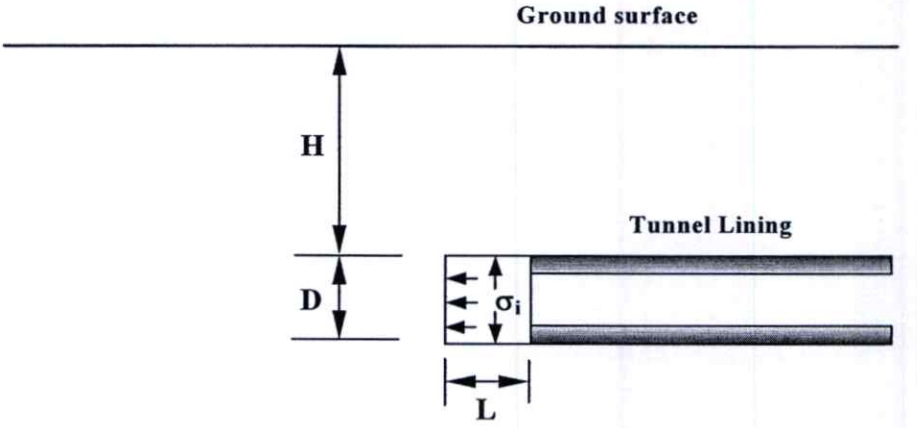


รูปที่ 8.45 กราฟเปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการทดลองเปรียบเทียบกับข้อมูลที่นำเสนอโดย Peck (1969)

2) Kimura and Mair (1981)

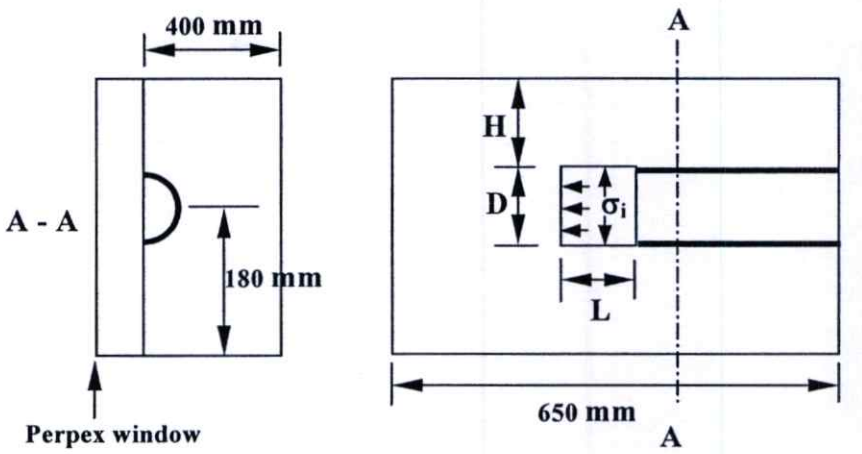
ในขณะที่ Atkinson and Potts (1977) สนใจการเคลื่อนตัวของดินในแบบจำลองสองมิติ Kimura and Mair (1981) ได้พัฒนาวิธีการเดียวกันแต่รวมเอาปัญหาในสามมิติของด้านหน้าอุโมงค์ใกล้กับผิวดิน โดยได้ทำแบบจำลองขึ้นในดินอ่อนและทดสอบในเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง (Centrifuge test) เพื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ในแบบจำลองสองและสามมิติ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

สมมุติฐานและสร้างแบบจำลองอย่างง่ายของอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้าง ในหลายๆกรณีของการสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน ดังแสดงในรูปที่ 8.46 ซึ่ง σ_i ค่าความดันที่รักษาเสถียรภาพของหัวเจาะ ขณะที่ H คือความลึกจากผิวดินถึงยอดอุโมงค์ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ L เป็นระยะด้านหน้าส่วนเปิดถึงส่วนที่มีการติดตั้งผนังอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์แล้ว ในการสร้างอุโมงค์ดินเหนียวอ่อน σ_i มักจะเป็นการใช้แรงดันอัดอากาศ (Compressed air) หรือ แรงดันน้ำโคลน (Slurry pressure) (Atkinson and Potts, 1977)



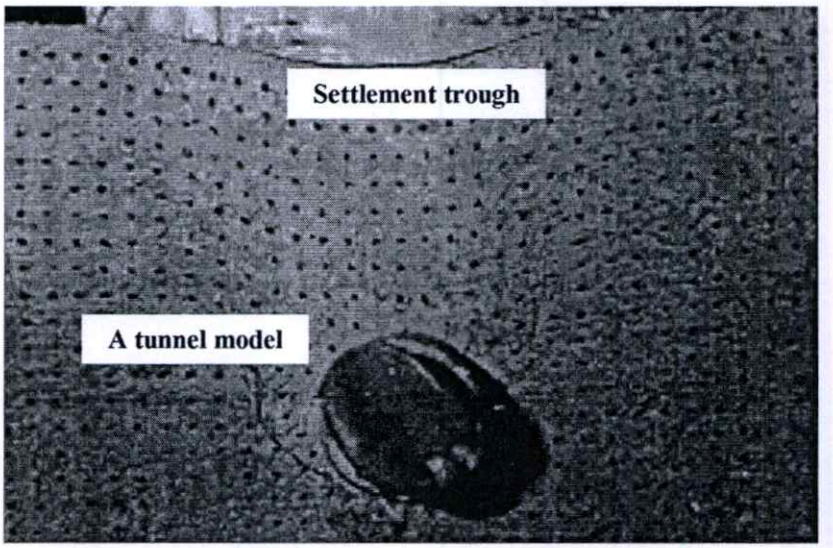
รูปที่ 8.46 แบบจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ที่สร้างขึ้นในดินอ่อน (Kimura and Mair, 1981)

ระยะ L ขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง เช่น ถ้ามีการใช้หัวเจาะ L จะเท่ากับ 0 เนื่องจากมีการป้องกันดินจากตัวหัวเจาะ ดังที่ได้อธิบายไปแล้วว่าการวิเคราะห์แบบสองมิติมักถูกนำมาใช้โดยเฉพาะเมื่อระยะ L มีค่ามาก สำหรับการทดลองแบบสองมิติจะเหมือนกับกรณีของ Atkinson and Pott (1977) ดังแสดงในรูปที่ 8.44 สำหรับกรณีสามมิติ Kimura and Mair (1981) พัฒนาอุโมงค์ครึ่งวงกลมสมมาตรที่มีการหล่อลื่นและไม่มีแรงเสียดทานที่ผิวระหว่างกระจก (Perspex window) และดินดังแสดงในรูปที่ 8.47 ผนังอุโมงค์จำลองถูกติดตั้งตลอดแนว ยกเว้นส่วนหัว (L) อัตราส่วน L/D จะถูกแปรเปลี่ยนไปโดยเริ่มจาก 0 ถึง 3 ดินเหนียวที่มีค่าแรงเฉือนเท่ากับ 26 kPa ถูกนำมาใช้ในการทดลอง

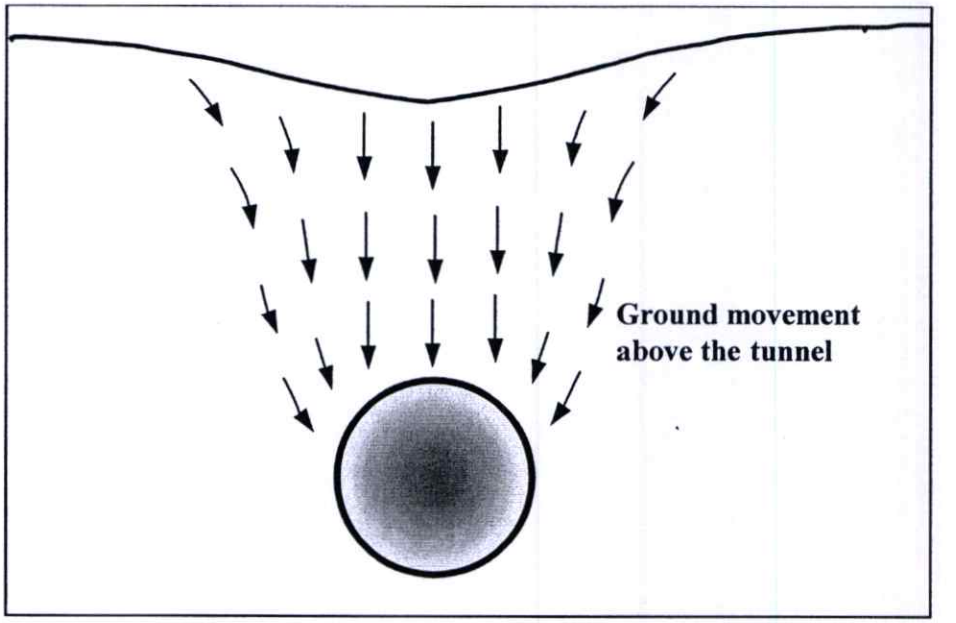


รูปที่ 8.47 ภาพตัดแสดงลักษณะของอุโมงค์ (Kimura and Mair, 1981)

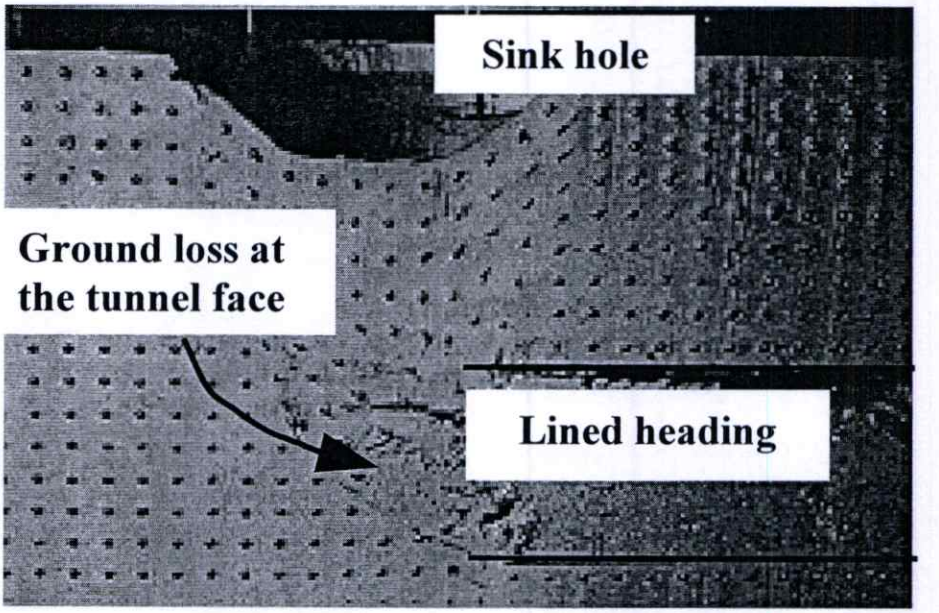
ผลการทดลองจากสองมิติดังแสดงในรูปที่ 8.48 การยุบลงของอุโมงค์เกิดขึ้นส่งผลให้มีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ กระบวนการยุบตัวนี้นำไปสู่การทรุดตัวของผิวดินดังแสดงในรูปที่ 8.49 Kimura and Mair (1981) สังเกตว่าความกว้างของการยุบตัวสอดคล้องกับข้อมูลภาคสนามของ Peck (1969) อีกทั้งผลการทดลองนี้ยังสอดคล้องกับผลลัพธ์จากแบบจำลองอุโมงค์ที่ทำโดย Atkinson and Potts (1977)



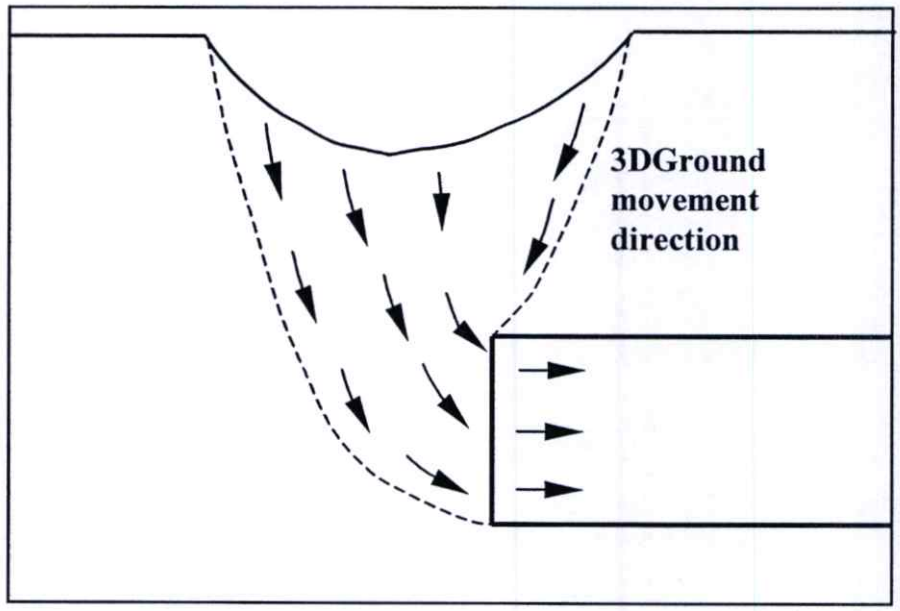
รูปที่ 8.48 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ (Kimura and Mair, 1981)



รูปที่ 8.49 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ตัวอุโมงค์

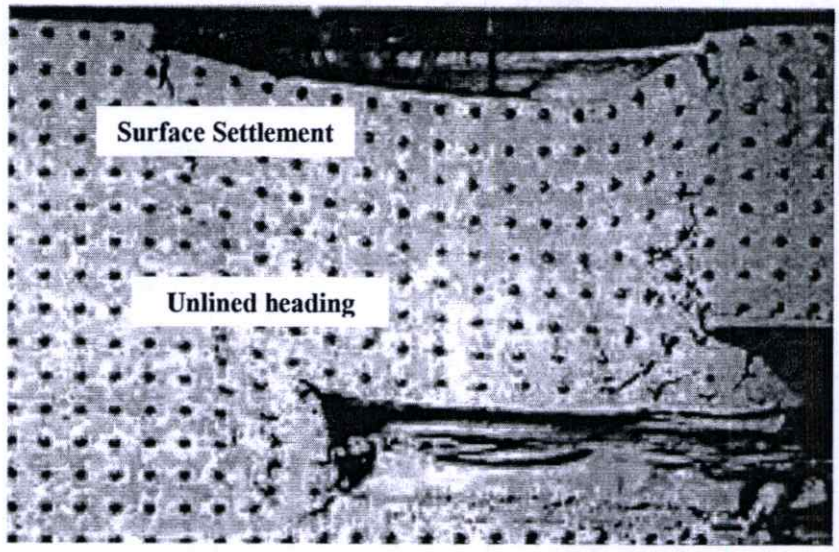


รูปที่ 8.50 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดิน ในกรณีมีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ L/D = 0 และ H/D = 1.5 (Kimura and Mair, 1981)

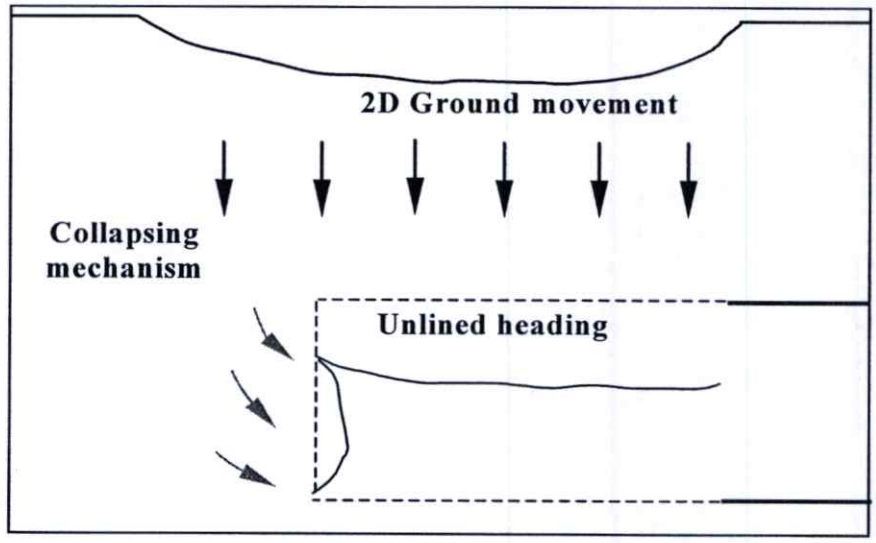


รูปที่ 8.51 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ด้านหน้าอุโมงค์ ในลักษณะสามมิติ

ผลการทดลองในรูปแบบสามมิติของพฤติกรรมการพังทลายของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 8.50 และรูปที่ 8.51 เมื่อ H/D = 0.5 และ L= 0 ซึ่งจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินในแนวรัศมี เช่น การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ พบว่าการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ด้านหน้าของอุโมงค์ส่งผลให้เกิดหลุม (a sink hole) ที่ผิวดิน ลักษณะนี้แสดงการเคลื่อนตัวของดินแบบสามมิติด้านหน้าของอุโมงค์ ในทางตรงข้ามแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 8.52 ซึ่งไม่มีการป้องกันบริเวณการขุดเจาะหรือมีส่วนเปิดขณะก่อสร้าง (L/D = 2) พบว่า เกิดการเคลื่อนตัวของดินแบบสองมิติ อย่างชัดเจน โดยดินเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์ในแนวรัศมีเท่านั้นและการเคลื่อนตัวของดินทางด้านหน้าอุโมงค์มีเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเปรียบเทียบกับการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 8.53



รูปที่ 8.52 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของดินในกรณีไม่มีการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินจากด้านบนโดยที่ L/D = 2 และ H/D = 1.5 (Kimura and Mair, 1981)

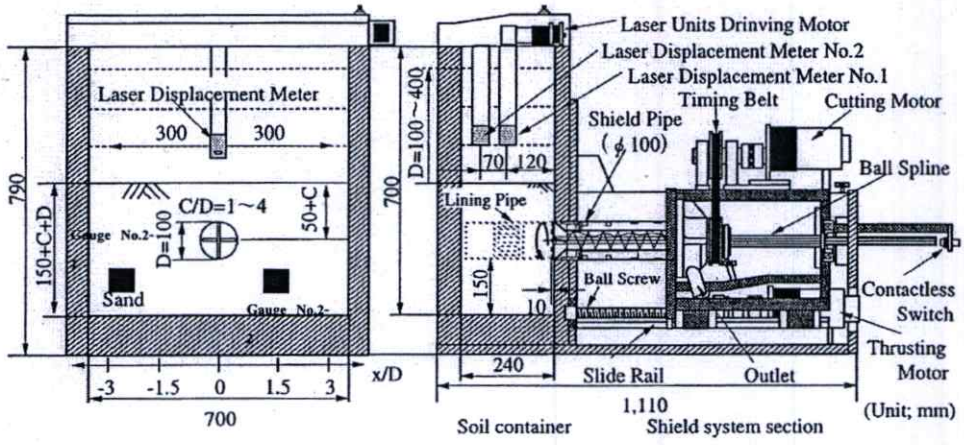


รูปที่ 8.53 ทิศทางการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ในลักษณะสามมิติ

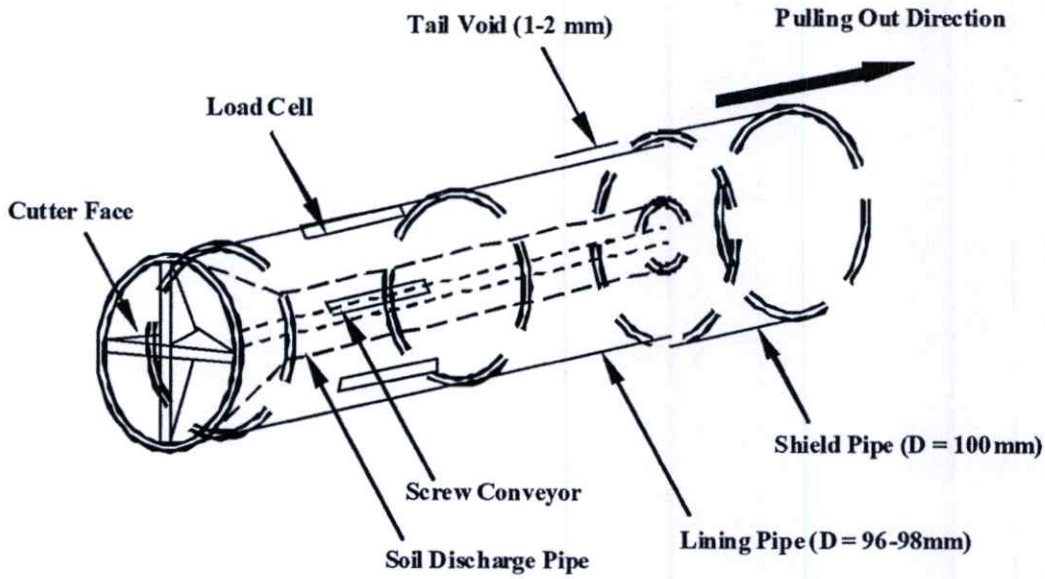
Kimura and Mair (1981) ยังได้ชี้ให้เห็นว่าถ้าความยาวของส่วนที่ไม่ได้มีการป้องกันยาวมากขึ้นหรือ แรงดันในอุโมงค์ต่ำ การเคลื่อนตัวของดินและการสูญเสียมวลดินในอุโมงค์ มีพฤติกรรมแบบสองมิติ มากกว่าพฤติกรรมแบบสามมิติ ดังนั้นวิธีทำการทดลองในห้องปฏิบัติการสามารถแสดงให้เห็นลักษณะการเคลื่อนตัวของดินที่มีผลมาจากเสถียรภาพของอุโมงค์ นอกจากนี้ ยังช่วยในการออกแบบอุโมงค์และประเมินประสิทธิภาพการออกแบบการสังเกตการณ์เคลื่อนตัวของดินจากการทดลอง

3) Nomoto (1999)

Nomoto (1999) ได้พัฒนาหัวเจาะแบบจำลองขนาดเล็กที่สามารถทำงานได้ในเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยงที่มีใช้ความเร่งสูงขณะทดลอง และสามารถจำลองพฤติกรรมรายละเอียดการขุดเจาะ รวมถึงการเคลื่อนตัวของหัวเจาะและการเกิดช่องว่างที่ส่วนท้าย ในการทดลองนี้ได้ใช้ทราย Toyoura ซึ่งมีค่าความหนาแน่นประมาณ 70% Dr และ ϕ_{max} = 42 องศา โดยที่ค่าตัวแปรที่กำหนดในการทดลองนี้ได้แก่ C/D โดย C คือความลึกจากผิวดินจนถึงกึ่งกลางอุโมงค์ และ D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 8.54 โดยเท่ากับค่าความเร่งของการทดสอบ เท่ากับ 25g (245 m/s^2) และการเปลี่ยนค่า C จาก 1D ไปจนถึง 4D 15 มิลลิเมตร/นาที และการหมุนของใบตัดดินที่ 11 rpm โดยจำลองมาจากหัวเจาะขนาดจริงเท่ากับ 2.50 เมตร นอกจากนี้ยังจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนของหัวเจาะที่ได้ถูกออกแบบขึ้นเพื่อจำลองกระบวนการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์ตั้งแต่การทำงานของใบตัดดินไปจนถึงการเกิดช่องว่างที่ท้ายหัวเจาะ โดยตอนเริ่มต้น แบบจำลองหัวเจาะดังแสดงในรูปที่ 8.54 จะถูกดันเข้าผ่านผนังกล่อง (Container) ประมาณ 230 mm ก่อนที่จะถูกดึงออกเพื่อสร้างช่องว่างประมาณ 2 mm ทางด้านท้าย ในการขุดเจาะจริงๆ ช่องว่างส่วนท้ายเกิดจากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะทิ้งช่องว่างระหว่างผิวหัวเจาะกับ ส่วนผิวอุโมงค์ด้านนอก (Outer lining surface) ซึ่งในแบบจำลองเป็นการยากที่จะจำลองกระบวนการอย่างถูกต้อง ดังนั้นช่องว่างจึงเกิดจากการดึงท่อออกมาแทน ดังแสดงในรูปที่ 8.54 ในทิศทางตรงข้ามกับการเคลื่อนตัวของหัวเจาะหลังจากที่การปั่นของใบตัดดินได้เกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์แล้ว ในการทดลองนี้จะใช้แบบจำลองผนังอุโมงค์เส้นผ่านศูนย์กลาง 96 มิลลิเมตร และ 98 มิลลิเมตร ศึกษาการเกิดช่องว่างสองขนาด (1 มิลลิเมตร และ 2 มิลลิเมตร) ดังแสดงในรูปที่ 8.55 อย่างไรก็ตาม กระบวนการอัดฉีดน้ำปูน (Backfill grouting) ไม่ได้ถูกจำลองในการทดลองนี้เนื่องจากกระบวนการนี้ซับซ้อนเกินกว่าที่จะจำลองขึ้นมาได้



รูปที่ 8.54 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะใช้ในการทดลองแบบหมุนเหวี่ยง (Nomoto et al., 1999)



รูปที่ 8.55 หัวเจาะจำลองขนาดเล็กและครบกระบวนการสร้างช่องว่างท้ายหัวเจาะ (Nomoto et al., 1999)

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

$$\delta = \delta_{max} \exp\left(-\alpha \cdot x^2\right) \tag{8.36}$$

เมื่อ α คือค่าคงที่จากการทดลองซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความลึกจากผิวดินถึงแกนอุโมงค์จำลอง (C) และเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์จำลอง (D) โดยแสดงไว้ดังนี้

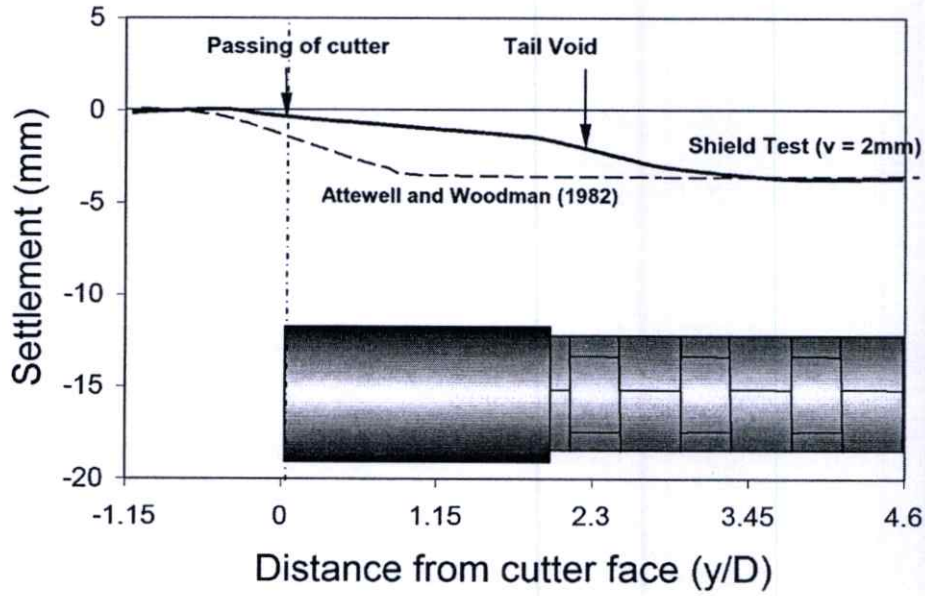
$$\alpha = \beta \cdot \left(\frac{C}{D}\right)^{-\gamma} \tag{8.37}$$

เมื่อ β และ γ คือค่าคงที่ซึ่งได้จากการทดลองหลาย ๆ ครั้ง

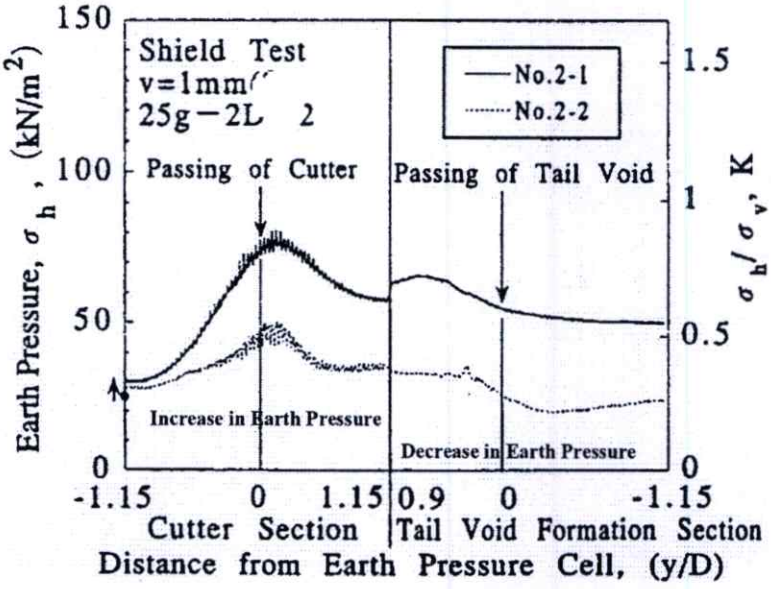
การทรุดตัวในแนวยาวสามารถถูกวัดได้โดยเครื่องวัดแบบเลเซอร์ แสดงในรูปที่ 8.56 ชี้ให้เห็นถึงการทรุดตัวของดิน เกิดเหนือหัวเจาะและหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปเป็นหลัก ขณะที่ด้านหน้าหัวเจาะสามารถวัดการทรุดตัวได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับสมการของ Attewell and Woodman (1982) ดังแสดงในรูปที่ 8.56 ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าสมการของ

Attewell and Woodman (1982) ไม่ถูกต้องสำหรับการใช้หัวเจาะที่มีระบบป้องกันดินด้านหน้า เช่น หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry shield) หรือ แบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) สมการของ Attewell and Woodman (1982) ประมาณว่า การทรุดตัวของผิวหน้าด้านบนของอุโมงค์สอดคล้องกับ 0.5 δ_{max} หรือ 50% ของการทรุดตัวที่มากที่สุดหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปดังแสดงในรูปที่ 8.57 อย่างไรก็ตามสมมติฐานนี้ใช้ได้กับหัวเจาะแบบหน้าเปิด (Open-face shild) เท่านั้น แต่ใช้ไม่ได้กับกรณีหัวเจาะแบบมีระบบป้องกันด้านหน้าเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินสามารถควบคุมได้ ด้วยการควบคุมพารามิเตอร์ ที่เกี่ยวข้องขณะขุดเจาะ (Suwansawat, 2004)

Nomoto (1999) ยังศึกษาลักษณะความดันของดินโดยรอบหัวเจาะ ความดันของดินสามารถวัดโดยการติดตั้งอุปกรณ์วัดความดันดิน (Pressure gauge) สองตัวในแบบจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 8.56 โดยพบว่าความดันของดินเริ่มจะเพิ่มขึ้นทันทีที่ใบตัดดินเริ่มทำงานและมีค่ามากที่สุดเมื่อใบตัดดินผ่านจุดที่ทำการวัดดังแสดงในรูปที่ 8.57 ซึ่งการทดลองนี้ใช้ขนาดช่องว่างส่วนท้ายเท่ากับ 1 มิลลิเมตร และ ความลึกเท่ากับ 2D (D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ) โดยได้ค่าความเร่งของเครื่องทดสอบแบบหมุนเหวี่ยงเท่ากับ 25g ระหว่างกระบวนการเกิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ ความดันของดินที่ได้ถูกวัดโดยอุปกรณ์วัดความดันดิน 2 ตัวคือ no.2-1 และ 2-2 จะลดลงและคงที่ที่ระดับที่ต่ำกว่าระดับเริ่มต้นดังแสดงในรูปที่ 8.57 Nomoto (1999) เสนอว่า การเพิ่มขึ้นของความดันดินหน้าหัวเจาะในระยะเริ่มต้นน่าจะเกิดจากพฤติกรรม Aching effect (เกิดแรงเฉือนต้านทานเหนือยอดอุโมงค์ขณะก่อสร้าง) ก่อนความดันจะลดลงเมื่อความดันในดินเปลี่ยนแปลงหรือลดลงเรื่อย ๆ



รูปที่ 8.56 การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวอุโมงค์ที่มีช่องว่าง v = 2 มม. (after Nomoto et al., 1999)



รูปที่ 8.57 ความดันดินที่วัดได้ขณะจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ (Nomoto et al., 1999)

8.4 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสามารถแบ่งได้เป็นหลายกรณี ดังต่อไปนี้

1) การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlement)

2) การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (Single tunnel)

3) การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Twin tunnels)

4) การวิเคราะห์เคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral ground deformation)

8.4.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlements)

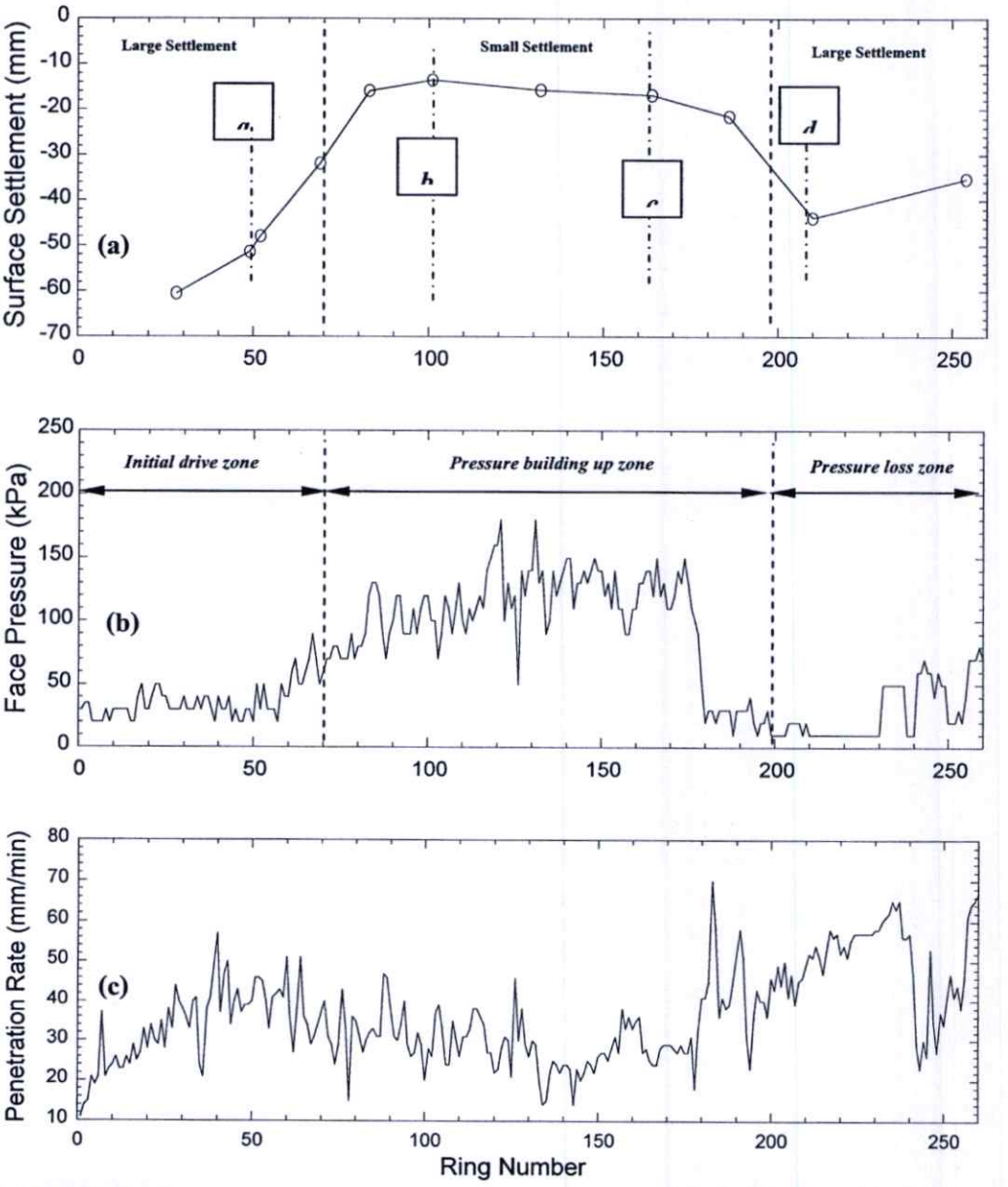
การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวยาว (Longitudinal settlement) ทั้งนี้ขนาดของการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย จากกรณีศึกษาจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล โดยเป็นการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินในช่วงระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมและสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ เนื่องจากเป็นบริเวณที่มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดทางธรณีเทคนิคจำนวนมาก อุโมงค์ส่วนใหญ่ที่ขุดเจาะในส่วนก่อสร้างนี้จะถูกขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ยกเว้นในช่วงกึ่งกลางระหว่างสถานีโดยส่วนท้องของอุโมงค์จะถูกขุดเจาะในชั้นดินทรายแน่น (Dense sand) การทำงานของหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลที่รักษาเสถียรภาพของดินหน้าหัวเจาะไว้โดยการควบคุมแรงดันดินด้านหน้า (Face pressure) ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ควบคุมระหว่างการขุดเจาะ แรงดันนี้ถูกวัดโดยเซลวัดแรงดัน (Pressure cell) ที่ติดตั้งภายในห้องเก็บดิน เมื่อวิเคราะห์จากแรงดันที่ด้านหน้าระหว่างการขุดเจาะ

อุโมงค์ในส่วนก่อสร้างนี้สามารถแบ่งออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ 1) ช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive zone) 2) ช่วงเพิ่มแรงดันด้านหน้า (Pressure building up zone) และ 3) ช่วงสูญเสียแรงดันด้านหน้า (Pressure loss zone) ดังที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 8.58

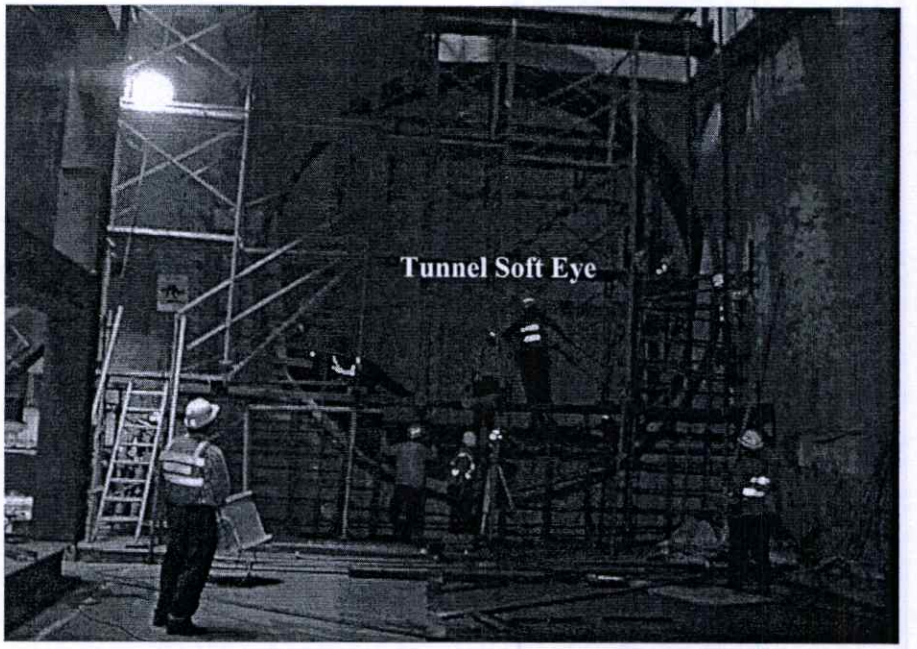
ในช่วงแรกเริ่มของการขุดเจาะหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลได้ถูกประกอบขึ้นด้านหลังกำแพงกั้นด้านเหนือของสถานีศูนย์วัฒนธรรมก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนตัวออกนั้น แนวหัวเจาะทะลวง (Tunnel soft eye) ได้ถูกเตรียมบนผนังไดอะแฟรมกั้นสำหรับหัวเจาะเพื่อที่จะตัดผ่านดังรูปที่ 8.59 กำแพงไดอะแฟรมโดยทั่วไปเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อย่างไรก็ตามแนวหัวเจาะทะลวงซึ่งหัวเจาะต้องตัดผ่านจะเสริมด้วยเส้นใยไฟเบอร์แทนดังนั้นหัวเจาะจึงสามารถที่จะเจาะผ่านกำแพงไปได้ นอกจากนี้แล้วโครงเหล็กรับแรงผลัก (Reaction truss) ได้ถูกติดตั้งเพื่อให้หัวเจาะผลักต้านดังแสดงในรูปที่ 8.60 เนื่องจากพื้นที่ในสถานีปล่อยหัวเจาะ (Launching shaft) ค่อนข้างมีอยู่จำกัด อุปกรณ์ควบคุมหัวเจาะยังต้องติดตั้งไว้บนพื้นดินโดยใช้สายเคเบิ้ลเชื่อมต่อกับหัวเจาะในอุโมงค์ โดยเมื่อการก่อสร้างอุโมงค์เสร็จสิ้นไป 60 วง อุปกรณ์ควบคุมจึงจะถูกนำมาติดตั้งในอุโมงค์ หลังจากที่กระบวนการก่อนติดตั้งหัวเจาะได้เสร็จสิ้นลง หัวเจาะได้เริ่มตัดกำแพงไดอะแฟรม ดังรูปที่ 8.61 โดยหัวเจาะได้ถูกผลักออกไปอย่างช้าๆ ช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์ (Initial drive zone) คือช่วงระยะการขุดเจาะของหัวเจาะจากส่วนเริ่มต้นซึ่งหัวเจาะต้องการโครงสร้างชั่วคราว เช่น โครงเหล็กรับแรงผลัก (Reaction truss) ดังรูปที่ 8.62 และ รูปที่ 8.63 ไปจนถึงระยะที่ไม่มีความจำเป็นต้องใช้อุปกรณ์สนับสนุนและอุปกรณ์ควบคุมสามารถนำมาติดตั้งไว้ภายในอุโมงค์ได้ โดยทั่วไปแล้ว ช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive zone) จะมีระยะประมาณ 70 ถึง 120 เมตร เช่น 60-100 วงของผนังอุโมงค์หรือรอบของการขุดเจาะ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับความยาวของอุปกรณ์สนับสนุนและกระบวนการควบคุมของหัวเจาะแต่ละเครื่อง หลังจากที่หัวเจาะไปถึงจุดสิ้นสุดของช่วงเริ่มต้นการขุด หัวเจาะจะหยุดการทำงานชั่วคราวเพื่อรื้อผนังอุโมงค์ชั่วคราวและโครงเหล็กรับแรงผลักออก จากนั้นอุปกรณ์สนับสนุนจะถูกนำลงมาติดตั้งภายในอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ รถรางอุปกรณ์อาจต้องการพื้นที่ยาวถึง 100-120 เมตรด้านหลังหัวเจาะดังรูปที่ 8.64

ระหว่างการขุดเจาะ แรงผลักโดยขาถีบไฮโดรลิค 20 ถึง 40 ตัวที่ใช้ผลักหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล อาจสูงถึง 4,000 ตัน ดังนั้นผนังอุโมงค์จำนวนมากที่ติดตั้งไว้เพื่อสำหรับต้านทานต่อแรงผลักก่อนที่จะเอาอุปกรณ์สนับสนุนชั่วคราวออกไป ในกรณีตัวอย่าง ช่วงเริ่มต้นการขุดสิ้นสุดที่ผนังอุโมงค์วงที่ 60 หรือ 72 เมตร จากสถานีปล่อยหัวเจาะ ภายในช่วงนี้หัวเจาะไม่สามารถรับแรงผลักที่สูง ทั้งนี้เนื่องจากผนังอุโมงค์ชั่วคราวไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ทนต่อแรงผลักที่สูง ดังนั้นหน้าหัวเจาะจึงไม่สามารถเพิ่มขึ้นในช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะ เนื่องจากแรงผลักเป็นอัตราส่วนกับแรงดันที่ด้านหน้า ดังนั้น จึงวัดแรงดันที่ด้านหน้าได้เพียง 30-60 kPa ด้วยเหตุนี้ ดินจึงสามารถเคลื่อนตัวเข้าหรือเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ เพื่อให้สามารถสังเกตความสัมพันธ์ได้ชัดเจนระหว่างการทรุดตัวของผิวดิน และการขุดเจาะอุโมงค์ ข้อมูลการทรุดตัวของดินได้ถูกเทียบกับ

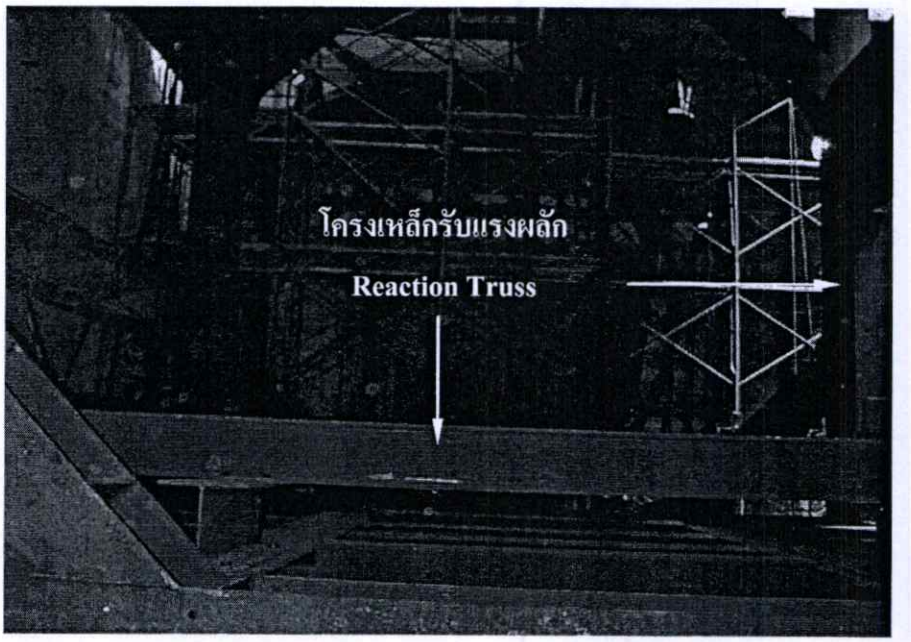
ตำแหน่งของหัวเจาะดังที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 8.65 จากรูป ผิวดินจะเริ่มเสียรูปในระยะประมาณ 30 เมตร ก่อนหัวเจาะเข้าสู่ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์วัด เมื่อหัวเจาะเคลื่อนเข้าไปใกล้กับตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์วัด การทรุดตัวของดินจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆอย่างต่อเนื่องหลังจากการทรุดตัวของดินจะเริ่มหยุดลงหลังจากหัวเจาะมาถึงที่ระยะ 15 เมตร หลังตำแหน่งการวัด การทรุดตัวของดินได้ถูกวัดที่ผิวดินเหนือตำแหน่งอุโมงค์วงที่ 49 ดังแสดง ณ ตำแหน่งในรูปที่ 8.58 a) เมื่อหัวเจาะผ่านส่วนนี้ แรงดันที่หน้าหัวเจาะมีค่าเฉลี่ยเพียง 30 กิโลปาสคาล จากรูปที่ 8.65 การทรุดตัวของดินเป็นบริเวณกว้างเกิดขึ้นเมื่อหัวเจาะไปถึงหน่วยที่ทำการวัดค่าโดยเฉพาะในระนาบด้านหน้าของหัวเจาะ ข้อสังเกตนี้สอดคล้องกับผลการทดลองดังรูปที่ 8.66



รูปที่ 8.58 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน แรงดันหน้าหัวเจาะและความเร็วการขุดเจาะโดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมและสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ

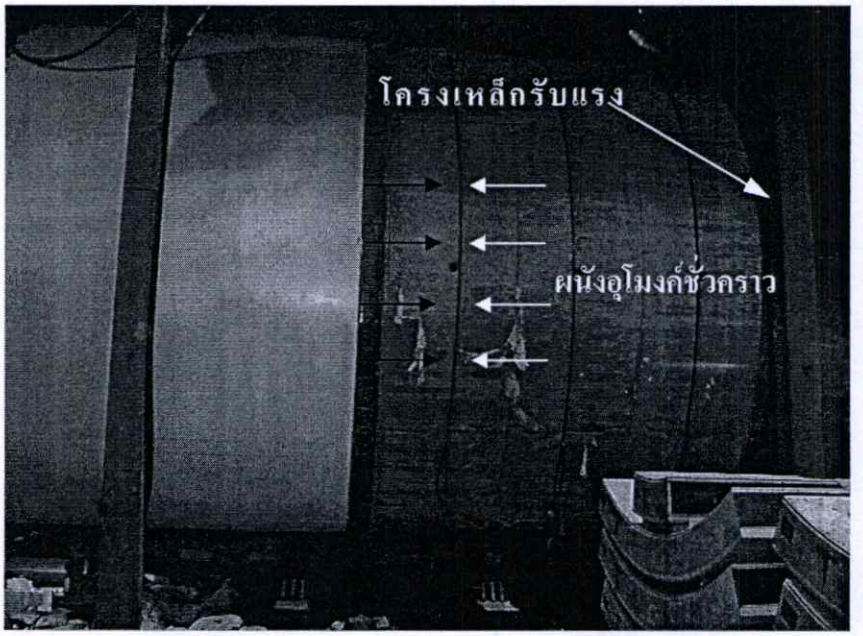


รูปที่ 8.59 การเตรียมแนวหัวเจาะทะลวง (Tunnel soft eye) บนผนังไดอะแฟรม

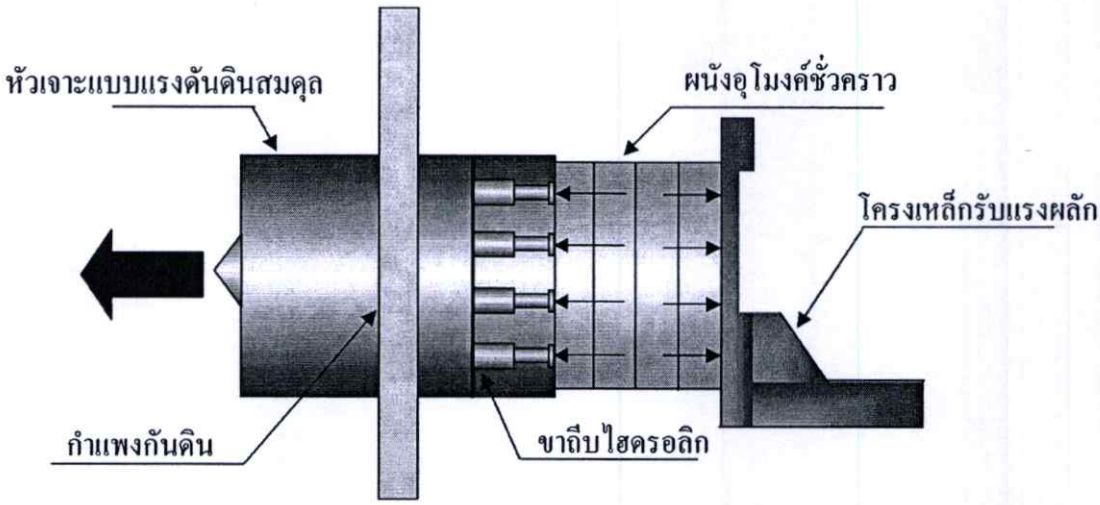


รูปที่ 8.60 โครงเหล็กรับแรงผลักที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์

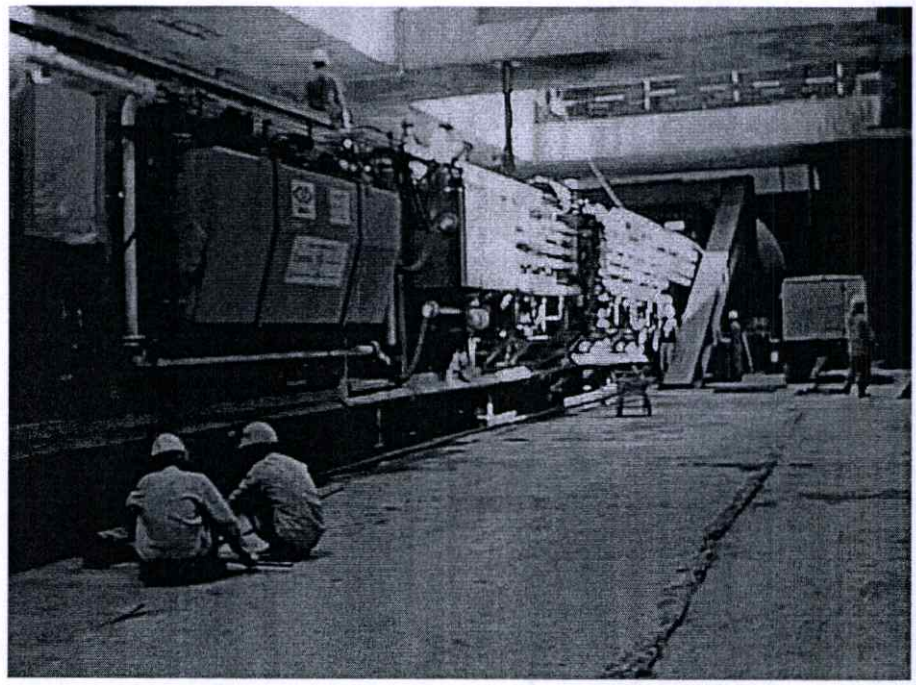
รูปที่ 8.61 หัวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังไดอะแฟรม ของสถานีศูนย์วัฒนธรรม



รูปที่ 8.62 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Temporary lining rings)



รูปที่ 8.63 อุปกรณ์ชั่วคราวระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงเริ่มต้น



รูปที่ 8.64 อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์

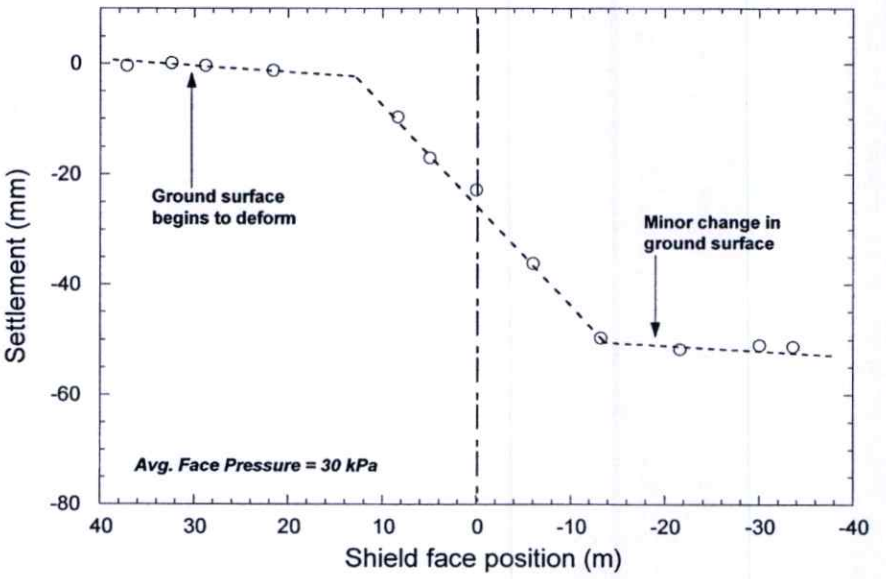
รายงานมาแล้วในการศึกษาที่มีมาก่อนหน้านี้ เช่น Kimura and Mair (1981) ซึ่งดินมีแนวโน้มที่จะเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์จากผลการทดลองในเครื่องจำลองหมุนเหวี่ยง (Centrifuge test) การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะนี้ จะเห็นได้ชัดจากผิวดินซึ่งพบการทรุดตัวของดินเป็นบริเวณกว้าง บริเวณที่มีการเคลื่อนตัวของดินมีรูปร่างเหมือนกับเป็นรูปลิ่มสามเหลี่ยม หรือที่เรียกว่า Face loss impact zone ดังรูปที่ 8.67

การทดลองดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากการจำลองจากการใช้หัวเจาะแบบหน้าเปิด (Open-face shield) ไม่ใช่หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) ดังที่ใช้ในโครงการ

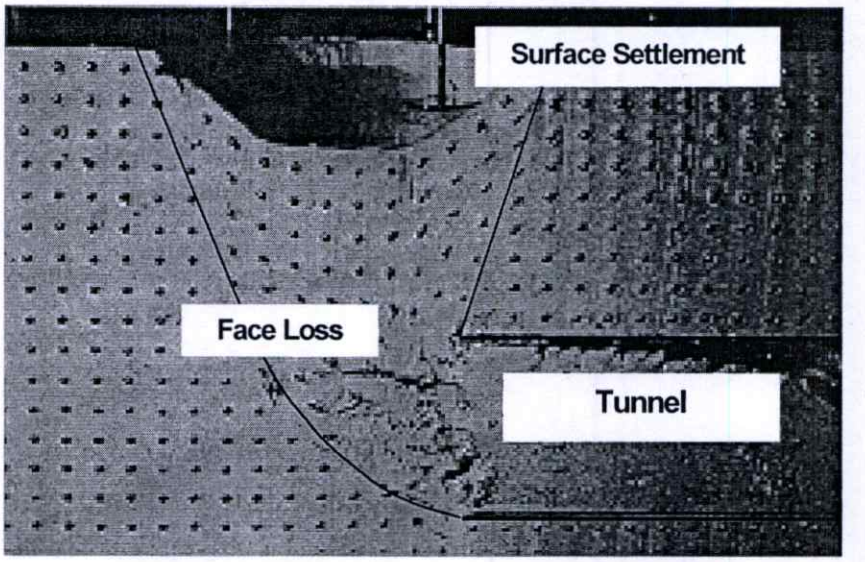
รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล อย่างไรก็ตาม เมื่อใช้ความดันที่ด้านหน้าต่ำ หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุลจะมีพฤติกรรมคล้ายกับหัวเจาะแบบหน้าเปิดซึ่งส่งผลให้ดินมีการเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์ นอกจากนี้ การทรุดตัวของดินจะเป็นบริเวณกว้างขยายไปจนถึงเหนือหัวเจาะแต่จะหยุดการเคลื่อนตัวที่ประมาณ 15 เมตร จากด้านหน้าหัวเจาะหรือประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ และ จากจุดนี้ไปการทรุดตัวของดินจะมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น หลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนตัวไปเป็นระยะ 72 เมตร จากสถานีปล่อยตัวและมีการติดตั้งผนังอุโมงค์ไปแล้ว 60 วง หัวเจาะจะหยุดทำงาน รถรางสำหรับอุปกรณ์สนับสนุนจะถูกติดตั้งขึ้นภายในอุโมงค์ และโครงสร้างชั่วคราวทั้งหมดถูกรื้อออก ถือว่าเป็นจุดสิ้นสุดของช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive) และหัวเจาะจะเริ่มกลับมาทำงานอีกครั้ง ตั้งแต่ตำแหน่งนี้ไป หัวเจาะจะสามารถเพิ่มแรงดันด้านหน้าได้ถึง 180 กิโลปาสคาล (ดังรูปที่ 8.58 a) ที่ตำแหน่ง b และ c (รูปที่ 8.58 a) ได้ถูกเลือกขึ้นมาเพื่อที่จะศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ โดยเฉลี่ยระหว่างที่หัวเจาะผ่านเข้าไปอยู่ที่ประมาณ 100 และ 120 กิโลปาสคาล ณ ตำแหน่ง b และ c ตามลำดับ การทำงานจะอยู่ใน Earth pressure balance mode ซึ่งเป็นโหมดที่ การทรุดตัวของผิวหน้าดินจะสามารถมีค่าลดลงได้โดยการปรับค่าแรงดันด้านหน้าให้เท่ากับค่าความดันของดินโดยรอบระหว่างการขุดเจาะ

การทรุดตัวของผิวดินและตำแหน่งของด้านหน้าของหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง b และ c ถูกแสดงในรูปที่ 8.68 และ รูปที่ 8.69 ตามลำดับ จากรูปค่าการทรุดตัวของดินที่มากที่สุดอยู่ที่ 13 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง b และ 11 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง c และเห็นได้ชัดเจนว่า ทั้งสองตำแหน่งนี้มีการทรุดตัวของดินน้อยกว่าในส่วน a (~ 50 มิลลิเมตร) ซึ่งเป็นบริเวณที่ให้แรงดันหน้าหัวเจาะ ดังนั้นแรงดันด้านหน้าที่ให้ระหว่างหัวเจาะผ่านเข้าไปมีผลกระทบต่อระดับการทรุดตัวของดินอย่างเห็นได้ชัด โดยทั่วไป ผู้ควบคุมหัวเจาะจะต้องควบคุมแรงดันที่ด้านหน้าเพื่อลดการทรุดตัวของผิวหน้าดิน หลังจากที่ติดตั้งผนังอุโมงค์วงที่ 177 ได้เสร็จสิ้นลง มอเตอร์หมุนใบตัดดินได้รับความเสียหาย โดยทำให้ใบตัดดินไม่สามารถหมุนไปได้ที่แรงดันที่ต้องการและทำให้ระดับของแรงดันที่ด้านหน้าลดลงอย่างรวดเร็ว เช่น 'pressure loss zone' ในรูปที่ รูปที่ 8.58 b ภายในบริเวณนี้จะพบ การทรุดตัวของผิวหน้าดินเป็นบริเวณกว้าง ในตำแหน่ง d ใน รูปที่ 8.58 a ชี้ให้เห็น จุดสังเกตการณ์ที่อุโมงค์วงที่ 208 ในบริเวณที่เรียกว่า 'pressure loss zone' ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 8.70 การทรุดตัวของดินที่มากที่สุดคือ 35 มิลลิเมตร ซึ่งมากกว่าค่าที่วัดได้ที่ตำแหน่ง b และ c ซึ่งหัวเจาะทำงานอยู่ใน earth pressure balance mode ไม่เพียงแต่จะมีการทรุดตัวของดินเป็นบริเวณกว้าง แต่ยังพบการเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าของหัวเจาะอีกด้วย พฤติกรรมของดินในลักษณะนี้คล้ายคลึงกับที่สังเกตได้จากตำแหน่ง a (รูปที่ 8.65) อย่างไรก็ตาม ในทุกๆ กรณี รูปแบบของการทรุดตัวตามยาวของผิวดินค่อนข้างจะคล้ายคลึงกัน

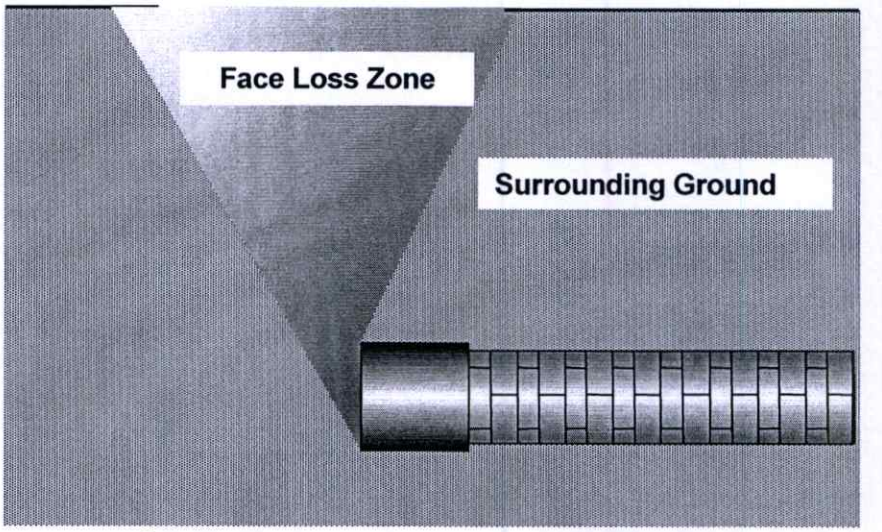
จากข้อสังเกตนี้ การทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ระยะตามระดับของแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ ได้แก่ 1) ระยะที่ 1 2) ระยะที่ 2 และ 3) ระยะที่ 3 ดังรูปที่ 8.71 ในระยะที่ 1 เริ่มต้นจากระยะประมาณ 30 เมตร ก่อนถึงหัวเจาะ ซึ่งเริ่มมีการเคลื่อนตัว การทรุดตัวของดินจึงเริ่มสูงขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวไปใกล้กับตำแหน่งที่ทำการวัดค่า และเมื่อถึงระยะด้านหน้าหัวเจาะประมาณ 10 เมตร การทรุดตัวของผิวหน้าดินจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นอย่างเร็วขึ้นเหนือหัวเจาะ ที่ระยะนี้การทรุดตัวของดินจะทำให้เกิดจุดแบ่งชัดเจนระหว่างระยะที่ 1 และ ระยะที่ 2 ดังที่เห็นได้จากในส่วนก่อสร้าง A การทรุดตัวของผิวหน้าดินในระยะที่ 2 เป็นที่เกิดการทรุดตัวมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับการทรุดตัวของดินทั้งหมดที่เกิดโดยการขุดอุโมงค์ด้วยการใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล หลังจากส่วนท้ายของหัวเจาะผ่านตำแหน่งที่ทำการวัดค่า(ประมาณระยะ 15 เมตร จากด้านหน้าของหัวเจาะ) การทรุดตัวของดินจะเริ่มลดลง และเข้าสู่ระยะที่ 3 การทรุดตัวของดินในระยะสุดท้ายนี้จะหยุดที่ระยะประมาณ 30 เมตร หลังจากที่หัวเจาะผ่านไปแล้ว



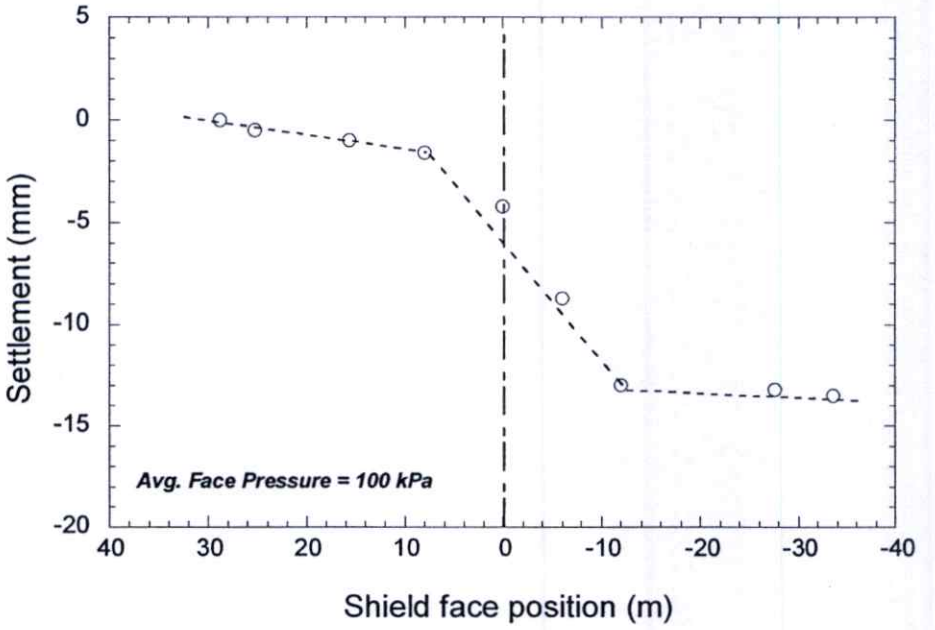
รูปที่ 8.65 การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (ผนังอุโมงค์วงที่ 49)



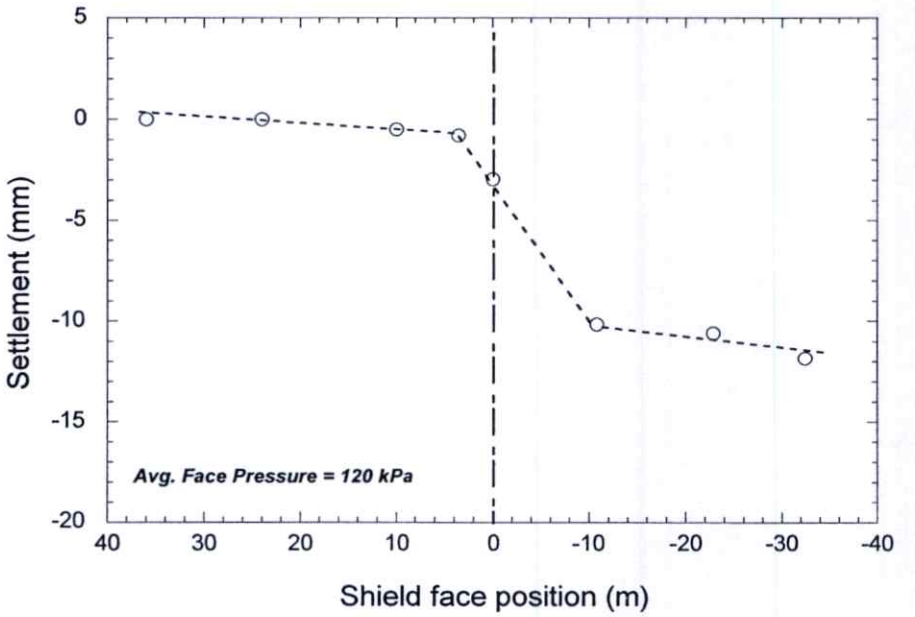
รูปที่ 8.66 พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง (Kimura and Mair, 1981)



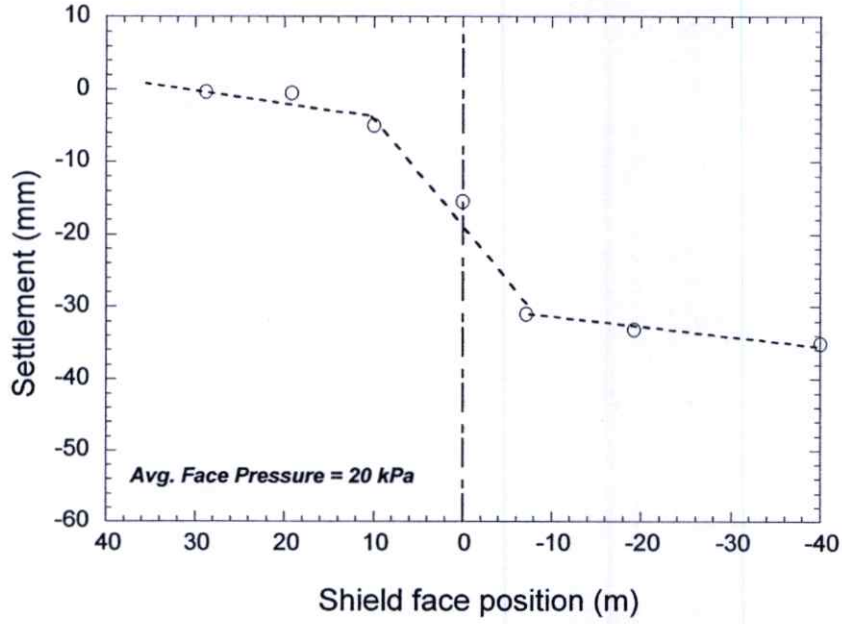
รูปที่ 8.67 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ



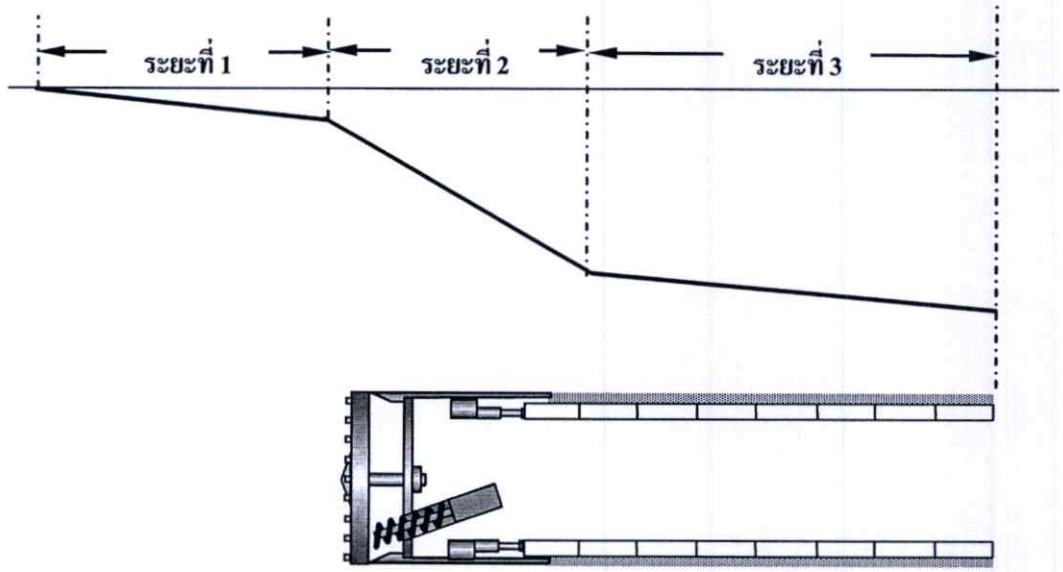
รูปที่ 8.68 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101)



รูปที่ 8.69 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผนังอุโมงค์วงที่ 164)



รูปที่ 8.70 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง d (ผนังอุโมงค์วงที่ 208)

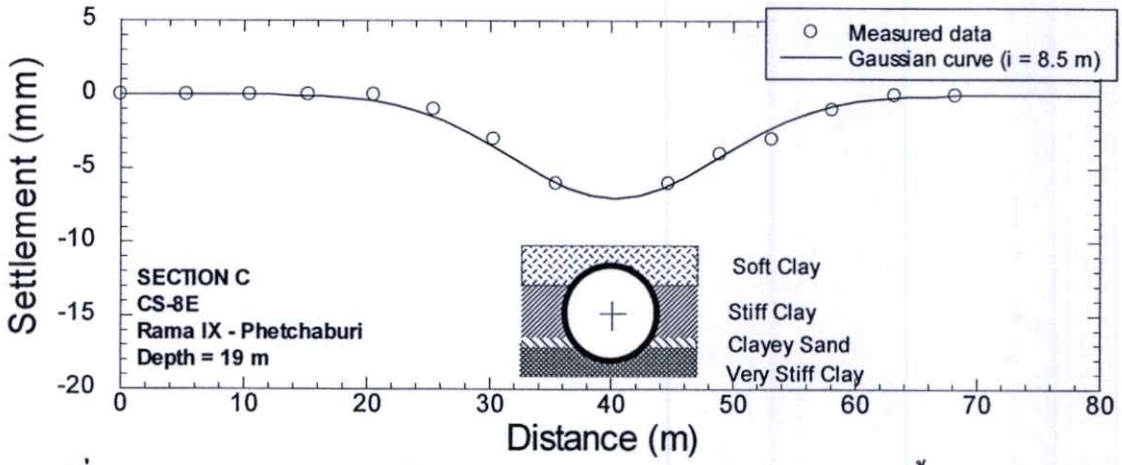


รูปที่ 8.71 รูปแบบการทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

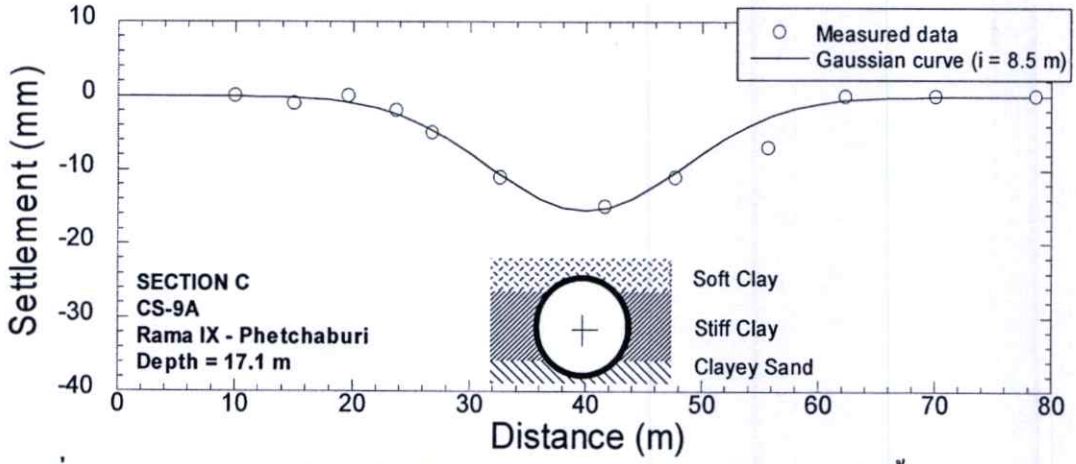
8.4.2 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว (Single Tunnel)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งระดับของการทรุดตัวของดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ และค่อนข้างที่จะพยากรณ์ได้ยาก โดยจากในหลายๆ กรณีศึกษาและการสังเกตในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวที่ผิวดินไม่

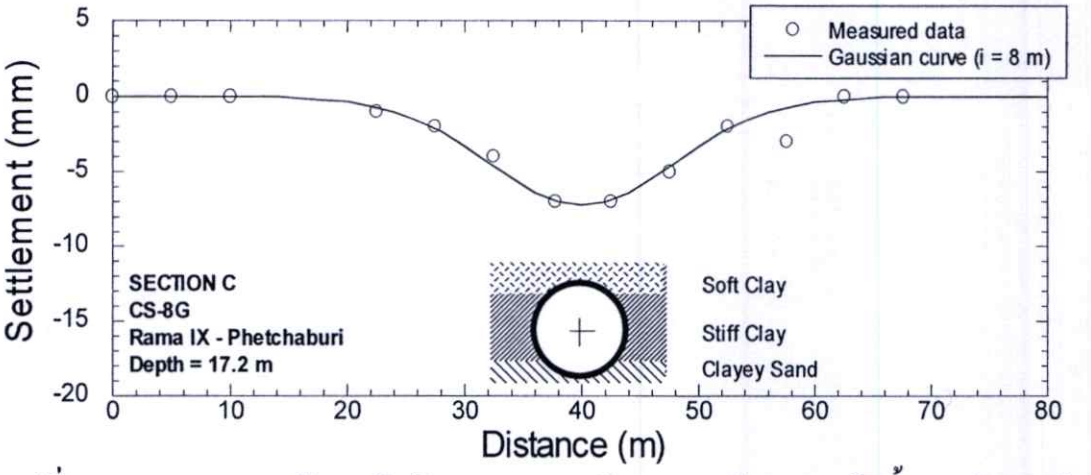
เพียงแต่จะพัฒนาตามแนวยาวหรือในทิศทางเดียวกับแนวอุโมงค์ แต่ยังเกิดแนวการทรุดตัวตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) ซึ่งทำให้เกิดเป็นหลุม (Depression trough หรือ Sink hole) ที่ผิวดิน ในอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางถูกวัดโดยแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement marker arrays) ที่ติดตั้งเหนือแนวอุโมงค์ ผลของการวัดบางส่วนได้แสดงไว้ในรูปที่ 8.72 ถึงรูปที่ 8.77 ในกรณีนี้จะวิเคราะห์เฉพาะแนวการทรุดตัวเหนืออุโมงค์เดี่ยวเท่านั้น ส่วนกรณีการทรุดตัวที่เกิดจากอุโมงค์คู่จะถูกวิเคราะห์ในหัวข้อต่อไป



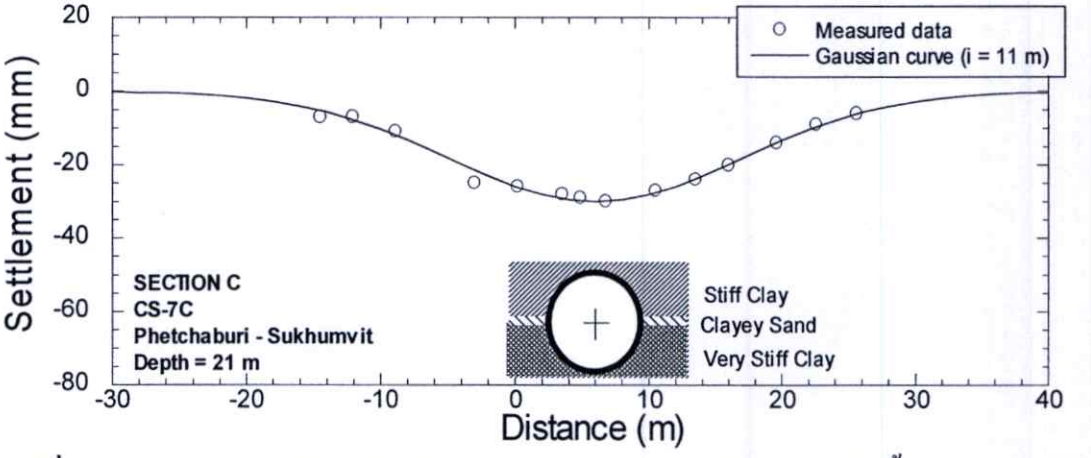
รูปที่ 8.72 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี



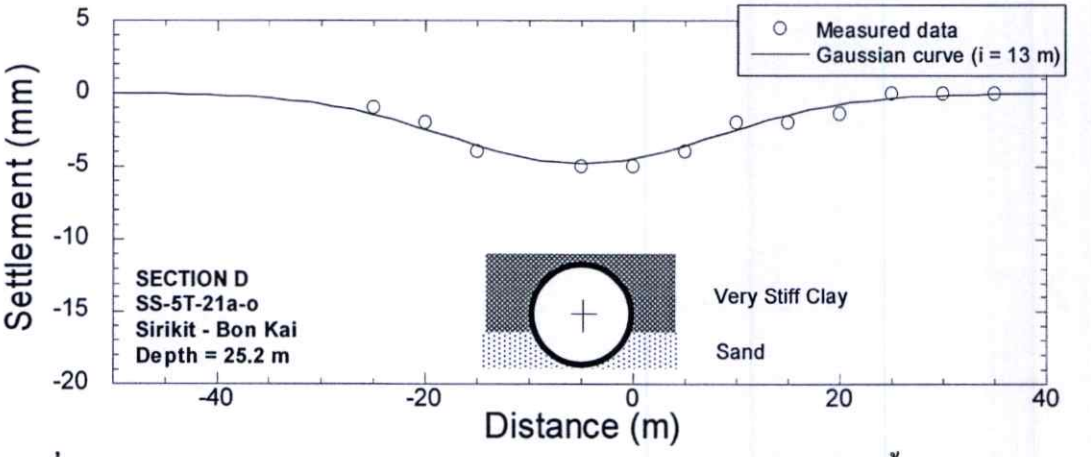
รูปที่ 8.73 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-9A ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และสถานีเพชรบุรี



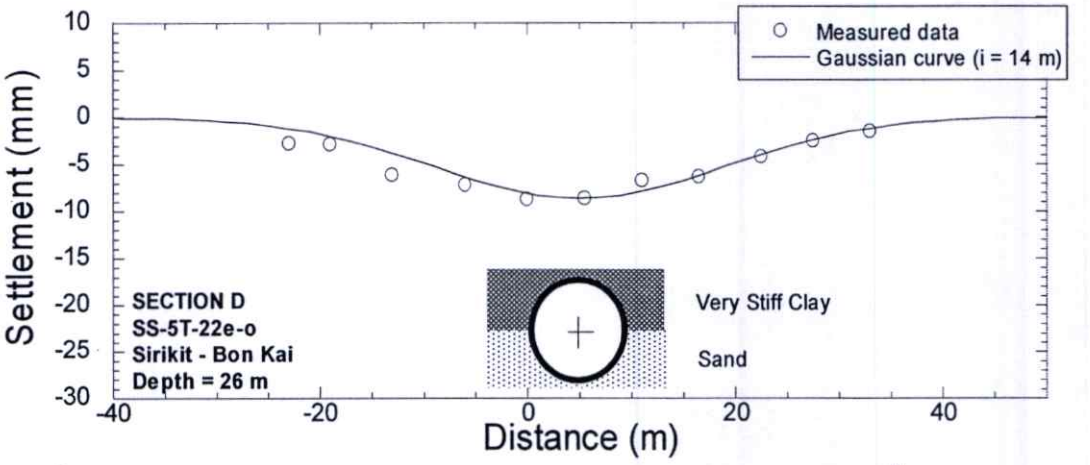
รูปที่ 8.74 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8G ติดตั้งระหว่างสถานีพระราม 9 และ สถานีเพชรบุรี



รูปที่ 8.75 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-7C ติดตั้งระหว่างสถานีเพชรบุรีและสถานีสุขุมวิท

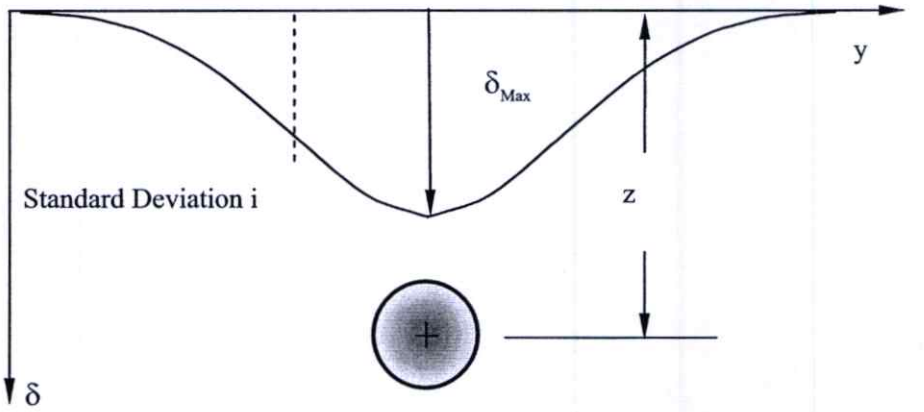


รูปที่ 8.76 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย



รูปที่ 8.77 แนวการทรุดตัวของดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัว CS-8E ติดตั้งระหว่างสถานีศูนย์ฯสิริกิตต์ และสถานีคลองเตย

จากรูปดังกล่าว พบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ส่วนมากค่อนข้างจะสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ดังนั้นกราฟความน่าจะเป็นปกติหรือ Gaussian curve ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ โดยสามารถประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดิน ด้วยสมการ Gaussian ที่แสดงไว้ในสมการที่ 8.2



รูปที่ 8.78 การใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว

ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน i สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว สามารถหาได้โดยการประมาณจากสมการที่ 8.6 ซึ่งเสนอโดย O'Reilly and New (1982) ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลทั้งหมดถูกวัด 3 วันหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปแล้วหรือที่ระยะประมาณ 30 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ซึ่งถือว่าเป็นจุดที่การทรุดตัวของดินที่มีค่ามากที่สุด (δmax) โดยหลังจากนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ดังที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อก่อนหน้า

นี้ ในกรณีนี้จะพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ได้รับผลกระทบจากการขุดเจาะโดยหัวเจาะเพียงอย่างเดียว ไม่ใช่จาก Consolidation settlement หรือการอัดตัวคายน้ำของดินที่เป็นการทรุดตัวของดินที่เกิดในระยะยาว การทรุดตัวของดินที่เกิดในระยะยาว อาจจะมีผลต่อการทรุดตัวของผิวหน้าดินดังที่ได้รายงานไว้โดย Mair and Taylor (1997) โดยการทรุดตัวของดินจะค่อยๆเพิ่มขึ้นหลังการก่อสร้าง ทำให้เกิดแนวการทรุดตัวที่กว้างขึ้น

8.4.3 การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ (Twin tunnels)

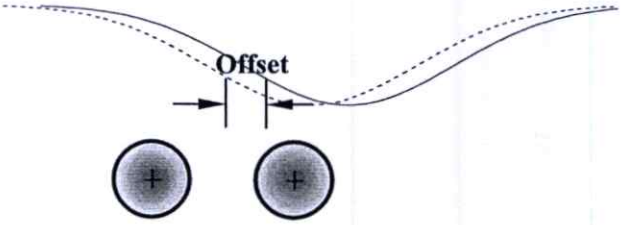
การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์เป็นปัญหาหลัก ที่วิศวกรพยายามที่จะเข้าใจและหาวิธีป้องกัน โดยเฉพาะจากการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมืองเพื่อการขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ ซึ่งมักจะเป็นอุโมงค์คู่ (Twin tunnels) เพื่อให้รถไฟฟ้าวิ่งไปและกลับตลอดเส้นทาง ดังเช่น โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของกรุงเทพฯ รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่นี้จะมีความแตกต่างจากการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์เดี่ยว (Single tunnel) ดังแสดงในรูปที่ 8.78 ส่วนการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดอุโมงค์คู่ จะมีแนวการทรุดตัวของผิวดินกว้างขวางหรือขอบเขตอิทธิพล (Influence zone) ที่มากกว่าจากการขุดอุโมงค์เดี่ยว อีกทั้งการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ ยังคงเป็นปัญหาที่สำคัญเพราะมักจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายด้าน เช่น การสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ที่แตกต่างกันระหว่างอุโมงค์ตัวแรกและอุโมงค์ตัวที่สอง ดังนั้นจึงต้องนำเสนอวิธีการใหม่ ที่สามารถประมาณแนวการทรุดตัวของดินจากอุโมงค์คู่ เพื่อประโยชน์ต่อการออกแบบและควบคุมการก่อสร้างอุโมงค์คู่

8.4.3.1 รูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่

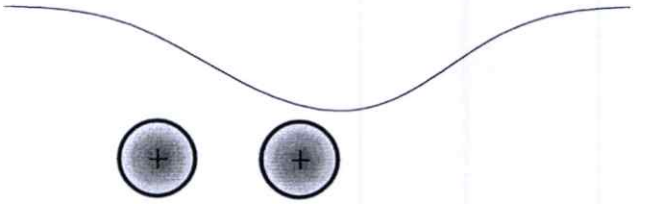
จากการศึกษาพฤติกรรมของดิน และรูปแบบการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินในเมืองชิคาโก (Peck, 1969) ซึ่งมีการตั้งข้อสังเกตเกี่ยวกับการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ว่าการสูญเสียมวลดินมักจะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ตัวที่สองมากกว่าอุโมงค์ตัวแรก และแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีจุดกึ่งกลางการทรุดตัวของดินเยื้องศูนย์ (Offset) มาทางอุโมงค์ตัวที่สอง ดังแสดงในรูปที่ 8.79(ก). ทั้งนี้เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกจะรบกวน (Disturbance) โครงสร้างของดินบริเวณรอบอุโมงค์และส่งอิทธิพลเป็นบริเวณกว้าง ซึ่งอาจทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินมากขึ้นขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ที่สอง และหากอุโมงค์ทั้งสองอยู่ชิดกันมาก จะทำให้แนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร โดยมีกึ่งกลางการทรุดตัวอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์ทั้งสองพอดี

อย่างไรก็ตามควรคำนึงว่า การก่อสร้างอุโมงค์คู่ดังที่ตั้งข้อสังเกตโดย Peck (1969) นั้น ใช้หัวเจาะสมัยเก่าแบบหน้าเปิด (Open-faced Shield) โดยใช้การอัดอากาศ (Compressed Air) ช่วย

ป้องกันการพังทลายของดิน ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีนี้ แตกต่างกับวิธีในปัจจุบันโดยสิ้นเชิง โดยวิธีขุดเจาะอุโมงค์ในปัจจุบันนิยมใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) โดยหัวเจาะอุโมงค์แบบนี้ จะสามารถควบคุมการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์ได้ดีกว่า และมีผลกระทบต่อสภาพดินข้างเคียงน้อยกว่าการขุดเจาะอุโมงค์แบบหน้าเปิด ดังที่ได้สังเกตแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ที่ถูกขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ขณะก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่ประเทศสิงคโปร์ (Shirlaw et al., 1988) โดยพบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีลักษณะไม่สมมาตรดังแสดงในรูปที่ 8.79 (ข).



(ก). แนวการทรุดตัวของดินแบบสมมาตรเยื้องศูนย์

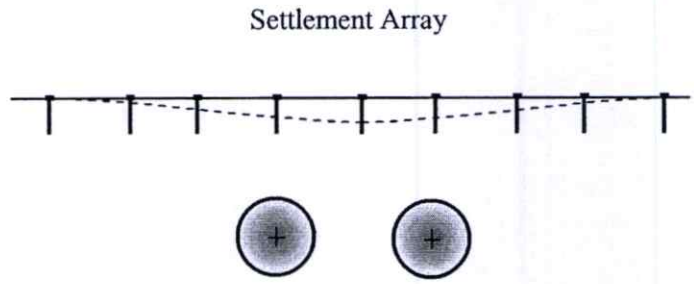


(ข). แนวการทรุดตัวของดินแบบไม่สมมาตร

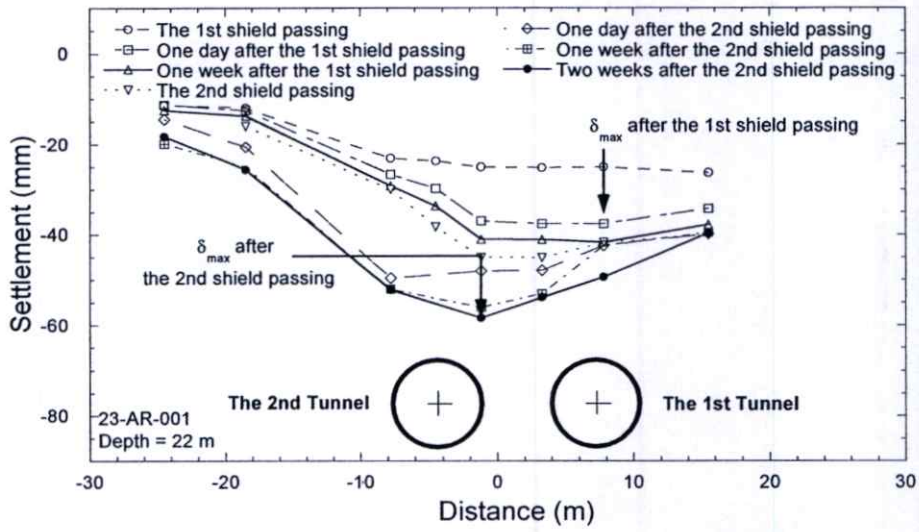
รูปที่ 8.79 รูปแบบแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่

8.4.3.2 ผลการวัดการทรุดตัวของผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

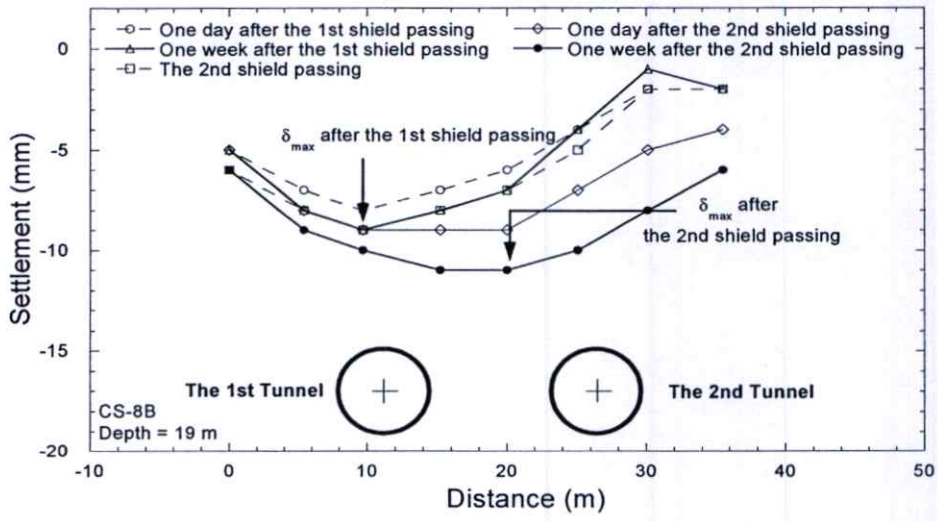
ขณะดำเนินการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลได้มีการวัดแนวการทรุดตัวของผิวดินด้วยแนวหมุดวัด (Settlement array) ที่ติดตั้งไว้ที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 8.80 โดยผลการวัดบางส่วนแสดงในรูปที่ 8.81 ถึงรูปที่ 8.83



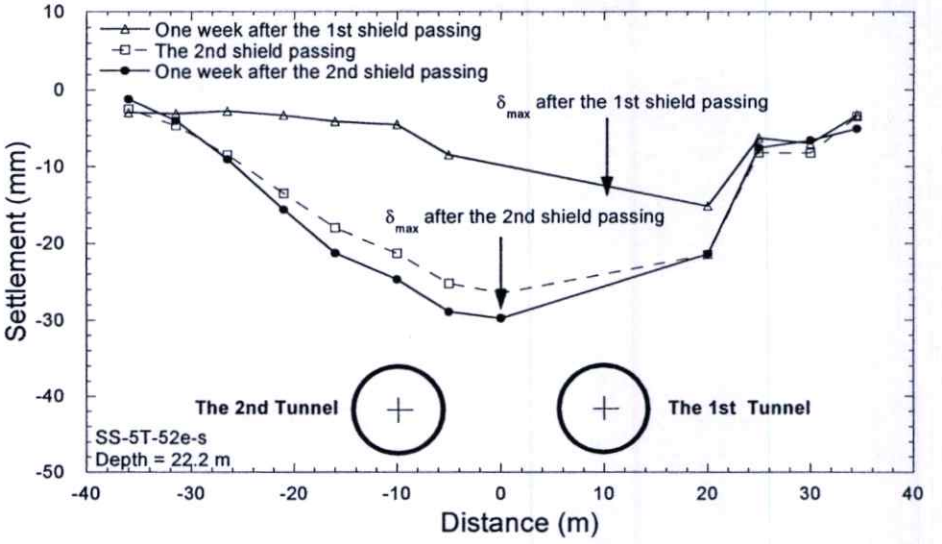
รูปที่ 8.80 ตำแหน่งแนวหมุดวัด (Settlement Array) เหนืออุโมงค์คู่



รูปที่ 8.81 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่



รูปที่ 8.82 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่



รูปที่ 8.83 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด SS-5T-52e-s ที่ติดตั้งเหนืออุโมงค์คู่

จากผลการวัดสังเกตได้ว่า ดินจะเริ่มทรุดตัวขณะที่หัวเจาะตัวแรกผ่านตำแหน่งวัดและจะทรุดตัวลงเรื่อยๆ ถึงประมาณหนึ่งสัปดาห์หลังจากหัวขุดเจาะได้เคลื่อนผ่านพ้นไปแล้ว เมื่อหัวเจาะตัวที่สองเริ่มเข้าใกล้ตำแหน่งวัด ดินจะทรุดตัวลงอีกครั้งหนึ่ง โดยมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับขณะที่หัวขุดเจาะตัวแรกผ่าน การทรุดตัวนี้จะหยุดลงเมื่อหัวขุดเจาะเคลื่อนผ่านไปแล้ว ประมาณหนึ่งสัปดาห์เช่นกัน รูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดอุโมงค์คู่ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 8.81 ถึงรูปที่ 8.83 จะมีลักษณะค่อนข้างไม่สมมาตรและยังสังเกตได้ว่า จุดที่ทรุดตัวสูงสุดไม่จำเป็นต้องอยู่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ตามที่ Peck (1969) ได้ตั้งข้อสังเกตไว้ อีกทั้งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดอุโมงค์ตัวที่สองอาจมีขนาดมากกว่า หรือน้อยกว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวแรก ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับการควบคุมหัวขุดเจาะแต่ละตัว ดังนั้นสมการ Gaussian จึงไม่สามารถนำมาใช้ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่ได

8.4.3.3 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์คู่ด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique)

วิธีการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยวิธีทับซ้อนกราฟทำได้ดังนี้

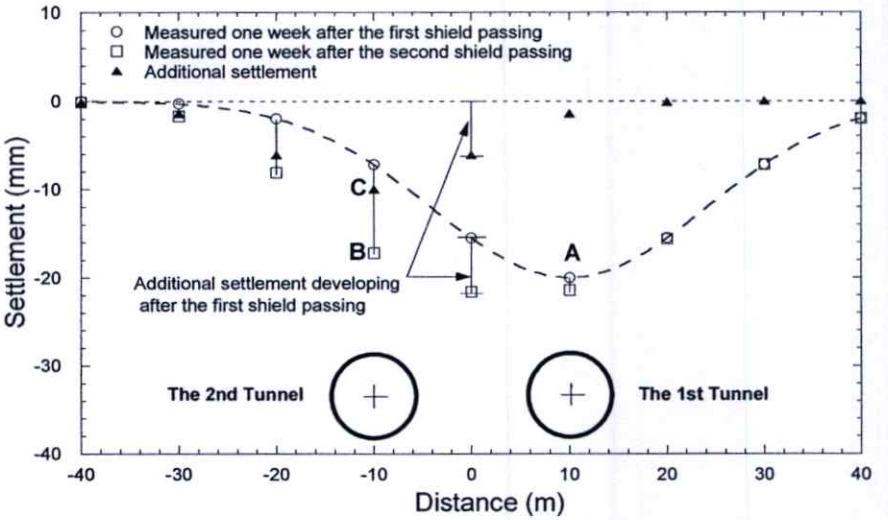
1) วัดค่าการทรุดตัวของผิวดินหลังจากหัวขุดเจาะตัวแรกผ่าน ด้วยหมุดวัด (Settlement marker) ที่ติดตั้งเหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ตัวแรก ดังแสดงในตำแหน่ง A ในรูปที่ 8.84 จากนั้นจึงใช้สมการ Gaussian ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรก

2) วัดค่าการทรุดตัวของผิวดินหลังจากหัวขุดเจาะตัวที่สองผ่าน ด้วยหมุดวัด (Settlement marker) ที่ติดตั้งเหนือศูนย์กลางของอุโมงค์ตัวที่สอง ดังแสดงในตำแหน่ง B ในรูปที่ 8.84

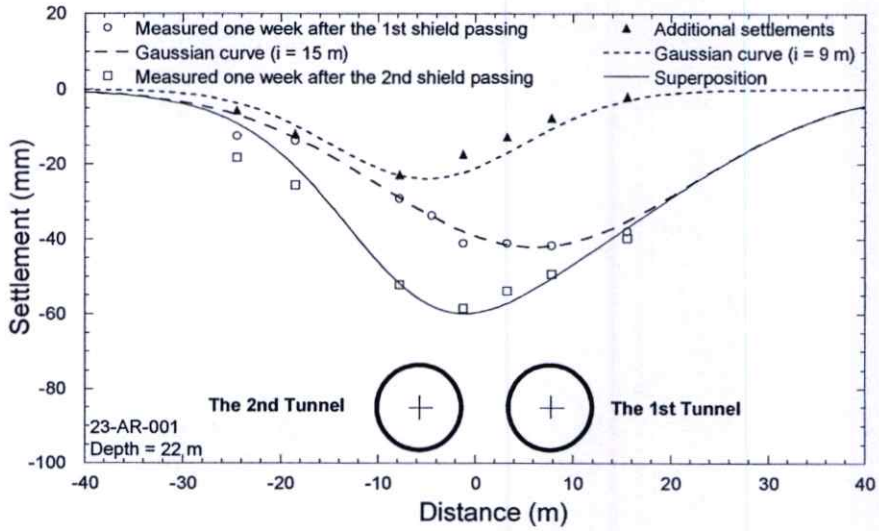
3) คำนวณหาแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ตัวที่สองที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวที่สอง โดยให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินดังแสดงในตำแหน่ง B เป็นตัวตั้ง แล้วลบด้วยค่าทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์แรกที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกที่ได้คำนวณได้จากสมการ Gaussian ดังนั้นค่าที่ได้คือค่าการทรุดตัวของผิวดินซึ่งแสดงไว้ในตำแหน่ง C

4) เมื่อได้ค่า C แล้วจึงใช้สมการ Gaussian อีกครั้ง ประมาณแนวการทรุดตัว ที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional Settlement) โดยค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน i ที่ใช้จะมีค่าประมาณ 0.5 Z ทั้งนี้ได้มาจากการบันทึกข้อมูลในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลดังในรูปที่ 8.88 ซึ่งค่าส่วนใหญ่อยู่ระหว่าง $i = 0.4$ Z ถึง $i = 0.6$ Z โดยเฉพาะในการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง หากเป็นการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทราย ค่า i จะมีค่าน้อยกว่า 0.4 Z

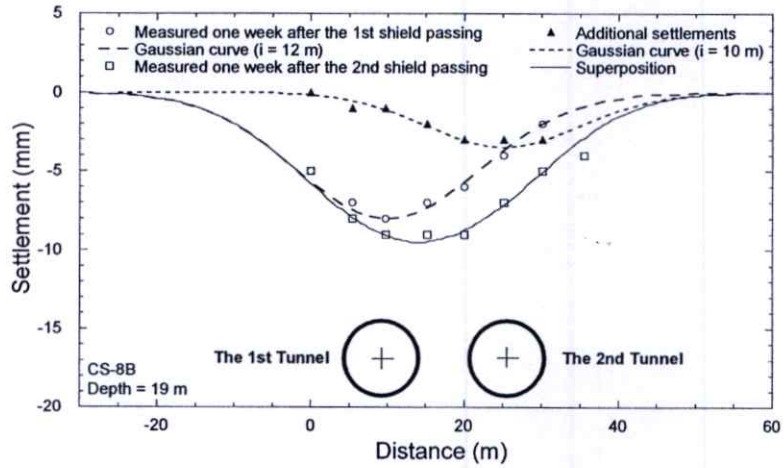
5) จากนั้นใช้วิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique) เพื่อรวมแนวการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์แรกเข้ากับแนวการทรุดตัวจากอุโมงค์ที่สอง (Additional Settlement) ซึ่งค่าที่ได้จะเป็นแนวการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ดังแสดงในรูปที่ 6.36 ถึงรูปที่ 6.38



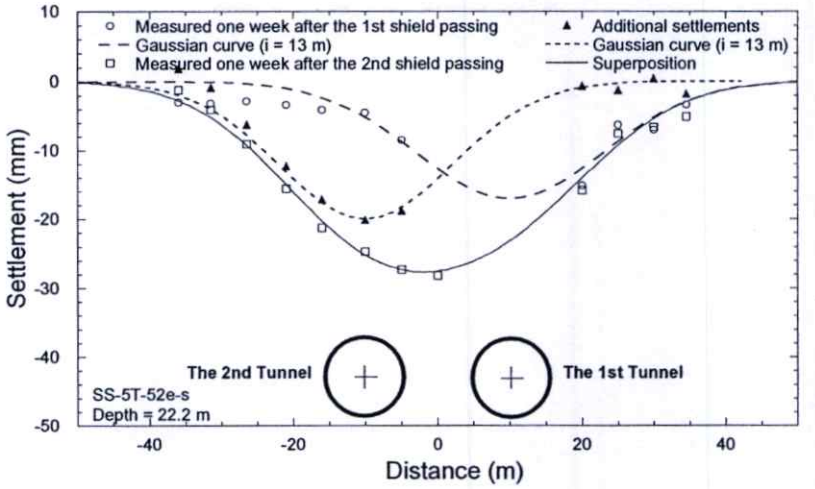
รูปที่ 8.84 การประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ



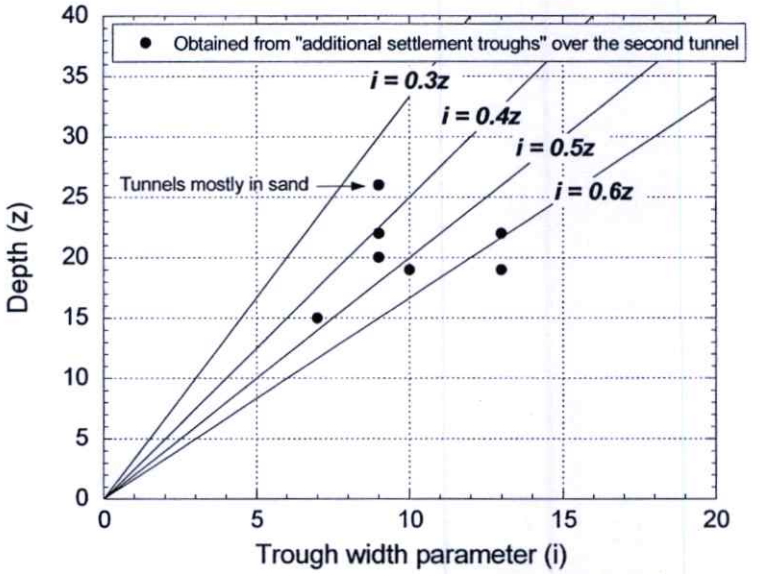
รูปที่ 8.85 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด-23 AR-001 เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ



รูปที่ 8.86 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด CS-8B เปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ



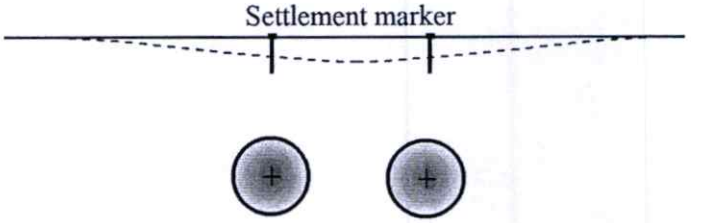
รูปที่ 8.87 การทรุดตัวของผิวดินวัดโดยแนวหมุดวัด SS-5T-52e-sเปรียบเทียบค่าที่ประมาณด้วยวิธีทับซ้อนกราฟ



รูปที่ 8.88 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน *i* สำหรับแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากอุโมงค์ตัวที่สอง (Additional Settlement)

วิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition curve technique) เป็นวิธีการใหม่ เพื่อใช้ในการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ โดยประยุกต์ใช้ร่วมกับสมการ Gaussian ซึ่งพบว่า เมื่อเปรียบเทียบค่าที่คำนวณได้กับผลการวัดด้วยแนวหมุด (Settlement array) จะมีค่าใกล้เคียงกันมาก นอกจากนี้แล้ว จะสังเกตเห็นว่ารูปแบบของแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่มักจะไม่สมมาตร ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกและตัวที่สองไม่เท่ากัน เนื่องจากหลายปัจจัย เช่น การควบคุมแรงดันหน้าหัวเจาะ

การทำ Grouting และความเร็วที่ไม่เท่ากันขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล



รูปที่ 8.89 ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker) ที่จำเป็นสองตำแหน่งเหนืออุโมงค์คู่

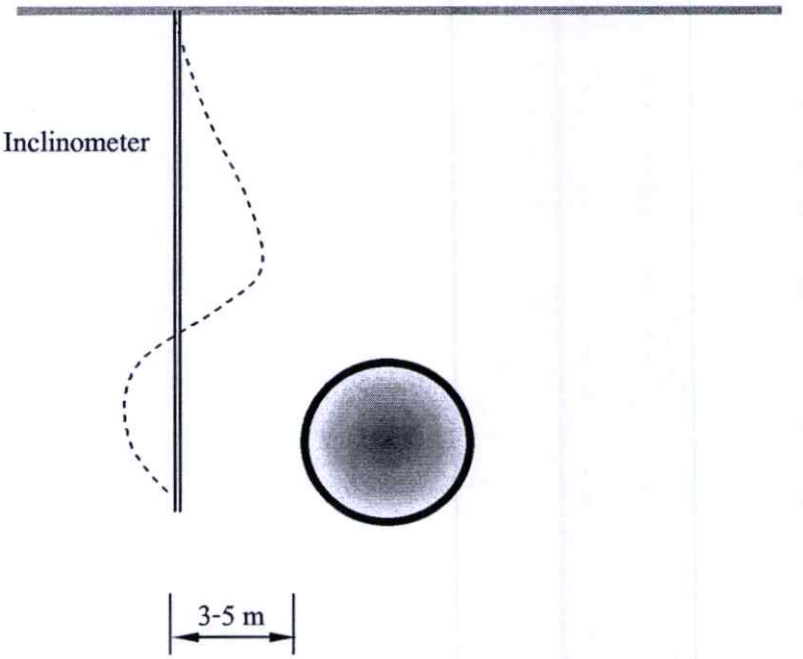
วิธีการใหม่นี้ยังช่วยลดจำนวนของหมุดหรืออุปกรณ์วัด (Settlement marker) จากปกติจะต้องติดตั้งตลอดแนวขวางดังเช่นรูปที่ 8.80 เพื่อวัดแนวการทรุดตัวเหนืออุโมงค์คู่ เหลือเพียงสองตำแหน่งเท่านั้นคือ ตำแหน่งเหนือกึ่งกลางของอุโมงค์ทั้งสองตัวดังรูปที่ 8.89 ก็เพียงพอต่อการประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ อีกทั้งวิศวกรผู้ควบคุมการก่อสร้างและผู้ออกแบบสามารถประยุกต์ใช้วิธีการนี้เพื่อใช้ในการประเมินผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

8.4.4 การวิเคราะห์เคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral Ground Deformation)

ในปัจจุบันมีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินมากขึ้น เพื่อรองรับการขยายตัวของสาธารณูปโภคและการขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเขตเมือง ซึ่งอาจก่อให้เกิดผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ดังกล่าว เช่น การทรุดตัวหรือเคลื่อนตัวของโครงสร้างอาคารใกล้เคียง ทั้งนี้เนื่องจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ โดยเฉพาะด้านข้างของตัวอุโมงค์ อาจส่งผลกระทบรุนแรงจนทำให้ฐานรากของโครงสร้างใกล้เคียงเสียหายได้ถึงแม้ว่าเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์จะพัฒนาขึ้นมาก แต่การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ยังคงยากที่จะหลีกเลี่ยงอีกทั้งรูปแบบการเคลื่อนตัวของดินยังขึ้น อยู่กับกระบวนการที่ใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์อีกด้วย บทนี้จะอธิบายผลกระทบของการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนโดยหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ซึ่งมีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer บริเวณหลายจุดตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งนี้จะนำมาสู่ความเข้าใจถึงสาเหตุของการเคลื่อนตัวของดิน และวิธีป้องกันในอนาคต

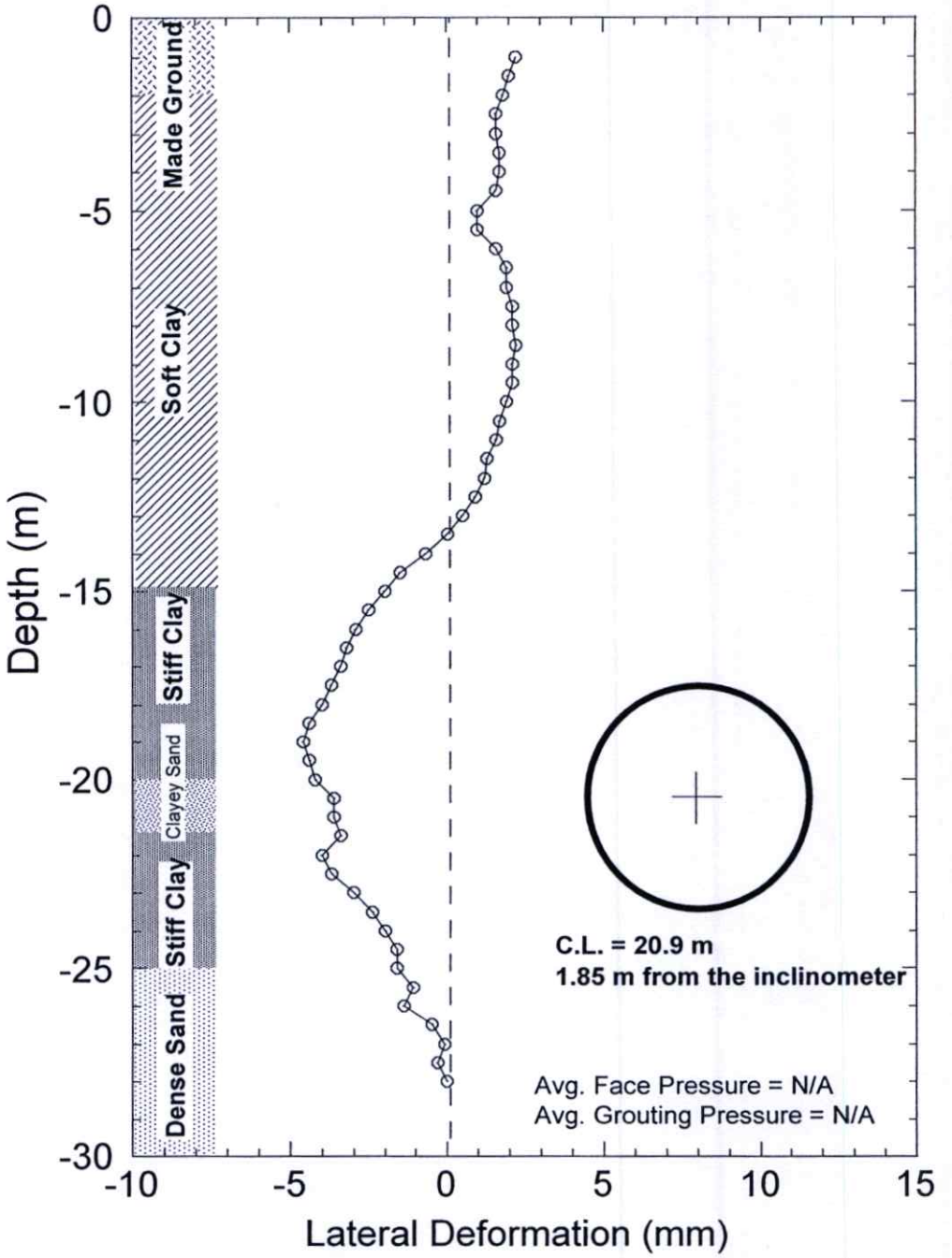
8.4.4.1 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

การวัดเคลื่อนตัวของดินทำได้โดยการติดตั้งเครื่องมือวัด ที่เรียกว่า Inclinometer ซึ่งจะทำการวัดระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ โดยทำการติดตั้งห่างจากผนังอุโมงค์ในระยะตั้งแต่ 3 เมตร ถึง 5 เมตร ดังรูปที่ 8.90

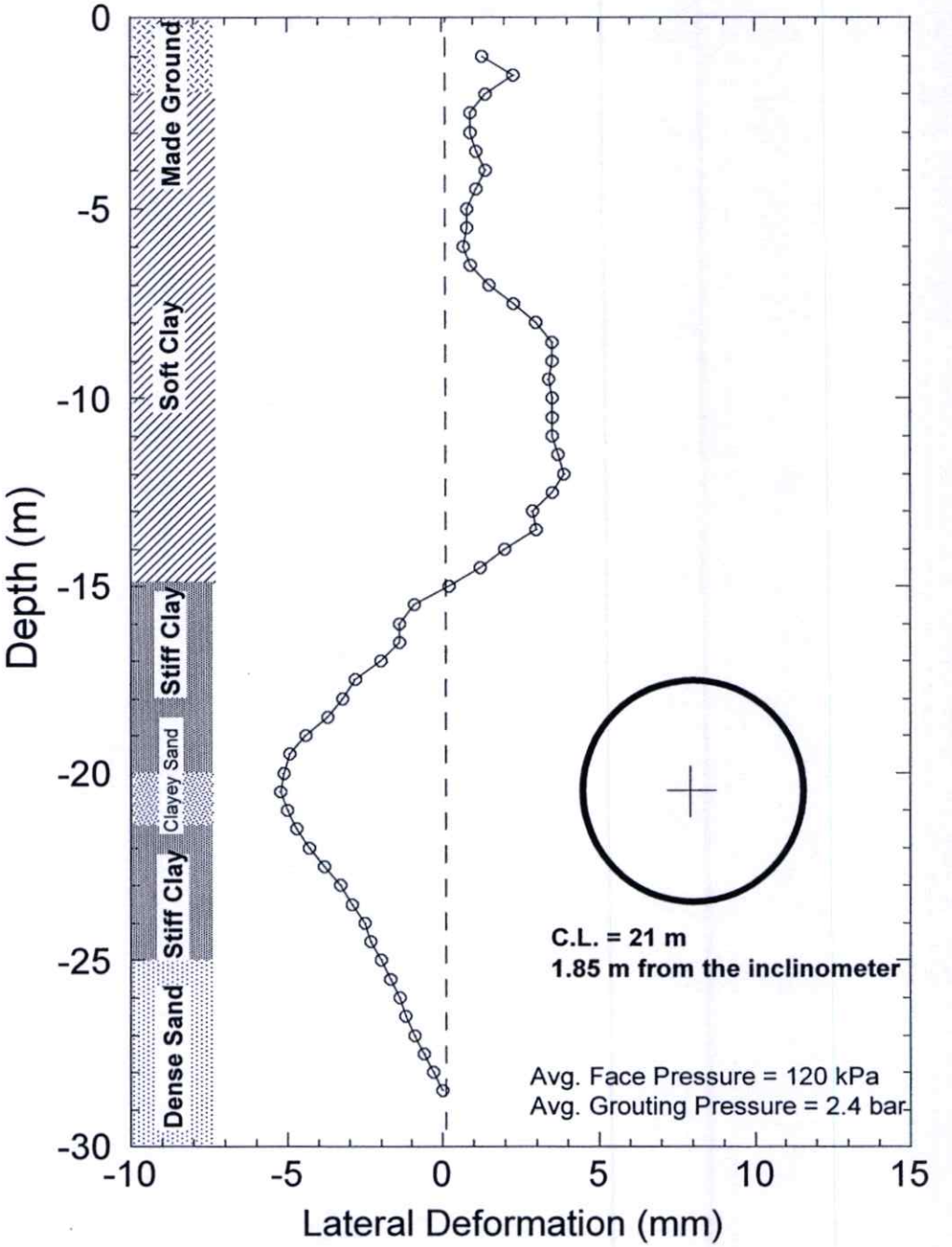


รูปที่ 8.90 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือ Inclinometer

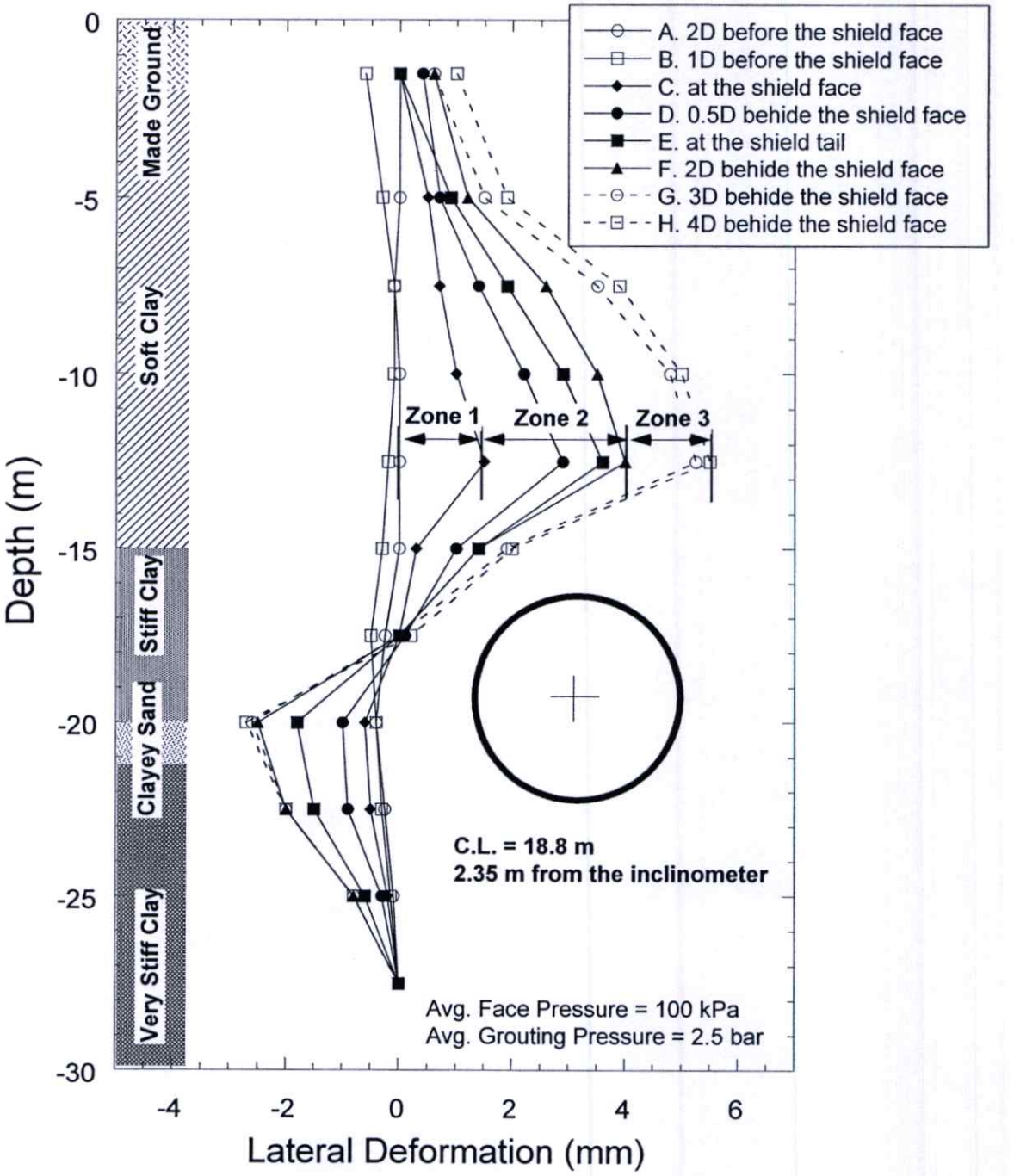
จากผลการวัดพบว่า ขณะที่เครื่องเจาะอุโมงค์เจาะผ่าน ดินเหนือยอดอุโมงค์จะเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ ขณะที่ดินแนวระนาบต่ำกว่ายอดอุโมงค์จะเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 8.91 และรูปที่ 8.92 รูปแบบการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินแบบนี้จะมีความสัมพันธ์กับกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์ ด้วยหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ซึ่งสามารถอธิบายโดยการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดินดังรูปที่ 8.93 และตำแหน่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์เทียบกับตำแหน่งของเครื่องมือวัด ดังแสดงในรูปที่ 8.94 เมื่อทำการวิเคราะห์โดยละเอียดจะพบว่า ณ ตำแหน่งเหนือยอดอุโมงค์ จะสามารถแบ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเป็น 3 ขั้น ได้แก่ ขั้นที่ 1 (Zone 1) ขั้นที่ 2 (Zone 2) และขั้นที่ 3 (Zone 3) ตามลำดับ โดยขั้นที่ 1 (Zone 1) จะเป็นช่วงที่หัวขุดเจาะอุโมงค์เริ่มขุดเข้าใกล้ตำแหน่งวัด ซึ่งจะสังเกตได้ว่า ดินเริ่มมีการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ เมื่อหัวจุดเจาะอยู่ ณ ตำแหน่งประมาณ 13 เมตร จากเครื่องมือวัด หรือประมาณสองเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ การเคลื่อนตัวดังกล่าวจะค่อยๆเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เมื่อหัวขุดเจาะเคลื่อนตัวเข้าหาตำแหน่งวัด ดูรูปที่ 8.93 และ รูปที่ 8.94 ประกอบ



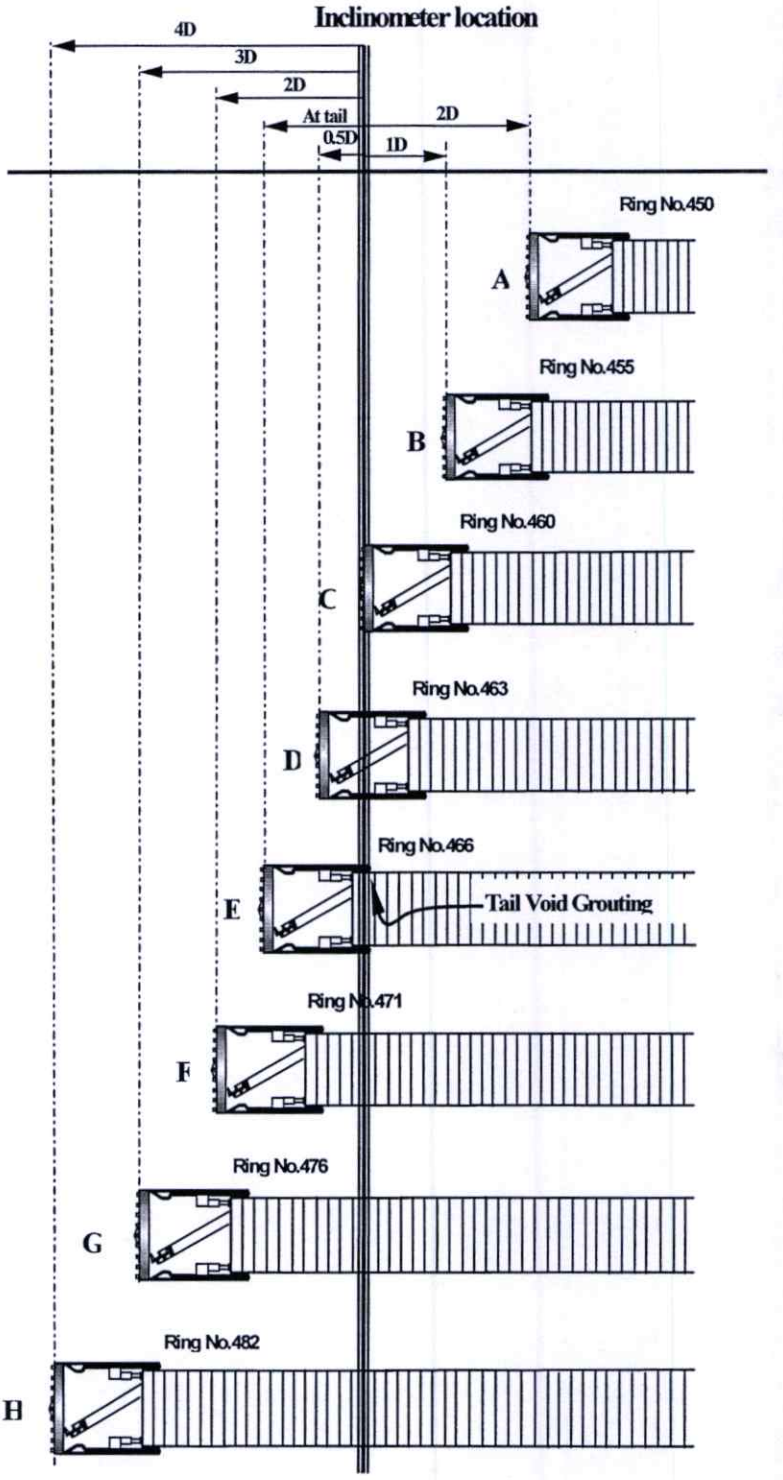
รูปที่ 8.91 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-03



รูปที่ 8.92 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-05



รูปที่ 8.93 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินวัดจาก Inclinometer IN-T7-04

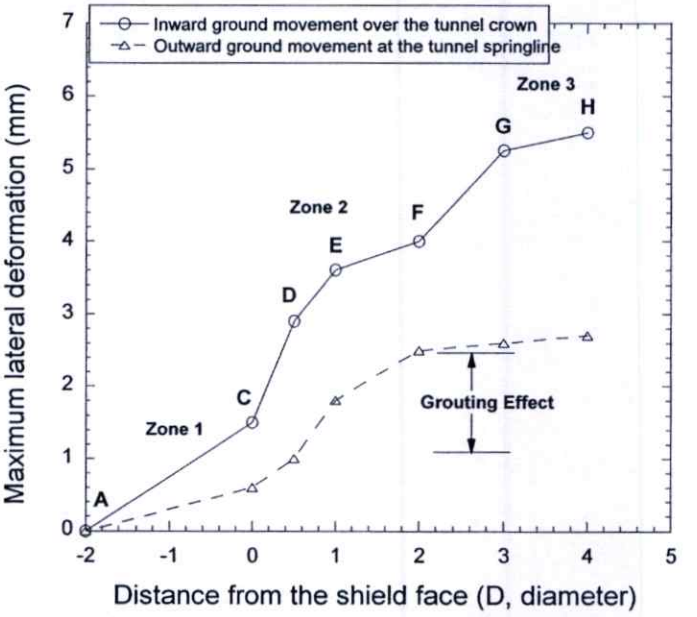


รูปที่ 8.94 ตำแหน่งของหัวขุดเจาะอุโมงค์ ขณะผ่านเครื่องมือวัด Inclinometer

ระหว่างที่หัวขุดเจาะอุโมงค์เคลื่อนผ่านตำแหน่งการวัด (ตำแหน่ง C ถึง ตำแหน่ง F ในรูปที่ 8.94) ดินจะเคลื่อนตัวมากขึ้นอย่างทันทีทันใด ดังแสดงในรูปที่ 8.93 ซึ่งถือเป็นการเคลื่อนตัวในขั้นที่ 2 (Zone 2) การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะมากที่สุดในขั้นนี้ อย่างไรก็ตาม หลังจากเคลื่อนเจาะอุโมงค์ได้เคลื่อนผ่านจุดนี้ไปแล้วและมีการฉีดน้ำปูนหรือการ Grouting รอบ

ผนังอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์แล้ว การเคลื่อนตัวของดินด้านข้างเข้าหาอุโมงค์จะน้อยลง ซึ่งถือว่าเป็นการเคลื่อนตัวของดินในขั้นที่ 3 (Zone 3) จากการวิเคราะห์ดังกล่าวจึงสามารถสรุปได้ว่า การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะเกิดมากที่สุดในระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งการวัด หรือในขั้นที่ 2 (Zone 2) นั่นเอง

เมื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน ในระนาบต่ำกว่ายอดอุโมงค์พบว่า ดินจะเคลื่อนตัวออกจากตัวอุโมงค์เล็กน้อย ขณะที่หัวขุดเจาะเคลื่อนเข้าสู่ตำแหน่งวัด และจะค่อยๆเคลื่อนตัวออกเรื่อยๆ เมื่อหัวขุดเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่าน โดยเฉพาะ ณ ตำแหน่ง E (รูปที่ 8.94) ซึ่งทำการวัดขณะที่ท้ายหัวเจาะ (shield tail) ผ่านตำแหน่งวัด จะเกิดการเคลื่อนตัวออกของดินมากขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากเป็นตำแหน่งที่มีการทำฉีดอัดน้ำปูนในช่องว่างหลังผนังอุโมงค์ ซึ่งปกติจะใช้แรงดันประมาณ 2.5 – 3.0 bar การเคลื่อนตัวออกของดินจะเพิ่มขึ้น จนกระทั่งหัวขุดเจาะได้เคลื่อนตัวผ่านไปเป็นระยะอย่างน้อย 13 เมตร หรือประมาณสองเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังรูปที่ 8.93



รูปที่ 8.95 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของเครื่องเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

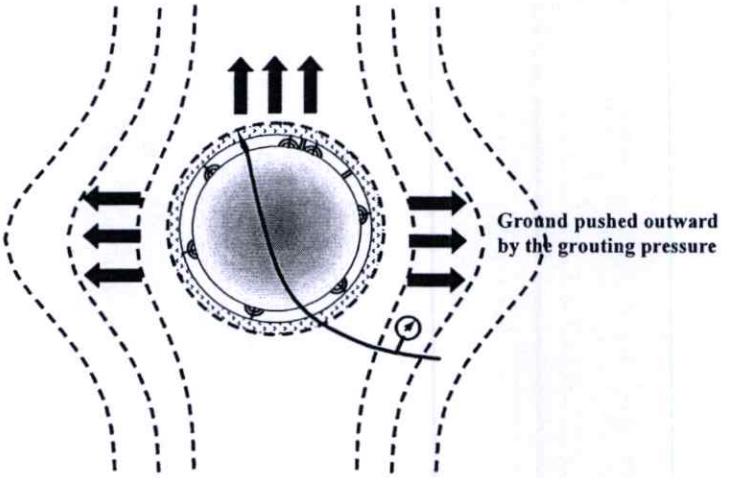
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของเครื่องเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน ดังแสดงในรูปที่ 8.95 ช่วยให้สามารถวิเคราะห์ปัจจัยที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน ทั้งส่วนที่เคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์ (Inward Ground Movement) และส่วนที่เคลื่อนที่ออกจากอุโมงค์ (Outward Ground Movement) จะมีลักษณะเป็นขั้นอย่างชัดเจน ซึ่งในกรณีการเคลื่อนที่ของดินเข้าสู่อุโมงค์จะเพิ่มขึ้นสูงสุดในขั้นตอนที่ 2 (Zone 2) คือ ขณะที่หัวขุดเจาะกำลังเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งวัด และในกรณีการเคลื่อนที่ของดินออกจากอุโมงค์ จะสังเกตชัดเจนในขณะที่ทำการฉีดอัดน้ำปูน

โดยการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจะยุติหรือลดลงในขั้นที่ 3 (Zone 3) ที่หัวขุดเจาะเคลื่อนผ่านออกไปแล้ว

8.4.4.2 ผลกระทบจากการฉีดอัดน้ำปูน (Tail Void Grouting)

แม้ว่าหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล ถูกออกแบบมาเพื่อช่วยลดการสูญเสียมวลดินขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ หรือปัญหา Ground loss แต่ยังคงยากที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาดังกล่าว ได้อย่างสมบูรณ์โดยเฉพาะในการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่ ดังนั้นดินยังคงเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ทั้งทางด้านหน้า (Tunnel face) และเหนือหัวเจาะอุโมงค์ (Over shield) โดยเฉพาะในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งวัด นอกจากนี้แล้วขณะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ จะเกิดช่องว่างที่เรียกว่า Tail Void ที่เกิดจากระยะช่องว่างระหว่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะ และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอุโมงค์ ช่องว่างดังกล่าวจะมี ขนาดประมาณ 7-8 ซ.ม. ซึ่งถ้าหากปล่อยไว้จะเกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์อย่างมากและก่อให้เกิดปัญหาทั้งการทรุดตัวของผิวดิน และการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์นี้ จะมีลักษณะเป็นลิ่มสามเหลี่ยมเหนือผนังอุโมงค์ ดังนั้น Inclinometer จึงสามารถวัดการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ตั้งแต่บริเวณส่วนเหนืออุโมงค์ขึ้นไปเท่านั้น

ในอดีตการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ จะเกิดขึ้นเนื่องจากช่องว่าง Tail Void เป็นหลัก อย่างไรก็ตามในปัจจุบันการฉีดอัดน้ำปูนด้วยแรงดันสูงเพื่อฉีดน้ำปูนออกไปปิดช่องว่างดังกล่าว ได้ถูกนำมาใช้อย่างได้ผล การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในขั้นที่ 3 (Zone 3) จึงน้อยลง แม้ว่าการฉีดอัดน้ำปูนจะลดการเคลื่อนตัวเข้าของดิน แต่ก็สามารถส่งผลกระทบในทางตรงกันข้ามได้เช่นกัน ดังผลของการวัดโดย Inclinometer ซึ่งสังเกตได้อย่างชัดเจนว่า แรงดันจากการฉีดอัดน้ำปูนจะผลักดินด้านข้างของอุโมงค์อย่างรุนแรง ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวสามารถแสดงได้ดังแสดงในรูปที่ 8.96 อิทธิพลจากการฉีดอัดน้ำปูน นี้จะส่งผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเป็นระยะบวกลบประมาณ 6 เมตรจากตำแหน่งที่ทำการฉีดอัดน้ำปูน หรือตั้งแต่ตำแหน่ง D ถึงตำแหน่ง F ดังแสดงในรูปที่ 8.94 งานวิจัยนี้ยังได้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันจากการฉีดอัดน้ำปูน กับการเคลื่อนตัวออกของดินดังแสดงในตารางที่ 8.3 โดยได้เปรียบเทียบระหว่างอัตราส่วนของแรงดันจากการฉีดอัดน้ำปูนต่อระยะห่างจากผนังอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวออกของดิน พบว่าขนาดของการเคลื่อนตัวออกของดินนี้จะขึ้นอยู่กับระยะห่างจากผนังอุโมงค์และขนาดของแรงดันที่ใช้ในการฉีดอัดน้ำปูน



รูปที่ 8.96 อิทธิพลจากการ Grouting ที่ส่งผลกระทบต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน

ตารางที่ 8.3 แรงดันที่ใช้ Grouting และขนาดของการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินออกจากอุโมงค์

Inclinometer	Grouting pressure (bar)	Distance from tunnel periphery (m)	Grouting Pressure / Dist. From tunnel (bar/m)	Max. outward lateral deformation (mm)
23-IE-002	2	0.7	2.86	-3.45
23-IE-008	2	5.9	0.34	-0.5
26-IE-002	1.5	0.9	1.67	-3.7
28-IE-005	2.5	2.45	1.02	-3.1
IN-T7-01	2.5	1.85	1.35	-2.4
IN-T7-04	2.5	2.35	1.06	-2.7
IN-T7-05	2.4	1.85	1.30	-5.2

การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ ด้วยหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) จะมีทั้งการเคลื่อนตัวเข้าและการเคลื่อนตัวออกของดิน โดยการเคลื่อนตัวเข้าของดินจะเกิดจากการสูญเสียมวลดินหรือ Ground loss ขณะหัวเจาะผ่าน นอกจากนี้ยังพิสูจน์ได้ว่าการฉีดอัดน้ำปูนหรือการ Grouting เพื่อปิดช่องว่างด้านนอกผนังอุโมงค์จะช่วยลดการสูญเสียมวลดินอย่างได้ผล ส่วนการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างของดินโดยเฉพาะในระนาบต่ำกว่าผนังอุโมงค์จะเกิดจากแรงดันขณะทำการฉีดอัดน้ำปูน การเคลื่อนตัวออกของดินอาจมีปริมาณมากทั้งนี้ขึ้นอยู่กับระดับแรงดันและระยะห่างจากผนังอุโมงค์ ซึ่งในบางกรณีจะมากกว่าการเคลื่อนตัวเข้าของดินที่วัดได้ในระนาบเหนือตัวอุโมงค์ ดังนั้นวิศวกรผู้ออกแบบและผู้ควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์จำเป็นต้องคำนึงถึงผลกระทบนี้ ทั้งกรณีการเคลื่อนตัวเข้าและการเคลื่อนตัวออกของดิน เพราะอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างใต้ดิน หรืออาคารใกล้เคียงกับอุโมงค์ ทั้งนี้การป้องกันการเคลื่อนตัวเข้าของดินอาจทำได้โดยการรักษาระดับแรงดันดินสมดุลด้านหน้าหัวขุดเจาะเพื่อลดปัญหา Ground Loss และควบคุมแรงดันขณะฉีดน้ำปูนหรือการ Grouting มีค่าไม่เกิน 2.5 bar เพื่อลดปัญหาการเคลื่อนตัวออกของดินในปริมาณที่อาจเป็นอันตรายได้

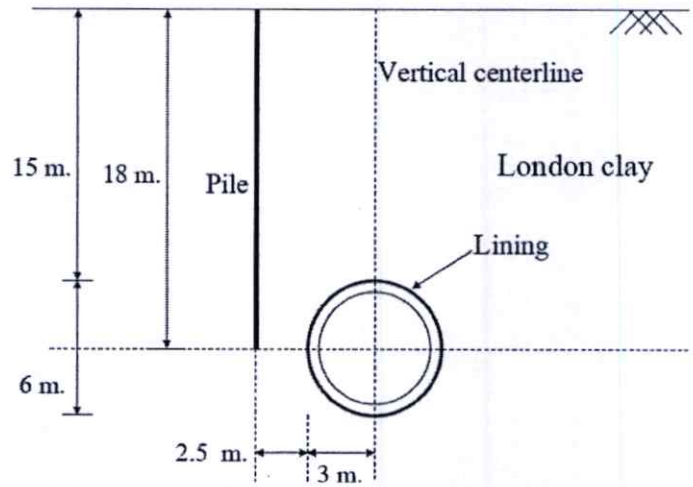
8.5 ผลกระทบจากการก่อสร้างในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน

8.5.1 ผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง

ในบริเวณที่มีสิ่งก่อสร้างอยู่ก่อนหน้าที่จะมีการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน อาทิเช่น เสาเข็มของอาคารข้างเคียง อาคารสิ่งก่อสร้างข้างเคียง หรือแม้กระทั่งอุโมงค์ด้วยกันเองที่ก่อสร้างในบริเวณที่มีสิ่งก่อสร้างที่อยู่อย่างหนาแน่นทำให้ไม่สามารถก่อสร้างให้อุโมงค์ที่วางตัวขนานกันมีระยะห่างที่ไม่มีผลกระทบต่อกันได้ กล่าวคือมีการก่อสร้างอุโมงค์สองอุโมงค์หรือมากกว่าในลักษณะที่อยู่ใกล้ชิดกันมากหรืออาจก่อสร้างซ้อนทับกัน จากผลที่เกิดขึ้นพิจารณาในแต่ละประเด็นได้ดังนี้

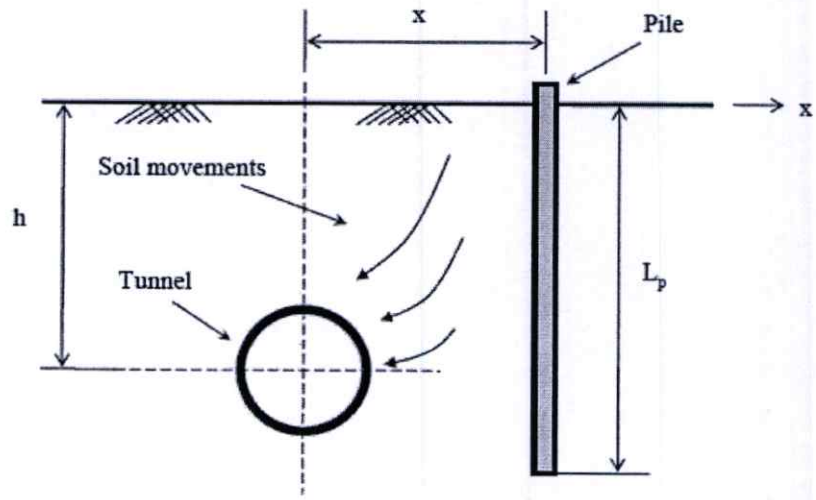
8.5.1.1 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่ส่งผลกระทบต่อเสาเข็มของอาคารข้างเคียง

จากการวิจัยของ Gordon T.K. et. al. (2005) ซึ่งเป็นการศึกษาผลกระทบของการขุดอุโมงค์ด้วยวิธีการเปิดหน้าดินไปเรื่อยๆ ในบริเวณที่มีเสาเข็มของสิ่งก่อสร้างข้างเคียง โดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis) ในสภาพสามมิติด้วยชุดข้อมูลในแต่ละชุดที่มีลักษณะทางเลขาคณิตของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 8.97 สามารถพิสูจน์ได้ว่าช่วงที่มีผลกระทบจะอยู่ในช่วงหนึ่งเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ทั้งด้านหน้าและด้านหลังของจุดที่กำลังขุดเจาะอุโมงค์ การทรุดตัวของเสาเข็มมีค่ามากกว่าการทรุดตัวของผิวดินสาเหตุเกิดจาก Plastic Yielding ที่ปลายเสาเข็ม แรงดันน้ำส่วนเกินที่เป็นลบเกิดที่หัวของเสาเข็ม และแรงดันน้ำส่วนเกินที่เป็นบวกจะเกิดที่ปลายของเสาเข็ม ที่ปลายของเสาเข็มคาแรงดันน้ำจะลดลงไป 40% ของแรงดันน้ำคงที่เริ่มต้น และหลังจากด้านหน้าของอุโมงค์ผ่านไปเป็นระยะเท่ากับ 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ไปแล้ว ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เสาเข็มจะค่อยๆ กระจายออกไปและหลังจากที่ตำแหน่งขุดเจาะผ่านตำแหน่งดังกล่าวไป 10 วันค่าแรงดันน้ำจะกลับไปที่ 20% ของค่าแรงดันน้ำคงที่เริ่มต้น อันเนื่องมาจากการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มซึ่งเกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ ค่าความปลอดภัยในการต้านทานของดินจะลดลงไปเนื่องมาจากเหตุผลดังกล่าวจากเดิม 3.0 ไปเป็น 1.5



รูปที่ 8.97 รูปร่างทางเรขาคณิตของอุโมงค์สำหรับการวิเคราะห์ในแต่ละชุดของข้อมูล (Gordon T.K. et. al., 2005)

นอกจากนั้นแล้ว จากการวิจัยของ L.T. Chen. et. al. (1999) ที่ได้ทำการศึกษาผลที่เกิดขึ้นต่อเสาเข็มที่มีสาเหตุจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยใช้ 2 วิธี เพื่อวิเคราะห์หาผลที่เกิดขึ้นตามแนวขวางและตามแนวแกนต่อเสาเข็ม วิธีแรกคือประมาณการเคลื่อนตัวของดินในพื้นที่จริง และวิธีที่สองคือวิธีการประมาณการเคลื่อนตัวของดินอันเนื่องเกิดจากเสาเข็มด้วยวิธีการวิเคราะห์โดยใช้ชิ้นส่วนอย่างง่าย จากการศึกษาว่ามีปัจจัยใดบ้างที่มีอิทธิพลต่อเสาเข็ม พบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบประกอบด้วย รูปทรงทางเรขาคณิตของอุโมงค์ ค่ากำลังของดิน อัตราการสูญเสียมวลดิน (Ground loss ratio) เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มและสัดส่วนความยาวของอุโมงค์กับค่าความลึกที่ตำแหน่งของอุโมงค์ (Ratio of pile length to tunnel cover depth) ดังแสดงในรูปที่ 8.98



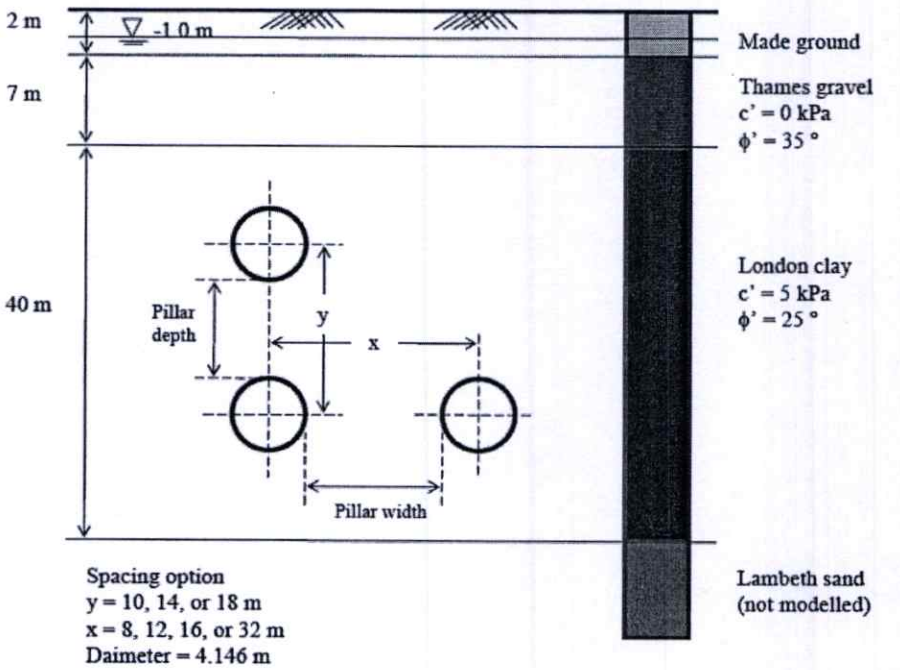
รูปที่ 8.98 แบบจำลองทางเรขาคณิต (L.T. Chen. et. al., 1999)

8.5.1.2 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่ส่งผลกระทบต่ออาคารข้างเคียง

จากการวิจัยของ H. Mroueh และ I. Shahrour. (2003) ซึ่งได้ทำการศึกษาโดยการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ใกล้กับโครงสร้างข้างเคียงใน 3 มิติ ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ และจำลองพฤติกรรมดินในสภาพ Elastoplastic ได้ผลจากการวิเคราะห์คือ แรงที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์จะมีผลอย่างมากต่ออาคารที่มีอยู่บริเวณนั้น ถ้าไม่คิดผลของค่าความแข็งแรงของโครงสร้าง (Stiffness) การประมาณค่าแรงที่เกิดขึ้นค่อนข้างจะสูงกว่าความเป็นจริง

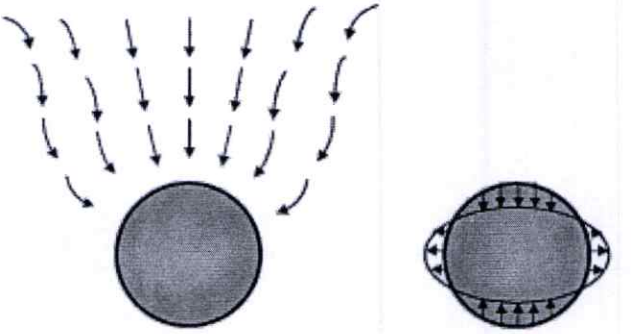
8.5.1.3 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่ส่งผลกระทบต่ออุโมงค์ข้างเคียง

ปัญหาดังกล่าวเกิดจากสภาพบังคับของพื้นที่ในการก่อสร้างทำให้ไม่สามารถทำการก่อสร้างอุโมงค์คู่ขนานให้มีระยะห่างที่พอเพียงที่ไม่ก่อให้เกิดผลกระทบต่อกัน จากการวิจัยของ T.I. Addenbrooke และ D.M. Potts (2001) โดยใช้ Imperial College Finite Element Program (ICEFP) ทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างอุโมงค์สองอุโมงค์ (Twin tunnel interaction) ที่ก่อสร้างในชั้นดินเหนียว ซึ่งมีผลกระทบต่อผิวดินและชั้นดินที่อยู่ต่ำกว่า ด้วยวิธีการจำลองปัญหาเป็นสองรูปแบบ คือ ลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ทั้งสองอยู่ในทิศทางเดียวกันแบบด้านต่อด้าน (Side by side) และลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ในทิศทางเดียวกันแบบที่มีอุโมงค์ใดอุโมงค์หนึ่งอยู่ด้านล่างหรืออยู่ด้านบนของอีกอุโมงค์หนึ่ง (piggyback)

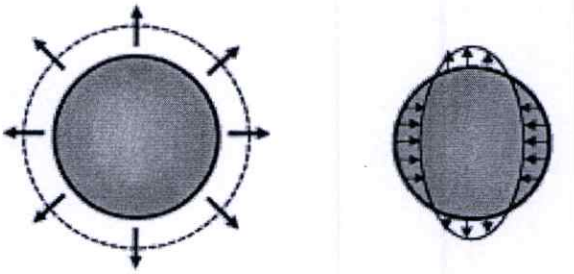


รูปที่ 8.99 แบบจำลองทางเลขาคณิตแบบ Side by side and piggyback (T.I. Addenbrooke และ D.M. potts, 2001)

จากการศึกษาได้ผลการศึกษาเป็นที่น่าสนใจคือ ตำแหน่งของอุโมงค์ใหม่ที่ทำการก่อสร้างสัมพันธ์กับอุโมงค์เดิม มีผลกระทบต่อรูปแบบการทรุดตัวของผิวดินและจะเกิดผลกระทบต่อผนังอุโมงค์ที่มีอยู่ ปริมาตรการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) อันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ที่สองจะมีค่ามากกว่าอุโมงค์แรก ซึ่งเป็นผลมาจากการก่อสร้างอุโมงค์แรกทำให้ค่ากำลังของดินรอบอุโมงค์ลดลงในระหว่างการก่อสร้างในลักษณะด้านต่อด้าน (Side by side) โดยในการก่อสร้างอุโมงค์ที่สอง มีผลทำให้เส้นผ่าศูนย์กลางตามแนวราบของอุโมงค์แรกมีความยาวมากขึ้น และนอกจากนั้นเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวดิ่งของอุโมงค์แรกจะสั้นลงมากที่สุดเมื่อด้านหน้าของการขุดเจาะผ่าน ณ ตำแหน่งที่พิจารณา สำหรับในกรณีการก่อสร้างแบบ piggy-back จากการศึกษาของ T.I. Addenbrooke และ D.M. Potts (2001) สอดคล้องกับการศึกษาในประเทศไทยในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2548) ที่มีการวัดการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 8.100 สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์แบบที่มีอุโมงค์ใดอุโมงค์หนึ่งอยู่ด้านล่างหรือด้านบนของอีกอุโมงค์หนึ่ง (piggy-back) จะเกิดการบิดเบี้ยวและเกิดการเสียรูปของผนังอุโมงค์มากขึ้น ถ้าหากว่าอุโมงค์ที่ขุดเจาะในภายหลังยิ่งเคลื่อนที่ต่ำลงเข้าใกล้อุโมงค์ที่มีการขุดเจาะก่อน



กรณีดินเคลื่อนเข้าหาอุโมงค์



กรณีดินถูกผลักออกจากอุโมงค์

รูปที่ 8.100 ผลกระทบต่อโครงสร้างอุโมงค์ข้างเคียงจากการขุดเจาะ (สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2548)

8.5.2 ผลกระทบจากการก่อสร้างใกล้เคียงกับอุโมงค์เดิม

บริเวณเขตเมืองซึ่งมีอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งหลังจากนั้นมีการเปลี่ยนแปลงเกิดขึ้นบนผิวดินอาจจะเป็นการก่อสร้างสิ่งก่อสร้างใดๆ ขึ้นมาหรือการขุดเปิดหน้าดินเพื่อการก่อสร้างทำให้เกิดการเปลี่ยนในด้านเสถียรภาพหรือการเสียรูปของอุโมงค์ ซึ่งจะกล่าวถึงดังต่อไปนี้

8.5.2.1 การขุดเปิดหน้าดินที่ส่งผลกระทบต่ออุโมงค์ซึ่งอยู่ด้านล่าง

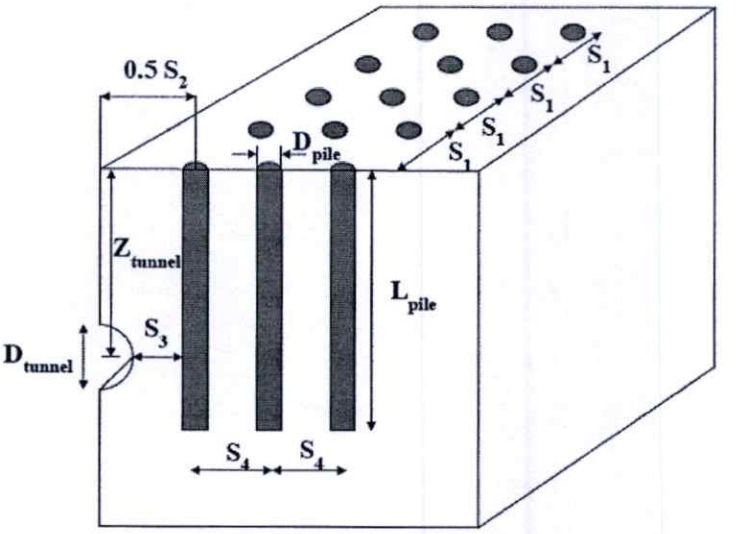
จากการวิจัยของ Marta Delez alov'a (2001) ได้ทำการศึกษาผลของอาคารอุโมงค์ (Tunnel complex) ที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากการขุดดินแบบลึกด้านบนของอุโมงค์ที่ Vinohrady tunnel complex จากการวิเคราะห์โดยใช้วิธีการจำลองด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ในสภาพสองมิติ ผลที่เกิดขึ้นคือในระหว่างที่มีการขุดดินด้านบนของอาคารอุโมงค์ จากการวัดการลู่ออกของหลังคาอุโมงค์ที่อยู่ด้านซ้ายของ 3rd VRT Fork พบว่ามีขนาดเท่ากับ 3.7 มิลลิเมตร ในขณะเดียวกันอุโมงค์ AC และ CA ATPU มีการลู่ออกน้อยกว่า 2 มิลลิเมตร

นอกจากนั้นจากผลการวิจับของ M.Abdel-Meguid และคณะ (2002) ได้ทำการศึกษาโดยใช้การวิเคราะห์ใน 3 มิติ สำหรับการก่อสร้างโดยวิธีการขุดเปิดหน้าดินเหนืออุโมงค์ที่มีอยู่แล้ว โดยจำลองสภาพดินเป็น Elasto-plastic และแก้ปัญหาด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ การเปรียบเทียบผลของการเสียรูปและการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์ด้วยการวิเคราะห์และการวัดผลจากสนามในโครงการ York-Mills Centre ซึ่งได้ทำการก่อสร้างบนอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน Toronto ผลจากการวิเคราะห์พบว่า เมื่อมีการขุดดินด้านบนอุโมงค์ออกไปทำให้ดินเกิดการอูด (Heave) ขึ้น ซึ่งผลที่ตามมาก็คือ แนวเส้นทางอุโมงค์จะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกันกับปัญหาการโก่งตัวของคาน (Beam-Bending Problem) นั่นคือเกิดหน่วยแรงดึงที่ด้านบนของอุโมงค์และเกิดหน่วยแรงอัดขึ้นที่ด้านล่างของอุโมงค์ ถ้าค่าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าค่าหน่วยแรงอัดที่ผนังอุโมงค์รับได้ ก็จะเกิดการแยกตัวของจุดต่อ (สลักเกลียว) ทำให้เกิดการพังทลาย ดังนั้นการสร้างสถานีของรถไฟฟ้าด้วยระยะที่พอเพียงจะทำให้เกิดสภาพยึดรั้งทางขวาง (Lateral restraint) สามารถลดผลกระทบจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์อันเนื่องมาจากการอูด (Heave) ของดินลงได้

8.5.2.2 การพิจารณาผลกระทบต่ออุโมงค์เดิมที่อยู่ด้านล่างจากกลุ่มเสาเข็มรับแรง

จากการศึกษาของ Schroeder, F.C., Potts D.M. และ T.I. Addenbrooke (2005) เกี่ยวกับผลกระทบจากเสาเข็มรับแรงบริเวณใกล้ๆกับอุโมงค์เดิม โดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีการความเครียดระนาบ (Plane strain Approach) ซึ่งการศึกษาในงานวิจัยดังกล่าวได้ทำการจำลองใน 3 มิติ และ 2 มิติ โดยประเมินผลในเทอมของการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง และการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งอันเนื่องมาจากเสาเข็มรับแรง ที่ระดับความลึก 20 เมตร ดังแสดงในรูปที่รูปที่

8.101 ผลที่ได้คือค่าความคลาดเคลื่อนระหว่าง 3 มิติ และ 2 มิติ มีค่าน้อย ดังนั้นจึงสามารถใช้การจำลองใน 2 มิติ เพื่อการวิเคราะห์ผลกระทบอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงพารามิเตอร์ตัวอื่นๆ ได้



รูปที่ 8.101 การจำลองทางเรขาคณิตของการปฏิสัมพันธ์ของเสาเข็มกลุ่มและอุโมงค์ (Schroeder, F.C., Potts D.M. และ T.I. Addenbrooke (2005)

ลักษณะของการศึกษาสำหรับผลกระทบของเสาเข็มรับแรงที่อยู่ใกล้ๆ กับอุโมงค์เดิม ได้แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่ 1 แถวของเสาเข็มวางอยู่ในตำแหน่งทั้งสองด้านของอุโมงค์ กรณีที่ 2 แถวของเสาเข็มวางอยู่เพียงด้านเดียวของอุโมงค์ ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการศึกษา คือ ระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับแถวของเสาเข็มที่ใกล้ที่สุด (S_3) ระยะห่างระหว่างช่วงของแถวเสาเข็ม (S_1) ระยะห่างระหว่างแถวเสาเข็มที่ข้ามผ่านอุโมงค์ (S_2) และระยะห่างระหว่างแถวเสาเข็มที่ไม่ข้ามผ่านอุโมงค์ (S_4) ซึ่งตัวแปรทั้งหมดแสดงในรูปที่ 8.101 จากกรณีการศึกษาสังเกตได้ว่า การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นของด้านบนของอุโมงค์ (Crown) มีลักษณะเป็นเชิงเส้นกันกับการทดลองของ S_3 ซึ่งในกรณีดังกล่าวใช้การเปลี่ยนแปลงค่า S_3 จาก 0.3 เมตรไปถึง 0.85 เมตร สำหรับการพิจารณาในกรณีที่แถวเสาเข็มอยู่ในตำแหน่งขวามือ ผลจากการวิเคราะห์ พบว่ารูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์ซึ่งเป็นผลมาจากเสาเข็มรับแรงมีลักษณะที่เป็นรูปวงรี อุโมงค์จะบิดเบี้ยวไปสูงสุดประมาณ 35 องศา ตามเข็มนาฬิกาจากในแกนแนวดิ่งหรือแกนแนวราบ นอกจากนั้นการบิดเบี้ยวและการเคลื่อนตัวของอุโมงค์จะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องกับการลดลงของ S_3 สำหรับจำนวนแถวของเสาเข็มจะมีผลกระทบต่อขนาดของการบิดเบี้ยวและการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ จากการเปรียบเทียบกับกรณีที่ 1 ค่าการบิดเบี้ยวของอุโมงค์จะมากกว่ากรณีที่ 2 แต่ค่าการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในกรณีที่ 1 จะน้อยกว่ากรณีที่ 2

บทที่ 9

เครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค

9.1 กล่าวนำ

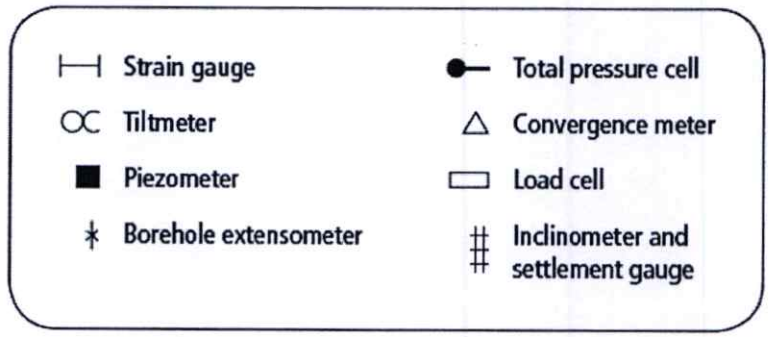
การติดตามพฤติกรรมของโครงสร้างอุโมงค์และดินมีความสำคัญในทุกขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ตั้งแต่ขั้นตอนการออกแบบ ก่อสร้าง ตลอดจนเมื่ออุโมงค์ถูกใช้งาน ดังนั้นควรมีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค เพราะจะได้ทราบถึงการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้น ทำให้เราสามารถทำนายการพังทลายของอุโมงค์และความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างใกล้เคียง เพื่อที่จะหาวิธีการป้องและแก้ไขให้เกิดความเสียหายน้อยที่สุด

9.2 เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ (Selection criteria for instrumentation)

เกณฑ์การเลือกใช้เครื่องมือ ได้แก่ ความน่าเชื่อถือในการวัด (ความแม่นยำ ความละเอียด) ระยะเวลาการใช้งานและความสามารถในการใช้ร่วมกับเครื่องมืออื่นๆ และการเก็บข้อมูล (Automatic) รวมถึงการแปลผลข้อมูลที่มีประสิทธิภาพ

9.3 ประเภทของการตรวจวัด (Type of measurement)

ประเภทและตำแหน่งการติดตั้งของการตรวจวัดนั้นจะขึ้นกับสภาพของดิน สิ่งแวดล้อม และวิธีการก่อสร้าง โดยมีสัญลักษณ์ของเครื่องมือดังรูปที่ 9.1 โดยทั่วไปสามารถแบ่งตามการก่อสร้างอุโมงค์ได้ดังนี้

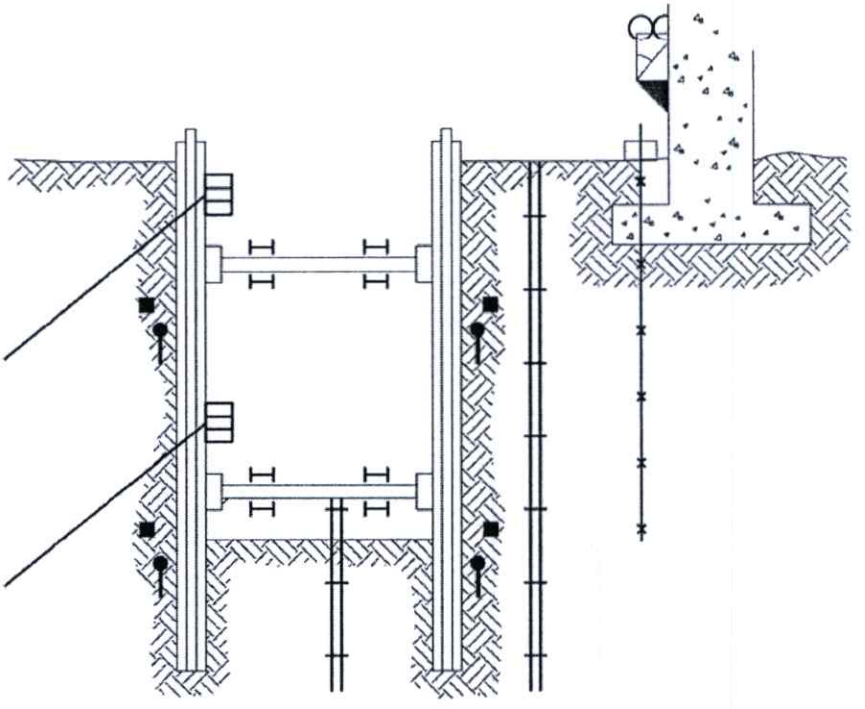


รูปที่ 9.1 แสดงสัญลักษณ์ของเครื่องมือต่างๆ

9.3.1 อุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ (Cut and cover tunnel)

ในการก่อสร้างอุโมงค์แบบขุดแล้วกลบ ส่วนใหญ่ที่ต้องการตรวจวัด ได้แก่ ความเค้น (Stress) ที่เกิดขึ้นในสิ่งก่อสร้าง น้ำหนักกดทับสมอ (Load in anchors) และการเคลื่อนตัวของดิน

และสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ตัวอย่างตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคในงานก่อสร้างอุโมงค์แบบนี้แสดงในรูปที่ 9.2



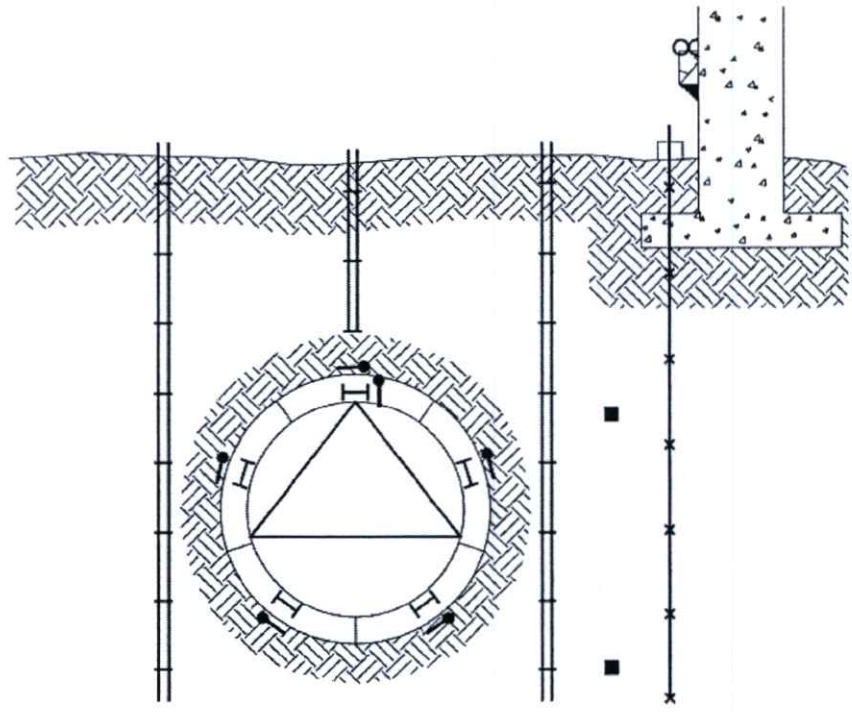
รูปที่ 9.2 ตำแหน่งของเครื่องมือในงานก่อสร้างอุโมงค์ขุดแล้วกลบ

9.3.2 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับตื้น

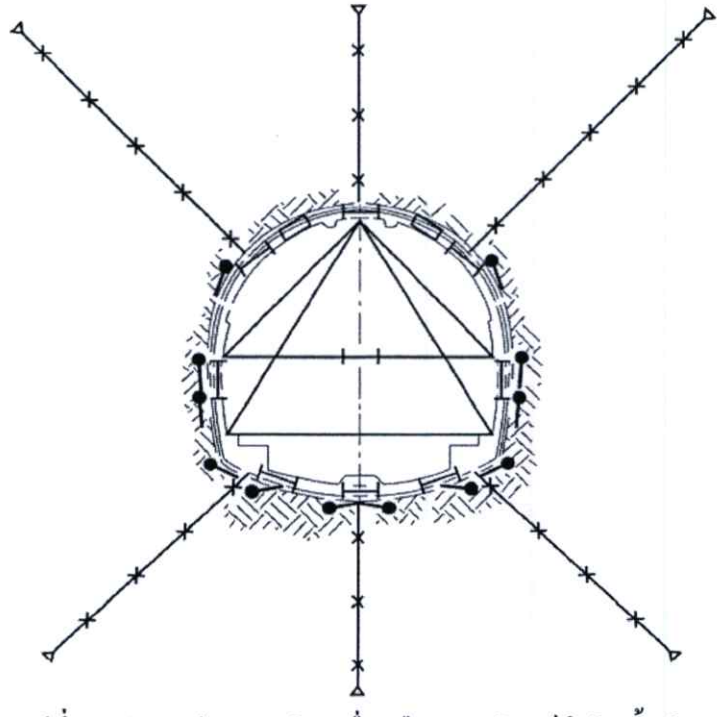
การก่อสร้างอุโมงค์ที่อยู่ในระดับตื้น สิ่งที่ต้องระวังคือ ผลกระทบที่เกิดกับโครงสร้างใต้ดินข้างเคียง เช่น ท่อระบายน้ำ ท่อร้อยสายไฟ และโครงสร้างที่อยู่ในระดับผิวดิน รวมถึงความมั่นคงของตัวอุโมงค์ เช่น ความเค้นที่เกิดขึ้นกับผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวอุโมงค์ได้ ตัวอย่างตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคในงานประเภทนี้แสดงดังรูปที่ 9.3

9.3.3 อุโมงค์ที่ก่อสร้างในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน (Deep tunnel in rock)

การก่อสร้างอุโมงค์ในระดับลึกที่อยู่ในชั้นหิน ส่วนใหญ่มักจะทำการตรวจสอบเสถียรภาพของตัวอุโมงค์ สถานะภาพการขุดเจาะในระหว่างก่อก่อสร้าง การเคลื่อนตัวของเนื้อหิน ความเครียดตามแนวเจาะ และการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 9.4



รูปที่ 9.3 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ตื้น



รูปที่ 9.4 ตำแหน่งและชนิดเครื่องมือของอุโมงค์ลึกในชั้นหิน

9.4 การเก็บและแปลผลข้อมูล

การเก็บและแปลผลข้อมูลสามารถจำแนกได้เป็นแบบอัตโนมัติ (Automated) และแบบไม่อัตโนมัติ (Without automated) โดยจะตัดสินจากปริมาณข้อมูลและระยะเวลาในการเก็บข้อมูล หาก

มีปริมาณมากและใช้ระยะเวลานาน เพื่อที่จะได้มาซึ่งการแปลผลที่ถูกต้องรวดเร็ว จึงจำเป็นต้องเลือกใช้เครื่องมือแบบอัตโนมัติ ถึงแม้จะมีราคาสูงกว่า แต่สามารถหาวิธีแก้ไขปัญหาที่มีแนวโน้มจะเกิดขึ้นได้ทันถ่วงที ชนิดของสัญญาณที่พบบ่อยในงานตรวจวัดอุปกรณ์วัดทางธรณีเทคนิค มีดังนี้

1) สัญญาณค่าความต่างศักย์ (Voltage signal) จะเป็นสัญญาณพื้นฐานที่ใช้กันในหัวอ่านทั่วไป หลักการทำงานของหัวอ่านแบบนี้ก็คือ จะต้องจ่ายไฟเข้าไปเพื่อกระตุ้นหัวอ่านให้ทำงาน และจากนั้นหัวอ่านจะส่งค่าความต่างศักย์ออกมาส่วนมากจะเป็นช่วงกระแสต่ำ อาจจะเป็น โวลต์ หรือ มิลลิโวลต์ แล้วแต่ประเภทของหัวอ่าน และการใช้งาน จากค่าที่ได้ก็สามารถนำไปแปลงให้อยู่ในรูปข้อมูลต่าง ๆ ที่ต้องการวัดได้ ข้อด้อยของสัญญาณแบบนี้คือ มีความเสี่ยงต่อการเกิดของสัญญาณรบกวนค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากต้องอ่านค่าในช่วงของสัญญาณที่ต่ำมาก อาจจะได้ข้อมูลที่คลาดเคลื่อนได้ จะต้องมีการจัดการเรื่องตัวกรองสัญญาณที่ดีเพื่อเลี่ยงจากปัญหานี้

2) สัญญาณกระแสไฟฟ้า (Current Signal) เป็นหัวอ่านที่ให้สัญญาณออกมาในรูปของค่ากระแสไฟฟ้า ที่พบกันมากคือ 4 ถึง 20 มิลลิแอมแปร์ เช่นเดียวกับแบบแรก จะต้องมีการจ่ายไฟให้กับหัวอ่านก่อนจึงจะสามารถวัดค่าสัญญาณได้ จุดประสงค์หลักที่เลือกใช้สัญญาณประเภทนี้คือเพื่อลดปัญหาเรื่องของสัญญาณรบกวน เนื่องจากว่าค่ากระแสของไฟฟ้าจะคงที่ตลอดเวลา ไม่แปรปรวนเหมือนค่าความต่างศักย์ ซึ่งอาจจะเปลี่ยนแปลงได้จากปัจจัยหลายประการ และยังสามารถที่จะวัดค่าสัญญาณในช่วงที่ต่ำมากได้ โดยไม่มีปัญหาเรื่องความคลาดเคลื่อน นอกจากนี้จุดเด่นอีกข้อของสัญญาณแบบกระแสก็คือ สามารถทำการส่งข้อมูลได้ระยะทางที่ไกลกว่า สัญญาณแบบค่าศักย์ไฟฟ้าที่สัญญาณอาจเกิดการลดทอนลงได้เนื่องจากความยาวของสายไฟ

3) สัญญาณความถี่ (Frequency signal) หรือ ที่เรียกกันว่า Vibrating wire โดยการทำงานจะเป็นการวัดค่าความถี่ที่เกิดขึ้นในเส้นลวด พบบ่อยกับหัวอ่านที่ใช้ในการวัดค่าแรงดัน และการเปลี่ยนแปลงขนาดเล็ก ข้อดีของหัวอ่านแบบนี้คือ อายุการใช้งานค่อนข้างนาน เหมาะสมสำหรับการติดตั้งที่ต้องการการวัดผลระยะยาว

9.5 รายละเอียดเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค

9.5.1 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer)

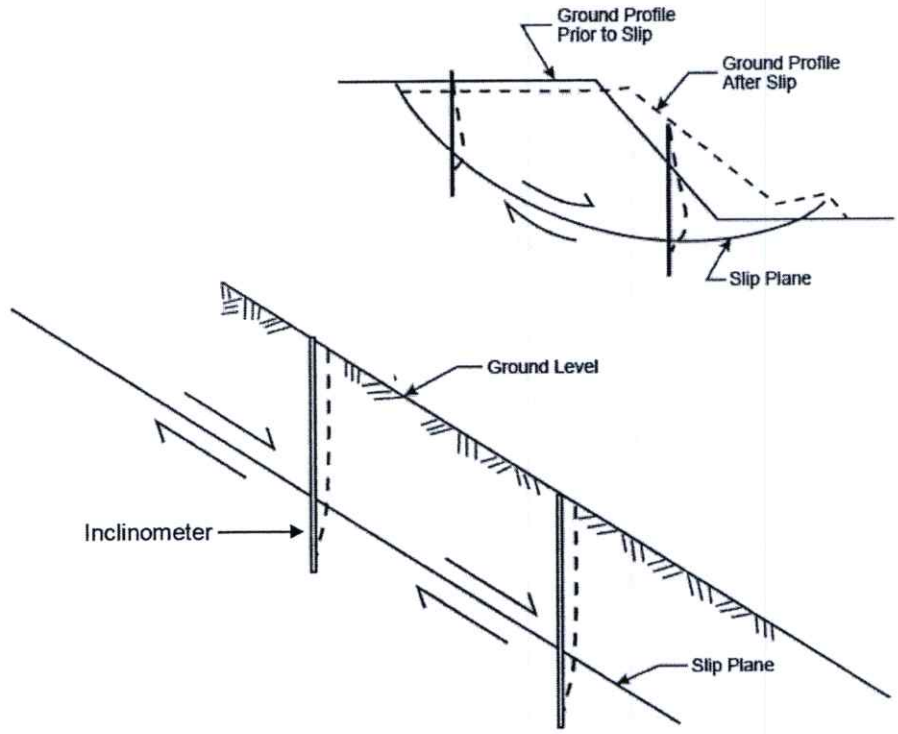
Inclinometer เป็นอุปกรณ์ที่วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในพื้นที่ที่มีการเลื่อนไถลตัวด้านข้างของดิน กล่าวคือ เมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์ภายใต้พื้นดิน มวลดินซึ่งเคยอยู่แบบอัดตัวแน่นก็จะเกิดการเปลี่ยนแปลงซึ่งสามารถวัดค่าการเปลี่ยนแปลงด้านข้างได้โดยอาศัย Inclinometer ซึ่งการเบี่ยงเบนของตัวท่อ (Casing) ไปจากตำแหน่งแนวดิ่งเดิม จะส่งตัวข้อมูลโดย ตัวอ่านค่า (Porbe) ไปยัง Readout unit เพื่อเก็บข้อมูลและแสดงผลข้อมูลต่อไป ความสำคัญที่จะต้องติดตั้ง Inclinometers ประกอบด้วย

1) ใช้เพื่อการสำรวจที่ตั้งภาคสนาม (Site investigation) การสำรวจภาคสนามทางปฐพีเทคนิค นั้นจะเกี่ยวข้องกับการ สำรวจและหาค่าของความแข็งแรงและเสถียรภาพของดิน เครื่องมือ Inclinometers จะเป็นเครื่องที่ใช้ติดตามและวัดทิศทางการเคลื่อนตัวของเสถียรภาพโดยตรงของดิน ตัวอย่างกรณี ติดตั้ง Inclinometers เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นบริเวณระนาบที่จะเกิดแรงเฉือนของตัวเขื่อน ซึ่งถ้าไม่มีการตรวจสอบก็จะเป็นปัญหาเกิดขึ้นเมื่อมีการเก็บกักน้ำจนเต็ม จะทำให้แรงดันของน้ำในระนาบที่เกิดแรงเฉือน

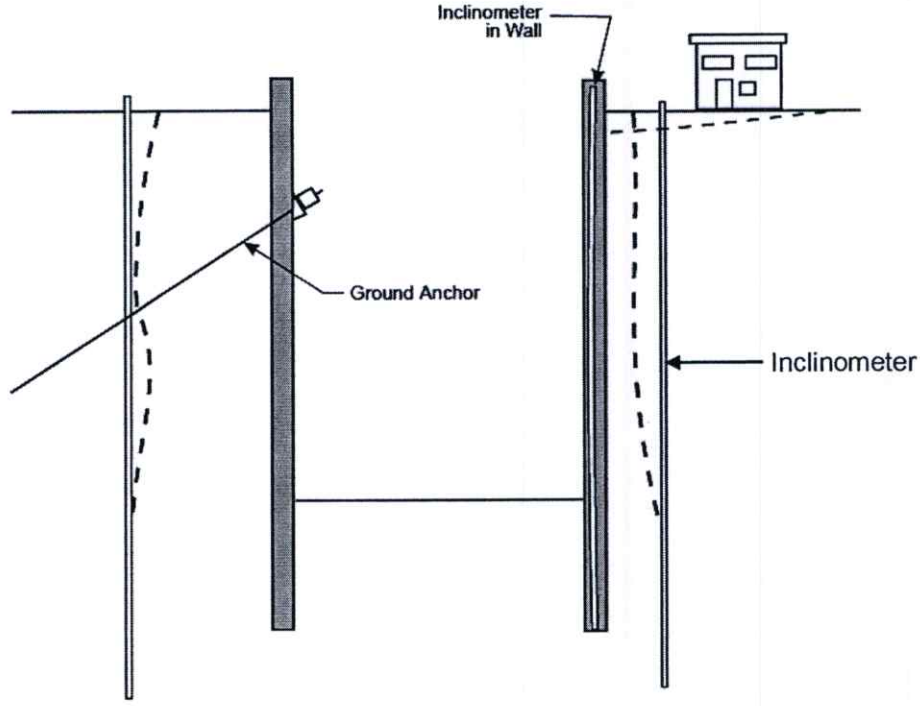
2) ใช้ตรวจสอบข้อเท็จจริงในการออกแบบ (Verification design assumption) Inclinometers ถูกติดตั้งเพื่อใช้ตรวจสอบค่าความถูกต้องของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างซึ่งจะเกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ในการพยากรณ์ค่าระหว่างค่าที่ใช้ในการออกแบบ ตัวอย่างเช่น การติดตั้ง Inclinometers เพื่อทำการวัดค่าการเบี่ยงเบนของกำแพงกันดิน (Retaining wall) ซึ่งผลจากการวัดปรากฏว่าเกิดการเบี่ยงเบนไปไม่เกิน 7.5 cm ณ ขณะที่มีน้ำหนักมากระทำอย่างเต็มที่ ดังนั้นการวัดของ Inclinometers จึงทำให้รู้ค่าถึงขอบเขตการเบี่ยงเบนของดิน และทำให้ผู้ออกแบบสามารถแก้ไขการออกแบบในอนาคตในส่วนของหน้าตัดกำแพง

3) ช่วยในการตัดสินใจในช่วงที่จำเป็นต้องแก้ไขการวัด (Determining the need for corrective Measures) โดย Inclinometers ถูกติดตั้งเป็นเครื่องมือที่วัดทั้งขนาด ทิศทาง และอัตราการเคลื่อนตัวของดิน ข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้วิศวกรสามารถตัดสินใจได้ถึงความจำเป็น สำหรับการแก้ไขการวัด ตัวอย่าง เช่น ฝ่ายงานก่อสร้างเส้นทางถนน จะต้องรู้ถึงความเสี่ยงที่จะเกิดการเลื่อนตัวของดิน ไม่ควรที่จะมีการลงทุนเพื่อหาแรงงานในทำการตรวจสอบการเลื่อนตัวและการถล่มของดิน ดังนั้นจึงตรวจสอบการเลื่อนตัวของดินโดยใช้ Inclinometers แทน

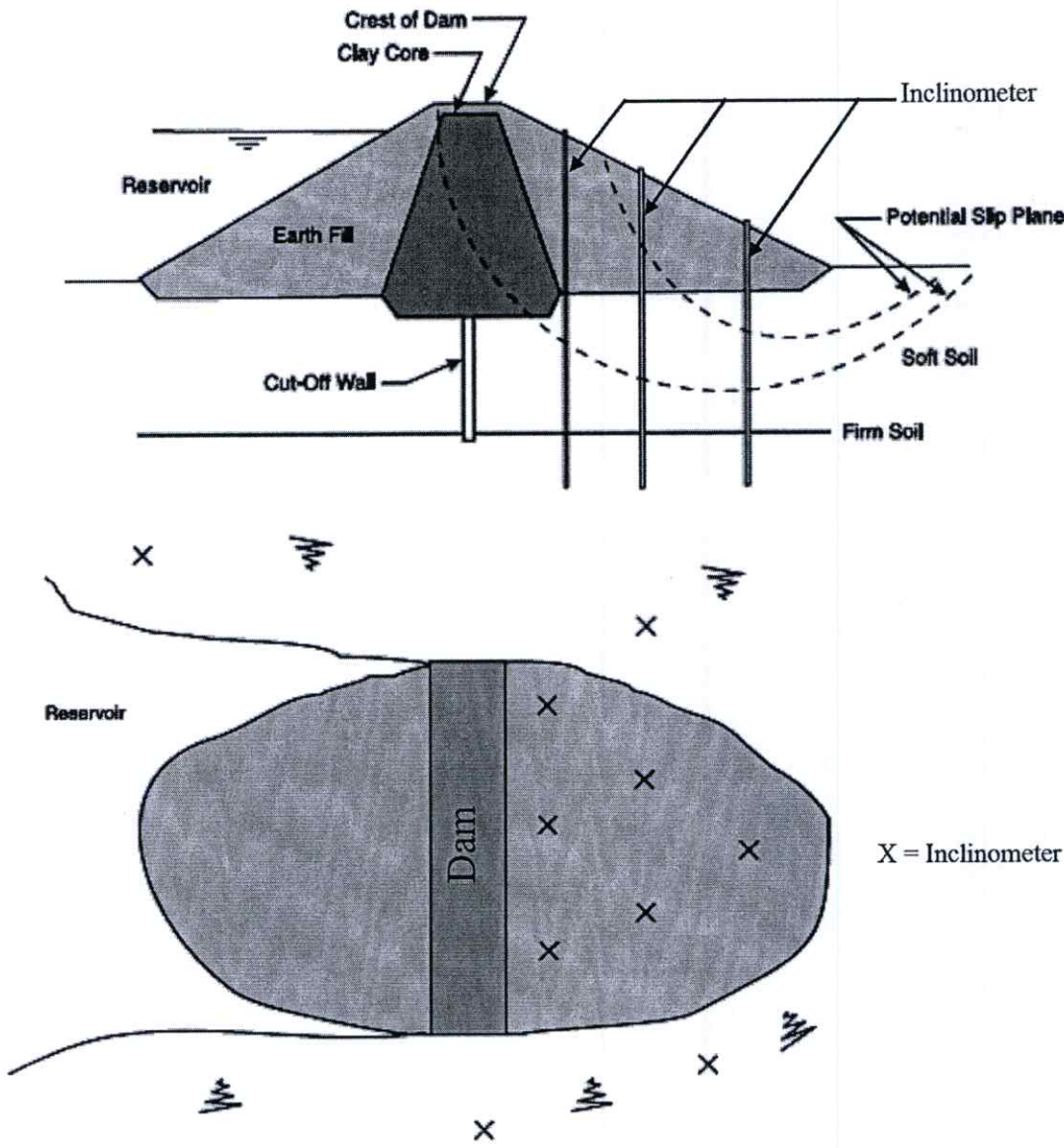
4) เป็นเครื่องเตือนความปลอดภัย (Safety monitoring) Inclinometer เป็นเครื่องมือที่ใช้บอกความปลอดภัยอย่างต่อเนื่อง Inclinometer สามารถเตือนถึงความไม่ปลอดภัย ความเสียหาย ซึ่งตัวอุปกรณ์อาจจะถูกติดตั้งไว้ใกล้กับ ถนน ทางรถไฟ อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน เพื่อบอกถึงลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน



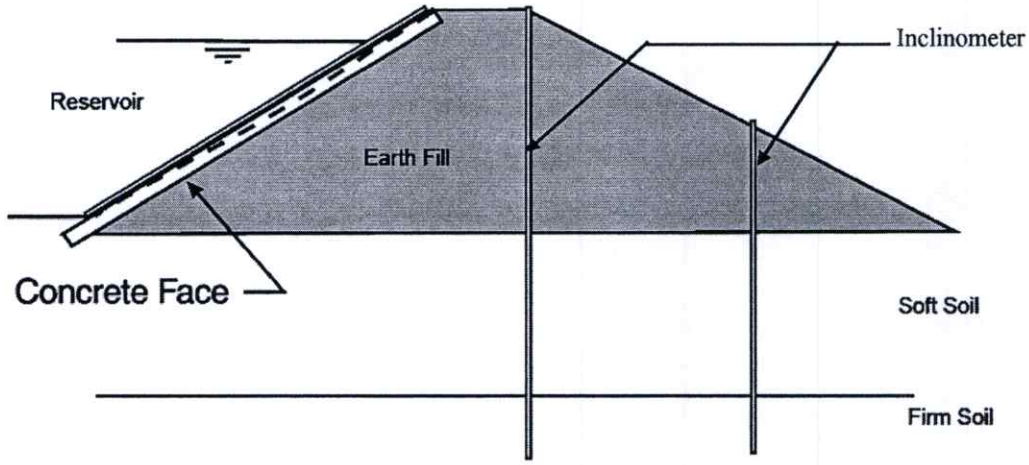
รูปที่ 9.5 วัดค่าการเคลื่อนตัวในบริเวณที่เกิดแรงเฉือน



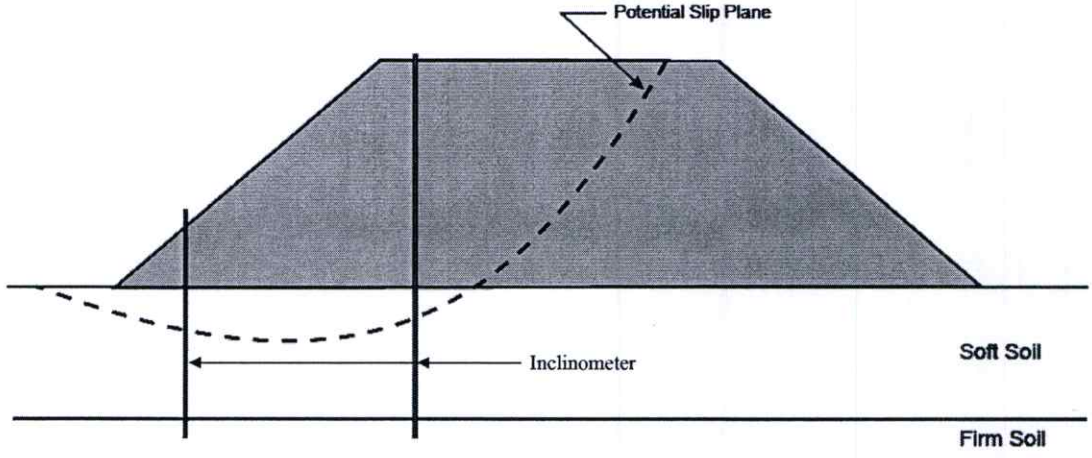
รูปที่ 9.6 ตรวจสอบการเคลื่อนที่ของดินที่มีผลต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ความมั่นคงและระบบค้ำยัน



รูปที่ 9.7 ติดตามค่าเสถียรภาพและการเคลื่อนของดินด้านข้างเขื่อน



รูปที่ 9.8 ใช้วัดการเคลื่อนตัวของดินด้านหลังเขื่อน และการเคลื่อนตัวของคอนกรีตที่ด้านหน้า



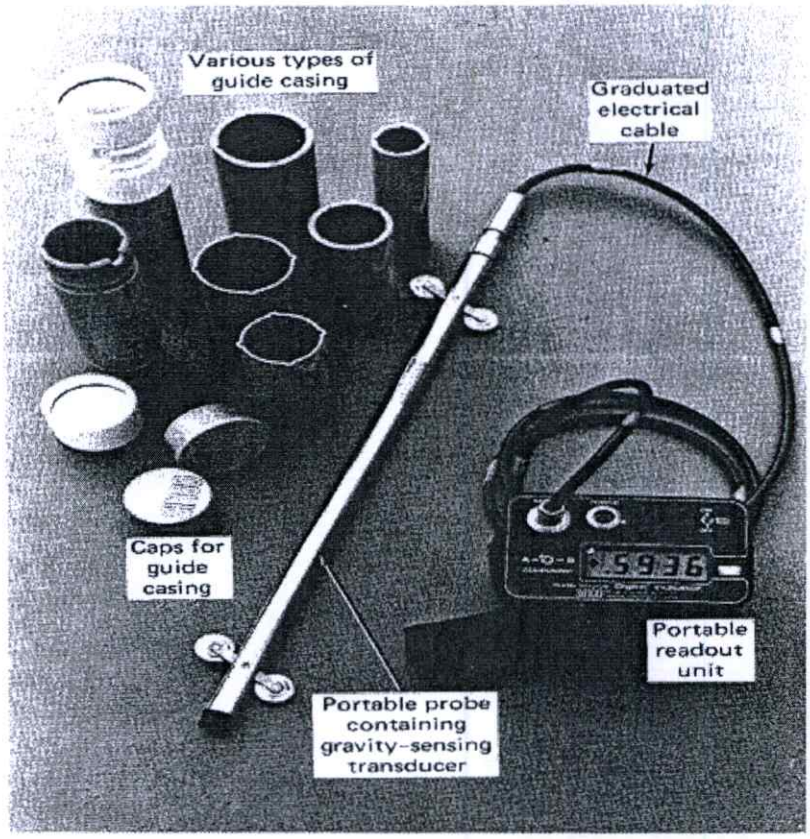
รูปที่ 9.9 วัดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณที่เกิดแรงเฉือน

9.5.1.1 ส่วนประกอบ

1) Casing ใช้สำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ของ Inclinometer โดยจะทำมาจาก พลาสติก อลูมิเนียม ไฟเบอร์คลาสหรือเหล็ก เมื่อต้องการทดลองการเปลี่ยนแปลงของดินในแนวราบ ควรที่จะทำการติดตั้งท่อ Casing ให้ใกล้เคียงแนวของเส้นตรงให้มากที่สุด โดยปกติแล้วท่อ Casing จะต้องเป็นตัวกำหนดทิศทางของการเคลื่อนที่ของ Inclinometer

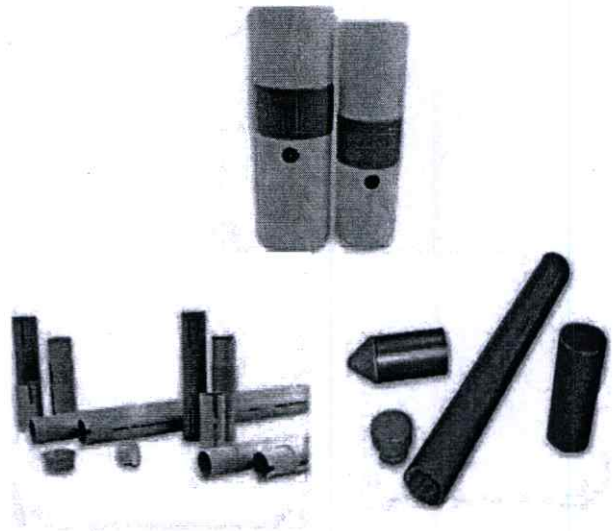
2) Plastic casing คือท่อทำจากวัสดุ ABS (Acrylonitrile butadiene styrene) เนื่องจากใช้งานง่ายในการ Grout ที่ระดับน้ำใต้ดินท่อชนิดนี้จะทนต่อการสึกกร่อนได้ดีและจะเกิดการจัดว่าโครงสร้างของท่อได้ดีสำหรับการวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินแต่จะมีการเปราะแตกง่ายที่อุณหภูมิต่ำ

3) Aluminum casing จะมีปัญหาเรื่องสนิม เนื่องจากน้ำใต้ดินหรือน้ำปูนที่เกิดจากการ Grouting ในระหว่างการติดตั้ง จากการรายงานพบว่า ในหลายกรณีจะเกิดสนิมที่ท่อในเวลาไม่นาน ซึ่งถ้าเลือกใช้ท่อประเภทนี้จะต้องทำการป้องกันการเกิดสนิมด้วย

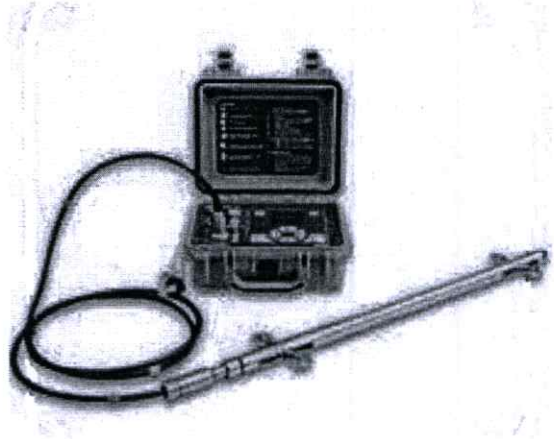


รูปที่ 9.10 แสดงส่วนประกอบของ Inclinometer

4) Steel casing ร่องของท่อจะเชื่อมติดกับท่อเหล็ก สามารถใช้เป็น Inclinometer casing ใช้ในการวัดกับเสาเข็มเหล็ก มีราคาถูกที่สุดแต่จะให้ความแม่นยำต่ำ มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว และเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 1.75 นิ้ว เป็นขนาดทั่วไป การเชื่อมต่อจะต้องไม่ให้ร่องเกิดการบิด โดยขนาดของ couple จะต้องมีขนาดพอดีกับขนาดของท่อ



รูปที่ 9.11 ตัวอย่าง Casing ชนิดต่างๆ



รูปที่ 9.12 แสดง Inclinometer probe

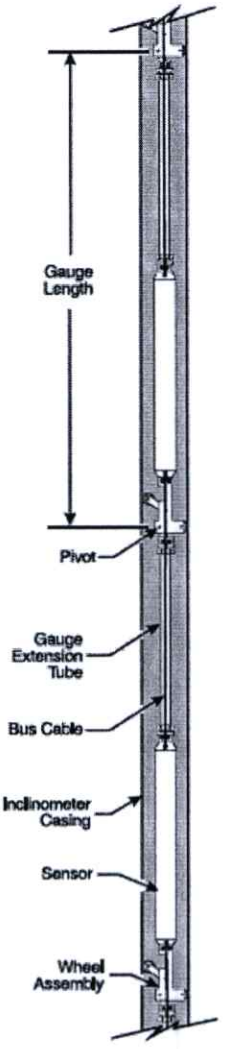
5) A portable readout เป็นตัวเก็บข้อมูลและแสดงข้อมูลการวัดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะรับค่ามาจาก Inclinometer probe ดังแสดงในรูปที่ 9.12 และรูปที่ 9.13

รูปที่ 9.13 แสดง Readout unit

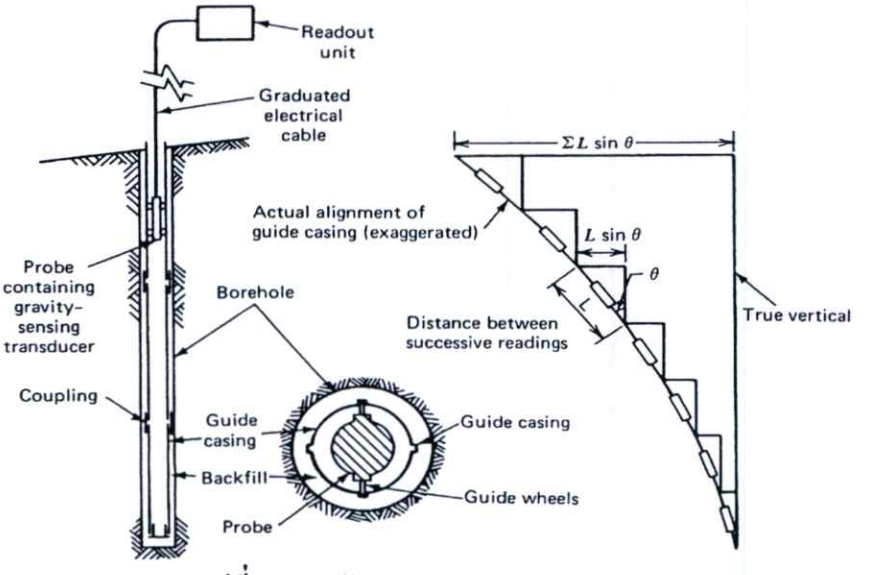
6) A graduated electrical cable เป็นสายเก็บข้อมูลโดยจะถูกใช้ในการเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวที่ความลึกต่างๆกัน ซึ่งเป็นสายที่ทำหน้าที่ในการเชื่อมโยงข้อมูลที่ได้จากการทดลองส่งไปยังตัวเก็บข้อมูล Readout unit และตัวสายเก็บข้อมูล Control cable โดยทั่วไปจะถูกกำหนดไว้เป็นระยะห่างที่เท่ากันทุกระยะ 0.5 เมตร

9.5.1.2 การทำงาน

จากรูปที่ 9.15 แสดงหลักการทำงานของเครื่องมือ Inclinometer สำหรับการเคลื่อนที่ในท่อ casing จากที่มีการติดตั้ง casing เสร็จเรียบร้อยแล้วแนวของท่อจะต้องใกล้เคียงกับแกนตั้ง จากการทดลองจะได้ค่าเบี่ยงเบนค่อยๆ ลดลงในช่วงที่อยู่บริเวณด้านล่างของท่อ และจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อทำการทดลองในระดับที่สูงขึ้นเรื่อยๆ โดยจะมีการกำหนดแนวแรกเป็นแนวหลักเพื่อเป็นข้อมูลที่ยังไม่มีการเคลื่อนตัวของดิน ผลต่างระหว่างการอ่านค่าในครั้งแรกและการอ่านค่าในครั้งที่สองเมื่อเวลาผ่านไป จะเห็นได้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงแนวของเส้นตรง ในการการติดตั้งท่อ Casing จะต้องทำการติดตั้งให้บริเวณด้านปลายสุดของท่อ Casing ต้องไม่มีการเคลื่อนตัวของท่อ และจากข้อมูลสามารถแปลงผลข้อมูลทำได้โดยการหาค่าเฉลี่ยของการวัดค่าในครั้งแรกและการวัดค่าในครั้งถัดไป และนำผลต่างของค่าทั้งสองมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ ทำให้ได้การเคลื่อนตัวของท่อ Casing ในแนวราบตลอดความยาวของท่อ



รูปที่ 9.14 Inclinometer



รูปที่ 9.15 หลักการทำงานของ Inclinometer

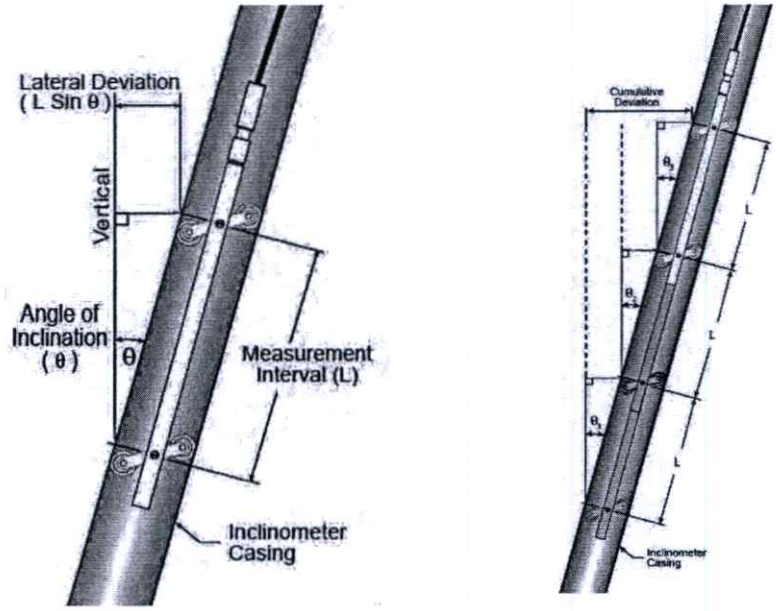
9.5.1.3 การเก็บและการวัดค่าของข้อมูล (Data Reduction)

1) การวัดค่าการเอนเอียงในท่อ Casing

ตัว Inclinometer probe และในที่นี่เป็นตัวส่งสัญญาณในการวัดการเอียงตัวของท่อ Casing สำหรับตัวอ่านค่า (probe) การวัดค่าการเอนเอียงของดิน ลักษณะจะเหมือนตัวอย่างรูปข้างล่าง โดยตัวหัวอ่านค่า (probe) จะมีความยาวอยู่ที่ 0.5 เมตร ณ. ตำแหน่งจากล่างถึงบริเวณบนของท่อ Casing โดยที่ตัวส่งสัญญาณจะถูกติดตั้งตามสาย Cable ทุกๆความยาว 0.5 เมตร เพื่อส่งข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินไปยัง A portable readout การอ่านค่าการเอนเอียงภายในท่อ Casing ที่เกิดขึ้นจะมีความสัมพันธ์กับค่าความลึกหรือค่าระดับ

2) การเอียงตัวออกทางข้าง (Lateral Deviation)

เมื่อเครื่องมือวัด Inclinometer เริ่มทำการอ่านค่า การเอียงตัวภายในท่อจะถูกเปลี่ยนไปเป็นระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง ซึ่งการเปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงระยะห่างจะถูกเรียกว่า การเพิ่มขึ้นของการเบี่ยงเบนของดิน (Incremental deviation) และผลของการรวมกันของการเบี่ยงเบนด้านข้างของดินจะถูกเรียกว่า การเอียงตัวสะสม (Cumulative deviation) ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างเป็นเสมือนตัวแทนที่แสดงให้เห็นการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของท่อ (Casing) ที่เบนออกจากแนวเดิม ซึ่งระยะทางจะถูกคำนวณโดยการหักลบการเปลี่ยนแปลงในขั้นต้น



รูปที่ 9.16 แสดงการเบี่ยงตัวด้านข้าง

9.5.1.4 การอ่านค่าในแต่ละตำแหน่ง

การอ่านค่าไม่ได้กำหนดค่าตำแหน่งการวัดที่แน่นอน โดยแต่ละตำแหน่งจะต้องมีการกำหนดไว้แน่นอน เคเบิลที่ใช้ต่อกับ Inclinometer จะต้องไม่มีการยืด ตำแหน่งที่ทำการวัดจะต้องเป็นจุด

ถาวรและแน่นอนอีกสาเหตุหนึ่งที่จะเป็นการเพิ่มความผิดพลาดได้คือการเพิ่มความยาวของ Casing ถ้าร่องของ Casing ไม่ตรงกันหรือบริเวณที่ต่อตัวท่อไม่ตรงแนวจะยิ่งทำให้เกิดข้อผิดพลาดได้ วิธีการอ่านค่าใน Casing จะอ่านค่าเมื่อระยะช่องว่างระหว่างล้อของ Inclinometer มีค่าเท่ากัน ถ้าระยะไม่เท่ากันการเคลื่อนตัวของ Casing จะทำให้กราฟที่ได้ไม่สม่ำเสมอในแต่ละตำแหน่งที่ทำการวัด ทำให้เกิดข้อ ผิดพลาดขึ้นได้

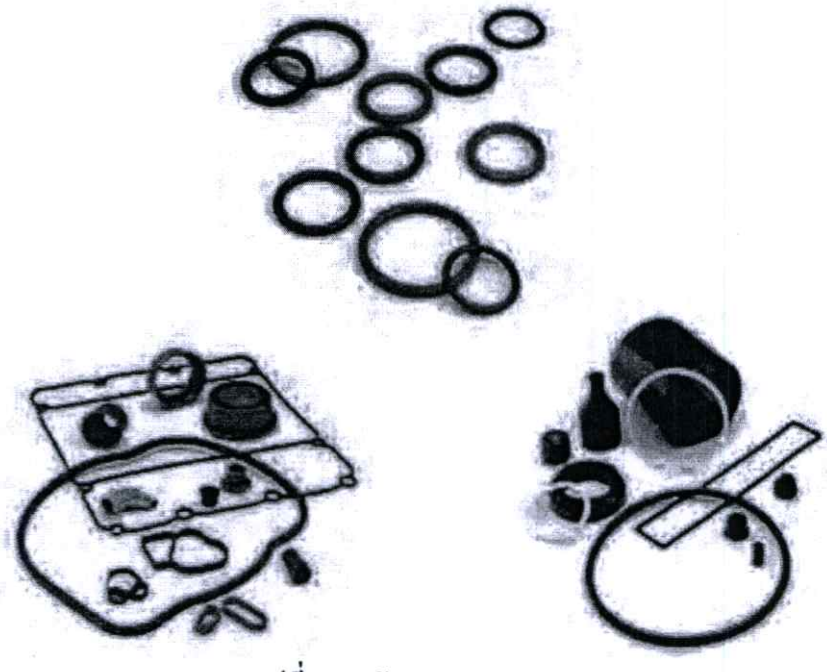
9.5.1.5 วิธีการวัด (Measurement method)

Probe จะยึดแนวปลายท่อแนวดิ่ง ปลายท่อเอียง หรือระยะหยุดของท่อแนวราบการวัดทำได้โดยการถือ Probe ในแต่ละความลึกภายในท่อ แล้วบันทึกค่าความลึกและค่าความโน้มเอียง ซึ่งค่าความแม่นยำสูงสุดสามารถอ่านได้ในช่วงที่เท่ากับระยะห่างระหว่างล้อ การอ่านค่าในท่อแนวดิ่งโดย ทั่วไปจะอ่านหน้าศูนย์ก่อนแล้วค่อยกลับด้านไปอ่านค่าหน้า 180 องศา และจะต้องทำการวัดค่า ณ สถานที่เดิม ถ้าใช้ Probe ที่อ่านค่าได้หน้าเดียวจะต้องหมุน Probe ไป 90 องศาเพื่ออ่านค่าอีกหน้าหนึ่งโดยต้องทำทั้งหน้า 0 องศาและหน้า 180 องศาด้วย ความน่าเชื่อถือของข้อมูลสามารถคำนวณได้เมื่อทำการอ่านค่าหน้า 180 องศาและได้ยืนยันข้อมูลในสนามไปแล้ว เมื่ออ่านค่าในท่อในแนวราบ Check-sum สามารถทำได้หลังจากอ่านค่าจบจากปลายถึงปลาย ส่วนการอ่านค่าในท่อเอียงเป็นไปได้ว่าแกนของ Transducer อาจยกตัวขนานหรือตั้งฉากกับแกนของ Probe ได้แต่เป็นไปไม่ได้ที่จะยกตัวในแนวเอียง โดย Check-sums คือผลรวมของการอ่านหน้า 0 และหน้า 180 องศาในความลึกเดียวกัน โดยการอ่านเมื่อมีสัญญาณให้อ่าน ในทางปฏิบัติจะมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากตัวท่อ (casing) มีการจัดวางตำแหน่งในการทดลองและออฟเซ็ทศูนย์ของการทดลองที่ไม่เป็นศูนย์ เครื่องมือสามารถตรวจเช็คผลรวมของสถิติได้เพื่อประเมินค่าความถูกต้องของข้อมูลได้ และ Slope indicator's digitilt datamate คือผลรวมของสถิติในระยะแรกจะอ่านได้เมื่อพบเห็นปัญหาจากการอ่านที่ผิดพลาด เมื่อยังคงทำการทดลองอยู่ในสนาม และสามารถแก้ไขข้อมูลนั้นถูกต้องได้จากสถิติ ถ้าผลการทดลองใช้ไม่ได้ในสนาม ผลรวมของสถิติเดิมที่อยู่ในเครื่องคอมพิวเตอร์ สามารถนำมาใช้ในการปรับลดค่าใน Software ได้ ตัวอย่างเช่น โปรแกรม DigiPro ซึ่งผลรวมนี้จะนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ ซึ่งจะได้ค่าที่ดีตามสถิติที่เก็บมา

9.5.1.6 การติดตั้ง Inclinometer casing

กระบวนการติดตั้งของ Inclinometer casing การติดตั้งจะเปลี่ยนแปลงตามระดับความลึกโดยต้องมีการเลือกใช้ชนิดของ Casing couple และข้อกำหนดของแต่ละสถานที่ก่อสร้าง กระบวนอธิบายโดย AASHTO (1978) ISRM (1981a) Wilson and Mikkelsen (1977, 1978) และคู่มือการใช้งานจากบริษัทผู้ผลิตเมื่อทำการติดตั้ง Inclinometer casing ร่วมกับ Extensometer โดยข้อกำหนดของ Couple คือ ต้องมีความระมัดระวังทุกครั้ง ปิดรอยต่อของ Couple และ Bottom cap เพื่อป้องกัน

การรบกวนดินเนื่องจากการถมดิน Couple แบบ O-rings ไม่จำเป็นต้องทำการปิดผนึก (Seal) แต่ถ้าเป็น Couple ชนิดอื่นจะต้องทำการปิดผนึก (Seal) ด้วยยางหรือเทป และการยึดด้วย Rivet เพื่อควบคุมแรงเฉือนที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัว การปิดด้วยยางหรือเทปจะทำการปิดที่หัวของ Rivet โดยหัวของ Rivet ต้องเรียบ Rivet ที่ ติดตั้งแต่ละตัว ส่วนใหญ่จะใช้ซีเมนต์ทำการปิด Couple ที่เป็นพลาสติก และหาค่ากำลังรับแรงดึงเพื่อคำนวณหาความแข็งแกร่งของซีเมนต์ได้ เมื่อกำลังรับแรงดึงสูงสุดต้องการในซีเมนต์ ข้อต่อ (Couple) ที่ใช้ใน PVC หรือ ABS casing ควรใส่ยาง O-ring เพื่อให้มีการยึดเกาะที่ผิว การยึดด้วยหมุดย้ำ (Rivet) จะต้องทำการยึดโดยไม่ให้โดนกับร่องของท่อ Casing ต้องติดตั้งโดยเลี่ยงแนวทางเคลื่อนตัวของ Inclinometer prove



รูปที่ 9.17 ลักษณะของ O-ring

9.5.1.7 การติดตั้งในสนาม

Inclinometer casing ที่ติดตั้งในสนามแล้วใช้ Inclinometer prove หย่อนลงใน Inclinometer casing จะสามารถตรวจสอบการกระทำของดินด้านข้างที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของท่อ Casing ส่วนการ Grout backfill จะทำให้กำลังที่มีอยู่รอบๆ ของท่อ Casing ให้มีลักษณะที่เหมือนกัน ความหนาแน่นของสารที่ใช้ Grout จะส่งผลทำให้เกิดแรงลอยตัว ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเพิ่มน้ำหนักเพื่อรักษาสมดุลไม่ให้ ท่อ Casing ลอยตัวหลังติดตั้งไปแล้ว ท่อเหล็กที่อยู่ระดับต่ำสุดบริเวณหัวท้ายสุดจะช่วยให้รักษาท่อให้นิ่ง น้ำหนักภายนอกจะส่งผลทำให้ด้านล่างของท่อ Casing ติดกัน เมื่อที่ระดับความลึกลงไปจะมีแรงลอยตัวที่ค่อยดึงท่อ Casing ขึ้นจึงจำเป็นต้องมีน้ำหนักมากดทับต่างหากเพื่อป้องกันท่อเกิดการแยกตัว

9.5.1.8 การติดตั้งในหลุมเจาะ

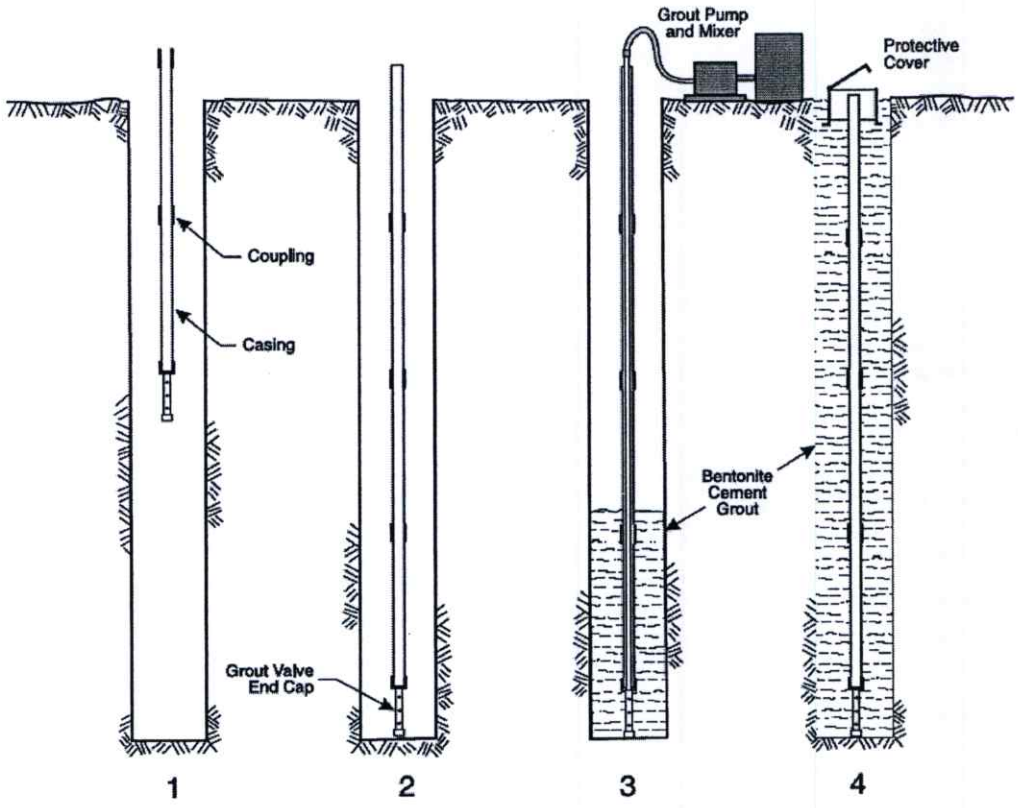
ระยะระหว่างผนังของหลุมเจาะกับ Inclinometer casing จะต้องทำการ Grout ด้วยเบนโทไนท์ (Bentonite) ซึ่งจะมีคุณสมบัติเหมือนกับทรายหรือกรวดขนาดเล็ก เพื่อป้องกันการสูญเสียมวลดินบริเวณรอบๆ เมื่อถึงขั้นตอนที่จะต้องทำการ Grout จะทำการ Grout โดยแบบแยกเป็น 2 วิธี และมีลำดับขั้นตอนดังนี้

วิธีที่ 1 โดยใช้ Grout Valve

1) เริ่มต้นทำความสะอาดสิ่งสกปรกที่เหลือจากการเจาะ เช่น โคลน ออกจากหลุมเจาะ ทำการติดตั้งตัว Grout valve เป็นชิ้นส่วนล่างสุดของท่อ Casing

2) ทำการติดตั้งท่อ Casing ในหลุมเจาะ โดยทำการเพิ่มชิ้นส่วนของท่อ Casing จนกระทั่งตัวท่อหยั่งถึงความลึกที่กำหนดไว้ ควรตรวจสอบบริเวณ Couple ตลอดเพื่อปกป้องการเสียหาย และถ้ามีน้ำอยู่เต็มหลุมเจาะ ในตัวท่อ Casing ต้องมีน้ำเพื่อต้านแรงลอยตัว ส่วนในหลุมแบบแห้งตัวท่อ Casing ควรจะมีน้ำเพื่อต้านแรงลอยตัว เมื่อเริ่มทำการ Grouting ควรรักษาระดับน้ำในอยู่ในระดับเดียวกับการ Grout เพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายบริเวณ Coupling

3) ที่ระดับต่ำกว่าตำแหน่งของท่อ Grout จะต้องเชื่อมติดกับ Grout valve โดยหยั่ง Grout valve ไปถึงตำแหน่งล่างสุดของหลุมเจาะ จากนั้นเริ่มทำการปั๊มเพื่อทำการ Grout โดยระดับน้ำในหลุมเจาะจะสูงขึ้นเรื่อยๆ จะหยุดปั๊มเมื่อการ Grout มาถึงตำแหน่งบนสุดของหลุมเจาะ จากนั้นจับตัวท่อ Casing ไว้แล้วดึงเอาท่อ Grout ออกมา และบริเวณบนสุดของหลุมเจาะจะต้องติดตั้งฝาปิด (Protective cover) เพื่อป้องกันสิ่งสกปรกตกลงไปในท่อ จากนั้นทิ้งไว้ประมาณ 1 วัน เพื่อให้ Bentonite เริ่มแข็งตัวแล้วจึงค่อยหย่อนหัวอ่านลงไปในท่อ Casing เพื่ออ่านค่าต่อไป



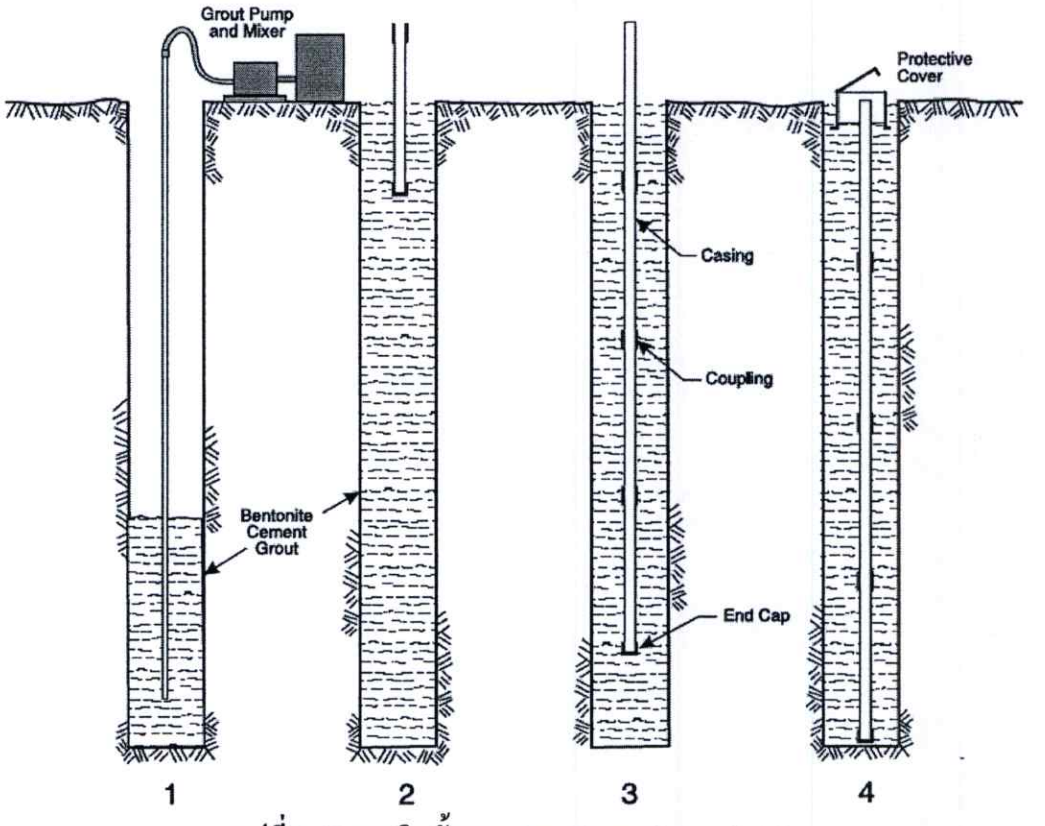
รูปที่ 9.18 การติดตั้งแบบ Grout Valve

วิธีที่ 2 โดยใช้ pre-grouted borehold

1) ทำความสะอาดหลุมเจาะ เมื่อขุดเสร็จอาจจะมีน้ำโคลนและเศษวัสดุ จากนั้นใส่ตัวท่อ Grout ไปยังตำแหน่งล่างสุดของหลุมเจาะเริ่มทำการปั๊ม (Pump grout) โดยค่อยๆ ยกปลายท่อให้อยู่ต่ำกว่าระดับ Bentonite ประมาณ 30-50 เซนติเมตร ตลอดการ Grout จนเต็มหลุม

2) ติดตั้งตัว Bottom cap เป็นชิ้นส่วนด้านล่างสุดของท่อ Casing แล้วจึงค่อยทำการติดตั้งท่อ Casing ลงในหลุมเจาะ เพิ่มจำนวนตัวท่อ Casing โดยต่อเข้าด้วย Couple จนกระทั่งตัวท่อ Casing หย่อนลงไปยังตำแหน่งความลึกที่กำหนดไว้ ในตัวท่อ Casing จะเต็มไปด้วยน้ำเพื่อเป็นแรงต้านแรงลอยตัว

3) โดยตำแหน่งที่ต่ำลงจากบริเวณที่ทำการเจาะถึงตัวล่างสุดของท่อ Casing จะมีแรงต้านการลอยตัวขณะที่ Grout set และตำแหน่งบนสุดของหลุมเจาะจะติดตั้ง Protective cover เพื่อป้องกันสิ่งสกปรกตกลงไปในท่อ จากนั้นทิ้งไว้ประมาณ 1 วัน เพื่อให้ Bentonite เริ่มแข็งตัวแล้วจึงค่อยหย่อนหัวอ่าน (Probe) เพื่ออ่านค่าต่อไป



รูปที่ 9.19 การติดตั้งแบบ Pre-Grouted Borehold

9.5.1.9 การอ่านค่าจากเครื่อง Digitilt datamate

เครื่อง Digitilt datamate จะแสดงการเบี่ยงเบนการเคลื่อนตัวของดิน โดยข้อมูลที่ได้ คือ ให้ A_0 มีทิศทางวิ่งผ่านทางที่อุโมงค์ตัดผ่านซึ่งตั้งฉากกับอุโมงค์ เวลาจะวัดค่าให้หย่อนตัวหัวอ่าน (Probe) พร้อมด้วยสาย Control cable ลงไปจนถึงระดับความลึกล่างสุดที่กำหนดไว้ จากนั้นเริ่มอ่านค่า A_0 โดยจะดึงตัว Control cable ขึ้นมาทุกระยะ 0.50 เมตร ค่ามุมที่ได้จะถูกส่งข้อไปแปลข้อมูลในตัว Reading unit ดึงตัวสาย Control cable จนกระทั่งถึงตำแหน่งบนสุด จากนั้นค่อยหมุนเปลี่ยนด้านไปเป็น A_{180} แล้วจึงหย่อนเพื่ออ่านค่าตามเดิม ดังนั้นค่าที่อ่านได้จากเครื่อง Reading unit คือค่า A_0 และ A_{180} ส่วนค่า B_0 เป็นทิศทาง ที่วัดในแนวที่ขนานไปกับอุโมงค์ โดยทำการทอลองเหมือนการอ่านค่า A_0 จากนั้นเมื่ออ่านค่า B_0 ถึงตำแหน่งบนสุดแล้วจึงค่อยหมุนเปลี่ยนทิศทางไปเป็น B_{180} แล้วทำการทดลองเหมือนทำการอ่านค่า A_{180}

หน่วยการอ่านค่าของเครื่องมือ Digitilt datamate จะเป็นการแสดงการเบี่ยงเบนการเคลื่อนตัว ซึ่งสามารถแยกออกได้เป็นหน่วยเมตริกซ์ และหน่วยอังกฤษ ดังแสดงดังนี้

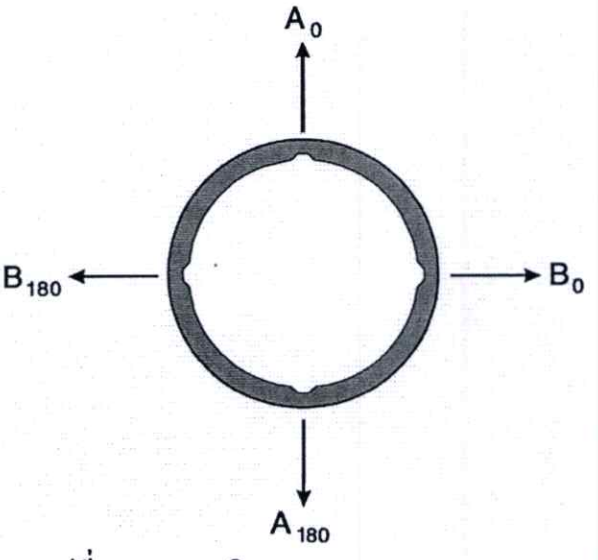
ค่า Display reading = $\sin\Theta$ x Instrument constant

ค่า Reading $_{\text{Metric}}$ = $\sin\Theta$ x 25000

ค่า Reading $_{\text{English}}$ = $\sin\Theta$ x 20000

ค่า Averaged reading = $(A_0 - A_{180})/2$

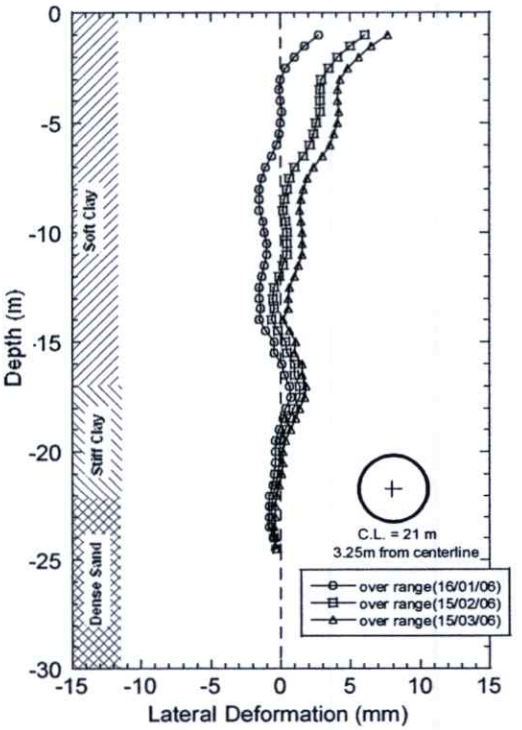
ค่าการเคลื่อนตัวสะสมจากด้านล่างของหลุมเจาะถึงด้านบนของหลุมเจาะ คือ ค่าผลรวมของความลึกทุกตำแหน่งที่กำหนด เช่น อาจจะเป็นที่ระยะ 1 เมตร หรือ 0.50 เมตร จากด้านล่างของหลุม



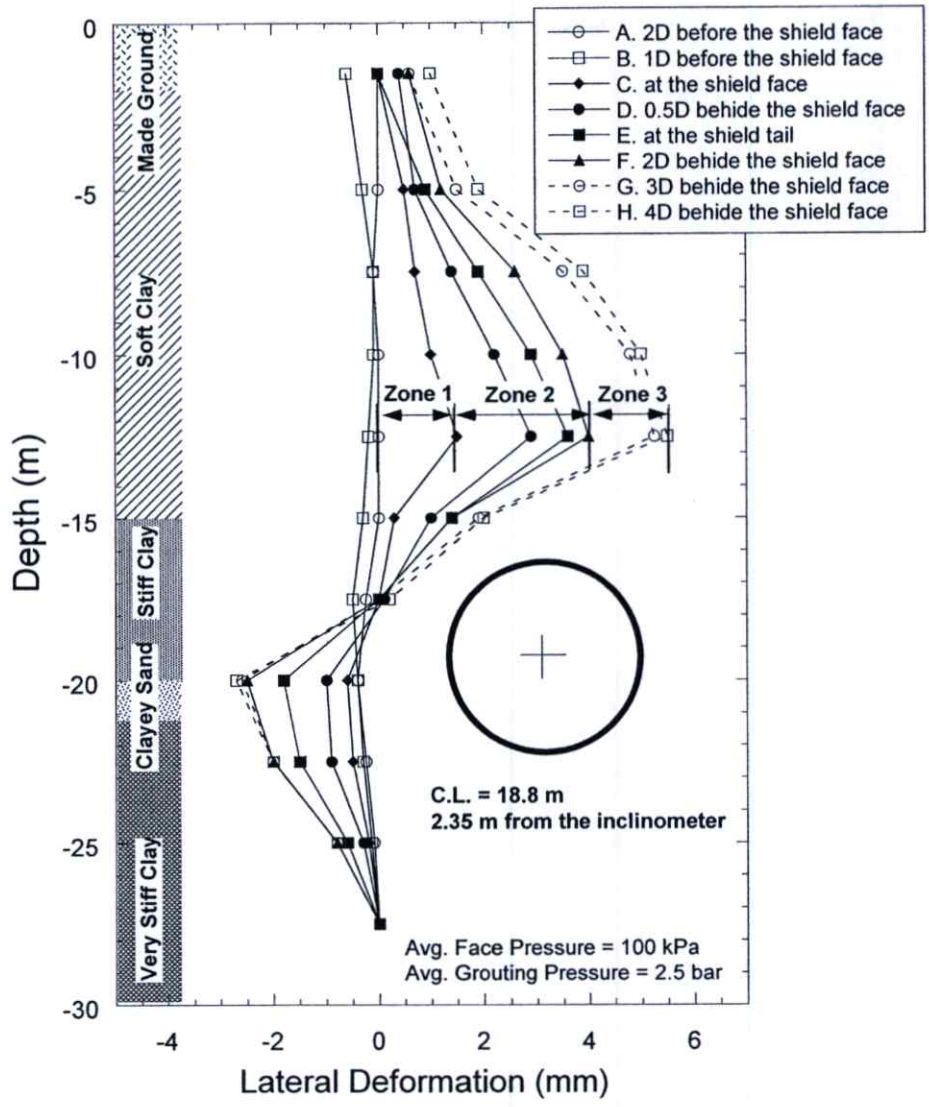
รูปที่ 9.20 แสดงทิศทางของ A_0 A_{180} B_0 B_{180}

9.5.1.10 การนำข้อมูลที่ได้มาแปลผลและนำเสนอในรูปแบบกราฟ

เมื่อนำค่าที่วัดได้จากในสนามมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับค่าการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 9.21 และรูปที่ 9.22



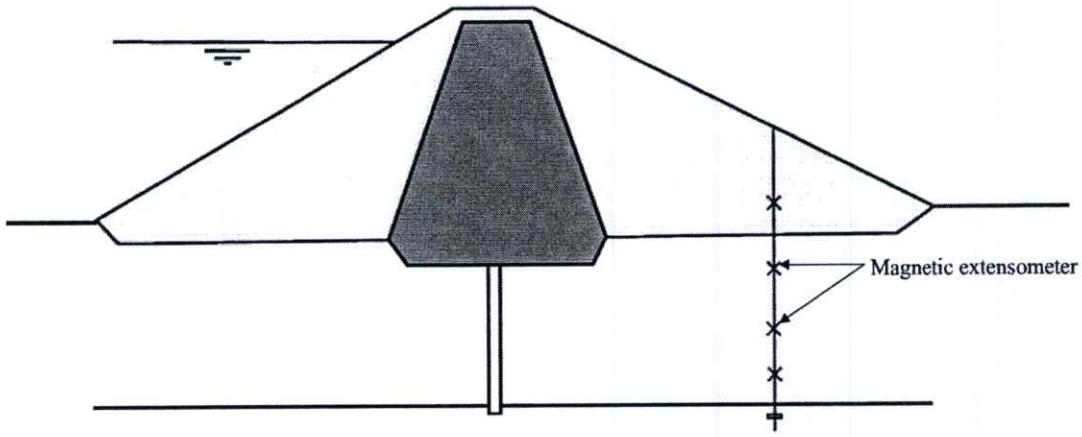
รูปที่ 9.21 การแสดงตำแหน่งการวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างโดยการใช้ Inclinometer



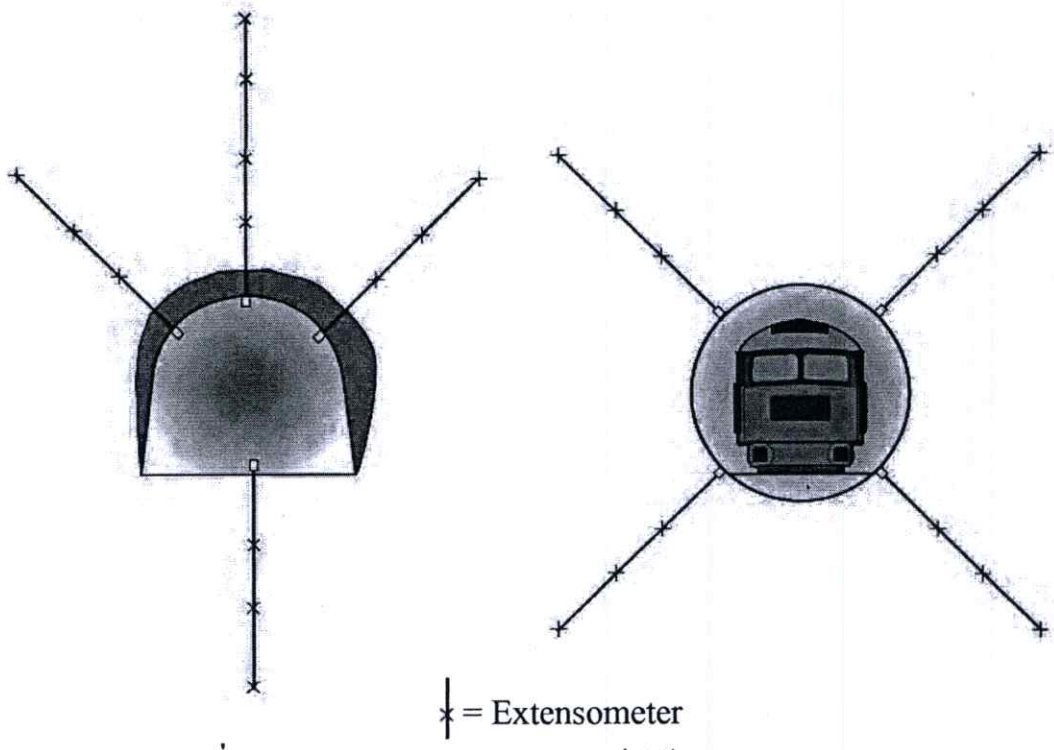
รูปที่ 9.22 แสดงการเคลื่อนตัวของดินในทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์

9.5.2 เครื่องมือวัดการทรุดตัวระดับลึก (Borehole Extensometers)

เป็นเครื่องมือที่ใช้ติดตามค่าการเคลื่อนตัวของดิน รวมถึงวัดการเสียรูปของดินและหินในบริเวณที่ต้องการ ซึ่งมีวิธีใช้งานทั่วไปดังนี้ ติดตามค่าการทรุดตัวในงานขุด ฐานราก และงานเขื่อน ติดตามค่าการทรุดตัวในงานอุโมงค์ และการเปิดหน้าดิน



รูปที่ 9.23 ติดตามค่าการทรุดตัวแนวดิ่งที่ฐานของเขื่อน (ใช้ Magnetic extensometer)



รูปที่ 9.24 ติดตามเสถียรภาพขององุโมงค์ (ใช้ Rod extensometer)

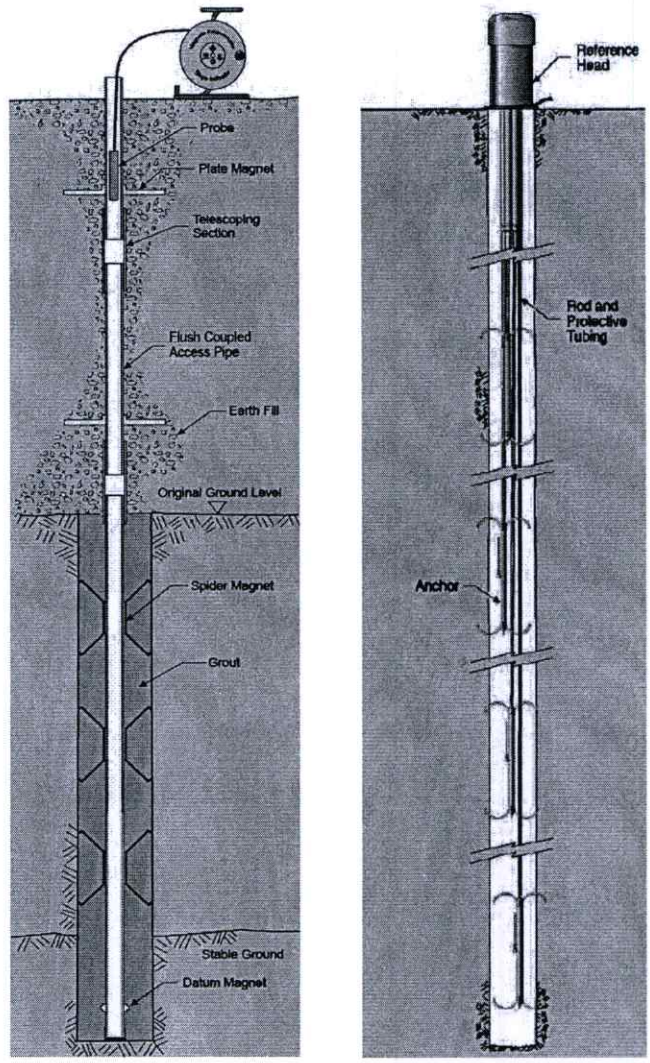
9.5.2.1 ประเภทของ Extensometer

เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการติดตามการทรุดตัวของดินแนวต่างๆในบริเวณที่ต้องการได้ โดยมีลักษณะพิเศษคือสามารถวัดการทรุดตัวในระยะต่างๆที่ต้องการและการทรุดตัวรวมได้ และสามารถจำแนกตามลักษณะการเก็บข้อมูลดังนี้

1) Probe extensometers ใช้งานโดยส่งหัวอ่าน (Probe) ผ่านท่อ (Access pipe) เพื่อบอกค่าการทรุดตัวในตำแหน่งต่างๆเหมาะสำหรับใช้วัดค่าการทรุดตัวที่มีค่ามากโดยมากจะใช้ในงานดิน

ตัวอย่าง Probe extensometers เช่น Magnetic extensometers และ Sondex extensometer มีความละเอียดถึงหน่วยมิลลิเมตร

2) Rod extensometers อ่านค่าจากการทรุดตัวของ Rod ซึ่งประกอบติดกับสมอ (Anchor) ที่ติดตั้งในบริเวณที่ต้องการทราบการทรุดตัวจะเหมาะกับการวัดค่าการทรุดตัวน้อยและมากขึ้นอยู่กับชนิดอุปกรณ์ ตัวอย่าง Rod extensometers เช่น Borros Point ใช้ในดินอ่อน Tensioned and Untension-rod extensometer เหมาะกับงานหินที่มีความละเอียดถึงหน่วยไมโครมิลลิเมตร

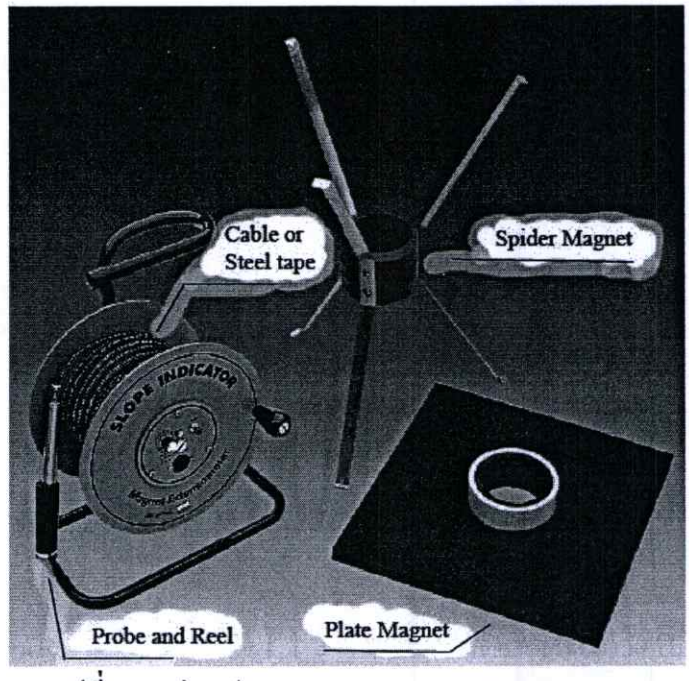


รูปที่ 9.25 แสดงความแตกต่างของ Extensometer ในแบบ Probe และแบบ Rod

9.5.2.2 Magnetic extensometer

ใช้ติดตามค่าการทุดตัวในแนวดิ่ง สามารถหาการทรุดตัวในระดับความลึกที่ต้องการ และการทรุดตัวรวมทั้งหมดได้ ส่วนประกอบของ Magnetic extensometer ประกอบด้วย หัวอ่าน (Probe) และเครื่องม้วนเคเบิล (Reel) ซึ่งจะมีหลอดไฟและเครื่องส่งสัญญาณติดตั้งอยู่ เคเบิล (Cable) หรือ

เทปเหล็ก (Steel survey tape) ท่อ (Access pipe) และแม่เหล็ก (Spider magnet) ติดอยู่ตลอดความยาวท่อ (Access pipe) ซึ่งแม่เหล็กจะยึดแน่นกับดินในบริเวณรอบๆท่อ แต่จะสามารถเครื่องที่ขึ้นลงได้ตามการทรุดตัว ดังแสดงในรูปที่ 9.26



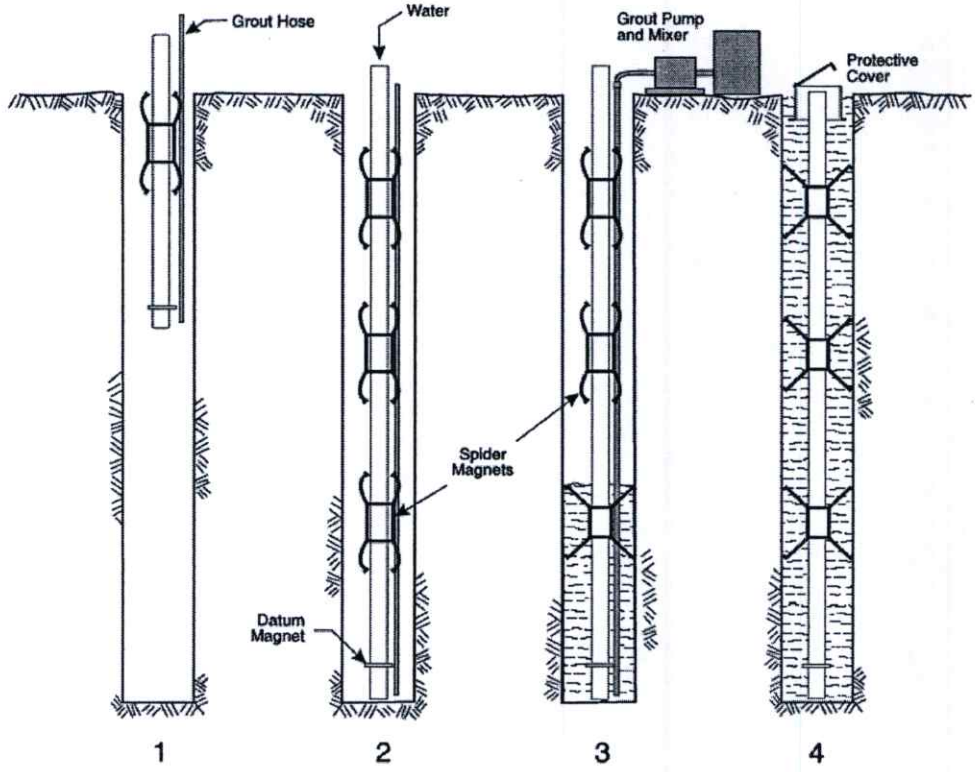
รูปที่ 9.26 ส่วนประกอบของMagnetic Extensometer

การทำงานของ Magnetic extensometer เริ่มต้นโดยส่งหัวอ่าน (Probe) ลงไปตามท่อจนถึงบริเวณที่มีแม่เหล็ก (Spider magnet) หัวอ่านจะส่งสัญญาณและแสงไฟที่เครื่องหมุนจะกระพริบ ให้ทำการเก็บตำแหน่งของแม่เหล็ก (Spider magnet) ปัจจุบันไว้ และนำมาเปรียบเทียบกับค่าของแม่เหล็กในการติดตั้งครั้งแรก จะได้เป็นค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ในกรณีที่ปลายท่อติดตั้งอยู่ในดินที่มีเสถียรภาพ จะกำหนดตำแหน่งแม่เหล็ก(Datum Magnet) อ้างอิงขึ้น เพื่อใช้ในการอ้างอิงหาค่าการทรุดตัว แต่ถ้าปลายท่อไม่ได้อยู่ในบริเวณดังกล่าว ให้ทำการสำรวจระดับ (Optical survey) เพื่อหาค่ารับดับที่ปากท่อเป็นจุดอ้างอิง ส่วนขั้นตอนการติดตั้ง Magnatic extensometer ประกอบด้วย

1) ทำความสะอาดหลุมเจาะ ติดตั้งแม่เหล็กอ้างอิง (Datum magnet) ที่ปลายของท่อ (Access pipe) ส่วนท่อชิ้นอื่นให้ทำการติดตั้ง แม่เหล็ก (Spider magnet) ทำสัญลักษณ์กับเชือก ขดลวด เทป และท่อ

2) ประกอบ Grout hose เข้ากับปลายท่อ แล้วส่งลงในหลุมเจาะ ทำการติดตั้งชิ้นส่วนต่อไปของท่อ พร้อมยาแนวรอยต่อ ควรระวังอย่าให้ เชือกที่ขาของแม่เหล็กหลุด จากนั้นส่งท่อลงหลุมเจาะ แล้วเช็ดความลึกของแม่เหล็กด้วย

3) เริ่มการฉีดน้ำปูน (Grouting) และปลดเชือกที่ขาแม่เหล็กเมื่อ Grout ถึงระดับ ถ้าเป็นการใช้สว่าน ดึงท่อก่อนจะปลดเชือกที่ขา ทำต่อเนื่องไปจนกระทั่งปลดขาแม่เหล็กจนขยายออกทั้งหมด และทำการ Grout จนเต็มหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 9.27



รูปที่ 9.27 แสดงการติดตั้ง Megnetic Extensometer

Magnetic extensometer มีข้อดีคือเก็บค่าได้หลากหลาย สามารถหาการทรุดตัวตำแหน่งที่ต้องการ รวมถึงการทรุดตัวรวมได้ ไม่ต้องทำการสำรวจ (Optical survey) หากปลายท่ออยู่ในชั้นดินที่มีเสถียรภาพ ค่าใช้จ่ายไม่แพงสามารถใช้ร่วมกับ Inclinometer ได้ และอ่านค่าได้ง่าย แต่ข้อจำกัดคือ ต้องมีคนควบคุม ไม่เป็นอัตโนมัติ

9.5.2.3 Sondex extensometer

ใช้ติดตามค่าการทุดตัวในแนวดิ่ง สามารถหาการทรุดตัวในระดับความลึกที่ต้องการ และการทรุดตัวรวมทั้งหมดได้ มีส่วนประกอบดังนี้ หัวอ่าน (Sondex probe) ติดกับเทปเหล็ก (Steel survey tape) หรือเคเบิ้ล (Cable) เครื่องม้วนเคเบิ้ล (Cable reel) ซึ่งติดตั้งโวลต์มิเตอร์ (Voltmeter) ท่อ (Access pipe) ท่อย่น (Corrugated pipe) หุ้มอยู่ด้านนอกของท่อ (Access pipe) สามารถเคลื่อนที่อิสระในแนวดิ่งตามดินบริเวณรอบๆ วงแหวนเซ็นเซอร์ (Sensing ring) ติดตั้งอยู่ตลอดความยาวท่อ

ย่น (Corrugated pipe) ถ้าบริเวณรอบๆ ถ้าเป็นดินแข็งสามารถติดวงแหวนเซ็นเซอร์กับท่อ (Access pipe) ได้โดยตรง ดังแสดงในรูปที่ 9.28

รูปที่ 9.28 ส่วนประกอบของ Sondex extensometer

หลักการทำงาน เริ่มต้นส่งหัวอ่านไปตามท่อ เมื่อขดลวด (Coil) พบกับตำแหน่งที่มีวงแหวนเซ็นเซอร์ โวลต์มิเตอร์จะส่งสัญญาณ และทำการบันทึกค่าตำแหน่งที่พบวงแหวนเซ็นเซอร์ เมื่อนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าตำแหน่งวงแหวนเซ็นเซอร์ตอนติดตั้ง จะได้ค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้น ส่วนขั้นตอนการติดตั้ง มีดังนี้

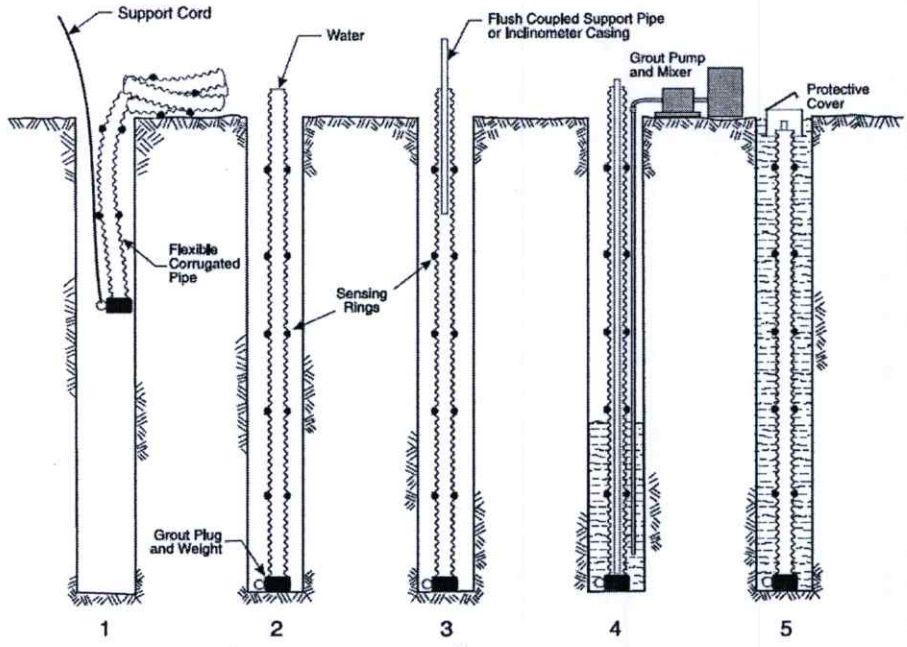
1) ประกอบแหวนเซ็นเซอร์ (Sensingring) ในตำแหน่งที่ถูกต้องบนท่อย่น (Corrugated pipe) จากนั้น Grout ปิดและเป็นน้ำหนักถ่วงปลายท่อ ติดตั้งวงแหวน (Eye bolt) เข้ากับลวดรับน้ำหนัก (Support cord) เพื่อใช้ส่งท่อลงด้านล่างหลุมเจาะ ทำความสะอาดหลุมเจาะ แล้วส่งท่อลงไปด้านล่างหลุมเจาะ บางครั้งอาจต้องเติมน้ำลงในท่อ

2) ยึดปากท่อย่น (Corrugated pipe) และเติมน้ำให้เต็ม จากนั้นปลดลวด (Support cord) ออก

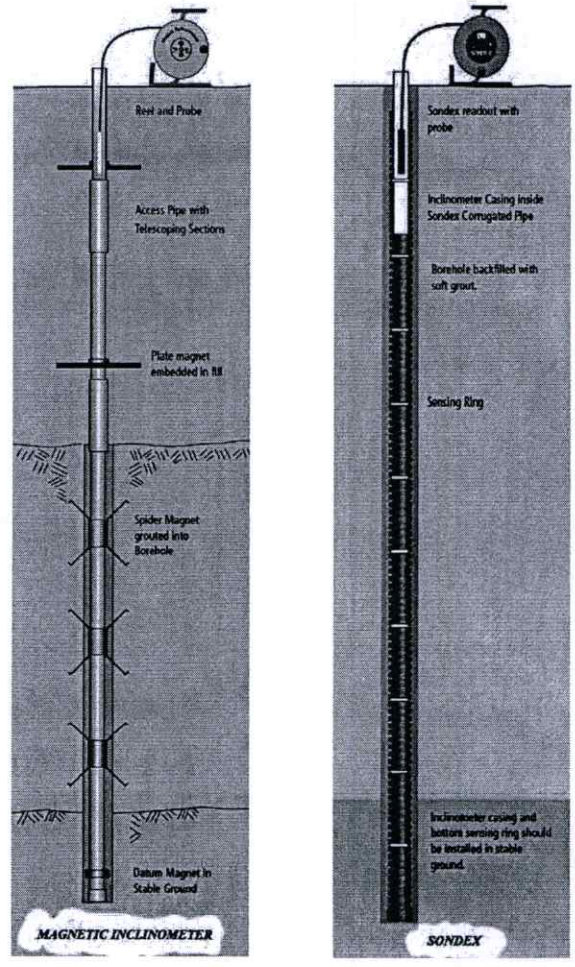
3) สอดท่อ (Access pipe) ระวังอย่าให้มีเศษวัสดุตกลงไประหว่างท่อ (Access pipe) และท่อย่น (Corrugated pipe)

4) ตรวจสอบความถูกต้องของปากท่อด้านบนหลุมเจาะ จากนั้นทำการ Grouting แต่ต้องระวังอยู่ให้เข้าไปในท่อย่น (Corrugated pipe) ดังแสดงในรูปที่ 9.29

ข้อดีของ Sondex extensometer คือ สามารถเก็บค่าได้หลากหลาย สามารถหาการทรุดตัวตำแหน่งที่ต้องการ รวมถึงการทรุดตัวรวมได้ ไม่ต้องทำการสำรวจ (Optical survey) หากปลายท่ออยู่ในชั้นดินที่มีเสถียรภาพ และสามารถใช้ร่วมกับ Inclinometer ได้ แต่มีข้อจำกัดคือ ต้องมีคนควบคุม ไม่เป็นอัตโนมัติ อีกทั้งต้องใช้ผู้ควบคุมที่มีความชำนาญในการเก็บข้อมูล และติดตั้งค่อนข้างยาก



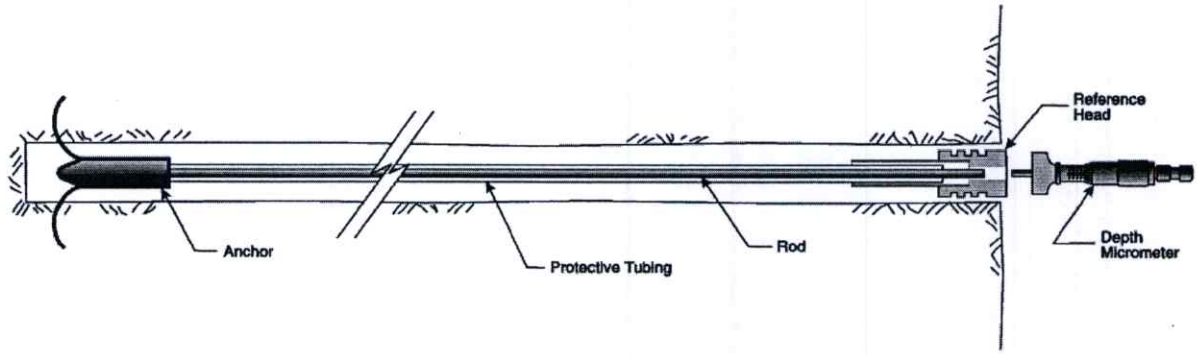
รูปที่ 9.29 แสดงการติดตั้ง Sondex extensometer



รูปที่ 9.30 Magnetic extensometer และ Sondex extensometer

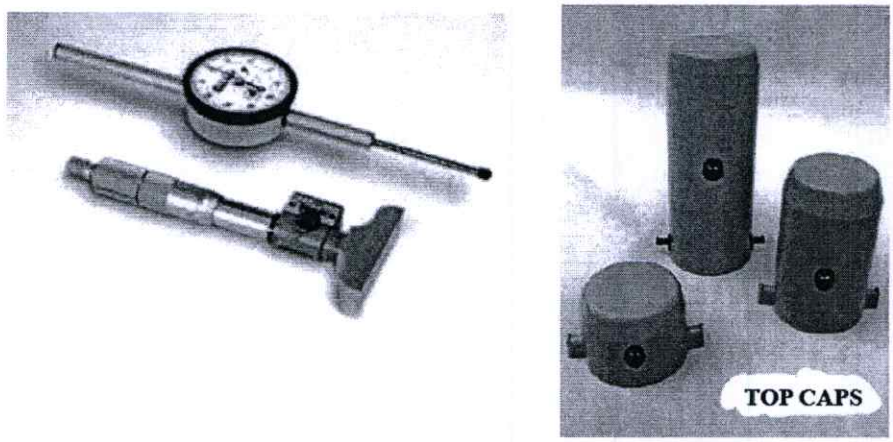
9.5.2.4 Tensioned and Untensioned rod extensometer

สามารถแสดงค่าเคลื่อนตัวของดินหรือหินที่มีค่าน้อยๆ ได้ เนื่องจากมีค่าความละเอียดถึงไมโครมิลลิเมตร และยังสามารถวัดการเคลื่อนตัวได้ในตามแนวของหลุมเจาะ ไม่เพียงแต่แนวดิ่งเท่านั้น โดยแบบ Tensioned-Rod เหมาะกับหลุมที่มีความลึกมาก เพราะในการติดตั้งแรงเสียดทานระหว่าง Rod และท่อป้องกัน จะเข้ามาเป็นปัจจัยสำคัญสำหรับการเคลื่อนตัวจริง กลไกลในหัวอ้างอิงจะทำให้ Rod อยู่ภายใต้แรงดึง ซึ่งช่วยลดผลกระทบจากแรงเสียดทานได้ ส่วนแบบ Untensioned-Rod ไม่มีกลไกลแรงดึงอยู่ที่หัวอ้างอิง ดังในรูปที่ 9.31

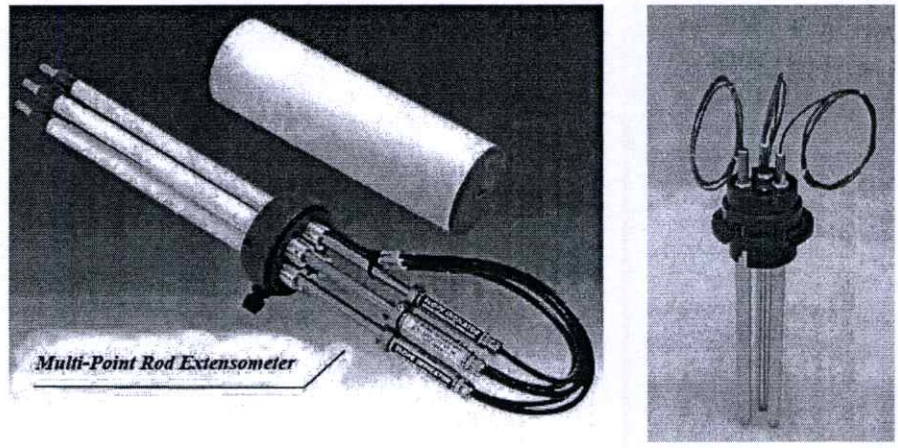


รูปที่ 9.31 Tension & Untension Rod extensometer

ส่วนประกอบของ Extensometer ประเภทนี้ประกอบด้วย สมอ (Anchor) 1 ตัว ในกรณีที่เป็น Single-point rod extensometer และแบบ Multi-point rod extensometer จะมีสมอ (Anchor) หลายตัว จำนวนจะขึ้นอยู่กับอุปกรณ์ Rod ตามจำนวนสมอ หัวอ้างอิง (Reference head) และ Depth micrometer ดังแสดงในรูปที่ 9.32



รูปที่ 9.32 Depth micrometer และ Top caps สำหรับป้องกันส่วนหัวอ้างอิง (Reference head)



รูปที่ 9.33 Multi-Point Rod Extensometer

หลักการทำงาน แบบ Single-point rod extensometer สมอ (Anchor) และ Rod จะประกอบติดกันติดตั้งอยู่ในหลุม และหัวอ้างอิงจะติดตั้งอยู่บริเวณปากหลุม Rod จะมีความยาวตั้งแต่สมอจนถึงหัวอ้างอิง และการเคลื่อนตัวของ Rod จะแสดงถึงการเคลื่อนตัวของดินสามารถวัดได้โดย Depth micrometers หรือ Electronic sensor และคอมพิวเตอร์ จะได้ทั้ง ขนาด อัตรา และความเร็วในการเคลื่อนตัวของดิน และเมื่อสมอหยุดการเคลื่อนตัวจะหาการเคลื่อนตัวที่สมบูรณ์ได้ ส่วนแบบ Multi-point rod extensometer สมอแต่ละอันจะติดตั้งอยู่ในตำแหน่งที่แตกต่างกันของดินในบริเวณที่ต้องการ ทุกอย่างจะเหมือนแบบ Single-point rod extensometer แต่ค่าที่วัดได้จะเพิ่มค่าความสัมพันธ์ของการเคลื่อนระหว่างสมอและการกระจายของการเคลื่อนตัว

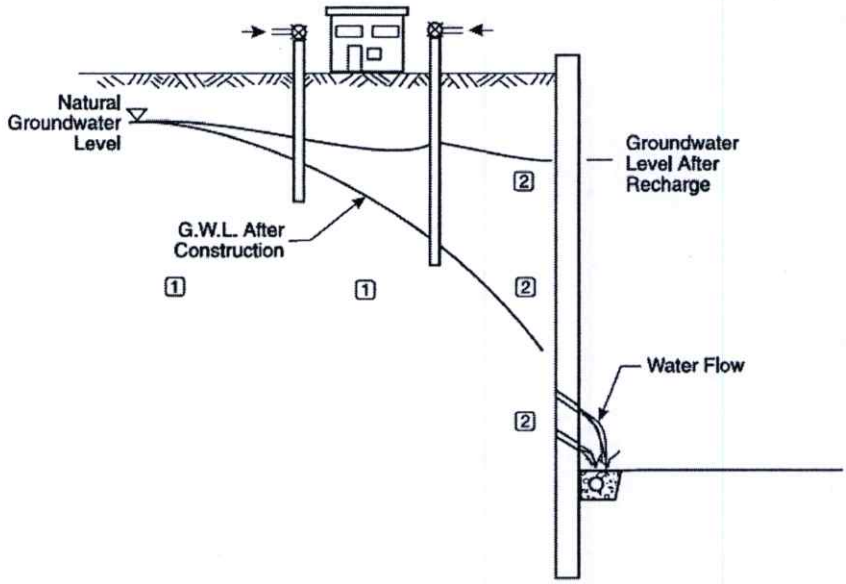
การติดตั้ง (Rod extensometer) ส่วนมาก Rod extensometer ออกแบบสำหรับติดตั้งในหลุมเจาะขนาด 75-83 mm. บางครั้งอาจต้องขยายปากหลุมเจาะเพื่อติดตั้งหัวอ้างอิง ควรทำความสะอาดกำจัดเศษวัสดุหรือขยะก่อนทำการติดตั้ง บางครั้งใช้การเจาะแบบ Diamond และ Percussive โดยทิศทางของหลุมเจาะจะต้องขนานกับทิศทางการเคลื่อนตัวของดินที่ต้องการวัด เพราะ Extensometer สามารถวัดการเคลื่อนตัวได้ในแกนเดียว เช่น การติดตั้งในอุโมงค์ หลุมเจาะและ Extensometer จะตั้งฉากกับผนังอุโมงค์ ในบริเวณ Fault zone ตำแหน่งของ Extensometer แต่ละตัวจะห่างกัน แต่ในบริเวณ Shear zone ตำแหน่งจะมีมุมที่แคบลงเพื่อนวัดการเคลื่อนตัว ระยะห่างระหว่างสมอ (Anchor) หาได้จากปัจจัยทางด้านธรณีวิทยา และลักษณะทางเรขาคณิตของอุปกรณ์ ควรปรับแก้สมอ (Anchor) ให้เหมาะสมกับดิน เพื่อไม่ให้เกิดการวิบัติของดินขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินอ่อน และควรมีสมอ (Anchor) อยู่ในดินที่มั่นคงแข็งแรงอย่างน้อย 1 ตัว เพื่อใช้หาค่าความสัมพันธ์กับสมอ (Anchor) ตัวอื่นๆ เช่น ในงานอุโมงค์ สมอ (Anchor) ตัวที่ลึกที่สุดควรอยู่ห่างจากผิวอุโมงค์ไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

สำหรับการ Grouting ปกติอัตราส่วนระหว่างน้ำกับซีเมนต์จะใช้ค่าอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ (Water cement ratio) ควรไม่เกิน1:1 เพื่อให้มีความสามารถในการเทได้เพียงพอสำหรับ

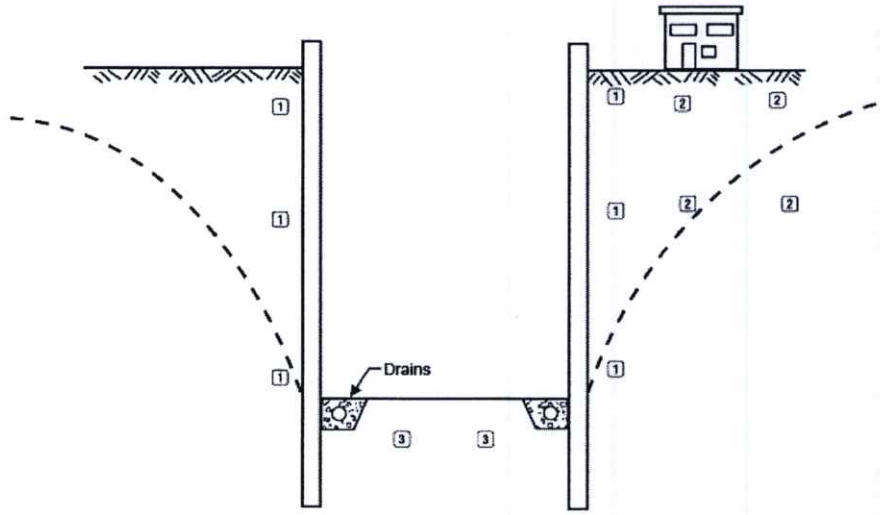
ท่อ Grout ซึ่งมีขนาดเล็กได้ ความดันในการ Grout จะถูกควบคุมโดยความแข็งแรงของท่อหุ้ม (Sleeves protecting) ของ Extensometer rods ในการ Grout จะส่งน้ำผ่านท่อให้ท่อเปียกก่อนเพื่อให้เกินแรงเสียดทานภายในท่อมีค่าน้อยที่สุด โดยทั่วไปจะใช้ท่อ Grout เพียงท่อเดียวสำหรับหลุมในแนวดิ่งและแนวเฉียง การส่งท่อ Grout ลงหลุมเจาะ จะทำได้โดยการพันท่อ Grout ติดกับท่อหุ้ม (Protective sleeve) ของ Rod extensometer ห่างจากปลายประมาณ 5 ฟุต แล้วส่งไปยังก้นหลุมเจาะ บางครั้งอาจใช้ท่อสั้นพันติดกับระยะครึ่งหนึ่งของความยาว Extensometer เพราะการที่จะใช้ท่อยาวมากนั้นทำได้ยาก ขณะ Grout ให้ปลดท่อ Grout ออกจากท่อหุ้ม (Protective sleeve) และดึงท่อ Grout ขึ้นตามระดับการเพิ่มขึ้นของสาร Grout ส่วนมากปัญหาทั่วไปที่เกิดขึ้นกับ Extensometer จะเป็นปัญหาเกิดความเสียหายทางกลไกของเครื่องมือ เช่น Instrument head dial indicator signal cable signal connectors และการเปียกหรือสกปรกใน Signal cable connectors หรือ Dial indicator ในการติดตั้งแบบเปียก ปัญหาใหญ่คือในกรณีที่อุณหภูมิต่ำกว่าจุดเยือกแข็ง จะมีน้ำแข็งเกาะและสะสมบริเวณใกล้ๆ Instrument head ซึ่งอาจรบกวนการทำงานของเครื่องมือได้ ซึ่งทำการป้องกันได้โดยติดตั้งฝาครอบบริเวณหัวอ้างอิง (Reference Head) เครื่อง Tensioned-Rod Extensometer สามารถทำงานได้ในทุกทิศทาง ทั้งแนวดิ่งและแนวรวบ และทำงานได้ดีทั้งการยืดขยายและการกดอัด แต่ราคาค่อนข้างสูง การติดตั้งยาก ส่วน Untensioned-Rod Extensometer มีข้อดี คือ ราคาถูกและติดตั้งง่าย แต่ความของ Rod จำกัด 30 เมตรสำหรับแบบไฟเบอร์กลาส (Fiberglass) และ 50 เมตรสำหรับแบบเหล็ก

9.5.3 เครื่องมือวัดค่าแรงดันน้ำ (Piezometer)

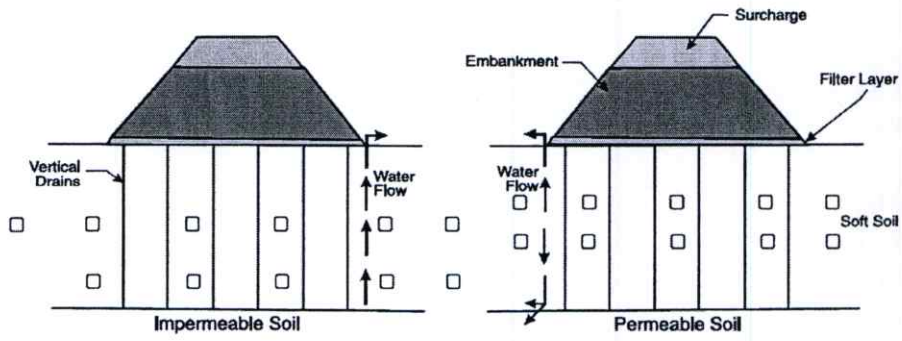
Piezometer เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดค่าติดตามแรงดันน้ำและระดับน้ำใต้ดิน มีประโยชน์ทั้งในด้านธรณีวิทยา งานทางด้านสิ่งแวดล้อม และงานทางชลศาสตร์ เช่น การออกแบบการรับแรงลอยตัวของโครงสร้างทางชลศาสตร์ ติดตามลักษณะการไหลของน้ำได้ หาแรงดันน้ำที่กระทำกับกำแพงกันดิน ติดตามแรงดันน้ำที่กระทำกับกำแพง ติดตามการซึมออกของน้ำเพื่อทำนายการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้าง ตรวจวัดแรงลอยตัวเพื่อหาเสถียรภาพของฐาน



รูปที่ 9.34 ติดตามแรงดันน้ำขณะปั๊มน้ำเข้า



รูปที่ 9.35 แรงดันและติดตามการเปลี่ยนแปลง ณ. จุดต่างๆ

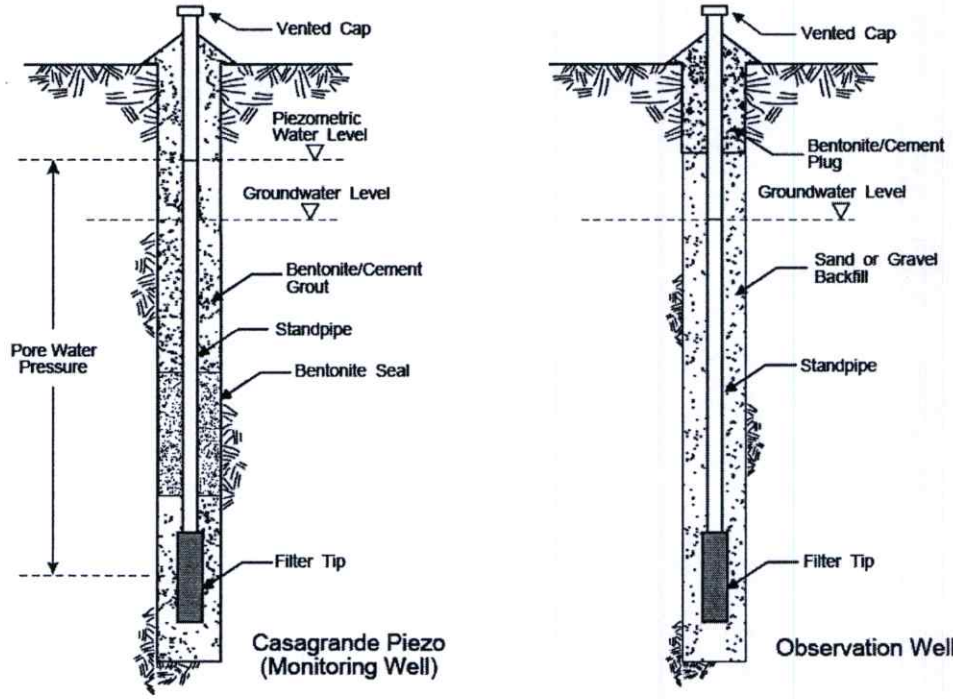


รูปที่ 9.36 ติดตามแรงดันน้ำใต้ตัวเขื่อน

9.5.3.1 ประเภทของ Piezometer

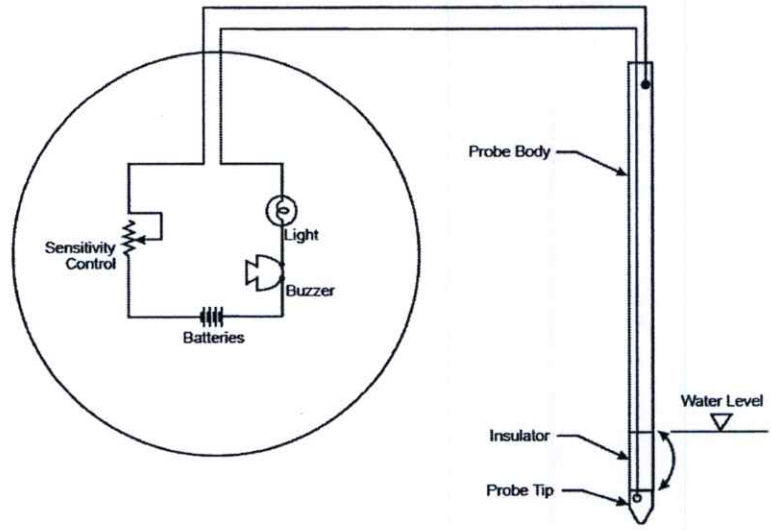
Piezometer มีหลายชนิดแบ่งเป็น Piezometer ที่ใช้หาระดับน้ำใต้ (Standpipe piezmeter) และ Piezometer ที่ใช้หาแรงดันน้ำใต้ดิน (Pneumatic, Hydraulic, Vibrating wire) ในแต่ละงานก่อสร้างสามารถเลือกใช้ได้หลายรูปแบบ โดยเกณฑ์การเลือกใช้นั้นจะขึ้นกับความต้องการในใช้งานและวิจารณญาณของวิศวกรผู้ควบคุมงาน

1) Standpipe piezometer สามารถใช้หาระดับน้ำใต้ดินและระดับความดันน้ำได้โดยดูจากระดับน้ำในท่อยืน (Standpipe) ค่าที่ได้จะเป็นระดับน้ำใต้ดิน (Groundwater level) หรือระดับความดันน้ำ (Water pressure) นั้นขึ้นอยู่กับลักษณะการติดตั้งดังรูปที่ 9.37

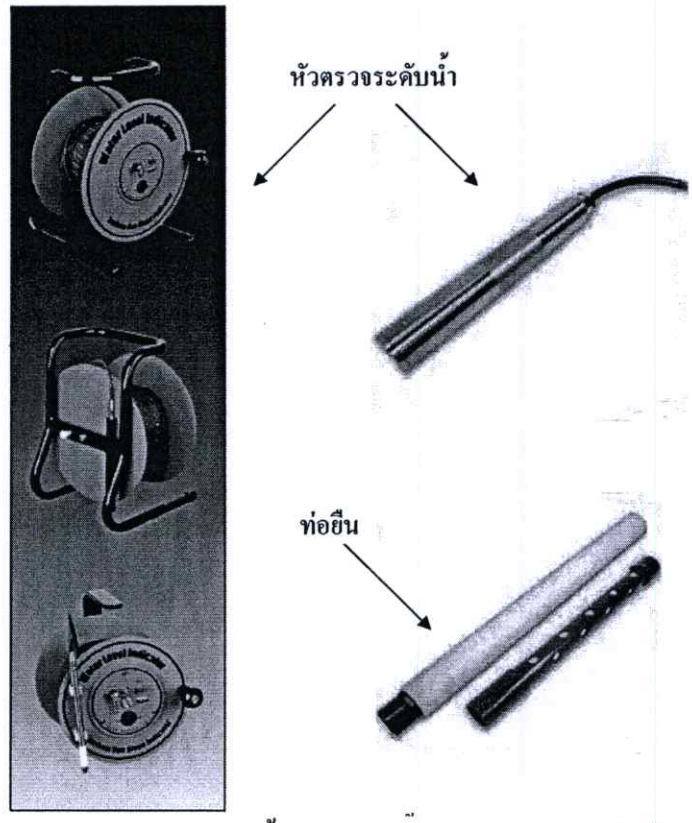


รูปที่ 9.37 แสดงวิธีการติดตั้ง Standpipe ในแบบต่างๆ

การหาระดับน้ำในท่อยืนนั้นจะใช้หลักการง่ายๆ โดยใช้สื่อทางไฟฟ้าส่งลงไปตามท่อยืน (Standpipe) เมื่อถึงระดับน้ำจะมีไฟสัญญาณสว่างขึ้นทำให้ทราบว่าระดับน้ำในท่อยืนอยู่ลึกลงไปเป็นระยะเท่าใด



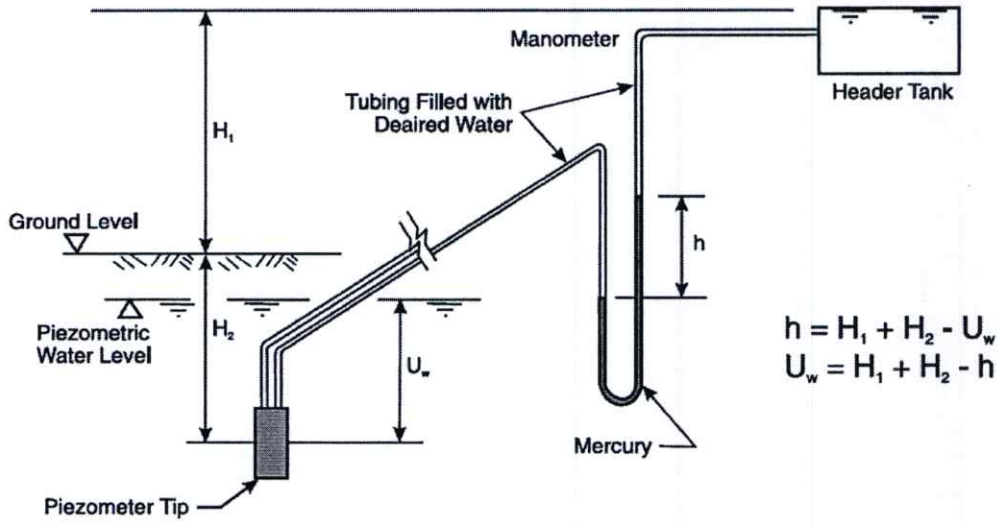
รูปที่ 9.38 แสดงการทำงานของหัวตรวจระดับน้ำ(Water level indicator) อย่างง่าย



รูปที่ 9.39 ตัวอย่างหัวตรวจระดับน้ำ (Water level indicator) และท่อยืน (Stand pipe)

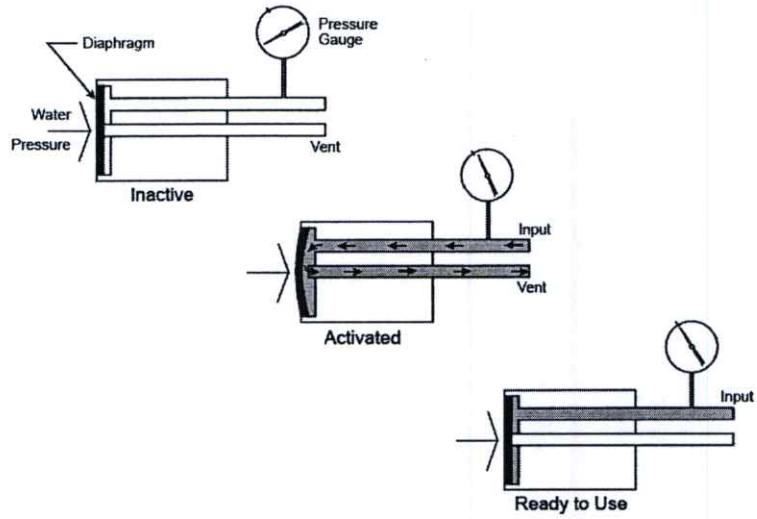
เครื่อง Standpipe piezometer มีข้อดี คือ ราคาถูก สามารถใช้ในการหาค่าความสามารถในการซึม (Permeability) ได้ แต่ตอบสนองช้าในดินที่มีความสามารถในการซึมต่ำ ไม่สามารถอ่านค่าแรงดันติดลบได้ ยากต่อการทำให้อ่านค่าแบบอัตโนมัติ และมีปลายท่อยืนยื่นขึ้นมาเหนือผิวดินอาจกีดขวางการทำงานที่หน้างานได้

2) Hydraulic piezometer ใช้หลักการของมานอมิเตอร์ (Manometer) ในการหาค่าความดันน้ำใต้ดิน เป็นอุปกรณ์ที่ผู้ติดตั้งควรมีความชำนาญในระดับหนึ่งเพราะหากมีอากาศในมานอมิเตอร์จะทำให้ค่าที่วัดได้มีความคลาดเคลื่อน เครื่องชนิดนี้มีข้อดีที่สามารถตอบสนองได้ดีแม้ในดินที่มีความสามารถในการซึมต่ำ สามารถใช้ในการหาค่าความสามารถในการซึม (Permeability) ได้ สามารถอ่านค่าความดันติดลบได้ และไม่กีดขวางการทำงานที่หน้างาน แต่มีข้อจำกัดในการใช้งาน คือระดับของมานอมิเตอร์กับหัว Piezometer ต่างกันได้ไม่เกิน 5 m ไม่สามารถใช้งานในที่ที่มีอุณหภูมิมิต่ำกว่าจุดเยือกแข็งได้ และต้องไล่อากาศจากท่อให้หมดเพื่อไม่ให้ค่าที่วัดคลาดเคลื่อน

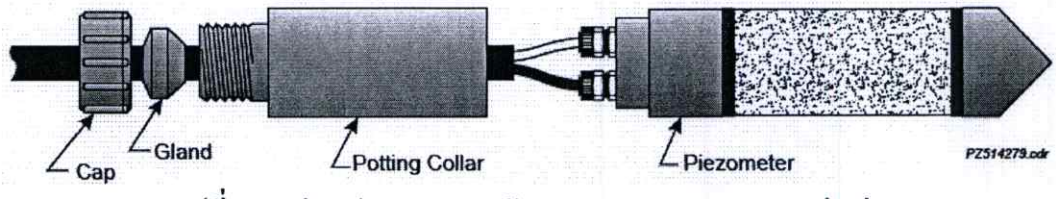


รูปที่ 9.40 แสดงหลักการทำงานของ Hydraulic piezometer

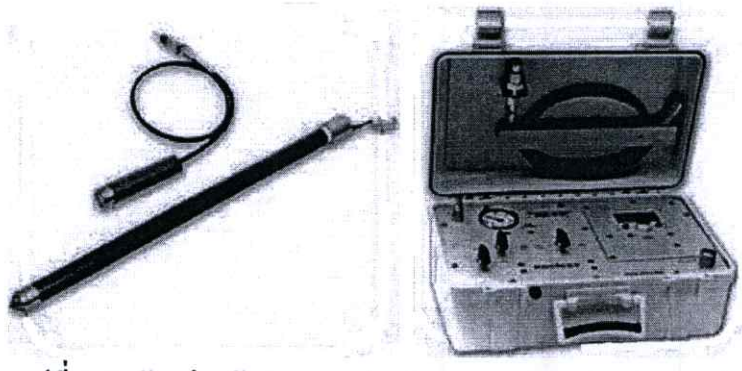
3) Pneumatic piezometer ใช้หลักการสมดุลระหว่างแรงดันน้ำกับแรงดันอากาศที่ดันแผ่นไวสัมผัส(Diaphragm) จากรูปที่ 9.41 จะเห็นว่าสามารถทราบค่าแรงดันน้ำได้จากมาตรวัดแรงดันอากาศ ซึ่งขณะที่แรงดันน้ำกับอากาศมีค่าเท่ากันนั้นจะเป็นช่วงที่เริ่มมีอากาศระบายออกมาจากท่อระบาย ข้อดี คือ ไม่กีดขวางการทำงานที่หน้างาน มีราคาถูกกว่า piezometer อื่นที่ใช้แผ่นไวสัมผัส (Diaphragm) ใช้งานได้แม้ในที่ๆอุณหภูมิต่ำ สามารถตอบสนองได้ดีแม้ในดินที่มีความสามารถในการซึมต่ำ แต่มีข้อจำกัดในการใช้งานคือ ระยะเวลาที่ใช้ในการอ่านค่าขึ้นกับความยาวท่อส่งอากาศ ยากต่อการทำให้อ่านค่าได้แบบอัตโนมัติ และต้องใช้ก๊าซไนโตรเจน



รูปที่ 9.41 แสดงการทำงานของ Pneumatic piezometer

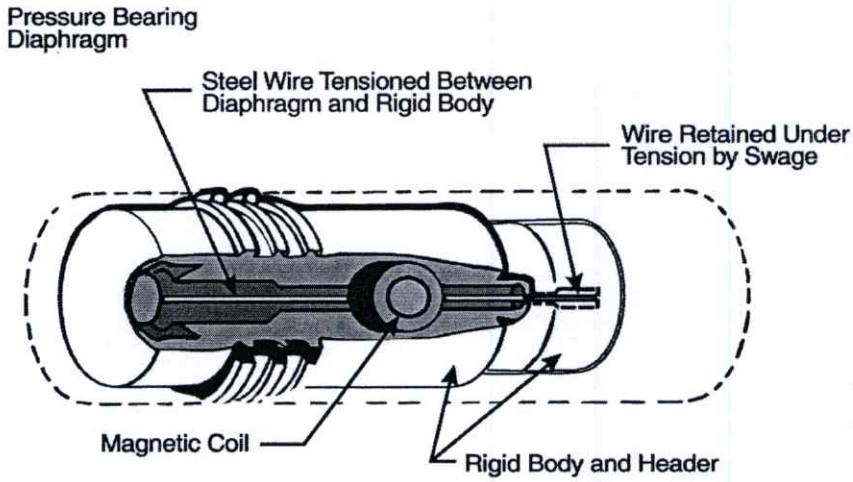


รูปที่ 9.42 ส่วนประกอบของหัว Pneumatic piezometer อย่างง่าย

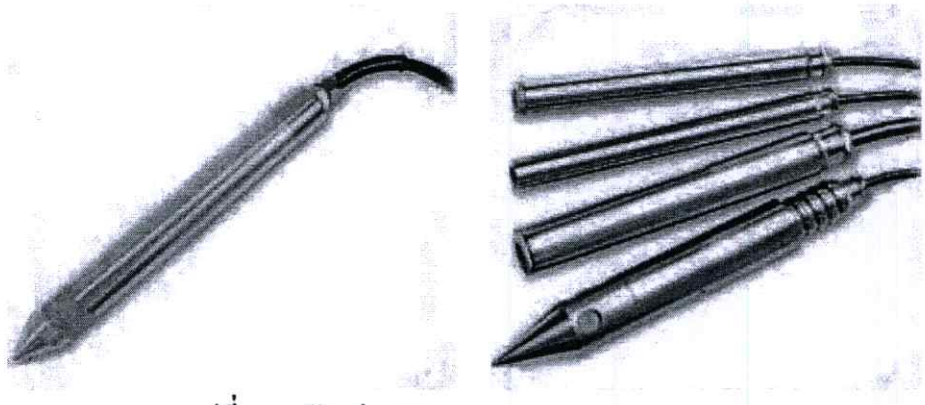


รูปที่ 9.43 ตัวอย่างหัว Pneumatic piezometer และ Read out unit

4) Vibrating Wire Piezometer Piezometer ประเภทนี้ค่าที่อ่านได้จะเป็นความถี่สัญญาณทางไฟฟ้าทำให้ง่ายต่อการอ่านค่าและแปลผลข้อมูลแบบอัตโนมัติ โดยทั่วไปจะมีมากมายหลายรุ่นมีประสิทธิภาพแตกต่างกัน หรือในบางโอกาสการใช้งานก็สามารถสั่งทำได้ตามความต้องการของเจ้าของงานก็ได้เช่นกัน มีข้อดี คือ ง่ายต่อการอ่านค่าและแปลผลข้อมูล สะดวกและน่าเชื่อถือในการใช้งานระยะยาว และไม่กีดขวางการทำงานที่หน้างาน แต่มีข้อจำกัดคือ ตัวเครื่องมือมีความซับซ้อนยากต่อการดูแลรักษา



รูปที่ 9.44 ส่วนประของหัว Vibrating wire piezometer อย่างง่าย



รูปที่ 9.45 ตัวอย่าง Vibrating wire piezometer

9.5.3.2 การติดตั้ง Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นดินเหนียว

เนื่องจากตัว Piezometer นั้นจะวัดแรงดันน้ำที่กระทำกับแผ่นไวสัมผัส (Diaphragm) ซึ่งตำแหน่งดังกล่าวจะมีการอุดตันได้ง่าย และในช่วงที่ไม่มีน้ำในชั้นดินเหนียวเม็ดดินเหนียวจะแห้งและจับเป็นก้อนทำให้เกิดการอุดอันได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำชั้นทรายหุ้มไว้ ขั้นตอนการติดตั้งดังนี้

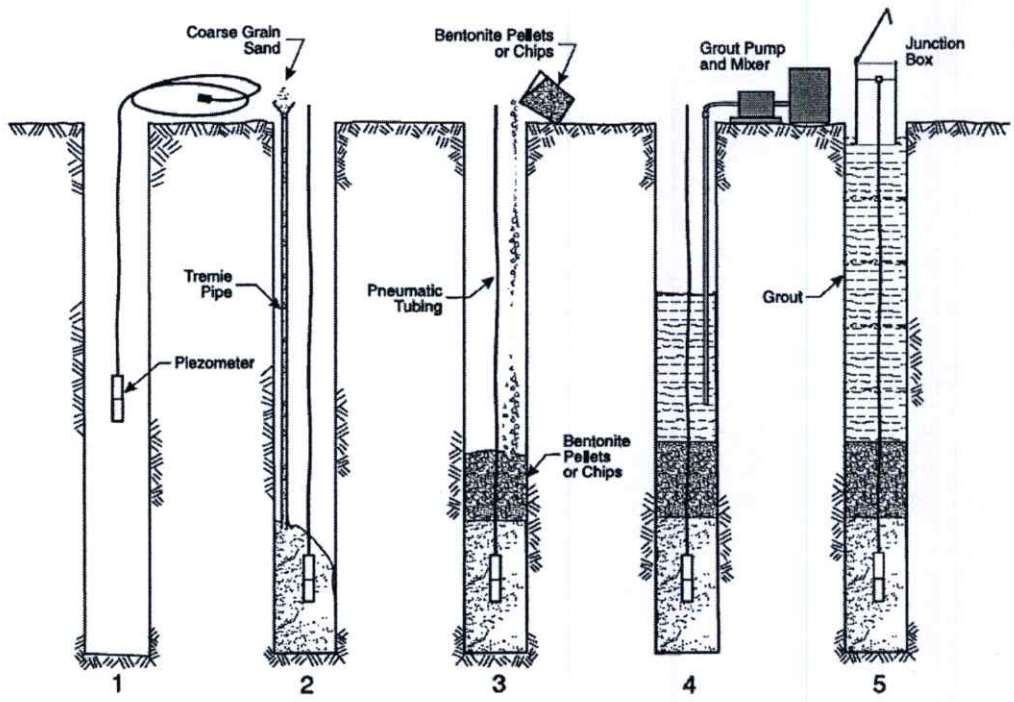
1) ทำการขุดหลุมสำรวจถึงชั้นดินที่ต้องการติดตั้งและทำความสะอาดหลุมด้วยน้ำสะอาด

2) หย่อน Piezometer ลงในหลุมถึงระดับที่ต้องการและใช้ทรายฝังหุ้มไว้

3) ใช้เม็ดเบนโทไนท์ (Bentonite) กลบชั้นทรายอีกทีเพื่อป้องกันไม่ให้แรงดันน้ำด้านบนมารบกวนแรงดันน้ำชั้นที่ต้องการศึกษา

4) กลบหลุมเหนือชั้นเบนโทไนท์ด้วยวัสดุ Grout จนถึงปากหลุม

5) ติดตั้งกล่องป้องกันการรบกวน (Junction box) ที่ปากหลุม



รูปที่ 9.46 แสดงการติดตั้งหัว Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นดินเหนียว

9.5.3.3 การติดตั้ง Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นดินทราย

หากมั่นใจว่าในระดับที่ต้องการสำรวจเป็นชั้นดินทรายแล้วก็สามารถใช้ Piezometer ที่มีการออกแบบมาให้สามารถกดฝังได้ฝังลงในชั้นทรายนั้นๆโดยไม่จำเป็นต้องทำชั้นทรายหุ้ม Piezometer ไว้อีก ขั้นตอนการติดตั้งมีดังนี้

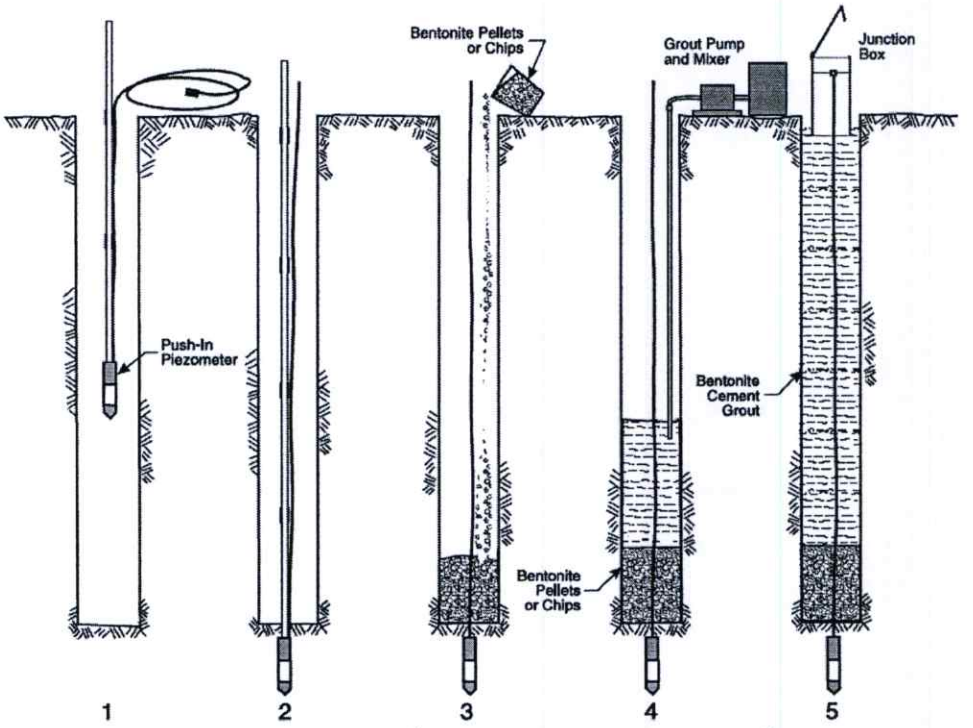
1) ทำการขุดหลุมสำรวจถึงชั้นทรายที่ต้องการติดตั้งและทำความสะอาดหลุมด้วยน้ำสะอาด

2) ใช้ท่อส่งส่ง Piezometer ลงในหลุมและกดฝังให้จมในชั้นทราย

3) ใช้เม็ดเบนโทไนท์ (Bentonite) กลบชั้นทรายอีกทีเพื่อป้องกันไม่ให้แรงดันน้ำด้านบนมารบกวนแรงดันน้ำชั้นที่ต้องการศึกษา

4) กลบหลุมเหนือชั้นเบนโทไนท์ด้วยวัสดุ Grout จนถึงปากหลุม

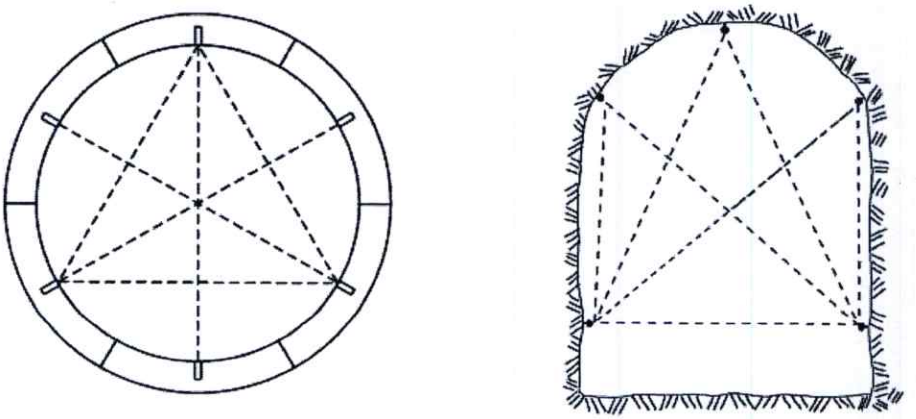
5) ติดตั้งกล่องป้องกันการรบกวน (Junction box) ที่ปากหลุม



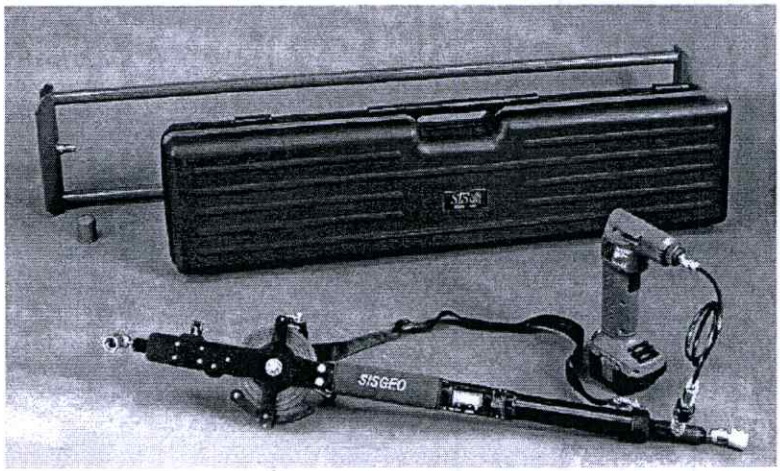
รูปที่ 9.47 แสดงวิธีการติดตั้งหัว Piezometer ชนิดต่างๆในชั้นทราย

9.5.4 Tape extensometer

Tape Extensometer ใช้หาค่าระยะที่เปลี่ยนแปลงระหว่างตำแหน่งอ้างอิงบนผนัง หรือโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน ซึ่งมีวิธีใช้งานทั่วไปดังนี้ ติดตาม Covergence ของผนังอุโมงค์ ติดตามการเสียรูปของการก่อสร้างใต้ดิน และติดตามการเคลื่อนตัวของสิ่งก่อสร้างเดิม การขุดหลุมลึก โครงสร้างสะพาน และโครงสร้างเหล็กหรือคอนกรีตอื่นๆ

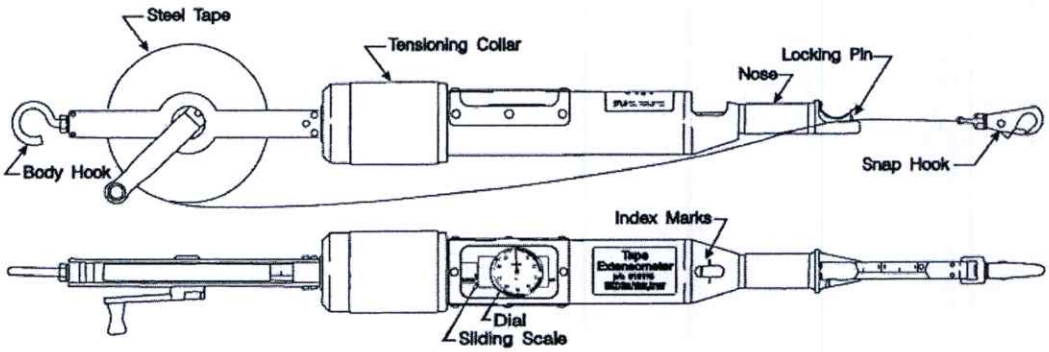


รูปที่ 9.48 รูปแสดงการติดตั้งจุดอ้างอิง (Reference point) ตำแหน่งต่างๆ

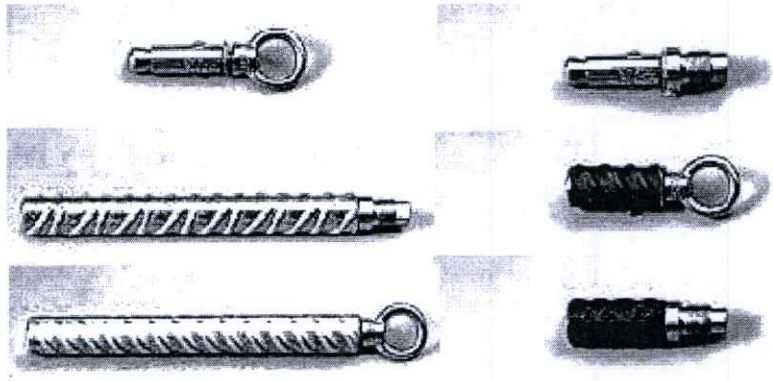


รูปที่ 9.49 Tape extensometer

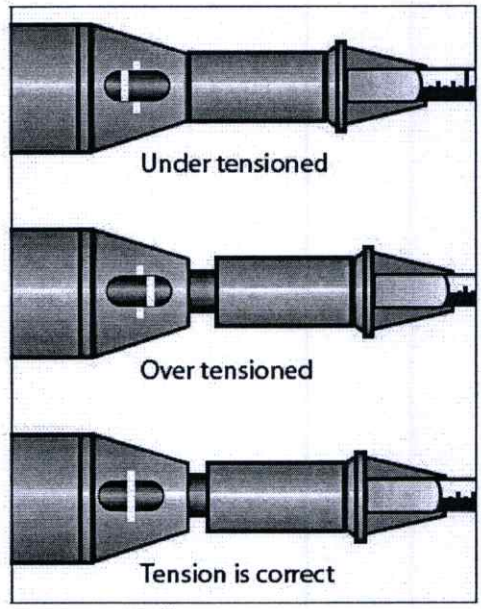
ส่วนประกอบของ Tape extensometer ได้แก่ จุดอ้างอิง (Reference point) จะฝังอยู่ตลอดความยาวอุโมงค์หรือโครงสร้าง ดังในรูปที่ 9.51 เทปเหล็ก (Steel tape) ใช้วัดระยะระหว่างจุดอ้างอิง (Reference point) ทั้ง 2 จุด ตะขอ (Hook) ใช้เกี่ยวกับจุดอ้างอิงทั้ง 2 จุด Index mark ชี้ตำแหน่งที่ถูกต้องของแรงดึง ดังแสดงในรูปที่ 9.52 Tension collar ใช้หมุนเพื่อปรับค่าแรงดึงให้ Index mark อยู่ในแนว และได้ค่าแรงดึงที่ถูกต้อง และหน้าปัดแสดงค่า (Dial) ใช้แสดงค่าที่อ่านได้ บางทีอาจเป็นแบบดิจิตอล ดังในรูปที่ 9.53



รูปที่ 9.50 แสดงส่วนประกอบของ Tape extensometer



รูปที่ 9.51 จุดอ้างอิง (Reference point)

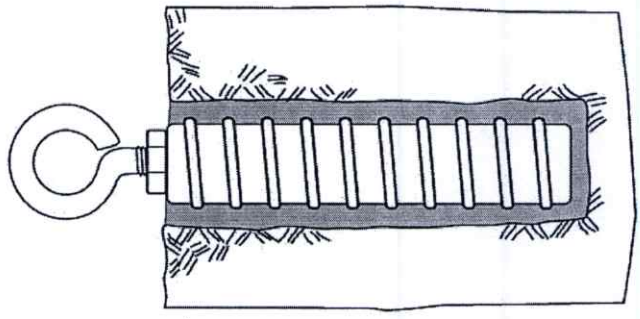


รูปที่ 9.52 Index mark

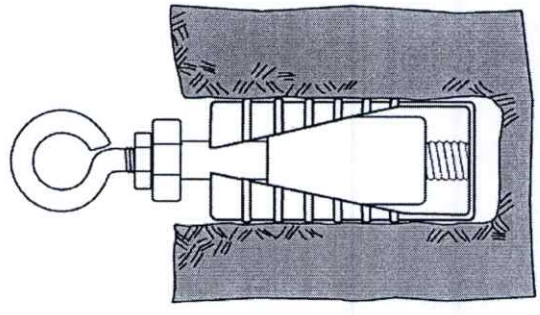
รูปที่ 9.53 Digital Display

หลักการทำงานของ Tape extensometer โดยการอ่านค่าผู้ควบคุมงานจะทำการเกี่ยวเทปเหล็ก (Steel tape) กับจุดอ้างอิง (Reference point) 2 จุด โดยปล่อยให้เทปเหล็ก (Steel tape) หมุนคลายออก จากนั้นดึงเทปให้ตึงแล้วปรับค่าแรงดึงโดยใช้ Tension collar บันทึกระยะระหว่างจุดอ้างอิงทั้ง 2 ทำเช่นเดิมกับจุดที่เหลืออยู่ ในการเปรียบเทียบค่าที่อ่านได้กับค่าตั้งต้น ผู้ควบคุมจะสามารถคำนวณค่าระยะที่เปลี่ยนแปลงระหว่างจุดทั้ง 2 จุดได้ ซึ่งผลของข้อมูลสามารถบอกได้ทั้ง ขนาด ทิศทาง และอัตราของการเคลื่อนที่

การติดตั้งจุดอ้างอิง(Reference point) จุดอ้างอิง (Reference point) ของ Tape extensometer จะประกอบด้วย Eyebolt ซึ่งติดตั้งโดยตรงกับตัวโครงสร้าง หรือติดตั้งกับสมอ (Anchor) ซึ่งมีอยู่ 2 แบบคือแบบ Groutable และ Expansion ดังแสดงในรูปที่ 9.54 และรูปที่ 9.55 ตามลำดับ ซึ่งจะติดตั้งอยู่ในตำแหน่งที่ต้องการทราบ ขนาดและทิศทางของการเคลื่อนที่ เริ่มจากติดตั้งให้อยู่ในแนวเดียวกันก่อน เพราะตะขอ (Hook) และ Eyebolt สมารถปรับมุมให้เหมาะกับเทปได้ ตำแหน่งของ Eyebolt ที่ติดตั้งมีความสำคัญมากเพราะการเคลื่อนของตำแหน่งจะมีผลต่อค่าที่อ่านได้



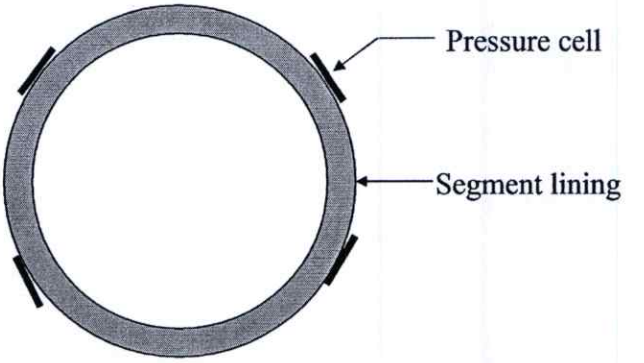
รูปที่ 9.54 Groutable rebar anchors



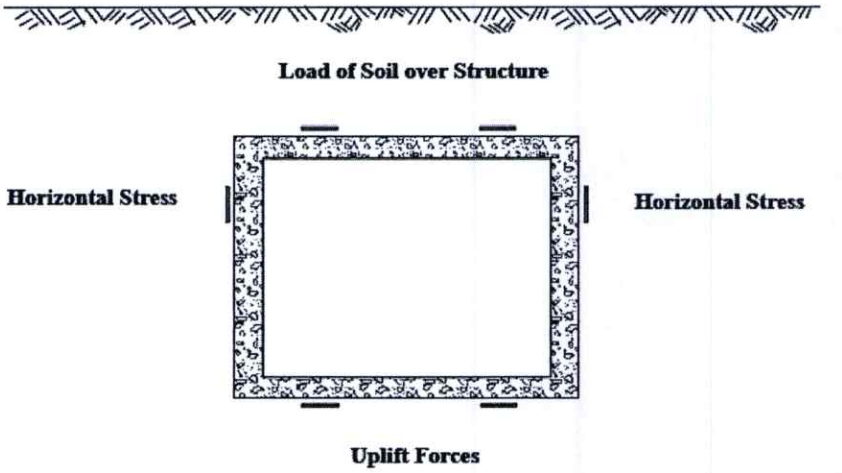
รูปที่ 9.55 Expansion anchors

9.5.5 Pressure cells

Total Pressure Cells ใช้วัดแรงดันรวม (Total pressure) ซึ่งเกิดจากความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) และแรงดันน้ำ (Pore water pressure) โดยทั่วไปจะใช้วัดค่าเพื่อการออกแบบ และแจ้งเตือนเมื่อแรงดันดินมีค่าเกินกว่าที่ออกแบบของโครงสร้างจะรับได้



รูปที่ 9.56 ใช้วัดความเค้นที่กระทำต่ออุโมงค์ (รูปล่าง)



รูปที่ 9.57 หาค่าความเค้นและแรงดันที่กระทำต่อโครงสร้าง

9.5.5.1 ประเภทของ Pressure cells

ประเภทของ Pressure cells แบ่งตามลักษณะการใช้งานได้ 3 ประเภท ดังนี้

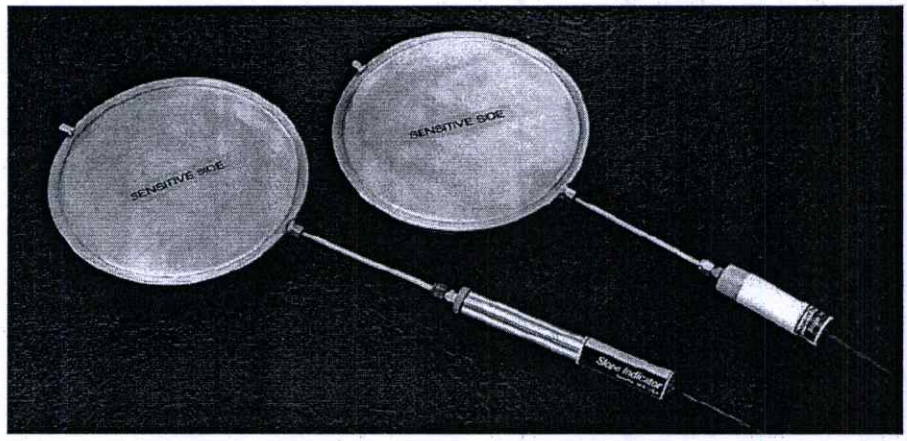
1) Total pressure cell ใช้ติดตามค่าแรงดันทั่วๆไป เช่น การติดตามค่าแรงยกตัวใต้ฐานราก ติดตามค่าแรงดันในโครงสร้างใต้ดิน

2) Jackout pressure cell ออกแบบไว้สำหรับการติดตั้งในโครงสร้าง เช่น Diaphragm wall ซึ่ง Hydraulic jack จะทำหน้าที่ยันให้ Cell สัมผัสกับดินระหว่างการเทคอนกรีต

3) Pressure Cell for tunnels ออกแบบเพื่อนการติดตามค่า Radial และ Tangential stress ในอุโมงค์

1) Total pressure cell

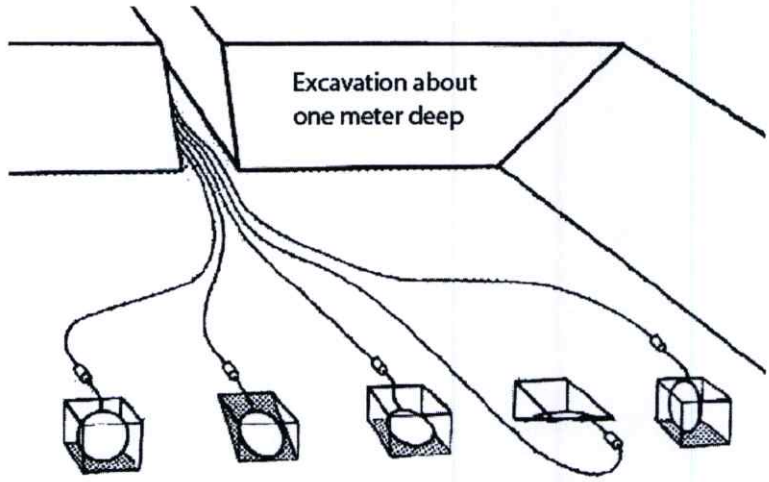
มีส่วนประกอบดังนี้ แผ่นเหล็ก (Steel plate) ผ่านศูนย์กลาง 9 นิ้ว 2 ชิ้น ภายในช่องว่างมีของเหลวบรรจุอยู่ ท่อความดันสูง (High pressure tube) Vibrating wire pressure transducer เคเบิ้ลส่งสัญญาณ (Signal cable) และตัวอ่านค่า (Readout unit) หลักการทำงาน เมื่อติดตั้ง Cell ในบริเวณผิวที่ต้องการและให้สัมผัสโดยตรงกับดิน แรงดันรวม (Total pressure) ที่กระทำต่อผิวจะส่งผ่านไปยังของเหลวที่บรรจุภายใน Cell และวัดค่าด้วย Vibrating wire pressure transducer และส่งข้อมูลไปแสดงผลยัง Readout unit



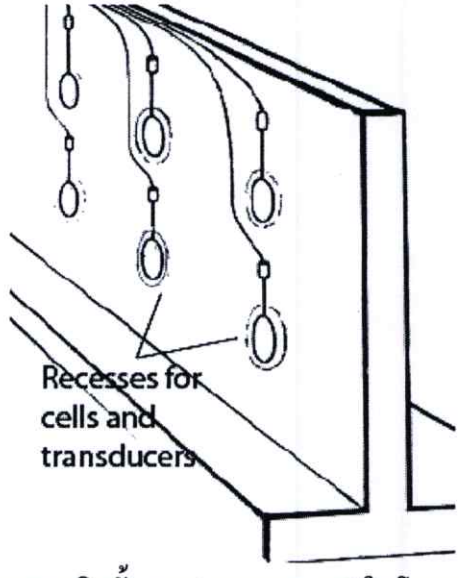
รูปที่ 9.58 Total pressure cell

ขั้นตอนการติดตั้ง กรณีติดตั้งในดินขุดหลุมลึกประมาณ 1 เมตร ให้ขนาดหลุมเหมาะสมสำหรับฝัง Pressure cell ทั้งหมด และ Pressure cell แต่ละตัวห่างกันอย่างน้อย 1 เมตร ปรับระดับพื้นแล้วทำการบดอัดดิน แล้วทำช่องสำหรับวางสายเคเบิล สิ่งที่ควรระวังคือ Pocket ของแต่ละ Pressure cell จะต้องให้ขนาดนั้นพอดีและผิวของ Pocket ด้านหนึ่งจะต้องราบเหมาะกับการวาง Pressure cellในระนาบที่ต้องการ นำหินออกจาก Pocket วาง Pressure cell ลองไปและเช็คค่าที่อ่านได้ จากนั้นถมดินกลบ Pocket ถ้าเป็นไปได้ควรใช้ดินชนิดเดิมโดยปราศจากหินและความชื้นเท่าเดิม ข้อสำคัญในการถมดินกลับ วัสดุถมต้องเป็นชนิดเดิมและจะต้องมีความชื้นเท่าเดิม บดอัดดินด้วยมือทุกๆ 100-200 มิลลิเมตร เมื่อถมกลับถึง 1 เมตรแล้วใช้ลูกกลิ้งสั่น (Heavy vibrating roller) บดอัดทับ

กรณีติดตั้งในโครงสร้างสำเร็จรูป (Precast structures) เตรียมช่องที่โครงสร้างเพื่อติดตั้ง Cell และ Transducer ติด Cell กับโครงสร้างโดยใช้ Mortar cement เป็นตัวยึดระว่าง Cell และโครงสร้างเพื่อ Cell จะไม่หลุดออกขณะถมดินกลับ ตัวอย่างการติดตั้งแสดงในรูปที่ 9.60



รูปที่ 9.59 แสดงการติดตั้ง Total pressure cell ในดิน



รูปที่ 9.60 แสดงการติดตั้ง Total pressure cell ในโครงสร้างสำเร็จรูป

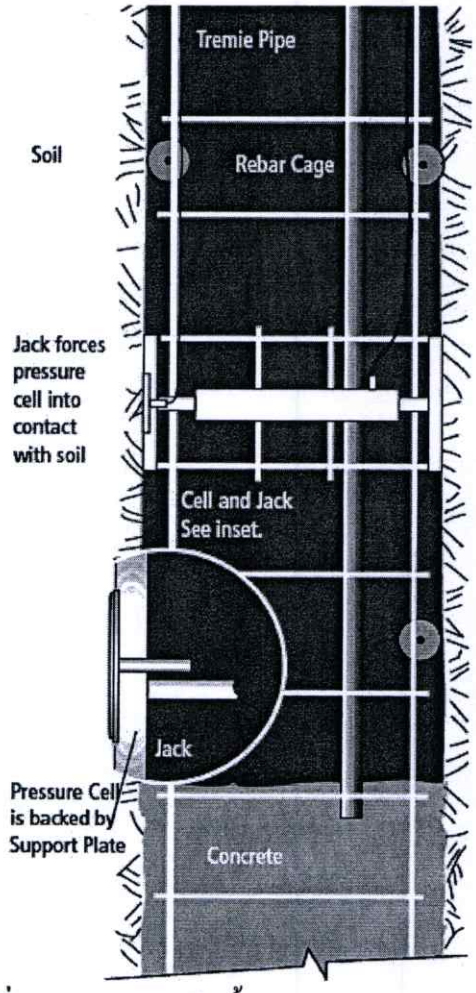
2) Jackout pressure cell

มีส่วนประกอบดังนี้ แผ่นเหล็ก (Steel plate) เส้นผ่านศูนย์กลาง 9 นิ้ว ช่องว่างภายในมีของเหลวบรรจุอยู่ Hydraulic jack ใช้ยึดแน่นระหว่างเทคอนกรีต Vibrating wire pressure transducer เคเบิ้ลส่งสัญญาณ (Signal cable) และตัวอ่านค่า (Readout unit)

การทำงานเหมือน Total Pressure Cell แต่จะติดตั้งอยู่ภายในโครงสร้างที่หล่อในที่และมี Hydraulic jack ยึดแน่นให้ cell ติดกับดินระหว่างเทคอนกรีต ส่วนการติดตั้ง เริ่มต้นนำ Jackout pressure cell ติดตั้งที่ Reinforcecing cage ดังแสดงในรูป เคเบิลส่งสัญญาณจะถูกปกป้องไว้ และ Reinforcing cage จะถูกกดต่ำลงเข้าไปยังช่องน้ำโคลน (Slurry trench) เมื่อ Reinforcing cage ลงมายังตำแหน่งที่ต้องการแล้ว Jack จะเริ่มทำงาน โดยออกแรงดันให้ Cell สัมผัสกับดินและแผ่น

รองรับ (Support plate) เพื่อป้องกันการบิดจะต้องให้แรงทั้ง 2 ด้านเท่ากัน จากนั้นส่งคอนกรีตผ่านท่อส่งคอนกรีต (Tremie pipe) จนกระทั่งคอนกรีตแทนที่น้ำโคลนทั้งหมด

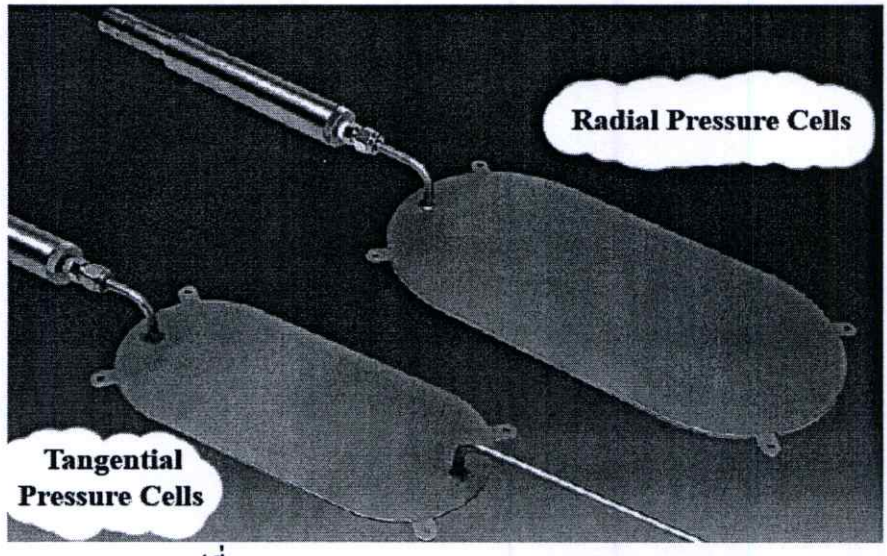
รูปที่ 9.61 Jackout pressure cell



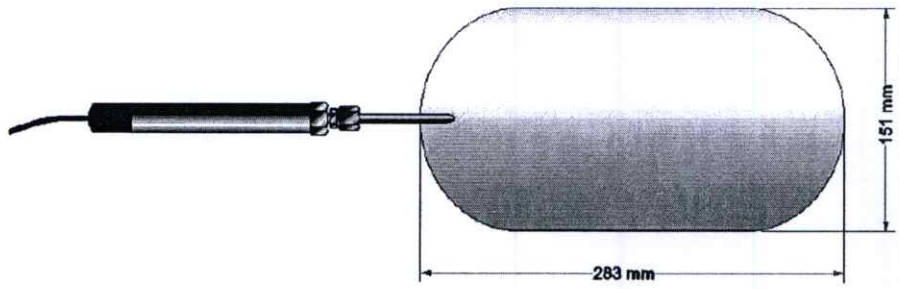
รูปที่ 9.62 แสดงการติดตั้ง Jackout pressure cell

3) Pressure cell for tunnels

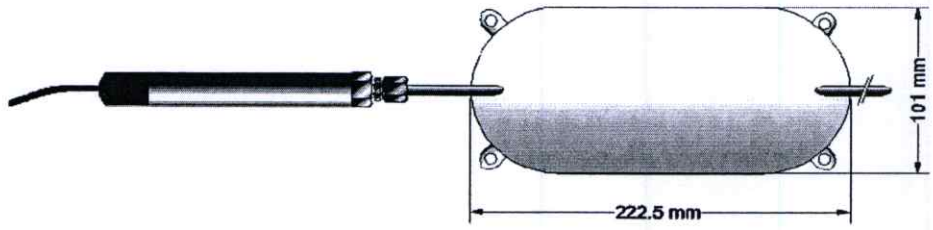
มีส่วนประกอบดังนี้ TCP body ทำจาก Stainless steel โดยภายในบรรจุของเหลวอยู่ ทำหน้าที่วัดแรงดัน Vibrating wire pressure transducer Pinch Tube มีเฉพาะ Tangential Pressure Cells Mounting eyes คือ รูที่ส่วนมุมทั้ง 4 ของ Tangential Pressure Cells เคเบิ้ลส่งสัญญาณ (Signal Cable) และตัวอ่านค่า (Readout Unit)



รูปที่ 9.63 Radial และ Tangential Pressure Cells



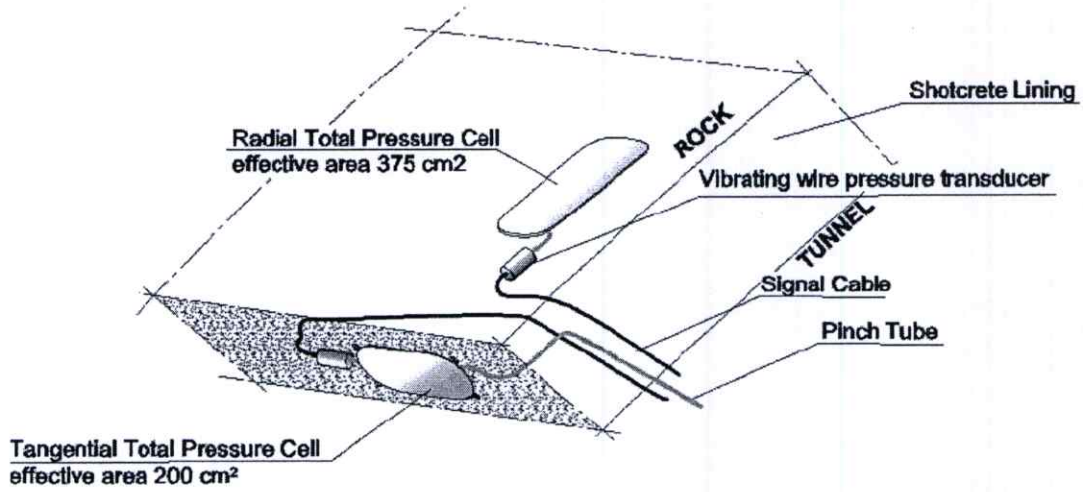
รูปที่ 9.64 Radial Pressure Cells



รูปที่ 9.65 Tangential Pressure Cells

การทำงาน เมื่อติดตั้ง Cell ในตำแหน่งที่ต้องการวัดแรงดันแล้ว เมื่อเกิดแรงดันกระทำต่อ Cell จะส่งผ่านไปยังของเหลวภายในและวัดค่าด้วย Vibrating wire pressure transducer จากนั้นส่งค่าไปแสดงผลยัง Readout unit

การติดตั้ง Radial pressure cells ทำการติดตั้งโดยหันด้าน Sensitive ไปยังหินดังรูปที่ 9.66 จะทำการวัดค่าแรงดันที่ดินหรือหินกระทำต่ออุโมงค์ ถ้าผิวของหินขรุขระสามารถใช้ Mortar cement ทำให้ผิวเรียบพอที่จะสามารถติด Cell ได้ ทำให้ Cell จะสัมผัสกับหินแต่จะไม่ถูกฝังอยู่ในคอนกรีต ทำให้อุณหภูมิไม่มีผลมากเหมือน Tangential pressure cells จึงไม่จำเป็นต้องมี Pinch tube

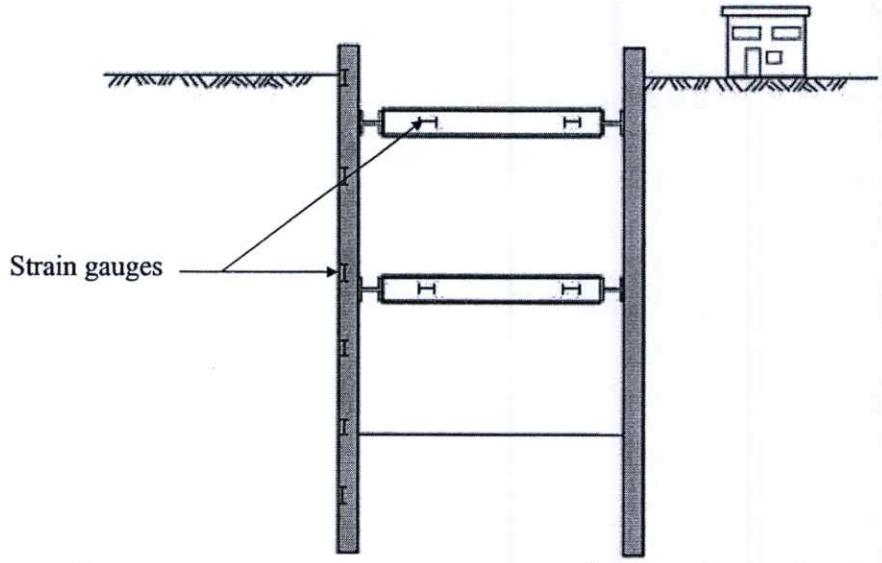


รูปที่ 9.66 แสดงการติดตั้ง Radial และ Tangential Pressure Cells

การติดตั้ง Tangential pressure cells โดยทำการติดตั้งโดยให้ด้าน Sensitive ตั้งฉากกับแนวหินดังรูปที่ เพื่อวัดค่าแรงดันภายแนวอุโมงค์ Cell จะฝังอยู่ใน Shotcrete โดยการติดตั้งจะใช้ลวดผูก Mounting eye ติดกับเหล็กภายใน Shotcrete เพื่อที่จะไม่ให้ Cell เคลื่อนที่ และแน่ใจว่าปลาย Pinch tube ยื่นออกมาจาก Shotcrete สู่ภายในช่องว่างของอุโมงค์ จากนั้นจัดทิศทางของ Tube ให้เหมาะสม โดยขณะที่ Shotcrete เริ่มแข็งตัว จะเกิดความร้อนขึ้น Cell จะขยายออก และเมื่อเย็นลง Cell จะหดตัวลง ทำให้เกิดช่องว่างขึ้น ซึ่งจำเป็นจะต้องให้ Cell ขยายออกสัมผัสดินเต็มที่ดังเดิม โดยใช้คีม (Repressurization pliers) หนีบตั้งแต่ปลาย Pinch tube เข้ามาตามแนวไปยัง Cell และคอยระวังความดันที่ Readout unit เมื่อแสดงค่ามากขึ้นแสดงว่า Cell ขยายเต็มผิวสัมผัสแล้ว โดยทั่วไปจะใช้คีมหนีบ Pinch tube ประมาณ 10-20 มิลลิเมตร ข้อดีของ Tangential pressure cells คือ ได้ค่าละเอียดและแม่นยำ เนื่องจาก Pressure cell แต่ละแบบบรรจุของเหลวไว้ภายในไม่มีอากาศ จึงไม่มีการเปลี่ยนปริมาตรถ้าอุณหภูมิไม่เปลี่ยน และสามารถอ่านค่าได้ทั้งแบบธรรมดาและอัตโนมัติ แต่มีข้อจำกัด คือ วัดแรงได้เฉพาะในแนวที่ตั้งฉากกับ Pressure cell เท่านั้น

9.5.6 Strain gauges

Strain gauges ใช้หาค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ซึ่งมีวิธีใช้งานทั่วไป เช่น วัดค่าแรงดัดในผนัง และคำนวณน้ำหนักในชิ้นส่วนค้ำยันดังแสดงในรูปที่ 9.67 เป็นต้น



รูปที่ 9.67 ติดตามค่าแรงดัดในผนัง และคำนวณน้ำหนักในชิ้นส่วนค้ำยัน

9.5.6.1 ประเภทของ Strain Gauge

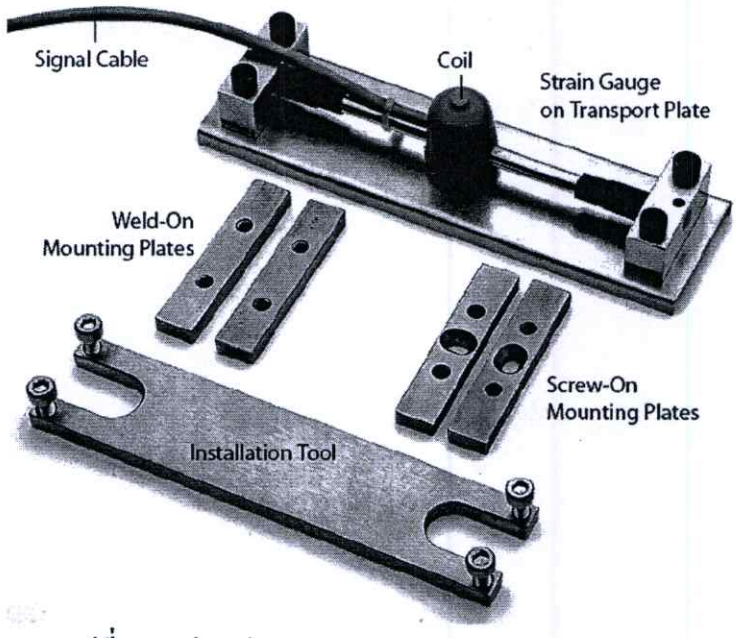
แบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ Surface mount strain gauge สำหรับหาค่าความเครียดบริเวณผิว ใช้ได้ทั้งในเหล็กและคอนกรีต และ Embedment strain gauge สำหรับหาค่าความเครียดในเหล็กเสริมคอนกรีต

1) Surface mount strain gauge

ใช้ติดตั้งบนชิ้นส่วนของโครงสร้างเหล็ก หรือคอนกรีต โดยมีส่วนประกอบดังนี้ Body ปลายจะยึดติดกับ Mounting plate และบรรจุลวด (Wire) ไว้ภายใน ขดลวดแม่เหล็กไฟฟ้า (Electro-magnetetic coil) เส้นลวด (Wire) ยึดระหว่างปลาย Body ทั้ง 2 ด้าน Mounting plate จะยึด Strain gauge ติดกับชิ้นส่วนของโครงสร้างที่ต้องการติดตั้งโดยจะเชื่อมติดกับโครงสร้างเหล็ก หรือใช้สลักเกลียวฝังยึดกับคอนกรีต และเคเบิ้ลส่งสัญญาณ (Signal cable)

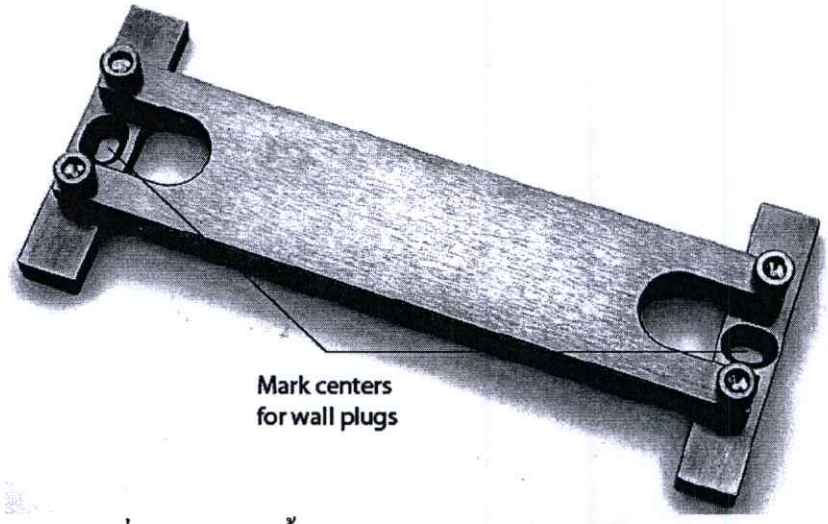
การทำงาน โดยใช้หลักการทำงานของเส้นลวด (Wire) เมื่อได้รับแรงดึงจะเกิดการสั่นขึ้น ความถี่ของการสั่นจะเป็นสัดส่วนกับแรงดึง และเมื่อ Mounting plate เคลื่อนที่เนื่องจากเกิดแรงดึงละความเครียด ความเครียดจะถูกถ่ายทอดผ่าน Body ไปยังลวด (Wire) ขดลวดแม่เหล็กไฟฟ้า (Electro-magnetetic coil) จะเกิดการสั่นสะเทือนสัมพันธ์กับแรงดึง จะส่งสัญญาณความถี่ไปยังตัวอ่านค่า (Readout device) ค่าที่อ่านได้จะนำมาเปลี่ยนเทียบกับค่าตั้งต้น แปรผลสัญญาณความถี่และปรับแก้ค่าปัจจัยต่างๆ ที่เกี่ยวของ และนำค่าที่ได้มาแสดงอีกครั้ง ข้อดีของเครื่องประเภทนี้คือ ไม่

จำเป็นต้องเตรียมพื้นที่ผิวมาก สามารถถอดและติดตั้งในตำแหน่งใหม่ได้ง่าย ทนทานมาก การส่งสัญญาณสามารถไว้วางใจได้ แต่มีข้อจำกัดคือ ผู้ปฏิบัติงานต้องมีความชำนาญ และค่าใช้จ่ายสูง



รูปที่ 9.68 ส่วนประกอบของ Surface mount strain gauge

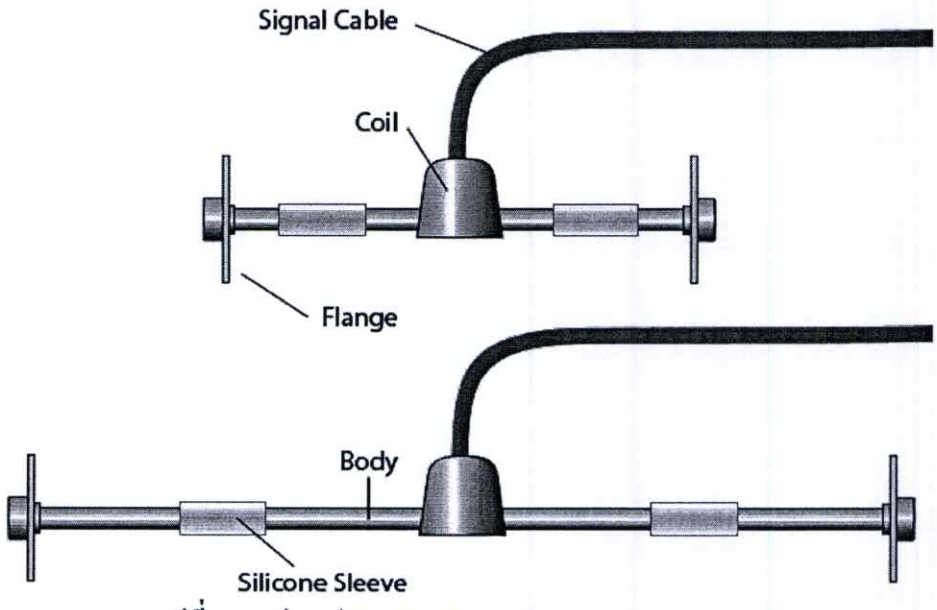
การติดตั้งบนโครงคอนกรีต แบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การติดตั้ง Mounting plate และการติดตั้ง Strain guage การติดตั้ง Mounting plate เริ่มต้นกำหนดตำแหน่งที่ต้องการติดตั้ง ขันสกรูยึด Mounting plate กับ Installation tool นำ Mounting plate ไปวางยังจุดที่กำหนดไว้ และทำเครื่องมายตำแหน่งที่จะใส่สลักเกลียว จากนั้นนำ Installation tool ไปวางไว้ด้านข้าง เจาะรูแล้วใส่พุก (Plugs) ลงไป จากนั้นเช็คความถูกต้องของตำแหน่งรูเจาะกับ Installation tool ทำความสะอาดบริเวณรูเจาะและติดตั้ง Mounting plate ด้วยสลักเกลียว ตรวจสอบความแข็งแรงตามคำแนะนำของผู้ผลิต ดังแสดงในรูปที่ 9.69 ส่วนการติดตั้ง Strain Gauge เริ่มโดยถอด Strain Gauge ออกจาก Transport plate ขันสกรูกลับไปและอย่าให้ End block หมุน วาง Strain Gauge บน Mounting plate ใส่สกรูและขันสกรูที่ End block ชิ้นแรกและหมุน Body ไปหน้าหลังเล็กน้อยเพื่อให้หมุนได้ราบรื่น เชื่อมต่อ Readout กับ Strain Gauge ดึงหรือดัน End block ชิ้นที่ 2 จนกระทั่ง Readout แสดงค่าอ้างอิง ขันสกรู End block ชิ้นที่ 2 ให้แน่น ปรับละเอียดค่าอ้างอิงให้แปรฝันตามความแน่นของ สกรู จากนั้นตรวจสอบ Gauge barrel ไม่ให้เกิดการหมุน กำหนดรหัส Strain gauge และบันทึกค่าอ้างอิงที่อ่านได้ พ่นสเปรย์ที่บริเวณ Gauge และ Mounting plate เพื่อป้องกันการสึกกร่อนบริเวณรอยเชื่อม เดินสายเคเบิลไปยัง Readout station



รูปที่ 9.69 การติดตั้ง Mounting plate กับโครงสร้างคอนกรีต

2) Embedment strain gauge

ใช้สำหรับหาค่าความเครียดในเหล็กเสริมคอนกรีต มีส่วนประกอบดังนี้ Body ปลายจะมี Flange และบรรจุลวด (wire) ไว้ภายใน ขดลวดแม่เหล็กไฟฟ้า (Electro-magnetetic coil) เส้นลวด (Wire) ถูกดึงอยู่ระหว่างปลาย Flange ทั้ง 2 ด้าน และเคเบิ้ลส่งสัญญาณ (Signal cable) ดังแสดงใน รูปที่ 9.70

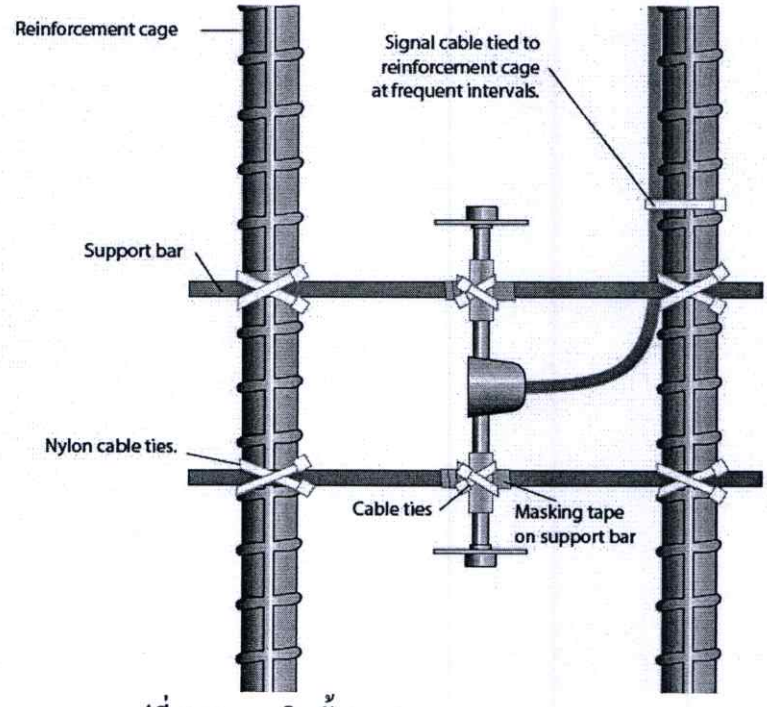


รูปที่ 9.70 ส่วนประกอบของ Embedment strain gauge

การทำงานของ Embedment strain gauge ใช้หลักการทำงานของเส้นลวด (Wire) เมื่อได้รับแรงดึง จะเกิดการสั่นขึ้น ความถี่ของการสั่นจะเป็นสัดส่วนกับแรงดึง เมื่อ Flange เคลื่อนที่เนื่องจาก

เกิดแรงดึงและความเครียด ความเครียดจะถูกถ่ายทอดผ่าน Body ไปยังลวด (Wire) ขดลวดแม่เหล็กไฟฟ้า (Electro-magnetetic coil) จะเกิดการสั่นสะเทือนสัมพันธ์กับแรงดึง จะส่งสัญญาณความถี่ไปยังตัวอ่านค่า (Readout device) ค่าที่อ่านได้จะนำมาเปลี่ยนเทียบกับค่าตั้งต้น แปรผลสัญญาณความถี่และปรับแก้ค่าปัจจัยต่างๆที่เกี่ยวของ และนำค่าที่ได้มาแสดงอีกครั้ง

การติดตั้งโดยเริ่มจากทำเครื่องหมายบนเหล็กเสริมคอนกรีตแสดงตำแหน่งที่การวัด ซึ่งตำแหน่งจาสามารถหาได้จากแบบ Drawing ของวิศวกรผู้ออกแบบ ใช้เชือกหรือลวด และ 2 Support bar ผูกติดกับเหล็กเสริมดังรูปที่ 9.71 โดยกำหนดตำแหน่งของ Coil ให้ห่างจากด้านข้าง 85 มิลลิเมตร สำหรับ Gauge ขนาด 5.5 นิ้ว และ 150 มิลลิเมตร สำหรับ Gauge ขนาด 250 มิลลิเมตร แล้วใช้ Marking tape พันรอบ Support bar ประมาณ 5-6 รอบและกำหนดตำแหน่งที่จะพันติดกับ Body บริเวณ Silicon rubber sleeves เพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับ Gauge นำ Gauge ออกจากบรรจุภัณฑ์ และวางตั้งฉากกับ Support bar แล้วเช็คระยะไม่ให้มีสิ่งกีดขวาง ยึดติด Gauge ด้วยเชือกไนล่อน แล้วจากนั้นพันเทปติดกับ Sleeves ให้แน่น ทำการเชื่อมต่อ Gauge กับ Readout และสังเกตค่าที่อ่านได้ หลังจากนั้นทำเครื่องหมายยังตำแหน่งที่อ่าน Gauge อ่านค่า และตรวจสอบว่าค่าตัวเลขที่ได้นั้นเหมาะสม แล้วบันทึกเห็นค่าตำแหน่งจริง



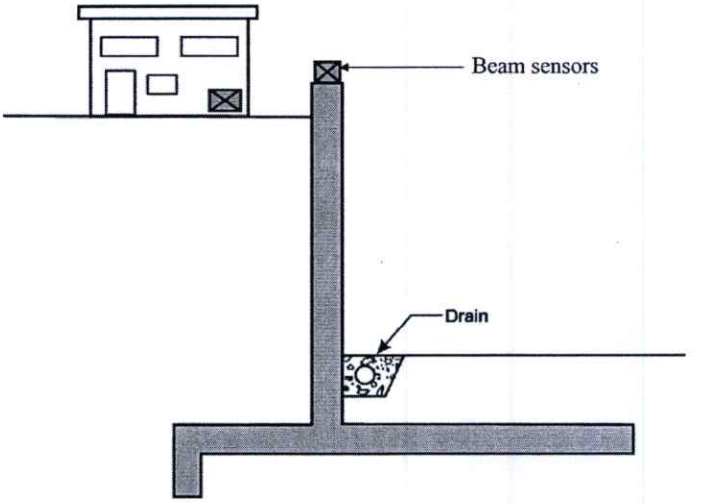
รูปที่ 9.71 การติดตั้ง Embedment Strain Gauge

ข้อดีของ Embedment strain gauge คือ สามารถติดตั้งกับโครงสร้างที่มีอยู่แล้วได้ สามารถหาค่าได้ในช่วง 5-10 นิ้ว สามารถถอดและติดตั้งในตำแหน่งใหม่ได้ง่าย ทนทานมาก การส่งสัญญาณสามารถไว้วางใจได้ และยังติดตั้ง Sensor วัดอุณหภูมิไว้ภายใน แต่มีข้อจำกัดคือในโครงสร้าง

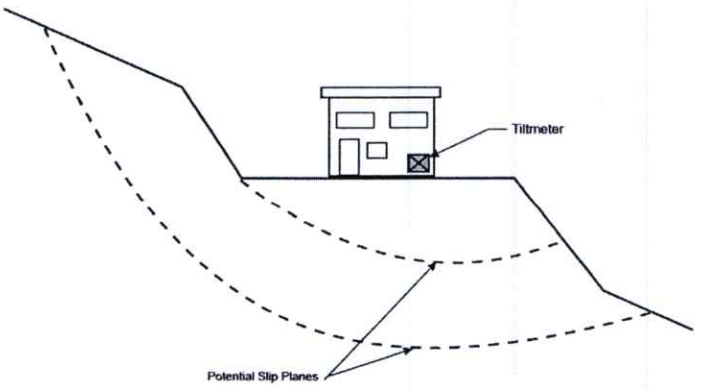
คอนกรีตความเครียดไม่ได้เกิดจากความเค้น และการเปลี่ยนอุณหภูมิเท่านั้น แต่รวมถึงการคืบ (Creep) การหดตัว (Shrinkage) การบวม (Swelling) และการเปลี่ยนปริมาตร (Volume change) Strain Gauge จะต้องวัดค่าเหล่านี้ทั้งหมด

9.5.7 Beam sensors และ Tiltmeter

เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการติดตามตรวจสอบการเคลื่อนตัวของสิ่งก่อสร้างโดยจะได้เป็นองศาที่สิ่งก่อสร้างเอียงหรือเสียรูปไป เป็นเครื่องวัดถึงอันตรายต่อโครงสร้างซึ่งเป็นผลเนื่องจากการสร้างอุโมงค์และการขุดเจาะ เป็นการประเมินค่าถึง ลักษณะของโครงสร้าง เช่น สะพาน คาน เขื่อน ภายใต้น้ำหนักที่กระทำ เป็นเครื่องวัดถึงเสถียรภาพของโครงสร้างในพื้นที่หรือขอบเขตที่มีการเลื่อนตัวของดิน เป็นการวัดถึงการเบี่ยงเบนและการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของกำแพงกันดินด้านข้าง และช่วยบอกค่าที่แน่นอนของการเคลื่อนตัวในโครงสร้างเพื่อตรวจสอบว่าไม่เกินค่าหน่วยที่ยอมให้



รูปที่ 9.72 ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างใกล้กำแพงกันดิน



รูปที่ 9.73 วัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างบริเวณที่อาจเกิดการพังทลายของดิน

ความแตกต่างระหว่าง Beam sensors และ Tiltmeter คือตัวของ Beam sensors จะมีความยาวอยู่ที่ 1 ถึง 3 เมตร ดังนั้นการเสียรูปจะแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนและถูกต้องแม่นยำถึงหน่วยมิลลิเมตรของการเคลื่อนตัว และค่าได้วัดจาก Beam sensors ได้จะเป็นความต่างศักย์ไฟฟ้าทำให้ง่ายต่อการอ่านค่าและแปลผลข้อมูล ส่วน Tiltmeter จะมีการทำงานในเชิงกล ทำให้มีความทนทานและดูแลรักษาง่ายกว่า

9.5.7.1 Beam sensor

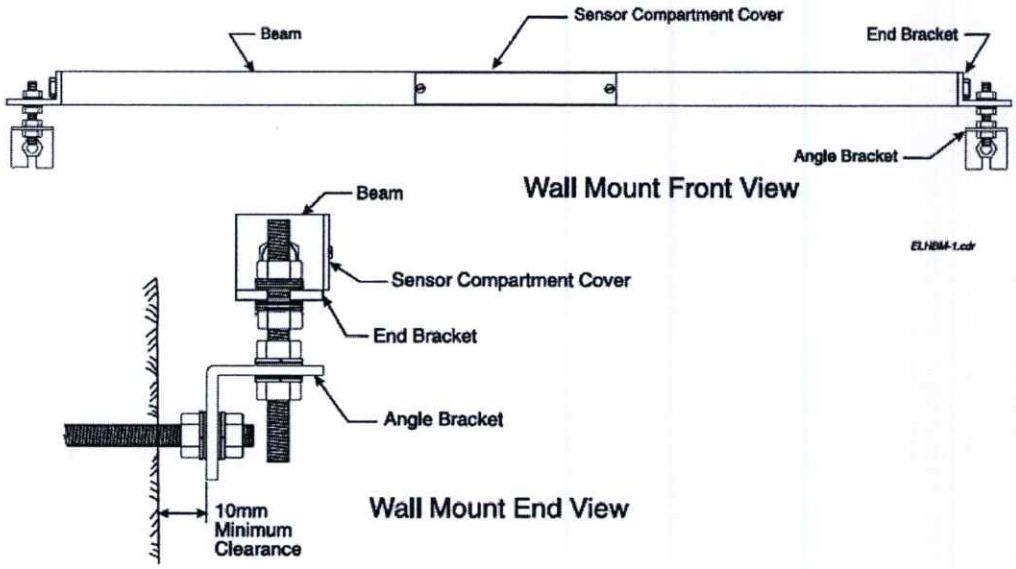
Beam Sensor ทำงานโดยอาศัยการตรวจวัดค่าสัญญาณทางไฟฟ้า เมื่อโครงสร้างมีการเคลื่อนที่จะทำให้ตัวรับสัญญาณวัดค่าสัญญาณได้ในระดับต่างๆกัน ในแนวราบจะวัดค่าที่เกิดจากการทรุดตัวและยกตัว ส่วนในแนวดิ่งจะวัดค่าที่เกิดจากการเคลื่อนตัวด้านข้าง

ส่วนประกอบของ Beam sensor ได้แก่ ตัวส่งสัญญาณการเอียงตัวด้วย (Electrolytic tilt sensor) จะติดตั้งอยู่ที่บริเวณผิวปลาย Beam ตัวส่งสัญญาณการเอียงตัว (Tilt sensor) จะเป็นเสมือนตัววัดระดับที่ซึ่งส่งสัญญาณทางไฟฟ้าใน รูปของค่าความต้านทานในวงจร โดยวงจรแบบ Bridge จะแสดงผลออกมาในรูปของความต่างศักย์ทางไฟฟ้าเนื่องจากการเอียงตัวของเครื่องส่งสัญญาณและตัวแขน (Beam) จะมีความยาวอยู่ที่ 1 ถึง 3 เมตร และติดตั้งอยู่บน Anchor bolt ที่จะฝังเข้าไปในโครงสร้าง ตัวเครื่องส่งสัญญาณการเอียงตัว (Tilt sensor) จะถูกปรับค่าไว้ที่ศูนย์องศาและถูกตรึงไว้ในตำแหน่งนั้น

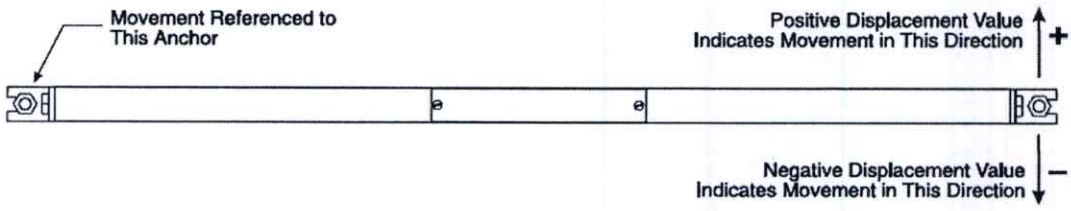
การติดตั้ง Beam Sensor เริ่มโดยติดตั้งหมุดเข้าไปในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Anchor studs) ควรจะติดตั้งให้อยู่ในแนวขนานกับหมุดอีกอันหนึ่ง เมื่อตัวแขน (Beam) ถูกติดตั้งไว้บน Studs โดยตรงและตัวค้ำยันแบบงอฉาก (Angle brakets) เป็นอุปกรณ์ส่วนหนึ่งของชุดสมอ (Anchor kit) โดยตัวอุปกรณ์นี้จะช่วยปรับ, ขยับ ตัวหมุดที่ไม่ขนาน และตัวค้ำยันแบบงอฉาก (Angle brakets) ยังช่วยในการงอ เพื่อช่วยปักหมุดลงไปในโครงสร้าง ดังนั้น การเอียงตัวทางข้างจึงไม่มีผลต่อการอ่านค่า และที่สำคัญควรจะติดตั้งวงรองข้อต่อ (Washers) และยางรอง (Bushing) ให้ถูกต้องตามลำดับขั้นตอน โดยตัวยางรอง (Bushing) จะช่วยให้เกิดการเคลื่อนตัวอย่างอิสระ และวงแหวนสปริงควรจะติดตั้งให้มีแรงกดกระทำเล็กน้อยเพื่อให้เกิดการยืดหยุ่น

การติดตั้ง Beam Sensor ในแนวระนาบ ทำการติดตั้งตัวส่งสัญญาณแบบแขน (Beam sensor) เข้าไปในตัวเครื่อง Sensor compartment แล้วทำการเจาะรูเพื่อทำการฝังสมอ จากนั้นทำการฝังตัวสมอ แล้วตามด้วยการ Grout ให้แน่น ทำการติดตั้งสายสัญญาณและร้อยใส่ตัวท่อ ติดตั้งตัว Angle-brackets ตามรูปที่ 9.74 และติดตั้งตัว End-brackets เข้ากับ Angle brakets ตรวจสอบ End-brackets ว่าหลวมเพียงพอที่จะต้องปรับหรือไม่ จากนั้นปรับเครื่องส่งสัญญาณโดยตั้งค่าไว้ที่ 0 องศา แล้วใช้เครื่อง Read out unit อ่านค่า ส่วนการติดตั้ง Beam Sensor ในแนวดิ่ง การติดตั้งโดยการเลื่อนตัวค้ำ

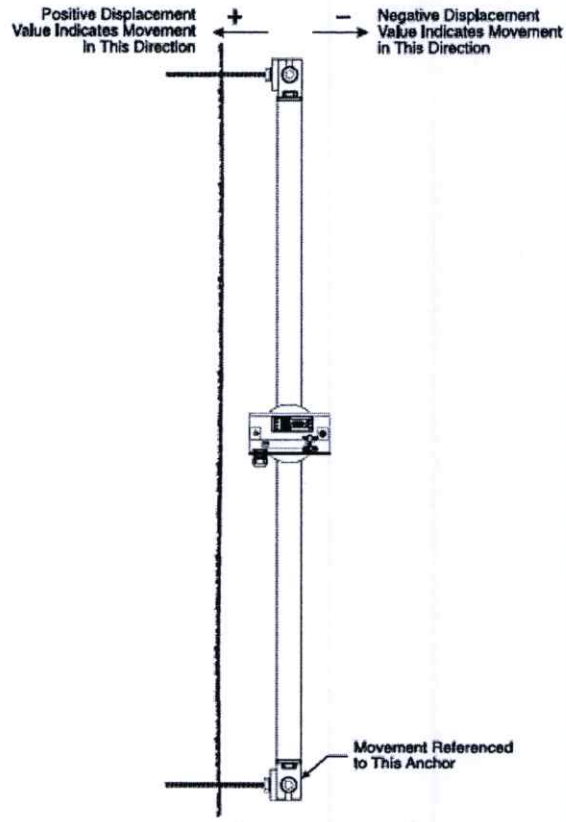
ยันและกล่องส่งสัญญาณ (Housing) ที่อยู่บนแขน (Beam) ดังรูปที่ 9.76 และรูปที่ 9.77 ซึ่งจะแสดงให้เห็นทิศทางที่เหมาะสมของตัวกล่องส่งสัญญาณ ทำการเจาะรูเพื่อทำการฝังสมอ จากนั้นทำการฝังตัวสมอ แล้วตามด้วยการ Grout ให้แน่น ทำการติดตั้งสายสัญญาณและรอยใส่ตัวท่อ ติดตั้งตัว Angle-brackets แล้วติดตั้งตัว End-brackets เข้ากับ Angle brakets ตรวจสอบ End-brackets แล้วปรับเครื่องส่งสัญญาณโดยตั้งค่าไว้ที่ 0 องศา จากนั้นใช้เครื่อง Read out unit อ่านค่า



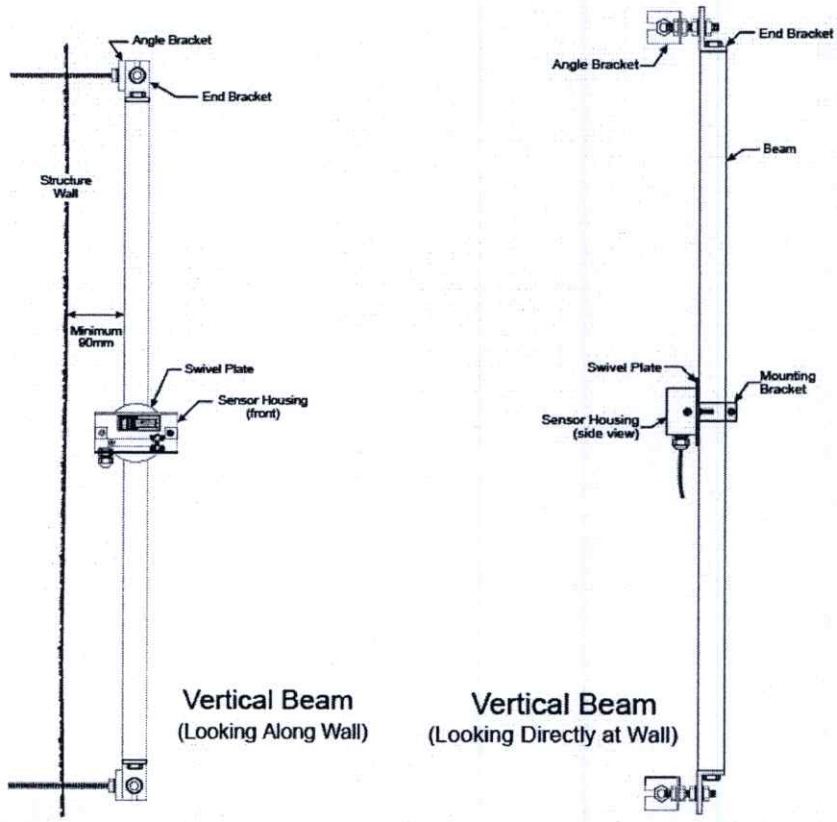
รูปที่ 9.74 แสดงการติดตั้งและอุปกรณ์ของ EL – Beam sensor



รูปที่ 9.75 แสดงทิศทาง แขวนที่วางในแนวราบ (Horizontal beam)



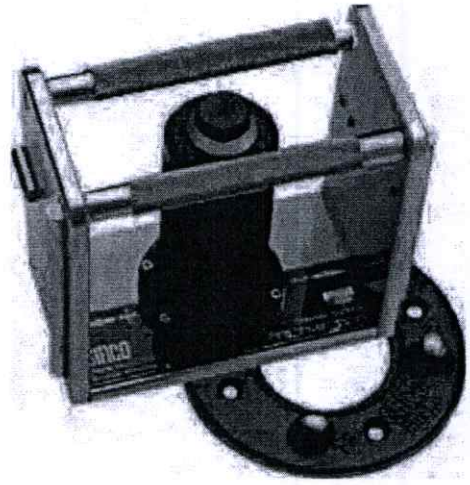
รูปที่ 9.76 แสดงทิศทาง แขนที่วางตัวในแนวดิ่ง (Vertical beam)



รูปที่ 9.77 แสดงการติดตั้ง Vertical–Beam Sensor

9.5.7.2 Tiltmeter

การใช้งานจะคล้ายกันกับ Beam sensor จะไม่สามารถอ่านค่าแบบอัตโนมัติได้แต่มีความทนทานมากกว่า

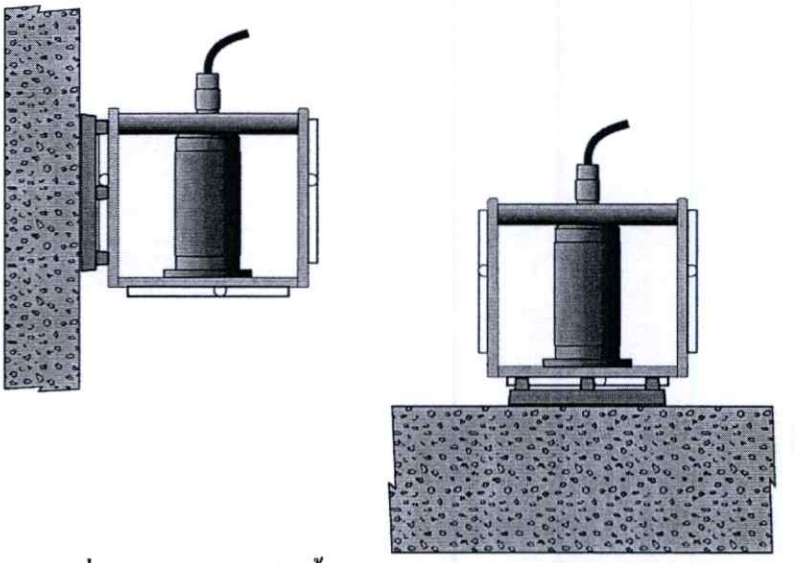


รูปที่ 9.78 ตัวอย่าง Tilt meter และอุปกรณ์

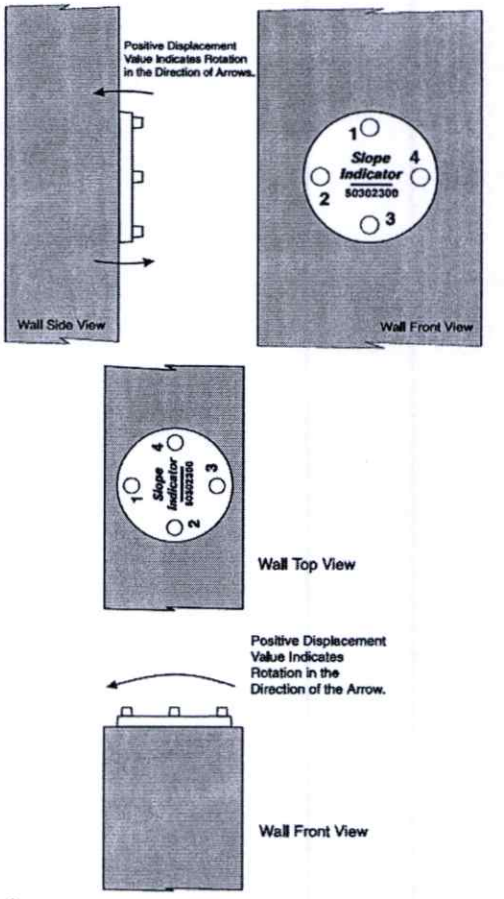
ส่วนประกอบของ Tiltmeter ได้แก่ แผ่นจานโลหะที่ใช้วัดค่าการเอียงตัว (Tiltmeter) ตัวอ่านค่า (portable meter) และตัวแสดงผลข้อมูล (readout unit) ตัวเครื่องมือ Tiltmeter แบบเคลื่อนที่จะใช้หลักการสมดุลของแรงซึ่งจะวัดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะมีตัวเครื่อง Aceelerometer ซึ่งจะถูกติดตั้งไว้ในโครงเหล็ก (Rugged frame) ซึ่งตัวโครงเหล็กจะมีพื้นผิวที่เรียบเป็นตัวช่วยทำให้เกิดค่าความถูกมากขึ้นบนผิวจานโลหะ (Tilt plate) ถ้าบริเวณสิ่งก่อสร้างอยู่ในแนวระนาบราบก็จะติดตั้งจานโลหะ (Tilt plate) บนผิวบนของโครงสร้างในแนวราบ หรือถ้าบริเวณสิ่งก่อสร้างอยู่ในแนวดิ่งก็จะทำการติดตั้งจานโลหะ (Tilt plate) โลหะบนผิวทางด้านข้าง

การติดตั้งตัว Tiltmeter เริ่มจากแผ่นจานโลหะ (Tilt plate) อาจจะทำด้วย เซรามิก (ceramic) หรือทองแดง (bronze) โดยการติดตั้งอุปกรณ์จะต้องทำตามคำอธิบายจากโรงงานผู้ผลิต จากนั้นเมื่อติดตั้งแผ่นจานโลหะ (Tilt plate) แล้ว ควรจะมีการ Grout หรือการอัดด้วย Epoxy เพื่อไม่ให้หมุดหลุดออกจากผิวของโครงสร้างเมื่อเกิดการเอียงตัว ส่วนการอ่านค่าข้อมูลผู้อ่านค่าจะต้องเชื่อมโยงข้อมูลกับตัวเครื่องมือ Tiltmeter ซึ่งจะแสดงผลข้อมูลออกมาและตำแหน่งบน Tiltmeter ที่อยู่บนแผ่นจานโลหะ (Tilt plate) ซึ่งจะให้ค่าศักย์ไฟฟ้าเป็นบวก ในตำแหน่งบนเครื่องส่งสัญญาณที่ติดอยู่ที่ฐานของแผ่นจานโลหะซึ่งจะอยู่แนวเดียวกับหมุดที่ 1 แล้วผู้อ่านต้องทำการบันทึกค่าที่แสดงไว้ จากนั้นหมุนตัว Tiltmeter เป็นมุม 180 องศา นำค่าที่ได้มาจากการอ่านค่าครั้งที่ 2 บันทึกค่าเก็บไว้ หลังจากนั้นนำค่าที่อ่านได้ทั้ง 2 ครั้งมาหาค่าเฉลี่ย การเปลี่ยนแปลงในการเอียงตัวโดยการเปรียบเทียบค่าการอ่านที่ถูกต้องในแนวเริ่มต้น ค่าที่เป็นศักย์ไฟฟ้าบวก แสดงให้เห็นทิศทางการ

เอียงตัวของหมุดที่ 1 คือหมุดที่ 1 มีทิศลงและหมุดที่ 3 มีทิศขึ้น ค่าลบแสดงให้เห็นว่าทิศทางในการเอียงตัวของหมุดที่ 3 มีทิศมาทาง หมุดที่ 1



รูปที่ 9.79 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์ Tiltmeter เข้ากับโครงสร้าง

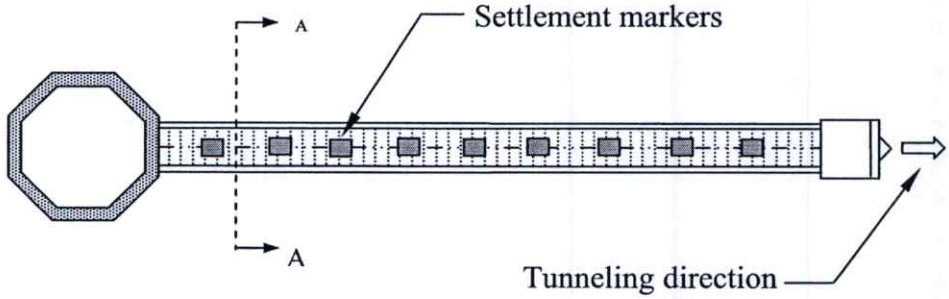


รูปที่ 9.80 ประกอบความเข้าใจการแปลผลข้อมูล

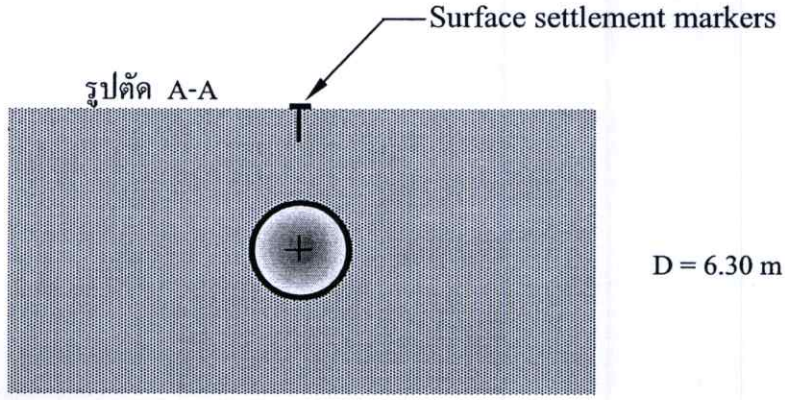
9.5.8 หมุดวัดการทรุดตัวระดับผิวดินด้านขนานอุโมงค์ (Settlement marker)

เป็นเครื่องวัดการทรุดตัวบนผิวดินตามแนวขนาน โดยมีสาเหตุมาจากการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) เมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน ทำให้สามารถศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินที่มีความสัมพันธ์กับตำแหน่งหัวเจาะ การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยนำค่าผลการทดสอบมาแสดงผลในรูปของกราฟการทรุดตัว ทำให้ทราบว่าการทรุดตัวบนผิวดินที่เกิดขึ้นมีผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดินหรือไม่

ส่วนประกอบของเครื่องมือที่ใช้ติดตั้งและวัดค่า ประกอบด้วยหมุดวัดค่าระดับ และเครื่องมืออ่านค่าระดับ ได้แก่ กล้องธีโอโดไลท์ และไม้ระดับ (Staff) การติดตั้งหมุดวัดการทรุดบนผิวดินในแนวที่ขนานกับตัวอุโมงค์ เริ่มโดยติดตั้งกล้องธีโอโดไลท์ในแนวที่ต้องการวางหมุด ทำการติดตั้งหมุดวัดค่าระดับบนผิวดินตามแนวขนานกับการขุดเจาะอุโมงค์ ทำการอ่านค่าระดับ ณ. ตำแหน่งที่วางหมุดเบื้องต้น ซึ่งจะกำหนดเป็นค่าระดับไว้เปรียบเทียบกับค่าที่อ่านได้จากภายหลัง โดยปกติแล้วจะติดตั้งเหนือแนวกึ่งกลางของอุโมงค์ ระยะห่างระหว่างหมุดจะขึ้นอยู่กับสภาพโครงสร้างเหนืออุโมงค์ เช่น โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน จะดำเนินการวัดที่ระยะของอุโมงค์อยู่ห่างจากตำแหน่งหมุดเป็นระยะทางเท่ากับ 11 เมตร หรือประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวเจาะ และทำการวัดต่อไปเรื่อยๆทุก Segment ของอุโมงค์เพื่อจะได้ค่าที่มีความแม่นยำ

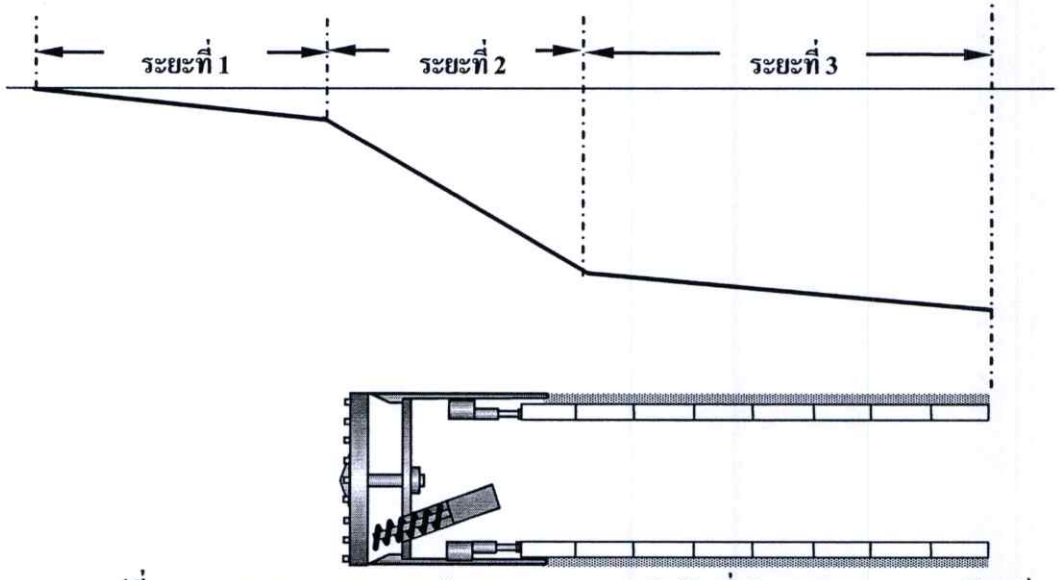


รูปที่ 9.81 แสดงการวัดค่าการทรุดตัวของดินในแนวขนานกับอุโมงค์



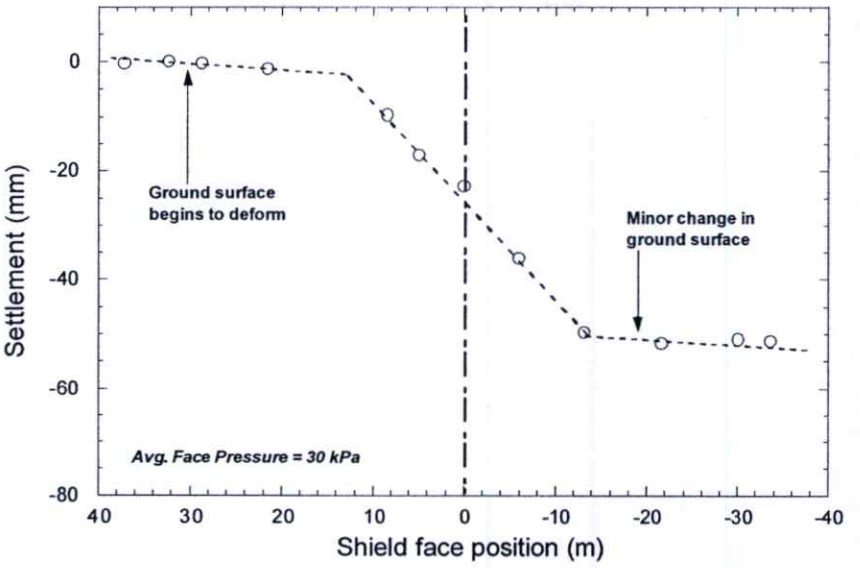
รูปที่ 9.82 ตำแหน่งหมุดวัด (Settlement marker)

การอ่านค่าข้อมูล เริ่มทำการวัดโดยนำไม้ระดับ (Staff) อ่านค่าระดับ ณ. ตำแหน่งหมุด โดยแบ่งการอ่านค่าเป็น 3 ช่วง คือ ช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะ (Initial drive zone) การทรุดตัวในช่วงนี้เกิดจากการสูญเสียมวลดินด้านหน้าอุโมงค์อันเนื่องมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันดิน (Earth Pressure) ที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันส่วนหน้าของหัวเจาะ (Face Pressure) ช่วงเพิ่มแรงดันด้านหน้า (Pressure building up zone) และช่วงการทรุดตัวที่ตามมา (Following settlement) เป็นการทรุดตัวระยะยาวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปโดยมีการ grouting เสร็จเรียบร้อยแล้ว ส่วนความถี่ในการวัดจะถูกกำหนดในสอดคล้องกับพฤติกรรมการทรุดตัวของดิน เช่น ในช่วงเริ่มต้นการขุด หรือช่วงระยะที่ 1 ควรทำการวัด วันละ 1 ครั้งแต่ต้องเพิ่มความถี่ให้มากขึ้นในช่วงที่หัวเจาะผ่าน หรือช่วงระยะที่ 2 หรือประมาณทุก 2-4 ชั่วโมง ส่วนในช่วงระยะที่ 3 นั้นควรจะวัดที่ระยะเวลา 15-30 วัน



รูปที่ 9.83 แสดงระยะการทรุดตัวตามแนวยาวบนผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์

รูปที่ 9.83 อธิบายการทรุดตัวตามแนวขนานกับอุโมงค์ (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน) โดยจะสังเกตว่าในช่วงเริ่มต้นคือประมาณ 30 เมตร ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดติดตั้งอุปกรณ์การทรุดบนผิวดิน (Settlement markers) จะมีค่าน้อยมากและเมื่อหัวเจาะเริ่มเคลื่อนที่เข้ามาใกล้ markers จะเริ่มมีการทรุดตัวอย่างต่อเนื่องซึ่งมาจากการสูญเสียมวลดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นหลักและเมื่อหัวเจาะเริ่มเคลื่อนไปได้ที่ระยะ 15 เมตรจากจุดที่ติดตั้ง Markers การทรุดตัวของดินที่ผิวหน้าจะเริ่มคงที่

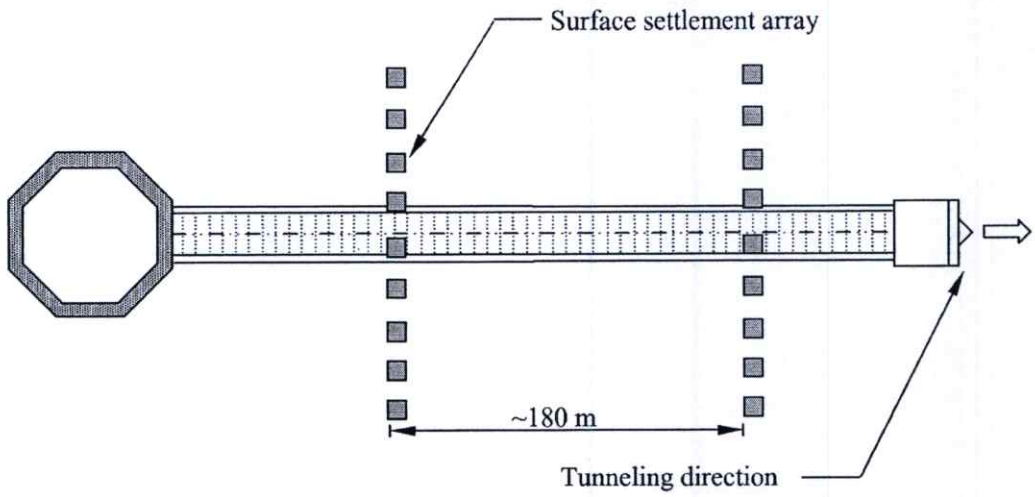


รูปที่ 9.84 แสดงการทรุดตัวตามยาวบนผิวดิน (อ้างอิงผลมาจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน)

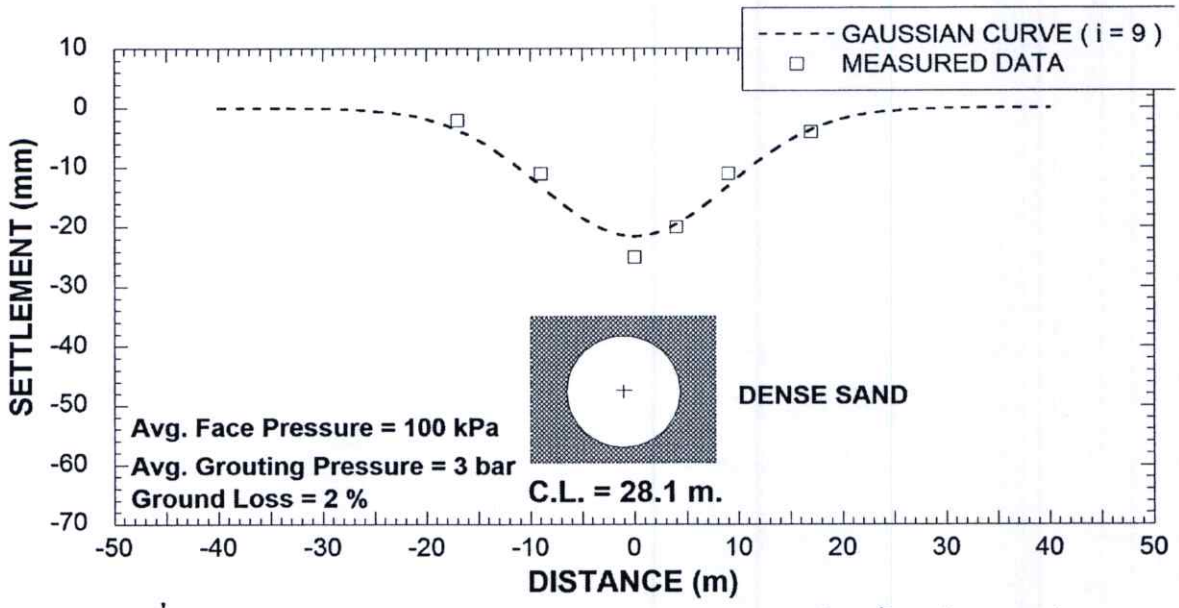
9.5.9 หมุดวัดค่าการทรุดตัวบนผิวดินเป็นแนวขวาง (Settlement array)

ใช้สำหรับการวัดการทรุดตัวตามขวางของผิวดิน (Transverse surface settlement trough) โดยสามารถทราบถึงค่าการทรุดตัวสูงสุดและแนวขอบเขตอิทธิพลจากการก่อสร้าง (Influence zone) โดยสังเกตลักษณะรูปร่างของแนวการทรุดตัว (Shape of surface settlement trough) ทั้งนี้เพื่อนำมาวิเคราะห์ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง และตรวจสอบเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ที่ได้จากการออกแบบ และทำให้ทราบว่าการทรุดตัวบนผิวดินที่เกิดขึ้นมีผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดินหรือไม่

การอ่านค่าข้อมูล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางจะถูกวัดโดยแนวหมุดวัดการทรุดตัว (Settlement marker arrays) ซึ่งติดตั้งไว้เหนือแนวอุโมงค์ ซึ่งผลของการวัดการทรุดตัวทางขวางจะแสดงไว้ดังรูปที่ 9.85 ในการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนมากจะทรุดตัวแบบสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ กล่าวคือ ในระยะที่เท่ากันทางด้านซ้าย-ขวา ของแนวกึ่งกลางอุโมงค์ผลของการทรุดตัวจะมีแนวโน้มเท่ากัน ซึ่งการทรุดตัวแบบสมมาตรนี้สามารถนำข้อมูลนี้มาทำการวิเคราะห์กับกราฟของความน่าจะเป็น (Gaussian Curve) โดยกราฟนี้จะเป็นอธิบายการทรุดตัวของผิวดินในแนวขวางอุโมงค์ ซึ่งจากผลการทดลองที่ได้มีความใกล้เคียงกับความจริง ดังรูปที่ 9.86



รูปที่ 9.85 แสดงการวัดการทรุดตัวของดินในแนวขวางกับตัวอุโมงค์



รูปที่ 9.86 แสดงผลการวัดค่าการทรุดบนผิวดินตามแนวขวางอุโมงค์ในรูปของกราฟ

บทที่ 10

การปรับปรุงคุณภาพดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน

10.1 วัตถุประสงค์

การรักษาสภาพดินเบื้องต้นเพื่อปรับปรุงพฤติกรรมของดินระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์สามารถทำได้หลายรูปแบบ เป้าหมายเบื้องต้นของการปรับปรุงคุณภาพดินคือ การเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับดินสามารถทำได้หลายวิธี เช่น 1) การอัดฉีดสารเคมีเข้าไปในช่องว่างและรอยแยกในดิน 2) การแช่แข็งดิน และ 3) การลดระดับของน้ำใต้ดินโดยการระบายน้ำ

การปรับปรุงคุณภาพดินในงานก่อสร้างอุโมงค์และปล่องแนวดิ่งที่ก่อสร้างใต้ระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นชั้นทรายซึ่งน้ำซึมผ่านได้ดี และกำลังแรงยึดเหนี่ยวค่อนข้างน้อย แต่เราสามารถควบคุมน้ำที่ไหลเข้ามาและเสถียรภาพของดินที่มีรอยแตกและจุดที่เชื่อมต่อระหว่างชั้นหินกับชั้นทรายหรือชั้นดินเหนียวกับชั้นทราย โดยทั่วไปวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินจะมีประสิทธิภาพสูงสุดเมื่อกระทำบริเวณผิวด้านหน้าของการขุดเจาะอุโมงค์แต่การกระทำการเช่นนั้นสามารถทำได้ค่อนข้างลำบาก เนื่องจากอาจมีวัสดุมากีดขวางและทำให้การขุดเจาะอุโมงค์ล่าช้า

10.2 วิธีการปรับปรุงคุณภาพดิน

การขุดเจาะอุโมงค์ในกรณีที่หัวเจาะเข้า-ออกจากสถานีใต้ดินและการขุดเจาะด้วยวิธี NATM เป็นขั้นตอนที่ต้องใช้ความระมัดระวังในกระบวนการก่อสร้าง ซึ่งในระหว่างที่หัวเจาะตัดผ่านกำแพงกันดิน และการขุดเจาะอุโมงค์เชื่อมต่อด้วยวิธี NATM อาจจะพบกับความเสี่ยงต่อการสูญเสียมวลดินที่เกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของผิวดิน แล้วนอกเหนือจากปัจจัยในกระบวนการก่อสร้างก็ยังต้องพบกับอุปสรรคในสภาพทางธรณีวิทยา อาทิเช่นการขุดเจาะในชั้นดินทรายที่มาควบคู่กับแรงดันน้ำใต้ดิน การขุดเจาะอุโมงค์ที่มีความลึกไม่มากจากผิวดิน และการขุดเจาะในระดับที่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน เป็นต้น ปัญหาต่างๆเหล่านี้จะส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของดินนำมาสู่ความเสียหายต่อสิ่งปลูกสร้างเหนือบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ เนื่องมาจากปัญหาในสภาพทางธรณีวิทยาที่ได้กล่าวมาในหัวข้อที่แล้ว จึงนำมาสู่แนวทางการปรับปรุงคุณภาพดินเพื่อเพิ่มเสถียรภาพในการขุดเจาะอุโมงค์ และลดการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้น โดยวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินที่นิยมในปัจจุบันมีดังต่อไปนี้

10.2.1 วิธีการ Jet grouting

Jet grouting เป็นการปรับปรุงคุณภาพดินอีกวิธีหนึ่งที่มีความเหมาะสมกับดินที่มีเม็ดค่อนข้างละเอียด โดยการฉีดน้ำปูนด้วยแรงดันสูงลงไปในดินเพื่อทำการแทนที่ดินหรือเข้าไปผสมกับดินผ่านหัวฉีดพิเศษที่ส่วนปลายของท่อน้ำปูนซีเมนต์ซึ่งหมุนในแนวตั้งและเลื่อนระดับขึ้นอย่างต่อเนื่อง ตามอัตราความเร็วที่ได้คำนวณไว้ล่วงหน้า มวลดินจะถูกทำลายด้วยแรงกระทำเนื่องจากการฉีดน้ำปูน อนุภาคของดินจะถูกผสมกับน้ำปูน ในขณะที่ส่วนผสมของมวลดินและน้ำปูนส่วนเกินจะถูกเคลื่อนย้าย และพลังงานจลน์ของน้ำปูนจะลดลงเนื่องจากถูกแรงเสียดทานภายในมวลดิน จนสลายหมดไปในชั่วระยะทางหนึ่งที่น้ำปูนได้แหวกผ่านเนื้อดินออกไป ผลของการปรับปรุงคุณภาพดินจะทำให้ได้เสาเข็มรูปทรงกระบอกที่มีความแข็งแรงเป็นวัสดุผสมดินซีเมนต์ที่มีเนื้อสม่ำเสมอ โดยระบบการอัดฉีดน้ำปูนของวิธีการ Jet grouting แบ่งออกเป็น 3 ระบบ ประกอบด้วย 1. ระบบท่อเดี่ยว (Single tube) 2. ระบบท่อคู่ (Double tube) และ 3. ระบบสามท่อ (Triple tube) ซึ่งได้แสดรายละเอียดของแต่ละระบบที่ใช้ในดินอ่อนไว้ในตารางที่ 10.1

ตารางที่ 10.1 เปรียบเทียบระบบการอัดฉีดน้ำปูนของวิธีการ Jet grouting ในดินอ่อน

ตัวแปรสำหรับงาน Jet grouting	ระบบท่อเดี่ยว	ระบบท่อคู่	ระบบสามท่อ
องค์ประกอบในแต่ละระบบ	น้ำปูน	น้ำปูนและอากาศ	น้ำปูน อากาศ และน้ำ
ตัวทำลายโครงสร้าง	น้ำปูน	อากาศ	อากาศและน้ำ
ความดันน้ำปูน	0~800 บาร์	~200 บาร์	~100 บาร์
อัตราการไหลของน้ำปูน	ไม่คงที่	60~100 ลิตร/นาที	60~100 ลิตร/นาที
ความดันน้ำ	-	-	~400 บาร์
ความดันอากาศ	-	6~7 บาร์	6~10 บาร์
อัตราการยกของก้านเจาะ	16~20 นาที/เมตร	16~20 นาที/เมตร	$\leq$10 นาที/เมตร
เส้นผ่าศูนย์กลาง	ไม่คงที่	1.4~1.6 เมตร	1.6~2 เมตร
การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง/ดิ่ง	สูง	สูง	ปานกลาง
กำลังของดิน	ต่ำ	ปานกลาง	สูง

10.2.2 วิธี Ground freezing

วิธีการ Freezing เริ่มใช้ครั้งแรกราวปี ค.ศ. 1862 ทางตอนใต้ของเวลส์ ด้วยการระเหยของไอเย็นผ่านระบบท่อ ทำให้น้ำใต้ดินที่แทรกอยู่ในโพรงของเม็ดดินกลายเป็นน้ำแข็ง น้ำแข็งที่เกิดขึ้นจะ

ทำการยึดเหนี่ยวกับอนุภาคของเม็ดดินกลายเป็นโครงสร้างที่ไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impermeable structure) พร้อมกับการเพิ่มขึ้นของกำลัง (Strength)

การปรับปรุงคุณภาพดินโดยวิธีการ Ground freezing มีวัตถุประสงค์ในการปรับปรุงเพื่อที่จะใช้เป็นระบบค้ำยันชั่วคราว (Temporary support) และป้องกันการไหลข้าวของน้ำใต้ดินขณะขุดเจาะอุโมงค์ การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Freezing ต้องพิจารณาจากองค์ประกอบของสภาวะแวดล้อมในการก่อสร้าง โดยมีการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบและข้อจำกัดไปสู่กระบวนการเลือกที่เหมาะสม ซึ่งในการ freezing จะเพิ่มคุณสมบัติต่างๆดังต่อไปนี้

1) กำลังของดิน (Soil strength) จะเพิ่มความมั่นคงของดินโดยรอบการขุดเจาะอุโมงค์ ในบางกรณีสามารถที่จะใช้เป็นค้ำยันชั่วคราว (Temporary support) ซึ่งดินที่ผ่านวิธีการfreezing กำลังของดินจะเปรียบได้กับ Weak concrete

2) การซึมผ่านไม่ได้ (Impermeability) จะทำให้ดินมีคุณสมบัติเป็นชั้นดินที่ไม่สามารถซึมผ่านได้ ด้วยเหตุนี้สามารถที่จะนำมาแทนที่วิธีการ Dewatering และ Pumpingได้

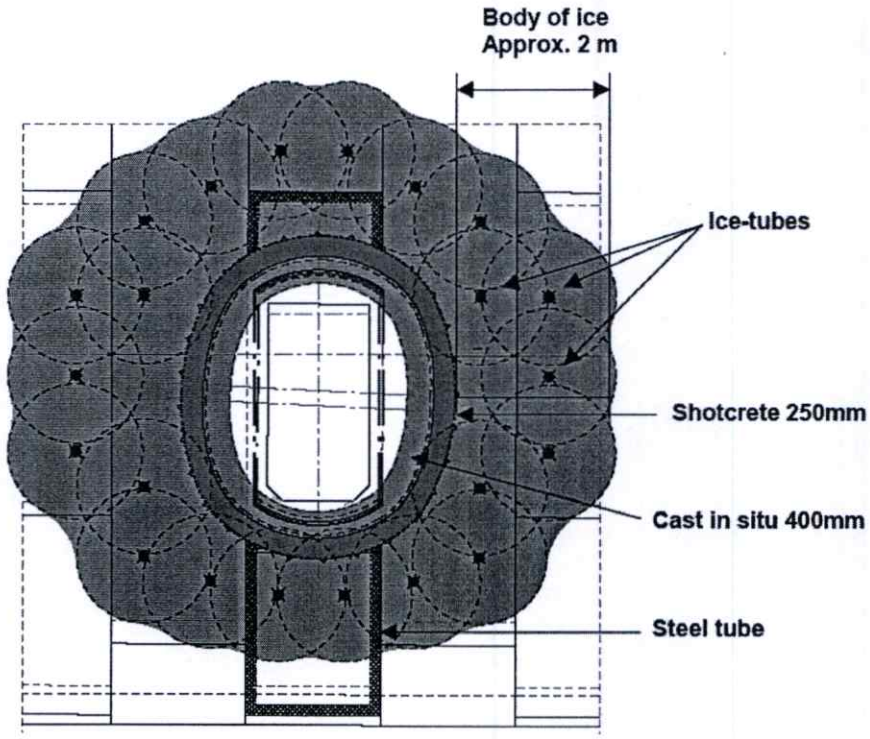
3) ความมั่นคง (Stability) เป็นวิธีการที่จะลดการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในงานก่อสร้าง ซึ่งแตกต่างจากวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินรูปแบบอื่นๆ ที่อาจเกิดการทรุดตัว (Settlement) หรือการปูดขึ้น (Heave) ของดินที่สูง

4) ลดมลพิษ (Non-polluting) ในวิธีการนี้ จะไม่ทำให้น้ำใต้ดินเกิดการเจือปนสารเคมีที่เป็นอันตรายขึ้น

5) ความหลากหลาย (Versatility) ในวิธีการ Freezing สามารถที่จะปรับปรุงคุณภาพดินได้ในสภาพชนิดของดินที่หลากหลาย ตั้งแต่ดินเม็ดละเอียด เม็ดหยาบ รวมไปถึงตามรอยแตกของหิน

6) ความปลอดภัย (Safety) สภาพแวดล้อมในการทำงานด้วยวิธีการ Freezing จะสามารถลดอันตรายในการก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับสารพิษ สารเคมี และการเกิดเสียงดังได้

ด้วยเหตุนี้วิธีการ Freezing ถือว่ามีข้อได้เปรียบกว่าวิธีการอื่นๆ อันเนื่องมาจากในสภาพความเป็นจริงการขุดเจาะอุโมงค์ในพื้นที่ที่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน และอยู่ในชั้นดินที่มีค่าการซึมผ่าน (Permeability) ที่สูง อาทิเช่นในชั้นทราย ซึ่งการป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดินไม่สามารถทำการสูบน้ำออกอย่างต่อเนื่องได้หมด แต่ด้วยการระเหยของไอเย็นผ่านระบบท่อ ทำให้น้ำใต้ดินที่แทรกอยู่ในโพรงของเม็ดดินกลายเป็นน้ำแข็ง น้ำแข็งที่เกิดขึ้นจะทำการยึดเหนี่ยวกับอนุภาคของเม็ดดินกลายเป็นโครงสร้างที่ไม่สามารถซึมผ่านได้ (Impermeable) พร้อมกับการเพิ่มขึ้นของกำลัง (Strength) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.1 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Freezing ในปัจจุบันมี 2 วิธีที่ใช้กันแพร่หลายด้วยการให้พลังงานความเย็นไปสู่ชั้นดิน ประกอบด้วย



รูปที่ 10.1 รูปแบบทั่วไปของวิธีการ Ground freezing

1) Conventional system

ระบบนี้จะใช้สารทำความเย็นคือ แอมโมเนีย (Ammonia) และแคลเซียมคลอไรด์ (Calcium chloride) ในการแพร่กระจายความเย็นไปตามระบบท่อ (Tube system) ในส่วน Refrigeration plants ที่ใช้สำหรับการปฏิบัติงานสามารถที่จะประกอบและติดตั้งบนรางเลื่อนเพื่อให้ง่ายในการขนย้าย แต่ก็มีข้อควรระวังในการปฏิบัติงานในส่วนการควบคุมก๊าซแอมโมเนียเพื่อความปลอดภัยในงานก่อสร้าง โดยระบบนี้สามารถให้อุณหภูมิต่ำได้ถึง -40 องศาเซลเซียส ซึ่งเหมาะสมกับโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ที่ต้องการที่จะควบคุมการไหลเข้าของน้ำใต้ดินในงานก่อสร้างเป็นเวลานานหลายสัปดาห์

2) Cryogenic system

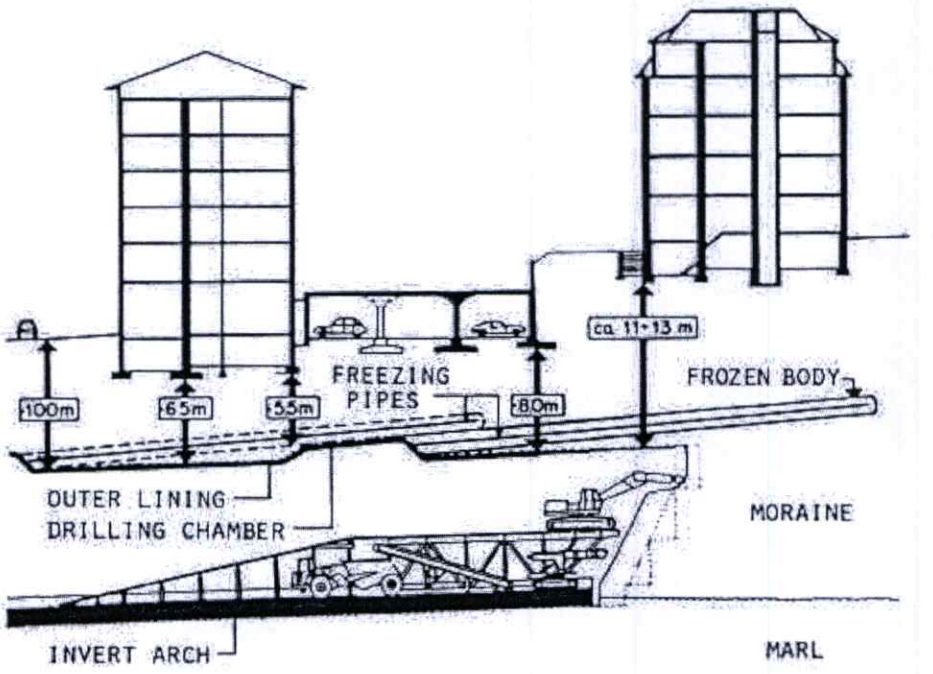
ระบบนี้จะเหมาะสมกับการป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดินขณะทำการก่อสร้างที่ใช้ระยะเวลาอันสั้นในงานก่อสร้าง การทำความเย็นในระบบนี้จะใช้ไนโตรเจนเหลว (Liquid nitrogen) ซึ่งจะระเหยกลายเป็นไอเย็นผ่านระบบท่อด้วยอุณหภูมิประมาณ -196 องศาเซลเซียสและจะระเหยจนหมดสิ้นไปในชั้นบรรยากาศ จากนั้นอุณหภูมิโดยรอบการปรับปรุงคุณภาพดินก็จะค่อยกับมาสู่สภาวะปกติ โดยระบบนี้จะใช้ในกรณีที่ต้องการป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดินแบบเร่งด่วนสำหรับงานก่อสร้างขนาดไม่ใหญ่มาก อันเนื่องมาจากข้อบังคับในด้านสภาพทางธรณีวิทยา

ในงานก่อสร้างที่ต้องดำเนินไปด้วยระยะเวลาอันสั้นเพื่อลดความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้น โดยไนโตรเจนเหลว (Liquid nitrogen) จะทำการบรรจุในกระบอกสุญญากาศ (Vacuum insulated vessels) การแผ่กระจายของไนโตรเจนเหลวในพื้นที่ที่ต้องการปรับปรุงคุณภาพจะถูกส่งผ่านจากกระบอกสุญญากาศไปสู่ระบบท่อแช่แข็ง (Freeze tube)เพื่อให้อยู่ในรูปแบบของกำแพงน้ำแข็ง โดยทั่วไปจะทำให้แล้วเสร็จที่จะสามารถต้านทานการไหลเข้าของน้ำใต้ดินประมาณ 3-7 วัน และการติดตั้งระบบตรวจสอบประสิทธิภาพจะต้องมีขึ้นเพื่อความปลอดภัยในงานก่อสร้าง

10.2.2.1 ขั้นตอนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing

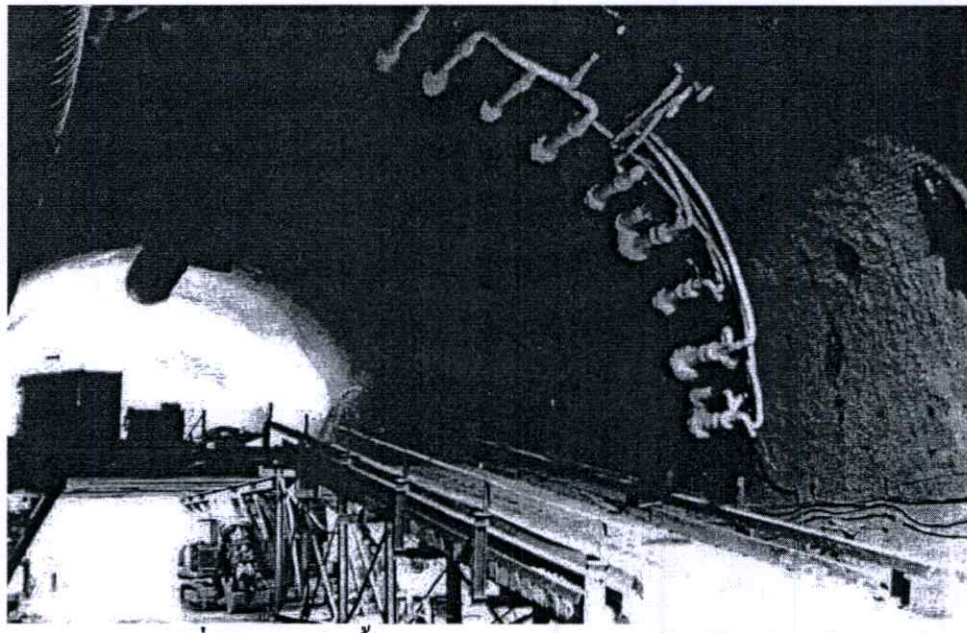
แนวทางขั้นตอนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing จะมีรูปแบบขั้นตอนการก่อสร้างขึ้นอยู่กับอุปสรรคในสภาพทางธรณีวิทยารอบอุโมงค์ อาทิเช่น การขุดเจาะอุโมงค์ในบริเวณที่เป็นชั้นดินทรายที่มาควบคู่กับแรงดันของน้ำใต้ดิน เป็นต้น โดยที่รูปแบบทั่วไปในขั้นตอนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing ขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ มีดังต่อไปนี้

1) เตรียมการเจาะหลุมให้มีความยาวตามที่ออกแบบเพื่อที่จะใช้สำหรับสอด freezing pipe ในการใช้เป็นท่อนำ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.2



รูปที่ 10.2 รูปตัดตามยาวแสดงขั้นตอนการติดตั้ง Freezing pipe

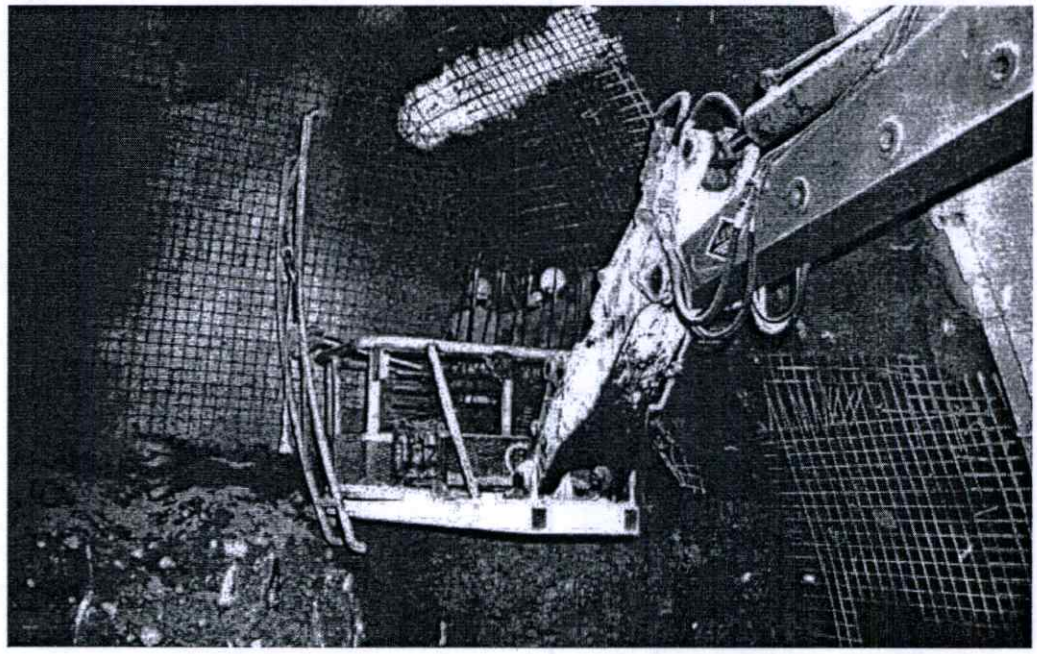
2) ทำการติดตั้ง Cooling pipe และรอการก่อตัวขึ้นเป็นน้ำแข็งปกคลุมโดยรอบพื้นที่ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.3



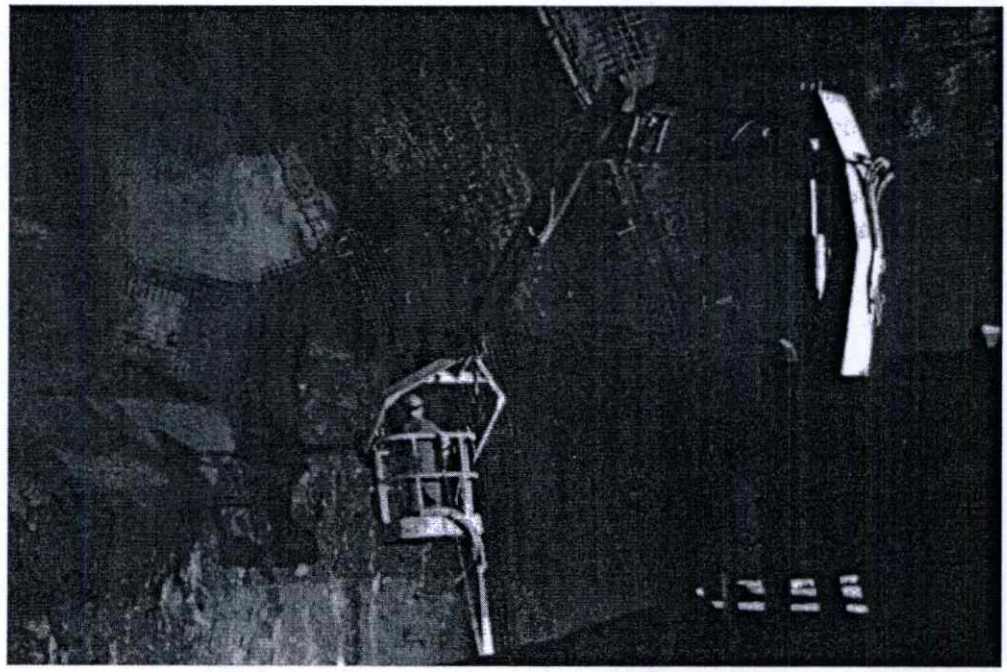
รูปที่ 10.3 การติดตั้ง Cooling pipe ขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์

3) ในส่วนการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่งจะใช้วิธีการขุดเจาะด้วยวิธี NATM โดยแบ่งการขุดเจาะในส่วนหน้าออกเป็น 3 ส่วน คือ ส่วนบน (Top heading) ส่วนกลาง (Bench) และส่วนล่าง (Invert) เหตุผลที่ทำการแบ่งการขุดเจาะแบบนี้ก็เพื่อเพิ่มเสถียรภาพบริเวณส่วนหน้าขณะทำการก่อสร้างนอกเหนือจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Ground freezing

4) เมื่อทำการขุดเจาะได้ระยะทาง 1 เมตร จะต้องมีการฉีดพ่นคอนกรีต (Shotcrete) โดยรอบอุโมงค์ ที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Ground freezing โดยความหนาของคอนกรีตประมาณ 40-45 เซนติเมตร พร้อมกับชั้นของเหล็กตะแกรง (Wire mesh) และเหล็กเสริมโค้ง (Steel arches) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.4 และรูปที่ 10.5 นอกจากนี้การฉีดพ่นคอนกรีต (Shotcrete) สู่ดินที่ทำการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Ground freezing จะเกิดการละลายของน้ำที่อยู่ภายในช่องว่างของเม็ดดิน จาก การคายความร้อนเนื่องจากการเซทตัวของคอนกรีต ซึ่งต่อมาดินก็จะกลับมาสู่สภาวะที่เป็นน้ำแข็งอีกครั้ง อันเนื่องมาจากการให้ความเย็นของวิธี Ground freezing จะดำเนินอยู่ตลอดเวลาขณะทำการก่อสร้าง แล้วหลักจากนั้นประมาณ 4 วัน คอนกรีตที่มาจากการฉีดพ่นก็จะมีกำลัง เพียงพอที่จะอยู่ได้โดยปราศจากความเสียหาย

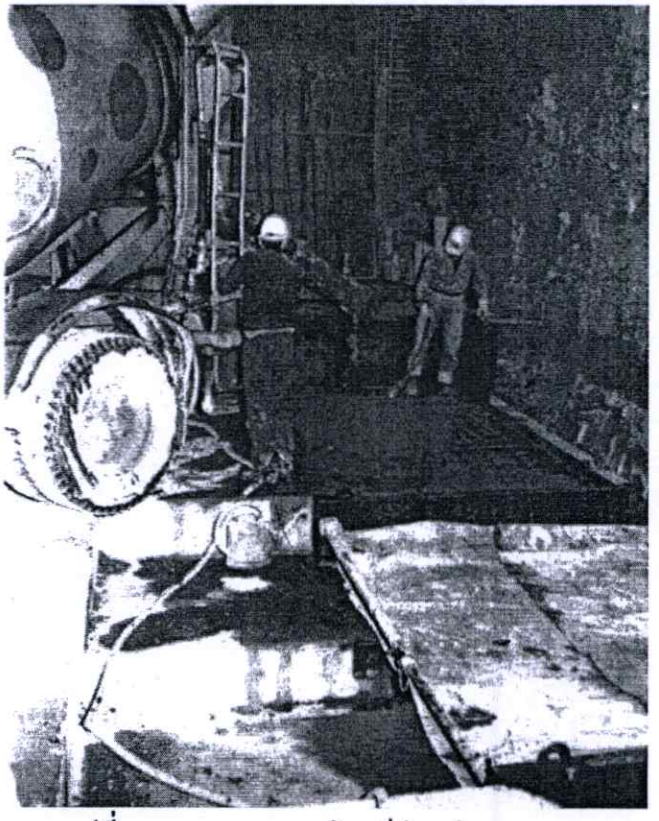


รูปที่ 10.4 การติดตั้ง เหล็กตะแกรง (Wire mesh) และเหล็กเสริมโค้ง (Steel arches)



รูปที่ 10.5 การฉีดพ่นคอนกรีต (shotcrete)

5) ในการขุดเจาะอุโมงค์ส่วนล่าง (invert) แสดงไว้ในรูปที่ 10.6 ควรทำให้เสร็จเรียบร้อยโดยเร็วที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ เพื่อที่จะลดการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง



รูปที่ 10.6 การขุดเจาะอุโมงค์ส่วนล่าง (Invert)

10.2.2.2 ผลกระทบต่อสภาพแวดล้อมในกระบวนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing มีดังต่อไปนี้

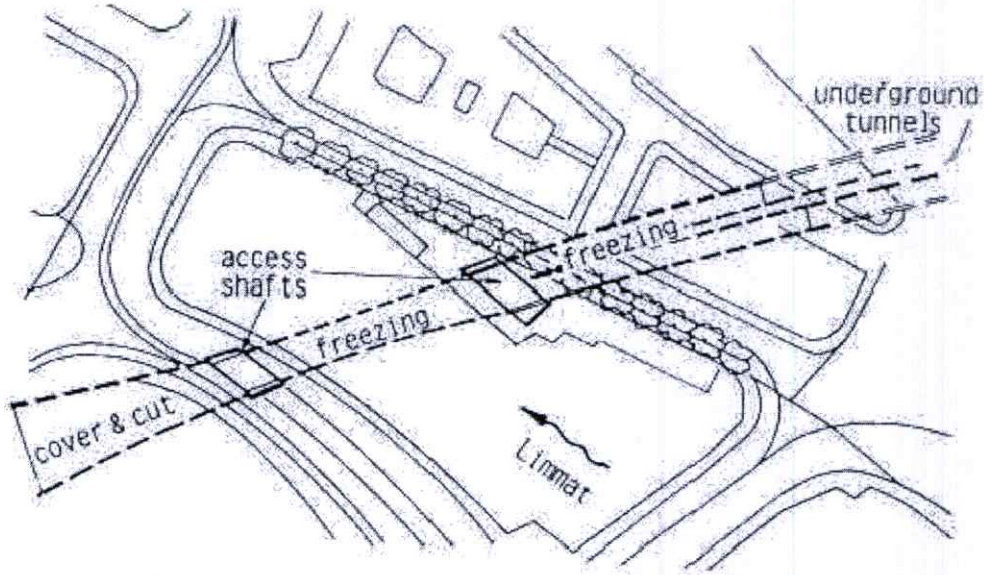
1) การยกตัวขึ้น (Heave) และการทรุดตัว (Settlements)

การยกตัวขึ้น (Heave) ของผิวดิน อันเนื่องมาจากกระบวนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing เกิดจากการเปลี่ยนสถานะของน้ำในช่องว่างของเม็ดดินจากของเหลวเป็นของแข็ง ซึ่งจะทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของปริมาตรจากเดิม โดยที่ระยะเวลาในการ Freezing ยิ่งนานการยกตัวขึ้นก็จะยิ่งสูงขึ้นตามไปด้วย ซึ่งแนวทางการแก้ปัญหานี้อาจจะทำโดยการหยุดการทำงานของ Cooling equipment ในระยะเวลาหนึ่งแล้วจึงค่อยทำการเดินเครื่องอีกครั้งหนึ่ง หลังจากนั้นเมื่อสิ้นสุดกระบวนการปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธีการ Ground freezing อุณหภูมิก็กลับมาสู่สภาวะปกติ น้ำที่มีสถานะเป็นของแข็งก็จะกลับสู่สภาวะของเหลวการทรุดตัว (Settlements) ก็จะเกิดขึ้น ซึ่งการทรุดตัวจะมากหรือน้อยก็จะขึ้นอยู่กับกระบวนการฉีดพ่นคอนกรีต (Shotcrete) ในส่วนขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ด้วย

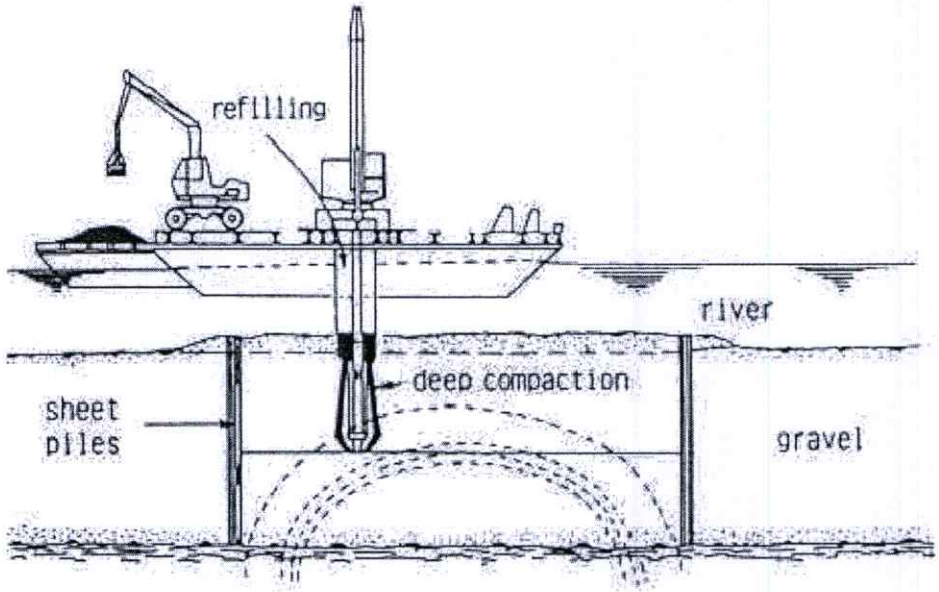
2) กรณีศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Ground freezing ในการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำ และอยู่ภายใต้ระดับน้ำใต้ดิน

โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในเมืองซูริค ประเทศสวิตเซอร์แลนด์ ทำการก่อสร้างลอดผ่านแม่น้ำ Limmat ใกล้กับตัวของสถานีที่ก่อสร้างด้วยวิธีขุดและกลบ (Cut and cover method) ดังแสดงในรูปที่ 10.7 โดยแนวเส้นทางไม่สามารถที่จะเบี่ยงเบนเพื่อที่จะเลี่ยงการขุดเจาะลอดใต้แม่น้ำและต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินได้ ทำให้ต้องพบกับอุปสรรคในการก่อสร้างอุโมงค์เป็นอย่างยิ่ง ด้วยเหตุนี้ ทางผู้รับเหมาจึงได้ทำการก่อสร้างอุโมงค์ภายใต้วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Ground freezing โดยเริ่มการปรับปรุงคุณภาพดินจากทางปล่อง Shafts ทั้ง 2 ด้าน

ชั้นดินที่ปกคลุมระหว่างท้องของแม่น้ำและผนังอุโมงค์อยู่ที่ประมาณ 3.50 เมตร ซึ่งเป็นระยะห่างที่น้อยมาก ส่วนสภาพทางธรณีวิทยาในการก่อสร้างอุโมงค์จะเป็นชั้นกรวดที่มาพร้อมกับการไหลของน้ำใต้ดิน ซึ่งการไหลของน้ำใต้ดินจะเป็นสิ่งที่เป็นอันตรายต่อวิธีการ Ground freezing อันเนื่องมาจากพลังงานความร้อนที่ส่งต่อมาอย่างต่อเนื่องของกระแสการไหลของน้ำภายในชั้นน้ำใต้ดิน ซึ่งจะส่งผลกระทบโดยตรงต่อวิธีการ Ground freezing ในกรณีที่เครื่องทำความเย็นต้องมีประสิทธิภาพที่สูงมาก เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาที่กล่าวถึงนี้ จึงได้มีการติดตั้ง Sheet piles ตลอดแนวของแม่น้ำ พร้อมกับทำการ Deep compaction บริเวณเหนืออุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งการทำสิ่งเหล่านี้ก็เพื่อที่จะลดการซึมผ่านได้ของน้ำใต้ดินลง เพื่อให้ความเร็วในการไหลของน้ำไม่สูงมากนัก หรือจะกล่าวโดยสรุปก็คือ ทำให้คุณสมบัติในการสื่อนำพลังงานความร้อนจากการไหลของน้ำใต้ดินอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

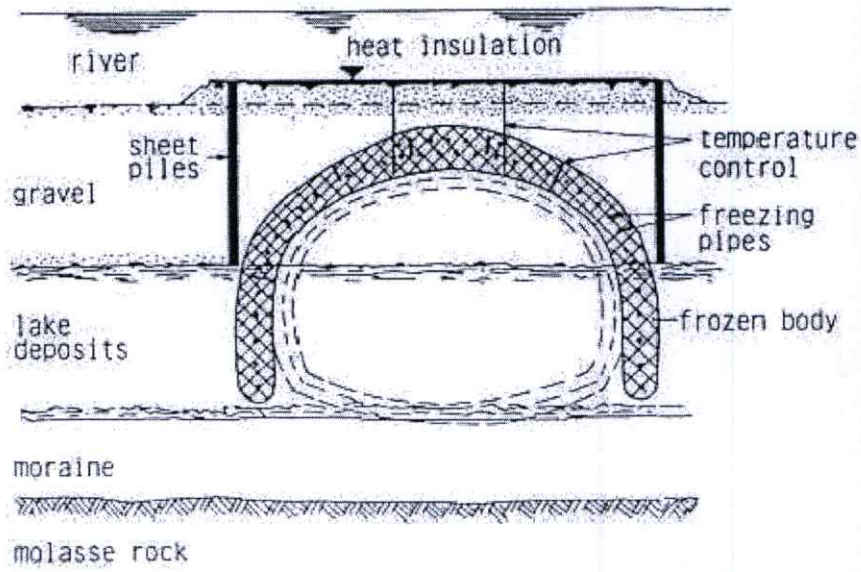


รูปที่ 10.7 แนวเส้นทางโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในเมืองซูริค

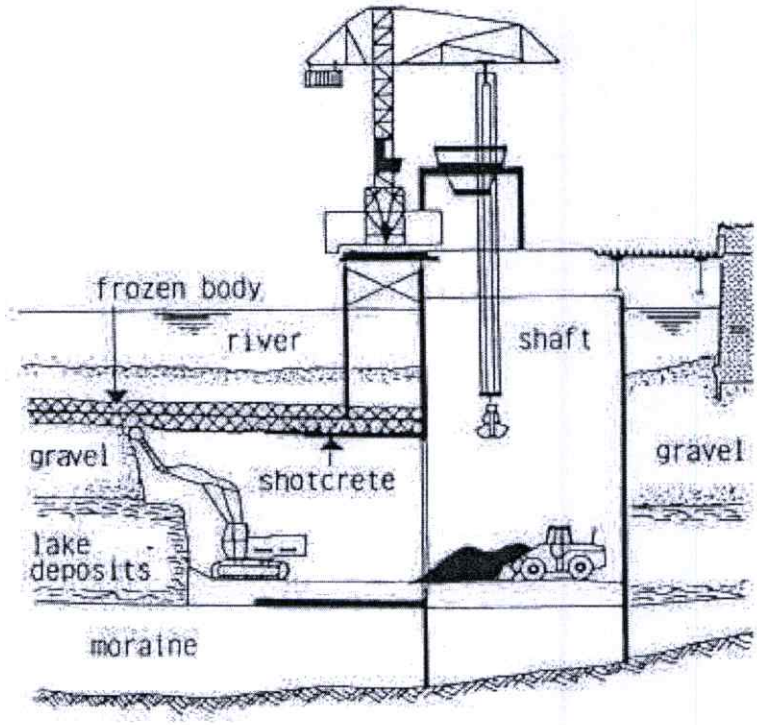


รูปที่ 10.8 การติดตั้ง Sheet piles และการทำ deep compaction เพื่อลดการซึมผ่านได้ของน้ำใต้ดิน

อย่างไรก็ตาม นอกเหนือจากพลังงานความร้อนจากการไหลของน้ำใต้ดินแล้ว ก็ยังต้องคำนึงถึงการส่งถ่ายพลังงานความร้อนจากน้ำในแม่น้ำ อันเนื่องมาจากระดับท้องแม่น้ำกับระดับผิวบนของผนังอุโมงค์ถูกปกคลุมด้วยชั้นดินที่บางมาก ด้วยเหตุนี้จึงมีการติดตั้งฉนวนป้องกันความร้อนที่บริเวณเหนือท้องของแม่น้ำ พร้อมกับการลดระยะของ Freezing pipe ที่มีหน้าที่กระจายความเย็นให้เหลือเพียงแค่ 80 เซนติเมตรดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.9 ระยะเวลาที่ใช้ในการก่อตัวของ Frost body จะใช้เวลาประมาณ 2-3 อาทิตย์ หลังจากนั้นจึงทำการก่อสร้างอุโมงค์โดยการขุดเจาะด้วยวิธี NATM ดังแสดงในรูปที่ 10.10



รูปที่ 10.9 ลักษณะของ Frozen body



รูปที่ 10.10 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธี NATM จากทางปล่อง Shafts ทั้ง 2 ข้าง

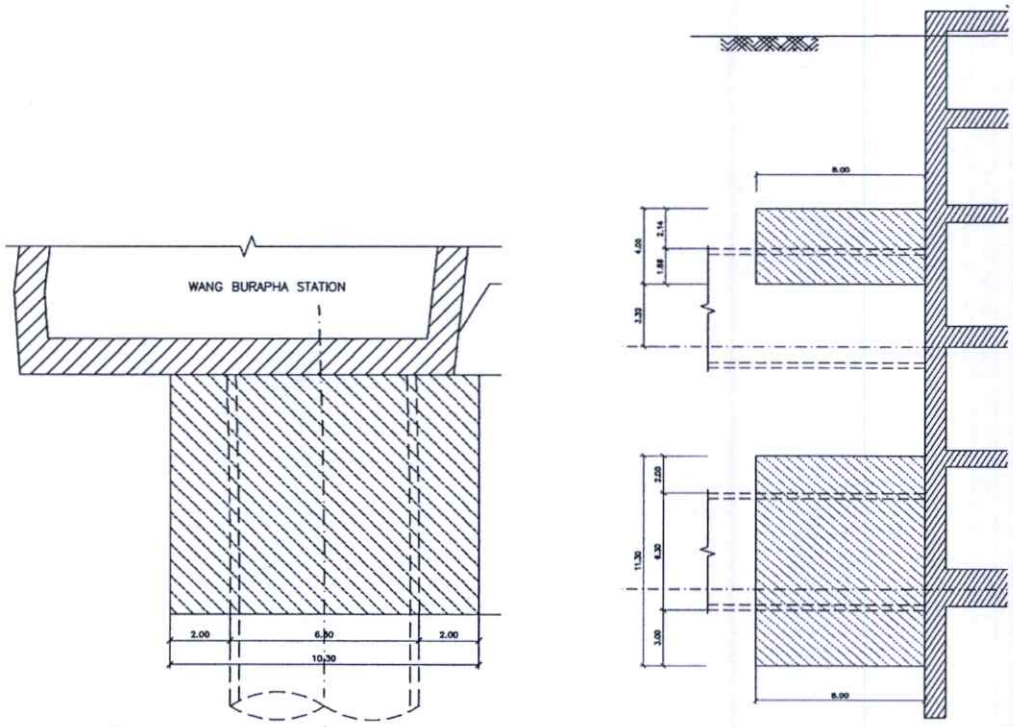
10.3 กรณีศึกษางานปรับปรุงคุณภาพดินในงานขุดเจาะอุโมงค์

กรณีศึกษาได้ศึกษาการออกแบบกรอบรายละเอียด (Definitive design) ในการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายใต้สีน้ำเงิน ได้ทำการแบ่งตามส่วนก่อสร้างต่างๆของโครงการ ดังต่อไปนี้

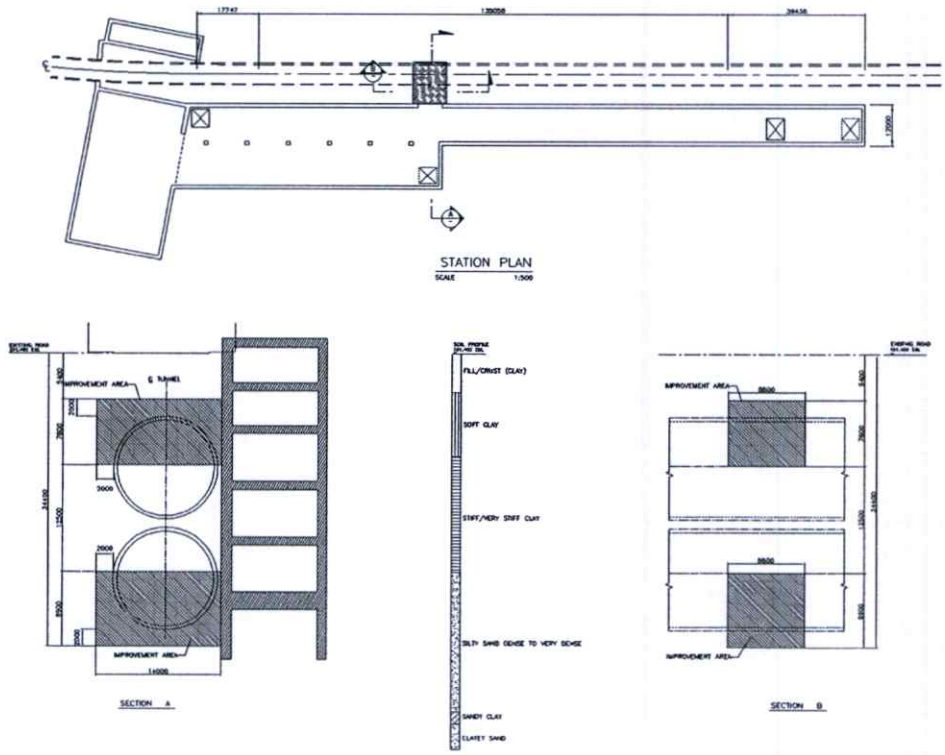
10.3.1 สถานีใต้ดิน (Underground station)

การขุดเจาะอุโมงค์ที่หัวเจาะเข้า-ออก และการขุดเจาะด้วยวิธี NATM ภายในสถานีใต้ดิน จะส่งผลต่อการสูญเสียมวลดินที่เกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งในระหว่างที่หัวเจาะตัดผ่านกำแพงกันดิน จะเกิดช่องว่างขึ้นระหว่างหัวเจาะและกำแพง การปิดผนึก (Seal) ช่องว่างที่เกิดขึ้นก็เป็นสิ่งที่กระทำได้ยาก รวมทั้งการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ซึ่งเป็นวิธีการที่ต้องการดินที่ค่อนข้างมีเสถียรภาพในการขุดเจาะ ด้วยเหตุนี้ จึงต้องมีมาตรการที่จะควบคุมการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นต่อการก่อสร้างสถานีใต้ดินทั้ง 4 สถานี โดยการเพิ่มเสถียรภาพของดินที่ทำการขุดเจาะด้วยการปรับปรุงคุณภาพดิน ณ บริเวณที่มีความเสี่ยงขณะทำการก่อสร้าง

กรอบรายละเอียดของการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการ Jet grouting และ Ground freezing ในกรณีที่หัวเจาะเข้า-ออก และการขุดเจาะด้วยวิธี NATM ที่สถานีวังบูรพาแสดงไว้ในรูปที่ 10.11 และรูปที่ 10.12 ตามลำดับ



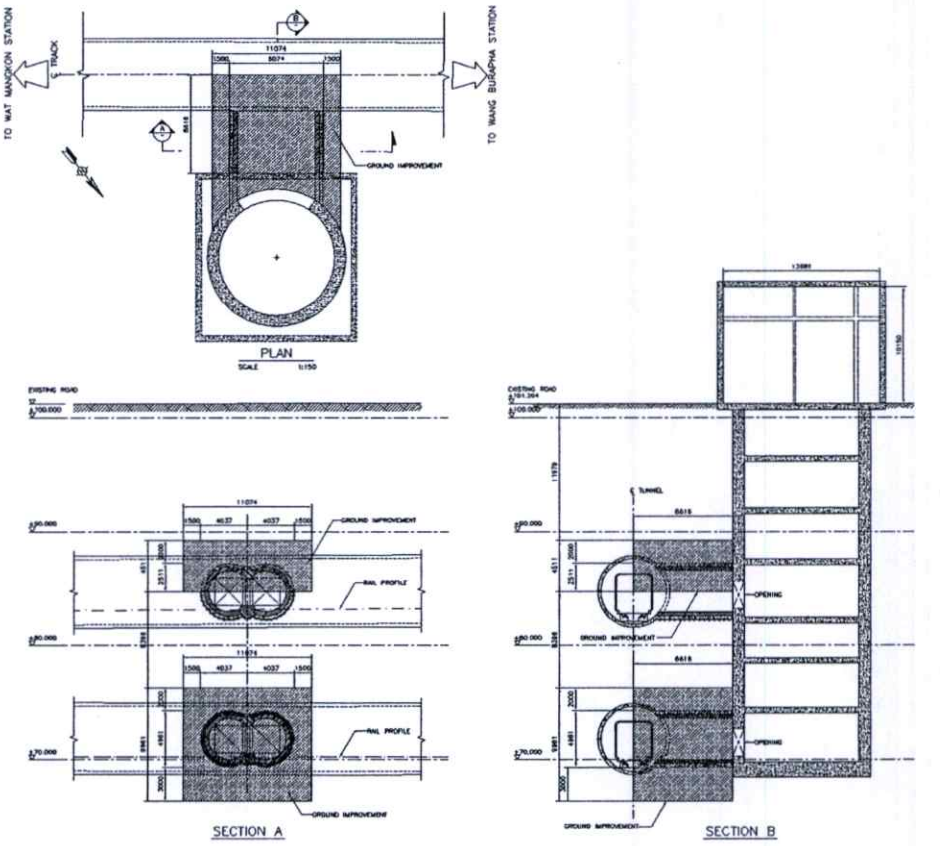
รูปที่ 10.11 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินในกรณีหัวเจาะเข้า-ออกที่สถานีวังบูรพา



รูปที่ 10.12 รูปตัดของการปรับปรุงคุณภาพดินในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ที่สถานีวังบูรพา

10.3.2 อุโมงค์เข้า-ออกฉุกเฉิน (Intervention shaft) และอุโมงค์เชื่อมต่อ (Passenger adit)

ในงานอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินจะกำหนดให้มีการก่อสร้างอุโมงค์การเข้า-ออกระหว่างสถานี (Intervention shaft) เพื่อใช้เป็นทางออกฉุกเฉินและระบายอากาศ นอกจากนี้ในการก่อสร้างยังต้องก่อสร้างอุโมงค์เชื่อมต่อ (Passenger adit) จากอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินไปบรรจบกับอุโมงค์เข้า-ออกฉุกเฉิน การขุดอุโมงค์เชื่อมต่อนี้ใช้การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ซึ่งจำเป็นต้องรักษาเสถียรภาพของดินเพื่อป้องกันการพังทลายของชั้นดินเหนืออุโมงค์ ด้วยเหตุนี้การปรับปรุงคุณภาพจึงมีความจำเป็นในแต่ละพื้นที่ของอุโมงค์เชื่อมต่อดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.13

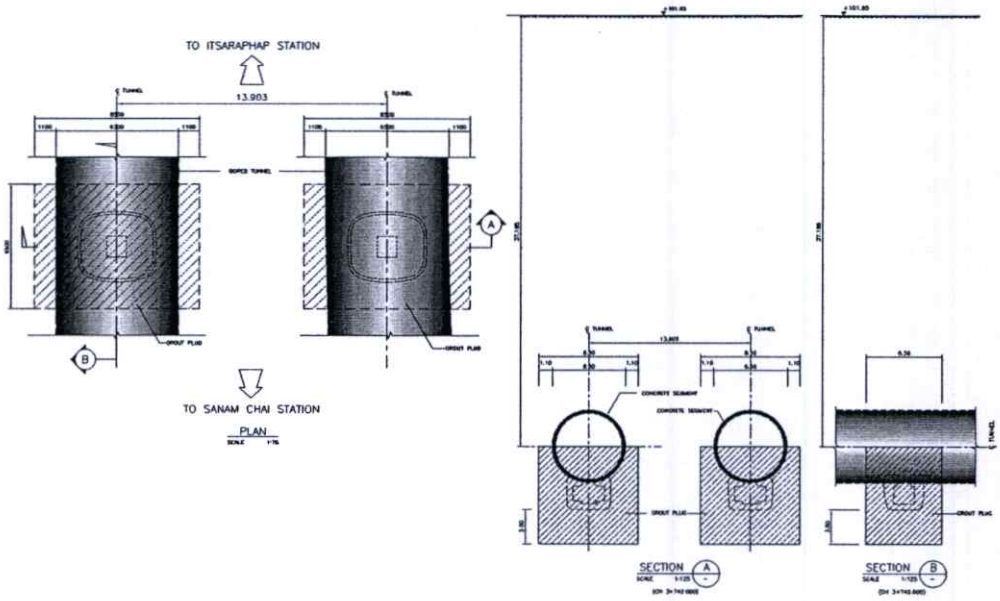


รูปที่ 10.13 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ที่อุโมงค์เข้า-ออกที่ 1

10.3.3 บ่อพักน้ำ (Pump sump)

ภายในอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินที่เชื่อมต่อระหว่าง 2 สถานี จำเป็นต้องมีบ่อพักน้ำซึ่งส่วนใหญ่จะอยู่บริเวณจุดกึ่งกลางหรือตำแหน่งที่ต่ำที่สุดของแต่ละอุโมงค์ เพื่อทำหน้าที่สูบน้ำออกจากตัวอุโมงค์ การก่อสร้างบ่อพักน้ำจะกระทำโดยถอดผนังอุโมงค์ด้านล่างออกแล้วขุดเป็นบ่อพัก ซึ่งขณะ

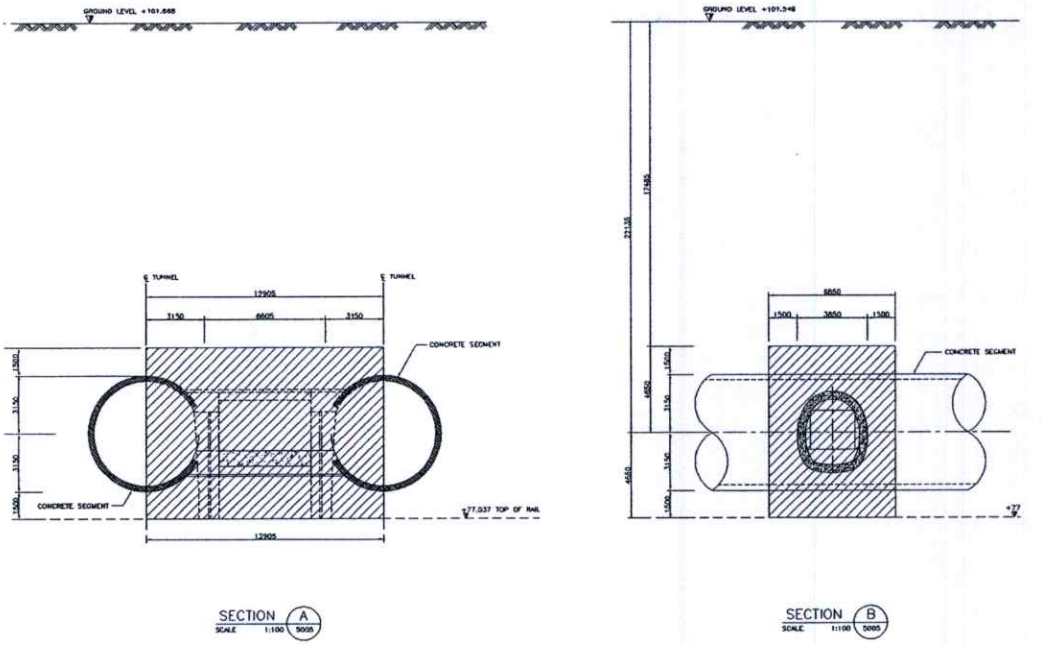
ทำการก่อสร้างอาจเกิดปัญหาการทะลักเข้าของน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงต้องทำการปรับปรุงคุณภาพดินก่อนการขุดเจาะอุโมงค์ในบริเวณที่จะขุดบ่อพักน้ำ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.14 เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของดินและป้องกันการทะลักของน้ำใต้ดิน โดยความลึกของการปรับปรุงคุณภาพดินจะขึ้นอยู่กับตำแหน่งของอุโมงค์ ส่วนใหญ่จะลึกลงไปจากตำแหน่งของพื้นอุโมงค์ 8-9 เมตร



รูปที่ 10.14 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับบ่อพักน้ำ

10.3.4 อุโมงค์เชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (Cross passage)

อุโมงค์เชื่อมต่อ (Cross passage) ใช้สำหรับการเชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์ส่วนเหนือ (Northbound) และส่วนใต้ (South bound) ของโครงการส่วนต่อขยายสายใต้สีน้ำเงิน วัตถุประสงค์ก็เพื่อใช้ในกรณีที่เกิดเหตุการณ์การฉุกเฉิน อุโมงค์เชื่อมต่อทำการก่อสร้างที่ตำแหน่ง 4+857 และ 5+057 กิโลเมตร ด้วยการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี NATM ถึงแม้การก่อสร้างอุโมงค์เชื่อมต่อจะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งจากข้อมูลการเจาะหลุมสำรวจ แต่อย่างไรก็ตามบริเวณพื้นที่การก่อสร้างอาจจะพบกับสภาพดินอื่นๆแทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง อาทิเช่น ชั้นทราย เป็นต้น ดังนั้นการปรับปรุงคุณภาพดิน ณ บริเวณอุโมงค์เชื่อมต่อจึงจำเป็นที่จะต้องทำเพื่อความปลอดภัยขณะทำการก่อสร้าง ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10.15



รูปที่ 10.15 รูปตัดแสดงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับอุโมงค์เชื่อมต่อ

บทที่ 11
กรอบข้อกำหนดทางวิศวกรรมเพื่อคุ้มครองระบบรถไฟฟ้า

11.1 กล่าวนำ

การออกแบบอุโมงค์ นอกจากต้องพิจารณาถึงแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์แล้ว ยังต้องคำนึงถึงการก่อสร้างอาคารในบริเวณใกล้เคียงกับโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า เนื่องจากการก่อสร้างดังกล่าวอาจจะส่งผลกระทบเสียหายต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า อันประกอบไปด้วย โครงสร้างใต้ดิน โครงสร้างเชิงลาด โครงสร้างระดับพื้นดิน และโครงสร้างยกระดับ ด้วยเหตุนี้ ทางการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) ได้จัดทำหลักเกณฑ์ทางวิศวกรรมจึงได้มีการจัดทำขึ้นเพื่อเป็นประโยชน์แก่การออกแบบอาคารในบริเวณเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน (Right of way) และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า (Protection zone) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน คือ เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนตามมาตรา 38 แห่งพระราชบัญญัติว่าด้วยการจัดหาอสังหาริมทรัพย์เพื่อกิจการขนส่งมวลชน พ.ศ. 2540 ซึ่งได้แก่ เขตทาง (Right of Way) เป็นเขตที่การก่อสร้างโครงสร้างต่างๆจะส่งผลกระทบโดยตรงต่อระบบรถไฟฟ้า จึงไม่อนุญาตให้กระทำการใดๆโดยเด็ดขาด เว้นแต่จะได้รับอนุญาตจากพนักงานเจ้าหน้าที่

2) เขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า (Protection zone) หมายถึง เขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าตามมาตรา 37 แห่งพระราชบัญญัติการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย พ.ศ. 2543 เป็นเขตที่อยู่ต่อเนื่องกับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน โดยเขตนี้จะอ้างอิงบริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า (Influence zone) ในกรณีของโครงสร้างใต้ดิน โครงสร้างเชิงลาด และอ้างอิงจากขอบเขตที่ยอมรับได้ของการถมดินและขุดดินในกรณีของโครงสร้างยกระดับ

11.2 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคาร และการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน

ข้อกำหนดสำหรับโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ได้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นกรอบในการกำหนดเงื่อนไขในการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือรื้อถอนอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างอย่างอื่นที่จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า และหลักเกณฑ์ที่จะต้องปฏิบัติ เพื่อประโยชน์ของ รฟม. หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ตลอดจนประชาชนที่จะได้รับผลกระทบต่อมาตรการบำรุงรักษาและการป้องกันอันตรายโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า ซึ่งได้แสดงรายละเอียดเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าสำหรับโครงสร้างใต้ดิน ประกอบไปด้วย อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน สถานี

รถไฟฟ้าใต้ดิน โครงสร้างแบบเปิดหน้าดินแล้วกลบ และปล่องระบายอากาศไว้ในรูปที่ 11.1 ถึงรูปที่ 11.4 ตามลำดับ

11.2.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน

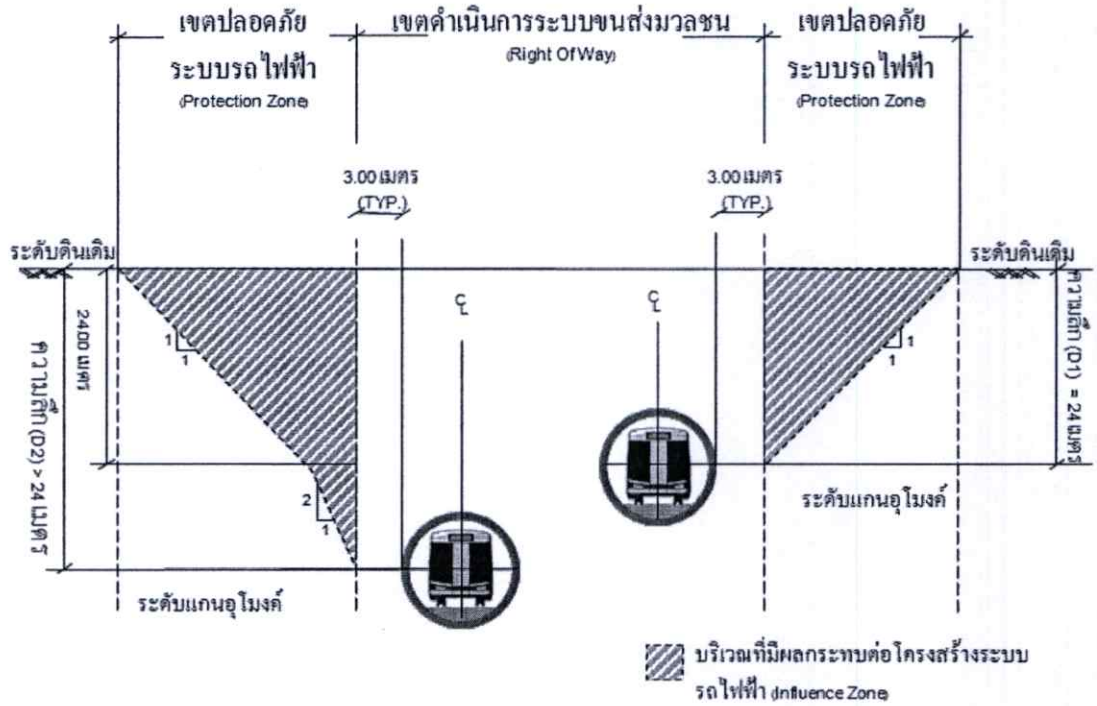
1) การถมดินเพิ่มเติม การก่อสร้างโครงสร้าง หรือการวางกองสิ่งใดบนดิน จะต้องไม่ทำให้น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินเกิน 5 ตันต่อตารางเมตร และจะต้องไม่ทำให้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำในแนวราบต่อโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินโดยรวมเกิน 2.5 ตันต่อตารางเมตร โดยที่การคำนวณน้ำหนักบรรทุกสมทบเพิ่มเติมที่กระทำเพิ่มบนโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ให้คำนวณจากค่าความลาดของการกระจายแรง 2:1

2) การกระทำเหนือบริเวณโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เช่น การก่อสร้างอาคาร การถมดิน น้ำหนักรถบนถนน ชั้นใต้ดินที่มีการเก็บของหรือจอดรถ การลดระดับน้ำใต้ดิน การขุดลอกแม่น้ำหรือคลอง เป็นต้น ในกรณีที่โครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินมีความลึกมากกว่า 2.5 เมตรจะต้องไม่ก่อให้เกิดหน่วยแรงกระทำเพิ่มหรือลดในแนวดิ่งเกิน 2 ตันต่อตารางเมตร หรือหน่วยแรงกระทำเพิ่มหรือลดในแนวราบเกิน 2.5 ตันต่อตารางเมตร ในกรณีที่โครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินมีความลึกน้อยกว่า 3 เมตร จะต้องได้รับอนุญาตจาก รฟม.ก่อน โดยให้คำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินที่เพิ่มขึ้นจากน้ำหนักของรถด้วย และในกรณีที่จำเป็น รฟม.อาจกำหนดให้ผู้ขอต้องติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคร่วมด้วย ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกจากการกระทำเหนือบริเวณโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินทั้งสองกรณีให้คำนวณจากค่าความลาดของการกระจายแรง 2:1

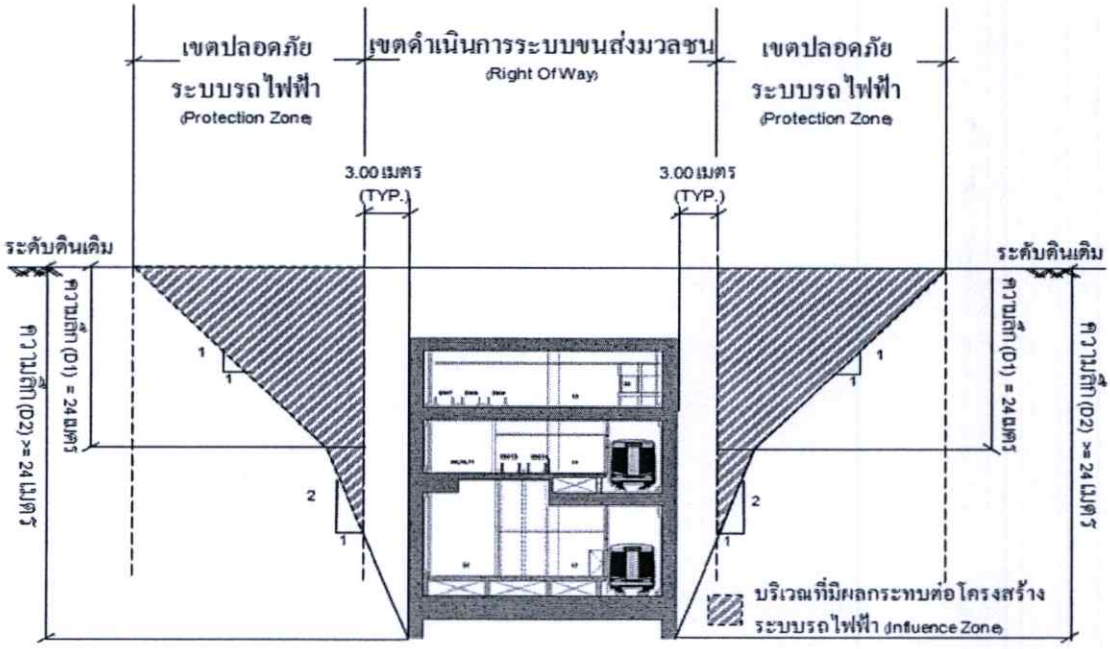
3) การเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (Differential movement) อันเป็นผลมาจากการก่อสร้าง การวางกองสิ่งของหรือการกระทำอื่นใดเหนือบริเวณโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน จะต้องไม่ทำให้รางรถไฟฟ้า หรือแผ่นรองรางเกิดการเคลื่อนตัวมากกว่า 3 มิลลิเมตร ต่อ 6 เมตร (1 ต่อ 2000) หรือไม่ทำให้โครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า หรือรางรถไฟฟ้ามีการเคลื่อนตัวเกินกว่า 5 มิลลิเมตร ไม่ว่าในระนาบใดก็ตาม

4) การก่อสร้างอุโมงค์ จะต้องระมัดระวังการไหลของน้ำเข้าสู่ส่วนหน้าอุโมงค์ และการไหลซึมของน้ำเข้าสู่ดาดผนังอุโมงค์ชั่วคราว หรือดาดผนังอุโมงค์ถาวร พร้อมกับต้องมีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดบริเวณดังกล่าวด้วย

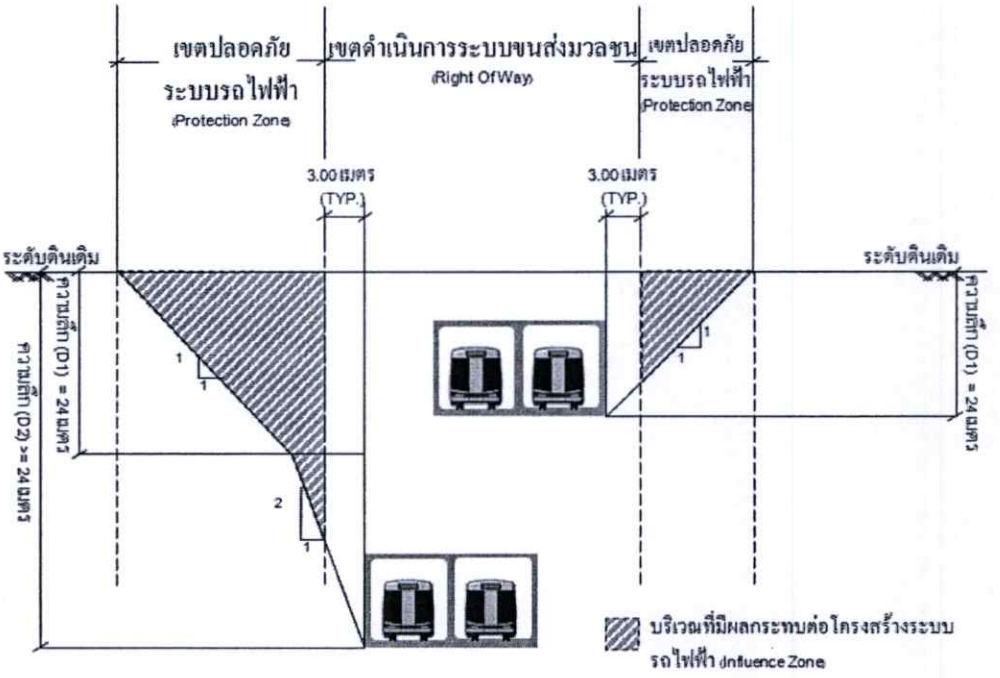
5) เพื่อป้องกันหากจะมีการปรับปรุงสภาพดินโดยการฉีดอัดน้ำปูน เช่น การทำ Jet grouting, Injection grouting หรือ Compaction grouting เป็นต้น จะต้องส่งรายละเอียดของแผนงานเพื่อขออนุมัติจาก รฟม. ก่อนลงมือก่อสร้าง 30 วัน



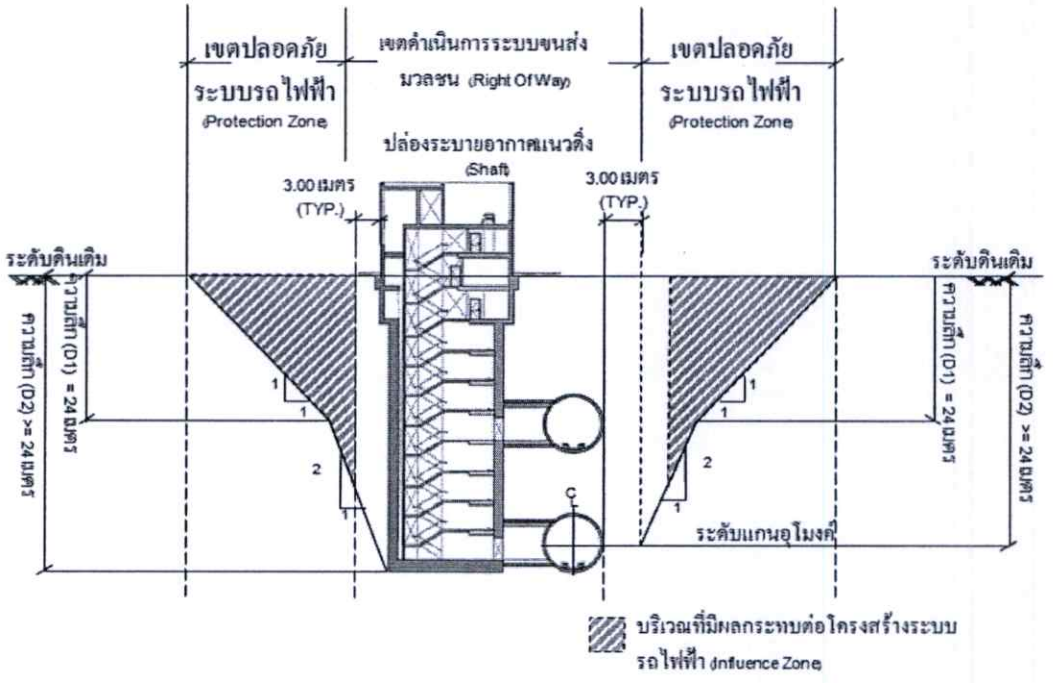
รูปที่ 11.1 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน



รูปที่ 11.2 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน



รูปที่ 11.3 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของโครงสร้างแบบเปิดหน้าดินแล้วกลบ



รูปที่ 11.4 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนและเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของปล่องระบายอากาศ

11.2.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน

1) ห้ามติดตั้งเข็มพืดหรือตอกเสาเข็ม รวมทั้งห้ามขุดเจาะหลุมสำรวจดินในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน ปลายเสาเข็มจะต้องมีระยะห่างจากด้านนอกของเพดานอุโมงค์ไม่น้อยกว่า 6 เมตร แต่ถ้าระยะสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์หักออกด้วยรัศมีภายนอกของอุโมงค์ มากกว่า 6 เมตร ให้ใช้ระยะดังกล่าว แล้วแต่ว่าระยะใดมากที่สุด

2) ห้ามขุดเปิดหน้าดินที่มีความลึกมากกว่า 0.5 เมตร ที่บริเวณเหนือสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

3) ห้ามขุดเปิดหน้าดินชั่วคราวที่มีความลึกมากกว่า 1.5 เมตร บริเวณเหนืออุโมงค์

4) การติดตั้งสมอยึด (Anchors) ในชั้นดินบริเวณเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนจะไม่อนุญาตให้กระทำได้

11.2.3 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน

ในส่วนระยะของเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าอ้างอิงบริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า (Influence zone) จากตำแหน่งความลึกที่สุดของโครงสร้างใต้ดิน ตามระนาบแรงเฉือนที่ทำมุมกับขอบล่างสุดของโครงสร้างประมาณ 45 องศา ซึ่งมีรายละเอียดข้อกำหนดดังต่อไปนี้

1) งานเสาเข็มภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินจะอนุญาตให้กระทำได้ ภายใต้เงื่อนไขดังต่อไปนี้

1.1) ระยะห่างระหว่างผิวนอกของเสาเข็มกับผิวนอกของโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน จะต้องเกินกว่า 3 เมตร หรือ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม หรือ 0.6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์วัดจากผิวนอกของอุโมงค์ โดยใช้ระยะที่มากที่สุดในสามระยะที่กล่าวมา

1.2) น้ำหนักที่เพิ่มขึ้นมาจากเสาเข็มที่ติดตั้งภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ซึ่งกดลงบนโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน จะต้องไม่เกินกว่าเกณฑ์ที่ระบุไว้ในข้อ11.2.1(1) และข้อ11.2.1(2) หรือให้ออกแบบเสาเข็มที่ปราศจากแรงยึดเหนี่ยวหากว่าติดตั้งภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าของโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยให้เสาเข็มรับน้ำหนักโดยอาศัยแรงเสียดทานที่ผิวเสา หรือให้ปลายเสารับน้ำหนักโดยกดลงบนดินที่ระดับต่ำกว่าบริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า (Influence zone) เท่านั้น

1.3) การก่อสร้างเสาเข็มต้องกระทำด้วยวิธีเข็มเจาะหรือใช้วิธีเจาะแบบ Reverse circulation พร้อมกับรักษาเสถียรภาพของดินด้วยการใช้ปลอกเสาหรือเบนโทไนท์ แล้วแต่กรณี แต่ห้ามใช้เสาเข็มแบบตอกลึก

1.4) จะไม่อนุญาตให้ติดตั้งเสาเข็มด้วยวิธีตอกกระแทกหรือสั่นสะเทือน สำหรับเสาเข็มคอนกรีต เสาเข็มพืด เสาเข็มเหล็กรูปพรรณตัว H และปลอกเหล็ก

2) การขุดเปิดหน้าดินที่ลึกกว่า 3.5 เมตร ภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน จะต้องขออนุมัติจาก รฟม. ก่อนลงมือก่อสร้าง 30 วัน ทั้งนี้ รฟม. มีสิทธิเรียกให้ผู้ยื่นขออนุมัติ ส่งมอบแผนงานสำหรับการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินในบริเวณใกล้กับหน้างาน รวมทั้งจุดที่ใกล้กับโครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า เพื่อเป็นข้อมูลประกอบการพิจารณาอนุมัติ

3) ภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าจะอนุญาตให้ขุดเจาะหลุมสำรวจดินได้ แต่ต้องตรวจสอบตำแหน่งที่แน่นอนของโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน และจะต้องจัดส่งวิธีการดำเนินการ (Method statement) และแจ้งตำแหน่งของหลุมสำรวจดินให้กับ รฟม.ก่อนจะลงมือ 30 วัน และจะต้องปิดหลุมด้วยซีเมนต์หรือเบนโทไนท์จนเต็มหลุม

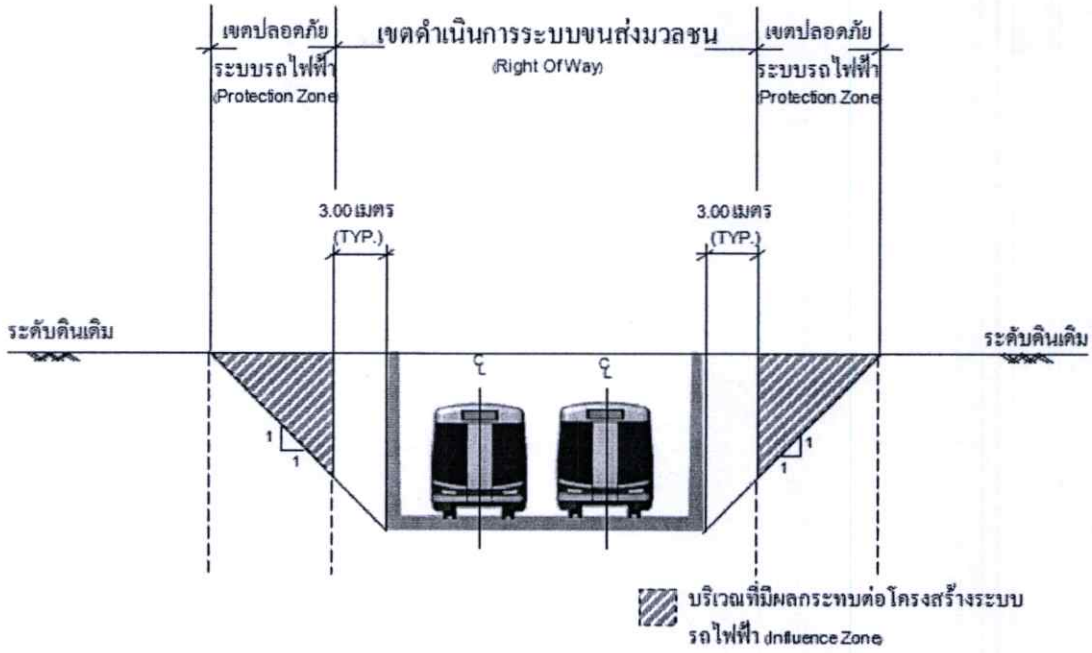
4) การปลูกสร้างในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างรถฟ้าใต้ดิน จะต้องเสนอรูปแบบและขั้นตอนการดำเนินการ (Method statement) ตลอดจนการคำนวณผลกระทบต่อโครงสร้างของรถไฟฟ้าต่อ รฟม. โดยจะต้องได้รับการรับรองผลจากผู้เชี่ยวชาญที่ได้รับการยอมรับจาก รฟม. เพื่อขออนุมัติเป็นกรณี ๆ ไป

11.3 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างเชิงลาดและโครงสร้างระดับพื้นดิน

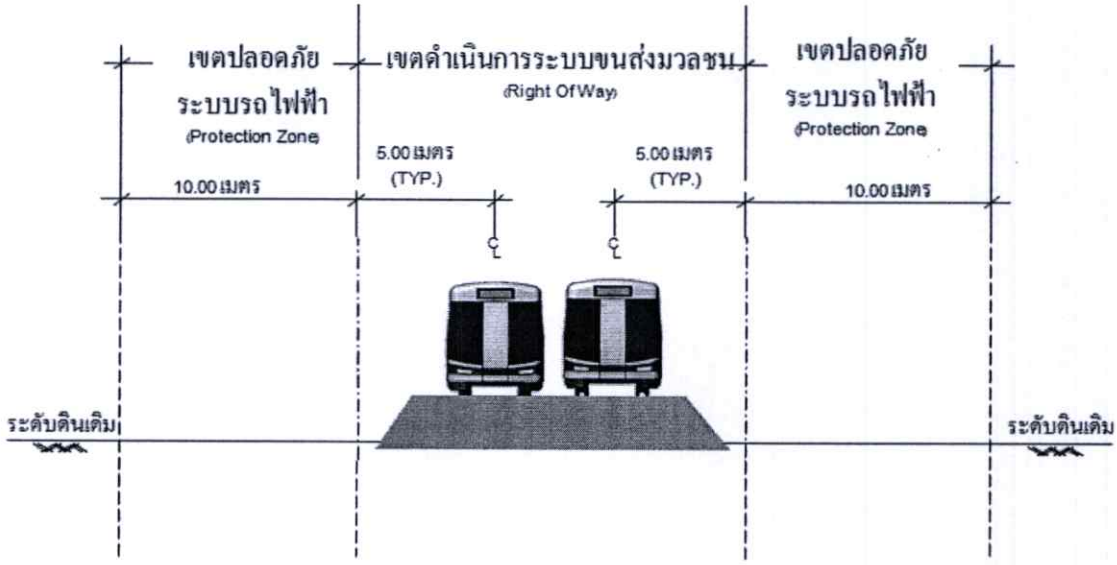
ข้อกำหนดสำหรับโครงสร้างเชิงลาดและโครงสร้างระดับพื้นดิน ได้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นกรอบในการกำหนดเงื่อนไขในการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือรื้อถอนอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างอย่างอื่นที่จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า และหลักเกณฑ์ที่จะต้องปฏิบัติ เพื่อประโยชน์ของ รฟม. หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ตลอดจนประชาชนที่จะได้รับผลกระทบต่อมาตรการบำรุงรักษาและการป้องกันอันตรายโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า ซึ่งได้แสดงรายละเอียดเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าสำหรับโครงสร้างเชิงลาดและโครงสร้างระดับพื้นดิน ไว้ในรูปที่ 11.5 และรูปที่ 11.6 ตามลำดับ โดยมีข้อกำหนดในแต่ละเขตดังนี้

11.3.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด และโครงสร้างระดับพื้นดิน

ให้นำข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินตามข้อ 11.2.1 มาใช้บังคับทั้งหมด



รูปที่ 11.5 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนและเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างเชิงลาด



รูปที่ 11.6 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างระดับพื้นดิน

11.3.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด และโครงสร้างระดับพื้นดิน

ในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนของโครงสร้างระบบรถไฟฟ้าในส่วนที่เป็นโครงสร้างเชิงลาด และโครงสร้างระดับพื้นดิน ไม่อนุญาตให้มีการกระทำใดๆทั้งสิ้น

11.3.3 ข้อกำหนดสำหรับในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด

เขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาด แสดงในรูปที่ 11.5 ส่วนความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้าเป็นผลจากแรงกระทำต่อโครงสร้างที่เกิดขึ้นในบริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า (Influence zone) ซึ่งอาจเกิดขึ้นจากแรงกระทำดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกสมทบบนพื้นดินต้องไม่เกินกว่า 5 ตันต่อตารางเมตร และจะต้องไม่ทำให้เกิดแรงกระทำในแนวราบต่อโครงสร้างเชิงลาดเกิน 2.5 ตันต่อตารางเมตร

2) งานเสาเข็มภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างเชิงลาดจะอนุญาตให้กระทำได้ ภายใต้เงื่อนไขดังต่อไปนี้

2.1) ระยะห่างระหว่างผิวนอกของเสาเข็มกับผิวนอกของโครงสร้างเชิงลาดจะต้องเกินกว่า 3 เมตร หรือ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม หรือ 0.6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์วัดจากผิวนอกของอุโมงค์ โดยใช้ระยะที่มากที่สุดในสามระยะที่กล่าว

2.2) การก่อสร้างเสาเข็มต้องกระทำด้วยวิธีเข็มเจาะหรือใช้วิธีเจาะแบบ Reverse circulation พร้อมกับรักษาเสถียรภาพของดินด้วยการใช้ปลอกเสาหรือเบนโทไนท์ แล้วแต่กรณี แต่ห้ามใช้เสาเข็มแบบตอกลึก

2.3) จะไม่อนุญาตให้ติดตั้งเสาเข็มด้วยวิธีตอกกระแทกหรือสั่นสะเทือน สำหรับเสาเข็มคอนกรีต เสาเข็มพืด เสาเข็มเหล็กรูปพรรณตัว H และปลอกเหล็ก

3) เพื่อป้องกันหากจะมีการปรับปรุงสภาพดินโดยการฉีดอัดน้ำปูน เช่น การทำ Jet grouting, Injection grouting หรือ Compaction grouting เป็นต้น จะต้องส่งรายละเอียดของแผนงานเพื่อขออนุมัติจาก รฟม. ก่อนลงมือก่อสร้าง 30 วัน

4) อนุญาตให้ขุดเจาะสำรวจดินได้ แต่จะต้องปิดหลุมด้วยการฉีดอัดซีเมนต์หรือเบนโทไนท์จนเต็มหลุม

11.3.4 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างระดับพื้นดิน

เขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างระดับพื้นดินมีความกว้าง 10 เมตร จากแนวเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน (Right of way) แสดงดังในรูปที่ 11.6 ส่วนรายละเอียดงานต่างๆที่เกี่ยวข้อง มีดังนี้

1) งานเสาเข็มภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างระดับพื้นดิน จะอนุญาตให้กระทำได้ ภายใต้เงื่อนไขดังต่อไปนี้

1.1) ระยะห่างระหว่างผิวนอกของเสาเข็มกับผิวนอกของโครงสร้างระดับพื้นดินจะต้องเกินกว่า 3 เมตร หรือ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม หรือ 0.6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์วัดจากผิวนอกของอุโมงค์ โดยใช้ระยะที่มากที่สุดในสามระยะที่กล่าว

1.2) การก่อสร้างเสาเข็มต้องกระทำด้วยวิธีเข็มเจาะหรือใช้วิธีเจาะแบบ Reverse sirculation พร้อมกับรักษาเสถียรภาพของดินด้วยการใช้ปลอกเสาหรือเบนโทไนท์ แล้วแต่กรณี แต่ห้ามใช้เสาเข็มแบบตอกลึก

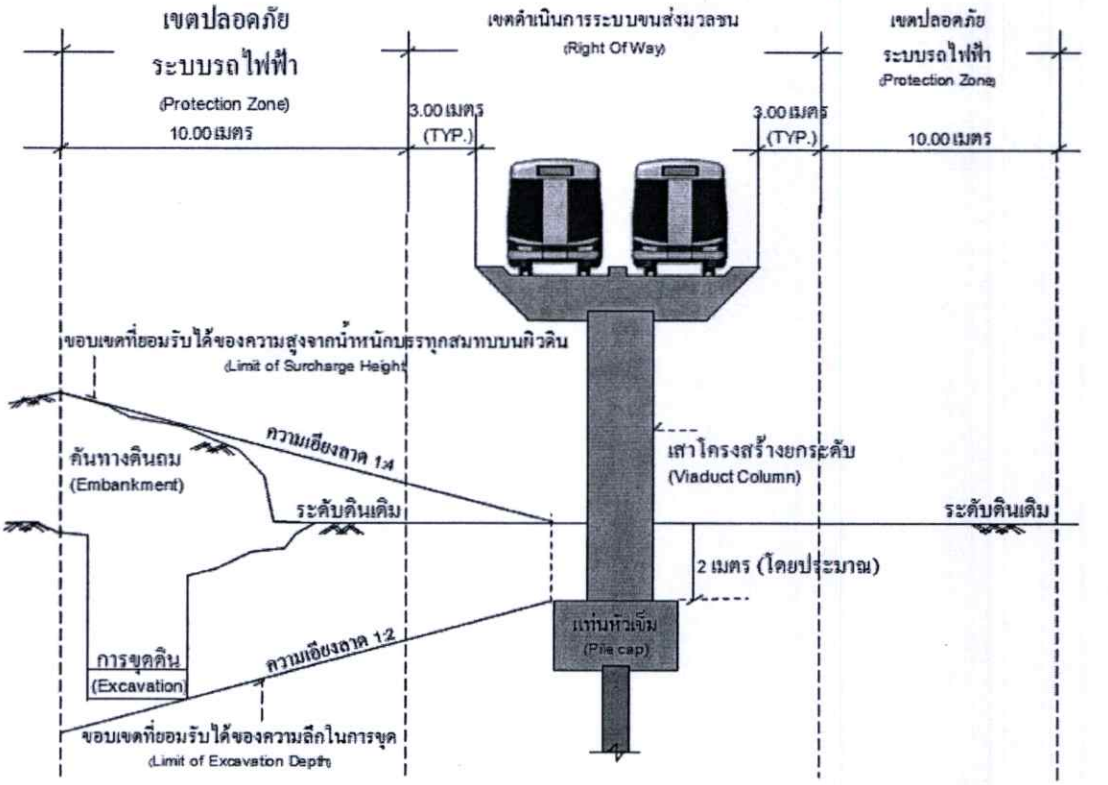
1.3) จะไม่อนุญาตให้ติดตั้งเสาเข็มด้วยวิธีตอกกระแทกหรือสั่นสะเทือน สำหรับเสาเข็มคอนกรีต เสาเข็มพืด เสาเข็มเหล็กรูปพรรณตัว H และปลอกเหล็ก

2) ภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าจะอนุญาตให้ขุดเจาะหลุมสำรวจดินได้ แต่ต้องตรวจสอบตำแหน่งที่แน่นอนของโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน และจะต้องจัดส่งวิธีการดำเนินการ (Method statement) และแจ้งตำแหน่งของหลุมสำรวจดินให้กับ รฟม.ก่อนจะลงมือ 30 วัน และจะต้องปิดหลุมด้วยซีเมนต์หรือเบนโทไนท์จนเต็มหลุม

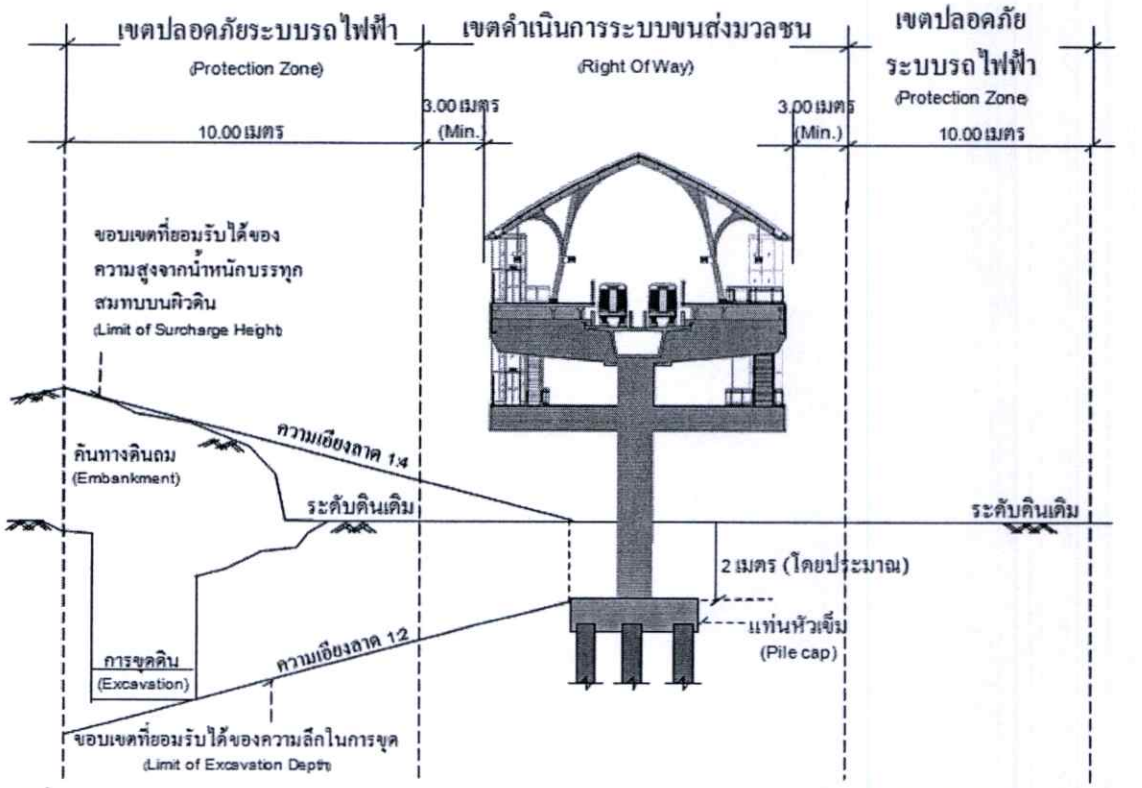
3) ไม่อนุญาตให้มีน้ำหนักบรรทุกสมทบบนพื้นดินเกินกว่า 5 ตันต่อตารางเมตร และจะต้องไม่ทำให้เกิดแรงกระทำในแนวราบต่อโครงสร้างระดับพื้นดินเกิน 2.5 ตันต่อตารางเมตร

11.4 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างยกระดับ

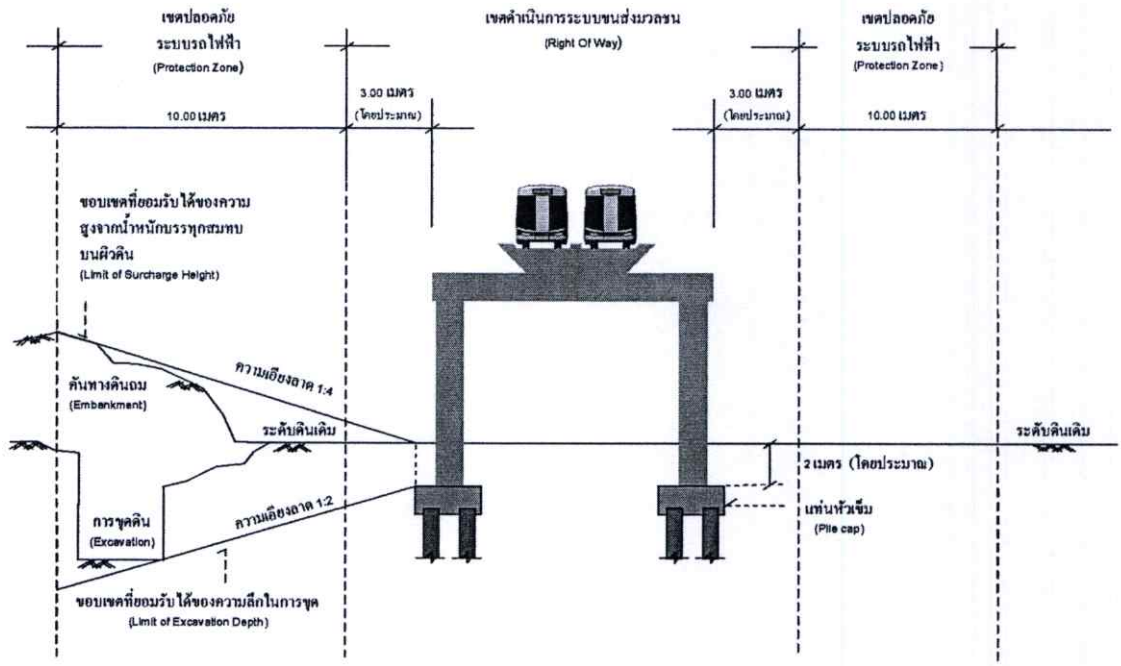
ข้อกำหนดสำหรับโครงสร้างยกระดับ ได้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นกรอบในการกำหนดเงื่อนไขในการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือรื้อถอนอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างอย่างอื่นที่จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า และหลักเกณฑ์ที่จะต้องปฏิบัติ เพื่อประโยชน์ของ รฟม. หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ตลอดจนประชาชนที่จะได้รับผลกระทบต่อมาตรการบำรุงรักษาและการป้องกันอันตรายโครงสร้างระบบรถไฟฟ้า ซึ่งได้แสดงรายละเอียดเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าสำหรับโครงสร้างยกระดับ ประกอบด้วย ทางวิ่ง และสถานีโครงสร้างยกระดับ ไว้ในรูปที่ 11.7 ถึงรูปที่ 11.9 โดยมีข้อกำหนดในแต่ละเขตดังนี้



รูปที่ 11.7 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับแบบเสาเดี่ยว



รูปที่ 11.8 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในกรณีของโครงสร้างสถานียกระดับ



รูปที่ 11.9 เขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า ในกรณีของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับแบบเสายืนสองข้าง

11.4.1 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ

1) การถมดินเพิ่มเติม การก่อสร้างโครงสร้าง หรือการวางกองสิ่งใดบนดิน จะต้องไม่ทำให้น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินเกิน 5 ตันต่อตารางเมตร หรือจะต้องไม่ทำให้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำในแนวราบต่อโครงสร้างยกระดับโดยรวมเกิน 2.5 ตันต่อตารางเมตร โดยที่การคำนวณน้ำหนักบรรทุกสมทบเพิ่มเติมที่กระทำเพิ่มบนโครงสร้างยกระดับ ให้คำนวณจากค่าความลาดของการกระจายแรง 2:1

2) การเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (Differential movement) อันเป็นผลมาจากการก่อสร้าง การวางกองสิ่งของหรือการกระทำอื่นใดเหนือบริเวณโครงสร้างยกระดับ จะต้องไม่ทำให้รางรถไฟฟ้าหรือแผ่นรองรางเกิดการเคลื่อนตัวมากกว่า 3 มิลลิเมตร ต่อ 6 เมตร (1 ต่อ 2000) หรือไม่ทำให้โครงสร้างของระบบรถไฟฟ้า หรือรางรถไฟฟ้ามีการเคลื่อนตัวเกินกว่า 5 มิลลิเมตร ไม่ว่าในระนาบใดก็ตาม

3) การขุดดินเหนือแท่นหัวเข็ม (Pile cap) กระทำได้เฉพาะกรณีดังต่อไปนี้

3.1) ขุดดินลึกน้อยกว่าเส้นลาด 1:2 จากผิวบนของแท่นหัวเข็ม

3.2) ถมดินหรือกองวัสดุใด ๆ ที่มีความสูงน้อยกว่าเส้นลาด 1:4 จากผิวดินที่แนวขอบนอกของแท่นหัวเข็ม

4) เพื่อป้องกันหากจะมีการปรับปรุงสภาพดินโดยการฉีดอัดน้ำปูน เช่น การทำ Jet grouting, Injection grouting หรือ Compaction grouting เป็นต้น จะต้องส่งรายละเอียดของแผนงานเพื่อขออนุมัติจาก รฟม. ก่อนลงมือก่อสร้าง 30 วัน

5) ไม่อนุญาตให้ติดตั้งนั่งร้าน โครงป้ายโฆษณา รั้ว คานโครงสร้าง ป้าย เสาไฟส่องสว่าง หรือสิ่งติดตั้งอื่นๆในทำนองเดียวกันนี้ ในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ

6) ในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับไม่อนุญาตให้มีการใช้หรือขับเคลื่อนปั่นจั่น ทั้งแบบติดตั้งกับที่หรือแบบรถยกเคลื่อนที่ เครื่องกว้านยก บันได เครื่องขุดเจาะหลุมหรือตอกเสาเข็ม รถขุด อุปกรณ์จักรกล หรือยานพาหนะใดๆ หากว่าอุปกรณ์หรือพาหนะดังกล่าว ในที่นี้คำว่า "ขับเคลื่อน" ไม่รวมถึงการบรรทุกขับเคลื่อนอุปกรณ์หรือยานพาหนะไปตามถนนสาธารณะ

7) ไม่อนุญาตให้ใช้พื้นที่บริเวณใต้โครงสร้างยกระดับเพื่อจัดเก็บวัสดุ เชื้อเพลิงไวไฟหรือวัตถุไวไฟ ไม่ว่าจะเป็นวัสดุร่วน เป็นชิ้นเป็นกอง บรรจุเป็นแผง หรือเป็นหีบห่อ

11.4.2 ข้อกำหนดสำหรับเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชนในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ

1) การขุดดินในระดับลึกไม่เกินระดับผิวบนของแท่นหัวเข็ม (Pile cap) สามารถทำได้เฉพาะกรณีที่เป็นการชั่วคราว

2) ไม่อนุญาตให้มีการก่อสร้างสิ่งปลูกสร้าง การตอกเสาเข็ม การขุดหลุมสำรวจดิน และการติดตั้งสลักยึด เป็นต้น ภายในเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน

3) ไม่ให้เก็บเชื้อเพลิงไวไฟหรือวัตถุไวไฟที่จะก่อให้เกิดอัคคีภัยต่อโครงสร้างยกระดับ และในบริเวณที่ใกล้กับเสาโครงสร้างยกระดับ และในทุกส่วนของโครงสร้างยกระดับจะต้องเข้าถึงได้ในการดูแลเมื่อเกิดอัคคีภัย

4) การก่อสร้างในบริเวณดังกล่าวจะต้องระวังเรื่องการทนความร้อนของโครงสร้าง โดยวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจะต้องสามารถทนต่อความร้อนได้อย่างน้อยสองชั่วโมง

5) การก่อสร้างอื่นใดจะต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการระบายน้ำของโครงสร้างยกระดับ

6) แสงไฟที่ติดตั้งตามเสาของโครงสร้างยกระดับ จะต้องไม่ถูกปิดบัง

11.4.3 ข้อกำหนดสำหรับเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ

ในส่วนระยะของเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าของโครงสร้างยกระดับกำหนดระยะไว้ที่ 10 เมตร จากแนวเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน (Right of way) ดังในรูปที่ 11.7 รูปที่ 11.8 และรูปที่ 11.9

1) ห้ามกระทำการก่อสร้างสิ่งปลูกสร้างใดๆที่เป็นโครงสร้างถาวร (Permanent structures) ในระยะ 6 เมตร วัดจากขอบนอกสุดของโครงสร้างยกระดับ

2) งานเสาเข็มภายในเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีโครงสร้างยกระดับ จะอนุญาตให้กระทำได้ ภายใต้เงื่อนไขดังต่อไปนี้

2.1) แรงกดต่อโครงสร้างยกระดับในแนวราบที่เพิ่มขึ้นบนโครงสร้างยกระดับนั้นจะต้องไม่เกินกว่า 2.5 ตันต่อตารางเมตร

2.2) เสาเข็มที่จะใช้ควรเป็นเข็มเจาะหรือใช้วิธีเจาะแบบ Reverse circulation พร้อมกับรักษาเสถียรภาพของดินด้วยการใช้ปลอกเสา หรือเบนโทไนท์แล้วแต่กรณี แต่ห้ามใช้เสาเข็มแบบตอกลึก

3) อนุญาตให้ขุดเจาะสำรวจดินได้ แต่จะต้องปิดหลุมด้วยการฉีดอัดซีเมนต์หรือเบนโทไนท์จนเต็มหลุม

11.5 ข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองปล่องระบายอากาศ

ข้อกำหนดนี้มีไว้เพื่อป้องกันควัน หรือไฟ จากอาคารใกล้เคียง มิให้เข้าไปภายในโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยจะไม่อนุญาตให้สิ่งปลูกสร้างนั้นมีส่วนเปิดออก เช่น หน้าต่าง ประตู และการปล่อยควันหรืออากาศออกมาจากระบบระบายอากาศของอาคาร และกรณีอื่นใดก็ตามที่จะส่งผลกระทบต่อความเสียหายที่จะเกิดขึ้นดังกล่าว ภายในระยะ 5 เมตร จากปล่องระบายอากาศของระบบรถไฟฟ้า ในกรณีที่ปล่องระบายอากาศของระบบรถไฟฟ้า หันออกไปจากส่วนเปิดดังกล่าว ซึ่งควันหรือไฟจากอาคารที่ขออนุญาตปลูกสร้างไม่สามารถที่จะหมุนเวียนโดยธรรมชาติเข้าไปสู่ปล่องระบายอากาศของระบบรถไฟฟ้าได้ ระยะดังกล่าวจะสามารถปรับลดระยะลงเหลือ 2.5 เมตร ส่วนกรอบในการกำหนดเงื่อนไขในการก่อสร้าง ดัดแปลง หรือรื้อถอนอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างอย่างอื่นที่จะมีผลกระทบต่อปล่องระบายอากาศ ให้นำข้อกำหนดสำหรับการก่อสร้างอาคารและการกระทำอื่นเพื่อคุ้มครองโครงสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน (ข้อ 11.2) มาใช้บังคับ

11.6 บทสรุป

หลักเกณฑ์ทางวิศวกรรมจัดทำขึ้นเพื่อเป็นประโยชน์แก่การออกแบบอาคารในบริเวณเขตดำเนินการระบบขนส่งมวลชน (Right of way) และเขตปลอดภัยระบบรถไฟฟ้า (Protection zone) โดยจะต้องคำนึงถึงหลักเกณฑ์ทางวิศวกรรมที่ต้องปฏิบัติ อาทิเช่น น้ำหนักบรรทุกสบทมบนพื้นดินจากการถมดินเพิ่มเติม การปลูกสร้างใด ๆ หรือการวางกองวัสดุหรือสิ่งอื่นใดบนดิน น้ำหนักบรรทุกสมทบบนพื้นดินจากการจราจร การเคลื่อนตัวของโครงสร้าง การลดระดับน้ำ การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการต่างๆ การติดตั้งเสาเข็มหรือเสาเข็มพืด การขุดเปิดหน้าดิน การติดตั้งสมอยึด และอื่นๆ ซึ่งทั้งหมดนี้แรงที่กระทำต่อดินในบริเวณที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างของระบบรถไฟฟ้าจะต้องไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างระบบรถไฟฟ้าเกินกว่าที่กำหนด เพื่อป้องกันมิให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างระบบรถไฟฟ้า

บรรณานุกรม

ชัชว์ ไชยวงศ์เหล็ก, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2550. "สมการเชิงวิเคราะห์สำหรับทำนายการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ." ใน **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12.** พิษณุโลก.

ชินวุฒิ ชาญฉายา, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2548. "พฤติกรรมของหัวขุดเจาะอุโมงค์และการควบคุมขณะขุดเจาะในช่วงแนวโค้ง" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.** ชลบุรี.

ชินวุฒิ ชาญฉายา, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. "การปรับปรุงสภาพดินโดยการอัดฉีดโฟมในการขุดเจาะอุโมงค์" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11.** ภูเก็ต.

ชูเกียรติ กิตติภาดากุล, ศิวะ วาสาลา และ อลงการ เฉลิมแสนยากร. 2548. "การศึกษาการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน" **ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต** สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าลาดกระบัง.

บุญเทพ นาเนกรังสรรค์. 2552. "วิศวกรรมฐานรากและการก่อสร้างอุโมงค์"

ศิริพงษ์ นาคทอง, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2550. "การวิเคราะห์และเปรียบเทียบทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในชั้นดินอ่อน" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12.** พิษณุโลก.

ศิริพงษ์ นาคทอง, สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2551. "การออกแบบและวิเคราะห์ผนังอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13.** ชลบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. "เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์: อดีต ปัจจุบันและอนาคต" **การประชุมใหญ่สัปดาห์วิศวกรรมแห่งชาติ.**

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. "การศึกษาการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9.** เพชรบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2547. "การวิเคราะห์แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9.** เพชรบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, ชินวุฒิ ชาญฉายา, กีรติ เมืองแสน. 2548. "การออกแบบและประกอบผนังชิ้นส่วนอุโมงค์ในช่วงทางโค้ง" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.** ชลบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2548. "พฤติกรรมของผนังอุโมงค์ข้างเคียงต่อการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.** ชลบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, เฮอเบิร์ต ไอน์สไตน์. 2548. "การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 1 ทฤษฎีและการวิเคราะห์" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.** ชลบุรี.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, เฮอเบิร์ต ไอน์สไตน์. 2548. "การพยากรณ์การทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ด้วยโครงข่ายประสาทเทียม: ตอนที่ 2 การประยุกต์ใช้งาน" **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10.** ชลบุรี.

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

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. "ผลกระทบต่อฐานรากเสาเข็มจากการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน" **เอกสารการอบรมสัมมนาวิศวกรรมฐานราก 49.** วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. 2549. "โครงข่ายประสาทเทียมเพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่." **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11.** ภูเก็ต.

Akagi, H. and Komiya, K. 1996. "Finite Element Simulation of Shield Tunneling Processes in Soft Ground". **Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**, London, Balkema, pp. 447-452.

Andrzej, S.N., Marek, K., Tomasz, L., Piotr, P., 2007. Implementation of the AASHTO LRFD code in geotechnical design-piles, University of Nebraska-Lincoln.

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

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

Attewell, P. B. (1978). "Ground Movements caused by Tunneling in Soil". **Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures (ed. J. D. Geddes),** Pentech Press, London, pp. 812-948.

Attewell, P. B. and Farmer, I. W. 1974. "Ground Deformations resulting from Shield Tunneling in London Clay". **Canadian Geotech.** J., Vol. 11, No. 3, pp. 380-395.

Attewell, P. B. and Woodman J. P. 1982. "Predicting the Dynamics of Ground Settlement and its Derivatives caused by Tunneling in Soil". **Ground Engineering,** Vol. 15, No. 8, pp. 13-22 and 36.

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

Bickel, J., H., Kuesel, T. R., and King, E., H. 1996. Tunnel Engineering Handbook, Chapmen & Hall, New York.

BMTD Consortium, 2006. "Blue Line Extension Project Tender Drawings." MRTA Blue Line Extension Project, Preparation of Tender Document.

BMTC, 2007. "Draft Definitive Design Report."MRTA Blue Line Extension Project." Preparation of

Tender Document.

BMTC, 2007. "Geotechnical Investigation Report, Main Report." Feasibility Study. MRTA Blue Line Extension Project. Preparation of Tender Document.

BMTC, 2007. "Calculation Report (under preparation)." MRTA Blue Line Extension Project. Preparation of Tender Document.

Chou, W.I. and Bobet, A. 2001. "Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay." **Tunneling and Underground Space Technology** 17, 3-19.

Chroeonpak, K., Jongpradist, P., Chaipanna, P., Youwai, S., 2007. "Finite element analysis for evaluating the effects of pile under loading adjacent to existing MRT tunnel." **International Symposium on Tunneling for Urban Development**, pp. 373-382.

Clough, G. W. and Leca, E. 1989. "With Focus of Use of Finite Element Methods for Soft Ground Tunneling". **Review Paper in Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meuble-du Chantier aD'la Theorie**, Paris, pp. 531-573.

Clough, G. W. and Schmidt, B. 1981. "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". **Soft Clay Engineering**, Elsevier, pp. 569-634.

Cording, E. J. et al. 1976. "Displacement around Tunnels in Soil". **Report to US. Department of Transportation prepared at the University of Illinois at Urbana-Champaign**, DoT-TST-76T-22.

Cording, E. J., and Hansmire, W. H. 1975. "Displacements around Soft Ground Tunnels". **General Report 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,** Buenos Aires, Session IV, pp. 571-632.

Cording, E. J., Brierley, G. S., Mahar, J. W., and Boscadin, M. D. 1989. "Controlling Ground Movements during Tunneling". **Art and Science of Geotechnical Engineering at the Dawn of the 21st Century**, Prentice-Hall, Ch. 25, pp. 477-505.

Duddeck, H. and Erdmann J. 1985. "On structural Design Models for Tunnels in Soft Soil". **Underground Space**. Vol.9, pp. 246-259.

Duddeck, H. 1989. "Guidelines for Tunnel Design." **Tunnel and Tunnelling**. December 1989, pp. 42-44.

Eberhardt, E. 2001. "Numerical Modelling of Three-Dimensional Stress Rotation Ahead of an Advancing Tunnel Face". **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, Vol. 38, pp. 499-518.

Einstein, H. 1979. "Simplified Analysis for Tunnel Supports." **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, April, pp. 499-518.

Elman, J. L. 1990. "Finding Structure in Time". Cognitive Science, Vol. 14. Flood,

I. and Kartam, N. 1994. "Neural Networks in Civil Engineering. I: Principles and Understanding". **Journal of Computing in Civil Engineering,** ASCE, Vol. 8, No. 2.

Fujita, K. 1981. "On the Surface Settlement caused by Various Methods of Shield Tunneling". **Proc. 11th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 4, pp. 609-610.

Gonzalez, C. and Sagaseta, C. 2001. "Patterns of Soil Deformations around Tunnels. Application to the Extension of Madrid Metro". **Computer and Geotechnique**, Vol. 28, pp. 445-468.

Grob, H., 1984. "Ground Freezing as Tunneling Support." Advance in Tunneling Technology and Subsurface Use, Beijing Seminar: pp. 265-279.

Haykin, S. 1999. Neural Networks: **A Comprehensive Foundation (2nd edition)**. Prentice Hall, New Jersey.

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

Hertz, J., Krogh, A., and Palmer, R. G. 1991. Introduction to the Theory of Neural Computation. Addison-Wesley, CA.

Hodgkin, A. L. and Huxley, A. F. 1952. "A Quantitative Description of Membrane Current and Its Application to Conduction and Excitation in Nerves". **Journal of Physiology**, Vol. 117.

Hopfield, J. 1982. "Neural Networks and Physical Systems with Emergent Collective Computational Properties". **Proc. National Academy of Science**, Vol. 79.

Hudson, J. A. et al. 1976. "Understanding Ground Movements caused by Tunneling". **Proc. of Conf. on Underground Engineering**, Paper No. D21G11, London.

ION Joint Venture. 1999. Method Statement for Excavation for Tunneling: Section II, submitted to MRTA.

ITA-Wg2. 2000. "Guidelines for the Design of shield Tunnel Lining." **Tunnelling and Underground Space Technology**, Vol. 15, No. 3, pp. 303-331.

Japan Society of Civil Engineers. 1996. Japanese Standard for Shield Tunneling, Third Edition.

Japan Society of Civil Engineers. 2006. Standard Specifications for Tunneling-2006:Shield Tunnels.

John Dunnicliff, 1998.Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performane.

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

Kasper, T., Meschke, G. 2006. "A numerical study of the effect of the soil and grout material properties and cover depth in shield tunneling." **Computer and Geotechnics**, 33 : 234 - 247.

Kasper, T., Meschke, G. 2006. "On the influence of face pressure grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling." **Tunnelling and Underground Space Technology 21** : 160–171.

Kimura, T. and Mair, R. J. 1981. "Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay". **Proc. 10th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Stockholm, Vol. 1, pp. 319-322.

Koyama, Y. and Nishimura, T. 1998. "The Design of Lining Segment of Shield Tunnel Using a Beam-Spring Model." **QR of RTRI**, Vol. 39, No. 1, February, pp. 23-27.

Koyama, Y. 2003. "Present status and technology of shield tunnelling method in Japan." **Tunneling and Underground Space Technology**. Vol. 18, No. 2, pp. 145-159.

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

Lee, K. M., Rowe, R. K., and Lo, K. Y. 1992. "Subsidence owing to Tunneling. I: Estimating the Gap Parameter". **Canadian Geotech.** J., Vol. 29, pp. 929-940.

Lee, Y.J., Bassett, R.H., 2007. "Influence zone for 2D pile-soil-tunneling interaction based on model test and numerical analysis." **Tunneling and Underground Space Technology 22**, pp. 325-342.

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

Lo, K, Y., Ng, R. M., and Rowe, R. K. 1984. "Predicting Settlement due to Tunneling in Clays". Proc. Tunneling in Soil and Rock, **Geotech III Conf.**, ASCE, Reston, VA, pp. 48-76.

Lo, K. Y., Ng, M. C., and Rowe, R. L. 1984. "Predicting Settlement due to Tunneling in Clays". **Proc. Geotech '84 – Tunneling in Soil and Rock,** ASCE, Atlanta, Georgia, pp. 47-76.

Loganathan, N. and Poulos, H. G. 1998. "Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays". **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,** ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 846-856.

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

Maconochie, D. J. and Suwansawat, S. 1999. "Bangkok MRTA: Chaloem Ratchamongkon Line". **Tunnel & Tunneling International**, November 1999, 19-22.

Maconochie, D. J., Suwansawat, S., and Chang, C. C. 2001. "Tunneling for the Chaloem Ratchamongkon Line in Bangkok". **Proc. 2001 of Rapid Excavation and Tunneling Conference**, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, Colorado, 113-129.

Maidl, B., Herrenknecht, M., and Anheuser, L. 1996. Mechanised Shield Tunneling, Ernst & Sohn, Berlin.

Mair, R. J. and Taylor, R. N. 1993. "Prediction of Clay Behavior around Tunnels using Plastic Solution." **Proc. Worth Memorial Symposium**, Oxford, 1992, Thomas Telford : 449-463.

Mair, R. J. and Taylor, R. N. 1997. "Bore Tunneling in the Urban Environment." Theme Lecture, Plenary Session 4, **Proc. 14th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering,** Hamburg, Vol. 4 : 2353-2385.

Mashimo, H. and Ishimura, T. 2003. "Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel." **Tunnelling and Underground Space Technology,** Vol.18, pp. 233-241.

Mass Rapid Transit Authority of Thailand : Contract 4 MRTA – BE TRW trackwork : Outline specifications volume 4 , Thailand, 2008.

Mass Rapid Transit Authority of Thailand : Outline design specifications volume 4 , Thailand, 2008.

Mass Rapid Transit Authority of Thailand : Technical paper no.1 : Design criteria report , Thailand, 2007.

Mass Rapid Transit Corporation : Code of Practice for Railway Protection, Singapore, 1990.

Mehrotra, K., Mohen, C. K., and Ranka, S. 1997. Artificial Neural Networks. MIT Press, Cambridge, MA.

Morgan, H.D. 1961. "A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel". **Geotechnique 11**, pp. 37-46.

Muir Wood, A. M. 1975. "The Circular in elastic ground." **Geotechnique 25**, No. 1, pp. 115-127.

Nakthong S. and Suwansawat S. 2007. "Assessments of Lining Design Methods for Soft Ground Tunneling". Proc., International Conference on Engineering, Applied Sciences, and Technology, Bangkok, Thailand. 2007.

Nomoto, T., Imamura, S., Hagiwara, T., Kusakabe, O., and Fujii, N. 1999. "Shield Tunnel Construction in Centrifuge". **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, Vol. 125, No. 4, pp. 289-300.

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

Park, K. H. 2004. "Elastic solution for tunneling-induced ground movement in clays." **International Journal of Geomechanics**, 4(4) : 310–318.

Park, K. H. 2005. "Analytical solution for tunneling-induced ground movement in clays." **Tunneling and Underground Space Technology**, 20(3) : 249–261.

Peck, R. B. 1969. "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground". **Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.

Pham, D. T., and Liu, X. 1995. Neural Networks for Identification, Prediction and Control. Springer-Verlag, London.

Phien-wej, N., Suwansawat, S., and Photayanuvat, C. 2005. "Geotechnical experiences in design and construction of the first Bangkok MRT subway line." **Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling**, April.

Philippe, D. W. 1997. Neural Network Models. Springer-Verlag, London.

Photayanuvat, C., Flicke, J., Hollmann, F., 2006. "Outline Design of The Blue Line South Underground Section - Extension of The Existing Bangkok MRT Subway Line." **International Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok, Thailand: pp. 85-96.

Pinto, F. 1999. "Analytical Methods to Interpret Ground Deformations due to Soft Ground Tunneling". SM Thesis, MIT, Cambridge, MA.

Potts, D. M. 1976. "Behavior of Lined and Unlined Tunnels in Sand". Ph.D. Thesis, University of Cambridge.

Potts, D.M. and Zdravkovic, L. 1999, "Finite element analysis in geotechnical engineering: theory", London, Thomas Telford

Potts, D.M. and Zdravkovic, L. 2001, "Finite element analysis in geotechnical engineering: application", London, Thomas Telford

Rowe, R. K. and Kack, G. J. 1983. "A Theoretical Examination of the Settlements induced by Tunneling: Four Case Histories". **Canadian Geotech**. J., Vol. 20, pp.299-314.

Rowe, R. K. and Lee, K. M. 1992. " Subsidence owing to Tunneling. II. Evaluation of a Prediction Technique". **Canadian Geotech**. J., Vol. 29, pp. 941-954.

Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., and McClellend, J. L. 1986. "A General Framework for Parallel Distribution Processing". **Parallel Distribution Processing**. Vol. 1, MIT Press, Cambridge, MA.

Sagaseta, C. 1987. "Analysis of Undrained Soil Deformations due to Ground Loss". **Geotechnique**, Vol. 37, No. 3, pp. 301-320.

Sagaseta C. 1998. "On the role of analytical solutions for the evaluation of soil deformations around tunnels." **Application of numerical methods to geotechnical problems**, Invited Lecture, CISM Courses and Lectures No. 397 : 3–24.

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

Sigl, O., Nobes, C., 2007. Ground Treatment by Jet Grouting. Tunneling and Underground Structures, Perth Seminar: pp. 291-306.

Slope Indicate, 1994.Applications Guide . Second Edition..

Smith, M. 1993. Neural Networks for Statistical Modeling. Van Nostrand Reinhold, NY.

Stack, B. 1982. Handbook of Mining and Tunneling Machinery, John Wiley & Sons, New York.

Suwansawat. S. 2002. "Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks." Ph.D. Thesis of Massachusetts Institute of Technology.

Suwansawat, S. 2003. "The challenging subway project in Bangkok: New hope of Thais in solving traffic problem." Keynote Lecture. **Proc. The 8th International Conference on Computer-Aided Architectural Design Research in Asia**, Bangkok.

Suwansawat, S. 2003. "The M.R.T. Chaloem Ratchamongkhon Line: A Road to Success of the First Subway Project in Bangkok." **Proc. the 21st Conference of Asean Federation of Engineering Organizations (CAFEO)**, Indonesia.

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

Suwansawat, S. 2004. "Shield tunneling database management for ground movement evaluation." **Proc. the 30th World Tunnel Congress**, Singapore.

Suwansawat, S. 2006. "Longitudinal surface settlements affected by EPB shield tuneling in soft ground." **Proc. Inter. Symposium on Underground Excavation and Tunneling**, Bangkok.

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

Suwansawat., S., Einstein, H. H. 2006. "Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling." **Tunnelling and Underground Space Technology**, 21(2), 133-150.

Suwansawat, S. 2006. "Ground deformation induced by shield tunneling and monitoring system." **Tunnel Engineering Workshop Document**, Engineering Institute of Thailand, Bangkok, Thailand.

Suwansawat, S., Nakthong S. and Ulrich Horny. 2007. "Tunnel Lining Design and Evaluation of Bangkok MRTA Blue Line Extension". **Inter. Symposium Tunnelling for Urban Development**. pp. 194-204.

The British Tunnelling Society, The Institution of Civil Engineers, 1997. Model Specification for Tunneling. Ground Stabilization Process: pp. 107-118.

The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers. 2004. "Tunnel lining design guide". London, Thomas Telford.

Timoshenko, S. and Goodier, J.N. 1983. "Theory of elasticity". New York, McGraw Hill.

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

Verruijt, A. 1997. "A Complex Variable Solution for a Deforming Circular Tunnel in an Elastic Half Plane". **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Vol. 21, pp. 77-89.

Waal, R.G.A. de. 2000. Steel fibre reinforcement tunnel segments for the application in shield driver tunnel linings. Dissertation, Delft University of Technology, Netherlands.

Wood, D.M. 2004. "Geotechnical modelling". Oxfordshire, Spon Press.

Xuewu GE. 2002. Response of a Shield-driven Tunnel to Deep Excavations in Soft Clay, Diseration, The HongKong University of Science and Technology, HongKong.

Yao, D.T., Guo, J.H. and Chao, H.C. 2006. "Earth Pressure on Linings of Shield Tunnel". Underground Construction and Ground Movement. pp. 264-271.

Yogarajah, I., Leong, C.K., Kittichaiwong, N., 1999. The Use of Jet Grout Column as Lateral Support Systems. Jet Grouting in Geotechnical Engineering Seminar: pp. 83-101.

ภาคผนวก ก

ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดิน

บทนำ

โปรแกรม Visual Basic 6 สามารถออกแบบโปรแกรมให้ใช้งานง่ายเหมือน Windows ซึ่งช่วยให้เข้าใจการทำงานได้ไม่ยาก และคำนวณผลการออกแบบได้อย่างรวดเร็ว โดยโปรแกรมที่เขียนขึ้นนี้มีชื่อว่า Tunnel Design Software โดยใช้ JSCE method (1996) คำนวณหาค่าแรงกระทำภายในและใช้วิธีออกแบบเสาสั้นของการออกแบบตามวิธีกำลังในการออกแบบเหล็กเสริม ผลที่ได้คือค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด แรงในแนวแกนสูงสุด แรงเฉือนสูงสุดและค่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ

วัตถุประสงค์

โปรแกรมนี้เขียนขึ้นเพื่อใช้ช่วยในการคำนวณออกแบบผนังอุโมงค์ได้สะดวกและรวดเร็ว เพื่อวิจัยและพัฒนากระบวนการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินให้เหมาะสมสำหรับประเทศไทย และพัฒนาซอฟต์แวร์การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินเพื่อให้สามารถนำมาใช้ในการก่อสร้างจริงอย่างมีประสิทธิภาพ อีกทั้งยังแสดงให้เห็นว่ากระบวนการออกแบบด้วยวิธีไหนที่จะเหมาะสมกับสัณฐานดินในประเทศไทย

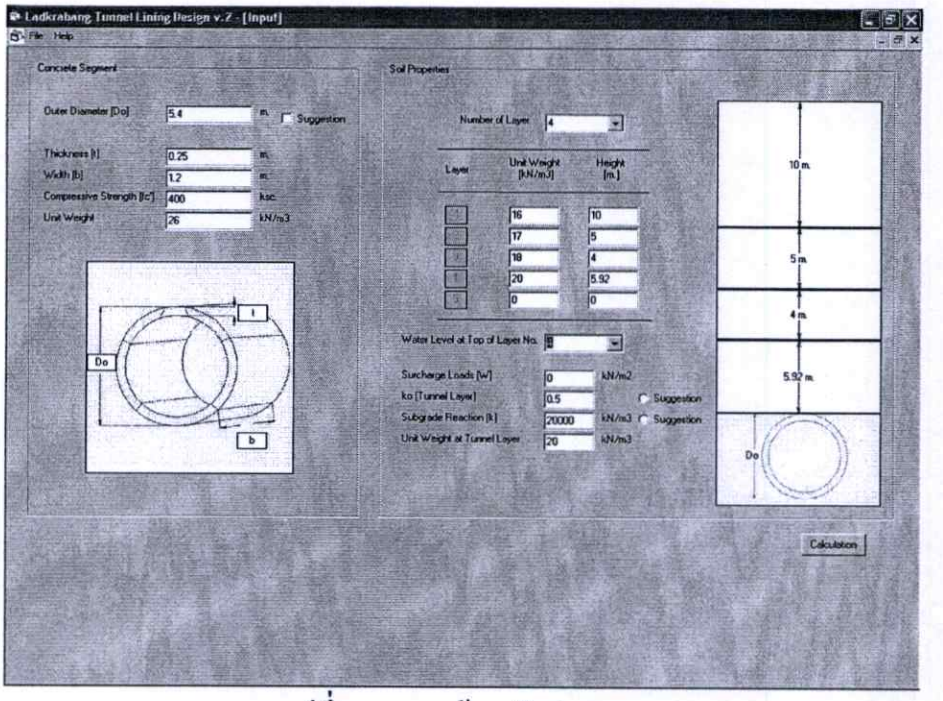
หลักการ

โปรแกรมนี้ได้ใช้สูตรการคำนวณออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินคือ JSCE method (1996) เพื่อหาค่าแรงกระทำภายในและใช้วิธีออกแบบเสาสั้นของการออกแบบตามวิธีกำลังในการออกแบบเหล็กเสริม แล้วเขียนออกมาเป็นโปรแกรมโดยใช้ Microsoft Visual Basic 6.0 ตัวโปรแกรมจะเข้าสู่การรับค่าและคำนวณต่อไป โดยสูตรของ JSCE (1996) ซึ่งสามารถคำนวณค่าโมเมนต์ดัด แรงในแนวแกนและค่าแรงเฉือนที่ 0 – 180 องศา และแสดงค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด แรงในแนวแกนสูงสุดและแรงเฉือนสูงสุดออกมา อีกทั้งโปรแกรมจะแสดงค่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ พร้อมแบบก่อสร้างของหน้าตัดผนังอุโมงค์ใต้ดิน

วิธีการใช้โปรแกรม

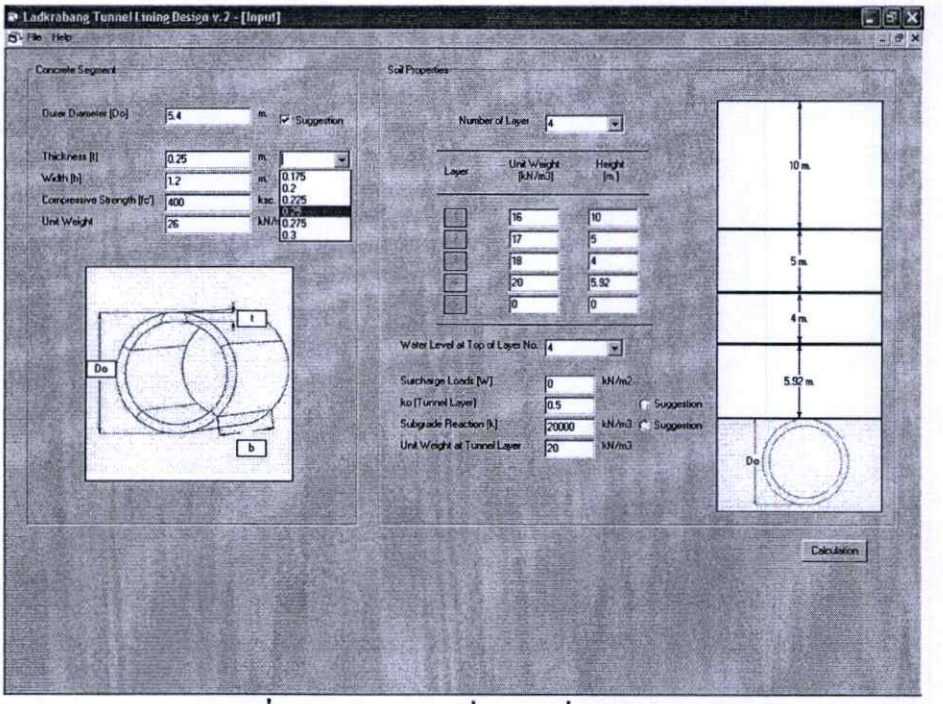
เข้าสู่โปรแกรมโดยเรียกไฟล์ Tunnel design.exe เมื่อเข้าสู่โปรแกรม หน้าแรกจะเป็นหน้าต่าง Input ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งเป็นหน้าต่างที่จะต้องใส่ค่าตามที่ต้องการโดยจะแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ Concrete segment เป็นส่วนที่จะป้อนข้อมูลค่าที่เกี่ยวกับส่วนประกอบของวงแหวนผนังอุโมงค์ (Segment ring) ได้แก่ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (Outer diameter) ความหนาของผนังอุโมงค์ (Thickness) ความกว้างของวงแหวนประกอบผนังอุโมงค์ (Width) ค่า f_c' และค่า

หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (24-26 kN/m^3) อีกส่วนเป็นคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน (Soil properties) เป็นส่วนที่จะ Input ค่าของสภาพชั้นดินในบริเวณที่ต้องออกแบบ โดยเริ่มจากการใส่ค่าจำนวนชั้นดิน (Number of layer) จากนั้นใส่ค่าหน่วยน้ำหนักของดินและความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น เมื่อเสร็จแล้วก็ทำการใส่ค่า ระดับน้ำใต้ดิน Surcharge load สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (k_o) ของชั้นดินที่อุโมงค์อยู่ ค่า Subgrade reaction factor ของชั้นดินที่อุโมงค์อยู่ และค่าหน่วยน้ำหนักของชั้นดินที่อุโมงค์อยู่



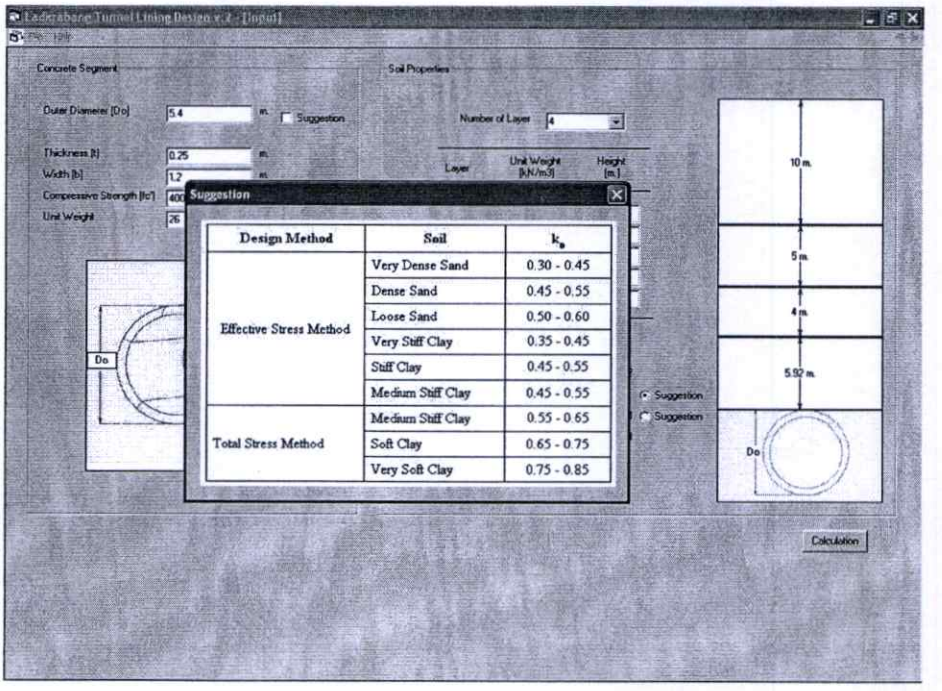
รูปที่ 1 แสดงหน้าจอรับค่า Input

ถ้าค่าเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (Outer diameter) อยู่ในช่วงที่มีการก่อสร้างเป็นมาตรฐาน จะสามารถเลือกคำแนะนำได้ที่ Suggestion ได้ เมื่อเลือกที่ Suggestion ปรากฏตัวเลือกของความหนาของผนังอุโมงค์ (Thickness) และความกว้างของวงแหวนประกอบผนังอุโมงค์ (Width) ที่เป็นมาตรฐาน ซึ่งจะใช้หรือไม่ก็ได้ ดังแสดงในรูปที่ 2



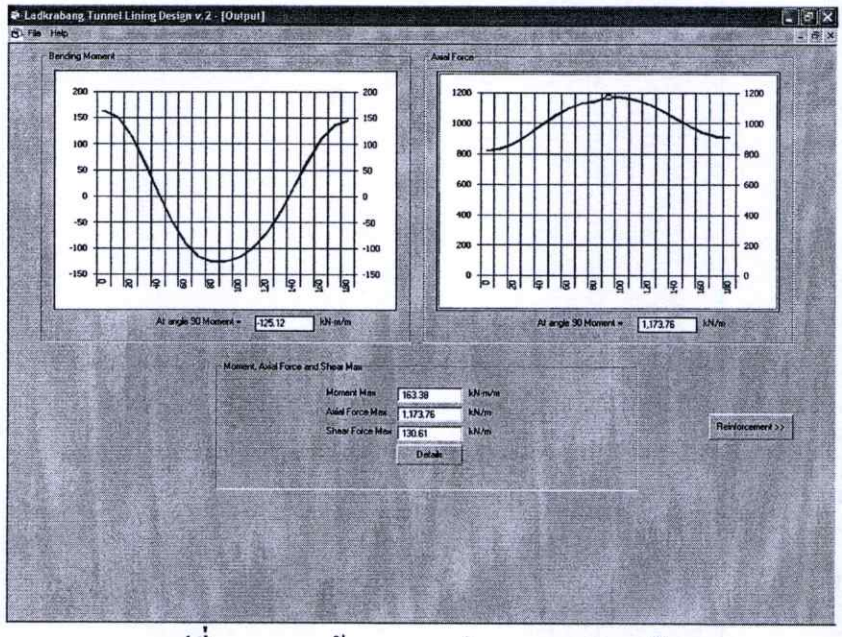
รูปที่ 2 แสดงหน้าจอเมื่อเลือกที่ Suggestion

ถ้าต้องการค่าแนะนำของค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (k_o) หรือค่า Subgrade reaction factor ให้คลิกที่เลือก Suggestion



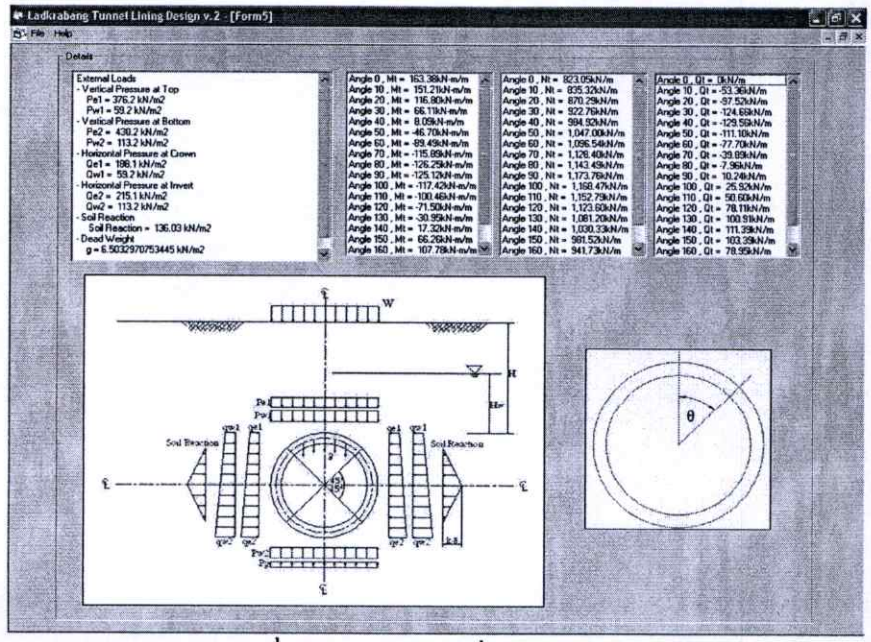
รูปที่ 3 แสดงหน้าจอค่าแนะนำของค่า (k_o) และค่า Subgrade reaction factor

เมื่อคลิกปุ่ม Calculation ในหน้าแรก หน้าต่างผลการคำนวณก็แสดงขึ้น โดยจะประกอบด้วยกราฟ แสดงค่า Bending Moment และ Axial Force ซึ่งแกนตั้งแสดงค่าแรง แกนนอนแสดงค่าองศาจาก Crown รวมถึงค่า Moment Max, Axial Force Max และ Shear Force Max



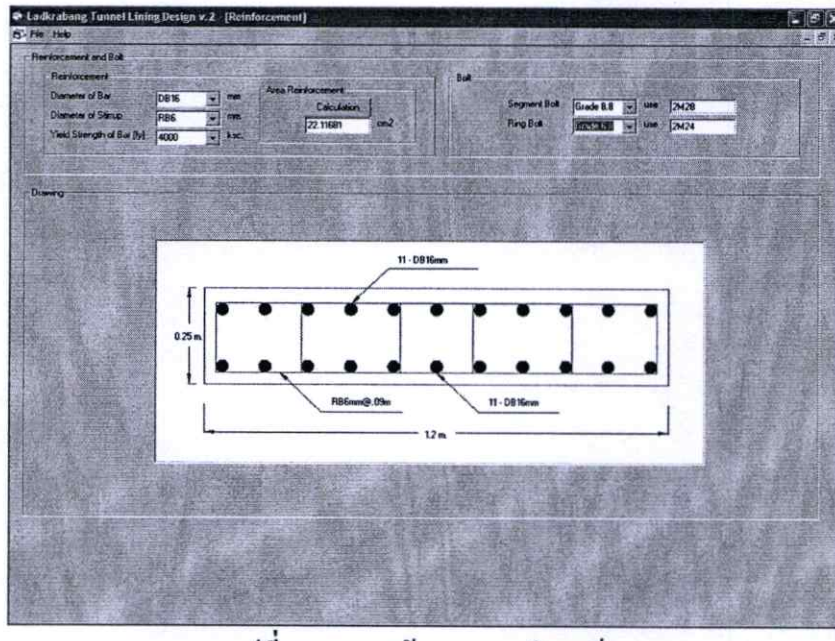
รูปที่ 4 แสดงหน้าจอแสดงค่าแรงกระทำภายใน

ถ้าต้องการดูรายละเอียดค่าที่ได้จากการคำนวณ ให้คลิกที่ปุ่ม Details หน้าต่างแสดงรายละเอียดจะแสดงขึ้น

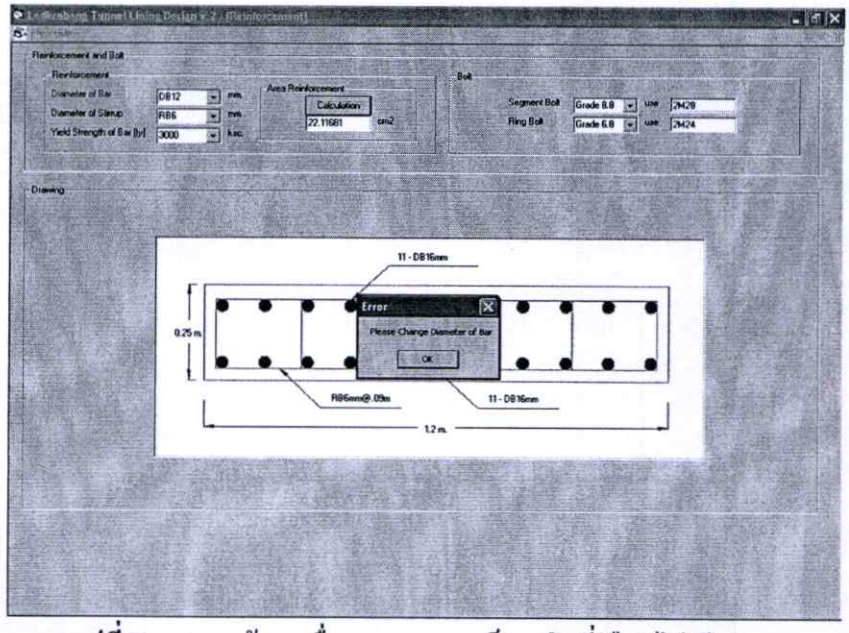


รูปที่ 5 แสดงหน้าจอเมื่อคลิก Details

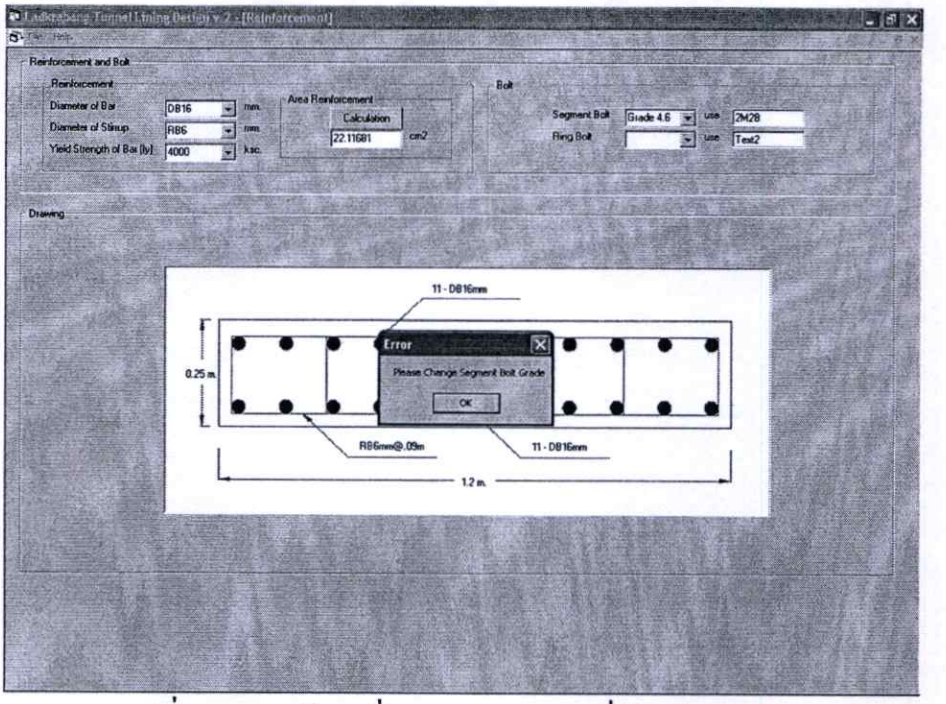
หน้าต่างการเสริมเหล็ก โดยเลือกขนาดของเหล็กเสริม (Diameter of Bar) ขนาดเหล็กปลอก (Diameter of Stirrup) และค่า f_y ของเหล็กเสริม แล้วคลิกที่ปุ่ม Calculation จะได้ค่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ หลังจากนั้นก็เลือก Grade ของ Segment Bolt และ Ring Bolt ในกรณีที่ขนาดของเหล็กเสริมที่เลือกไม่เพียงพอจะปรากฏข้อความ "Please Change Diameter of Bar" และในกรณีที่ Grade ของ Bolt ที่เลือกไม่เพียงพอจะปรากฏข้อความ "Please Change Segment Bolt" หรือ "Please Change Ring Bolt"



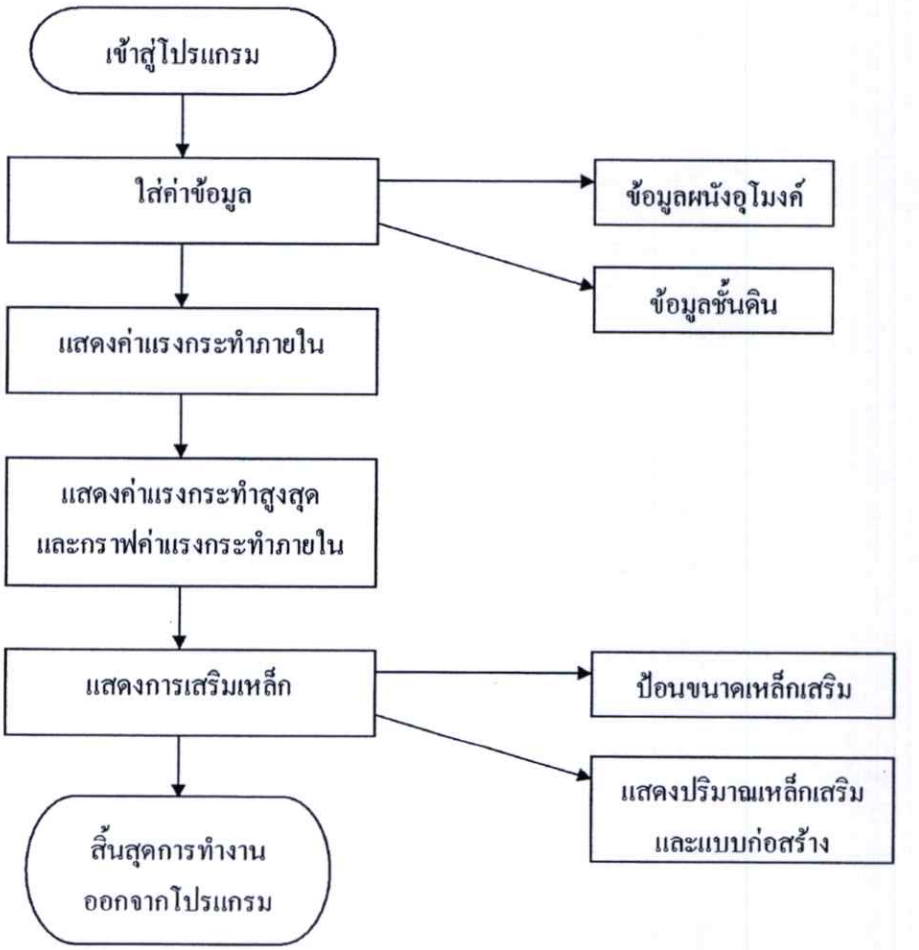
รูปที่ 6 แสดงหน้าจอการเสริมเหล็ก



รูปที่ 7 แสดงหน้าจอเมื่อขนาดของเหล็กเสริมที่เลือกไม่เพียงพอ



รูปที่ 8 แสดงหน้าจอเมื่อ Grade ของ Bolt ที่เลือกไม่เพียงพอ



รูปที่ 9 แผนผังขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม

ภาคผนวก ข

การออกแบบผนังอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศไทยและสิงคโปร์

LINING DESIGN OF TWIN TUNNELS FOR MRTA PROJECT IN THAILAND AND SINGAPORE

ศิริพงษ์ นาคทอง (Siripong Nakthong)[1]

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (Suchatvee Suwansawat)[2]

[1]นักศึกษาปริญญาโทผู้ช่วยวิจัย E-mail:siripong@thaitunnel.org

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

ศูนย์นวัตกรรมการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ ภาควิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

บทคัดย่อ : โครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน ดำเนินการเพื่อลดปัญหาการจราจรที่ติดขัดและคับคั่งบนถนนที่มีพื้นที่จำกัด การก่อสร้างอุโมงค์เป็นงานที่ซับซ้อนและใช้งบมหาศาล ซึ่งส่วนสำคัญที่สุดคือการออกแบบให้ปลอดภัย ซึ่งในปัจจุบันมีวิธีการออกแบบได้หลายวิธี โดยแต่ละวิธีมีข้อจำกัดและมีสมมติฐานที่แตกต่างกัน บทความนี้นำเสนอการเปรียบเทียบการออกแบบผนังอุโมงค์ของประเทศไทยกับประเทศสิงคโปร์ ซึ่งก่อสร้างในชั้นดินที่แตกต่างกัน โดยใช้วิธีการสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical method) โดยอ้างอิงจาก Duddeck and Erdmann (1982) และวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ (Finite element method, FEM) ในการวิเคราะห์แรงกระทำ พบว่าวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ให้ค่าแรงกระทำมากกว่าวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ เนื่องจากวิธีวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์มีการพิจารณา soil aching effect ในขณะที่วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ไม่ได้คำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างและค่าโมเมนต์ดัดขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของผนังอุโมงค์และดิน ข้อดีของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์คือใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้นในกรณีที่มีข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินไม่เพียงพอ ส่วนวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง แต่วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ต้องการแบบจำลองดินที่เหมาะสมและใช้เวลาในการคำนวณค่อนข้างมาก

ABSTRACT: The MRTA project is under the design to reduce the chronic traffic congestion. The project is complicated and will use large budget that the most crucial concern is to deliver a safe design. Today, there are many different methods used for designing tunnel lining. Each method is different in limitations and assumptions. In this paper presents and compares tunnel lining design in Thailand and Singapore. The twin-bored tunnels will be constructed in varying soil condition. Tunnel lining designs also are used Analytical method using Duddeck and Erdmann (1982) and Finite element method (FEM). It was found that analytical method gives the higher results than that of FEM. The soil-structure interaction capability in the FEM analysis caused the results to be smaller than analytical method due to soil arching effect. On the contrary, analytical method is no soil-structure interaction and moments developed in the lining are dependent on the stiffness of tunnel lining relative to the soil. The merit of analytical method can also serve as preliminary design when the detail of soil information is not enough. FEM able to model construction sequences and soil-structure interaction was considered. FEM requires a suitable soil model and running FEM analysis always time consuming.

KEYWORDS: Soft ground tunneling, Tunnel lining, Analytical method, Finite element method, MRTA project

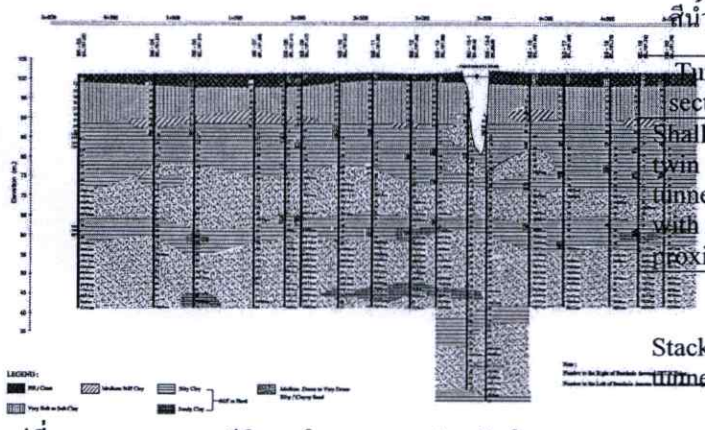
1. บทนำ

เนื่องด้วยการพัฒนาทางเศรษฐกิจและการเจริญเติบโตของจำนวนประชากรเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วทั่วโลก จึงเกิดปัญหาด้านสาธารณูปโภคพื้นฐานและด้านการคมนาคม จึงทำให้เกิดโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินขึ้นมากมาย เพื่อตอบสนองความต้องการทางด้านการขนส่งมวลชน จนถึงระบบสาธารณูปโภคอื่นๆ ในประเทศไทยได้มีการก่อสร้างอุโมงค์ขึ้นอย่างมากมาย เช่น อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์ระบาย รวมถึงอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน เช่นเดียวกับในประเทศสิงคโปร์ที่ได้มีการก่อสร้างอุโมงค์เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะอุโมงค์สำหรับรถไฟฟ้าใต้ดิน อย่างไรก็ตามการก่อสร้างอุโมงค์ยังคงเป็นงานที่ซับซ้อนและใช้งบมหาศาล การออกแบบผนังอุโมงค์เป็นส่วนหนึ่งที่มีความสำคัญอย่างยิ่งต่อความปลอดภัยและราคาค่าก่อสร้างอุโมงค์

2. สภาพทางธรณีวิทยา

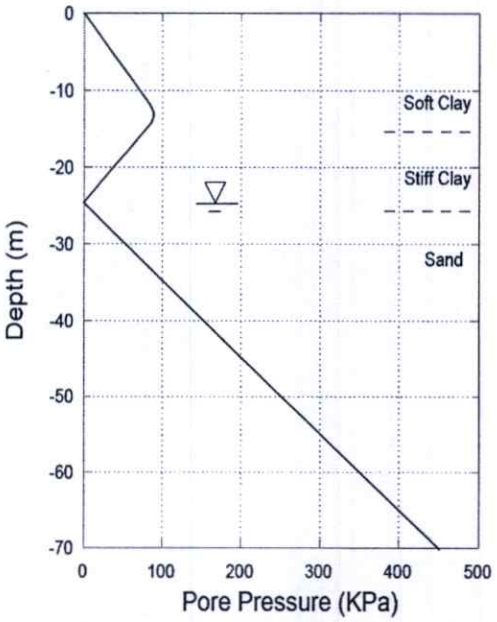
2.1 ประเทศไทย

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินปัจจุบันก่อสร้างอยู่ในบริเวณกรุงเทพมหานคร ซึ่งตั้งอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาทำให้มีสภาพชั้นดินที่หลากหลาย ทำให้มีการจัดเรียงชั้นดินดังในรูปที่ 1 จากการทดสอบคุณสมบัติของดินในสนามและในห้องปฏิบัติการ แบ่งสภาพชั้นดินออกเป็น 6 ประเภท ได้แก่ ชั้นดินถม ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็ง ชั้นทราย ชั้นดินเหนียวแข็งมาก และชั้นทรายชั้นที่ 2 ในบทความนี้อ้างอิงโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน



รูปที่ 1 สภาพทางธรณีวิทยาในกรุงเทพสำหรับโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน

ตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่าในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจัดกระจายหากนำมาพล็อตกราฟ ที่ระดับความลึก 20 เมตร ซึ่งเป็นชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงเทพ

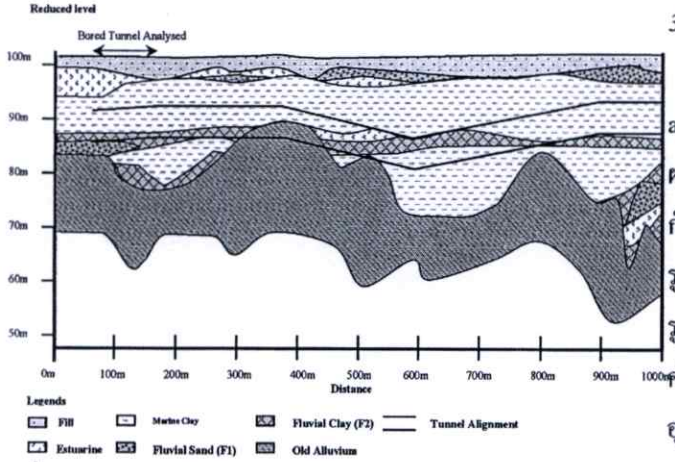
ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินได้แบ่งพิจารณาเป็น 4 กรณี คือ 1) อุโมงค์ที่ตื้นที่สุดและมีตำแหน่งใกล้กัน 2) อุโมงค์แบบซ้อนกัน 3) อุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำ 4) อุโมงค์ในตำแหน่งที่ลึกที่สุด คุณสมบัติต่างๆแสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 รูปแบบหน้าตัดอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขายสายสีน้ำเงิน

Tunnel sections	Depth to tunnel axis	Soil condition	constraint
Shallow twin tunnels with close proximity	8.45 m.	Soft clay	Connection with Hua-Lamphong station
Stacked tunnels	Lower tunnel 28.50 m. Upper tunnel 13.50 m.	Lower tunnel – dense sand Upper tunnel crown – soft clay Upper tunnel invert – stiff clay	Underneath very narrow road
Underneath river tunnels	33.15 m.	Crown – hard clay Invert – very dense sand	High water pressure
Typical cross section	33.70 m.	Crown – hard clay Invert – very dense sand	High overburden pressure

2.2 ประเทศสิงคโปร์

ในบทความนี้ได้อ้างอิงโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน C823 (MRT Circle Line Stage 2 – Contact 823) โดยโครงการนี้จะเชื่อมต่อระหว่างโครงการ C824 และถนนเข้าสู่สนามบิน (Contact 823) สภาพทางธรณีวิทยาดังแสดงในรูปที่ 3 และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินแสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 3 สภาพทางธรณีวิทยาของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน C823

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในโครงการ C823

Material	Unit weight (kN/m^3)	SPT N-values	Strength Parameters: Total stress S_u (kN/m^2)	Effective stress C' (kN/m^2)	Effective stress Ø' (°)	Young modulus (MN/m^2)
Fill	19	0 – 20	30	0	28	10
Fluvial Sand (F1)	20	3 – 15	11	0	30	10
Fluvial Clay (F2)	19	2 – 20	40.5	5	25	15
Upper Marine Clay	16	-	15	0	22	4.5
Lower Marine Clay	16	-	35	0	22	10.5
Old Alluvium	20	> 100	500	25	35	200

ตารางที่ 3 ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของโครงการ C823

Stratum	Distortional loading coefficient, K
Fill	0.50
Marine Clay (M)	0.75
Fluvial Clay (F2)	0.75
Fluvial Sand (F1)	0.50
Old Alluvium	0.50

3. การออกแบบผนังอุโมงค์

การออกแบบผนังอุโมงค์มีความสำคัญอย่างยิ่งต่อความราคาและความปลอดภัยของงานก่อสร้างอุโมงค์ บทความนี้ได้นำเสนอการออกแบบผนังอุโมงค์ 2 วิธี ได้แก่ วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical method) และวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Finite element method)

3.1 Analytical method

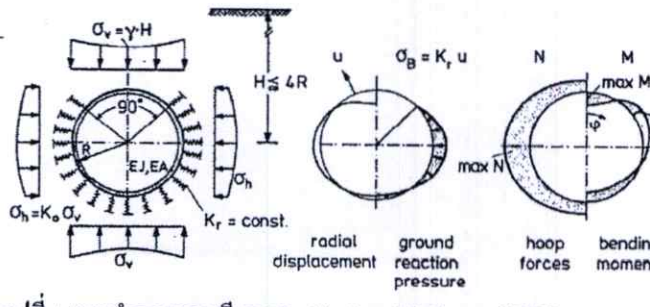
วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ในบทความนี้ นำเสนอวิธี Duddeck and Erdmann (1982) โดยค่าโมเมนต์และความเค้นที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์ขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของผนังอุโมงค์ซึ่งสัมพันธ์กับดินโดยรอบของอุโมงค์ แบบจำลองของทฤษฎีนี้แสดงดังรูปที่ 4 โดยค่า $K_r = E_s/R$ และค่าสติฟเนสของดินอยู่ในรูปของ $E_s = E_c(1-\upsilon)/(1+\upsilon)(1-2\upsilon)$ ซึ่งค่า E_c คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน สมการหาค่าแรงกระทำภายในผนังอุโมงค์แสดงในสมการที่ 1 ถึงสมการที่ 3

$$M_{max} = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4+\frac{(3-2\upsilon)}{3(1+\upsilon)(3-4\upsilon)}\times\frac{E_cR^3}{EI}} \quad (1)$$

$$N_{max} = \sigma_v(1-K_0)R \frac{1}{2+\frac{4\nu(E_cR^3/EI)}{(3-4\upsilon)(12(1+\upsilon)+E_cR^3/EI)}} \quad (2)$$

$$u_{max} = \sigma_v(1-K_0)(R^4/EI) \frac{1}{12+\frac{(3-2\upsilon)(E_cR^3)}{(3-4\upsilon)(1+\upsilon)EI}} \quad (3)$$

โดยที่ M_{max} N_{max} และ u_{max} คือค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด ค่าแรงในแนวแกนสูงสุด และค่าการเสียรูปของอุโมงค์มากที่สุด ตามลำดับ วิธีการสมการเชิงวิเคราะห์โดยอ้างอิงของ Duddeck and Erdmann (1982) ไม่สามารถหาค่าแรงเฉือนที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ได้

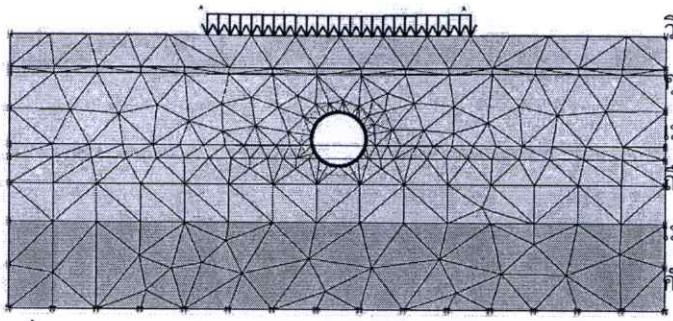


รูปที่ 4 แบบจำลองทฤษฎีของ Duddeck and Erdmann (1982)

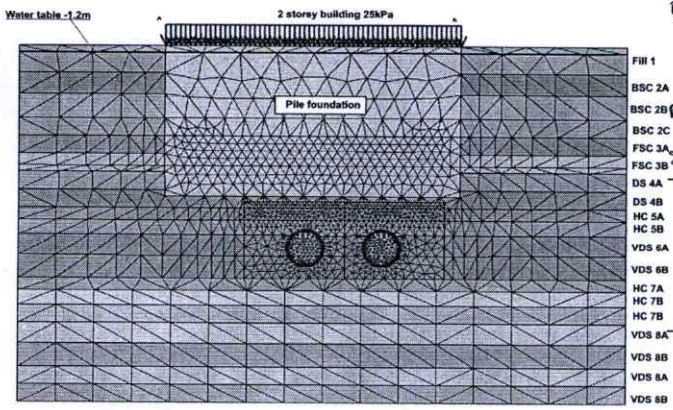
3.2 Finite element method (FEM)

วิธีนี้เป็นการจำลองโครงสร้างโดยรอบของผนังอุโมงค์และสามารถจำลองพฤติกรรมของดินได้อย่างหลากหลาย อาทิเช่น Linear elastic Non-linear elastic และ Non-linear material behavior (plasticity) รวมทั้งสามารถวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ได้ อย่างไรก็ตามวิธีนี้ต้องการแบบจำลองของดินที่เหมาะสมและการป้อนข้อมูลต่างๆที่เกี่ยวข้องอย่างถูกต้อง ได้แก่ คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน และพฤติกรรมการสูญเสียมวลดิน ปัจจุบันได้มีแบบจำลองของดินที่นิยม ได้แก่ Linear elastic model Mohr-Coulomb model และ Hardening soil model

ในบทความนี้ได้ใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb model ในการจำลองดินทั้งในกรณีของประเทศไทยและสิงคโปร์ โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง 5 ตัวแปร ได้แก่ ค่าโมดูลัสของดิน (Young's modulus, E) อัตราส่วนปัวส์ซองของดิน (Poisson's ratio, ν) แรงยึดเหนี่ยวของดิน (cohesion, c) มุมเสียดทานของดิน (Friction angle, φ) และ Dilatancy angle, ψ



รูปที่ 4 แบบจำลอง Finite element method (FEM) ของโครงการ C823



รูปที่ 5 แบบจำลอง Finite element method (FEM) ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน

4. ผลการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ โครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน และโครงการ C 823 ของสิงคโปร์ ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน และโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน C 823 แสดงดังตารางที่ 4 ถึงตารางที่ 9 ตามลำดับ พบว่าวิธีสมการเชิงวิเคราะห์โดย Duddeck and Erdmann (1982) ได้ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด และแรงในแนวแกนสูงสุดมากกว่าทฤษฎี Finite element method เนื่องจาก ทฤษฎีของ Duddeck and Erdmann (1982) พิจารณาแรงดันในแนวดิ่งและแรงดันด้านข้างเป็นหลัก ค่าความเค้นและโมเมนต์ดัดขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของผนังอุโมงค์และดินรอบข้างและค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดถูกควบคุมโดยค่า Flexibility ratio ($E_c R^3/EI$) ในกรณีที่ค่า Flexibility ratio มีค่ามาก (ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินมีค่ามาก) ค่าโมเมนต์ดัดจะมีค่าน้อย ในทางกลับกันเมื่อค่า Flexibility ratio มีค่าน้อย (โมดูลัสของดินมีค่าน้อย) ค่าโมเมนต์ดัดจะมีค่ามาก อีกทั้งทฤษฎีนี้ไม่ได้คำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง ข้อดีของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์คือใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้นในกรณีที่มีข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินไม่เพียงพอ ส่วนวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง แต่วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ต้องการแบบจำลองดินที่เหมาะสมและใช้เวลาในการคำนวณค่อนข้างมาก วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ให้ค่าแรงกระทำน้อยกว่าเนื่องจากวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์มีการพิจารณา soil aching effect ค่า arching effect จะมีค่ามากขึ้นในกรณีที่ดินรอบอุโมงค์เป็นชั้นดินแข็งขึ้น (Vermeer, 2001)

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินในกรณีที่ 1

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	Finite element method (Piezometric pressure)	Finite element method (Hydrostati pressure)
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	43.72	27.498	26.135
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	385.62	457.336	300.387
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	20.769	18.879

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินในกรณีที่ 2 อุโมงค์ด้านบน

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	Finite element method (Piezometric pressure)	Finite element method (Hydrostatic pressure)
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	25.32	15.998	13.453
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	455.26	557.824	381.451
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	13.306	11.348

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินในกรณีที่ 2 อุโมงค์ด้านล่าง

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	FEM (Piezometric pressure)	FEM (Hydrostatic pressure)
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	89.53	57.364	51.442
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	911.16	1070.289	685.451
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	47.338	40.497

ตารางที่ 7 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินในกรณีที่ 3

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	FEM (Piezometric pressure)	FEM (Hydrostatic pressure)
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	63.787	39.328	35.747
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	954.25	1160.23	839.45
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	31.215	28.923

ตารางที่ 8 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินในกรณีที่ 4

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	FEM (Piezometric pressure)	FEM (Hydrostat pressure)
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	157.63	104.531	104.142
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	1193.48	1480.864	985.325
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	73.721	74.987

ตารางที่ 9 ผลการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ของโครงการ C 823 [4]

Member force	Duddeck and Erdmann (1982)	FEM
Maximum bending moment, M_{max} (kNm/m)	85.77	54.18
Maximum hoop force, N_{max} (kN/m)	1061.16	1330.00
Maximum shear force, S_{max} (kN/m)	-	33.21

นอกจากนี้จากตารางที่ 4 ถึงตารางที่ 8 พบว่าการพิจารณาแรงดันน้ำแบบ Piezometric pressure ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ มีผลให้ค่าแรงกระทำมากกว่าในกรณีที่พิจารณาแรงดันน้ำเป็นแบบ Hydrostatic pressure เนื่องจากความแตกต่างของแรงดันในแนวดิ่งและแรงดันด้านข้าง คือในกรณีที่แรงดันในแนวดิ่งมีค่ามากกว่าแรงดันด้านข้างมาก จะทำให้เกิดแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์มากกว่ากรณีของแรงดันในแนวดิ่งมีค่ามากกว่าแรงดันด้านข้างเล็กน้อย กล่าวคือค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างมีผลต่อค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ เช่นกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนจะให้ค่าแรงกระทำน้อยกว่ากรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทราย เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างของดินเหนียวอ่อนมีค่าประมาณ 0.75 ขณะที่ดินทรายมีค่าประมาณ 0.5 ทำให้ผลต่างระหว่างแรงดันในแนวดิ่งและแรงดันด้านข้างน้อยกว่าในกรณีของดินเหนียวอ่อน ดังนั้นในการออกแบบผนังอุโมงค์ควรคำนึงถึงพฤติกรรมของแรงดันน้ำด้วย เนื่องจากในประเทศไทยได้มีการสูบน้ำบาดาลมาใช้จนทำให้แรงดันน้ำมีสภาพเป็น Piezometric pressure แต่ในปัจจุบันได้มีการป้องกันไม่ให้มีการสูบน้ำบาดาลมาใช้จนมากเกินไป ทำให้ในอนาคตมี

แนวโน้มที่แรงดันน้ำอาจกลับมาเป็นแบบ Hydrostatic pressure ได้

5. บทสรุป

ทั้งในกรณีของประเทศไทยและสิงคโปร์ วิธีการสมการเชิงวิเคราะห์ (Analytical method) อ้างอิงจาก Duddeck and Erdmann (1982) และวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ (Finite element method, FEM) ในการวิเคราะห์แรงกระทำ พบว่าวิธีสมการเชิงวิเคราะห์ให้ค่าแรงกระทำมากกว่าวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ เนื่องจากวิธีวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์มีการพิจารณา soil aching effect ในขณะที่วิธีสมการเชิงวิเคราะห์ไม่ได้คำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง (Vermeer, 2001) และค่าโมเมนต์ดัดขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของผนังอุโมงค์และดินรอบอุโมงค์ ข้อดีของวิธีสมการเชิงวิเคราะห์คือใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้นในกรณีที่มีข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินไม่เพียงพอ ส่วนวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง อีกทั้งยังสามารถดูขอบเขตผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้ แต่วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ต้องการแบบจำลองดินที่เหมาะสมและใช้เวลาในการคำนวณค่อนข้างมาก

ในการออกแบบผนังอุโมงค์ส่วนสำคัญที่สุดคือการออกแบบให้ปลอดภัย ดังนั้นควรคำนึงถึงพฤติกรรมของแรงดันน้ำด้วยเนื่องจากมีผลให้ค่าแรงกระทำมากขึ้นในกรณีที่เป็นแรงดันน้ำแบบ Piezometric pressure แต่ในอนาคตมีความเป็นไปได้ที่แรงดันน้ำเป็นแบบ Hydrostatic pressure ซึ่งสามารถลดงบประมาณค่าก่อสร้างได้

6. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยทุนวิจัยมหาบัณฑิต สกว. สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี ภายใต้โครงการสร้างกำลังคนเพื่อพัฒนาอุตสาหกรรมระดับปริญญาโท (สกว.-สสว.) ประจำปี 2550 และความเห็นในรายงานผลการวิจัยเป็นของผู้รับทุน สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป

7. บรรณานุกรม

[1] Geotechnical Investigation Report, 2005. Main Report. Feasibility Study, Design and Tender Document Preparation for the Remaining Extensions and New Routes, Total 3 Projects submitted to MRTA.

[2] Duddeck, H. and Erdmann, J., 1982. Structural design models for tunnels. Proceedings Tunnelling'82, London. pp. 83-91.

[3] Duddeck, H. and Erdmann, J., 1985. On structural design models for tunnels in soft soil. Underground space 1985 Volume 9. pp. 246-259.

[4] P.T. Chong, S.K. Tang, T.L. Lim, S. Sugawara and T. Furusono., 2004. Bore tunnel lining design in soft soils – A Comparison between Analytical and Numerical analyses. World Tunnel Congress 2004. Singapore. Pp F11 1-7.

[5] Vermeer, P., 2001. On single anchored retaining walls. Bulletin of Plaxis, No.10. pp. 2-4.

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-นามสกุล	นายศิริพงษ์ นาคทอง
วัน เดือน ปีเกิด	24 สิงหาคม 2525
ที่อยู่	456/128 ถ.ตลาดใหม่ ต.ตลาด อ.เมือง จ.สุราษฎร์ธานี 84000

ประวัติการศึกษา

พ.ศ. 2547	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ประสบการณ์การทำงาน

พ.ศ. 2547-2549	วิศวกรโยธา บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน)
พ.ศ. 2549-2552	วิศวกรธรณีเทคนิค/โยธา บริษัท ดีทู คอนซัลท์ เอเชีย จำกัด

ผลงานทางวิชาการ

พ.ศ. 2550	เสนอบทความวิจัย “การวิเคราะห์และเปรียบเทียบทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในชั้นดินอ่อน” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12
พ.ศ. 2550	เสนอบทความวิจัย “Assessments of lining design methods for soft ground tunneling” International Conference on Engineering, Applied Sciences, and Technology (ICEAST 2007)
พ.ศ. 2551	เสนอบทความวิจัย “Tunnel Lining Design and Evaluation of Bangkok MRTA Blue Line Extension” International Symposium on Tunneling for Urban Development, Pattaya City, Thailand
พ.ศ. 2551	เสนอบทความวิจัย “การออกแบบและวิเคราะห์ผนังอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 13

พ.ศ. 2551 เสนอบทความวิจัย "Lining Design of Twin Tunnels for the Extension MRTA Project in Bangkok"
Conference of ASEAN Federation of Engineering Organization (CAFEO26)

พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย "ซอฟต์แวร์การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับประเทศไทย"
การประชุมวิชาการ โครงการทุนวิจัยมหาบัณฑิต สกว. สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีครั้งที่ 3

พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย "Design and appraisal of twin tunnels for Bangkok MRTA Extension project"
World Tunnel Congress 2009

พ.ศ. 2552 เสนอบทความวิจัย "การออกแบบผนังอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศไทยและสิงคโปร์"
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14