

การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับกรุงเทพมหานคร ฯ
TUNNEL LINING DESIGN FOR BANGKOK SUBSOIL



โดย
นายวสันต์กร ขวดีวิไลทอง
นายสุชัยวีร์ สวรรณสวัสดิ์
นายแหลมทอง เหล็กแดง

โครงการพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2536

การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินกรุงเทพฯ
TUNNEL LINING DESIGN FOR BANGKOK SUBSOIL



โดย
นายวสันต์ชัย ชวศิริกุลทล
นายสุชชีวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
นายแหลมทอง เหล่าคงถาวร

โครงการพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2536

๒๗.

๐๓๕๙๗

๒๕๓๖

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไป

033409

TUNNEL LINING DESIGN FOR BANGKOK SUBSOIL



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE
BACHELOR OF CONSTRUCTION ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

1993

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินกรุงเทพฯ

นักศึกษา นายวสันต์ชัย ชวศิริกุลทล รหัสประจำตัว 33.1'00334

นายสุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ รหัสประจำตัว 33.100425

นายแหลมทอง เหล่าคงถาวร รหัสประจำตัว 33.100470

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมกรรมการก่อสร้าง

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา อ.สกุล ห่อวโนทยาน

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ผศ. ศิริวัฒน์ ไชยชนะ	
อาจารย์ อำนวย พานิชกุลพงศ์	
อาจารย์ ดร. ศรีกรีช หิรัญมาศ	
อาจารย์ สกุล ห่อวโนทยาน	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(นายสุรัตน์ หวังเจริญ)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 29 เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2537

การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินกรุงเทพฯ
TUNNEL LINING DESIGN FOR BANGKOK SUBSOIL

โดย นายวสันต์ชัย ชวศิริกุลทล
นายสุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
นายแหลมทอง เหล่าคงถาวร

อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ สกฤต ท่อวโนทยาน

บทคัดย่อ

เทคโนโลยีด้านงานอุโมงค์ใต้ดิน มีบทบาทสำคัญมากขึ้นในการแก้ปัญหาจราจร และช่วยในการคมนาคมขนส่งในปัจจุบัน โดยเฉพาะในประเทศไทย ซึ่งมีการคาดการณ์ว่า จะนำอุโมงค์ใต้ดินมาใช้ในกรุงเทพฯ ภายในไม่กี่ปีข้างหน้า หากแต่เทคนิคทางด้านงาน อุโมงค์และวิธีการออกแบบยังไม่แพร่หลายในหมู่วิศวกรไทย จึงยังคงถือว่าเป็นเทคโนโลยีที่ ใหม่สำหรับประเทศไทย ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการศึกษากระบวนการออกแบบ และก่อสร้าง โดยเฉพาะโครงสร้างผนังอุโมงค์ใต้ดินซึ่งทำหน้าที่รับแรงกระทำทั้งหมด เพื่อ สามารถเข้าใจถึงเทคโนโลยีของงานอุโมงค์ใต้ดินและคุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ ภายใต้ วิธีการออกแบบที่มีมาตรฐาน รวมทั้งสามารถเปรียบเทียบและวิเคราะห์ผลลัพธ์ในการออกแบบได้

ABSTRACT

Now a day technology in underground tunnel has more crucial roles in solving traffic problems and make transportation convenient. Especially in Thailand, it is expected to use tunnel in Bangkok in the following year. But tunnel's techniques and designs have not been widespread in Thai engineers. It is a novel technology for Thailand. So it is, very essential to study construction and design process to plumb tunnel's technology and Bangkok subsoil's properties under standard designs and to be able to compare and analyze results of design.

กิตติกรรมประกาศ

โครงการพิเศษนี้สำเร็จลุล่วงด้วย เนื่องจากได้รับการสนับสนุนและอนุเคราะห์จาก บริษัท, สถาบันต่าง ๆ และองค์การของภาครัฐและเอกชน อันประกอบด้วย บริษัท เอสทีเอส เอ็นจีเนียริ่ง จำกัด, บริษัท ไทย-นิชิมัตสึ จำกัด, บริษัท ไทยเอ็นจีเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด, สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, การประปานครหลวง, นอกจากนี้ยังได้รับคำปรึกษาที่ดีจาก

ผู้อำนวยการกองก่อสร้างและออกแบบ การประปานครหลวง ช่วยเหลือด้านข้อมูลทางเทคนิค

รองศาสตราจารย์ ดร. นพดล เพียรเวช อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม

Prof. Dr. Felix E.H. Haser

อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม

และ อาจารย์สฤต ห่อวโนทยาน

อาจารย์ที่ปรึกษา

ให้คำแนะนำปรึกษา และ

กำลังใจ

คณะผู้จัดทำขอขอบพระคุณทุกท่านไว้ ณ โอกาสนี้ ด้วย และขอบคุณเพื่อนภาคคอมพิวเตอร์ เป็นที่ปรึกษางานเขียนโปรแกรม นื่องคณะสถาปัตยกรรม presentation และเพื่อนที่ให้คำแนะนำด้านต่าง ทำให้โครงการนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

นายสันต์ชัย ชวศิริกุลทล

นายสุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

นายแหลมทอง เหล่าคงถาวร

5 เมษายน 2537

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง

เลขหน้า

บทที่ 1

1. บทนำ

1.1. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2. วัตถุประสงค์ของโครงการพิเศษ	1
1.3. ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในโครงการพิเศษ	1
1.4. ขอบเขตของโครงการพิเศษ	2
1.5. วิธีการที่ใช้ในการดำเนินโครงการพิเศษ	2
1.6. ผลประโยชน์ที่จะได้รับจากดำเนินโครงการพิเศษ	2

บทที่ 2. การขุดสำหรับอุโมงค์ระดับลึก (Excavation for Deep Tunnel)

2.1. ลักษณะของดินกรุงเทพฯ (Bangkok Subsoil Condition Layer)	3
2.1.1. ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Marine Clay)	3
2.1.2. ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer)	3
2.1.3. ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (The Upper Bangkok)	5
2.1.4. ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer)	5
2.1.5. ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The Second Sand Layer)	5
2.2. การจัดประเภทดินและเสถียรภาพของ TUNNEL FACE	5
2.2.1. การจัดประเภทดินสำหรับงานอุโมงค์	5
2.2.1.1. Terzaghi's Classification สำหรับดินอ่อน	10
2.2.2. เสถียรภาพของ TUNNEL FACE	12
2.2.2.1. เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่ไม่มีน้ำเชื่อมแน่น และ Frictional Materials	12
2.2.2.2. เสถียรภาพในดินที่มีความเชื่อมแน่น	12
2.2.2.3. เสถียรภาพในดินผสม (Mixed Materials)	16
2.2.2.4. เสถียรภาพและการทรุดตัวของ Unsupport Tunnel Roof and Walls	16
2.2.3. การประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์ในดินอ่อน	17

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เรื่อง	เลขหน้า
2.2.4. Ground Control and Improvement	22
2.2.4.1. Groundwater Lowering	23
2.2.4.2. Grouting	24
2.2.4.3. Freezing	26
2.2.4.4. Compressed Air	26
2.3. วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน	27
2.3.1. วิธีการขุดแบบ Heading and Bench Excavation	28
2.3.2. การใช้ shield ช่วยในการเจาะ	29
2.3.2.1. ประวัติความเป็นมา	29
2.3.2.2. ลักษณะการทำงานของ shield แบบผสม (Conventional Shield)	30
2.3.2.3. ประเภทของ shield	30
2.3.2.4. Slurry Shield Method	32
2.3.2.5. Earth Pressure Balanced Shield (EPBS)	33
2.3.2.6. Slime Shield Method	35
2.3.2.7. Hydroshield	35
2.3.2.8. Hydrojet Shield	37
2.3.2.9. Mixshield	37
2.3.2.10. ข้อพิจารณาเลือก shield	38
2.3.3. Pipe Jacking	39
2.4. ผนังอุโมงค์ใต้ดิน	42
2.4.1. ผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินอ่อน	42
2.4.1.1. ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Primary Lining)	42
2.4.1.2. ผนังอุโมงค์ถาวร (Secondary Lining)	42
2.4.2. ชนิดของผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segment Lining)	44
2.4.2.1. เหล็กหล่อ (Cast Iron)	44
2.4.2.2. เหล็กกล้า (Steel)	46
2.4.2.3. คอนกรีตหล่อสำเร็จ (Precast Concrete)	48
2.4.2. การพิจารณาเลือกชนิดของผนังอุโมงค์	52
2.5. ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ	53
2.5.1. ด้านเทคนิคและวิศวกรรม	54
2.5.2. ผลกระทบต่อสภาวะแวดล้อมและธุรกิจ	58
2.5.3. เงินลงทุนบนโครงการและผลตอบแทนต่อโครงการและส่วนรวม	59

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3. การออกแบบอุโมงค์ (Tunnel Design)	
3.1. พฤติกรรมของดินต่ออุโมงค์ (Soil Behavior on Tunnel)	61
3.1.1. ดิน Firm	63
3.1.2. ดิน Ravelling	63
3.1.2.1. ชนิดและสาเหตุของ Ravelling	63
3.1.2.2. เวลา stand-up ของดิน Ravelling	63
3.1.2.3. การแยกชนิดของดิน Ravelling ขึ้นกับหน่วยเวลา stand-up	64
3.1.3. ดิน Running	66
3.1.3.1. ข้อแตกต่างระหว่างดิน Running และ ดิน Flowing	67
3.1.4. ดิน Flowing	67
3.1.4.1. พฤติกรรมของดิน Flowing	67
3.1.5. ดิน Squeezing	67
3.1.6. ดิน Swelling	69
3.2. การทรุดตัวของดินรอบ ๆ อุโมงค์	71
3.2.1. General	71
3.2.2. การประมาณค่า Surface Settlement	71
3.2.2.1. Peck's Empirical Method	71
3.2.2.2. Yoshikoshi et, al's Method	74
3.2.2.3. การออกแบบ curves สำหรับทำนาย Settlements	76
3.2.2.4. Wong & Kaiser Method	76
3.2.2.5. Roew และ Lo's Method	77
3.2.2.6. Mair et, al's Method (1981)	78
3.2.2.7. Resenendiz และ Romo's Solution	80
3.2.3. สาเหตุของ Grouned Loss	83
3.2.4. เกณฑ์ความเสียหาย (Damage Criteria)	84
3.3. แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ (Pressure on Tunnel Lining)	84
3.3.1. การพิจารณาน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในดินอ่อน (Design Load for Tunnel)	84
3.3.1.1. ทฤษฎีน้ำหนักสมมุติ (Hypothetical Loads)	84
3.3.1.2. ทฤษฎีน้ำหนักของ Terzaghi	85
3.3.2. การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์	87
3.3.2.1. พิจารณา Deformation ของอุโมงค์	88
3.3.2.2. กระบวนการออกแบบน้ำหนักกระทำ	90
3.3.2.3. โมเมนต์ดัด (Bending Moment)	93
3.3.2.4. การโก่งตัว (Buckling)	93

3.4. การออกแบบ Tunnel Lining ในดินอ่อน	94
3.4.1. Muir Wood's Method	95
3.4.2. Peck et al's Method	96
3.4.3. Knud-Engelbreth-Sard Vika's Method	98
3.4.4. Zurabov-Bugaeva's Method	100
3.4.5. Davidov's Method	101
3.4.6. Curtis et al's Method	103
3.4.7. Bodrov-Gorelik's Method	105
3.4.7.1. ตัวอย่าง	110
บทที่ 4 การออกแบบ Lining สำหรับอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ (Lining Design for Bangkok Subsoil Tunnels)	
4.1. แนวเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดิน และตำแหน่งพิจารณา	119
4.1.1. แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน	119
4.1.2. ตำแหน่งที่พิจารณา	120
4.2. การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ	121
4.2.1. อุโมงค์และคุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ ที่ใช้ในการออกแบบ	121
4.2.2. การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ	123
4.2.3. เปรียบเทียบและวิเคราะห์	127
บทที่ 5. โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยคำนวณ TN1	
5.1 วัตถุประสงค์ของการเขียนโปรแกรม	130
5.2 หลักการ	130
5.3 วิธีการใช้โปรแกรม	130
5.4 ข้อจำกัดของโปรแกรม	133
บทที่ 6. บทสรุปและข้อเสนอแนะจากโครงการพิเศษ	
6.1 บทสรุป	134
6.2 ข้อเสนอแนะจากการดำเนินโครงการพิเศษ	135

บรรณานุกรม

ภาคผนวก

- โปรแกรม TN1
- ข้อมูลดินในกรุงเทพฯบนเส้นทาง Center ring และ
Divergent Route I, II และ V
(ถนนสีลม, ถนนสุขุมวิท และ ถนนรัชดาภิเษกตามลำดับ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้าที่
2.1 คุณสมบัติดินเหนียวอ่อนที่ หนองงูเห่า	4
2.2 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวแข็งของดินกรุงเทพฯ	4
2.3 Terzaghi's Classification for Soil in Tunnelling	6
2.4 ปัญหาต่างที่เกิดจากสภาพดินใน Soft Ground Tunnelling	9
2.5 ข้อมูลสนามเกี่ยวกับเสถียรภาพของอุโมงค์ใน saturated plastic clay	14
2.6 เกณฑ์พิจารณาค่าเสถียรภาพใน plastic clays ที่ความลึกมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์	15
2.7 การจัดประเภท shield และ เกณฑ์การเลือก shield	40
2.8 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อสีเทา (Grey Iron)	47
2.9 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อกราไฟท์ (Spheroidal Graphite iron)	48
2.10 การพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์ใต้ดิน	53
3.1 การแบ่งชนิดดินในอุโมงค์ของ Terzaghi (Terzaghi, K., 1950)	61
3.2 การเปรียบเทียบระหว่าง Unified Soil Classification และ ระบบ Tunnel's Ground Classification (BRANDT, 1970)	62
3.3 การออกแบบหน้าหน้ากระทำโดย Terzaghi (1946)	87
3.4 ค่าแรงดัน P_v และ P_h	87
3.5 แสดงแรงดัน (thrust) และการบิดตัวของ lining ในดินอ่อน	92
3.6 แสดงสัมประสิทธิ์ G	98
4.1 คุณสมบัติทางกลของอุโมงค์ที่เลือกใช้	122
4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการออกแบบ	123

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้าที่
2.1 ภาพตัดของชั้นดินในกรุงเทพฯ จากทิศตะวันตก ถึง ทิศตะวันออก	7
2.2 แสดงชั้นดินในถนนรัชดาภิเษกและการแบ่งช่วง	8
2.3 แสดงความสัมพันธ์ของ Unified Soil Classification and Tunnelman's Ground Classification System	10
2.4 การจัดประเภทดินต่างตามพฤติกรรมของดิน	11
2.5 แสดงส่วน heading ของอุโมงค์ ในทางยุคมคคิ ในขณะที่ทำการก่อสร้าง	17
2.6 แสดงรูปของการ failure ของอุโมงค์	18
2.7 ค่าการทรุดตัวที่วัดได้ที่ heading ของ model tunnel ขณะกำลังเกิดการพัง (C/D = 1.2; P/D = 0.1)	18
2.8 แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ที่ส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง (C/D = 1.2; P/D = 1)	19
2.9 แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ที่ส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง (C/D = 1.2; P/D = 0.5)	20
2.10 แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจากผิวดินถึง crown บริเวณส่วน heading	20
2.11 แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจาก face ถึง crown บริเวณ heading	21
2.12 แสดงอิทธิพลของ ลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio	21
2.13 แสดงอิทธิพลของ ลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio	22
2.14 three dimension collapse data	22
2.15 แสดงการกระจายขนาดเม็ดดินที่สัมพันธ์กับการทำ dewatering และการ grouting	25
2.16 หลักการของ shield tunnelling	30
2.17 Typical Drum Excavator	31
2.18 Oscillating Arm Excavator	32
2.19 Ripper Bucket Excavator	33
2.20 แสดง cutting face stability หลักการและช่วงใช้งาน	34
2.21 แสดงระบบของ Earth Pressure Balanced Shield	35
2.22 แสดงส่วนหัวเจาะ Hydroshield Cuttinghead	36
2.23 มังแสดงการทำงานของระบบ Hydroshield	36
2.24 แสดงส่วน Head และ Nozzle ของระบบ Hydroshield	37
2.25 Mixshield -Basic Machine	38

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญญภาพ

ภาพที่	หน้าที่
2.26 มังแสดง shield ชนิดต่าง ๆ	38
2.27 Pipe Jacing Technique	41
2.28 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว ชนิดโครงเหล็ก (steel ribs)	43
2.29 ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ (bolted grey iron)	45
2.30 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า	46
2.31 ผนังอุโมงค์มาตรฐานในประเทศไทย	49
2.32 ผนังอุโมงค์มาตรฐาน แบบ Concrete Segment	49
2.33 ผนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ (frouted smooth bore concrete)	50
2.34 ผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete	51
2.35 การพัฒนาผนังอุโมงค์จากอดีตจนถึงปัจจุบัน	51
3.1 เวลา Stand-up ของดินชั้นกับความกว้างของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน	64
3.2 การแบ่งดินตามหน่วยเวลา Stand-up เทียบกับเวลา Stand-up ของหลังคาของกล่องทดสอบ หนึ่งลูกบาศก์ฟุต	65
3.3 เวลา Stand-up ของกล่องทดสอบ	66
3.4 การสั้นในอุโมงค์ดินเหนียว	68
3.5 เวลา-เส้นโค้งการสั้นในดินเหนียว	69
3.6 การบวมในดินเหนียวที่สมบูรณ์	70
3.7 คุณสมบัติของ Error Function Curve ที่ใช้แทนการทรุดตัวแบบ settlement trough ของอุโมงค์ (Peck, 1969)	72
3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของ trough ซึ่งแทนด้วย i/R และอัตราส่วนความลึก $Z/2R$ สำหรับอุโมงค์ขนาดต่างในดินต่าง ๆ กัน	73
3.9 ความสัมพันธ์ของ ground loss กับอุโมงค์ในดินเหนียว	75
3.10 แสดงขั้นตอนการคาดการณ์ Maximum Settlement	75
3.11 แสดง curves แบบต่างที่ใช้ทำนายค่า settlement	76
3.12 รูป profile แสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน	77
3.13 profile แสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน	78
3.14 แสดงการนิยาม gap parameter	79
3.15 ค่าการทรุดตัวแบบ trough ที่วัดได้กับค่าที่ได้จากการคาดการณ์ของอุโมงค์ Manuel Gonzalez สมมุติให้ 250 มม.	79
3.16 Predicted and Observed Variation of Relative Ground Loss winth load Factor	80
3.17 การทรุดตัวที่วัดได้ในอุโมงค์จำลอง Test ZDP	80
3.18 Conditions and Notations for Analysis of Longitudinal Settlement Profile upon Instantaneous Excavation	81

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้าที่
3.19 ฟังก์ชัน F_1	82
3.20 Conditions in the Analysis of Settlement Profile across the Tunnel Axis upon Stress Release at Tunnel Face	82
3.21 แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์	85
3.23 แสดงพฤติกรรมที่เกิดความเค้นปกติ	88
3.24 แสดงการบิดตัวของอุโมงค์ภายใต้การสมมุติฐาน	89
3.25 แสดงการเกิดพฤติกรรมระหว่างดินกับผนังอุโมงค์	90
3.26 กราฟความสัมพันธ์ของระยะเวลากับน้ำหนักแฉวงแหวน (Ring Load)	91
3.27 Muir Wood's method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil	95
3.28	96
3.29 Zurabov-Bugaeva's method	100
3.30 Davidov's method	102
3.31 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ	104
3.32 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ	104
3.35 แรงภายนอกที่กระทำบน elastically embedded ring	105
3.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง radial displacement กับ tangential displacement	105
3.37 Equilibrium diagram of the external forces	109
3.38 รูปแรงกระทำบนอุโมงค์ในตัวอย่าง	110
3.39 แสดงการกระจายแรงปฏิกิริยาที่คำนวณได้	117
3.40 โมเมนต์ไดอะแกรม ของ elastically embedded ring girder	118
4.1. ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์ โมเมนต์	127
4.2. ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์ โมเมนต์	128
5.1 แสดงการ load ไฟล์จากเมนูตัวเลือก	131
5.2 แสดงการป้อนข้อมูลโดยวิธีของ Peck et al's method	132
5.3 แสดงคำตอบที่คำนวณได้โดยวิธีของ Bodrov-Gorelik	132

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำอธิบายสัญลักษณ์

OF	= ค่า overload factor
N_t	= ค่า stability factor คือ ค่าเดียวกันกับ ค่า OR
P_z	= total vertical pressure
P_h	= total horizontal pressure
P_a	= air pressure above atmosphere
S_u	= undrained shear strength
C	= coefficient of subgrade reaction
K_0	= coefficient of lateral earth pressure at rest
r_o	= radius to outer surface of the tunnel lining
r	= radius to inner surface of the tunnel lining
E_c	= young's modulus for soil or rock
E	= young's modulus of elasticity of lining
I	= second moment of area of lining per unit length of tunnel
μ	= poisson's ratio for ground
μ_l	= poisson's ratio for lining
γ	= unit weight of soil at tunnel axis
Z	= distance from ground surface to tunnel axis
r_2	= radius to inner surface of the tunnel lining
t_s	= stand-up time คือ เวลาที่ใช้ระหว่างที่ขุดอุโมงค์ และเริ่มสังเกตเห็นการเคลื่อนที่ของดินส่วนบนของอุโมงค์

อธิบายศัพท์

tunnel crown	= ส่วนบนสุดของอุโมงค์
tunnel invert	= ส่วนล่างสุดของอุโมงค์
segmented lining	= lining ที่เป็นหลายชั้นประกอบกันเป็นวง
medium	= ดิน
extrados	= ผิวด้านนอกของ lining ที่สัมผัสกับดิน
SPT	= Standard Proctor Compaction Test คือ การหาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้น และความหนาแน่นของดินในห้องปฏิบัติการ
air lock	= ช่องที่ทำการปรับความดันอยู่ส่วนของหัวเจาะ จะมีระบบ lock เพื่อใช้ปรับความดัน
bulkhead	= เป็นห้องในส่วนหัวเจาะ จะไม่มีการถ่ายเทของอากาศในห้องนี้ เพื่อใช้รักษาความดันในส่วนของหัวเจาะ
cut and cover	= เป็นวิธีการสร้างอุโมงค์ โดยการขุดดินขึ้นมาก่อสร้างอุโมงค์เสร็จแล้วถมใช้กับอุโมงค์ระดับดิน
cutterhead	= หมายถึงหัวเจาะอุโมงค์
face	= คือ หน้าอุโมงค์ เป็นส่วนที่กำลังขุดดินออก
free air	= ความดันที่ความดันบรรยากาศ
forepoling	= เป็นโครงสร้างค้ำยันอุโมงค์ ใช้ค้ำยันบริเวณหน้าอุโมงค์
mole	= หมายถึงหัวเจาะอุโมงค์
TBM	= tunnel boring machine หมายถึงหัวเจาะอุโมงค์
handmining	= เป็นการขุดอุโมงค์ โดยใช้ จอบ เสียม หรือ รถขุดดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันความจำเป็นในการใช้พื้นที่ใต้ดินมีมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเริ่มมีบทบาทสำคัญ เพื่อช่วยแก้ปัญหา การระบายน้ำ , การส่งน้ำ , จนกระทั่งใช้เพื่อการคมนาคมขนส่ง แต่เราไม่สามารถปฏิเสธได้เลยว่าเทคโนโลยีทางด้านงานอุโมงค์ใต้ดินนี้ ยังไม่แพร่หลายในหมู่วิศวกรและนักออกแบบชาวไทย เนื่องจากเป็นเทคโนโลยีของต่างประเทศโดยเฉพาะในประเทศแถบยุโรป และประเทศญี่ปุ่น โดยที่เป็นคนเทคนิคที่มีการก่อสร้างมานานแล้ว

อุโมงค์ใต้ดินเพื่อการคมนาคมขนส่งแห่งแรกสร้างขึ้นที่กรุงลอนดอน ประเทศอังกฤษ เมื่อปี พ.ศ. 2406 มีชื่อเรียกว่า " เมโทรโพลิแทน ดิสทริคส์ เรลเวย์ " สำหรับในประเทศใกล้เคียง เช่น สิงคโปร์ และฮ่องกง ก็มี การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเพื่อใช้แก้ปัญหาจราจรในกรุงเทพฯ ๗ แนนอน

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเป็นเทคโนโลยีที่น่าสนใจ และยิ่งใหม่สำหรับคนไทย โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเรื่องการออกแบบอุโมงค์ใต้ดินยังคงเป็นเรื่องใหม่สำหรับวิศวกรชาวไทย ซึ่งเทคโนโลยีทางด้านนี้ มีมานานแล้ว ประกอบกับปัญหาการสร้างรถไฟใต้ดินเพื่อแก้ปัญหาจราจรในกรุงเทพฯ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องอย่างยิ่งที่วิศวกรไทยควรจะได้ศึกษาถึงการออกแบบและการก่อสร้าง เพื่อสามารถตามเทคโนโลยีด้านงานอุโมงค์ใต้ดินให้ทัน รวมทั้งสามารถนำมาประยุกต์ให้เกิดประโยชน์แก่ประเทศไทยในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการพิเศษ

เพื่อทำการศึกษาทฤษฎีพื้นฐานของงานอุโมงค์ใต้ดิน และวิธีการคำนวณออกแบบรวมทั้งปัจจัยสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อ การออกแบบ แล้วนำมาใช้ออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ๗ ตามเส้นทางที่ทำการสำรวจและศึกษา และสามารถแสดงการเปรียบเทียบเชิงวิเคราะห์ผลลัพธ์ที่ได้ รวมทั้งใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ แสดงผลการออกแบบได้

1.3 ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในโครงการพิเศษ

โครงการพิเศษเรื่องการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ได้พิจารณาองค์ประกอบทางเทคนิคโดยรวมดังนี้

- 1) คุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ พิจารณาจากการสำรวจโดยหลุมเจาะ (Bore hole) ตามเส้นทางพิจารณา และนำขึ้นมาวิเคราะห์ หาค่าตัวแปรทางกลศาสตร์ของดิน
- 2) การพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์จะอ้างอิงและเปรียบเทียบจากความเหมาะสมทั้งทางกายภาพและทางวิศวกรรมจากสถิติข้อมูลในอดีต
- 3) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์สามารถวัดได้จาก Pressure cell ที่ติดตั้งบนผิวภายนอกของผนัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อุโมงค์ และพิจารณาเปรียบเทียบจากการคำนวณทางทฤษฎีพื้นฐาน

- 4) พฤติกรรมของดินในการขุดเจาะอุโมงค์พิจารณาจากสภาพความสัมพันธ์ของดินและระดับความลึก รวมทั้งขนาดอุโมงค์
- 5) การออกแบบผนังอุโมงค์ พิจารณาจากทฤษฎีและวิธีการซึ่งเป็นที่ยอมรับ และสามารถนำไปใช้ในงานออกแบบก่อสร้างจริง
- 6) ตำแหน่งในการพิจารณายึดถือตามเส้นทางจากการสำรวจและวิจัยของบริษัทเมโทร 2000

1.4 ขอบเขตของโครงการพิเศษ

การศึกษาการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินกรุงเทพที่มีของเขตครอบคลุมดังต่อไปนี้

- 1) คุณสมบัติของดินกรุงเทพ ภายใต้เส้นทางที่กำหนด
- 2) ศึกษาทฤษฎีทางพฤติกรรมของอุโมงค์ใต้ดิน
- 3) ศึกษาและวิเคราะห์วิธีการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดิน
- 4) นำทฤษฎีมาประยุกต์ใช้กับอุโมงค์ที่ก่อสร้างในดินกรุงเทพ
- 5) นำไมโครคอมพิวเตอร์มาช่วยในการออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดิน
- 6) ศึกษาผลกระทบที่มีผลต่อการออกแบบและการก่อสร้าง

1.5 วิธีการที่ใช้ในการดำเนินโครงการพิเศษ

การดำเนินโครงการพิเศษมีลำดับขั้นตอนการดำเนินงานและวิธีการดังนี้

- 1) ศึกษาหลักการและทฤษฎีเกี่ยวข้องทั้งหมดในการออกแบบผนังอุโมงค์
- 2) สืบค้นทางวิศวกรรมและเก็บข้อมูลที่เกี่ยวข้องทั้งหมด
- 3) พิจารณาค่าคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดิน รวมทั้งสภาพทางกายภาพ
- 4) พิจารณาการออกแบบวิธีการต่าง ๆ ทั้งทางทฤษฎีและปฏิบัติ
- 5) นำวิธีการออกแบบมาทดลองใช้คำนวณผนังอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพ
- 6) ศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้อง เช่น การทรุดตัว การพังทลายของดิน การเคลื่อนตัวรวมทั้งปัญหา

จากการก่อสร้าง

- 7) นำผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณและปัจจัยที่เกี่ยวข้องมาวิเคราะห์เพื่อเสนอแนะ
- 8) เขียนและพัฒนาโปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ให้สามารถนำมาประยุกต์ใช้เพื่อแสดงผลลัพธ์ที่

รวดเร็วและถูกต้อง

1.6 ผลประโยชน์ที่จะได้รับในการดำเนินโครงการพิเศษ

เมื่อทำการศึกษาทฤษฎีพื้นฐานของงานอุโมงค์ และวิธีการคำนวณออกแบบหลายวิธีในปัจจุบัน รวมทั้งปัจจัยต่าง ๆ ที่ส่งผลกระทบต่อออกแบบ แล้วนำมาทดลองประยุกต์ใช้ในงานอุโมงค์ใต้ดินในกรุงเทพ สามารถสร้างความเข้าใจในทางปฏิบัติซึ่งส่งผลให้เป็นแนวทางเพื่อการวิเคราะห์เปรียบเทียบข้อดีและข้อเสียในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ตลอดจนได้พิจารณาถึงคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินกรุงเทพ ที่มักจะเป็นปัญหาในงานใต้ดินแทบทุกชนิด ว่าสามารถก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินได้หรือไม่

นอกจากนี้ยังสามารถนำไมโครคอมพิวเตอร์ เข้ามาช่วยในการแสดงผลการคำนวณ และสร้างความเข้าใจแก่ผู้ต้องการศึกษาเรื่องนี้ได้ยิ่งขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

การขุดสำหรับอุโมงค์ระดับลึก (Excavation for Deep Tunnel)

2.1 ลักษณะของดินกรุงเทพฯ (Bangkok Subsoil Condition)

พื้นที่ของกรุงเทพฯปกคลุมด้วยดินตะกอน จากระยะ 30 เมตรจากผิวดินเป็นส่วนที่มีการทำงานและใช้งานมาก ซึ่งจะมีชนิดของดินต่าง ๆ ประกอบด้วย ดินอ่อนมากถึงดินอ่อน ดินอ่อนปานกลาง ดินแข็ง และทราย ซึ่งดินของกรุงเทพฯจะมีระดับน้ำที่ระดับความลึก 0.5 ถึง 1.5 เมตรจากผิวดิน

2.1.1 ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Marine Clay Layer)

ความหนา	=	10 ถึง 20 เมตร (โดยเฉลี่ยประมาณ 15 เมตร)
สี	=	เทาเข้มถึงกลาง
หน่วยน้ำหนัก	=	1.5 ถึง 1.7 ตัน/เมตร ²
ปริมาณน้ำ	=	50 ถึง 80 % หรือมากกว่า
Liquid limit	=	40 ถึง 80 %
Plasticity Index	=	20 ถึง 33 %

โดยชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นที่อยู่บนสุด โดยเริ่มจากผิวดิน ซึ่งมักมีความหนาทางทิศเหนือ น้อยกว่าทางทิศใต้ และอาจมีชั้นของดินทรายหรือดินตะกอนปะปนอยู่ทั่วไป โดยในชั้นนี้อาจจะมีเกลือปะปนอยู่ แสดงว่าบริเวณนี้เคยเป็นทะเลมาก่อนในอดีต (RAU, 1981)

2.1.2 ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer)

ความหนา	=	ประมาณ 10 เมตร
สี	=	น้ำตาลถึงน้ำตาลอ่อน
ค่า N (SPT)	=	10 ถึง 20
หน่วยน้ำหนัก	=	1.8 ถึง 2.0 ตัน/เมตร ²
ปริมาณน้ำ	=	25 ถึง 40 %
Liquid limit	=	35 ถึง 60 %
Plasticity Index	=	15 ถึง 30 %

เป็นชั้นดินที่วางตัวใต้ชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปอีกที่หนึ่งยังไม่มีรูปแบบแน่นอน และมีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความหนาแน่นพอสมควร และมีระดับไม่ลึกมากเกินไป (ประมาณ 25 เมตร) แม้จะมีปัญหาเรื่องน้ำใต้ดินบ้างแต่ก็ไม่เป็นอุปสรรคมากนัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.3 ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (The Upper Bangkok Sand)

ความหนา	=	5 ถึง 15 เมตร
สี	=	เทาอ่อนถึงน้ำตาลอ่อน
ค่า N (SPT)	=	30 ถึง 60
หน่วยน้ำหนัก	=	ประมาณ 2.0 ตัน/เมตร ²
ปริมาณน้ำ	=	17 ถึง 22 %
Liquid limit	=	ประมาณ 20 %

เป็นชั้นดินที่วางตัวอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็ง มีความลึกปกติประมาณ 27 เมตร อาจจะมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียวแข็งกับชั้นทรายชั้นที่ หนึ่งในบางแห่ง

2.1.4 ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer)

ความหนา	=	2 ถึง 12 เมตร
สี	=	น้ำตาลอ่อนถึงสีเทา
ค่า N (SPT)	=	20 ถึง 50
ปริมาณน้ำ	=	20 ถึง 28 %
Liquid limit	=	48 ถึง 58 %
Plasticity Index	=	26 ถึง 30 %

ชั้นดินเหนียวแข็งมากอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรก ซึ่งมีความแข็งมาก และในพื้นที่บางแห่งก็อาจไม่พบดินชั้นนี้ โดยทั่วไปแล้วดินเหนียวชั้นนี้จะอยู่ที่ความลึก ประมาณ 20 ถึง 30 เมตร ในทางพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพฯจะพบว่ามีความหนามากกว่าที่อื่น ๆ

2.1.5 ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The Second Sand Layer)

ความหนา	=	ประมาณ 12 เมตร
สี	=	น้ำตาลอ่อนถึงสีเหลืองอมเทา
ค่า N (SPT)	=	50 ถึง 80
ปริมาณน้ำ	=	ประมาณ 17 ถึง 20 %

ชั้นทรายชั้นนี้จะพบที่ระดับความลึก ประมาณ 43 ถึง 53 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยประมาณ 45 เมตร

2.2. การจัดประเภทดิน และ เสถียรภาพของ TUNNEL FACE

2.2.1. การจัดประเภทดินสำหรับงานอุโมงค์

เมื่อเรานำเอาเพียงไม้มาใช้เป็นค้ำยันในการสร้างอุโมงค์ การจัดประเภทดินว่าเป็นดินดี เลว เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

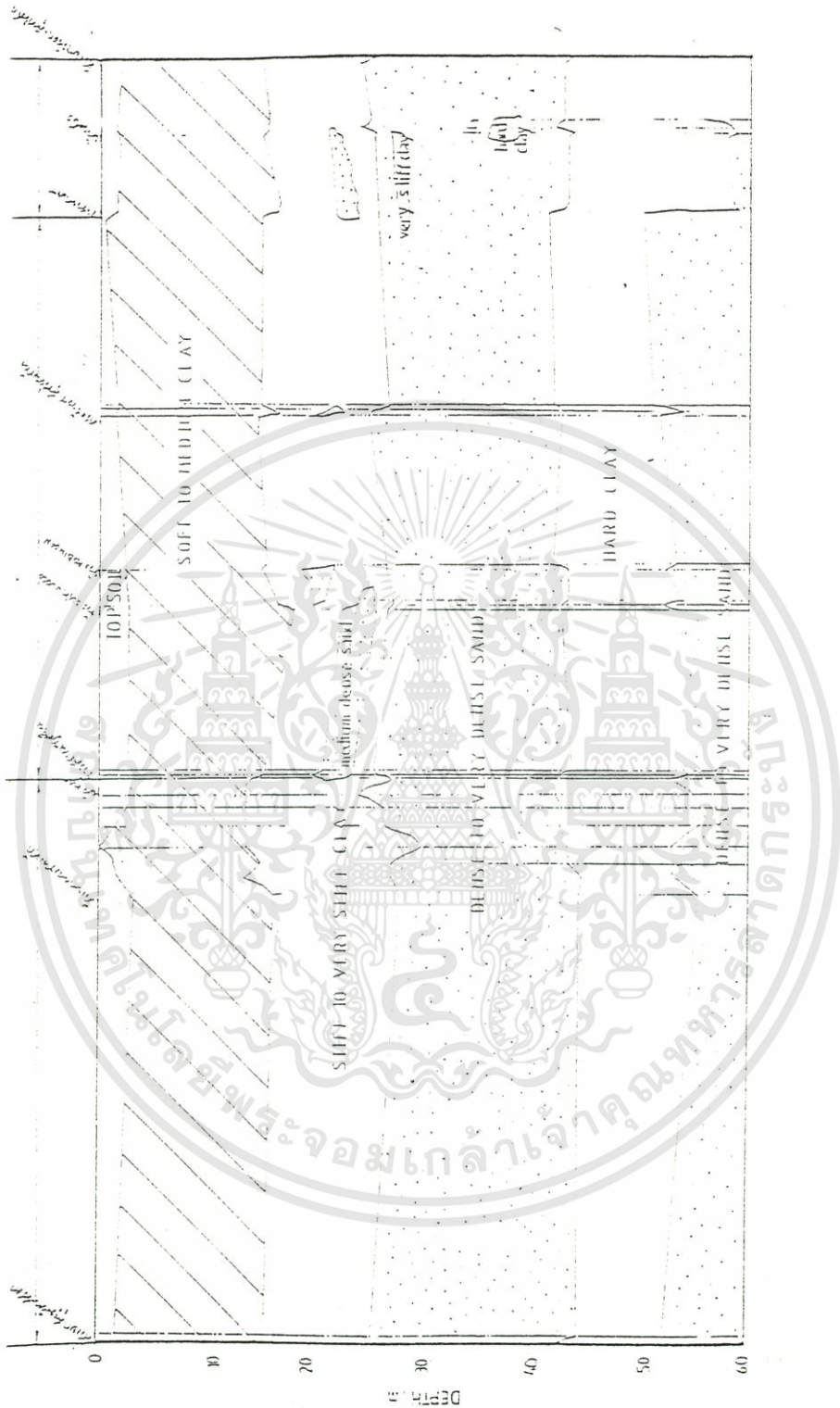
หรือเลวมาก เป็นสิ่งที่ควรจะทำ ถ้าอุโมงค์สามารถที่จะขุดโดยไม่ต้องมีเครื่องค้ำยันได้อย่างปลอดภัย จะพิจารณาว่าดินนั้นเป็นดินสภาพดี ถ้าต้องการเสาค้ำ (forepoling) ดินนั้นจะถือว่าเป็นสภาพเลว และถ้าต้องใช้ breasting ดินนั้นสภาพแย่มาก (Transaction American of Civil Engineer, 1947) อย่างไรก็ตาม เมื่อเราเริ่มนำเอา steel support มาใช้ค้ำยันโครงสร้างอุโมงค์ ทำให้มีความจำเป็นอย่างชัดเจนที่จะต้องจัดประเภทของดินในงานสร้างอุโมงค์ ตามพฤติกรรมของดินที่กระทำต่อ face (MICHAEL, 1987)

Classification	Tunnel Working Conditions	Representative Soil Types
1. Hard	Tunnel heading may be advanced without roof support.	Very hard calcareous clay; cemented sand and gravel.
2. Firm	Tunnel heading can be advanced without roof support, and the permanent support can be constructed before the ground will start to move.	Loess above the water table; various calcareous clays with low plasticity, such as the marls of South Carolina.
3. Slow Ravelling	Chunks or flakes of material begin to drop out of roof or the sides sometime after the ground has been exposed.	Fast Ravelling occurs in residual soils or in sand with clay binder below the water table. Above the water table the same soils may be Slowly Ravelling or even firm.
4. Fast Ravelling	In Fast Ravelling ground the process starts within a few minutes; otherwise it is referred to as Slow Ravelling.	
5. Squeezing	Ground slowly advances into tunnel without fracturing and without perceptible increase of water content in ground surrounding tunnel. (May not be noticed in tunnel but cause surface subsidence.)	Soft or medium-soft clay.
6. Swelling	Like squeezing ground, moves slowly into tunnel, but the movement is associated with a very considerable volume increase in the ground surrounding the tunnel.	Heavily precompressed clays with a plasticity index in excess of about 30; sedimentary formations containing layers of anhydrite.
7. Running	The removal of the lateral support on any surface rising at an angle of more than about 34° to the horizontal is followed by a "run", whereby the material flows like granulated sugar until the slope angle becomes equal to about 34°. If the "run" is preceded by a brief period of ravelling, the ground is called Cohesive Running.	Running occurs in clean, coarse or medium sand above the water table.
8. Cohesive Running		Cohesive Running occurs in clean, fine, moist sand.
9. Very Soft Squeezing	Ground advances rapidly into tunnel in a plastic flow.	Clays and silts with high plasticity index.
10. Flowing	Flowing ground moves like a viscous liquid. It can invade the tunnel not only through the roof and the sides but also through the bottom. If the flow is not stopped, it continues until the tunnel is completely filled.	Any ground below the water table that has an effective grain size in excess of about 0.005 millimeter.
11. Bouldery	Problems occurred in advancing shield or in forepoling; blasting or handmining ahead of machine possibly necessary.	Boulder glacial fill; non-ratio fill; some landslide deposits; some residual soils. The matrix between the boulders may be gravel, sand silt, clay or combinations thereof.

ตาราง 2.3 Terzaghi's Classification for Soil in Tunnelling

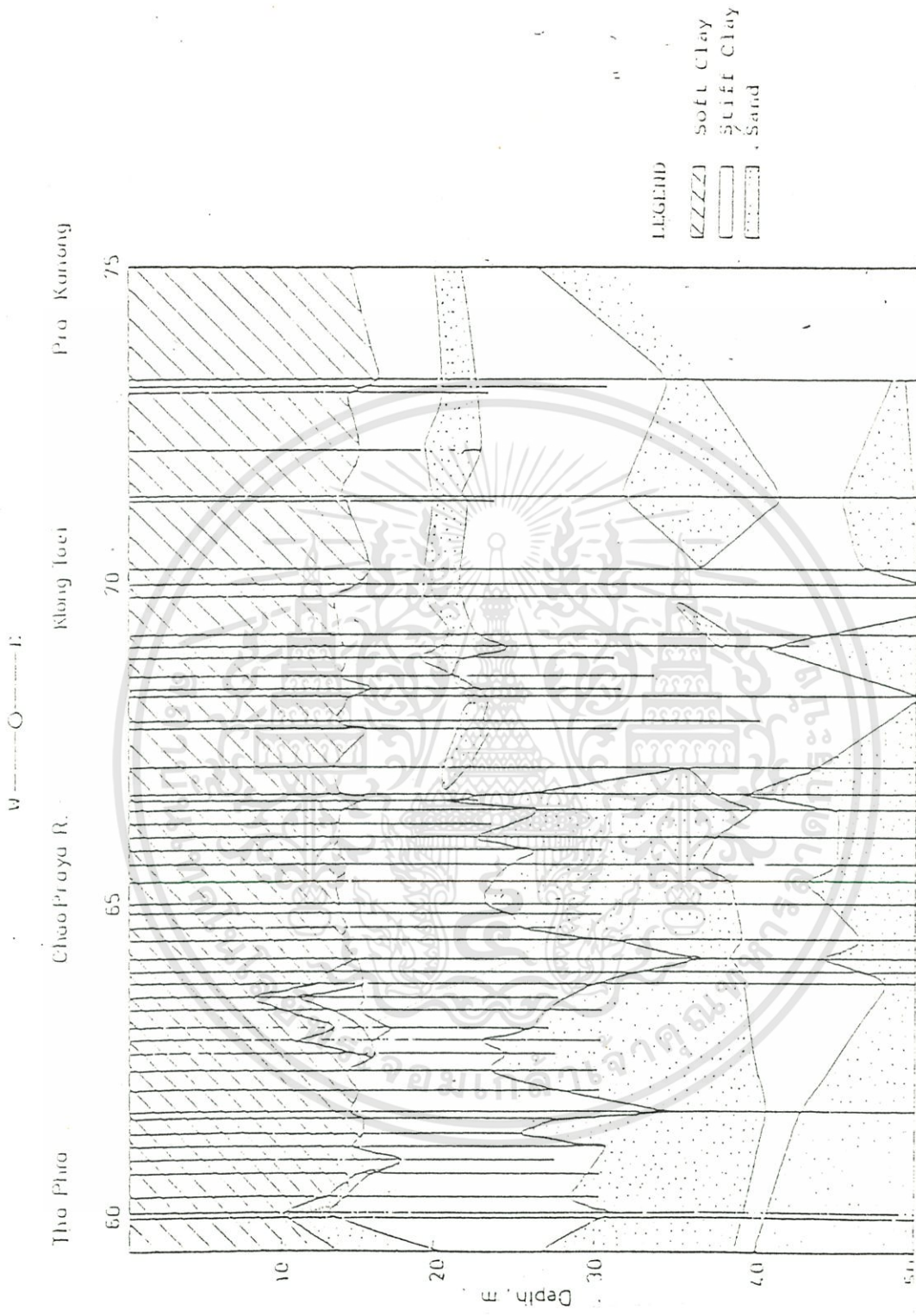
ที่มา : Terzaghi, K., 1950

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1 แสดงภาพตัดของชั้นดินในกรุงเทพฯ จากทิศตะวันตกถึงทิศตะวันออก (กัลยา บริสุทธิ์ธนะกิจ, 2535)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2 แสดงชั้นดินในถนนรัชกาลภิเษกและการแบ่งช่วง (กัลยา บริสุทธิ์ธนะกิจ, 2535)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



Problems	Ground Classifications	Hard	Firm	Slow	Fast	Squeezing	Swelling	Cohesive	Running	Very	Flowing	Bouldery
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Excavation	Abrasion may cause excess cutter wear.	●	●	●	●							
	Access to face may be prohibited								●	●	●	●
	Machine may be buried or "frozen"					●	●	●	●	●	●	●
	Unexpected water pockets may slow advance	●	●	●	●	●						
	Muck may clog machine							●	●	●		
	Irregular solids may slow advance							●	●	●	●	●
	Muck may require secondary breaking											
	Soft soils may slow advance		●	●	●	●						
	Excavation rate may create unstable face						●	●	●	●	●	●
	Face instability may slow advance								●	●	●	●
Materials	Abrasion may cause excessive wear to muck carrier	●	●	●	●							
	Muck may require secondary breaking	●	●									
Handling	Requires large amounts of tunnel support material					●	●	●	●	●	●	●
	May require drying of water absorbents							●	●	●	●	●
	Clinging "liquid" soil may produce unloading problems							●	●	●	●	●
	Irregular solids may produce loading problems										●	●
Ground Control	Face and wall support							●	●	●	●	●
	Significant ground load may develop with time	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Low permeability may exclude wells or grouting							●	●	●	●	●
	Machine vibrations may cause large ground displacements							●	●	●	●	●
	May require almost total water control											●
	May break to cavities, requiring backfill							●	●	●	●	●
	Subsidence may occur before support or backfill is placed							●	●	●	●	●
Environmental	Immediate ground support needed for safety							●	●	●	●	●
	May require dust control	●	●	●	●							●
Safety	May develop water inflow by surges	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Water inflow may be long-term									●	●	●
	Explosive or toxic gases	●	●	●	●							●
Guidance and Control	Ground load may require stress-monitoring	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Control of ground or water can be lost on short notice									●	●	●
	Machine deflection due to mixed face	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Machine deflection due to geological structure	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Utilities	Machine deflection due to soil properties							●	●	●	●	●
	Machine deflection due to irregular solids											●
	Machine deflection due to irregular voids							●	●	●	●	●
	Machine deflection due to high thrust requirement	●	●	●	●							●
	Survey problems due to dust conditions	●	●									●
	Hydraulic power requirements may be high	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Dust control may require large air and water volumes	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Geological	Corrosion protection required for metal liners							●	●	●	●	●
	Electrical power requirements may be high	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	May require low compressed air									●	●	●
	Major requirement for air power equipment									●	●	●
Predictions	Core samples difficult to obtain									●	●	●
	In situ properties difficult to obtain									●	●	●
	Difficult to separate water gradient from soil density									●	●	●
	Major solids (i.e., logs, etc.) may be difficult to determine									●	●	●
	Major water sources may be difficult to determine	●	●	●	●							

ตาราง 2.4 ปัญหาต่างที่เกิดขึ้นจากสภาพดินใน Soft Ground Tunnelling
ที่มา : Brandt, 1970

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.1.1. Terzaghi 's Classification สำหรับดินอ่อน

Terzaghi (1946 และ 1950) เป็นระบบการจัดประเภทดินและหินสำหรับอุโมงค์ ที่ใช้กับพฤติกรรมของดินในอุโมงค์ สำหรับการขุดด้วยแรงงานคน

Unified Soil Classification	Tunnelman's										
Typical Names ⁽¹⁾	Ground Classification ⁽²⁾										
	Hard	Firm	Slow Ravelling	Fast Ravelling	Squeezing	Swelling	Cohesive Running	Running	Very Soft Squeezing	Flowing	Bouldery
Gravel and Coarser											
Sand							A				
Silt		B									
Clay	C	D			E	D			F		
Gravel with Clay Binder	C	D									
Gravel with Silt Binder											
Sand with Clay Binder	C	D									
Sand with Silt Binder											
Cemented Sand and Gravel											
Highly Organic Soils											

A – Moist, above water table
 B – Loess
 C – Stiff to very hard
 D – Stiff to hard
 E – Soft to medium
 F – Very soft

Notes:
 (1) The typical soil names refer to the dominant soil type with regard to their behaviour in a tunnel.
 (2) The shaded squares indicate the soil types that usually cause the ground conditions described by the tunnelman's terms.

รูป 2.3 แสดงความสัมพันธ์ของ Unified Soil Classification and Tunnelman's Ground Classification System

ที่มา : Brandt, C.T., 1970

การแบ่งประเภทดิน Terzaghi 's classification ของดิน เป็นการแบ่งประเภทดินที่แสดงถึงความสัมพันธ์กับพฤติกรรมของดินในระหว่างการขุด แต่ไม่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและลักษณะการ finishing อุโมงค์ ดินจะถูกจัดประเภทออกเป็น firm, ravelling, running, flowing, squeezing, และ swelling คำจำกัดความของประเภทดินเหล่านี้และชนิดของดินที่สอดคล้องกัน แสดงไว้ดัง ตารางที่ 2.3 ขณะที่การแบ่งประเภทของดินนี้สามารถช่วยประเมินความยากง่ายของอุโมงค์ที่ต้องการจะขุดได้ มันช่วยบอกถึงอุปสรรคต่าง ๆ ที่จะต้องพบในการขุด แต่เราไม่สามารถระบุความยากง่ายของดินที่ต้องการจะขุดได้ล่วงหน้าก่อนที่จะทำการขุดดินนั้น เว้นเสียแต่ที่เราได้เคยมีประสบการณ์ในการขุดดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลักษณะเดียวกันนี้มาแล้ว เพราะว่าการจัดประเภทดินของ Terzaghi นี้ไม่ขึ้นอยู่กับค่า พารามิเตอร์ ต่างๆ ของดินเลย แต่จะขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้างที่ใช้ในการขุดอุโมงค์ ตัวอย่างเช่น ทรายที่มีพฤติกรรม แบบ flowing จะสามารถทำให้เปลี่ยนพฤติกรรมเป็นแบบ running หรือ แม้แต่ ravelling ก็ได้ โดยวิธี การ pre-drainage หรือ โดยวิธีการอัดอากาศ (air compressed) ดังนั้นการจัดแบ่งประเภทดินของ Terzaghi นี้จึงไม่สามารถช่วยในการออกแบบ lining ของอุโมงค์ได้

ในปี 1970 Brandt ได้พยายามดัดแปลงการจัดประเภทดินสำหรับการขุดอุโมงค์ของ Terzaghi ให้เข้ากับระบบการจัดประเภทดินแบบ Unified Soil Classification ดังแสดงใน รูปที่ 2.3 อย่างไรก็ตามมี ดินบางกรณีที่ไม่สามารถจัดประเภทตามนี้ได้

ในปี 1969 Deere et al ได้พยายามทำการจัดประเภทในทำนองเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งการจัดประเภทดินของเขามีการพิจารณาถึงระดับน้ำใต้ดิน และตัวแปรตามธรรมชาติต่างๆ ของดิน

ตารางที่ 2.4 เป็นการสรุปปัญหาต่าง ๆ ของการก่อสร้างอุโมงค์กับสภาพดิน แต่ไม่สามารถที่จะ บอกลถึงความยากง่ายของปัญหาเหล่านี้ได้ดี ตารางนี้จึงสามารถใช้ช่วยเพียงแสดงรายการปัญหาต่าง ๆ ที่สำคัญที่จะต้องประสบในการก่อสร้าง

ในปัจจุบัน ยังไม่มีวิธีการจัดประเภทของดินใน โชนท์ สำหรับปฏิบัติการก่อสร้างอุโมงค์ หนึ่งใน ปัญหาหลัก ๆ ในการออกแบบอุโมงค์คือ การหาข้อมูลเกี่ยวกับสภาพดินอย่างถูกต้อง

No.	Case	Reference	Soil	Depth to Tunnel Axis, ft.	Tunnel Diameter, ft.	Depth/Chamber, %DR	Average Uniaxial Shear Strength, s , ksf	Overburden Pressure, p , at/ksf	Air Pressure p_a , ksf	$O.F. = (p - p_a)/s$
1	London, Ashford	Tattersall et al (1955)	London clay, fissured, plastic	90	9.3	9.7	21.0	11.0	0	0.5
2	London, post office	Ward and Thomas (1965)	London clay, fissured, plastic	55	7.7	7.1	7.2	7.0	0	1.0
3	London, Victoria	Ward and Thomas (1965)	London clay, fissured, plastic	85	14.0	6.1	7.8	10.8	0	1.4
4	Ottawa, sewer	Eden and Bozozuk (1968)	Leda clay, sensitive	60	10.0	6.0	3.7	6.2	0.6	1.5
5	Antwerp, gas storage	deBor and Bultens (1966)	boom clay, fissured, plastic	253	17.7	14.3	7.8	21.5	0	4.1
6	Detroit, water	Houset (1942)	Plastic glacial clay	88	15.0	4.5	0.8	8.0	3.9	5.1
7	Toronto, subway	Personal communications	Plastic glacial clay	43	17.0	2.5	0.7	5.5	1.4	5.7
8	Chicago, subway	Terzaghi (1943)	Plastic glacial clay	36	20.0	1.8	0.44	4.3	1.7	5.9
9	Koto, Tokyo, subway	Shiraishi, personal communications	Normally loaded sensitive clay	74	23.0	3.2	0.78	5.8	1.2	7.4
10	Osaka, municipal railway	Shiraishi, personal communications	Normally loaded sensitive clay	51	23.0	2.2	0.60	5.0	1.0	8.6

Remarks:

- 1 Stable, Shield driven.
- 2, 3 Face stable. Walls stood for a length of time, occasional problems with overbreak associated with fissures, stratification, etc.
- 4 Driven with mechanical shield; wall exposed before liner placement. No problems.
- 5 Hand mined. Fissured clay formed 45° talus-slope at face. Wall and roof unstable except for short spans.
- 6 Hand mined. Concrete placed daily directly against clay. Some squeeze.
- 7 Stable. Only 4ft. clay cover, dense sand above.
- 8 Hand mined, horseshoe-shaped; stable with moderate squeeze at air pressure of 12psi; excessive squeeze on drop of air pressure to 7psi, ratio $(p - p_a)/s = 7.4$.
- 9 Shield-driven, face supported during shove. Difficult to keep shield from diving; deviations from grade as much as 14 inches.
- 10 Shield-driven; face closed except for 2.3% opening; took in up to 80% of theoretical volume of tunnel. Inward squeeze of clay could not be controlled at air pressure of 0.8ksf. Downward deviation from grade as much as 1 foot.

Note: psi = pounds per square inch, ksf = kilopounds (kips) per square foot.

รูป 2.4 การจัดประเภทดินต่างตามพฤติกรรมของดิน

ที่มา : Deere et al. 1969

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าการณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2. เสถียรภาพของ Tunnel Face

เสถียรภาพของ face ของ อุโมงค์ ในระหว่างขุด คือสิ่งสำคัญสำหรับทุกโครงการในสภาพดินอ่อน มันมีผลต่อขั้นตอนการก่อสร้าง และมีอิทธิพลต่อการออกแบบ และการก่อสร้าง tunnelling lining ของอุโมงค์ ถ้าเสถียรภาพของอุโมงค์ไม่ดีดินจะพังทลายลงมา ทำให้งานก่อสร้างอุโมงค์ต้องหยุดชะงัก และยิ่งไปกว่านั้น ถ้า tunnel face ไม่มีเสถียรภาพ จะยังผลให้ดินเกิดการทรุดตัวอย่างมาก ทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดิน และใต้ดิน เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์จะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่างๆ หลายประการ เช่น shear strength และ ลักษณะความเค้น ความเครียดของดิน แรงดันเนื่องจากน้ำหนักแบกทานของดิน เวลาของการสูญเสีย strength ของดิน ระยะเวลาการเกิดการทรุดตัวของดิน และขั้นตอนการก่อสร้าง ซึ่งปัญหาต่างๆ นี้ได้ถูกเสนอ โดย Deere et al (1969) และสามารถสรุปได้ดังนี้

2.2.2.1. เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น และ frictional materials

เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น uncemented silt, sands, gravels จะขึ้นอยู่กับระดับน้ำใต้ดินและวิธีการก่อสร้าง

เหนือระดับน้ำใต้ดิน ดินประเภทนี้จะไม่สามารถคงรูปอยู่ได้โดยไม่มีโครงสร้างค้ำยันอยู่ เนื่องจากมันขาดแรงเชื่อมแน่น แต่มันจะเกิดการไหลเท (ravel) ลงมาที่หน้าอุโมงค์จนกระทั่งเกิดเสถียรภาพของความลาด (stable slope) คือ มุมของความลาด จะเท่ากับ มุมเสถียร (angle of repose) ของดินในสภาพหลวม การไหลเทลงมาของดินนี้จะก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงกับสิ่งต่างๆ ที่อยู่รอบ ๆ อุโมงค์ เว้นเสียแต่ว่า จะมีเทคนิคการก่อสร้างพิเศษที่ช่วยจำกัดการไหลของมวลดินไว้ได้ เราสามารถใช้ fore-piling และ hooded shields แก้ปัญหาเหล่านี้ได้ ถ้ามีการใช้สารยึดประสาน (binder) ในดินหรือ ถ้าดินมีความชื้นเพียงพอที่จะเกิดแรงเชื่อมแน่นเนื่องจาก negative pore pressure ดินเม็ดหยาบเหล่านี้ก็จะสามารถคงรูปอยู่ได้(ในช่วงเวลาจำกัด) โดยปราศจาก support ที่ tunnel face ซึ่งส่วนใหญ่ จะเป็นอุโมงค์ที่ไม่ใหญ่นัก อย่างไรก็ตามเสถียรภาพของ face เนื่องจากสาเหตุนี้ ไม่ควรนำมาคิดในการออกแบบเพราะไม่อาจเชื่อถือได้

ในดินที่มีแรงเสียดทาน เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์เป็นสิ่งที่ยากต่อการคาดการณ์วิธีที่ดีที่สุดสำหรับประเมินค่าเสถียรภาพของผนังอุโมงค์ในดินเสียดทาน คือ วิธีการทดสอบจากหลุมเจาะ (test shafts) หรือ วิธี test adits ถึงแม้ว่าผลจากการทดสอบเหล่านี้จะต้องพิจารณาอย่างละเอียด

ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน เสถียรภาพของ tunnel face ขึ้นกับแรงเชื่อมแน่นเพียงเล็กน้อย ซึ่งสามารถต้านทานแรงดันเนื่องจากการรั่วซึม (seepage forces) จากน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้ โดยทั่วไปดินแบบนี้จะมีพฤติกรรมเป็น แบบ flowing ground และต้องมีการตรวจสอบเสถียรภาพของ face ให้แน่ใจ ซึ่งวิธีการที่นำมาใช้ช่วยในการขุดเจาะอุโมงค์ คือ ground water lowering, compressed air และ grouting

2.2.2.2. เสถียรภาพในดินที่มีความเชื่อมแน่น

เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่มีความเชื่อมแน่นจะถูกควบคุมโดยระดับของความเค้นโดยรวมที่เกิดขึ้นรอบ ๆ ช่องเปิด (opening) เทียบกับ การรับกำลัง (strength) ของดินเหนียว (undrained shear strength, S_u) ถ้าความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่ามากเกินกว่าค่ากำลังรับแรงของดิน ดินเหนียวบริเวณหน้าอุโมงค์ จะเกิดการทรุดตัวในลักษณะ plastic อย่างรวดเร็ว เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความชื้นได้ต่ำ ดังนั้นเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินเหนียวหรือดินที่มีความเชื่อมแน่นอื่น ๆ ถูกกำหนดโดยค่า undrained shear strength (S_u) ของมัน โดยการวิเคราะห์ model ของหน้าอุโมงค์แบบธรรมดา ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

BROMS & BENNERMARK, (1967) ได้พบว่า หน้าอุโมงค์ที่สูง H ความกว้าง B และที่ระดับความลึก Z ในดินเหนียว และมีค่า undrained shear strength เท่ากับ S_u และหน่วยน้ำหนัก เท่ากับ γ จะเกิดเสถียรภาพก็ต่อเมื่อ

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq \frac{2\pi}{\left[1 + \left(\frac{1}{6}\right)\left(\frac{B}{Z}\right)\right]}$$

สำหรับอุโมงค์ระดับลึก ค่า B จะน้อยมาก เมื่อเทียบกับค่า Z สมการข้างบนสามารถประมาณได้ ดังนี้

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq 6$$

ถ้าค่าของ Z/B น้อยกว่า 2 การทรุดตัวของหน้าอุโมงค์ดินเหนียวในแนวตั้งจะเกิดขึ้น เมื่อ

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \geq \frac{\left[2\left(\frac{Z}{B}\right) - 1\right]}{\left[1 + \frac{1}{6}\left(\frac{B}{Z}\right)\right]}$$

ถ้ากำลังรับแรงของดินไม่เพียงพอ เราสามารถใช้การอัดอากาศ P_a ในการช่วยเพิ่มเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ ในกรณีนี้ เราจะได้ว่า เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$\frac{(\gamma Z - P_a)}{S_u} \leq 6$$

ความสัมพันธ์และตัวเลขที่คำนวณได้นี้เราเรียกว่า ค่าแฟคเตอร์ของความเสถียร (stability factor) , N_f หรือ overlook factor, OF

ความสัมพันธ์นี้ได้รับการยืนยันจากการวิเคราะห์ โครงการที่ผ่านมาที่แสดงไว้ใน ตาราง 2.5

ได้มีการพิจารณาปัญหาที่ BROMS & BENNERMARK (1969) ทำการศึกษาอยู่แล้วถูกเผยแพร่โดย DEERE et al (1969) ซึ่งสรุปได้ดังต่อไปนี้

- (1). ถ้า $\gamma Z/S_u \leq 2$ ถึง 3 การเคลื่อนตัวของดินบริเวณ face จะเกิดขึ้นน้อยและมีความยืดหยุ่น
- (2). ถ้า $3 \leq \gamma Z/S_u \leq 6$ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณ face จะมีลักษณะเป็น plastic และจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามอัตราส่วน $\gamma Z/S_u$ ที่เพิ่มขึ้น
- (3). ถ้า $\gamma Z/S_u \geq 6$, จะเข้าใกล้ค่าวิกฤตของสภาวะเสถียร หน้าอุโมงค์จะเสี่ยงต่อการทรุดตัวของดินมากที่สุด

ขณะที่ค่าจำกัดของ OF = 6 แสดงว่าเข้าข่ายปัญหาที่ยู่ยาก ค่า OF = 5 คือ ค่าขีดจำกัดในทางปฏิบัติ

ปฏิบัติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Firm	Slowly Ravelling	Rapidly Ravelling	Cohesive Running	Running	
					Above groundwater level dry
	Sand or sandy gravel with clay binder SC-GC	Fine sand with clay binder SC	Silty sand, $U > 6$ SM	Sand and gravel SW, SP GW, GP	
	Loess	dense	Fine silty sand, $U < 3$ SM	loose	
	Inorganic silt (Bull's Liver, quicksand) ML		dense	loose	
	Approximate unit stand-up time (for strip, 1 foot wide)			R_s	
	30 hours	100 min.	7 min.	0.5 min.	
					Below groundwater level
		Sand and sandy gravel with clay binder SC-GC		loose	
		Fine sand with clay binder SC			
		Residual soils, highly weathered rock			
			Silty sand, $U > 6$ SM	loose	
				Fine silty sand, $U < 3$, silt, sand, gravel SM, SW, SP, GW, GP	
Firm	Slowly Ravelling	Rapidly Ravelling	Cohesive Running	Flowing	

Notes

- Air loss (in tunnelling under compressed air) and water inflow is governed by the permeability, largely a function of D_{10} .
- Behavior below groundwater table under suitable air pressure is approximately the same as above groundwater level.
- Loose is here defined by $N < 10$ (standard penetration test), dense by $N > 30$.
- Descriptive terms of materials according to the Unified Soil Classification.
- Behavior may be somewhat better than shown above groundwater level, if material is moist and fine or silty.

ตาราง 2.5 ข้อมูลสนามเกี่ยวกับเสถียรภาพของอุโมงค์ใน saturated plastic clay

ที่มา : Broms et al, 1967

ค่าของ N_f ที่มีค่ามาก ๆ จะทำให้เกิดการทรุดตัวของดินบริเวณรอบ ๆ และเหนือ หน้าอุโมงค์ (บริเวณที่กำลังเจาะ) มีค่ามาก พร้อมกับทำให้เกิดการทรุดและการโก่งตัวของ lining ดังนั้น เราควรปฏิบัติซึ่งการเจาะอุโมงค์สามารถลุล่วงได้โดยปราศจากความยุ่งยากที่ไม่ธรรมดา การใช้ shield จะช่วยให้อุโมงค์ที่มีค่า OF เกินกว่า 5 หรือ 6 แต่จากประสบการณ์ พบว่าเมื่อค่า OF ของดินเข้าใกล้ 7 การใช้ shield ก็ไม่สามารถช่วยได้เนื่องจากการเกิดกระดกเอียงของ shield เมื่อ shield เลื่อนตัว

$$N_f = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

N_f = stability factor

P_z = total vertical pressure, depth z

P_a = air pressure above atmosphere

S_u = undrained shear strength of clay

VALUE OF N_f	EFFECT ON TUNNELING*
7	General shear failures and ground movement around tunnel heading cause shield control to become difficult; shield tends to dive.
6	Shear failure ahead of tunnel causes ground movements into the face even in shield-tunneling.
5	Clay may squeeze rapidly into shield void.
4	Rate of squeeze does not present a problem.
1	Tunneling without unusual difficulties.

Squeeze loads on tunnel supports must be considered.

*The analysis may be applied to silts only if their properties are adequately defined by their undrained shear strengths.

ตาราง 2.6 เกณฑ์พิจารณาค่าเสถียรภาพใน plastic clays ที่ความลึกมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตาราง 2.6 แสดงข้อสรุปความสัมพันธ์ระหว่าง stability factor และพฤติกรรมของดินที่มีความเชื่อมแน่น โดย Peck (1969) ซึ่งได้รับการยืนยันจากการวิเคราะห์ข้อมูลในอดีตที่ผ่านมา ค่า $N_u = 5$ แทนขีดจำกัดล่างที่อุโมงค์อาจจะสร้างได้โดยปราศจากปัญหาการทรุดตัวของดินบริเวณ face การใช้ shield จะช่วยให้ค่า N_u เข้าใกล้ 7 shield อาจจะไม่คุ้มค่านักเนื่องจากมันจะเกิดการเอียงเวลาเคลื่อนตัว exposure time (ระยะเวลาที่ยังไม่ได้ติดตั้งค้ำยันที่ face) ของ face เป็นเรื่องสำคัญมาก ในขณะที่เรากระทำการขุดจะเกิด negative pore pressure เกิดขึ้น ถ้าเราปล่อยให้ดินอยู่ในสภาวะเดิมนาน ๆ pore pressure จะเกิดการ dissipate เป็นผลทำให้ค่า shear strength ของดินลดลง ดังนั้นถ้าเราคาดว่าอัตราการขุดเจาะอุโมงค์ล่าช้า เราจำเป็นต้องออกแบบให้ค่า N_u มีค่าต่ำ ๆ (หรือให้ลดค่า S_u จากค่าจริงลง) ออกแบบให้ค่า N_u น้อยกว่า 5 หรือน้อยกว่า 4 ก็จะมีค่ามาก เพื่อให้การวิเคราะห์เสถียรภาพของ face มีความเหมาะสม ค่า undrained shear strength ของดินเหนียว จะต้องถูกกำหนดตามที่เปลี่ยนแปลงกับเวลา เมื่อ confining pressure ลดลง

2.2.2.3. เสถียรภาพในดินผสม (Mixed Materials)

บ่อยครั้งที่ tunnel face จะประกอบไปด้วยดินมากกว่าหนึ่งชนิด การวิเคราะห์เสถียรภาพของ face แบบนี้จะทำได้โดยการแยกพิจารณาดินแต่ละชนิด อย่างไรก็ตามดินที่มีลักษณะเป็นชั้น ๆ จะมีชั้นดินเม็ดหยาบซึ่งน้ำสามารถซึมผ่านได้อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน จะมีปัญหาอย่างมากต่อการขุดเจาะ แม้ว่าชั้นดินนี้จะเพียงชั้นบาง ๆ เราก็จำเป็นต้องใช้การอัดอากาศช่วยเพิ่มเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์

2.2.2.4. เสถียรภาพและการทรุดตัวของ Unsupported Tunnel Roof and Walls

เสถียรภาพของ unsupported tunnel roofs และ walls (ผนังด้านข้างอุโมงค์) และเสถียรภาพของ face เป็นตัวกำหนดวิธีการขุดเจาะ และ เทคนิคการก่อสร้าง lining และเวลาที่ใช้ในการติดตั้ง support

อิทธิพลของกำลังรับแรงของดินบนเสถียรภาพของ opening (บริเวณที่ทำการขุดเจาะ) สามารถสรุปโดยใช้ค่า overload factor, OF ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่าง maximum hypothetical tangential stress (ความเค้นแนวสัมผัสที่มากที่สุดโดยสมมุติ) ที่ tunnel wall ซึ่งคำนวณ โดยทฤษฎี elasticity และ

undrained shear strength, S_u , และสำหรับ $K_0 = 1$ ค่า OF เท่ากับ $\frac{\gamma Z}{S_u}$ สำหรับ OF น้อยกว่า 1 ดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น และสำหรับ OF มากกว่า 1 ดินจะมีลักษณะเป็น plastic ดินจะไม่มีพฤติกรรมเป็นแบบ elastic-plastic แต่จะมีเฉพาะในกราฟความสัมพันธ์ของ stress-strain ดังนั้นจึงมีการกระจายความเค้นใหม่รอบ ๆ tunnel opening ถ้า K_0 แตกต่างจากหนึ่งมากและค่า OF=1 ดินอาจจะไม่เกิดพฤติกรรมแบบ plastic ขึ้นก็ได้

ในดินที่มีแรงเสียดทาน เสถียรภาพของ tunnel opening เป็นสิ่งที่คาดการณ์ได้ยาก วิธีการประเมินค่าเสถียรภาพของ tunnel walls ในดินที่แรงเสียดทาน ที่ดีที่สุด คือ การทำ test shaft หรือ test adits (ลักษณะเดียวกับการเจาะหลุมสำรวจ) แต่ผลที่ได้ต้องตรวจสอบอย่างละเอียดถี่ถ้วน

เมื่อค่า OF น้อยกว่า อาจต้องใช้สมการ elastic ประเมินค่าการทรุดตัวของการทำ soil cylinder ในอุโมงค์ ซึ่งจะช่วยให้ทราบสถานะของ plane strain ที่เกิดขึ้นห่างจาก face ระยะหนึ่ง เมื่อ plastic zone เกิดขึ้น เราสามารถที่จะทำการคำนวณ ค่าการทรุดตัวสำหรับ $K_0 = 1$

ปัญหาสำคัญของการคำนวณนี้ คือ การหาค่า E โดยทั่ว ๆ ไป ค่า E จะหาได้จากการทำ unconfined compression tests ซึ่งจะให้ค่าออกมาน้อยเกินไปขึ้นกับ confining pressure ถ้าหาโดยการทำ triaxial tests ก็จะให้ค่ามากเกินไป ซึ่งปัญหาการเลือกค่า E ที่เหมาะสมก็จึงไม่สามารถแก้ได้

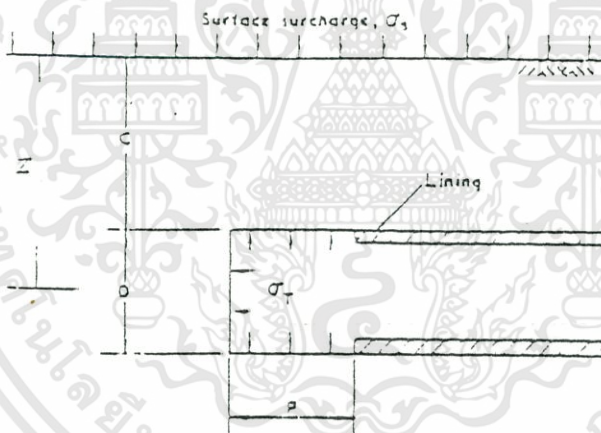
เมื่อดินมี tensile strength น้อยมากหรือไม่มีเลยจะทำให้ดินมีเสถียรภาพไม่สม่ำเสมอทั่ว face

ทำให้การ deformations ไม่สม่ำเสมอ และถูกควบคุมโดยขั้นตอนการก่อสร้าง

2.2.3. การประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์ในดินอ่อน

BROMS & BENNERMARK (1967) ได้สร้างแบบจำลองเพื่อทำการศึกษเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ ดังที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อก่อน เขาได้ทำการศึกษผลของความยาวของ roofs และ walls ของอุโมงค์ที่ยังไม่ได้ติดตั้งโครงสร้างค้ำยัน ซึ่งไม่ประสบผลสำเร็จ ชุดของแบบจำลองทดสอบการทำนายค่าการทรุดตัวรอบ ๆ อุโมงค์ที่เกิดขึ้นในดินเหนียวถูกทำโดย CAIRCROSS (1973), และ KIMARU และ MAIR (1981) ในทฤษฎีแห่งสภาพหลวม แบบจำลองทดสอบโดย ARGYLE (1976) และ ASPDEN (1976) ซึ่งให้เห็นว่า พฤติกรรมการทรุดตัว และ เสถียรภาพโดยรวมเป็นอิสระกับพารามิเตอร์ที่ไม่มีหน่วย P/D ในดินเหนียวแบบจำลองการทดสอบโดย CASARIN & MAIR (1981) ซึ่งให้เห็นว่าเสถียรภาพของบริเวณหน้าอุโมงค์ขึ้นกับความลึกของ roof และอุโมงค์ ที่ไม่มีโครงสร้างค้ำยัน เทียบกับเส้นผ่าศูนย์กลาง

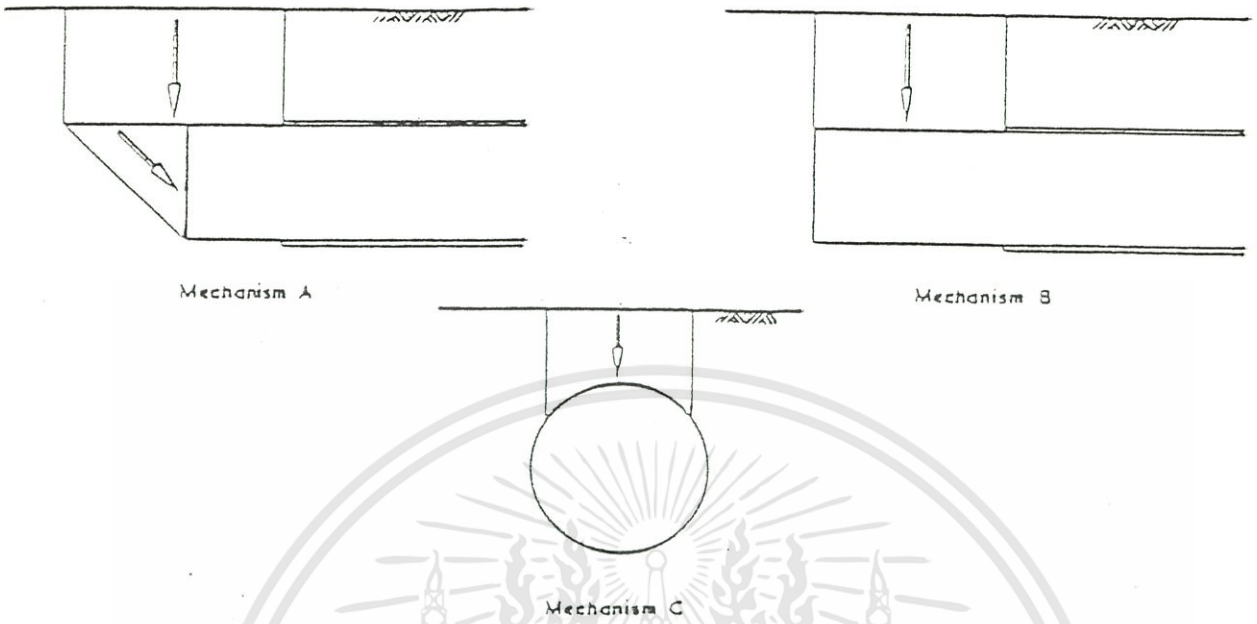
รูป 2.5 แสดงโครงสร้างค้ำยันของ heading (ส่วนหัวของรูเจาะอุโมงค์) ในดินอ่อน σ_t คือ แรงดันที่ช่วยค้ำยันอุโมงค์ C คือระยะจาก crown หรือ roof ของอุโมงค์ถึงผิวดิน D คือเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของอุโมงค์ P คือ ระยะจาก face ของ heading อุโมงค์ ถึง lining แรงกระทำที่ผิวดินแทนโดยแรงดัน σ_s



รูป 2.5 แสดงส่วน heading ของอุโมงค์ ในทางอุดมคติ ในขณะที่ทำการก่อสร้าง (CASARIN & MAIR, 1981)

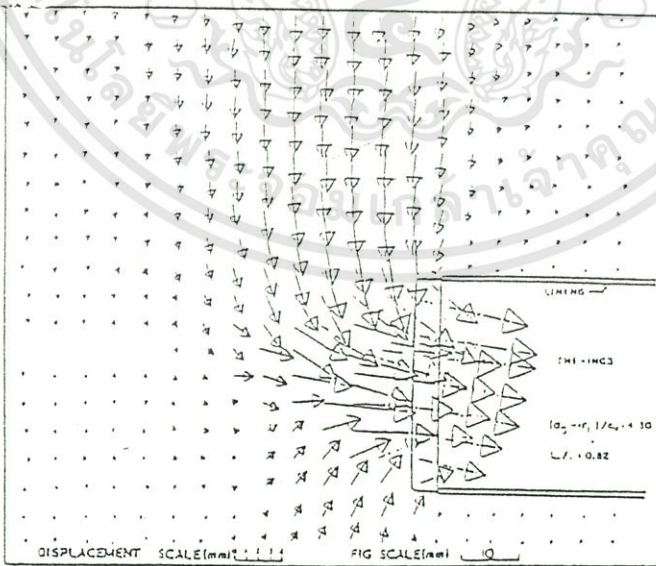
ลักษณะของการทรุดตัวมีอยู่ 2 แบบ ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นได้จากผลการทดสอบดังอธิบายในแผนรูป 2.6 แผนภาพ A (mechanism A) ซึ่งมีค่า P/D น้อยกว่าขณะที่แผนภาพ B ซึ่งมีค่า P/D มากกว่า (แผนภาพ C คือภาพอีกด้านหนึ่งของแผนภาพ B) สำหรับ P/D = 0.1 การทรุดตัวของดินจะเกิดทั้งที่ face และที่ roof ของ heading และ โซนของการเสียรูปแบบ plastic จะแพร่จาก face ไปยังผิวดิน ขณะที่ค่าแรงดันค้ำยันมีค่าลดลง การทรุดตัวของดินที่ได้จากการสังเกตแสดงในรูปที่ 2.7 และแบบจำลองการทรุดเป็นดังแสดงในแผนภาพ A รูป 2.6 ในทางตรงกันข้าม ค่า P/D = 1.0 ย่านพลาสติก (plastic zone) จะถูกจำกัดให้เกิดบริเวณเหนืออุโมงค์ และการทรุดตัวที่ได้จากการสังเกตแสดงในรูป 2.8 ซึ่งตรงกับแผนภาพ B ในรูป 2.6 ค่า stability factor และ load factor ($LF = N_t/N_{tc}$ ที่จุด failure) แสดงในรูป 2.7 และ 2.8

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.6 แสดงรูปของการ failure ของยูโมงค์ (CASARIN & MAIR, 1981)

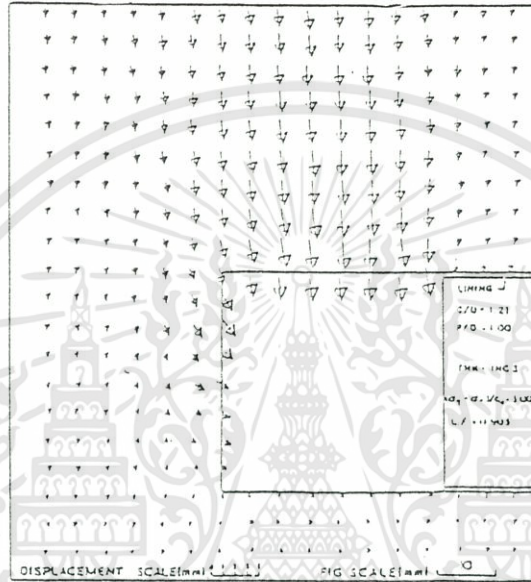
ที่ค่าของ P/D อยู่ระหว่าง 0.1 และ 1.0 แผนภาพ B จะวิกฤตมากกว่าแผนภาพ A แบบทดสอบ THJ (P/D = 0.5) ได้เลือกใช้ค่า P/D ใกล้ค่าวิกฤตมากที่สุดและการทรุดตัวของดินที่ได้จากการสังเกตเป็นดังรูป 2.9 แสดงให้เห็นว่าเป็นการทรุดตัวแบบแผนภาพ A และ B เกิดขึ้นพร้อมกัน



รูป 2.7 ค่าการทรุดตัวที่วัดได้ที่ heading ของ model tunnel ขณะกำลังเกิดการพัง (C/D = 1.2; P/D = 0.1) (CASARIN & MAIR, 1981)

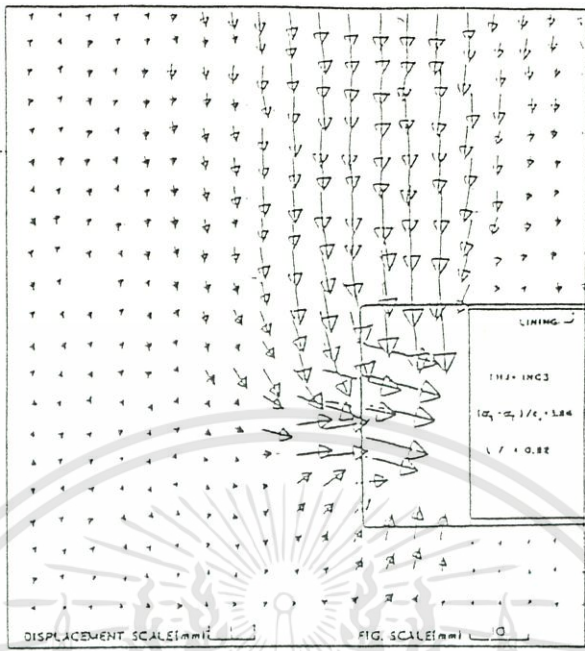
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ stability factor น้อยกว่า 50% ของ stability factor ที่จุด failure การเคลื่อนตัวของดินจะเกิดขึ้นน้อย และดินมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น รูป 2.10 แสดงความแปรผันของอัตราส่วนของการทรุดตัวที่ผิวดินกับที่ crown กับค่า P/D ถึงแม้ว่ากราฟจะแสดงให้เห็นว่าค่า δ_s/δ_c เพิ่มขึ้น (δ_s การทรุดตัวที่ผิวดิน) เมื่อค่า P/D เพิ่มขึ้น แต่ค่าสูงสุดคือ 0.8 รูป 2.11 แสดงค่า P/D เพิ่มขึ้น พร้อมกับค่า face displacement

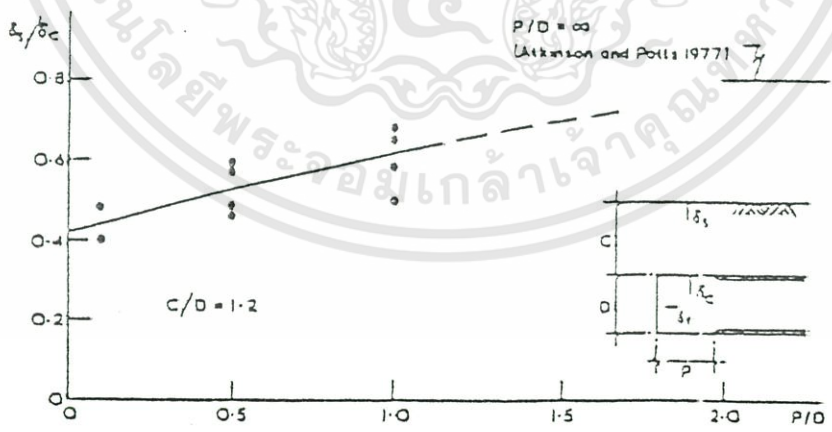


รูป 2.8 แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ในส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง (C/D = 1.2; P/D = 1) (CASARIN & MAIR, 1981)

(δ_s) ลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากค่า crown displacement (δ_c) เพิ่มขึ้น stability factors ที่จุด failure ถูกพล็อตในรูป 2.12 สำหรับค่า P/D ต่าง ๆ กัน และค่าเสถียรภาพลดลงอย่างรวดเร็วขณะที่ P/D เพิ่มขึ้น ในรูป 2.13 เป็นการแสดงผลของอุโมงค์ทดสอบแบบต่าง ๆ ภายใต้สภาวะ undrained ที่ค่า P/D = 0 ที่ความลึกต่าง ๆ กัน stability ratio สำหรับอุโมงค์ต่าง ๆ มีแนวโน้มที่จะคงที่ที่ค่าความลึกบางค่า รูป 2.14 ของ centrifuge model tests สำหรับ เสถียรภาพของ heading ใน soft clay ซึ่งทดสอบโดย KIMURA & MAIR (1981)

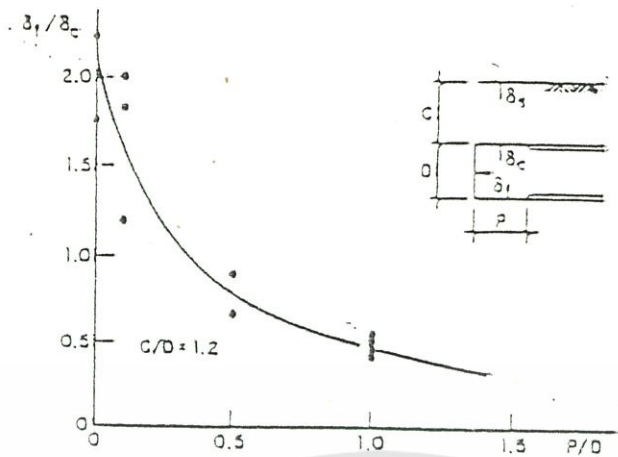


รูป 2.9 แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ในส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง ($C/D = 1.2; P/D = 0.5$) (CASARIN & MAIR, 1981)

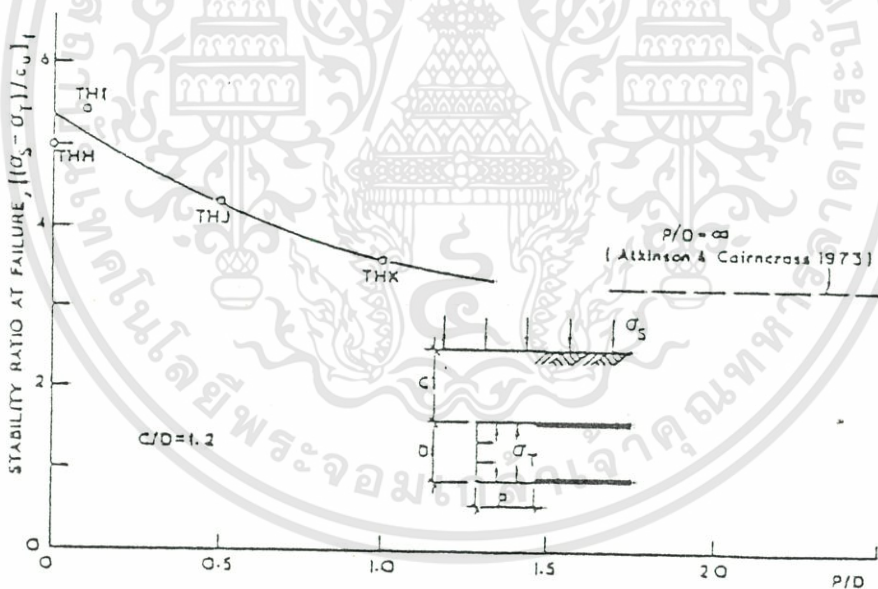


รูป 2.10 แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจากผิวดินถึง crown บริเวณส่วน heading (CASARIN & MAIR, 1981)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

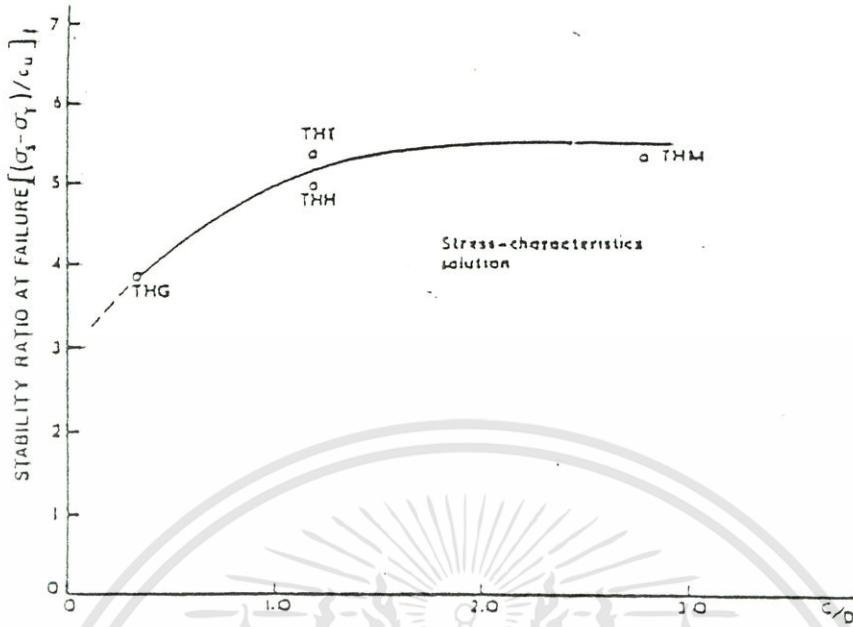


รูป 2.11 แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจาก face ถึง crown บริเวณ heading (CASARIN & MAIR, 1981)

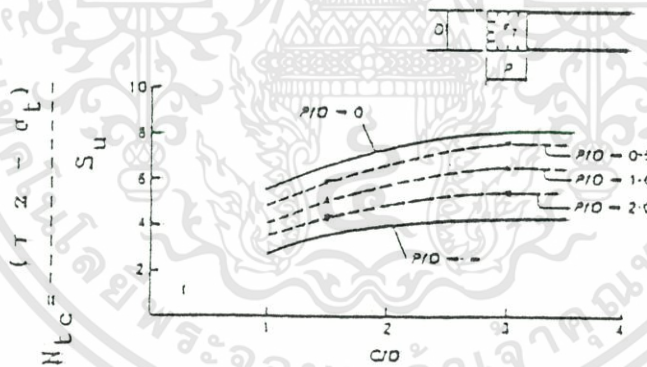


รูป 2.12 แสดงอิทธิพลของ ลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio (CASARIN & MAIR, 1981)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.13 แสดงอิทธิพลของ ลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio (CASARIN & MAIR, 1981)



รูป 2.14 three dimension collapse data (SCHOFIELD, 1980)

2.2.4. Ground Control and Improvement

ในบางกรณี สภาพดินตามแนวอุโมงค์ไม่เหมาะสม ทำให้การขุดเจาะไม่สามารถทำได้ นอกจากจะต้องมีวิธีการควบคุมและปรับปรุงคุณภาพดินเสียก่อน ซึ่งส่วนใหญ่จะพบใน flowing ground หรือ อุโมงค์ในดินเหนียวอ่อน ซึ่งเสถียรภาพของ face มีค่าน้อย ซึ่งอาจพบเป็นแนวยาวหรือเฉพาะที่ก็ตาม

เมื่อเราต้องทำ ground control การเลือกวิธีการที่จะใช้ขึ้นกับชนิดและขอบเขตของสภาพดินที่เป็นปัญหา ระยะทางของอุโมงค์กับอาคารและสิ่งสาธารณูปโภคบริเวณใกล้เคียง และ ปริมาณสภาพดินทำนองเดียวกันนี้ที่จะพบในหน้าตัดอื่น ๆ อีกว่ามีการพบซ้ำมากนักน้อยเพียงไร

ต่อไปนี้ขบวนการทางธรณีวิทยาที่ใช้ในการควบคุมสภาพดินที่เป็นอุปสรรค

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. ground water lowering
2. grouting
3. freezing the ground water
4. compressed air

ทุก ๆ วิธีสามารถใช้ใน flowing ground ได้ แต่ส่วนมากมีเพียงวิธี compressed air เท่านั้นที่สามารถใช้ลดปัญหา face stability ของอุโมงค์ในดินเหนียวได้ ลักษณะโดยทั่วไปของวิธีการ ground control เหล่านี้คือ ค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง ค่าใช้จ่ายนี้จะอยู่ในขอบเขตที่พอสมควรถ้าศักยภาพของปัญหาและความจำเป็นของการทำ ground control ได้ตระหนักไว้ตั้งแต่แรกในระหว่างขั้นตอนการออกแบบ อย่างไรก็ตามมีข้อห้ามอยู่ว่าถ้าเราไม่ได้ประเมิน ปัญหาของสภาพดินก่อนทำการก่อสร้างจะทำให้วิธีการทำ ground control ไม่เหมาะสมกับวิธีการขุดเจาะอุโมงค์และการทำ lining

2.2.4.1 Groundwater Lowering

เป็นขบวนการควบคุมระดับน้ำใต้ดินก่อนเริ่มงานขุดเจาะอุโมงค์ ในอุโมงค์ระดับตื้น สามารถทำได้โดยการติดตั้ง deepwell หรือ well-point system เพื่อ draw down (การลดระดับน้ำใต้ดิน โดยน้ำใต้ดินจะไหลเข้าสู่ well point ที่เจาะไว้ เนื่องจากความต่างของแรงดัน) ระดับน้ำใต้ดินให้ต่ำกว่าระดับ invert (ส่วนล่างสุดของอุโมงค์) ของอุโมงค์ทันที ที่ระดับน้ำใต้ดินลดลงถึงระดับที่ต้องการแล้ว ระบบปั๊มจะต้องทำงานอย่างต่อเนื่องจนกว่า final lining จะติดตั้งเสร็จ

ความเหมาะสมของดินชนิดต่างๆที่จะใช้วิธี dewatering method (วิธีการลดระดับน้ำ) แสดงไว้ในรูป 2.15 medium to coarse sands เหมาะสมที่สุดสำหรับการใช้ well-point ขณะที่ fine-grained pervious soils อาจจะทำให้การลดระดับน้ำโดยใช้ vacuum well-points ในทางปฏิบัติ การลดระดับน้ำโดยใช้ well-point แบบ single stage จะจำกัดความลึกไว้ประมาณ 15 ฟุต การลดระดับน้ำในดินที่ลึกมาก ๆ ประมาณ 100 ฟุต สามารถทำได้โดยใช้ eductor well-points แต่พลังงานที่ใช้ จะเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้น ซึ่งจะประหยัดมากกว่าถ้าเราใช้วิธี groundwater control แบบอื่น เช่น deep wells

ระยะห่างระหว่าง well-points ที่อยู่ใกล้กันมาก ๆ ในดินที่หีนน้ำมาก ๆ อาจจะต้องเป็นชุดของ well-point ขนาดใหญ่ ซึ่งจะประหยัดกว่าหรือการเพิ่มระยะห่างระหว่าง wells และลดจำนวน well ลง เนื่องจากความแออัดบนผิวดินเหนือแนวอุโมงค์

วิธี groundwater lowering อาจทำให้ดินเม็ดละเอียดไหลออกมาพร้อมกับน้ำ ซึ่งอาจทำให้เกิดปัญหาดินทรุดได้ ดังนั้นจึงต้องใช้ filter ที่เหมาะสมกรองน้ำที่ไหลออกมาจาก wells การทรุดตัวอาจเกิดขึ้นในดินที่เกิดจากการทับถมอัดตัวแน่น เนื่องจากการเปลี่ยนน้ำหนักของดินจากการลดระดับน้ำใต้ดินลง เนื่องจากบริเวณที่ได้รับอิทธิพลจากการ dewatering process จะกินอาณาบริเวณกว้างมากรอบ ๆ บริเวณที่ติดตั้ง wells ดังนั้นจำเป็นจะต้องคอยตรวจสอบความกว้างของบริเวณที่รับอิทธิพลนี้เพื่อเป็นการเตือนล่วงหน้าว่าจะเกิดการทรุดตัวของอาคารข้างเคียง

การทำ groundwater lowering ในดินเช่น fine sand จะต้องใช้ filter ที่เหมาะสมเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของ sand ซึ่งดินเม็ดละเอียดนี้การไหลของน้ำเนื่องจาก แรงโน้มถ่วงจะช้า แต่สามารถทำให้ไหลได้เร็วโดยใช้ vacuum wells และการทำ groundwater lowering ใน coarse silts สามารถทำได้โดยใช้ปรากฏการณ์ที่เรียกว่า electro-osmosis ในปัจจุบันการขุดอุโมงค์ในดินอ่อนสามารถทำได้ advance rates (อัตราก้าวหน้า) ที่น้อยที่สุดคือ 50 ฟุต ต่อสัปดาห์ (โดยวิธีขุดแบบ hand-mining) ถึงกว่า 300 ฟุตต่อสัปดาห์ (โดยใช้ TBM) อัตราก้าวหน้าขนาดนี้ไม่สามารถทำได้โดยวิธี ground water control เพราะอย่างน้อยที่สุดต้องใช้เวลาดึงหนึ่งสัปดาห์เพื่อติดตั้ง dewatering control system และใช้เวลาหลายสัปดาห์ในการลดระดับน้ำ และ piezometric ดังนั้นการออกแบบระบบ groundwater system จะเสร็จลุล่วงต้องใช้เวลา 3 ถึง 4 สัปดาห์ก่อนที่จะเริ่มงานขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงที่เกิดปัญหาได้ ถ้าไม่ได้ทำการออกแบบไว้ล่วงหน้า งานขุดเจาะอาจต้องหยุดชะงักเพื่อทำการออกแบบติดตั้งระบบ (โดยหลัก เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เลี้ยงที่จะใช้ TBM แทน) ค่าใช้จ่ายของ groundwater control จะขึ้นกับค่าใช้จ่ายในการติดตั้งตอนแรก กับค่าเช่ารายเดือน ค่า operating cost และเป็นการทำงานที่ไม่เหมาะสมที่คำนวณค่าใช้จ่ายออกมาเป็นต่อหน่วย ความยาวของอุโมงค์ เพราะการออกแบบระบบ dewatering ในตำแหน่ง ต่าง ๆ จะไม่เหมือนกัน

2.2.4.2. Grouting

เป็นขบวนการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินโดยการฉีดสารละลาย สารแขวนลอย หรือ emulsion เข้าไปในช่องว่างของดินโดยใช้แรงดันสูง พริกสารที่ฉีดเข้าไปนี้เราเรียกว่า grouts ทันทีที่ คุณสมบัติของ grout เกิดเปลี่ยนแปลงในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน จะทำให้คุณสมบัติของดินเปลี่ยนแปลง โดยทั่วไปสาร grouts จะช่วยลดคุณสมบัติการซึมได้และเพิ่ม strength ของดิน

สาร grout ที่ดีที่สุดและเก่าแก่ที่สุดคือ ซีเมนต์ ซึ่งเป็นสารแขวนลอยของพอร์ตแลนด์ ซีเมนต์ใน น้ำ สารแขวนลอยนี้จะเปลี่ยนสภาพเป็นของแข็งหลังทำการฉีด และยังมีการใช้สาร grout เป็นสารแขวน ลอยซึ่งเป็นการผสมของดินเหนียวและซีเมนต์ด้วย

emulsion คือ น้ำมันดิน (bituminous) ที่ได้จากขบวนการ shell-perm process emulsion หลัง จากถูกฉีดเข้าไปแล้วจะเปลี่ยนรูปเป็นสารคล้ายวุ้นที่มีค่าความซึมได้ต่ำ แต่มี strength ไม่สูง chemical grout ส่วนใหญ่เป็นพวก silica gel หรือ chrome-lignin ซึ่งหลังจากทำการฉีดจะทำให้ดินมีความทึบน้ำ และให้ strength ปานกลาง ในไม่กี่ปีที่ผ่านมาได้มีการคิดค้น chemical grouts ออกมามากหลายชนิด ซึ่งมีหลายชนิดที่ใช้ได้ผลดี มีราคาไม่สูง และไม่เป็นพิษ

grouts จะทำให้เกิดผลดังต่อไปนี้กับดิน

1. ทำให้ดินมีความแน่นมากขึ้น โดยการไหลเข้าไปแทรกตามช่องว่าง (โดยปกติเป็นพวกซีเมนต์ และ clay-cement grout)
2. ช่วยอุดช่องว่างและทำให้ดินโดยรอบแน่นขึ้น (cement grouts และ cement-sand grouts)
3. แทรกซึมไปตามรูต่าง ๆ ในดินและยึดประสานเม็ดดินเข้าด้วยกัน (ได้แก่ chemical grouts และ cement grouts ใน coarse soils)
4. ช่วยลดความสามารถการซึมได้ (permeability) (grouts ชนิดต่าง ๆ จะทำได้ดีต่าง ๆ กัน) cement grouts จะใช้ในดินที่มีเม็ดหยาบกว่า medium sands เพราะ อนุภาค ซีเมนต์ ซึ่งมีขนาดเท่า silt ไม่สามารถเข้าไปในช่องว่างของ medium sand หรือ fine sand ได้

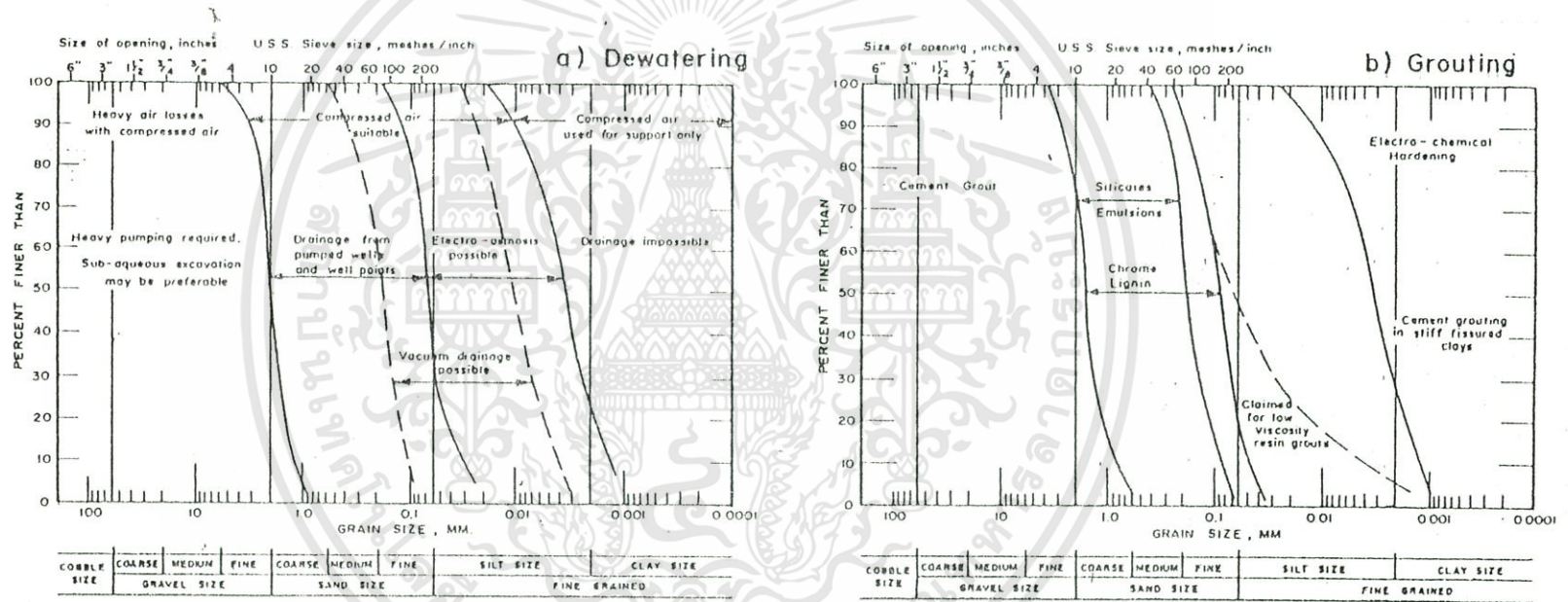
สารละลาย emulsions และ สารละลายเคมีสามารถใช้ได้กับดินช่วง fine sand แต่แรงดันและ เวลาในการฉีด ที่ต้องการจะขึ้นกับค่าความหนืดของสารละลาย grouts เหล่านี้สามารถใช้ในดินเม็ด หยาบได้ แต่ถ้าดินนั้นสามารถใช้ cement และ clay-cement grouts ได้ก็ไม่ควรใช้ chemical grout เพราะ แพงกว่า

โดยทั่วไป ฝันทากมากที่จะทำการ grout ในดินที่มีค่าความซึมได้ต่ำเพราะ น้ำจะไม่สามารถ ระบาย ออกได้ ซึ่งดินแบบนี้เหมาะกับการทำ compressed air มากกว่า

การ grout จะทำโดยการปั๊มสาร grout ไปตามท่อ ถ้าเป็นไปได้เราจะทำการ grout โดยเจาะฝัง ท่อ grout จากผิวดินลงไปในแนวตั้ง เพื่อไม่เป็นการรบกวนการทำงานเจาะอุโมงค์ การ grout จะต้องทำ ให้เสร็จก่อนที่งานชุดเจาะจะถึงบริเวณนั้น

ในอุโมงค์ระดับลึก หรือที่ซึ่งบนผิวดินมีสิ่งกีดขวาง เราจะทำการ grout ที่ tunnel face เราจะทำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.15 แสดงการกระจายขนาดเม็ดดินที่สัมพันธ์กับการทำ Dewatering และ การ Grouting (Glossop and Skempton, 1945)

การฝังท่อเข้าไปใน face ในแนวระดับแล้วทำการ grout ให้เสร็จก่อนแล้วจึงทำงานขุดเจาะ จึงทำให้อัตราการขุดเจาะอุโมงค์ล่าช้า การ grout เป็นขบวนการทางธรณีวิทยาที่ต้องอาศัยความชำนาญพิเศษ ซึ่งอาจเกิดการแปรเปลี่ยนได้มากเนื่องจากการจัดวางตำแหน่ง grout pipes การควบคุมแรงดันที่ใช้ grout และจำนวนสาร grout ที่ฉีดเข้าไป ซึ่งสารจำพวก chemical grout จะมีเวลาในการเซตตัว ความหนืด และ final strength แปรผันในช่วงกว้าง

จากเหตุผลต่าง ๆ เหล่านี้งาน grout จึงต้องอาศัยผู้รับเหมาที่มีความเชี่ยวชาญเป็นพิเศษอาจเกิดความเสียหายกับอาคารข้างเคียงได้ถ้ามีการพยายามบีบสาร grout ปริมาณมากเข้าไปในดินโดยใช้แรงดันสูง

ค่าใช้จ่ายที่ผู้รับเหมาคิดในการทำงาน grout นอกจาก เป็นค่า ปริมาณสาร grout ที่ใช้ ก็จะเป็นค่า lump sums ของงานขนย้าย ค่าท่อต่อหน่วยความยาวท่อ และค่า grout ต่อตันของสาร grout ที่ใช้

2.2.4.3. Freezing

เราสามารถยับยั้งการไหลของน้ำใต้ดินได้โดยใช้วิธี freezing น้ำ ซึ่งจะต้องตระหนักไว้ว่า น้ำเท่านั้นที่แข็งตัว แต่ดินไม่แข็งตัว

การ freezing สามารถควบคุมน้ำใต้ดินได้ก็จริงแต่แพงและใช้เวลามาก วิธีนี้จะจำกัดกับดินที่มีปริมาณไม่มากนัก ซึ่งวิธี groundwater control แบบอื่นไม่สามารถทำได้ เช่น silt ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินและอยู่ใกล้ผิวดิน ซึ่งการ grout และ water lowering ไม่สามารถทำได้ใน fine silt และวิธี compressed air ไม่สามารถใช้ได้กับดินที่อยู่ใกล้ผิวดินเกินไป

เราสามารถทำการ freezing ฝังท่อไปในดินแล้วใช้สารทำความเย็นที่อุณหภูมิต่ำให้ไหลหมุนเวียนไปตามท่อ เช่นเดียวกับการ grout เราจะทำการฝังท่อลงไปในแนวตั้งจากผิวดิน หรือฝังท่อในแนวระดับจาก tunnel face สารทำความเย็นที่ใช้ได้แก่ calcium chloride brine แต่ถ้าต้องการให้ได้ผลเร็วก็ใช้ไนโตรเจนเหลวแทน

การคำนวณขนาดท่อ ระยะห่างและระยะเวลาที่ต้องการต้องใช้ความรู้ด้าน heat flow การ freezing ได้ถูกนำมาใช้กับงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ 150 ฟุต เส้นผ่าศูนย์กลาง 6 ฟุต ในแถบ Abbotsford, British Columbia ดินเป็นแบบ fine grained silt ที่มีระดับน้ำใต้ดิน 15 ฟุตจากผิวดิน และอยู่ใต้โครงสร้างขนาดเล็ก calcium chloride brine ถูกฉีดเข้าไปในท่อแนวตั้งในหลุม ลึก 40 ฟุต ซึ่งห่างกัน 4 ฟุต 3 แถว ค่าใช้จ่ายทั้งสิ้น \$170,000

2.2.4.4. Compressed Air

ทำโดยการอัดอากาศด้วยความดันสูงกว่าความดันบรรยากาศ ในระหว่างงานขุดเจาะเพื่อป้องกันน้ำ sand gravel และ soft materials อื่น ๆ ไหลเข้ามาใน face เราจะต้องออกแบบความดันอากาศในอุโมงค์ให้สมดุลกับแรงดันน้ำรอบอุโมงค์ ความดันนี้จะขึ้นกับค่าที่ได้จากการทำ piezo metric observation ในระหว่างการเจาะอุโมงค์

สำหรับในดิน เหนียวอ่อน เราจะใช้วิธี compressed air เพื่อเพิ่ม face stability แม้ว่าไม่มีน้ำไหลเข้าไปในอุโมงค์ สำหรับหลักการของ over load factor ที่ได้กล่าวไว้แล้วชี้ให้เห็นว่าการ squeezing ของดินเหนียวเข้าไปที่ face จะเกิดขึ้นที่ค่า OF ประมาณ 5 ถึง 6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยการใช้ compressed air สามารถเขียนสมการใหม่ได้ดังนี้

$$OF = (P_z - P_a) / S_u$$

ซึ่ง

P_a = ความดันอากาศที่ tunnel face (lb/ft²)

P_z = ความดันเนื่องจากน้ำหนักดิน (overburden pressure) (lb/ft²)

S_u = undrained shear strength (lb/ft²)

การใช้ความดันที่สูงกว่าความดันบรรยากาศจะมีผลให้ ค่า OF ลดลง สำหรับอุโมงค์ที่ใช้ compressed air จะต้องมีส่วน bulkhead (เป็นช่องที่จะให้คนอยู่ทำงานในส่วนหัวเจาะ) และ air lock เพื่อใช้ปรับความดัน air lock จะประกอบด้วยช่อง ซึ่งมีประตูกันอากาศ (airtight door) แต่ละด้านซึ่ง ประตูทั้ง 2 นี้ไม่สามารถเปิดพร้อมกันได้ความดันใน air lock จะต้องสม่ำเสมอ และเท่ากับความดันด้านนอกประตูแรกที่เปิดออก และหลังจากปิดประตูแรกแล้ว จะทำการปรับความดันเพิ่มขึ้นหรือลดลงให้เท่ากับความดันด้านนอกประตูที่สองที่จะเปิดออก โหลุโมงค์ขนาดใหญ่จะติดตั้งประตูสำหรับคนและลำเลียงสิ่งของแยกออกจากกันเพื่อลดปริมาณการอัดอากาศ หรืออาจมีการติดตั้ง emergency air lock อีกชั้นหนึ่งด้วย

การสูญเสียความดันเนื่องจากรั่วของอากาศใน sands และ gravels ทำให้ต้องเพิ่มปริมาณอากาศ 5 ถึง 10 เท่า ของปริมาณที่คำนวณได้

สำหรับปริมาณอากาศที่ต้องการสามารถคำนวณได้จากสูตรของ Richardson และ Mayo (1941)

$$Q = Na^2$$

ซึ่ง

Q = ปริมาณของ compressed air (ฟุต³/นาที)

d = เส้นผ่านศูนย์กลางของ face (ฟุต)

N = ค่าสัมประสิทธิ์ (empirical coefficient) จากการทดลอง

2.3. วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน

อุโมงค์ในดินอ่อนสามารถขุดได้โดย hand mine หรือ โดย tunnelling machine โดยใช้ shield หรือ ปราศจากการใช้ shield ก็ได้ เกณฑ์การเลือกวิธีการขุดที่เหมาะสมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติและพฤติกรรมที่คาดการณ์ไว้ของดิน ซึ่งบรรยายไว้ในรูปของ Terzaghi's behavioristic classification ดูหัวข้อ 2.2.1.1.

การขุดอุโมงค์จะสำเร็จลุล่วงได้โดยการเลือกวิธีการขุดที่เหมาะสม ซึ่งจะต้องเหมาะกับพฤติกรรมของดิน และโดยการประเมินลักษณะของดินได้อย่างถูกต้อง การประเมินถือเป็นส่วนสำคัญของการทำ geotechnical investigation ซึ่งขึ้นกับการจำแนกประเภทโดยลักษณะเฉพาะและลักษณะทั่วไปที่ได้กล่าวไว้แล้ว และประเมินค่าพารามิเตอร์บางตัวเช่น grain size distribution (การกระจายขนาดเม็ดดิน), กำลังรับแรงของดิน (strength of soil) และค่าความซึมได้ของดิน (permeability of the soil) สภาวะน้ำใต้ดิน ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทางปฏิบัติแล้วการแสดงความเกี่ยวพันกันระหว่าง คุณสมบัติของดินและพฤติกรรมของดิน เป็นไปได้ยาก
 รูป 2.4 และถูกมีอิทธิพลโดยแฟคเตอร์ที่ไม่ใช่แฟคเตอร์ทางธรณีวิทยา (non-geotechnical factors)
 เช่นขนาดของอุโมงค์

ต่อไปนี้เป็น ความสัมพันธ์ของวิธีขุดเจาะอุโมงค์กับ Terzaghi classification สำหรับดิน

Firm ground

soil included : firm to stiff clay ประกอบด้วย clay tills, cemented sand sand gravels.

method : สามารถใช้ได้ทั้ง hand method หรือ machine tunnelling method เพราะ มี stand-uptime เพียงพอ

Ravelling ground

soil included : sand และ silts ที่มีแรงยึดเหนี่ยว เนื่องจากแรงดึงใน pore-water

method : การขุดแบบ hand mining ต้องทำด้วยความระมัดระวัง ให้ติดตั้ง support ที่ face และ roof ทันที หรืออาจขุดด้วย maching tunnelling ซึ่งต้องทำการติดตั้ง support ทันทีเหมือนกัน

Running ground

soil included : dry sand และ loose gravel

method : การขุดแบบ hand tunnelling ให้ติดตั้ง fore-poling ค้ำยันที่ roof หรือขุดโดยใช้ shield ซึ่งเป็น shield แบบ hooded shield หรือ แบบ boxed (divided) shield สำหรับอุโมงค์ขนาดใหญ่

Flowing ground

soil included : uncemented sands และ silt ใต้น้ำ

method : ใช้ shield tunnelling ร่วมกับการใช้ compressed air หรือ groundwater lowering หรือ chemical grouting (ข้อสังเกต : โดยทั่วไปการ grouting และ water lowering ไม่ควรจะใช้ร่วมกัน)

Squeezing ground

soil included : ดินเหนียวอ่อนมากหรือดินเหนียวแข็ง

method : ขุดแบบ hand tunnelling โดยใช้ shield ในดินเหนียวอ่อน และใช้ compressed air

2.3.1 วิธีขุดแบบ Heading and Bench Excavation

heading and bench method เป็นการขุดเจาะอุโมงค์แบบ hand-mining (ขุดโดยใช้คน หรือ เครื่องจักรในการขุดเช่น back hoe) ซึ่งสามารถใช้กับอุโมงค์ขนาดใหญ่ได้ มันเป็นวิธีการดั้งเดิมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนและใช้กันทั่วไปก่อนที่จะมีการนำเอาเครื่องขุดเจาะเข้ามาใช้ และถือว่าวิธีการนี้เป็นวิธีการที่ประหยัดที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่ไม่ยาวมาก เส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 15 ฟุต และสภาพดินเปลี่ยนอย่างรวดเร็ว (GOLDER ASSOCIATES, 1976)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การปฏิบัติงาน : ส่วน heading หรือ ส่วน ครึ่งบนของ tunnel face จะถูกขุดหลังจากทำการขุดส่วนครึ่งล่างแล้ว (ซึ่งเรียกว่า bench) ซึ่งเราจะต้องรีบทำโครงสร้างค้ำยัน ส่วน heading ไว้ โดยโครงสร้างค้ำยันประกอบด้วย breastboards ซึ่งจะติดตั้งในแนวระดับค้ำ ไว้กับ เสาไม้ในแนวตั้ง (soldiers) ซึ่งจะค้ำอยู่กับ upright posts และ lining ส่วนที่เราติดตั้งเสร็จแล้ว ต่อมาเราจะเริ่มเอา breastboard ออกทีละตัวโดยเริ่มจาก breastboard ตัวบนก่อน แล้วเราก็ทำการขุดดิน heading ส่วนนั้น จนได้ระยะพอสมควรก็จะทำการติดตั้ง breastboards ค้ำดินที่เพิ่งขุดใหม่ แล้วทำการรื้อ breastboard ตัวล่างถัดมาเพื่อขุดดิน heading ส่วนนั้น จนกระทั่งเต็ม tunnel face เราก็จะทำการติดตั้ง primary lining เพื่อเป็นค้ำยันชั่วคราว และทำการขุด bench ส่วนต่อไปจนเสร็จจึงทำการติดตั้ง lining ส่วนที่เหลือ เราจะใช้ท่อซึ่งมีสกรูไซปรับขนาดได้ ค้ำยัน lining ส่วน บนไว้

Mayo (1969) แนะนำว่า สำหรับอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 ฟุต ต้องการคนงาน 24 คนสำหรับการขุดโดยวิธี heading and bench ในดิน silt clay โดยใช้คน 10 คน ทำงานเกี่ยวกับการขนส่งลำเลียง และติดตั้ง support และ คนอีก 14 คน ทำหน้าที่เกี่ยวกับงานขุดและติดตั้ง lining อัตราก้าวหน้าโดยเฉลี่ยประมาณ 20 ฟุตต่อ 24 ชั่วโมงการทำงาน ในการเลื่อนตัว 3 ครั้ง ไม่รวมการติดตั้ง final lining

ความเหมาะสม : เหมาะกับดินที่สามารถคงรูปได้เอง, ดินเหนียวแข็ง, หรพ และกรวดที่อยู่ในสภาพแน่นแล้ว ถ้าเป็นดินสภาพไม่ดีจะต้องใช้วิธีการอัดอากาศหรือใช้สารละลายที่มีความหนาแน่นสูงช่วย

ข้อดีของวิธี heading and bench สามารถปรับให้ใช้ได้กับดินชนิดต่าง ๆ มันสามารถใช้ขุดอุโมงค์ในดินที่เกิดจากการทับถม, ดินเหนียวอ่อน, silts และ sand หรือในดินที่มีก้อนหินขนาดใหญ่ ซึ่งสามารถทำให้การขุดเจาะโดยใช้หัวขุดเจาะชะงักได้ และยังสามารถใช้กับการขุด mixed face (มีดินชนิดต่าง ๆ บนกัน ในตำแหน่งที่กำลังขุด tunnel face) ซึ่งอาจเป็นดินอ่อนปนกับหินก็ได้ หรือสามารถใช้ร่วมกับการใช้ shield แบบ compressed air ในการขุดดินที่มีเสถียรภาพของดินน้อย ค่าใช้จ่าย initial capital cost ต่ำ และ ไม่ต้องการคนงานที่มีความชำนาญด้านเครื่องจักรกลที่ซับซ้อนแบบหัวเจาะ

ข้อเสียของ heading and bench คือ อัตราการขุดล่าช้าและต้องใช้แรงงานคนมาก ซึ่ง ในจำนวนคนงานที่เท่ากัน และใช้หัวเจาะที่มีความเหมาะสม อัตราการขุดเจาะต่อวันจะเป็น สอง ถึง สาม เท่าของการขุดแบบ heading and bench ในอุโมงค์ขนาดเดียวกัน

2.3.2. การใช้ shield ช่วยในการขุดเจาะ

2.3.2.1 ประวัติความเป็นมา

ในปี 1825 การใช้ shield ครั้งแรกได้ถูกคิดค้นขึ้นในกรุงลอนดอนโดย Marc Brunel ซึ่งนำมาใช้กับอุโมงค์ กว้าง 38 ฟุต สูง 22 ฟุต โดย East London Subway ต่อมาการใช้วิธี compressed air ใน shield ก็ถูกเสนอขึ้นมาเป็นครั้งแรกโดย Loed Cochran ในปี 1869 shield แบบตอนเดียวได้ถูกจดสิทธิบัตรเป็นครั้งแรก โดย Peter W. Barlow ในประเทศอังกฤษ และ shield แบบวงกลม ตัวแรกแบบเดียวกับที่ใช้ในปัจจุบันนี้ ได้ถูกออกแบบในปี 1896 โดย J.J. Greathead (MICHAEL, 1987)

การใช้ shield แบบผสม เป็นสิ่งจำเป็นในการเจาะอุโมงค์โดยการใช้อัดอากาศร่วมกับการ grouting ด้วยสารเคมี เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของ face ซึ่งไม่เหมาะสมในเรื่องความปลอดภัยและราคา จากจุดนี้จึงนำไปสู่การประดิษฐ์ mechanical shield ที่เป็นแบบปิดกั้น (close-face) เรียกว่า slurry shield และ earth pressure balanced shield (EPBS) slurry shield ถูกพัฒนาขึ้นในยุโรป และ EPBS ถูกพัฒนาขึ้นในญี่ปุ่นในปี 1974 (NAITOH, 1985)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

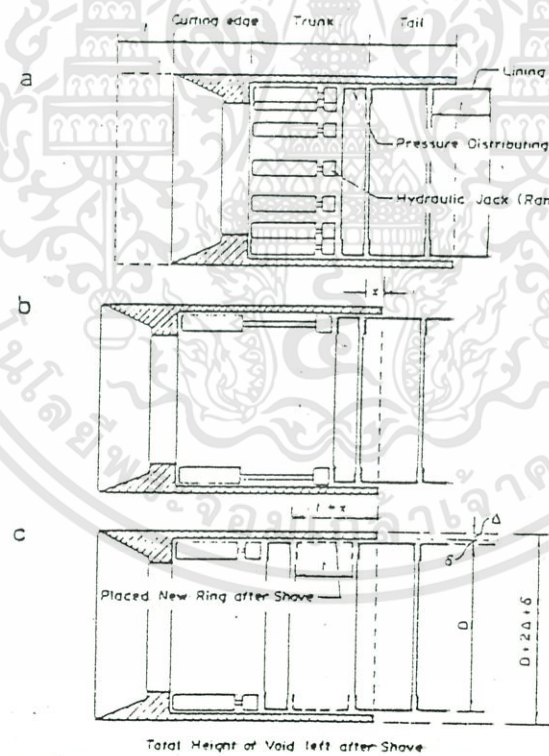
2.3.2.2. ลักษณะการทำงานของ shield แบบผสม (Conventional shield)

tunnelling shield ประกอบด้วย 3 ส่วน คือ

- (1) cutting shield อยู่ส่วนหน้าสุดของ shield สร้างด้วย เหล็กกล้ามีความแข็งแรงมาก
- (2) body ของ shield ซึ่งช่วยรับดินโดยรอบไม่ให้ทรุดตัวลงมา และเป็นที่ติดตั้ง ชุดอุปกรณ์ jacking (ใช้ในการเลื่อนตัวของ shield เป็นอุปกรณ์ hydraulic) และให้คนเข้าไปทำงานควบคุม shield
- (3) tail piece (ส่วนหาง) ของ shield เป็นส่วนที่มีอุปกรณ์และที่ว่างสำหรับการติดตั้ง lining

วงจรการทำงานของ shield ประกอบด้วย

- (1) การขุดบริเวณ face (หน้าอุโมงค์) และการจัดหาสิ่งที่ยึดดินที่ face เท่าที่จำเป็น
 - (2) การเลื่อนตัวของ shield ในทิศทางที่ทำการขุดเจาะโดยอาศัยการผลักดันตัวกับ lining ที่ได้ทำการติดตั้งไปแล้ว
 - (3) เมื่อการขุดเจาะได้ระยะพอที่จะทำการติดตั้ง lining ก็จะทำการติดตั้ง lining ในส่วนหางของ shield
- แบบแผนการทำงานของ shield tunnelling เป็นดังรูป 2.16



รูป 2.16 หลักการของ shield tunnelling

2.3.2.3. ประเภทของ shield

shield machines สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด คือ conventional (แบบผสม) กับ special

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แต่เดิมเราใช้วิธี compressed air เพื่อป้องกันน้ำและดินที่ไหลเข้ามาที่บริเวณ face ต่อมาการใช้ compressed air ไม่มีความสำคัญมาก หลังจากมีการพัฒนา slurry shield และ EPMS ซึ่งเป็น special shields (YOSHIKAWA,1985)

เครื่องจักรสามารถแบ่งตามลักษณะการขุด ออกเป็น 2 ประเภท คือ full-face machines ใช้หัวเจาะแบบหมุนหรือเคลื่อนที่กลับไปกลับมา ซึ่งจะขุดได้เต็มหน้าอุโมงค์ (face) ในเวลาเดียวกัน และอีกประเภท คือ part - face machine ซึ่งใช้การหมุนหรือแกว่งของแขนที่ติดใบเลื่อยหรือใบมีดอยู่เพื่อตะกรุยดินในส่วนต่าง ๆ ของ face ออก ลักษณะการทำงานของเครื่องเจาะอุโมงค์ (TBM) แบบต่าง ๆ ดังนี้

1. แบบ full face excavation

1.1. Wheel Type

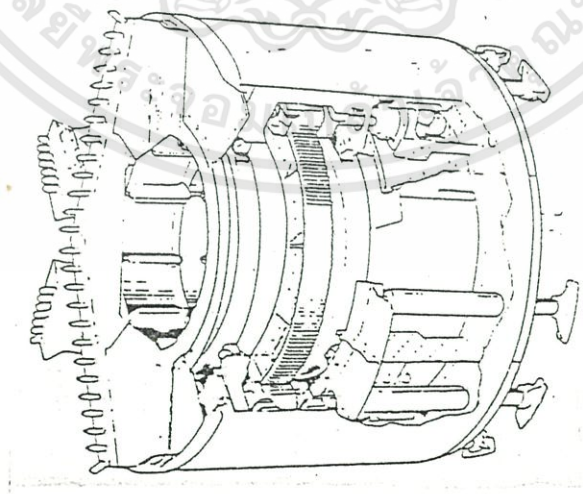
ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้จะใช้การเคลื่อนตัวกระแทกกับface แล้วทำการ ขุด ตัด หรือ ขุดดินบริเวณ face ขึ้น อยู่กับชนิดของดิน ดินที่ขุดออกมาจะหล่นไปด้านล่างของ shield แล้วถูกลำเลียงออกไปทางด้านหลัง TBM (หัวเจาะ) โดยใช้สายพานลำเลียง, buckets, mucking arms หรืออุปกรณ์ทำนองเดียวกันนี้

ความเหมาะสม : เหมาะสำหรับดินเหนียวอ่อน, firm to stiff clay, cemented sand, และ gravels, sand และ silt

1.2. Drum Type

ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้ดัดแปลงมาจากหัวเจาะแบบ radial-wheel type (แบบ 1) ซึ่งหัวตัด จะติดกับ drum ซึ่งจะหมุนอยู่ข้างนอก shield ตัวdrum จะหมุนด้วยอัตราเร็ว 4 ถึง 6 รอบ/นาที ในทั้งสองทิศทาง (รูป 2.17) เพื่อให้เหมาะกับสภาพดิน ใบมีดสามารถที่จะต่อกับ cutting arm ได้

ความเหมาะสม : เหมาะกับ ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็ง, sand และ silt, gravel



รูป 2.17 Typical Drum Excavator

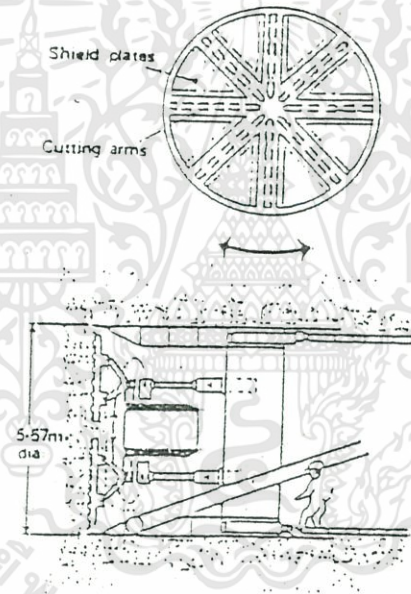
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.3. Oscillating Type (แบบแกว่ง)

ลักษณะ : เครื่องเจาะแบบ oscillating arm excavator นี้จะเหมือนกับแบบ wheel excavator แต่ต่างกัน โดยที่การ

เจาะจะถูกทำโดยชุดของ arms ที่สามารถแกว่งไปมาได้ (oscillating arms ในรูป 2.18 มี 2 แขน) ซึ่งสามารถปรับความยาว arms ได้ ทำให้หัวเจาะชนิดนี้สามารถใช้เจาะอุโมงค์เป็นรูปร่างแบบอื่น ๆ ได้จะติดชุดใบมีดไว้ที่ด้านหน้า และสามารถเคลื่อนที่กลับไปกลับมาได้ในทิศทางแนวรัศมีจากจุดศูนย์กลางของ shield การเคลื่อนที่แบบกลับไปกลับมาของ arms สามารถควบคุมได้ และสามารถปรับความยาว arms ได้ ทำให้หัวเจาะชนิดนี้สามารถใช้เจาะอุโมงค์เป็นรูปร่างแบบอื่น ๆ ได้

ความเหมาะสม : เหมาะกับดินเหนียวอ่อนถึงแข็ง, sand และ silt, gravel หัวเจาะชนิดนี้ยังเหมาะกับดินที่มีพฤติกรรมแบบ flowing หรือ running ได้ โดยส่วน hood (หรือ body) ของ shield สามารถที่จะยึดได้เพื่อกดส่วนหัวเจาะลง เพื่อช่วยลดแรงดันดินบริเวณ cutting (ใบมีด) และช่วยให้ระบบการนำดินออกมีประสิทธิภาพดีขึ้น



รูป 2.18 Oscillating Arm Excavator

2. Part-Face Excavator

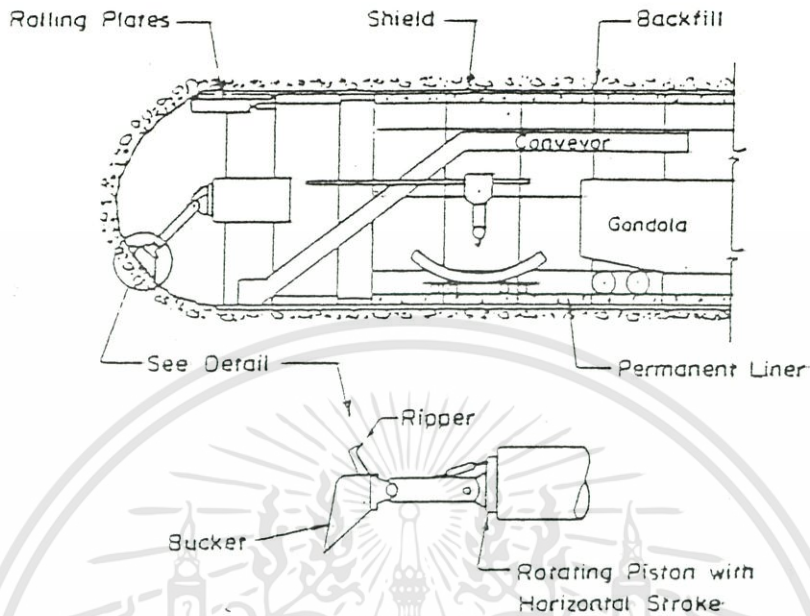
2.1. Ripper-Bucket Excavator

ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้จะตัดฉีกดินออกโดยใช้ฟันเลื่อย พร้อมกับกวาดดินลงสายพานที่ด้านล่างของหัวเจาะ เพื่อนำดินออกไปทางด้านหลัง (รูป 2.20)

ความเหมาะสม : เหมาะกับสภาพดินที่ต้องใช้แบบ shield แบบ "open face" และ เหมาะกับหินที่มีการแตกละเอียดง่าย

2.3.2.4. Slurry Shield Method

ในวิธี slurry shield method เราใช้ mineral, bentonite, clayey soil หรือ cme เป็นสารช่วยยับยั้งการพังทลายของหน้าดินบริเวณ face shield แบบนี้ จะใช้กับดินชนิดต่าง ๆ ตั้งแต่ดินเหนียวอ่อน จนถึง gravels ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน อย่างไรก็ตามใน gravels การใช้ shield แบบนี้เพื่อเพิ่ม



รูป 2.19 Ripper Bucket Excavator

เสถียรภาพของ face ไม่สู้จะดีนัก เพราะ mud cake (การที่ slurry เป็นตัวประสานช่วยยึดจับเม็ดดินให้เป็นก้อน เรียกว่า mud cake) จะไม่เกิดขึ้นเนื่องจาก slurry สามารถไหลซึมออกไปได้ตามช่องว่างระหว่างเม็ดดินของ gravels การวิเคราะห์เชิงสถิติของข้อมูลการก่อสร้างที่ได้บันทึกไว้ บ่งบอกว่า slurry จะเหมาะกับสภาพดินต่าง ๆ ดังแสดงในกราฟรูป 2.20 (YOSHIDAWA, 1985) ข้อดีของ slurry shield คือ ความต้องการกำลังบิดน้อยกว่า EPBS ซึ่งขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ shield จะถูกจำกัดโดยความสามารถในการรับแรงบิดของมิน

2.3.2.5. Earth Pressure Balance Shield (EPBS)

Earth Pressure Balance Shield ถูกนำมาใช้ครั้งแรกในญี่ปุ่นโดยบริษัท Sato Kogyo company ซึ่งกำลังคิดค้นหาวิธีที่ปลอดภัย สำหรับการเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน และดินที่มีพฤติกรรม แบบ running อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน โดยปราศจากการใช้ slurry (BARBARA STACK, 1985) แนวความคิดพื้นฐานของ EPBS คือว่าดินที่ face สามารถที่จะควบคุมให้พ้นจากการเกิดการหลุดตัวได้ โดยการใช้อัตราความดันในช่อง soil chamber เพื่อกันไม่ให้ดินไหลเข้าไปในหัวเจาะ (NAITOH, 1985) สภาพดินที่เหมาะสมกับการใช้ EPBS แสดงดังรูป 2.20 (YOSHIKAWA, 1985)

ลักษณะที่สำคัญของระบบ EPBS ดังรูป 2.21

1. ดินที่ถูกขุดโดย rotating cutter frame (1) ตอนแรกจะถูกสะสมอยู่ในห้อง pressure soil chamber (2) ช้างหลังหัวเจาะ (cutter)

2. อัตราความดันให้กับดินที่ขุดแล้วที่อยู่ในห้อง soil chamber (3) และยึดตัว jack (4) ดันหัวเจาะ เพื่อเกิดแรงดันดินและน้ำที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะ

3. ส่วน (6) ที่ติดเข้าไปใน soil chamber จะทำการลำเลียงดินออกเพื่อควบคุมความดัน

4. tail gate (7) ที่ปลายส่วนจะใช้ปิดกรณีฉุกเฉิน เพื่อกรองดินเม็ดละเอียดและน้ำให้ไหลไปได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. สำหรับ cohesive soil ดินที่ได้จากการขุดจะถูกทำลายโดยชุดสายพานหลังจากที่ดินหล่นมาจาก tail gate แล้ว ซึ่ง tail gate จะทำหน้าที่เหมือน soil-water separation plant ระบบนี้เรียกว่า Earth Pressure Type ของ EPBS method

6. อุปกรณ์ที่นำมาติดกับ mucking adjuster (7) เช่น water pressure chamber (8) ที่ปลายส่วนทำให้หัวเจาะสามารถขุดเจาะดินที่มีความชื้นและความไม่เสถียรสูงได้ระดับน้ำใต้ดินที่มีแรงดันมากจาก mucking adjuster ก็จะมีเครื่องแยกหินกรวดออกจากดินละเอียด

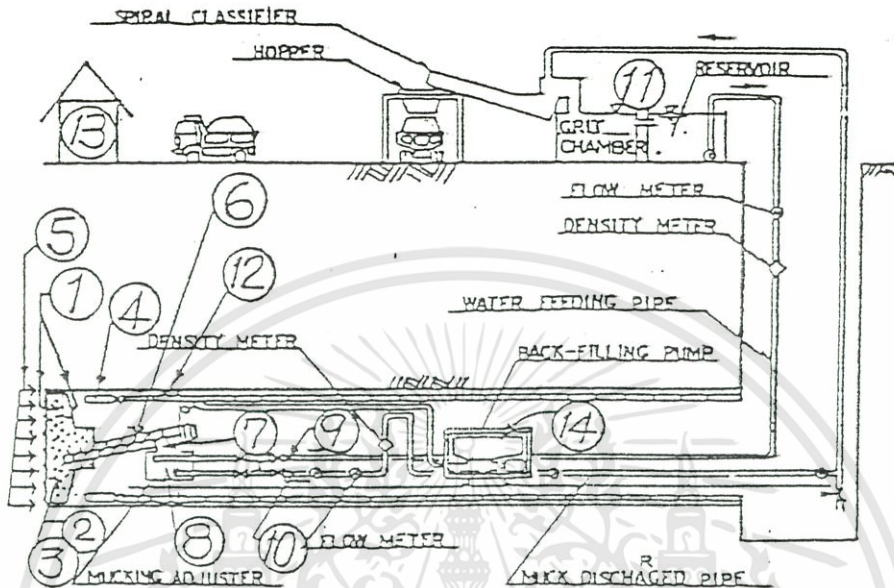
7. แรงดันน้ำส่วนเกิน (excess water pressure) ที่ mucking adjuster สามารถทำให้สมดุลได้โดยการนำเอาน้ำธรรมดาเข้ามาใหม่ (9) น้ำเสียจะถูกทำลายออกโดยท่อหมายเลข (10) ในรูปของ slurry

8. เครื่องแยกดินและน้ำ (11) จะต้องบำบัดให้น้ำเสียจากท่อหมายเลข (10) เป็นน้ำดี พร้อมทั้งจะนำไปใช้ได้ใหม่ ระบบทั้งหมดนี้ถูกเรียกว่า water pressure type ของ EPBS (ABE et. al., 1978)

Shield machine	Slurry shield	Pressure balancing shield	Slime shield
Illustration of cutting face stability			
Principle of cutting face stability	<p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h+h) - 2C_s = \gamma_m h + \Delta P$ Sandy soil: $C_s = 0$ $K_a \gamma_s(h+h) = \gamma_m h + \Delta P$ where: K_a : Coefficient of active earth pressure γ_s : Submerged soil density γ_m : Submerged slurry density ΔP : Slurry pressurization (excess groundwater pressure)</p>	<p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h+h) - 2C_s = \gamma_s h + 2C_s + R$ Sandy soil: $C_s = 0$ $K_a \gamma_s(h+h) = \gamma_s h + R$ h : Height of loose soil h : Height in pressure chamber h : Height of groundwater C : Cohesion of ground soil C : Cohesion of soil in chamber R : Plastic mass pressure</p>	<p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h+h) - 2C_s = \gamma_s h + 2C_s + \Delta P + R$ Sandy soil: $C_s = 0$ $K_a \gamma_s(h+h) = \gamma_s h + \Delta P + R$</p>
Adaptable soil range	<p>Suitable soil range for the shield</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Curves A, B, C, D, E. N < 15. Chemical grouting to be used.</p>	<p>Suitable soil range for the shield</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Curves A, B, C, D, E. N < 15. Range where additive is used to improve into plastic soil.</p>	<p>Slime (special clayey mortar) to be mixed to improve into plastic soil</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Curves A, B, C, D, E, F, G. For N value is more than 15 mixing with water to be necessary. Suitable soil range for the shield without slime.</p>

รูป 2.20 แสดง cutting face stability หลักการและช่วงใช้งาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.21 แสดงระบบของ Earth Pressure Balanced Shield

2.3.2.6. Slime Shield Method

วิธีการนี้ได้ถูกพัฒนา และถูกนำมาใช้กับอุโมงค์ที่ซึ่งสภาพดินทำให้การขุดเจาะโดยใช้ slurry และ EPBS ทำงานยาก มันเป็นการรวมกันของเทคนิคการอัดความดันให้กับของไหลของ slurry shield กับ เทคนิค plastic mass support ของ EPBS ทำให้ shield แบบนี้สามารถปรับให้ใช้กับดินประเภทต่างๆ ได้

slime shield เหมาะกับการใช้ในการขุดเจาะดินที่มีความพรุนและชุ่มน้ำไว้ ดินที่แบ่งออกเป็น sand gravel และ clay เป็นชั้นหลาย ๆ ชั้น เราจะทำให้ดินที่ขุดออกมาที่สะสมอยู่ใน pressure chamber มีลักษณะการไหลแบบ plastic โดยการผสมกับ slime ที่ฉีดเข้าไป เพื่อให้สามารถดันน้ำใต้ดินไม่ให้ไหลเข้าไปในหัวเจาะได้

ใน slime shield แบบ double screw ทั้ง mixing screw และ discharging screw มีจุดศูนย์กลางร่วมกันแต่ตัวขับเคลื่อนแยกออกเป็นอิสระในแต่ละตัว เพื่อให้ screw แต่ละตัวสามารถเลือกอัตราการทำงานที่เหมาะสมได้ mixing screw ใน cutter chamber จะทำหน้าที่ผสมดินในช่องนี้ เช่นเดียวกับกับ discharging screw ที่อยู่ใน chamber slime shield ชนิด double screw จะใช้ได้ดีมากกับดินที่มีลักษณะเป็นชั้นซับซ้อน ซึ่ง shield แบบนี้เป็น shield อีกชนิดหนึ่งที่ปรับปรุงมาจาก EPBS ซึ่งทำให้ดินกลายเป็น plasticiser soil ได้ง่าย

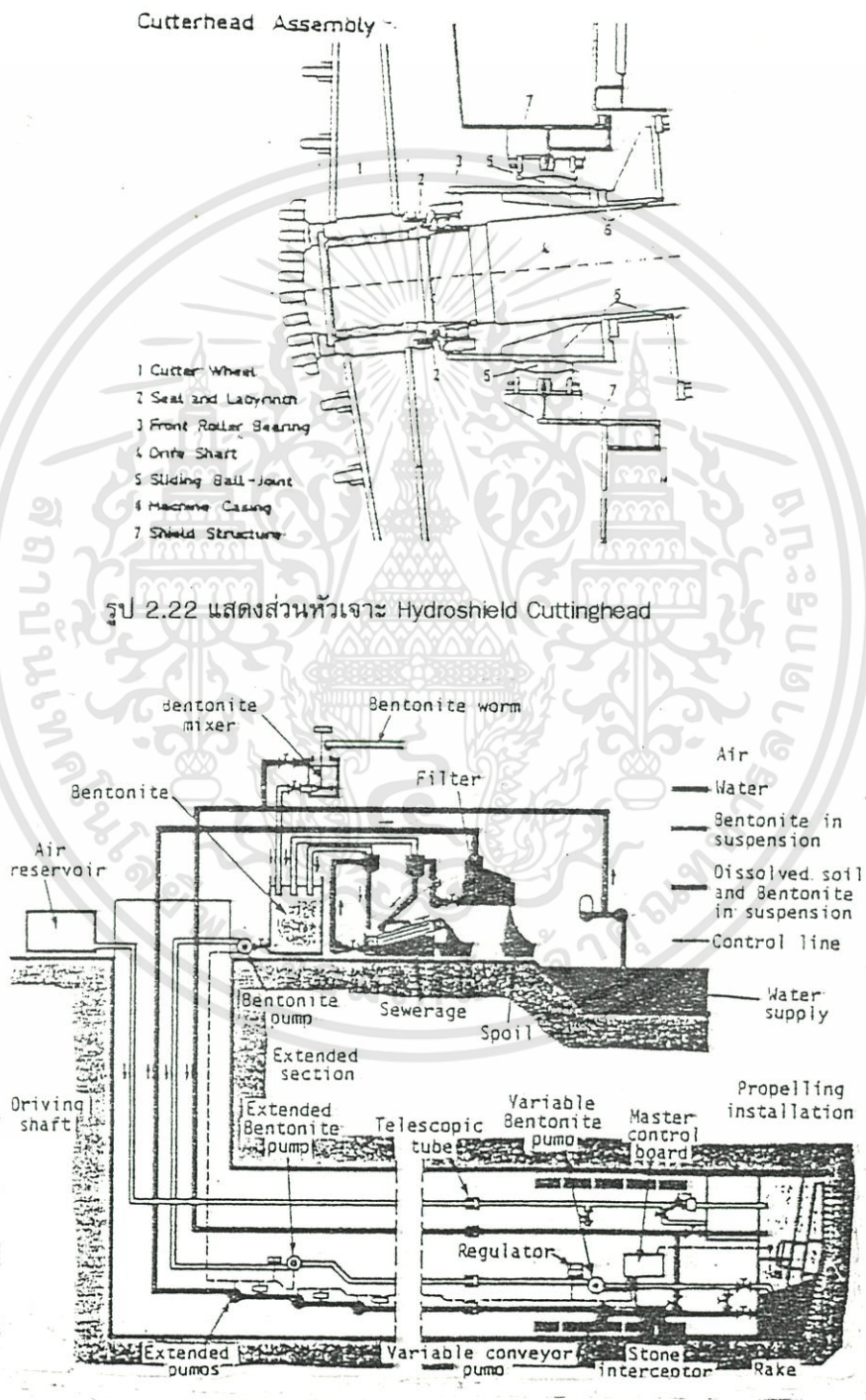
2.3.2.7. Hydroshield

Hydroshield ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศเยอรมันนี้ โดย Wayss และ Freytag (JACOB & MELDNER, 1979) มันเป็นเครื่องมือขุดเจาะพิเศษสำหรับการเจาะอุโมงค์ที่อยู่ใต้ชั้นดินชุ่มน้ำ หัวเจาะของมันมีรูปร่างคล้ายดาวมีรูปลักษณะและการทำงานต่างจากหัวเจาะแบบอื่น ๆ (รูป 2.22) หัวเจาะจะเอียงลงเล็กน้อยสามารถเคลื่อนที่ไปข้างหน้าหรือถอยหลังได้ ส่วนของใบมีดเหมาะสำหรับการเจาะดินอ่อน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

face support โดยการใส่ slurry ซึ่งจะอยู่ในช่องระหว่างฝาปิด (bulkhead) และ face ความสมดุลของการป้อนและดูดกลับ ของ slurry ถูกควบคุมโดย feed pump ขณะที่ air accumulator จะถูกใช้ในการรักษาความดันของ slurry ให้คงที่ แม้ว่าอาจจะมีการแปรเปลี่ยนในอัตราก้าวหน้า (advanced rate) อย่างทันที หรือ ความสมดุลกันในสภาวะชั่วคราวของการป้อนและดูดกลับของ slurry ตามที่กำหนดไว้

รูป 2.23 แสดงแผนภาพของระบบการทำงานของ hydroshield



2.23 ผังแสดงการทำงานของระบบ Hydroshield

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.2.8. Hydrojet Shield

ลักษณะที่สำคัญของ hydrojet shield คือ อุปกรณ์ที่ใช้เจาะดิน หัวเจาะของ hydroshield จะติดตั้งเป็นชุดใบมีด อยู่บน cutter wheel ขณะที่การเจาะของ hydrojet shield จะใช้การฉีดพ่นของไหลในระนาบตั้งฉากกับแกนของ shield (BECKER & SAWINSKI, 1983) ขณะทำการฉีดก็จะใช้ slurry เพื่อ support หน้าอุโมงค์ไว้ ทิศทางการไหลของ slurry จะผ่าน oscillating nozzles ที่ติดอยู่ใกล้ ๆ กับผิวของ shield (รูป 2.24)

2.3.2.9. Mixshield

mixshield คือเครื่องเจาะอุโมงค์สำหรับดินอ่อนใต้น้ำ พัฒนามาจาก hydrojet shield และได้พัฒนาให้ใช้ได้กับ cohesive soil

mixshield ถูกออกแบบเพื่อสนองความต้องการต่อไปนี้

(1). มันต้องสามารถทำงานในฐานะ shield machine ที่ใช้

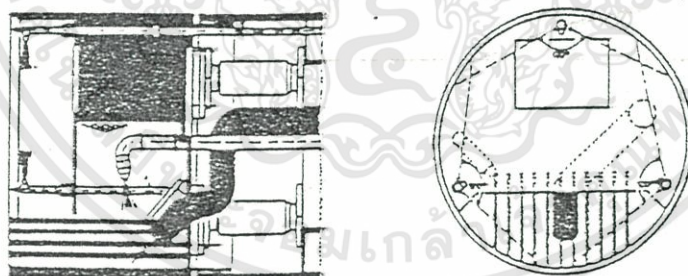
- liquid support face
- face support โดย compressed air
- face support โดย ดินที่ได้จากการขุด

พื้นฐานตัวเครื่องจะต้องเหมือนกันทุกรุ่น

(2). การเปลี่ยน shield จะต้องสามารถใช้เวลาและค่าใช้จ่ายน้อยที่สุด

(3). การเปลี่ยน shield ได้ดินจะต้องทำได้

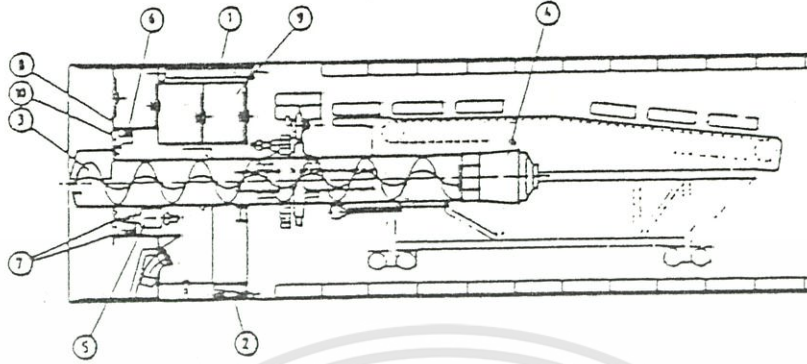
รูปแบบของตัวเครื่องเจาะแสดงในรูป 2.25



รูป 2.24 แสดงส่วน Head และ Nozzle ของระบบ Hydroshield

รุ่นที่ใช้ "liquid supported face" ได้พิสูจน์ประสิทธิภาพของมันแล้วใน HERA circuit และโครงการอุโมงค์น้ำเสีย Burring ในประเทศเยอรมันนี้ การทดสอบจากการใช้งานจริง ของรุ่น "Earth Pressure" และ "Compressed Air" ยังไม่มีการทดสอบ ถ้าทั้ง 2 รุ่นนี้ใช้งานได้ดี เราก็จะสามารถประดิษฐ์เป็น "universal shield machine" ได้ตามที่คาดไว้ (BECKER, 1987)

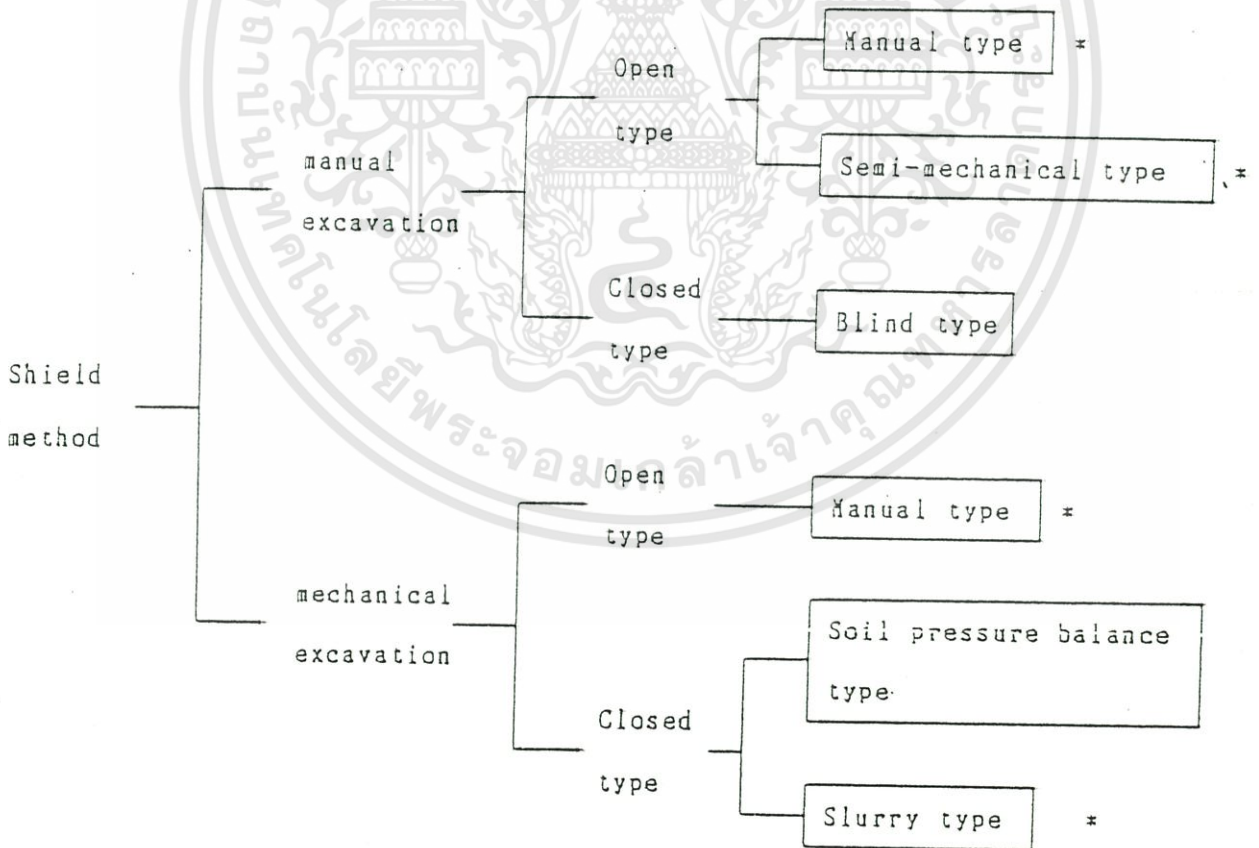
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



- | | | | |
|------------------|-------------------|------------------|------------------|
| 1 Thrust rams | 4 auger drive | 7 sealing | 10 driving-wheel |
| 2 steering rams | 5 driving motor | 8 diaphragm wall | |
| 3 screw conveyor | 6 annular bearing | 9 air lock | |

รูป 2.25 Mixshield -Basic Machine

2.3.2.10. ข้อพิจารณาการเลือก shield



รูป 2.26 ผังแสดง shield ชนิดต่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูป 2.26 แสดง shield methods ชนิดต่างที่ได้กล่าวไว้แล้ว การเลือก shield จะขึ้นอยู่กับ สภาพบริเวณข้างเคียงของเส้นทางที่จำทำการเจาะอุโมงค์ สภาพดิน ประวัติการทำงานที่เคยมีในอดีต ซึ่งทั้ง 4 วิธีที่ได้ทำเครื่องหมาย * เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายทั่วไป และมีหลักเกณฑ์การพิจารณาดังในตารางที่ 2.7 ดังนั้นการเลือก shield ก็จะทำโดยการนำเอาข้อมูลเฉพาะของอุโมงค์ที่จะทำการก่อสร้างมาเทียบกับตาราง 2.7 เพื่อหา shield ที่เหมาะสมที่สุด

2.3.3. Pipe Jacking

อีกทางเลือกหนึ่งของการใช้เครื่องเจาะ (mole) กับ lining รูปแบบต่างๆ เมื่อเร็ว ๆ นี้ โครงการก่อสร้าง อุโมงค์ลำเลียงสิ่งปฏิกูล (sewer tunnel) ขนาดเล็กได้ใช้ระบบของเครื่องเจาะแบบ full-face mining machine กับระบบการดัน (jacking) lining เข้าไปด้วย ขณะที่ทำการเจาะไปข้างหน้า ดังนั้นจึงไม่มีการทิ้งช่วงให้ดินที่ถูกเจาะเกิดการยุบตัว เพราะการขุดเจาะไปข้างหน้าเกิดขึ้นพร้อมกับการดัน leading pipe เข้าไปด้วย SULINSKI (1972) ได้ให้รายละเอียดของการก่อสร้าง sewer tunnel ใน Chicago ซึ่งเราเลือกใช้วิธีนี้ทำให้ประสบความสำเร็จในการประมูล ขณะที่บริษัทอื่นใช้วิธีการก่อสร้างแบบดั้งเดิม

รูป 2.27 แสดงวิธี jacking method



Table 3-1-1 Relation of Shield method to Applied Soil and Auxiliary Method

Soil		Shield method		Manual Shield	Semi-mechanical Shield	Mechanical Shield	Blind Shield	Pressure Balanced Shield									Slurry Shield					
								Earth Pressurer			Mud soil Pressurer			Auxiliary method								
Classification	Soil	N value	Water content ratio(%)	Auxiliary method			Auxiliary method			Auxiliary method			Auxiliary method			Auxiliary method						
				N	Y	K	N	Y	K	N	Y	K	N	Y	K	N	Y	K	N	Y	K	
Alluvial cohesive soil	Humus	0	300~	X	X	X	X	X	X	X	△	A	X	△	A	X	△	A	X	△	A	
	Silt,Clay	0~2	100~300	X	△	A	X	X	X	X	○	-	X	△	A	△	○	A	△	○	A	
	Sandy silt,Clay	0~5	80~	X	△	A	X	X	X	X	○	-	△	○	A	△	○	A	△	○	A	
	Sandy silt,Clay	5~10	50~	△	○	A	X	△	A	△	○	A	△	-	○	-	△	○	A	△	-	
Diluvial cohesive soil	Loam,Clay	10~20	50~	○	-	○	-	△	-	X	X	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	
	Sandy loam,Clay	15~25	50~	○	-	○	-	○	-	X	X	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	
	Sandy loam,Clay	20~	20~	△	-	○	-	○	-	X	X	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	
Soft rock	Mud stone	50~	~20	X	-	○	-	○	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Sandy soil	Sand mixed with silt clay	10~15	~20	△	○	A	△	○	A	△	○	A	X	X	○	-	○	-	○	-	○	-
	Loose sand	10~30	~20	X	△	AB	X	X	X	△	AB	X	X	△	△	A	○	-	△	○	A	
	compacted sand	30~	~20	△	○	AB	△	○	AB	△	○	AB	X	X	△	△	A	○	-	○	-	
Sand, Cobble stone	Loose sand	10~40		X	△	AB	X	△	AB	X	△	AB	X	X	△	△	A	○	-	△	○	A
	Solidified sand	40~		△	○	AB	△	○	AB	△	○	AB	X	X	△	△	A	○	-	○	-	
	Sand mixed with cobble stone			X	△	AB	X	○	AB	X	X	X	X	△	△	A	○	-	△	△	A	
	Cobble stone lay			X	△	AB	X	△	AB	X	X	X	X	△	△	A	△	-	△	△	A	

Note 1) Manual shield, semi-mechanical shield and blind shield shall be, in principle, carried out in combination with compressed air method.

N(no) : in case that an auxiliary method is not used.

Y(yes) : in case that an auxiliary method has been used.

○ : conform to the requirements.

△ : survey is required in the application.

X : not conform to the requirements

- : not necessary to use in particular

K(kind)...A: grouting method

B: ground-water level lowering method

Note 2) ○ is desirable in the selection of a principal method to be used, but the above table takes into consideration that the case other than ○ must be applied, depending on the partially different soil.

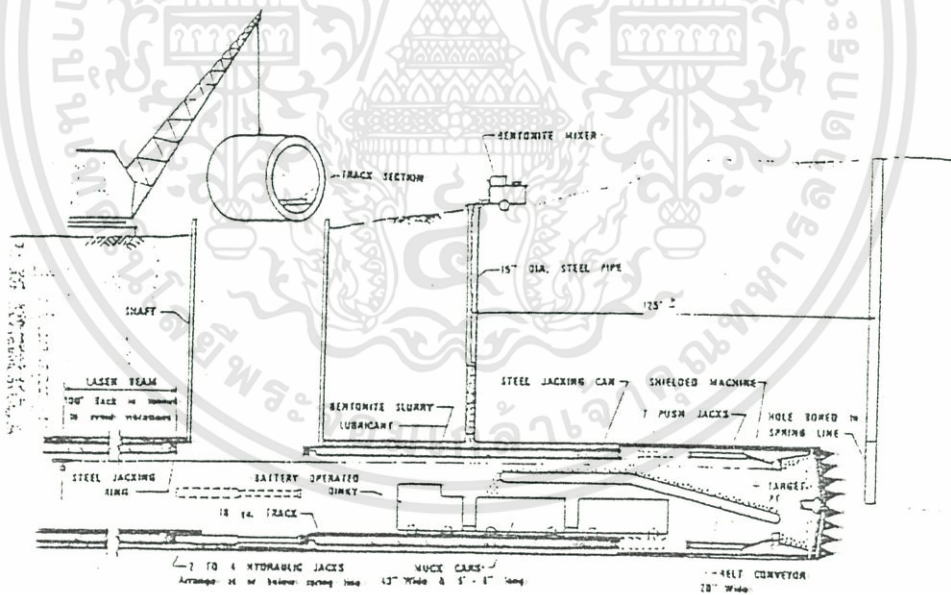
ตาราง 2.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Note 1) Manual shield, semi-mechanical shield and blind shield shall be, in principle, carried out in combination with compressed air method.

- N(no) : in case that an auxiliary method is not used.
 Y(yes) : in case that an auxiliary method has been used
 ○ : conform to the requirements.
 △ : study is required in the application.
 X : not conform to the requirements
 - : not necessary to use in particular
 K(kind).....A : grouting method
 B : ground-water level lowering method

Note 2) ○ is desirable in the selection of a principal method to be used, but the above table takes into consideration that the case other than ○ must be applied, depending on the partially different soil.



รูป 2.27 Pipe Jacing Technique

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4 ผนังอุโมงค์ใต้ดิน (Lining for Tunnels)

การก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (soft ground) มักจะประสบปัญหาการพังทลายของดิน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีผนัง (lining) ที่สามารถรับและต้านทานการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะเลือกใช้ผนัง (lining) ของอุโมงค์นั้นถือเป็นสิ่งสำคัญในการก่อสร้างอุโมงค์ เนื่องจากผนังอุโมงค์ นอกจากจะต้องมีเสถียรภาพสูงแล้วยังจะต้องถือว่าเป็นงานตกแต่ง (finishing) ของอุโมงค์ด้วย และผนังก็มีผลต่อมูลค่าก่อสร้างทั้งหมดของอุโมงค์ ซึ่ง Peek et al (1969) ได้ประมาณไว้ว่ามูลค่าผนังอุโมงค์ คิดเป็น 20 - 42 เปอร์เซ็นต์ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของผนังอุโมงค์ที่เลือกใช้และยังมีผลต่ออัตราความก้าวหน้าของงานอีกด้วย

2.4.1 ผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินอ่อน (soft ground)

การขุดอุโมงค์จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสถานะของความเค้นในดิน ซึ่งจำเป็นต้องมีการรองรับและค้ำยันดินบริเวณรอบช่องเปิดของอุโมงค์ไว้เพื่อไม่ให้ดินพังลงมา ดินบางประเภทเราต้องทำค้ำยันทันที ขณะที่ดินบางประเภทจะมีระยะเวลาคงตัว (stand - up time) นานพอสมควรจึงไม่จำเป็นต้องติดตั้งค้ำยันโดยทันที

ในอดีตเราจะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining) เพื่อทำหน้าที่รองรับน้ำหนักชั่วคราว และจึงติดตั้งผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) เพื่อรับน้ำหนักโดยถาวร แต่หลังจากมีการนำเครื่องเจาะอุโมงค์แบบขุดเจาะเต็มหน้า (Tunnel - Boring Machine , TBM) มาใช้ก็สามารถทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ ในตอนท้ายของหัวเจาะได้ทันที เพื่อทำหน้าที่เป็นผนังชั่วคราวและถาวรในตัว

2.4.1.1 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Primary Lining)

ผนังอุโมงค์ชั่วคราว สามารถแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ

- 1) โครงเหล็ก (steel ribs)
- 2) แผ่นเหล็กกรีด (Liner plate)
- 3) การพ่นคอนกรีต (shotcrete)

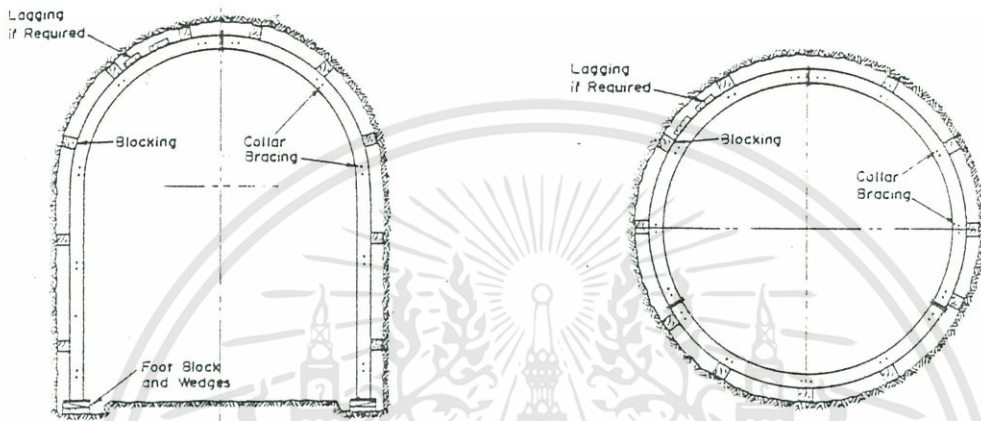
1) โครงเหล็ก (steel ribs) จะทำจากเหล็กหน้าตัดยาวซึ่งตัดให้เป็นโครงตามรูปร่างของอุโมงค์ตามที่ต้องการ การติดตั้งสามารถทำการติดตั้งด้วยมือ หรือติดตั้งโดยใช้เครื่องมือ ติดตั้งที่อยู่ด้านหลังของเครื่องเจาะอุโมงค์ นอกจากนี้ยังประกอบด้วย lagging ซึ่งอาจเป็น ไม้ , คอนกรีตหล่อสำเร็จ หรือแผ่นโลหะ ขึ้นอยู่กับราคาของวัสดุที่ใช้ และจุดประสงค์ของผนังอุโมงค์ชั่วคราว ทั้งนี้หากมีปัญหาเรื่องระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งจะทำให้ lagging จะต้องอยู่ในสภาพเปียก ๆ แฉง ๆ อยู่เป็นประจำ ดังนั้นการใช้ lagging ที่เป็นไม้ในระยะยาวจึงไม่เหมาะสมเพราะอาจพุงได้ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์

โครงเหล็ก (steel ribs) นี้จะวางห่างกันประมาณ 3 ถึง 4 ฟุต เพราะเครื่องเจาะสามารถเคลื่อนตัวได้ในระยะหนึ่ง ผนังชั่วคราวชนิดนี้ ไม่สามารถกันน้ำซึมได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีผนังถาวร (secondary lining) อีกชั้นหนึ่ง

2) แผ่นเหล็กกรีด (Liner plate) ประกอบด้วยชิ้นส่วนที่นำมาต่อกัน ซึ่งขอบทั้ง 4 ด้าน จะทำเป็นลักษณะคล้ายปีก (flange) เพื่อเสริมความแข็งแรง ความหนา , ระยะห่างระหว่างสลัก (Bolts) และขนาดอื่น ๆ ขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์และน้ำหนัก แต่โดยทั่วไปจะมีความหนาประมาณ 16 นิ้ว น้ำหนักของ plate หนึ่งตัวจะอยู่ในช่วงระหว่าง 25 - 80 ปอนด์ การติดตั้งสามารถติดตั้งด้วยคน หรือติดตั้งโดยเครื่องติดตั้งก็ได้ ถ้าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ใหญ่มาก อาจใช้ stiffening ribs ร่วมด้วยเพื่อช่วยให้สามารถ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รับน้ำหนักได้มากขึ้น และสามารถใส่ gasketed lining ติดไว้ที่ plate เพื่อช่วยลดการรั่วซึมของน้ำ ซัดดีของแผ่นเหล็กกริด คือมีการเพิ่มมาตรฐานการออกแบบให้สามารถรับเข้ากับแรงกระทำจากแรงดันที่ต่างกันได้ ทั้งสามารถปรับให้มีรูปร่างตามความโค้งและรัศมีของอุโมงค์ได้ง่ายต่อการขนส่ง และจัดเก็บ นอกจากนี้ยังใช้ได้ทั้งในสภาพความดันบรรยากาศ และสภาวะความดันสูงกว่าความดันบรรยากาศ แต่อย่างไรก็ตามก็ยังคงต้องมีการใช้ผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) ที่เป็นคอนกรีต



รูปที่ 2.28 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว ชนิดโครงเหล็ก (steel ribs)

3. การพ่นคอนกรีต (shotcrete) คือ ผนังอุโมงค์ที่เกิดจากการพ่นคอนกรีตเพื่อเป็นผนังของอุโมงค์ทันทีหลังจากขุด ความหนาของคอนกรีตที่พ่นโดยทั่วไปคือ 4 - 6 นิ้ว การพ่นจะต้องกระทำทันทีหลังการขุด และก่อนที่ดินจะเคลื่อนตัว การใช้วิธีนี้กับงานอุโมงค์เพื่อการคมนาคม เราจำเป็นจะต้องเทคอนกรีตที่ส่วนล่างของอุโมงค์อีกครั้ง เพื่อให้ผิวทางเรียบ และในอุโมงค์ที่ประสบปัญหาหน้าได้ดิน ก็จำเป็นต้องทำผนังอุโมงค์ถาวรด้วย

2.4.1.2 ผนังอุโมงค์ถาวร (Secondary Lining)

หลังจากที่เราได้ทำการติดตั้ง ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining) แล้ว เราก็ทำการหล่อผนังอุโมงค์ถาวร ด้วยคอนกรีต หรือวัสดุอื่น ๆ ถ้าหากเป็นคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กซึ่งถือว่ามีความแข็งเกร็ง (rigid) ไม่เข้ากับคุณสมบัติหยุ่น และการโก่งตัว (deformation) ของผนังอุโมงค์ชั่วคราว ซึ่งจะถูกลอกแบบให้ต้านทานโมเมนต์ดัด เช่นเดียวกับการอัดตัวของวงแหวน (ring compression) สำหรับผนังอุโมงค์ลำเลียงของเสียหรือน้ำเสีย ซึ่งปัญหาการรั่วซึมเป็นองค์ประกอบสำคัญ แต่ไม่เหมาะสำหรับอุโมงค์ที่ใช้สำหรับการคมนาคม

สำหรับผนังอุโมงค์ถาวร (Secondary Lining) ที่เป็นชิ้นส่วนประกอบกัน จะนิยมใช้กับดินที่มีระยะเวลาคงตัว (stand - up time) เพียงพอสำหรับการติดตั้ง โดยที่ผนังอุโมงค์ชนิดนี้จะทำหน้าที่เป็นทั้งผนังรับแรงชั่วคราวและถาวร

2.4.2 ชนิดของผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segmental Lining)

มาโย (Mayo et al) และ ไชกี (1970) ได้บรรยายถึงจุดประสงค์และคุณสมบัติของผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบดังนี้

- 1) สามารถรับแรงกระทำจากดินและน้ำโดยทันทีทันใด โดยปราศจากการโก่งตัว (deformation) หรือการรั่วซึม
- 2) สามารถต้านทานต่อ axial stress ซึ่งเกิดจากการขับเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของ shield
- 3) สามารถต้านทานต่อ impact stress เนื่องจากการลำเลียง ขนส่ง และการติดตั้งผนังอุโมงค์
- 4) สามารถป้องกันความชื้นและน้ำใต้ดิน โดยเฉพาะบริเวณรอยต่อ และตัวกันน้ำ (water - tightness) รวมทั้งต้านทานการกัดกร่อนได้ดี
- 5) ประหยัดในการก่อสร้างและการบำรุงรักษา วัสดุที่แพงและแข็งแรงกว่าอาจจะประหยัดมากกว่าวัสดุที่ถูกและบอบบางกว่า เมื่อพิจารณาถึงเรื่องขนาด การติดตั้งผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segmental Lining) ในปัจจุบันแบ่งตามลักษณะของเนื้อวัสดุดังนี้

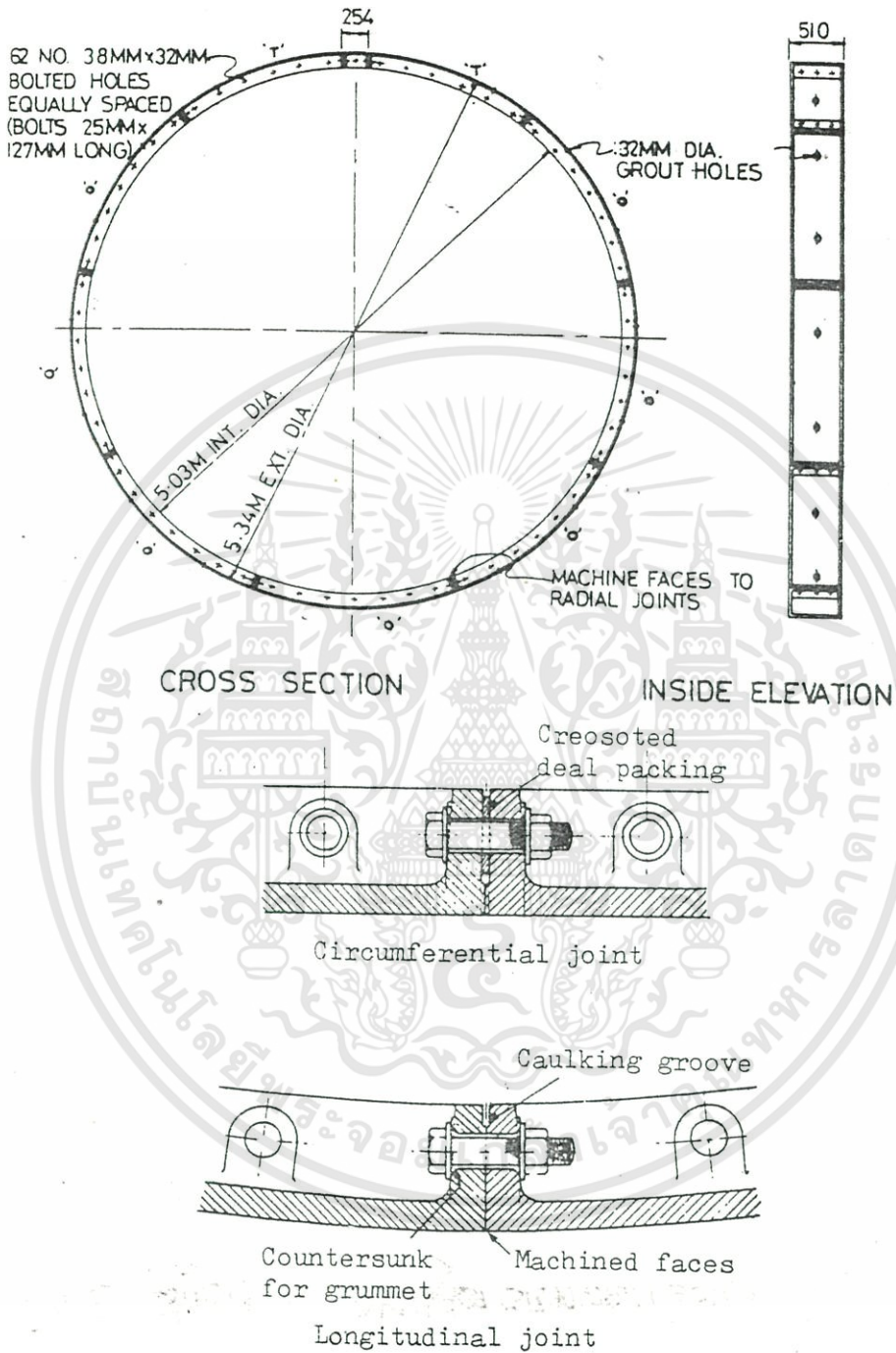
2.4.2.1 เหล็กหล่อ (cast iron)

เหล็กสีเทานำมาใช้เป็นผนังอุโมงค์ตั้งแต่ปี ค.ศ 1860 ในกลุ่มประเทศยุโรป ซึ่งมีคุณสมบัติทนทานต่อสภาพการกัดกร่อน และมีความคงทนถาวร ในสหราชอาณาจักรจะขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพดินอ่อนเป็นส่วนใหญ่ โดยเป็นผนังอุโมงค์เหล็กสีเทา และมักจะมียุทธศาสตร์ผ่านศูนย์กลางปานกลางจนถึงขนาดใหญ่ เช่น อุโมงค์ถนนบาเกอร์ (Baker street) ในกรุงลอนดอนจะเป็นอุโมงค์เหล็กหล่อสีเทาที่ยึดติดด้วย Bolt (Bolt grey iron lining)

เหล็กกราไฟท์ (Spheroidal graphite) จะมีความทนทานต่อแรงดึงและแข็งแรงมากกว่าเหล็กสีเทา แม้ว่าจะมีราคาสูงกว่าเมื่อเทียบตามน้ำหนัก แต่จะประหยัดชิ้นส่วนมากกว่า สำหรับ อุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่ และชิ้นส่วนกว้างกว่า 1.2 เมตร นิยมใช้เหล็กกราไฟท์ และในอนาคตก็จะเป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากมีความต้านทานสูง และมีความอ่อนตัวได้ดี แต่ราคาที่แพงกว่าจึงมีทำชิ้นส่วน (Segment) ให้มีความบางกว่า เหล็กสีเทาคุณสมบัติทั่วไปดังตารางที่ 2.28 และ ตารางที่ 2.29

แม้ว่า ผนังอุโมงค์เหล็กกราไฟท์ จะนำมาทดแทน ผนังแบบเหล็กหล่อสีเทา แต่ผนังชิ้นส่วนแบบเหล็กหล่อสีเทา (Grey Iron) ก็ยังคงถูกใช้อยู่ในประเทศอังกฤษ รูปที่ 2.29 แสดงรายละเอียดของ Bolt grey iron lining ที่ก่อสร้างอุโมงค์วิคตอเรีย ในกรุงลอนดอน สำหรับโครงการนี้ ก่อสร้างในสภาพดินที่มีความอ่อนตัวสูง

ในโครงการขนส่งมวลชนของเกาะฮ่องกง ได้ใช้เทคโนโลยีในยี่ ก่อสร้างแบบ shield และใช้ผนังชิ้นส่วนประกอบแบบเหล็กกราไฟท์ ผสมกับคอนกรีตหล่อสำเร็จ ซึ่งมีคุณสมบัติดังนี้



รูปที่ 2.29 ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ (Bolted Grey Iron)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก	5,230 mm
เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน	5,000 mm
ความหนาของชั้นส่วนประกอบ	115 mm
ความกว้างของชั้นส่วนประกอบ	900 mm

ประกอบด้วย 10 ชั้น / 1 วงแหวน

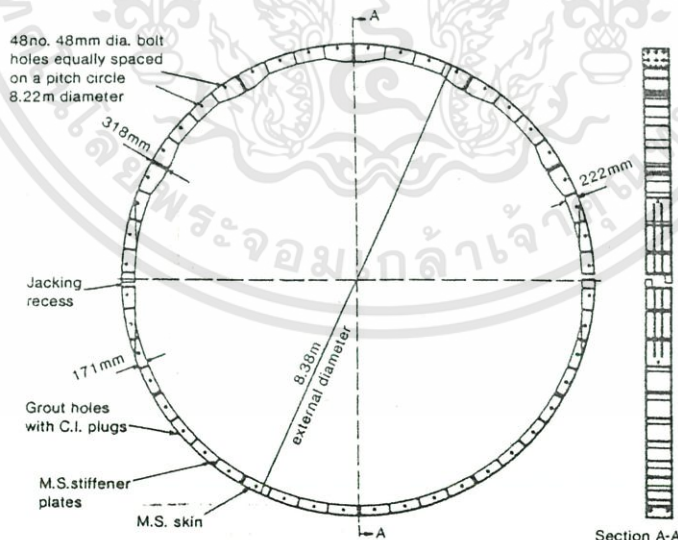
- ธรรมดา 7 ชั้น
- ค้ำบน 2 ชั้น
- จุดต่อ 1 ชั้น

ประกอบด้วย 76 bolt / 1 วงแหวน

2.4.2.2 เหล็กกล้า (Steel)

ผนังอุโมงค์ที่ทำด้วยเหล็กกล้า (steel) มักจะถูกใช้อย่างกว้างขวางในสหรัฐอเมริกามากกว่าในอังกฤษ เพราะเหล็กกล้าจะมีราคาถูกกว่าเหล็กหล่อ และคอนกรีตในอเมริกา คุณสมบัติของเหล็กกล้า (steel) สามารถทนต่อความกัดกร่อนได้ดี ดังอุโมงค์ในซานฟรานซิสโก และ Washington D.C

ผนังอุโมงค์เหล็กกล้าจะใช้ในกรณีที่ต้องรับน้ำหนักมาก หรืออยู่ภายใต้ฐานรากขนาดใหญ่ โดยทั่วไปจะยึดกันด้วย Bolt ดังรูป 2.30



รูปที่ 2.30 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า (Bolt Fabricated Steel Lining)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คุณสมบัติ	ชนิด BS 1452-1961 (British Grades)			
	10	12	14	17
Tension (N/mm ²)	43	51	60	74
0.01 % proof stress	100	120	140	171
0.1 % proof stress	155	185	216	263
ultimate stress strain at failure	0.6% - 0.75%	0.5% - 0.7%	0.4% - 0.65%	0.58%
Compression (N/mm ²)				
0.01 % proof stress	87	102	120	145
0.1 % proof stress	200	240	280	343
ultimate stress	620	690	765	875
Elastic modulus E	103000	112000	120000	130000
shear modulus G	41000	45000	48000	52000
Poisson's ratio	0.26	0.26	0.26	0.26

ตารางที่ 2.8 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อสีเทา (Grey Iron)
(ที่มา : Modern cast Iron Tunnel and Shaft Lining 1974)

คุณสมบัติ	ชนิด BS 2789: 1973 (British Grades)		
Ultimate Stress	5000/7	6000/7	7000/2
Matrix Structure	Mainly Ferrite some Pearlite	Mainly Pearlite some Ferrite	Pearlite
Tension (N/mm ²) Limit of Proportionality	194	208	231
0.1 % Proof stress	323	346	385
0.2% Proof stress	339	372	416
0.5% Proof stress	359	409	462
Elongation at failure	7%	3%	2%
compression (N/mm ²) Limit of Proportionality	272	288	318
0.1 % Proof stress	340	360	397
0.2 % Proof stress	351	382	425
0.5 % Proof stress	360	414	468
Elastic Modulus ,E	169000	174000	176000
Shear Strength	450	540	630
foisson's ratio	0.275	0.275	0.275

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อกราไฟท์ (Spheroidal Graphite iron)

2.4.2.3 คอนกรีตหล่อสำเร็จ (Precast concrete)

ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ (precast concrete segmental lining) แบ่งออกเป็น 3 ชนิด คือ

1) แบบมาตรฐาน (standard Bolted Concrete Lining) มักจะใช้เป็น ผนังอุโมงค์ถาวร หรือเป็นคอนกรีตเนื้อเดียว (insitu concrete) ในงานส่งน้ำและระบายน้ำ

2) แบบผิวเรียบ (Grout smooth bore tunnel Linings) มักจะใช้ในกรณีดินอ่อนหรือ หินที่ขาดเสถียรภาพ

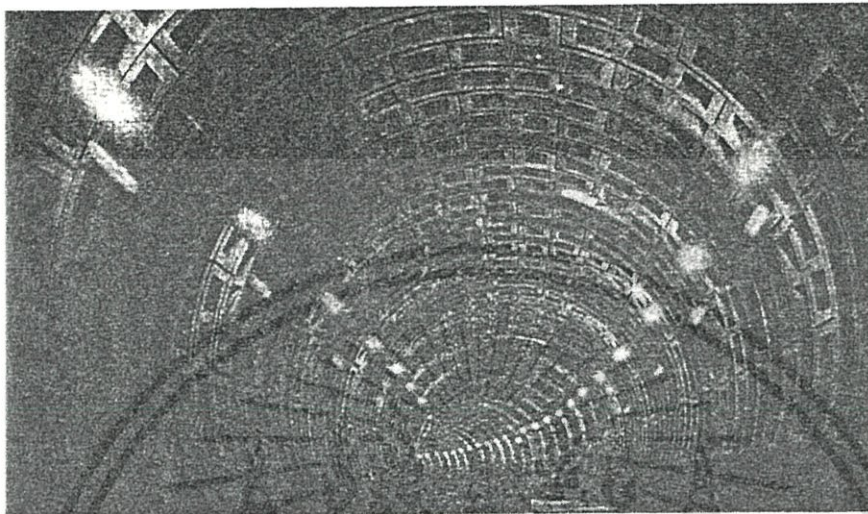
3) แบบ expanded concrete นิยมใช้อย่างกว้างขวางในสภาพดินเหนียวอ่อน สำหรับเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคอนกรีตมีจุดประสงค์ดังนี้

สำหรับเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคอนกรีตมีจุดประสงค์ดังนี้

- ช่วยต้านทานแรงดึงและโมเมนต์ดัด ทั้งกรณีรับแรงชั่วคราว และจากการติดตั้งหรือการเคลื่อนตัวของ shield

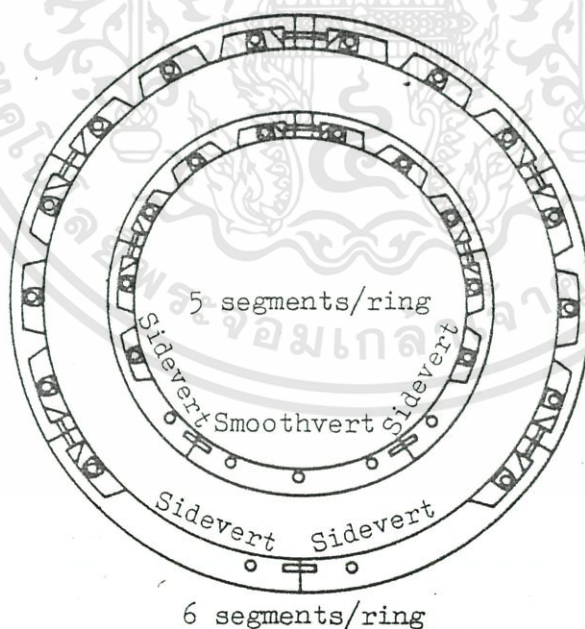
- ต้านทานต่อการรับน้ำหนักถาวร

1) แบบมาตรฐาน (standard Bolted Concrete Lining) เป็นแบบที่ใช้มากที่สุดในโลก โดยเฉพาะในสภาพดินอ่อนและหินไร้เสถียรภาพ ลักษณะเป็นดังรูปที่ 2.31 แบบมาตรฐานหรือ Bolt Concrete Segment มักจะใช้ในอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 - 6 เมตรขึ้นไป



รูปที่ 2.31 ผนังอุโมงค์แบบมาตรฐาน ในประเทศญี่ปุ่น

ขนาดความกว้างของชั้นส่วนขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่เหมาะสมและสะดวกในการติดตั้ง ส่วนการเสริมเหล็กจะมีวัตถุประสงค์เพื่อรับแรงขณะทำการติดตั้งมากกว่าการรับแรงถาวร ตัวอย่าง การเชื่อมต่อและรายละเอียดต่าง ๆ ดังรูป 2.32 ซึ่งเป็นอุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยบริษัทชูชุกิจอุตสาหกรรม จำกัดของญี่ปุ่น

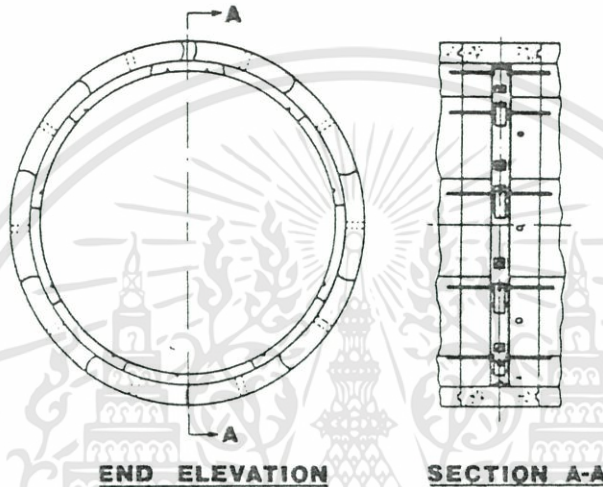


รูปที่ 2.32 ผนังอุโมงค์มาตรฐาน แบบ Concrete Segment

2) แบบผิวเรียบ (Grouted Smooth Bore Lining) มักนิยมใช้ในสภาพดินอ่อน และหินที่ขาดเสถียรภาพ โดยเฉพาะในกรณีที่เป็นดินตะกอน ปกติแล้วแบบผิวเรียบหรือ Unbolted จะไม่เสริมเหล็กและเป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผนังถาวร ซึ่งจะมีชิ้นส่วนประกอบต่อหนึ่งวงแหวนมากกว่าแบบมาตรฐาน (Bolt concrete) เพื่อลดโมเมนต์ที่เกิดขึ้น แต่ปัญหาที่สำคัญคือ มักเกิดความเสียหายในการขนส่งและการติดตั้ง และต้องมีการอุดรูรั่วอย่างละเอียด

โดยทั่วไปแบบผิวเรียบจะมีราคาใกล้เคียงกับแบบมาตรฐาน และระบบเวลาติดตั้งรวมทั้งค่าใช้จ่ายก็พอ ๆ กัน แต่สามารถลดค่าใช้จ่ายในการทำความสะดวกในระยะยาวได้ รวมทั้งเป็นผนังอุโมงค์แบบถาวรด้วย ดังรูป 2.33



รูปที่ 2.33 ผนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ (Frouted Smooth Bore Concrete)

ในปัจจุบัน มีการพัฒนาผนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ ที่เรียกว่า แบบทางเดียว (one pass) ซึ่งมีการเชื่อมต่อขณะทำการก่อสร้างด้วย เหล็กยึด ทำให้ต่อกันเรียบสนิทยิ่งขึ้น

3) แบบ Expanded Concrete) มีลักษณะผิวเรียบและมีการประกอบกันในลักษณะ Ket Joint โดยมีวิธีการหลักดังนี้

ก) ใน Wedged Shaped Block ยึดติดในแนวยาวด้วยเครื่องมือประกอบ

ข) ใช้ ซีเมนต์มอร์ตาร์ ปิดช่องว่าง จากการติดตั้งดังรูป 2.34

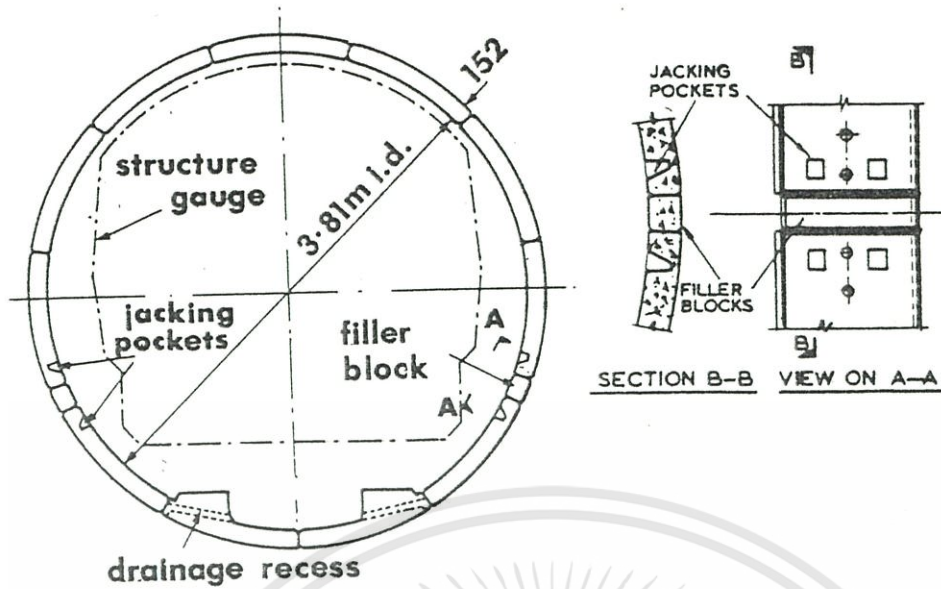
ต่อมาได้มีการพัฒนาผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete เป็นหลายชนิด เช่น Universal Lining ภายใต้วิธีการเดิม คินเนียร์ โมดาเยน (1970) ได้แสดงการพัฒนาการออกแบบผนังอุโมงค์ ดังรูป 2.35 โดยการพัฒนาของ Expanded Concrete มีหลักการคือ

ก) พิจารณาผนังอุโมงค์จะอยู่ในสภาพที่เกิดแรงอัด (Compression) ดังนั้นจึงไม่มีความจำเป็นในการใช้ Bolt และเสริมเหล็กรับแรงดึงในชิ้นส่วนคอนกรีต จึงช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างได้มาก

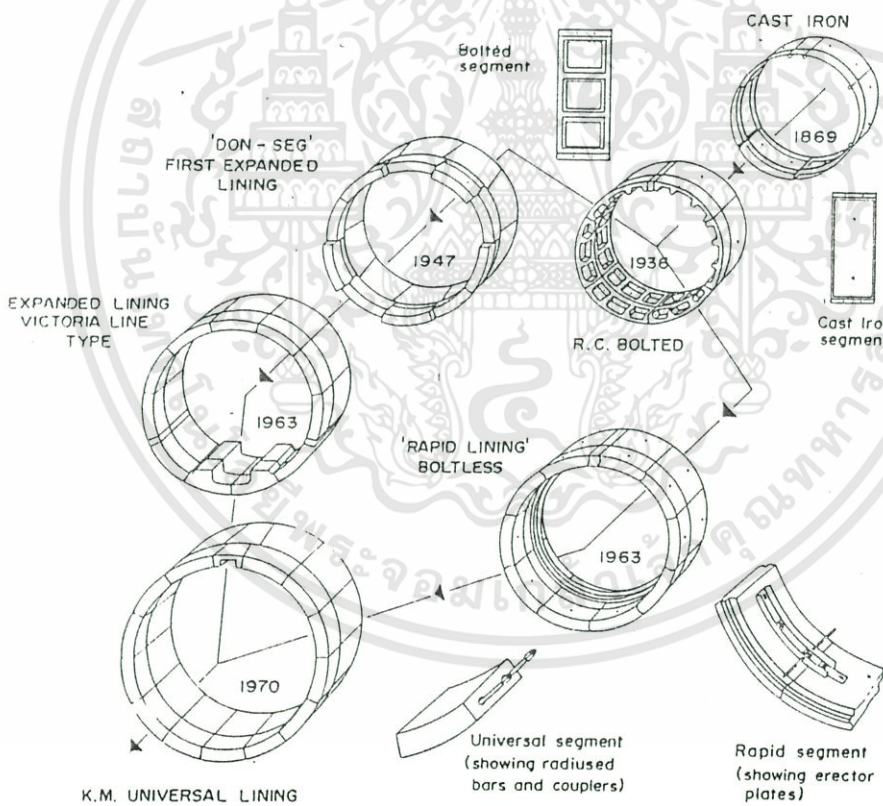
ข) เราสามารถเปลี่ยนแปลงการเจาะรูเพื่อใส่ Bolt มาอยู่ในตำแหน่งอื่นหรือไม่ จำเป็นต้องใส่ Bolt ทำให้ผิวของผนังเรียบ ที่ความสะดวกง่าย และเป็นผนังอุโมงค์ถาวรด้วย

ดังนั้นการนำผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete มาใช้จึงเหมาะสมกับงานอุโมงค์ส่งน้ำและระบายน้ำ (water and sewer tunnel) หรือควรใช้แบบ expansion ที่ส่วนบนของอุโมงค์ (Crown) และส่วนล่าง (invert) เพื่อลดความเสียหาย แต่ปัญหาสำคัญคือ ความเสียหายจากการเคลื่อนย้าย และจากน้ำหนักที่มีมาก นอกจากนี้เมื่อประกอบติดตั้งจะต้องอัด (grouting) ละในช่องว่างทั้งหมด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.34 ผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete



รูปที่ 2.35 การพัฒนาผนังอุโมงค์จากอดีตจนถึงปัจจุบัน

ปัจจุบันได้พยายามนำแบบคอนกรีตเลื่อนตัว (Slip form) มาใช้ในงานหล่อผนังอุโมงค์ที่เรียกว่า Extrude System ซึ่งต้องมีการเปลี่ยนแปลงลำดับและขั้นตอน วิธีการทำงานของเครื่องเจาะ และการเคลื่อนตัว โดยกำหนดคุณสมบัติของ Extrude ไว้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 1) ไม่เกิดปฏิกิริยาทางเคมีได้ง่าย
- 2) ประยุกต์ใช้กับเครื่องบ่มคอนกรีตได้
- 3) สามารถแข็งตัวได้อย่างรวดเร็ว โดยที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้อยภายใต้การควบคุม
- 4) ให้กำลังได้เร็ว
- 5) การให้กำลัง (strength) สัมพันธ์กับระยะเวลาการเคลื่อนตัวของดิน
- 6) มีเสถียรภาพไม่เสียรูปได้ง่าย
- 7) ทนทานต่อการสึกกร่อน
- 8) ประหยัดค่าใช้จ่าย

จากคุณสมบัติดังกล่าว จึงใช้คอนกรีตผสมเส้นใยไฟเบอร์ที่มีความเหมาะสมที่สุด ซึ่งจะให้กำลังในตอนที่ต้นสูง และให้กำลังได้เร็ว อัตราการเซตตัวสม่ำเสมอ แต่การพัฒนาในชั้นสมบูรณ์ Extrude Lining ยังไม่ประสบความสำเร็จ

2.4.3. การพิจารณาเลือกชนิดของผนังอุโมงค์

มีสิ่งสำคัญที่ควรเลือกของผนังอุโมงค์ในดินอ่อนมีดังนี้

- 1) ประเภทของอุโมงค์ เช่น คมนามคม , ส่งน้ำ , ลำเสียง , เคเบิล , และความจำเป็นของงาน
- ตกแต่ง
- 2) ชนิดของดินแต่ละกรณี
 - 3) ค่าใช้จ่าย
 - 4) ความรวดเร็วในการติดตั้ง
 - 5) ความคงทนต่อแรงในการติดตั้ง และแรงจากน้ำหนักกระทำทั้งหมด
 - 6) การป้องกันการรั่วซึม
 - 7) ความคงทนต่อการสึกกร่อน

ตัวอย่างการพิจารณาเลือกใช้ชนิดของผนังอุโมงค์ดังตารางที่ 2.10 การพิจารณานี้จำเป็นต้องคำนึงถึงค่าใช้จ่ายในการผลิตและการติดตั้งด้วย ตัวอย่าง เช่น ค่าใช้จ่ายในการติดตั้งของผนังอุโมงค์แบบโลหะ (Bolt Metal) จะมีราคาพอ ๆ กับผนังอุโมงค์คอนกรีต แต่จะมีราคาการผลิตสูงกว่าถึง 1.5 เท่า (ในประเทศอังกฤษ) แต่ในสหรัฐอเมริกาการราคาผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า (steel lining) มีราคาถูกกว่าแบบเหล็กหล่อ และแบบคอนกรีต

สำหรับความเร็วในการติดตั้ง ขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์และขนาดความยาวของชิ้นส่วนจากสถิติทั่วไปที่มีการบันทึกระยะเวลาในการติดตั้งต่อวงแหวนเป็นดังนี้

	เส้นผ่านศูนย์กลาง	ระยะเวลาการติดตั้ง (นาที)
1) แบบ Bolted Concrete	3 เมตรขึ้นไป	30 - 90
2) แบบ ผิวเรียบ	„	20 - 45
3) แบบ Expanded Concrete	2.54 เมตร (Wedge block)	3 - 5
	3.80 เมตร	15 - 30
	5 - 10 เมตร	15 - 45
4) แบบ Bolted Cast Iron	2 - 4 เมตร	15 - 60
	4 - 10 เมตร	1 - 3 ชั่วโมง
5) แบบ Expanded Cast Iron	4 เมตร	15 - 30

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประเภท	ตกแต่งภายใน	ชนิดของดิน	ชนิดของดิน	ชนิดของดิน
ระบายน้ำ	เรียบ	แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ	แบบมาตรฐาน (Concrete)	แบบมาตรฐาน แบบเรียบ แบบ Expanded Concrete
ส่งน้ำ	เรียบ	แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ	แบบมาตรฐาน (Concrete)	แบบมาตรฐาน แบบผิวเรียบ แบบ Expanded Concrete
สายเคเบิล	-	แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ	แบบมาตรฐาน (Concrete)	แบบมาตรฐาน แบบผิวเรียบ แบบ Expanded Concrete
ทางรถไฟ	-	แบบมาตรฐาน ทั้ง Concrete และ Cast Iron	แบบมาตรฐาน (cast iron)	แบบ Expanded Concrete
ถนน	สวยงาม	แบบมาตรฐาน ทั้ง Concrete และ Cast Iron	แบบมาตรฐาน (cast iron)	แบบ Expanded Concrete

ตารางที่ 2.10 การพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์ใต้ดิน

จะเห็นได้ว่าการใช้ผนังอุโมงค์หลายแบบในการก่อสร้างสภาวะดินอ่อน ในปัจจุบันมีแนวโน้มจะใช้ผนังแบบคอนกรีตมากกว่า ยกเว้นในกรณีที่อยู่ภายใต้สภาวะดินผสมจึงหันมาใช้ผนังแบบเหล็กกราไฟท์ (spheroidal graphite iron) สิ่งสำคัญอีกประการหนึ่งก็คือ การที่ชิ้นส่วนมีความกว้างมาก ก็จะสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว แต่ก็ขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพของเครื่องติดตั้งว่าสามารถใช้ได้กับชิ้นส่วนขนาดเท่าไร รวมทั้งน้ำหนักสูงสุดด้วย ส่วนการติดตั้งโดยแรงคนจะไม่ใช้ขนาดชิ้นส่วนที่ใหญ่เกินไป

2.5. ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ ฯ

(Problems in Tunneling in Bangkok Subsoil)

โดยปกติแล้วในปัจจุบันถือได้ว่าการก่อสร้างอุโมงค์ในเมืองขนาดใหญ่ เป็นการแก้ไขปัญหาจราจร รวมไปถึงการขุดเจาะอุโมงค์งานประปา งานระบายน้ำ ดังนั้นจึงมีข้อถกเถียงกันว่าถึงเวลาแล้วหรือยังในการดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ในกรุงเทพฯ แต่อย่างไรก็ตามก็มักมีปัญหาที่เกิดขึ้นในแง่ต่าง ๆ ซึ่ง รศ. ดร. นพดล เพียรเวช จากสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียได้ให้ทรรศนะเกี่ยวกับปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ ไว้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.1. ด้านเทคนิคและวิศวกรรม

ก่อนที่จะกล่าวถึงประเด็นทางด้านเทคนิคในการเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ คงจะต้องกล่าวถึงหลักการเบื้องต้นในงานอุโมงค์ในดินให้ทราบคร่าว ๆ ก่อน เพื่อเป็นการปูพื้นความรู้เพราะว่าผู้อ่านส่วนใหญ่ยังคงไม่คุ้นกับงานอุโมงค์กันมากนัก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถหาได้ใน นพตล (2535)

ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคในงานเจาะอุโมงค์ในดิน ซึ่งโดยทั่วไปมักจะสร้างในพื้นที่ชุมชนและอยู่ใต้ผิวดินไม่ลึกมาก (ไม่เกิน 30 เมตร) นั้นประกอบด้วยส่วนใหญ่ ๆ คือ

1. ปัญหาเสถียรภาพของผนังอุโมงค์ (Tunnel wall) หรือหน้าเจาะอุโมงค์ (tunnel face)
2. ปัญหาหน้าไต่ดิน
3. ปัญหาดินเหนียวอุโมงค์เคลื่อนตัวและผิวดินยุบตัวสร้างความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างและระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการเหนืออุโมงค์
4. ปัญหาการติดตั้งและการรับแรงของ Support ผนังอุโมงค์ (Lining)

โดยทั่วไปถ้าดินมีไต่ดินเหนียวแข็งแล้วอุโมงค์จะมีเสถียรภาพไม่พอเพียงที่จะยืนอยู่ได้ด้วยตัวเอง มักจะพังลงมาแม้กระทั่งในขณะเจาะ ดังนั้นโดยหลักการปฏิบัติการเจาะอุโมงค์ในดินจะต้องใช้ Tunnel Shield ซึ่งมีลักษณะเป็นบล็อกเหลี่ยมขนาดเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่จะเจาะเคลื่อนตัวไปในบริเวณส่วนหน้าเจาะของอุโมงค์ Shield นี้จะเป็นตัวช่วยยันดินบริเวณโดยรอบผนังอุโมงค์ในส่วนที่ยังไม่ได้ติดตั้ง Support (Lining) มิให้พังลงมา ในบางกรณีถ้าดินมีสภาพไม่ดี อาจจะต้องใช้ Shield ที่มีส่วนหน้าผัดเพื่อยันมิให้ดินบริเวณหน้าอุโมงค์พังลงมาอีกด้วย ในปัจจุบันเทคโนโลยีด้าน Shield นี้ได้พัฒนาไปอย่างมาก โดยเฉพาะในประเทศญี่ปุ่นและยุโรปตะวันตกจนอาจกล่าวได้ว่าสภาพดินและน้ำไต่ดินจะเลวแค่ไหน ก็มี Shield ที่สามารถเจาะอุโมงค์ให้สำเร็จได้ ประเภทของ Shield ที่มีอยู่ สามารถแบ่งได้ตามลักษณะของวิธีการรักษาเสถียรภาพดินบริเวณส่วนหน้า และวิธีการและเครื่องมือใช้ขุดดินได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.36 ความเหมาะสมของ Shield แต่ละประเภทนั้นขึ้นอยู่กับสภาพของดินและน้ำไต่ดิน ในดินที่ไม่ดีซึ่งได้แก่ดินที่มีกำลังต่ำ และมีน้ำไต่ดินสูงอาจจะจำเป็นต้องเลือกใช้ Shield ประเภทที่มีระบบควบคุมรักษาเสถียรภาพของดินในส่วนหน้าของอุโมงค์อันได้แก่ Mechanical Shield มีหน้าปิดหมด และใช้ Compressed Air ช่วยดันดินหรือที่ทันสมัยยิ่งขึ้นได้แก่ ประเภท Slurry Shield ซึ่งใช้ Bentonite ยัดแรงดันเป็นตัวช่วยยันดิน หรือประเภท Earth Pressure Balance Shield ซึ่งใช้ดินขุดอัดแรงดันเป็นตัวยัน Shield สองประเภทหลังได้มีการพัฒนาตัดแปลงปรับปรุงให้มีประสิทธิภาพเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ ซึ่งอาจจะเรียกแตกต่างกันออกไปบ้างตามผู้พัฒนา เช่น ในประเทศเยอรมัน เรียก Shield ของบริษัทหนึ่งซึ่งพัฒนาจากหลักการเดียวกับ Slurry Shield ว่า hydroShield หรือในประเทศอังกฤษ เรียก Slurry Shield แบบหนึ่งว่า ThexoShield เป็นต้น

นอกจากการเลือกใช้ Shield ชนิดที่เหมาะสมเพื่อเป็นการป้องกันปัญหาเสถียรภาพและดินเคลื่อนตัวบริเวณรอบอุโมงค์แล้ว ในบางกรณีก็จำเป็นต้องทำการเจาะอุโมงค์เข้าไปใกล้โครงสร้างที่สำคัญที่จะยอมให้เกิดการเคลื่อนตัวขึ้นไม่ได้ ยังอาจจะใช้ Ground Improvement ป้องกันโดยการเสริมกำลังดินในที่หรือลดความดัน น้ำไต่ดิน โดยสามารถเลือกทำ Dewatering การทำ Grouting บริเวณโดยรอบอุโมงค์ ซึ่งมีอยู่หลายประเภท การทำ Ground Freezing เป็นต้น

ความยากง่ายในการเจาะอุโมงค์ในแต่ละพื้นที่จะขึ้นอยู่กับสภาพดินและสภาพน้ำไต่ดินเป็นสำคัญ กล่าวคือถ้าดินมีกำลังต่ำ เช่น Soft Clay หรือมีน้ำไต่ดินสูงซึมผ่านง่าย เช่น Sand หรือ Silt การเจาะอุโมงค์ก็จะมี ความยากมากกว่าดินประเภทอื่น โดยมักจำเป็นต้องเลือกใช้ Shield ประเภทที่มีหน้าปิดหมด นอกจากนั้นสภาพดินที่ยากต่อการขุดเจาะอีกประเภทหนึ่ง คือ ดินที่มีก้อนหินหรือกรวดโต ๆ ผิงใน

อยู่การขุดจะลำบากทำได้ยาก อาจต้องใช้ระเบิดช่วย หรือใช้เครื่องเจาะพิเศษ

ปัญหาของพื้นที่กรุงเทพ ที่มีผู้มักหยิบยกมาเป็ข้อจำกัดในการพัฒนางานเจาะอุโมงค์คือ

1. สภาพดินอ่อน
2. สภาพการทรุดตัวของกรุงเทพ เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล
3. สภาพพื้นผิวดินต่ำเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วม

ความจริงแล้วทั้ง สาม ประการมิใช่ปัจจัยที่สำคัญในการพัฒนาพื้นที่ใต้ดินกรุงเทพแลยดังจะอธิบายให้ทราบดังต่อไปนี้

1.สภาพดินอ่อน

พื้นที่ทั่วกรุงเทพ ปกคลุมไปด้วยชั้น Soft Clay หนาประมาณ 10-15 เมตร ซึ่งเป็นดินที่มีกำลังต่ำและยุบตัวสูง อันเป็นชั้นดินที่มักจะทำให้เกิดปัญหาในงานฐานราก และขุดดิน ซึ่งมีชื่อกระฉ่อนไปทั่วถึงชั้น Soft Clay ลงไปเป็นชั้น Stiff Clay หนาประมาณตั้งแต่ 5-15 เมตร ชั้นดินนี้เป็นชั้นที่แข็งมีกำลังสูง ถัดลงไปเป็นชั้นทรายละเอียดอัดแน่น ซึ่งมักจะพบที่ระดับความลึกตั้งแต่ 20-26 เมตร ชั้นทรายนี้อัดตัวด้วยน้ำ แต่ความดันของน้ำใต้ดินมี Head ไม่สูงถึงระดับน้ำใต้ดินที่ผิวดิน ทั้งนี้สืบเนื่องจากอิทธิพลของการสูบน้ำใต้ดินในชั้นน้ำใต้ดินที่ระดับความลึกต่ำลงไป ระดับความดันน้ำในชั้นทรายดังกล่าวโดยทั่วไปในปัจจุบัน จะมี Head อยู่ราวระดับความลึก 10-15 เมตร จากระดับผิวดินเท่านั้น ความดันไม่สูงเหมือนกับสภาพ Hydrostatic ปกติ

สภาพดินกรุงเทพ มิได้จัดอยู่ในประเภทที่ยากต่อการเจาะอุโมงค์เลย แม้แต่ชั้นดินเหนียวอ่อนก็ตาม ความจริงแล้วสภาพชั้นดินที่สม่ำเสมอเหมือนกันเกือบตลอดพื้นที่กรุงเทพไม่ว่าจะเรื่องการเรียงตัวของชั้นดินหรือความหนา เป็นลักษณะที่ดีสำหรับงานเจาะอุโมงค์ซึ่งโครงสร้างจะวางตัวอยู่ในแนวราบ ดังนั้นสภาพดินตลอดเส้นทางการเจาะอุโมงค์จะเปลี่ยนแปลงไม่มาก ง่ายต่อการเลือกวิธีการและขบวนการเจาะไม่เหมือนบางประเทศ เช่น สิงคโปร์ หรือฮ่องกง ซึ่งชั้นดินมีสภาพเปลี่ยนแปลงตามแนวราบมาก งานเจาะอุโมงค์มีความยากกว่าปกติ เพราะอุโมงค์เดียวกันอาจเจอชั้นดินอ่อน ดินแข็ง หรือก้อนหิน สภาพการทำงานไม่เหมือนกัน จึงยุ่งยาก

การเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีความเสี่ยงต่อการที่ดินจะวิบัติ (Failure) และไหล (Plastic Flow) เข้าสู่อุโมงค์ทำให้เกิดดินยุบตัวและเสื่อมกำลังในที่สุด ซึ่งลักษณะดังกล่าวเรียกว่า Squeezing แต่ทั้งนี้ถ้าได้เลือกประเภทของ Shield ที่ถูกต้องและควบคุมการทำงานอย่างรัดกุม ก็มักจะมีปัญหาโดยเฉพาะถ้าอุโมงค์มีขนาดไม่ใหญ่มาก สภาพ Squeezing จะเกิดขึ้นในพื้นที่กรุงเทพ ในกรณีที่อุโมงค์วางอยู่ในระดับความลึกเกินกว่าประมาณ 5 เมตร และถ้าอุโมงค์มีขนาดใหญ่พอสมควรแล้วถ้าเลือกใช้ Shield แบบหน้าเปิด จะมีความเสี่ยงต่อปัญหาสูง แม้ว่าจะใช้ Compressed Air ช่วยก็ตามเช่น ในกรณีของการเจาะอุโมงค์ระบายน้ำของกรุงเทพมหานครขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร บริเวณถนนพระรามสี่ขนานทางรถไฟตามแนวทาง 1.8 กิโลเมตร ในช่วงแรกใช้ Partial Openface Shield ไม่สามารถดำเนินการได้เลย จะกระทั่งต้องเปลี่ยนมาใช้เป็น Blind Shield ซึ่งมีหน้าปิดเกือบหมดเว้นช่องว่างเล็ก ๆ ที่ปรับขนาดได้ไว้ตรงกลาง เพื่อให้ดินเหนียวไหลเข้ามาในปริมาณน้อย ๆ อันสามารถควบคุมได้เหมือนยาสีฟันไหลออกจากหลอด การเจาะอุโมงค์ในโครงการนี้ หลังการเปลี่ยน Shield แล้วไม่มีปัญหาใด ๆ เลย ปริมาณดินทรุดตัวเหนืออุโมงค์นั้นน้อยมาก ดังรายงานโดย Kline et al (1973) ต่อมา ในภายหลังก็มีการเจาะอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2-3.2 เมตร ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระดับความลึกประมาณ 9 เมตร ด้วย Blind Shields โดยไม่มีปัญหาดินพังหรือเคลื่อนตัวเลย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชั้น Stiff Clay ที่ระดับความลึกต่ำกว่า 15 เมตรลงไป เป็นชั้นดินที่เหมาะสมสำหรับเจาะอุโมงค์ใต้ดินทั้งในด้านกำลังดินและระดับความลึก ดินบริเวณหน้าและผนังอุโมงค์สามารถยึดตัวของมันเองอยู่ได้เป็นเวลานาน (Firm Ground) ประสบการณ์งานเจาะอุโมงค์ส่งน้ำประปรขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางการขุดตั้งแต่ 2.8-4.50 เมตรระยะทางกว่า 36 กิโลเมตรทั่วกรุงเทพฯ ในชั้น Stiff Clay โดยใช้ Shields แบบหน้าเปิดหมดหรือบางส่วน ก็มีมีปัญหาใด ๆ ภายในอุโมงค์ไม่จำเป็นต้องใช้อากาศอัดช่วยการหลุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เกิดขึ้นน้อยมาก ในโครงการสุดท้ายซึ่งเพิ่งเสร็จสิ้นไป เมื่อต้นปี 2535 เป็นการเจาะอุโมงค์ส่งน้ำตามแนวถนนสุทธิสารลอดใต้สะพานลอยบนถนนวิภาวดี เป็นระยะทาง 2.2 กิโลเมตร งานเจาะผ่านชั้น Stiff Clay โดยใช้ Semi-Mechanical Shield (กึ่งหน้าเปิด) สามารถทำได้อย่างรวดเร็วมาก ในโครงการนี้ได้ทำการตรวจวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของดินและแรงดินกระทำบน Lining อย่างใกล้ชิด (Ramasamy, 1992) ซึ่งผลชี้ว่าปริมาณการหลุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เกิดขึ้นสูงสุดราว 2 เซนติเมตร เมื่อขุดอุโมงค์ผ่านจุดนั้นแล้วเสร็จ การหลุดตัวในช่วงหกเดือนหลังจากนั้นเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 2-3 เซนติเมตรเท่านั้น สำหรับช่วงลอดใต้สะพานลอยสุทธิสาร ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินน้อยมาก ไม่มีผลใด ๆ ทั้งสิ้นต่อฐานรากสะพานเลย

สำหรับชั้นทรายละเอียดอิมน้ำใต้ชั้น Stiff Clay ลงไปจะมีความเสี่ยงในการพังทลายของหน้าอุโมงค์ ในลักษณะที่น้ำใต้ดินจะพยายามดันให้เม็ดทรายไหลเข้ามา (Flow Ground) แต่ปัญหานี้ไม่ยากที่จะป้องกัน วิธีเบื้องต้นที่สุดคือการใช้ compressed Air ใน Shield แบบปิดหน้าธรรมดา ซึ่งใช้สำเร็จในหลายประเทศ ในงานเจาะอุโมงค์ ในงานเจาะอุโมงค์ส่งน้ำประปาตามแนวถนนประชาชื่นช่วงระหว่างสี่แยกพงษ์เพชรถึงโรงงานสูบน้ำบางเขน ซึ่งอุโมงค์ต้องผ่านเข้าไปในชั้นทรายที่อยู่ตื้นกว่าปกติ ผู้ออกแบบได้วิธีการนี้แต่อาจเป็นเพราะว่าโครงการดังกล่าวเป็นงานอุโมงค์แรก ๆ ในกรุงเทพฯ ประสบการณ์และความชำนาญการมีไม่เพียงพอ จึงเกิดปัญหา Sand Flow เข้ามาและ Compressed Air รั่วถึงผิวดินทำให้ดินเหนืออุโมงค์หลุดตัวอย่างร้ายแรงจนในที่สุดต้องเปลี่ยนมาใช้ Slurry Shield ในภายหลังจึงสามารถเจาะอุโมงค์ช่วงนั้นได้สำเร็จในส่วนของการเจาะอุโมงค์โดยใช้ Shield แบบ เปิดหน้าบางส่วน หรือหมดผ่านชั้นทรายบาง ๆ ในรูปของ Lense หรือ Pocket พังในชั้น Stiff Clay ซึ่งพบเป็นแห่ง ๆ ตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำการประปานครหลวง ก็มีมีปัญหาวะไรเพียงแต่ใช้ Compressed Air ช่วยก็เพียงพอ

ประสบการณ์งานเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ เท่าที่ผ่านมา ซึ่งเป็นอุโมงค์ขนาดเล็กเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 4.50 เมตร ชี้ให้เห็นว่างานดังกล่าวมิใช่สิ่งยากเลย ซึ่งตามหลักการแล้วก็ควรจะเป็นเช่นนั้น การเจาะอุโมงค์ รถยนต์ หรือรถไฟ ซึ่งอาจมีขนาดใหญ่กว่านี้ (ขนาดเจาะตั้งแต่ 5 เมตรขึ้นไป) นั้น ก็ไม่ควรยากมากไปกว่านี้มากมาย ดังนั้นโดยทางเทคนิคแล้ว ความยากง่ายในการเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ มิได้เป็นปัจจัยสำคัญในการกำหนดความเป็นไปได้ของโครงการเลย โดยเฉพาะอุโมงค์ในงานดังกล่าวอยู่ที่ความลึกเกินกว่า 15 เมตร อันจะอยู่ในชั้นของ Stiff Clay หรือ Sand ซึ่งเป็นดินที่ค่อนข้างง่ายต่อการเจาะอุโมงค์

2. สภาพแผ่นดินทรุดตัว

เป็นที่ทราบกันทั่วไปว่าผลการสูบน้ำบาดาลจากชั้นทรายที่ระดับความลึกเกินควรในช่วง 30 ปีที่ผ่านมาส่งผลให้แผ่นดินทั่วกรุงเทพฯ ทรุดตัว โดยเฉพาะในช่วงระหว่าง 10-15 ปีก่อนการทรุดตัวในพื้นที่ส่วนใหญ่ในกรุงเทพฯ เกิดขึ้นอย่างรุนแรงในอัตราสูงถึงกว่า 10 ซม. ต่อปี ในบริเวณพื้นที่วิกฤตแถบสมุทรปราการ พระโขนง รามคำแหง และบางกะปิ การทรุดตัวนี้ส่วนใหญ่มีสาเหตุมาจากการเกิดการยุบตัวของ Stiff to hard Clay ที่ระดับลึกใกล้ชั้นบาดาลแต่ผลก็ส่งขึ้นมาถึงชั้น Soft Clay ที่ระดับพื้นเช่นกัน แต่ทว่า ปริมาณการเกิดการยุบตัวของชั้น Stiff Clay ที่ระดับดินเองก็ส่งผลให้เกิดปัญหาการทรุดตัวต่างระดับระหว่างโครงสร้างที่วางบนชั้น Soft Clay หรือทรายเป็นต้นปัญหาทรุดต่อสะพาน และรอยต่อระหว่าง

พื้นวางบนดินกับตัวอาคาร เป็นต้น ปัญหาดังกล่าวยังคงสังเกตเห็นได้โดยทั่วไป แม้ว่าในปัจจุบันนี้ ปริมาณการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่ส่วนใหญ่ในของกรุงเทพฯ ได้ลดลงไปมากโดยบางพื้นที่เกือบหยุดการ ทรุดตัวแล้ว แต่บางพื้นที่ เช่น แถบพระโขนง งามคำแหง และ บางกะปิซึ่งคงทรุดตัวอยู่ในราว 3 ซม.ต่อ ปี (รายละเอียดใน นพพตลและคณะ (2532)) ผลของการทรุดตัวของพื้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งส่งผลให้เกิดการ แตกร้าวของโครงสร้างวางบนฐานต่างระดับนี้เองที่มีผู้หยิบยกขึ้นมาเป็นข้อสังเกตว่า สภาพพื้นที่กรุงเทพฯ ไม่น่าเหมาะกับการสร้างอุโมงค์โดยเฉพาะเมื่ออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงที่ก่อสร้างใน Phase แรกเกิดปัญหาการรั่วซึมขึ้น

โดยความเป็นจริงแล้วสภาพแผ่นดินทรุดตัวของกรุงเทพฯ มิใช่ปัญหาที่สำคัญต่อโครงสร้างอุโมงค์ เลยดังจะอธิบายให้ทราบด้วยเหตุผลต่อไปนี้

1. การรั่วของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงนั้นเกิดขึ้นตั้งแต่เมื่อเริ่มแรกของการทดสอบถึงน้ำทันที ทันใดหลังก่อสร้างเสร็จเลย ฉะนั้นการรั่วดังกล่าวไม่ควรเกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของแผ่นดินซึ่งต้องใช้ เวลาในการเกิด อุโมงค์ที่เกิดปัญหารั่วซึมนี้ใช้คอนกรีตเสริมเหล็กเป็น Lining รับแรงดันน้ำสูงถึง 38 เมตร ซึ่งไม่เหมาะสมจะใช้เป็นโครงสร้างสำหรับอุโมงค์รับแรงดันน้ำในดิน เพราะจะเปราะบางต่อ การเกิดการ แตกร้าวรั่วซึมเมื่อรับแรงโดยเฉพาะในบริเวณต่อคอนกรีตไม่เหมือนกับ Lining เหล็กหรือวัสดุยืดหยุ่น อย่างอื่นกรรบกักงานดังกล่าวเป็นงานอุโมงค์รับความดัน โครงการแรกในกรุงเทพฯ ดังนี้จึงอาจมีปัญหานั้น มีมือการทำงานและควบคุมเนื่องจากด้อยประสบการณ์จากผลของการตรวจสอบสภาพการรั่วซึมของ อุโมงค์ โดยคณะกรรมการที่การประปานครหลวงตั้งขึ้นมาครั้งล่าสุดเมื่อปี 2535 พบว่าจุดรั่วซึมมีไม่มาก และอยู่เฉพาะบริเวณส่วนโค้งหรือลอดคลองซึ่งจะเป็นบริเวณรับแรงดันน้ำมากกว่าบริเวณอื่น ๆ มิได้อยู่ ในบริเวณรอยต่อระหว่างอุโมงค์กับบ่อ Shaft อันเป็นบริเวณที่เปราะบางมากที่สุดต่อการทรุดตัวต่างระดับ เพราะวางบนดินต่างระดับกัน การรั่วของอุโมงค์ดังกล่าวคงเป็นผลจากการ Grout รอบนอก Lining ไม่ได้พอ มีช่องว่างหลงเหลืออยู่ข้างนอกอุโมงค์ Lining จึงดินได้เมื่อรับแรงดัน โดยเฉพาะเวลาเกิด Water Hammer

2. การทรุดตัวของแผ่นดินเกิดเป็นบริเวณกว้างและเกิดไม่เท่ากันในแต่ละพื้นที่แล้วแต่สภาพกา รสูบน้ำบาดาล แต่เฉพาะในแต่ละพื้นที่ปริมาณการทรุดตัวจะอยู่ในสภาพที่ค่อนข้าง Uniform โครงสร้างที่ วางอยู่บนดินระดับความลึกเดียวกัน มิควรมีปัญหา Differential Settlement จากผลของแผ่นดินทรุดตัว โดยเฉพาะอุโมงค์ซึ่งมี Span ยาวมาก ๆ Distortion ไต่ ๆ ที่อาจเกิดจากผลของ Differential Settlement ก็ จะน้อยมาก ๆ อยู่แล้วไม่มีผลใด ๆ ต่อโครงสร้าง

ปัญหา Differential Settlement บริเวณอุโมงค์บรรจบกับโครงสร้างอื่นที่ตั้งอยู่ต่างระดับกับอุโมงค์ ก็มิมีน้ำหนัก โดยเฉพาะอุโมงค์ที่วางอยู่ที่ระดับลึกในชั้น Stiff Clay หรือ Sand เพราะจะไม่เกี่ยวข้องกับผล ของการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation ของชั้น Soft Clay ช้างบน ในกรณีของอุโมงค์ซึ่งวางอยู่ในระดับ ตื้นในชั้น Soft Clay ปัญหาของการทรุดตัวต่างระดับที่รอยต่อเป็นแบบ Flexible Joint ดังเช่นที่ใช้ในอุโมงค์ ของการประปานครหลวง หรือออกแบบ Lining แบบพิเศษในตัวให้ Absorb การทรุดตัวได้ในตัว

3. ในปัจจุบันนี้พื้นที่ส่วนใหญ่ในซึ่งแออัดของกรุงเทพฯ การทรุดตัวได้ลดลงเกือบสิ้นสุดแล้วเพราะ หยุดสูบน้ำบาดาลเกือบหมดแล้ว ดังนั้นอุโมงค์ที่จะสร้างในพื้นที่ดังกล่าว ก็ไม่ควรมีปัญหาการทรุดตัวของ แผ่นดินเข้ามาเกี่ยวข้อง หรือมีก็เพียงน้อยนิดเท่านั้น

จากที่กล่าวมาสรุปได้ว่า การทรุดตัวของแผ่นดินกรุงเทพฯ ไม่มีผลที่สำคัญต่อสภาพความแข็งแรง ของอุโมงค์ในระยะยาวระหว่างการใช้งานโดยเฉพาะอุโมงค์ที่วางอยู่ในชั้นดินต่ำกว่าชั้นดินเหนียวอ่อนลง ไป

อุโมงค์ระบายน้ำของการประปานครหลวงในระยะหลังที่ใช้ Steel เป็น Lining ก็ใช้งานได้ดีมาถึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปัจจุบันโดยไม่มีปัญหารั้วซึมใด ๆ ทั้งสิ้น ไม่ว่าจะเป็นอุโมงค์ใน Stiff Clay ที่มี Flexible Connections ต่อกับโครงสร้างวางบนเข็มยาวในประเทศอื่นซึ่งมีปัญหาแผ่นดินทรุดตัวเหมือนกับกรุงเทพก็มีการสร้างอุโมงค์และใช้งานกันโดยไม่มีรายงานปัญหาใด ๆ ดังเช่นเมืองเม็กซิโกซิตี กรุงลอนดอน กรุงโตเกียว กรุงไทเป เป็นต้น ในบางพื้นที่ที่อาจเกิด Differential Settlement ในปริมาณสูง ดังเช่น บริเวณ Fault ซึ่งอาจเลื่อนตัวในระหว่างแผ่นดินไหวก็ยังมีมีการสร้างอุโมงค์ผ่านคล่อมไป โดยการออกแบบ Lining เป็นแบบพิเศษให้ช่วย Absorb การเลื่อนตัวได้เพื่อป้องกันอุโมงค์โคล่ม ดังเช่นในกรณีของอุโมงค์รถไฟฟ้าในเมือง San Francisco และอุโมงค์หลายแห่งในประเทศญี่ปุ่น เป็นต้น จะเป็นได้ว่าประเด็น Differential Settlement ในงานอุโมงค์นั้นถ้ามีจริงก็สามารถออกแบบแก้ปัญหาได้

3. ปัญหาน้ำท่วม

กรุงเทพ เป็นพื้นที่ที่ต่ำแต่ดั้งเดิม คือมีระดับสูงกว่าน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1-2 เมตรเท่านั้น การทรุดตัวของกรุงเทพเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในช่วง 30 ปีที่ผ่านมาทำให้แผ่นดินบางส่วน เช่น แถวคลองตัน งามคำแหง บางกะปิ ทรุดตัวต่ำกว่าระดับน้ำทะเลปานกลางไปแล้ว ดังนั้นความเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วมถึงทวีมากขึ้น ในปัจจุบันถ้าไม่มีระบบระบายน้ำและควบคุมน้ำท่วมซึ่งกทม. และกรมชลประทานสร้างขึ้น อันได้แก่เขื่อนประตูน้ำและโรงปั้มน้ำและน้ำที่ท่วมกรุงเทพอยู่ทุกวันในช่วงเวลาน้ำขึ้นประสิทธิภาพของระบบนี้เองที่ช่วยให้กรุงเทพแห่อยู่เกือบตลอดปี ปัญหาน้ำท่วมในดินที่ต่ำ ๆ เช่น กรุงเทพ จะมีหรือไม่มีขึ้นอยู่กับระบบระบายน้ำสำหรับอุโมงค์ก็เช่นกัน เมื่อสร้างขึ้นมาก็จะมีความเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วมเช่นกัน แต่มีได้หมายความว่าถ้าเมืองมีปัญหาเรื่องน้ำท่วมแล้วจะมีสามารถสร้างอุโมงค์ได้ อุโมงค์ทุก อุโมงค์ที่คนลงไปใช้ไม่ว่าจะสร้างในพื้นที่ต่ำหรือสูงจะต้องมีที่ระบายน้ำที่ดีเพื่อป้องกันน้ำท่วม ซึ่งเป็นหลักปฏิบัติทั่วไปอุโมงค์รถยนต์ รถไฟฟ้า ในเมืองหลายต่อหลายแห่งทั่วโลกที่ตั้งอยู่บนพื้นที่ต่ำก็ใช้งานกันอยู่ทุกวัน โดยไม่ได้ยื่นรายงานน้ำท่วมอุโมงค์เลย ดังนั้นประเด็นความเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วมของพื้นที่กรุงเทพ จึงไม่ใช่เหตุผลที่จะทำให้ไม่สามารถพัฒนาพื้นที่ได้ดินได้ ว่าไปแล้วอาคารใหญ่ที่สร้างขึ้นเป็นดอกเห็ดในปัจจุบันในกรุงเทพนั้นมีชั้นใต้ดินแทบทั้งนั้น การป้องกันน้ำท่วมอุโมงค์ก็คงไม่ต่างไปกว่าการป้องกันห้องใต้ดินเหล่านั้น

2.5.2 ผลกระทบต่อสถานะแวดล้อมและธุรกิจ

ในเมืองใหญ่ ๆ ที่มีสภาพแออัด และมีปัญหาการจราจร เช่น กรุงเทพ การก่อสร้างระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการ หรือระบบคมนาคมใหม่ ๆ บนผิวดินซึ่งจะต้องรบกวนแอ่งใช้พื้นที่ถนนทางสาธารณะ หรือมีการเวนคืนที่ดินนั้น จะส่งผลกระทบอย่างมากมายทั้งกิจการธุรกิจและสภาพสิ่งแวดล้อม รวมทั้งปัญหาสิทธิและสิทธิของผู้อื่น การก่อสร้างที่ต้องดำเนินการบนถนนเดิมจะกีดขวางหรือต้องปิดการจราจรอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ก่อให้เกิดปัญหาการติดขัดอย่างร้ายแรง และความสูญเสียทางธุรกิจรวมทั้งการเริ่มโครงการจะทำให้ช้า เพราะติดปัญหากรรมสิทธิ์และเวนคืนที่ดิน รวมทั้งต้องใช้เวลาการก่อสร้างนานขึ้น เพราะพื้นที่น้อยติดขัดกับระบบจราจรและกิจการต่าง ๆ ของประชาชนบนผิวดิน นอกจากนั้น ยังก่อให้เกิดมลภาวะในช่วงก่อสร้างด้วยตัวอย่างที่เห็นได้ในขณะนี้คือ การก่อสร้างคอนดอนเมืองโทว์เวอร์สะพานลอยกทม.ข้ามทางแยกและทางด่วนชั้นที่สองส่วนในขณะนี้

ดังนั้นในประเทศที่เจริญแล้วและมีสำนึกถึงคุณค่าทางสิ่งแวดล้อม การเลือกก่อสร้างระบบคมนาคมหรือสาธารณูปโภคใด ๆ บนผิวดินในย่านเศรษฐกิจแออัดของเมืองนั้น เป็นสิ่งที่ต้องห้ามเพราะจะมีผลกระทบมากมายใหญ่หลวงต่อกิจการส่วนรวม อีกประการหนึ่งระบบสาธารณะต่าง ๆ ที่กล่าวมาเมื่อวางหรือลอยอยู่บนดิน จะทำลายทัศนียภาพของเมืองอย่างร้ายแรงโดยเฉพาะถ้าเป็นถนนหรือทางรถไฟลอยฟ้า จะก่อให้เกิดมลภาวะทางด้านเสียง แสงสั่นสะเทือน และคุณภาพอากาศอีกด้วย เป็นปัญหาใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะยาวดังนั้นทางเลือกที่ถูกต้องคือต้องลงสู่ใต้ดิน ซึ่งจะมีผลกระทบเพียงเล็กน้อยเท่านั้นในช่วงเวลาก่อสร้าง แต่เมื่อสร้างเสร็จแล้ว ผลกระทบต่าง ๆ เกือบจะไม่มีก็ว่าได้ เป็นการแก้ปัญหาที่ถูกต้องทั้งในระยะสั้นและระยะยาว

ในขณะนี้ไม่มีโครงการเร่งด่วนหลายโครงการ เพื่อช่วยบรรเทาปัญหาจราจรในกรุงเทพฯ เช่น โครงการรถไฟฟ้ามหานคร โครงการ Hopewell ซึ่งโครงการเหล่านี้เป็นโครงการที่เลือกใช้ระบบสะพานยกระดับทั้งหมด ยกเว้นบางพื้นที่ เช่น บริเวณเกาะรัตนโกสินทร์จำเป็นต้องลงใต้ดิน เพราะมีกฎหมายบังคับเส้นทางของโครงการเหล่านี้ให้หลายต่อหลายช่วงผ่านเข้าไปในผ่านธุรกิจแออัดซึ่งในปัจจุบัน การจราจรแออัดเกือบจะเป็นอัมพาตตลอด 24 ชม.อยู่แล้ว ดังเช่นบริเวณ ถนนสุขุมวิท สีลม ราชปรารภ อโศก ฯลฯ ถนนดังกล่าวแคบมาก ดังนั้น คงไม่ต้องอธิบายก็คงนึกภาพออกถึงผลกระทบในระหว่างการก่อสร้างซึ่งจะต้องทำกลางถนนตลอดแนว เหมือนที่ได้ทำมาแล้วในถนนพระรามที่ 4 และวิภาวดีในขณะนี้ และเมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จ ทางรถไฟลอยฟ้าอันน่าเกลียดนี้ จะทำให้คุณค่าทางทัศนียภาพของพื้นที่ตามแนวถนนดังกล่าวเสื่อมไปหมด

เป็นที่น่าตกใจว่าแม้ขณะนี้ทั้งนักวางแผนในหน่วยงานรับผิดชอบการวางแผนพัฒนาประเทศบางคนยังมีทัศนคติที่ผิด ๆ เกี่ยวกับผลกระทบต่อสภาวะแวดล้อม ระหว่างระบบรถไฟฟ้าใต้ดินกับระบบลอยเหนือดิน โดยอ้างว่ารถไฟใต้ดินเจาะรังแต่ 5 เมตรขึ้นไป) นั้น ก็มีควรรายากมากไปกว่านี้มากมาย ดังนั้นสภาพอากาศของระบบใต้ดินนั้นมันแคบไม่มาก รวมทั้งข้อได้เปรียบเสียเปรียบในด้านการจัดการกรรมสิทธิ์ที่ดินก็ไม่มี ซึ่งทัศนคติดังกล่าวกลับตาลปัตรกับประสบการณ์ในประเทศอื่น ๆ อย่างสิ้นเชิง สิ่งจำเป็นจะต้องรีบเร่งแก้ไข ผู้เกี่ยวข้องควรที่จะต้องศึกษาปัญหาสักซึ่งอย่างจริงจัง และควรเรียนรู้ประสบการณ์จากต่างประเทศให้มากขึ้น

2.5.3 เงินลงทุนบนโครงการ และผลตอบแทนต่อโครงการและส่วนรวม

ในแง่ของ Cost ของโครงการสาธารณะจะต้องคิดถึงค่าใช้จ่ายตอบแทน และผลกระทบต่อความเสียหายทุกด้านประกอบกับ Cost ต่าง ๆ ในโครงการใด ๆ ประกอบด้วย

1. ค่าที่ดิน
2. ค่าก่อสร้าง
3. ค่าบำรุงรักษา
4. ค่าตอบแทนความเสียหายต่อผู้อื่น และกิจการต่าง ๆ ทางธุรกิจ
5. ค่าความเสียหายต่อผลกระทบสภาพแวดล้อม

Cost สองอย่างสุดท้ายนั้น เป็น Indirect Cost ต่อสภาพส่วนรวม บางกรณีมูลค่ามากกว่า Direct Cost ซึ่งเป็นราคาในการดำเนินโครงการอันประกอบด้วย สามอย่างแรกเสียอีกแต่ผู้ลงทุนโครงการไม่จำเป็นต้องจ่าย เป็นภาระของส่วนรวมและประเทศชาติในภายหลัง นอกจากจะมีการฟ้องร้องขึ้น

ในกรณีที่การตัดสินใจความเป็นไปได้ของโครงการให้ความสำคัญต่อผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม และเพียงนิดน้อยเท่านั้น แต่คำนึงถึงตัวเงินลงทุนก่อสร้างโครงการเป็นสำคัญ ตามที่ปฏิบัติกันอยู่ในประเทศไทยทุกวันนี้ งานอุโมงค์ รถยนต์หรือ รถไฟฟ้า จะมีโอกาสเกิดขึ้นยากมาก เพราะแน่นอนค่าก่อสร้างจะสูงกว่าระบบโครงสร้างสะพานยกระดับแน่นอน แต่ไม่ควรสูงถึง 4-5 เท่า หรือ 7-8 เท่าอย่างที่สื่อกันมีผู้รู้ชาวเยอรมันได้ทำการ ประมาณราคาค่าเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน 2 ช่องทางในดินกรุงเทพฯ จะตกราว 900 ล้านบาทต่อกิโลเมตร เมื่อรวมค่าก่อสร้างสถานียาว 110 เมตร ทุกกิโลเมตร กับค่าราง ค่าตัวรถ และโรงซ่อม แล้วจะตกประมาณ 2600 ล้านบาทต่อกิโลเมตร ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับเงินลงทุนโครงการรถไฟฟ้าลาวาลินซึ่งประมาณว่าตกราว 2300 ล้านบาทต่อกิโลเมตร จะเห็นว่าต่างกันไม่มากนัก

สำหรับเทคโนโลยีในการเจาะอุโมงค์ที่มีอยู่ในปัจจุบัน ดินกรุงเทพฯ มิได้มีความยากในการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สร้างอุโมงค์เลย การที่ชั้นดินมีความหนาค่อนข้างสม่ำเสมอทั่วพื้นที่กลับเป็นข้อดีเสียอีกสำหรับงานอุโมงค์ ปัญหาแผ่นดินทรุดตัวและผิวดินเสี่ยงต่อน้ำท่วม ก็มีใช้ประเด็นสำคัญในการใช้งานอุโมงค์ การก่อสร้างเส้นทางคมนาคมหรือระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการอื่นบนผิวดิน ในสภาพพื้นที่ย่านธุรกิจของกรุงเทพซึ่งมีความแออัดและมีปัญหาจราจรอย่างรุนแรงอยู่แล้ว จะก่อให้เกิดผลกระทบอย่างรุนแรงต่อสถานะแวดล้อมและกิจการธุรกิจอย่างมากมายทั้งช่วงระหว่างและหลัง การก่อสร้างทางเลือกที่ถูกต้องและเหมาะสมคือ สร้างเป็นระบบใต้ดิน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

การออกแบบอุโมงค์ (Tunnel Design)

3.1 พฤติกรรมของดินต่ออุโมงค์ (Soil Behavior on Tunnel)

การแบ่งชนิดของดินของ Terzaghi สำหรับอุโมงค์ดิน (ROBERT V. PROCTOR, M.E., 1977) จะแบ่งตามชนิดของดินระหว่างที่อุโมงค์กำลังถูกขุด ซึ่งมี Firm, Ravelling, Running, Flowing, Squeezing และ Swelling ซึ่งชนิดของดินต่าง ๆ ถูกแบ่งชั้น และ ชนิดของดิน ดังในตารางที่ 3.1

Ground	Tunnel Working Conditions	Representative Soil Types
1. Hard	Tunnel heading may be advanced without roof support.	Very hard calcareous clay; cemented sand and gravel.
2. Firm	Tunnel heading can be advanced without roof support, and the permanent suooort can be constructed before the ground will start to move.	Loess above the water table; various calcareous clays with low elasticity, such as the marls of South Carolina.
3. Slow Ravelling	Chunks or flakes of material begin to drop out of roof or the sides sometime after the ground has been exposed.	Fast Ravelling occurs in residual soils or in sand with clay binder below the water table. Above the water table the same soils may be Slowly Ravelling or even firm.
4. Fast Ravelling	In Fast Ravelling ground the process starts within a few minutes; otherwise it is referred to as Slow Ravelling.	
5. Squeezing	Ground slowly advances into tunnel without fracturing and without perceptible increase of water content in ground surrounding tunnel. (May not be noticed in tunnel but cause surface subsidence.)	Soft or medium-soft clay.
6. Swelling	Like squeezing ground, moves slowly into tunnel, but the movement is associated with a very considerable volume increase in the ground surrounding the tunnel.	Heavily precompressed clays with a plasticity index in excess of about 30; sedimentary formations containing layers of anhydrite.
7. Running	The removal of the lateral support on any surface rising at an angle of more than about 34° to the horizontal is followed by a "run", whereby the material flows like granulated sugar until the slope angle becomes equal to about 34°. If the "run" is preceded by a brief period of ravelling, the ground is called Cohesive Running.	Running occurs in clean, coarse or medium sand above the water table.
8. Cohesive Running		Cohesive Running occurs in clean, fine, moist sand.
9. Very Soft Squeezing	Ground advances rapidly into tunnel in a plastic flow.	Clays and silts with high plasticity index.
10. Flowing	Flowing ground moves like a viscous liquid. It can invade the tunnel not only through the roof and the sides but also through the bottom. If the flow is not stopped, it continues until the tunnel is completely filled.	Any ground below the water table that has an effective grain size in excess of about 0.005 millimeter.
11. Boulderly	Problems occurred in advancing shield or in forepoling; blasting or handmining ahead of machine possibly necessary.	Boulder glacial fill; rio-rao fill; some landslide deposits; some residual soils. The matrix between the boulders may be gravel, sand silt, clay or combinations thereof.

ตารางที่ 3.1 การแบ่งชนิดดินในอุโมงค์ของ Terzaghi (Terzaghi, K., 1950)

ซึ่งสามารถทำให้เรารู้ว่าควรใช้วิธีการก่อสร้างชนิดใดในการสร้างอุโมงค์ การแบ่งดินจะไม่ขึ้นกับคุณสมบัติที่วัดได้ของดินแต่ขึ้นกับวิธีการก่อสร้างที่ใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Unified Soil Classification	Tunnelman's										
Typical Names ""	Ground Classification ""										
	Hard	Firm	Slow Ravelling	Fast Ravelling	Swearing	Swelling	Cohesive Running	Running	Very Soft Squeezing	Flowing	Bouldery
Gravel and Coarser											
Sand								A			
Silt									F		
Clay										S	
Gravel with Clay Binder											
Gravel with Silt Binder											
Sand with Clay Binder											
Sand with Silt Binder											
Cemented Sand and Gravel											
Highly Organic Soils											

A - Moist, above water table	Notes:
B - Loess	(1) The typical soil names refer to
C - Still to very hard	the dominant soil type with
D - Still to hard	regard to their behaviour in a
E - Soil to medium	tunnel.
F - Very soft	(2) The shaded squares indicate
	the soil types that usually
	cause the ground conditions
	described by the tunnelman's
	terms.

ตารางที่ 3.2 การเปรียบเทียบระหว่าง Unified Soil Classification และ ระบบ Tunnel's Ground Classification (BRANDT, 1970)

BRANDT(1970) ได้พยายามที่จะเชื่อมความสัมพันธ์ระหว่างการจำแนกดินของ Terzaghi กับระบบ Unified Soil Classification ดังแสดงใน ตารางที่ 3.2 นี้ชี้ให้เห็นว่าอิทธิพลของน้ำในดินมีผลเกี่ยวข้องกับชนิดของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตามพฤติกรรมของดิน ดินจะถูกแบ่งออกเป็น 6 ชนิด

1. Firm
2. Raveling
3. Running
4. Flowing
5. Squeezing
6. Swelling

ในดิน Firm อุโมงค์จะถูกสร้างโดยไม่นำเอาการเคลื่อนที่ของดินชนิดต่าง ๆ มาคิด

ในดิน Raveling จะมีก้อนดินเริ่มตกลงมาจากผิวดิน ในบางจุดระหว่างเวลาการเคลื่อนที่ของดิน

ในดิน Running การเคลื่อนที่ของดินอาจจะมีมุมถึง 34 องศา เพราะการกระทำโดยการเคลื่อนที่ของ Running และการเคลื่อนที่นี้จะไม่หยุดจนกว่ามุมเคลื่อนที่ของดินจะเท่ากับ 34 องศา ถ้าดิน Running มีแรงยึดเกาะก็จะมีเคลื่อนที่เพียงช่วงสั้น ๆ

ในดิน Flowing ดินมีสภาพคล้ายของเหลวหนาและแตกต่างจากดิน Running โดยดินจะไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้โดยรอบและจะไม่หยุดไหลจนกว่าดินจะเต็มอุโมงค์

ในดิน Squeezing ดินจะเข้ามาในอุโมงค์อย่างช้า ๆ โดยปราศจากรอยแยก และดินที่หายไปก็เป็นสาเหตุของการสั้น

ในดิน Swelling จะเข้าไปในส่วนของอุโมงค์อย่างช้า ๆ เพราะการเพิ่มปริมาตรของดิน

3.1.1 ดิน Firm

ในดินชนิดนี้เราสามารถสร้างส่วนโค้งคอนกรีตให้เสร็จก่อนดินจะเคลื่อนที่และเวลาการอยู่ตัวของดินขึ้นกับทิศทางของหน้าตัดของอุโมงค์และชายงานในอุโมงค์เล็กจะมีเวลาน้อยสุดเท่ากับ 1 วัน อุโมงค์ขนาดกลาง 2 วัน และอุโมงค์ขนาดใหญ่ 3 วันแต่โดยมากจะมีเวลามากกว่านี้

3.1.2 ดิน Ravelling

ดิน Ravelling ใช้ในการอธิบายดินที่แตกเป็นก้อนเมื่อ เวลาผ่านไปก็จะมีก้อนดินตกจากส่วนที่ไม่มีค้ำยันของหลังคา เวลาที่ใช้ในการที่กระบวนการนี้ตั้งแต่เริ่มต้นเรียกว่า เวลา Stand-up

เวลา Stand-up ของดิน Ravelling เพิ่มขึ้นเมื่อลดความกว้างของส่วนที่ไม่มีค้ำยันของหลังคา

3.1.2.1 ชนิดและสาเหตุของ Ravelling

ดิน Ravelling ที่มีมากคือ ดินร่วน, ทรายเปียก, ทรายและดิน ผสมกัน และมีทรายละเอียดหรือดินเหนียวปน

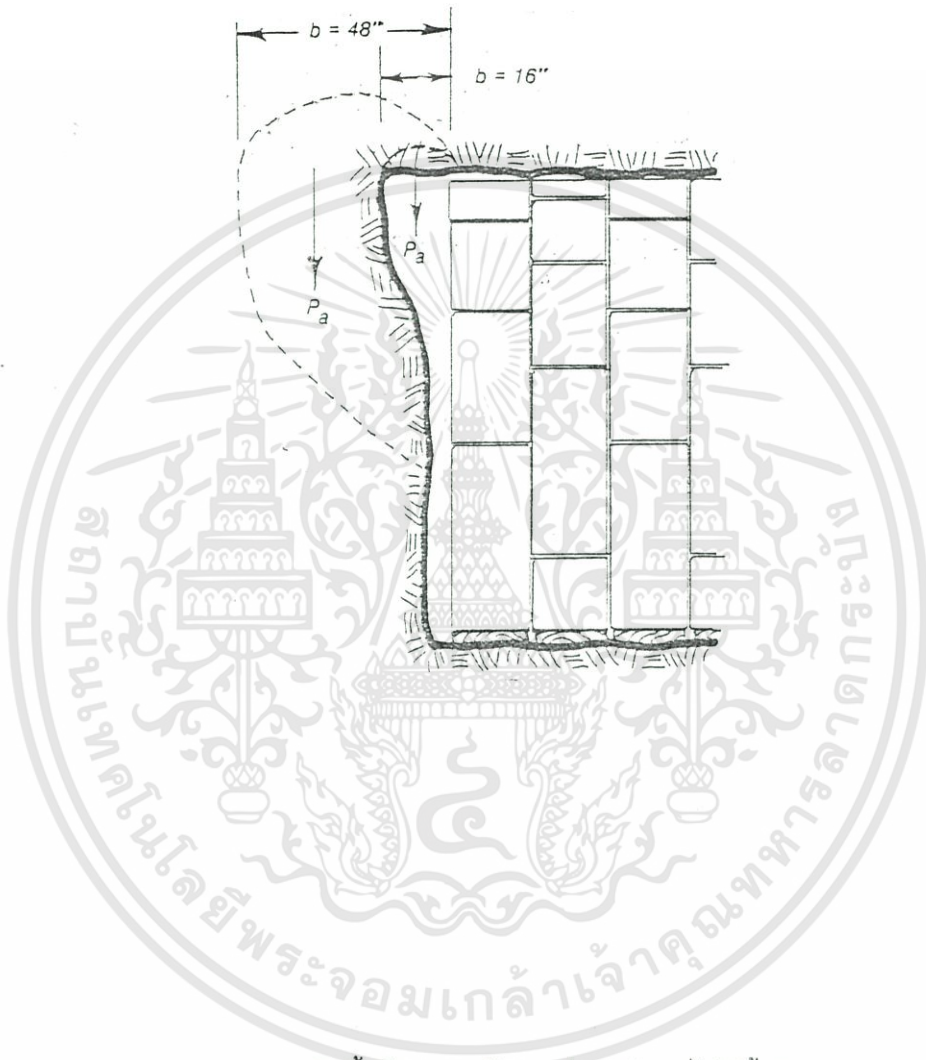
ทรายเปียกมีแรงยึดเกาะบนผิวหน้าเป็นแผ่นบาง ๆ ของน้ำรอบ ๆ จุดที่ติดกัน แรงยึดเหนี่ยวจะสิ้นสุดทันทีที่เม็ดทรายถูกดึงแยกออกจากกันในกรณีที่กระบวนการ Ravelling จะเกิดเหมือนวัสดุไม่มีแรงยึดเกาะในสภาพเดียวกับทรายและทรายปนดินผสม ทรายละเอียด ดินเหล่านี้เรียกว่าดิน Cohesive-running ซึ่งอยู่ระหว่าง Running และ Ravelling

ในทรายและทรายปนดินจะมีแรงยึดเกาะจากกำลังของดินระหว่างที่อุโมงค์กำลังถูกขุด และ Stress รอบ ๆ ดินยังน้อย ดินเหนียวสามารถรับความชื้นได้ง่ายแต่จะทำให้กำลังของดินลดลง และถ้าดินมีรอยแตกก็จะเริ่มการ Ravel ในเวลาสั้น ๆ หลังจากการขุดเพราะรอยแตกที่มันที่อยู่

3.1.2.2 เวลา Stand-up ของดิน Ravelling

ดิน Ravelling เป็นดินที่มีการไหลภายในเวลาไม่กี่วันหรือไม่กี่ชั่วโมงหลังการขุด เวลา Stand-up ของดิน จะไม่ขึ้นกับคุณสมบัติของดินอย่างเดียวแต่ขึ้นกับความกว้างของผนังดินด้วยดังรูป 3.1 แทนรูปตัดของอุโมงค์ ในดิน Ravelling เช่น ทรายละเอียดมีแรงยึดเกาะน้อย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.1 เวลา Stand-up ของดินขึ้นกับความกว้างของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เป็นรูปที่แสดงหน่วยแรง P_a เป็นแรงที่เกิดขึ้นของ raveling เมื่อเพิ่มความกว้าง b ของแนวการ
ชุด แนว $b = 48$ นิ้ว จะมีเวลาการ raveling เร็วกว่า $b = 16$ นิ้ว ประมาณ 3 เท่า

3.1.2.3 การแยกชนิดของดิน Raveling ขึ้นกับหน่วยของเวลา Stand-up

จากรูป 3.2 แนวอนแทนเวลา Stand-up แนวตั้งแทนความกว้าง b ของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน ในรูป
ดิน Raveling ทุกชนิดจะแทนโดยส่วนโค้ง Hyperbolic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

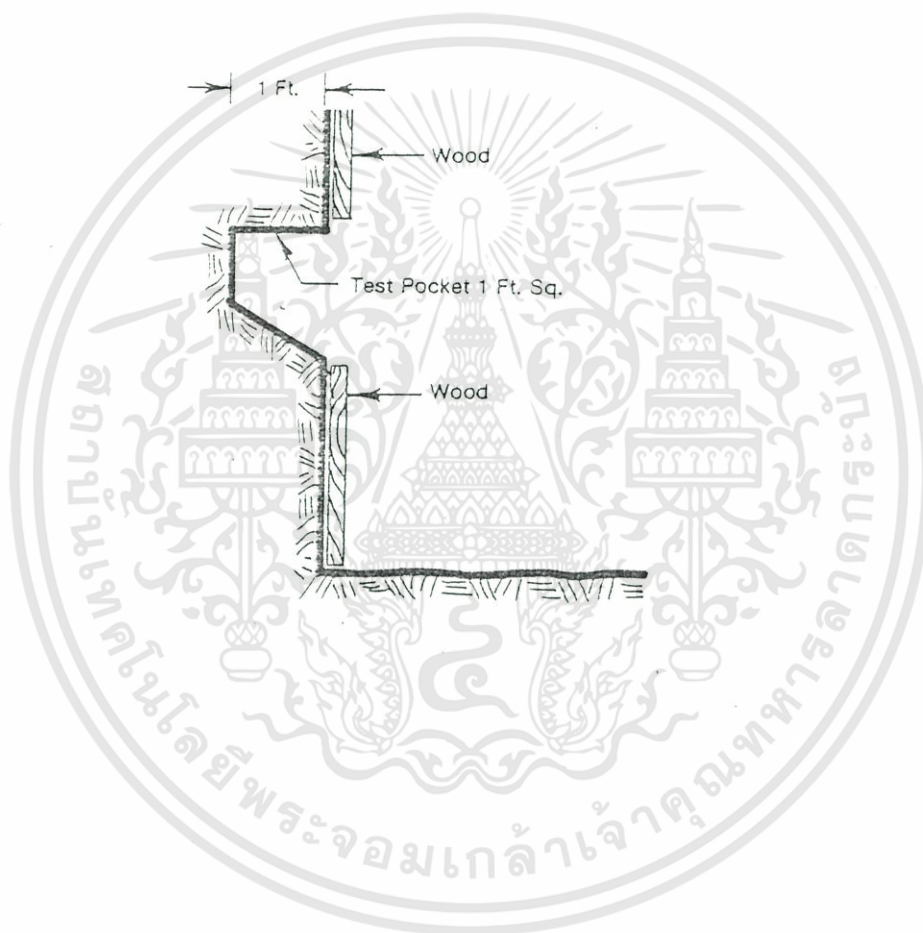
โดย R_s = หน่วยเวลา Stand-up สำหรับพื้นที่ที่มีรูปร่างคล้ายกัน

t_s = เวลา Stand-up สำหรับแนวที่พิจารณา

b = ความกว้าง

curve C_s แทนเขตระหว่างดินแน่นกับดิน slow Raveling

curve C_f แทนเขตระหว่างดิน slow และ fast Raveling และระหว่างดินดีและเลว



รูป 3.2 การแบ่งดินตามหน่วยเวลา Stand-up เทียบกับเวลา Stand-up ของหลังคาของกล่องทดสอบ
หนึ่งลูกบาศก์ฟุต

ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.3.1 ข้อแตกต่างระหว่าง ดิน Running และดิน Flowing

ดินที่ไม่มีแรงยึดเกาะเช่น ทรายละเอียด จะถูกพบในกรณีที่เป็น Running หรือ Flowing ถ้าอุโมงค์อยู่เหนือระดับน้ำ ดินจะวิ่งหรือไหลอย่างใดอย่างหนึ่ง ซึ่งมันที่ของแตกต่างที่สำคัญอยู่

อันดับแรก ดิน Running จะวิ่งจนกว่าความชันของกองวัสดุที่กองสะสมอยู่ในอุโมงค์จะมีค่าประมาณ 34 องศา ในดิน Flowing ดินจะไหลเข้ามาในอุโมงค์เหมือนน้ำ

อันดับที่ 2 ผลของการวิ่งจะมีผลในระยะทางน้อยๆจากผิวหน้าที่ทำงานแต่ในดิน Flowing จะมีผลเสียหาย เป็นระยะทางหลายร้อยฟุตในอุโมงค์ทางด้านหลัง

ท้ายสุด กำลังรับแรงกดของดิน Running จะสามารถใส่ค้ำยันหลังคาโดยวางค้ำยันบนฐานรากได้ แต่ดิน Flowing ไม่สามารถวางได้ เพราะดินจะไหลออกจากใต้ฐานรากและเข้าไปในอุโมงค์ทำให้ฐานรากยุบลงในดิน

3.1.4 ดิน Flowing

ดินรอบ ๆ อุโมงค์จะไม่ถูกจัดเป็น ดิน Flowing ยกเว้นเมื่อมีน้ำเข้าในอุโมงค์ ทำให้กรณีการ Flowing จะพบได้เพียงในอุโมงค์ที่มีแรงอัดอากาศใต้ระดับน้ำ เมื่อแรงอัดอากาศไม่เพียงพอ กรณีของการ Flowing จะเกิดในอินทรีซีเมนต์ละเอียด, ทรายละเอียด, ทรายละเอียดและ gravel ส่วนในสารอินทรีซีเมนต์จะเกิดการ Flowing หรือ Squeezing ก็ได้

3.1.4.1 พฤติกรรมของดิน Flowing

พฤติกรรมของดิน Flowing ในอุโมงค์ขึ้นกับแรงยึดเหนี่ยวและการซึมผ่านของดิน และแรงดันน้ำของน้ำในดิน

ทรายและกรวดที่มีส่วนผสมของดินเหนียวอยู่ในสถานะระหว่าง Raveling และ Flowing ถ้าการซึมได้มีค่าต่ำเพราะส่วนผสมของดินเหนียวจะทำให้หน้าซึมจากผนัง ก็จะทำให้ดินนุ่มขึ้น จะทำให้มีดินเข้าไปในอุโมงค์ ดังนั้นถ้าดินมีปริมาณต่ำการ Raveling นี้ จะถูกคิดว่าเป็นการ Flowing แทน

ในทรายหรือกรวด ที่หยาบและละเอียด ที่มีส่วนผสมของน้ำด้วยจะเข้าไปในอุโมงค์อย่างรวดเร็ว

สารอินทรีซีเมนต์ละเอียดจะเข้าไปในอุโมงค์ค่อนข้างช้า และรูปตัดก็ยังคงรูปของอุโมงค์อยู่เนื่องจากแรงยึดเกาะ เพราะว่าการสร้างอุโมงค์ในดิน Flowing มีความยุ่งยากที่ดินเกิดการไหลเข้ามาในอุโมงค์อยู่เรื่อยจึงต้องทำการก่อสร้างภายในใต้แรงกดอากาศ ซึ่งแรงกดอากาศจะเปลี่ยนดิน Flowing เป็นดิน Running ดิน Raveling หรือดิน Squeezing โดยดินเม็ดหยาบจะเปลี่ยนเป็นดิน Flowing ทรายหรือทรายละเอียดจะเปลี่ยนเป็นดิน Running หรือดิน Running ที่มีแรงยึดเกาะ

3.1.5 ดิน Squeezing

ดิน Squeezing จะเจอเฉพาะในดินเหนียวอ่อนและปานกลาง คำว่าสั้น หมายความว่าผิวส่วนที่เป็นส่วนที่ทำงาน และส่วนไม่มีค้ำยันจะเข้ามาในอุโมงค์อย่างช้าๆแต่ต่อเนื่องตลอด

การเอาค้ำยันออกทำให้ส่วน Lining เกิดแรงกดด้านบนลงมายังส่วนที่ไม่มีค้ำยันของอุโมงค์ การเคลื่อนตัวอย่างกึ่งยืดหยุ่นของ Lining ต้องเกิดขึ้นเสมอระหว่างการขุดอุโมงค์ จากการเปลี่ยนแปลงอันนี้ ปริมาณของดินที่เอาออกจากอุโมงค์มีมากกว่าปริมาณของอุโมงค์ที่สร้างไว้ซึ่งเป็นสาเหตุของการยุบตัวของผิวดิน

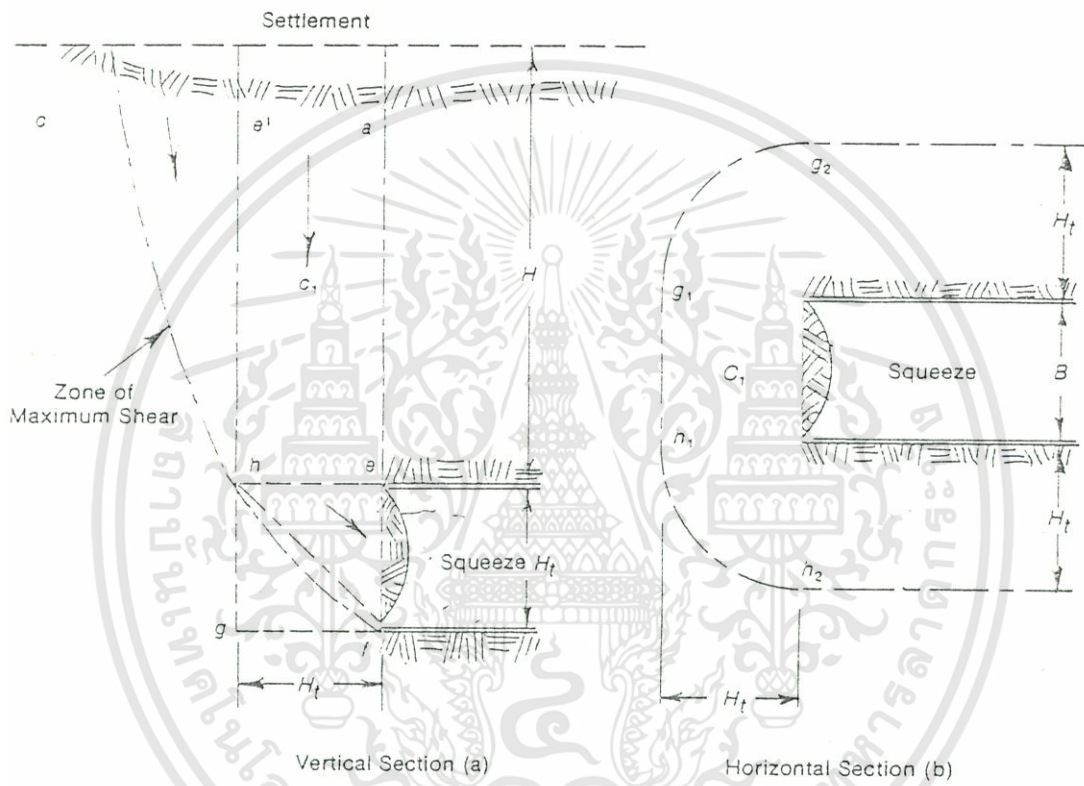
ในดิน Raveling แบบช้าๆและดินแข็ง การเปลี่ยนแปลงปริมาณดินมีผลเล็กน้อย ซึ่งขึ้นกับการยุบตัวของผิวดินแต่ละแห่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในดิน Running และ ดิน Flowing น้ำหนักของดินที่อยู่ข้างบนจะมีผลต่อการทำงานในอุโมงค์ ซึ่งการเคลื่อนตัวอย่างกึ่งยืดหยุ่นมีผลต่อการไหลของดินเข้ามาในส่วนเปิดของอุโมงค์

ถ้า lining รับน้ำหนักมากกว่า 2 เท่า ก็จะมีการเคลื่อนตัวกึ่งยืดหยุ่นขึ้นขณะที่ค้ำยัน ถูกดึงออก ดินก็จะโถงตัวเข้ามาในอุโมงค์ แต่การเคลื่อนตัวก็จะหยุดทันทีที่หยุดการขุด

ถ้า lining รับน้ำหนักเกิน 1.5 เท่าของความสามารถของมัน การเคลื่อนตัวแบบกึ่งยืดหยุ่นจะเกิดขึ้นทางด้านสันของ lining ไปยังตัวอื่น ๆ ในอัตราคงที่ ทำให้ดินเหนียวเข้าไปในอุโมงค์ ถ้าการขุดหยุด แต่ดินก็ยังมีการเคลื่อนตัวอีก เราเรียกว่า การสั่น ดินที่หายไปจากการสั่นจะมีผลต่อการขุดมาก



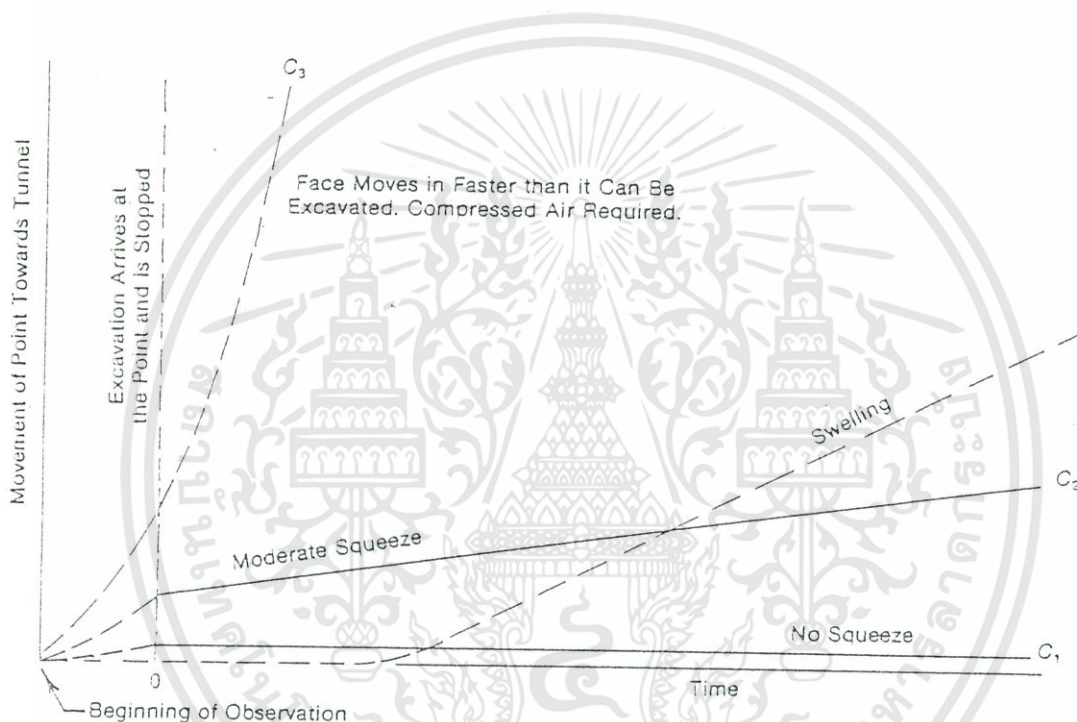
รูป 3.4 การสั่นในอุโมงค์ดินเหนียว ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

รูป efgh รับน้ำหนักของดินเหนียว eh เมื่ออุโมงค์มาถึง ef ซึ่งยังไม่มีการทำ lining จะทำให้ดินโถงจมลงมาในอุโมงค์ ทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นทางขอบเขตทางด้านข้างและด้านหน้า และกระจายแรงออกไปรอบ ๆ ดินคล้ายกิ่งโดม

ถ้ากำลังของดินเหนียวมากกว่า 2 เท่า ของน้ำหนักของดินจะไม่มีการโถงเกิดขึ้นอีก ถ้ากำลังของดินเหนียวน้อยกว่า 2 เท่า ผิวหน้าก็จะเกิดการโถงอย่างต่อเนื่องในอุโมงค์ซึ่งเรียกว่าการสั่นอุโมงค์ขุดมาถึงจุด O และมีการหยุดทำงาน

เส้นโค้ง C1: แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (Pr) น้อยกว่า 50% ของค่า qu (Unconfined

Compressive Strength) ของดินเหนียวในผิวของอุโมงค์ เกิดการโก่งเล็กน้อยหลังจากเวลา 0 ไม่มีการเคลื่อนที่ (จุดกึ่งการยึดหยุ่นของดิน)



รูป 3.5 เวลา-เส้นโค้งการสั่นในดินเหนียว
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เส้นโค้ง C2: แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (P_r) มากกว่า 50% ของค่า q_u แต่น้อยกว่าค่า q_u มีการสั่นที่ผิวอุโมงค์ ที่อัตราช้าแต่ต่อเนื่องจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกเปลี่ยน (การสั่น)

เส้นโค้ง C3: แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (P_r) เท่ากับหรือมากกว่าค่า q_u เกิดการสั่นในอุโมงค์เร็วกว่าที่จะสามารถขุดอุโมงค์ได้ จึงต้องใช้แรงดันอากาศมาช่วยซึ่งมีผลในการลดค่า P_r ให้ต่ำเพียงพอและให้มีความสัมพันธ์กับกราฟ C1 หรือ C2

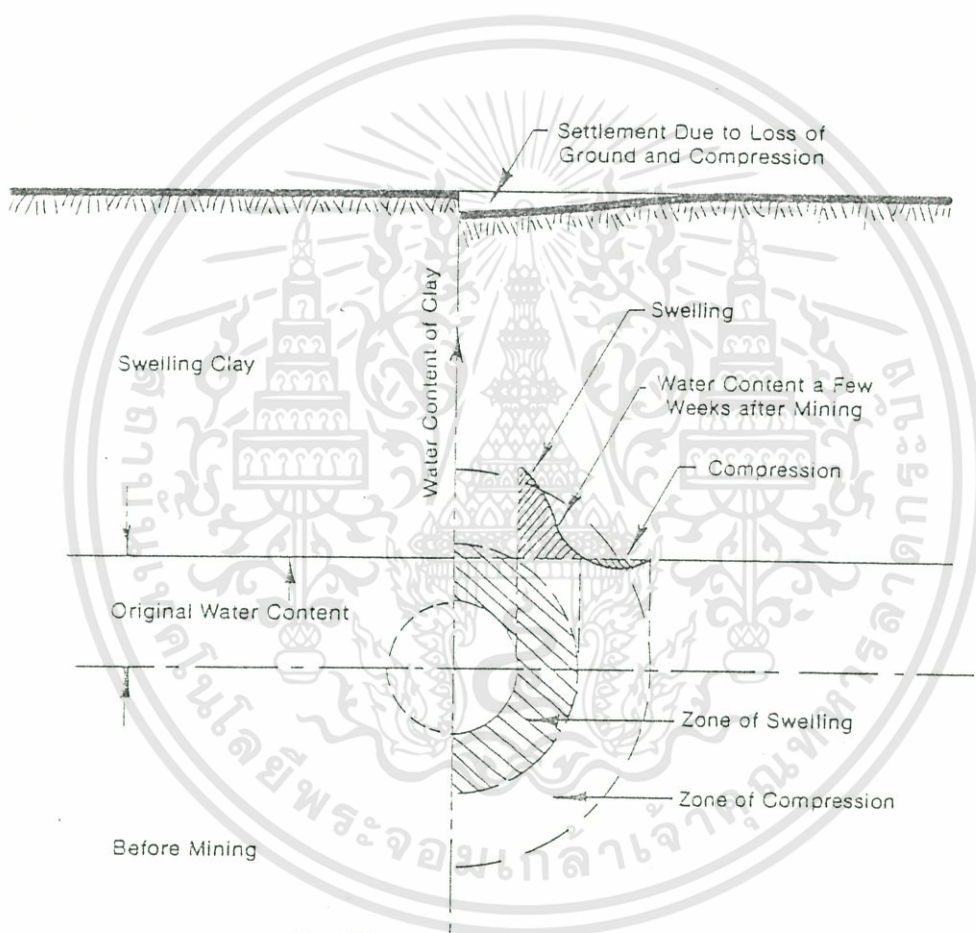
3.1.6 ดิน Swelling

ดิน swelling ใช้ในดินเหนียวแข็งที่ขยายตัวทันทีที่เข้าไปในอุโมงค์ปริมาณที่เพิ่มขึ้นกับการเพิ่มปริมาณของน้ำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในอุโมงค์ตื้น (100 ฟุตหรือน้อยกว่าวัดจากผิวพื้นดิน) ปรากฏการณ์การบวมจะเกิดในดินเหนียวที่มีการอัดมาก่อนอย่างหนักโดย แรงกดชั่วคราวซึ่งน้ำหนักกดจะเป็นชั้นของน้ำแข็งซึ่งละลายหรือชั้นตะกอนหนา ๆ ซึ่งถูกกัดเซาะออกไป เมื่อมีแรงกดมากกระทำกับดินอย่างเต็มที่ ความเค้นในดินเหนียวจะมีค่าสูงทั้งแนวตั้งและแนวนอน เมื่อน้ำหนักกดลดลงความเค้นในทางตั้งก็จะน้อยลงและความเค้นในทางตั้งก็จะน้อยลงและความเค้นทางนอนก็จะน้อยลงด้วยแต่เป็นในปริมาณน้อย

ถ้าอุโมงค์ถูกขุดในดินเหนียวที่มีการบวม จะมีน้ำออกจากดินเหนียวเข้ามาในอุโมงค์ ซึ่งจะถูกแสดงในรูปที่ 3.6



รูป 3.6 การบวมในดินเหนียวที่สมบูรณ์
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เมื่ออุโมงค์ถูกขุด ดินเหนียวทั้ง 2 ด้านจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกของมันแล้วยังรับน้ำหนักบรรทุกของอุโมงค์ด้วย ซึ่งส่วนผ่านไปให้ดินเหนียวในรูปแรงกระทำต่อส่วนโค้ง และทำให้ดินเหนียวบริเวณผนังอุโมงค์เริ่มไม่ยึดกัน การเพิ่มความดันของการสั่นจะทำให้น้ำออกจากดินเหนียว ซึ่งแรงกดถูกลดโดยการขยายตัวของอุโมงค์เพราะการขยายตัวนี้ทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ลดลง ถ้าอุโมงค์ถูกขุดอย่างขาดความระมัดระวังการยุบตัวเนื่องจากดินหายไปจะมีความสำคัญมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2. การทรุดตัวของดินรอบ ๆ อุโมงค์

3.2.1. General

เรื่องนี้เป็นสิ่งที่จะต้องตระถึงอันดับแรกสำหรับการสร้างอุโมงค์ในเขตเมือง (urban area)

ความสำคัญของการทำการประเมินผลที่แม่นยำของผลที่เกิดขึ้นบริเวณผิวดินสามารถเห็นได้จากผลของการประเมินที่ไม่ถูกต้อง คือ ถ้าค่าการทรุดตัวที่เราคาดการณ์ไว้มากเกินไปเกินกว่าความเป็นจริงมาก ก็จะต้องสิ้นเปลืองไปกับการทำ lining ให้รับแรงได้เกินความจำเป็น ในอีกแง่หนึ่งถ้าค่าการทรุดตัวที่ทำนายไว้น้อยกว่าความเป็นจริงชีวิตของคนเป็นจำนวนมากก็จะตกอยู่ในอันตราย (SHIRLAW CUPSEY, 1987)

การสร้างอุโมงค์ทุกอุโมงค์ในดินอ่อนจะเกิดการทรุดตัวอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ อย่างไรก็ตามเราสามารถลดการทรุดตัวให้เกิดอยู่ภายในขอบเขตจำกัดโดยการใช้เทคนิคการก่อสร้างที่เหมาะสม สิ่งที่มีผลต่อการเกิดการสูญเสียดิน (loss of ground) และการทรุดตัวที่ผิวดิน (surface settlements) ซึ่งเกี่ยวข้องกับการขุดเจาะอุโมงค์ คือ

- (1). strain และการทรุดตัว ซึ่งสัมพันธ์กับ การระดม (mobilization) strength ของดิน ระหว่างการขุดดินที่บริเวณ face
- (2). การทรุดตัวในแนวรัศมี (radial deformation) เกิดจาก tunnelling shield เลื่อนตัวแล้วทั้งช่องว่างระหว่าง shield กับผิวดินด้านนอก lining
- (3). การทรุดตัวเนื่องจากประสิทธิภาพในการทำงานของคนงานในการทำการ grouting และการ filling ช่องว่างระหว่าง shield กับดิน การหันเหของ tunnelling machine และองค์ประกอบอื่น ๆ ในทำนองเดียวกัน
- (4). การทรุดตัวที่สัมพันธ์กับการเกิด loss of ground ที่บริเวณ face มาก เนื่องจากขาดการ support การเปลี่ยนแปลงทางธรณีวิทยาอย่างทันทีทันใด หรือการเกิด running ground

3.2.2. การประมาณค่า Surface Settlement

3.2.2.1. Peck's Empirical Method

ในหลาย ๆ อุโมงค์ รูปร่างของ การทรุดตัวรูปแอ่ง (settlement trough) ที่ผิวดินจะเหมือนกับรูปร่างของ error function หรือ โค้งการแจกแจงความถี่แบบปกติ (normal distribution curve) Peck (1969) ใช้คุณสมบัติของโค้งแจกแจงความถี่แบบปกติ เพราะเป็นวิธีที่สะดวกสำหรับการบรรยายความกว้างของแอ่ง

(trough) ซึ่งได้รับการพิสูจน์ว่าได้ผลดีจากผลการทดสอบของ ATKINSON & POTTS (1977) รูป 3.7 แสดงคุณสมบัติของโค้งการแจกแจงความถี่แบบปกติ เราจะได้ว่า ค่าการทรุดตัว (S) ที่จุดใด ๆ เท่ากับ

$$S = S_s \exp\left[-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right] \quad (3.1)$$

ซึ่ง S = surface settlement ที่ระยะตามแนวนอน (x) จากแนวอุโมงค์
 S_s = maximum settlement (ที่ $x=0$)

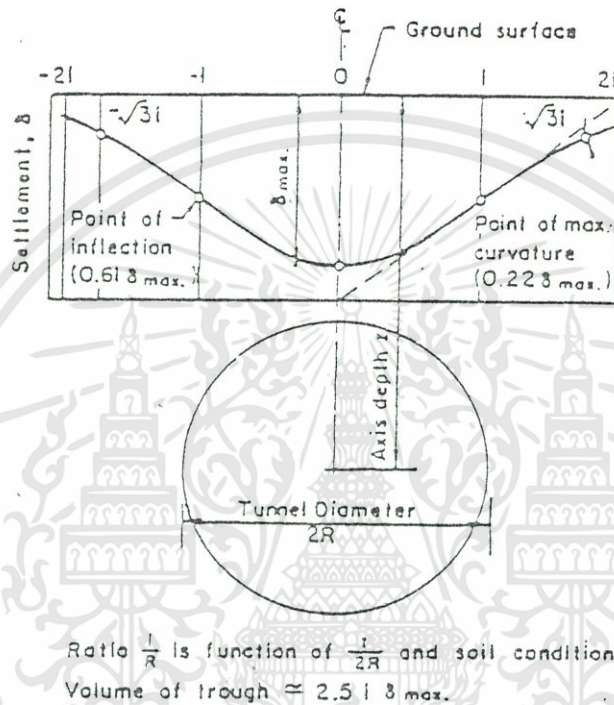
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

i = ตำแหน่งของ maximum settlement gradient หรือ จุดตัดกลับ

ตัวแปร 2 ตัว คือ i และ S_s จะต้องถูกประมาณ โดยการทำการค้นคว้าจากการสังเกตในสนาม และการทำแบบจำลองจำนวนมาก ได้ผลสรุปดังนี้

(1). การประมาณ ค่า ' i '

ตำแหน่งของ maximum gradient, ' i ' เกี่ยวพันกับค่าความลึกถึงแกนอุโมงค์ (Z) และรัศมีของอุโมงค์ (R) (รูป 3.8)



รูป 3.7 คุณสมบัติของ Error Function Curve ที่ใช้แทนการทรุดตัวแบบ settlement trough ของอุโมงค์ (Peck, 1969)

- Peck (1969) พบจากการสังเกตในสนามว่า

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z}{2R} \right)^n$$

ซึ่ง $n = 0.8$ ถึง 1.0

(3.2)

- ATKINSON & POTTS (1977) หากจากการทำแบบจำลองและการวัดในสนามได้

$$i = 0.25 (Z+R) \quad (3.3a)$$

$$i = 0.25(1.5Z + 0.5R) \quad (3.3b)$$

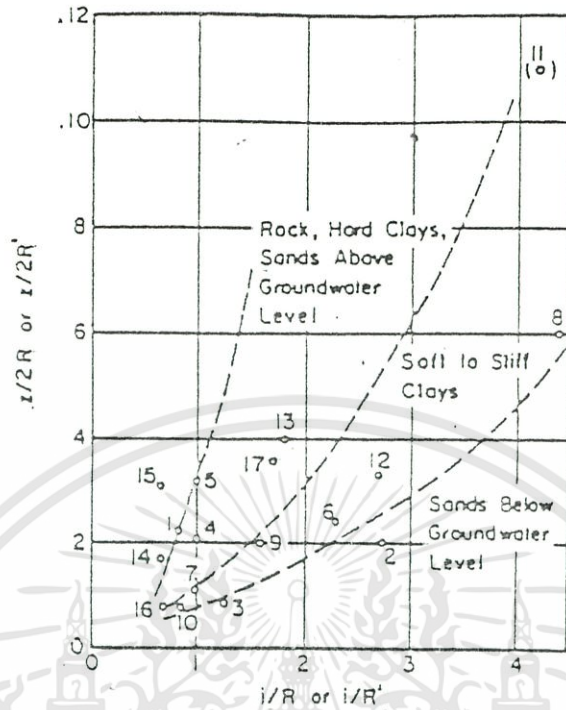
- O' REILLY & NEW (1982) พบจากการสังเกตในสนาม

$$i = 0.43Z + 1.1 \quad (3.4a)$$

$$i = 0.28Z - 0.1 \quad (3.4b)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่ง : Z หน่วยเป็นเมตร สมการ 3.4a,3.4b สำหรับ cohesive และ granular soils ตามลำดับ



รูป 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของ trough ซึ่งแทนด้วย i/R และอัตราส่วนความลึก, $Z/2R$ สำหรับอุโมงค์ขนาดต่างในดินต่าง ๆ กัน

(2). การประเมินค่า S_s

maximum settlement S_s สามารถแสดงในรูปของ 'i' และ ' V_s ' จากการอินทิเกรต สมการ 3.1 เทียบกับ ระยะในแนวนอน x

$$S_s = \frac{V_s}{2.5i} \tag{3.5}$$

ซึ่ง V_s = ปริมาตรของ settlement trough ต่อหน่วยความยาวตามแนวแกนอุโมงค์ระหว่างชุด, V_t , ซึ่งขึ้นกับวิธีการชุดเจาะ การประมาณค่า) V_s และ S_s ก็จะสามารถหาได้ดังต่อไปนี้

- ATKINSON & POTTS (1977)

$$\frac{V_s}{V_t} = 2\sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{2R} \right) \left(\frac{S_c}{S_c} \right) \tag{3.6}$$

ซึ่ง S_c = vertical settlement ที่ crown ของอุโมงค์

- O'rEILLY & NEW (1982)

$$\frac{V_s}{V_t} = m \tag{3.7}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่ง $m = 0.5-3\%$ (stiff fissured clay: มี shield หรือไม่มี)

$m = 2-2.5\%$ (glacial deposits; shield ที่ความดันบรรยากาศ)

$m = 30-45\%$ (silty clay deposits; $C_u = 10$ ถึง 40 KPa, shield ที่ความดันบรรยากาศ)

$m = 2-20\%$ (silty clay deposits; $C_u = 10$ ถึง 40 KPa, shield ใน compressed air)

- ATEWELL & FARMER (1975), จากการสังเกตในสนาม เสนอความสัมพันธ์ S_s กับ H/R

$$\text{สำหรับ } \frac{H}{R} \geq 8; \quad \frac{S_s}{2R} = 0.2-0.35\% \quad (3.8a)$$

$$\text{สำหรับ } \frac{H}{R} \leq 4; \quad \frac{S_s}{2R} = 1.0\% \quad (3.8b)$$

ซึ่ง $R =$ รัศมีอุโมงค์

$H =$ ความลึกถึง crown ของอุโมงค์

3.2.2.2. Yoshikoshi et. al's Method

ความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss กับ ความกว้างของ settlement trough และ S_s คือ

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S \frac{1x^2}{2i_0} dx = \sqrt{2\pi} S_s \cdot l_0 \quad (3.9)$$

พารามิเตอร์ l_0 คือความกว้างของ settlement trough เมื่อแทนโดย i/R สามารถแสดงความสัมพันธ์กับความลึกของอุโมงค์และลักษณะของดิน ดังแสดงใน รูป 3.9

ปริมาตรของ ground loss (V_s) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss ratio ϵ และ simple over load factor (OFS) ดังในรูป 3.9 [จาก SCHMIDT (1969) และถูกพัฒนาโดย YOSHIKOSHI et al. (1978)]

Ground loss ratio

$$\epsilon = \frac{V_s}{V_t} = \frac{\text{Volume of ground loss}}{\text{Excavated Vol. of tunnel}} \quad (3.10a)$$

$$\text{ซึ่ง } V_t = \pi R^2 l_0 \quad (3.10b)$$

OFS ถูกนิยามโดยสมการต่อไปนี้ (BROMS & BENNERMARK, 1967)

$$\text{OFS} = \frac{P_z - P_a}{C_u} \quad (3.10c)$$

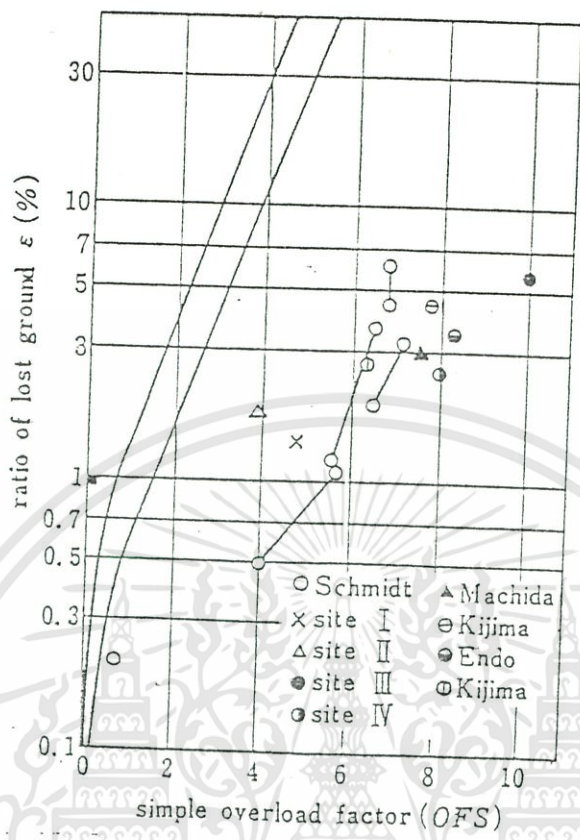
ซึ่ง $P_z =$ total overburden pressure

$P_a =$ internal pressure (air pressure)

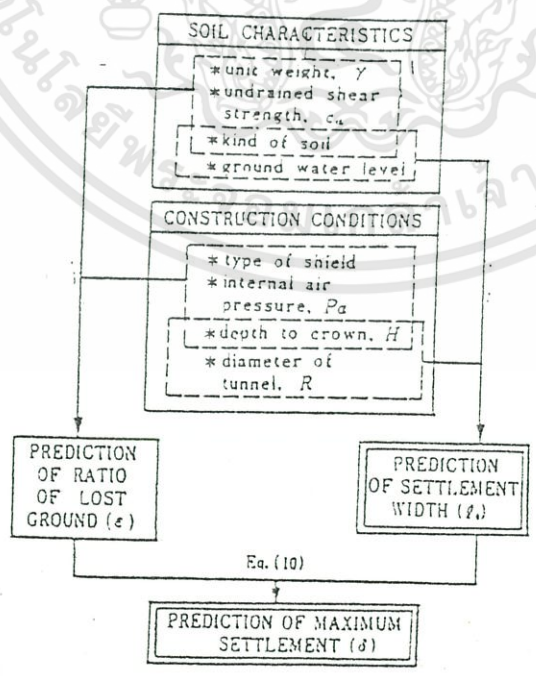
$C_u =$ undrained shear strength

ขั้นตอนการทำนายค่า maximum settlement เป็นดังรูป 3.10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.9 ความสัมพันธ์ของ ground loss กับอูโมงคในดินเหนียว (จาก SCHMIDT, 1969 และ extended โดย YOSHIKOSHI et al, 1978)



รูป 3.10 แสดงขั้นตอนการคาดการณ์ Maximum Settlement (YOSHIKOSHI et al, 1978)

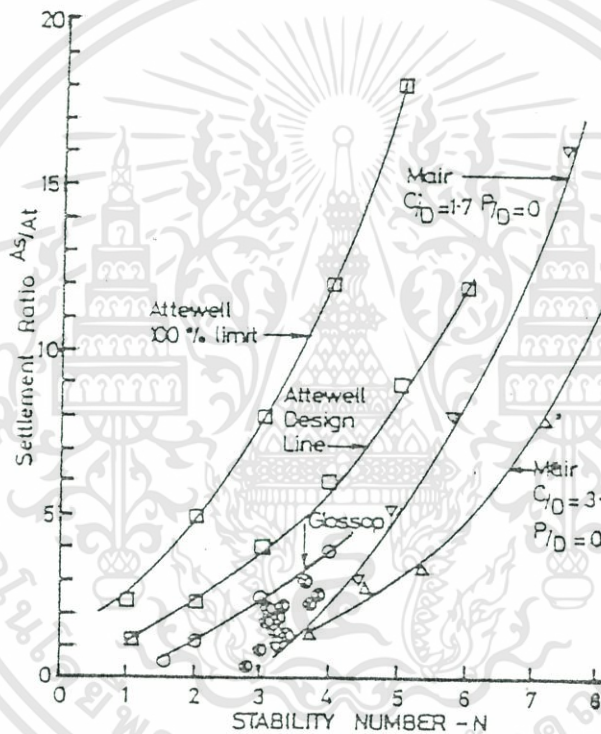
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.2.3. การออกแบบ curves สำหรับทำนาย settlements

settlement ratio [คือ พื้นที่ของ settlement trough (A_s) ต่อพื้นที่ของ tunnel face (A_t)] ซึ่งความสัมพันธ์กับ stability number, N (ความหมายในหลักการของ stability number เหมือนกับ overload factor)

ตัวอย่างของการ design curves ถูกเสนอโดยนักเขียนหลายคนและได้นำไปใช้กับ marine clay ในประเทศสิงคโปร์ โดย SHIRLEY & COPSEY (1987) ดังในรูป 3.11

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{2.5i S_s}{\text{Face area of tunnel}} \quad (3.11)$$



รูป 3.11 แสดง curves แบบต่างที่ใช้ทำนายค่า settlement (CHIRLSW & COPSEY,1987)

3.2.2.4. Wong & Kaiser's Method

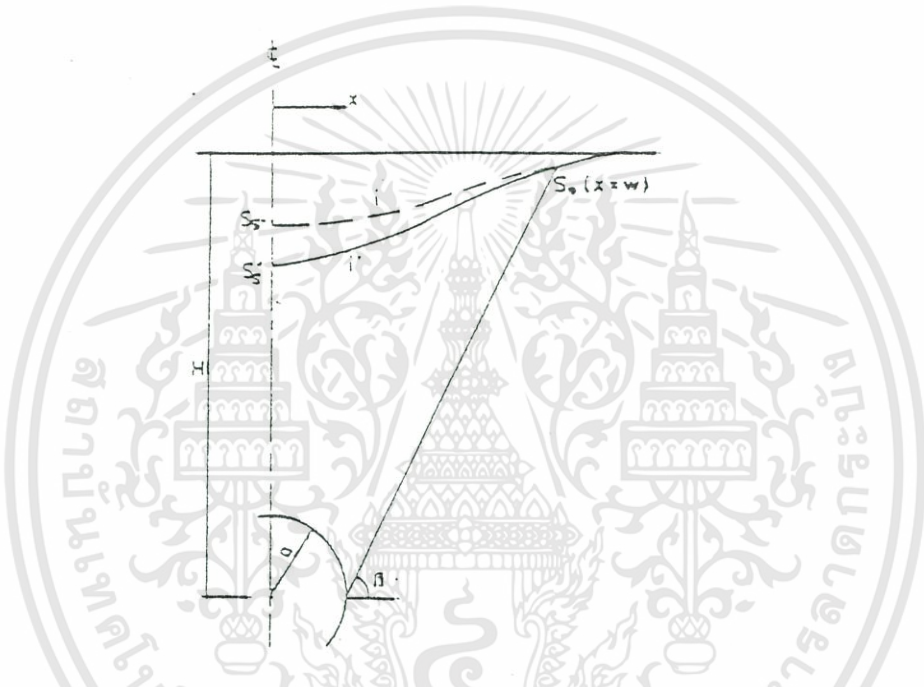
WONG & KAISER (1987) ให้หลักการทำนาย ground settlement จากการใช้ support pressure และคิดการล้าด้วย

เพราะว่า maximum settlement, S_s ขึ้นกับค่า P_i (support pressure) คาดว่าตำแหน่งของจุดตัดกลับ, i , คือฟังก์ชันของ P_i หรือ S_c (settlement เหนือ crown) ความสัมพันธ์ระหว่าง S_s และ i คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{S_z}{S_0} = \exp \left\{ \frac{1}{2} \left[\frac{\left(1 + \left(\frac{H}{a} \right) \cot \beta \right)^2}{\frac{i}{a}} \right] \right\} \quad (3.12)$$

ซึ่ง $\beta = \tan^{-1} \frac{\text{ครึ่งหนึ่งของความกว้าง trough}}{H}$ รูป 3.12 ซึ่งขึ้นกับแบบของการล้า และ K_0
(WONG & KAISER, 1986)



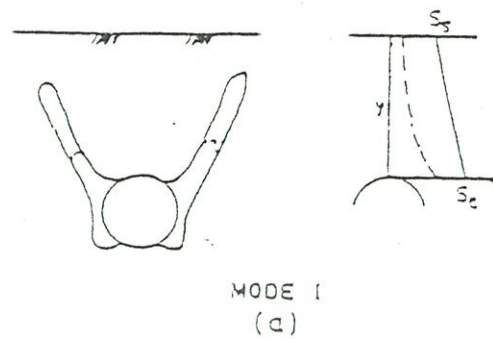
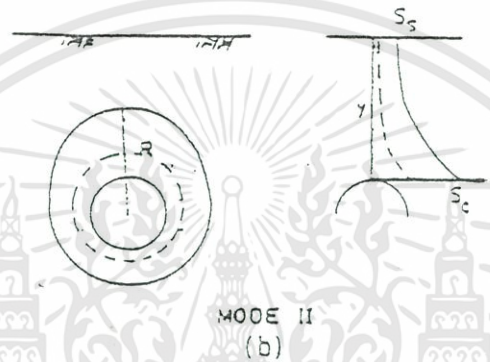
รูป 3.12 รูป profile แสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน (WONG & KAISER, 1986)

แบบของการล้าแสดงดังรูป 3.12 ค่าวิกฤตของ K_0 (K_{cr}) แบ่งออกเป็น mode I ($K_0 < K_{cr}$) การล้าจำกัดอยู่ในขอบเขต และ mode II ($K_0 > K_{cr}$) การล้าเกิดขึ้นโดยทั่วไป surface settlement ใน mode II น้อยกว่าใน mode I มาก ที่ support pressure ที่เท่ากัน และ mode I มี settlement trough แคบกว่า mode II สำหรับดินที่ทรุดตัวดีแล้ว ซึ่ง $K_0 = 1 - \sin \theta$ การล้าจะเป็นแบบ mode I

3.2.2.5. Rowe และ Lo's Method

Rowe & Lo (1983) เสนอ numerical method สำหรับการวิเคราะห์ lining ใน soft soil พิจารณา แรงกระทำระหว่าง ดินกับ lining น้ำหนักของ lining และ plastic failure ภายในดิน พารามิเตอร์ ที่เรียกว่า gap parameter ถูกนิยามและใช้ในความพยายามรวมประสบการณ์การเจาะอุโมงค์เข้าไปในการคำนวณ surface settlement ผลจากการศึกษาชี้ให้เห็นว่า elastic anisotropy, ground loss และ grouting คือ องค์ประกอบสำคัญ ซึ่งเป็นผล กับการทำนาย surface settlement ซึ่งไม่ได้ถูกพิจารณาในการวิเคราะห์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

MODE I
(c)MODE II
(b)

รูป 3.13 profile แสดงการทรุดตัวที่มีผิวดิน (WONG & KAISER, 1986)

การวิเคราะห์ถูกกระทำโดยใช้โปรแกรม plane-strain elasto-plastic finite element program (EPTUN) และพารามิเตอร์ที่ใช้คือ drained parameters ดังนั้น settlement ประกอบด้วยทั้ง immediate และ consolidation settlements ดินถูกสมมติให้เป็น isotropic กับสมมาตรในแนวตั้ง plastic behavior ถูกจำลองการใช้ mohr-coulomb failure criterion และ กฎ non-associated flow rule.

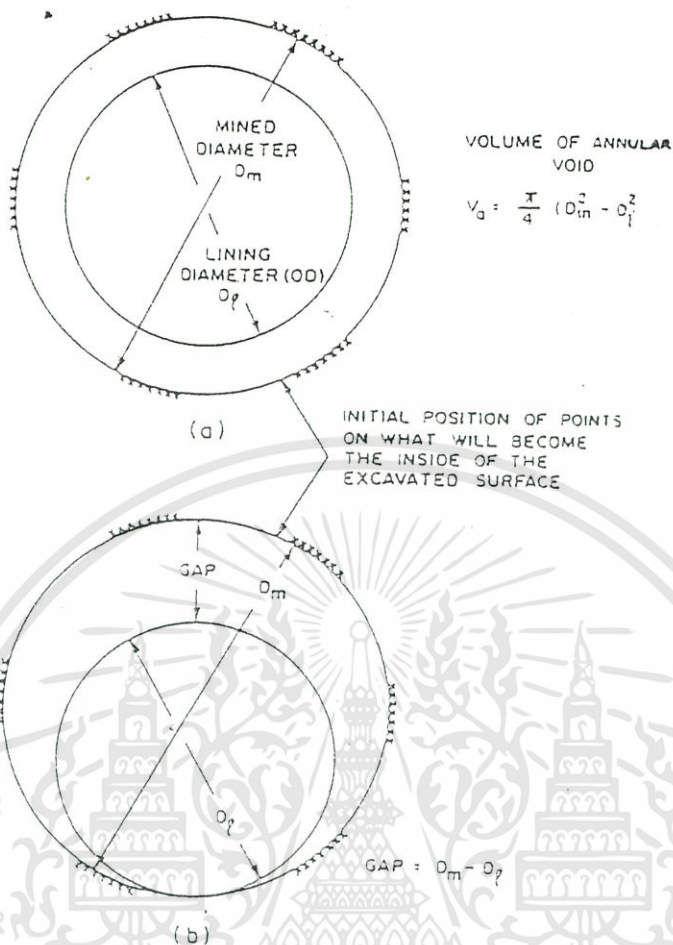
gap parameter ถูกนิยาม ดังรูป 3.14 การติดตั้ง lining ภายใน protective tail ของ shield เป็นดังแสดงในรูป 3.14a ซึ่งช่องว่าง โดยรอบเท่ากับผลต่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางของ excavated surface กับ lining เมื่อ shield เคลื่อนตัว น้ำหนักของ lining จะเป็นสาเหตุให้มันกดทับบน excavated surface ดังรูป 3.14b ถ้า invert (ส่วนล่างสุด) ของ lining อุโมงค์ อยู่บนดิน gap parameter คือระยะในแนวตั้งระหว่าง crown ของ tunnel lining กับ crown ของ excavated surface ก่อนเกิดการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ ช่องว่างนี้ถูกใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งจะคิดค่าความแข็งของ lining ด้วย ถ้าใช้ lining แบบ rigid การแอ่นตัวของ crown ของ lining จะถูกบวกเข้ากับค่า gap ด้วยค่า settlement ที่ได้จากการสังเกตและจากการทำนาย โดยวิธีนี้สำหรับ Manuel Gonzalea แสดงดังรูป 3.15 สำหรับ gap เท่ากับ 50 มม. (ROWE & KACK, 1983)

3.2.2.6. Mair et. al's Method (1981)

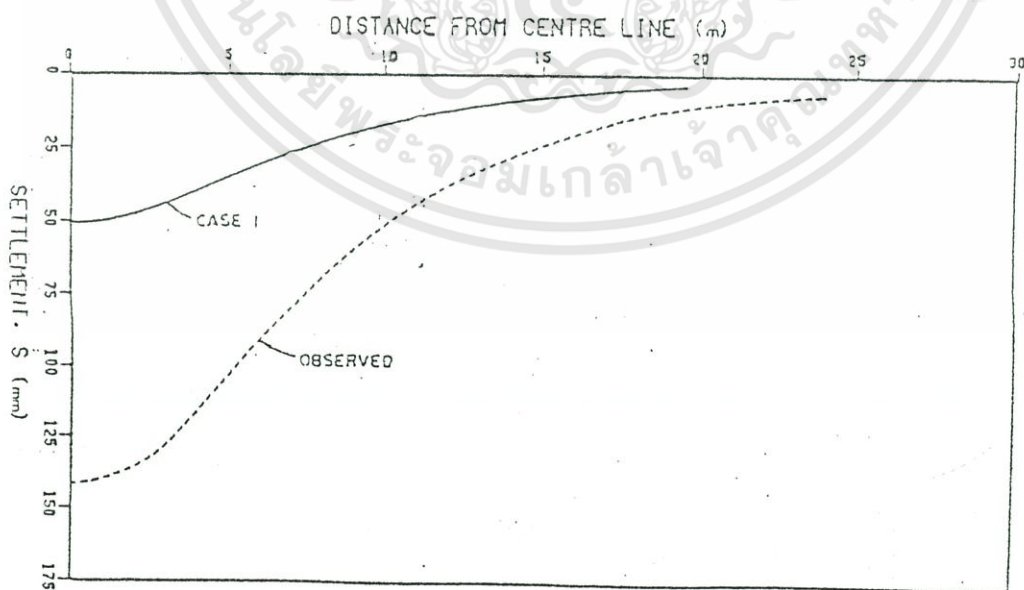
วิธีนี้พัฒนามาจากผลจากการวิเคราะห์ด้วย finite element และ centrifugal model tests เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับทำนาย ground movement สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ระดับตื้นใน soft clay

หลักการของ Load Factor (LF) [คือ อัตราส่วน N/N_{TC} ซึ่ง N คือ stability ration และ N_{TC} คือ stability ratio ที่ collapse ของอุโมงค์] ถูกแนะนำ ความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss และ load factor

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



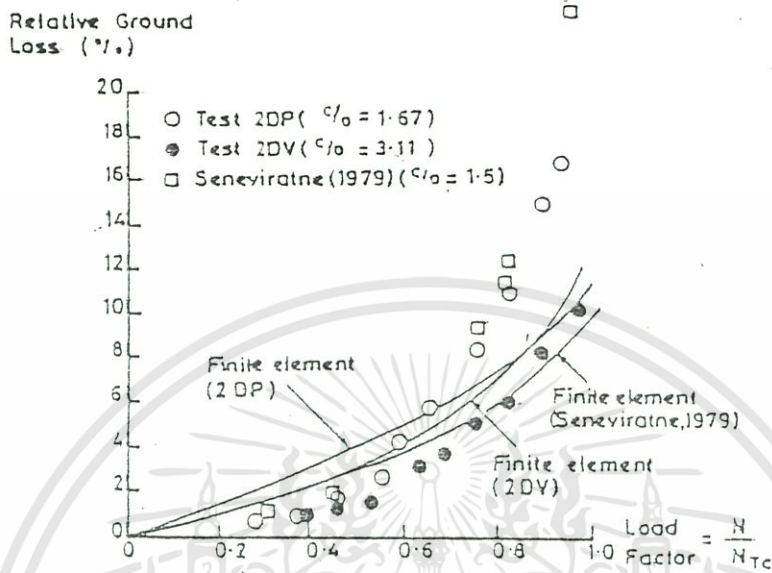
รูป 3.14 แสดงการนิยาม gap parameter



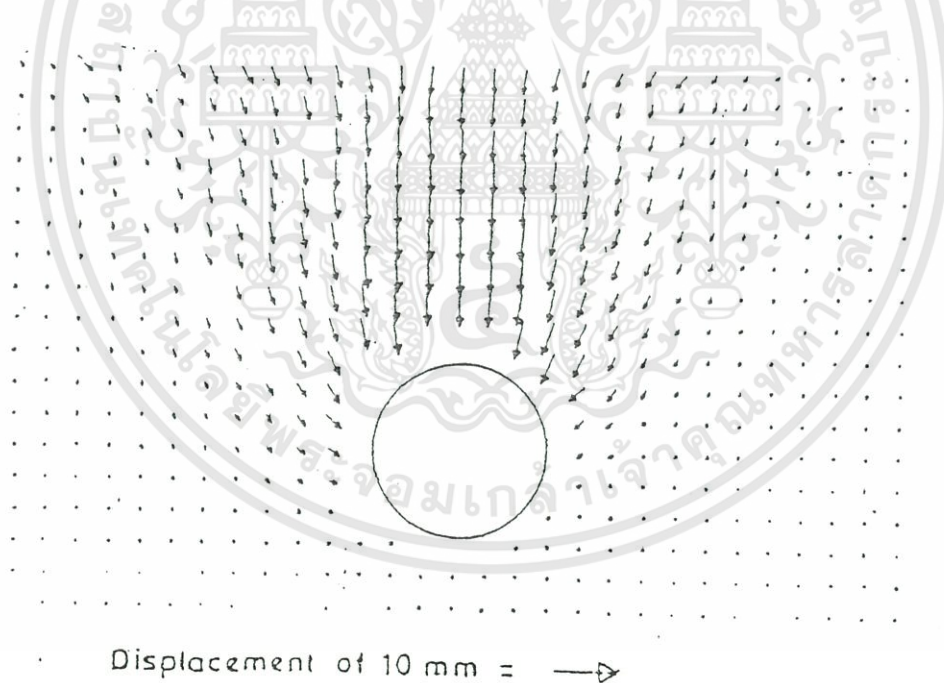
รูป 3.15 ค่าการทรุดตัวแบบ trough ที่วัดได้กับค่าที่ได้จากการคาดการณ์ของอุโมงค์ Manuel Gonzalez สมมติให้ 250 มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้จากรูป 3.16 ซึ่งใช้ได้สำหรับ Kaoline มันถูกแนะนำให้หาความสัมพันธ์ที่เหมือนกัน นี้สำหรับ ดินเหนียวแบบอื่น ๆ สำหรับ ทำนาย ground movement สำหรับอุโมงค์ ระดับดิน การทรุดตัวที่ได้จากการสังเกตสำหรับแบบทดสอบ 2DP แสดงดังรูป 3.17



รูป 3.16 Predicted and Observed Variation of Relative Ground Loss with load Factor



รูป 3.17 การทรุดตัวที่วัดได้ในอุโมงค์จำลอง Test 2DP (MAIR et al, 1981)

3.2.2.7. Resenendiz และ Romo's Solution (1981)

วิธีการนี้ประกอบด้วยตัวแปรดังต่อไปนี้

- (1). initial state ของ stress
- (2). คุณสมบัติของ stress-strain และ strength

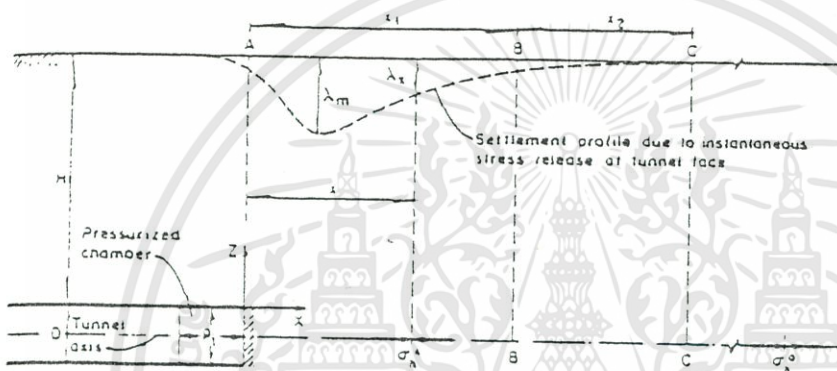
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (3). ความลึกและเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์
- (4). ความดันของไหลบน face
- (5). จำนวนการล้าในแนวรัศมีของดินรอบ ๆ อุโมงค์

ความสัมพันธ์ stress-strain ของดินถูกประมาณด้วยสมการไฮเปอร์บอลิกของ Konder

$$\lambda_y = \left(0.0083 - 0.0025 \frac{Z}{H} \right) (\sigma_h - \sigma_i) \frac{E_f}{\sigma_f \cdot F_1} \quad (3.13)$$

สมการ 3.13 ให้ส่วนประกอบของ settlement ตามแนวอุโมงค์เนื่องจากการลดลงของ stress ที่ tunnel face สัญลักษณ์ต่างดังรูป 3.18 ค่าของ F_1 สามารถหาได้จากรูป 3.19



NOTATION

σ_h^0	initial horizontal stress at tunnel axis	Stress-strain relation of soil: $\sigma = \frac{\epsilon}{a+b\epsilon}$	
σ_h^x	horizontal stress at distance x along tunnel axis		
p_f	fluid pressure at tunnel face	σ	deviator stress
$\Delta\sigma_h^f$	stress drop on tunnel face at axis elevation = $\sigma_h^0 - p_f$	ϵ	axial strain
$\Delta\sigma_h^x$	stress drop at distance x along tunnel axis due to a differential movement Δx of the tunnel face	a, b	soil parameters
		σ_f	mean compressive strength of soil from ground surface to tunnel invert
		ϵ_f	mean axial strain at failure in the same depth range

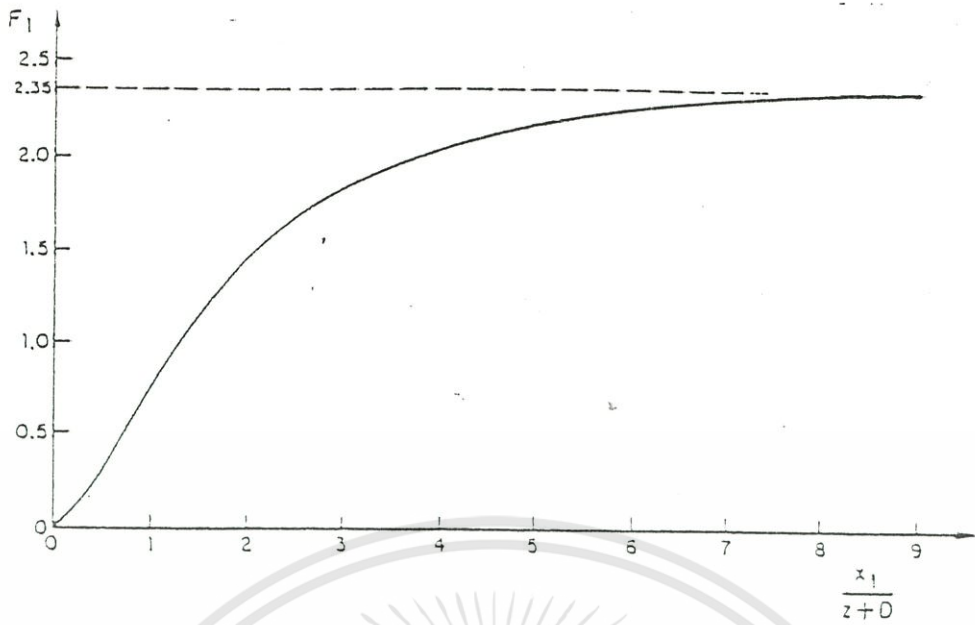
รูป 3.18 Conditions and Notations for Analysis of Longitudinal Settlement Profile upon Instantaneous Excavation (RESENENDIZ & ROMO, 1981)

การทรุดตัวตามแนวขวางหาได้จาก

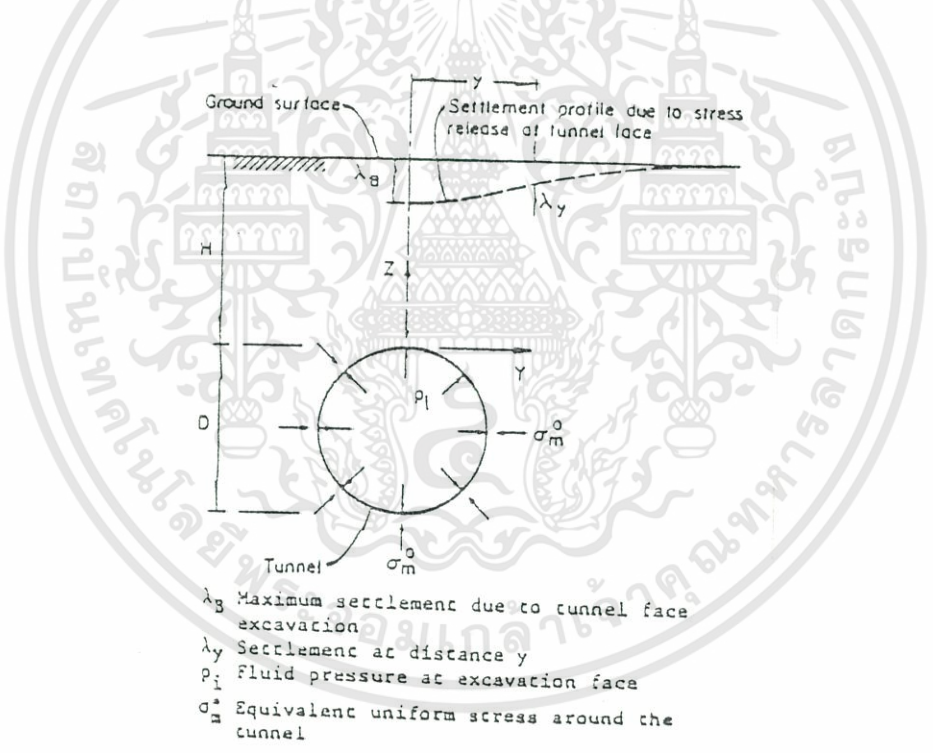
$$\frac{\lambda_y}{\lambda_B} = \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y'}{W + 0.18y'} \right)^2 \right] \quad (3.14)$$

สัญลักษณ์ดังรูป 3.20

พารามิเตอร์ W ในสมการ (3.14) ซึ่งคือ การวัดความกว้างของ settlement trough ที่ขึ้นกับ Z/H เท่านั้น ดังนี้



รูป 3.19 ฟังก์ชัน F_1 (RESENENDIZ & ROMO, 1981)



รูป 3.20 Conditions in the Analysis of Settlement Profile across the Tunnel Axis upon Stress Release at Tunnel Face (RESENENDIZ & ROMO, 1981)

$$W = 1.45 - 1.15 \left(\frac{Z}{H} \right) \tag{3.15}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นสมการ (3.14) (3.15) ให้ settlement profile ที่ทุก ๆ ความลึกทันทีหลังจากที่ settlement λ_B เหนือแกนอุโมงค์ได้ถูกคำนวณจากสมการ (3.13)

3.2.3. สาเหตุของ Ground Loss

settlement และ ปริมาตรที่สูญเสียบางส่วนสามารถแบ่งออกได้ 4 ชั้น คือ

- (1). ช้างหน้า face
- (2). เหนือ shield (ถ้ามีการใช้ shield)
- (3). ระหว่างการติดตั้ง lining
- (4). เวลาและการเลื่อนตัวของหัวเจาะ lining เกิดการแอ่นตัว

(1). Loss of ground into face การทรุดตัวรอบ ๆ หัวเจาะถูกรูบโดย GHABOUSSI & RANKEN, 1975 ผลจากการไม่มี support ที่ face ชี้ให้เห็นว่า ปริมาตร ground loss ในแนวรัศมี ต่อ หน่วยความยาวของอุโมงค์, V_f สัมพันธ์กับปริมาตรของ ground loss ที่ face โดย

$$V_f = V_{axial} \left(\frac{2}{R} \right) \quad (3.16)$$

ซึ่ง $V_{axial} = (\text{การทรุดตัวเฉลี่ยที่ face}) \cdot (\pi R^2)$

$$\text{และ } \% V_f = \left[\frac{Z}{L} \right] (\text{การทรุดตัวเฉลี่ยที่ face}) \times 100$$

ความสัมพันธ์นี้ใช้กับดินส่วนใหญ่ที่เป็น granular soil และ stiff to hard clays (CORDING & HANSMIRE, 1975)

สำหรับ ground movement ที่เกิดในอัตราคงที่ใน face the radial loss of ground คือ ฟังก์ชันของอัตราก้าวหน้า (rate of advance) ของการเจาะอุโมงค์ และอัตราการขุดดินที่ขุดออกมา

$$V_f = \frac{\pi R^2 (\text{average extrusion rate at the face})}{\text{average rate of advance}} \quad (3.17)$$

$$\% V_f = \frac{(\text{average extrusion rate at the face})}{\text{average rate of advance}} \times 100 \quad (3.18)$$

ความสัมพันธ์นี้จะใช้กับ stability ratio สูง และการทรุดตัวขึ้นกับระยะเวลา

(2). Loss of ground เนื่องจาก shield มี 2 สาเหตุของ lost ground เนื่องจาก shield สาเหตุแรกคือ overcutters, beads หรือ ฟันที่อยู่รอบตัว shield ซึ่งสิ่งเหล่านี้จะทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางเพิ่มมากขึ้น เพื่อลดปริมาณ lost ground ควรจะทำการขุดเจาะตัวอุโมงค์ให้พอดีกับต้องการ

สาเหตุที่สองของ lost ground เนื่องจาก shield เกิดเมื่อ pitch หรือ yaw ของ shield ต่างจาก grade หรือ แนวของมัน การโก่งของ shield ทำให้เกิดรูปร่างเป็นวงรี ใหญ่กว่ารูปร่างวงกลมของ shield ปริมาตรของ lost ground เนื่องจาก shield โกวตัวสามารถประมาณได้ว่า

$$V_i = \pi RL (\text{excess pitch}) \quad (3.19)$$

$$\%V_i = \frac{L (\text{excess pitch})}{2R} \quad (3.20)$$

(3). Lost ground ระหว่างและหลังการติดตั้ง lining

ปริมาณ lost ground ระหว่างติดตั้ง lining เท่ากับช่องว่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของ lining กับเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของ shield

หลังจาก lining ถูกติดตั้ง เกิดการแอ่นตัวของ lining ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ soil load การยึดตัวของดินด้านนอก springline (ด้านข้างอุโมงค์) และการตัดตัวของ lining การแอ่นตัวของ lining สามารถประมาณ โดยวิธี ที่เสนอโดย PECK, HENDRON, MOHRAS (1972) การแอ่นตัวมีแนวโน้มที่จะมากขึ้นเมื่อดินถูกรบกวนระหว่างการเลื่อนตัวของ shield หรือเมื่อ lining ขยายตัวหรือถูก grout หลัง tail

3.2.4. เกณฑ์ความเสียหาย (Damage Criteria)

damage criteria ถูกบรรยายเพื่อให้เข้าใจ พารามิเตอร์ที่สำคัญ ซึ่งถูกสังเกตใน settlement trough

การประเมินความเสียหายเนื่องจาก การเกิด settlement รูปแบบต่าง, BURLAND & WROTH (1975) สังเกตว่า angular distortion (มุมการโก่งตัว) 1:500 ที่เสนอโดย SKEMPTON & MCDONALD (1956) คือ ขอบเขตที่ดีสำหรับ รอย crack ที่สามารถเห็นได้ของ infilled frame structures ซีดจำกัด ที่สรุปโดย Burland และ Wroth สำหรับการเกิดรอยร้าวของ hog-sensitive structure สอดคล้องกับ distortion ของ โครงสร้างที่อยู่บริเวณขอบของ trough และ setting บน slope ประมาณ 1:1000 ใน trough

การประเมิน damage criteria limits ควรสังเกตว่า displacement เนื่องจากการเจาะอุโมงค์เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว และอาจเป็นผลเสียหายมากกว่าที่เกิดเมื่อโครงสร้างทรุดตามระยะเวลาที่ยาวนาน (CORDIN & HANSMIRE, 1975)

3.3. แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ (Pressure on Tunnel Lining)

การออกแบบผนังอุโมงค์นั้น จำเป็นจะต้องศึกษาถึงพฤติกรรมของแรงและน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ จากอดีตถึงปัจจุบันได้มีการพยายามหาทฤษฎีที่เหมาะสมที่สุดเพื่อแสดงถึงลักษณะการกระทำของแรงที่มีต่อผนังของอุโมงค์

3.3.1. การพิจารณาน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในดินอ่อน (Design Load for Tunnel in Soft Ground)

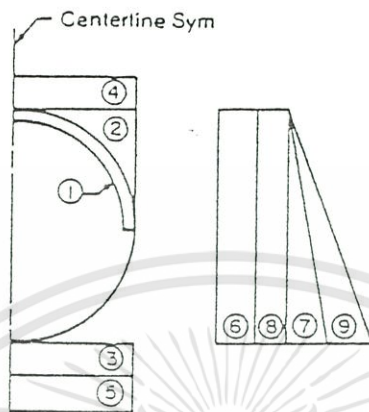
ทฤษฎีที่เป็นพื้นฐานในการพิจารณานี้และเป็นที่ยอมรับในปัจจุบัน โดยที่สามารถนำไปประยุกต์ต่อไป

3.3.1.1 ทฤษฎีน้ำหนักสมมุติ (Hypothetical loads)

เป็นทฤษฎีที่พยายามสมมุติน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในดินอ่อน (Soft Grounds) ผู้ที่ทำให้ทฤษฎีนี้เป็นที่ยอมรับ คือ Hewett และ Johnnesson ในปี 1922 โดยได้สมมุติน้ำหนักกระทำออกเป็นดัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.21 Hewett ได้สมมติ ค่าตัวแปร K (earth pressure coefficient) โดยที่จะมีค่าต่ำสุดอยู่ประมาณ 0.5 - 0.5



รูปที่ 3.21 แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ (Hewett และ Johannesson , 1922) โดยที่น้ำหนักมีรายละเอียดดังนี้

- 1) น้ำหนักของอุโมงค์ส่วนบน
- 2) น้ำหนักของดินที่อยู่ ณ ตำแหน่งที่ 2)
- 3) แรงสมดุลจากการกระทำของน้ำหนัก 1) และ 2)
- 4) น้ำหนักกระทำเหนืออุโมงค์ทั้งหมด
- 5) แรงสมดุล (แรงปฏิกิริยา) จากน้ำหนัก 4)
- 6) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำที่อยู่เหนือระดับอุโมงค์
- 7) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำ ณ ระดับของอุโมงค์
- 8) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำหนักของดินเหนืออุโมงค์เท่ากับน้ำหนักกระทำเหนือ
- 9) อุโมงค์ คูณด้วย แฟกเตอร์ K

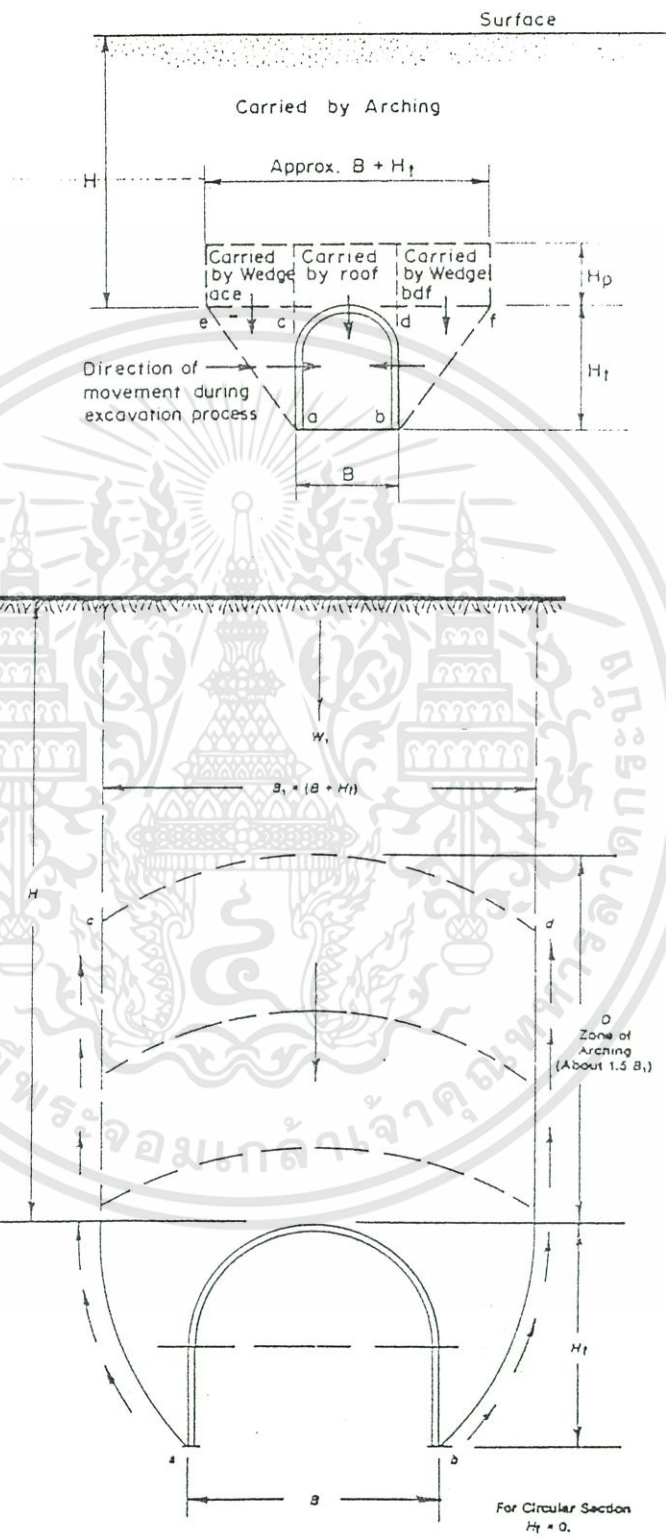
แรงกระทำที่เห็นนี้ จะนำไปประยุกต์ในการกระทำ แรงอัดในแนวแกน แรงเฉือน และ น้ำหนักวงแหวน ต่อไป

3.3.1.2 ทฤษฎีน้ำหนักของ Terzaghi

ในปี ค.ศ 1946 Terzaghi ได้แสดงให้เห็นว่า น้ำหนักดินทั้งหมดที่อยู่เหนืออุโมงค์จะถูกรับทั้งหมดโดยผนังของอุโมงค์ (Lining) โดยที่น้ำหนักที่เหลือจะถูกรับในลักษณะส่วนโค้ง (Arching) เข้าสู่ด้านข้างของอุโมงค์ และมีลักษณะดังรูปที่ 3.22

ค่าน้ำหนักทั้งในแนวตั้งและในแนวระดับจะขึ้นอยู่กับค่าความสูง H_p ของมวลของดินที่อยู่เหนือระดับอุโมงค์ การแสดงพฤติกรรมนี้อ้างอิงจากการทดลองในห้องทดลอง โดย Terzaghi ได้แนะนำเอาไว้ถึงค่าตัวแปร H_p ที่เป็นผลมาจากคุณสมบัติของดินดังตารางที่ 3.3 และตารางที่ 3.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป แสดงพฤติกรรมของน้ำหนักในลักษณะ Arching

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.3 การออกแบบน้ำหนักกระทำโดย Terzaghi (1946)

ค่าของความสูง H_p			
ชนิดของดิน	เวลา	H_p (min)	H_p (max)
Dense Sand	Initial	$0.54 (B + H_t)$	$1.20 (B + H_t)$
	Ultimate	$0.62 (B + H_t)$	$1.38 (B + H_t)$
Loose Sand	Initial	$0.94 (B + H_t)$	$1.20 (B + H_t)$
	Ultimate	$1.08 (B + H_t)$	$1.38 (B + H_t)$

หมายเหตุ 1) ค่า H_p (min) จะต้องมีการขุดเจาะที่ดีและการจัดการที่เหมาะสมโดยมีการผันแปร $0.01 (B + H_t)$
 2) ค่า H_p (max) จะเป็นผลจากการขุดเจาะที่ขุดขาดและมีปัญหาโดยมีการผันแปร $0.15 (B + H_t)$

ตารางที่ 3.4 ค่าแรงดัน P_v และ P_h

$P_v = \gamma \cdot H_p$
$P_h = 0.3 \gamma (0.5 H + H_p)$
หมายเหตุ : เมื่อ γ คือ น้ำหนักต่อหน่วยของดิน (unit weight) ถ้าอยู่ใต้อ่างน้ำใช้ค่า γ' (submerged Unit Weight)

น้ำหนักที่ถูกกำหนดโดย Terzaghi นี้ได้พิจารณาในอุโมงค์ที่มีการค้ำยันแบบเก่า คือ มี Lagging และ steel ribs ซึ่งเป็นอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining) หรือเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่เป็นผนังอุโมงค์ถาวร

จากตารางที่ 3.3 โดยทั่วไปค่า Ultimate Load (น้ำหนักประลัย) จะใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) ขณะที่ Initial Load จะประยุกต์ใช้ในอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining)

3.3.2 การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

น้ำหนักดินทั้งหมดจะถูกรับโดยผนังอุโมงค์ (Lining) ซึ่งจะกระจายไม่สม่ำเสมอ เนื่องจาก

น้ำหนักในแนวตั้งจะมีค่าสูงกว่าน้ำหนักแนวระดับ (จาก $P_v = \gamma Z$, $P_h = k_o \gamma Z$ เมื่อ $k_o < 1$) ผนังอุโมงค์นี้อาจเป็นผนังชั่วคราวหรือผนังถาวร ซึ่งถูกออกแบบเพื่อน้ำหนักซึ่งไม่สมดุลย์ และโมเมนต์ดัด เป็นผลให้ต้องใช้ผนังเหล็กกล้า (Steel Lining) ป้องกันในชั้นชั่วคราว (primary) เช่น ใช้เหล็กขนาด 6H20 ยาว 2 - 3 ฟุต สำหรับอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 - 16 ฟุต ในการขุดบริเวณดินทราย และจะต้องใช้ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งทั้งหนาและแข็งแรงสำหรับเป็นผนังถาวร ขนาดความหนา 1 นิ้ว ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ 1 ฟุต

ขณะที่การออกแบบผนังอุโมงค์กำลังดำเนินไปนั้น หากเราพิจารณาแล้วจะสังเกตเห็นได้ว่าไม่จำเป็นต้องเสียค่าใช้จ่ายมากโดยใช้เหตุ หากเราพิจารณาพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ให้เกิดการ deformation ได้ แทนที่จะเป็นการแข็งเกร็ง (rigid) ทำให้สามารถลดขนาด (Cross Section) ของผนังอุโมงค์ลงได้ถึง 75 เปอร์เซ็นต์ เช่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สภาพ rigid ผนังอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต ทหนา 20 นิ้ว

สภาพ flexible ผนังอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต ทหนา 4 - 5 นิ้ว

การออกแบบผนังอุโมงค์ มักมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีน้ำหนักสมมติ (Hypothetical Load) ของการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน ซึ่งมีวิธีการดังนี้

1) การคำนวณน้ำหนักที่กระทำกับผนังอุโมงค์อาศัยพื้นฐานจากประสบการณ์ และตัวอย่างที่ประสบความสำเร็จในอดีต

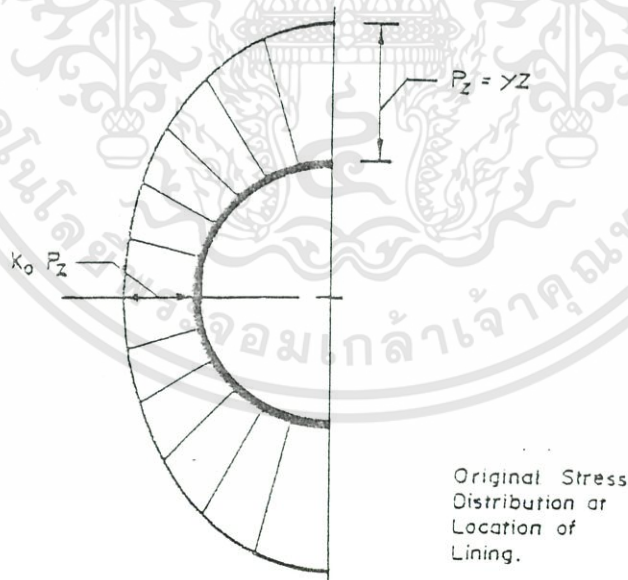
2) ไม่มีทฤษฎีหรือสูตรใด ๆ ก็ตามที่จะสามารถพิจารณาพฤติกรรมของดินระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ได้อย่างถูกต้องที่สุด

3) การออกแบบอุโมงค์ทั้งแบบชั่วคราวและแบบถาวร ควรใช้มาตรฐานพิจารณาให้เกิดน้ำหนักเต็ม (Full soil load) เพื่อความปลอดภัย

3.3.2.1 พิจารณา Deformation ของอุโมงค์

Deer et al (1969) และ Peek (1969) ได้กล่าวไว้ว่า " พื้นฐานการคำนวณจะต้องอาศัยประสบการณ์ที่ผ่านมาและการสังเกตในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน " และได้เสนอวิธีการออกแบบก่อสร้างอุโมงค์ไว้โดยมีสิ่งสำคัญคือ ต้องวิเคราะห์พฤติกรรมของดินโดยรอบผนังอุโมงค์

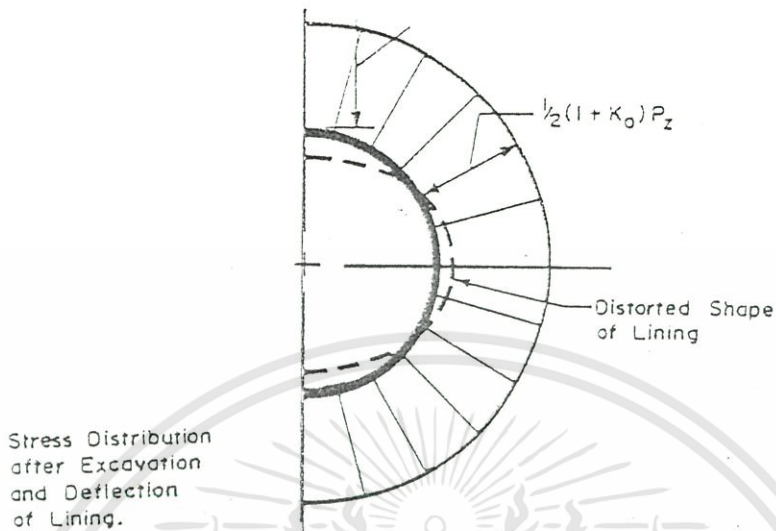
การศึกษาของ Peek ในปี ค.ศ ได้สมมุติให้ผนังอุโมงค์มีลักษณะเป็นแบบยืดหยุ่นสมบูรณ์ (Perfectly Flexible) โดยที่แต่เดิม แรงในแนวตั้ง $P_h = \gamma Z$ และแรงในแนวระดับ $P_h = K_o P_v = K_o \gamma Z$ และเมื่อเกิดความเค้น (stress) ขึ้นจะสังเกตเห็นว่า ความเค้นในแนวตั้งจะมีค่าสูงในแนวระดับ ดังรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 แสดงพฤติกรรมของการเกิดความเค้นปกติ

แต่ถ้าหากสมมุติผนังอุโมงค์เป็น Flexible ก็จะทำให้ผนังของอุโมงค์เกิดการบิดตัว (distortion) ทำให้ค่าความเค้นในแนวตั้งลดลง ในขณะที่ความเค้นในแนวระดับจะเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเท่ากัน และรูปร่างของอุโมงค์จะเปลี่ยนจากวงกลมเป็นวงรีดังรูปที่ 3.24

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.24 แสดงการบิดตัวของอุโมงค์ภายใต้การสมมุติฐาน

การกระจายของแรงโดยรอบย่อมจะเกิดความเค้นเฉือน (Shear stress) ขึ้น ถ้าความเค้นเฉือนนี้ยังคงที่หลังจากการเกิด deformation ขึ้น ก็จะไม่มีการบิดตัว (Distortion) ขึ้น ในขณะที่เดียวกันเราถือว่า จะเกิดการเคลื่อนที่ของผนังอุโมงค์

จากประสบการณ์แสดงให้เห็นว่า โดยปกติแล้วดินสามารถต้านทานต่อความเค้นเฉือนได้มากในระดับหนึ่ง โดยไม่เกิดการ Creep หรือ Relaxation นั่นคือถึงแม้จะเกิดความเค้นเฉือนขึ้นก็จะสามารถรับได้โดยตัวอุโมงค์ และดินบริเวณรอบช่องเปิด (opening) ก็จะมีเสถียรภาพ

การออกแบบอุโมงค์นั้น จำเป็นต้องพิจารณาถึงสมบัติของ strength , stress , strain รวมทั้งระยะเวลาคงตัวของดิน ถ้าเราติดตั้งผนังของอุโมงค์ที่มีคุณสมบัติแข็งเกร็ง (rigid) และมีความแข็งแรงแทนที่จะเป็นแบบยืดหยุ่นสมบูรณ์ (Perfectly Flexible) ย่อมจะไม่เกิดการ deformation และแรงกระทำภายนอกก็จะไม่เปลี่ยนแปลง

สำหรับโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์ หากเราอนุญาตให้เกิดการ Deformation ในลักษณะที่มีการยืดหยุ่น ก็จะถือว่าไม่เกิดเป็นความเค้น และถ้าหากการออกแบบเป็น rigid ก็จะต้องออกแบบให้สามารถรับโมเมนต์ดัดได้เพียงพอ

แท้จริงแล้วอุโมงค์จริง ๆ จะแตกต่างจากอุโมงค์ในอุดมคติ คือ ความเค้น จะได้รับอิทธิพลจากกระบวนการขุดเจาะ และการ Deformation ก็จะเกิดขึ้นก่อนการประกอบติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ทั้งที่ออกแบบเป็น rigid และ flexible ดังนั้นสมมุติฐานก็ไม่สามารถใช้ได้กับความเป็นจริงในการออกแบบแต่สามารถช่วยกำหนด Factor ของพฤติกรรมต่าง ๆ และการคำนวณ

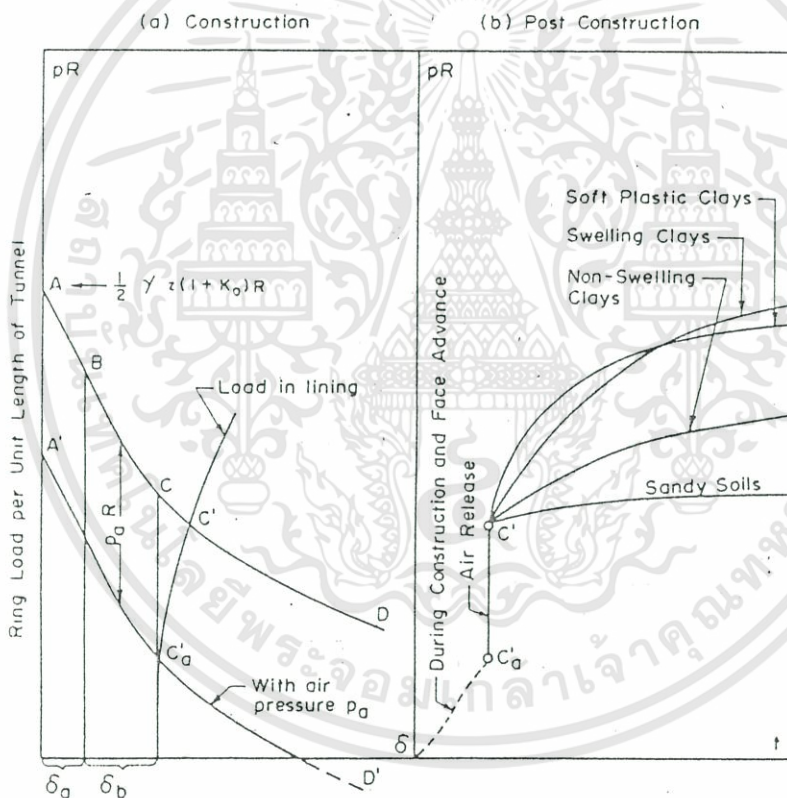
3.3.2.2 กระบวนการออกแบบน้ำหนักกระทำ

Deer et al (1969) ได้เสนอกระบวนการออกแบบเป็นขั้น ๆ ดังนี้

- 1) พิจารณาน้ำหนักวงแหวน (Ringload)
- 2) พิจารณาการยืดตัว (Distortion) จากแรงตัด
- 3) พิจารณาการโก่งตัว (Buckling)
- 4) พิจารณาปัจจัยภายนอกที่สำคัญ

น้ำหนักวงแหวน (Ring Load) มีค่าเท่ากับ ค่าน้ำหนักเฉลี่ยของดินที่กระทำต่อผนังของอุโมงค์ คูณกับ รัศมีภายนอกของอุโมงค์

น้ำหนักของแนวดินในแนวรัศมี (radial soil load , p) และน้ำหนักวงแหวน (Ring Load) เป็นส่วนประกอบของการ deformation ในดิน ถ้าหากไม่เกิดการ deformation ของดินไม่ว่าจะก่อนหลังในขณะติดตั้งผนังอุโมงค์ ค่าน้ำหนักดิน p จะเท่ากับ $\frac{1}{2} \gamma z (1 + k_0) R$ ดังรูปที่ 3.25



รูปที่ 3.25 แสดงการเกิดพฤติกรรมระหว่างดินกับผนังอุโมงค์

น้ำหนักวงแหวน (Ring Load) ณ จุด A จะเท่ากับ $\frac{1}{2} \gamma z (1 + k_0) R$ ในทางกลับกันถ้าดินรอบๆ

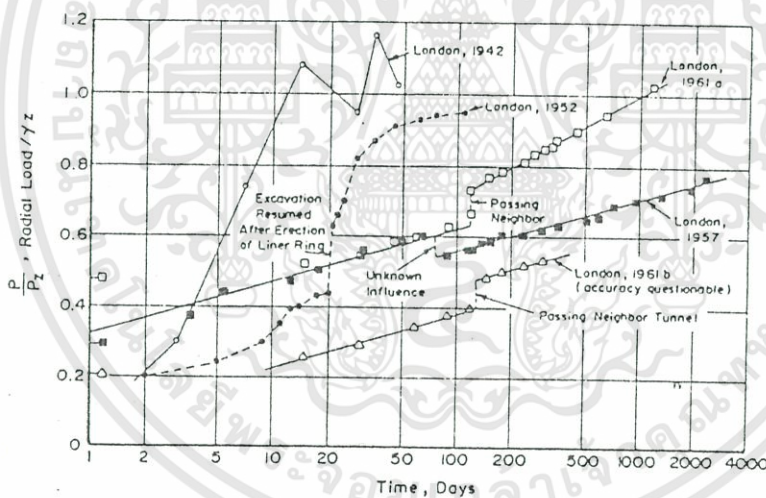
บริเวณเปิด (opening) มีการ deformation หรือเคลื่อนตัวหรือเปลี่ยนสภาวะได้ ก็จะทำให้ค่าความเค้นเฉือน ในดินเปลี่ยนแปลง ดังนั้น ค่าเฉลี่ยของน้ำหนักดิน (soil load , P) จะต้องลดลง ดังสังเกตได้ในแนวเส้น AD ซึ่งความชัน (slope) และตำแหน่งของเส้น AD จะขึ้นกับ stress - strain - time เฉพาะของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการการขุดผนังอุโมงค์ เมื่อการเจาะอยู่ ณ จุดที่อยู่หน้าอุโมงค์ (Tunnel face) ใกล้จุดที่พิจารณา หมายถึง จุดที่ดินเริ่มมีการ deform ไปข้างหน้าเข้าหาผิวหน้าอุโมงค์และแนวเส้น center line การ deformation นี้ แทนด้วยตัว σ_0 (ดังรูปที่ 3.25) จะเกิดขึ้นเป็นผลให้น้ำหนักดิน (soil load) และน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) ลดลง จากจุด A ไปยังจุด B ถ้าผนังอุโมงค์ถูกติดตั้ง ณ จุดนี้ ถือว่าจะ

เกิดการรับน้ำหนักเท่ากับที่จุด B นั่นคือจะต้องน้อยกว่า $\frac{1}{2}\gamma Z(1 + k_0) R$ แต่อย่างไรก็ตาม ในการก่อสร้างจริง ๆ แล้ว ระหว่างช่วงเวลาก่อนที่ผนังอุโมงค์จะถูกติดตั้ง เราถือว่ารับน้ำหนัก ณ จุด C แต่อย่างไรก็ตามเป็นไปได้ที่จะเกิดการ deformation ก่อนที่ ผนังอุโมงค์จะรับน้ำหนักได้เต็มที่เมื่อติดตั้งไปแล้ว ดังนั้น น้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะถูกรองรับครั้งแรกที่ จุด C

หลังจากที่ผนังอุโมงค์ถูกติดตั้ง ค่าน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะเพิ่มขึ้นตามเวลาและลักษณะของการก่อสร้าง จะสังเกตได้ว่าจะเพิ่มขึ้นมากหรือน้อยนั้นจะมีลักษณะเป็นกราฟเส้นตรง ในช่วงเวลาหนึ่ง ดังรูปที่ 3.26



รูปที่ 3.26 กราฟความสัมพันธ์ของระยะเวลากับน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load)

ค่าสูงสุดของน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะขึ้นอยู่กับ ชนิดของดิน ดังแสดงในรูป 3.25 แต่ในที่สุดแล้วน้ำหนักแนววงแหวนนี้ ก็จะมีค่าน้อยกว่าสถานะเริ่มแรกอยู่ดี (ที่จุด A) และที่สำคัญจะน้อยกว่าค่า $P_z = \gamma Z$ (น้ำหนักในแนวตั้ง)

อย่างไรก็ตาม เราสมมุติให้น้ำหนักดิน (soil load) เท่ากับค่าน้ำหนักเต็มพิภด (Full overburden pressure) เพราะเพื่อความปลอดภัย ดังคำกล่าวของ Deer et al ว่าการคำนวณอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต ถึง 100 ฟุต ใช้ผนังอุโมงค์คอนกรีต ความหนาอย่างน้อย 6 นิ้ว แต่ในการก่อสร้างจริงจำเป็นต้องหนากว่านี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{น้ำหนักแนววงแหวน } P_z = (\gamma Z) \cdot R$$

3.3.2.3 โมเมนต์ดัด (Bending Moment)

ในทางปฏิบัตินั้น ผนังของอุโมงค์จะมีลักษณะแข็งที่ยืดหยุ่น (Flexural Rigidity) ดังนั้นเป็นผลให้เกิด โมเมนต์ดัด (Bending Moment) เป็นฟังก์ชันของความแข็ง (lining Rigidity) และของการ deformation ของผนังอุโมงค์ ซึ่งสามารถประมาณโดยอาศัยประสบการณ์ที่ผ่านมาดังตารางที่ 3.5 แสดงการเกิดการบิดโก่งตัว (distortion) ของผนังอุโมงค์ในช่วงเวลานั้น ๆ จะเห็นได้ว่าการ distortion จะน้อยกว่า $\Delta R/R = 1\%$ และค่านี้จะอยู่ในระหว่าง 0.1 - 0.6 %

โดยปกติเพื่อความปลอดภัย เราสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดดังนี้

$$M(\max) = \frac{3EI}{Rm} \cdot \frac{\Delta R}{R} \quad (3.21)$$

เมื่อ E = Modulus of Elasticity of Lining

I = Moment of Inertia of Lining

R_m = Average radius of Lining

R = Radius of Lining

ΔR = Change in radius of Lining

3.3.2.4 การโก่งตัว (Buckling)

จากประสบการณ์ที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่า ความเสียหายของอุโมงค์ที่เกิดจากการ Buckling มีโอกาสเกิดขึ้นในกรณีที่มีการติดตั้งไม่ดี และ ผนังของอุโมงค์ไม่สัมผัสโดยสม่ำเสมอกับดินโดยรอบหรือการ grouting ไม่ถูกต้อง เงื่อนไขนี้ไม่เกี่ยวข้องกับ การออกแบบแต่ควรมีการระมัดระวังในการก่อสร้าง การโก่งตัว (Buckling) ก็มีโอกาสดังกล่าวในระดับที่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินหรือในบริเวณดินเหลว โดยเป็นผลมาจากแรงดันจากน้ำ ดังนั้นจำเป็นต้องออกแบบผนังของอุโมงค์เป็นแบบ แข็งเกร็ง (Rigid) โดยที่แรงดันส่วนเกินนี้มีค่าเท่ากับ

$$P_{cp} = (3EI / R^3) \cdot p \quad (3.22)$$

3.4. การออกแบบ Tunnel Lining ในดินอ่อน

เมื่อเราใช้หน้าตัดแบบวงกลม อุโมงค์ก็จะถูกกระทำในลักษณะของ ring ที่ฝังอยู่ในหินหรือในดินบางครั้ง ring จะถูกสร้างเป็น continuous structure หรืออาจจะสร้างเป็นแบบหลาย ๆ element เช่น segmented linings แรงดันที่เกิดจากหินหรือดินที่ล้อมรอบเป็นฟังก์ชันของคุณสมบัติของหินหรือดิน คือ ขนาดของอุโมงค์ และตำแหน่งเทียบกับผิวดิน และค่าความแข็งสัมพัทธ์ของอุโมงค์เทียบกับดินที่ล้อมรอบ อุโมงค์ ที่มีหน้าตัดขนาดเล็กในดินอ่อน จะมีพฤติกรรมเป็น rigid section ขณะที่อุโมงค์ขนาดใหญ่ในดินแข็งจะมีพฤติกรรมเป็น flexible section

หน้าตัดของอุโมงค์โดยปกติถูกออกแบบตามหนึ่งในหลักการพื้นฐานต่อไปนี้

1). ถือว่าอุโมงค์เสมือน ring ที่ถูกกระทำภายใต้ loadin diagram ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ ตำแหน่งของแรงกระทำและพารามิเตอร์ของดินรอบ ๆ อุโมงค์ และถือว่า ring อยู่ในดินที่มีความยืดหยุ่น ในกรณีนี้ ring ถูกสมมติให้ ring ถูกล้อมรอบด้วยดิน ในกรณีอื่น จะแบ่งหน้าตัดของอุโมงค์ออกเป็น ส่วน ๆ โดยเฉพาะส่วน tunnel crown อุโมงค์ถูกออกแบบบนพื้นฐานของสภาวะการเกิดการทรุดตัวที่จุดต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นจริง

2). ถือว่าอุโมงค์เสมือน ring ในดินที่มีความยืดหยุ่นต่อเนื่องโดยตลอด ภายใต้แรงกระทำแบบเดียวกับข้อ 1 ขั้นตอนต่อไปคือบรรลุแรงปฏิกิริยาของดินที่ล้อมรอบ สมมติให้ ring ฝังอยู่ในดินแบบสมบูรณ์

3). วิธี limit state design method ซึ่ง lining ถูกสมมติให้มี elastic hinges วิธีเช่นนี้สามารถใช้ขนาดโดยประมาณได้ อย่างไรก็ตามไม่สามารถใช้วิธีนี้ได้ ถ้าเกณฑ์การออกแบบไม่ยอมให้เกิดรอย crack เกิดขึ้นเลยแม้แต่ชนิดเดียว เช่น อุโมงค์ค้ำน้ำ

ในทางปฏิบัติ หลักการออกแบบต่าง ๆ จะให้ผลต่างกัน กระนั้นจำเป็นต้องรู้ผลของวิธีต่าง ๆ ที่ใช้ในกรณีเดียวกัน เพื่อประมาณอิทธิพลของข้อสมมุติต่าง ๆ ที่มีต่อผลการคำนวณ

เกณฑ์สำคัญ คือ maximum bending moment ในหน้าตัดอุโมงค์ แรงดัน normal hoop thrust ในหน้าตัดอุโมงค์แต่ละหลักการจะให้ผลแตกต่างกันไม่มากเท่าไร อย่างไรก็ตาม normal force เหล่านี้ มีผลสำคัญต่อการเลือกหน้าตัดอุโมงค์ขั้นสุดท้าย ให้จำใส่ใจไว้ว่า พารามิเตอร์ของดิน ซึ่งใช้กำหนดการออกแบบอุโมงค์จะไม่มีค่าที่ชัดเจนแน่นอน แต่จะมีค่าออกมาเป็นช่วง (range) เพราะอุโมงค์จะผ่านดินชนิดต่าง ๆ ซึ่งพารามิเตอร์ดินจะต้องเปลี่ยนแปลง ดังนั้นมันจำเป็นต้องรู้ผลต่าง ๆ บน final straining actions ในหน้าตัดอุโมงค์แบบต่าง ๆ

จะทำการเปรียบเทียบ 7 วิธีการต่าง ๆ ภายใต้ข้อสมมุติฐานเดียวกัน สำหรับการออกแบบอุโมงค์หน้าตัดวงกลม โดยมุ่งสนใจที่ bending moment เพราะองค์ประกอบนี้ คือสิ่งหนึ่งซึ่งต่างกันไปตามวิธีการต่าง ๆ ที่ใช้

ให้สังเกตว่าวิธีการออกแบบซึ่งให้คำตอบในฟังก์ชันของ vertical pressure ที่ tunnel crown และ horizontal pressure ที่ tunnel axis horizontal pressure ถูกสัมพันธ์กับ vertical pressure โดยสัมพันธ์ของแรงดันดินด้านข้าง (coefficient of lateral earth pressure) ซึ่งถูกต้องในกรณีของอุโมงค์ระดับลึก และอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็ก สำหรับกรณีอุโมงค์ขนาดใหญ่ เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ควรจะใช้สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างที่ปรับค่าแล้ว

3.4.1. Muir Wood's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมติว่า circular lining เกิด deformation เป็นรูปวงรีใน elastic ground และไม่คิด shear stress ระหว่าง lining กับ ดิน และสมมติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วย elastic ground แบบสมบูรณ์ดังในรูป 3.27 ในวิธีนี้ maximum bending moment ใน lining จะเป็นดังนี้

$$M_{max} = \pm \frac{P_0 r_o^2 \zeta EI (1 + \mu) (5 - 6\mu)}{6EI (1 + \mu) (5 - 6\mu) + 2\zeta^3 r_o^3 E_c} \quad (3.23)$$

ซึ่ง P_0 = excess pressure บนแกนแนวตั้ง P_v บน horizontal pressure intensity ที่แกนแนว นอน P_h ; $P_0 = P_v - P_h = P_v (1 - K_0)$

K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง

r_o = รัศมีถึงผิวด้านนอกของ lining

r = รัศมีถึงแนวแกนกลางของ lining

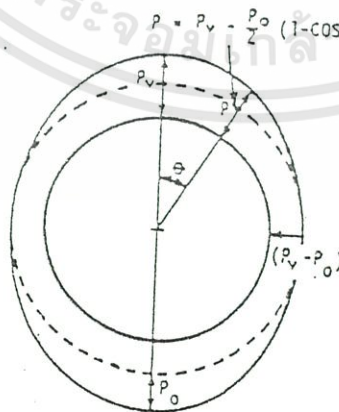
$\zeta = \frac{r}{r_o}$ = อัตราส่วนของรัศมี lining ที่แกนกลางกับรัศมีถึงผิวนอกของ lining

E = Young's Modulus of lining (แทนด้วย $\frac{E}{(1 + \mu_l^2)}$)

E_c = Young's Modulus ของดินหรือหิน

I = second moment of area ของ lining ต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์

μ, μ_l = Poisson's ratio สำหรับดิน และ lining ตามลำดับ



รูป 3.27 Muir Wood's method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil

ในกรณีของอุโมงค์ระดับลึกในดินอ่อน จะมีความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันในแนวตั้งกับแนวระดับ ซึ่งสัมพันธ์กับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง K_0 และจะเขียนสมการ (3.23) ได้ดังนี้ นำไปใช้ประโยชน์ด้านการคำนวณว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_{\max} = \pm P_v \frac{(1-\kappa_o)r_o^2(5-6\mu)}{6(5-6\mu) + \frac{2}{(1+\mu)} \cdot \frac{E_c r_o^3}{EI}} \quad (3.24)$$

ให้ แทน rigidity factor, $\alpha = \frac{E_c r_o^3}{EI}$ ในสมการข้างบนจะได้

$$M_{\max} = \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{1}{6 + \frac{2\alpha}{(1+\mu)(5-6\mu)}}$$

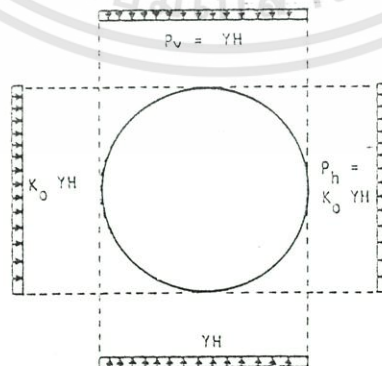
ในกรณีของ $\mu = 0.4$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{1}{6 + 0.55\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \beta_M \end{aligned} \quad (3.25)$$

ซึ่ง β_M = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ตามสมการของ Muir Wood ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ rigidity factor α และ Poisson's ratio ของดิน

3.4.2. Peck et al's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานการออกแบบอุโมงค์แบบ continuous solution โดยไม่มีการแยกประเภท lining เป็นแบบ flexible หรือ rigid เพราะการจัดแยกประเภทแบบนี้จะใช้เมื่อมีการสมมติว่าฟังก์ชันของคุณสมบัติของ lining และพฤติกรรม ความเค้น ความเครียดของดินรอบอุโมงค์ ในวิธีนี้จะสมมติว่าไม่เกิด shear stress บริเวณโดยรอบผิว lining ด้านนอก (extrados) สมการของ Buns และ Recharad สำหรับกรณีของ one-dimensional airblast loading สำหรับ protective structures ถูกปรับปรุงเพื่อให้ straining action ในกรณีของอุโมงค์ระดับลึก สมการเป็นดังต่อไปนี้ รูป 3.28



รูป 3.28

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6}(1-K_o)P_v r_o^2 b_2 \quad (3.26)$$

ซึ่ง $b_2 = 1+3a_2 - 4a_3$

$$a_2 = \frac{2F+1-2\mu}{2F+5-6\mu}$$

$$a_3 = \frac{2F+1}{2F+5-6\mu}$$

$$F = \frac{E_c / (1+\mu)}{6EI / (1-\mu_1^2) r_o^3}$$

ในกรณีขอบ segmented lining ค่าของ $1-\mu_1^2 = 1$

ดังนั้น

$$F = \frac{E_c / (1+\mu)}{6EI / r_o^3} = \frac{\alpha}{6(1+\mu)}$$

แทนค่าของ a_2 , a_3 , b_2 และ F ในสมการ (3.26) จะได้สมการ maximum bending moment ใน tunnel section ดังนี้

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\frac{\alpha}{3}(5-6\mu)(1+\mu)}$$

สมการนี้ควรต้องเปลี่ยนรูปใหม่ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบกับสมการ (3.24) ได้และเพื่อสามารถนำไปพล็อตกราฟได้

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{6(1-\mu)/(5-\mu)}{\frac{\alpha}{(5-6\mu)(1+\mu)} + 3}$$

$$= P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{12(1-\mu)/(5-6\mu)}{\frac{2}{(5-6\mu)(1+\mu)} + 3}$$

$$= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \beta_M \frac{12(1-\mu)}{(5-6\mu)} \quad (3.27)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หรือ

$$M_{\max} = \pm P_v(1-K_o)r_o^2 \cdot \beta_p \quad (3.28)$$

ซึ่ง β_p = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Peck et al's ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ rigidity factor และ Poisson's ratio ของดิน

$$\text{ให้สังเกตว่า} \quad \beta_p = \beta_M \cdot \frac{12(1-\mu)}{(5-6\mu)}$$

β_p เท่ากับ β_M คูณกับ แฟคเตอร์ G ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ μ เพียงอย่างเดียว ค่าของสัมประสิทธิ์ G นี้ อาจหาได้จากตารางข้างล่างนี้

ตาราง 3.6

μ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
สัมประสิทธิ์ G	2.4	2.45	2.53	2.63	2.77	3.0

3.4.3. Knud-Engelbreth-Sard vika's Method

วิธีนี้สามารถหา bending moment ใน lining ได้โดยปราศจาก การสมมติว่า lining เกิดการ distortion เป็นรูปวงรี จากวิธีของ Muir Wood ให้ active load กระทำบน lining สามารถคำนวณ bending moment โดยสูตรต่อไปนี้

$$M_{x-x} = -HI\zeta_o^2 \cdot \frac{3(5-\mu+(1-\mu)\zeta_2)}{3(5-\mu)+\zeta^4 r_o^3 E_c / EI} \cdot \cos 2\theta \cdot \frac{(1-K_o)}{4}$$

ฉะนั้น

$$M_{\max} = \pm P_v \frac{(1-K_o)}{4} \zeta_o^2 \frac{3(5-\mu+(1-\mu)\zeta_2)}{3(5-\mu)+\zeta^4 r_o^3 E_c / EI} \quad (3.29)$$

ซึ่ง ζ_2 คือ สัมประสิทธิ์ตัวหนึ่ง ซึ่งเป็นศูนย์สำหรับ maximum shear stress ที่ผิวด้านนอกของ lining ซึ่งในดิน คือ initial undeformed state ของ elastic equilibrium of the mass และ ζ_2 เท่ากับ 1 เมื่อ shear stress บน lining เท่ากับศูนย์ หรือในอีกแง่หนึ่งคือ lining จะต้องถูก check ทั้ง 2 กรณีของ $\zeta_2 = 0$ และ $\zeta_2 = 1.0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าพิจารณากรณีของ $\zeta_2 = 0$ จะได้สมการดังนี้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v \frac{(1-K_o)}{4} r_o^2 \cdot \frac{3(5-\mu)}{3(5-\mu)+\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{1}{4 + \frac{4\alpha}{3(5-\mu)}} \end{aligned} \quad (3.29)$$

เมื่อ $\mu = 0.4$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \zeta \cdot \frac{1}{4 + 0.29\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \beta_E \end{aligned} \quad (3.30)$$

ซึ่ง β_E คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Englebreth ซึ่งขึ้นกับ rigidity factor α และ poisson's ratio ของดิน

เมื่อ $\zeta_2 = 1.0$;

$$M_{\max} = \pm P_v \frac{(1-K_o)}{4} r_o^2 \zeta \cdot \frac{3(5-\mu+1-\mu)}{3(5-\mu)+\alpha} \quad (3.31)$$

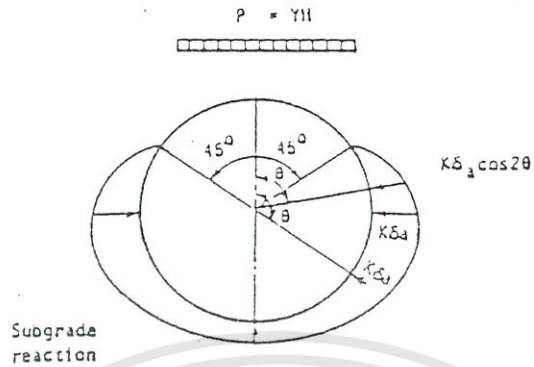
จัดรูปสมการใหม่เหมือนกับรูปแบบสมการ (3.29) จะได้

$$M_{\max} = \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \frac{1 + \frac{1-\mu}{5-\mu}}{4 + \frac{4\alpha}{3(5-\mu)}}$$

สำหรับ $\mu = 0.4$ จะได้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{1.136}{4 + 0.29\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \beta_E \cdot 1.136 \end{aligned} \quad (3.31)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.29 Zurabov-Bugaeva's method

3.4.4. Zurabov-Bugaeva's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานบนข้อสมมุติการแบ่ง zone โดยแบ่งเป็นส่วนของ tunnel crown แรงกระทำในแนวตั้งตามแนวอุโมงค์ ถูกสมมติให้กระจายจามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ อุโมงค์ถูกออกแบบโดยคิดเป็น ring ที่ล้อมรอบด้วยดินที่มีความยืดหยุ่น แรงปฏิกิริยาที่ดินถูกสมมุติให้มีรูปร่าง ดังรูป 3.29 ขนาดของผนังถูกกำหนดให้เหมาะสมทั้งสภาวะสมดุลย์ตามแนวตั้งและมีรูปแบบเฉพาะตามแนวผิวสัมผัส วิธีนี้จะถือว่าการหลุดตัวของดินและ lining มีค่าเท่ากันที่จุดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวนอนและแกนตั้ง สมการสำหรับ bending moment และ thrust ที่หน้าตัดต่างๆ จะถูกให้ไว้ใน Szechy, K: The art of tunnelling, Akademiakiado, Budapest 1967 วิธีนี้ไม่คิดผลกระทบเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง มันจะให้ค่า maximum bending moment ที่ tunnel crown ส่วนที่หน้าตัดอื่น จะมีค่า bending moment น้อยกว่า โดยสมการ maximum bending moment จะเป็นดังนี้

$$M_{max} = P_v r_o^2 (A_1 \delta + B_1 + C_1 n (1 + \delta)) \tag{3.32}$$

ซึ่ง $\delta = 2 - \frac{r_o}{r} = 2 - \zeta$

และ $n = \frac{1}{0.06416 + \frac{EI}{C r_o^4}}$

C คือ coefficient of subgrade reaction (สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน ซึ่งสัมพันธ์กับค่า Young's Modulus ของความยืดหยุ่นสำหรับดิน และอัตราปัวซอง โดยความสัมพันธ์เป็นดังนี้

$$C = \frac{E_c}{(1 + \mu) r_o}, \quad (\text{Gellerskin's}) \quad \text{หรือ}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$C = \frac{3E}{(1+\mu)(5-6\mu)r_0}, \quad (\text{Muir Wood's})$$

ค่า A_1 , B_1 , C_1 จะมีค่าแน่นอนสำหรับหน้าตัดต่าง ๆ ค่าที่ tunnel crown $A_1 = 0.1628$, $B_1 = 0.0872$, $C_1 = 0.0070$

ถ้าไม่คิดผลเนื่องจากความหนาอุโมงค์ กำหนด $\zeta = 1.0$ สูตรข้างต้นสามารถเขียนได้เป็น

$$M_{\max} = P_v r_0^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \frac{EI}{Cr_0^4}} \right] \quad (3.34)$$

แทนค่า C จาก Galerkin's equation จะได้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_v r_0^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \frac{EI(1+\mu)}{E_c r_0^3}} \right] \\ &= P_v r_0^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \alpha(1+\mu)} \right] \\ M_{\max} &= P_v r_0^2 \cdot \beta_B \end{aligned} \quad (3.34)$$

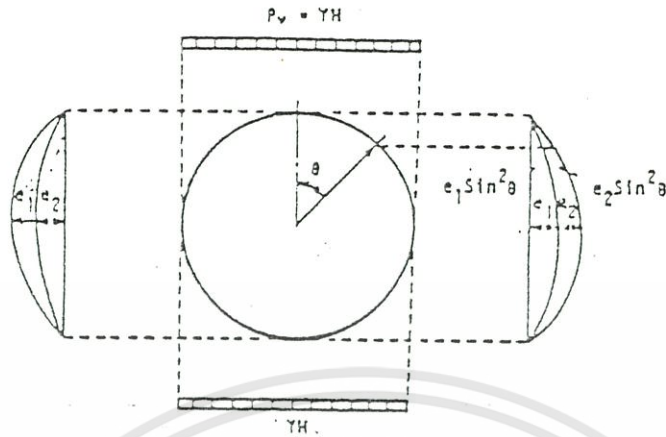
ซึ่ง β_B คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ ของ Bugaeva ขึ้นกับ Bugaeva's ratio ของดิน ในอีกแง่หนึ่ง คือ ฟังก์ชันของ $\lambda' = EI/Cr_0^4$ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่นิยาม tunnel rigidity เทียบกับดินรอบอุโมงค์

สมการ (3.34) ใช้ค่า rigidity factor เหมือนกับที่ใช้ใน 3 วิธีก่อน, α , หรือใช้ factor λ' (ซึ่งคืออีกรูปหนึ่งของ rigidity factor) ไม่ว่าสูตรจะใช้เพื่อแสดงความสัมพันธ์ของ the soil subgrade coefficient กับ Young's modulus ของดินเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะมีหลายวิธีในการหา แรงปฏิกิริยาของดิน จากค่า Young's modulus ของมัน และแต่ละค่าจะให้รูปแบบดังสมการ (3.34)

3.4.5. Davidov's Method

วิธีการนี้จะหาค่าสำหรับ subgrade reaction ตามแนวด้านข้างของอุโมงค์ในรูปฟังก์ชันตรีโกณกำลังสอง elastic embedment (ดินหรือวัสดุที่ใช้อุดช่องว่างระหว่าง lining กับดิน) จะถูกใส่ที่จุดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางแนวนอน และแรงกระทำในแนวตั้งบนอุโมงค์ถูกสมมุติให้กระจายอย่างสม่ำเสมอตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ lateral active earth pressure ถูกสมมุติให้มีรูปร่าง เหมือนกับ lateral earth resistance รูป 3.30

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.30 Davidov's method

วิธีนี้จะไม่คิด coefficient of subgrade reaction แต่จะคำนวณในการวิเคราะห์การทรุดตัวสำหรับ soil column H_i ในวิธีนี้แทนซึ่งนิยามค่า tunnel rigidity คือ $\frac{EI}{r_0^4} \cdot \frac{H_i}{E_o}$ แทนด้วย α

bending moment ในอุโมงค์จะคำนวณได้ดังนี้

$$M_{\max} = r_0^3 \cdot \left(\frac{P_v}{4} - \frac{19e_2}{96} \right) \tag{3.35}$$

ซึ่ง

$$e_2 = \frac{P_v r_0^4 / 14}{\frac{EI \cdot H_i}{E_o} + \frac{101}{1440} \cdot r_0^4}$$

ดังนั้น maximum bending moment หาได้จาก

$$M_{\max} = P_v r_0^2 \left\{ \frac{1}{4} - \frac{19}{96} \cdot \frac{1/14}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_o} + \frac{101}{1440}} \right\}$$

$$= P_v r_0^2 \left\{ 0.25 - \frac{0.0167}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_o} + 0.07} \right\} \tag{3.35}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า $EI.H_i / (r_o^4 E_o)$ ด้วย λ ซึ่งเป็นค่า rigidity factor ให้สังเกตว่าค่านี้จะเหมือนกับ α เพราะ H_i คือ แฟคเตอร์ของ r_o ดังนั้น

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_v r_o^2 \left(0.25 - \frac{0.0167}{\lambda + 0.07} \right) \\ &= P_v r_o^2 \cdot \beta_D \end{aligned} \quad (3.36)$$

ซึ่ง β_D คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Davidov ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ tunnel rigidity factor

3.4.6. Curtis et al's Method

วิธีนี้ bending moment ใน lining จะหาได้ในทำนองเดียวกับที่ได้พิจารณาในวิธีของ Muir Wood ซึ่งพิจารณาผลของ initial shear stresses ระหว่างดินกับ lining วิธีนี้ดัดแปลงมาจากวิธีของ Muir Wood bending moment ใน lining จะหาได้จากสูตร

$$M_{\max} = \pm \frac{P_v r_o^2}{4} \left[1 + Q_2 \frac{(3-2\mu)}{(3-4\mu)} \right] \quad (3.37)$$

ซึ่ง

$$Q_2 = \frac{E_c r_o^3}{12EI(1+\mu)}$$

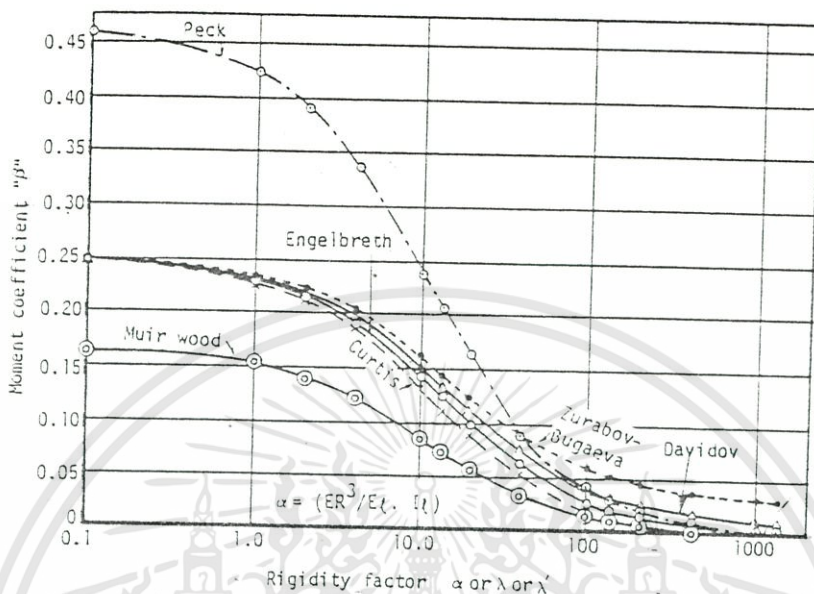
ในกรณีของ $\mu = 0.4$ จะได้สมการ maximum bending moment เป็นดังนี้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{P_v r_o^2}{4} + [1 + 0.0935\alpha] \\ &= P_v r_o^2 \cdot \beta_c \end{aligned} \quad (3.38)$$

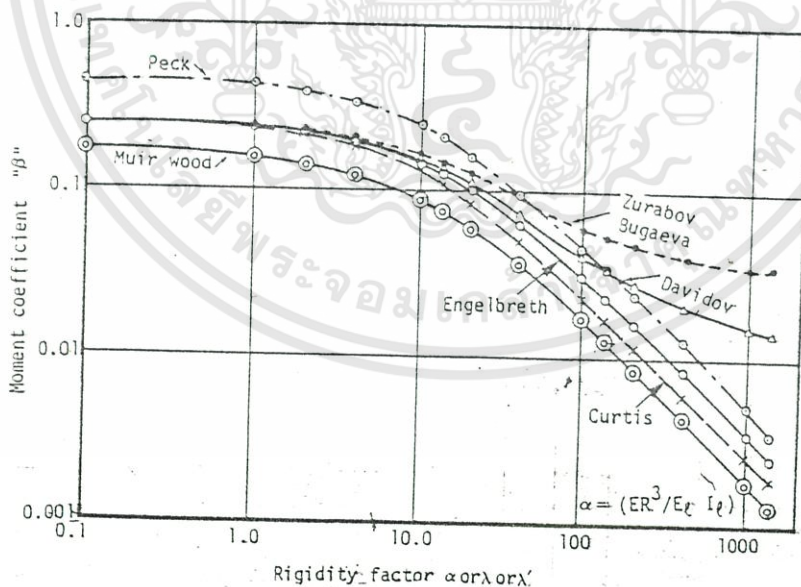
ซึ่ง β_c คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ตามวิธีของ Curtis et al's ซึ่งขึ้นกับค่า α และ อัตราส่วนปัวซองของดิน

สมการที่ใช้หา bending moment (3.25), (3.28), (3.31), (3.34), (3.36), (3.38) ตามวิธีการต่าง ๆ ที่กล่าวมา ซึ่งสามารถนำมาพล็อตเป็นกราฟ ดังรูป 3.31 และ รูป 3.32 แกนนอนของกราฟแทนค่า rigidity coefficient α , หรือ λ หรือ λ' ขณะที่แกนตั้งแทนสัมประสิทธิ์ โมเมนต์ β ให้สังเกตว่ามีข้อแตกต่างในสมการเหล่านี้โดยเฉพาะ สมการ (3.25), (3.28), (3.31) ซึ่งรวมแฟคเตอร์ $(1-K_o)$ เป็นตัวคูณทั่วไป ขณะที่ สมการ (3.34), (3.36), (3.38) ไม่มีเทอมนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.31 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ



รูป 3.32 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ให้สังเกตว่าความแตกต่างระหว่างค่า rigidity factors ของแต่ละสมการมีค่าไม่มากและอาจมีพารามิเตอร์ที่เหมือนกันใช้กับทุกวิธี และความแปรปรวน ใน bending moment จะมีค่าน้อยมากถือว่าตัดทิ้งไปได้

ให้สังเกตว่าความแปรปรวนใน rigidity factor coefficients มีค่าตั้งแต่ 0.1 ถึง 1,000 ซึ่งครอบคลุม practical range ของความแปรปรวนของพารามิเตอร์นี้ได้เป็นอย่างดี ดังนั้น range ของความแปรปรวนนี้ ถูกเลือกเพื่อให้เข้าใจอิทธิของพารามิเตอร์ น้อยอย่างลึกซึ้งซึ่งจะมีผลต่อ bending moments ในอุโมงค์ที่มีหน้าตัดรูปวงกลม

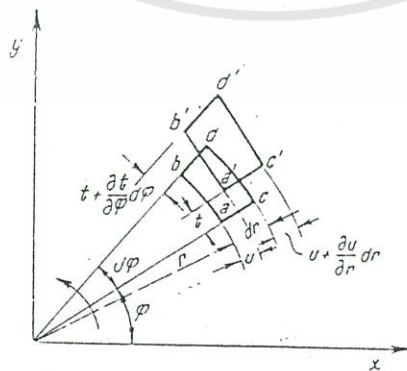
3.4.7. Bodrov-Gorelik's Method

วิธีนี้ประยุกต์มาจากทฤษฎี least potential energy (พลังงานศักย์น้อยที่สุด) ในการแก้ปัญหา elastically embedded circular section

เราจะทำการวิเคราะห์ circular section ดังในรูป 3.35 ซึ่งถูกกระทำโดย external forces ที่ทราบค่า เมื่อไรก็ตามที่ section เกิดการ deformation ในลักษณะโป่งออก จะเกิดแรงปฏิกิริยายึดหยุ่น ซึ่งจำทำหน้าที่เสมือน support อิสระเล็ก ๆ มากมาย ซึ่งมีขนาดเป็นสัดส่วนกับการ deformation (เป็นแรงอัด) deformation ของจุดต่าง ๆ บนอุโมงค์จะถูกแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ deformation แนวรัศมี แทนด้วย u , deformation แนวสัมผัสเส้นรอบวงแทนด้วย t



รูป 3.35 แรงภายนอกที่กระทำบน elastically embedded ring



รูป 3.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง radial displacement กับ tangential displacement

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่คิด deformation ซึ่งเกิดจาก shear forces และ normal forces สมการต่อไปนี้จะแสดงความสัมพันธ์ของ u กับ t

$$t = -\int u \cdot d\phi$$

ความถูกต้องของสมการนี้สามารถตรวจสอบดูได้จากรูป 3.36 คือ element abcd ของ tunnel section เปลี่ยนตำแหน่งใหม่เป็น $a'b'c'd'$ เนื่องจากเกิด deformation ดังนั้น deformation แนวเส้นสัมผัสที่เกิดขึ้น คือ

$$\begin{aligned}\varepsilon_\phi &= \frac{\Delta L}{L} = \frac{\overline{a'b'} - \overline{ab}}{ab} = \frac{\left[t + \frac{\partial \cdot d\phi}{\partial \phi} + (r+u)d\phi - t \right] - rd\phi}{rd\phi} \\ &= \frac{dt + ud\phi}{rd\phi} \\ \varepsilon_\phi &= \frac{1}{r} \frac{dt}{d\phi} + \frac{u}{r}\end{aligned}$$

สมมติว่าระยะยืดตัวในจุดที่ระบุ คือ $\varepsilon_\phi = 0$ เราจะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ t ดังนี้

$$\frac{1}{r} \frac{dt}{d\phi} = -\frac{u}{r}$$

$$t = \int ud\phi \quad (3.39)$$

BODROV และ GORELIK ได้นำทฤษฎี least potential energy มาประยุกต์ใช้ โดยแสดง การ deformation ในแนวรัศมีของหน้าตัด โดยใช้อนุกรม Fourier Series ดังสมการต่อไปนี้เป็น

$$u = \sum_{m=0}^m (a_m \cos m\phi + b_m \sin m\phi) \quad (3.40)$$

สมการข้างบน มุม ϕ คือ มุมที่ลากจากจุด x ในรูป 3.35 ไปยังตำแหน่งจุดที่วิเคราะห์ ขณะนี้

a_1, a_2, \dots, a_m และ b_1, b_2, \dots, b_m คือ ค่าคงที่ที่ไม่ทราบค่า

ในหลายกรณี tunnel section และ external load จะมีลักษณะสมมาตรกับแกนตั้ง ดังนั้นสมการสำหรับ u เทอมที่ 2 จะเป็นศูนย์ ดังนั้นจะได้สมการ radial deformation ดังนี้

$$u = \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi \quad (3.41)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ tangential deformation

$$t = \int -\sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi d\phi = -\sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi \quad (3.42)$$

พลังงานศักย์เต็มที (Π) (full potential energy) ของ tunnel section ประกอบด้วย 3 ส่วน คือ

1. งานเนื่องจาก external forces, T
2. งานการทรุดตัว (deformational work) เนื่องจาก internal forces, V_1
3. งานเนื่องจาก elastic reaction, V_2

$$\Pi = T - V_1 - V_2 \quad (3.43)$$

งานเนื่องจาก external forces

$$T = \int_{a_1}^{a_2} p_r u ds + \int_{a_1}^{a_2} p_t t ds$$

ซึ่ง p_r และ p_t = the radial and tangential components of the external pressure ตามลำดับ โดยแทนค่า u และ t จะได้ว่า

$$T = \int_{a_1}^{a_2} p_r r \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi d\phi + \int_{a_1}^{a_2} p_t r \sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi d\phi \quad (3.44)$$

เครื่องหมายของงานจะเป็นบวกหรือลบ ขึ้นกับว่าเครื่องหมายของ deformation และ force เหมือนกันหรือไม่

deformation work ที่กระทำโดย internal forces

$$V_1 = \frac{1}{2} \int_0^{2\pi} \frac{M^2}{EJ} ds \quad (3.45)$$

ซึ่ง M คือ โมเมนต์ของ external forces ที่กระทำกับอุโมงค์ ซึ่งสมการโมเมนต์สามารถแสดงในรูปของ deformation ของหน้าตัดได้ดังนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \left(\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right) \quad (3.46)$$

แทนค่าลงในสมการ (3.45) และให้ $ds = r d\phi$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_1 = \frac{EJ}{2r^3} \int_0^{2\pi} \left[\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right]^2 d\phi$$

แทน u ด้วยสมการ (3.41) และทำการอินทิเกรต

$$V_1 = \frac{EJ\pi}{2r^3} \sum_{m=1}^m (1-m^2)^2 \alpha_m^2 \quad (3.47)$$

งานเนื่องจาก elastic reactions

$$V_2 = -\frac{1}{2} \int_{\phi_1}^{\phi_2} Cu^2 ds \quad (3.48)$$

แทน u จากสมการ (3.41)

$$V_2 = -\frac{Cr}{2} \int_{\phi_1}^{\phi_2} \sum_{m=1}^m (\alpha_m \cos m\phi)^2 d\phi \quad (3.49)$$

ขอบเขตของการอินทิเกรต ϕ_1 และ ϕ_2 ในสมการข้างบนเรายังไม่ทราบค่า เพราะไม่รู้ว่ tunnel section จะเริ่มไปงออกที่ตำแหน่งใด

ในการออกแบบตำแหน่งของ ϕ_1 และ ϕ_2 จะต้องถูกประมาณก่อนล่วงหน้า ต่อมาเมื่อคำนวณผลออกมาแล้ว ถ้า deformation เท่ากับศูนย์ที่ตำแหน่ง ϕ_1 และ ϕ_2 จะต้องมีการตรวจสอบ ถ้ามีความผิดเพี้ยนมากจะต้องทำการคำนวณซ้ำโดยแทนขอบเขตการอินทิเกรตที่ถูกต้องใหม่

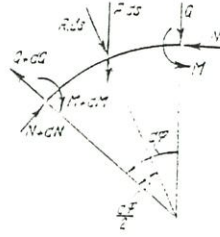
เนื่องจากสาเหตุดังกล่าวนี้ พลังงานศักย์ของหน้าตัดสามารถแสดงในรูป ซึ่งมีเพียงค่าคงที่

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m$ เป็นตัวไม่ทราบค่า ซึ่งกระทำโดยการประยุกต์ทฤษฎี least potential energy เพราะถ้าอนุพันธ์ย่อยของผลหาร (partial differential quotient) ของฟังก์ชันของพลังงานศักย์ ถูกคำนวณและให้เท่ากับศูนย์ จะได้ m สมการซึ่งมี $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m$ เป็นค่าคงที่

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \alpha_1} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \alpha_2} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \alpha_m} = 0 \quad (3.50)$$

การคำนวณสามารถให้ผลถูกต้องตามแต่ต้องการ ถ้ายังกำหนดจำนวน member พิจารณายังมากก็จะยิ่งให้ผลถูกต้องมากขึ้น โดยทั่วไปจำนวนของ member ที่พิจารณาที่น้อยที่สุดคือ 5 ถึง 6 member เมื่อหาค่า $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m$ ได้แล้ว การ deformation ของหน้าตัดที่จุดใด ๆ ก็สามารถหาได้จากสมการ (3.41) และ (3.42)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.37 Equilibrium diagram of the external forces

ค่าของแรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์คือ

$$q = -Cu = -C \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi \tag{3.51}$$

bending moment ที่จุดใด ๆ บนหน้าตัด

$$M = \frac{EJ}{r^2} \left(\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right)$$

แทน $\frac{d^2 u}{d\phi^2} = -\sum_{m=1}^m m^2 a_m \cos m\phi$ และจัดรูปสมการใหม่ดังนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \sum (1 - m^2) a_m \cos m\phi \tag{3.52}$$

shear force สามารถหาได้จาก

$$Q = \frac{dM}{ds} = \frac{EJ}{r^2} \frac{d}{rd\phi} \left[\sum (1 - m^2) a_m \cos m\phi \right] \tag{3.53}$$

normal stress สามารถหาได้ดังต่อไปนี้

ให้ external active และ reactive forces กระทำบน หน้าตัด ds ของส่วนโค้ง Pds radial component ของมัน คือ Rds จากสมการสมดุลย์แรงทุกแรงที่กระทำบนหน้าตัด ds รูป 3.37

$$Rds - N \left(\sin \frac{d\phi}{2} \right) 2 - dQ \cos \frac{d\phi}{2} = 0$$

$$\text{โดย } \sin \frac{d\phi}{2} \cong \frac{d\phi}{2}, \cos \frac{d\phi}{2} \cong 1$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ $ds = rd\phi$
 ดังนั้น $Rrd\phi - Nd\phi - dQ = 0$

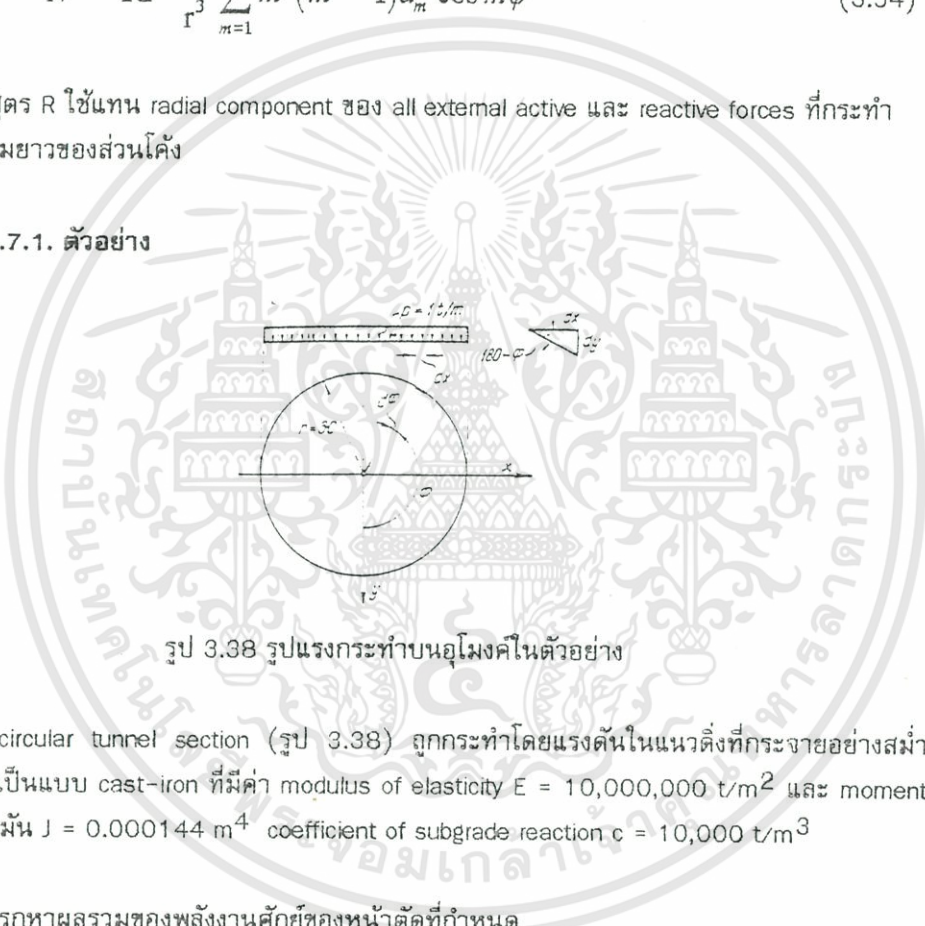
$$N = Rr - \frac{dQ}{d\phi}$$

แทนค่า Q จะได้

$$N = Rr - \frac{EJ}{r^3} \sum_{m=1}^m m^2(m^2 - 1) a_m \cos m\phi \quad (3.54)$$

ในสูตร R ใช้แทน radial component ของ all external active และ reactive forces ที่กระทำต่อหน่วยความยาวของส่วนโค้ง

3.4.7.1. ตัวอย่าง



รูป 3.38 รูปแรงกระทำบนอุโมงค์ในตัวอย่าง

ให้ circular tunnel section (รูป 3.38) ถูกกระทำโดยแรงดันในแนวตั้งที่กระจายอย่างสม่ำเสมอ lining เป็นแบบ cast-iron ที่มีค่า modulus of elasticity $E = 10,000,000 \text{ t/m}^2$ และ moment of inertia ของมัน $J = 0.000144 \text{ m}^4$ coefficient of subgrade reaction $c = 10,000 \text{ t/m}^3$

ขั้นแรกหาผลรวมของพลังงานศักย์ของหน้าตัดที่กำหนด

1. งานที่กระทำโดย external forces

$$T = \int \left(P_r \sum_{m=1}^m a \cos m\phi \right) d\phi + \int \left(P_r \sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi \right) d\phi$$

ในการคำนวณ จำนวน member ในสมการควรใช้ $m = 5$

$$pdx = pds \cos(180^\circ - \phi),$$

$$dsp_r = pdx \cos(180^\circ - \phi) = pds \cos^2 \phi$$

$$dsp_t = pdx \sin(180^\circ - \phi) = -pds \sin \phi \cos \phi$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในสมการพลังงาน เครื่องหมายของงานจะเป็นบวกหรือลบ ขึ้นกับว่าทิศทางการเคลื่อนตัว กับแรงเหมือนหรือต่างกัน

$$T = - \int_{\phi=\pi/2}^{3\pi/2} p \cos^2 \phi r (a_1 \cos \phi + a_2 \cos 2\phi + a_3 \cos 3\phi + a_4 \cos 4\phi + a_5 \cos 5\phi) d\phi$$

$$- \int p \cos \phi \sin \phi r \left(a_1 \sin \phi + \frac{1}{2} a_2 \sin 2\phi + \frac{1}{3} a_3 \sin 3\phi + \frac{1}{4} a_4 \sin 4\phi + \frac{1}{5} a_5 \sin 5\phi \right) d\phi$$

$$T_1 = - pr \int_{\pi/2}^{3\pi/2} (a_1 \cos^3 \phi + a_2 \cos^2 \phi \cos 2\phi + a_3 \cos^2 \phi \cos 3\phi + a_4 \cos^2 \phi \cos 4\phi$$

$$+ a_5 \cos^2 \phi \cos 5\phi) d\phi + pr \int_{\pi/2}^{3\pi/2} \left(a_1 \cos \phi \sin^2 \phi + \frac{a_2}{2} \cos \phi \sin \phi \sin 2\phi \right.$$

$$\left. + \frac{a_3}{3} \cos \phi \sin \phi \sin 3\phi + \frac{a_4}{4} \cos \phi \sin \phi \sin 4\phi + \frac{a_5}{5} \cos \phi \sin \phi \sin 5\phi \right) d\phi$$

ทำการแยกอินทิเกรตทีละตัว

$$\int \cos^3 \phi d\phi = \left[\frac{\sin 3\phi}{12} + \frac{3 \sin \phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{-3}{4}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 2\phi d\phi = \left[\frac{\sin 4\phi}{16} + \frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{\pi}{4}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 3\phi d\phi = \int \cos \phi \cdot \cos \phi \cdot \cos 2\phi d\phi$$

$$= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 4\phi + \cos 2\phi) d\phi$$

$$= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 4\phi + \cos \phi \cos 2\phi) d\phi$$

$$= \frac{1}{4} \int [(\cos 5\phi + \cos 3\phi) + (\cos 3\phi + \cos \phi)] d\phi$$

$$= \int \frac{\cos 5\phi}{4} d\phi + \int \frac{\cos 3\phi}{2} d\phi + \int \frac{\cos \phi}{4} d\phi$$

$$= \left[\frac{\sin 5\phi}{20} + \frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin \phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{-4}{5}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 4\phi d\phi = \int \cos \phi \cdot \cos \phi \cdot \cos 4\phi d\phi$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
&= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 5\phi + \cos 3\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 5\phi + \cos \phi \cos 3\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{4} \int [(\cos 6\phi + \cos 4\phi) + (\cos 4\phi + \cos 2\phi)] d\phi \\
&= \int \frac{\cos 6\phi}{4} d\phi + \int \frac{\cos 4\phi}{2} d\phi + \int \frac{\cos 2\phi}{4} d\phi \\
&= \left[\frac{\sin 6\phi}{24} + \frac{\sin 4\phi}{8} + \frac{\sin 2\phi}{8} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = 0
\end{aligned}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 5\phi d\phi = \left[\frac{\sin 5\phi}{10} + \frac{\sin 7\phi}{28} + \frac{\sin 3\phi}{8} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = +\frac{4}{105}$$

$$\int \sin^2 \phi \cos \phi d\phi = \left[\frac{\sin^3 \phi}{3} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = -\frac{2}{3}$$

$$\int \cos \phi \sin \phi \sin 2\phi d\phi = \left[\frac{\phi}{4} - \frac{\sin 4\phi}{16} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{\pi}{4}$$

$$\int \cos \phi \sin \phi \sin 3\phi d\phi = \left[\sin^2 \phi - \frac{4 \sin^5 \phi}{5} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = -\frac{2}{5}$$

$$\begin{aligned}
\int \cos \phi \sin \phi \sin 4\phi d\phi &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 3\phi - \cos 5\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 3\phi - \cos \phi \cos 5\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{2} \int \left[\frac{1}{2} (\cos 4\phi + \cos 2\phi) - \frac{1}{2} (\cos 6\phi + \cos 4\phi) \right] d\phi \\
&= \frac{1}{4} \left[\int \cos 2\phi d\phi - \int \cos 6\phi d\phi \right] \\
&= \left[\frac{\sin 2\phi}{8} - \frac{\sin 6\phi}{24} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = 0
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\int \cos \phi \sin \phi \sin 5\phi &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 4\phi - \cos 6\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 4\phi - \cos \phi \cos 6\phi) d\phi \\
&= \frac{1}{2} \int \left[\frac{1}{2} (\cos 5\phi + \cos 3\phi) - \frac{1}{2} (\cos 7\phi \cos 5\phi) \right] d\phi \\
&= \frac{1}{4} \int \cos 3\phi d\phi - \frac{1}{4} \int \cos 7\phi d\phi
\end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \left[\frac{\sin 3\phi}{12} - \frac{\sin 7\phi}{28} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{10}{105}$$

ดังนั้นงานที่ทำโดย external force;

$$\begin{aligned} T_1 &= -pr \left[-\frac{4}{3}a_1 + \frac{\pi}{4}a_2 - \frac{4}{5}a_3 + \frac{4}{105}a_5 \right] - pr \left[-\frac{2}{3}a_1 + \frac{\pi}{8}a_2 - \frac{2}{15}a_3 + \frac{2}{105}a_5 \right] \\ &= pr \left(2a_1 - \frac{3\pi}{8}a_2 + \frac{2}{5}a_3 - \frac{2}{35}a_5 \right) \end{aligned}$$

2. งานที่ทำโดย internal forces

$$V_1 = -\frac{EJ\pi}{2\pi^3} \left[\sum_{m=1}^m (1-m^2)^2 a_m^2 \right]$$

แทนค่า

$$V_1 = \frac{-EJ\pi}{2r^3} (9a_2^2 + 64a_3^2 + 225a_4^2 + 576a_5^2)$$

3. งานที่ทำโดย reaction

$$V_2 = -\frac{Cr}{2} \int_{\phi_1}^{\phi_2} \sum_{m=1}^m (a_m \cos \phi m)^2 d\phi$$

$$\begin{aligned} V_2 &= -\frac{Cr}{2} \left[\int_{\phi_1}^{\phi_2} a_1^2 \cos^2 \phi d\phi + 2a_1a_2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 2\phi d\phi + 2a_1a_3 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 3\phi d\phi \right. \\ &+ 2a_1a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 4\phi d\phi + 2a_1a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 5\phi d\phi + a_2^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi d\phi \\ &+ 2a_2a_3 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 3\phi d\phi + 2a_2a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 4\phi d\phi + 2a_2a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 5\phi d\phi \\ &+ a_3^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 3\phi d\phi + 2a_3a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 3\phi \cos 4\phi d\phi + 2a_3a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 3\phi \cos 5\phi d\phi \\ &\left. + a_4^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 4\phi d\phi + 2a_4a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 4\phi \cos 5\phi d\phi + a_5^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 5\phi d\phi \right] \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทำการอินทิเกรต

$$\begin{aligned}
 V_2 = & -\frac{Cr}{2} \left[a_1^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin^2 \phi}{2} \right) + 2a_1a_2 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 3\phi}{6} \right) + 2a_1a_3 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 4\phi}{8} \right) \right. \\
 & + 2a_1a_4 \left(\frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin 5\phi}{10} \right) + 2a_1a_5 \left(\frac{\sin 4\phi}{8} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + a_2^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 4\phi}{8} \right) \\
 & + 2a_2a_3 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 5\phi}{10} \right) + 2a_2a_4 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + 2a_2a_5 \left(\frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin 7\phi}{14} \right) \\
 & + a_3^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + 2a_3a_4 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 7\phi}{14} \right) + 2a_3a_5 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 8\phi}{16} \right) \\
 & \left. + a_4^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 8\phi}{10} \right) + 2a_4a_5 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 9\phi}{18} \right) + a_5^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 10\phi}{20} \right) \right]_{\phi_1}^{\phi_2}
 \end{aligned}$$

สมมติว่า deformation เป็นศูนย์ที่ตำแหน่ง

$$\phi_2 = \frac{3\pi}{4} \text{ และ } \phi_1 = -\frac{3\pi}{4}; \quad \phi_2 - \phi_1 = \frac{3\pi}{2}$$

แทนค่าขอบเขตของการอินทิเกรต

$$\begin{aligned}
 V_2 = & -\frac{Cr}{2} (1.8562a_1^2 + 1.8856a_1a_2 - a_1a_3 + 0.18856a_1a_4 + 0.3333a_1a_5 + 2.35619a_2^2 \\
 & + 1.1337a_2a_3 - 0.6667a_2a_4 + 0.26937a_2a_5 + 2.52285a_3^2 + 1.21218a_3a_4 \\
 & - a_3a_5 + 2.35619a_4^2 + 1.57135a_4a_5 + 2.2561a_5^2)
 \end{aligned}$$

และพลังงานศักย์เท่ากับ

$$\begin{aligned}
 \Pi = & pr \left(2a_1 - \frac{3\pi}{8}a_2 + \frac{2}{5}a_3 - \frac{2}{35}a_5 \right) - \frac{EJ\pi}{2r^3} (9a_2^2 + 64a_3^2 + 225a_4^2 + 576a_5^2) \\
 & - \frac{Cr}{2} (1.8562a_1^2 + 1.88562a_1a_2 - a_1a_3 + 0.18836a_1a_4 + 0.3333a_1a_5 \\
 & + 2.35619a_2^2 + 1.13137a_2a_3 - 0.6667a_2a_4 + 0.26937a_2a_5 + 2.52286a_3^2 \\
 & + 1.2121a_3a_4 - a_3a_5 + 2.35619a_4^2 + 1.57135a_4a_5 + 2.2562a_5^2)
 \end{aligned}$$

หาอนุพันธ์ย่อยของสมการพลังงานและให้เท่ากับศูนย์

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = 2pr - \frac{Cr}{2} (2 \times 1.85619a_1 + 1.88562a_2 - a_3 + 0.18856a_4 + 0.3333a_5) = 0$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = & -pr \times 1.17809 - \frac{EJ\pi}{r^3} 9a_2 - \frac{Cr}{2} (1.88562a_1 + 4.71239a_2 + 1.13137a_3 \\
 & - 0.66667a_4 + 0.26937a_5) = 0
 \end{aligned}$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_3} = 0.4pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 64a_3 - \frac{Cr}{2} (-a_1 + 1.13137a_2 + 5.0457a_3 + 1.121218a_4 - a_5) = 0$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_4} = -\frac{EJ\pi}{r^3} 225a_4 - \frac{Cr}{2} (0.18856a_1 + 0.6667a_2 + 1.21218a_3 + 4.71239a_4 + 1.571348a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_5} = -0.05714pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 6a_5 - \frac{Cr}{2} (0.3333a_1 + (0.26937a_2 - a_3 + 1.57135a_4 + 4.51239a_5)) = 0$$

ให้ $\pi EJ = D$ แทนค่าและจัดรูปใหม่

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + \frac{4}{C} = 0$$

$$-1.8856a_1 - (4.71289 + 18D)a_2 + 11.13137a_3 + 0.6667a_4 - 0.26937a_5 - \frac{2.3562}{C} = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - (5.0457 + 128D)a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + \frac{0.8}{C} = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21216a_3 - (4.71289 + 450D)a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26987a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - (4.51239 + 1152D)a_5 - \frac{0.11428}{C} = 0$$

$$D = \frac{\pi EJ}{Cr^4} = \frac{3.1416 \times 10,000,000 \times 0.000144}{10,000 \times 3^4} = 0.005585$$

$$\frac{1}{C} = 0.0001$$

จะได้

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + 0.00040 = 0$$

$$-1.8856a_1 - 4.81292a_2 - 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - 0.0002356 = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - 5.76061a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + 0.00008 = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21218a_3 - 7.22366a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26937a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - 10.94638a_5 - 0.00001142 = 0$$

สมการข้างบนสามารถแก้โดยวิธี Gauss elimination method ได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$a_1 = +0.00021561 \quad a_2 = -0.00016114$$

$$a_3 = +0.00009282 \quad a_4 = -0.000038319 \quad a_5 = +0.00001036$$

ตอนนี้สามารถหาค่าโมเมนต์และแรงปฏิกิริยาได้แล้ว

สมการสำหรับแรงปฏิกิริยา คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_4} = -\frac{EJ\pi}{r^3} 225a_4 - \frac{Cr}{2} (0.18856a_1 + 0.6667a_2 + 1.21218a_3 + 4.71239a_4 + 1.571348a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_5} = -0.05714pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 6a_5 - \frac{Cr}{2} (0.3333a_1 + (0.26937a_2 - a_3 + 1.57135a_4 + 4.51239a_5)) = 0$$

ให้ $\pi EJ = D$ แทนค่าและจัดรูปใหม่

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + \frac{4}{C} = 0$$

$$-1.88562a_1 - (4.71289 + 18D)a_2 - 11.13137a_3 + 0.6667a_4 - 0.26937a_5 - \frac{2.3562}{C} = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - (5.0457 + 128D)a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + \frac{0.8}{C} = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21216a_3 - (4.71289 + 450D)a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26987a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - (4.51239 + 1152D)a_5 - \frac{0.11428}{C} = 0$$

$$D = \frac{\pi EJ}{Cr^4} = \frac{3.1416 \times 10,000,000 \times 0.000144}{10,000 \times 3^4} = 0.005585$$

$$\frac{1}{C} = 0.0001$$

จะได้

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + 0.00040 = 0$$

$$-1.8856a_1 - 4.81292a_2 - 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - 0.0002356 = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - 5.76061a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + 0.00008 = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21218a_3 - 7.22366a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26937a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - 10.94638a_5 - 0.00001142 = 0$$

สมการข้างบนสามารถแก้โดยวิธี Gauss elimination method ได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$a_1 = +0.00021561 \quad a_2 = -0.00016114$$

$$a_3 = +0.00009282 \quad a_4 = -0.000038319 \quad a_5 = +0.00001036$$

ตอนนี้สามารถหาค่าโมเมนต์และแรงปฏิกิริยาได้แล้ว

สมการสำหรับแรงปฏิกิริยา คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$Q = -C \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi$$

$$= -2.156 \cos \phi + 1.611 \cos 2\phi - 0.928 \cos 3\phi + 0.3832 \cos 4\phi - 0.1036 \cos 5\phi$$

ค่าของแรงปฏิกิริยา ที่คำนวณโดยสมการข้างบนเป็นดังรูป 3.39 ขนาดของการทรุดตัวแนวรัศมีเป็นสัดส่วนกับแรงปฏิกิริยา ค่าของการทรุดตัวที่ตำแหน่งที่ไม่มีแรงปฏิกิริยาถูกแสดงด้วยเส้นประดังรูป

หาโมเมนต์จากสมการต่อไปนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^m (1-m^2) a_m \cos m\phi$$

แทนค่า a_1, a_2, a_3, a_4, a_5

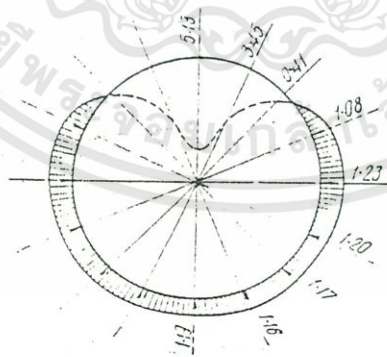
$$M = 0.07735 \cos 2\phi - 0.11882 \cos 3\phi + 0.09196 \cos 4\phi - 0.03977 \cos 5\phi$$

ค่าโมเมนต์แสดงไว้ในรูป 3.40

ขั้นตอนต่อไป คือตรวจสอบการทรุดตัวที่ตำแหน่งที่สมมติไว้ตอนแรก คือ $\phi = 3\pi/4 = 135^\circ$ ว่าเป็นศูนย์หรือไม่

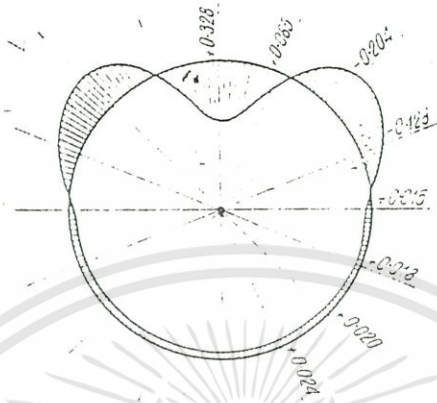
$$u = a_1 \cos \phi + a_2 \cos 2\phi + a_3 \cos 3\phi + a_4 \cos 4\phi + a_5 \cos 5\phi = -0.0041 \text{ cm}$$

เมื่อค่านี้ไม่สามารถพิจารณาว่าเป็นศูนย์ ค่าของแรงปฏิกิริยา และโมเมนต์ที่คำนวณได้ก็ถูกพิจารณาว่าเป็นค่าโดยประมาณ ความถูกต้องของคำตอบสามารถปรับปรุงได้โดยการเพิ่มจำนวน member ที่พิจารณาในสมการพลังงาน และโดยการสมมติตำแหน่งที่การทรุดตัวเป็นศูนย์อย่างถูกต้อง



รูป 3.39 แสดงการกระจายแรงปฏิกิริยาที่คำนวณได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.40 โมเมนต์ไดอะแกรม ของ elastically embedded ring girder



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

การออกแบบ Lining สำหรับอุโมงค์ใต้ดิน ใน ดินกรุงเทพ (Lining Design for Bangkok Subsoil Tunnels)

4.1 แนวเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดิน และตำแหน่งพิจารณา

4.1.1. แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน ได้ใช้เส้นทางที่พิจารณาโดยกลุ่ม METRO 2000 โดยโครงการสายระบบขนส่งมวลชนใต้ดินนี้ จะไปตามถนน ซอย และคลอง โดยระบบนี้สามารถครอบคลุมใจกลางเมืองกรุงเทพ และที่ไกล ๆ ออกไปได้

การสร้างระบบโครงข่ายนี้ จะแบ่งเป็น 2 เฟส คือ เฟสที่ 1 และเฟสที่ 2 ซึ่งจะมีความยาวอุโมงค์ทั้งสิ้นอย่างน้อย 168 กม. ในขั้นแรกควรสร้างเฟสแรกก่อน โดยแบ่งเป็นเฟสย่อย ๆ 7 เฟส ดังนี้

เฟสที่ 1 จะมีระบบขนส่งใต้ดินยาวประมาณ 100 กม. รูปแบบของระบบนี้ต้องมีเส้นทางที่สำคัญมาก คือ CENTRAL RING ROUTE และในเฟสที่ 1 ยังมี DIVERGENT ROUTES อีก 6 เส้นทางด้วย

แนวเส้นทางของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินของกลุ่ม METRO 2000 มีดังต่อไปนี้

1. CENTRAL RING

จะไปตามแนวทางโดยเริ่มจาก ถนนวิฑูร์บริเวณข้างสวนลุมพินี เข้าทางถนนพระรามที่ 4 แล้วไปหัวลำโพง เข้าถนนเจริญกรุง ถนนราชดำเนินนอก ถนนอุทองอิน เลี้ยวเข้าถนนราชวิถี ผ่านอนุสาวรีย์ชัยสมรภูมิ ไปถนนราชวิถี ผ่านสถานีรถไฟมักกะสัน แล้วกลับมาที่ถนนวิฑูร์ที่สถานีเริ่มต้น โดยเส้นทางนี้มีความยาวทั้งสิ้น 14 กม.

2. DIVERGENT ROUTE 1

เริ่มจากจุดใกล้สถานีวงเวียนใหญ่ ตามถนนกรุงธนบุรี ถนนสีลม ถนนราชดำเนิน ถนนราชปรารภ ผ่านอนุสาวรีย์ชัยสมรภูมิ สิ้นสุดที่ถนนพหลโยธิน มีความยาวทั้งสิ้น 15 กม.

3. DIVERGENT ROUTE 2

เริ่มจากถนนสุขุมวิท ซอย 77 ไปตามถนนสุขุมวิท เข้าถนนเพลินจิต ถนนพระรามที่ 1 ถึงถนนหลานหลวงที่แยกจักรพรรดิพงษ์ ไปตามถนนหลานหลวง ถนนราชดำเนินกลาง ผ่านแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณสะพานสมเด็จพระปิ่นเกล้า ถนนพระปิ่นเกล้าตัดใหม่ไปสถานีขนส่งสายใต้ใหม่ มีความยาวทั้งสิ้น 16 กม. และมีหลายจุดที่ตัด DIVERGENT หลายเส้น และตัด CENTRAL RING ด้วย

4. DIVERGENT ROUTE 3

เริ่มจากฝั่งตะวันตกของแม่น้ำเจ้าพระยาใกล้กับสถานีรถไฟบางกอกน้อยฝั่งธนบุรี ผ่านถนนเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อีสระภาพ ถนนลาดหญ้า ถนนสี่พระยา ถนนพญาไท อนุสาวรีย์ชัยสมรภูมิ ถนนดินแดง ถนนรามคำแหง ถนนสุขาภิบาล 3 มีความยาวทั้งสิ้น 24 กม.

5. DIVERGENT ROUTE 4

เริ่มจาก ทางเหนือของกรุงเทพที่ถนนพิบูลย์สงคราม ไปตามถนนประชาราษฎร์ ถนนสามเสน ถนนจักรพงษ์ ซ้ำแม่น้ำเจ้าพระยาที่บริเวณข้างสะพานพระพุทธยอดฟ้า เข้าสู่ถนนประชาธิปไตย ผ่านวงเวียนใหญ่ ถนนตากสิน ถนนสุขสวัสดิ์ มีความยาวทั้งสิ้น 15 กม.

6. DIVERGENT ROUTE 5

เริ่มจากทางเหนือของจุดตัดของถนน รัชดาภิเษกตัดกับถนนลาดพร้าว ไปตามถนนรัชดาภิเษก ถนนเพชรบุรีตัดใหม่ ไปตามถนนอโศก ไปถนนพระรามที่ 4 ผ่านสนามมวยลุมพินี สิ้นสุดที่ CENTRAL RING ใต้สวนลุมพินี มีความยาวทั้งสิ้น 12 กม.

7. DIVERGENT ROUTE 6

เริ่มจากใต้คลองบางซื่อจากถนนประชาราษฎร์ใกล้บางซื่อ ซ้ำ DIVERGENT ROUTE 1 และ DIVERGENT ROUTE 5 มีความยาวทั้งสิ้น ประมาณ 7 กม.แต่ก็ยังมีเส้นทางที่ 6 ไว้เลือกอีก หนึ่ง เส้นทาง

8. DIVERGENT ROUTE 6 (Alternative)

เริ่มจากถนนจรัญสนิทวงศ์ข้ามถนนประชาราษฎร์ 1 ถนนบางกระบือ ไปตามถนนทหาร ซ้ำถนนพระรามที่ 5 ถนนเตชะวานิช แล้วไปตามถนนประดิษฐ์ข้าม DIVERGENT ROUTE 1 แล้วไปตามถนนสุทธิสารวินิจฉัย ถนนอินทามระ มีความยาวทั้งสิ้น 8 กม.

PHASE TWO

ในเฟสที่ 2 นี้จะมีเส้นทางแหวนรอบนอกเพิ่มเข้ามา ทำให้ระบบขนส่งมวลชนกรุงเทพมหานครยิ่งขึ้น

1. OUTER RING

เริ่มจากถนนรัชดาภิเษกในเขตยานนาวา ซ้ำแม่น้ำเจ้าพระยาข้าง ๆ สะพานกรุงเทพ ดิ่งไปตามถนนมไหสวรรค์ ถนนท่าพระ ถนนตากสิน ถนนจรัญสนิทวงศ์ ซ้ำแม่น้ำเจ้าพระยาครั้งที่ 2 ทางด้านเหนือของสะพานพระรามที่ 6 ดิ่งไปทางถนนวงศัวสว่าง ถนนรัชดาภิเษก แล้ววกกลับไปถนนลาดพร้าวไปตามถนนศรีนครินทร์ และพัฒนาการ-บางนา และสิ้นสุดเมื่อตัดกับถนนสุขุมวิทที่ซอย 103

4.1.2 ตำแหน่งที่พิจารณา

1.เลือกพิจารณาจุดบนแนวทาง DIVERGENT ROUTE 2 บนถนนสุขุมวิทซอย 77 ถึงถนนเพลินจิต ซึ่งอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 6.60 เมตร มีความหนา 0.40 เมตร

คุณสมบัติของดิน (BH-1)

Liquid limit = 88.0 %

Plastic limit = 27.3 %

Plastic Index = 60.7 %

Water Content = 20.0 %

ซึ่งอ่านค่ามาจากระดับ 21 เมตร จากภาคผนวก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. เลือก พิจารณาจุดบนแนวทาง DIVERGENT ROUTE 5 บนถนนรัชดาภิเษก บริเวณ จุดตัดของถนนรัชดาภิเษก กับ ถนนลาดพร้าว ถึงจุดตัดของถนนอโศก กับ ถนนพระรามที่ 4 ซึ่งอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 6.60 เมตร มีความหนา 0.40 เมตร

คุณสมบัติของดิน (BH-1)

Liquid limit	=	53.6 %
Plastic limit	=	18.8 %
Plastic Index	=	34.8 %
Water Content	=	24.4 %

ซึ่งอ่านค่ามาจากระดับ 21 เมตร จากภาคผนวก

3. เลือก พิจารณาจุดบนแนวทาง DIVERGENT ROUTE 1 บนถนนสีลม ซึ่งอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 6.60 เมตร มีความหนา 0.40 เมตร

คุณสมบัติของดิน (BH-1)

Liquid limit	=	85.4 %
Plastic limit	=	24.9 %
Plastic Index	=	60.5 %
Water Content	=	20.5 %

ซึ่งอ่านค่ามาจากระดับ 21 เมตร จากภาคผนวก

ซึ่งที่เราเลือกพิจารณาตามเส้นทางที่กล่าวมาเพราะมีความแตกต่างของคุณสมบัติดินแต่ละที่เพื่อที่จะได้ใช้ในการคำนวณ โมเมนต์ที่กระทำต่อ Lining ของอุโมงค์ ในบริเวณที่ได้พิจารณาดังกล่าวมาข้างต้นนี้

4.2 การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพ

กรุงเทพเป็นเมืองหลวงที่ตั้งอยู่ในบริเวณลุ่มแม่น้ำ และใกล้แนวชายฝั่งทะเล ทำให้สภาพดินเป็นลักษณะดินอ่อน (Soft Ground) โดยมีรายละเอียดดังที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.1 การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินสามารถเป็นไปได้ เนื่องจากเทคโนโลยีปัจจุบันมีความปลอดภัยโดยที่สภาพของดินเป็นอุปสรรคเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ซึ่งสามารถแก้ไขได้

ผนังของอุโมงค์ในดินกรุงเทพ สามารถออกแบบด้วยทฤษฎีและวิธีการหลายวิธีโดยนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบ เพื่อหาค่าที่เหมาะสมที่สุด โดยคำนึงถึง

1. ความปลอดภัยที่เป็นที่ยอมรับ
2. การก่อสร้างและสภาพดิน
3. ความคุ้มค่าที่สุดและประหยัดที่สุด

4.2.1 อุโมงค์และคุณสมบัติของดินกรุงเทพที่ใช้ในการออกแบบ

การออกแบบอุโมงค์ได้พิจารณาตามเส้นทางที่ได้กำหนดไว้โดย บริษัทเมโทร 2000 ตามที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 4.1 โดยสรุปขนาดและความลึกของอุโมงค์ที่ใช้ในการออกแบบดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 6.60 เมตร
(Internal Diameter)

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 7.00 เมตร
(External Diameter)

ความหนาของผนังอุโมงค์ 0.40 เมตร
(Thickness of Lining)

ความลึกถึงระดับผิวบนของอุโมงค์ 21 เมตร
(Depth of Crown)

การออกแบบผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining Design) จะพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์ที่ยังใช้กันอยู่ในปัจจุบัน 3 ชนิดด้วยกัน คือ

1. ผนังอุโมงค์เหล็กหล่อ (Cast Iron Lining)
2. ผนังอุโมงค์เหล็กกล้า (Steel Lining)
3. ผนังอุโมงค์คอนกรีต (Concrete Lining)

โดยคุณสมบัติทางกลดังตารางที่ 4.1 ซึ่งได้มาจาก Specification ของอุโมงค์ที่เคยก่อสร้างไปแล้วในอดีต

ผนังอุโมงค์	Young's Modulus (Pa)	Poisson's Ratio	สถานที่เคยก่อสร้าง
เหล็กหล่อ (Spheroidal graphite)	169×10^9	0.275	อุโมงค์วิคตอเรีย กรุงลอนดอน
เหล็กกล้า	200×10^9	0.280	อุโมงค์ใต้ดิน ซานฟรานซิสโก
คอนกรีต	26×10^9	0.20	อุโมงค์รถไฟ ฮ่องกง

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางกลของอุโมงค์ที่เลือกใช้

สำหรับในกรุงเทพ สามารถเลือกใช้ได้ทั้งสามชนิดทั้งนี้ขึ้นอยู่กับราคาและความเชี่ยวชาญของบริษัทที่รับเหมาก่อสร้าง ในการออกแบบจะใช้อุโมงค์ทั้งหมดคำนวณเพื่อให้ได้ผลเปรียบเทียบทางเทคนิคและวิศวกรรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนคุณสมบัติของดินกรุงเทพฯที่ใช้ในการออกแบบ จะใช้ค่าคุณสมบัติของดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ดังต่อไปนี้

Properties		
Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest	K_0	0.72 (AHMED,1972)
Young's Modulus for Stiff Clay	E_c	12.5 MPa (AIT Report 1978-81)
Unit weight of Stiff Clay	γ	17 KPa (Average)
Poisson's ratio for ground	μ	0.40

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการออกแบบ

4.2.2 การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ

การออกแบบได้นำทฤษฎีและวิธีการที่เป็นที่ยอมรับในปัจจุบัน 6 วิธีด้วยกันคือ

1. วิธีการของ Muir Wood
2. วิธีการของ Peck
3. วิธีการของ Knud-Engelbreth-Sandvika
4. วิธีการของ Zurabov-Buggeva's
5. วิธีการของ Davidov
6. วิธีการของ Curtis

รายละเอียดของทฤษฎีเหล่านี้ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 3.4 โดยการออกแบบจะยึดถือตามสูตรของวิธีการต่าง ๆ เพื่อหาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดโดยที่

$$\text{Moment of area of lining (I)} = 136 \text{ m}^4$$

ณ ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown)

$$R_0 \text{ รัศมีถึงผนังภายนอก (Extrados)} = 3.50 \text{ m}$$

$$R \text{ รัศมีถึง Centroid} = 3.40 \text{ m}$$

$$\text{ค่า } \frac{R}{R_0} = 0.97$$

ผลจากการคำนวณและวิเคราะห์หอย่างละเอียดได้ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด และคุณสมบัติความแข็งแรงดังตารางต่อไปนี้

วิธีการของ Muir Wood

ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Bm	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.167	20,803
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.167	20,803
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.167	20,406

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่สมควรให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีการของ Peck

ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Bp	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.463	57,793
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.463	57,793
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.463	57,793

วิธีการของ Knud-Engelbreth-Sandwika

ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Be	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.242	30,269
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.242	30,269
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.242	30,267

วิธีการของ Zurabov-Buggaeva (C from Galerkin's equation)

ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Bb	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.25	111,448
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.25	111,448
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.25	111,448

วิธีการของ Davidov

ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Bd	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.245	109,220
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.245	109,220
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.245	109,220

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Bodrov-Gorelik's Method

TIME:10000 P1: -2.199 P2: 2.199 U:-0.000000000012

rad	M (t.m)	rad	Q (t)
0	8.093560682	0	-0.002333460
10	7.810120626	20	-0.002012786
20	6.979474670	40	-0.001136736
30	5.659581991	60	0.000051291
40	3.943037092	80	0.001226092
50	1.950392217	100	0.002062742
60	-0.178759852	120	0.002331449
70	-2.295521013	140	0.001958540
80	-4.251634962	160	0.001045495
90	-5.909771159	180	-0.000154286
100	-7.153602487	200	-0.001312803
110	-7.896201649	220	-0.002108617
120	-8.085752013	240	-0.002324955
130	-7.708813945	260	-0.001900113
140	-6.791533338	280	-0.000952835
150	-5.398257247	300	0.000257405
160	-3.626897979	320	0.001396561
170	-1.601585973	340	0.002150893
180	0.536051923	360	0.002313619

Press any key to continue.

ค่าโมเมนต์ดัดและแรงปฏิกิริยาสำหรับผนังอุโมงค์ เหล็กหล่อ

ที่คำนวณโดยวิธี Bodrov-Gorelik Method

Bodrov-Gorelik's Method

TIME:10001 P1: -2.199 P2: 2.199 U:-0.000000000000

rad	M (t.m)	rad	Q (t)
0	8.113694416	0	-0.000000197
10	7.829439477	20	-0.000000170
20	6.996591819	40	-0.000000096
30	5.673507364	60	0.000000004
40	3.952891918	80	0.000000104
50	1.955305467	100	0.000000174
60	-0.179285216	120	0.000000197
70	-2.301313754	140	0.000000166
80	-4.262093970	160	0.000000088
90	-5.924238028	180	-0.000000013
100	-7.171282915	200	-0.000000111
110	-7.915850758	220	-0.000000178
120	-8.105771222	240	-0.000000196
130	-7.727736969	260	-0.000000161
140	-6.808236083	280	-0.000000081
150	-5.411696100	300	0.000000022
160	-3.635969702	320	0.000000118
170	-1.605478386	340	0.000000182
180	0.537505498	360	0.000000196

Press any key to continue.

ค่าโมเมนต์ดัดและแรงปฏิกิริยาสำหรับผนังอุโมงค์ เหล็กกล้า

ที่คำนวณโดยวิธี Bodrov-Gorelik Method

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Bodrov-Gorelik's Method

TIME:10001	P1: -2.199	P2: 2.199	U: -0.000000000000
rad	M (t.m)	rad	Q (t)
0	8.113683093	0	-0.000001519
10	7.829428550	20	-0.000001309
20	6.996582055	40	-0.000000740
30	5.673499446	60	0.000000034
40	3.952886402	80	0.000000798
50	1.955302738	100	0.000001342
60	-0.179284966	120	0.000001517
70	-2.301310542	140	0.000001274
80	-4.262088022	160	0.000000680
90	-5.924229761	180	-0.000000101
100	-7.171272906	200	-0.000000854
110	-7.915839711	220	-0.000001372
120	-8.105759909	240	-0.000001513
130	-7.727726185	260	-0.000001236
140	-6.808226582	280	-0.000000620
150	-5.411688547	300	0.000000167
160	-3.635964627	320	0.000000909
170	-1.605476145	340	0.000001400
180	0.537504748	360	0.000001505

Press any key to continue.

ค่าโมเมนต์ดัดและแรงปฏิกิริยาสำหรับผนังอุโมงค์ คอนกรีต

ที่คำนวณโดยวิธี Bodrov-Gorelik Method

วิธีการของ Curtis

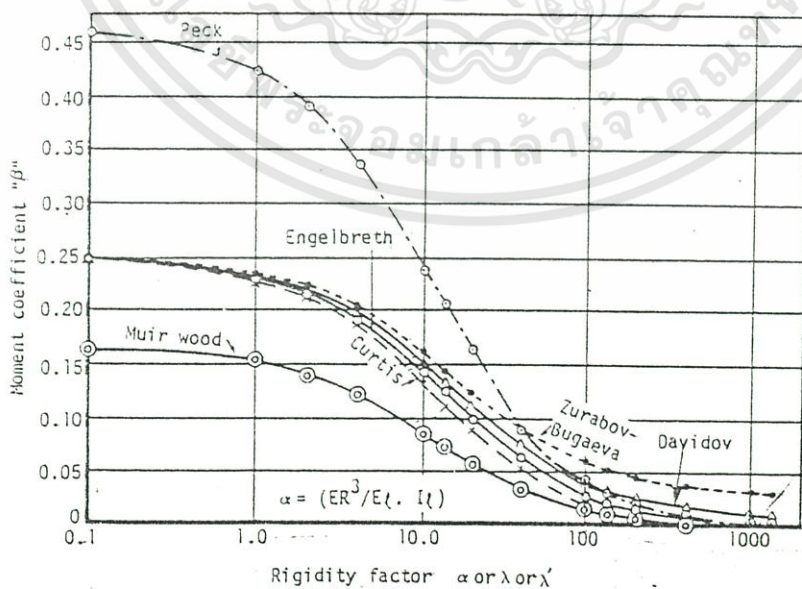
ผนังอุโมงค์	Rigidity factor , α	Bc	Mmax (k.m)
เหล็กหล่อ	1.947×10^{-4}	0.25	111,451
เหล็กกล้า	1.645×10^{-4}	0.25	111,450
คอนกรีต	1.265×10^{-3}	0.25	111,462

4.2.3 เปรียบเทียบและวิเคราะห์

จากผลการวิเคราะห์และคำนวณในแต่ละวิธีจะได้ค่าที่แตกต่างกัน ซึ่งเราจะสามารถเขียนกราฟความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ ดังรูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2

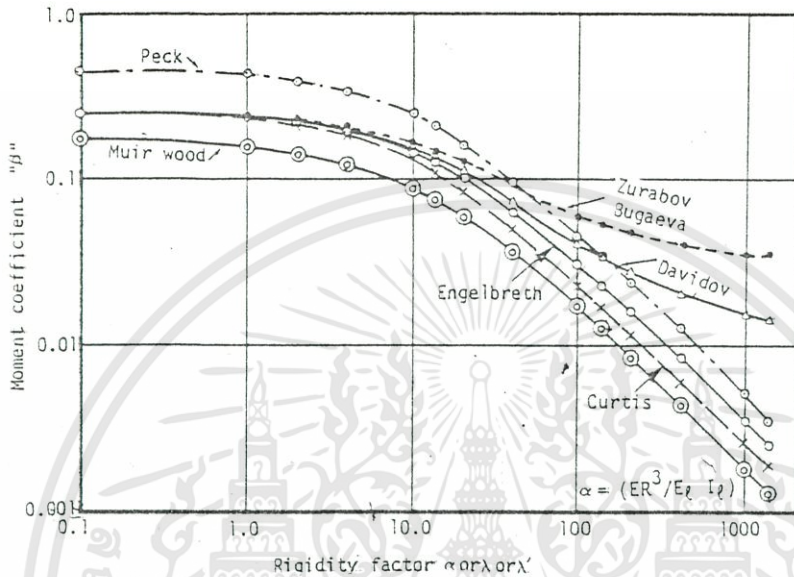
นอกจากนี้การลอกแบบผนังอุโมงค์กลม (Circular Tunnel) ทำให้สังเกตได้ถึงความสัมพันธ์ต่างๆ ทั้งคุณสมบัติของดิน, ความแข็งแรง, ค่าโมเมนต์แรงอัด โดยสรุปได้ดังนี้

1. เราไม่สามารถกำหนดขอบเขตของความยืดหยุ่นกับความแข็งแรงได้ ดังนั้นการออกแบบจึงถือว่า ผนังอุโมงค์มีความแข็งแรง เนื่องจากสะดวกในการคำนวณออกแบบแต่อย่างไรก็ตาม ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ตัดในผนังอุโมงค์ กับค่าความแข็งแรง (Rigidity Factor) $\alpha, \lambda, \lambda'$ รวมทั้งค่า EI ของอุโมงค์ และค่า E_c ของดินที่ใช้ในการออกแบบ เราพบว่า ค่า E และ r มีอิทธิพลต่อค่าโมเมนต์ตัดมากกว่าค่าความแข็งแรง หากอุโมงค์มีความยืดหยุ่นก็จะทำให้ค่า โมเมนต์ตัดลดลง แต่ในอัตราที่ไม่มากนัก 2. จากการออกแบบพบว่าค่าคุณสมบัติของดินที่สำรวจอาจไม่คงที่หรือแน่นอนดังนั้น รูปที่ 4.1 และรูปที่ 4.2 ช่วยให้เราถึงแนวโน้มของโมเมนต์ตัด หากต้องเปลี่ยนแปลงค่าคุณสมบัติของดินในกรณีอื่น ๆ



รูป 4.1. ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์ โมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.2. ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์ โมเมนต์

3. จากรูปความสัมพันธ์ที่เราสังเกตเห็นได้ว่าการเปลี่ยนแปลงของค่าความแข็งเกร็ง (Rigidity Factor) ในขอบเขตช่วง 1 ถึง 100 ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์คัตอย่างมากมาย แต่ถ้าหากค่าความแข็งเกร็ง อยู่นอกขอบเขตนี้จะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์คัตเล็กน้อยมาก

4. การหาค่าโมเมนต์คัตโดยใช้วิธีการของ Peck และการคำนวณโดยใช้วิธีการของ Muir Wood มีความสัมพันธ์กันคือ $B_p = B_m G$ ซึ่งค่า G นี้เป็นส่วนประกอบหรือฟังก์ชันของ Poisson's ratio ซึ่งสังเกตเห็นได้จากรูปความสัมพันธ์ แสดงเส้นกราฟของ Muir Wood จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าโมเมนต์คัตน้อย แต่เส้นกราฟของ Peck จะเปลี่ยนแปลงลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจาก Peck ไม่ได้อ้างอิงจากทฤษฎีแรงซึ่งเป็นวงรีเหมือน Muir Wood

5. ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่คำนวณด้วยวิธีของ Engelbreth และวิธีของ Curtis มีความใกล้เคียงกันมากที่สุด (โมเมนต์คัตแตกต่างกันเพราะ Engelbreth ได้พิจารณาว่า $(1-k_0)$ Curtis ไม่พิจารณา)

6. การพิจารณาค่า k_0 (The lateral earth pressure) จะใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน แต่ถ้าหากเป็นดินที่มีความมั่นคงหรือหินแล้ว ค่าตัวแปรนี้ไม่จำเป็นต้องใช้ในการคำนวณ

7. การเขียนการแสดงความสัมพันธ์นี้มีประโยชน์อย่างยิ่งในการพิจารณาและตรวจสอบการคำนวณหาค่าโมเมนต์แรงคัตที่เกิดขึ้นในหน้าคัตของอุโมงค์

8. สังเกตได้ว่าค่าโมเมนต์คัตจะมีค่ามากมายถึงจากที่เราคำนวณโมเมนต์คัตที่กระทำต่อส่วนยอดของอุโมงค์ (crown) ซึ่งมีความยาวถึง 1 ใน 4 ของเส้นรอบรูปผิวผนังอุโมงค์ แต่ถ้าหากเราแบ่งเป็นชิ้นส่วน (Segments) ย่อย ๆ ก็จะมีค่าลดลง เนื่องจากค่า EI ลดลงนั่นเอง แต่อย่างไรก็ตามจะต้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พิจารณาในเรื่องการประกอบชิ้นส่วน และจุดต่อทุกจุดให้ถูกต้อง

9. ระดับความลึกของอุโมงค์มีผลต่อค่าโมเมนต์ดัด เนื่องจากมีความสัมพันธ์กับค่าตัวแปรและคุณสมบัติของดิน รวมทั้งขนาดแรงด้วย

10. การเปรียบเทียบชนิดของผนังอุโมงค์ (Type of Linings) ทั้ง 3 ชนิด จะให้ค่าโมเมนต์ดัดเกือบจะเท่ากัน แสดงว่าชนิดของผนังอุโมงค์แทบจะไม่มีผลในการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดเลย แต่จะมีผลโดยตรงต่อการก่อสร้างและการติดตั้ง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

โปรแกรมช่วยคำนวณ

TN1

5.1. วัตถุประสงค์ของการเขียนโปรแกรม

1. โปรแกรมนี้เขียนขึ้นเพื่อช่วยในการคำนวณสูตรต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์ของหน้าตัดอุโมงค์
2. เพื่อให้บุคคลผู้สนใจสามารถนำโปรแกรมนี้ไปประยุกต์ใช้ได้
3. เพื่อเป็นแนวทางการศึกษาวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ต่อไป

5.2. หลักการ

1. โปรแกรมนี้ได้รวบรวมสูตรการคำนวณออกแบบอุโมงค์ในดินอ่อนและดินทั่วไป 4 สูตร คือ Peck et al's method, Knud-Engelbreth-Sard vika's method, Curtis et al's method และ Bodrov-Gorelik's method เขียนออกมาเป็นโปรแกรมโดยใช้ภาษา C

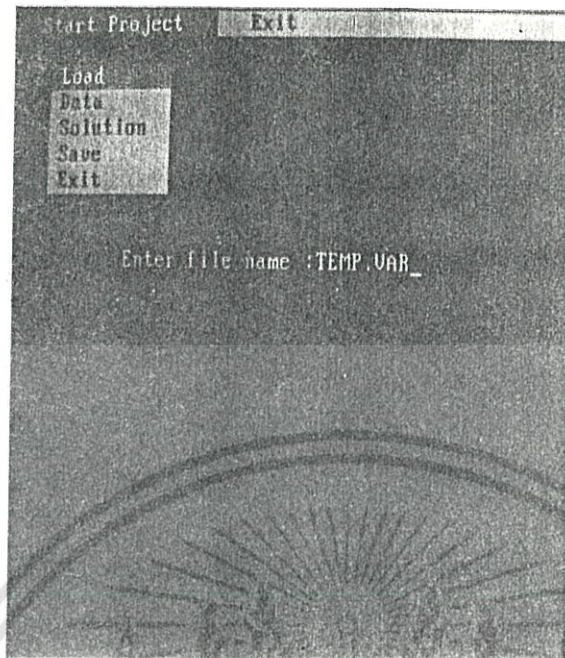
2. ตัวโปรแกรมจะประกอบด้วยไฟล์ menu.c เป็นโปรแกรมหลัก ซึ่งเป็นส่วนของหน้าจอเมนูตัวเลือก บันทึกข้อมูลที่ป้อน คำนวณผลที่ได้จากวิธีการทั้ง และทำหน้าที่เรียกใช้โปรแกรมย่อยต่าง ๆ ไฟล์ method1.c ทำหน้าที่คำนวณผลโดยวิธีของ Peck et al's method ไฟล์ method2.c ทำหน้าที่คำนวณผลโดยวิธีของ Knud-Engelbreth-Sard vika's method ไฟล์ method3.c ทำหน้าที่คำนวณผลโดยวิธีการของ Curtis et al's method ไฟล์ method4.c ทำหน้าที่คำนวณผลโดยวิธีการของ Bodrov-Gorelik's method ไฟล์ variable.h ใช้นิยามตัวแปรในโปรแกรม ไฟล์ lsvar.c สำหรับแก้สมการเมตริกมิติ 5x5 คำนวณสูตรย่อยต่าง ๆ

3. สำหรับสูตรของ Bodrov Gorelik's จะแบ่งหน้าตัดอุโมงค์ออกเป็น 5 element ซึ่งจะให้ผลคำนวณมีความถูกต้องมากพอสมควร สำหรับการอินทิเกรตและการหาอนุพันธ์ย่อยจะทำออกมาเป็นสูตรสำเร็จก่อนเข้าสู่สูตรในโปรแกรม ส่วนการแก้ปัญหาเมตริกใช้หลักการ Row reduce method แก้ปัญหา ในสูตรใช้ค่าเริ่มต้น $\phi_2 = 179\pi/180$ และ $\phi_1 = -179\pi/180$ และนำค่าส.ป.ส. a ที่หาได้ไปคำนวณ ตรวจสอบว่า ทำให้ ค่า $u = 0$ เท่ากับศูนย์หรือไม่ ถ้าไม่ ให้ปรับค่า ϕ_2 และค่า ϕ_1 ลดลงทีละ $0.00001\pi/180$ จนกว่าจะได้ค่า u น้อยกว่า ศูนย์ จึงนำค่าส.ป.ส. a ไปคำนวณหาค่าโมเมนต์และ ค่าแรงปฏิกิริยา

5.3 วิธีการใช้โปรแกรม

1. เข้าสู่โปรแกรมโดยเรียกไฟล์ Tn1.exe
2. หลังจากเข้าสู่โปรแกรมแล้วจะแสดงหน้าจอ MENU ซึ่งจะมี 2 ตัวเลือก ดังรูป 5.1 คือ
 - Start Project : ป้อนข้อมูลและคำนวณหาค่าจากสูตรทั้ง 4 สูตร
 - Exit : ออกไปที่ dos

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 5.1 แสดงการ load ไฟล์จากเมนูตัวเลือก

คือ 3. ให้เลือกเมนู StartProject เพื่อเข้าสู่การป้อนข้อมูล และ แสดงการคำนวณ ซึ่งมี MENU ย่อย

- Load : เรียกไฟล์ข้อมูล นามสกุล .Var เพื่อทำการแก้ไข
- Data : เพื่อทำการป้อนข้อมูลหรือแก้ไขข้อมูลเบื้องต้น
- Solution : ป้อนข้อมูลสำหรับสูตรต่าง ๆ และคำนวณหาค่าโมเมนต์
- Save : จัดเก็บข้อมูลและค่าต่าง ๆ ในไฟล์นามสกุล .Var
- Exit : ออกจาก เมนู Start Project ไปที่ Main Menu

4. สำหรับการเรียกข้อมูลออกมาแก้ไขให้เลือกเมนู Load และทำการป้อนไฟล์ที่จัดเก็บเอาไว้ ต่อจากนั้นเลือกเมนู data เพื่อทำการแก้ไขข้อมูล

- สำหรับการเริ่มป้อนข้อมูลชุดใหม่ให้เลือกเมนู data เลย

5. ในเมนู data จะให้ ป้อนค่าจำนวน หน้าตัดอุโมงค์ที่จะทำการคำนวณ (Number of Section) ต่อจากนั้นให้ป้อนข้อมูลเบื้องต้นแต่ละตัว โดยหน้าตัดแรกแทนด้วย 01 หน้าตัดที่ 2 แทนด้วย 02

- หน่วยของข้อมูลเบื้องต้นที่ป้อนต้องเป็นเช่นเดียวกับที่ใหในวงเล็บ
- สำหรับการคำนวณค่าโดยสูตรของ Bodrov-Gorelik ค่า K_0 ไม่ต้องใช้คำนวณสามารถป้อนเป็นค่าศูนย์หรือค่าอื่น ๆ ได้

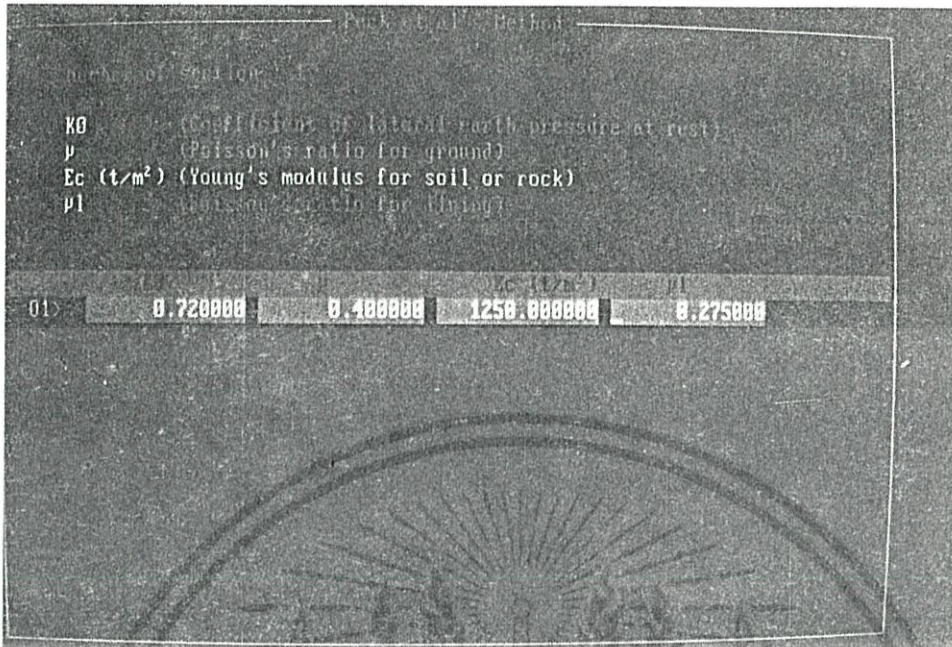
- สำหรับการคำนวณค่าโดยสูตรของ Bodrov-Gorelik จะไม่คิดความหนาของอุโมงค์ ดังนั้นค่า r_2 จะเท่ากับ $r_0 - 0.0000001$

- การคำนวณสูตรของ Bodrov-Gorelik จะใช้เวลาการคำนวณมาก ค่า P_1 และ P_2 เป็นค่ามุมของการ deformation วัดจาก แนว tunnel invert

6. การจัดเก็บข้อมูล ทำโดยการเลือกเมนู Save โดยใส่ชื่อไฟล์ (ไม่เกิน 8 ตัวอักษร) นามสกุล .Var

7. การออกจากโปรแกรม โดยการกด คีย์ Esc หรือ เลือกเมนู Exit

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 5.2 แสดงการป้อนข้อมูลในวิธี ของ Peck et al.'s method

Bodrov-Gorelik's Method

TIME: 10001	P1: -2.199	P2: 2.199	PR: 0.000000000000
0	7.951564045	0	0.000000001
10	7.675004075	20	0.000000001
20	6.859370697	40	0.000000001
30	5.562235323	60	0.000000000
40	3.875365563	80	0.000000001
50	1.916356308	100	0.000000001
60	-0.125768573	120	0.000000001
70	-2.256179034	140	0.000000001
80	-4.178503368	160	0.000000001
90	-5.808040516	180	0.000000000
100	-7.078635651	200	0.000000001
110	-7.760600609	220	0.000000001
120	-7.946796245	240	0.000000001
130	-7.576176214	260	0.000000001
140	-6.674709100	280	0.000000001
150	-5.205758858	300	0.000000000
160	-3.564659004	320	0.000000001
170	-1.573930834	340	0.000000001
180	0.826036335	360	0.000000001

รูป 5.3 แสดงค่าตอบที่คำนวณได้โดยวิธี ของ Bodrov-Gorelik

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.4. ข้อจำกัดของโปรแกรม

1. สำหรับวิธีของ Curtis et al's method ไม่เหมาะที่จะใช้คำนวณหาค่าอุโมงค์ในดินอ่อน เพราะวิธีการนี้ไม่ได้นำเอาค่า ส.ป.ส. ของแรงดันดินด้านข้าง มาใช้คำนวณด้วย
2. ในสูตรของ Bodrov-Gorelik ให้ค่า โมเมนต์ออกมามีความละเอียดสูงมาก สามารถใช้ได้กับอุโมงค์ในดินทุกประเภทแต่ไม่เหมาะกับไซโนอุโมงค์ที่ไม่ยอมให้เกิดรอยร้าวแม้แต่น้อย
3. ค่าที่คำนวณออกมาได้ในแต่ละวิธีขึ้นอยู่กับข้อมูลดินที่มีอยู่ และ ข้อมูลดินที่ใช้ในสูตรต่าง ๆ มีผลต่อค่าโมเมนต์มากน้อยต่างกัน การเลือกใช้จึงขึ้นอยู่กับเกณฑ์การพิจารณาว่าจะเลือกพิจารณาจาก soil parameter ใดเป็นเกณฑ์



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6

บทสรุปและข้อเสนอแนะจากโครงการพิเศษ

6.1 บทสรุป

1) ด้านการสำรวจและศึกษา คุณสมบัติของดินกรุงเทพฯในระดับที่จะก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน แสดงให้เห็นว่า อยู่ในระดับดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ซึ่งสามารถทำการขุดเจาะอุโมงค์ได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากเทคโนโลยีในปัจจุบันสามารถขุดเจาะภายใต้สภาวะดินลักษณะนี้ได้

2) ตลอดเส้นทางการสำรวจไม่พบอุปสรรคในการก่อสร้างและออกแบบ เนื่องจากสภาพดินกรุงเทพฯมีระดับที่สม่ำเสมอ และเป็นดินเนื้อเดียวกันตลอดระดับที่ทำการศึกษาดังนั้น จึงไม่มีปัญหาการออกแบบและก่อสร้าง เพราะคุณสมบัติดินและปัจจัยองค์ประกอบทางกลศาสตร์ของดินไม่เปลี่ยนแปลงตลอดเส้นทาง

3) สภาพการทรุดตัวของดินไม่มีผลต่ออุโมงค์ใต้ดินเนื่องจากการทรุดตัว (consolidation) จะอยู่ในระดับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และใกล้ถึงจุดสุดท้ายของการทรุดตัวแล้ว จึงมีอัตราต่ำลงเรื่อยๆ ขณะที่อุโมงค์ใต้ดินก่อสร้างอยู่ในระดับลึกคือ 21 เมตร จากผิวดิน จึงไม่เกิดการกระทบกระเทือน

4) ผนังอุโมงค์ใต้ดินจากการศึกษาและจากตัวอย่างที่เคยก่อสร้างมาในหลายประเทศ พบว่ามีข้อแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับ ชนิดของดิน หรือหิน รวมทั้งทรัพยากรภายในประเทศที่มีอยู่แล้ว ซึ่งส่งผลให้มีค่าใช้จ่ายลดต่ำลง สำหรับกรุงเทพฯสามารถเลือกใช้ได้ทั้งเหล็กหล่อ เหล็กกล้า และคอนกรีต แต่แนวโน้มในปัจจุบันเทคโนโลยีด้านคอนกรีตทันสมัยมากขึ้น ทำให้ผนังอุโมงค์ชนิดคอนกรีตได้เปรียบผนังอุโมงค์แบบอื่น ๆ และราคาลดต่ำลงอีกด้วย

5) แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์มีการพิจารณาได้หลายวิธี เช่น ทฤษฎีแรงสมมุติฐาน ทฤษฎีของTerzaghi ทฤษฎีแรงวงแหวน เป็นต้น การที่จะเลือกใช้วิธีใดในการพิจารณาออกแบบควรคำนึงถึงความสำเร็จของอุโมงค์ที่ผ่านมาในอดีตว่ายึดถือตามทฤษฎีใครแล้วเปรียบเทียบกับลักษณะและสภาวะการก่อสร้าง หากมีความใกล้เคียงกันก็มักนำมาประยุกต์ใช้

6) วิธีการออกแบบอุโมงค์ใต้ดิน นิยมหาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์ เพื่อนำค่าโมเมนต์ดัดนี้มาเป็นมาตรฐานในการผลิตหรือหล่อผนังอุโมงค์ให้สามารถรับโมเมนต์ได้ ซึ่งวิธีการดังกล่าวมีผู้เสนอมากมายแล้วแต่มีค่าแตกต่างกัน แต่ในปริมาณที่ไม่มากนัก และทุกวิธีการก็ยึดถือมาตรฐานของตนในการออกแบบ

7) การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในกรุงเทพฯ ได้ทดลองนำทฤษฎีที่เป็นที่ยอมรับที่สุดส่วนหนึ่งมาทำการออกแบบและคำนวณผลลัพธ์ เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับความแตกต่าง ซึ่งเกิดประโยชน์อย่างยิ่งในการเลือกใช้วิธีการที่เหมาะสมที่สุดและปลอดภัยที่สุดในการออกแบบ

8) การเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อแสดงผลการคำนวณและออกแบบผนังอุโมงค์ มีความสำคัญอย่างยิ่งในการศึกษาและเกิดความสะดวกรวดเร็วในการใช้งาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.2 ข้อเสนอแนะจากการดำเนินโครงการพิเศษ

1) การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินมีความเหมาะสมอย่างยิ่งในการขนส่งจำนวนมากโดยเฉพาะในเมืองใหญ่อย่างกรุงเทพฯ ซึ่งมีปัญหาการจราจรติดขัดเกินจุดวิกฤตไปแล้วคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษเห็นว่าทุกฝ่ายทั้ง รัฐบาล เอกชนรวมทั้ง นักวิชาการ และวิศวกร ควรร่วมมือกันและให้ความสนใจแก่ประชาชนว่าดินกรุงเทพ และปัญหาอื่น ๆ ที่เป็นกังวลกันนั้น ไม่ก่อให้เกิดอุปสรรคในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเลย เนื่องจากเทคนิคทางวิศวกรรมด้านงานอุโมงค์ล้ำหน้าไปมากแล้ว หากแต่ถ้ารัฐบาลไม่กล้าตัดสินใจ ก็ย่อมส่งผลเสียหายตามมาอย่างมหาศาล

2) อย่างไรก็ตามไม่ช้าก็เร็ว จะต้องมีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินขึ้นมาในกรุงเทพฯแน่นอน ดังนั้นวิศวกรและนักออกแบบชาวไทยควรศึกษาถึงกระบวนการก่อสร้างและออกแบบอุโมงค์ใต้ดินให้เข้าใจถึงหลักทฤษฎีต่าง ๆ เพื่อรองรับการก่อสร้างอุโมงค์ที่จะเกิดขึ้น และยังนำความรู้นี้ไปประยุกต์ใช้ด้วยตัวเองในอนาคต ซึ่งอาจจะเกิดขึ้นในเมืองใหญ่ เช่น เชียงใหม่ และสงขลา เป็นต้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE
BACHELOR OF CONSTRUCTION ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
1993

บรรณานุกรม

1. Narayanan Ramasamy (1992), GROUND TUNNELING IN BANGKOK SUBSOIL, ASIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY, BANGKOK THAILAND.
2. Golder Associates & James F. MacLaren Limited, TUNNELLING TECHNOLOGY, Ministry of Transportation and Communications, CANADA, May 1976 pp. 1 - 56, 89-103
3. Szechy & Karol, THE ART OF TUNNELLING, AKADEMIAIKIADO, BUDAPEST, 1943, pp. 334-341
4. Dr.Eng G S Ebaid & Dr Eng M E Hammad, Aspect of circular tunnel design , TUNNELS & TUNNELLING, AIN SHAMS UNIVERSITY, CAIRO, July, 1978, pp. 59 -63
5. Thomas R Kuesel, Principles of tunnel lining design, TUNNEL & TUNNELLING, April, 1987, pp. 25-28
6. Robert V. Proctor & Thomas L. White, EARTH TUNNELING WITH STEEL SUPPORTS, 1975, pp. 1-46
7. Summarized Geotechnical Information of Bangkok Area, STS ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.
8. Summary of Soil Test Results, STS ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.
9. ข้อมูลการก่อสร้างอุโมงค์ TN6, การประปานครหลวง
10. นายฉัตรชัย เตชไตรรัตน์, น.ส. พรศิริ ศศิรัตน์กุล, นายมีโชค ไชยชนะใหญ่, การศึกษารูปแบบของอุโมงค์และสถานีรถไฟที่เหมาะสมสำหรับ โครงการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนใต้ดิน สำหรับกรุงเทพมหานคร ในเฟสที่หนึ่ง ส่วน CENTRAL RING, DIVERGENT ROUTE II AND IV, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง, พ.ศ. 2535
11. นายธีรเดช ตริทิพบุตร, การศึกษาด้านเทคนิคเบื้องต้นของระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนใต้ดินสำหรับกรุงเทพมหานคร, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง, พ.ศ. 2535
12. น.ส. กัลยา บริสุทธิ์ระกิจ, การวิเคราะห์ชั้นดินในกรุงเทพฯ, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง, พ.ศ. 2535



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

#include <bios.h>

char *fname;
FILE *fp;
int winsize=10;

void save_var(void)
{
    fwrite(&Num_data,2,1,fp);
    fwrite(arr_g,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_Z ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_E ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_r0,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_r2,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_K0,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_U ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_Ec,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_UI,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_r ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fwrite(arr_C ,sizeof(double),Num_data,fp);
}

void load_var(void)
{
    fread(&Num_data,2,1,fp);
    fread(arr_g,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_Z ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_E ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_r0,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_r2,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_K0,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_U ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_Ec,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_UI,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_r ,sizeof(double),Num_data,fp);
    fread(arr_C ,sizeof(double),Num_data,fp);
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

void showstr(int x,int y,char *st)
{
    gotoxy(x,y);
    printf("%s",st);
}

```

```

void delstr(int x,int y,char *st)
{
    int i;
    gotoxy(x,y);
    for(i=0;i<strlen(st);i++)
        putchar(' ');
    gotoxy(x,y);
}

```

```

void getfname(int x,int y,char *st,char *msg)
{
    showstr(x,y,msg);
    x+=strlen(msg);
    showstr(x,y,st);
    while(!kbhit());
    if((char)(bioskey(1))!=13)
    {
        delstr(x,y,st);
        gets(st);
    }
    else getch();
}

```

```

int Save(void)
{
    if(Num_data==0)
        return 0;
    fname=malloc(20);
    strcpy(fname,"TEMP.VAR");
    getfname(10,10,fname,"Enter file name :");
    gotoxy(10,10);
    printf("
");
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

if((fp=fopen(fname,"wb"))!=NULL)
{
    save_var();
    fclose(fp);
}
else
{
    free(fname);
    printf("Can't to open file");
    return(0);
}
free(fname);
return(1);
}

int Load(void)
{
    fname=malloc(20);
    strcpy(fname,"TEMP.VAR");
    getfname(10,10,fname,"Enter file name :");
    gotoxy(10,10);
    printf(" ");
    if((fp=fopen(fname,"rb"))!=NULL)
    {
        load_var();
        fclose(fp);
    }
    else
    {
        free(fname);
        printf("Can't to open file");
        return(0);
    }
    free(fname);
    return(1);
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

void show_var(int x,int y,int idx,int current)
{
    int i;
    char *st;
    st=malloc(100);
    outscr(x,y,
    " Z E r0 r2 KO U Ec UI ",16+14);
    for(i=idx;i<idx+winsize;i++)
    {
        gotoxy(x,y+i-idx+1);
        sprintf(st,"%8.2f %8.2f %8.2e %8.2f %8.2f %8.2f %8.2e
        %8.2f",arr_g[i],arr_Z[i],
        arr_E[i],arr_r0[i],arr_r2[i],arr_KO[i],arr_U[i],
        arr_Ec[i],arr_UI[i],arr_r[i]);
        if(i<Num_data)
            if(i==current)
                outscr(x,y+i-idx+1,st,2*16);
            else
                outscr(x,y+i-idx+1,st,7*16);
        else
            outscr(x+1,y+i-idx+1,"
    ",7);
    }
    free(st);
}

int select_var(int x,int y)
{
    int start=0,current=0;
    char ch=0;
    /* _setcursortype(_NOCURSOR); */
    do{
        show_var(x,y,start,current);
        ch=getch();
        if((ch==72)&&(current>0)) current--;
        if((ch==80)&&(current<Num_data-1)) current++;
        if(current>=start+winsize)
            start++;
        if(current<start)

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

        start--;
    }while((ch!=13)&&(ch!=27));
/* _setcursortype(_NORMALCURSOR); */
outsr(x,y," ",7);
clrscr();
if(ch==13)
    {
        g=arr_g[current];
        Z=arr_Z[current];
        E=arr_E[current];
        r0=arr_r0[current];
        r2=arr_r2[current];
        KO=arr_KO[current];
        U=arr_U[current];
        Ec=arr_Ec[current];
        UI=arr_UI[current];
        r=arr_r[current];
        return(current);
    }
return(-1);
}

```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <string.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include "variable.h"
#include "method1.c"
#include "method2.c"
#include "method3.c"
#include "method4.c"
#include "lsvar.c"

#define EXIT -1
#define NOTSELECT -2
#define HOR 0
#define VIR 1
#define HAVE_EXIT 1
#define NOT_HAVE_EXIT 0

int s1=0,s2=0,s3=0;

void pout(int x,int y,char ch,int col,int bcol)
{ char temp[2]=" ";
  temp[0]=ch;
  outscr(x,y,temp,bcol*16+col);
}

void showmenu(int x,int y,char *st,int mode,int active,int chcol,int bkcol)
{
  int i,idx=0,num=0;
  unsigned char ch;
  for(i=0;i<strlen(st);i++)
  {
    ch=(st+i);
    if(ch==240)
    {
      if(mode==VIR)

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

        {
            y++;
            idx=0;
        }
        num++;
    }
else
    {
        if(num==active)
            pout(x+idx,y,ch,chcol,bkcol);
        else
            pout(x+idx,y,ch,0,7);
            idx++;
        }
    }
}

```

```

void delmenu(int x,int y,char *st,int mode)
{
    int i,idx=0,num=0;
    unsigned char ch;
    for(i=0;i<strlen(st);i++)
    {
        ch=*(st+i);
        if(ch==240)
        {
            if(mode==VIR)
            {
                y++;
                idx=0;
            }
            num++;
        }
    }
else
    {
        gotoxy(x+idx,y);
        putchar(' ');
    }
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

        idx++;
    }
}

int count(char *st)
{
    int ij=0;
    for(i=0;j<strlen(st);i++)
        if((unsigned char)*(st+i)==240)
            j++;
    return(j+1);
}

int SMENU(int x,int y,char *st,int mode,int *idx,int deltype)
{
    int NUM;
    char ch;
    /* _setcursortype(_NOCURSOR); */
    NUM=count(st);
    do{
        showmenu(x,y,st,mode,*idx,14,1);
        ch=getch();
        if((ch==77)||(ch==80))
            *idx=*idx+1;
        if((ch==75)||(ch==72))
            *idx=*idx-1;
        *idx=( *idx+NUM)%NUM;
    }while((ch!=13)&&(ch!=27));
    showmenu(x,y,st,mode,*idx,14,4);
    if((ch==27)||((deltype==HAVE_EXIT)&&(*idx==NUM-1)))
        delmenu(x,y,st,mode);
    /* _setcursortype(_NORMALCURSOR); */
    if(ch==13)
        return(1);
    else
        return(0);
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```
}
```

```
void menu3(void)
```

```
{  
    while(SMENU(15,3," Peck et al's Method          o Knud-Engelbreth-Sard Vika's Method  
o Zurabou-Bugaeva's Method          o Bodrov-Gorelik's Mothod          ",  
    VIR,&s3,NOT_HAVE_EXIT))  
    {  
        switch (s3)  
        {  
            case 0 : Method_peck_et_al(" Peck et al's Method ");  
                    break;  
            case 1 : Method_knud(" Knud-Engelbreth-Sard Vika's Method ");  
                    break;  
            case 2 : Method_Zurabov(" Zurabou-Bugaeva's Method ");  
                    break;  
            case 3 : BGmethod(" Bodrov-Gorelik's Mothod ");  
                    break;  
        }  
    }  
}
```

```
void menu2(void)
```

```
{  
    while((SMENU(3,3," Load          o Data          o Solution          o Save          o Exit          ",  
    VIR,&s2,HAVE_EXIT))&&(s2!=4))  
    {  
        switch (s2)  
        {  
            case 0 : Load();  
                    break;  
            case 1 : Data();          /* Enter variable */  
                    break;  
            case 2 : menu3();          /* Solution */  
                    break;  
            case 3 : Save();  
                    break;  
        }  
    }  
}
```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

    }
}

void menu1(void)
{
    outscr(1,1,"",119);
    while((SMENU(1,1," Start Project  o  Exit  ",HOR,&s1,HAVE_EXIT))&&(s1!=1))
        menu2();
}

void main(void)
{
    old=malloc(4000);
    textcolor(7);
    textbackground(0);
    clrscr();
    menu1();
    free(old);
}

```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

#include <string.h>
#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <math.h>

int select_var(int x,int y);
void Data(void);
void Method_peck_et_al(char *name);
int DATA_peck_et_al(char *name);

void Data(void)
{ int j;
  char str[5]="<00>",temp[3];

  *old=*scr_ptr;
  clrscr();
  draw_window(1,1,80,25,11);
  outscr(7,5,"  $\gamma$  t/m^3",15);
  outscr(15,5,"(Unit weight of soil at tunnel axis) ",9);
  outscr(7,6,"Z m",15);
  outscr(15,6,"(Distance from ground surfact to tunnel axis) ",10);
  outscr(7,7,"E t/m",15);
  outscr(15,7,"(Modulus of elasticity of Lining) ",11);
  outscr(7,8,"r0 m",15);
  outscr(15,8,"(radius to outter surface of the tunnel lining) ",12);
  outscr(7,9,"r2 m",15);
  outscr(15,9,"(radius to inner surface of the tunnel lining) ",13);
  Num_data=21;
  while(Num_data>20)
    { gotoxy(7,3);
      printf("Number of data : ");
      scanf("%d",&Num_data);
    }
  gets(temp);
  outscr(2,11,"  $\gamma$  (t/m^3)   Z (m)   E (t/m)   r0 (m)   r2 (m) ",49);
  for(j=0;j<Num_data;j++)
    { str[1] = (j+1)/10 +'0';
      str[2] = (j+1)%10 +'0';
      outscr(2,12+j%13,"                               ",8);
    }
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

        outscr( 4,12+j%13,str,14);
        get_float( 9,12+j%13,"%14f",&arr_g[j] );
get_float(24,12+j%13,"%14f",&arr_Z[j] );
get_float(39,12+j%13,"%14f",&arr_E[j] );
get_float(54,12+j%13,"%12f",&arr_r0[j]);
get_float(67,12+j%13,"%12f",&arr_r2[j]);
    }
*scr_ptr=*old;
}

void Method_peck_et_al(char *name)
{ double Mmax1,b2,a2,a3,F;
char str[5]="<00>";
int ij,j0=0,sele;

*old=*scr_ptr;
i=DATA_peck_et_al(name);
sele=select_var(1,10);
if(sele==-1)
    j0=0;
else
    { j0=sele;
      i=sele+1;
    }
clrscr();
draw_window(1,1,80,25,11);
outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
outscr(2,2,"      KO      j      Ec (t/m)      jI      Mmax1 (t.m)",49);
for(j=j0;j<ij;j++)
    { KO = arr_KO[j];
      U      = arr_U[j];
      Ec = arr_Ec[j];
      UI = arr_UI[j];

      g = arr_g[j] ;          /* use main Data */
      Z = arr_Z[j] ;
      E = arr_E[j] ;
      r0 = arr_r0[j];
      r2 = arr_r2[j];

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

str[1] = (j+1)/10 +'0';
str[2] = (j+1)%10 +'0';
outscr( 2,3+j%19,*                                     *,8);
outscr( 2,3+j%19,str+1,14);
gotoxy( 5,3+j%19); printf("%14.4f",K0);
gotoxy(20,3+j%19); printf("%14.4f",U);
gotoxy(35,3+j%19); printf("%14.4f",Ec);
gotoxy(50,3+j%19); printf("%14.4f",U1);
gotoxy(65,3+j%19);

Fn_Pv();
Fn_I();
F = (Ec*(1-U1*U1)*r0*r0*r0) / ((1+U)*(6*E*I));
a2= (2*F+1-2*U) / (2*F+5-6*U);
a3= (2*F+1) / (2*F+5-6*U);
b2= 1+3*a2 - 4*a3;
Mmax1 = (1-K0)*Pv*r0*r0*b2/6;
printf("%15.4f",fabs(Mmax1));
if((j+1)%19==0 && j+1<i)
    getch();
}
getch();
*scr_ptr=*old;
}

int DATA_peck_et_al(char *name)
{ int i=Num_data,j;
  char str[4]="00>",temp[3];

  clrscr();
  draw_window(1,1,80,25,11);
  outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
  outscr(7,5,"K0          ",15);
  outscr(17,5,"(Coefficient of lateral earth pressure at rest) ",9);
  outscr(7,6,"γ",15);
  outscr(17,6,"(Poisson's ratio for ground)          ",10);
  outscr(7,7,"Ec (t/m2)",15);
  outscr(17,7,"(Young's modulus for soil or rock)          ",11);

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

outscr(7,8," $\gamma$ ",15);
outscr(17,8,"(Poisson's ratio for lining)          ",12);

do { gotoxy(7,3);
    printf("Number of section : ");
    scanf("%d",&j);
    if(j>0)
        i=j;
    } while(i>20 || i>Num_data);

gets(temp);
if(j==0) /* no
add & update data */
    return i;
outscr(2,11,"      KO       $\gamma$       Ec (t/m)       $\gamma$       ",49);
for(j=0;j<i;j++)
    { str[0] = (j+1)/10 + '0';
      str[1] = (j+1)%10 + '0';
      outscr(2,12+j%13,"      ",8);
      outscr( 4,12+j%13,str,14);
      get_float( 9,12+j%13,"%14f",&arr_KO[j]);
      get_float(24,12+j%13,"%14f",&arr_U[j]);
      get_float(39,12+j%13,"%14f",&arr_Ec[j]);
      get_float(54,12+j%13,"%14f",&arr_U[j]);
    }
return i;
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

int select_var(int x,int y);
void Method_knud(char *name);
int DATA_knud(char *name);

void Method_knud(char *name)
{ double Mmax1,Mmax2;
  char str[4]="00>";
  int i,j,j0=0,sele;

  *old=*scr_ptr;
  i=DATA_knud(name);
  sele=select_var(1,10);
  if(sele== -1)
    j0=0;
  else
    { j0=sele;
      i=sele+1;
    }
  clrscr();
  draw_window(1,1,80,25,11);
  outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
  outscr(2,2,"      KO      |      Ec (t/m)      |      r (m)      |      @Mmax (t.m)",49);
  for(j=j0;j<i;j++)
    { KO = arr_KO[j];
      U   = arr_U[j];
      Ec = arr_Ec[j];
      r   = arr_r[j];

      g = arr_g[j] ;
      Z = arr_Z[j] ;
      E = arr_E[j] ;
      r0 = arr_r0[j];
      r2 = arr_r2[j];
      str[0] = (j+1)/10 +'0';
      str[1] = (j+1)%10 +'0';
      outscr( 2,3+j%19,"
      outscr( 2,3+j%19,str,14);
      gotoxy( 5,3+j%19); printf("%14.4f",KO);

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

gotoxy(20,3+j%19); printf("%14.4f",U);
gotoxy(35,3+j%19); printf("%14.4f",Ec);
gotoxy(50,3+j%19); printf("%14.4f",r);
gotoxy(65,3+j%19);

Fn_Pv();
Fn_I();
Fn_S();
Mmax1 = Pv*(1-K0)*.25* S*r0*r0* 3*(5-U)/(3*(5-U)+pow(S,4)*pow(r0,3)*Ec/E/I);
Mmax2 = Pv*(1-K0)*.25* S*r0*r0* 3*(5-U+1-U)/(3*(5-
U)+pow(S,4)*pow(r0,3)*Ec/E/I);

if( fabs(Mmax1)>=fabs(Mmax2) )
    printf("%15.4f",Mmax1);
else
    printf("%15.4f",Mmax2);
if((j+1)%19==0 && j+1<i)
    getch();
}
getch();
*scr_ptr=*old;
}

int DATA_knud(char *name)
{ int i=Num_dataj;
char str[5]="<00>",temp[3];

clrscr();
draw_window(1,1,80,25,11);
outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
outscr(7,5,"K0      ",15);
outscr(17,5,"(Coefficient of lateral earth pressure at rest) ",9);
outscr(7,6,"  ",15);
outscr(17,6,"(Poisson's ratio for ground)          ",10);
outscr(7,7,"Ec (t/m)",15);
outscr(17,7,"(Young's modulus for soil or rock)      ",11);
outscr(7,8,"r (m)",15);
outscr(17,8,"(Radius to neutral axis of lining)      ",12);

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

do { gotoxy(7,3);
    printf("Number of section : ");
    scanf("%d",&j);
    if(j>0)
        i=j;
    } while(i>20 || i>Num_data);

gets(temp);
if(j==0) /* no
add & update data */
    return i;
    outscr(2,11,"      KO      1      Ec (t/m)      r (m)      ",49);
    for(j=0;j<i;j++)
        { str[1] = (j+1)/10 +'0';
          str[2] = (j+1)%10 +'0';
          outscr(2,12+j%13,"      ",8);
          outscr( 4,12+j%13,str,14);
          get_float( 9,12+j%13,"%14f",&arr_KO[j]);
          get_float(24,12+j%13,"%14f",&arr_U[j] );
          get_float(39,12+j%13,"%14f",&arr_Ec[j]);
          get_float(54,12+j%13,"%14f",&arr_r[j] );
        }
    return i;
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

int select_var(int x,int y);
void Method_Zurabov(char *name);
int DATA_Zurabov(char *name);

void Method_Zurabov(char *name)
{ double Mmax;
  double n,C;
  char str[5]="<00>";
  int i,j,j0=0,sele;

  *old=*scr_ptr;
  i=DATA_Zurabov(name);
  sele=select_var(1,10);
  if(sele== -1)
    j0=0;
  else
    { j0=sele;
      i=sele+1;
    }
  clrscr();
  draw_window(1,1,80,25,11);
  outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
  outscr(2,2,"          Ec (t/m)    r (m)    Mmax (t.m)    ",49);
  for(j=j0;j<i;j++)
  { U    = arr_U[j];
    Ec = arr_Ec[j];
    r  = arr_r[j];

    g = arr_g[j];          /* use main Data */
    Z = arr_Z[j];
    E = arr_E[j];
    r0 = arr_r0[j];
    r2 = arr_r2[j];

    str[1] = (j+1)/10 +'0';
    str[2] = (j+1)%10 +'0';
    outscr( 2,3+j%19,"          ",8);
    outscr( 4,3+j%19,str,14);
    gotoxy( 9,3+j%19); printf("%14.4f",U);
    gotoxy(24,3+j%19); printf("%14.4f",Ec);

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

gotoxy(39,3+j%19); printf("%14.4f",r);
gotoxy(58,3+j%19);

Fn_S();
Fn_R();
C = Ec/(1+U)/r0;
n = 1 / (0.06416+ E*I/C/pow(r0,4));
Mmax = Pv*r0*r0* (0.1628*R + 0.0872 + 0.0070*n*(1+R));
printf("%17.6f",Mmax);
if((j+1)%19==0 && j+1<i)
    getch();
}
getch();
*scr_ptr=*old;
}

int DATA_Zurabov(char *name)
{ int i=Num_data;j;
char str[5]="<00>",temp[3];

clrscr();
draw_window(1,1,80,25,11);
outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
outscr(7,5,"1",15);
outscr(17,5,"(Poisson's ratio for ground)",9);
outscr(7,6,"Ec (t/m)",15);
outscr(17,6,"(Young's modulus for soil or rock)",10);
outscr(7,7,"r (m)",15);
outscr(17,7,"(Radius to neutral axis of lining)",11);

do { gotoxy(7,3);
printf("Number of section : ");
scanf("%d",&j);
if(j>0)
i=j;
} while(i>20 || i>Num_data);

gets(temp);
if(j==0)
/* no

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

add & update data */
return i;
outsr(2,11,"          ๗          Ec          r          ",49);
for(j=0;j<i;j++)
{ str[1] = (j+1)/10 +'0';
  str[2] = (j+1)%10 +'0';
  outscr(2,12+j%13,"          ",8);
  outscr( 4,12+j%13,str,14);
  get_float( 9,12+j%13,"%14f",&arr_U[j] );
  get_float(24,12+j%13,"%14f",&arr_Ec[j]);
  get_float(39,12+j%13,"%14f",&arr_r[j] );
}
return i;
}

```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```
#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <math.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
```

```
#define MAX 5
#define NO 0
#define YES 1
```

```
double P1=1,P2=2;
double a[MAX][MAX+1];
double oldU;
int success;
int cnt=0;
char temp[100];
```

```
double fn_S(double P)
{
    double A;
    if(P!=0)
        A=(sin(P*P2)-sin(P*P1))/(2.0*P);
    else
        A=(P2-P1)/2.0;
    return(A);
}
```

```
void init(void)
```

```
{
    int ij;
    double TV1;
    /* V2 */
```

```
    for(i=0;i<MAX;i++)
        for(j=0;j<MAX;j++)
            a[i][j]=C*r*(fn_S((double)(abs(i-j)))+fn_S((double)(2+i+j)));
```

```
    Fn_Pv();
```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

/* T */
a[0][MAX]=-Pv*r*2;
a[1][MAX]=-Pv*r*(-3/8.0*M_PI);
a[2][MAX]=-Pv*r*2/5.0;
a[3][MAX]=0;
a[4][MAX]=-Pv*r*(-2/35.0);
Fn_l();
l = l/(.5*M_PI+.5);
/* V1 */
TV1=-E*1*M_PI/r/r/r;
a[1][1]=-TV1*9;
a[2][2]=-TV1*64;
a[3][3]=-TV1*225;
a[4][4]=-TV1*576;
}

void checkzero(void)
{
int i,j,k;
for(i=0;i<MAX;i++)
if(a[i][i]==0)
{
j=0;
while((a[i][j]==0)&&(j<MAX))
j++;
if(j!=MAX)
{
for(k=0;k<MAX+1;k++)
a[i][k]+=a[j][k];
}
else
printf("Can not to find solution of a%d",i);
}
}
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

void tune(int i,int j)
{
    int k;
    for(k=0;k<MAX+1;k++)
        if(a[i][j]!=0)
            a[i][k]=a[i][k]/a[i][j]*a[j][k]-a[j][k];
}

```

```

void adjust(void)
{
    int i,j;
    for(j=MAX-1;j>0;j--)
        for(i=0;i<j;i++)
            tune(i,j);
    for(j=0;j<MAX-1;j++)
        for(i=MAX-1;i>j;i--)
            tune(i,j);
    for(i=0;i<MAX;i++)
    {
        a[i][MAX]=a[i][i];
        a[i][i]=1;
    }
}

```

```

void findU(void)
{
    int i;
    double U=0;
    cnt++;
    for(i=0;i<MAX;i++)
        U+=a[i][MAX]*cos((double)(i+1)*P1);
    if((U*oldU>0) || (cnt<=1))
    {
        success=NO;
    }
    /* P1=P1+0.001*U/(U-oldU)/180.0*M_PI; */
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

/*      P2=P2-0.001*U/(U-oldU)/180.0*M_PI; */
      P1=P1+0.001/180.0*M_PI;
      P2=P2-0.001/180.0*M_PI;
    }
    else
      success=YES;
      oldU=U;
      sprintf(temp,"      TIME:%4d      P1:%7.3f      P2:%7.3f      U:%15.12f
",cnt,P1,P2,U);
      outscr(2,2,temp,1*16+14);

/*      gotoxy(5,2);
      printf("TIME:%4d      P1:%7.3f      P2:%7.3f      U:%15.12f",cnt,P1,P2,U);
*/
}

void findMQ(void)
{
  int ij;
  double M,Q;
  outscr(2,3,"      rad      M (t.m)      rad      Q (t)      ",48);
  for(i=0;i<=18;i++)
  {
    Fn_l();
    l = l/(.5*M_PI+.5);
    M=E*l/r/r*(9*a[1][MAX]*cos(2.0*i*10.0)+
      64*a[2][MAX]*cos(3.0*i*10.0)+
      225*a[3][MAX]*cos(4.0*i*10.0)+
      576*a[4][MAX]*cos(5.0*i*10.0));

    Q=0;
    for(j=0;j<MAX;j++)
      Q=Q-C*a[j][MAX]*cos((double)(j+1)*(double)(i)*20.0);
    gotoxy(11,4+i);
    printf("%4d      %18.9f      %4d      %18.9f",i*10,M,i*20,Q);
  }
}
}

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

int DATA_bg(char *name)
{ int i=Num_data,j;
  char str[5]="<00>",temp[3];

  clrscr();
  draw_window(1,1,80,25,11);
  outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
  outscr(7,5,"C (t/m^3)",15);
  outscr(17,5,"(Coefficient of subgrade reaction) ",9);
  outscr(7,6,"r (m)",15);
  outscr(17,6,"(Radius to neutral axis of lining) ",10);

  do { gotoxy(7,3);
      printf("Number of section : ");
      scanf("%d",&j);
      if(j>0)
        i=j;
    } while(i>20 || i>Num_data);

  gets(temp);
  if(j==0)
  no add & update data */
    return i;
  outscr(2,11,"      C (t/m^3)      r (m)      ",49);
  for(j=0;j<i;j++)
    { str[1] = (j+1)/10 + '0';
      str[2] = (j+1)% 10 + '0';
      outscr(2,12+j%13,"      ",8);
      outscr( 4,12+j%13,str,14);
      get_float( 9,12+j%13,"%14f",&arr_C[j]);
      get_float(24,12+j%13,"%14f",&arr_r[j] );
    }
  return i;
}

```

```
void BGmethod(char *name)
```

```
{ int i,j,j0=0,sele;
```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```
char ch;
```

```
*old=*scr_ptr;
```

```
i=DATA_bg(name);
```

```
sele=select_var(1,10);
```

```
if(sele== -1)
```

```
    j0=0;
```

```
else
```

```
    { j0=sele;
```

```
      i=sele+1;
```

```
    }
```

```
for(j=j0;j<i;j++)
```

```
    { /* printf(2,2,"C = %14.4fa = %14.4f",49); */
```

```
      clrscr();
```

```
      draw_window(1,1,80,25,11);
```

```
      outscr(40-strlen(name)/2,1,name,7);
```

```
      C = arr_C[j];
```

```
      r = arr_r[j];
```

```
      g = arr_g[j];
```

```
      Z = arr_Z[j];
```

```
      E = arr_E[j];
```

```
      r0 = arr_r0[j];
```

```
      r2 = arr_r2[j];
```

```
P1=-136.0/180.0*M_PI;
```

```
P2=136.0/180.0*M_PI;
```

```
success=YES;
```

```
cnt=0;
```

```
ch=0;
```

```
_setcursortype(_NOCURSOR);
```

```
do{
```

```
    init();
```

```
    checkzero();
```

```
    adjust();
```

```
    findU();
```

```
    if(kbhit())
```

```
        ch=getch();
```

```
    }while((success==NO)&&(ch!=27));
```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้ในเคื่องมือการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```
findMQ();  
outscr(2,23,"  
getch());  
}
```

Press any key to continue.

```
",192);
```

```
*scr_ptr=*old;  
_setcursortype(_NORMALCURSOR);
```

```
}
```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

#include <math.h>
#include <stdio.h>
#include <conio.h>

typedef struct
{
    unsigned char ch[4000];
} SCREEN;

SCREEN *scr_ptr=MK_FP(0xB800,0),*old;

#define Fn_Pv() Pv=g*Z
#define Fn_I() I=(pow(r0,4)-pow(r2,4))*(.5*M_PI+.5)*.25
#define Fn_S() S=r/r0 /* ๓ */
#define Fn_R() R=2-S /* + */

const unsigned long scrbase=0xb8000000;

double g,Z,E,r0,r2; /* -g, ๓-U */
double KO,U,Ec,Ul,r,C;
double arr_g[20],arr_Z[20],arr_E[20],arr_r0[20],arr_r2[20];
double arr_KO[20],arr_U[20],arr_Ec[20],arr_Ul[20],arr_r[20],arr_C[20];
double Pv,I,S,R; /* ๓-S, +R */
int Num_data;

void outscr(int x,int y,char *str,char color)
{ char far *adr_ptr;
  int i0,i1;
  adr_ptr=(char far*)(scrbase+((y-1)*80*2 + (x-1)*2));
  i1=strlen(str);
  for (i0=0;i0<i1;i0++) {
      *(adr_ptr++) = str[i0];
      *(adr_ptr++) = color;  }
}

void draw_window(int x1, int y1, int x2, int y2, int cl)

```

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

{ int i;

  outscr(x1,y1,"*",cl);
  outscr(x2,y1,"*",cl);
  outscr(x1,y2,"*",cl);
  outscr(x2,y2,"*",cl);
  for(i=x1+1;i<x2;i++)
    { outscr(i,y1,"*",cl);
      outscr(i,y2,"*",cl);
    }
  for(i=y1+1;i<y2;i++)
    { outscr(x1,i,"*",cl);
      outscr(x2,i,"*",cl);
    }
}

void get_float(int x,int y,char *format,double *var)
{ char temp[20];

  sprintf(temp,format,*var);
  outscr(x,y,temp,127);
  gotoxy(x,y);
  gets(temp);
  if(temp[0])
    { *var=atof(temp);
      sprintf(temp,"%f",*var);
      outscr(x,y,temp,127);
    }
}

```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ข้อมูลดินใหญ่กรุงเทพฯ บนเส้นทาง CENTER RING และ
DIVERGENT ROUTE I , II และ V
(ถนนสีลม,ถนนสุขุมวิท และถนนรัชดาภิเษกตามลำดับ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORING No. BH-1

PROJECT NAME. SILOM COMPLEX

LOCATION. SILOM ROAD, BANGKOK

OWNER

DEPTH, M. ELEVATION, M	SAMPLE No	TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	Natural Water Content					Plastic Limit				Liquid Limit			
					○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
D					20	40	60	80	100	2.5	5	25	50	100			
				Fine to coarse sandy CLAY with broken concrete, li-grey. 1.5 m													
1	ST			Silty CLAY trace fine sand, li-grey & brown, medium stiff. (CH) 2.5 m	34.3					1.4				4.13			
2	ST				34.3					2.6				3.35			
3	ST			CLAY with shell fragment and fine sand seam, dark grey, soft to medium stiff. (CH)										2.07			
4	ST				38.2					1.6				1.73			
5	ST				37.1					2.7				1.13			
6	ST				51.7					3.2				1.7			
7	ST				68.1					3.2				3.0			
8	ST			12.0 m	38.3					3.3				2.4			
9	ST			Silty CLAY trace fine sand, li-greyish li-brown, stiff to very stiff. (CH)	35.4					24.7				3.3			
10	SS				35.2					24		18		3.0			
11	SS				32.7					23		22		2.3			
12	SS				34.4					24		25		2.5			
13	SS			19.5 m	31.1					23.5		34		2.5			
14	SS			21.0 m	31.5					21		40		2.0			
15	SS			22.8 m	30.1					20.5		30		2.4			
16	SS			24.0 m	31.1					21		55		2.1			
25				Silty CLAY with fine sand seam and pocket, brown, hard. (CL) 25.0 m?	31.6					20				2.8			
					35.5									1.60			

WATER LEVEL OBSERVATIONS	
WL.	W.S. OR W.D
WL.	B.C.R. A.C.R.
WL.	-1.2 m 24 HRS. AFTER
BORING.	

STS.
Engineering Consultants Co., Ltd.
BANGKOK.

BORING STARTED. 21/9/88	
BORING COMPLETED. 2/10/88	
RIG. JOY	FOREMAN. AR
DRAWN. CCJ	APPROVED. CK
JOB No. 1761	SHEET. 1/4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORING No. BH-1

PROJECT NAME. SILOM COMPLEX LOCATION. SILOM ROAD, BANGKOK

OWNER

DEPTH, M. ELEVATION, M.	SAMPLE No	TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	Natural Water Content (%)					Plastic Limit (%)				Liquid Limit (%)				SPT, N (Blow/ft)
					○	△	x	△	○	△	x	△	○	△	x	△		
17	SS				27.5											60		
18	SS			Silty fine SAND trace mica, having silty clay layer interbedded at 25.6-25.8 m, brown, dense to very dense.	31.4											53		
19	SS			(SM)	31.2											78		
20	SS				32.1											53		
21	SS				31.8											59		
22	SS				30.7											52		
23	SS				30.7											41		
24	SS			Fine to medium SAND trace mica, coarse sand, and gravel, li-brown, dense. (SM-SP)	36.0											37		
25	SS				37.9											37		
26	SS			Silty CLAY trace fine sand but some fine sand at SS-31, li-grey & li-brown, hard.	25.1											42		
27	ST			(CH)	30.1											43		
28	SS				31.9											54		
29	SS				31.3											55		
30	SS				33.2											45		
31	SS				46.5											42		
32	SS				24.3											57		
33	SS			Fine to medium SAND, li-greyish li-brown, very dense. (SM-SP)	23.5											50/6"		
34	SS				21.1											80/11"		

WATER LEVEL OBSERVATIONS			STS. Engineering Consultants Co., Ltd. BANGKOK.	BORING STARTED. 21/9/88	
WL.	W.S. OR W.D.			BORING COMPLETED. 2/10/88	
WL.	B.C.R.	A.C.R.		RIG. JOY	FOREMAN. AR
WL.	-1.2 m	24 HRS. AFTER		DRAWN. CCJ	APPROVED. CK
BORING.			JOB No. 1761		SHEET. 2/4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORING No. BH-1

PROJECT NAME. SILOM COMPLEX LOCATION. SILOM ROAD, BANGKOK

OWNER

DEPTH, M. ELEVATION, M.	SAMPLE No	TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	Natural Water Content					Plastic Limit					Liquid Limit					SPT, N (Blow/ft)				
					○	△	x	△	○	△	x	△	○	△	x	△	○	△	x	△				
					20	40	60	80	100	20	40	60	80	100	20	40	60	80	100	20	40	60	80	100
35	SS	///		Fine to medium SAND, li-greyish li-brown, very dense. (SM-SP) 53.0 m	26.0					26.0					26.0					46				76
36	SS	///		Silty CLAY trace fine sand, li-greyish brown, hard. (CL) 55.2 m	33.3					33.3					33.3					42				70
37	SS	///		Silty fine SAND trace to some medium sand, brown, very dense. (SM-SP) 60.0 m	36.4					36.4					36.4					33				86
38	SS	///			37.4					37.4					37.4					33				77
39	SS	///			37.4					37.4					37.4					30				79
40	SS	///																		29				80
41	SS	///																		29				72
42	SS	///																						50/5"
43	SS	///																						98/9"
44	SS	///																						87
45	SS	///		Silty CLAY trace fine sand, li-greyish brown, hard. (CH) 68.5 m																				89/10"
46	SS	///		Fine sandy CLAY, brownish grey, hard. (CL) 71.2 m																				9
47	SS	///		Silty CLAY trace fine sand, li-grey some brown, hard. (CH) 72.5 m																				
48	SS	///																						

WATER LEVEL OBSERVATIONS		STS. Engineering Consultants Co., Ltd. BANGKOK.	BORING STARTED. 21/9/88	
W.L.	W.S. OR W.D.		BORING COMPLETED. 2/10/88	
W.L.	B.C.R. A.C.R.		RIG. JOY	FOREMAN. AR
W.L.	-1.2 m 24 HRS. AFTER		DRAWN. CCJ	APPROVED. CK
BORING.			JOB No. 1761	SHEET. 3/4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
 ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

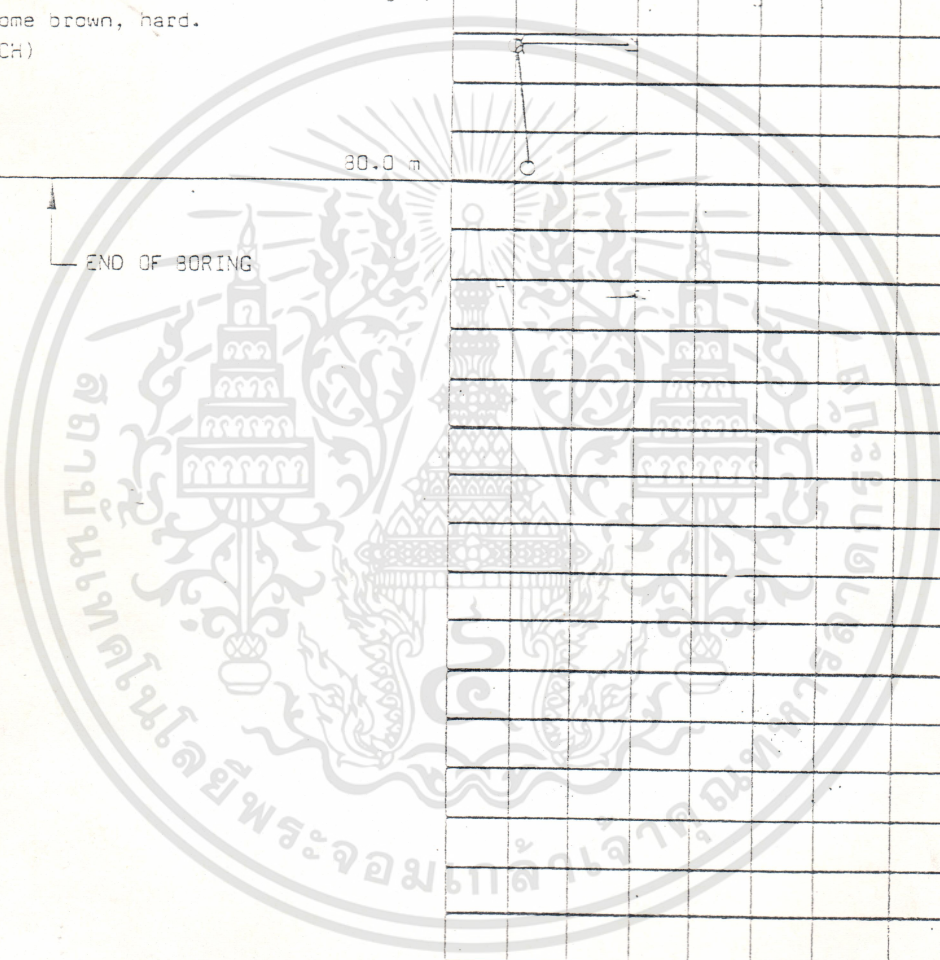
LOG OF BORING No. BH-1

PROJECT NAME. SILOM COMPLEX

LOCATION. SILOM ROAD, BANGKOK

OWNER

DEPTH, M. ELEVATION, M.	SAMPLE No.	TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	Natural Water Content (%)					SPT, N (Blow/ft)			
					○	x	△	□	○	△	x	□	
49	SS			Silty CLAY trace fine sand, li-grey some brown, hard. (CH)									
50	SS												
51	SS												
END OF BORING													



WATER LEVEL OBSERVATIONS	
WL.	W.S. OR W.D.
WL.	B.C.R. A.C.R.
WL.	-1.2 m 24 HRS. AFTER BORING.

STS.
Engineering Consultants Co., Ltd.
BANGKOK.

BORING STARTED.	21/9/88
BORING COMPLETED.	2/10/88
RIG. JOY	FOREMAN. AR
DRAWN. CCJ	APPROVED. CK
JOB No. 1761	SHEET. 4/4

