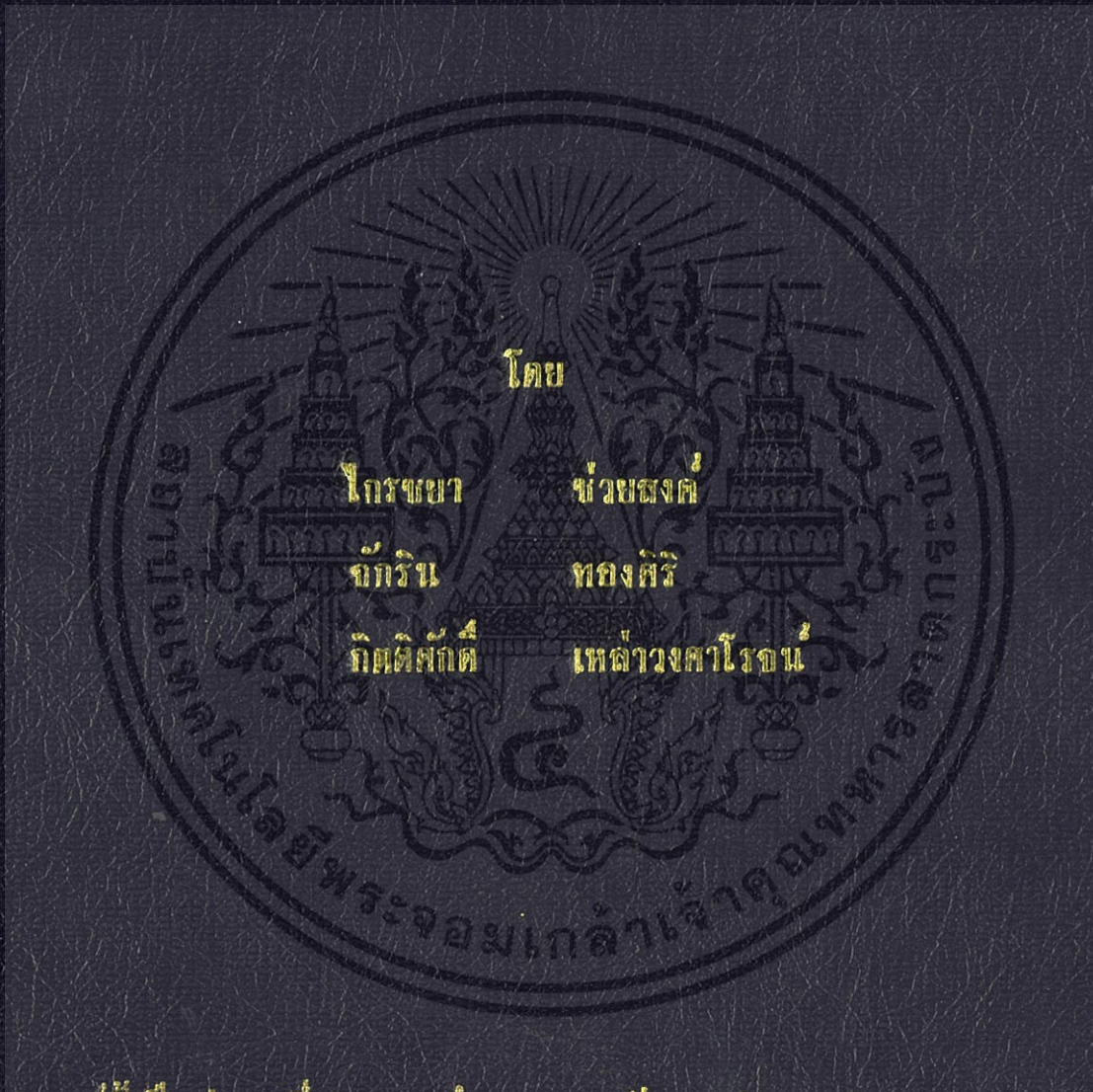


ประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์

HISTORY OF TUNNEL



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2551

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

ประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์

HISTORY OF TUNNEL



T105019



ไกรชยา

ช่วยสงค์

จักริน

ทองศิริ

กิตติศักดิ์

เหลาวงศาโรจน์

รฟ.  
ก975ย  
2551

เลขหมู่.....  
เลขทะเบียน.....105019  
วันเดือนปี.....12 พ.ย. 2552

b. 12165013  
i. ....

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2551

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## HISTORY OF TUNNEL



MR.KRAICHAYA

CHUAYSONG

MR.JUKKRARIN

TONGSIRI

MR.KITTISAK

LAUWONGSAROJ

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF

BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING




KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2008

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมโยธา  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ใบรับรองโครงการ

หัวข้อโครงการพิเศษ ประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์  
นักศึกษา ไกรชยา ช่วยสงค์ รหัสนักศึกษา 48010079  
จักริน ทองศิริ รหัสนักศึกษา 48010113  
กิตติศักดิ์ เหล่าวงศาโรจน์ รหัสนักศึกษา 48012138  
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา  
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการสอบหัวข้อโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ผศ.สุพจน์ ศรีนิล	
รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
อ.อุษะ ศิริแก้ว	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.สุพจน์ ศรีนิล)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 27 เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2552

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงการพิเศษ	ประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์
	HISTORY OF TUNNEL
นักศึกษา	นาย ไกรชยา ช่วยสงค์
	นาย จักริน ทองศิริ
	นาย กิตติศักดิ์ เหล่าวงศาโรจน์
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2551

## บทคัดย่อ

จุดประสงค์ในการทำโครงการพิเศษเล่มนี้ เพื่อเป็นการศึกษาประวัติศาสตร์ของการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ทั้งในเมืองไทยและต่างประเทศและเพื่อชี้ให้เห็นความสำคัญและความจำเป็นของอุโมงค์แต่ละประเภท อาทิ การศึกษาอุโมงค์เพื่อการคมนาคม เพื่อการส่งน้ำ เพื่อการระบายน้ำเสีย เพื่อเป็นเส้นทางของระบบโครงสร้างพื้นฐานและเพื่อวัตถุประสงค์ต่างๆ มากมาย ข้อมูลที่นำมาศึกษาอ้างอิงนั้น ได้มาจากข้อมูลทุติยภูมิ ได้แก่ เอกสาร หนังสือ เว็บไซต์ และได้จากการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญด้านการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดิน การรวบรวมศึกษาประวัติศาสตร์ของอุโมงค์ที่สำคัญ ได้ถูกจำแนกเป็นหมวดหมู่ที่ชัดเจน ประกอบด้วยความรู้พื้นฐานทั่วไป ด้านวิชาการที่เกี่ยวข้องกับการสำรวจ ออกแบบ การก่อสร้าง ด้านเศรษฐกิจ สังคมและสิ่งแวดล้อม ของงานอุโมงค์

Title : HISTORY OF TUNNEL  
Name : MR.KRAICHAYA CHUAYSONG  
MR.JAKKARIN TONGSIRI  
MR.KITTISUK RAOWONGSAROJ  
Field : CIVIL ENGINEERING  
Department : CIVIL ENGINEERING  
Faculty : ENGINEERING  
Adviser : ASSOC.PROF.SUCHATVEE SUWANSAWAT

## ABSTRACT

The objectives of the special project aim to study the history of the tunnels, underground constructions which recorded the events from the past to the present. The tunnel histories are selected from Thailand and from abroad to elucidate the importance and necessity of each tunnel. The tunnels are used as transportation, diversion water, drainage, system of routes and infrastructure for many purposes. The history of the tunnel is collected from the secondary information for example, reference document, books and web sites. The primary data, the interviewing were given by Thai experts, who keen in the area of the underground construction. Those information and historical data were significantly classified in to a basic information or characteristic of tunnel, technical data; site investigation, detail design and construction, eco-sociology and environment of the tunnels.

# กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาบัตรฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้เป็นอย่างดีด้วยคำแนะนำจาก รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาปริญญาบัตร รวมทั้ง ผศ.สุพจน์ ศรีนิล และ อ.อุษะ ศิริแก้ว ผู้เป็นคณะกรรมการคุมสอบและยังเป็นผู้ที่คอยให้ความช่วยเหลือ อีกทั้งยังช่วยปรับปรุงแก้ไขการนำเสนอโครงการ ตลอดจนให้ความรู้และประสบการณ์ที่ดีแก่กลุ่มโครงการของข้าพเจ้าเสมอมา ซึ่งถือเป็นสิ่งที่มีค่าที่กลุ่มโครงการของข้าพเจ้าได้รับตลอดเวลาที่ทำโครงการวิจัยฉบับนี้ กลุ่มโครงการของข้าพเจ้ารู้สึกซาบซึ้งใจในความกรุณาจากท่านและขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูง

ขอขอบพระคุณ คณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ทุกๆท่านที่ได้อบรมสั่งสอนและมอบวิชาความรู้อันมีคุณค่าสิ่งแก่พวกข้าพเจ้า

ขอขอบพระคุณสำหรับความร่วมมือ ความช่วยเหลือ และกำลังใจดีๆจากรุ่นพี่ ปริญญาโทของพวกเรา โดยเฉพาะ นายศิริพงษ์ นาคทอง (พี่สุด) และ นางสาวภัทรวรรณ มาลัยศรี (พี่เว่ย)

ขอขอบพระคุณ เจ้าหน้าที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในเรื่องต่างๆ

ขอกราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ที่ได้ให้กำลังใจ ให้ความช่วยเหลือ และให้การอบรมให้พวกผมได้ประสบความสำเร็จในวันนี้ เพื่อนที่ร่วมเหนื่อยยากคอยแบ่งปันความรู้และช่วยเหลือกันมาตลอดระยะเวลา 4 ปี

สุดท้ายนี้ สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากปริญญาบัตรฉบับนี้ พวกข้าพเจ้าขอมอบให้กับบิดา มารดา ที่รักยิ่ง และสมาชิกในครอบครัวทุกคนที่คอยเอาใจใส่ ห่วงใย และให้การสนับสนุนอย่างดีเสมอมาตลอดจนครูอาจารย์ที่เคารพทุกท่านที่ได้ประสาทวิชาความรู้และถ่ายทอดประสบการณ์ที่ดีแก่พวกข้าพเจ้า

นาย ไกรชยา ช่วยสงค์

นาย จักริน ทองศิริ

นาย กิตติศักดิ์ เหล่าวงศาโรจน์

คณะผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	
	หน้า	
	ปกใน(ภาษาไทย)	ก
	ปกใน(ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอนุมัติ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฑ
	สารบัญรูป	ฒ
1	บทนำ	
	1.1 กล่าวนำ	1
	1.2 ความสำคัญและที่มาของปัญหา	2
	1.3 วัตถุประสงค์	2
	1.4 ขอบเขตการศึกษา	2
	1.5 ขั้นตอนการดำเนินงาน	3
	1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
2	วิวัฒนาการ การก่อสร้างอุโมงค์ในอดีต	
	2.1 Belgian tunneling method	5
	2.2 German tunneling method	6
	2.3 England tunneling method	6
	2.4 Italian tunneling method	7

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
3	เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในปัจจุบัน	
	3.1 Drilling and blasting method	11
	3.2 Shield tunneling	12
	3.3 Slurry shield tunneling	12
	3.4 Tunnel boring machines (TBM)	14
	3.4.1 Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ไม่ใช้ Shield	14
	3.4.2 Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ใช้ Shield	15
	3.5 Earth pressure balance shield (EPBS)	16
	3.5.1 ปัญหาและอุปสรรคในขณะดำเนินงานขุดเจาะอุโมงค์	18
	3.5.1.1 หัวเจาะเคลื่อนออกไปจากแนวที่กำหนด	18
	3.5.1.2 เมื่อพบชั้นทราย ชั้นดินปนทรายหรือชั้นน้ำใต้ดิน	18
	3.5.1.3 เมื่อพบอุปสรรคขวางแนวเส้นทาง (Obstruction)	18
	3.5.2 วิธีการตรวจสอบการทรุดตัวของชั้นดิน (Ground settlement)	18
	3.5.2.1 การตรวจสอบการทรุดตัวของบ่อก่อสร้าง (Working shaft)	18
	3.5.2.2 ตรวจสอบการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างข้างแนวขุดเจาะอุโมงค์	19
	3.5.2.3 การดำเนินการและป้องกัน (Operation method and prevention)	19
	3.6 New austrian tunneling method (NATM)	20
	3.7 Cut and cover (การขุดและถมกลับ)	23
	3.7.1 Bottom-up	23
	3.7.2 Top-down	23
	3.8 การขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็ก (Microtunneling)	25
	3.8.1 Horizontal directional drilling (HDD)	26
	3.8.2 Pipe jacking (PJ) หรือ Auger drill method	29

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
4	<b>Tunnel layout</b>	
4.1	ขนาดของอุโมงค์	31
4.1.1	ขนาดของอุโมงค์ Highway	31
4.1.1.1	แนวตรงและแนวลาดสำหรับอุโมงค์ Highway	32
4.1.2	ขนาดของ Railroad tunnel (อุโมงค์รถไฟ)	32
4.1.3	ขนาดของอุโมงค์ส่งน้ำ	34
4.1.3.1	อุโมงค์ประเภทเติมคอนกรีต (Concrete filling type)	34
4.1.3.2	อุโมงค์ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type)	34
4.1.4	ขนาดของอุโมงค์ส่งก๊าซ	35
4.1.4.1	ประเภทเติมมอร์ตาร์ (Mortar filling type)	35
4.1.4.2	ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type)	35
4.2	ข้อจำกัดในการออกแบบ	35
4.2.1	ข้อจำกัดในการออกแบบอุโมงค์รถไฟ	35
4.2.2	ข้อจำกัดในการออกแบบอุโมงค์ Highway	36
4.3	ข้อจำกัดในการก่อสร้าง	37
4.3.1	อุโมงค์แบบเจาะ (Mine tunnel)	38
4.3.2	อุโมงค์แบบครอบ (Shield tunnel)	39
4.3.3	อุโมงค์แบบฝัง (Immersed tubes)	40
4.3.4	อุโมงค์แบบลอย (Floating tunnel)	42
4.4	ผนังอุโมงค์	44
4.4.1	หน้าที่ของผนังอุโมงค์	44
4.4.2	ลักษณะของผนังอุโมงค์มีดังนี้	45
4.4.3	การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์	46
4.5	การแบ่งประเภทของผนังอุโมงค์	47
4.5.1	Unlined rock	47
4.5.2	Rock reinforcement systems	47
4.5.3	Shotcrete	49

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	4.5.4 Pre-excavation stabilization	50
	4.5.5 Ribbed systems	51
	4.5.6 Segmental lining	52
	4.5.7 Poured concrete	54
4.6	การพิจารณาการออกแบบ (Design considerations)	55
	4.6.1 Water	55
	4.6.2 Constructibility	56
	4.6.3 ระบบ Shield (Shield systems)	56
	4.6.4 ขนาดของ Lining	57
4.7	คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ภายใต้น้ำหนักของดิน (Lining behavior underground loads)	57
4.8	หลักเกณฑ์ในการปฏิบัติสำหรับการออกแบบวงแหวนที่ยืดหยุ่นได้	58
	4.8.1 ขอบเขตในการผิดรูป (Distortion limits)	58
	4.8.2 คุณสมบัติของวงแหวนที่มีความยืดหยุ่น (Behavior of flexible ring)	59
	4.8.3 ขอบเขตคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ในทางปฏิบัติ (Range of behavior of practical lining)	63
4.9	คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ 2 ชั้น (Behavior of two-stage linings)	66
4.10	คุณสมบัติของระบบหินเสริมแรง (Behavior of rock reinforcement systems)	68
	4.10.1 ความเค้นที่ส่วนโค้งของหิน (Rock arch stresses)	68
	4.10.2 รอยต่อของหิน (Rock joints)	71
4.11	Tandem lining	73
4.12	ความสัมพันธ์ของการออกแบบและการวิเคราะห์ (Relation of design and analysis)	75
4.13	หลักของความมั่นคงและการออกแบบผนังอุโมงค์ (Principles of tunnel stabilization and lining design)	75

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
5	ตัวอย่างอุโมงค์ที่มีความสำคัญต่อการพัฒนาการก่อสร้างอุโมงค์ของโลก	
5.1	EURO TUNNEL	77
5.1.1	ประวัติศาสตร์	77
5.1.2	งานด้านวิศวกรรม	80
5.1.2.1	การสำรวจ	80
5.1.2.2	ธรณีวิทยา	80
5.1.2.3	เทคนิคการก่อสร้าง	81
5.1.2.4	การออกแบบรถไฟและล้อเลื่อน	85
5.1.3	ประโยชน์และการดำเนินงาน	86
5.1.4	สถานีปลายทาง	87
5.2	SEIKAN TUNNEL	88
5.2.1	ประวัติศาสตร์	89
5.2.2	งานด้านวิศวกรรม	91
5.2.2.1	การสำรวจ	91
5.2.2.2	ธรณีวิทยา	92
5.2.2.3	เทคนิคการขุดเจาะ	92
5.3	QANAT TUNNEL	
5.3.1	ประวัติศาสตร์	96
5.3.2	งานด้านวิศวกรรม	99
5.3.2.1	การสำรวจ	99
5.3.2.2	โครงสร้างทั่วไปของ Qanat	99
5.3.2.3	เทคนิค การก่อสร้าง	100
5.3.3	โครงสร้างของ Qanat tunnel ในเมือง	103
5.3.4	การเปลี่ยนของ Qanat tunnel ในเมือง	104
5.3.5	ระบบ Qanat tunnel ในปัจจุบัน	104
5.4	LAERDAL TUNNEL	
5.4.1	ประวัติศาสตร์	105

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
5.4.2	งานด้านวิศวกรรม	107
5.4.2.1	การสำรวจ	107
5.4.2.2	สภาพทางธรณีวิทยา	109
5.4.2.3	เทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์	110
5.4.2.4	อัตราค่าก่อสร้างอุโมงค์	120
5.5	อุโมงค์รถไฟฟ้าชาน	120
5.5.1	ประวัติศาสตร์	122
5.5.1.1	ที่มาของทางรถไฟสายเหนือ	122
5.5.1.2	การขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าสายเหนือ	123
5.5.2	งานด้านวิศวกรรม	124
5.5.2.1	การทำหมุดหลักฐาน	124
5.5.2.2	การขุดเจาะอุโมงค์	125
5.5.3	บทสรุปของการสร้างอุโมงค์และรางรถไฟ	127
5.6	อุโมงค์โครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (The M.R.T.)	128
5.6.1	ประวัติศาสตร์	128
5.6.2	งานด้านวิศวกรรม	129
5.6.2.1	การสำรวจ	130
5.6.2.2	ธรณีวิทยา	130
5.6.2.3	เทคนิคการก่อสร้าง	131
5.7	อุโมงค์เขาพังเหย	135
5.7.1	ประวัติศาสตร์	135
5.7.2	งานด้านวิศวกรรม	136
5.7.2.1	ธรณีวิทยา	136
5.7.2.2	เทคนิคการก่อสร้าง	136
5.8	อุโมงค์พระพุทธราย	138
5.8.1	ประวัติศาสตร์	138
5.8.2	งานด้านวิศวกรรม	138

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	5.8.2.1 การสำรวจ	138
	5.8.2.2 เทคนิคการก่อสร้าง	138
5.9	อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว	140
	5.9.1 ประวัติศาสตร์	141
	5.9.2 งานด้านวิศวกรรม	141
	5.9.2.1 การสำรวจ	141
	5.9.2.2 เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์	143
5.10	อุโมงค์ส่งน้ำลำตะคอง	148
	5.10.1 ประวัติศาสตร์	148
	5.10.2 งานด้านวิศวกรรม	149
	5.10.2.1 ธรณีวิทยา	149
6	สรุปผลและวิเคราะห์ความรู้จากการศึกษาโครงการ บรรณานุกรม ภาคผนวก รายละเอียดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษา เขื่อนแม่กวง	ผก1

# สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
ตาราง 3.1	ปริมาณการใช้ดินระเบิดสำหรับงานอุโมงค์ (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร) ตาม Wiedemann	11
ตาราง 3.2	สรุปเครื่องมือในการขุดเจาะอุโมงค์	30
ตาราง 4.1	ระยะมองเห็นสำหรับการหยุด	32
ตาราง 4.2	แสดงขนาดของ Railroad tunnel (อุโมงค์รถไฟ)	33
ตาราง 4.3	แสดงทางลาดสูงสุดสำหรับโครงการอุโมงค์รถไฟหลัก	36
ตาราง 4.4	ระยะสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ Highway ที่ก่อสร้างในภูเขา	36
ตาราง 4.5	ระยะสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ Highway ใต้น้ำที่อยู่ในเมือง	37
ตาราง 4.6	อัตราส่วนการผิครูปที่แนะนำสำหรับอุโมงค์ที่มีดินนุ่ม	58
ตาราง 4.7	Rock arch compressive Str.-psi	70
ตาราง 5.1	แสดงระยะเวลาการก่อสร้างอุโมงค์ Seikan	90
ตาราง 5.2	ความคืบหน้าของโครงการขุดอุโมงค์ Seikan	93
ตาราง 5.3	ประสิทธิภาพของการก่อสร้าง	95
ตาราง 5.3	ประสิทธิภาพของการก่อสร้าง(ต่อ)	96
ตาราง 6.1	แสดงวิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์จากอดีตสู่ปัจจุบัน	151
ตาราง 6.2	ฐานข้อมูลอุโมงค์ในทวีปยุโรปและเอเชีย	152
ตาราง 6.3	ฐานข้อมูลอุโมงค์ในประเทศไทย	153
ตาราง 6.3(ต่อ)	ฐานข้อมูลอุโมงค์ในประเทศไทย	154
ตาราง 6.4	ฐานข้อมูลอุโมงค์ในกรุงเทพมหานคร	155

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 2.1	วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคโรมัน	4
รูป 2.2	การขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า (Head and bench) ได้ถูกพัฒนาขึ้นควบคู่กับเครื่องมือขุดเจาะที่ทันสมัยมากขึ้น	5
รูป 2.3	การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีของเบลเยียม	5
รูป 2.4	การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีของเยอรมัน	6
รูป 2.5	การขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีของอังกฤษ	7
รูป 2.6	การขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีของอิตาลี	7
รูป 2.7	ลักษณะภายใน Qanat	8
รูป 2.8	ลักษณะภายใน Eupalinian aqueduct	8
รูป 2.9	Sapperton canal tunnel	8
รูป 2.10	Box tunnel	8
รูป 3.1	แสดงตัวอย่างการวางตำแหน่งของคินระเบ็ด	11
รูป 3.2	Shield tunneling	12
รูป 3.3	ส่วนประกอบของ Slurry shield tunneling และเครื่องมือ ที่ใช้ในการแยกสารละลาย	13
รูป 3.4(a)	ขั้นตอนการทำงานของ Tunnel boring machine ประเภทไม่ใช้ Shield	14
รูป 3.4(b)	TBM ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.43 เมตร	15
รูป 3.5	Hsuehshan tunnel ใน Taiwan ก่อสร้างด้วย TBM	15
รูป 3.6	Guadarrama tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟ ในประเทศ Spain ก่อสร้างในปี ค.ศ. 2002-2007 ความยาว 28,400 เมตร	16
รูป 3.7	Malmo city tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศ Sweden ก่อสร้างในปี ค.ศ.2005 ความยาว 4.650 เมตร	16
รูป 3.8	รูปตัดของ Earth pressure balance shield (EPBS) แสดงชื่อเรียกชิ้นส่วนต่างๆ	17
รูป 3.9	อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศไทยที่ขุดเจาะด้วย EPBS	20

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 3.10	Dietershan tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศเยอรมัน ก่อสร้างในปี ค.ศ.1991 ความยาว 7,345 เมตร	22
รูป 3.11	Inntal tunnel เป็นอุโมงค์ถนนในประเทศ Austria ก่อสร้างในปี ค.ศ.1933 - 1989 ความยาว 12,696 เมตร	23
รูป 3.12	Sitina tunnel เป็นอุโมงค์ถนนในประเทศสโลวาเกีย ก่อสร้างในปี ค.ศ.2003 - 2007 ความยาว 1,440 เมตร	23
รูป 3.13	แสดงแบบจำลองอุโมงค์ที่สร้างด้วยวิธี Cut and cover	24
รูป 3.14	Flughafen s-bahn tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศเยอรมัน ก่อสร้างในปี ค.ศ.1982 - 1992 ความยาว 2,300 เมตร	25
รูป 3.15	Tranchee couverte de gumond tunnel เป็นอุโมงค์ถนน ในประเทศฝรั่งเศสก่อสร้างในปี ค.ศ. 2003 - 2005 ความยาว 169 เมตร	25
รูป 3.16	เครื่องมือ Horizontal directional drilling (HDD)	27
รูป 3.17	แสดงขั้นตอนการทำงานของ Horizontal directional drilling	28
รูป 4.1	แสดงขนาดของอุโมงค์ Highway	31
รูป 4.2	แสดงขนาดของ Railroad tunnel	33
รูป 4.3	รูปตัดของอุโมงค์ส่งน้ำ	34
รูป 4.4	รูปตัดอุโมงค์วางท่อก๊าซ	35
รูป 4.5	รูปตัดของ Seikan tunnel	39
รูป 4.6	แสดงอุโมงค์ใต้น้ำในเมือง New york	40
รูป 4.7	อุโมงค์ San francisco trans-bay tube	41
รูป 4.8	แสดงโครงสร้างของอุโมงค์แบบฝัง	41
รูป 4.9	Puget sound floating tunnel	42
รูป 4.10	แสดงโครงสร้างทั่วไปของอุโมงค์แบบลอยน้ำ	42
รูป 4.11	แสดงโครงสร้างของอุโมงค์แบบลอยน้ำ	43
รูป 4.12	แสดงอุโมงค์ถนนสาย 63 ในเมือง New york	43
รูป 4.13	แสดงอุโมงค์ Detroit-windsor	44
รูป 4.14	อุโมงค์ Wawona highway	47

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 4.15	WMATA rock tunnel – mine ties	48
รูป 4.16	Peachtree center station, MARTA, Atlanta – reinforced rock	48
รูป 4.17	Rock bolts with wire mesh	49
รูป 4.18	Shotcrete	50
รูป 4.19	Shotcrete finish lining	50
รูป 4.20	อุโมงค์ Berkeley hills	52
รูป 4.21	Los angeles metro – โครงเหล็กพร้อมกับ Barrel stave lining	52
รูป 4.22	ผนังอุโมงค์ใน Washington metro system	53
รูป 4.23	ผนังของอุโมงค์ Baltimore transit system ที่ประกอบด้วยชั้นส่วนผนังอุโมงค์ที่หล่อสำเร็จ	54
รูป 4.24	ผนังอุโมงค์ Los angeles metro มีระบบ Stabilization ที่ใช้ชั้นส่วนผนังอุโมงค์ที่หล่อสำเร็จ	54
รูป 4.25	อุโมงค์ Los angeles metro ที่มีการใช้ Membrane กันแก๊สในอุโมงค์	55
รูป 4.26	แหวนไม่มีขอบและ รับน้ำหนักเท่ากัน	59
รูป 4.27	แหวนไม่มีขอบและรับน้ำหนักไม่เท่ากัน	60
รูป 4.28	แหวนมีขอบบางส่วนและรับน้ำหนักไม่เท่ากัน	60
รูป 4.29	แหวนมีขอบเต็มรับน้ำหนักไม่เท่ากัน	61
รูป 4.30	แหวนมีขอบเต็ม รับน้ำหนักแบบสุ่ม	61
รูป 4.31	แรงดันในการทดสอบกริตบนผนังอุโมงค์แบบเป็นส่วน	62
รูป 4.32	ความเค้นที่ทำให้โค้งงอในแหวนคอนกรีตที่ยึดหยุ่นได้	64
รูป 4.33	ความเค้นที่เกิดจากแรงกดในแหวนคอนกรีตที่ยึดหยุ่นได้	65
รูป 4.34	ความผิดปกติที่เกิดจากการขาดชุดรองรับ	66
รูป 4.35	น้ำหนักบนผนังอุโมงค์ 2 ชั้น	67
รูป 4.36	รูปทรงส่วนโค้งของหินเสริมแรง	68
รูป 4.37	น้ำหนักบนส่วน โค้งของหินเสริมแรง	69
รูป 4.38	ความเค้นกดที่ส่วน โค้งของหินเสริมแรง	70
รูป 4.39	ความเค้นบนมวลหินไม่มีขอบเขต	71

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 4.40	ปัญหาารรอยต่อของหิน	72
รูป 4.41	การเสริมแรงพิเศษสำหรับรอยต่อหิน	72
รูป 5.1	แผนที่เส้นทางอุโมงค์	78
รูป 5.2	แบบจำลองอุโมงค์ Euro tunnel	79
รูป 5.3	ข้อมูลทางธรณีวิทยาตามอุโมงค์เมื่อเริ่มก่อสร้าง สำหรับความยาวส่วนใหญ่เป็นการเจาะอุโมงค์ ผ่านชั้นหิน Chalk marl	81
รูป 5.4	อุโมงค์ช่องแคบแสดงพิพธิภัณฑ์รถไฟแห่งชาติใน York อังกฤษ แสดงส่วนตัดขวางทรงกลมของอุโมงค์ที่มีสายไฟข้างบน ให้พลังงานกับรถไฟ Euro star สามารถเห็นทางรถไฟในอุโมงค์ด้วย	82
รูป 5.5	Tunnel boring machine	84
รูป 5.6	ตัวอย่างส่วนตัดขวางอุโมงค์ ที่มีอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ ในระหว่างอุโมงค์รางคู่ แสดงการเชื่อมอุโมงค์รถไฟ เป็น pistol relief duct จำเป็นต้องจัดการการเปลี่ยนแปลงแรงดัน เนื่องจากการเคลื่อนที่ของรถไฟ	84
รูป 5.7	TBM	85
รูป 5.8	Euro strar	86
รูป 5.9	Channel tunnel	87
รูป 5.10	Seikan tunnel	89
รูป 5.11	แนวเส้นทางของอุโมงค์ Seikan	90
รูป 5.12	แสดง Section และ Profile ของอุโมงค์ Seikan	91
รูป 5.13	ทางเข้าอุโมงค์ ฝั่ง Honshu	92
รูป 5.14	แสดงส่วนตัดขวางของอุโมงค์ Seikan	93
รูป 5.15	สภาพธรณีวิทยาของชั้นดิน	94
รูป 5.16	ภาพแสดงการทำเขื่อนกั้นน้ำ	94
รูป 5.17	Qanat tunnel	97
รูป 5.18	แสดงพื้นที่การขยายของ Qanat	98

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ต  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 5.19	โครงสร้างทั่วไปของ Qanat	100
รูป 5.20	การติดตั้งกัวนเหนือปากของ Shaft	101
รูป 5.21	ลักษณะของแหวนเสริมแรง	101
รูป 5.22	การขุดอุโมงค์ในแนวอนและการใส่แหวนเสริมแรง	102
รูป 5.23	ถังเก็บน้ำใช้ สำหรับชุมชน	103
รูป 5.24	การขยายของเทคโนโลยี Qanat	104
รูป 5.25	เส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์	105
รูป 5.26	แสงไฟสีน้ำเงินบริเวณ Mountain halls	106
รูป 5.27	แท่งเหล็กขนาดเล็กบริเวณเส้นแบ่งเลน	106
รูป 5.28	ถนนสายเก่าที่ตัดเลาะไปตามภูเขา	107
รูป 5.29 (a)	ภูมิประเทศบริเวณที่ขุดเจาะอุโมงค์	108
รูป 5.29 (b)	ภูมิประเทศบริเวณที่ขุดเจาะอุโมงค์	108
รูป 5.30	ลักษณะของหิน	109
รูป 5.31	Shotcrete being applied to stabilize a tunnel	112
รูป 5.32	เครื่องฟอกอากาศ	118
รูป 5.33	โทรศัพท์มือถือเงิน	119
รูป 5.34	จุดจอดมือถือเงิน	119
รูป 5.35	แผนที่แสดงที่ตั้งเทือกเขาขุนตาน(เน้นสีเขียว)	121
รูป 5.36	อุโมงค์ขุนตาน	121
รูป 5.37	รถไฟสายเหนือ	124
รูป 5.38	หมุดหลักฐาน รฟท.	125
รูป 5.39	profile การขุดเจาะอุโมงค์	126
รูป 5.40	วิวัฒนาการการขนส่งมวลชนในประเทศไทย	128
รูป 5.41	Tunnel cross section	129
รูป 5.42	ภาพแสดงการทำงานการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดิน	131
รูป 5.43	หัวเจาะที่ใช้ในการขุดเจาะ	134
รูป 5.44	รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์เขาพังเหย	136

# สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
รูป 5.45	ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพังเหย	137
รูป 5.46	รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์พุทธรณาย	138
รูป 5.47	ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพุทธรณาย	139
รูป 5.48	หัวเจาะแบบ EBPS	142
รูป 5.49	ผนังคอนกรีต Segment	143
รูป 5.50	โครงสร้างเหล็กช่วยในการรับแรงดัดตัวของหัวเจาะ	144
รูป 5.51	ขนถ่ายดินจากอุโมงค์โดยใช้รถราง	146
รูป 5.52	แนวทางของอุโมงค์ส่งน้ำ	148
รูป 5.53	อุโมงค์ท้ายน้ำ	148



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 กล่าวนำ

ในอดีตกาลนั้นได้มีการขุดเจาะอุโมงค์และก่อสร้างอุโมงค์สำหรับการเดินทางระหว่างเมืองหลัก ส่วนใหญ่เป็นการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านเทือกเขา เพื่อร่นระยะการเดินทางให้สั้นลงไม่จำเป็นต้องเดินทางเลียบภูเขา อีกทั้งยังลดการสึกหรอของเครื่องยนต์ในการที่ความเร็วต้องลดลงหรือเพิ่มขึ้นอย่างกะทันหันเนื่องจากความลาดชันของภูเขา แต่สำหรับในบริเวณที่มีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่นในเมืองใหญ่ อาจมีการขุดเจาะก่อสร้างอุโมงค์เพื่อใช้ในเดินทางใต้ดิน เพื่อระบบการระบายน้ำ การผันน้ำหรือส่งน้ำดิบสำหรับการอุปโภคบริโภค บางครั้งอาจพบว่าการขุดเจาะและก่อสร้างเพื่อวัตถุประสงค์อื่นๆ เช่น อุโมงค์ในเหมืองถ่านหิน อุโมงค์สำหรับหลบภัย อุโมงค์สำหรับ โรงงานผลิตสารเคมีที่เป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ หรืออุโมงค์สำหรับ โรงงานผลิตวัตถุระเบิดที่มีอนุภาครังสีสูง วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แต่เดิมนั้นส่วนใหญ่จะเป็นการขุดเจาะในแต่ละส่วน (Partial face excavation) และมีการก่อสร้างค้ำยันอย่างเป็นขั้นเป็นตอน แล้วค่อยขยายรูเจาะให้ได้รูปร่างของหน้าตัดตามต้องการ การจะเลือกขุดเจาะส่วนบนหรือส่วนล่างก่อนนั้นขึ้นอยู่กับประสบการณ์และความชำนาญของคณะผู้ปฏิบัติงาน ซึ่งมีความแตกต่างกันไปในเทคนิคและวิธีการของแต่ละแห่ง เป็นเหตุให้มีการเรียกชื่อวิธีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ได้หลายลักษณะหลายประเภท อาทิเช่น Belgian tunneling method, German tunneling method, Austrian tunneling method, English tunneling method, Italian tunneling method เป็นต้น

นับว่าเป็นปกติธรรมชาติของมนุษย์ในการที่จะพยายามจัดหาสิ่งอำนวยความสะดวกเพื่อให้มีชีวิตความเป็นอยู่ที่สุขสบายขึ้น ลดความยุ่งยากและความรำคาญให้น้อยลง ความต้องการในการเดินทางด้วยยานพาหนะที่สะดวก รวดเร็ว สะดวกสบาย และไม่มีอุปสรรคกีดขวางการเดินทางนั้น ส่งผลให้เกิดการก่อสร้างอุโมงค์สำหรับการจราจร ทั้งในเขตชุมชนแออัดและในบริเวณภูเขาที่มีความลาดชันสูง จากวิธีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์แบบง่ายในอดีต เช่น Drilling and blasting method ในชั้นหินหรือดินที่แข็ง ต่อมาได้มีการพัฒนาเครื่องจักรกลและอุปกรณ์นำไปสู่การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ที่อาศัยเทคโนโลยีที่มีความซับซ้อน แต่มีประสิทธิภาพสูง เช่น Earth pressure balance shield (EPBS) ในชั้นดินที่มีลักษณะเป็นดินอ่อนที่มีปัญหาด้านความแข็งแรงหรือการทรุดตัวมาก หรือการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ในบริเวณชุมชนแออัด โดยได้มีการดำเนินงานที่ทำให้มีผลกระทบต่อสภาพการจราจรให้น้อยที่สุดจนเป็นที่ทราบกันดีโดยทั่วไปในปัจจุบัน อย่างไรก็ตาม ในระยะเวลาไม่นานที่ผ่านมา ได้มีการนำเทคโนโลยีการขุดและก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่มาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเล็ก ส่วนมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะพบในงานการวางท่อสำหรับการขนส่งลำเลียงน้ำดิบเพื่อการอุปโภคและบริโภค การวางท่อในระบบบำบัดน้ำเสีย งานวางท่อสำหรับสายไฟฟ้า โทรศัพท หรือระบบสื่อสารโทรคมนาคม โดยเป็นการวางท่อในระดับดินที่มีความลึกจากผิวดินไม่มากนัก ทั้งนี้อาจมีความแตกต่างด้านวิธีการดำเนินงานและการใช้เครื่องมือที่ทันสมัยในแต่ละประเภทของงาน จึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการประยุกต์ปรับเปลี่ยนเทคนิคการขุดเจาะและก่อสร้างให้เหมาะสมตามควรแต่กรณี

สำหรับในประเทศไทยแนวโน้มที่งานขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ทั้งขนาดใหญ่และขนาดเล็กจะมีมากขึ้น เพราะความจำเป็นที่จะต้องก่อสร้างระบบสาธารณูปโภคต่างๆที่ส่งผลกระทบต่อ การสัญจรและสภาพแวดล้อมในพื้นที่ก่อสร้างให้น้อยที่สุด แต่อย่างไรก็ตามความรู้เกี่ยวกับเทคโนโลยี การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์สำหรับวิศวกรโยธาในประเทศไทยเรายังจำกัดอยู่ในแวดวงวิศวกรผู้ที่เกี่ยวข้องเท่านั้น

## 1.2 ที่มาและความสำคัญ

อุโมงค์มีด้วยกันหลายประเภท หากแบ่งตามประเภทการใช้งาน เช่น อุโมงค์รถยนต์ อุโมงค์รถไฟ อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์เดินสายไฟฟ้าแรงสูง ซึ่งล้วนแล้วแต่มีความสำคัญในยุคปัจจุบัน เนื่องจากปัจจุบันมีจำนวนประชากรเพิ่มขึ้นเป็นอย่างมาก โดยเฉพาะในเมืองใหญ่ที่มีความเจริญสูง มีพื้นที่จำกัด จึงต้องมีการคมนาคมและการขนส่งทางอุโมงค์ใต้ดินขึ้น เพื่อช่วยลดปัญหาในด้านต่างๆ ซึ่งในการศึกษาเกี่ยวกับอุโมงค์นั้น ควรจะเริ่มศึกษาตั้งแต่ประวัติความเป็นมาของการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตที่ยังไม่มีอุปกรณ์ที่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน แต่สามารถที่จะสร้างให้แล้วเสร็จและมีอายุการใช้งานนานหลายปี จนกระทั่งการก่อสร้างในปัจจุบันที่มีอุปกรณ์ในการก่อสร้างที่ทันสมัยมากขึ้น เพราะการศึกษาประวัติอุโมงค์ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันจะทำให้ผู้ที่ศึกษาและผู้ที่มีความสนใจ รู้จักเกี่ยวกับอุโมงค์มากยิ่งขึ้น เพื่อที่จะได้ใช้เป็นความรู้ประกอบในการศึกษาอุโมงค์ในชั้นอื่นๆ ต่อไป

## 1.3 วัตถุประสงค์

- 1) การศึกษาประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์เพื่อรวบรวมข้อมูลของการก่อสร้างที่ผ่านมาไว้ใช้ปรับปรุงการก่อสร้างอุโมงค์ที่จะเกิดขึ้นใหม่ให้มีประสิทธิภาพที่ดีกว่าเดิม
- 2) เพื่อเป็นแหล่งข้อมูลให้ผู้ที่มีความสนใจ ได้ศึกษาค้นคว้า

## 1.4 ขอบเขตการศึกษา

รวบรวมประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์ที่สำคัญๆของโลก พร้อมทั้งศึกษาวิวัฒนาการ การก่อสร้างอุโมงค์ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ทั้งนี้จะเป็นการศึกษารูปแบบการก่อสร้างทั้งในประเทศและต่างประเทศ

## 1.5 ขั้นตอนการดำเนินงาน

- 1) ค้นหาหาข้อมูลจากหนังสือของต่างประเทศ
- 2) ค้นหาหาข้อมูลจาก Internet
- 3) สอบถามจากผู้เชี่ยวชาญทางด้านอุโมงค์และอาจารย์ที่ปรึกษา
- 4) ทำการตรวจสอบข้อมูลที่ได้มาเพื่อให้เกิดความถูกต้องและครบถ้วน
- 5) ทำการจัดเก็บและนำเสนอข้อมูลแก่ผู้ที่สนใจ

## 1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) เพื่อให้ทราบถึงวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ อุโมงค์ลักษณะต่างๆ การเลือกแบบของอุโมงค์ไปใช้งานต่างๆ ได้อย่างถูกต้องและยังได้นำความรู้มาปรับปรุงวิธีการก่อสร้าง
- 2) เพื่อเป็นการรวบรวมข้อมูลให้ผู้ที่มีความสนใจต่อการค้นหาและหาข้อมูล



## บทที่ 2

### วิวัฒนาการ การก่อสร้างอุโมงค์ในอดีต

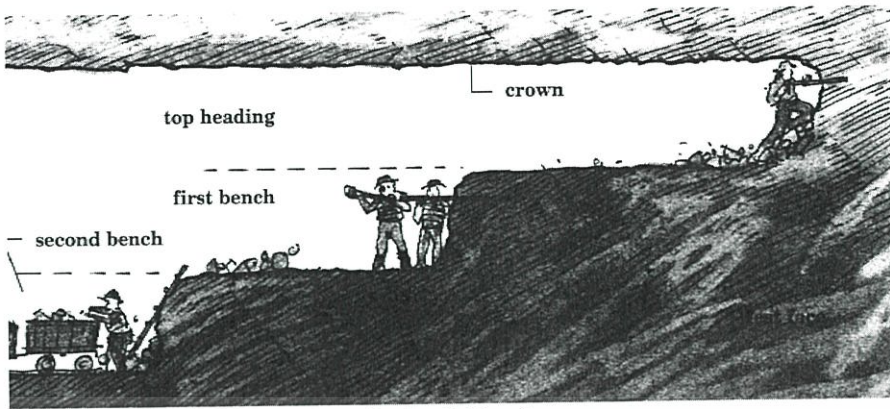
การก่อสร้างอุโมงค์ได้มีขึ้นและบันทึกเป็นหลักฐานอย่างชัดเจนเมื่อ 2-3 พันปีที่ผ่านมามนุษย์ได้เริ่มก่อสร้างเพื่ออยู่อาศัย การก่อสร้างในตอนนั้นยังอาศัยแรงงานคนเป็นหลักวิธีการก่อสร้างจะใช้สิ่วค่อยๆ สกัดไปที่ละน้อย โดยก่อสร้างในชั้นของหิน ต่อมารู้จักใช้ไฟเผาหน้าหินให้ร้อนแล้วใช้น้ำราดเพื่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิอย่างกะทันหัน ทำให้หินเกิดการแตกร้าวและง่ายต่อการสกัดออก

ต่อมามนุษย์เริ่มก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นของดินอ่อน (Soft ground) และหินที่มีความแข็งแรงน้อยขึ้น ซึ่งความยากและอันตรายของการขุดเจาะขึ้นอยู่กับระยะเวลาการคงตัวของดินหรือ Stand-up time จึงได้มีการพัฒนาการขุดอุโมงค์แบบ Head and bench ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า โดยจะขุดเจาะจากด้านบนของอุโมงค์ออกไปก่อนจากนั้นจึงเริ่มขุดด้านล่างตามออกไป ในการขุดเจาะอุโมงค์แบบนี้ถ้าหากติดตั้งค้ำยันไม่ทันหรือไม่แข็งแรงพอ ดินด้านบนของอุโมงค์จะถล่มลงมาได้ หรือหากขุดเจาะอุโมงค์ได้ระดับน้ำใต้ดินก็มักเกิดปัญหาการไหลของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ จนถึงขนาดเกิดน้ำท่วมภายในอุโมงค์ และดินโดยรอบถล่มลงมาสร้างความเสียหายได้เช่นกัน



รูป 2.1 วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในยุคโรมัน

ที่มนุษย์สามารถสร้างอุโมงค์เพื่อใช้ในการส่งน้ำ โดยอาศัยแรงงานคนเป็นหลัก (สุชชีวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

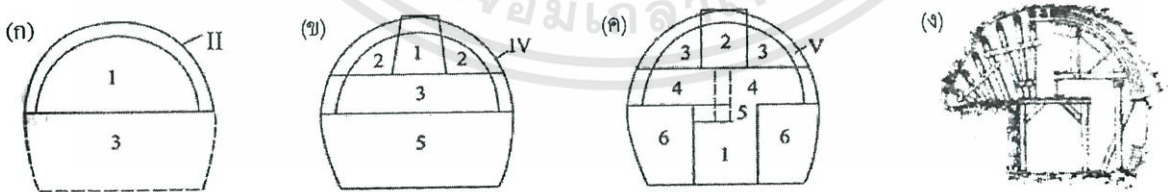


รูป 2.2 การขุดเจาะอุโมงค์แบบไม่เต็มหน้า (Head and bench)  
ได้ถูกพัฒนาขึ้นควบคู่กับเครื่องมือขุดเจาะที่ทันสมัยมากขึ้น (สุชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

ต่อมาได้มีการศึกษาและหาวิธีการปรับปรุงการขุดเจาะและสร้างค้ำยัน ซึ่งแต่ละประเทศก็มีวิธีที่แตกต่างกัน เช่น ประเทศเบลเยียม ประเทศเยอรมัน ประเทศอังกฤษ ประเทศอิตาลี เป็นต้น

## 2.1 Belgian tunneling method

เริ่มใช้ในปี ค.ศ.1828 ในการสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ Charleroy ใน เบลเยียม ต่อมามีการใช้กันมากในการขุดเจาะอุโมงค์บริเวณเทือกเขา Alp ด้วยความสำเร็จในระดับที่น่าพอใจ การขุดเจาะและก่อสร้างวิธีนี้ มีการขุดเจาะที่ Top heading ก่อน (1) แล้วทำการค้ำยัน Tunnel crown (2) หลังจากนั้นมีการขุดเจาะด้านล่าง (3) แต่ถ้าหากเป็นอุโมงค์ขนาดใหญ่หรือพื้นที่การขุดเจาะใหญ่มาก จะมีการแบ่งแยกลำดับขั้นตอนการขุดเจาะและจัดค้ำยันดังในกรณี (ข) และ (ค) ส่วน (ง) แสดงรูปตัดสองมิติของอุโมงค์ที่มีการก่อสร้างค้ำยัน ดังแสดงในรูป 2.3

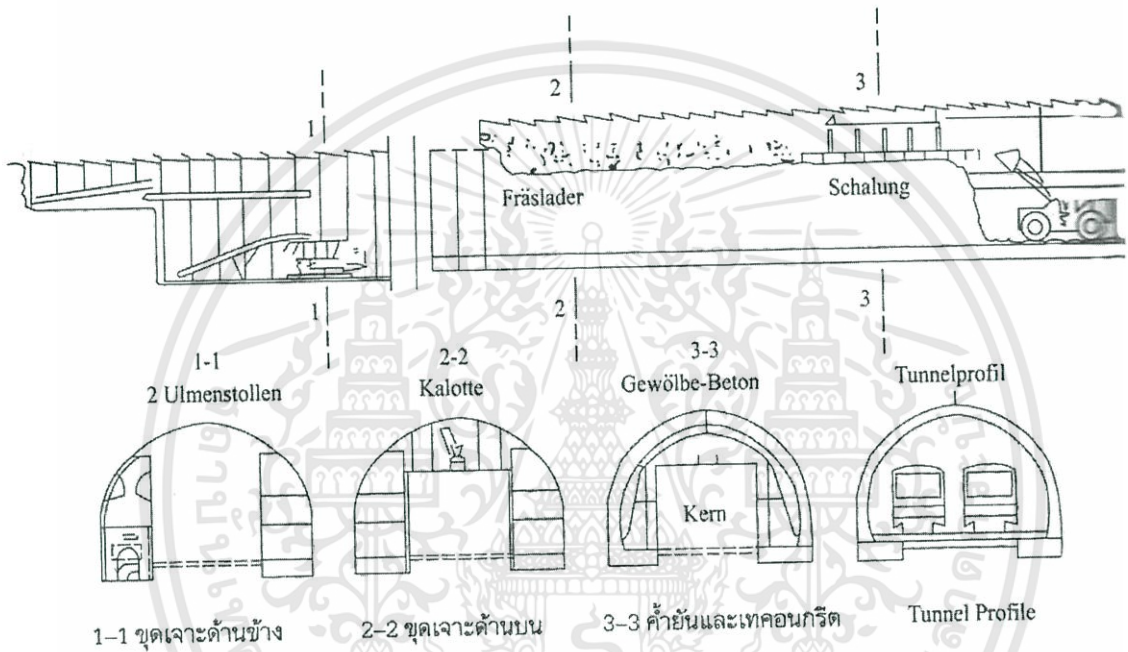


รูป 2.3 การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีของเบลเยียม (บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2552)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.2 German tunneling method

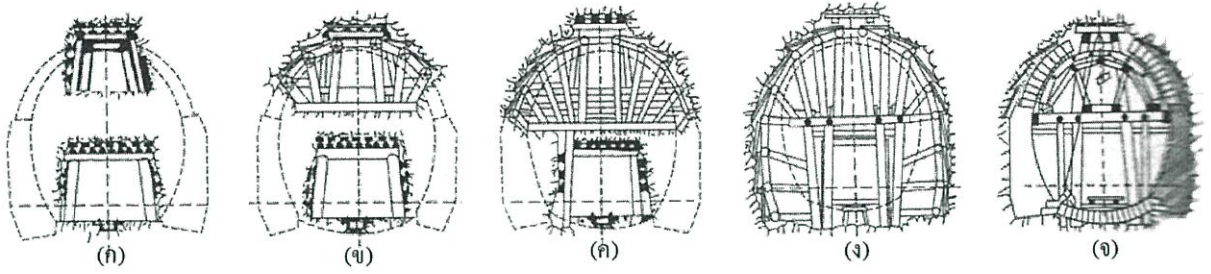
จากประวัติศาสตร์ที่มีการบันทึกไว้นั้น ได้มีการใช้วิธีการของเยอรมันในปี ค.ศ.1803 ที่ Trongouy มาก่อน และมีการพัฒนาการใช้กันอย่างมากในช่วงกลางศตวรรษที่ 20 แม้ในสภาพดินและหินที่มีอุปสรรค วิธีการของเยอรมันจะทำการขุดเจาะอุโมงค์บริเวณด้านข้างทั้งสองก่อน (Sidewall) เมื่อทำการขุดเจาะดินด้านบนแล้วจะทำค้ำยันเพดานด้านบน โดยจะใช้ส่วนที่เป็นแกนกลางอุโมงค์เป็นที่รับแรงจากการค้ำยัน



รูป 2.4 การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีของเยอรมัน (บุญเทพ นานเกรงสรรค์, 2552)

## 2.3 England tunneling method

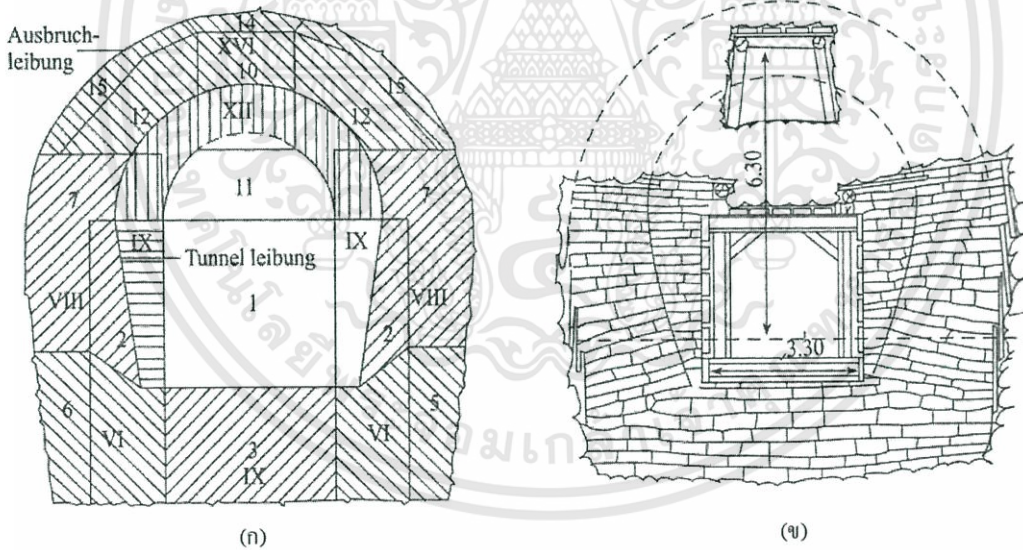
ประมาณปี ค.ศ. 1830 มีการเริ่มใช้วิธีการนี้ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟในอังกฤษ ซึ่งมีวิธีการและขั้นตอนคล้ายคลึงกับของออสเตรียแบบเก่า โดยมีการขุดให้ได้รูปร่างอุโมงค์ทั้งหมดก่อนแล้วมีการก่อสร้างค้ำยันถาวร (Permanent lining) จากด้านข้างส่วนล่างขึ้นสู่ด้านบน ดังแสดงในรูป 2.5 ส่วนที่แตกต่างจากวิธีการของออสเตรียนั้นมีเพียงการใช้ค้ำยันชั่วคราวตามแนวยาวของอุโมงค์เป็นหลัก ซึ่งในส่วนของออสเตรียนั้นจะใช้ค้ำยันตามภาคตัดขวางอุโมงค์เป็นหลัก วิธีการของอังกฤษนั้นใช้ได้ดีกับอุโมงค์ดินที่เกรงว่าการทรุดตัวของดินหรือหินจะก่อให้เกิดเป็นปัญหาใหญ่



รูป 2.5 การขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีของอังกฤษ (บุญเทพ นานเกรียงสรรค์, 2552)

## 2.4 Italian tunneling method

วิธีนี้ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ระหว่าง Foggia และ Neapel ในปี ค.ศ.1867 ต่อมาได้มีการพัฒนาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ตลอดใต้เทือกเขา Alp ในปี ค.ศ.1893 โดยใช้กับบริเวณที่ดินหรือหินมีปัญหาและมีน้ำไหลเข้าอุโมงค์มาก แต่ปัจจุบันไม่มีการใช้วิธีนี้อีกแล้ว เพราะได้มีการพัฒนาไปใช้วิธีอื่นที่ดีกว่า โดยที่ตัวเลขอารบิกแสดงถึงขั้นตอนการขุดเจาะ ส่วนตัวเลขโรมันแสดงการก่อสร้างค้ำยัน



รูป 2.6 การขุดเจาะและก่อสร้างโดยวิธีของอิตาลี (บุญเทพ นานเกรียงสรรค์, 2552)

### ตัวอย่างอุโมงค์ที่มีการก่อสร้างจากอดีต

Qanat (เก่าแก่และใหญ่ที่สุด) ค้นพบเมื่อประมาณก่อน 2700 ปีในเมือง Iranian แห่ง Persia การก่อสร้างเริ่มจากการสำรวจภูมิประเทศบริเวณเทือกเขา (เพื่อให้ น้ำไหลไปยังที่ต่างๆ ได้) เมื่อได้จุดที่ต้องการก็จะทำการขุดเจาะโดยใช้แรงงานคน เครื่องมือการขุดเจาะได้แก่ จอบ เสียม และกว้าน เป็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต้น Qanat สร้างขึ้นมาเพื่อใช้ในการส่งน้ำ เนื่องจากในภูมิประเทศที่มีพื้นที่ราบ สภาพอากาศแห้งแล้ง<sup>1</sup> หรือเขตทะเลทรายความต้องการใช้น้ำในการอุปโภค-บริโภค แต่ขาดแคลน จึงได้มีการขุดเจาะอุโมงค์เพื่อใช้ในการส่งน้ำ

Eupalinian aqueduct ก่อสร้างในปี 520 BC ที่เกาะ Samos ในประเทศ กรีซการก่อสร้างก็ยังคงใช้แรงงานคนเป็นหลัก วัตถุประสงค์ของการก่อสร้างเพื่อใช้ในการลำเลียงน้ำ



รูป 2.7 ลักษณะภายใน Qanat



รูป 2.8 ลักษณะภายใน Eupalinian aqueduct

Sapperton canal tunnel มีความยาว 3.5 กิโลเมตร ตั้งอยู่ในประเทศอังกฤษและเปิดใช้งานเมื่อปี ค.ศ.1789 ก่อสร้างโดยใช้แรงงานคน เพื่อใช้ในการขนส่งน้ำ

Box tunnel เป็น Railway tunnel มีความยาว 2.973 กิโลเมตร ก่อสร้างในปี ค.ศ.1836 ระหว่างเมือง Bath และเมือง Chippenham ในประเทศอังกฤษ โดยวิศวกรชื่อ Isambard Kingdom Brunel



รูป 2.9 Sapperton Canal Tunnel



รูป 2.10 Box tunnel

---

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ 8 ารศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Thames tunnel มีความยาว 0.396 กิโลเมตร ที่ London ประเทศอังกฤษและเป็นอุโมงค์ใต้น้ำอุโมงค์แรกก่อสร้างในปี ค.ศ.1825 และเปิดใช้งานเมื่อปี ค.ศ.1843 ก่อสร้างโดยวิศวกรชื่อ Marc Isambard Brunel และลูกชาย โดยใช้วิธีการก่อสร้างแบบ Tunneling shield เป็นอุโมงค์แรก

London underground เป็นระบบรถไฟใต้ดินขนาดใหญ่ ก่อสร้างในปี ค.ศ.1860 ในประเทศอังกฤษ โดยวิธีการก่อสร้างแบบ Cut and cover



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 3

# เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ในปัจจุบัน

การขุดเจาะอุโมงค์ในอดีตมักประสบปัญหาการพังทลายของดินทั้งจากด้านบนของผนังอุโมงค์ หรือด้านหน้าอุโมงค์ โดยเฉพาะในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินทรายหรือใต้ระดับน้ำใต้ดิน ทำให้การขุดเจาะอุโมงค์ต้องใช้เวลาและสร้างความสูญเสียทั้งชีวิตและสภาพแวดล้อมเสมอ จากนั้นจึงได้มีการพัฒนาวิธีการก่อสร้างอุโมงค์แบบต่างๆขึ้น ได้แก่

- Drilling and blasting method
- Shield tunneling
- Slurry shield tunneling
- Tunnel boring machines (TBM)
  - Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ไม่ใช้ Shield
  - Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ใช้ Shield
- Earth pressure balance shield (EPBS)
- New austrian tunneling method (NATM)
- Cut and cover
  - Bottom-up
  - Top-down
- การขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็ก (Microtunneling)
  - Horizontal directional drilling (HDD)
  - Pipe jacking (PJ) หรือ Auger drill method

### 3.1 Drilling and blasting method

เป็นวิธีที่นิยมใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ในหินตั้งแต่อดีตและใช้กันมาถึงปัจจุบัน ด้านหน้าอุโมงค์ (Tunnel face) จะถูกเจาะเป็นรูแล้วฝังดินระเบิด ซึ่งมีการคำนวณและจัดรูปแบบของรูเจาะรวมทั้งจัดลำดับของการระเบิดมาก่อน เพื่อให้ได้รูปร่างของอุโมงค์ตามที่ต้องการ รูป 3.1 แสดงตัวอย่างการวางตำแหน่งของดินระเบิด ระยะห่างของรูเจาะระเบิดขึ้นอยู่กับความแข็งแรง การเรียงตัวของชั้นหินและชนิดของวัตถุระเบิด โดยทั่วไประยะห่างของรูเจาะประมาณ 0.30 เมตรถึง 0.5 เมตร และปริมาณดินระเบิดแสดงดังตาราง 3.1



รูป 3.1 แสดงตัวอย่างการวางตำแหน่งของดินระเบิด (JOHN O.BICKEL, 1996)

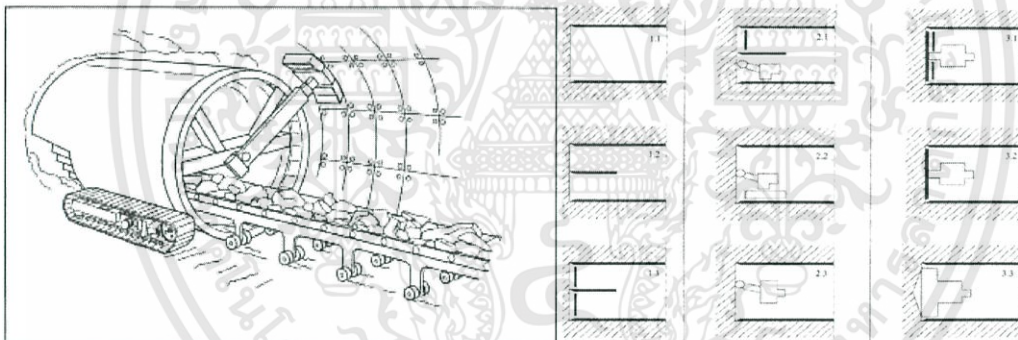
ตาราง 3.1 ปริมาณการใช้ดินระเบิดสำหรับงานอุโมงค์ (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร) ตาม Wiedemann

ชนิดของหิน	พื้นที่หน้าตัด (ตารางเมตร)			วัตถุระเบิด
	6	10	40	
Soft rock Ex. marl loam, silt, clay gypsum	0.8 – 1.5	0.6 – 1.3	0.3 – 1.0	few brisant, tribend
Medium hard rock Ex. sandstone, limestone, schist	2.0 – 3.0	2.0 -2.7	1.5 -2.5	brisand & tribend
Hard rock Ex. granite limestone dolomite	3.0 -4.0	2.5 -3.5	1.7 – 3.0	brisant
Very hard rock Ex. granite, gneiss, basalt, quartz	3.5 – 4.5	3.0 – 4.0	2.0 – 3.0	brisant

### 3.2 Shield tunneling

เป็นการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้ปลอกเหล็ก (Shield) ค้ำยันดินบริเวณหน้าอุโมงค์ (Tunnel face) ระหว่างการขุดเจาะ เป็นการป้องกันพังทลายของดินหรือหิน เพื่อลด Overbreak ที่เกิดขึ้น ผู้คิดค้น Shield tunneling ตัวแรกของยุค คือ Marc Isambard Brunel ได้ประดิษฐ์คิดค้นหัวเจาะที่มีลักษณะการทำงานเหมือนกับไส้เดือนที่ชื่อว่า Brunel's shield เพื่อนำมาใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ ในประเทศอังกฤษ นอกจากนี้แล้วยังมีแนวคิดในการสร้างหัวเจาะชนิดต่างๆ เพื่อเป็นต้นแบบอีก จนกระทั่งได้มีผู้นำแนวคิดไปสร้างหัวเจาะที่เป็นต้นแบบถึงปัจจุบัน โดยนาวาเอก Greathead ได้สร้างหัวเจาะที่ชื่อว่า Greathead shield-air lock ในปี ค.ศ.1869 มีลักษณะเป็นทรงกลมขนาดใหญ่ที่คนสามารถเข้าไปอยู่ในหัวเจาะได้ และมีการปรับความดันภายใน หลังจากนั้นได้มีการวิวัฒนาการของหัวเจาะในรูปแบบต่างๆ จนสามารถนำมาใช้ได้ในปัจจุบัน

Shield tunneling เหมาะสำหรับการเจาะอุโมงค์ในบริเวณที่เป็นดินอ่อน (Soft ground) ซึ่งเป็นบริเวณที่ดินหรือหินมีโอกาสร่วงลงหน้าอุโมงค์ (Tunnel face) สูงมาก



รูป 3.2 Shield tunneling (www.ita-aites.org)

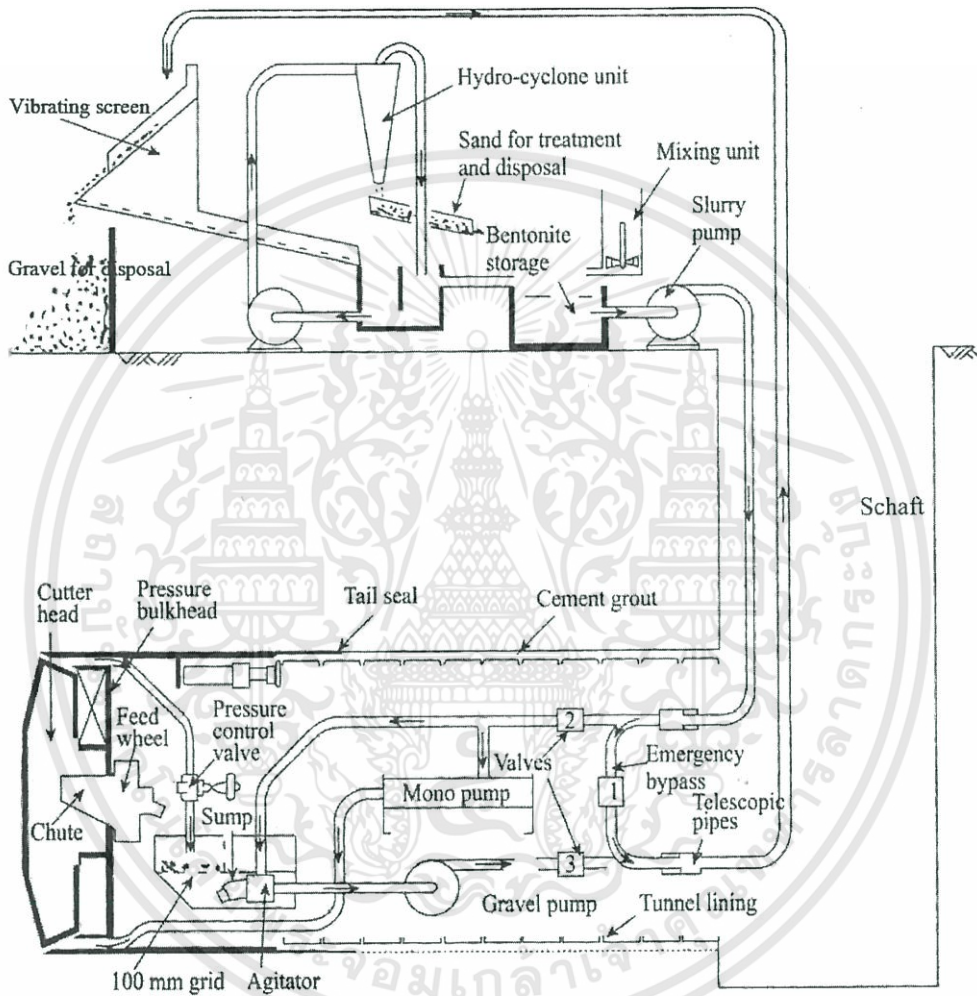
### 3.3 Slurry shield tunneling

เป็นการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้สารละลาย เช่น น้ำ น้ำเกลือ Clay suspension หรือ Bentonite slurry ค้ำยันด้านหน้าของอุโมงค์ (Tunnel face) เพื่อไม่ให้เกิดการพังทลาย ขณะเดียวกันก็จะใช้สารละลายนี้ลำเลียงวัสดุจากการขุดเจาะซึ่งเป็นดินหรือหินออกมา เพื่อนำไปร่อนแยกออกจากสารละลายอีกครั้งที่เหนือผิวดิน จากนั้นนำสารละลายที่ได้รับการตรวจคุณสมบัติและปรับปรุงคุณภาพแล้วกลับไปใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ พร้อมทั้งทำการประกอบโครงสร้างผนังอุโมงค์ และดันหัวเจาะให้เคลื่อนตัวไปข้างหน้าด้วยระบบไฮดรอลิกโดยใช้ผนังอุโมงค์ที่ประกอบครบรอบวงแหวน

ข้อจำกัดในการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีนี้คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ไม่เหมาะสมในการขุดเจาะในชั้นทรายละเอียดหรือดินเหนียว เนื่องจากไม่สามารถแยกสารละลายออกจากทราย ดิน หรือกรวดได้
- การขุดเจาะวิธีนี้ต้องใช้พื้นที่ในการก่อสร้างมาก ทำให้ไม่สามารถขุดเจาะในบริเวณชุมชนหรือตัวเมืองได้



รูป 3.3 ส่วนประกอบของ Slurry shield tunneling และเครื่องมือที่ใช้ในการแยกสารละลาย (บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2552)

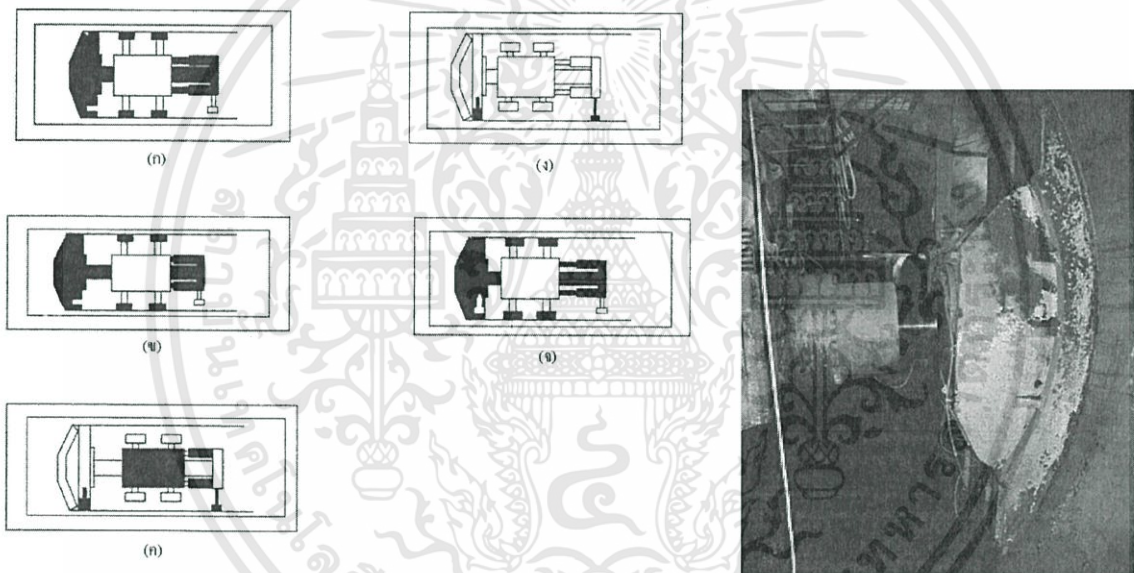
### 3.4 Tunnel boring machines (TBM)

เป็นเครื่องมือที่นิยมใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ในหินเป็นส่วนใหญ่ เริ่มใช้กันเป็นอย่างมากตั้งแต่ปี ค.ศ.1956 Tunnel boring machine (TBM) สามารถใช้ควบคู่กับ Shield หรือไม้ก็ได้ องค์ประกอบสำคัญสำหรับการพิจารณาเลือกใช้เครื่องเจาะประเภทนี้คือความแข็งแรงของหิน สถานะเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

การไหลซึมของน้ำใต้ดิน ซึ่งมีความสัมพันธ์เกี่ยวข้องไปถึงคุณสมบัติพื้นฐานทางกลศาสตร์ (Rock mechanics) และความเหมาะสมของเทคนิคการใช้เครื่องมือหรือเครื่องจักรกลในการขุดเจาะ

### 3.4.1 Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ไม่ใช้ Shield

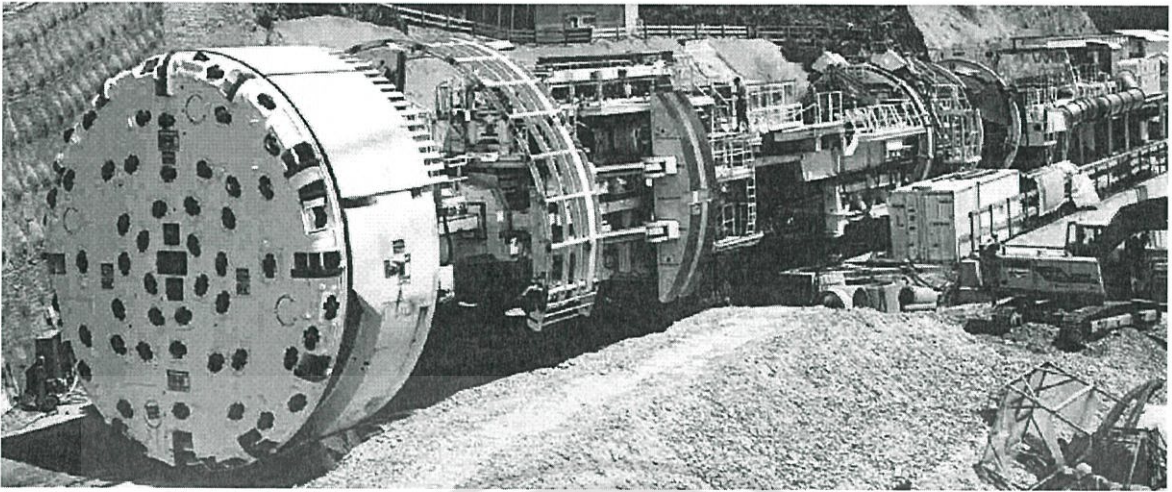
หัวเจาะมาตรฐานที่ใช้ในการเจาะในหินนั้นใช้ Rolling discs หรือ Roller cutters เป็นส่วนมาก โดยใช้แรงอัดแบบ Concentric ผ่านแกนหัวเจาะไปยังด้านหน้าอุโมงค์ การเคลื่อนตัวของ TBM อาศัยการถีบยันของ Gripper บนผนังอุโมงค์ ความสัมพันธ์ของระยะที่เจาะลึกเข้าไปในหินกับขนาดของแรงที่ใช้ผ่าน Rolling discs แปรผันกับองค์ประกอบหลายประการ เช่น ความแข็งแรงของหิน การเรียงตัวของชั้นหิน ความเร็วในการหมุนของหัวเจาะ และขนาดของหัวเจาะ ซึ่งขั้นตอนการทำงานของ Tunnel boring machine ประเภทไม่ใช้ Shield แสดงดังรูป 3.4(a)



รูป 3.4(a) ขั้นตอนการทำงานของ Tunnel boring machine ประเภทไม่ใช้ Shield (บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2552)

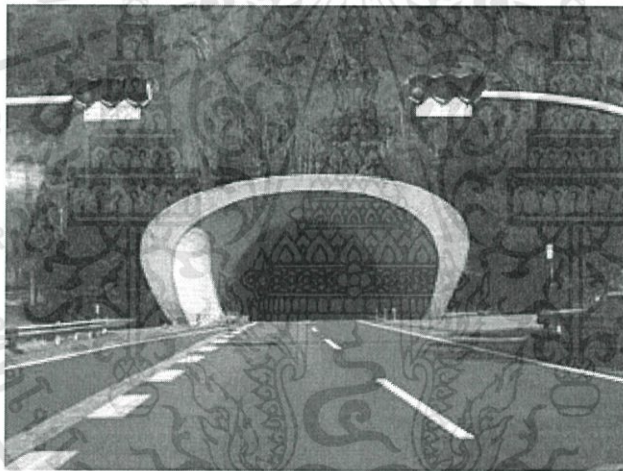
### 3.4.2 Tunnel boring machine (TBM) ประเภทที่ใช้ Shield

เป็นวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ที่รู้จักกันโดยทั่วไป โดยมีการใช้ปลอกเหล็ก (Shield) หุ้มหัวเจาะของ Tunnel machine ไว้เพื่อป้องกันการพังทลายของดินและหิน ส่วนใหญ่เป็นการขุดเจาะครั้งเดียวเต็มหน้าตัดอุโมงค์ (Full face excavation) ข้อจำกัดในการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีนี้คือไม่สามารถขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นหินที่รอยแตกมากเกินไปหรือความแข็งแรงน้อยได้ เนื่องจาก Gripper ไม่สามารถยึดรั้งติดกับผนังอุโมงค์ได้ ควรปรับเปลี่ยนเป็นการใช้วิธีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีอื่นที่เหมาะสมกว่า

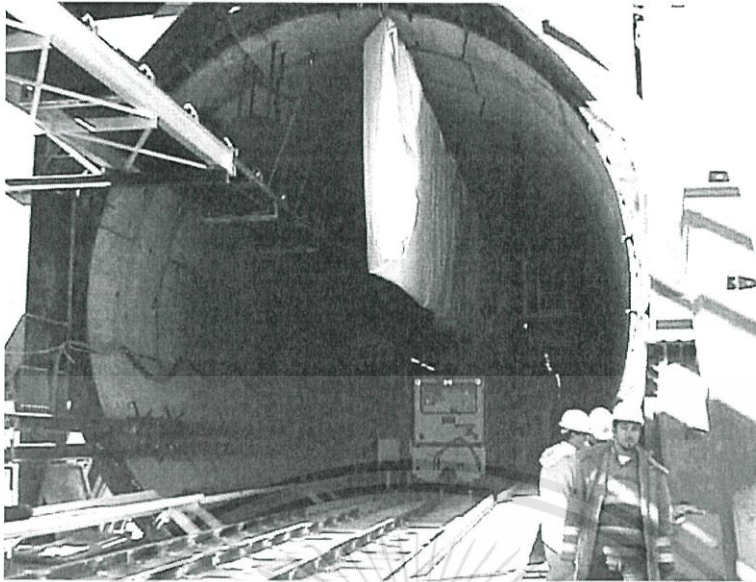


รูป 3.4(b) TBM ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.43 เมตร (<http://toolmonger.com>)

ตัวอย่างอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วย Tunnel boring machine (TBM)



รูป 3.5 Hsuehshan tunnel ใน Taiwan ก่อสร้างด้วย TBM (<http://en.structurae.de>)



รูป 3.6 Guadarrama tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟ ในประเทศ Spain ก่อสร้างในปี ค.ศ. 2002-2007 ความยาว 28,400 เมตร (<http://en.structurae.de>)



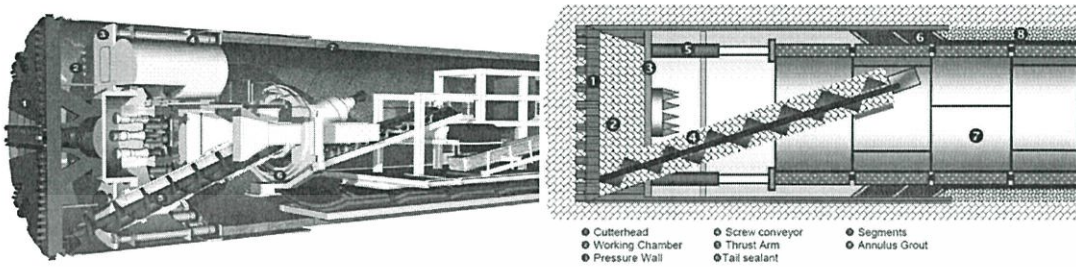
รูป 3.7 Malmö city tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศ Sweden ก่อสร้างในปี ค.ศ.2005 ความยาว 4,650 เมตร (<http://en.structurae.de>)

### 3.5 Earth pressure balance shield (EPBS)

ลักษณะของหัวขุดแบบ Earth pressure balance เป็นหัวขุดแบบปิดหน้า เพื่อกันการพังทลายของหน้าดิน การขนถ่ายดินอาศัยดินที่อยู่ใน Soil chamber ที่ส่งดินผ่าน Screw conveyor ที่ใช้เป็นตัวขนถ่ายดินผ่านระบบสายพานอีกชั้นหนึ่ง ซึ่งทางออกของ Screw conveyor มีประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮดรอลิก อีกชั้นหนึ่ง ความเร็วของการขนถ่ายดินด้วยระบบ Screw conveyor ขึ้นอยู่กับแรงดันดินใน Soil chamber กล่าวคือ ถ้าสภาพดินเหลวเมื่อขุดเจาะ ดินจะทะลักเข้ามาใน Soil chamber ทำให้เกิดแรงดัน ซึ่งแรงดันนี้เป็นองค์ประกอบที่กำหนดความเร็วรอบของ Screw conveyor ให้ช้าลง เพื่อต้านดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า-  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ให้ทะลักเข้ามาน้อยลงหรือปิด Slide gate การเคลื่อนตัวของไปข้างหน้าของ EPBS อาศัยแรงต้านทานจากการถึบยันกับ Inner lining ซึ่งต่างจาก TBM



รูป 3.8 รูปตัดของ Earth pressure balance shield (EPBS) แสดงชื่อเรียกชิ้นส่วนต่างๆ (www.herrenknecht.com)

1. Cutting well
2. Excavation chamber
3. Pressure bulkhead
4. Push cylinder
5. Screw conveyor
6. Erector
7. Segments

สำหรับในประเทศไทยการขุดเจาะอุโมงค์ในกรุงเทพมหานครด้วยระบบหัวขุดเจาะ ได้เริ่มเข้ามาดำเนินการก่อสร้างตั้งแต่ปี พ.ศ. 2519 ในโครงการอุโมงค์ส่งน้ำของกรมประปานครหลวง ซึ่งกลุ่มบริษัท I.O.N. เป็นกลุ่มแรกที่เข้ามาดำเนินการก่อสร้าง โดยใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภท Semi mechanical shield จากประสบการณ์การก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ ที่ผ่านมาทำให้ทราบปัญหาในการใช้หัวขุดเจาะประเภท Semi mechanical shield ที่มีขีดจำกัดไม่เหมาะสมกับการขุดเจาะอุโมงค์สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ซึ่งมีสภาพของชั้นดินหลายประเภท ดังนั้น จึงได้มีการพิจารณาเลือกใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์ประเภทสมดุลแรงดันดิน (Earth pressure balance shield) ซึ่งเป็นหัวขุดเจาะที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะในทุกสภาพของชั้นดินในกรุงเทพฯ แต่ก็ยังมีอุปสรรคในการทำงานในการขุดอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร ดังนี้

### 3.5.1 ปัญหาและอุปสรรคในขณะดำเนินงานขุดเจาะอุโมงค์

#### 3.5.1.1 หัวเจาะเคลื่อนออกไปจากแนวที่กำหนด

สาเหตุที่หัวเจาะผิดไปจากแนวที่กำหนดมีดังนี้

- ขาดความรู้และความเข้าใจของวิศวกรและผู้ควบคุมในการควบคุมหัวเจาะ
- ความผิดพลาดในการสำรวจและการคำนวณ
- ขาดความชำนาญและประสบการณ์ในการควบคุมและประกอบชิ้นส่วนอุโมงค์

#### 3.5.1.2 เมื่อพบชั้นทราย ชั้นดินปนทรายหรือชั้นน้ำใต้ดิน

ในขณะขุดเจาะลักษณะของหัวขุดแบบ EPBS นั้น สามารถขุดได้ในทุกสภาพชั้นดิน (ยกเว้นชั้นที่เป็นหิน) วิธีการแก้ไขปัญหากรณีนี้ที่พบชั้นดินแต่ละประเภท สามารถทำได้ดังนี้

- ชั้นดินแข็ง (Stiff clay) ความจริงหัวขุดประเภทนี้เหมาะสำหรับขุดในชั้นดินอ่อน หากเจอสภาพดินแข็ง จำเป็นต้องฉีดน้ำเข้าไปเพื่อย่อยสลายดินให้อ่อนตัว มิฉะนั้นดินก้อนใหญ่จะก่อปัญหาให้ Screw conveyor อุดตันได้
- ชั้นดินเหนียว (Medium clay) เป็นชั้นดินที่เหมาะสมกับหัวขุดประเภทนี้มีปัญหาน้อย ดินที่ออกมาจะเป็นแท่งอย่างต่อเนื่อง แต่ต้องตักดินให้ขาด
- ชั้นทราย (Sandy clay) หากเป็นทรายนุ่มต้องฉีด Bentonite เข้าไปผสมเพื่อกันไม่ให้หน้าดินบริเวณหน้าหัวขุดพัง การขุดจะต้องมีแรงดันดินหน้าหัวขุดเพื่อป้องกันดินพัง
- น้ำใต้ดิน น้ำใต้ดินโดยเฉพาะในระดับ 20 เมตร มีน้อย หากพบก็จะพบในลักษณะที่ซึมเข้ามาตามสภาพชั้นดินยังคงปกติ ถ้าเป็นกรณีที่สภาพดินอ่อนตัวมากวิธีแก้ปัญหา คือ การฉีดน้ำยาประเภท Quick setting compound หรือการทำ Ground treatment

#### 3.5.1.3 เมื่อพบอุปสรรคขวางแนวเส้นทาง (Obstruction)

ในกรณีที่พบอุปสรรคขวางแนวขุดเจาะอุโมงค์ หากทราบล่วงหน้า (Known obstruction) เช่น เสาค้ำเขื่อน ถ้ารู้ว่าจำเป็นต้องตัดเสาค้ำต้องทำการปรับปรุงคุณภาพดิน (Ground Treatment) ไม่ว่าจะกรณีที่อยู่ในชั้นดินอ่อนหรือดินแข็ง จำเป็นต้องเสริมความแข็งแรงของเสาค้ำโดยเพิ่ม Bearing load แทน Friction load ของเข็มในส่วนที่ถูกตัดออก เมื่อหัวขุดเจาะไปถึงตำแหน่งเสาค้ำสามารถทนการเปิดประตู Soil chamber เพื่อให้คนเข้าไปสกัดนำเอาเสาค้ำออกได้

### 3.5.2 วิธีการตรวจสอบการทรุดตัวของชั้นดิน (Ground settlement)

การดำเนินการและป้องกันการทรุดตัวของชั้นดินขณะดำเนินการก่อสร้าง มีวิธีการตรวจสอบ ดังนี้

### 3.5.2.1 การตรวจสอบการทรุดตัวของบ่อก่อสร้าง (Working shaft)

ขณะดำเนินการก่อสร้างบ่อก่อสร้าง (Working shaft) ไม่ว่าจะวิธีการก่อสร้างแบบการจมบ่อ (Sinking shaft) หรือการสร้างผนังบ่อก่อนการขุดดินภายในบ่อบอก การตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินสามารถตรวจสอบด้วยการติดตั้งอุปกรณ์ ดังนี้

- Inclinometer สำหรับตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบ
- Extensometer สำหรับตรวจสอบการเคลื่อนตัวของดินในแนวตั้ง

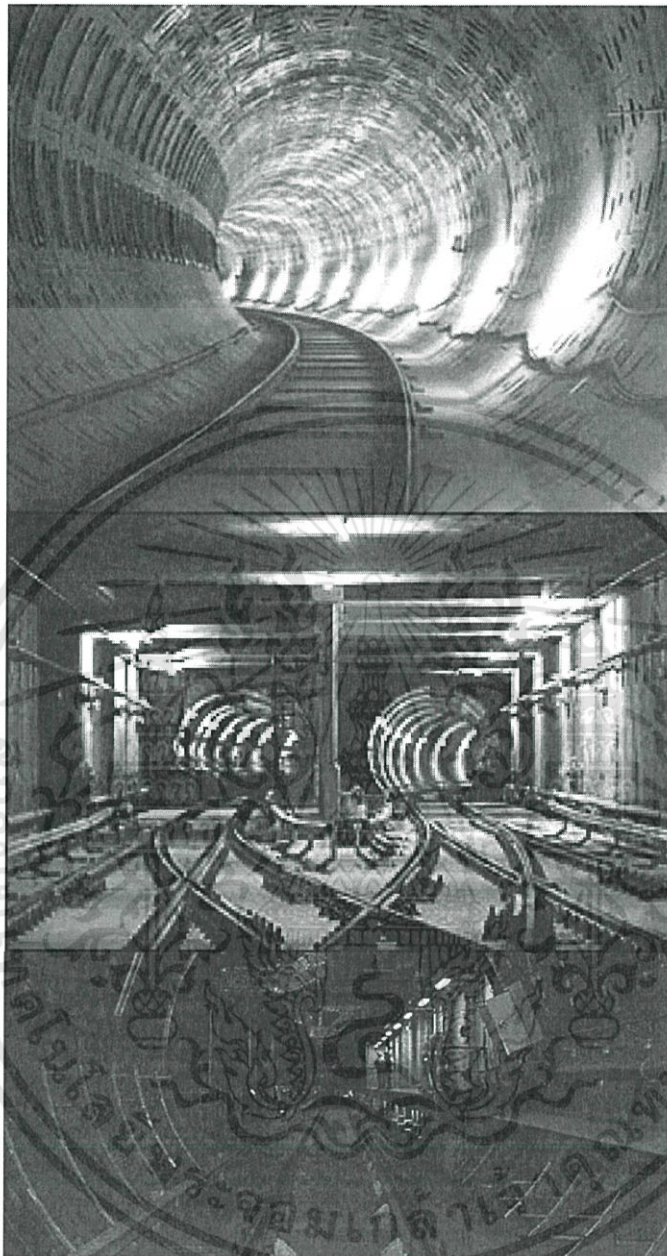
### 3.5.2.2 ตรวจสอบการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างข้างแนวขุดเจาะอุโมงค์

โดยปกติก่อนการดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ ต้องมีการสำรวจระดับของผิวดิน หรือผิวจราจรล่วงหน้าก่อนหัวขุดเจาะอุโมงค์จะขุดไปถึง และมีการสำรวจระดับของผิวดิน หรือผิวจราจรหลังจากที่หัวขุดเจาะอุโมงค์ได้ขุดผ่าน โดยแบ่งระยะเวลาในการตรวจสอบ 1, 3, 5 และ 7 วัน ตามลำดับ การตรวจสอบโดยทั่วไปใช้กล้องระดับ ในกรณีที่มีสิ่งก่อสร้างอยู่ด้านข้างการขุดเจาะอุโมงค์ ต้องมีการบันทึกสภาพอาคาร และสิ่งก่อสร้างดังกล่าว ก่อนการดำเนินการก่อสร้าง รวมถึงค่าระดับตัวอาคารและสิ่งก่อสร้าง

### 3.5.2.3 การดำเนินการและป้องกัน (Operation method and prevention)

การขุดเจาะอุโมงค์จำเป็นต้องเกิดช่องว่างขณะที่ปลอกเหล็ก (Tail shield) ของหัวขุดเคลื่อนตัวไปข้างหน้า ช่องว่างที่เกิดจากความหนาของปลอกเหล็กและการขุดในกรณีที่ใช้ Over cutter จำเป็นต้องได้รับการเติมให้เต็มด้วยวิธีการ Grouting สารที่ใช้ในการ Grouting ถ้าใช้วัสดุที่แข็งตัวเร็วซึ่งช่วยลดการทรุดตัวได้มาก โดยปกติจะใช้น้ำยาโซเดียมซิลิเกต (Sodiumsilicate) เข้มข้น 10% เจือจางกับน้ำฉีดพร้อมกับน้ำปูนเข้าไปในช่องว่างผ่าน Grout hole สารทั้งสองจะแข็งตัวในทันที ในกรณีที่จะมีการบรรจบท่อเข้ากับอุโมงค์ โดยเฉพาะอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นดินอ่อน จำเป็นต้องเสริมความแข็งแรงของดิน

## ตัวอย่างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในประเทศไทยที่ขุดเจาะด้วย EPBS



รูป 3.9 อุโมงค์รถไฟใต้ดินในประเทศไทยที่ขุดเจาะด้วย EPBS

### 3.6 New austrian tunneling method (NATM)

เป็นวิธีการก่อสร้างในลักษณะที่มีการขุดเจาะดินและก่อสร้างค้ำยันเป็นขั้นเป็นตอนในแต่ละส่วนของอุโมงค์ (Partial excavation followed by stepwise construction) แนวคิดของวิธี NATM ในชั้นดินอ่อนคือ การจัดหาโครงสร้างรองรับอุโมงค์อย่างทันทีทันใดโดยขุดดินถึงชั้น Invert อย่างรวดเร็วเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดินภายใต้แรงโน้มถ่วง ทำให้สามารถควบคุมการทรุดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยเฉพาะในพื้นที่ชุมชนเมืองที่อนุญาตให้เกิดการทรุดตัวน้อยมาก ที่ด้านหน้าอุโมงค์ NATM ต้องมีเสถียรภาพเนื่องจาก Bearing capacity ขึ้นอยู่กับความยาว ประสิทธิภาพและกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดิน ในระหว่างการก่อสร้างนั้นชั้นดินต้องมีแรงยึดเหนี่ยวเพียงพอต่อระยะเวลาทรงตัว (Stand-up time) อย่างน้อย 90 นาที ต่อการขุดดินยาว 1 เมตร แต่ยกเว้นในชั้นทรายหรือกรวดที่ขุดจำกัดที่แตกต่างออกมา ผลกระทบจากน้ำใต้ดินต้องคำนึงถึงเช่นกันในการควบคุมการเคลื่อนตัวของชั้นดิน การเสริมความแข็งแรงของดิน การลดระดับน้ำ (Dewatering) เป็นวิธีที่นำมาใช้ในการก่อสร้างด้วยวิธี NATM ในชั้นดินอ่อน วิธีการอื่นๆ เช่น การเสียบแผ่นเหล็ก (Forepoling) การใช้เสาเข็ม การอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) การอัดอากาศ (Compressed air) และการแช่แข็งดิน (Ground freezing) ฯลฯ มีความสำคัญทั้งสิ้นในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างด้วย NATM การขุดเจาะวิธีนี้คิดค้นโดย Ladislaus Von Rabcewicz ,Leopold Müller และ Franz Pacher และจดลิขสิทธิ์ในปี ค.ศ.1948 ต่อมาก็เริ่มใช้ NATM ในการขุดเจาะอุโมงค์ตั้งแต่ปี ค.ศ.1964 และมีการนำไปใช้ในยุโรปกันอย่างแพร่หลายจนเป็นที่นิยมน้อย่างกว้างขวางในปัจจุบัน ดังนี้

- ในอเมริกามีการนำไปใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ในเทือกเขาแอนดิสในเมือง Pittsburgh ในปี ค.ศ.1984 และประสบความสำเร็จในการก่อสร้างเป็นอย่างมาก
- ในญี่ปุ่นเริ่มมีการนำไปใช้เมื่อประมาณปี ค.ศ.1980 – 1990 ตัวอย่างอุโมงค์ เช่น Shin karato tunnel เป็นอุโมงค์ถนนที่มี 4 ช่องจราจร และมีความยาว 4,148 เมตร
- และในเยอรมันมีการนำ New austrian tunneling method (NATM) ไปใช้อย่างแพร่หลายตั้งแต่ปี ค.ศ.1990
- สำหรับในประเทศไทยถือได้ว่าเป็นครั้งแรกที่นำวิธีนี้มาใช้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน สายสีน้ำเงินที่สถานีวังบูรพาและสถานีสนามชัย ซึ่งต้องพบกับข้อจำกัดมากมาย เช่น การก่อสร้างในพื้นที่แออัด ปัญหาการจัดการจราจร ข้อจำกัดในการก่อสร้างในเขตเกาะรัตนโกสินทร์

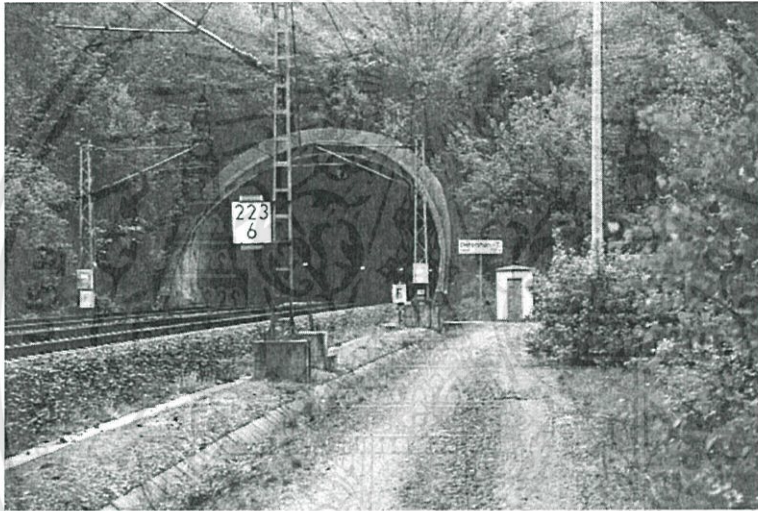
#### หลักสำคัญในการออกแบบของวิธี NATM มีดังนี้

- ต้องมีการเพิ่มความแข็งแรงของชั้นดินรอบอุโมงค์ด้วยวิธีการต่างๆเท่าที่สามารถทำให้เป็นไปได้และต้องประยุกต์ใช้ให้เหมาะสมกับสภาพดินบริเวณนั้น
- ต้องควบคุมการเสีรูปร่างของชั้นดินให้อยู่ในช่วงที่ยอมรับได้
- การค้ำยันเบื้องต้นต้องติดตั้งพร้อม Load-deformation สัมพันธ์กับสภาพชั้นดินและระยะเวลาในการติดตั้งขึ้นอยู่กับรูปร่างของชั้นดิน
- อุปกรณ์ตรวจวัดทางธรณีเทคนิคอื่นๆที่ต้องติดตั้ง เพื่อติดตามการเสีรูปร่างของค้ำยันมีรูปแบบการติดตั้งที่ขึ้นอยู่กับรูปแบบการค้ำยันและขั้นตอนการขุดดิน

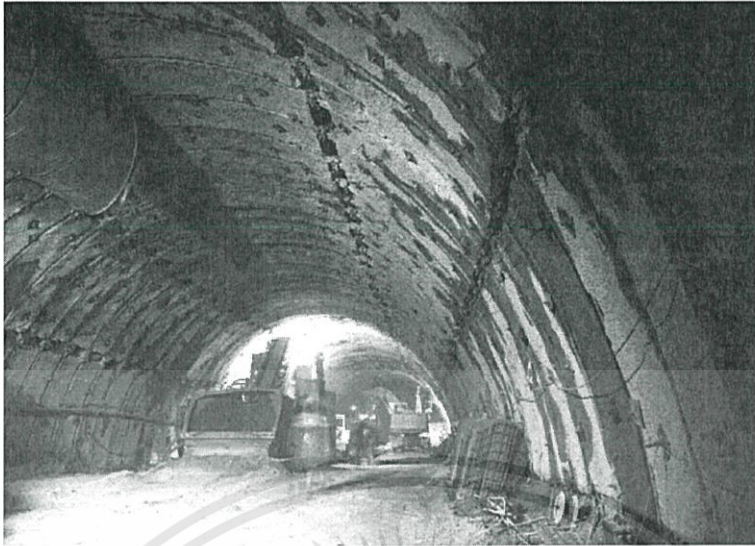
หลักสำคัญในการก่อสร้างด้วยวิธี NATM มีดังนี้

- อุโมงค์ต้องมีขั้นตอนการขุดดินและค้ำยันที่มีความต่อเนื่องกันและลำดับขั้นตอนการขุดดิน
- การค้ำยันเบื้องต้นสามารถใช้ Shotcrete กับไฟเบอร์หรือเหล็กตะแกรง โครงเหล็กโค้ง (Lattice girder) และในบางครั้งสามารถใช้การเสริมความแข็งแรงของดินด้วยการเสียบแผ่นเหล็ก
- การค้ำยันแบบถาวรหรือ โครงสร้างถาวรมักใช้คอนกรีตเสริมเหล็ก

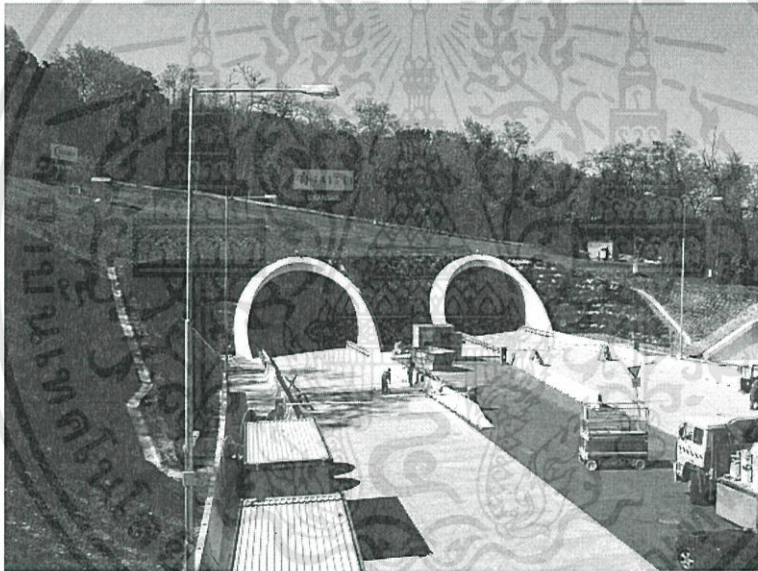
ตัวอย่างอุโมงค์ที่ขุดเจาะ โดย *New Austrian Tunneling Method (NATM)*



รูป 3.10 Dietershan tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศเยอรมัน ก่อสร้างในปี ค.ศ.1991 ความยาว 7,345 เมตร (<http://en.structurae.de>)



รูป 3.11 Inntal tunnel เป็นอุโมงค์ถนนในประเทศ Austria ก่อสร้างในปี ค.ศ.1933 - 1989 ความยาว 12,696 เมตร (<http://en.structurae.de>)



รูป 3.12 Sitina tunnel เป็นอุโมงค์ถนนในประเทศสโลวาเกีย ก่อสร้างในปี ค.ศ.2003 - 2007 ความยาว 1,440 เมตร (<http://en.structurae.de>)

### 3.7 Cut and cover (การขุดและถมกลับ)

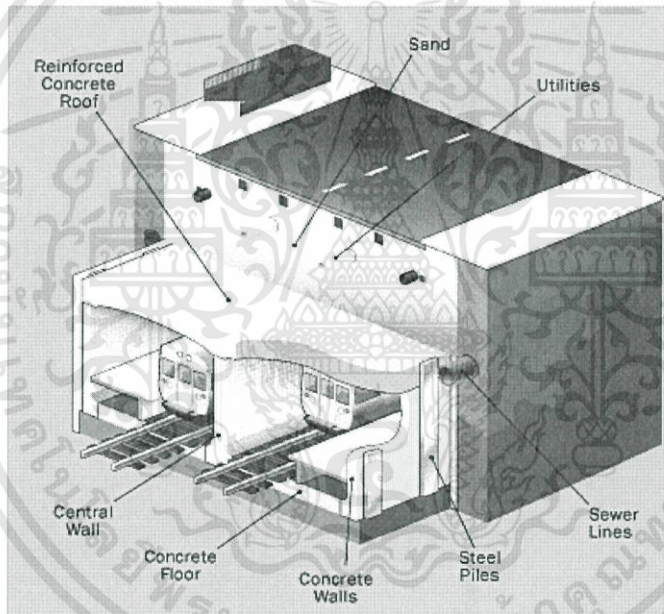
วิธีของการก่อสร้างอุโมงค์ในที่ดิน โดยวิธีการขุดแล้วถมกลับ จึงต้องมีระบบการป้องกันที่มีประสิทธิภาพ เพื่อป้องกันการพังถล่มของดินเหนืออุโมงค์ รูปแบบของขุดอุโมงค์ Cut and cover เบื้องต้น สามารถแบ่งได้เป็น 2 วิธี

### 3.7.1 Bottom-up

วิธี Bottom-up ผิวดินถูกเจาะจากด้านล่างขึ้นมาสู่ด้านบน โดยการดูแลในส่วนของผิวดินที่จำเป็น ที่อาจมีการทรุดตัวหรือพังทลายของหน้าดินอุโมงค์ถูกทำให้เป็นรูปร่างโดยการที่นำชิ้นส่วนของโคงเหล็กกล้าสำเร็จรูปมาประกอบเข้าด้วยกัน พื้นดินที่ถูกขุดจะถูกถมกลับในตอนหลัง โดยในการถมดินกลับนั้น จะต้องระมัดระวังในเรื่องของการบดอัดต้องทำให้ดินที่ถมกลับและผิวดินสมดุลกัน

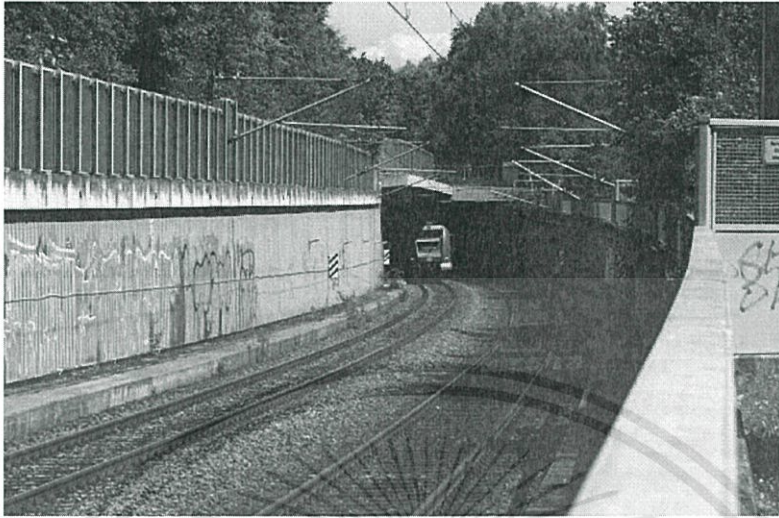
### 3.7.2 Top-down

วิธีนี้เป็นการประยุกต์นำ Diaphragm wall หรือ Sheet pile wall มาใช้กับเทคนิคการก่อสร้างที่มีการเทคอนกรีตของโครงสร้างที่อยู่ใกล้ผิวดินก่อน แล้วค่อยเทคอนกรีตส่วนที่อยู่ลึกกลงไปในภายหลังและในเวลาเดียวกันก็สามารถทำการก่อสร้างส่วนที่อยู่เหนือดินขึ้นไปได้ ทำให้ไม่ต้องเสียเวลาในการรอเหมือนกับวิธี Bottom-up

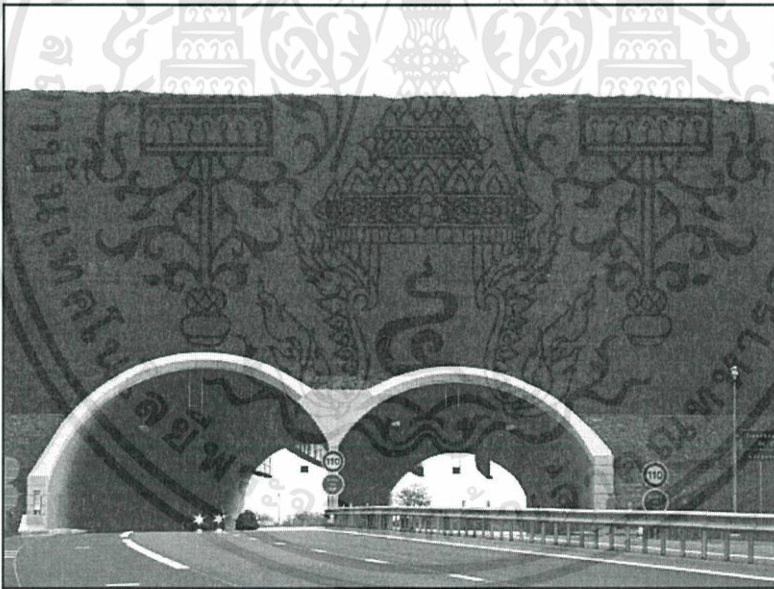


รูป 3.13 แสดงแบบจำลองอุโมงค์ที่สร้างด้วยวิธี Cut and cover (<http://science.howstuffworks.com>)

### ตัวอย่างอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยวิธี *Cut and cover*



รูป 3.14 Flughafen s-bahn tunnel เป็นอุโมงค์รถไฟในประเทศเยอรมัน  
ก่อสร้างในปี ค.ศ.1982 - 1992 ความยาว 2,300 เมตร (<http://en.structurae.de>)



รูป 3.15 Tranchee couverte de gumond tunnel เป็นอุโมงค์ถนนในประเทศฝรั่งเศส  
ก่อสร้างในปี ค.ศ. 2003 - 2005 ความยาว 169 เมตร (<http://en.structurae.de>)

### 3.8 การขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็ก (Microtunneling)

ในช่วงเวลา 2 ศตวรรษที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาเทคนิคการขุดเจาะและการค้ำยันหน้าดินไปอย่างมาก รวมทั้งได้มีการถ่ายทอดเทคโนโลยีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ (Tunneling) ไปสู่การขุดเจาะและการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเล็ก (Micro tunneling) โดยได้มีการพัฒนาระบบเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

25

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบความดันของดินและน้ำ มาใช้ควบคู่ไปกับระบบควบคุมทิศทางการขุดเจาะ ทำให้มีความมั่นใจในประสิทธิภาพการทำงานและความปลอดภัยในระดับที่น่าพอใจ ปัจจุบันนี้ได้มีการนำเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์มาใช้ในการก่อสร้างท่อลอดใต้ทางแยก ทางเดินลอดใต้ถนน งานวางท่อในระบบระบายและบำบัดน้ำเสีย ท่อลำเลียงก๊าซ ท่อลำเลียงน้ำดิบหรือท่อน้ำประปา ท่อร้อยสายไฟ หรือระบบคมนาคมอย่างอื่น โดยอาศัยระบบการควบคุมการขุดเจาะและเทคนิคการก่อสร้างที่ยั่งยืนในลักษณะเดียวกัน โดยใช้ชื่อทางเทคนิคที่แตกต่างกันออกไป เช่น Micro tunneling Pipe jacking (PJ) Horizontal directional drilling (HDD) เป็นต้น เนื่องจากการขุดเจาะในระดับตื้น จึงอาจพบปัญหาและอุปสรรคจากทั้งดินทรุดตัวก่อนการทำอุโมงค์ถาวร (Permanent lining) และการบวมตัวของดินระหว่างการขุดดินก่อนที่ทำการก่อสร้างระบบถาวร เพราะสถานที่ก่อสร้างมักอยู่ใกล้อาคารหรือสิ่งก่อสร้างที่มีอยู่ก่อนแล้ว ทำให้มีการถ่ายน้ำหนักบรรทุกมาจากอาคารใกล้เคียงหรือการจราจร

การขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเล็กนี้ได้แบ่งประเภทตามลักษณะการทำงาน โดยคำนึงถึงความปลอดภัยเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ

1. ประเภทที่คนสามารถเข้าไปทำงานหรือตรวจสอบได้ โดยอุโมงค์ต้องมีขนาดดังต่อไปนี้

- 1) การวางท่อตามความยาวน้อยกว่า 50 เมตร
  - ท่อทรงกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในมากกว่า 800 มิลลิเมตร
  - ท่อลอดทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีความกว้างมากกว่า 600 มิลลิเมตร และความสูงไม่น้อยกว่า 800 มิลลิเมตร
- 2) การวางท่อความยาวมากกว่า 50 เมตร
  - ท่อทรงกลมเส้นผ่านศูนย์กลางภายในมากกว่า 1,000 มิลลิเมตร
  - ท่อลอดทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีความกว้างมากกว่า 600 มิลลิเมตร และความสูงไม่น้อยกว่า 1,000 มิลลิเมตร

2. ประเภทที่คนไม่สามารถเข้าไปทำงานหรือตรวจสอบได้ หมายถึงขนาดของอุโมงค์ที่เล็กกว่า ข้อ 1 โดยแยกกลุ่มตามลักษณะการทำงาน คือ

- 1) การขุดเจาะที่ไม่มีระบบควบคุมและปรับทิศทาง เป็นการอาศัยเครื่องมือควบคุมทิศทางแบบง่าย
- 2) การขุดเจาะที่มีระบบควบคุมและปรับทิศทางทั้งในระนาบและแนวตั้ง เป็นการใช้อุปกรณ์ที่ทันสมัยตรวจสอบพิกัดของหัวเจาะ และปรับตำแหน่งให้เคลื่อนที่ไปในทิศทางที่ต้องการได้ หรืออาจใช้ Pilot pipe หรือโบสวานเจาะนำเพื่อควบคุมทิศทางไปก่อน แล้วจึงมีการขุดเจาะให้ได้ขนาดไปตามแนวทิศทางที่ต้องการภายหลัง

### 3.8.1 Horizontal directional drilling (HDD)

เป็นวิธีการที่สะดวกที่สุดและไม่ค่อยมีเทคนิคที่ซับซ้อน วิธีการหลักนั้นอาศัยการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ (Bore head) นำไปก่อนแล้วค่อยวางท่อจริง (Product pipe) ในภายหลัง หากท่อที่เดินนำไปก่อนมีขนาดเล็กกว่า (นิยมเรียกว่า Pilot pipe drill pipe) ก็จะมีการขยายรูเจาะในภายหลังเพื่อการติดตั้ง Product pipe แต่ถ้าหากท่อเดินนำมีขนาดโตกว่า (ส่วนมากเป็นท่อเหล็ก นิยมเรียกกันว่า Protective pipe) จะมีการอุดช่องว่างระหว่าง Product pipe กับ Protective pipe ในภายหลัง ซึ่งอาจมีการถอน Protective pipe ออกจากรูเจาะในระหว่างการอุดช่องว่างก็ได้

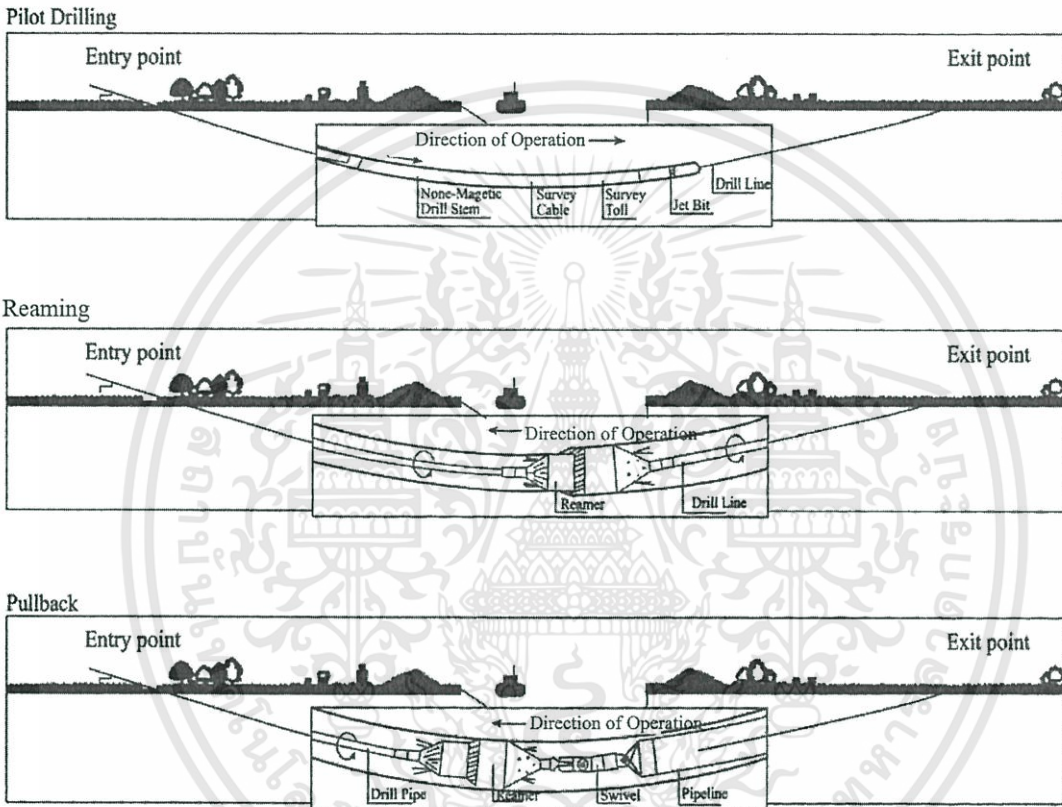


รูป 3.16 เครื่องมือ Horizontal directional drilling (HDD) (www.paneltec.com.au)

#### ขั้นตอนการทำงานของ Horizontal directional drilling (HDD)

1. การเจาะนำร่อง (Pilot bore) เป็นการเจาะเพื่อนำก้านเจาะของเครื่องจักรไปตามแนวท่อที่ได้ทำการออกแบบไว้ โดยการเจาะนี้ใช้อุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์ ในการหาตำแหน่งของหัวเจาะ โดยอุปกรณ์ดังกล่าวใช้คลื่นสัญญาณที่ส่งจากหัวเจาะมายังตัวรับสัญญาณซึ่งสามารถบอกตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะได้

- การคว้านแนวเจาะ (Reaming) เป็นการคว้านแนวเจาะที่ได้ทำการเจาะให้มีขนาดโตพอที่จะสามารถนำท่อที่ต้องการใส่เข้าไปในรูแนวเจาะได้ โดยรูที่ทำการคว้านนั้นสามารถคงสภาพเดิมไว้ได้เนื่องจากสารละลายที่ได้ใส่ลงไปเพื่อให้แนวเจาะคงสภาพเดิมไว้
- การดึงท่อ (Pullback) เมื่อแนวเจาะได้ทำการคว้านจนมีขนาดตามที่ต้องการแล้ว ก็ทำการดึงท่อเข้าไปเพื่อทดแทนสารละลายภายใน เป็นอันเสร็จสิ้นวิธี



รูป 3.17 แสดงขั้นตอนการทำงานของ Horizontal directional drilling (HDD) (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2552)

### ข้อดีและข้อเสีย

#### ข้อดี

- ไม่รบกวนต่อระบบการจราจรและสภาพแวดล้อมบริเวณก่อสร้างเนื่องจากวิธีนี้ต้องการใช้พื้นที่เพียงสองจุด คือจุดขึ้นและจุดลงโดยในแต่ละจุดจะใช้พื้นที่โดยประมาณ 5 - 20 ตารางเมตร
- ประหยัดค่าใช้จ่ายในการปรับปรุงพื้นที่ เนื่องจากการวางท่อโดยวิธีนี้ ส่วนใหญ่ต้องปรับสภาพพื้นผิวคืนสู่สภาพเดิมเพียงจุดขึ้นและจุดลงเท่านั้น

3. สามารถวางท่อได้โดยประมาณ 200 - 1,000 เมตร ขึ้นอยู่กับสภาพพื้นดินและขนาดของท่อที่ต้องการวาง
4. สามารถหลีกเลี่ยงสิ่งปลูกสร้างอื่นๆ วิธีนี้เป็นการขุดเจาะใต้ดินจึงสามารถหลีกเลี่ยงสิ่งปลูกสร้างอื่นๆที่กีดขวางแนวท่อได้ เช่น ถนน ทางรถไฟ แนวสายไฟฟ้า โทรศัพท แม่น้ำ ลำคลอง เป็นต้น

### ข้อเสีย

1. ขนาดของท่อและความยาว ส่วนใหญ่ก่อให้เกิดปัญหาเกี่ยวกับผู้ออกแบบคือขนาดท่อใหญ่แต่มีความยาวที่สั้นเกินไป ทำให้ไม่สามารถทำงานได้ ซึ่งในกรณีนี้ควรเลือกใช้วิธีอื่นเช่น Auger boring Pipe ramming หรือ Pipe jacking แทน
2. ข้อจำกัดของเครื่องจักรต่อประเภทของงาน ในแต่ละขนาดของเครื่องจักรจะมีขีดความสามารถไม่เท่ากันขึ้นอยู่กับขนาดของเครื่องจักร กล่าวคือ ขนาดเครื่องจักรที่ใช้ต้องมีขนาดอย่างต่ำไม่น้อยกว่า น้ำหนักที่มากกว่าระหว่างท่อที่ต้องการวางหรือน้ำหนักของก้านเจาะ ยกตัวอย่างเช่น ท่อเหล็ก 12 นิ้ว SR 80 มีน้ำหนักประมาณ 80 กิโลกรัมต่อเมตร ต้องการวางวางท่อนี้ ประมาณ 300 เมตร ต้องใช้เครื่องจักรที่มีขนาดอย่างต่ำ  $300 \times 80 = 24,000$  กิโลกรัม หรือ 24 ตัน โดยเครื่องจักรขนาดนี้ใช้ก้านเจำน้ำหนักประมาณ 25 กิโลกรัมต่อเมตร ซึ่งน้ำหนักท่อกว่าจึงเลือกน้ำหนักท่อ

### 3.8.2 Pipe jacking (PJ) หรือ Auger drill method

ในสภาวะปกติ Pipe jacking ใช้สำหรับการดันท่อที่มีความยาวไม่เกิน 100 เมตร (โดยทั่วไป 70 เมตร) สำหรับ Single stage jacking แต่ถ้ามีการเจ่าน้ำดินออกจากท่อในขณะที่ทำการเจาะทำให้สามารถวางท่อแต่ละช่วงได้ความยาวมากขึ้น ในการเจานั้นอาจใช้วิธีการเจาะแบบปกติธรรมดาแล้วลำเลียงดินออกมากด้วย Screw conveyor หรือ Slurry หรืออาจใช้ Boring and steering head ที่สามารถควบคุมได้ ทำการขุดเจาะและติดตั้ง Product pipe โดยการดันท่อไปขณะเดียวกัน

ขนาดของหัวเจาะส่วนมากจะเล็กจนคนไม่สามารถซ่อมแซมหรือเปลี่ยนอุปกรณ์ได้ ดังนั้นหัวเจาะและอุปกรณ์ที่นำลงไป Start shaft ควรถูกนำขึ้นที่ Target shaft เท่านั้น หากเครื่องมือเสียบระหว่างทาง อาจต้องมีการเจาะบ่อขึ้นเพื่อนำหัวเจาะไปซ่อมแซม ซึ่งจะมีค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง ดังนั้นควรต้องใช้เครื่องมือที่มีประสิทธิภาพสูงและเหมาะสมกับสภาพของชั้นดิน

Pipe jacking (PJ) หรือ Auger drill method เหมาะสำหรับสภาพดินที่มีทรายและ Silt ปนอยู่เป็นจำนวนมาก

ตาราง 3.2 สรุปเครื่องมือในการขุดเจาะอุโมงค์

วิธีการขุด	ลักษณะการขุด	สภาพภูมิประเทศที่เหมาะสมกับเครื่องมือ
Drilling and blasting method	การระเบิด โดยใช้แรงงานคนและเครื่องจักร	เหมาะกับการขุดในหิน
Shield tunneling	การขุดเจาะโดยใช้ปลอกเหล็กค้ำยัน มี 2 แบบ -การขุดเพียงบางส่วนของอุโมงค์ -การขุดแบบเต็มหน้าอุโมงค์	เหมาะกับการขุดในบริเวณดินอ่อน
Slurry shield tunneling	การขุดเจาะโดยใช้สารละลาย เช่น น้ำเกลือ และ Bentonite	เหมาะกับการขุดในบริเวณที่เป็นหิน แต่ต้องใช้พื้นที่ในการขุดมาก ทำให้ไม่เหมาะกับการขุดในชุมชน
Tunnel boring machines (TBM)	การขุดเจาะแบบเต็มหน้าอุโมงค์ มี 2 แบบ -แบบใช้ Shield -แบบไม่ใช้ Shield	เหมาะกับการขุดในหิน แต่ไม่เหมาะกับชั้นหินที่มีการแตกร้าวหรือความแข็งแรงต่ำ
Earth pressure balance shield (EPBS)	การขุดเจาะแบบเต็มหน้าอุโมงค์ มี 2 แบบ -แบบใช้ Shield -แบบไม่ใช้ Shield	เหมาะสำหรับบริเวณที่เป็นดินเหนียวหรือดินที่มีแรงยึดเหนี่ยว และใช้พื้นที่ในการทำงานน้อย
New austrian tunneling method (NATM)	การขุดเจาะและก่อสร้างค้ำยันแบบเป็นขั้นตอน	เหมาะกับการขุดเจาะทั้งในหินและดิน
Cut and cover	เป็นการขุดเจาะที่ตื้น โดยการขุดและถมกลับ	พื้นที่ส่วนใหญ่ในการขุดเจาะจะเป็นดินเหนียวหรือดินทราย
การขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็ก	-HDD เป็นการขุดเจาะ โดยใช้หัวเจาะนำไปก่อน -PJ เป็นการขุดเจาะ โดยการดันท่อ	พื้นที่ส่วนใหญ่ในการขุดเจาะจะเป็นดินเหนียวหรือดินทราย

## บทที่ 4 Tunnel layout

ในบทนี้กล่าวถึงขนาดของอุโมงค์ ข้อจำกัดในการออกแบบอุโมงค์ ข้อจำกัดในการก่อสร้างอุโมงค์ ผนังอุโมงค์ การแบ่งประเภทอุโมงค์ การพิจารณาการออกแบบ คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ภายใต้น้ำหนักของดิน หลักเกณฑ์ในการปฏิบัติสำหรับการออกแบบวงแหวนที่ยึดหยุ่นได้ คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ 2 ชั้น คุณสมบัติของระบบหินเสริมแรง Tandem lining ความสัมพันธ์ของการออกแบบและการวิเคราะห์ หลักของความมั่นคงและการออกแบบผนังอุโมงค์

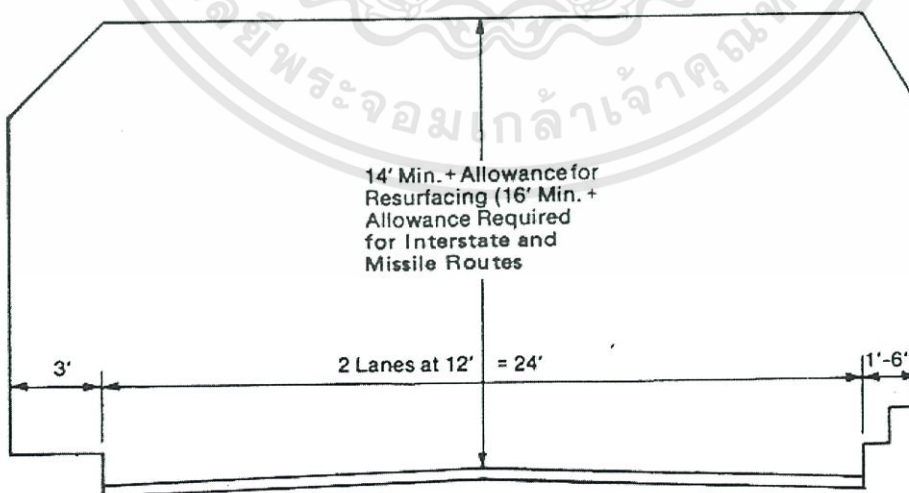
### 4.1 ขนาดของอุโมงค์

#### 4.1.1 ขนาดของอุโมงค์ Highway

มาตรฐานสำหรับความกว้างของช่องทางวิ่ง และไหล่ทาง มีการกำหนดโดย Federal highway administration (FHWA) และ American association of state highway and transportation officials (AASHTO) สำหรับ Highway ที่มีช่องทางวิ่ง 2 ช่องทาง ความกว้างอย่างน้อย 20 ฟุต หรือ 24 ฟุต สำหรับ Highway ระหว่างรัฐ และระบบขนส่งระหว่างรัฐ ความสูงต้องมากกว่า 16 ฟุต ดังรูป 4.1

นอกจากความกว้างของช่องทางเดินรถแล้ว ต้องเตรียมไหล่ทางด้านซ้าย และด้านขวา เชื่อมกับผิวทางเท้า โดย

- ไหล่ทางด้านซ้ายมีระยะเพื่อด้านข้าง เพื่อป้องกันผู้ขับขีมุ่งไปที่ผนังด้านข้างอุโมงค์
- ไหล่ทางด้านขวา เพื่อให้มีพื้นที่ไว้สำหรับยานพาหนะที่เสียขณะเดินทาง



รูป 4.1 แสดงขนาดของอุโมงค์ Highway (JOHN O.BICKEL, 1996)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.1.1.1 แนวตรงและแนวลาดสำหรับอุโมงค์ Highway

##### แนวตรง

ในการก่อสร้างอุโมงค์ต้องการให้อุโมงค์มีความตรงมากที่สุด เพื่อให้สะดวกต่อการขับขี่ แต่ถ้าหากต้องมีทางโค้ง รัศมีต่ำสุดเพื่อการมองเห็นสำหรับการหยุดรถต้องมีข้อกำหนด ดังตาราง 4.1 รัศมีต่ำสุดเพื่อการมองเห็นสำหรับการหยุดรถจะมีความสัมพันธ์กับความเร็ว

ตาราง 4.1 ระยะมองเห็นสำหรับการหยุด

ความเร็วที่กำหนด (ไมล์ต่อชั่วโมง)	ระยะมองเห็นสำหรับการหยุดรถ (ฟุต)
30	200
40	275
50	400
60	525
70	625

อุโมงค์ Highway ระหว่างรัฐ ความเร็วต้องไม่น้อยกว่า 60 ไมล์ต่อชั่วโมง ยกเว้น การจำกัดความเร็วในบริเวณตัวเมือง และรัศมีความโค้งต่ำสุดต้องไม่น้อยกว่า 1,500 ฟุต

##### แนวลาด

ความลาดชันของอุโมงค์ ในแต่ละอุโมงค์มีค่าไม่เท่ากันเนื่องจากสภาพภูมิประเทศและการจราจรแต่ละท้องที่ ทำให้มีข้อกำหนดที่แตกต่างกัน ดังนี้

- ความลาดขึ้น

- อุโมงค์ที่มีการจราจรหนาแน่น มีขีดจำกัดที่ 3.5% เพื่อลดข้อกำหนดในการระบายอากาศ
- อุโมงค์ที่มี 2 ช่องทางเดินรถเป็นทางยาวที่มีการจราจรไปกลับ ทางลาดสูงสุดเท่ากับ 3% เพื่อรักษาความเร็วของรถบรรทุก
- อุโมงค์ที่มีการจราจรเบาบาง ความลาดมีค่าประมาณ 5% หรือ 6% เพื่อความประหยัด

- ความลาดลง

- ทางลาดลงในอุโมงค์ทุกกรณีสามารถยอมรับได้ที่ 4% หรือมากกว่า 4%

#### 4.1.2 ขนาดของ Railroad tunnel (อุโมงค์รถไฟ)

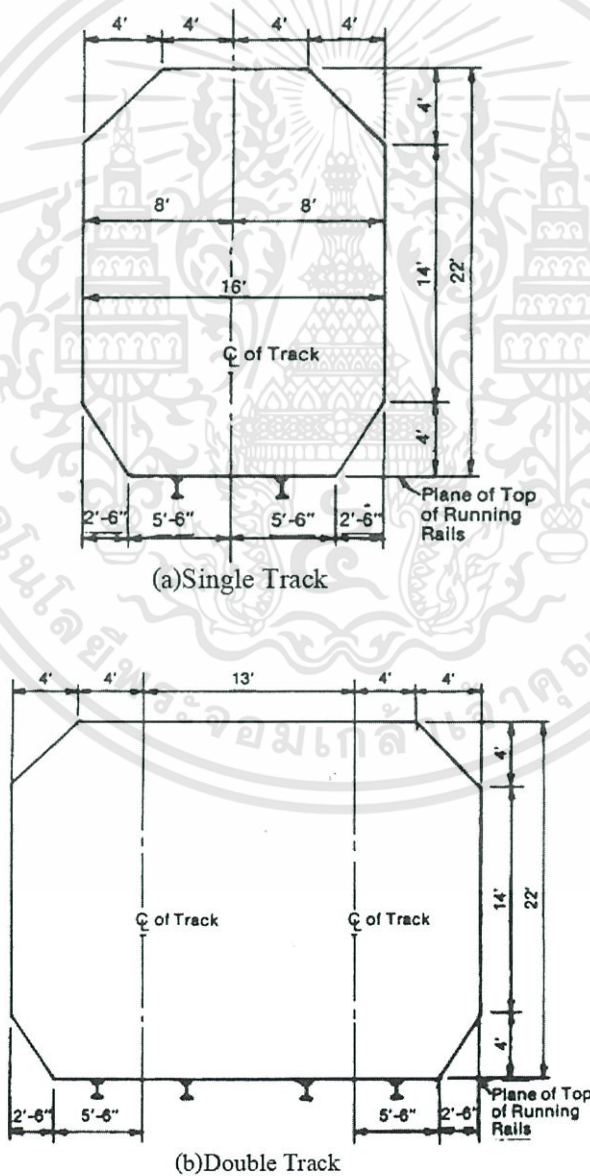
โดยปกติอุโมงค์รถไฟเป็นอุโมงค์รางเดี่ยว (Single track tunnel) หรืออุโมงค์รางคู่ (Double track tunnel) หน้าตัดภายในถูกกำหนดโดยพิจารณาจากความจำเป็นสำหรับการใช้งาน เช่น ขนาดความกว้างของทางรถไฟและพื้นที่ว่างที่กำหนดสำหรับการรองรับโครงสร้างราง การซ่อมบำรุง

ที่ปักและเส้นทางรถไฟ ดังนั้น American railway engineering association (AREA) จึงได้กำหนดขนาดต่ำสุดของอุโมงค์รถไฟขึ้นมา ดังรูป 4.2 และตาราง 4.2

ตาราง 4.2 แสดงขนาดของ Railroad tunnel (อุโมงค์รถไฟ)

รูปแบบการจราจร	ความกว้างของอุโมงค์ (อย่างน้อย)	ความสูงของอุโมงค์ (อย่างน้อย)
Single track	16 ฟุต	22 ฟุต
Double track	29 ฟุต	22 ฟุต

\*ในทางโค้งของอุโมงค์ ขนาดของอุโมงค์ในด้านกว้างต้องเพิ่มมากขึ้นเพื่อเพิ่มระยะ Midordinate



รูป 4.2 แสดงขนาดของ Railroad tunnel (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.1.3 ขนาดของอุโมงค์ส่งน้ำ

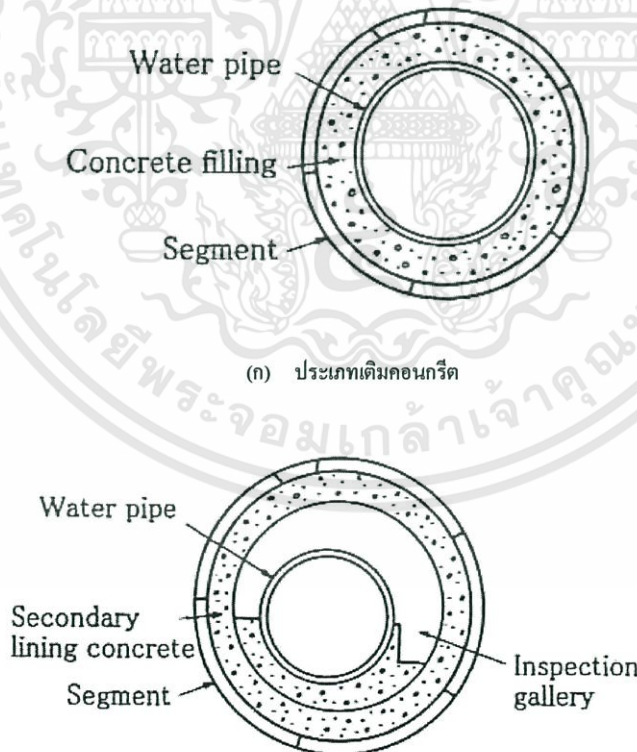
งานระบบส่งน้ำส่วนใหญ่จะต้องใช้เป็นท่อความดัน (Pressure pipe) ทำจากเหล็กกล้าหรือเหล็กหล่อ มักจะถูกจัดวางไว้ในอุโมงค์ มีวิธีต่างๆ เช่น

##### 4.1.3.1 อุโมงค์ประเภทเติมคอนกรีต (Concrete filling type)

โดยอุโมงค์หลัก (Primary lining) ภายนอกมีรัศมีกว้างกว่าอุโมงค์ส่งน้ำภายในประมาณ 330 ถึง 600 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นเหล็กกล้าหรือท่อเหล็กรับแรงดัน โดยช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อเหล็กถูกเติมด้วยคอนกรีต เป็นวิธีที่นิยมกันมากที่สุด ช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อเหล็กมีการกำหนดโดยการพิจารณาค่าเผื่อของแนวอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยหัวเจาะอุโมงค์ และความหนาต่ำสุดของผนังอุโมงค์ (Lining) ดังรูป 4.3 (ก)

##### 4.1.3.2 อุโมงค์ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type)

หน้าตัดภายในของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) มีรัศมีใหญ่กว่าท่อเหล็กภายใน 950 ถึง 1,100 มิลลิเมตร หน้าตัดของอุโมงค์ต้องมีขนาดเพียงพอสำหรับท่อส่งน้ำและส่วนตรวจสอบ โดยทั่วไปใช้ท่อเหล็กหรือท่อเหล็กหล่อมาเป็นท่อน้ำ ช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อส่งน้ำเป็นพื้นที่สำหรับการเข้าตรวจสอบ ดังรูป 4.3 (ข)



(ก) ประเภทเติมคอนกรีต

(ข) ประเภทอุโมงค์เพื่อการตรวจสอบ

รูป 4.3 รูปตัดของอุโมงค์ส่งน้ำ (สุชัยวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

#### 4.1.4 ขนาดของอุโมงค์ส่งก๊าซ

ท่อที่ใช้ในงานส่งก๊าซส่วนใหญ่ใช้ท่อเหล็กกล้าหรือท่อรับแรงดัน โดยถูกจัดวางภายในอุโมงค์ 2 ลักษณะ คือ

##### 4.1.4.1 ประเภทเติมมอร์ตาร์ (Mortar filling type)

ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ภายนอกมีรัศมีใหญ่กว่าขนาดท่อก๊าซภายในประมาณ 650 ถึง 750 มิลลิเมตร หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ท่อนำก๊าซถูกจัดวางในอุโมงค์โดยช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อก๊าซเติมเต็มด้วยมอร์ตาร์ ระยะห่างระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และท่อก๊าซต้องคำนึงถึงค่าระยะเผื่อของแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ดังรูป 4.4 (ก)

##### 4.1.4.2 ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ (Inspection gallery type)

ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) มีรัศมีใหญ่กว่าขนาดท่อก๊าซโดยรัศมีประมาณ 950 ถึง 1,050 มิลลิเมตร หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) แล้วจึงจัดวางท่อก๊าซ ดังรูป 4.4 (ข)



(ก).ประเภทเติมมอร์ตาร์

(ข).ประเภทมีพื้นที่ตรวจสอบ

รูป 4.4 รูปตัดอุโมงค์วางท่อก๊าซ (สุชัยวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551)

#### 4.2 ข้อจำกัดในการออกแบบ

##### 4.2.1 ข้อจำกัดในการออกแบบอุโมงค์รถไฟ

ข้อจำกัดเบื้องต้นคือ ทางลาดที่สามารถยอมรับได้ของรางรถไฟ สำหรับการสร้างพื้นผิวเส้นทางหลัก มีข้อจำกัดกำหนดที่ 1% ทางลาดสูงสุดสำหรับโครงการอุโมงค์รถไฟหลักได้กำหนดไว้ในตาราง 4.3 แสดงทางลาดสูงสุดสำหรับโครงการอุโมงค์รถไฟหลัก ชัดจำกัดทางลาดขึ้นอยู่กับความยาวของทางลาด ปริมาณ ตารางเวลาของการขนส่ง และจำนวนผู้โดยสาร

สำหรับรถไฟเครื่องดีเซล จำเป็นต้องมีการระบายไอเสียของเครื่องยนต์ดีเซลเพื่อให้มีอากาศไหลผ่านอย่างเพียงพอ ป้องกันความร้อนที่สูงเกินไป ซึ่งสามารถทำได้ด้วยระบบพัดลมระบาย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อากาศ และประตูอุโมงค์ที่มีการควบคุมปริมาณ และทิศทางการไหลของอากาศ เมื่อมีรถไฟวิ่งผ่านอุโมงค์ การระบายไอเสียของเครื่องยนต์ดีเซลพิจารณาตามขีดจำกัดที่มีความยืดหยุ่นบนปล่องของ Shaft สำหรับ Mt. Macdonald Tunnel ความกว้างสูงสุดเท่ากับ 5.5 ไมล์ (8.9 กิโลเมตร)

ตาราง 4.3 แสดงทางลาดสูงสุดสำหรับโครงการอุโมงค์รถไฟหลัก

อุโมงค์	ทางลาด (%)
อุโมงค์ Seikan ในประเทศญี่ปุ่น	1.2
อุโมงค์ Kanmon ในประเทศญี่ปุ่น	2.2
อุโมงค์ Shin-Kanmon ในประเทศญี่ปุ่น	1.8
อุโมงค์ช่องแคบอังกฤษ	1.1
อุโมงค์ Mersey ในประเทศอังกฤษ	3.7
อุโมงค์ Severn ในประเทศอังกฤษ	1.1
อุโมงค์ Mt. Macdonald ในประเทศแคนาดา	0.7
อุโมงค์ Bosphorus ในประเทศตุรกี	1.8

#### 4.2.2 ข้อจำกัดในการออกแบบอุโมงค์ Highway

สำหรับอุโมงค์ Highway มีการสร้างทางลาดชันสูงถึง 6% และหากการจราจรมีความหนาแน่นมาก ความลาดสามารถมีค่าสูงสุดได้เพียง 4% เนื่องจากความต้องการในการระบายอากาศเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วตามความลาดชันที่เพิ่มขึ้น

การระบายอากาศเป็นเรื่องที่ต้องคำนึงถึงในโครงสร้างของอุโมงค์ Highway ความยาวที่ยาวที่สุดระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ที่เป็นภูเขา โดยทั่วไปมีการไหลอย่างอิสระ และแสงสว่างต้องเพียงพอต่อปริมาณการจราจร ดังตาราง 4.4

ตาราง 4.4 ระยะสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ Highway ที่ก่อสร้างในภูเขา

อุโมงค์	สถานที่ตั้ง	ความยาวสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศ (ฟุต)	ความยาวรวมจุดต่อจุด (ฟุต)
Mont Blanc	ฝรั่งเศส-อิตาลี	38,050	38,050
St.Gotthard	สวิส-อิตาลี	18,560	53,540
Arlberg	ออสเตรีย	14,760	45,850
Frejus	ฝรั่งเศส-อิตาลี	14,210	42,020

อุโมงค์	สถานที่ตั้ง	ความยาวสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศ (ฟุต)	ความยาวรวมจุดต่อจุด (ฟุต)
Kan-Etsu	ญี่ปุ่น	12,250	35,840
Seelisberg	สวิสเซอร์แลนด์	12,140	30,180
Enasen	ญี่ปุ่น	10,500	28,010
Eisenhower	สหรัฐอเมริกา	6,950	8,950

สำหรับอุโมงค์ Highway ในเมืองที่การเดินทางหนาแน่นมีความต้องการระบายอากาศมากขึ้น ตัวอย่างของความยาวอุโมงค์ระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ Highway ให้นำแสดงในตาราง 4.5

การพิจารณาควบคุมในการออกแบบระบบระบายอากาศของอุโมงค์ (โดยเฉพาะอุโมงค์ Highway) ส่วนใหญ่เป็นการดูแลการควบคุมเพลิงไหม้ภายในอุโมงค์ ซึ่งเกี่ยวข้องกับการดูแลสำหรับการอพยพผู้โดยสารกรณีฉุกเฉิน

ตาราง 4.5 ระยะสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศในอุโมงค์ Highway ให้นำที่อยู่ในเมือง

อุโมงค์	สถานที่ตั้ง	ความยาวสูงสุดระหว่างจุดระบายอากาศ (ฟุต)	ความยาวทั้งหมด จุดต่อจุด (ฟุต)
Hampton Road	Norfolk	7,150	7,500
Baltimore Harbor	Baltimore	6,300	7,540
Fort McHenry	Baltimore	5,710	7,200
Lincoln	New York	5,410	8,220
Mersey Kingway	Liverpool	4,300	7,380
Brooklyn-Battery	New York	3,940	9,120
Holland	New York	3,380	8,300

### 4.3 ข้อจำกัดในการก่อสร้าง

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้น้ำ มีความยากกว่าการสร้างอุโมงค์ใต้ดิน เนื่องจากต้องมีการป้องกันไม่ให้น้ำไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้ จึงได้มีการนำเสนอหลักเบื้องต้นในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้น้ำขึ้น คือ

1. เลือกวิธีการก่อสร้างที่เหมาะสมสำหรับอุโมงค์ขนส่งได้นำ
2. ตรวจสอบข้อจำกัดเกี่ยวกับคุณสมบัติที่บังคับ โดยการออกแบบ และพิจารณาการดำเนินงาน อุโมงค์ได้ทะเลแห่งแรกสร้างในบาบิโลน โดยการกั้นแม่น้ำไม่ให้น้ำไหลผ่าน และขุดอุโมงค์ทำให้เกิดความลำบากในการก่อสร้าง ในปัจจุบันจึงได้คิดวิธีการสร้างอุโมงค์ได้นำขึ้น ดังนี้

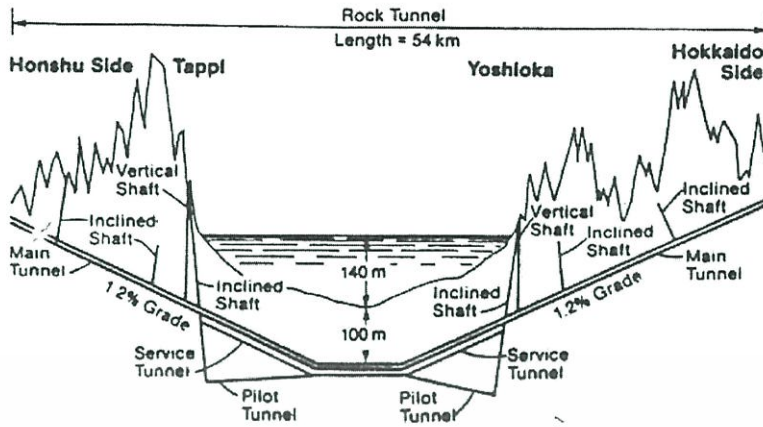
1. วิธีขุด (โดยทั่วไปในหิน) ใช้เครื่องวัดเพื่อควบคุมน้ำไหลเข้า ทำให้การทำงานดำเนินไปภายใต้แรงดันชั้นบรรยากาศปกติ
2. วิธีการหุ้ม (โดยทั่วไปในดินอ่อน) พื้นผิวในการทำงานมีความมั่นคงโดยเครื่องมือวัดที่หลากหลาย
3. วิธีการฝังอุโมงค์ โดยการฝังชิ้นส่วนที่เตรียมไว้ล่วงหน้าลงในหลุมที่ขุดเตรียมไว้ และเชื่อมต่อกันได้นำ

ความเหมาะสมของการประยุกต์ใช้แต่ละวิธีขึ้นอยู่กับสภาพภูมิอากาศ และธรณีวิทยาของบริเวณที่ก่อสร้าง ซึ่งต้องศึกษาและตรวจสอบก่อนการก่อสร้างทุกครั้ง

#### 4.3.1 อุโมงค์แบบเจาะ (Mine tunnel)

โดยทั่วไป วิธีการเจาะจำเป็นต้องทำงานในบริเวณที่มีอากาศปลอดโปร่ง ดังนั้นข้อจำกัดที่สำคัญที่สุด คือขีดความสามารถในการควบคุมน้ำไหลเข้าไปในอุโมงค์ โดยการเจาะอุโมงค์ต้องใช้หัวเจาะนำร่องและใช้เครื่องตรวจสอบล่วงหน้าเพื่อตรวจสอบการรั่ว และบริเวณที่น้ำซึมเข้าไปได้ในอุโมงค์ภายใต้แรงดันสูง ซึ่งเป็นวิธีที่ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพเท่าที่ควร และมีความยุ่งยากในการก่อสร้าง จึงได้มีการคิดค้นการก่อสร้างโดยวิธีอื่น คือ การสร้างเขื่อน ถึงแม้ว่าเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพมากกว่า แต่ก็ทำให้การก่อสร้างอุโมงค์เกิดความล่าช้าและสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายมาก

ดังนั้นเพื่อลดความเสี่ยงการไหลของน้ำเป็นหลัก อุโมงค์นำร่อง หรือ อุโมงค์สำรวจ อาจเจาะได้ด้วยหัวเจาะหลัก การดำเนินการเหล่านี้อาจใช้อุโมงค์เชื่อมต่อกันเป็นเขื่อนระหว่างการก่อสร้าง และใช้เป็นอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ ระบายอากาศ และทางเข้า-ออกกรณีฉุกเฉิน เช่น อุโมงค์ Seikan ที่เจาะผ่านชั้นหิน ดังรูป 4.5 และอุโมงค์อื่นๆ เช่น อุโมงค์ Kanmon ในประเทศญี่ปุ่น อุโมงค์ช่องแคบอังกฤษ และอุโมงค์ Mersey และ Severn ในประเทศอังกฤษ



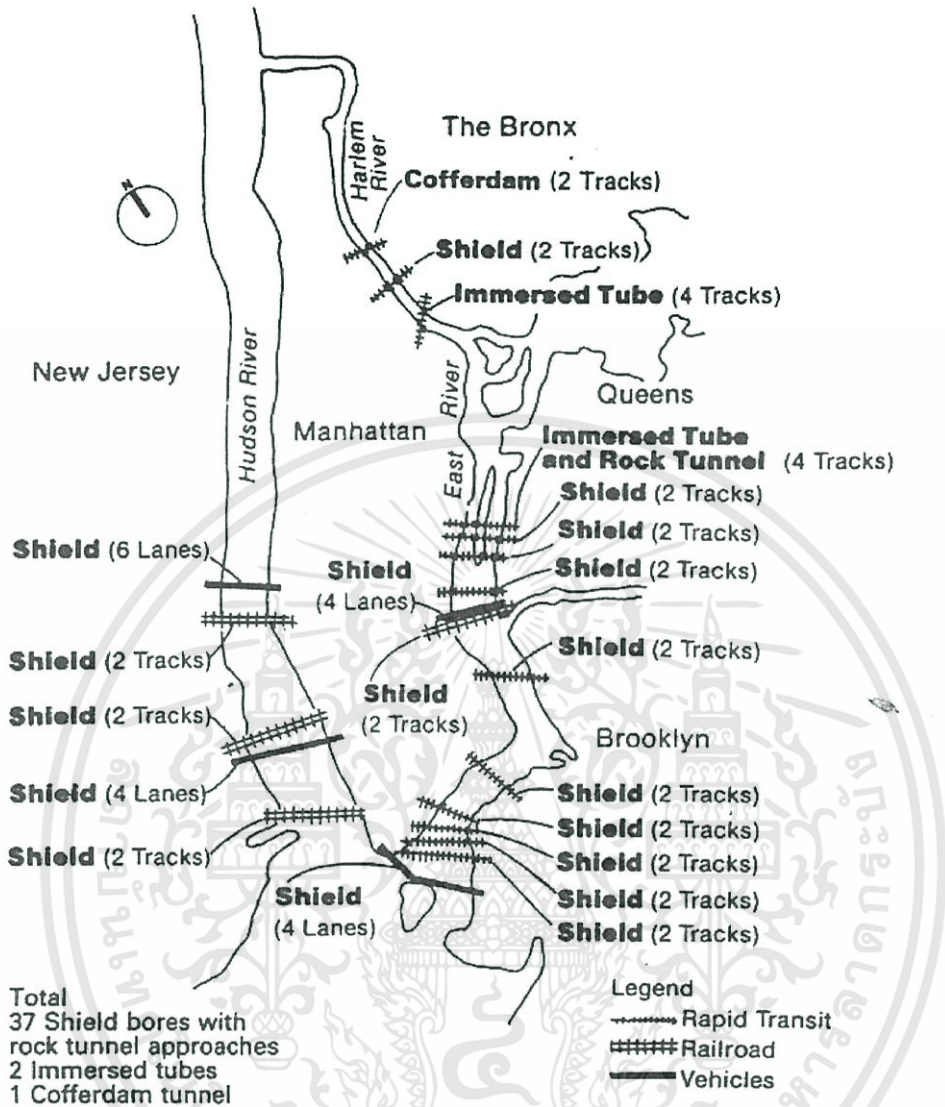
รูป 4.5 รูปตัดของ Seikan tunnel (JOHN O.BICKEL, 1996)

### 4.3.2 อุโมงค์แบบครอบ (Shield tunnel)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ทะเลแบบครอบ มีข้อจำกัดคือ ความลึกของน้ำ ซึ่งวิธีนี้เหมาะกับบริเวณที่มีตะกอนลึกและเป็นโคลนที่น้ำซึมผ่านไม่ได้

มีการพัฒนาเครื่องเจาะอุโมงค์ปรับแรงดันที่พื้นผิว ใช้แทนเครื่องเจาะอุโมงค์ที่ใช้การอัดอากาศ แต่ก็ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับขีดความสามารถของการซีลด้านข้าง แสดงว่า ข้อจำกัดข้างต้นในดินที่มีน้ำซึมเข้าได้ไม่สามารถขยายออกไปอย่างกว้างขวาง และสามารถสังเกตได้ว่า การก่อสร้างอุโมงค์อ่าวโตเกียวโดยการใช้อุโมงค์ที่มีแรงดันที่พื้นผิวที่ความลึก 160 ฟุต (50 เมตร) และอุโมงค์ Great Belt Railway ของเดนมาร์ก เครื่องเจาะอุโมงค์เจาะถึงความลึก 240 ฟุต (75 เมตร) ต่ำกว่าระดับน้ำทะเล อุโมงค์ทั้งสองนี้เหมาะสมในพื้นที่ที่น้ำซึมเข้าไม่ได้

ใน New York โดยมีการเจาะแบบ Shield-driven ได้แม่น้ำ Hudson แม่น้ำ East และแม่น้ำ Harlem เพื่อใช้ในการขนส่งสินค้าไปยังเกาะ Manhattan ในเมือง New York แสดงในรูป 4.6



รูป 4.6 แสดงอุโมงค์ใต้น้ำในเมือง New York (JOHN O.BICKEL, 1996)

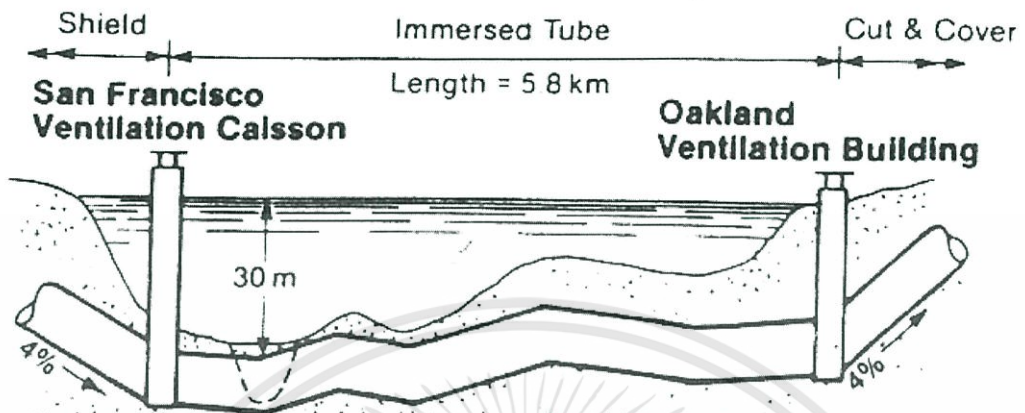
**4.3.3 อุโมงค์แบบฝัง (Immersed tubes)**

โดยทั่วไปอุโมงค์แบบฝังเหมาะสมกับการข้ามปากแม่น้ำที่มีดินด้านล่างอ่อนนุ่ม ซึ่งอาจขุดโดยเครื่องมือที่ลอยน้ำได้ การขุดที่ลึกที่สุดสำหรับอุโมงค์อยู่ในช่วง 135 ฟุต (ต่ำกว่าระดับน้ำทะเล) ตัวอย่างอุโมงค์แบบฝัง เช่น อุโมงค์ San Francisco Trans - Bay Tube ดังรูป 4.7 ที่มีเส้นทางไม่ราบเรียบ เนื่องจากสภาพภูมิประเทศ และมีตัวอย่างอื่นๆอีกมาก รวมถึงอุโมงค์หลายแห่งในโตเกียว สี่แห่งในฮ่องกง และหนึ่งแห่งในซิดนีย์ เช่นเดียวกับโครงการหลายแห่งในยุโรปตอนเหนือ

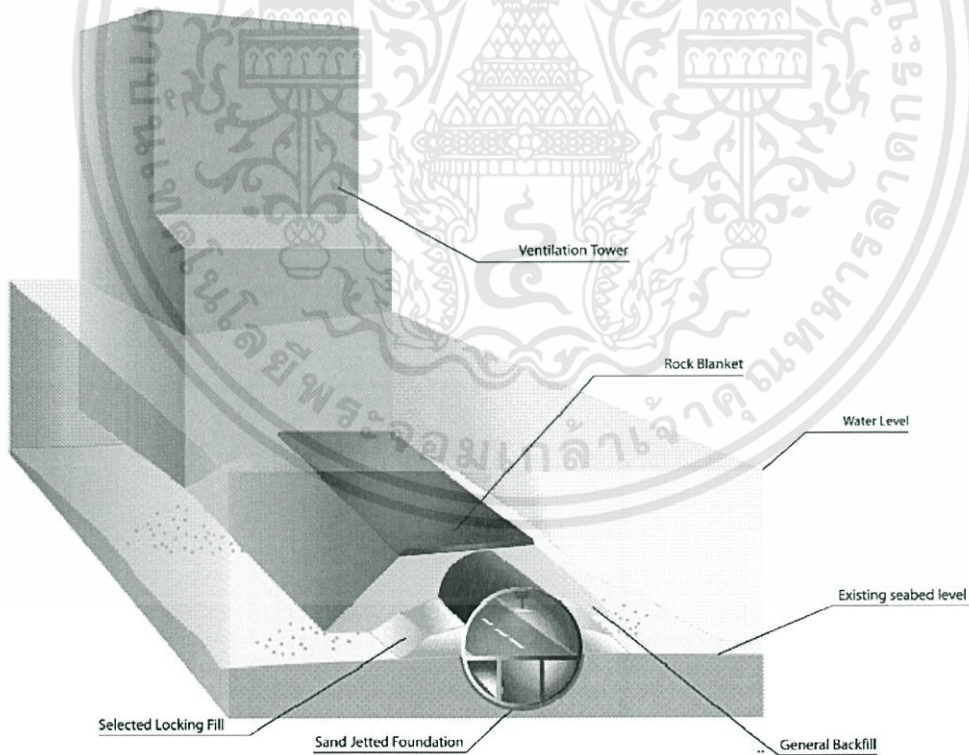
ข้อจำกัดอื่นๆ เกี่ยวกับการสร้างอุโมงค์แบบฝัง ประกอบด้วย

- ระยะเวลาที่เพียงพอสำหรับการขึ้นลงของน้ำเพื่อให้วางอุโมงค์ด้านล่างได้โดยมีการเสนอให้ใช้น้อยกว่า 3 ฟุต/วินาที (1 เมตร/วินาที) ตลอดช่วงเวลา 2 ชั่วโมง
- ด้านล่างต้องไม่อ่อนนุ่ม และไม่แน่นเกินไป พื้นที่การขุดต้องเปิดพื้นที่เสมอ

- สถานที่ก่อสร้างต้องไม่เกิดจากการตกตะกอนอย่างรวดเร็ว ซึ่งสามารถเปลี่ยนความหนาแน่นของน้ำในการขุด และมีผลกระทบกับความสมดุลของอุโมงค์



รูป 4.7 อุโมงค์ San Francisco Trans-Bay Tube (JOHN O.BICKEL, 1996)

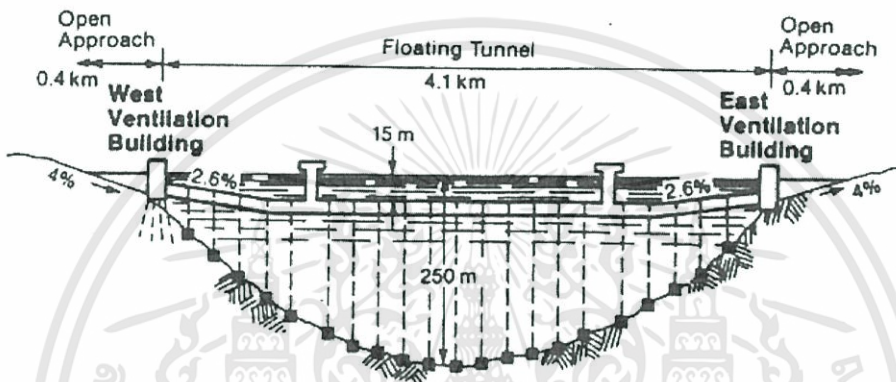


รูป 4.8 แสดงโครงสร้างของอุโมงค์แบบฝัง (<http://en.wikipedia.org>)

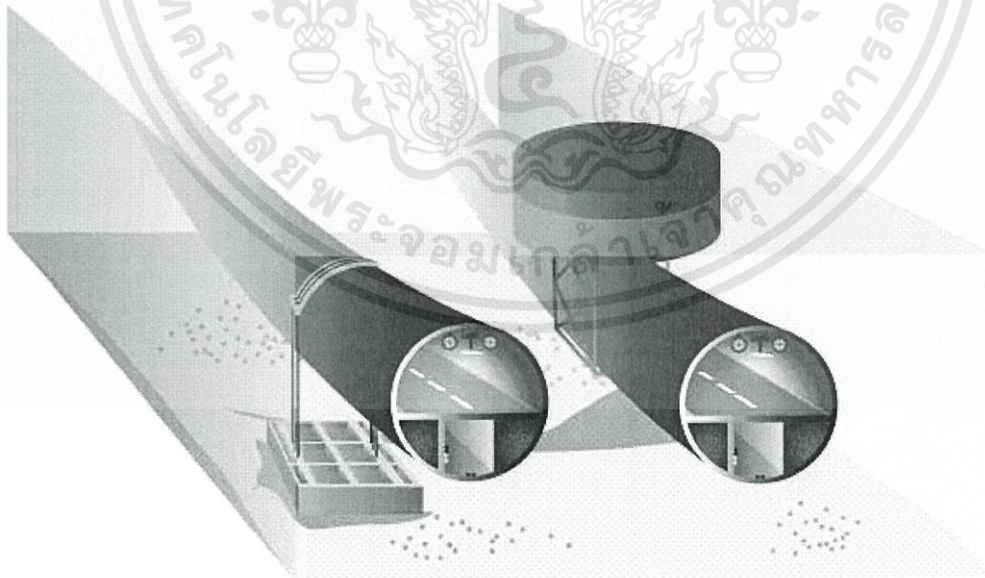
#### 4.3.4 อุโมงค์แบบลอย (Floating tunnel)

อุโมงค์แบบลอยใช้สำหรับการข้ามน้ำลึกหลายแบบ อุโมงค์แบบลอยมีแนวคิดคล้ายกับอุโมงค์แบบฝัง โดยโครงสร้างของอุโมงค์มีการยึดรั้งด้วยเคเบิลกับพื้นทะเล

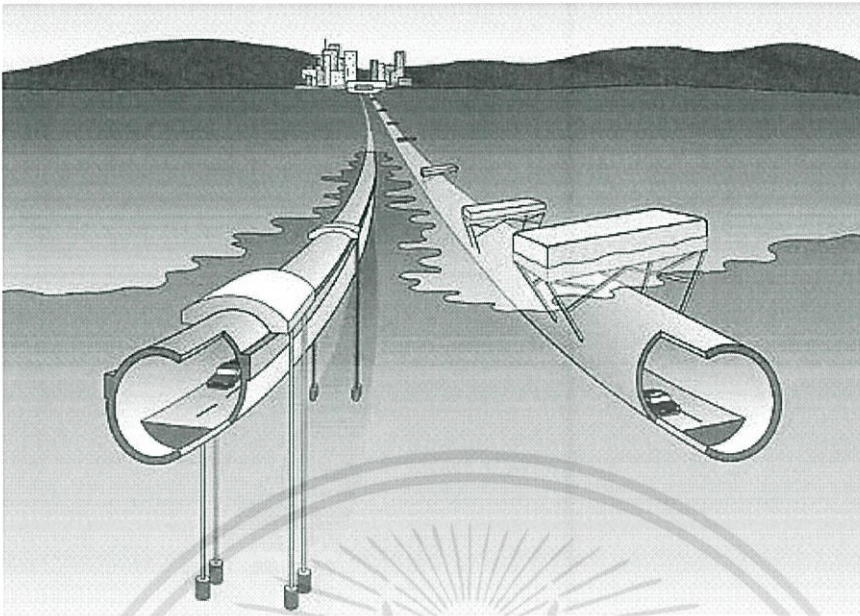
แนวความคิดแรกสำหรับอุโมงค์แบบลอยได้เกิดขึ้นในปี ค.ศ.1940 โดย Charles Andrew ซึ่งทำการออกแบบสำหรับการข้าม Puget sound ที่ Seattle Washington ที่ความลึก 800 ฟุต (250 เมตร) ดังรูป 4.9



รูป 4.9 Puget sound floating tunnel (JOHN O. BICKEL, 1996)



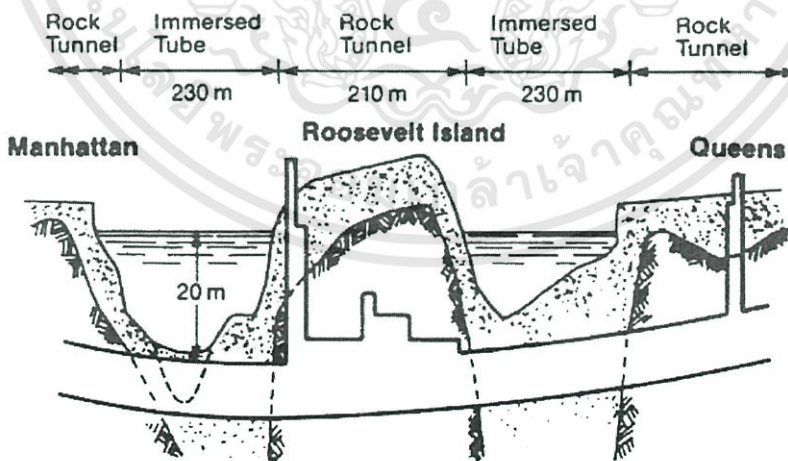
รูป 4.10 แสดงโครงสร้างทั่วไปของอุโมงค์แบบลอยน้ำ (http://ita-aites.org)



รูป 4.11 แสดงโครงสร้างของอุโมงค์แบบลอยน้ำ (<http://ita-aites.org>)

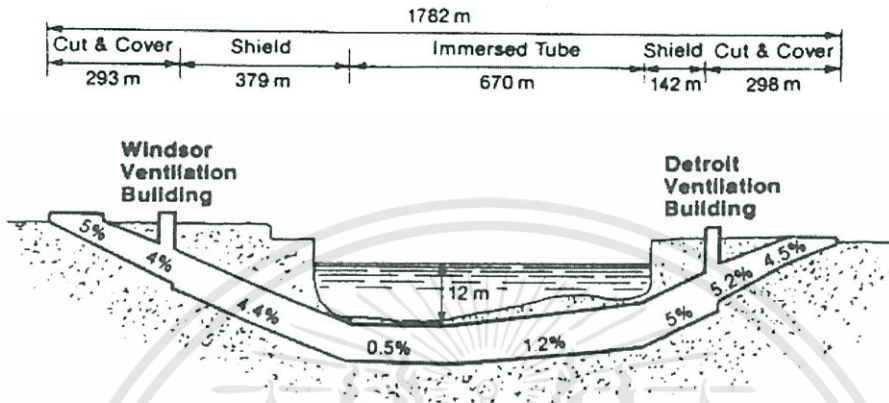
นอกจากนี้ยังมีการประยุกต์ใช้อุโมงค์แบบต่างๆเข้าด้วยกัน เช่น

1. การใช้รูปแบบระหว่างอุโมงค์ผสมและอุโมงค์ในหิน เช่น อุโมงค์ถนนสายที่ 63 ในเมือง New York ดังในรูป 4.12 ซึ่งเป็นหุบเขาลึกสองแห่ง ในส่วนที่เป็นหินใช้อุโมงค์แบบฝังสองแห่ง เชื่อมกับอุโมงค์หินที่ปลายทั้งสองด้านและผ่านเกาะที่มีสันเขาคั่นกลาง โครงสร้างที่คล้ายกันมีการพัฒนา สำหรับการเสนอให้สร้างอุโมงค์รถไฟ Bosphorus ใน เมือง Istanbul ประเทศตุรกี



รูป 4.12 แสดงอุโมงค์ถนนสาย 63 ในเมือง New York (JOHN O.BICKE, 1996)

1. การประยุกต์ใช้อุโมงค์แบบฝังร่วมกับแบบครอบ แสดงโดยอุโมงค์ Detroit – Windsor ระหว่างสหรัฐอเมริกาและแคนาดา ดังรูป 4.13 สาเหตุที่ต้องประยุกต์ใช้ร่วมกันเนื่องจากสภาพธรณีวิทยาดังกล่าวเป็น โคลนลิกที่น้ำซึมเข้าไม่ได้



รูป 4.13 แสดงอุโมงค์ Detroit-Windsor (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.4 ผนังอุโมงค์

##### 4.4.1 หน้าที่ของผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ (Lining) ต้องมีความปลอดภัย และสามารถต้านทานแรงจากดินโดยรอบ และแรงดันจากน้ำ รวมถึงน้ำหนักบรรทุกต่างๆตลอดการใช้งาน ให้เหมาะสมสำหรับจุดประสงค์การนำไปใช้งานของอุโมงค์ และเงื่อนไขในการก่อสร้าง

หน้าที่หลักของผนังอุโมงค์ (Lining) มี 3 ข้อ คือ

1. ต้องสามารถต้านทานต่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์อย่างเพียงพอและปลอดภัย ตลอดอายุการใช้งาน
2. ต้องตอบสนองการใช้งานที่ต้องการได้
3. ต้องเหมาะสมกับวิธีการก่อสร้าง

ลักษณะเฉพาะที่สำคัญของอุโมงค์ประเภทหัวเจาะ (Shield-driver tunnel) มีความเกี่ยวข้องกับข้อ 3 ที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ผนังอุโมงค์ (Lining) แบ่งประเภทเป็นผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และ ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ซึ่งผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) โดยทั่วไปจะเป็นโครงสร้างที่ถูกสร้างไว้ก่อน ขณะที่ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อาจเป็นแบบคอนกรีตหล่อในที่หรือเป็นโครงสร้างสำเร็จรูป เช่น ท่อเหล็กกล้าโดยจะติดไว้ด้านในของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining)

#### 4.1.2 ลักษณะของผนังอุโมงค์มีดังนี้

ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ทำหน้าที่สำหรับค้ำยันน้ำหนักบรรทุก ที่มีต่ออุโมงค์ โดยสมมติว่าน้ำหนักบรรทุกแบ่งแรงกระทำระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และ ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining)

ผนังอุโมงค์ ต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการบำรุงรักษาเมื่อเปิดใช้งาน อีกทั้งยังต้องสามารถป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดิน และมีอายุการใช้งานตามที่ได้ออกแบบไว้

หน้าที่ของผนังอุโมงค์ ต้องสามารถรับแรงผลัก (Thrust force) จากการขับเคลื่อนของหัวเจาะอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้างได้ และสามารถต้านทานแรงดันย้อนกลับจากการฉีดอัดคอนกรีตหลังหัวเจาะ (Tail void grouting) อีกทั้งผนังอุโมงค์ต้องทำหน้าที่อย่างสมบูรณ์ หลังจากหัวเจาะอุโมงค์ขับเคลื่อนต่อไปข้างหน้า ในปัจจุบันยังมีวิธีการหล่อคอนกรีตในที่ เพื่อทดแทนการใช้ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ โดยหัวเจาะอุโมงค์มีอุปกรณ์สำหรับฉีดคอนกรีตและไม้แบบเพื่อหล่อเป็นผนังคอนกรีตขณะขับเคลื่อนหัวเจาะ อย่างไรก็ตามยังคงไม่เป็นที่นิยมเนื่องจากมีความซับซ้อนกว่าการใช้ผนังอุโมงค์แบบเดิม และควบคุมคุณภาพได้ยาก แม้ว่าผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะแบ่งการรับแรงกระทำ อย่างไรก็ตามในระยะยาวอาจเกิดการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งยากที่จะประเมินการรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำระหว่างผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ได้อย่างถูกต้อง ดังนั้นผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ควรถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งหน้าที่ของผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) คือการป้องกันผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) จากการสึกกร่อนป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดินและช่วยเสริมกำลังของผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) อีกทั้งผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ยังช่วยในการปรับวางแนวเส้นทางที่เบี่ยงเบนมากไปในการก่อสร้างอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อาจไม่มีความจำเป็นหากการป้องกันการไหลเข้าของน้ำของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และการป้องกันการสึกกร่อน ได้รับการพิจารณาโดยสมบูรณ์ เมื่อผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ได้รับการออกแบบโดยเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างหลัก ความแข็งแรงของอุโมงค์จะเพิ่มขึ้นแต่พฤติกรรมของโครงสร้างประกอบจะไม่สมบูรณ์ ดังนั้นการศึกษาในรายละเอียดมีความจำเป็นเมื่อเป็นโครงสร้างลักษณะเฉพาะนี้ถูกใช้ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ มาตรการรับมือสำหรับการทรุดตัวไม่เท่ากันและแผ่นดินไหวก็ควรจะต้องจัดให้มีสำหรับพื้นดินที่เปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างอย่างทันทีทันใดและบริเวณที่เชื่อมต่อกับปล่องแนวตั้ง (Shaft) หรือโครงสร้างสถานีในกรณีอุโมงค์รถไฟใต้ดิน เมื่อทำการออกแบบผนังอุโมงค์ (Lining) สำหรับอุโมงค์ที่มีหัวเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนเช่นในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) เป็นต้น

### 4.1.3 การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์

การเลือกโครงสร้างและประเภทของผนังอุโมงค์ควรเลือกให้เหมาะสมกับจุดประสงค์ของการใช้อุโมงค์ สภาพชั้นดินและวิธีการก่อสร้าง โดยในหลายกรณีผนังอุโมงค์ประกอบด้วยผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) อีกทั้งต้องคำนึงถึงการบำรุงรักษาภายในและการปฏิบัติงานที่จำเป็นสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์

ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) รูปแบบโดยทั่วไปใช้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type segment) หรือชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทแผ่นเรียบ (Flat type segment) ยึดติดด้วยสลักเกลียว (Bolt) ชิ้นส่วนสามารถแยกประเภทโดยวัสดุที่ใช้ผลิต การเลือกประเภทของชิ้นส่วนควรใช้ความเหมาะสมของการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์ สภาพชั้นดินและวิธีการก่อสร้าง ปัจจุบันชิ้นส่วนคอนกรีตหรือเหล็กมีมาตรฐาน เช่น เส้นผ่านศูนย์กลาง ความหนา และความกว้างที่ใช้สำหรับอุโมงค์ขนาดเล็กจนถึงขนาดกลาง เช่น งานส่งน้ำ ระบายน้ำ ส่วนขนาดใหญ่ เช่น รถไฟใต้ดิน โดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตเป็นหลัก ชิ้นส่วนเหล็กหล่อใช้ในงานอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ ในกรณีที่ไม่คำนึงถึงสภาพชั้นดิน ชิ้นส่วนคอนกรีตของ Box type หรือ Flat type จะถูกนำมาเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้ ขณะที่ชิ้นส่วนเหล็กหล่อหรือเหล็กกล้าจะใช้ในที่ที่พิจารณาแรงกระทำเป็นพิเศษ หรือชิ้นส่วนที่ต้องการทำช่องเปิด เมื่อคำนวณแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ การหาค่าที่แน่นอนของคุณสมบัติของโครงสร้างอุโมงค์เป็นสิ่งสำคัญเพราะฉะนั้นการเลือกโครงการสร้างผนังอุโมงค์ ก่อนข้างที่สำคัญต่อการตัดสินใจ ถึงความสำคัญที่จะออกแบบผนังที่ต้องการ

ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) เป็นโครงสร้างภายในผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ที่สร้างขึ้นโดยใช้คอนกรีตที่หล่อในที่ ปัจจุบันมีการประยุกต์ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) โดยใช้การใส่ท่อ (ท่อเหล็ก ท่อเหล็กหล่อ ฯลฯ) ซึ่งเมื่อผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) ถือว่าเป็นโครงสร้างถาวรขณะที่ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะใช้เพื่อจุดประสงค์ดังนี้

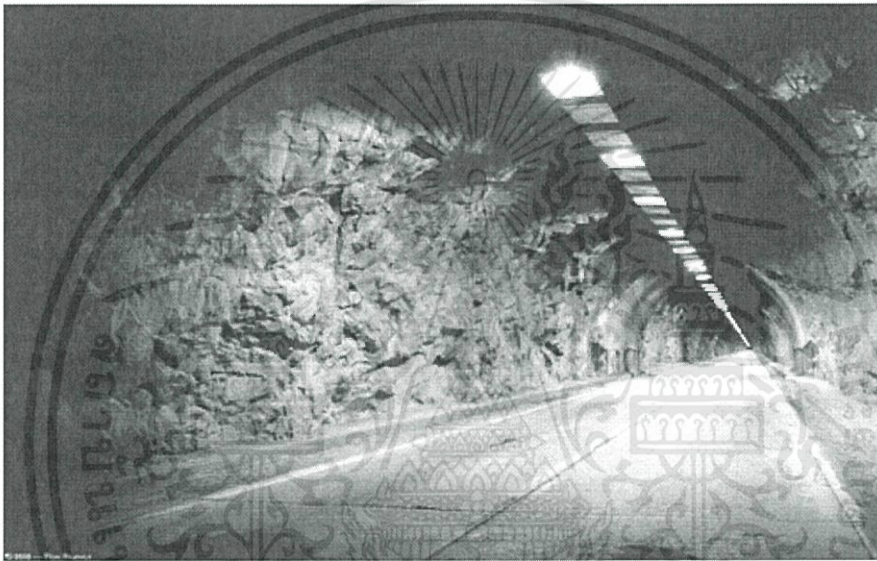
1. ป้องกันการกัดกร่อน
2. เพิ่มความแข็งแรง
3. ปรับการเรียงตัวของอุโมงค์
4. กันน้ำซึมเข้า

ซึ่งยกตัวเช่นอุโมงค์ทางรถไฟซึ่งก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นในเพื่อลดเสียงและการสั่นที่จะเกิดขึ้น หลังอุโมงค์เสร็จ

## 4.5 การแบ่งประเภทของผนังอุโมงค์

### 4.5.1 Unlined Rock

อุโมงค์รถไฟในภูเขาจำนวนมาก มีการใช้งานมาหลายปีโดยไม่มี Lining หรือที่มี Lining จำกัดที่ Portals และโซนหินที่อ่อน อุโมงค์ Wawona highway ดังรูป 4.14 ที่ทางเข้าไปที่ Yosemite National Park มีการใช้งานมากกว่า 60 ปีที่มี unlined rock เป็นส่วนใหญ่ ระบบนี้โดยทั่วไป จำกัดขนาด ความแข็งแรงของหิน

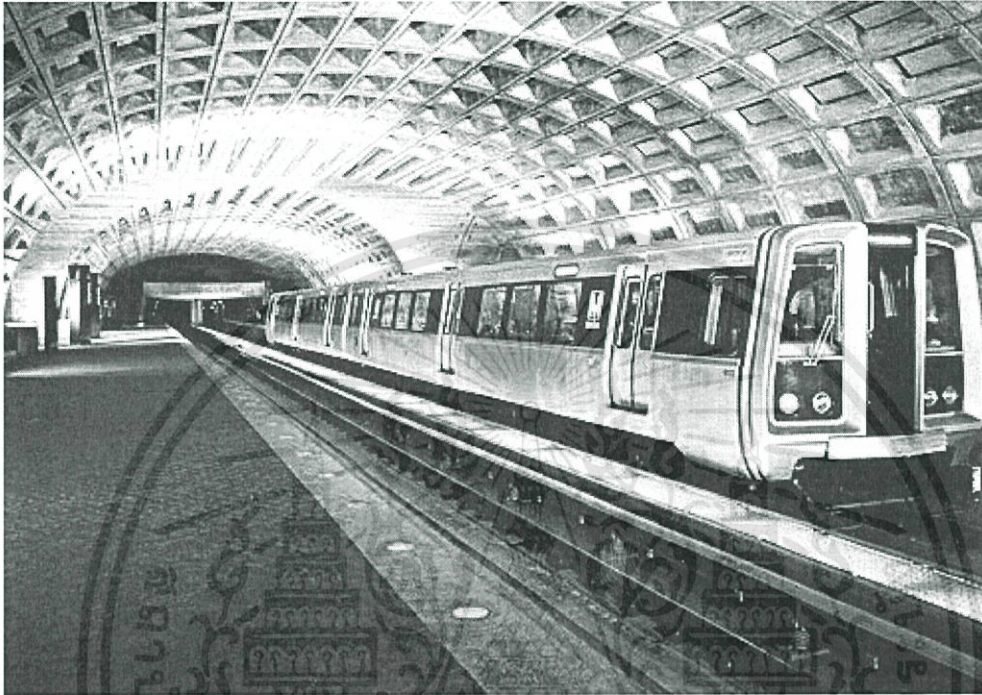


รูป 4.14 อุโมงค์ Wawona highway (<http://www.digital-images.net>)

### 4.5.2 Rock reinforcement systems

หินโดยทั่วไป รวมถึง ข้อบกพร่องในรอยต่อ (Primarily rock joints) อาจทำให้มั่นคง ด้วยการใส่ Rock reinforcement ซึ่งมีจุดประสงค์เพื่อประสานมวลหินเข้าด้วยกัน การรัดโลหะ และ Mine ties ยึดด้วย Bolts สั้นๆ ดังรูป 4.15 อาจเพียงพอเพื่อเชื่อมพื้นผิว และความบกพร่อง รอยเชื่อมที่ลึกกว่าอาจเสริมด้วยเหล็กเคียวที่ไม่มีแรงดึง หรือ Bolts เหล็กที่มีแรงดึง (Fiberglass bolts มีการใช้สำหรับความมั่นคงชั่วคราวของผิวหินของการขุดพื้นผิวบางส่วนที่มีการนำออกมาในขั้นตอนการก่อสร้าง) เคียว หรือ Bolts อาจให้ความมั่นคงชั่วคราว จนกระทั่งติดตั้ง Lining ถาวร หรืออาจถูกออกแบบเพื่อรองรับบางส่วนหรือทั้งหมดของการรับภาระในระยะยาว (พร้อมกับการป้องกันการกัดกร่อนในระยะยาว) ตัวอย่างเช่น Peachtree Center Station ของ MARTA transit system ใน Atlanta ดังรูป 4.16

ในการป้องกันพื้นผิวแตก และเป็นสะเก็ดของหินระหว่างเคียวหรือ Bolts อาจทำการเตรียมพื้นผิว ขึ้นอยู่กับการใช้อุโมงค์ สิ่งนี้อาจเริ่มจากใช้เหล็กตาข่าย (Chain link mesh) เชื่อมผ่าน Shotcrete เพื่อการเท Concrete lining ดังเช่นรูป 4.17



รูป 4.15 WMATA rock tunnel – mine ties (<http://urbanplacesandspaces.blogspot.com>)



รูป 4.16 Peachtree center station, MARTA, Atlanta – reinforced rock (<http://www.flickr.com>)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

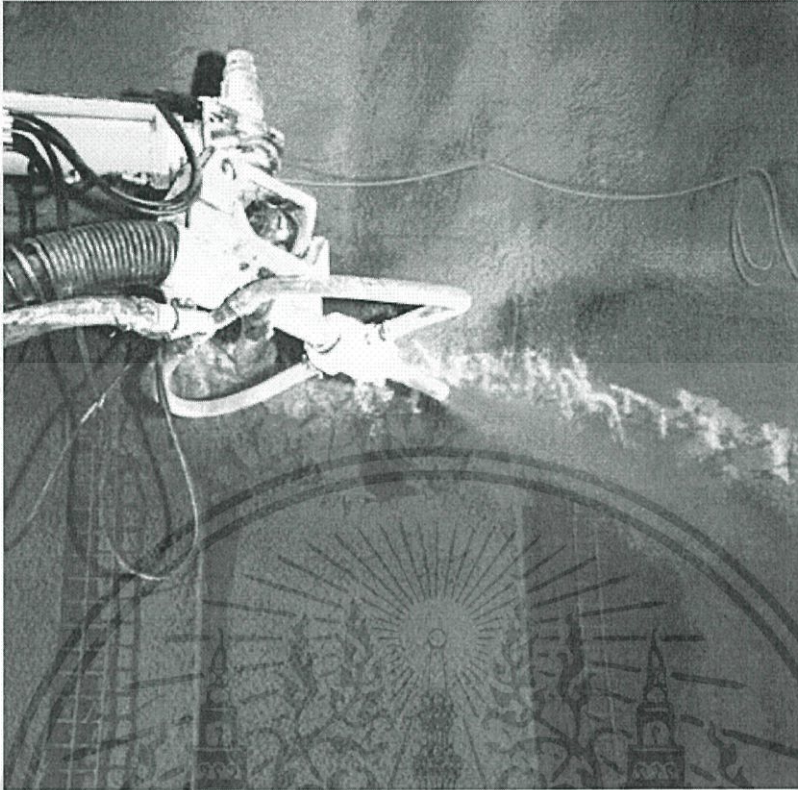


รูป 4.17 Rock bolts with wire mesh (<http://en.wikipedia.org>)

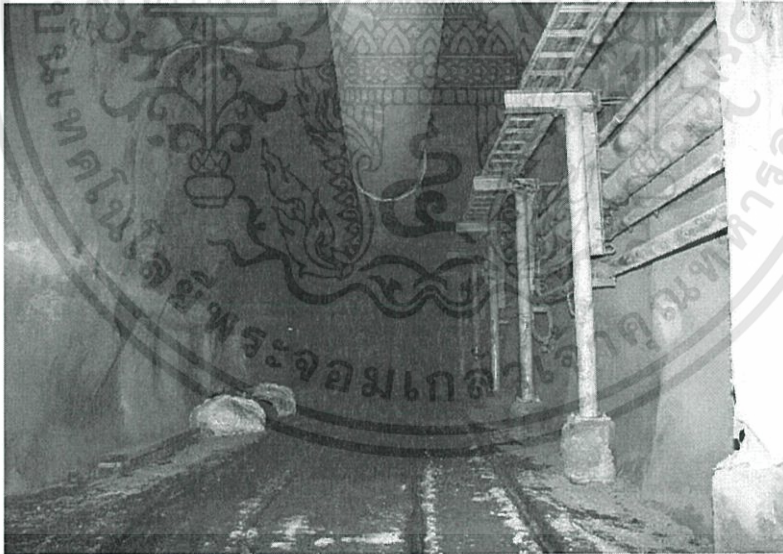
#### 4.5.3 Shotcrete

Shotcrete มีการใช้กันอย่างกว้างขวาง สำหรับความมั่นคงของอุโมงค์หิน ที่ขุดโดยวิธีการเจาะ และระเบิด หรือเครื่องขุด ความน่าสนใจคือ สามารถให้การรองรับในการก่อสร้างในหินที่มีเวลาจำกัด ดังรูป 4.18 เป็นการยากในการใช้ Shotcrete กับเครื่องเจาะอุโมงค์ที่มีผิวหน้าเป็นทรงกลม เพราะว่าเครื่องและหัวเจาะกินเนื้อที่มาก ทำให้ยากในการใช้ Shotcrete และสะท้อน Shotcrete จากผนังอุโมงค์ทำให้อุปกรณ์เปราะเป็อน

บางครั้ง Shotcrete ใช้เป็น Lining ถาวร ดังรูป 4.19 โดยทั่วไปทำเป็นชั้น แต่ละชั้นอาจประกอบด้วยตาข่ายลวด (Wire mesh) เพื่อความคงทนในระยะยาว Shotcrete เสริมแรงประกอบด้วยเหล็ก หรือไฟเบอร์สังเคราะห์ที่อาจใช้เพื่อความเหนียวและความคงทน



รูป 4.18 Shotcrete (<http://www.putzmeister.de>)



รูป 4.19 Shotcrete finish lining (<http://www.putzmeister.de>)

#### 4.5.4 Pre-excavation stabilization

บางครั้ง เป็นสิ่งที่ดีในการทำงานเกี่ยวกับพื้นดินล่วงหน้าก่อนการขุดเพื่อปรับปรุงความมั่นคง การสร้างเขื่อนในบริเวณที่หินมีความอ่อนหรือดินร่วนถูกใช้เพื่อปรับเวลาและลดความจำเป็นสำหรับการรองรับเริ่มแรก เช่นเดียวกับการลดการไหลเข้าของน้ำใต้ดินเข้าไปในบริเวณที่ขุด สิ่งนี้อาจจะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทำจากพื้นผิวในการขุดอุโมงค์ลวงหน้า หรือจากผิวของอุโมงค์ การทำพื้นดินให้แข็งอาจจะใช้สำหรับจุดประสงค์เดียวกัน

การตอกเข็ม (เดือยหินที่เจาะเข้าไปเหนือพื้นผิวในการเจาะ โดยทั่วไปค่อยๆขึ้นด้านบนเข้าไปในพื้นดินเหนือหลังคาอุโมงค์) อาจทำการสร้างหินเสริมแรง (Reinforced rock umbrella) เหนือรอบการขุดต่อไป ในพื้นดินที่สภาพไม่ดี การลือกเสาเหล็กเข้าด้วยกันใช้เพื่อทำให้เกิดเป็นที่ครอบต่อเนื่องกันเหนือส่วนบนของอุโมงค์ก่อนถึงพื้นผิวที่ขุด หินเสริมแรงอาจสร้างโดยการเทคอนกรีตหรือทำให้แข็งในพื้นดินที่เหมาะสม

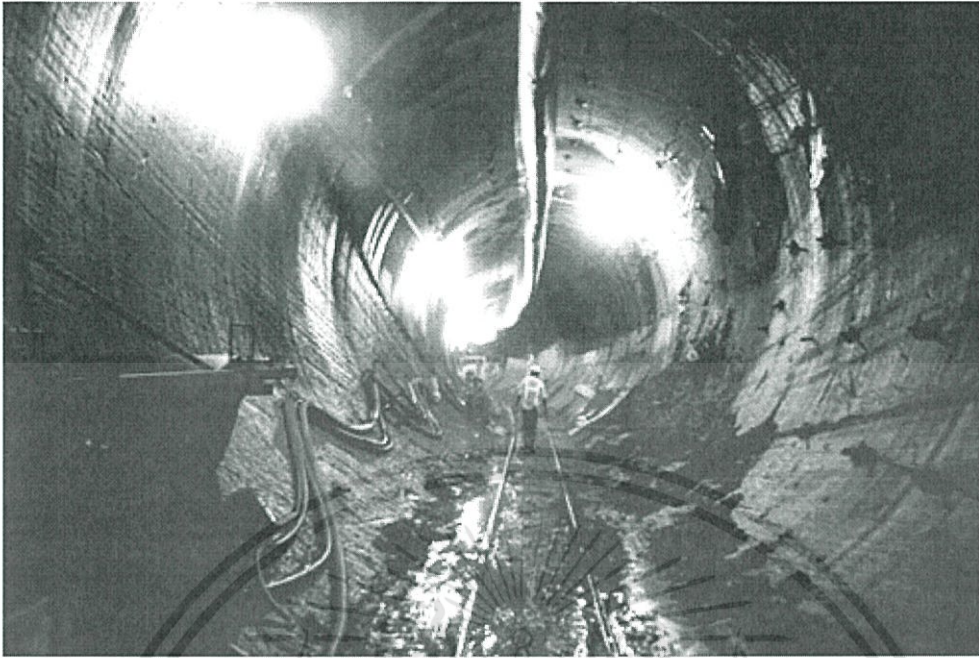
ในห้องใต้ดิน (Underground chambers) หรืออุโมงค์ของส่วนตัดขวางขนาดใหญ่บ่อยครั้งแนะนำให้ขุดด้วยหัวขุดที่เล็กกว่า หรือ การเจาะในส่วนตัดขวางที่พื้นที่จำกัด หัวเจาะเริ่มต้น (ซึ่งอาจจะทำการสำรวจอุโมงค์ไว้ล่วงหน้า หรือการเจาะเริ่มแรกด้วยเครื่องเจาะ Miltidrift) สามารถใช้เพื่อเข้าสู่พื้นที่สำหรับปฏิบัติงานกับพื้นดินลวงหน้าตลอดและรอบๆ ส่วนที่เหลือของส่วนตัดขวางอุโมงค์โดยวิธีการที่กำหนดไว้ล่วงหน้า

#### 4.5.5 Ribbed systems

การรองรับแบบเดิมสำหรับการเจาะและระเบิดอุโมงค์ในหิน เป็นระบบ Two-pass ซึ่ง Stabilization ถูกเตรียมโดยโครงค้ำยัน (อดีตเป็นท่อนไม้ ต่อมาเป็น H-sections ปัจจุบันนี้เป็นคอนกรีตที่หล่อไว้ล่วงหน้า) และ Second-stage lining ของการเทคอนกรีตถูกเติมเข้าไป ระบบมีความแตกต่างเป็นพิเศษในการคำนวณทางคณิตศาสตร์ แต่มีการพิจารณาโดยอาศัยวิธีปฏิบัติของผู้ก่อสร้างอุโมงค์ โดยเฉพาะในสภาพชั้นหินที่มีความแข็งแรงน้อย ดังรูป 4.20 แสดงอุโมงค์ Berkeley hills ของระบบ BART ซึ่งการขุดประสบความสำเร็จผ่านพื้นดินในการขุดอุโมงค์ (ทำการวัดฝุ่นของหินหลายร้อยฟุตใน Hayward ที่มีความบกร่องจากแผ่นดินไหว) โดยการขุดระเบิด การใช้โครงเหล็ก และการเท Concrete lining

โดย Shotcrete ที่ใช้ในดินอ่อนสำหรับช่องเปิดใหญ่ขึ้น บางครั้ง มีการเสริมด้วยค้ำยันที่ขึ้นรูปด้วย Bar cages เสริมแรง รู้จักกันทั่วไปว่า Lattice girders สิ่งเหล่านี้อาจรวมเข้าไปในผนังอุโมงค์ถาวรโดยหุ้มไว้ด้วยชั้นของ Shotcrete

ระบบ Ribbed อาจใช้สำหรับอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนที่มีพื้นดินระหว่างค้ำยันที่เสริมโดย “Barrel stave” wood lagging หรือโดยการใช้แผ่นเหล็กกอดไว้ ดังรูป 4.21 แสดง Barrel stave lining ที่ Los angeles metro



รูป 4.20 อุโมงค์ Berkeley hills (<http://www.streetsblog.org>)



รูป 4.21 Los angeles metro – โครงเหล็กพร้อมกับ Barrel stave lining (<http://www.streetsblog.org>)

#### 4.5.6 Segmental lining

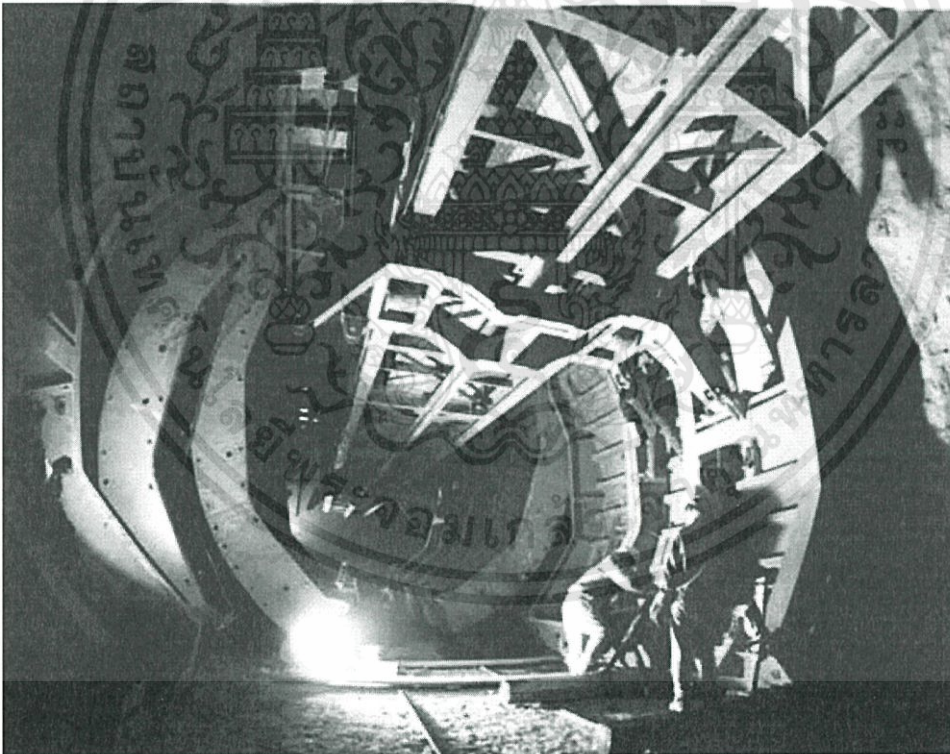
Segmental lining โดยทั่วไปประกอบอยู่ในอุโมงค์ดินอ่อน และ Segmental lining ถูกยกขึ้นภายในเพื่อป้องกัน Tail shield ทรงกระบอก ในสถานะเหล่านี้ Segmental lining สามารถใช้ระบบ One-pass ทำให้เกิดความมั่นคงของช่องเปิดอุโมงค์ ระหว่างการก่อสร้างและ Service lining ถาวร รูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 52  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

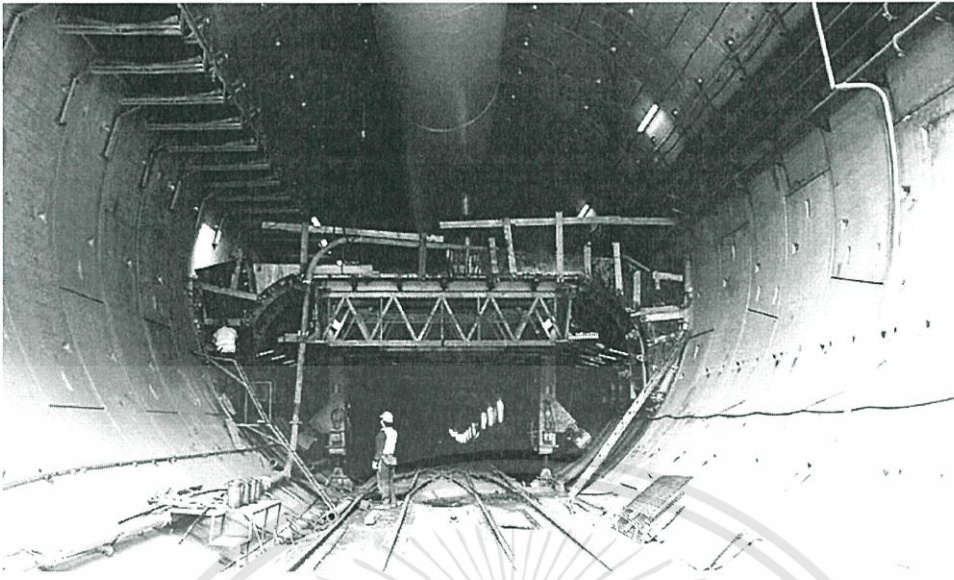
4.22 แสดงส่วนของ ผนังโลหะใน Washington metro system และรูป 4.23 แสดงส่วนของผนังคอนกรีตที่มีการหล่อไว้ล่วงหน้าใน Baltimore metro system ส่วนเหล่านี้ผลิตและติดตั้งใกล้กันพอประมาณ

ผนังอุโมงค์อาจใช้ระบบ Two-pass ที่มีส่วนที่หล่อหยาบๆเพื่อให้ความมั่นคงในการก่อสร้างและ Second-pass ในการเทพ้องคอนกรีตเพิ่มเติม สำหรับการใช้งานในระยะความคลาดเคลื่อนที่เพิ่มขึ้นในการผลิตและการติดตั้งและรายละเอียดที่ง่ายทำให้การก่อสร้างเร็วขึ้นซึ่งให้ความคุ้มทุนกับต้นทุนของการเท ผนังด้านใน รูป 4.24 แสดงอุโมงค์ของ Los angeles metro system ที่มีระบบ Stabilization ที่ใช้คอนกรีตที่หล่อไว้ล่วงหน้า ทำให้ผนังอุโมงค์เรียบร้อยสวยงาม

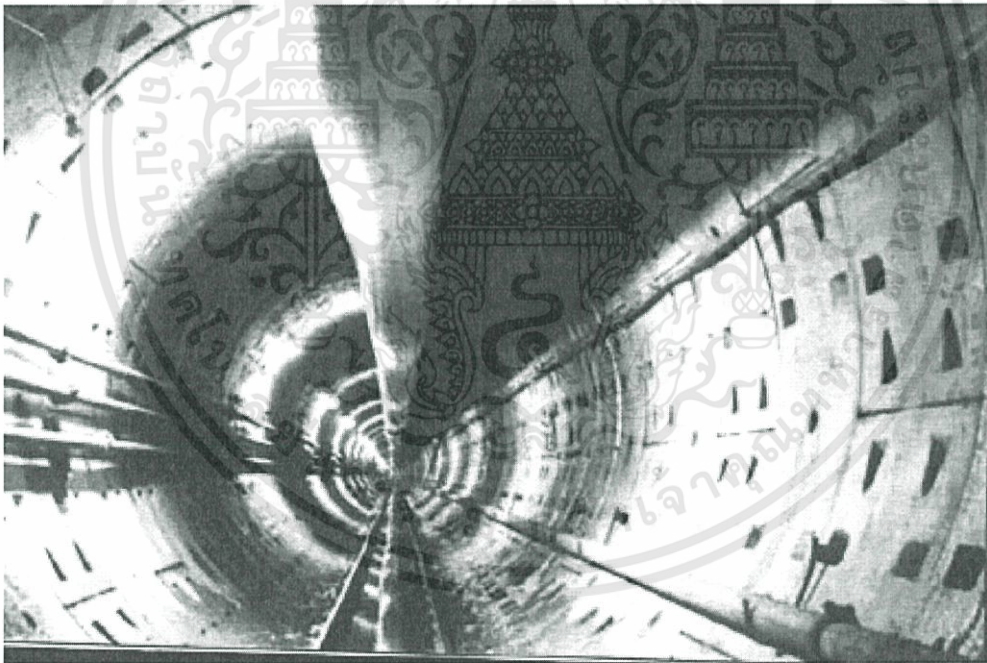
โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์มีเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่าอุโมงค์ที่ขุด เพราะว่าผนังอุโมงค์ต้องถูกยกขึ้นภายในที่ครอบทรงกระบอกที่เป็นส่วนหนึ่งของอุปกรณ์การขุด โดยทั่วไปช่องว่างวงกลมถูกเติมด้วยการเทคอนกรีต ในพื้นดินที่เปียกส่วนของผนังอุโมงค์ยึดด้วย Bolts เพื่อกดประกบกับซีลให้แนบกันเพื่อกันน้ำรั่วซึม ในพื้นดินที่แห้ง ส่วนของผนังอุโมงค์อาจใช้การยึดด้วย Bolts ดังเหล่านี้เป็นกลไกโครงสร้างที่ทำให้เกิดความมั่นคงจากการรองรับที่เตรียมโดยพื้นดินโดยรอบ



รูป 4.22 ผนังอุโมงค์ใน Washington metro system (<http://www.streetsblog.org>)



รูป 4.23 ผนังของอุโมงค์ Baltimore transit system ที่ประกอบด้วยชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่หล่อสำเร็จ (<http://www.streetsblog.org>)

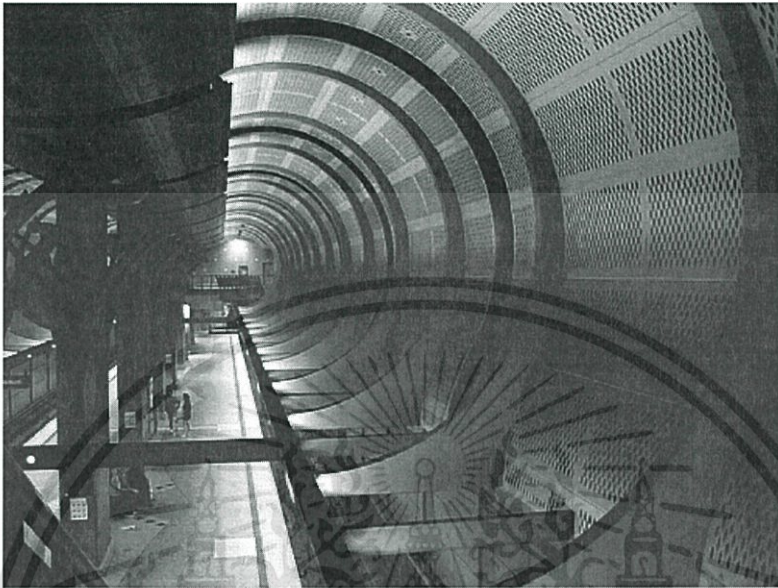


รูป 4.24 ผนังอุโมงค์ Los angeles metro มีระบบ Stabilization ที่ใช้ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่หล่อสำเร็จ (<http://www.streetsblog.org>)

#### 4.5.7 Poured concrete

นอกจากส่วนของผนังอุโมงค์ระบบ One - pass เป็นเรื่องปกติในการทำให้เกิดความมั่นคงตั้งแต่เริ่มด้วยการเทคอนกรีตแทนที่ Second-stage lining ไม่ว่าจะแบบเรียบหรือแบบเสริมแรง ในพื้นที่ที่เปียก โดยเฉพาะที่สิ้นสุดการใช้งาน อาจด้านทานการรั่วของน้ำได้ แนะนำให้ติดตั้งชั้น Membrane กันน้ำระหว่างระบบ Stabilization เริ่มแรก และภายในผนังอุโมงค์ สำหรับ Los angeles เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

metro มีความกังวลเกี่ยวกับการซึมของแก๊สผ่านชั้นดิน ทำให้ต้องใช้ Membrane กันแก๊สชนิดพิเศษ ระหว่างสอง Stages ดังรูป 4.25



รูป 4.25 อุโมงค์ Los angeles metro ที่มีการใช้ Membrane กันแก๊สในอุโมงค์ (<http://www.streetsblog.org>)

#### 4.6 การพิจารณาการออกแบบ (Design considerations)

ในการออกแบบผนังอุโมงค์จะต้องคำนึงถึงองค์ประกอบหลายๆอย่าง เช่น น้ำ Constructability ระบบ-Shield และขนาดของผนังอุโมงค์ซึ่งจะกล่าวดังต่อไปนี้

##### 4.6.1 Water

ขนาดและรายละเอียดของผนังอุโมงค์ บางครั้งถูกควบคุม โดยการพิจารณาความเค้น สิ่งแรกที่พิจารณา คือ น้ำ ถ้าผนังต้องทนต่อแรงดันของน้ำ (ภายในหรือภายนอก) ความน่าจะเป็นนี้ครอบคลุมการออกแบบ อย่างไรก็ตาม สังเกตว่าแรงดันน้ำไม่มีการเปลี่ยนแปลงในผนัง ผนังทรงกลมที่มีการรองรับอย่างเต็มพื้นที่ การขจัดช่องว่างด้านหลังผนังมีความสำคัญมากกว่าการเพิ่มความแข็งแรงของผนัง

แรงดันน้ำใต้ดินถาวรในอุโมงค์ที่มีพื้นดินที่มีความอ่อนตัว สามารถจัดการได้ 2 แนวทางคือ

- ระบบแรกคือ ผนังแบบ One-pass ที่ขึ้นรูปด้วยวงแหวนเป็นส่วนๆพร้อมกับข้อต่อประเก็นป้องกันน้ำ
- ระบบที่สองคือ ผนังแบบ Two-pass พร้อมกับชั้นรองรับการก่อสร้างเริ่มแรก รองด้วย Membrane กันน้ำ และ ผนังคอนกรีตภายใน

#### 4.6.2 Constructibility

การพิจารณาประการที่สองในการออกแบบผนัง คือ Constructibility ตรงกับวิธีการก่อสร้างที่มีสภาพของพื้นดินตามที่คาดหมาย ซึ่งความคุมโดยคุณภาพของพื้นดิน โดยทั่วไปถูกตรวจสอบโดย Stand-up time พื้นดินที่ไม่มั่นคงที่ต้องการการรองรับทันทีจะจำเป็นต้องใช้การก่อสร้างอุโมงค์แบบ Shields แตกต่างจาก Shells ทรงกระบอกเปิดหน้าที่ยอมให้เข้าถึงผิวหน้าของอุโมงค์ ผ่านเครื่องขุดอุโมงค์แบบง่ายพร้อมกับเครื่องขุดกลไก (ชนิดหมุน หรือ Pivoted boom) ตามด้วยเครื่องเจาะอุโมงค์แบบ Pressurized-face ทั้งหมดทำให้เกิดช่องว่างที่มีการป้องกันภายใน ซึ่งอาจจะใช้ ผนังอุโมงค์ทรงกลมที่มีการประกอบไว้ล่วงหน้า

การเลือกชนิดของผนังอุโมงค์ ขึ้นอยู่กับ Stand-up time ของพื้นดิน ถ้าพื้นดินอ่อนนุ่มและเปียกมาก การรองรับต้องทำทันทีภายหลัง Shield และการรองรับนี้ต้องกันน้ำซึมผ่านได้ โดยทั่วไปใช้ผนังอุโมงค์แบบ One-pass ที่มีประเก็นเป็นส่วนๆ

ถ้าพื้นดินมี Stand-up time เพียงพอ มีความเป็นไปได้ที่จะใช้ผนังอุโมงค์ชนิดอื่นๆ การสร้างผนังอุโมงค์รูปแบบเดิมเป็นการใช้โครงเหล็กที่มีฉนวนเป็นท่อนไม้ เมื่อเร็วๆ นี้มีการใช้คอนกรีตเป็นส่วนที่ไม่มีประเก็น โดยทั่วไปคุณภาพของพื้นผิว และการวางแผนเชื่อมในส่วนเหล่านี้ไม่เพียงพอในการใช้งานถาวร และการเพิ่มผนังอุโมงค์คอนกรีตแบบ Second-pass ภายใน ถ้าพื้นดินแห้ง หรืออุโมงค์อยู่ภายใต้การไหลซึมของน้ำใต้ดินที่จำกัด ก็ไม่จำเป็นต้องใช้ แต่ถ้าระดับน้ำใต้ดินถาวรสูงกว่าด้านล่างอุโมงค์ โดยทั่วไปใช้ Membrane กันน้ำเสริมเข้าไประหว่างการรองรับการก่อสร้างและด้านในผนังอุโมงค์ต้องสมมติว่า แรงดันน้ำเพิ่มขึ้นภายนอก Membrane และดังนั้นด้านในผนังอุโมงค์ต้องออกแบบให้ทนต่อแรงดันนี้

#### 4.6.3 ระบบ Shield (Shield systems)

ในระบบการขุดอุโมงค์แบบ Shield เส้นผ่านศูนย์กลางของ Shield ใหญ่กว่าผนังอุโมงค์ที่มีการทำไว้ล่วงหน้า เนื่องจาก

แผ่นเปลือกของ Shield ต้องเชื่อมกับผนังอุโมงค์เพื่อประกอบแหวนของผนังอุโมงค์ ต้องมีช่องว่าง ระหว่างด้านนอกของผนังอุโมงค์ และภายในของแผ่นท้ายเพื่อยอมให้หมุน Shield ไปรอบส่วนโค้ง และแก้ไขการวางแผนผิดพลาด

ลักษณะการสร้างวงแหวน ที่มีช่องว่างตรงปลาย รอบด้านนอกของผนังอุโมงค์เมื่อ Shield ถูกสวมด้านหน้า ถ้าพื้นดินไม่มีการเติมช่องว่างนี้ทันที อาจเติมโดยการพ่นคอนกรีตผ่านช่องที่เตรียมไว้ในแต่ละส่วน ถ้าพื้นดินมี Stand-up time ที่ดี อาจขยายโครงหรือแหวนในชั้นแรก ภายหลังผ่านพื้น Shield มา สิ่งนี้ทำให้หมดข้อสงสัยในการต่อเชื่อมตามยาวระหว่างแหวนในชั้นนี้

#### 4.6.4 ขนาดของ Lining

การพิจารณา Constructibility เพื่อกำหนดขนาดของผนังอุโมงค์ ความยาวและความกว้างของคอนกรีตที่หล่อไว้ล่วงหน้าหรือส่วนของโลหะซึ่งถูกควบคุมโดยการขนส่ง และข้อจำกัดในการยกขึ้น เช่นเดียวกับโดยการออกแบบของ Shield ในการขุดอุโมงค์ ความหนาของผนังอุโมงค์แต่ละส่วน โดยทั่วไปเริ่มจาก 6 ถึง 12 นิ้ว และบ่อยครั้งถูกกำหนดโดยคุณสมบัติในการต่อเชื่อม น้ำหนักในการสวม Shield และการจัดการกับความเค้น Shotcrete lining อาจสร้างให้มีความหนาประมาณ 4 นิ้ว และโดยทั่วไป จะเพิ่มขึ้นเป็นทวีคูณของชั้นความหนา 2 นิ้ว ซึ่งหนาเท่าที่สามารถทำเพื่อยึดตลอดผิวหน้า “Poured” concrete lining ใช้ปั๊มผ่านท่อ “Slick line” ที่ติดตั้งอยู่ด้านบน ความหนาของผนังอุโมงค์ จำเป็นต้องให้ต่ำสุดเพื่อยอมให้คอนกรีตไหลผ่านจาก Slick line ลงไปที่ส่วนโค้งและขึ้นรูปเป็นผนังโดยไม่มีการสะสมมากเกินไป ช่องว่างเท่ากับ 8 นิ้วระหว่างภายในของผนังอุโมงค์ (โครงหรือแหวน Liner) และด้านในการเสริมด้วยเหล็กเป็นหลักเกณฑ์ที่ใช้ปกติ ลักษณะนี้อาจจะเป็นการเพิ่มที่ด้านบน โดยการทำให้เกิดจุด หรือ หลุมเพื่อเพื่อความคลาดเคลื่อนในการวาง Slick line (เส้นผ่านศูนย์กลาง 6 ถึง 8 นิ้ว)

#### 4.7 คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ภายใต้น้ำหนักของดิน (Lining behavior underground loads)

มีการกำหนดขนาดและรายละเอียดของผนังอุโมงค์ โดยการใช้หลักเกณฑ์ที่ไม่มีการหาด้วยน้ำหนักของดิน อาจพิจารณาคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ภายใต้น้ำหนักของดินถ้าดินไม่มีเคลื่อนที่ ผนังอุโมงค์จะไม่บดพรวง ในบางครั้งผนังอุโมงค์อาจบดพรวงโดยการชนและการเฉือน นอกจากนี้มีช่องว่างหรือความนุ่มรอบตัวกลางมากเกินไป ด้านหลังของผนังอุโมงค์ ไม่ได้บดพรวงในการผิรูปของดินอย่างอิสระ หลักเกณฑ์สำหรับคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ที่ยอมรับได้ไม่ใช่การจำกัดแรงเค้นแต่เป็นการผิรูปที่ถูกต้อง

ไม่เพียงเท่านั้นผู้ออกแบบอุโมงค์สามารถได้รับอิทธิพลบางอย่างเกี่ยวกับคุณสมบัติของพื้นดิน การเพิ่มความแข็งแรงที่แกนของผนังอุโมงค์ สามารถลดการเคลื่อนที่ของดิน (นั่นคือการเคลื่อนไหวของดินเกิดขึ้นภายหลังการติดตั้งผนังอุโมงค์) ซึ่งเวลาเป็นมิติที่สำคัญที่สุด การแบ่งการขุดเข้าไปใน Multiple drifts จำกัดความยาวและเวลาระหว่างดินซึ่งจำเป็นต้องรองรับตัวเอง ก่อนติดตั้งชุดรองรับแรก การเตรียมพื้นดินล่วงหน้าในการขุดเป็นการปรับปรุง Stand-up time ตามธรรมชาติ

การเพิ่มความทนต่อความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ ไม่สามารถทำให้เกิดผลกระทบกับการเคลื่อนที่ของดิน แต่จะเพิ่มความเค้นของผนังอุโมงค์ที่แทรกเข้ามาเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของดินที่ถูกบังคับ ดังนั้นถ้าการวิเคราะห์ความเค้นแสดงว่าผนังอุโมงค์ได้รับความเค้นสูงเกินไป ความทนของ

ผนังอุโมงค์ (และความแข็งแรง) ต้องลดลง สมมติฐานที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ความเค้นต้องประเมินใหม่และแก้ไขความน่าจะเป็น

#### 4.8 หลักเกณฑ์ในการปฏิบัติสำหรับการออกแบบวงแหวนที่ยึดหยุ่นได้

##### 4.8.1 ขอบเขตในการผิดรูป (Distortion limits)

ในช่วงต้นทศวรรษที่ 60 Ralph Peck ให้คำแนะนำว่า ผนังของอุโมงค์ที่มีความยืดหยุ่นต้องออกแบบให้มีแรงกดที่ผนังเท่ากัน ตรงกับแรงดันที่แนวสปริง บวกกับเกณฑ์ในการผิดรูปที่ถูกบังคับไว้ตามการเปลี่ยนแปลงในรัศมีเป็นเปอร์เซ็นต์ หลักเกณฑ์นี้อยู่บนพื้นฐานการสังเกต และการตรวจสอบภาคสนามของประสิทธิภาพที่แท้จริงของอุโมงค์ที่มีพื้นดินอ่อนในสภาพดินที่ต่างกัน

ขอบเขตในการผิดรูปตามเกณฑ์ไม่เพียงเป็นการวัดประสิทธิภาพ แต่อาจถูกกำหนดตามข้อกำหนดในการก่อสร้าง (อย่างน้อยที่สุดสำหรับผนังอุโมงค์เป็นส่วนตัว) ที่การผิดรูปของวงแหวนถูกควบคุมโดย Tie rods หรือ Struts ภายในแบบชั่วคราว จนกระทั่งการเทคอนกรีตเสร็จสิ้น และพื้นดินมีความมั่นคง

การสังเกตอุโมงค์ที่มีดินอ่อนในระหว่างและภายหลังการก่อสร้าง มีการเพิ่มไปที่ฐานข้อมูล Birger Schmidt ปี ค.ศ.1984 แนะนำขอบเขตของอัตราการผิดรูปที่ใช้สำหรับการตรวจสอบการออกแบบ Ring lining ที่มีความยืดหยุ่นในสภาพดินที่ต่างกัน แสดงดังในตาราง 4.6

ผนังอุโมงค์ในดินโคลนอาจถือว่ามีความยืดหยุ่นได้เต็มที่ ถ้าอัตราส่วน  $EI/R^3$  น้อยกว่า 5 เท่าของความต้านทานต่อแรงกดของดิน โดยไม่มีขอบ

ตาราง 4.6 อัตราส่วนการผิดรูปที่แนะนำสำหรับอุโมงค์ที่มีดินนุ่ม

ชนิดดิน	ขอบเขต R/R
ต้านทานต่อโคลนแข็ง รัศมีหน้าเกิน < 2.5 – 3	0.15-0.40%
โคลนหรือเลน รัศมีหน้าเกิน < 2.5 – 3	0.25 – 0.75%
ทรายอัดแน่น ดินเป็นกากมากที่สุด	0.05 – 0.25%
ทรายร่วน	0.10 – 0.35%

หมายเหตุ:

- เพิ่ม 0.10 – 0.30% สำหรับอุโมงค์ที่มีความกดของอากาศ
- เพิ่มการผิดรูปอย่างเหมาะสมสำหรับผลกระทบจากภายนอก เช่น ผ่านใกล้อุโมงค์

ในความสัมพันธ์นี้

$E$  = ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นของ lining

$I$  = แรงเฉื่อยของ lining ต่อหน่วยความยาวอุโมงค์

$R$  = รัศมีเฉลี่ยของ lining

หลักเกณฑ์นี้อยู่บนพื้นฐานของความเท่ากัน โดยประมาณของความสัมพันธ์ก่อนหน้า และ อัตราส่วนความยืดหยุ่น

#### 4.8.2 คุณสมบัติของวงแหวนที่มีความยืดหยุ่น (Behavior of flexible ring)

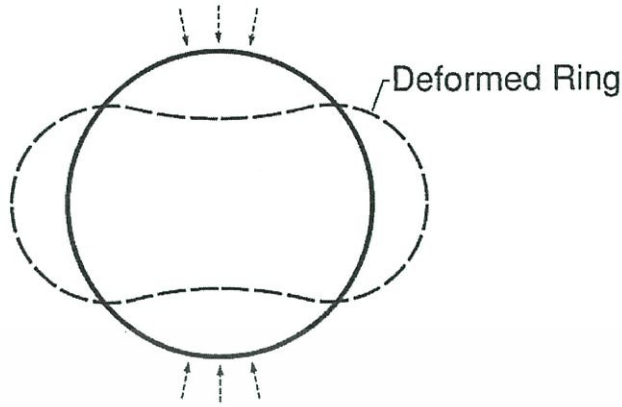
ในขั้นแรกพิจารณาวงแหวนที่ไม่มี Circular elastic ก่อน ที่มีความหนาเพียงพอที่ความโค้งงอไม่ทำให้เกิดปัญหา ภายใต้การรับภาระเท่ากัน ดังรูป 4.26 จะเหลือวงกลม และค่อยๆ หดลงจากแกน ซึ่งเกิดขึ้นโดยความเค้นที่กดวงแหวนรูปแบบเดียวกัน

ถ้าวงแหวนนี้อยู่ภายใต้การรับน้ำหนักอย่างมากที่ด้านบน และด้านล่าง ดังรูป 4.27 วงแหวนจะโป่งด้านในที่จุดเหล่านี้ และด้านนอกที่แนวสปริง การผิดรูปเหล่านี้จะถูกเปรียบเทียบกับค่าเหล่านี้ของวงแหวนที่มีการรับน้ำหนักรูปแบบเดียวกัน

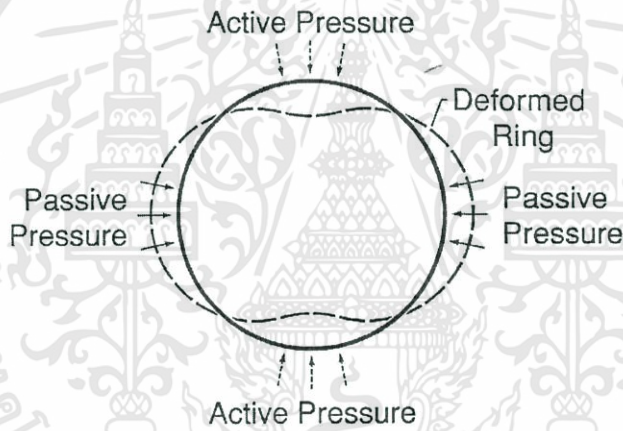
ตอนนี้ เป็นการพิจารณาแหวนที่มีขอบบางส่วน ซึ่งแรงดัน Passive ที่เกิดขึ้นที่แนวสปริงเท่านั้น ดังรูป 4.28 เปรียบเทียบกับกรณีที่ผ่านมา การโป่งด้านนอกลดลงอย่างมาก เพราะว่าการตอบสนองของรูปทรงวงแหวน รอยโป่งด้านในลดลงเท่ากัน



รูป 4.26 แหวนไม่มีขอบและ รับน้ำหนักเท่ากัน (JOHN O.BICKEL, 1996)



รูป 4.27 แหวนไม่มีขอบและรับน้ำหนักไม่เท่ากัน (JOHN O.BICKEL, 1996)



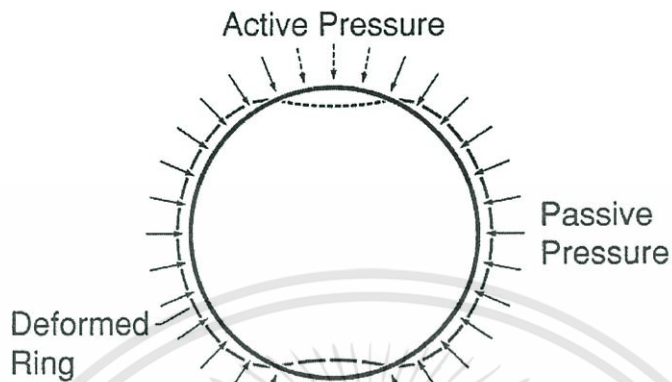
รูป 4.28 แหวนมีขอบบางส่วนและรับน้ำหนักไม่เท่ากัน (JOHN O.BICKEL, 1996)

รูป 4.29 แสดงวงแหวนที่มีขอบเต็มอยู่ภายใต้แรงดัน Local active ที่ด้านบนและด้านล่าง และมีการเกิดแรงดัน Passive โดยรอบทำให้เกิดความสมดุลอย่างเต็มที่ของเส้นรอบวงของแหวน ทั้งรอยโป่งด้านในและด้านนอกลดลงจากกรณีที่ผ่านมา

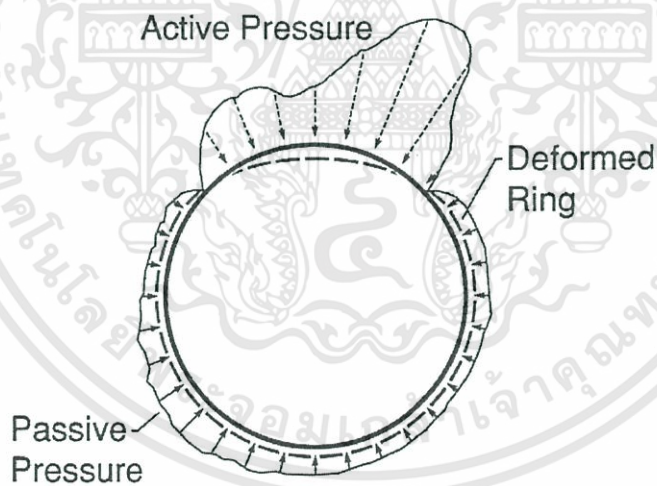
รูป 4.30 แสดงกรณีทั่วไปของวงแหวนที่มีขอบเต็มอยู่ภายใต้แรงดัน Active ที่มีการกระจายแบบสุ่ม ซึ่งแรงดัน Passive ถูกกระจายในรูปแบบเดียวกัน และการบิดรูป การเปลี่ยนความโค้งของวงแหวนมีเพียงเล็กน้อยและมีการกระจายที่สม่ำเสมอ

จะสังเกตได้ว่า คุณสมบัติของ ผนังอุโมงค์ที่ยืดหยุ่นเกิดขึ้นใกล้กับ Membrane มากกว่าใกล้กับโครงสร้างส่วนที่เป็น Freestanding ไม่ต้องการให้เกิด Bending stiffness ขึ้น เพราะจะก่อให้เกิด

ความเค้นเพิ่มเข้ามาในผนังอุโมงค์ ความแข็งแรงที่เกินเป็นความสำคัญในเบื้องต้น เพราะทำให้เกิดการกระจายแรงดันใหม่ของแรงดัน Active ที่มีการกระจายไม่เท่ากัน และรวมรวบแรงดัน Passive



รูป 4.29 แหวนมีขอบเต็มรับน้ำหนักไม่เท่ากัน (JOHN O.BICKEL, 1996)



รูป 4.30 แหวนมีขอบเต็ม รับน้ำหนักแบบสุ่ม (JOHN O.BICKEL, 1996)

แหล่งพลังงานที่ทำให้วงแหวนโค้งงอมากที่สุดอยู่ในส่วนที่เป็นผนังอุโมงค์ เป็นแรงดันของการเทคอนกรีตที่ถูกพ่นเข้าไปในช่องว่างให้เต็ม โดยการรุกเข้าไปของ Shield รูป 4.31 แสดงสภาวะทั่วไป ผนังอุโมงค์มีแนวโน้มจมลงไปตามด้านล่างของช่องว่างที่ขุดภายใต้ น้ำหนักของตัวเอง บวกกับอุปกรณ์การก่อสร้างอุโมงค์ ลักษณะการจมลงแบบนี้ทำให้ช่องว่างที่เป็นทรงกลมไม่กลม ด้านบนใหญ่กว่า

ด้านล่าง บ่อยครั้งพื้นดินพังทลายลงอย่างรวดเร็วที่ด้านบนของผนังอุโมงค์ แต่เว้นช่องว่างที่แนวสปริง ซึ่งอาจจะยังคงเปิดจนกว่าเริ่มต้นการเทคอนกรีต การพ่นคอนกรีตเริ่มต้นที่ช่องด้านล่างหรือใกล้กับแนวสปริงและพ่นขึ้นด้านบนไปที่ส่วนบน แรงดันในการพ่นคอนกรีตสูงสุดที่หัวพ่นและลดลงโดยระยะที่ไกลขึ้นจากหัวพ่น แรงดันบนผนังอุโมงค์บ่อยครั้งสูงเกินกว่าแรงดันที่พื้นดินและไม่สม่ำเสมอ โดยทั่วไปการวิเคราะห์ปฏิกริยาต่อกันระหว่าง Ground-structure ไม่สนใจปฏิกริยานี้

ผนังอุโมงค์ไม่สามารถรับน้ำหนักโดยการผิกรูปของพื้นดินที่เกิดขึ้นก่อนการวางผนัง โครงเหล็กต้องออกแบบเพื่อรับน้ำหนักพื้นอย่างเต็มที่และผนังอุโมงค์คอนกรีตต้องออกแบบเพื่อรองรับน้ำหนักเช่นเดียวกัน เพราะว่า โครงเหล็กอาจจะเกิดสนิม แต่พื้นไม่เกิดสนิมและต้านทานต่อแรงเฉือนของพื้นดิน (ซึ่งมีการรวบรวมโดยการผิกรูปของโครง) ที่รองรับน้ำหนักไม่ใช่ตัวโครงเอง ผนังอุโมงค์คอนกรีตชั้นที่สองถูกวางภายหลังพื้นมีการผิกรูปและความมั่นคงเปลี่ยนแปลงไปภายหลังรับแรงดันของน้ำใต้ดิน การซึมเข้าในระยะยาวและผลของการก่อสร้างภายหลัง เช่น การขุดอุโมงค์ขนานกันหรือตัดกัน



รูป 4.31 แรงดันในการเทคอนกรีตบนผนังอุโมงค์แบบเป็นส่วน (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.8.3 ขอบเขตคุณสมบัติของผนังอุโมงค์ ในทางปฏิบัติ (Range of behavior of practical lining)

การวัดคุณสมบัติของวงแหวนคอนกรีตที่มีความยืดหยุ่น นำเสนอด้วยรูป 4.32 และ รูป

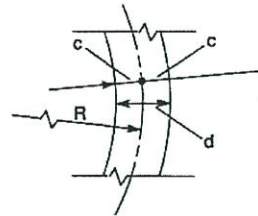
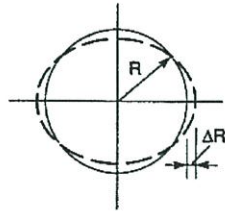
4.33

รูป 4.32 แสดงความเค้นที่ทำให้โค้งงอที่เกิดในวงแหวนยืดหยุ่น (ยอมให้พลาสติกผิดรูปของแหวนขึ้นเดี๋ยวและมีความยืดหยุ่นที่รอยต่อของแหวนที่ทำเป็นส่วน) สำหรับช่วงอัตราส่วนของความหนาต่อรัศมีของผนังอุโมงค์ สังเกตได้ว่าความเค้นเป็นสัดส่วนโดยตรงต่อความหนาของผนังอุโมงค์

รูป 4.33 แสดงความเค้นที่กดลงบนแหวนในแหวนคอนกรีตทรงกลม เห็นได้ว่าความเค้นแปรผันเป็นสัดส่วนโดยตรงต่อความลึกและสัดส่วนในทางกลับกันต่อความหนาของผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ที่บาง ใช้ได้ในกรณีที่มีความลึกไม่มาก โดยแรงกดบนพื้นดินไม่เท่ากันและผนังอุโมงค์ที่หนากว่าใช้ได้ดีที่ความลึกมากกว่าเพื่อให้ทนต่อภาระที่แรงกดกระทำบนแกน ที่ความลึกมากการกระจายแรงดันของดินมีแนวโน้มกลายเป็นรูปแบบเดียวกันมากขึ้น ดังนั้นการผิดรูปที่ถูกบังคับจะน้อยลง

สังเกตได้ว่าการขาดการรองรับและช่องว่างด้านหลังของผนังอุโมงค์ เป็นอันตรายต่อลักษณะของโครงสร้างของผนังอุโมงค์ที่ยืดหยุ่นได้เป็นอย่างมาก เพราะการเกิดช่องว่างแต่ละช่อง (เช่น การเทคอนกรีตไม่สมบูรณ์) เป็นการยากต่อการตรวจพบ แนะนำให้ผนังอุโมงค์มีความทนต่อการโค้งงอต่ำสุด รูป 4.34 เสนอมาตรฐานสำหรับประเมินความผิดปกติของการคันที่เกี่ยวข้องกับขนาดของช่องว่าง



**For an Elastic Ring:**

$$\sigma_c = \pm 3E \cdot \frac{c}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

$$\sigma_c = \pm 1.5E \cdot \frac{d}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

For  $E_c = 2,000,000$  psi

$$\sigma_c = \pm 3.0 \times 10^6 \cdot \frac{d}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

**For Monolithic Poured Concrete:**

Say  $E = 3,000,000$  psi

Allowing for creep and plastic deformation,

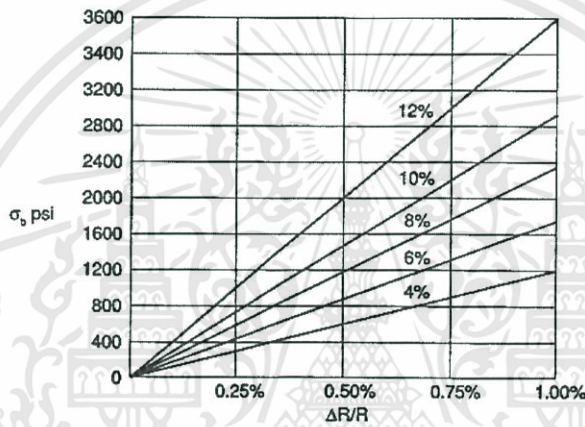
Use  $E_c = 2,000,000$  psi

**For Precast Concrete Segments:**

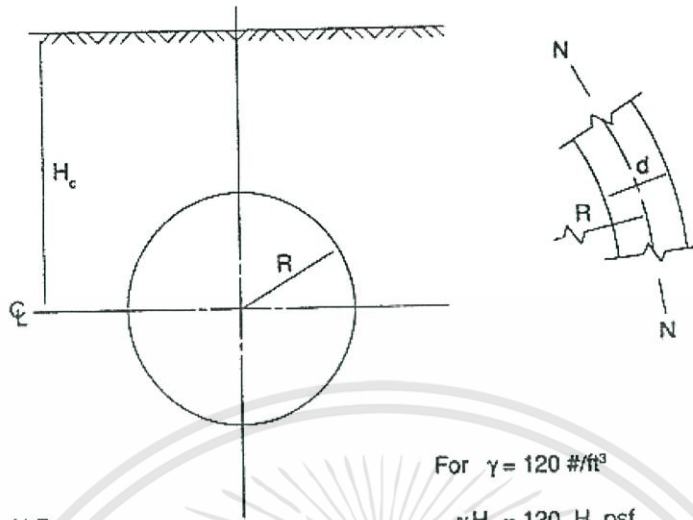
Say  $E = 4,000,000$  psi

Allowing for joint flexibility,

Use  $E_c = 2,000,000$  psi



รูป 4.32 ความเค้นที่ทำให้โค้งงอในแหวนคอนกรีตที่ยึดหยุ่นได้ (JOHN O. BICKEL, 1996)



$$p_c = \gamma H_c$$

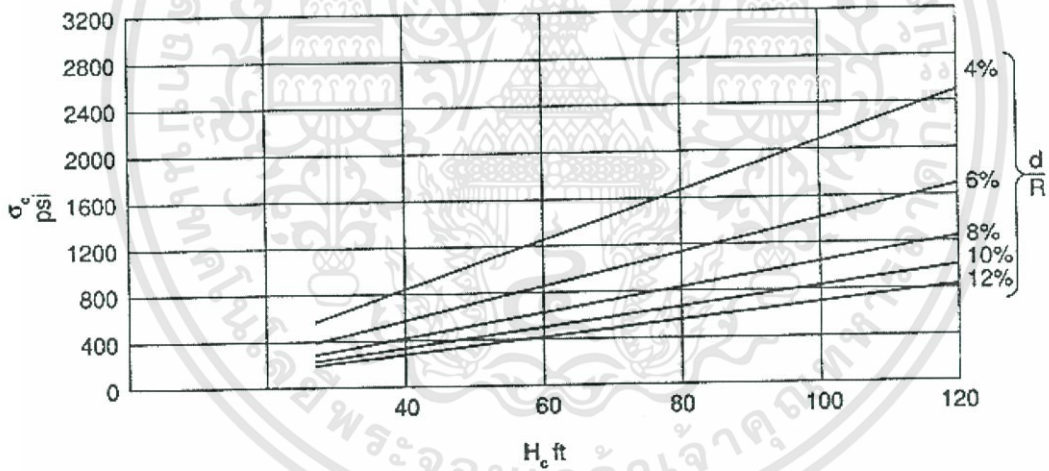
$$N = p_c R = \gamma H_c R$$

$$\sigma_c = \frac{N}{d} = \gamma H_c \cdot \frac{R}{d} = \frac{\gamma H_c}{d/R}$$

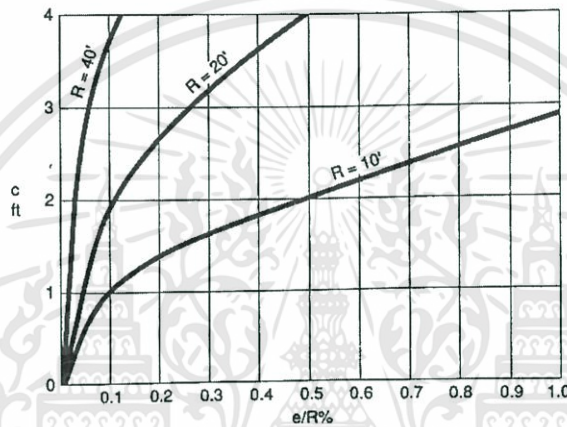
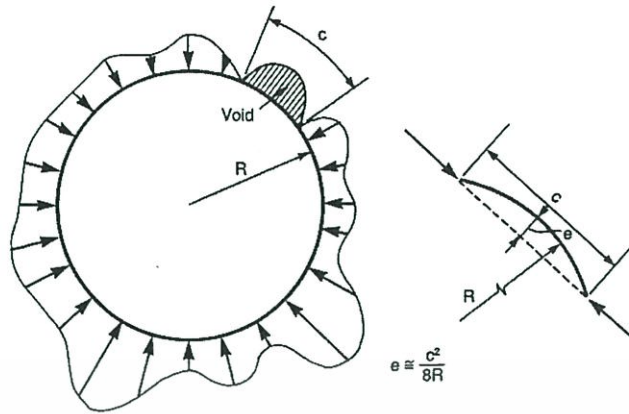
For  $\gamma = 120 \text{ #/ft}^3$

$$\gamma H_c = 120 H_c \text{ psf}$$

$$= 0.83 H_c \text{ psi}$$



รูป 4.33 ความเค้นที่เกิดจากแรงกดในแหวนคอนกรีตที่ขีดย่นได้ (JOHN O. BICKEL, 1996)



รูป 4.34 ความผิดปกติที่เกิดจากการขาดชุดรองรับ (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.9 คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ 2 ชั้น (Behavior of two-stage linings)

คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ 2 ชั้นประกอบด้วย

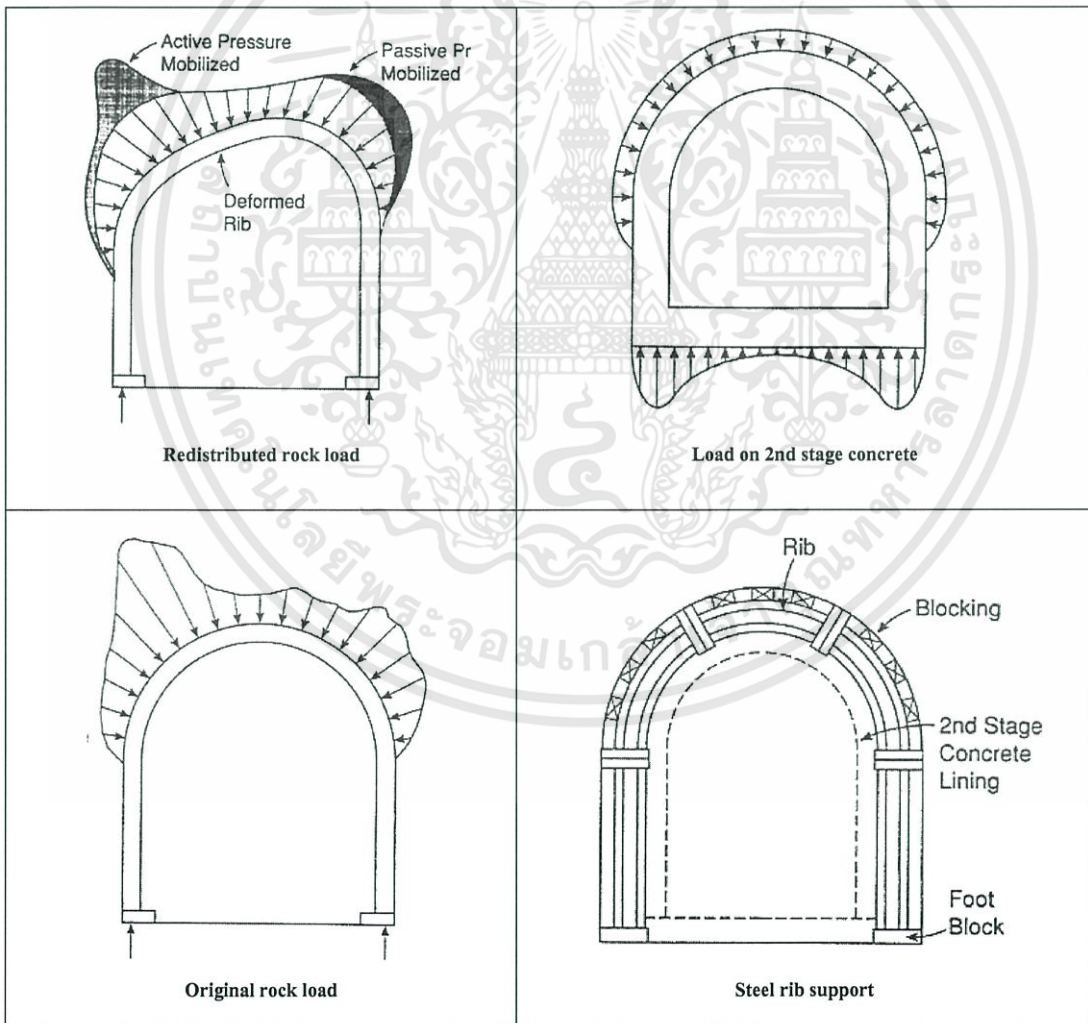
- ผนังโครงเหล็กรองรับเริ่มแรก
- ผนังคอนกรีตภายในแสดงดังรูป 4.35

คุณสมบัติของผนังอุโมงค์ที่มีดินอ่อน 2 ชั้น โดยชุดรองรับเริ่มแรกถูกเตรียมโดยส่วนของคอนกรีตหยาบแทนที่โครงค้ำยัน ชุดรองรับมีความยืดหยุ่นได้และไม่เปราะ ดังนั้นจึงสามารถผิดรูปได้ง่ายต่อแรงดัน Passive และน้อยลงต่อแรงดัน Active ผนังภายในคอนกรีตถูกติดตั้งภายหลังเกิดความไม่เท่ากันของน้ำหนักดินมีการกระจายซ้ำและสม่ำเสมอโดยการผิดรูปของโครงที่ยืดหยุ่นได้ เช่น แรงดันของน้ำใต้ดิน การปรับแรงดันของดินในระยะยาว ผลกระทบกับโครงค้ำยันชั่วคราวสัมพันธ์การกระจายรูปแบบเดียวกันและสร้างภาระบนแกนในคอนกรีต ช่องว่างที่เหลืออยู่ข้างหลังผนังอุโมงค์ จากการเติม

คอนกรีตที่ไม่สมบูรณ์ซึ่งมีฟองอากาศและแรงดันที่มีผลมาจากการเทคอนกรีตแต่ละหลุม โดยทั่วไปอยู่ด้านบนและมีผลในความโค้งงอด้านใน

ไม่จำเป็นสำหรับการวางเหล็กเสริมแรง บนด้านบนของผนังอุโมงค์คอนกรีต แต่สำหรับบนผิวหน้าด้านในสามารถวางเหล็กตามยาวเพื่อด้านทานต่อการแยกและสำหรับเหล็กที่มีเส้นรอบวงต่างกันเพื่อยึดเหล็กตามยาวและต้านกับแรงดันของคอนกรีตที่ถูกบีบเลื่อนลงมา ผนังอุโมงค์คอนกรีตที่ไม่เสริมแรงจำนวนมากมีอายุหลายปี และมันไม่ชัดเจนว่า การลงทุนเหล็กเสริมแรงแหวนด้านในจะคุ้มค่า

เมื่อติดตั้ง Membranes กันน้ำระหว่างชั้นของผนังอุโมงค์ ไม่จำเป็นต้องเสริมแรงในผนังอุโมงค์ด้านใน เพราะไม่ต้องการให้ทำลาย Membrane ที่มีการรองรับชั่วคราวเพื่อยึดเหล็กเสริมแรงเพื่อด้านทานแรงดันของคอนกรีตที่ถูกบีบ



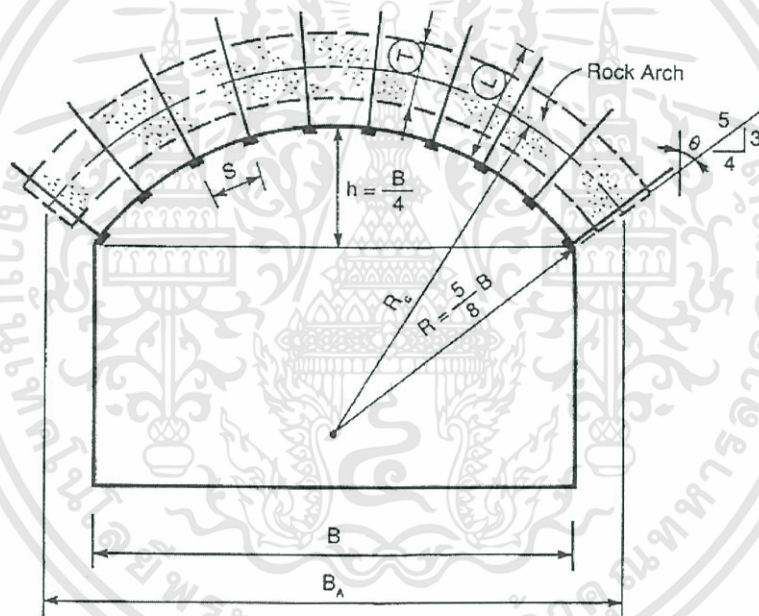
รูป 4.35 หน้าหนักบนผนังอุโมงค์ 2 ชั้น (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.10 คุณสมบัติของระบบหินเสริมแรง (Behavior of rock reinforcement systems)

แนวคิดของหินเสริมแรงมีความแตกต่างจากผนังอุโมงค์ภายใน วัตถุประสงค์คือ การใช้หินเป็นวัสดุโครงสร้างเพื่อรองรับตัวมันเอง หินส่วนใหญ่มีความแข็งกว่าคอนกรีต ปัญหาคือ ความโค้งของหินในการเปรียบเทียบกับผนังอุโมงค์คอนกรีตแบบเดิม และการแก้ไขความบกพร่องของหิน เช่น รอยต่อ และบริเวณแรงเฉือนที่ผ่านผิวหน้าที่ทำให้การขุดในมุมที่ไม่ต้องการ

##### 4.10.1 ความเค้นที่ส่วนโค้งของหิน (Rock arch stresses)

ในรูป 4.36 แสดงความสัมพันธ์ของส่วนโค้งของหินที่มีการเสริมแรง ด้วยอัตราส่วน Rise-to-span เท่ากับ 1: 4 (ส่วนโค้งสูงกว่ามีความเหมาะสมมากกว่า) ด้วยสมมติฐานของความยาว และช่องว่างของหิน ความหนาของส่วนโค้งของหินที่มีการเสริมแรงอาจจะประมาณการณที่ 1/8 และรัศมีของมันที่ 3/4



$$\text{For arch } \frac{\text{rise}}{\text{span}} = \frac{h}{B} = \frac{1}{4}$$

$$\text{Assume: rock bolt spacing} = S = \frac{B}{8}$$

$$R = \frac{5}{8} B$$

$$\text{rock bolt length} = L = \frac{B}{4}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{3}$$

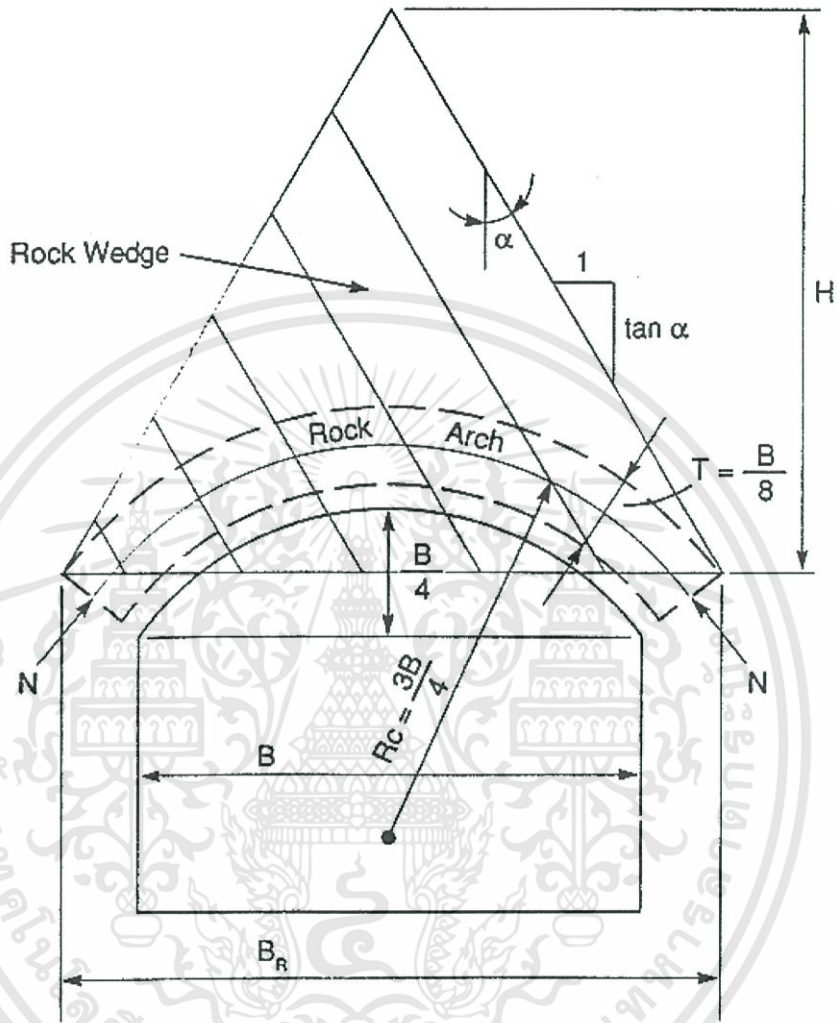
$$\text{rock arch thickness} = T = \left[ L - 2 \left( \frac{S}{2} \right) \right] = \frac{B}{8}$$

$$\text{rock arch span} = B_A = \left[ B + 2 \left( \frac{4}{5} \cdot \frac{L}{2} \right) \right] = \frac{6}{5} B$$

$$\text{rock arch radius } R_c = \left( R + \frac{L}{2} \right) = \frac{6}{5} B$$

รูป 4.36 รูปทรงส่วนโค้งของหินเสริมแรง (JOHN O.BICKEL, 1996)

การวัดความเค้นที่เกี่ยวข้องในส่วนโค้งของหินที่แสดงในรูป 4.37 และน้ำหนักที่กระทำบนส่วนโค้งของผนังอุโมงค์หินเสริมแรงแสดงใน ตาราง 4.7 และรูป 4.38



$$\text{Width of rock wedge} = B_R = \left[ B + 2 \left( \frac{4}{5} \cdot \frac{B}{4} \right) \right] = \frac{7}{5} B$$

$$\text{Height of rock wedge} = H = \frac{B_R}{2} \cdot \tan \alpha = \frac{7}{10} B \tan \alpha$$

$$\text{Assume average rock arch load} = p = \frac{\gamma H}{2} = \frac{7}{20} \gamma B \tan \alpha$$

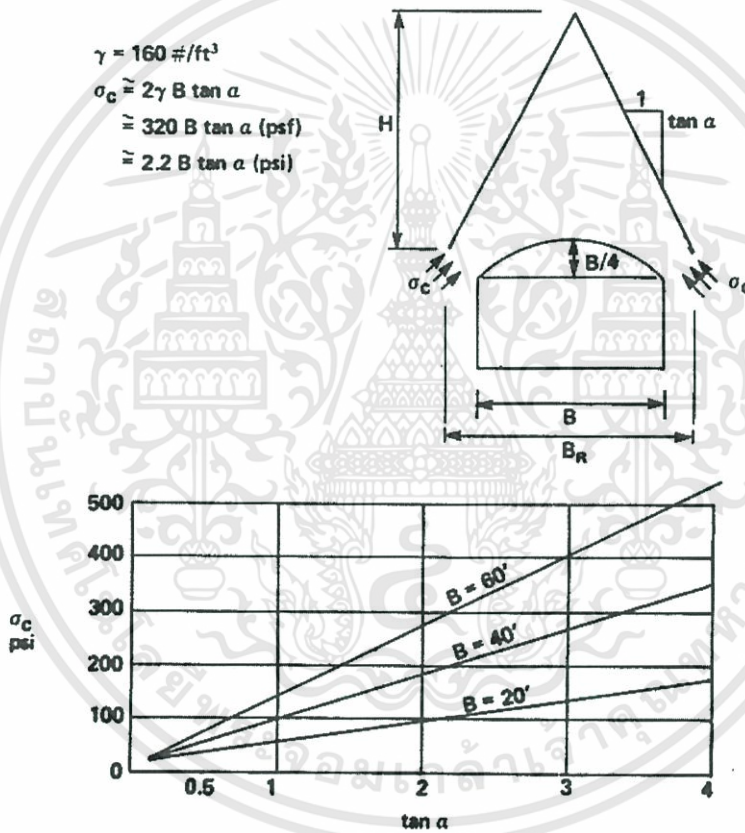
$$\text{Thrust/ft} = N = p R_c = \frac{21}{80} \gamma B^2 \tan \alpha \cong \frac{\gamma B^2 \tan \alpha}{4}$$

$$\text{Arch compression } \sigma_c = \frac{N}{T} \cong 2 \gamma B \tan \alpha$$

รูป 4.37 น้ำหนักบนส่วนโค้งของหินเสริมแรง (JOHN O.BICKEL, 1996)

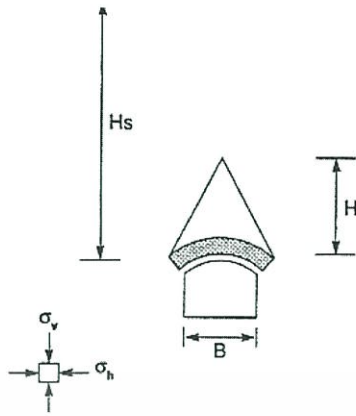
ตาราง 4.7 Rock Arch Compressive Str.-psi

tan $\alpha$		0.5	1	2	4
Avg. Rock Height Ratio = 0.5H/Br		0.35	0.7	1.4	2.8
B.ft	20	22	45	90	180
	40	45	90	180	360
	60	67	135	270	540



รูป 4.38 ความเค้นกดที่ส่วนโค้งของหินเสริมแรง (JOHN O.BICKEL, 1996)

รูป 4.39 เสนอทัศนะเพิ่มเติม และอาจใช้เปรียบเทียบความเค้นส่วนโค้งของหินพร้อม กับปลดความเค้นในมวลหิน ยกเว้นอุโมงค์ที่มีความลึกมาก หรือระยะพิเศษ หรือความเค้น Locked-in tectonic ไม่ปกติ (Ko สูง) ความเค้นเหล่านี้เปรียบเทียบกับแรงดันของมวลหิน



$$\sigma_h = \gamma Hs$$

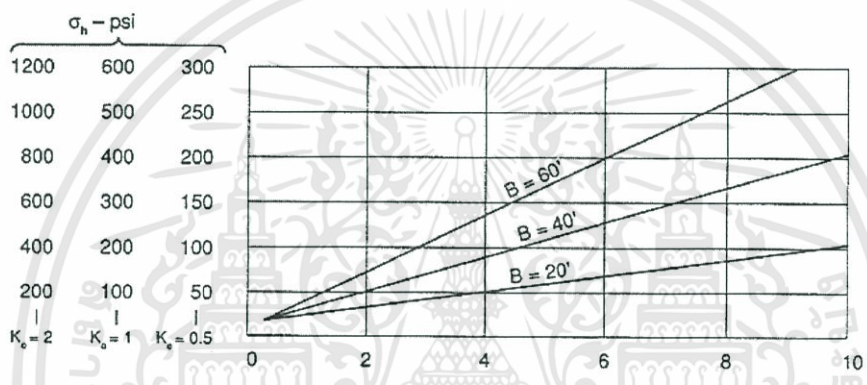
$$\sigma_v = K_0 \gamma Hs$$

$$\sigma_v = K_0 \gamma \frac{Hs}{B} \times B$$

For  $\gamma = 160 \text{ \#/ft}^3$

$$\sigma_h = 160 K_0 \frac{Hs}{B} \cdot B \text{ (psi)}$$

$$= 1.1 K_0 \frac{Hs}{B} \cdot B \text{ (psi)}$$



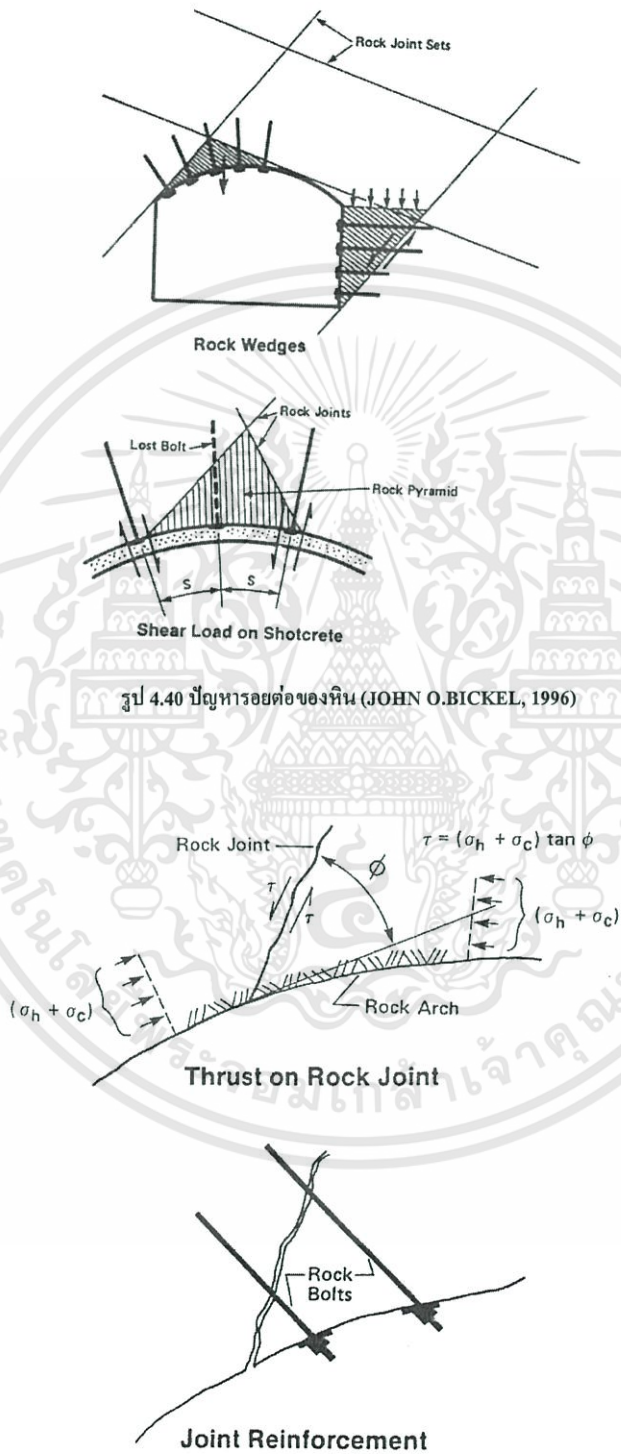
รูป 4.39 ความเค้นบนมวลหินไม่มีขอบเขต (Free – field rock mass stress) (JOHN O.BICKEL, 1996)

#### 4.10.2 รอยต่อของหิน (Rock joints)

คำถามเกี่ยวกับระบบหินเสริมแรงเกี่ยวข้องกับแรงเฉือนตามรอยต่อของหิน และบริเวณที่มีแรงเฉือน รูป 4.40 แสดงสถานะตัวอย่าง ซึ่งตัดผ่านรอยต่อของหินตามเส้นรอบอุโมงค์ทำให้ก้อนหินไม่คงที่ รูปทรงของหินแต่ละก้อน (ซึ่งเป็น 3 มิติ) สามารถคาดการณ์ได้โดยรูปแบบของรอยต่อของหินที่หากจากการตรวจสอบทางธรณีวิทยาเพื่อหาคุณสมบัติ การวิเคราะห์หินรวมถึงการใช้ความเค้นปกติและค่าสัมประสิทธิ์ความฝืดตลอดรอยต่อของหิน สามารถสร้างตามมาตรฐานสำหรับคาดการณ์ขนาดช่องว่างและความยาวของ Bolts ที่ต้องการเพื่อยึดก้อนหินที่คลายกลับเข้าไปในกลุ่มหินที่คงที่

นอกจากเตรียมผนังที่มีคอนกรีตด้านในสำหรับจุดประสงค์ในการทำหน้าที่ โดยทั่วไประบบหินเสริมแรงรวมถึงชั้นผิวหน้าที่บางของ Shotcrete ประกอบด้วยรอยแตกบนผิวหน้าและก้อนหินขนาดเล็กที่สามารถขึ้นรูประหว่าง Bolts ตามรูป 4.40 เป็นสิ่งสำคัญในการออกแบบชั้นนี้บนมาตรฐานที่ Bolt หนึ่งอาจจะคลาย หรือกลายเป็นเสื่อมประสิทธิภาพ (เช่น การติดตั้งบกพร่อง)

รอยต่อหินที่ตัดผ่านเส้นรอบอุโมงค์ที่มุมตื้นอาจทำให้เกิดปัญหา ตามรูป 4.41 ความ  
 เกล็น Tangential มีแนวโน้มน้ำดันด้านแหลมแต่จะด้านนอกเข้าไปในอุโมงค์ และดังนั้นอาจจะใช้ Cross-  
 bolting พิเศษเพื่อความมั่นใจในเสถียรภาพ



รูป 4.40 ปัญหารอยต่อของหิน (JOHN O.BICKEL, 1996)

รูป 4.41 การเสริมแรงพิเศษสำหรับรอยต่อหิน (JOHN O.BICKEL, 1996)

การตรวจสอบทางธรณีวิทยาเป็นเรื่องที่ต้องทำก่อนเพื่อโครงสร้างและขนาดที่เหมาะสมของระบบหินเสริมแรง สำหรับโครงการอุโมงค์ที่สำคัญแนะนำให้ทำอุโมงค์นำร่องและสำรวจเพื่อเป็นการตรวจสอบข้อมูลของสถานที่ก่อสร้าง โดยเฉพาะคุณภาพของหิน และสถานที่ ความถี่ ทิศทาง และคุณลักษณะของความบกพร่องของมวลหิน เช่น รอยต่อและแรงเฉือน รูปแบบเหล่านี้เป็นมาตรฐานสำหรับการวิเคราะห์กัลไกของหิน ตามการพิจารณาใน Goodman and Shi ปี ค.ศ.1985

องค์ประกอบสำคัญของการออกแบบหินเสริมแรง คือการตรวจสอบประสิทธิภาพโดยเครื่องมือภาคสนาม Rock bolts อาจทดสอบโดย Pullout jack และระบบหินเสริมแรงโดยรวมอาจจะตรวจสอบโดยการวัดรวมกัน และ Extensometers โชนสำคัญสำหรับการตรวจสอบ แต่ละครั้งอาจเกิดจากการสังเกตสภาพของหินและคุณสมบัติระหว่างการขุด ถ้าสังเกตเห็นแนวโน้มเกี่ยวกับการเคลื่อนไหวของหิน อาจเสริม Bolts (หรือ rock anchor cables) จนกระทั่งการเคลื่อนตัวทั้งหมดคงที่

#### 4.11 Tandem lining

ในการใช้งานของชาวอเมริกัน มีเส้นแบ่งอย่างชัดเจนระหว่างการออกแบบและการก่อสร้าง และวิศวกรที่ทำงานให้เจ้าของโครงการ ความมั่นคงของอุโมงค์เริ่มแรกระหว่างการขุดเป็นความรับผิดชอบของผู้รับเหมา และวิศวกรออกแบบผนังอุโมงค์ ซึ่งตามความเห็นสำหรับการรองรับน้ำหนักพื้นดินในระยะยาว การออกแบบนี้โดยทั่วไปมองข้ามผลกระทบของกระบวนการก่อสร้างบนภาระของพื้นดินเหล่านี้ ซึ่งผู้รับเหมาออกแบบ “ชุดรองรับเริ่มแรก (Initial support) เพื่อรองรับน้ำหนักบนพื้นดินอย่างเต็มที่ และวิศวกรออกแบบ “ชุดรองรับถาวร (Permanent support) เพื่อรองรับน้ำหนักแบบเดียวกัน ระบบคู่ขนานไม่เพียงพอและไม่ประหยัด

ในทางกลับกัน วิศวกรชาวยุโรปทำงานให้ผู้รับเหมา และ Lines ระหว่างการออกแบบและผู้รับเหมาไม่ชัดเจน ความสนใจของผู้รับเหมาคือความปลอดภัย การก่อสร้างที่คุ้มค่าทางเศรษฐกิจ ส่วนวิศวกรเน้นระบบความมั่นคงซึ่งออกแบบด้วยการพิจารณาอย่างระมัดระวังและเป็นไปตามหลักการมากกว่าตามการออกแบบของผู้รับเหมาชาวอเมริกัน เพื่อความมั่นคงทางเศรษฐกิจ วิศวกรชาวยุโรปจึงพัฒนาทฤษฎีปฏิบัติการระหว่างพื้นดินกับโครงสร้าง ระบบความมั่นคงกลายเป็นเรื่องที่ซับซ้อนมากขึ้น New austrian tunneling method (NATM) ซึ่งใช้ Rock bolts และคอนกรีตในการควบคุมและตรวจสอบเพื่อให้ทั้งความมั่นคงในการก่อสร้าง และ ผนังอุโมงค์ถาวร การพิจารณาของ NATM โดย Prof. L. Rabcewicz ในปี ค.ศ.1964 มีความชัดเจน NATM ออกแบบสร้างผิวหน้าภายในอย่างหยาบๆ และแยกผนังอุโมงค์ที่เรียบภายใน สิ่งนี้อาจออกแบบเพื่อรองรับแรงดันน้ำใต้ดิน ถ้าประกอบด้วย Membrane กันน้ำ ระหว่าง Shotcrete รองรับเริ่มแรก และ ผนังภายใน แต่การก่อสร้างเพื่อรองรับน้ำหนักพื้นดินถูกมองข้ามไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลที่ได้รับของการพัฒนาเหล่านี้คือ การออกแบบของชาวอเมริกันมองข้ามคุณค่าของระบบความมั่นคงขั้นแรก และชาวยุโรปมองข้ามคุณค่าของปฏิริยาโครงสร้างขั้นที่สอง ชาวอเมริกันรับทราบปฏิริยาโครงสร้างกับพื้นดินอย่างล่าช้า นำไปสู่ความสนใจในการออกแบบระบบความมั่นคงเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะอุโมงค์ในหิน ระบบเสริมแรงของหินมีการออกแบบเพิ่มขึ้นโดยวิศวกร รวมถึงในการเขียนแบบที่มีการขยายข้อกำหนดเพื่อควบคุม การตรวจสอบ การติดตั้งและการทดสอบ ความมั่นใจในความต้านทานแรงที่กระทำในระยะยาว และทนต่อการกัดกร่อน ระบบเหล่านี้ชาวยุโรปทำควบคู่กันและออกแบบเพื่อรองรับทั้งการรับน้ำหนักการก่อสร้างในระยะสั้นและการรับน้ำหนักในการใช้งานระยะยาวในแต่ละกรณี ผนังอุโมงค์คอนกรีตที่มีการทากายในอาจเพิ่มเข้าไปเพื่อความสวยงามภายใน ไม่ใช่เพื่อการรองรับน้ำหนักพื้นดิน

การแก้ไขในการออกแบบอุโมงค์เพิ่มเติมคือแนวคิดของ Tandem linings ในอุโมงค์จำนวนมาก กำหนดให้ผิวหน้าภายในมีความเรียบสำหรับภายในผนังอุโมงค์ เช่น การใช้ Hydraulic สำหรับอุโมงค์น้ำ ผิวหน้าบำรุงรักษาได้ง่ายสำหรับอุโมงค์ Highway และทางเดิน ลดปัญหาของการระบายฝุ่นผงออกไป ผนังอุโมงค์นี้มีความหนาแน่นมาก ควบคุมโดยรายละเอียดการก่อสร้าง ที่ผ่านมาสังเกตว่าการเคลื่อนที่ของดินทำให้เกิดความมั่นคงเกือบทั่วไป ก่อนวาง ผนังอุโมงค์ด้านใน ดังนั้นผนังอุโมงค์จำเป็นต้องรับน้ำหนักแกนในเบื้องต้น ด้วยความยืดหยุ่นน้อยมาก ดังนั้น จึงมีขีดความสามารถในการรองรับน้ำหนักดินในระยะยาว

Tandem lining ใช้ระบบความมั่นคงเพื่อรองรับน้ำหนักในระยะสั้น รวมถึงการรับน้ำหนักในระยะยาวตลอดขีดความสามารถของผนังอุโมงค์ด้านใน โดยผนังอุโมงค์ด้านในมีความสามารถในการรองรับน้ำหนักดินในระยะยาว Rock bolts หรือ เค็ย และ Shotcrete ของระบบความมั่นคงอาจออกแบบสำหรับการใช้งานระยะสั้น Rock bolts จึงต้องรองรับน้ำหนักของหินจนกว่าผนังอุโมงค์ด้านในเสร็จสมบูรณ์

ระบบ Tandem ใช้ทั้งระบบความมั่นคงเริ่มแรก และระบบ ผนังอุโมงค์ถาวรเพื่อขีดความสามารถเต็มที่ และใช้ได้ดี และคุ้มค่าทั้งสองระบบ จึงมีข้อควรระวัง คือ

1. การทำนายการรับน้ำหนักของพื้นดินมีความไม่แน่นอน การทำนายถูกเตรียมโดยธรณีวิทยาที่ดี ผ่านการตรวจสอบทางเทคนิคธรณีวิทยา และจากประสบการณ์ แต่จะยังคงขอบเขตของความไม่แน่นอนเสมอที่สามารถแก้ปัญหาในภาคสนาม เมื่อขุดอุโมงค์การออกแบบต้องมีความยืดหยุ่น และความยืดหยุ่นนี้ให้ความสะดวกที่สุด และเตรียมระบบความมั่นคงเริ่มแรกอย่างเหมาะสม
2. ถ้าใช้ Membrane กันน้ำระหว่างสองระบบ ทำให้ประสิทธิภาพลดลง
3. ในการออกแบบอุโมงค์ทั้งหมด ควรหลีกเลี่ยงการเกิดช่องว่างด้านหลังผนังอุโมงค์ ถ้า ผนังอุโมงค์ด้านในถูกออกแบบเพื่อรองรับน้ำหนักในระยะยาว การสัมผัสกับผนังคอนกรีตต้อง

ทำการเติมช่องว่างอากาศให้เต็ม ที่ด้านบนของผนังอุโมงค์ด้านในถ้ามี Membrane กันน้ำ การดูแลระหว่างการเทคอนกรีตต้องไม่ทำให้เสียหาย

#### 4.12 ความสัมพันธ์ของการออกแบบและการวิเคราะห์ (Relation of design and analysis)

การพิจารณามีการหลีกเลี่ยงความแม่นยำทางคณิตศาสตร์ เพื่อให้ความสนใจโดยตรงต่อคุณสมบัติของประเภท Tunnel lining ที่หลากหลาย และทำการวัดผลกระทบของตัวแปรสำคัญต่างกัน ภายในขอบเขตความเป็นจริง สิ่งนี้อาจจะใช้เพื่อทำให้เกิดคุณสมบัติและมิติในเบื้องต้นเพื่อเป็นมาตรฐาน สำหรับการออกแบบในรายละเอียดมากขึ้น

อาจได้รับประโยชน์มากขึ้นจากการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์ เกี่ยวกับรูปแบบที่ หลากหลายของคุณสมบัติอุโมงค์เพื่อเพิ่มความเข้าใจของปรากฏการณ์เหล่านี้ อย่างไรก็ตาม ต้องเข้าใจว่า ความแม่นยำของการประเมินคุณสมบัติควบคุม ของพื้นดินน้อยกว่าความแม่นยำของวิธีการวิเคราะห์ มาก และในอุโมงค์จริงใดๆ คุณสมบัติของพื้นดินแปรผันไปตามความยาวของอุโมงค์ ดังนั้น ความสามารถในการใช้การวิเคราะห์อย่างละเอียดเพื่อออกแบบผนังสำหรับโครงการอุโมงค์โดยเฉพาะ ยังน่าสงสัย

สังเกตว่า การออกแบบผนังอุโมงค์ในทางปฏิบัติขึ้นอยู่กับหลายสิ่ง ซึ่งมีความสำคัญ เท่ากัน หรือมากกว่าคุณสมบัติของโครงสร้างภายใต้การรับน้ำหนักของดิน สิ่งเหล่านี้รวมถึงการซีลกัน น้ำรั่วซึม ภาวะที่บังคับโดยวิธีการก่อสร้าง (เช่น แรงในการสวม Shield) และข้อต่อ มีการพิจารณาใน รายละเอียดมากขึ้นใน Underground technical research council's "Guidelines for tunnel lining design" (ปี ค.ศ.1984)

#### 4.13 หลักของความมั่นคงและการออกแบบผนังอุโมงค์ (Principles of tunnel stabilization and lining design)

1. ส่วนสำคัญที่สุดของผนังอุโมงค์คือ พื้นดินที่ล้อมรอบ
2. ส่วนประกอบที่สำคัญที่สุดของพื้นดินคือน้ำใต้ดิน
3. องค์ประกอบที่สำคัญที่สุดของการก่อสร้างผนังอุโมงค์ คือ ความมั่นคง การสัมผัสระหว่าง ผนังอุโมงค์และพื้นดินอย่างต่อเนื่อง
4. วัตถุประสงค์เป็นการทำให้การเคลื่อนไหวของดินคงที่ ไม่ใช่การรับน้ำหนักของพื้นดิน
5. ระบบผนังอุโมงค์และความมั่นคงของอุโมงค์ที่มีประสิทธิภาพที่สุดคือ ความแข็งแรงของ พื้นดินโดยการยอมให้พื้นดินผิดรูปแบบควบคุม

6. Axial stiffness ของผนังอุโมงค์ยอมให้กระจายน้ำหนักไม่เป็นรูปแบบเดียวกันโดยรวมแรงดัน Passive จากโดยรอบพื้นดินและสามารถเปลี่ยนแปลงการผิกรูปร่างของดินได้
7. ความทนต่อความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ไม่เพียงพอในการเปลี่ยนแปลงการผิกรูปร่างของดิน (และโดยทั่วไปไม่มีประสิทธิภาพ)
8. สำหรับผนังอุโมงค์หลายชั้น การรองรับการก่อสร้างเริ่มแรกมีความยืดหยุ่นมาก เมื่อเทียบกับพื้นดินและสามารถดูดซับการผิกรูปร่างสูงมากที่รวมอยู่กับการกระจายแรงเค้นของพื้นดิน
9. ผนังอุโมงค์ชั้นเดียว มีความยืดหยุ่นในส่วนหนึ่งของพื้นดิน ยกเว้นพวกดินโคลน (Very soft clay) ในผนังอุโมงค์แต่ละชุดต้องบางพอเหมาะ เพื่อทำให้ความเค้นที่ทำให้โค้งงอต่ำสุด เนื่องมาจากการผิกรูปร่างของดิน
10. การเลือกชนิดของผนังอุโมงค์ขึ้นอยู่กับวิธีการขุดที่เหมาะสมต่อลักษณะของดิน ซึ่งค่า Stand-up time ต่ำที่สุด เวลาของการติดตั้งผนังอุโมงค์ทำให้มีผลกระทบกับขนาดการผิกรูปร่างของดิน และน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์
11. ขนาดของผนังอุโมงค์ถูกควบคุมโดยการพิจารณาการกั้นน้ำ การก่อสร้าง และความสะดวกในการใช้งาน ค่อนข้างมากกว่าการรับน้ำหนัก
12. การประมาณการค้ำน้ำหนักของดิน และ Passive pressures มีความไม่แน่นอนสูงในการกระจายความเค้นซึ่งสัมพันธ์กับการผิกรูปร่างของพื้นดินก่อนและหลังการติดตั้งผนังอุโมงค์ และวิธีการก่อสร้าง เช่น การสัมผัสกับผนังคอนกรีต น้ำหนักและแรงดันแปรผันตามความยาวของอุโมงค์
13. น้ำหนักที่มากที่สุดบนผนังอุโมงค์อาจมาจากกระบวนการก่อสร้าง เช่น แรงดันในการสวม Shield และการสัมผัสกับผนังคอนกรีต
14. ความแม่นยำของการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์ ของความเค้นในวงแหวนของโครงสร้างมากกว่าความแม่นยำของการคาดการณ์น้ำหนักและการรองรับ ซึ่งอยู่บนพื้นฐานการวิเคราะห์
15. Tunnel liner ring ล้อมรอบโดยพื้นดินรอบๆ ไม่สามารถโค้งงออย่างอิสระจากพื้นดิน ความบกพร่องของโครงสร้างอิสระในการโค้งงอเป็นไปได้ ยกเว้นช่องหลังผนังอุโมงค์ไม่ได้เติมให้เต็ม
16. การใช้ Lining elements ถูกติดตั้งก่อนการผิกรูปร่างของพื้นดินมีความมั่นคงสามารถประเมินโดยการวิเคราะห์ Axial thrust บวกกับการผิกรูปร่างควบคุมที่วัดโดยการเปลี่ยนแปลงในเส้นผ่านศูนย์กลางของผนังอุโมงค์ คุณค่าของการออกแบบที่เหมาะสมอาจอยู่บนประสบการณ์ก่อนขุดอุโมงค์ในพื้นที่ที่คล้ายกัน อาจกำหนดเป็นข้อกำหนดในการก่อสร้าง และอาจตรวจสอบโดยเครื่องมือตรวจสอบ

## บทที่ 5

# อุโมงค์ที่มีความสำคัญต่อการพัฒนาการก่อสร้างอุโมงค์ของโลก

อุโมงค์มีด้วยกันหลายประเภท หากแบ่งตามประเภทการใช้งาน เช่น อุโมงค์รถยนต์ อุโมงค์รถไฟ อุโมงค์ส่งน้ำ อุโมงค์เดินสายไฟฟ้าแรงสูง ซึ่งล้วนแล้วแต่มีความสำคัญในยุคปัจจุบัน เนื่องจากปัจจุบันมีจำนวนประชากรเพิ่มขึ้นเป็นอย่างมาก โดยเฉพาะในเมืองใหญ่ที่มีความเจริญสูง มีพื้นที่จำกัด จึงต้องมีการคมนาคมและการขนส่งทางอุโมงค์ใต้ดินขึ้น เพื่อช่วยลดปัญหาด้านการจราจร และการให้บริการประชาชนทั้ง การชลประทาน การไฟฟ้า เป็นต้น ซึ่งในการศึกษาเกี่ยวกับอุโมงค์นั้น ควรเริ่มศึกษาตั้งแต่ประวัติความเป็นมาของการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตที่ยังต้องใช้แรงงานคนเป็นหลัก แต่สามารถสร้างให้แล้วเสร็จและมีอายุการใช้งานนานหลายปี จนกระทั่งการก่อสร้างในปัจจุบันที่มีอุปกรณ์ในการก่อสร้างที่ทันสมัยมากขึ้น เพราะการศึกษาประวัติอุโมงค์ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันจะทำให้ผู้ที่ศึกษาและผู้ที่มีความสนใจสามารถเห็นการพัฒนาเทคนิคการก่อสร้างและรู้จักเกี่ยวกับอุโมงค์มากยิ่งขึ้น เพื่อที่จะได้ใช้เป็นความรู้ประกอบในการศึกษาอุโมงค์ในขั้นอื่นๆ ต่อไป

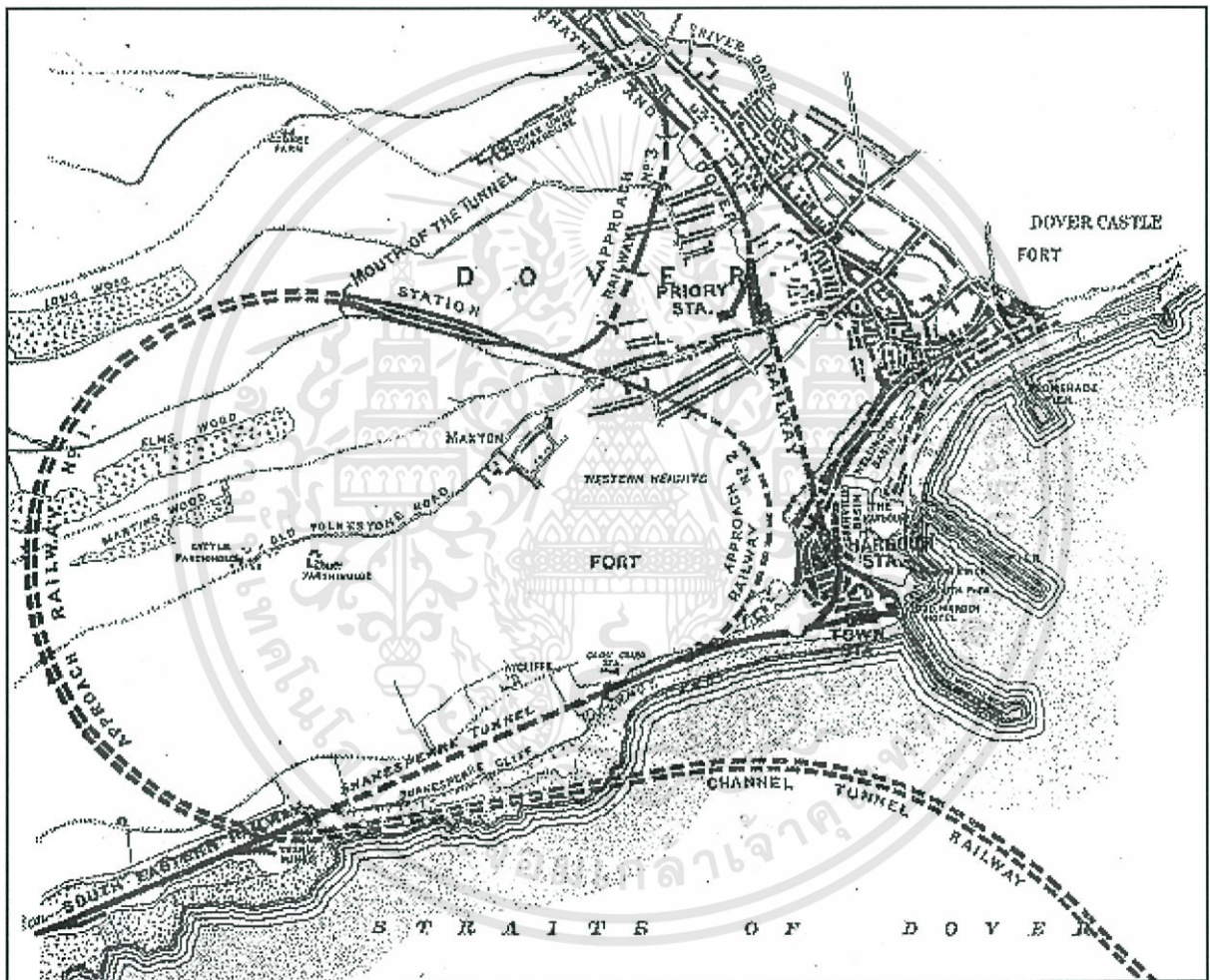
### 5.1 EURO TUNNEL

The chanel tunnel ( French: *Le tunnel sous la manche*) หรือที่รู้จักกันในชื่อ Chanel หรือ Euro Tunnel มีความยาว 50.5 กิโลเมตร (31.4 ไมล์) เป็นทางรถไฟใต้ทะเลเชื่อมระหว่าง สหราชอาณาจักรและฝรั่งเศส วิ่งใต้ทะเลผ่านช่องแคบอังกฤษที่ Strait of dover อุโมงค์ทำหน้าที่เชื่อมต่อโยงระหว่าง Folk stone kent ในประเทศอังกฤษ กับ Coquilles ซึ่งอยู่ใกล้กับ Calais ทางตอนเหนือของฝรั่งเศส อุโมงค์นี้เป็นอุโมงค์รถไฟที่ยาวเป็นอันดับที่ 2 ของโลก รองจากอุโมงค์ Seikan ในประเทศญี่ปุ่น

สำหรับความคิดริเริ่มในการก่อสร้างอุโมงค์เกิดขึ้นตั้งแต่ปี ค.ศ.1802 และก่อสร้างโดยบริษัท Eurotunnel เมื่อปี ค.ศ.1988 และในปี ค.ศ.1994 อุโมงค์ได้สร้างสำเร็จพร้อมผู้โดยสารได้เดินทางผ่านไปมา เชื่อมโยง London - Paris และ Brussels ในปี ค.ศ.1994 นั้นอุโมงค์ได้ถูกไฟไหม้ ทำให้อุโมงค์ต้องปิดทำการ ส่งผลให้ผู้อพยพ และผู้ที่ลี้ภัยการเมืองได้ใช้อุโมงค์นี้หลบหนีเข้าสู่ประเทศอังกฤษ การอพยพเหล่านี้เองทำให้เกิดการสร้างค่ายผู้อพยพขึ้น โดยการทูตของทั้งสองประเทศ ซึ่งในที่สุดค่ายนี้ได้ปิดตัวลงในปี ค.ศ.2002

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการขุดเจาะอุโมงค์มีการใช้เครื่อง TBM ทั้งหมด 11 เครื่อง ขุดอุโมงค์และวางรางรถไฟทั้งสองทางไปพร้อมๆกัน นั่นก็คือ จากทางสหราชอาณาจักรและฝรั่งเศส รูปแบบของอุโมงค์และ Euro star passenger trains มีต้นแบบมาจาก Fra. TGV และ Vehicle shuttle wagon และถึงแม้ว่า Euro train มีขนาดใหญ่ที่สุดในโลกก็ตามแต่ แต่อุโมงค์นี้ก็ยังสามารที่จะสร้างสถานีเก็บรถไฟในตัวของมันเองได้ โดยสถานีปลายทางนั้นตั้งอยู่ที่ Chariton และ Coquilles และเชื่อมโยงระหว่างมอเตอร์เวย์ของอังกฤษและฝรั่งเศส



รูป 5.1 แผนที่เส้นทางอุโมงค์ (www.wikipedia.org)

### 5.1.1 ประวัติศาสตร์

ความคิดที่จะทำอุโมงค์เชื่อมโยงเพื่อข้ามช่องแคบอังกฤษ (English Channel) เกิดขึ้นโดย Albert Mathieu's ในปี ค.ศ.1802 โดยมีความคิดที่จะรวมเอาการคมนาคมของยานพาหนะขนาดเล็กเอาไว้ด้วย เป็นเวลานานกว่า 150 ปีที่การเมืองของประเทศอังกฤษ และความกดดันจากผู้คนหลากหลายชนชาติ ก่อให้เกิดการก่อสร้างอุโมงค์ ในปี ค.ศ.1974 โดยรัฐบาลของฝรั่งเศสและสหราชอาณาจักรได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 78  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เริ่มต้นโดยการหาเงินกู้เพื่อเริ่มก่อสร้างอุโมงค์จากทั้ง 2 ฝั่งของช่องแคบ แต่โครงการได้ถูกยกเลิกโดยรัฐบาลของสหราชอาณาจักร เนื่องจากปัญหาเงินทุนที่สูงเกินไป ต่อมาในปี ค.ศ.1985 รัฐบาลของสหราชอาณาจักรและฝรั่งเศสได้ยื่นข้อเสนอสำหรับการก่อสร้าง Euro tunnel ให้แก่ บริษัท ก่อสร้างชั้นนำถึง 10 บริษัท และธนาคารระดับโลกอีก 5 แห่ง เมื่อทั้งหมดได้ทราบถึงรายละเอียดโครงการก่อสร้างอุโมงค์แล้ว ความร่วมมือของทั้ง 3 ฝ่ายจึงเป็นผลทำให้โครงการก่อสร้างอุโมงค์ข้ามช่องแคบอังกฤษได้เริ่มต้นขึ้นในปี ค.ศ.1988 และ อุโมงค์สามารถเปิดให้บริการได้ในปี ค.ศ.1994

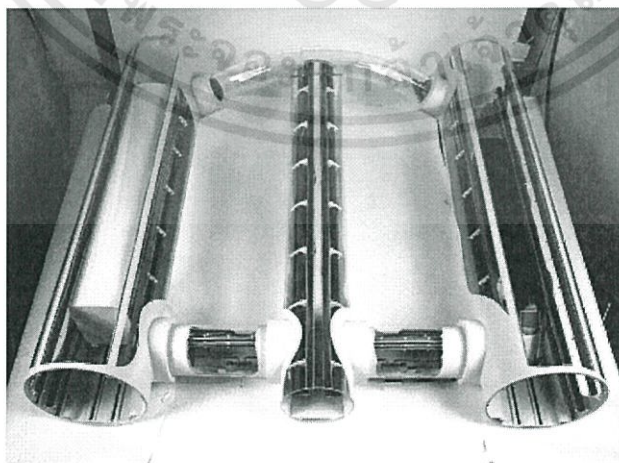
ในปี ค.ศ.1985 ราคาของค่าก่อสร้างอุโมงค์ทั้งหมดในตอนนั้น คือ 4,650 ล้านดอลลาร์ ซึ่งสูงกว่าราคาที่ได้ประเมินไว้ในตอนแรกถึง 80 % แต่อย่างไรก็ตามอุโมงค์นี้ก็ได้ก่อสร้างจนเสร็จสมบูรณ์และมีผู้คนเป็นจำนวนถึง 15,000 คน อีกทั้งยังสามารถหารายได้มากกว่า 3 ล้านดอลลาร์ต่อวัน นอกจากนี้การก่อสร้างอุโมงค์ Euro tunnel ตลอดระยะเวลาการก่อสร้างได้มีคนงานเสียชีวิตจากอุบัติเหตุถึง 10 คน

ในอุโมงค์นั้นมีบริการ 3 อย่างที่ใช้งานจากอุโมงค์

1. Eurotunnel shuttle (formerly le shuttle) บริการขนส่งสินค้าสำหรับขบวนพาหนะขนาดเล็กและ รถบรรทุกขนาดใหญ่
2. ทางรถไฟขนส่งผู้โดยสาร ซึ่งดำเนินงานโดยบริษัท Euro star
3. ทางรถไฟขนส่งสินค้า ซึ่งดำเนินงานโดยบริษัท Euro star

ในปี ค.ศ.1996 เกิดอุบัติเหตุเพลิงไหม้ภายในอุโมงค์ ทำให้อุโมงค์ถูกจำกัดการใช้งานเป็นเวลา 5 ปี ต่อมาหลังจากที่อุโมงค์เปิดทำการอีกครั้งสามารถสังเกตได้ว่าเหตุการณ์ดังกล่าวส่งผลกระทบต่อเพียงเล็กน้อยสำหรับเศรษฐกิจของทั้งสองประเทศเท่านั้น

ในปี ค.ศ.1996 ASCE (American society of civil engineers) ร่วมกับ Popular mechanics ได้เลือกให้ Euro tunnel ได้เป็นสิ่งมหัศจรรย์ 1 ใน 7 ของโลกยุคใหม่



รูป 5.2 แบบจำลองอุโมงค์ Euro tunnel (www.wikipedia.org)

## 5.1.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.1.2.1 การสำรวจ

การสำรวจได้นำและวัสดุกลุ่มตัวอย่างเป็นหน้าที่ความรับผิดชอบของ Thome de gamond ระหว่างปี ค.ศ.1833-1867 โดยที่การสำรวจที่ความลึกได้ระดับน้ำทะเลสูงสุดที่ 55 เมตร ทั้งนี้รวมถึงชั้นหินทางธรณีวิทยาอีกด้วย

การสำรวจได้ดำเนินการอย่างต่อเนื่องตลอดเวลาหลายปี โดยมีการเจาะหลุมสำรวจถึง 70 แห่ง และการสำรวจทางธรณีวิทยาได้นำมากกว่า 4,000 กิโลเมตร โดยการสำรวจในปี ค.ศ.1958-1959 เป็นการออกแบบสะพานและท่อเช่นเดียวกับการขุดอุโมงค์ ดังนั้นจึงต้องมีการตรวจสอบบริเวณเป็นพื้นที่กว้าง ในช่วงปี ค.ศ.1958-1959 นี้เป็นการสำรวจโครงการทางด้านวิศวกรรมซึ่งถือว่าอยู่ในช่วงการเริ่มต้นของโครงการ ทั้งนี้เพื่อเป็นการหลีกเลี่ยงตำแหน่งและจุดที่ไม่ดีต่อการขุดเจาะซึ่งอาจก่อให้เกิดแผ่นดินไหว การสำรวจในปี ค.ศ.1964-1965 เน้นเส้นทางตอนเหนือที่อยู่ด้านซ้ายชายฝั่งอังกฤษที่อ่าว Dover โดยการเจาะหลุมสำรวจ 70 แห่ง จากผลการสำรวจทำให้ทราบว่าหินบริเวณด้านใต้ของอ่าว Dover น้ำสามารถที่จะซึมเข้าไปได้ ในปี ค.ศ.1972-1974 ข้อมูลเส้นทางที่เป็นไปได้สำหรับโครงการขุดอุโมงค์นั้นได้มาจากการทำงานก่อนยกเลิกไปในปี ค.ศ.1975

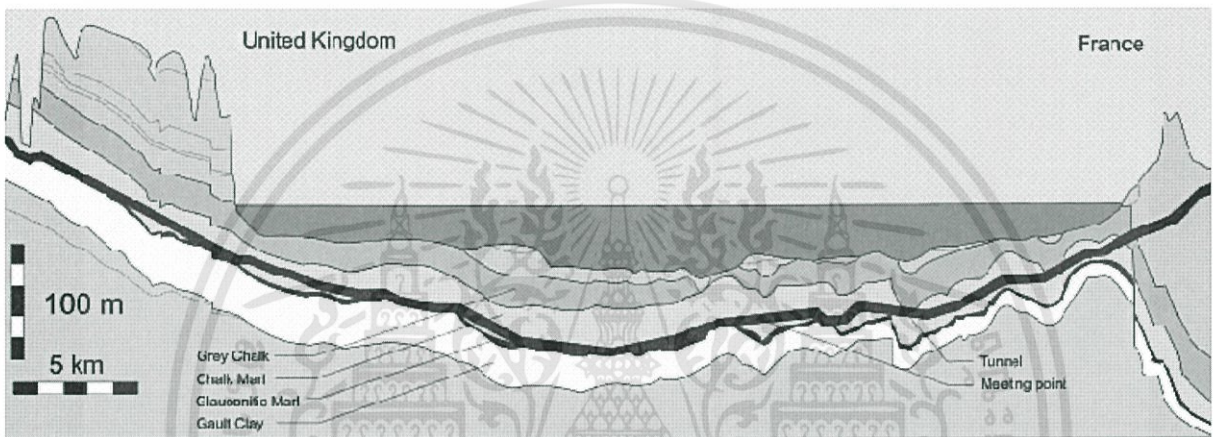
ทางด้านฝั่งฝรั่งเศสมีการสร้าง Deep shaft ที่ Sangatte พร้อมกับอุโมงค์ ส่วนทางฝั่งอังกฤษรัฐบาลอนุญาตให้สร้างอุโมงค์เส้นผ่านศูนย์กลาง 4.5 เมตร (15 ฟุต) ความยาว 250 เมตร (820 ฟุต) ที่ Shakespeare cliff ดังนั้นจึงได้ข้อสรุปสำหรับแนวเส้นทางอุโมงค์ที่แท้จริง การสำรวจในปี ค.ศ. 1986-1997 พบว่าในแนวเส้นทางขุดอุโมงค์นั้นดินเหนียว จะถูกใช้เป็นตัวกลางในการขุดอุโมงค์ อีกทั้ง Chalk marl ที่มีอยู่ในแนวเส้นทางขุดอุโมงค์กว่า 85% ก็ได้ถูกตรวจสอบด้วย อีกทั้งยังมีการใช้เทคนิคด้านธรณีวิทยาจากอุตสาหกรรมน้ำมันในการก่อสร้าง

### 5.1.2.2 ธรณีวิทยา

เพื่อให้การขุดอุโมงค์ได้ช่องแคบประสบความสำเร็จจำเป็นต้องทำความเข้าใจภูมิประเทศและสภาพธรณีวิทยา รวมถึงการเลือกชั้นหินที่ดีที่สุดในการขุดอุโมงค์ โดยทั่วไปแล้วธรณีวิทยาทางตะวันออกเฉียงเหนือประกอบด้วยการขุดภายใต้ชั้นหิน Cretaceous ส่วนด้านเหนือของ Wealden-Boulonnais dome มีคุณสมบัติที่ประกอบด้วย

- ดิน Chalk ของหน้าผาในแต่ละด้านของช่องแคบที่มีความต่อเนื่อง และไม่มีควมบกพร่องของการรับน้ำหนัก
- หน้าผาประกอบด้วยชั้นหิน 4 ชั้น มีการตกตะกอนเกิดขึ้น 90-100 ล้านปีมาแล้ว มีหิน Chalk อยู่บริเวณด้านบนด้านล่างและตรงกลาง และสุดท้ายเป็นดินเหนียวที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ หรือก็คือ ชั้นทราย Glauconitic marl (tortia) อยู่ระหว่าง Chalk marl และดินเหนียว

- ชั้นของ Chalk marl มีความยาว 25-30 เมตร (82-98 ฟุต) (French: craie bleue) เห็นได้ในชั้นที่สามด้านล่างของ หิน Chalk เป็นตัวกลางในการขุดอุโมงค์ที่ดีที่สุด หิน Chalk มีโคลนประกอบอยู่ 30-40% ทำให้น้ำไม่สามารถไหลผ่านไปที่น้ำระดับพื้นดินได้ อีกทั้งยังสามารถขุดได้ง่ายพร้อมกับความแข็งแรงมากพอที่จะรองรับน้ำหนักของโครงสร้าง ดังนั้นการขุดอุโมงค์จะขุดในด้านล่าง ของ Chalk marl ลงไป 15 เมตร และขอมให้น้ำไหลเข้าจากบริเวณรอยแยกให้น้อยที่สุด แต่ด้านบนดินเหนียวจะถูกเพิ่มความเค้นบนเส้นทางอุโมงค์ และขยายตัวเป็นคลื่น ซึ่งความแข็งแรงลดลงเมื่อเปียกน้ำ



รูป 5.3 ข้อมูลทางธรณีวิทยาตามอุโมงค์เมื่อเริ่มก่อสร้าง สำหรับความยาวส่วนใหญ่เป็นการเจาะอุโมงค์ผ่านชั้นหิน Chalk marl (www.wikipedia.org)

ในด้านอังกฤษ ช่องแคบมีการขุดน้อยกว่า 5 องศา อย่างไรก็ตามในด้านฝรั่งเศสมีการเพิ่มเป็น 20 องศา รอยแยกจากการขุดเจาะปรากฏทั้งสองด้านของอุโมงค์ กล่าวคือในด้านอังกฤษความบกพร่องในการเคลื่อนที่ซึ่งเกิดขึ้นน้อยกว่า 2 เมตร (7 ฟุต) และในด้านฝรั่งเศสการเคลื่อนที่สูงถึง 15 เมตร (49 ฟุต) โดยข้อบกพร่องนี้เกิดมาจาก Quenocs anticlinal fold รอยแยกมีความกว้างที่ถูกจำกัดไว้จึงเต็มไปด้วย Calcite pyrite และ Remoulded clay

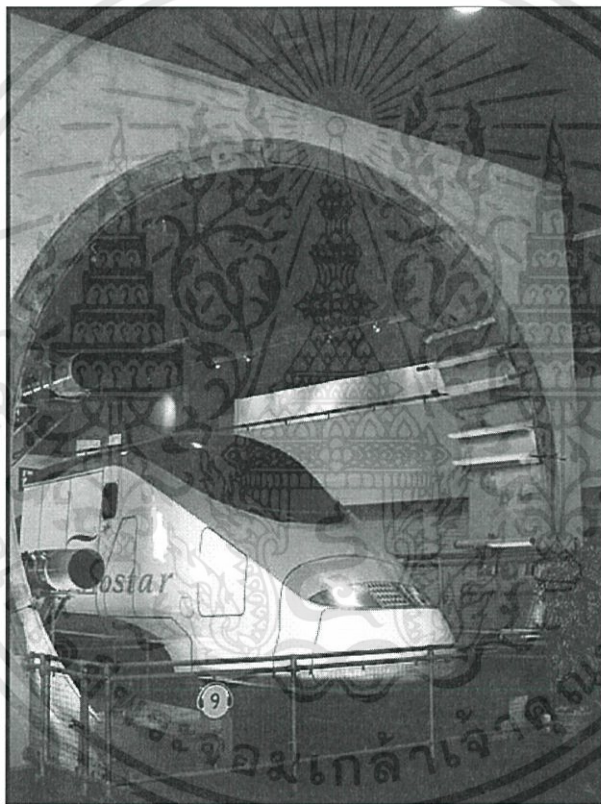
### 5.1.2.3 เทคนิคการก่อสร้าง

ในการสำรวจ 20 ปีก่อนที่จะการก่อสร้างอุโมงค์ทำให้ทราบว่า เส้นทางที่กำลังจะก่อสร้างอุโมงค์สามารถเจาะผ่านชั้นหิน Chalk marl ได้ ซึ่งหิน Chalk marl นั้นเหมาะสมในการขุดเจาะและมีความแข็งแรงมากพอที่จะรองรับน้ำหนักของอุโมงค์ ทั้งทางด้านฝั่งอังกฤษและฝรั่งเศสชั้นหิน Chalk marl วิ่งไปตามความยาวของอุโมงค์ ด้วยความยาว 5 กิโลเมตร (3 ไมล์) ซึ่งด้วยความขนาดนี้ทำให้มีสภาพธรณีวิทยาที่แตกต่างกัน และเป็นความยุ่งยากในการขุดเจาะอีกด้วย แต่อย่างไรก็ดีการขุดเจาะการได้ดำเนินการไปตามที่ได้วางแผนงานไว้

อุโมงค์ข้ามช่องแคบประกอบด้วยอุโมงค์ทั้งหมด 3 ช่อง มีสองช่องที่เป็นอุโมงค์รถไฟ อุโมงค์รถไฟนั้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.6 เมตร (25 ฟุต) และ 30 เมตร (98 ฟุต) ความยาว 50 กิโลเมตร

(31 ไมล์) ส่วนอีกหนึ่งอุโมงค์ที่เหลือ คือ อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนี้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.8 เมตร (16 ฟุต) และอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์รถไฟทั้งสอง อุโมงค์ทั้งสามนั้นมีทางเชื่อมและ Piston relief ducts สำหรับอุโมงค์ขนถ่ายวัสดุนั้นถูกใช้เป็นอุโมงค์นำร่องหรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าอุโมงค์บริการ ซึ่งเจาะนำหน้าอุโมงค์หลักเพื่อหาสภาวะต่างๆก่อนที่จะทำการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟ

ด้านฝรั่งเศสใช้เครื่อง TBM ในการขุดเจาะอุโมงค์ 5 เครื่อง ส่วนด้านอังกฤษใช้ 6 เครื่อง โดยที่อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนั้นใช้ระบบ Service tunnel transport system (STTS) และ Light service tunnel vehicles (LADOGS)



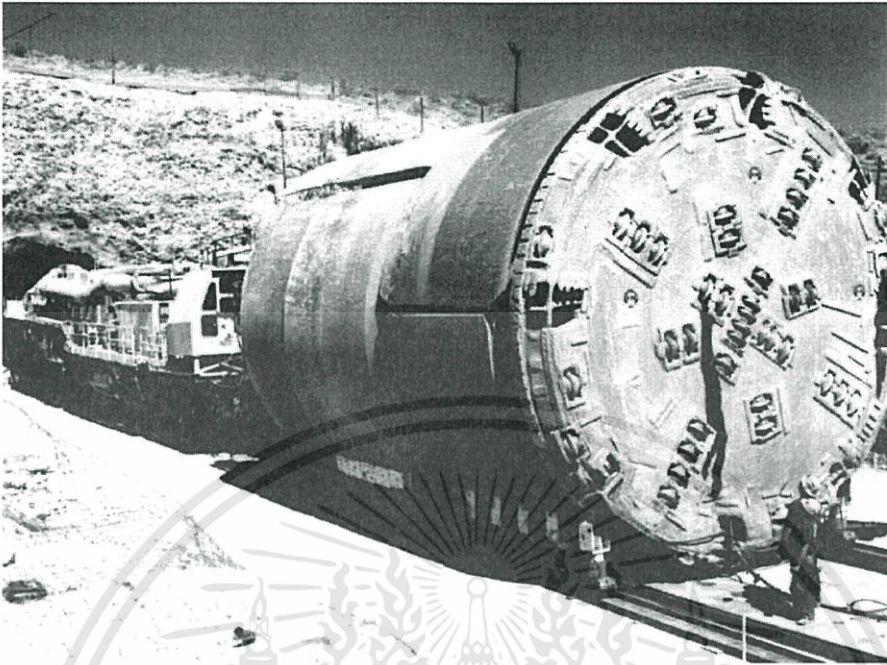
รูป 5.4 อุโมงค์ช่องแคบแสดงพิพิธภัณฑ์รถไฟแห่งชาติใน York อังกฤษ แสดงส่วนตัดขวางทรงกลมของอุโมงค์ที่มีสายไฟข้างบนให้พลังงานกับรถไฟ Euro star สามารถเห็นทางรถไฟในอุโมงค์ด้วย ([www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org))

ระหว่างช่องทางที่ Beussingue และ Castle Hill อุโมงค์มีความยาวทั้งสิ้น 50.5 กิโลเมตร (31 ไมล์) แบ่งออกเป็นส่วนใหญ่ได้ดินทางด้านฝรั่งเศส 3.3 กิโลเมตร (2 ไมล์) ทางด้านอังกฤษมีส่วนที่อยู่ใต้ดินเป็นระยะทาง 9.3 กิโลเมตร (6 ไมล์) และส่วนใต้ทะเล 37.9 กิโลเมตร (24 ไมล์) ทำให้อุโมงค์แห่งนี้เป็นอุโมงค์รถไฟที่มีความยาวที่สุดเป็นอันดับสองของโลกที่ความลึกความลึกเท่ากับ 45 เมตร (148 ฟุต) ต่ำกว่าระดับน้ำทะเล

ในด้านอังกฤษ จำนวนดินที่ขุดมีปริมาณทั้งหมดถึง 5 ล้านลูกบาศก์เมตร ประมาณ 1 ล้านลูกบาศก์เมตรใช้ถมสำหรับสร้างสถานีรถไฟ และส่วนที่เหลือนั้นได้ขนไปที่ Lower shakespeare cliff เพื่อใช้ทำเป็นกำแพงกันคลื่น อีกทั้งยังมีการเวนคืนที่ดินกว่า 74 เอเคอร์ (30 Ha) ที่ดินนี้ใช้สร้าง Samphire hoe country park ในงานด้านการประเมิณผลกระทบสิ่งแวดล้อมไม่มีการระบุความเสี่ยงหรืออันตรายที่จะเกิดขึ้นใดๆ สำหรับโครงการ และการศึกษาเพิ่มเติมในด้านความปลอดภัย เสี่ยงและมลภาวะอากาศโดยรวมเป็นบวก อย่างไรก็ตาม การคัดค้านทางด้านผลเสียที่มีต่อสิ่งแวดล้อมเกิดขึ้นตลอดการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟแห่งนี้

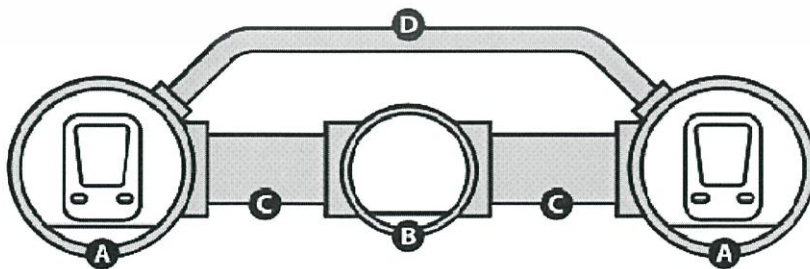
การขุดอุโมงค์ระหว่างอังกฤษและฝรั่งเศสเป็นความท้าทายทางวิศวกรรมอย่างสูง ตั้งแต่มีการขุดอุโมงค์ใต้ทะเล Seikan ในญี่ปุ่น ความเสี่ยงของการขุดอุโมงค์ใต้น้ำ คือ การไหลเข้าของน้ำ เนื่องจากแรงดันน้ำจากทะเลสูงกว่าภายในอุโมงค์ อีกทั้งอุโมงค์ข้ามช่องแคบมีความท้าทายในเรื่องของเวลาและเงินทุน

ในการสร้างอุโมงค์ทางรถไฟเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.6 เมตร (25 ฟุต) ความยาว 50 กิโลเมตร (31 ไมล์) อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.8 เมตร (16 ฟุต) ระหว่างอุโมงค์หลักสองคู่กับอุโมงค์รถไฟเชื่อมทางข้ามเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.3 เมตร (11 ฟุต) ไปที่อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุที่มีความยาว 375 เมตร (1,230 ฟุต) Piston relief ducts 2 เมตร (7 ฟุต) ต่อเชื่อมอุโมงค์รถไฟที่จุด 250 เมตร (820 ฟุต) อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนำหน้าอุโมงค์หลักอย่างน้อย 1 กิโลเมตร (0.6 ไมล์) เสมอเพื่อสำรวจสภาพพื้นดิน ความรู้เกี่ยวกับการขุดอุโมงค์ผ่านหิน chalk เกิดขึ้นในอุตสาหกรรมเหมืองแร่ อุโมงค์ข้ามใต้ทะเลมีปัญหาทางวิศวกรรมที่ซับซ้อน อุโมงค์ฝรั่งเศสใช้หลักเกณฑ์ของอุโมงค์ Mount baker ridge freeway ในสหรัฐฯ ส่วนฝั่งอุโมงค์อังกฤษ ขุดจากอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุนำหน้าอุโมงค์หลักเพื่อหลีกเลี่ยงความล่าช้า จึงใช้การหล่อล่วงหน้าเป็นชั้นใน Main TBM แต่มีการแก้ปัญหาแตกต่างกันในด้านอังกฤษและฝรั่งเศส ในด้านฝรั่งเศสใช้ยางเทียมและกาวซีด Bolted linings ทำจากเหล็กหล่อหรือ คอนกรีตเสริมแรงความแข็งแรงสูง ในด้านอังกฤษ ต้องการความเร็วเป็นหลัก การใส่ Bolts ของ Cast iron lining segments ทำในบริเวณที่มีธรณีวิทยาไม่ดี ในอุโมงค์รถไฟอังกฤษใช้ Lining segments 8 ชุดบวก Key segment ในด้านฝรั่งเศสใช้ 5 Segments บวก Key segment ในด้านฝรั่งเศสใช้ Deep grout-curtained shaft เส้นผ่านศูนย์กลาง 55 เมตร (180 ฟุต) ความยาว 75 เมตร (246 ฟุต) ที่ Sangatte สำหรับการเข้าถึง ในด้านอังกฤษ บริเวณ marshalling อยู่ที่ 140 เมตร (459 ฟุต) ใต้ด้านบนของ Shakespeare cliff วิธีการขุดอุโมงค์แบบ Austrian ใหม่ (NATM) ถูกใช้ครั้งแรกใน Chalk marl ที่นี่ ในด้านอังกฤษ อุโมงค์พื้นดินไม่ได้ขับเคลื่อนจาก Folkestone แต่จากสถานที่เดียวกันตามอุโมงค์ใต้น้ำ Shakespeare cliff platform ที่ฐานของหน้าผาไม่ใหญ่เพียงพอสำหรับการขุดทั้งหมดและถึงแม้ว่า ดินจากการขุดอุโมงค์ถูกวางไว้ด้านหลังผนังคอนกรีตเสริมแรงที่ Shakespeare cliff ภายใต้อาคารของการวาง Chalk ในทะเลสาบเพื่อหลีกเลี่ยงการกระจายตัวของ Chalk ในวงกว้าง เนื่องจากมีพื้นที่จำกัด

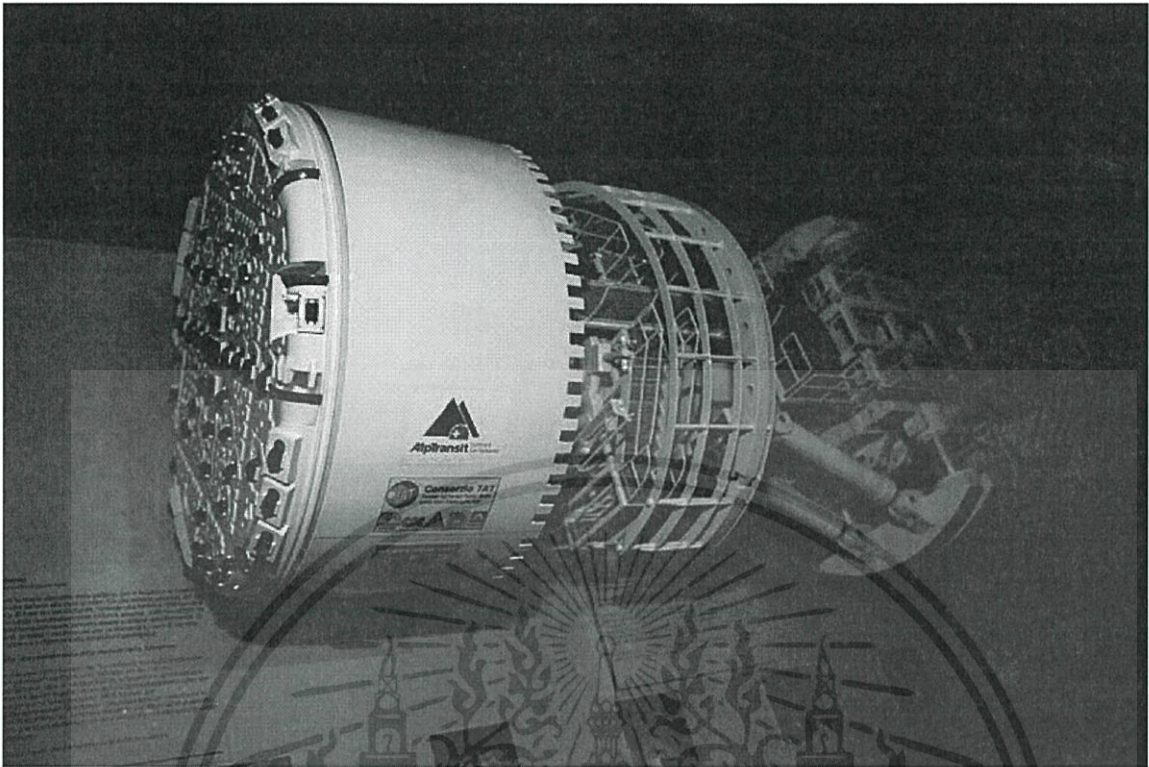


รูป 5.5 Tunnel boring machine (www.wikipedia.org)

ในด้านฝรั่งเศส เนื่องจากแรงดันน้ำซึมผ่าน ได้มากกว่า เพื่อความสมดุลมีการใช้ TBM ที่มีโหมคเปิดและปิด TBM ถูกปิดระหว่าง 5 กิโลเมตร (3 ไมล์) แรก แต่แล้วกลายเป็นเปิด เมื่อเจาะผ่านชั้นหิน Chalk marl สิ่งนี้มีผลกระทบต่ำสุดต่อพื้นดินและทำให้ทนต่อแรงดันน้ำสูง การให้โหมคเปิด-ปิดนี้ช่วยลดความจำเป็นต้องเทปูนนำหน้าอุโมงค์ ฝรั่งเศสจำเป็นต้องใช้ 5 TBM เครื่องขุดอุโมงค์ได้นำ 2 เครื่อง เครื่องขุดอุโมงค์ชั้นดิน 1 เครื่อง (TBM ขุดชั้นดิน 3 กิโลเมตรก่อน แล้วเปลี่ยนทิศทาง และขุดส่วนอื่นๆ) และเครื่องขุดอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ 2 เครื่อง ในด้านอังกฤษ ทางธรณีวิทยาขอมให้เปิดได้เร็วกว่าใช้ TBM 6 เครื่อง การเริ่มต้นขุดทั้งหมดจาก Shakespeare cliff อุโมงค์ได้ทะเล 3 ช่อง และอุโมงค์ชั้นดิน 3 ช่อง มุ่งสู่การขับเคลื่อนใต้ทะเล UK TBM ถูกขับเคลื่อนลงด้านล่าง และเปิดอุโมงค์ให้ชัดเจน French TBM ขุดอุโมงค์เสร็จ และถอดออก Gauge railway 900 mm ใช้ในด้านอังกฤษระหว่างการก่อสร้าง



รูป 5.6 ตัวอย่างส่วนตัดขวางอุโมงค์ ที่มีอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุในระหว่างอุโมงค์รางคู่ แสดงการเชื่อมอุโมงค์รถไฟเป็น pistol relief duct จำเป็นต้องจัดการการเปลี่ยนแปลงแรงดันเนื่องจากการเคลื่อนที่ของรถไฟ (www.wikipedia.org)



รูป 5.7 TBM (www.wikipedia.org)

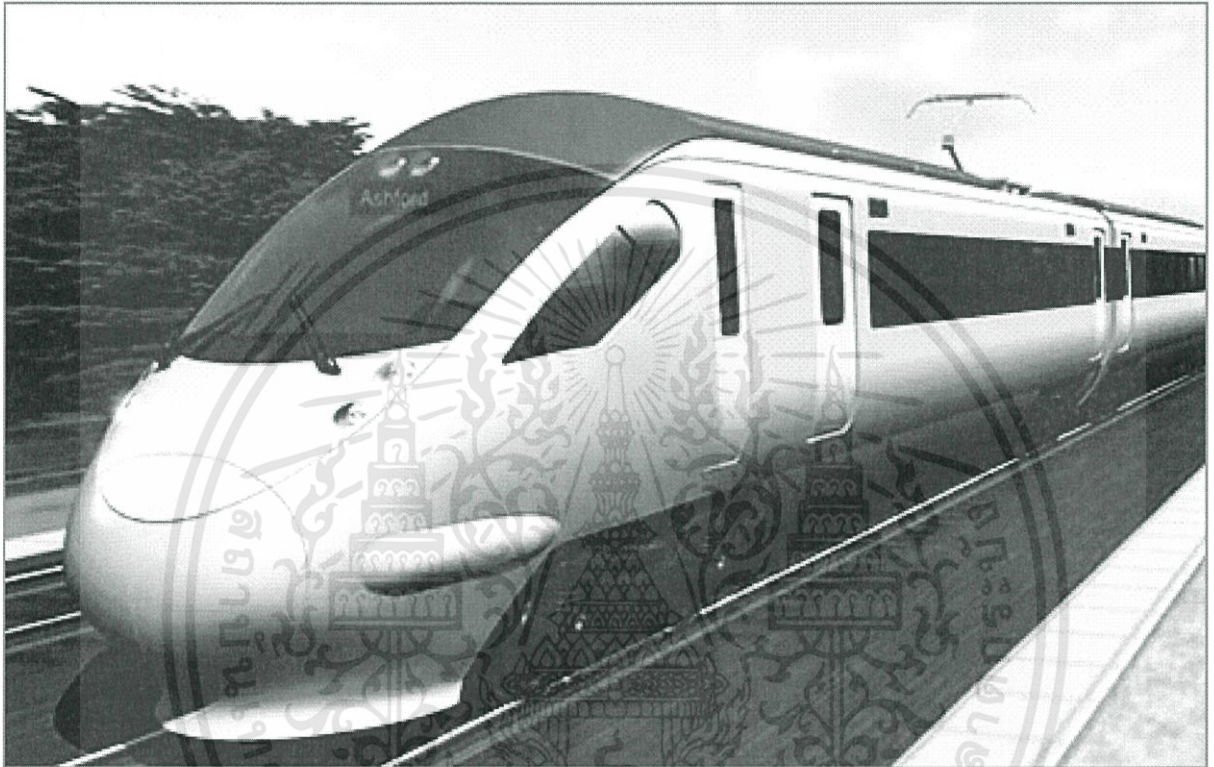
#### 5.1.2.4 การออกแบบรถไฟและล้อเลื่อน

อุโมงค์มีระบบการสื่อสาร 3 แบบ คือ Concession radio (CR) สำหรับยานพาหนะเคลื่อนที่ และส่วนบุคคลภายใน Eurotunnel's concession (สถานีอุโมงค์ Coastal shafts) Shuttle internal radio (SIR) สำหรับการสื่อสารระหว่างขบวนรถ และการสื่อสารไปที่ผู้โดยสาร

อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุทั้งหมดทำงานด้วยไฟฟ้า มีแหล่งจ่ายไฟฟ้าทั้งสองด้าน พลังงานได้รับไปที่รถไฟผ่านระบบ Overhead catenary ระบบ Cab signaling ถูกใช้เพื่อให้ข้อมูลโดยตรงไปที่คนขับรถไฟบนจอภาพ มีการป้องกันรถไฟอัตโนมัติ (ATP) ที่หยุดรถไฟ ถ้าความเร็วแตกต่างจากที่แสดงในจอภาพ TVM430 ตามที่ใช้ใน TGV Nord ในอุโมงค์ใช้ระบบติดตาม The american sonneville international corporation ถูกใช้ในอุโมงค์ Ballasted track เป็น Rule out เนื่องจากการจำกัดการบำรุงรักษา และจำเป็นสำหรับ Geometric stability ระบบ Sonneville มี UIC60 rails บน 900A grade ที่เหลือบน Microcellular EVA pads, bolts เข้าไปในคอนกรีต

เริ่มแรก 38 Le shuttle locomotives ทำหน้าที่โดยทำงานเป็นคู่ โดยหนึ่งคันที่แต่ละด้านของรถไฟบรรทุก ตัว Shuttles เองแยกเป็นสองส่วน Single และ Double deck แต่ละครั้งมีรถพ่วงสำหรับบรรทุกยานพาหนะขึ้น/ลง และรถพ่วงขนส่ง 12 คัน แบบเดิมของ Eurotunnel ควบคุม 9 shuttles สำหรับการบรรทุกสินค้ามี 46 Class 92 locomotives และมีรถไฟสำหรับขนส่งผู้โดยสารข้ามคืน ที่สามารถวิ่งด้วยพลังงาน Overhead AC และ DC การขนส่งสินค้ามีสองส่วน แต่ละส่วนประกอบด้วยด้านสำหรับยานพาหนะขึ้น ด้านสำหรับยานพาหนะลง และรถพ่วงขนส่ง 14 คัน มี Club car ด้านหลัง Locomotive เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Eurotunnel ควบคุม Shuttles สำหรับขนส่งสินค้า 6 คัน Euro star trains มาตรฐานเดียวกับ French TGV ที่มีการดัดแปลงมากมายสำหรับความปลอดภัยภายในอุโมงค์ ด้วยการแยกความเป็นเจ้าของระหว่าง British Rail, French national railway company และ National railway company of belgium, British railway ควบคุมมากกว่า 7 แห่งสำหรับการบริการตอนเหนือของลอนดอน



รูป 5.8 Euro star (www.wikipedia.org)

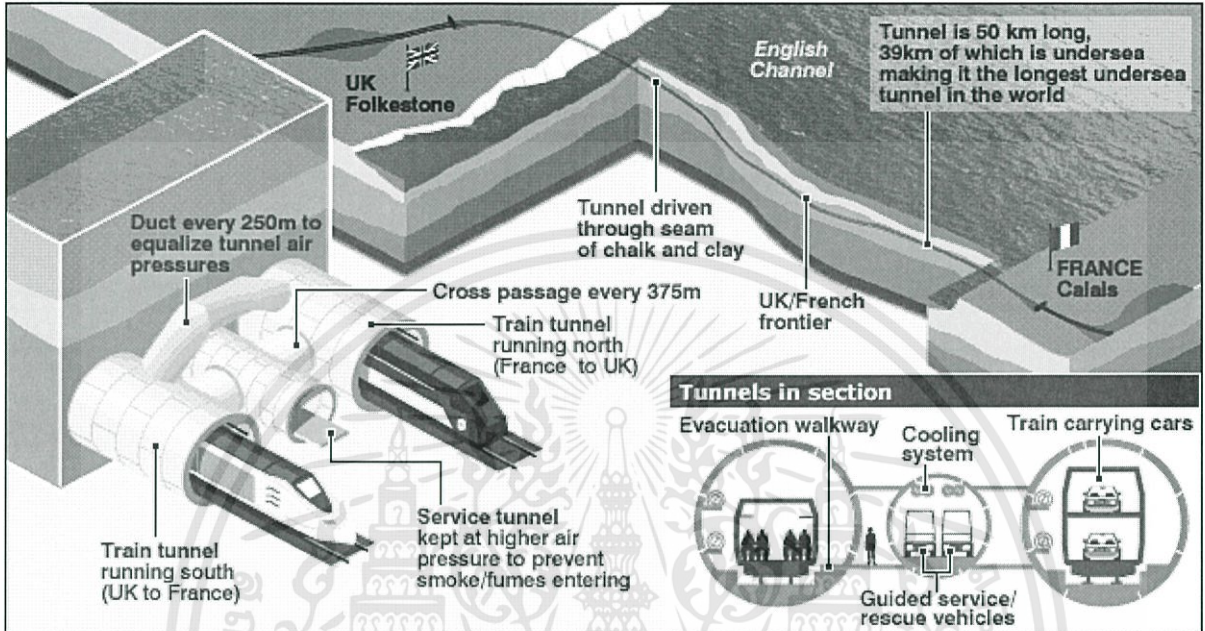
### 5.1.3 ประโยชน์และการดำเนินงาน

อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุประกอบด้วย

- Eurotunnel shuttle – บริการขนส่งสำหรับยานพาหนะ รถยนต์ รถบัส/รถพ่วง และรถขนส่งสินค้า
- Eurostar – การบริการระบบรางสำหรับผู้โดยสาร
- การบริการขนส่งสินค้าระบบราง

ทั้งการขนส่งสินค้าและผู้โดยสารได้มีการคาดการณ์ว่าจะนำไปสู่การก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ และเหนือความคาดหมาย โดยเฉพาะ การคาดการณ์ของ Eurotunnel เป็นการทำนายเกินจริง ถึงแม้ว่าส่วนแบ่งของการข้ามช่องแคบจะมีการคาดการณ์อย่างถูกต้อง (แข่งขันกับทางอากาศ และทะเล) และเมื่อการแข่งขันสูง ทำให้การจราจรลดลงส่งผลให้รายได้ต่ำลงตามไปด้วย การวิเคราะห์ต้นทุนของอุโมงค์ข้ามช่องแคบแสดงให้เห็นว่า เศรษฐกิจอังกฤษจะดีกว่านี้ ถ้าไม่สร้างอุโมงค์

ปริมาณผู้โดยสารอุโมงค์ข้ามช่องแคบเหนือความคาดหมาย มีผู้คนใช้บริการสูงสุดที่ 18.4 ล้านคนในปี ค.ศ.1998 และลดลงเป็น 14.7 ล้านคนในปี ค.ศ.2003 ในช่วงการตัดสินใจสร้างอุโมงค์ มีการคาดการณ์ไว้เพียง 15.9 ล้านคนสำหรับรถไฟ Eurostar ต่อการเปิดใช้งาน 1 ปี



รูป 5.9 Channel tunnel (www.wikipedia.org)

ด้วยการลดลงของจำนวนผู้บริการระหว่างปี ค.ศ.1997 เนื่องจากเกิดไฟไหม้ใน Shuttle ขนส่ง การขนส่งสินค้าทั้งหมดเพิ่มขึ้นตลอด แสดงว่ามีการข้ามช่องแคบทางทะเลแทนอุโมงค์ อุโมงค์มีส่วนแบ่งการตลาดในการขนส่งสินค้าข้ามช่องแคบใกล้เคียงหรือมากกว่าการทำนายของใน ทศวรรษที่ 80 ของ Eurotunnel แต่การทำนายในปี ค.ศ.1990 และ ค.ศ.1994 ของ Eurotunnel เกินความ คาดหมาย การทำนายการขนส่งปีแรกเท่ากับ 7.2 ล้านตัน อย่างไรก็ตามตัวเลขในปี ค.ศ.1995 เท่ากับ 1.3 ล้านตัน ในปี ค.ศ.2001 เพิ่มขึ้นเป็น 2.4 ล้านตัน การเติบโตของการขนส่งเกิดขึ้นตั้งแต่เปิด ด้วยจำนวน 18.4 ล้านตันในปี ค.ศ.2003

### 5.1.4 สถานีปลายทาง

สถานีปลายทางมีที่ Cheriton (Folkestone ในอังกฤษ) และ Coquelles (Calais ใน ฝรั่งเศส) สถานีมีเครื่องอำนวยความสะดวกที่ออกแบบเพื่อส่งยานพาหนะจาก Motorway ไปบนรถไฟ ด้วยอัตรารถยนต์ 700 คัน และรถขนาดใหญ่ 113 คันต่อชั่วโมง ในส่วนของ UK ใช้ M20 motorway สถานีมี Frontier controls ที่ติดกับทางเข้าไปที่ระบบเพื่อยอมให้นักเดินทางเข้าไปบน Motorway ที่เมือง ปลายทางได้ทันทีภายหลังลงจาก Shuttle บริเวณของสถานี UK มีบริเวณจำกัดและการออกแบบมีความ ทำทาย ส่วนทางฝรั่งเศสทำได้ง่ายกว่า ความสำเร็จในการออกแบบ Shuttles รับรถยนต์ไปบน Double-decks สำหรับขึ้นลงได้ ทางขึ้นลงถูกวางภายใน Shuttles เพื่อเข้าไปถึง Decks บนสุด ที่ Folkestone มี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Mainline track ยาว 20 กิโลเมตร (12 ไมล์) และ 45 Turnouts ที่มี Platforms 8 จุด ที่ Calais มี track 30 กิโลเมตร (19 ไมล์) พร้อมกับ 44 Turnouts ที่สถานี มี Shuttle trains traverse 8 แห่งเพื่อลดการสึกหรอของล้อที่ไม่สม่ำเสมอ

## 5.2 SEIKAN TUNNEL

เป็นที่ทราบกันดีว่า ญี่ปุ่นประกอบด้วยเกาะหลายเกาะรวมกัน มีขอบเขตจากตะวันออกไปถึงตะวันตกเฉียงใต้ ในส่วนกลางของประเทศมีพื้นที่เป็นภูเขาสูงและขรุขระตามแนวเขาจำนวนมากมีลักษณะลาดลงไปใกล้ทะเล ดังนั้นการสัญจรของประชากรจึงเป็นเรื่องลำบาก จึงได้มีการก่อสร้างอุโมงค์ขึ้นมาเพื่อใช้ในการเดินทาง ยิ่งกว่านั้น ประเทศญี่ปุ่นยังได้รับผลกระทบจากการเคลื่อนตัวของภูเขา ภูเขาไฟระเบิด และสภาพทางธรณีวิทยามีความซับซ้อนมาก เช่น หินที่แข็งมาก หินที่ไม่คงทน พื้นดินที่มีความอ่อนตัว พื้นเป็นคลื่นและผิปกติ

ในประเทศญี่ปุ่นได้มีการสร้างอุโมงค์รวมความยาวประมาณ 600 กิโลเมตร ซึ่งแยกได้เป็น

- อุโมงค์รถไฟมีความยาวรวมทั้งสิ้น 174 กิโลเมตร
- อุโมงค์ถนนมีความยาวรวมทั้งสิ้น 122 กิโลเมตร
- อุโมงค์รถไฟใต้ดิน มีความยาวรวมทั้งสิ้น 79 กิโลเมตร
- อุโมงค์ส่งน้ำสำหรับปั่นกระแสไฟฟ้ารวมความยาวทั้งสิ้น 77 กิโลเมตร
- อุโมงค์ของระบบจ่ายน้ำ และท่อระบายน้ำรวมความยาวทั้งสิ้น 130 กิโลเมตร
- อุโมงค์สำหรับจ่ายน้ำชลประทานรวมความยาวทั้งสิ้น 24 กิโลเมตร

ในที่นี้ จะขอกล่าวถึงงานอุโมงค์ใต้ทะเล คืออุโมงค์ Seikan เนื่องจากทั่วโลกให้ความสนใจ



รูป 5.10 Seikan tunnel (<http://commons.wikimedia.org>)

### 5.2.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์ Seikan ตั้งอยู่ในประเทศญี่ปุ่น เชื่อมต่อระหว่างเกาะ Honshu และ Hokkaido เป็นอุโมงค์รถไฟที่ยาวที่สุดในโลก โดยมีความยาวทั้งสิ้น 53.85 กิโลเมตร แบ่งเป็นอุโมงค์ใต้ดิน 30.55 กิโลเมตร และอุโมงค์ใต้ทะเล 23.30 กิโลเมตร ใช้เวลาในการก่อสร้างตั้งแต่เริ่มสำรวจจนกระทั่งเปิดใช้งานเป็นเวลา 42 ปีการต่อเชื่อมเกาะ Honshu และ Hokkaido โดยเส้นทางพื้นดินมีการพิจารณาตั้งแต่ปี ค.ศ.1912-ปี ค.ศ.1925 แต่การสำรวจเริ่มต้นขึ้นในปี ค.ศ.1946 เนื่องจากการสูญเสียสิทธิทางทะเล เมื่อสิ้นสุดสงครามโลกครั้งที่สอง

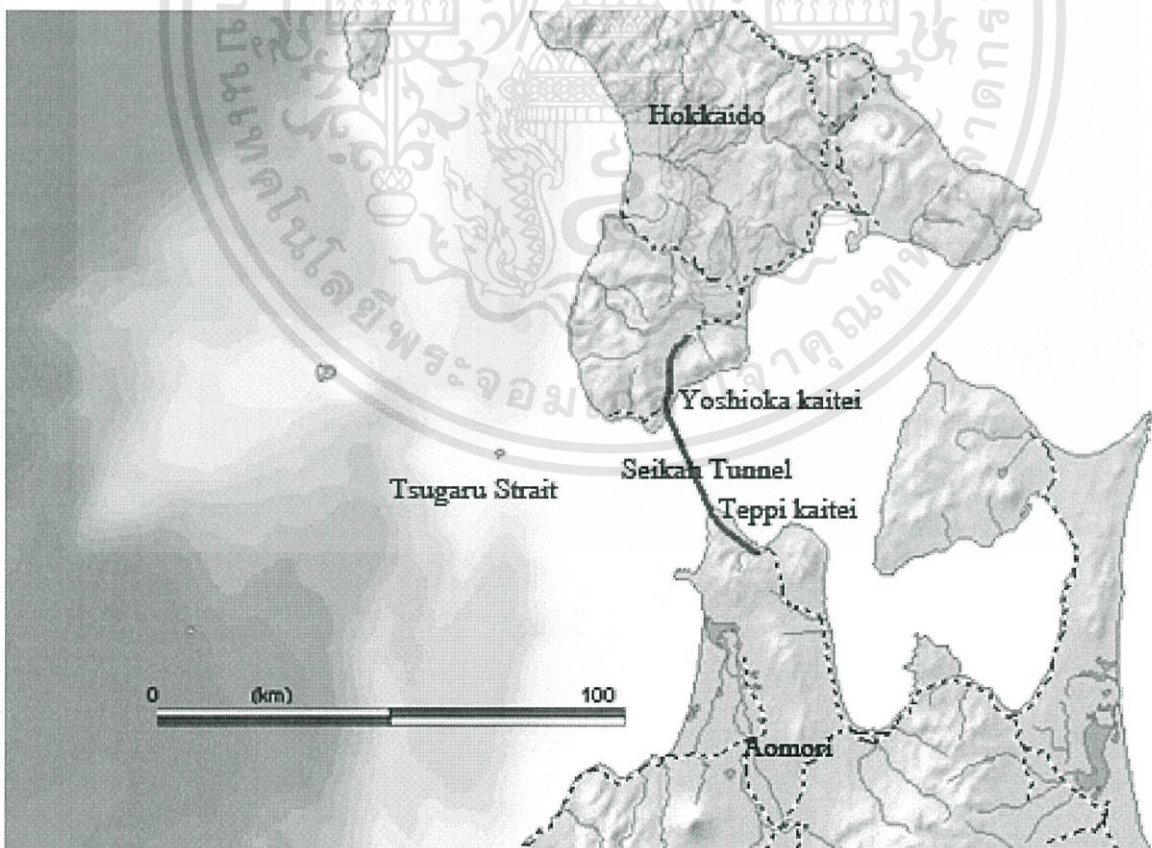
- ปี ค.ศ.1954 เรือข้ามฟากจำนวน 5 ลำ รวมถึง Toya Maru ได้จมลงในช่องแคบ Tsugaru ระหว่างเกิดพายุไต้ฝุ่น ทำให้มีผู้โดยสารเสียชีวิตจำนวน 1,430 คน
- ปี ค.ศ.1955 Japanese national railways (JNR) ได้เล็งเห็นถึงการเพิ่มปริมาณการจราจร ระหว่างสองเกาะและการเติบโตทางเศรษฐกิจ ทำให้ JNR ได้ริเริ่มดำเนินการสร้างอุโมงค์ Seikan ขึ้น (ส่วนที่แคบของเมือง Aomori และ Hakodate)
- ปี ค.ศ.1955 ถึงปี ค.ศ.1965 เรือข้ามฟากมีจำนวนผู้โดยสารเพิ่มเป็น 4,040,000 คน/ปี และระดับขนส่งสินค้าเพิ่มขึ้น 1.7 เท่า เป็น 6,240,000 ตัน/ปี
- ปี ค.ศ.1971 การเพิ่มขึ้นของปริมาณการจราจรเกินที่เรือข้ามฟากจะรับได้ ในเดือนกันยายน ปี ค.ศ.1971 มีการตัดสินใจเริ่มต้นงานก่อสร้างอุโมงค์ มีการเลือก Shinkansen capable cross section พร้อมกับวางแผนเพื่อขยายเครือข่าย Shinkansen และการก่อสร้างเกิดความยากลำบากเนื่องจากสภาพภูมิประเทศทำให้คนงาน 34 คนเสียชีวิตระหว่างการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
89  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- วันที่ 27 มกราคม ปี ค.ศ.1983 นายกรัฐมนตรีของประเทศญี่ปุ่น คือนาย Yasuhiro Nakasome แถลงถึงการเสร็จสมบูรณ์ของอุโมงค์
- วันที่ 13 มีนาคม ปี ค.ศ.1988 อุโมงค์ได้เปิดใช้งาน ซึ่งมีค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอุโมงค์ทั้งสิ้น 538.4 พันล้านเยน (3.6 พันล้านดอลลาร์)

ตาราง 5.1 แสดงระยะเวลาการก่อสร้างอุโมงค์ Seikan

กำหนดการ	
วันที่ 24 เมษายน ค.ศ.1946	เริ่มสำรวจภูมิประเทศ
วันที่ 23 มีนาคม ค.ศ.1964	เริ่มก่อตั้ง Japan railway construction public corporation
วันที่ 28 กันยายน ค.ศ.1971	เริ่มก่อสร้างอุโมงค์หลัก
วันที่ 27 มกราคม ค.ศ.1983	เจาะทะลุอุโมงค์นำทาง
วันที่ 10 มีนาคม ค.ศ.1985	เจาะทะลุอุโมงค์หลัก
วันที่ 13 มีนาคม ค.ศ.1988	เปิดใช้อุโมงค์



รูป 5.11 แนวเส้นทางของอุโมงค์ Seikan (<http://en.wikipedia.org>)

ถึงแม้ว่าอุโมงค์จะสร้างเสร็จสิ้น แต่ก็ยังมีผู้โดยสาร 90 เปอร์เซ็นต์ยังคงเลือกใช้เครื่องบินเนื่องจากความเร็วและค่าใช้จ่าย ตัวอย่างเช่น การเดินทางระหว่างโตเกียวและ Sapporo โดยรถไฟใช้เวลามากกว่า 1 ชั่วโมง 30 นาที เนื่องจากการเปลี่ยนรถหลายครั้ง ในขณะที่การเดินทางเครื่องบินใช้เวลา 3 ชั่วโมง 30 นาที รวมถึงเวลาในการเดินทางไปสนามบิน การเดินทางโดยเครื่องบินมีการลดข้อบังคับ และการแข่งขันในสายการบินภายในประเทศญี่ปุ่นทำให้ราคาลดลงระหว่างเส้นทาง Tokyo-Sapporo ทำให้การใช้รถไฟมีราคาแพงมากกว่า อย่างไรก็ตามจะมีบริการรถไฟข้ามคืน Hokutosei ซึ่งเริ่มให้บริการภายหลังสร้าง Seikan เสร็จ

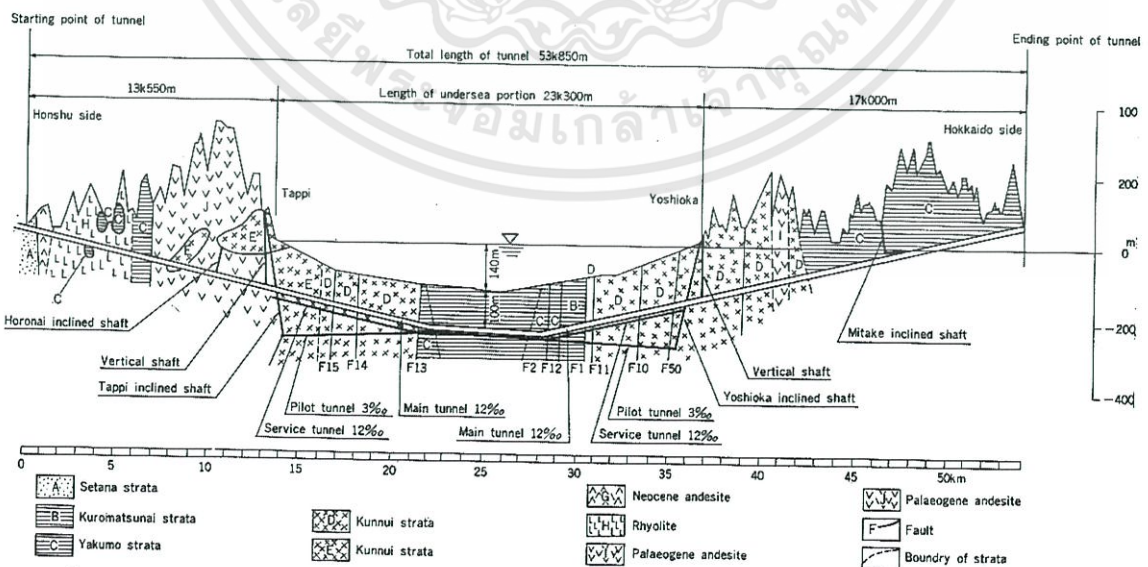
## 5.2.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.2.2.1 การสำรวจ

การสำรวจทางธรณีวิทยาเกิดขึ้นในปี ค.ศ.1946 ถึงปี ค.ศ.1963 และเกี่ยวข้องกับการเจาะใต้ทะเล การสำรวจด้วยเสียงการเจาะด้วยเรือดำน้ำ การปฏิบัติงานโดยใช้เรือดำน้ำขนาดเล็ก การสำรวจเกี่ยวกับแผ่นดินไหวและสแนมแม่เหล็กอย่างไรก็ตามเพื่อความเข้าใจเพิ่มขึ้นได้มีการเจาะนำในแนวนอน ทั้งในอุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุและอุโมงค์นำทางและจากการสำรวจพบว่าช่องแคบ Tsugaru มีส่วนที่แคบที่สุดทางด้านตะวันตกและตะวันออก ในการวางแผนสร้างอุโมงค์

- ทางด้านตะวันออกความลึกสูงสุดประมาณ 260 เมตร และตั้งอยู่ในโซนภูเขาไฟ Nasu
- ทางด้านตะวันตก มีความลึกสูงสุดประมาณ 149 เมตร และห่างจากโซนภูเขาไฟ

ด้วยเหตุผลนี้ จึงได้เลือกแนวเส้นทางของอุโมงค์ คือ ทางอยู่บนด้านตะวันตก ระหว่างแหลม Tappi ใน Honshu และ Yoshioka ใกล้กับแหลม Shirakami ใน Hokkaido โดยให้ความลึกของอุโมงค์ส่วนที่อยู่ใต้ทะเล เป็น 100 เมตรจากใต้ท้องทะเล ตามการพิจารณาการไหลของน้ำ และแรงดันน้ำ



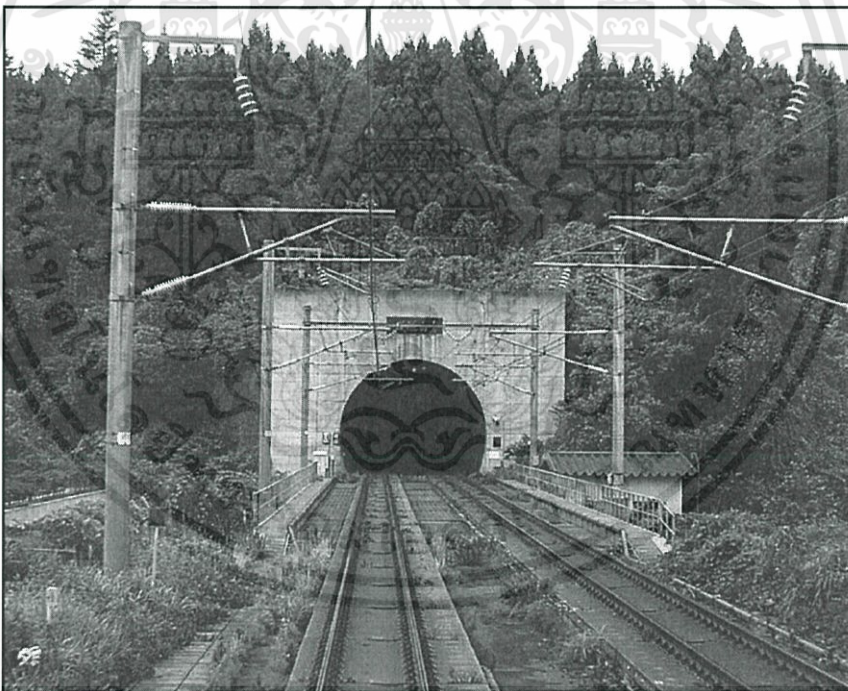
รูป 5.12 แสดง Section และ Profile ของอุโมงค์ Seikan (I.KITAMURA, 1979)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
91  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 5.2.2.2 ธรณีวิทยา

ธรณีวิทยาของส่วนใต้ทะเลของอุโมงค์ ประกอบด้วยหินภูเขาไฟ Pyroclastic rock และ หินตะกอนของช่วงปลายยุค Tertiray ดังรูป 5.19 พื้นที่ถูกทับถมเข้าไปใกล้กับ Vertical anticline ซึ่งหมายถึง หินมีอายุน้อยที่สุดในตรงกลางของช่องแคบ Tsugaru มีการแบ่งอย่างคร่าวๆ เป็น 3 ส่วน คือ

- ฝั่ง Honshu ประกอบด้วยหินภูเขาไฟ (Andesite, Basalt และอื่นๆ คาดการณ์ว่ามีความแข็งแรงของชั้นหินประมาณ 50-150 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
- ฝั่ง Hokkaido ประกอบด้วยหินตะกอน (หินภูเขาไฟยุค Tertiary, Mudstone และอื่นๆ) ที่เกิดขึ้นมาประมาณ 20,000,000 ปีมาแล้ว ซึ่งเรียกว่า Kunnui strata
- ส่วนตรงกลางประกอบด้วยชั้น Yakumo strata (ประกอบด้วยดินและตะกอนที่แข็งตัว เกิดขึ้นประมาณ 17,000,000 ปี) และชั้น Kuromatsunai strata (ประกอบด้วย Mudstone เกิดขึ้นประมาณ 15,000,000 ปี คาดการณ์ว่ามีความแข็งแรงของชั้นหินประมาณ 30-40 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

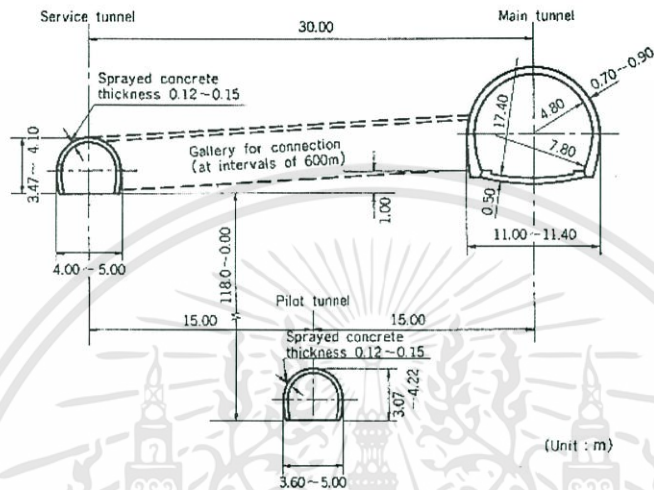


รูป 5.13 ทางเข้าอุโมงค์ ฝั่ง Honshu (<http://www.democraticunderground.com>)

### 5.2.2.3 เทคนิคการขุดเจาะ

เนื่องจากอุโมงค์ Seikan มีความยาวในส่วนใต้ทะเล 23.3 กิโลเมตร ทำให้มีการขุดด้วยกัน 3 ส่วน เริ่มด้วยการขุดอุโมงค์นำทาง อุโมงค์บริการ และอุโมงค์หลัก รูป 5.14 แสดงส่วนตัดขวางของอุโมงค์ Seikan

- อุโมงค์บริการต่อเชื่อมไปที่อุโมงค์หลักเป็นระยะด้วยแกนต่อเชื่อม ที่ระยะ 600 ถึง 1,000 เมตร
- อุโมงค์นำทางที่ใช้เป็นอุโมงค์ระบายน้ำถูกขุดตรงไปที่บริเวณตรงกลางของช่องแคบ ใช้วิธีการขุดเจาะแบบ Full face cutting



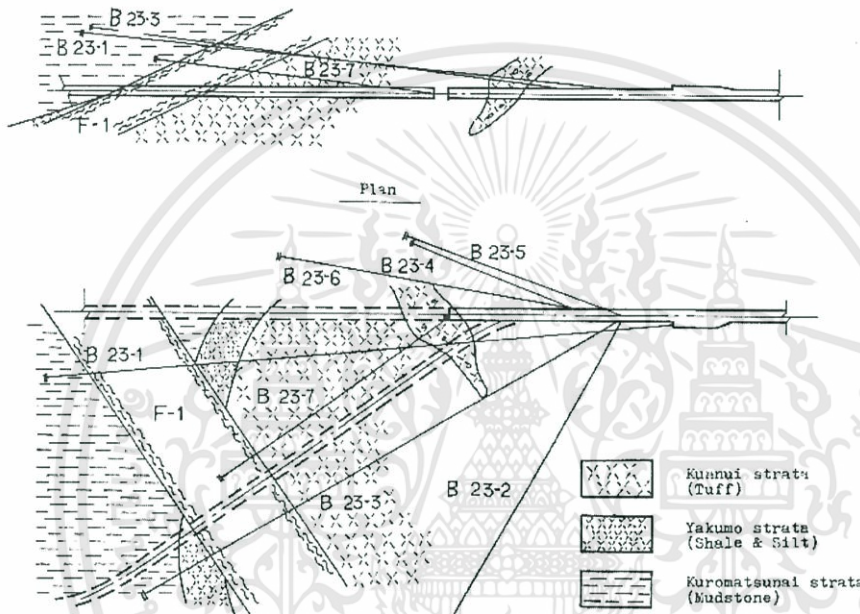
รูป 5.14 แสดงส่วนตัดขวางของอุโมงค์ Seikan (I.KITAMURA, 1979)

อุโมงค์ Seikan ถูกแบ่งเป็น 7 ส่วนในบริเวณพื้นดินและแบ่งเป็น 2 ส่วนในบริเวณใต้ทะเล ตารางที่ 5.2 แสดงความคืบหน้าของโครงการ ขกเว้นส่วนพื้นดินด้าน Honshu ที่การเป็นคลื่นของพื้นดินทำให้ประสบกับโซนที่มีการแยก

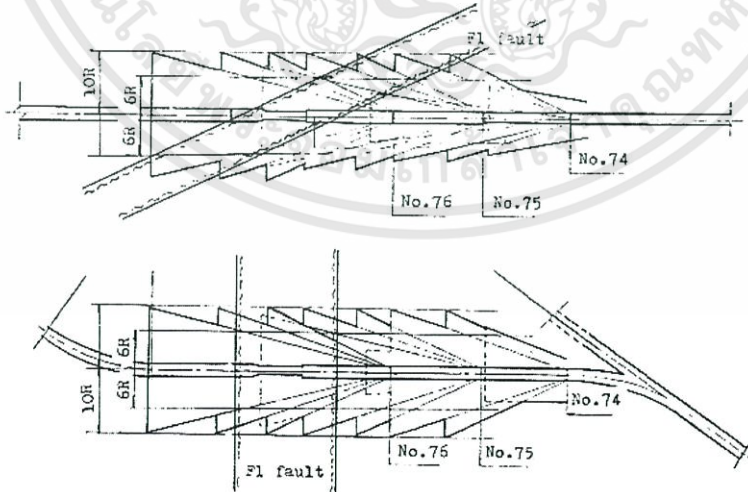
ตาราง 5.2 ความคืบหน้าของโครงการขุดอุโมงค์ Seikan

	ฝั่ง Honshu						ฝั่ง Hokkaido						รวม		
	ชายฝั่ง			นอกชายฝั่ง			ชายฝั่ง			นอกชายฝั่ง					
	(4 rots)			Toppi			Yoshioka			(3 rots)					
	แกน	ตีหน้า	%	แกน	ตีหน้า	%	แกน	ตีหน้า	%	แกน	ตีหน้า	%	แกน	ตีหน้า	%
แกนเอียง	914	914	100	1315	1315	100	1210	1210	100	953	953	100	4392	4392	100
อุโมงค์นำ	-	-	-	11650	6354	55	10650	6173	58	-	-	-	22300	12527	56
อุโมงค์สำหรับขนถ่ายวัสดุ	-	-	-	8840	6538	74	8970	6066	68	-	-	-	17810	12604	71
<b>อุโมงค์หลัก</b>															
ส่วนบน	10k 900	4377	40	13000	7204	55	1470	6140	42	15250	12124	80	53850	29845	55
คอนกรีต	10k 900	3981	37	13000	6787	52	1470	5896	40	15250	11657	76	53850	28321	53

ในการขุดเจาะอุโมงค์เกิดอุปสรรคขึ้น เนื่องจากการพังทลายของดินจากแรงดันน้ำไหลเข้าอุโมงค์ในวันที่ 6 พฤษภาคม ปี ค.ศ. 1976 ซึ่งเป็นครั้งที่รุนแรงที่สุด โดยมีน้ำทะเลประมาณ 2 ลูกบาศก์เมตร/นาที่ จนไหลเข้าสูงสุดประมาณ 70 ลูกบาศก์เมตร/นาที่ เกิดขึ้นใกล้โซนแยก ดังรูป 5.15 เนื่องจากการขุดเจาะทะลุ และลึกเข้าไปใน F1 ตัดชั้นแนวกลางของอุโมงค์นำทางที่ความลาดเอียง 45 องศา และเชื่อมระหว่างชั้น Kunnui และชั้น Yokumo ทำให้ต้องก่อสร้างกำแพงกันน้ำเป็นรูปเกือกม้าถึง 3 ชั้น คือ กำแพงหมายเลข 74 กำแพงหมายเลข 75 กำแพงหมายเลข 76 ดังรูป 5.16



รูป 5.15 สถาพรณีวิทยาของชั้นดิน (I.KITAMURA, 1979)



รูป 5.16 ภาพแสดงการทำเขื่อนกันน้ำ (I.KITAMURA, 1979)

หลังจากมีการสร้างกำแพงกันน้ำ ประสิทธิภาพของกำแพงแสดงดังตาราง 5.3 การพังทลายก็หยุดลง จนประมาณ 5 เดือนต่อมาหลังเกิดอุบัติเหตุ ตำแหน่งที่น้ำไหลเข้าก็แตกตลอด เนื่องจากเป็นน้ำที่มาจากก้นทะเล

จากประสบการณ์ของอุบัติเหตุในครั้งนี้ทำให้มีการติดตั้งประตู Cut-off ปี่ระบายน้ำ และท่อระบายน้ำอย่างเพียงพอในอุโมงค์ ชีดความสามารถในการระบายน้ำเท่ากับ 1,000 ลูกบาศก์เมตร/นาที่ ทั้งฝั่ง Honshu และ Hokkaido

ตาราง 5.3 ประสิทธิภาพของการก่อกำแพง

หมายเลข	74	75	76	รวม
ตำแหน่งพื้นผิวของการก่อกำแพง Km-m	การเบี่ยง 49.06 อุโมงค์นำทาง 5,599.06 อุโมงค์หลัก 30,123,746	การเบี่ยง 84.86 อุโมงค์นำทาง 5,634.26 อุโมงค์หลัก 30,094,912	การเบี่ยง 120.06 อุโมงค์นำทาง 5,669.46 อุโมงค์หลัก 30,066.08	
ความยาวในการขุด (m)	35.20	35.20	65.20	136
เวลา (วัน)	ก่อกำแพง 30 เม.ย. – 16 พ.ค. การขุด 16 พ.ค.–22 พ.ค.	ก่อกำแพง 23 พ.ค.– 17 มิ.ย. การขุด 19 มิ.ย.–30 มิ.ย.	ก่อกำแพง 1–17 ก.ค. การขุด 18 ก.ค.–6 ส.ค.	
เวลาที่ต้องการ (วัน)	การก่อกำแพง 17 การขุด 7	การก่อกำแพง 26 การขุด 12	การก่อกำแพง 17 การขุด 20	99
เวลาเปลี่ยนแปลง	การก่อกำแพง 49 การขุด 21	การก่อกำแพง 78 การขุด 35	การก่อกำแพง 51 การขุด 60	294
การเจาะ				
จำนวนการเจาะ (รู)	45	82	71	198
ความยาวรวมของการเจาะ (เมตร)	3,234	6,033	6,020	15,287
ความยาวเฉลี่ย (เมตร/รู)	71.8	73.6	84.8	77.2
การหล่อโครง				
ความยาวในการหล่อ (เมตร)	507.5	1,204.2	984.5	2,696.2

ตาราง 5.3 ประสิทธิภาพของการก่อกำแพง(ต่อ)

หมายเลข	74	75	76	รวม
ปริมาณการเทปูนสำหรับ หล่อโครง (ลบ.ม.)	19.9	69.2	27.9	117.0
น้ำไหลเข้า				
น้ำไหลเข้ารวม	3,630	7,860	2,310	13,800
น้ำไหลเข้าเฉลี่ยต่อรูเจาะ (ลิตร/รู)	81	96	33	70
น้ำไหลเข้าสูงสุดต่อรูเจาะ หนึ่งรู (ลิตร/นาที)	300	1,000	150	1,000
การเทปูน				
จำนวนของเทปูน (รู)	45	82	71	198
ปริมาณ (ลบ.ม.)	664.4	984.5	775.2	2,424.1
เฉลี่ยปริมาณ (ลบ.ม./รู)	14.76	11.84	10.9	12.2

### 5.3 QANAT TUNNEL

ในภูมิประเทศที่มีพื้นที่ราบ สภาพอากาศความแห้งแล้งหรือเขตทะเลทราย เช่นใน ประเทศอิหร่าน มีความต้องการใช้น้ำในการอุปโภค-บริโภค แต่ขาดแคลนจึงต้องหาวิธีการนำน้ำมาจาก ที่ต่างๆ โดยอาศัยอุโมงค์เป็นทางลำเลียง โดยเรียกการลำเลียงนี้ว่า Qanat

คำว่า Qanat เมื่อกล่าวถึงในปัจจุบัน ก็เปรียบได้กับระบบประปาของประเทศไทยนั่นเอง โดยอดีตการลำเลียงน้ำเป็นเรื่องที่ลำบาก แหล่งน้ำก็มีน้อย จึงได้มีการคิดค้นระบบ Qanat ขึ้น

#### 5.3.1 ประวัติศาสตร์

เมื่อจะกล่าวถึงอายุความเป็นมาอย่างแม่นยำของ Qanat คงหาได้ยาก แต่หลักฐานส่วนใหญ่ที่มีเกี่ยวกับอายุของ Qanat เป็นเหตุการณ์แวดล้อม เป็นผลมาจากเครื่องดินเผา หรือ ซากหักพังของ สถานที่โบราณ ซึ่งมีผู้คำนวณอายุผ่าน โดยการตรวจสอบทางโบราณคดี ว่ามีอายุราว 3,000 กว่าปี

โดยช่วงต้นศตวรรษที่ 7 BC กษัตริย์ Sargon II เล่าว่า ระหว่างการรบในเปอร์เซีย เขา พบระบบใต้ดินสำหรับต่อท่อ น้ำ ลูกชายของเขา กษัตริย์ Sennacherib ใช้ ‘ความลับ’ ของการใช้ท่อใต้ดิน ในการสร้างระบบชลประทานรอบ Nineveh

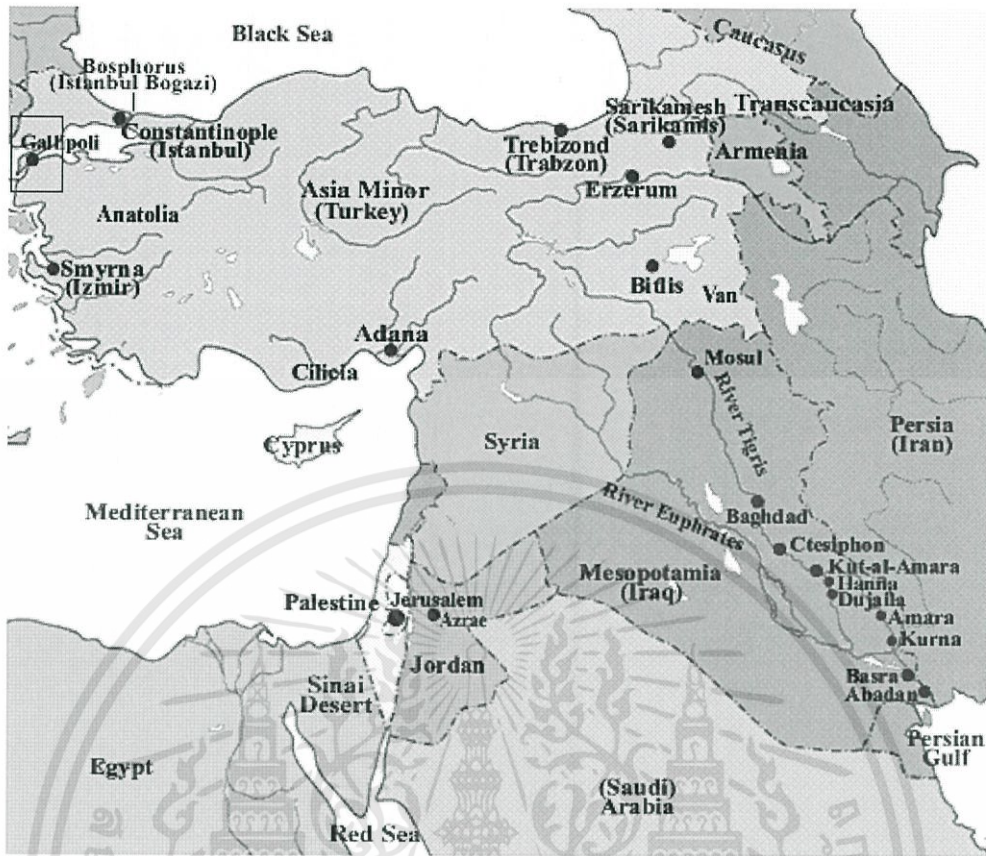
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
96  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 5.17 Qanat tunnel (<http://www.arch.ox.ac.uk>)

ระหว่าง 550-331 BC เมื่อการปกครองของเปอร์เซียขยายออกไปจาก Indus สู่นิว Nile และเทคโนโลยี Qanat แพร่กระจายไปทั่วอาณาจักร ผู้ควบคุม Achaemenid สร้างแรงจูงใจสำหรับผู้สร้าง Qanat และทายาทของพวกเขาโดยยอมให้พวกเขาได้ผลประโยชน์จากการสร้าง Qanat ตามการคาดหมาย ผลที่ได้รับจากการจูงใจนี้ทำให้มีแหล่งน้ำใหม่ๆ หลายพันแห่งเกิดขึ้น และขยายไปที่อื่นๆ

- ที่ด้านตะวันตก Qanat ถูกสร้างจาก Mesopotamia ไปที่ชายฝั่งของ Mediterranean
- ทางตอนใต้เข้าไปในบางส่วนของอียิปต์
- ทางด้านตะวันออกของเปอร์เซีย Qanat ถูกสร้างใน Afghanistan เส้นทางสายไหม แหล่งโอเอซิสของเอเชียกลาง และ Chinese Turkistan (เช่น Turpan)



รูป 5.18 แสดงพื้นที่การขยายของ Qanat (<http://www.arch.ox.ac.uk>)

ระหว่างยุค Roman-Byzantine (64 BC ถึง 660 AD) Qanat จำนวนมากถูกสร้างขึ้นในซีเรีย และจอร์แดน เทคโนโลยีมีการแพร่ขยายไปทางตอนเหนือและตะวันตกเข้าไปในยุโรป มีหลักฐานของ Qanat โรมันไกลไปถึงบริเวณ Luxembourg

การขยายตัวของอิสลามเริ่มต้นด้วยการแพร่กระจายเทคโนโลยี Qanat การบุกรุกของชาวอาหรับเป็นการแพร่ Qanat ไปด้านตะวันตกข้ามแอฟริกาเหนือและเข้าไปในไซปรัส ซิเลีย สเปน และเกาะ Canary ในสเปน อาหรับสร้างระบบหนึ่งที่ Crevillente ส่วนใหญ่ใช้สำหรับการเกษตร และส่วนอื่นๆ ที่ Madrid และ Cordoba สำหรับการจ่ายน้ำในเมือง

หลักฐานของ Qanat ในยุคใหม่สามารถพบใน

- Mexico ตะวันตก ในบริเวณ Atacama ของเปรู ซิเลียที่ Nazca และ Pica
- ระบบ Qanat ของ Mexico เข้ามาภายหลังการได้รับชัยชนะของสเปน
- ในจีน พบ Qanat ก่อน Turpan ใน Longshouqu canal

โรมันใช้ Qanat ในการเชื่อมต่อกับท่อน้ำเพื่อใช้กับระบบจ่ายน้ำในเมือง (ระบบ Qanat-aqueduct สร้างใน Roman Lyons) ระบบ Qanat โรมันถูกสร้างขึ้นใกล้กับ Murcia ในตอนใต้ของสเปน ระบบ Qanat catalan (ในสเปนด้วย) ไม่ได้เกี่ยวข้องกับกิจกรรมของอิสลาม และมีแนวโน้มในการสร้างภายหลัง บนหลักความรู้ของระบบโรมันในตอนใต้ของฝรั่งเศส

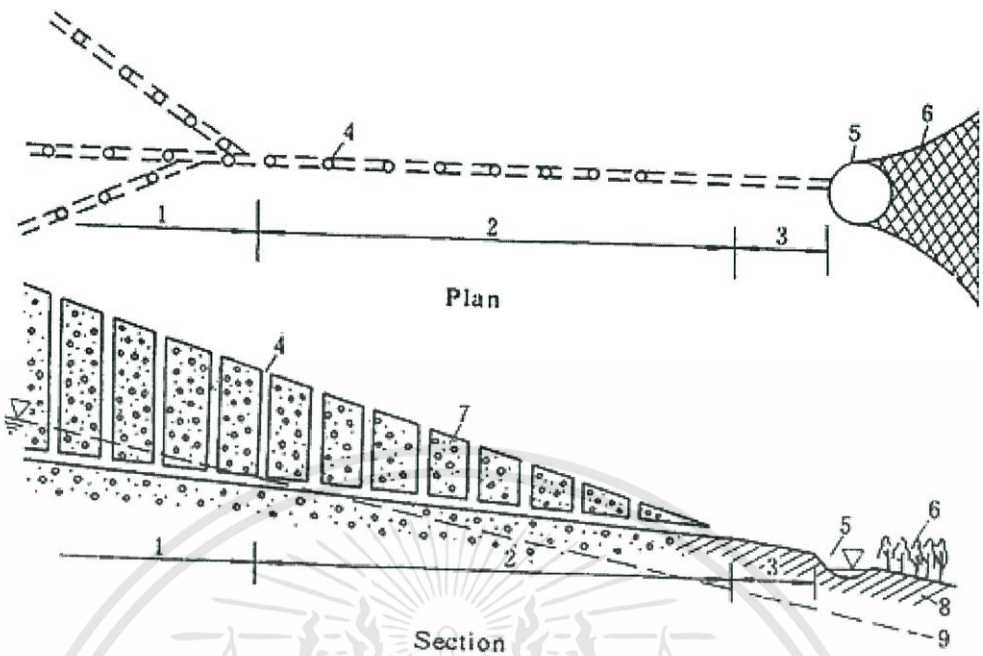
## 5.3.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.3.2.1 การสำรวจ

เนื่องจาก Qanat มักใช้ในสภาพภูมิประเทศที่แห้งแล้ง ขาดแคลนน้ำ การสำรวจจึงเป็นเรื่องที่ต้องให้ความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง เพราะหากการสำรวจธรณีวิทยาที่ไม่ดีพอ ก็อาจก่อให้เกิดความเสียหายและเสียค่าใช้จ่ายโดยสิ้นเปลือง ดังนั้นการสำรวจเส้นทางจึงเริ่มจากการสำรวจภูมิประเทศอย่างละเอียดโดยผู้เชี่ยวชาญ ระบบ Qanat โดยทั่วไป ขุดในทางลาดของภูเขา หรือด้านข้างเขาที่มีดินทรายถูกชะล้างลงมาสะสมกัน ตรวจสอบอย่างใกล้ชิด โดยทั่วไประหว่างฝนตก นักสำรวจต้องมองหาแนวของน้ำที่ซึมไปที่พื้นผิว หรือ ใกล้กับต้นไม้ที่อาจจะปรากฏเป็นแหล่งน้ำที่อยู่ใต้เนินเขา เมื่อเจอตำแหน่งก็จะมีการวางแผนสำหรับการขุดเพื่อทดลองก่อน

### 5.3.2.2 โครงสร้างทั่วไปของ Qanat ดังแสดงในรูป 5.19

1. ส่วนแยกกันของอุโมงค์
2. ส่วนลำเลียงน้ำของอุโมงค์
3. ช่องเปิด
4. Shafts แนวตั้ง เป็นช่องว่างลึกลงไปในชั้นดิน ประโยชน์
  - ในการก่อสร้าง มีไว้เพื่อขนส่งดินหรือหินที่ได้จากการขุดเจาะ
  - เมื่อก่อสร้างเสร็จสิ้น มีไว้เพื่อใช้ในการบำรุงรักษา ถ่ายเทอากาศและป้องกันไม่ให้ขยะตกลงไป
5. บ่อเก็บขนาดเล็ก เพื่อกักเก็บน้ำก่อนส่งเข้าพื้นที่ชลประทาน
6. พื้นที่ชลประทาน
7. ทรายและกรวด
8. ชั้นดิน
9. บริเวณผิวน้ำที่ดิน



รูป 5.19 โครงสร้างทั่วไปของ Qanat (<http://www.waterhistory.org>)

### 5.3.2.3 เทคนิค การก่อสร้าง

เริ่มต้นด้วยการสำรวจภูมิประเทศอย่างละเอียดโดยผู้เชี่ยวชาญ ระบบ Qanat โดยทั่วไปจะขุดในทางลาดของภูเขา หรือด้านข้างเขาที่มีดินทรายถูกชะล้างลงมาสะสมกัน ตรวจสอบอย่างใกล้ชิดโดยทั่วไประหว่างฝนตก นักสำรวจต้องมองหาแนวของน้ำที่ซึมไปที่พื้นผิว หรือ ใกล้กับต้นไม้ที่อาจจะปรากฏเป็นแหล่งน้ำที่อยู่ใต้เนินเขา เมื่อเจอตำแหน่งก็จะมีการวางแนวสำหรับการขุดเพื่อทดลองก่อน

การขุดเจาะอุโมงค์ในสมัยนั้น ยังใช้การขุดด้วยมือ อุปกรณ์ในการขุดคือ จอบ เสียม นักขุดเจาะอุโมงค์เริ่มจาก ตีคั้งกว้านที่พื้นผิวเพื่อดึงเศษดินทรายที่ถูกขุดขึ้นมา และดำเนินการขุดแนวตั้งเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 ฟุต คนงาน 1 คนใช้พลั่ว และอีกคนหนึ่งใช้เสียมค้ำมสัน พวกเขาใส่เศษดินทรายใส่ถึง คนงานสองคนที่ผิวดินตึงมันขึ้นด้วยกว้าน และถมดินรอบปากของ Shaft ทำเป็นเนินเล็กๆ เพื่อรักษาพื้นผิวไม่ให้พังลงไป ถ้าหากบริเวณที่ทำการขุดเป็นดินที่แน่น ไม่จำเป็นต้องมีท่อในอุโมงค์ ในดินที่ไม่แน่น จะต้องมีแหวนเสริมแรง (รูป 5.21) ถูกติดตั้งทุกระยะในอุโมงค์เพื่อป้องกันการพังลงมา แหวนเหล่านี้โดยทั่วไป ทำจากโคลนเผา นักขุดอาจจะพบแหล่งน้ำที่ความลึก 50 ฟุต หรือ น้อยกว่า บางครั้งพวกเขาขุดลงไป 200 – 300 ฟุตเพื่อให้ถึงตาน้ำ



รูป 5.20 การติดตั้งก้านเหนือปากของ Shaft (<http://users.bart.nl>)

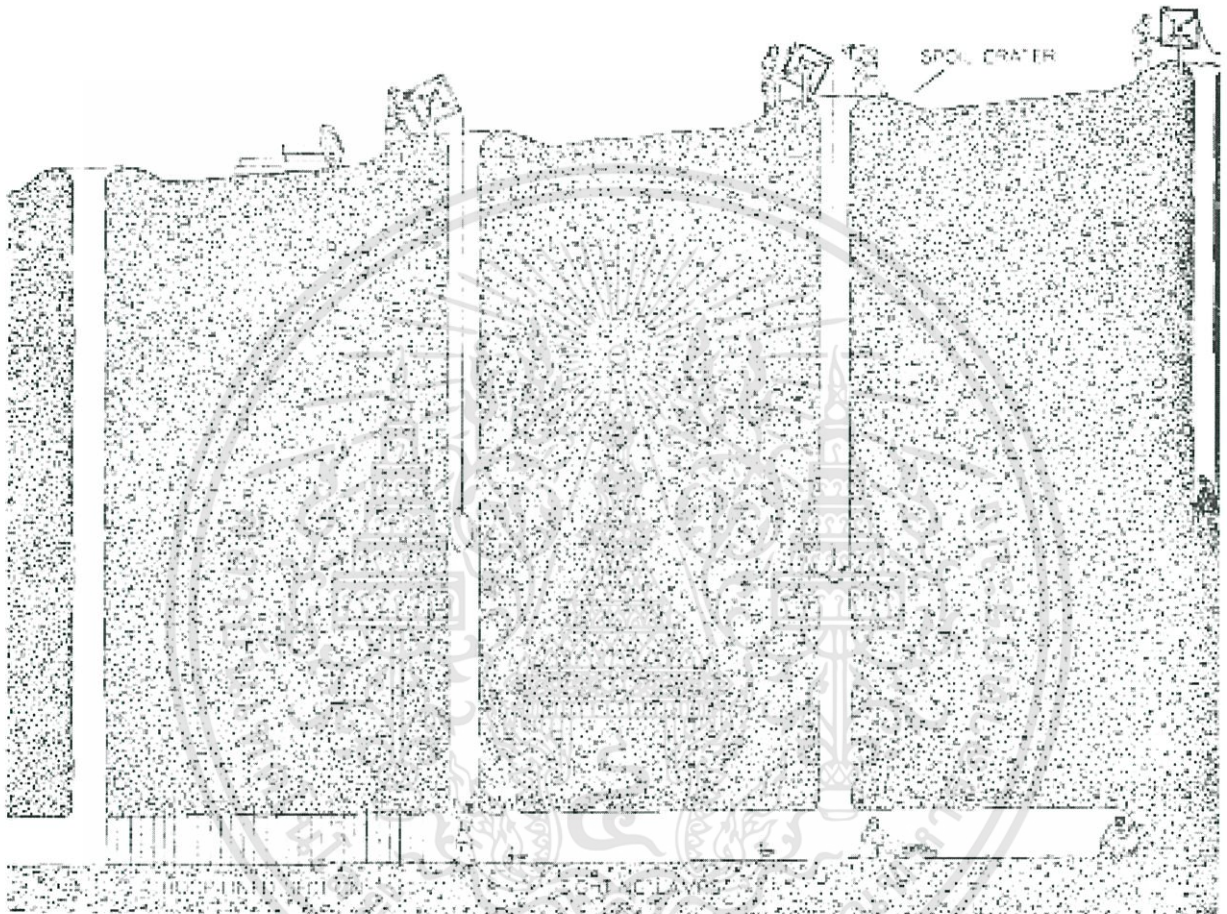
เมื่อนักขุดเจาะอุโมงค์ถึงตาน้ำหรือแหล่งน้ำ ก็จะขุดโพรงไปที่ด้านล่างและอีก 2 วันต่อมา จะส่งถังเข้าไปในช่องว่างเพื่อวัดอัตราการสะสมของน้ำในถัง ถ้ามักกว่าจำนวนน้ำที่ไหลเข้าไปในถัง นักสำรวจสามารถสรุปได้ว่าเขาพบแหล่งน้ำที่แท้จริง



รูป 5.21 ลักษณะของแหวนเสริมแรง (<http://users.bart.nl>)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต่อมา นักสำรวจดำเนินการทำแผนผังการวางท่อน้ำใต้ดิน ซึ่งน้ำสามารถไหลจากต้นน้ำเหล่านี้ไปที่พื้นผิวดินที่บางจุดห่างจากทางลาดเชิงเขา สำหรับระดับของท่อที่ปักลงไปด้านล่าง ทางลาดต้องค่อยๆ ลาดลง ทำให้น้ำจะไหลช้าๆ และไม่ชะล้างวัตถุจากด้านล่างของท่อ หรือ สร้างความเสียหาย



รูป 5.22 การขุดอุโมงค์ในแนวอนและการใส่แหวนเสริมแรง (<http://www.waterhistory.org>)

สำหรับการวัดของระดับความลึก นักสำรวจใช้เครื่องมือง่ายๆคือ เชือกยาวและที่วัดระดับ นักสำรวจปล่อยเชือกลงไปที่ระดับน้ำที่ทำเครื่องหมายไว้ เชือกจะแสดงความลึก ซึ่งเป็นแนวทางสำหรับวางปากท่อ ซึ่งปากท่อต้องอยู่ที่ตำแหน่งต่ำกว่าระดับน้ำเล็กน้อย Shaft แนวตั้งสำหรับระบายจะมีการฝังจากพื้นผิวไปที่ท่อเป็นระยะเท่ากัน (บางที 50 หลา) นักสำรวจต้องหาความลึกจากพื้นผิวสำหรับ Shaft เหล่านี้ เขาใช้ระดับหย่อนลงไปทางลาดเอียงจากแต่ละ Shaft ไปที่ Shaft ถัดไป และเครื่องหมายความยาวบนเชือก สิ่งนี้บอกความลึกจากพื้นผิวแต่ละ Shaft ที่จะมีการขุด เสร็จแล้วเขาคำนวณความลึกเพิ่มเติม ซึ่งจะต้องขุดโดยการหารระยะตกทั้งหมดของท่อจากระดับน้ำของบ่อไปที่ปากบ่อด้วยจำนวน Shaft สำหรับระบาย

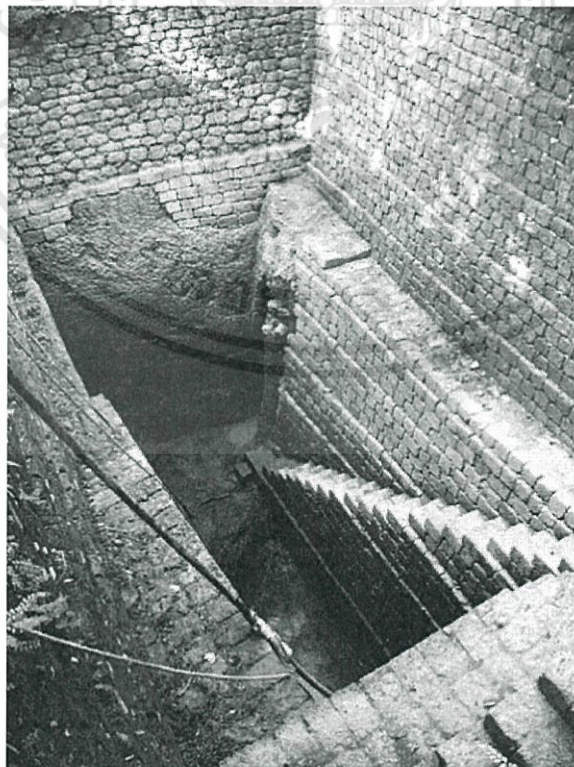
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
102  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สิ่งที่อันตรายที่สุดสำหรับนักขุดเจาะอุโมงค์คือ

- การขาดอากาศหายใจ ในการขุดเจาะทุกครั้งนักขุดเจาะจะนำตะเกียงน้ำมันลงไปด้วยเพื่อใช้บอกปริมาณออกซิเจน ถ้าหากตะเกียงเริ่มดับแสดงว่ากำลังจะขาดออกซิเจนนั่นเอง
- ทราย ชั้นดินอ่อน ดินร่วน หรือ ดินทรายที่ไม่แน่น ซึ่งอาจจะเป็นสาเหตุให้ด้านบนของอุโมงค์พังลงมาทับพวกเขา
- การเกิดน้ำท่วมอุโมงค์ โดยเฉพาะเมื่อเข้าไปถึงต้นน้ำ นักขุดต้องขุดเจาะอย่างระมัดระวัง ไม่ขุดเร็วจนเกินไปซึ่งจะทำให้น้ำท่วมนักขุดเจาะอาจเสียชีวิตได้ และเรียกเหตุการณ์อย่างนี้ว่า The murderer (การเสียชีวิตเนื่องจากน้ำท่วมในอุโมงค์)

### 5.3.3 โครงสร้างของ Qanat tunnel ในเมือง

ในบางเมือง น้ำใน Qanat ไหลเข้าไปในอุโมงค์ใต้บริเวณที่อยู่อาศัย และพื้นผิวใกล้เคียงกับบริเวณการเพาะปลูก โดยมีบันไดจากพื้นผิวเหล่านี้ทอดลงไปถึงกระแสน้ำเหล่านี้ โดยทั่วไป การเข้าถึงส่วนแรก คือ ถังน้ำสาธารณะ โดยน้ำดื่มสามารถใช้ได้ทั้งหมด บางครั้ง ถังน้ำเหล่านี้มีขนาดสูงประมาณ 10 เมตร และ 15 เมตร หรือ ลึกมากกว่าบันไดเวียนนำลงไปที่ Platforms ขนาดเล็กที่ระดับน้ำในเมือง เช่น Herat ในอัฟกานิสถาน ถังน้ำเหล่านี้หุ้มด้วยกระเบื้องแบบโบราณ จุดเข้าถึงกลางเมืองพบตามถนนหลัก และในซอยเล็กๆ เป็นปัจจัยที่น่าจะมีบทบาทสำคัญในสังคม และ โครงสร้างทางกายภาพของเมือง



รูป 5.23 ดั้งเก็บน้ำใช้ สำหรับชุมชน (<http://www.waterhistory.org>)

### 5.3.4 การเปลี่ยนของ Qanat tunnel ในเมือง

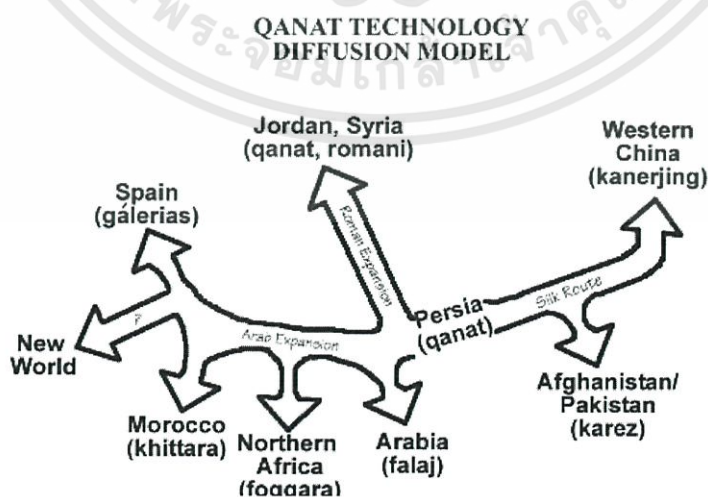
Dr. Dale Lightfoot ที่ Oklahoma State University มีการใช้ข้อมูลเกี่ยวกับ Qanat เพื่อศึกษาสภาพของพื้นดินที่มีน้ำ (Lightfoot ค.ศ.2003) ในโมร็อกโกตอนใต้ บริเวณขอบของทะเลทรายซาฮารา เป็นโอเอซิสของ Tafilaft ในส่วนของโอเอซิสตอนเหนือ มีน้ำสำหรับชลประทาน ตั้งแต่ปลายศตวรรษที่ 14 มีการเตรียม Qanat 80 แห่งให้น้ำ 28 หมู่บ้าน และชลประทานพื้นที่ประมาณ 3,000 Hectares เริ่มต้นในต้นทศวรรษที่ 70 ยังคงมี Qanat จำนวน 44 แห่งเริ่มประสบกับการไหลของน้ำลดลง และตลอดสองทศวรรษต่อมา มี Qanat จำนวนมากแห้งลง และยกเลิกไป

Dr. Lightfoot สรุปว่า การยกเลิกและการลดน้อยลงของ Qanat ตั้งแต่ต้นทศวรรษที่ 70 เนื่องจาก Hassan adahkil dam และบ่อเก็บน้ำ น้ำพื้นผิวในบ่อที่เก็บน้ำไว้ที่ใช้เพื่อไหลไปที่โอเอซิส Tafilaft โดยไม่ถูกต้องขัดขวาง น้ำชลประทานตอนนี้น้ำไปที่โอเอซิสในคลองคอนกรีต ซึ่งไม่ได้มีการเพิ่มน้ำบนพื้นดินมากขึ้น การขาดการเพิ่มน้ำให้กับแหล่งน้ำ และไม่ควบคุมการดึงน้ำออกมารวมกัน ทำให้ระดับน้ำในตาน้ำลดลง ทำให้ตั้งแต่ปี ค.ศ.1970 และยกเลิกระบบจ่ายน้ำของ Qanat

### 5.3.5 ระบบ Qanat tunnel ในปัจจุบัน

การขยายระบบของ Qanat ยังใช้ในอิหร่าน ตามคำกล่าวของ Wulff (ค.ศ.1968) “ในอิหร่าน มี Qanat 22,000 แห่ง มีรางน้ำใต้ดิน 170,000 ไมล์สร้างด้วยแรงงานคน ส่งน้ำทั้งหมด 19,500 ลูกบาศก์ฟุตต่อวินาที จำนวนเท่ากับ 75% ของแม่น้ำ Euphrates ที่จ่ายเข้าไปในที่ราบ Mesopotamian การผลิตปริมาณน้ำนี้จะเพียงพอต่อการชลประทาน 3,000,000 เฮกตาร์ของพื้นที่แห้งแล้ง”

Qanat ยังพบตลอดบริเวณที่อยู่ใต้วัฒนธรรมของเปอร์เซีย โรมันและอาหรับ ระบบ Qanat ใน Turpan, China ยังมีใช้กันมาก ในบริเวณซาฮารา จำนวนของกลุ่มโอเอซิสได้รับการจ่ายน้ำโดย Qanat และยังคงเรียกท่อน้ำใต้ดินว่า “Persian works”

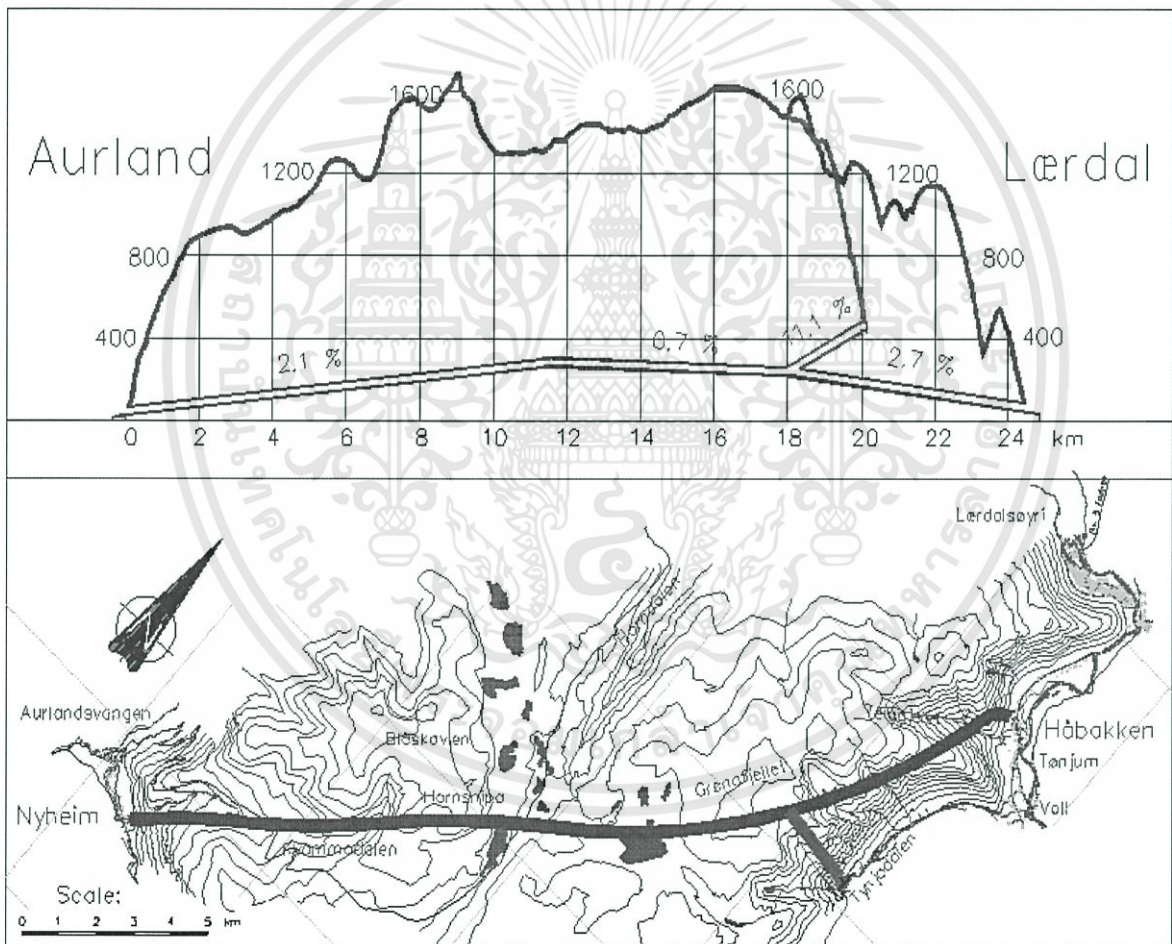


รูป 5.24 การขยายของเทคโนโลยี Qanat (<http://www.waterhistory.org>)

## 5.4 LAERDAL TUNNEL

### 5.4.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์ Laerdal เป็นอุโมงค์ถนนที่มีความยาว 24.5 กิโลเมตร (15.2 ไมล์) ซึ่งเป็นอุโมงค์ถนนที่ยาวที่สุดในโลก เชื่อมต่อระหว่างเมือง Laerdal และเมือง Aurland ตั้งอยู่ในประเทศนอร์เวย์ ก่อสร้างในปี ค.ศ.1995 ถึง ค.ศ.2000 ใช้เวลาทั้งสิ้น 5 ปี โดยเริ่มเปิดใช้งานในวันที่ 27 พฤศจิกายน ค.ศ. 2000 อุโมงค์ Laerdal เป็นการปรับปรุงการเชื่อมต่อของแต่ละพื้นที่ โดยเฉพาะ Laerdal, Sogndal, Luster, Leikanger และ Balestrand

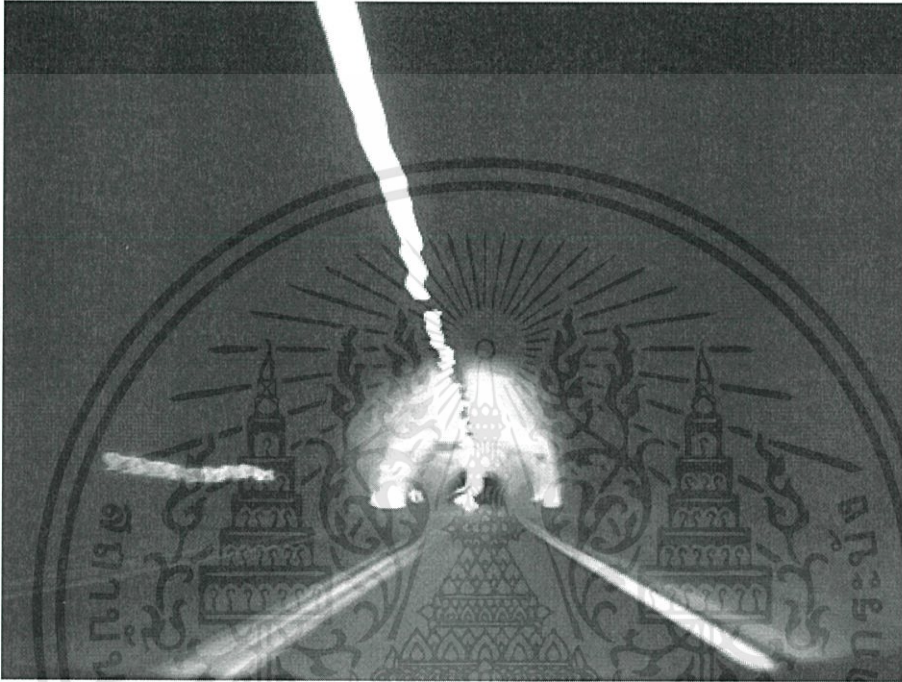


รูป 5.25 เส้นทางทางขุดเจาะอุโมงค์ (<http://www.lotsberg.net>)

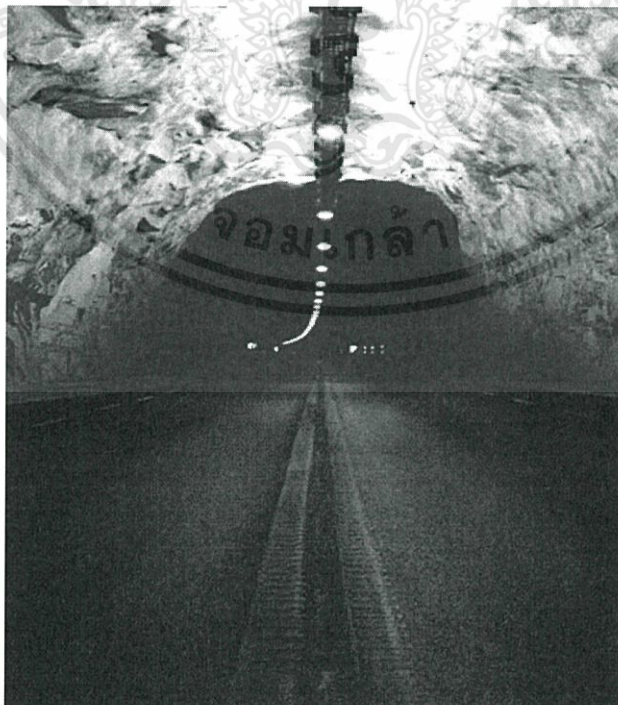
อุโมงค์มีการแบ่งเป็น 4 ส่วน โดยการสร้างอุโมงค์ย่อย หรือ Mountain halls 3 จุดด้วยกัน สำหรับจอดรถ โดยแต่ละจุดห่างกันประมาณ 6 กิโลเมตร (3.7 ไมล์) มีความกว้าง 30 เมตร แต่ละจุดก็จะมีแสงไฟเป็นพิเศษ ไฟสีขาวใช้ในอุโมงค์หลัก ส่วน Mountain halls หรืออุโมงค์ย่อย มีไฟสีน้ำเงินและ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหลือง เป็นการให้ความรู้สึกเหมือนขับเข้าไปในแสงแดดทุก 6 กิโลเมตร (3.7 ไมล์) และแสงสีเหลืองทองตามพื้นให้ความรู้สึกเหมือนดวงอาทิตย์ขึ้น บริเวณเส้นแบ่งช่องจราจรก็จะมีแท่งเหล็กขนาดเล็กฝังอยู่ติดๆกัน เวลาล้อรถทับแท่งเหล็กนี้คนขับจะรู้สึก เพื่อป้องกันคนขับเผลอหรือหลับ และจะทำให้เกิดการชนกัน ทางออกทั้งสองได้ติดตั้งสัญลักษณ์ที่เป็นสีเขียวและสีขาว



รูป 5.26 แสงไฟสีน้ำเงินบริเวณ Mountain halls (<http://unni.nemecky.de>)



รูป 5.27 แท่งเหล็กขนาดเล็กบริเวณเส้นแบ่งเลน (<http://www.channel4.com>)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 5.4.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.4.2.1 การสำรวจ

ถนนระหว่างเมือง Bergen และ Oslo ในประเทศนอร์เวย์เป็นถนนที่เชื่อมต่อดูมองค์ที่อยู่ระหว่างเมือง Aurland และ Laerdal ด้วยเหตุที่สภาพภูมิประเทศในบริเวณนั้น จะเป็นอ่าวและภูเขาสูง เพื่อการเดินทางที่สะดวกและรวดเร็วกว่าการใช้เรือ หรือเส้นทางที่ต้องลัดเลาะไปตามภูเขา จึงต้องมีการขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้ภูเขา โดยถนนที่ลัดเลาะไปตามภูเขานั้น ในช่วงฤดูหนาวเส้นทางนี้จะถูกปิดเพราะว่ามีหิมะตกหนัก จะเปิดเฉพาะในช่วงฤดูร้อนเวลาประมาณ 2 เดือนเท่านั้น แต่จากทัศนคติของนักสิ่งแวดล้อมปรากฏว่า การขุดเจาะอุโมงค์จะทำการทำลายสมดุลของธรรมชาติที่สวยงาม และประชาชนส่วนใหญ่ไม่พอใจ เกิดการคัดค้านและประท้วง โดยการเดินประท้วง จึงต้องให้นักจิตวิทยาและเจ้าหน้าที่กรมทางหลวงเข้าไปชี้แจงทำความเข้าใจกับประชาชน สามารถทำให้ประชาชนมีความยินดีและเห็นด้วย ในเดือนมิถุนายน ค.ศ.1992 ศาลสูงสุดของประเทศนอร์เวย์ได้ตัดสินให้ทำถนนระหว่างเมือง Bergen และ Oslo



รูป 5.28 ถนนสายเก่าที่ลัดเลาะไปตามภูเขา (<http://www.visitnorway.com>)



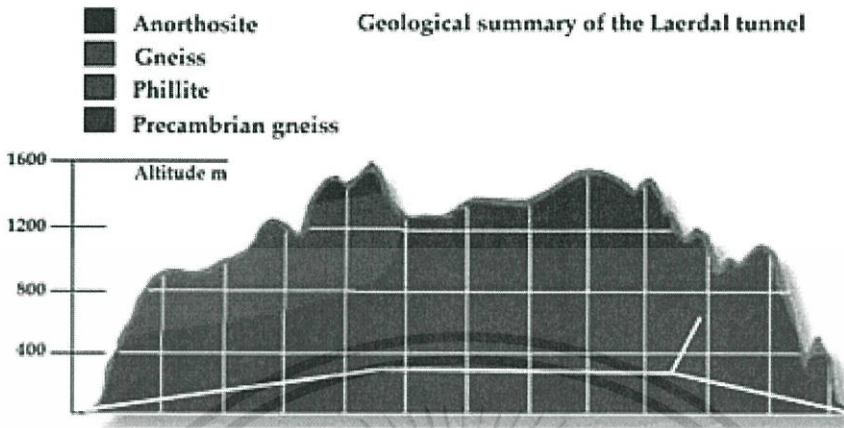
รูป 5.29 (a) ภูมิประเทศบริเวณที่ขุดเจาะอุโมงค์ (<http://www.visitnorway.com>)



รูป 5.29 (b) ภูมิประเทศบริเวณที่ขุดเจาะอุโมงค์ (<http://www.engineering.com>)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 5.4.2.2 สภาพทางธรณีวิทยา



รูป 5.30 ลักษณะของหิน (<http://www.hotcrews.com>)

Banded และ Veined gneisses และ Augengneisses บ่อยครั้งเป็นก้อน และมี E-module ในระดับ 50 GPa, Schistose gneisses และ Amphibolite มี E-module ระดับ 20 – 30 GPa สิ่งนี้ให้ลักษณะที่แตกต่างกันของหิน เมื่อพบกับความเค้นที่สูง

ชนิดหินกับ E-module ที่สูงทำให้หินเป็นวัสดุที่เปราะพร้อมกับเสียงดังมากเมื่อเกิดการแตก และเปลี่ยนรูปโดยการแยกก้อนหินด้วยรอยแยกเล็กน้อย ถ้ารอยแยกเกิดขึ้นขนานกับเส้นรอบนอก อุโมงค์ หรือเกิดสองรอยแยกหรือมากกว่า บ่อยครั้ง Slabs หรือ Blocks เกิดขึ้นโดยความเค้นที่สูง บ่อยครั้ง Blocks ขนาดใหญ่เกิดขึ้นโดยไม่มีการเตือน และคาดเดายากมาก โดยทั่วไป การเกิดรอยแยกเกิดขึ้นในรูปแบบเดียวกันตลอดระยะทางของอุโมงค์ และคาดเดาง่ายมาก ดังนั้น เป็นเรื่องง่ายในการจัดการ ยกเว้นเมื่อเกิดระเบิดหินที่มีขนาดใหญ่ บ่อยครั้ง ลักษณะนี้เป็นการทำลาย และอาจจะทำให้เกิดแผ่นหินที่บางคม หรือทำให้เกิดชิ้นส่วนขนาดใหญ่ หรือการชนกันของหินในอุโมงค์ซึ่งเป็นกรณีที่เลวร้ายที่สุด พื้นผิวเคลื่อนที่ออกด้านนอกซ้าๆ ในขณะที่หินถูกชนจากก้อนหินโดยความเค้นที่สูง ในกรณีหนึ่งมีการบันทึกไว้เป็นวิดีโอเทป

ชนิดของหินที่มี E-module ต่ำกว่า สามารถทำให้การเปลี่ยนรูปอ่อนตัวลงบางแห่งก่อนเกิดการแตก และให้เสียงน้อยหรือไม่มีเสียงเลยในการเปลี่ยนรูป โดยทั่วไป ชนิดของหินเหล่านี้มีปัญหา น้อยกว่าหิน Gneisses ที่เปราะง่าย ในอีกด้านหนึ่ง หินเหล่านี้อาจจะเปลี่ยนรูปต่อเนื่องนานกว่าภายหลังการขุด

การแตกเกิดขึ้นบนขอบระหว่าง Massive hard gneisses และ Mica gneiss หรือ Bands ของ Amphibolites เพราะว่าความแตกต่างใน E-module ในกรณีเหล่านี้หินส่วนใหญ่จะเป็นส่วนที่รับน้ำหนัก ดังนั้น เป็นส่วนที่มีการแตกมากที่สุด

หินที่มีความแข็งแรงน้อย เช่น Schistose mica rich gneiss และ Amphibolite สามารถทำให้การเปลี่ยนรูปน้อยลงบางแห่งก่อนเกิดการแตก ในบริเวณที่มีความถี่ของรอยแตกมาก หรือเกิด Schistosity สังเกตได้ว่าความเค้นมีผลน้อยหรือไม่มี อุโมงค์หลายกิโลเมตรมีการขุดโดยไม่มีการแตก ตัวอย่างมีนัยสำคัญที่พื้นผิว ช่วงเวลามากกว่า 3 ปีของการขุดระดับความเค้นทั้งหมดมีการพบในทุกพื้นผิว การเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นมากเหล่านี้ในระดับความเค้นและลักษณะมวลหินมีความท้าทายต่อคนงาน และวิศวกร

ในพื้นที่ขนาดใหญ่ (อุโมงค์ความยาวมากกว่า 100 เมตร) ที่หินมีรอยแยกสูงมาก บางส่วนเป็น Sugar cube rock, blocks ขนาดใหญ่ถูกกดออกจากพื้นผิวระหว่าง Mechanical scaling และการเปลี่ยนรูปบางแห่งเกิดขึ้นอย่างซ้ำๆ ภายหลังการขุด

#### 5.4.2.3 เทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์

##### - การระเบิดหิน

อุโมงค์ Laerdal นั้นอยู่ลึกจากยอดเขาประมาณ 1,400 เมตร ก้อนหินขนาดใหญ่ต้องใช้แรงดันมหาศาลในการระเบิด การรวมกันของแรงกดดันและแรงดึงตามแนวราบของพื้นผิว สามารถทำให้หินร่วงกระจายลงมาถึงพื้นเป็นชิ้นเล็กๆ ทำให้ได้พื้นและผนังของอุโมงค์ ภายหลังจากการระเบิด ผนังและพื้นของอุโมงค์ยังคงมีเสถียรภาพ การระเบิดหินจะมีเศษซากหักพังต่างๆ เป็นชิ้นเล็กชิ้นน้อย เพราะการระเบิดหินใช้แรงดันที่ทำให้หินแตกกระจายเป็นชิ้นเล็กๆ การก่อสร้างอุโมงค์ Laerdal พบกับปัญหาที่เกิดขึ้นโดยตรงหลังจากการระเบิด ทำให้เครื่องมือเครื่องจักรไม่สามารถทำงานได้อย่างต่อเนื่อง

หลังจากการระเบิด เครื่องจักรที่ใช้ขุดเจาะและคนงานทั้งหมดได้หยุดทำงาน ลักษณะสำคัญในการยิงระเบิดคือ การกระตุ้นให้ก้อนหินแข็งแรงด้วยพลังงานไฟฟ้า แรงระเบิด ไปไกลถึง 2.5-5 เมตร ถึงแม้ว่าพื้นผิวภายนอกของก้อนหินทั้งหมดจะแตกต่างกันบ้าง แต่พื้นผิวอุโมงค์ยังมีความหนาแน่นสูง

การขุดเจาะอุโมงค์มีระบบคอมพิวเตอร์ในการควบคุมการทำงาน เพราะการก่อสร้างแบบดั้งเดิมจะล่าช้า และการขุดอุโมงค์มาบรรจบกันจะได้ไม่มีข้อผิดพลาด ในการนำเครื่องเจาะและระเบิดมาช่วยในการทำงานนั้นต้องมีความระมัดระวังเป็นอย่างสูง

##### - การขุดอุโมงค์ภายใต้ความเค้นของหินที่สูงในอุโมงค์

ช่วงรับน้ำหนักสูงสุดของอุโมงค์ Laerdal ยาว 24.5 กิโลเมตร เท่ากับ 1,450 เมตร ซึ่งตรงกับ Stress แนวตั้งขนาด 39 MPa 20 กิโลเมตรของความยาวทั้งหมด (24.5 กิโลเมตร) มีการรับน้ำหนักเกินมากกว่า 800 เมตร ระดับความเค้นมีการเปลี่ยนแปลงไปตามความยาวของอุโมงค์ บางส่วนเป็นอิสระจากการรับน้ำหนักเกินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงชนิดของรอยแยก และหิน ในเรื่องการรับน้ำหนักเกิน ความเค้นเบื้องต้นส่วนใหญ่เป็นกึ่งแนวอนในอุโมงค์ส่วนใหญ่ 3-D เหมาะสมกับการวัดความเค้น ควบคุมการเปลี่ยนรูปด้วย Multiple borehole extensometers และควบคุมความถี่ของการแตก

ด้วย Endoscope ในหลุมสำรวจตลอดบริเวณที่เลือกในอุโมงค์ ความเค้นทำให้เกิดรอยแยกที่ความลึก 3.5 เมตร จากเส้นรอบวงอุโมงค์

รายงานอธิบายวิธีการแตกต่างกันของการรองรับหินด้วยระดับความเค้นที่ต่างกัน และลักษณะมวลหินที่ต่างกัน ที่ความเค้นระดับต่ำหรือปานกลาง มีการติดตั้ง Bolts ก่อนพ่นคอนกรีต ภายใต้การระเบิดหินหนักเพื่อใส่ Rock bolts ต้องยื่นอยู่ด้านนอกคอนกรีต ดังนั้น Bolts ต้องติดตั้งภายหลังการพ่นคอนกรีต ในบริเวณที่มีระดับความเค้นสูง และการแตกเป็นชิ้น บ่อยครั้งมีการเปลี่ยนรูปขนาดใหญ่เกิดขึ้น ภายหลังการติดตั้งที่รองรับหิน และจำเป็นต้องมีการซ่อมแซม ในบางส่วนของอุโมงค์ ไม่มีสัญญาณของความเค้นสูงใกล้กับพื้นผิว บางครั้งผนังที่ไม่มีการรองรับ ภายหลังหลายสัปดาห์หรือหลายเดือน เกิดการลอกเป็นแผ่นและการแตกย่อยๆ เกิดขึ้น ในบริเวณที่กำหนด มีการพ่นคอนกรีตที่ไม่ได้เสริมแรง เพื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตเสริมแรงด้วยใยเหล็กในบริเวณที่มีแรงเค้นสูง ความเปลี่ยนแปลงของดินทุนแปรผันและคงที่เกี่ยวกับอัตราการขุดอุโมงค์ประจำสัปดาห์ มีการตรวจสอบตามข้อมูล

*ความรุนแรงและความลึกของการแตกสูงขึ้นอยู่กับ*

1. ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเค้น และความทนต่อแรงกดของหิน
2. รอยแยกในมวลหิน
3. ระยะของช่องเปิด
4. เวลาระหว่างการระเบิดและการติดตั้งที่รองรับหิน
5. ช่องว่างระหว่าง Rock bolts การแตกลึกกว่า 3 เมตรจากเส้นรอบนอกมีการพบหลายครั้ง

อุโมงค์ Laerdal มีการสร้างตั้งแต่ปี ค.ศ.1995 การขุดอุโมงค์ดำเนินการบนพื้นผิว 3 แห่ง จากทางเข้าสองทาง เข้าของโครงการ The public road authority ดำเนินการขุด 11 กิโลเมตรจากตะวันตก ในขณะที่ผู้รับเหมา NCC/Eeg Henriksen จะทำการขุด 13 กิโลเมตรของอุโมงค์หลักในส่วนที่สอง ในส่วนทางเข้าอุโมงค์ยาว 2.1 กิโลเมตร ซึ่งรวมกับอุโมงค์หลักที่ 6.5 เมตรจากด้าน Laerdal คาดหมายว่าจะแล้วเสร็จที่ด้าน Laerdal ในเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ.1999 และที่ด้าน Aurland ในเดือนกรกฎาคม ค.ศ.1999

ชนิดของหินเป็น Banded หรือ Veined gneisses บ่อยครั้งเป็นส่วนประกอบของ Gabbroitic ก้อนใหญ่เป็น Augengneisses ของ Syenitic หรือส่วนผสมของ Monzonitic ทั้งหมดเป็นยุค Precambrian ในส่วน Gneisses ความเค้นทำให้เกิดการแตกพร้อมกับเสียง หินที่มีความแข็งน้อย เช่น Schistose mica rich gneiss และ Amphibolite มีเสียงน้อย และสามารถใช้เปลี่ยนรูปเป็นของเหลวบางอย่าง ก่อนเกิดการแตก ในบริเวณที่เกิดความถี่สูง สังเกตว่าไม่มีผลกระทบกับความเค้นที่สูง ระหว่างการขุดมากกว่า 3 ปี ระดับความเค้นสามารถพบได้ในทุกพื้นผิว

สิ่งเหล่านี้เป็นปัญหาในเรื่องของเสถียรภาพอย่างมากที่มีสาเหตุมาจากความเค้น มีความท้าทายต่อคนสร้าง เพราะว่าการเปลี่ยนแปลงสภาวะของหิน คนงานบางคนมีขีดจำกัดในเรื่องประสิทธิภาพทำงานกับหินที่มีความเค้นสูง อัตราการขุดเป็นสัปดาห์มีการเปลี่ยนแปลงจาก 30 เมตร ถึง

85 เมตร ต่อสัปดาห์ที่พื้นผิวหนึ่ง การรองรับหินที่ไม่เพียงพอทำให้เกิดการเปลี่ยนรูปของมวลหิน เปรียบเทียบกับการรองรับหินอย่างเพียงพอ บริเวณที่ไม่มีการรองรับหรือมีการรองรับ อาจจะมีการเปลี่ยนรูปต่อเนื่องเป็นเวลาหลายปี

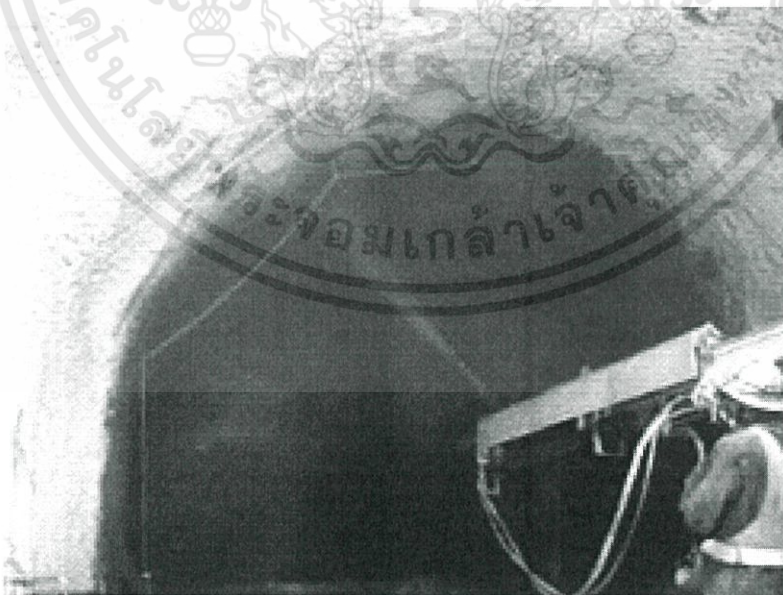
ในหลายกรณีเฉพาะเมื่อรับน้ำหนักเกิน การสังเกตด้วยการมองและประสบการณ์อาจจะช่วยในการทำนายปัญหาของความเค้น ประสบการณ์บางอย่างที่ได้รับเกี่ยวข้องกับการรองรับหินหลายแบบ และความแตกต่างในการติดตั้งที่รองรับหิน เนื่องจากความแปรผันของระดับความเค้นในทางปฏิบัติ

- การรองรับหิน

1. การออกแบบเพื่อรองรับในผนังตามประสบการณ์แบบใหม่

ในอุโมงค์จำนวนมาก ที่ส่วนต่ำกว่าผนังไม่มีการรองรับ การแตกของหินมีสาเหตุมาจากขอบที่ยื่นออกมาได้ขอบของ Shotcrete ในบริเวณที่มีความเค้นสูง ที่ส่วนของการขุดเริ่มต้นของอุโมงค์ Laerdal จากด้าน Aurland การระเบิดหินเกิดขึ้นเพื่อแยกหินออก ขอบที่ยื่นออกมาที่มีสาเหตุมาจากการแตกในส่วนด้านล่างที่ไม่มีการรองรับของผนัง ซึ่งพัฒนาไปที่ความลึกถึง 70 เซนติเมตร ประมาณ 200 เมตรใต้พื้นผิว

เพราะว่าการสังเกตที่กล่าวถึงข้างต้น การออกแบบของอุโมงค์ Laerdal มีการเปลี่ยนเพื่อใช้ Shotcrete เสริมใยเหล็กลงไปแทน และ Rock bolts หนึ่งหรือสองแถว (0.7 และ 1.5 – 2.0 เมตรเหนือ Invert) ถูกติดตั้งตามด้วย Plates ด้านนอก Shotcrete



รูป 5.31 Shotcrete being applied to stabilize a tunnel (<http://www.hotcrews.com>)

ระหว่างการเจาะในส่วนล่างของผนังอุโมงค์ Laerdal ที่มีการแยกอย่างรุนแรงหรือหินชนกันที่มีสาเหตุมาจากการแตกจากพื้นผิวที่ 10 – 150 เซนติเมตร ภายในผนัง ถ้า Rock bolts นอกคอนกรีตเสริมใยเหล็ก (Steel fibre reinforced sprayed concrete) ไม่ได้ถูกติดตั้ง บางส่วนที่มี Plates ด้านนอกคอนกรีตเสริมใยเหล็ก การแยกจะต่อเนื่อง การเปลี่ยนรูปที่พื้นผิวขนาดใหญ่จะทำให้เกิดการแตกและคอนกรีตเสริมใยเหล็กไม่ค่อยติดกับพื้นผิวหิน การถล่มกลับ(Invert) ซึ่งมีระยะห่างไปตามผนังและรองรับ Shotcrete ทำให้สามารถป้องกันการแตกด้านหลังคอนกรีตเสริมเหล็กในส่วนต่ำที่สุดของผนังอุโมงค์ โดยทั่วไปเป็นสิ่งสำคัญในการยึดขอบส่วนที่ต่ำที่สุดของคอนกรีตเสริมใยเหล็กไปที่หิน Rock bolts ทั้งหมดมีปลายที่ถ่วงด้วย Resin capsules

## 2. วิธีการรองรับหินที่ระดับความเค้นแตกต่างกัน

ขั้นตอนการขุดเริ่มต้นในลำดับของ Scaling และการรองรับหินมีดังนี้

- Mechanical scaling ประมาณ 2 ชั่วโมง มีการขุดขึ้นไปถึง 2 เมตร ด้านนอกบริเวณที่มีการระเบิดในโซนของการแตกที่มีผลกระทบ
- Rock bolting ใน Crown และกำแพง และในพื้นที่ผิว เมื่อมีการแตกอย่างมาก หรือ การระเบิดหินเกิดขึ้น Rock bolts จำนวน 35-40 (บางครั้ง 55) ถูกติดตั้งในแต่ละรอบอย่างรวดเร็ว Rock bolts ความยาว 10-15 x 1.5 เมตรถูกติดตั้งในพื้นที่ผิวเมื่อจำเป็น บางครั้งรวมกับคอนกรีต หรือ Mesh ที่พื้น
- การพ่น คอนกรีตเสริมใยเหล็ก 5-8 เซนติเมตรของรอบสุดท้าย ถ้าการแตกมาก หรือปกติเมื่อเกิดการแตกปานกลาง รอบที่มีการระเบิดสุดท้ายถูกพ่นหนึ่งรอบระหว่างกันต่อไป
- Rock bolts หนึ่งแถวถูกติดตั้ง 3/4 เมตรเหนือ Invert บางรอบด้านหลังพื้นผิว สิ่งนี้ทำในบริเวณที่มีผลกระทบที่สุดเนื่องจากความเค้นเพื่อป้องกันการแตกและ โด้งงอของส่วนด้านล่างของ Shotcrete ที่ผลของส่วนโค้งผิดพลาดไป

ภายใต้ความเค้นสูงสุด การแตกและ Mechanical scaling เพิ่มรัศมีของอุโมงค์ขึ้น 2 เมตร ด้านนอกบริเวณที่เจาะ เมื่อการเจาะสำหรับ Rock bolts เพิ่มขึ้น 1.5 เมตร ของการปลดความเค้นอย่างสมบูรณ์ สะกัดหรือการกระแทกกันช่วยให้หินถูกปล่อย พร้อมกันนั้นความเค้นที่รวมกันที่ระยะ 3.5 เมตร จะปล่อยสะกัดหรือการชนกันของมวลหินด้านนอกบริเวณที่มีการระเบิด

ระหว่างการเจาะสำหรับ Rock bolts ภายหลัง Mechanical scaling อัตราการเจาะเท่ากับ 2-5 เมตร/นาที ใน 1.5 เมตรแรกก่อนถึง Massive rock (1.2 – 1.3 เมตร/นาที) การเปลี่ยนรูปที่สังเกตเห็นของพื้นผิวหินเปรียบเทียบกับปลายของ Rock bolts ที่มีการถ่วงที่ปลายยาว 3 เมตร (โดยไม่มี Plate หรือ Nut) ไปถึง 15 เซนติเมตร การเปลี่ยนรูปเหล่านี้มีการสังเกตในช่วงเวลาระหว่างการติดตั้ง Rock bolts และขณะทำ Shotcrete ในขั้นต่อมา ลักษณะนี้น่าจะเกิดจากการเปิดรอยแตกที่มีสาเหตุมาจากการแตก

เพื่อปรับปรุงเสถียรภาพ และหลีกเลี่ยงความสิ้นเปลืองเวลาใน Mechanical scaling ทำให้มีการทดสอบการเจาะรูปแบบใหม่ บริเวณของส่วนตัดขวาง ซึ่งส่วนใหญ่ได้รับผลกระทบมีความกว้างประมาณ 1 เมตร ใกล้กับรูปทรงที่พบภายหลังการแตก

เมื่อมีการแตกมากขึ้น และมีการระเบิดหินเกิดขึ้น มีการทดสอบรูปแบบใหม่ของการรองรับหินเพื่อปรับปรุงเสถียรภาพ และความปลอดภัยระหว่างการติดตั้ง Rock bolts คือ

- ภายหลังการระเบิด ให้ดำเนินการ Minor mechanical scaling
- การทำ Shotcrete (Sfr) 5-6 เซนติเมตร ภายหลังดิ่งเศษหินออกมาครั้งหนึ่งเท่านั้น
- ใส่ Rock bolts (ความยาว 3 เมตร) ผ่าน Shotcrete ที่เปียกอยู่ และบางส่วนในพื้นที่ผิว (ยาว 1.5 เมตร) พร้อมกันกับการเจาะสำหรับรอบต่อไป
- ชั้นที่สองของคอนกรีตถูกพ่นพร้อมกับรอบต่อไป ชั้นที่สองขยายลงไปทีมนั่งห่างไปด้านหลังพื้นผิว Shotcrete ถูกพ่นลงไป Invert ลักษณะนี้ให้ความหนาแน่นประมาณ 10 เซนติเมตรในยอดและส่วนโค้ง มีความบางที่ 5 เซนติเมตรในส่วนล่างของผนังอุโมงค์
- Rock bolts หนึ่งหรือสองแถวถูกติดตั้ง 3/4 เมตร และ 1.5-2 เมตรเหนือ Invert เพื่อป้องกันการแตกและการโค้งงอของส่วนล่างของคอนกรีตที่ผลของส่วนโค้งมีความผิดพลาด ความจำเป็นของ Rock bolts แถวด้านล่างมีการทดลองในอุโมงค์จำนวนมากภายใต้ความเค้นสูง

*ในสภาวะปกติ ยังใช้วิธีการต่อไปนี้*

การพ่น (Sfr) 5-8 เซนติเมตรของรอบสุดท้ายภายหลังใส่ Bolt ถ้ามีการแตกมาก หรือเกิดการระเบิดหิน หรือปกติที่สุดเมื่อเกิดการแตกปานกลางหรือเล็กน้อย รอบที่มีการระเบิดสุดท้ายถูกพ่นระหว่างคืนต่อไป

**หมายเหตุทั่วไป**

คอนกรีตที่ถูกพ่นมีการป้องกันการคลายเพิ่มเติมของ Slabs ที่เกิดขึ้นระหว่าง Rock bolts ถ้าใช้คอนกรีต แต่การแตกในเนื้อหินด้านหลังพื้นผิวจะต่อเนื่อง และทำให้เกิด Slabs เดียวหรือพื้นที่ขนาดใหญ่กว่าของรอยแยกหินจะเกิดขึ้น

การแตกมีการสังเกตเห็นภายในคอนกรีตเมื่อติดกันดี และ Rock bolts ที่มีช่องว่างแน่นป้องกันการเปิดของรอยแตกในหินด้านหลังชั้นคอนกรีต

### 3. การทดสอบคอนกรีตที่พ่นแนวราบ (ไม่เสริมแรง) ในบริเวณที่มีความเค้นสูง

ลักษณะของคอนกรีตที่พ่นแนวราบ ในการเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่มีการเสริมใยเหล็ก Sfr ภายใต้สภาวะความเค้นสูงถูกทดสอบในอุโมงค์ Laerdal ประมาณ 6 กิโลเมตรจากทางเข้าใน Aurland บริเวณทดสอบแนวราบเท่ากับ 100 เมตรของความยาวอุโมงค์ แต่ภายหลัง 32 เมตร มีรอยแตกเกิดขึ้น และการเกิด Slabs ในคอนกรีต

ส่วนยาว 32 เมตรของอุโมงค์ ไม่มีใยเหล็ก และบริเวณที่ติดกันกับใยเหล็กมีการทำแผ่น  
ที่ในรายละเอียดจาก Hydraulic platform เพราะว่า การเข้าถึงช่องระบายอากาศได้ไม่ดี ในส่วนที่มีการ  
ทดสอบ รอยแตกเล็กๆ และรอยแยกเปิดมากขึ้นมีการตรวจวัดความยาว รอยแตกและรอยแยกทั้งหมดทำ  
เครื่องหมายด้วยสีฟัน ส่วนติดกันถูกทดสอบโดยการทดสอบการ Knock โดยการใช้ Scaling bar  
เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่ไม่มี Bond ค่อนข้างคล้ายกัน และไม่มีใยเหล็ก สิ่งนี้ให้จินตนาการว่า ส่วนประกอบ  
ของใยเหล็กมีความแตกต่างกันเล็กน้อยในส่วนที่หินและคอนกรีตไม่ค่อยติดกัน และการแตกของหิน  
ด้านหลังชั้นคอนกรีต ผลของการแตก และความล้มเหลวในการติดกันทำให้เกิดความเสียหายมากใน  
บริเวณที่ไม่มีใยเหล็ก เพราะว่า คอนกรีตแนวราบมีความเหนียวน้อยมาก

ในทั้งสองกรณี ที่มีใยเหล็ก และไม่มี มีการเพิ่มในรอยแตก และรอยแยกอย่างมี  
นัยสำคัญที่คอนกรีต น้อยกว่า 3-4 เซนติเมตรในความหนา ในบางที่คอนกรีตแนวราบมีการรวมตัวกัน  
ด้วยความหนา 5-6 เซนติเมตร ตรงกับผลที่สังเกตเมื่อคอนกรีตเสริมใยเหล็กมีความหนาน้อยกว่า 2-3  
เซนติเมตร

อาจจะมีข้อจำกัดเล็กน้อยในการสรุปเกี่ยวกับการกระจายความเค้นในบริเวณทดสอบ  
สังเกตเห็นการแตกรุนแรงมารอบ Chainage 6,050 อย่างไรก็ตาม บริเวณที่มีผลกระทบนี้เป็นทั้งมีใย  
เหล็กและไม่มีใยเหล็ก

#### - การวัดความเค้น

การวัดความเค้นทำสองครั้งระหว่างเวลาการขุดดำเนินไป การวัดครั้งแรกทำในเดือน  
ธันวาคม ค.ศ.1996 ที่ส่วนขวางระหว่างทางเข้าอุโมงค์ และอุโมงค์ถนนหลัก ระหว่าง Aurland และ  
Laerdal การวัดทำใกล้กับบริเวณด้วยระยะ 20 เมตร และ 18 เมตรรอบอุโมงค์ด้วยระยะ 10-20 เมตร ใน  
ส่วนของความลึกของการวัด (9-13 เมตรจากกำแพง) ช่องเปิดขนาดใหญ่ใกล้กับตำแหน่งวัดอาจจะมี  
อิทธิพลต่อผลที่ได้ ที่ตำแหน่งนั้น การรับน้ำหนักเกินเท่ากับ 1,350 เมตร และระยะใกล้กับหุบเขา  
Tynjadalen เท่ากับ 2.1 กิโลเมตร ส่วนหลักของรอยแตกเกิดขึ้นในกำแพง การวัดแสดงความเค้นหลักกึ่ง  
แนวนอน  $\sigma_1$  เฉพาะการขุด  $19.5^\circ$  ไปที่หุบเขา และเกือบตั้งฉากกับแกนอุโมงค์

การวัดความเค้นครั้งที่สองทำโดย SINTEF ถัดไปทางตะวันตกจากจุดแรก 2 กิโลเมตร  
การรับน้ำหนักเกินเท่ากับ 1,400 เมตรที่จุดนี้ ความเค้นตามทฤษฎีต้องสูงกว่ากรณีแรกเล็กน้อย ในกรณีนี้  
การวัดทำในกำแพงในส่วนของอุโมงค์ปกติ ในช่วงนี้การวัดทำจากพื้นผิวของอุโมงค์ และภายในความ  
ลึก 2.8 เมตร ส่วนด้านล่างของกำแพงในแต่ละด้านของอุโมงค์ ความเค้นหลักในส่วนที่ลึกที่สุดของ 2  
ช่อง (2.8 เมตร) เท่ากับ 19.3 และ 11.5 MPa ในช่อง 1 และ 2 ตามลำดับ ความเค้นสูงสุดที่วัดได้ในช่อง  
เดียวกันที่ความลึก 1.3 เมตร เท่ากับ 29.4 และ 59.3 MPa ซึ่งตรงกับความเค้น Tangential ค่าเฉลี่ยตลอด  
ความยาวของช่องจาก 0 ถึง 2.8 เมตร เท่ากับ 21.6 และ 33.3 MPa สำหรับช่อง 1 และ 2 ตามลำดับ  
สัญญาณของความเค้นปานกลางสังเกตได้ในส่วนนี้ของอุโมงค์ระหว่างการก่อสร้าง รอยแตกขนาดเล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บางแห่งสังเกตเห็นได้ใน Shotcrete เป็นเวลานานภายหลังการพ่นในส่วนโค้งใกล้กับช่อง 2 โดยความเค้น Tangential สูงสุดวัดได้ 1.3 เมตรจากพื้นผิวรอยแตกมากขึ้นสังเกตเห็นได้ในส่วนอื่นๆ ของอุโมงค์เปรียบเทียบกับจุดที่ทำการวัดความเค้น

รูปแบบทั่วไปของรอยแตกในทางเข้าอุโมงค์มีการแสดงว่า ความเค้นหลักอยู่ในทิศทางกึ่งแนวตั้ง แต่ยังคงตรงไปที่หุบเขา เหตุผลหนึ่งว่าทำไม การวัดความเค้นให้ค่าต่ำกว่าสำหรับความเค้นแนวตั้ง (คำนวณจากการวัด  $\sigma_v = 25$  MPa) เปรียบเทียบกับค่าหนึ่งที่คำนวณจากการรับน้ำหนักเกิน ( $\sigma_v = 36.7$ ) สามารถใช้ชนิดหินแตกต่างกัน การวัดใกล้กับเสาทำใน Banded amphibolitic gneiss ที่มีความทนต่อแรงกดเท่ากับ 120 MPa ในค่าเฉลี่ย ในขณะที่พื้นที่ส่วนใหญ่รอบๆ ของ Homogenous dioritic rock ที่มีความทนต่อแรงกดประมาณ 190 MPa อีกเหตุผลสามารถวัดโซนรอยแตกขนาดเล็กบางแห่งที่จุดขนานไปที่ด้านหุบเขา ซึ่งอาจจะถ่ายทอดภาระแนวตั้งบางอย่างไปที่ส่วนด้านนอกของด้านภูเขา

#### - การวัดการเปลี่ยนรูป

มีการติดตั้ง Multipoint bore hole extensometers ที่ทั้งสองด้านของอุโมงค์ Laerdal ตำแหน่งแรกที่ส่วนตัดขวางระหว่างทางเข้าอุโมงค์ และอุโมงค์หลักที่ Chainage 18300 โดยการรับน้ำหนักเกินเท่ากับ 1,350 เมตร มีการติดตั้ง Multipoint bore hole extensometers 3 จุด Extensometer 3 จุดถูกติดตั้งในเสาเส้นผ่านศูนย์กลาง 18 เมตร Anchors ถูกติดตั้งที่ความลึก 3.6 และ 9 เมตร

Extensometer ถูกติดตั้งระหว่างการขุดเสา เมื่อเสาขนาด 1/4 ถูกขุดและใส่ Rock bolts ความยาว 4 เมตร และวางในรูปแบบ 1.2 x 1.2 เมตร Rock bolts มีการถ่วงที่ปลายด้วย Resin capsules

รอยแตกสังเกตเห็นได้ชัดในเสาและส่วนโค้งระหว่างการขุด และติดตั้ง Rock bolts และพ่นคอนกรีต รอยแตกบางแห่งปรากฏขึ้นในคอนกรีตที่มีการพ่นบนเสา เมื่อมีการระเบิดรอบต่อไปในส่วนโค้งของทางเข้าอุโมงค์กว้าง 20 เมตร ใกล้กับเสามีการติดตั้ง Extensometer อีก 3 จุดที่มี Anchors ความลึก 2.4 และ 6 มีการติดตั้ง Extensometer 2 จุดในกำแพงตรงข้ามเสา ที่มี Anchors ความลึก 3 และ 6 เมตร

การเคลื่อนไหวยระหว่างการอ่านครั้งแรก และครั้งที่สอง สำหรับ Anchor 9 เมตร แสดงแรงกดเล็กน้อย ในขณะที่ Anchors 3 และ 6 เมตร แสดงแรงดึงเล็กน้อย ลักษณะนี้อาจจะเนื่องจากความผิดพลาด แต่สามารถครอบคลุมรอยแตกเปิดภายในเสาที่มีสาเหตุมาจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นระหว่างการแตกเพิ่มเติมรอบเสา การสูญเสียซีเมนต์ด้านในช่องระหว่างการติดตั้ง Extensometer อาจจะแสดงรอยแตก ส่วนด้านนอกของช่องระหว่างความลึก 0 และ 3 เมตร มีการเปลี่ยนรูปต่ำกว่าส่วนที่ลึกกว่าของช่อง (น้อยกว่า 0.1 เมตร 50 ชั่วโมงแรกภายหลังติดตั้ง และประมาณ 0.3 mm ภายหลัง 170 ชั่วโมง) เมื่อทำการขุดเนื้อหินรอบเสาเสร็จสิ้น

Extensometers อีก 2 จุดแสดงแนวโน้มคล้ายกัน ด้วยการเปลี่ยนรูปน้อยในส่วนนอกของช่อง การวัดที่ anchor ลึก 2 และ 3 เมตรตามลำดับ Extensometer ในกำแพงตรงข้ามกับเสาถูกติดตั้งใน Mica rich schistose gneiss แสดงการเคลื่อนไหวของแรงดึงเท่ากับ 1 mm ระหว่างสัปดาห์ระหว่างความลึกของช่อง 3 และ 6 เมตร ด้านนอก 3 เมตรไม่มีการเคลื่อนไหวทั้งหมด กำแพงใส่ bolts และพ่นด้วยคอนกรีตเสริมใยเหล็ก Rock bolts มีความยาว 3 เมตร และติดตั้งก่อน Extensometer ในกำแพง สำหรับ Extensometers ทั้งสามเหล่านี้อ่านครั้งแรกที่ 10-13 ชั่วโมงภายหลังการติดตั้ง Extensometers

Extensometers อีกสองชุดถูกติดตั้งใน Chainage 16,330 (ตะวันตกของเสา 2 กิโลเมตร ที่บริเวณเดียวกันตามการวัดครั้งที่สอง) โดยการแตกและสัญญาณของความเค้นปานกลาง การเปลี่ยนรูปที่วัดมีขนาดเท่ากัน (ระหว่าง 1 และ 2 mm ในบริเวณ Bolts และที่พ่นคอนกรีต

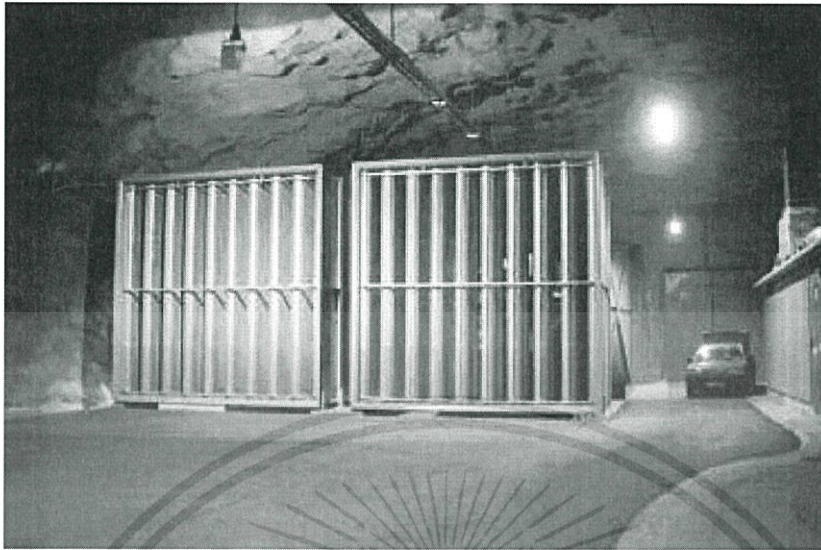
#### - การวัด Endoscope ของความลึกในรอยแตก

มากกว่า 100 ช่องมีการเจาะที่ความลึก 3 เมตร เพื่อทำผังรอยแยกที่มีสาเหตุมาจากความเค้นสูง ช่องกระจายไปตลอดส่วนของอุโมงค์ทั้งสองด้าน การขุดจากทางเข้าอุโมงค์ และด้าน Aurland ช่องถูกเจาะในบริเวณที่ไม่มีสัญญาณของการแตกระหว่างการขุด ผ่านบริเวณที่มีความเค้นปานกลาง และในบริเวณที่มีการแตกอย่างมาก และมีการแตกออกของหินอย่างเห็นได้ชัด

การเจาะบางรูมีการทำผังโดยใช้ Video probe ซึ่งทำการบันทึกรอยแยกทั้งหมด และการชนกันของหินด้วย Ruler ภายในหลุมสำรวจที่มีความลึก 1.5 เมตร ความยาวของช่องที่เหลือ และช่องอื่นๆ ทำผังโดยใช้ Warm endoscope ที่ความลึกของช่อง 3 เมตร ในบริเวณที่มีสัญญาณการแตกน้อยหรือไม่มีการแตก ระหว่างการก่อสร้างไม่มีรอยแยกขนานไปกับเส้นรอบนอกอุโมงค์ หรือสังเกตเห็นเพียงความลึกของรูน้อยกว่า 10-20 เซนติเมตร ในบริเวณที่มีการแตกอย่างหนัก และหินแตกออกการแตกพบที่ด้านล่างของช่องที่ความลึก 3 เมตร ในกรณีเหล่านี้ไม่เป็นรอยแยกเปิดเดี่ยว แต่เป็นส่วนช่องเจาะ 1 หรือมากกว่าที่มีการกระทบกัน คนงานสังเกตเห็นรอยแยกซ้ำกันที่ระดับลึกกว่า 3 เมตรระหว่างการเจาะ สำหรับ Rock bolts หรือ Probe drilling รอยแยกเป็นจำนวนมากมีการเปิดหลายเซนติเมตรในบริเวณที่ติดตั้ง Rock bolts ล่าช้า ลักษณะนี้เกิดขึ้นในส่วนล่างของผนัง

#### - การระบายอากาศภายในอุโมงค์

คุณภาพอากาศสูงในอุโมงค์เกิดขึ้นในสองแนวทาง โดยการระบายอากาศ และทำให้อากาศบริสุทธิ์ พัฒมขนาดใหญ่ดึงอากาศจากทางเข้าทั้งสองด้าน และอากาศที่มีมลพิษถูกไล่ผ่านอุโมงค์ ระบายอากาศไปที่ทางด้านหุบเขา Tynjadalen อุโมงค์ Laerdal เป็นแห่งแรกในโลกที่มีเครื่องฟอกอากาศติดตั้งในโพรงขนาด 100 เมตร (328 ฟุต) ห่างจาก Aurland 9.5 กิโลเมตร (5.9 ไมล์) ที่นำฝุ่นละออง และ Nitrogen dioxide ทั้งสองด้านออกจากอากาศของอุโมงค์ พัฒมขนาดใหญ่ 2 ชุดดึงอากาศผ่านเครื่องฟอก โดยฝุ่นละออง และเขม่าถูกนำออกโดยตัวกรอง Electrostatic แล้วอากาศถูกดูดผ่านตัวกรองคาร์บอนขนาดใหญ่ ซึ่งนำ Nitrogen dioxide ออก



รูป 5.32 เครื่องฟอกอากาศ (<http://www.lotsberg.net>)

ส่วนประกอบในการดูแลความสะอาดของท่อระบายอากาศ มีช่างซ่อมบำรุงคอยดูแลให้ ความปลอดภัยทุกพื้นที่ การระบายก็มีขีดจำกัดของเสียและพลังงาน เพื่อไม่ให้มีการสิ้นเปลืองจนเกินไป บริษัท CAT ของนอร์เวย์ได้ผลิตอุปกรณ์ทำความสะอาดชนิดนี้ขึ้น ซึ่งมีประสิทธิภาพสูง มันเป็น เครื่องช่วยหายใจใช้แล้วได้ผลถึง 90-95% ระบบ ABB ปล่องก๊าซบริสุทธิ์ ได้กำจัดก๊าซ Nitrogen dioxide (NO<sub>2</sub>) จำนวน 85-91% และ Absorbs 60% of the VOC gases (Volatile organic compounds — un-combusted remains from gasoline and diesel gases) ประมาณ 75% หรือรวมส่วนประกอบ Benzene และ Similar aromatic และ Polyaromatic hydrocarbons (PAHs) Ozone (O<sub>3</sub>) สามารถกำจัดได้ 100% การสร้างก๊าซบริสุทธิ์ขึ้นมาได้มีการร่วมมือกันระหว่าง บริษัท ABB Miljø AS และเจ้าหน้าที่กรมทาง หลวงของประเทศนอร์เวย์ เจ้าหน้าที่ดูแลรักษาความปลอดภัยจะมีการติดต่อสื่อสารกันตลอด จะมีระบบ ทำความสะอาดท่อระบายเองอัตโนมัติ โดยจะมีผู้เชี่ยวชาญดูแลตลอด ฝ่ายช่างซ่อมบำรุงของการติดตั้ง ก๊าซก็รับประกันจะดูแลให้บริการตลอดปี สำหรับอุโมงค์นี้ มีท่อระบายอากาศที่ดีไม่มีปัญหา ในพื้นที่ที่ ไม่มีคนอยู่อาศัย จะคิดท่อระบายอากาศทั้งหมด สำหรับอุโมงค์ของเมืองไม่ว่าพื้นที่ไหนของเมืองก็ตาม จะมีแต่ก๊าซธรรมชาติ จะไม่มีปัญหามลพิษเค็ดขาด และพิเศษกว่านั้น เครื่องมือในการระบายอากาศนี้ ยัง ระบายอากาศที่ดีมีประโยชน์ต่อทุกคนที่มาใช้อุโมงค์ เริ่มจากสภาพแวดล้อมที่ดีซึ่งบางพื้นที่ของอุโมงค์ จะมีสารประกอบที่มีความเข้มข้นสูง เช่น ไนโตรเจนออกไซด์ และคาร์บอนไดออกไซด์ แต่สารสอง อย่างนี้จะไม่มีทางที่ได้ติดต่อกัน

- การติดตั้งอุปกรณ์รักษาความปลอดภัย

อุโมงค์ Laerdal มีการจราจรสูงสุดในหนึ่งชั่วโมง 400 คัน/ชั่วโมง การจราจรเฉลี่ยใน หนึ่งวัน 1,000 คัน/วัน ตลอดเส้นทางของอุโมงค์จะต้องมีไฟฉุกเฉิน มีการตรวจตราทุกส่วนของผนัง

อุโมงค์คูเลอว่ามีการซึมของน้ำหรือเปลา ในบางพื้นที่ก็จะมีวัตถุไวไฟซึ่งเป็นพลาสติกห่อหุ้มซึ่งกันน้ำได้ดี วิธีวางระบบความปลอดภัยในอุโมงค์ Ekeberg ในปี ค.ศ.1996 จะมีการทดสอบกล่องไฟฉุกเฉินก่อนติดตั้ง ซึ่งจะขยายไฟให้ทั่วถึงประมาณ 35,000 กิโลวัตต์ และอุณหภูมิอยู่ที่ประมาณ 1,000 องศาเซลเซียส แต่ความเสียหายที่เกิดขึ้น สามารถแก้ปัญหาได้ทันที เพราะสามารถมองเห็นได้

- มีโทรศัพท์ฉุกเฉินมีเครื่องหมาย SOS ติดตั้งทุก 250 เมตร (820 ฟุต)
- มีไฟฉุกเฉินทุกๆ 250 เมตร
- มีเครื่องดับเพลิงติดตั้งทุก 125 เมตร (410 ฟุต) ซึ่งใกล้กว่าอุโมงค์ที่อื่นๆ
- ไฟและสัญญาณหยุด “Turn and drive out” แสดงขึ้นมา เมื่อใช้โทรศัพท์ฉุกเฉิน
- มีจุดกลับรถ 15 แห่งสำหรับรถบัส และ Semi-trailers
- ทุกทางแยก (Mountain halls) จะมีเจ้าหน้าที่ตำรวจคอยให้บริการและตรวจเช็คสภาพรถ
- นอกจาก Mountain halls 3 แห่งแล้ว ยังมีการสร้างจุดจอดฉุกเฉิน (Emergency niches) ทุก 500 เมตร (1,640 ฟุต)



รูป 5.33 โทรศัพท์ฉุกเฉิน (<http://www.lotsberg.net>)



รูป 5.34 จุดจอดฉุกเฉิน (<http://www.lotsberg.net>)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ช่องโทรศัพท์ฉุกเฉินสำหรับตำรวจ หน่วยผจญเพลิงและโรงพยาบาล
- การเชื่อมข้อมูลไปที่ Night-Watch และศูนย์รักษาความปลอดภัยใน Laerdal และ Bergen

- สายอากาศพิเศษสำหรับใช้วิทยุ และโทรศัพท์เคลื่อนที่
- ภาพถ่ายและการนับยานพาหนะทุกชนิดที่เข้าไปในอุโมงค์ และออกจากอุโมงค์
- ทุก 6 กิโลเมตรจะมีกล้องวงจรปิดขนาดใหญ่ติดอยู่
- ทางเข้าและทางออกจะมีคำชี้แจงในการเข้าใช้อุโมงค์

เงินจำนวนมากได้ใช้ไปกับระบบรักษาความปลอดภัยต่างๆ ทั้งติดต่อทางวิทยุ ระบบไฟฉุกเฉิน ไฟจราจร อุปกรณ์ฉุกเฉินต่างๆ รวมทั้งคำสั่งต่างๆของงานด้วย เจ้าหน้าที่ศูนย์กลางของกรมทางหลวงของชาวนอร์เวย์ในเมือง Laerdal เป็นผู้ดูแลและตรวจสอบระบบต่างๆ ในอุโมงค์ ทั้งนี้ยังเป็นผู้บันทึกความเคลื่อนไหวทั้งหมดผ่านจอภาพและยังสามารถยกเลิกระบบต่างๆได้ด้วย ความปลอดภัยของการระบายอากาศอย่างต่อเนื่องนั้น จะต้องมีการเช็คพัลลมเสมอ เพราะพัลลมจะทำหน้าที่เองอัตโนมัติเมื่อใดก็ตามที่มีการใช้ก๊าซเกินกำหนด พัลลมสามารถหยุดทำงานได้เองโดยอัตโนมัติและจะส่งภาพไปยังศูนย์กลางได้ ถ้าระบบการทำงานต่างๆ เป็นไปตามแผนที่วางไว้ ปริมาณก๊าซที่ใช้ก็จะลดลงแต่สามารถนำกลับมาใช้ได้อีกรอบอย่างอัตโนมัติโดยการปิดการจราจร

#### 5.4.2.4 อัตราค่าก่อสร้างอุโมงค์

ค่าใช้จ่ายของการก่อสร้างอุโมงค์ สามารถแบ่งเป็นต้นทุนคงที่ และต้นทุนแปรผัน ต้นทุนคงที่มีความแพงซึ่งดำเนินไปโดยไม่คำนึงถึงความคืบหน้าของการขุด และรวมถึง การบริหารจัดการ การวางแผน การสร้างที่พักชั่วคราว ส่วนของการติดตั้งน้ำ ไฟฟ้า การระบายอากาศ การเจาะ และอื่นๆ ในอุโมงค์

ต้นทุนแปรผันรวมถึง การระเบิด การนำเศษออกมา การพันคอนกรีต Rock bolts ต้นทุนสำหรับการเจาะ การระบายอากาศ ไฟฟ้า น้ำและอื่นๆ เมื่อการขุดดำเนินไปที่ 80 เมตรต่อสัปดาห์ ต้นทุนคงที่เพิ่มขึ้นใกล้เคียงกับ 12,000 ดอลลาร์นอร์เวย์เมตร เมื่อการขุดลดลงเหลือ 25 เมตรต่อสัปดาห์ ค่าใช้จ่ายทั้งหมดประมาณ 125 ล้านดอลลาร์สหรัฐฯ

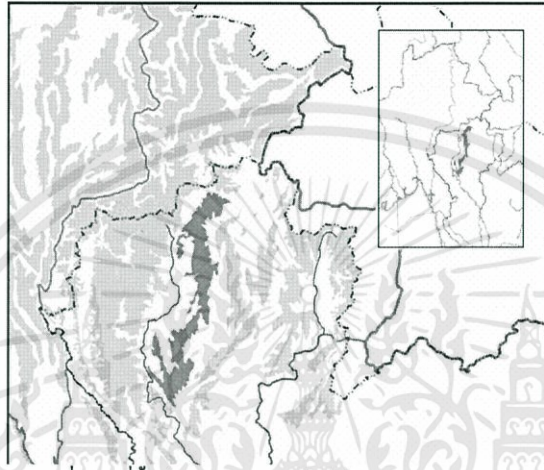
### 5.5 อุโมงค์รถไฟขุนตาน

เทือกเขาขุนตานเป็นแนวสันปันน้ำขนาดใหญ่ มียอดคอยสูงสุดชื่อว่า “คอยงาช้าง” สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง ประมาณ 1,340 เมตร เทือกเขานี้เป็นที่รู้จักกันมาตั้งแต่ครั้งโบราณมาแล้ว เป็นเสมือนกำแพงทางธรรมชาติ มีสันเขาเป็นเส้นกั้นเขตแดนระหว่าง อำเภอมะทิงหวาย จังหวัดลำพูน และ แอ่งสารน้ำเป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

120

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อำเภอห้วยฉัตร จังหวัดลำปาง ได้ตั้งขวางทางรถไฟสายเหนือทำให้ต้องเจาะอุโมงค์ลอดสันเขา ชาว  
 ล้านนานิยมเรียกกันว่า "ถ้ำขุนตาน" ถ้ำขุนตานไม่ได้เป็นถ้ำที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติแต่เกิดขึ้นโดยมนุษย์  
 เพื่อใช้ในกิจการรถไฟ ถ้ำขุนตานตั้งอยู่ ณ บ้านขุนตาน หมู่ที่ 8 ตำบลทาปลาดุก อำเภอแม่ทา จังหวัด  
 ลำพูน ห่างจากตัวจังหวัดลำพูนประมาณ 40 กิโลเมตร การเจาะอุโมงค์ จึงเลือกตรงส่วนแคบของเขายุน  
 ตาน ซึ่งมีความหนาประมาณ 1,400 เมตร



รูป 5.35 แผนที่แสดงที่ตั้งถ้ำขุนตาน(เน้นสีเขียว) (<http://www.travel-is.com>)



รูป 5.36 อุโมงค์ขุนตาน (<http://topicstock.pantip.com>)

การเจาะอุโมงค์ขุนตานเริ่มขึ้นในปี พ.ศ.2450 ในตอนแรก ทางรัฐบาลไทยได้ว่าจ้าง  
 วิศวกรรถไฟชาวเยอรมัน ชื่อ นายเอมิล ไอเซน โฮเฟอร์ ซึ่งอยู่ในวัยหนุ่มเพิ่งสำเร็จการศึกษาจากมิดวิก  
 แต่การก่อสร้างขุดเจาะยังไม่ทันเสร็จก็เกิดสงครามโลกครั้งที่ 1 ขึ้นโดยไทยเป็นฝ่ายสัมพันธมิตรจึง  
 จำเป็นต้องคุมตัว นายเอมิล ไอเซน โฮเฟอร์ และทีมงานไว้เบื้องหลังและให้ออกจากประเทศไทยไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต่อมาปีพ.ศ.2460 กรมพระกำแพงเพชรอัครโยธินพระบิดาแห่งการรถไฟได้เสด็จมาเป็นผู้บัญชาการชุด เจาะจนแล้วเสร็จ แต่หลังจากที่สงครามจบลง นายเอมิล ไอเซน โฮเฟอร์ ก็ได้เดินทางกลับเข้ามาใน เมืองไทยอีกครั้ง เขาได้กล่าวไว้ว่า"หากเมื่อใดเขาถึงแก่กรรมลงให้นำอัฐิของเขามาบรรจุไว้ที่อุโมงค์ขุน ตาน" และ เมื่อ นายเอมิล ไอเซน โฮเฟอร์ ถึงแก่กรรมลงอัฐิของเขาถูกนำมาบรรจุเก็บไว้ที่หน้าอุโมงค์ ทางด้านจังหวัดลำพูน จนถึงทุกวันนี้

## 5.5.1 ประวัติศาสตร์

### 5.5.1.1 ที่มาของทางรถไฟสายเหนือ

การก่อสร้างทางรถไฟสายเหนือของประเทศไทย จากกรุงเทพมหานคร ถึงนคร เชียงใหม่นั้น ได้เริ่มมาตั้งแต่รัชสมัยพระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัว เมื่อ พ.ศ.2438 โดยเริ่มการ ก่อสร้างทางรถไฟสายเหนือช่วงแรกจากกรุงเทพมหานคร ถึง พระนครศรีอยุธยา ระยะทาง 71 กิโลเมตร เป็นปฐมฤกษ์ทางรถไฟสายเหนือนี้รัฐบาลไทยในสมัยนั้นมีแนวความคิดที่จะสร้างขึ้นไปจนถึงนคร เชียงใหม่ สมเด็จพระปิยมหาราช พระองค์ทรงตระหนักดีว่าเมืองสำคัญ ๆ เช่น นครเชียงใหม่ และนคร ลำพูนนี้ ไม่ควรถูกปิดกั้นไว้ ควรมีการคมนาคมที่สะดวกในหลาย ๆ ด้าน จึงทรงพระกรุณา โปรดเกล้าฯ ดำริให้จัดวางแผนการคมนาคมโดยทางรถไฟ เพื่อผ่านเข้าไปให้ถึง เหตุนี้กระทรวงว่าการคมนาคมสมัย นั้น จึงจัดให้มีการสำรวจแนวทางขึ้น ซึ่งเส้นทางรถไฟที่ต้องปีนเทือกเขานั้นต้องขึ้นไปจนถึงระดับสูง กว่านครลำปางถึง 410 เมตร และยังไม่สามารถผ่านคอยขุนตานไปได้ เพราะยังเหลือเทือกเขาเป็นกำแพง สุดท้าย ซึ่งมีความหนาถึง 1,400 เมตร ความสูงกว่า 100 เมตรขวางอยู่ เมื่อไม่มีวิธีใดที่จะทำให้ทางรถไฟ หลีกเลียงขึ้นไปได้อีกแล้ว ในที่สุดจึงต้องเอาชนะด้วยวิธีการเจาะอุโมงค์ทะลุเขาเพื่อไปยังอีกด้านหนึ่ง

ส่วนทางใต้ก็เริ่มสร้างทางรถไฟสายใต้จากสถานีบางกอกน้อย ตลอดความยาวของ ภาคใต้เพื่อไปบรรจบกับทางรถไฟของอังกฤษในสหพันธรัฐมลายู สำหรับทางสายตะวันออกก็มี แนวความคิดที่จะสร้างทางรถไฟจากกรุงเทพมหานคร ไปจนถึงรัฐประเทศ เพื่อเชื่อมต่อกับทางรถไฟ ทางรถไฟของอินโดจีนฝรั่งเศส ส่วนทางตะวันตกนั้นสภาพบ้านเมืองยังเป็นป่าเขาทึบกันดาร หากสร้างทาง รถไฟสายตะวันตกนั้นจะไม่คุ้มค่า และยังไม่มืทางรถไฟของอังกฤษในพม่ามาเชื่อมต่อจึงรั้งรออยู่ อย่างไรก็ดีในสงครามมหาเอเชียบูรพา ญี่ปุ่นได้สร้างทางรถไฟสายนี้ขึ้น เพื่อใช้ในการส่งกำลังบำรุงใน กองทัพของญี่ปุ่นที่เข้าไปทำการรบในประเทศพม่าโดยสร้างทางแยกจากสถานีรถไฟหนองปลาตุก ผ่าน จ.กาญจนบุรี ข้ามแม่น้ำแควใหญ่เลียบไปตามขอบเขาผ่านช่องพระเจดีย์สามองค์ไปถึงเมืองทวายใน ประเทศ

การก่อสร้างทางรถไฟในระยะเริ่มแรกนั้น ได้แยกความรับผิดชอบออกเป็น 2 ส่วนคือ

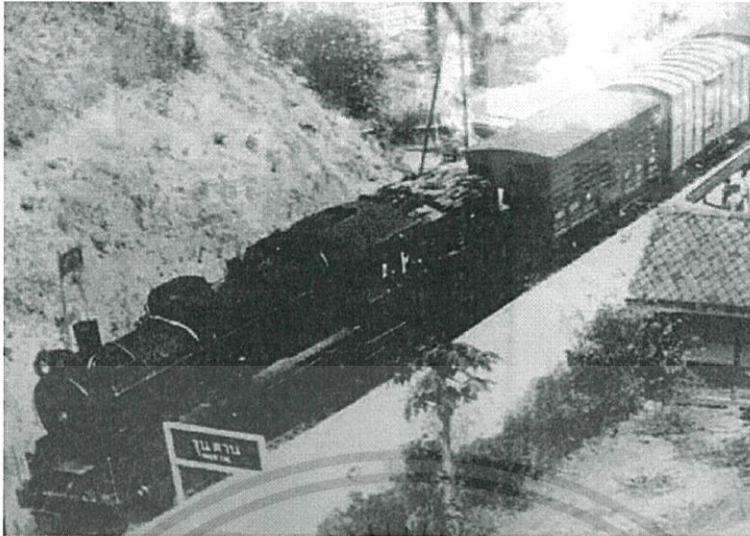
1. ทางรถไฟสายเหนือ มีนายแอล ไวลเลอร์ วิศวกรชาวเยอรมันเป็นผู้รับผิดชอบมีตำแหน่งเป็น “เจ้ากรมการรถไฟสายเหนือ” การก่อสร้างจึงเป็นไปตามแบบแผนของชาวเยอรมัน และมีขนาดกว้าง 1.345 ม.
2. ทางรถไฟสายใต้ มี มร.เอช กิตตินซ์ ชาวอังกฤษเป็นผู้รับผิดชอบ เรียกชื่อตำแหน่งว่า “นายช่างผู้บังคับการรถไฟสายใต้” แบบแผนการก่อสร้างเป็นไปตามอย่างอังกฤษ และมีขนาดกว้างของทางรถไฟ 1.00 เมตรเพื่อให้สามารถเชื่อมต่อกับทางรถไฟของอังกฤษ

#### 5.5.1.2 การขุดเจาะอุโมงค์รถไฟสายเหนือ

อุโมงค์ในเส้นทางรถไฟสายเหนือ ตั้งแต่เขต จังหวัดอุตรดิตถ์ จนถึง จังหวัดลำพูน มีอยู่ด้วยกัน 4 อุโมงค์ คือ

1. อุโมงค์ปางตุงของ ที่ กม. 513 จังหวัดอุตรดิตถ์ ยาว 50.23 เมตร
2. อุโมงค์เขาพลึง ที่ กม. 516 จังหวัดอุตรดิตถ์ ต่อเขต จังหวัดแพร่ ยาว 362.44 เมตร
3. อุโมงค์ผาคอ และห้วยแม่ลาน ( 2 อุโมงค์อยู่ชิดกันมาก ) ที่ กม. 575 จังหวัดลำปาง ยาว 130.20 เมตร อุโมงค์ห้วยแม่ลานเมื่อปี พ.ศ.2482 น้ำเหนือไหลป่าเข้าไปในอุโมงค์พาเอาท่อนซุงขนาดใหญ่เข้าไปด้วยจนกลายเป็นท่อส่งไม้ซุงไประยะหนึ่ง เมื่อน้ำแห้งแล้วต้องใช้ช่างชักลากซุงออกจากอุโมงค์แห่งนี้เป็นการใหญ่
4. อุโมงค์ขุนตาน ที่ กม. 682 ตรงเขตต่อ จังหวัดลำปาง และ จังหวัดลำพูน มีความยาว 1,361.30 เมตร

การที่ต้องขุดเจาะอุโมงค์ทั้ง 4 แห่งตามทางรถไฟสายเหนือ ตั้งแต่เขต จังหวัดอุตรดิตถ์ ไปจนถึง จังหวัดลำพูนซึ่งเป็นงานก่อสร้างที่ต้องใช้เทคนิคพิเศษยากลำบากกว่าการก่อสร้างธรรมดา ก็เพื่อหลีกเลี่ยงการก่อสร้างทางรถไฟแยกจาก จังหวัดอุตรดิตถ์ ผ่านจังหวัดแพร่ และเชียงรายขึ้นไปถึง นครเชียงใหม่ซึ่งเป็นจุดปลายทางรถไฟสายเหนือ



รูป 5.37 รถไฟสายเหนือ (http://topicstock.pantip.com)

การก่อสร้างรถไฟสายเหนือเริ่มจากสถานีชุมทางบ้านภาชี ถึงสถานีนครเชียงใหม่ ระยะทาง 661 กิโลเมตร ค่าก่อสร้างรวมทั้งสิ้น 46,817,392 บาท โดยเปิดการเดินรถไฟอย่างเป็นทางการ

## 5.5.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.5.2.1 การทำหมุดหลักฐาน

ภายหลังการสำรวจได้ผ่านพ้นมาแล้วเป็นเวลา 2 ปี ในปีพุทธศักราช 2450 ก็เริ่มการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟด้วยวิธีทำชั้นต่างๆ คือ ในขั้นแรกได้จัดตั้งหมุดหลักฐานของระดับที่แน่นอนไว้บนหลังเขาในแนวเดียวกันกับอุโมงค์ทั้งด้านเหนือและด้านใต้ ก่อนที่จะลงมือขุดเจาะนั้นมีการหาแนวทางตรงที่สั้นที่สุดเพื่อเข้าไปฝั่งตรงกันข้ามคือปากอุโมงค์ทางด้านเหนือโดยการฝังหมุด และมีการพบ อยู่ ปัจจุบัน 2 หมุดในแนวเดียวกับอุโมงค์

คนงานในสมัยนั้นเรียกว่า"หอลิ่ง"คือจะเล็งแนวด้วยกล้องสำรวจ สำหรับผู้ที่ให้บริการรถไฟสายนี้ประจำคงไม่ทราบแน่ต่อให้เป็นผู้ที่มีการสังเกตดีแค่ไหน ว่าปลายอุโมงค์ทางด้านเหนือนั้น สูงกว่าทางด้านใต้ 14 เมตร ไม่ใช่ความผิดพลาดแต่อย่างใดแต่เป็นเพราะ เมื่อทำการเจาะอุโมงค์จะเจาะ ปลายทั้งสองข้างเข้าหากัน เหตุผลก็คือต้องการระบายน้ำออกจากอุโมงค์



รูป 5.38 หมุดหลักฐาน รฟต. (<http://topicstock.pantip.com>)

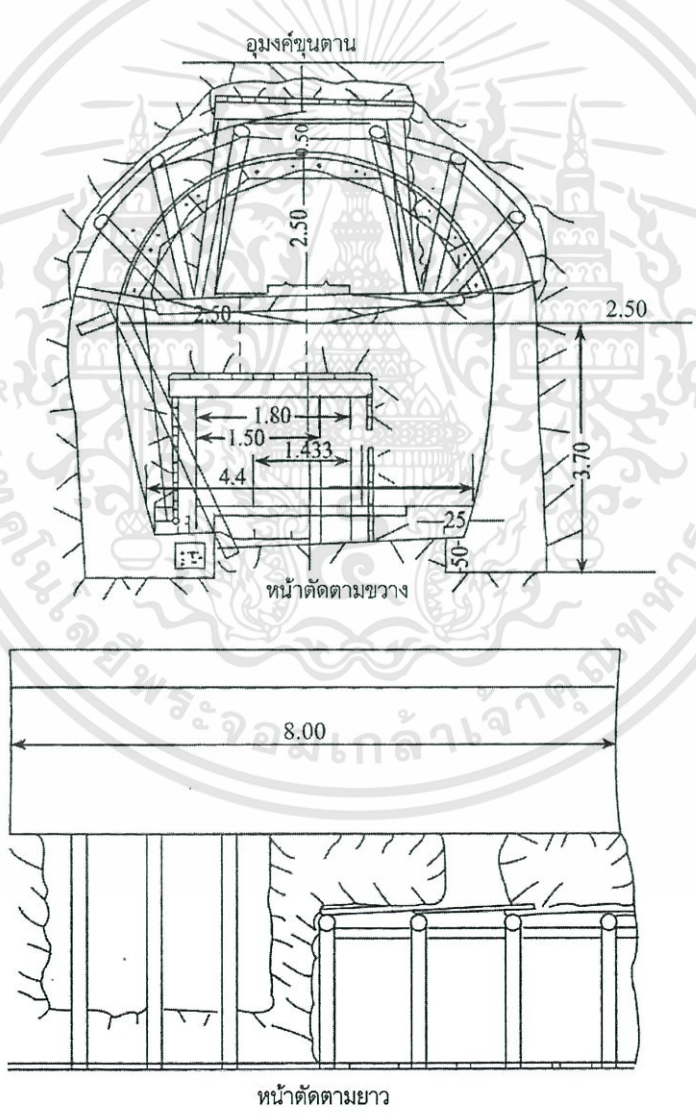
### 5.5.2.2 การขุดเจาะอุโมงค์

การเจาะอุโมงค์ขุดดินแต่เดิมได้กระทำโดยใช้เครื่องอัดอากาศสำหรับเจาะ เมื่อเครื่องอัดอากาศเสียหรือใช้ไม่ได้ ก็ใช้เหล็กสกัดขนาดยาวและค้อนขนาดใหญ่ตอกลงบนหินบริเวณที่ต้องการให้เป็นรูเพื่อฝังดินระเบิด ตอนใดเป็นหินร่วนก็ใช้ขวานจิกทะลายนหินออกมา การเจาะห่างจากแนวที่ต้องการเข้ามาประมาณ 50 ซม. โดยรอบบริเวณที่ประสงค์จะเจาะ ให้ปลายรู ขอนเข้าหากันทุกรู เว้นระยะห่างกันประมาณรูละ 1 เมตร แล้วเอาดินระเบิดดินนาไมต์ ฝังเข้าไปในรูนั้น แล้วจึงสอดใส่แท่งเข้าไปให้ทำหน้าที่จุดระเบิด แท่งนี้มีสายชนวนต่อยาวออกไปเพื่อความปลอดภัยของคนจุดชนวนระเบิด การต่อแท่งเข้ากับสายชนวน ใช้วิธีเอาคีมบีบให้ติดกันซึ่งมักมีปัญหาบ่อยๆเพราะความมั่งง่ายของคณงานคือแทนที่จะเสียเวลารอคอยคีมที่มีอยู่จำนวนจำกัดเพื่อให้หนีบสายชนวนให้ติดกับแท่งคณงานมักจะนิยมใช้คีมธรรมชาติคือฟันในปากแทนคีมแท่งที่ระเบิด ไปง้างขึ้นในปากเป็นประจำอาจจะทำให้คณงานถึงกับล้มตายเพียงไม่กี่ราย แต่ว่ากันว่าเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้คณงานสร้างอุโมงค์ขุดดินจำนวนไม่น้อยฟันหลอหมดทั้งปาก

ชนวนตอนใดจะจุดก่อนก็จะฝังไว้ให้ยาว ตอนใดจะจุดที่หลังก็ฝังไว้ให้สั้น โดยประสงค์ให้เกิดการระเบิดขึ้นพร้อมกันในคราวเดียว จะได้หินมากเพื่อสะดวกและป้องกันอุบัติเหตุที่จะเกิดขึ้น จากการใช้คณงานไว้เป็นเวรคอยดูแลละ 8 ชั่วโมง ที่ใดไม่ระเบิดเพราะด้านที่เว้นไว้ไม่เจาะใหม่ใกล้ที่นั้น เมื่อตอกถึงกลางคืนก็จะแจกโคมไฟให้กรรมกร 2 คนต่อโคม 1 ดวง โคมที่ใช้เรียกว่าโคมเปิดเพราะมีรูปร่างคล้ายเปิด เชื้อเพลิงที่ใช้ก็เป็นน้ำมันก๊าดผสมน้ำมันมะพร้าว และเมื่อเจาะลึกเข้าไปมาก การขนเศษหินดินไม่สะดวกในตอนนี้ได้ต่อรางเหล็กและใช้รถเข็นลำเลียงแทน เมื่อกรรมกรอยู่ในอุโมงค์เป็นจำนวนมาก การใช้โคมก็มากตามไปด้วย ทำให้อากาศมีน้อย มีการตั้งเครื่องเป่าอากาศที่ปากอุโมงค์ ถ้าหากตอนใดที่อุโมงค์ไม่หนาก็จะเจาะปล่องทะลุขึ้นไปบนหลังเขา เมื่อเจาะเข้าไปข้างในก็จะ

ใช้เสาค้ำยันไว้มีขนาด 25-30 เซนติเมตร และมีกระดานหนากรุยันกับหินด้านบนขนาดทำการระเบิด และยังทำหน้าที่เป็นที่กำบังสะเก็ดระเบิด การขุดเจาะดำเนินตลอด 24 ชั่วโมงทุกวันทุกเดือน

ในครั้งนั้น การขุดเจาะอุโมงค์ขุนตานใช้วิธีทันสมัยเช่นที่การเจาะอุโมงค์ใหญ่ๆ ในปัจจุบันก็ยังใช้อยู่ กล่าวคือ แต่ละด้านเจาะเป็น 2 ช่องคือช่องบนและช่องล่าง เริ่มต้นเจาะช่องบนก่อน เมื่อช่วงบนถูกเจาะลึกเข้าไปได้ประมาณ 15 เมตรแล้ว จึงลงมือเจาะช่องล่างตามเข้าไปโดยวิธีเดียวกัน ส่วนหินตอนกลางเว้นไว้ให้เหลือหนาประมาณ 1.00-1.50 เมตร เพื่ออำนวยความสะดวกให้แก่ ผู้ปฏิบัติงาน เช่น การขนดินและหินออกจากอุโมงค์ และระบายอากาศ โดยทำการขุดจากปลายอุโมงค์ทั้งสองข้างเข้าไปบรรจบกันตรงกลางซึ่งต้องมีการคำนวณ อย่างแม่นยำเพื่อให้บรรจบกันพอดี



รูป 5.39 profile การขุดเจาะอุโมงค์ (บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2552)

สำหรับหินที่เป็นก้อนขนาดใหญ่ไม่สะดวกในการระเบิดให้แตกเป็นก้อนเล็กๆ ก็ใช้วิธีเอาไฟสุ่มให้ก้อนหินร้อนจัดแล้วร่อนน้ำลงไป ตามรอยที่ต้องการหินนั้นก็จะแตกแยกเป็นเสี่ยงๆ เมื่อจุดเจาะลึกๆ เข้าไปไม่มีอากาศหายใจเพียงพอก็มีการสูบอากาศจากภายนอกเข้าไปช่วย ในการหายใจภายในอุโมงค์ การขุดดินและหินที่ขุดเจาะออกมาออกอุโมงค์ส่วนใหญ่ใช้แรงคนขุดออกมาเพราะเป็นอุโมงค์ที่มีความลึกไม่มากนักแต่ก็เป็นภาระอันหนักมิใช่น้อย การขุดเจาะอุโมงค์ขุนตานต้องใช้เวลาถึง 8 ปี จึงทะลุถึงกันได้ในปี พ.ศ.2458 ภายในอุโมงค์ที่ผนังถ้ำต่างๆ ระยะ 100 เมตร ทำเป็นช่องที่ผนังถ้ำ 1 ห้อง ขนาดกว้าง 1.5 เมตร สูง 2 เมตร และลึก 2 เมตร ใช้ประโยชน์สำหรับคนงานด้านซ่อมบำรุงหลอดรถไฟที่เล่นผ่าน ปากอุโมงค์ด้านทิศเหนือ (จังหวัดลำพูน) สูงกว่าด้านทิศใต้ถึง 14 เมตร ประโยชน์เพื่อใช้ระบายน้ำออกจากอุโมงค์ในฤดูฝน มีปริมาณหินที่ขุดเจาะขนออกมาทั้งสิ้นกว่า 60,000 ลูกบาศก์เมตรออกมาถมลำห้วยบริเวณปากถ้ำจนกลายเป็นที่ตั้งของตัวสถานีรถไฟขุนตานที่ราบเรียบในปัจจุบัน

ในระหว่างนั้นพระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัว พระปิยมหาราช ผู้พระราชทานกำเนิดรถไฟไทยได้เสด็จสวรรคต เมื่อวันที่ 23 ตุลาคม พ.ศ.2453 ผู้ที่ได้รับมอบภาระในการสร้างกิจการรถไฟให้ก้าวหน้าตามพระราชปณิธานคือสมเด็จพระเจ้าลูกยาเธอพระองค์เจ้าบุรฉัตร กรมหมื่นกำแพงเพชรอัครโยธิน พระบิดาแห่งการรถไฟไทยได้เสด็จมาทรงเป็นผู้บัญชาการก่อสร้างจนแล้วเสร็จในเวลาต่อมา เมื่อเสร็จการขุดเจาะแล้วงานก่อสร้างต่อจากนั้น เป็นการผูกเหล็กและเทคอนกรีตทำผนังหลังคาเพื่อความแข็งแรง และป้องกันน้ำรั่วซึม ซึ่งต้องใช้เวลาอีก 3 ปี จนถึงวันที่ 1 เมษายน พ.ศ. 2461 เมื่อเสร็จงานคอนกรีตแล้วจึงมีพิธีชักธงครุฑหล่นด้วยคอนกรีตขึ้นประดิษฐานเหนือปากอุโมงค์ทั้งสองด้าน การเจาะอุโมงค์ทำทั้งกลางวันและกลางคืนค่าใช้จ่ายในการเจาะอุโมงค์เฉลี่ยประมาณ เมตรละ 1,000 บาท

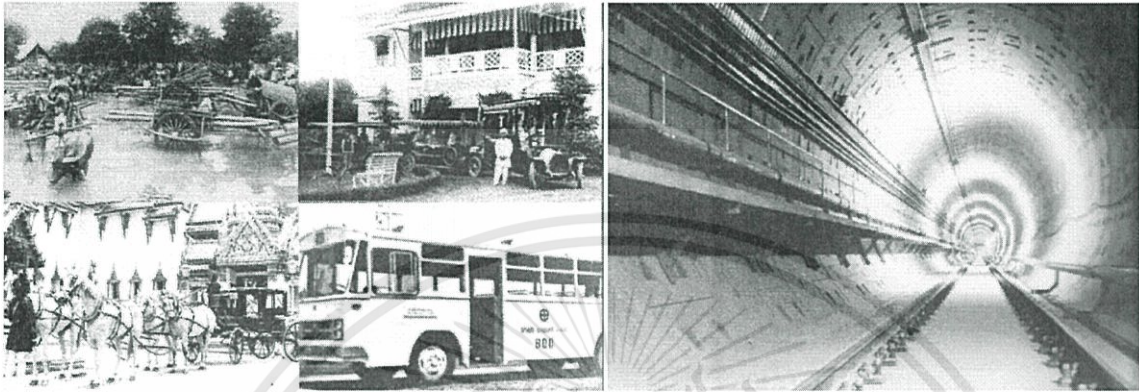
### 5.5.3 บทสรุปของการสร้างอุโมงค์และรางรถไฟ

อุโมงค์รถไฟที่ใช้เวลาสร้างถึง 14 ปี ในสามรัชกาล มีความเป็นที่สุดของประเทศถึงสามประการ

- ประการแรกนับเป็นอุโมงค์รถไฟลอดภูเขาที่ยาวที่สุดในประเทศ ความยาว 1,362,050 เมตร หรือประมาณ 1.3 กิโลเมตร ปากอุโมงค์ด้านทิศเหนือสูงกว่าปากอุโมงค์ด้านทิศใต้ 14 เมตร
- ประการที่สองนับเป็นจุดที่ทางผ่านรถไฟพาดผ่านสูงที่สุดในประเทศไทย คืออยู่สูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง 578 เมตร ทั้งนี้รถไฟแถบทุกขบวนจะจอดที่สถานีขุนตานจะต้องมีการจอดเพื่อเช็คระบบห้ามล้อ
- ประการที่สามนับเป็นช่วงที่ลาดชันที่สุดของทางรถไฟทั่วประเทศนับจาก สถานีแม่ตานน้อย จังหวัดลำปาง ถึงสถานีขุนตาน จังหวัดลำพูนยาว 8 กิโลเมตร แต่มีระดับต่างกัน 200 เมตร

## 5.6 อุโมงค์โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (The M.R.T.)

### 5.6.1 ประวัติศาสตร์



รูป 5.40 วัฒนธรรมการขนส่งมวลชนในประเทศไทย (การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย, 2547)

สำหรับประเทศไทย ในสมัยก่อนคนไทยเคยใช้เกวียนเพื่อรับและส่งผู้โดยสารและขนส่งสินค้ามาเป็นเวลาช้านาน จนถึงสมัยรัชกาลที่ 4 ได้มีการนำแบบรถม้าจากประเทศตะวันตกเข้ามาวางในถนน 3 สายในเขต กรุงเทพมหานคร คือ ถนนเจริญกรุง ซึ่งสร้างเสร็จ และเปิดใช้ในปี พ.ศ.2412 ถนนบำรุงเมือง และ ถนนเฟื่องนคร และต่อมาได้แพร่หลายออกไปในต่างจังหวัดในเวลาไม่นาน

นอกจากนี้ในสมัยรัชกาลที่ 4 สมเด็จพระนางเจ้าวิกตอเรียแห่งประเทศอังกฤษ พระราชทานรถไฟจำลองมาถวาย ซึ่งทำให้ประเทศไทย ได้รู้จักรถไฟเป็นครั้งแรก และในสมัยรัชกาลที่ 5 กิจการรถไฟได้เกิดขึ้น โดยการดำเนินงานของชาวเดนมาร์กในปีพ.ศ.2429 รถไฟสายแรกเป็นเส้นทางสายกรุงเทพมหานคร – สมุทรปราการ โดยพระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัวได้เสด็จเป็นองค์ประธานในพิธีเปิด เมื่อวันที่ 11 เมษายน พ.ศ.2436 และต่อมาได้มีการเปิดเส้นทางเดินรถอีกหลายสายทั่วราชอาณาจักร

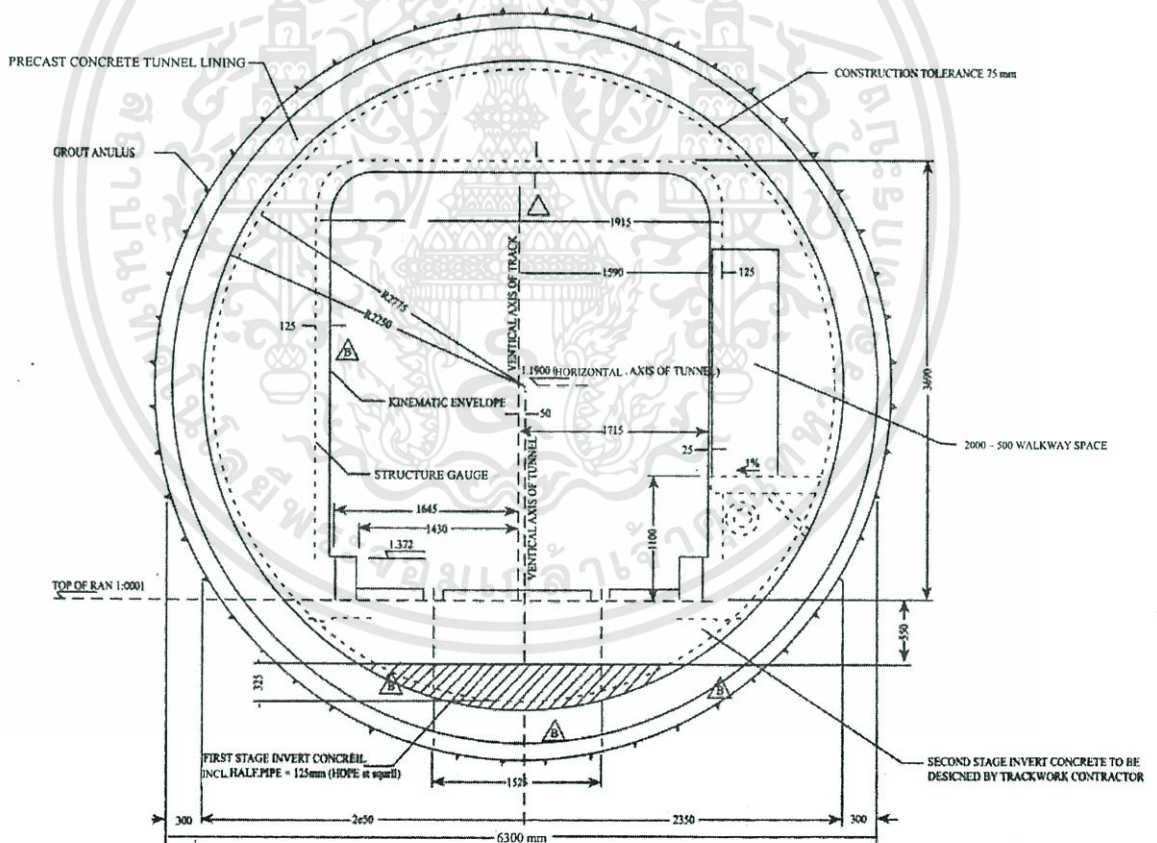
รถรางเริ่มมีการใช้ในกรุงเทพมหานคร ในสมัยรัชกาลที่ 5 โดยชาวเดนมาร์กได้รับสัมปทานจัดตั้งบริษัทดำเนินกิจการให้บริการรถรางเป็นสายแรกของเมืองไทยและถือกันว่าเป็นสายแรกของทวีปเอเชียด้วย รถไฟได้ออกวิ่งรับและส่งผู้โดยสารเป็นปฐมฤกษ์เมื่อวันที่ 28 กันยายน พ.ศ.2431 จากหน้าศาลเจ้าพ่อหลักเมืองผ่านถนนเจริญกรุงแล้วไปสิ้นสุดที่บางคอแหลมหรือถนนตก โดยเริ่มแรกใช้ม้าลากรถราง แต่ต่อมาในปี พ.ศ.2437 รถรางที่ใช้ม้าได้เปลี่ยนมาใช้ไฟฟ้าแทน กิจการรถรางได้ดำเนินการเรื่อยมาจนกระทั่งถูกรัฐบาลยกเลิกไปในปี พ.ศ.2511

รถโดยสารประจำทางหรือรถเมล์ ได้ริเริ่มขึ้นในปี พ.ศ.2450 โดยพระยาภักดีนครเศรษฐ์ ซึ่งในครั้งแรกได้ใช้ม้าเทียมเกวียนเป็นพาหนะ ปีต่อมาจึงได้ใช้รถยนต์แทนและตั้งเป็นบริษัทมีชื่อว่า บริษัทนายเลิศ จำกัด หลังจากนั้นกิจการรถโดยสารประจำทางได้เปิดดำเนินการอีกหลายบริษัท จนในปี พ.ศ. เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

2519 รัฐบาลจึงได้จัดตั้งองค์การขนส่งมวลชน เป็นหน่วยงานรับผิดชอบกิจการขนส่งสาธารณะตราบมาจนทุกวันนี้ ปัจจุบันกรุงเทพมหานครเป็นเมืองที่มีปัญหาการจราจรมากที่สุดเมืองหนึ่งของโลกจึงจำเป็นที่จะต้องสร้างระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนขึ้นมาโดยเร็วที่สุด โดยสร้างโครงข่ายหลักโยงโยภายในเมืองและต่อเชื่อมออกไปยังชานเมืองในทิศทางต่างๆ

ระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนจะลดการสูญเสียเวลาในการเดินทางของประชาชนได้โดยตรง และประหยัดน้ำมันเชื้อเพลิงตลอดจนปลอดภัย เพราะเป็นระบบขนส่งมวลชนที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด สามารถขนส่งคนได้คราวละจำนวนมากด้วยความสะดวก รวดเร็ว ปลอดภัย และตรงเวลา รถไฟฟ้าอาจสร้างอยู่ใต้ดินหรือเหนือดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับลักษณะทางภูมิศาสตร์ของแต่ละเมือง ตามแนวเส้นทางจะมีสถานีรับ ส่งผู้โดยสารเป็นระยะๆ ไปตลอด ผู้โดยสารสามารถเดินทางต่อเนื่องจากระบบถนนเดิมเข้าออกสถานีรถไฟใต้ดินหรือเหนือดินเพื่อเดินทางต่อโดยรถไฟได้อย่างง่ายดาย

### 5.6.2 งานด้านวิศวกรรม



รูป 5.41 Tunnel cross section (บุญเทพ นานกรังสรรค์, 2552)

การขุดเจาะอุโมงค์สำหรับรถไฟฟ้าใต้ดินเริ่มที่สถานีรัชดาภิเษกเป็นสถานีแรก โดยใช้หัวขุดเจาะอุโมงค์ทั้งสิ้น 8 หัว ซึ่งเป็นหัวขุดเจาะจากประเทศญี่ปุ่นและประเทศเยอรมัน โดยหัวขุดเจาะอุโมงค์จะทำหน้าที่ทั้งขุดเจาะอุโมงค์และติดตั้งผนังอุโมงค์ในคราวเดียวกันเพื่อป้องกันปัญหาการเคลื่อนเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

129

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัว ในระยะแรกการขุดเจาะเป็นแบบช้าๆ ต่อมาเมื่อมีความชำนาญจึงปรับการทำงานให้เร็วขึ้นถึงเดือน  
ละประมาณ 500 เมตร โดยในเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2544 ก็สามารถขุดเจาะได้เสร็จสิ้นตลอดระยะทาง 50  
กิโลเมตร (อุโมงค์ไป-กลับและอุโมงค์เข้าสู่ศูนย์ซ่อมบำรุง)

#### 5.6.2.1 การสำรวจ

การรถไฟฯ หน่วยงานขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทยได้กำหนดให้ผู้รับจ้างทำการออกแบบและ  
เลือกเทคนิคการก่อสร้าง โครงสร้างใต้ดินที่จำกัดการเคลื่อนตัวของมวลดินให้มีน้อยที่สุด เพื่อไม่ให้  
อาคารและโครงสร้างข้างเคียงในแนวสายทางได้รับความเสียหาย

- ก่อนเริ่มงานขุดเจาะอุโมงค์และก่อสร้างโครงใต้ดิน ผู้รับจ้างต้องทำการคำนวณวิเคราะห์  
คาดการณ์ของมวลดินเนื่องจากการก่อสร้าง และกำหนดมาตรการป้องกันความเสียหายที่อาจจะ  
เกิดขึ้นกับอาคารหรือโครงสร้างที่อยู่ข้างเคียงพื้นที่ก่อสร้างที่พบว่ามีความเสี่ยง
- ผู้รับเหมาต้องทำการสำรวจสภาพ โครงสร้างของอาคารและ โครงสร้างที่อยู่ในบริเวณที่อาจ  
ได้รับผลกระทบจากงานก่อสร้างอุโมงค์และ โครงสร้างใต้ดินให้แล้วเสร็จก่อนเริ่มงานก่อสร้าง  
และใช้ข้อมูลที่ได้มาเป็นหลักฐานอ้างอิงสำหรับการตรวจสอบผลกระทบต่อ โครงสร้างของ  
อาคารและ โครงสร้างดังกล่าวในช่วงที่มีการก่อสร้าง
- ผู้รับเหมาต้องติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดค่าการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณ  
โดยรอบพื้นที่ก่อสร้างตลอดแนวเส้นทาง โดยการตรวจวัดอย่างต่อเนื่องตลอดช่วงเวลาที่มีการ  
ก่อสร้างเมื่อพบว่าการทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวของมวลดินเกินค่าที่กำหนดไว้ต้องมีการ  
ดำเนินการเพื่อแก้ไขหรือป้องกันมิให้เกิดความเสียหายต่ออาคารหรือโครงสร้างข้างเคียง

#### 5.6.2.2 ธรณีวิทยา

ในการออกแบบ โครงสร้างใต้ดินให้มีความปลอดภัยและประหยัดนั้น ความรู้และความ  
เข้าใจลักษณะทางธรณีวิทยา สภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินถือว่ามีความสำคัญเป็นอย่าง  
ยิ่ง ดังนั้น การรถไฟฯ หน่วยงานขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทยจึงได้ดำเนินการสำรวจลักษณะทางด้านธรณีวิทยา  
และวิศวกรรมปฐพีเพื่อศึกษาสภาพของชั้นดินและพฤติกรรมของดินตลอดแนวเส้นทางของโครงการ

##### - สภาพชั้นดินตามแนวเส้นทางของโครงการ

กรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณปากอ่าวไทยมีลักษณะเป็น  
แอ่งซึ่งเกิดจากรอยแยกตัวของหินยุคเทอเชียรีเมื่อประมาณ 64 ล้านปีก่อน และมีการตกตะกอนของดิน  
เหนียวทรายละเอียดและทรายหยาบสะสมกันในแอ่งดังกล่าวเป็นเวลานานจากอิทธิพลของแม่น้ำและ  
ทะเล โดยเริ่มจากบริเวณทางทิศเหนือของกรุงเทพมหานครและมีการสะสมเรื่อยมาของตะกอน มุ่งหน้าสู่  
บริเวณปากแม่น้ำเจ้าพระยาไหลลงมาปะปนกับน้ำทะเลเป็นดินดอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำและชั้นดิน  
เหนียวตะกอนทะเล

ดินชั้นบนสุดของกรุงเทพมหานครเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีกำเนิดมาจากตะกอนทะเลเมื่อ 3,000-5,000 ปีก่อน ชั้นดินเหนียวอ่อนนี้มีความหนาค่อนข้างสม่ำเสมอ มีสัดส่วนปริมาณน้ำในดินสูง มีความยืดหยุ่นสูง และมีความสามารถในการรับน้ำหนักต่ำ

ใต้ชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง รองรับด้วยชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกซึ่งมีสีเหลืองปนน้ำตาลและมีความสามารถในการรับน้ำหนักได้ดี จึงเป็นชั้นที่เหมาะสมในการขุดเจาะอุโมงค์

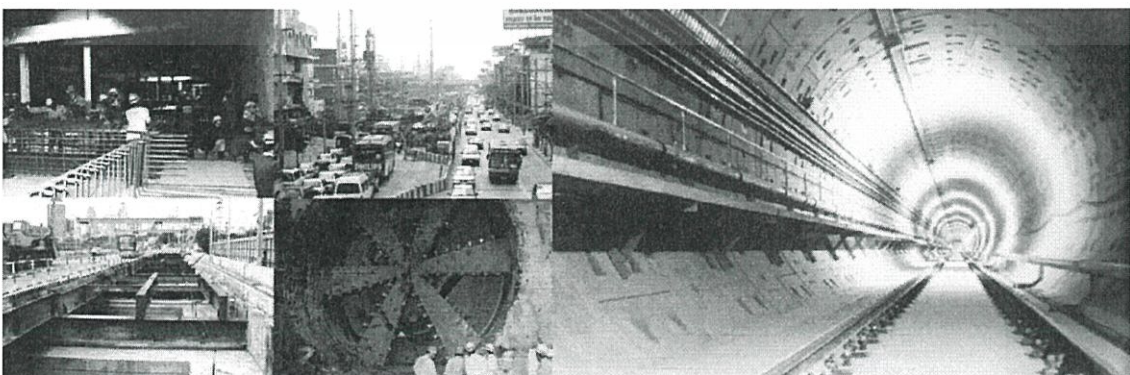
ชั้นดินถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากรองรับด้วยชั้นดินทรายปนดินเหนียวมีความสามารถในการรับน้ำหนักได้ดีโดยมีความหนาของชั้นดินที่แปรผันไปตามตลอดแนวเส้นทางของโครงการ

#### - น้ำใต้ดินและระดับน้ำใต้ดิน

น้ำใต้ดินและระดับน้ำใต้ดินเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการออกแบบโครงสร้างสถานีใต้ดินและอุโมงค์ ระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานครได้ลดต่ำลงอย่างต่อเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลซึ่งเป็นผลทำให้แรงดันน้ำใต้ดินลดลง โดยทั่วไปแล้วน้ำใต้ดินจะเริ่มถูกสูบออกจากส่วนบนของชั้นทรายแรกที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินเหนียวแข็งมาก ดังนั้นน้ำใต้ดินจึงมีผลกระทบต่อกรก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าในกรุงเทพมหานคร สายเฉลิมรัชมงคล อย่างไรก็ตามในการออกแบบโครงสร้างใต้ดินได้คำนึงถึงการคืนสภาพของระดับน้ำใต้ดินไปสู่สภาพเดิมด้วย

#### 5.6.2.3 เทคนิคการก่อสร้าง

การก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าใต้ดินของโครงการรถไฟฟ้าในกรุงเทพมหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ได้มีการนำเทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์ 2 ประเภทมาใช้ งาน กล่าวคือ ใช้วิธีการขุดเจาะอุโมงค์แบบแรงดันสมดุล(Earth pressure balance shield) ซึ่งเป็นวิธีการขุดเจาะที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าทั่วไป และวิธีขุดแล้วกลบทับ (Cut and cover) ซึ่งในสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าในช่วงเข้าสู่ศูนย์ซ่อมบำรุง และอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าช่วงที่ก่อสร้างไว้รองรับการเชื่อมต่อกับโครงการส่วนต่อขยายที่สถานีบางซื่อ



รูป 5.42 ภาพแสดงการทำงานการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย,2547)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีขุดแล้วถมกลับเป็นเทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าในบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงแนวเส้นทางในแนวตั้งจากระดับใต้ดินไปสู่ระดับผิวดิน เช่น ช่วงบริเวณทางเข้าสู่ศูนย์ซ่อมบำรุง เป็นต้น ทั้งนี้การก่อสร้างมี 2 รูปแบบคือการก่อสร้างโดยใช้ผนังกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับทางวิ่งรถไฟฟ้าที่อยู่ในระดับลึก และก่อสร้างโดยใช้ผนังกำแพงเข็มพืดเหล็กแล้วจึงเทคอนกรีตผนังกำแพงสำหรับทางวิ่งรถไฟฟ้าในระดับที่ไม่ลึกมากนัก

อุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าใต้ดินของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นแบบอุโมงค์คู่รางเดี่ยววางตัวอยู่บนชั้นดินที่ระดับความลึกเดียวกันขนานกันไปตามแนวเส้นทาง มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในกว้าง 5.7 เมตร มีความหนาของผนังอุโมงค์ 0.3 เมตร มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกกว้าง 6.3 เมตร ผนังอุโมงค์ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงดันดินและน้ำใต้ดิน รวมถึงแรงถีบจากหัวขุดเจาะที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวขุดเจาะโดยใช้แม่แรงระบบไฮดรอลิกของหัวขุดเจาะ ซึ่งยืนยันไว้กับผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งไว้ก่อนแล้วได้

ผนังอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อสำเร็จรูปโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงประกอบกันเป็นรูปวงกลม โดยมีชั้นส่วยสุดท้ายที่มีลักษณะเป็นลิ้มเป็นส่วนที่ทำหน้าที่ค้ำให้ผนังส่วนอื่นๆ ประกอบเข้ารูปกันเป็นวงกลมและยึดกันอยู่ด้วยสลักยึดบริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตผนังอุโมงค์จะติดตั้งแผ่นยางกันซึมชนิดพิเศษ

บริเวณสถานีคลองเตยมีพื้นที่สำหรับให้อุโมงค์คู่รางตัวอยู่ในชั้นดินค่อนข้างจำกัด เนื่องจากอยู่ใกล้กับฐานรากของทางด่วน จึงทำให้มีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ในแนวราบประมาณ 1.5 เมตร ซึ่งถือว่าเป็นระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ที่แคบที่สุดของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

ในแนวถนนพระรามที่ 4 เริ่มตั้งแต่บริเวณด้านทิศตะวันตกของสถานีคลองเตยใกล้กับทางด่วนไปจนกระทั่งถึงช่วงระหว่างสถานีสามย่านและสถานีหัวลำโพง ได้ออกแบบให้อุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้าวางตัวซ้อนกันแนวตั้งเพราะมีพื้นที่ใต้ดินจำกัด อันเนื่องมาจากต้องหลีกเลี่ยงไม่ให้มีผลกระทบต่อระบบสาธารณูปโภคของหน่วยงานต่างๆ ที่อยู่ใต้ดิน รวมทั้งอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง ดังนั้นจึงต้องออกแบบสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินให้เป็นแบบขนาขานลาซ้อนจำนวน 3 สถานีด้วยกัน ได้แก่ สถานีคูมพินี สถานีสีลม และสถานีสามย่าน

การออกแบบให้มีเส้นทางในแนวตั้งระหว่างสถานีให้มีลักษณะคกห้องข้าง ซึ่งเป็นรูปแบบที่เป็นประโยชน์ต่อระบบการเดินรถ คือ ใช้แรงโน้มถ่วงของโลกช่วยเร่งความเร็วรถไฟฟ้าเมื่อออกจากสถานี และช่วยลดความเร็วของรถไฟฟ้าเมื่อเข้าจอดในสถานีต่อไป ซึ่งเป็นการช่วยประหยัดการใช้พลังงานไฟฟ้าที่ใช้ในการขับเคลื่อนได้อีกทางหนึ่งด้วย

หัวเจาะที่นำมาใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ทางวิ่งรถไฟฟ้ามี่จำนวน 8 หัว ที่สามารถปรับเปลี่ยนลักษณะการขุดเจาะได้ 2 แบบ คือ แบบแรงดันสมดุล และแบบใช้ของเหลวด้านทานแรงดันด้านหน้าของหัวเจาะ และมีความสามารถในการขุดเจาะได้สูงสุดถึง 10 ซม./นาที

การขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการเริ่มต้นจากสถานีรัชดาภิเษกไปยังสถานีลาดพร้าวในเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2542 โดยได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์แล้วเสร็จทั้งโครงการในเดือนมีนาคม พ.ศ.2544 ซึ่งมีอัตราเฉลี่ยของการขุดเจาะพร้อมติดตั้งผนังอุโมงค์ประมาณ 10 เมตร/วัน โดยมีอัตราความเร็วในการขุดเจาะที่บันทึกไว้สูงสุดต่อสัปดาห์เกิดขึ้นในช่วงการขุดเจาะจากสถานีหัวลำโพงไปยังสถานีสามย่านซึ่งสามารถขุดเจาะได้ 200 เมตร/สัปดาห์

ขั้นตอนและเทคนิคที่ผู้รับเหมานำมาใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์มีความแตกต่างกันระหว่างผู้รับเหมางานโยธาส่วนเหนือและสัญญาส่วนใต้ โดยในงานสัญญาโยธาส่วนเหนือได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านกำแพงหัวท้ายของสถานีให้แล้วเสร็จก่อนแล้วจึงทำการขุดดินเพื่อก่อสร้างสถานี ในขณะที่สัญญางานโยธาส่วนใต้ ได้ทำการก่อสร้างโครงสร้างสถานีและพื้นที่ชั้นล่างของสถานีให้แล้วเสร็จก่อนจึงค่อยทำการขุดเจาะอุโมงค์

ในการขุดเจาะอุโมงค์ได้ใช้เครื่องมือสำรวจชนิดแสงเลเซอร์เพื่อควบคุมตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะให้เป็นไปตามแบบและข้อกำหนดในสัญญาว่าจ้าง โดยยอมให้มีความคลาดเคลื่อนได้เพียง  $\pm 50$  มิลลิเมตร

การขุดเจาะอุโมงค์เป็นงานที่ใช้เทคนิควิศวกรรมขั้นสูงที่มีความยุ่งยากและซับซ้อน โดยมีผลงานที่ต้องบันทึกไว้เพื่อแสดงให้เห็นถึงความก้าวหน้าทางเทคโนโลยีในการขุดเจาะอุโมงค์ที่ประสบความสำเร็จด้วยดี คือ การขุดเจาะอุโมงค์ที่มีรัศมีวงเลี้ยวที่แคบประมาณ 200 เมตร พร้อมไปกับการขุดเจาะเพื่อได้ระดับความลาดชัน 3.5 % บริเวณจากสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ไปยังสถานีคลองเคียง การขุดเจาะอุโมงค์ลอดผ่านอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง และการขุดเจาะลอดผ่านระหว่างฐานรากของโครงสร้างถนนยกระดับที่ถนนพระรามที่ 4 และที่บริเวณถนนลาดพร้าวตัดกับถนนวิภาวดีรังสิต เป็นต้น

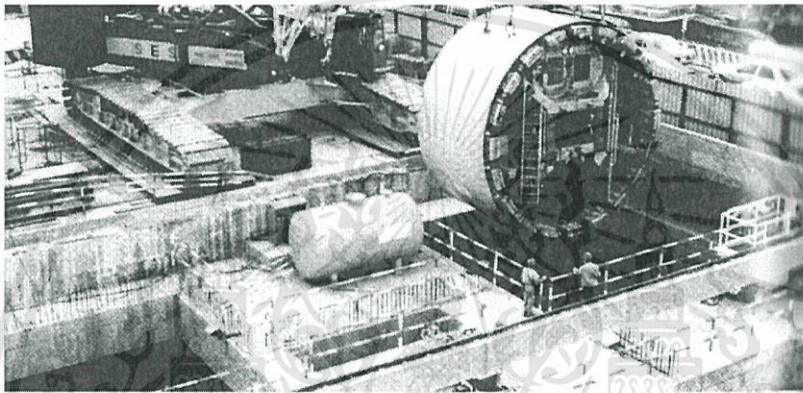
#### - หัวเจาะอุโมงค์

ผู้รับเหมาก่อสร้างได้เลือกใช้หัวเจาะแบบแรงดันสมดุล เพื่อให้เหมาะสมกับชั้นดินที่หลากหลายการป้องกันน้ำเข้าหัวเจาะและการขุดเจาะอุโมงค์ใกล้โครงสร้างอาคาร

ข้อมูลที่สำคัญของหัวเจาะแบบหนึ่งที่ใช้ในโครงการ

- ความยาว 8.35 เมตร
- น้ำหนัก 320 ตัน
- ส่วนประกอบหลักของหัวเจาะ คือ
- ส่วนหน้า : ใบตัด ห้องเก็บดิน และเกลียวหมุนเพื่อนำดินออกจากห้องเก็บดิน

- ส่วนกลาง : ขาถีบหัวเจาะ 20 ขา และขาถีบสำหรับปรับทิศทาง 8 ขา
- ส่วนหลัง : เครื่องประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์
- ความยาวของอุปกรณ์สนับสนุน ประมาณ 80 เมตร
- อุปกรณ์สนับสนุนประกอบด้วย
- ห้องควบคุม
- บั้ม ไฮดรอลิก
- อุปกรณ์ขนถ่ายดินที่ขุดออกมา



รูป 5.43 หัวเจาะที่ใช้ในการขุดเจาะ (การรถไฟฟ้ามหานครแห่งประเทศไทย, 2547)

บริเวณพื้นที่ป่องสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์มีการติดตั้งอุปกรณ์และจัดเตรียมสิ่งอำนวยความสะดวกเพื่อใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์เป็นไปได้อย่างต่อเนื่อง เช่น พื้นที่เก็บชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ บ่อพักดินที่ขุดขึ้นมา บันจันสำหรับยกชิ้นส่วนอุโมงค์ รถขนดิน อุปกรณ์และเครื่องมือสำหรับฉีดน้ำปูนในช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์และดินโดยรอบ รวมถึงอุปกรณ์ผลิตไฟฟ้าสำรองและระบบระบายอากาศในอุโมงค์

ในขณะที่หัวขุดเจาะอุโมงค์เคลื่อนที่ไปข้างหน้าอุปกรณ์สนับสนุนที่อยู่ด้านหลังจะเคลื่อนที่ตามไปด้วย โดยจะทำการวางรางชั่วคราวเชื่อมกับส่วนหน้าของหัวเจาะสำหรับรถไฟฟ้ามหานครเล็กใช้รับส่งวัสดุอุปกรณ์ที่จำเป็นสำหรับการก่อสร้าง เช่น ผนังอุโมงค์ วัสดุฉีดน้ำปูนและการขนย้ายดินที่ขุดออกมาไปที่ทางด้านนอก รวมทั้งการต่อขยายท่อระบายอากาศและสายจ่ายพลังงานไฟฟ้าแก่หัวเจาะด้านหน้าด้วย

- ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์

1. หัวเจาะซึ่งติดตั้งใบพัดที่มีพื้นตัดดินเหมาะสมกับชนิดของดินที่ตัด โดยใบพัดจะหมุนตัดดินออกมา ซึ่งจะมารวมกันที่ห้องเก็บดินหลังใบพัด

2. เกลียวหมุนเพื่อนำดินจะทำการส่งถ่ายดินออกจากห้องเก็บดินไปสู่สายพานด้านหลังเพื่อส่งดินต่อไปยังรถขนดินที่จอดอยู่ด้านหลังและเมื่อเต็มจะถูกขนออกเพื่อนำไปทิ้งที่ปล่องสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์
3. ผนังชั้นส่วนอุโมงค์จะถูกขนลงมาโดยรถไฟขนาดเล็กและจะถูกยกขึ้นประกอบ โดยเครื่องประกอบชั้นส่วนผนังอุโมงค์ด้านหลังภายในเปลือกของหัวเจาะจนครบวงตรงตำแหน่งที่กำหนดไว้ โดยชั้นสุดท้ายที่ประกอบนั้นจะมีลักษณะเป็นลิ้มเพื่อค้ำให้ทุกชั้นอยู่ในตำแหน่งที่ถูกต้องและไม่เคลื่อนตัว หลังจากนั้นจะยึดผนังแต่ละชั้นด้วยน็อตที่มีรูปโค้งเข้าด้วยกันและยึดเข้ากับผนังอุโมงค์วงก่อนหน้าด้วยเพื่อให้สามารถยึดต่อกันได้แน่น
4. ขาถีบหัวเจาะจำนวน 20 ขา จะค้ำหัวเจาะไปข้างหน้าเป็นระยะทาง 1.2 เมตร ด้วยแรงดันขนาด 4,000 ตัน และเมื่อเคลื่อนที่ไปได้ระยะที่ต้องการขาถีบจะหดตัวกลับเพื่อเตรียมพื้นที่ด้านหลังหัวเจาะเพื่อทำการติดตั้งชั้นส่วนผนังอุโมงค์ลำดับต่อไป
5. แรงดันของหัวขุดเจาะอุโมงค์ที่กระทำต่อดินด้านหน้าจะถูกควบคุมให้มีขนาดที่เหมาะสมเพื่อผลกระทบต่อดินบริเวณโดยรอบการควบคุมแรงดันจะประกอบด้วยความเร็วของเกลียวนำดินออก อัตราความเร็วในการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ
6. เพื่อเป็นการลดการทรุดตัวของดินด้านบน ภายหลังจากหัวเจาะได้เคลื่อนตัวไปข้างหน้า จะมีการอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในช่องว่างระหว่างผนังอุโมงค์ที่เพิ่งติดตั้งใหม่กับดินโดยรอบ
7. ผนังอุโมงค์ 1 วง ความยาว 1.2 เมตร ประกอบด้วยชั้นส่วนปกติ 5 ชั้น หรือ 6 ชั้น และชั้นแบบลิ้ม 1 ชั้น โดยมีความหนา 30 ซม. และมีน้ำหนักรวม 17 ตัน

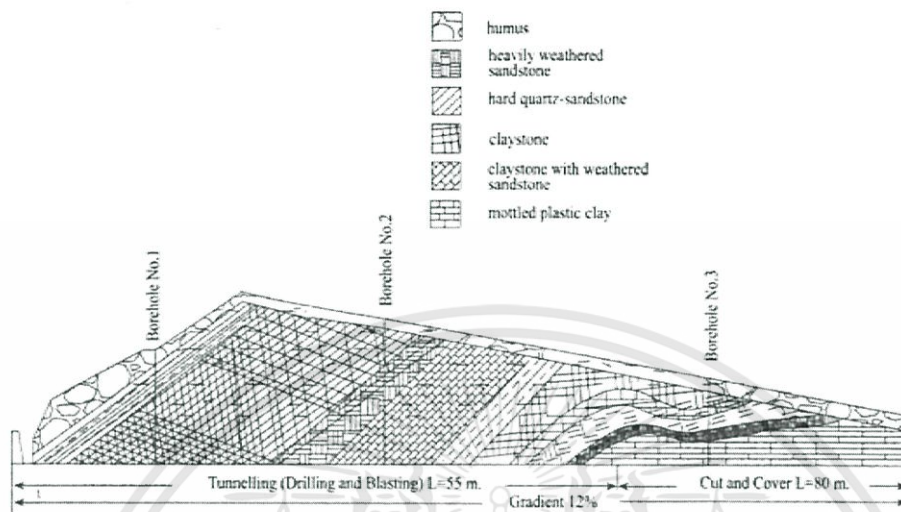
## 5.7 อุโมงค์เขาพังเหย

### 5.7.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์เขาพังเหยเป็นอุโมงค์รถไฟรางเดี่ยวของเส้นทางรถไฟแก่งคอย-บัวใหญ่ ระหว่างสถานีลำสนธิและลำคันทขุ (โคกสี-ช่องสำราญ) อยู่ระหว่าง กม.248+800.40 ถึง กม.249+031.00 อยู่ในความรับผิดชอบของนายตรวจทางบ้านวะตะแบก แขวงบำรุงทางล้านรายณ์ กองบำรุงทางเขตขอนแก่น ศูนย์บำรุงทางภาคตะวันออกเฉียงเหนือ เส้นทางอุโมงค์ผ่านที่ราบสูงโคราชที่ระดับความสูงประมาณ 200 เมตร เหนือระดับน้ำทะเล (MAIDL,1967) อุโมงค์มีความยาว 235 เมตร และความลึกสูงสุด 47 เมตร ใช้ระยะเวลาก่อสร้างอุโมงค์ประมาณ 11 เดือน ควบคุมการก่อสร้างและให้คำปรึกษาโดยสำนักงานวิศวกรรม Becker แห่งเยอรมนี โดยมี Dr.Ing. B.Maidl (ปัจจุบันเป็น o.Professor) ปฏิบัติงานอยู่ในสนามก่อสร้างโดยบริษัทรับเหมาจากประเทศญี่ปุ่นด้วยมูลค่างานกว่า 15 ล้านบาท

## 5.7.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.7.2.1 ธรณีวิทยา



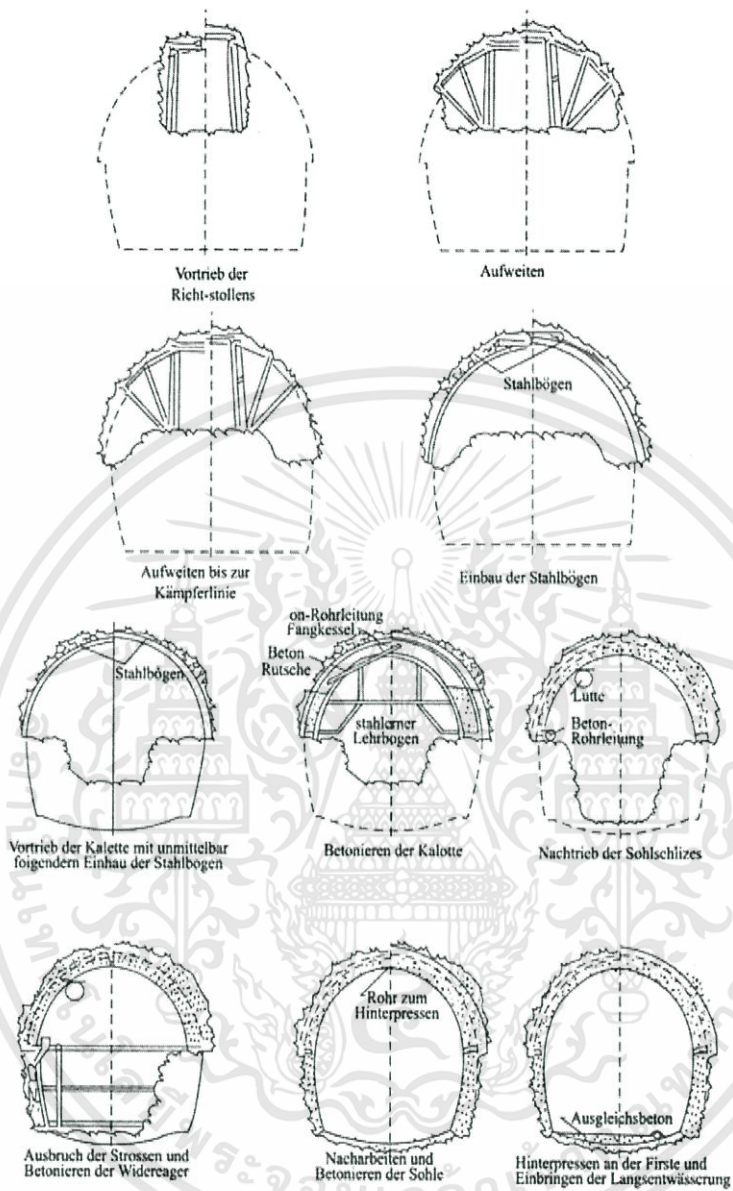
รูป 5.44 รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์เขาพังเหย (บุญเทพ นานทรงรังสรรค์, 2552)

รูป 5.44 แสดงรูปตัดตามแนวยาวของอุโมงค์ซึ่งเจาะผ่านชั้นหิน Sandstone, Claystone, Plastic clay, Hard quaitz-sandstone ลักษณะของชั้นดินและหินมีความแตกต่างกันพอสมควร อุโมงค์มีพื้นที่การขุดเจาะภาคตัดขวาง 32 ถึง 34 ตารางเมตร และหากทำ Inner concrete lining เสร็จแล้วจะเหลือพื้นที่ใช้งาน 25 ตารางเมตร

### 5.7.2.2 เทคนิคการก่อสร้าง

การขุดเจาะใช้วิธี Drilling and blasting method ในลักษณะ Partial excavation ควบคุมไปกับ Belgian tunneling method โดยมีขั้นตอนขุดเจาะและก่อสร้างค้ำยันดังแสดงไว้ในรูป 5.45 หลังจากเริ่มขุด Top heading เข้าไปประมาณ 10 เมตร พบว่าชั้นหินมีคุณสมบัติที่ดีกว่าที่ได้ประเมินไว้ก่อนเริ่มงานสำหรับค้ำยันชั่วคราวนั้นได้ใช้ Steel arch (H150 และ H200) วางให้มีระยะห่างระหว่าง 0.70 ถึง 1.80 เมตร โดยจะแปลผันตามลักษณะหิน ทำการก่อสร้าง Inner concrete lining ในช่องด้านบนตามหลัง โดยให้ห่างจาก Tunnel excavation face ประมาณ 25 ถึง 40 เมตร ตำแหน่งที่ระเบิดหินห่างจากค้ำยันที่หวังผล 25 เมตร ทั้งนี้ได้พบว่าการทรุดตัวของ Tunnel crown ในชั้น Claystone ประมาณ 2 เซนติเมตร ในส่วนของ Top heading ซึ่งมีพื้นที่ 20 ตารางเซนติเมตร มีการเจาะระเบิด 40 ถึง 50 รู และระเบิดได้ลึกครั้งละ 1.60 เมตร ระยะเวลาตั้งแต่การเจาะหิน ระเบิดหิน และขนเศษวัสดุ ใช้เวลาประมาณ 7.5 ถึง 11 ชั่วโมงต่อ 1 รอบการทำงาน งานค้ำยันได้ 1.6 เมตร ต่อการทำงาน 1 ผลัด (วันละ 2 ผลัด) ส่วนการระเบิดช่วงล่างทำได้ครั้งละ 1.8 เมตร โดยผลัดหนึ่งทำได้ 3.6 เมตร และใช้ Concrete B300 เทเป็น Inner concrete lining ที่มีความ 50 ถึง 70 เซนติเมตรสำหรับ Sidewall และ Tunnel crown ส่วน Invert นั้นจะเท Concrete หนา 25 เซนติเมตร ใช้ระยะเวลาก่อสร้างอุโมงค์ประมาณ 11 เดือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 5.45 ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพังเหย (บุญเทพ นานะกรังสรรคร์, 2552)

## 5.8 อุโมงค์พระพุทธรฉาย

### 5.8.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์พระพุทธรฉายเป็นอุโมงค์รถไฟรางเดี่ยวสำหรับเส้นทางไฟระหว่างคลองสิบเก้า จังหวัดฉะเชิงเทรากับอำเภอแก่งคอย จังหวัดสระบุรี เพื่อเชื่อมการเดินทางจากภาคตะวันออกเฉียงเหนือโดยไม่ต้องเดินทางผ่านกรุงเทพมหานคร อันเป็นโครงการหนึ่งในโครงการพัฒนาชายฝั่งทะเลตะวันออก

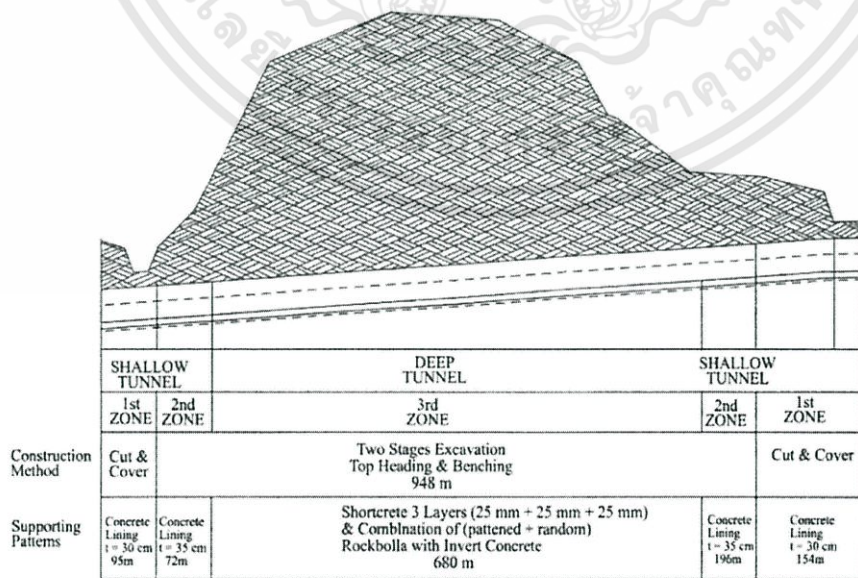
### 5.8.2 งานด้านวิศวกรรม

#### 5.8.2.1 การสำรวจ

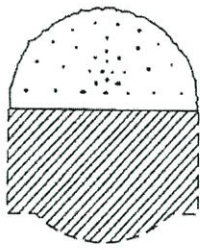
การรถไฟแห่งประเทศไทยได้ทำการศึกษา สำรวจ และออกแบบตั้งแต่ปีพ.ศ.2530 โดยได้เริ่มการก่อสร้างในช่วงปลายปีพ.ศ.2536 อุโมงค์ตั้งอยู่ระหว่างสถานีวิหารแดงและบัวใหญ่ มีความกว้าง 6.30 เมตร และสูง 7.25 เมตร โดยมีความยาวทั้งสิ้น 1,197 เมตร

#### 5.8.2.2 เทคนิคการก่อสร้าง

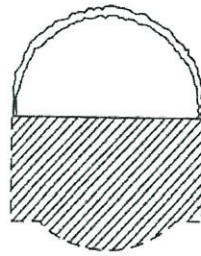
การก่อสร้างแบ่งออกเป็นแบบ Cut and cover method ยาว 249 เมตร จากปากอุโมงค์ทั้ง 2 ด้าน (ปากอุโมงค์ทิศเหนือ 154 เมตร ทิศใต้ 95 เมตร) และใช้ Mechanical partial excavation ยาว 948 เมตร หากพิจารณาความลึกและขนาดของอุโมงค์จะสามารถแบ่งอุโมงค์ได้เป็น แบบ Shallow tunnel ยาว 517 เมตร และ Deep tunnel ที่มีความลึกมากกว่า 21 เมตร ยาว 680 เมตร หินที่พบส่วนใหญ่เป็น Andesite และ Rhyolite โดยมี Join ค่อนข้างมาก รูป 5.46 แสดงภาพตัดตามความยาวอุโมงค์และรายละเอียดวิธีการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์



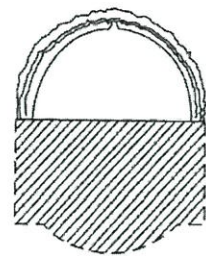
รูป 5.46 รูปตัดตามความยาวของอุโมงค์พุทธรฉาย (บุญเทพ นานกรังสรรค์, 2552)



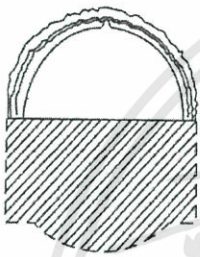
Step 1 Drilling pattern, position and order of blasting



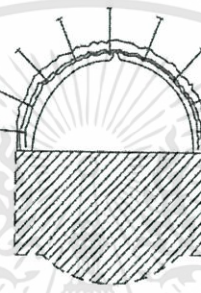
Step 2 Spray 2.0 cm primary shotcrete



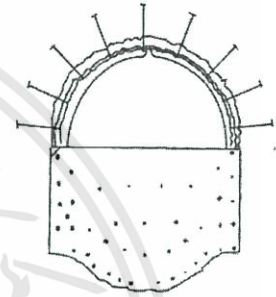
Step 3 Install steel rib at 0.75-200 m spacing



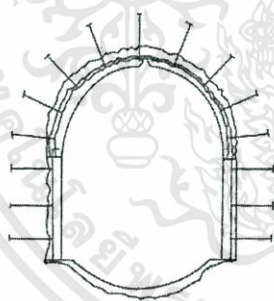
Step 4 Install  $\phi$  6 mm at 12.5 x 12.5 cm spacing wire mesh and spray 2.5 cm secondary shotcrete



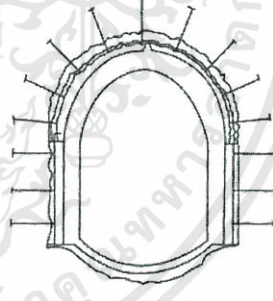
Step 5 Install rock bolt perpendicular to rock plane



Step 6 Blasting benching portion



Step 7 Placing lean concrete



Step 8 Placing reinforced concrete inner lining to the tunnel shape

รูป 5.47 ขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์เขาพุทธฉาย (บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2552)

วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ได้ใช้ Drilling and blasting method ตลอดความยาวอุโมงค์ทั้งหมด โดยในส่วนที่เป็น Partial excavation ได้แบ่งการขุดเจาะเป็น 2 ส่วน คือ Top heading 24 ตารางเมตร และ Benching 23 ตารางเมตร มีการเจาะรูระเบิดสำหรับ Top heading จำนวน 61 รู เพื่อระเบิดให้ได้ลึกครั้งละ 2.2 ถึง 4 เมตร โดยมีรูขนาดใหญ่ 3 นิ้ว ที่ไม่ใส่ดินระเบิดอยู่บริเวณส่วนกลาง สำหรับรูระเบิดของ Benching มีจำนวน 42 รู (เจาะในแนว Horizontal) ทั้งนี้ใช้ดินระเบิดสำหรับ Top heading และ Benching ประมาณ 1.6 และ 0.6 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร สามารถระเบิดและขนวัสดุออกไปได้

เฉลี่ยประมาณ 8 ถึง 9 เมตร ต่อการทำงาน 1 วัน รอบการทำงานของ Top heading ประมาณ 9 ถึง 10 ชั่วโมง รูป 5.47 ให้รายละเอียดของขั้นตอนการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์พระพุทธราย โดยมีการใช้ Steel rib (I-150\*75\*5\*7 แทน IPE140) ทูกระยะ 0.75 ถึง 2.00 เมตร และติดตั้ง Rock bolts ขนาด 25 มิลลิเมตร (รูเจาะ 38 มิลลิเมตร) ยาว 2.5 เมตร ต่อพื้นที่ 5 ตารางเมตร ในกรณีที่เป็นได้มีการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งจากปากอุโมงค์ทางทิศเหนือและทิศใต้พร้อมกัน ซึ่งได้มาบรรจบกันเมื่อ 8 สิงหาคม พ.ศ.2537 โดยให้คงระยะห่างระหว่าง Top heading และ Benching ไว้ 300 เมตร ส่วน Inner concrete lining ให้ทิ้งระยะห่างไว้จาก Benching ประมาณ 200 เมตร โดยทำการเท Concrete หนา 0.30 ถึง 0.35 เมตร เป็นช่วงๆ ยาวช่วงละ 9 เมตร ใช้เหล็กเสริมใน Concrete ขนาด 12 มิลลิเมตร ห่าง 0.2 เมตร จำนวน 2 ชั้น โดยเฉลี่ยการขุดเจาะวิธีดังกล่าวมี Overbreak ประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์

จากระยะเวลาการก่อสร้างรวม 1.5 ปี ได้มีการทำ Primary support เสร็จสิ้นไปแล้วสำหรับ Inner concrete lining ที่ให้เป็น Permanent support นั้น ก่อสร้างเสร็จได้ประมาณ 25 เปอร์เซ็นต์ (ถึง ธันวาคม พ.ศ.2537) มูลค่าการก่อสร้างเป็นจำนวนทั้งสิ้น 111 ล้านบาทต่อความยาว 1,197 เมตร ปัจจุบันการก่อสร้างได้เสร็จสิ้นและเปิดใช้งานแล้ว

## 5.9 อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว

### 5.9.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าวเป็น โครงการเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของการระบายน้ำในคลองทั้งสอง และเพื่อลดระดับน้ำที่ผ่านคลองระบายน้ำในปัจจุบันซึ่งมีขีดจำกัดในการระบายน้ำ ด้วยการระบายน้ำผ่านอุโมงค์ใต้ดินลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง อุโมงค์ดังกล่าวมีความลึกจากพื้นดินประมาณ 27 เมตร ลอดใต้คลองแสนแสบ คลองดิน ซอยสุขุมวิท 71 ถนนสุขุมวิท คลองพระโขนง ไปสิ้นสุดที่สถานีสูบน้ำพระโขนง ความยาวอุโมงค์ประมาณ 5,300 เมตร ตอนปลายอุโมงค์ก่อสร้างสถานีสูบน้ำขนาด 60 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เพื่อสูบน้ำลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ช่วยในการป้องกันและแก้ไขปัญหาที่ท่วมในพื้นที่ชุมชนหนาแน่นของเขตบางกะปิ วังทองหลาง ห้วยขวาง ดินแดง พญาไท สะพานสูง ลาดพร้าว บึงกุ่ม คันนายาว ลาดกระบัง และ มีนบุรี ครอบคลุมพื้นที่ ประมาณ 150 ตารางกิโลเมตร

### 5.9.2 งานด้านวิศวกรรม

#### 5.9.2.1 การสำรวจ

- **ระดับของอุโมงค์**

กำหนดให้อุโมงค์ ต้องลอดระบบสาธารณูปโภคต่างๆ และเสาเข็มสะพานได้ และอยู่ในชั้นดินเหนียว จากข้อมูลดินที่มีอยู่ใกล้เคียงตามแนวทางเส้นทางของอุโมงค์ ระดับและความหนาของชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
140  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Soft clay และ Stiff clay จะมีค่าไม่แน่นอน แต่ระดับของชั้นทรายค่อนข้างใกล้เคียงกันตลอดแนว โดยมีระดับความลึกจากผิวดินประมาณ 25 เมตร

จากข้อมูลดังกล่าวจึงได้กำหนดระดับอุโมงค์ให้มีระดับ Flow line 6.5 เมตร (BMA) ที่อุโมงค์ด้านโรงสูบน้ำ และ 7.0 เมตร (BMA) ที่อุโมงค์ด้านอาคารรับน้ำ ซึ่งทำให้ตัวอุโมงค์วางอยู่ในชั้นทรายตลอดแนวของอุโมงค์ และสามารถลอดเสาเข็มสะพานข้ามคลองต้นได้

- **ตำแหน่งของ Construction shafts**

จากการสำรวจเบื้องต้นตามสภาพพื้นที่ก่อสร้าง ได้ทำการปรับย้ายตำแหน่งจากเดิมที่กำหนดไว้ในแบบของกรุงเทพมหานคร เพื่อให้เข้ากับสภาพพื้นที่จริงและโครงสร้างโดยรวมทั้งหมด ดังปรากฏในแบบแปลนของแนวอุโมงค์

- **แนวเส้นทางอุโมงค์**

จากการสำรวจแนวเส้นทางที่ปรากฏในแบบของกรุงเทพมหานคร พบว่าเป็นแนวเส้นทางที่เหมาะสมตามเงื่อนไขของกรุงเทพมหานครทุกประการ ถึงแม้ว่าจะมีความเป็นไปได้ที่จะวางแนวอุโมงค์ไปตามแนวทางด่วนอาจณรงค์ซึ่งอาจมี Geometry ที่ดีกว่า แต่ไม่เข้าเงื่อนไขที่กรุงเทพมหานครกำหนดให้แนวอุโมงค์อยู่ในแนวคลองหรือถนนสาธารณะเท่านั้น แนวใต้ทางด่วนอาจณรงค์เป็นกรรมสิทธิ์ของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย จึงไม่เข้ากับเงื่อนไขดังกล่าว

ในการออกแบบ จึงใช้แนวเส้นทางเดียวกันกับแนวทางเดิมของ กรุงเทพมหานคร รางๆใหม่ให้มีความเหมาะสมยิ่งขึ้นเพียงแต่มีการปรับแนวโค้ง

- **จุดที่ต้องระวังผลกระทบ โครงสร้างเดิม**

ตามแนวดังกล่าว มีจุดที่ต้องระวังเป็นพิเศษ เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์มีผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างเดิม เช่น แนวขุดเจาะลอดใต้เสาเข็ม โครงสร้าง หรือ อยู่ใกล้มากเกินไป คือ

1. ที่สะพานข้ามคลองต้น ถนนสุขุมวิท 71 แนวอุโมงค์ลอดใต้เข็มสะพาน
2. ที่สามแยกสุขุมวิท 71 ตัดกับถนนสุขุมวิท แนวอุโมงค์อยู่ใกล้กับเข็มฐานรากสะพานรถไฟฟ้า
3. ที่สะพานข้ามคลองพระโขนง ถนนสุขุมวิท แนวอุโมงค์ใกล้กับแนวเสาเข็มสะพานมาก

บริเวณเหล่านี้ จะมีการกระทบกระเทือนกำลังรับน้ำหนักโครงสร้างเดิม จึงต้องมีการสำรวจอย่างละเอียด และทำการปรับปรุงสภาพดินในชั้น Soft clay ให้สามารถรับ Friction ได้อย่างดีเพื่อชดเชย Bearing capacity ของเสาเข็มโครงสร้างที่ถูกรบกวน

- **จุดพักบำรุงรักษาหัวเจาะ**

เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ครั้งนี้ มีระยะห่างระหว่างบ่อดัน (Launch shaft) และบ่อรับ (Receiving shaft) อยู่ห่างกันมาก คือประมาณ 5 กิโลเมตร แต่เนื่องจากอุปกรณ์หัวเจาะ เช่น ฟันของหัวเจาะจะมีอายุใช้งานได้ประมาณ 3,000 เมตร จะต้องทำการเปลี่ยนฟันใหม่

จากการสำรวจสภาพพื้นที่ที่เหมาะสม พบว่าจุดที่เหมาะสมอยู่ที่ กม. 3+100 จะมีพื้นที่ว่างของเอกชนอยู่ สามารถเช่าใช้เพื่อการทำงานได้ และไม่มีผลกระทบกับสภาพการจราจรและผู้ที่อยู่อาศัยข้างเคียงมากนัก จึงเลือกจุดดังกล่าวเป็น Maintenance station

ขั้นตอนการเตรียมการ คือ จะต้องทำการปรับปรุงสภาพดินไว้ล่วงหน้าในตำแหน่งที่หัวเจาะจะผ่านเพื่อให้พนักงานบำรุงรักษาสามารถออกจากหัวเจาะไปอยู่หน้าหัวเจาะได้อย่างปลอดภัยเพื่อทำการบำรุงรักษาหัวเจาะ

- จุดติดตั้งปล่องระบายอากาศ

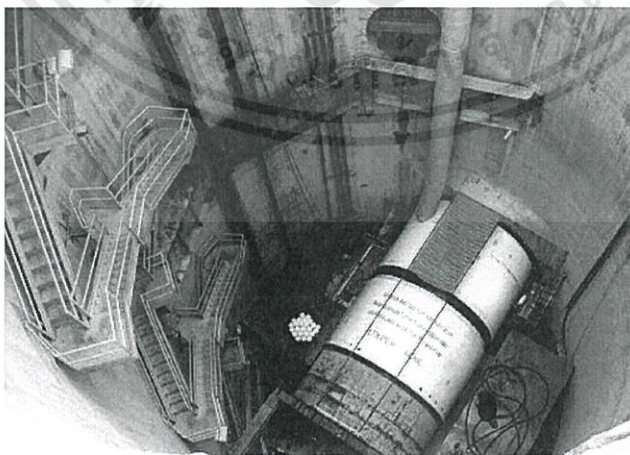
เนื่องจากต้องทำการ Maintenance station ซึ่งจะอยู่ระหว่างกึ่งกลางของแนวอุโมงค์อยู่แล้วจึงปรับแบบให้มีทางระบายอากาศจากด้านบนผิวดินลงมาได้ โดยทำการเชื่อมชั้นลงใต้ดิน โดยมีทางขึ้นลงอยู่นอกผิวทางจราจร ซึ่งทำให้ไม่กระทบกระเทือนกับการจราจรมากนัก

- การสำรวจคุณสมบัติของชั้นดินตามแนวอุโมงค์

ก่อนทำการการออกแบบขั้นสุดท้าย จะทำการเจาะสำรวจคุณสมบัติของชั้นดินตามแนวก่อสร้างอุโมงค์ ในระยะไม่น้อยกว่าทุกๆ 300 เมตร ต่อหลุมเจาะ ผลการสำรวจจะนำมาทบทวนการออกแบบโครงสร้างอุโมงค์ต่อไป

### 5.9.2.2 เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์

การก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการนี้ เป็นการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 เมตร ความหนาของ Segment concrete ที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ 27.50 เซนติเมตร ความยาวของ Segment concrete แต่ละวง 1.2 เมตร ในการเจาะอุโมงค์จะทำการเจาะจากบ่อ Inlet shaft ไปยังบ่อ Outlet shaft ความยาวของอุโมงค์ทั้งหมด 5,140 โดยการเจาะอุโมงค์ใช้หัวเจาะแบบ Earth pressure balance (EPB) โดยมีเทคนิควิธีการก่อสร้างตามรายละเอียดดังต่อไปนี้

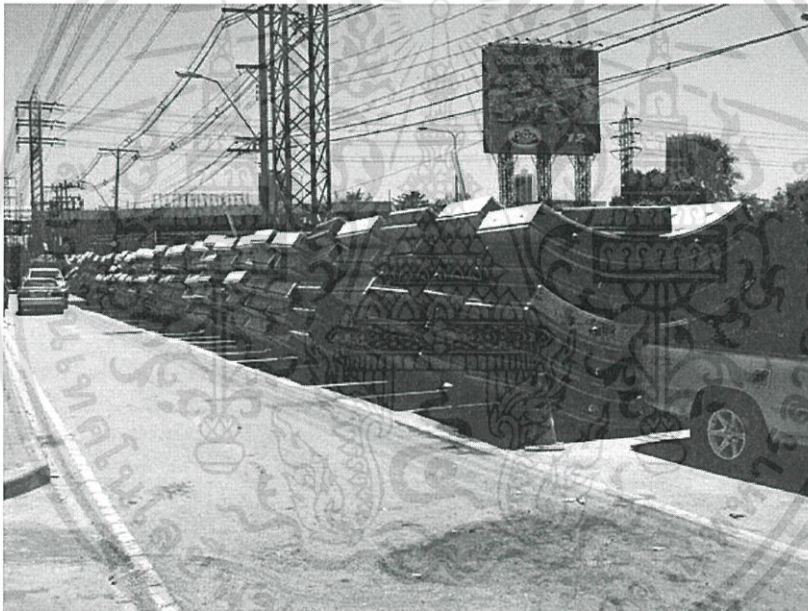


รูป 5.48 รูปหัวเจาะแบบ Earth pressure balance (www.siamrath.co.th)

- **ขนาดของอุโมงค์**

เป็นอุโมงค์เดี่ยวที่สามารถรับน้ำได้ไม่น้อยกว่า 60 ลูกบาศก์เมตรวินาที และความเร็วการไหลของน้ำในท่อไม่เกิน 3.05 เมตร/วินาที ในการพิจารณาการออกแบบได้กำหนดมีอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 เมตร ในส่วนการป้องกันการสึกกร่อน มีคอนกรีตชั้นในหนา 2.5 เซนติเมตร ทำหน้าที่เป็นชั้นป้องกันการสึกกร่อน (Sacrificial) ความหนาของผนังอุโมงค์รวมชั้นป้องกันการสึกกร่อนเท่ากับ 27.5 เซนติเมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์เท่ากับ 5.55 เมตร ในการคำนวณความหนาของคอนกรีตโครงสร้างของผนังอุโมงค์จะคิดความหนาเพียง 25.0 เซนติเมตร

ผนังอุโมงค์ออกแบบเป็นคอนกรีต Segment จำนวน 6 ชั้นต่อดวง โดยในการหล่อ จะทำการหล่อส่วนที่เป็นชั้น Sacrificial และส่วนคอนกรีตโครงสร้างไปพร้อมกันเป็นเนื้อเดียว ชั้นส่วนแต่ละชั้นจะถูกยึดติดกันด้วย Curve bolts และมีการป้องกันการรั่วซึมที่รอยต่อโดย Sealing strip

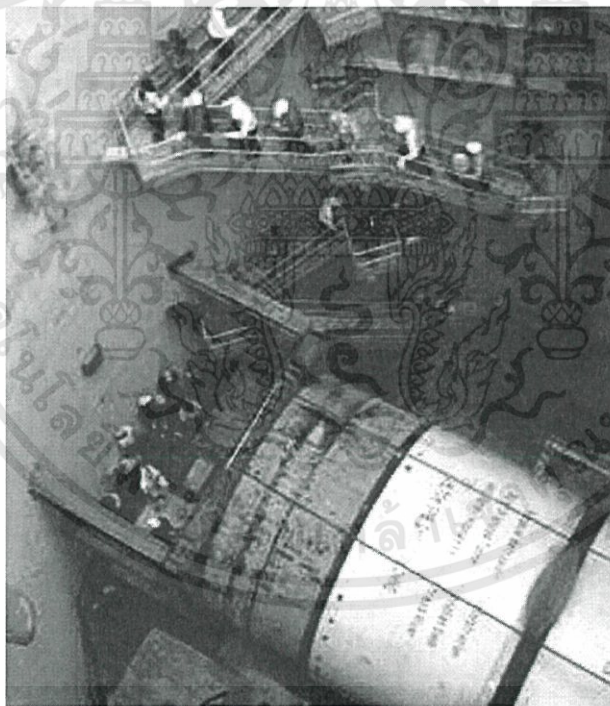


รูป 5.49 ผนังคอนกรีต Segment (www.thaitransport.net)

- **รัศมีความโค้งแนวท่อ**

ตามสภาพพื้นที่ในแนวก่อสร้างอุโมงค์ มีข้อกำหนดในการออกแบบรัศมีความโค้งหลายจุด ทำให้แนวอุโมงค์ต้องมีรัศมีความโค้งแคบกว่าปกติมาก ตามแบบร่างเดิมของกรุงเทพมหานคร มีรัศมีแคบสุดเพียง 30 เมตร ซึ่งรัศมีความโค้งขนาดนี้ ตัวหัวเจาะต้องออกแบบเป็นพิเศษโดยหัวเจาะอาจต้องมี Articulating joint สองจุดเพื่อลดการ Over cut ของการขุดดินในบริเวณโค้ง อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบแนวเส้นทางใหม่นี้ กำหนดรัศมีความโค้งใหม่ โดยรัศมีต่ำสุดคือ 50 เมตร และหัวเจาะได้ออกแบบให้สามารถเลี้ยวโค้งโดยมี Articulating joint จุดเดียว

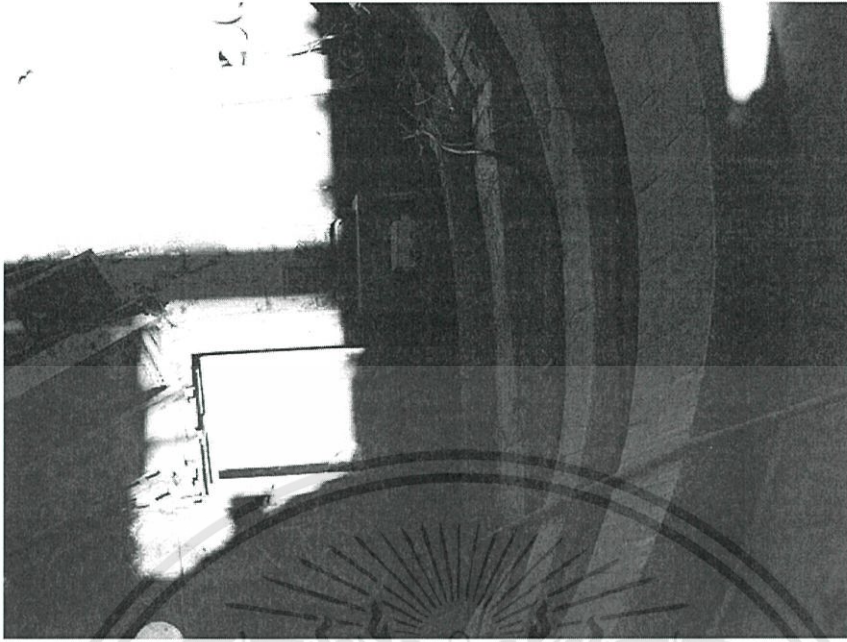
- **ขั้นตอนการเตรียมการติดตั้งเครื่องมือ อุปกรณ์ต่างๆ (Preparation stage)**
  1. ทำการติดตั้งโครงสร้างเหล็ก (Thrust beam) เพื่อช่วยในการรับแรงถีบตัวของหัวเจาะตำแหน่งตรงข้ามกับทิศทางการเจาะอุโมงค์
  2. ทำการติดตั้งแท่นรองหัวเจาะ (Cradle beam) บนพื้นของบ่อให้ตรงกับแนวและระดับที่จะเจาะอุโมงค์ และติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ ภายในบ่อให้เรียบร้อย
  3. ทำการยกหัวเจาะท่อนแรกลงวางไว้บนแท่นรองหัวเจาะ (Cradle beam) และทำการต่อระบบไฟฟ้า ระบบน้ำ และระบบลม (Ventilation system) ให้เรียบร้อย
  4. ทำการติดตั้ง Segment concrete ครึ่งวงด้านล่างระหว่างด้านหลังหัวเจาะท่อนแรกกับโครงสร้างเหล็ก (Thrust beam) เพื่อถ่ายแรงจากการถีบตัวของหัวเจาะ ไปยังโครงสร้างเหล็ก (Thrust beam) และผนังบ่อ
  5. ทำการติดตั้งระบบรางรถไฟรางเดี่ยว (Single track rail system) และเครื่องควบคุมแนวและระดับในการเจาะอุโมงค์ (Laser guidance equipment)



รูป 5.50 โครงสร้างเหล็กช่วยในการรับแรงถีบตัวของหัวเจาะ (www.suthichaiyoon.com)

- **ขั้นตอนการเจาะอุโมงค์ (Launch stage)**
  1. เริ่มให้หัวเจาะหมุนหัว (Cutting wheel) ซึ่งมีฟันสามารถกัดคอนกรีตได้ เพื่อกัดคอนกรีตผนังบ่อ (Tunnel eye) ออกพร้อมใช้กระบอก Hydraulic ด้านหลังหัวเจาะยันกับ Segment concrete ที่วางไว้ด้านหลังเพื่อถีบตัวออกไป พร้อมกับเริ่มหมุนหัวเจาะขุดดินด้านหน้า

2. เมื่อหัวเจาะท่อนแรกขยับตัวออกไปได้ระยะแล้ว ทำการย้าย Segment concrete บางส่วน ด้านหลังออก เพื่อยกท่อนหางของหัวเจาะ (Trail shield) ลงไปประกบกับหัวเจาะท่อนแรกและทำการติดตั้งอุปกรณ์ที่ใช้ในการประกอบ Segment concrete
3. ทำการติดตั้ง Grout car เพื่อใช้ในการ Grout cement เข้าไประหว่างภายนอกของ Segment concrete กับดินภายนอกอุโมงค์เพื่อป้องกันการทรุดตัวของดิน
4. เมื่อเจาะอุโมงค์ไปได้ประมาณ 20 เมตร จะทำการติดตั้งระบบขนถ่ายลำเลียงดิน (Conveyer), รถบรรทุก Segment concrete (Segment car), รถขนถ่ายดิน (Muck car), ระบบรางรถไฟ และรถไฟไฟฟ้า (Battery power locomotive) เพื่อลากขบวนอุปกรณ์ต่างๆ เข้าออกระหว่างหัวเจาะกับกั้นบ่อ
5. เมื่อเจาะอุโมงค์ไปได้ประมาณ 50 เมตร จะทำการติดตั้งระบบไฟฟ้าแสงสว่าง ระบบลมระบายอากาศ ระบบโทรศัพท์
6. เมื่อเจาะอุโมงค์ไปได้ประมาณ 100 เมตร เมื่อติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ ครบทั้งหมดแล้ว จะทำการติดตั้งระบบรางรถไฟแบบรางคู่ที่ระยะประมาณ 50 เมตร จากปากอุโมงค์ และทำการติดตั้งขบวนอุปกรณ์ต่างๆ ที่ใช้ในการเจาะอุโมงค์อีก 1 ชุด (ประกอบด้วยรถไฟไฟฟ้า Locomotive car, รถขนถ่ายดิน รถ Grout car, รถขน Segment concrete) ซึ่งจะใช้สลับกัน โดยจะทำให้ใช้เวลาในการเจาะในแต่ละครั้งให้เร็วขึ้น คือ เมื่อขบวนแรกขนดินจากการเจาะอุโมงค์ออกมา โดยจะให้อีกขบวนที่เตรียมของไว้แล้ว วิ่งสวนเข้าไปในช่วงที่ระบบรางรถไฟเป็นรางคู่ (California switch)
7. ทำการเจาะไปเรื่อยๆ และทำการติดตั้งระบบอุปกรณ์ต่างๆ ไว้ตามระยะทางที่ได้ออกแบบไว้ คือ ระบบลมระบายอากาศ ระบบไฟฟ้า Supply การเจาะอุโมงค์ ระบบไฟฟ้าและแสงสว่าง ระบบน้ำ ระบบโทรศัพท์ ระบบสัญญาณเตือนภัย ระบบการวัดปริมาณอากาศและระบบป้องกันอัคคีภัย
8. โดยในระหว่างการเจาะอุโมงค์เสร็จแต่ละวง จะทำการ Grout cement ด้วยรถ Grout car เข้าไประหว่างภายนอกผิวของ Segment concrete กับดินเพื่อป้องกันการทรุดตัวของดิน และทำการตรวจสอบแนวระดับในการเจาะอุโมงค์เป็นช่วงๆ เพื่อให้การเจาะอุโมงค์ถูกต้องตามที่ได้ออกแบบเอาไว้
9. โดยในระหว่างการเจาะอุโมงค์บางช่วงที่แนวอุโมงค์ผ่านใกล้แนวโครงสร้างต่างๆ ก่อนที่จะเจาะอุโมงค์ผ่านจะต้องทำการป้องกันไม่ให้เกิดการเจาะอุโมงค์มีปัญหาเกี่ยวกับแนวโครงสร้างต่างๆ โดยการ Jet grout cement เพื่อปรับปรุงสภาพดินก่อนทุกครั้งแต่ในการออกแบบพยายามจะไม่ให้แนวอุโมงค์เข้าใกล้โครงสร้างต่างๆ น้อยกว่าระยะที่กำหนดอยู่แล้ว นอกจากมีความจำเป็นจริงๆ
10. การเจาะอุโมงค์ในโครงการนี้ ระยะในการเจาะอุโมงค์ค่อนข้างไกล โดยในระหว่างการเจาะที่ระยะประมาณ 3,100 เมตรก็จะหยุดการเจาะอุโมงค์และทำการ Jet grout cement เพื่อปรับปรุงสภาพดินหน้าหัวเจาะ โดยจะทำการตรวจเช็คและซ่อมหัวเจาะซึ่งจะทำให้การเจาะอุโมงค์ที่เหลืออยู่ไม่ให้เกิดปัญหา



รูป 5.51 คนถ่ายคินจากอุโมงค์โดยใช้รถราง (www.thaitransport.net)

- *ขั้นตอนเมื่อทำการเจาะอุโมงค์ถึงบ่อรับ (Reception stage)*
  1. เมื่อทำการเจาะอุโมงค์ถึงบ่อรับ ซึ่งหัวเจาะสัมผัสผนังภายนอกของบ่อรับแล้ว หัวเจาะจะหมุน Cutting wheel เพื่อกัดคอนกรีตในส่วนของบ่อรับพร้อมกับการขยับตัวเข้าไปในบ่อรับ โดยที่บ่อรับได้มีการเตรียมแท่นรองหัวเจาะ (Cradle beam) ไว้บนพื้นของบ่อรับเตรียมรองรับหัวเจาะไว้แล้ว
  2. เมื่อหัวเจาะท่อนแรกและท่อนที่สองเข้ามาในบ่อรับเรียบร้อยแล้ว โดยจะทำการถอดหัวเจาะท่อนแรกและท่อนที่สองออกจากกันและยกหัวเจาะท่อนแรกและท่อนที่สองขึ้นจากกันบ่อตามลำดับ
  3. ทำการถอดอุปกรณ์ต่างๆ ของการเจาะอุโมงค์ให้เรียบร้อย
- *ขั้นตอนการเก็บความเรียบร้อยของผิวอุโมงค์ (Tunnel surface finishing stage)*
  1. ทำความสะอาดอุโมงค์ให้เรียบร้อย
  2. เนื่องจากการออกแบบความหนาของอุโมงค์ไว้ตามข้อกำหนดต่างๆ แล้ว ซึ่งการออกแบบได้กำหนดความหนาของอุโมงค์เพื่อไว้แล้ว โดยงานเก็บความเรียบร้อยของอุโมงค์ก็จะทำการอุดช่องของ Pocket bolt เก็บความเรียบร้อยของรอยต่อของ Segment concrete แต่ละวง และซ่อมแซมผิวของอุโมงค์ให้เรียบร้อย ด้วยวัสดุที่มีความคงทนแข็งแรงและป้องกันน้ำรั่วซึมได้

## 5.10 อุโมงค์ส่งน้ำลำตะคอง

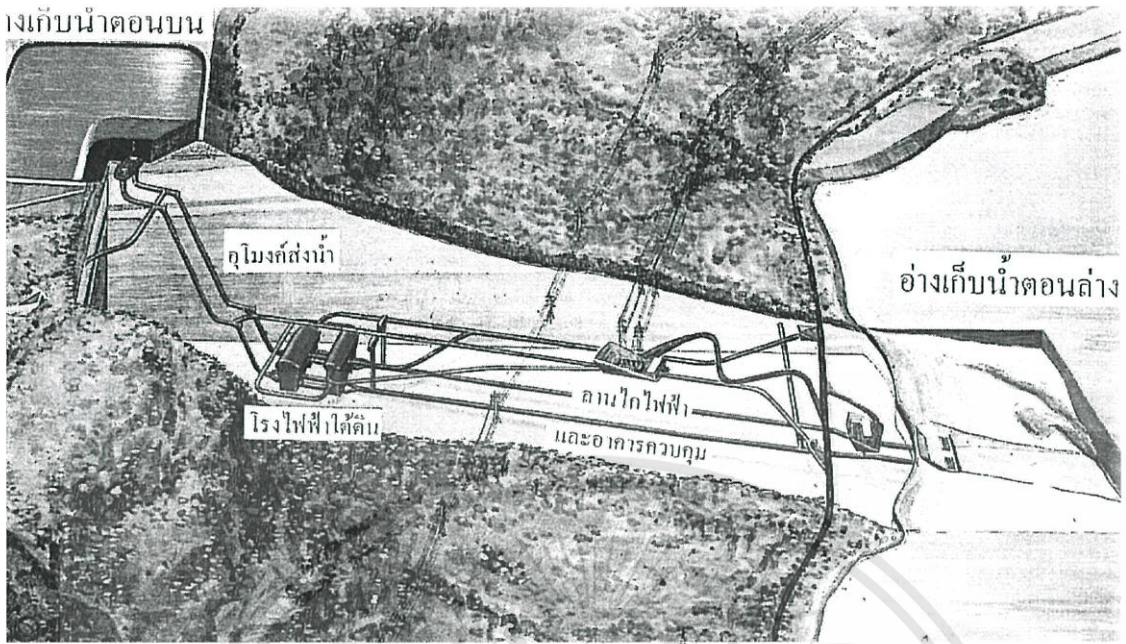
ในปัจจุบันนี้ เห็นได้ว่าประเทศไทยมีการขยายตัวอย่างต่อเนื่อง ทำให้ความต้องการใช้ไฟฟ้าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) จึงได้มีการศึกษาและวางแผนพัฒนากำลังผลิตไฟฟ้าเพื่อรองรับความต้องการการใช้งาน สำหรับโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับนี้ได้พัฒนาจากโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบปกติ กล่าวคือ โรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบปกตินั้น เมื่อได้ใช้น้ำในการผลิตกระแสไฟฟ้า น้ำก็จะไหลออกไปโดยเปล่าประโยชน์ แต่ในโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับนี้ สามารถนำน้ำที่ใช้ผลิตกระแสไฟฟ้าแล้วกลับมาใช้ได้อีก หมุนเวียนไปเรื่อยๆ โดยน้ำไม่สูญหายไปไหน นับว่าเป็นการใช้ทรัพยากรได้อย่างคุ้มค่า

### 5.10.1 ประวัติศาสตร์

อุโมงค์ส่งน้ำลำตะคอง เป็นส่วนหนึ่งของโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ ตั้งอยู่บริเวณรอยต่อระหว่างอำเภอปากช่องกับอำเภอสีคิ้ว จังหวัดนครราชสีมา ได้มีการศึกษาความเป็นไปได้ของโครงการตั้งแต่ปี พ.ศ.2528 ต่อมาในปีพ.ศ.2532 องค์การความร่วมมือระหว่างประเทศญี่ปุ่น (JICA) ได้ให้ความช่วยเหลือในการศึกษาความเหมาะสมของโครงการ โดยทำการศึกษาแล้วเสร็จในปี พ.ศ.2534 และเริ่มก่อสร้างในปีพ.ศ.2537

รายละเอียดของโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ ได้แก่

- อ่างเก็บน้ำด้านล่าง คือ อ่างเก็บน้ำเขื่อนลำตะคองเดิม มีความจุของอ่างประมาณ 290 ล้านลูกบาศก์เมตร
- โรงไฟฟ้าใต้ดิน อยู่ลึกจากผิวดินประมาณ 300 เมตร ติดตั้งเครื่องกำเนิดไฟฟ้าและอุปกรณ์จำนวน 4 ชุด รวมกำลังผลิตไฟฟ้า 1,000 เมกะวัตต์
- อุโมงค์ส่งน้ำ เชื่อมระหว่างอ่างเก็บน้ำบนภูเขาและโรงไฟฟ้าใต้ดิน จำนวน 2 แนว ยาวประมาณ 635 เมตร
- อุโมงค์ท่ายน้ำ เชื่อมระหว่างโรงไฟฟ้าใต้ดินและอ่างเก็บน้ำลำตะคอง จำนวน 2 แนว ยาวประมาณ 1,470 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 4.4 - 6.8 เมตร



รูป 5.52 แนวทางของอุโมงค์ส่งน้ำ



รูป 5.53 อุโมงค์ท้ายน้ำ

## 5.10.2 งานด้านวิศวกรรม

### 5.10.2.1 ธรณีวิทยา

ตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า (Powerhouse cavern) ตั้งอยู่บริเวณ Siltstone, Sandstone และชั้นที่ สลับกันระหว่าง Sandstone และ Siltstone โดยระดับของตัวอุโมงค์ไฟฟ้าอยู่ที่ระดับ 214.50 เมตร และ 330.50 เมตร ได้ระดับผิวดิน โดยรูปร่างของอุโมงค์เป็นรูปเกือบกึ่งวงรี ผันตรง มีขนาดกว้าง 22.5 เมตร สูง 49.5 เมตร ยาว 175 เมตร ส่วนประกอบอื่นๆของอุโมงค์โรงไฟฟ้าประกอบด้วยทางระบายน้ำ (Drainage galleries) และ Draft gate hall และ Access tunnel บริเวณส่วนบน (Top gallery) ของอุโมงค์โรงไฟฟ้า ตั้งอยู่เหนือบริเวณของหลังคาอุโมงค์โรงไฟฟ้าที่ระดับ 232 เมตร โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร ตั้งอยู่ตามความยาวของอุโมงค์ สำหรับทางระบายน้ำ (Drainage galleries) อื่นๆ ที่มีขนาดเส้นผ่าน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ศูนย์กลางเท่าๆกันตั้งอยู่รอบๆ อุโมงค์โรงไฟฟ้า แบ่งเป็น 3 ทิศทาง ณ ระดับ 192.50 เมตร Draft gate hall มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 เมตร ตั้งอยู่ ณ ระดับ 192 เมตร Access tunnel ที่ตั้งขวางอุโมงค์โรงไฟฟ้า เมตร ตั้งอยู่ ณ ระดับ 192 เมตร



## บทที่ 6

# สรุปผลและวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการศึกษาโครงการ

จากการศึกษาข้อมูลทางด้านประวัติศาสตร์ของอุโมงค์ที่ผ่านมา เห็นว่าอุโมงค์มีความสำคัญต่อการพัฒนาประเทศเป็นอย่างมาก ไม่ว่าจะเป็นทางด้านคมนาคม และสาธารณสุขโลก

1. การคมนาคมในเมือง ลดระยะเวลา ลดปัญหาการติดขัด ลดมลพิษ เนื่องจากการจราจรหนาแน่น เป็นการสร้างทัศนียภาพที่ดีให้แก่เมือง และเป็นการใช้สอยพื้นที่ให้มีประโยชน์อย่างคุ้มค่าสูงสุด แม้จะมีต้นทุนในการดำเนินการที่สูงก็ตาม

2. การคมนาคมระหว่างเมือง ที่มีลักษณะภูมิประเทศเป็นพื้นที่ภูเขา ทะเล แม่น้ำ ขวางกั้นเส้นทาง ทำให้เกิดความลำบากและเสียเวลาในการเดินทาง ซึ่งการสร้างอุโมงค์เป็นทางเลือกทางหนึ่งเช่นกัน ตัวอย่างเช่น การก่อสร้างอุโมงค์ขุนตาน Euro tunnel, Seikan tunnel เป็นต้น

### 3. ด้านสาธารณสุขโลก

- อุโมงค์ส่งน้ำ ซึ่งสามารถกระจายน้ำที่บำบัดแล้วไปยังจุดต่างๆของเมืองเพื่อเป็นแหล่งเก็บน้ำ และเพิ่มแรงดันน้ำ เช่น อุโมงค์ส่งน้ำประปาในเขตกรุงเทพมหานคร
- อุโมงค์ระบายน้ำ เพื่อระบายน้ำส่วนเกินออกจากพื้นที่ เช่น อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบ

นอกจากความสำคัญของอุโมงค์แล้ว ยังได้มีการศึกษาวิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์ตั้งแต่อดีตถึงปัจจุบัน และได้คำนึงถึงความปลอดภัยที่มีต่อการก่อสร้างอีกด้วย ซึ่งเห็นได้ว่าในอดีตนั้น การก่อสร้างอุโมงค์ใช้แรงงานคนเป็นหลัก การทำงานค่อนข้างลำบาก ผู้ก่อสร้างเกิดการเสียชีวิตเป็นจำนวนมากโดยสาเหตุมาจากโรคภัยต่างๆ หรือเสียชีวิตขณะทำการก่อสร้าง แต่ในปัจจุบันเทคนิคการก่อสร้างได้พัฒนาขึ้นอย่างเช่น Earth pressure balance shield (EPBS) ทำให้การก่อสร้างเกิดความสะดวกรวดเร็ว ปัญหาการเสียชีวิตจึงลดน้อยลงไป แต่มีข้อเสียคือค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง และได้มีการจำแนกการก่อสร้างของอุโมงค์ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันดังตาราง

ตาราง 6.1 แสดงวิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์จากอดีตสู่ปัจจุบัน

ยุคก่อนคริสตศักราช	ยุคเริ่มต้นการใช้ Shield	ยุคปัจจุบัน
<b>Qanat (1000BC.)</b> - สร้างที่อาณาจักรเปอร์เซีย - ขุดเจาะแบบ Hand excavation  <b>Eupalinian aqueduct (520BC.)</b> - สร้างที่อาณาจักรกรีก - ขุดเจาะแบบ Hand excavation	<b>Tames tunnel (ค.ศ.1825)</b> - สร้างที่ประเทศอังกฤษ - ขุดเจาะแบบ Shield tunneling  <b>Box tunnel (ค.ศ.1836)</b> - สร้างที่ประเทศอังกฤษ - ขุดเจาะโดย Shield tunneling	<b>Seikan tunnel (ค.ศ.1971)</b> - สร้างที่ประเทศอังกฤษ - ขุดเจาะแบบ Drilling and blasting  <b>Euro tunnel (ค.ศ.1988)</b> - เชื่อมต่อระหว่างสหราชอาณาจักรและฝรั่งเศส - ขุดเจาะโดย TBM  <b>Laerdal tunnel (ค.ศ.1995)</b> - สร้างที่ประเทศนอร์เวย์ - ขุดเจาะแบบ Drilling and blasting  <b>Smart tunnel (ค.ศ.2003)</b> - สร้างที่ประเทศมาเลเซีย - ขุดเจาะโดย Slurry shield  <b>M.R.T. tunnel</b> - สร้างที่ประเทศไทย - ขุดเจาะแบบ EPBS

ตาราง 6.2 ฐานข้อมูลอุโมงค์ในทวีปยุโรปและเอเชีย

	ยุโรป			เอเชีย
	Chanel tunnel	Leardal tunnel	Qanat tunnel	Seikan tunnel
1.ลักษณะงาน				
1.1 ประโยชน์ของโครงการ	Railway tunnel	Highway road tunnel	ระบบส่งน้ำขนาดใหญ่	Railway tunnel
1.2 ปีที่ทำการก่อสร้าง	ค.ศ.1802	ค.ศ.1999	มีการก่อสร้างมากกว่า 3,000 ปี	ค.ศ.1946
1.3 ที่ตั้งโครงการ	UK. – Fra.	ประเทศนอร์เวย์	ซีเรียจอร์แดน, สเปน ฯลฯ	ญี่ปุ่น
1.4 เจ้าของโครงการ	Euro tunnel	The public road authority	-	Japan railway
1.5 ผู้รับเหมา	Transmanche link	-	-	-
1.6 ผู้สำรวจ	Thome de gamond	The public road authority	-	-
1.7 บริษัทที่ปรึกษา	Transmanche link	Nce/Eeg Henrikgen	-	-
1.8 Cost	4,650 ล้านปอนด์	125 ล้าน US Dolla	-	3,600 ล้าน US Dolla
2.ลักษณะของอุโมงค์				
2.1 เส้นผ่านศูนย์กลาง	7.6 m. x 4.8 m.	5.2 m.	ขึ้นกับความต้องการน้ำ	4 m., 4.6 m., 11 m.
2.2 ความยาวของอุโมงค์	55,000 m.	24,500 m.	ใช้กันอย่างแพร่หลาย(ทวีป)	53,850 m.
2.3 สภาพผิวของผนังอุโมงค์	Lining segment 13ชุด	Rock bolt, Shotcrete	กัว้นดินเผา	Lining segment
3.ลักษณะของหัวเจาะ				
3.1 ชนิดของหัวเจาะ	TBM	Drilling and Blasting	Hand excavation	Drilling and Blasting
3.2 สภาพหัวเจาะ	หัวเจาะใหม่	-	-	-
3.3 จำนวนหัวเจาะที่ใช้	11	-	-	-
4.ลักษณะสภาพชั้นดิน				
4.1 สภาพชั้นดิน	Clay	Auorthosite, Phillite, Gneiss, Precambrian	บริเวณที่ดินทรายถูกชะล้างลงมาสะสมกัน	Andersite, Basalt, Tertiary
5.ปัญหาสิ่งแวดล้อม	ไม่พบรายงานผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม	มลพิษทางเสียงและทางอากาศ	แหล่งน้ำธรรมชาติลดลงจากการใช้งาน	ไม่พบรายงานผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม
6.ปัญหาระหว่างการก่อสร้าง	เหตุเพลิงไหม้ภายในอุโมงค์	ปัญหาแตกร้าวของผนังอุโมงค์	ปัญหาการทรุดตัวของอุโมงค์	ปัญหาน้ำไหลเข้าอุโมงค์

ตาราง 6.3 ฐานข้อมูลอุโมงค์ในประเทศไทย

	ประเทศไทย			
	อุโมงค์ รฟม.	อุโมงค์ขุนตาน	อุโมงค์เขาพังเหย	อุโมงค์เขาพุทธราย
1.ลักษณะงาน				
1.1 ประโยชน์ของโครงการ	Railway tunnel	Railway tunnel	Railway tunnel	Railway tunnel
1.2 ปีที่ทำการก่อสร้าง	พ.ศ.2539	พ.ศ.2450	-	พ.ศ.2536
1.3 ที่ตั้งโครงการ	กทม.	จ.ลำพูน	จ.ลพบุรี	จ.สระบุรี.
1.4 เจ้าของโครงการ	รฟม.	รฟท.	รฟท.	รฟท.
1.5 ผู้รับเหมา	บริษัท บางกอกแลนด์ จำกัด (มหาชน)	-	บริษัทรับเหมาจากญี่ปุ่น	บริษัท ITD
1.6 ผู้สำรวจ	Halcrow Asia Co.,Ltd	-	-	-
1.7 บริษัทที่ปรึกษา	De Leuw Cather International Inc.	-	Backer, Germany	-
1.8 Cost	105,812 ล้านบาท	1.36 ล้านบาท	15 ล้านบาท	127.5 ล้านบาท
2.ลักษณะรูปทรงของอุโมงค์				
2.1 เส้นผ่านศูนย์กลาง	5.7 m.	5.50	7 m.	5 m. x 5.5 m.
2.2 ความยาวของอุโมงค์	50,000 m.	1,360 m.	235 m.	1,197 m.
2.3 สภาพผิวของผนังอุโมงค์	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining
3.ลักษณะของหัวเจาะ				
3.1 ชนิดของหัวเจาะ	EPBS,Cut and cover	Drilling and Blasting	Drilling and Blasting	Drilling and Blasting
3.2 สภาพหัวเจาะ	หัวเจาะใหม่	-	-	-
3.3 จำนวนหัวเจาะที่ใช้	2	-	-	-
4.ลักษณะสภาพชั้นดิน				
4.1 สภาพชั้นดิน	Medium clay	Rock	Sanstone, Quartz,Clay	Auorthosite, Rhyolite
5.ปัญหาสิ่งแวดล้อม	มลภาวะทางเสียงและอากาศขณะก่อสร้าง	ไม่พบรายงานผลกระทบสิ่งแวดล้อม	ไม่พบรายงานผลกระทบสิ่งแวดล้อม	ไม่พบรายงานผลกระทบสิ่งแวดล้อม
6.ปัญหาระหว่างการก่อสร้าง	การทรุดตัวของบริเวณข้างเคียง	การพังทลายของหิน	การพังทลายของหน้าดิน	การพังทลายของหน้าดิน

ตาราง 6.3(ต่อ) ฐานข้อมูลอุโมงค์ในประเทศไทย

	ประเทศไทย	
	อุโมงค์ส่งน้ำลำตะคอง	อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว
1.ลักษณะงาน		
1.1 ประโยชน์ของโครงการ	ส่งน้ำและใช้ผลิตกระแสไฟฟ้า	เพื่อช่วยระบายปริมาณน้ำส่วนเกิน
1.2 ปีที่ทำการก่อสร้าง	พ.ศ.2537	พ.ศ.2546
1.3 ที่ตั้งโครงการ	จ.นครราชสีมา	กทม.
1.4 เจ้าของโครงการ	การไฟฟ้านครหลวง	สำนักการระบายน้ำ กทม.
1.5 ผู้รับเหมา	-	บริษัท นิคมคซี คอนสตรัคชั่น จำกัด
1.6 ผู้สำรวจ	-	-
1.7 บริษัทที่ปรึกษา	-	-
1.8 Cost	-	2,336 ล้านบาท
2.ลักษณะรูปทรงของอุโมงค์		
2.1 เส้นผ่านศูนย์กลาง	4.0 – 4.8 m.	5.50
2.2 ความยาวของอุโมงค์	635 m. – 1,470 m.	5,300 m.
2.3 สภาพผิวของผนังอุโมงค์	Concrete lining	Concrete lining
3.ลักษณะของหัวเจาะ		
3.1 ชนิดของหัวเจาะ	-	Epbs
3.2 สภาพหัวเจาะ	-	-
3.3 จำนวนหัวเจาะที่ใช้	-	-
4.ลักษณะสภาพชั้นดิน		
4.1 สภาพชั้นดิน	Siltstone, sandstone	Clay
5.ปัญหาสิ่งแวดล้อม	มลภาวะทางเสียงและอากาศขณะก่อสร้าง	ปัญหาการจราจร
6.ปัญหาระหว่างการก่อสร้าง	ผลกระทบต่อพื้นที่ลุ่มน้ำ	ผลกระทบต่อโครงสร้างเดิม

ตาราง 6.4 ฐานข้อมูลอุโมงค์กรุงเทพมหานคร

	สนน.กรุงเทพมหานคร			การประปานครหลวง					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1.ลักษณะงาน									
1.1 ประโยชน์ของโครงการ	ระบายน้ำ	ระบายน้ำ	ระบายน้ำ	ส่งน้ำ	ส่งน้ำ	ส่งน้ำ	ส่งน้ำ	ส่งน้ำ	ส่งน้ำ
1.2 ปีที่ทำการก่อสร้าง	พ.ศ.2543	พ.ศ.2546	พ.ศ.2547	พ.ศ.2547	พ.ศ.2544	พ.ศ.2543	พ.ศ.2547	พ.ศ.2548	พ.ศ.2539
1.3 ที่ตั้งโครงการ	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.	กทม.
1.4 เจ้าของโครงการ	สนง.กรุงเทพ	สนง.กรุงเทพ	สนง.กรุงเทพ	การประปา	การประปา	การประปา	การประปา	การประปา	การประปา
1.5 ผู้รับเหมา	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.6 ผู้สำรวจ	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.7 บริษัทที่ปรึกษา	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.8 Cost	42 ล้านบาท	2,214ล้านบาท	2,133 ล้านบาท	943 ล้านบาท	558 ล้านบาท	2,208 ล้านบาท	3,255 ล้านบาท	813 ล้านบาท	2,242 ล้านบาท
2.ลักษณะรูปทรงของอุโมงค์									
2.1 เส้นผ่านศูนย์กลาง (ม.)	3.40	5.00	4.50	2.90	2.90	2.30	2.80	3.20	3.20
2.2 ความยาวของอุโมงค์ (ม.)	1,900	5,300	5,800	6,100	2,400	14,800	17,500	3,000	9,700
2.3 สภาพผิวของผนังอุโมงค์	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining	Concrete lining
3.ลักษณะของหัวเจาะ									
3.1 ชนิดของหัวเจาะ	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS	EPBS
3.2 สภาพหัวเจาะ	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่	หัวเจาะใหม่
3.3 จำนวนหัวเจาะที่ใช้	1	1	1	2	1	2	2	1	2
4.ลักษณะสภาพชั้นดิน									
4.1 สภาพชั้นดิน	Clay	Sand	Clay	Clay	Clay	Sand	Sand	Clay	Clay
5.ปัญหาสิ่งแวดล้อม									
6.ปัญหาระหว่างการก่อสร้าง									

# ภาคผนวก ก

รายละเอียดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่กวัง (Mae kuang operation and maintenance project) เขื่อนแม่กวังอุดมธารา (Mae kuang udomthara dam)

## รายละเอียดโครงการ

### 1. ที่ตั้งโครงการ (Project location)

เขื่อนแม่กวังอุดมธารา ตั้งอยู่บ้านผาแตก หมู่ 2 ตำบลวงเหนือ อำเภอดอยสะเก็ด จังหวัดเชียงใหม่ พิกัด 47QNA 927-132 ระวาง 4846 IV (2092750N 513220E) แผนที่มาตราส่วน 1:50,000กรมแผนที่ทหาร

### 2. พื้นที่ของโครงการ

ครอบคลุม พื้นที่ 33 ตำบล 5 อำเภอ 2 จังหวัด คือ จังหวัดเชียงใหม่ และ จังหวัดลำพูน

### 3. ลักษณะทางอุทกนิยามวิทยาและอุทกวิทยา

- พื้นที่รับน้ำฝนเหนือที่ตั้งเขื่อน 569 ตารางกิโลเมตร
- ความยาวของลำน้ำเหนือจุดที่ตั้งเขื่อน 45 กิโลเมตร
- ความลาดเทเฉลี่ยของกลุ่มน้ำเหนือจุดที่ตั้งเขื่อนประมาณ 1:100
- ปริมาณฝนตกเฉลี่ยในกลุ่มน้ำปีละประมาณ 1,200 มิลลิเมตร
- ปริมาณน้ำไหลลงอ่างเก็บน้ำเฉลี่ยปีละ 238.25 ล้านลูกบาศก์เมตร
- อัตราการระเหยเฉลี่ยปีละประมาณ 1,233 มิลลิเมตร

### 4. อ่างเก็บน้ำ (Reservoir)

- ระดับน้ำสูงสุด + 387.80 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับน้ำเก็บกัก + 385.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับน้ำต่ำสุด + 350.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ความจุอ่างเก็บน้ำ ณ.ระดับน้ำสูงสุดประมาณ 295 ล้านลูกบาศก์เมตร
- ความจุอ่างเก็บน้ำ ณ.ระดับเก็บกัก 263 ล้าน ลูกบาศก์เมตร
- ความจุอ่างเก็บน้ำ ณ.ระดับต่ำสุด 14 ล้านลูกบาศก์เมตร
- ปริมาณน้ำเก็บกักใช้งาน 249 ล้านลูกบาศก์เมตร
- พื้นที่ผิวน้ำที่ระดับน้ำเก็บกัก 11.80 ตารางกิโลเมตร

## 5. เขื่อน (Dam) ประกอบด้วย 3 เขื่อน

### 5.1 เขื่อนหลัก (Main dam) หรือมีชื่อว่า เขื่อนแม่กวงอุดมธารา

- เริ่มก่อสร้าง ปี พ.ศ. 2530 แล้วเสร็จในปี พ.ศ.2536 โดยจ้างเหมาดำเนินการ
- เป็นเขื่อนดินชนิด Zoned Earth Fill โดยมีแกนกลางเป็นดินเหนียว
- สันเขื่อนอยู่ที่ระดับ +390.00 เมตร (ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง)
- ความยาวสันเขื่อน 610 เมตร
- ความสูงตัวเขื่อน 68 เมตร
- ความกว้างผิวจราจรบนสันเขื่อน 10 เมตร
- ปริมาตรดินถมตัวเขื่อน 4,900,000 ลูกบาศก์เมตร

### 5.2 เขื่อนปิดช่องเขาขาดฝั่งขวา (Right saddle dam)

- เริ่มก่อสร้าง ปี พ.ศ. 2530 แล้วเสร็จในปี พ.ศ.2536 โดยจ้างเหมาดำเนินการ
- เป็นเขื่อนดินชนิด Zoned Earth Fill โดยมีแกนกลางเป็นดินเหนียว
- สันเขื่อนอยู่ที่ระดับ +390.00 เมตร (ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง)
- ความยาวสันเขื่อน 640 เมตร
- ความสูงตัวเขื่อน 42 เมตร
- ความกว้างผิวจราจรบนสันเขื่อน 8 เมตร
- ปริมาตรดินถมตัวเขื่อน 1,600,000 ลูกบาศก์เมตร
- ใต้ตัวเขื่อน ได้สร้างท่อส่งน้ำคอนกรีตเสริมเหล็ก เส้นผ่านศูนย์กลางด้านเหนือน้ำ 1.20 เมตร

### 5.3 เขื่อนปิดช่องเขาขาดฝั่งซ้าย (Left saddle dam)

- เริ่มก่อสร้างปี พ.ศ. 2521 แล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2536 โดยดำเนินการเอง
- เป็นเขื่อนดินชนิด Zoned earth fill
- สันเขื่อนอยู่ที่ระดับ +390.00 เมตร (ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง)
- มีความยาวสันเขื่อน 655 เมตร
- ความสูงตัวเขื่อน 54 เมตร
- ความกว้างผิวจราจรบนสันเขื่อน 10 เมตร
- ปริมาตรดินถมตัวเขื่อน 2,730,000 ลูกบาศก์เมตร
- ใต้ตัวเขื่อน ได้ก่อสร้างท่อส่งน้ำขนาด เส้นผ่านศูนย์กลางด้านเหนือน้ำ 3.00 เมตร

## 6. อาคารประกอบ (Appurtenant structure)

ประกอบด้วยอาคารต่างๆ 2 ประเภท ได้แก่ อาคารระบายน้ำล้น (Service spillway) และอาคารท่อระบายน้ำหรือท่อส่งน้ำจากตัวเขื่อน (Outlet)

### 6.1 อาคารระบายน้ำล้น (Service spillway)

- เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สร้างอยู่ระหว่างเขื่อนหลัก และเขื่อนปิดช่องเขาขาดฝั่งขวาเพื่อระบายน้ำส่วนที่เกินความจุของอ่างเก็บน้ำลงไปตามด้านท้ายน้ำ
- ทางระบายน้ำมีลักษณะเป็นรูปพัด (Fan shape) ตัวฝายเป็นแบบ Ogee crest
- ความยาวสันฝาย (Crest length) 150 เมตร
- อาคารระบายน้ำล้น เป็นชนิด Gateless chute ช่วงรางเทมีขนาดกว้าง 40 เมตร ยาว 96.292 เมตร
- อาคารสามารถระบายน้ำได้สูงสุด 1,470 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที

### 6.2 อุโมงค์ส่งน้ำลงลำน้ำเดิม (River outlet)

- เป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete tunnel) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.20 เมตร ยาว 385.93 เมตร เจาะผ่านภูเขาทางฐานเขื่อนซ้ายฝั่งซ้ายของตัวเขื่อนหลัก (Left abutment)
- อาคารสามารถใช้ระบายน้ำได้สูงสุด 12 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที
- อาคารควบคุมการระบายน้ำด้านเหนือน้ำ (Intake) มีประตูควบคุมแบบ Intake fixed Wheel Gate (Inclined intake gate) ขนาด 2,300x2,600x700 มิลลิเมตร
- อาคารควบคุมการระบายน้ำด้านท้ายน้ำ (Terminal structure) ประกอบด้วย

1) NO.1 Butterfly valve box ตัวอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 6.60x7.60x6.80 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2.20 เมตร เป็นอาคาร Guard gate control ประกอบด้วย

- ประตูน้ำรับแรงดันสูงแบบผีเสื้อ (Butterfly valve) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2,200 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด
- Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด

2) Flow meter box ตัวอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.70x4.70x6.80 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2.20 เมตร ประกอบด้วย

- Ultrasonic flow meter ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2,200 มิลลิเมตร

3) Control house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 8.10x12.00x6.90 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2.20 เมตร ประกอบด้วย

- ประตูน้ำแบบบานเลื่อนรับแรงดันสูง (High pressure slide gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2,200 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด พร้อม Air valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร
- ประตูน้ำแบบเจ็ต (Jet flow gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2,200 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด
- ชุดควบคุมระบบไฮดรอลิก (Hydraulic pump unit)
- PLC (Programmable logic control) ของระบบ SCADA
- ชุดควบคุมบาน (Local control panel)
- Manual bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure slide gate
- Electric bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure slide gate

4) NO.2 Butterfly valve box ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 6.60x6.60x6.80 เมตร ระบบท่อแยกออกไประหว่าง Flow meter box กับ Control house เป็นอาคารที่มีวัตถุประสงค์เพื่อใช้ควบคุมการส่งน้ำ สำหรับการผลิตกระแสไฟฟ้าในอนาคต แต่ขณะนี้ยังไม่ได้เชื่อมต่อระบบเพื่อกิจกรรมดังกล่าวแต่อย่างใด

- ประตูน้ำรับแรงดันสูงแบบผีเสื้อ (Butterfly valve) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 2,200 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด
- Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด

5) Generator house ตัวอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.00x6.00 เมตร เป็นอาคารที่ใช้สำหรับผลิตและจ่ายไฟฟ้าให้กับระบบควบคุมต่างๆ กรณีไฟฟ้าในระบบปกติเกิดขัดข้อง

6) Service pipeline control house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.50x7.50x2.75 เมตร เป็นอาคารควบคุมการระบายน้ำลงสู่คลองปู้เหิน โดยรับน้ำจากท่อเหล็กขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.50 เมตร ซึ่งแยกจากท่อขนาด 2.20 เมตร ในอาคาร NO.1 Butterfly valve box ระบบท่อก่อนเข้า Control house ของ Service pipeline จะมีท่อเหล็กขนาด 0.20 เมตร แยกออกด้านขวา เพื่อเข้าอาคารกรองน้ำของระบบประปาโครงการ ภายในตัวอาคาร Control house ประกอบด้วย

- High pressure sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร
- Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร
- Jet flow gate ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร

- ชุดควบคุมระบบไฮดรอลิกสำหรับปิด - เปิดบาน (Hydraulic pump unit)
- PLC (Programmable logic control) ของระบบ SCADA
- ชุดควบคุมการเปิด-ปิดบาน (Local control panel)
- Manual bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure sluice valve
- Electric bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure sluice Valve

7) Dam instrument house เป็นอาคารเพื่อใช้ติดตามและตรวจวัดเครื่องมือตรวจสอบพฤติกรรมเขื่อน ของเขื่อนหลัก

### 6.3 ท่อส่งน้ำเข้าคลองสายใหญ่ฝั่งขวา (Right main canal outlet) หรือท่อส่งน้ำเขื่อนดินปิดช่องเขาขาดฝั่งขวา (Right saddle dam outlet)

- ก่อสร้างลอคได้เขื่อนปิดช่องเขาขาดฝั่งขวา
- เป็นท่อเหล็กเหนียว (Steel liner) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.20 เมตร ด้านเหนือน้ำและลดลงเป็น 0.80 เมตรด้านท้ายน้ำ หุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.50 เมตร ความยาว 279.00 เมตร
- อาคารสามารถใช้ระบายน้ำได้สูงสุด 2.90 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที
- อาคารควบคุมการส่งน้ำด้านเหนือน้ำเป็นแบบ Box intake
- อาคารควบคุมการส่งน้ำด้านท้ายน้ำ เพื่อส่งเข้าคลองสายใหญ่ฝั่งขวา ประกอบด้วยอาคารต่างๆ จำนวน 3 อาคารได้แก่

1) Air valve box ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาด 1.90x2.60x1.50 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1.20 เมตร ประกอบด้วย

- Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร ติดตั้งใน Man hole ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.60 เมตร
- Sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร ติดตั้งสำหรับท่อส่งน้ำเหล็ก (Steel pipe)ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร หนา 4.85 มิลลิเมตร

2) Control house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.40x10.00x3.00 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด 0.80 เมตร ประกอบด้วย

- Observation chamber สำหรับติดตั้ง Ultrasonic flow meter ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 800 มิลลิเมตร สำหรับวัดกระแสน้ำก่อนเข้าสู่บานระบาย
- ประตูน้ำแบบบานเลื่อนรับแรงดันสูง (High pressure slide gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 800 เซนติเมตร

- มิลลิเมตร 1 ชุด ทำหน้าที่ เป็น Guard late พร้อม Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 250 มิลลิเมตร
- ประตูน้ำแบบเจ็ต (Jet flow gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 800 มิลลิเมตร ทำหน้าที่ เป็นRegulating gate
- Manual bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 75 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure slide valve
- Electric bypass valve เส้นผ่านศูนย์กลาง 75 มิลลิเมตร สำหรับ High pressure slide valve

3) Generator house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.00x6.00 เมตร ตั้งอยู่บนชานพัก ด้านซ้ายของอาคาร Control house เป็นอาคารที่ใช้สำหรับผลิตและจ่ายไฟฟ้าให้กับระบบควบคุมต่างๆ กรณี ไฟฟ้าในระบบปกติเกิดขัดข้อง

4) Dam instrument house เป็นอาคารเพื่อใช้ติดตามและตรวจวัดเครื่องมือตรวจสอบพฤติกรรม เชื่อน ของเขื่อนฝั่งขวา

#### 6.4 ท่อส่งน้ำเข้าคลองสายใหญ่ฝั่งซ้าย (Left main canal outlet) หรือท่อส่งน้ำเขื่อนดินปิดช่อง เขาขาดฝั่งซ้าย (Left saddle dam outlet)

- ก่อสร้างลอดใต้เขื่อนปิดช่องเขาขาดฝั่งซ้าย
- เป็นท่อเหล็กเหนียว (Steel liner) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.00 เมตร ด้านเหนือ น้ำ ความยาว 267.30 เมตร และตกลงเป็น 1.80 เมตรด้านท้ายน้ำความยาว 45.00เมตร หุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.60 เมตร
- อาคารสามารถใช้ระบายน้ำได้สูงสุด 12.80 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที
- อาคารควบคุมการส่งน้ำด้านเหนือน้ำเป็นแบบ Box intake
- อาคารควบคุมการส่งน้ำด้านท้ายน้ำ (Terminal structure) เพื่อส่งเข้าคลองสายใหญ่ ฝั่งซ้าย ประกอบด้วยอาคารต่างๆ จำนวน 6 อาคาร ได้แก่

1) Air valve box ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาด 1.90x2.60x1.75 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อ ขนาด 3.00 เมตร ประกอบด้วย

- Sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร
- Air valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร ติดตั้งใน Man hole ขนาด เส้น ผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร

2) NO.1 Butterfly valve house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.20x5.20x6.10 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1.80 เมตร ประกอบด้วย

- ประตูน้ำรับแรงดันสูงแบบผีเสื้อ (Butterfly valve) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1,800 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด
- Air valve และ Sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด

3) Flow meter house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.00x4.00x6.10 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1.80 เมตร ประกอบด้วย

- Ultrasonic flow meter ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1,800 มิลลิเมตร

4) Control house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 6.60x12.00x6.10 เมตร ติดตั้งในช่วงท่อขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1.80 เมตร ประกอบด้วย

- ประตูน้ำแบบบานเลื่อนรับแรงดันสูง (High pressure slide gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1,800 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด พร้อม Air valve with sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 400 มิลลิเมตร
- ประตูน้ำแบบเจ็ต (Jet flow gate) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1,800 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด

5) NO.2 Butterfly valve house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 4.20x5.20x6.10 เมตร เป็นอาคารที่ควบคุมการส่งน้ำเพื่อส่งน้ำเข้าสู่ระบบประปา อยู่ระหว่าง Flow meter house กับ Control house ประกอบด้วย

- ประตูน้ำรับแรงดันสูงแบบผีเสื้อ (Butterfly valve) ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 1,800 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด
- Air valve และ Sluice valve ขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 500 มิลลิเมตร จำนวน 1 ชุด

6) Generator house ตัวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นอาคารที่ใช้สำหรับผลิตและจ่ายไฟให้กับระบบควบคุมต่างๆ กรณีไฟฟ้าในระบบปกติเกิดขัดข้อง

## 7. ระบบส่งน้ำ (Distribution System)

ระบบส่งน้ำของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่กวังประกอบด้วย 2 ระบบได้แก่ ระบบเดิม (Existing system) และระบบที่ก่อสร้างใหม่ (New system)

### 7.1 ระบบเดิม (Existing, prior, Old system)

เป็นระบบที่มีอยู่ก่อนการก่อสร้างโครงการเชื่อมแม่กวังประกอบด้วยระบบคลองและเหมืองฝายทั้งที่กรมชลประทานดำเนินการก่อสร้างปรับปรุงและราษฎรร่วมกันสร้างขึ้น ได้แก่ คลองผาแตก คลองเมืองวะ คลองเกาะมะดัน และคลองปู่เหิน ซึ่งเป็นคลองสายหลักที่สามารถส่งน้ำบริการพื้นที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ผก7  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพาะปลูกในเขตอำเภอสนทราย คอยสะเกิด และอำเภอสนกำแพง นอกจากนี้ยังมีระบบคลองซอย ที่สำคัญได้แก่ เหมืองเปา เหมืองดวงเหนือ และเหมืองแม่ลาย ซึ่งเป็นคลองซอยจากคลองเกาะมะดัน ระบบส่งน้ำเดิมสามารถบริการพื้นที่ชลประทานได้ 74,750 ไร่

#### 8. พื้นที่จัดสรร (Allocated areas) เพื่อช่วยเหลือราษฎรจากเขตน้ำท่วม

การก่อสร้างโครงการชลประทานแม่กวัง ทำให้บ้านเรือนราษฎร 309 ครอบครัว พื้นที่เพาะปลูก 7,500 ไร่ วัด 2 แห่ง โรงเรียนอีก 1 โรง กลายสภาพเป็นอ่างเก็บน้ำ กรมชลประทานจึงได้จัดที่ทำกินและที่อยู่อาศัยให้ราษฎรขึ้นใหม่ โดยแต่ละรายมีจำนวนเนื้อที่ครอบครัวละ 7 ไร่ ราษฎรที่ได้รับจัดสรรที่ดิน จะได้สิทธิอาศัยและทำกินตลอดชีพ แต่จะโอนสิทธิไปยังผู้อื่นไม่ได้ นอกจากการตกทอดจากมรดกพร้อมทั้งจัดสร้างสิ่งสาธารณูปโภคที่จำเป็น เช่น วัด โรงเรียน สถานีอนามัย ตลาดและบริการสาธารณะโดยใช้พื้นที่ในเขตป่าสนทราย รวม 5,000 ไร่ นอกจากนี้ยังจัดหาแหล่งน้ำเพื่อใช้ในการอุปโภคบริโภคและการเกษตรกรรมให้ด้วย

กรมชลประทานได้ก่อสร้างอ่างเก็บน้ำขนาดเล็กเพื่อแก้ไขปัญหาการขาดแคลนน้ำอุปโภคบริโภคและการเกษตรกรรมในหมู่บ้านจัดสรรเพื่อชีวิตใหม่จำนวน 3 แห่ง และเพื่อบรรเทาอุทกภัย จำนวน 1 แห่ง

อ่างเก็บน้ำห้วยเกียง มีความจุ 400,000 ลูกบาศก์เมตร พร้อมระบบส่งน้ำท่อส่งน้ำสามารถส่งน้ำถึงแปลงเพาะปลูกของผู้อพยพทุกแปลง ในเขตพื้นที่ชลประทานจำนวน 840 ไร่ สร้างเสร็จ ในปี พ.ศ.2523

อ่างเก็บน้ำห้วยฮัก มีความจุ 600,000 ลูกบาศก์เมตร พร้อมระบบส่งน้ำ รางส่งน้ำสามารถส่งน้ำถึงแปลงเพาะปลูกทุกแห่งในเขตพื้นที่ชลประทาน 1,360 ไร่ สร้างเสร็จในปี พ.ศ.2523

อ่างเก็บน้ำห้วยโจ้ ขนาดความจุ 1,250,000 ลูกบาศก์เมตร พร้อมระบบท่อส่งน้ำสามารถส่งน้ำให้คลองส่งน้ำห้วยเกียงและอ่างเก็บน้ำห้วยฮัก อีกทั้งส่งน้ำให้แก่ประปาหมู่บ้านและบริเวณพื้นที่เพาะปลูกจำนวน 1,200 ไร่ ด้านท้ายอ่างเก็บน้ำห้วยโจ้ สร้างเสร็จในปี พ.ศ.2528

อ่างเก็บน้ำห้วยวังธารขนาดความจุ 800,000 ลูกบาศก์เมตร สร้างขึ้นเพื่อใช้ป้องกันอุทกภัยบริเวณหมู่บ้าน ซึ่งตั้งอยู่ทางทิศตะวันออกของเขื่อนดินปิดช่องเขาขาดฝั่งซ้าย และสามารถเก็บกักน้ำเป็นแหล่งน้ำสำรองใช้ในการเพาะปลูกในเขตพื้นที่โครงการ ประมาณ 2,500 ไร่ อีกด้วย สร้างเสร็จ พ.ศ.2535

สมเด็จพระนางเจ้าสิริกิติ์พระบรมราชินีนาถ ได้เสด็จพระราชดำเนินมาทรงเยี่ยมราษฎรหมู่บ้านห้วยฮักพัฒนาเมื่อวันที่ 13 มีนาคม พ.ศ.2534 และทรงมีพระราชดำริให้กรมชลประทาน อำเภอสนทรายและสำนักงานคณะกรรมการพิเศษเพื่อประสานงาน โครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริพิจารณาช่วยเหลือและแก้ไขปัญหาราษฎรในหมู่บ้านเกี่ยวกับการขาดแคลนน้ำเพื่อการเกษตร การ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ผก8  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อุปโภคบริโภค ในฤดูแล้งทั้งในระยะสั้นและระยะยาวสำหรับในระยะสั้นกรมชลประทานร่วมกับอำเภอ สันทราย ได้วางระบบท่อส่งน้ำจากอ่างเก็บน้ำห้วยฮัก ถึงพื้นที่จัดสรรทุกแปลงเสร็จใน พ.ศ.2535 ส่วน ในระยะยาวได้พิจารณาออกแบบก่อสร้างระบบสูบน้ำจาก คลองส่งน้ำสายใหญ่ ฝั่งขวาของโครงการ ชลประทานแม่กวง ส่งขึ้นไปทิ้งน้ำให้แก่คลองส่งน้ำห้วยฮักและห้วยเกียง ซึ่งมีระบบส่งน้ำอยู่แล้วโดย การส่งก่อสร้างโรงสูบน้ำ ซึ่งติดตั้งเครื่องสูบน้ำด้วยไฟฟ้าพร้อม ทั้งท่อส่งน้ำกำหนดแล้วเสร็จในฤดูแล้ง พ.ศ. 2538 เพื่อแก้ไขปัญหาการหาแหล่งน้ำให้ราษฎรที่อพยพ จากเขตน้ำท่วมซึ่งเป็นนโยบายของกรม ชลประทาน และเพื่อเป็นแบบอย่างของงานชลประทานในการดำเนินงาน ก่อสร้างโครงการอื่น ๆ อีก ต่อไปในอนาคต

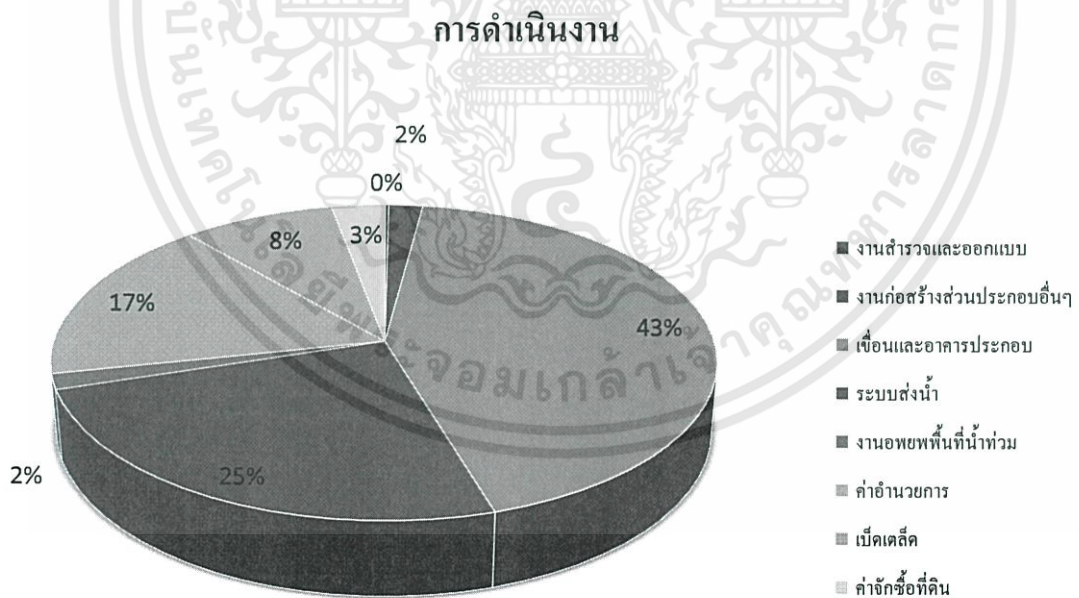
### 9.ระยะดำเนินการ และงบประมาณค่าก่อสร้างโครงการ

เริ่มตั้งแต่ปีงบประมาณ 2519 ถึงปีงบประมาณ 2536 รวมเวลา 17 ปี

ราคางานตั้งแต่เริ่มโครงการจนถึงสิ้นเดือนกันยายน 2536 ประกอบด้วย

เงินงบประมาณ 1,611,500,000 บาท คิดเป็น 48%

เงินกู้ 1,478,500,000 บาท คิดเป็น 52%



- ข้อมูลแสดงรายการค่าก่อสร้างโครงการ
  - งานสำรวจออกแบบ 5,075,050 บาท
  - งานก่อสร้างส่วนประกอบอื่น 58,849,552 บาท
  - ก่อสร้างห้วงานและอาคารประกอบ 1,356,042,477 บาท
  - งานก่อสร้างระบบส่งน้ำ 777,942,362 บาท
  - งานจัดที่อพยพราษฎรจากเขตนํ้าท่วม 49,777,360 บาท
  - งานบูรณะและปรับปรุงระหว่างก่อสร้าง 8,558,360 บาท
  - รวมงานก่อสร้าง 2,256,245,161 บาท
  - ค่าอำนาจการ 532,255,066 บาท
  - ค่าเผื่อเหลือเผื่อขาด 208,395,533 บาท
  - ค่าจัดซื้อที่ดินและรื้อย้าย 93,104,240 บาท
  - รวมทั้งสิ้น 3,090,000,000 บาท

## 10. ผลประโยชน์ของโครงการ

10.1 ผลประโยชน์ชลประทานหรือการเพิ่มผลผลิตการเกษตรซึ่งเป็นประโยชน์หลักของโครงการ คือ สามารถส่งน้ำให้แก่พื้นที่เพาะปลูกได้ประมาณ 175,000 ไร่ ให้ได้ผลสมบูรณ์ให้ฤดูฝนกับจะมีน้ำเพียงพอต่อการปลูกพืชผักในฤดูแล้ง ได้อีกประมาณ 50 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่เพาะปลูกฤดูฝน ซึ่งเกษตรกรจะมีรายได้เพิ่มขึ้นครอบครัวละประมาณ 20,000 – 60,000 บาท ต่อปี

10.2 ผลประโยชน์อื่น ๆ ของโครงการที่จะเกิดขึ้นได้อีกหลายประการ คือ

(1) เพื่อการบรรเทาอุทกภัย สามารถบรรเทาอุทกภัยในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กวัง และลุ่มน้ำแม่ปิงจากบริเวณจุดบรรจบที่บ้านสบทา อำเภอป่าซาง จังหวัดลำพูน จนกระทั่งถึงตัวเมือง

(2) เพื่อการอุปโภคบริโภคในตัวเมืองจังหวัดเชียงใหม่ โดยส่งน้ำเข้าระบบของการประปาส่วนภูมิภาค สำนักงานประปาเชียงใหม่ ประมาณปีละ 10 ล้านลูกบาศก์เมตร

(3) เพื่อการประมง ในอ่างเก็บน้ำแม่กวัง อ่างเก็บน้ำห้วยฮัก และอ่างเก็บน้ำห้วยเกียง ก็จะเป็นแหล่งเลี้ยงปลาน้ำจืดได้เป็นอย่างดี

(4) เพื่อเป็นแหล่งพักผ่อนหย่อนใจ พื้นที่บริเวณตัวเขื่อนและอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่ซึ่งห่างจากตัวเมืองเชียงใหม่ประมาณ 25 กิโลเมตรเป็นแหล่งที่สวยงามเหมาะที่จะใช้เป็นแหล่งพักผ่อนหย่อนใจได้เป็นอย่างดี

(5) เมื่อราษฎรในเขตพื้นที่โครงการแม่กวังมีน้ำพอเพียงในการเพาะปลูกแล้วก็จะมีผลให้ราษฎรดังกล่าว ใช้ประโยชน์ในพื้นที่ดินที่มีอยู่ได้อย่างเต็มที่ โดยไม่ต้องไปบุกเบิกที่ดินตัดไม้ทำลายป่าสงวนต่อไป

## บรรณานุกรม

- สุชัยวีร์ สุวรรณสวัสดิ์. เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ : โรงพิมพ์จินดากุล, 2551
- ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. TUNNELLING AND MICROTUNNELLING TECHNOLOGY, 2543
- บุญเทพ นานะกรังสรรค. วิศวกรรมฐานรากและการก่อสร้างอุโมงค์. พิมพ์ครั้งที่ 7. กรุงเทพฯ : บริษัท สำนักพิมพ์ท็อป, 2552
- วิษณุศิริ พันธุ์ชนพฤกษ์, วุฒิชัย วงศ์จันทร์, จตุรพัฒน์ โทนแก้ว. การศึกษาและวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อราคาก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย, 2549
- การรถไฟฟ้ามหานครแห่งประเทศไทย, โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล, 2547
- MESSE MUNCHEN INTERNATIONAL. MICROTUNNEL CONSTRUCTION. พิมพ์ครั้งที่ 3, 1995
- ROBERT F. LEGGET. GEOLOGY AND ENGINEERING. พิมพ์ครั้งที่ 2. JAPAN : McGraw-Hill Company, 1962
- I.KITAMURA. TUNNELLING UNDER DIFFICULT CONDITIONS, 1979
- JOHN O.BICKEL, THOMAS R.KUESEL และ ELWYN H.KING. TUNNEL ENGINEERING HANDBOOK. NEW YORK : INTERNATIONAL THOMSON PUBLISHING, 1996
- PETER DAVIES. A HISTORY OF TUNNELS. LONDON, 1972
- Qanat. 2008. <http://www.waterhistory.org/histories/qanats>
- Qanat - the loss of precious water supplies. <http://www.radionetherlands.nl/radioprogrammes/earthbeat/080806-qanats-water-tunnels-mc>
- The qanat of iran. 2008. <http://users.bart.nl/~leenders/txt/qanats.html>
- Seikan tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Seikan\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Seikan_Tunnel)
- The Tunnel of Eupalinos. 2008. <http://homepages.cwi.nl/~aeb/math/samos>
- Laerdal. 2008. <http://home.no.net/lotsberg/data/tun10.html>
- The world's longest road tunnel: Laerdal – Aurland. 2008. <http://www.bergen-guide.com/538.htm>
- Light at the end of the tunnel. 2008. <http://news.bbc.co.uk/1/hi/world/europe/1945581.stm>

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- Euro Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Channel\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Channel_Tunnel)
- Subway Tunnels. 2008. <http://science.howstuffworks.com/subway.htm/printable>
- Tunnel. 2008. <http://en.structurae.de/structures/stype/index.cfm?ID=1047>
- Laerdal tunnel. 2008.  
<http://www.engineering.com/Library/ArticlesPage/tabid/85/articleType/ArticleView/articleId/60/Laerdal-Tunnel.aspx>
- Tunnel. 2008. <http://en.wikipedia.org/wiki/Tunnel>
- Box Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Box\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Box_Tunnel)
- London Underground. 2008.  
[http://en.wikipedia.org/wiki/History\\_of\\_the\\_London\\_Underground](http://en.wikipedia.org/wiki/History_of_the_London_Underground)
- London Underground. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/London\\_Underground](http://en.wikipedia.org/wiki/London_Underground)
- Holland Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Holland\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Holland_Tunnel)
- Paijanne Water Tunnel. 2008.  
[http://en.wikipedia.org/wiki/P%C3%A4ij%C3%A4ne\\_Water\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/P%C3%A4ij%C3%A4ne_Water_Tunnel)
- Sapperton Canal Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Sapperton\\_Canal\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Sapperton_Canal_Tunnel)
- St. Clair Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/St.\\_Clair\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/St._Clair_Tunnel)
- Zhongnanshan Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Zhongnanshan\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Zhongnanshan_Tunnel)
- Eupalinian aqueduct. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Eupalinian\\_aqueduct](http://en.wikipedia.org/wiki/Eupalinian_aqueduct)
- Montgomery Bell Tunnel. 2008. [http://en.wikipedia.org/wiki/Montgomery\\_Bell\\_Tunnel](http://en.wikipedia.org/wiki/Montgomery_Bell_Tunnel)
- Cut and cover construction. 2008. [http://w3.krtco.com.tw/english/progress/pro\\_2s.htm](http://w3.krtco.com.tw/english/progress/pro_2s.htm)
- Machine technology. 2008. <http://www.herrenknecht.com/process-technology/machine-technology/epb-shield.html>
- Tunneling. 2008. <http://www.tunnelseis.com/tunnelling.html>
- Horizontal Directional Drilling. 2008. <http://gtt-qatar.org/service4.html>
- Androna's Hinterland. 2008.  
[http://www.arch.ox.ac.uk/research/research\\_projects/Andarin/landscape\\_study](http://www.arch.ox.ac.uk/research/research_projects/Andarin/landscape_study)
- 11 Spectacular Tunnels From Around the Underworld. 2008. <http://frikoo.com/11-spectacular-tunnels-from-around-the-underworld>
- การสร้างอุโมงค์ขุนตาน. 2008.  
<http://portal.rotfaithai.com/modules.php?name=Forums&file=viewtopic&t=321>
- อุโมงค์รถไฟถ้ำขุนตาน. 2008. <http://www.rd.go.th/lamphun/61.0.html>

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ภาพถ่ายเรื่องอุโมงค์ 100 ปี ชุนตาน. 2008. <http://www.haripoonchai.com/th/kuntan100.html>
- รำลึกตำนานอุโมงค์ชุนตาน. 2008.  
[http://www.chiangmainews.co.th/cmndc\\_open.php?nid=21](http://www.chiangmainews.co.th/cmndc_open.php?nid=21)
- อุโมงค์รถไฟถ้ำชุนตาน. 2008. <http://www.fm100cmu.com/blog/Tourism/content.php?id=278>
- พลเอก พระเจ้าบรมวงศ์เธอ กรมพระกำแพงเพชรอัครโยธิน. 2008.  
<http://www.railway.co.th/about/burachut.asp>
- เทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธี Earth Pressure Balance (EPB). 2008.  
<http://www.mrta.co.th/frame/epb.htm>
- การพัฒนาการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน. 2008.  
[http://www.eng.ku.ac.th/~pe/files/PE2550\\_Website/Website\\_Group7\\_30%2007%202007/index2.htm#2TheSingapore](http://www.eng.ku.ac.th/~pe/files/PE2550_Website/Website_Group7_30%2007%202007/index2.htm#2TheSingapore)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้