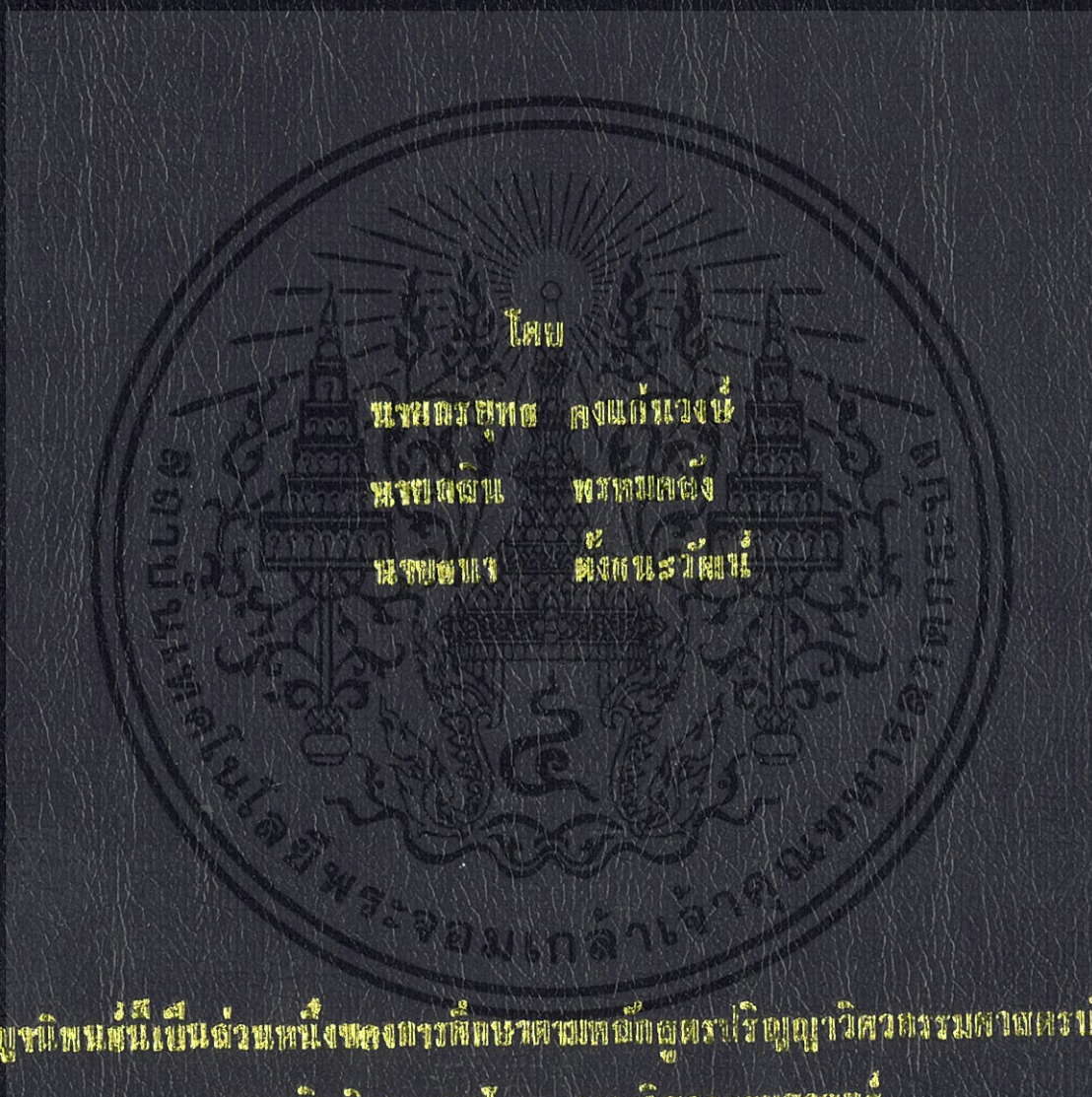


การศึกษานโยบายการออกแบบอุโมงค์ป้องกันน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานคร
A STUDY AND DESIGN OF FLOOD PROTECTION TUNNEL IN BANGKOK



ปริญญาโท เป็นตำแหน่งของงานที่ศึกษาตามหลักวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2553

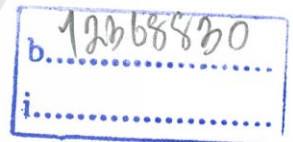
สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การศึกษาและการออกแบบอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อแก้ไขปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพฯ

A STUDY AND DESIGN OF FLOOD PROTECTION TUNNEL IN BANGKOK



T119446



เลขหมู่.....**119446**
เลขทะเบียน.....
วัน,เดือน,ปี.....- 7.S.ค. 2554

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2553

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A STUDY AND DESIGN OF FLOOD PROTECTION TUNNEL IN BANGKOK



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

2010






เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

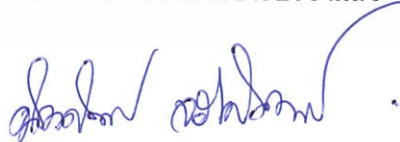
หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาและการออกแบบอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อแก้ไขปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพฯ

นักศึกษา นายกรยุทธ คงแก่นวงษ์ รหัสประจำตัว 50010027
นายกสิณ พรหมคลัง รหัสประจำตัว 50010261
นายธนา ตั้งธนะวัฒน์ รหัสประจำตัว 50010641

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
อ.สุพจน์ ศรีนิล	
อ.ปรีชานันท์ ศรีแก้ว	
อ.อุเบะ ศิริแก้ว	
รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
อ.สมเกียรติ ขวัญพุกภัย	

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ธนเดช)

ประธานสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 17 เดือน มีนาคม พ.ศ.2554

หัวข้อ ครงงานพิเศษ	การศึกษาและออกแบบอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อแก้ไขปัญหาท่วมในเขตกรุงเทพฯ
	A STUDY AND DESIGN OF FLOOD PROTECTION TUNNEL IN BANGKOK
นักศึกษา	นายกรยุทธ คงแก่นวงษ์
	นายกสณ พรหมคลัง
	นายธนา ตั้งธนะวัฒน์
อาจารย์ที่ปรึกษา	รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2553

บทคัดย่อ

ครงงานพิเศษนี้เป็นการศึกษาสภาพปัญหาน้ำท่วมโดยทั่วไปของกรุงเทพมหานคร เพื่อใช้ในการออกแบบอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่ ซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.00 เมตร ความลึกในช่วง 20-30 เมตร จากผิวดิน จากการศึกษาพบว่าอัตราการไหลที่สามารถแก้ปัญหาน้ำท่วมได้คือ 60 ลูกบาศก์เมตร/วินาที ในการออกแบบใช้โครงการอุโมงค์ระบายน้ำรัชดาภิเษก-สุทธิสาร หรืออุโมงค์ระบายน้ำคลองบางซื่อ ซึ่งได้สมมติกรณีที่สำคัญ 2 กรณี ได้แก่ อุโมงค์ตลอดได้คลองบางซื่อ และ อุโมงค์ที่วางตัวระดับลึก โดยใช้ 5 ทฤษฎีในการวิเคราะห์แรงกระทำภายนอก แรงกระทำภายในได้แก่ Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring เพื่อนำค่าโมเมนต์คดสูงสุดมาคำนวณเหล็กหลัก และ แรงเฉือนสูงสุดมาคำนวณเหล็กปลอก ที่เหมาะสมสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ในระบบหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล

Title : A STUDY AND DESIGN OF FLOOD PROTECTION TUNNEL IN BANGKOK
Name : MR. KORNYUT KONGKANWONG
MR. KASIN PROMKLUNG
MR. TANA TUNGTANAWAT
Field : CIVIL ENGINEERING
Department : CIVIL ENGINEERING
Faculty : ENGINEERING
Adviser : ASST.PROF.SUCHATVEE SUWANSAWAT

ABSTRACT

This special project focuses on the flood problem in Bangkok in order to design the flood protection tunnel with 5.00 m. inner diameter and the depth ranging from 20 to 30 meters from the surface of the ground. According to the study, the flow rate which can solve the flood problem is 60 cubic meters per second.

To design this flood protection tunnel, the project of Ratchadaphisek – Sutthisan flood protection tunnel or Bang Sue flood protection tunnel is used as the two important assumed case studies: the tunnel underneath Bangsue Canal and the tunnel laid in the depth using 5 theorems - Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) and Beam spring - to analyze the external and internal force in order to get the maximum bending moment for computation the main steel and the maximum shear force for computation the tie bar which is suitable for the tunnel lining segment in EPBS (Earth pressure balance system).

กิตติกรรมประกาศ

ไม่มีคำกล่าวใดที่จะบ่งบอกถึงความกรุณาของ รศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ได้ ตลอดระยะเวลาของงานศึกษานี้ท่านได้ให้คำแนะนำ ให้ความช่วยเหลือในการแก้ไขปัญหาต่างๆ รวมถึงการประพฤติปฏิบัติตนให้รู้ถึงความสำคัญของโครงการพิเศษนี้

ขอขอบพระคุณ อ.สุพจน์ ศรีนิล และ อ.อุษะ สิริแก้ว ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ในเรื่องข้อมูล และ คำแนะนำที่ดีมากมาย รวมถึงยานพาหนะสำหรับใช้ไปขอข้อมูลที่สำนักงานระบายน้ำ และ คณาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ในงานวิศวกรรมโยธา ให้นำมาประยุกต์ใช้กับโครงการพิเศษนี้

ขอขอบคุณสำนักงานระบายน้ำ กรุงเทพฯ ที่ได้ให้ความรู้และข้อมูลต่างๆมาใช้ในการทำโครงการพิเศษครั้งนี้รวมถึงเพื่อนภาควิศวกรรมโยธาทุกคนที่คอยให้กำลังใจและให้ความช่วยเหลือมาโดยตลอด

และขอขอบคุณสำหรับทุกสิ่งทุกอย่างที่ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง แห่งนี้ ที่ได้มอบโอกาสในการศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมโยธาซึ่งถือเป็นเกียรติอันสูงสุดสำหรับผู้ประพันธ์

ท้ายที่สุดนี้ขอขอบพระคุณ บิดา มารดา และสมาชิกในครอบครัวทุกคนที่ให้การสนับสนุน และคอยเป็นกำลังใจที่สำคัญ จนทำให้โครงการนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

นายกรชุต คงแก่นวงษ์

นายกสิณ พรหมคลัง

นายธนา ตั้งธนะวัฒน์

ผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน(ภาษาไทย)	ก
	ปกใน(ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอ努มติ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฑ
	สารบัญรูป	ด
1	บทนำ	1
	1.1. กล่าวนำ	1
	1.2. ที่มาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.3. วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	1
	1.4. ขอบเขตของโครงการวิจัย	2
	1.5. ขั้นตอนการดำเนินการ	2
	1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
2	วรรณกรรมปริทัศน์	3
	2.1. กล่าวนำ	3
	2.2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	3
	2.2.1. ทฤษฎีของ Muir Wood (1975)	3
	2.2.2. ทฤษฎีของ Einstein (1979)	5
	2.2.3. ทฤษฎีของ Erdmann (1985)	7
	2.2.4. ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers)	9
	2.2.4.1. น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ	10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.2.4.2. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ	11
	2.2.4.3. ความดันน้ำ	13
	2.2.4.4. น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่	14
	2.2.4.5. ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน	15
	2.2.4.6. แรงต้านทานของดิน	16
	2.2.4.7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง	17
	2.2.4.8. น้ำหนักภายใน	18
	2.2.4.9. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว	18
	2.2.4.10. ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง	19
	2.2.4.11. ผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียง	20
	2.2.4.12. ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน	20
	2.2.5. การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE	21
	2.2.6. ทฤษฎีวิธี Beam-spring model	21
	2.2.6.1. แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง	22
	2.2.6.2. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำ	23
	2.2.6.3. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางข้าง	23
	2.2.6.4. แรงปฏิกิริยาของดิน	25
	2.2.6.5. ความดันน้ำ	30
	2.2.6.6. น้ำหนักของตัวอุโมงค์	30
	2.2.6.7. แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้รูปแบบในวิธี Beam-spring model	30
	2.3. การทบทวนเอกสารที่เกี่ยวข้อง	31
3	ปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานคร	32
	3.1. กล่าวนำ	32
	3.2. ที่มาของปัญหา	32
	3.2.1. น้ำท่วมที่เกิดจากสภาพภูมิประเทศของกรุงเทพมหานครเอง	33

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.2.2. น้ำท่วมที่เกิดจากน้ำเหนือไหลหลากลงมาในปริมาณมาก	33
	3.2.3. น้ำทะเลหนุน เนื่องจากกรุงเทพมหานครอยู่ใกล้ปากอ่าว	33
	3.2.4. แผ่นดินทรุด	34
	3.2.5. การถูกทำลายของสภาพการระบายน้ำที่อยู่ตามธรรมชาติ	34
	3.2.6. การตัดไม้ทำลายป่า	34
	3.2.7. การพัฒนาชุมชน	34
	3.2.8. การทำลายคันป้องกันน้ำท่วมที่ประชาชนอาศัยอยู่นอกแนวคัน ป้องกันน้ำท่วม	35
	3.2.9. การสูบน้ำบาดาล	35
	3.2.10. ท่อระบายน้ำที่มีอายุการใช้งานนานกว่า 20 ปี	35
	3.2.11. พื้นที่รับรองและเก็บกักน้ำชั่วคราวเพื่อป้องกันน้ำท่วม (แก้มลิง)	35
	3.2.12. คูคลองสาธารณะที่เป็นเส้นทางระบายน้ำหลักนำน้ำจากท่อ ระบายน้ำไปสู่สถานีสูบน้ำมีขนาดจำกัดไม่เพียงพอต่อปริมาณ น้ำฝนที่ตกในพื้นที่	35
3.3.	แนวทางการแก้ไขปัญหาน้ำท่วม	36
	3.3.1. โครงการก่อสร้างแนวป้องกันน้ำท่วมเพื่อปิดล้อมพื้นที่ กรุงเทพมหานคร	36
	3.3.1.1. คันป้องกันน้ำท่วมด้านตะวันออกของกรุงเทพมหานคร (คันกั้นน้ำตามพระราชดำริ)	36
	3.3.1.2. แนวป้องกันน้ำท่วมริมแม่น้ำเจ้าพระยา คลองบางกอก น้อยและคลองมหาสวัสดิ์	37
	3.3.2. โครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำเพื่อระบายน้ำ	37
	3.3.3. การเพิ่มประสิทธิภาพระบบระบายน้ำเพื่อระบายน้ำท่วมขัง เนื่องจากฝนตกในพื้นที่ระยองเร่งด่วน	38
	3.3.4. โครงการพัฒนาคู คลองระบายน้ำ	38

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.3.5. โครงการจัดหาพื้นที่รอรับและเก็บกักน้ำ (โครงการแก้มลิง)	40
	3.3.6. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่	41
	3.3.6.1. โครงการอุโมงค์ระบายน้ำขนาดยักษ์นี้มีทั้งหมด 4 แห่ง	43
	3.3.7. การก่อสร้างระบบป้องกันน้ำท่วมพื้นที่ด้านตะวันออกนอกคัน กั้นน้ำพระราชดำริ	44
	3.3.7.1. ก่อสร้างแนวป้องกันด้านตะวันออกของพื้นที่	45
	3.3.7.2. ขุดลอกคลองระบายน้ำหลักในพื้นที่ตามแนวเหนือ-ใต้	45
	3.3.7.3. สร้างระบบปิดล้อมย่อยเฉพาะชุมชนหนาแน่น	45
4	หัวข้อเจาะอุโมงค์และผนังอุโมงค์	46
	4.1. กล่าวนำ	46
	4.2. เกณฑ์การพิจารณาเลือกใช้เครื่องเจาะ	47
	4.2.1. ดินที่เหมาะสมต่อการใช้ Slurry Shield	47
	4.2.2. ดินที่เหมาะสมต่อการใช้ Earth pressure balance shield	47
	4.3. หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)	48
	4.3.1. ความเป็นมาของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล	48
	4.3.2. ส่วนประกอบหลักที่สำคัญของหัวเจาะ EPBS	48
	4.4. การก่อสร้างอุโมงค์หัวเจาะที่มีสภาพชั้นดินอ่อน	50
	4.4.1. ดินที่มีความมั่นคง (Firm ground)	50
	4.4.2. ดินที่คลายตัว (Raveling ground)	50
	4.4.3. ดินที่ไหลลงมาได้ (Running ground)	51
	4.4.4. ดินที่ไหลได้ (Flowing ground)	51
	4.4.5. ดินบีบตัว (Squeezing ground)	51
	4.4.6. ดินที่บวมตัว (Swelling Ground)	51
	4.5. การตรวจสอบและบำรุงรักษาหัวเจาะ	52

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	4.6. ฉนังอุโมงค์(Tunnel lining)	52
	4.6.1. รูปแบบทั่วไปของฉนังอุโมงค์	52
	4.6.1.1. ฉนังอุโมงค์หลัก (Primary lining)	52
	4.6.1.2. ฉนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining)	53
	4.6.2. รูปร่างและขนาดของฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์ (Segment)	53
	4.6.2.1. เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์	53
	4.6.2.2. ความความหนาของฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์ (Segment)	53
	4.6.2.3. ความกว้างของฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์ (Segment)	54
	4.6.2.4. การแบ่งจำนวนฉนังส่วนในวงแหวนฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์ (Segment ring)	54
	4.6.3. การติดตั้งฉนังส่วนประกอบฉนังอุโมงค์	57
	4.6.4. รูสำหรับอัดคิฉนังน้ำปูน	58
	4.6.5. การป้องกันการรั่วฉนังของน้ำ (Waterproofing)	59
	4.6.6. การป้องกันการสั๊กกร่อนและการเกิดสนิม	60
5	ทฤษฎีการออกแบบฉนังอุโมงค์	61
	5.1. บทนำ	61
	5.2. ทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ	61
	5.2.1. ทฤษฎีของ Muir Wood (1975)	61
	5.2.2. ทฤษฎีของ Einstein (1979)	64
	5.2.3. ทฤษฎีของ Erdmann (1985)	67
	5.2.4. ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers, 1996)	68
	5.2.4.1. น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ	68

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	5.2.4.2. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ	69
	5.2.4.3. ความดันน้ำ	72
	5.2.4.4. น้ำหนักบรรทุกคงที่	73
	5.2.4.5. ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน	74
	5.2.4.6. แรงต้านทานของดิน	74
	5.2.4.7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง	76
	5.2.4.8. น้ำหนักภายใน	76
	5.2.4.9. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว	77
	5.2.4.10. ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง	78
	5.2.4.11. ผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียง	78
	5.2.4.12. ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน	79
	5.2.4.13. การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE	79
5.2.5.	ทฤษฎีวิธี Beam-spring model	84
	5.2.5.1 แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง	84
	5.2.5.2. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำ	86
	5.2.5.3. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินแนวตั้งและ ความดันดินทางข้าง	86
	5.2.5.4. แรงปฏิกิริยาของดิน	88
	5.2.5.5. ความดันน้ำ	92
	5.2.5.6. น้ำหนักของตัวอุโมงค์	93
	5.2.5.7. แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้รูปแบบในวิธี Beam-spring model	93
5.3.	ทฤษฎีการออกแบบเหล็กเสริม	94
	5.3.1. วิธีการออกแบบเสาสั้นโดยวิธีกำลัง	94
	5.3.2. วิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลัง	101

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
6	กรณีศึกษาและการวิเคราะห์การออกแบบผนังอุโมงค์	103
	6.1. บทนำ	103
	6.2. สภาพทางธรณีวิทยาทั่วไปของกรุงเทพฯ	103
	6.3. รูปแบบของอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงกระทำในแต่ละทฤษฎี	105
	6.3.1 กรณีศึกษาที่ 1 อุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ	107
	6.3.1.1. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood	107
	6.3.1.2. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ Einstein (1979)	113
	6.3.1.3. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)	116
	6.3.1.4. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ JSCE (1996)	118
	6.3.1.5. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎี Beam-spring model	127
	6.3.2. อุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับลึก	136
	6.3.2.1. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)	137
	6.3.2.2. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ Einstein (1979)	142
	6.3.2.3. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)	145
	6.3.2.4. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎีของ JSCE (1996)	147
	6.3.2.5. การวิเคราะห์แรงภายใน โดยทฤษฎี Beam-spring model	155
	6.4. ข้อดีและข้อจำกัด	160
	6.5. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก	161
	บรรณานุกรม	165

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
2.1.	การแบ่งประเภทน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์	10
2.2.	ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K_0) และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k)	13
2.3.	หน่วยน้ำหนักของประเภทผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (kN/m^3)	15
2.4.	ค่าตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาความดันขณะดินหลวมตัว โดยวิธี Beam-spring model	24
2.5.	การเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model	25
2.6.	ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k)	28
2.7.	แสดงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างควบกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model	29
4.1.	แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต	55
5.1.	การแบ่งประเภทน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์	69
5.2.	ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K_0) และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k)	72
5.3.	หน่วยน้ำหนักของประเภทผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (kN/m^3)	74
5.4.	สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินแปรผันตามชนิดของดิน 24	83
5.5.	ค่าตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาความดันขณะดินหลวมตัว โดยวิธี Beam-spring model	87
5.6.	การเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model	88
5.7.	ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k)	91
5.8.	แสดงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างควบกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model	92

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
6.1	ข้อมูลลักษณะของดิน โดยทั่วไป	104
6.2.	รูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์	106
6.3.	แรงภายในที่เกิดจากแรง P_0 ที่มุมต่างๆ	112
6.4.	แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ	112
6.5.	แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ	115
6.6.	สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินแปรผันตามชนิดของดิน	121
6.7.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง	125
6.8.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์	126
6.9.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์	126
6.10.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันทานของดิน	126
6.11.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์	126
6.12.	แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ	127
6.13.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง	134
6.14.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์	134
6.15.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์	135
6.16.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันทานของดิน	135
6.17.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์	135
6.18.	แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ	135
6.19.	แรงภายในที่เกิดจากแรง P_0 ที่มุมต่างๆ	141
6.20.	แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ	141

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
6.21.	แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ	144
6.22.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง	153
6.23.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์	153
6.24.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์	153
6.25.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้านทานของดิน	154
6.26.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์	154
6.27.	แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ	154
6.28.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง	158
6.29.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์	158
6.30.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์	159
6.31.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้านทานของดิน	159
6.32.	โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์	159
6.33.	แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ	159

ณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1.	ทฤษฎีของ Muir Wood ผนังอุโมงค์วางตัวอยู่ในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น	3
2.2.	แสดงการจำลอง โมเดลเป็นแบบเนื้อเดียวกัน	6
2.3.	รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*) และ Flexibility ratio (F^*)	6
2.4.	การจำลอง โมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและ โมเมนต์คัต	7
2.5.	การจำลอง โมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและ โมเมนต์คัต	8
2.6.	ความดันขณะดินหลวมตัว สำหรับอุโมงค์หน้าคัตวงกลม	12
2.7.	ลักษณะของความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure)	14
2.8.	แบบจำลองชั้นดินเปรียบเสมือนสปริงเพื่อหาแรงต้านทานของดิน	17
2.9.	แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)	21
2.10.	การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและ วิธี Beam-spring model	22
2.11.	โครงสร้างอุโมงค์ของวิธี Beam-spring model	23
2.12.	ความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model	24
2.13.	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินประสิทธิผลในแนวรัศมีที่เพิ่มขึ้นกับ ค่าการเสียดรูปของ ผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี [10]	27
.2.14	เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดินที่มากระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไป และแบบจำลอง Beam-spring model	30
3.1.	แผนผังแสดงสภาวะการเกิดน้ำท่วมในกรุงเทพมหานคร	32
3.2.	แนวป้องกันน้ำท่วมริมแม่น้ำเจ้าพระยา	36
3.3.	การก่อสร้างคันกั้นน้ำริมคลอง	39
3.4.	แผนที่แสดงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ	42
4.1.	กราฟการกระจายตัวของเม็ดดินที่เหมาะสมต่อการเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ	47
4.2.	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Rehm , 2006)	50

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.3.	แบบจำลองผนังอุโมงค์ชนิด Typical	56
4.4.	ผนังอุโมงค์ ชนิด Typical	56
4.5.	การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณท้ายหัวเจาะ	57
4.6.	คณงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์	57
4.7.	การฉีดอัดน้ำปูนผ่านรูภายในชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์	59
4.8.	การอัดฉีดปูน โดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน	59
5.1.	ทฤษฎีของ Muir Wood ผนังอุโมงค์วางตัวอยู่ในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น	62
5.2.	แสดงการจำลองโมเดลเป็นแบบเนื้อเดียวกัน	65
5.3.	รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*) และ Flexibility ratio (F^*)	65
5.4.	การจำลอง โมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์คัต	67
5.5.	ความดันขณะดินหลวมตัว สำหรับอุโมงค์หน้าคัตวงกลม	71
5.6.	ลักษณะของความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure)	73
5.7.	แบบจำลองชั้นดินเปรียบเสมือนสปริงเพื่อหาแรงต้านทานของดิน	75
5.8.	แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)	80
5.9.	การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและวิธี Beam-spring model	85
5.10.	โครงสร้างอุโมงค์ของวิธี Beam-spring model	86
5.11.	ความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model	87
5.12.	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินประสิทธิผลในแนวรัศมีที่เพิ่มขึ้นกับค่าการเสียดรูปของ ผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี [10]	90
5.13.	เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดินที่มากกระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไปและแบบจำลอง Beam-spring model	93
5.14.	แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์	94
5.15.	การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าคัต	95

ด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
5.16.	สมมติฐานของ Whitney สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด	98
6.1	สภาพทางธรณีวิทยาทั่วไปของกรุงเทพฯ	104
6.2	สภาพแรงดันน้ำทั่วไปในกรุงเทพฯ	105
6.3	องค์ประกอบข้อมูลเบื้องต้นของผนังอุโมงค์	106
6.4.	สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ	107
6.5.	แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)	119
6.6.	แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี Beam spring model	127
6.7.	สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับลึก	136
6.8.	หน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์	163
6.9.	ตัวอย่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เตรียมไว้สำหรับวัสดุกันซึมแบบ 1 ชั้นและ 2 ชั้น	163

บทที่ 1

บทนำ

1.1. กล่าวนำ

ปัญหาน้ำท่วมส่งผลกระทบต่อทั้งในด้านเศรษฐกิจและสังคม โดยเฉพาะในเขตกรุงเทพมหานคร สามารถแก้ไขได้ในระยะยาวโดยการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่ โดยในบทนี้จะกล่าวถึงที่มา ความสำคัญของปัญหา วัตถุประสงค์ ขอบเขต ขั้นตอน และประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับในการดำเนินโครงการพิเศษนี้

1.2. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานครยังคงเป็นปัญหาที่ต้องแก้ไขอย่างต่อเนื่อง ปัจจุบันกรุงเทพมหานครและสำนักการระบายน้ำ ได้มีการสร้างอุโมงค์ระบายน้ำเพื่อระบายน้ำจากพื้นที่น้ำท่วมขังให้ระบายลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง เนื่องจากระบบระบายน้ำในปัจจุบันมีขีดความสามารถที่จำกัด และยังไม่เพียงพอต่อการระบายน้ำท่วมขังในพื้นที่ ดังนั้นจึงมีโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่อีกในอนาคต คือ อุโมงค์ระบายน้ำรัชดาภิเษก-สุทธิสาร หรือ อุโมงค์ระบายน้ำคลองบางซื่อ เพื่อแก้ปัญหาน้ำท่วมในระยะยาว โดยการออกแบบอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่ในปัจจุบัน มีประสิทธิภาพในการระบายน้ำมากกว่าแต่ก่อน แต่การก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ในพื้นที่ชุมชนเมือง มีความซับซ้อนและผู้เชี่ยวชาญที่มีความรู้ทางด้านอุโมงค์ยังมีน้อย ทางคณะผู้วิจัยจึงมีความสนใจที่จะศึกษาถึงข้อดีและข้อจำกัดแต่ละทฤษฎีของการออกแบบผนังอุโมงค์ เพื่อพัฒนาศักยภาพของวิศวกรไทยให้มีความรู้ทัดเทียมนานาชาติ และเป็นฐานความรู้ต่อผู้ที่สนใจศึกษาต่อไปในอนาคต

1.3. วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

ปริญญานิพนธ์เล่มนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาและวิจัยการออกแบบผนังอุโมงค์ระบายน้ำให้เหมาะสมกับสภาพชั้นดินทั่วไปในกรุงเทพมหานคร เพื่อให้สามารถนำมาใช้ในการก่อสร้างจริงได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งสามารถสรุปวัตถุประสงค์ได้ดังต่อไปนี้

1. เพื่อที่จะมีความเข้าใจถึงสภาพปัญหาน้ำท่วมและความจำเป็นที่ต้องใช้อุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่เพื่อแก้ปัญหาน้ำท่วมในระยะยาวได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. เพื่อให้มีความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับหัวเจาะอุโมงค์ ผันงอุโมงค์ และขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ ระบายน้ำขนาดใหญ่

3. เพื่อให้สามารถวิเคราะห์และเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อผันงอุโมงค์ด้วยทฤษฎีของ Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring นำไปออกแบบเสริมเหล็กได้

1.4. ขอบเขตของโครงการวิจัย

ในการศึกษามีการเก็บรวบรวมข้อมูลสภาพทางธรณีวิทยาและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร เพื่อนำมาวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผันงอุโมงค์ โดยใช้ทฤษฎี Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring โดยที่ผันงอุโมงค์เป็นแบบวงกลมประเภทคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.5. ขั้นตอนการดำเนินการ

ในการศึกษางานวิจัย มีขั้นตอนการดำเนินงานดังนี้

1. ปรึกษาอาจารย์ที่ปรึกษาถึงหัวข้อที่จะทำการศึกษา
2. รวบรวมข้อมูลและศึกษาสภาพปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานคร
3. รวบรวมข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับอุโมงค์ระบายน้ำโครงการเก่าในเขตกรุงเทพมหานคร
4. ศึกษาทฤษฎีของ Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring ที่ใช้ในการออกแบบ ผันงอุโมงค์
5. วิเคราะห์และเปรียบเทียบผลการออกแบบ Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring และสามารถเสริมเหล็กได้

1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สามารถพิจารณาการออกแบบผันงอุโมงค์โดยใช้ทฤษฎี Muir Wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และ Beam spring
2. มีความเข้าใจและเข้าถึงสภาพปัญหาน้ำท่วมจากผู้เชี่ยวชาญของสำนักการระบายน้ำ
3. เป็นฐานข้อมูลหรือกรณีตัวอย่างสำหรับผู้สนใจนำไปศึกษาหรือวิเคราะห์ต่อไป

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

2.1. กล่าวนำ

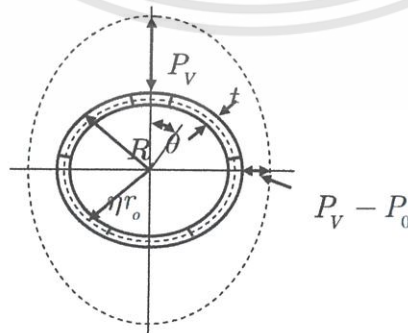
จากที่ได้มีการศึกษาและวิเคราะห์ทฤษฎีพบว่า ในปัจจุบันได้มีการนำเสนอทฤษฎีการออกแบบไว้หลายทฤษฎี และแต่ละทฤษฎีก็มีข้อจำกัดและมีสมมติฐานที่แตกต่างกัน เพื่อหาแรงกระทำภายนอกที่คำนวณได้ นำไปวิเคราะห์หาแรงกระทำภายในเพื่อใช้ในการออกแบบเสริมเหล็ก

ในบทนี้จะทำการกล่าวถึงทฤษฎีของ Muir Wood (1975) , Einstein (1979), Erdmann (1985), JSCE (1996) และ Beam spring โดยนำไปวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ที่ได้จากแต่ละทฤษฎี แล้วนำค่าที่ได้ไปใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ต่อไป

2.2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.2.1. ทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมติฐานที่ว่า อุโมงค์เป็นรูปวงกลม (Circular lining) โดยเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปของผนังอุโมงค์ (Deformation) เป็นรูปวงรีเมื่อมีแรงกระทำในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น (Elastic ground) และไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเฉือนระหว่างผนังอุโมงค์และดิน และสมมติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วยดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่นแบบสมบูรณ์ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.1. การวิเคราะห์แบบยืดหยุ่น (Elastic analysis) จะใช้ความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นของความเค้นและความเครียด เป็นการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ



รูปที่ 2.1. ทฤษฎีของ Muir Wood ผนังอุโมงค์วางตัวอยู่ในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงกระทำภายนอกในแนวตั้ง (P_V) หาได้จาก สมการ (2.1.)

$$P_V = P_{e1} + P_{w1} \quad (2.1.)$$

แรงกระทำภายนอกในแนวนอน (P_H) หาได้จาก สมการ (2.2.)

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2} \quad (2.2.)$$

องค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประกอบด้วย โมเมนต์คด แรงในแนวแกน และแรงเฉือน แสดงไว้ใน สมการ (2.3.) ถึงสมการ (2.11.)

$$P_0 = P_V - P_H \quad (2.3.)$$

$$P_{BAR} = 0.5 \times (P_V + P_H) \quad (2.4.)$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_o^3}{E_C(1+n) \times 12 \times I} \quad (2.5.)$$

$$S_T = \frac{P_0 \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu} \right)} \quad (2.6.)$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_0}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T \quad (2.7.)$$

$$S_{N2} = 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu \quad (2.8.)$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \quad (2.9.)$$

$$Q = \frac{E_C \times R_o}{E(1+\nu) \cdot (R_o - R_I)} \quad (2.10.)$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1 + Q} \quad (2.11.)$$

แรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์คัต แรงในแนวแกน และแรงเฉือนที่เกิดจากแรง P_0 แสดงไว้ใน สมการ (2.12.) (2.13.) และ (2.14.) ตามลำดับ

$$M_1 = \frac{R_0^2}{6} (2S_N + S_T) \cos 2\theta \quad (2.12.)$$

$$N_1 = -\frac{R_0}{3} (S_N + 2S_T) \cos 2\theta \quad (2.13.)$$

แรงโมเมนต์คัตทั้งหมด (Total bending moment, kN.m) = M_1

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

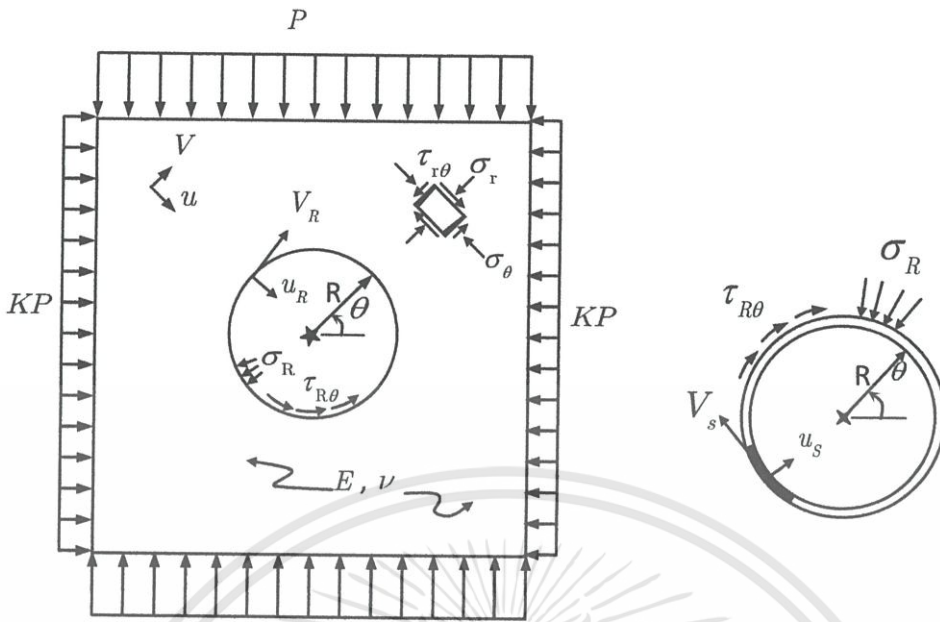
แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces, kN) = S_1

2.2.2. ทฤษฎีของ Einstein (1979)

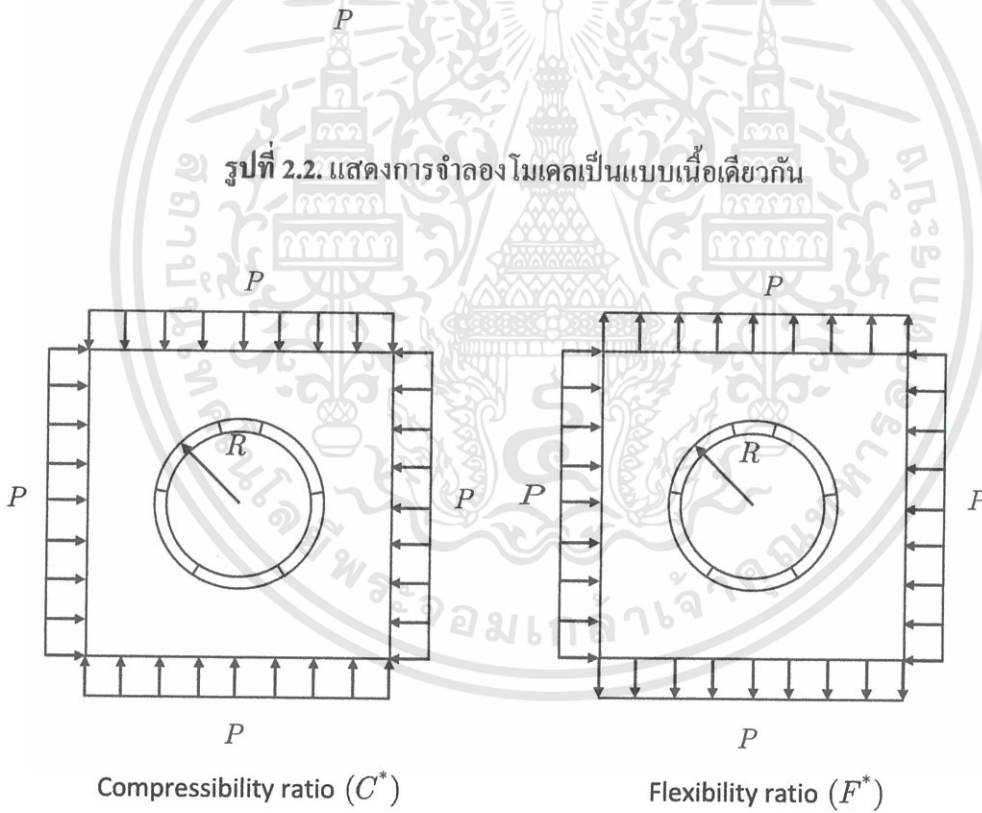
ทฤษฎีของ Einstein ได้นำหลักการทฤษฎีอิลาสติคมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งสามารถหาค่าการเสียรูปและแรงที่เกิดขึ้นภายในผนังอุโมงค์ โดยมีสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.2. ส่วนสมมติฐานของผนังอุโมงค์คือ อุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง มีการเสียรูปเมื่อมีแรงมากระทำ (Flexibility ring) พิจารณาแรงในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ และแรงกระทำในแนวราบเท่ากับแรงในแนวตั้งคูณกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ ได้มีการกำหนดสมการความสัมพันธ์ที่จะนำมาใช้เพื่อหาค่าแรงกระทำภายในและโมเมนต์ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังต่อไปนี้

Compressibility ratio (C^*) เป็นอัตราส่วนระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและผนังอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบสมมาตรและสม่ำเสมอ ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.4. หาค่าได้จาก สมการ (2.20.)

$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (2.20.)$$



รูปที่ 2.2. แสดงการจำลองโมเดลเป็นแบบเนื้อเดียวกัน



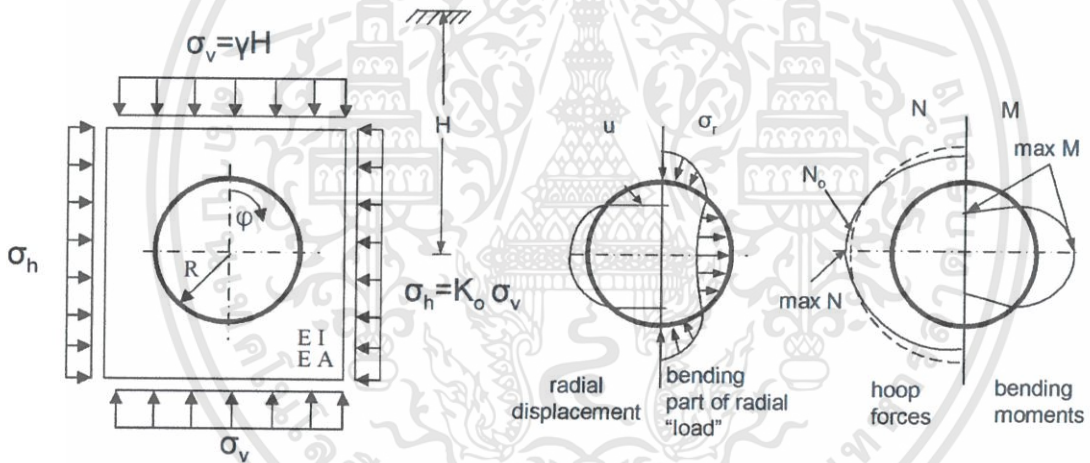
รูปที่ 2.3. รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*) และ Flexibility ratio (F^*)

Flexibility ratio (F^*) เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างความสัมพัทธ์ระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบไม่สมมาตรดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.5. หาค่าได้จาก สมการ (2.21.)

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s(1-\nu^2)} \quad (2.21.)$$

2.2.3. ทฤษฎีของ Erdmann (1985)

ทฤษฎีของ Erdmann (1985) มีสมมติฐานว่าดินโดยรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน การวิเคราะห์เป็นแบบความเครียดระนาบยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain) สำหรับดินและผนังอุโมงค์ รูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบวงกลมเท่านั้น ผนังอุโมงค์เป็นชิ้นส่วนเดียวกันตลอดทั้งวง ไม่พิจารณารอยต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัดจะมีค่ามากที่สุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.2.



รูปที่ 2.4. การจำลองโมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัด

การคำนวณหาโมเมนต์ดัดสูงสุด (M) มีหน่วยเป็น ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) หาได้จาก สมการ (2.14.)

$$M = \sigma_v(1-K_0)R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3-4\nu)}{3(1+\nu)(3-4\nu)} \times \frac{ER^3}{E_c I}} \quad (2.14.)$$

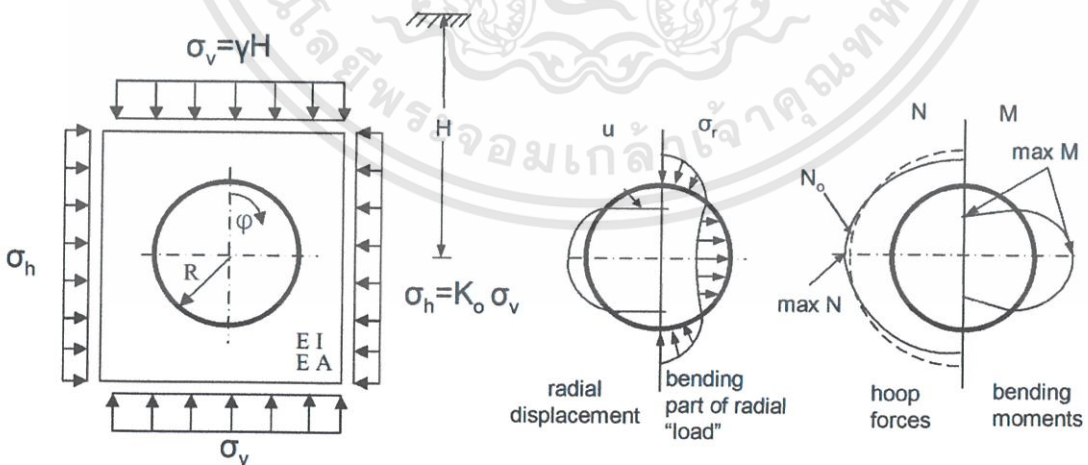
การคำนวณหาความดันเหนืออุโมงค์ (N_0) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (2.15.)

$$N_0 = \sigma_v(1 + K_0)R \frac{1}{2 + (1 - K_0) \frac{2(1 - \nu)}{3(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \times \frac{ER}{E_c A}} \quad (2.15.)$$

การคำนวณหาแรงในแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (2.16.)

$$N - N_0 = \sigma_v(1 + K_0)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(ER^3 / E_c I)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + ER^3 / E_c I)}} \quad (2.16.)$$

- โดยที่ E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
 E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)
 A คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)
 I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 σ_v คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)



รูปที่ 2.5. การจำลองโมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ตัด

การคำนวณหาโมเมนต์ดัดสูงสุด (M) มีหน่วยเป็น ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) หาได้จาก สมการ (2.17.)

$$M = \sigma_v(1 - K_o)R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4\nu)}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \times \frac{ER^3}{E_c I}} \quad (2.17.)$$

การคำนวณหาความดันเหนืออุโมงค์ (N_0) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (2.18.)

$$N_0 = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + (1 - K_o) \frac{2(1 - \nu)}{3(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \times \frac{ER}{E_c A}} \quad (2.18.)$$

การคำนวณหาแรงในแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (2.19.)

$$N - N_0 = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(ER^3 / E_c I)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + ER^3 / E_c I)}} \quad (2.19.)$$

โดยที่	E	คือ	โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
	E_c	คือ	โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)
	A	คือ	พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)
	I	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)
	ν	คือ	อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
	R	คือ	รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
	K_o	คือ	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
	σ_v	คือ	แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)

2.2.4. ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers)

ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers) มีหลักเกณฑ์ในการพิจารณาการออกแบบผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

2.2.4.1. น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ

การออกแบบผนังอุโมงค์ (Lining) ต้องออกแบบโดยเน้นความปลอดภัยในการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งในระหว่างการก่อสร้างและภายหลังจากการก่อสร้าง รวมทั้งช่วงดำเนินการใช้งานเพื่อให้ตรงตามวัตถุประสงค์ของอุโมงค์ โดยน้ำหนักที่นำมาประกอบการพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.1.

ตารางที่ 2.1. การแบ่งประเภทน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads)	<ol style="list-style-type: none"> 1. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ 2. ความดันน้ำ 3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 4. น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน 5. แรงต้านทานของดิน
น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads)	<ol style="list-style-type: none"> 6. น้ำหนักภายใน 7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง 8. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว
น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads)	<ol style="list-style-type: none"> 9. ผลกระทบจากอุโมงค์ใกล้เคียง 10. ผลกระทบจากการทำงานบริเวณใกล้เคียง 11. ผลกระทบจากการทรุดตัวของชั้นดิน 12. อื่นๆ

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads) เป็นแรงพื้นฐานที่จะต้องนำมาพิจารณาเสมอในการออกแบบ น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads) จะเกิดขึ้นระหว่างทำการก่อสร้างหรือหลังจากก่อสร้างอุโมงค์แล้วเสร็จ ซึ่งจะถูกนำมาพิจารณาตามวัตถุประสงค์ของอุโมงค์ สภาพของการก่อสร้าง และตำแหน่งของอุโมงค์ ในขณะที่น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads) จะถูกนำมาพิจารณาโดยเฉพาะตามสภาพชั้นดินและการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์

ผลกระทบจากแผ่นดินไหว และน้ำหนักจากการก่อสร้างเช่น แรงจากขาถีบของหัวเจาะและความดันจากการอัดฉีดน้ำปูน เป็นต้น เป็นแรงกระทำระยะสั้น (Short term) ซึ่งมีความแตกต่างจากน้ำหนักกระทำหลักที่จะเปลี่ยนแปลงตามเงื่อนไขของแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ในระหว่างการก่อสร้าง

ดังนั้น การตัดสินใจเลือกน้ำหนักที่ใช้ในการออกแบบจะทำการพิจารณาจากน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่อ
อุโมงค์ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.1.

2.2.4.2. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ

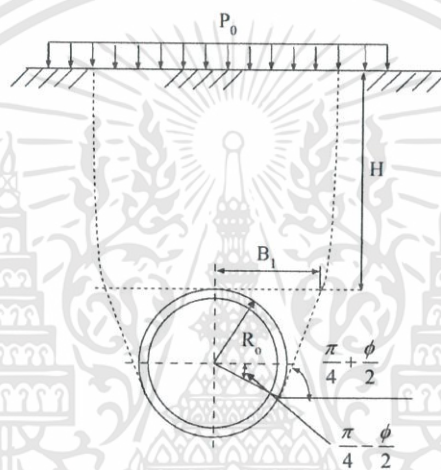
ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน และความดันน้ำใต้ดิน สามารถ
แบ่งการพิจารณาได้ 2 วิธีสำหรับการหาค่าความดันดิน ได้แก่ ความดันน้ำใต้ดินกระทำแยกจากความดันดิน
(วิธีความดันประสิทธิผล) และความดันน้ำใต้ดินกระทำร่วมกับความดันดิน (วิธีความดันรวม) โดยวิธีความ
ดันประสิทธิผลจะนำมาประยุกต์ใช้กับดินทราย และวิธีความดันรวมใช้กับดินเหนียว (Cohesive soil)
อย่างไรก็ตาม วิธีความดันประสิทธิผลสามารถนำมาใช้ในดินเหนียวที่มีเสถียรภาพสูงบริเวณส่วนหน้าเช่น
ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และตะกอนทราย (Silt) ได้เช่นกัน

ความดันในแนวตั้งจะเป็นน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ (Uniform load) กระทำต่อ
อุโมงค์ที่ยอด ของอุโมงค์ (Crown) ขนาดของแรงพิจารณาจากความหนาของดินเหนืออุโมงค์ รูปร่างหน้าตัด
และเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ และสภาพชั้นดิน สำหรับความดันดินในแนวราบจะเป็นน้ำหนัก
บรรทุกชนิดแผ่ไม่สม่ำเสมอ ที่แปรผันตามหน่วยน้ำหนักของดินและความลึก โดยจะกระทำที่บริเวณ
ด้านข้างของผนังอุโมงค์จากส่วนบน ไปยังส่วนล่างของอุโมงค์ (Bottom) ขนาดของแรงคำนวณจากการคูณ
ความดันดินในแนวตั้งกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง นอกจากนี้ความดันดินที่กระทำต่ออุโมงค์ที่
ส่วนล่าง ทำการพิจารณาในลักษณะของแรงต้านทานของดินบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ ทั้งหลายเหล่านี้
แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์มีความซับซ้อนและยากต่อการหาที่แน่นอน จากที่ได้กล่าวมาข้างต้นเป็นวิธีที่
ใช้หาค่าความดันดินเพื่อนำมาใช้ในการออกแบบ โดยไม่ได้คำนึงถึงการเสีรูปของอุโมงค์

1) ความดันดินในแนวตั้ง (Vertical earth pressure) เป็นแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ใน
ระยะยาว ซึ่งจะไม่ทำการพิจารณาผลกระทบของแรงกระทำจากดินบริเวณส่วนโค้ง (Arch action) เหนือ
อุโมงค์ ในกรณีที่ชั้นดินเหนืออุโมงค์มีขนาดที่น้อยกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ เพราะจะทำให้การใช้
ความดันขณะดินหลวมตัว (Loosening pressure) สำหรับการออกแบบความดันดินอาจพบปัญหาการ
ออกแบบในชั้นดินทราย สำหรับในกรณีที่ชั้นดินเหนืออุโมงค์มีความลึกมากกว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง
ของอุโมงค์ อาจเป็นไปได้ที่จะนำความดันขณะดินหลวมตัวมาหาค่าความดันดินในแนวตั้ง แต่ก็ควรนำ
ผลกระทบของแรงกระทำจากดินบริเวณส่วนโค้งมาพิจารณาเปรียบเทียบกับด้วย ดังนั้นการพิจารณาความดัน
ขณะดินหลวมตัวจะนำมาใช้ในดินทรายที่มีความลึกเหนืออุโมงค์ 1 ถึง 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก
ของอุโมงค์ หรือมากกว่า และอุโมงค์ที่อยู่ในดินเหนียวแข็ง (Stiff clay, $N \geq 8$) ที่มีความลึกเหนืออุโมงค์ 1
ถึง 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ หรือมากกว่า นอกจากนี้ ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง

(Medium stiff clay, $4 \leq N < 8$) หรือในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay, $2 \leq N < 4$) ทำการพิจารณาน้ำหนักทั้งหมดที่มากกระทำเหนืออุโมงค์ในการออกแบบ

การคำนวณความดันขณะดินหลวมตัว ในการก่อสร้างอุโมงค์ภายใต้องค์ประกอบของชั้นดินที่หลากหลายเหนืออุโมงค์เพื่อคำนวณค่าความดันขณะดินหลวมตัวจะอาศัยสมมติฐานที่ว่าดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัดเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) การพิจารณาความดันขณะดินหลวมตัวสามารถคำนวณได้อย่างมีประสิทธิภาพสำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลมดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.6. หากทำการกำหนดระยะความกว้างของดินที่กำลังหลวมตัว (B_1) ที่เหมาะสม ในส่วนของกระจายน้ำหนักที่กระทำก็มีความสำคัญ เพราะจะต้องทำให้มีความสอดคล้องกับโครงร่างภายนอกของหน้าตัดอุโมงค์



รูปที่ 2.6. ความดันขณะดินหลวมตัว สำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลม

การหาความดันขณะดินหลวมตัว ของ (σ_v) มีหน่วยเป็น (kN/m^2) และระยะความกว้างของดินที่กำลังหลวมตัว (B_1) มีหน่วยเป็นเมตร (m) สำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลมแสดงไว้ในสมการ (2.22.) และสมการ (2.23.)

$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_o \tan \phi H/B_1}) + P_o \cdot e^{-K_o \tan \phi H/B_1} \quad (2.22.)$$

$$B_1 = R_o \cdot \cot \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right) \quad (2.23.)$$

โดยที่ h_o คือ ระยะความลึกของดินที่กำลังหลวมตัว ($= \sigma_v/\gamma$) มีหน่วยเป็น (m)

K_o คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

ϕ	คือ	มุมเสียดทานของดิน (องศา)
P_0	คือ	น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
γ	คือ	หน่วยน้ำหนักของดิน (kN/m^3)
c	คือ	แรงยึดเหนี่ยวของดิน (kN/m^2)

2) ความดันดินในราบ (Horizontal earth pressure) หาได้จากการคูณระหว่างค่าความดันดินในแนวตั้งกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง โดยสมมติให้ความดันดินในแนวตั้งกระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกสมทบบนระนาบราบที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกนี้จะเพิ่มขึ้นตามหน่วยน้ำหนักของดินต่อความลึกจากส่วนบนของอุโมงค์ ที่สามารถนำมาใช้คำนวณหาค่าความดันดินในแนวราบได้ ในส่วนสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างทำการกำหนดขึ้นมาจากความสัมพันธ์ของวิธีการคำนวณออกแบบและวิธีการก่อสร้าง ไม่ได้มาจากลักษณะที่แท้จริงของดิน ค่าต่างๆ ได้มีการกำหนดไว้ใน ตารางที่ 2.2.

ตารางที่ 2.2. ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K_0) และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k)

วิธี	ชนิดของดิน	K_0	k (kN/mm^3)
ความดันประสิทธิผล	ดินทรายแน่นมาก	0.30 - 0.45	30 - 50
	ดินทรายแน่น	0.45 - 0.55	10 - 30
	ดินทรายหลวม	0.50 - 0.60	0 - 10
	ดินเหนียวแข็งมาก	0.35 - 0.45	30 - 50
	ดินเหนียวแข็ง	0.45 - 0.55	10 - 30
	ดินเหนียวปานกลาง	0.45 - 0.55	5 - 10
ความดันรวม	ดินเหนียวปานกลาง	0.55 - 0.65	5 - 10
	ดินเหนียวอ่อน	0.65 - 0.75	0 - 5
	ดินเหนียวอ่อนมาก	0.75 - 0.85	0

2.2.4.3. ความดันน้ำ

ระดับน้ำใต้ดินกำหนดขึ้นในการออกแบบเพื่อพิจารณาถึงความปลอดภัย หากเกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินในขณะก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้าง ความดันน้ำในแนวตั้งและแนวราบจะกระจายอย่างสม่ำเสมอในทุกทิศทาง และขนาดของความดันเป็นความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.7. กระทำบนจุดสูงสุดของอุโมงค์และจุดต่ำสุดของอุโมงค์

ความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) มีความเหมาะสมที่จะเป็นความดันน้ำที่ใช้ในการออกแบบ การคำนวณขนาดของความดันน้ำสามารถหาได้โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับการพิจารณาความดันดิน กล่าวคือ หน่วยน้ำหนักคูณด้วยความลึก ส่วนความดันน้ำที่กระทำต่ออุโมงค์อาจจะก่อให้เกิดแรงลอยตัว (Buoyancy) ต่ออุโมงค์ซึ่งเป็นหนึ่งในประเด็นที่มีความสำคัญสำหรับการพิจารณาออกแบบอุโมงค์ โดยทั่วไป แรงลอยตัวพิจารณาจากความแตกต่างของความดันน้ำในแนวตั้ง หากผลรวมของแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมด (แยกความดันน้ำออกไป) ที่กระทำบริเวณส่วนบนของผนังอุโมงค์ และน้ำหนักของผนังอุโมงค์มีค่าน้อยกว่าแรงลอยตัว จะทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาขึ้นในดินดันต้านกับแรงลอยตัว ในกรณีดังกล่าวเกิดขึ้นในกรณีที่อยู่ใต้น้ำ ความดันน้ำใต้ดินจะสูงกว่าอุโมงค์ทำให้เกิดการยกขึ้นของอุโมงค์ อาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง ดังนั้น จึงต้องมีการเพิ่มน้ำหนักให้ตัวอุโมงค์โดยการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) หรือเพิ่มน้ำหนักบนผิวดินด้วยตุ้มน้ำหนัก เป็นต้น



รูปที่ 2.7. ลักษณะของความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure)

2.2.4.4. น้ำหนักบรรทุกคงที่

น้ำหนักบรรทุกคงที่ คือ แรงในแนวตั้งที่กระจายตามความยาวบริเวณจุดศูนย์กลางของผนังอุโมงค์ โดยที่น้ำหนักของผนังอุโมงค์หลัก (Dead weight of primary lining) สามารถคำนวณได้จาก สมการ (2.24.)

$$g_1 = \frac{W_1}{2\pi \cdot R_C} \tag{2.24.}$$

โดยที่	g_1	คือ	น้ำหนักของผนังอุโมงค์หลัก (kN/m^2)
	W_1	คือ	น้ำหนักของอุโมงค์ต่อหน่วยความยาว (kN/m^2)
	R_C	คือ	รัศมีของอุโมงค์วัดจากศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของผนังอุโมงค์ (m)

สำหรับชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type) หากการกระจายของน้ำหนักบรรทุกคงที่ไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวของจุดศูนย์กลาง ต้องเฉลี่ยค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่

การก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะต้องทำภายหลังจากผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) มีเสถียรภาพที่มั่นคง น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นในสามารถที่จะไม่ต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์ เพราะน้ำหนักของผนังอุโมงค์ชั้นในจะถูกรับด้วยตัวของมันเอง อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ทำการกำหนดให้ผนังอุโมงค์ชั้นในรับน้ำหนักร่วมกับผนังอุโมงค์หลัก น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นในจะต้องใช้คำนวณด้วยในระหว่างการก่อสร้าง สำหรับหน่วยน้ำหนักที่ใช้คำนวณค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ มีความจำเป็นที่ต้องใช้ค่าที่แท้จริงเพื่อความถูกต้องในการออกแบบ ซึ่งหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตที่หล่อในที่ (Cast in place) สามารถหาได้โดยอ้างอิงจาก ตารางที่ 2.3.

ตารางที่ 2.3. หน่วยน้ำหนักของประเภทผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (kN/m^3)

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

2.2.4.5. ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน

หน่วยแรงภายในชั้นดินเกิดจากน้ำหนักที่กระทำบนผิวดิน หรือจากแรงปฏิกิริยาของโครงสร้างฐานราก หน่วยแรงดังกล่าวทำการพิจารณาจากระยะห่างของน้ำหนักที่กระทำ ซึ่งผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ก็จะมีค่าที่ลดลงเช่นกัน ผลกระทบของน้ำหนักเหล่านี้ที่มีต่อความดันดินจะขึ้นอยู่กับขนาดของน้ำหนักที่กระทำ ประเภทของฐานราก ความลึกของชั้นดิน จากส่วนล่างของฐานราก และสภาพดินที่ทำการก่อสร้าง

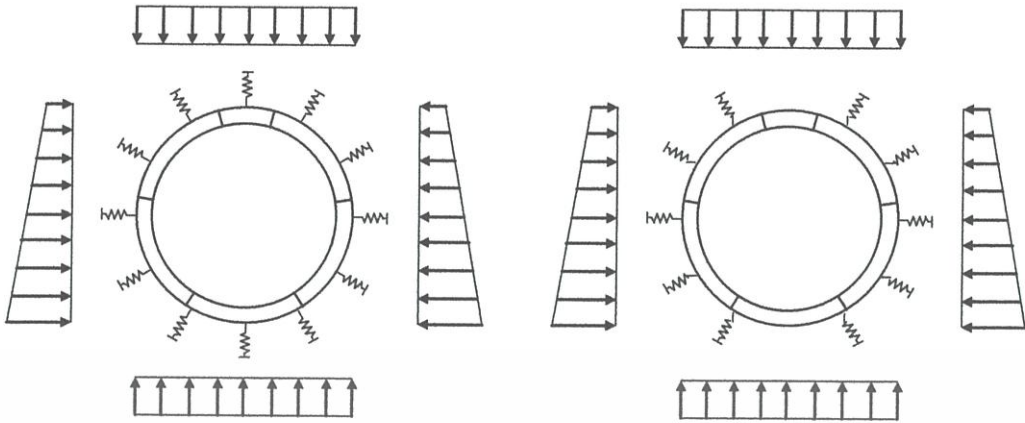
การคำนวณการส่งถ่ายหน่วยแรงในชั้นดิน มีหลากหลายวิธีที่มีการใช้กันอย่างแพร่หลาย เช่น สมการของ Boussinesq และสมการของ Westergaard เป็นต้น วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method) เช่น วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite element method) เป็นต้น สำหรับวิธีอื่นขึ้นอยู่กับวินิจัยของวิศวกรผู้คุมงาน การก่อสร้างอุโมงค์ส่วนใหญ่ไม่ได้ตั้งอยู่ใต้โครงสร้างหลักโดยตรงแต่จะอยู่ใต้พื้นถนน ผลกระทบจากสิ่งก่อสร้างเหนืออุโมงค์ต้องมีการตรวจสอบถ้าหากอุโมงค์อยู่ใกล้เคียงกับขอบของพื้นถนน

2.2.4.6. แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดินจะทำการพิจารณาขอบเขตของการเกิดแรง รูปร่างของการแผ่กระจายแรง และปริมาณของแรง โดยกำหนดขึ้นจากวิธีการคำนวณที่ใช้ในการออกแบบ แรงต้านทานของดินแตกต่างจากน้ำหนักบรรทุกอื่นที่สามารถกำหนดได้อย่างอิสระ โดยปกติแรงต้านทานของดินสามารถแบ่งออกได้เป็นแรงต้านทานที่ไม่สัมพันธ์กับการเสีรูปของดิน และแรงต้านทานที่ขึ้นกับการเสีรูปของดิน ก่อนหน้านี้การกำหนดรูปร่างของการแผ่กระจายแรงอาศัยหลักการสมดุลของแรงจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น (Imposed load) ขณะที่ต่อมา สมมติฐานของ Winkler ได้เสนอว่า แรงต้านทานของดินมีความเกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนรูปของผนังอุโมงค์

แรงต้านทานของดินในแนวตั้งซึ่งมีสาเหตุมาจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น กำหนดให้เป็นแรงต้านทานที่ไม่สัมพันธ์กับการเสีรูปของดิน และเป็นแรงต้านทานที่สมำเสมอสมดุลกับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทั้งหมด สำหรับแรงต้านทานของดินในแนวราบที่กระทำต่ออุโมงค์ กำหนดให้เป็นแรงต้านทานที่เกิดจากการเสีรูป (Displacement) ของผนังอุโมงค์ และมีรูปร่างของการแผ่กระจายแรงเป็นลักษณะสามเหลี่ยม ที่มีปริมาณของแรงสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) แผ่กระจายออกภายในช่วง $\pm 45^\circ$ จากตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดินทำการพิจารณาหาปริมาณของแรงสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ จากความสัมพันธ์ของการเสีรูปทางด้านข้างของผนังอุโมงค์จากความดันดินและน้ำ และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาดินในแนวราบซึ่งพิจารณาจากสภาพดินที่ได้แสดงไว้ใน ตาราง 2.2.

นอกจากนี้ ยังมีวิธีการอื่นที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์ของแรงที่กระทำระหว่างดินและผนังอุโมงค์ คือสมมติให้ชั้นดินเปรียบเสมือนสปริง วิธีนี้แรงต้านทานของดินจะสมมติว่าเกิดจากการเสีรูปของผนังอุโมงค์สัมพันธ์กับการเสีรูปของชั้นดิน ในประเทศแถบทวีปยุโรปแบบจำลองให้ชั้นดินปกคลุมอุโมงค์โดยรอบ ส่วนในประเทศญี่ปุ่นจะใช้แบบจำลองภายใต้สมมติฐาน ในการพิจารณาแรงต้านทานของดินดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.8.



(ก) แบบจำลองที่ให้ชั้นดินปฏิกิริยาต่อเนื่องโดยรอบ

(ข) แบบจำลองของ Winkler

รูปที่ 2.8. แบบจำลองชั้นดินเปรียบเสมือนสปริงเพื่อหาแรงต้านทานของดิน

2.2.4.7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง

น้ำหนักชั่วคราวที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) ในระหว่างกระบวนการก่อสร้าง จากการติดตั้งชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ไปจนถึงการแข็งตัวของคอนกรีตอัดน้ำปูน (Grouting) เพื่อเติมเต็มช่องว่างในส่วนท้ายของหัวเจาะ น้ำหนักที่เกิดขึ้นนี้ถูกเรียกว่า “น้ำหนักจากการก่อสร้าง” (Construction loads) น้ำหนักดังกล่าวถูกกำหนดขึ้นเพื่อใช้ในการพิจารณาออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จากความสัมพันธ์ของขั้นตอนและวิธีการก่อสร้าง

อุปสรรคของการกำหนดน้ำหนักจากการก่อสร้างคือความแน่นอนของน้ำหนัก เนื่องจากน้ำหนักเหล่านี้จะแปรผันโดยขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน และวิธีการก่อสร้าง อย่างไรก็ตาม เป็นสิ่งสำคัญมากที่จะต้องทำความเข้าใจในน้ำหนักจากการก่อสร้าง เพราะการหาค่าที่เหมาะสมและผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อการออกแบบ จะนำไปสู่การใช้งานที่มีความเหมาะสมและการปฏิบัติงานที่มีประสิทธิภาพ น้ำหนักจากการก่อสร้างประกอบไปด้วย

1. แรงผลักจากแม่แรงของหัวเจาะอุโมงค์ (Thrust force of shield jacks) เป็นแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนที่ไปข้างหน้า
2. ความดันจากการอัดน้ำปูน (Pressure of backfill grouting) เมื่อทำการอัดน้ำปูน (Grouting) โดยการฉีดวัสดุเข้าไปที่ช่องว่างบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ความดันจากการอัดน้ำปูนจะกระทำเป็นน้ำหนักชั่วคราวบริเวณ โดยรอบรูที่อัดน้ำปูน (Grouting hole)

3. น้ำหนักจากการดำเนินการติดตั้ง (Operation load of the erector) ใช้ในการออกแบบตะขอสำหรับยกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยต้องศึกษาแรงที่เกิดขึ้นขณะทำการยกชิ้นส่วนมาประกอบเป็นผนังอุโมงค์แบบเต็มวง

4. น้ำหนักจากการก่อสร้างอื่น (Other construction loads) นอกเหนือจากที่ได้กล่าวมาน้ำหนักจากการก่อสร้างอื่น เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ของ Trailing gear และน้ำหนักที่กำหนดโดยประเภทของหัวเจาะอุโมงค์ เป็นต้น

2.2.4.8. น้ำหนักภายใน

น้ำหนักภายในเป็นน้ำหนักที่เกิดขึ้นด้านในผนังอุโมงค์หลังจากก่อสร้างอุโมงค์แล้วเสร็จ และกำหนดขึ้นตามสภาพการใช้งานจริง

น้ำหนักภายในจะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์การใช้งานของอุโมงค์ โดยที่โครงสร้างผนังอุโมงค์จะต้องมีความปลอดภัยในการรับน้ำหนักเหล่านี้ สำหรับอุโมงค์รถไฟนั้น น้ำหนักของรถไฟซึ่งเป็นน้ำหนักภายในจะกระทำที่บริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ ซึ่งสามารถรองรับน้ำหนักโดยตรงจากดินโดยรอบ หรือจากน้ำปูนที่แข็งตัว การศึกษาน้ำหนักภายในโดยทั่วไปจะทำการพิจารณาในกรณีที่อยู่ใต้น้ำหรือทำการก่อสร้างในชั้นดินอ่อน อย่างไรก็ตามน้ำหนักภายในพิจารณาจากอิทธิพลต่อกำลังและการเสียดรูปของผนังอุโมงค์ เช่น แรงปฏิกิริยาที่เกิดจากการรองรับแผ่นดิน น้ำหนักภายในอุโมงค์ และน้ำหนักจากสิ่งอำนวยความสะดวก เป็นต้น ซึ่งกำหนดจากสภาพการใช้งานที่แท้จริง นำมาสู่การประเมินอิทธิพลของน้ำหนักภายในที่เกิดขึ้น

สำหรับอุโมงค์ที่อยู่ในความดันน้ำ การเลือกรูปแบบโครงสร้างที่เหมาะสมต้องประกอบไปด้วย ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ที่ทำการศึกษาค้นคว้าถึงน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในอุโมงค์ โดยการกำหนดความดันดินและน้ำจะต้องพิจารณาอย่างรอบคอบเพื่อความปลอดภัยของอุโมงค์

2.2.4.9. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว

ในกรณีที่ผลกระทบจากแผ่นดินไหวถูกนำมาพิจารณาในการออกแบบ สิ่งสำคัญที่ควรศึกษาประกอบไปด้วย สภาพที่ตั้งของอุโมงค์ สภาพดินโดยรอบอุโมงค์ การเคลื่อนตัวของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ รายละเอียดโครงสร้างของอุโมงค์ และสภาพอื่นๆ ที่มีความจำเป็น

น้ำหนักของอุโมงค์เปรียบเทียบกับชั้นดินที่อยู่รอบๆ อุโมงค์จะมีน้ำหนักที่เบากว่า เพราะฉะนั้น เมื่อแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระทำต่ออุโมงค์ แรงเฉื่อยของอุโมงค์จะมีน้อยกว่าเมื่อเทียบ

กับดินโดยรอบ ผลที่ตามมาคือ อุโมงค์จะสั้นเกือบจะเหมือนกับชั้นดิน นอกจากนี้ผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะน้อยหากอุโมงค์อยู่ในระดับลึกเสมือนมีแรงกดทับมาก และชั้นดินมีความสม่ำเสมอ เมื่อทำการเปรียบเทียบกับอุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยวิธีอื่น เช่น วิธีขุดและกลบ (Cut & cover method) กับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield tunneling method) พบว่า อุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยหัวเจาะจะเคลื่อนไหวไปกับชั้นดินได้มากกว่า เพราะความแข็งแรงของอุโมงค์มีน้อยกว่า เนื่องจากรอยต่อของอุโมงค์ และการก่อสร้างภายในชั้นดินที่มีอยู่เดิม อย่างไรก็ตาม การศึกษาผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะต้องพิจารณาเป็นพิเศษเมื่ออุโมงค์อยู่ในสภาพดังต่อไปนี้

- ก) บริเวณที่โครงสร้างผนังอุโมงค์มีการเปลี่ยนแปลง เช่น จุดเชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์ใต้ดินกับปล่องระบายอากาศ (Shaft) และการเปลี่ยนประเภทของผนังอุโมงค์ในการติดตั้ง เป็นต้น
- ข) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินอ่อน (Soft ground)
- ค) ในสภาพดินแตกต่างกัน เช่น การเปลี่ยนแปลงความลึกของหินดินดานอย่างทันทีทันใด เป็นต้น
- ง) การวางแผนเส้นทางของอุโมงค์เป็น โค้ง (Sharp curve)
- จ) อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นทรายอิ่มตัวที่หลวม (Loose saturated sand) และชั้นทรายที่เปลี่ยนแปลงสถานะเป็นของเหลวเนื่องจากความดันน้ำสูง (Liquefaction)

2.2.4.10. ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง

การก่อสร้างอุโมงค์ขนานกับอุโมงค์ที่มีอยู่เดิมสิ่งที่จะต้องนำมาพิจารณาประกอบด้วยสภาพชั้นดินโดยรอบ ตำแหน่งของอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ และวิธีการก่อสร้าง การก่อสร้างอุโมงค์สองอุโมงค์หรือมากกว่านั้น อุโมงค์จะกำหนดให้ขนานกันและใกล้ชิดกันตามข้อกำหนดของระยะที่เหมาะสมตามแนวราบหรือตามแนวยาว สภาพของชั้นดินโดยรอบจะส่งผลกระทบซึ่งกันและกันระหว่างอุโมงค์และผลกระทบของน้ำหนักจากการก่อสร้างก็ต้องนำมาพิจารณาด้วยเช่นกัน ในกรณีที่จะต้องมีการพิจารณากำลังรับแรงของผนังอุโมงค์ การปรับปรุงคุณภาพดิน และการป้องกันการเสีรูปร่างของอุโมงค์ที่เกิดจากผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง

รายละเอียดการพิจารณาก่อนทำการก่อสร้างอุโมงค์ที่ขนานกันมีดังต่อไปนี้

- ก) ตำแหน่งของอุโมงค์ที่ขนานกัน
- ข) สภาพของดินโดยรอบอุโมงค์
- ค) เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของแต่ละอุโมงค์
- ง) เวลาที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์

- จ) ประเภทของหัวเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้าง
- ฉ) น้ำหนักที่เกิดในช่วงเวลาการก่อสร้าง

2.2.4.11. ผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียง

หลากหลายกรณีเกิดขึ้นมากมายที่การก่อสร้างอุโมงค์ได้ทำการก่อสร้างใกล้เคียงกับสิ่งปลูกสร้างอื่นเหนือผิวดิน ทำให้อุโมงค์ได้รับผลกระทบกระเทือนจากแรงที่ส่งมาจากสิ่งปลูกสร้างใกล้เคียงจากชั้นดิน โดยรอบ ดังนั้น การเสริมกำลังที่ผนังอุโมงค์และการปรับปรุงคุณภาพดินจึงเป็นสิ่งที่มีความจำเป็น ข้อกำหนดผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียงกับอุโมงค์มีดังต่อไปนี้

- ก) เมื่อทำการก่อสร้างโครงสร้างใหม่เหนืออุโมงค์โดยตรงหรือใกล้เคียง สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน
- ข) เมื่อชั้นดินบริเวณเหนืออุโมงค์ถูกขุดออก สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ การเปลี่ยนแปลงของความดันดินแนวตั้งและแนวราบ และคุณสมบัติของดิน เช่น สัมประสิทธิ์แรงปฏิริยาของดิน เป็นต้น
- ค) เมื่อดินด้านข้างของอุโมงค์ถูกรบกวน สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ การเปลี่ยนแปลงของความดันดินหรือแรงต้านทานด้านข้าง

2.2.4.12. ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน

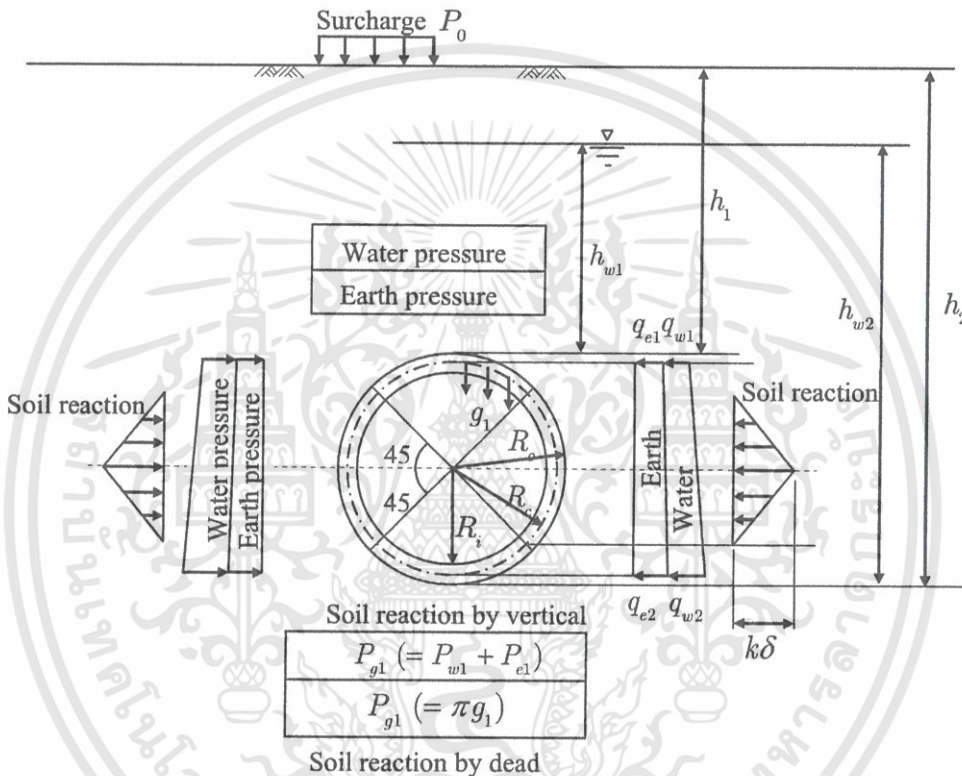
การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน นอกจากต้องพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีผลกระทบต่อทรุดตัวแล้ว ต้องสนใจถึงคุณสมบัติของดินที่อุโมงค์ทำการขุดเจาะผ่านด้วย การพิจารณาถึงผลกระทบจากการทรุดตัวของดินต่ออุโมงค์ และรอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. อุโมงค์ (Tunnel) ผลกระทบจากการทรุดตัวของผิวดินต่ออุโมงค์สามารถแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กรณีคือ ผลกระทบของการทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำของอุโมงค์ตามแนวขวาง และผลกระทบของการทรุดตัวไม่เท่ากันของอุโมงค์ตามแนวยาว

2. รอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ (The joints between the tunnel and the shafts) แนวโน้มความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนตำแหน่งที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ มีสาเหตุมาจากรูปแบบที่แตกต่างกันของโครงสร้างที่เชื่อมต่อซึ่งกันและกันบริเวณรอยต่อ เพราะฉะนั้น การป้องกันการเกิดหน่วยแรงบริเวณรอยต่อจะต้องมีความยืดหยุ่นเพียงพอที่จะช่วยลดผลกระทบจากการทรุดตัวไม่เท่ากันของโครงสร้างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ

2.2.5. การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE

หน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.5.4 โดยพิจารณาการคำนวณแยกเป็นส่วนต่างๆ ตามที่แรงกระทำภายนอกทั้งหมดมากระทำต่ออุโมงค์ ได้แก่ ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ ความดันน้ำ น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน และแรงต้านทานของดิน เพื่อพิจารณาแรงกระทำภายในที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 2.9. แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)

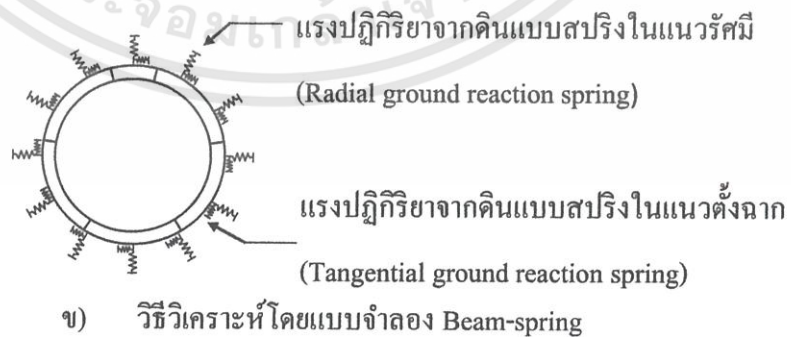
2.2.6. ทฤษฎีวิธี Beam-spring model

การออกแบบผนังอุโมงค์สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะโดยทฤษฎีต่างๆ นั้น จะใช้วิธีการคิดคำนวณแบบทั่วไปในการคำนวณหาค่าความดันดิน ความดันน้ำ และแรงปฏิกิริยาจากดิน โดยไม่พิจารณาค่าของตัวเชื่อมยึดหรือสลักเกลียวที่เชื่อมยึดระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ดังนั้น ผลของการคำนวณจึงไม่ตรงกับความเป็นจริง ทำให้ค่าความปลอดภัยที่ได้นั้นอาจไม่เพียงพอ ซึ่งเป็นเหตุให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างของอุโมงค์ได้ สำหรับวิธี Beam-spring model เหมาะจะใช้สำหรับการคำนวณแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่ เช่น อุโมงค์รถไฟ เป็นต้น โดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

- ก) เพื่อให้เข้าใจสถานะที่แท้จริงของความดันดิน ความดันน้ำและแรงปฏิกิริยาจากดิน ที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์
- ข) สามารถสร้างแบบจำลองที่ถูกต้องสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่มีตัวเชื่อมยึด
- ค) นำเสนอแนวคิดใหม่สำหรับตำแหน่งของแรงที่กระทำ

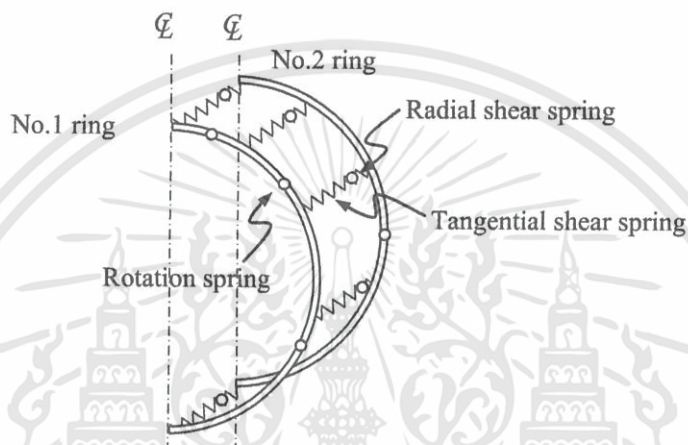
2.2.6.1. แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง

ตัวเชื่อมยึดระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คือ สลักเกลียว (Bolt) ซึ่งมีค่าสติเฟนน้อยกว่าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ดังนั้น ค่าสติเฟนที่ลดลงในตัวเชื่อมยึดจะนำมาสร้างแบบจำลองโดยใช้ Rotation spring สำหรับการเชื่อมยึดเข้ากับวงรอบผนังอุโมงค์เต็มวงข้างเคียง และ Shear spring สำหรับการเชื่อมยึดเข้ากับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยทฤษฎีนี้มีแนวความคิดที่ว่า ดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ถูกจำลองให้มีความยืดหยุ่นคล้ายกับสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์



รูปที่ 2.10. การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและวิธี Beam-spring model

วิธี Beam-spring model สมมติให้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เต็มวงมีลักษณะคล้ายกับ โครงสร้างคาน โดยมีตัวเชื่อมยึดวงรอบผนังอุโมงค์เต็มวงเป็น Rotation spring และตัวเชื่อมยึดชิ้นส่วน ประกอบผนังอุโมงค์เป็น Shear spring โดยค่าที่ของ Rotation spring และ Shear spring สามารถหาค่าได้ จากการคำนวณซึ่งได้ผลเช่นเดียวกันกับการทดลอง นอกจากนี้ การเปรียบเทียบการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อ ผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน รูปที่ 2.11.1 ส่วนตำแหน่ง Rotation spring และ Shear spring ดังแสดงใน รูปที่ 2.11.2



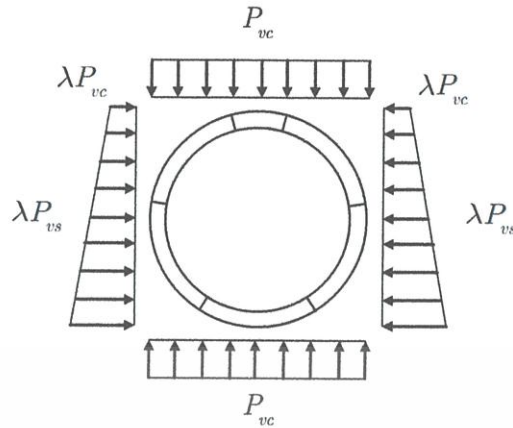
รูปที่ 2.11. โครงสร้างอุโมงค์ของวิธี Beam-spring model

2.2.6.2. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำ

แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำจะแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กรณีคือ ในชั้นดินทราย ความดันดินและความดันน้ำจะทำการพิจารณาแยกกัน และในชั้นดินเหนียว ความดันดินและความดันน้ำจะทำการพิจารณารวมกัน

2.2.6.3. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางข้าง

ความดันดินแนวตั้งถูกสมมติให้เป็นแรงกระจายที่กระทำทั้งด้านบนและด้านล่างของ วงรอบผนังอุโมงค์เต็มวง โดยมีค่าเท่ากับความดันจากน้ำหนักดินข้างบน ที่กระทำต่ออุโมงค์ หรือ ค่าความ ดันขณะดินหลวมตัว โดยตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัว นั้นได้จากการทดลอง หรือพิจารณาจากตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัว ใน ตารางที่ 2.4. ส่วนภาพรวม ของความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน รูปที่ 2.12.



รูปที่ 2.12. ความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model

ตารางที่ 2.4. ค่าตัวแปรที่ใช้สำหรับกำหนดค่าความดันขณะดินหลวมตัว โดยวิธี Beam-spring model

Kind of earth	Internal friction angle ($\phi : ^\circ$)		Cohesion ($c : \text{kN/m}^3$)	
	Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only	Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only
Sandy soil	$15 < N$	Safe value to be determined by taking the number of data and variation into account	$\phi = 0.9(0.3N + 27)$	0
	$10 < N \leq 15$			$C = 0.5 C_{\text{test}}$
	$0 < N \leq 10$	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	
Clayey soil	$8 < N$	0	0	$C =$
	$4 < N \leq 8$	0	0	$0.5(100N/16)$
	$0 < N \leq 4$	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	0

ตารางที่ 2.5. การเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model

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

สำหรับแรงกระทำทางด้านข้างนั้น แรงกระจายจะแปรผันไปตามความดันดินแนวตั้งที่เกิดขึ้น โดยค่าแรงกระทำทางด้านข้างนั้นหาได้จากความดันแนวตั้งที่กระทำบริเวณด้านบนของอุโมงค์คูณกับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินทางด้านข้าง โดยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน ตารางที่ 2.4. จากการคำนวณวิธีนี้จะทำให้ค่าความดันดินทางด้านข้างที่ได้มีค่าน้อยกว่าการคำนวณแบบปกติทั่วไป

2.2.6.4. แรงปฏิกริยาของดิน

ผนังอุโมงค์ทำการจำลองให้เป็นวัสดุแข็งเกร็งและมีความยืดหยุ่นคล้ายสปริงเชื่อมติดอยู่ด้านนอกระหว่างผนังอุโมงค์และดิน ความสัมพันธ์ระหว่างผนังอุโมงค์กับดินเป็นแบบสปริงในแนวรัศมีแทนแรงต้านทานของดิน ค่าสติฟเนสของดินโดยรอบถูกพิจารณาเป็นความแข็งแรงของสปริง ซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี จากกราฟความสัมพันธ์ของแรงต้านทานของดิน รูปแบบของสติฟเนส (Stiffness) ของสปริงมีพฤติกรรมเป็นแบบโค้งรูปตัวเอส (S-

curve) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.13. โดยสปริงดังกล่าวจะอยู่ระหว่างอุโมงค์และดิน ความดันดินกระทำตามแนวเส้นรอบวง (σ_r) หาได้จาก สมการ (2.25.)

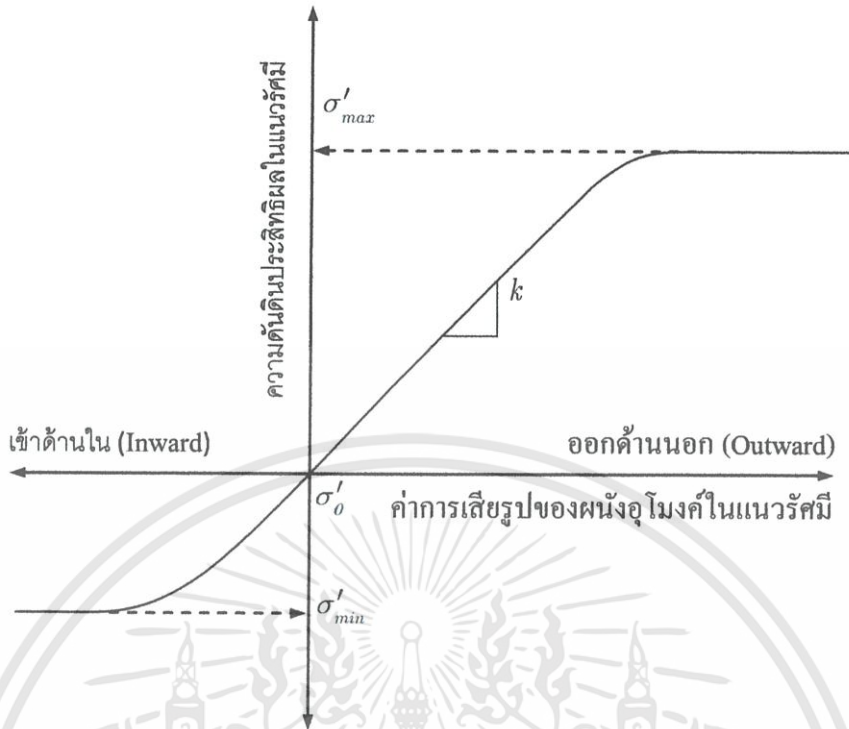
$$\sigma_r = \sigma'_0 + \sigma_w + U_n k \quad (2.25.)$$

โดยที่	σ'_0	คือ	ค่าความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น
	σ_w	คือ	ความดันน้ำ
	U_n	คือ	ค่าการเสีรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี
	$U_n k$	คือ	ความสัมพันธ์ของค่าความดันที่เพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์เกิดการเสีรูป ซึ่งค่า

ดังกล่าวสามารถพิจารณาได้จาก 3 กรณี ประกอบด้วย

- กรณีที่อุโมงค์ถูกแรงกระทำรวมและไม่มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เท่ากับค่าความความดันดินเริ่มต้น
- กรณีที่ผนังอุโมงค์เสีรูปแบบออกด้านนอก ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เป็นความดันแบบถูกกระทำ
- กรณีที่ผนังอุโมงค์เสีรูปแบบเข้าด้านใน ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เป็นความดันแบบกระทำ

แรงปฏิกิริยาจากดินสมมติให้เป็นระบบสปริงที่กระทำโดยรอบแนวรัศมีและเส้นวงรอบผนังอุโมงค์แบบเต็มวง โดยสมมติฐานนี้ค่าแรงปฏิกิริยาของดินจะมีค่าเท่ากับสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินคูณกับค่าการแทนที่ โดยนิยมใช้สปริงในแนวรัศมีมาพิจารณาออกแบบ สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาจากดินในแนวรัศมี (k_r) ในวิธี Beam-spring model ซึ่งมีค่าเป็นสัดส่วนของค่าการเสีรูปของผนังอุโมงค์ โดยค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาดังกล่าวได้มีการศึกษาวิจัยเกิดขึ้นมากมาย ซึ่งมีรายละเอียดที่มีความน่าสนใจดังนี้



รูปที่ 2.13. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินประสิทธิผลในแนวรัศมีที่เพิ่มขึ้นกับค่าการเสี้ยวรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี [10]

Morgan กล่าวว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) มีความสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) ของดิน และหน้าตัดของผนังอุโมงค์ หาได้จาก สมการ (2.26.)

$$k = \frac{3E_c}{(1+\nu)(5-6\nu)R_0} \quad (2.26.)$$

Muir wood อ้างอิงจาก ได้เพิ่มเติมความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) เกี่ยวข้องกับค่าแรงต้านทานของดิน ต้องพิจารณาถึงค่าความเค้นเริ่มต้นซึ่งกระทำในแนวเส้นรอบวงของผนังอุโมงค์ด้วย หาได้จาก สมการ (2.27.)

$$k = \frac{3(\hat{p} + 5T)E_c}{R_0(1+\nu)[(5-6\nu)\hat{p} + 2(13-15\nu)T]} \quad (2.27.)$$

โดยที่	E_c	คือ	โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
	ν	คือ	อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
	R_0	คือ	รัศมีของอุโมงค์ (m)
	\hat{p}	คือ	ค่าสูงสุดระหว่างค่า $\pm(p - \bar{p})$ (kN/m^2)
	\bar{p}	คือ	ค่ากึ่งกลางของค่า p (kN/m^2)
	p	คือ	ความดันระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ (kN/m^2)
	T	คือ	ความเค้นเฉือนระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

JSCE ได้นำเสนอค่าของสัมประสิทธิ์ของแรงต้านทานของดินและสัมประสิทธิ์ความดันด้านข้างที่สามารถใช้งานได้จริงดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.4.

Xuew ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) ของดินเหนียวและดินทราย ดังแสดงไว้ใน

ตารางที่ 2.6. ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k)

Ground condition	Clayed or Silty soils				Sandy soil			
	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very loose	Loose	Medium	Dense
k (10^4kN/m^3)	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-15.0	> 15.0	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-10.0	> 10.0

Koyama (2003) ได้เสนอ ค่าของผลคูณระหว่างสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินกับรัศมีของอุโมงค์ สำหรับแบบจำลอง Beam-spring model โดยอ้างอิงจาก RTRI ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.6.

Blom (2002) และ Waal (2002) ได้เสนอว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินในแนวรัศมี (k_r) สามารถประมาณค่าได้จากประสบการณ์ด้านงานอุโมงค์หาได้จาก สมการ (2.28.)

$$k_r = \alpha_s \frac{E_s}{R} \quad (2.28.)$$

โดยที่	E_s	คือ	ค่าสติฟเนสของดิน (Soil stiffness)
	R	คือ	รัศมีของอุโมงค์

α_s คือ ตัวสัมพันธ์เพื่อลดค่าสติฟเนสของดิน (Soil stiffness reduction factor)

สำหรับค่า α_s ของ ได้กำหนดให้เท่ากับ 0.65 สำหรับการวิเคราะห์ตลอดทั้งอุโมงค์ และได้กล่าวว่า ค่า α_s ที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown) มีค่าเท่ากับ 1/15 ที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) มีค่าเท่ากับ 2/15 และที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Invert) มีค่าเท่ากับ 3/15 ในขณะที่ค่าสติฟเนสของสปริง (Shearing's stiffness, k_t) หาได้จาก สมการที่ 2.29.

$$k_t = \frac{2 E_s}{15 R} \quad (2.29.)$$

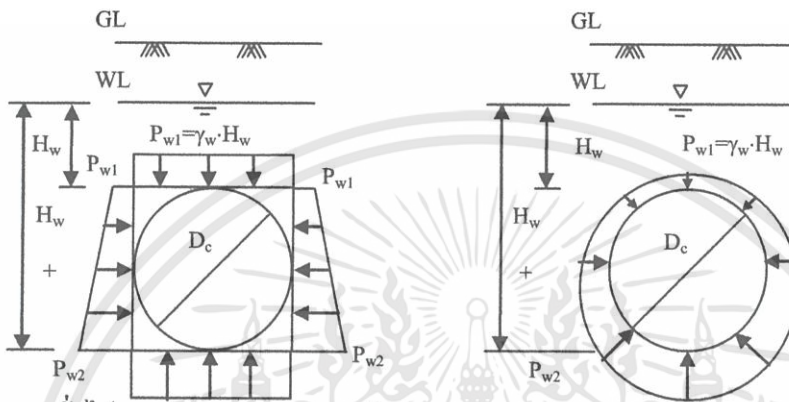
อย่างไรก็ตาม ค่าสัมพันธ์แรงต้านทานของดินเป็นค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินและการเสีรูปของผนังอุโมงค์ ดังนั้น การหาค่าสัมพันธ์แรงต้านทานของดิน (k) นั้น ควรเป็นค่าที่เกิดจากการทดสอบการเสีรูปของผนังอุโมงค์ หรือเป็นค่าที่เกิดจากการคำนวณย้อนกลับ (Back calculated) จากการก่อสร้างจริงที่สภาพธรณีวิทยาเดียวกันที่จะนำค่าสัมพันธ์แรงต้านทานของดิน มาใช้ในการออกแบบหรือวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ แต่วิธีการทดสอบดังกล่าวมีข้อเสียคือ ค่าใช้จ่ายสูงในการสร้างเครื่องทดสอบการเสีรูปของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 2.7. แสดงสัมพันธ์ความดันดินด้านข้างกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model

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

2.2.6.5. ความดันน้ำ

ความดันน้ำทำการพิจารณาเปลี่ยนแปลงตามความลึกของอุโมงค์ โดยความดันน้ำใต้ดิน จะมีแรงกระทำเท่ากันในทุกทิศทุกทางที่ตำแหน่งเดียวกัน โดย รูปที่ 2.14. เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดิน ที่มากระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไปและแบบจำลอง Beam-spring model



ก) แบบจำลองทั่วไป $P_{w2} = \gamma_w \cdot (H_w + D_c)$ ข) แบบจำลอง Beam-spring $mP_{w2} = \gamma_w \cdot (H_w + D_c)$

รูปที่ 2.14. เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดินที่มากระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไปและแบบจำลอง Beam-spring model

2.2.6.6. น้ำหนักของตัวอุโมงค์

แรงปฏิกิริยาของดินที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่สมมติให้เป็นแรงปฏิกิริยาแบบกระจายในแนวตั้งที่สมดุล ในทางตรงกันข้าม Beam-spring model นี้ แรงปฏิกิริยาจากดินสมมติให้สอดคล้องกับการแทนที่ของชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ภายในดิน

2.2.6.7. แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้แบบในวิธี Beam-spring model

ก่อนที่จะมีการใช้วิธีออกแบบอุโมงค์ด้วยวิธี Beam-spring model ได้มีการทดสอบภาคสนาม การวิจัย และการวิเคราะห์ มาก่อนหน้านี้ โดยใช้วิธีลองผิดลองถูกทดสอบแนวคิดทั้งความดันดิน แนวตั้ง ความดันน้ำ พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินทางด้านข้าง (λ) จะมีผลต่อค่าแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์เป็นอย่างมาก ค่าสัมประสิทธิ์ของดินดินทางด้านข้าง (λ) นี้ เกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงของ $+M_{max}$ หลังจากที่ทำกรทดลองซ้ำแล้วซ้ำอีก สังเกตได้ว่า ในชั้นดินเหนียวอ่อน การคำนวณ $+M_{max}$ จะให้ค่าที่น้อยสัมพันธ์กับความดันดินในแนวตั้งเมื่อสัมประสิทธิ์ความดันดินทางด้านข้างเป็นค่าคงที่

นอกจากนี้ ผลจากการทดสอบภาคสนามแสดงให้เห็นว่า ค่าความดันดินแนวดิ่งเป็น 70-80% ของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์

2.3. การทบทวนเอกสารที่เกี่ยวข้อง

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง , 2552) ได้นำเสนอรายการคำนวณแรงกระทำภายนอก และวิเคราะห์แรงกระทำภายใน โดยใช้ทฤษฎีJSCE และแสดงรายการออกแบบเหล็กเสริม แบ่ง Case study 3 กรณี คือ 1.อุโมงค์ดิน 2.อุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา 3.อุโมงค์ใต้ฐานรากลึก

สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง , 2552) ได้เสนอการศึกษาการวิเคราะห์แรงที่ต่อผนังอุโมงค์และได้ค่า Bending Moment, Shear Force และ Axial Force การออกแบบเหล็กเสริมโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

วันชัย เทพรักษ์ และ ชลธิชา บุญส่ง (รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ วิศวกร บริษัท สแตรดีเจีย เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ส จำกัด, 2545) ได้เสนอการศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบโดยวิธีFEM มีความเหมาะสมที่สุดทั้งในกรณีที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียว ชั้นทราย และ ระหว่างดินเหนียวและ ชั้นทราย ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM จะได้ผลลัพธ์ในรูปแบบของ Bending Moment, Shear Force และ Axial Force กระทำกับคานอุโมงค์

วันชัย เทพรักษ์ (รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544) ได้เสนอการศึกษา FEM deform Mesh ของการจำลองและการวิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์ในกรณีที่ผนังอุโมงค์ชนิด ST-1 โดยได้จำลองพฤติกรรมของดินในรูปแบบMohr-Coulomb Theory โดยใช้ parameter หรือ Young's Modulus ของดิน

บทที่ 3

ปัญหาน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานคร

3.1. กล่าวนำ

ปัญหาน้ำท่วมเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติที่เกิดขึ้นริมฝั่งแม่น้ำทุก ๆ แห่งในโลกลักษณะตามธรรมชาติของแม่น้ำ คือ การท่วมล้นตลิ่งในฤดูที่มีฝนตกมากในบริเวณแหล่งรับน้ำ ระดับน้ำท่วมจะสูงมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับอัตราฝนตกส่วนหนึ่ง อีกส่วนหนึ่งจะเกิดจากลักษณะการระบายน้ำของพื้นที่ลุ่มต่ำแม่น้ำ

กรุงเทพมหานครและปริมณฑล ตั้งอยู่ที่ราบลุ่มน้ำเจ้าพระยาเหนือจากปากน้ำขึ้นมาประมาณ 40 กิโลเมตร โดยมีแม่น้ำเจ้าพระยาผ่านกลาง จึงประสบปัญหาน้ำท่วมอยู่เป็นประจำ ซึ่งสภาพความเสียหายได้ทวีความรุนแรงขึ้นตามสภาพการใช้ที่ดินที่ได้เปลี่ยนสภาพมาเป็นแหล่งชุมชน ตลอดจนแหล่งเศรษฐกิจที่สำคัญของประเทศ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีความเข้าใจในสภาพปัญหาน้ำท่วมและการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมโดยวิธีการต่างๆ เช่น คันกั้นน้ำ คลองระบายน้ำ สถานีสูบน้ำ โครงการแก้มลิง และอุโมงค์ระบายน้ำ

3.2. ที่มาของปัญหา



รูปที่ 3.1. แผนผังแสดงสภาวะการเกิดน้ำท่วมในกรุงเทพมหานคร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในอดีต สาเหตุของการเกิดน้ำท่วมกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้น เป็นผลโดยตรงมาจากภัยธรรมชาติ กล่าวคือ ปริมาณน้ำฝนและน้ำเหนือที่หลากลงมา มีปริมาณมากกว่าความจุของแม่น้ำ แต่ในปัจจุบัน จากการที่กรุงเทพมหานครได้มีการพัฒนาและเจริญเติบโตอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดสาเหตุของน้ำท่วมอื่นๆ เป็นตัวเพิ่มความรุนแรงของน้ำท่วมมากยิ่งขึ้น ซึ่งสามารถจำแนกสาเหตุหลักๆของน้ำท่วมกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้ดังนี้

3.2.1. น้ำท่วมที่เกิดจากสภาพภูมิประเทศของกรุงเทพมหานครเอง

เนื่องจากมีพื้นที่ลาดเทจากด้านตะวันออกลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาดังนั้น เมื่อฝนตกในปริมาณมาก (ปริมาณน้ำฝนในฤดูฝนประมาณเดือนพฤษภาคมถึงเดือนตุลาคม บางครั้งมีความรุนแรงถึง 60-120 มิลลิเมตรต่อวัน) ปริมาณดังกล่าวจะถ่ายเทไหลผ่านพื้นที่กรุงเทพมหานครเพื่อลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา หากการระบายน้ำไม่เป็นไปอย่างสมดุลจะทำให้เกิดสภาวะน้ำท่วมขึ้นได้

3.2.2. น้ำท่วมที่เกิดจากน้ำเหนือไหลหลากลงมาในปริมาณมาก

ซึ่งก็ได้มีการพยายามลดปริมาณน้ำให้น้อยลง โดยการสร้างเขื่อนเก็บกักน้ำไว้บางส่วน เช่น เขื่อนสิริกิติ์ เขื่อนเจ้าพระยา เขื่อนกักลม เป็นต้น แล้วจึงปล่อยปริมาณน้ำที่เหลือลงสู่ที่ราบลุ่มภาคกลางและแม่น้ำเจ้าพระยา ผ่านกรุงเทพมหานคร ซึ่งในปัจจุบัน แม่น้ำเจ้าพระยาของกรุงเทพมหานครสามารถรับปริมาณน้ำได้ประมาณ 3,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที หากปริมาณน้ำมากกว่านี้ อย่างเช่นในปี พ.ศ. 2521 และ 2523 มีปริมาณน้ำไหลผ่านช่วงดังกล่าวกว่า 4,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที จึงทำให้น้ำไหลบ่าล้นท่วมสองฝั่งแม่น้ำ

3.2.3. น้ำทะเลหนุน เนื่องจากกรุงเทพมหานครอยู่ใกล้ปากอ่าว

โดยพื้นผิวของกรุงเทพมหานครมีระดับความสูงประมาณ 0.1-5.0 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง ในช่วงเดือนตุลาคมถึงเดือนธันวาคม จะเป็นช่วงที่น้ำทะเลหนุนสูงและไหลย้อนกลับเข้าสู่แม่น้ำเจ้าพระยาผ่านกรุงเทพมหานคร เช่น ในปี พ.ศ. 2518, 2521, 2523 และ 2526 ซึ่งมีระดับน้ำวัดที่สะพานสมเด็จพระพุทธยอดฟ้าจุฬาโลกมหาราชได้ถึง 2.10, 2.05 และ 2.13 เมตร ตามลำดับ และถ้าปริมาณน้ำและน้ำฝนซึ่งตกหนักเกิดขึ้นพร้อม ๆ กันกับน้ำทะเลหนุนก็จะเปิดผลทำให้แม่น้ำเจ้าพระยาล้นฝั่งอีกเช่นกัน

3.2.4. แผ่นดินทรุด

จากการสำรวจพบว่าพื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานครมีการทรุดตัวอันเนื่องมาจากการนำเอาน้ำใต้ดินขึ้นมาใช้ประโยชน์ในการอุปโภคบริโภคเกินกว่าปริมาณน้ำที่ไหลกลับเข้าไปทดแทน ในอัตราประมาณ 5-10 เซนติเมตรต่อปี โดยเฉพาะพื้นที่เขตพระโขนง บางกะปิ และห้วยขวาง จึงทำให้พื้นดินเป็นแอ่งกระทะ ซึ่งเป็นอุปสรรคต่อการระบายน้ำจากสาเหตุนี้จะเห็นได้ว่าเป็นการเพิ่มอิทธิพลให้กับการหนุนของน้ำทะเลและอื่น ๆ ดังกล่าวมาแล้วข้างต้น และเนื่องจากการทรุดตัวของพื้นที่ซึ่งยังคงดำเนินต่อไปเรื่อย ๆ ทั้ง ๆ ที่รัฐบาลพยายามหยุดการใช้น้ำใต้ดินนี้แล้ว กรุงเทพมหานครก็จะทรุดตัวต่อไปจนระดับน้ำหนุนอยู่เหนือระดับผิวดินต่ำสุดเกือบ 3 เมตร ในปี พ.ศ. 2543 โดยประมาณ อันจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อกรุงเทพมหานครเพิ่มขึ้นตามลำดับ

3.2.5. การถูกทำลายของสภาพการระบายน้ำที่อยู่ตามธรรมชาติ

เนื่องจากการวางแผนใช้ประโยชน์ที่ดินอย่างไม่รัดกุมและรอบคอบ มีการเปลี่ยนแปลงระบบระบายน้ำในเมืองจากคลองธรรมชาติมาสู่ระบบท่อ ซึ่งมีขนาดไม่เพียงพอต่อการระบายน้ำและยังมีปัญหาการอุดตัน หรือการสร้างถนนในลักษณะที่กีดขวางทิศทางการไหลของน้ำ โดยมีขนาดของช่องระบายน้ำไม่เพียงพอ สาเหตุเหล่านี้จะมีผลทำให้เกิดสภาวะน้ำท่วมขังในพื้นที่กรุงเทพมหานครโดยทั่วไปเมื่อเกิดฝนตกหนัก

3.2.6. การตัดไม้ทำลายป่า

ทำให้ปริมาณน้ำฝนไม่สามารถดูดซึมโดยลำต้น ใบ และรากได้ สำหรับบริเวณที่โล่งการไหลบ่าของน้ำผิวดินเร็วขึ้นเพราะ ไม่มีต้นไม้คอยชะลอน้ำ ซึ่งทำให้อัตราการไหลสูงสุดของน้ำสูงขึ้น นอกจากนี้ฝนยังมีโอกาสที่จะชะเอาหน้าดินไปด้วย ซึ่งจะทำให้ความชุ่มชื้นของน้ำและตะกอนที่มากับน้ำมีมากขึ้นตามไปด้วย

3.2.7. การพัฒนาชุมชน

พื้นที่ชุมชนเมืองส่วนใหญ่จะมีผิวพื้นที่น้ำฝนซึมผ่านได้ยาก โดยเฉพาะถนนและทางยกระดับต่างๆ ทำให้น้ำฝนไหลไปสู่คลองระบายมากขึ้น ต่างกับพื้นที่ชนบทที่ฝนสามารถไหลซึมลงไปได้

ได้คืนได้ รวมทั้งการพัฒนาชุมชนที่ไม่ถูกหลักวิชาทำให้ประสิทธิภาพการระบายน้ำเลวลง โดยการกีดขวางทางไหลของน้ำ ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำออกนอกพื้นที่ชุมชนได้ก่อให้เกิดสภาพน้ำท่วมขัง นอกจากนั้นในพื้นที่ชุมชนส่วนใหญ่จะมีการสร้างบ้านเรือนอยู่ริมคลองซึ่ง เป็นการก่อสร้างบ้านเรือนรุกล้ำลำน้ำสาธารณะ ทำให้ขนาดของลำน้ำแคบลง แล้วจะมีการทิ้งสิ่งปฏิกูลลงลำน้ำทำให้ลำน้ำตื้นเขินอีกด้วย

3.2.8. การทำลายคันป้องกันน้ำท่วมที่ประชาชนอาศัยอยู่นอกแนวคันป้องกันน้ำท่วม

ทำให้ปริมาณน้ำหลากทะลักเข้าไปในพื้นที่ชุมชน ถึงแม้ว่านายราชการที่เกี่ยวข้องจะทำหน้าที่ดูแลรักษาคันป้องกันก็ตาม

3.2.9. การสูบน้ำบาดาล

เป็นเหตุให้แผ่นดินทรุดตัวทำให้ระดับน้ำท่วมเพิ่มมากขึ้นและเวลาที่น้ำท่วม ยาวนานขึ้น ซึ่งหน่วยงานที่เกี่ยวข้องได้พยายามที่จะจำกัดการสูบน้ำบาดาล

3.2.10. ท่อระบายน้ำที่มีอายุการใช้งานกว่า 20 ปี

ส่วนใหญ่มีขนาดเล็ก หากจะก่อสร้างเพื่อเปลี่ยนขนาดใหม่ จะต้องใช้งบประมาณสูง และการก่อสร้างจะก่อให้เกิดปัญหาการจราจรติดขัด

3.2.11. พื้นที่รับรองและเก็บกักน้ำชั่วคราวเพื่อป้องกันน้ำท่วม (แก้มลิง)

ทางกรุงเทพมหานครได้จัดหาไว้ มีไม่เพียงพอที่จะรับปริมาณน้ำฝนที่ท่วมขังในพื้นที่ได้

3.2.12. คูคลองสาธารณะที่เป็นเส้นทางระบายน้ำหลักนำน้ำจากท่อระบายน้ำไปสู่สถานีสูบน้ำมีขนาดจำกัดไม่เพียงพอต่อปริมาณน้ำฝนที่ตกในพื้นที่

หากจะทำการขยายและปรับปรุงคูคลองให้ลึกกว่าเดิมก็มีความยากลำบากเนื่องจากบ้านเรือนประชาชนปลูกที่พังกอาศัยอยู่ริมฝั่งคลองเป็นจำนวนมาก รวมทั้งพื้นที่น้ำท่วมขังบางแห่งมีระยะทางไกลจากสถานีสูบน้ำริมแม่น้ำมาก ทำให้การระบายน้ำท่วมขังเป็นไปได้ช้า

3.3. แนวทางการแก้ไขปัญหาน้ำท่วม

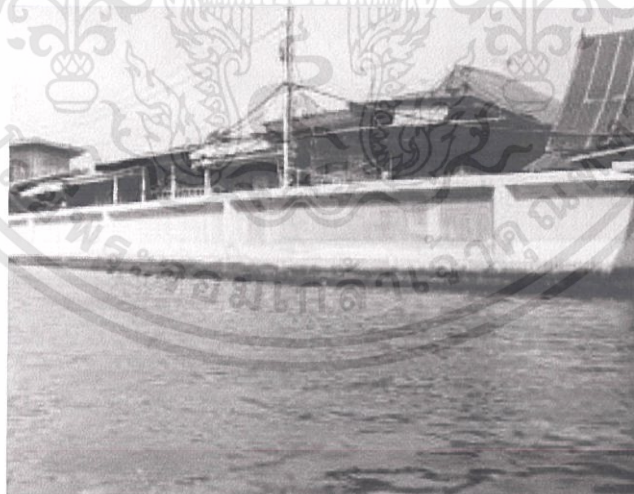
จากการที่เกิดภาวะน้ำท่วมในเขตกรุงเทพมหานคร แนวทางการแก้ไขปัญหานี้ให้ได้ผลดี ดังนี้

3.3.1. โครงการก่อสร้างแนวป้องกันน้ำท่วมเพื่อปิดล้อมพื้นที่กรุงเทพมหานคร

สำนักการระบายน้ำ ได้ก่อสร้างคันป้องกันน้ำท่วมเพื่อปิดล้อมพื้นที่กรุงเทพมหานคร เพื่อป้องกันน้ำไหลบ่าจากพื้นที่ภายนอกเข้าท่วมพื้นที่ป้องกัน โดยได้มีการก่อสร้างคันกันน้ำดังนี้

3.3.1.1. คันป้องกันน้ำท่วมด้านตะวันออกของกรุงเทพมหานคร (คันกันน้ำตามพระราชดำริ)

หลังจากเหตุการณ์น้ำท่วมใหญ่ พ.ศ. 2526 กรุงเทพมหานครร่วมกับกรมทางหลวง กรมชลประทานการรถไฟแห่งประเทศไทย ก่อสร้างคันกันน้ำเพื่อป้องกันน้ำไหลบ่าจากทุ่งด้าน ตะวันออกและด้านเหนือของกรุงเทพมหานคร เข้าท่วมพื้นที่ชุมชนชั้นในโดยก่อสร้างคันกันน้ำเป็นคัน ดิน ตั้งแต่พื้นที่ตอนบนที่ถนนพหลโยธิน เขตบางเขน มาตามแนวถนนสายไหม, หทัยราษฎร์, ร่มเกล้า และกิ่งแก้ว ลงสู่ทะเลที่จังหวัดสมุทรปราการ ความยาวประมาณ 72 กิโลเมตร การก่อสร้างแล้วเสร็จ ตั้งแต่ พ.ศ. 2528 ปัจจุบัน ได้มีการยกระดับถนน เป็นคันกันน้ำทดแทนคันดินเดิมซึ่งคันดังกล่าวสามารถ ป้องกันน้ำไหลบ่าจากด้านตะวันออกได้เป็นอย่างดี



รูปที่ 3.2. แนวป้องกันน้ำท่วมริมแม่น้ำเจ้าพระยา

3.3.1.2. แนวป้องกันน้ำท่วมริมแม่น้ำเจ้าพระยา คลองบางกอกน้อยและคลองมหาสวัสดิ์

ริมแม่น้ำเจ้าพระยาทั้งสองฝั่งคลองบางกอกน้อย และคลองมหาสวัสดิ์ ยาวทั้งสิ้น ประมาณ 86 กิโลเมตรเดิมใช้ถนนเป็นแนวคั่นกันน้ำ ป้องกันน้ำไหลบ่าจากแม่น้ำเจ้าพระยาเข้าท่วมพื้นที่ริมฝั่งแม่น้ำ โดยฝั่งพระนครมีถนนพระราชราษฎรสาย 1 ถนนสามเสน ถนนพระอาทิตย์ ถนนมหาธาตุ ถนนทรงวาด ถนนเจริญกรุงถนนพระราม 3 และถนนทางรถไฟสายเก่าปากน้ำ ฝั่งธนบุรีมี ถนนจรัญสนิทวงศ์ ถนนอรุณอมรินทร์ ถนนบางกอกน้อยคลองชัน ถนนสวนผัก ถนนวังเดิม ถนนสมเด็จพระเจ้าอยุธยา ถนนเจริญนครและถนนราษฎรบูรณะ เป็นแนวคั่นป้องกันน้ำ แต่หากระดับน้ำในแม่น้ำเจ้าพระยามีระดับสูง พื้นที่ริมแม่น้ำเจ้าพระยาทั้งสองฝั่งที่อยู่ระหว่างถนนดังกล่าวกับริมแม่น้ำจะประสบปัญหาน้ำท่วม ซึ่งมีพื้นที่ประมาณ 28 ตารางกิโลเมตร มีประชาชนพักอาศัยประมาณ 80,000 หลังคาเรือน หลังเหตุการณ์น้ำท่วมใหญ่ พ.ศ. 2538 สำนักการระบายน้ำได้รับงบประมาณเพื่อก่อสร้างโครงการป้องกันน้ำท่วมริมแม่น้ำเจ้าพระยา คลองบางกอกน้อย และ คลองมหาสวัสดิ์ เพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วม เนื่องจากน้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาไหลบ่าเข้าท่วมพื้นที่ริมแม่น้ำ เริ่มดำเนินการตั้งแต่ พ.ศ. 2539 จนถึงปัจจุบันความยาวแนวป้องกันน้ำท่วมที่จะต้องก่อสร้างทั้งสิ้น ยาวประมาณ 77 กิโลเมตร ก่อสร้างแล้วเสร็จ 57.0 กิโลเมตร ส่วนที่เหลืออีกประมาณ 20.0 กิโลเมตร คาดว่าจะก่อสร้างให้แล้วเสร็จใน พ.ศ. 2552 โดยคั่นกันน้ำที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ มีความสูงระหว่าง +2.50 ถึง +3.00 เมตร (รทก.) เหนือระดับน้ำทะเลปานกลางสามารถป้องกันน้ำท่วมได้ที่ระดับ +2.40 เมตร (รทก.) ตรวจวัดที่สะพานพระพุทธยอดฟ้าฯ

3.3.2. โครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำเพื่อระบายน้ำ

เมื่อสามารถก่อสร้างแนวป้องกันน้ำท่วมล้อมรอบพื้นที่ปิดล้อมเพื่อป้องกันน้ำ จากพื้นที่ภายนอกเข้าท่วมพื้นที่ป้องกันแล้วหากเกิดฝนตกในพื้นที่ปิดล้อม สำนักการระบายน้ำจึงได้ก่อสร้างสถานีสูบน้ำและประตูระบายน้ำ เพื่อเร่งระบายน้ำฝนที่ท่วมขังในพื้นที่ออกสู่มแม่น้ำเจ้าพระยา โดยปัจจุบันมีจำนวนเครื่องสูบน้ำ รวม 687 เครื่อง มีขีดความสามารถในการระบายน้ำได้ 1,362.72 ลบ.ม./วินาที แบ่งเป็นพื้นที่ฝั่งพระนคร 896.2 ลบ.ม./วินาที ฝั่งธนบุรี 466.52 ลบ.ม./วินาที ฝั่งพระนครมีสถานีสูบน้ำ และประตูระบายน้ำริมแม่น้ำเจ้าพระยารวม 38 แห่ง ประสิทธิภาพการระบายน้ำท่วมขังออกจากพื้นที่ได้ 51 ล้าน ลบ.ม./วัน (593.8ลบ.ม./วินาที) ได้แก่ สถานีสูบน้ำบางเขนเก่า บางเขนใหม่ บางซื่อ สามเสน กรุงเทพมหานคร วัดไทร ช่อนนทรีพระราม 4 คลองเตย พระโขนง เป็นต้น ฝั่งธนบุรี มีสถานีสูบน้ำริมแม่น้ำเจ้าพระยา คลองบางกอกน้อยและคลองมหาสวัสดิ์ รวม 75 แห่งประสิทธิภาพการระบายน้ำท่วม

ขังออกจากพื้นที่ได้ 27 ล้าน ลบ.ม./วัน (314.48 ลบ.ม.วินาที) ได้แก่สถานีสูบน้ำคลองชักพระ คลองมอญ คลองบางกอกใหญ่ คลองควาคะนอง คลองราษฎร์บูรณะ คลองแจรงร้อน เป็นต้น

3.3.3. การเพิ่มประสิทธิภาพระบบระบายน้ำเพื่อระบายน้ำท่วมขัง เนื่องจากฝนตกในพื้นที่ระยะ เร่งด่วน

ดำเนินการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมขังที่เป็นปัญหาจุดอ่อนน้ำท่วมในถนนสายหลักที่มีอยู่ 14 แห่ง ในปี 2548 ได้แก้ไขปัญหาคอขวดน้ำท่วมไปแล้ว 2 แห่ง ที่ถนนประชาสงเคราะห์ เขตดินแดง และถนน กำแพงเพชร 3 เขตจตุจักร และในปี 2549 ได้แก้ไขปัญหาคอขวดน้ำท่วม ที่ถนนพระราม 6 ช่วงทางลง ทางด่วน เขตพญาไท สำหรับจุดอ่อนน้ำท่วมที่ถนนจันทร์ ถนนเซ็นหลุยส์ ถนนสารประดิษฐ์ เขตสาทร และที่ถนนลาดพร้าว จากซอยลาดพร้าว 101 ถึงหน้าห้างเดอะมอลล์ เขตบางกะปิ ได้บรรเทาลง โดยลด ระดับความสูงของน้ำท่วมและระยะเวลาที่ท่วมลง คาดว่าจะเสร็จในปี 2550 ส่วนจุดอ่อน น้ำท่วมที่เหลือ อีก 9 แห่ง ตามเป้าหมายในแผนยุทธศาสตร์ของสำนักการระบายน้ำ จะแก้ไขให้หมดภายในปี 2551 แผน ที่แสดงตำแหน่งสถานีสูบน้ำริมแม่น้ำเจ้าพระยา

3.3.4. โครงการพัฒนาคู คลองระบายน้ำ

ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร มีคลองทั้งสิ้นประมาณ 1,165 คลอง ความยาวรวม 2,284,830 เมตร (2,284 กิโลเมตร) คู ลำราง ลำกระโดง 490 คู ความยาวรวม 321,293 เมตร (321 กิโลเมตร) ข้อมูล ปรับปรุง ธันวาคม 2549 เป็นคลองหลักที่มีความสำคัญต่อระบบระบายน้ำในพื้นที่ ยาวประมาณ 2,284 กิโลเมตรและได้รับการพัฒนา (สร้างเขื่อนริมคลอง) แล้วทั้งสิ้นประมาณ 300 กิโลเมตร ดังนั้นจึงเหลือ ความยาวคลองที่ยังไม่ได้รับการพัฒนาอีกประมาณ 1,984 กิโลเมตร ในคลองหลักจึงทำให้เกิดปัญหาการ ระบายน้ำฝนในพื้นที่เป็นไปอย่างไม่มีประสิทธิภาพ ก่อให้เกิดปัญหาน้ำท่วมขังในพื้นที่วงกว้าง ซึ่ง หมายถึงต้องใช้เวลาในการลำเลียงน้ำออกจากพื้นที่นานขึ้นกว่าปกติ การบำรุงรักษาคลอง (ขุดลอก คลอง) ปกติคลองหลักกรุงเทพมหานคร จะดำเนินการในทุก ๆ 3 ปีแต่เนื่องจากมีข้อจำกัดในด้าน งบประมาณ จึงทำให้การบำรุงรักษาคลองต้องมีระยะเวลารอบของการบำรุงรักษายาวขึ้นเป็นเกินกว่า 5 ปีต่อครั้ง ซึ่งก็จะส่งผลให้ประสิทธิภาพของการระบายน้ำลดลงปัญหาอุปสรรคที่สำคัญของการพัฒนา ระบบคลอง คือ ปัญหาการรुकูล้ำที่สาธารณะ (คลอง)ของประชาชน พบว่าในกรุงเทพมหานครมีคลองที่ ถูกรुकูล้ำเป็นจำนวนมากถึง 213 คลอง มีประชาชนปลูกสร้างอาคารรुकูล้ำประมาณ 7,513 หลังคาเรือน โดยเฉพาะในคลองหลัก เช่น คลองเปรมประชากร มีบ้านเรือนประชาชนรुकูล้ำถึงประมาณ 2,000 หลังคา

เรือน ซึ่งเป็นปัญหาต่อการบำรุงรักษาคลองเป็นอย่างมาก สรุปได้ว่า การพัฒนาคลองหลักในส่วนที่เหลือนอกแผนงานแล้ว จะต้องใช้งบประมาณทั้งสิ้นประมาณ 54,360 ล้านบาท ซึ่งเป็นงบประมาณที่สูงมาก กรุงเทพมหานครยังไม่มีศักยภาพเพียงพอที่จะดำเนินการ ได้อย่าง มีประสิทธิภาพ ส่วนการบำรุงรักษาคลองก็เช่นเดียวกันพบว่าตามแผนงานกรุงเทพมหานคร ต้องใช้เงินในการ บำรุงรักษาคลองต่อปีประมาณ 650 ล้านบาท (ขุดลอกทุก ๆ 3 ปี) แต่ข้อเท็จจริงปัจจุบันกรุงเทพมหานคร มีงบประมาณบำรุงรักษาคลองหลัก ปีละประมาณ 30 ล้านบาทเท่านั้น



รูปที่ 3.3. การก่อสร้างคั่นกันน้ำริมคลอง

กรุงเทพมหานคร ดำเนินการพัฒนาคลองระบายน้ำ ซึ่งเป็นเส้นทางระบายน้ำที่สำคัญที่จะนำน้ำจากพื้นที่ท่วมขังลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา โดยได้ดำเนินการก่อสร้างเขื่อนริมคลองขุดลอกคูคลองเป็นประจำทุก ๆ ปี ตามงบประมาณที่ได้รับจัดสรร ซึ่งตามผลการศึกษาของบริษัทวิศวกรที่ปรึกษาโครงการป้องกันน้ำท่วม และระบายน้ำด้านตะวันออกของกรุงเทพมหานครได้เสนอว่า เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของระบบระบายน้ำพื้นที่ฝั่งพระนคร ได้เสนอให้ทำการพัฒนาคลองระบายน้ำที่เป็นคลองหลัก จำนวน 11 คลอง ความยาวประมาณ 150 กิโลเมตร โดยให้ทำการก่อสร้างเขื่อนและขุดคลองดังกล่าวให้ได้ระดับความลึกตั้งแต่ -3.00 เมตร ถึง -6.00 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลางซึ่งการดำเนินการดังกล่าวต้องใช้งบประมาณเป็นจำนวนมากกรุงเทพมหานคร จึงจะดำเนินการในคลองที่มีลำดับความสำคัญและความจำเป็นเร่งด่วนตามงบประมาณที่ได้รับต่อไป

3.3.5. โครงการจัดหาพื้นที่รองรับและเก็บกักน้ำ (โครงการแก้มลิง)

ปัจจุบันสำนักการระบายน้ำ สามารถจัดหาพื้นที่รองรับและเก็บกักน้ำไว้ได้แล้ว จำนวน 20 แห่งเก็บกักน้ำได้ประมาณ 12.7 ล้าน ลบ.ม. โดยฝั่งพระนครเก็บกักได้ประมาณ 6.7 ล้าน ลบ.ม. ฝั่งธนบุรีเก็บกักได้ประมาณ 6 ล้าน ลบ.ม. ในพื้นที่ฝั่งธนบุรี โครงการแก้มลิง คลองมหาชัย - คลองสนามชัย ซึ่งเป็นโครงการตามพระราชดำริสำนักการระบายน้ำ ร่วมกับกรมชลประทานดำเนินการโครงการแก้มลิง โดยพัฒนาคลองสนามชัย และคลองอื่น ๆ ที่อยู่ในพื้นที่โครงการเป็นแก้มลิงเก็บกักน้ำ สำนักการระบายน้ำ ได้ก่อสร้างประตูระบายน้ำชั่วคราว เพื่อควบคุมระดับน้ำ จำนวน 4 แห่ง และขุดขยายคลองหัวกระบือ จากคลองสนามชัยถึงปากคลองบางขโมยการดำเนินการแล้วเสร็จตั้งแต่ปี 2538 สำนักการระบายน้ำจะจัดหาพื้นที่รองรับและกักเก็บน้ำ (แก้มลิง) เพิ่มเติมเพื่อให้สามารถรองรับน้ำส่วนที่เกินที่ยังคงท่วมขังในพื้นที่ โดยจะประสานงานกับหน่วยราชการ รัฐวิสาหกิจ รวมทั้งภาคเอกชนให้ความร่วมมือในการเข้าไปปรับปรุงพื้นที่ลุ่ม บึง สระ ในพื้นที่ โดยใน พ.ศ. 2550 จะเข้าไปปรับปรุงบึงมะขามเทศ และบึงสะแกงามสามเดือน เขตคลองสามวา เพื่อเป็นแก้มลิงรับน้ำประมาณ 300,000 ลบ.ม.เพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วมพื้นที่เขตคลองสามวาและด้านตะวันออก นอกคันกันน้ำถึงแม่กรุงเทพมหานคร จะก่อสร้างสถานีสูบน้ำริมแม่น้ำเจ้าพระยาที่มีความสามารถในการระบายน้ำในปริมาณสูงก็ตาม แต่ถ้าหากเกิดฝนตกในเวลา 3 ชั่วโมง จะมีปริมาณน้ำที่ระบายลงสู่ระบบระบายน้ำสาธารณะในปริมาณ 104 มิลลิเมตร โดยในพื้นที่ปิดล้อมฝั่งพระนครพื้นที่ประมาณ 650 ตร.กม. จะทำให้เกิดปริมาณน้ำท่าในพื้นที่สูงถึง 18 ล้าน ลบ.ม. ซึ่งกำลังสูบของสถานีสูบน้ำสามารถระบายน้ำในช่วงที่ฝนตกได้เพียง 6.45 ล้าน ลบ.ม. (ใช้เวลาสูบน้ำประมาณ 2 ชม.) ปริมาณน้ำที่เหลือ 11.6 ล้าน ลบ.ม. จะถูกเก็บไว้ในคลองที่พร่องน้ำไว้ก่อนได้เพียง 3 ล้าน ลบ.ม. เท่านั้น ส่วนที่เหลืออีก 8.6 ล้าน ลบ.ม. จะท่วมขังอยู่ตามที่ลุ่มต่ำไม่สามารถระบายลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาในเวลาอันรวดเร็วได้ เนื่องจากเส้นทางลำเลียงน้ำออกจากพื้นที่สูบน้ำเช่น คลองระบายน้ำ ท่อระบายน้ำ มีขีดจำกัดทำให้เกิดปัญหาน้ำท่วมขัง สำนักการระบายน้ำ จึงได้จัดทำโครงการแก้มลิงเพื่อรองรับน้ำส่วนเกินปริมาณ 8.6 ล้าน ลบ.ม. เอาไว้โดยการจัดหาพื้นที่รองรับและเก็บกักน้ำฝนตามจุดต่างๆ ในฝั่งพระนคร ทำหน้าที่เป็นบึงพักน้ำ โดยรองรับน้ำฝนไว้ชั่วคราวก่อนระบายลงทางระบายน้ำสาธารณะ เมื่อฝนตกน้ำจึงไม่ไหลลงสู่ทางระบายน้ำโดยทันทีจะถูกเก็บกักไว้ในที่พักน้ำ(แก้มลิง) ไว้ชั่วคราวระยะเวลาหนึ่งก่อน รอเมื่อคลองซึ่งเป็นทางระบายน้ำมีระดับน้ำในคลองต่ำลงพอจะรับน้ำได้แล้วจึงค่อยๆ ระบายน้ำลงเป็นการช่วยลดปัญหาน้ำท่วมลงได้เป็นอย่างดีในระยะต่อไป กรุงเทพมหานครจะนำเสนอขอแก้ไขข้อกำหนดและมาตรการเกี่ยวกับการจัดสรรที่ดินในกรุงเทพมหานครและมาตรการผังเมือง เพื่อให้ได้พื้นที่แก้มลิงเพิ่มเติมจากการพัฒนาที่ดินของภาคเอกชน โดยจะนำเสนอต่อกระทรวงมหาดไทยเพื่อเสนอขอแก้ไขต่อไป นอกจากนี้สำนักการระบาย

น้ำยังได้เตรียมทำการศึกษา การพัฒนาเมืองเพื่อดำเนินการป้องกันน้ำท่วม โดยใช้มาตรการจัดหาแก้มลิง เป็นหลักร่วมกับการใช้มาตรการด้านผังเมือง โดยจะศึกษาในพื้นที่เขตบางเขน เขตสายไหมและเขตคันนายาว ซึ่งยังเป็นพื้นที่พักอาศัยที่ยังไม่หนาแน่นมากมีพื้นที่ประมาณ 150 ตร.กม. ปัจจุบันอยู่ระหว่างจัดทำเขตการศึกษา

ปัจจุบันสำนักการระบายน้ำได้จัดหาพื้นที่แก้มลิงได้จำนวน 20 แห่ง และมีความสามารถในการเก็บกักน้ำได้ 10,062,525 ลบ.ม. ส่วนในพื้นที่ทางด้านฝั่งธนบุรีจะมีคลองเป็นจำนวนมาก โดยคลองส่วนใหญ่ เห็นคลองตามแนวตะวันออกตะวันตก ซึ่งระบายน้ำออกทางด้านแม่น้ำเจ้าพระยา แต่ในช่วงฤดูน้ำหลากจากทางเหนือในแม่น้ำเจ้าพระยาจะมีระดับสูงขึ้น จึงควรใช้คลองหลักที่มีอยู่นั้นเป็นแก้มลิง โดยทำการสร้างสถานีสูบน้ำและประตูระบายน้ำเพิ่มเติม เพื่อช่วยในการเก็บกักและระบายน้ำออกสู่ทะเล

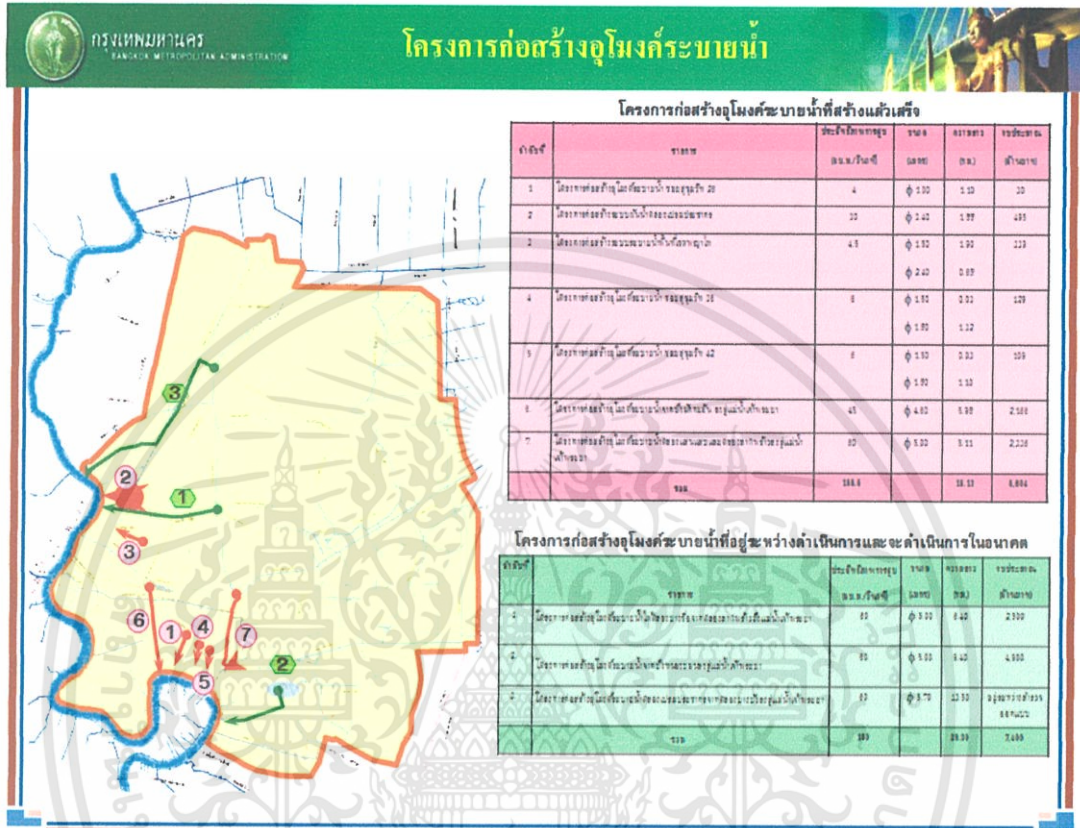
ลักษณะและวิธีการของโครงการแก้มลิงในกรุงเทพมหานคร

1. ดำเนินการระบายน้ำออกจากพื้นที่ตอนบน ให้ไหลลงคลองพักน้ำขนาดใหญ่ที่บริเวณชายทะเล
2. เมื่อระดับน้ำทะเลลดต่ำกว่าระดับน้ำในคลอง ก็ทำการระบายน้ำจากคลอง ดังกล่าว โดยใช้หลักการทฤษฎีแรงโน้มถ่วงของโลก (Gravity Flow) ตามธรรมชาติ
3. สูบน้ำออกจากคลองที่ทำหน้าที่ "แก้มลิง" นี้ เพื่อจะได้ทำให้น้ำตอนบนค่อยๆ ไหลมาเอง ตลอดเวลาส่งผลให้ปริมาณน้ำท่วมพื้นที่ลดน้อยลง
4. เมื่อระดับน้ำทะเลสูงกว่าระดับน้ำในลำคลองให้ทำการปิดประตูระบายน้ำ โดยยึดหลักน้ำไหลลงทางเดียว

3.3.6. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่

คลองระบายน้ำซึ่งเป็นเส้นทางระบายน้ำหลักสายสำคัญที่จะลำเลียงน้ำจากท่อระบายน้ำจากถนนและบ้านเรือนประชาชนไปสู่แม่น้ำเจ้าพระยานั้น มีขนาดจำกัด ไม่เพียงพอต่อการระบายน้ำท่วมขังในพื้นที่ อีกทั้งท่อระบายน้ำในพื้นที่กรุงเทพมหานครส่วนใหญ่ได้ก่อสร้างมาเป็นเวลานาน มีขนาดเล็กไม่เพียงพอต่อการระบายน้ำฝนในปัจจุบัน การก่อสร้างเพื่อปรับปรุงท่อระบายน้ำให้มีขนาดใหญ่ขึ้น ทำได้ด้วยความยากลำบาก และทำให้เกิดปัญหาการจราจรติดขัดตามมาจากการขุดวางท่อระบายน้ำ สำนักการระบายน้ำจึงได้ดำเนินการโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่ เพื่อระบายน้ำท่วมขังจาก

พื้นที่ภายในให้ระบายลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรงเพราะคลองระบายน้ำสาธารณะมีขีดจำกัด รวมทั้งการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใต้ดิน ไม่ทำให้เกิดผลกระทบต่อการจราจรแต่อย่างใด



รูปที่ 3.4. แผนที่แสดงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ

การแก้ไขปัญหาดังกล่าว กรุงเทพมหานครจึงได้ก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ เพื่อระบายน้ำจากพื้นที่น้ำท่วมขังให้ระบาย ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง โดยไม่ผ่านระบบระบายน้ำในปัจจุบันซึ่งมีขีดความสามารถที่จำกัด โดยจนถึงปัจจุบันสำนักการระบายน้ำ ได้ดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่แล้ว จำนวน 7 โครงการ ได้แก่

1. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำซอยสุขุมวิท 26 อุโมงค์ ขนาด 1.00 เมตร ยาว 1,100 เมตร งบประมาณ 30 ล้านบาท แล้วเสร็จตั้งแต่ พ.ศ. 2526
2. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำ ถนนประชากรราษฎร์ 2 อุโมงค์ ขนาด 3.40 เมตร ยาว 1,880 เมตร งบประมาณ 495 ล้านบาท แล้วเสร็จเมื่อเดือนตุลาคม 2544
3. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำพื้นที่เขตพญาไท อุโมงค์ ขนาด 2.40 เมตร ยาว 679 เมตร

และขนาด 1.50 เมตร ยาว 1,900 เมตร งบประมาณ 339 ล้านบาท แล้วเสร็จ พ.ศ. 2546

4. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำซอยสุขุมวิท 36 อุโมงค์ ขนาด 1.80 เมตรยาว 1,320 เมตร งบประมาณ 129 ล้านบาท แล้วเสร็จเมื่อเดือนสิงหาคม 2544
5. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำซอยสุขุมวิท 42 อุโมงค์ ขนาด 1.80 เมตรยาว 1,100 เมตร งบประมาณ 109 ล้านบาท แล้วเสร็จเดือนเมษายน 2545
6. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว อุโมงค์ขนาด 5.00 เมตร ยาว ประมาณ 5.3 กิโลเมตร งบประมาณ 2,336 ล้านบาท อยู่ระหว่างก่อสร้าง คาดว่า จะแล้วเสร็จ พ.ศ. 2551
7. โครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำบึงมักกะสัน อุโมงค์ ขนาด 4.60 เมตร ยาวประมาณ 6.2 กิโลเมตรงบประมาณ 2,166 ล้านบาท อยู่ระหว่างก่อสร้าง คาดว่าจะแล้วเสร็จ ปลายปี พ.ศ. 2550

แต่เนื่องจากอุโมงค์ระบายน้ำที่ได้ก่อสร้างแล้ว ยังไม่เพียงพอต่อการระบายน้ำท่วมขังในพื้นที่สำนักงานระบายน้ำได้จัดทำแผนจะดำเนินการโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดใหญ่เพิ่มเติมอีก 4 โครงการ เพื่อเป็นการแก้ปัญหาหน้าท่วมในระยะยาว คือ

3.3.6.1. โครงการอุโมงค์ระบายน้ำขนาดยักษ์นี้มีทั้งหมด 4 แห่ง คือ

1. อุโมงค์ยักษ์พระราม 9-รามคำแหง หรือ อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบ และ คลองลาดพร้าว ลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรง เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ ของการระบายน้ำในพื้นที่ฝั่งตะวันออกของกรุงเทพฯ อุโมงค์ระบายน้ำคลองแสนแสบและคลองลาดพร้าว สามารถบรรเทาปัญหาน้ำท่วมในพื้นที่ประมาณ 150 ตารางกิโลเมตรในเขตบางกะปิ วังทองหลาง ห้วยขวาง ดินแดง พญาไท สะพานสูง ลาดพร้าว บึงกุ่ม คันนายาว ลาดกระบัง และมีนบุรี ซึ่งมักประสบปัญหาน้ำท่วมขังเป็นเวลานานทุกปี โดยอุโมงค์ดังกล่าวมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 เมตร สร้างจากบึงพระราม 9 ไปตาม คลองแสนแสบ ซอยสุขุมวิท 71 ถนนสุขุมวิท และคลองพระโขนง รวมระยะทาง 5.11 กิโลเมตร ปลาย อุโมงค์เป็นสถานีสูบน้ำที่มีกำลังดึงน้ำรวม 60 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เพื่อระบายน้ำลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา บริเวณคลองพระโขนง และเป็นอุโมงค์ระบายน้ำที่มีความยาวมากที่สุดในประเทศไทยในปัจจุบัน สร้าง ที่ระดับความลึกถึง 27 เมตร ซึ่งลึกกว่าอุโมงค์ของรถไฟฟ้าใต้ดิน เพื่อไม่ให้ส่งผลกระทบต่อโครงสร้าง อาคารหรือสิ่งก่อสร้างบนพื้นดิน

2. อุโมงค์ยักษ์รัชดาภิเษก-สุทธิสาร หรือ อุโมงค์ระบายน้ำคลองบางซื่อ ระยะทาง 6.5 กิโลเมตร เริ่มจาก ถนนรัชดาภิเษกตัดถนนสุทธิสารไหลลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาขณะนี้ผ่านความเห็นชอบให้ประกวดราคาจากกระทรวงมหาดไทยงบประมาณ 2,400 ล้านบาท คาดว่าจะเปิดประกวดราคาด้วยระบบอิเล็กทรอนิกส์ (E-auction) ในเดือน ธ.ค.นี้ และเริ่มก่อสร้างได้ในปี 2554 ช่วยระบายน้ำในพื้นที่เขตห้วยขวาง ดินแดง จตุจักรพญาไท ดุสิต และบางซื่อ มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 เมตร ยาว 6 กิโลเมตรจุดเริ่มต้นจากถนนรัชดาภิเษก ตัดถนนสุทธิสาร สิ้นสุดที่แม่น้ำเจ้าพระยา

3. อุโมงค์ยักษ์คอนเมือง ระยะทาง 13.5 กิโลเมตร เริ่มจากท่าอากาศยานคอนเมือง อุโมงค์คอนเมือง จะเป็นอุโมงค์ระบายน้ำที่มีขนาดใหญ่ที่สุด เส้นผ่าศูนย์กลาง 6 เมตร ยาว 13.5 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่มากกว่า 100 ตารางเมตร ช่วยระบายน้ำในพื้นที่จตุจักร หลักสี่ บางเขน คอนเมือง และบางส่วนของเขตสายไหมประสิทธิภาพในการระบายน้ำเท่ากับ 15 เท่า เมื่อเทียบกับอุโมงค์ระบายน้ำอันดับแรกของ กทม.ในย่านสุขุมวิท ที่สร้างขึ้นเมื่อ 25 ปี

4. อุโมงค์ยักษ์สวนหลวง ร.9 ระยะทาง 9.5 กิโลเมตร เริ่มจากสวนหลวง ร.9 ไปถึงแม่น้ำเจ้าพระยาครอบคลุมพื้นที่ที่ประเวศพระโขนง สวนหลวง และบางนา ซึ่งอุโมงค์เหล่านี้หากเปิดใช้ คาดว่าจะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพการระบายน้ำได้มากกว่า 2 เท่า เนื่องจากเป็นอุโมงค์ขนาดใหญ่สามารถระบายน้ำเพิ่มขึ้นจากปกติ 95 ลบ.ม.ต่อวินาที เป็น 240 ลบ.ม.ต่อวินาที และใหญ่ชนิดบรรทุกลงไปถึงได้สบายโดยใช้งบประมาณในการก่อสร้างทั้ง 4 อุโมงค์ ประมาณ 16,000 ล้านบาท

3.3.7. การก่อสร้างระบบป้องกันน้ำท่วมพื้นที่ด้านตะวันออกนอกคันกั้นน้ำพระราชดำริ

จากที่เกิดปัญหาน้ำท่วมพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพมหานคร นอกคันกั้นน้ำพระราชดำริ เมื่อเดือนกันยายน 2548 ในพื้นที่หนองจอก คลองสามวา มีนบุรี และลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร ได้ดำเนินการก่อสร้างระบบป้องกันน้ำท่วมและระบบระบายน้ำ เพื่อแก้ไขปัญหาในพื้นที่ดังกล่าว โดยก่อสร้างระบบพื้นที่ปิดล้อม โดยขยายแนวป้องกันน้ำท่วมจากคันกั้นน้ำพระราชดำริ ขยายออกไปถึงสุดเขตพื้นที่รับผิดชอบของกรุงเทพมหานคร เพื่อให้สามารถป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วมในพื้นที่เขตทั้ง 4 เขตดังกล่าวได้นั้น ตามแผนระยะแรกต้องดำเนินการโดยด่วน ส่วนแนวป้องกันด้านเหนือต้องประสานงานกับกรมชลประทานอย่างใกล้ชิดต่อไป ได้ดำเนินการก่อสร้างแนวป้องกันซึ่งแล้วเสร็จเมื่อเดือนตุลาคม 2549

3.3.7.1. ก่อสร้างแนวป้องกันด้านตะวันออกของพื้นที่

โดยก่อสร้างทำนบกั้นน้ำชั่วคราวเพื่อควบคุมระดับน้ำไม่ให้ไหลจากตอนบน และด้านตะวันออกเข้าสู่พื้นที่กรุงเทพมหานคร โดยก่อสร้างทำนบชั่วคราวที่คลองแยก คลองแสนแสบ คลองนครเนื่องเขต คลองหลวงแพ่ง รวม 11 แห่ง งบประมาณ 35.47 ล้านบาท การดำเนินการแล้วเสร็จ เดือนตุลาคม 2549

3.3.7.2. ขุดลอกคลองระบายน้ำหลักในพื้นที่ตามแนวเหนือ-ใต้

ระหว่างคลองแสนแสบ และคลองประเวศบุรีรมย์ และตามแนวตะวันตก-ตะวันออก ระหว่างแม่น้ำบางปะกงและแม่น้ำเจ้าพระยา เพื่อเร่งระบายน้ำจากพื้นที่กรุงเทพมหานคร ลงสู่ทะเลและแม่น้ำบางปะกง โดยดำเนินการขุดลอกคลอง จำนวน 17 คลอง ความยาวประมาณ 120 กิโลเมตร งบประมาณ 23.60 ล้านบาท ดำเนินการแล้วเสร็จ เดือนตุลาคม 2549

3.3.7.3. สร้างระบบปิดล้อมย่อยเฉพาะชุมชนหนาแน่น

ที่เกิดปัญหาน้ำท่วม โดยใช้ถนน ตรอก ซอย และคันดินร่วมกับการเรียงกระสอบทราย และติดตั้งเครื่องสูบน้ำเคลื่อนที่ โดยร่วมดำเนินการระหว่างสำนักงานเขตและสำนักงานการระบายน้ำ เพื่อเร่งระบายน้ำท่วมขังออกจากพื้นที่ ได้แก่ เเคะชุมชนร่มเกล้า เเคะนคร หมู่บ้านนครินทร์ เขตลาดกระบัง หมู่บ้านบัวขาว หมู่บ้านมีนบุรี การ์เด้นโฮม เขตมีนบุรี หมู่บ้านเคหะคลองกรุง หมู่บ้านคาริเบียนโฮม เขตหนองจอก

ในส่วนของกรมชลประทาน จะก่อสร้างแนวป้องกันน้ำท่วมตอนบนของพื้นที่กรุงเทพมหานครบริเวณใต้คลองหกวาสายล่าง โดยก่อสร้างทำนบตามคลองแยก จำนวน 6 แห่งที่คลอง 6,8,9,10,11,12 และก่อสร้างสถานีสูบน้ำในคลองระบายน้ำหลัก 3 แห่ง คือ คลองหกวาสายล่าง ขนาดสูบน้ำ 36 ลบ.ม./วินาที คลองแสนแสบ ขนาดสูบน้ำ 60 ลบ.ม./วินาที คลองประเวศบุรีรมย์ ขนาดสูบน้ำ 60 ลบ.ม./วินาที เพื่อเร่งผันน้ำจากพื้นที่ลุ่มต่ำแม่น้ำบางปะกงและทะเล รวมทั้งจะขุดลอกคลองระบายน้ำสายสำคัญ เพื่อให้การระบายน้ำเร็วยิ่งขึ้น เช่น คลองพระองค์เจ้าไชยานุชิต คลองด่าน คลองแสนแสบ คลองนครเนื่องเขต เป็นต้น

บทที่ 4

หัวข้อเจาะอุโมงค์และผนังอุโมงค์

4.1. คำนำ

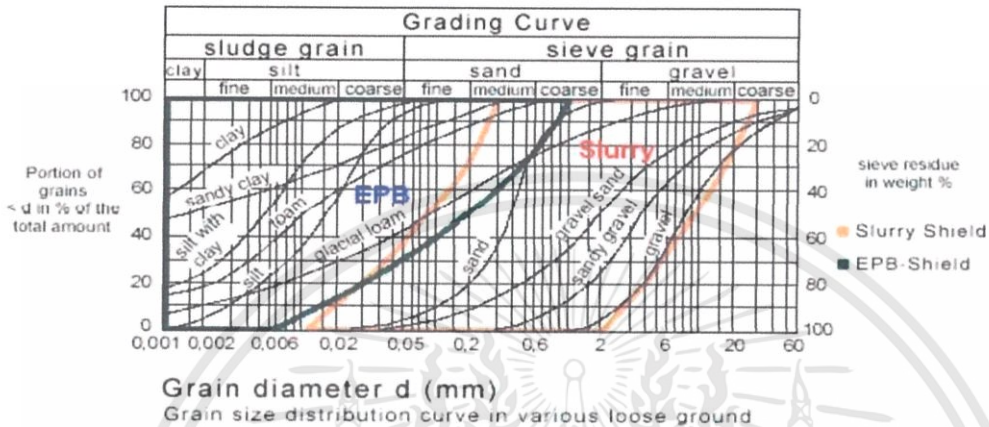
การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ เริ่มต้นขึ้นครั้งแรกจากการก่อสร้างในดินอ่อนของประเทศอังกฤษ ด้วยฝีมือของวิศวกรชื่อ เซอร์มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel) ต่อมาเซอร์บรูเนลได้ทำการประดิษฐ์หัวเจาะทรงกลมสองรูปแบบในปี ค.ศ. 1818 โดยหัวเจาะประกอบจากชิ้นส่วนหลายชิ้น ในแต่ละชิ้นส่วนของหัวเจาะคนงานสามารถเข้าไปปฏิบัติงานได้อย่างอิสระและปลอดภัย หัวเจาะรูปแบบแรกของเซอร์บรูเนล เรียกว่า Screw shield ซึ่งผนังของหัวเจาะสามารถดันไปค้ำหน้าด้วยแม่แรงไฮดรอลิก หัวเจาะรูปแบบที่สองคือหัวเจาะแบบแบ่งส่วน (Compartment) หัวเจาะสามารถเคลื่อนตัวออกไปข้างหน้าด้วยแม่แรงไฮดรอลิกเช่นเดียวกัน โดยคนงานจะเข้าไปขุดดินในแต่ละส่วนบริเวณหน้าหัวเจาะออกมาได้ นอกจากนี้ในแต่ละส่วน การตีตัวไปข้างหน้าจะเป็นอิสระแยกจากส่วนอื่น ภายหลังจากการขุดเจาะแล้วเสร็จในแต่ละรอบ ตำแหน่งของแม่แรงไฮดรอลิกบริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ จะดันค้ำกับผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเรียบร้อยแล้วบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ เพื่อผลักดันให้หัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า หัวเจาะทั้งสองรูปแบบนี้ถือได้ว่าเป็นต้นแบบของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย

ในปัจจุบัน โครงการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนส่วนใหญ่ได้นำเทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) และหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลน (Slurry shield) มาใช้กันอย่างแพร่หลาย โดยที่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะมีความเหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว (Cohesive soil) และหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนจะมีความเหมาะสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินทราย (Cohesionless soil) เป็นหลัก

สำหรับในกรุงเทพฯ การก่อสร้างอุโมงค์ส่วนใหญ่จะใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล เนื่องจากสภาพดินในกรุงเทพฯ มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งที่มีความเหมาะสมกับหัวเจาะประเภทนี้ อีกทั้งระดับน้ำใต้ดินยังอยู่ในระดับลึกอีกด้วย ดังนั้น การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะทำการอธิบายไว้อย่างละเอียด ดังต่อไปนี้

4.2. เกณฑ์การพิจารณาเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ

ในปัจจุบันมีวิธีการขุดเจาะที่น่าสนใจหลายวิธีด้วยกัน วิธีที่นิยมใช้ในปัจจุบัน ได้แก่ Slurry shield และ Earth pressure balance shield เราจะเลือกใช้วิธีใดมีเกณฑ์การพิจารณาดังนี้



รูปที่ 4.1. กราฟการกระจายตัวของเม็ดดินที่เหมาะสมต่อการเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ

4.2.1. ดินที่เหมาะสมการใช้ Slurry Shield

- Gravel content > 60%
- Clay and silt content > 10%
- Water content < 18%
- Coefficient of permeability $\geq 10^{-2}$ cm/s
- Cobbles greater than 8 in.

4.2.2. ดินที่เหมาะสมการใช้ Earth pressure balance shield

- Gravel content > 70%
- Clay and silt content > 7%
- Cohesive soils (not less than 40% clay and silt) have N -Value < 15
- Water content > 18% in sandy soils and > 25% in cohesive soils

จากกราฟการกระจายตัวของเม็ดดินที่เหมาะสมต่อการเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ พบว่าควรใช้วิธีการขุดเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำใต้คลองบางซื่อจากคลองลาดพร้าวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา เพราะสภาพดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งที่มีความเหมาะสมกับหัวเจาะประเภทนี้ อีกทั้งระดับน้ำใต้ดินยังอยู่ในระดับลึกอีกด้วย

4.3. หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)

4.3.1. ความเป็นมาของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล

หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลได้ถูกพัฒนาขึ้นจากบริษัท Sato Kogyo จำกัด ในประเทศญี่ปุ่น โดยมีวัตถุประสงค์ที่จะหาวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนที่เหมาะสม นอกเหนือไปจากการใช้หัวเจาะแบบความดันอากาศ (Compressed air) และแบบความดันน้ำโคลน (Slurry shield) ที่ประสบความสำเร็จมาแล้วจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในอดีตของญี่ปุ่น แต่ทว่าวิธีการดังกล่าวก็มีข้อเสียและข้อจำกัดหลายอย่าง ยกตัวอย่างเช่น หัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนที่มีต้นทุนสูงและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการที่แพง เนื่องจากหัวเจาะแบบความดันน้ำโคลนต้องการพื้นที่ก่อสร้างโรงแยกน้ำยาเบนโทไนท์ (Bentonite) บริเวณเหนือผิวดิน ด้วยเหตุนี้ ทางบริษัท Sato Kogyo จึงต้องการพัฒนาหัวเจาะอุโมงค์ที่สามารถทำการก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพและสอดคล้องกับการอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมรวมถึงกฎหมายที่บังคับใช้ในหลายๆเมืองของประเทศญี่ปุ่น ซึ่งจะต้องครอบคลุมไปถึงการควบคุมมลภาวะทางน้ำและอากาศ ระบบจัดการน้ำในอุตสาหกรรม การบำบัดของเสีย การรักษาความสะอาด การป้องกันการขาดออกซิเจน และการป้องกันสารพิษในอากาศ ดังนั้น การพัฒนาการของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจึงได้ถูกริเริ่มขึ้นในปี ค.ศ.1963 ส่วนประกอบของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลตัวแรกที่พัฒนาโดยบริษัท Sato Kogyo และจากผลงานวิจัยจำนวนมากทั้งจากในห้องทดลองและภาคสนามในปี ค.ศ.1966 หัวเจาะนี้จึงได้ถูกสร้างขึ้นจริงโดยบริษัท Ishikawajima Harima Heavy Industries จำกัด ต่อมาในปี ค.ศ.1974 การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลก็ได้เกิดขึ้นเป็นครั้งแรกในเมืองโตเกียว โดยหัวเจาะมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3.72 เมตร ใช้สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีความยาว 1,900 เมตร

หลังจากนั้นในอีกไม่กี่ปีต่อมา หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลได้ทำการผลิตขึ้นอย่างแพร่หลายจากหลายบริษัทภายใต้ชื่อที่แตกต่างกันออกไป เช่น หัวเจาะ Earth pressure balance หัวเจาะ Pressure holding หัวเจาะ Slime หัวเจาะ Confined soil และหัวเจาะ Mud pressurized หรือ Muddy soil เป็นต้น ซึ่งทั้งหมดนี้ใช้หลักวิธีการเดียวกัน คือ ระบบการปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance system)

4.3.2. ส่วนประกอบหลักที่สำคัญของหัวเจาะ EPBS

1. Cutter Disc มีลักษณะเป็นวงแหวน มีฟันติดอยู่กับใบพัด 4 - 6 แฉก สำหรับตัดดิน และยังมี Copy Cutter เป็นฟันที่สามารถยึดตัวออกทางด้านรัศมีเพื่อเพิ่มการกัดหน้าดินให้เส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่ขึ้น และยังช่วยในการเลี้ยวอีกด้วย
2. หัวตัดดิน (Cutter Head) อยู่หน้าสุดของเครื่องขุดเจาะ ด้านหน้ามีลักษณะเป็นแฉก แต่ละแฉกมี Cutter Teeth ที่สามารถกัดหรือเฉือนดินที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะได้

3. ห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) เป็นส่วนต่อถัดจาก Cutter Head ซึ่งดินที่บริเวณด้านหน้าของหัวเจาะจะถูก Cutter Head กัด แล้วดินจะเข้ามาทางช่องที่ด้านล่างของ Cutter Head และถูกพักไว้ใน Soil Chamber ก่อนที่จะถูกลำเลียงออกไปโดย Screw Conveyor นอกจากนี้ภายใน Soil Chamber จะมี Pressure Sensor วัดความดันของดิน และจะปรับความดันอย่างอัตโนมัติเพื่อให้ความดันทั้งด้านในหัวเจาะและด้านหน้าหัวเจาะมีความสมดุลกัน

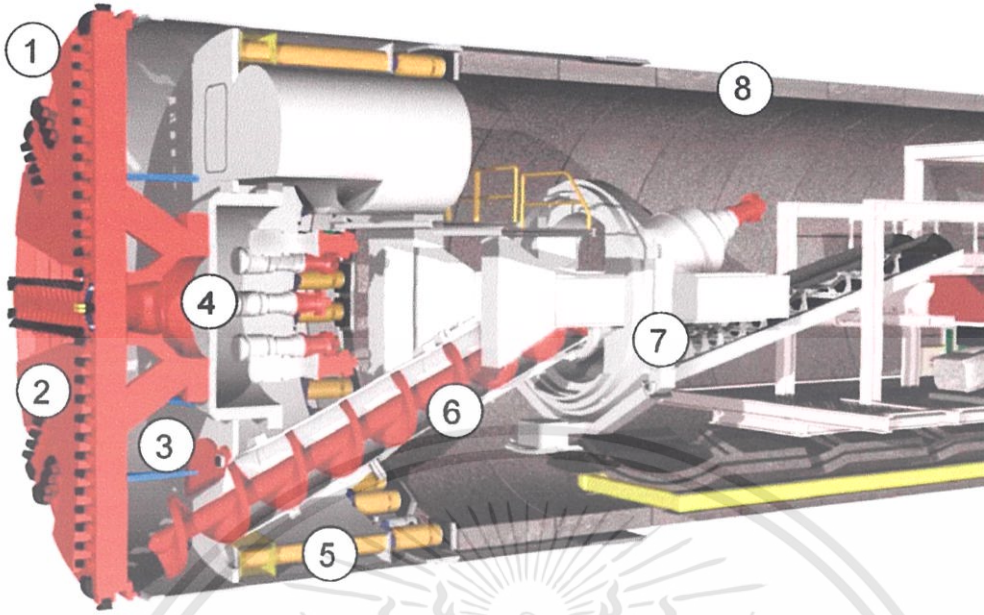
4. ฝาถักันกระบอกถีบไฮดรอลิก (Bulkhead) เป็นชิ้นส่วนเหล็กแข็งแบ่งออกเป็น 2 ส่วนของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล

5. กระบอกขาถีบไฮดรอลิก (Thrust Jack) ประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 20 ตัว ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันเป็นคู่ (Twin Jack) มีแรงขับเคลื่อนคู่ละ 200 ตัน หัวเจาะมีแรงดันสูงสุด (Total Thrust) 4,000 ตัน และความเร็วของการขับเคลื่อนสูงสุด 80 ม.ม./นาที โดยเฉลี่ย ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า และใช้ควบคุมทิศทางของหัวเจาะให้เป็นไปตามแนวที่ออกแบบ

6. เกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) เป็นส่วนที่ติดตั้งอยู่ด้านล่างของหัวเจาะซึ่งต่อจาก Soil Chamber โดยดินใน Soil Chamber จะถูกลำเลียงออกโดยการหมุนของ Screw conveyor มีลักษณะคล้ายใบพัดเรือยนต์ ซึ่งจะนำดินขึ้นไปสู่ประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮดรอลิก แล้วลำเลียงเข้ามาใน Belt Conveyor ซึ่งในการลำเลียงดินของ Screw conveyor จะมี Screw Torque สูงสุดไม่เกิน 17 Ton-m และ Screw Speed 0-18 rpm บางครั้งดินเป็นก้อนใหญ่ติดที่ประตูปิด-เปิด ก็จะใช้เสียมแฉะดินเพื่อให้เข้ามาที่ Belt Conveyor ได้

7. เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment Erector) เป็นเครื่องมือประกอบและติดตั้ง Segment ให้ครบวงติดอยู่กับส่วนหน้าของ Rear Body สามารถหมุนได้ 210 องศา ทั้งทางซ้ายและขวา ในแนวตั้งทำงานโดย Motor Hydraulic

8. ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segmental Lining) เป็นส่วนของผนังอุโมงค์สำหรับการขุดอุโมงค์โดยวิธีการใช้หัวเจาะ โดยทั่วไปมักจะทำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหรืออาจทำด้วยชิ้นส่วนที่เป็นเหล็กจะประกอบกันเข้าเพื่อสร้างรูปเป็นวงกลม หรือรูปร่างอื่นๆ



รูปที่ 4.2. หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Rehm , 2006)

4.4. การก่อสร้างอุโมงค์หัวเจาะที่มีสภาพชั้นดินอ่อน

การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนยังสามารถแบ่งตามลักษณะของดิน และจากพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินในลักษณะที่แตกต่างกับบริเวณส่วนหน้าของอุโมงค์ดังต่อไปนี้

4.4.1. ดินที่มีความมั่นคง (Firm ground)

ดินลักษณะนี้มีเสถียรภาพสูงจนสามารถก่อสร้างอุโมงค์ได้โดยปราศจากการพังทลายของดิน มักมีลักษณะเป็นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) รวมทั้ง ทรายซีเมนต์ (Cemented sand) และกรวด (Gravel) ซึ่งวิธีขุดเจาะจะใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือหัวเจาะอุโมงค์เพราะมีระยะเวลาการคงตัวของดิน (Stand-up time) เพียงพอ

4.4.2. ดินที่คลายตัว (Raveling ground)

ดินลักษณะนี้จะหลุดร่วงเป็นชิ้นจากเพดานอุโมงค์ที่บางตำแหน่ง สาเหตุเกิดจากการเคลื่อนตัวของดินในขณะที่ทำการขุดเจาะ มักมีลักษณะเป็นดินทราย (Sand) และตะกอนทราย (Silts) ที่มีความเหนียวเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวจากน้ำในโพรง (Pore-water) โดยวิธีขุดเจาะจะใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือโดยต้องทำการค้ำยันที่บริเวณส่วนหน้าและ ส่วนบนหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์ที่มีค้ำยันบริเวณส่วนหน้าแบบทันที

4.4.3. ดินที่ทลายลงมาได้ (Running ground)

ดินลักษณะนี้เมื่อนำค้ำยื่นออก ดินจะไม่สามารถคงสภาพของมันไว้ได้ เนื่องจากความชันของดินมีค่ามากเกินกว่ามุมเสียดทานภายในคือมากกว่า 30-35 องศา ทำให้ดินเกิดการพังทลายลงมาและพฤติกรรมนี้จะหยุดได้ก็ต่อเมื่อดินพังทลายลงมาจนมีความชันเท่ากับหรือน้อยกว่า 30-35 องศา มักมีลักษณะเป็นทรายแห้ง (Dry sand) และ กรวดที่ชิดกันไม่แน่น (Loose gravel) ซึ่งวิธีขุดเจาะจะใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือและใช้ค้ำยันด้านบนหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์ในกรณีที่อุโมงค์มีขนาดใหญ่

4.4.4. ดินที่ไหลได้ (Flowing ground)

ดินลักษณะนี้จะมีสภาพเสมือนเป็นดินเหลวขนาดใหญ่และมีความแตกต่างจากดินที่ทลายลงมาได้คือ ดินสามารถไหลเข้ามาได้จากทุกทิศทาง หากไม่มีการขยับยังป้องกันที่ดีเพียงพอ อาจทำให้ดินไหลเข้ามาจนเต็มอุโมงค์จนเกิดความเสียหายทั้งต่อตัวอุโมงค์เอง และสิ่งปลูกสร้างเหนือบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ มักมีลักษณะเป็นทรายที่ไม่ยึดตัวและทรายละเอียด (Uncemented Sands and Silts) ได้ระดับน้ำใต้ดินซึ่งวิธีขุดเจาะจะใช้หัวเจาะแบบอัดอากาศหรือใช้การลดระดับน้ำใต้ดิน หรือการฉีดอัดน้ำปูนร่วมด้วย (โดยทั่วไปแล้วจะไม่ใช้การฉีดอัดน้ำปูนร่วมกับการลดระดับน้ำใต้ดิน)

4.4.5. ดินบีบตัว (Squeezing ground)

พฤติกรรมของดินลักษณะนี้จะเกิดขึ้นอย่างช้าๆ โดยไม่เกิดการแตกหรือแยกตัวของดินเป็นชั้นให้เห็นได้อย่างชัดเจน แต่จะมีการสะสมความเค้นไว้ภายในอย่างต่อเนื่องและจะมีความหนาแน่นเพิ่มมากขึ้นแปรผันตามระยะเวลา มักมีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนมาก (Very soft clay) ซึ่งวิธีขุดเจาะจะใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบอัดอากาศหากดินอ่อนมาก

4.4.6. ดินที่บวมตัว (Swelling Ground)

การบวมตัวของดินจะเกิดอย่างช้าๆ มีสาเหตุมาจากการเพิ่มปริมาตรของดิน โดยการดูดซึมน้ำในบริเวณโดยรอบเข้าไป

4.5. การตรวจสอบและบำรุงรักษาหัวเจาะ

หัวเจาะต้องได้รับการตรวจสอบและบำรุงรักษา ตามช่วงเวลาที่กำหนดให้พร้อมเมื่อต้องการใช้งานเสมอ ทั้งนี้เพื่อรักษาขีดความสามารถในการปฏิบัติงาน และป้องกันอุบัติเหตุและการพังเสียหาย

รายการการตรวจสอบและบำรุงรักษาประจำวันมีดังนี้

1. ตรวจสอบนอตและสลักเกลียวว่าหลวมหรือไม่ และขันให้แน่น
2. ตรวจสอบเสียง และความร้อนที่เพิ่มมากเกินไป
3. ตรวจสอบการรั่วของน้ำมัน ไฮดรอลิก น้ำมันหล่อลื่น น้ำและอากาศ
4. ตรวจสอบความเหมาะสมส่วนประกอบของน้ำมันหล่อลื่น และเติมให้เต็ม
5. ตรวจสอบระดับน้ำมัน ไฮดรอลิกในแทงก์ว่าอยู่ในระดับปกติหรือไม่

4.6. ผนังอุโมงค์(Tunnel lining)

4.6.1. รูปแบบทั่วไปของผนังอุโมงค์

โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์ (Tunnel lining) สามารถแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ ประกอบไปด้วย ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) และผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ในส่วนของผนังอุโมงค์หลักเป็นโครงสร้างที่ถูกสร้างไว้ก่อน และผนังอุโมงค์ชั้นในจะทำการก่อสร้างด้านในของผนังอุโมงค์หลัก โดยมีรายละเอียดของผนังอุโมงค์ทั้ง 2 รูปแบบ ดังนี้

4.6.1.1. ผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining)

ทำหน้าที่หลักในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำต่ออุโมงค์โดยรอบ นอกจากนี้ ผนังอุโมงค์หลักต้องสามารถรับแรงผลัก (Thrust force) จากการขับเคลื่อนของหัวเจาะอุโมงค์ขณะทำการก่อสร้าง และสามารถต้านทานความดันย้อนกลับจากการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้าเพื่อดำเนินการขุดเจาะต่อไป ผนังอุโมงค์บริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่ติดตั้งเรียบร้อยแล้วจะต้องทำหน้าที่อย่างสมบูรณ์ในการรับแรงกระทำต่างๆที่เกิดขึ้นทั้งหมด ในปัจจุบันยังมีวิธีการหล่อคอนกรีตในที่ เพื่อทดแทนการใช้ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segment) แต่วิธีการดังกล่าวยังคงไม่เป็นที่นิยม เพราะมีความซับซ้อนกว่าการใช้ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบและควบคุมคุณภาพได้ยาก ในส่วนการออกแบบผนังอุโมงค์หลักและผนังอุโมงค์ชั้นใน น้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจะแบ่งกระทำระหว่างผนังอุโมงค์ทั้งสองรูปแบบ อย่างไรก็ตาม ในระยะยาวอาจเกิดการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งยากที่จะประเมินการรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำระหว่างผนังอุโมงค์หลักและผนัง

อุโมงค์ชั้นในได้อย่างถูกต้อง ดังนั้น ผนังอุโมงค์หลักต้องทำการออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ ทั้งนี้ ผนังอุโมงค์หลักต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการบำรุงรักษาเมื่อเปิดใช้งาน อีกทั้งยังต้องสามารถป้องกันการทะลักเข้าของน้ำใต้ดินและมีอายุการใช้งานตามที่ได้ออกแบบไว้

4.6.1.2. ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining)

เป็นการป้องกันผนังอุโมงค์หลักจากการสึกกร่อน ป้องกันการไหลเข้าของน้ำใต้ดิน และช่วยเสริมกำลังของผนังอุโมงค์หลัก อีกทั้งผนังอุโมงค์ชั้นในยังช่วยในการปรับวางแนวเส้นทางที่เบี่ยงเบนมากไปในการก่อสร้างอุโมงค์ ในบางกรณีการก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นในอาจไม่มีความจำเป็น หากผนังอุโมงค์หลักมีประสิทธิภาพเพียงพอในการต้านทานการสึกกร่อน และการไหลเข้าของน้ำใต้ดินได้

4.6.2. รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

รูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะถูกกำหนดตามวัตถุประสงค์ของการใช้งาน โดยจะทำให้ง่ายในการก่อสร้าง และทำให้เกิดประโยชน์สูงสุด ปัจจัยหลักและการพิจารณาต่างๆไป ในการกำหนดรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) มีดังนี้

4.6.2.1. เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) จะขึ้นอยู่กับ และขนาดของหน้าตัดหรือเส้นผ่านศูนย์กลางในอุโมงค์ โดยขึ้นอยู่กับความต้องการช่องว่างภายในของอุโมงค์และความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์และผนังอุโมงค์ชั้นใน

4.6.2.2. ความหนาของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

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

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.6.2.3. ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment)

ความกว้างของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์มีขนาดจำกัด เพื่อความสะดวกในการขนย้าย และการประกอบวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment ring) และโครงสร้างของหน้าตัดโค้ง ให้เหมือนกับในความยาวส่วนท้ายของหัวเจาะอุโมงค์ ในขณะที่เพื่อเป็นการปรับลดต้นทุนในการผลิตชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ปรับลดจำนวนของรอยต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และจำนวนของร่องสลักเกลียว (Bolt) ที่จะต้องดูแลการรั่วไหลของน้ำที่อาจจะเกิดขึ้น แต่ถ้าพิจารณาถึงความรวดเร็วในการก่อสร้างจะต้องใช้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ที่มีขนาดกว้างขึ้น จึงต้องมีการกำหนดพิจารณาให้เหมาะสมจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาแล้วในอดีต รวมทั้งคิดถึงราคาค่าต้นทุนและประสิทธิภาพการใช้งานของอุโมงค์อีกด้วย

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

4.6.2.4. การแบ่งจำนวนชิ้นส่วนในวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment ring)

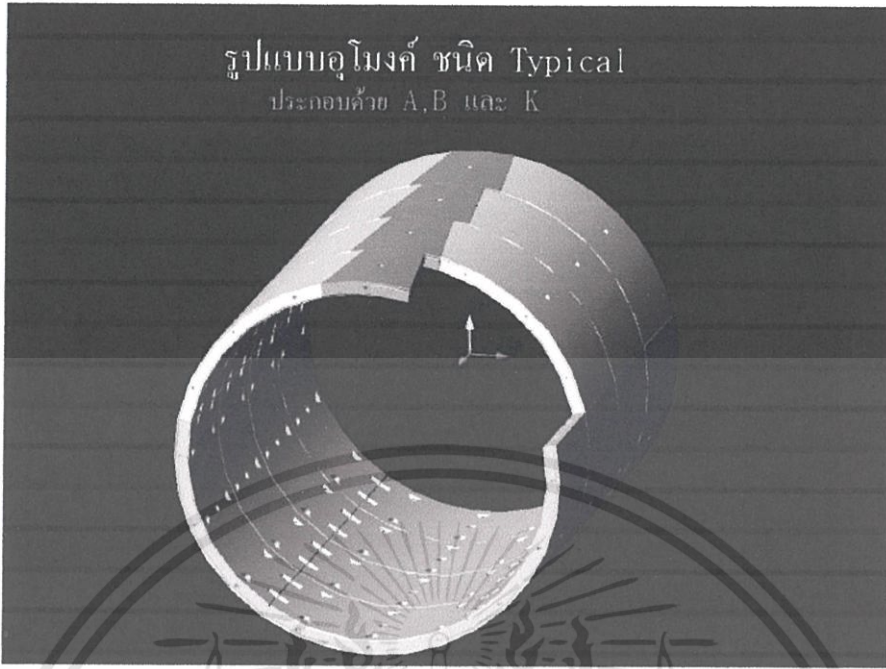
วงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะประกอบไปด้วย ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เอ (A Segment) จำนวน 2 ชิ้นส่วนขึ้นไป ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์บี (B Segment) จำนวน 2 ชิ้นส่วน และ ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) จำนวน 1 ชิ้นส่วน โดยที่ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) มีอยู่ด้วยกัน 3 รูปแบบ ได้แก่ รูปแบบแรกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค ที่ใส่ในทิศทางรัศมีของอุโมงค์ รูปแบบที่สองชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค ที่ใส่ในทิศทางตามยาวของอุโมงค์ ส่วนรูปแบบที่สาม ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค เป็นแบบผสมผสานระหว่างรูปแบบ 1 และ 2 ซึ่งความยาวของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เค (K Segment) ที่ใส่ในทิศทางรัศมีของอุโมงค์จะสั้นกว่าของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เอ (A Segment) และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์บี (B Segment) จากการก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต สำหรับอุโมงค์รถไฟวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ จะถูกแบ่งออกประมาณ 6 ถึง 11 ชิ้นส่วน ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ประมาณ 6 ถึง 8 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ที่ใช้สำหรับระบายน้ำ น้ำเสีย สายโทรเลขใต้ดิน โดยทั่วไปจะใช้ประมาณ 5 ถึง 7 ชิ้นส่วน ในมาตรฐานการออกแบบอุโมงค์ประเภทหัวขุดเจาะได้ทำการกำหนดรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคอนกรีต (Concrete segment)

ตารางที่ 4.1. แสดงรูปร่างและขนาดของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีต

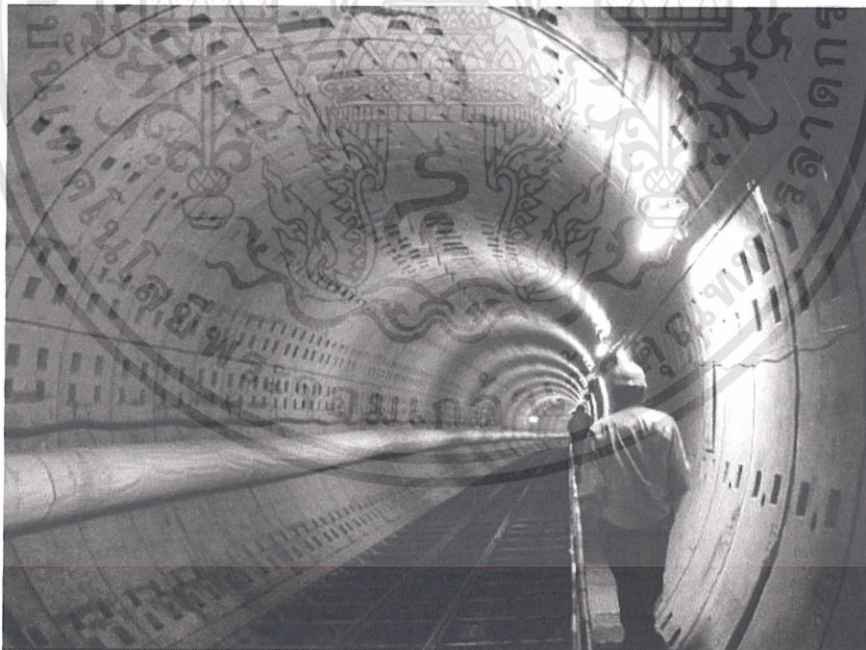
เส้นผ่านศูนย์กลาง ภายนอกของวงแหวน อุโมงค์ใต้ดิน (มิลลิเมตร)	ความกว้างของ ชิ้นส่วนประกอบผนัง อุโมงค์ (มิลลิเมตร)	ความหนาของชิ้นส่วน ประกอบผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)	จำนวนชิ้นส่วนใน วงแหวน
1800 - 2000	900	100	5
	1000	125	
2150 - 3350	900	100 (200)	5
	1000	125	
3550 - 4800	900	125 (225)	6
	1000	150	
		175 (250)	
		200 (275)	
5100 - 6000	900	175	6
	1000	200	
		225	
		250	
		275	
		300	
6300 - 6900	900	250	7
	1000	275	
		300	
7250 - 8300	900	275	8
	1000	300	
		320	
		350	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปแบบอุโมงค์ ชนิด Typical
ประกอบด้วย A,B และ K



รูปที่ 4.3. แบบจำลองผนังอุโมงค์ชนิด Typical



รูปที่ 4.4. ผนังอุโมงค์ ชนิด Typical

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.6.3. การติดตั้งชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

แนวอุโมงค์จะถูกติดตั้งเป็นส่วนๆ ไปโดยใช้อุปกรณ์ที่ตั้งอยู่ภายในหัวเจาะดังที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.5. ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่มีความยาว 1.2 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และจะมีชิ้นส่วนผนังอุโมงค์คอนกรีต 7 ชิ้น ทั้งคู่จะรวมชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปโค้ง (K-segment) แต่แต่ละส่วนถูกเชื่อมต่อกันโดยสลักเกลียวดังรูปที่ 4.6. ลำดับการติดตั้งที่ถูกต้องจะถูกกำหนดอย่างแน่นอนและการเปลี่ยนแปลงใดๆจะหมายถึงการสูญเสียเวลาไปในอุโมงค์ รายการการติดตั้งขึ้นกับชนิดของผนังอุโมงค์และตำแหน่งของการติดตั้งจะกำหนดขึ้นและจัดส่งไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์ที่ควบคุมการก่อสร้างเครื่องคอมพิวเตอร์นี้จะให้ข้อมูลบนค่ากลางที่เหมาะสมเมื่อเปรียบเทียบกับหัวเจาะ โดยมีการอ้างอิงมาจากตำแหน่งของวงแหวนผนังอุโมงค์สุดท้ายที่ถูกวัดหลังจากการขุดเจาะในแต่ละรอบและตำแหน่งที่คาดไว้ในระหว่างรอบการขุดเจาะต่อไปความต้องการของการติดตั้งแนวอุโมงค์ส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับการทำงานของเครื่องติดตั้ง เครื่องติดตั้งจำเป็นที่จะตั้งตำแหน่งส่วนของแนวอุโมงค์ด้วยความถูกต้อง คลาดเคลื่อนไม่กี่มิลลิเมตรซึ่งวงแหวนของแนวอุโมงค์ต้องมีแรงดันสัมผัสที่มากพอที่จะอัดระหว่างส่วนต่างๆ เข้าด้วยกัน หลังจากการติดตั้งได้เสร็จสิ้นลง ตำแหน่งของแนวอุโมงค์จำเป็นที่จะต้องถูกตรวจสอบ



รูปที่ 4.5. การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณท้ายหัวเจาะ



รูปที่ 4.6. คนงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

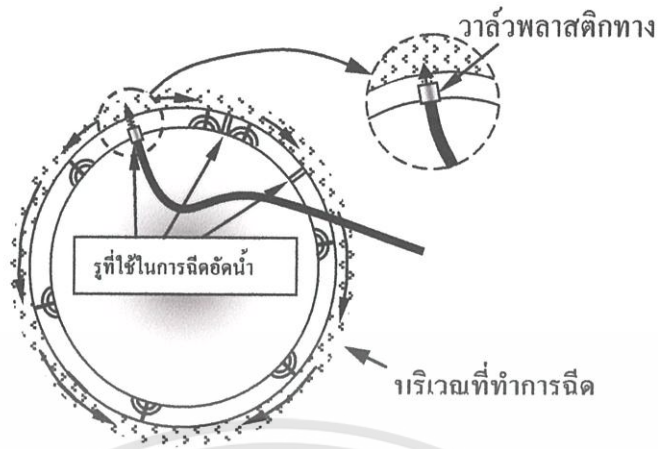
4.6.4. รูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน

จากโครงการก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต รูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน 1 จะมีการจัดเตรียมไว้ต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ 1 ชิ้นส่วน เพื่อใช้สำหรับอัดฉีดน้ำปูนให้กระจายอย่างสม่ำเสมอรอบอุโมงค์ แต่ในปัจจุบัน จำนวนของรูอัดฉีดน้ำปูนมีแนวโน้มที่ลดลงเพื่อป้องกันปัญหาการรั่วซึมของน้ำเข้ามาสู่บริเวณรูดังกล่าว นอกจากนี้ การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะก็จะทำให้จำนวนของรูอัดฉีดน้ำปูนลดลงเช่นเดียวกัน ส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางของรูอัดฉีดน้ำปูนทำการออกแบบจากการพิจารณาวัสดุที่ใช้ในการอัดฉีด โดยทั่วไปเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของรูอัดฉีดน้ำปูนมีขนาดประมาณ 50 มิลลิเมตร นอกจากนี้ วัสดุที่ใช้ในการอัดฉีดรูปร่าง ขนาด และตำแหน่งของรูอัดฉีดน้ำปูนควรทำการออกแบบโดยพิจารณาจากความปลอดภัย และความสามารถในการปฏิบัติงาน ในกรณีที่รูอัดฉีดน้ำปูนถูกใช้เป็นตะขอสำหรับยกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

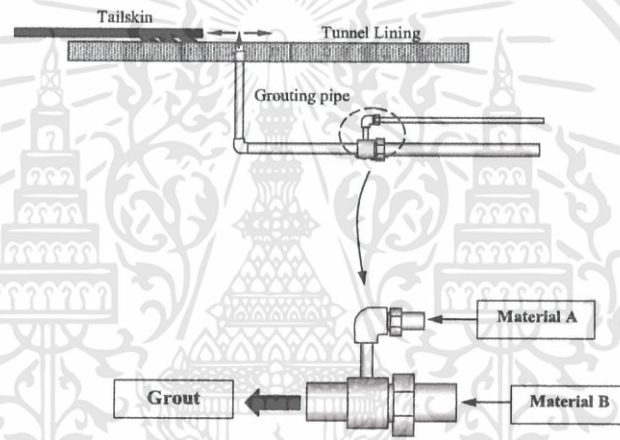
น้ำปูนถูกฉีดเข้าไปในรูในแต่ละชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ รูจะพอดีกับตะปูที่เชื่อมส่วนที่ต่อกันและปิดโดยเครื่องอุดตลอดการติดตั้งวงแหวน วาล์วพลาสติกทางเดียว (Non-return valves) ได้ถูกติดตั้งขึ้นในผนังอุโมงค์ ดังรูปที่ 4.8 ตลอดการฉีดอัดปูน ปูนจะถูกฉีดและไหลลงจากรูที่ด้านยอดอุโมงค์ดังนั้นปูนจึงสามารถแทรกไปสู่ช่องว่างโดย ความดันและแรงโน้มถ่วง การฉีดจะถูกทำอย่างต่อเนื่องภายใต้ความดันสูงในช่องว่างด้านหลังของท้ายหัวเจาะ ฟังก์ชันนี้เรียกว่า การอัดฉีดปูนเข้าไป ไม่เพียงต้องควบคุมปริมาตร เช่น โดยการควบคุมเปอร์เซ็นต์ปูนที่ฉีด (Percent grout filling) แต่ยังคงควบคุมความดันด้วย ซึ่งถูกวัดภายในท่อน้ำปูนหรือที่ผนังอุโมงค์ ความดันถูกควบคุมอย่างอัตโนมัติให้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 3 bar (300 kPa) ซึ่งเป็นสภาพที่ใช้ออกแบบชิ้นส่วนผนังแนวอุโมงค์ ด้วยความดันที่สูงที่ฉีดเข้าไปช่องว่างจะถูกเติมได้ในเวลาอันสั้นและวัสดุที่ฉีดอัดนี้จะสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดิน ได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งปริมาตรและความดันของปูนถูกวัดค่าและบันทึกโดยระบบการติดตามวัดค่าในอุโมงค์ที่แต่ละรอบการขุดเจาะ

ปริมาตรของน้ำปูนที่ฉีดปิดจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่าน้ำปูนได้เติมเต็มช่องว่างทั้งหมดได้เต็ม เปอร์เซ็นต์ของปูนที่เติมเข้าไปสามารถคำนวณได้จาก

$$\text{เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน} = \text{ปริมาตรน้ำปูน} \times 100 / \text{ปริมาตรช่องว่างท้ายหัวเจาะที่ประมาณได้}$$



รูปที่ 4.7. การฉีดน้ำผ่านรูภายในชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 4.8. การอัดฉีดปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน

4.6.5. การป้องกันการรั่วซึมของน้ำ (Waterproofing)

การป้องกันน้ำรั่วซึมเข้าสู่อุโมงค์นั้นเป็นสิ่งสำคัญ เพราะจะส่งผลถึงความสามารถในการขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงผลกระทบจากดินและผิวหน้าเนื่องจากการสูญเสียน้ำของน้ำใต้ดินและการใช้หลังเสร็จการก่อสร้าง รอยรั่วซึมนี้เป็นสาเหตุให้อุโมงค์มีสภาพเสื่อมลงและลดอายุการใช้งานของอุโมงค์อีกด้วย การปิดและอุดรอยรั่วน้ำตามจุดต่อนั้นจำเป็นสำหรับการป้องกันการรั่วซึม โดยปกติวัสดุที่ใช้ปิดจะถูกลงไว้ที่ร่องตามแนวผิวหน้า สำหรับวัสดุที่ใช้อุดรอยรั่วควรอุดในร่องอื่นตามผิวหน้าของจุดต่อหลังประกอบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ การป้องกันอื่นก็อาจทำที่รูสลักเกลียวและรูสำหรับอัดฉีดน้ำปูน หลังชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ซึ่งอาจถูกขุดถ้าจำเป็นสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เหล่านั้น ไม่จำเป็น อย่างไรก็ตาม ต้องมีร่องสำหรับการอุดรอยรั่ว

4.6.6. การป้องกันการสึกกร่อนและการเกิดสนิม

สถิติบันทึกไว้ว่าซีเมนต์ และเรซินจะถูกทาไว้ที่ด้านหลังของวงแหวนชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำในอุโมงค์และการเป็นถ่านของคอนกรีต สำหรับอีกสถิติคือ โครงการที่อยู่ใต้ทะเลจะมีการผสมกากแร่โลหะ जिई้า ผุ่นผงซิลิกาเพิ่มเข้าไปในคอนกรีตเพื่อปรับปรุงความรั่วซึมจากน้ำและความทนทาน ในกรณีที่คล้ายกันนี้ค่าความเค้นที่ยอมให้ของเหล็กเสริมจะถูกลดลงเพื่อควบคุมรอยแตกของคอนกรีต

ปัจจุบันระบบควบคุมตำแหน่งของหัวเจาะได้ถูกพัฒนาขึ้นและทำให้การผิดทิศทางน้อยลงไปอย่างมาก นี้รวมถึงการปรับปรุงวัสดุปิดรอยรั่วซึ่งลดการรั่วซึมของน้ำภายในอุโมงค์ ส่วนในที่มีอุณหภูมิและความชื้นสูง ทั้งยังมีความแห้งและความชื้นสลับกันไปมา จะต้องเพิ่มการป้องกันการสึกกร่อนและการเกิดสนิมภายในอุโมงค์ รวมถึงสลักเกลียวและแผ่นประกบ (Splice plate) ที่อยู่ด้านหลังของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วย



บทที่ 5

ทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์

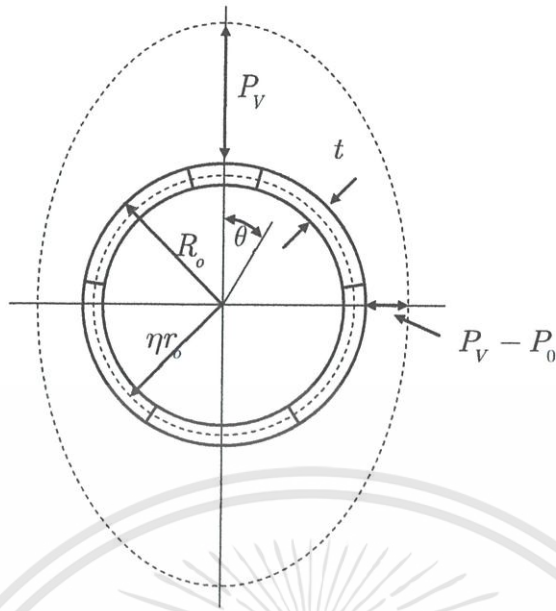
5.1. บทนำ

จากบทที่ผ่านมา ทำให้เราได้เรียนรู้ว่าการก่อสร้างอุโมงค์เป็นงานที่ซับซ้อนและใช้งบประมาณมหาศาล ในการก่อสร้าง โดยส่วนสำคัญที่สุดส่วนหนึ่งคือขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ เพื่อให้การก่อสร้างอุโมงค์มีความปลอดภัยและเหมาะสมกับสัณฐานดินและแรงต่างๆที่มากกระทำ โดยในปัจจุบันได้มีการนำเสนอทฤษฎีการออกแบบไว้หลายทฤษฎี โดยแต่ละทฤษฎีก็มีข้อจำกัดและมีสมมติฐานที่แตกต่างกัน ในบทนี้ทำการกล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ที่ได้จากแต่ละทฤษฎี แล้วนำค่าที่ได้ไปใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ต่อไป โดยทฤษฎีที่จะนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบ ได้แก่ ทฤษฎีของ Muir Wood (1975) ทฤษฎีของ Einstein (1979) ทฤษฎีของ Erdmann (1985) ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) และทฤษฎี Beam-spring model

5.2. ทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ

5.2.1. ทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมติฐานที่ว่า อุโมงค์เป็นรูปวงกลม (Circular lining) โดยเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปของผนังอุโมงค์ (Deformation) เป็นรูปวงรีเมื่อมีแรงกระทำในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น (Elastic ground) และไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเฉือนระหว่างผนังอุโมงค์และดิน และสมมติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วยดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่นแบบสมบูรณ์ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.1. การวิเคราะห์แบบยืดหยุ่น (Elastic analysis) จะใช้ความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นของความเค้นและความเครียด เป็นการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ



รูปที่ 5.1. ทฤษฎีของ Muir Wood ผนังอุโมงค์วางตัวอยู่ในดินที่มีสภาพแบบยืดหยุ่น

แรงกระทำภายนอกในแนวตั้ง (P_V) หาได้จาก สมการ (5.1.)

$$P_V = P_{e1} + P_{w1} \quad (5.1.)$$

แรงกระทำภายนอกในแนวนอน (P_H) หาได้จาก สมการ (5.2.)

$$P_H = K_0(P_{e1} + \gamma D) + P_{w2} \quad (5.2.)$$

องค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำภายในชั้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประกอบด้วย โมเมนต์ดัด แรงในแนวแกน และแรงเฉือน แสดงไว้ใน สมการ (5.3.) ถึงสมการ (5.11.)

$$P_0 = P_V - P_H \quad (5.3.)$$

$$P_{BAR} = 0.5 \times (P_V + P_H) \quad (5.4.)$$

$$Q_2 = \frac{E \times R_o^3}{E_c(1+n) \times 12 \times I} \quad (5.5.)$$

$$S_T = \frac{P_0 \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu}\right)} \quad (5.6.)$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_0}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T \quad (5.7.)$$

$$S_{N2} = 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu \quad (5.8.)$$

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \quad (5.9.)$$

$$Q = \frac{E_c \times R_o}{E(1 + \nu) \cdot (R_o - R_T)} \quad (5.10.)$$

$$\Delta P = \frac{P_{BAR}}{1 + Q} \quad (5.11.)$$

แรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์คัต แรงในแนวแกน และแรงเฉือน ที่เกิดจากแรง P_0 แสดงไว้ใน สมการ (5.12.) (5.13.) และ (5.14.) ตามลำดับ

$$M_1 = \frac{R_o^2}{6} (2S_N + S_T) \cos 2\theta \quad (5.12.)$$

$$N_1 = -\frac{R_o}{3} (S_N + 2S_T) \cos 2\theta \quad (5.13.)$$

$$S_1 = -\frac{R_o}{3} (2S_N + S_T) \sin 2\theta \quad (5.14.)$$

แรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์คัต แรงในแนวแกน และแรงเฉือน ที่เกิดจากแรง P_{BAR} แสดงไว้ใน สมการ (5.15.)

$$N_2 = \Delta P \times R_o \quad (5.15.)$$

แรงโมเมนต์คดทั้งหมด (Total bending moment, kN.m) = M_1
 แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces, kN) = $N_1 + N_2$
 แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces, kN) = S_1

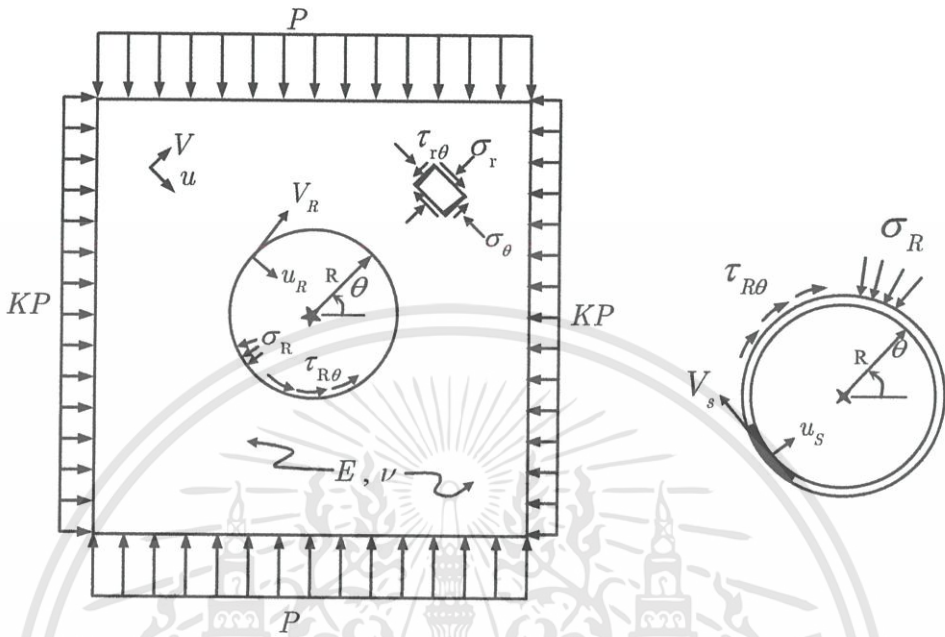
- โดยที่ P_{e1} คือ แรงกระทำประสิทธิผลของดินจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (หากมี น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินก็พิจารณาด้วย) (kN/m^2)
 P_{w1} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
 P_{w2} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
 γ คือ หน่วยน้ำหนักของดินที่อุโมงค์ทำการก่อสร้าง (kN/m^3)
 D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางอุโมงค์ (m)
 K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 R_0 คือ รัศมีถึงผิวด้านนอกของอุโมงค์ (m)
 R_I คือ รัศมีถึงแนวแกนกลางของอุโมงค์ (m)
 E_C คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของอุโมงค์ (kN/m^2)
 E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดินหรือหิน (kN/m^2)
 I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)
 ν คือ อัตราส่วนโพซง (Poisson's ratio) สำหรับดิน

5.2.2. ทฤษฎีของ Einstein (1979)

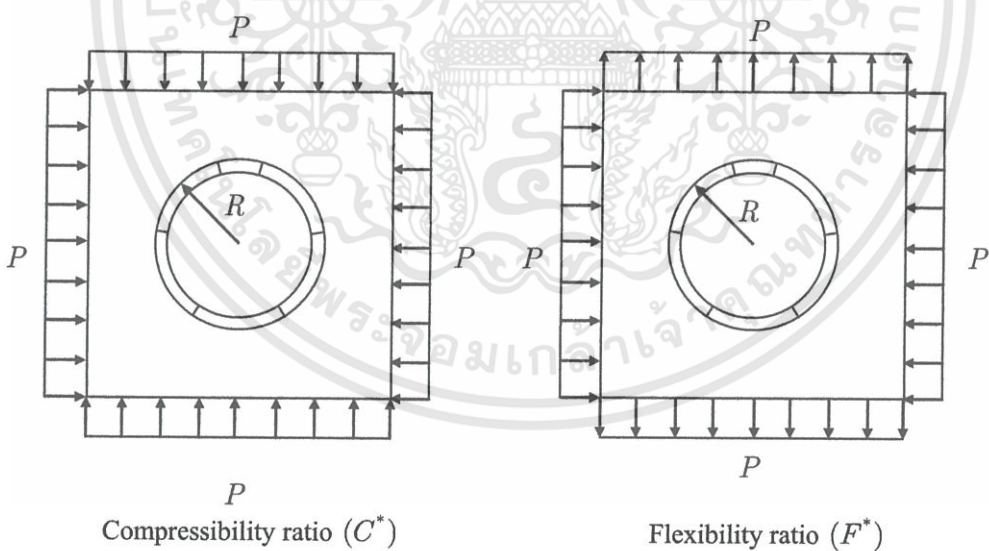
ทฤษฎีของ Einstein ได้นำหลักการทฤษฎีอีลาสติคมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งสามารถหาค่าการเสียดรูปและแรงที่เกิดขึ้นภายในผนังอุโมงค์ โดยมีสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.2. ส่วนสมมติฐานของผนังอุโมงค์คือ อุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง มีการเสียดรูปเมื่อมีแรงมากระทำ (Flexibility ring) พิจารณาแรงในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ และแรงกระทำในแนวราบเท่ากับแรงในแนวตั้งคูณกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ ได้มีการกำหนดสมการความสัมพันธ์ที่จะนำมาใช้เพื่อหาค่าแรงกระทำภายในและโมเมนต์ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังต่อไปนี้

Compressibility ratio (C^*) เป็นอัตราส่วนระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและผนังอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบสมมาตรและสมมาตรแสดงไว้ใน รูปที่ 5.3. หาค่าได้จาก สมการ (5.16.)

$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (5.16)$$



รูปที่ 5.2. การจำลองโมเดลเป็นแบบเนื้อเดียวกัน



รูปที่ 5.3. รูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility ratio (C^*) และ Flexibility ratio (F^*)

Flexibility ratio (F^*) เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างความสัมพันธ์ระหว่างความสัมพันระหว่างความแข็งแรง (Stiffness) ของดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบไม่สมมาตรดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.3. หาค่าได้จาก สมการ (5.17.)

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \quad (5.17.)$$

องค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์ดัด และแรงในแนวแกน เมื่อ a_0^* และ a_2^* และ β และ b_2^* เท่ากับค่าคงที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและการเสียรูป (Stress-displacement) แสดงไว้ใน สมการ (5.18.) ถึงสมการ (5.21.)

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (5.18.)$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^* (1-\nu) + 6(5-6\nu)} \quad (5.19.)$$

$$\beta = \frac{(F^* + 6)C(1-\nu) + 2F^*\nu}{3F^* + 3C + 2CF^*(1-\nu)} \quad (5.20.)$$

$$b_2^* = \frac{C(1-\nu)}{2(C(1-\nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C(1-\nu))} \quad (5.21.)$$

การหาแรงกระทำในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์ดัดต่อเมตร และแรงในแนวแกนต่อเมตร ของกรณี Full-slip case แสดงไว้ใน สมการ (5.22.) และสมการ (5.23.)

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1+K)(1-2a_2^*) \cos 2\theta \quad (5.22.)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*) \cos 2\theta \quad (5.23.)$$

การหาแรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย แรงในแนวแกนต่อเมตร และโมเมนต์ดัดต่อเมตร ของกรณี No-slip case แสดงไว้ใน สมการ (5.24.) และสมการ (5.25.)

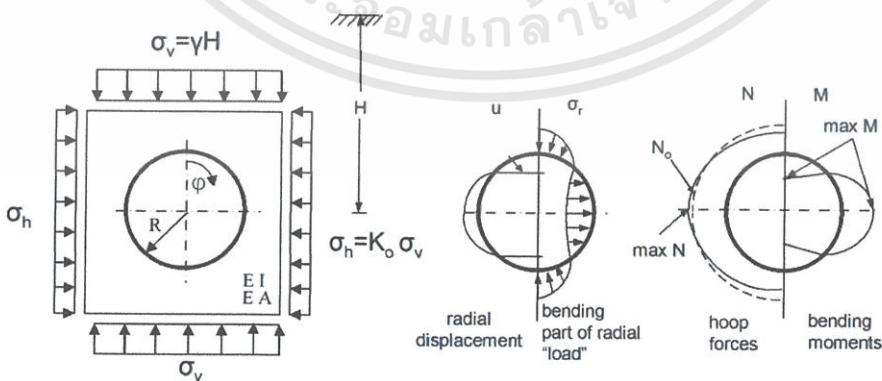
$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1+2a_2^*) \cos 2\theta \quad (5.24.)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4}(1 - K)(1 - 2a_2^* + 2b_2^*) \cos 2\theta \quad (5.25)$$

- โดยที่ E_s คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (kN/m^2)
 E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
 A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)
 I_s คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)
 ν_s คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับผนังอุโมงค์
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 T คือ แรงในแนวแกนของผนังอุโมงค์ (kN/m)
 M คือ โมเมนต์คดภายในผนังอุโมงค์ ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 K คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 P คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)
 θ คือ มุมรอบผนังอุโมงค์ทวนเข็มนาฬิกา (องศา)

5.2.3. ทฤษฎีของ Erdmann (1985)

ทฤษฎีของ Erdmann มีสมมติฐานว่าดินโดยรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน การวิเคราะห์เป็นแบบความเครียดระนาบยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain) สำหรับดินและผนังอุโมงค์ รูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบวงกลมเท่านั้น ผนังอุโมงค์เป็นชิ้นส่วนเดียวกันตลอดทั้งวง ไม่พิจารณารอยต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์คดจะมีค่ามากที่สุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.2.



รูปที่ 5.4. การจำลองโมเดลของ Erdmann และการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์คด
 การคำนวณหาโมเมนต์คดสูงสุด (M) มีหน่วยเป็น ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) หาได้จาก สมการ (5.26)

$$M = \sigma_v(1 - K_o)R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4\nu)}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \times \frac{ER^3}{E_c I}} \quad (5.26.)$$

การคำนวณหาความดันเหนืออุโมงค์ (N_0) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (5.27.)

$$N_0 = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + (1 - K_o) \frac{2(1 - \nu)}{3(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \times \frac{ER}{E_c A}} \quad (5.27.)$$

การคำนวณหาแรงในแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$) มีหน่วยเป็น (kN/m) สามารถหาได้จาก สมการ (5.28.)

$$N - N_0 = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(ER^3 / E_c I)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + ER^3 / E_c I)}} \quad (5.28.)$$

โดยที่ E	คือ	โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m ²)
E_c	คือ	โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m ²)
A	คือ	พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m ² /m)
I	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m ⁴ /m)
ν	คือ	อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
R	คือ	รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
K_o	คือ	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
σ_v	คือ	แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m ²)

5.2.4. ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers, 1996)

ทฤษฎีของ JSCE (Japan society of civil engineers, 1996) มีหลักเกณฑ์ในการพิจารณาการออกแบบผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

5.2.4.1. นำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ

การออกแบบผนังอุโมงค์ (Lining) ต้องออกแบบโดยเน้นความปลอดภัยในการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งในระหว่างการก่อสร้างและภายหลังจากการก่อสร้าง รวมทั้งช่วงดำเนินการใช้งานเพื่อให้ตรงตาม

วัตถุประสงค์ของอุโมงค์ โดยนำหนักที่นำมาประกอบการพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5.1.

ตารางที่ 5.1. การแบ่งประเภทน้ำหนักที่กระทำต่ออุโมงค์

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads)	<ol style="list-style-type: none"> 1. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ 2. ความดันน้ำ 3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 4. น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน 5. แรงต้านทานของดิน
น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads)	<ol style="list-style-type: none"> 6. น้ำหนักภายใน 7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง 8. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว
น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads)	<ol style="list-style-type: none"> 9. ผลกระทบจากอุโมงค์ใกล้เคียง 10. ผลกระทบจากการทำงานบริเวณใกล้เคียง 11. ผลกระทบจากการทรุดตัวของชั้นดิน 12. อื่นๆ

น้ำหนักกระทำหลัก (Primary loads) เป็นแรงพื้นฐานที่จะต้องนำมาพิจารณาเสมอในการออกแบบ น้ำหนักกระทำรอง (Secondary loads) จะเกิดขึ้นระหว่างทำการก่อสร้างหรือหลังจากก่อสร้างอุโมงค์แล้วเสร็จ ซึ่งจะถูกนำมาพิจารณาตามวัตถุประสงค์ของอุโมงค์ สภาพของการก่อสร้าง และตำแหน่งของอุโมงค์ ในขณะที่น้ำหนักกระทำพิเศษ (Special loads) จะถูกนำมาพิจารณาโดยเฉพาะตามสภาพชั้นดินและการใช้ประโยชน์จากอุโมงค์

ผลกระทบจากแผ่นดินไหว และน้ำหนักจากการก่อสร้างเช่น แรงจากขาถีบของหัวเจาะและความดันจากการอัดฉีดน้ำปูน เป็นต้น เป็นแรงกระทำระยะสั้น (Short term) ซึ่งมีความแตกต่างจากน้ำหนักกระทำหลักที่จะเปลี่ยนแปลงตามเงื่อนไขของแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ในระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้น การตัดสินใจเลือกน้ำหนักที่ใช้ในการออกแบบจะทำการพิจารณาจากน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5.1.

5.2.4.2. ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ

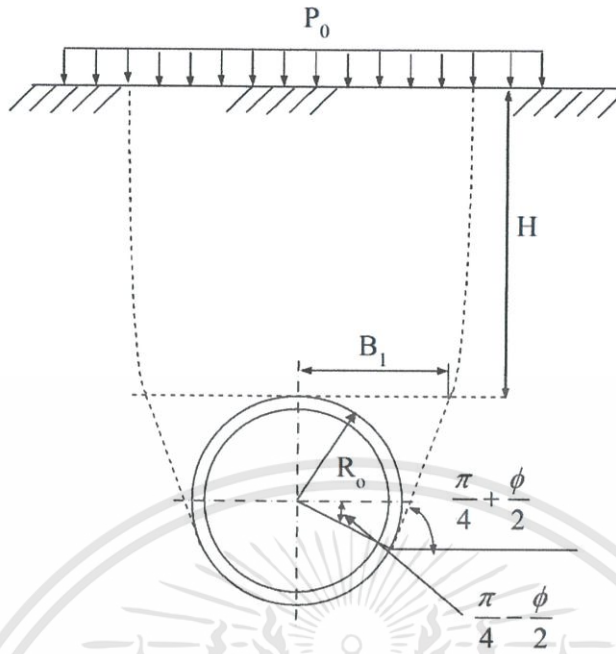
ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน และความดันน้ำใต้ดิน สามารถแบ่งการพิจารณาได้ 2 วิธีสำหรับการหาค่าความดันดิน ได้แก่ ความดันน้ำใต้ดินกระทำแยกจากความดันดิน (วิธีความดันประสิทธิผล) และความดันน้ำใต้ดินกระทำร่วมกับความดันดิน (วิธีความดันรวม)

โดยวิธีความดันประสิทธิผลจะนำมาประยุกต์ใช้กับดินทราย และวิธีความดันรวมใช้กับดินเหนียว (Cohesive soil) อย่างไรก็ตาม วิธีความดันประสิทธิผลสามารถนำมาใช้ในดินเหนียวที่มีเสถียรภาพสูงบริเวณส่วนหน้า เช่น ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และตะกอนทราย (Silt) ได้เช่นกัน

ความดันในแนวตั้งจะเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ (Uniform load) กระทำต่ออุโมงค์ที่ยอด ของอุโมงค์ (Crown) ขนาดของแรงพิจารณาจากความหนาของดินเหนืออุโมงค์ รูปร่างหน้าตัด และเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ และสภาพชั้นดิน สำหรับความดันดินในแนวราบจะเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกชนิดแผ่ไม่สม่ำเสมอ ที่แปรผันตามหน่วยน้ำหนักของดินและความลึก โดยจะกระทำที่บริเวณด้านข้างของผนังอุโมงค์จากส่วนบน ไปยังส่วนล่างของอุโมงค์ (Bottom) ขนาดของแรงคำนวณจากการคูณความดันดินในแนวตั้งกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง นอกจากนี้ความดันดินที่กระทำต่ออุโมงค์ที่ส่วนล่าง ทำการพิจารณาในลักษณะของแรงต้านทานของดินบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ ทั้งหลายเหล่านี้แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์มีความซับซ้อนและยากต่อการหาค่าที่แน่นอน จากที่ได้กล่าวมาข้างต้นเป็นวิธีที่ใช้หาค่าความดันดินเพื่อนำมาใช้ในการออกแบบ โดยไม่ได้คำนึงถึงการเสวยรูปของอุโมงค์

1) ความดันดินในแนวตั้ง (Vertical earth pressure) เป็นแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในระยะยาว ซึ่งจะไม่ทำการพิจารณาผลกระทบของแรงกระทำจากดินบริเวณส่วนโค้ง (Arch action) เหนืออุโมงค์ ในกรณีที่ชั้นดินเหนืออุโมงค์มีขนาดที่น้อยกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ เพราะจะทำให้การใช้ความดันขณะดินหลวมตัว (Loosening pressure) สำหรับการออกแบบความดันดินอาจพบปัญหาการออกแบบในชั้นดินทราย สำหรับในกรณีที่ชั้นดินเหนืออุโมงค์มีความลึกมากกว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ อาจเป็นไปได้ที่จะนำความดันขณะดินหลวมตัวมาหาค่าความดันดินในแนวตั้ง แต่ก็ควรนำผลกระทบของแรงกระทำจากดินบริเวณส่วนโค้งมาพิจารณาเปรียบเทียบกับ ดังนั้นการพิจารณาความดันขณะดินหลวมตัวจะนำมาใช้ในดินทรายที่มีความลึกเหนืออุโมงค์ 1 ถึง 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ หรือมากกว่า และอุโมงค์ที่อยู่ในดินเหนียวแข็ง (Stiff clay, $N \geq 8$) ที่มีความลึกเหนืออุโมงค์ 1 ถึง 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ หรือมากกว่า นอกจากนี้ ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium stiff clay, $4 \leq N < 8$) หรือในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay, $2 \leq N < 4$) ทำการพิจารณาน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำเหนืออุโมงค์ในการออกแบบ

การคำนวณความดันขณะดินหลวมตัว ในการก่อสร้างอุโมงค์ภายใต้องค์ประกอบของชั้นดินที่หลากหลายเหนืออุโมงค์เพื่อคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัวจะอาศัยสมมติฐานที่ว่าดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัดเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) การพิจารณาความดันขณะดินหลวมตัวสามารถคำนวณได้อย่างมีประสิทธิภาพสำหรับอุโมงค์หน้าตัดวงกลมดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.5.1 หากทำการกำหนดระยะความกว้างของดินที่กำลังหลวมตัว (B_1) ที่เหมาะสม ในส่วนของการกระจายน้ำหนักที่กระทำก็มีความสำคัญ เพราะจะต้องทำให้มีความสอดคล้องกับโครงร่างภายนอกของหน้าตัดอุโมงค์



รูปที่ 5.5. ความดันขณะดินหลวมตัว สำหรับอูโมงค์หน้าตัดวงกลม

การหาความดันขณะดินหลวมตัว ของ (σ_v) มีหน่วยเป็น (kN/m^2) และระยะความกว้างของดินที่กำลังหลวมตัว (B_1) มีหน่วยเป็นเมตร (m) สำหรับอูโมงค์หน้าตัดวงกลมแสดงไว้ในสมการ (5.29.) และสมการ (5.30.)

$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_o \tan \phi H/B_1}) + P_o \cdot e^{-K_o \tan \phi H/B_1} \quad (5.29.)$$

$$B_1 = R_o \cdot \cot \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right) \quad (5.30.)$$

- โดยที่ h_0 คือ ระยะความลึกของดินที่กำลังหลวมตัว $(= \sigma_v/\gamma)$ มีหน่วยเป็น (m)
- K_o คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
- ϕ คือ มุมเสียดทานของดิน (องศา)
- P_o คือ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
- γ คือ หน่วยน้ำหนักของดิน (kN/m^3)
- c คือ แรงยึดเหนี่ยวของดิน (kN/m^2)

2) ความดันดินในราบ (Horizontal earth pressure) หาได้จากการคูณระหว่างค่าความดันดินในแนวตั้งกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง โดยสมมติให้ความดันดินในแนวตั้งกระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกสมทบบนระนาบราบที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกนี้จะเพิ่มขึ้นตามหน่วยน้ำหนักของดินต่อความลึกจากส่วนบนของอุโมงค์ ที่สามารถนำมาใช้คำนวณหาค่าความดันดินในแนวราบได้ ในส่วนสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างทำการกำหนดขึ้นมาจากความสัมพันธ์ของวิธีการคำนวณออกแบบและวิธีการก่อสร้างไม่ได้มาจากลักษณะที่แท้จริงของดิน ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K_o) และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) ได้มีการกำหนดไว้ใน ตารางที่ 5.2.

ตารางที่ 5.2. ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (K_o) และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k)

วิธี	ชนิดของดิน	K_o	k (kN/mm ³)
ความดันประสิทธิผล	ดินทรายแน่นมาก	0.30 - 0.45	30 - 50
	ดินทรายแน่น	0.45 - 0.55	10 - 30
	ดินทรายหลวม	0.50 - 0.60	0 - 10
	ดินเหนียวแข็งมาก	0.35 - 0.45	30 - 50
	ดินเหนียวแข็ง	0.45 - 0.55	10 - 30
	ดินเหนียวปานกลาง	0.45 - 0.55	5 - 10
ความดันรวม	ดินเหนียวปานกลาง	0.55 - 0.65	5 - 10
	ดินเหนียวอ่อน	0.65 - 0.75	0 - 5
	ดินเหนียวอ่อนมาก	0.75 - 0.85	0

5.2.4.3. ความดันน้ำ

ระดับน้ำใต้ดินกำหนดขึ้นในการออกแบบเพื่อพิจารณาถึงความปลอดภัย หากเกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินในขณะก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้าง ความดันน้ำในแนวตั้งและแนวราบจะกระจายอย่างสม่ำเสมอในทุกทิศทาง และขนาดของความดันเป็นความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.6. กระทำบนจุดสูงสุดของอุโมงค์และจุดต่ำสุดของอุโมงค์

ความดันน้ำแบบสถิตย์ (Hydrostatic pressure) มีความเหมาะสมที่จะเป็นความดันน้ำที่ใช้ในการออกแบบ การคำนวณขนาดของความดันน้ำสามารถหาได้โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับการพิจารณาความดันดิน กล่าวคือ หน่วยน้ำหนักคูณด้วยความลึก ส่วนความดันน้ำที่กระทำต่ออุโมงค์อาจจะก่อให้เกิด

แรงลอยตัว (Buoyancy) ต่ออุโมงค์ซึ่งเป็นหนึ่งในประเด็นที่มีความสำคัญสำหรับการพิจารณาออกแบบอุโมงค์ โดยทั่วไป แรงลอยตัวพิจารณาจากความแตกต่างของความดันน้ำในแนวตั้ง หากผลรวมของแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมด (แยกความดันน้ำออกไป) ที่กระทำบริเวณส่วนบนของผนังอุโมงค์ และน้ำหนักของผนังอุโมงค์มีค่าน้อยกว่าแรงลอยตัว จะทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาขึ้นในดินดันต้านกับแรงลอยตัว ในกรณีดังกล่าวเกิดขึ้นในกรณีที่อุโมงค์อยู่ในระดับที่ตื้น ความดันน้ำใต้ดินจะสูงกว่าอุโมงค์ทำให้เกิดการยกขึ้นของอุโมงค์ อาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง ดังนั้น จึงต้องมีการเพิ่มน้ำหนักให้ตัวอุโมงค์โดยการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) หรือเพิ่มน้ำหนักบนผิวดินด้วยค้ำน้ำหนัก เป็นต้น



รูปที่ 5.6. ลักษณะของความดันน้ำแบบสถิตย (Hydrostatic pressure)

5.2.4.4. น้ำหนักบรรทุกคงที่

น้ำหนักบรรทุกคงที่ คือ แรงในแนวตั้งที่กระจายตามความยาวบริเวณจุดศูนย์กลางของผนังอุโมงค์ โดยที่น้ำหนักของผนังอุโมงค์หลัก (Dead weight of primary lining) สามารถคำนวณได้จากสมการ (5.31.)

$$g_1 = \frac{W_1}{2\pi \cdot R_c} \tag{5.31.}$$

โดยที่ g_1 คือ น้ำหนักของผนังอุโมงค์หลัก (kN/m^2)

W_1 คือ น้ำหนักของอุโมงค์ต่อหน่วยความยาว (kN/m^2)

R_c คือ รัศมีของอุโมงค์วัดจากศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของผนังอุโมงค์ (m)

สำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประเภทคานกล่อง (Box type) หากการกระจายของน้ำหนักบรรทุกคงที่ไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวของจุดศูนย์กลาง ต้องเฉลี่ยค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่

การก่อสร้างผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) จะต้องทำภายหลังจากผนังอุโมงค์หลัก (Primary lining) มีเสถียรภาพที่มั่นคง น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นในสามารถที่จะไม่ต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบผนังอุโมงค์ เพราะน้ำหนักของผนังอุโมงค์ชั้นในจะถูกรับด้วยตัวของมันเอง อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ทำการกำหนดให้ผนังอุโมงค์ชั้นในรับน้ำหนักร่วมกับผนังอุโมงค์หลัก น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ชั้นในจะต้องใช้คำนวณด้วยในระหว่างการก่อสร้าง สำหรับหน่วยน้ำหนักที่ใช้คำนวณค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนังอุโมงค์ มีความจำเป็นที่ต้องใช้ค่าที่แท้จริงเพื่อความถูกต้องในการออกแบบ ซึ่งหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตที่หล่อในที่ (Cast in place) สามารถหาได้โดยอ้างอิงจาก ตารางที่ 5.3.

ตารางที่ 5.3. หน่วยน้ำหนักของประเภทผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (kN/m^3)

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

5.2.4.5. ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน

หน่วยแรงภายในชั้นดินเกิดจากน้ำหนักที่กระทำบนผิวดิน หรือจากแรงปฏิกิริยาของโครงสร้างฐานราก หน่วยแรงดังกล่าวทำการพิจารณาจากระยะห่างของน้ำหนักที่กระทำ ซึ่งผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ก็จะมีค่าที่ลดลงเช่นกัน ผลกระทบของน้ำหนักเหล่านี้ที่มีต่อความดันดินจะขึ้นอยู่กับขนาดของน้ำหนักที่กระทำ ประเภทของฐานราก ความลึกของชั้นดิน จากส่วนล่างของฐานราก และสภาพดินที่ทำการก่อสร้าง

การคำนวณการส่งถ่ายหน่วยแรงในชั้นดิน มีหลากหลายวิธีที่มีการใช้กันอย่างแพร่หลาย เช่น สมการของ Boussinesq และสมการของ Westergaard เป็นต้น วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method) เช่น วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method) เป็นต้น สำหรับวิธีอื่นขึ้นอยู่กับวินิจัยของวิศวกรผู้คุมงาน การก่อสร้างอุโมงค์ส่วนใหญ่ไม่ได้ตั้งอยู่ใต้โครงสร้างหลักโดยตรงแต่จะอยู่ใต้พื้นถนน ผลกระทบจากสิ่งก่อสร้างเหนืออุโมงค์ต้องมีการตรวจสอบถ้าหากอุโมงค์อยู่ใกล้เคียงกับขอบของพื้นถนน

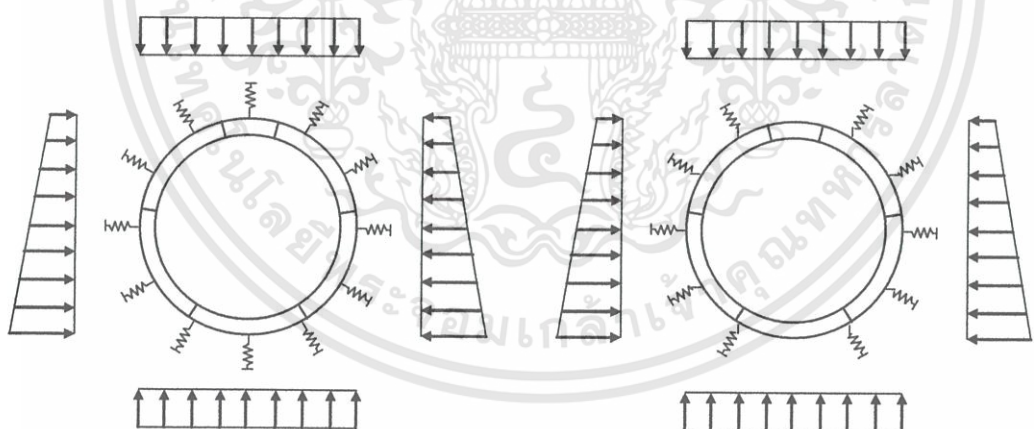
5.2.4.6. แรงต้านทานของดิน

แรงต้านทานของดินจะทำการพิจารณาขอบเขตของการเกิดแรง รูปร่างของการแผ่กระจายแรง และปริมาณของแรง โดยกำหนดขึ้นจากวิธีการคำนวณที่ใช้ในการออกแบบ แรงต้านทานของดินแตกต่างจากน้ำหนักบรรทุกอื่นที่สามารถกำหนดได้อย่างอิสระ โดยปกติแรงต้านทานของดินสามารถแบ่งออกได้เป็นแรงต้านทานที่ไม่สัมพันธ์กับการเสียรูปของดิน และแรงต้านทานที่ขึ้นกับการเสียรูปของดิน

ก่อนหน้าการกำหนดรูปร่างของการแผ่กระจายแรงอาศัยหลักการสมดุลของแรงจากน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้น (Imposed load) ขณะที่ต่อมา สมมติฐานของ Winkler ได้เสนอว่า แรงต้านทานของดินมีความเกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนรูปของผนังอุโมงค์

แรงต้านทานของดินในแนวตั้งซึ่งมีสาเหตุมาจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น กำหนดให้เป็นแรงต้านทานที่ไม่สัมพันธ์กับการเสีรูปของดิน และเป็นแรงต้านทานที่สม่ำเสมอสมดุลกับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทั้งหมด สำหรับแรงต้านทานของดินในแนวราบที่กระทำต่ออุโมงค์ กำหนดให้เป็นแรงต้านทานที่เกิดจากการเสีรูป (Displacement) ของผนังอุโมงค์ และมีรูปร่างของการแผ่กระจายแรงเป็นลักษณะสามเหลี่ยม ที่มีปริมาณของแรงสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) แผ่กระจายออกภายในช่วง $\pm 45^\circ$ จากตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดินทำการพิจารณาหาปริมาณของแรงสูงสุดที่ตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ จากความสัมพันธ์ของการเสีรูปทางด้านข้างของผนังอุโมงค์จากความดันดินและน้ำ และสัมประสิทธิ์แรงปฏิกริยาในแนวราบซึ่งพิจารณาจากสภาพดินที่ได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 5.2.

นอกจากนี้ ยังมีวิธีการอื่นที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์ของแรงที่กระทำระหว่างดินและผนังอุโมงค์ คือสมมติให้ชั้นดินเปรียบเสมือนสปริง วิธีนี้แรงต้านทานของดินจะสมมติว่าเกิดจากการเสีรูปของผนังอุโมงค์สัมพันธ์กับการเสีรูปของชั้นดิน ในประเทศแถบทวีปยุโรปแบบจำลองให้ชั้นดินปกคลุมอุโมงค์โดยรอบ ส่วนในประเทศญี่ปุ่นจะใช้แบบจำลองภายใต้สมมติฐาน ในการพิจารณาแรงต้านทานของดินดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.7.



(ก) แบบจำลองที่ให้ชั้นดินปกคลุมอุโมงค์โดยรอบ

(ข) แบบจำลองของ Winkler

รูปที่ 5.7. แบบจำลองชั้นดินเปรียบเสมือนสปริงเพื่อหาแรงต้านทานของดิน

5.2.4.7. น้ำหนักจากการก่อสร้าง

น้ำหนักชั่วคราวที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Segment) ในระหว่างกระบวนการก่อสร้าง จากการติดตั้งชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ไปจนถึงการแข็งตัวของคอนกรีตอัดน้ำปูน (Grouting) เพื่อเติมเต็มช่องว่างในส่วนท้ายของหัวเจาะ น้ำหนักที่เกิดขึ้นนี้ถูกเรียกว่า “น้ำหนักจากการก่อสร้าง” (Construction loads) น้ำหนักดังกล่าวถูกกำหนดขึ้นเพื่อใช้ในการพิจารณาออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จากความสัมพันธ์ของขั้นตอนและวิธีการก่อสร้าง

อุปสรรคของการกำหนดน้ำหนักจากการก่อสร้างคือความแน่นอนของน้ำหนัก เนื่องจากน้ำหนักเหล่านี้จะแปรผันโดยขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน และวิธีการก่อสร้าง อย่างไรก็ตาม เป็นสิ่งสำคัญมากที่จะต้องทำความเข้าใจในน้ำหนักจากการก่อสร้าง เพราะการหาค่าที่เหมาะสมและผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อการออกแบบ จะนำไปสู่การใช้งานที่มีความเหมาะสมและการปฏิบัติงานที่มีประสิทธิภาพ น้ำหนักจากการก่อสร้างประกอบไปด้วย

- 1) แรงผลักจากแม่แรงของหัวเจาะอุโมงค์ (Thrust force of shield jacks) เป็นแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนที่ไปข้างหน้า
- 2) ความดันจากการอัดน้ำปูน (Pressure of backfill grouting) เมื่อทำการอัดน้ำปูน (Grouting) โดยการฉีดวัสดุเข้าไปที่ช่องว่างบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ความดันจากการอัดน้ำปูนจะกระทำเป็นน้ำหนักชั่วคราวบริเวณโดยรอบรูที่อัดน้ำปูน (Grouting hole)
- 3) น้ำหนักจากการดำเนินการติดตั้ง (Operation load of the erector) ใช้ในการออกแบบตะขอสำหรับยกชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยต้องศึกษาแรงที่เกิดขึ้นขณะทำการยกชิ้นส่วนมาประกอบเป็นผนังอุโมงค์แบบเต็มวง
- 4) น้ำหนักจากการก่อสร้างอื่น (Other construction loads) นอกเหนือจากที่ได้กล่าวมา น้ำหนักจากการก่อสร้างอื่น เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ของ Trailing gear และน้ำหนักที่กำหนดโดยประเภทของหัวเจาะอุโมงค์ เป็นต้น

5.2.4.8. น้ำหนักภายใน

น้ำหนักภายในเป็นน้ำหนักที่เกิดขึ้นด้านในผนังอุโมงค์หลังจากก่อสร้างอุโมงค์แล้วเสร็จ และกำหนดขึ้นตามสภาพการใช้งานจริง

น้ำหนักภายในจะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์การใช้งานของอุโมงค์ โดยที่โครงสร้างผนังอุโมงค์จะต้องมีความปลอดภัยในการรับน้ำหนักเหล่านี้ สำหรับอุโมงค์รถไฟนั้น น้ำหนักของรถไฟซึ่งเป็นน้ำหนักภายในจะกระทำที่บริเวณส่วนล่างของอุโมงค์ ซึ่งสามารถรองรับน้ำหนักโดยตรงจาก

ดินโดยรอบ หรือจากน้ำปุนที่แข็งตัว การศึกษาน้ำหนักภายในโดยทั่วไปจะทำการพิจารณาในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในชั้นดินอ่อน อย่างไรก็ตามน้ำหนักภายในพิจารณาจากอิทธิพลต่อกำลังและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ เช่น แรงปฏิกิริยาที่เกิดจากการรองรับแผ่นดิน น้ำหนักภายในอุโมงค์ และน้ำหนักจากสิ่งอำนวยความสะดวก เป็นต้น ซึ่งกำหนดจากสภาพการใช้งานที่แท้จริง นำมาสู่การประเมินอิทธิพลของน้ำหนักภายในที่เกิดขึ้น

สำหรับอุโมงค์ที่ภายในมีความดันน้ำ การเลือกรูปแบบ โครงสร้างที่เหมาะสมต้องประกอบไปด้วย ผนังอุโมงค์ชั้นใน (Secondary lining) ที่ทำการศึกษาค่าพิจารณาถึงน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในอุโมงค์ โดยการกำหนดความดันดินและน้ำจะต้องพิจารณาอย่างรอบคอบเพื่อความปลอดภัยของอุโมงค์

5.2.4.9. ผลกระทบจากแผ่นดินไหว

ในกรณีที่ผลกระทบจากแผ่นดินไหวถูกนำมาพิจารณาในการออกแบบ สิ่งสำคัญที่ควรศึกษาประกอบไปด้วย สภาพที่ตั้งของอุโมงค์ สภาพดิน โดยรอบอุโมงค์ การเคลื่อนตัวของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ รายละเอียดโครงสร้างของอุโมงค์ และสภาพอื่นๆ ที่มีความจำเป็น น้ำหนักของอุโมงค์เปรียบเทียบกับชั้นดินที่อุโมงค์วางตัวอยู่นั้น อุโมงค์จะมีน้ำหนักที่เบากว่า เพราะฉะนั้น เมื่อแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระทำต่ออุโมงค์ แรงเฉื่อยของอุโมงค์จะมีน้อยกว่าเมื่อเทียบกับดินโดยรอบ ผลที่ตามมาคือ อุโมงค์จะสั่นเกือบจะเหมือนกับชั้นดิน นอกจากนี้ผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะน้อยหากอุโมงค์อยู่ในระดับลึกเสมือนมีแรงกดทับมาก และชั้นดินมีความสม่ำเสมอ เมื่อทำการเปรียบเทียบกับอุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยวิธีอื่น เช่น วิธีขุดและกลบ (Cut & cover method) กับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield tunneling method) พบว่า อุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยหัวเจาะจะเคลื่อนไหวไปกับชั้นดินได้มากกว่า เพราะความแข็งแรงของอุโมงค์มีน้อยกว่า เนื่องจากรอยต่อของอุโมงค์ และการก่อสร้างภายในชั้นดินที่มีอยู่เดิม อย่างไรก็ตาม การศึกษาผลกระทบจากแผ่นดินไหวจะต้องพิจารณาเป็นพิเศษเมื่ออุโมงค์อยู่ในสภาพดังต่อไปนี้

- ก) บริเวณที่โครงสร้างผนังอุโมงค์มีการเปลี่ยนแปลง เช่น จุดเชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์ใต้ดินกับปล่องระบายอากาศ (Shaft) และการเปลี่ยนประเภทของผนังอุโมงค์ในการติดตั้ง เป็นต้น
- ข) อุโมงค์อยู่ในชั้นดินอ่อน (Soft ground)
- ค) ในสภาพดินแตกต่างกัน เช่น การเปลี่ยนแปลงความลึกของหินดินดานอย่างทันทีทันใด เป็นต้น
- ง) การวางแผนเส้นทางของอุโมงค์เป็น โค้ง (Sharp curve)
- จ) อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นทรายอิ่มตัวที่หลวม (Loose saturated sand) และชั้นทรายที่แปลงสถานะเป็นของเหลวเนื่องจากความดันน้ำสูง (Liquefaction)

5.2.4.10. ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง

การก่อสร้างอุโมงค์ขนานกับอุโมงค์ที่มีอยู่เดิมสิ่งที่จะต้องนำมาพิจารณาประกอบด้วย สภาพชั้นดินโดยรอบ ตำแหน่งของอุโมงค์ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ และวิธีการก่อสร้าง การก่อสร้างอุโมงค์สองอุโมงค์หรือมากกว่านั้น อุโมงค์จะกำหนดให้ขนานกันและใกล้ชิดกันตามข้อกำหนดของระยะที่เหมาะสมตามแนวราบหรือตามแนวยาว สภาพของชั้นดินโดยรอบจะส่งผลกระทบต่อซึ่งกันและกันระหว่างอุโมงค์และผลกระทบของน้ำหนักจากการก่อสร้างก็ต้องนำมาพิจารณาด้วยเช่นกัน ในกรณีที่จำเป็นต้องมีการพิจารณากำลังรับแรงของผนังอุโมงค์ การปรับปรุงคุณภาพดิน และการป้องกันการเสีรูปร่างของอุโมงค์ที่เกิดจากผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง

รายละเอียดการพิจารณาก่อนทำการก่อสร้างอุโมงค์ที่ขนานกันมีดังต่อไปนี้

- ก) ตำแหน่งของอุโมงค์ที่ขนานกัน
- ข) สภาพของดิน โดยรอบอุโมงค์
- ค) เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของแต่ละอุโมงค์
- ง) เวลาที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์
- จ) ประเภทของหัวเจาะอุโมงค์ที่ใช้ในการก่อสร้าง
- ฉ) น้ำหนักที่เกิดในช่วงเวลาการก่อสร้าง

5.2.4.11. ผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียง

หลากหลายกรณีเกิดขึ้นมากมายที่การก่อสร้างอุโมงค์ได้ทำการก่อสร้างใกล้เคียงกับสิ่งปลูกสร้างอื่นเหนือผิวดิน ทำให้อุโมงค์ได้รับผลกระทบกระเทือนจากแรงที่ส่งมาจากสิ่งปลูกสร้างใกล้เคียงจากชั้นดินโดยรอบ ดังนั้น การเสริมกำลังที่ผนังอุโมงค์และการปรับปรุงคุณภาพดินจึงเป็นสิ่งที่มีความจำเป็น ข้อกำหนดผลกระทบจากการก่อสร้างบริเวณใกล้เคียงกับอุโมงค์มีดังต่อไปนี้

- ก) เมื่อทำการก่อสร้างโครงสร้างใหม่เหนืออุโมงค์โดยตรงหรือใกล้เคียง สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน
- ข) เมื่อชั้นดินบริเวณเหนืออุโมงค์ถูกขุดออก สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ การเปลี่ยนแปลงของความดันดินแนวตั้งและแนวราบ และคุณสมบัติของดิน เช่น สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน เป็นต้น
- ค) เมื่อดินด้านข้างของอุโมงค์ถูกรบกวน สิ่งที่ต้องทำการพิจารณาเพิ่มเติมก็คือ การเปลี่ยนแปลงของความดันดินหรือแรงต้านทานด้านข้าง

5.2.4.12. ผลกระทบจากการทรุดตัวของดิน

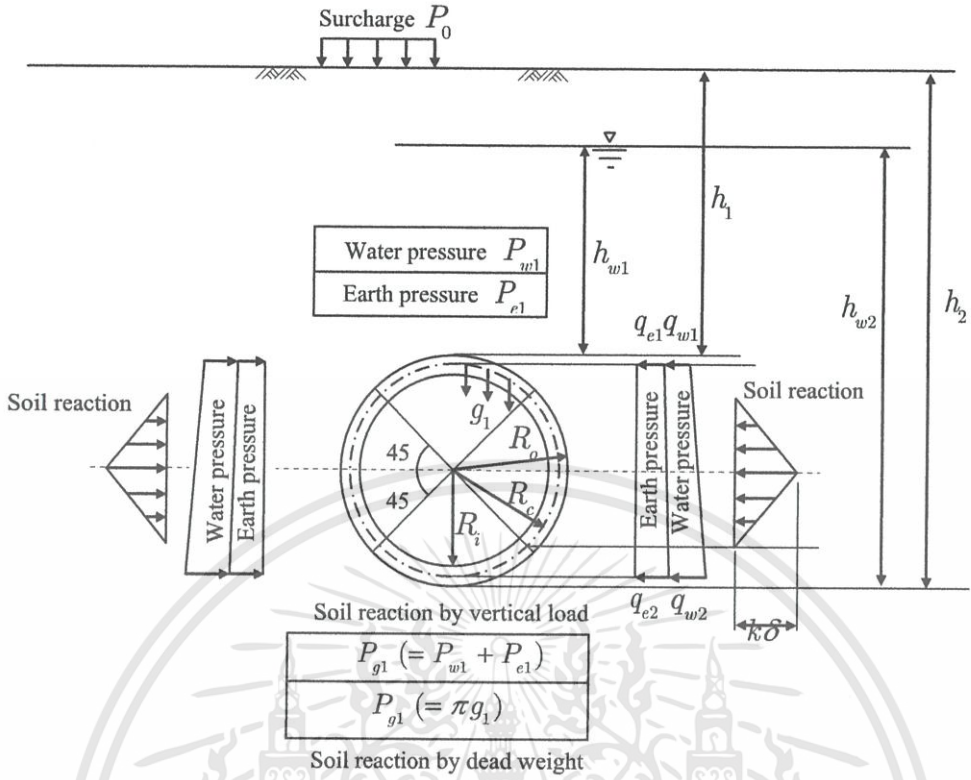
การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน นอกจากต้องพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีผลกระทบต่อทรุดตัวแล้ว ต้องสนใจถึงคุณสมบัติของดินที่อุโมงค์ทำการขุดเจาะผ่านด้วย การพิจารณาถึงผลกระทบจากการทรุดตัวของดินต่ออุโมงค์ และรอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) อุโมงค์ (Tunnel) ผลกระทบจากการทรุดตัวของผิวดินต่ออุโมงค์สามารถแบ่งการศึกษาดังออกเป็น 2 กรณีคือ ผลกระทบของการทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำของอุโมงค์ตามแนวขวาง และผลกระทบของการทรุดตัวไม่เท่ากันของอุโมงค์ตามแนวยาว

2) รอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ (The joints between the tunnel and the shafts) แนวโน้มความสั่นพั่นของการเปลี่ยนตำแหน่งที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อระหว่างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ มีสาเหตุมาจากรูปแบบที่แตกต่างกันของโครงสร้างที่เชื่อมต่อซึ่งกันและกันบริเวณรอยต่อ เพราะฉะนั้น การป้องกันการเกิดหน่วยแรงบริเวณรอยต่อจะต้องมีความยืดหยุ่นเพียงพอที่จะช่วยลดผลกระทบจากการทรุดตัวไม่เท่ากันของโครงสร้างอุโมงค์และปล่องระบายอากาศ

5.2.4.13. การคำนวณองค์ประกอบแรงของ JSCE

หน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.8. โดยพิจารณาการคำนวณแยกเป็นส่วนต่างๆ ตามที่แรงกระทำภายนอกทั้งหมดมากระทำต่ออุโมงค์ ได้แก่ ความดันดินในแนวตั้งและแนวราบ ความดันน้ำ น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน และแรงต้านทานของดิน เพื่อพิจารณาแรงกระทำภายในที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 5.8. แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$) หาได้จาก สมการ (5.32.) ถึงสมการ (5.34.)

$$M_1 = \frac{1}{4}(1 - 2 \sin^2 \theta) P \cdot R_c^2 \quad (5.32.)$$

$$N_1 = \sin^2 \theta \cdot P \cdot R_c \quad (5.33.)$$

$$Q_1 = -P \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (5.34.)$$

โดยที่ M_1 คือ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

N_1 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

Q_1 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน ($Q = q_{e1} + q_{w1}$) หาได้จาก สมการ (5.35.) ถึงสมการ (5.37.)

$$M_2 = \frac{1}{4}(1 - 2 \cos^2 \theta)Q \cdot R_c^2 \quad (5.35.)$$

$$N_2 = \cos^2 \theta \cdot Q \cdot R_c \quad (5.36.)$$

$$Q_2 = Q \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (5.37.)$$

โดยที่ M_2 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

N_2 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

Q_2 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม ($Q' = q_{e2} + q_{w2}$) หาได้จาก สมการ (5.38.) ถึงสมการ (5.40.)

$$M_3 = \frac{1}{48}(6 - 3 \cos \theta - 12 \cos^2 \theta + 4 \cos^3 \theta)(Q' - Q)R_c^2 \quad (5.38.)$$

$$N_3 = \frac{1}{16}(\cos \theta + 8 \cos^2 \theta - 4 \cos^3 \theta)(Q' - Q)R_c \quad (5.39.)$$

$$Q_3 = \frac{1}{16}(\sin \theta + 8 \sin \theta \cos \theta - 4 \sin \theta \cos^2 \theta)(Q' - Q) \cdot R_c \quad (5.40.)$$

โดยที่ M_3 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

N_3 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

Q_3 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ หาได้จาก สมการ (5.41.) ถึงสมการ (5.43.)

$$M_4 = (0.2346 - 0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c^2 \quad (5.41.)$$

$$N_4 = (0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c \quad (5.42.)$$

$$Q_4 = 0.3536 \sin \theta \cdot (k\delta)R_c \quad (5.43.)$$

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (5.44.) ถึง สมการ (5.46.)

$$M_4 = (-0.3487 + 0.5 \sin^2 \theta + 0.2357 \cos^3 \theta)(k\delta)R_c^2 \quad (5.44.)$$

$$N_4 = (-0.7071 \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \sin^2 \theta \cos \theta)(k\delta)R_c \quad (5.45.)$$

$$Q_4 = (\sin \theta \cos \theta - 0.7071 \cos^2 \theta \sin \theta)(k\delta)R_c \quad (5.46.)$$

โดยที่ M_4 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

N_4 คือ แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

Q_4 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

การเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ (δ) หาได้จาก สมการ (5.47.)

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.0454kR_c^4)} \quad (5.47.)$$

โดยที่ η คือ สัมประสิทธิ์การเสียรูปของอุโมงค์ $\eta = 1$

E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของคอนกรีต (m^4)

δ คือ ค่าการเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดิน และน้ำ

k คือ สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5. 4

ตารางที่ 5.4. สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินแปรผันตามชนิดของดิน

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

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (5.48.)

ถึงสมการ (5.50.)

$$M_5 = \left(\frac{3}{8} \pi - \theta \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c^2 \quad (5.48.)$$

$$N_5 = \left(\theta \sin \theta - \frac{1}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c \quad (5.49.)$$

$$Q_5 = - \left(\theta \cos \theta + \frac{1}{6} \sin \theta \right) g \cdot R_c \quad (5.50.)$$

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ หาได้จาก สมการ (5.51.)

ถึงสมการ (5.53.)

$$M_5 = \left(-\frac{\pi}{8} + (\pi - \theta) \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta - \frac{1}{2} \pi \sin^2 \theta \right) g \cdot R_c^2 \quad (5.51.)$$

$$N_5 = \left(-\pi \sin \theta + \theta \sin \theta + \pi \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c \quad (5.52.)$$

$$Q_5 = \left\{ (\pi - \theta) \cos \theta - \pi \sin \theta \cos \theta - \frac{1}{6} \sin \theta \right\} g \cdot R_c \quad (5.53.)$$

โดยที่ M_5 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

N_5 คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

Q_5 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

$$\text{แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces)} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

$$\text{แรงโมเมนต์คดทั้งหมด (Total moment)} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$$

$$\text{แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces)} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

5.2.5. ทฤษฎีวิธี Beam-spring model

การออกแบบผนังอุโมงค์สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะโดยทฤษฎีต่างๆ นั้น จะใช้วิธีการคิดคำนวณแบบทั่วไปในการคำนวณหาค่าความดันดิน ความดันน้ำ และแรงปฏิกิริยาจากดิน โดยไม่พิจารณาค่าของตัวเชื่อมยึดหรือสลักเกลียวที่เชื่อมยึดระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ดังนั้น ผลของการคำนวณจึงไม่ตรงกับความเป็นจริง ทำให้ค่าความปลอดภัยที่ได้นั้นอาจไม่เพียงพอ ซึ่งเป็นเหตุให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างของอุโมงค์ได้ สำหรับวิธี Beam-spring model เหมาะจะใช้สำหรับการคำนวณแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่ เช่น อุโมงค์รถไฟ เป็นต้น โดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

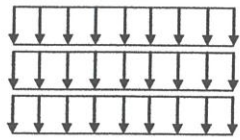
ก) เพื่อให้เข้าใจสถานะที่แท้จริงของความดันดิน ความดันน้ำและแรงปฏิกิริยาจากดิน ที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

ข) สามารถสร้างแบบจำลองที่ถูกต้องสำหรับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่มีตัวเชื่อมยึด

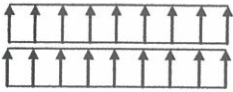
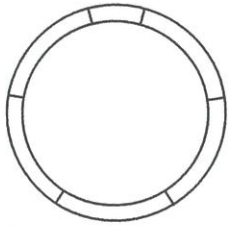
ค) นำเสนอแนวคิดใหม่สำหรับตำแหน่งของแรงที่กระทำ

5.2.5.1 แนวคิดของรูปร่างโครงสร้าง

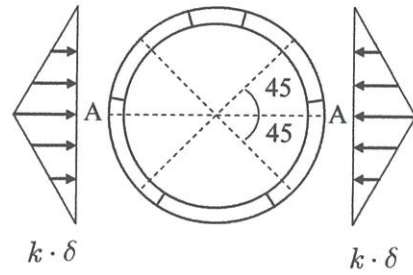
ตัวเชื่อมยึดระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คือ สลักเกลียว (Bolt) ซึ่งมีค่าสติเฟนสน้อยกว่าชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ดังนั้น ค่าสติเฟนสที่ลดลงในตัวเชื่อมยึดจะนำมาสร้างแบบจำลองโดยใช้ Rotation spring สำหรับการเชื่อมยึดเข้ากับวงรอบผนังอุโมงค์เต็มวงข้างเคียง และ Shear spring สำหรับการเชื่อมยึดเข้ากับชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ โดยทฤษฎีนี้มีแนวความคิดที่ว่า ดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ถูกจำลองให้มีความยืดหยุ่นคล้ายกับสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์



ความดันดิน
น้ำหนักของผนังอุโมงค์
ความดันน้ำเหนืออุโมงค์



ความดันน้ำใต้อุโมงค์
แรงปฏิกิริยาจากดิน



k : สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 δ : การเสี้ยวรูปของผนังอุโมงค์ที่จุด A

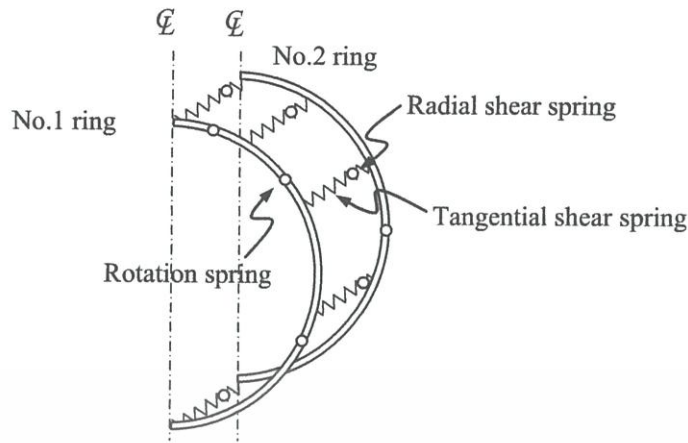
ก) วิธีวิเคราะห์ทั่วไป (Routine method)



ข) วิธีวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Beam-spring

รูปที่ 5.9. การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและวิธี Beam-spring model

วิธี Beam-spring model สมมติให้ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เต็มวงมีลักษณะคล้ายกับโครงสร้างคาน โดยมีตัวเชื่อมยึดวงรอบผนังอุโมงค์เต็มวงเป็น Rotation spring และตัวเชื่อมยึดชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์เป็น Shear spring โดยค่าคงที่ของ Rotation spring และ Shear spring สามารถหาค่าได้จากการคำนวณซึ่งได้ผลเช่นเดียวกันกับการทดลอง นอกจากนี้ การเปรียบเทียบการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์โดยวิธีทั่วไปและวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน รูปที่ 5.8 ส่วนตำแหน่ง Rotation spring และ Shear spring ดังแสดงใน รูปที่ 5.9.



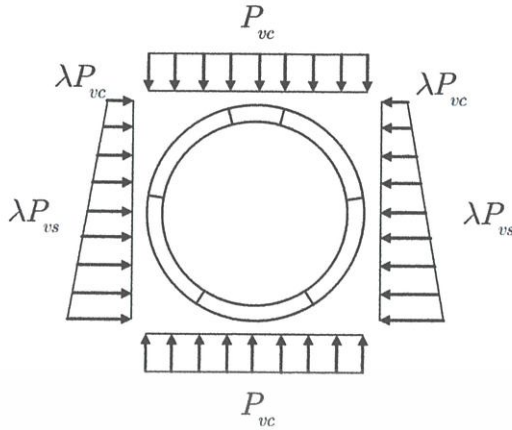
รูปที่ 5.10. โครงสร้างอุโมงค์ของวิธี Beam-spring model

5.2.5.2. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำ

แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินและความดันน้ำจะแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กรณีคือ ในชั้นดินทราย ความดันดินและความดันน้ำจะทำการพิจารณาแยกกัน และในชั้นดินเหนียว ความดันดินและความดันน้ำจะทำการพิจารณาพร้อมกัน

5.2.5.3. แนวคิดที่ใช้สำหรับความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางข้าง

ความดันดินแนวตั้งถูกสมมติให้เป็นแรงกระจายที่กระทำทั้งด้านบนและด้านล่างของวงรอบผนังอุโมงค์เต็มวง โดยมีค่าเท่ากับความดันจากน้ำหนักดินข้างบน ที่กระทำต่ออุโมงค์ หรือ ค่าความดันขณะดินหลวมตัว โดยตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัว นั้นได้จากการทดลองหรือพิจารณาจากตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัว ใน ตารางที่ 5.4. ส่วนภาพรวมของความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน รูปที่ 5.10.



รูปที่ 5.11. ความดันดินแนวตั้งและความดันดินทางด้านข้างของวิธี Beam-spring model

ตารางที่ 5.5. ค่าตัวแปรที่ใช้สำหรับคำนวณหาค่าความดันขณะดินหลวมตัว โดยวิธี Beam-spring model

Kind of earth		Internal friction angle ($\phi : ^\circ$)		Cohesion ($c : \text{kN/m}^3$)	
		Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only	Evaluation through the triaxial test	Evaluation with the N value only
Sandy soil	$15 < N$	Safe value to be determined by taking the number of data and variation into account	$\phi = 0.9(0.3N + 27)$	$C = 0.5 C_{\text{test}}$	0
	$10 < N \leq 15$				0
	$0 < N \leq 10$	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures		
Clayey soil	$8 < N$	0	0	$C = 0.5 C_{\text{test}}$	$C = 0.5(100N/16)$
	$4 < N \leq 8$	0	0		0
	$0 < N \leq 4$	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures	Total overburden pressure (not the loosening earth pressure) to be used as earth pressures		

ตารางที่ 5.6. การเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model

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

สำหรับแรงกระทำทางด้านข้างนั้น แรงกระจายจะแปรผันไปตามความดันดินแนวตั้งที่เกิดขึ้น โดยค่าแรงกระทำทางด้านข้างนั้นหาได้จากความดันแนวตั้งที่กระทำบริเวณด้านบนของอุโมงค์คูณกับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินทางด้านข้าง โดยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างระหว่างวิธีทั่วไปกับวิธี Beam-spring model แสดงไว้ใน ตารางที่ 5.6. จากการคำนวณวิธีนี้จะทำให้ค่าความดันดินทางด้านข้างที่ได้มีค่าน้อยกว่าการคำนวณแบบปกติทั่วไป

5.2.5.4. แรงปฏิกิริยาของดิน

ผนังอุโมงค์ทำการจำลองให้เป็นวัสดุแข็งเกร็งและมีความยืดหยุ่นคล้ายสปริงเชื่อมติดอยู่ด้านบนระหว่างผนังอุโมงค์และดิน ความสัมพันธ์ระหว่างผนังอุโมงค์กับดินเป็นแบบสปริงในแนวรัศมีแทนแรงต้านทานของดิน ค่าสติเฟนสของดินโดยรอบถูกพิจารณาเป็นความแข็งแรงของสปริง ซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี จากกราฟความสัมพันธ์ของแรงต้านทานของดิน รูปแบบของสติเฟนส (Stiffness) ของสปริงมีพฤติกรรมเป็นแบบโค้งรูปตัวเอส

(S-curve) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.10. โดยสปริงดังกล่าวจะอยู่ระหว่างอุโมงค์และดิน ความดันดินกระทำตามแนวเส้นรอบวง (σ_r) หาได้จาก สมการ (5.32.)

$$\sigma_r = \sigma'_0 + \sigma_w + U_n k \quad (5.32.)$$

โดยที่ σ'_0 คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น

σ_w คือ ความดันน้ำ

u_r คือ ค่าการเสีรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี

$U_n k$ คือ ความสัมพันธ์ของค่าความดันที่เพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์เกิดการเสีรูป ซึ่งค่าดังกล่าว

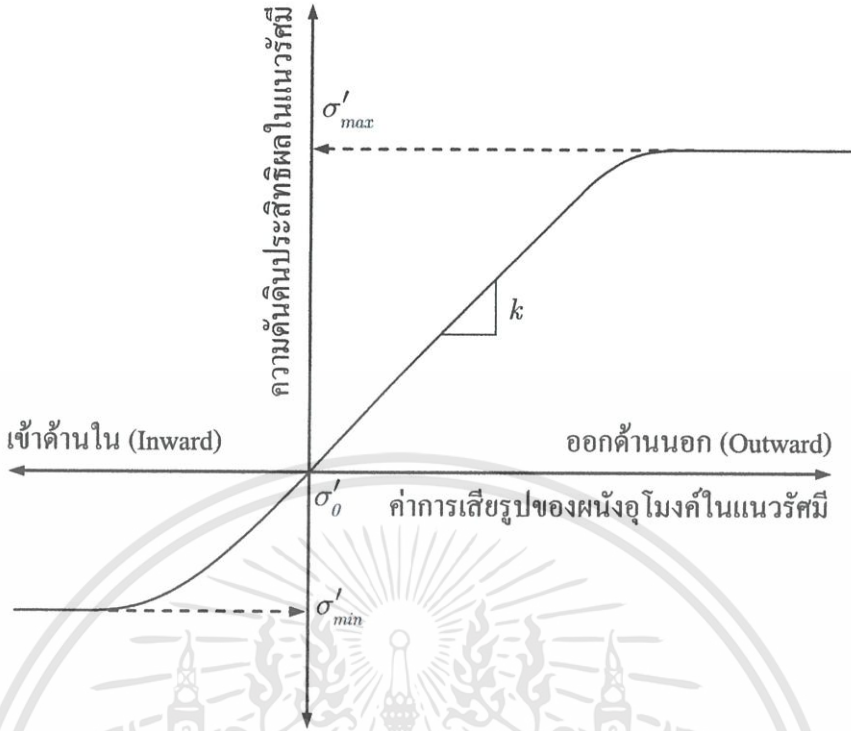
สามารถพิจารณาได้จาก 3 กรณี ประกอบด้วย

ก) กรณีที่อุโมงค์ถูกแรงกระทำรวมและ ไม่มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใดๆ ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เท่ากับค่าความความดันดินเริ่มต้น

ข) กรณีที่ผนังอุโมงค์เสีรูปแบบออกด้านนอก ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เป็นความดันแบบถูกกระทำ

ค) กรณีที่ผนังอุโมงค์เสีรูปแบบเข้าด้านใน ดังนั้น ความดันดังกล่าวให้เป็นความดันแบบกระทำ

แรงปฏิกิริยาจากดินสมมติให้เป็นระบบสปริงที่กระทำโดยรอบแนวรัศมีและเส้นวงรอบผนังอุโมงค์แบบเต็มวง โดยสมมติฐานนี้ค่าแรงปฏิกิริยาของดินจะมีค่าเท่ากับสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินคูณกับค่าการแทนที่ โดยนิยมใช้สปริงในแนวรัศมีมาพิจารณาออกแบบ สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาจากดินในแนวรัศมี (k_r) ในวิธี Beam-spring model ซึ่งมีค่าเป็นสัดส่วนของค่าการเสีรูปของผนังอุโมงค์ โดยค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาดังกล่าวได้มีการศึกษาวิจัยเกิดขึ้นมากมาย ซึ่งมีรายละเอียดที่มีความน่าสนใจดังนี้



รูปที่ 5.12. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินประสิทธิผลในแนวรัศมีที่เพิ่มขึ้นกับค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ในแนวรัศมี

Morgan กล่าวว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) มีความสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน อัตราส่วนโพซง (Poisson's ratio) ของดิน และหน้าตัดของผนังอุโมงค์ หาได้จาก สมการ (5.32.)

$$k = \frac{3E_c}{(1 + \nu)(5 - 6\nu)R_0} \quad (5.32.)$$

Muir wood อ้างอิงจาก ได้เพิ่มเติมความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) เกี่ยวข้องกับค่าแรงต้านทานของดิน ต้องพิจารณาถึงค่าความเค้นเริ่มต้นซึ่งกระทำในแนวเส้นรอบวงของผนังอุโมงค์ด้วย หาได้จาก สมการ (5.33.)

$$k = \frac{3(\hat{p} + 5T)E_c}{R_0(1 + \nu)[(5 - 6\nu)\hat{p} + 2(13 - 15\nu)T]} \quad (5.33.)$$

- โดยที่ E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 R_0 คือ รัศมีของอุโมงค์ (m)
 \hat{p} คือ ค่าสูงสุดระหว่างค่า $\pm(p - \bar{p})$ (kN/m^2)
 \bar{p} คือ ค่ากึ่งกลางของค่า p (kN/m^2)
 p คือ ความดันระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ (kN/m^2)
 T คือ ความเค้นเฉือนระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

JSCE ได้นำเสนอค่าของสัมประสิทธิ์ของแรงต้านทานของดินและสัมประสิทธิ์ความดันด้านข้างที่สามารถใช้งานได้จริงดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5.6.

Xuew ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) ของดินเหนียวและดินทราย ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5.7.

ตารางที่ 5.7. ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k)

Ground condition	Clayed or Silty soils				Sandy soil			
	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very loose	Loose	Medium	Dense
k (10^4kN/m^3)	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-15.0	> 15.0	0.3-1.5	1.5-3.0	3.0-10.0	> 10.0

Koyama (2003) ได้เสนอ ค่าของผลคูณระหว่างสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินกับรัศมีของอุโมงค์ สำหรับแบบจำลอง Beam-spring model โดยอ้างอิงจาก RTRI ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 5.8.

Blom (2002) และ Waal (2002) ได้เสนอว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินในแนวรัศมี (k_r) สามารถประมาณค่าได้จากประสบการณ์ด้านงานอุโมงค์หาได้จาก สมการ (5.34.)

$$k_r = \alpha_s \frac{E_s}{R} \quad (5.34.)$$

- โดยที่ E_s คือ ค่าสติฟเนสของดิน (Soil stiffness)
 R คือ รัศมีของอุโมงค์
 α_s คือ ตัวสัมประสิทธิ์เพื่อลดค่าสติฟเนสของดิน (Soil stiffness reduction factor)

สำหรับค่า α_s ของ Blom (2002) และ Waal (2002) ได้กำหนดให้เท่ากับ 0.65 สำหรับการวิเคราะห์ตลอดทั้งอุโมงค์ และได้กล่าวว่า ค่า α_s ที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown) มีค่าเท่ากับ 1/15 ที่ตำแหน่ง

ด้านข้างของอุโมงค์ (Springline) มีค่าเท่ากับ 2/15 และที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ (Invert) มีค่าเท่ากับ 3/15 ในขณะที่ค่าสติฟเนสของสปริง (Shearing's stiffness, k_s) หาได้จาก สมการที่ 5.35.

$$k_s = \frac{2 E_s}{15 R} \quad (5.35.)$$

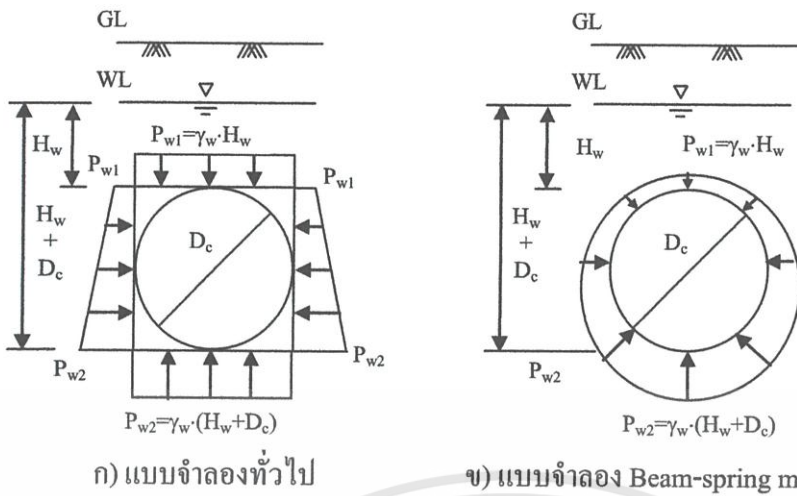
อย่างไรก็ตาม ค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดินเป็นค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันดินและการเสียรูปของผนังอุโมงค์ ดังนั้น การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน (k) นั้น ควรเป็นค่าที่เกิดจากการทดสอบการเสียรูปของผนังอุโมงค์ หรือเป็นค่าที่เกิดจากการคำนวณย้อนกลับ (Back calculated) จากการก่อสร้างจริงที่สภาพธรณีวิทยาเดียวกันที่จะนำค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านทานของดิน มาใช้ในการออกแบบหรือวิเคราะห์หาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ แต่วิธีการทดสอบดังกล่าวมีข้อเสียคือ ค่าใช้จ่ายสูงในการสร้างเครื่องทดสอบการเสียรูปของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 5.8. แสดงสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างควบกับรัศมีของอุโมงค์ในแบบจำลอง Beam-spring model

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

5.2.5.5. ความดันน้ำ

ความดันน้ำทำการพิจารณาเปลี่ยนแปลงตามความลึกของอุโมงค์ โดยความดันน้ำใต้ดินจะมีแรงกระทำเท่ากันในทุกทิศทางที่ตำแหน่งเดียวกัน โดย รูปที่ 5.11. เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดินที่มีกระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไปและแบบจำลอง Beam-spring model



รูปที่ 5.13. เปรียบเทียบความดันน้ำใต้ดินที่กระทำต่ออุโมงค์ระหว่างแบบจำลองทั่วไปและแบบจำลอง Beam-spring model

5.2.5.6. น้ำหนักของตัวอุโมงค์

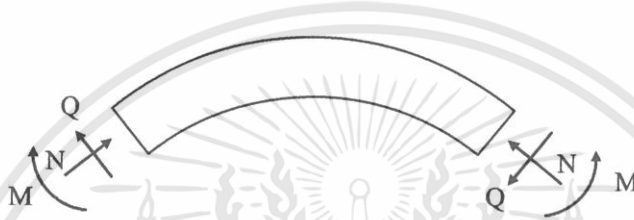
แรงปฏิกิริยาของดินที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่สมมติให้เป็นแรงปฏิกิริยาแบบกระจายในแนวตั้งที่สมดุล ในทางตรงกันข้าม Beam-spring model นี้ แรงปฏิกิริยาจากดินสมมติให้สอดคล้องกับการแทนที่ของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ภายในดิน

5.2.5.7. แนวคิดของเงื่อนไขที่ใช้ออกแบบในวิธี Beam-spring model

ก่อนที่จะมีการใช้วิธีออกแบบอุโมงค์ด้วยวิธี Beam-spring model ได้มีการทดสอบภาคสนาม การวิจัย และการวิเคราะห์ มาก่อนหน้านี้ โดยใช้วิธีลองผิดลองถูกทดสอบแนวคิดทั้งความดันดินแนวตั้ง ความดันน้ำ พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินทางด้านข้าง (λ) จะมีผลต่อค่าแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์เป็นอย่างมาก ค่าสัมประสิทธิ์ของดินดินทางด้านข้าง (λ) นี้ เกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงของ $+M_{max}$ หลังจากที่ทำการทดลองซ้ำแล้วซ้ำอีก สังเกตได้ว่า ในชั้นดินเหนียวอ่อน การคำนวณ $+M_{max}$ จะให้ค่าที่น้อยสัมพันธ์กับความดันดินในแนวตั้งเมื่อสัมประสิทธิ์ความดันดินทางด้านข้างเป็นค่าคงที่ นอกจากนี้ ผลจากการทดสอบภาคสนามแสดงให้เห็นว่า ค่าความดันดินแนวตั้งเป็น 70-80% ของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออุโมงค์

5.3. ทฤษฎีการออกแบบเหล็กเสริม

ผนังอุโมงค์ต้องรับแรงที่มากระทำภายในผนังอุโมงค์ได้ดิน ได้แก่ โมเมนต์ดัด (Bending moment, M) แรงตามแนวแกน (Axial force, N) และแรงเฉือน (Shear force, Q) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 5.12. ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นทั้งสามนี้จะส่งผลให้ต้องมีการออกแบบเหล็กเสริมในผนังอุโมงค์ เพื่อที่จะทำให้สามารถรับแรงต่างๆ ได้โดยไม่เกิดความเสียหาย ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธีกำลัง โดยวิธีการออกแบบเหล็กเสริมที่นำเสนอมี 2 วิธี ได้แก่ วิธีการออกแบบเสาสั้น และวิธีการออกแบบคาน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 5.14. แรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

5.3.1. วิธีการออกแบบเสาสั้นโดยวิธีกำลัง

วิธีนี้จะออกแบบโดยแรงดัด M_n และแรงตามแนวแกน P_n ที่ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสองข้อ คือ ความสมดุลของแรงภายใน และการสอดคล้องของความเครียด โดย รูปที่ 5.8.2 แสดงภาวะทั่วไปของหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน การหาแรงดึงหรือแรงอัดในเหล็กเสริมพิจารณาจากความสัมพันธ์กับความเครียด ณ ตำแหน่งของเหล็กเสริมนั้น แสดงไว้ใน สมการ (5.36.) ถึงสมการ (5.40.)

$$T = A_s f_s = A_s (E_s \epsilon_s) \quad \text{เมื่อ } \epsilon_s < \epsilon_y \quad (5.36.)$$

$$T = A_s f_y \quad \text{เมื่อ } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (5.37.)$$

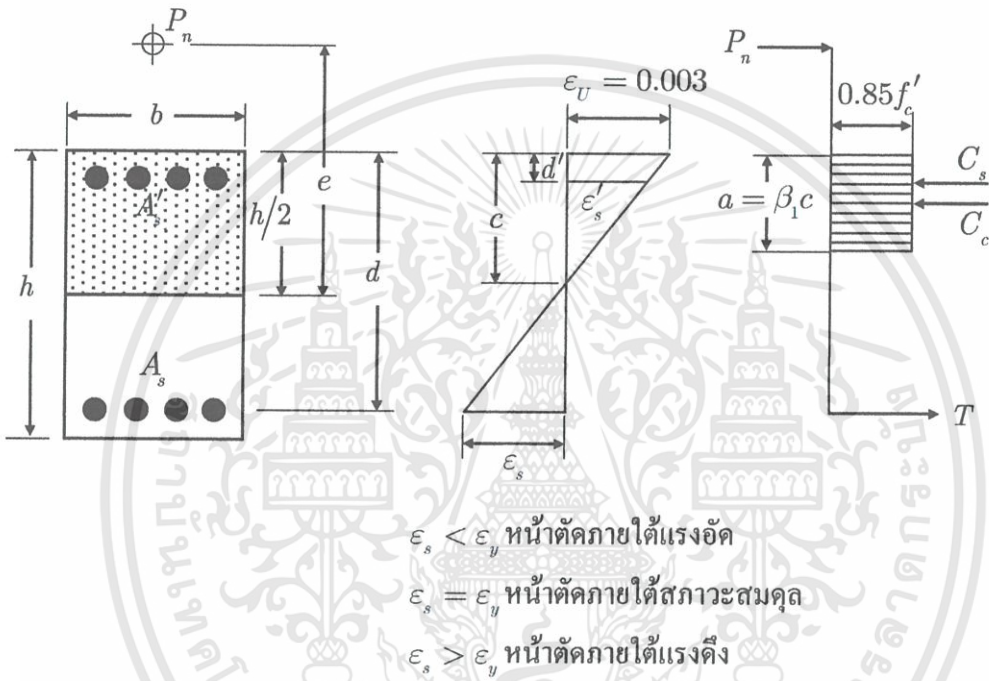
$$C_s = A'_s f'_s = A'_s (E_s \epsilon'_s) \quad \text{เมื่อ } \epsilon_s < \epsilon_y \quad (5.38.)$$

$$C_s = A'_s f_y \quad \text{เมื่อ } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (5.39.)$$

$$C_c = 0.85f'_c b a \quad (5.40.)$$

โดยที่ $f'_s = \frac{6120(c-d')}{c} \leq f_y$

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



รูปที่ 5.15. การกระจายความเค้นและหน่วยแรงในหน้าตัด

และจะหาค่าตั้งระบุในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกน (P_n) และโมเมนต์ (M_n) ได้จากสภาวะสมดุลของหน้าตัด จากความสมดุลของแรงจะได้ดัง สมการ (5.41.)

$$P_n = C_c + C_s + T \quad (5.41.)$$

จากความสมดุลของโมเมนต์รอบศูนย์กลางของหน้าตัดแสดงไว้ใน สมการ (5.42.)

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (5.42.)$$

ถ้ารู้สถานะของความเครียดก็จะหา P_n และ M_n ได้ทันที ตัวอย่างเช่น ในกรณีของสถานะความเครียดสมดุล เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$) พร้อมกับความเครียดในผิวคอนกรีตภายใต้แรงอัดถึงจุดอัดแตก ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.003 ดังแสดงใน สมการ (5.43.) และจาก $a_b = \beta_1 c_b$ ทำให้ได้ สมการ (5.44.)

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2040000}} = \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (5.43.)$$

$$a_b = \frac{6120}{6120 + f_y} \beta_1 d \quad (5.43.)$$

และ $\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_u} = \frac{c_b - d'}{c_b}$ ดังนั้น เมื่อแทนค่า ε_u และ c_b ทำให้ได้ สมการ (5.44.)

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{d'}{c_b}\right) = 0.003 \left(1 - \frac{d'}{d} \frac{6120 + f_y}{6120}\right) \quad (5.44.)$$

และ $f'_s = E\varepsilon'_s$ แต่ต้องไม่เกิน f_y ความสมดุลของแรงตามแนวแกนที่สถานะความเครียดสมดุลแสดงไว้ใน สมการ (5.45.) ถ้า $f'_s = f_y$ และ $A'_s = A_s$ จะได้ สมการ (5.46.)

$$P_{nb} = 0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s + A_s f_y \quad (5.45.)$$

$$P_{nb} = 0.85 \beta_1 f'_c b d \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (5.46.)$$

จากความสมดุลของโมเมนต์ที่สถานะความเครียดสมดุลแสดงไว้ใน สมการ (5.47.)

$$M_n = P_{nb} e_b = 0.85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2}\right) + A'_s f_y \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (5.47.)$$

ผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัดที่สถานะความเครียดสมดุล เป็นเพียงแค่กรณีหนึ่งในหลายกรณีที่สามารถเกิดขึ้นในหน้าตัดซึ่งสามารถแบ่งแยกออกไปได้อีก 2 กรณีคือ กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงอัดและกรณีภายใต้อิทธิพลของแรงดึง ดังจะนำเสนอต่อไปนี้

ก) กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงอัด เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) มากกว่าแรงตามแนวแกนที่สถานะสมมูล (P_{nb}) หรือมีระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) น้อยกว่าระยะเยื้องศูนย์กลางที่สถานะสมมูล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยการอัดแตกของคอนกรีตในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยกว่าจุดคราก หรืออาจอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้การลองผิดลองถูกโดยการสมมติค่าของความลึกของแกนสะเทิน (c) ร่วมกับความสัมพันธ์ของความเครียดและสมการสมมูล หรืออาจจะใช้การประมาณโดยวิธีของ Whitney

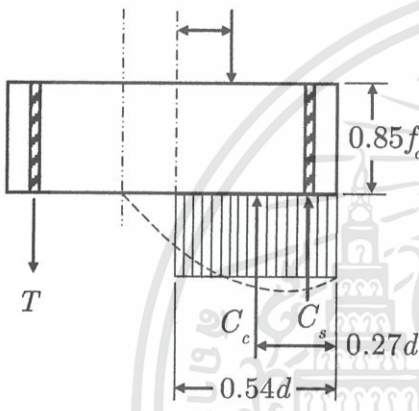
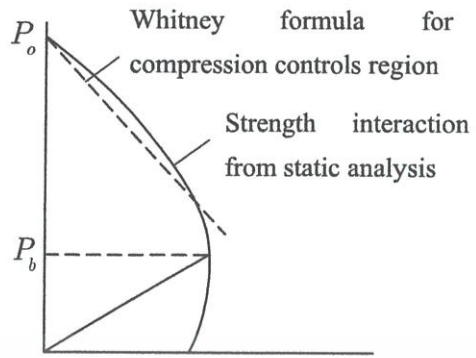
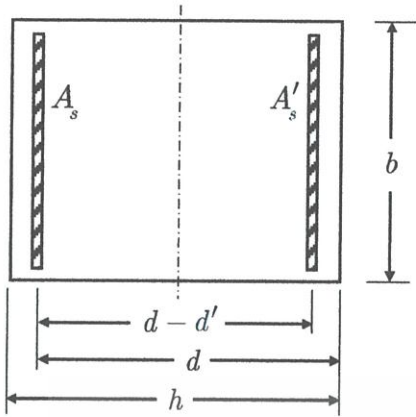
วิธีของ Whitney จะให้ค่าในการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าจริงที่ได้จากการลองผิดลองถูก ยกเว้นแต่เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำมีค่าเข้าใกล้แรงตามแนวแกนที่สถานะสมมูล วิธีของ Whitney จะให้ค่าที่สูงกว่า โดย รูปที่ 5.12. แสดงสมมติฐานของ Whitney สถานะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

- มีการวางเหล็กเสริมแถวเดียวแบบสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด
- เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก
- ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่โดยพื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด
- ความลึกของรูปกล่อ่งสี่เหลี่ยมพื้นผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงในคอนกรีต $a = 0.54d$ ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยที่สถานะสมมูลขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมพื้นผ้า
- ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและแรงดัดภายใต้อิทธิพลของแรงอัดถือว่าเป็นเชิงเส้นตรง

จาก รูปที่ 5.12. ถ้ารวมโมเมนต์รอบแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้ สมการ (5.48.) โดย $C_c = 0.85f'_c b a = 0.85f'_c b (0.54d) = 0.459bdf'_c$ ดังนั้นทำให้ได้ สมการ (5.49.)

$$P_n \left(e + \frac{d-d'}{2} \right) = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d-d') \quad (5.48.)$$

$$C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.459f'_c b d \left(d - \frac{0.54d}{2} \right) = \frac{1}{3} f'_c b d^2 \quad (5.49.)$$



รูปที่ 5.16. สมมติฐานของ Whitney สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

โดยที่ $C_s = A'_s f_y$ แทนค่าใน สมการ (5.49.) ทำให้ได้ สมการ (5.50.)

$$P_n = \frac{\frac{1}{3} f'_c b d^2}{e + \frac{1}{2} (d - d')} + \frac{A'_s f_y (d - d')}{e + \frac{1}{2} (d - d')} = \frac{f'_c b h}{\frac{3he}{d^2} + \frac{3(d - d')h}{2d^2}} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{d - d'} + \frac{1}{2}} \quad (5.50.)$$

แทนค่า $e = 0$ และ $P_n = P_o = 0.85 f'_c b h + f_y (A_s + A'_s) = 0.85 f'_c b h + 2 f_y A'_s$ ใน สมการ (5.50.) จะได้ สมการ (5.51.)

$$0.85 f'_c b h + 2 f_y A'_s = \frac{f'_c b h}{0 + \frac{3(d - d')h}{2d^2}} + \frac{A'_s f_y}{0 + \frac{1}{2}} \quad (5.51.)$$

โดยที่ $\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0.85} = 1.18$ ดังนั้นจะได้แรงตามแนวแกนดังใน สมการ (5.52.)

$$P_n = \frac{f'_c b h}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} \quad (5.52.)$$

หรือหากทราบค่า P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และกำหนดหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาสั้น กล่าวคือไม่ต้องพิจารณาผลของอัตราความขรุขระ ทำให้สามารถหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้จาก สมการ (5.53.) และจะต้องติดตั้งเหล็กเสริม (A'_s) นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมดเท่ากับ $A_{st} = 2A'_s$

$$A'_s = \left(P_n - \frac{f'_c b h}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} \right) \left(\frac{\frac{e}{d-d'} + 0.5}{f_y} \right) \quad (5.53.)$$

ข) กรณีภายใต้อิทธิพลของแรงดึง เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) น้อยกว่าแรงตามแนวแกนที่สถานะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มากกว่าระยะเยื้องศูนย์กลางที่สถานะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยเริ่มต้นจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดจะถึงจุดครากหรือน้อยกว่าก็ได้ การวางเหล็กเสริมให้สมมาตรรอบแกนรับแรงดัด ($A'_s = A_s$) เป็นที่นิยมใช้กันทั่วไป เพื่อรับการกลับทิศทางของแรงในองค์อาคารรับแรงตามแนวแกนและแรงดัด เพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวางเหล็กกลับทางในการก่อสร้าง ถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากด้วย และใช้ $A'_s = A_s$ จะได้ สมการ (5.54.) ถึงสมการ (5.57.)

$$P_n = 0.85 f'_c b a \quad (5.54.)$$

$$a = \frac{P_n}{0.85 f'_c} \quad (5.55.)$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (5.56.)$$

$$M_n = 0.85f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (5.57.)$$

แทนค่า P_n และ a ลงใน สมการ (5.57.) จะได้ สมการ (5.58.) และสมการ (5.59.) ตามลำดับ

$$P_n e = P_n \left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1.7f'_c b} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (5.58.)$$

$$\frac{P_n^2}{1.7f'_c b} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') = 0 \quad (5.59.)$$

หรือหากทราบค่า P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง และถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้เป็นแบบเสาต้น (ไม่ต้องคำนึงผลของอัตราความขรุขระ) จะหาปริมาณเหล็กเสริมที่ด้านหนึ่งด้านใดของแกนสมมาตรได้จาก สมการ (5.60.) จะต้องเสริมเหล็ก A_s นี้ทั้งสองด้านของแกนสมมาตร ทำให้ได้ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด $A_{st} = 2A_s$

$$A_s = \frac{\frac{P_n^2}{1.7f'_c b} - P_n \left(\frac{h}{2} - e \right)}{f_y (d - d')} \quad (5.60.)$$

ค) เหล็กรับแรงเฉือนของวิธีการออกแบบเสาต้น โดยวิธีกำลัง ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตสามารถหาได้จาก สมการ (5.61.)

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (5.61.)$$

แรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริมสามารถหาได้จาก สมการ (5.62.)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (5.62.)$$

หลังจากนั้น ทำการพิจารณาเลือกขนาดเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยพิจารณาระยะเรียงของเหล็กปลอก

(s) จาก 16 เท่าของเหล็กชั้น หรือ 48 เท่าของเหล็กปลอก หรือด้านแคบของเสา หรือ $s = \frac{A_s f_y}{3.5b_w}$ แล้วใช้ค่าที่

น้อยที่สุดจากทั้งหมด

5.3.2. วิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลัง

ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดัด เช่น คานและแผ่นพื้น จะต้องลดค่ากำลังระบุของหน้าตัด (Nominal strength, M_n) ลงด้วยตัวคูณลดกำลัง (ϕ) เพื่อที่จะได้มาซึ่งกำลังที่ใช้ในการออกแบบ (Design strength, ϕM_n) ขององค้ำอาคารนั้น และกำลังที่ใช้ในการออกแบบจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ (Required strength, M_u) ทุกองค้ำอาคารภายใต้แรงดัดจะต้องถูกปฏิบัติให้เป็นไปตามข้อกำหนดในด้านกำลัง นอกเหนือจากนี้ ยังต้องคำนึงถึงข้อกำหนดในด้านการใช้งาน ซึ่งควบคุมการแตกร้าวขององค้ำอาคารโดยจะอยู่ในรูปแบบของการจัดวางเหล็กเสริม และที่สำคัญที่สุดก็คือการเอนตัวขององค้ำอาคาร โดยที่วิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลังมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ก) การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 เลือกค่าโดยประมาณของอัตราส่วนการเสริมเหล็กรับแรงดัด (ρ) ซึ่งต้องไม่เกิน $0.75\rho_b$ และไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมให้ โดยที่ ρ_b คืออัตราส่วนเหล็กเสริมที่สถานะสมดุล สามารถหาได้จาก สมการ (5.63.)

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c \left(\frac{6120 f_y}{6120 + f_y} \right)}{f_y} \quad (5.63.)$$

โดยที่ค่า β_1 แบ่งออกเป็น 3 กรณี พิจารณาจากค่ากำลังรับอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) ดังใน สมการ (5.64.) ถึงสมการ (5.66.)

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.64.)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 280)}{70} ; \quad 280 < f'_c \leq 560 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.65.)$$

$$\beta_1 = 0.65 ; \quad f'_c > 560 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.66.)$$

ขั้นตอนที่ 2 เมื่อหาค่า ρ ได้แล้ว โดยที่ $\rho_{min} \leq \rho \leq 0.75\rho_b$ ทำการหาค่า R_n จาก สมการ (5.67.)

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (5.67.)$$

ขั้นตอนที่ 3 หาค่าใหม่ของ ρ จาก สมการ (5.68.)

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) \quad (5.68.)$$

ขั้นตอนที่ 4 หาปริมาณเหล็กเสริม A_s ที่ต้องการ โดยที่ ρ เป็นค่าแก้ไขที่ได้จาก ขั้นตอนที่ 3 หาได้จาก สมการ (5.69.)

$$A_s = \rho bd \quad (5.69.)$$

ขั้นตอนที่ 5 พิจารณาเหล็กรับแรงเฉือนของวิธีการออกแบบคานโดยวิธีกำลัง ซึ่งแรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดและจุดตัวคูณเพิ่มแล้ว ในส่วนกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตสามารถหาได้จาก สมการ (5.70.)

$$V_c = 0.53f'_c b d \quad (5.70.)$$

โดยที่แรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริมหาได้จาก สมการ (5.71.)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (5.71.)$$

หลังจากนั้น ทำการพิจารณาเลือกขนาดเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยพิจารณาระยะเรียงของเหล็กปลอก (s) จาก 16 เท่าของเหล็กยื่น หรือ 48 เท่าของเหล็กปลอก หรือด้านแคบของเสา หรือ $s = \frac{A_s f_y}{3.5b_w}$ แล้วใช้ค่าที่น้อยที่สุดจากทั้งหมด

บทที่ 6

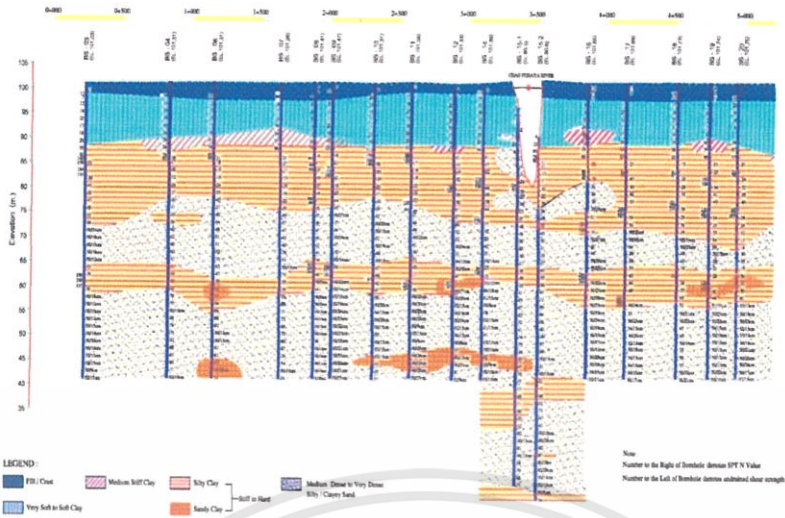
กรณีศึกษาและการวิเคราะห์การออกแบบผนังอุโมงค์

6.1. บทนำ

ในบทนี้ได้แสดงการคำนวณแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในแต่ละทฤษฎีการออกแบบ โดยได้มีการจำลองกรณีศึกษาที่มีความเป็นไปได้ 2 กรณีด้วยกัน คือ กรณีแรก อุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ และกรณีที่สองคืออุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับลึก โดยทั้งสองกรณีดังกล่าวมีสภาพทางธรณีวิทยาและระดับน้ำใต้ดินอ้างอิงจากสภาพฐานดินทั่วไปของกรุงเทพฯ เพื่อแสดงให้เห็นถึงข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละวิธีการของการออกแบบ ซึ่งเริ่มต้นในการออกแบบโดยการศึกษาสภาพชั้นดินเพื่อนำมาวิเคราะห์ค่าตัวแปรที่ใช้ในการออกแบบ เช่น คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน ระดับน้ำใต้ดิน เป็นต้น กรณีที่อุโมงค์ลอดใต้คลองต้องพิจารณาถึงการรั่วซึมของน้ำที่อาจเข้ามาภายในตัวอุโมงค์ด้วย หลังจากนั้น จึงทำการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในกรณีต่างๆกัน แล้วจึงทำการออกแบบหน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์เพื่อนำไปใช้ในการก่อสร้างต่อไป

6.2. สภาพทางธรณีวิทยาทั่วไปของกรุงเทพฯ

กรุงเทพฯตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ทำให้มีสภาพชั้นดินที่หลากหลาย ซึ่งการจัดเรียงชั้นดินแสดงไว้ใน รูปที่ 6.1. จากการทดสอบคุณสมบัติของดินในสนามและในห้องปฏิบัติการ แบ่งสภาพชั้นดินออกเป็น 6 ประเภท ได้แก่ ชั้นดินถม ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium clay) ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ชั้นทราย (Sand) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard clay) และชั้นทรายแน่น (Very dense sand) ส่วนข้อมูลลักษณะของชั้นดินและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินแสดงดังตารางที่ 6.1.

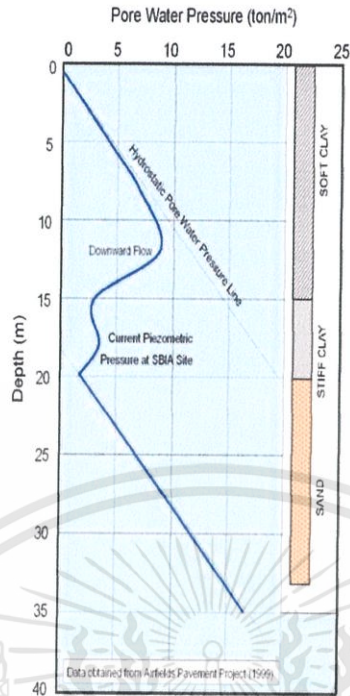


รูปที่ 6.1. สภาพทางธรณีวิทยาทั่วไปของกรุงเทพฯ

ตารางที่ 6.1. ข้อมูลลักษณะของดินโดยทั่วไป

ประเภทของชั้นดิน	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	N (blows/ft)	E (kN/m ²)	ν	K_0	ϕ
ชั้นดินถม	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-
ชั้นดินเหนียวอ่อน	16	15	-	5,000	0.4	0.75	-
ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-
ชั้นดินเหนียวแข็ง	19	100	20	50,000	0.3	0.6	-
ชั้นทราย	20	-	30	70,000	0.3	0.5	36
ชั้นดินเหนียวแข็งมาก	20	150	30	75,000	0.3	0.5	-
ชั้นทรายแน่น	20	-	35	80,000	0.3	0.4	40

ตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน ความดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่า ในชั้นดินเหนียวความดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจัดกระจายหากนำมาสร้างกราฟ ที่ระดับความลึก 20 เมตร ซึ่งเป็นชั้นทรายพบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายเป็นดังแสดงใน รูปที่ 6.2.

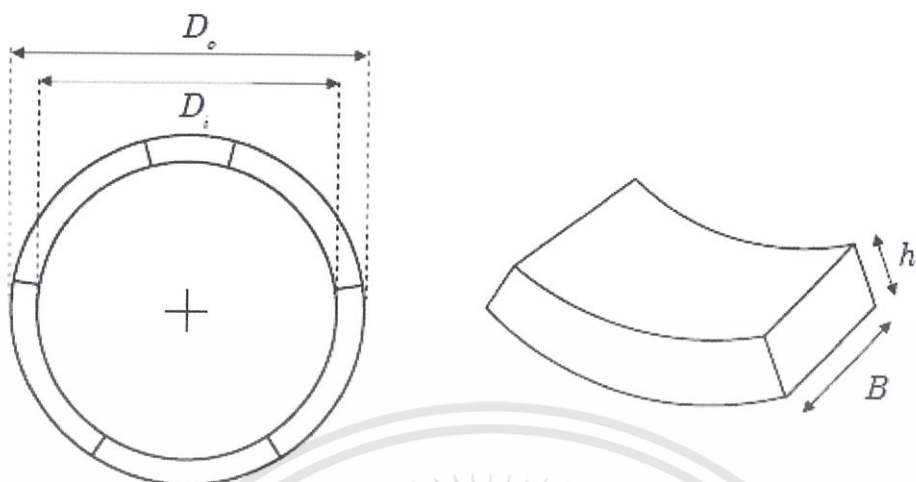


รูปที่ 6.2. สภาพแรงค้ำน้ำทั่วไปในกรุงเทพฯ

6.3. รูปแบบของอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงกระทำในแต่ละทฤษฎี

โดยทั่วไปรูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์ ขึ้นอยู่กับข้อจำกัดของพื้นที่ตามแนวเส้นทาง เช่น ขนาดของถนนที่แคบและข้อจำกัดของขอบเขตทาง (Right of way, ROW) รูปแบบของหน้าตัดอุโมงค์และข้อจำกัดทางพื้นที่ในแต่ละรูปแบบอุโมงค์แสดงใน ตารางที่ 6.2. เนื่องจากในทฤษฎีของ Muir wood (1975), Einstein (1979), Erdmann (1982), JSCE (1996) และ Beam spring model ไม่สามารถวิเคราะห์อุโมงค์คู่ได้ ต้องพิจารณาทีละอุโมงค์ เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณวิเคราะห์แรงกระทำ ควรทำการสรุปข้อมูลเบื้องต้นของผนังอุโมงค์พร้อมภาพประกอบดังแสดงใน รูปที่ 6.3. โดยข้อมูลเบื้องต้นของผนังอุโมงค์ มีดังต่อไปนี้

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (D_o)	= 5.60	m
เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของอุโมงค์ (D_i)	= 5.00	m
ความกว้างของผนังอุโมงค์ (B)	= 1.50	m
ความหนาของผนังอุโมงค์ (h)	= 0.30	m
ระยะจากรัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์ (R_c)	= 2.65	m
โมเมนต์ความเฉื่อย (I)	= 0.00225	m^4/m
หน่วยน้ำหนักคอนกรีต (γ_c)	= 26	kN/m^3
ค่าโมดูลัสของคอนกรีต (E_c)	= 2.6×10^7	kN/m^2

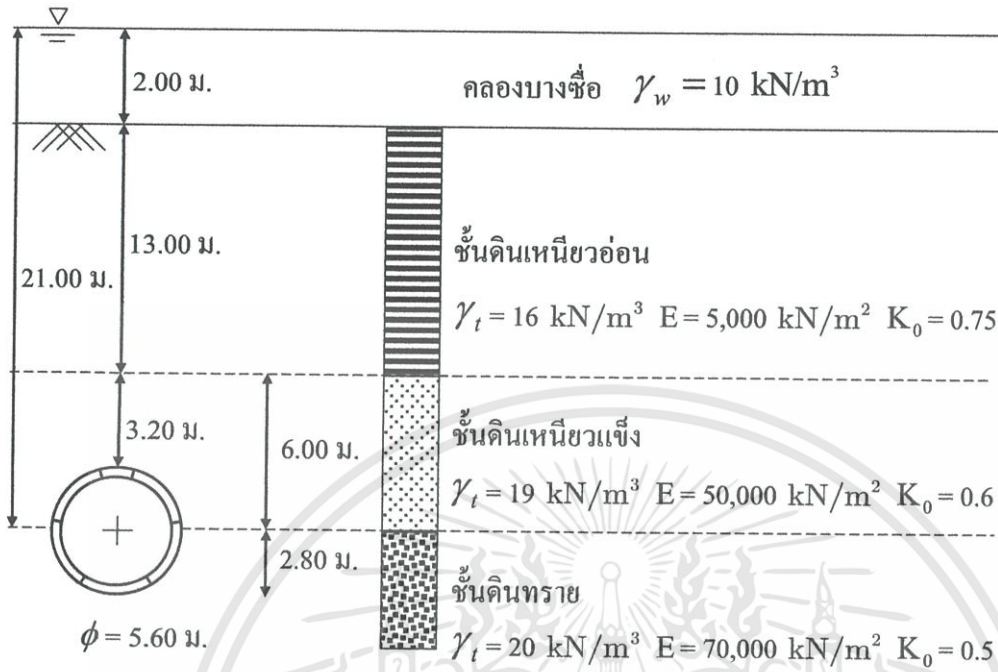


รูปที่ 6.3. องค์ประกอบข้อมูลเบื้องต้นของผนังอุโมงค์

ตารางที่ 6.2. รูปแบบหน้าตัดของอุโมงค์

หน้าตัดอุโมงค์	ความลึกถึงกึ่งกลางอุโมงค์	สภาพชั้นดิน	ข้อจำกัด
อุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ	21.00 เมตร	ยอดของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งมาก ส่วนล่างอยู่ในชั้นดินทรายแน่น	ความคั่นน้ำมาก
อุโมงค์อยู่ในระดับลึก	30.00 เมตร	ยอดของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งมาก ส่วนล่างอยู่ในชั้นดินทรายแน่น	อยู่ในระดับลึก

6.3.1. กรณีศึกษาที่ 1 อุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ



รูปที่ 6.4. สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อ

การก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำบางซื่อ แนวเส้นทางของอุโมงค์ส่วนใหญ่จะลอดใต้คลองบางซื่อ กรณีดังกล่าวนี้ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงเสถียรภาพของอุโมงค์เป็นสำคัญ ทั้งนี้เนื่องจากอุโมงค์จะต้องรับแรงทั้งจากความดันดินและความดันน้ำด้านบน นอกจากนี้แล้วยังต้องพิจารณาถึงระบบป้องกันน้ำเข้าทั้งระหว่างการก่อสร้างและตลอดอายุการใช้งาน กรณีศึกษานี้ยกตัวอย่างการออกแบบอุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อในกรุงเทพฯ โดยคลองบางซื่อมีความลึกประมาณ 2.00 ม. อุโมงค์ขุดเจาะอยู่ระหว่างในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย โดยหน้าตัดของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย ดังแสดงใน รูปที่ 6.4.

6.3.1.1. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

ทฤษฎีของ Muir Wood ทำการพิจารณาดินมีสภาพแบบยืดหยุ่นจะเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปของผนังอุโมงค์เป็นรูปวงรีเมื่อมีแรงกระทำ และไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเฉือนระหว่างผนังอุโมงค์ และดิน การพิจารณาแรงแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และแรงภายในของผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์มี 2 ชนิด คือ แรงกระทำภายนอกในแนวตั้ง (P_V) และแรงกระทำภายนอกในแนวนอน (P_H) หาได้จากสมการ (6.1.) และสมการ (6.2.) ตามลำดับ สำหรับกรณีลอคได้คลองบางซื่อ คำนวณน้ำหนักสมทบบนผิวดินเท่ากับศูนย์

$$P_V = P_{e1} + P_{w1} + W \quad (6.1.)$$

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

โดยที่ P_{e1} คือ แรงกระทำประสิทธิผลของดินจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)

P_{w1} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)

W คือ น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)

P_{w2} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)

γ_t คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน (kN/m^3)

γ' คือ หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (kN/m^3)

γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (kN/m^3)

D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ (m)

K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

แทนค่าตัวแปร เพื่อหาค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} P_V &= P_{e1} + P_{w1} \\ &= (\sum \gamma' h) + (\gamma_w h_w) + \text{น้ำหนักสมทบบนผิวดิน} \\ &= [(6 \times 13) + (9 \times 3.2)] + (10 \times 2) + (10 \times 16.2) + 0 \\ &= 288.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_H &= K_0(P_{e1} + \gamma' D + W) + P_{w2} \\ &= 0.6 \times [(13 \times 6) + (3.2 \times 9) + (10 \times 5.6) + 0] + (10 \times 23.8) \\ &= 335.68 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

สำหรับองค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประกอบด้วยโมเมนต์คด (Bending Moment, M) แรงในแนวแกน (Axial force, N) และแรงเฉือน (Shear force, S) แสดงใน สมการ (6.3) ถึงสมการ (6.10)

$$P_0 = P_V - P_H \quad (6.3)$$

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

$$Q_2 = \frac{E \times R_o^3}{E_C(1+n) \times 12 \times I} \quad (6.5)$$

$$S_T = \frac{P_0 \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu} \right)} \quad (6.6)$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_0}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T \quad (6.7)$$

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

$$S_N = \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \quad (6.9)$$

$$Q = \frac{E_C \times R_o}{E(1+\nu) \cdot (R_o - R_i)} \quad (6.10)$$

- โดยที่ R_o คือ รัศมีถึงผิวด้านนอกของอุโมงค์ (m)
 R_i คือ รัศมีถึงแนวแกนกลางของอุโมงค์ (m)
 E_C คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของอุโมงค์ (kN/m²)
 E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดินหรือหิน (kN/m²)
 I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m⁴/m)
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน

ทำการแทนค่าตัวแปรต่างๆเพื่อหาค่าแรงภายในผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_o &= P_V - P_H \\ &= 288.80 - 335.68 \\ &= -46.88 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{BAR} &= 0.5 \times (P_V + P_H) \\ &= 0.5 \times (288.8 + 335.68) \\ &= 312.24 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= \frac{E \times R_o^3}{E_c(1+\nu) \cdot 12 \cdot I} \\ &= \frac{70000 \times 2.80^3}{2.6 \times 10^7 \times (1+0.3) \times 12 \times 0.00225} \\ &= 1.684 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_T &= \frac{P_o \times (1+2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3-2\nu)}{3-4\nu} \right)} \\ &= \frac{-46.88 \times (1+2 \times 1.684)}{2 \times \left(1 + \frac{1.684 \cdot (3-2 \times 0.3)}{3-4 \times 0.3} \right)} \\ &= -31.549 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= 3 \times (3-4\nu) \times \frac{P_o}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4-6\nu)) \times S_T \\ &= 3 \times (3-4 \times 0.3) \times \frac{(-46.88)}{2} - (2 \cdot 1.684 + (4-6 \times 0.3)) \times (-31.549) \\ &= 49.089 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{N2} &= 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu \\
 &= 4 \times 1.684 + 5 - 6 \times 0.3 \\
 &= 9.936
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_N &= \frac{S_{N1}}{S_{N2}} \\
 &= \frac{-49.089}{9.936} \\
 &= 4.940
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{E_c \times R_o}{E(1+\nu) \cdot (R_o - R_i)} \\
 &= \frac{2.6 \times 10^7 \times 2.80}{70000(1+0.3) \cdot (2.80 - 2.65)} \\
 &= 5333.33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta P &= \frac{P_{BAR}}{1+Q} \\
 &= \frac{312.24}{1+5333.33} \\
 &= 0.058
 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

แรงภายในของผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์คด (Bending moment, M) แรงในแนวแกน (Axial force, N) และแรงเฉือน (Shear force, S) แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ แรงภายในที่เกิดจาก P_0 และ แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR} ดังต่อไปนี้

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_0 ตารางที่ 6.4 คำนวณได้จากสมการ (6.11) ถึงสมการ (6.13)

$$M_1 = \frac{R_o^2}{6} (2S_N + S_T) \cos 2\theta \quad (6.11.)$$

$$N_1 = -\frac{R_o}{3} (S_N + 2S_T) \cos 2\theta \quad (6.12.)$$

$$S_1 = -\frac{R_o}{3} (2S_N + S_T) \sin 2\theta \quad (6.13.)$$

ตารางที่ 6.3. แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	0	45	90	135	180
N_1	54.281	0.000	-54.281	0.000	54.281
M_1	-28.314	0.000	28.314	0.000	-28.314
S_1	0.000	20.224	0.000	-20.224	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$N_2 = \Delta P \times R_o$$

$$= 0.058 \times 2.80$$

$$= 0.162$$

ดังนั้นแรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

โมเมนต์คัตทั้งหมด(Total moment) $= M_1$

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

แรงเฉือนทั้งหมด(Total shear forces) $= S_1$

ตารางที่ 6.4. แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	0	45	90	135	180
N	54.443	0.162	-54.119	0.162	54.443
M	-28.314	0.000	28.314	0.000	-28.314
S	0.000	20.224	0.000	-20.224	0.000

จากตารางที่ 6.5. แสดงค่าแรงในแนวแกนรวมที่เป็นค่าลบสูงสุดเท่ากับ -54.119 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 90 องศา ส่วนค่าแรงในแนวแกนรวมที่เป็นค่าบวกสูงสุดเท่ากับ 54.443 (kN/m) ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา ค่าโมเมนต์คัตรวมสูงสุดที่เป็นค่าลบสูงสุดเท่ากับ -28.314 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา ส่วนค่าโมเมนต์คัตรวมสูงสุดที่เป็นค่าบวกสูงสุดเท่ากับ 28.314 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 90 องศา สำหรับค่าแรงเฉือนที่เป็นลบสูงสุดมีค่าเท่ากับ -20.224 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 135 องศา ส่วนค่าแรงเฉือนที่เป็นบวกสูงสุดเท่ากับ 20.224 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 45 องศา

6.3.1.2. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

ทฤษฎีของ Einstein ได้นำหลักการทฤษฎีอีลาสติคมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ โดยมีสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง ส่วนสมมติฐานของผนังอุโมงค์คือ อุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง มีการเสีรูปร่างเมื่อมีแรงกระทำ ทำการพิจารณาแรงกระทำในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (P) และแรงกระทำในแนวราบเท่ากับแรงกระทำในแนวตั้งคูณกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ได้มีการกำหนดสมการความสัมพันธ์ที่จะนำมาใช้เพื่อหาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์และแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังในสมการ (6.14.) และสมการ(6.15.)

Compressibility ratio

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (6.14.)$$

Flexibility ratio

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \quad (6.15.)$$

องค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์คัต และแรงในแนวแกน เมื่อ a_0^* และ a_2^* เท่ากับค่าคงที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและการเสีรูปร่าง (Stress-displacement) ดังในสมการ (6.16.) และ สมการ (6.17.)

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (6.16.)$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^*(1-\nu) + 6(5-6\nu)} \quad (6.17.)$$

โดยที่ E_s คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)

I_s คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)

- ν_s คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับผนังอุโมงค์
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 P คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)
 γ' คือ หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (kN/m^3)
 γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (kN/m^3)

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์สำหรับกรณีลอดใต้คลอง น้ำหนักสมทบบนผิวดินเป็นศูนย์

$$\begin{aligned} P &= (\sum \gamma' h) + (\gamma_w h_w) + \text{น้ำหนักสมทบบนผิวดิน (w)} \\ &= [(6 \times 13) + (9 \times 6) + (19 \times 10)] + (10 \times 2) + 0 \\ &= 342.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ทำการหาค่า Compressibility ratio (C^*) และค่า Flexibility ratio (F^*) ลงในสมการ (6.14.) และสมการ (6.15.) ตามลำดับ

$$\begin{aligned} C^* &= \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \\ &= \frac{70000 \times 2.65 \times (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.45 \times (1-0.3^2)} \\ &= 0.0163 \\ F^* &= \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \\ &= \frac{70000 \times 2.65^3 (1-0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225 \times (1-0.3^2)} \\ &= 22.94 \end{aligned}$$

จากนั้นทำการแทนค่า Compressibility ratio (C^*) และค่า Flexibility ratio (F^*) ลงในสมการ (6.16.) และสมการ (6.17.) เพื่อหาค่าองค์ประกอบของค่าต่างๆ เพื่อนำไปวิเคราะห์หาแรงภายใน

$$\begin{aligned} a_0^* &= \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \\ &= \frac{(0.021 \times 22.94)(1-0.3)}{0.0163 + 22.94 + (0.021 \times 37.541)(1-0.3)} \end{aligned}$$

$$= 0.011$$

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

$$= \frac{(22.94 + 6)(1 - 0.3)}{2 \times 22.94 \times (1 - 0.3) + 6(5 - 6 \times 0.3)}$$

$$= 0.411$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

สำหรับทฤษฎีของ Einstein แรงภายในของผนังอุโมงค์ประกอบด้วยค่าโมเมนต์คด (Bending moment, M) และค่าแรงในแนวแกน (Axial force, T) ดังแสดงใน สมการ (6.18.) และสมการ (6.19.)

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1 + K)(1 - a_0^*) + \frac{1}{2}(1 + K)(1 - 2a_2^*) \cos 2\theta \quad (6.18.)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1 - K)(1 - 2a_2^*) \cos 2\theta \quad (6.19.)$$

- โดยที่ T คือ แรงในแนวแกนของผนังอุโมงค์ (kN/m)
 M คือ โมเมนต์คดภายในผนังอุโมงค์ (kN·m/m)
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 K คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 P คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m²)
 θ คือ มุมรอบผนังอุโมงค์ที่วนเข็มนาฬิกา (องศา)

ตารางที่ 6.5. แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN.m/m)	Axial force (kN/m)
0	100.871	869.323
45	0.0000	717.065
90	-100.871	564.806
135	0.0000	717.065
180	100.871	869.323

จากตาราง 6.5. แสดงค่าโมเมนต์คดสูงสุดเท่ากับ -100.871 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา ค่าโมเมนต์คดบวกสูงสุดเท่ากับ 100.871 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา ส่วนค่าแรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 869.323 kN/m อยู่ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศาเช่นกัน แต่ทฤษฎีของ Einstein มีข้อจำกัดคือไม่สามารถวิเคราะห์หาค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้ อีกทั้งสมมติฐานของดินเป็นเนื้อเดียวกัน ไม่สมเหตุสมผลเนื่องในสภาพความเป็นจริงดินมีสภาพไม่เป็นเนื้อเดียวกัน

6.3.1.3. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

ทฤษฎีของ Erdmann มีสมมติฐานว่าดินโดยรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน การวิเคราะห์เป็นแบบความเค้นระนาบยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain) สำหรับดินและผนังอุโมงค์ รูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบวงกลมเท่านั้นผนังอุโมงค์เป็นชิ้นส่วนเดียวกันตลอดทั้งวง ไม่พิจารณารอยต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Springline) ทำการพิจารณาแรงกระทำในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (σ_v)

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (\sum \gamma' h) + (\gamma_w h_w) + \text{น้ำหนักสมทุบบนผิวดิน}(W) \\ &= (2 \times 10) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (19 \times 10) + 0 \\ &= 342.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

แรงภายในของอุโมงค์โดยทฤษฎีของ Erdmann นั้น พิจารณาได้เพียงค่าโมเมนต์คดสูงสุด และค่าแรงในแนวแกนสูงสุด ดังใน สมการ (6.18.) และสมการ (6.19.)

$$M = \sigma_v(1 - K_o)R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4\nu)}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \times \frac{ER^3}{E_c I}} \quad (6.20.)$$

$$N - N_o = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(ER^3 / E_c I)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + ER^3 / E_c I)}} \quad (6.21.)$$

โดยที่ E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

- A คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)
 I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 σ_v คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)

ทำการแทนค่าใน สมการ (6.15) เพื่อทำการวิเคราะห์หาโมเมนต์คัตสูงสุด

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

$$= 342 \times (1 - 0.6) \cdot 2.80^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4 \times 0.3)}{3(1 + 0.3)(3 - 4 \times 0.3)} \times \frac{70000 \times 2.80^3}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225}}$$

$$= 99.90 \text{ kN.m/m}$$

ทำการแทนค่าเพื่อวิเคราะห์หาแรงแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$)

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

$$= 342 \times (1 + 0.6) \times 2.80$$

$$\times \frac{1}{2 + \frac{4 \times 0.3(70000 \times 2.80^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}{(3 - 4 \times 0.3)(12(1 + 0.3) + 70000 \times 2.80^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}}$$

$$= 574.56 \text{ kN/m}$$

จากการวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann พบว่าค่าโมเมนต์คัตสูงสุดเท่ากับ 99.90 kN.m/m และค่าแรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 574.56 kN/m ซึ่งทฤษฎีของ Erdmann ยังมีข้อจำกัดคือไม่สามารถวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์คัต และแรงในแนวแกนที่ตำแหน่งมุมต่างๆ ได้

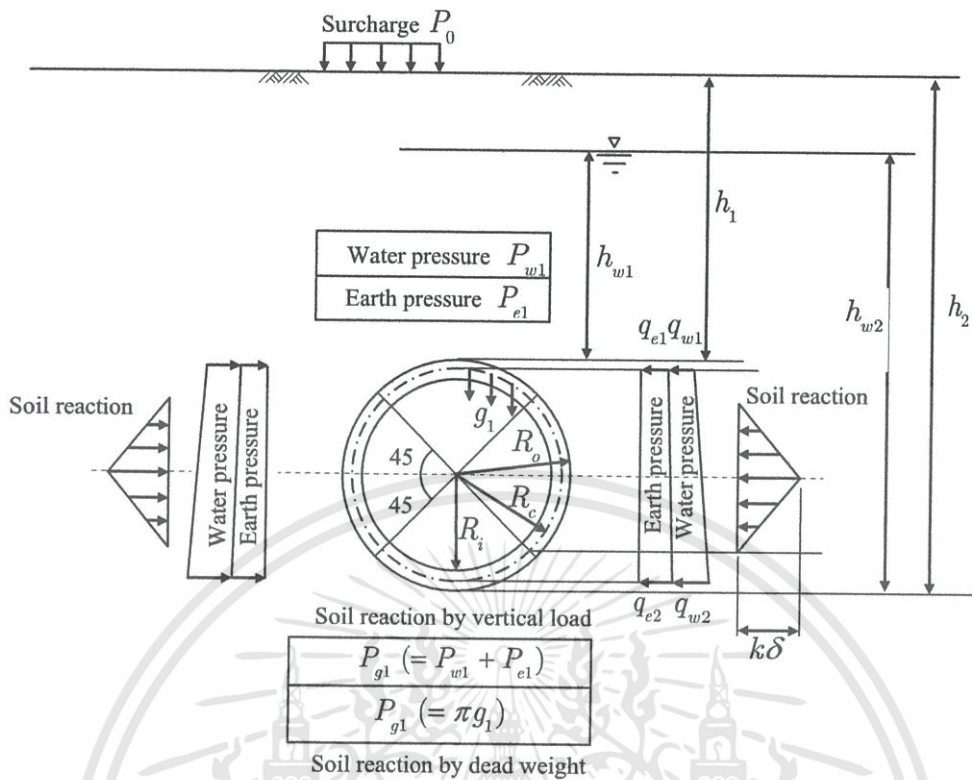
6.3.1.4. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ JSCE (1996) แบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงภายในของผนังอุโมงค์ ดังนี้

แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็นแรงย่อย ๆ ได้แก่ ความดันดินในแนวตั้ง ความดันดินด้านข้าง ความดันน้ำ น้ำหนักของผนังอุโมงค์ น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน แรงต้านทานของดิน ดังแสดงใน รูปที่ 6.5.

- P_{e1} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_{w1} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_0 คือ น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
- P_{e2} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_{w2} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
- γ คือ หน่วยน้ำหนักของดินที่อุโมงค์ทำการก่อสร้าง (kN/m^3)
- D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ (m)
- K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
- R_0 คือ รัศมีภายนอกของอุโมงค์ (m)
- R_i คือ รัศมีภายในของอุโมงค์ (m)
- R_c คือ รัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์ (m)



รูปที่ 6.5. แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี JSCE (1996)

- ความดันในแนวตั้ง
กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน
 $P_0 = 0 \text{ kN/m}^2$ (สำหรับกรณีลอคได้คล่องบางข้อ)

ความดันดินประสิทธิผล
 $P_{e1} = \Sigma \gamma' h_1$
 $= (6 \times 13) + (9 \times 3.2)$
 $= 106.80 \text{ kN/m}^2$

ความดันน้ำ
 $P_{w1} = \gamma_w h_{w1}$
 $= (10 \times 2) + (10 \times 16.2)$
 $= 182.00 \text{ kN/m}^2$

ความดันรวมในแนวตั้ง

$$\begin{aligned} P &= P_{e1} + P_{w1} + P_0 \\ &= 106.80 + 182 \\ &= 288.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q &= P_{w1} + k_0(P_{e1} + P_0) \\ &= 182 + 0.6(106.8) \\ &= 246.08 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์

ความดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{e2} &= \Sigma \gamma' h_2 \\ &= (6 \times 13) + (9 \times 6) + (2.8 \times 10) \\ &= 160 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ความดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{w2} &= \gamma_w h_{w2} \\ &= (10 \times 2) + (21.8 \times 10) \\ &= 238 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ความดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q' &= P_{w2} + k_0(P_{e2} + P_0) \\ &= 238 + 0.6(160.00) \\ &= 334 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงต้านทานของดิน เป็นแรงที่เกิดจากผลคูณระหว่างค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) กับค่าการเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ (δ) โดยที่ค่า k พิจารณาจากตารางที่ 6.7.

$$P_k = k \times \delta \quad (6.22.)$$

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.0454kR_c^4)} \quad (6.23.)$$

- โดยที่ η คือ สัมประสิทธิ์การเสีรูปร่างของอุโมงค์ $\eta = 1$
 E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)
 I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของคอนกรีต (m^4)
 δ คือ ค่าการเสีรูปร่างทางด้านข้างจากความดันดิน และน้ำ
 k คือ สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน ดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 6. 6.

ตารางที่ 6.6. สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดินแปรผันตามชนิดของดิน

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

แทนค่าต่างๆ ในสมการ (6.21.) เพื่อหาค่าการเสีรูปร่างทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ จากนั้นจึงคำนวณหาค่าแรงต้านทานของดิน ดังใน สมการ (6.20.)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.0454kR_c^4)} \\ &= \frac{[2(288.80) - 246.08 - 334] \cdot 2.65^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 50000 \times 2.65^4)} \\ &= -0.00003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_k &= 50000 \times (-0.00003) \\ &= -1.50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์
- น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร

$$\begin{aligned}
 W_g &= \frac{\pi}{4}(D_o^2 - D_i^2)\gamma_c \\
 &= \frac{\pi}{4}(5.60^2 - 5.00^2) \times 26 \\
 &= 129.87 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned}
 g &= \frac{W_g}{P} \quad P \text{ คือ เส้นรอบรูปของอุโมงค์} \\
 &= \frac{129.87}{2\pi \times 2.65} \\
 &= 7.80 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์

$$\begin{aligned}
 P_g &= \pi \times g \\
 &= \pi \times 7.80 \\
 &= 24.504 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

การคำนวณแรงภายในของผนังอุโมงค์ พิจารณาจากความดันต่างๆ ได้แก่ ความดันในแนวตั้ง ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดิน และแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.24.) ถึงสมการ (6.26.)

$$M_1 = \frac{1}{4}(1 - 2\sin^2 \theta)P \cdot R_c^2 \quad (6.24)$$

$$N_1 = \sin^2 \theta \cdot P \cdot R_c \quad (6.25)$$

$$Q_1 = -P \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (6.26)$$

โดยที่ M_1 คือ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

N_1 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

Q_1 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน ($Q = q_{e1} + q_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.27.) ถึงสมการ (6.29.)

$$M_2 = \frac{1}{4}(1 - 2 \cos^2 \theta)Q \cdot R_c^2 \quad (6.27.)$$

$$N_2 = \cos^2 \theta \cdot Q \cdot R_c \quad (6.28.)$$

$$Q_2 = Q \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (6.29.)$$

โดยที่ M_2 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

N_2 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

Q_2 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม ($Q' = q_{e2} + q_{w2}$) หาได้จาก สมการ (6.30.) ถึงสมการ (6.32.)

$$M_3 = \frac{1}{48}(6 - 3 \cos \theta - 12 \cos^2 \theta + 4 \cos^3 \theta)(Q' - Q)R_c^2 \quad (6.30.)$$

$$N_3 = \frac{1}{16}(\cos \theta + 8 \cos^2 \theta - 4 \cos^3 \theta)(Q' - Q)R_c \quad (6.31.)$$

$$Q_3 = \frac{1}{16}(\sin \theta + 8 \sin \theta \cos \theta - 4 \sin \theta \cos^2 \theta)(Q' - Q) \cdot R_c \quad (6.32.)$$

โดยที่ M_3 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

N_3 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

Q_3 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

แรงภายในที่เกิดจากแรงค้ำทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ หาได้จาก สมการ (6.33.) ถึงสมการ (6.35.)

$$M_4 = (0.2346 - 0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c^2 \quad (6.33.)$$

$$N_4 = (0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c \quad (6.34.)$$

$$Q_4 = 0.3536 \sin \theta \cdot (k\delta)R_c \quad (6.35.)$$

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.36.) ถึง สมการ (6.38.)

$$M_4 = (-0.3487 + 0.5 \sin^2 \theta + 0.2357 \cos^3 \theta)(k\delta)R_c^2 \quad (6.36.)$$

$$N_4 = (-0.7071 \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \sin^2 \theta \cos \theta)(k\delta)R_c \quad (6.37.)$$

$$Q_4 = (\sin \theta \cos \theta - 0.7071 \cos^2 \theta \sin \theta)(k\delta)R_c \quad (6.38.)$$

โดยที่ M_4 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน
 N_4 คือ แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน
 Q_4 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.39.) ถึงสมการ (6.41.)

$$M_5 = \left(\frac{3}{8} \pi - \theta \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c^2 \quad (6.39.)$$

$$N_5 = \left(\theta \sin \theta - \frac{1}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c \quad (6.40.)$$

$$Q_5 = - \left(\theta \cos \theta + \frac{1}{6} \sin \theta \right) g \cdot R_c \quad (6.41.)$$

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ หาได้จาก สมการ (6.42.)

ถึงสมการ (6.44.)

$$M_5 = \left(-\frac{\pi}{8} + (\pi - \theta) \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta - \frac{1}{2} \pi \sin^2 \theta \right) g \cdot R_c^2 \quad (6.42.)$$

$$N_5 = \left(-\pi \sin \theta + \theta \sin \theta + \pi \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cos \theta \right) g \cdot R_c \quad (6.43.)$$

$$Q_5 = \left\{ (\pi - \theta) \cos \theta - \pi \sin \theta \cos \theta - \frac{1}{6} \sin \theta \right\} g \cdot R_c \quad (6.44.)$$

โดยที่ M_5 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์
 N_5 คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์
 Q_5 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

$$\begin{aligned} \text{แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces)} &= N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 \\ \text{แรงโมเมนต์คัตทั้งหมด (Total moment)} &= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 \\ \text{แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces)} &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \end{aligned}$$

ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดจากแต่ละแรงดัน ได้แก่ ค่าโมเมนต์คัต (Bending Moment, M) ค่าแรงในแนวแกน (Axial force, N) และค่าแรงเฉือน (Shear force, Q) แสดงในตารางที่ 6.7 ถึง ตารางที่ 6.11. ตามลำดับ จากนั้นทำการรวมแรงภายในดังกล่าวดังแสดงใน ตารางที่ 6.12.

ตารางที่ 6.7. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1 (kN.m/m)	507.025	0.000	-507.025	0.000	507.025
N_1 (kN/m)	0.000	382.660	765.320	382.660	0.000
Q_1 (kN/m)	0.000	-382.660	0.000	382.660	0.000

ตารางที่ 6.8. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_2 (kN.m/m)	-432.024	0.000	432.024	0.000	-432.024
N_2 (kN/m)	652.112	326.056	0.000	326.056	652.112
Q_2 (kN/m)	0.000	326.056	0.000	-326.056	0.000

ตารางที่ 6.9. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_3 (kN.m/m)	-64.314	-9.095	77.177	9.095	-90.040
N_3 (kN/m)	72.809	47.950	0.000	68.544	160.179
Q_3 (kN/m)	0.000	47.950	14.562	-68.544	0.000

ตารางที่ 6.10. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้านทานของดิน

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_4 (kN.m/m)	1.253	0.162	-1.594	0.162	1.253
N_4 (kN/m)	-1.405	-0.994	0.000	-0.994	-1.405
Q_4 (kN/m)	0.000	-0.994	0.000	-0.994	0.000

ตารางที่ 6.11. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_5 (kN.m/m)	18.852	1.801	-21.5435	-1.863	24.147
N_5 (kN/m)	-3.445	9.043	32.469	23.432	3.445
Q_5 (kN/m)	0.000	-13.915	-3.445	18.560	0.033

ตารางที่ 6.12. แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

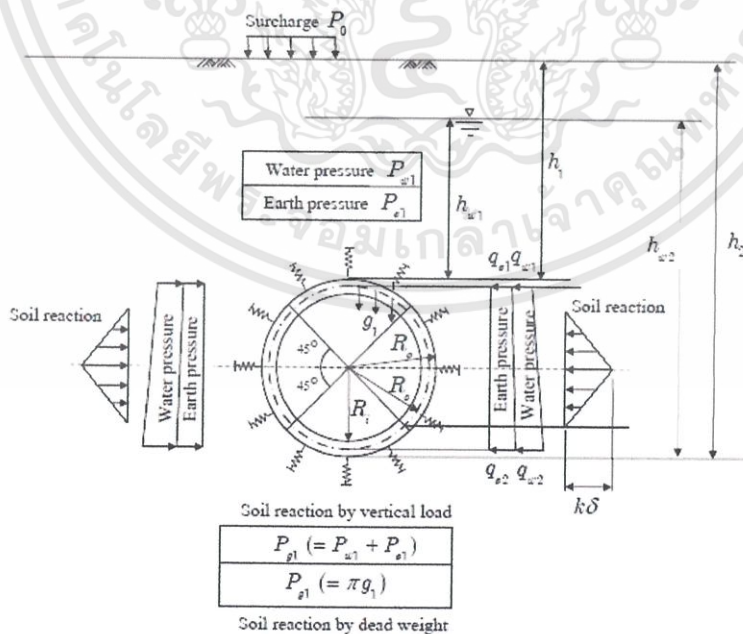
Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN.m/m)	30.791	-7.132	-20.960	7.394	10.361
N_T (kN/m)	720.070	764.716	797.788	799.698	814.331
Q_T (kN/m)	0.000	-23.563	11.117	5.626	0.000

จากการวิเคราะห์พบว่าค่าโมเมนต์คดกลับสูงสุดเท่ากับ -20.960 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา และค่าโมเมนต์บวกสูงสุดเท่ากับ 30.791 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ส่วนแรงในแนวแกนค่าสูงสุดเท่ากับ 814.331 kN/m ที่ตำแหน่ง 180 องศา สำหรับแรงเฉือนค่าลบสูงสุดเท่ากับ -23.563 kN/m ที่ตำแหน่ง 45 องศา และค่าแรงเฉือนบวกสูงสุดเท่ากับ 11.117 kN/m ที่ตำแหน่ง 135 องศา ดังแสดงใน ตารางที่ 6.12.

6.3.1.5. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎี Beam-spring model

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดิน ได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์ ดังแสดงใน รูปที่ 6.6. ในการคำนวณแรงกระทำนั้น มีตัวแปรที่เกี่ยวข้องในการคำนวณ



รูปที่ 6.6. แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของทฤษฎี Beam spring model

- P_{e1} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_{w1} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_0 คือ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
- P_{e2} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
- P_{w2} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
- γ คือ หน่วยน้ำหนักของดินที่อุโมงค์ทำการก่อสร้าง (kN/m^3)
- D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (m)
- K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
- R_0 คือ รัศมีภายนอกของอุโมงค์ (m)
- R_i คือ รัศมีภายในของอุโมงค์ (m)
- R_C คือ รัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์ (m)

- แรงดันในแนวตั้ง

กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน

$$P_0 = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (สำหรับกรณีลอคได้คลองบางชื่อ)}$$

ความดันดินประสิทธิผล

$$\begin{aligned} P_{e1} &= \Sigma \gamma' h_1 \\ &= (6 \times 13) + (9 \times 3.2) \text{ kN/m}^2 \\ &= 106.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ความดันน้ำ

$$\begin{aligned} P_{w1} &= \gamma_w H_w \\ &= (10 \times 2) + (10 \times 16.2) \\ &= 182.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ความดันรวมในแนวตั้ง

$$\begin{aligned} P &= P_{e1} + P_{w1} + P_0 \\ &= 106.8 + 182 + 0 \\ &= 288.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q &= P_{w1} + k_0(P_{e1} + P_0) \\ &= 182 + 0.6(106.8) \\ &= 246.08 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{e2} &= (6 \times 13) + (9 \times 6) + (10 \times 2.8) \\ &= 160.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{w2} &= (2 \times 10) + (21.8 \times 10) \\ &= 238.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q' &= P_{w2} + k_0(P_{e2} + P_0) \\ &= 238 + 0.6(160 + 0) \\ &= 334.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงต้านทานของดิน เป็นแรงที่เกิดจากผลคูณระหว่างค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) กับค่าการเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ (δ) โดยที่ค่า k พิจารณาจาก สมการ (6.40)

$$k = \frac{3E_c}{(1 + \nu)(5 - 6\nu)R_0} \quad (6.45.)$$

k คือ สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน

δ คือ ค่าการเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดิน และน้ำ

E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน

R_0 คือ รัศมีของอุโมงค์ (m)

แทนค่าตัวแปรในสมการ(6.45.) เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน และค่าการเสียดรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ จากนั้นทำการวิเคราะห์หาค่าแรงต้านทานของดิน

- แรงต้านทานของดิน

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

$$= \frac{3 \times 70000}{(1+0.3)(5-6 \times 0.3) \times 2.65}$$

$$= 19,049.347 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.0454kR_c^4)}$$

$$= \frac{[2(288.80) - 246.08 - 334.00] \cdot 2.65^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 19049.347 \times 2.65^4)}$$

$$= -0.00005$$

$$P_k = k \times \delta$$

$$= 19,049.347 \times (-0.00005)$$

$$= -0.96 \text{ kN/m}^2$$

- แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร

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

$$= \frac{\pi}{4}(5.60^2 - 5.00^2) \times 26$$

$$= 129.87 \text{ kN/m}$$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์

$$g = \frac{W_g}{P} \quad P \text{ คือ เส้นรอบรูปของอุโมงค์}$$

$$= \frac{129.87}{2\pi \times 2.65}$$

$$= 7.80 \text{ kN/m}^2$$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์

$$\begin{aligned}
 P_g &= \pi \times g \\
 &= \pi \times 7.80 \\
 &= 24.504 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

การคำนวณแรงภายในของผนังอุโมงค์ พิจารณาจากความดันต่าง ๆ ได้แก่ ความดันในแนวตั้ง ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดิน และแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.24) ถึงสมการ (6.26.)

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

$$N_1 = \sin^2 \theta \cdot P \cdot R_c$$

$$Q_1 = -P \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta$$

โดยที่ M_1 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

N_1 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

Q_1 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน ($Q = q_{e1} + q_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.27.) ถึงสมการ (6.29.)

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

$$N_2 = \cos^2 \theta \cdot Q \cdot R_c$$

$$Q_2 = Q \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta$$

โดยที่ M_2 คือ โมเมนต์คัตที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

N_2 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

Q_2 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม ($Q' = q_{e2} + q_{w2}$) หาได้จาก สมการ (6.30.) ถึงสมการ (6.32.)

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

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

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

โดยที่ M_3 คือ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

N_3 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

Q_3 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ หาได้จาก สมการ (6.28.) ถึง สมการ (6.30.)

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

$$N_4 = (0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c$$

$$Q_4 = 0.3536 \sin \theta \cdot (k\delta)R_c$$

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.31.) ถึง สมการ (6.33.)

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

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

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

โดยที่ M_4 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

N_4 คือ แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

Q_4 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.34.)

ถึงสมการ (6.36.)

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

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

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

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ หาได้จาก สมการ (6.37.)

ถึงสมการ (6.39.)

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

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

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

โดยที่ M_5 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์
 N_5 คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์
 Q_5 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

$$\begin{aligned} \text{แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces)} &= N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 \\ \text{แรงโมเมนต์คัตทั้งหมด (Total moment)} &= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 \\ \text{แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces)} &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \end{aligned}$$

ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดจากแต่ละแรงต้น ได้แก่ ค่าโมเมนต์คัต (Bending Moment, M) ค่าแรงในแนวแกน (Axial force, N) และค่าแรงเฉือน (Shear force, Q) แสดงในตารางที่ 6.13. ถึง ตารางที่ 6.15. ตามลำดับ จากนั้นทำการรวมแรงภายในดังกล่าวตั้งแสดงใน ตารางที่ 6.16.

ตารางที่ 6.13. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้นในแนวตั้ง

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1 (kN.m/m)	507.025	0.000	-507.025	0.000	507.025
N_1 (kN/m)	0.000	382.660	765.320	382.660	0.000
Q_1 (kN/m)	0.000	-382.660	0.000	382.660	0.000

ตารางที่ 6.14. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้นด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_2 (kN.m/m)	-432.024	0.000	432.024	0.000	-432.024
N_2 (kN/m)	652.112	326.056	0.000	326.056	652.112
Q_2 (kN/m)	0.000	326.056	0.000	-326.056	0.000

ตารางที่ 6.15. โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_3 (kN.m/m)	-64.314	-9.095	77.177	9.095	-90.040
N_3 (kN)	72.809	47.950	0.000	68.544	160.179
Q_3 (kN)	0.000	47.950	14.562	-68.544	0.000

ตารางที่ 6.16. โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงด้านทานของดิน

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_4 (kN.m/m)	0.802	0.104	-1.020	0.104	0.802
N_4 (kN/m)	-0.899	-0.636	0.000	-0.636	-0.899
Q_4 (kN/m)	0.000	-0.636	0.000	-0.636	0.000

ตารางที่ 6.17. โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_5 (kN.m/m)	18.852	1.801	-21.5435	-1.863	24.147
N_5 (kN/m)	-3.445	9.043	32.469	23.432	3.445
Q_5 (kN/m)	0.000	-13.915	-3.445	18.560	0.000

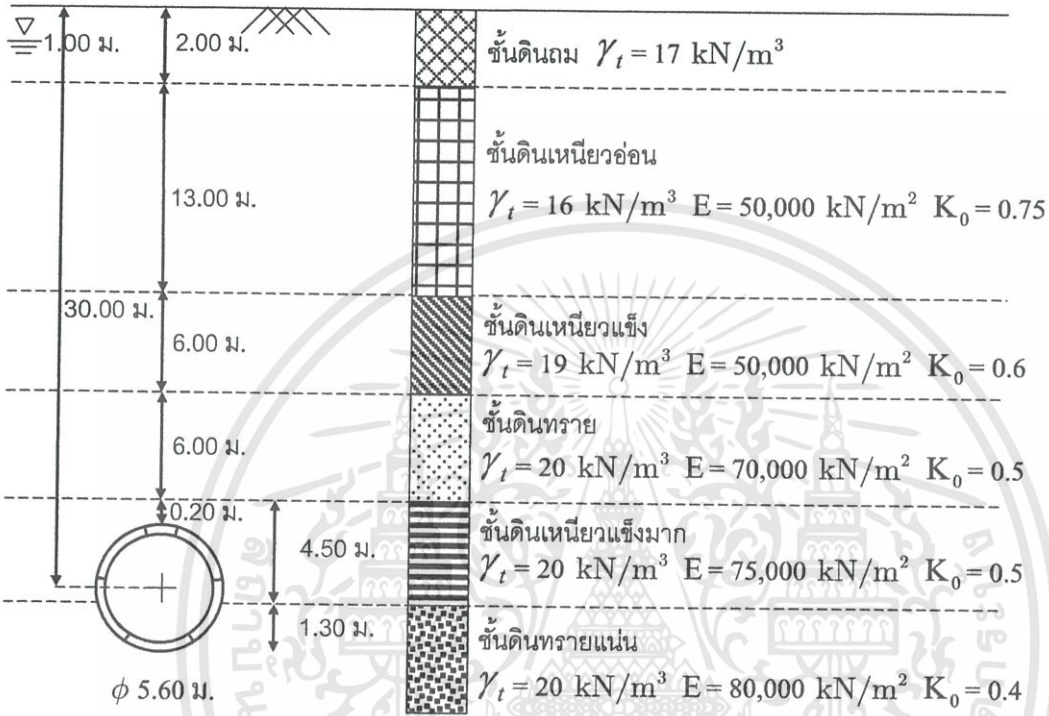
ตารางที่ 6.18. แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN.m/m)	30.340	-7.191	-20.386	7.336	9.909
N_T (kN/m)	720.576	765.074	797.788	800.056	814.837
Q_T (kN/m)	0.000	-23.205	11.117	5.984	0.000

จากการวิเคราะห์พบว่าค่าโมเมนต์ดัดลบสูงสุดเท่ากับ -20.386 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา และค่าโมเมนต์บวกสูงสุดเท่ากับ 30.340 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ส่วนแรงในแนวแกนค่าสูงสุดเท่ากับ

814.837 kN/m ที่ตำแหน่ง 180 องศา สำหรับแรงเฉือนค่าลบสูงสุดเท่ากับ -23.205 kN/m ที่ตำแหน่ง 45 องศา และค่าแรงเฉือนบวกสูงสุดเท่ากับ 11.117 kN/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา ดังแสดงใน ตารางที่ 6.18.

6.3.2. อุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับลึก



รูปที่ 6.7. สภาพชั้นดินกรณีอุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับลึก

การก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำบางชื่อ แนวเส้นทางของอุโมงค์มีกรณีผ่านสิ่งก่อสร้างซึ่ง กรณีดังกล่าวนี้ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงเสถียรภาพของอุโมงค์เป็นสำคัญ ทั้งนี้เนื่องจากอุโมงค์จะต้องรับแรงทั้งจากความดันดินและน้ำหนักบรรทุกทุกทางด้านบน เช่น ถนน ตึก อาคารสูง นอกจากนี้แล้วยังต้องพิจารณาถึงระบบป้องกันน้ำเข้าทั้งระหว่างการก่อสร้างและตลอดอายุการใช้งาน กรณีศึกษานี้ยกตัวอย่างการออกแบบอุโมงค์ลอดใต้คลองบางซื่อในกรุงเทพฯ โดยมีระดับความลึกอยู่ในช่วง 20-30 เมตร โดยค่าระดับความลึกที่จะพิจารณาในการคำนวณคือ 30 เมตรเพราะอุโมงค์จะอยู่ระหว่างในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย โดยหน้าตัดของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย ดังแสดงในรูปที่ 6.4

6.3.2.1. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Muir Wood (1975)

ทฤษฎีของ Muir Wood ทำการพิจารณาดินมีสภาพแบบยึดหยุ่นจะเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปของผนังอุโมงค์เป็นรูปร่างรีเมื่อมีแรงกระทำ และไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเฉือนระหว่างผนังอุโมงค์ และดิน การพิจารณาแรงแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และแรงภายในของผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์มี 2 ชนิด คือ แรงกระทำภายนอกในแนวตั้ง (P_V) และแรงกระทำภายนอกในแนวนอน (P_H) หาได้จากสมการ (6.1.) และสมการ (6.2.) ตามลำดับ สำหรับกรณีวางตัวในระดบัลึกลับ ค่าน้ำหนักสมทบบนผิวดินเท่ากับ 20 kN/m^2

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

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

- โดยที่
- P_{e1} คือ แรงกระทำประสิทธิผลของดินจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
 - P_{w1} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
 - W คือ น้ำหนักบรรทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
 - P_{w2} คือ แรงกระทำของน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
 - γ_t คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน (kN/m^3)
 - γ' คือ หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน (kN/m^3)
 - γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (kN/m^3)
 - D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ (m)
 - K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

แทนค่าตัวแปร เพื่อหาค่าแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ ดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} P_V &= P_{e1} + P_{w1} + W \\ &= [(1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (0.20 \times 10)] \\ &\quad + (26.2 \times 10) + 20 \\ &= 500.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_H &= K_0(P_{e1} + \gamma D + W) + P_{w2} \\
&= 0.6 \times [(1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (10 \times 0.2) \\
&\quad + (10 \times 5.6) + 20] + (10 \times 31.80) \\
&= 465.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

สำหรับองค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประกอบด้วยโมเมนต์ดัด (Bending Moment, M) แรงในแนวแกน (Axial force, N) และแรงเฉือน (Shear force, S) แสดงใน สมการ (6.3) ถึงสมการ (6.10)

$$P_0 = P_V - P_H$$

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

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

$$S_T = \frac{P_0 \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu} \right)}$$

$$S_{N1} = 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_0}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T$$

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

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

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

โดยที่ R_o คือ รัศมีถึงผิวด้านนอกของอุโมงค์ (m)

R_I คือ รัศมีถึงแนวแกนกลางของอุโมงค์ (m)

E_C คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของอุโมงค์ (kN/m^2)

E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดินหรือหิน (kN/m^2)

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)

ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน

ทำการแทนค่าตัวแปรต่างๆเพื่อหาค่าแรงภายในผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned}P_o &= P_V - P_H \\ &= 500.00 - 465.00 \\ &= 35 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{BAR} &= 0.5 \times (P_V + P_H) \\ &= 0.5 \times (510.00 + 486.60) \\ &= 482.5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_2 &= \frac{E \times R_o^3}{E_C (1 + \nu) \cdot 12 \cdot I} \\ &= \frac{80000 \times 2.80^3}{2.6 \times 10^7 \times (1 + 0.3) \times 12 \times 0.00225} \\ &= 1.924\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_T &= \frac{P_o \times (1 + 2Q_2)}{2 \times \left(1 + \frac{Q_2 \cdot (3 - 2\nu)}{3 - 4\nu} \right)} \\ &= \frac{35 \times (1 + 2 \times 1.924)}{2 \times \left(1 + \frac{1.924 \cdot (3 - 2 \times 0.3)}{3 - 4 \times 0.3} \right)} \\ &= 23.796\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{N1} &= 3 \times (3 - 4\nu) \times \frac{P_o}{2} - (2 \cdot Q_2 + (4 - 6\nu)) \times S_T \\ &= 3 \times (3 - 4 \times 0.3) \times \frac{-49.418}{2} - (2 \cdot 1.924 + (4 - 6 \times 0.3)) \times 23.796 \\ &= -49.418\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{N_2} &= 4 \cdot Q_2 + 5 - 6\nu \\
 &= 4 \times 1.924 + 5 - 6 \times 0.3 \\
 &= 10.896
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_N &= \frac{S_{N_1}}{S_{N_2}} \\
 &= \frac{-49.418}{10.896} \\
 &= -4.535
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{E_C \times R_O}{E(1+\nu) \cdot (R_O - R_I)} \\
 &= \frac{2.6 \times 10^7 \times 2.80}{80000(1+0.3) \cdot (2.80 - 2.65)} \\
 &= 4666.67
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta P &= \frac{P_{BAR}}{1+Q} \\
 &= \frac{482.5}{1+4666.67} \\
 &= 0.103
 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ
 แรงภายในของผนังอุโมงค์ประกอบด้วย โมเมนต์ดัด (Bending moment, M) แรงในแนวแกน (Axial force, N) และแรงเฉือน (Shear force, S) แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ แรงภายในที่เกิดจาก P_0 และ แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR} ดังต่อไปนี้

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_0 ตารางที่ 6.19. คำนวณได้จากสมการ (6.11) ถึงสมการ (6.13)

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

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

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

ตารางที่ 6.19. แรงภายในที่เกิดจากแรง P_o ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	0	45	90	135	180
N_1	-40.186	0.000	40.186	0.000	-40.186
M_1	19.242	0.000	-19.242	0.000	19.242
S_1	0.000	-13.744	0.000	13.744	0.000

- แรงภายในที่เกิดจากแรง P_{BAR}

$$\begin{aligned}
 N_2 &= \Delta P \times R_o \\
 &= 0.103 \times 2.80 \\
 &= 0.288
 \end{aligned}$$

คิ่งนั้นแรงภายในรวมของผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned}
 \text{แรงโมเมนต์คัตทั้งหมด(Total moment)} &= M_1 \\
 \text{แรงในแนวแกนทั้งหมด(Total axial forces)} &= N_1 + N_2 \\
 \text{แรงเฉือนทั้งหมด(Total shear forces)} &= S_1
 \end{aligned}$$

ตารางที่ 6.20. แรงภายในรวมของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	0	45	90	135	180
N	-39.898	0.288	40.474	0.288	-39.898
M	19.242	0.000	-19.242	0.000	19.242
S	0.000	-13.744	0.000	13.744	0.000

จากตารางที่ 6.20. แสดงค่าแรงในแนวแกนรวมที่เป็นค่าลบสูงสุดเท่ากับ -39.898 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา ส่วนค่าแรงในแนวแกนรวมที่เป็นค่าบวกสูงสุดเท่ากับ 40.474 (kN/m) ที่ตำแหน่ง 90 องศา ค่าโมเมนต์คัตรวมสูงสุดที่เป็นค่าลบสูงสุดเท่ากับ -19.242 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 90 องศา ส่วนค่าโมเมนต์คัตรวมสูงสุดที่เป็นค่าบวกสูงสุดเท่ากับ 19.242 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา สำหรับค่าแรงเฉือนที่เป็นลบสูงสุดมีค่าเท่ากับ -13.744 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 45 องศา ส่วนค่าแรงเฉือนที่เป็นบวกสูงสุดเท่ากับ 13.744 (kN/m) อยู่ที่ตำแหน่ง 135 องศา

6.3.2.2. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Einstein (1979)

ทฤษฎีของ Einstein ได้นำหลักการทฤษฎีอิลาสติกมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ โดยมีสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง ส่วนสมมติฐานของผนังอุโมงค์คือ อุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง มีการเสีรูปร่างเมื่อมีแรงมากระทำ ทำการพิจารณาแรงกระทำในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (P) และแรงกระทำในแนวราบเท่ากับแรงกระทำในแนวตั้งคูณกับสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ได้มีการกำหนดสมการความสัมพันธ์ที่จะนำมาใช้เพื่อหาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์และแรงภายในที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ดังในสมการ (6.14.) และสมการ(6.15)

Compressibility ratio

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

Flexibility ratio

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

องค์ประกอบของค่าต่างๆ ที่นำมาใช้ในการหาแรงกระทำในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ ประกอบด้วย โมเมนต์คด และแรงในแนวแกน เมื่อ a_0^* และ a_2^* เท่ากับค่าคงที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและการเสีรูปร่าง (Stress-displacement) ดังในสมการ (6.13) และ สมการ (6.14)

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

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

โดยที่ E_S คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

A_S คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)

I_S คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)

- ν_s คือ อัตราส่วนโพซง (Poisson's ratio) สำหรับผนังอุโมงค์
- ν คือ อัตราส่วนโพซง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
- R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
- P คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)
- γ' คือ หน่วยน้ำหนักประสิทธิภาพของดิน (kN/m^3)
- γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (kN/m^3)

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์สำหรับกรณีวางตัวระดับลึก น้ำหนักสมทบบนผิวดินเท่ากับ 20 kN/m^2

$$\begin{aligned}
 P &= (\sum \gamma' h) + (\gamma_w h_w) + \text{น้ำหนักสมทบบนผิวดิน (w)} \\
 &= [(1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (3 \times 10)] \\
 &\quad + (29 \times 10) + 20 \\
 &= 556.00 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ทำการหาค่า Compressibility ratio (C^*) และค่า Flexibility ratio (F^*) จากสมการ (6.14.) และสมการ (6.15.) ตามลำดับ

$$\begin{aligned}
 C^* &= \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \\
 &= \frac{80000 \times 2.65 \times (1 - 0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.45 \times (1 - 0.3^2)} \\
 &= 0.019
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F^* &= \frac{ER^3(1 - \nu_s^2)}{E_s I_s (1 - \nu^2)} \\
 &= \frac{80000 \times 2.65^3 (1 - 0.25^2)}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225 \times (1 - 0.3^2)} \\
 &= 26.218
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{(0.019 \times 26.218)(1 - 0.3)}{0.019 + 26.218 + 0.019 \times 26.218(1 - 0.3)}$$

$$= 0.013$$

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

$$= \frac{(26.218 + 6)(1 - 0.3)}{2 \times 26.218 \times (1 - 0.3) + 6(5 - 6 \times 0.3)}$$

$$= 0.403$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

สำหรับทฤษฎีของ Einstein แรงภายในของผนังอุโมงค์ประกอบด้วยค่าโมเมนต์ดัด (Bending moment, M) และค่าแรงในแนวแกน (Axial force, T) ดังแสดงใน สมการ (6.18.) และสมการ (6.19.)

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

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

- โดยที่ T คือ แรงในแนวแกนของผนังอุโมงค์ (kN/m)
 M คือ โมเมนต์ดัดภายในผนังอุโมงค์ (kN·m/m)
 R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)
 K คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
 P คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m²)
 θ คือ มุมรอบผนังอุโมงค์ที่วนเข็มนาฬิกา (องศา)

ตารางที่ 6.21. แรงภายในของผนังอุโมงค์ที่มุมต่างๆ

Angle (degree)	Bending moment (kN.m/m)	Axial force (kN/m)
0	168.520	1465.573
45	119.163	1224.828
90	0.000	984.081
135	-119.163	1224.828
180	-168.522	1465.573

จากตาราง 6.21. แสดงค่าโมเมนต์ดัดลบสูงสุดเท่ากับ -168.522 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 180 องศา ค่าโมเมนต์ดัดบวกสูงสุดเท่ากับ 168.520 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ส่วนค่าแรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 1465.573 kN/m อยู่ที่ตำแหน่ง 0 องศา และ 180 องศา แต่ทฤษฎีของ Einstein มีข้อจำกัดคือไม่สามารถวิเคราะห์วิเคราะห์หาค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้ อีกทั้งสมมติฐานของดินเป็นเนื้อเดียวกัน ไม่สมเหตุสมผลเนื่องในสภาพความเป็นจริงดินมีสภาพไม่เป็นเนื้อเดียวกัน

6.3.2.3. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann (1985)

ทฤษฎีของ Erdmann มีสมมติฐานว่าดินโดยรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน การวิเคราะห์เป็นแบบความเค้นระนาบยาวไม่สิ้นสุด (Plane strain) สำหรับดินและผนังอุโมงค์ รูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบวงกลมเท่านั้นผนังอุโมงค์เป็นชิ้นส่วนเดียวกันตลอดทั้งวง ไม่พิจารณารอยต่อระหว่างชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ (Springline) ทำการพิจารณาแรงกระทำในแนวตั้งที่จุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (σ_v)

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

$$\sigma_v = \gamma H$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= [(1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (3 \times 10)] \\ &\quad + (29 \times 10) + 20 \\ &= 556.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

แรงภายในของอุโมงค์โดยทฤษฎีของ Erdmann นั้น พิจารณาได้เพียงค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด และค่าแรงในแนวแกนสูงสุด ดังใน สมการ (6.18.) และสมการ (6.19.)

$$M = \sigma_v (1 - K_o) R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4\nu)}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \times \frac{ER^3}{E_c I}}$$

$$N - N_0 = \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(ER^3 / E_c I)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + ER^3 / E_c I)}}$$

โดยที่ E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

E_c คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

A คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ (m^2/m)

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของผนังอุโมงค์ต่อเมตร (m^4/m)

ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน

R คือ รัศมีของผนังอุโมงค์ (m)

K_o คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

σ_v คือ แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (kN/m^2)

ทำการแทนค่าใน สมการ (6.15) เพื่อทำการวิเคราะห์หาโมเมนต์คัตสูงสุด

$$\begin{aligned} M &= \sigma_v(1 - K_o)R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4\nu)}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \times \frac{E_c R^3}{EI}} \\ &= 556.00 \times (1 - 0.5) \cdot 2.80^2 \frac{1}{4 + \frac{(3 - 4 \times 0.3)}{3(1 + 0.3)(3 - 4 \times 0.3)} \times \frac{80000 \times 2.80^3}{2.6 \times 10^7 \times 0.00225}} \\ &= 186.325 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

ทำการแทนค่าเพื่อวิเคราะห์หาแรงแนวแกนสูงสุด ($N - N_0$)

$$\begin{aligned} &= \sigma_v(1 + K_o)R \frac{1}{2 + \frac{4\nu(E_c R^3 / EI)}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + E_c R^3 / EI)}} \\ &= 556.00 \times (1 + 0.5) \times 2.80 \\ &\quad \times \frac{1}{2 + \frac{4 \times 0.3(80000 \times 2.80^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}{(3 - 4 \times 0.3)(12(1 + 0.3) + 80000 \times 2.80^3 / 2.6 \times 10^7 \times 0.00225)}} \\ &= 891.286 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

จากการวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ Erdmann พบว่าค่าโมเมนต์คัตสูงสุดเท่ากับ 186.325 kN.m/m และค่าแรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 891.286 kN/m ซึ่งทฤษฎีของ Erdmann ยังมีข้อจำกัดคือไม่สามารถวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์คัต และแรงในแนวแกนที่ตำแหน่งมุมต่างๆ ได้

6.3.2.4. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎีของ JSCE (1996)

การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของ JSCE (1996) แบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงภายในของผนังอุโมงค์ ดังนี้

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ แบ่งออกเป็นแรงย่อย ๆ ได้แก่ ความดันดินในแนวตั้ง ความดันดินด้านข้าง ความดันน้ำ น้ำหนักของผนังอุโมงค์ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน แรงต้านทานของดิน ดังแสดงใน รูปที่ 6.5.

โดยที่	P_{e1}	คือ	แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
	P_{w1}	คือ	แรงดันน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)
	P_0	คือ	น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)
	P_{e2}	คือ	แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
	P_{w2}	คือ	แรงดันน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)
	γ	คือ	หน่วยน้ำหนักของดินที่อุโมงค์ทำการก่อสร้าง (kN/m^3)
	D	คือ	เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ (m)
	K_0	คือ	สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง
	R_0	คือ	รัศมีภายนอกของอุโมงค์ (m)
	R_i	คือ	รัศมีภายในของอุโมงค์ (m)
	R_C	คือ	รัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์ (m)

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

- ความดันในแนวตั้ง

กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน

$$P_0 = 20 \text{ kN/m}^2$$

ความดันดินประสิทธิผล

$$\begin{aligned}P_{e1} &= \Sigma \gamma' h_1 \\ &= (1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (0.2 \times 10) \\ &= 218.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

ความดันน้ำ

$$\begin{aligned}P_{w1} &= \gamma_w H_w \\ &= 26.20 \times 10 \\ &= 262.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

ความดันรวมในแนวตั้ง

$$\begin{aligned}P &= P_{e1} + P_{w1} + P_0 \\ &= 218 + 262 + 20 \\ &= 500.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

$$\begin{aligned}Q &= P_{w1} + k_0 (P_{e1} + W) \\ &= 262.00 + 0.5(218.00 + 20) \\ &= 381.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

ความดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned}P_{e2} &= (1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (4.5 \times 10) \\ &= 274.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

ความดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned}P_{w2} &= 10 \times 31.80 \\ &= 318.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

ความดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned}Q' &= P_{w2} + k_0 (P_{e2} + W) \\ &= 318.00 + 0.4(274.00 + 20) \\ &= 435.60 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- แรงต้านทานของดิน

$$P_k = k \times \delta$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{(2P - Q - Q')R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.045kR_c^4)} \\ &= \frac{[2(500.00) - 381.00 - 435.60] \cdot 2.65^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 50000 \times 2.65^4)} \\ &= 0.0022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_k &= 50000 \times 0.0022 \\ &= 111.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์
น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร

$$\begin{aligned} W_g &= \frac{\pi}{4} (D_o^2 - D_i^2) \gamma_c \\ &= \frac{\pi}{4} (5.60^2 - 5.00^2) \times 26 \\ &= 129.87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์

$$\begin{aligned} g &= \frac{W_g}{P} \quad P \text{ คือ เส้นรอบรูปของอุโมงค์} \\ &= \frac{129.87}{2\pi \times 2.65} \\ &= 7.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_g &= \pi \times g \\ &= \pi \times 7.80 \\ &= 24.504 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

การคำนวณแรงภายในของผนังอุโมงค์ พิจารณาจากความดันต่างๆ ได้แก่ ความดันในแนวตั้ง ความดันด้านข้างที่ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ ความดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งส่วนล่างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดิน และแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.19.) ถึงสมการ (6.21.)

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

$$N_1 = \sin^2 \theta \cdot P \cdot R_c$$

$$Q_1 = -P \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta$$

โดยที่ M_1 คือ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง
 N_1 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง
 Q_1 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวตั้ง

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน ($Q = q_{e1} + q_{w1}$) หาได้จาก สมการ (6.22.) ถึงสมการ (6.24.)

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

$$N_2 = \cos^2 \theta \cdot Q \cdot R_c$$

$$Q_2 = Q \cdot R_c \cdot \sin \theta \cos \theta$$

โดยที่ M_2 คือ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน
 N_2 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน
 Q_2 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม ($Q' = q_{e2} + q_{w2}$) หาได้จาก สมการ (6.25.) ถึงสมการ (6.27.)

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

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

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

- โดยที่ M_3 คือ โมเมนต์คดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม
 N_3 คือ แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม
 Q_3 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $0 \leq \theta < \frac{\pi}{4}$ หาได้จาก สมการ (6.28.) ถึง สมการ (6.30.)

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

$$N_4 = (0.3536 \cos \theta)(k\delta)R_c$$

$$Q_4 = 0.3536 \sin \theta \cdot (k\delta)R_c$$

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน ($k\delta$) ที่ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.31.) ถึง สมการ (6.33.)

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

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

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

โดยที่ M_4 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

N_4 คือ แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

Q_4 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ หาได้จาก สมการ (6.34.)

ถึงสมการ (6.36.)

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

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

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

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ ($g = \gamma_c \cdot t$) ที่ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ หาได้จาก สมการ (6.37.)

ถึงสมการ (6.39.)

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

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

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

โดยที่ M_5 คือ โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

N_5 คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

Q_5 คือ แรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

$$\begin{aligned}
 \text{แรงในแนวแกนทั้งหมด (Total axial forces)} &= N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 \\
 \text{แรงโมเมนต์คัตทั้งหมด (Total moment)} &= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 \\
 \text{แรงเฉือนทั้งหมด (Total shear forces)} &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5
 \end{aligned}$$

ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดจากแต่ละแรงดัน ได้แก่ ค่าโมเมนต์คัต (Bending Moment, M) ค่าแรงในแนวแกน (Axial force, N) และค่าแรงเฉือน (Shear force, Q) แสดงในตารางที่ 6.22 ถึง ตารางที่ 6.26. ตามลำดับ จากนั้นทำการรวมแรงภายในดังกล่าวดังแสดงใน ตารางที่ 6.27.

ตารางที่ 6.22. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1 (kN.m/m)	877.813	0.000	-877.813	0.000	877.813
N_1 (kN/m)	0.000	662.500	1325.000	662.500	0.000
Q_1 (kN/m)	0.000	-662.5	0.000	662.500	0.000

ตารางที่ 6.23. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_2 (kN.m/m)	-668.893	0.000	668.893	0.000	-668.893
N_2 (kN/m)	1009.650	504.825	0.000	504.825	1009.650
Q_2 (kN/m)	0.000	504.825	0.000	-504.825	0.000

ตารางที่ 6.24. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_3 (kN.m/m)	-39.940	-5.648	47.929	5.648	-55.917
N_3 (kN/m)	45.216	29.778	0.000	42.567	98.474
Q_3 (kN/m)	0.000	29.778	9.043	-42.567	0.000

ตารางที่ 6.25. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงต้านทานของดิน

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_4 (kN.m/m)	-92.760	-11.979	117.938	-11.979	-92.760
N_4 (kN/m)	104.011	73.538	0.000	73.538	104.011
Q_4 (kN/m)	0.000	73.538	0.000	73.538	0.000

ตารางที่ 6.26. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_5 (kN.m/m)	18.852	1.801	-21.543	-1.863	24.147
N_5 (kN/m)	-3.445	9.040	32.468	23.432	3.445
Q_5 (kN/m)	0.000	-13.915	-3.445	18.560	0.000

ตารางที่ 6.27. แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN.m/m)	95.071	-15.826	-64.596	-8.193	84.389
N_T (kN/m)	1155.432	1279.685	1357.468	1306.862	1216.581
Q_T (kN/m)	0.000	-68.274	5.598	207.206	0.000

จากการวิเคราะห์พบว่าค่าโมเมนต์คัตลบสูงสุดเท่ากับ -64.596 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา และค่าโมเมนต์บวกสูงสุดเท่ากับ 95.071 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ส่วนแรงในแนวแกนค่าสูงสุดเท่ากับ 1357.468 kN/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา สำหรับแรงเฉือนค่าลบสูงสุดเท่ากับ -68.274 kN/m ที่ตำแหน่ง 45 องศา และค่าแรงเฉือนบวกสูงสุดเท่ากับ 207.206 kN/m ที่ตำแหน่ง 135 องศา ดังแสดงใน ตารางที่ 6.27.

6.3.2.5. การวิเคราะห์แรงภายในโดยทฤษฎี Beam-spring model

ก) แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ พิจารณาเช่นเดียวกับทฤษฎีของ JSCE เพียงแต่ค่าแรงต้านทานของดินได้ถูกจำลองให้ระหว่างดินโดยรอบและผนังอุโมงค์ มีสปริงติดอยู่ด้านนอกของผนังอุโมงค์ ดังแสดงใน รูปที่ 6.6. ในการคำนวณแรงกระทำนั้น มีตัวแปรที่เกี่ยวข้องในการคำนวณ

P_{e1} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)

P_{w1} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงยอดของอุโมงค์ (kN/m^2)

P_0 คือ น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบบนผิวดิน (kN/m^2)

P_{e2} คือ แรงดันดินประสิทธิผลจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)

P_{w2} คือ แรงดันน้ำจากผิวดินถึงส่วนล่างของอุโมงค์ (kN/m^2)

γ คือ หน่วยน้ำหนักของดินที่อุโมงค์ทำการก่อสร้าง (kN/m^3)

D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ (m)

K_0 คือ สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

R_0 คือ รัศมีภายนอกของอุโมงค์ (m)

R_i คือ รัศมีภายในของอุโมงค์ (m)

R_C คือ รัศมีถึงจุด Centroid ของอุโมงค์ (m)

- ความดันในแนวตั้ง

กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน

$$P_0 = 20 \text{ kN/m}^2$$

ความดันดินประสิทธิผล

$$\begin{aligned} P_{e1} &= \Sigma \gamma' h_i \\ &= (1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (0.2 \times 10) \\ &= 218.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ความดันน้ำ

$$\begin{aligned} P_{w1} &= \gamma_w H_w \\ &= 26.20 \times 10 \\ &= 262.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงดันรวมในแนวค้ำ

$$\begin{aligned} P &= P_{e1} + P_{w1} + W \\ &= 218.00 + 262.00 + 20.00 \\ &= 500.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q &= P_{w1} + k_0(P_{e1} + W) \\ &= 262.00 + 0.5(218.00 + 20) \\ &= 381.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

แรงดันดินประสิทธิผลที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{e2} &= (1 \times 17) + (1 \times 7) + (13 \times 6) + (6 \times 9) + (6 \times 10) + (4.5 \times 10) \\ &\quad + (1.3 \times 10) \\ &= 274.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงดันน้ำที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} P_{w2} &= 10 \times 31.80 \\ &= 318.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงดันรวมด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

$$\begin{aligned} Q' &= P_{w2} + k_0(P_{e2} + W) \\ &= 318.00 + 0.4(274.00 + 20) \\ &= 435.60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

แรงต้านทานของดิน เป็นแรงที่เกิดจากผลคูณระหว่างค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k) กับค่าการเสียรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ (δ) โดยที่ค่า k พิจารณาจาก สมการ 6.40.

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

k คือ สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน

- δ คือ ค่าการเสยรูปทางด้านข้างจากความดันดิน และน้ำ
 E คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)
 ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio) สำหรับดิน
 R_0 คือ รัศมีของอุโมงค์ (m)

แทนค่าตัวแปรในสมการ(6.40.) เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน และค่าการเสยรูปทางด้านข้างจากความดันดินและน้ำ จากนั้นทำการวิเคราะห์หาค่าแรงต้านทานของดิน

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

$$= \frac{3 \times 80000}{(1 + 0.3)(5 - 6 \times 0.3) \times 2.65}$$

$$= 21770.682$$

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

$$= \frac{[2(500.00) - 381.00 - 435.60] \cdot 2.65^4}{24(1 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.00225 + 0.0454 \times 21770.682 \times 2.65^4)}$$

$$= 0.00351$$

$$P_k = k \times \delta$$

$$= 21770.682 \times 0.00351$$

$$= 76.502 \text{ kN/m}^2$$

- แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์ต่อความยาวหนึ่งเมตร

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

$$= \frac{\pi}{4}(5.60^2 - 5.00^2) \times 26$$

$$= 129.87 \text{ kN/m}$$

หน่วยน้ำหนักของผนังอุโมงค์

$$g = \frac{W_g}{P} \quad P \text{ คือ เส้นรอบรูปของอุโมงค์}$$

$$= \frac{129.873}{2\pi \times 2.65}$$

$$= 7.80 \text{ kN/m}^2$$

ดังนั้นแรงเนื่องจากน้ำหนักอุโมงค์

$$P_g = \pi \times g$$

$$= \pi \times 7.80$$

$$= 24.504 \text{ kN/m}^2$$

ข) แรงภายในของผนังอุโมงค์

การคำนวณแรงภายในของผนังอุโมงค์ พิจารณาจากแรงดันต่างๆ ได้แก่ แรงดันในแนวตั้ง แรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ แรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์ แรงต้านทานของดิน และแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์ ดังแสดงใน ตารางที่ 6.28. ถึงตารางที่ 6.32. ตามลำดับ จากนั้นทำการรวมแรงภายในดังกล่าวแสดงใน ตารางที่ 6.33.

ตารางที่ 6.28. โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันในแนวตั้ง

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_1 (kN.m/m)	877.813	0.000	-877.813	0.000	877.813
N_1 (kN/m)	0.000	662.500	1325.000	662.500	0.000
Q_1 (kN/m)	0.000	-662.500	0.000	662.500	0.000

ตารางที่ 6.29. โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านข้างที่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_2 (kN.m/m)	-668.890	0.000	668.890	0.000	-668.890
N_2 (kN/m)	1009.650	504.825	0.000	504.825	1009.650
Q_2 (kN/m)	0.000	504.825	0.000	-504.825	0.000

ตารางที่ 6.30. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันดินด้านข้างที่ตำแหน่งด้านล่างของอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_3 (kN.m/m)	-39.940	-5.648	47.929	5.648	-55.917
N_3 (kN/m)	45.216	29.778	0.000	42.567	98.474
Q_3 (kN/m)	0.000	29.778	9.043	-42.567	0.000

ตารางที่ 6.31. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงดันด้านทานของดิน

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_4 (kN.m/m)	-63.931	-8.256	81.284	-8.256	-63.931
N_4 (kN/m)	71.685	50.683	0.000	50.683	71.685
Q_4 (kN/m)	0.000	50.683	0.000	-50.683	0.000

ตารางที่ 6.32. โมเมนต์คัต แรงเฉือน และแรงตามแกนที่มุมต่างๆ ที่เกิดจากแรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวอุโมงค์

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_5 (kN.m/m)	18.852	1.801	-21.543	-1.863	24.147
N_5 (kN/m)	-3.445	9.043	32.468	23.432	3.445
Q_5 (kN/m)	0	-13.9153	-3.445	18.560	0

ตารางที่ 6.33. แสดงแรงภายในรวมที่มุมต่างๆ

Member force	0°	45°	90°	135°	180°
M_T (kN.m/m)	123.900	-12.103	-101.250	-4.470	113.219
N_T (kN/m)	1123.106	1256.829	1357.468	1284.007	1184.255
Q_T (kN/m)	0.000	-91.129	5.598	184.351	0.000

จากการวิเคราะห์พบว่าค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ -101.250 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา และค่าโมเมนต์บวกสูงสุดเท่ากับ 123.900 kN.m/m ที่ตำแหน่ง 0 องศา ส่วนแรงในแนวแกนค่าสูงสุดเท่ากับ 1357.468 kN/m ที่ตำแหน่ง 90 องศา สำหรับแรงเฉือนค่าลบสูงสุดเท่ากับ -91.129 kN/m ที่ตำแหน่ง 45 องศา และค่าแรงเฉือนบวกสูงสุดเท่ากับ 184.351 kN/m ที่ตำแหน่ง 135 องศา ดังแสดงใน ตารางที่ 6.33.

6.4. ข้อดีและข้อจำกัด

การวิเคราะห์แรงกระทำต่อผนังอุโมงค์นั้น อาจสามารถแบ่งตามสมมติฐานของการออกแบบได้เป็น 3 ประเภท คือ วิธีอีลาสติก (Elastic method) วิธีแบบประมาณ (Approximate method) และวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method or Finite element method)

วิธีอีลาสติก (Elastic method) เป็นวิธีที่ออกแบบโดยอาศัยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic theory) อันได้แก่ Morgan method (1961) Muir wood method (1975) Einstein method (1979) และ Erdmann method (1982) ซึ่งนิยมใช้ในการออกแบบอุโมงค์ในหิน โดยอาศัยสมมติฐานให้ดินโดยรอบผนังอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) แต่ในความเป็นจริงแล้วสภาพของชั้นดินมีสภาพไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ทำให้ไม่เหมาะสมสำหรับการออกแบบ อีกทั้งไม่สามารถออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในดินหลายชั้นได้

วิธีแบบประมาณ (Approximate method) เป็นวิธีประมาณแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์โดยแยกเป็นแรงกระทำแนวตั้งและแรงกระทำแนวราบ อันได้แก่ JSCE method (1996) และ Beam spring model วิธีนี้มีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมได้ และไม่ได้คำนึงถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ และไม่สามารถจำลองอุโมงค์ที่มีโครงสร้างข้างเคียงอื่นๆ ประกอบได้ อีกทั้ง Beam spring Model มีข้อจำกัดอยู่ที่ค่า k (Coefficient of ground reaction) สัมประสิทธิ์ปฏิกิริยาของชั้นดิน ค่า k ควรเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบจากการเสีรูปของผนังอุโมงค์ต่อแรงกระทำจากห้องปฏิบัติการร่วมด้วย

วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method) เป็นวิธีการจำลองอุโมงค์และโครงสร้างข้างเคียงให้เสมือนจริง แล้วทำการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในการหาคำตอบ วิธีนี้สามารถวิเคราะห์อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินผสมหลายชั้นได้ สามารถจำลองกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์และพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้าง อีกทั้งยังสามารถดูขอบเขตผลกระทบที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้ แต่มีข้อจำกัดอยู่ที่ทฤษฎีของไฟไนต์อีลิเมนต์ต้องคำนึงในเรื่องแบบจำลองของดิน (Soil model) คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ป้อนเข้าสู่การคำนวณ พฤติกรรมการสูญเสียมวลดิน และ Soil arching effect

6.5. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากข้อดีและข้อจำกัดในแต่ละทฤษฎีของการออกแบบ วิธีที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบคือ JSCE method (1996) เมื่อพิจารณาค่าโมเมนต์ค้ดสูงสุดจาก JSCE method ในแต่ละรูปแบบของอุโมงค์ พบว่าค่ากรณีอุโมงค์วงตัวระดับลึก โมเมนต์ค้ดสูงสุดเท่ากับ 95.071 kN.m/m แรงในแนวแกนสูงสุดเท่ากับ 1357.468 kN/m และแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 207.206 kN/m ทำการออกแบบหน้าค้ดเหล็กเสริมโดยวิธีเสาสั้น

กำหนดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

$$f'_c = 300 \text{ ksc.}$$

$$\beta = 0.85 - \frac{(300 - 280)}{70}$$
$$= 0.836$$

ค่าโมเมนต์ค้ดสูงสุด

$$M_T = 95.071 \text{ kN.m/m}$$
$$= 95.071 \times 1.50 \quad (\text{ความกว้างผนังอุโมงค์} = 1.50 \text{ m})$$
$$= 142.607 \text{ kN.m/ring}$$

ค่าโมเมนต์ค้ดที่ใช้ในการออกแบบ

$$M_u = 142.607 \times 1.70 \quad (\text{ตัวคูณเพิ่ม } \phi = 1.70)$$
$$= 242.432 \text{ kN.m/ring}$$
$$= 24,243.20 \text{ kg.m/ring}$$

แรงในแนวแกนที่ใช้ในการออกแบบ

$$P_u = 1357.467 \times 1.50 \times 1.70$$
$$= 3461.5409 \text{ kN/ring}$$
$$= 346,154.09 \text{ kg/ring}$$

ค่าแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ

$$V_u = 207.206 \times 1.50 \times 1.70$$
$$= 528.3753 \text{ kN/ring}$$

$$= 52,837.53 \text{ kg/ring}$$

ระยะเยื้องศูนย์กลาง

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$= \frac{24,243.20}{346,154.09} \times 100$$

$$= 7.00 \text{ cm}$$

ความเค้นระบุ

$$= 0.1f'_cA_g$$

$$= 0.1 \times 300 \times (30 \times 150)$$

$$= 135,000 \text{ kg} < P_u$$

เมื่อเปรียบเทียบกับค่า P_u เลือกใช้ค่ามากที่สุดระหว่าง

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2 \times 346,154.09}{135,000}$$

$$= 0.39 \text{ กับ } 0.7 \text{ (ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.)}$$

ดังนั้นเลือกใช้ค่า ϕ เท่ากับ 0.7

แรงในแนวแกนระบุเมื่อเกิดการเยื้องศูนย์กลาง

$$P_n = \frac{346,154.09}{0.7}$$

$$= 494,505.84 \text{ kg}$$

ค่าโมเมนต์ดัดระบุเมื่อเกิดการเยื้องศูนย์กลาง

$$M_n = \frac{24,243.20}{0.7}$$

$$= 34,633.14 \text{ kg.m}$$

ค่าแรงเฉือนระบุเมื่อเกิดการเยื้องศูนย์กลาง

$$V_n = \frac{52,837.53}{0.7}$$

$$= 75,482.19 \text{ kg}$$

ความลึกประสิทธิภาพ (Effective depth)

(ผนังจุ่มโมเมนต์หน้า 30 cm. ระยะหุ้ม 3 cm. สมมติใช้เหล็ก DB16 mm. เหล็กหลอก DB12 mm.)

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\d' &= 3 + 1.2 + \frac{1.60}{2} \\&= 5.00 \text{ cm} \\d &= 30 - 5.00 \\&= 25.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

จากสมการสถานะความเครียดสมดุล

$$\begin{aligned}C_b &= \frac{6120d}{6120 + f_y} \\&= \frac{6120 \times 25.00}{6120 + 4000} \\&= 15.12 \text{ cm} \\a_b &= \beta_b c_b \\&= 0.836 \times 15.12 \\&= 12.64 \text{ cm}\end{aligned}$$

กำหนดให้ $A_s = A'_s$ และ $f_s = f'_s = f_y$ ดังนั้นค่าแรงในแนวแกนระบุ (P_{nb})

$$\begin{aligned}P_{nb} &= 0.85 f'_c a_b b \\&= 0.85 \times 300 \times 12.64 \times 150 \\&= 483,480.00 \text{ kg}\end{aligned}$$

ค่า P_n (494,505.84 kg) มากกว่าค่า P_{nb} (610,470 kg) ดังนั้นเป็นหน้าตัดรับแรงอัด ค่าปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ

$$\begin{aligned}A'_s &= \left(494,505.84 - \frac{300 \times 150 \times 30}{\frac{3 \times 30 \times 7}{25^2} + 1.18} \right) \left(\frac{\frac{7}{(25 - 5)} + 0.5}{4,000} \right) \\&= -26.03 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด ($A_{s,min}$)

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\
 &= \frac{3 \times \sqrt{300} \times 14.226}{4000 \times 14.226} \times 150 \times 0.3937 \times 25.0 \times 0.3937 \\
 &= 2.002 \text{ in}^2 \\
 &= 12.92 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

เพราะฉะนั้นเลือกใช้เหล็กเสริมขนาด 16 มิลลิเมตร จำนวน 7 เส้น ต่อหนึ่งด้าน ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$)

ตรวจสอบการรับแรงเฉือน โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) เท่ากับ

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \\
 &= 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{346,154.09}{30 \times 150} \right) \sqrt{300} \times 150 \times 25.00 \\
 &= 53,225.60 \text{ kg} > V_u (52,837.53 \text{ kg})
 \end{aligned}$$

ดังนั้นแรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กเสริม

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{52,837.53}{0.65} - 53,225.60 \\
 &= 28,062.91 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{V_s \times s}{f_s d} \\
 &= \frac{28,062.91 \times 12.65}{4000 \times 25.00} \\
 &= 3.55 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

ระยะเรียงของเหล็กปลอกคือค่าน้อยที่สุดจาก

$$\begin{aligned}
 S_{max} &= \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} \\
 &= \frac{7.91 \times 3,000}{3.5 \times 150} \\
 &= 45.20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

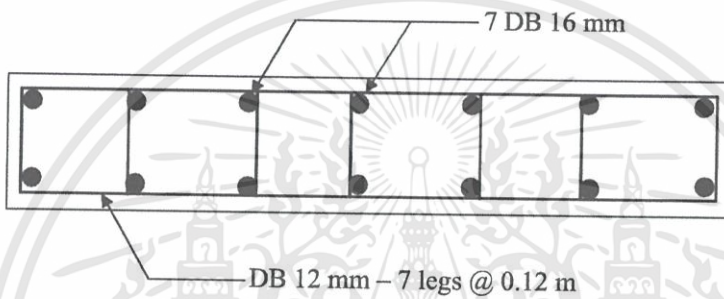
หรือ

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{25.00}{2}$$

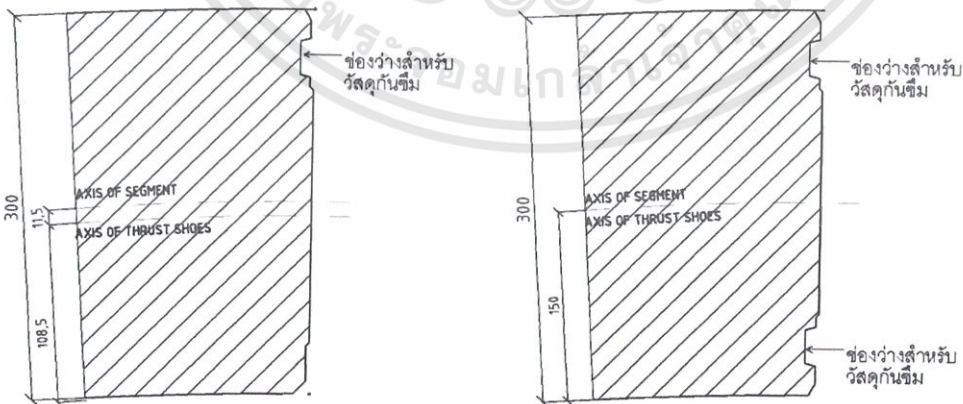
$$= 12.25 \text{ cm}$$

ดังนั้นเลือกใช้เหล็กปลอกเป็นเหล็กขนาด 12 มิลลิเมตร ระยะเรียงเท่ากับ 12 เซนติเมตร (DB 12 mm. - 7 legs @ 0.12 m.)



รูปที่ 6.8. หน้าตัดเหล็กเสริมของผนังอุโมงค์

หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงใน รูปที่ 6.8. สำหรับวัสดุกันซึมในตัวอย่างกรณีศึกษาี้ควรแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือแบบที่มีวัสดุกันซึม 1 ชั้น สำหรับผนังอุโมงค์ทั่วไป และแบบที่มีวัสดุกันซึม 2 ชั้น สำหรับอุโมงค์ที่ลอดใต้คลองบางซื่อ ดังแสดงใน รูปที่ 6.9.



รูปที่ 6.9. ตัวอย่างชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ที่เตรียมไว้สำหรับวัสดุกันซึมแบบ 1 ชั้น และ 2 ชั้น

บรรณานุกรม

- สุขขวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, แผลมทอง เหล่าคงถาวร และ วสันต์ชัย ชวศิริกุลทล, 2536. การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินกรุงเทพฯ. ปรินญาณีพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.
- ชัชว ไซยวงศ์เหล็ก, วิรัช ประนัดเต และ ศิริพงษ์ นาคทอง, 2546. การศึกษาการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ. ปรินญาณีพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
- ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ, 2544. คอนกรีตเสริมเหล็ก-พฤติกรรมและการออกแบบ-ตอนที่1
- กิตติ บุญนิจรอด, ชัยวัฒน์ นาคประดิษฐ์, ธเรศ พรหมเด่น, 2549. การศึกษาพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ในดินอ่อนและเปรียบเทียบกับารออกแบบ. ปรินญาณีพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
- ผศ.ดร.สุขขวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2551. เทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์
- รศ.ดร.สุขขวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, 2552. วิศวกรรมอุโมงค์
- ผศ.ดร.สกล ห่อวโนทยาน, 2551. วิศวกรรมชลศาสตร์. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง