

ความสัมพันธ์ของการสูญเสียมวลดิวกับสภาวะหน่วยแรงรอบอุโมงค์



นายนิติชัย ชัยเชื้อ

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สหสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

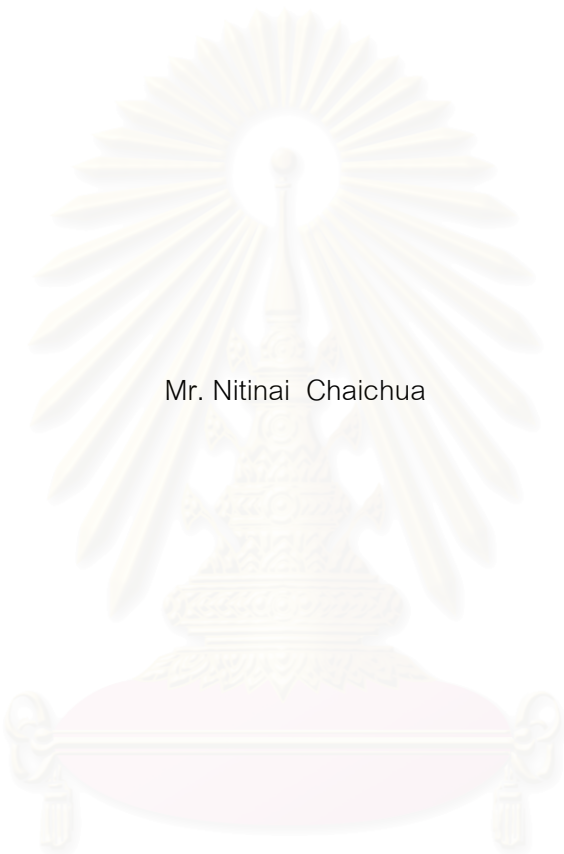
บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2545

ISBN 974-17-1160-3

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CORRELATION BETWEEN GROUND LOSS AND STRESS STATE AROUND TUNNEL



Mr. Nitinai Chaichua

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2002

ISBN 974-17-1160-3

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ความสัมพันธ์ของการสูญเสียมวลดินกับสภาวะหน่วยแรงรอบคูโมงค์
โดย นายนิติชัย ชัยเชื้อ
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวี ชนะเจริญกิจ)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

นิตินัย ชัยเชื้อ : ความสัมพันธ์ของการสูญเสียมวลดินกับสถานะหน่วยแรงรอบอุโมงค์
(CORRELATION BETWEEN GROUND LOSS AND STRESS STATE AROUND
TUNNEL) อ. ที่ปรึกษา: ผศ.ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล, 96 หน้า. ISBN 974-17-1160-3.

การเคลื่อนตัวของดินอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะเกิดขึ้นจากหลายสาเหตุ การเกิดช่องว่างระหว่างมวลดินกับผิวของหัวเจาะที่บริเวณส่วนหางของหัวเจาะเป็นหนึ่งในสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวขึ้น โดยการเคลื่อนตัวของดินที่อยู่รอบ ๆ ผิวของหัวเจาะจะทำให้หน่วยแรงที่ถ่ายไปยังคานาดูดอุโมงค์มีค่าลดลง งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษา ลักษณะการทรุดตัวของดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวที่มีลักษณะแบบชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ และหาความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับสถานะของหน่วยแรงรอบอุโมงค์ที่เกิดขึ้นบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ ในรูปของค่าอัตราส่วนของหน่วยแรงที่สูญเสียต่อหน่วยแรงเริ่มต้นก่อนที่จะมีการขุดเจาะ ซึ่งปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความสัมพันธ์ดังกล่าวคือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ และความลึกจากผิวดินถึงตำแหน่ง crown ของอุโมงค์ โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ในการจำลองการขุดเจาะและติดตั้งคานาดูดอุโมงค์ในชั้นดินที่มีสภาพแบบชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ในสภาพไม่ระบายน้ำ

ผลการวิจัยได้แสดงให้เห็นว่าตัวแปรต่าง ๆ ซึ่งก็คือคือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ และความลึกของอุโมงค์มีผลกระทบต่อทรุดตัวของดินอย่างไร และได้เสนอความสัมพันธ์ที่อยู่ในรูปของ ค่าการสูญเสียมวลดินซึ่ง normalize ด้วยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางยกกำลังค่าคงที่ค่าหนึ่ง กับค่าหน่วยแรงที่สูญเสียซึ่งถูก normalize ด้วย ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ยยกกำลังค่าคงที่ค่าหนึ่ง ซึ่งได้ความสัมพันธ์แบ่งออกเป็นสองช่วง แบ่งตามค่าของ การสูญเสียมวลดินที่ถูก normalize แล้ว

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา วิศวกรรมโยธาลายมือชื่อนิติติ
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธาลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา
ปีการศึกษา 2545

4370360821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: TUNNEL / GROUND LOSS / STRESS STATE / FINITE ELEMENT ANALYSIS

NITINAI CHAICHUA : CORRELATION BETWEEN GROUND LOSS AND STRESS STATE
AROUND TUNNEL. THESIS ADVISOR : ASST.PROF.DR. SUPOT TEACHAVORASINSKUN,
96 pp. ISBN 974-17-1160-3.

One of the main causes that induce ground movement during tunnelling is a void formed around the tail of the shield. The void leads to ground surface settlement and decreasing in liner stresses. The purposes of this research are to study the ground surface settlement caused by shield tunnelling in Bangkok subsoil and to form a correlation between ground loss and stress state around tunnel. The stress state expresses in the form of proportion of stress distributed to soil around the tunnel and initial stress before excavation is called stress relaxation. The finite element method is used to simulate tunnelling procedure. The principal factors are diameter and depth of the tunnel under undrained condition

The result was presented in the form of the relationship between ground loss normalized by tunnel diameter to the power of a constant and the stress relaxation normalized by the average undrained shear strength to the power of another constant. It can be divided into two parts depending on the normalized ground loss

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Department Civil Engineering Student's signature.....

Field of study Civil Engineering Advisor's signature.....

Academic year 2002.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ สำเร็จลงได้ ผู้เขียนต้องขอกราบขอบพระคุณ และขอบคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล ในฐานะ อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ให้ความรู้ ข้อคิดเห็น คำปรึกษา และช่วยแก้ไขข้อบกพร่องต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นอย่างมากมาย ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่านที่ได้กรุณาใช้เวลา และ ให้คำแนะนำรวมทั้ง ให้ข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ ในการจัดทำวิทยานิพนธ์

บิดา-มารดา และครอบครัว สำหรับ แรงกาย แรงใจ และทุนทรัพย์ จนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วง

รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้เอ่ยถึงในที่นี้ทุกท่านที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ผู้จัดทำขอขอบคุณทุกท่านเป็นอย่างยิ่ง



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง.....	ฌ
สารบัญรูป	ญ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 การทรุดตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ	4
2.1.1 ลักษณะการทรุดตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	4
2.1.2 สาเหตุการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์	5
2.1.3 การสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	6
2.2 การคาดคะเนค่าการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์	9
2.2.1 การประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	9
2.2.2 การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969).....	10
2.2.3 การหาค่า i โดยวิธีของ O'Reilly and New (1982).....	11
2.2.4 การหาค่าปริมาณการทรุดตัวของดินที่ผิวดิน, V_s	12
2.2.5 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่าง ๆ.....	14
2.2.6 การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์	16
2.2.7 ค่า Ground Loss กับคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์	17
2.3 คุณสมบัติและพฤติกรรมของชั้นดินกรุงเทพฯ ในงานอุโมงค์.....	18
2.3.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ	18
2.3.2 สัมประสิทธิ์แรงดันดินสถิตด้านข้าง.....	19

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.3.3	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Undrained Shear Strength) ... 21
2.3.4	โมดูลัสของดิน 23
2.4	แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานปฐพีกลศาสตร์ 25
2.4.1	แบบจำลองที่อาศัยทฤษฎีทาง Elasticity 26
2.4.2	แบบจำลองที่อาศัยทฤษฎีทาง Plasticity 26
2.5	การเปลี่ยนแปลงความเค้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ 27
3	วิธีการวิจัย 30
3.1	บทนำ 30
3.2	วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 30
3.3	Stress Relaxation (SR) 33
3.4	ขั้นตอนการวิจัย 35
3.4.1	สมมุติฐาน และ พารามิเตอร์ต่าง ๆ ของดิน 35
3.4.2	ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 38
3.4.3	การคำนวณค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) 43
4	ผลการวิจัย และวิเคราะห์ผลการวิจัย 44
4.1	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดิน และปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว 44
4.2	พฤติกรรมของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ 50
4.3	ความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss (V_L) กับ Stress Relaxation (SR) 51
5	สรุปผลการวิจัย และข้อเสนอแนะ 65
5.1	สรุปผลการวิจัย 65
5.2	ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม 66
	รายการอ้างอิง 67
	ภาคผนวก 69
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ 96

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดิน (Ground loss , V_L) กับคุณภาพการก่อสร้าง.....	17
3.1 พารามิเตอร์ต่าง ๆ ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	37
3.2 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	39
4.1 แสดงความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} กับ Stress relaxation (SR) เมื่อขนาด เส้นผ่าศูนย์กลาง และความลึกของอุโมงค์ เปลี่ยนไป ($d = 0.20$ เมตร).....	64



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
2.1	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ (Sramoon and Sugimoto, 1999)	4
2.2	แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะ (Lee et al., 1992) .	6
2.3	แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องมาจาก Over cutting (Lee et al., 1992).....	7
2.4	แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องมาจาก Tail Voids (Lee et al., 1992)	8
2.5	แสดงแนวการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969).....	9
2.6	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับความลึกของอุโมงค์ ($z/2R$) (Peck, 1969)	10
2.7	แสดงความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New, 1982)	11
2.8	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียว (O'Reilly and New, 1982)	13
2.9	การทรุดตัวที่ผิวดินและที่ระดับความลึกต่าง ๆ จากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair, 1993)	14
2.10	แสดงค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ ในชั้นดินเหนียว (Mair, 1993)	15
2.11	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในทราย	16
2.12	แสดงลักษณะของความดันน้ำในดินกรุงเทพฯ.....	19
2.13	แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร, 2540)	20
2.14	ค่าปรับแก้ μ สำหรับ Geonor Vane (Bjerrum, 1972)	22
2.15	แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับความเครียด (Strain level) (Mair, 1993)	25
2.16	หน่วยแรงบนดาดอุโมงค์จากการศึกษาในเมืองเอ็ดมอนตัน ประเทศแคนาดา (Z. Eisenstein, F., El-Nahhas and S. Thomson, 1981).....	28
3.1	แสดงจำนวน Node และ Stress point ในแต่ละเอลลิเมนต์.....	31
3.2	แสดง Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb model	32
3.3ก	แสดง Elastic point, $f < 0$ สำหรับ Mohr-Coulomb model.....	32
3.3ข	แสดง Plastic point, $f = 0$ สำหรับ Mohr-Coulomb model	32
3.3ค	แสดง Yield function ในรูป Stress-strain สำหรับ Mohr-Coulomb model	33
3.4	การจำลองกระบวนการขุดเจาะและติดตั้งดาดอุโมงค์โดยการพิจารณา Stress boundary condition	33

สารบัญญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า	
3.5	แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนือตำแหน่งศูนย์กลางของอุโมงค์ ในแต่ละชั้นตอนการจำลองการขุดเจาะและติดตั้งตาดอุโมงค์.....	34
3.6	แสดงแนวแกนอุโมงค์ในทิศทาง x, y และ z	35
3.7	แสดงลักษณะการแบ่งชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ.....	36
3.8	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=5 เมตร	39
3.9	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=7 เมตร	39
3.10	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=9 เมตร	40
3.11	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=11 เมตร	40
3.12	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=13 เมตร	41
3.13	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=15 เมตร	41
3.14	แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร, C=17 เมตร	42
3.15	แสดงการหาปริมาตรการสูญเสียมวลดินที่ผิวดินโดยการแบ่งเป็นพื้นที่ย่อย ๆ.....	43
4.1ก	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อน ที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=4 m)	44
4.1ข	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=4 m).....	45
4.1ค	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง ที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=4 m).....	45
4.2	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางแนวราบถึงจุดเปลี่ยนโค้ง, i กับค่า Stress relaxation ของอุโมงค์ที่ระดับความลึกต่าง ๆ.....	47
4.3ก	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อน เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน (C=5 m, SR=28%)	48
4.3ข	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน (C=9 m, SR=44%)	49
4.3ค	ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน (C=17 m, SR=60%)	49
4.4	แสดงทิศทางของหน่วยแรงหลัก (σ_1, σ_3) ที่เกิดขึ้นรอบ ๆ อุโมงค์ (C=5 m, D=4 m, SR=24%).....	50

สารบัญญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.5 แสดง Relative shear stress ($\tau_{rel} = \tau / \tau_{max}$) ที่เกิดขึ้นรอบ ๆ อุโมงค์ (C=5 m, D=4 m, SR=24%).....	51
4.6ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ D = 3 เมตร	52
4.6ข แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ D = 4 เมตร	53
4.6ค แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ D = 5 เมตร	54
4.6ง แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ D = 6 เมตร	55
4.7ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 5 เมตร	56
4.7ข แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 7 เมตร	56
4.7ค แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 9 เมตร	57
4.7ง แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 11 เมตร	57
4.7จ แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 13 เมตร	58
4.7ฉ แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 15 เมตร	58
4.7ช แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR เมื่อ C = 17 เมตร	59
4.8 แสดงการหาค่า Su_{ave} สำหรับ Normalize ค่า Stress relaxation, SR.....	60
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress relaxation เมื่อ normalize ด้วย $Su_{ave}^{0.65}$ กับ Ground loss ที่ normalize ด้วย $D^{0.8}$	61

สารบัญญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.10ก แสดงการหลุดตัวของผิวดินที่ค่าความหนาของดาดอุโมงค์ต่าง ๆ เมื่อ D=5 เมตร, C=9 เมตร, SR=20%.....	60
4.10ข แสดงการหลุดตัวของผิวดินที่ค่าความหนาของดาดอุโมงค์ต่าง ๆ เมื่อ D=5 เมตร, C=9 เมตร, SR=40 %.....	60
4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} ที่เกิดขึ้นในดาดอุโมงค์ กับค่า Stress relaxation (SR) เมื่อความหนาของดาดอุโมงค์เปลี่ยนแปลง (C= 9 เมตร, D= 5 เมตร).....	61



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันในพื้นที่กรุงเทพมหานคร กำลังมีการก่อสร้างอุโมงค์เพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ ในรูปแบบของระบบสาธารณูปโภคต่าง ๆ เช่นอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน อุโมงค์ผันน้ำ อุโมงค์สายส่งไฟฟ้าแรงสูง และอุโมงค์ที่ใช้ในโครงการบำบัดน้ำเสียต่าง ๆ เป็นต้น โดยส่วนใหญ่เป็นการก่อสร้างที่อยู่ในชั้นดินเหนียว ซึ่งปัญหาที่สำคัญที่สุดที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างคือปัญหาที่เกิดจากการทรุดตัวของดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์อันส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างอื่นๆ ข้างเคียงได้หากเกิดขึ้นในปริมาณมาก

สำหรับการทรุดตัวของดินนี้เกิดจากการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่รอบ ๆ อุโมงค์ ซึ่งเป็นผลที่เกิดจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นอย่างสลับซับซ้อนในมวลดินระหว่างการบวกรวมการขุดและติดตั้งดาตอุโมงค์ ซึ่งการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะนั้น ที่บริเวณส่วนหางของหัวเจาะจะเกิดช่องว่างระหว่างดาตอุโมงค์และมวลดินรอบ ๆ ขึ้น เรียกช่องว่างนี้ว่า Tail void โดยที่บริเวณนี้เมื่อหัวเจาะกำลังเจาะและกำลังเคลื่อนที่ผ่านไปมวลดินจะเคลื่อนที่เข้ามาแทนที่ช่องว่างที่เกิดขึ้นจนสัมผัสกับผิวของดาตอุโมงค์ หากพิจารณามวลดินที่อยู่ผิวของดาตอุโมงค์จะเห็นว่าการขุดเจาะอุโมงค์จะมีความเค้นเริ่มต้น (σ_{int}) ค่าหนึ่ง เมื่อมีการเคลื่อนตัวของมวลดินจะมีการถ่ายเทความเค้นไปยังมวลดินรอบ ๆ จนถึงระดับหนึ่ง เมื่อมีการติดตั้งดาตอุโมงค์แล้วหน่วยแรงที่ถ่ายเทไปยังชั้นส่วนดาตอุโมงค์ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(1-SR) \sigma_{int}$ โดยเรียกอัตราส่วนของความเค้นที่สูญหายต่อความเค้นเริ่มต้นในมวลดินนี้ว่า Stress Relaxation (SR) ซึ่งปัญหาที่สำคัญคือไม่สามารถทราบได้เลยว่า เมื่อที่ติดตั้งอุโมงค์นั้นความเค้นได้ถ่ายเทไปยังมวลดินข้างเคียงแล้วเท่าใด จึงมีความพยายามที่จะหาตัวแปรใด ๆ ที่มีความสัมพันธ์กับค่าความเค้นที่สูญหาย เพื่อศึกษาสถานะความเค้นที่เกิดขึ้นรอบ ๆ อุโมงค์อันจะเป็นประโยชน์ในการออกแบบดาตอุโมงค์ต่อไป โดยพบว่าการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) และ สภาวะของความเค้นเป็นสิ่งที่เหมาะสมเนื่องจากค่าการสูญเสียมวลดินสามารถประมาณได้จากค่าปริมาตรการสูญเสียที่ผิวดิน (Surface ground loss) ซึ่งปริมาณการสูญเสียมวลดินที่ผิวดิน (Surface ground loss) เป็นค่าที่เกิดจากการกะเนไว้ก่อนการก่อสร้างอุโมงค์ ณ จุดอ้างอิงต่าง ๆ และเป็นค่าที่ชี้ให้เห็นประสิทธิภาพในการก่อสร้างตลอดจนระดับความเสี่ยงที่อาจเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างหากมีค่าสูงเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ได้คาดคะเนออกแบบไว้

การศึกษาค้นคว้าทางปฐพีวิศวกรรมโดยใช้วิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อวิเคราะห์ปัญหา เป็นวิธีการที่ได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องจนปัจจุบันบางโปรแกรมสามารถนำมาแก้ปัญหา และศึกษาค้นคว้าทางวิศวกรรมปฐพีได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยเฉพาะปัญหาของการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่งในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างมีการเปลี่ยนแปลงสถานะความเค้นและความเครียดอันเป็นเหตุให้พฤติกรรมของอุโมงค์มีความสลับซับซ้อนก็สามารถศึกษาได้ การวิจัยนี้จึงเลือกใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อศึกษาค้นคว้าสถานะความเค้นรอบ ๆ อุโมงค์ขณะก่อสร้างอุโมงค์สำหรับลักษณะชั้นดินเหนียวในบริเวณกรุงเทพมหานคร เพื่อประโยชน์ในการวิเคราะห์ออกแบบและการวางแผนควบคุมการก่อสร้างให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาลักษณะการทรุดตัวของผิวดินอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวบริเวณกรุงเทพฯ ฯ
- 2) เพื่อศึกษาปัจจัยควบคุมที่มีผลกระทบต่อทรุดตัวดังกล่าว
- 3) หาความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, V_L) กับสถานะของหน่วยแรงรอบอุโมงค์ อันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวบริเวณกรุงเทพฯ ฯ เพื่อช่วยในการออกแบบคาดอุโมงค์

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

- 1) ทำการศึกษาโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นหลักซึ่งใช้ Parameter ต่าง ๆ ของชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครที่รวบรวมจากเอกสารอ้างอิง
- 2) ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ PLAXIS Version 7.2 เพื่อวิเคราะห์
 - ลักษณะการทรุดตัวอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ
 - ปัจจัยที่ควบคุมลักษณะการทรุดตัวดังกล่าว
 - ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, V_L) กับสถานะของหน่วยแรง (Stress state) รอบอุโมงค์โดยเฉพาะหน่วยแรงที่สูญหาย (Stress Relaxation)
 - ปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่างสถานะของหน่วยแรงรอบอุโมงค์กับการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, V_L) ในชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) เป็นการรวบรวมพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาของอุโมงค์ในดินเหนียวบริเวณกรุงเทพฯ
- 2) สามารถนำความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดินกับสถานะของหน่วยแรงรอบอุโมงค์ และตัวแปรควบคุมต่าง ๆ มาช่วยในการออกแบบคาดอุโมงค์ในบริเวณกรุงเทพฯ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

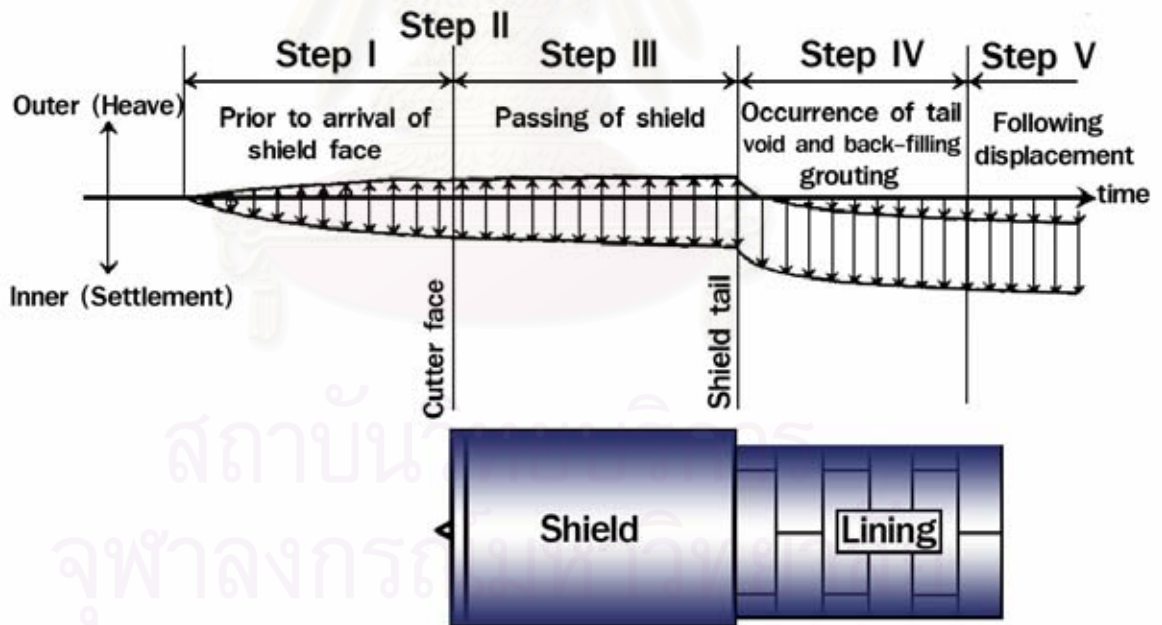
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การทรุดตัวของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ

การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนโดยวิธี Shield Tunnelling ได้เริ่มขึ้นในประเทศอังกฤษในปี ค.ศ. 1825 ในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ในกรุงลอนดอนหลังจากนั้นก็ได้รับการพัฒนามาเรื่อย ๆ จนปัจจุบัน และเนื่องจากอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนส่วนใหญ่มักอยู่ในระดับตื้นและมักจะทำการก่อสร้างในเขตชุมชน การก่อสร้างจึงจำเป็นต้องระวังอย่างสูงและเป็นไปตามหลักวิชาการเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นต่อโครงสร้างข้างเคียง

2.1.1 ลักษณะการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

ในการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ ลักษณะการทรุดตัวแบ่งตามลำดับที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านได้เป็น 4 ประเภทดังแสดงในรูปที่ 2.1 คือ



รูปที่ 2.1 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

(Sramoon and Sugimoto, 1999)

1) Initial Settlement คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนหน้าที่หัวเจาะจะเคลื่อนตัวมาถึง อยู่ทางด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งการทรุดตัวนี้อาจเป็นลักษณะการทรุดตัวลงหรืออูดขึ้น ขึ้นอยู่กับลักษณะของชั้นดิน

2) Shield Passing Settlement คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากด้านหน้าหัวเจาะถึงด้านท้ายของหัวเจาะ ซึ่งการทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินรอบ ๆ หัวเจาะโดยเฉพาะที่ใกล้ ๆ ผิวสัมผัสจะถูกรบกวนจนกำลังและค่าโมดูลัสของดินลดลง

3) Tail Settlement คือ การทรุดตัวที่เกิดบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ โดยเกิดขึ้นเนื่องจากมีช่องว่าง (Tail Voids) เกิดขึ้นระหว่างผิวของหัวเจาะกับมวลดินที่อยู่รอบ ๆ แล้วมวลดินรอบ ๆ เคลื่อนตัวเข้ามาแทนที่ช่องว่างนั้น เกิดการถ่ายเทหน่วยแรงไปยังมวลดินรอบ ๆ เป็นสาเหตุให้เกิดการทรุดตัว ซึ่งเป็นการทรุดตัวที่มีปริมาณมากกว่าการทรุดตัวลักษณะอื่น ๆ

4) Long-term Settlement คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการอัดดินน้ำปูนเสร็จแล้ว ดินในบริเวณที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้วจะเกิดการ Relaxation และจะทรุดตัวลงเรื่อย ๆ ทั้งนี้เนื่องจากโครงสร้างดินเพิ่งจะได้รับการรบกวนและหลังจากนั้นจะเกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และครีพ (Creep) ซึ่งใช้เวลานาน

2.1.2 สาเหตุการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์สาเหตุหลัก ๆ ที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินคือ

1) การทะลักเข้าของดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ เนื่องจากการขุดเจาะโดยใช้หัวเจาะปริมาณดินที่ขุดเจาะจะต้องสัมพันธ์กับแรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะรวมทั้ง แรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิค ความเร็วของหัวเจาะ และความเร็วในการขนถ่ายดินจะทำให้เกิดแรงเฉือนด้านทานที่บริเวณผิวรอบนอกของหัวเจาะ ส่งผลต่อการทรุดตัวของชั้นดิน

2) การขุดเจาะเกินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวเจาะ (Overcut) โดยปกติขนาดของหัวเจาะ (Cutting Head) จะใหญ่กว่าขนาดของตัวเครื่องขุดเจาะประมาณ 2 ซม. เพื่อช่วยให้เครื่องขุดเจาะขับเคลื่อนไปได้อย่างรวดเร็ว และเพื่อความสะดวกในการเลี้ยวของเครื่องเจาะจึงเกิดช่องว่างระหว่างดินกับหัวเจาะและทำให้เกิดการทรุดตัวของดิน

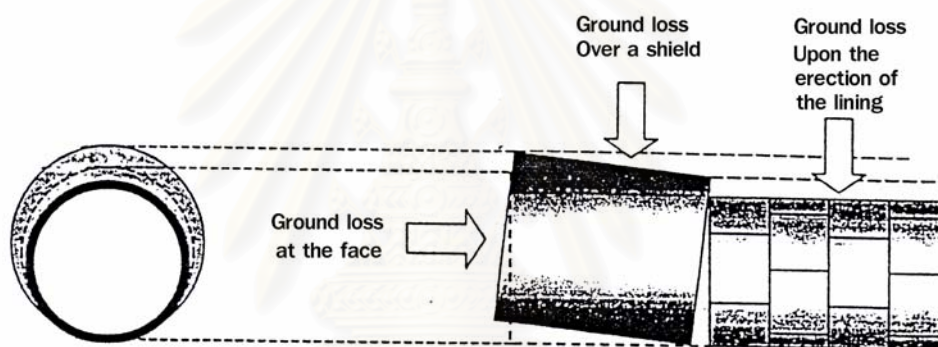
3) การทำมุมขึ้นลงของหัวเจาะในขณะที่ขับเคลื่อน โดยทั่วไปแล้วแนวของอุโมงค์ที่ออกแบบไว้จะเป็นลักษณะโค้งดิ่ง คือ เมื่อเริ่มออกจากสถานีแนวของอุโมงค์จะลาดชันลง การขับเคลื่อนจะควบคุมให้หัวเจาะอยู่ในลักษณะมุมงยเพื่อต้านทานน้ำหนักของหัวเจาะ ทำให้ดินที่

ชุดออกไปมีมากกว่าที่ควรจะเป็น และเมื่อจะเข้าสู่สถานีต่อไปแนวของอุโมงค์ก็ต้องชันขึ้นเครื่องชุดเจาะก็จะทำมุมก้มเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะ จึงต้องควบคุมให้หัวเจาะเงยขึ้นเช่นกันทำให้ปริมาณดินที่ชุดออกไม่เกินไปมากจึงเป็นเหตุให้การหลุดตัวที่เกิดขึ้นน้อยกว่าตอนออกจากสถานี

4) การแอนตัวของผนังอุโมงค์หลังการติดตั้ง และทำการ Grouting โดยการอัดฉีดน้ำปูนรวมทั้งผลของการอัดตัวคายน้ำและผลเนื่องจากครีพแต่เป็นการหลุดตัวที่มีปริมาณน้อยกว่าสาเหตุอื่น ๆ

2.1.3 การสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) เนื่องจากการชุดเจาะอุโมงค์

Lee และคณะ (1992) กล่าวว่าเมื่อพิจารณาการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) จะแบ่งได้เป็น 3 ลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.2 คือ



รูปที่ 2.2 แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการชุดเจาะอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะ (Lee, et al., 1992)

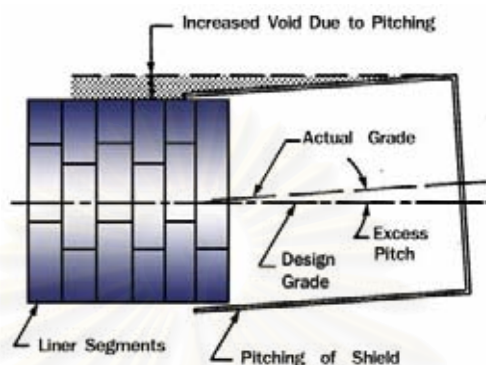
2.1.3.1 Ground Loss ที่ด้านหน้าของหัวเจาะ

Ground Loss นี้จะเกิดขึ้นทันทียากที่จะควบคุมการทะลักของดินเข้ามาเนื่องจากดินถูกเปลี่ยนแปลงสภาพให้เป็นพลาสติกเพิ่มขึ้นเพื่อให้สามารถลำเลียงผ่าน Screw conveyor ได้ การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงที่ด้านหน้าของหัวเจาะเนื่องจากการชุดดินที่ด้านหน้าออกนั้นทำให้ปริมาณ Ground Loss เท่ากับปริมาณดินที่ชุดออก

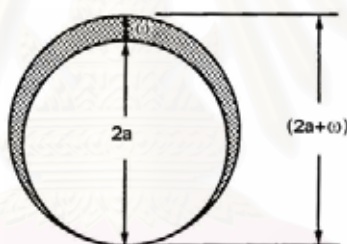
2.1.3.2 Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์

เมื่อส่วนของหัวเจาะเคลื่อนที่ไปทางด้านหน้าในกรณีที่เกิดการเบี่ยงเบนของแนวของอุโมงค์ที่ออกแบบไว้กับแนวของอุโมงค์ที่ชุดเจาะจริง เนื่องจากในทางปฏิบัติผู้ควบคุมหัวเจาะ

จะบังคับให้หัวเจาะทำมุมเงยเล็กน้อยเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาที่เกิดจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง โดยมุมที่เบี่ยงเบนไปนี้ทำให้เกิด Overcutting ดินที่ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ โดย Lee และคณะ ได้แสดงส่วนที่เป็น Overcutting ที่เกิดขึ้นในการขุดเจาะอุโมงค์ดังรูปที่ 2.3 และเสนอสมการแสดง ปริมาตรของส่วนที่เป็น Overexcavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะดังสมการที่ 2.1



Tunnel heading : Ground Loss due to pitching of tunnel shield $V_{shield} = \pi(aL)$



Equivalent transverse section : $V_{Shield} = \pi \{ [a + (\omega/2)]^2 - a^2 \}$

รูปที่ 2.3 แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องมาจาก Over cutting (Lee, K.M et al., 1992)

$$V_{Shield} = \frac{2\pi aL}{2} \times (\text{excess pitch})$$

$$= \pi \left[\left(a + \frac{\omega}{2} \right)^2 - a^2 \right] \quad (2.1)$$

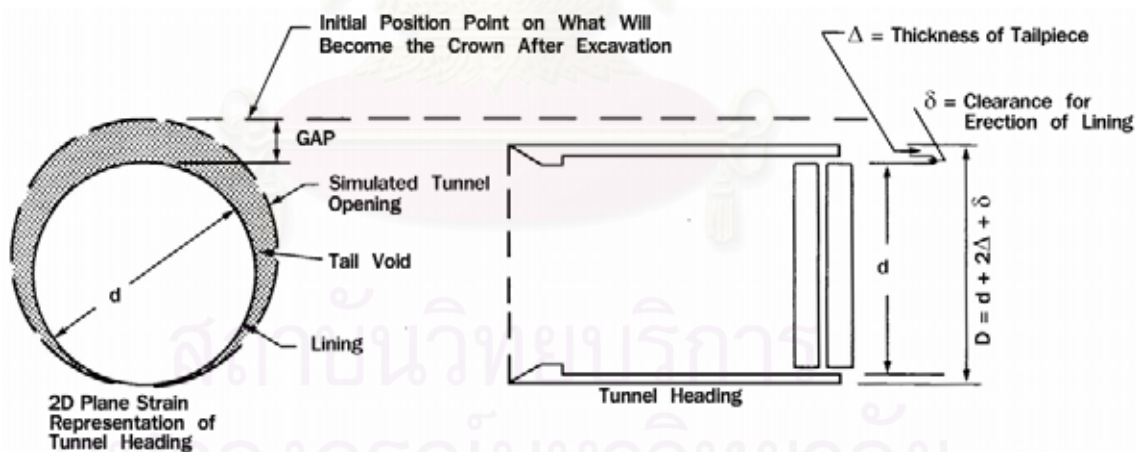
- เมื่อ
- V_{Shield} = ปริมาตรของ Over excavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะ
 - a = รัศมีภายในของอุโมงค์
 - L = ความยาวของหัวเจาะ
 - ω = Workmanship parameter = $L \times (\text{excess pitch})$

สามารถนำสมการนี้ไปใช้เป็นแนวทางในการประมาณปริมาณของ Ground Loss เมื่อมีบันทึกข้อมูลมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้น หลังจากที่ได้ก่อสร้างแล้ว หรือได้กำหนดมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้นมากที่สุดเพื่อคาดคะเนค่า Ground Loss ก่อนทำการก่อสร้างได้

2.1.3.3 Ground Loss ในระหว่างติดตั้งผนังอุโมงค์

เกิดขึ้นเนื่องจากผนังอุโมงค์ไม่ได้แทนที่พื้นที่ที่หน้าตัดทั้งหมดจากการขุดเจาะที่ด้านท้ายของหัวเจาะ ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์จะมีระยะห่าง (Clearance) ค่าหนึ่ง จากผิวด้านในของหัวเจาะเพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า ดินที่อยู่รอบ ๆ หัวเจาะจะเคลื่อนที่เข้าไปในช่องว่าง (Tail Void) บริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่เกิดจากความหนาของผนังหัวเจาะด้านบน (Thickness of Tailpiece, Δ) รวมกับระยะห่างระหว่างผิวด้านในหัวเจาะกับผิวของดาตอุโมงค์ (Clearance for Erection of Lining) ดังนั้นขนาดของ Tail Void จึงเป็นตัวแปรที่มีผลต่อการทรุดตัวทั้งหมด

จากรูปที่ 2.4 Lee และคณะ (1992) แสดงให้เห็นว่าค่าทรุดตัวสูงสุดอยู่ที่ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งให้มีค่าเท่ากับ gap parameter (GAP) และเสนอสมการหาค่า GAP ดังสมการที่ 2.2



รูปที่ 2.4 แสดงการสูญเสียมวลดินเนื่องมาจาก Tail Voids (Lee, K.M. et al., 1992)

$$GAP = G_p + u_{3D}^* + \omega \quad (2.2)$$

เมื่อ

$$GP = \text{Physical gap} = 2\Delta + \delta$$

$$u_{3D}^* = \text{equivalent 3D elastoplastic deformation at tunnel face}$$

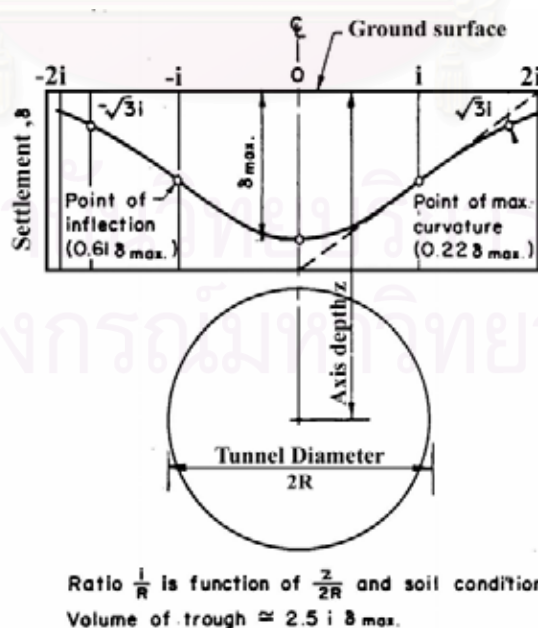
$$\omega = \text{Workmanship parameter} = L \times (\text{excess pitch})$$

ค่า Ground Loss นี้สามารถทำให้น้อยลงโดยการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเข้าไปเติมช่องว่างในระหว่างที่ติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่ดินรอบ ๆ จะเข้าไปแทนที่ Tail void ซึ่งประสิทธิภาพของการอัดฉีดน้ำปูนจะขึ้นกับอัตราการเคลื่อนตัวของดินในช่องว่างนี้ แม้ว่า Tail void จะมีค่าน้อยลงเพื่อลดการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด แต่ยังคงเกิดการเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากแรงดันดินที่กระทำรอบอุโมงค์ไม่เท่ากันทุกทิศทาง ซึ่งอาจทำให้ผนังอุโมงค์คอนกรีตเกิดรอย Crack ได้จึงเกิดการแตกร้าวของผนังอุโมงค์โดยเฉพาะที่ตำแหน่งด้านบนบนสุดและเส้นผ่าศูนย์กลางภายในอุโมงค์ เมื่อเปรียบเทียบ Ground Loss ที่เกิดจากการแตกร้าวของผนังอุโมงค์กับ Ground Loss ประเภทอื่น ๆ ถือว่ามีค่าน้อยมาก

2.2 การคาดคะเนค่าการทรุดตัวของดิน

2.2.1 การประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์นั้นสามารถประเมินได้โดยใช้สมการที่เสนอไว้โดย Peck (1969) โดยสมมุติให้ลักษณะการทรุดตัวมีลักษณะคล้ายระฆังหงายดังแสดงโดยสมการที่ 2.3 และรูปที่ 2.5



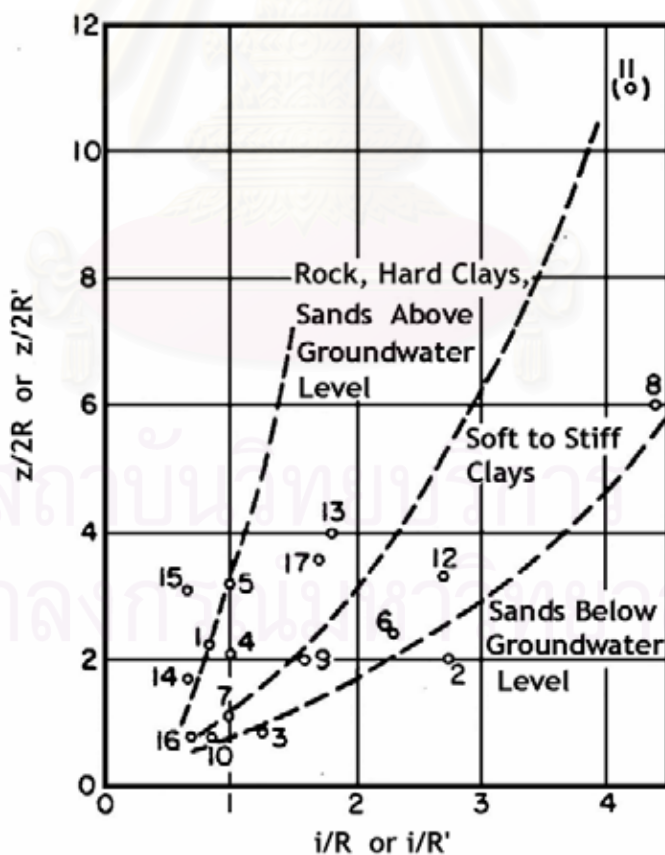
รูปที่ 2.5 แสดงแนวการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Peck, 1969)

$$s = s_{\max} \exp\left[\frac{-x^2}{2i^2}\right] \tag{2.3}$$

- เมื่อ S คือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะ X ใด ๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
- S_{\max} คือ ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดินเหนือศูนย์กลางอุโมงค์
- x คือ ระยะในแนวราบจากแนวศูนย์กลางอุโมงค์
- i คือ ระยะในแนวราบจากแนวศูนย์กลางอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (Inflexion)

2.2.2 การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969)

Peck (1969) ได้เสนอกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะจากศูนย์กลางของอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้งต่อรัศมีของอุโมงค์ (i/R) กับอัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางอุโมงค์ต่อเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ ($z/2R$) ซึ่งสามารถใช้ประมาณค่า i จากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินชนิดต่าง ๆ ได้ดังรูปที่ 2.6 โดยกราฟที่เสนอนี้พิจารณาเฉพาะการทรุดตัวที่ผิวดินเท่านั้นไม่สามารถบ่งบอกการทรุดตัวที่ระดับต่าง ๆ ได้ระดับผิวดินได้



รูปที่ 2.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับ ความลึกของอุโมงค์ ($z/2R$) (Peck, 1969)

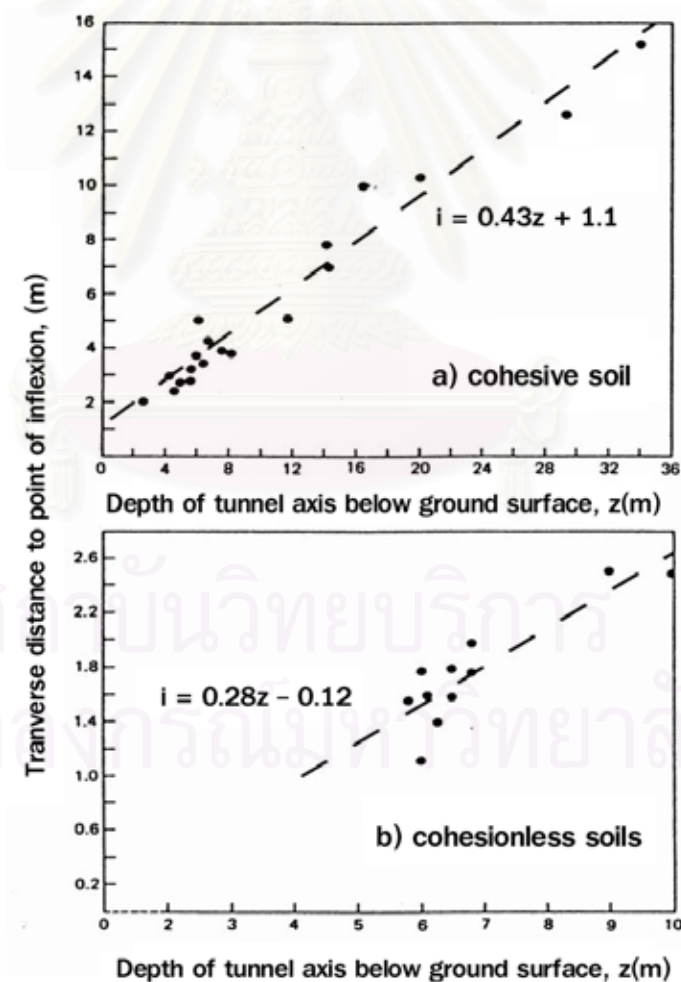
2.2.3 การหาค่า i โดยวิธีของ O'Reilly and New (1982)

O'Reilly and New (1982) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณความกว้างของ Settlement trough (i) ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินดังสมการที่ 2.4

$$i = Kz \tag{2.4}$$

- เมื่อ i คือ ระยะในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (Inflexion)
- K คือ สัมประสิทธิ์ค่าหนึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดิน
- z คือ ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์

จากสมการที่ 2.4 ค่า K เป็นความชันของกราฟ ซึ่งแสดงอยู่ในรูปสมการเส้นตรง โดยแยกพิจารณาเป็น 2 ลักษณะ คือจุดเจาะในชั้นดินเหนียว และดินทรายดังรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 แสดงความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New, 1982)

จากรูปที่ 2.7a ซึ่งเป็นกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว การกระจายของข้อมูลน้อย สามารถสร้างความสัมพันธ์ในรูปของค่า i เป็นเส้นตรงได้ ส่วนรูปที่ 2.3b เป็นกรณีขุดเจาะในชั้นทราย การกระจายของข้อมูลมีมาก ทำให้ได้ความสัมพันธ์ในรูปของค่า i ที่ไม่เหมาะสมจะนำไปใช้วิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ดังนั้น O'Reilly and New (1982) ได้พิจารณาข้อมูลการทรุดตัวในสนามจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ทำให้ทราบช่วงของค่า K ในแต่ละชนิดของดินที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ดังนี้

$$K = 0.4 \text{ (Stiff clay) - } 0.7 \text{ (Soft clay, Silty clay)}$$

$$K = 0.2 - 0.3 \text{ สำหรับ Granular material เหนือระดับน้ำใต้ดิน}$$

นอกจากนี้ O'Reilly and New (1982) ได้แนะนำค่า K สำหรับชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์ เพื่อเป็นค่าที่ใช้คาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยค่า K จะขึ้นกับชนิดของดิน ดังนี้

$$K = 0.50 \text{ สำหรับ Cohesive soils}$$

$$K = 0.25 \text{ สำหรับ Granular soils}$$

2.2.4 การหาค่าปริมาณการทรุดตัวของดินที่ผิวดิน, V_s

การขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ผิวดินเกิดการทรุดตัว ปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัวหาได้จากค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ พิจารณาจากการอินทิเกรตสมการเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_s &= \int_{-\infty}^{\infty} s_{\max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) dx \\ &= \sqrt{2\pi} i s_{\max} \approx 2.5 i s_{\max} \end{aligned} \quad (2.5)$$

เมื่อ V_s คือ ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร

y คือ ระยะตามขวางในแนวราบจากกึ่งกลางแนวอุโมงค์

แทน s_{\max} จากสมการที่ 2.5 ในสมการที่ 2.3 จะได้สมการสำหรับค่าทรุดตัวที่ระยะ y ใด ๆ และสมการวิเคราะห์หาความชันและความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ ดังนี้

สมการสำหรับหาค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ y ไต ๆ

$$s = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (2.6)$$

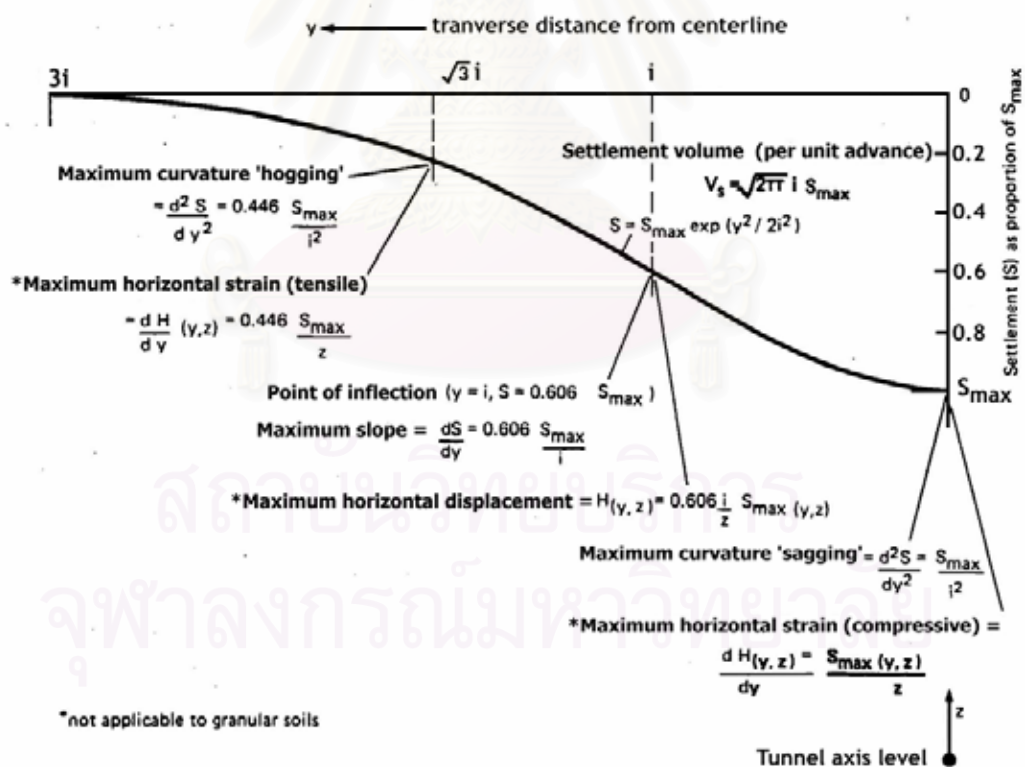
สมการสำหรับหาค่าความชันของการทรุดตัวที่ผิวดิน

$$\frac{ds}{dy} = \frac{V_s y}{\sqrt{2\pi} i^3} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (2.7)$$

สมการสำหรับหาความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดิน

$$\frac{d^2s}{dy^2} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} i^3} \left[\frac{y^2}{i^2} - 1 \right] \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (2.8)$$

จากสมการที่ 2.5 -2.8 แสดงรายละเอียดของลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินดังรูปที่ 2.8



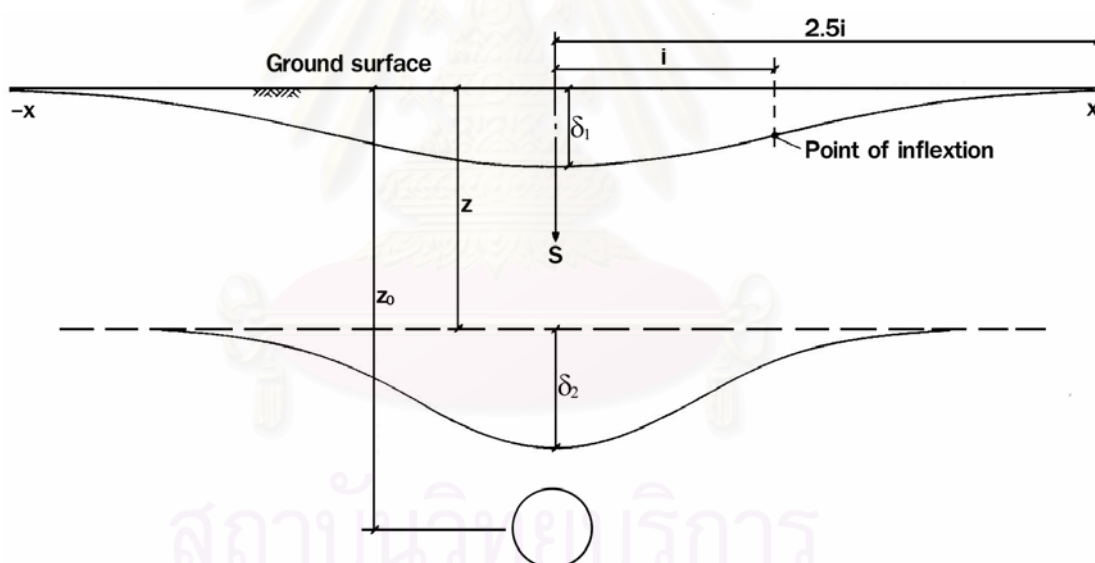
รูปที่ 2.8 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียว

(O'Reilly and New, 1982)

2.2.5 การคาดคะเนการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่าง ๆ

การศึกษาการทรุดตัวของดินที่ระดับความลึกต่าง ๆ ในอดีตที่ผ่านมาค่อนข้างทำได้ลำบากเพราะว่าในการที่จะทราบค่าการทรุดตัวและลักษณะรูปร่างของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้นั้นจะต้องติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด Extensometers อย่างน้อย 3 จุด ในแนวหน้าตัดที่ต้องการศึกษา ประกอบกับ Extensometers เป็นเครื่องมือที่มีราคาแพงและค่าใช้จ่ายในการติดตั้งค่อนข้างสูง จึงทำให้ข้อมูลที่วัดได้ในสนามมีค่าน้อย โดยส่วนใหญ่เป็นข้อมูลที่ได้จากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว

Mair (1993) ได้รวบรวมข้อมูลจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวในอังกฤษพบว่าที่ระดับความลึกต่าง ๆ มีลักษณะการทรุดตัวที่คล้ายกับการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยระยะขอบเขตความกว้างของการทรุดตัว (Width of Settlement Trough) จะมีค่าลดลงตามความลึก แต่ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือจุด Crown ของอุโมงค์จะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวที่ผิวดินดังแสดงในรูปที่ 2.9

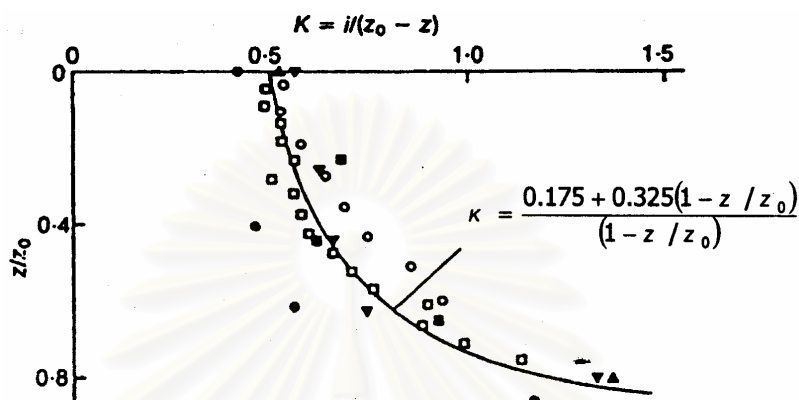


รูปที่ 2.9 การทรุดตัวที่ผิวดินและที่ระดับความลึกต่าง ๆ จากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair, 1993)

นอกจากนี้ Mair (1993) ได้เสนอสมการแสดงการทรุดสูงสุด (S_{max}) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งอยู่ที่ตำแหน่งเหนือ Crown ของอุโมงค์ดังสมการที่ 2.9

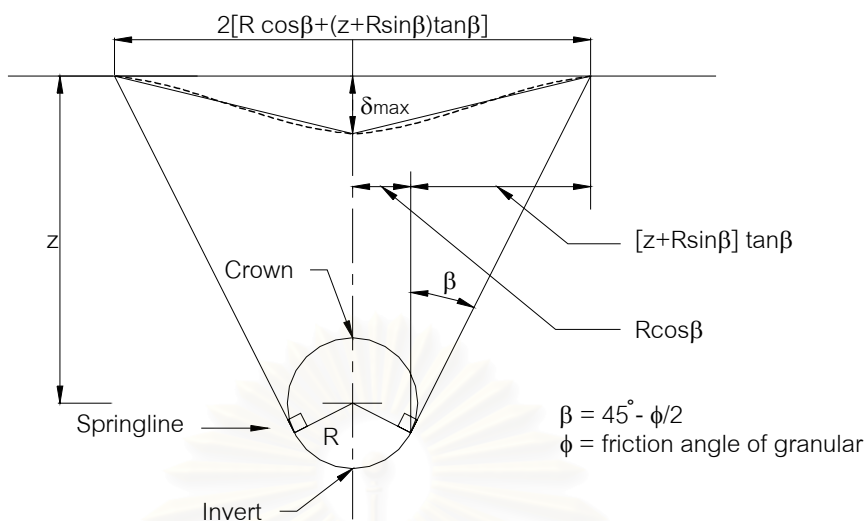
$$S_{max} = \frac{0.313VD^2}{K(z_0 - z)} \quad (2.9)$$

เมื่อ V_L คือค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นที่ผิวดิน, D คือเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์, Z คือระยะจากผิวดินถึงระดับความลึกต่าง ๆ ที่พิจารณา, Z_0 คือระยะจากผิวดินถึงระดับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ และ K คือค่าที่ขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์และระดับที่พิจารณาดังแสดงในรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 แสดงค่า K ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว (Mair, 1993)

สำหรับการหลุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายนั้น O'Rielly and New (1982) แนะนำว่าการวิเคราะห์ค่าความเค้นจากกรณีขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวไม่สามารถใช้กับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินทรายได้ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อขุดเจาะอุโมงค์จะเกิดความเครียดในแนวตั้งมากกว่า 0.5 % ซึ่งช่วงของการหลุดตัวจะแคบแต่ค่าการหลุดตัวสูงกว่ากรณีของดินเหนียวมาก ทำให้ความเครียดในแนวราบที่ผิวดินสูงมาก ดังนั้นการใช้เส้นโค้ง Error function มาพิจารณาจึงไม่ค่อยน่าเชื่อถือ และ Atkison และคณะ (1975) อธิบายว่าการหลุดตัวจะเริ่มเกิดขึ้นใกล้กับตำแหน่ง Spring line ของอุโมงค์ แล้วเส้นการหลุดตัวจะแผ่กระจายเพิ่มขึ้นถึงผิวดิน จนกระทั่งผิวดินเกิดการพังทลาย (Collapse) ต่อมา Attewell(1982) ได้นำเสนอลักษณะการหลุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาเป็นลิมรูปสามเหลี่ยม โดยความกว้างของการหลุดตัวจะสัมพันธ์กับมุม β และ ϕ ดังรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในทราย

2.2.6 การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์

ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, VL) นั้นใช้กันมากในการควบคุมงานการก่อสร้างอุโมงค์ ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้นค่าการสูญเสียมวลดิน จะคำนวณได้ก็ต่อเมื่อมีการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินระหว่างการก่อสร้าง ซึ่งทั่วไปค่าการสูญเสียมวลดินสามารถคำนวณได้จากสมการที่

$$V_L = \frac{\Delta V_L}{V_{EX}} \times 100 \tag{2.10}$$

$$\Delta V_L = V_s + \Delta V_{DC}$$

- เมื่อ V_L คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) (%)
- ΔV_L คือ ปริมาณการสูญเสียมวลดิน
- V_{ST} คือ ปริมาณของดินที่ทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวอุโมงค์ เท่ากับ $2.5i S_{max}$
- ΔV_{DC} คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเนื่องจาก Dilation หรือ Contraction
- V_{EX} คือ ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์

2.2.7 Ground Loss กับคุณภาพของการก่อสร้างอุโมงค์

ค่า Ground Loss ที่ได้จากผลการตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวของผิวดินในระหว่างที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ นอกจากจะเป็นตัวแปรที่สำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแล้ว ค่า Ground loss ยังเป็นตัวเลขที่บ่งบอกถึงคุณภาพของการขุดเจาะและการก่อสร้างอุโมงค์อีกด้วย ซึ่งในงานขุดเจาะอุโมงค์โดยส่วนใหญ่จะมีการตรวจวัดการทรุดตัวเพื่อประเมินค่า Ground Loss กันเป็นระยะ ๆ และใช้ค่าที่ได้ในการควบคุมคุณภาพของงานก่อสร้าง โดยค่า Ground Loss ที่มีค่ามากจะแสดงให้เห็นว่ามีแนวโน้มที่จะเกิดความเสียหายต่อโครงสร้างใกล้เคียงได้มาก ซึ่งอาจเป็นผลเนื่องมาจากประสิทธิภาพในการทำงานไม่เพียงพอ หรือวิธีการทำงานไม่เหมาะสม เมื่อถึงระดับหนึ่งจะต้องมีการปรับปรุงหรือแก้ไข ซึ่ง O'Reilly & New (1982) แนะนำว่าสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวค่า Ground Loss จะมีค่าอยู่ระหว่าง 1- 4% และได้เสนอค่า Ground Loss เพื่อใช้ในการประเมินคุณภาพงานก่อสร้างไว้ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, V_L) กับคุณภาพการก่อสร้าง

Case	V_L (%)
Good practice in firm ground	0.5
Good practice in medium ground	1.5
Fair practice in soft ground	2.5
Poor practice in soft clay	4.0 or more

หากพิจารณาสมการที่ 2.3 และ 2.5 จะเห็นว่าการหาค่า S ซึ่งคือค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ระยะตามขวาง x ไต ๆ จากจุดศูนย์กลางอุโมงค์นั้นจะต้องทราบค่า S_{max} ซึ่งเป็นค่าที่ไม่สามารถคำนวณได้โดยตรง จึงจำเป็นต้องคำนวณจากค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) ซึ่งสามารถวัดได้จริงจากการก่อสร้าง และ O'Reilly (1982) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณการทรุดตัวสูงสุดดังสมการที่ 2.11

$$S_{max} = \frac{0.313V_L D^2}{Kz} \quad (2.11)$$

2.3 คุณสมบัติและพฤติกรรมของชั้นดินกรุงเทพฯ ในงานอุโมงค์

2.3.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ

บริเวณภาคกลางของประเทศไทยโดยเฉพาะบริเวณกรุงเทพฯ นั้น สภาพชั้นดินเป็นดินตกตะกอน (Transported Soil) ชนิด Marine และ Alluvial ซึ่งเป็นแบบ Terrestrial Deposit (การตกตะกอนจากน้ำหรือสิ่งพัดพาจากพื้นดิน) มีความหนามากกว่า 1500 เมตร ชั้นล่างเป็นชั้นหินดินดานอยู่ที่ความลึกไม่แน่นอนเชื่อกันว่าเกินกว่า 1500 เมตร (ว.ส.ท. 2520) โดยถัดจากหินดินดานขึ้นมา มีลักษณะชั้นดินแยกเป็นชั้น ๆ สลับกันระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายกรวดในสภาพอัดแน่นจนถึงความลึกประมาณ 14 - 20 เมตร จึงเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง และชั้นดินเหนียวอ่อนจนถึงส่วนบนสุดที่เป็นดินเหนียวมีสภาพแข็งปานกลางดังรายละเอียด

Weathered Bangkok Clay เป็นดินชั้นบนสุดหนาประมาณ 3 ถึง 5 เมตร ส่วนใหญ่เป็นพวก dark grey clay ซึ่งอยู่ในสภาพแข็งปานกลาง ส่วนมากเป็นพวก Terrestrial Deposit อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว สาเหตุส่วนใหญ่เชื่อว่ามาจากกระบวนการ Weathering โดยเฉพาะ Chemical Weathering และจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดินและ Desiccation และมักพบรอยแตกในชั้นนี้

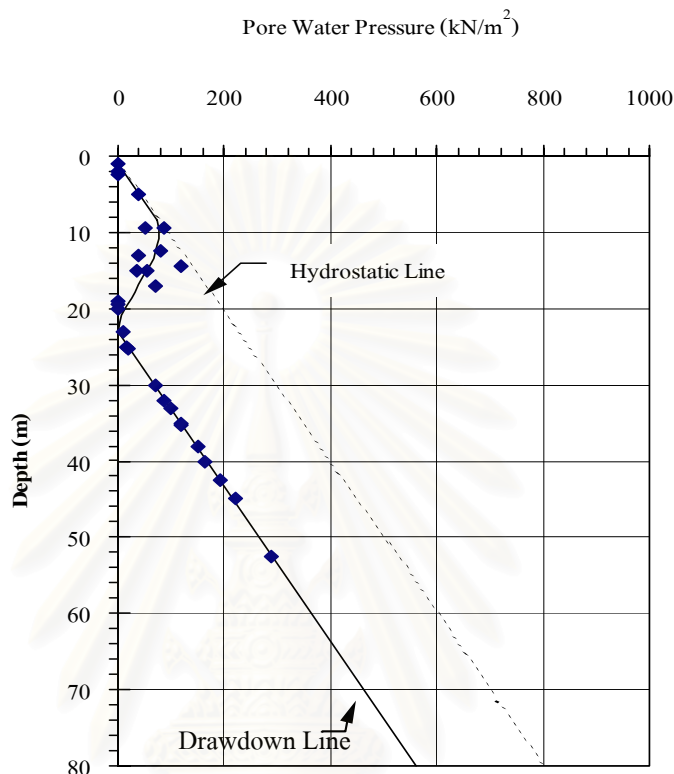
ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางที่เรียกกันว่าชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ อยู่ถัดจาก Weathered Bangkok Clay ลงมาจนถึงความลึกประมาณ 13 ถึง 16 เมตร ความชื้นของดินอยู่ในช่วง 70-85% มีความไวสูง กำลังรับแรงเฉือนประมาณ 10 ถึง 20 kN/m²

ชั้นดินเหนียวแข็ง พบอยู่ถัดลงมาจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อยู่ที่ความลึกประมาณ 16 ถึง 25 เมตร กำลังรับแรงเฉือนสูงประมาณ 80 ถึง 160 kN/m²

ชั้นทรายแน่นและกรวด อยู่ถัดลงมาจากชั้นดินเหนียวแข็ง อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำหนา 10 ถึง 15 เมตร มักพบว่ามีพวกดินเหนียว หรือ ซิลท์ ปนอยู่ด้วยเสมอ มีค่า SPT N-value ประมาณ 30 ถึง 50 ครั้ง/ฟุต

แรงดันน้ำใต้ดินในบริเวณกรุงเทพฯ จะเป็นแบบแรงดันน้ำสถิต (Hydrostatic) ในชั้นดินเหนียวอ่อนและจะเริ่มลดลงที่ระดับความลึก 8 ถึง 10 เมตรจนใกล้เคียงศูนย์ (Drawdown) ที่ระดับความลึกประมาณ 21 ถึง 23 เมตร เนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาล ซึ่งขึ้นกับพื้นที่และความหนาของชั้นทรายและสภาพการระบายน้ำของชั้นทรายชั้นแรกและชั้นที่สอง ทำให้ที่ระดับลึก

กว่า 23 เมตรแรงดันน้ำใต้ดินจะเป็นแบบแรงดันน้ำสถิตอีกครั้งดังแสดงในรูปที่ 2.12 ซึ่งเป็นเหตุให้การขุดดินที่ระดับลึกในบริเวณกรุงเทพไม่มีปัญหาของน้ำมาเกี่ยวข้อง



รูปที่ 2.12 แสดงลักษณะของแรงดันน้ำในดินกรุงเทพฯ

2.3.2 สัมประสิทธิ์แรงดันดินสถิตด้านข้าง

ในสภาพดินธรรมชาติ ก่อนที่จะมีการขุดเจาะอุโมงค์ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต ($K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$) จะขึ้นอยู่กับพลาสติกซิตี และประวัติของหน่วยแรงในแนวตั้ง ที่แสดงอยู่ในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidation Ratio, OCR) โดยปกติค่า K_0 มักใช้สูตร Empirical ซึ่ง Alphan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ $K_{0(NC)}$ กับ PI ดังนี้

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad (2.12)$$

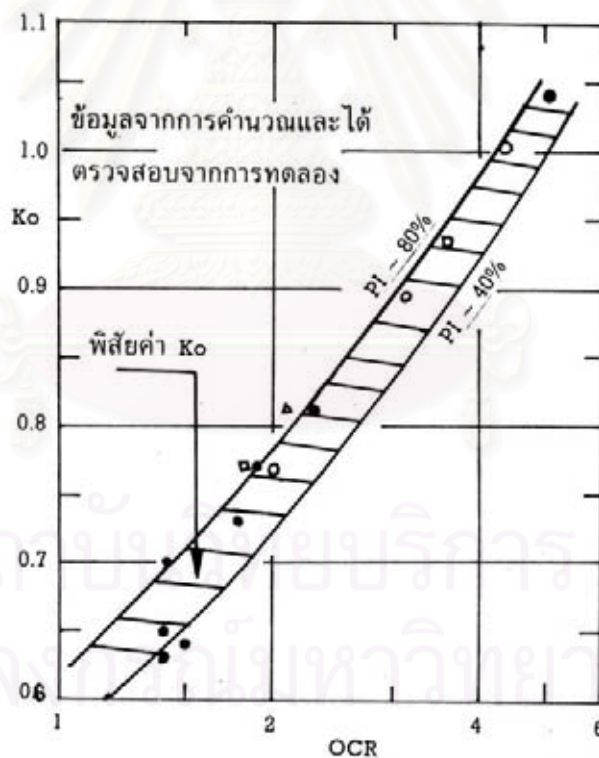
เมื่อ $K_{0(NC)}$ = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ
 PI = ดัชนีพลาสติกซิตี ของดินเหนียว

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 ของดินเหนียวสภาพอัดแน่น ปกติกับสภาพอัดแน่นเกินตัว เป็นฟังก์ชันของ OCR ดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} (OCR)^m \quad (2.13)$$

เมื่อ $K_{0(OC)}$ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว
 $K_{0(NC)}$ คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติสำหรับ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ใช้ค่าเท่ากับ 0.62 เสนอโดย Moh และ Wang (1966)
 m คือ ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับค่า PI ของดิน เสนอโดย Ladd (1977) สำหรับดินอ่อน กรุงเทพฯ ให้ค่าที่ดีกว่าเมื่อใช้เท่ากับ 0.39

ในดินอ่อนกรุงเทพฯ ค่า OCR อยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 2.0 หรืออาจใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR เป็นดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร, 2540)

สำหรับค่าแรงดันด้านข้างสถิตที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis สำหรับดินเหนียวจะใช้ค่า $K_{0(Total)}$ ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 2.14

$$K_{O(Total)} = K_o + \frac{\rho_w(1-K_o)}{\rho} \quad (2.14)$$

เมื่อ K_o คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตแบบประสิทธิผล
 ρ, ρ_w คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดินเหนียวและน้ำตามลำดับ

สำหรับดินเม็ดหยาบค่า K_o ขึ้นอยู่กับสถานะความแน่นของดิน ซึ่ง Jaky (1944) ได้ประเมินค่า K_o ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1 ซึ่งจะวิเคราะห์แบบประสิทธิผล โดยใช้ค่า K_o ดังนี้

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (2.15)$$

เมื่อ ϕ' คือ Friction angle ในรูป Effective stress ของดินทราย

2.3.3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Undrained Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) จะมีผลในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยค่า S_u ต่ำ ค่าทรุดตัวที่ผิวดินจะเกิดขึ้นสูง ดังนั้น การเลือกใช้ค่า S_u จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน จึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัว เพื่อให้ได้ผลการทรุดตัวของดินที่ถูกต้อง

Bishop และ Skempton (1954) ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) โดยพิจารณาผลจากการทดสอบ Undrained Test ว่าดินรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) เท่ากับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) f_{\max}}{2} \quad (2.16)$$

ในการวิเคราะห์ค่าทรุดตัว กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะใช้กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งชั้นแรก จะพิจารณาจากการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test) ดังนี้

Field Vane Shear Test

ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to medium clay) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม ($S_{u(FV)}$) หลังจากปรับแก้แล้วจะให้ค่า S_u ที่

เหมาะสม เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่าความไวสูงมาก การทดสอบ Field Vane Shear Test จะรบกวนโครงสร้างของดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม กำลังรับแรงเฉือนของดินจะต้องตรวจสอบว่าให้ค่าที่สูงเกินความเป็นจริงหรือไม่

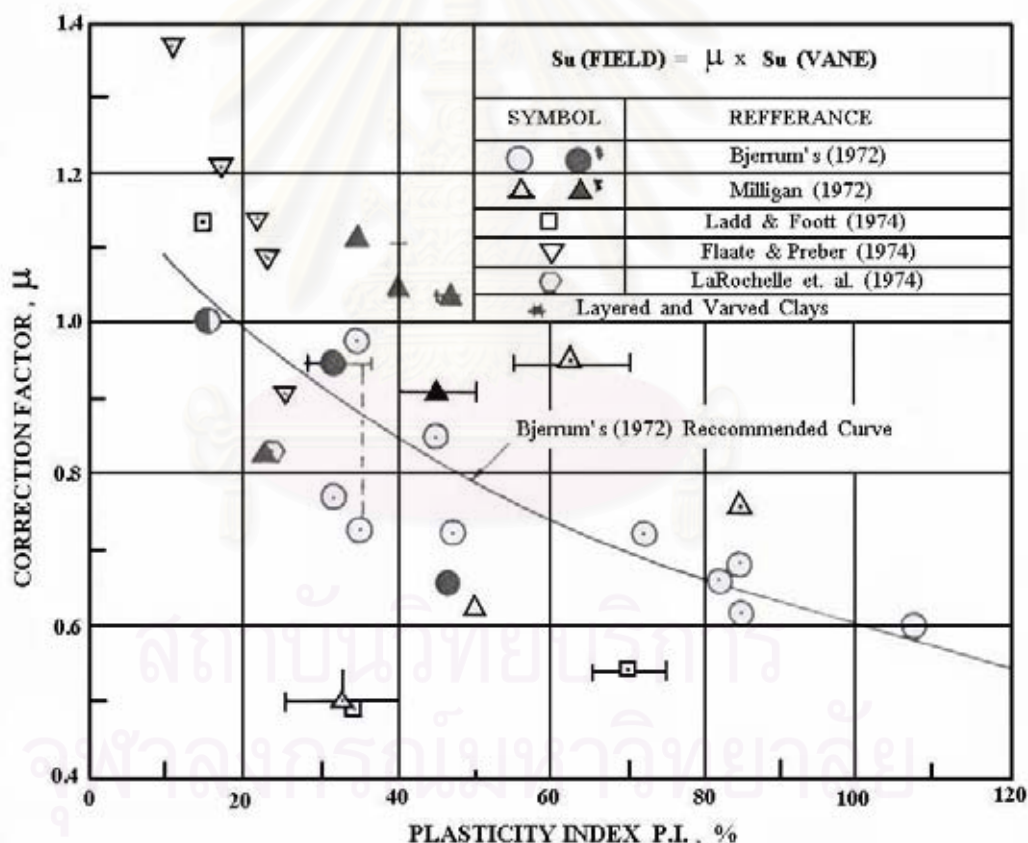
Bjerrum (1972) ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ Field Vane Shear Test ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า Plasticity Index (PI) สำหรับดินอ่อนกรุงเทพฯ ดังนี้

$$S_{u_{Field}} = \mu S_{u_{FV}} \quad (2.17)$$

เมื่อ $S_{u_{Field}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนาม

$S_{u_{FV}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนามที่ได้จาก Field Vane Shear Test

μ = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum ดังรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 ค่าปรับแก้ μ สำหรับ Geonor Vane (Bjerrum, 1972)

ค่า μ ของดินกรุงเทพฯ อยู่ระหว่าง 0.7 – 0.85 และ กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนจากการทดสอบ Field Vane Shear Test ให้ค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก

การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

ในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) มักจะมีการทดสอบหาค่าการทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน (SPT-N value) ซึ่งจะสัมพันธ์กับกำลังรับแรงเฉือน (Su_{SPT}) ซึ่งวีระนันท์ (2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ดังนี้

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกซิติสูง (CH)

$$Su = 0.685N \text{ ตัน/เมตร}^2 \quad (2.18)$$

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกซิติต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$Su = 0.520N \text{ ตัน/เมตร}^2 \quad (2.19)$$

เมื่อ N = ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครั้ง/ฟุต)

สำหรับค่า N จากการทดสอบในสนามไม่ต้องปรับแก้เนื่องจาก In-situ effective vertical stress และแบ่งประเภทของดินโดยใช้วิธี Unified soil classification

2.3.4 โมดูลัสของดิน

ค่า Modulus ของ Elasticity เป็นค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญมากที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีการ Finite element ดังนั้น การคำนวณหาค่า Modulus ของ Elasticity ให้ถูกต้องจึงเป็นสิ่งที่สำคัญ ค่า Modulus ของ Elasticity สามารถหาได้จากในห้องทดลอง หรือได้จากประสบการณ์ในการ observed ในสนาม ณ ที่ตำแหน่งต่าง ๆ

Ladd (1964) พบว่าค่า Modulus of elasticity ที่ได้จากห้องทดสอบ triaxial เป็นสมการของค่า degree ของ overconsolidation ขึ้นอยู่กับขนาดของ applied shear stress, อิทธิพลของเวลาและความแตกต่างของชนิด stress system

จากประสบการณ์และการพัฒนาของ Bjerrum (1964) จะใช้ค่า

$$E = (250 \text{ ถึง } 500) Su \quad (2.20)$$

โดยที่ Su คือค่า Undrained shear strength ที่ได้จากการทดสอบ unconfined compression

กลุ่มวิจัยของ MIT (1963) เสนอให้ใช้ดังนี้

$$E/\sigma_{vc} = (200 \text{ ถึง } 400) \quad (2.21)$$

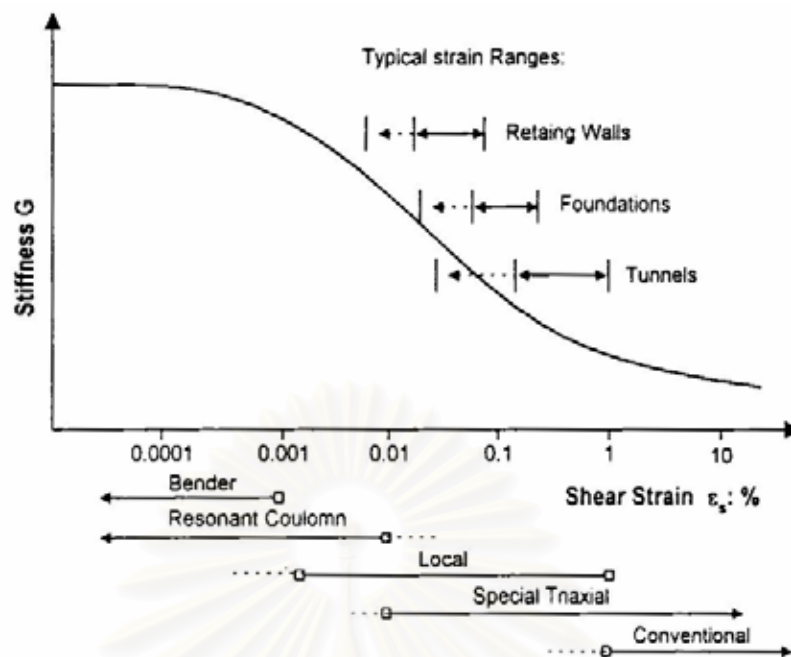
Janbu (1963) พบว่าค่า E initial tangent Modulus ขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ของค่า stress-strain ของดิน และค่า confining pressure ดังนี้

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (2.22)$$

โดยที่	E_i	คือ ค่า initial tangent Modulus
	σ_3	คือ ค่า minor principal stress
	P_a	คือ ค่า atmospheric pressure
	K	คือ ค่า modulus number
	n	คือ ค่าซึ่งถูกกำหนดโดยอัตราการเปลี่ยนแปลงของค่า E_i กับ σ_3

เช่นเดียวกันสำหรับดินกรุงเทพฯ ความสัมพันธ์ระหว่าง E_u/S_u ของดินเหนียวนั้น ไม่ได้เป็นฟังก์ชันของ OCR และ PI เท่านั้นยังเป็นฟังก์ชันของระบบหน่วยแรงที่มากกระทำและระดับของหน่วยแรงเฉือนอีกด้วยโดย Mair (1993) ได้เสนอกาฟแสดง Shear modulus ที่ระดับความเครียด (Strain level) ต่าง ๆ สำหรับโครงสร้างที่แตกต่างเปรียบเทียบกับในห้องปฏิบัติการดังแสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าในการขุดเจาะคูมืองคั้นระดับความเครียดอยู่ระหว่าง 0.1% ถึง 1.0%

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.15 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับความเครียด (Strain level) (Mair, 1993)

สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ นั้น ชินวุฒิ(2544) ได้ทำการการศึกษา การทรุดตัวของผิวดินอันเนื่องมาจากผลกระทบของการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคลซึ่งเป็นโครงการรถไฟฟ้าสายแรกของประเทศไทย โดยได้เก็บข้อมูลการทรุดตัวของดินในสนามของการก่อสร้างอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ขนานโดยใช้เครื่องมือขุดเจาะแบบ แรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) แล้ววิเคราะห์หาค่า normalize โมดูลัส แบบไม่ระบายน้ำ (Eu/Su) ที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม PLAXIS 7.2 ซึ่งเลือกใช้ช่วงของ Shear modulus (G) จากการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter test ที่ระดับความเครียดอยู่ในช่วง 0.1 % ถึง 1.0 % ที่สรุปผลโดย Teparaksa (1999) พบว่าค่า Eu/Su ที่เหมาะสมคือ

$$Eu/Su = 240 \quad \text{สำหรับดินเหนียวอ่อน}$$

$$Eu/Su = 480 \quad \text{และดินเหนียวแข็ง}$$

2.4 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานปฐพีกลศาสตร์

วิวัฒนาการของการประยุกต์ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในงานปฐพีกลศาสตร์ เริ่มต้นจากการวิเคราะห์การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวต่าง ๆ ของโครงสร้างใต้ดินโดยไม่คำนึงถึงการวิบัติ (Failure) โดยแบบจำลองแรกที่ใช้กันนั้นสร้างขึ้นบนพื้นฐานของทฤษฎีทาง Elasticity ซึ่งเป็นปัญหาที่เรียกกันว่า Deformation Problem ในสมัยต่อมา เมื่อมีความจำเป็นที่

จะต้องออกแบบโครงสร้างให้รับน้ำหนักมากขึ้นตามการพัฒนาทางเศรษฐกิจ ปัญหาเรื่องการวิบัติของโครงสร้างก็ทวีความสำคัญมากขึ้น ทฤษฎี Perfectly Plasticity จึงถูกพัฒนาขึ้นเพื่อตรวจสอบสภาพการวิบัติของโครงสร้างได้ดิน (Stability Problem) เช่นการคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium และ Limit Analysis เป็นต้น จึงมีความพยายามที่จะเชื่อมต่อวิธีการแก้ปัญหาทั้งสอง (Deformation และ Stability Problems) เข้าด้วยกัน Elastic perfectly plastic theory หรือ Elasto-plastic theory เรียกกันว่าเป็นการแก้ปัญหาในเชิง Progressive Failure

ตามที่กล่าวมาแล้วข้างต้น แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้กันในงานวิศวกรรมนั้นสามารถแบ่งออกได้โดยสังเขปเป็น 2 ประเภทด้วยกันได้แก่

2.4.1 แบบจำลองที่อาศัยทฤษฎีทาง Elasticity ซึ่งแบ่งออกได้เป็น

1) Linear Elastic Material (Generalized Hooke's Law) เป็นแบบจำลองที่มีความเป็นมายาวนานที่สุดสามารถจำแนกได้เป็นหลายประเภทเช่น Isotropic Elastic Model, Transvrse Isotropic Elastic Model และ Anisotropic Elastic Model เป็นต้นโดยแบบจำลองประเภทนี้จะสมมุติให้ความสัมพันธ์ระหว่างสถานะของความเค้น และความเครียดเป็นความสัมพันธ์เชิงเส้น

2) Non-Linear Elastic Model เป็นแบบจำลองซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างสถานะของความเค้นและความเครียดนั้นไม่เป็นความสัมพันธ์แบบเชิงเส้น นอกจากนี้แล้วสมการที่แสดงความสัมพันธ์ในบางกรณีจะเป็นสมการแบบ Implicit Equation เช่นการให้ Complimentary Energy Function เป็นสมการกำหนดความสัมพันธ์เป็นต้น ในแบบจำลองประเภทนี้สามารถแยกย่อยออกได้เป็น Cauchy 's Elastic Model, Hyperelastic Model และ Hypoelastic Model เป็นต้น

2.4.2 แบบจำลองที่อาศัยทฤษฎีทาง Plasticity

โดยการสมมุติให้วัสดุเปลี่ยนพฤติกรรมจาก Elastic ไปเป็น Plastic เมื่อค่าปัจจัยหลัก (โดยมากใช้สถานะความเค้น) มีค่าเกินพิสัยของแต่ละแบบจำลอง ในแบบจำลองประเภทนี้มีสมการที่เกี่ยวข้องค่อนข้างมาก เช่น สมการที่กำหนดค่าพิกัดการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งและขนาดของ Yield Criteria (Hardening Rule) และอื่น ๆ โดยทั่วไปสามารถจำแนกแบบจำลองนี้ออกได้เป็น

1) Perfectly Plastic Material เป็นแบบจำลองซึ่งค่าพิกัดการเปลี่ยนพฤติกรรม (Yield Criteria) เป็นค่าคงที่สำหรับวัสดุที่มีสภาวะความเค้นเดียวกัน ณ จุดพิกัด ตัวอย่างของแบบจำลองชนิดนี้ได้แก่ Von Mises, Drucker-Prager และ Mohr-Coulomb เป็นต้น

2) Elasto-Plastic Material เป็นแบบจำลองที่ค่าพิกัดการเปลี่ยนพฤติกรรม (Yield Criteria) นี้ เป็นได้ทั้งแบบที่เรียกว่า Kinematic hardening หรือ Isotropic hardening หรือเป็นการผสมกันระหว่าง Kinematic และ Isotropic hardening

ข้อควรสังเกตคือ แบบจำลองที่กล่าวมานี้จะเป็นแบบจำลองที่ไม่มีผลของเวลา กล่าวคือเป็นแบบจำลองประเภท Time Independent Material Model ทั้งสิ้น สำหรับผู้ที่สนใจในแบบจำลองที่มีผลของเวลา (Time Dependent Material Model) สามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จาก Owen and Hilton (1986) และ Mroz and Norris (1982)

2.5 การเปลี่ยนแปลงความเค้นเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

จากการศึกษาโดยทั่วไปพบว่า การเปลี่ยนแปลงความเค้นของมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์นั้นมีสภาพคร่าว ๆ พอสรุปได้ดังนี้

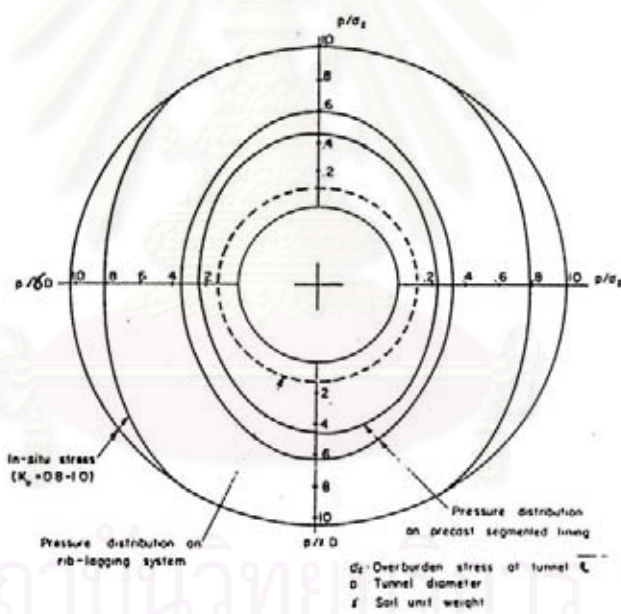
1) บริเวณ Crown ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงอุโมงค์ตามแนวแกน (แนวตั้งและแนวราบ) มีค่าค่อนข้างมากและจะเกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นด้วย

2) บริเวณ Spring line ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงตามแนวราบ และแนวตั้งจะเป็นตัวควบคุมพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดิน

3) บริเวณ Invert ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงตามแนวตั้งค่อนข้างมาก ในขณะที่การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงตามแนวราบและหน่วยแรงเฉือนมีค่าค่อนข้างน้อย

การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงต่าง ๆ ที่กล่าวข้างต้นนี้ยกเว้นการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงตามแนวราบและแนวตั้งบริเวณ Spring line ของอุโมงค์ จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในลักษณะที่ที่มีการลดลงของหน่วยแรงนั้น ๆ ซึ่งในทางปฐพีวิศวกรรมหมายถึงสภาวะของแรงเป็นแบบการลดแรง (Unloading)

จากการศึกษาอุโมงค์ใน Stiff silty clay ในเมือง เอ็ดมอนตัน ประเทศแคนาดา โดย Z .Eisenstein, F. El-Nahas และ S. Thomson (1981) โดยศึกษาอุโมงค์ที่มีดาดอุโมงค์ (Liner) ที่ทำจาก steel ribs และ timber lagging และคอนกรีต และดาดอุโมงค์ที่เป็นคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป (Precast concrete) เมื่อทำการวัดหน่วยแรงของดาดอุโมงค์ (Lining pressure) ทั้งสองแบบพบว่า (รูปที่ 2.16) ในดาดอุโมงค์แบบที่ 1 Steel ribs และ lagging หน่วยแรงในดาดอุโมงค์เป็น Uniform radial pressure มีค่าลดลงเหลือเพียง 12 % ของค่า Overburden pressure และในดาดอุโมงค์แบบที่สอง แบบคอนกรีตหล่อสำเร็จ หน่วยแรงของดาดอุโมงค์เป็นแบบ Elliptical pressure ซึ่งหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าระหว่าง 45 ถึง 59% ของ Overburden stress และในแนวนอน หน่วยแรงมีค่าระหว่าง 27 ถึง 36% ของ Overburden stress เหตุที่หน่วยแรงที่ดาดอุโมงค์ มีค่าแตกต่างกันเนื่องจากค่า Young's modulus, E ของดาดอุโมงค์และการติดตั้งอุโมงค์ โดยที่ดาดอุโมงค์แบบที่ 1 Steel ribs-lagging จะเกิดช่องว่าง (Gap หรือ Tail void) มากกว่าแบบที่ 2 (Precast concrete)



รูปที่ 2.16 หน่วยแรงบนดาดอุโมงค์จากการศึกษาในเมืองเอ็ดมอนตัน ประเทศแคนาดา

(Z .Eisenstein, F., El-Nahas and S. Thomson, 1981)

จากการศึกษาของ รัตมณี (2543) ซึ่งทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างการหลุดตัวที่ผิวดินกับหน่วยแรงที่สูญหาย โดยอาศัยผลจากการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ Crisp โดยมีปัจจัยทางกายภาพที่ใช้ประกอบได้แก่ ขนาดของอุโมงค์, ความหนาของดิน

เหนืออุโมงค์, สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต และโมดูลัสของความยืดหยุ่นของดิน โดยกำหนดให้ดินเป็นวัสดุอีลาสติก ที่มีคุณสมบัติเท่ากันทุกด้าน (Isotropic elastic material) และเป็นเอกพันธ์ (homogeneous) และได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่ผิวดินกับหน่วยแรงที่สูญเสีย พร้อมกับเสนอตัวแปรที่เรียกว่า Relaxation factor โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Relaxation factor กับขนาดของอุโมงค์จะขึ้นกับค่าสัมประสิทธิ์แรงดันสถิต อีกทั้งยังได้เสนอชุดของสมการยกกำลังที่เปลี่ยนค่าสัมประสิทธิ์ไปตามค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิต

นอกจากนี้ผู้วิจัยได้ทำการศึกษาการทดลองของ Harischadra Nimal Seneviratne และ Richard Neil Taylor ซึ่งมีการสร้างแบบจำลองอุโมงค์ แล้ววัดความดันภายในแบบจำลองอุโมงค์และวัดการทรุดตัวที่ผิวดินพบว่า ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูญเสีย (Stress relaxation, SR) กับค่าการสูญเสียมวลดินที่ถูก Normalize ด้วยค่า C/D (C คือระดับความลึกของ Crown ของอุโมงค์, D คือเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์) ไม่เป็นเส้นตรงแต่กราฟที่ได้จากการทดสอบที่ C/D ต่างกันเกือบจะทับกันเป็นเส้นเดียวกัน นอกจากนี้ยังพบว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Linear elastic ที่ใช้วิเคราะห์แบบจำลองการทดสอบอุโมงค์ของ Harischadra Nimal Seneviratne และ Richard Neil Taylor นั้นสามารถประมาณความสัมพันธ์ $SR \sim V_L$ ในช่วงต้น ๆ เท่านั้น ถ้าหากค่า V_L (หรือค่า SR) มีค่ามากขึ้นแล้วแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Linear elastic จะ Underestimate ปริมาณการทรุดตัวหรือ (Ground loss, V_L) นอกจากนี้ผู้วิจัยได้สรุปว่าหากใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์แบบ Non-linear elastic วิเคราะห์แบบจำลองการทดสอบอุโมงค์ของ Harischadra Nimal Seneviratne และ Richard Neil Taylor โดยใช้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมนั้นจะสามารถคาดการณ์พฤติกรรมของอุโมงค์ได้เป็นอย่างดี

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

วิธีการวิจัย

3.1 บทนำ

การศึกษาวิจัยครั้งนี้มุ่งเน้นวิจัยโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์โดยโปรแกรม PLAXIS Version 7.2 เพื่อศึกษาลักษณะการทรุดตัวของผิวดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ตลอดจนปัจจัยที่มีผลกระทบต่อทรุดตัวดังกล่าว ได้แก่ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ และตำแหน่งความลึกของอุโมงค์ นอกจากนี้จะหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) กับสภาวะของหน่วยแรงแบบอุโมงค์ซึ่งเน้นศึกษาค่า Stress Relaxation (SR) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวและช่วยในการออกแบบควดอุโมงค์ในกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแบบกรุงเทพฯ ต่อไป

3.2 วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหา โดยการแบ่งมวลดินเป็นเอลลิเมนต์ย่อย ๆ ที่ต่อเนื่องกัน ในเอลลิเมนต์หนึ่ง ๆ จะมี Stress-strain law และ Failure criteria ที่กำหนดให้ ซึ่งจุดต่อของเอลลิเมนต์ที่ต่อกับเอลลิเมนต์ข้างเคียงเรียกว่า Nodal point ในด้านปฐพีกลศาสตร์จะใช้วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เพื่อหาค่าหน่วยแรง, ความเครียดและการเคลื่อนที่ในมวลดิน

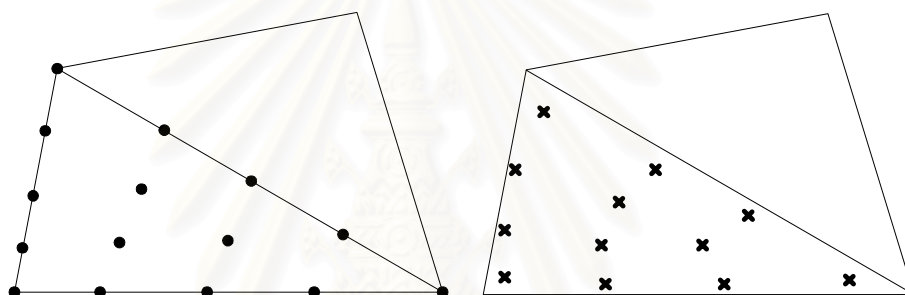
ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์คือสติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลลิเมนต์ ซึ่งขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปริมาตรของ (V) , โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E) และพารามิเตอร์เกี่ยวกับ กฎการวิบัติ และเนื่องจากมี Nodal points เป็นจำนวนมาก จึงทำให้เกิดสมการการเคลื่อนที่ของ Nodal points จำนวนมากด้วย ดังนั้นสมการเหล่านี้จึงต้องใช้วิธีการของ Matrix algebra และ Compatibility ของการเคลื่อนที่ระหว่างเอลลิเมนต์ในการแก้สมการ

คำตอบของระบบไฟไนต์เอลลิเมนต์อยู่ในรูปของสมการสมดุลง และ Compatibility ของแต่ละ Nodal point ซึ่งจะได้สมการต่าง ๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ Matrix คือ

$$[F] = [K][\delta]$$

โดย F = แรงกระทำ (Vector of applied nodal forces)
 K = Stiffness matrix
 δ = Unknown nodal displacement vector

สำหรับการวิจัยนี้จะใช้โปรแกรม PLAXIS Version 7.2 ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านปฐพีวิศวกรรมโดยทั่วไปได้ ซึ่งรวมถึงวิเคราะห์การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วย โดยในการวิจัยนี้เลือกใช้จำนวน Nodal point สำหรับเอลลิเมนต์ย่อยซึ่งเป็นรูปร่างสามเหลี่ยมหนึ่งเอลลิเมนต์เท่ากับ 15 Node และมี Stress point จำนวน 12 จุดดังแสดงในรูปที่ 3.1



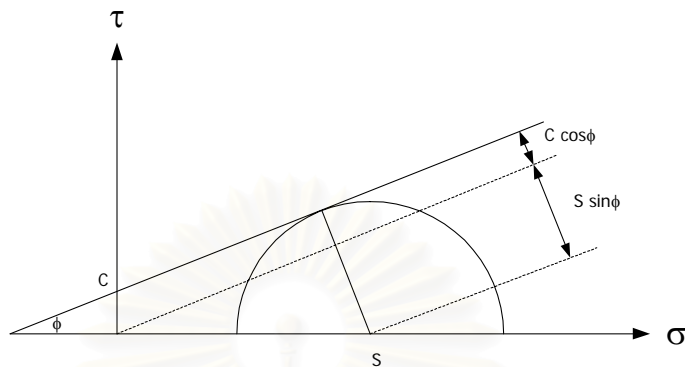
รูปที่ 3.1 แสดงจำนวน Node และ Stress point ในแต่ละเอลลิเมนต์

และจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของวัสดุในการวิเคราะห์ที่สามารถเลือกใช้ได้หลายรูปแบบเช่น Linear elastic model, Mohr-Coulomb model, Hardening Soil model, Soft Soil model, หรือ Soft Soil Creep model เป็นต้น การวิจัยนี้เลือกใช้รูปแบบ Mohr-Coulomb โดยรูปที่ 3.2 แสดง Yield function (f) สำหรับ Mohr-Coulomb model ซึ่งโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้

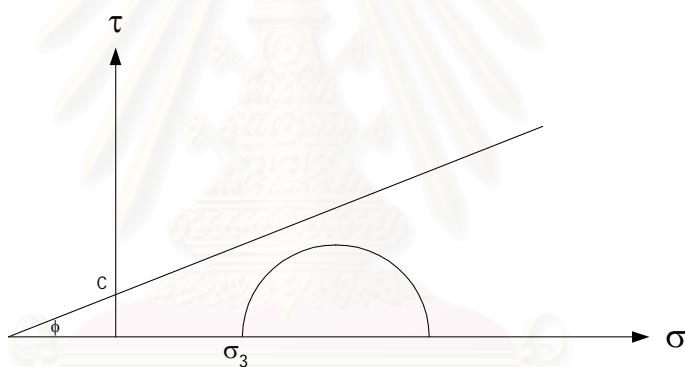
$$f \equiv r - s \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

โดยที่ r = radius of Mohr's stress circle
 s = center of Mohr's stress circle

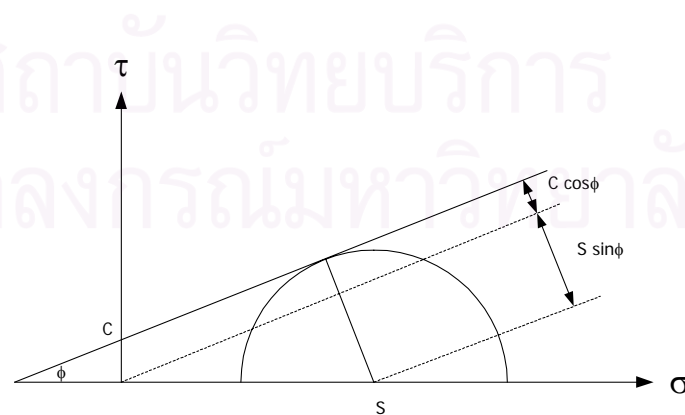
กรณีที่ $f \leq 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 3.3ก กรณีที่ $f = 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 3.3ข หรือแสดงในรูปของ Stress-strain ดังรูปที่ 3.3ค



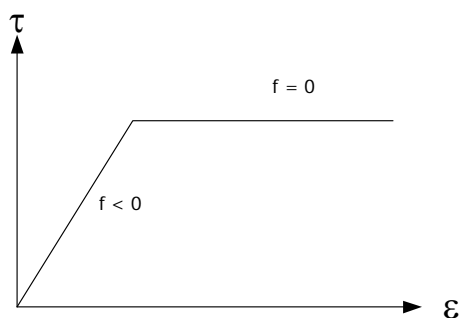
รูปที่ 3.2 แสดง Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb model



รูปที่ 3.3ก แสดง Elastic point, $f < 0$ สำหรับ Mohr-Coulomb model



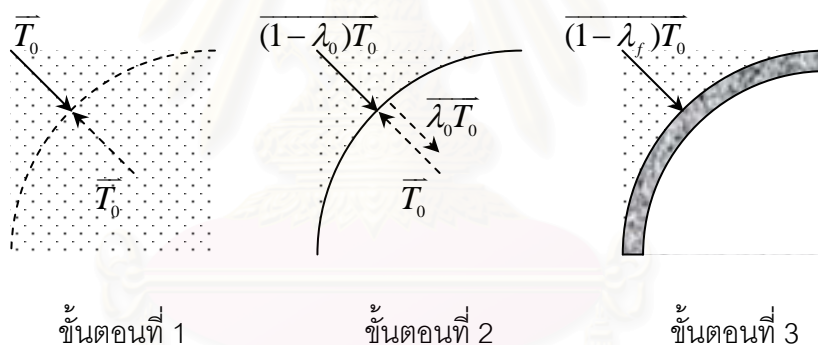
รูปที่ 3.3ข แสดง Plastic point, $f = 0$ สำหรับ Mohr-Coulomb model



รูปที่ 3.3ค แสดง Yield function ในรูป Stress-strain สำหรับ Mohr-Coulomb model

3.3 Stress Relaxation (SR)

การวิจัยนี้จะจำลองกระบวนการขุดเจาะและติดตั้งดาดอุโมงค์โดยการพิจารณา Stress boundary condition ณ ตำแหน่งเส้นรอบรูปของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ตามขั้นตอน ดังนี้



รูปที่ 3.4 การจำลองกระบวนการขุดเจาะและติดตั้งดาดอุโมงค์โดยการพิจารณา Stress boundary condition

ขั้นตอนที่ 1 ก่อนการขุดเจาะอุโมงค์ พิจารณาที่จุดใด ๆ ซึ่งอยู่ ณ ตำแหน่งเส้นรอบรูปของอุโมงค์ที่จะทำการขุดเจาะโดยให้ \bar{T}_0 แทนหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial stress) ที่อยู่ภายนอกอุโมงค์ทั้งหมดที่กระทำที่จุดนั้น และ ภายในอุโมงค์จะมี \bar{T}_0 เป็นหน่วยแรงสมมุติอยู่เพื่อให้จุดนั้นอยู่ในสมดุล

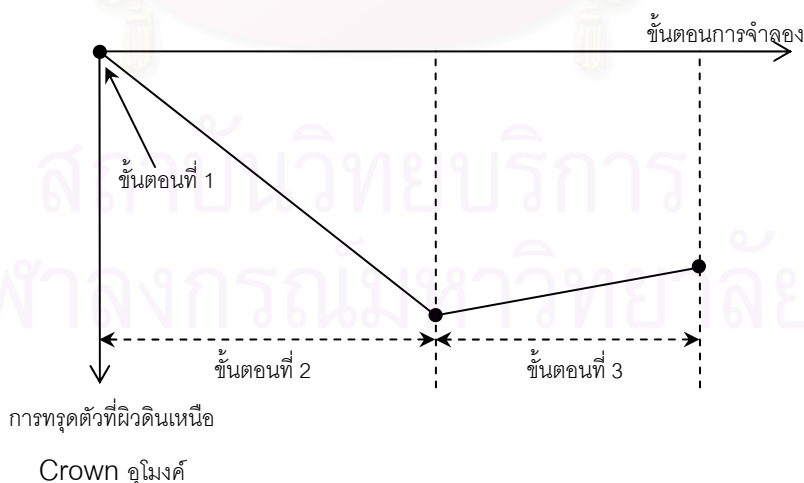
ขั้นตอนที่ 2 หลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านและระหว่างติดตั้งดาดอุโมงค์ ขั้นตอนนี้จะจำลองการขุดดินภายในอุโมงค์ออกซึ่งเป็นขั้นตอนที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดที่พิจารณา ซึ่งขั้น

ตอนนี้จะแทนการเกิดการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ทั้งหมดที่บริเวณส่วนหางของหัวเจาะ ก่อนการติดตั้งดาตอโมงค์ โดยการให้หน่วยแรงสมมุติภายในอูโมงค์ลดลงเท่ากับ $\lambda_0 T_0$ ซึ่งจะทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนที่อันเป็นสาเหตุให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน

ขั้นตอนที่ 3 การติดตั้งดาตอโมงค์ ขั้นตอนนี้เป็นการจำลองการติดตั้งดาตอโมงค์ โดยการใส่ชิ้นส่วนอูโมงค์พร้อมกันทั้งวงรวมทั้งน้ำหนักของอูโมงค์ เมื่อพิจารณาสถานะหน่วยแรงที่เกิดขึ้นพบว่าหน่วยแรงที่อยู่ภายนอกอูโมงค์ควรมีค่าแตกต่างจากขั้นตอนที่ 2 ทั้งนี้เนื่องจากผลของ Interaction ระหว่างชิ้นส่วนดาตอโมงค์และมวลดินโดยรอบทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนที่ต่อไป และหน่วยแรงสมมุติที่เปลี่ยนแปลงไปภายในอูโมงค์ควรจะเป็นอีกค่าหนึ่ง ซึ่งในที่นี้เท่ากับ $\lambda_f T_0$ จึงทำให้หน่วยแรงที่กระทำต่อดาตอโมงค์จากภายนอกอูโมงค์ ณ จุดที่พิจารณามีค่าเท่ากับ $\frac{\lambda_f T_0}{(1 - \lambda_f) T_0}$

เรียกค่า λ_f นี้ว่าค่าหน่วยแรงที่สูญเสียหรือ Stress Relaxation ซึ่งจะแทนด้วยสัญลักษณ์ SR แต่ในการวิจัยครั้งนี้ จะให้ค่า SR แทนค่า λ_0 เนื่องจากคาดว่าผลต่างระหว่าง λ_f และ λ_0 มีค่าน้อยและไม่สามารถกำหนดค่า λ_f ที่แน่นอนได้ เพราะไม่สามารถจำลองพฤติกรรมที่มีการเกี่ยวเนื่องกับ Interaction ระหว่างมวลดินและโครงสร้างให้อยู่ในรูปของค่าคงที่ได้

จากที่กล่าวมาข้างต้นจะสามารถเขียนรูปแสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนือตำแหน่งศูนย์กลางของอูโมงค์ในแต่ละขั้นตอนการจำลองสภาพการขุดเจาะและติดตั้งดาตอโมงค์ ได้ดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนือตำแหน่งศูนย์กลางของอูโมงค์ในแต่ละขั้นตอนการจำลองการขุดเจาะและติดตั้งดาตอโมงค์

3.4 ขั้นตอนการวิจัย

3.4.1 สมมุติฐาน และ พารามิเตอร์ต่าง ๆ ของดิน

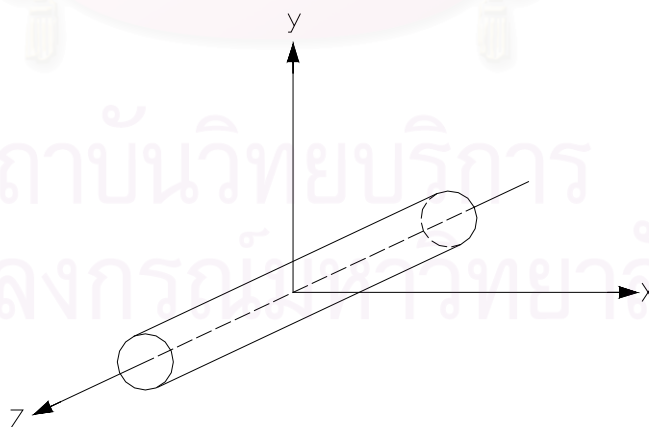
ในการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียมวลดินกับสถานะหน่วยแรงรอบอุโมงค์มีสมมุติฐานดังต่อไปนี้

1) ดินเป็นวัสดุไม่เอกพันธ์ (Non-homogeneous material) มีลักษณะแบบชั้นดินกรุงเทพฯ แบ่งเป็น 5 ชั้น โดยอุโมงค์จะวางอยู่ในชั้นดินเหนียว 3 ชั้นแรกคือ ตั้งแต่ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง จนถึงชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งแสดงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ไว้ในตารางที่ 3.1 และแสดงชั้นดินไว้ในรูปที่ 3.6

2) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นแบบ Elastic perfectly plastic อยู่ภายใต้กฎเกณฑ์การวิบัติแบบ Mohr-Coulomb และแบบ Tresca สำหรับชั้นทรายและชั้นดินเหนียวตามลำดับ

3) ดินเหนียวอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำโดยมีอัตราส่วนปัวซอง (ν) เท่ากับ 0.495 และ ทรายอยู่ในสภาพระบายน้ำมีอัตราส่วนปัวซอง (ν) เท่ากับ 0.33

4) ความเครียดที่เกิดขึ้นในแนวแกนตามความยาวของอุโมงค์เท่ากับ 0 (Plain strain condition) ($\epsilon_{zz} = \epsilon_{zy} = \epsilon_{zx} = 0$) ดังรูปที่ 3.7 โดยแกน z คือแนวแกนตามความยาวของอุโมงค์



รูปที่ 3.6 แสดงแนวแกนอุโมงค์ในทิศทาง x, y และ z

5) ดาดูโมเมนต์เป็นคอนกรีตมีค่า Elastic Modulus เท่ากับ 3.1×10^7 kN/m² และค่า V เท่ากับ 0.15 และมีความหนา 0.20 เมตร ซึ่งค่าโมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) ของดาดูโมเมนต์หาได้จากสมการ

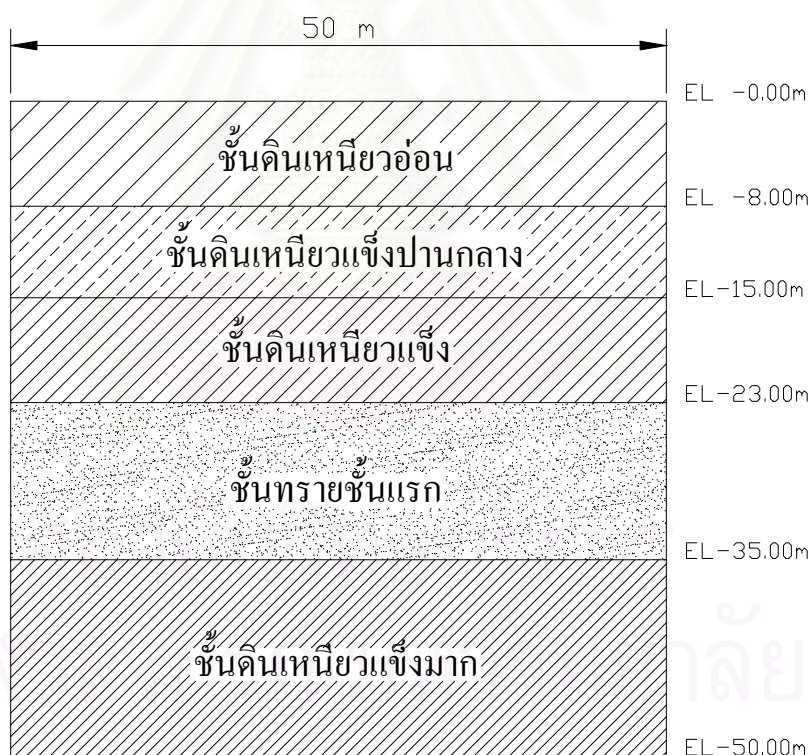
$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

โดยที่ b คือ ความยาวของดาดูโมเมนต์ (1 เมตร)

h คือ ความหนาของดาดูโมเมนต์

6) ที่ผิวดินมีหน่วยแรงแผ่กระจาย (Surcharge) เท่ากับ 20 kN/m²

7) ค่าแรงดันน้ำที่ความลึกจากผิวดิน 23.00 เมตรเป็นค่าแรงดันน้ำสถิต (Hydrostatic) โดยที่เหนือระดับ 23 เมตรจะไม่พิจารณาค่าแรงดันน้ำ



รูปที่ 3.7 แสดงลักษณะการแบ่งชั้นดินที่ความลึกต่าง ๆ

ตารางที่ 3.1 พารามิเตอร์ต่าง ๆ ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

ชั้นดิน	พารามิเตอร์	หมายเหตุ
ชั้นดินเหนียวอ่อน	$\phi = 0$, $s_u = 20$ kPa $E_u = 4800$ kPa $\nu = 0.495$ $\gamma_t = 16.5$ kN/m ³ $K_0 = 0.70$	$E_u / s_u = 240$
ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง	$\phi = 0$, $s_u = 50$ kPa $E_u = 18000$ kPa $\nu = 0.495$ $\gamma_t = 17.0$ kN/m ³ $K_0 = 0.72$	$E_u / s_u = 360$
ชั้นดินเหนียวแข็ง	$\phi = 0$, $s_u = 100$ kPa $E_u = 48000$ kPa $\nu = 0.495$ $\gamma_t = 18.5$ kN/m ³ $K_0 = 0.75$	$E_u / s_u = 480$
ชั้นทรายชั้นแรก	$\phi = 35$, $c = 0$ kPa $E' = 45000$ kPa $\nu = 0.33$ $\gamma_{dry} = 17.5$ kN/m ³ $\gamma_{wet} = 19.5$ kN/m ³ $K_0 = 0.43$	
ชั้นดินเหนียวแข็งมาก	$\phi = 0$, $s_u = 170$ kPa $E_u = 102000$ kPa $\nu = 0.495$ $\gamma_t = 20.0$ kN/m ³ $K_0 = 0.75$	$E_u / s_u = 600$

3.4.2 ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS

ในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS นั้นได้แบ่งขั้นตอน (phase) การคำนวณออกเป็น 4 ขั้นตอนตามลำดับดังนี้

- 1) ชั้นดินที่พิจารณาอยู่ในลักษณะ Equilibrium โดยยังไม่มี การขุดเจาะอุโมงค์
- 2) จำลองพฤติกรรมของหน่วยแรงแผ่กระจายที่ผิวดินเท่ากับ 20 kN/m^2
- 3) ดินภายในอุโมงค์ถูกขุดออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์โดยไม่มี การติดตั้งค้ำอุโมงค์ ซึ่งในขั้นตอนนี้มีการกำหนดให้ค่า ΣM_{stage} เท่ากับค่าคงที่ค่าหนึ่งซึ่งแทน ค่า Stress Relaxation (SR) เป็นผลให้มวลดินรอบ ๆ เกิดการเคลื่อนตัว ซึ่งแทนสภาพที่มวลดิน เคลื่อนตัวเข้ามาแทนที่ช่องว่างบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ
- 4) ติดตั้งชิ้นส่วนค้ำอุโมงค์ซึ่งก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเล็กน้อยอัน เนื่องมาจาก Interaction ระหว่างมวลดินกับโครงสร้าง

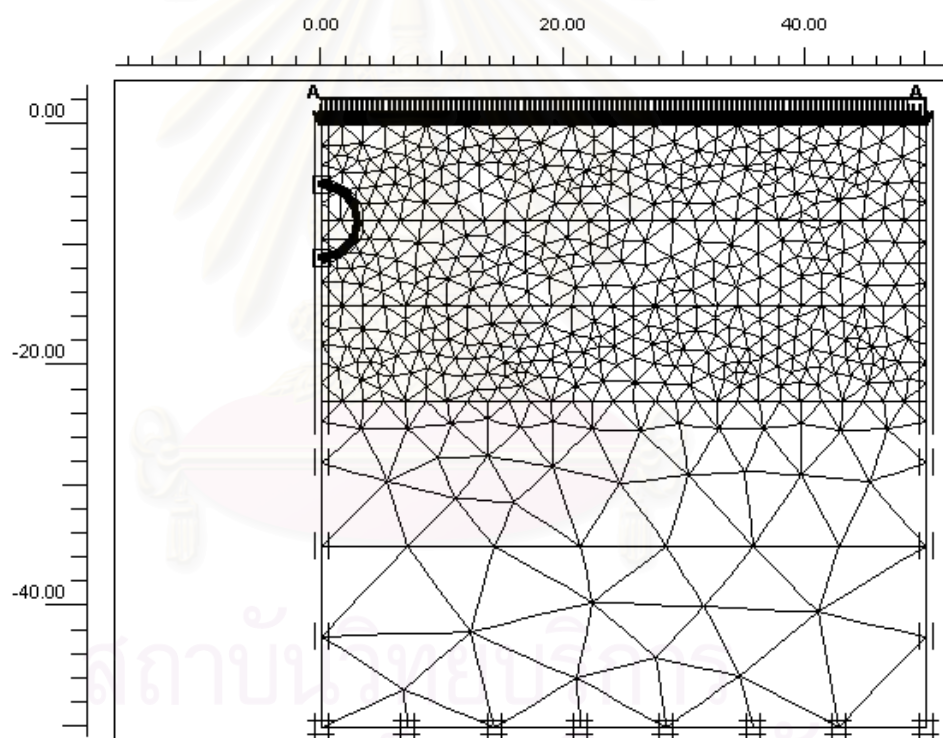
โดยตัวแปรต่าง ๆ ที่คาดว่าจะมีผลต่อค่าการทรุดตัวของผิวดินและนำมาใช้ในการ วิจัยได้แสดงในตารางที่ 3.2 มีดังนี้

- 1) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ (D)
- 2) ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ (C)
- 3) ค่าหน่วยแรงที่สูญหาย (Stress Relaxation)

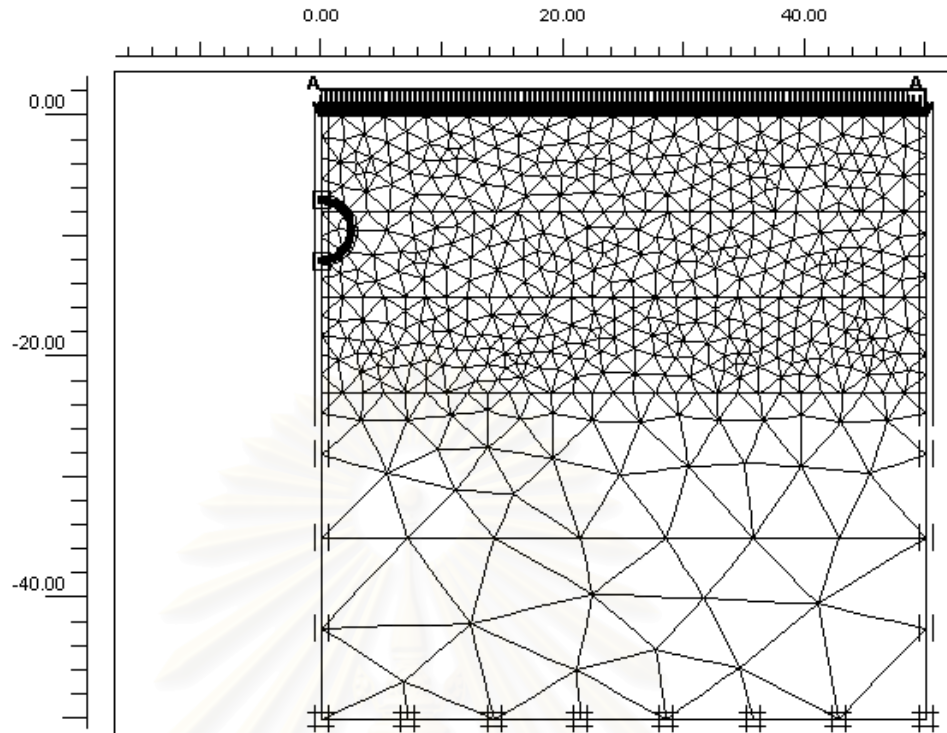
โดยจะวิเคราะห์ทั้งหมด 26 กรณี คือใช้อุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 3 เมตรขึ้นไปจนถึง 6 เมตร และเริ่มจำลองการขุดอุโมงค์ที่ระดับ Crown ของอุโมงค์เท่ากับ 5 เมตร จากผิวดินซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน จากนั้นจึงขยับระดับ Crown ของอุโมงค์ ให้ลึกลงไปเรื่อย ๆ ครั้งละ 2 เมตร ลงไปในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งจนถึงระดับความลึกสุดท้าย ที่ 17 เมตร ซึ่งในแต่ละกรณีจะแบ่งเป็นกรณีย่อย ๆ อีกตามปริมาณของค่า Stress relaxation โดย จะเริ่มที่ค่า Stress relaxation น้อย ๆ คือ 8% แล้วเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติ ก่อนที่จะติดตั้งค้ำอุโมงค์ หรือมีการเคลื่อนตัวในปริมาณที่มาก ซึ่งกรณีที่วิเคราะห์ ได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 3.2 โดยโครงข่ายเอลลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 3.8 ถึงรูปที่ 3.14

ตารางที่ 3.2 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์

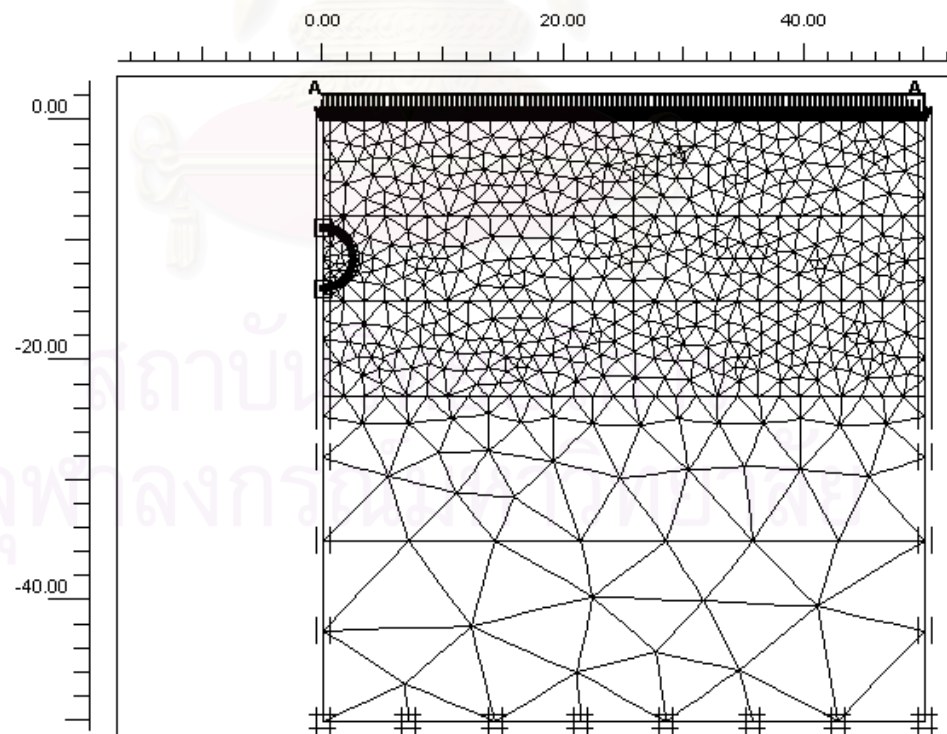
ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของ อุโมงค์, D (เมตร)	ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ C (เมตร)	Stress Relaxation SR
3	5,7,9,11,13,15,17	0.08,0.12,0.16,0.20,0.24,...
4	5,7,9,11,13,15,17	0.08,0.12,0.16,0.20,0.24,...
5	5,7,9,11,13,15,17	0.08,0.12,0.16,0.20,0.24,...
6	5,7,9,11,13,15,17	0.08,0.12,0.16,0.20,0.24,...



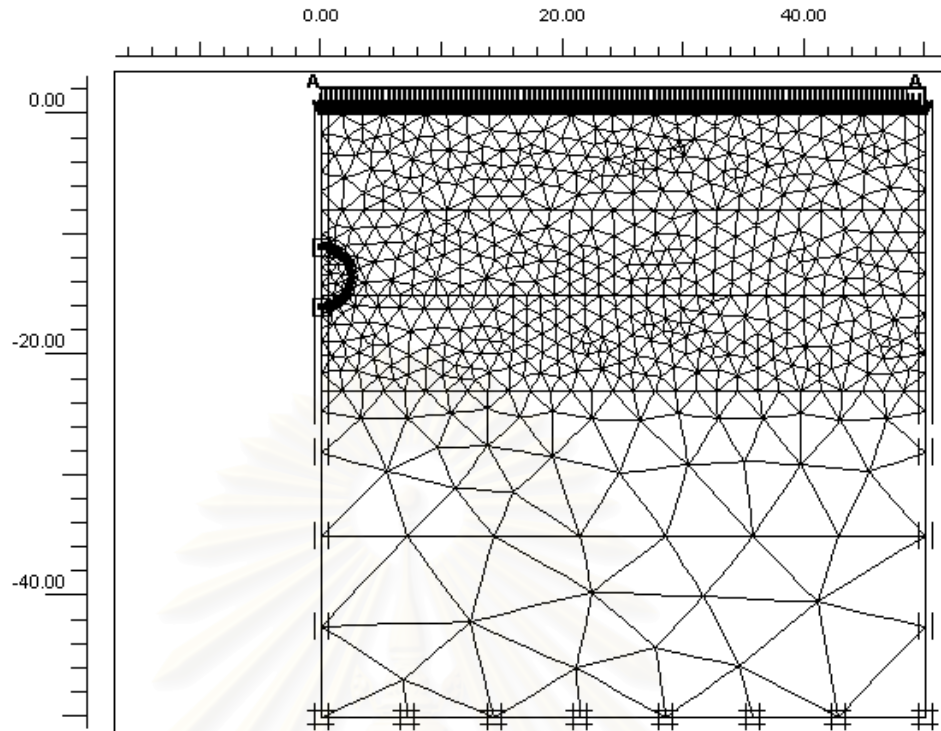
รูปที่ 3.8 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ D=5 เมตร , C=5 เมตร



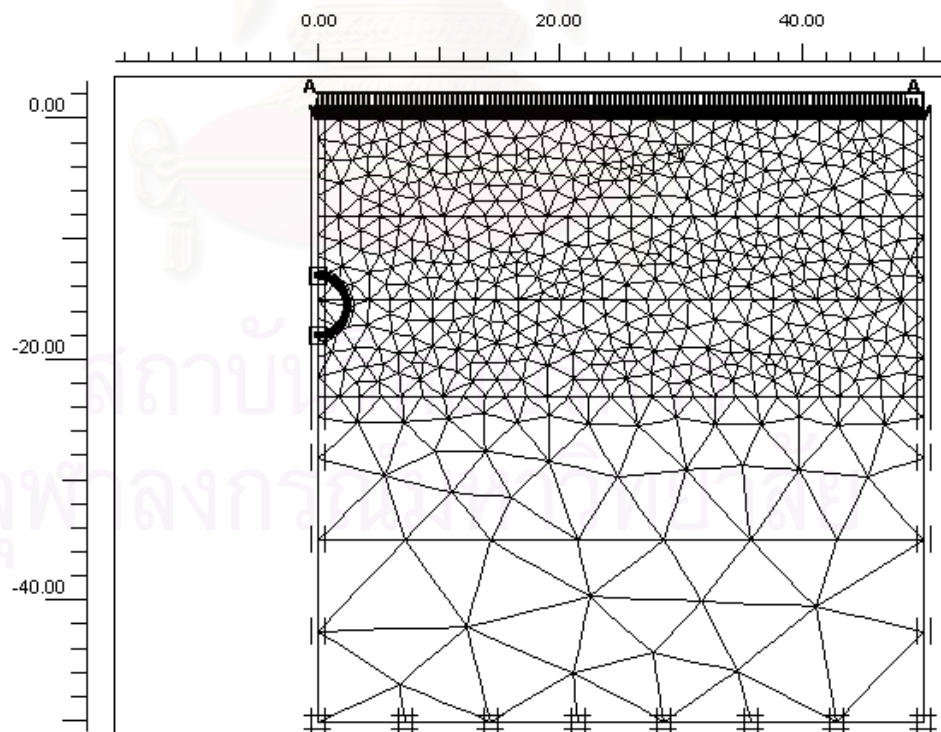
รูปที่ 3.9 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=7$ เมตร



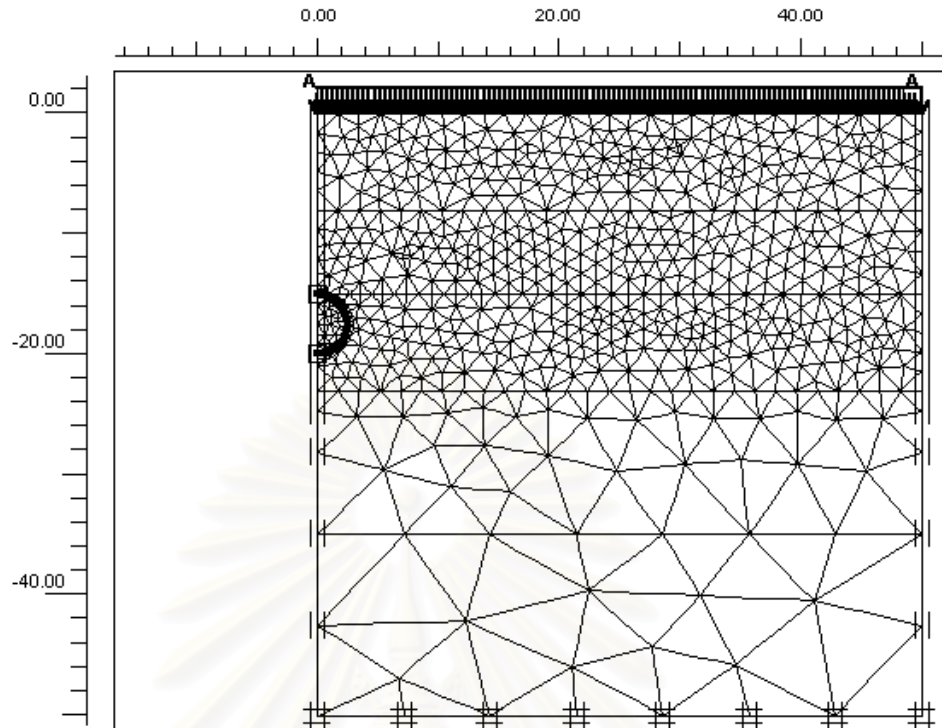
รูปที่ 3.10 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=9$ เมตร



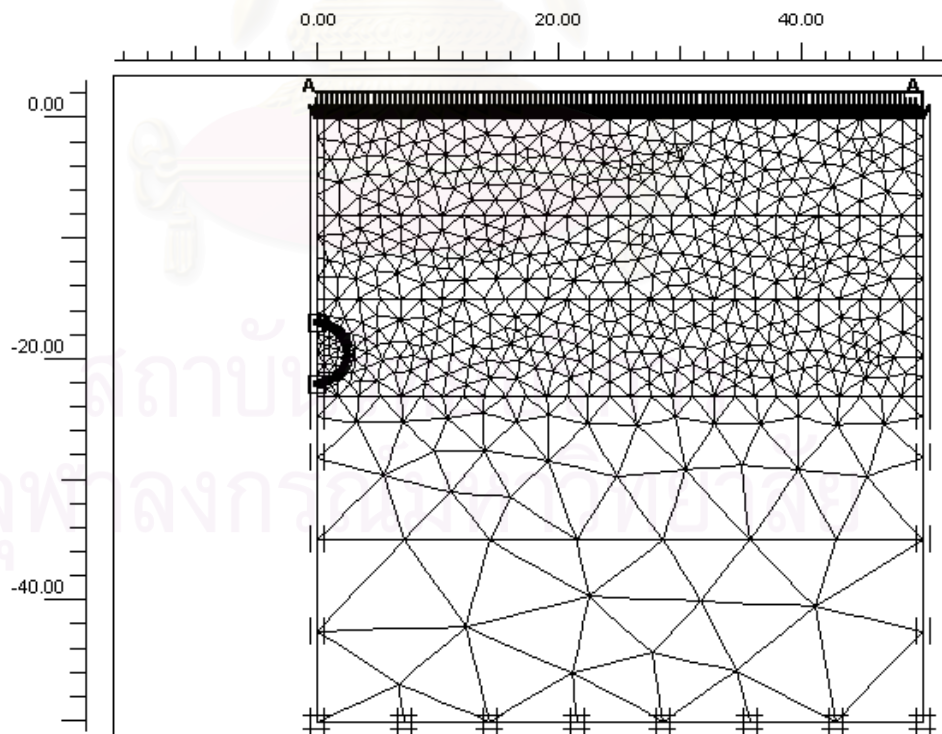
รูปที่ 3.11 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=11$ เมตร



รูปที่ 3.12 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=13$ เมตร



รูปที่ 3.13 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=15$ เมตร



รูปที่ 3.14 แสดงตัวอย่าง Mesh ของอุโมงค์เมื่อ $D=5$ เมตร , $C=17$ เมตร

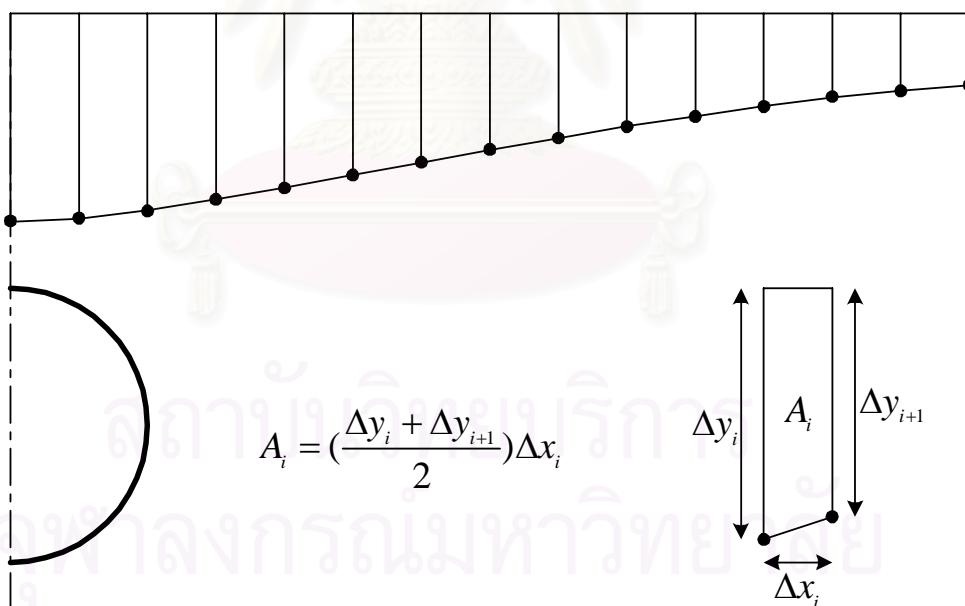
3.4.3 การคำนวณค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss)

ผลการทรุดตัวที่ผิวดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS จะถูกนำมาคำนวณหาค่าการสูญเสียมวลดินตามสมการที่ 3.1

$$V_L = \frac{V_{ST}}{V_{EX}} \times 100 \quad (3.1)$$

เมื่อ V_L คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) (%)
 V_{ST} คือ ปริมาตรของดินที่ทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวอุโมงค์
 V_{EX} คือ ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\pi D^2/4$

โดยปริมาตรการทรุดตัวที่ผิวดิน (V_{ST}) สามารถหาได้จากการนำค่าการทรุดตัวที่ Node ต่าง ๆ ที่อยู่ทีผิวดินซึ่งเป็นคู่อันดับระหว่างระยะทางจากจุดศูนย์กลางอุโมงค์กับการทรุดตัวที่จุดนั้นเขียนกราฟแล้วหาพื้นที่ของสี่เหลี่ยมคางหมูเล็ก ๆ ที่อยู่ระหว่าง Node ดังแสดงในรูปที่ 3.15



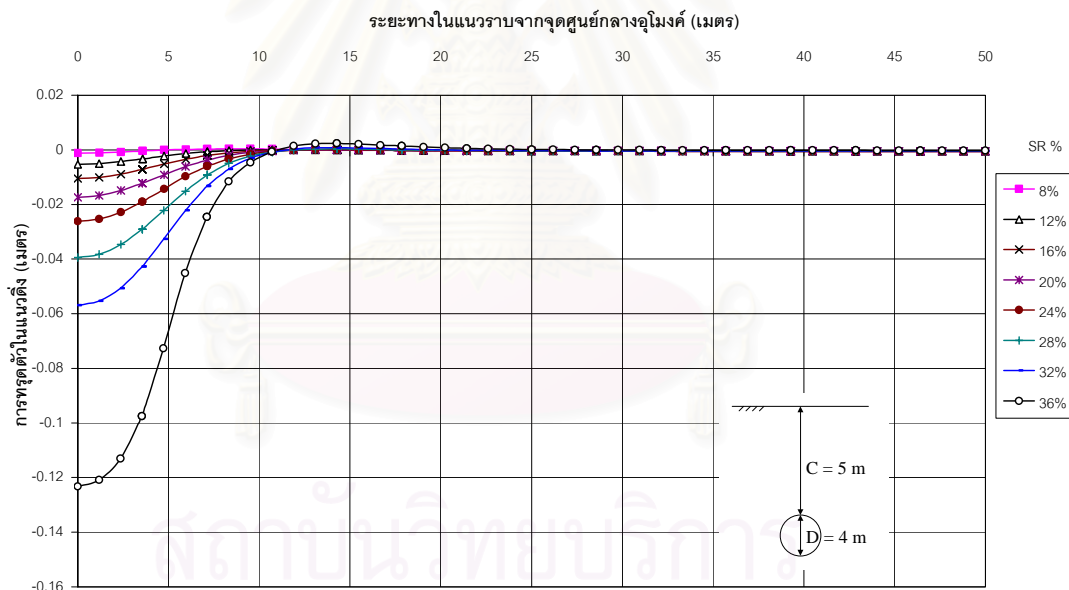
รูปที่ 3.15 แสดงการหาปริมาตรการสูญเสียมวลดินที่ผิวดินโดยการแบ่งเป็นพื้นที่ย่อย ๆ

บทที่ 4

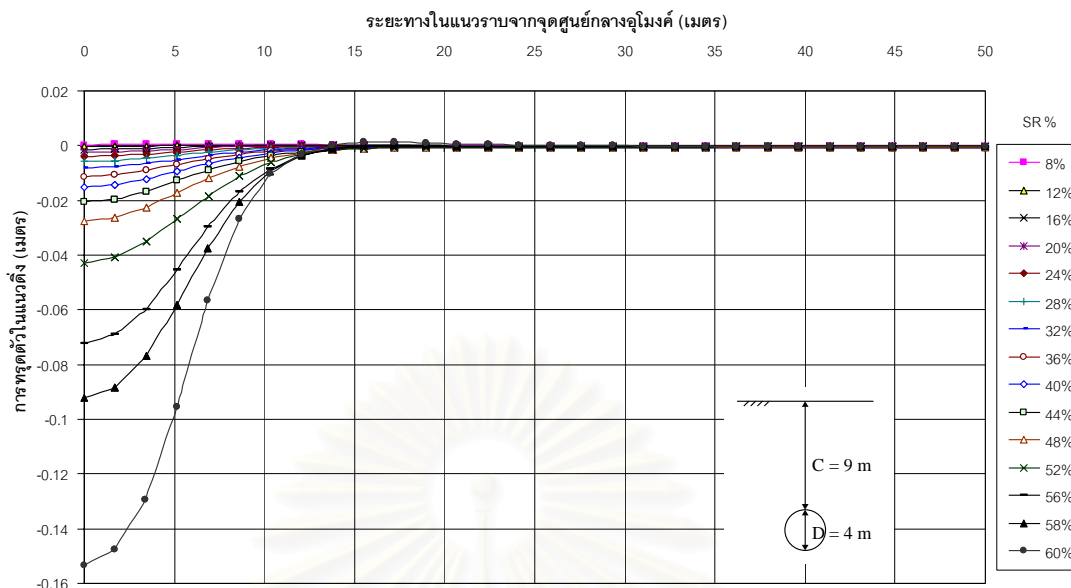
ผลการวิจัย และวิเคราะห์ผลการวิจัย

4.1 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดิน และปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัว

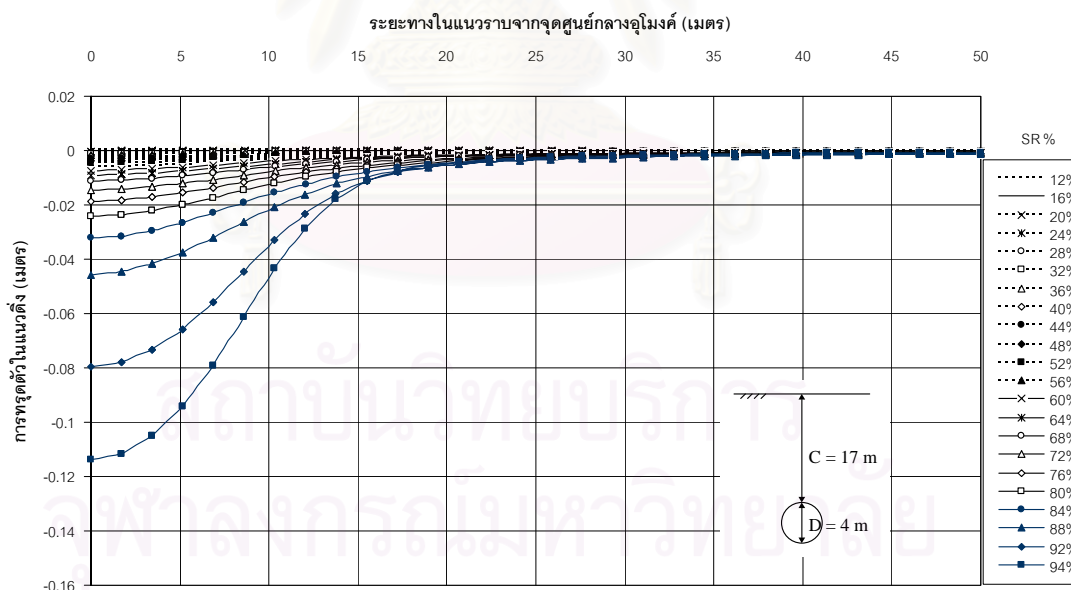
จากการวิจัยซึ่งจำลองการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ พบว่าลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ในชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง และชั้นดินเหนียวแข็ง มีรูปร่างลักษณะแบบเดียวกันคือคล้ายรูประฆังหงายดังแสดงในรูปที่ 4.1ก, 4.1ข และ 4.1ค



รูปที่ 4.1ก ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=4 m)



รูปที่ 4.1ข ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=4 m)

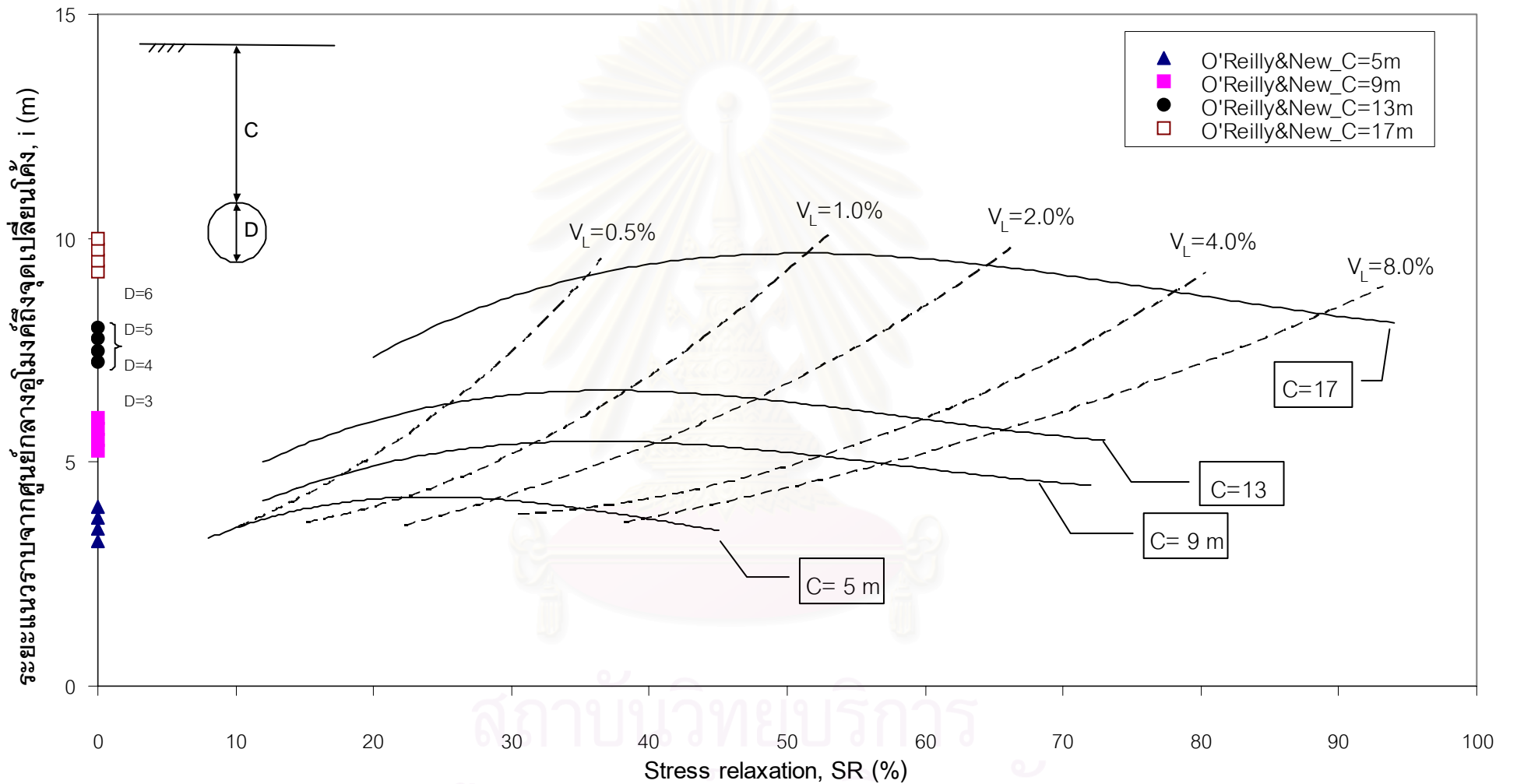


รูปที่ 4.1ค ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=4 m)

โดยที่ค่าการทรุดตัวสูงสุด (S_{max}) จะเกิดขึ้นที่บริเวณเหนือตำแหน่ง Crown ของ อุโมงค์ ซึ่งค่าการทรุดตัวสูงสุดนี้จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อค่า Stress Relaxation (SR) มากขึ้น หากพิจารณาอุโมงค์ที่มีขนาดเท่ากัน และเปรียบเทียบที่ค่า Stress Relaxation เดียวกัน อุโมงค์ที่วาง อยู่ในชั้นดินที่อ่อนกว่าจะให้ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากกว่า ทั้งนี้เนื่องจากในชั้นดินที่อ่อนกว่านั้นค่า Stiffness ของดินมีค่าน้อยกว่าแม้ว่าจะมีค่า Overburden pressure น้อยกว่าก็ตาม

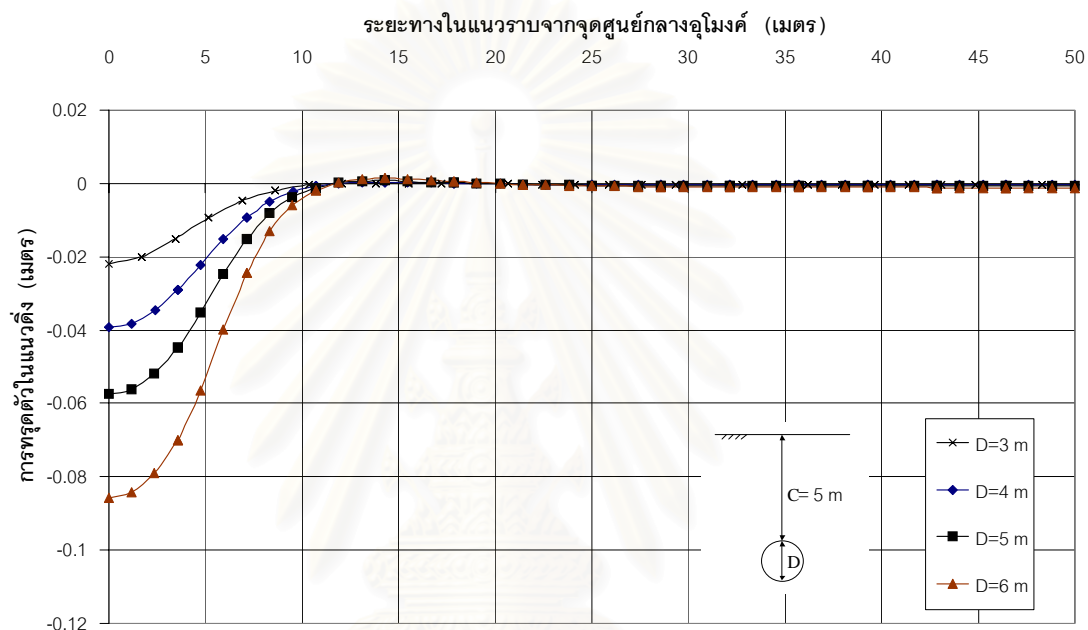
เมื่อพิจารณาค่าความกว้างของ Settlement trough ที่ผิวดิน จะเห็นว่าที่ค่า SR สูง ๆ นั้น เกิดการอูดขึ้น (Heave) ที่ผิวดินเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากแบบจำลองของดินและ สมมุติฐานต่าง ๆ ในการวิจัย แต่อย่างไรก็ตามเมื่อทำการ fit curve ระหว่างค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ตำแหน่งต่าง ๆ กับสมการของ Peck (1996) หรือสมการที่ 2.3 เพื่อศึกษาตำแหน่งของจุดเปลี่ยน ความโค้ง (Point of inflexion) หรือค่า i สามารถเปรียบเทียบให้เห็นได้อย่างคร่าว ๆ ว่า อุโมงค์ที่ วางอยู่ในชั้นดินเหนียวที่แข็งกว่า (ลึกกว่า) จะให้ค่า Settlement trough ที่ผิวดินที่กว้างกว่าอุโมงค์ ที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวที่อ่อนกว่า ซึ่งอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3, 4, 5 และ 6 เมตรให้ค่า i ที่ใกล้เคียงกันเมื่ออยู่ที่ระดับความลึก (C) เดียวกันและเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยเมื่อค่า SR เดียวกัน ดังรูปที่ 4.2 ซึ่งได้แสดงค่า i ที่คำนวณได้จากวิธีของ O' Reilly and New โดยใช้ค่า $k=0.5$ ไว้ด้วย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



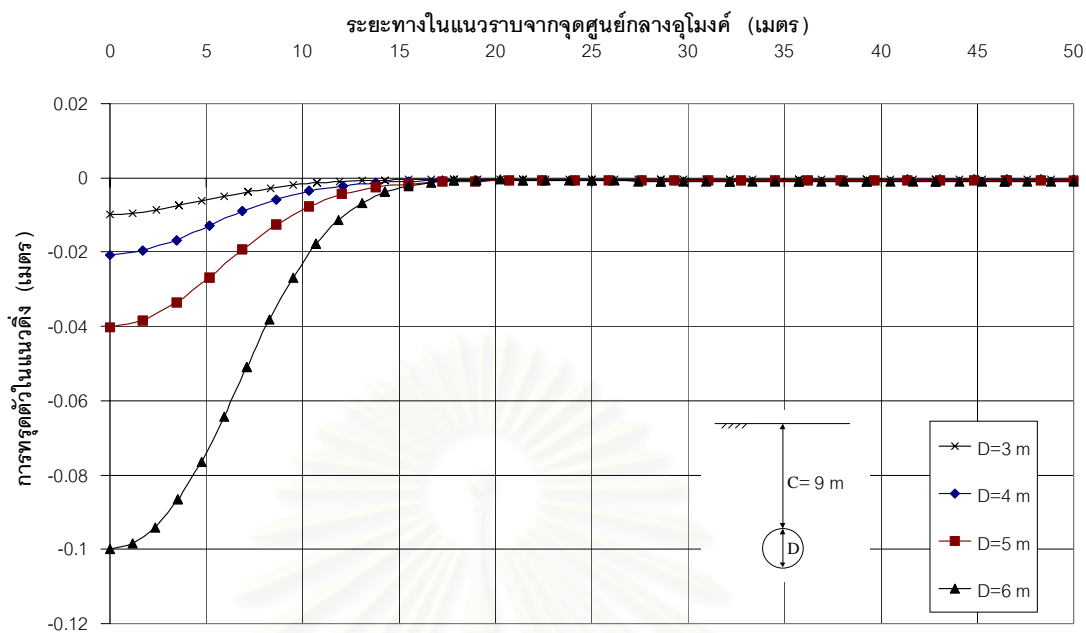
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางแนวราบถึงจุดเปลี่ยนโค้ง, i กับค่า Stress relaxation ของอุโมงค์ที่ระดับความลึกต่าง ๆ

ในกรณีที่ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์อยู่ที่ตำแหน่งเดียวกันแต่ขนาดอุโมงค์มีขนาดต่างกัน ที่ค่า SR ค่าหนึ่ง พบว่าความกว้างของ Settlement trough มีค่าใกล้เคียงกัน ดังรูปที่ 4.3ก, 4.3ข และ 4.3ค แต่เมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวสูงสุด (S_{max}) พบว่าอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางมากกว่าจะให้ค่า S_{max} มากกว่า

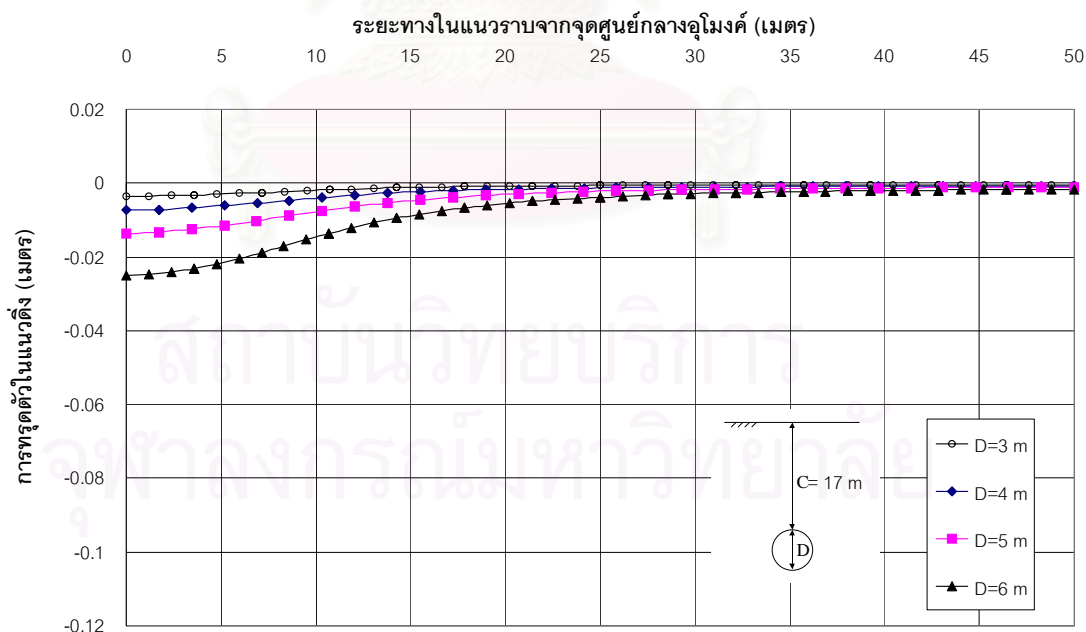


รูปที่ 4.3ก ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อน เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน ($C=5$ m, $SR=28\%$)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.3ข ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน (C=9 m, SR=44%)



รูปที่ 4.3ค ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็ง เมื่ออุโมงค์มีขนาดต่าง ๆ กัน (C=17 m, SR=60%)

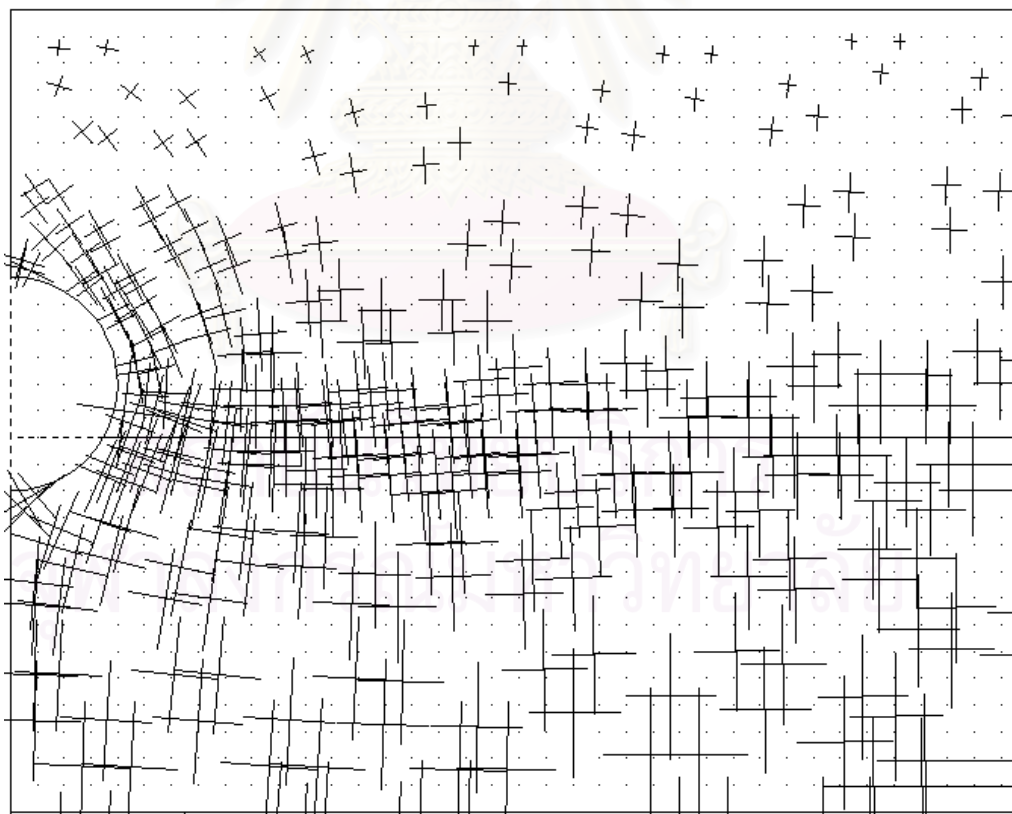
4.2 พฤติกรรมของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

จากการวิจัยครั้งนี้พบว่า การเปลี่ยนแปลงความเค้น (Stress) ของมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์มีลักษณะดังนี้ คือ

1) ที่บริเวณ Crown ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงตามแนวแกน (แนวตั้งและแนวราบ) เกิดขึ้นค่อนข้างมาก และเกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นเล็กน้อยจากรูปที่ 4.4 แสดงให้เห็นว่าบริเวณ Crown ของอุโมงค์และบริเวณใกล้เคียง ทิศทางของหน่วยแรงหลักเปลี่ยนไปเกือบ 90°

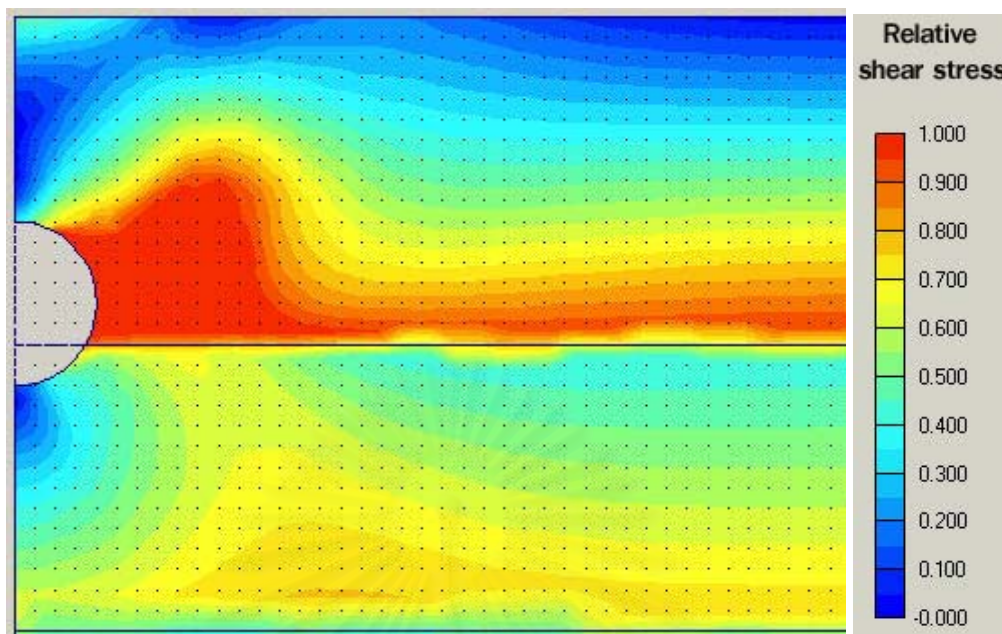
2) ที่บริเวณใกล้เคียง Spring line ของอุโมงค์ เกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นมากดังแสดงในรูปที่ 4.5 ซึ่งเห็นได้ว่าค่า Relative shear stress ($\tau_{rel} = \tau / \tau_{max}$) ที่บริเวณนี้มีค่าถึง 1 ซึ่งหมายถึง Mohr's circle สัมผัสเส้น Failure line จึงทำให้ที่บริเวณนี้น่าจะเป็นบริเวณที่วิกฤติสุดในการขุดเจาะอุโมงค์

3) ที่บริเวณ Invert ของอุโมงค์ การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงส่วนใหญ่เป็นหน่วยแรงตามแนวแกนโดยเฉพาะหน่วยแรงในแนวตั้ง



รูปที่ 4.4 แสดงทิศทางของหน่วยแรงหลัก (σ_1, σ_3) ที่เกิดขึ้นรอบ ๆ อุโมงค์

(C=5 m, D=4 m, SR=24%)

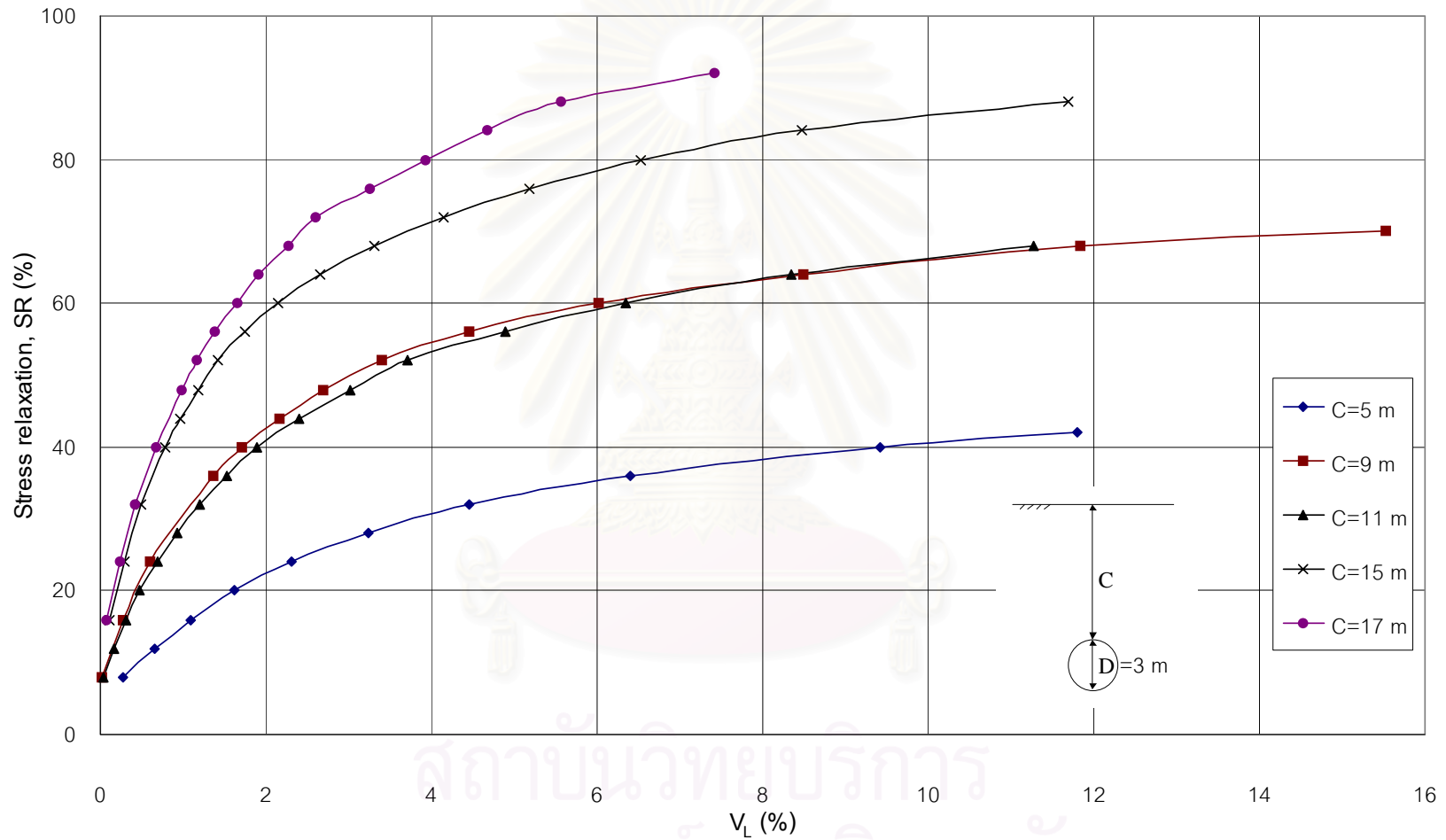


รูปที่ 4.5 แสดง Relative shear stress ($\tau_{rel} = \tau / \tau_{max}$) ที่เกิดขึ้นรอบ ๆ อุโมงค์
(C=5 m, D=4 m, SR=24%)

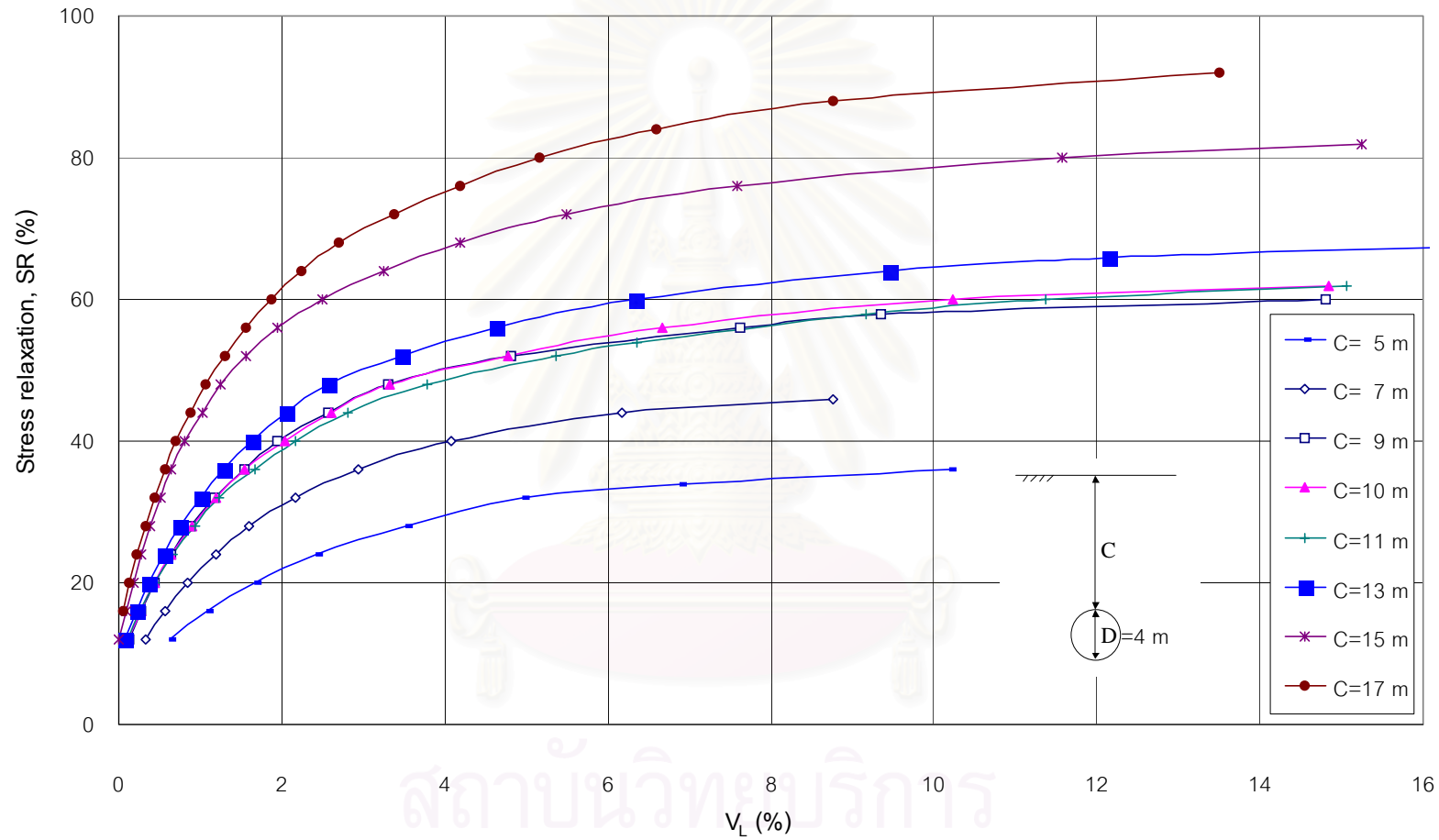
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss (V_L) กับ Stress Relaxation (SR)

จากผลการวิจัยโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) และเปลี่ยนแปลงความลึกของอุโมงค์ ซึ่งระบุเป็นความลึกจากผิวดินถึงตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ (C) โดยทำการวิจัยทั้งสิ้น 26 กรณี โดยแต่ละกรณีจะคำนวณหาค่า Ground Loss ที่เกิดจากค่า Stress Relaxation (SR) ต่าง ๆ กันจนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติ (Collapse) ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 4.6ก, 4.6ข, 4.6ค และ 4.6ง ซึ่งแสดงตามขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ และรูปที่ 4.7ก, 4.7ข, 4.7ค, 4.7ง, 4.7จ, 4.7ฉ และ 4.7ช จะแสดงตามความลึกของอุโมงค์ ดังนี้

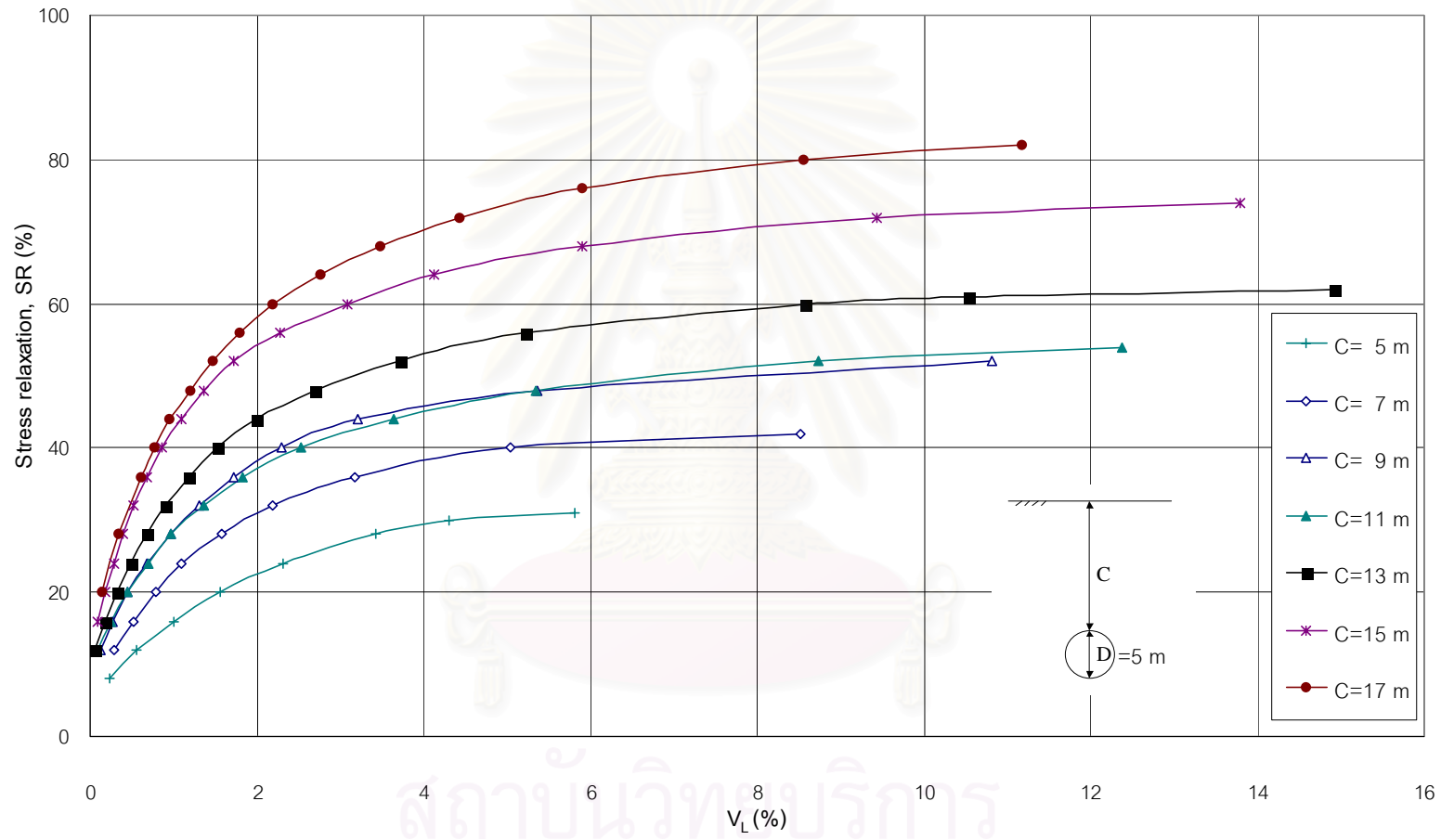
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



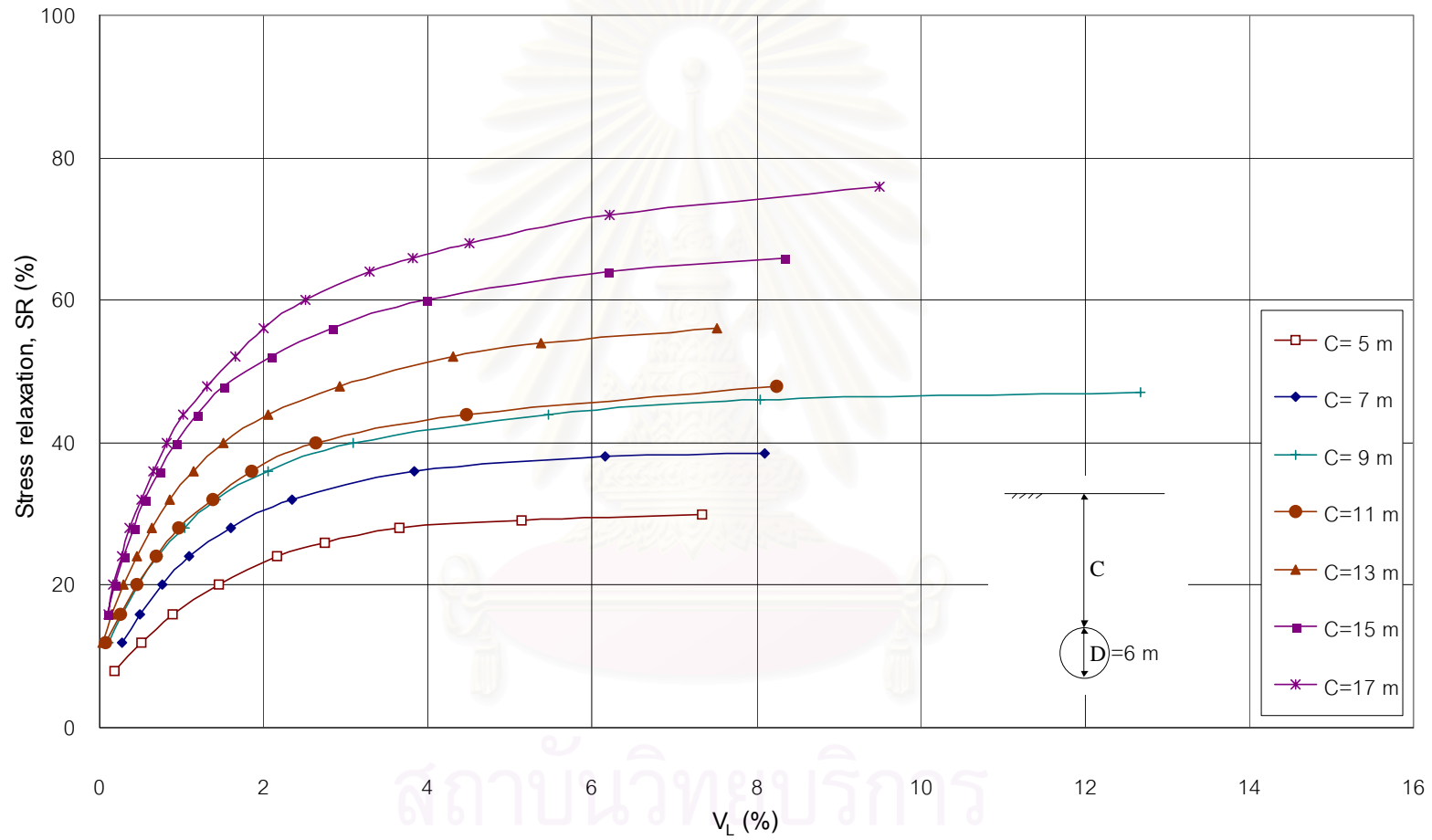
รูปที่ 4.6ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ D = 3 เมตร



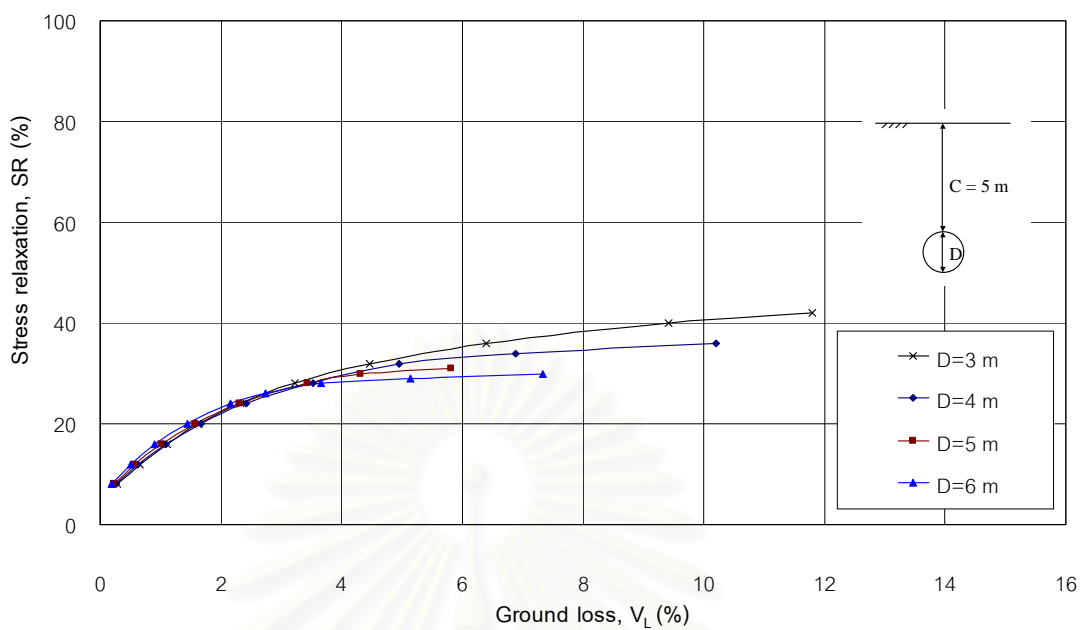
รูปที่ 4.6ข แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ $D = 4$ เมตร



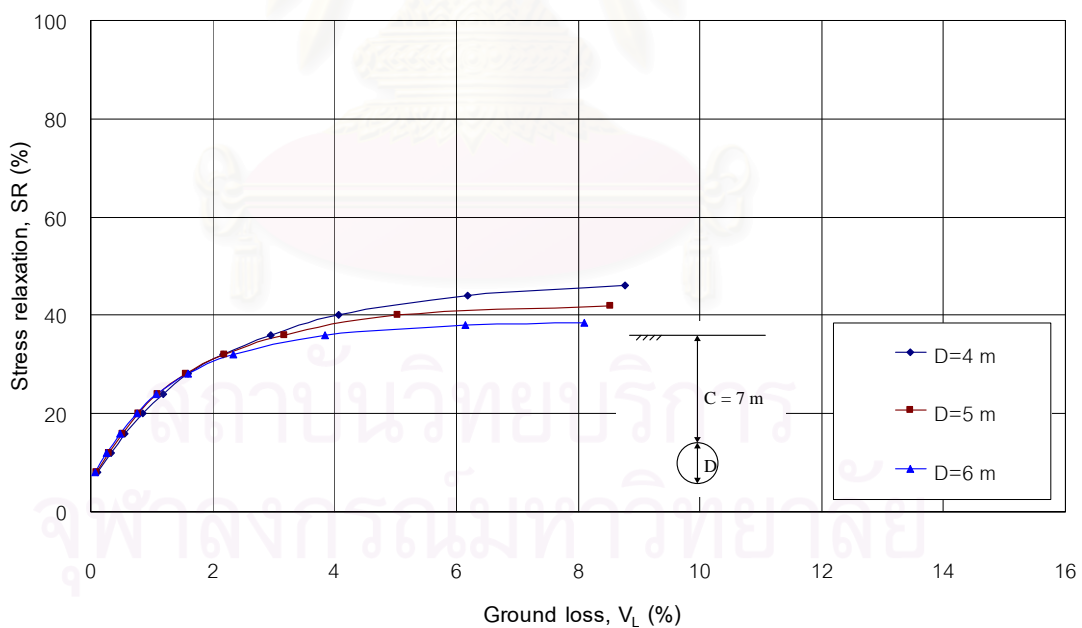
รูปที่ 4.6ค แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ $D = 5$ เมตร



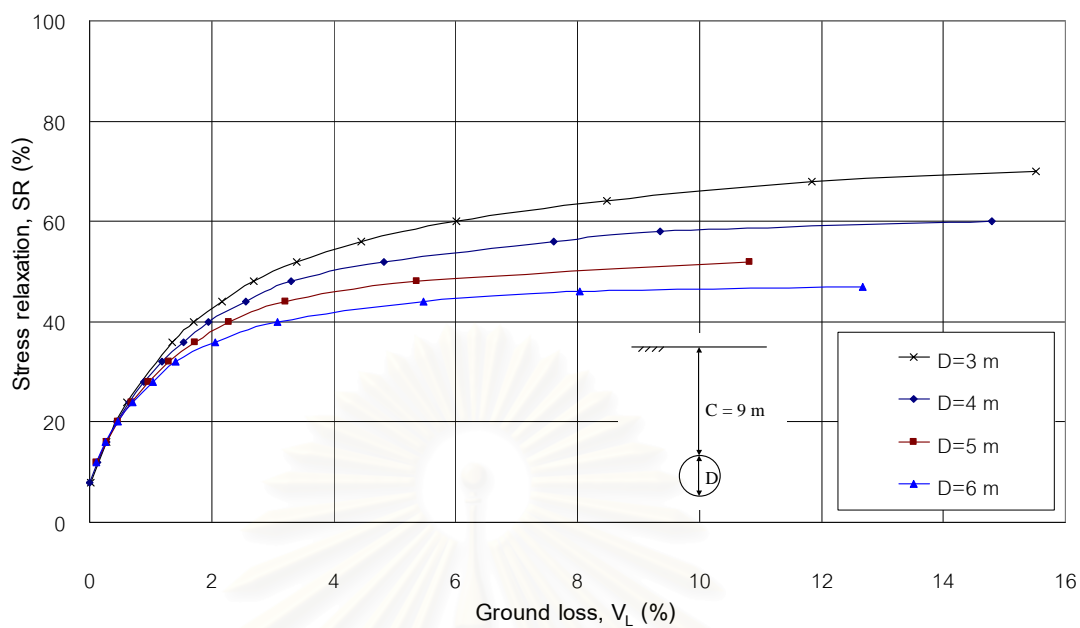
รูปที่ 4.6ง แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress Relaxation, SR เมื่อ $D = 6$ เมตร



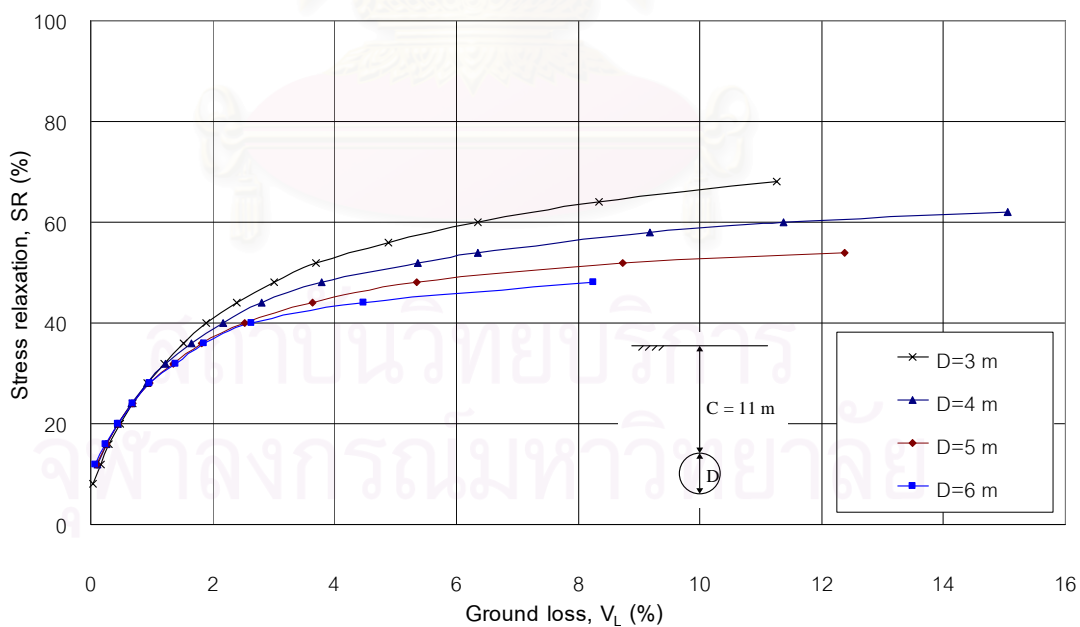
รูปที่ 4.7ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 5$ เมตร



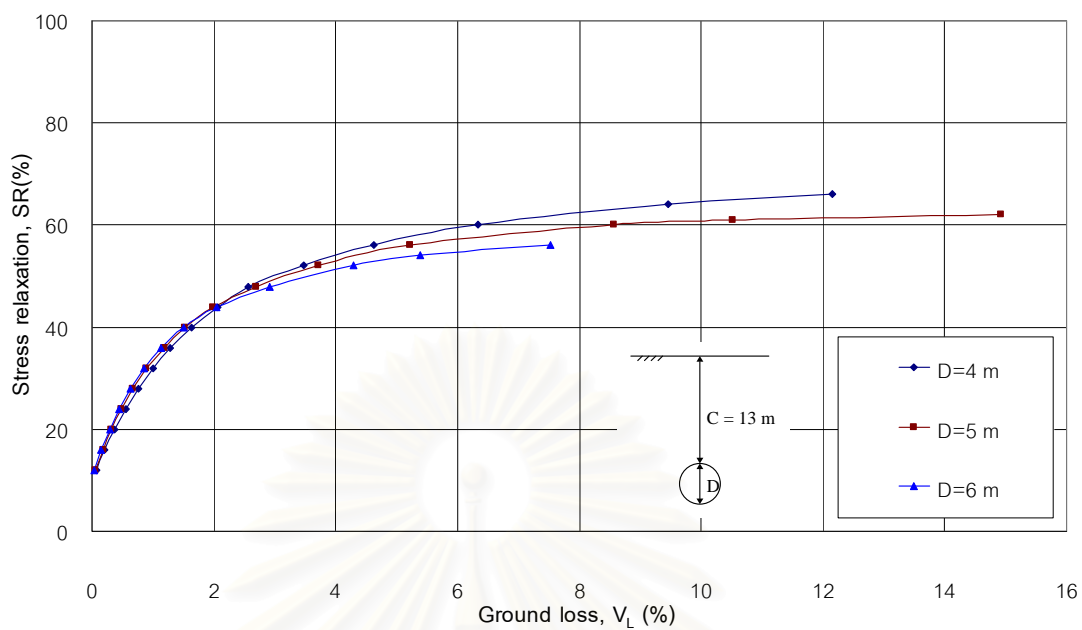
รูปที่ 4.7ข แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 7$ เมตร



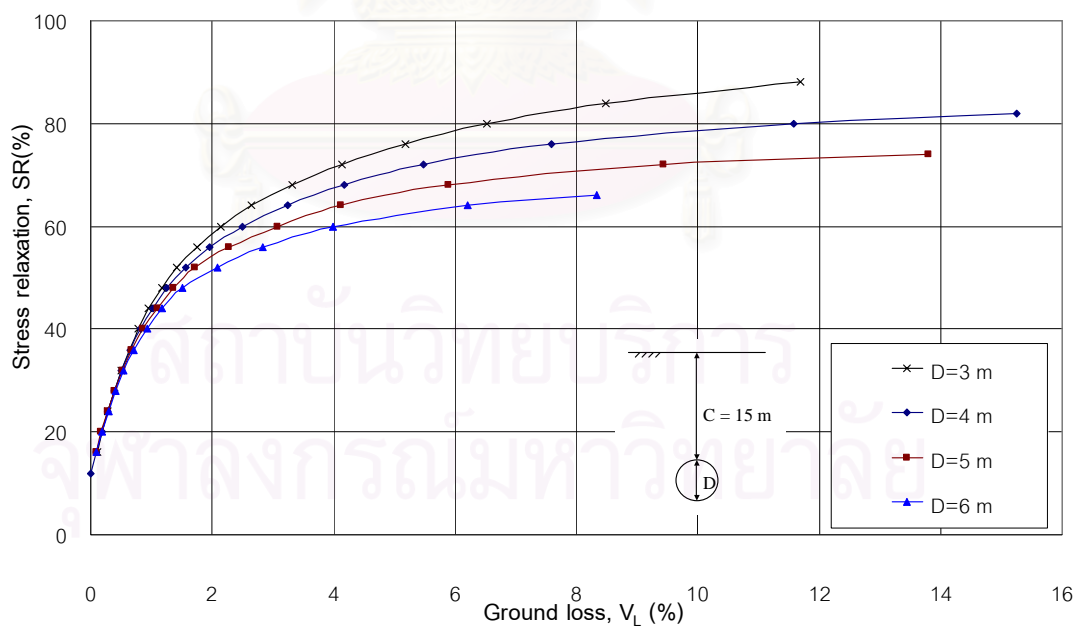
รูปที่ 4.7ค แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 9$ เมตร



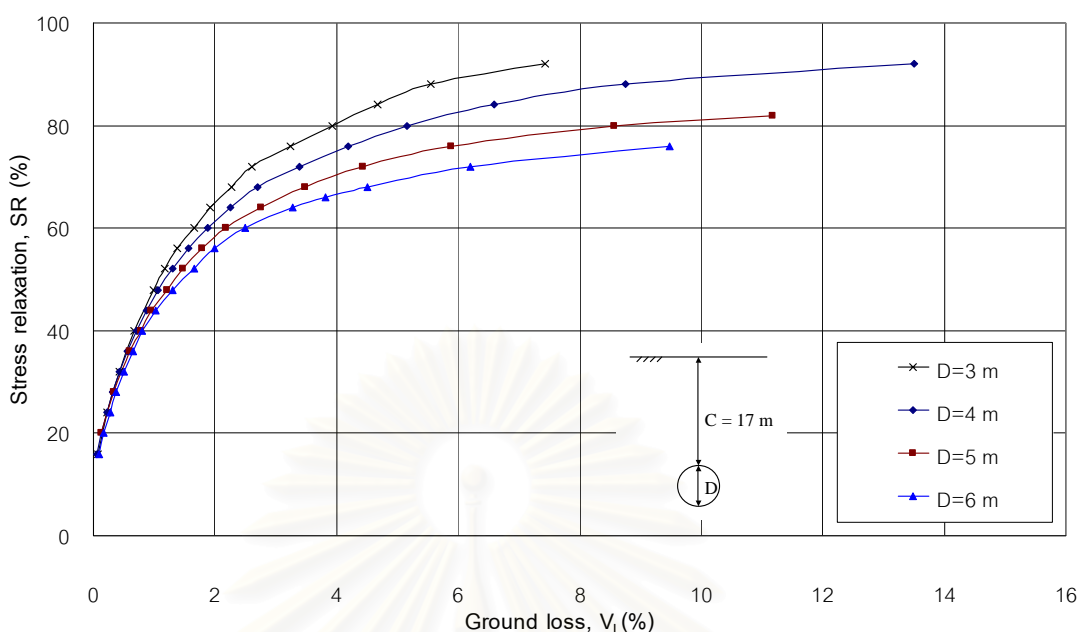
รูปที่ 4.7ง แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 11$ เมตร



รูปที่ 4.7จ แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 13$ เมตร



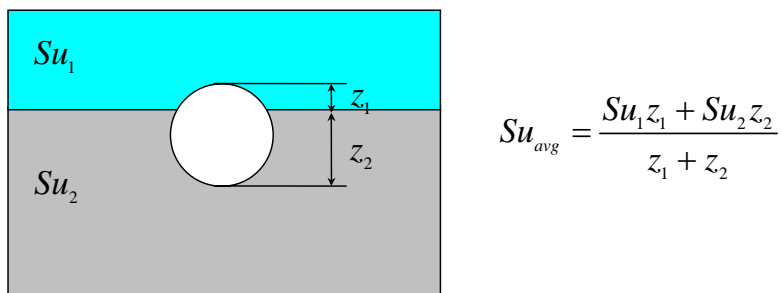
รูปที่ 4.7ค แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 15$ เมตร



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss, V_L กับ Stress relaxation, SR
เมื่อ $C = 17$ เมตร

ตั้งแต่รูปที่ 4.6 จนถึงรูปที่ 4.7 แสดงให้เห็นว่า ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อค่า Stress relaxation เพิ่มขึ้น โดยมีความสัมพันธ์กันเป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear) ทั้งนี้เนื่องจากใช้แบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb ซึ่งเป็นพฤติกรรม แบบ Elastic perfectly plastic และเมื่อพิจารณารูปที่ 4.7ก ถึงรูปที่ 4.7ข จะเห็นได้ว่า ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) เป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อความสัมพันธ์ดังกล่าวซึ่งเห็นได้ชัดในกรณีที่ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินแข็งปานกลาง และชั้นดินเหนียวแข็ง โดยเฉพาะที่ระดับ SR สูง ๆ อุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่กว่าจะให้ค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ที่สูงกว่า

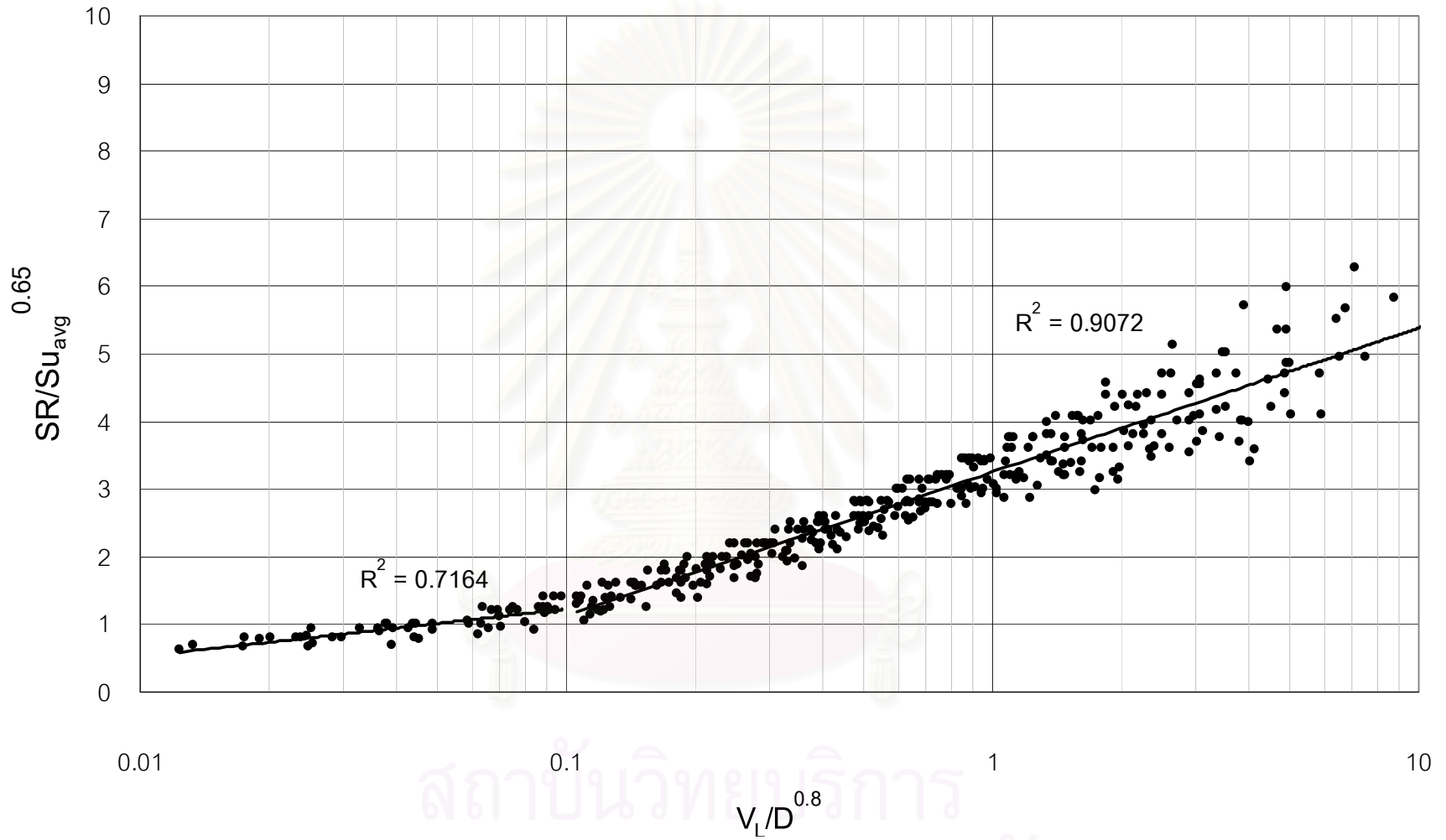
ถ้าหากจะพิจารณาผลกระทบเนื่องจากความลึกของอุโมงค์ซึ่งแสดงอยู่ในรูปของความลึกจากผิวดินถึงตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์ (C) นั้น จะเป็นไปได้ยาก เนื่องจากจะซ้ำซ้อนกับผลกระทบของสติฟเนส (Stiffness) ของชั้นดินเพราะชั้นดินมีลักษณะไม่เอกพันธ์ ดังนั้นผู้วิจัยจึงเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Ground Loss กับ Stress relaxation, SR ในรูปของการ Normalize ค่า SR ด้วยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย (Su_{avg}) ของดินเหนียว ยกกำลังค่าคงที่ค่าหนึ่ง (m) และ Normalize Ground loss โดย ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) ยกกำลังค่าคงที่ค่าหนึ่ง (n) ซึ่งนิยามของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวเฉลี่ยได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 แสดงการหาค่า Su_{avg} สำหรับ Normalize ค่า Stress relaxation, SR

ค่า m และ n ที่เหมาะสมที่ทำให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง SR / Su_{avg}^m กับ V_L/D^n สำหรับกรณีที่ชุดเจาะอุโมงค์ขนาดต่าง ๆ และที่ความลึกต่าง ๆ อยู่ในช่วงที่ใกล้เคียงกันเมื่อเขียนกราฟแบบ semi-log โดยที่ V_L/D^n อยู่ในแกนที่เป็น log สเกล คือ 0.65 และ 0.8 ตามลำดับ ซึ่งจะให้กลุ่มของข้อมูลดังรูปที่ 4.9

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress relaxation เมื่อ normalize ด้วย $Su_{avg}^{0.65}$ กับ Ground loss ที่ normalize ด้วย $D^{0.8}$

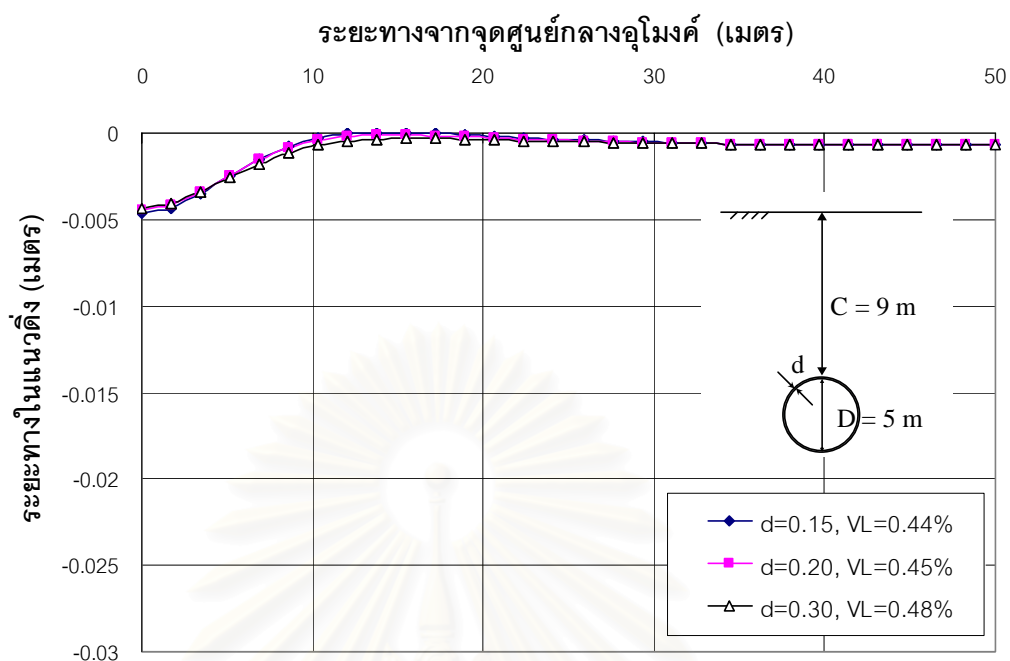
จากกราฟในรูปที่ 4.9 กลุ่มของข้อมูลจับกลุ่มกันแบ่งออกเป็น 2 ช่วงตามค่า Normalized Ground loss ($V_L/D^{0.8}$) โดยที่เมื่อ $V_L/D^{0.8}$ มีค่าน้อยกว่า 0.1 ความสัมพันธ์จะเป็นไปตามสมการที่ 4.1 และเมื่อ $V_L/D^{0.8}$ มีค่ามากกว่า 0.1 ความสัมพันธ์จะเป็นไปตามสมการที่ 4.2 คือ

$$\frac{SR\%}{(Su_{avg})^{0.65}} = 0.31 \ln\left(\frac{V_L\%}{D^{0.8}}\right) + 1.93 \quad (4.1)$$

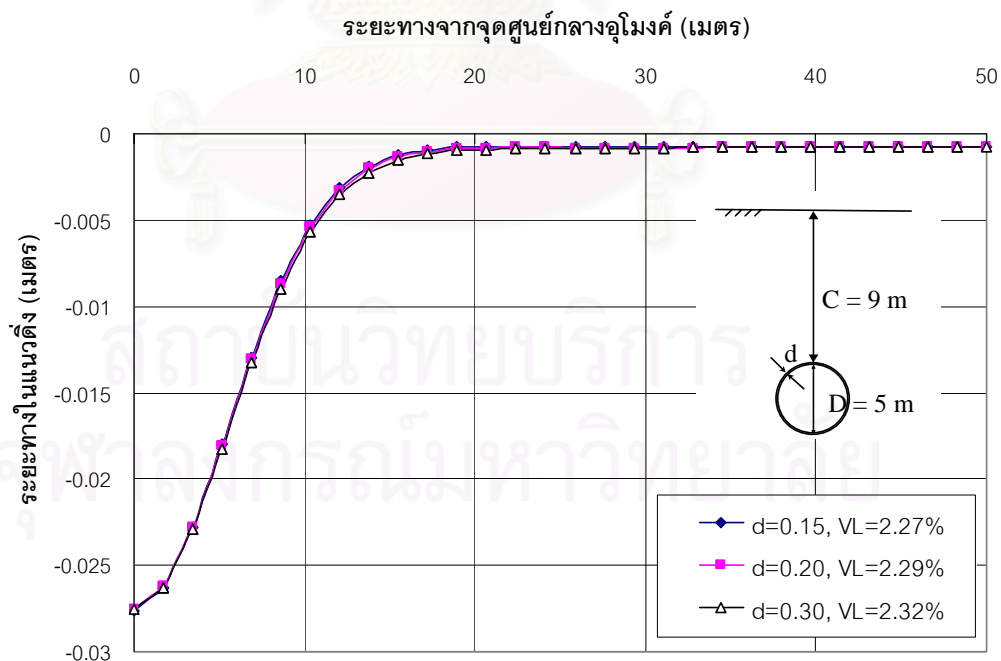
$$\frac{SR\%}{(Su_{avg})^{0.65}} = 0.92 \ln\left(\frac{V_L\%}{D^{0.8}}\right) + 3.26 \quad (4.2)$$

ความสัมพันธ์ที่ได้นี้สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในการออกแบบความหนาของดาดอุโมงค์ต่อไปได้ หากทราบความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในดาดอุโมงค์ (M_{max}) กับค่า Stress relaxation ซึ่งเป็นความสัมพันธ์แบบเส้นตรง (Linear) เนื่องจากเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบ Linear elastic และจากการวิจัยครั้งนี้พบว่าความหนาของดาดอุโมงค์ไม่มีผลกระทบต่อค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss) มากนัก ดังแสดงในรูปที่ 4.10ก, 4.10ข แต่จะมีผลต่อค่า โมเมนต์สูงสุด (M_{max}) ที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนดาดอุโมงค์มาก ดังแสดงในรูปที่ 4.11 นอกจากนี้ ค่าความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} กับ SR ยังเกี่ยวข้องกับ Stiffness ของชั้นดินด้วย และเมื่อพิจารณาผลกระทบของของอุโมงค์ (D) ต่อค่าความชันดังกล่าวแล้วจะมีค่าไม่ต่างกันมากนักระหว่างอุโมงค์ที่มีขนาด 3 เมตร, 4 เมตร, 5 เมตร และ 6 เมตร เมื่ออยู่ที่ระดับความลึกเดียวกัน แต่คาดว่าในกรณีที่อุโมงค์มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางต่างกันมาก ๆ อาจจะทำให้ความชันดังกล่าวมีค่าแตกต่างกันเนื่องจากผลกระทบของ ความไม่เป็นเอกพันธ์ของดิน ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ซึ่งรายละเอียดในส่วนนี้ควรจะต้องมีการศึกษาต่อไป

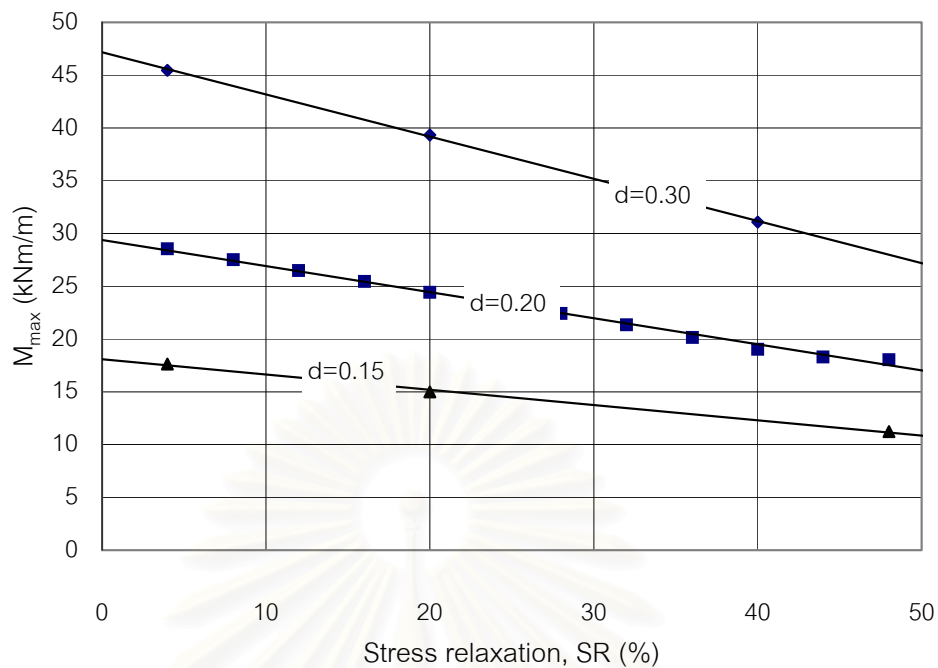
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.10ก แสดงการทรุดตัวของผิวดินที่ค่าความหนาของดาดอุโมงค์ต่าง ๆ
เมื่อ D=5 เมตร, C=9 เมตร, SR=20%



รูปที่ 4.10ข แสดงการทรุดตัวของผิวดินที่ค่าความหนาของดาดอุโมงค์ต่าง ๆ
เมื่อ D=5 เมตร, C=9 เมตร, SR=40 %



รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} ที่เกิดขึ้นในดาดอุโมงค์ กับค่า Stress relaxation (SR) เมื่อความหนาของดาดอุโมงค์เปลี่ยนแปลง (C= 9 เมตร, D= 5 เมตร)

ตารางที่ 4.1 แสดงความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} กับ Stress relaxation (SR) เมื่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง และความลึกของอุโมงค์ เปลี่ยนไป (d = 0.20 เมตร)

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง ของอุโมงค์, D (เมตร)	ความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง M_{max} กับ Stress relaxation (SR)						
	C=5 m	C=7 m	C=9 m	C=11 m	C=13 m	C=15 m	C=17 m
3	-0.105	-	-0.182	-0.225	-	-0.278	-0.236
4	-0.148	-0.205	-0.236	-0.281	-0.29	-0.256	-0.264
5	-0.113	-0.228	-0.247	-0.289	-0.302	-0.275	-0.254
6	-0.131	-0.219	-0.254	-0.29	-0.296	-0.275	-0.278

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

จากการวิเคราะห์การขุดเจาะและติดตั้งตาดูโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม PLAXIS 7.2 สำหรับชั้นดินที่มีลักษณะแบบชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ทำให้ทราบว่า

1. ค่าหน่วยแรงที่สูญเสีย (Stress relaxation, SR) มีผลต่อการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (S_{max}) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์อย่างมาก คือยิ่งค่า SR สูงขึ้นค่า S_{max} ก็ยิ่งสูงขึ้นด้วย และยังมีผลกระทบต่อความกว้างของ Settlement trough ด้วย

2. ขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ (D) มีผลต่อการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (S_{max}) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์อย่างมาก คือยิ่งค่า D สูงขึ้นค่า S_{max} ก็ยิ่งสูงขึ้นด้วย แต่จะมีผลกระทบต่อความกว้างของ Settlement trough น้อย

3. ผลของความลึกของอุโมงค์ (C) และ Stiffness ของชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์มีผลที่ซ้อนทับกันแต่ก็สรุปได้ว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินแบบกรุงเทพฯ ยิ่งขุดลึกมาก (Stiffness สูง) ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (S_{max}) จะยิ่งมีค่าลดลง แต่ความกว้างของ Settlement trough จะมีค่ามากขึ้นเมื่อพิจารณาที่ค่าความเค้นที่สูญเสีย (SR) เดียวกัน

4. สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground loss, V_L) ซึ่ง normalize ด้วย D^m เมื่อ m มีค่าเท่ากับ 0.8 กับค่าหน่วยแรงที่สูญเสียซึ่ง normalize ด้วย $(Su_{avg})^n$ เมื่อ n มีค่าเท่ากับ 0.65 และ Su_{avg} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย ได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

1. ควรมีการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในดาดอุโมงค์ที่ normalize ด้วยขนาดของความหนาของดาดอุโมงค์ (d) หรือปัจจัยที่มีผลกระทบอื่น ๆ กับค่าหน่วยแรงที่สูญเสีย (Stress relaxation, SR)
2. ควรมีการศึกษาค่าหน่วยแรงที่สูญเสีย (Stress relaxation, SR) ที่เกิดขึ้นจริงในสนามโดยใช้เครื่องมือตรวจวัด เพื่อเปรียบเทียบกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
3. ควรมีการพัฒนาโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิจัย ให้สามารถจำลองการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นบริเวณ Tail void ให้มีสภาพใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงในสนาม และใช้แบบจำลองพฤติกรรมของดินที่สามารถจำลองสภาพ loading และ unloading ที่ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากขึ้น

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญฉายา. 2544. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- รัตมณี นันทสาร. 2543. ความเค้นที่สูญหายของมวลดินขณะก่อสร้างอุโมงค์. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วรรณนิภา แซ่เตียว. 2541. การคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพมหานครเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วีระนันท์ ปิตุกรณ์. 2526. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ด เพนเทอร์ชั้นเทสต์ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- สุรนต์ร สัมพันธ์รักษ์. 2540. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์.

ภาษาอังกฤษ

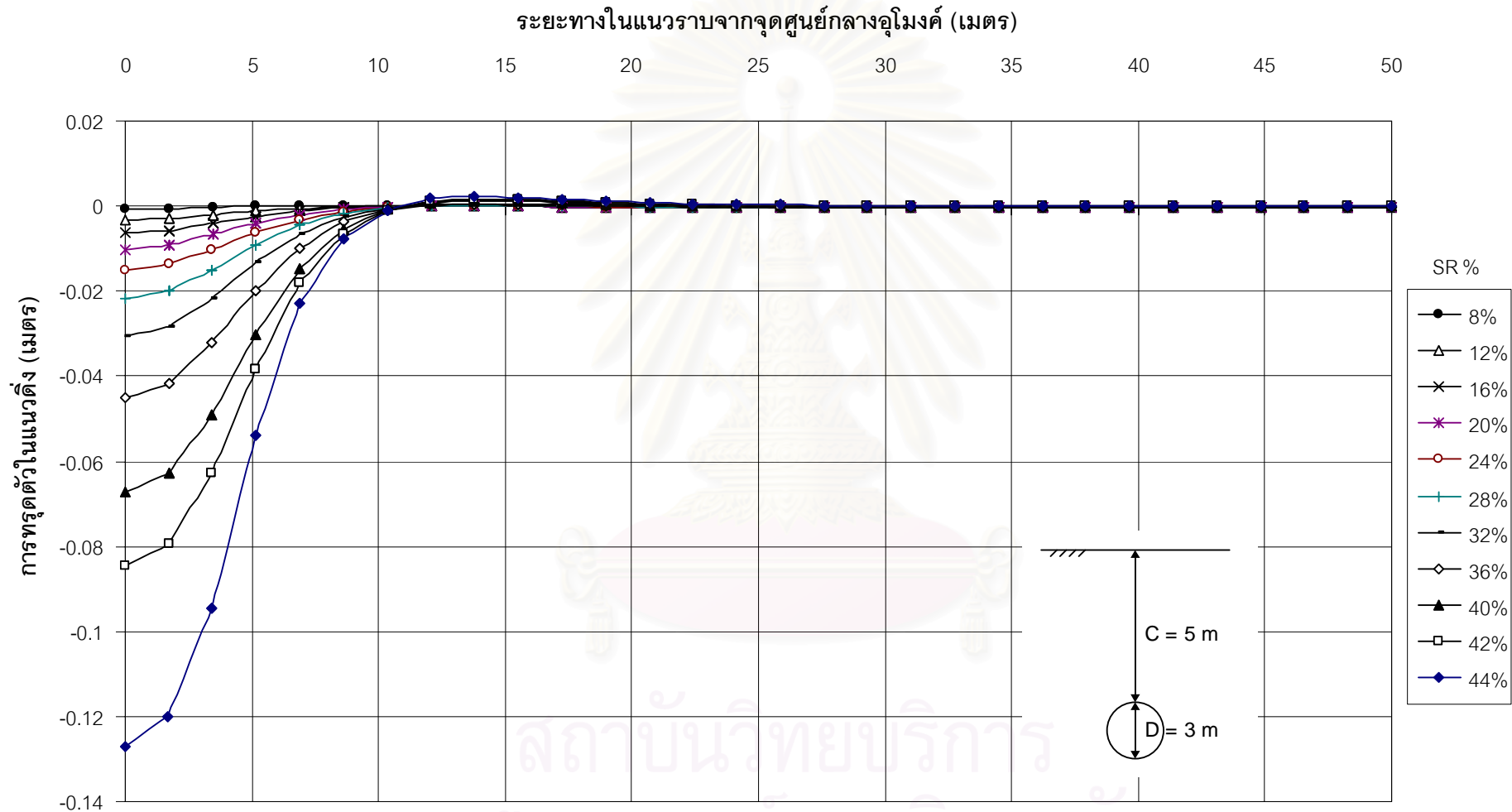
- Bernat, S. and Cambou, B. 1998. Soil-structure interaction in shield tunnelling in soft soil. Computer and Geotechnics 22 No. 3/4:221-242
- Bjerrum, L. 1972. Embankment of soft ground. Proceeding ASCE Special Conference on Performance of Earth and Earth Supported-Structures, Lafayette.
- Brinkgreve, Ronald B.J. 1999. Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of plaxis international, Proceedings of the International Symposium, Amsterdam, 18-20 March
- Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers: 355-358.
- Lee, K.M., Rowe R.K., and Lo K.G. 1992. Subsidence owing to tunnelling. I: Estimating the gap parameter. Canadian Geotechnical Journal 29: 929-940.

- Mair, R.J. 1993. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. Proceeding of Institution of Civil Engineering, London, Vol. 97 No.1: 27-41
- Mair, R.J., Taylor, R.N., and Bracegirdle, A. 1993. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. Geotechnique 43 No.2: 315-320.
- O'Reilly, M.P., and New, B.M.1982. Settlement above tunnels in the United Kingdom- their magnitude and prediction. Tunnelling'82. Institute of Mining and Metallurgy: 173-181.
- Peck, R.B. 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- Seneviratne H.N.1979. Deformations and Pore-Pressures Around ModelTunnels in Soft Clay. Doctoral dissertation, University of Cambridge.
- Sramoon, A., and Sugimoto, M.1999. A study on earth pressure acting on EPB shield. Civil and Environmental Engineering Conference New Frontiers and Challenges, Bangkok, II, pp. 93-98.
- Taylor, R.N. 1984. Ground Movement Associated with Tunnels and Trenches. Doctoral dissertation, University of Cambridge.

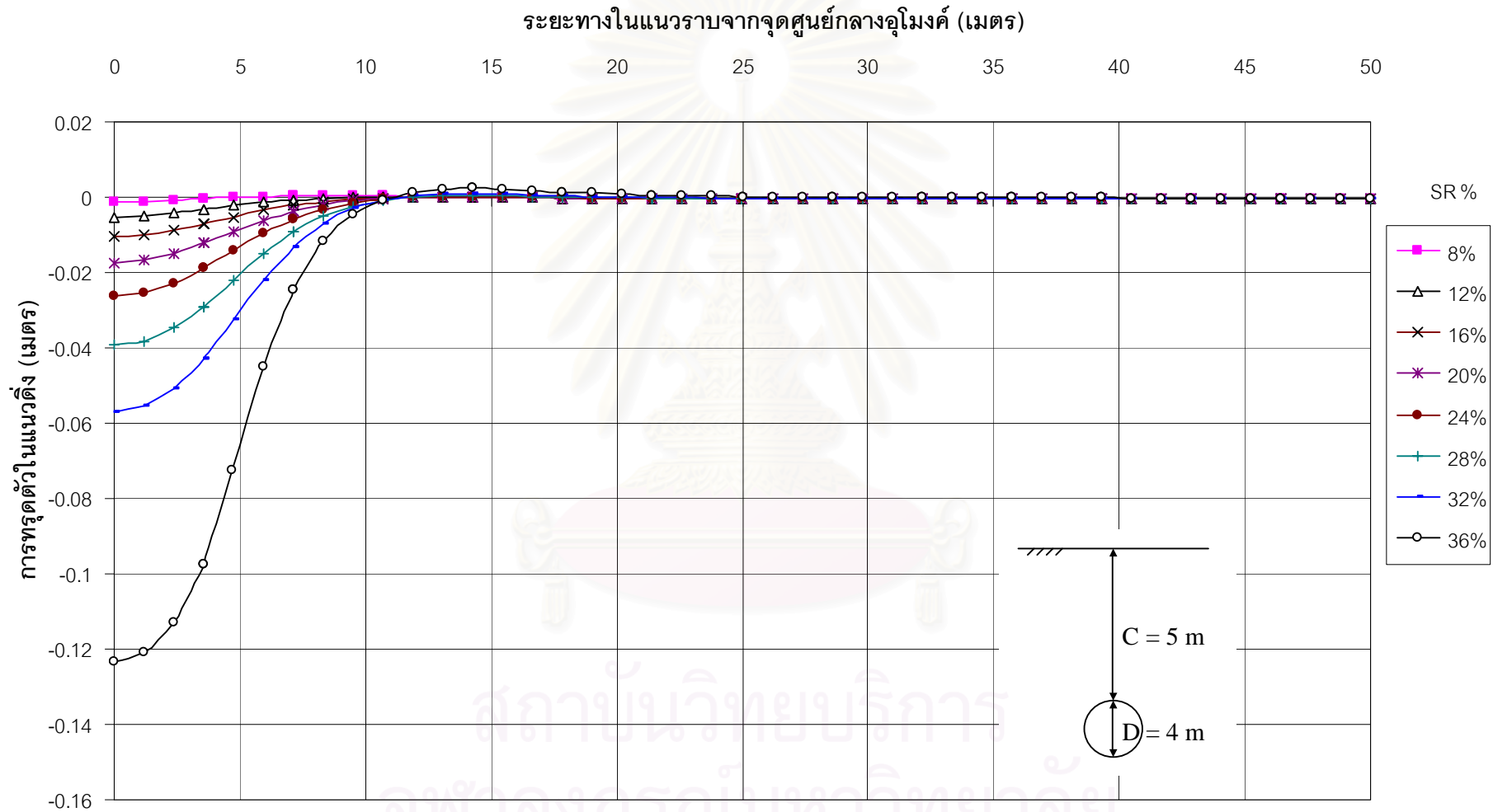


ภาคผนวก

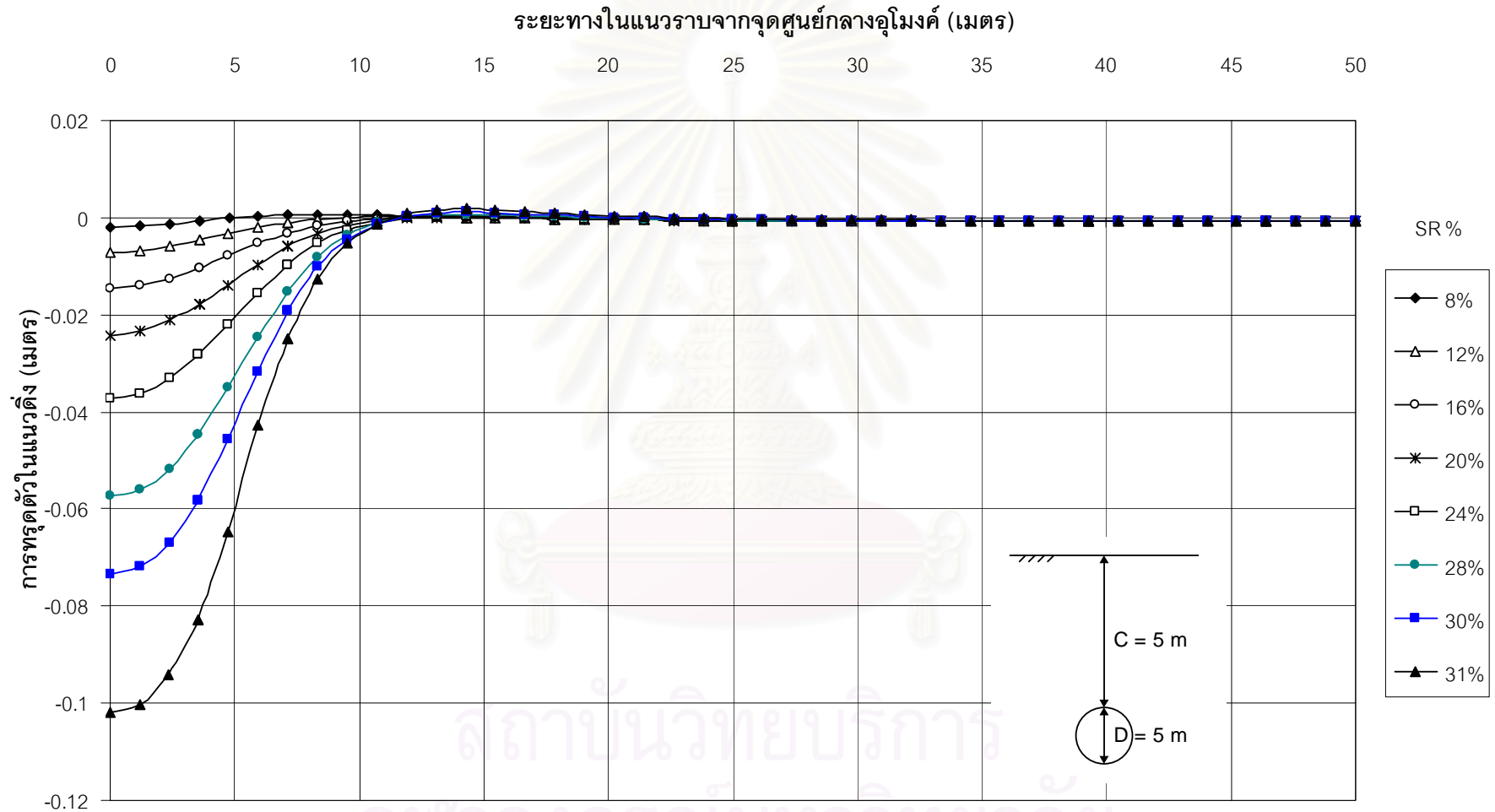
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



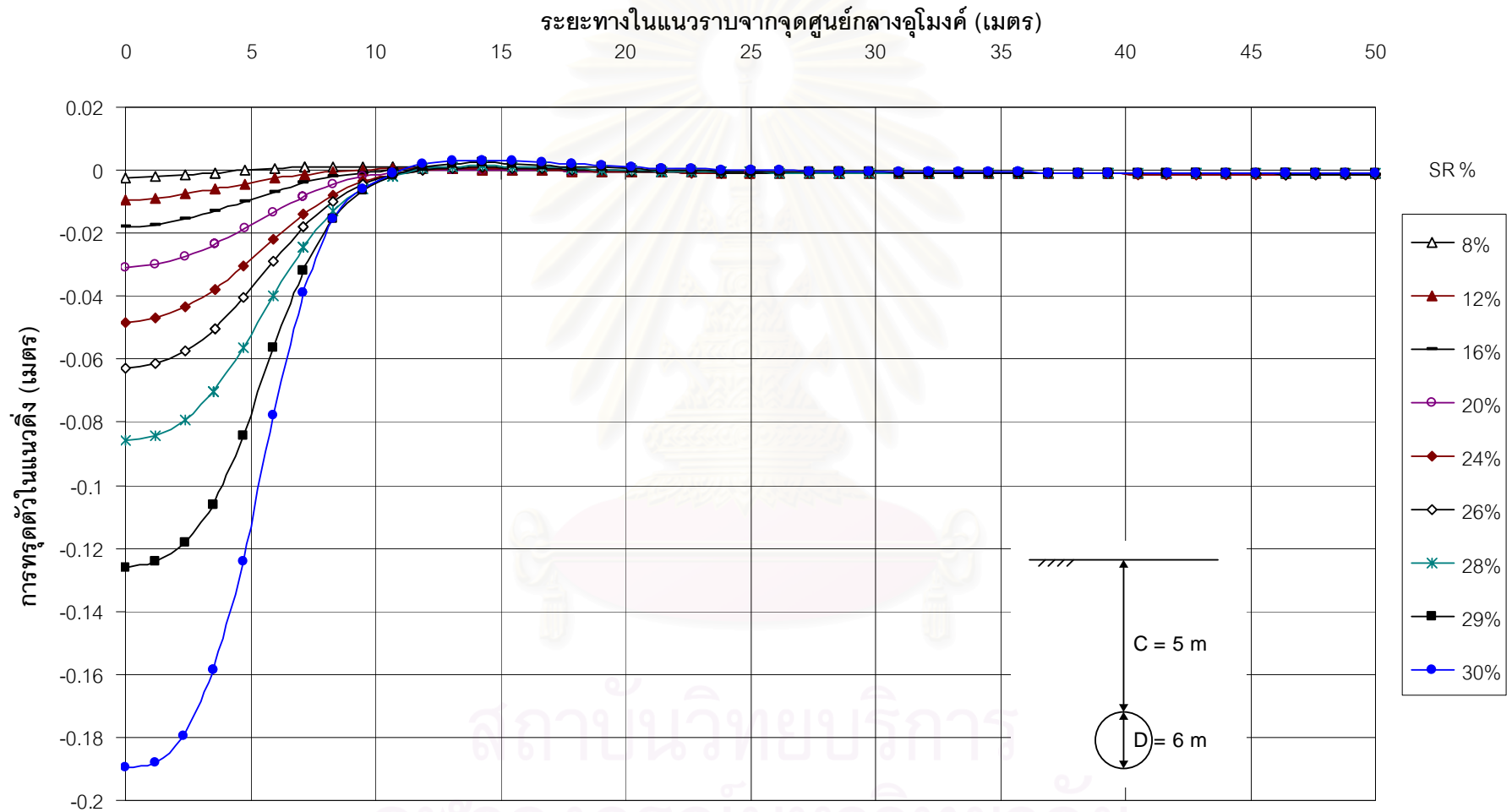
รูปที่ ก.1 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=3 m)



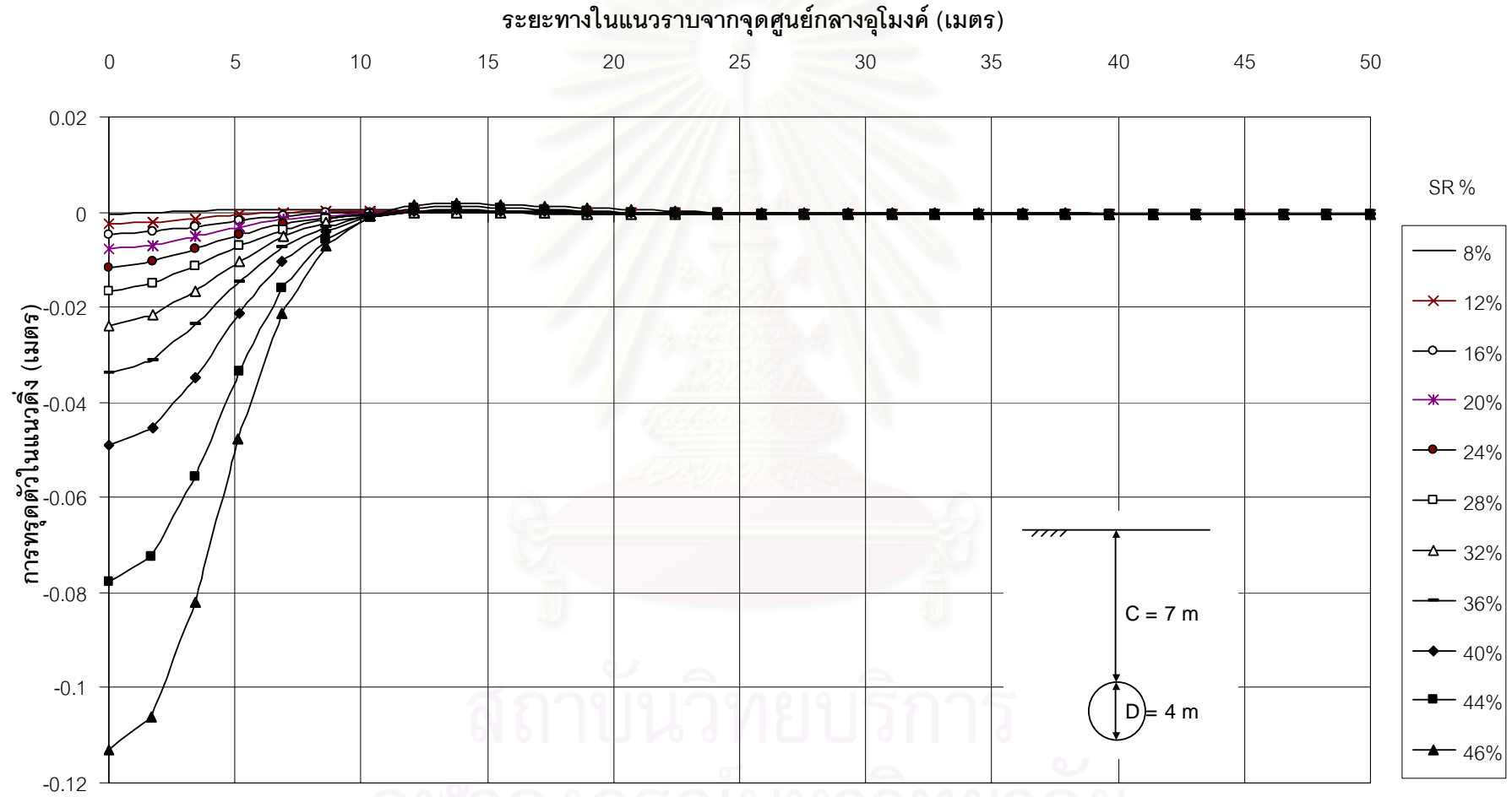
รูปที่ ก.2 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=4 m)



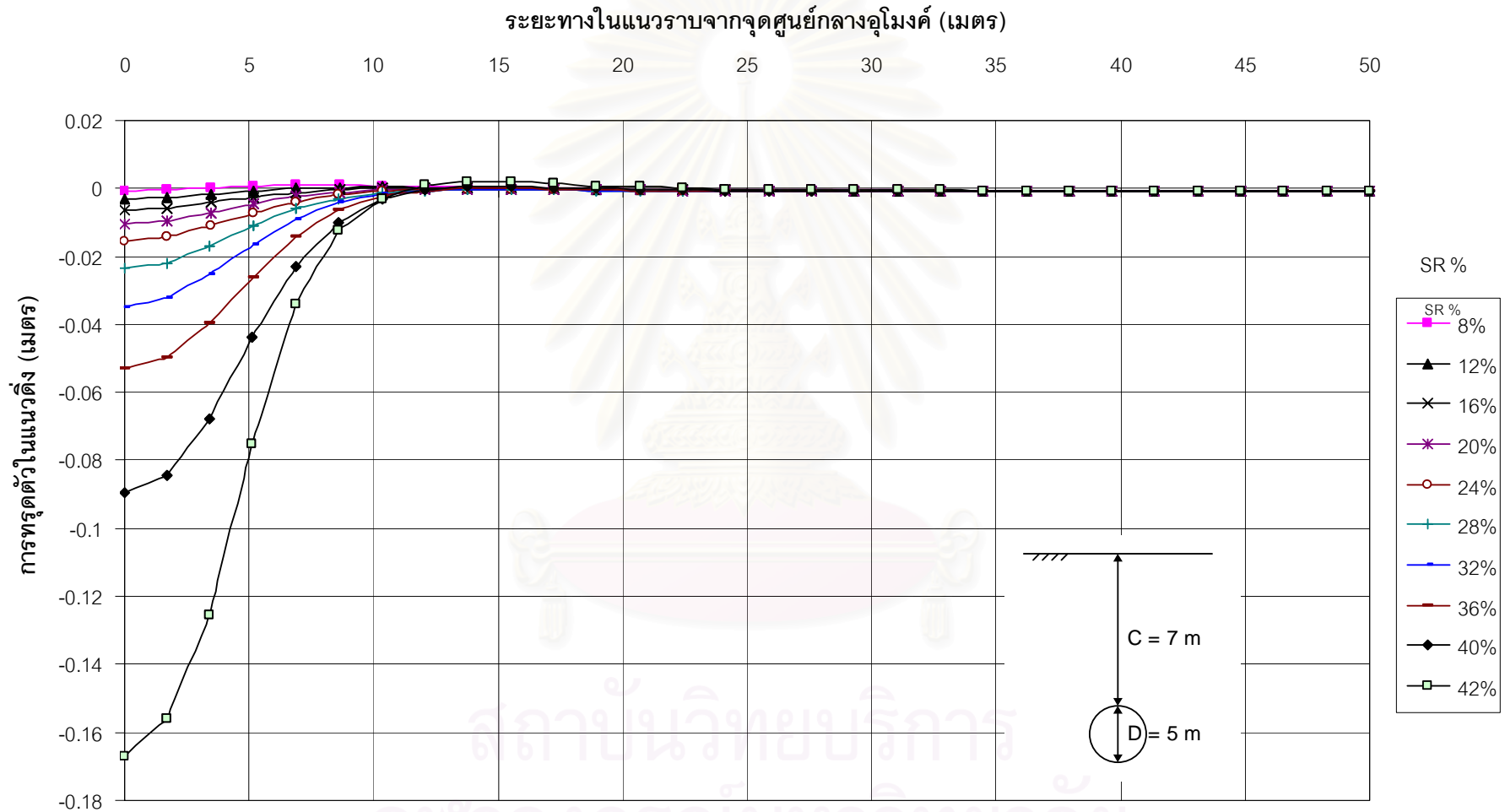
รูปที่ ก.3 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=5 m)



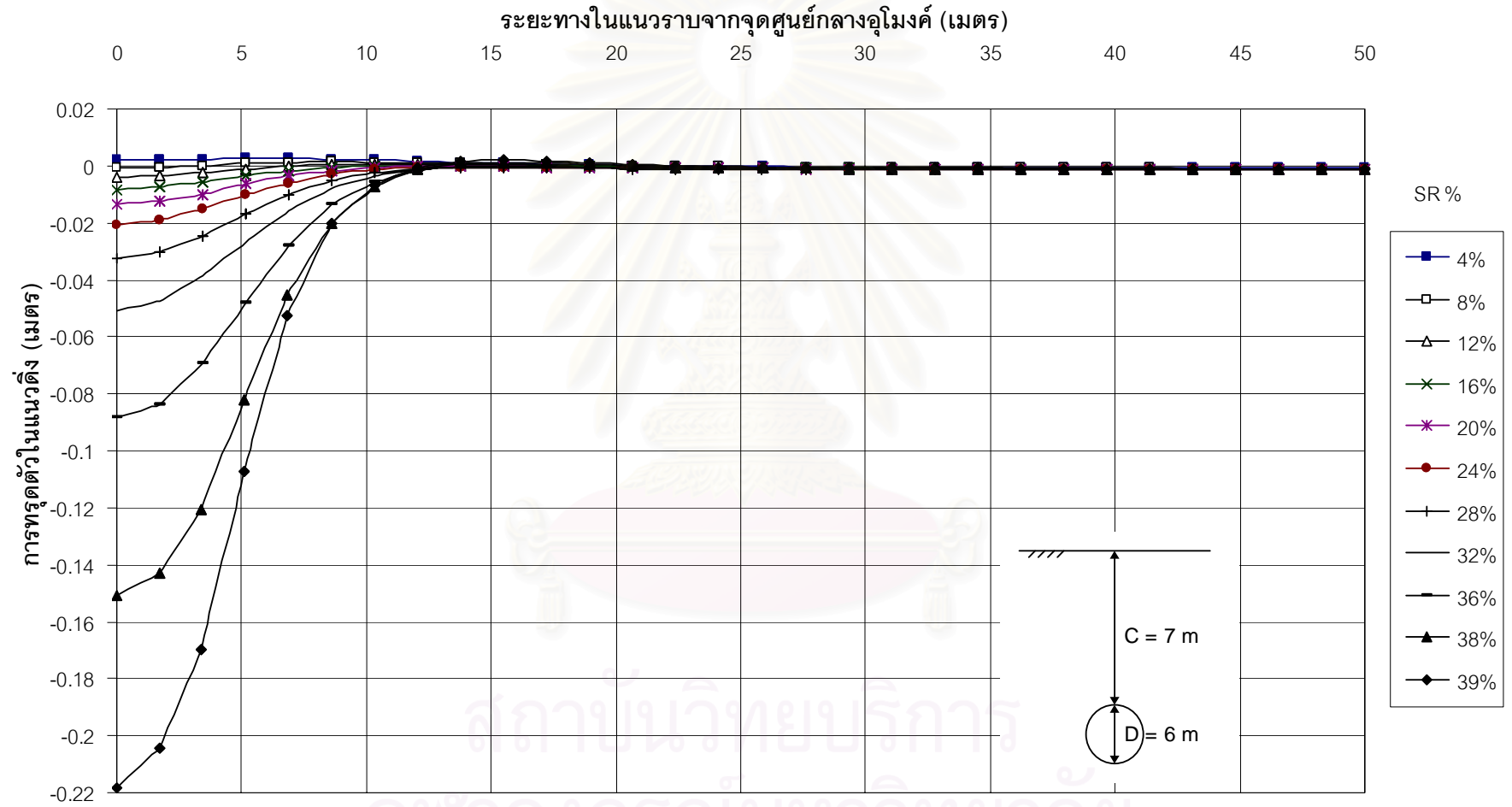
รูปที่ ก.4 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=5 m, D=6 m)



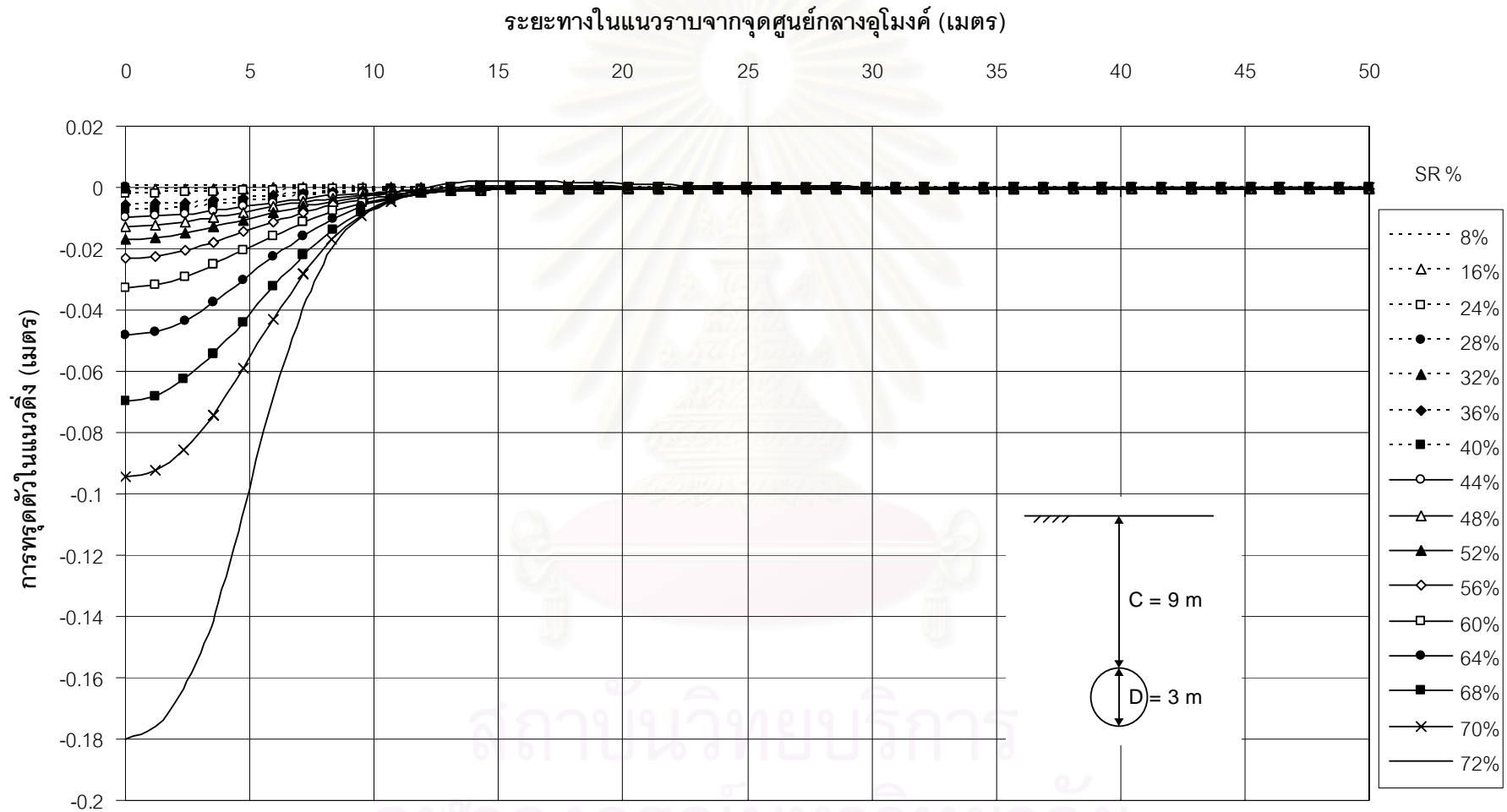
รูปที่ ก.5 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=7 m, D=4 m)



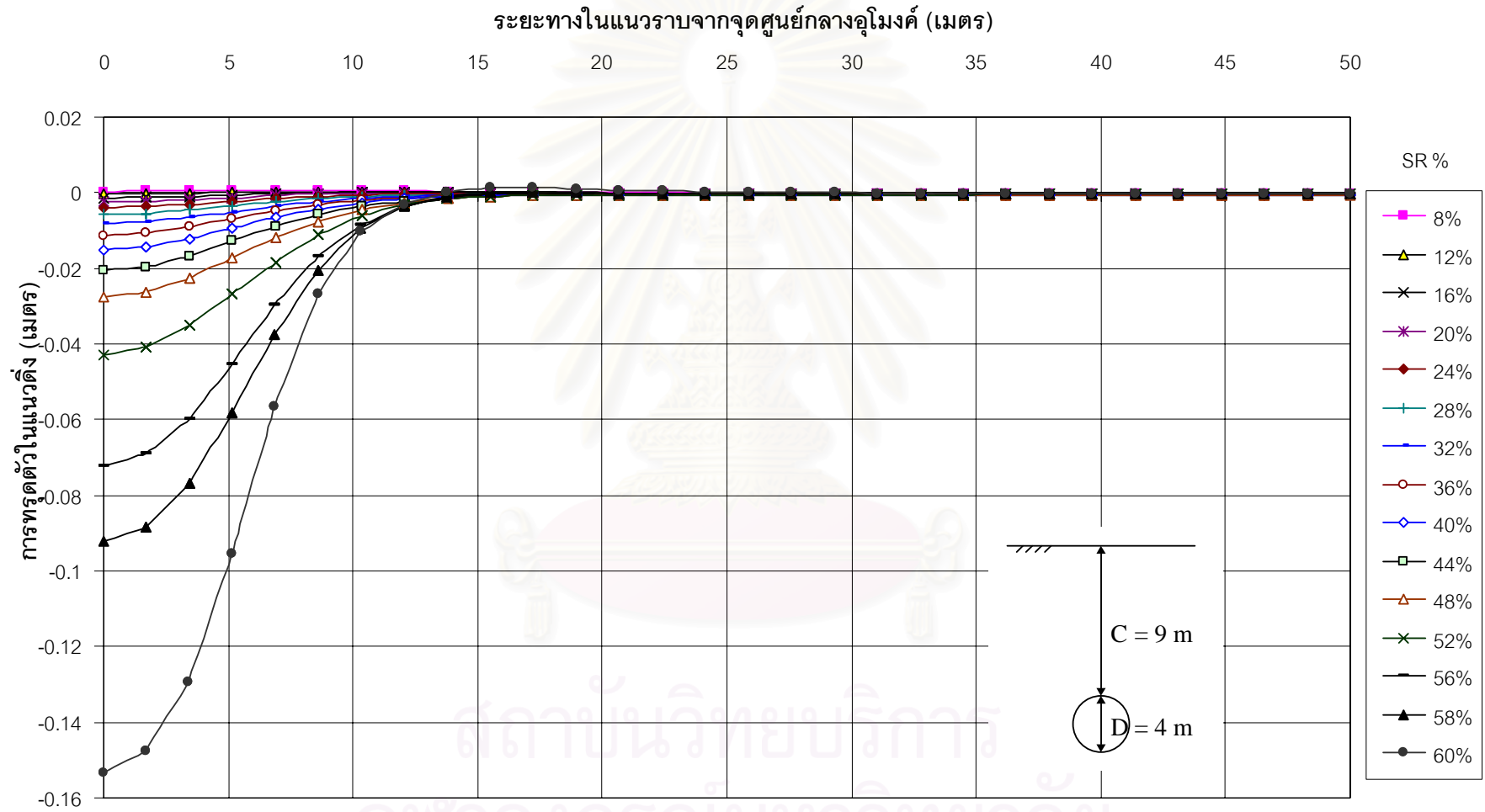
รูปที่ ก.6 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=7 m, D=5 m)



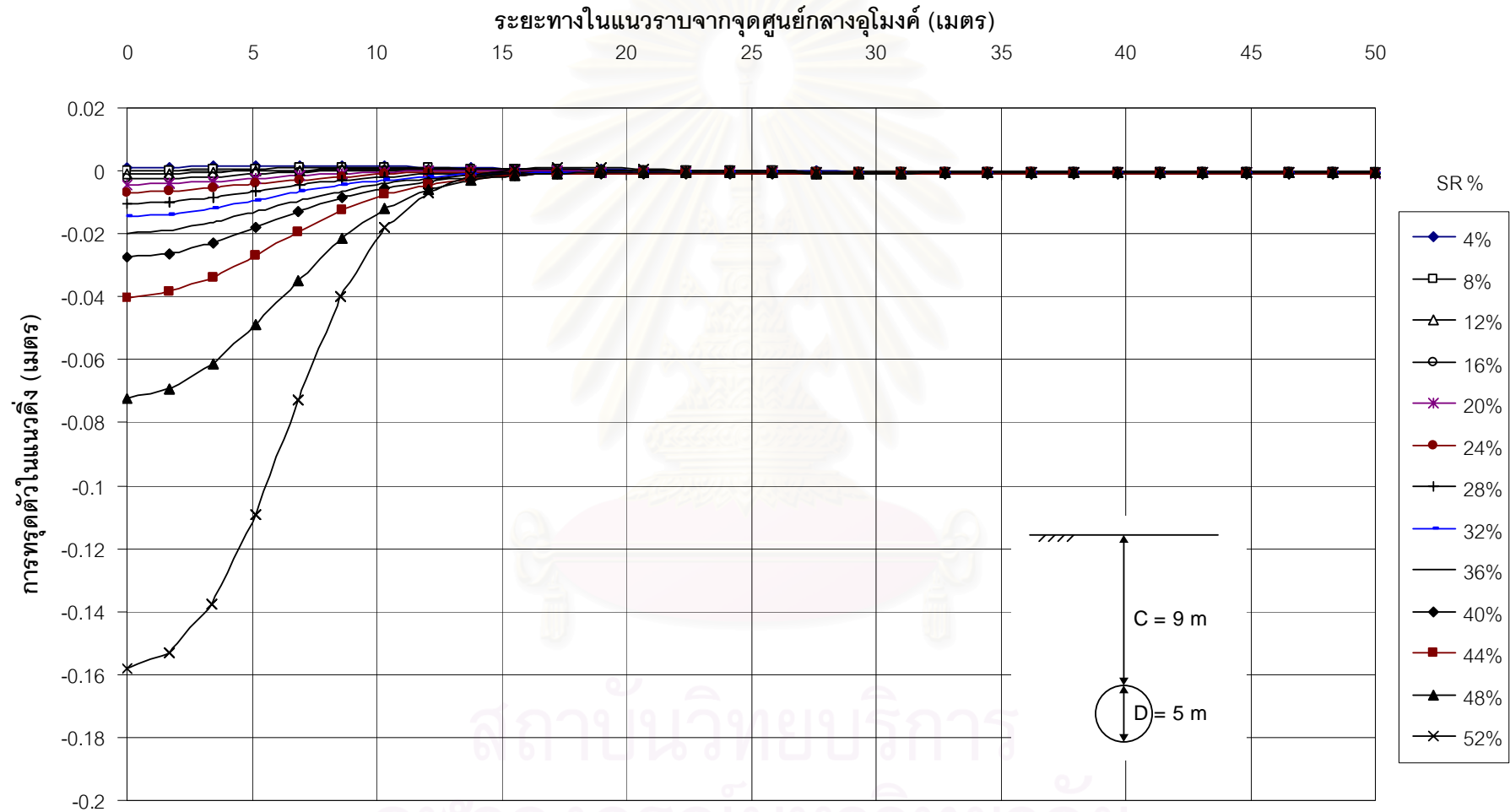
รูปที่ ก.7 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=7 m, D=6 m)



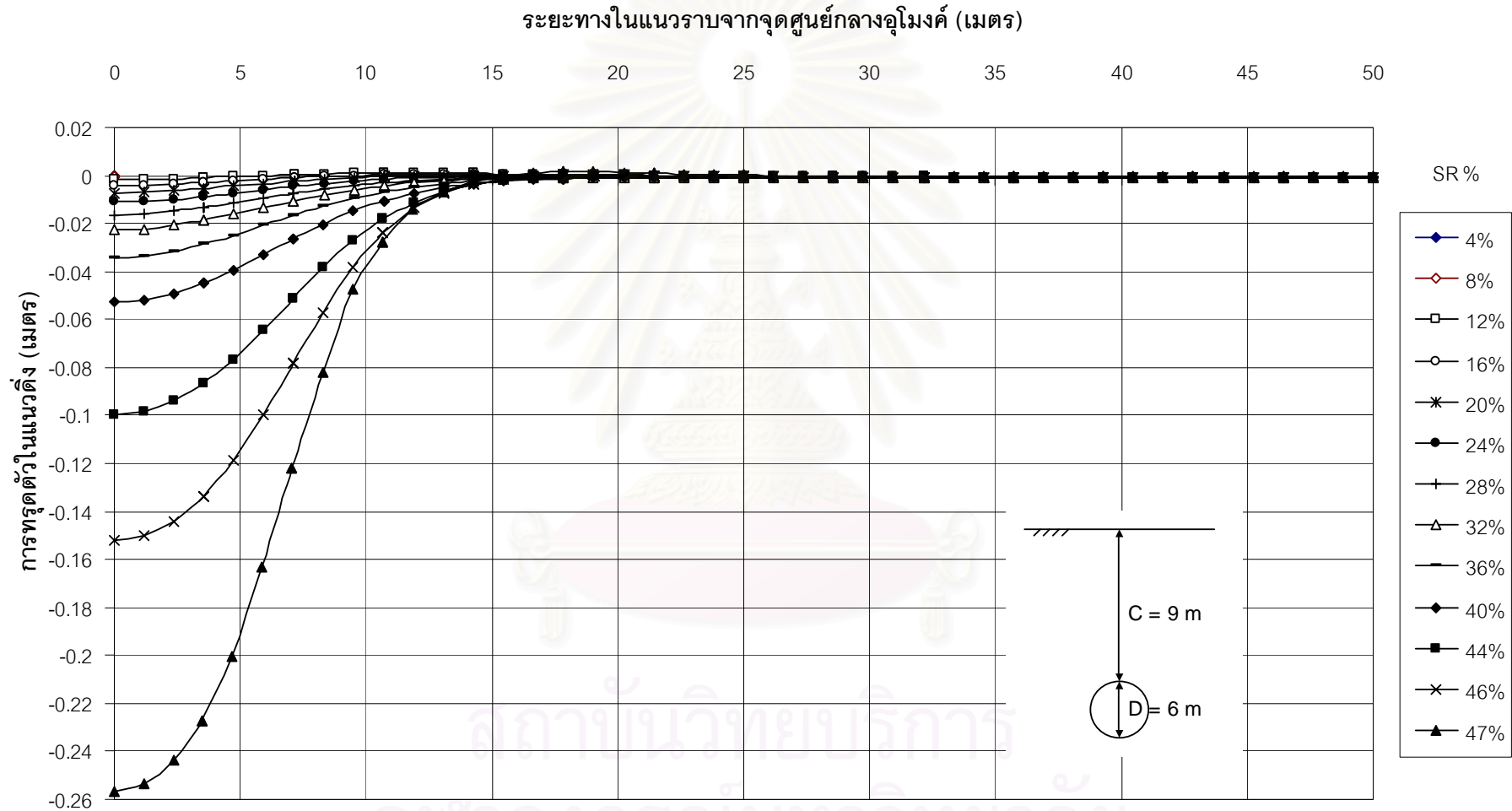
รูปที่ ก.8 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=3 m)



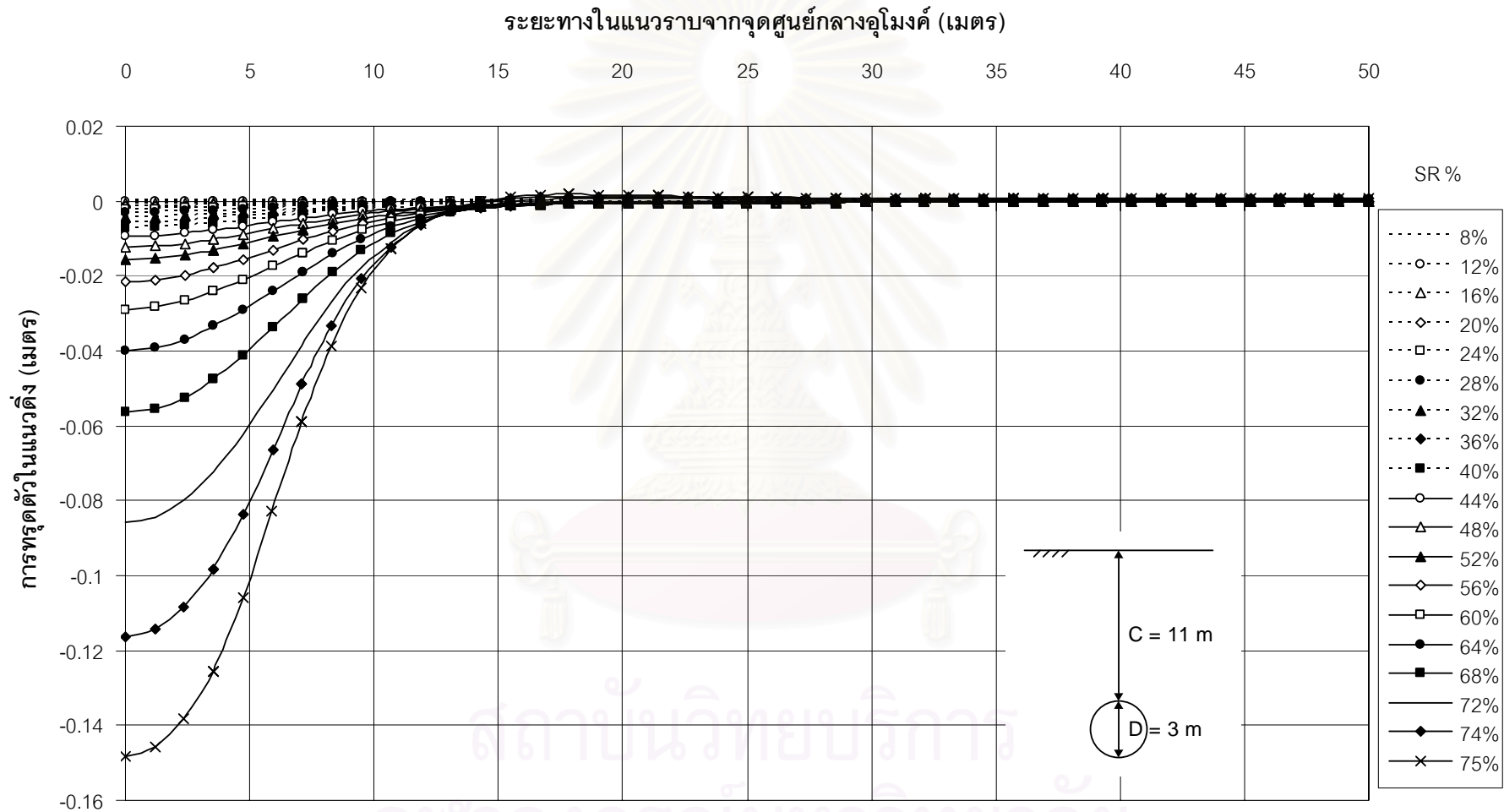
รูปที่ ก.9 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=4 m)



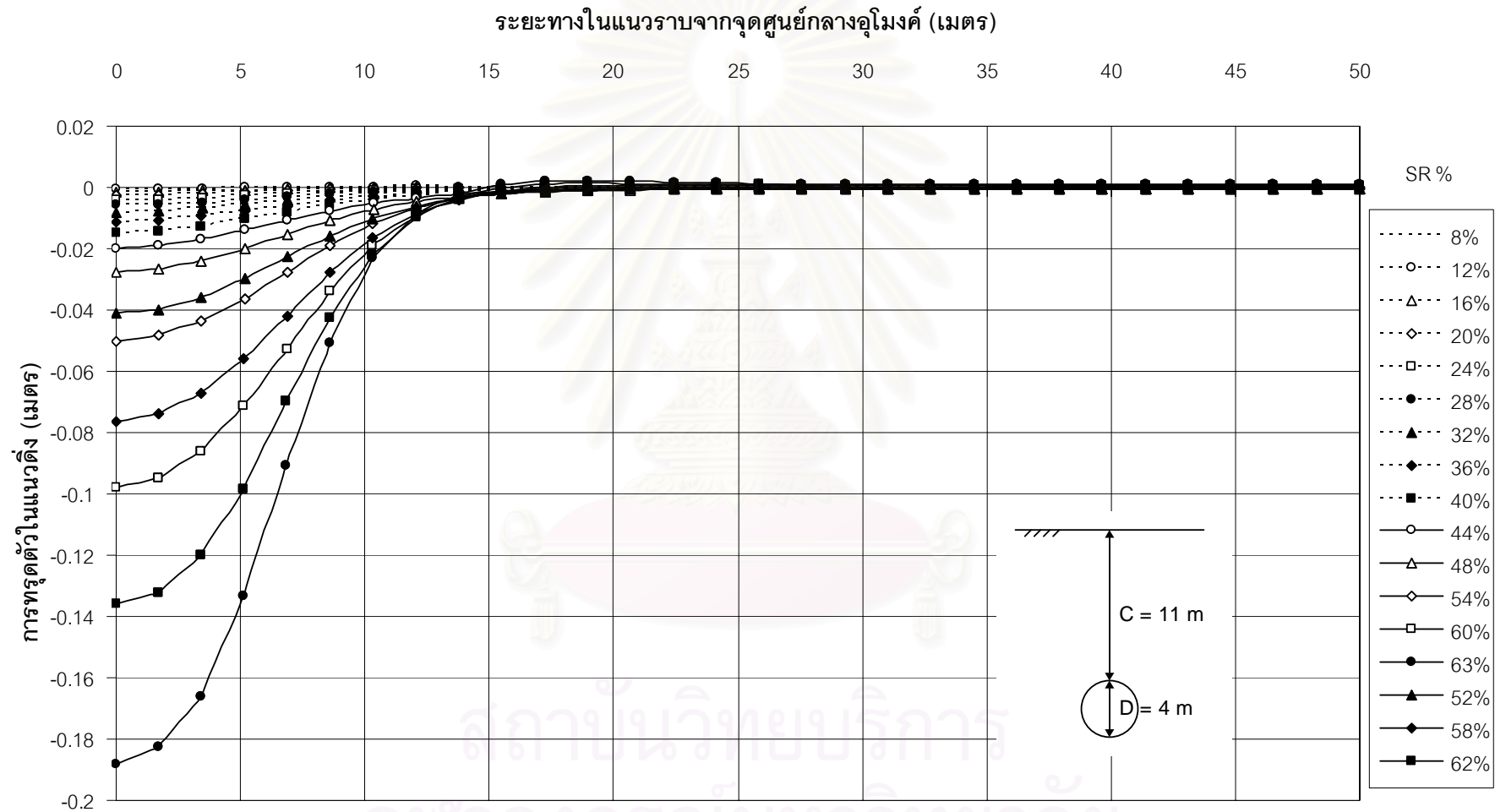
รูปที่ ก.10 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=5 m)



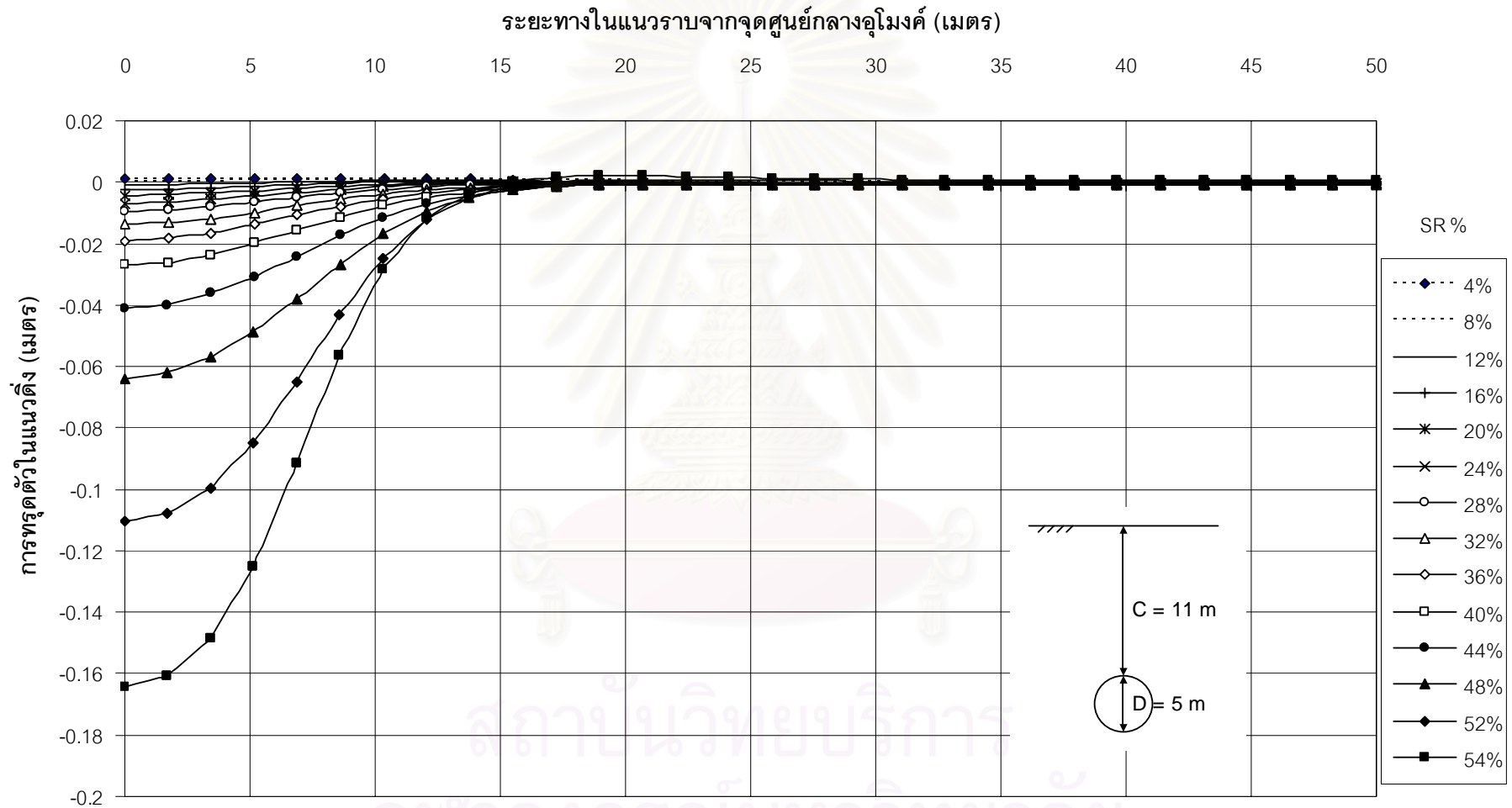
รูปที่ ก.11 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=9 m, D=6 m)



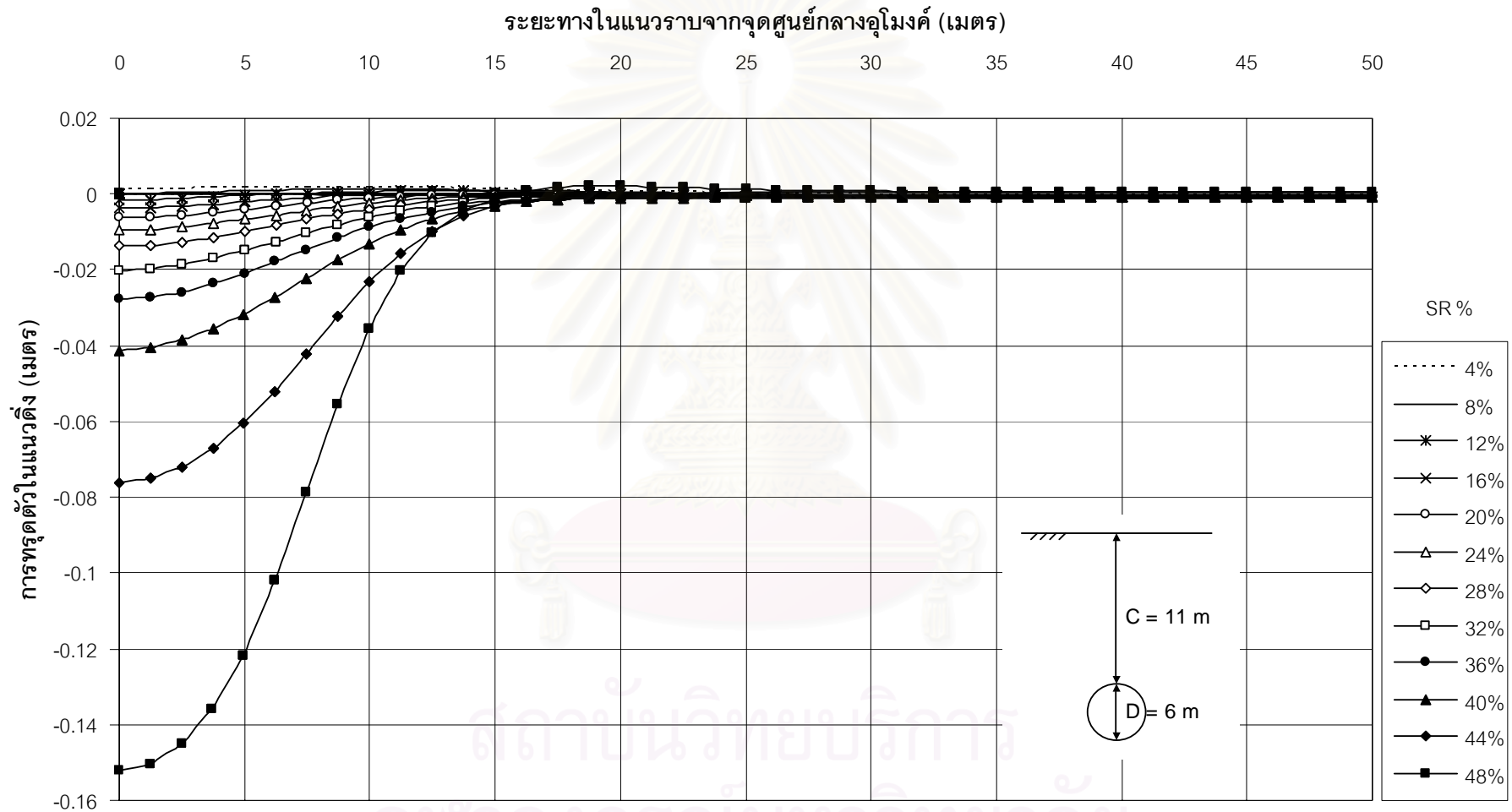
รูปที่ ก.12 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=11 m, D=3 m)



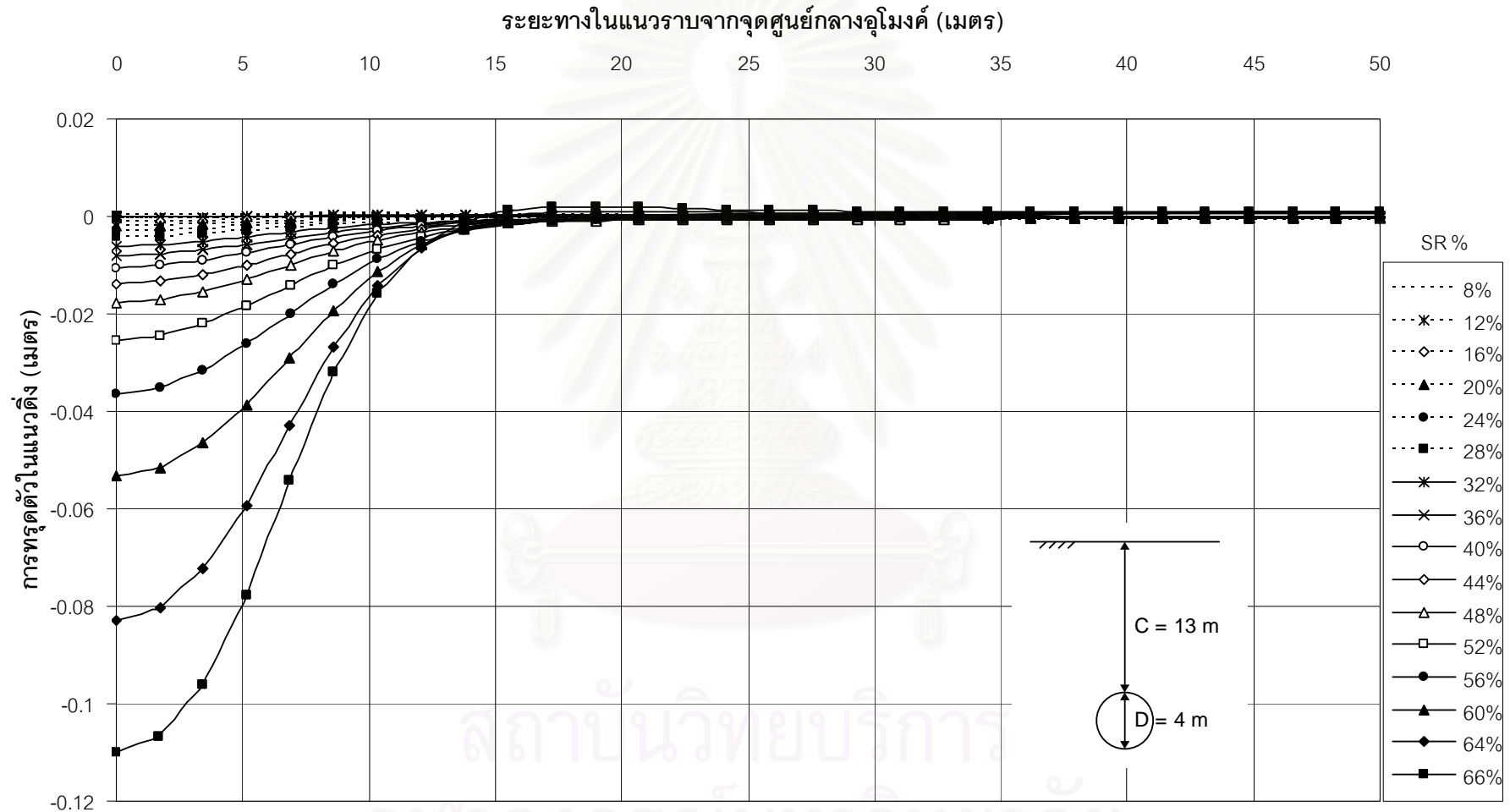
รูปที่ ก.13 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=11 m, D=4 m)



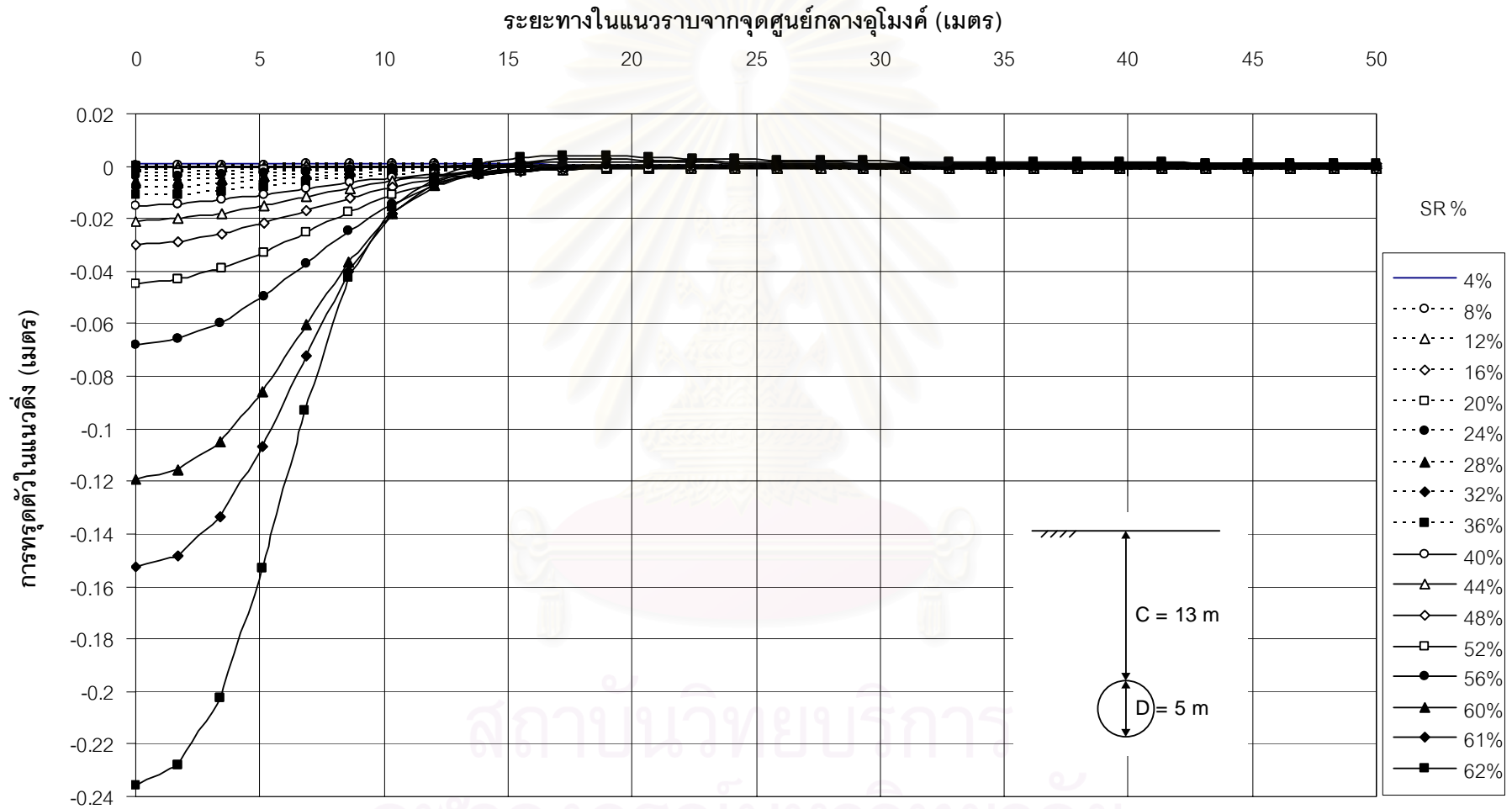
รูปที่ ก.14 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=11 m, D=5 m)



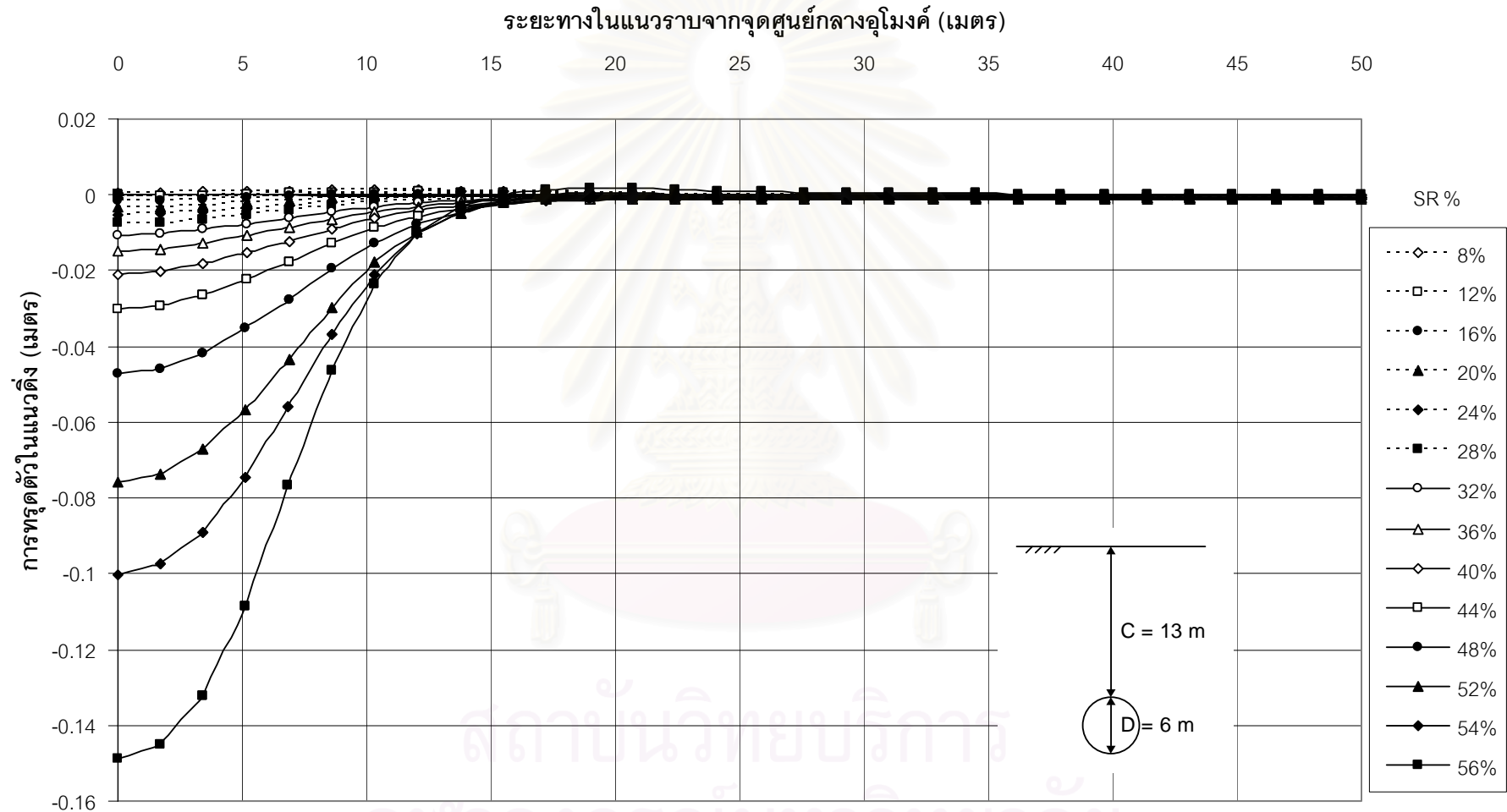
รูปที่ ก.15 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=11 m, D=6 m)



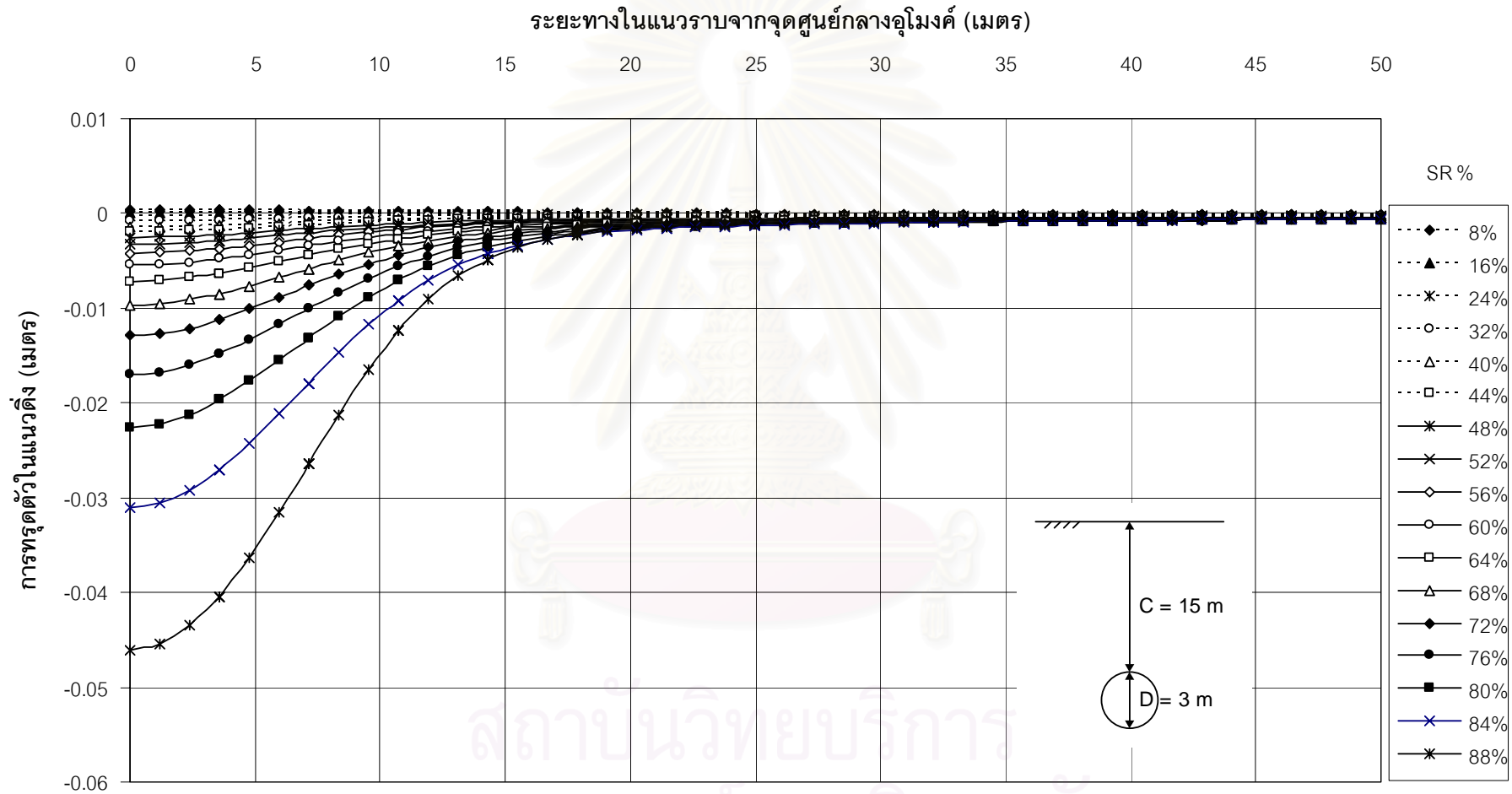
รูปที่ ก.16 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=13 m, D=4 m)



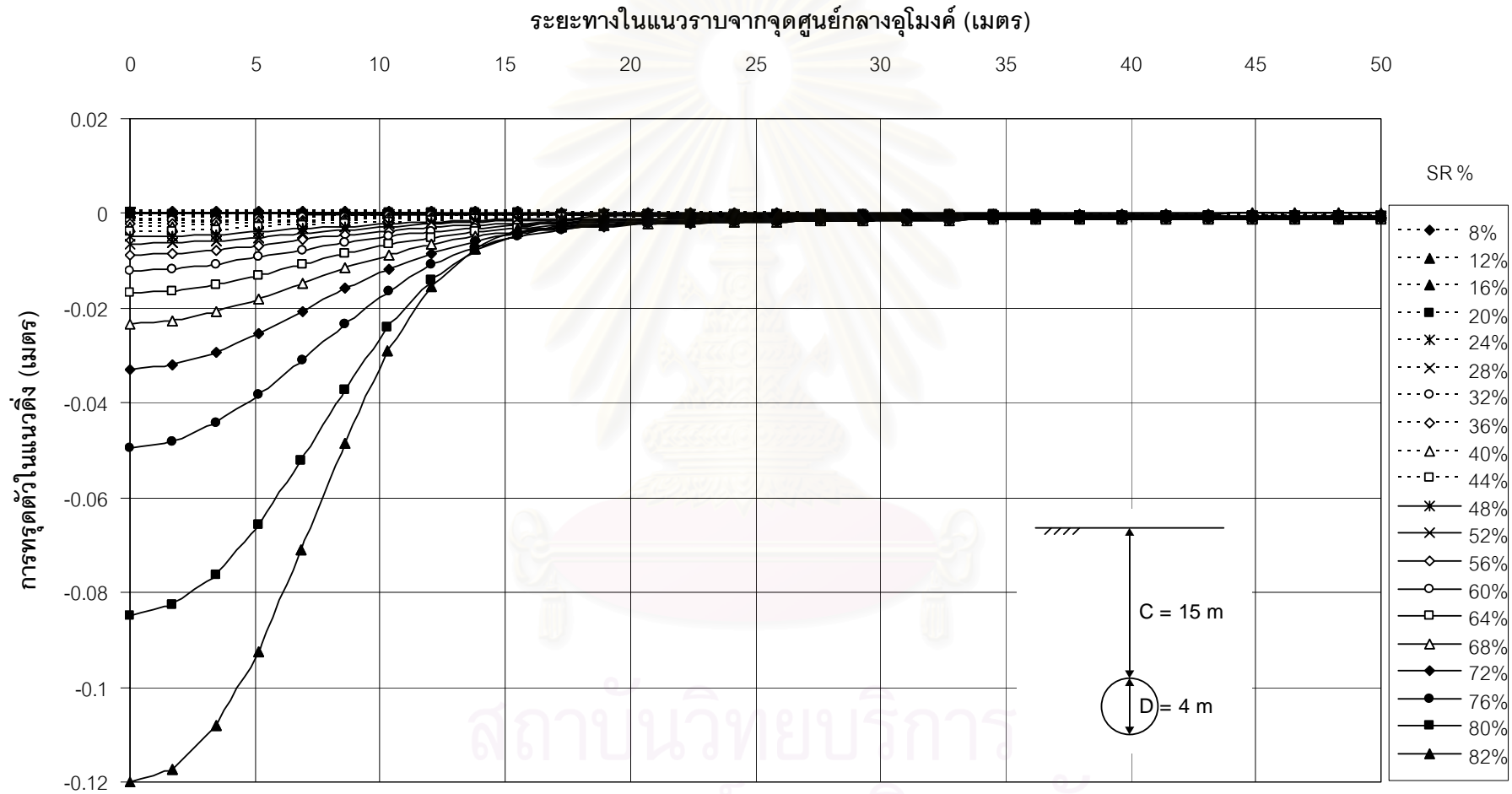
รูปที่ ก.17 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=13 m, D=5 m)



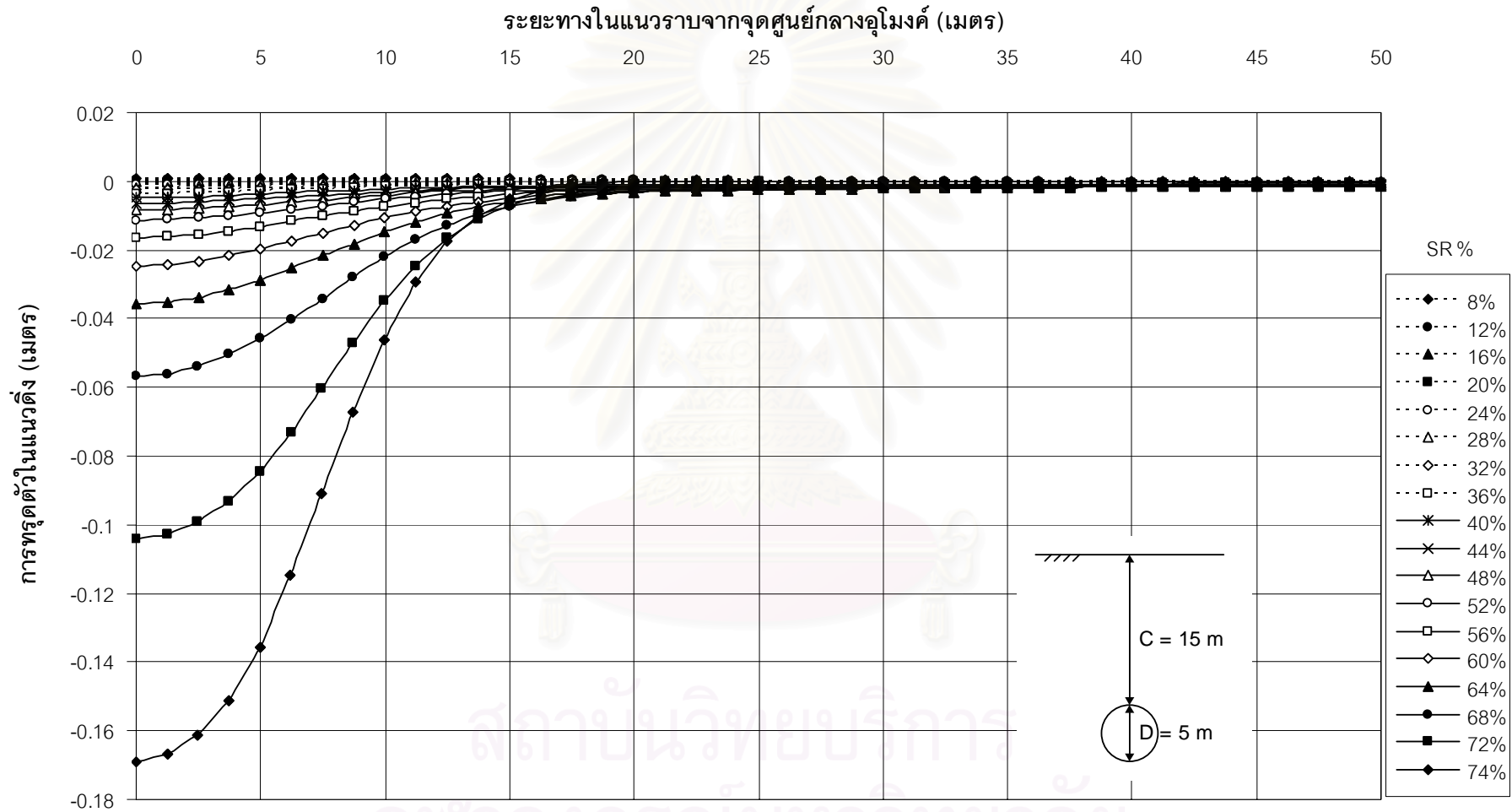
รูปที่ ก.18 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=13 m, D=6 m)



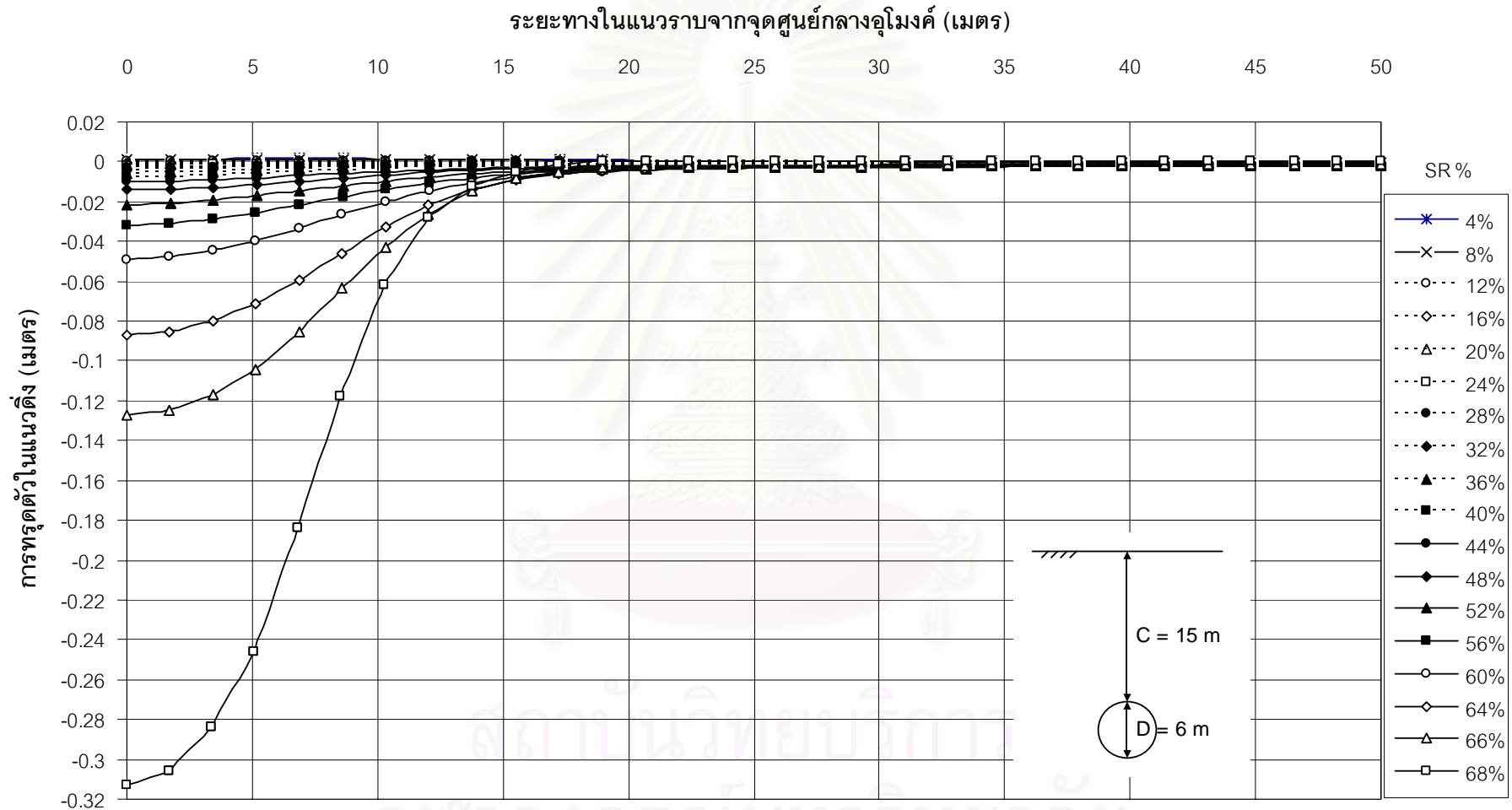
รูปที่ ก.19 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=15 m, D=3 m)



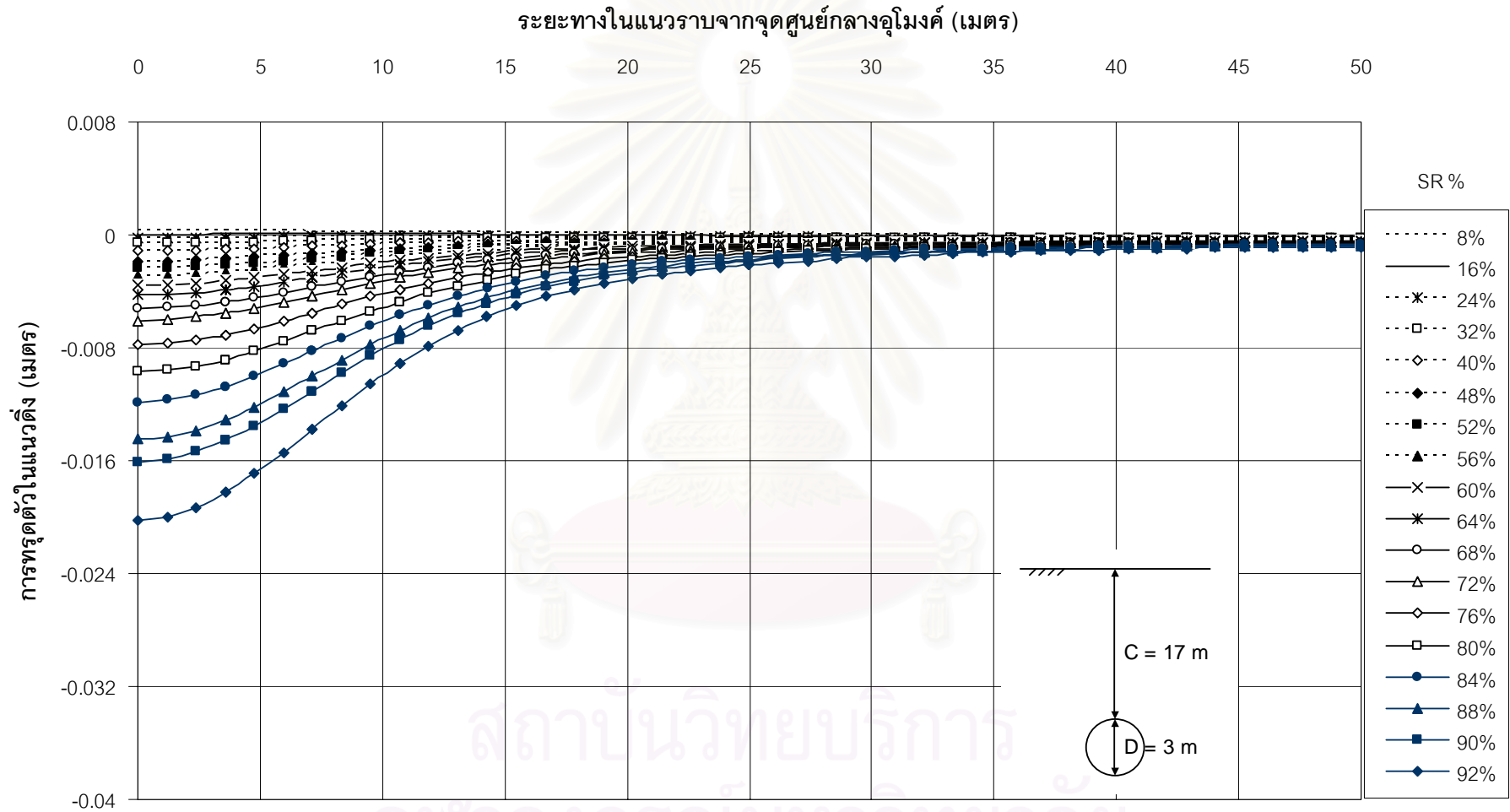
รูปที่ ก.20 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=15 m, D=4 m)



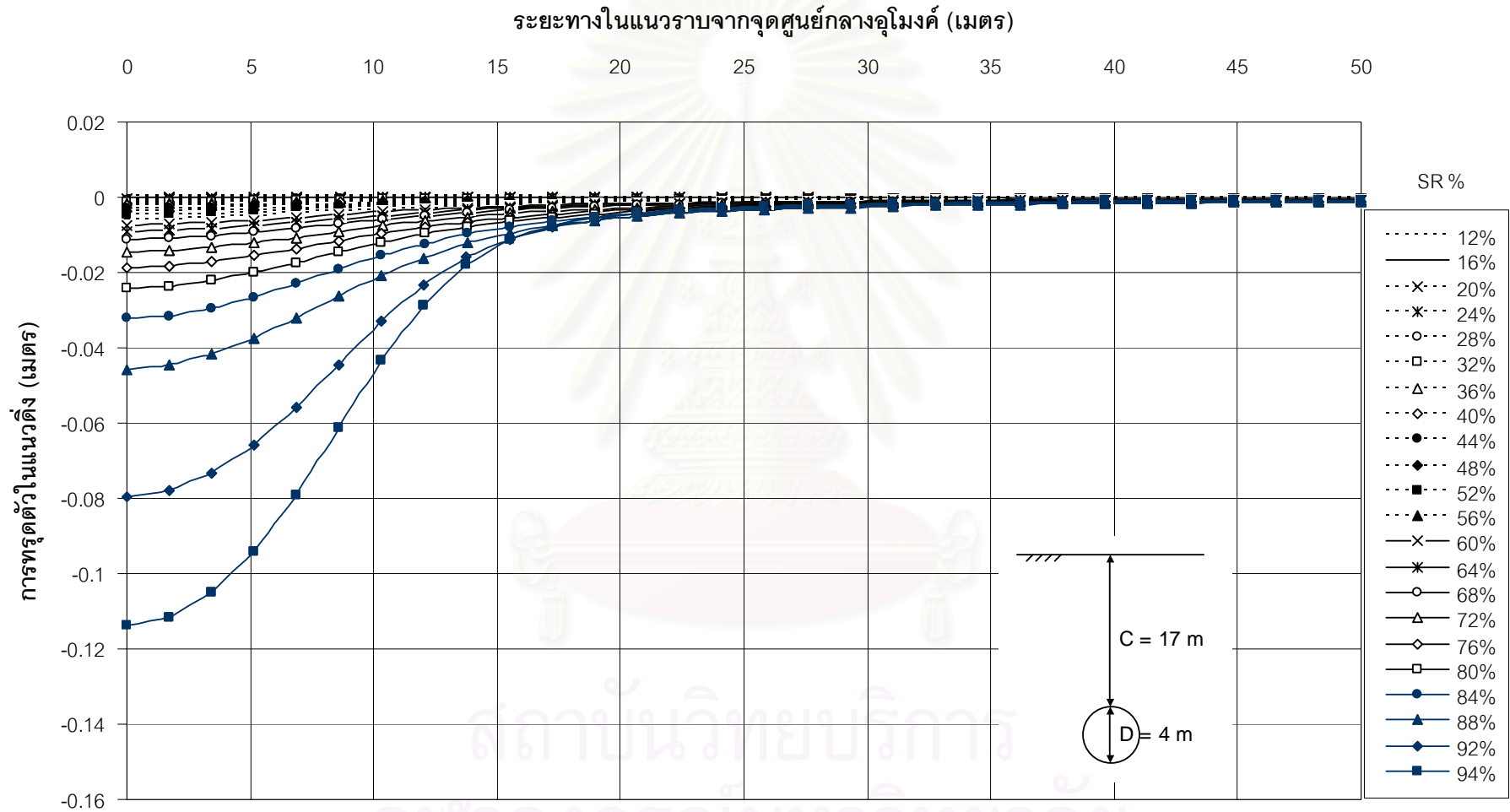
รูปที่ ก.21 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=15 m, D=5 m)



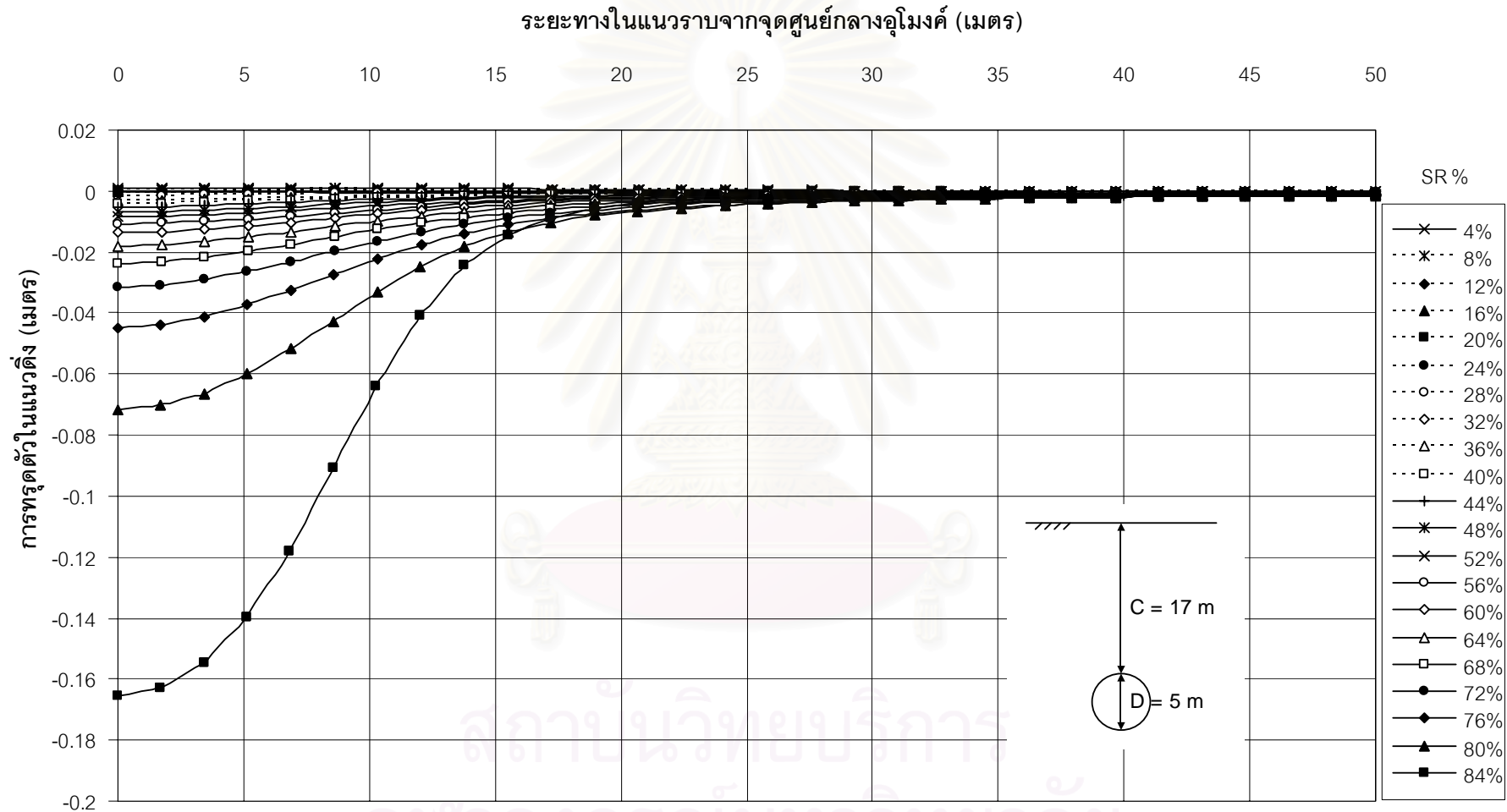
รูปที่ ก.22 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=15 m, D=6 m)



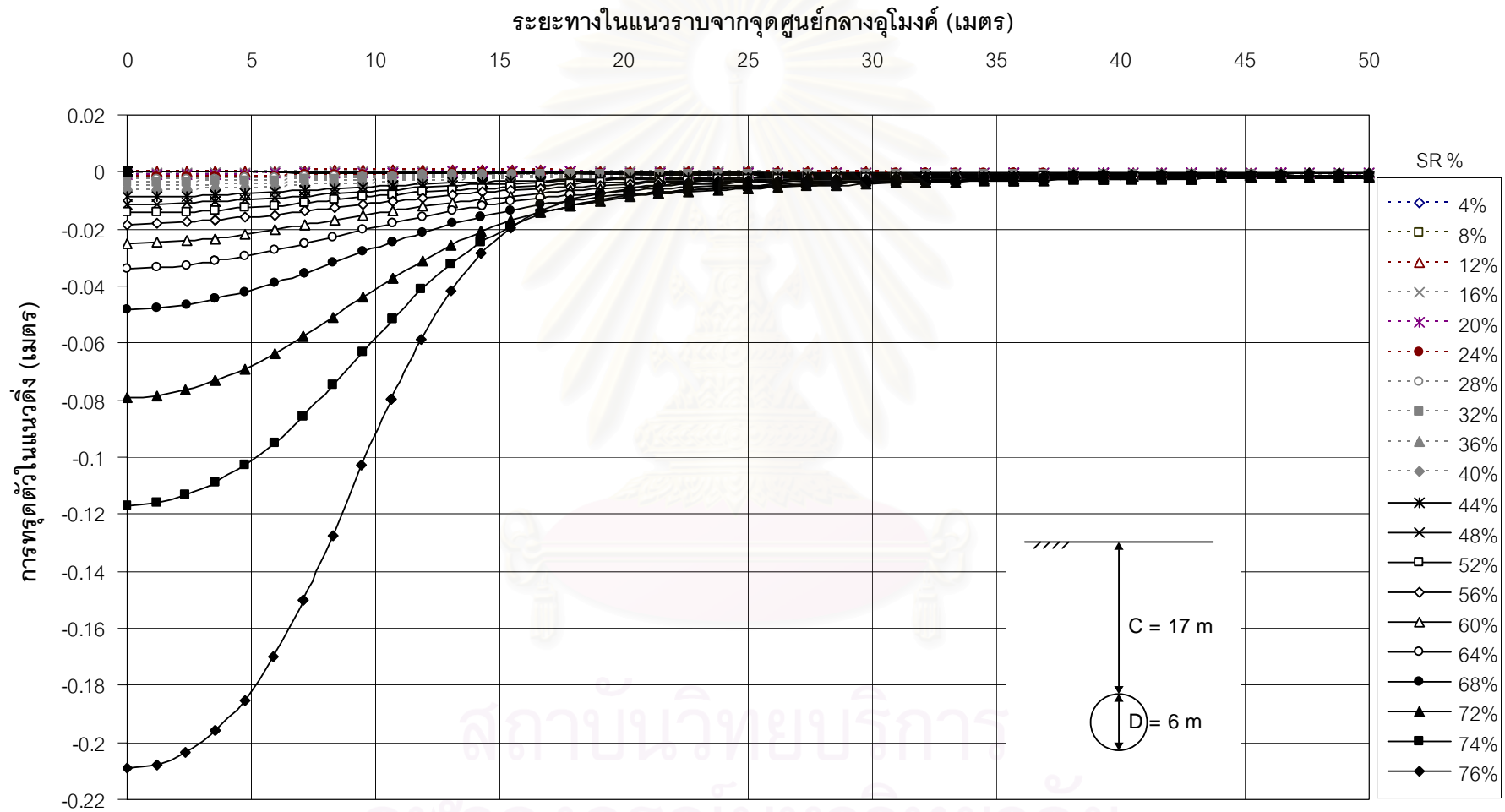
รูปที่ ก.23 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=3 m)



รูปที่ ก.24 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=4 m)



รูปที่ ก.25 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=5 m)



รูปที่ ก.26 แสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่ค่า SR ต่าง ๆ (C=17 m, D=6 m)

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายนิพนธ์ ชัยเชื้อ เกิดเมื่อวันที่ 5 ธันวาคม พ.ศ. 2521 ณ จังหวัดสงขลา สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาตรีจาก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย สงขลานครินทร์ ปีการศึกษา 2542 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2543



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย