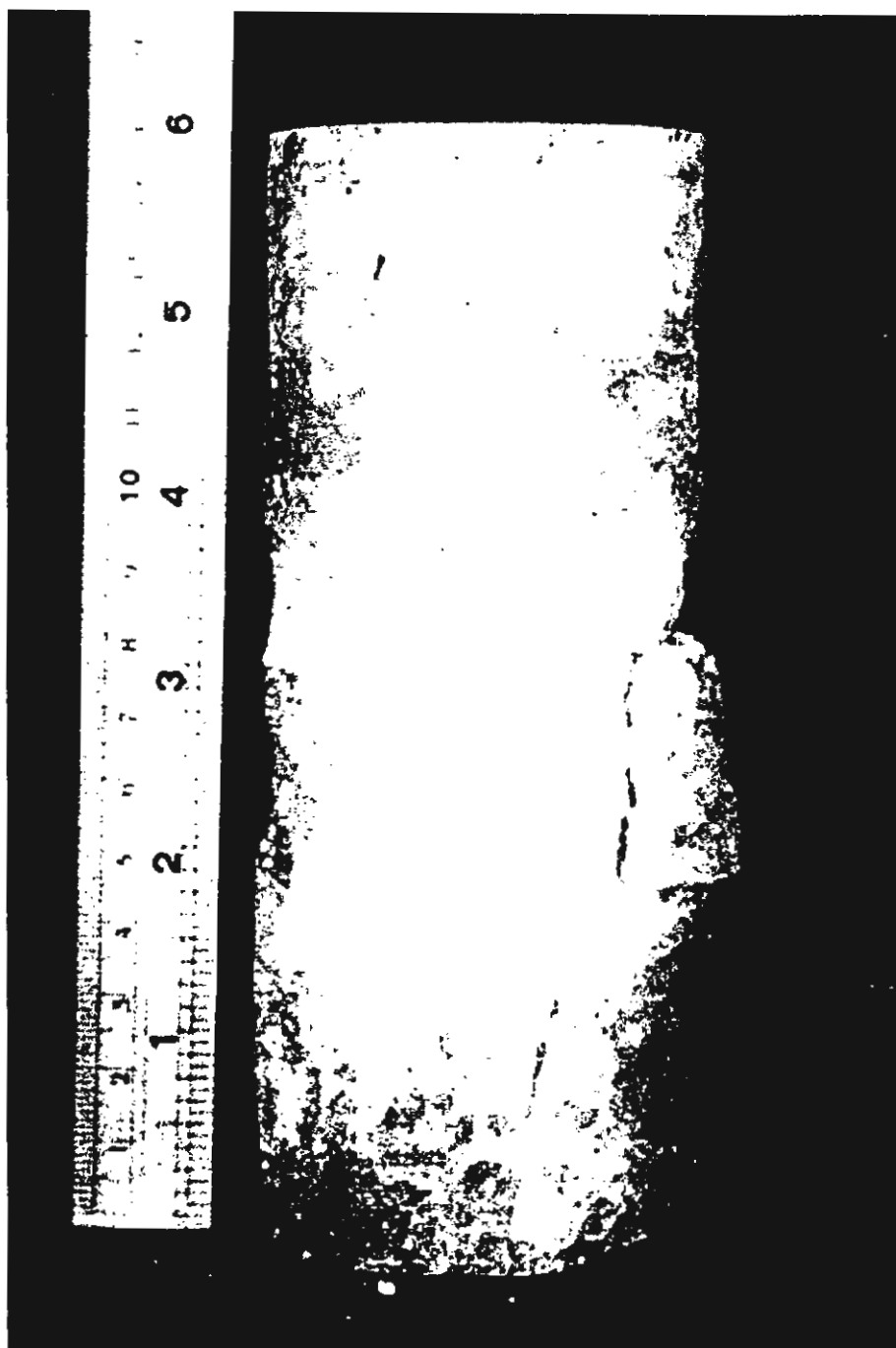
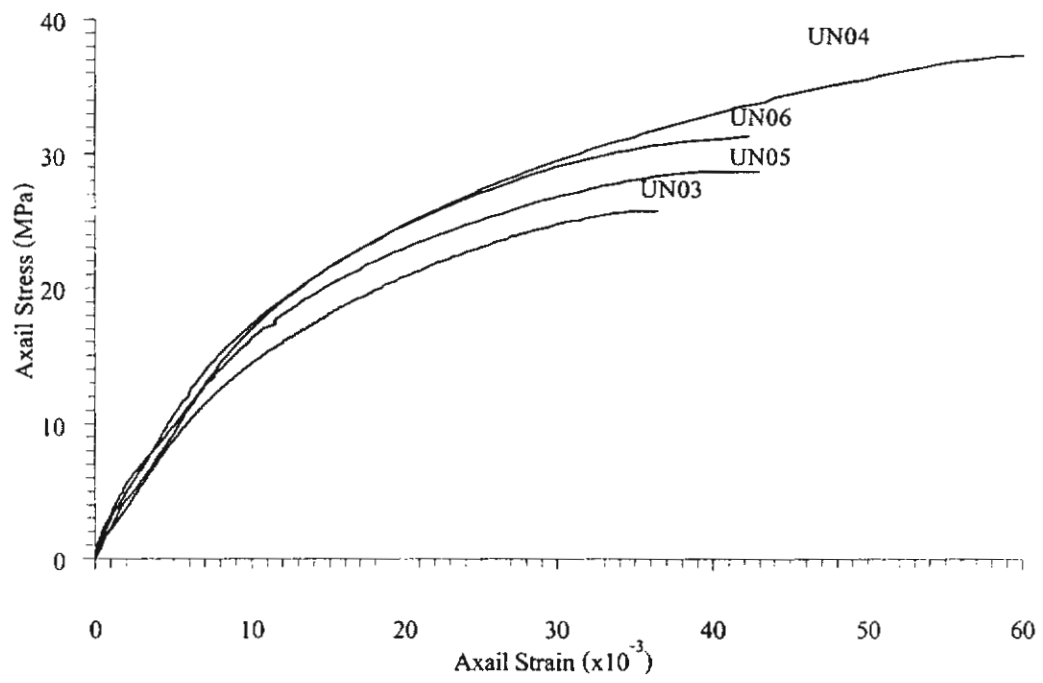




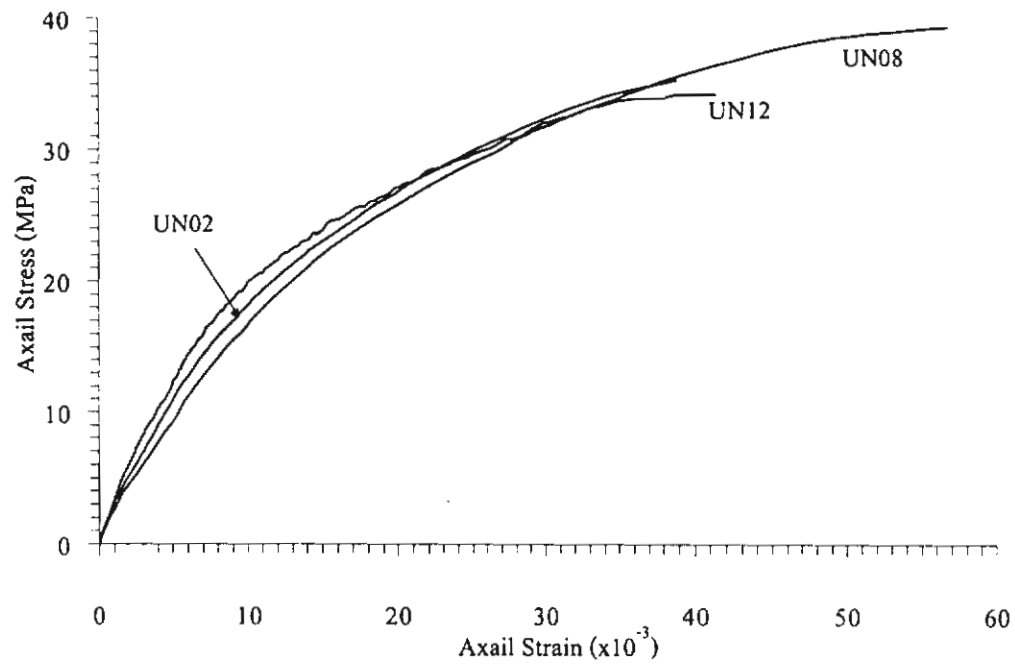
รูปที่ 4.3 ตัวอย่างเกลือหิน BD99-1-UN07 แตกภายใต้อัตราแรงกด 1.0 MPa/s

ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหิน

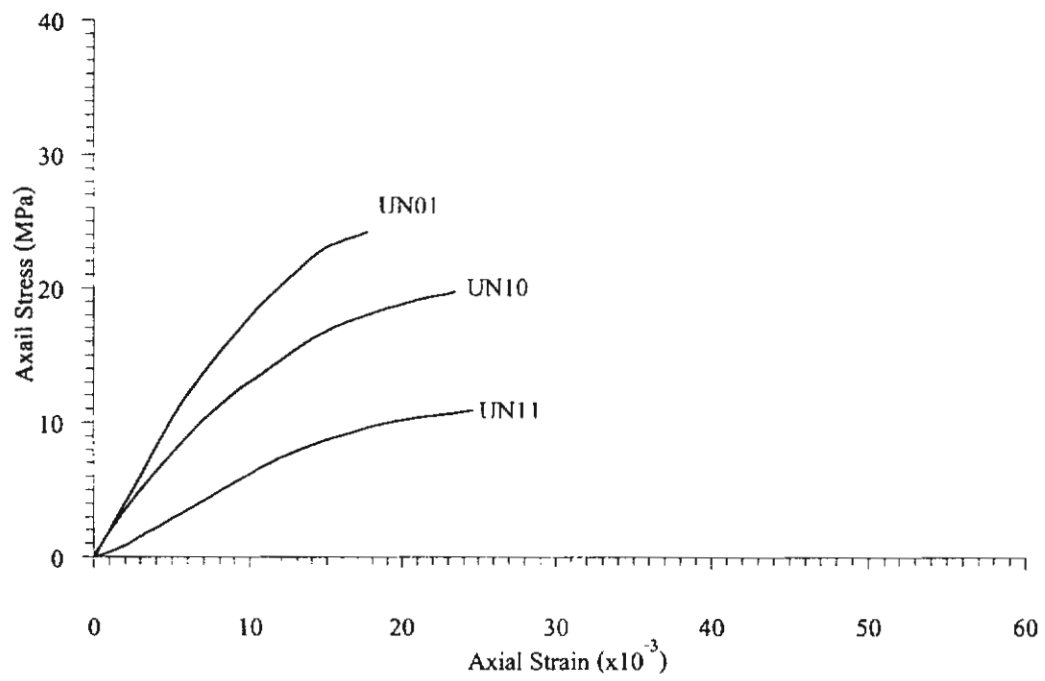
Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Loading Rate (MPa/s)	Failure Load P_f (kN)	Failure Stress σ_c (MPa)
BD99-1-UN01	61.18	150.53	257.90	0.50	71.20	24.22
BD99-1-UN02	60.62	151.94	384.30	0.10	101.76	35.26
BD99-1-UN03	61.35	154.00	392.95	0.01	76.50	25.88
BD99-1-UN04	58.73	154.23	390.55	0.01	101.90	37.61
BD99-1-UN05	61.32	152.85	390.72	0.01	85.10	28.82
BD99-1-UN06	60.78	150.25	391.37	0.05	91.50	31.52
BD99-1-UN07	60.52	154.78	392.80	1.00	58.50	20.34
BD99-1-UN08	60.90	148.25	391.77	0.10	114.40	39.27
BD99-1-UN09	60.99	155.18	258.05	1.00	55.26	18.89
BD99-1-UN10	60.78	148.89	252.05	0.50	57.40	19.78
BD99-1-UN11	61.10	156.17	252.45	0.50	32.12	10.96
BD99-1-UN12	60.94	148.65	391.57	0.10	99.6	34.14
BD99-1-UN13	61.10	156.17	253.00	1.00	85.3	29.10
Average Uniaxial Compressive Strength			27.37 $\pm$ 2.32 MPa (3,970 $\pm$ 336 psi)			



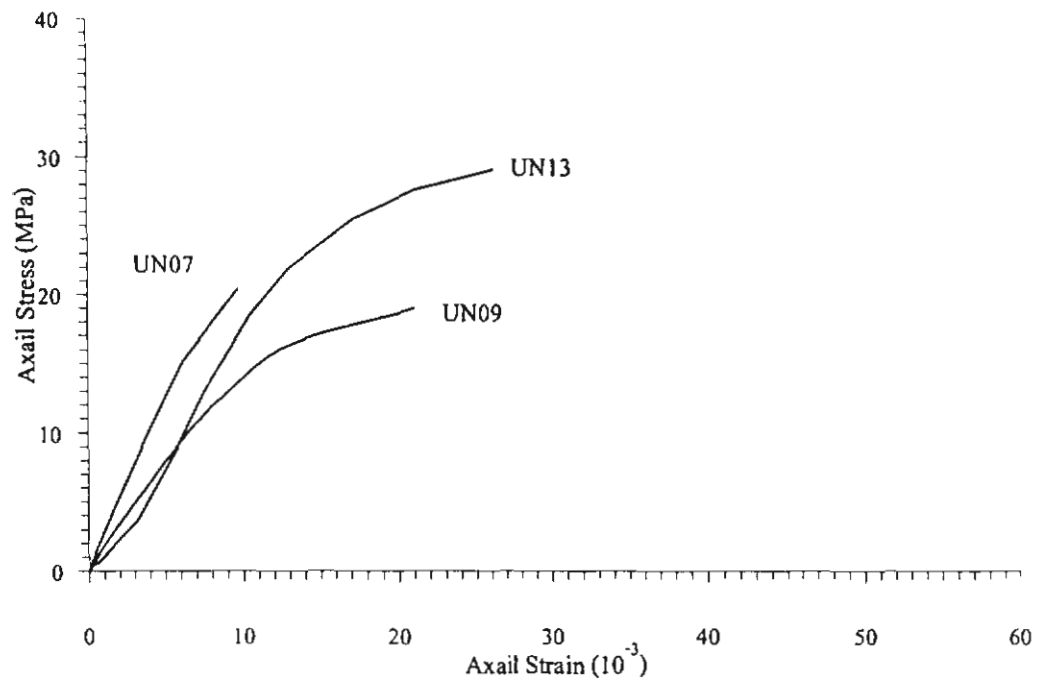
รูปที่ 4.4 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวด้วยอัตรา 0.01 และ 0.05 MPa/s



รูปที่ 4.5 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวด้วยอัตรา 0.1 MPa/s



รูปที่ 4.6 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวด้วยอัตรา 0.5 MPa/s



รูปที่ 4.7 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวด้วยอัตรา 1.0 MPa/s

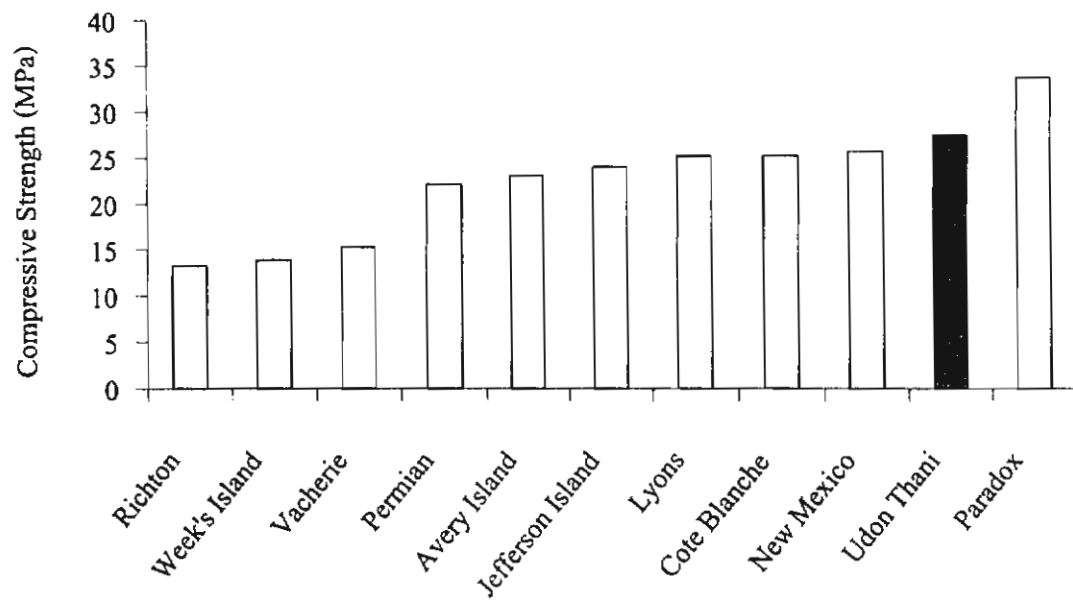
รูปที่ 4.8 ได้เปรียบเทียบค่าแรงกดของเกลื้อหินที่ได้จากโครงการวิจัยนี้กับค่าที่ได้จากเกลื้อหินในต่างประเทศ จะเห็นได้ว่าเกลื้อหินจากจังหวัดอุดรธานีมีค่าความต้านแรงกดอยู่ในเกณฑ์สูงเมื่อเทียบกับเกลื้อหินจากแหล่งในต่างประเทศ

4.2 การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้น

การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้น (Short-term uniaxial creep tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อคำนวณหาการเปลี่ยนแปลงรูปตามเวลา (Time-dependent deformation) ของตัวอย่างเกลื้อหินด้วยการให้แรงกดคงที่ในแกนเดียว (Constant uniaxial stresses) วิธีและขบวนการของการทดสอบจะปฏิบัติใกล้เคียงกับข้อกำหนดมาตรฐานสากลของ ASTM (ASTM D4405-93 และ ASTM D4341-93) และจะนำไปคำนวณหาค่าคงที่ของตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับความหนืดของเกลื้อหิน และเพื่อนำไปสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ การเตรียมตัวอย่างเกลื้อหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ได้คัดเลือกตัวอย่างเกลื้อหินที่ค่อนข้างสะอาดและมีสิ่งเจือปนน้อย ตัวอย่างเกลื้อหินมาจากแท่งเกลื้อหินหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 และมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร ด้วยสัดส่วน L/D ประมาณ 2.5

ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นตัวอย่างเกลื้อหินจำนวน 6 ตัวอย่างจะถูกแบ่งทดสอบด้วยแรงกดคงที่ (Constant axial load) ต่าง ๆ กัน 6 ค่า แปรผันตั้งแต่ค่า 10, 15, 20, 25 และ 30 MPa ตามลำดับ ใช้เวลาการทดสอบนานประมาณ 7 ชั่วโมง กระทำการทดสอบในห้องอุณหภูมิปกติ เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือ เครื่องกดทดสอบแบบดิจิทัล หมายเลข 9901X0003 รุ่น Elect/ADR 2000 มีความสามารถในการให้แรงถึง 2,000 kN เครื่องกดทดสอบจะให้แรงกดในแนวแกนตัวอย่างเกลื้อหินโดยมีค่าแรงกดคงที่ (Constant axial stress, σ_0) จนกระทั่งเกลื้อหินมีการยุบตัวครบ 7 ชั่วโมง (สำหรับการทดสอบในระยะสั้น) หรือแตกด้วยแรงกดสูงสุด ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและปริมาณการยุบตัวของตัวอย่างเกลื้อหินตามระยะเวลา พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติ ค่าแรงกดที่อ่านได้จะเป็นหน่วยของน้ำหนักกดซึ่งต้องทำการแปลงค่าเป็นความเค้นโดยการนำพื้นที่หน้าตัดของแต่ละตัวอย่างไปหารน้ำหนักกด ส่วนค่าความเครียดแนวแกนหาจากการนำค่าระยะการยุบตัวหารด้วยความยาวเดิมของแท่งตัวอย่างเกลื้อหิน ผลการทดสอบที่ได้จะแสดงให้เห็นอยู่ในรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นโค้งของการเปลี่ยนแปลงรูป (ความเครียด) ที่เปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาในช่วง 7 ชั่วโมง

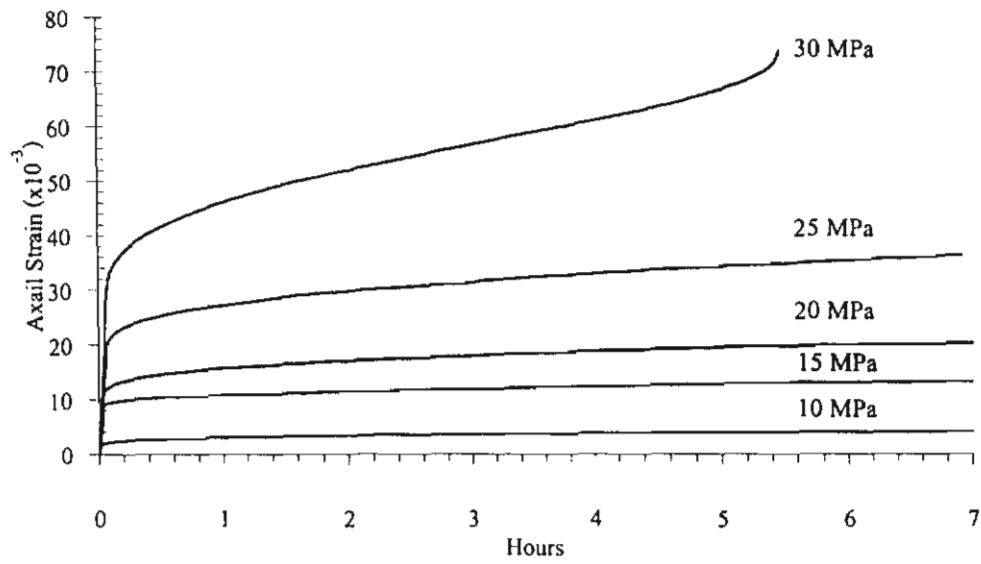
ค่าคงที่ที่ใช้ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นของเกลื้อหินได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.2 และได้นำผลการทดสอบมาแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในช่วง 7 ชั่วโมง ในรูปที่ 4.9 ซึ่งเส้นโค้งแต่ละเส้นจะขึ้นกับค่าแรงกดคงที่ 10, 15, 20, 25 และ 30 MPa ตามลำดับ ค่าความเค้นและความเครียดในแนวแกนได้ถูกคำนวณโดยใช้สมการ (4.1) และ (4.2) ตามลำดับ



รูปที่ 4.8 เปรียบเทียบค่าความต้านทานแรงกดของเกลือหินจากผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียว

ตารางที่ 4.2 ค่าคงที่ที่ใช้ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวยาระยะสั้นของเกลือหิน

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Constant Axial Stress σ_0 (MPa)
BD99-2-CR01	61.11	155.21	402.80	25
BD99-2-CR02	61.17	154.27	403.00	20
BD99-2-CR03	61.12	155.07	403.20	15
BD99-1-CR04	61.08	152.06	266.20	10
BD99-1-CR05	61.08	156.48	266.36	30
BD99-1-CR06	60.06	146.88	390.37	30



รูปที่ 4.9 ผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวยระยะสั้น สำหรับค่าความเค้นในแนวแกน เท่ากับ 10, 15, 20, 25 และ 30 MPa

จากการสังเกตการทดสอบพบว่าแรงกดคงที่ที่มีค่าสูงสุดจะทำให้เกล็ดหินมีการเปลี่ยนแปลงรูปได้มากที่สุด (ความเครียดสูงสุด) ตัวอย่าง BD99-1-CR05 ไม่สามารถต้านแรงกดได้ซึ่งตัวอย่างเกล็ดหินแตกด้วยแรงกด 30 MPa ภายในเวลาเพียง 2 นาที จึงต้องทำการทดสอบใหม่ด้วยตัวอย่าง BD99-1-CR06 ด้วยค่าแรงกดคงที่ 30 MPa แต่ก็ยังมีการแตกก่อนระยะเวลา 7 ชั่วโมง แสดงให้เห็นว่าเกล็ดหินที่แรงกดสูงสุดค่าหนึ่งจะไม่สามารถต้านแรงกดในระยะเวลายาวนานได้ ผลที่ได้จากการทดสอบทั้งหมดนี้จะนำมาใช้ในการสอบเทียบ (Calibration) เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของเกล็ดหินที่สัมพันธ์กับความหนืดหรือเวลาเพื่อใช้ในการสร้างแบบจำลองในการคำนวณต่อไป

4.3 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน (Brazilian tensile strength tests) มีจุดมุ่งหมายเพื่อหาแรงดึงสูงสุดของเกล็ดหินซึ่งเป็นคุณสมบัติอื่นหนึ่งที่ใช้ในการคำนวณเพื่อหาค่าคงที่ที่นำไปใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ การเตรียมตัวอย่างจะปฏิบัติใกล้เคียงกับมาตรฐานสากล ASTM เป็นหลัก (ASTM D3967) และบางส่วนก็นำมาจากข้อเสนอแนะของ ISRM (Bieniawski and Hawkes, 1978) ตัวอย่างเกล็ดหินที่นำมาทดสอบนี้จะใช้ตัวอย่างจำนวน 13 ตัวอย่าง มีขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 6 เซนติเมตร โดยกำหนดสัดส่วนความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางให้คงที่เท่ากับ 0.5 อุณหภูมิที่ใช้ทดสอบเป็นอุณหภูมิห้องปกติ

วิธีการทดสอบนี้จะใช้เครื่องทดสอบแบบดิจิตอล หมายเลข 9901X0003 รุ่น Elect/ADR 2000 ของบริษัท ELE International (ELE, 1995) ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D3967 โดยทดสอบในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง (รูปที่ 4.10) ด้วยอัตราแรงกดคงที่ 3 MPa/min บริเวณจุดสัมผัสระหว่างตัวอย่างเกล็ดหินกับแท่นกดอาจรองรับด้วยกระดาษแข็งทั้งสองด้านเพื่อลดแรงเสียดทานที่อาจเกิดจากผิวสัมผัสของตัวอย่างเกล็ดหินกับแผ่นเหล็ก การทดสอบจะกดจนกระทั่งตัวอย่างเกล็ดหินแตกและแยกออกจากกัน (รูปที่ 4.11) ค่าแรงกดวิกฤติที่ได้นั้นต้องนำมาคำนวณเป็นค่าแรงดึงแบบบราซิลเลียนซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการ (ASTM D3967)

$$\sigma_B = 2 P_r / \pi DL \quad (4.4)$$

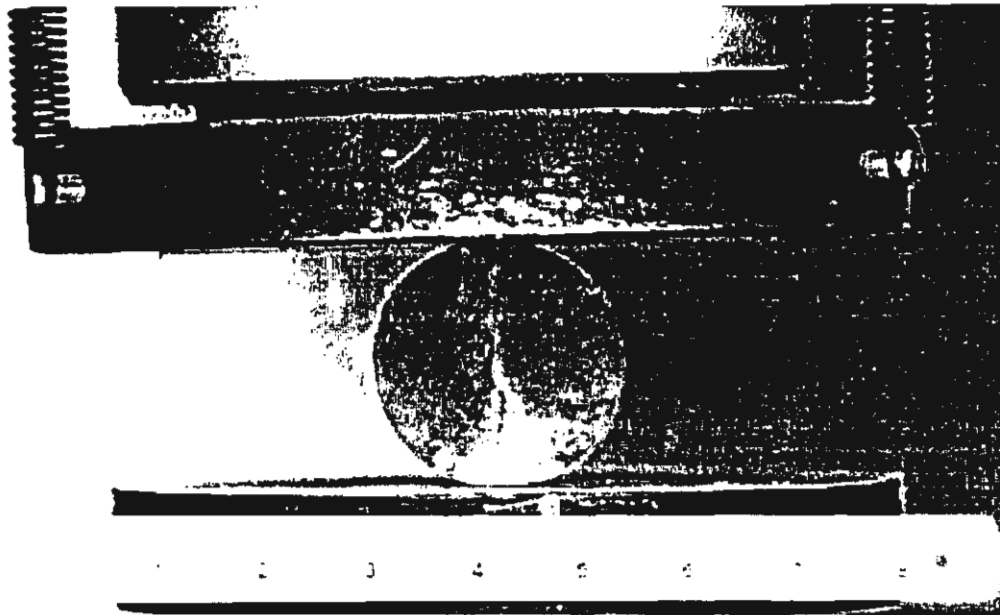
เมื่อ

σ_B = แรงดึงแบบบราซิลเลียน

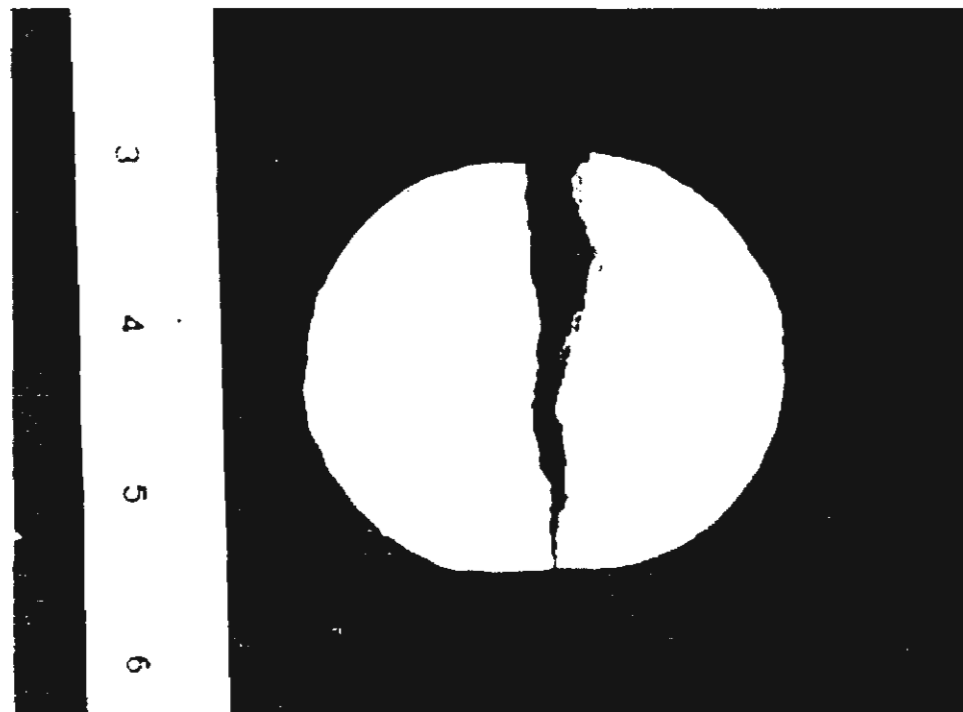
P_r = แรงกดวิกฤติ

D = ค่าเฉลี่ยของเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกล็ดหิน

L = ค่าเฉลี่ยของความหนาของตัวอย่างเกล็ดหิน



รูปที่ 4.10 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน ตัวอย่างเกลือหินรูปแผ่นถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนแตก



รูปที่ 4.11 ตัวอย่างเกลือหินแตกด้วยการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน

ผลการทดสอบตัวอย่างเกลือหินจะมีลักษณะการวิบัติในแนวเส้นผ่านศูนย์กลางดังรูปที่ 4.11 ส่วนผลการทดสอบจำนวน 13 ตัวอย่าง ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.3 ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงดึงแบบบราซิลเลียนและความแปรผันเท่ากับ 1.49 ± 0.11 MPa (216 ± 16 psi) ซึ่งมีค่าความต้านแรงดึงสอดคล้องกับเกลือหินจากแหล่งอื่น ๆ ในต่างประเทศ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.12 จะเห็นว่าค่าความต้านแรงดึงจากแหล่งเกลือหินอื่น ๆ มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 2 MPa และค่าความต้านแรงดึงที่จังหวัดอุดรธานี มีค่าอยู่ในระดับกลาง

จากการสังเกตในการทดสอบพบว่าแรงกดที่ทำให้เกลือหินแตกนั้นรอยแตกจะเกิดขึ้นในแนวเส้นผ่านศูนย์กลางซึ่งเป็นแนวเดียวกับทิศทางแรงกดตามรูปที่ 4.11 แนวแตกจะตัดผ่านผลึกและระนาบเกลือ บางตัวอย่างมีรอยแตกสองแนวบริเวณใกล้จุดกด โดยเฉลี่ยทุกตัวอย่างจะถูกกดให้วิบัติภายใน 1 นาที ส่วนความแปรผันของความต้านแรงดึงแบบบราซิลเลียนที่เท่ากับ 0.11 MPa หรือประมาณ 7.38% อาจมีสาเหตุจากผลึกของเกลือหินที่มีขนาดใหญ่เมื่อเปรียบเทียบกับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร กับขนาดผลึกที่มีขนาดเฉลี่ยเท่ากับ $10 \times 10 \times 10$ มิลลิเมตร ความต้านแรงดึงที่มีค่าสูงส่วนใหญ่จะมีการแตกผ่ากลางผลึกเกลือตามทิศทางแรงกด ส่วนค่าแรงดึงที่มีค่าต่ำจะแตกตามแนวต่อของผลึกเกลือหิน ซึ่งบ่งบอกว่าค่าแรงดึงเกิดจากแรงจากการยึดเหนี่ยวในเม็ดผลึกจะมีค่ามากกว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดผลึก (Hardy, 1996)

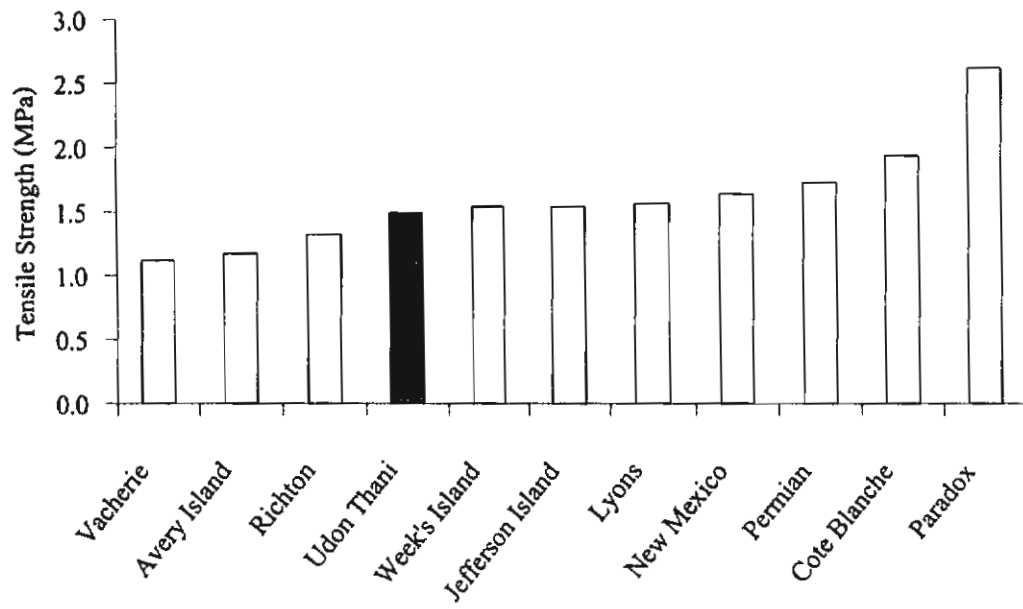
4.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial compression tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความต้านแรงกดของเกลือหินในสามทิศทาง และนำผลไปคำนวณหาค่าคงที่หรือตัวแปรที่สัมพันธ์กับการวิบัติของชั้นเกลือหินเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ ตัวอย่างเกลือหินที่นำมาทดสอบนี้มีจำนวนทั้งสิ้น 6 ตัวอย่าง ซึ่งมีขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 60 มิลลิเมตร โดยกำหนดสัดส่วน L/D ให้คงที่เท่ากับ 2.0 เครื่องมือที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยเครื่องกด ปัมไฮดรอลิกสำหรับให้แรงดันด้านข้างโดยใช้เครื่องปรับระดับความดันคงที่รุ่น WF40070 และปอกยางหุ้มตัวอย่าง (Cell) ใช้แบบ Hoek-Franklin เพื่อหุ้มกันน้ำมันไฮดรอลิกกับตัวอย่างเกลือหิน อุณหภูมิที่ใช้ทดสอบเป็นอุณหภูมิห้องปกติ

วิธีการทดสอบแรงกดในสามแกนจะปฏิบัติใกล้เคียงกับมาตรฐานสากล ASTM เป็นหลัก (ASTM D2664) และบางส่วนก็นำมาจากข้อเสนอแนะของ ISRM (Vogler and Kovari, 1977) โดยจะให้ความดันคงที่ล้อมรอบผิวด้านข้างของตัวอย่างเกลือหิน (Confining pressure) ในหน่วยของความเค้นจะเรียกว่า ความเค้นรอง (σ_3) ซึ่งกรณีนี้ความเค้นรอง $\sigma_3 = \sigma_2$ แล้วจึงทำการกดตัวอย่างในแนวแกนจนกระทั่งถึงจุดวิบัติ (Failure stress) ค่าความต้านแรงกดภายใต้สภาวะความดันล้อมรอบที่กระทำในหน่วยของความเค้น เรียกว่า ความเค้นหลัก (σ_1)

ตารางที่ 4.3 สรุปผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียนของเกลือหิน

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Failure Load P_f (N)	Brazilian tensile Strength σ_B (MPa)
BD99-1-BR01	61.48	31.11	4353.86	1.45
BD99-1-BR02	61.40	33.53	5168.74	1.60
BD99-1-BR03	61.55	32.34	4120.48	1.32
BD99-1-BR04	61.25	33.09	3253.63	1.02
BD99-1-BR05	61.13	32.14	5123.63	1.66
BD99-1-BR06	60.72	33.16	5298.18	1.68
BD99-1-BR07	61.15	34.14	4674.52	1.43
BD99-1-BR08	60.60	34.24	4800.04	1.47
BD99-1-BR09	60.52	33.29	7406.47	2.34
BD99-1-BR10	60.75	31.51	5440.37	1.81
BD99-1-BR11	60.92	32.50	1920.99	0.62
BD99-1-BR12	60.33	30.54	4657.85	1.61
BD99-1-BR13	61.03	31.58	4068.51	1.34
Brazilian Tensile Strength		1.49 ± 0.11 MPa (216 ± 16 psi)		



รูปที่ 4.12 เปรียบเทียบค่าความต้านทานแรงดึงเกลือหินจากผลของการทดสอบแบบบราซิล

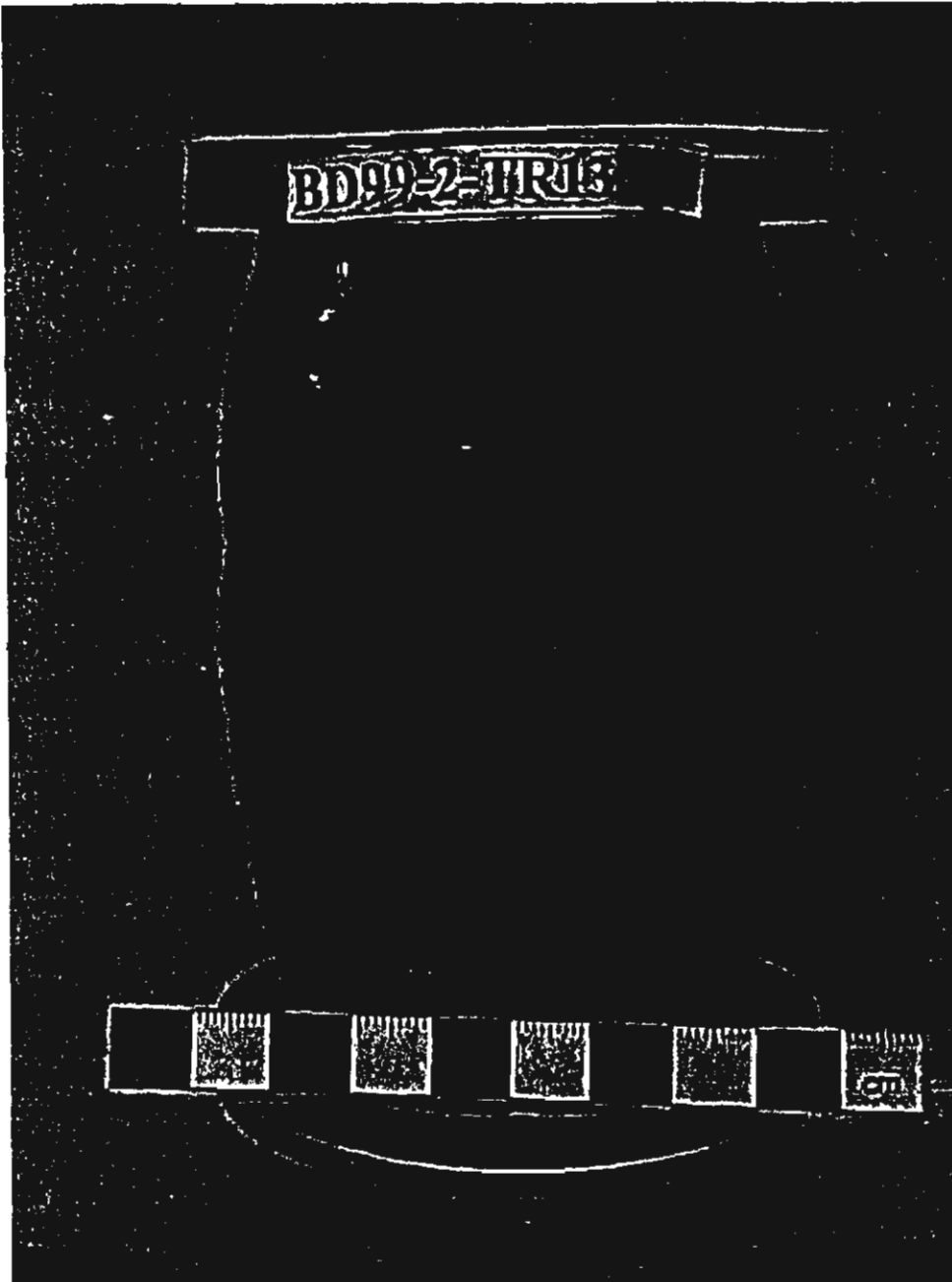
ตัวอย่างอีกหนึ่งหลังจากผลการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 4.13 จะเห็นว่าเกลียวหินจะมีการบวมตัวมากภายใต้ความดันล้อมรอบและค่าจากการทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.4 และความเค้นหลักกับความเค้นรองที่ได้สามารถนำมาลงจุดในความสัมพันธ์ของความเค้นปกติ (Normal stress) กับความเค้นในแนวเฉือน (Shear stress) หรือที่เรียกว่าวงกลมของ Mohr ได้ดังรูปที่ 4.14

4.5 การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร

การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร (Uniaxial cyclic loading tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic modulus) และความต้านแรงกดสูงสุดของเกลียวหินในแกนเดียว ซึ่งเป็นคุณสมบัติอันหนึ่งของเกลียวหินที่ใช้ในการคำนวณหาค่าคงที่ของตัวแปรเพื่อนำมาคำนวณทางคอมพิวเตอร์ต่อไป การเตรียมตัวอย่างเกลียวหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ ได้คัดเลือกตัวอย่างเกลียวหินที่ค่อนข้างสะอาดมีสิ่งเจือปนน้อย แท่งเกลียวหินจากหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-2 มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร สัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางในช่วง 2.5-3.0 จำนวน 9 ตัวอย่างได้นำมาใช้ในการทดสอบนี้

วิธีการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร คือ การทดสอบโดยให้แรงกดเพิ่มขึ้นและลดลงอย่างเป็นระบบซึ่งได้ทดสอบในห้องอุณหภูมิกปกติและปฏิบัติใกล้เคียงกับข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D2938 และข้อเสนอแนะของ ISRM (Bieniawski et al., 1979) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบ คือ เครื่องทดสอบแบบคิซิดอล หมายเลข 9901X0003 รุ่น Elect/ADR 2000 ซึ่งมีความสามารถในการให้แรงกดถึง 2,000 kN เครื่องจะให้แรงกดในแนวแกนตัวอย่างเกลียวหินจนถึงแรงกดสูงสุดและลดแรงกดให้เหลือค่าต่ำสุดตามที่กำหนดไว้ในแต่ละตัวอย่าง แรงกดในแต่ละรอบวัฏจักรจะมีค่าตั้งแต่ศูนย์ไปจนถึงค่าสูงสุดที่กำหนดไว้ การทดสอบจะกระทำช้าอย่างรวดเร็วจนถึงการให้แรงกดสูงสุดและลดแรงกดให้เหลือค่าต่ำสุดจำนวนประมาณ 20-27 รอบ แล้วจึงให้แรงกดต่อไปจนกระทั่งเกลียวหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด (รูปที่ 4.15) ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าแรงกดและระยะการยุบตัว (การเปลี่ยนรูป) ของตัวอย่างเกลียวหินตามระยะเวลา พร้อมทั้งสังเกตลักษณะการวิบัติ สำหรับค่าแรงกดสูงสุดที่อ่านได้จะเป็นหน่วยของน้ำหนักกดซึ่งต้องทำการเปลี่ยนค่าเป็นความเค้นในแนวแกน สำหรับการคำนวณค่าความเค้น ความเครียดและความต้านแรงกดจะเป็นไปตามสมการ (4.1), (4.2) และ (4.3) ตามลำดับ ผลที่ได้จะนำเสนอโดยแผนภูมิคือนำค่าความเค้นกับความเครียดที่ได้ไปลงจุดเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงในแต่ละวัฏจักร แล้วนำมาหาค่าเฉลี่ยของแต่ละหินตัวอย่างค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (E) หาได้จากผลต่างของความเค้น ($\Delta\sigma$) ที่มีค่าสูงสุดกับความเค้นต่ำสุดในแต่ละรอบวัฏจักรหารด้วยผลต่างของความเครียด ($\Delta\varepsilon$) ที่เกิดจากความเค้นดังกล่าวซึ่งเป็นไปตามสมการที่ (4.5)

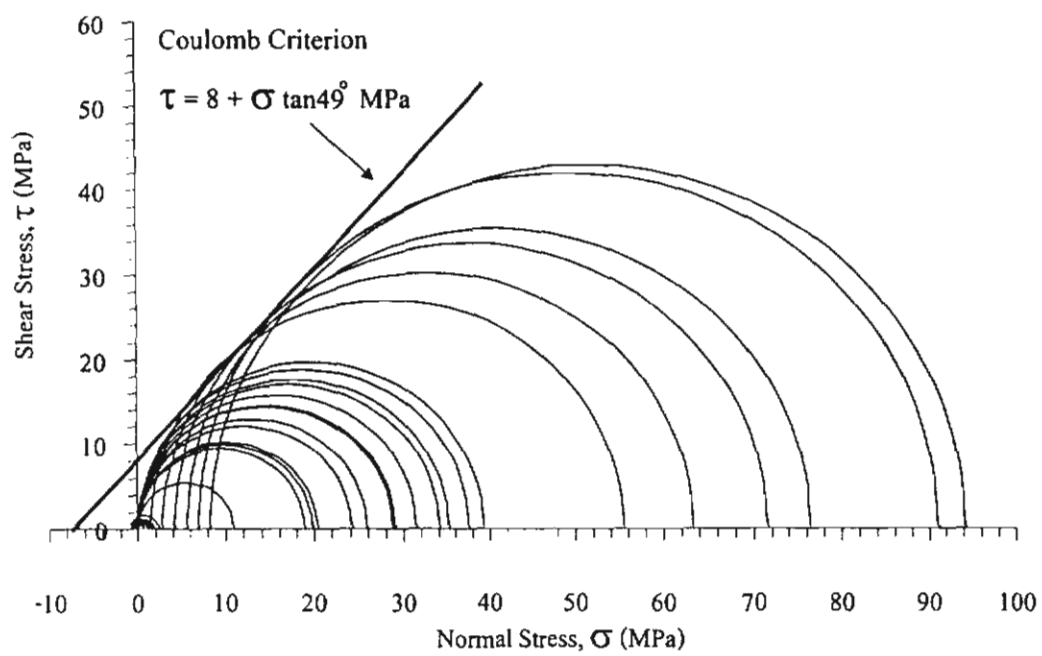
$$E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon \quad (4.5)$$



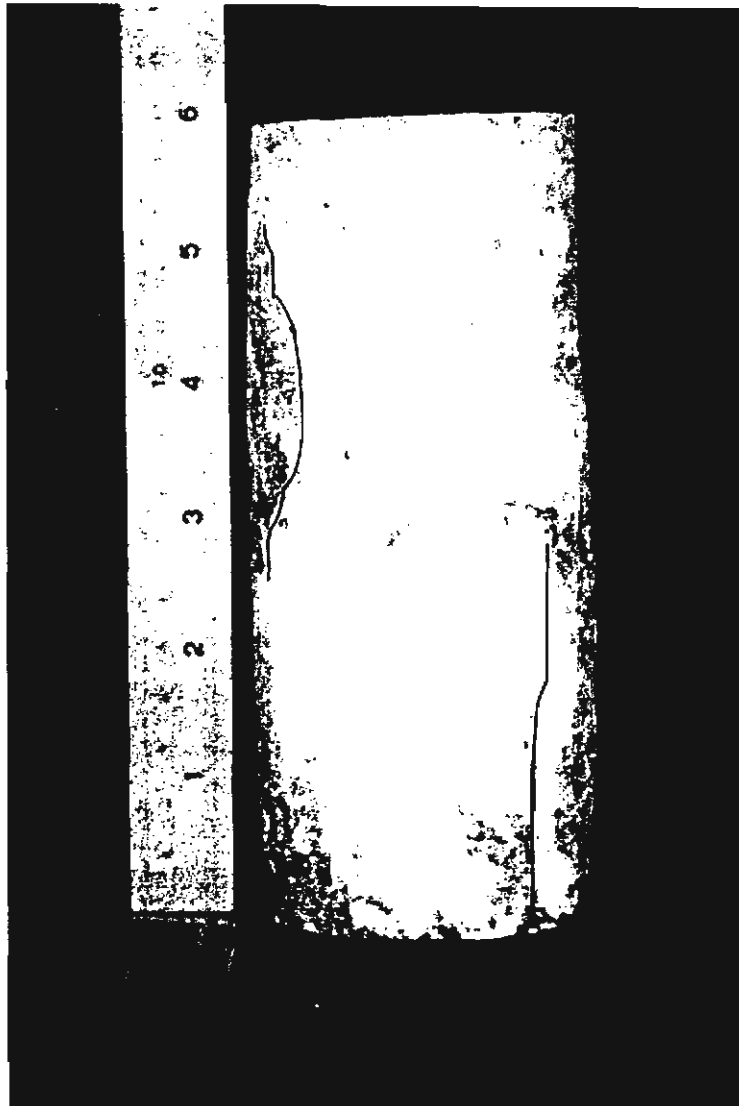
รูปที่ 4.13 ตัวอย่างเกลือหินหลังการทดสอบแรงกดในสามแกน ด้วยความดันด้านข้าง 8.28 MPa
(1,200 psi)

ตารางที่ 4.4 สรุปผลการทดสอบแรงกดในสามแกนของเกลือหิน

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Confining Pressure σ_3 (MPa)	Failure Stress σ_1 (MPa)
BD99-1-TR11	60.79	122.31	263.20	2.76	61.84
BD99-2-TR12	61.05	122.98	211.95	5.52	73.66
BD99-2-TR13	61.06	122.25	411.20	8.28	90.45
BD99-1-TR14	60.77	122.00	264.60	4.14	69.36
BD99-2-TR15	60.74	123.12	404.40	0.69	87.09
BD99-1-TR16	60.56	123.84	262.60	1.38	54.65



รูปที่ 4.14 วงกลมของ Mohr จากผลการทดสอบแรงกดในสามแกน



รูปที่ 4.15 ตัวอย่างเกลื้อหิน BD99-1-CY01 หลังจากการทดสอบภายใต้แรงกดแบบวัฏจักร
จาก 0 ถึง 20 MPa จำนวน 20 รอบ

ผลการทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.5 และได้นำมาแสดงความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดในรูปที่ 4.16 ถึง 4.23 ซึ่งจะมีการให้แรงกดแบบวัฏจักรจำนวนประมาณ 20-27 รอบ ในรูปที่ 4.17 จะแตกต่างจากผลการทดสอบอื่น ๆ กล่าวคือ จากการให้แรงกดสูงสุดและลดแรงกดต่ำสุดที่กำหนดให้เท่ากันทุกรอบวัฏจักรเปลี่ยนมาเป็นการให้แรงกดเพิ่มขึ้นทีละ 1 MPa และลดแรงกดเหลือ 0 MPa จนกระทั่งตัวอย่างเกลียวหินแตก จากการสังเกตในการทดสอบพบว่าเมื่อเพิ่มจำนวนรอบในการให้แรงกดตัวอย่างเกลียวหินจะมีการเกิดรอยแตกเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ และมีการบวมตัวที่ด้านข้างตัวอย่างเล็กน้อย (รูปที่ 4.15)

4.6 การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาว

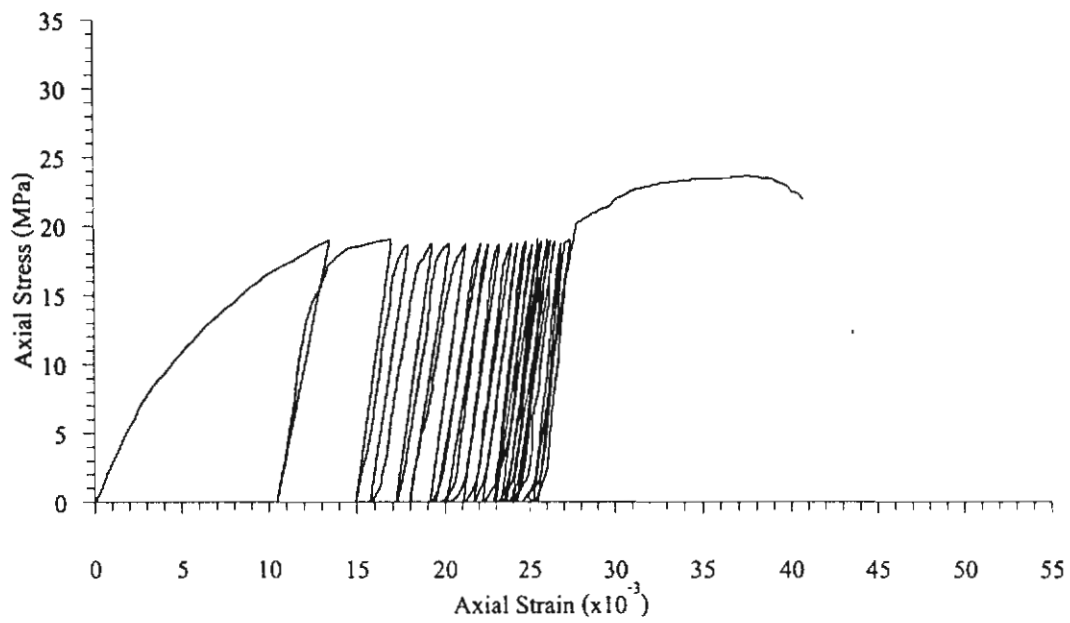
การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาว (Long-term uniaxial creep tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อคำนวณหาการเปลี่ยนวิรูปตามกาลเวลา (Time-dependent deformation) ของตัวอย่างเกลียวหิน ด้วยการให้แรงกดคงที่ในแกนเดียว ผลลัพธ์ที่ได้จะนำมาสอบเทียบ (Calibrate) เพื่อหาค่าคงที่ที่เกี่ยวข้องกับความหนืดแบบพลาสติก (Visco-plastic) ของเกลียวหินโดยการใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ ซึ่งค่าคงที่นี้จะนำไปใช้ในการคำนวณแบบจำลองสำหรับโพรงเกลียวต่อไป วิธีการและขบวนการทดสอบจะเป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานสากลของ ASTM (ASTM D4405-93; ASTM D4341-93) ตัวอย่างเกลียวหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ได้คัดเลือกจากตัวอย่างเกลียวหินที่ค่อนข้างสะอาดและมีสิ่งเจือปนน้อยจากแท่งเกลียวหินของหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 60 มิลลิเมตร ด้วยสัดส่วนระหว่างความยาวของตัวอย่างเกลียวหินต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (L/D ratio) เท่ากับ 2.5 (ตารางที่ 4.6)

ในการทดสอบนี้ใช้ตัวอย่างเกลียวหินจำนวน 5 ตัวอย่าง โดยจะถูกแบ่งทดสอบด้วยแรงกดคงที่ต่าง ๆ กัน 5 ค่า แปรผันตั้งแต่ 4.1, 7.1, 9.1, 11.1 จนถึง 14.1 MPa เวลาการทดสอบนานประมาณ 22-56 วัน ทำการทดสอบในห้องอุณหภูมิคงที่ เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือ เครื่องกดทดสอบแบบแรงกดคงที่ (Consolidation machine) มีความสามารถในการให้แรงถึง 2,000 kN เครื่องทดสอบจะให้แรงกดในแนวแกน ตัวอย่างเกลียวหินจะรับแรงกดคงที่จนกระทั่งเกลียวหินมีการยุบตัวครบระยะเวลาที่กำหนดดังแสดงในรูปที่ 4.24 ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าการยุบตัวของตัวอย่างเกลียวหินอย่างต่อเนื่องตามเวลา ค่าความเค้นและความเครียดในแนวแกนได้ถูกคำนวณโดยใช้สมการ (4.1) และ (4.2) ตามลำดับ

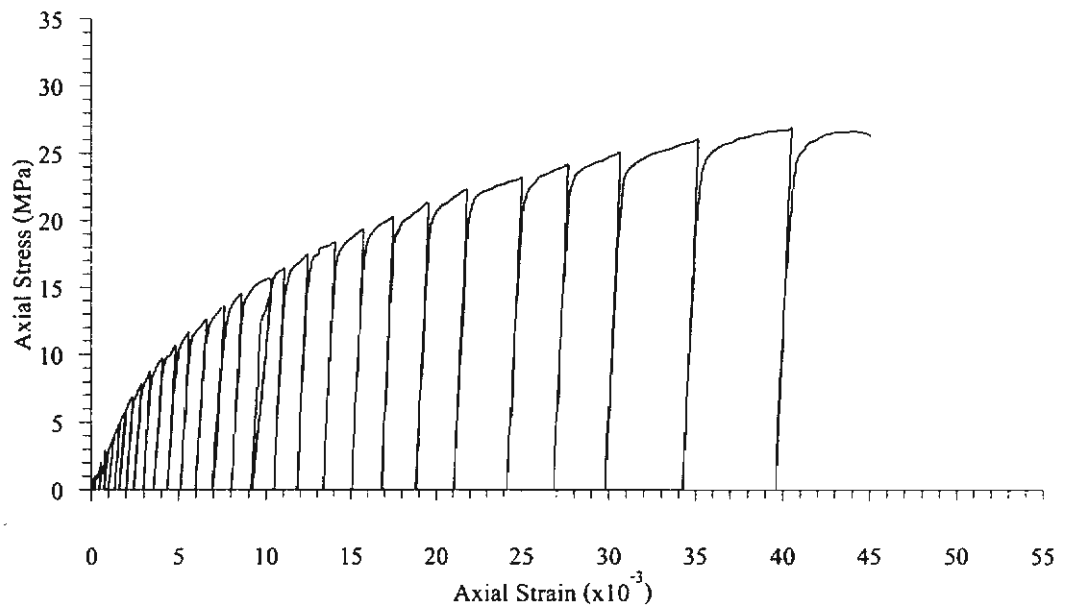
ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.25 ซึ่งเส้นกราฟแต่ละเส้นจะเป็นตัวแทนของแรงกดคงที่ 4.1, 7.1, 9.1, 11.1 และ 14.1 MPa ตามลำดับ

ตารางที่ 4.5 สรุปผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร

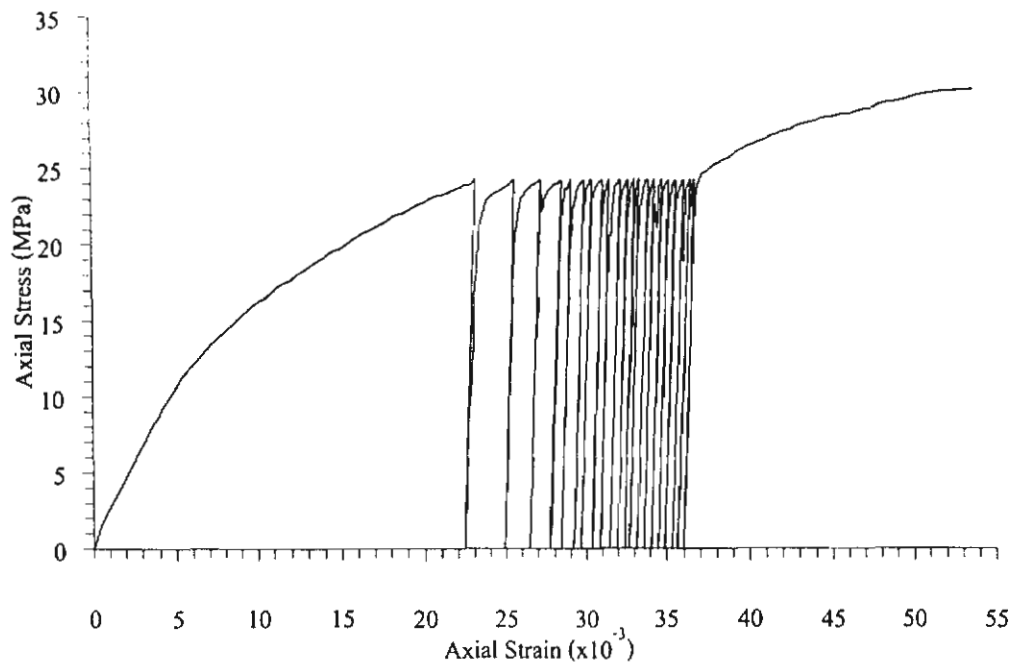
Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Cyclic Loading Range (MPa)	Cycles	Elastic Modulus E (GPa)	Maximum Stress σ_c (MPa)
BD99-2-CY01	60.75	156.20	404.80	0 to 20	20	8.4	23.6
BD99-2-CY02	61.05	183.24	404.35	0 to 27	27	24.4	26.8
BD99-2-CY03	61.05	183.24	404.10	0 to 25	21	29.8	30.1
BD99-2-CY04	61.02	184.98	404.55	0 to 10	21	5.1	34.7
BD99-2-CY06	60.00	151.88	403.85	5 to 25	20	24.3	33.3
BD99-2-CY07	60.15	144.37	403.30	0 to 7	98	16.6	21.6
BD99-2-CY08	60.19	157.40	403.45	0 to 14	25	25.7	4.9
BD99-2-CY09	60.00	151.88	404.95	0 to 20	25	25.1	13.7
Average Elastic Modulus			19.9 $\pm$ 8.9 GPa (3,000 $\times$ 10 ³ $\pm$ 1,300 $\times$ 10 ³ psi)				
Average Maximum Stress			23.6 $\pm$ 10.2 MPa (3,400 $\pm$ 1,500 psi)				



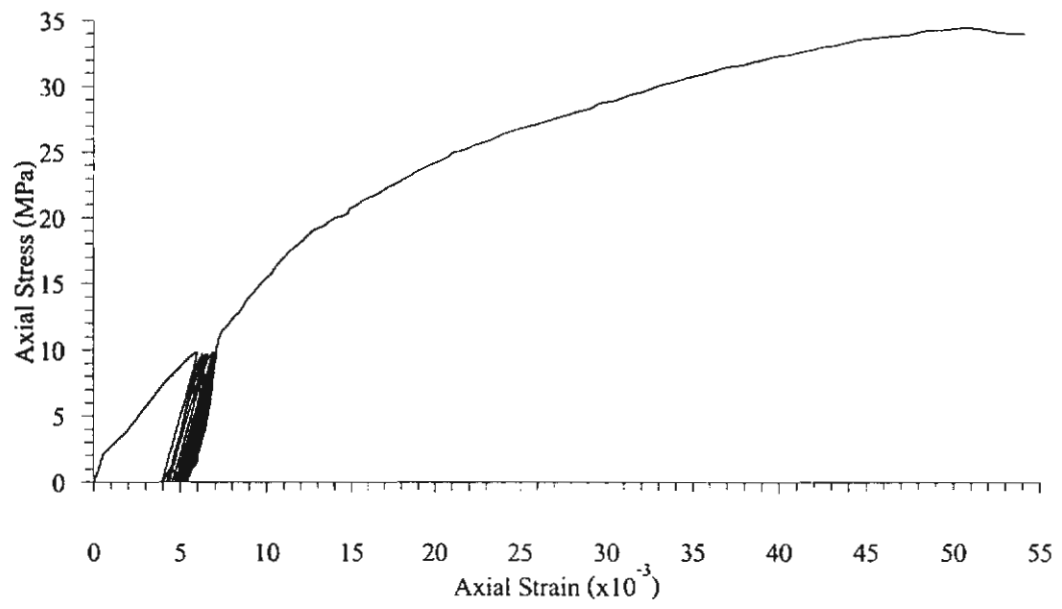
รูปที่ 4.16 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY01



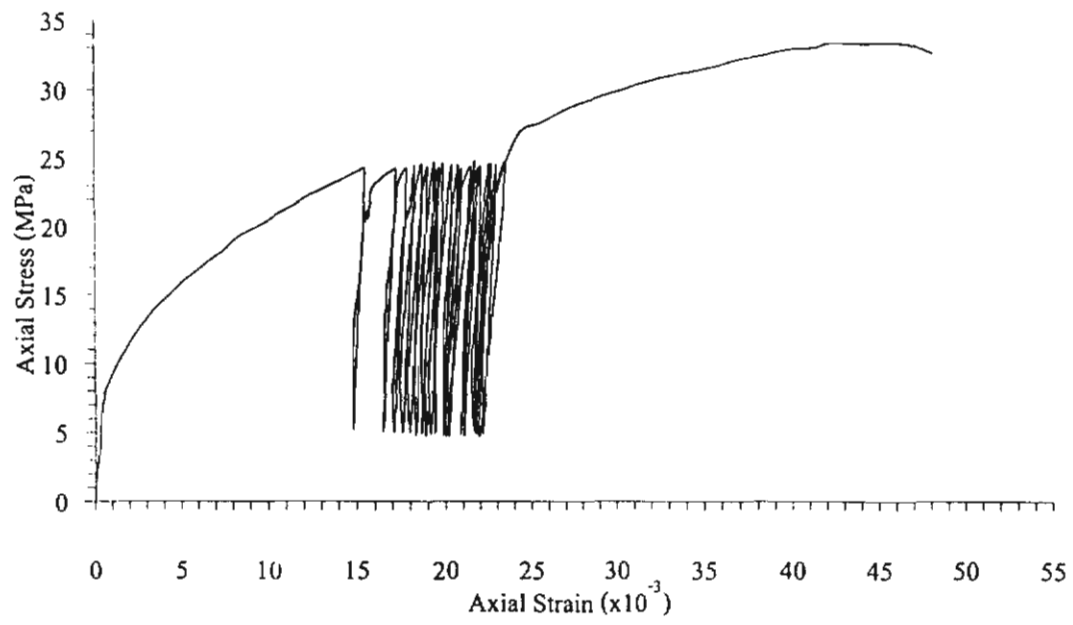
รูปที่ 4.17 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY02



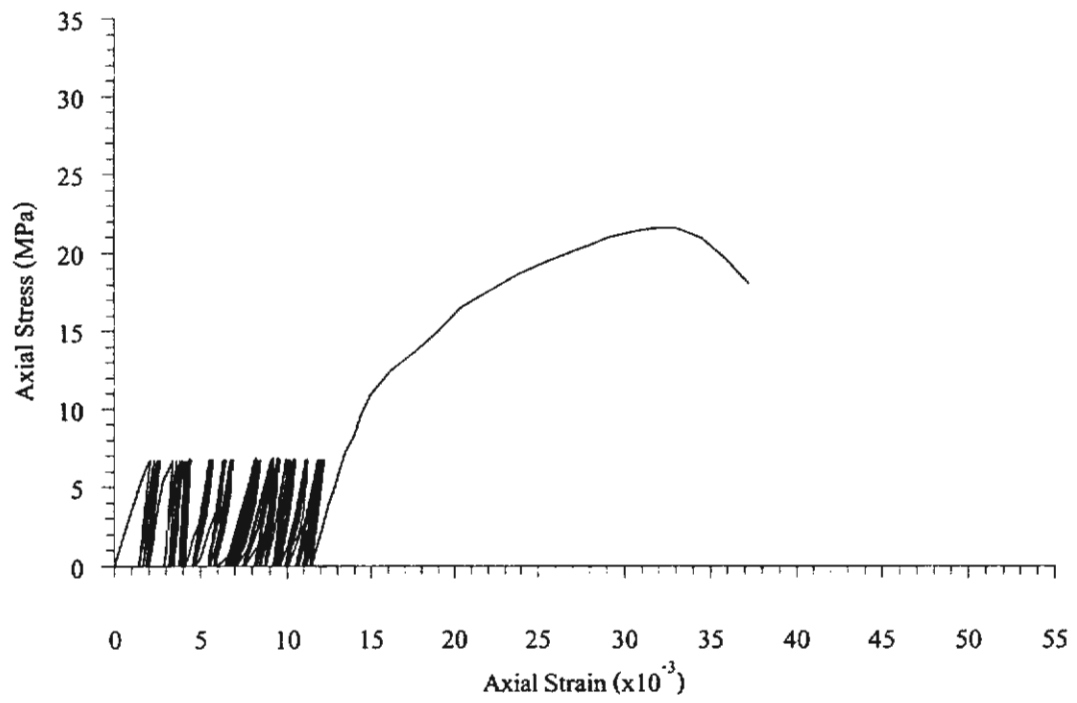
รูปที่ 4.18 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY03



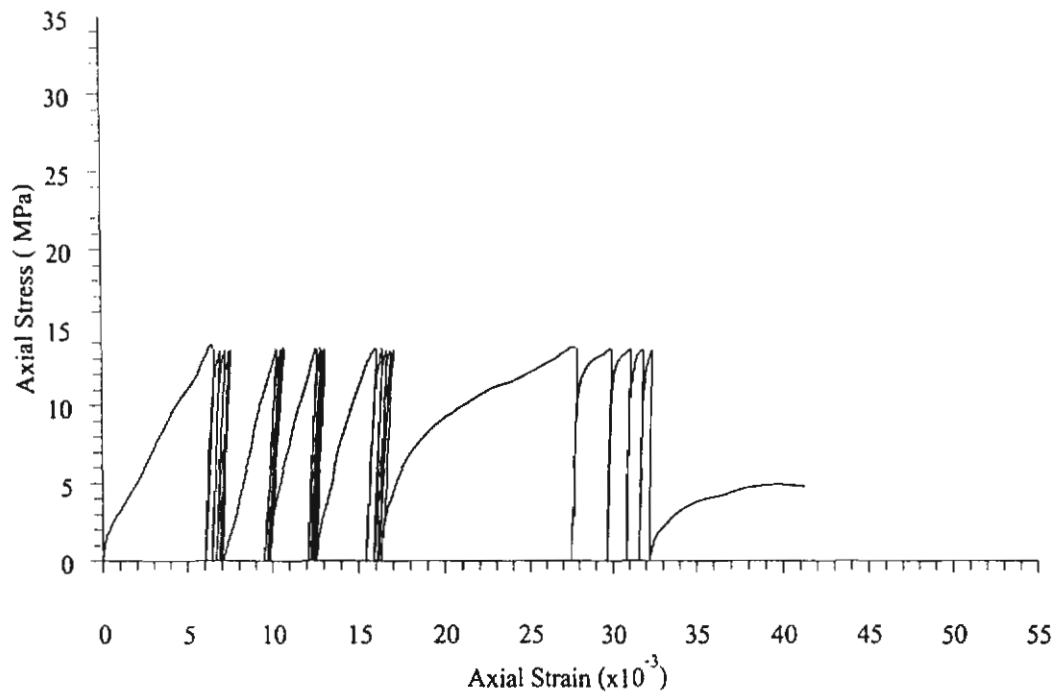
รูปที่ 4.19 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY04



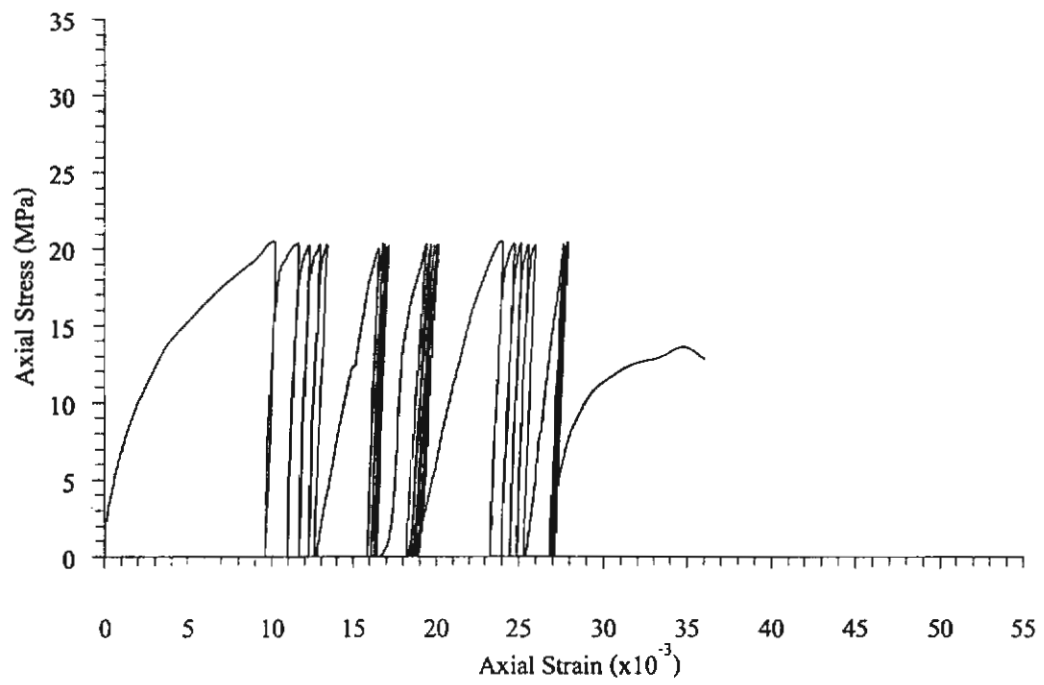
รูปที่ 4.20 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-



รูปที่ 4.21 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY07



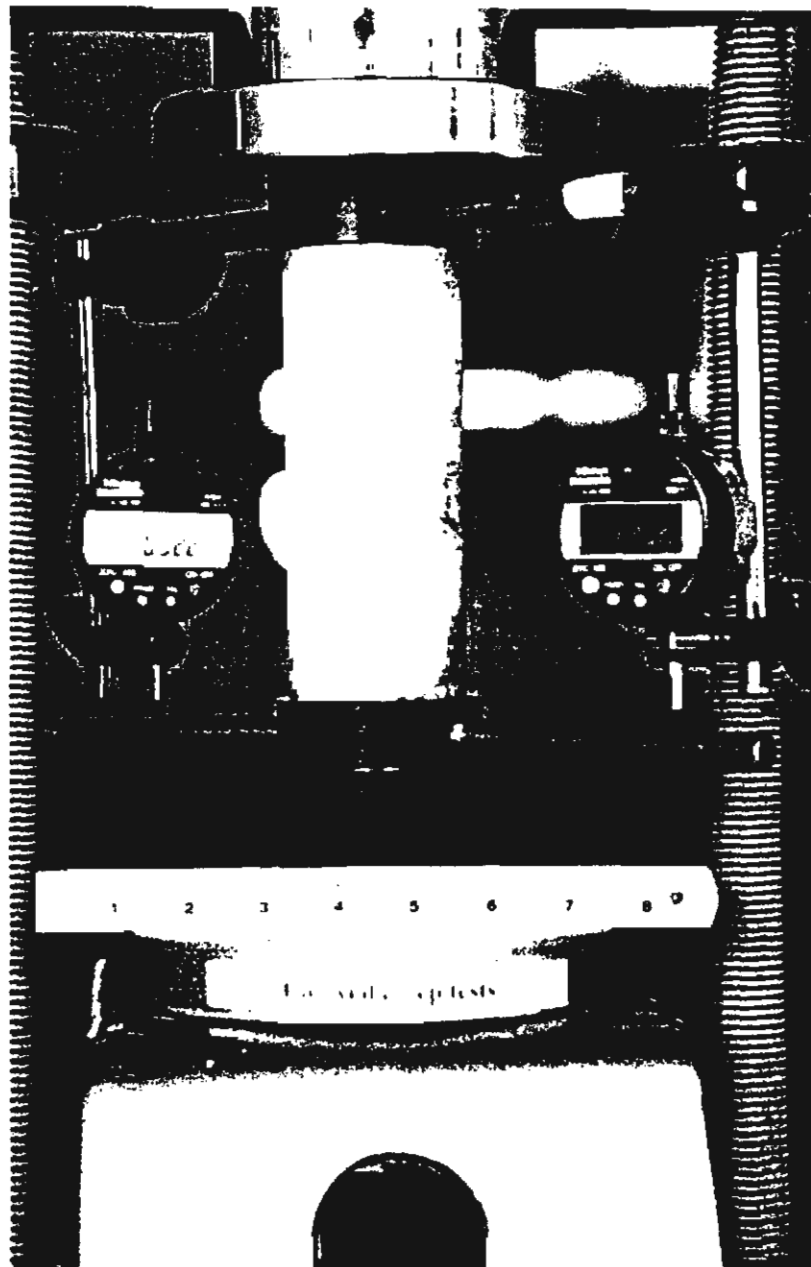
รูปที่ 4.22 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY08



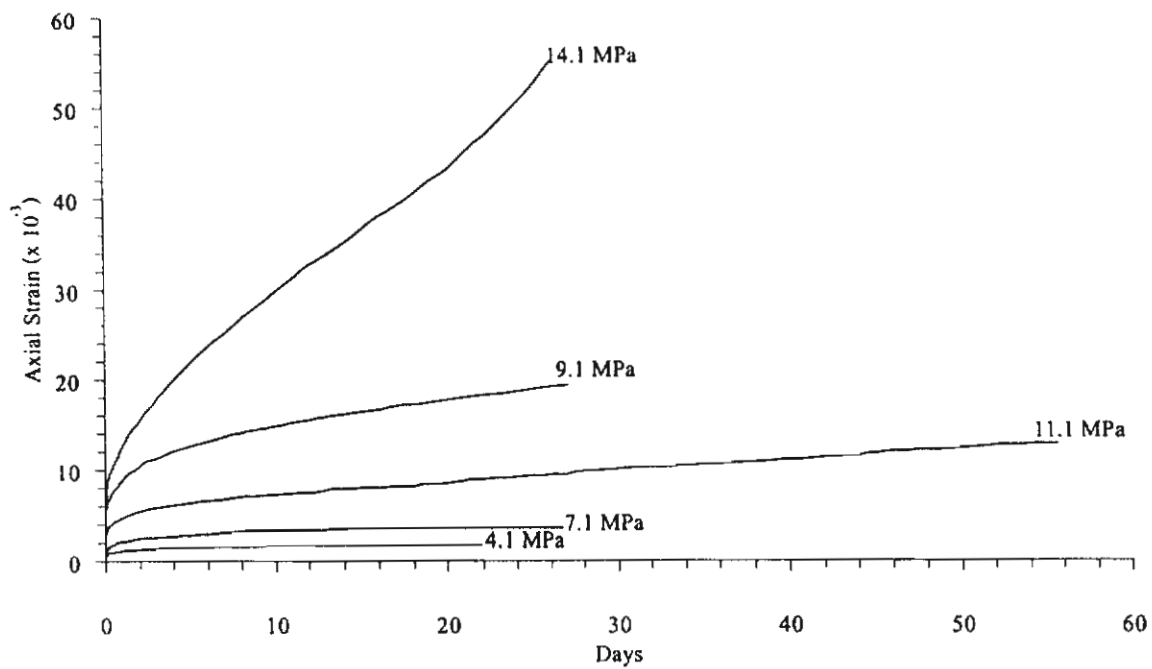
รูปที่ 4.23 ผลของการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรของตัวอย่างเกลือหิน BD99-2-CY09

ตารางที่ 4.6 ขนาดของตัวอย่างเกลือหินและความเค้นที่ใช้ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียว
ระยะสั้นของเกลือหิน

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Constant Axial Stress σ_0 (MPa)
BD99-1-CP01	61.11	155.21	402.80	7.1
BD99-1-CP02	61.17	154.27	403.00	11.1
BD99-1-CP03	61.12	155.07	403.20	4.1
BD99-1-CP06	61.08	152.06	266.20	9.1
BD99-1-CP07	61.08	156.48	266.36	14.1



รูปที่ 4.24 ตัวอย่างเกลียวหินถูกกดด้วยแรงกดคงที่ตามแนวแกน สำหรับการทดสอบแรงกด
ในแกนเดียวยระยะยาว



รูปที่ 4.25 ผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวยระยะยาว สำหรับค่าความเค้นในแนวแกน เท่ากับ 4.1, 7.1, 9.1, 11.1 และ 14.1 MPa

จากการสังเกตการทดสอบพบว่าแรงกดคงที่ที่มีค่าสูงสุดจะทำให้เกลื้อหินมีการเปลี่ยนรูปได้มากที่สุด (ความเครียดสูงสุด) ผลที่ได้จากการทดสอบทั้งหมดนี้จะนำมาใช้ในการสอบเทียบเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของเกลื้อหินที่สัมพันธ์กับความหนืดเชิงพลาสติก เพื่อนำค่าไปใช้คำนวณในการจำลองโพรงหรืออุโมงค์กักเก็บในชั้นเกลื้อต่อไป

4.7 การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนระยะยาว

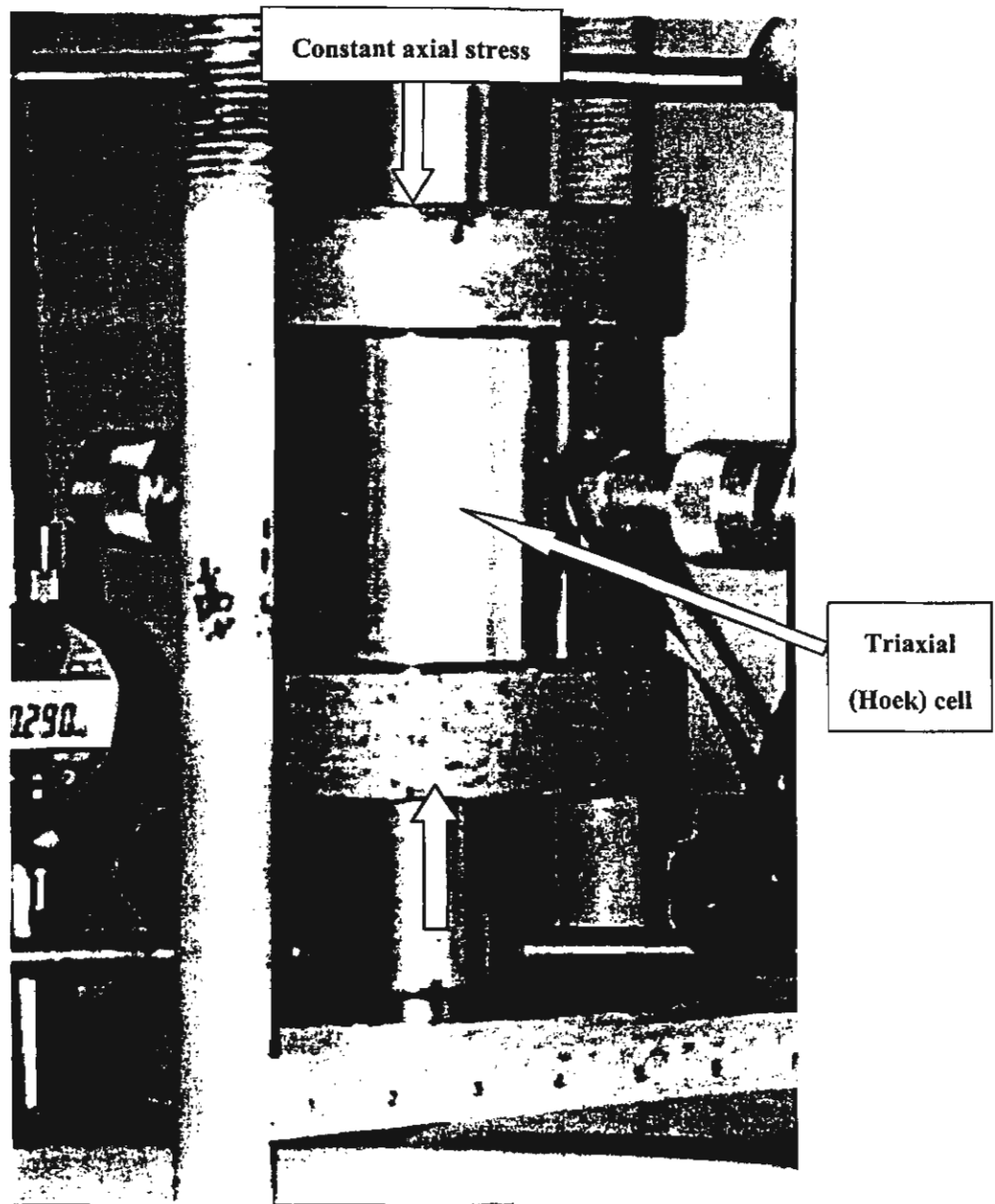
การทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน (Long-term triaxial creep tests) มีวัตถุประสงค์เพื่อคำนวณหาการเปลี่ยนรูปตามกาลเวลา (Time-dependent deformation) ของตัวอย่างเกลื้อหิน ด้วยการใช้ความเค้นในแนวแกนและความดันด้านข้างคงที่ ผลลัพธ์ที่ได้จะนำมาสอบเทียบ (Calibrate) เพื่อหาค่าคงที่ที่เกี่ยวข้องกับความหนืดเชิงพลาสติก (Visco-plastic) ของเกลื้อหินโดยใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ ซึ่งค่าคงที่ที่ได้นี้จะนำไปใช้ในการคำนวณแบบจำลองสำหรับอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์ วิธีการและขบวนการทดสอบจะเป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานสากลของ ASTM (ASTM D4406-93) ตัวอย่างเกลื้อหินที่ใช้ในการทดสอบนี้ได้คัดเลือกจากตัวอย่างเกลื้อหินที่ค่อนข้างสะอาดและมีสิ่งเจือปนน้อยจากแท่งเกลื้อหินของหลุมเจาะสำรวจเลขที่ BD99-1 และ BD99-2 มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 60 มิลลิเมตร ด้วยสัดส่วนระหว่างความยาวของตัวอย่างเกลื้อหินต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (L/D ratio) เท่ากับ 2.0 (ตารางที่ 4.7)

ในการทดสอบนี้มีแผนที่จะใช้ตัวอย่างเกลื้อหินจำนวน 6 ตัวอย่าง โดยจะถูกแบ่งทดสอบด้วยความเค้นในแนวแกนคงที่ต่าง ๆ กัน 6 ค่า แปรผันตั้งแต่ 16.5, 24.1 ถึง 31.0 kPa ความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 3.4 kPa ความเค้นในแนวแกนคงที่เท่ากับ 20.7, 27.6, 34.5 kPa ความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 6.9 kPa เวลาการทดสอบนานประมาณ 30-40 วัน ทำการทดสอบในห้องอุณหภูมิกึ่งที่ เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย เครื่องกดทดสอบแบบแรงกดคงที่ (Consolidation machine) ใช้สำหรับให้แรงกดในแนวแกน (มีความสามารถในการให้แรงกดสูงสุด 100 kN) และ Hoek-cell ใช้สำหรับรักษาความดันด้านข้างให้คงที่ที่ได้จากการให้ความดันด้วยเครื่องสูบลมอัดความดันไฮโดรลิก ตัวอย่างเกลื้อหินจะรับแรงกดคงที่จนกระทั่งเกลื้อหินมีการยุบตัวครบระยะเวลาที่กำหนดดังแสดงในรูปที่ 4.26 ระหว่างทำการทดสอบจะมีการบันทึกค่าการยุบตัวของตัวอย่างเกลื้อหินอย่างต่อเนื่องตามเวลา ค่าความเค้นและความเครียดในแนวแกนได้ถูกคำนวณโดยใช้สมการ (4.1) และ (4.2) ตามลำดับ

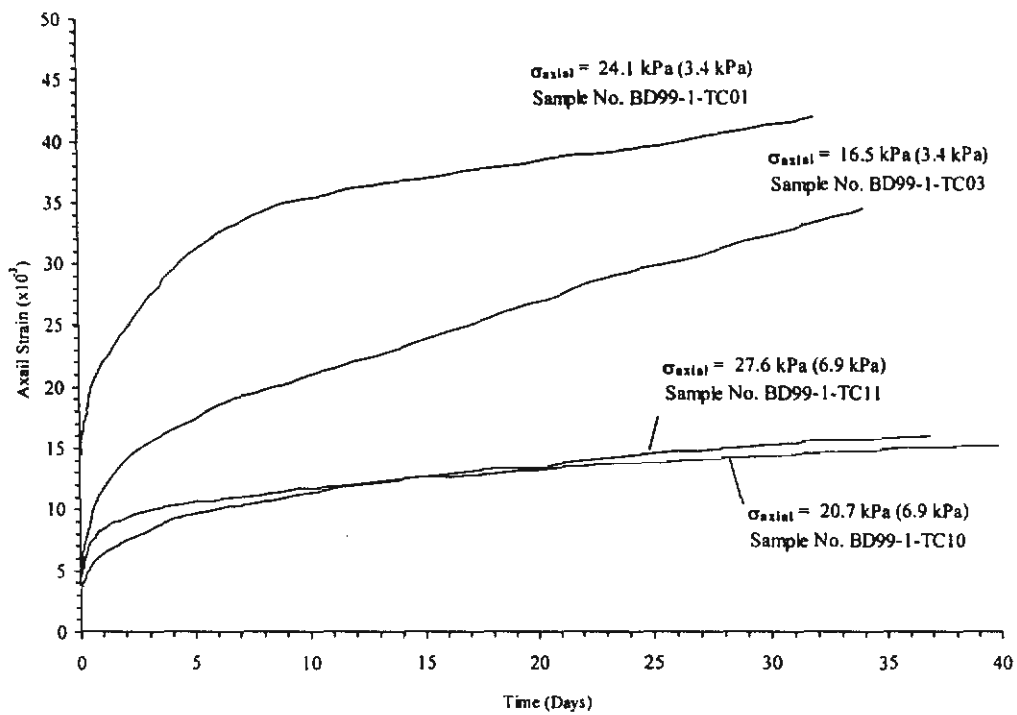
ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.27 ซึ่งเส้นกราฟแต่ละเส้นจะเป็นตัวแทนของความเค้นในแนวแกนคงที่เท่ากับ 16.5 และ 24.1 kPa สำหรับความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 3.4 kPa และความเค้นในแนวแกนคงที่เท่ากับ 20.7 และ 27.6 kPa สำหรับความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 1,000 และ 6.9 kPa ตามลำดับ

ตารางที่ 4.7 ขนาดของตัวอย่างเกลียวหินและความดันที่ใช้ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน

Specimen No.	Average Diameter D (mm)	Average Length L (mm)	Depth (m)	Constant Axial Stress σ_1 (kPa)	Constant Confining Pressure σ_3 (kPa)
BD99-1-TC01	55.42	113.00	419.03	24.1	3.4
BD99-1-TC03	55.47	111.33	419.95	16.5	3.4
BD99-1-TC10	55.52	110.00	210.99	20.7	6.9
BD99-1-TC01	55.57	110.00	325.17	27.6	6.9



รูปที่ 4.26 ตัวอย่างเกลือหินถูกกดด้วยความเค้นคงที่ตามแนวแกนด้วย Load frame และกดด้วยความดันด้านข้างคงที่ด้วย Triaxial cell



รูปที่ 4.27 ผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน สำหรับค่าความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 2,400 และ 3,500 psi และความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 500 psi และความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 3,000 และ 4,000 psi สำหรับความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 1,000 psi (ตัวเลขในวงเล็บแสดงค่าความดันด้านข้างคงที่)

จากผลการทดสอบพบว่าความเค้นในแนวแกนที่มีค่าสูงสุดและความดันด้านข้างต่ำสุดจะทำให้เกลียวมีการเปลี่ยนรูปได้มากที่สุด (ความเครียดสูงสุด) การเปลี่ยนรูปของเกลียวจะเกิดขึ้นโดยฉับพลันหลังจากที่ได้รับความเค้น แต่อัตราของการเปลี่ยนรูปต่อเวลาจะลดลงในขณะที่การทดสอบดำเนินไป หลังจากที่ได้รับแรงกด 5 ถึง 10 วัน อัตราของการเปลี่ยนรูปต่อเวลาจะมีค่าค่อนข้างคงที่ อัตรานี้สามารถนำมาคำนวณค่าความหนืดเชิงพลาสติกของเกลียวได้ ซึ่งถ้าผลต่างระหว่างความเค้นในแนวแกนกับความเค้นด้านข้างเพิ่มขึ้น อัตราการเปลี่ยนรูปนี้ก็จะมีค่าสูงขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบทั้งหมดนี้จะนำมาใช้ในการสอบเทียบเพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของเกลียวที่สัมพันธ์กับความหนืดเชิงพลาสติก เพื่อนำค่าไปใช้คำนวณในการจำลองอุโมงค์กักเก็บในชั้นเกลียวต่อไป

บทที่ 5

การสอบเทียบค่าตัวแปร

5.1 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของบทนี้คือ เพื่อคำนวณหาค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลื้อหิน (Constitutive parameters) ที่จะนำมาใช้ในการคำนวณแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของโพรงและอุโมงค์ที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์ โดยใช้โปรแกรม GEO ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้นำมาใช้ในการสอบเทียบค่าคงที่เพื่ออธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลื้อหิน โดยใช้การคำนวณจากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์เข้ามาประกอบ การทดสอบที่นำมาใช้คือการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร การทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นและระยะยาว และการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนระยะยาว ผลลัพธ์สุดท้ายของคุณสมบัติเกลื้อหินแต่ละอันจะถูกเลือกมาเพื่อใช้ในแบบจำลองพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลื้อหินรอบโพรงและอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์

5.2 โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ที่ใช้คำนวณ

ทฤษฎีที่นำมาใช้ในการคำนวณทางคอมพิวเตอร์นี้จะเกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนรูปตามกาลเวลาของเกลื้อหิน รูปที่ 5.1 แสดงโครงสร้างเชิงกลศาสตร์ของสมการที่อยู่ในโปรแกรม ทฤษฎีและคอมพิวเตอร์โปรแกรมนี้ได้ถูกเสนอขึ้นโดย Fuenkajorn and Serata (1992) ซึ่งจะอธิบายโดยย่อดังนี้

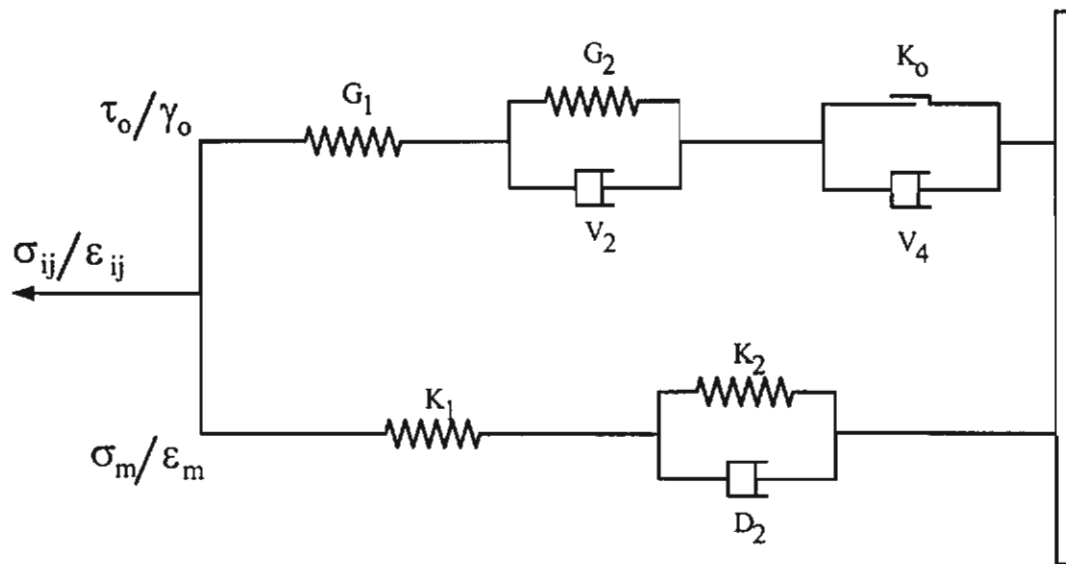
หลักเกณฑ์ของ von Mises ได้นำมาใช้เพื่ออธิบายการวิรูปของเกลื้อหินในแนวเฉือน (Creep shear deformation) จากหลักเกณฑ์นี้อัตราการเปลี่ยนความต้านแรงเฉือน (Octahedral shear strength) สามารถแสดงได้โดยสมการ

$$\partial K_0 / \partial \sigma_m = \alpha (K^B - K_0), \quad (5.1)$$

โดยที่ α คือ สัมประสิทธิ์ผิวอ่อนตัว K^B คือ ความต้านทานแรงเฉือนประลัย และ K_0 คือ ความต้านทานแรงเฉือน สมการ (5.1) สามารถจัดสมการใหม่ให้อยู่ในรูปของ K_0 ได้คือ

$$K_0 = K^A + (K^B - K^A) [1 - \exp(-\alpha \sigma_m)], \quad (5.2)$$

โดยที่ K^A คือ ความต้านทานแรงเฉือนแบบไม่จำกัด ความต้านทานแรงกดของหินจะมีค่าลดลงในช่วงความเครียดอ่อนตัว (Strain-softening) หรือการเสื่อมสภาพของหิน การเสื่อมสภาพของหินจะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อพันธะที่ยึดระหว่างผลึกค่อย ๆ ลดลง ความต้านทานแรงกด K_0 จะเปลี่ยนไปสู่สถานะของ



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ของค่าคงที่ที่ใช้อธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน
ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ (ดัดแปลงจาก Serata and Fuenkajorn, 1993)

ความต้านทานที่เหลืออยู่ (Residual strength - K^R) ซึ่งจะสะท้อนออกมาในรูปของความต้านทานแรงเสียดทานภายใน (Internal friction strength) กับความเค้นเฉื่อย σ_m

$$K^R = K^B \sigma_m / P, \quad (5.3)$$

โดยที่ K^B/P คือ ค่ามุมเสียดทาน ($\tan \theta$) P คือ ความดันล้อมรอบ ณ จุดพลาสติก และ θ คือ มุมเสียดทานภายใน เมื่อหินที่อยู่ในสภาพสมบูรณ์ค่อย ๆ เสื่อมสภาพลง (K_0 เปลี่ยนสภาพสู่ K^R) ขณะที่หินเปลี่ยนรูป ผลต่างความเครียด ($\Delta\gamma_0$) ก็จะเพิ่มขึ้นด้วย ดังนั้น ค่า K_0 จะคำนวณได้จากการบวกพจน์ของความต้านทาน K^R กับความต้านทานผันแปร (ΔK_0) ซึ่งจะมีค่าตั้งแต่ร้อยละ 0 ถึง 100 ขึ้นกับปริมาณการเสื่อมสภาพของหิน ความต้านทาน K_0 สามารถเขียนในรูปสมการใหม่คือ

$$K_0 = f_b \Delta K_0 + K^R, \quad (5.4)$$

โดยที่ f_b คือ ฟังก์ชันการเสื่อมสภาพ และ ΔK_0 คือ ความต้านทานผันแปรซึ่งจะมีค่าเท่ากับ $[K^A + (K^B - K^A) (1 - \exp(-\alpha\sigma_m))] - K^R$ ส่วนฟังก์ชัน f_b เมื่อความเครียดเปลี่ยนรูปเกินขีดจำกัดอันหนึ่งจะสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$f_b = \exp[-C(\gamma_0 - \gamma_c)/\gamma_c]; \quad \gamma_0 > \gamma_c, \quad (5.5)$$

โดยที่ C คือ สัมประสิทธิ์การเสื่อมสภาพ γ_c คือ ความเครียดเฉือนวิกฤต γ_0 คือ ความเครียดเริ่มต้นแทนค่าสมการ (5.5) ในสมการ (5.4) จะได้ฟังก์ชันการเสื่อมสภาพของหินที่สามารถอธิบายพฤติกรรมในช่วงความเครียดอ่อนตัว ตามสมการ

$$K_0 = \exp[-C(\gamma_0 - \gamma_c)/\gamma_c] \{ [K^A + (K^B - K^A) (1 - \exp(-\alpha\sigma_m))] - K^B \sigma_m / P \} + K^B \sigma_m / P. \quad (5.6)$$

จากการสังเกตในการทดสอบกลศาสตร์ของหิน ตัวอย่างหินที่ได้รับแรงกดและเริ่มเกิดรอยแตกเล็ก ๆ ความเครียดเชิงปริมาตรจะมีการเพิ่มขึ้นด้วย แสดงว่าความเครียดเชิงปริมาตร (ε_{VD}) จะเพิ่มขึ้นเมื่อความเครียดเฉือนเกินค่าขีดจำกัด ($\gamma_0 - \gamma_c$) และสามารถแสดงอยู่ในรูปของฟังก์ชัน คือ

$$\varepsilon_{VD} = F \{ \exp[C(\gamma_0 - \gamma_c)/\gamma_c] - 1 \}; \quad \gamma_0 > \gamma_c, \quad (5.7)$$

โดย F คือ สัมประสิทธิ์การขยายตัว ค่า ε_{VD} จะลดลงเมื่อความเป็นพลาสติกหรือความเค้นเฉื่อยเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของความเครียดเชิงปริมาตรเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการวิบัติ ในสภาวะพลาสติกถ้าความเค้นเฉื่อยมีค่ามากกว่าความดันล้อมรอบ P นั่นคือ ความเครียดเชิงปริมาตรจะไม่เกิดการเปลี่ยนแปลง ดังนั้นฟังก์ชัน f_b สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของความเค้นเฉื่อยคือ

$$f_b = \exp[-H \sigma_m / (P - \sigma_m)]; \quad \sigma_m < P, \quad (5.8)$$

โดย P คือ ค่าน้อยที่สุดของ σ_m ที่จุดความอ่อนตัวพลาสติกของผลึกที่แข็งแกร่งที่สุด และ H คือ สัมประสิทธิ์ความเค้น สมการที่ (5.8) จะมีค่าของ ϵ_b ผันแปรตั้งแต่ 1 ลดลงไปจนถึง 0 เมื่อค่าความเค้นเฉลี่ย σ_m เพิ่มขึ้นจาก 0 ไปจนถึงค่าความดันส่งผ่านพลาสติก P จากสมการที่ได้พิสูจน์มาข้างต้น สามารถเขียนเป็นฟังก์ชันความเครียดเชิงปริมาตร ϵ_{vd} ได้โดยการคูณสมการที่ (5.7) ด้วยสมการที่ (5.8)

$$\epsilon_{vd} = F \{ \exp[C(\gamma_o - \gamma_c)/\gamma_c] - 1 \} \exp[-H \sigma_m / (P - \sigma_m)]; \quad \gamma_o > \gamma_c \text{ and } \sigma_m < P \quad (5.9)$$

ฟังก์ชันการเสื่อมสภาพและความเครียดเชิงปริมาตรตามสมการที่ (5.6) และ (5.9) จะถูกรวบรวมเข้าไว้ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO ซึ่งจัดเป็นโปรแกรมประเภทไฟไนต์อีลิเมนต์ที่มีการคำนวณขึ้นกับเวลาที่ไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear time-dependent finite element) โดยมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีความเครียดจุลภาค (Infinitesimal strain) โปรแกรมคอมพิวเตอร์นี้จะต้องกำหนดขอบเขตของเนื้อหิน โดยจะสร้างเป็นช่องรูปสี่เหลี่ยมหลายรูปประกอบกันเป็นเนื้อวัสดุ โดยมีจุดรวม (Nodes) ทั้งสี่มุมเป็นจุดเชื่อมต่อช่องสี่เหลี่ยม (Elements) เพื่อคำนวณการเคลื่อนที่ ความเค้นและความเครียดในเนื้อวัสดุที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง สมการเคลื่อนหิ้นดังกล่าวจะนำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์แบบยึดหยุ่น แบบความหนืดเชิงยึดหยุ่นและแบบความหนืดเชิงพลาสติก

โปรแกรม GEO จะคำนวณพฤติกรรมของหินโดยใช้การเปลี่ยนแปลงตามกาลเวลาเป็นหลัก (Explicit time domain integration) ทั้งในสภาวะความหนืดเชิงยึดหยุ่นและพลาสติก สมการนี้จะใช้ได้ก็ต่อเมื่อความเครียดเฉือนเริ่มต้น (γ_o) มีค่าน้อยกว่าความเครียดเฉือนวิกฤติ (γ_c) ซึ่งหินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบยึดหยุ่น แบบความหนืดเชิงยึดหยุ่น หลังจากที่ γ_o มีค่าเกินกว่า γ_c และ σ_m มีค่าน้อยกว่า P ค่า K_o จะลดลง และทำให้มีพฤติกรรมแบบความเครียดอ่อนตัว ภายใต้เงื่อนไขดังกล่าว การคำนวณค่าใหม่ของ K_o ก็จะคำนวณซ้ำในสภาวะความเค้นนั้น ๆ และการคำนวณค่า ϵ_{vd} จะเกิดจากค่าความเครียดในช่วงยึดหยุ่นและพลาสติกรวมกัน

ในกรณีที่ค่าความเค้นเฉลี่ยมากกว่าความดันพลาสติกมาก ๆ ($\sigma_m > P$) จะทำให้หินมีการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกเท่านั้น ความเครียดเชิงปริมาตรก็จะไม่เกิดขึ้น ($\epsilon_{vd} = 0$)

โปรแกรม GEO จะใช้วิธี Weighted residual เพื่อแก้สมการเชิงอนุพันธ์และจะคำนวณพฤติกรรมของหินโดยใช้การเปลี่ยนแปลงตามกาลเวลาเป็นหลัก สามารถคาดคะเนได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงในโครงสร้างธรณีวิทยาที่ซับซ้อน ทฤษฎีและคอมพิวเตอร์โปรแกรมนี้ได้นำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงในเกลือหินหลายแห่งในสหรัฐอเมริกาและแคนาดา โครงเหล่านี้ได้รวมไปถึงโครงที่ใช้เก็บของเสีย ก๊าซธรรมชาติ อากาศอัดและใช้เก็บผลิตภัณฑ์จากปิโตรเลียมอื่น ๆ ทฤษฎีนี้มีความน่าเชื่อถือมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อนำมาคาดคะเนพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของเกลือหินในอนาคตอันยาวนาน ค่าคงที่ต่าง ๆ ที่แสดงให้เห็นในสมการข้างบนก็สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องทดลองและในภาคสนาม รายละเอียดและทฤษฎีของโปรแกรมนี้สามารถศึกษาต่อได้จาก Fuenkajorn and Serata (1992, 1994) และ Stormont and Fuenkajorn (1994)

5.3 แบบจำลองเพื่อสอบเทียบ

5.3.1 แบบจำลองสำหรับการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียว

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของตัวอย่างเกลื่อนหินสำหรับการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียว ซึ่งสร้างขึ้นเพื่อจำลองตัวอย่างเกลื่อนหินมีลักษณะเป็นช่องเดี่ยว ดังรูปที่ 5.2 ซึ่งแสดงภาพตัดขวางในแนวตั้งของแบบจำลองสำหรับตัวอย่างเกลื่อนหิน โดยจำลองมาจากส่วนบนด้านขวาของตัวอย่างเกลื่อนหิน (1 ใน 4 ส่วนของตัวอย่างเกลื่อนหิน) มีขนาดความกว้าง 30 มิลลิเมตร และความสูง 78 มิลลิเมตร การวิเคราะห์จะเป็นแบบแกนสมมาตร (Axial symmetry) โดยขอบเขตด้านซ้ายจะแสดงที่ตำแหน่งในแนวแกนกลางของตัวอย่างและกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในด้านข้าง ขอบเขตด้านขวาจะปล่อยให้มีการเคลื่อนตัวทั้งในแนวแกนและด้านข้าง ขอบเขตด้านล่างจะถูกกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง และขอบเขตด้านบนจะถูกกำหนดให้มีแรงกดคงที่กระทำในแนวแกนสำหรับแต่ละตัวอย่างเกลื่อนหิน

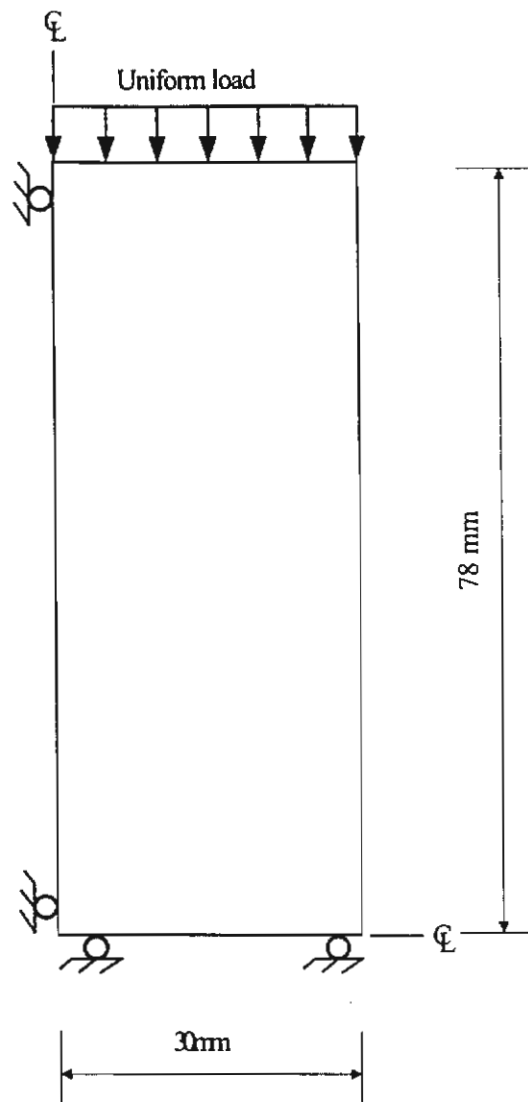
5.3.2 แบบจำลองสำหรับการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ตัวอย่างเกลื่อนหินสำหรับการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนได้แสดงดังรูปที่ 5.3 มีลักษณะเป็นช่องเดี่ยวซึ่งจำลองมาจากส่วนบนด้านขวาของตัวอย่างเกลื่อนหิน (1 ใน 4 ส่วนของตัวอย่างเกลื่อนหิน) โดยมีขนาดความกว้าง 28 มิลลิเมตร และความสูง 56 มิลลิเมตร เนื่องจากการวิเคราะห์จะเป็นแบบแกนสมมาตร (Axial symmetry) ที่ขอบเขตด้านซ้ายซึ่งจะแสดงที่ตำแหน่งในแนวแกนกลางของตัวอย่างและกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในด้านข้าง ประกอบกับขอบเขตด้านขวาจะกำหนดให้มีความดันด้านข้างคงที่มากกว่า ซึ่งมีขนาดตามที่ต้องการในแต่ละตัวอย่างและจะปล่อยให้มีการเคลื่อนตัวทั้งในแนวแกนและด้านข้าง ขอบเขตด้านล่างจะถูกกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง และขอบเขตด้านบนจะถูกกำหนดให้มีแรงกดคงที่กระทำในแนวแกนในแต่ละตัวอย่างเกลื่อนหิน

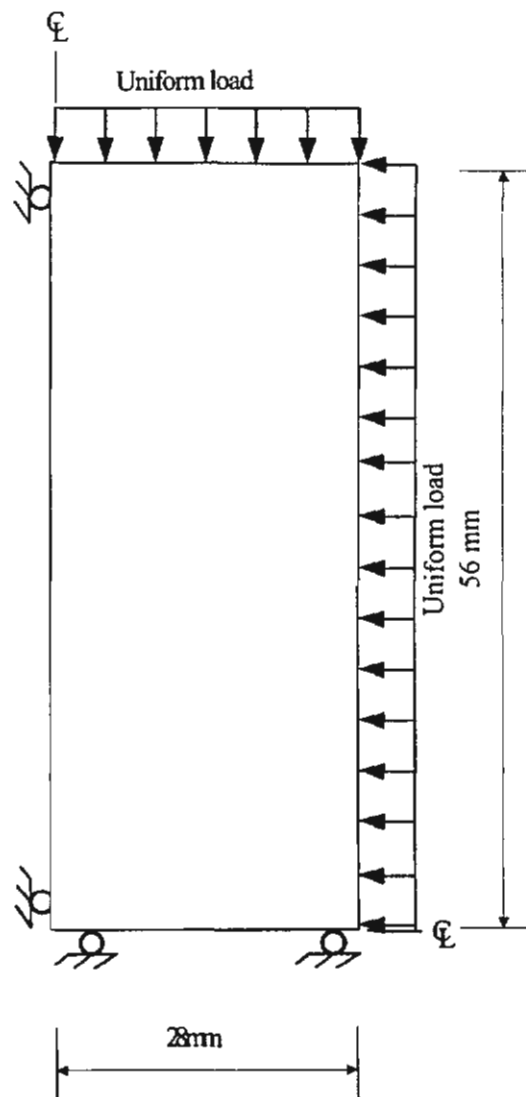
5.4 การสอบเทียบ

5.4.1 การสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียว

จุดประสงค์ของการสอบเทียบค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลื่อนหินคือเพื่อคำนวณหาค่าคงที่จากผลการทดสอบตัวอย่างเกลื่อนหิน ค่าคงที่ที่สอบเทียบประกอบด้วยค่าความเครียดเฉือน (γ_c) สัมประสิทธิ์เฉือน (G_1) สัมประสิทธิ์เฉือน (G_2) ความหนืดเชิงยืดหยุ่น (V_2) ความหนืดเชิงพลาสติก (V_3) สัมประสิทธิ์ก้อน (K_1) สัมประสิทธิ์ก้อนหน่วง (K_2) และความหนาแน่นเชิงความถี่ (γ_d) ผลการคำนวณค่าคงที่นี้จะนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจนกว่าจะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกันตามกฎการเคลื่อนไหล โดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ซึ่งสร้างขึ้นเพื่อจำลองตัวอย่างเกลื่อนหินมีลักษณะดังรูป



รูปที่ 5.2 แบบจำลองตัวอย่างเกลื่อนหินที่ใช้ในการทดสอบแรงกดการเคลื่อนไหลในแกนเดียว
สร้างขึ้นเพื่อทดสอบเทียบค่าคงที่สัมพันธ์กับพฤติกรรมระยะสั้นและพฤติกรรม
ระยะยาว



รูปที่ 5.3 แบบจำลองตัวอย่างเกลียวหินที่ใช้ในการสอบเทียบค่าคุณสมบัติการเคลื่อนไหวนในสามแกน

ที่ 5.2 ซึ่งผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่จะนำมาใช้ในการสอบเทียบในส่วนนี้ประกอบด้วย ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นและระยะยาว

การหาค่า G_1 , K_1 และ γ_c

ในการสอบเทียบค่าคงที่ของสัมประสิทธิ์เฉือน สัมประสิทธิ์ก้อน และค่าความเครียดเฉือนวิกฤต สามารถคำนวณได้จากผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (E) ของตัวอย่างเกลือหินจะวัดจากเส้นตรงในขณะที่ลดแรงกดอย่างรวดเร็ว (Unloading curve) ทั้งนี้เพื่อลดผลกระทบของคุณสมบัติที่ขึ้นกับเวลา ซึ่งสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นได้เท่ากับ 24.7 GPa ส่วนค่าความเครียดเฉือนวิกฤตในแนวแกนที่อ่านได้จากจุดอ่อนตัวความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 10 MPa มีค่าเท่ากับ 5×10^{-3} ซึ่งจุดอ่อนตัวความเค้นดังกล่าวได้ทดสอบเพื่อยืนยันผลโดยการให้แรงกดและปล่อยแรงกดในหลายช่วงวัฏจักรการกด การคำนวณค่าความเครียดเฉือนวิกฤตสามารถคำนวณได้จากสมการคือ

$$\gamma_c = (1/3)\{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2\}^{1/2} \quad (5.10)$$

โดยที่ ϵ_1 คือ ความเครียดในแนวแกน ϵ_2 และ ϵ_3 คือความเครียดในแนวข้าง (สำหรับการทดสอบในแกนเดียวค่า ϵ_2 และ ϵ_3 เท่ากับ 0) ค่าความเครียดเฉือนวิกฤตมีค่าเท่ากับ 2×10^{-3} ค่าอัตราส่วน Poisson ของเกลือหินที่ทดสอบอยู่ทั่วไปมีค่าอยู่ระหว่าง 0.3 ถึง 0.4 (Hansen et al., 1984 และ Boontongloan, 2000) ในเบื้องต้นของการวิจัยนี้ได้กำหนดค่าอัตราส่วน Poisson เท่ากับ 0.4 (เพื่อให้เป็นไปในเชิงอนุรักษ์) ค่าสัมประสิทธิ์ความเฉือนและสัมประสิทธิ์ก้อนสามารถคำนวณด้วยสมการดังนี้ (Goodman, 1989, pp. 181-182)

$$G_1 = E/2(1 + \nu) \quad (5.11)$$

$$K_1 = 2G_1(1 + \nu) / 3(1 - 2\nu) \quad (5.12)$$

สมการข้างต้นสามารถคำนวณค่า G_1 เท่ากับ 8.8 GPa และค่า K_1 เท่ากับ 41.1 GPa (ตารางที่ 5.1) ซึ่งสัมพันธ์กับค่าเฉลี่ยของ E_1

การหาค่า G_2 , K_2 และ V_2

ผลจากการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นได้นำมาใช้ในการคำนวณหาค่า G_2 , K_2 และ V_2 เริ่มต้นโดยการตั้งค่าคงที่ G_1 , K_1 และ γ_c ในแบบจำลองคอมพิวเตอร์ (ตารางที่ 5.1) จากนั้นทำการปรับค่าความเครียดดัดพลาโดยการปรับค่า G_1 และคำนวณค่า K_1 (การลดค่าคงที่ G_1 และ K_1 จะทำให้ความเครียดดัดพลา มีค่าลดลง) จนกระทั่งความเครียดดัดพลาในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

ตารางที่ 5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจากผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร

Specimen No.	Cyclic Loading Range (MPa)	CYCLES	Ranges of Elastic Modulus E (GPa)
BD99-2-CY01	0 to 20	20	-
BD99-2-CY02	0 to 27	27	-
BD99-2-CY03	0 to 25	21	-
BD99-2-CY04	0 to 10	21	-
BD99-2-CY06	5 to 25	20	12.5 – 44.3
BD99-2-CY07	0 to 7	98	-
BD99-2-CY08	0 to 14	25	-
BD99-2-CY09	5 to 20	25	15.6 – 33.9
Average elastic modulus (E)*		24.7 ± 0.6 GPa ($3,600 \times 10^3 \pm 100 \times 10^3$ psi)	
Average shear modulus (G_1)*		8.8 ± 0.2 GPa ($1,300 \times 10^3 \pm 0$ psi)	
Average ultimate bulk modulus (K_1)*		41.1 ± 0.9 GPa ($6,000 \times 10^3 \pm 100 \times 10^3$ psi)	
Critical strain of failure (γ_c)**		2×10^{-3}	

* Average values of elastic modulus, shear modulus and ultimate bulk modulus is determined from specimens number CY06 and CY09.

** Yield stress and critical strain are determined from specimens nos. CY02, CY03, CY04, CY05, CY07 and CY08.

ที่แสดงในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวแกนกับเวลามีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุด กราฟผลจากการทดลอง แสดงดังรูปที่ 5.4 ต่อจากนั้นสัมประสิทธิ์เฉือน G_2 และสัมประสิทธิ์หนืดยืดหยุ่น V_2 จะถูกปรับค่าจนกระทั่งความโค้งและความชัน (ในช่วงหนืดยืดหยุ่น) ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ เมื่อมีการเปลี่ยนค่าของ G_2 ค่า K_2 จะถูกปรับค่าโดยการคำนวณตามสมการคือ (Goodman, 1989, pp. 181-182),

$$K_2 = 2G_2 (1 + \nu) / 3(1 - 2\nu) \quad (5.13)$$

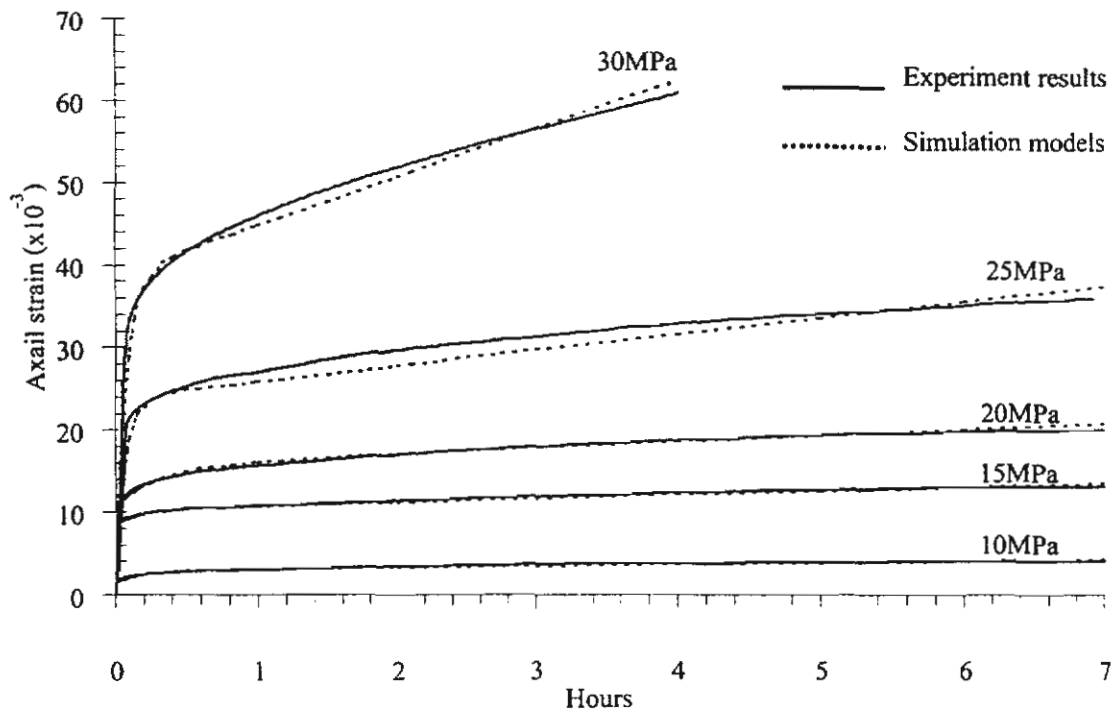
โดยที่ ν มีค่าเท่ากับ 0.4 ตารางที่ 5.2 แสดงค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินทั้งหมดที่ใช้ในการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ได้จากการสอบเทียบจากผลการทดสอบการเคลื่อนไหลแกนเดียวในระยะสั้น ซึ่งมีค่าคงที่เฉื่อยของ G_2 , K_2 และ V_2 เท่ากับ 1.1 GPa, 4.9 GPa และ 9.1 GPa·day ตามลำดับ

การหาค่า V_4

ผลจากการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาวได้นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่า V_4 เริ่มต้นโดยการตั้งค่าคงที่ G_1 , G_2 , K_1 , K_2 , V_2 และ γ_c ที่ได้มาแล้วในแบบจำลองคอมพิวเตอร์ดังอธิบายข้างต้น (ตารางที่ 5.1 และ 5.2) จากนั้นทำการปรับค่าความเครียดกลับพล้นโดยการปรับค่า G_1 และคำนวณค่า K_1 จนกระทั่งผลการคำนวณมีค่าใกล้เคียงกับกราฟจากผลการทดสอบ และทำการปรับค่า G_2 และ V_2 จนกระทั่งความโค้งและความชันใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด ในช่วงการเคลื่อนไหลคงที่ (Steady creep phase) ของตัวอย่างเกลือหิน CP01, CP02, CP03, CP06 และ CP07 ที่ทดสอบด้วยแรงกดคงที่เท่ากับ 7.1, 11.1, 4.1, 9.1 และ 14.1 MPa สามารถคำนวณหาความชันของกราฟได้เท่ากับ 27, 53, 22, 259 และ 1,257 microstrains per day ตามลำดับ และค่าความชันได้นำมาคำนวณค่า V_4 ได้เท่ากับ 470, 6.9, 93, 11.7, 3.7 GPa·day ตามลำดับ ซึ่งได้จากการคำนวณตามสมการ (Goodman, 1989, p. 207) ซึ่งได้นำมาใช้เป็นค่าเบื้องต้นในการสอบเทียบ V_4 ในขั้นสุดท้าย

$$S = \sigma_1 / 3V_4, \quad (5.14)$$

โดยที่ S คือ ความชันของกราฟในการทดสอบการเคลื่อนไหล และ σ_1 คือ ความเค้นคงที่ในแนวแกนแล้วทำการปรับค่า V_4 จากค่าที่คำนวณได้ (ในการเพิ่มค่า V_4 จะทำให้ความชันในช่วงการเคลื่อนไหลคงที่มีค่าลดลง) ค่า V_4 ที่ได้จากการคำนวณจากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์มีค่าใกล้เคียงกับผลจากการทดสอบดังรูปที่ 5.5 และตารางที่ 5.3 สรุปค่าคงที่ของตัวแปรของคุณสมบัติเกลือหินทั้งหมดที่ใช้ในการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์จากการทดสอบการเคลื่อนไหลแกนเดียวในระยะยาวค่า V_4 ที่ได้มาจากการสอบเทียบขั้นสุดท้ายได้เลือกจากตัวอย่างเกลือหินเลขที่ CP02, CP06 และ CP07 เพราะตัวอย่างเกลือหินกลุ่มนี้มีอยู่ภายใต้ความเค้นที่เกินค่าความเค้นอ่อนตัว และทำให้ค่าความเครียดเฉือน γ_c เกินกว่าค่าความเครียดเฉือนวิกฤต γ_c (ตารางที่ 5.4) ซึ่งบ่งบอกถึงพฤติกรรมของเกลือหินจะเป็นแบบความหนืดเชิงพลาสติก โดยผลการสอบเทียบค่า V_4 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 9.1 GPa·day

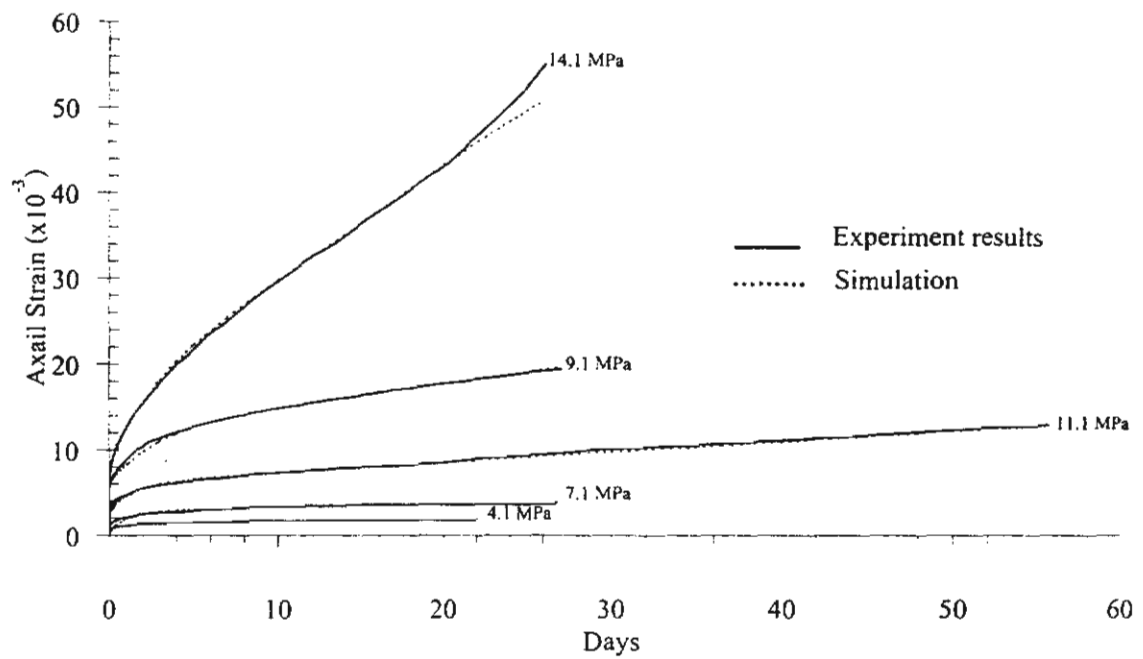


รูปที่ 5.4 การเปรียบเทียบระหว่างผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์และผลการทดลองการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้น ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวแกนกับเวลา สำหรับค่าความเค้นคงที่ 10, 15, 20, 25 และ 30 MPa

ตารางที่ 5.2 ค่าคงที่ตัวแปรของคุณสมบัติที่เกิดขึ้นจากการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหล
ในแกนเดียวระยะสั้น

Properties	Symbols	Units	Initial values	CR01	CR02	CR03	CR04	CR06	Results from calibration (average)
				10 MPa*	15 MPa*	20 MPa*	25 MPa*	30 MPa*	
Shear modulus	G_1	GPa	8.8	2.1	0.6	0.6	6.2	6.9	-
Retarded shear modulus	G_2	GPa	-	1.7	2.1	1.0	0.3	0.2	1.1
Elastoviscosity	V_2	GPa·day	-	14	17	14	0.1	0.6	9.1
Plastoviscosity	V_4	GPa·day	-	0.3	0.3	0.2	0.1	0.5	-
Ultimate bulk modulus	K_1	GPa	41.1	9.7	2.1	2.8	29.0	31.7	-
Retarded bulk modulus	K_2	GPa	-	7.6	9.7	4.8	1.4	1.0	4.9
Critical strain	γ_c	10^{-3}	2	2	2	2	2	2	-

* Constant axial stresses



รูปที่ 5.5 การเปรียบเทียบระหว่างผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์และผลการทดลองการเคลื่อนไหวนในแกนเดียวยาว ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวแกนกับเวลา สำหรับค่าความเค้น

ตารางที่ 5.3 ค่าคงที่ตัวแปรของคุณสมบัติเกลือหินจากการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหล
ในแกนเดียวยระขะยาว

Properties	Symbols	Units	Initial values	CP01	CP02	CP03	CP06	CP07	Results from calibration (average)
				7.1 MPa*	11.1 MPa*	4.1 MPa*	9.1 MPa*	14.1 MPa*	
Shear modulus	G_1	GPa	8.8	2.1	1.2	1.7	0.4	0.4	-
Retarded shear modulus	G_2	GPa	1.1	0.9	0.8	1.4	0.3	0.4	-
Elastoviscosity	V_2	GPa·day	9.1	1.2	1.4	1.4	0.6	0.8	-
Plastoviscosity	V_4	GPa·day	-	27.6	17.2	6.9	7.7	2.4	9.1**
Ultimate bulk modulus	K_1	GPa	41.1	9.7	5.8	7.6	27.6	27.6	-
Retarded bulk modulus	K_2	GPa	4.9	4.1	3.9	7.6	4.8	4.8	-
Critical strain of failure	γ_c	10^{-3}	2	2	2	2	2	2	-

* Constant axial stresses

** Averaged from specimens nos. CP02, CP06 and CP07

การหาค่า γ_d

ผลการวัดค่าความหนาแน่นของตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาวจะนำมาหาค่า γ_d ซึ่งค่าเฉลี่ยความหนาแน่นมีค่าเท่ากับ $2,170 \text{ kg/m}^3$ (ตารางที่ 5.4) ค่าความหนาแน่นเชิงความลึก (Density gradient) จะสามารถคำนวณได้จากความหนาแน่น (ρ_d) คูณกับความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$) ดังนั้นค่าค่าความหนาแน่นเชิงความลึกจะมีค่าเท่ากับ 21 kPa/m (0.929 psi/ft) ค่าของ γ_d สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\gamma_d = \rho_d g \quad (5.15)$$

5.4.2 การสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน

วัตถุประสงค์ของการสอบเทียบค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินในหัวข้อนี้คือ การคำนวณหาค่าคงที่ ความหนืดเชิงพลาสติก (V_p) ภายใต้ความดัน (Confining pressure) เป็นหลักจากผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน เพื่อให้ได้ค่าคงที่ของคุณสมบัติของเกลือหินที่มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมในสภาวะจริงตามธรรมชาติมากที่สุด ผลการคำนวณค่าความหนืดเชิงพลาสติกนี้จะนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจนกว่าจะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกันตามกฎการเคลื่อนไหลโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่แสดงในรูปที่ 5.3

ผลจากการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนได้นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่า V_p เริ่มต้นโดยการตั้งค่าคงที่ G_1 , G_2 , K_1 , K_2 , V_2 และ γ_c จากตารางที่ 5.1 และ 5.2 จากนั้นทำการปรับค่าความเครียดดัดแปลงโดยการปรับค่า G_1 และคำนวณค่า K_1 จนกระทั่งผลการคำนวณมีค่าใกล้เคียงกับกราฟจากผลการทดสอบ และทำการปรับค่า G_2 และ V_2 จนกระทั่งความโค้งและความชันในส่วนต้นของกราฟมีลักษณะใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด จากนั้นทำการปรับค่า V_p จนกระทั่งความชันของกราฟในช่วงสุดท้ายซึ่งแสดงการเคลื่อนไหลคงที่ (Steady creep phase) มีค่าใกล้เคียงกับกราฟจากผลการทดลอง (ในการเพิ่มค่า V_p จะทำให้ความชันในช่วงการเคลื่อนไหลคงที่มีค่าลดลง) ค่า V_p ที่ได้จากการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์มีค่าใกล้เคียงกับผลจากการทดสอบดังรูปที่ 5.6 และค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินทั้งหมดที่ได้จากการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์จากการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.5 ค่า V_p ที่ได้จากการสอบเทียบมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ $52.0 \text{ GPa}\cdot\text{day}$

5.5 การอภิปรายผล

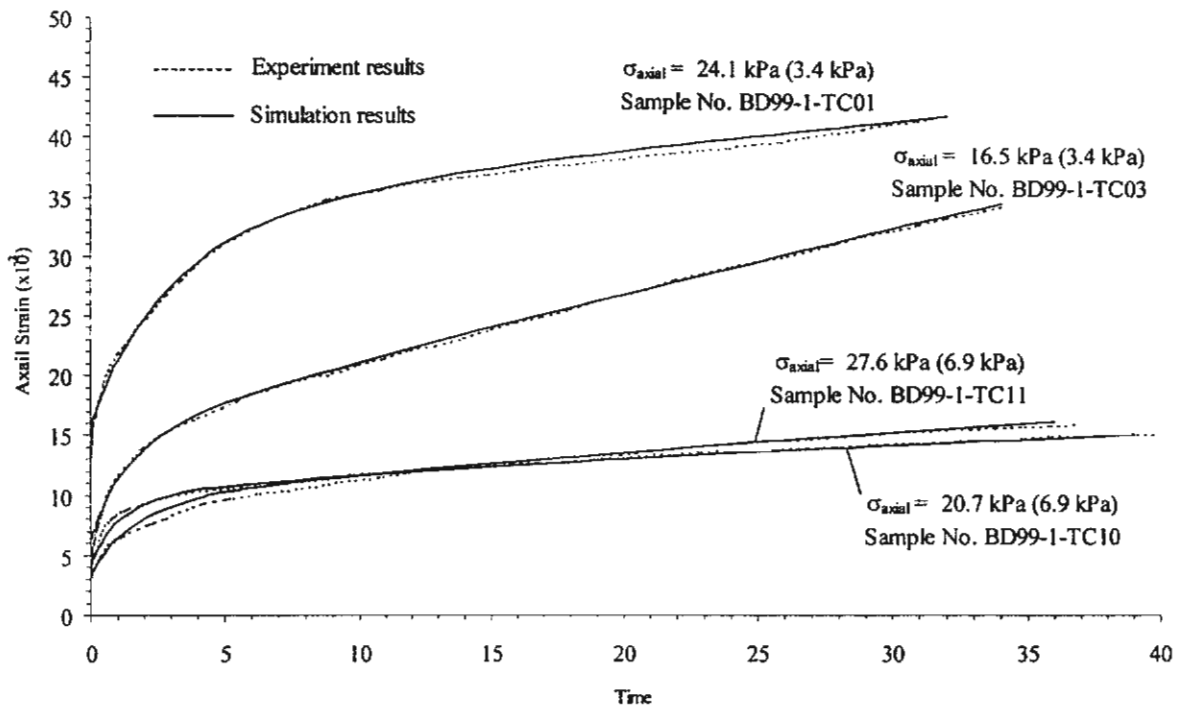
จากการสอบเทียบค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO และเปรียบเทียบกับผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นและระยะยาวดังแสดงในรูปที่ 5.4 และ 5.5 ซึ่งประกอบไปด้วยความดันคงที่ที่ผันแปรตั้งแต่ 4 ถึง 30 MPa ผลลัพธ์สุดท้ายบ่งบอกว่าผลจาก

ตารางที่ 5.4 ค่าคงที่จากผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาว

Specimen No.	Density ρ_d (kg/m ³)	Constant axial stress σ_o (MPa)	Axial stress ϵ_1 (10 ⁻³)	Octahedral shear strain γ_o (%)	Time (Days)	Constant slope* S ($\mu\epsilon$ /day)	Visco- plastic V_d (GPa·day)
BD99-1-CP01	2,170	7.1	3	0.1	27	27	470
BD99-1-CP02	2,170	11.1	8	0.4	56	53	6.9
BD99-1-CP03	2,170	4.1	2	0.1	22	22	93
BD99-1-CP06	2,170	9.0	15	0.7	27	259	11.7
BD99-1-CP07	2,180	14.0	13	0.6	26	1,257	3.7

* From strain-time curves of long-term uniaxial creep results.

** Visco-plastic is determined from constant slope.



รูปที่ 5.6 การเปรียบเทียบระหว่างผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์และผลการทดลองการเคลื่อนไหวนในสามแกนระยะยาว สำหรับค่าความเค้นในแนวแกนคงที่ 16.5 และ 24.1 kPa สำหรับแรงดันด้านข้างคงที่ที่ 3.4 kPa และความเค้นในแนวแกนเท่ากับ 20.7 และ 27.6 kPa สำหรับแรงดันด้านข้างคงที่ที่ 6.9 kPa

ตารางที่ 5.5 ค่าคงที่จากผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนระยะยาว

Properties	Symbols	Units	Initial values	TC01	TC03	TC10	TC11	Results from calibration (average)
				24.1 MPa* (500 psi **)	16.7 MPa* (500 psi **)	20.7 MPa* (1000 psi **)	27.1 MPa* (1000 psi **)	
Shear modulus	G_1	GPa	8.8	1.1	0.5	0.93	2.4	-
Retarded shear modulus	G_2	GPa	1.1	0.003	0.03	0.04	3.4	-
Elastoviscosity	V_2	GPa·day	9.1	3.7	1.3	3.80	3.4	-
Plastoviscosity	V_4	GPa·day	-	5.8	29.9	93.10	79.3	52.0
Ultimate bulk modulus	K_1	GPa	41.1	12.1	1	13.10	6.6	-
Retarded bulk modulus	K_2	GPa	4.9	0.4	0.7	0.70	0.6	-
Critical shear strain at failure	γ_c	10^{-3}	2	1	1	1.00	1.0	-

* Constant axial stresses

** Constant confining pressure

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์มีค่าใกล้เคียงกับผลการสอบ ค่าคงที่ของแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.2 และ 5.3

ค่า G_1 ที่ได้จากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร (ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ CY06 และ CY09) จะมีค่าในช่วง 12.5-44.3 GPa ซึ่งจะเห็นว่ามีค่าแปรผันมาก ดังนั้นการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักรนี้จึงมีความเหมาะสมสำหรับคุณสมบัติของเกลือหินที่แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น

ค่า G_2 , K_2 และ V_2 ที่ได้จากการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้น มีค่าอยู่ในช่วง 0.2-2.1 GPa, 1.0-9.7 GPa และ 0.1-17.0 GPa·day ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีความแปรผันค่อนข้างสูงมาก การสอบเทียบค่าคงที่ควรใช้ระยะเวลาสั้นเพื่อที่จะให้ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ การสอบเทียบค่าด้วยวิธีนี้ไม่ใช่เป็นการลองผิดลองถูก แต่จะเป็นการนำผลจากการทดสอบแต่ละชนิดมาเทียบกับตัวแปรแต่ละตัว ซึ่งจะมีหลักการเชิงกลศาสตร์ดังที่ได้อธิบายไว้ในบทนี้ ความแปรผันของค่าที่ได้อาจมีสาเหตุมาจากสิ่งเจือปนในตัวอย่างเกลือหิน อย่างไรก็ตามการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้นจะมีความเหมาะสมสำหรับคุณสมบัติที่สัมพันธ์กับความหนืดระยะสั้นของเกลือหิน เพราะข้อมูลส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบความหนืดเชิงยืดหยุ่นซึ่งจะแสดงให้เห็นในระยะเวลาสั้น ๆ ส่วนพฤติกรรมที่แสดงในระยะยาว (แบบพลาสติก) ในการทดสอบเช่นนี้จะมีน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลที่มีอยู่

ค่า V_4 ที่ได้จากการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาว (ตัวอย่างเกลือหินเลขที่ CP02, CP06 และ CP07) มีค่าอยู่ในช่วง 2.4-17.2 GPa·day ซึ่งจะเห็นได้ว่าผลการสอบเทียบผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก (รูปที่ 5.5) แต่ก็ยังมีความแปรผันอยู่บ้าง ซึ่งอาจมีสาเหตุมาจากสิ่งเจือปนในตัวอย่างเกลือหิน ซึ่งอาจจะกระจายตัวอยู่อย่างไม่สม่ำเสมอในกลุ่มตัวอย่างหินที่เลือกมา เนื่องจากค่า V_4 จะมุ่งแสดงพฤติกรรมของเกลือหินในระยะยาว ดังนั้นการทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาวจะมีความเหมาะสมสำหรับการสอบเทียบในกรณีนี้ เพราะข้อมูลส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบความหนืดเชิงพลาสติกซึ่งจะแสดงในระยะยาว

จากการสอบเทียบค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินโดยใช้ผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนระยะยาวจาก 4 ตัวอย่างเกลือหินที่มีสภาวะขอบเขตประกอบด้วยความเค้นคงที่เท่ากับ 16.5 และ 24.1 kPa สำหรับความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 3.4 kPa และความเค้นในแนวแกนคงที่เท่ากับ 20.7 และ 27.6 kPa สำหรับความดันด้านข้างคงที่เท่ากับ 6.9 kPa (ดังแสดงในรูปที่ 5.6) ผลลัพธ์ระบุว่าผลจากการคำนวณทางคอมพิวเตอร์จะให้เส้นโค้งที่มีลักษณะใกล้เคียงกับผลการสอบมาก ค่าคงที่จากการสอบเทียบผลการทดสอบนี้ได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.5

ค่า V_4 ที่ได้จากการสอบเทียบผลการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกน มีค่าอยู่ในช่วง 5.8-93.1 GPa·day ซึ่งจะพบว่าผลการสอบเทียบจากการคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ (รูปที่ 5.6) และมีผลสอดคล้องกับการสอบเทียบจากตัวอย่างเกลียวหินที่ทดสอบแบบเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะยาว ความแปรผันที่มีอยู่บ้างอาจมีสาเหตุมาจากสิ่งเจือปนในตัวอย่างเกลียวหิน ซึ่งอาจจะกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอในกลุ่มตัวอย่างที่เลือกมา เนื่องจากค่า V_4 จะมุ่งแสดงพฤติกรรมของเกลียวหินในระยะยาว ดังนั้นการทดสอบการเคลื่อนไหลในสามแกนจะมีความเหมาะสมสำหรับการสอบเทียบในกรณีนี้ เพราะข้อมูลการทดสอบส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบความหนืดเชิงพลาสติกซึ่งจะแสดงในระยะเวลายาว

ตารางที่ 5.6 ได้สรุปช่วงค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลียวหินและค่าเฉลี่ยที่จะนำไปใช้ในการคำนวณแบบจำลองพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลียวหินรอบโพรงและอุโมงค์กักเก็บกานิวเคลียร์ในบทต่อไป ซึ่งค่าคงที่เหล่านี้มีความสอดคล้องอย่างเป็นเหตุเป็นผลกับผลที่เคยศึกษามาโดย Serata and Fuenkajorn (1993)

ตารางที่ 5.6 ค่าเฉลี่ยและการเลือกค่าคุณสมบัติกลไกหินที่นำไปใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

Properties	Symbols	Units	Ranges	Average values	Test types
Shear Modulus	G_1	GPa	8.7 – 9.0	8.8	CY
Retarded Shear Modulus ($\tau_0 < K_0$)	G_2	GPa	0.2 – 2.1	1.1	CR
Elastoviscosity ($\tau_0 < K_0$)	V_2	GPa·day	0.1 – 17.0	9.1	CR
Plastoviscosity	V_4	GPa·day	2.4-93.1	33.6	CP & TC
Ultimate Bulk Modulus	K_1	GPa	40.6 – 42.0	41.1	CY
Retarded Bulk Modulus	K_2	GPa	0.9 – 9.8	4.9	CP
Critical Shear Strain at Failure	γ_c	10^{-3}	2	2	CY

Remark: CY = cyclic loading tests, CR = short-term uniaxial creep tests, CP = long-term uniaxial creep tests and TC = long-term triaxial creep tests

บทที่ 6

ชั้นเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

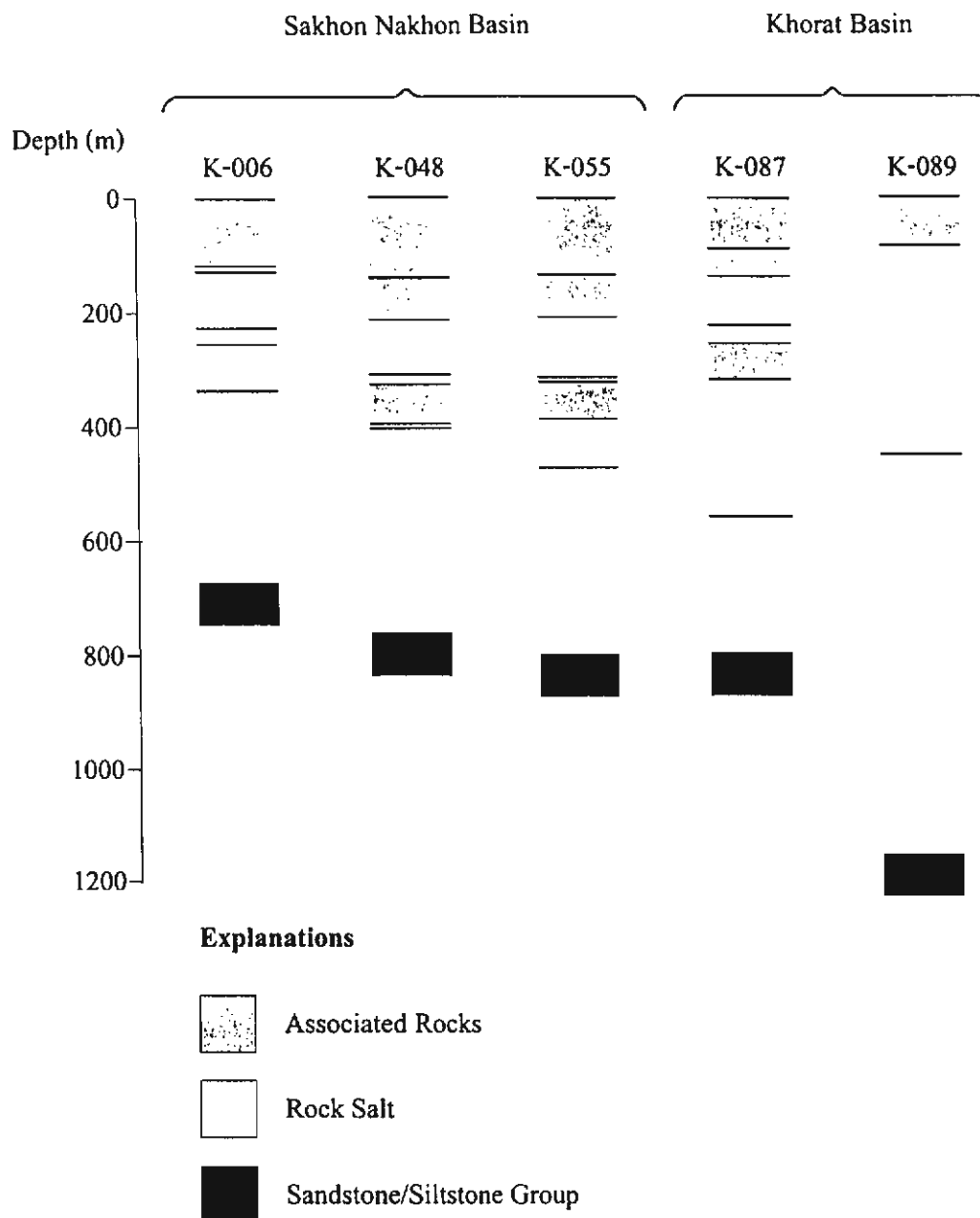
6.1 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของการศึกษาลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่ที่มีชั้นเกลือหินคือ เพื่อเลือกสรรลักษณะธรณีวิทยาที่เหมาะสมกับการทิ้งกากนิวเคลียร์ และเพื่อจำแนกชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงในเชิงวิศวกรรมธรณี เพื่อให้การจำลองและการคำนวณทางคอมพิวเตอร์นั้นมีความเป็นไปได้

6.2 ชั้นเกลือหินในพื้นที่ที่นำมาศึกษา

การศึกษาพื้นที่ของชั้นเกลือหินที่จะนำมาสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้ข้อมูลจากโครงการหลุมเจาะสำรวจโพแทชโดยกรมทรัพยากรธรณีซึ่งได้ดำเนินการในช่วงปี พ.ศ. 2516 - 2526 จำนวน 118 หลุม (Japakasetr, 1985, 1992; Japakasetr and Workman, 1981; Sattayarak, 1983, 1985) ดังรายละเอียดที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 2 ในหัวข้อธรณีวิทยาเกลือหินของประเทศไทย สำหรับการวิจัยในระยะแรกนี้จะอาศัยเฉพาะข้อมูลจากหลุมเจาะสำรวจเหล่านี้ โดยไม่ได้ทำการเจาะสำรวจอย่างละเอียดหรือสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ ข้อมูลหลุมเจาะสำรวจที่มีอยู่จะสมมุติว่ามีความน่าเชื่อถือและมีความถูกต้อง ชั้นเกลือหินที่นำมาศึกษาจะเป็นตัวแทนจากข้อมูลหลุมเจาะสำรวจทั้งหมด ใช้หลักการคัดเลือกจากข้อมูลหลุมเจาะสำรวจที่มีอยู่สำหรับการทิ้งกากนิวเคลียร์เป็นสำคัญ โดยเฉพาะแหล่งเกลือหินในประเทศไทยที่มีชั้นเกลือหินที่บางและอยู่ตื้นเมื่อเปรียบเทียบกับแหล่งเกลือหินในประเทศสหรัฐอเมริกาและเยอรมันนี ดังนั้นข้อกำหนดในการเลือกพื้นที่จึงต้องใช้หลักการพื้นฐานทางวิศวกรรมธรณีที่มุ่งเน้นในด้านความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินและหินข้างเคียง หลักการพื้นฐานนี้ได้นำมาใช้คัดเลือกพื้นที่ที่เหมาะสมโดยเลือกจากข้อมูลหลุมเจาะสำรวจที่ได้นำมาปรับปรุงข้อมูลให้อยู่ในเชิงภาพ 2 มิติ ผลการคัดเลือกลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่ที่มีแนวโน้มและใช้ในการศึกษามีอยู่ 5 ลักษณะใน 5 พื้นที่ ทั้งในแอ่งสกลนครและแอ่งโคราชดังแสดงในรูปที่ 6.1 และตารางที่ 6.1 รายละเอียดข้อมูลหลุมเจาะอื่น ๆ สามารถศึกษาได้จาก Suwanich and Ratanajaruraks (1986)

การออกแบบและวิเคราะห์โพรงหรือห้องทิ้งกากนิวเคลียร์จะต้องอาศัยข้อมูลเฉพาะในแต่ละพื้นที่เท่านั้น ข้อมูลเฉพาะเหล่านี้คือความหนา ความลึก และลำดับชั้นเกลือหินและหินข้างเคียง ดังนั้นการศึกษาและการเลือกแหล่งที่มีข้อมูลเฉพาะจึงใช้คุณลักษณะของชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงเป็นเกณฑ์ ลำดับชั้นหินที่อยู่ต่ำกว่าชั้นเกลือหินจะไม่นำมาศึกษา ผู้อ่านพึงตระหนักว่าพื้นที่ที่เหมาะสมที่มีลักษณะทางธรณีวิทยาลักษณะคล้ายคลึงกันในพื้นที่ศึกษานี้อาจจะมีมากกว่า 5 พื้นที่ที่นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้ เนื่องจากงานวิจัยจะใช้เกณฑ์ความลึกและความหนาของชั้นเกลือหินเป็นหลัก ดังนั้น



รูปที่ 6.1 ลำดับชั้นเกลือหินและหินข้างเคียงที่จำแนกในเชิงวิศวกรรมธรณีในแอ่งสกลนครและแอ่งโคราช จากข้อมูลหลุมเจาะที่พิจารณาแล้วว่าอาจมีความเหมาะสมสำหรับการกักเก็บกากนิวเคลียร์ โดยใช้เกณฑ์ความหนาและความลึกเข้ามาประกอบตำแหน่งของหมายเลขหลุมเจาะเหล่านี้แสดงไว้ในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 พื้นที่ที่นำมาศึกษาเพื่อสร้างแบบจำลองของแอ่งสกลนคร และแอ่งโคราช

แอ่ง	พื้นที่	เลขที่หุดุมเจาะ	แบบจำลอง
1. สกลนคร	1) บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุครธานี	K-006	KM-S, KM-P2, KM-P3, KM-P4, KM-P5, KM-P6, KM-P10, KM-R4, KM-R6, KM-R8
	2) บ้านศรีเมือง อำเภอวานรนิวาส จังหวัดสกลนคร	K-048	SW-S
	3) บ้านกุดจิก อำเภอวานรนิวาส จังหวัดสกลนคร	K-055	KW-S, KW-E2, KW-E3, KW-E4, KW-C, KM-MC15, KM-MC20, KM-MC25, KW-P5
2. โคราช	1) บ้านโพธิ์พาน อำเภอนาเชือก จังหวัดมหาสารคาม	K-087	PN-S
	2) บ้านหนองปู่ อำเภอบรบือ จังหวัดมหาสารคาม	K-089	NB-S, NB-P5

พื้นที่อื่นที่มีความลึกและความหนาของชั้นเกลือหินที่คล้ายคลึงกับห้าพื้นที่นี้ก็อาจมีความเหมาะสมเช่นเดียวกัน

6.3 การจำแนกกลุ่มชนิดหิน

ก่อนจะทำการสร้างแบบจำลองและออกแบบเพื่อให้ง่ายต่อการศึกษาในการกำหนดคุณสมบัติของเกลือหินและหินข้างเคียง ได้ทำการจำแนกกลุ่มหินของชั้นเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงออกเป็น 3 กลุ่มตามคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีที่คล้ายคลึงกันดังแสดงไว้ในรูปที่ 6.1 ซึ่งจะประกอบไปด้วยกลุ่มชั้นหินข้างเคียง (Associated rocks) กลุ่มชั้นเกลือหิน (Rock salt) และกลุ่มชั้นหินทรายและหินทรายแป้ง (Sandstone and siltstone) ซึ่งกลุ่มชั้นหินข้างเคียงจะเป็นชั้นหินที่อยู่ทั้งด้านบนและด้านล่างของชั้นเกลือหินทั้งสามชั้นและประกอบด้วยแอนไฮไดรต์ หินโคลน ดินเหนียว หินดินเหนียว หินทรายแป้ง หินกรวด ดินตะกอนและดินตะกอนแม่น้ำ กลุ่มชั้นเกลือหินจะประกอบด้วยเกลือหินชั้นบน เกลือหินชั้นกลาง และเกลือหินชั้นล่าง ซึ่งเกลือหินทั้งสามชั้นจะถูกสมมุติให้มีคุณสมบัติเหมือนกัน (เนื่องจากข้อจำกัดของเกลือหินที่ได้จากหลุมเจาะที่ได้รับ) ส่วนกลุ่มชั้นหินทรายและหินทรายแป้งจะเป็นชั้นหินที่รองรับเกลือหินชั้นล่าง

6.4 คุณสมบัติของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

การกำหนดคุณสมบัติของเกลือหินและหินข้างเคียงที่ใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.2 โดยค่าเฉลี่ยของคุณสมบัติของเกลือหินที่ได้จากการสอบเทียบในบทที่ 5 ซึ่งเป็นค่าที่มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงของเกลือหินในสถานะที่อยู่ตามธรรมชาติ ส่วนคุณสมบัติของหินข้างเคียงได้กำหนดจากฐานข้อมูลที่มีอยู่แล้วในโปรแกรม GEO (Serata and Fuenkajorn, 1991; 1992a, 1992b) เพราะคุณสมบัติของหินข้างเคียงเหล่านี้ไม่มีการแปรผันตามกาลเวลาและก่อนข้างคงที่ ดังนั้นจึงมีผลกระทบต่อโพรงในชั้นเกลือหินน้อยมาก

ตารางที่ 6.2 คุณสมบัติของเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงที่ใช้ในการคำนวณ

Properties	Symbols	Units	Associated Rocks	Rock Salt	Sandstone/ Siltstone	Clay- Stone
Shear Modulus	G_1	GPa	0.3	8.8	13.8	2.0
Retarded Shear Modulus ($\tau_0 < K_0$)	G_2	GPa	0.3	1.1	13.8	6.9
Elastoviscosity ($\tau_0 < K_0$)	V_2	GPa·day	0.3	9.1	3.4	10.3
Plastoviscosity	V_4	GPa·day	2.8	33.6	13.8	6.9
Ultimate Bulk Modulus	K_1	GPa	1.7	41.1	82.8	3.4
Retarded Bulk Modulus	K_2	GPa	1.4	4.9	82.8	82.8
Critical Strain of Failure	γ_c	10^{-3}	10	2	2	10

บทที่ 7

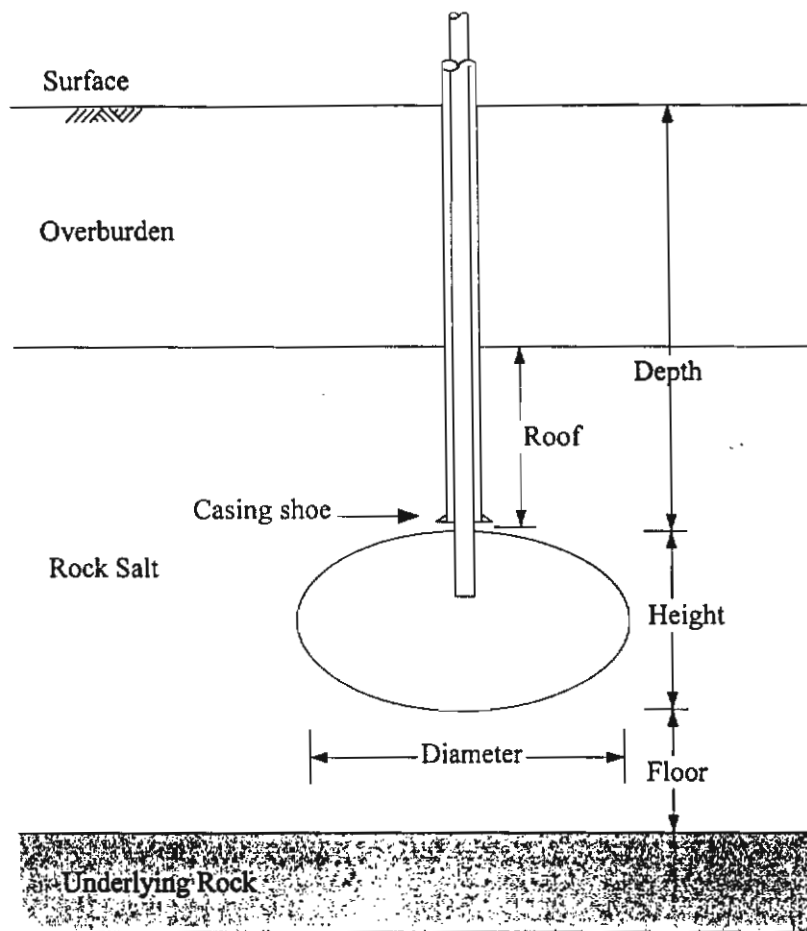
แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์

7.1 วัตถุประสงค์

การสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลือหินที่อยู่รอบโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ ซึ่งรวมไปถึงการคำนวณหาการหดตัวของโพรงทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ การทรุดตัวของชั้นหินเหนือโพรงที่เปลี่ยนแปลงตามกาลเวลา ความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน และความเค้นและความเครียดสูงสุดที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมและเสถียรภาพของโพรงในช่วง 500 ปีของการกักเก็บ ผลที่ได้จากการคำนวณนี้จะนำมาศึกษาเปรียบเทียบในเชิงรูปทรงเรขาคณิตของโพรงละลายเกลือและผลกระทบจากความแตกต่างทางโครงสร้างธรณีวิทยาในต่างพื้นที่ ผลลัพธ์สุดท้ายจะบ่งบอกถึงรูปทรงเรขาคณิตและโครงสร้างธรณีวิทยาที่เหมาะสมกับโพรงละลายเกลือที่มีเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์สูงสุดสำหรับการทิ้งกากนิวเคลียร์ การคำนวณจะใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO ซึ่งเป็นระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลขแบบไฟไนต์อีลิเมนต์ (Serata and Fuenkajorn, 1991, 1992a, 1992b; Stormont and Fuenkajorn, 1994; Fuenkajorn and Serata, 1994) และค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินที่คำนวณจากการสอบเทียบในบทที่ 5 จะนำมาประยุกต์ใช้ในการจำลอง

7.2 แนวคิดของโพรงที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์

แนวคิดที่ใช้ในการกำหนดตำแหน่งของโพรงในแบบจำลองคือ โพรงที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์จะต้องเป็นโพรงเดี่ยวและอยู่ห่างจากโครงสร้างทางวิศวกรรมใต้ดินไม่น้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางโพรง ทั้งนี้เพื่อป้องกันการรั่วไหลของสิ่งที่กักเก็บและป้องกันผลกระทบเชิงกลศาสตร์ที่อาจจะเกิดขึ้นจากสิ่งก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง คิวแปรต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับความลึก ขนาด และรูปร่างของโพรงละลายเกลือได้แสดงดังรูปที่ 7.1 โพรงที่ใช้กักเก็บจะสร้างโดยการละลายในชั้นเกลือหินโดยใช้เทคโนโลยีที่มีอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายในเหมืองเกลือละลาย และในการก่อสร้างโพรงกักเก็บวัสดุหรือของเสียต่าง ๆ สำหรับในประเทศไทย Fuenkajorn (2002) ได้ให้ข้อกำหนดและข้อแนะนำในการก่อสร้างโพรงแบบละลายในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย โพรงหลังจากถูกละลายขึ้นแล้วจะอยู่ภายใต้ความดันภายในเท่ากับความดันสถิตยของน้ำเกลือ โดยระดับของน้ำเกลือจะอยู่ที่ผิวดินตลอดเวลา ทั้งนี้เพื่อให้ความดันภายในและภายนอกโพรงมีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุด ในขณะที่ทิ้งกากนิวเคลียร์



รูปที่ 7.1 ตัวแปรที่จำเป็นและต้องกำหนดในการออกแบบโพรงละลายเกลือ
(ดัดแปลงจาก Bieniawski and Bieniawski, 1994)

7.3 การสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์

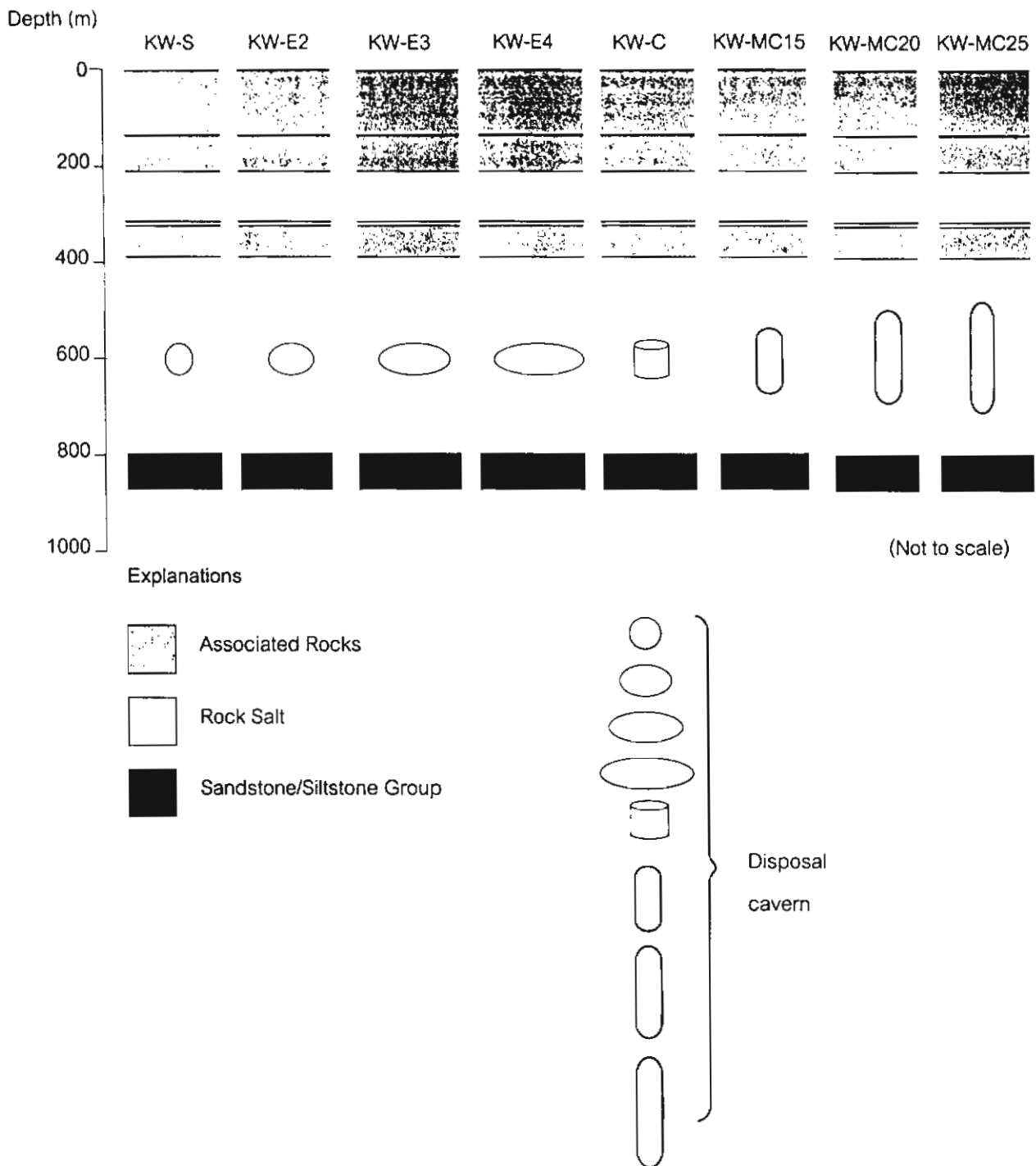
แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของโพรงละลายในชั้นเกลือหินได้สร้างจากลักษณะทางธรณีวิทยาของพื้นที่ที่ได้ทำการคัดเลือกแล้ว โดยสร้างโครงข่ายแบบจำลอง (Finite element mesh) อยู่ในลักษณะ 2 มิติ เพื่อแสดงภาพตัดขวางในแนวตั้งตั้งแต่ผิวดินลงไปถึงชั้นหินทรายหรือหินทรายแป้งที่อยู่ใต้ชั้นเกลือหินชั้นล่าง ขนาดรูปร่างของโพรงสำหรับการทิ้งกากนิวเคลียร์ได้ออกแบบโดยอาศัยข้อมูลรายงานจากสำนักงานพลังงานปรมาณูเพื่อสันติ เพื่อกำหนดขนาดของโพรงที่พอเหมาะกับปริมาตรกากนิวเคลียร์และปริมาตรที่เผื่อไว้เพื่อความปลอดภัยมีอยู่จำนวน 33,000 ลูกบาศก์เมตร สำหรับการทิ้งกากนิวเคลียร์ในอนาคตอีก 50 ปี การสร้างแบบจำลองได้แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ

กลุ่มแรก มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบเชิงรูปร่างของโพรง โดยเลือกความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินในพื้นที่บ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี ซึ่งมีชั้นเกลือหินอยู่ในแอ่งสกลนครเหมือนกับตัวอย่างเกลือหินที่นำมาทดสอบ ได้แก่แบบจำลอง KW-S, KW-E2, KW-E3, KW-E4, KW-C, KW-MC15, KW-MC20 และ KW-MC25 โดยกำหนดให้โพรงมีความสูงคงที่และมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปร ($H_c:D_c$) คือแบบจำลองโพรงจะมีรูปโพรงทรงกลม ($H_c : D_c = 1 : 1$) โพรงทรงรี (1:2, 1:3 และ 1:4) โพรงทรงกระบอก (1:1) และโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยน (1.5:1, 2:1 และ 2.5:1) รูปที่ 7.2 แสดงรูปทรงต่างๆ ของโพรงในกลุ่มนี้

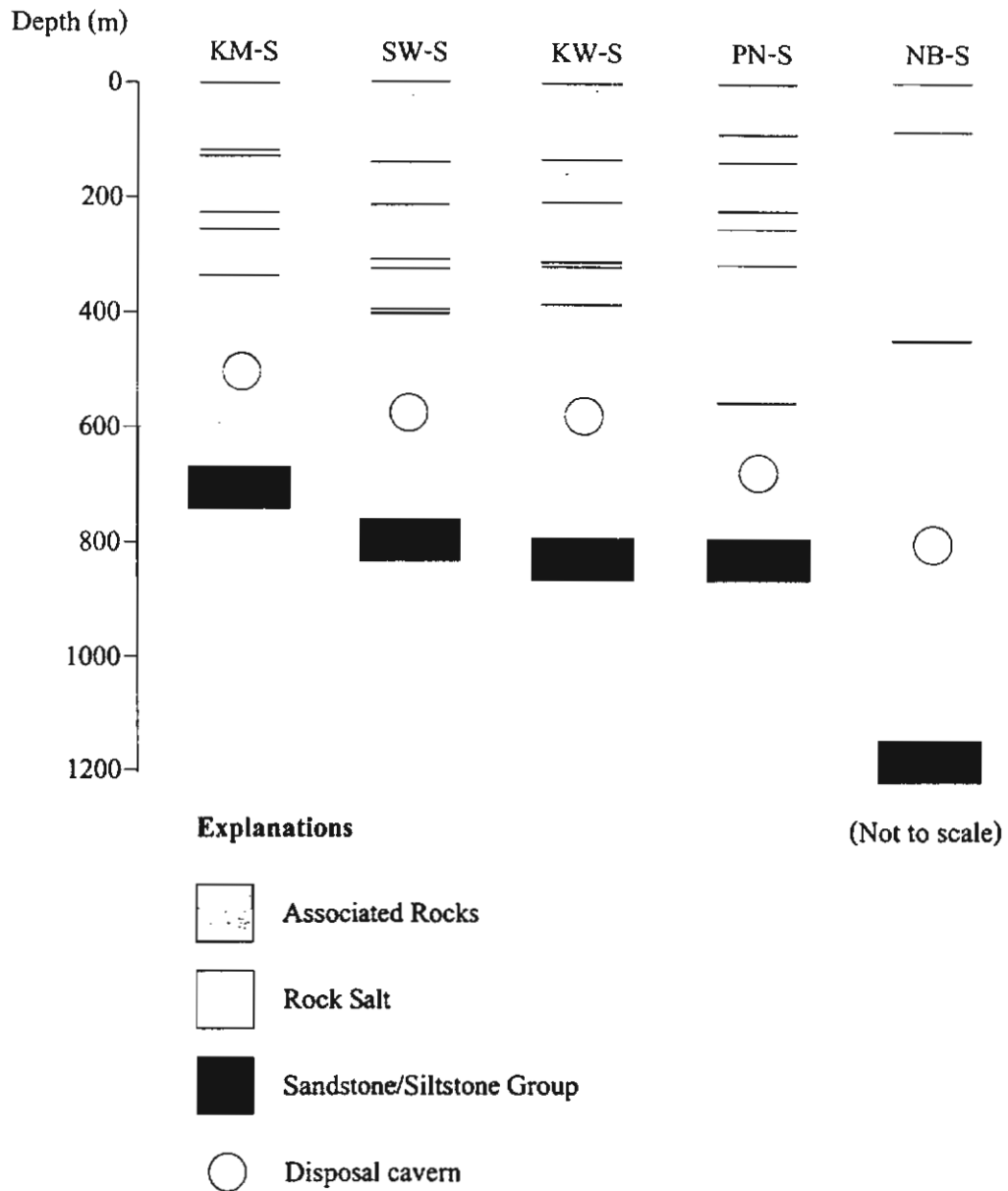
กลุ่มที่สอง มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบจากความต่างของความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินที่มีอยู่ใน 5 พื้นที่ศึกษา โดยกำหนดโพรงเป็นทรงกลมทั้งหมด ได้แก่ กลุ่มพื้นที่บ้านเก่า อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี (แบบจำลอง KM-S) บ้านศรีเมือง อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี (แบบจำลอง SW-S) บ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี (แบบจำลอง KW-S) บ้านโพธิ์พาน อำเภอนาเชือก จังหวัดมหาสารคาม (แบบจำลอง PN-S) และบ้านหนองปู อำเภอบรบือ จังหวัดมหาสารคาม (แบบจำลอง NB-S) รูปที่ 7.3 แสดงตำแหน่งของโพรงใน 5 พื้นที่ศึกษา ส่วนตารางที่ 7.1 ได้สรุปรายละเอียดของขนาด รูปร่างและตัวแปรต่าง ๆ ของแบบจำลองโพรง และตารางที่ 7.2 ได้สรุปจำนวนจุดต่อ (Nodes) และช่อง (Elements) ของแต่ละแบบจำลอง

7.3.1 แบบจำลองเพื่อศึกษาผลกระทบของรูปร่างโพรงละลายเกลือ

รูปที่ 7.4 แสดงแบบจำลอง KW-S ที่สร้างมาจากภาพตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกลมมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 1,000 เมตร โดยโพรงถูกวิเคราะห์แบบแกนสมมาตร (Axis symmetric) ที่ตำแหน่งแกนกลางของโพรงซึ่งจะกำหนดเป็นขอบเขตทางด้านซ้ายมือและถูกกำหนดไม่ให้มีการเคลื่อนที่ในด้านข้าง ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 400 เมตร (20 เท่าของรัศมีโพรง) และกำหนดความดันด้านข้างแบบความดันสถิตย์ ขอบเขตด้านล่างจะถูกกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง และขอบเขตด้านบนจะปล่อยให้มีการทรุดตัวของผิวดินอย่างอิสระ ความลึกของหลังกาถึงพื้นโพรงอยู่ที่ระดับ 585 เมตร ถึง 625 เมตร ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของโพรงเท่ากับ 40 เมตร และช่องในโพรงไม่ได้เขียนลงไปเนื่องจาก



รูปที่ 7.2 การเปรียบเทียบตำแหน่งของโพรงรูปร่างต่าง ๆ ในชั้นเกลือหินในพื้นที่บ้านกุดจิก
อ.วานรนิวาส จ.สกลนคร



รูปที่ 7.3 การเปรียบเทียบตำแหน่งของโพรงในชั้นเกลือหินในพื้นที่ศึกษาทั้ง 5 คือ

บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุครธานี (แบบจำลอง KM-S)

บ้านศรีเมือง อ.วานรนิวาส จ.สกลนคร (แบบจำลอง SW-S)

บ้านกุดจิก อ.วานรนิวาส จ.สกลนคร (แบบจำลอง KW-S)

บ้านโพธิ์พาน อ.นาเชือก จ.มหาสารคาม (แบบจำลอง PN-S)

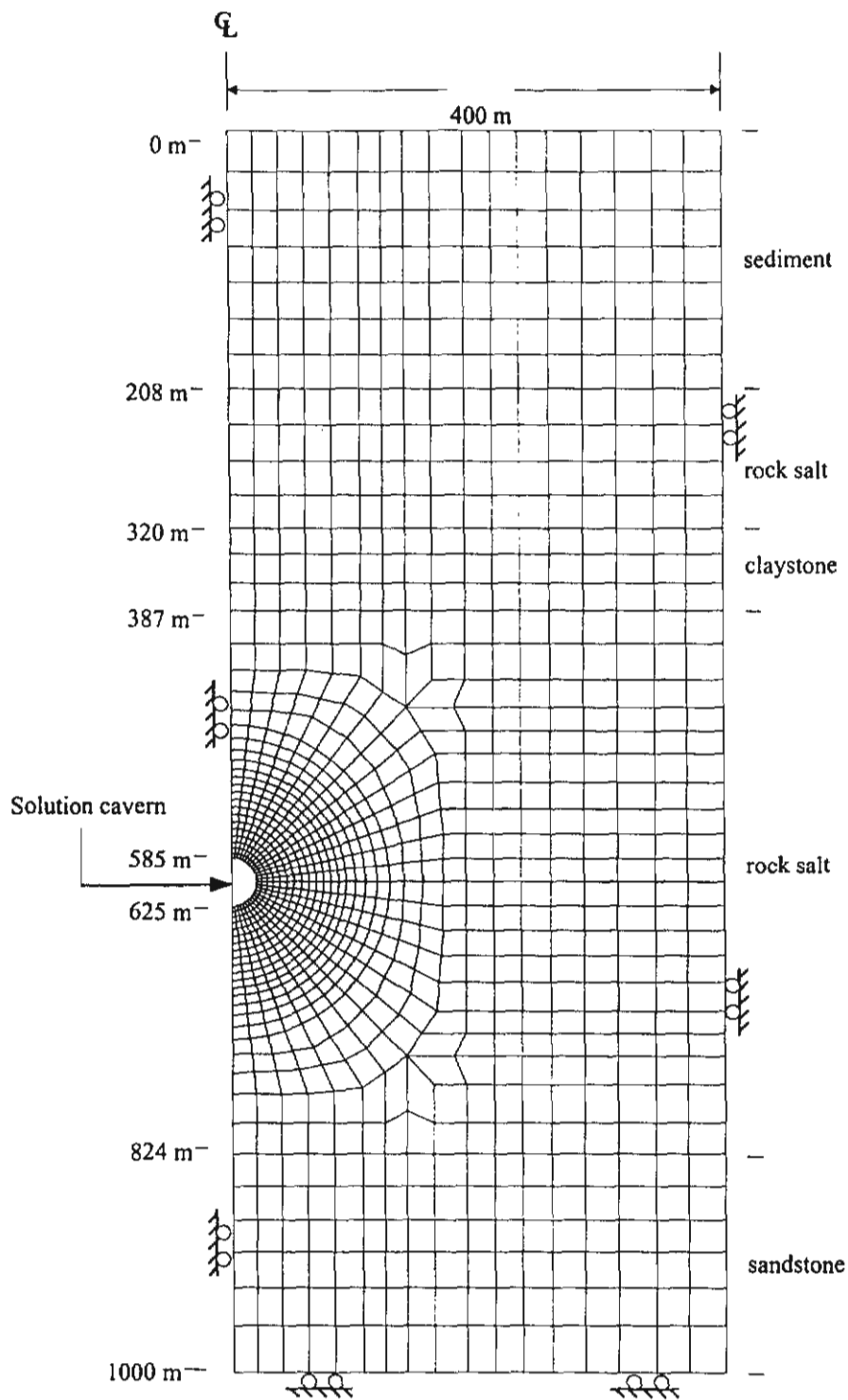
บ้านหนองปรู อ.บรบือ จ.อุครธานี (แบบจำลอง NB-S)

ตารางที่ 7.1 ขนาดและรูปร่างของแบบจำลองโพรงในชั้นเกลือหินที่สัมพันธ์กับรหัสของ
แบบจำลองที่ใช้ในงานวิจัยนี้

Model	Shape	Diameter D_c (m)	Height H_c (m)	Depth d (m)	Salt Roof r (m)	Salt Floor f (m)	H_c/D_c	D_c/d	D_c/r	D_c/f	Volume (m^3)
KW-S	sphere	40	40	585	198	199	1:1	1:14.6	1:5	1:5	33×10^3
KW-E2	ellipse	80	40	585	198	199	1:2	1:7.3	1:2.5	1:2.5	134×10^3
KW-E3	ellipse	120	40	585	198	199	1:3	1:4.9	1:1.7	1:1.7	301×10^3
KW-E4	ellipse	160	40	585	198	199	1:4	1:3.7	1:1.3	1:1.3	536×10^3
KW-C	cylinder	40	40	585	198	199	1:5	1:14.6	1:5	1:5	50×10^3
KW-MC15	cylinder	40	60	575	188	189	1.5:1	1:14.4	1:4.7	1:4.7	109×10^3
KW-MC20	cylinder	40	80	565	178	179	2:1	1:14.1	1:4.5	1:4.5	84×10^3
KW-MC25	cylinder	40	100	555	168	169	2.5:1	1:13.9	1:4.2	1:4.2	59×10^3
KM-S	sphere	40	40	484	147	147	1:1	1:12.1	1:3.7	1:3.7	33×10^3
NB-S	sphere	40	40	799	327	327	1:1	1:20	1:8.2	1:8.2	33×10^3
PN-S	sphere	40	40	680	135	135	1:1	1:17	1:3.4	1:3.4	33×10^3
SW-S	sphere	40	40	610	113	113	1:1	1:15.3	1:2.8	1:2.8	33×10^3

ตารางที่ 7.2 จำนวน Node และ Element ในแบบจำลอง

Models	Number of Nodes	Number of Elements
KW-S	1226	1154
KW-E2	934	882
KW-E3	938	884
KW-E4	1208	1146
KW-C	1252	1196
KW-MC15	1274	1206
KW-MC20	1223	1155
KW-MC25	1153	1089
KM-S	1362	1286
NB-S	1233	1164
PN-S	1359	1282
SW-S	1384	1307



รูปที่ 7.4 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-S สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านกุดจิก อำเภอนวนิवास จังหวัดสกลนคร (โพรงทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)

ต้องการที่จะแสดงขอบเขตของโพรงในโครงข่าย จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงข่ายจะใช้ช่องที่มีขนาดเล็ก (3 เมตร $\times$ 4 เมตร) ในบริเวณที่ใกล้กับโพรง เนื่องจากในบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและความเครียดสูง (High stress and strain gradient) ส่วนบริเวณที่ไกลจากโพรงจะใช้ช่องที่มีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ แบบจำลองนี้ยังแสดงให้เห็นถึงความหนาของชั้นหินแต่ละชั้นซึ่งจะนำมาใช้คำนวณน้ำหนักกดทับที่กระทำต่อโพรงเกลือ

รูปที่ 7.5 แสดงแบบจำลอง KW-E2 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงรี ($H_c:D_c = 1:2$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของโพรง) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 800 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงรีมีความยาวในแกนหลัก 80 เมตร และความสูงในแกนรอง 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 3 เมตร $\times$ 4 เมตร

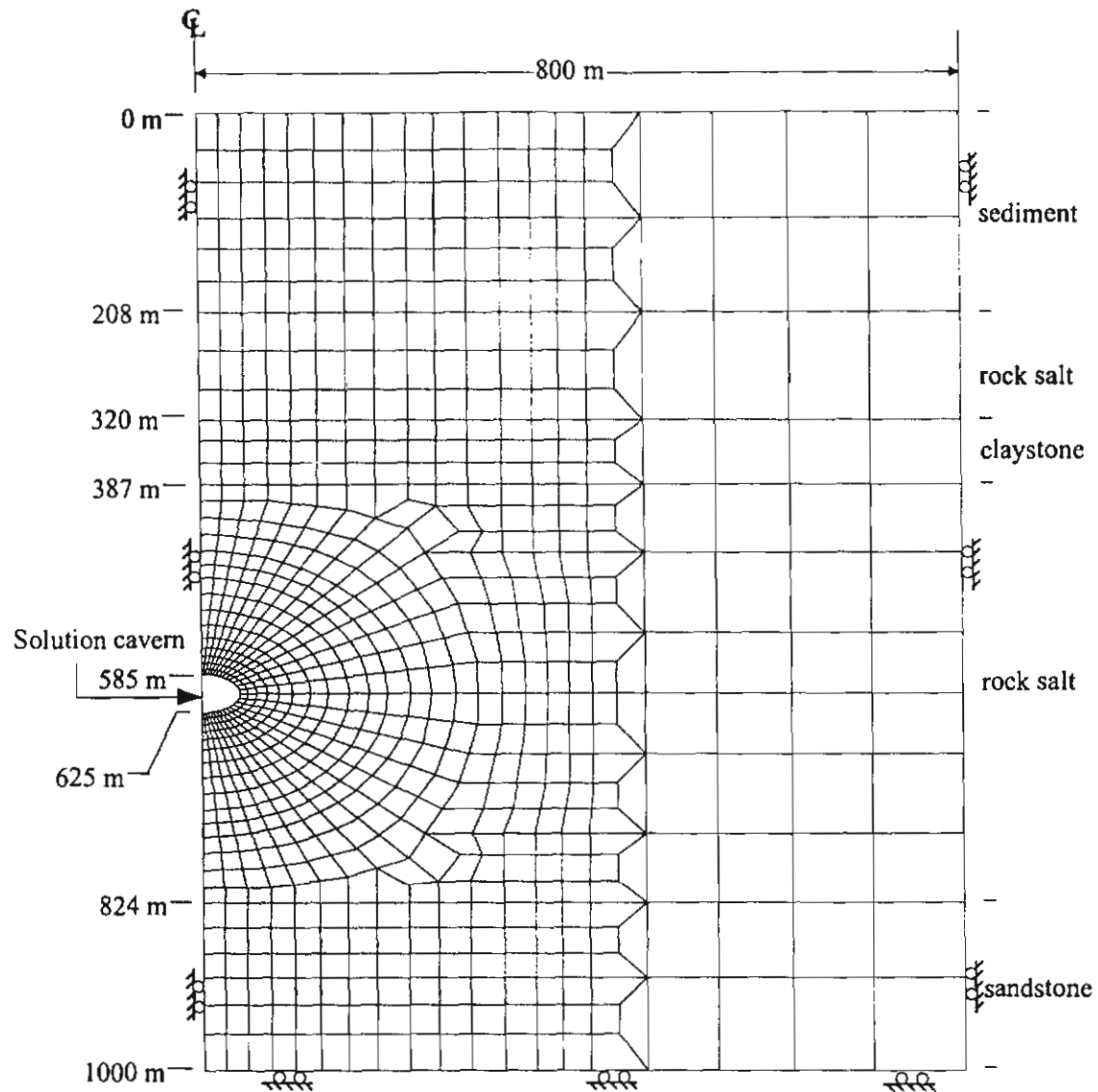
รูปที่ 7.6 แสดงแบบจำลอง KW-E3 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงรี ($H_c:D_c = 1:3$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของโพรง) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 1,200 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงรีมีความยาวในแกนหลัก 120 เมตร และความสูงในแกนรอง 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 6 เมตร $\times$ 10 เมตร

รูปที่ 7.7 แสดงแบบจำลอง KW-E4 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงรี ($H_c:D_c = 1:3$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของโพรง) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 1,600 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงรีมีความยาวในแกนหลัก 160 เมตร และความสูงในแกนรอง 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 6 เมตร $\times$ 14 เมตร

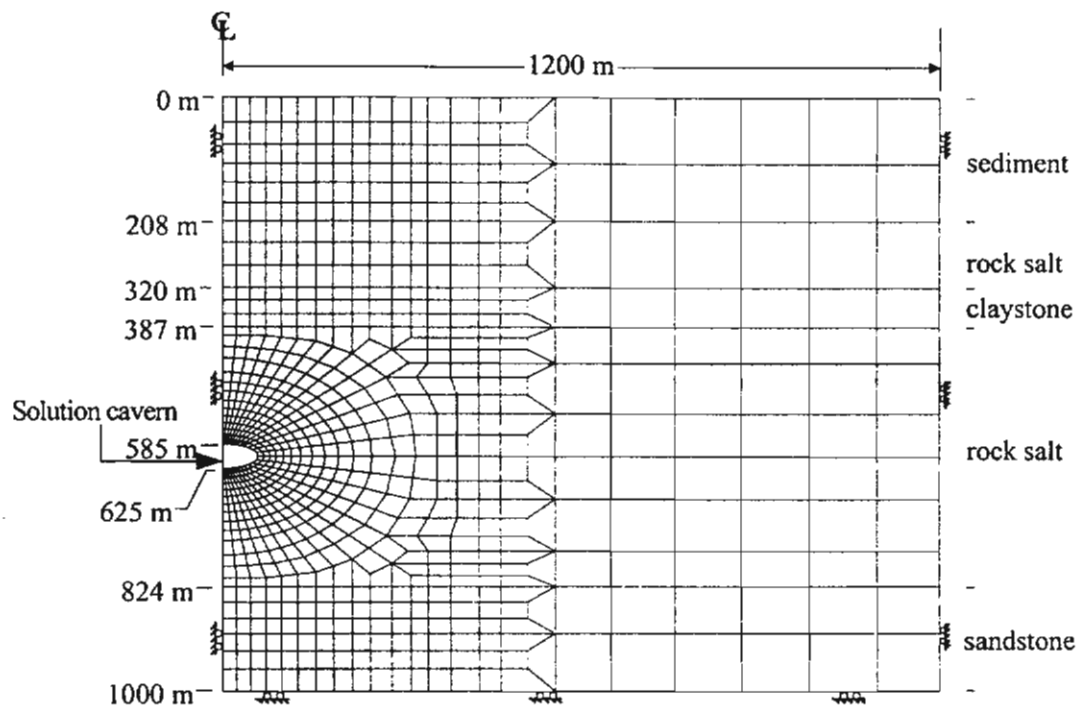
รูปที่ 7.8 แสดงแบบจำลอง KW-C ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกระบอก คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของโพรง) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 400 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงกระบอกวงกว้างในแนวตั้งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 80 เมตร และความสูง 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 4 เมตร $\times$ 4 เมตร

รูปที่ 7.9 แสดงแบบจำลอง KW-MC15 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยน ($H_c:D_c = 1.5:1$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 400 เมตร โพรงจะมีลักษณะคล้ายทรงกระบอกวงกว้างในแนวตั้ง และมีลักษณะโค้งทางด้านส่วนบนและล่างของโพรง โดยมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เมตร และสูง 60 เมตร

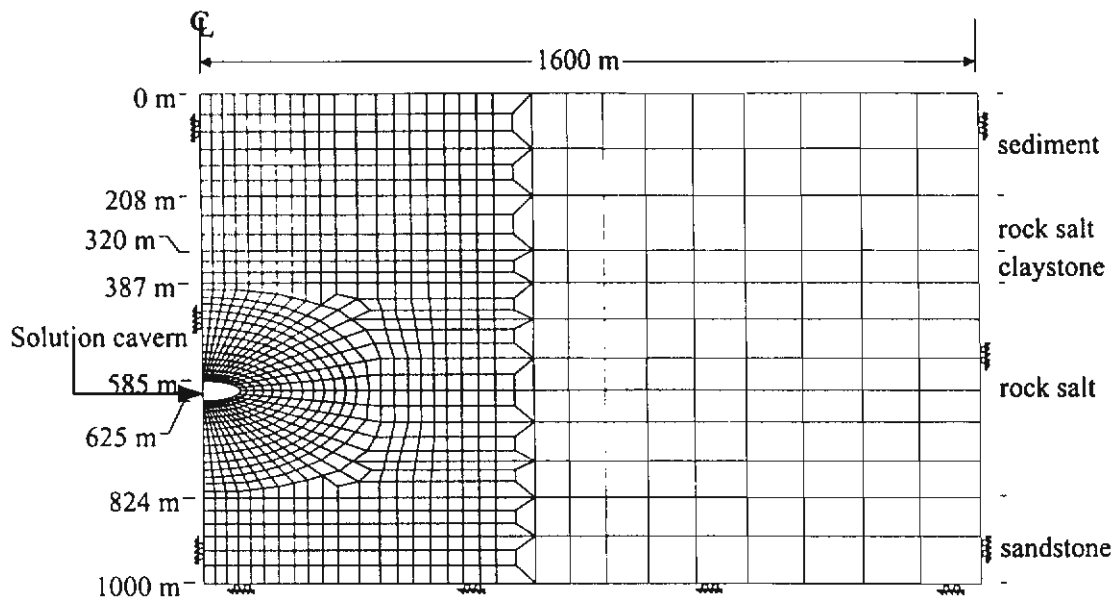
รูปที่ 7.10 แสดงแบบจำลอง KW-MC20 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายตัดขวางในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยน ($H_c:D_c = 2:1$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการ



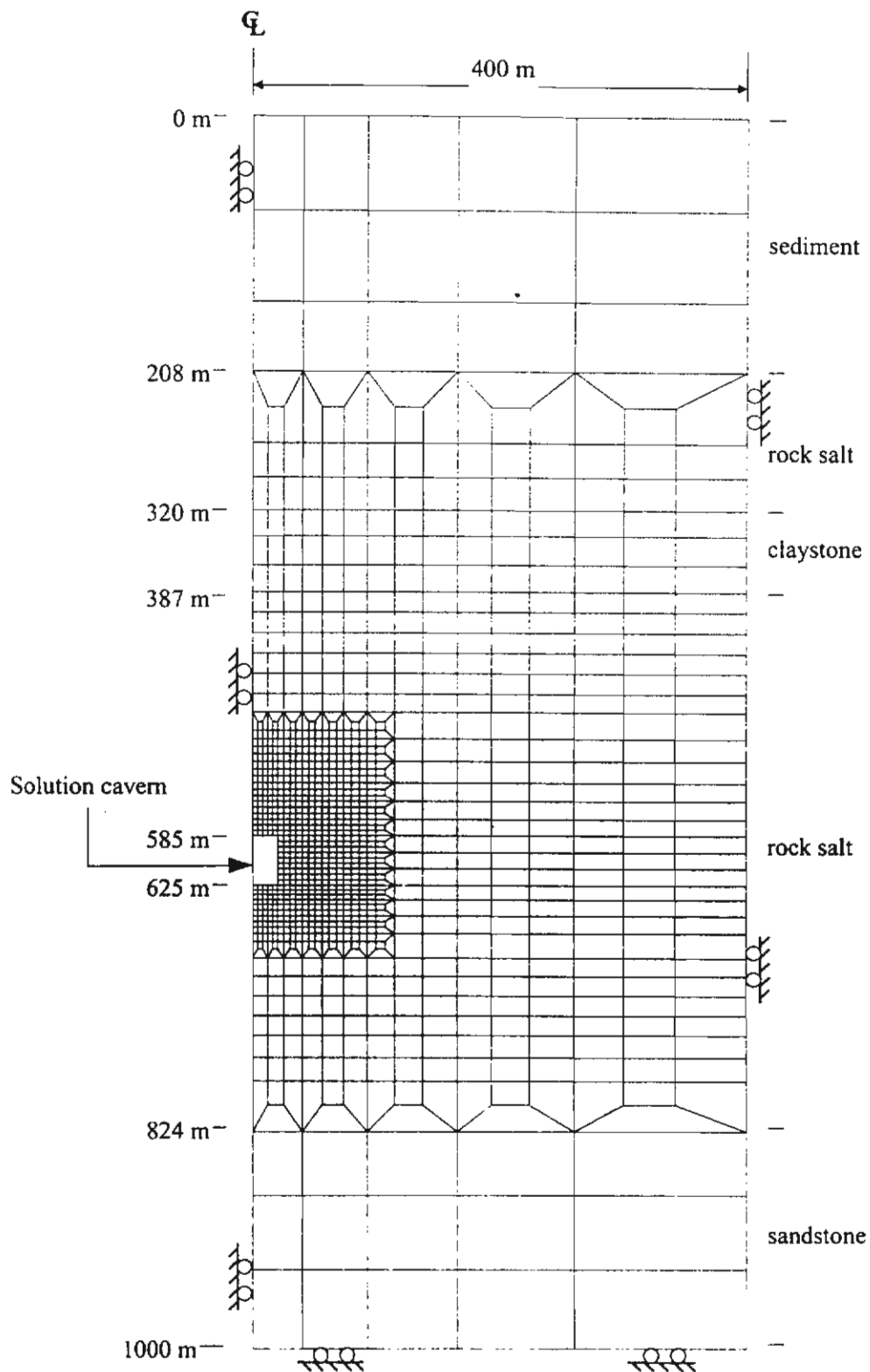
รูปที่ 7.5 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-E2 สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านกุดจิก อำเภอนาวนิง จังหวัดสกลนคร (โพรงทรงรีขนาดแกนหลัก 80 เมตร และแกนรอง 40 เมตร)



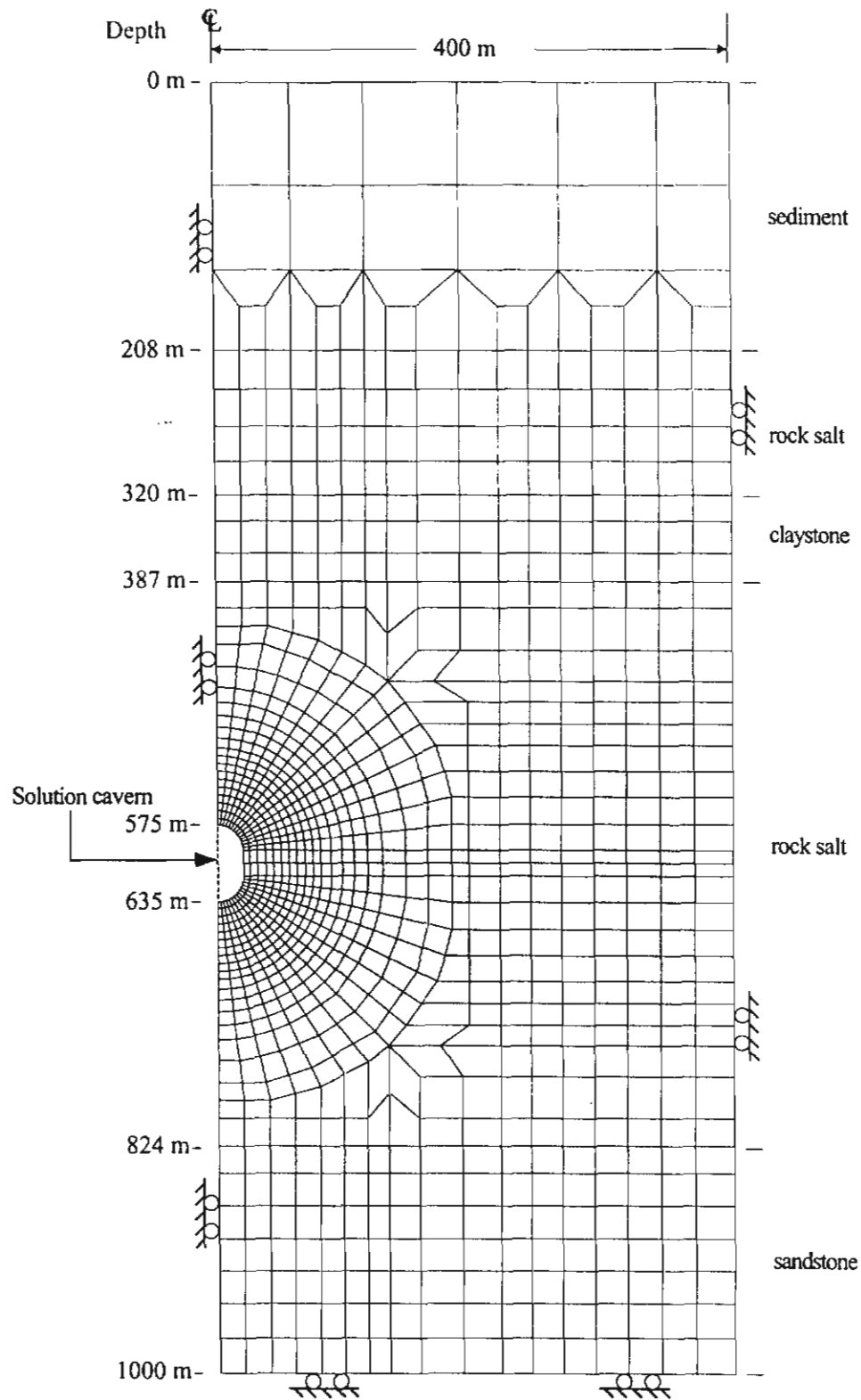
รูปที่ 7.6 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-E3 สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี (โพรงทรงรีขนาดแกนหลัก 120 เมตร และแกนรอง 40 เมตร)



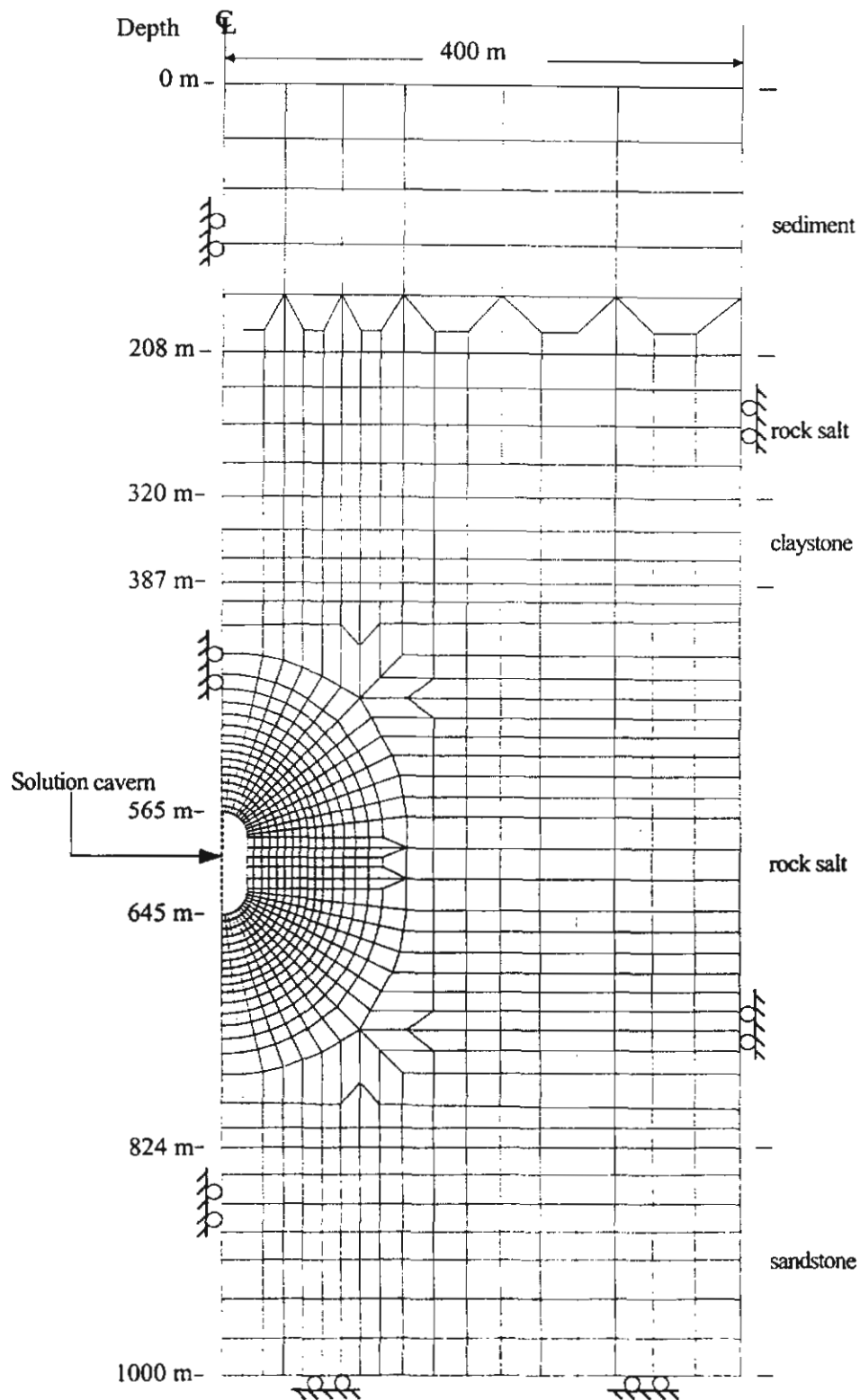
รูปที่ 7.7 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-E4 สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่
บ้านกูดจิก อำเภอนาวีนวาส จังหวัดสกลนคร (โพรงทรงรีขนาดแกนหลัก 160 เมตร
และแกนรอง 40 เมตร)



รูปที่ 7.8 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-C สำหรับโรงกักเก็บถกานิวเคลียร์ในชั้นเกลือหิน
ที่บ้านกุดจิก อำเภอนวนนิวาส จังหวัดสกลนคร (โรงทรงกระบอกขนาดเส้น-
ผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)



รูปที่ 7.9 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-MC15 สำหรับโรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านกุดจิก อำเภอนาวนวิเวศ จังหวัดสกลนคร (โรงทรงกระบอกปรับเปลี่ยนขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร และ สูง 60 เมตร)



รูปที่ 7.10 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-MC20 สำหรับ โพรงักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือ หินที่บ้านกุดจิก อำเภอนาวนิง จังหวัดสกลนคร (โพรงทรงกระบอกปรับเปลี่ยน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร และ สูง 80 เมตร)

วิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 400 เมตร โพรงจะมีลักษณะคล้ายทรงกระบอกวงตัวในแนวตั้ง และมีลักษณะโค้งทางด้านส่วนบนและล่างของโพรง โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร และสูง 80 เมตร

รูปที่ 7.11 แสดงแบบจำลอง KW-MC25 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายดาวเทียมในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยน ($H_c:D_c = 2.5:1$) คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางโพรงเท่ากับ 400 เมตร โพรงจะมีลักษณะคล้ายทรงกระบอกวงตัวในแนวตั้ง และมีลักษณะโค้งทางด้านส่วนบนและล่างของโพรง โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร และสูง 100 เมตร

7.3.2 แบบจำลองเพื่อศึกษาผลกระทบของความลึกของโพรง

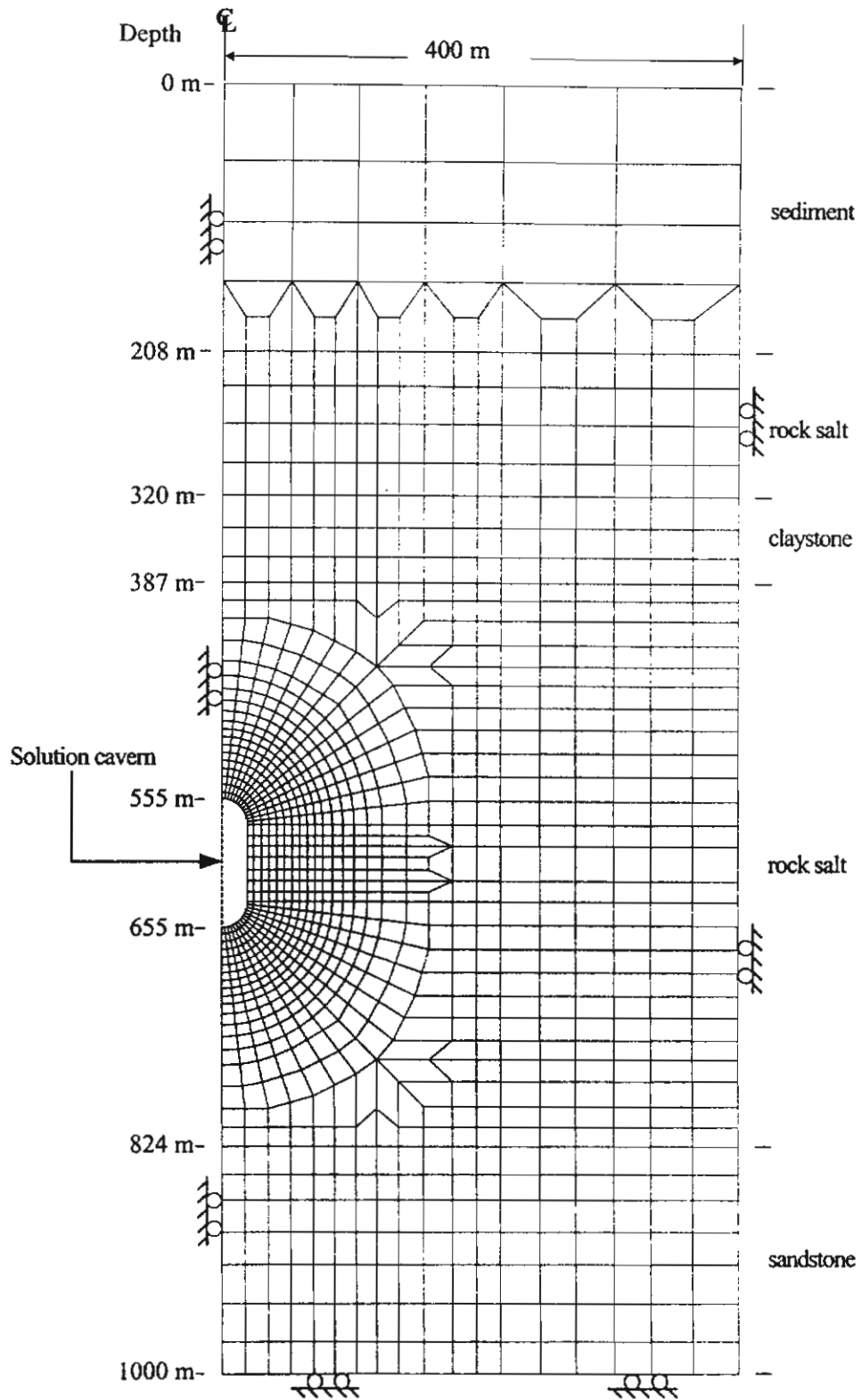
รูปที่ 7.12 แสดงแบบจำลอง KM-S ที่สร้างมาจากภาพถ่ายดาวเทียมในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกลมมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 800 เมตร คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ความลึกของหลังกาถึงพื้นโพรงอยู่ที่ระดับ 484 เมตร ถึง 524 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 2 เมตร $\times$ 4 เมตร

รูปที่ 7.13 แสดงแบบจำลอง SW-S ที่สร้างมาจากภาพถ่ายดาวเทียมในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกลมมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 900 เมตร คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ความลึกของหลังกาถึงพื้นโพรงอยู่ที่ระดับ 610 เมตร ถึง 650 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 2 เมตร $\times$ 4 เมตร

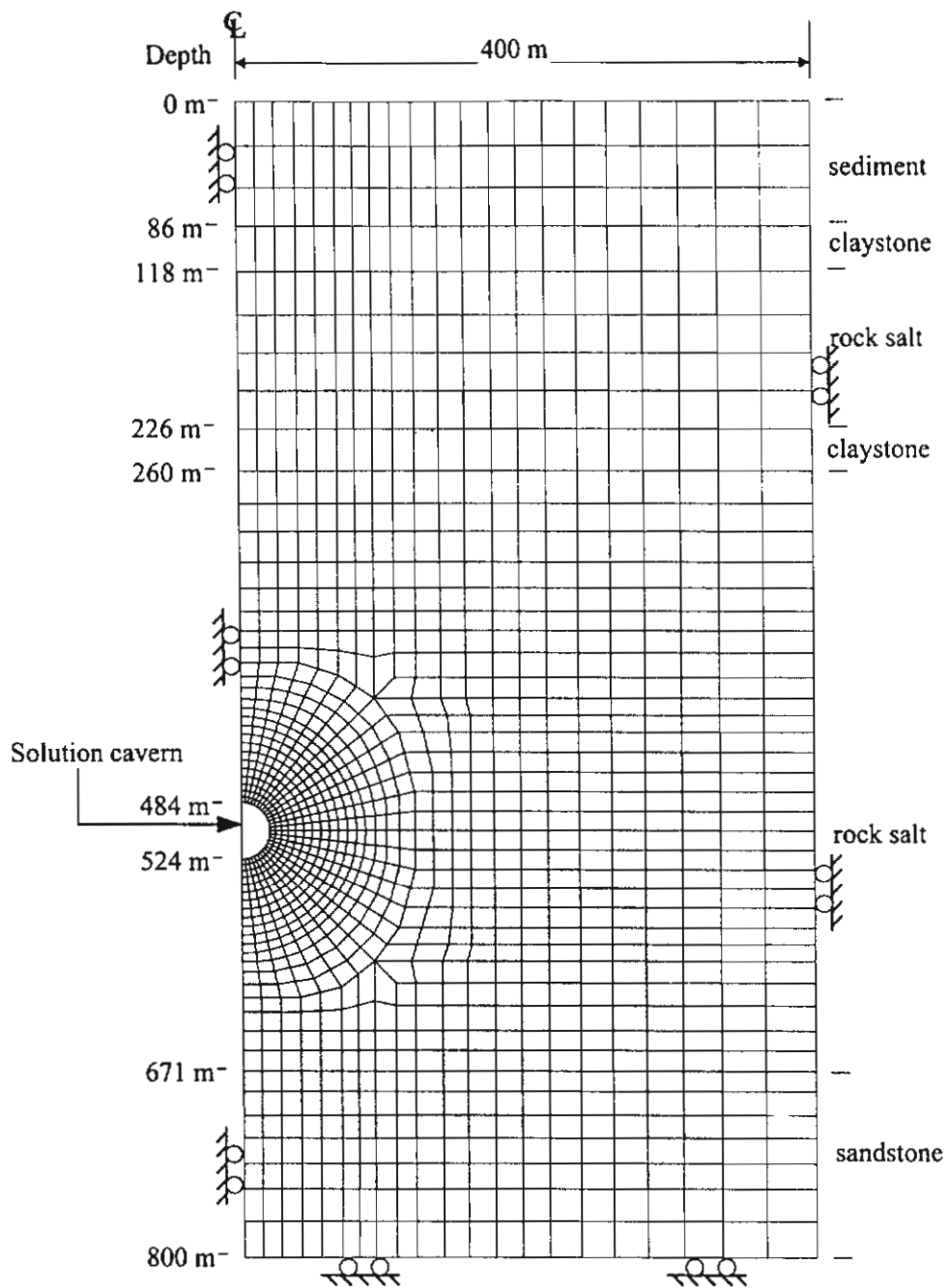
แบบจำลอง KW-S ดังแสดงในรูปที่ 7.4

รูปที่ 7.14 แสดงแบบจำลอง PN-S ที่สร้างมาจากภาพถ่ายดาวเทียมในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกลมมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 1,000 เมตร คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ความลึกของหลังกาถึงพื้นโพรงอยู่ที่ระดับ 880 เมตร ถึง 720 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 2 เมตร $\times$ 4 เมตร

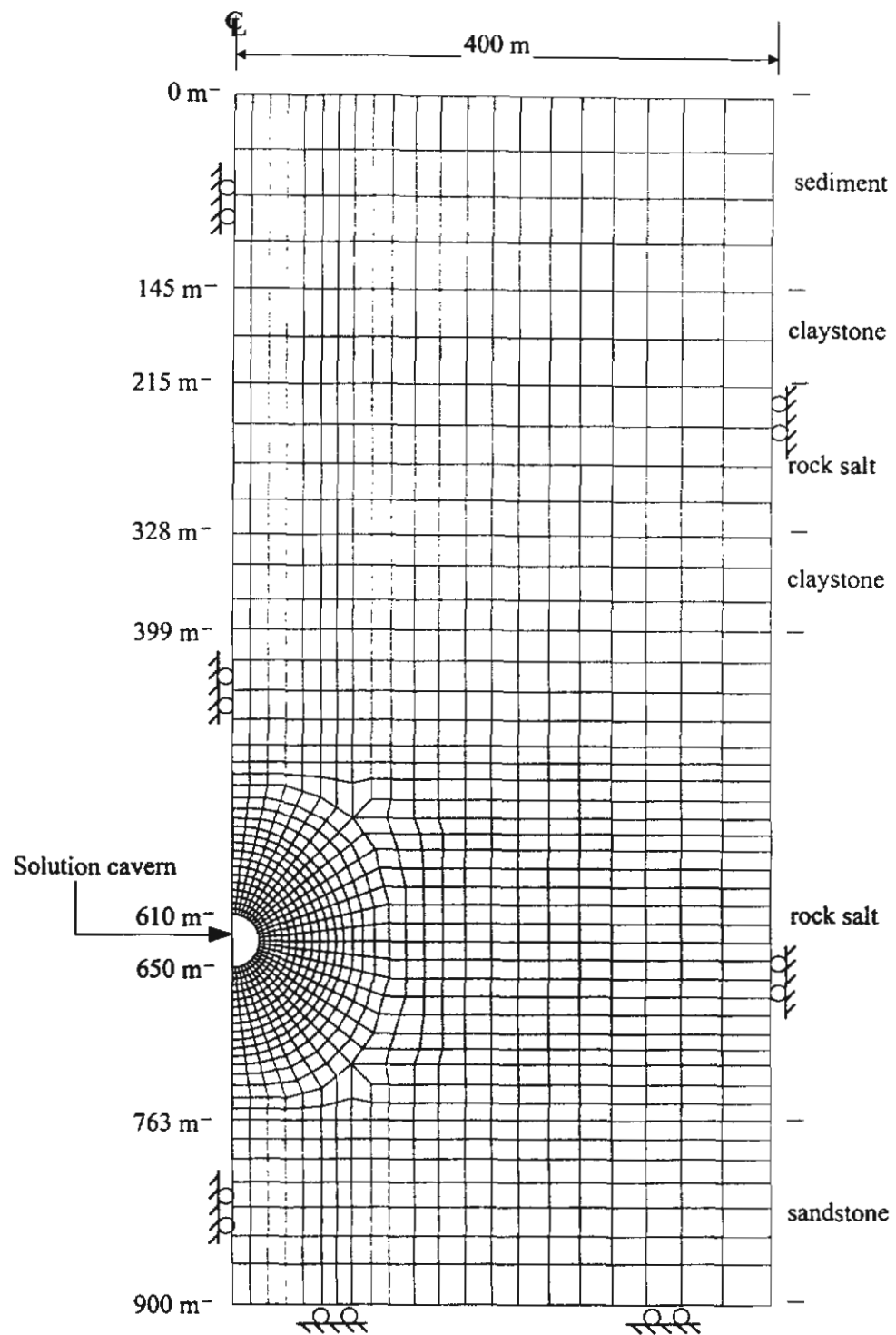
รูปที่ 7.15 แสดงแบบจำลอง NB-S ที่สร้างมาจากภาพถ่ายดาวเทียมในแนวตั้งของโพรงรูปทรงกลมมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 1,300 เมตร คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่ายและวิธีการวิเคราะห์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KW-S ความลึกของหลังกาถึงพื้นโพรงอยู่ที่ระดับ 799 เมตร ถึง 839 เมตร โพรงจะเป็นรูปทรงกลมมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 40 เมตร และช่องขนาดเล็กที่สุดในบริเวณที่ใกล้กับโพรงมีขนาด 2 เมตร $\times$ 4 เมตร



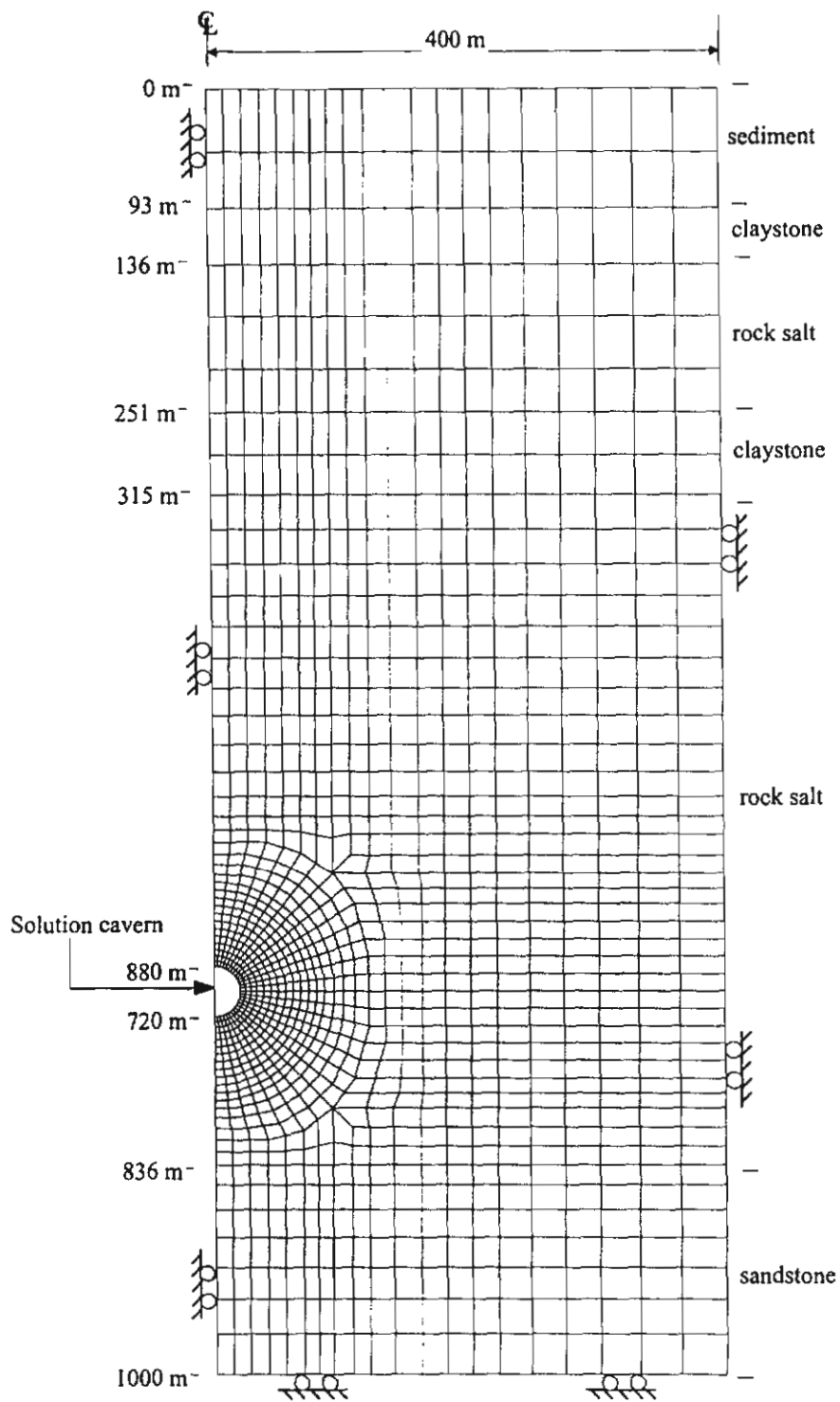
รูปที่ 7.11 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-MC25 สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี (โพรงทรงกระบอกปรับเปลี่ยนขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร และ สูง 100 เมตร)



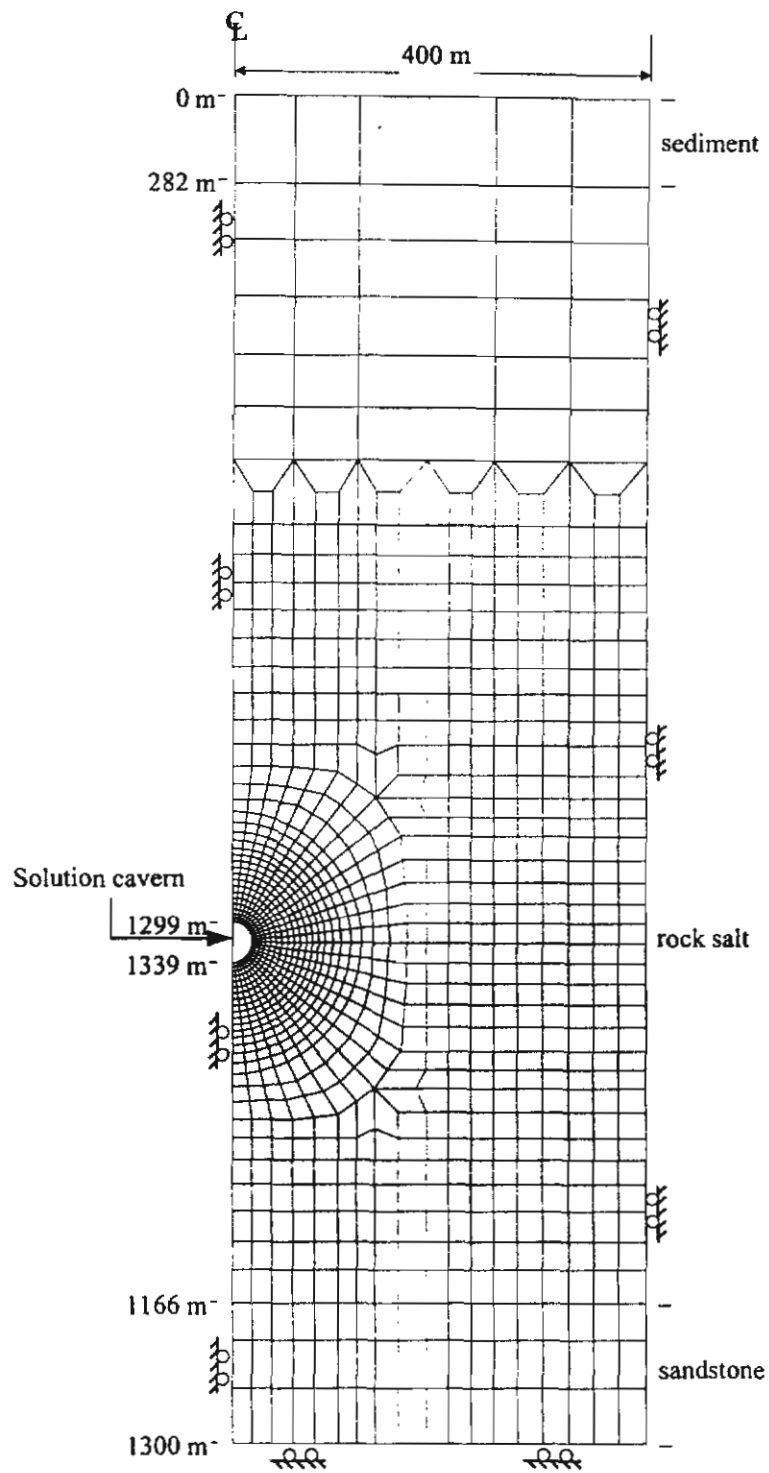
รูปที่ 7.12 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-S สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหิน
ที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี (โพรงทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)



รูปที่ 7.13 โครงข่ายของแบบจำลอง SW-S สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านศรีเมือง อำเภอมหาราช จังหวัดสมุทรสาคร (โพรงทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)



รูปที่ 7.14 โครงข่ายของแบบจำลอง PN-S สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านโพธิ์พาน อำเภอนาเชือก จังหวัดมหาสารคาม (โพรงทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)



รูปที่ 7.15 โครงข่ายของแบบจำลอง NB-S สำหรับโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านหนองปู อำเภอบรรพือ จังหวัดมหาสารคาม (โพรงทรงกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 เมตร)

7.4 ความเค้นในชั้นหิน

ความเค้นในชั้นเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงจะกำหนดให้เป็นสภาวะขอบเขตของทุกแบบจำลองโดยคำนวณจากสมมติฐานที่ว่าชั้นหินทั้งหมดอยู่ภายใต้แรงกดแบบสถิต ดังนั้นการคำนวณความเค้นในหินทั้งในแนวตั้งและแนวนอนที่ความลึกใด ๆ ก็สามารถทำได้เมื่อรู้ค่าความถ่วงจำเพาะของหินแต่ละชั้น ข้อสมมติฐานนี้ค่อนข้างใกล้เคียงกับความเป็นจริงเนื่องจากภาคตะวันออกเฉียงเหนือเป็นลักษณะแอ่งที่อยู่ในที่ราบสูง ถึงแม้จะไม่มีกรวัดค่าความเค้นในชั้นหินนี้ (In-situ stress) แต่ว่าการคำนวณแรงกดแบบสถิตจะได้ผลลัพธ์ที่ค่อนข้างปลอดภัย โดยเฉพาะในเชิงออกแบบและวิเคราะห์

สำหรับเกลือหินค่าความถ่วงจำเพาะในเชิงความลึกจะสามารถคำนวณได้จากค่า 21 kPa/m (0.93 psi/ft) ส่วนในชั้นหินดินดานและหินทรายแข็งจะคำนวณได้จาก 25 kPa/m (1.20 psi/ft) ค่าเหล่านี้จะถูกแปรมาเป็นความเค้นในชั้นหินรอบ ๆ ตัวโพรง เพื่อป้อนเป็นข้อมูลในการคำนวณทางคอมพิวเตอร์ต่อไป

ความดันในโพรงจะมีค่าเท่ากับน้ำหนักของน้ำเกลือ ความถ่วงจำเพาะของน้ำเกลือจะมีค่าโดยประมาณที่ 12.67 kPa/m (0.56 psi/ft) ที่อุณหภูมิปกติ ค่าเหล่านี้จะนำมาหาค่าความดันในโพรงโดยใช้ความลึกของหลังกาโพรงเข้ามาใช้ในการคำนวณ

7.5 ผลการคำนวณทางคอมพิวเตอร์

ผลการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์จะมุ่งเน้นไปที่ความมีเสถียรภาพของโพรงละลายเกลือในระยะยาว 500 ปี ค่าที่นำมาพิจารณาประกอบด้วยค่าการหดตัวในแนวตั้งและในแนวระดับ ค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เปลี่ยนแปลงตามกาลเวลา ค่าความเค้นและความเครียดเนื่องที่มีผลกระทบต่อโพรงตลอดระยะเวลา 500 ปี ผลที่ได้จากการคำนวณนี้จะนำมาศึกษาเปรียบเทียบในเชิงรูปทรงเรขาคณิตของโพรงละลายเกลือและผลกระทบจากความต่างทางโครงสร้างธรณีวิทยาในห้าพื้นที่ ผลลัพธ์จะบ่งบอกถึงรูปทรงเรขาคณิตและ โครงสร้างธรณีวิทยาที่เหมาะสมกับโพรงละลายเกลือที่มีเสถียรภาพสูงที่สุดสำหรับการกักเก็บกากนิวเคลียร์

7.5.1 ผลจากการศึกษาผลกระทบของรูปร่างโพรง

ผลจากการศึกษาผลกระทบของรูปร่างโพรงต่าง ๆ แสดงใน ภาคผนวก ก จากการเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของโพรงในช่วงเวลา 500 ปีหลังจากสร้างโพรง พบว่าโพรงรูปทรงกลมมีค่าการหดตัวต่ำที่สุดเท่ากับ 12 เซนติเมตร โพรงรูปทรงรีที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเพิ่มขึ้นจะมีการหดตัวของโพรงเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 25 ถึง 49 เซนติเมตร โดยที่โพรงรูปทรงกระบอกมีค่าการหดตัวเท่ากับ 17 เซนติเมตร และโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยนที่มีขนาดความสูงเพิ่มขึ้นมีค่าการหดตัวเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 14 ถึง 21 เซนติเมตร การหดตัวของโพรงทั้งโพรงรูปทรงกลม ทรงรี ทรงกระบอก และ

ทรงกระบอกปรับเปลี่ยนจะมีลักษณะคล้ายกันคือ มีค่าการหดตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรก และจะมีค่าคงที่จนถึง 500 ปี (รูปที่ ก-1)

การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับที่กึ่งกลางของโพรงในช่วง 500 ปี พบว่าโพรงรูปทรงกลมจะมีค่าการหดตัวมากที่สุดเท่ากับ 6 เซนติเมตร โพรงรูปทรงรีที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเพิ่มขึ้นจะมีค่าการหดตัวของโพรงเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 7 ถึง 10 เซนติเมตร ส่วนโพรงรูปทรงกระบอกมีการหดตัวของโพรงเท่ากับ 8 เซนติเมตร และโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยนที่มีขนาดความสูงเพิ่มขึ้นมีค่าการหดตัวเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 2 ถึง 18 เซนติเมตร การหดตัวของโพรงทั้งโพรงรูปทรงกลม ทรงรี ทรงกระบอกและทรงกระบอกปรับเปลี่ยนจะมีลักษณะคล้ายกันคือ มีค่าการหดตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรกและจะมีค่าคงที่จนถึง 500 ปี (รูปที่ ก-2)

เมื่อเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางโพรงในช่วง 500 ปี สามารถสรุปได้ว่าโพรงรูปทรงรีที่มีขนาดความสูงต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 ต่อ 2 จะมีการทรุดตัวของผิวดินน้อยที่สุดเท่ากับ 2 เซนติเมตร และมีค่าเท่ากับ 4 เซนติเมตร และ 7 เซนติเมตร สำหรับทรงรีที่มีขนาดอัตราส่วนเท่ากับ 1:3 และ 1:4 โพรงรูปทรงกลมมีการทรุดตัวเท่ากับ 1 เซนติเมตร โพรงรูปทรงกระบอกมีการทรุดตัวของผิวดินเท่ากับ 1 เซนติเมตร และโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยนที่มีขนาดความสูงเพิ่มขึ้นมีค่าการทรุดตัวของผิวดินเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 1-3 เซนติเมตร โดยที่แนวโน้มของการทรุดตัวของผิวดินของโพรงรูปทรงกลม ทรงรี ทรงกระบอก และทรงกระบอกปรับเปลี่ยนมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วใน 10 ปีแรกและจะมีค่าคงที่จนถึง 500 ปีหลังจากสร้างโพรง (รูปที่ ก-3)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือน ณ เวลาต่าง ๆ ที่ 10 วัน 1 ปี 50 ปี 100 ปี และ 500 ปี ทั้งในแนวดิ่งและแนวระดับจากผนังของโพรงเข้าไปในชั้นเกลือหินเป็นระยะทาง 200 เมตร ของโพรงทุกรูปทรงมีคุณลักษณะที่คล้ายคลึงกันคือ ความเค้นเฉือนจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณใกล้กับขอบโพรง และมีค่าลดลงที่ระยะห่างออกไป โดยที่ค่าความเค้นเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วที่ 10 วันหลังจากสร้างโพรง หลังจากนั้นจะค่อนข้างคงที่ (รูปที่ ก-4 ถึง ก-19)

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรง จะแสดงค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและจะสะสมตัวอยู่ใกล้ผนังโพรง โดยที่โพรงรูปทรงกลมมีการสะสมตัวของความเค้นเฉือนสม่ำเสมอรอบผนังโพรง โพรงรูปทรงรีมีการสะสมตัวของความเค้นเฉือนที่บริเวณมุมแหลมของโพรง โดยที่โพรงรูปทรงกระบอกและทรงกระบอกปรับเปลี่ยนจะมีการสะสมตัวของความเค้นเฉือนมากที่สุดบริเวณมุมล่างและมุมบนของโพรง การกระจายตัวของความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ก-20 ถึง ก-27)

Contour ของความเครียดเฉือนบริเวณรอบโพรง แสดงค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวอยู่ใกล้ผนังโพรง ซึ่งเกิดจากความเค้นเฉือนที่สะสมตัวกันอยู่ในบริเวณนั้น โดยที่โพรงรูปทรงกลมมีการสะสมตัวของความเครียดเฉือนสม่ำเสมอรอบผนังโพรง โพรงรูปทรงรีมีการสะสมตัวของความเครียดเฉือนที่บริเวณมุมกลางของโพรง โดยที่โพรงรูปทรงกระบอกและทรง

กระบอกปรับเปลี่ยนจะมีการสะสมตัวของความเครียดเนื่องมากที่บริเวณมุมล่างและมุมบนของโพรง การกระจายตัวของความเครียดเนื่องจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลียวหิน (รูปที่ ก-28 ถึง ก-35)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักที่คำนวณในชั้นเกลียวหินบริเวณรอบโพรง ระบุว่าโพรงรูปทรงกลมมีค่าสูงสุดบริเวณรอบขอบโพรง คือมีค่าเท่ากับ 22.9 MPa โพรงรูปทรงรีจะมีค่าสูงสุดที่บริเวณมุมกลางของโพรงโดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 22.7-22.8 MPa โพรงรูปทรงกระบอกจะมีค่าสูงสุดบริเวณมุมบนและล่างของโพรงมีค่าเท่ากับ 22.5 MPa ส่วนโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยนจะมีค่าสูงสุดที่บริเวณตรงกลางของโพรง ซึ่งมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของโพรง คือ ตั้งแต่ 23.0-23.1 MPa (รูปที่ ก-36 ถึง ก-43)

ขนาดและทิศทางของความเครียดหลักในชั้นเกลียวหินบริเวณรอบโพรง แสดงให้เห็นว่าโพรงรูปทรงกลมมีค่าสูงสุดบริเวณรอบขอบโพรงมีค่าเท่ากับ 0.3% โพรงรูปทรงรีจะมีค่าสูงสุดที่บริเวณมุมกลางของโพรงโดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 0.5-0.6% และโพรงรูปทรงกระบอกจะมีค่าสูงสุดบริเวณมุมบนและล่างของโพรงมีค่าเท่ากับ 0.5% ส่วนโพรงรูปทรงกระบอกปรับเปลี่ยนจะมีค่าสูงสุดที่บริเวณตรงกลางของโพรง ซึ่งมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของโพรง คือ ตั้งแต่ 0.5-1.0% (รูปที่ ก-44 ถึง ก-51)

7.5.2 ผลจากการศึกษาผลกระทบของความลึกของโพรง

ผลจากการศึกษาพฤติกรรมของโพรงในแต่ละพื้นที่ที่มีลักษณะโครงสร้างธรณีวิทยาและระดับความลึกของโพรงที่แตกต่างกันแสดงไว้โดยละเอียดในภาคผนวก ข จากการเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของโพรงในช่วงเวลา 500 ปีหลังจากสร้างโพรง พบว่าโพรงรูปทรงกลมของทุกแบบจำลองจะมีการหดตัวตั้งแต่ 8 ถึง 15 เซนติเมตร โดยที่โพรงที่อยู่ระดับตื้นมีการหดตัวน้อยกว่าโพรงที่อยู่ในระดับลึก การหดตัวของโพรงทุกความลึกมีแนวโน้มเหมือนกันคือ การหดตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรกและจะมีค่าคงที่จนถึง 500 ปี (รูปที่ ข-1)

จากการเปรียบเทียบการหดตัวในแนวระดับที่แกนกลางของโพรงในช่วงเวลา 500 ปีหลังจากสร้างโพรง พบว่าโพรงรูปทรงกลมของทุกแบบจำลองจะมีการหดตัวตั้งแต่ 4 ถึง 7 เซนติเมตร โดยที่โพรงที่มีระดับตื้นกว่ามีการหดตัวน้อยกว่า และการหดตัวมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรกและมีค่าคงที่จนถึง 500 ปี (รูปที่ ข-2)

การเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางโพรงที่อยู่ค่าความลึกในช่วง 500 ปี พบว่าโพรงรูปทรงกลมของทุกแบบจำลองมีการทรุดตัวของผิวดินระหว่าง 0.5 ถึง 1.0 เซนติเมตร โดยลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานีมีการทรุดตัวต่ำสุด แนวโน้มการทรุดตัวของผิวดินของโพรงทุกแบบจำลองจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 1 ปีหลังจากสร้างโพรง และจะมีค่าคงที่จนถึง 500 ปี (รูปที่ ข-3)

การกระจายตัวของความเค้นเฉือน ณ เวลาต่าง ๆ ที่ 10 วัน 1 ปี 50 ปี 100 ปี และ 500 ปี ทั้งในแนวดิ่งและแนวระดับจากผนังโพรงเข้าไปในชั้นเกลือหินเป็นระยะทาง 200 เมตร มีแนวโน้มที่ลักษณะคล้ายกันคือ ความเค้นเฉือนจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณใกล้กับผนังโพรง และมีค่าลดลงที่ระยะห่างออกไป โดยที่ความเค้นเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วที่ 10 วันหลังจากสร้างโพรง ดังนั้นจะพบว่าความเค้นเฉือนสูงสุดบริเวณรอบโพรงจะมีค่าไม่แตกต่างกันมาก ถึงแม้ลักษณะทางธรณีวิทยาจะแตกต่างกันไป (รูปที่ ข-4 ถึง ข-13)

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ 500 ปีหลังจากเริ่มกักเก็บจะมีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันสำหรับทุกพื้นที่ศึกษาและจะสะสมตัวอยู่ใกล้ผนังโพรง ความเค้นเฉือนในแต่ละความลึกจะมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก โดยที่โพรงรูปทรงกลมมีการสะสมตัวของความเค้นเฉือนสม่ำเสมอรอบผนัง ความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณผนังโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ข-14 ถึง ข-18)

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบโพรงที่ 500 ปีหลังจากเริ่มกักเก็บจะมีค่าสูงสุดใกล้เคียงกันสำหรับทุกพื้นที่ศึกษาและจะสะสมตัวอยู่ใกล้ผนังโพรง โดยที่โพรงที่อยู่ระดับตื้นกว่ามีค่าความเค้นเฉือนน้อยกว่า โพรงเป็นรูปทรงกลมจึงมีการสะสมตัวของความเค้นเฉือนค่อนข้างสม่ำเสมอรอบผนัง ความเค้นเฉือนจะมีค่าลดลงจากบริเวณขอบโพรงเข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ข-19 ถึง ข-23)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงที่ 500 ปีหลังจากเริ่มกักเก็บระบุว่าโพรงรูปทรงกลมมีค่าความเค้นหลักสูงสุดบริเวณผนังโพรง ซึ่งเท่ากับ 17.8-28.1 MPa โพรงที่อยู่ระดับตื้นกว่าจะมีค่าความเค้นน้อยกว่า (รูปที่ ข-24 ถึง ข-28)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบโพรงที่ 500 ปีหลังจากเริ่มกักเก็บระบุว่าโพรงรูปทรงกลมมีค่าความเค้นหลักสูงสุดบริเวณผนังโพรง 0.2-0.4% โพรงที่อยู่ระดับตื้นกว่ามีค่าความเค้นหลักน้อยกว่า (รูปที่ ข-29 ถึง ข-33)

7.6 การวิเคราะห์ผล

การวิเคราะห์ผลจะเน้นไปที่ความมีเสถียรภาพทางกลศาสตร์ของโพรงเกลือ โดยการหาคัดของโพรงและการทรุดตัวของผิวดินควรมีค่าน้อยที่สุด ตลอดระยะเวลา 500 ปีที่ถากนิวเคลียร์จะลดความอันตรายลง ซึ่งสอดคล้องกับแนวคิดของนักวิจัยหลายท่าน (Kwon and Miller, 1998; De Menezes and Nguyen-Minh, 1998; Pudewills, 1998; Nguyen-Minh and Quintanilha, 1996; Rolfs et al., 1996; Frayne, 1996) การตัดสินใจรูปร่างของโพรงและธรณีวิทยาของเกลือหินแบบใดหรือที่พื้นที่ใดจะเหมาะสมที่สุด จะต้องมีการวิเคราะห์และเปรียบเทียบจากผลการคำนวณทางคอมพิวเตอร์ รวมทั้งการกำหนดความหนาของเพดานโพรงเกลือ (Salt roof) และพื้นของโพรงเกลือ (Salt floor) ซึ่งต้องมีความหนาเพียงพอที่จะค้ำยันตัวโพรงและชั้นหินหรือดินที่อยู่ข้างบน และในขณะเดียวกันก็จะ

ไม่ลึกเกินไปจนทำให้ปริมาตรของโพรงเหลือความจุน้อยเกินไป เนื่องจากการหัดตัวที่สูงขึ้น การศึกษาผลกระทบเชิงรูปทรงเรขาคณิตของโพรงละลายเกลือได้มีการศึกษาเปรียบเทียบระหว่างรูปทรงกลม ($H_c:D_c = 1:1$) ทรงรี ($H_c:D_c = 1:2, 1:3$ และ $1:4$) ทรงกระบอก ($H_c:D_c = 1:1$) และทรงกระบอกปรับเปลี่ยน ($H_c:D_c = 1.5:1, 2.0:1$ และ $2.5:1$) โดยเลือกลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่ที่ใช้ศึกษา คือ บ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี ผลการคาดคะเนจากการคำนวณทางคอมพิวเตอร์ระบุว่าโพรงรูปทรงกลมจะมีเสถียรภาพสูงที่สุดเมื่อเทียบกับโพรงลักษณะอื่น กล่าวคือการหัดตัวในแนวตั้งและแนวระดับมีค่าน้อยมากเท่ากับ 12 เซนติเมตร และ 6 เซนติเมตร การหัดตัวของผิวดินมีค่าไม่เกิน 1 เซนติเมตร จากผลกระทบด้านความลึกของโพรงทรงกลมขนาดรัศมีเท่ากับ 20 เมตร (ปริมาตร 33,000 ลูกบาศก์เมตร) พบว่าทุกกลุ่มพื้นที่มีความเหมาะสมในเชิงกลศาสตร์สำหรับทิ้งกากนิวเคลียร์ได้แก่ ลักษณะทางธรณีวิทยาในกลุ่มพื้นที่บ้านเก่า อำเภอมโนรมย์ จังหวัดอุตรดิตถ์ บ้านศรีเมือง และบ้านกุดจิก อำเภอมโนรมย์ จังหวัดสุพรรณบุรี บ้านโพธิ์พาน และบ้านหนองปู อำเภอบรรพือ จังหวัดมหาสารคาม ที่ระดับความลึกถึงหลังกาโพรงเท่ากับ 484, 610, 585, 680 และ 799 เมตร ตามลำดับ โดยการหัดตัวของโพรงในแนวตั้งและแนวระดับน้อยกว่า 15 เซนติเมตร และการหัดตัวของผิวดินน้อยกว่า 1 เซนติเมตร ในช่วง 500 ปีของการกักเก็บ

บทที่ 8

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์

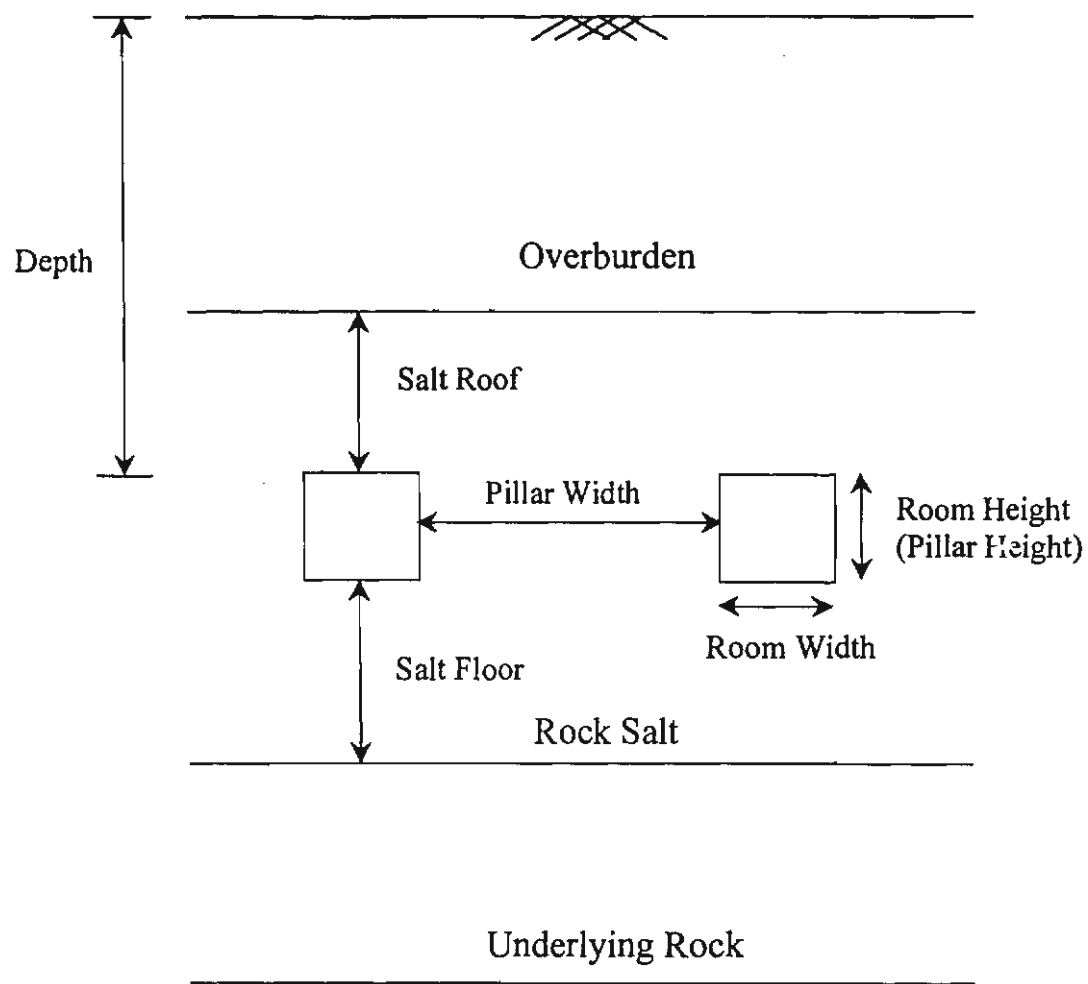
8.1 วัตถุประสงค์

การสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์สำหรับการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของชั้นเกลือหินที่อยู่รอบอุโมงค์หรือห้องกักเก็บกากนิวเคลียร์ ซึ่งประกอบด้วยปริมาณการทรุดตัวของชั้นหินเหนืออุโมงค์ที่เปลี่ยนแปลงตามเวลาในระยะ 500 ปี การหดตัวของอุโมงค์ ความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ และความเค้นและความเครียดสูงสุดในระยะเวลา 500 ปี ที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมและเสถียรภาพของอุโมงค์กักเก็บ ผลที่ได้จากการคำนวณจะนำมาศึกษาเปรียบเทียบในเชิงรูปทรงเรขาคณิตของอุโมงค์กักเก็บและขนาดเสาค้ำยัน รวมทั้งศึกษาผลกระทบของความลึกของอุโมงค์ ผลลัพธ์จะบอกถึงรูปทรงเรขาคณิต ความลึกและขนาดของเสาค้ำยันที่เหมาะสมกับอุโมงค์กักเก็บที่ให้อุโมงค์มีเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์สูงสุดการคำนวณจะใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ GEO ซึ่งเป็นระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลขแบบ Finite Element (Serata and Fuenkajorn, 1991, 1992a, 1992b; Stormont and Fuenkajorn, 1994; Fuenkajorn and Serata, 1994) ค่าคงที่ของคุณสมบัติเกลือหินที่ได้มาจากการสอบเทียบในบทที่ 5

8.2 แนวคิดของอุโมงค์ใต้ดินที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์

แนวคิดของอุโมงค์ที่ใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์จะเป็นอุโมงค์แบบเสาขาว (Long Wall Pillar) ซึ่งหลักการและวิธีการสร้างอุโมงค์ในลักษณะนี้ได้มีการทำกันอย่างแพร่หลายในเมืองเกลือต่างประเทศ (Jeremic, 1994) โดยตำแหน่งของอุโมงค์และตัวแปรต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง เช่น ความลึก ขนาด รูปร่างของอุโมงค์และเสาค้ำยันได้แสดงไว้ดังรูปที่ 8.1 โดยแต่ละห้องที่ทำการออกแบบจะมีขนาดเท่ากัน และมีระยะห่างที่สม่ำเสมอในความลึกระดับเดียวกัน ในแต่ละพื้นที่ความสูงของอุโมงค์จะให้มีค่าคงที่เท่ากับ 4 เมตร ซึ่งเป็นความสูงที่เหมาะสมในการขุดเจาะและการกักเก็บ รวมทั้งสอดคล้องกับเครื่องจักรกลที่มีอยู่ในท้องตลาด

ข้อดีประการหนึ่งสำหรับแนวคิดในการทิ้งกากนิวเคลียร์ในเมืองเกลือแบบแห่งนี้หรือในอุโมงค์เกลือนี้คือ หลังจากการทิ้งหรือกักเก็บกากนิวเคลียร์ในแต่ละห้องจะถูกถมกลับด้วยกรวดของเกลือหิน (Salt back fill) เพื่อป้องกันการรั่วไหลภายในอุโมงค์ในช่วงระยะเวลา 50 ปี ของการดำเนินงาน ถ้าทุกอย่างเป็นไปตามที่คาดคะเนไว้ วัสดุที่ใช้ในการถมกลับนี้จะทิ้งค้างไว้อย่างถาวรต่อไปเพื่อป้องกันการรั่วไหลในช่วงระยะเวลา 500 ปี ของการกักเก็บ แต่ถ้ามีการผิดพลาดเกิดขึ้น เช่น ตรวจพบการรั่วไหลของกากนิวเคลียร์ที่ได้ทิ้งไปแล้ว ก็จะสามารถนำกากนิวเคลียร์นั้นขึ้นมาฝังผิวดินเพื่อแก้ไขและป้องกันผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมได้เพื่อให้เป็นไป ในเชิงอนุรักษ์ในการคำนวณเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่อยู่รอบอุโมงค์หรือห้องกักเก็บ ในที่นี้จะสมมติว่าการถมกลับมีขึ้นเมื่อสิ้นสุด 50 ปี ของ



รูปที่ 8.1 ตัวแปรสำคัญที่ต้องออกแบบสำหรับอุโมงค์กักเก็บในชั้นเกลือหิน

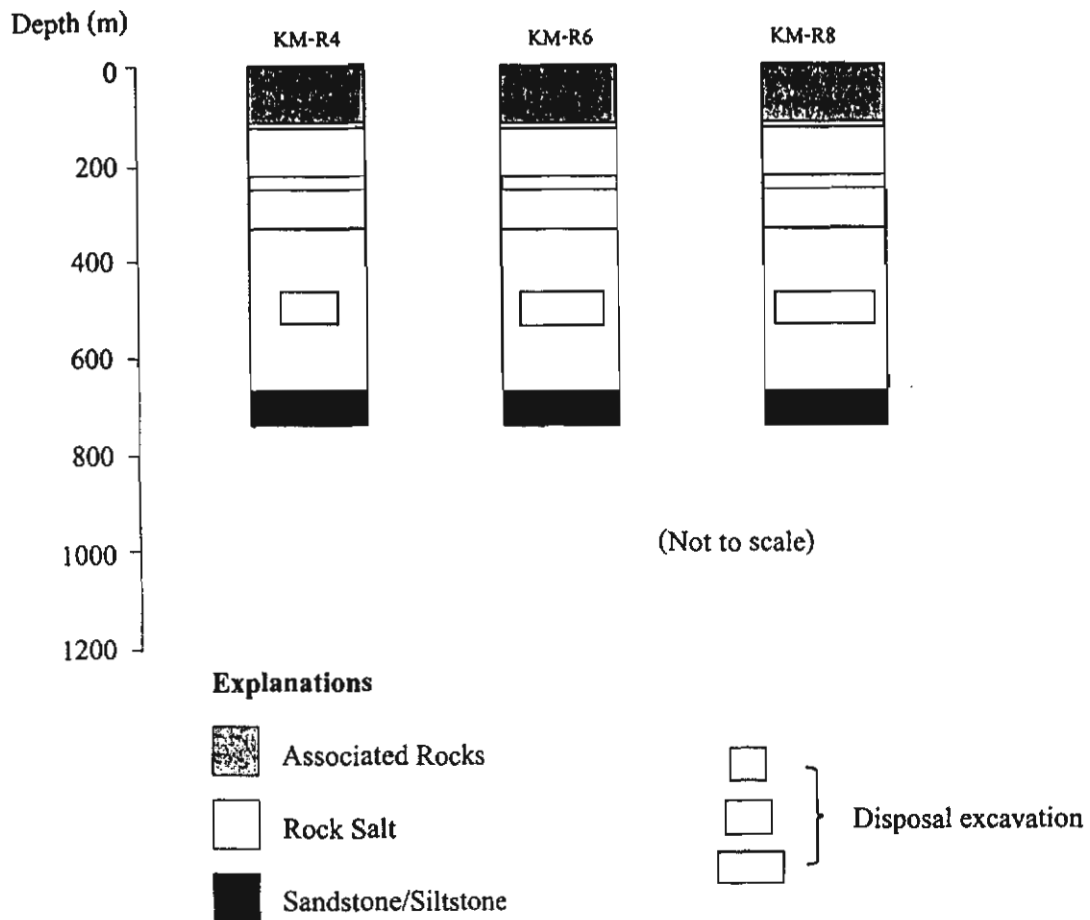
การดำเนินงาน (แต่แท้จริงแล้วการถมกลับจะดำเนินอย่างต่อเนื่องตั้งแต่ในปีที่หนึ่งถึงปีที่ 50) ดังนั้น ผลของการคำนวณสำหรับพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลื้อหินรอบอุโมงค์จะเน้นไปที่ช่วง 50 ปี ของการดำเนินงาน ส่วนผลของการคำนวณพฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินจะเน้นไปที่ช่วง 500 ปี ของการกักเก็บ

8.3 การสร้างแบบจำลองสำหรับอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์ (Repository Room)

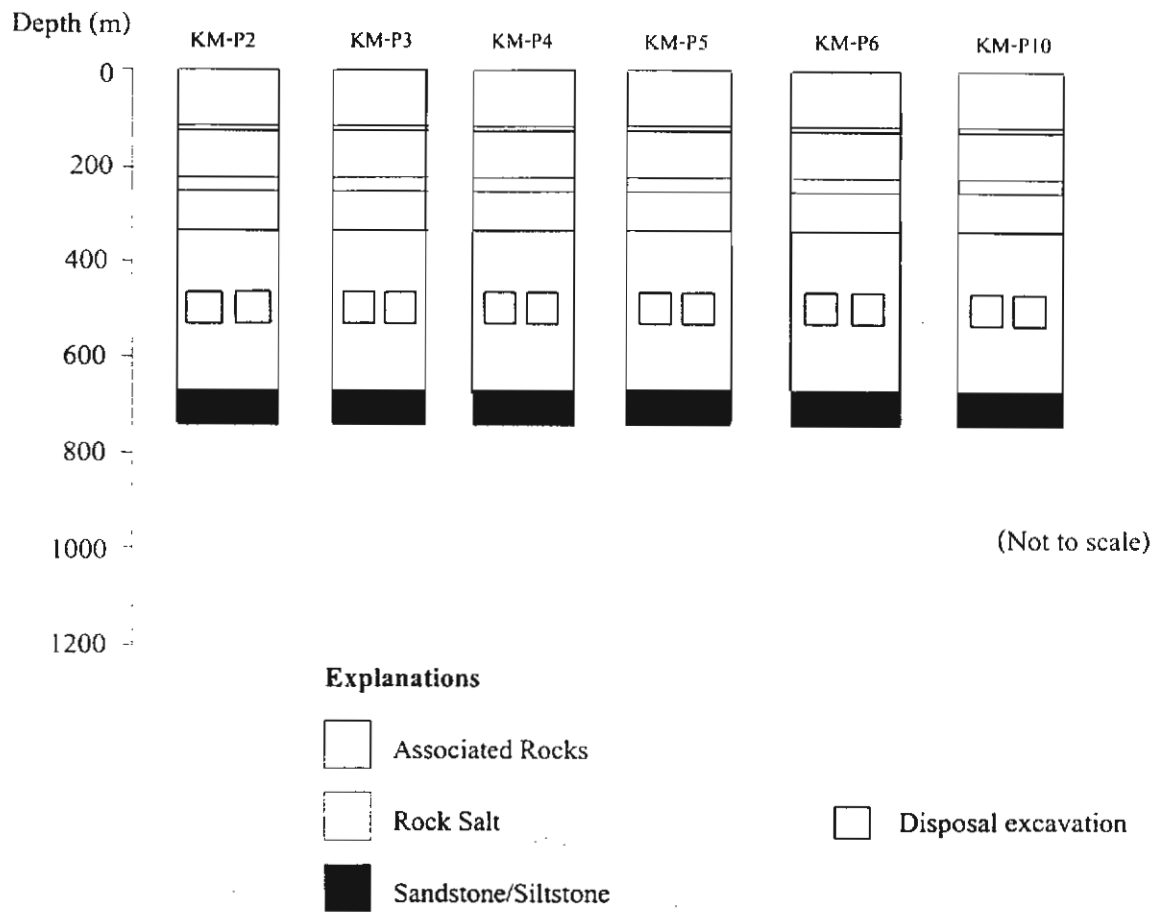
แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของอุโมงค์กักเก็บในชั้นเกลื้อหินได้สร้างจากลักษณะทางธรณีวิทยาที่สัมพันธ์กับพื้นที่ที่ได้ทำการคัดเลือกแล้ว โดยสร้างโครงข่ายแบบจำลอง (Finite element mesh) อยู่ในลักษณะ 2 มิติ เพื่อแสดงภาพตัดขวางในแนวตั้งตั้งแต่ผิวดินลงไปถึงชั้นหินทรายหรือหินทรายแข็งที่อยู่ใต้ชั้นเกลื้อหินชั้นล่าง ขนาดรูปร่างของอุโมงค์ได้ออกแบบโดยอาศัยข้อมูลรายงานจากสำนักงานปรมาณูเพื่อสันติ เพื่อกำหนดขนาดของอุโมงค์ที่พอเหมาะ กับปริมาตรกากนิวเคลียร์และ ปริมาตรที่เผื่อไว้เพื่อความปลอดภัยจำนวน 33,000 ลูกบาศก์เมตร สำหรับการทิ้งกากนิวเคลียร์ในอีก 50 ปีข้างหน้า การสร้างแบบจำลองได้แบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม คือ

การจำลองในกลุ่มที่หนึ่ง มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของความกว้างของอุโมงค์กักเก็บ โดยใช้ลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี ซึ่งมีชั้นเกลื้อหินอยู่ในแอ่งสกลนครบริเวณใกล้เคียงกับตัวอย่างเกลื้อหินที่นำมาทดสอบ จะประกอบด้วยสามแบบจำลอง คือ KM-R4, KM-R6, และ KM-R8 โดยกำหนดให้อุโมงค์มีความสูงคงที่เท่ากับ 4 เมตร และมีอัตราส่วนระหว่างความกว้างของอุโมงค์กับความกว้างของเสาค้ำยัน ($W_r: W_p$) เท่ากับ 1:20 ความกว้างของห้องค้นแปรตามขนาดคือ อุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีความกว้างเท่ากับ 4 เมตร อุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความกว้างเท่ากับ 6 เมตร และ 8 เมตร รูปที่ 8.2 แสดงรูปทรงต่าง ๆ ของอุโมงค์ในกลุ่มนี้

การจำลองในกลุ่มที่สอง มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดของเสาค้ำยัน โดยใช้ลักษณะทางธรณีวิทยาในพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี ซึ่งมีชั้นเกลื้อหินอยู่ในแอ่งสกลนครบริเวณใกล้เคียงกับตัวอย่างเกลื้อหินที่นำมาทดสอบ ประกอบด้วยหกแบบจำลอง คือ KM-P2, KM-P3, KM-P4, KM-P5, KM-P6 และ KM-P10 โดยกำหนดให้อุโมงค์มีความสูงและความกว้างคงที่เท่ากับ 4 เมตร และมีอัตราส่วนระหว่างความกว้างของอุโมงค์และความกว้างของเสาค้ำยัน ($W_r: W_p$) ผันแปรคือ 1:1, 1:2, 1:3, 1:4, 1:5, และ 1:9 ตามลำดับ โดยอุโมงค์เป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสทั้งหมด รูปที่ 8.3 แสดงรูปทรงต่าง ๆ ของอุโมงค์ในกลุ่มนี้



รูปที่ 8.2 การเปรียบเทียบตำแหน่งของอุโมงค์ในชั้นเกลือหินสำหรับอุโมงค์ที่มีความกว้าง 4 เมตร (แบบจำลอง KM-R4) 6 เมตร (แบบจำลอง KM-R6) และ 8 เมตร (แบบจำลอง KM-R8) โดยทั้งหมดมีความสูงเท่ากับ 4 เมตร ในพื้นที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุครธานี



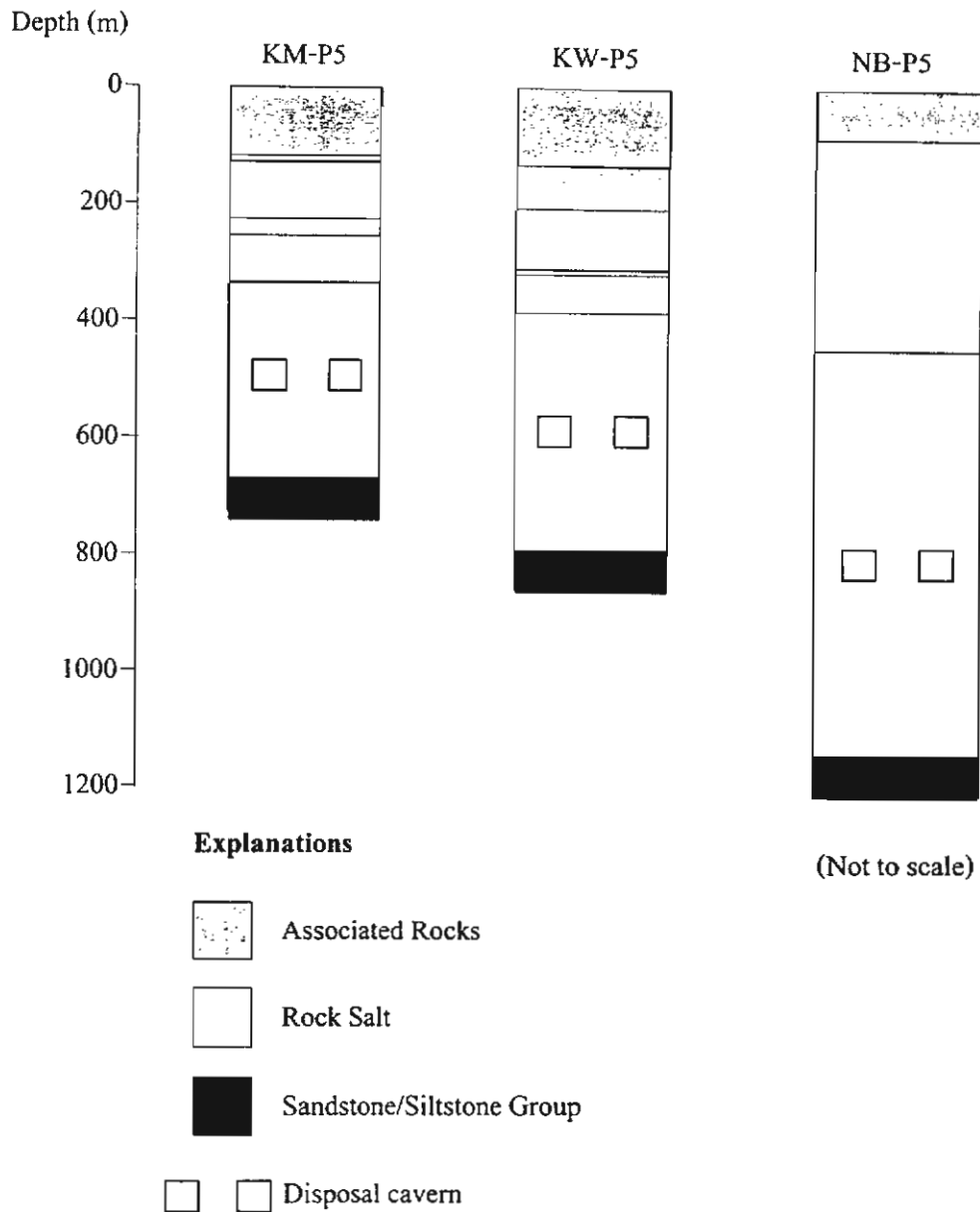
รูปที่ 8.3 การเปรียบเทียบตำแหน่งของอุโมงค์ในชั้นเกลือหิน อุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีอัตราส่วนระหว่างความกว้างของอุโมงค์ต่อความกว้างของเสาค้ำยัน ($W_r : W_p$) ผันแปรคือ 1:1, 1:2, 1:3, 1:4, 1:5 และ 1:9 ลักษณะทางธรณีวิทยาสำหรับพื้นที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุดรธานี

การจำลองในกลุ่มที่สาม มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของความลึกของอุโมงค์กักเก็บที่มีอยู่ใน 3 พื้นที่ศึกษา ซึ่งกำหนดอุโมงค์เป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสทั้งหมด ได้แก่ กลุ่มพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี (แบบจำลอง KM-P5) บ้านกุดจิก อำเภอนวนนิวาส จังหวัดสกลนคร (แบบจำลอง KW-P5) และบ้านหนองปู อำเภอบะเรบือ จังหวัดมหาสารคาม (แบบจำลอง NB-P5) รูปที่ 8.4 แสดงตำแหน่งของอุโมงค์ใน 3 พื้นที่ที่ศึกษา ตารางที่ 8.1 สรุปรายละเอียดของขนาด รูปร่าง และตัวแปรต่าง ๆ ของแบบจำลองอุโมงค์กักเก็บ และตารางที่ 8.2 สรุปจำนวนจุดต่อ (Nodes) และช่อง (Elements) ของแต่ละแบบจำลอง

แบบจำลองทั้งหมดในแต่ละกลุ่มของการศึกษาใช้สมมติฐานของความเค้นในชั้นดินแบบสถิตย์ ซึ่งโปรแกรมจะคำนวณจากความลึกและความหนาแน่นของชั้นดินกดทับ ส่วนค่าความเค้นภายในอุโมงค์จะกำหนดให้เป็นศูนย์และอยู่ในสมมติฐานที่ว่าไม่มีการค้ำยันในอุโมงค์ ซึ่งจะใช้เป็นข้อกำหนดสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบในเชิงอนุรักษ์ การคำนวณในแบบจำลองจะอยู่ในสมมติฐานของความเครียดระนาบ (Plane strain) ดังนั้น อุโมงค์ที่ถูกจำลองจะสมมติว่าถูกเจาะพร้อมกันทุกอุโมงค์ โดยข้อสมมติฐานนี้ถือว่าสมเหตุสมผลเนื่องจากพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของอุโมงค์ในระยะยาวเป็นสิ่งสำคัญที่จะนำมาวิเคราะห์และประเมิน

8.3.1 แบบจำลองเพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดของอุโมงค์กักเก็บ

รูปที่ 8.5 แสดงแบบจำลอง KW-R4 ที่สร้างมาจากภาพตัดขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 800 เมตร แต่แบบจำลองในรูปนี้แสดงให้เห็นเฉพาะบริเวณใกล้กับอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นเกลือหิน เนื่องจากเป็นบริเวณที่แสดงการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของอุโมงค์ได้ชัดเจน ซึ่งไม่ได้แสดงความหนาของชั้นหินในชั้นต่าง ๆ ที่นำมาคำนวณน้ำหนักกดทับที่กระทำกับอุโมงค์ มีแกนสมมาตรที่ตำแหน่งแกนกลางของอุโมงค์และแกนกลางของเสาค้ำยัน ซึ่งกำหนดให้เป็นขอบเขตทางด้านซ้ายมือและขวามือตามลำดับ โดยแกนกลางของเสาค้ำยันมีระยะห่างจากแกนกลางอุโมงค์เท่ากับ 40 เมตร (20 เท่าของความกว้างกลางอุโมงค์) ทั้งสองด้านนี้กำหนดไม่ให้มีการเคลื่อนที่ในแนวระนาบ ส่วนขอบเขตด้านล่างกำหนดไม่ให้เคลื่อนที่ในแนวดิ่ง และขอบเขตด้านบนจะปล่อยให้มีการทรุดตัวของผิวดินอย่างอิสระ ความลึกของหลังกาและพื้นอุโมงค์อยู่ที่ระดับ 502 เมตร และ 506 เมตร ขนาดความกว้างของอุโมงค์เท่ากับ 4 เมตร และสูงเท่ากับ 4 เมตร ช่องในอุโมงค์ไม่ได้เขียนลงไปในรูปแบบเนื่องจากต้องการแสดงขอบเขตของอุโมงค์ในโครงข่าย จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงข่ายจะใช้ช่องที่มีขนาดเล็กในบริเวณที่ใกล้กับอุโมงค์ เพราะในบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและความเครียดสูง (High stress and strain gradient) ส่วนบริเวณที่ไกลจากอุโมงค์จะใช้ช่องที่มีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ



รูปที่ 8.4 การเปรียบเทียบตำแหน่งของอุโมงค์ในชั้นเกลือหินในพื้นที่ศึกษาทั้ง 3 ที่มีความลึกต่าง ๆ กัน คือ

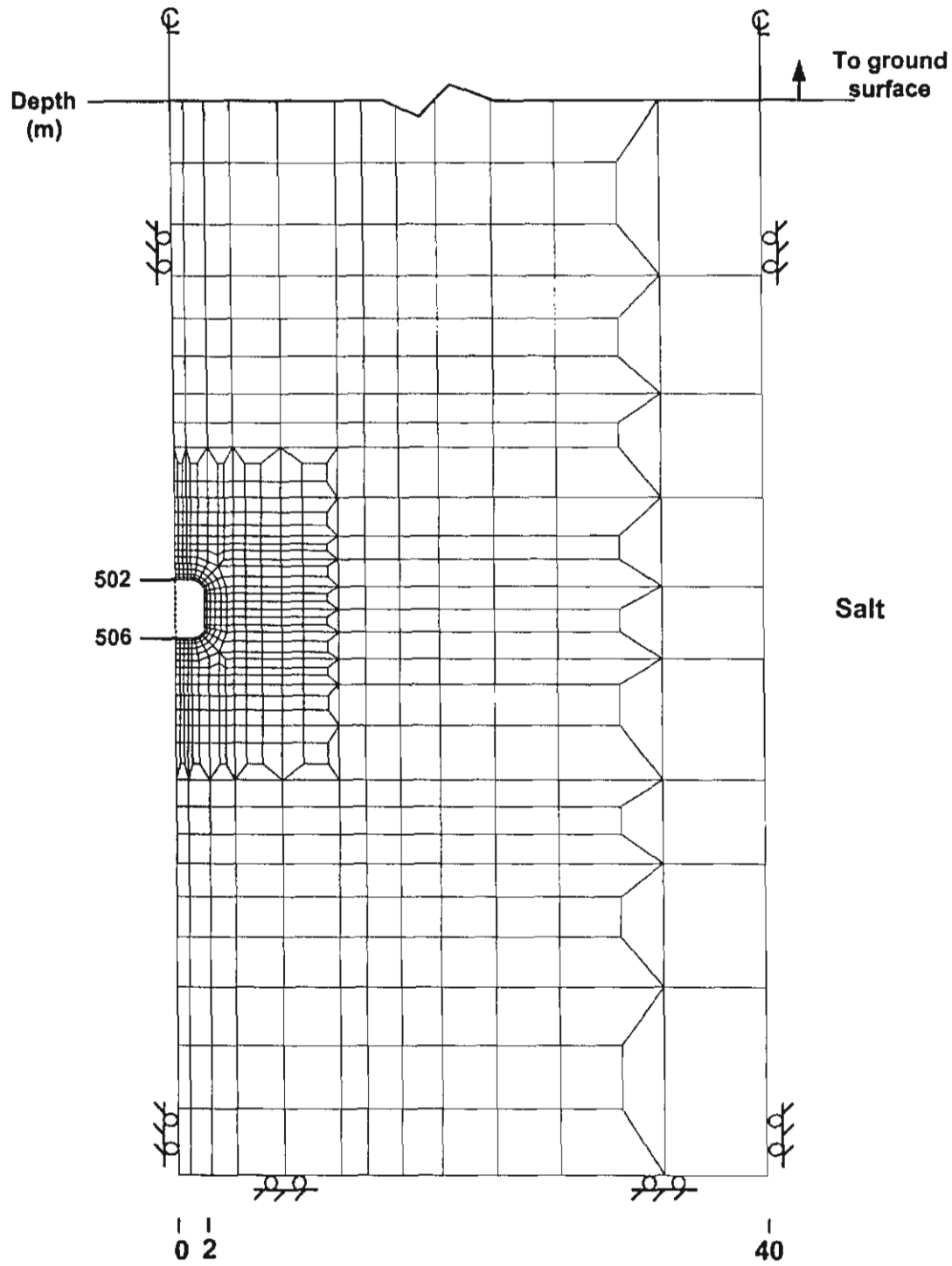
- บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุดรธานี (แบบจำลอง KM-P5)
มีความลึกถึงหลังคาอุโมงค์เท่ากับ 502 เมตร
- บ้านกุดจิก อ.วานรนิวาส จ.สกลนคร (แบบจำลอง KW-P5)
มีความกว้างถึงหลังคาอุโมงค์เท่ากับ 603 เมตร
- บ้านหนองปรือ อ.บรบือ จ.อุดรธานี (แบบจำลอง NB-P5)
มีความกว้างถึงหลังคาอุโมงค์เท่ากับ 617 เมตร

ตารางที่ 8.1 ขนาดและรูปร่างของแบบจำลองอุโมงค์กักเก็บในชั้นเกลือหิน

Model	Shape of Room	Room width/Pillar Width Ratio	Room Height (m)	Room Width (m)	Room Width/Height Ratio	Depth to the Roof (m)	Remarks
KM-R4	Square	1:20	4	4	1:1	502	Study the effect of room width
KM-R6	Rectangle	1:20	4	6	3:2	502	
KM-R8	Rectangle	1:20	4	8	2:1	502	
KM-P2	Square	1:1	4	4	1:1	502	Study the effect of pillar width
KM-P3	Square	1:2	4	4	1:1	502	
KM-P4	Square	1:3	4	4	1:1	502	
KM-P6	Square	1:5	4	4	1:1	502	
KM-P10	Square	1:9	4	4	1:1	502	
KM-P5	Square	1:4	4	4	1:1	502	Study the effect of depth
KW-P5	Square	1:4	4	4	1:1	603	
NB-P5	Square	1:4	4	4	1:1	817	

ตารางที่ 8.2 จำนวนจุดตัดและช่องในแบบจำลอง

Models	Number of Nodes	Number of Elements
KM-P2	784	628
KM-P3	528	424
KM-P4	567	459
KM-P6	786	680
KM-P10	969	864
KM-R4	988	918
KM-R6	1097	1024
KM-R8	1194	1124
KM-P5	710	598
KW-P5	764	634
NB-P5	776	642



รูปที่ 8.5 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-R4 สำหรับอุโมงค์กักเก็บในลักษณะธรณีวิทยา
ที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร)

รูปที่ 8.6 แสดงแบบจำลอง KM-R6 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของอุโมงค์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KM-R4 ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น แต่ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางอุโมงค์ 60 เมตร และอุโมงค์มีความกว้าง 6 เมตร

รูปที่ 8.7 แสดงแบบจำลอง KM-R8 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของอุโมงค์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KM-R4 ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น แต่ขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางอุโมงค์ 80 เมตร และอุโมงค์มีความกว้าง 8 เมตร

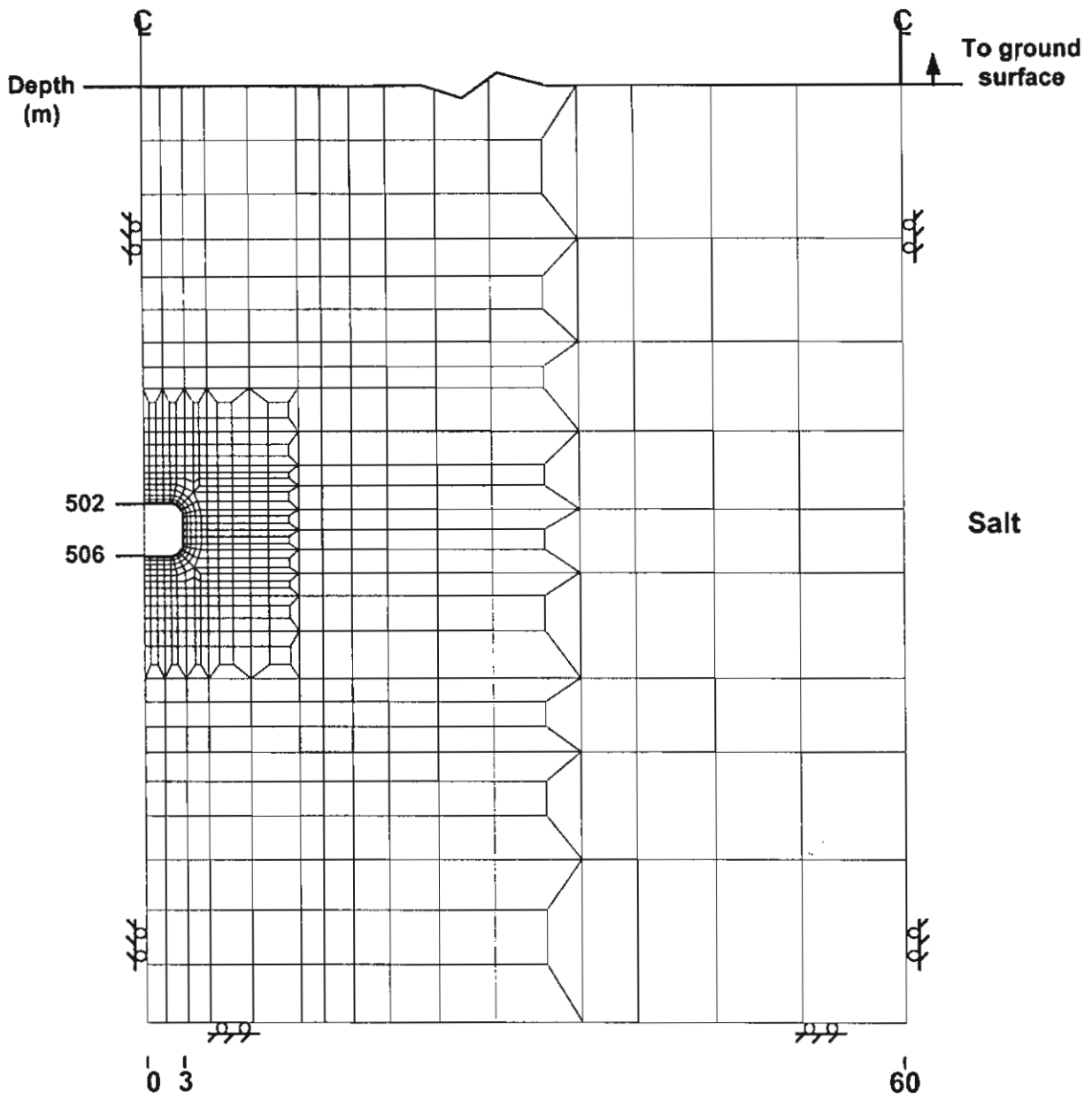
8.3.2 แบบจำลองเพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดของเสาค้ำยัน

รูปที่ 8.8 แสดงแบบจำลอง KM-P2 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายที่อยู่ด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 800 เมตร แต่แบบจำลองในรูปนี้แสดงให้เห็นเฉพาะบริเวณใกล้กับอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นเกลือหิน เนื่องจากเป็นบริเวณที่แสดงการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของอุโมงค์ได้ชัดเจน และไม่ได้แสดงความหนาของชั้นหินในชั้นต่าง ๆ ที่นำมาคำนวณน้ำหนักกดทับที่กระทำกับอุโมงค์ มีแกนสมมาตรอยู่ที่แกนกลางของอุโมงค์และแกนกลางของเสาค้ำยัน ซึ่งกำหนดเป็นขอบเขตทางด้านซ้ายมือและขวามือ โดยทั้งสองด้านกำหนดไม่ให้มีการเคลื่อนที่ในแนวระนาบ ส่วนขอบเขตด้านล่างกำหนดไม่ให้เกิดเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง และขอบเขตด้านบนจะปล่อยให้มีการทรุดตัวของผิวดินอย่างอิสระ ความลึกของหลังคาและพื้นอุโมงค์อยู่ที่ระดับ 502 เมตร และ 506 เมตร ขนาดความกว้างของอุโมงค์เท่ากับ 4 เมตร สูง 4 เมตร และความกว้างของเสาค้ำยันเท่ากับ 4 เมตร ช่องในอุโมงค์ไม่ได้เขียนลงไปเนื่องจากต้องการแสดงขอบเขตของอุโมงค์ในโครงข่ายอย่างชัดเจน การออกแบบโครงข่ายจะใช้ช่องที่มีขนาดเล็กในบริเวณที่ใกล้กับอุโมงค์ เพราะในบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและความเครียดสูง ส่วนบริเวณที่ไกลจากอุโมงค์จะใช้ช่องที่มีขนาดใหญ่ขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ

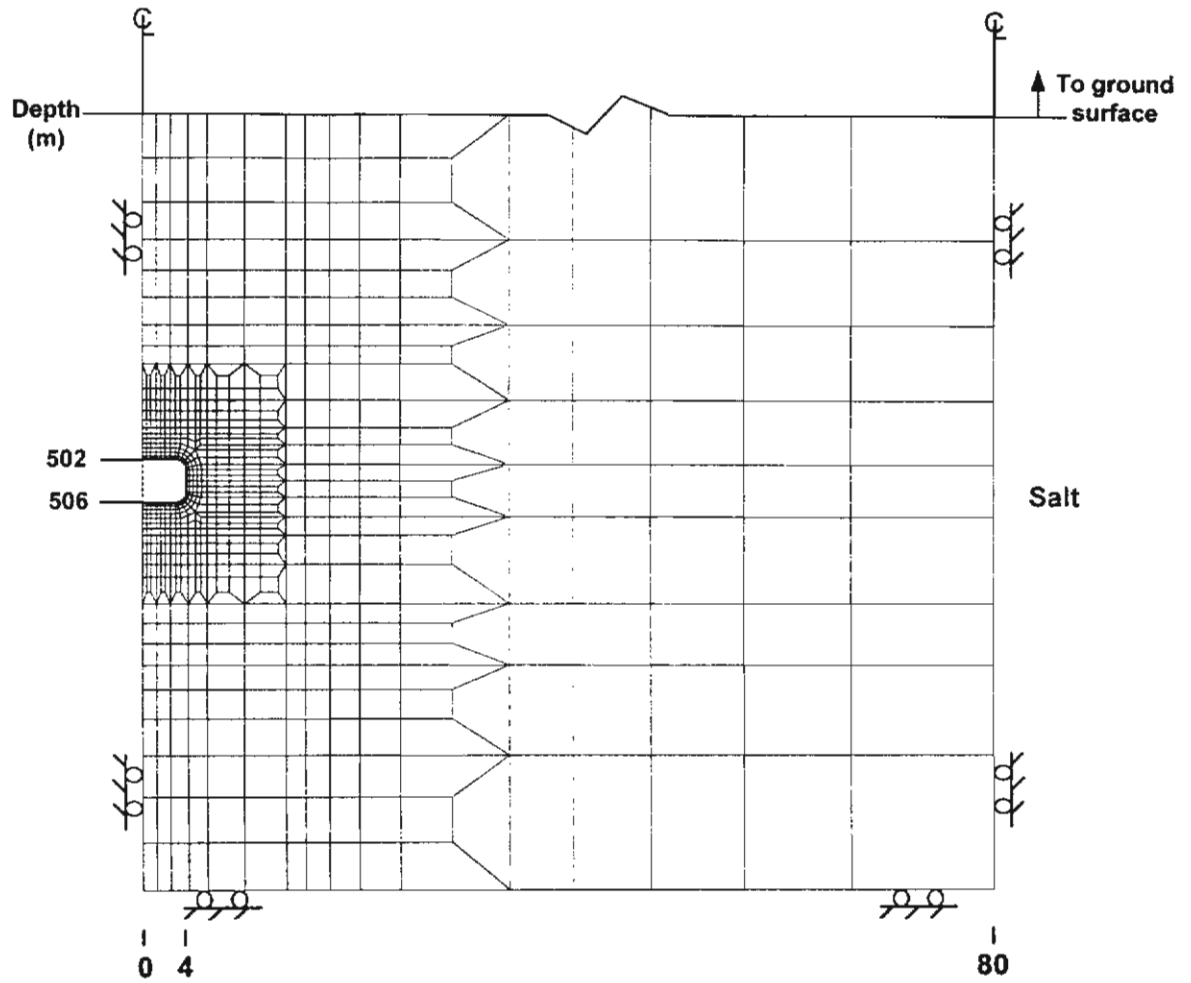
รูปที่ 8.9 ถึง 8.13 แสดงแบบจำลอง KM-P3, KM-P4, KM-P5, KM-P6 และ KM-P10 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส คุณลักษณะของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของอุโมงค์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KM-P2 ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น แต่ความกว้างของเสาค้ำยันมีค่าเท่ากับ 8 เมตร 12 เมตร 16 เมตร 20 เมตร และ 36 เมตร ตามลำดับ

8.3.3 แบบจำลองเพื่อศึกษาผลกระทบของความลึกของอุโมงค์

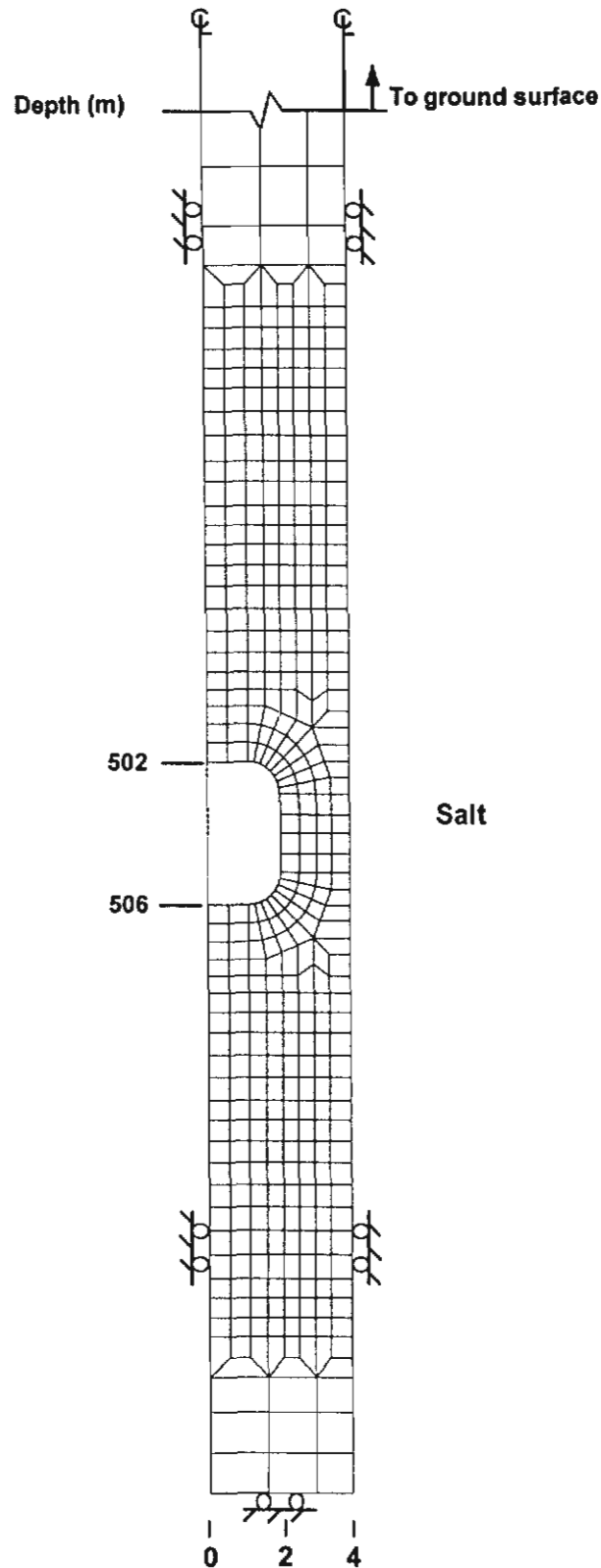
รูปที่ 8.11 แสดงแบบจำลอง KM-P5 ที่ได้นำมาเป็นต้นแบบสำหรับการศึกษาผลกระทบของความลึก รูปที่ 8.14 แสดงแบบจำลอง KW-P5 ที่สร้างมาจากภาพถ่ายขวางในแนวดิ่งของอุโมงค์รูป



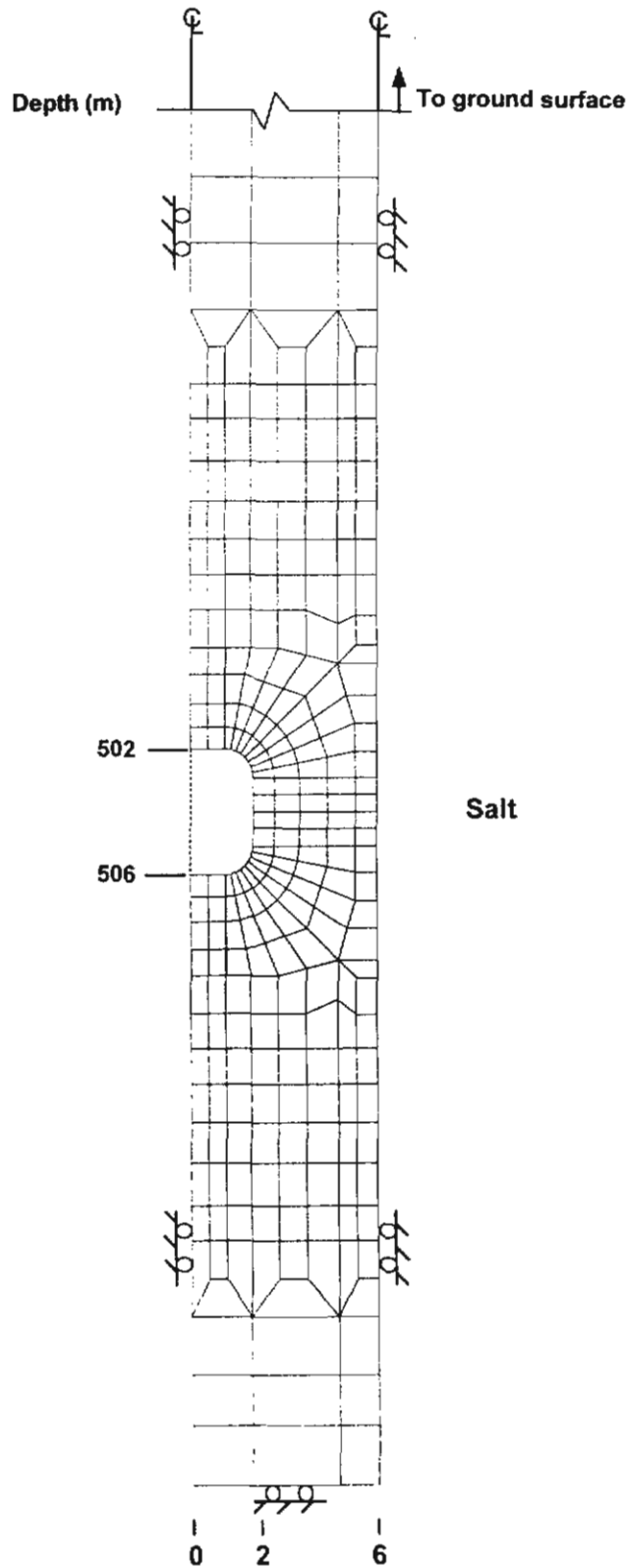
รูปที่ 8.6 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-R6 สำหรับอุโมงค์กักเก็บในลักษณะธรณีวิทยา
ที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุครธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 6 เมตร)



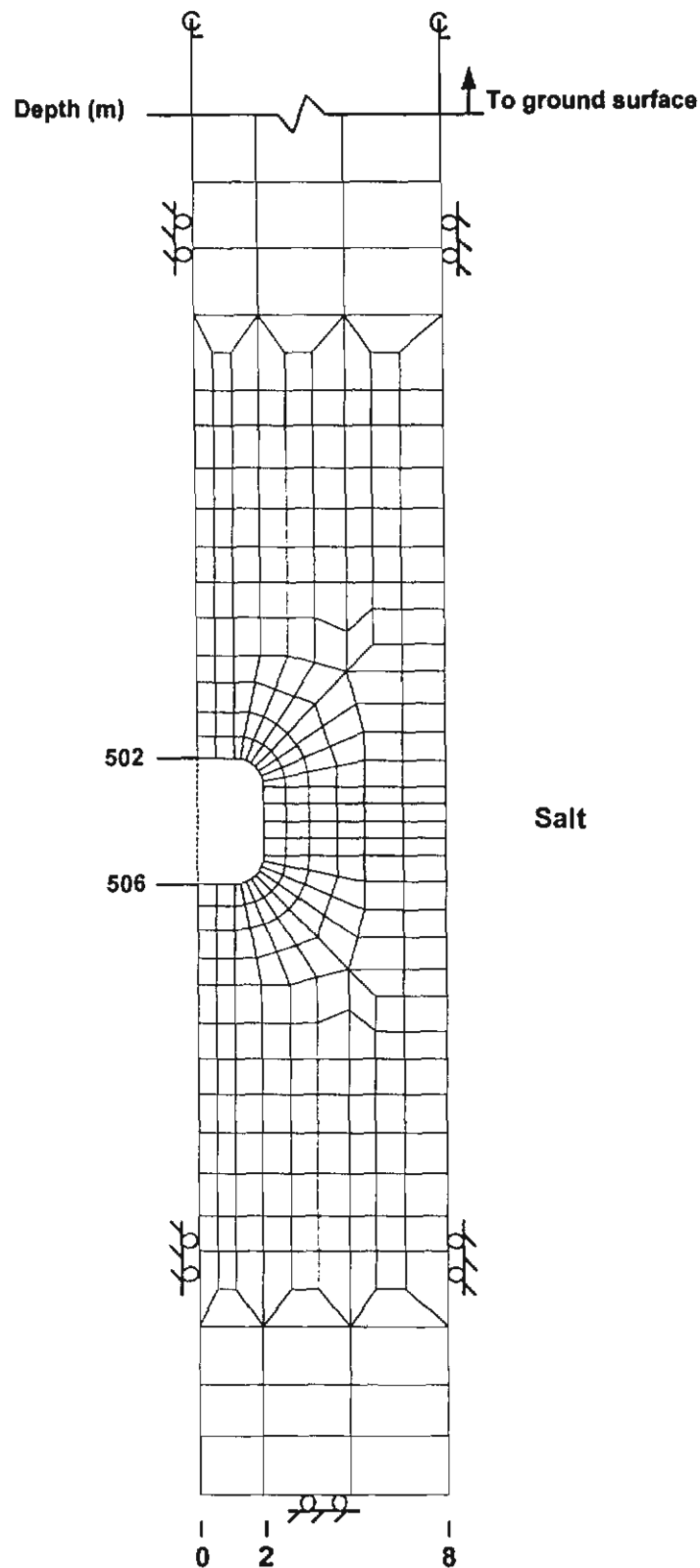
รูปที่ 8.7 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-R8 สำหรับอูโมงค์กักเก็บในลักษณะธรณีวิทยา
ที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุดรธานี (อูโมงค์มีความกว้าง 8 เมตร)



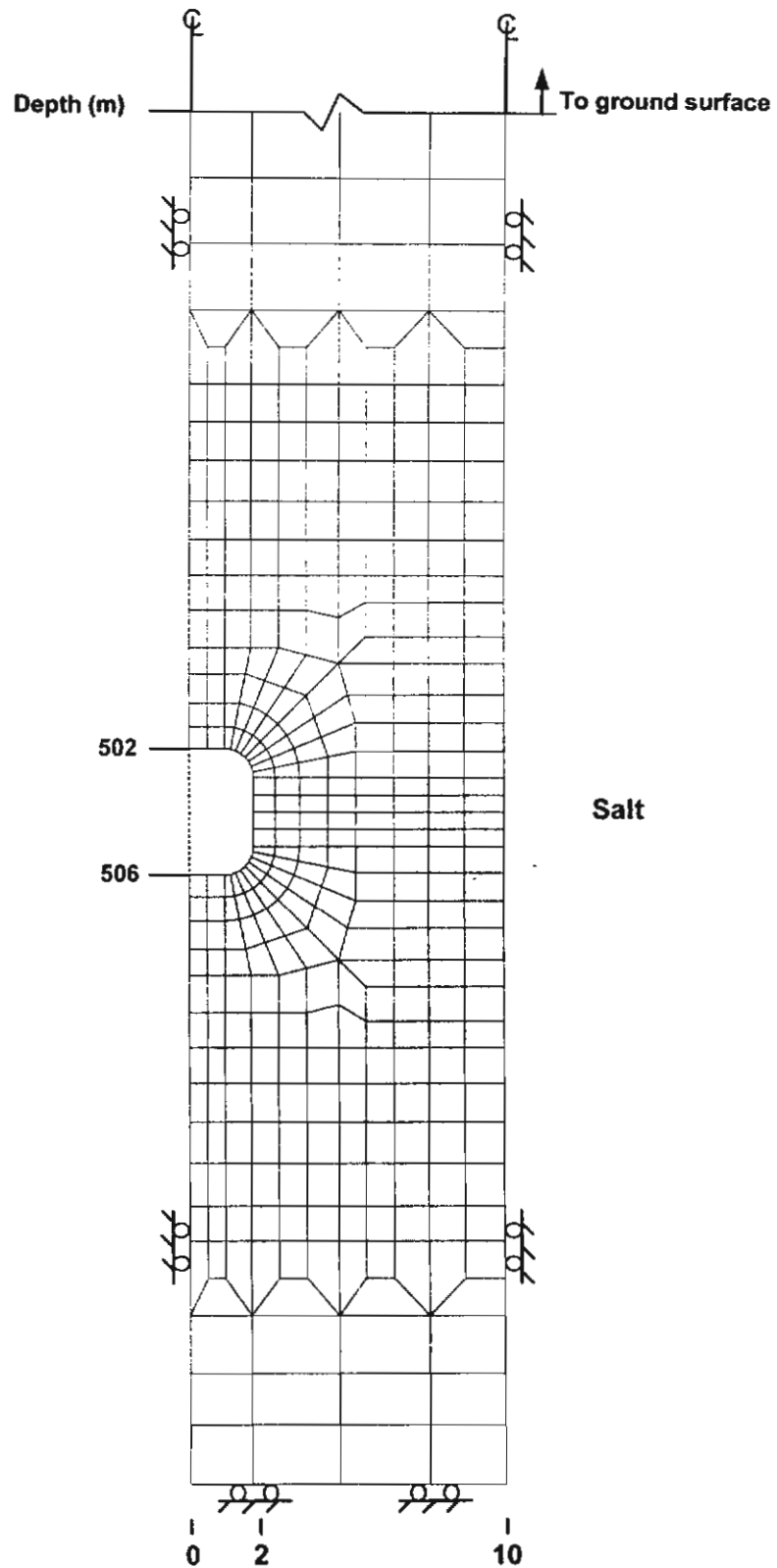
รูปที่ 8.8 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P2 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านเก่า
อ.เมือง จ.อุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาค้ำยันมีความกว้าง 4 เมตร)



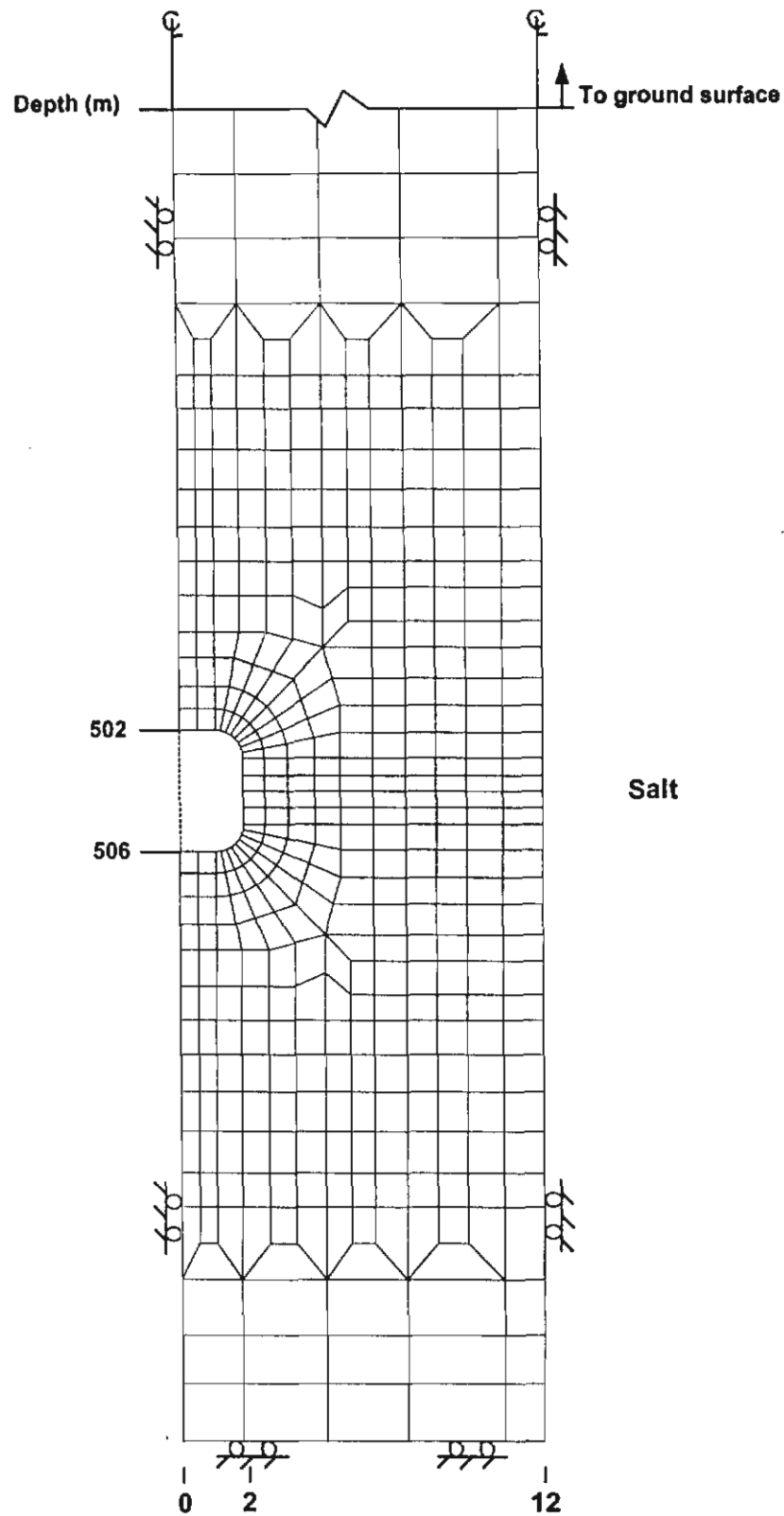
รูปที่ 8.9 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P3 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านเก่า
อ.เมือง จ.อุตรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 8 เมตร)



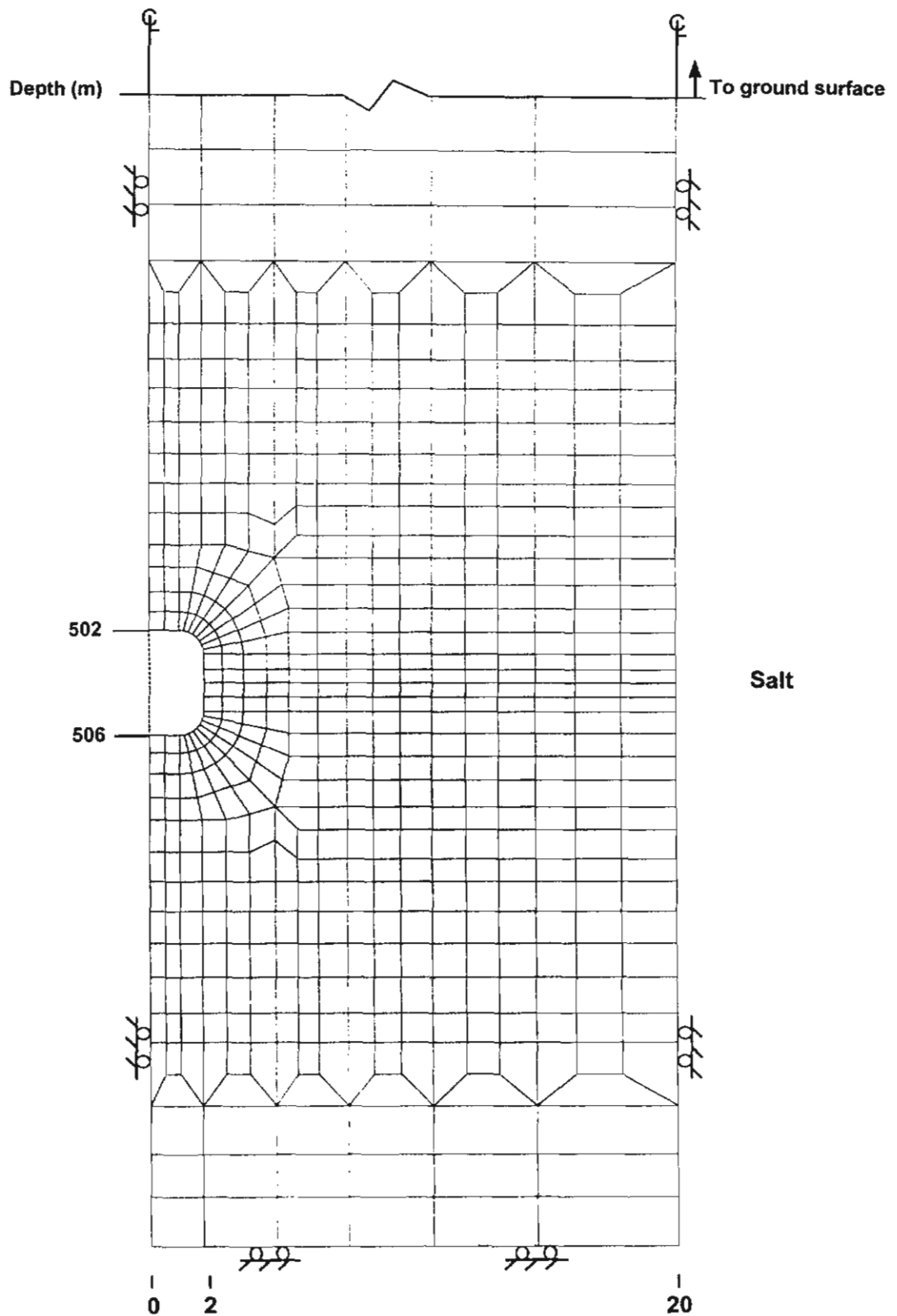
รูปที่ 8.10 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P4 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาบ้านเก่า
อ.เมือง จ.อุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 12 เมตร)



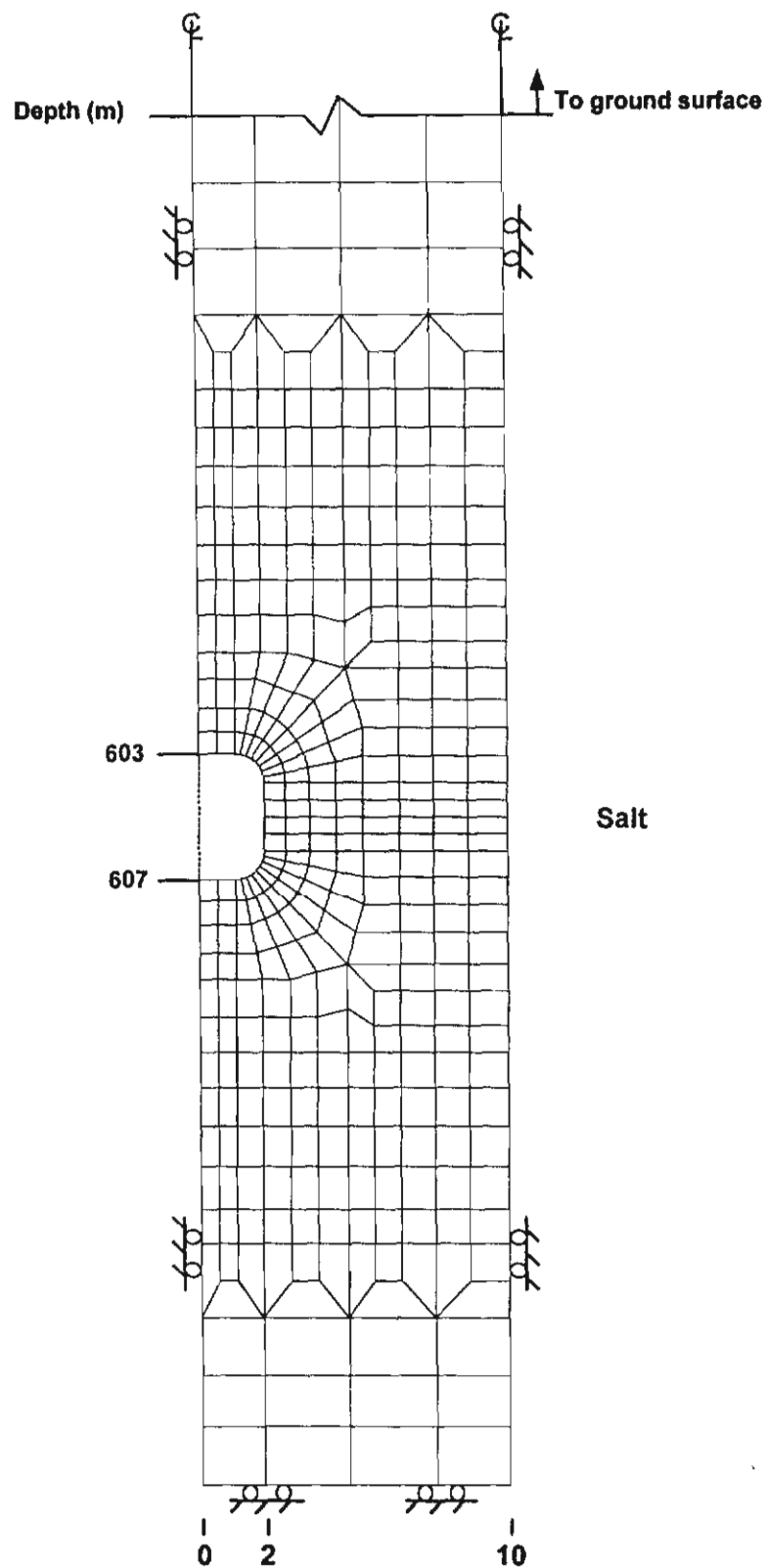
รูปที่ 8.11 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P5 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านเก่า
อ.เมือง จ.อุครธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 16 เมตร)



รูปที่ 8.12 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P6 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านเก่า
อ.เมือง จ.อุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 20 เมตร)



รูปที่ 8.13 โครงข่ายของแบบจำลอง KM-P10 สำหรับดูโมเมนต์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านเก่า
อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี (ดูโมเมนต์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 36 เมตร)



รูปที่ 8.14 โครงข่ายของแบบจำลอง KW-P5 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านกุดจิก
อ.วานรนิวาส จ.สกลนคร (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาค้ำยันมีความกว้าง 16 เมตร)

สี่เหลี่ยมจัตุรัส มีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายที่อยู่ด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 1,000 เมตร คุณสมบัติของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของอุโมงค์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KM-P5 ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น แต่ความลึกของหลังกาและพื้นอุโมงค์จะอยู่ที่ระดับ 603 เมตร และ 607 เมตร

รูปที่ 8.15 แสดงแบบจำลอง NB-P5 ที่สร้างมาจากภาพตัดขวางในแนวตั้งของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส มีความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายที่อยู่ด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 1,300 เมตร คุณสมบัติของแบบจำลอง (การสร้างโครงข่าย วิธีการวิเคราะห์ และความลึกของอุโมงค์) จะเหมือนกับแบบจำลอง KM-P5 แต่ความลึกของหลังกาและพื้นอุโมงค์จะอยู่ที่ระดับ 817 เมตร และ 821 เมตร

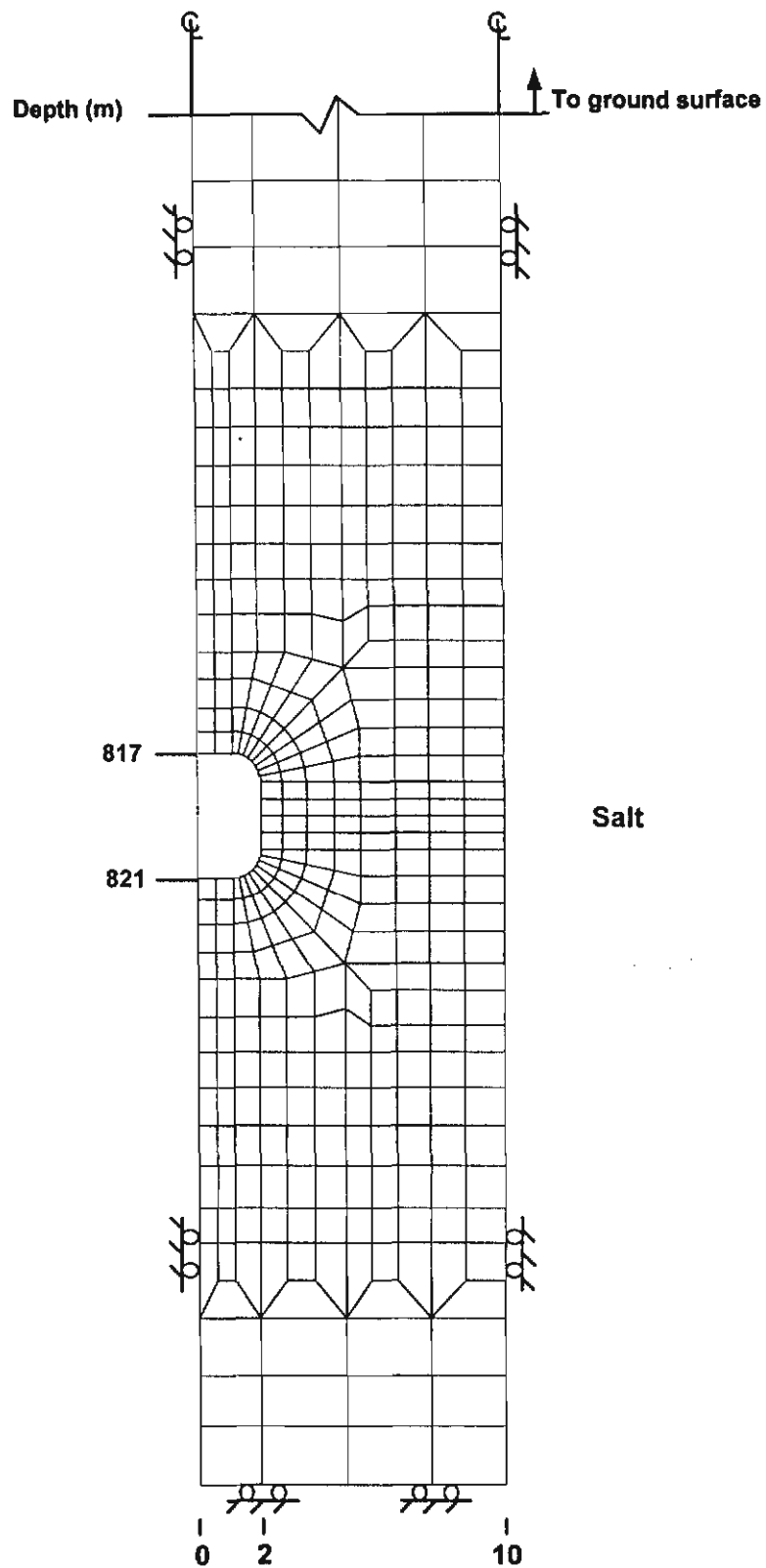
8.4 ความเค้นในชั้นเกลือหิน

ความเค้นในชั้นเกลือหินและชั้นหินข้างเคียงได้กำหนดให้เป็นสภาวะขอบเขตของทุกแบบจำลองโดยคำนวณจากสมมติฐานที่ว่าชั้นหินทั้งหมดอยู่ภายใต้แรงกดแบบสถิต ดังนั้นการคำนวณความเค้นในหินทั้งในแนวตั้งและแนวนอนที่ความลึกใด ๆ ก็สามารถทำได้เมื่อรู้ค่าความหนาแน่นของหินแต่ละชั้น ข้อสมมติฐานนี้ค่อนข้างใกล้เคียงกับความเป็นจริงเนื่องจากภาคตะวันออกเฉียงเหนือเป็นลักษณะแอ่งดินและอยู่ในที่ราบสูง ถึงแม้จะไม่มี การวัดค่าความเค้นในชั้นหินนี้ แต่การคำนวณแรงกดแบบสถิตย์จะได้ผลลัพธ์ที่ค่อนข้างปลอดภัย โดยเฉพาะในเชิงออกแบบและวิเคราะห์

สำหรับเกลือหินค่าความหนาแน่นในเชิงความลึกจะสามารถคำนวณได้จากค่า 21 kPa/m (0.93 psi/ft) ส่วนในชั้นหินดินดานและหินทรายแป้งจะคำนวณได้จาก 25 kPa/m (1.20 psi/ft) ค่าเหล่านี้จะถูกแปรมาเป็นความเค้นในชั้นหินรอบ ๆ ตัวโพรง เพื่อเป็นข้อมูลในการคำนวณทางคอมพิวเตอร์

8.5 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์

ผลการคำนวณในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์จะมุ่งเน้นไปที่ เสถียรภาพของอุโมงค์กักเก็บในระยะยาว 50 ปี และผลกระทบของการสร้างอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของผิวดินในช่วง 500 ปี ค่าที่นำมาพิจารณาประกอบด้วยค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา ค่าการหดตัวในแนวตั้งของอุโมงค์ ค่าการเปลี่ยนรูปของหลังกาอุโมงค์ ค่าการยกตัวของพื้นอุโมงค์ ค่าการหดตัวของเสา ค้ำยัน ค่าความเค้นและความเครียดเฉือน และค่าความเค้นและความเครียดหลักในชั้นเกลือหิน ผลที่ได้จากการคำนวณนี้จะนำมาศึกษาเปรียบเทียบในเชิงขนาดของอุโมงค์และเสา ค้ำยัน และผลกระทบของความลึกของอุโมงค์สำหรับลักษณะธรณีวิทยาในสามพื้นที่ที่ศึกษา ผลลัพธ์ที่ได้จะบ่งบอกถึงขนาดของอุโมงค์และเสา ค้ำยัน และความลึกที่เหมาะสมกับอุโมงค์ที่จะใช้สำหรับกักเก็บกากนิวเคลียร์ที่มีเสถียรภาพสูงสุด



รูปที่ 8.15 โครงข่ายของแบบจำลอง NB-P5 สำหรับอุโมงค์กักเก็บสำหรับลักษณะธรณีวิทยาที่บ้านหนองปู
อ.บอระบือ จ.อุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 4 เมตร และเสาเข็มมีความกว้าง 16 เมตร)

8.5.1 ผลจากการศึกษาผลกระทบของขนาดของอุโมงค์กักเก็บ

จากการศึกษาผลกระทบของขนาดของอุโมงค์กักเก็บได้แสดงในภาคผนวก ค ผลจากการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางอุโมงค์ที่อายุ 500 ปี (รูปที่ ค-1) อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดิน 0.4 เซนติเมตร อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้างเท่ากับ 6 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดิน 0.5 เซนติเมตร และอุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 8 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดิน 0.6 เซนติเมตร จากรูปที่ ค-1 การทรุดตัวของผิวดินของอุโมงค์ทุกขนาดความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรกและจะมีค่าค่อนข้างคงที่จนถึง 500 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

จากการเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการหดตัวในแนวตั้งที่ 50 ปีน้อยที่สุดเท่ากับ 6.7 เซนติเมตร อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 6 เมตร มีค่าการหดตัวในแนวตั้ง 8.6 เซนติเมตร และอุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 8 เมตร มีค่าการหดตัวในแนวตั้งมากที่สุดเท่ากับ 10.4 เซนติเมตร การหดตัวของอุโมงค์ทุกความกว้างจะมีค่าเหมือนกันคือ มีการหดตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรกและมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ ค-2)

รูปที่ ค-3 เปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ โดยอุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการเปลี่ยนรูปของหลังคาที่ 50 ปี เท่ากับ 3.3 เซนติเมตร อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 6 เมตร มีค่าการเปลี่ยนรูปของหลังคาเท่ากับ 4.3 เซนติเมตร และอุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 8 เมตร มีค่าการเปลี่ยนรูปของหลังคาเท่ากับ 5.3 เซนติเมตร การเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ทุกความกว้างเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรกหลังจากสร้างอุโมงค์ และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี หลังจากการก่อสร้าง

การขดตัวของพื้นอุโมงค์ที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์แสดงในรูปที่ ค-4 อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการขดตัวของพื้นอุโมงค์ที่ 50 ปี เท่ากับ 3.4 เซนติเมตร อุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 6 เมตร มีค่าการขดตัวของพื้นอุโมงค์เท่ากับ 4.3 เซนติเมตร และอุโมงค์ที่มีขนาดความกว้าง 8 เมตร มีค่าการขดตัวของพื้นอุโมงค์เท่ากับ 5.2 เซนติเมตร การขดตัวของพื้นอุโมงค์ทุกความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรกหลังจากสร้างอุโมงค์ และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี หลังจากการก่อสร้าง

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ ของทุกแบบจำลองมีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวที่บริเวณมุมทั้งด้านบนและด้านล่างของอุโมงค์กักเก็บ โดยที่การกระจายตัวของความเค้นเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์ลึกเข้าไปในชั้นเกลือหิน (รูปที่ ค-5 ถึง ค-7) ส่วน Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ มีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวที่บริเวณมุมทั้งด้านบนและด้านล่างของอุโมงค์กักเก็บ ซึ่งเกิดจากความเค้นเฉือนที่สะสมตัวกันอยู่ในบริเวณนั้น การกระจายตัวของความเค้นเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์ลึกเข้าไปในชั้นเกลือหิน (รูปที่ ค-8 ถึง ค-10)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบอุโมงค์แสดงอยู่ในรูปที่ ก-11 ถึง ก-13 บริเวณที่ความเค้นหลักสูงสุดอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ ค่าความเค้นหลักสูงสุดของอุโมงค์ที่มีความกว้างเท่ากับ 4, 6 และ 8 เมตร มีค่าเท่ากันคือ 17.8 MPa ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบอุโมงค์แสดงอยู่ในรูปที่ ก-14 ถึง ก-16 บริเวณที่ความเค้นหลักสูงสุดอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ โดยที่ค่าความเค้นหลักของอุโมงค์ที่มีความกว้าง 4 เมตร มีค่าเท่ากับ 1.8% และอุโมงค์ที่มีความกว้าง 6 และ 8 เมตร มีค่าเท่ากับ 2.2 และ 2.6%

8.5.2 ผลจากการศึกษาผลกระทบของขนาดของเสาค้ำยัน

จากการศึกษาผลกระทบของขนาดของเสาค้ำยันแสดงไว้ในภาคผนวก ง จากการศึกษาผลกระทบของขนาดของอุโมงค์ในหัวข้อ 8.5.1 แสดงให้เห็นว่าอุโมงค์ที่มีความกว้างเท่ากับ 4 เมตร มีความเหมาะสมและมีเสถียรภาพสูงสุดที่จะนำมาใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์ ดังนั้นจึงได้นำอุโมงค์ที่มีขนาดดังกล่าวมาศึกษาเพื่อหาว่าขนาดของเสาค้ำยันขนาดใดที่มีความเหมาะสมและส่งผลให้อุโมงค์คงเสถียรภาพอยู่ได้ตลอดระยะเวลา 500 ปี จากการศึกษผลกระทบขนาดของเสาค้ำยันโดยการเปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางอุโมงค์ในช่วง 500 ปี (รูปที่ ง-1 และ ง-2) พบว่าเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างเท่ากับ 4 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ 500 ปีเท่ากับ 108.3 เซนติเมตร และเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างมากขึ้นคือ 8, 12, 16, 20 และ 36 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ 500 ปีเท่ากับ 18.2, 4.6, 1.9, 1.5 และ 0.8 เซนติเมตร ตามลำดับ การทรุดตัวของผิวดินของเสาค้ำยันทุกขนาดความกว้างนั้นมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรก และมีค่าคงที่จนถึง 500 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

จากการศึกษาการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ พบว่าเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการหดตัวในแนวตั้งที่ 50 ปี เท่ากับ 127.3 เซนติเมตร และเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างมากขึ้นคือ 8, 12, 16, 20 และ 36 เมตร มีค่าการหดตัวในแนวตั้งเท่ากับ 27.1, 9.4, 6.1, 5.9 และ 5.9 เซนติเมตร ตามลำดับ การหดตัวในแนวตั้งของเสาค้ำยันทุกขนาดความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรกและมีค่าคงที่จนถึง 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ (รูปที่ ง-3 และ ง-4)

การเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ (รูปที่ ง-5 และ ง-6) ระบุว่าเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างเท่ากับ 4 เมตร มีค่าการวิรูปของหลังคาอุโมงค์ที่ 50 ปีเท่ากับ 64.6 เซนติเมตร และเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างมากขึ้นคือ 8, 12, 16, 20 และ 36 เมตร มีค่าการวิรูปของหลังคาอุโมงค์เท่ากับ 13.6, 4.6, 3.0, 3.0 และ 2.9 เซนติเมตร ตามลำดับ การเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ของเสาค้ำยันทุกขนาดความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และจะมีค่าคงที่จนถึง 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

การเปรียบเทียบการยกตัวของพื้นที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ (รูปที่ ง-7 และ ง-8) ระบุว่าเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างเท่ากับ 4 เมตร มีค่าการยกตัวของพื้นอุโมงค์ที่ 50 ปีเท่ากับ 62.7 เซนติเมตร และเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างมากขึ้นคือ 8, 12, 16, 20 และ 36 เมตร มีค่าการยกตัวของพื้นอุโมงค์เท่ากับ 13.5, 4.6, 3.0, 3.0 และ 3.0 เซนติเมตร ตามลำดับ การยกตัวของพื้นอุโมงค์ของเสาค้ำยันทุกขนาดความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

การหัดตัวที่แกนกลางของเสาค้ำยันในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์แสดงไว้ในรูปที่ ง-9 และ ง-10 เสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้าง 4 เมตร มีค่าการหัดตัวของเสาค้ำยันที่ 50 ปี เท่ากับ 85.8 เซนติเมตร และเสาค้ำยันที่มีขนาดความกว้างมากขึ้นคือ 8, 12, 16, 20 และ 36 เมตร มีค่าการหัดตัวของเสาค้ำยันเท่ากับ 13.3, 2.6, 0.5, 0.3 และ 0.1 เซนติเมตร ตามลำดับ สำหรับเสาค้ำยันที่มีขนาดตั้งแต่ 16 ถึง 36 เมตร ค่าการหัดตัวที่ 50 ปีมีปริมาณและการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก การหัดตัวของเสาค้ำยันสำหรับทุกความกว้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ของทุกแบบจำลองมีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวอยู่ที่บริเวณมุมด้านบนและล่างของอุโมงค์กักเก็บ การกระจายตัวของความเค้นเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ง-11 ถึง ง-16) ส่วน Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์มีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวบริเวณมุมด้านล่างและบนของอุโมงค์กักเก็บ ซึ่งเกิดจากความเค้นเฉือนที่สะสมตัวกันอยู่ในบริเวณนั้น การกระจายตัวของความเค้นเฉือนลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ ง-17 ถึง ง-22)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบอุโมงค์แสดงในรูปที่ ง-23 ถึง ง-88 ระบุว่าบริเวณที่ความเค้นหลักสูงสุดอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ โดยที่ค่าความเค้นหลักเพิ่มขึ้นเมื่อเสาค้ำยันมีขนาดเล็กลง ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบอุโมงค์แสดงในรูปที่ ง-29 ถึง ง-34 พบว่าบริเวณที่ความเค้นหลักสูงสุดอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ ซึ่งมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเสาค้ำยันมีขนาดเล็กลง โดยมีค่าตั้งแต่ 1.2 ถึง 34.3%

8.5.3 ผลจากการศึกษาผลกระทบของความลึกต่ออุโมงค์กักเก็บ

จากการศึกษาผลกระทบของความลึกของอุโมงค์กักเก็บได้รวบรวมไว้ในภาคผนวก จ การศึกษาผลกระทบด้านขนาดของอุโมงค์และขนาดของเสาค้ำยันดังกล่าวข้างต้นระบุว่าอุโมงค์ที่มีความกว้าง 4 เมตร และเสาค้ำยัน 16 เมตร มีความเหมาะสมและมีเสถียรภาพสูงสุดที่จะนำมาใช้กักเก็บกากนิวเคลียร์ ดังนั้นจึงได้นำอุโมงค์และเสาค้ำยันที่มีขนาดดังกล่าวมาศึกษาผลกระทบเชิง

ความลึกในแต่ละพื้นที่ตัวแทนที่ได้คัดเลือกมาศึกษา เพื่อหาว่าความลึกเท่าใดที่มีความเหมาะสมและส่งผลให้อุโมงค์คงเสถียรภาพอยู่ได้ตลอดระยะเวลา 500 ปี

ผลกระทบของความลึกของอุโมงค์ในแต่ละพื้นที่ได้นำมาเปรียบเทียบในเชิงการทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางอุโมงค์ในช่วง 500 ปี (รูปที่ จ-1) การทรุดตัวที่ 500 ปีของแบบจำลองในพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุตรธานี (Model KM-P5) บ้านกุดจิก อำเภอมัญจาคีรี จังหวัดขอนแก่น (Model KW-P5) และบ้านหนองปู อำเภอกระบือ จังหวัดมหาสารคาม (Model NB-P5) มีค่าเท่ากับ 1.9, 6.4 และ 27.1 เซนติเมตร ตามลำดับ การทรุดตัวของผิวดินทั้ง 3 พื้นที่มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ และมีค่าค่อนข้างคงที่จนถึง 500 ปี

การเปรียบเทียบการหดตัวในแนวตั้งที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ ระบุว่าอุโมงค์ของแบบจำลองในพื้นที่บ้านเก่า บ้านกุดจิก และบ้านหนองปู มีการหดตัวในแนวตั้งที่ 50 ปีเท่ากับ 6.1, 17.2 และ 74.2 เซนติเมตร ตามลำดับ การหดตัวในแนวตั้งของแบบจำลองทั้ง 3 พื้นที่มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และมีค่าค่อนข้างคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ จ-2) หลังจากการสร้างอุโมงค์

การเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปี ระบุว่าอุโมงค์ของแบบจำลองในพื้นที่บ้านเก่า บ้านกุดจิก และบ้านหนองปูมีการวิรูปของหลังคาอุโมงค์ที่ 50 ปีเท่ากับ 3.0, 5.4 และ 36.9 เซนติเมตร ตามลำดับ การวิรูปของหลังคาอุโมงค์ของแบบจำลองทั้ง 3 พื้นที่มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ และมีค่าค่อนข้างคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ จ-3)

เมื่อเปรียบเทียบการยกตัวของพื้นอุโมงค์ที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วงเวลา 50 ปี ระบุว่าอุโมงค์ของแบบจำลองในพื้นที่บ้านเก่า บ้านกุดจิก และบ้านหนองปูมีการยกตัวของพื้นอุโมงค์ที่ 50 ปีเท่ากับ 3.0, 11.8 และ 37.3 เซนติเมตร ตามลำดับ การยกตัวของพื้นอุโมงค์ของแบบจำลองทั้ง 3 พื้นที่มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ จ-4) หลังจากการสร้างอุโมงค์

การเปรียบเทียบการหดตัวที่แกนกลางของเสาค้ำยันในช่วงเวลา 50 ปี ระบุว่าอุโมงค์ของแบบจำลองในพื้นที่บ้านเก่า บ้านกุดจิก และบ้านหนองปู มีการหดตัวของเสาค้ำยันที่ 50 ปีเท่ากับ 0.5, 3.2 และ 15.1 เซนติเมตร ตามลำดับ การหดตัวของเสาค้ำยันของแบบจำลองทั้ง 3 พื้นที่มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ จ-5) หลังจากการสร้างอุโมงค์

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ ของทุกแบบจำลองมีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวอยู่บริเวณมุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ โดยที่การกระจายตัวของความเค้นเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าสู่ชั้นเกลียวหิน (รูปที่ จ-6 ถึง จ-8) ส่วน Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์มีค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวอยู่บริเวณมุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ ซึ่งเกิดจากความเค้นเฉือนที่สะสมตัวกันอยู่ใน

บริเวณนั้น โดยที่การกระจายตัวของความเครียดเนื่องมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าสู่ชั้นเกลือหิน (รูปที่ จ-9 ถึง จ-11)

ขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลือหินบริเวณอุโมงค์ มีค่าสูงสุดจะอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ โดยที่ค่าความเค้นหลักเพิ่มขึ้นเมื่อความลึกของอุโมงค์มากขึ้น ซึ่งมีค่าตั้งแต่ 17.9-29.6 MPa (รูปที่ จ-12 ถึง จ-14) ส่วนความเครียดหลักในชั้นเกลือหินบริเวณรอบอุโมงค์มีค่าสูงสุดอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ ซึ่งค่าความเครียดหลักจะเพิ่มขึ้นเมื่ออุโมงค์มีความลึกมากขึ้น โดยมีค่าตั้งแต่ 1.6 ถึง 16.2% (รูปที่ จ-15 ถึง จ-17)

8.6 ผลการวิเคราะห์ห้องกักเก็บ

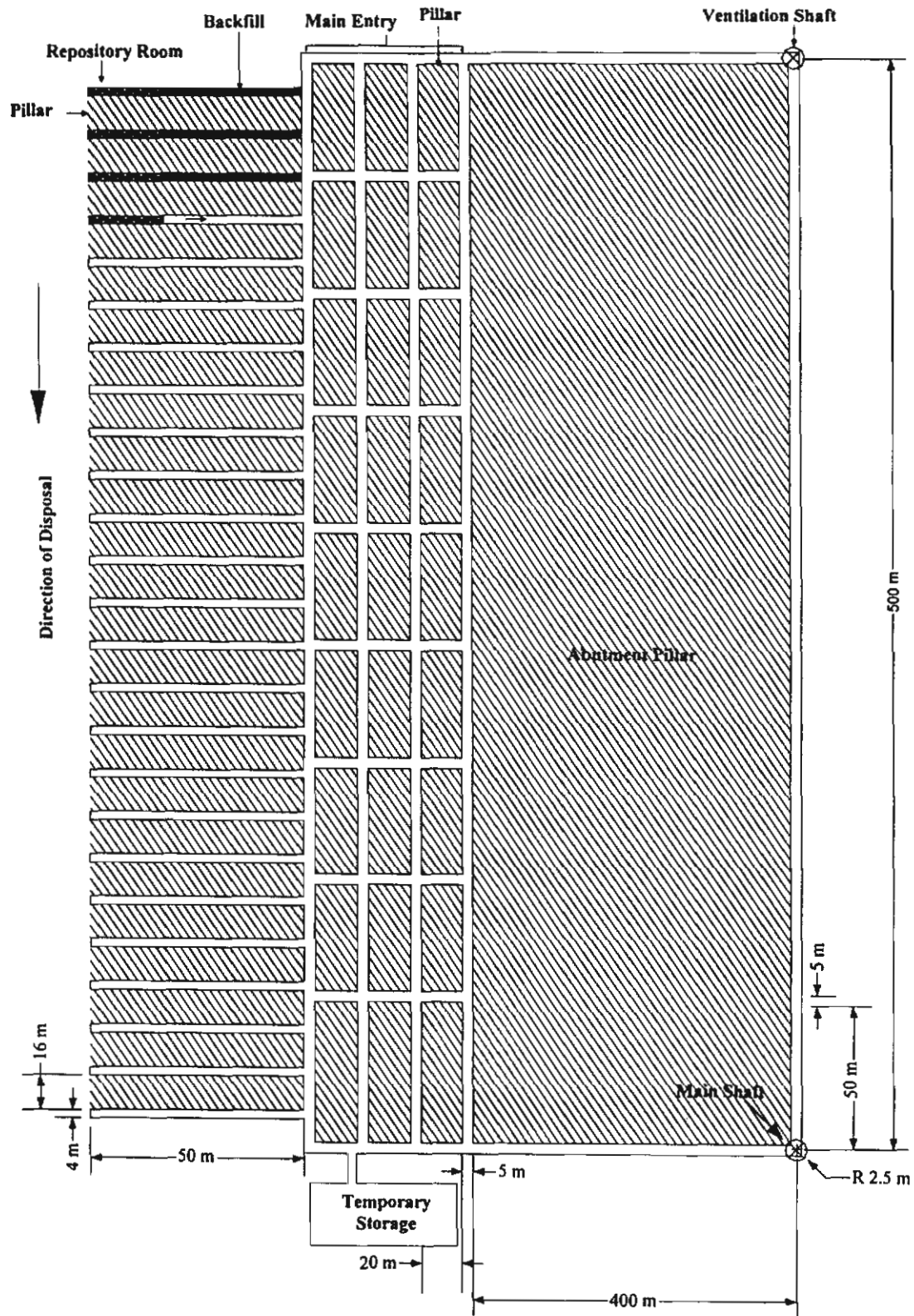
การวิเคราะห์ผลจะเน้นไปที่ความมีเสถียรภาพทางกลศาสตร์ของอุโมงค์กักเก็บ โดยที่การหดตัวในแนวตั้งของอุโมงค์ การเปลี่ยนรูปของหลังคาอุโมงค์ การยกตัวของพื้นอุโมงค์และการหดตัวของเสาค้ำยันที่ 50 ปีระหว่างดำเนินการขุดและการกักเก็บกากนิวเคลียร์ รวมทั้งการทรุดตัวของผิวดินที่ 500 ปี ซึ่งต้องมีค่าน้อยที่สุด การตัดสินใจว่าความลึกของอุโมงค์เท่าใดหรือในพื้นที่ใดจะเหมาะสมที่สุดอาศัยการวิเคราะห์และเปรียบเทียบจากผลการคำนวณทางคอมพิวเตอร์ การศึกษาผลกระทบเชิงความลึกของอุโมงค์ที่มีความกว้าง 4 เมตร และเสาค้ำยันมีความกว้าง 16 เมตร ได้มีการศึกษาเปรียบเทียบโดยเลือกลักษณะธรณีวิทยาในพื้นที่ศึกษา ได้แก่ กลุ่มพื้นที่บ้านเก่า บ้านกุดจิก และบ้านหนองปู (Model KM-P5) พบว่าที่ระดับความลึกถึงหลังคาอุโมงค์เท่ากับ 502 เมตร มีค่าการทรุดตัวของผิวดิน การหดตัวของอุโมงค์ การวิรูปของหลังคาอุโมงค์ การยกตัวของพื้นอุโมงค์ และการหดตัวของเสา ค้ำยันน้อยที่สุด (1.9, 6.1, 3.0, 3.0 และ 0.5 เซนติเมตร ตามลำดับ) ดังนั้น จึงมีความเป็นไปได้ว่าในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยมีลักษณะธรณีวิทยาที่เหมาะสมเชิงกลศาสตร์หินสำหรับใช้ในการกักเก็บกากนิวเคลียร์ได้

8.7 การสร้างแผนผังของชุดอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์ (Mine Layout)

แผนผังของอุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์ (รูปที่ 8.16) ซึ่งประกอบด้วยส่วนประกอบหลักคือ ห้องกักเก็บ (Repository room) อุโมงค์ทางเข้าหลัก (Main entry) และเสาค้ำยันหลัก (Barrier and protective pillars)

8.7.1 ห้องกักเก็บกากนิวเคลียร์ (Repository room)

ห้องกักเก็บกากนิวเคลียร์กว้าง 4 เมตร สูง 4 เมตร และยาว 50 เมตร โดยมีเสาค้ำยันกว้าง 16 เมตร สูง 4 เมตร กั้นระหว่างห้อง จำนวนห้องทั้งหมดเท่ากับ 25 ห้อง ซึ่งสามารถรองรับปริมาณกากนิวเคลียร์จำนวน 33,000 ลูกบาศก์เมตร (ที่ได้จากสำนักงานปรมาณูเพื่อสันติ และที่จะเพิ่มขึ้นอีกใน 50 ปีข้างหน้า) การดำเนินการกักเก็บกากนิวเคลียร์จะดำเนินการนำกากนิวเคลียร์บรรจุลงในถังที่มี



รูปที่ 8.16 แผนผังของการทำเหมืองเกลือแบบแท่งค้ำยันยาว (Long-wall pillar) สำหรับอุโมงค์
กักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินที่บ้านเก่า อ.เมือง จ.อุครธานี

ปริมาตร 200 ลิตรต่อถัง แล้วจัดเรียงกันในห้องกักเก็บซึ่งระยะระหว่างถังจะถมกลับด้วย Backfill ทำเช่นเดียวกันจนได้ความยาวประมาณ 20 เมตรของแต่ละห้อง ส่วนที่เหลือของห้องจะใช้คอนกรีตปิดกันสลับกับถมกลับด้วย Backfill จนเต็มห้อง ลำดับของการใช้ห้องจะเรียงมาจากทางด้านอุโมงค์ระบายอากาศ (Ventilation shaft) มายังอุโมงค์ทางเข้าหลัก (Main shaft)

8.7.2 อุโมงค์ทางเข้าหลัก (Main entry)

ทางเข้าหลักจะเป็นระบบอุโมงค์สี่ช่อง ความกว้างของแต่ละอุโมงค์เท่ากับ 5 เมตร สูง 4.5 เมตร และยาว 500 เมตร โดยมีเสาค้ำยันที่มีความกว้าง 20 เมตร สูง 4.5 เมตร และยาว 50 เมตร กันระหว่างห้อง จำนวนห้องทั้งหมดเท่ากับ 4 ห้อง โดยจะทำหน้าที่เป็นเส้นทางลำเลียงกากนิวเคลียร์ใต้ดินเข้าสู่ห้องกักเก็บและทำหน้าที่ระบายอากาศ ขนาดและรูปร่างได้ออกแบบโดยอาศัยการเปรียบเทียบข้อมูลงานวิจัยจากโครงการ Waste Isolation Pilot Plant (WIPP) ซึ่งเป็นโครงการกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินในประเทศสหรัฐอเมริกา (Matalucci and Munson, 1988; Munson et al., 1988; Krieg et al., 1988) ขนาดของห้องได้กำหนดให้สอดคล้องกับเครื่องมือชุดเจาะที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในอุตสาหกรรมเกลือหิน

8.7.3 อุโมงค์แนวดิ่ง (Shaft)

แนวคิดการออกแบบในที่นี้เสนอให้มี Shaft สองอัน ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 เมตร มีความลึกจากผิวดินจนถึงอุโมงค์ใต้ดินประมาณ 530 เมตร มี 2 Shaft ประกอบด้วย 1) Main shaft และ 2) Ventilation shaft โดยแต่ละ Shaft จะมีระยะห่างจากทางเข้าหลักเท่ากับ 400 เมตร การออกแบบขนาดและตำแหน่งได้จากการเปรียบเทียบข้อมูลจากโครงการกักเก็บกากนิวเคลียร์ในชั้นเกลือหินในประเทศสหรัฐอเมริกา โดย Shaft ทั้งสองจะใช้เป็นจุดเริ่มต้นของการดำเนินการ และเป็นเส้นทางเข้าออกของอากาศในกระบวนการระบายอากาศและลำเลียงกากนิวเคลียร์จากผิวดินเข้าสู่ห้องใต้ดิน

8.8 การสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์อุโมงค์ทางเข้าหลัก (Main Entry)

การสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ของทางเข้าหลักที่ใช้ลำเลียงกากนิวเคลียร์เข้าไปในห้องกักเก็บในชั้นเกลือหินได้สร้างจากลักษณะธรณีวิทยาในพื้นที่บ้านเก่า อำเภอเมือง จังหวัดอุดรธานี โครงข่ายแบบจำลอง (Finite element mesh) จะสร้างอยู่ในลักษณะ 2 มิติ เพื่อแสดงภาพตัดขวางในแนวตั้งตั้งแต่ผิวดินลงไปถึงชั้นหินทรายหรือหินทรายแป้งที่อยู่ใต้ชั้นเกลือหินชั้นล่าง การวิเคราะห์ผลจะเน้นไปที่ความมีเสถียรภาพทางกลศาสตร์ ซึ่งประกอบด้วยการหาคัดในแนวตั้งของอุโมงค์ การวิรูปของหลังคาอุโมงค์ การขดตัวของพื้นอุโมงค์ และการหาคัดของเสาค้ำยันในช่วง 50 ปี ระหว่างดำเนินการกักเก็บกากนิวเคลียร์ และการทรุดตัวของผิวดินในช่วง 500 ปี ของการกักเก็บ

8.8.1 แบบจำลองสำหรับศึกษาขนาดของอุโมงค์ทางเข้าหลัก

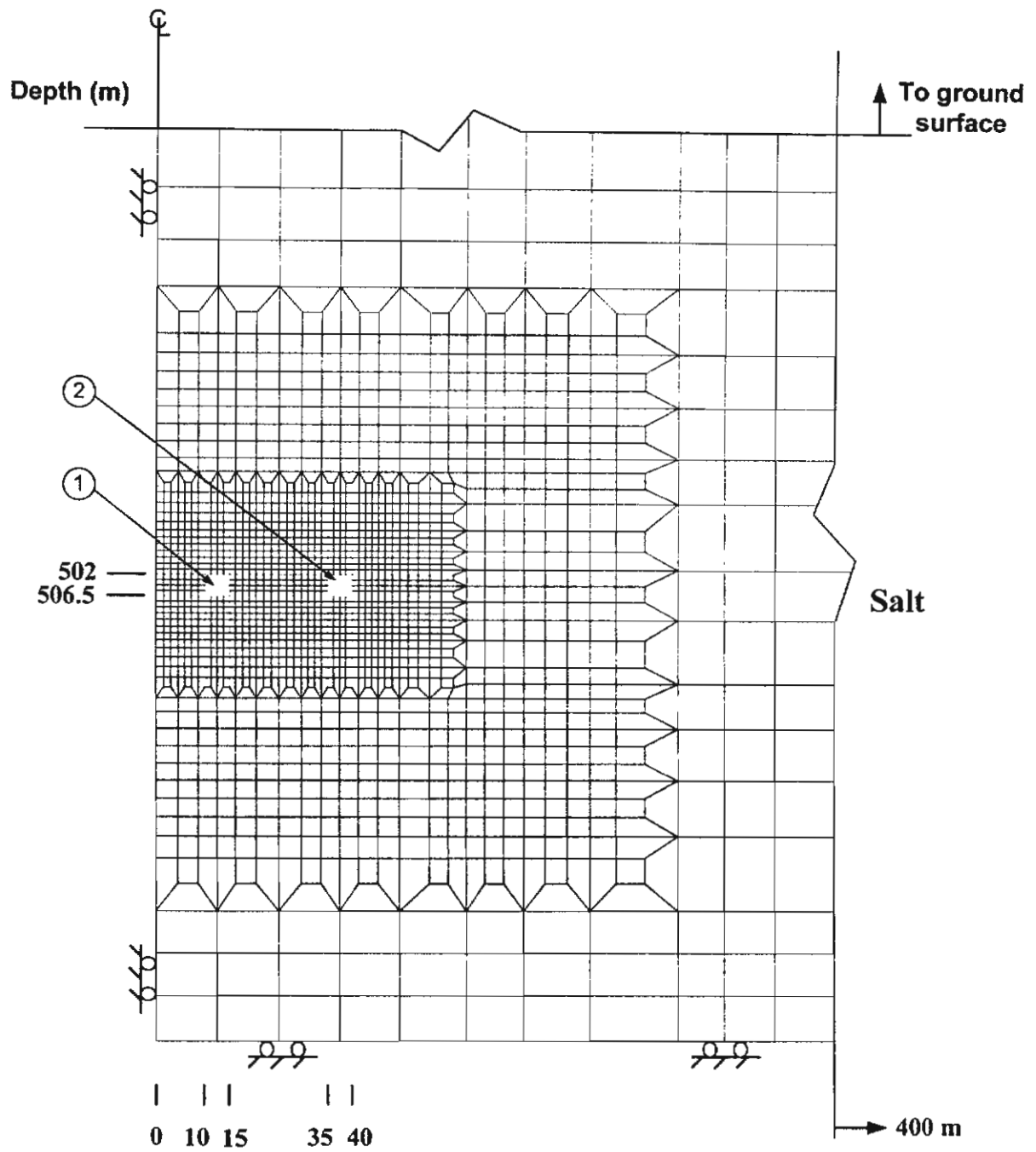
รูปที่ 8.17 แสดงแบบจำลองของชุดอุโมงค์ทางเข้าหลักที่สร้างจากภาพตัดขวางในแนวตั้งของอุโมงค์ โดยแสดงความลึกจากระดับผิวดินถึงชั้นหินทรายด้านล่างของชั้นเกลือหินเท่ากับ 800 เมตร รูปที่ 8.17 นี้จะแสดงให้เห็นเฉพาะบริเวณใกล้เคียงกับอุโมงค์ที่อยู่ในชั้นเกลือหิน ซึ่งไม่ได้แสดงความหนาของชั้นหินในชั้นต่าง ๆ ที่นำมาคำนวณน้ำหนักกดทับที่กระทำกับอุโมงค์ เนื่องจากมีแกนสมมาตรที่กึ่งกลางของชุดอุโมงค์ ดังนั้นอุโมงค์ 2 อันเท่านั้นที่จำเป็นในการจำลอง การวิเคราะห์เป็นแบบความเครียดราบที่ตำแหน่งแกนกลางของเสาค้ำยัน ซึ่งกำหนดให้เป็นขอบเขตทางด้านซ้ายมือ โดยขอบเขตทางด้านขวามือมีระยะห่างจากแกนกลางของเสาค้ำยันทางด้านซ้ายมือเท่ากับ 400 เมตร ทั้งสองด้านนี้จะกำหนดไม่ให้มีการเคลื่อนที่ในแนวราบ ส่วนขอบเขตด้านล่างจะถูกกำหนดไม่ให้เกิดเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง และขอบเขตด้านบนจะปล่อยให้มีการเคลื่อนตัวของผิวดินอย่างอิสระเพื่อศึกษาการทรุดตัว ความลึกของหลังคาและพื้นอุโมงค์อยู่ที่ระดับ 502 เมตร และ 506.5 เมตร ขนาดความกว้างของแต่ละอุโมงค์เท่ากับ 5 เมตร และสูงเท่ากับ 4.5 เมตร ช่องในอุโมงค์ไม่ได้เขียนลงไปเนื่องจากต้องการที่จะแสดงขอบเขตของอุโมงค์ในโครงข่าย จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงข่ายจะใช้ช่องที่มีขนาดเล็กในบริเวณที่ใกล้กับอุโมงค์ เพราะในบริเวณนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นและความเครียดสูง ส่วนบริเวณที่ไกลจากอุโมงค์จะใช้ช่องที่มีขนาดใหญ่ขึ้น เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นและความเครียดต่ำ

8.8.2 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์

ผลการจำลองชุดอุโมงค์ทางเข้าหลักได้แสดงไว้โดยละเอียดในภาคผนวก ฉ จากการศึกษาลักษณะให้เห็นว่า การทรุดตัวของผิวดินที่แกนกลางของเสาค้ำยันทางด้านซ้ายมือที่ 500 ปี (รูปที่ ฉ-1) มีค่าเท่ากับ 0.7 เซนติเมตร การทรุดตัวของผิวดินมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 10 ปีแรก และจะมีค่าค่อนข้างคงที่จนถึง 500 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์

การหาคัดในแนวดิ่งที่แกนกลางของอุโมงค์ในช่วง 50 ปีหลังจากสร้างอุโมงค์ พบว่าอุโมงค์ที่ 1 (ด้านใน) และอุโมงค์ที่ 2 (ด้านนอก) มีค่าการหาคัดในแนวดิ่งที่ 50 ปีเท่ากันคือ 7.0 เซนติเมตร การหาคัดของอุโมงค์ทั้งสองนี้คล้ายกันคือ มีการหาคัดเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และจะคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ ฉ-2)

การวิรูปของหลังคาที่แกนกลางของแต่ละอุโมงค์ในระยะเวลา 50 ปีหลังจากการก่อสร้าง (รูปที่ ฉ-3) ระบุว่าอุโมงค์ที่ 1 และ 2 มีค่าการวิรูปของหลังคาที่ 50 ปีเท่ากับ 1.8 และ 1.9 เซนติเมตร การวิรูปของหลังคาของทุกอุโมงค์มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และจะมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี



รูปที่ 8.17 โครงข่ายของแบบจำลองอุโมงค์ทางเข้าหลัก (Main Entry) ในชั้นเกลือหินที่บ้านเก่า
อ.เมือง จังหวัดอุดรธานี (อุโมงค์มีความกว้าง 5 เมตร สูง 4.5 เมตร และเสาค้ำยันมี
ความกว้าง 20 เมตร)

การยกตัวของพื้นที่แกนกลางของแต่ละอุโมงค์ในระยะเวลา 50 ปี แสดงในรูปที่ จ-4 อุโมงค์ที่ 1 และ 2 มีค่าการยกตัวของพื้นที่ 50 ปีเท่ากับ 1.8 และ 1.9 เซนติเมตร การยกตัวของพื้นที่ของทุกอุโมงค์มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และจะมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี การหดตัวที่แกนกลางของเสาค้ำยันของแต่ละอุโมงค์ในระยะเวลา 50 ปีหลังจากการก่อสร้าง ระบุว่าอุโมงค์ที่ 1 และ 2 มีค่าการหดตัวของเสาค้ำยันที่ 50 ปีเท่ากับคือ 0.4 เซนติเมตร การหดตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5 ปีแรก และจะมีค่าคงที่จนถึง 50 ปี (รูปที่ จ-5) ของอายุอุโมงค์

Contour ของความเค้นเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ในรูป จ-6 มีค่าสูงสุดใกล้เคียงกันทั้งสองอุโมงค์และสะสมตัวที่บริเวณมุมบนและล่างของอุโมงค์ทางเข้าหลัก โดยที่การกระจายตัวของความเค้นเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าไปในชั้นเกลื้อหิน และ Contour ของความเครียดเฉือนบริเวณรอบอุโมงค์ทั้งสองมีค่าสูงสุดของความเครียดเฉือนใกล้เคียงกันและสะสมตัวที่บริเวณเดียวกับ Contour ของความเค้นเฉือน ซึ่งเป็นผลมาจากความเค้นเฉือนที่สะสมตัวกันอยู่ในบริเวณนั้น การกระจายตัวของความเครียดเฉือนมีค่าลดลงจากบริเวณผนังอุโมงค์เข้าสู่ชั้นเกลื้อหินดังรูปที่ จ-7

รูปที่ จ-8 แสดงขนาดและทิศทางของความเค้นหลักในชั้นเกลื้อหินบริเวณรอบอุโมงค์ ระบุว่าบริเวณที่ความเค้นหลักมีค่าสูงสุดจะอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ และค่าความเค้นหลักสูงสุดของอุโมงค์ที่ 1 และ 2 มีค่าเท่ากันคือ 17.7 MPa ส่วนขนาดและทิศทางของความเครียดหลักในชั้นเกลื้อหินบริเวณรอบอุโมงค์แสดงดังรูปที่ จ-9 พบว่าบริเวณที่ความเครียดหลักมีค่าสูงสุดจะอยู่ที่มุมด้านบนและล่างของอุโมงค์ โดยที่ค่าความเครียดหลักของอุโมงค์ที่ 1 และ 2 มีค่าเท่ากับ 1.0%

จากผลการจำลองสามารถสรุปได้ว่า เสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของทางเข้าหลักจะอยู่ในเกณฑ์ดี ทั้งในขณะเริ่มก่อสร้างและในช่วง 50 ปี ของการดำเนินการกักเก็บ โดยมีค่าการหดตัวในแนวตั้งประมาณ 7 เซนติเมตรที่ 50 ปี และมีหลังคาอุโมงค์ที่มีเสถียรภาพในระยะยาว

บทที่ 9

การอภิปรายผล

การอภิปรายผลงานวิจัยในเชิงวิชาการที่นำเสนอในบทนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อชี้แจงและอธิบายในเชิงความเพียงพอ ความถูกต้อง ปัญหาและอุปสรรคของขบวนการ กิจกรรม และผลงานวิจัย ในรายงานฉบับนี้ การอภิปรายจำแนกออกเป็น 5 หัวข้อหลักคือ

1. ความเพียงพอและความเหมาะสมของข้อมูล
2. รูปแบบของการทดสอบในงานวิจัย
3. ความสามารถและความเหมาะสมของสมการควบคุม (Constitutive Equations)
4. ความเหมาะสมของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้
5. ความเหมาะสมและข้อดี-ข้อเสียของแนวคิดที่เสนอเพื่อทิ้งกากินเวเลียร์

9.1 ความเพียงพอและความเหมาะสมของข้อมูล

ผลการวิจัยโดยเฉพาะในส่วนของการทดสอบในห้องปฏิบัติการระบุว่า เกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีความแปรปรวนของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์อยู่ระดับหนึ่ง ซึ่งความแปรปรวนหรือความไม่แน่นอนนี้ชี้ให้เห็นถึงความไม่เพียงพอของข้อมูลที่นำมาใช้ อย่างไรก็ตามในการวางแผนงานของการศึกษานี้ ผู้วิจัยได้ตระหนักถึงแนวโน้มของความไม่เพียงพอของข้อมูลเช่นกัน แต่เนื่องจากข้อจำกัดทางด้านจำนวนและแหล่งที่มาของตัวอย่างเกลือหิน ทำให้งานวิจัยนี้ได้ถูกดำเนินการและวิเคราะห์ภายใต้สมมติฐานเบื้องต้นคือ คุณสมบัติของเกลือหินในเชิงกลศาสตร์จะคล้ายคลึงกันในแต่ละพื้นที่ นอกจากนั้นจำนวนและการกระจายตัวของตัวอย่างหินที่ได้จากพื้นที่ก็ขึ้นกับความอนุเคราะห์ของบริษัท เอเชีย แปซิฟิก โปรเตกคอร์ปอเรชั่น จำกัด ผู้ซึ่งบริจาคเกลือหินให้กับงานวิจัยนี้ โดยไม่คิดค่าใช้จ่ายใด ๆ ทั้งสิ้น แท่งตัวอย่างเกลือหินที่ได้จึงอยู่ในพื้นที่ในจังหวัดอุดรธานีเท่านั้น ซึ่งเป็นเกลือหินที่ขุดเจาะมาได้เมื่อ 2 ปีที่แล้ว ผู้วิจัยตระหนักว่าหน่วยงานราชการบางแห่งได้ทำการขุดเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างเกลือหินในหลายพื้นที่ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ อาทิ Asian Potash Project และกรมทรัพยากรธรณี ในการขอความอนุเคราะห์จากหน่วยงานเหล่านี้มีปัญหาหลัก 2 ประการคือ 1) Asian Potash Project ไม่ให้ความอนุเคราะห์โดยอ้างว่าองค์กรมีบริษัทเอกชนเข้าร่วมหุ้นด้วย ผลการศึกษาโดยผู้วิจัยถ้าถูกเปิดเผยอาจทำให้เกิดความยุติธรรมในเชิงพาณิชย์ระหว่างบริษัทเอกชนดังกล่าวและประการที่ 2) แท่งตัวอย่างเกลือหินจากทั้งสองหน่วยงานเก่ามาก (อายุเป็นสิบปี) ซึ่งไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการทดสอบเชิงกลศาสตร์ เนื่องจากพฤติกรรมและคุณสมบัติของเกลือหินในเชิงกายภาพและกลศาสตร์ต่างกับหินชนิดอื่นทั่วไปคือ เมื่อนำแท่งเกลือหินขึ้นมาจากหลุมเจาะจะเกิดการคลายตัวระหว่างผลึกเกลือรวดเร็ว (Stress relief) และเกิดการสูญเสียของน้ำเกลือที่แทรกอยู่ระหว่างผลึกเกลือ

ซึ่งทำให้คุณสมบัติของแท่งเกลือหินนั้นมีความแตกต่างจากคุณสมบัติของเกลือหินที่อยู่ในระดับลึก ความแตกต่างนี้จะเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องตามกาลเวลา ในขณะที่แท่งตัวอย่างเกลือหินถูกเก็บอยู่บนพื้นผิวโดยเฉพาอย่างยิ่งเมื่อเวลาผ่านไปเป็นสิบปี (ดังเช่นแท่งตัวอย่างเกลือที่ได้จากการสำรวจแร่โพแทชของกรมทรัพยากรธรณี) คุณสมบัติของเกลือหินที่เก่าเช่นนี้จึงต่างจากคุณสมบัติของเกลือหินที่อยู่ใต้ดินโดยสิ้นเชิง ขบวนการเช่นนี้เป็นที่รู้จักกันในนามว่า “Core Aging”

ในการที่โครงการวิจัยนี้จะดำเนินการเจาะในภาคสนามเพื่อให้ได้มาซึ่งตัวอย่างเกลือหินใหม่ที่หลากหลายในพื้นที่และระดับความลึกที่เหมาะสมนั้นอาจจะไม่เหมาะสม เพราะค่าใช้จ่ายในการเจาะต่อหลุมซึ่งประเมินเมื่อเดือนธันวาคม 2545 จะประมาณ 20-30 ล้านบาท (ลึก 1 กิโลเมตร) เพื่อให้มีการกระจายตัวของตัวอย่างเกลือหินในพื้นที่ที่เหมาะสม อาจจะต้องมีการขุดเจาะประมาณ 10-20 หลุม ซึ่งอาจจะใช้ค่าใช้จ่ายถึง 400-600 ล้านบาท แต่โครงการวิจัยนี้เป็นการศึกษาเบื้องต้น และมีงบประมาณเพียง 2 ล้านบาทเท่านั้น โดยมีปรัชญาพื้นฐานในการดำเนินการวิจัยคือ ถ้อยการได้ผลคำตอบ หรือคำถามมากที่สุด ในงบประมาณที่ต่ำที่สุด

ผู้วิจัยตระหนักว่า ยังมีข้อมูลของการสำรวจทางธรณีวิทยาในภาคตะวันออกเฉียงเหนืออีกประเภทหนึ่งคือ ข้อมูลที่ได้จากการสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ (Geophysical exploration) ซึ่งได้ดำเนินการโดยบริษัทสำรวจน้ำมันเอกชน (ส่วนใหญ่เป็นบริษัทต่างประเทศ) ข้อมูลเหล่านี้มีมากและบางส่วนอยู่ในระดับลึกซึ่งสามารถบ่งบอกการกระจายตัวของชั้นเกลือหินได้อย่างดี แต่ข้อมูลเหล่านี้จะถูกสงวนลิขสิทธิ์และควบคุมโดยกรมทรัพยากรธรณี และไม่เปิดเผยสู่วงการวิชาการและสาธารณะชน ผู้วิจัยจึงถือว่าข้อมูลเหล่านี้ยังไม่ได้มีการตรวจสอบอย่างเป็นทางการ และยังไม่เป็นที่ยอมรับในวงการวิชาการ ดังนั้นข้อมูลเหล่านี้ยังไม่ได้นำมาพิจารณาในการระบุพื้นที่ตัวอย่างที่เหมาะสมสำหรับการกักเก็บ เพราะการนำข้อมูลที่ยังไม่เป็นที่ยอมรับหรือยังไม่ได้ตรวจสอบมาพิจารณาหรือมาใช้ในการวิจัยจะส่งผลให้ความน่าเชื่อถือของงานวิจัยลดลง

ผลการวิจัยในที่นี้ได้ชี้ให้เห็นถึงความไม่เพียงพอของข้อมูลที่เกี่ยวข้องบางประเด็นซึ่งสามารถสรุปได้โดยสังเขปดังนี้

1) ข้อมูลหลุมเจาะที่ระบุความหนาและความลึกของชั้นเกลือหินถูกจำกัดอยู่ในเฉพาะพื้นที่เล็ก ๆ เท่านั้น ซึ่งไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่และความลึกทั้งหมดของแอ่งสกลนครและแอ่งโคราช จากข้อมูลที่มีอยู่ระบุว่า ชั้นเกลือหินในแอ่งทั้งสองมีการผันแปรในเชิงความหนาและความลึกอยู่มาก เช่น การเกิด Domes และ Anticlines ในชั้นเกลือหินชั้นกลางและชั้นล่าง ดังนั้นถ้ามีการสำรวจเพิ่มเติมในพื้นที่ที่ขาดแคลนข้อมูลอาจจะบ่งบอกได้ว่าพื้นที่ที่เหมาะสมกับการกักเก็บกากนิวเคลียร์อาจจะมีมากกว่า 5 พื้นที่ตัวอย่างที่นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้

2) ผลการทดสอบระบุว่า เกลือหินที่ระดับความลึกต่างกันจะมีการผันแปรของคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ ซึ่งเกิดเนื่องจากการกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอของสิ่งเจือปนที่มีหลากหลายชนิดในเนื้อเกลือหิน การแทรกตัวของสิ่งเจือปนถึงแม้จะมีจำนวนน้อยก็สามารถเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติ

เชิงกลศาสตร์ของเกลื้อหินได้ค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณสมบัติของการเคลื่อนไหล จากการศึกษาผลกระทบของสิ่งเจือปนที่พบในตัวอย่างหินจากแอ่งสกลนครพบว่า สิ่งเจือปนจะทำให้เกลื้อหินมีความแข็งแรงมากขึ้นและมีศักยภาพในการเคลื่อนไหลลดลง ดังนั้นการที่งานวิจัยนี้พยายามคัดเลือกตัวอย่างเกลื้อหินที่มีสิ่งเจือปนค่อนข้างน้อยมาทดสอบจึงส่งผลให้ผลที่นำไปวิเคราะห์และออกแบบเป็นไปในเชิงอนุรักษ์ (Conservative approach) การที่จะตรวจวัด สำรวจ หรือเข้าใจการกระจายตัว และผลกระทบของสิ่งเจือปนต่อคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลื้อหินให้ทั่วพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือคงเป็นไปได้ยาก และอาจจะไม่เหมาะสมในเชิงเศรษฐศาสตร์และในเชิงวิศวกรรม แต่การสำรวจ และตรวจสอบผลกระทบของสิ่งเจือปนในพื้นที่เล็กและพื้นที่เฉพาะที่ถูกคัดเลือกมาแล้วสำหรับการกักเก็บอาจจะทำได้โดยไม่ยากนัก และน่าจะเป็นองค์ความรู้ที่ควรศึกษาเพื่อความเข้าใจโดยละเอียดถึงผลกระทบของสิ่งเจือปนเหล่านี้

3) การเพิ่มจำนวนตัวอย่างเกลื้อหิน เพื่อลดค่าความเบี่ยงเบนของคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ที่ทดสอบได้อาจจะเป็นการไม่เหมาะสม เนื่องจากความผันแปรของคุณสมบัติเกิดจากลักษณะทางกายภาพและทางเคมีที่ต่างกันในกลุ่มของตัวอย่าง มิได้เกิดจากขบวนการในการทดสอบ ดังนั้นการเพิ่มจำนวนตัวอย่างเกลื้อหินที่ใช้ในการทดสอบจะไม่สามารถลดค่าเบี่ยงเบนได้ แต่อาจจะทำให้ค่าเฉลี่ย หรือค่ากลางของคุณสมบัติของตัวอย่างเกลื้อหินมีค่าใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยหรือค่ากลางของคุณสมบัติของเกลื้อหินในภาคสนามมากขึ้น อย่างไรก็ตามการนำค่าเฉลี่ยหรือค่ากลางมาวิเคราะห์หรือออกแบบโครงหรืออุโมงค์กักเก็บอาจจะเป็นการไม่เหมาะสมในเชิงวิศวกรรมเช่นกัน ในการวิเคราะห์และออกแบบอาจจะต้องมีการประเมินเชิงสถิติขั้นสูงเพื่อให้แน่ใจว่าค่าคุณสมบัติหรือชุดของคุณสมบัติที่นำมาใช้ในการออกแบบจะส่งผลในเชิงอนุรักษ์หรือในเชิงเสี่ยงมากหรือน้อยอย่างไร

9.2 รูปแบบของการทดสอบในงานวิจัย

งานวิจัยนี้ประกอบด้วยวิธีการทดสอบหลายวิธี ซึ่งสามารถจำแนกออกเป็น 4 กลุ่มคือ

- 1) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานเชิงกลศาสตร์
- 2) การทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบวัฏจักร
- 3) การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวระยะสั้น
- 4) การทดสอบการเคลื่อนไหลในแกนเดียวและในสามแกนระยะยาว

ขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดสอบเหล่านี้ได้เป็นไปตามมาตรฐานของ ASTM และสอดคล้องกับข้อเสนอแนะของ ISRM มากที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ ซึ่งวิธีการทดสอบที่ได้เลือกมาสอดคล้องกับวิธีที่ปฏิบัติอยู่ทั่วไปทั้งในยุโรปและอเมริกาในการสำรวจ วิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในชั้นเกลื้อหิน ซึ่งที่จริงแล้วชนิดและวิธีการทดสอบในงานวิจัยนี้ยังครอบคลุมวิธีที่นอกเหนือไปจากวิธีที่ปฏิบัติกันอยู่อย่างกว้างขวางในต่างประเทศ เช่น การทดสอบแรงกดในแกน

เดียวแบบวัฏจักรถูกดำเนินการเพื่อให้ได้มาซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นของเกลียวที่แท้จริง ซึ่งจะเป็นค่าที่นำมาคำนวณการเปลี่ยนรูปโดยฉับพลันของเกลียว (Instantaneous responses) ซึ่งในต่างประเทศจะไม่นิยมทำการทดสอบเช่นนี้ เพราะจะต้องใช้เวลาและแรงงานสูง และส่วนใหญ่จะใช้ประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นจากการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์พื้นฐานแทน

แต่ละชนิดของการทดสอบในสีกุ่มดังกล่าวจะมีจุดประสงค์เฉพาะเพื่อคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ ที่จะใช้ในการจำลองโพรงหรืออุโมงค์กักเก็บกากนิวเคลียร์ ด้วยวิธีและแนวคิดนี้ จะทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ดังกล่าวสามารถใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมเฉพาะต่าง ๆ ที่เกลียวมีอยู่ได้อย่างดี

ในขบวนการของการทดสอบจะมีข้อจำกัดประการหนึ่งที่ไม่สามารถทำให้เป็นไปตามมาตรฐานของ ASTM หรือข้อเสนอแนะของ ISRM ได้คือ ขนาดหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกลียวที่จะนำมาทดสอบเชิงกลศาสตร์ที่ไม่ควรต่ำกว่า 10 เท่าของขนาดเฉลี่ยของผลึกแร่ที่ประกอบขึ้นนั้น เนื่องจากเกลียวที่นำมาทดสอบมีขนาดเฉลี่ยของผลึกเท่ากับ 1 เซนติเมตร ดังนั้นเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกลียวนี้ไม่ควรต่ำกว่า 10 เซนติเมตร แต่แท้จริงแล้วแท่งเกลียวที่ได้รับความอนุเคราะห์จากบริษัท เอเชีย แปซิฟิก โปรแตซคอร์ปอเรชั่น จำกัด มีเส้นผ่าศูนย์กลางเพียง 6 เซนติเมตร (เป็นขนาดใหญ่สุดที่บริษัทมีและขุดเจาะมาได้ เนื่องจากการให้ได้มาซึ่งขนาดของแท่งเกลียวที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 เซนติเมตรจากระดับลึก 1 กิโลเมตร จะมีราคาแพงมาก) การทดสอบตัวอย่างเกลียวที่มีขนาดเล็กกว่ามาตรฐานนี้จะมีผลกระทบบางประการต่อผลของการทดสอบคือ

- 1) ค่าแรงดึงสูงสุดที่วัดได้อาจจะมีค่าสูงกว่าค่าที่ควรจะเป็นเนื่องจากผลกระทบของขนาด (Size effect) อย่างไรก็ตามค่าแรงดึงสูงสุดนี้จะใช้เป็นเพียงดัชนีเปรียบเทียบกับตัวอย่างเกลียวจากแหล่งอื่นเท่านั้น ค่านี้มีได้นำมาใช้ในการประเมินเสถียรภาพและออกแบบโพรงหรืออุโมงค์กักเก็บโดยตรง ดังนั้นในส่วนของความคลาดเคลื่อนของค่าแรงดึงสูงสุดจึงไม่มีผลกระทบต่อการจำลองทางคอมพิวเตอร์

- 2) ผลจากงานวิจัยในต่างประเทศระบุว่า การเปลี่ยนรูปในช่วง Transient phase ของเกลียวตัวอย่างที่มีขนาดเล็กจะมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากเกลียวตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่กว่า ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ของความหนืดเชิงยืดหยุ่นอาจจะมีค่าต่ำกว่าค่าที่น่าจะได้จากตัวอย่างเกลียวขนาดมาตรฐาน การใช้ค่านี้ไปจำลองการเปลี่ยนรูปในระยะสั้นของเกลียวรอบโพรงหรืออุโมงค์จึงออกไปในเชิงอนุรักษ์

- 3) ผลจากงานวิจัยในต่างประเทศระบุว่า การเปลี่ยนรูปในช่วง Steady-state phase ของตัวอย่างเกลียวที่มีขนาดเล็กจะมีค่าต่ำกว่าค่าที่วัดได้จากตัวอย่างเกลียวที่มีขนาดใหญ่กว่า ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ของความหนืดเชิงพลาสติกที่ได้จากงานวิจัยนี้อาจจะมีค่าสูงกว่าค่าที่น่าจะได้จากตัวอย่างเกลียวที่มีขนาดมาตรฐาน และการใช้ค่านี้ไปจำลองการเปลี่ยนรูปในระยะยาวของเกลียวรอบโพรงหรืออุโมงค์อาจจะไม่เป็นไปในเชิงอนุรักษ์ เช่น การยุบตัวของเสาค้ำยัน หรือการทรุดตัวของผิวดินที่คำนวณได้อาจจะมีค่าต่ำกว่าค่าที่ควรจะเป็น

ถึงแม้ผลกระทบของขนาดของตัวอย่างเกลือหินจะมีอยู่จริง แต่ผู้วิจัยคาดว่าผลกระทบต่อค่าความเบี่ยงเบนของสัมประสิทธิ์ต่าง ๆ ที่สอบเทียบมาไว้จะมีอยู่น้อยเมื่อเทียบกับความแปรปรวนของค่าเหล่านี้ที่เกิดจากการกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอของสิ่งเจือปนในกลุ่มของตัวอย่างเกลือหิน

อุณหภูมิห้องที่ใช้ในการทดสอบในงานวิจัยอยู่ในช่วง $20-25^{\circ}\text{C}$ ซึ่งอาจจะต่ำกว่าอุณหภูมิของชั้นเกลือหินที่อยู่ใกล้กับแหล่งกักเก็บประมาณ 2-3 องศา ซึ่งคาดว่าผลกระทบของอุณหภูมิที่ต่ำกว่าเพียงเล็กน้อยนี้จะไม่มีบทบาทมากนักในการประเมินเสถียรภาพในภาพรวมของแหล่งกักเก็บ

9.3 ความสามารถและความเหมาะสมของสมการควบคุม

คณะผู้วิจัยจากหลายสถาบันในต่างประเทศได้นำเสนอสมการควบคุมหลากหลายเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหิน (ดังได้บรรยายไว้ในบทที่ 2) และเป็นที่ยอมรับกันอย่างแพร่หลายด้วยว่ายังไม่มีสมการใดที่สามารถอธิบายพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินได้อย่างครบถ้วน แม่นยำและสมจริง แต่ละสมการจะมีข้อดี-ข้อเสียแตกต่างกันไป ดังนั้นในการวิเคราะห์หรือออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในชั้นเกลือหินก็จะมีการเลือกสมการที่เหมาะสมกับจุดประสงค์เฉพาะที่ทำการศึกษาหรือวิจัย เช่น ถ้าจะคาดคะเนการเปลี่ยนรูปของเกลือหินในระยะสั้นภายใต้ความกดดันต่ำก็จะนำสมการที่สามารถอธิบายการแตกและการเปลี่ยนรูปใน Transient phase ได้ดีมาใช้ในการคำนวณ หรือถ้าต้องการคาดคะเนการเปลี่ยนรูปของเกลือหินในระดับลึกภายใต้ความกดดันสูงในระยะยาวก็จะนำสมการที่สามารถอธิบายการเปลี่ยนรูปเชิงพลาสติกในช่วง Steady-state phase มาใช้เป็นต้น

สมการที่ได้นำมาใช้ในงานวิจัยนี้พัฒนามาจาก Rheological Models คือ มีรูปแบบที่สามารถแสดงได้ในเชิงฟิสิกส์ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของหินเชิงยืดหยุ่น หนืดแบบยืดหยุ่น และหนืดแบบพลาสติกได้ดี นอกจากนี้สมการควบคุมสามารถคาดคะเนการแตกและการบวมตัวของเกลือหินภายใต้แรงกดได้อีกด้วย ดังนั้นสมการนี้จึงสามารถคาดคะเนพฤติกรรมของเกลือหินในระยะยาวได้ดี ซึ่งเหมาะสมกับจุดประสงค์ของการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ คือ ต้องการประเมินเสถียรภาพในระยะยาวถึง 500 ปีข้างหน้า การเปลี่ยนสภาพของหินจากช่วงความยืดหยุ่นไปช่วงพลาสติกของสมการนี้ได้ใช้เกณฑ์ของความเครียดวิกฤตเข้ามาเป็นตัวบ่งบอก นอกจากนั้นแล้วข้อดีอีกประการหนึ่งของสมการนี้คือ ค่าสัมประสิทธิ์และค่าคงที่ทุกค่าสามารถหาได้จากการสอบเทียบกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยง่ายและรวดเร็ว ค่าคงที่เหล่านี้ยังสามารถเข้าใจและอธิบายได้ง่ายโดยใช้กฎทางด้านฟิสิกส์

จุดอ่อนของสมการควบคุมที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือ ไม่สามารถคำนวณการเปลี่ยนรูปของเกลือหินที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิได้ ซึ่งจุดนี้ไม่ใช่ประเด็นสำคัญในงานวิจัยนี้เพราะภาคนิวเคลียร์ที่จะนำมาทั้งเป็นแบบอุณหภูมิต่ำ จุดอ่อนอีกประการหนึ่งคือการคาดคะเนการแตกของหินภายใต้แรงดึงได้ไม่ดีนัก แต่จุดอ่อนประการนี้จะไม่ส่งผลเสียต่อการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ เพราะเกลือ

หินที่อยู่รอบโพรงหรืออุโมงค์กักเก็บจะอยู่ภายใต้ความดันทั้งสิ้น จากการอธิบายดังกล่าวข้างต้น สามารถสรุปได้ว่าสมการควบคุมที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโพรงกักเก็บกากนิวเคลียร์ในงานวิจัยนี้จึงเพียงพอและเหมาะสม

9.4 ความเหมาะสมของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้

ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลขที่ใช้ในการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้เป็นแบบ Finite element method ซึ่งสามารถคำนวณการเปลี่ยนรูปและแรงในชั้นหินได้ใน Time domain ในช่วงเวลาที่ผู้ใช้กำหนด และให้ค่าที่คำนวณได้ละเอียดถึง 10 ตำแหน่ง โปรแกรมที่นำมาใช้ชื่อ “GEO” ซึ่งเป็นโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นมาโดย บริษัท Serata Geomechanics, Inc. การพัฒนานี้ได้ดำเนินการมาอย่างต่อเนื่องเป็นเวลาเกือบ 20 ปี และได้ใช้ในการคำนวณเสถียรภาพและออกแบบเหมืองเกลือ เหมืองโพแทช เหมืองถ่านหิน โพรงกักเก็บ และโครงสร้างทางวิศวกรรมอื่น ๆ ในประเทศสหรัฐอเมริกาและแคนาดา ซึ่งเป็นโปรแกรมที่มีการพิสูจน์แล้วและมีประวัติที่น่าเชื่อถือ โปรแกรมนี้สามารถปรับเปลี่ยนสมการควบคุมพฤติกรรมของหินหรือวัสดุที่ทำการจำลองได้ ทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมของหินที่มีคุณสมบัติหลากหลายในบริเวณใกล้เคียงกันได้ในเวลาเดียวกัน

โปรแกรม GEO นี้จะคำนวณในหนึ่งและสองมิติเท่านั้น และไม่สามารถทำการคำนวณในสามมิติได้ แต่ข้อจำกัดนี้ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อการใช้วิเคราะห์ในงานวิจัย เนื่องจากรูปแบบและข้อกำหนดเชิงเรขาคณิตและเชิงกลศาสตร์ของโพรงและอุโมงค์กักเก็บที่ศึกษาในงานวิจัยนี้สามารถปรับลงมาจากสามมิติให้อยู่ในสองมิติได้ กล่าวคืออยู่ในความเครียดระนาบ (Plane strain) และในแกนหมุนสมมาตร (Axis symmetry) ดังนั้นผลของการวิเคราะห์จึงไม่สูญเสียความแม่นยำของการคำนวณ

ดังได้กล่าวสรุปไว้ในบทที่ 2 ของรายงานฉบับนี้ว่าโปรแกรมที่ใช้ในการจำลองในเชิงกลศาสตร์หินมีมากกว่า 20 โปรแกรม ซึ่งแต่ละโปรแกรมก็จะมีลักษณะต่างกันไป ในส่วนของความสามารถและประสิทธิภาพของการคำนวณนั้นทุกโปรแกรมมีศักยภาพใกล้เคียงกัน การแพร่หลายของแต่ละโปรแกรมส่วนใหญ่จะขึ้นกับความถนัดและความคุ้นเคยของผู้ใช้ (นักวิจัย วิศวกร) และอาจจะขึ้นอยู่กับราคาและการทำการตลาดของผู้ผลิตหรือผู้ที่พัฒนาโปรแกรมนั้น ๆ ขึ้นมา ดังนั้นโดยสรุปแล้วผู้วิจัยเห็นว่าชนิดและชื่อของโปรแกรมที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์คงจะไม่มีบทบาทต่อผลของการวิจัยทราบใดที่โปรแกรมนั้น ๆ มีระบบการคำนวณและวิธีการแก้สมการภายในอย่างถูกต้อง

9.5 ความเหมาะสมและข้อดี-ข้อเสียของแนวคิดในการกักเก็บกากนิวเคลียร์

สองแนวคิดเพื่อกักเก็บกากนิวเคลียร์ที่เสนอและศึกษาในงานวิจัยนี้ คือ 1) การกักเก็บในโพรงละลายในชั้นเกลือหิน และ 2) การกักเก็บในเหมืองเกลือหรืออุโมงค์เกลือ ทั้งสองแนวคิดนี้ถูกพิจารณาว่าเหมาะสมเพราะเป็นแนวคิดที่อยู่บนพื้นฐานของเทคโนโลยีและองค์ความรู้ที่มีอยู่แล้ว คือ โพรงละลายในชั้นเกลือและเหมืองเกลือแบบอุโมงค์ เป็นอุตสาหกรรมที่ปฏิบัติกันอย่างแพร่หลายมา

ชำนาญในต่างประเทศและเริ่มดำเนินการในประเทศไทยแล้ว ซึ่งจะส่งผลให้การก่อสร้างแหล่งกักเก็บกากนิวเคลียร์มีความเป็นไปได้สูง และโอกาสที่จะพบปัญหาเชิงวิศวกรรมที่มีได้คาดการณ์มาก่อนก็จะ มีน้อย นอกจากนั้นแล้วงานวิจัยในต่างประเทศที่ได้ดำเนินการกว่า 20 ปี ในการค้นคว้าศึกษาและทดสอบในประเด็นต่าง ๆ สำหรับแนวคิดทั้งสองมีมาก ซึ่งประเทศไทยสามารถนำองค์ความรู้บางส่วนมาปรับเปลี่ยนและปรับปรุงเพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในประเทศ หรือนำองค์ความรู้เหล่านั้นมาศึกษาเพิ่มเติมเพื่อให้ผลลัพธ์หรือเพื่อให้ปัจจัยที่เกี่ยวข้องมีความเหมาะสมกับสภาวะแวดล้อมในประเทศไทย

สองแนวคิดที่น่าเสนอนี้มีข้อดีและข้อเสียแตกต่างกันไป ซึ่งสามารถสรุปโดยสังเขปและในเชิงเปรียบเทียบได้คือ

ข้อพิจารณา	กักเก็บในอุโมงค์เกลือแบบแห้ง	กักเก็บในโพรงละลายเกลือ
1) ราคาค่าก่อสร้าง	สูงมาก (3,000-5,000 ล้านบาท)	ค่อนข้างต่ำ (น้อยกว่า 500 ล้านบาท)
2) การตรวจสอบเสถียรภาพ	ทำได้ยากใกล้ชิดและละเอียด	ทำได้โดยวิธีทางอ้อมเท่านั้น
3) การนำกากนิวเคลียร์ลงไปกักเก็บ	สะดวก ปลอดภัย และน่าเชื่อถือกว่า	ไม่สะดวก อาจมีขั้นตอนยุ่งยาก และแก้ไขได้ยากเมื่อมีปัญหา
4) ความสามารถในการนำกากนิวเคลียร์กลับขึ้นมาบนผิวดิน ถ้าเกิดความผิดพลาด	ทำได้อย่างมีประสิทธิภาพ	เป็นไปได้ยากมาก
5) การตรวจสอบการรั่วไหลหลังการกักเก็บ	ทำได้โดยตรงและชัดเจน	ทำได้โดยวิธีอ้อมและอาจไม่ครอบคลุม
6) การดูแลหลังจากการทิ้งลงไปแล้ว	ขบวนการซับซ้อนใช้เงินทุนสูงกว่า	ทำได้โดยง่ายและค่อนข้างถูก
7) เสถียรภาพเชิงกลศาสตร์	ดี และสามารถปรับเปลี่ยนรูปแบบของอุโมงค์ให้เหมาะสมได้	ค่อนข้างดี แต่ไม่สามารถปรับเปลี่ยนขนาดและรูปแบบได้ถ้ามีการพบความแปรปรวนเชิงธรณีวิทยา
8) การทรุดตัวของผิวดิน	สูงกว่า	ต่ำกว่ามาก
9) เกลือหินที่ขุดขึ้นมาได้	สามารถนำกลับลงไปทิ้งเป็นวัสดุอุโมงค์	ต้องหาที่ทิ้งน้ำเกลือที่ได้จากการละลายในขณะที่ก่อสร้าง
10) การก่อสร้างและเวลา	ยาก ซับซ้อน ใช้เวลานาน	ค่อนข้างง่ายและเร็วกว่า