



รหัสโครงการ SUT7-719-60-12-41

รายงานการวิจัย

การประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โพแทช
โดยพิจารณาปริมาณการเจือปนของแร่คาร์เนลไลต์

(Stability Evaluation of Pillars in Potash Mines
by Considering Carnallite Contents)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รหัสโครงการ SUT7-719-60-12-41

รายงานการวิจัย

การประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โพแทช
โดยพิจารณาปริมาณการเจือปนของแร่คาร์แนลไลต์

(Stability Evaluation of Pillars in Potash Mines
by Considering Carnallite Contents)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ศาสตราจารย์ ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร
สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2560
ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กันยายน 2560

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2560 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจากทีมงานหน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณีในการทดสอบและ นางสาวกัญญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และพิสุจน์ อักษร ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้

ผู้วิจัย

กันยายน 2560



บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษาคือ เพื่อหาเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โปแตช ที่ขุดเจาะในหมวดหินชุดมหาสารคามในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย มีการศึกษาผลกระทบของปริมาณการเจือปนแร่คาร์บอนิลไลต์ต่อความแข็งแรงของเสาค้ำยันที่ออกแบบเป็นห้องสลับเสา ค้ำยัน โดยได้มีการทดสอบเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างแร่โปแตชที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ผันแปรจาก 0% ถึง 100% ผลการทดสอบระบุว่า ค่ากำลังกด ค่ากำลังดึง และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหิน ลดลงเมื่อปริมาณการเจือปนแร่คาร์บอนิลไลต์เพิ่มขึ้น อัตราส่วนของผิวของสเฟียเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตรงจาก 0.27 สำหรับตัวอย่างที่มีแร่เฮไลต์บริสุทธิ์ไปจนถึง 0.39 สำหรับตัวอย่างที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์ ผลกระทบของปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์สามารถพบในทุกระดับของความดันล้อมรอบที่ใช้ในการศึกษา (0-12 MPa) เกณฑ์การแตกของ Hoek-Brown สามารถอธิบายความแข็งแรงของตัวอย่างหินภายใต้การผันแปรปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์และความดันล้อมรอบได้อย่างดี การจำลองเชิงตัวเลขได้นำมาใช้ในการศึกษาผลกระทบของปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์ต่อเสถียรภาพของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โปแตช ที่ระดับความลึก 100, 150 ถึง 200 m โดยที่อัตราส่วนการสกัดแร่เท่ากับร้อยละ 30 และมีปริมาณการเจือปนแร่คาร์บอนิลไลต์จาก 0% ถึง 100% ผลที่ได้ระบุว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงเมื่อปริมาณการเจือปนแร่คาร์บอนิลไลต์ และความลึกเพิ่มขึ้น

Abstract

The objective of this study is to determine the mechanical stability of support pillars in potash mines openings excavated in the Maha Sarakham formation in the northeast of Thailand. The effects of the carnallite contents ($C_{\%}$ -percentage weight) on the pillar strength are assessed based on room- and- pillar design. Mechanical characterization tests have been performed on the potash specimens with $C_{\%}$ varying from 0% (pure halite) to 100% (pure carnallite). The results indicate that the compressive and tensile strengths and elastic moduli of the specimens exponentially decrease with increasing $C_{\%}$. The Poisson's ratios however increase linearly from 0.27 for pure halite to 0.39 for pure carnallite. The effects of the carnallite contents tend to act equally throughout the range of the confining pressures used here (0-12 MPa). The Hoek-Brown describe the strength results under various carnallite contents and strength criterion can well confining pressures. Numerical simulations have been performed to determine the effects of carnallite contents on the stability of support pillars in potash mines at depth from 100, 150 to 200 m with the extraction ratio of 30% and carnallite contents varying from 0 to 100%. The results indicate that the factors of safety of the pillars decrease with increasing carnallite contents and depths.

สารบัญ

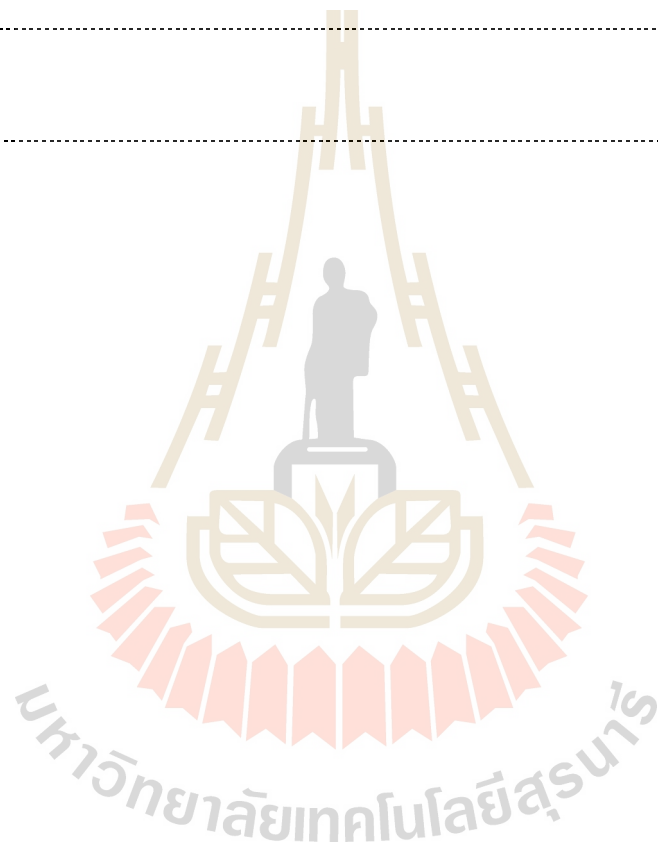
	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูปภาพ.....	ซ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย.....	1
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย.....	1
1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย.....	2
1.5 วิธีดำเนินการวิจัย.....	2
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
2.1 คุณสมบัติพื้นฐานของโพแทช.....	7
2.2 คุณสมบัติของเกลือหิน.....	7
2.2.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์.....	7
2.2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหิน.....	9
2.3 การทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว.....	11
2.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน.....	12
2.5 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล.....	13
2.6 การทดสอบความแข็งแบบจุด.....	14
บทที่ 3 การเก็บและการจัดเตรียมตัวอย่างหิน.....	17
3.1 วัตถุประสงค์.....	17
3.2 การเตรียมตัวอย่างเกลือหินสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	17

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	29
4.1 วัตถุประสงค์.....	29
4.2 การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว.....	29
4.3 การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน.....	30
4.3.1 โครงทดสอบในสามแกนจริง.....	30
4.3.2 วิธีการทดสอบกำลังกดในสามแกน.....	30
4.4 การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล.....	32
4.5 การทดสอบความแข็งแบบจุด.....	32
4.6 ผลการทดสอบ.....	34
4.6.1 ผลการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว.....	34
4.6.2 ผลการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน.....	34
4.6.3 ผลการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล.....	34
4.6.4 ผลการทดสอบแบบจุดกด.....	38
บทที่ 5 การวิเคราะห์ผลการทดสอบและสร้างเกณฑ์การแตก.....	39
5.1 วัตถุประสงค์.....	39
5.2 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน.....	39
5.3 เกณฑ์การแตกของ <i>Hoek and Brown</i>	44
5.4 เกณฑ์การแตกบนพื้นฐานของพลังงานความเครียด.....	46
5.5 เกณฑ์การแตกของความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้าน.....	47
บทที่ 6 การประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยันด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์.....	51
6.1 วัตถุประสงค์.....	51
6.2 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์.....	51
6.3 ผลการจำลองเสถียรภาพของเสาค้ำยัน.....	55

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 7 สรุปและวิจารณ์ผล.....	57
7.1 บทสรุปของการวิจัย.....	57
7.2 ข้อเสนอแนะ.....	58
บรรณานุกรม.....	59
ประวัตินักวิจัย.....	67



สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว....	19
3.2 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังรับแรงกดสูงสุดในสามแกน.....	21
3.3 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซึล.....	23
3.4 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบความแข็งแบบจุด.....	25
5.1 ค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง ค่าคงที่ของ Lamé ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าสัมประสิทธิ์ก้อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน.....	41
6.1 คุณสมบัติของแร่เฮไลต์และแร่คาร์เนลไลต์ที่ใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์.....	52
6.2 ผลการจำลองเสาค้ำยันของช่องเหมืองภายใต้การผันแปรระดับความลึกและปริมาณแร่คาร์เนลไลต์ โดยแสดงในรูปค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS).....	53

สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
3.1 แหล่งกำเนิดของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบ.....	18
3.2 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและสามแกน.....	18
3.3 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล.....	18
3.4 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบความแข็งแรงแบบจุด.....	18
4.1 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงกดทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว.....	29
4.2 โครงกดทดสอบในสามแกนจริง.....	31
4.3 การสอบเทียบอัตราส่วนของแรงโดย Electronic load cell อัตราส่วนนี้ได้นำมาใช้ ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของแท่งตัวอย่างหินด้านข้าง.....	32
4.4 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงกดทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล.....	33
4.5 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงกดทดสอบความแข็งแรงแบบจุด.....	33
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณ การเฉือนของแร่คาร์บอเนต.....	35
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (σ_{cd}) และค่าความเค้นสูงสุด ที่จุดวิบัติ (σ_{cf}) ของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณการเฉือนของแร่คาร์บอเนต.....	35
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณ การเฉือนของแร่คาร์บอเนตภายใต้การผันแปรความดันล้อมรอบ.....	36
4.9 ตัวอย่างเกลือหินหลังการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน.....	37
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นดึงสูงสุดแบบบราซิล (σ_b) ในฟังก์ชันของปริมาณการเฉือน ของแร่คาร์บอเนตในตัวอย่างเกลือหิน.....	37
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีจุดกด และ Stress conversion factor ในฟังก์ชัน ของปริมาณการเฉือนของแร่คาร์บอเนตในตัวอย่างเกลือหิน.....	38
5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซองส์ ในฟังก์ชัน ของปริมาณการเฉือนของแร่คาร์บอเนต.....	40
5.2 ผลกระทบของปริมาณแร่คาร์บอเนตต่อค่ากำลังกดสูงสุดที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และ จุดวิบัติภายใต้ความดันล้อมรอบในระดับต่างกัน.....	46
5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า m ในฟังก์ชันของปริมาณแร่คาร์บอเนตที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และจุดวิบัติของตัวอย่างหิน.....	46

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยภายใต้การเจือปนของปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกัน.....	48
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวเฉือนรวมทางด้านในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยภายใต้การเจือปนของปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกัน.....	48
6.1 โครงข่ายแบบการจำลองช่องเหมืองของชั้นเกลือหินภายใต้การผันแปรระดับความลึกที่ 100, 150 และ 200 m และความกว้างของช่องเหมืองเท่ากับ 10 m.....	52
6.2 ค่าความเค้นในแนวแกนบริเวณเสาค้ำยันที่ระดับความลึก 100 ($\sigma_v=2.14$ MPa), 150 ($\sigma_v=3.21$ MPa) และ 200 m ($\sigma_v=4.28$ MPa) ตามลำดับ.....	54



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

จากผลงานวิจัยในอดีตทำให้ทราบว่าแร่เกลือหินที่มีแร่คาร์บอเนตเจือปนจะมีค่ากำลังกดต่ำกว่าเกลือหินบริสุทธิ์อย่างมาก ดังนั้นการนำค่ากำลังกดของเกลือหินมาใช้เป็นเกณฑ์ในการออกแบบย่อมไม่เป็นไปตามหลักการออกแบบในเชิงอนุรักษ์เท่าที่ควร เพราะค่ากำลังกดที่แท้จริงของเสาค้ำยันในช่องเหมืองจะขึ้นอยู่กับปริมาณแร่คาร์บอเนตที่ผสมอยู่ แต่แร่คาร์บอเนตที่เจือปนอยู่ในเกลือหินนั้นไม่มีความสม่ำเสมอในทุกช่องเหมืองซึ่งอาจผันแปรตั้งแต่ 20-90% ดังนั้น ในการออกแบบแผนผังการทำเหมืองจึงจำเป็นต้องออกแบบเสาค้ำยันให้สอดคล้องกับปริมาณแร่คาร์บอเนตที่เจือปนอยู่ จึงจำเป็นต้องสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์เพื่อระบุถึงผลกระทบจากการเจือปนของแร่คาร์บอเนตในเกลือหิน และศึกษาลักษณะการแตกและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลือหินที่มีแร่คาร์บอเนตเจือปนอยู่ในปริมาณต่างๆ กัน ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อภาครัฐและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องที่จะนำไปใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพของเสาค้ำยันในเหมืองโพแทชของผู้ประกอบการอุตสาหกรรมแร่โพแทชในประเทศไทย

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) และในสามแกน (Triaxial compressive strength test) ของเกลือหินที่มีแร่คาร์บอเนตเจือปนอยู่ในปริมาณที่ต่างกันตั้งแต่ 0-100%
- 2) ทดสอบความแข็งแรงแบบจุด (Point load strength index) ของตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอเนตเจือปนแบบไร้รูปร่าง (Irregular shape) ในหลายขนาด
- 3) พัฒนาสมการทางคณิตศาสตร์จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Empirical relationship) เพื่อหาค่ากำลังกดสูงสุด โดยพิจารณาปริมาณของแร่คาร์บอเนตที่เจือปนอยู่และความเค้นล้อมรอบ
- 4) สาธิตการนำผลไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบขนาดของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โพแทชด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข โดยพิจารณาปริมาณแร่คาร์บอเนตในระดับที่ต่างกัน

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) ศึกษาและประมวลข้อมูลจากเอกสารอ้างอิงเกี่ยวกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของแร่คาร์บอเนตโดยเฉพาะค่ากำลังกดสูงสุดทั้งในแกนเดียวและในสามแกน กำลังรับแรงดึง รวมไปถึงปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของแร่คาร์บอเนต

- 2) ในงานวิจัยนี้จะนำตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลต์ที่ได้รับความอนุเคราะห์จากบริษัทเหมืองแร่โพแทชอาเซียน จำกัด (มหาชน) มาตัดให้เป็นแท่งทรงสี่เหลี่ยมขนาด $5.4 \times 5.4 \times 10.8 \text{ cm}^3$ เพื่อทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว ซึ่งใช้ตัวอย่างไม่น้อยกว่า 20 ตัวอย่าง
- 3) การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกนจะผันแปรค่าความเค้นล้อมรอบตั้งแต่ 3-12 MPa ซึ่งใช้ตัวอย่างไม่น้อยกว่า 60 ตัวอย่าง
- 4) การทดสอบการให้แรงแบบจุดได้ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลต์เจือปนแบบไร้รูปร่างไม่น้อยกว่า 50 ตัวอย่าง
- 5) การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล (Brazilian tensile strength test) ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลต์เจือปนรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 mm สูง 24 mm จำนวน 30 ตัวอย่าง
- 6) ผลงานวิจัยสามารถนำไปเผยแพร่องค์ความรู้ในรูปของบทความในการประชุมสัมมนาเชิงวิชาการและวารสารทางวิชาการในระดับนานาชาติ

1.4. ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

ความมีเสถียรภาพทางด้านกลศาสตร์ของเกลือหินเป็นสิ่งสำคัญที่สุดประการหนึ่งสำหรับการออกแบบแผนผังการทำเหมืองในชั้นเกลือหินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ การคาดคะเนหรือการประเมินเสถียรภาพของเกลือหินสามารถทำได้อย่างถูกหลักวิชาการ แต่ในความเป็นจริงแล้วในชั้นเกลือหินมักจะมีแร่คาร์บอนิลต์เจือปนอยู่ (ผันแปรตั้งแต่ 20-90%) เพื่อให้ได้ผลที่แม่นยำและถูกต้องจึงจำเป็นต้องศึกษาคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ที่แท้จริงโดยการศึกษาดูตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลต์เจือปนในปริมาณต่างๆ ภายในห้องปฏิบัติการ ด้วยการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน อาทิ การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน การทดสอบการให้แรงแบบจุด และการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล

ผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังกดของตัวอย่างหินกับปริมาณแร่คาร์บอนิลต์ที่เจือปนในปริมาณต่างๆ อีกทั้งยังสามารถนำเกณฑ์ความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ที่ได้ไปออกแบบเสาค้ำยันในเหมืองโพแทชให้สอดคล้องกับสภาวะจริง เพื่อให้ผลที่ได้มีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงได้สาริตการคำนวณเสถียรภาพของเสาค้ำยันเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการออกแบบเสาค้ำยันโดยใช้คุณสมบัติของเกลือหินบริสุทธิ์

1.5 วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยแบ่งออกเป็น 7 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ทำการศึกษาและค้นคว้าวารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้โดยแบ่งออกเป็น 2 ประเด็นหลัก ประกอบด้วย การศึกษาคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของแร่คาร์บอนิลไลต์ และปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมและการเปลี่ยนรูปร่างของแร่คาร์บอนิลไลต์

ขั้นตอนที่ 2 การเก็บและเตรียมตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์

ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ถูกจัดเตรียมเป็นรูปทรงสี่เหลี่ยมขนาด $5.4 \times 5.4 \times 10.8$ cm³ สำหรับทำการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและในสามแกน ซึ่งตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ได้รับความอนุเคราะห์จากบริษัท เหมืองแร่โพแทชอาเซียน จำกัด (มหาชน) จังหวัดชัยภูมิ สำหรับการทดสอบค่าความแข็งได้ใช้ตัวอย่างทั้งสิ้นไม่น้อยกว่า 40 ตัวอย่าง นอกจากนี้ยังเตรียมตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5.4 cm และหนา 2.4 cm เพื่อใช้ทดสอบหาค่ากำลังดึงแบบบราซิล โดยใช้ตัวอย่างทั้งสิ้นไม่น้อยกว่า 20 ตัวอย่าง

ขั้นตอนที่ 3 การทดสอบหาคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของแร่คาร์บอนิลไลต์

ในขั้นตอนนี้จะทำการทดสอบกำลังกดสูงสุดทั้งในแกนเดียวและในสามแกนของแร่คาร์บอนิลไลต์ โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 4 กลุ่ม คือ

- 1) การทดสอบค่ากำลังกดสูงสุดในแกนเดียว ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่น้อยกว่า 20 ตัวอย่าง และใช้เกจในการตรวจวัดการเคลื่อนตัวในแนวแกนและด้านข้าง นอกจากนี้ตัวอย่างหินจะมีปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกันไม่น้อยกว่า 4 ระดับ
- 2) การทดสอบค่ากำลังกดสูงสุดในสามแกน ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่น้อยกว่า 60 ตัวอย่าง โดยผันแปรความเค้นล้อมรอบ (Confining pressure) ตั้งแต่ 0-15 MPa นอกจากนี้ตัวอย่างหินจะมีปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกันไม่น้อยกว่า 4 ระดับ
- 3) การทดสอบความแข็งแบบจุดกด ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่น้อยกว่า 50 ตัวอย่าง นอกจากนี้ตัวอย่างหินจะมีปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกันไม่น้อยกว่า 4 ระดับ
- 4) การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล ใช้ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่น้อยกว่า 30 ตัวอย่าง นอกจากนี้ตัวอย่างหินจะมีปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ที่แตกต่างกันไม่น้อยกว่า 4 ระดับ

ขั้นตอนที่ 4 การสร้างสมการความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์

นำค่าคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์เจือปนที่ได้จากการทดสอบมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังกดต่อปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ และความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นหลักสูงสุดและความเค้นหลักต่ำสุดที่ปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ในระดับต่างๆ เพื่อให้ได้มาซึ่งเกณฑ์การแตกที่แท้จริงของเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลไลต์เจือปนรวมถึงคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ อาทิ ค่าความ

เค้นยึดติด ค่ามุมเสียดทาน หรือค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่อาจมีการเปลี่ยนแปลงตามปริมาณของแร่คาร์บอนิลด์ที่เพิ่มขึ้นหรือลดลง

ขั้นตอนที่ 5 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สามารถนำไปสร้างความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ โดยพิจารณาปริมาณของแร่คาร์บอนิลด์ร่วมด้วยซึ่งเน้นไปที่ตัวแปรที่จะใช้ในการออกแบบเสาค้ำยันได้แก่ ค่ากำลังกด (Compressive strength) ซึ่งความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์หรือเกณฑ์การแตกของเกลือหิน สามารถนำมาระบุถึงผลกระทบจากการเจือปนของแร่คาร์บอนิลด์ในเกลือหินในเชิงตัวเลข และวิเคราะห์ลักษณะการแตกและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลด์เจือปนอยู่ในระดับต่างๆ กัน

ขั้นตอนที่ 6 สาธิตการออกแบบเสาค้ำยันโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

ผลที่ได้นำมาสาธิตการออกแบบเสาค้ำยันด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (FLAC 4.0) โดยเฉพาะเสาค้ำยันที่เป็นเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลด์เจือปนอยู่ในระดับต่างๆ กัน ค่าของความมีเสถียรภาพจะใช้เป็นตัวกำหนดการออกแบบขนาด รูปร่าง ความลึก และระยะห่างระหว่างห้องเพื่อให้ได้รูปแบบที่มีเสถียรภาพสูงที่สุด ทั้งนี้ การนำเอาคุณสมบัติของเกลือหินและเกลือหินที่มีแร่คาร์บอนิลด์เจือปนมาใช้ในการออกแบบสามารถใช้เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบเสาค้ำยันที่ปลอดภัยได้อย่างเป็นรูปธรรม

ขั้นตอนที่ 7 การสรุปผลและเขียนรายงาน

แนวคิด ขั้นตอนโดยละเอียด การวิเคราะห์ผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมด และข้อสรุปจะนำเสนอโดยละเอียดในรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ เพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ และตีพิมพ์ในวารสารระดับนานาชาติ

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยนี้มีประโยชน์อย่างมากกับงานด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมสิ่งแวดล้อม และวิศวกรรมเหมืองแร่ที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและการขุดเจาะเหมืองแร่โพแทชใต้ดิน เพื่อให้เหมืองมีเสถียรภาพตลอดอายุการทำเหมือง ซึ่งสามารถสรุปเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

- 1) ตีพิมพ์ผลงานวิจัยในวารสารระดับนานาชาติ
- 2) เผยแพร่องค์ความรู้ให้กับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน
- 3) สร้างนักวิจัยระดับ Postgraduate อย่างน้อย 1 คน

1.6.1 บริการความรู้แก่ประชาชนและหน่วยงานราชการ

การให้ความรู้แก่หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง เช่น กรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่ เพื่อให้ทราบถึงผลกระทบของปริมาณของแร่คาร์บอนิลไลต์ต่อค่ากำลังกวด เพื่อใช้ในการพิจารณาและคาดคะเนเสถียรภาพในการออกแบบเหมืองแร่โพแทช

1.6.2 บริการความรู้แก่ภาคธุรกิจ

เป็นแหล่งข้อมูลและให้ความรู้แก่หน่วยงานภาคธุรกิจ เช่น งานด้านการออกแบบเหมืองแร่ ในการประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยัน และความคืบหน้าเสาค้ำยันสามารถรับได้จริง



บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ผู้วิจัยได้ค้นคว้าและศึกษาวารสาร รายงานและสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติพื้นฐานของแร่โพแทช คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์ ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหิน การทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว การทดสอบแรงกดในสามแกน การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล และการทดสอบความแข็งแบบจุด

2.1 คุณสมบัติพื้นฐานของโพแทช

โพแทชที่พบมากที่สุดในโลกคือโพแทชชนิดคาร์แนลไลต์ มีสูตรทางเคมีคือ $KClMgCl_2 \cdot 6H_2O$ ซึ่งส่วนใหญ่แร่โพแทชบริสุทธิ์จะไม่มีสีหรืออาจมีสีขาว ผลึกมองทะลุได้ โดยทั่วไปมักมีสีแดง สีส้ม เนื่องจากมีแร่เหล็กประเภทฮีมาไทต์ผสมอยู่ด้วย ผลึกแร่คาร์แนลไลต์จะอยู่ในระบบ Orthorhombic ตามธรรมชาติมักเกิดรวมกับเกลือหิน คาร์แนลไลต์มีส่วนประกอบของโพแทสเซียม (K) 14.07% หรือ K_2O 16.95% ปรากฏของแร่คาร์แนลไลต์เป็นแบบ Nonmetallic shining หรือ Greasy luster มีความแข็งประมาณ 1 Mohs มีความหนาแน่นเท่ากับ 1.61 g/cc ละลายน้ำได้ง่ายแม้ทิ้งไว้ในบรรยากาศปกติ (Hurlbut, 1971) การกำเนิดของแร่คาร์แนลไลต์เป็นแบบปฐมภูมิ (Primary deposits) คือเกิดจากการตกตะกอนของน้ำทะเลโดยตรง มักเกิดรวมกับเกลือหิน แอนไฮไดรต หรือพบรวมกับโบราไซต์

Mellegard et al. (2012) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติเชิงกายภาพของเกลือหินในห้องปฏิบัติการโดยวิธี X-ray fluorescence (XRF) เพื่อจำแนกความหนาแน่นของเกลือหินในแต่ละแหล่ง โดยตัวอย่างหินที่ทดสอบมีการผันแปรปริมาณแร่ซิลิเกต ผลที่ได้ระบุว่า ตัวอย่างหินที่มีความหนาแน่นต่ำซึ่งอยู่ในช่วง 1.99 ถึง 2.11 g/cc จะมีปริมาณแร่ซิลิเกตสูง และตัวอย่างหินที่มีความหนาแน่นสูง ความหนาแน่นจะอยู่ในช่วง 2.12 ถึง 2.19 g/cc ดังนั้น ความหนาแน่นของแร่เฮไลต์จึงมีค่าประมาณ 2.16 g/cc และความหนาแน่นของแร่ซิลิเกตมีค่าประมาณ 1.99 g/cc

2.2 คุณสมบัติของเกลือหิน

2.2.1 คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์

การศึกษาและวิจัยด้านกลศาสตร์เกลือหินมีจุดมุ่งหมายหลักเพื่อศึกษากลไกและพฤติกรรมของเกลือหินในระยะเวลายาว โดยอาศัยการทดสอบเชิงกลศาสตร์และความรู้พื้นฐานทางวิศวกรรมศาสตร์มาประยุกต์ใช้ เพื่อหาคุณสมบัติของเกลือหินและสร้างสมการหรือกฎเกณฑ์เชิงคณิตศาสตร์ในการประเมินและคาดคะเนพฤติกรรมของเกลือหินในสถานะชั้นหินที่มีแรงกด ความร้อน และความชื้น เป็นต้น คุณสมบัติของเกลือหินเชิงกลศาสตร์จึงเกี่ยวข้องกับค่าความเค้น ความเครียด

อุณหภูมิ และเวลา คุณสมบัติเหล่านี้จะถูกกำหนดเป็นส่วนหนึ่งของสมการเชิงคณิตศาสตร์เพื่อให้สามารถอธิบายพฤติกรรมของเกลือหินในด้านต่างๆ ได้ครอบคลุม

ผู้วิจัยหลายท่านได้เสนอว่าเกลือหินมีคุณสมบัติเหมือนโลหะและเซรามิก (Munson and Wawersik, 1993; Chokski and Langdon, 1991) แต่แท้จริงแล้วเกลือหินจัดเป็นหินชนิดหนึ่งจำพวก Alkali halides และมีคุณสมบัติไม่เหมือนกับโลหะ เซรามิก และหินอื่นๆ Barber (1990) และ Aubertin et al. (1993, 1999) ได้ศึกษาคุณสมบัติของเกลือหินและได้สรุปว่าเกลือหินมีคุณสมบัติแบบกึ่งเปราะกึ่งเหนียวหรือมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น-พลาสติก กล่าวคือ เกลือหินจะมีพฤติกรรมทั้งแบบยืดหยุ่น แบบยืดหยุ่น-พลาสติก และแบบพลาสติก (Jeremic, 1994; Aubertin et al., 1993, 1999; Fokker, 1995, 1998) ตามรายละเอียดดังนี้

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น (Elastic behavior) ของเกลือหินจะถูกพิจารณาในลักษณะของความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงและมีการวิบัติแบบเปราะ ความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงสามารถสังเกตได้เมื่อมีแรงกดต่ำกว่าแรงกดอ่อนตัวในช่วงของความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรง สามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นได้ตามปกติ โดยเกลือหินจะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ต่ำกว่าหินชนิดอื่นๆ

พฤติกรรมเชิงยืดหยุ่น-พลาสติก (Elastic and plastic behavior) ของเกลือหินจะเกิดขึ้นเมื่อแรงกดที่มากกระทำต่อเกลือหินยังไม่เกินจุดอ่อนตัว เมื่อปล่อยแรงกดจะทำให้เกลือหิน กลับสู่สภาพเดิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือเกลือหินมีการเปลี่ยนรูปไปชั่วคราวเท่านั้น แต่เมื่อให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะเข้าสู่ช่วงที่เป็นพลาสติก กล่าวคือ ความเค้นจะเลยจุดความเค้นอ่อนตัวไปแล้วนั่นเอง เมื่อลดแรงกดเกลือหินจะไม่สามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้ ถ้าให้แรงกดต่อไปเกลือหินจะไม่สามารถทนแรงกดที่สะสมไว้ได้และในที่สุดก็จะเกิดการวิบัติ

พฤติกรรมเชิงพลาสติก (Plastic behavior) ของเกลือหินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างถาวรจนกว่าแรงที่กระทำจะเกินจุดอ่อนตัว (Thorel and Ghoreychi, 1996; Fryne et al., 1996) ที่แรงกดสูงเช่นนี้เกลือหินจะมีการวิรูปไปเรื่อยๆ อย่างไม่มีที่สิ้นสุดหากแรงกดที่กระทำยังคงเท่ากับแรงกดคงที่ เมื่อถึงขีดจำกัดของความเครียดค่าหนึ่งเกลือหินก็จะไม่สามารถทนรับแรงกดนี้ต่อไปได้และจะเกิดการวิบัติ

การเปลี่ยนแปลงรูปของเกลือหินที่ได้รับอุณหภูมิระดับสูงจะทำให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งของผลึกได้ง่าย เมื่อได้รับแรงกดก็จะเกิดแรงในแนวเฉือนทำให้เกิดการเคลื่อนไหลง่ายขึ้น ดังนั้นในเชิงกลศาสตร์แรงกดและความร้อนจะเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมและกลไกการเคลื่อนไหลของเกลือหิน (Senseny et al., 1992; Carter et al., 1993) นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงรูปของเกลือหินจะมีความสัมพันธ์กับอัตราความเครียดแบบไม่ยืดหยุ่นและความเค้นแปรผัน (Spiers et al., 1990; Barber, 1990; Chokski and Langdon, 1991; Wolfenstine et al., 1991)

2.2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหิน

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของเกลือหินมีหลายประการ ซึ่งจะสะท้อนให้เห็นในรูปของการเปลี่ยนรูปหรือการเคลื่อนไหล รวมทั้งยังทำให้ความต้านทานต่อแรงกดหรือแรงดึงมีค่าลดลง Franssen (1998) และ Fokker (1998) ได้อธิบายปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ การเคลื่อนไหลและความต้านทานของเกลือหินทั้งสถานะในชั้นเกลือหินและในห้องปฏิบัติการ ซึ่งรวมไปถึงขนาดของผลึก แร่ยึดเหนี่ยวระหว่างผลึก การเปลี่ยนรูปตามเวลา อุณหภูมิ ความชื้นและสิ่งเจือปน เป็นต้น

ผลกระทบของอุณหภูมิ

ความร้อนหรืออุณหภูมิจะมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนรูปของเกลือหินอย่างมากและทำให้ช่วงเวลาการเคลื่อนไหลยาวนานมากขึ้น และยังทำให้ความหนืดของเกลือหินเพิ่มขึ้นด้วย การศึกษาที่เกี่ยวข้องกับอุณหภูมิและความลึกในชั้นหินได้มีผู้วิจัยหลายท่านศึกษาไว้แล้ว (Franssen and Spiers, 1990; Cristescu and Hunsche, 1991; Raj and Pharr, 1992; Senseny et al., 1992; Berest and Blum, 1993; Carter et al., 1993; Schneefub and Droste, 1996; Berest, Brouard and Durup, 1998) การศึกษาดังกล่าวสามารถสรุปได้ดังนี้ ระดับความลึกของชั้นหินที่เพิ่มขึ้นจะทำให้มีความร้อนสูง ความร้อนจะทำให้เกลือหินมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับพลาสติกมากยิ่งขึ้นและทำให้ความต้านแรงกดลดลง โดยปกติเกลือหินมีจุดหลอมเหลวที่อุณหภูมิ 800°C แต่การให้ความร้อนที่อุณหภูมิ 600°C ตลอดระยะเวลาเพียง 8 ชั่วโมง ก็สามารถทำให้เกลือหินสูญเสียความต้านแรงกดไปได้ Cristescu (1994) และ Cristescu and Hunsche (1996) ได้แนะนำว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่อุณหภูมิ 100°C ควรใช้อัตราการยวบตัวที่ต่ำกว่า 10^{-8} s^{-1} และที่อุณหภูมิ 200°C ควรใช้อัตราการยวบตัวต่ำกว่า 10^{-7} s^{-1} เพราะอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้เกลือหินเกิดการเคลื่อนไหลเร็วขึ้น ซึ่งจะทำให้เกิดการวิรูปได้ง่าย (Harmami et al., 1996)

ปัจจัยอื่น

ขนาดผลึกหรือขนาดเม็ดเกลือจะมีผลกระทบต่อ การเปลี่ยนรูปร่างและการเคลื่อนไหลของเกลือหิน กล่าวคือ เมื่อเปรียบเทียบขนาดผลึกกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 mm พบว่าผลึกที่มีขนาดใหญ่จะมีโอกาสเกิดแนวแตก (Cleavage plane) และระนาบเลื่อน (Slip plane) ได้มากขึ้น (Aubertin et al., 1993; Billiotte et al., 1996; Aubertin, 1996) โดย Franssen and Spiers (1990) Raj and Pharr (1992) Senseny et al. (1992) และ Wanten, et al. (1993) ได้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของผลึกและการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกของเกลือหินพบว่าความต้านแรงเฉือนและการเปลี่ยนแปลงรูป (Shear strength and deformation) จะเกิดขึ้นตามแนวหรือทิศทางของผลึก ดังนั้นตัวอย่างเกลือหินที่มีขนาดเล็กเกินไปจะมีความต้านแรงกดที่แปรปรวน ผลการทดสอบที่ได้จึงไม่สามารถเปรียบเทียบกับขนาดอื่นได้ ดังนั้น ASTM จึงได้ออก

ข้อกำหนดมาตรฐานสากลขึ้น (ASTM D 2938-95, D 2664-04 and D 3967-08; Barber, 1990) เพื่อที่จะกำหนดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินให้มีขนาดมาตรฐานและสามารถเทียบเคียงกันได้ กล่าวคือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางต้องมากกว่าสิบเท่าของขนาดผลึก

แรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของเกลือหินในด้านความต้านทานของเกลือหิน เกลือหินที่มีลักษณะเนื้อต่างกันจะมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกต่ำกว่าบริเวณที่เป็นเนื้อเดียวกัน ลักษณะดังกล่าวนี้ Wanten et al. (1996) และ Allemandou and Dusseault (1996) ได้สังเกตพฤติกรรมเกลือหินจากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวพบว่า ค่าความเค้นจะขึ้นกับแรงยึดเหนี่ยวภายในผลึกและรอยต่อระหว่างผลึกของเกลือหิน ความเปราะเป็นคุณสมบัติอย่างหนึ่งของเกลือหินที่แสดงถึงความสามารถในการยึดเหนี่ยวระหว่างผลึก ยกตัวอย่างเช่น ในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง เมื่อมีการตัดและการขัดตัวอย่างเกลือหินจะพบว่าบริเวณขอบของตัวอย่างอาจเกิดการแตกได้ง่าย อันเนื่องมาจากเกลือหินมีความสามารถในการยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกค่อนข้างต่ำ

อัตราแรงกดที่กระทำต่อเกลือหินที่แตกต่างกันจะทำให้เกลือหินมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างตามกาลเวลา ซึ่งเวลาในการเปลี่ยนรูปร่างจะไม่เท่ากัน กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือการเคลื่อนไหลของเกลือหินที่เกิดขึ้นจะมีการเปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาในสภาวะแรงกดที่แตกต่างกัน ภายใต้อัตราแรงกดสูงเกลือหินจะมีพฤติกรรมแบบเปราะ แต่ภายใต้อัตราแรงกดที่ต่ำจะทำให้พฤติกรรมของเกลือหินเป็นแบบพลาสติกมากขึ้น เป็นผลให้มีจุดอ่อนตัวของความต้านแรงกดที่ต่ำ ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวได้ศึกษาโดย Aubertin et al. (1993) Hardy (1996) และพบว่าน้ำหนักกดทับในชั้นเกลือหินภายใต้ระยะเวลาานจะค่อยๆ ลดลง โดย Hardy (1996) ได้ทำการทดสอบตัวอย่างเกลือหินด้วยแรงกด 10.3 MPa และรักษาระดับการเปลี่ยนรูปร่างไว้ระยะเวลา 12 เดือน พบว่าความต้านแรงกดจะลดลงไปถึง 21%

ความชื้นจะทำให้คุณสมบัติของเกลือหินเปลี่ยนไป กล่าวคือ ความต้านแรงกดของเกลือหินจะลดลง (Hunsche and Schulze, 1996) เนื่องจากเกลือหินมีความไวต่อความชื้นในอากาศ ความชื้นจะทำปฏิกิริยาเคมีกับเกลือหิน ทำให้เกิดการละลายเกลือและมีน้ำเกลือเฝิ้มออกมา สำหรับการเตรียมตัวอย่างเกลือหินในห้องปฏิบัติการสามารถป้องกันความชื้นได้ด้วยการห่อหุ้มด้วยพลาสติกกันความชื้น นอกจากนี้แล้วความชื้นสามารถเกิดขึ้นได้ง่ายเมื่อมีอุณหภูมิเป็นตัวเร่งปฏิกิริยา Billiotte (1996) Bonte (1993) และ ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับอิทธิพลของความชื้นต่อความต้านแรงกดด้วยการทดสอบกับตัวอย่างเกลือหินที่มีความชื้นสูงด้วยการนำตัวอย่างเกลือหินแช่ในน้ำเกลือ พบว่าเกลือจะมีความต้านแรงกดลดลง (เกลือหินที่แห้งปกติจะมีกำลัง 30 MPa) โดยลดเหลือเพียง 1 MPa เมื่อมีความชื้นในเกลือหินเพียง 7%

สิ่งเจือปนหรือสิ่งสกปรกในเนื้อหินเป็นปัจจัยสำคัญอย่างหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อความต้านแรงกดของเกลือหิน เช่น Anhydrite และตะกอนอื่นๆ ที่มีการกระจายตัวในเกลือหิน ในบางกรณีจะไปลดความต้านแรงกดและทำให้เกลือหินมีพฤติกรรมเคลื่อนไหลที่ต่างกันออกไป (Peach, 1993;

Hunsche et al., 1996; Hansen et al., 1987) สิ่งเจือปนในเกลือหินจะมีผลต่อพฤติกรรมการเคลื่อนไหลแม้จะมีจำนวนเพียงเล็กน้อยก็ตาม เพราะสิ่งเจือปนในเนื้อหินจะเป็นตัวกีดขวางแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผลึกและการเคลื่อนไหลของเกลือหิน และทำให้เกิดการแปรผ่นในเชิงกลศาสตร์โดยจะทำให้แรงกดมีการกระจายตัวไม่สม่ำเสมอและไม่ต่อเนื่องกัน (Franssen and Spiers, 1990; Raj and Pharr, 1992; Senseny et al., 1992)

2.3 การทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว

การทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวเป็นวิธีเบื้องต้นที่ใช้ศึกษาค่ากำลังกดสูงสุดในแกนเดียวของเกลือหิน โดยการให้แรงกดในแกนของแท่งทรงกระบอกของเกลือหินจนกระทั่งหินแตกด้วยแรงกดสูงสุดซึ่งแรงกดสูงสุดที่ได้จะมีการผันแปรตามการควบคุมอัตราแรงกดและอัตราการยุบตัว

Hansen et al. (1984) ทำการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของเกลือหิน 10 แหล่งในประเทศสหรัฐอเมริกา โดยใช้ตัวอย่างเกลือหินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50-100 mm ประกอบด้วยเกลือหินจาก Richton, Weeks Island, Vacherie, Permian, Avery Island, Jefferson Island, Lyons, Cote Blanche, New Mexico และ Paradox ซึ่งแต่ละแหล่งมีค่ากำลังกดสูงสุดในแกนเดียวคือ 13.3, 13.9, 15.3, 22.1, 24.0, 25.2, 25.2, 26.0 และ 33.3 MPa ตามลำดับ

Fuenkajorn and Daemen (1988) ทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวของเกลือหินจากแหล่ง Permian Basin New Mexico โดยทำการทดสอบภายใต้อัตราการกดผันแปรระหว่าง 3-190 MPa/min พบว่าค่ากำลังกดสูงสุดของเกลือหินมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 18.44 MPa

Wanten et al. (1996) ได้ทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวแบบควบคุมอัตราการยุบตัวหรืออัตราความเครียดที่มีค่าในช่วงตั้งแต่ 10^{-4} ถึง 10^{-7} s^{-1} บนผลึกเกลือหินในช่วงอุณหภูมิผันแปรตั้งแต่ 20°C ถึง 200°C ผลการทดสอบระบุว่า จะเกิดการเคลื่อนไหลของผลึกเกลืออย่างต่อเนื่องและมีค่ากำลังกดสูงสุดในแกนเดียวอยู่ระหว่าง 15 ถึง 30 MPa

Boontongloan (2000) ได้ทำการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบควบคุมอัตราแรงกดสำหรับตัวอย่างเกลือหินที่เก็บจากแอ่งสกลนครในพื้นที่จังหวัดอุดรธานี โดยการให้แรงกดตัวอย่างเกลือหินจนวิบัติภายใน 5 ถึง 10 นาที ผลที่ได้คือเกลือหินชั้นบนมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียวประมาณ 18.5 MPa เกลือหินชั้นกลางมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียวประมาณ 26 MPa ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบเส้นสัมผัสและแบบเส้นตัดที่ 50% ของความต้านทานสูงสุดเท่ากับ 5.6 GPa และ 9.9 GPa ตามลำดับ และเกลือหินชั้นล่างมีค่าเฉลี่ยความต้านแรงกดในแกนเดียวเท่ากับ 25 MPa ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบเส้นสัมผัสและแบบเส้นตัดที่ 50% ของความต้านทานสูงสุดเท่ากับ 6.4 GPa และ 11.4 GPa ตามลำดับ และอัตราส่วน Poisson's ratio เท่ากับ 0.35 และ 0.42 ตามลำดับ

Wetchasat (2002) ทำการทดสอบแรงกดในแกนเดียวแบบหลายอัตราแรงกดโดยใช้ตัวอย่างจากหลุมเจาะของพื้นที่จังหวัดอุดรธานีด้วยอัตราแรงกด 0.01, 0.05, 0.1, 0.5 และ 1.0 MPa/s ผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังรับแรงต้านการกดของเกลือหินมีความสอดคล้องกันคือ เกลือชั้นกลางและเกลือชั้นล่างมีค่าเท่ากับ 23.0 และ 31.1 MPa ตามลำดับ

Devries et al. (2002) ทำการทดสอบและรวบรวมข้อมูลผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของเกลือหินจากแหล่ง Petal, McIntosh Dome โดยใช้ตัวอย่างจากหลุมเจาะ Bay gas Well No. 2, Napoleonville, McIntosh, Spindletop และ Barbers Hill ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงกดในแกนเดียวคือ 14.9, 17.1, 21.2, 18.7, 22.5 และ 25.1 MPa ตามลำดับ

Phueakphum (2003) ได้ทำการทดสอบเฉพาะเกลือชั้นกลางจากแอ่งสกลนครด้วยอัตราแรงกดที่ 0.1 MPa/s ซึ่งผลการทดสอบมีค่าเท่ากับ 30.2 MPa ค่าความเครียดสูงสุดของการแตกมีค่าระหว่าง 0.017-0.035 และได้มีผู้วิจัยที่ทำการทดสอบเกลือหินจากแหล่งจังหวัดอุดรธานีเพิ่มเติมอีกและมีผลการทดสอบที่ใกล้เคียงกัน (Fuenkajorn and Jandakaew, 2003; Fuenkajorn et al., 2003)

Sartkaew and Fuenkajorn (2014) ได้ศึกษาผลกระทบของอัตราการให้แรงต่อกำลังรับแรงกดและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลือหินภายใต้อุณหภูมิสูง โดยอัตราการให้แรงในการทดสอบอยู่ระหว่าง 0.0001 ถึง 0.1 MPa/s และทำการผันแปรอุณหภูมิจาก 273 ถึง 373 K ผลการทดสอบระบุว่าค่าความเค้นและความเครียดภายใต้การผันแปรอัตราการให้แรงและอุณหภูมิมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้อุณหภูมิสูง ค่ากำลังรับแรงสูงสุดและค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นแบบลอการิทึมเมื่ออัตราการให้แรงเพิ่มขึ้น และมีค่าลดลงแบบเส้นตรงเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น

2.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกนเป็นการศึกษาหาค่าแรงต้านการกดสูงสุดในเกลือหิน โดยการให้ความดันล้อมรอบผิวด้านข้างตัวอย่างเกลือหินและให้แรงกดในแกนของตัวอย่างเกลือหิน จนกระทั่งหินแตกด้วยแรงกดสูงสุด ASTM D2664-04 ได้อธิบายวิธีการทดสอบชนิดนี้สำหรับหินทั่วไป ซึ่งวิธีนี้ได้นำมาประยุกต์ใช้ในการทดสอบเกลือหิน โดยผลที่ได้จะแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างผลต่างของความเค้นหลักกับความดันล้อมรอบ ซึ่งความดันล้อมรอบนี้จะทำให้คงที่สำหรับแต่ละตัวอย่าง ในขณะที่ทำการเพิ่มความเค้นกดในแนวแกน ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถนำมาสร้างเกณฑ์การแตกของตัวอย่างเกลือหินในชั้นพื้นฐานกฎของการแตกอาจจะใช้ในรูปแบบของ Coulomb criterion ซึ่งจะมีค่าคงที่ที่สำคัญคือ ความเค้นยึดเหนี่ยว (หรือความเค้นยึดติด) และมุมเสียดทานภายใน

Hansen et al. (1984) ทดสอบแรงกดในสามแกนของตัวอย่างเกลือหินจาก 10 แหล่ง ในประเทศสหรัฐอเมริกาได้แก่ เกลือหินจาก S. E. New Mexico (ที่ความลึก 1,900 ฟุต), S. E. New Mexico (ที่ความลึก 2,700 ฟุต), Lyons, Permian, Paradox, Jefferson Island, Week's Island, Cote Blanche, Avery Island, Richton และ Vacherie ผลการทดสอบระบุว่าค่าความเค้นยึด

เหนียวของเกลือหิน (Cohesion compressive strength, C) มีค่าตั้งแต่ 2.07 MPa ถึง 4.68 MPa และมีมุมเสียดทานภายในของการแตก (Internal friction angle, ϕ) ระหว่าง 55° และ 64.6° จากการศึกษาทดสอบแรงกดในสามแกนแบบมีอัตราการยวบตัวคงที่ (Constant strain rate) ระหว่าง 2.25×10^{-5} ถึง $2.08 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ ภายใต้ความดันล้อมรอบตั้งแต่ 1.54 MPa ถึง 8.18 MPa ของเกลือหินที่ Salado ประเทศสหรัฐอเมริกา โดย Fuenkajorn and Daemen (1988) ผลที่ได้ระบุว่าเกลือหินจะมีพฤติกรรมแบบเปราะ (Strain softening) เมื่อทดสอบที่อัตราการยวบตัวคงที่สูง และเมื่อทดสอบที่อัตราการยวบตัวคงที่ต่ำจะมีพฤติกรรมแบบเหนียว (Strain hardening) ปริมาตรของตัวอย่างเกลือหินจะลดลงในช่วงเริ่มต้นของการให้แรงกด และจะเพิ่มขึ้นในช่วงระยะสั้นก่อนที่ตัวอย่างจะเกิดการวิบัติ (Failure)

Therol and Ghoreychi (1996) ได้ทดสอบแรงกดในสามแกนของเกลือหินและวัดการเปลี่ยนแปลงความเครียดเชิงปริมาตร พบว่าจุดเริ่มของการแตกในตัวอย่างเกลือหินจะเป็นจุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความโค้งในกราฟความเครียดเชิงปริมาตร ซึ่งจุดนี้จะเป็นจุดที่เกิดการบวมตัวและมีรอยแตกเล็กๆ เกิดขึ้น

Wetchasat (2002) ได้ทดสอบแรงกดในสามแกนของตัวอย่างเกลือหินจากแอ่งสกลนคร จังหวัดอุดรธานี สามารถหาค่าแรงยึดเหนียวของเกลือหินได้เท่ากับ 8 MPa และมุมเสียดทานของการแตกได้เท่ากับ 49° และสร้างความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงที่ลากสัมผัสกับผิววงกลมของ Mohr สำหรับเกลือหินที่ทดสอบนี้คือ $\tau = 8 + \sigma \tan 49^\circ$ MPa

Sriapai and Fuenkajorn (2010) ได้ทำการทดสอบกำลังกดในสามแกนจริงของเกลือหินเพื่อคาดคะเนเกณฑ์การแตกในสามมิติ ตัวอย่างเกลือหินมีขนาด $5.4 \times 5.4 \times 10.8 \text{ cm}^3$ และใช้โครงกดทดสอบในสามแกนสำหรับการทดสอบ โดยให้ค่าความเค้นหลักกลางคงที่ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 80 MPa และค่าความเค้นหลักต่ำสุดคงที่ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 28 MPa ในขณะที่ความเค้นหลักสูงสุดจะถูกกดจนกระทั่งหินแตก เกณฑ์การแตกของ Coulomb มีค่ามุมเสียดทานเท่ากับ 50° และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเท่ากับ 5 MPa ผลกระทบของความเค้นหลักกลางของเกลือหินสามารถอธิบายได้ด้วยเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook ส่วนเกณฑ์การแตกของ Mogi จะสามารถทำนายการแตกของเกลือหินได้ดีเฉพาะความเค้นหลักต่ำสุด ส่วนเกณฑ์การแตกของ Modified Lade สามารถทำนายการแตกของเกลือหินได้สูงกว่าผลการทดสอบในทุกระดับของความเค้นหลักต่ำสูงสุด เกณฑ์การแตกของ Coulomb และเกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown ไม่สามารถอธิบายความแข็งของเกลือหินได้ เนื่องจากทั้งสองกฎเกณฑ์ไม่มีการพิจารณาผลกระทบของความเค้นหลักกลาง ทั้ง Circumscribed และ Inscribed ของเกณฑ์การแตก Drucker-Prager สามารถทำนายผลการทดสอบได้ดีกว่าความเค้นหลักสูงสุดในทุกสภาวะของความเค้น

2.5 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลเลียน (ASTM D3967-08) สำหรับเกลือหินมีผู้วิจัยหลายท่าน (Hunsen et al., 1984; Khan et al., 1988; Senseny et al., 1992; Fuenkajorn and Daemen, 1988) ทำการทดสอบโดยให้แรงกดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างเกลือหินทรงกระบอกด้วยอัตราแรงกด 0.057 ถึง 0.342 MPa/s จนกระทั่งตัวอย่างเกลือหินแตกในแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง ค่าแรงกดสูงสุดที่ได้จะนำไปคำนวณค่าความต้านแรงดึงซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.3 ถึง 1.6 MPa และยังพบว่าอัตราการกดที่เร็วเกินไปจะทำให้ค่ากำลังรับแรงดึงต่ำ โดย Hunsche (1993) ศึกษาเกี่ยวกับอัตราการให้แรงกดที่เหมาะสมของการทดสอบแรงดึงพบว่า ควรใช้อัตราแรงกดระหว่าง 0.017 ถึง 0.248 MPa/s เพราะอัตราการกดนี้จะไม่ส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงดึงของเกลือหิน นอกจากนี้ Pfeifle et al. (1998) ยังได้ศึกษาการทดสอบแรงดึงด้วยการใช้ตัวอย่างเกลือหินทรงกระบอกขนาด $L/D=0.5$ โดยให้แรงกดในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยอัตราการยุบตัวประมาณ 2.5×10^{-3} mm/s

Hardy (1998) ได้ทำการทดสอบแรงดึงตัวอย่างเกลือหินที่มีขนาดผลึกละเอียด (Fine-grained) ด้วยวิธีการทดสอบ 3 วิธี คือ (1) การดึงโดยตรง (Direct-pull test) (2) การดึงทางอ้อมด้วยวิธีบราซิลเลียน (Brazilian test) และ (3) การดึงทางอ้อมด้วยวิธีแรงกดวงแหวนความเค้น (Hoop-stress loading test) และได้วัดคุณลักษณะทางคลื่นเสียงไว้ด้วย โดยใช้อัตราแรงกด 0.003 ถึง 0.059 MPa/s พบว่าค่ากำลังรับแรงดึงทั้งสามวิธีมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.63 MPa, 3.97 MPa และ 0.68 MPa ตามลำดับ

Fuenkajorn and Daemen (1988) ทำการทดสอบ Brazilian test โดยใช้เกลือหินจาก Salado Formation และสรุปว่าการผันแปรของความต้านแรงดึงของเกลือหินตัวอย่างที่วัดได้เป็นผลมาจากคุณลักษณะการแตกของตัวอย่างเกลือหิน ถ้าวรอยแตกผ่านกลางผลึกเกลือเป็นส่วนใหญ่ค่าแรงดึงที่ได้จะค่อนข้างสูง แต่ถ้าวรอยแตกผ่านรอยต่อระหว่างผลึก (Crystal boundaries) ค่าแรงดึงที่วัดได้จะมีค่าต่ำกว่า

2.6 การทดสอบความแข็งแบบจุด

การทดสอบความแข็งแบบจุด (Point load testing) มีวัตถุประสงค์หลักเบื้องต้นเพื่อหา ค่าดัชนีของหิน ได้มีวิวัฒนาการมาอย่างต่อเนื่องเกือบ 30 ปี เริ่มต้นจาก Broch and Franklin (1972), Brook (1985), Brook (1993) จนมาถึงการตั้งกฎเกณฑ์การทดสอบที่เป็นมาตรฐานอย่างในอเมริกาตาม ASTM D5731-08 ในปี 1995 โดยความสัมพันธ์ระหว่าง Point load index กับความต้านแรงกด (Compressive strength) ได้ถูกตั้งขึ้นโดยผู้วิจัยข้างต้นนี้ อาศัยเพียงข้อมูลทางสถิติของการทดสอบหินหลายชนิดเท่านั้น

Panek and Fannon (1992) ได้ทำการทดสอบแบบจุดกด การกดในแกนเดียว และการดึงแบบบราซิลเลียนโดยใช้หิน Metadiabase และหินบะซอลต์ เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างผลกระทบบของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบแบบจุดกด ตัวอย่างหินที่มีรูปร่างไม่แน่นอน (Irregular shape) มากกว่า 500 ชิ้น ได้นำมาทดสอบในภาคสนาม ความสัมพันธ์แบบ Logarithmic ได้ถูกเสนอขึ้นเพื่อนำมาอธิบายในเชิงคณิตศาสตร์ในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน ผลที่ได้สรุปว่าทั้งขนาดและรูปร่าง (ความกว้าง ความยาว และความสูง) ของตัวอย่างหินจะมีผลกระทบต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่วัดและคำนวณได้ ผลกระทบนี้จะมีมากหรือน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับคุณลักษณะของหินแต่ละชนิด ท้ายสุด Panek and Fannon ได้แนะนำว่าการวัดค่าความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงสูงสุดควรจะมีการทดสอบหินหลายขนาดและหลายรูปร่าง เพื่อให้รู้ถึงการเปลี่ยนแปลงของค่าคุณสมบัติเหล่านั้น

ปรัชญา เทพนรงค์ (2554) ทำการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปร่างทางเลขาคณิตที่แน่นอนที่เตรียมมาจากหิน Andesite, Pebbly Tuffaceous sandstone และ Silicified sandstone เพื่อคาดคะเนความเค้นกดและความเค้นดึงสูงสุด และสัมพันธ์กับความยืดหยุ่น เพื่อประเมินผลกระทบด้านรูปร่างของตัวอย่างหินต่อค่าความแข็งที่ทดสอบได้ ตัวอย่างหินเหล่านี้ถูกจำแนกเป็นหินแข็งถึงแข็งมาก โดยจัดเก็บมาจากผนังของบ่อเหมืองทองชาติรี จังหวัดพิจิตร ทำการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขโดยใช้โปรแกรม FLAC เพื่อพิสูจน์ผลกระทบของอัตราส่วนระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดว่ามีผลกระทบอย่างไรต่อค่าความแข็งและความยืดหยุ่นที่คำนวณได้จากการทดสอบ MPL แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบแบบมาตรฐานสากล (ASTM) ผลการเปรียบเทียบระบุว่า การทดสอบแบบ MPL สามารถคาดคะเนความเค้นกดสูงสุดของตัวอย่างหินได้ดีกว่าการทดสอบแบบดั้งเดิม นอกจากนั้นความเค้นดึงสูงสุดที่ได้จากวิธี MPL ยังมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบบราซิล อย่างไรก็ตามวิธี MPL ไม่สามารถคาดคะเนสัมพันธ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินได้ ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากผิวสัมผัสที่ไม่สม่ำเสมอระหว่างตัวอย่างหินและหัวกด การวิเคราะห์ความเค้นด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขแสดงให้เห็นว่า ถ้าตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปร่างทางเลขาคณิตที่แน่นอน มีความหนาแน่นและความกว้างคงที่ ผลกระทบของความขรุขระตามแนวขอบรอบนอกของตัวอย่างหินต่อค่าความเค้นสูงสุดจะมีน้อยมาก ข้อสรุปนี้บอกเป็นนัยว่า วิธีทดสอบแบบ MPL โดยใช้ตัวอย่างหินที่มีรูปร่างไม่แน่นอนสามารถคาดคะเนความเค้นสูงสุดของตัวอย่างหินได้

จะเห็นได้ว่าจากผลงานวิจัยในอดีตผู้วิจัยมักจะทดสอบคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ภายใต้ปัจจัยต่างๆของเกลือหินเท่านั้น แต่การตอบสนองของเกลือหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอเนตเจือปนอยู่ไม่มีผู้ใดเคยทดสอบมาก่อน โดยเฉพาะในประเทศไทย ส่งผลให้วิศวกรและนักธรณีวิทยาทั้งภาครัฐและเอกชนในประเทศไทยมีพื้นฐานความรู้และฐานข้อมูลเชิงกลศาสตร์ของแร่โพแทชน้อยมาก และอาจไม่เพียงพอที่จะดำเนินการพัฒนาแหล่งแร่โพแทชในประเทศไทย

บทที่ 3

การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน

3.1 วัตถุประสงค์

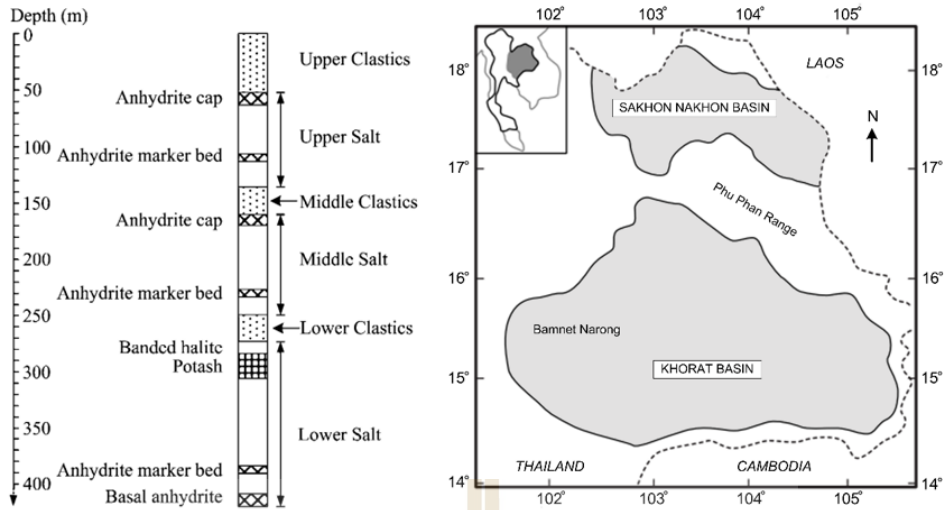
เนื้อหาในบทนี้อธิบายถึงขั้นตอน และวิธีการในการจัดเตรียมตัวอย่างหินเพื่อใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบเป็นเกลือหินซุดมหาสารคาม (รูปที่ 3.1) จากแอ่งเกลือโคราช (บ่าน้ำจืดจระงค์) ที่มีแร่คาร์บอเนตเจือปนอยู่ตั้งแต่ 0-100%

3.2 การเตรียมตัวอย่างเกลือหินสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

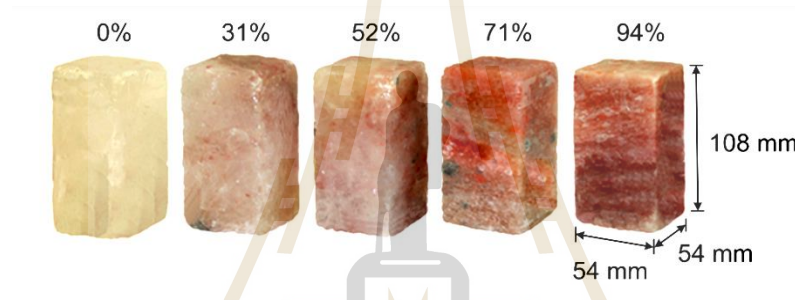
เกลือหินที่ใช้ในการทดสอบได้รับความอนุเคราะห์จากบริษัท เหมืองแร่โพแทชอาเซียน จำกัด (มหาชน) ซึ่งมีแร่คาร์บอเนตเจือปนอยู่ในปริมาณต่างๆ ตั้งแต่ 0-100% Warren (1999) ได้ศึกษาลักษณะทางธรณีวิทยาและการเกิดซุดหินมหาสารคาม โดยทำการวิเคราะห์แท่งตัวอย่างเกลือหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 mm ที่ได้จากการซุดเจาะในภาคสนามพบว่า ตัวอย่างเกลือหินที่มีแร่คาร์บอเนตในปริมาณมากจะมีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงรูปร่างตามระนาบทิศทางการวางตัวของชั้นหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณรอยต่อระหว่างแร่คาร์บอเนตและเกลือหิน ตัวอย่างหินที่เก็บได้จากภาคสนามขนาด $0.5 \times 0.5 \times 0.7 \text{ cm}^3$ ถูกนำมาตัดให้มีรูปทรงสี่เหลี่ยมขนาด $54 \times 54 \times 108 \text{ mm}^3$ เพื่อใช้ในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและสามแกน (รูปที่ 3.2) และตัดเป็นรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 54 mm สูง 24 mm สำหรับการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล (รูปที่ 3.3) สำหรับตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบความแข็งแบบจุดมีขนาด 10-20 cm (แบบไร้รูปร่าง) (รูปที่ 3.4) คุณสมบัติทางกายภาพของตัวอย่างเกลือหินทุกการทดสอบแสดงในตารางที่ 3.1 ถึง 3.4 การหาปริมาณแร่คาร์บอเนตสามารถทำได้เนื่องจากความแตกต่างของความหนาแน่นของแร่เฮไลต์และแร่คาร์บอเนต การคำนวณหาปริมาณแร่คาร์บอเนตสามารถหาได้จากสมการความสัมพันธ์

$$C_{\%} = \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s - \rho_c} \right) \times 100 \quad (3.1)$$

- โดยที่
- ρ คือ ค่าความหนาแน่นของตัวอย่าง
 - ρ_s คือ ค่าความหนาแน่นของแร่เฮไลต์ (2.16 g/cc)
 - ρ_c คือ ค่าความหนาแน่นของแร่คาร์บอเนต (1.66 g/cc)



รูปที่ 3.1 แหล่งกำเนิดของตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบ (suwanich, 2007)



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและสามแกน



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างเกลือหินที่ใช้ในการทดสอบความแข็งแรงแบบจุด

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว

ตัวอย่าง หิน	ความกว้าง (mm)	ความยาว (mm)	ความสูง (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
UCS-01	54.6	53.8	108.9	526.8	1.65	92
UCS-02	54.6	55.2	110.9	623.5	1.86	53
UCS-03	54.5	53.8	110.6	656.0	2.02	24
UCS-04	51.9	49.1	107.4	423.0	1.61	100
UCS-05	54.6	54.9	111.3	569.8	1.71	81
UCS-06	55.0	56.9	107.4	547.0	1.63	95
UCS-07	53.4	53.5	110.4	559.0	1.77	69
UCS-08	54.2	54.7	109.7	590.8	1.82	61
UCS-09	55.8	56.2	110.1	646.8	1.87	51
UCS-10	52.9	53.4	101.8	500.5	1.74	75
UCS-11	53.9	54.3	107.7	561.3	1.78	68
UCS-12	57.0	55.8	110.7	633.3	1.80	65
UCS-13	50.3	53.6	111.2	517.5	1.73	78
UCS-14	54.9	53.4	107.6	600.0	1.90	46
UCS-15	53.4	53.7	108.0	582.3	1.88	50
UCS-16	53.3	56.0	109.5	625.0	1.91	44
UCS-17	52.8	55.7	111.0	541.0	1.66	90
UCS-18	55.2	55.3	109.2	720.3	2.16	0
UCS-19	53.9	53.2	108.9	565.0	1.81	62
UCS-20	55.0	55.7	107.7	694.0	2.10	0
UCS-21	53.1	54.9	107.8	665.3	2.12	0
UCS-22	55.3	56.3	110.0	599.5	1.75	73
UCS-23	55.0	55.3	110.2	577.8	1.72	78
UCS-24	56.3	53.5	105.8	621.5	1.95	37
UCS-25	53.9	53.4	106.5	563.5	1.84	57
UCS-26	54.5	54.7	110.0	541.5	1.65	91

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว (ต่อ)

ตัวอย่าง หิน	ความกว้าง (mm)	ความยาว (mm)	ความสูง (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
UCS-27	55.6	56.2	110.5	609.8	1.77	70
UCS-28	51.0	52.1	106.1	536.3	1.90	46
UCS-29	53.5	52.6	104.7	460.8	1.56	106
UCS-30	54.0	53.6	108.4	581.0	1.85	55
UCS-31	55.5	55.9	110.2	711.3	2.08	14
UCS-32	53.5	54.8	109.7	586.3	1.82	60
UCS-33	57.9	54.1	109.8	639.6	1.86	54
UCS-34	55.0	54.8	110.3	633.4	1.91	45
UCS-35	54.3	54.6	110.4	554.0	1.69	84
UCS-36	54.8	54.1	109.6	641.6	2.06	19
UCS-37	55.6	54.9	110.0	567.0	1.69	84
UCS-38	56.1	57.2	111.6	619.4	1.73	77
UCS-39	57.5	56.8	110.5	604.4	1.67	87
UCS-40	55.1	55.9	110.4	574.9	1.69	84
UCS-41	53.4	53.6	109.5	667.3	2.13	5
UCS-42	53.3	53.4	109.1	664.5	2.14	0
UCS-43	52.8	53.7	109.2	665.7	2.15	0
UCS-44	55.2	56.0	109.2	742.6	2.20	0
UCS-45	53.9	56.0	108.8	702.8	2.14	0
UCS-46	55.0	55.3	109.5	703.2	2.11	9
UCS-47	53.1	53.2	107.8	642.6	2.11	9
UCS-48	55.3	55.7	107.8	700.1	2.11	9
UCS-49	55.0	54.9	109.0	687.4	2.09	13
UCS-50	56.3	56.3	109.2	727.1	2.10	11
UCS-51	53.9	55.3	108.8	675.0	2.08	14

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว (ต่อ)

ตัวอย่าง หิน	ความกว้าง (mm)	ความยาว (mm)	ความสูง (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
UCS-52	54.5	53.5	108.8	662.8	2.09	13
UCS-53	55.6	53.4	109.0	679.8	2.10	11
UCS-54	51.0	54.7	109.5	650.7	2.13	5
UCS-55	53.5	56.2	108.6	692.2	2.12	7
UCS-56	57.9	52.1	109.1	704.3	2.14	4
UCS-57	55.0	52.6	109.1	675.7	2.14	4
UCS-58	54.3	53.6	109.1	679.9	2.14	4
UCS-59	54.8	55.9	109.0	710.9	2.13	5
UCS-60	55.5	55.1	109.0	713.8	2.14	0

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังรับแรงกดสูงสุดในสามแกน

ตัวอย่างหิน	ความกว้าง (mm)	ความยาว (mm)	ความสูง (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
TRI-01	55.5	55.7	109.9	554.5	1.63	94
TRI-02	56.5	54.6	104.8	595.9	1.84	57
TRI-03	54.7	55.6	109.3	659.4	1.99	31
TRI-04	54.8	54.6	108.3	680.2	2.10	0
TRI-05	54.2	53.4	109.8	545.6	1.72	79
TRI-06	51.7	53.4	111.3	581.8	1.89	48
TRI-07	59.4	55.8	110.4	713.0	1.95	38
TRI-08	54.4	54.6	108.0	680.5	2.12	0
TRI-09	55.4	53.5	111.2	537.9	1.63	94
TRI-10	55.6	56.2	109.6	634.9	1.86	54
TRI-11	55.0	55.7	111.7	654.9	1.92	44

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังรับแรงกดสูงสุดในสามแกน (ต่อ)

ตัวอย่างหิน	ความกว้าง (mm)	ความยาว (mm)	ความสูง (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
TRI-12	54.2	54.6	111.2	673.0	2.05	20
TRI-13	53.5	53.6	109.6	659.1	2.10	0
TRI-14	53.9	55.5	109.2	537.0	1.64	93
TRI-15	55.0	56.0	107.8	585.2	1.76	71
TRI-16	54.5	53.9	110.1	618.9	1.91	45
TRI-17	53.8	55.2	109.2	656.1	2.02	25
TRI-18	56.5	57.0	113.1	604.1	1.66	90
TRI-19	55.6	55.7	110.9	591.7	1.72	78
TRI-20	55.6	53.9	109.8	591.8	1.79	66
TRI-21	55.5	53.8	109.7	665.4	2.03	24
TRI-22	57.4	57.4	110.0	595.0	1.64	93
TRI-23	55.5	55.0	104.1	555.3	1.74	75
TRI-24	54.7	53.5	109.5	599.6	1.87	52
TRI-25	53.5	54.5	111.3	655.1	2.01	26
TRI-26	56.5	54.6	104.8	657.1	2.16	0
TRI-27	55.6	56.2	109.6	535.0	2.16	0
TRI-28	56.5	57.0	113.1	583.2	2.16	0
TRI-29	55.6	55.7	110.9	616.9	2.16	0
TRI-30	54.7	53.5	109.5	654.1	2.16	0
TRI-31	56.5	54.6	104.8	602.1	2.16	0
TRI-32	59.4	55.8	110.4	589.7	2.16	0
TRI-33	55.0	55.7	111.7	589.8	2.16	0
TRI-34	54.5	53.9	110.1	634.9	2.16	0
TRI-35	53.8	55.2	109.5	537.0	2.16	0

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C ₉
BZ-01	63.1	30.3	193.3	2.05	20
BZ-02	60.0	29.5	180.9	2.17	0
BZ-03	62.5	28.1	170.2	1.97	33
BZ-04	61.5	29.4	170.3	1.95	37
BZ-05	63.6	30.8	182.1	1.86	53
BZ-06	62.8	31.4	187.1	1.92	42
BZ-07	62.9	30.3	157.6	1.67	87
BZ-08	62.8	30.5	159.8	1.68	85
BZ-09	62.9	30.5	163.5	1.72	78
BZ-10	62.8	30.5	185.2	1.96	35
BZ-11	61.4	30.6	179.3	1.98	32
BZ-12	62.8	29.9	178.6	1.93	41
BZ-13	62.9	29.6	179.9	1.96	36
BZ-14	62.9	29.7	185.7	2.01	26
BZ-15	62.6	30.2	196.5	2.12	8
BZ-16	63.1	30.7	196.6	2.05	20
BZ-17	63.1	30.4	191.4	2.01	26
BZ-18	63.3	29.1	188.7	2.06	18
BZ-19	63.1	29.4	181.7	1.98	33
BZ-20	61.9	27.2	142.0	1.74	76
BZ-21	63.4	31.4	162.2	1.64	93
BZ-22	62.8	30.1	156.0	1.67	87
BZ-23	62.8	28.3	167.1	1.91	45
BZ-24	62.7	29.4	162.7	1.79	65
BZ-25	63	30.6	170.4	1.79	67
BZ-26	62.6	29.6	165.4	1.82	61
BZ-27	62.9	28.8	157.7	1.76	71

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล (ต่อ)

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
BZ-28	63.0	28.0	154.4	1.77	70
BZ-29	62.7	29.5	162.2	1.78	68
BZ-30	62.5	29.4	160.2	1.78	68
BZ-31	62.9	30.0	165.1	1.77	69
BZ-32	62.8	27.7	167.2	1.95	38
BZ-33	63.4	28.0	180.0	2.04	22
BZ-34	63.0	29.0	176.0	1.95	38
BZ-35	61.8	28.6	178.2	2.08	15
BZ-36	62.6	28.8	149.3	1.69	85
BZ-37	62.8	29.3	162.6	1.79	66
BZ-38	62.8	28.6	148.3	1.67	87
BZ-39	62.9	28.0	161.7	1.86	54
BZ-40	63.0	29.0	159.8	1.77	70
BZ-41	61.7	30.0	150.2	1.68	87
BZ-42	62.8	28.9	150.1	1.68	86
BZ-43	47.4	23.7	89.3	2.14	0
BZ-44	47.4	23.7	85.4	2.04	0
BZ-45	47.4	23.7	97.8	2.34	0
BZ-46	62.8	31.3	207.2	2.14	0
BZ-47	62.7	31.0	203.9	2.13	0
BZ-48	62.9	30.8	201.6	2.11	0
BZ-49	62.7	33.4	217.5	2.11	0
BZ-50	62.7	32.5	209.6	2.09	0
BZ-51	62.7	30.8	199.2	2.10	0
BZ-52	62.1	30.6	201.3	2.17	0
BZ-53	62.0	30.7	200.7	2.17	0
BZ-54	62.4	32.0	202.4	2.07	0

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล (ต่อ)

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
BZ-55	62.3	30.7	202.1	2.16	0
BZ-56	62.2	30.1	199.7	2.18	0
BZ-57	62.2	30.4	197.7	2.14	0
BZ-58	62.0	30.7	200.4	2.16	0
BZ-59	62.7	32.1	217.5	2.20	0
BZ-60	63.1	32.3	211.3	2.09	0

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบความแข็งแบบจุด

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
PL-01	64.0	38.5	252.1	2.04	22
PL-02	62.1	58.4	381.7	2.16	0
PL-03	89.0	41.0	491.7	1.93	41
PL-04	62.0	48.5	284.8	1.95	38
PL-05	62.0	69.3	452.6	2.16	0
PL-06	62.1	82.2	495.9	1.99	30
PL-07	60.5	53.4	308.9	2.01	26
PL-08	62.0	30.9	196.9	2.16	0
PL-09	81.6	117.0	1263.5	1.72	79
PL-10	61.7	58.4	356.3	2.06	17
PL-11	60.9	64.3	520.9	1.70	83
PL-12	60.4	84.0	809.0	1.81	62
PL-13	95.0	75.0	809.3	1.67	87
PL-14	53.3	53.7	268.5	1.65	92
PL-15	61.9	35.1	227.7	2.16	0
PL-16	62.2	72.9	480.2	2.16	0

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบความแข็งแบบจุด (ต่อ)

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
PL-17	78.7	106.6	737.3	1.79	67
PL-18	54.1	70.8	342.1	1.64	92
PL-19	61.9	29.8	184.6	2.06	18
PL-20	64.2	64.6	355.0	1.62	97
PL-21	61.5	82.5	496.2	1.69	85
PL-22	61.0	40.6	557.9	1.87	51
PL-23	61.1	92.1	473.8	1.62	97
PL-24	56.0	154.1	967.5	1.68	86
PL-25	53.1	54.4	205.7	1.92	42
PL-26	63.2	81.4	522.1	2.05	20
PL-27	62.6	88.0	451.6	1.60	100
PL-28	56.2	86.1	448.5	1.82	60
PL-29	58.0	54.4	489.3	1.91	44
PL-30	48.5	47.2	218.3	1.99	31
PL-31	52.2	77.7	370.4	1.69	84
PL-32	56.9	57.7	317.8	2.16	0
PL-33	66.2	69.0	445.0	1.77	69
PL-34	52.0	69.9	318.6	1.60	100
PL-35	52.0	51.4	272.0	1.96	35
PL-36	51.0	80.6	298.0	1.60	100
PL-37	49.1	53.0	465.7	1.62	96
PL-38	67.3	61.4	340.5	1.64	92
PL-39	56.0	54.5	329.0	2.00	29
PL-40	62.3	74.3	456.0	2.16	26
PL-41	62.1	72.5	383.2	2.16	74
PL-42	62.1	63.4	353.6	2.16	57
PL-43	63.1	75.1	490.0	2.16	13

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติทางกายภาพสำหรับตัวอย่างเกลือหินในการทดสอบความแข็งแบบจุด (ต่อ)

ตัวอย่างหิน	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	ความยาว (mm)	น้ำหนัก (g)	ความหนาแน่น (g/cc)	C _%
PL-44	62.7	48.3	285.9	2.16	43
PL-45	62.5	62.5	383.5	2.16	28
PL-46	62.2	31.2	188.4	2.16	31
PL-47	63.2	32.1	163.8	2.16	95
PL-48	62.2	80.1	495.8	2.16	22
PL-49	62.7	73.9	492.6	2.16	10
PL-50	62.1	74.1	458.6	2.16	21
PL-51	62.8	67.4	333.9	2.16	100
PL-52	62.1	68.1	329.9	2.16	100
PL-53	61.7	71.1	345.4	2.16	95
PL-54	61.5	80.1	380.5	2.16	100
PL-55	62.1	64.8	313.9	2.16	100
PL-56	62.3	68.9	335.9	2.16	100



บทที่ 4

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

4.1 วัตถุประสงค์

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของตัวอย่างเกลือหินต่อกำลังรับแรงกดที่มีแรงแคร้ครั้นไลต์เจือปน แบ่งออกเป็น 4 ชุดการทดสอบ ได้แก่ การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล และการทดสอบความแข็งแบบจุด

4.2 การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว

วัตถุประสงค์ของการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) คือเพื่อหาค่าความเค้นกดสูงสุดในแกนเดียวและค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหินภายใต้การผันแปรปริมาณแรงแคร้ครั้นไลต์ โดยกำหนดค่าอัตราการกดเท่ากับ 0.1 MPa/s (รูปที่ 4.1) ซึ่งวิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D 7012-07 ระหว่างทำการทดสอบได้บันทึกค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากและในแนวแกนกับแท่งตัวอย่างจนกระทั่งเกิดการแตก จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์รูปแบบการแตกของตัวอย่างหิน การทดสอบนี้ใช้ตัวอย่างหินไม่น้อยกว่า 60 ตัวอย่าง



รูปที่ 4.1 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงกดทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว

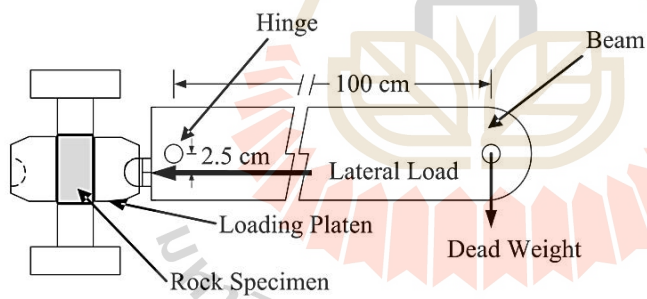
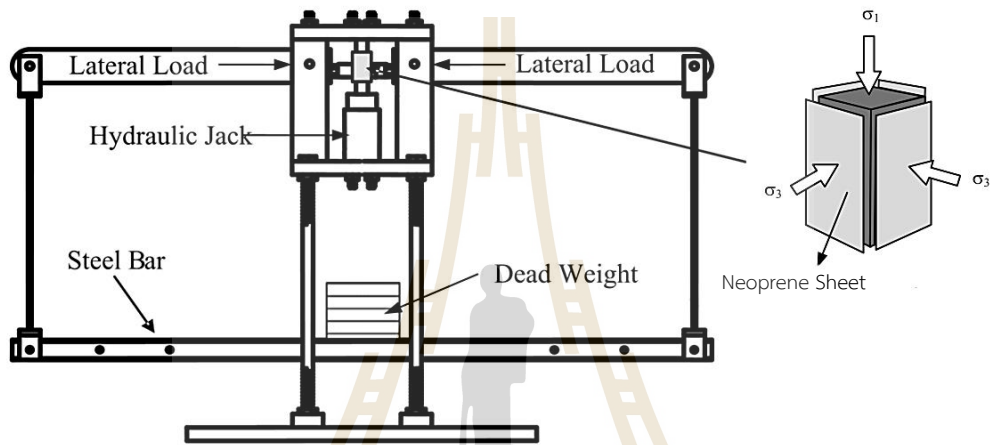
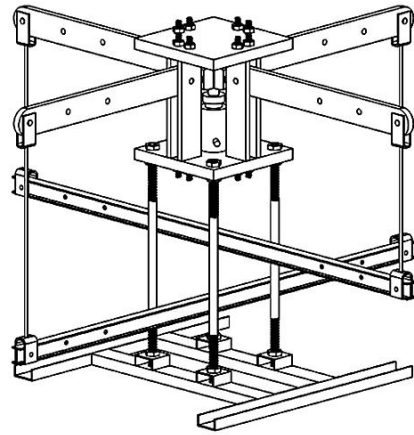
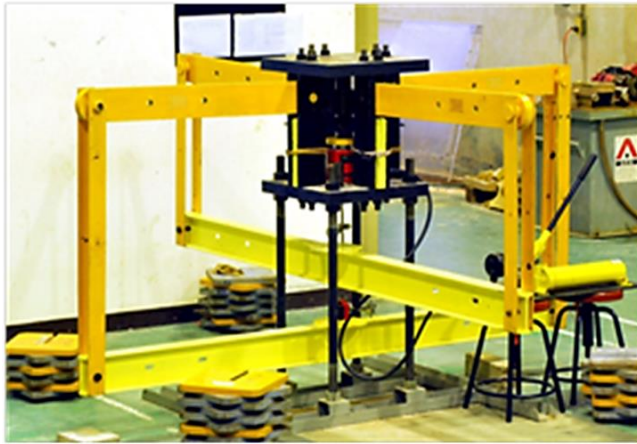
4.3 การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน

4.3.1 โครงกทดสอบในสามแกนจริง

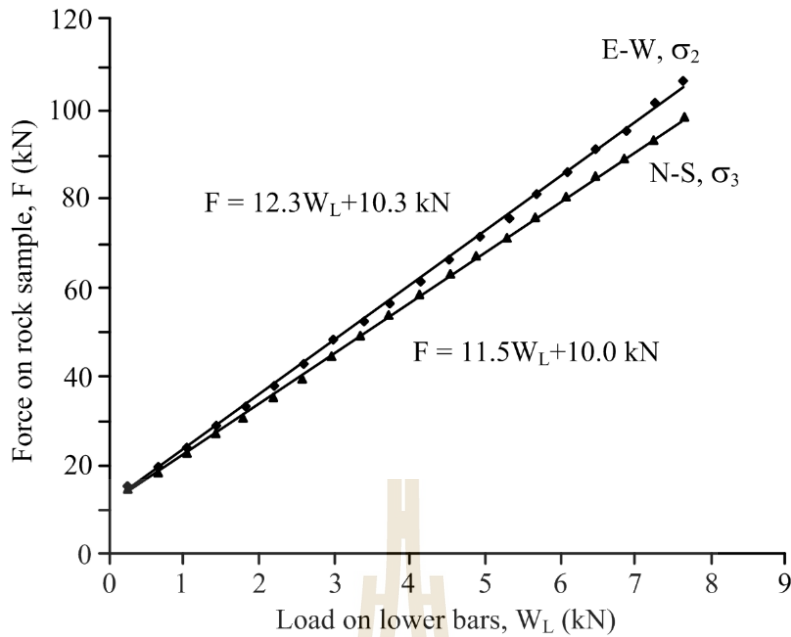
โครงกทดสอบในสามแกนจริงมีปัจจัยพื้นฐานของการออกแบบ 3 ประการ คือ 1) เพื่อกำหนดค่าความเค้นด้านข้าง (σ_2 และ σ_3) ให้คงที่ขณะทำการทดสอบ 2) สามารถทดสอบตัวอย่างหินที่มีขนาดเท่ากับหรือใหญ่กว่าแท่งตัวอย่างหินที่ทดสอบแรงกดสูงสุดในสามแกนแบบดั้งเดิม และ 3) สามารถวัดค่าการเคลื่อนตัวในแนวแกนหลักได้โดยตรง รูปที่ 4.2 แสดงโครงกทดสอบในสามแกนจริงที่มีอยู่แล้ว (Fuenkajorn et al., 2012) ซึ่งได้ถูกประยุกต์ใช้ในงานวิจัยนี้เพื่อทดสอบค่ากำลังกดสูงสุดในสามแกน ซึ่งค่าความเค้นด้านข้างที่กระทำบนตัวอย่างหินในแต่ละด้านจะได้รับแรงที่เกิดขึ้นจากแกนของคานทอดแรง ในส่วนล่างของคานรับตุ้มน้ำหนักจะใช้เหล็กเส้นแขวนตุ้มน้ำหนักเชื่อมต่อระหว่างจุดปลายของคานทั้งสองข้างที่จุดกึ่งกลางของคานรับตุ้มน้ำหนัก เพื่อใช้ใส่ตุ้มน้ำหนักในการดึงแกนของคานทอดแรงทั้งสองข้างลงที่จุดปลายด้านในของคานทอดแรง ใช้เฟลาเชื่อมต่อกับเสายึดคานทอดแรงที่อยู่ในแต่ละด้านของโครงกทดสอบ ในขณะที่ทำการทดสอบคานทอดแรงทุกข้างจะปรับให้อยู่ในแนวระนาบ ซึ่งจะส่งผลต่อแรงกดด้านข้างของตัวอย่างหินที่จุดกึ่งกลางของโครงกทดสอบ และได้กำหนดระยะห่างของเหล็กเส้นแขวนตุ้มน้ำหนักที่ใช้แขวนคานรับตุ้มน้ำหนักจากจุดปลายด้านนอกถึงปลายด้านใน อัตราส่วนของแรงจะมีค่าเท่ากับ 12.3 ในทิศตะวันออก-ตะวันตก และ 11.5 ในทิศเหนือ-ใต้ (รูปที่ 4.3) ซึ่งได้ทำการสอบเทียบโดย Electronic load cell อัตราส่วนของแรงที่ได้นี้จะนำมาใช้ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของแท่งตัวอย่างด้านข้างด้วยการวัดอัตราการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของแท่งเหล็กทั้งสองที่อยู่ข้างล่าง ส่วนแรงกระทำด้านข้าง (σ_2 และ σ_3) ได้ออกแบบให้สามารถให้ความเค้นมากกว่า 50 MPa และปั๊มไฮดรอลิกเป็นอุปกรณ์ให้ความเค้นกระทำในแนวตั้ง (σ_1) สามารถให้ความเค้นสูงมากกว่า 100 MPa โครงกทดสอบสามารถรองรับขนาดของตัวอย่างหินได้ตั้งแต่ 2.5×2.5×2.5 cm ถึง 10×10×20 cm การทดสอบกับแท่งตัวอย่างที่มีขนาดและรูปร่างแตกต่างกันจะต้องมีการปรับเปลี่ยนระยะห่างระหว่างหัวกดทั้งสองข้างให้เหมาะสม

4.3.2 วิธีการทดสอบกำลังกดในสามแกน

ในการทดสอบกำลังกดในสามแกนได้ใช้โครงกทดสอบในสามแกนจริงดังแสดงในรูปที่ 4.2 โดยจำลองสภาวะความดันล้อมรอบ ($\sigma_2 = \sigma_3$) ที่มีค่าต่างกันคือ 1.7, 3, 5, 7, 9 และ 12 MPa เพื่อศึกษาผลกระทบของเกลือหินที่มีการผันแปรปริมาณของแร่คาร์เนลไลต์ภายใต้อัตราการกดเท่ากับ 0.1 MPa/s โดยในการทดสอบได้ใช้ตัวอย่างหินไม่น้อยกว่า 30 ตัวอย่าง ก่อนนำตัวอย่างหินติดตั้งในโครงกทดสอบได้ทำการพันผิวหน้าหินทั้ง 6 ด้าน ด้วยแผ่น Neoprene เพื่อลดแรงเสียดทานที่จะเกิดขึ้นระหว่างเนื้อหินกับแผ่นเหล็ก (รูปที่ 4.2) หลังจากนั้นจึงใส่ตัวอย่างหินในโครงกทดสอบและให้ความเค้นด้านข้างแก่ตัวอย่างหินทั้ง 4 ด้าน เมื่อเสร็จสิ้นวิธีการข้างต้นจึงเริ่มทดสอบโดยเพิ่มแรงในแนวแกนด้วยอัตราคงที่จนกระทั่งตัวอย่างหินเกิดการแตก ในการทดสอบได้ติดตั้งมาตรวัดการเคลื่อนตัว (Dial gauge) ในแนวแกนและในแนวด้านข้างสำหรับตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวระหว่างการทดสอบ เพื่อนำไปคำนวณความยืดหยุ่นของหิน (สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองส์)



รูปที่ 4.2 โครงกวดทดสอบในสามแกนจริง (Walsri et al., 2009)



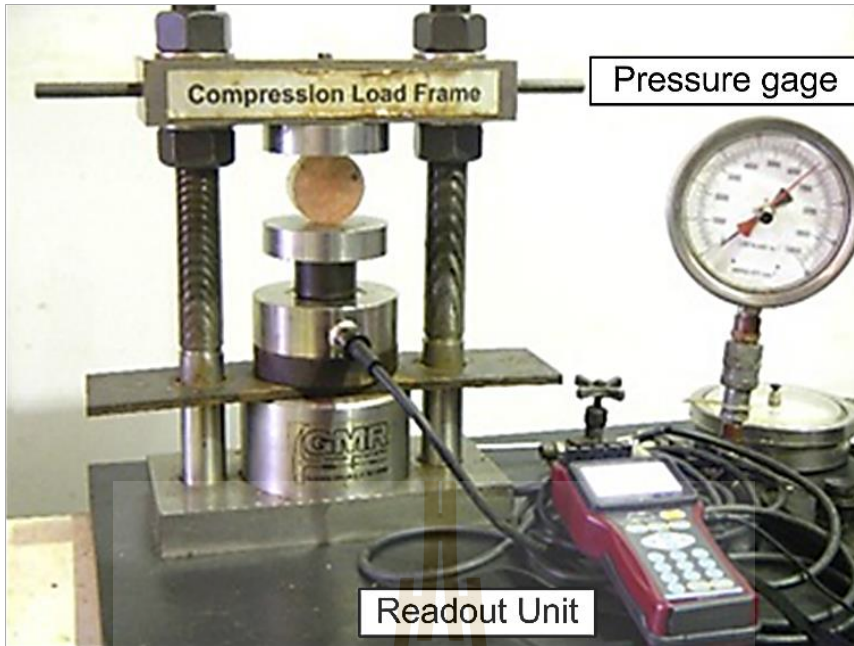
รูปที่ 4.3 การสอบเทียบอัตราส่วนของแรงโดย Electronic load cell อัตราส่วนนี้ได้นำมาใช้ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของแท่งตัวอย่างหินด้านข้าง

4.4 การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล

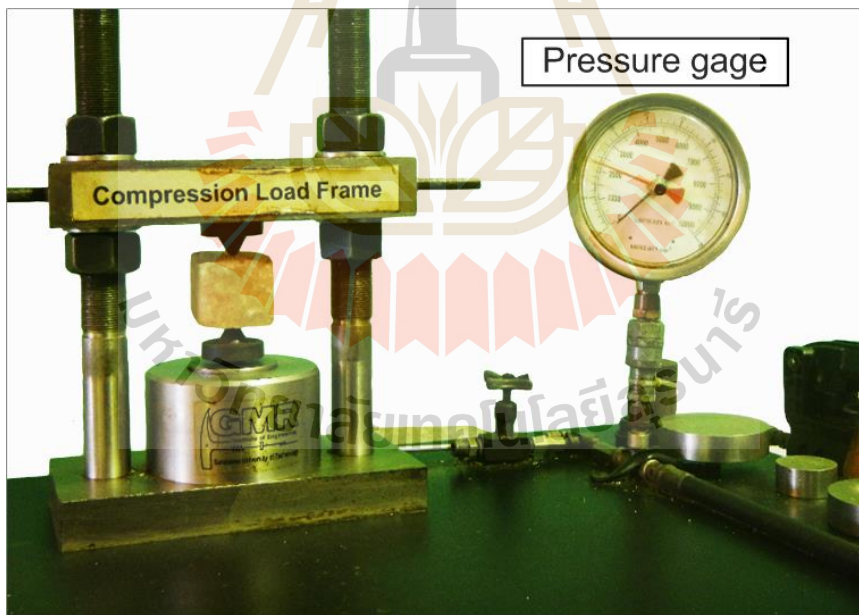
การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล (Brazilian tension test) มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของหินที่จุดวิบัติ (Brazilian tensile strength) วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ISRM และ ASTM D3967-08 ตัวอย่างหินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยอัตราการกด 1.0 MPa/s โดยตัวอย่างหินจะสัมผัสกับแท่นกดของเครื่องกดทดสอบเป็นแนวเส้นในลักษณะของ Line load (รูปที่ 4.4) แรงกดดังกล่าวจะทำให้เกิดความเค้นดึงในแนวที่ตั้งฉากกับทิศทางของการกด การทดสอบนี้ใช้ตัวอย่างหินไม่น้อยกว่า 50 ตัวอย่าง

4.5 การทดสอบความแข็งแบบจุด

การทดสอบความแข็งแบบจุด (Point load testing) เป็นการทดสอบที่ง่ายที่สุดในการประเมินคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหิน มีวัตถุประสงค์เพื่อหาดัชนีจุดกด (Point load strength index, I_p) เพื่อนำไปเปรียบเทียบและอ้างอิงถึงค่าความเค้นกดสูงสุดของหิน (σ_c) หินที่ใช้ในการทดสอบจะมีรูปร่างหลายลักษณะคือ แบบมีรูปร่าง (Regular shape) หรือไร้รูปร่าง (Irregular shape) หลักการทดสอบคือ ตัวอย่างหินจะถูกกดในลักษณะเป็นจุด 2 จุด ในด้านที่ตรงข้ามกันด้วยเครื่องกดทดสอบ Point load tester ที่หัวกดมีลักษณะโค้งมน มีรัศมีเท่ากับ 5 mm (รูปที่ 4.5) การทดสอบสามารถบ่งบอกถึงแรงกดสูงสุดที่ทำให้ตัวอย่างหินเกิดการแตกได้



รูปที่ 4.4 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล



รูปที่ 4.5 การติดตั้งตัวอย่างหินในโครงทดสอบความแข็งแบบจุด

4.6 ผลการทดสอบ

4.6.1 ผลการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว

รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเกลื้อหินที่มีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ประมาณ 20%, 40%, 60% และ 80% ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างเกลื้อหินที่มีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากจะมีค่าความเค้นลดลงในขณะที่ค่าความเครียดเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้ตัวอย่างเกลื้อหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์เจือปนอยู่มาก รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) ในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ในตัวอย่างเกลื้อหิน ผลการทดสอบระบุว่าค่าความเค้นที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ($\sigma_{c,d}$) และค่าความเค้นสูงสุดที่จุดวิบัติ ($\sigma_{c,f}$) มีการลดลงแบบเอกซ์โพเนนเชียลเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์ ซึ่งสามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\sigma_{c,d} = \alpha \cdot \exp(-\alpha' \cdot C_{\%}) \text{ MPa} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{c,f} = \beta \cdot \exp(-\beta' \cdot C_{\%}) \text{ MPa} \quad (4.2)$$

โดยที่ α , α' , β และ β' = ค่าตัวแปรเชิงคณิตศาสตร์ดังแสดงในสมการในรูปที่ 4.7

4.6.2 ผลการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน

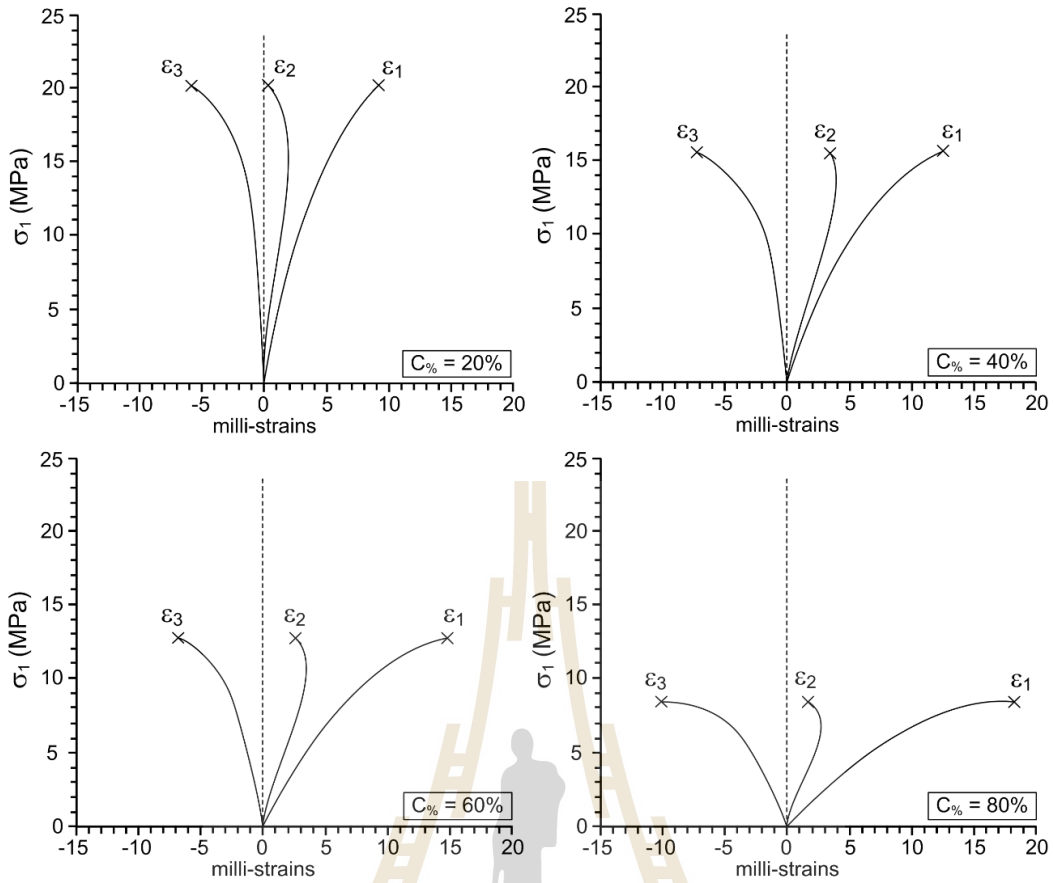
รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเกลื้อหินที่มีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ภายใต้การผันแปรความดันล้อมรอบที่ระดับต่างๆ ผลที่ได้สามารถนำไปคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elastic modulus) และอัตราส่วนปัวซองส์ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างเกลื้อหินที่มีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากจะมีค่าความเค้นลดลงในขณะที่ค่าความเครียดเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้ความดันล้อมรอบต่ำ รูปที่ 4.9 แสดงตัวอย่างเกลื้อหินหลังการทดสอบภายใต้การผันแปรปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ จากการสังเกตพบว่าตัวอย่างเกลื้อหินมีการแตกแบบเฉือน

4.6.3 ผลการทดสอบกำลังดึงแบบบราซิช

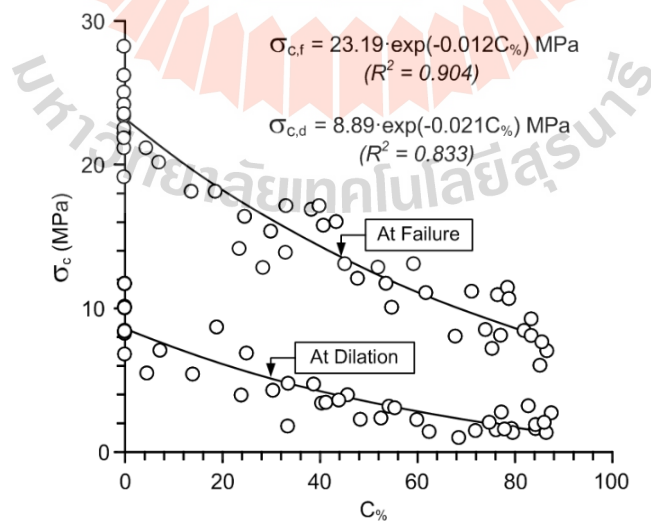
รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นดึงสูงสุดแบบบราซิช (σ_B) ต่อปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ในตัวอย่างเกลื้อหิน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าความเค้นดึงสูงสุดแบบบราซิชมีการลดลงแบบเอกซ์โพเนนเชียลเมื่อการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากขึ้น โดยสามารถหาได้จากสมการ

$$\sigma_B = \chi \cdot \exp(-\chi' \cdot C_{\%}) \text{ MPa} \quad (4.3)$$

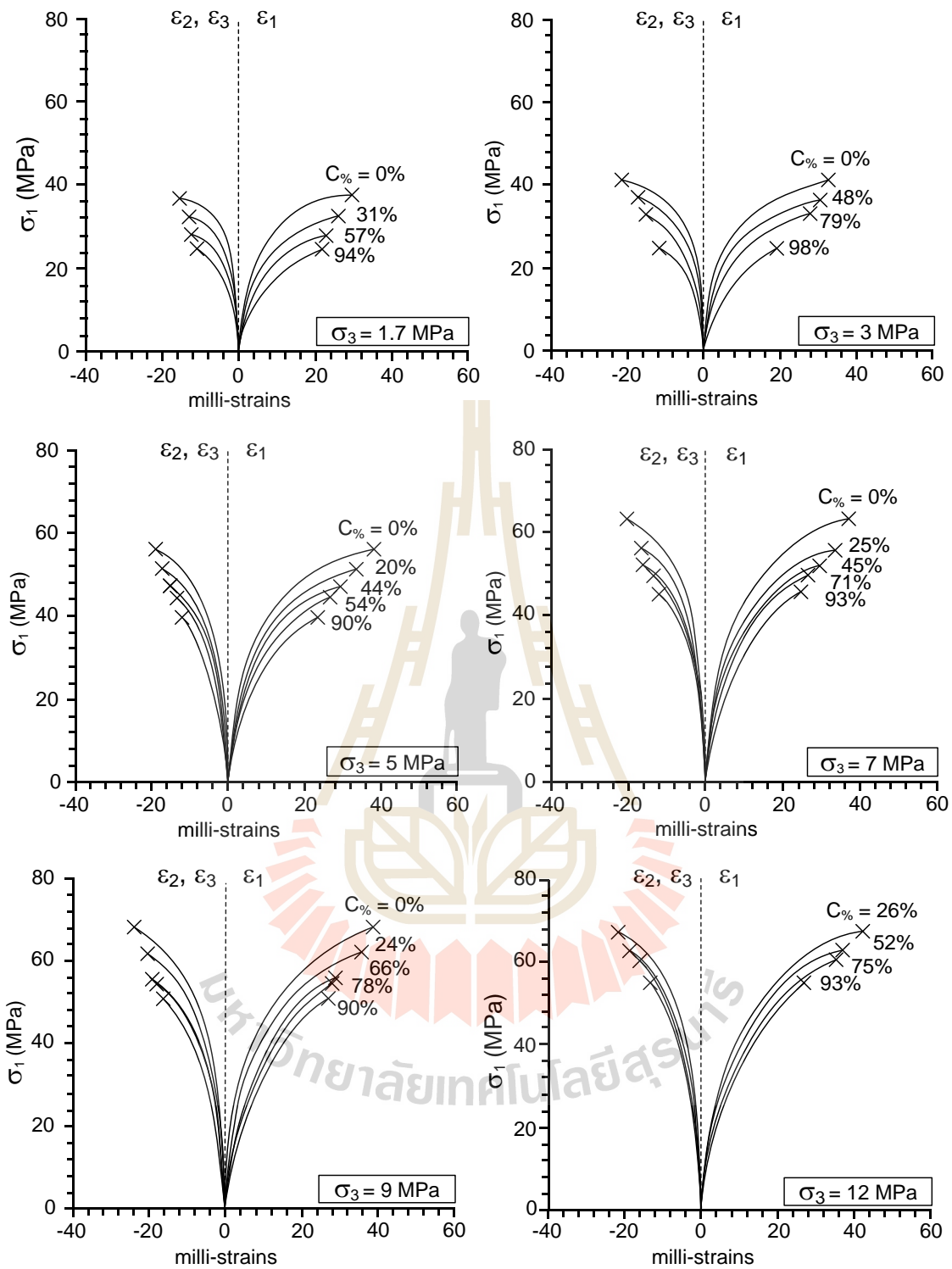
โดยที่ χ และ χ' = ค่าตัวแปรเชิงคณิตศาสตร์ดังแสดงในสมการในรูปที่ 4.9



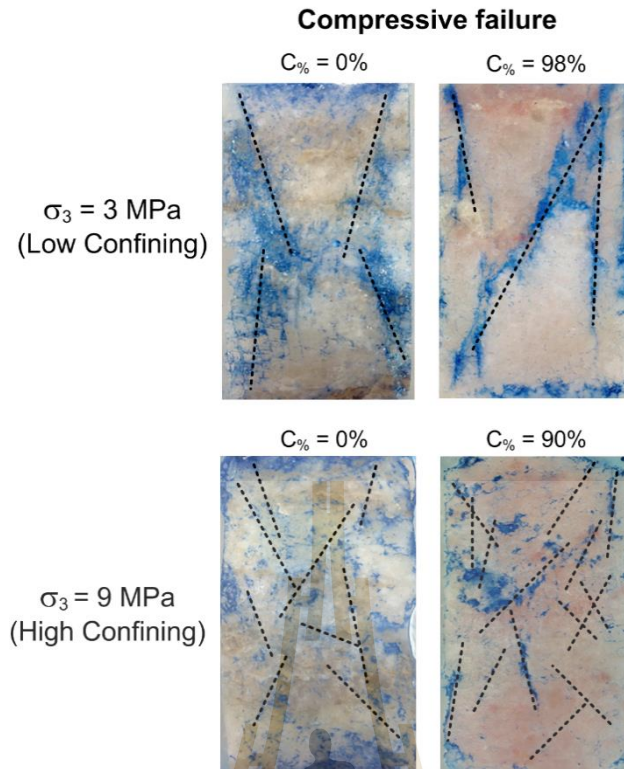
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์



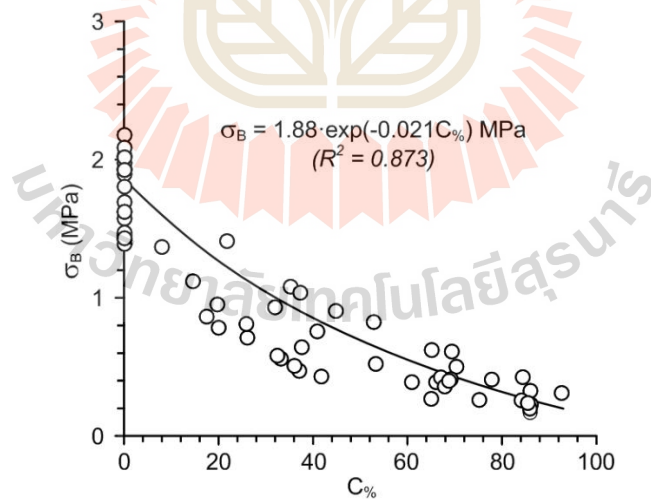
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ($\sigma_{c,d}$) และค่าความเค้นสูงสุดที่จุดวิบัติ ($\sigma_{c,f}$) ของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างเกลือหินในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอเนตภายใต้การผันแปรความดันล้อมรอบ



รูปที่ 4.9 ตัวอย่างเกลื่อหินหลังการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นดึงสูงสุดแบบบราซิล (σ_B) ในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่างเกลื่อหิน

4.6.4 ผลการทดสอบแบบจุดกด

รูปที่ 4.11 (a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีจุดกด (I_s) ในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ในตัวอย่างเกลือหิน ผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงค่าดัชนีจุดกดที่มีการลดลงแบบเอกซ์โพเนนเชียลเมื่อมีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากขึ้นโดยสามารถหาได้จากสมการ

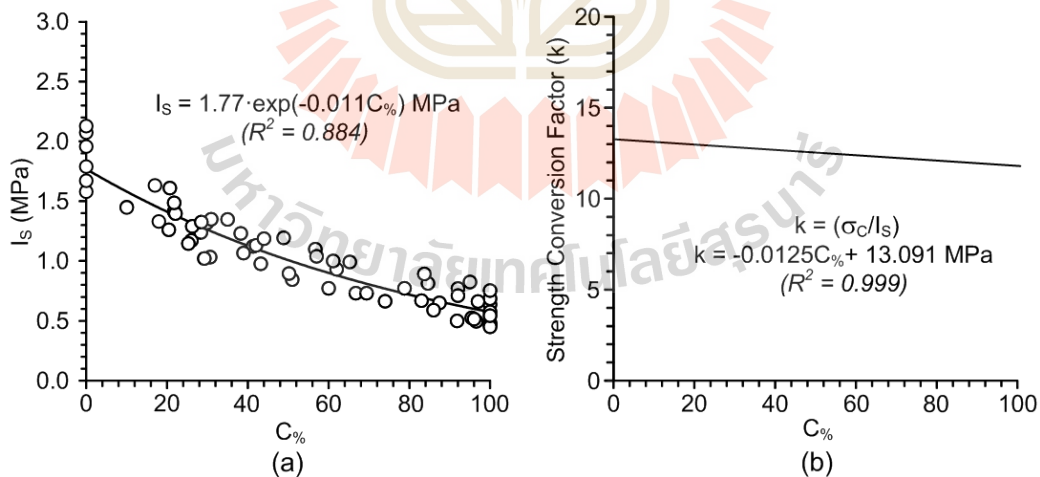
$$I_s = \delta \cdot \exp(-\delta' \cdot C_{\%}) \text{ MPa} \quad (4.4)$$

โดยที่ δ และ δ' = ค่าตัวแปรเชิงคณิตศาสตร์ดังแสดงในสมการในรูปที่ 4.11 (a)

ค่า Stress conversion factor (k) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียวและค่าดัชนีจุดกด ผลการทดสอบระบุว่าค่า k ลดลงเล็กน้อยเมื่อการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากขึ้น (รูปที่ 4.11 (b)) โดยสามารถหาได้จากสมการ

$$k = -\eta \cdot C_{\%} + \eta' \text{ MPa} \quad (4.5)$$

โดยที่ η และ η' = ค่าตัวแปรเชิงคณิตศาสตร์ดังแสดงในสมการในรูปที่ 4.11 (b)



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีจุดกด (a) และ Stress conversion factor (b) ในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ในตัวอย่างเกลือหิน

บทที่ 5

การวิเคราะห์ผลการทดสอบและสร้างเกณฑ์การแตก

5.1 วัตถุประสงค์

ในบทนี้ได้บรรยายเกี่ยวกับการสร้างสมการความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์จากผลการทดสอบในบทที่ 4 เพื่อใช้อธิบายถึงลักษณะการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างเกลือหิน พร้อมทั้งสร้างเกณฑ์การแตกของหินด้วยการใช้กฎของ Hoek and Brown รวมถึงการพัฒนาเกณฑ์การแตกบนพื้นฐานของพลังงานความเครียด

5.2 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสามารถบอกได้ว่าหินมีการตอบสนองต่อแรงที่มากระทำอย่างไร โดยความสัมพันธ์เบื้องต้นดังกล่าวได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้แก่ การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน ซึ่งเป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของหินในเชิงการเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้แรงที่มากระทำในรูปของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น โดยได้พิจารณาถึงความเค้นในสามมิติ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้ (Jaeger et al., 2007)

$$\tau_{oct} = (1/3)[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2} \quad (5.1)$$

$$\gamma_{oct} = (1/3)[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]^{1/2} \quad (5.2)$$

$$G = (1/2) (\tau_{oct}/\gamma_{oct}) \quad (5.3)$$

$$3\sigma_m = (3\lambda + 2G) \varepsilon \quad (5.4)$$

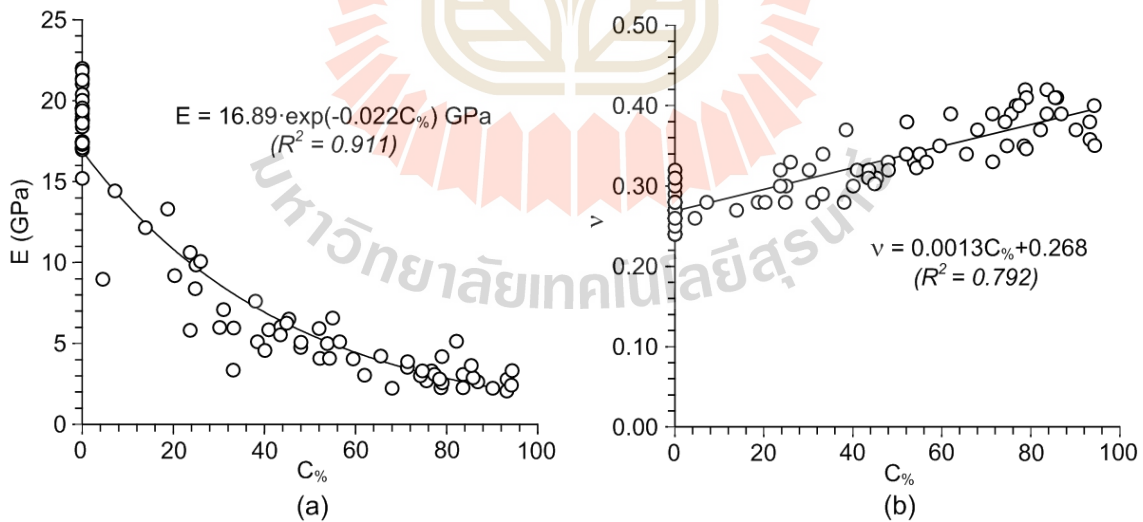
$$\nu = \lambda/(2(\lambda + G)) \quad (5.5)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (5.6)$$

$$K = E/3(1-2\nu) \quad (5.7)$$

โดยที่	G	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ก้อน
	E	คือ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น
	λ	คือ ค่าคงที่ของ Lamé
	ν	คือ อัตราส่วนของปัวซองส์
	$\tau_{oct,c}$	คือ ความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้าน
	$\gamma_{oct,c}$	คือ ความเครียดในแนวเฉือนรวมหกด้าน
	σ_m	คือ ความเค้นเฉลี่ย
	Δ	คือ ความเครียดเชิงปริมาตรที่ระดับ 40% ของความเค้นสูงสุด

เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหินจะเห็นได้ว่า สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่าลดลงเมื่อปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5.1 (a) ผลการทดสอบดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างแร่คาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นน้อยกว่า 2 GPa อย่างไรก็ตามค่าอัตราส่วนปัวซองส์จะมีค่าเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเมื่อปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 5.1 (b) จึงสามารถสรุปได้ว่าแร่คาร์บอนิลไลต์มีแนวโน้มที่จะเสียรูปได้ง่ายกว่าแร่เฮไลต์ ทั้งนี้อาจเป็นเพราะแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่มีแนวแตก (Cleavage) และมีค่าความแข็งน้อยกว่าแร่เฮไลต์ ตารางที่ 5.1 ได้สรุปค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ($\sigma_{1,d}$) ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ($\sigma_{1,f}$) ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวซองส์



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (a) และอัตราส่วนปัวซองส์ (b) ในฟังก์ชันของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์

ตารางที่ 5.1 ค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง ค่าคงที่ของ Lamé ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าสัมประสิทธิ์ก้อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน

σ_3 (MPa)	$C_{\%}$	$\sigma_{1,d}$ (MPa)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	G (GPa)	λ (GPa)	ν	E (GPa)	K (GPa)
0	96	1.09	7.3	0.7	6.7	0.45	2.1	0.0
	95	1.21	7.4	0.8	7.1	0.45	2.3	7.7
	94	1.09	7.5	0.7	6.1	0.45	2.1	7.0
	92	1.29	7.7	0.8	6.7	0.44	2.4	6.7
	91	1.32	7.8	0.9	6.6	0.44	2.5	6.9
	90	1.34	7.9	0.9	6.5	0.44	2.5	6.9
	84	1.52	8.5	1.0	6.0	0.43	2.9	6.9
	81	1.62	8.8	1.1	5.8	0.42	3.1	6.5
	78	1.73	9.1	1.2	5.7	0.42	3.3	6.9
	77	1.76	9.2	1.2	5.7	0.41	3.3	6.1
	75	1.84	9.4	1.2	5.6	0.41	3.5	6.5
	73	1.92	9.7	1.3	5.6	0.41	3.6	6.7
	70	2.04	10.0	1.4	5.5	0.40	3.9	6.5
	69	2.09	10.1	1.4	5.5	0.40	3.9	6.5
	68	2.13	10.3	1.4	5.5	0.40	4.0	6.7
	65	2.27	10.6	1.5	5.5	0.39	4.3	6.5
	62	2.42	11.0	1.7	5.5	0.38	4.6	6.4
	61	2.47	11.2	1.7	5.5	0.38	4.7	6.5
	60	2.52	11.3	1.7	5.5	0.38	4.8	6.7
	57	2.69	11.7	1.8	5.5	0.37	5.1	6.5
	55	2.80	12.0	1.9	5.5	0.38	5.3	7.4
	54	2.86	12.1	2.0	5.5	0.37	5.4	6.9
	53	2.92	12.3	2.0	5.5	0.37	5.5	7.1
51	3.05	12.6	2.1	5.5	0.36	5.8	6.9	
50	3.11	12.7	2.2	5.6	0.36	5.9	7.0	

ตารางที่ 5.1 ค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง ค่าคงที่ของ Lamé ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าสัมประสิทธิ์ก้อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน (ต่อ)

σ_3 (MPa)	$C_{\%}$	$\sigma_{1,d}$ (MPa)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	G (GPa)	λ (GPa)	ν	E (GPa)	K (GPa)
0	46	3.38	13.4	2.4	5.6	0.35	6.4	7.1
	45	3.46	13.5	2.4	5.6	0.35	6.5	7.2
	44	3.53	13.7	2.5	5.7	0.35	6.7	7.4
	37	4.09	14.9	2.9	5.8	0.33	7.7	7.5
	24	5.37	17.4	3.9	6.2	0.31	10.2	8.9
	19	5.97	18.5	4.3	6.4	0.30	11.3	9.4
	14	6.63	19.6	4.9	6.6	0.29	12.5	9.9
	14	6.63	19.6	4.9	6.6	0.29	12.5	9.9
	13	6.77	19.8	5.0	6.6	0.29	12.8	10.2
	11	7.06	20.3	5.2	6.7	0.28	13.3	10.1
	11	7.06	20.3	5.2	6.7	0.28	13.3	10.1
	9	7.36	20.8	5.4	6.8	0.27	13.9	10.1
	9	7.36	20.8	5.4	6.8	0.28	13.9	10.5
	9	7.36	20.8	5.4	6.8	0.29	13.9	11.0
	7	7.67	21.3	5.7	6.9	0.28	14.5	11.0
	5	8.00	21.8	6.0	7.0	0.27	15.1	10.9
	5	8.00	21.8	6.0	7.0	0.25	15.1	10.1
	4	8.17	22.1	6.1	7.0	0.27	15.5	11.2
	4	8.17	22.1	6.1	7.0	0.26	15.5	10.8
	4	8.17	22.1	6.1	7.0	0.27	15.5	11.2
	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.26	16.8	11.7
	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.26	16.8	11.7
	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.26	16.8	11.7
0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.26	16.8	11.7	
0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.27	16.8	12.2	

ตารางที่ 5.1 ค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง ค่าคงที่ของ Lamé ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าสัมประสิทธิ์ก้อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน (ต่อ)

σ_3 (MPa)	$C_{\%}$	$\sigma_{1,d}$ (MPa)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	G (GPa)	λ (GPa)	ν	E (GPa)	K (GPa)
0	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.26	16.8	11.7
	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.24	16.8	10.8
	0	8.89	23.2	6.7	7.2	0.25	16.8	11.2
1.7	94	6.7	25	1.3	1.0	0.35	3.3	3.7
	57	8.9	28.1	2.0	1.8	0.33	5.1	5.0
	31	12.4	32.5	2.8	2.4	0.29	9.9	7.9
	0	18.5	37.6	8.2	6.0	0.27	20	14.5
3	79	12.3	32.8	1.6	1.6	0.34	4.4	4.6
	48	15.4	36.9	1.8	5.2	0.32	6.1	5.6
	0	24.7	45.1	7.0	6.4	0.26	15.8	11.0
	0	26.3	41.9	7.7	7.8	0.27	16.6	12.0
5	94	13.0	39.7	0.9	1.6	0.4	2.4	4.0
	54	17.7	45.1	2.0	1.9	0.33	5.7	5.6
	44	22.3	47.4	2.1	3.4	0.31	8.6	7.5
	20	25.0	51.9	3.6	4.1	0.3	10.5	8.8
	0	32.4	54.1	9.5	11.3	0.27	16.9	12.2
	0	32.1	56	8.0	14.9	0.27	17.1	12.4
7	93	16.8	46	0.8	1.9	0.38	3.0	4.2
	71	19.4	50.4	1.4	2.7	0.35	4.2	4.7
	45	24.3	52.7	2.4	3.4	0.31	7.0	6.1
	25	28.	56.1	3.9	6.1	0.28	9.9	7.5
	0	37.7	63.6	10.1	13.8	0.26	16.1	11.2
	0	38.4	60	7.01	15.3	0.26	16.5	11.5

ตารางที่ 5.1 ค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็ง ค่าคงที่ของ Lamé ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น และค่าสัมประสิทธิ์ก้อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน (ต่อ)

σ_3 (MPa)	$C_{\%}$	$\sigma_{1,d}$ (MPa)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	G (GPa)	λ (GPa)	ν	E (GPa)	K (GPa)
9	90	18.9	50.2	0.8	2.1	0.4	2.9	4.8
	78	21.8	53	1.0	2.3	0.37	4.2	5.4
	66	24.5	54.7	1.5	3.0	0.35	5.3	5.9
	24	31.9	60.8	3.9	9.0	0.29	10.2	8.1
	0	42.6	67	7.4	14.57	0.27	16.1	11.7
12	93	23.9	55.8	0.7	2.6	0.4	3.5	5.8
	75	27.9	61.4	1.2	2.9	0.38	4.8	6.7
	52	35.1	63.6	2.4	4.9	0.34	7.7	8.0
	26	41.0	68.1	4.1	7.2	0.3	10.8	9.0
	0	41.0	71.1	6.6	15.4	0.26	16.3	11.3
	0	51.0	81.2	10.9	4.5	0.26	16.9	11.7

5.3 เกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown

เกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown (1980) สามารถนำมาวิเคราะห์ลักษณะการแตกของหินที่ได้จากห้องปฏิบัติการ เพื่อใช้สำหรับการคาดคะเนไปถึงการแตกของหินขนาดใหญ่ถึงระดับของมวลหิน ในการศึกษาครั้งนี้จึงได้นำผลจากการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกนมาหาความสัมพันธ์เพื่อใช้เป็นเกณฑ์สำหรับกำหนดความต้านแรงกดสูงสุดของมวลหินดังสมการ

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{1/2} \quad (5.8)$$

โดยที่

- σ_1 คือ ค่าความเค้นในแกนหลักสูงสุด
- σ_3 คือ ค่าความเค้นในแกนหลักต่ำสุด
- σ_c คือ ค่ากำลังกดสูงสุดในแกนเดียว
- m และ s คือ ค่าคงที่ที่ขึ้นกับคุณสมบัติของมวลหินนั้น

โดยที่ m จะเป็นตัวกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดและความเค้นต่ำสุด และ s จะขึ้นกับคุณสมบัติของหินนั้นๆ ซึ่ง $s=1$ เมื่อหินไม่มีรอยแตกและเป็นเนื้อเดียวกัน (Intact rock)

จากเกณฑ์การแตกดังกล่าวสามารถพัฒนาสมการเพื่อหาค่าความเค้นหลักที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ($\sigma_{1,d}$) และค่าความเค้นหลักที่จุดวิบัติ ($\sigma_{1,f}$) ดังสมการต่อไปนี้

$$\sigma_{1,d} = \sigma_3 + (m_d \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_{c,d}^2)^{1/2} \quad (5.9)$$

$$\sigma_{1,f} = \sigma_3 + (m_f \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_{c,f}^2)^{1/2} \quad (5.10)$$

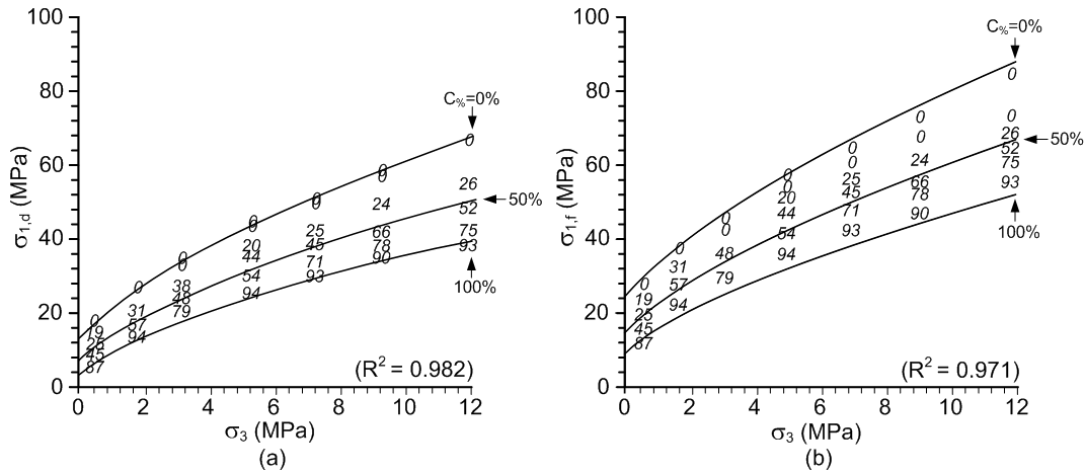
ค่า m_d และ m_f เป็นค่าคุณสมบัติของหินที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่างและจุดวิบัติ ซึ่งเป็นค่าคงที่ขึ้นอยู่กับวิธีการผันแปรปริมาณแร่คาร์บอเนต ดังสมการต่อไปนี้

$$m_d = -i \cdot C_{\%} + i' \quad (5.11)$$

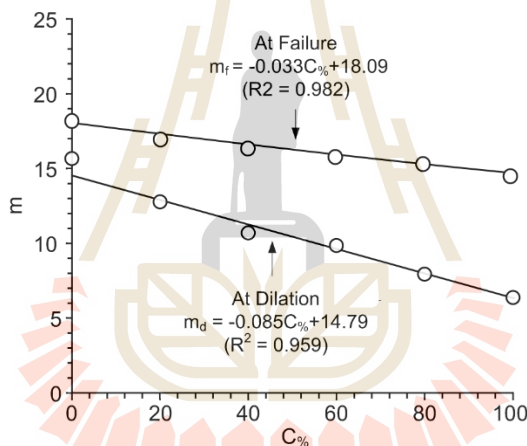
$$m_f = -k \cdot C_{\%} + k' \quad (5.12)$$

โดยที่ i , i' , k และ k' คือค่าตัวแปรเชิงคณิตศาสตร์ดังแสดงในสมการในรูปที่ 5.2

รูปที่ 5.2 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างเกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown กับผลการทดสอบภายใต้การผันแปรของปริมาณแร่คาร์บอเนตต่อค่าความเค้นที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (รูปที่ 5.2 (a)) และจุดวิบัติ (รูปที่ 5.2 (b)) ที่มีความสัมพันธ์กับความดันล้อมรอบในระดับต่างกัน ผลการเปรียบเทียบพบว่าเกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown สามารถใช้ประเมินการแตกของเกลือหินที่มีการเจือปนของแร่คาร์บอเนตได้เป็นอย่างดี โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ความถูกต้องมากกว่า 0.9 รูปที่ 5.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติของหิน (m) กับปริมาณของแร่คาร์บอเนตที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่างและจุดวิบัติ พบว่าค่า m มีการลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อมีการเจือปนของแร่คาร์บอเนตมากขึ้น



รูปที่ 5.2 ผลกระทบของปริมาณแร่คาร์บอนไลต์ต่อค่ากำลังกดสูงสุดที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (a) และจุดวิบัติ (b) ภายใต้ความดันล้อมรอบในระดับต่างกัน



รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า m ในฟังก์ชันของปริมาณแร่คาร์บอนไลต์ที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และจุดวิบัติของตัวอย่างหิน

5.4 เกณฑ์การแตกบนพื้นฐานของพลังงานความเครียด

คุณสมบัติและพฤติกรรมที่มีความซับซ้อนอันเนื่องมาจากความไม่เป็นเนื้อเดียวกันของหิน ส่งผลให้ไม่สามารถวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปหรือการแตกของหินได้ด้วยทฤษฎีพื้นฐานทั่วไป อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์ในเชิงของพลังงานความเครียด (Strain energy) ถือเป็นวิธีการวิเคราะห์อย่างตรงไปตรงมา และสามารถใช้อธิบายพฤติกรรมการแตกของหินได้ ซึ่งสามารถคำนวณโดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเชิงเส้นตรงดังสมการ

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_1 \epsilon_1 + \sigma_2 \epsilon_2 + \sigma_3 \epsilon_3) \tag{5.13}$$

พลังงานความเครียดที่เกี่ยวข้องกับค่าความเค้นและความเครียดเบี่ยงเบน ในบางครั้งเรียกว่า พลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบน (Strain energy of distortion) ซึ่งสามารถใช้สำหรับอธิบายพลังงานที่จะส่งผลไปสู่พฤติกรรมเปลี่ยนแปลงรูปร่างและการวิบัติของตัวอย่างเกลือหินภายใต้การเฉือนของแร่คาร์บอเนต พลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ($W_{d,d}$) และจุดวิบัติ ($W_{d,f}$) สามารถคำนวณได้จากความเค้นและความเครียดในแนวเฉือนรวมหกด้าน ดังสมการ (Jaeger et al., 2007)

$$W_{d,d} = (3/2) \tau_{oct,d} \cdot \gamma_{oct,d} \quad (5.14)$$

$$W_{d,f} = (3/2) \tau_{oct,f} \cdot \gamma_{oct,f} \quad (5.15)$$

ผลการสร้างเกณฑ์การแตกบนพื้นฐานของพลังงานความเครียดได้นำเสนอในรูปแบบของพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยดังแสดงในรูปที่ 5.4 พบว่าพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนมีค่าเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตรงเมื่อความเค้นเฉลี่ยเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาภายใต้ค่าความเค้นเฉลี่ยเดียวกันพบว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอเนตเฉือนอยู่มากจะมีค่าพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนน้อยกว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอเนตเฉือนอยู่น้อยดังสมการต่อไปนี้

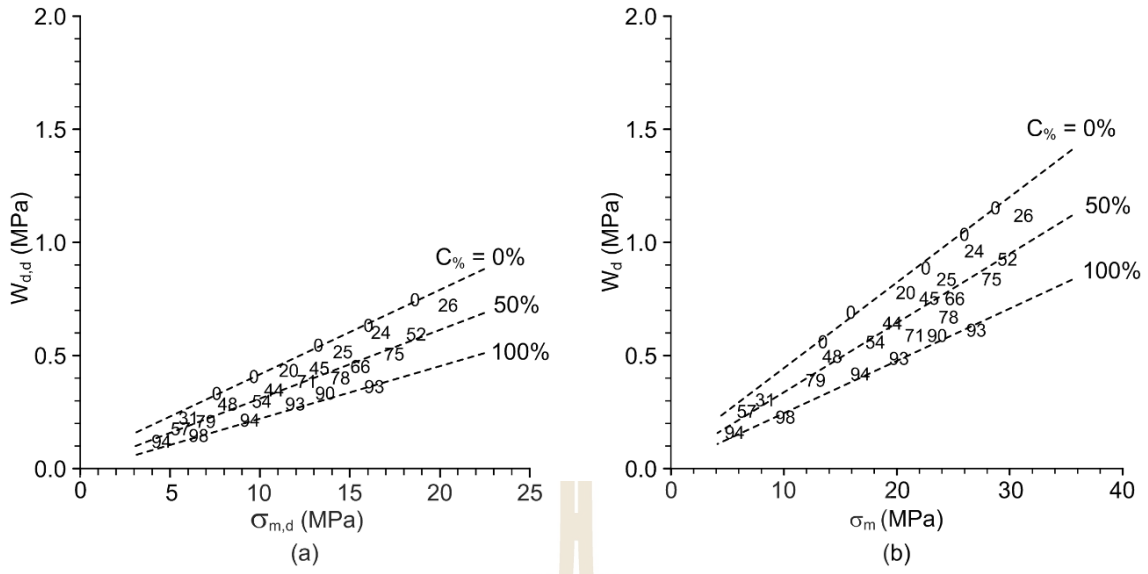
$$W_{d,d} = \{[-\varpi \cdot C_{\%}] + \varpi' \cdot \sigma_m\} + \{[-\xi \cdot C_{\%}] + \xi'\} \quad \text{MPa} \quad (5.16)$$

$$W_{d,f} = \{[-\omega \cdot C_{\%}] + \omega' \cdot \sigma_m\} + \{[-\zeta \cdot C_{\%}] + \zeta'\} \quad \text{MPa} \quad (5.17)$$

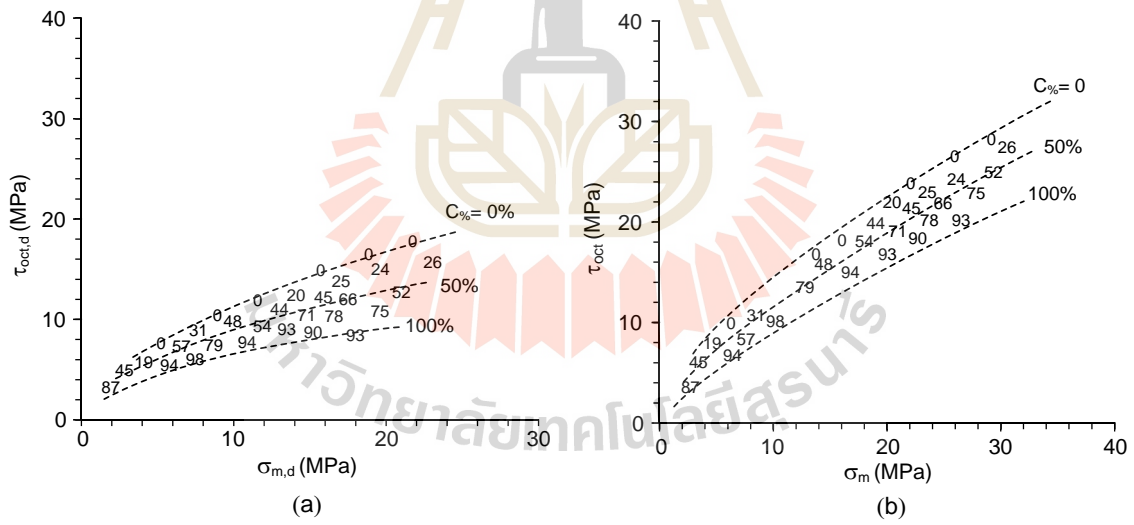
โดยที่ ϖ , ϖ' , ξ , ξ' , ω , ω' , ζ และ ζ' เท่ากับ 0.00011, 0.027, 0.0001, 0.031, 0.00015, 0.038, 0.0004 และ 0.055 ตามลำดับ จากสมการที่ 5.16 และ 5.17 สามารถนำมาใช้ในการทำนายค่าพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่างและที่จุดวิบัติของตัวอย่างเกลือหินที่มีการเฉือนของแร่คาร์บอเนตได้

5.5 เกณฑ์การแตกของความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้าน

คุณสมบัติเกี่ยวกับค่าความแข็งของหินสามารถนำมาอธิบายในรูปแบบที่มีการพิจารณาถึงผลกระทบของการเฉือนแร่คาร์บอเนตภายใต้การผันแปรความเค้นในหลายระดับ รูปที่ 5.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านกับความเค้นเฉลี่ยที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่างและจุดวิบัติ โดยตัวเลขที่ระบุในกราฟแสดงถึงปริมาณการเฉือนของแร่คาร์บอเนต ดังสมการ



รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยภายใต้การเจือปนของปริมาณแร่คาร์บอนิลต์ที่แตกต่างกัน



รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยภายใต้การเจือปนของปริมาณแร่คาร์บอนิลต์ที่แตกต่างกัน

$$\tau_{\text{oct,d}} = (-\omega'' \cdot C_{\%} + \omega''') \cdot \sigma_m^{-\xi'' \cdot C_{\%} + \xi'''} \quad \text{MPa} \quad (5.18)$$

$$\tau_{\text{oct,f}} = (-\omega'' \cdot C_{\%} + \omega''') \cdot \sigma_m^{-\xi'' \cdot C_{\%} + \xi'''} \quad \text{MPa} \quad (5.19)$$

โดยที่ ω'' , ω''' , ξ'' , ξ''' , ω'' , ω''' , ζ'' และ ζ''' เท่ากับ 0.0089, 3.26, 0.0008, 0.55, 0.016, 3.50, 0.0014 และ 0.63 ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นเฉื่อยเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาภายใต้ความเค้นเฉื่อยเดียวกันพบว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอเนตไลต์เจือปนอยู่มากจะมีค่าความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านน้อยกว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอเนตไลต์เจือปนอยู่น้อย



บทที่ 6

การประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยันด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

6.1 วัตถุประสงค์

โปรแกรม FLAC 4.0 (Finite difference method) ถูกนำมาใช้ในการจำลองลักษณะของการทำเหมืองใต้ดินด้วยวิธีขุดเจาะแบบห้องสลับเสาค้ำยัน (Room and Pillar mining) ในชั้นเกลือหิน เพื่อศึกษาผลกระทบของการเจ็บบนแร่คาร์บอเนตและระดับความลึกของช่องเหมืองต่อเสถียรภาพของเสาค้ำยัน โดยนำคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของเกลือหินจากการสอบเทียบในบทที่ 5 มาใช้เป็นตัวแปรในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

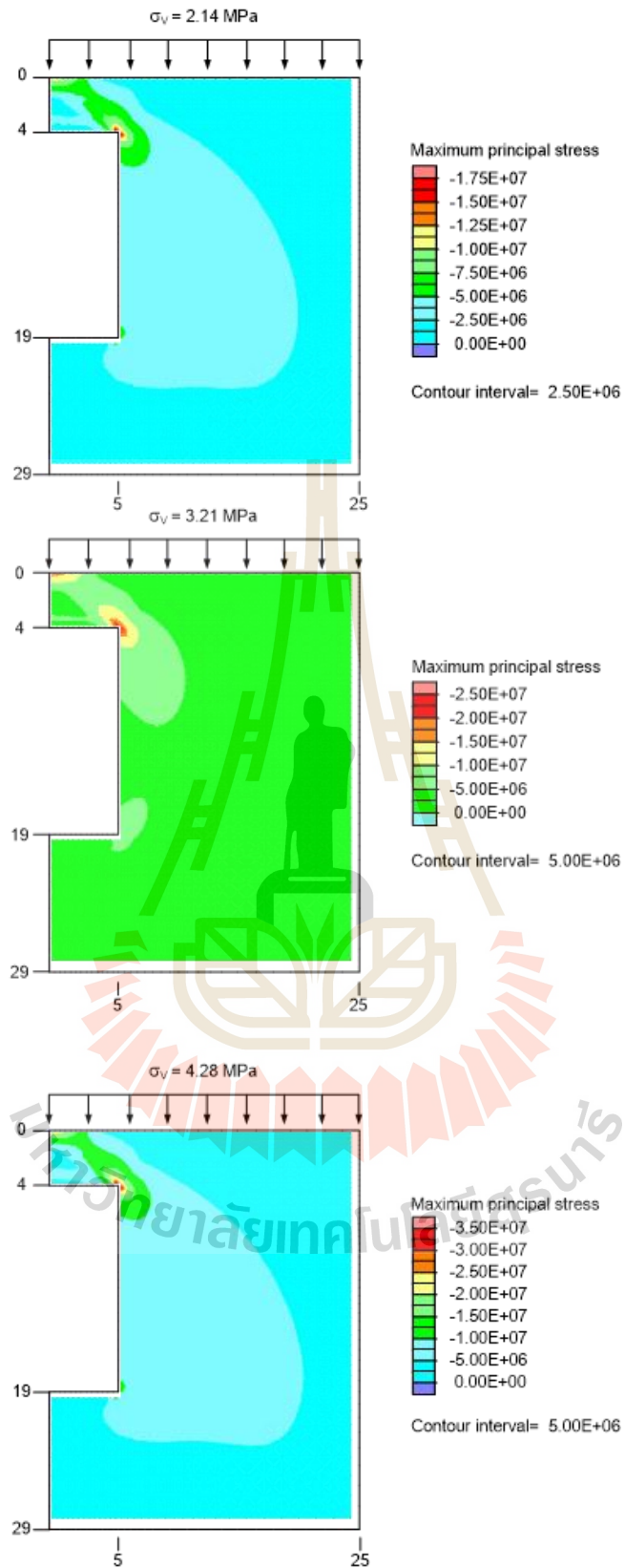
6.2 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

การจำลองเสาค้ำยันในชั้นเกลือหินด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้ดำเนินการภายใต้การผันแปรปริมาณแร่คาร์บอเนตตั้งแต่ 0, 20, 40, 60, 80 และ 100% และระดับความลึกเท่ากับ 100, 150 และ 200 m โดยกำหนดให้ความกว้างของห้องและเสาค้ำยันของช่องเหมืองเท่ากับ 10 m และ 40 m ตามลำดับ มวลหินปิดทับเหนือบริเวณเสาค้ำยันจำลองให้มีแรงกระจายสม่ำเสมอคือ 2.14, 3.21 และ 4.28 MPa ตามระดับความลึกที่กำหนด ค่าคุณสมบัติพื้นฐานของเกลือหินที่ใช้ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์แสดงไว้ในตารางที่ 6.1 โดยอ้างอิงมาจากบทที่ 5 (ตารางที่ 5.1)

โปรแกรม FLAC 4.0 ถูกใช้ในการคำนวณหาค่าความเค้นกดสูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณพื้นที่ A ของเสาค้ำยัน (รูปที่ 6.1) โดยโปรแกรม FLAC 4.0 สามารถคำนวณค่าความเค้นในแกนหลัก (σ_1) ค่าความเค้นในแกนรอง (σ_2) และค่าองค์ประกอบของความเค้น ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) ดังแสดงในตารางที่ 6.2 ส่วนรูปที่ 6.2 แสดงตัวอย่างค่าความเค้นในแกนหลักที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ภายใต้การผันแปรระดับความลึกและการเจ็บบนปริมาณแร่คาร์บอเนตเท่ากับ 20% ผลการจำลองดังกล่าวสามารถนำมาคำนวณค่าความเค้นเฉือนรวมหกด้าน ($\tau_{oct,FLAC}$) สำหรับใช้เปรียบเทียบกับค่าความเค้นเฉือนรวมหกด้านจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อประเมินหาอัตราส่วนความปลอดภัยที่เกิดขึ้นภายหลังการเปิดช่องเหมืองในทันที

ตารางที่ 6.2 ผลการจำลองเสาค้ำยันของช่องเหมืองภายใต้การผันแปรระดับความลึกและปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์ โดยแสดงในรูปค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS)

ความลึก	C%	σ_1	σ_2	σ_3	σ_x	σ_y	σ_z	$\tau_{oct,FLAC}$	FS
100	0	12.21	2.33	3.79	4.36	10.18	3.79	4.35	2.51
	20	12.28	2.48	4.36	4.52	10.20	4.40	4.25	2.53
	40	12.25	2.65	4.93	4.72	10.17	4.94	4.10	2.55
	60	12.30	2.75	5.40	4.87	10.18	5.40	4.03	2.48
	80	12.34	2.86	5.85	5.03	10.20	5.82	3.96	2.38
	100	12.44	2.97	6.24	5.20	10.24	6.21	3.93	2.22
150	0	18.47	3.53	5.72	6.62	15.37	5.73	6.59	2.24
	20	18.20	3.69	6.54	6.71	15.17	6.55	6.28	2.22
	40	18.36	3.92	7.41	7.03	15.26	7.40	6.15	2.22
	60	18.44	4.10	8.10	7.28	15.26	8.10	6.04	2.16
	80	18.53	4.00	8.61	7.25	15.26	8.63	6.06	2.08
	100	18.58	4.01	9.10	7.35	15.24	9.10	6.04	1.93
200	0	24.79	4.76	7.71	8.98	20.57	7.71	8.83	2.04
	20	24.35	4.99	8.77	9.03	20.30	8.78	8.38	2.02
	40	24.46	5.20	9.84	9.34	20.32	9.84	8.21	2.01
	60	24.48	5.11	10.64	9.34	20.26	10.63	8.15	1.99
	80	24.66	5.24	11.46	9.60	20.31	11.45	8.10	1.92
	100	24.83	5.33	12.16	9.78	20.39	12.15	8.08	1.80



รูปที่ 6.2 ค่าความเค้นในแนวแกนบริเวณเสาค้ำยันที่ระดับความลึก 100 ($\sigma_v = 2.14$ MPa), 150 ($\sigma_v = 3.21$ MPa) และ 200 m ($\sigma_v = 4.28$ MPa) ตามลำดับ

6.3 ผลการจำลองเสถียรภาพของเสาค้ำยัน

รูปที่ 6.2 แสดงตัวอย่างรูปแบบการจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อหาค่าความเค้นในแนวแกน บริเวณเสาค้ำยันที่มีการเจ็บบนของแร่คาร์บอนิลไลต์ ผลการจำลองระบุว่าภายใต้ระดับความลึกเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่าความเค้นในแกนหลักบริเวณเสาค้ำยันมีค่ามากขึ้น และจากผลการคำนวณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยการแปรผันระดับความลึกและปริมาณการเจ็บบนของแร่คาร์บอนิลไลต์ดังแสดงในตารางที่ 6.2 ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างค่าความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ($\tau_{oct,FLAC}$) กับเกณฑ์การแตกของความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านที่ได้จากการทดสอบ (τ_{oct}) พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) บริเวณเสาค้ำยันยังคงมีเสถียรภาพเพียงพอโดยไม่ต้องมีการค้ำยัน (FS \geq 1) ในทุกๆกรณี



บทที่ 7

สรุปและวิจารณ์ผล

7.1 บทสรุปของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ต่อคุณสมบัติทางกลศาสตร์และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างเกลือหิน โดยทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ได้แก่ การทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียว การทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกน การทดสอบกำลังดึงแบบบราซิล และการทดสอบความแข็งแบบจุด ทั้งนี้ได้กำหนดอัตราการกดเท่ากับ 0.1 MPa/s สำหรับการทดสอบกำลังกดสูงสุดในสามแกนได้จำลองสถานะความดันล้อมรอบตั้งแต่ 0, 1.7, 3, 5, 7, 9 ถึง 12 MPa ผลการทดสอบสามารถนำไปพัฒนาสมการทางคณิตศาสตร์ (Empirical relationship) เพื่อใช้ในการหาค่ากำลังกดสูงสุด โดยพิจารณาถึงปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์และความเค้นล้อมรอบ รวมไปถึงการนำผลไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบขนาดของเสาค้ำยันในเหมืองแร่โพแทชด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ (FLAC 4.0)

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ส่งผลโดยตรงต่อค่าความแข็งและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเกลือหิน โดยแร่เฮไลต์บริสุทธิ์จะมีค่าความเค้นดึงสูงสุดแบบบราซิลเท่ากับ 1.88 MPa และเมื่อมีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ 100% (คาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์) จะมีค่าน้อยกว่า 0.5 MPa สำหรับการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวพบว่า แร่คาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์จะมีค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียวประมาณ 10 MPa หรือน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของค่าความเค้นสูงสุดในแกนเดียวของแร่เฮไลต์บริสุทธิ์ ค่า Strength conversion factors ที่ได้จากความสัมพันธ์ของการทดสอบกำลังกดสูงสุดในแกนเดียวและค่าดัชนีจุดกดมีค่าเท่ากับ 13 MPa สำหรับเฮไลต์บริสุทธิ์ และมีค่าเท่ากับ 12 MPa สำหรับคาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะมีค่าลดลงเมื่อมีปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์สูงขึ้น ซึ่งแร่คาร์บอนิลไลต์บริสุทธิ์จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉลี่ยประมาณ 2 GPa และแร่เฮไลต์บริสุทธิ์จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเท่ากับ 17 GPa โดยค่าอัตราส่วนปัวซองส์จะเพิ่มขึ้นเมื่อมีการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์มากขึ้น ทั้งนี้ เนื่องจากแร่คาร์บอนิลไลต์ไม่มีผลึก ทำให้มีการขยายตัวหรือเสียรูปได้ง่ายกว่าแร่เฮไลต์

เกณฑ์การแตกของ Hoek and Brown สามารถอธิบายถึงพฤติกรรมการแตกของเกลือหินภายใต้การเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์ได้ดีที่สุด อย่างไรก็ตามการเจือปนของแร่คาร์บอนิลไลต์จะส่งผลกระทบต่อหน่วยเมื่อค่าความดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น สำหรับผลการสร้างเกณฑ์การแตกบนพื้นฐานของพลังงานความเครียดได้นำเสนอในรูปแบบของพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนในฟังก์ชันของความเค้นเฉลี่ยพบว่าพลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนมีค่าเพิ่มขึ้นเชิงเส้นตรงเมื่อความเค้นเฉลี่ยเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาภายใต้ความเค้นเฉลี่ยเดียวกันพบว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอนิลไลต์เจือปนอยู่มากจะมีค่า

พลังงานความเครียดเชิงเบี่ยงเบนน้อยกว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอนิลต์เจือปนอยู่น้อย ซึ่งผลการวิเคราะห์ดังกล่าวสอดคล้องกับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านในฟังก์ชันของความเค้นเฉื่อยที่จุดเปลี่ยนแปลงรูปร่างและจุดวิบัติ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าค่าความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นเฉื่อยเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาภายใต้ความเค้นเฉื่อยเดียวกันพบว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอนิลต์เจือปนอยู่มากจะมีค่าความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านน้อยกว่าตัวอย่างหินที่มีปริมาณแร่คาร์บอนิลต์เจือปนอยู่น้อย

แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้ถูกนำมาใช้ในการจำลองเสาค้ำยันที่มีการผันแปรปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลต์ภายใต้ความลึกที่แตกต่างกัน ผลการจำลองสามารถอธิบายได้ว่า ค่าความเค้นเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลต์และความลึกมากขึ้น ทั้งนี้ เนื่องจากน้ำหนักของชั้นหินปิดทับและคุณสมบัติพื้นฐานของเกลือหินที่มีความหยุ่นและสามารถเสียรูปได้เมื่อได้รับแรงมากระทำ ในการเปรียบเทียบระหว่างค่าความเค้นเฉือนรวมหกด้านที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ($\tau_{oct,FLAC}$) กับเกณฑ์การแตกของความเค้นในแนวเฉือนรวมหกด้านที่ได้จากการทดสอบ (τ_{oct}) เพื่อศึกษาค่าอัตราความปลอดภัยพบว่ายังคงมีเสถียรภาพเพียงพอเมื่อทำการเปิดช่องเหมืองโดยไม่ต้องทำการค้ำยัน

7.2 ข้อเสนอแนะ

การหาปริมาณแร่คาร์บอนิลต์ที่เจือปนอยู่ในเกลือหินโดยใช้วิธีการคำนวณจากค่าความหนาแน่นอาจมีความคลาดเคลื่อน เนื่องจากในเกลือหินอาจมีแร่อื่นเจือปนอยู่ เช่น แร่แอนไฮไดรต์ ซึ่งมีค่าความหนาแน่นสูง ดังนั้น จึงควรศึกษาด้วยวิธีการอื่นเพื่อที่จะสามารถหาปริมาณการเจือปนของแร่คาร์บอนิลต์ได้อย่างแม่นยำมากยิ่งขึ้น

ควรประเมินเสถียรภาพของเสาค้ำยันด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่มีการผันแปรความกว้างของห้องหรือเสาค้ำยันอย่างครอบคลุมมากยิ่งขึ้น นอกจากนี้ควรมีการศึกษาผลกระทบของการกระจายตัวของแร่คาร์บอนิลต์ด้วย เพื่อให้ผลการวิเคราะห์มีความถูกต้อง แม่นยำ และมีความหลากหลายมากยิ่งขึ้น

บรรณานุกรม

- ปรัชญา เทพนรงค์ (2554). ผลกระทบจากรูปร่างที่ไม่เป็นทรงเรขาคณิตของตัวอย่างหินในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน รหัสโครงการ SUT7-719-51-12-65, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, นครราชสีมา, 98 หน้า
- Allemandou, X. and Dusseault, M. B. (1996). Procedures for cyclic creep testing of salt rock, results and discussions. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 207-218). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- ASTM D2664-04. Standard test method for triaxial compressive strength of undrained rock core specimens without pore pressure measurements. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04. 08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2938-95. Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04. 08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D3967-08. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens, In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04. 08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D5731-08. Standard test method for determination of the point load strength index of rock, In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04. 08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D7012-07. Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04. 08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Aubertin, M. (1996). On the physical origin and modeling of kinematics and isotropic hardening of salt. In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 1-18). Clausthal, Germany: Trans Tech Publications.
- Aubertin, M., Julien, M. R., Servant, S., and Gill, D. E. (1999). A rate-dependent model for the ductile behavior of salt rocks. **Canadian Geotechnical Journal**. 36: 660-674.

- Aubertin, M., Sgaoula, J., and Gill, D. E. (1993). Constitutive modeling of rock salt: Basic considerations for semi-brittle behavior. In **Proceedings of the Fourth International Symposium on Plasticity and Its Current Applications** (pp. 92). Baltimore.
- Barber, D. J. (1990). Regimes of plastic deformation processes and microstructure; An overview, **Deformation Processes in Minerals, Ceramics and Rocks**. Unwin Hyman. pp. 138-178.
- Berest, P., and Blum, P. A. (1993). In situ test in salt cavern. In **Proceedings of the 7th Symposium on Salt** (pp. 353-362). Kyoto, Japan.
- Berest, P., Brouard, B., and Durup, G. (1998). Behavior of sealed solution-mined caverns. In **Proceedings of the 4th Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 511-524). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Billiotte, J., LeGuen, C., Deveughele, M., and Brulhet, J. (1996). On laboratory measurements of porosity and permeability of salt rocks (Bressa basin-France), In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt**, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 221-230.
- Bonte, G., (1993). Mechanical aspects of the inhibition of a salt wall by brine initially contained in a cavity, In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt**, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, pp. 263-267.
- Boontongloan, C. (2000). Engineering properties of the evaporitic and clastic rocks of Maha Sarakam Formation, Sakon Nakhon evaporite basin, **M.S. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.**
- Broch, E., and Franklin, J. A. (1972). The point-load test. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 9: 669-697.
- Brook, N. (1985). The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**. 22: 61-70.
- Brook, N. (1993). The measurement and estimation of basic rock strength. In J. A. Hudson (ed.). **Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects** (pp. 41-66). Oxford: Pergamon Press.

- Carter, N. L., Horseman, S. T., Russell, J. E., and Handin, J. (1993). Rheology of rocksalt. **Journal Structural Geology**. 15: 1257-1272.
- Chokski, A. H., and Langdon, T. G. (1991). Characteristics of creep deformation in ceramics. **Materials Science and Technology**. 7: 577-584.
- Cristescu, N. (1994). A procedure to determine nonassociated constitutive equations for geomaterials. **International Journal Plasticity**. 10: 103-131.
- Cristescu, N., and Hunsche, U. (1996). A comprehensive constitutive equation for rock salt-determination and application. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 191-205). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Devries, K. L., Mellegard, K. D., and Callahan, G. D. (2002). Salt damage criterion proof-of-concept research, **Topical report, DE-FC26-00NT41026**, prepared for the U.S. Department of Energy, Pennsylvania.
- Fokker, P. A. (1995). The behavior of salt and salt caverns. **Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands**.
- Fokker, P. A. (1998). The micro-mechanics of creep in rocksalt. In **Proceedings of the 4th Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 49-61). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Franssen, R. C. M. W., 1998, Mechanical anisotropy of synthetic polycrystalline rock salt, Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, The Pennsylvania State University, June 17-18, 1996, Clausthal-Zellerfeld, Trans Tech Publications, Germany, pp. 63-75.
- Franssen, R. C. M. W., and Spiers, C. J. (1990) Deformation of polycrystalline salt in compression and in shear at 250-350°C, **Deformation Mechanisms, Rheology and Tectonics**. Geological Society Special Publication pp. 201-213.
- Frayne, M. A., 1996. Four cases study in salt rock: Determination of material parameters for numerical modeling. In **Proceedings Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt**, Ecole Polytechnique, November 1993, Trans Tech Publications, ClausthalZellerfeld, Germany, pp. 471-482.
- Fuenkajorn, K., and Daemen, J. J. K. (1988). Borehole Closure in Salt, **Technical Report NUREC/CR-5243**, prepared for the U. S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D. C.

- Fuenkajorn, K., and Jandakaew, M. (2003). Compressed-air energy storage in salt dome at Borabu district, Thailand: Geotechnical Aspects. In **Proceedings of the 38th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering** (pp. 377-391). University of Reno, Nevada, March 19-21.
- Fuenkajorn, K., Phueakphum, D., and Jandakaew, M. (2003). Healing of rock salt fractures. In **Proceedings of the 38th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering** (pp. 393-408). University of Nevada, Reno, March 19-21.
- Fuenkajorn, K., Sriapai, T., and Samsri, P. (2012). Effects of loading rate on strength and deformability of Maha Sarakham salt. **Engineering Geology**. 135-136: 10-23.
- Hamami, M., Tijani, S. M., and Vouille, G. (1996). A methodology for the identification of rock salt behavior using multi-step creep tests. In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 53-66). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Hansen, F. D., Mellegard, K. D., and Senseny, P. E. (1984). Elasticity and strength of ten natural rock salts, Mechanical Behavior of Salt I. In **Proceedings of the First Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 71-83). The Pennsylvania State University, November 9-11, 1981, Clausthal-Zellerfeld, Federal Republic of Germany, Trans Tech Publications.
- Hansen, F. D., Senseny, P. E., Pfeifle, T. W., and Vogt, T. J. (1987). Influence of impurities on creep of salt from the Palo Duro Basin. In **Proceedings of the 29th U.S. Symposium on Rock Mechanics** (pp. 199-206). University of Minnesota, Minneapolis, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Hardy, H. R. J. (1996). Application of the Kaiser effect for the evaluation of in-situ stress in salt. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Rock Salt** (pp. 85-100). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Hardy, H. R. J. (1998). Strength and acoustic emission in salt under tensile loading. In **Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 143-162). Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany.

- Hoek, E., and Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE. 160(GT9): 1013-1035.
- Hunsche, U. E., and Schulze, O. (1996). Effect of humidity and confining pressure on creep of rock salt. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 237-248). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Hunsche, U. E., Mingerzahn, G., and Schulze, O. (1996). The influence of textural parameters and mineralogical composition on the creep behavior of salt. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 143-151). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Hurlbut, C. S. (1971). **Dana's Manual of Mineralogy (18th ed.)**. New York: John Wiley & Sons.
- Jaeger, J. C., Cook, N. G. W., and Zimmerman, R. W. (2007). **Fundamentals of Rock Mechanics**. Chapman and Hall, London.
- Jeremic, M. L. (1994). **Rock Mechanics in Salt Mining**. A.A. Balkema, Rotherdam, the Netherlands, p 532.
- Khan, I. A., Mahtab, M. A., and Yegulalp, T. M. (1988). Predicting strength of salt from point load tests. In **Proceedings of the Second Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 211-222). Federal Institute of Geosciences and Natural Resources, Hannover, September 1984, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany.
- Mellegard, K. D., Robert, L. A., and Callahan, G. D. (2012). Effect of sylvite content on mechanical properties of potash. **Mechanical Behavior of Salt VII-Berest, Ghoreychi, Hadj-Hassen and Tijani** (pp. 71-79). Taylor and Francis Group, London.
- Munson, D. E., and Wawersik, W. R. (1993). Constitutive modeling of salt behavior - State of the technolog. In **Proceedings of the Seventh International Congression of the Rock Mechanics** (vol. 3, pp. 1797-1810). A.A. Balkema.
- Panek, L. A., and Fannon, T.A. (1992). Size and shape effects in point load tests of irregular rock fragments. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. 25: 109-140.

- Peach, C. J. (1993). Deformation, dilatancy and permeability development in halite/anhydrite composites. In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 153-166). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Pfeifle, T. W., Vogt, T. J., and Brekken, G. A. (1998). Correlation analysis of dome salt characteristics. In **Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 87-100). Ecole Polytechnique, Montreal, June 1996, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany.
- Phueakphum, D. (2003). Compressed-Air Energy Storage in Rock Salt of The Maha Sarakham Formation, **M.S. thesis, Suranaree University of Technology, Thailand.**
- Raj, S. V., and Pharr, G. M. (1992). Effect of temperature on the formation of creep substructure in sodium chloride single crystal. **American Ceramic Society**. 75: 347-352.
- Sartkaew, S., and Fuenkajorn, K. (2014). Determination of safe withdrawal rates of compressed-air energy storage in salt caverns. **Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand.**
- Schneefub, J., and Droste, J (1996). Thermomechanical effects in backfilled drifts. In **Proceedings of the 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 373-380). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Senseny, P. E., Hansen, F. D., Russell, J. E., Carter, N. L., and Handin, J. W. (1992). Mechanical behaviour of rock salt: phenomenology and micromechanisms. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 29(4): 363-378.
- Spiers, C. J., Schutjens, P. M. T. M., Brzesowsky, R. H., Peach, C. J., Liezenbrg, J. L., and Zwart, H. J. (1990). Experimental determination of constitutive parameters governing creep of rocksalt by pressure solution. **Deformation Mechanisms, Rheology and Tectonics**, Geological Society Special Publication (pp. 215-227).
- Sriapai, T., and Fuenkajorn, K. (2010). Polyaxial Strengths of Maha Sarakham Salt. In **Proceeding of 6th Asian Rock Mechanics Symposium**. October 23-27, New Delhi, India.
- Suwanich, P. (2007). Potash-evaporite deposits in Thailand. In **Proceedings of the International Conference on Geology of Thailand** (pp. 252-262). 21-22 November 2007, Department of Mineral Resources, Thailand.

- Thorel, L., and Ghoreychi, M. (1996). Rock salt damage-Experimental results and interpretation. In **Proceedings 3rd Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 175-189). Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications.
- Walsri, C., Poonprakon, P., Thosuwan R., and Fuenkajorn, K. (2009). Compressive and tensile strengths of sandstones under true triaxial stresses. In **Proceeding 2nd Thailand Symposium on Rock Mechanics** (pp.199-218). Chonburi, Thailand.
- Wanten, P.H., Spiers, C.J., and Peach, C.J. (1996). Deformation of NaCl single crystals at $0.27T_m < T < 0.44T_m$. In **Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt** (pp. 117-128). Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, September 1993, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany.
- Warren, J. (1999). **Evaporites: Their Evolution and Economics**, Blackwell Science, Oxford.
- Wetchasat, K. (2002). Assessment of mechanical performance of rock salt formations for nuclear waste repository in northeastern Thailand, **M. S. thesis, Suranaree University of Technology, Thailand.**
- Wolfenstine, J., Ruano, O. A., Wadsworth, J., and Sherby, O. D. (1991). Harper-Dorn creep in single crystalline NaCl. **Scripta Metall. Mater.** 25: 2065-2070.



ประวัตินักวิจัย

ศาสตราจารย์ ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ประเทศสหรัฐอเมริกา สาขาวิชา Geological Engineering เมื่อปี ค.ศ. 1988 และสำเร็จ Post-doctoral Fellows เมื่อปี ค.ศ. 1990 ที่ University of Arizona ปัจจุบันมีตำแหน่งเป็นประธานกรรมการบริษัท Rock Engineering International ประเทศสหรัฐอเมริกา และดำรงตำแหน่งอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญพิเศษทางด้านกลศาสตร์หินในเชิงการทดลอง การออกแบบ และการวิเคราะห์โดยใช้คอมพิวเตอร์ ได้เคยทำการวิจัยเป็นหัวหน้าโครงการที่สำเร็จมาแล้วมากกว่า 20 โครงการ ทั้งในประเทศสหรัฐอเมริกาและประเทศไทย มีผลงานตีพิมพ์นานาชาติมากกว่า 50 บทความ ทั้งสารสาร นิตยสาร รายงานรัฐบาล และบทความการประชุมนานาชาติ เป็นผู้แต่งตำรา “Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock” ที่ใช้อยู่ในหลายมหาวิทยาลัยในสหรัฐอเมริกา ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กรรัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกาและแคนาดา เช่น U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. Department of Energy, Dow Chemical Co., Southwest Research Institute, UNOCAL, Phelps Dodge Co., และ Amoco Oil Co. เป็นวิศวกรที่ปรึกษาของ UNISEACH จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกข้อเสนอโครงการของ U.S. National Science Foundation และ Idaho State Board of Education และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกบทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co., ในประเทศเนเธอร์แลนด์