



## รายงานการวิจัย

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกหินภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่  
และการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากคงที่โดยใช้ระนาบเฉือนแบบคู่

(Shear Strengths Testing of Rock Fractures under Constant Normal  
Load and Constant Normal Displacement Using Double Shear  
Plane technique)

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รหัสโครงการ SUT7-719-57-24-42

## รายงานการวิจัย

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกหินภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่  
และการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากคงที่โดยใช้ระนาบเฉือนแบบคู่

(Shear Strengths Testing of Rock Fractures under Constant Normal  
Load and Constant Normal Displacement Using Double Shear  
Plane technique)

คณะผู้วิจัย

### หัวหน้าโครงการ

ศาสตราจารย์ ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557-2558

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กรกฎาคม 2558

## กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2557-2558 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจากทีมงานหน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณีในการทดสอบและ นางสาวกัลยา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้

ผู้วิจัย

กรกฎาคม 2558



## บทคัดย่อ

จุดประสงค์ของการศึกษานี้เพื่อหาค่ากำลังเฉือนของรอยแตกที่เพิ่มขึ้นในหินทรายชุดพระวิหาร ชุดเสาข้าว และในหินมาร์ล ภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่และภายใต้การบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ แล้วนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบในเชิงเสถียรภาพของหลังคาและผนังด้านข้างอุโมงค์ด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข ผลที่ได้รับระบุว่า การทดสอบภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่จะให้ค่าความเค้นยึดติดต่ำกว่าการทดสอบแบบการบวมตัวคงที่ ซึ่งสอดคล้องกันสำหรับรอยแตกของหินทั้ง 3 ชนิด โดยนำเกณฑ์ของคูลอมป์มาใช้อธิบายผลการทดสอบของทั้ง 2 วิธี ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของรอยแตกในหิน 3 ชนิด มีค่าใกล้เคียงกันในช่วง 6 ถึง 8 รอยแตก ในหินทรายชุดพระวิหารจะให้ค่ากำลังเฉือนสูงสุดเมื่อเทียบกับหินอีก 2 ชนิด ในขณะที่รอยแตกในตัวอย่างหินมาร์ลจะให้ค่ากำลังเฉือนต่ำสุด ความแตกต่างของค่ากำลังเฉือนที่ได้จากการทดสอบทั้ง 2 วิธี บอกเป็นนัยว่าการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างทางวิศวกรรมในมวลหินที่มีรอยแตกควรใช้ค่ากำลังเฉือนที่ได้จากการทดสอบที่เหมาะสม กล่าวคือ สภาวะการทดสอบควรสอดคล้องกับสภาวะจริงในภาคสนาม การนำผลทดสอบจากการเฉือนภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่มาประยุกต์ใช้เพื่อศึกษาเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์อาจให้ผลในเชิงอนุรักษ์เกินไปดังที่ได้รับรู้ได้จากผลการจำลองด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขในการศึกษานี้ เหตุผลเนื่องจากการเคลื่อนตัวของหินรอบอุโมงค์จะถูกจำกัดโดยมวลหินที่อยู่ข้างเคียง สรุปคือการทดสอบแบบการบวมตัวคงที่จะมีความเหมาะสมกับสภาวะที่การเคลื่อนตัวของรอยแตกไม่เกิดการบวมตัวในแนวตั้งฉาก ในขณะที่การทดสอบแบบความเค้นในแนวตั้งฉากคงที่จะเหมาะสมกับการเคลื่อนตัวของรอยแตกที่เกิดการบวมตัวหรือการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากได้อย่างอิสระ

## Abstract

The objectives of this study are to determine the fracture shear strengths in Phra Wihan and Sao Krua sandstones and marl specimens under constant normal load (CNL) and constant normal stiffness (CNS), and compare the results by performing numerical simulations of roof and sidewall of underground openings. The results indicate that the CNL tests provide lower peak cohesion and higher peak friction angle than those of the CNS tests. These hold true for all rock types. The Coulomb criterion fits well to the results from both test schemes. The joint roughness coefficients (JRC) for the three rock types are similar, ranging from 6 to 8. The fractures in Phra Wihan sandstone show greatest shearing resistance compared to those in the other two rock types. This is due to that the Phra Wihan sandstone is stronger than the other two. The fractures in marl specimens show the lowest shear strength. The discrepancies of the shearing resistances between the two test schemes suggest that appropriate test scheme should be used to apply the results to specific in-situ condition. Application of the strength results from CNL test condition to determine stability of rock wedges around underground opening may yield overly conservative outcomes, as suggested by the numerical simulation results. This is because the wedge sliding may be confined by adjacent rock blocks. In summary the CNS test results are suitable for the fractures under limited dilation, while the CNL results should be used for the fracture sliding under free dilation.

## สารบัญ

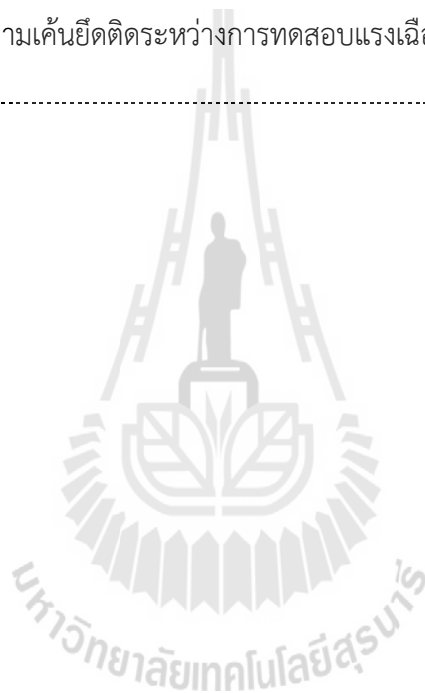
	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูปภาพ.....	ช
<b>บทที่ 1 บทนำ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย.....	1
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย.....	1
1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย.....	2
1.5 วิธีดำเนินการวิจัย.....	2
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
<b>บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....</b>	<b>5</b>
2.1 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่.....	5
2.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่.....	6
2.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL และ CNS.....	9
<b>บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก.....</b>	<b>10</b>
3.1 บทนำ.....	10
3.2 การเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก.....	10

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
<b>บทที่ 4</b> วิธีการทดสอบและคำนวณในห้องปฏิบัติการ.....	16
4.1 บทนำ.....	16
4.2 อุปกรณ์การทดสอบ.....	16
4.3 วิธีการทดสอบ.....	16
4.3.1 การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่.....	16
4.3.2 การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่.....	17
4.4 วิธีการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือน.....	18
<b>บทที่ 5</b> ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	19
5.1 บทนำ.....	19
5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่.....	19
5.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่.....	19
5.4 การเปรียบเทียบค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS.....	24
<b>บทที่ 6</b> การคำนวณด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์.....	27
6.1 บทนำ.....	27
6.2 แบบจำลองโปรแกรมคอมพิวเตอร์.....	27
6.3 ผลการจำลองด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์.....	27
<b>บทที่ 7</b> สรุปผลและข้อเสนอแนะ.....	31
7.1 สรุปและวิจารณ์ผล.....	31
7.2 ข้อเสนอแนะ.....	32
<b>บรรณานุกรม</b> .....	33
<b>ภาคผนวก</b> ตัวอย่างรอยแตก.....	ผ-1
<b>ประวัตินักวิจัย</b> .....	45

## สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
3.1	ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินทรายชุดพระ.....	12
3.2	ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินทรายชุดเสาขั้ว.....	13
3.3	ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินมาร์ล.....	14
5.1	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL.....	20
5.2	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS.....	22
5.3	ค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดระหว่าง การทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL และ CNS.....	25





## สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
2.1 พฤติกรรมของรอยแตกในแต่ละสภาพแวดล้อม.....	6
2.2 พฤติกรรมของรอยแตกบริเวณผนังและหลังคาของอุโมงค์.....	7
2.3 จำลองการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS โดยใช้เครื่อง Servo-controlled direct shear.....	8
2.4 เครื่อง Servo-controlled direct shear.....	9
3.1 การจัดเตรียมรอยแตกในตัวอย่างหินด้วยแรงกดแบบเส้น.....	11
3.2 รูปแบบการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบระนาบคู่.....	11
3.3 ตัวอย่างความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหิน ที่สร้างขึ้นจากการใช้เลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน.....	15
4.1 เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง.....	17
4.2 แผนภาพการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่.....	17
4.3 แผนภาพการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่.....	18
5.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินทรายชุดพระวิหารสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL.....	20
5.2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินทรายชุดเสาข้าวสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL.....	21
5.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินมาร์ลสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL.....	21
5.4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินทรายชุดพระวิหารสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS.....	22
5.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินทรายชุดเสาข้าวสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS.....	23
5.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือนของหินมาร์ลสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS.....	23
5.7 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดในรูปแบบของค่าความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหิน 3 ชนิดสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL.....	24
5.8 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดในรูปแบบของค่าความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหิน 3 ชนิดสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS.....	25

## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.9 การเปรียบเทียบค่าความเค้นยึดติดระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด.....	26
5.10 การเปรียบเทียบค่ามุมเสียดทานระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด.....	26
6.1 แบบจำลองอุโมงค์รูปเกือกม้าที่สร้างขึ้นจากโปรแกรม Unwedge 4.0 มีขนาดความกว้างและความสูงของอุโมงค์ 30 เมตร และมีระดับความลึกที่หลังคาอุโมงค์ 300 เมตร.....	28
6.2 การวางตัวของแนวอุโมงค์และรอยแตกในรูปแบบตาข่ายของสเตริโอเน็ต.....	28
6.3 ลักษณะรอยแตกรูปลิ้มที่ได้จากการจำลองรอยแตก 3 ทิศทาง ที่ตัดผ่านอุโมงค์ซึ่งสร้างขึ้นจากโปรแกรม Unwedge 4.0.....	29
6.4 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยอาศัยค่าตัวแปรจากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL.....	29
6.5 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยอาศัยค่าตัวแปรจากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS.....	30

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

การเคลื่อนตัวของรอยแตกหรือรอยเลื่อน (Fault) ในแนวเฉือนที่เกิดขึ้นกับอุโมงค์ใต้ดินหรือการเคลื่อนที่ทำให้เกิดแผ่นดินไหวที่มีความถี่มาก การเกิดแผ่นดินไหวเช่นนี้อาจไม่ได้เกิดขึ้นเพียงระนาบเดียว ซึ่งต่างกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่นิยมทำกันในห้องปฏิบัติการ แท้จริงแล้วการเลื่อนไกลของความไม่ต่อเนื่องมักจะเกิดขึ้นอย่างน้อย 2 ระนาบ ที่บริเวณหลังคาหรือผนังของอุโมงค์ใต้ดินรวมไปถึงหลังคาของช่องเหมือง ดังนั้นการทดสอบที่ใช้รอยแตกระนาบเดียวจึงอาจจะไม่สามารถใช้เป็นตัวแทนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่แท้จริงได้ นอกจากนี้การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่มีความเค้นกดตั้งฉากคงที่ (Constant Normal Load, CNL) ระหว่างการทดสอบอาจไม่สมจริงกับค่าความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นบนรอยเลื่อนที่ทำให้เกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากค่าความเค้นเฉือนที่มักจะเกิดกับความไม่ต่อเนื่องที่มีความขรุขระ ในขณะที่มีปริมาตรของก้อนหินบางส่วนที่เพิ่มขึ้นจากการกดของชั้นหินปิดทับที่ถูกปิดกั้นไม่ให้ขยายตัวออกด้วยมวลหินที่อยู่โดยรอบ ซึ่งจะไม่ขยายตัวหรือเปลี่ยนรูปร่างตาม ผลคือทำให้ค่าความเค้นตั้งฉากสูงขึ้น ในขณะที่การทดสอบในห้องปฏิบัติการทำให้ความเค้นตั้งฉากมีค่าคงที่ โดยแท้จริงแล้วลักษณะการเฉือนที่เกิดขึ้นจริงในภาคสนามจะอยู่ในสภาวะใกล้เคียงกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบไม่มีการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับแนวเฉือน (Constant Normal Stiffness, CNS) มากกว่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL (Indraratna & Haque, 1997; Indraratna et al., 1998)

### 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนสองระนาบของรอยแตกในหินแข็งโดยใช้วิธีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และวิธีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNS ด้วยการใช้ตัวอย่างที่มีรอยแตกแบบระนาบคู่
- 2) เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนทั้ง 2 วิธี และจำลองสาธิตด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขเพื่อประเมินการยุบตัวของหลังคาอุโมงค์หรือช่องเหมือง โดยใช้ตัวแปรที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบจากทั้งสองวิธี

### 1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) ศึกษาและทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการด้วยรอยแตกที่สร้างขึ้นแบบระนาบคู่
- 2) ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบ CNL และทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบ CNS

- 3) ตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบ ได้แก่ หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) หินทรายชุดเสาข้าว (SKSS) และหินมาร์ล (MARL)
- 4) ตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด 4×4×9 ลูกบาศก์นิ้ว
- 5) รอยแตกถูกสร้างโดยการให้แรงแบบเส้น (Line load) เพื่อให้ตัวอย่างแยกออกเป็น 3 ก้อน แต่ละก้อนมีขนาด 4×4×3 ลูกบาศก์นิ้ว
- 6) หลังจากที่ได้ทำการสร้างรอยแตกแล้วตัวอย่างหินทุกก้อนจะถูกสแกนด้วยเลเซอร์เพื่อบันทึกลักษณะผิวรอยแตกเชิงตัวเลขทั้งก่อนและหลังการทดสอบ
- 7) ตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบจะมีไม่น้อยกว่า 20 ตัวอย่าง
- 8) การศึกษานี้ไม่มีการสำรวจในภาคสนาม
- 9) สรุปผลและเขียนรายงาน

#### 1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

เนื่องจากการเคลื่อนตัวของรอยแตกที่สภาวะจริงในภาคสนามมักเกิดขึ้นในหลายระนาบ จึงทำให้ผู้วิจัยเกิดความคิดใหม่เกี่ยวกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหิน โดยกำหนดให้มีรอยแตก 2 ระนาบ ตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด 10×10×23 ลูกบาศก์เซนติเมตร จากนั้นทำการให้แรงแบบเส้น (Line load) เพื่อสร้างรอยแตกให้กับตัวอย่างหิน ซึ่งใน 1 ตัวอย่างจะมี 2 รอยแตกที่ขนานกัน โดยหินที่อยู่ตรงกลางระหว่างรอยแตกจะเป็นจุดที่ให้แรงเฉือน และที่ปลายสุดทั้งสองด้านของตัวอย่างจะให้ความเค้นตั้งฉากกับรอยแตก ด้วยวิธีการดังกล่าวจะทำให้ค่าที่ได้จากการทดสอบสามารถใช้เป็นตัวแทนของความเค้นเฉือน ค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดที่แท้จริงในภาคสนามได้ นอกจากนี้ผลจากการทดสอบยังมีความถูกต้องแม่นยำ เนื่องจากการทดสอบรูปแบบดังกล่าวสามารถให้ความเค้นตั้งฉากได้คงที่ตลอดหน้าตัดของตัวอย่างหิน และไม่มีผลกระทบที่เกิดจากการแตกของซีเมนต์ในขณะทำการทดสอบ

การทดสอบที่ได้ดำเนินการในการศึกษานี้จึงมีทั้งการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ โดยตรงแบบ CNL และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบ CNS ซึ่งผลการทดสอบยังถูกนำไปเปรียบเทียบกับ การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบตรงรูปแบบเดิมที่มีรอยแตกเพียงระนาบเดียว โดยได้นำผลการทดสอบจากงานวิจัยที่ผ่านมาเป็นตัวชี้วัดเพื่อยืนยันผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน โดยตรงแบบสองระนาบว่ามีความสอดคล้องกับวิธีมาตรฐานของ ASTM มากน้อยเพียงใด ซึ่งมีข้อได้เปรียบคือมีความเค้นคงที่และไม่มีการเอียงของความเค้นที่ให้

#### 1.5 วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยแบ่งออกเป็น 7 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

### ขั้นตอนที่ 1 การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ศึกษาและค้นคว้างานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตเกี่ยวกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบตรงของตัวอย่างหินชนิดต่างๆ รวมไปถึงค่ามุมเสียดทานและความเค้นยึดติดของหินแต่ละชนิด โดยเน้นไปที่รูปแบบการทดสอบที่แตกต่างกัน ซึ่งในงานวิจัยนี้หมายถึงการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงทั้งแบบ CNL และ CNS

### ขั้นตอนที่ 2 การจัดเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก

ตัวอย่างหินที่ใช้ในห้องปฏิบัติการได้แก่ หินทรายชุดพระวิหาร หินทรายชุดเสาข้าว และหินมาร์ล โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด  $10 \times 10 \times 23$  ลูกบาศก์เซนติเมตร จำนวน 20 ตัวอย่าง จากนั้นทำการให้แรงแบบเส้น (Line load) เพื่อสร้างรอยแตกให้กับตัวอย่างหิน โดยใน 1 ตัวอย่างจะมี 2 รอยแตกที่ขนานกัน หินที่อยู่ตรงกลางระหว่างรอยแตกจะเป็นจุดที่ให้แรงเฉือน และที่ปลายสุดทั้งสองด้านของตัวอย่างจะให้ความเค้นตั้งฉากกับรอยแตก นอกจากนี้มีรอยแตกที่อยู่ในแนวเฉือนได้ถูกสแกนผิวความขรุขระด้วยแสงเลเซอร์ทั้งก่อนและหลังการทดสอบเพื่อศึกษาผิวการเฉือนของรอยแตก

### ขั้นตอนที่ 3 การทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL และ CNS

เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินของผิวยรอยแตกในสองระนาบ การทดสอบได้ใช้เครื่องทดสอบในสามแกนจริงขนาด 100 ตัน ทั้งนี้เพื่อให้มั่นใจว่าการทดสอบจะไม่มีผลกระทบจากความอ่อน-แข็งของเครื่องมือทดสอบ (Machine stiffness) ความเค้นตั้งฉากที่ใช้ในการทดสอบมีค่าผันแปรอยู่ในช่วงระหว่าง 0.2 ถึง 4 MPa และทำการทดสอบเทียบทั้งสองวิธี ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNS จากนั้นนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบตรงรูปแบบเดิมที่มีรอยแตกเพียงระนาบเดียว โดยนำผลการทดสอบจากงานวิจัยที่ผ่านมาเป็นตัวชี้วัดเพื่อยืนยันผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบสองระนาบว่ามีความสอดคล้องกันกับวิธีมาตรฐานของ ASTM มากน้อยเพียงใด

### ขั้นตอนที่ 4 การเปรียบเทียบและวิเคราะห์ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

หลังจากได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการเสร็จสิ้นแล้วได้นำผลไปวิเคราะห์ในเชิงเปรียบเทียบซึ่งสามารถกำหนดตัวแปรที่ถูกต้องหรือเป็นไปในเชิงอนุรักษ์ได้ ได้แก่ ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบอุโมงค์หรือเสถียรภาพความลาดเอียงมวลหินทั้งงานเหมือง อ่างเก็บน้ำ หรือแม่แต่งานชุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน นอกจากนี้ผลที่ได้จากการทดสอบยังสามารถนำไปสร้างความสัมพันธ์ภายใต้กฎของคูลอมบ์ เพื่อคำนวณค่ามุมเสียดทานและความเค้นยึดติดด้วยการเปรียบเทียบค่าที่ได้จากทั้งสองการทดสอบและพัฒนาเกณฑ์การแตกในรูปแบบที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่ต้องเผชิญกับผลกระทบที่เกิดจากความเค้นเฉือน

### ขั้นตอนที่ 5 การจำลองด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์

วัตถุประสงค์ในขั้นตอนนี้คือ เพื่อเปรียบเทียบค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดที่ได้จากกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงทั้งแบบ CNL และ CNS ด้วยวิธีรอยแตกสองระนาบเพื่อสาธิตให้เห็นถึงผลการออกแบบอุโมงค์ หรือเสถียรภาพความลาดเอียงมวลหินด้วยค่าที่ต่างกันจากทั้งสองการทดสอบ โดยแสดงในรูปของการเคลื่อนตัวของมวลหินหรือการพังทลายของหลังคาอุโมงค์ ทั้งนี้แบบจำลองสามารถพิสูจน์ได้ว่าเมื่อต้องการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่ต้องเผชิญกับผลกระทบที่เกิดจากความเค้นเฉือนจะต้องพิจารณาปัจจัยใดบ้างที่เหมาะสมและให้ผลการออกแบบที่มีประสิทธิภาพ

### ขั้นตอนที่ 6 การสรุปผลและเขียนรายงาน

แนวคิดและขั้นตอนโดยละเอียด รวมถึงการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมด และข้อสรุปได้นำเสนอโดยละเอียดในรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

### ขั้นตอนที่ 7 การถ่ายทอดเทคโนโลยี

แผนการการถ่ายทอดเทคโนโลยีนี้คือ การนำข้อมูลไปเผยแพร่ในเว็บไซต์ของหน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี เพื่อให้ผู้ที่สนใจทั่วไปสามารถสืบค้นได้ และนำผลงานวิจัยชิ้นนี้ลงตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติหรือนำเสนอในการประชุมวิชาการระดับชาติเพื่อเผยแพร่ความรู้ในวงกว้างต่อไป

## 1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยที่เสนอมานี้มีประโยชน์อย่างมากกับงานด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมโยธา และวิศวกรรมเหมืองแร่ โดยเฉพาะการทำเหมืองใต้ดินและงานด้านวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับอุโมงค์ เขื่อน และฐานรากบนมวลหินซึ่งสามารถสรุปเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

- 1) ตีพิมพ์ผลงานวิจัยในวารสารระดับนานาชาติ
- 2) เผยแพร่องค์ความรู้ให้กับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน

## บทที่ 2

### การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

เนื้อหาในบทนี้ได้เสนอผลสรุปที่ได้จากการทบทวนและศึกษาวารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบ เพื่อศึกษาพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของมวลหินที่มีความไม่ต่อเนื่องในภาคสนาม ซึ่งความไม่ต่อเนื่องของมวลหินนี้จะมีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญ เช่น การตัดโค้ง (Bending) รอยแตก (Joint) และรอยเลื่อน (Fault) โดยการประเมินผลที่ถูกต้องของค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกจะมีบทบาทสำคัญในการขุดเจาะใต้ดินระดับลึก การออกแบบ Rock-socketed piles การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันมวลหิน และการประเมินความเสี่ยงในการทิ้งกากของเสียใต้ดิน โดยอาจจะอาศัยการจำลองเชิงตัวเลข (เช่น distinct element method) มาช่วยในการประเมินผล และทำการตรวจสอบผลด้วยการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงในห้องปฏิบัติการ (Jiang et al., 2004; Indraratna et al., 1998)

การทำความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมแรงเฉือนของความไม่ต่อเนื่องหรือรอยแตกเป็นสิ่งสำคัญที่จะช่วยให้เข้าใจถึงพฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของมวลหิน เนื่องจากการเคลื่อนตัวของมวลหินที่เกิดจากแรงเฉือนส่วนใหญ่มักจะเกิดขึ้นตามแนวความไม่ต่อเนื่องในมวลหิน เช่น แนวรอยเลื่อน รอยแตก และรอยแยก เป็นต้น การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงบนความไม่ต่อเนื่องของหินสามารถแบ่งออกเป็นสองประเภท คือ การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNS (Rim, et al., 2005; Cuisiat et al., 1999; Seidel and Haberfield, 2002; Goodman, 1970; Kanji, 1974; Ladanyi and Archambault, 1977; Lama, 1978; Barla, 1985; Pereira, 1990 and Huang et al., 1993)

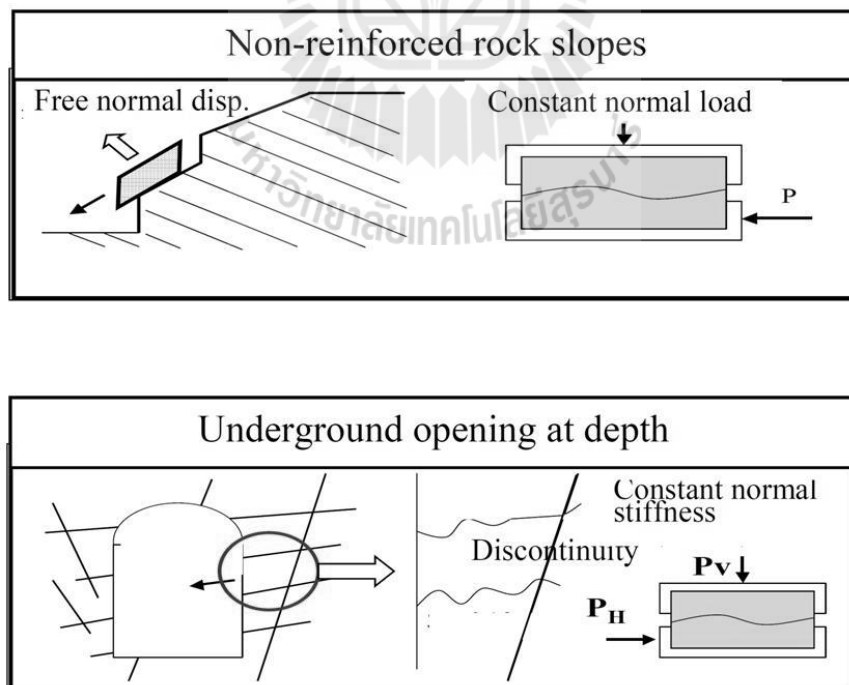
#### 2.1 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL เป็นการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบทั่วไปที่ได้รับความนิยมอย่างกว้างขวางตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน สำหรับใช้ทดสอบแรงเฉือนที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Shear strength) (Kim et al., 2007) โดยการควบคุมความเค้นตั้งฉากให้คงที่ระหว่างการทดสอบ (Rim, et al., 2005) สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการคาดคะเนพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของความลาดชันมวลหิน (Rock slope) เนื่องจากความเค้นตั้งฉากที่เกิดขึ้นนั้นมีค่าค่อนข้างน้อยและคงที่ (Indraratna et al., 1998) อย่างไรก็ตามการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL มักถูกนำมาใช้ในการคาดคะเนพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยแตกมวลหินที่อยู่ใต้ดิน เพราะการทดสอบแบบ CNL มีความสะดวก ไม่ซับซ้อน และง่ายต่อการติดตั้งอุปกรณ์มากกว่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS ที่ไม่คำนึงถึงสภาวะแวดล้อมที่มีความแตกต่างกันของมวลหินที่อยู่บนความลาดชัน (Rock slope) และ

มวลหินที่อยู่ใต้ดิน (Underground) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 สำหรับสภาวะการขุดเจาะมวลหินที่อยู่ใต้ดินนั้น การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS จะเป็นตัวแทนในการจำลองพฤติกรรมของมวลหินที่อยู่ใต้ดินได้ดีกว่า (Jiang et al., 2004; Cuisiat et al., 1992 and Seidel et al., 2002)

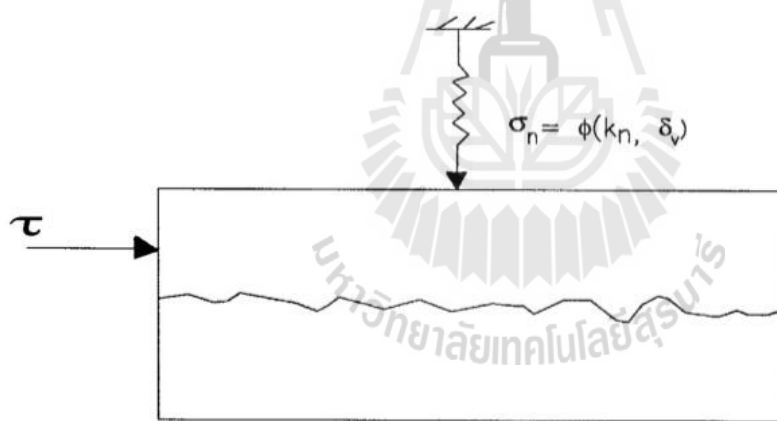
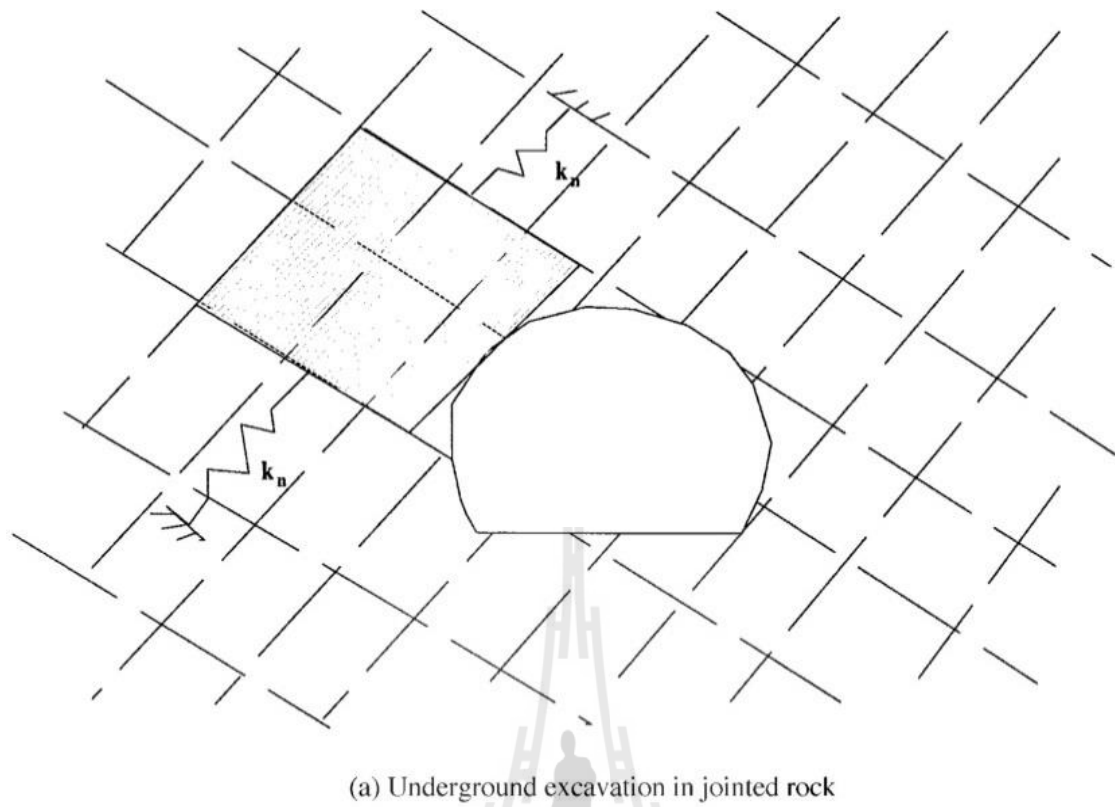
## 2.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคองที่ (CNS)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS จะใช้ทดสอบในกรณีที่มวลหินที่อยู่ใต้ดินและมวลหินโดยรอบไม่สามารถเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างได้อย่างเพียงพอในระหว่างกระบวนการเฉือน ส่งผลให้ค่าความเค้นตั้งฉากเพิ่มสูงขึ้นกว่าค่าแรงเฉือนในแนวระนาบ ทำให้ค่าความต้านทานแรงเฉือนเพิ่มสูงขึ้นอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ซึ่งสภาวะการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่จำลองขึ้นแบบ CNL นั้นจะไม่เหมือนจริงในกรณีที่ความเค้นตั้งฉากในภาคสนามเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก ระหว่างกระบวนการเฉือน โดยการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS จะสามารถทดสอบได้โดยการผันแปรความเค้นตั้งฉากตามการขยายตัวที่เกิดขึ้นจากความเค้นตั้งฉากในขณะที่ Normal stiffness คองที่ รูปที่ 2.2 แสดงการขุดเจาะใต้ดินโดยบล็อกหินให้อยู่ในสภาวะไม่มีเสถียรภาพ สามารถเกิดการขยายตัวระหว่างรอยแตกสองรอยแตกที่ขนานกัน การเลื่อนไหลของบล็อกหินดังกล่าวจะส่งผลให้ค่าความเค้นตั้งฉากเพิ่มขึ้น นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของมวลหินจะเกิดขึ้นอย่างมีนัยสำคัญถ้าผิวของรอยแตกมีความขรุขระ (Indraratna et al., 1998)



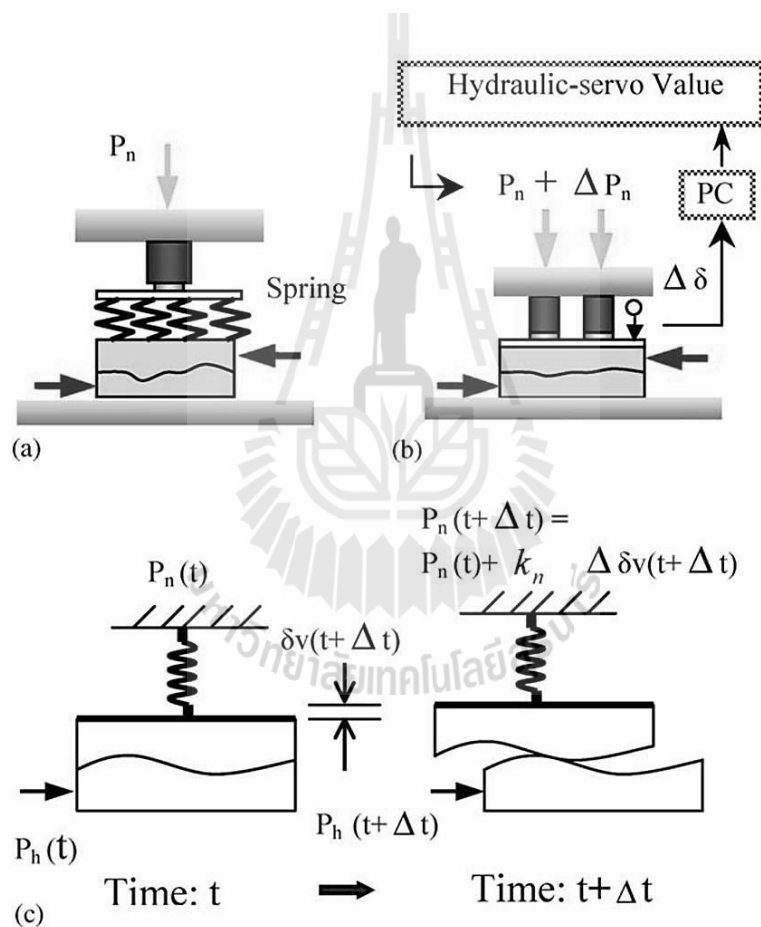
รูปที่ 2.1 พฤติกรรมของรอยแตกในแต่ละสภาพแวดล้อม (Nakagawa et al., 2004)





รูปที่ 2.2 พฤติกรรมของรอยแตกบริเวณผนังและหลังคาของอุโมงค์ (Indraratna et al., 1998)

เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS ในอดีตจะอาศัยสปริงที่แทรกอยู่ระหว่าง Normal load cell และรอยแตกของตัวอย่างหินเพื่อสร้างผลกระทบของ Normal stiffness ให้เกิดซ้ำระหว่างกระบวนการเฉือน อย่างไรก็ตามเป็นเรื่องยากที่จะให้ความแข็งของชุดสปริงเปลี่ยนไปตามการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของมวลหิน นอกจากนี้ผิวของรอยแตกยังง่ายต่อการเกิดความเสียหายเมื่อสปริงมีค่าความแข็งมากเกินไป แต่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาเครื่องมือที่ใช้ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนเพื่อรองรับการเปลี่ยนแปลงของความเค้นในแนวตั้งฉากกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของมวลหินภายใต้สภาวะแบบ CNS โดยสามารถให้แรงในแนวตั้งฉาก แรงเฉือนในแนวระนาบ รวมไปถึงสามารถอ่านค่าการเคลื่อนตัวของมวลหินได้โดยอัตโนมัติดังแสดงในรูปที่ 2.3 (Jiang et al., 2004) รูปที่ 2.4 แสดงตัวอย่างเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบอัตโนมัติ (Servo-controlled direct shear apparatus)



รูปที่ 2.3 จำลองการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS โดยใช้เครื่อง Servo-controlled direct shear (Jiang et al., 2004)



รูปที่ 2.4 เครื่อง Servo-controlled direct shear (Indraratna et al., 1998)

### 2.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL และ CNS

Johnston et al. (1987) ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS และทำการวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับรอยแตกที่สร้างขึ้นจากคอนกรีต ผลจากการทดสอบสามารถจำแนกกลไกการเฉือนของรอยแตกที่ได้จากการทดสอบ CNS ได้ 4 ชั้น คือ 1) ค่าความเค้นเฉือนจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์โดยไม่มีรอยแตกเกิดขึ้น 2) การขยายตัวสามารถทำลาย Cohesive bonding 3) มุมเอียงของรอยแตกเกิดการเลื่อน และ 4) มุมเอียงของรอยแตกเกิดการเฉือน

Indraratna et al., 1998 ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL และ CNS สำหรับรอยแตกที่มีความสม่ำเสมอที่หล่อขึ้นจากปูนปลาสเตอร์ ซึ่งผลจากการศึกษาพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ CNS จะสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ CNL ในขณะที่ค่ามุมเสียดทานและการขยายตัวที่ได้จากการทดสอบ CNS จะต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ CNL ซึ่งค่ามุมเสียดทานนี้เกือบจะไม่มีเปลี่ยนแปลงเมื่อ Normal stiffness มีค่าคงที่โดยไม่คำนึงถึงค่าความเค้นเริ่มต้น

## บทที่ 3

### การจัดเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก

#### 3.1 บทนำ

เนื้อหาในบทนี้ได้อธิบายขั้นตอน วิธีการ และข้อปฏิบัติในการจัดเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก เพื่อใช้ทดสอบในห้องปฏิบัติการ สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS)

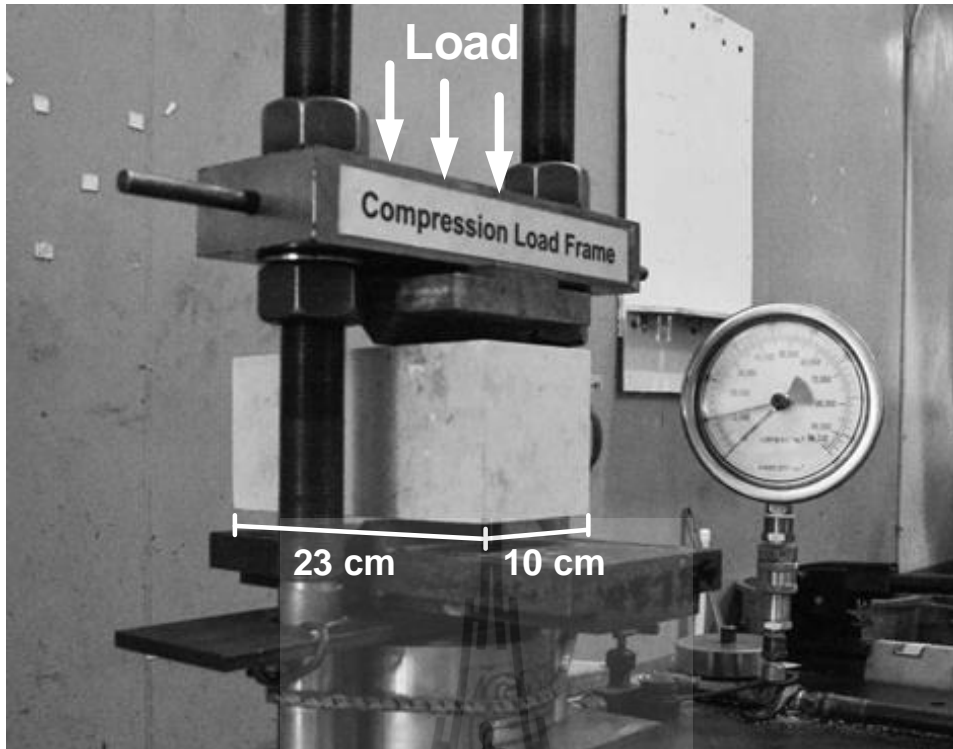
#### 3.2 การเตรียมตัวอย่างหินและรอยแตก

ตัวอย่างหินที่ใช้ในห้องปฏิบัติการมี 3 ชนิด ได้แก่ หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) หินทรายชุดเสาข้าว (SKSS) และหินมาร์ล (MARL) ในการเตรียมตัวอย่างหินเบื้องต้นสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และ CNS ได้ใช้หินรูปทรงสี่เหลี่ยมขนาด  $10 \times 10 \times 23$  ลูกบาศก์เซนติเมตร จากนั้นทำการให้แรงแบบเส้น (Line load) ดังแสดงในรูปที่ 3.1 เพื่อสร้างรอยแตกขนาด  $10 \times 10$  ตารางเซนติเมตร ให้กับตัวอย่างหิน โดยใน 1 ตัวอย่างจะมี 2 รอยแตกที่ขนานกันดังแสดงในรูป 3.2 ซึ่งหินที่อยู่ตรงกลางระหว่างรอยแตกจะเป็นจุดที่ให้แรงเฉือน และที่ปลายสุดทั้งสองด้านของตัวอย่างจะให้ความเค้นตั้งฉากกับรอยแตก ตัวอย่างหินที่จัดเตรียมทุกก้อนได้มีการอ่านและบันทึกขนาดไว้อย่างละเอียด และมีการชั่งน้ำหนักเพื่อนำไปคำนวณความหนาแน่นดังแสดงในตารางที่ 3.1 ถึงตารางที่ 3.3

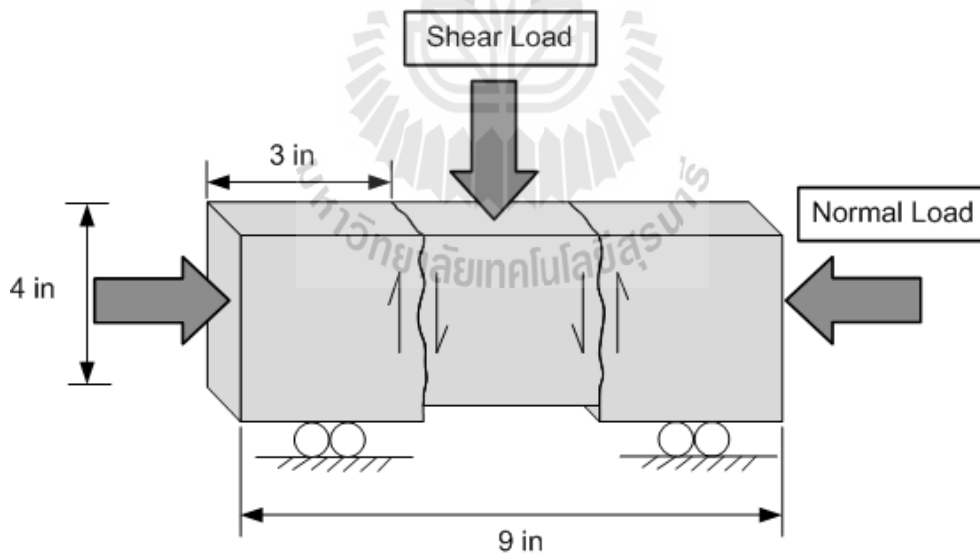
การตรวจวัดค่าความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ได้ใช้เลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน ซึ่งสามารถอ่านค่าความขรุขระได้ละเอียดถึง 0.01 มิลลิเมตร จากนั้นเปรียบเทียบพื้นผิวความขรุขระกับ Barton's Chart (Barton, 1982) ผลที่ได้ระบุว่ารอยแตกของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ที่สร้างขึ้นมีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Joint roughness coefficient: JRC) โดยเฉลี่ย ดังนี้

- 1) หินทรายชุดพระวิหาร มีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ เท่ากับ  $6 \pm 0.85$
- 2) หินทรายชุดเสาข้าว มีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ เท่ากับ  $6.8 \pm 0.53$
- 3) หินมาร์ล มีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ เท่ากับ  $8 \pm 1.02$

รูปที่ 3.3 แสดงตัวอย่างความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ที่สร้างขึ้นจากการใช้เลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน และในภาคผนวกได้แสดงตัวอย่างของรอยแตกก่อนการทดสอบของหินทั้ง 3 ชนิด



รูปที่ 3.1 การจัดเตรียมรอยแตกในตัวอย่างหินด้วยแรงกดแบบเส้น



รูปที่ 3.2 รูปแบบการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบระนาบคู่ โดยมีขนาดตัวอย่างเท่ากับ 10×10×23 ลูกบาศก์เซนติเมตร

ตารางที่ 3.1 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินทรายชุดพระวิหาร

Specimen No.	Width (mm.)	Length (mm.)	Height (mm.)	Density (g/cc)
PWSS-01	10.10	12.30	21.60	2.25
PWSS-02	14.20	15.40	24.80	2.35
PWSS-03	11.90	10.70	25.40	2.37
PWSS-04	13.00	13.30	21.60	2.35
PWSS-05	12.00	13.10	24.20	2.30
PWSS-06	15.50	13.10	22.20	2.43
PWSS-07	11.30	12.50	23.00	2.30
PWSS-08	12.70	9.20	22.40	2.29
PWSS-09	14.00	12.90	23.70	2.39
PWSS-10	13.70	14.10	23.20	2.30
PWSS-11	13.00	12.50	23.00	2.36
PWSS-12	11.80	12.50	25.00	2.40
PWSS-13	12.40	11.50	24.00	2.41
PWSS-14	11.40	12.30	23.60	2.31
PWSS-15	9.50	13.00	22.00	2.33
PWSS-16	12.30	13.60	21.20	2.11
PWSS-17	12.10	12.30	20.60	2.30
PWSS-18	13.50	13.30	24.60	2.26
PWSS-19	13.40	12.40	23.80	2.21
PWSS-20	12.70	12.70	24.40	2.25
Average				2.31 ± 0.07

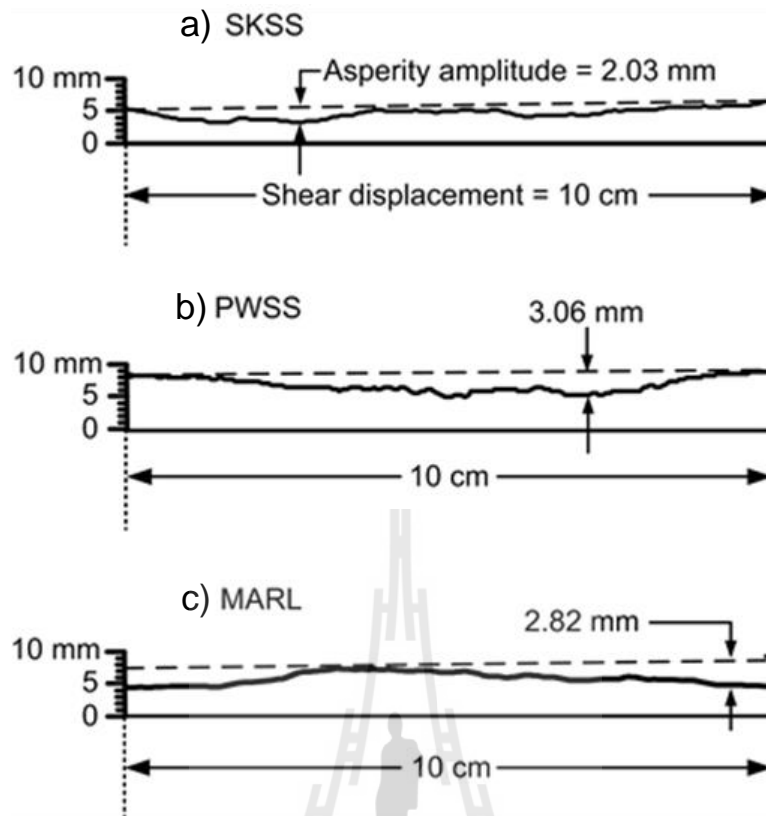
ตารางที่ 3.2 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินทรายชุดเสาข้าว

Specimen No.	Width (mm.)	Length (mm.)	Height (mm.)	Density (g/cc)
SKSS-01	9.60	10.80	20.60	2.27
SKSS-02	13.70	13.90	24.80	2.37
SKSS-03	11.40	9.20	21.40	2.39
SKSS-04	12.50	11.80	21.60	2.37
SKSS-05	11.50	11.60	22.20	2.32
SKSS-06	15.00	11.60	24.20	2.45
SKSS-07	10.80	11.00	23.00	2.32
SKSS-08	12.20	7.70	24.40	2.31
SKSS-09	13.50	11.40	21.70	2.41
SKSS-10	13.20	12.60	24.20	2.32
SKSS-11	12.50	11.00	21.00	2.38
SKSS-12	11.30	11.00	23.00	2.42
SKSS-13	11.90	10.00	23.00	2.43
SKSS-14	10.90	10.80	20.60	2.33
SKSS-15	9.00	11.50	21.00	2.35
SKSS-16	11.80	12.10	23.20	2.13
SKSS-17	11.60	10.80	20.60	2.32
SKSS-18	13.00	11.80	22.60	2.28
SKSS-19	12.90	10.90	20.80	2.23
SKSS-20	12.20	11.20	21.40	2.27
Average				2.33 ± 0.08

ตารางที่ 3.3 ขนาดตัวอย่างและความหนาแน่นของหินมาร์ล

Specimen No.	Width (mm.)	Length (mm.)	Height (mm.)	Density (g/cc)
MARL-01	10.40	10.30	23.55	2.62
MARL-02	14.50	13.40	19.75	2.72
MARL-03	12.20	8.70	20.35	2.74
MARL-04	13.30	11.30	24.55	2.72
MARL-05	12.30	11.10	21.15	2.67
MARL-06	15.80	11.10	21.15	2.80
MARL-07	11.60	10.50	23.95	2.67
MARL-08	13.00	10.20	17.35	2.66
MARL-09	14.30	10.90	24.65	2.76
MARL-10	14.00	12.10	17.15	2.67
MARL-11	13.30	10.50	23.95	2.73
MARL-12	12.10	10.50	23.95	2.77
MARL-13	12.70	9.50	21.95	2.78
MARL-14	11.70	10.30	23.55	2.68
MARL-15	9.80	11.00	19.95	2.70
MARL-16	12.60	11.60	16.15	2.48
MARL-17	12.40	10.30	23.55	2.67
MARL-18	13.80	11.30	25.55	2.63
MARL-19	13.70	10.40	23.75	2.58
MARL-20	13.00	10.70	24.35	2.62
Average				2.68 ± 0.08





รูปที่ 3.3 ตัวอย่างความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหิน a) หินทรายชุดเสาข้าว (SKSS) b) หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) และ c) หินมาร์ล (MARL) ที่สร้างขึ้นจากการใช้เลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน

## บทที่ 4

### วิธีการทดสอบและการคำนวณในห้องปฏิบัติการ

#### 4.1 บทนำ

เนื้อหาในบทนี้ได้นำเสนอวิธีการทดสอบและวิธีการคำนวณในห้องปฏิบัติการสำหรับการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS) โดยใช้ระนาบเฉือนแบบคู่ เพื่อศึกษาผลกระทบของค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินของผิวยรอยแตกในสองระนาบ โดยการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และ CNS ได้ใช้โครงทดสอบในสามแกนจริงขนาด 100 ตัน ทั้งนี้เพื่อให้มั่นใจว่าการทดสอบไม่มีผลกระทบจากความอ่อน-แข็งของเครื่องมือทดสอบ (Machine stiffness)

#### 4.2 อุปกรณ์การทดสอบ

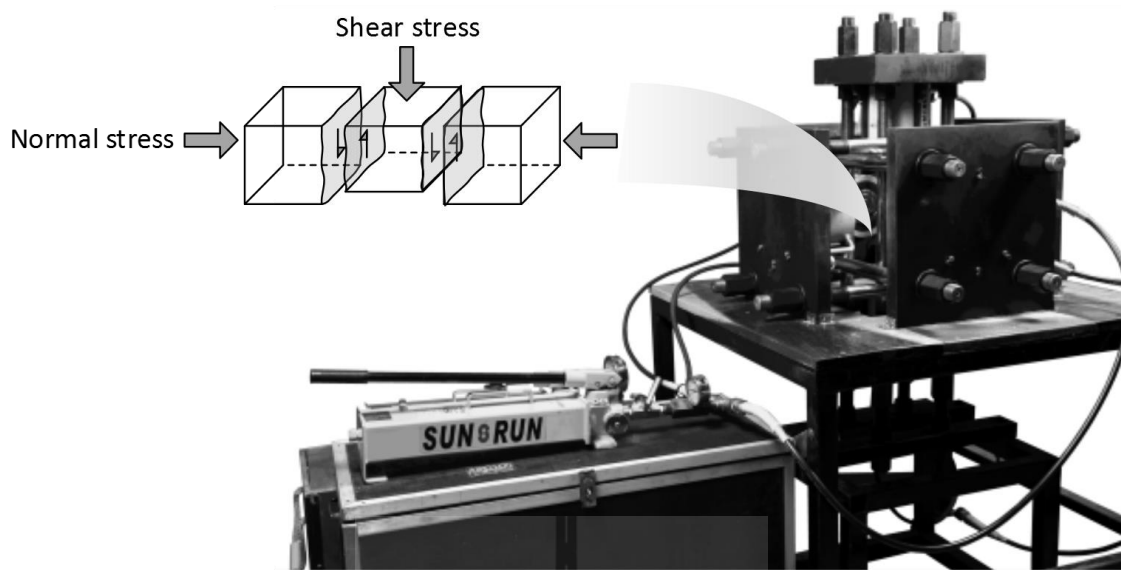
ในการศึกษานี้ได้ใช้เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (True triaxial load frame) เพื่อจำลองการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL และ CNS ดังแสดงในรูปที่ 4.1

#### 4.3 วิธีการทดสอบ

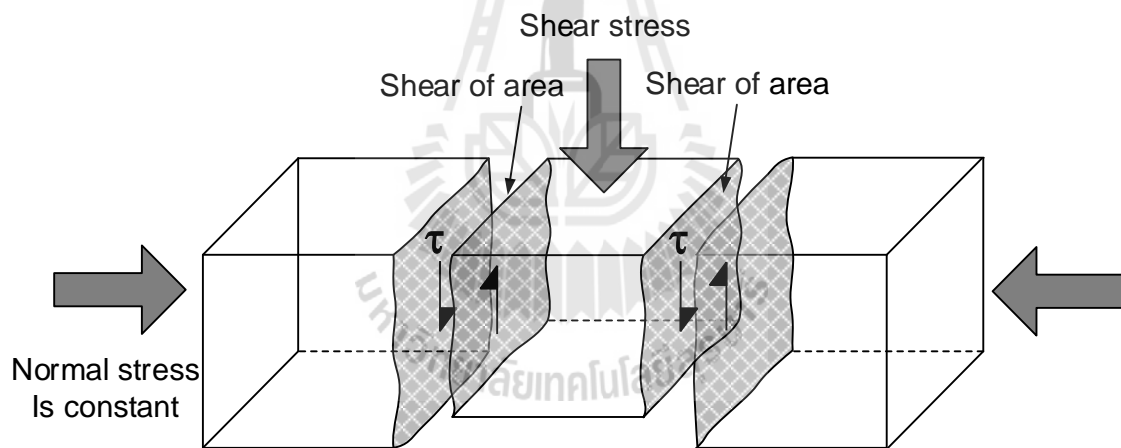
การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ วิธีการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ และการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ โดยความเค้นตั้งฉากที่ใช้ในการทดสอบผันแปรอยู่ในช่วงระหว่าง 0.2 ถึง 4 MPa ตัวอย่างหินได้รับกำลังเฉือนโดยตรงเพียงครั้งเดียวต่อการทดสอบภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่คงที่ หรือภายใต้การบวมตัวในแนวตั้งฉากที่คงที่ ตัวอย่างหินได้รับแรงเฉือนอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งระยะการเคลื่อนตัวในแนวเฉือนถูกตรวจวัดเป็นระยะ 10 มิลลิเมตร

##### 4.3.1 การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL สามารถทดสอบได้โดยควบคุมหรือกำหนดให้ความเค้นตั้งฉากที่กระทำตั้งฉากกับผิวยรอยแตกของตัวอย่างหินมีค่าคงที่ตลอดการทดสอบ โดยอาศัยปั๊มไฮดรอลิกในการควบคุมความเค้นตั้งฉากให้มีค่าคงที่ที่ 1, 2, 3 และ 4 MPa ดังแสดงในรูปที่ 4.2 ด้วยรูปแบบการทดสอบลักษณะนี้ เครื่องทดสอบสามารถให้ความเค้นที่ตั้งฉากอยู่ในแนวเดิมหรือตั้งฉากอยู่กับผิวของรอยแตกได้ตลอดเวลาโดยไม่มีการเอียงของปั๊มไฮดรอลิก และได้ทำการจดบันทึกค่าระยะการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากและการเคลื่อนตัวในแนวเฉือนบนผิวยรอยแตกระหว่างการทดสอบจนกระทั่งตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ



รูปที่ 4.1 เครื่องทดสอบกำลังกดในสามแกนจริง (True triaxial load frame)



รูปที่ 4.2 แผนภาพการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่

### 4.3.2 การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNS สามารถทดสอบได้โดยควบคุมการเปิดเผยอของรอยแตกให้คงที่หรือควบคุมการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับผิวรอยแตกให้คงที่ โดยใช้ Load cell ในการตรวจวัดระยะการเคลื่อนตัวและความเค้นตั้งฉาก ดังแสดงในรูปที่ 4.3 ส่งผลให้การทดสอบด้วยวิธีนี้มีความเค้นตั้งฉากไม่คงที่ กล่าวคือ เมื่อรอยแตกเกิดการยกตัวขึ้นในระหว่างการเฉือน ต้องทำการเพิ่มความเค้นตั้งฉากเพื่อเป็นการควบคุมการเคลื่อนตัวดังกล่าวให้คงที่เสมอ ส่งผลให้ความเค้นตั้งฉากไม่คงที่และมีผิวการเฉือนมากกว่าวิธีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL โดยค่าความเค้นตั้งฉากเริ่มต้นถูกกำหนดให้ผันแปรในช่วงระหว่าง 0.2 ถึง 4 MPa

### 4.4 วิธีการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือน

การทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ และการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ สามารถคำนวณค่ากำลังเฉือนได้จาก

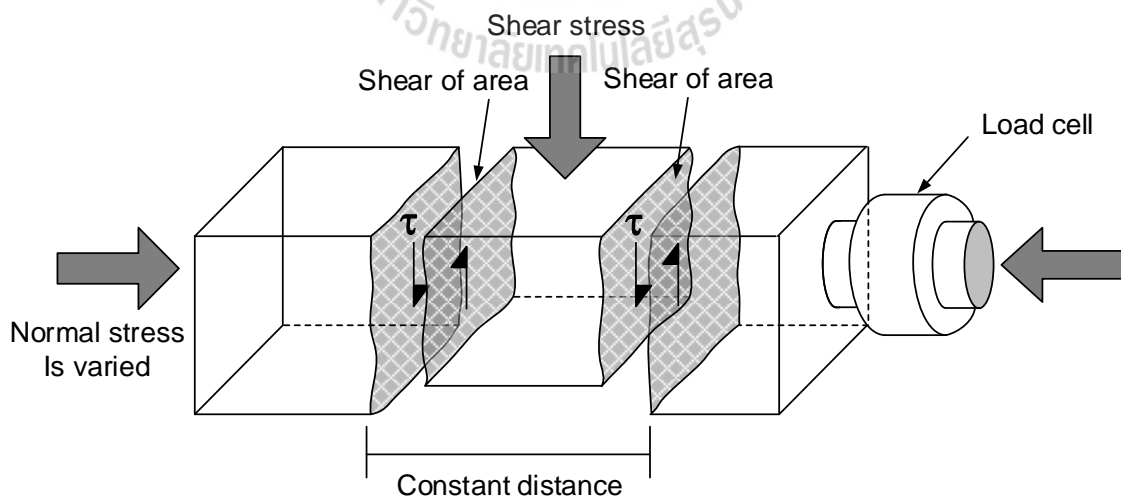
$$\tau = F/2A \quad (1)$$

โดยที่

$\tau$  คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือน

F คือ แรงตั้งฉากที่กระทำกับรอยแตกของตัวอย่างหิน

A คือ พื้นที่รอยแตกของตัวอย่างหิน



รูปที่ 4.3 แผนภาพการทดสอบกำลังเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่

## บทที่ 5

### ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

#### 5.1 บทนำ

เนื้อหาในบทนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการประกอบด้วย การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS) โดยใช้โครงกดทดสอบในสามแกนจริงในการทดสอบ เพื่อคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบ ค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด

#### 5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL)

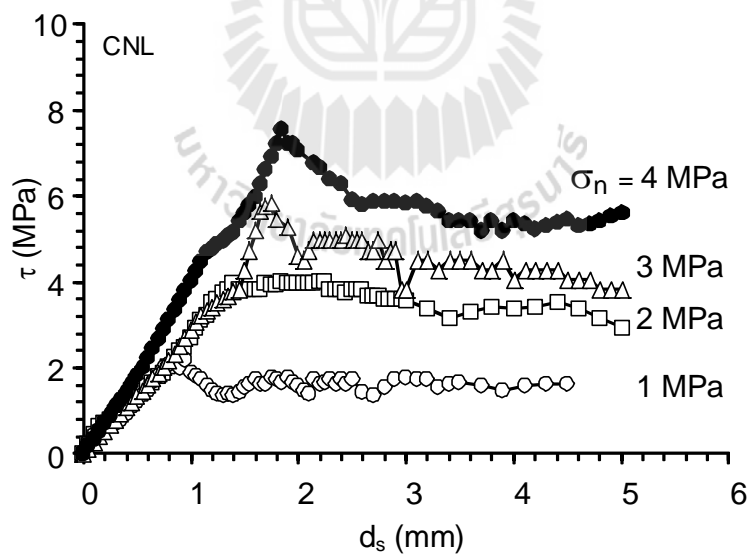
การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบโดยตรงแบบ CNL ได้กำหนดให้ค่าความเค้นตั้งฉากมีค่าคงที่ 4 ระดับ คือ 1, 2, 3 และ 4 MPa ตารางที่ 5.1 แสดงผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด รูปที่ 5.1 ถึงรูปที่ 5.3 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) สำหรับตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ผลการทดสอบระบุว่าค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) มีผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน โดยจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) เพิ่มขึ้น

#### 5.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS)

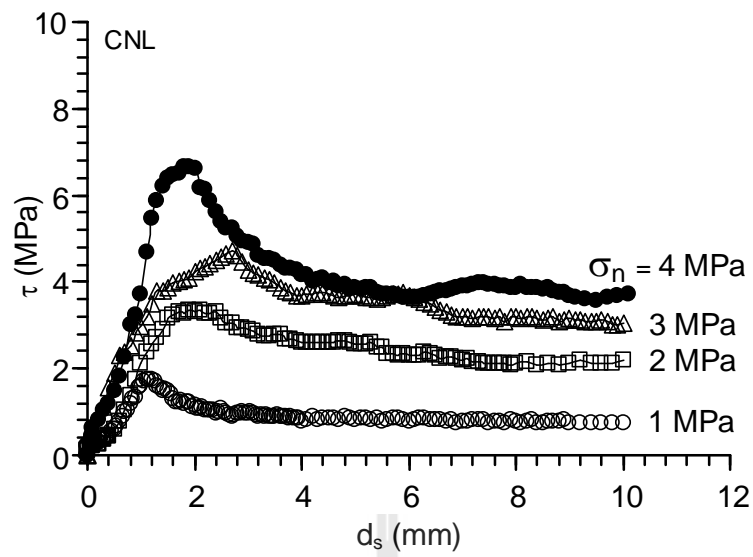
การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS ได้กำหนดให้ค่าความเค้นตั้งฉากมีค่าคงที่เริ่มต้นผันแปรอยู่ในช่วงระหว่าง 0.2 ถึง 4 MPa ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ที่เพิ่มขึ้นเมื่อค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) เพิ่มขึ้นแสดงดังรูปที่ 5.4 ถึงรูปที่ 5.6 ส่วนในภาคผนวกได้แสดงตัวอย่างของรอยแตกหลังการทดสอบของหินทั้ง 3 ชนิด

ตารางที่ 5.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL

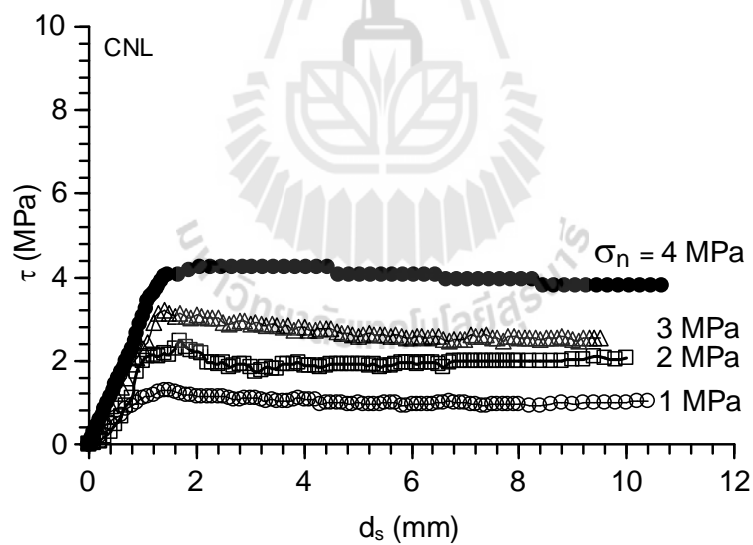
ตัวอย่างหิน	$\sigma_n$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS)	1	2.17
	2	4.02
	3	5.82
	4	7.54
หินทรายชุดเสาข้าว (SKSS)	1	1.75
	2	3.35
	3	4.73
	4	6.65
หินมาร์ล (MARL)	1	1.31
	2	2.48
	3	3.20
	4	4.25



รูปที่ 5.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินทรายชุดพระวิหารสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL



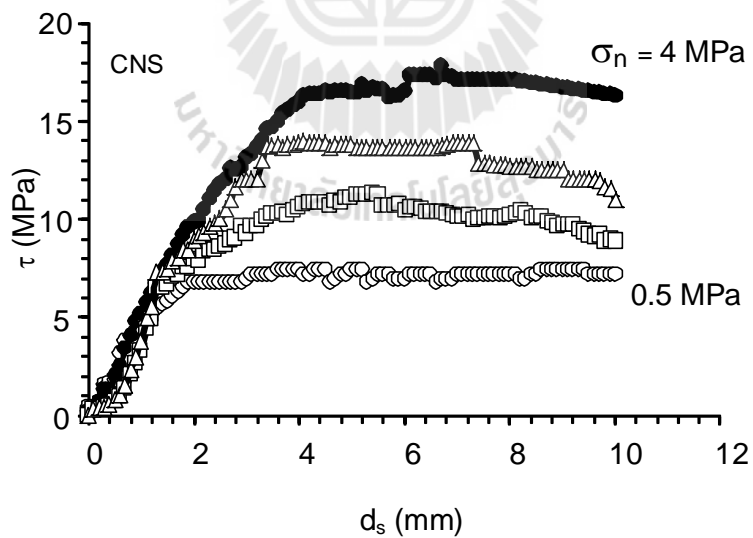
รูปที่ 5.2 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินทรายชุดเสาขัวสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL



รูปที่ 5.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินมาร์ลสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL

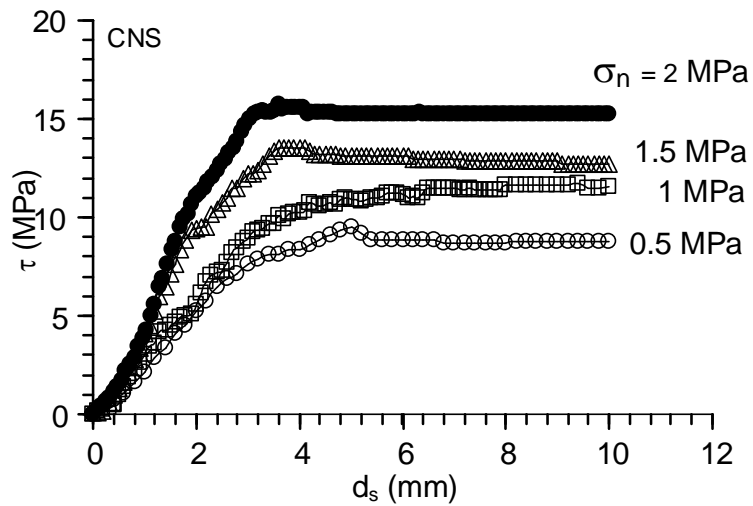
ตารางที่ 5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS

ตัวอย่างหิน	$\sigma_n$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS)	0.5	7.70
	1	12.30
	2	14.90
	4	18.20
หินทรายชุดเสาชั่ว (SKSS)	0.5	9.55
	1	11.71
	1.5	13.56
	2	15.75
หินมาร์ล (MARL)	0.2	4.41
	0.4	5.25
	0.6	6.78
	0.8	7.30

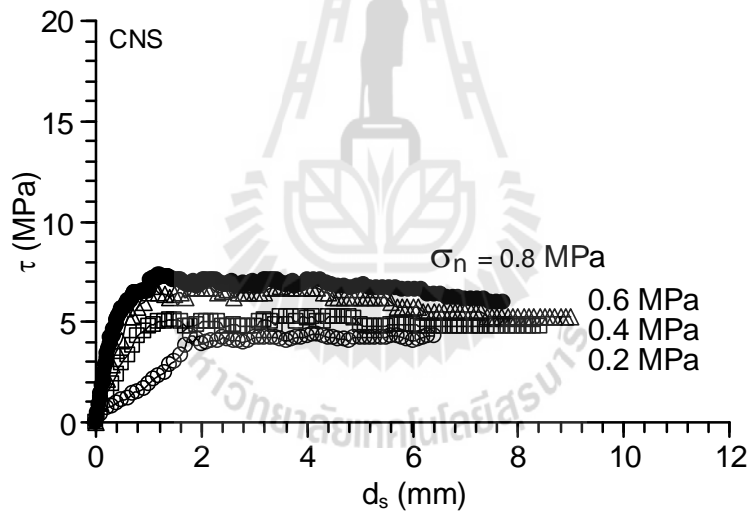


รูปที่ 5.4 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินทรายชุดพระวิหารสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS





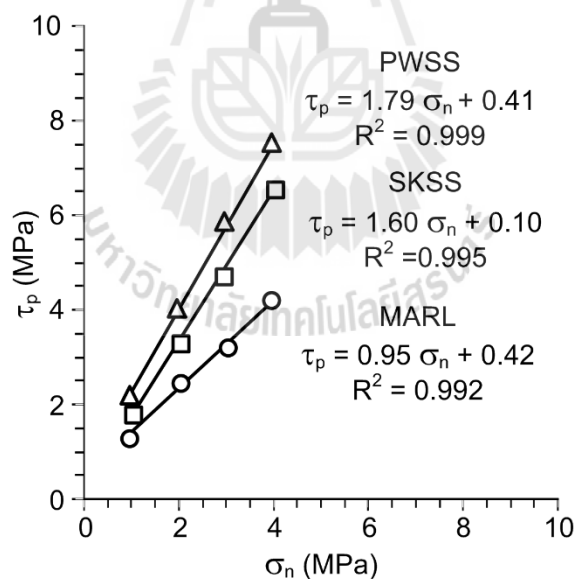
รูปที่ 5.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินทรายชุดเสาขัวสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS



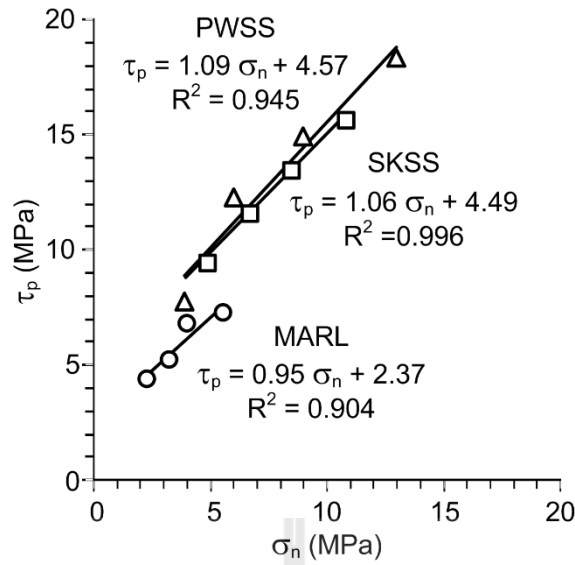
รูปที่ 5.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\tau$ ) ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน ( $d_s$ ) ของหินมาร์ลสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS

#### 5.4 การเปรียบเทียบค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS

จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด สามารถนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบเพื่อแสดงความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ( $\tau_p$ ) ในรูปแบบของค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) โดยจากความสัมพันธ์นี้สามารถคำนวณหาค่ามุมเสียดทาน ( $\phi$ ) และค่าความเค้นยึดติด ( $c$ ) ของตัวอย่างหินได้จากสมการเส้นตรงดังแสดงในรูปที่ 5.7 และรูปที่ 5.8 ผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่าค่ามุมเสียดทาน ( $\phi$ ) ที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL มีค่าสูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS และค่าความเค้นยึดติด ( $c$ ) ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL นั้นมีค่าต่ำกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS ดังแสดงในตารางที่ 5.3 รูปที่ 5.9 และรูปที่ 5.10 โดยผลจากการคำนวณค่ามุมเสียดทาน และค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินเหล่านี้ถูกนำไปใช้สำหรับสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์โดยใช้โปรแกรม Unwedge 4.0 เพื่อจำลองรอยแตกในมวลหินเหนืออุโมงค์หรือช่องเหมือง โดยนำค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดจากผลการทดสอบ CNS และ CNL มาเปรียบเทียบความมีเสถียรภาพของอุโมงค์หรือช่องเหมืองเพื่อใช้ในการออกแบบในบทต่อไป



รูปที่ 5.7 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ( $\tau_p$ ) ในรูปแบบของค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL

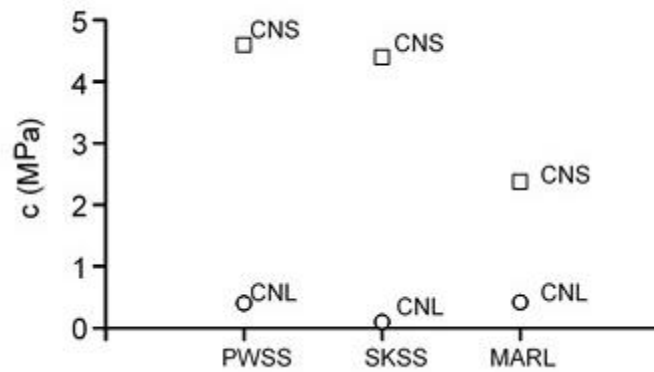


รูปที่ 5.8 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ( $\tau_p$ ) ในรูปแบบของค่าความเค้นตั้งฉาก ( $\sigma_n$ ) ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNS

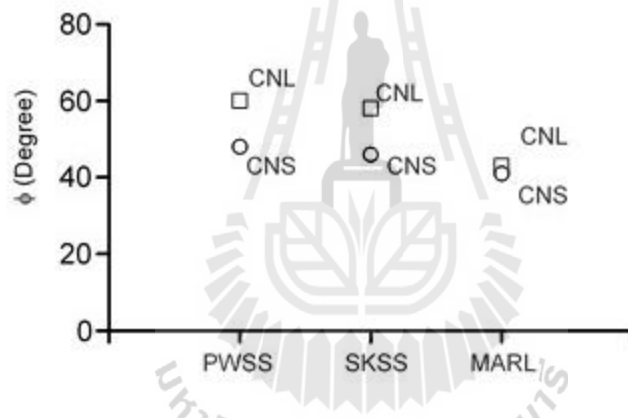
ตารางที่ 5.3 ค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดที่จุดสูงสุดและที่จุดคงเหลือของการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL และ CNS

ตัวอย่างหิน	การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบที่มีความเค้นกดตั้งฉากคงที่ (CNL)		การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบโดยตรงแบบไม่มีการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับแนวเฉือน (CNS)	
	c (MPa)	$\phi$ (องศา)	c (MPa)	$\phi$ (องศา)
หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS)	0.40 (0.34)	60 (37)	4.60 (3.8)	48 (44)
หินทรายชุดเสาข้าว (SKSS)	0.10 (0.06)	58 (43)	4.40 (3.0)	46 (49)
หินมาร์ล (MARL)	0.42 (0.77)	43 (37)	2.37 (2.16)	41 (38)

หมายเหตุ ตัวเลขในวงเล็บคือค่าคงเหลือ



รูปที่ 5.9 การเปรียบเทียบค่าความเค้นยึดติดระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด



รูปที่ 5.10 การเปรียบเทียบค่ามุมเสียดทานระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหิน 3 ชนิด

เป็นที่น่าสังเกตว่าค่ามุมเสียดทานคงเหลือของการทดสอบแบบ CNS และ CNL จะมีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งเป็นจริงในหินทั้งสามชนิดที่ใช้ในการศึกษานี้ ดังแสดงในตารางที่ 5.3 ทั้งนี้ อาจเป็นสาเหตุมาจากความขรุขระของผิวรอยแตกลดลง เนื่องจากการเฉือนผ่านจุดสูงสุดไปแล้ว ซึ่งปรากฏการณ์ดังกล่าวบอกรับนัยว่า ความเสียดทานของผิวรอยแตกที่มีความขรุขระน้อยหรือเรียบจะมีค่าเท่ากันสำหรับการทดสอบแรงแบบ CNS และ CNL

## บทที่ 6

### การคำนวณด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์

#### 6.1 บทนำ

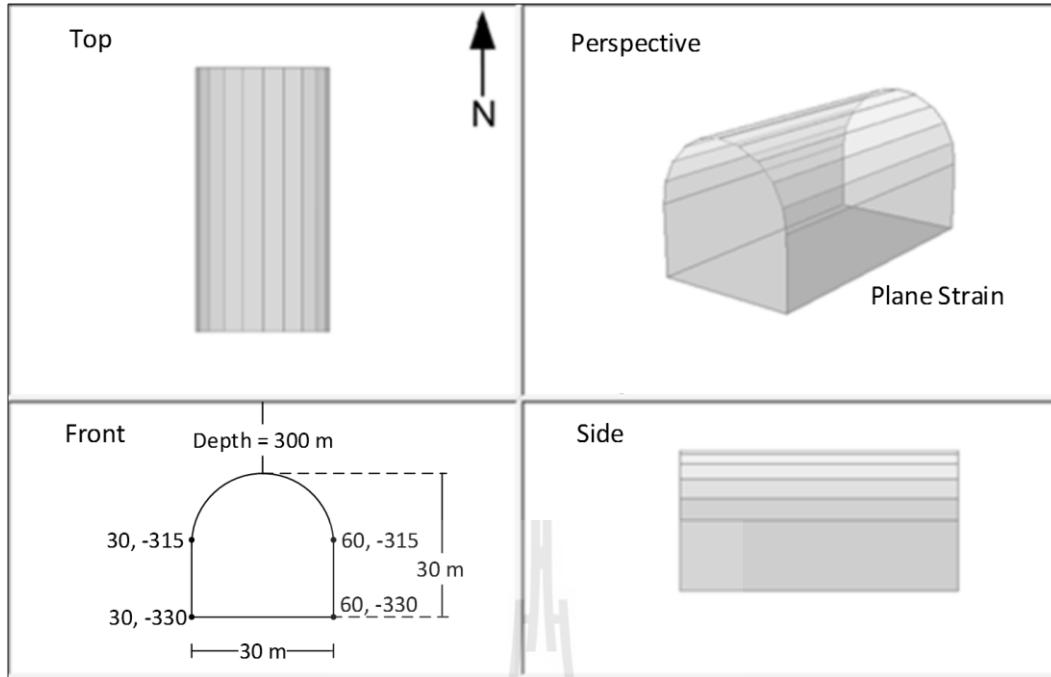
วัตถุประสงค์ของการศึกษาคำนวณด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์ เพื่อสาธิตการประเมินเสถียรภาพของหลังคาและผนังของอุโมงค์ที่มีการใช้ค่าตัวแปรที่ได้จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS) เพื่อให้เห็นถึงความแตกต่างของเสถียรภาพด้านหลังคาและผนังอุโมงค์ของทั้ง 2 การทดสอบ

#### 6.2 แบบจำลองโปรแกรมคอมพิวเตอร์

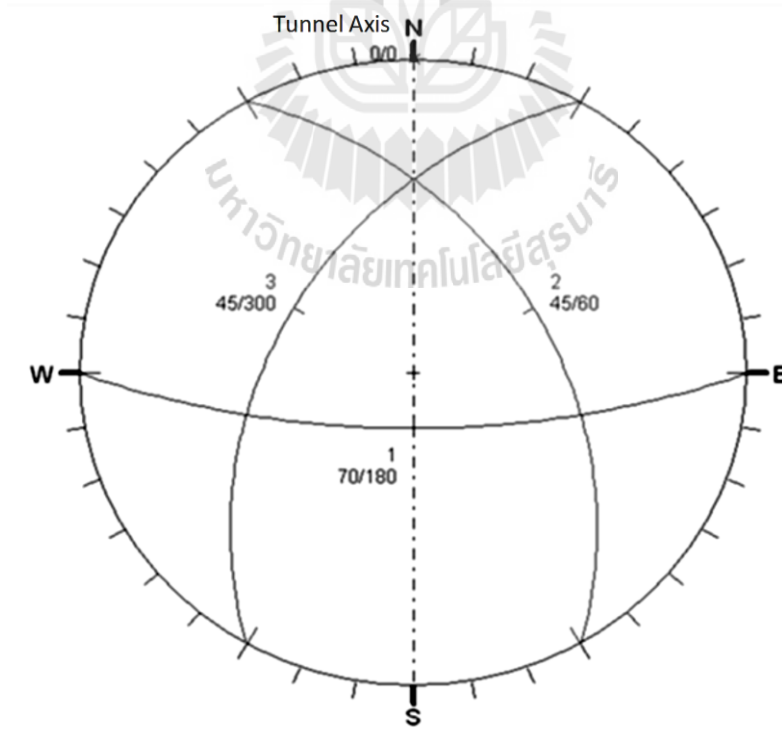
งานวิจัยนี้ได้นำโปรแกรม Unwedge 4.0 (Underground wedge stability software) มาใช้ในการวิเคราะห์และประเมินเสถียรภาพของหลังคาและผนังอุโมงค์ โดยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ กำหนดให้มีการคำนวณแบบ Plane Strain ซึ่งจำลองให้อุโมงค์เป็นรูปเกือกม้าที่ระดับความลึก 300 เมตร ความกว้างและความสูงของอุโมงค์มีขนาด 30 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 6.1 การวางตัวของแนวอุโมงค์อยู่ทางทิศเหนือ-ใต้ มีรอยแตก 3 ทิศทาง ตัดผ่านอุโมงค์ ค่าคุณสมบัติของรอยแตกที่ใช้ในแบบจำลองได้แก่ค่ามุมเสียดทาน ( $\phi$ ) และค่าความเค้นยึดติด ( $c$ ) ของหินทรายชุดพระวิหารที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL และ CNS (ตารางที่ 5.3) รูปที่ 6.2 แสดงการวางตัวของแนวอุโมงค์และรอยแตกในรูปแบบของตาข่ายของสเตอริโอเน็ต (Stereographic net)

#### 6.3 ผลการจำลองด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์

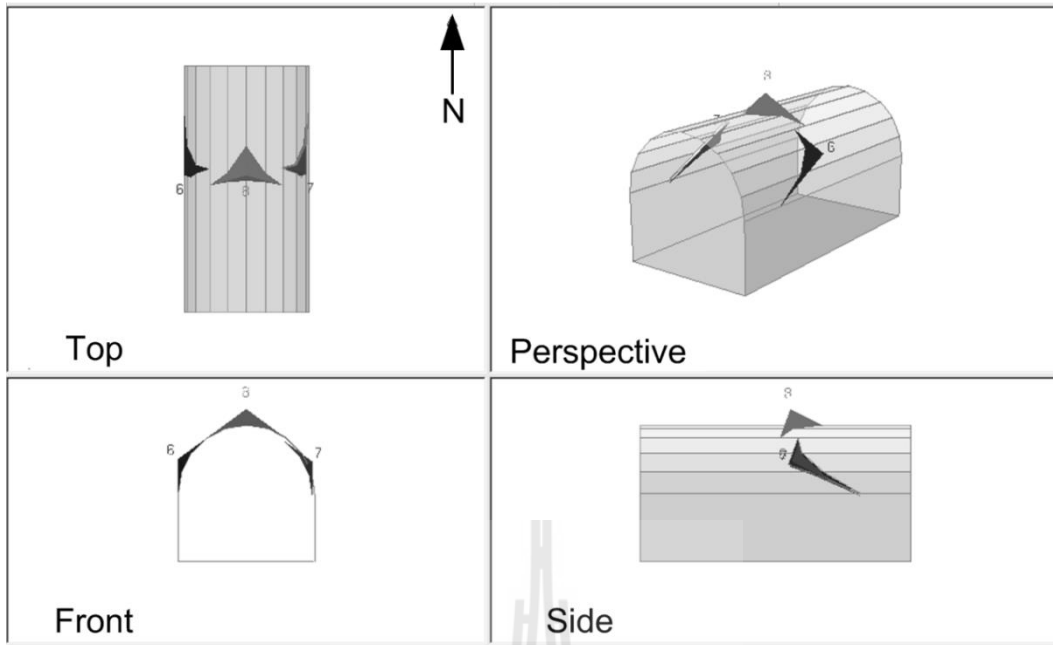
ผลที่ได้จากแบบจำลองคอมพิวเตอร์ระบุว่ารอยแตก 3 ทิศทาง ที่ตัดผ่านอุโมงค์มีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมวางตัวอยู่บนหลังคาและผนังทั้ง 2 ข้าง ของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 6.3 ผลการประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ค่ามุมเสียดทาน ( $\phi$ ) และค่าความเค้นยึดติด ( $c$ ) ที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL และ CNS บ่งชี้ว่าอุโมงค์ที่ถูกจำลองโดยใช้ผลที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีเสถียรภาพมากกว่าอุโมงค์ที่ถูกจำลองโดยใช้ผลที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL เนื่องจากค่าปัจจัยความปลอดภัย (Factor of safety: F.S.) ของรอยแตกรูปสี่เหลี่ยมทั้ง 3 จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีค่าสูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL อย่างมาก รูปที่ 6.4 และรูปที่ 6.5 แสดงค่าปัจจัยความปลอดภัยและน้ำหนักของรอยแตกรูปสี่เหลี่ยมที่วางตัวอยู่บนหลังคาและผนังทั้ง 2 ข้าง ของอุโมงค์



รูปที่ 6.1 แบบจำลองอุโมงค์รูปเกือกม้าที่สร้างขึ้นจากโปรแกรม Unwedge 4.0 มีขนาดความกว้างและความสูงของอุโมงค์ 30 เมตร และมีระดับความลึกที่หลังคาอุโมงค์ 300 เมตร



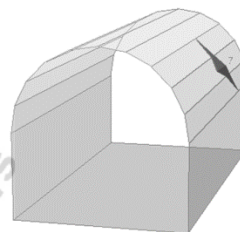
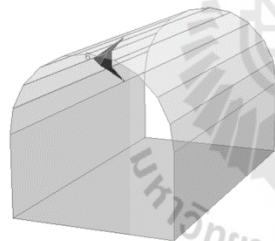
รูปที่ 6.2 การวางตัวของแนวอุโมงค์และรอยแตกในรูปแบบตาข่ายของสเตริโอเน็ต (Stereographic net)



รูปที่ 6.3 ลักษณะรอยแตกรูปลิ้มที่ได้จากการจำลองรอยแตก 3 ทิศทาง ที่ตัดผ่านอุโมงค์ซึ่งสร้างขึ้นจากโปรแกรม Unwedge 4.0

F.S. = 1967

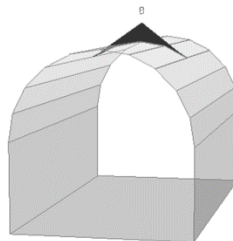
F.S. = 1967



Weight = 38.71 tonnes

Weight = 38.71 tonnes

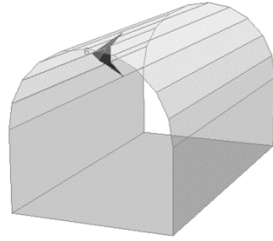
F.S. = 7



Weight = 149.37 tonnes

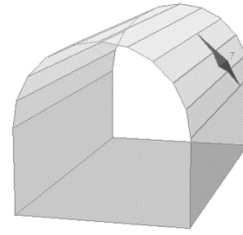
รูปที่ 6.4 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยอาศัยค่าตัวแปรจากผลการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL

F.S. = 22610



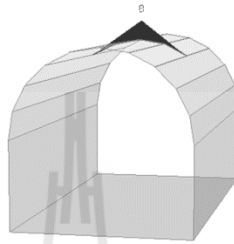
Weight = 38.71 tonnes

F.S. = 22610



Weight = 38.71 tonnes

F.S. = 61



Weight = 149.37 tonnes

รูปที่ 6.5 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยอาศัยค่าตัวแปรจากการทดสอบแรงเฉือนสอง  
ระนาบแบบ CNS





## บทที่ 7

### สรุปผลและข้อเสนอแนะ

#### 7.1 สรุปและวิจารณ์ผล

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหินแข็ง 3 ชนิด ได้แก่ หินทรายชุดภูพาน หินทรายชุดเสาข้าว และหินมาร์ล โดยอาศัยการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงที่มีการบวมตัวในแนวตั้งฉากคงที่ (CNS) ด้วยการใช้ตัวอย่างที่มีรอยแตกแบบระนาบคู่ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ผันแปรอยู่ในช่วงระหว่าง 0.5 ถึง 4 MPa เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนทั้ง 2 วิธี และจำลองด้วยคอมพิวเตอร์เพื่อประเมินเสถียรภาพของหลังคาและผนังของอุโมงค์ที่มีรอยแตก โดยใช้ตัวแปรที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบจากทั้ง 2 วิธี

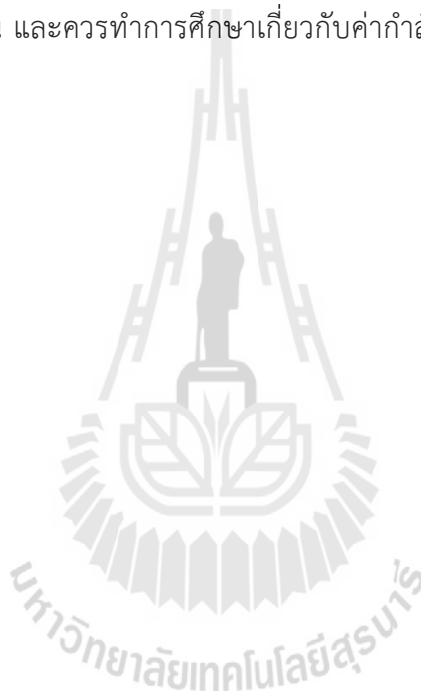
ผลจากการทดสอบระบุว่า ค่าความเค้นตั้งฉากมีผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัวในแนวการเฉือน โดยจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความเค้นตั้งฉากเพิ่มขึ้น ผลจากการเปรียบเทียบการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงสองระนาบแบบ CNL และ CNS ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและค่าความเค้นตั้งฉากพบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดจากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีค่าสูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL โดยจากความสัมพันธ์นี้สามารถคำนวณหาค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินได้ ผลจากการคำนวณแสดงให้เห็นว่าค่ามุมเสียดทานที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL มีค่าสูงกว่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS และค่าความเค้นยึดติดที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL มีค่าต่ำกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS ซึ่งผลจากการคำนวณค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างหินเหล่านี้ได้ถูกนำไปใช้สำหรับสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์โดยใช้โปรแกรม Unwedge 4.0 เพื่อประเมินเสถียรภาพของรอยแตกในมวลหินบริเวณหลังคาและผนังของอุโมงค์ ผลจากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์บ่งชี้ว่าอุโมงค์ที่ถูกจำลองโดยใช้ผลที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีเสถียรภาพมากกว่าอุโมงค์ที่ถูกจำลองโดยใช้ผลที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL เนื่องจากค่าปัจจัยความปลอดภัยของรอยแตกบริเวณหลังคาและผนังของอุโมงค์จากการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีค่าสูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL อย่างมาก

อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS จะเป็นการจำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของรอยแตกในมวลหินที่เหมือนสภาวะจริง และมีค่าปัจจัยความปลอดภัยที่สูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL จึงสามารถใช้เป็นตัวแทนค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกที่แท้จริงได้ แต่จากผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าทั้งค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ค่ามุมเสียดทาน

และค่าความเค้นยึดติดของรอยแตกที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มีค่าสูงกว่าการทดสอบแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNL อย่างมาก ส่งผลให้เมื่อนำค่าตัวแปรที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองระนาบแบบ CNS มาใช้ในการออกแบบโครงสร้างใต้ดินในมวลหินจึงอาจจะไม่เป็นไปในเชิงอนุรักษ์

## 7.2 ข้อเสนอแนะ

ในการทดสอบควรใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่ขึ้น เช่น 15x15 ตารางเซนติเมตร หรือขึ้นไปถึง 30x30 ตารางเซนติเมตร มีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในตัวอย่างหินที่มีผิวเรียบและผิวความขรุขระที่แตกต่างกัน นอกจากนี้ควรผันแปรค่าความเค้นตั้งฉากให้มีค่าสูงขึ้น เพื่อจำลองพฤติกรรมของรอยแตกในมวลหินที่ระดับความลึกมากขึ้น และควรทำการศึกษาเกี่ยวกับค่ากำลังรับแรงเฉือนภายใต้การให้แรงแบบวัฏจักรเพิ่มเติม



## บรรณานุกรม

- Barla, G., Forlati, F. and Zaninetti, A. (1985). Shear behaviour of filled discontinuities. In **Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints**. Bjorkliden, pp. 163–172.
- Barton, N. (1982). Shear strength investigations for surface mining. In **Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Surface mining**. Vancouver, pp. 171-196.
- Cuisiat, F.D.E, Hyett, A.J. and Hudson, J.A. (1999). Numerical investigation of the boundary conditions effect on rock joint behaviour. In **Proceedings of the International Conference on Rock Joints**. Loen, Norway, pp. 611–616.
- Goodman, R.E. (1970). The deformability of joints. In **determination of the in-situ modulus of deformation of rocks**. ASTM Special Technical publication, Vol. 477, pp. 174–196.
- Huang, X., Haimson, B.C., Plesha, M.E. and Qiu, X. (1993). An investigation of the mechanics of rock joints—Part 1. Laboratory investigation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts** 30 (B3): 257–269.
- Indraratna, B., Haque, A. and Aziz, N. (1998). Laboratory modelling of shear behaviour of soft joints under constant normal stiffness conditions. **Geotechnical and Geological Engineering** 16: 17–44.
- Jiang, Y., Xiao, J., Tanabashi, Y. and Mizokami, T. (2004). Development of an automated servo-controlled direct shear apparatus applying a constant normal stiffness condition. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences** 41: 275–286.
- Johnston, I.W., Lam, T.S.K. and Williams, A.F. (1987). Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. **Geotechnique** 37(1): 83–89.
- Kanji, M.A. (1974). Unconventional laboratory tests for the shear strength of soil-rock contacts. In **Proceedings of the Third Congress on International Society of Rock Mechanics**. vol. 2, Denver, pp. 241–247.

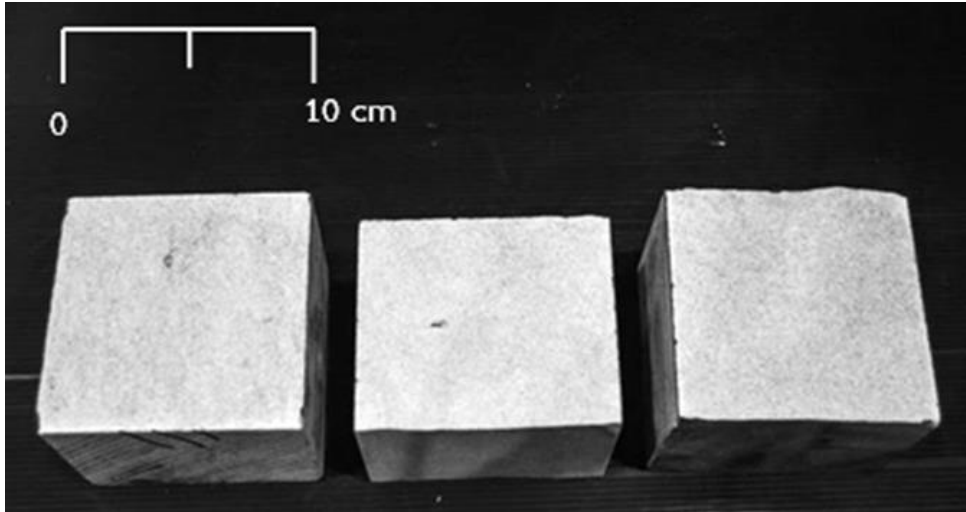
- Kim, S., Kim, J. and Kim, Y. (2007). Chapter 94. Shear behavior of rock joints under CNS conditions. **The Second Half Century of Rock Mechanics. 3, 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics.** Taylor & Francis, London, UK.
- Ladanyi, H.K. and Archambault, G. (1977). Shear strength and deformability of filled indented joints. In **Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Structural Complex Formations.** Capri, pp. 317–326.
- Lama, R.D. (1978). Influence of clay fillings on shear behavior of joints. In **Proceedings of the Third Congress on International Association of Engineers and Geologists.** Vol. 2, Madrid, pp. 27–34.
- Pereira, J.P. (1990). Shear strength of filled discontinuities. In **Proceeding of the International Conference on Rock Joints.** Loen, Norway, pp. 283–287.
- Rim, H., Choi, H., Son, B., Lee, C. and Song, J. (2005). Experimental study for shear behavior of pseudo rock joint under constant normal stiffness condition. **Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future.** Taylor & Francis, London, UK, pp. 175-181.
- Seidel, J.P. and Haberfield, C.M. (2002). A theoretical model for rock joint subjected to constant normal stiffness direct shear. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts** 39: 539–553.
- Obcheoy, J., Aracheeploha, S. and Fuenkajorn, K. (2011). Fracture permeability under normal and shear stresses. In **Proceedings of the Third Thailand Symposium on Rock Mechanics.** March 10-11, 2011, Cha-Am Beach, Thailand. pp. 133-140.
- Ohnishi Y. and Dharmaratne P. G. R. (1990). Shear behaviour of physical model of rock joints under constant normal stiffness condition. In **Proceedings of The International Conference on Rock Joints.** pp. 267–73.
- Ramamurthy, T. and Arora, V. K. (1994). Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. **International Journal of Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts** 31(1): 9-22.
- Rao, K. S. and Tiwari, R. P. (2008). A polyaxial system for testing of jointed rock mass models. **Geotechnical Testing Journal** 31(4): 285-294.

- Song, I. and Haimson, B. C. (1997). Polyaxial strength criteria and their use in estimating in situ stress magnitudes from borehole breakout dimensions. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences** 34: 3-4.
- Singh, B., Goel, R. K., Mehrotra, V. K., Garg, S. K. and Allu, M. R. (1998). Effect of intermediate principal stress on strength of anisotropic rock mass. **Tunnelling and Underground Space Technology** 13 (1): 71-79.
- Tiwari, R. P. and Rao, K. S. (2006). Post failure behaviour of rock mass under the influence of triaxial and true triaxial confinement. **Engineering Geology** 84: 112-129.
- Walsri, C., Poonprakon, P., Thosuwat, R. and Fuenkajorn, K. (2009). Compressive and tensile strengths of sandstone under true triaxial stresses. In **Proceedings of the Second Thailand Symposium on Rock Mechanics**. March 12-13, 2009, Chonburi. pp. 199-218.
- Yang, Z. Y., Di, C. C. and Yen, K. C. (2001). The effect of asperity order on the roughness of rock joints. **International Journal of Mechanics and Mining Sciences** 38: 745-752.
- Zhao, J. (1997). Joint surface matching and shear strength part b: JRC-JMC shear strength criterion. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences** 34(2): 179-185.

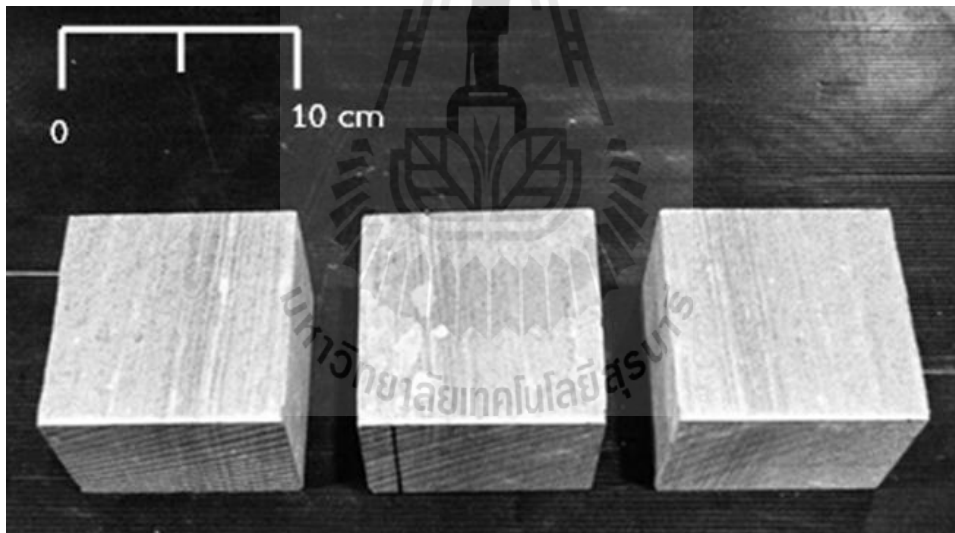
ภาคผนวก

ตัวอย่างรอยแตก

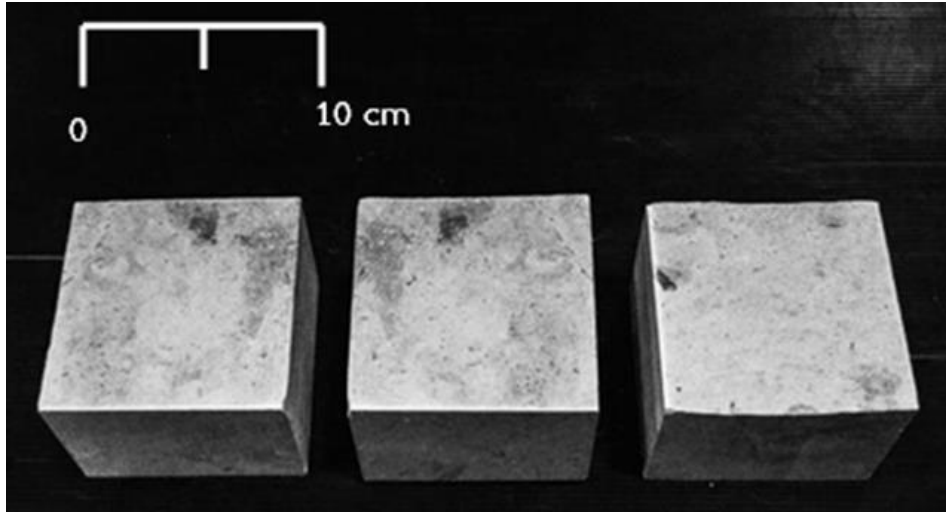
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



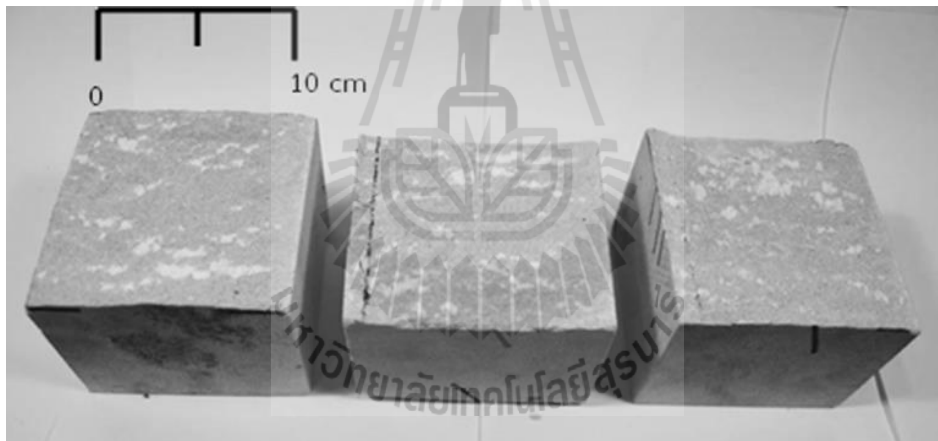
รูปที่ ผ-1 ตัวอย่างรอยแตกในหินทรายชุดพระวิหาร



รูปที่ ผ-2 ตัวอย่างรอยแตกในหินทรายชุดเสาชั่ว

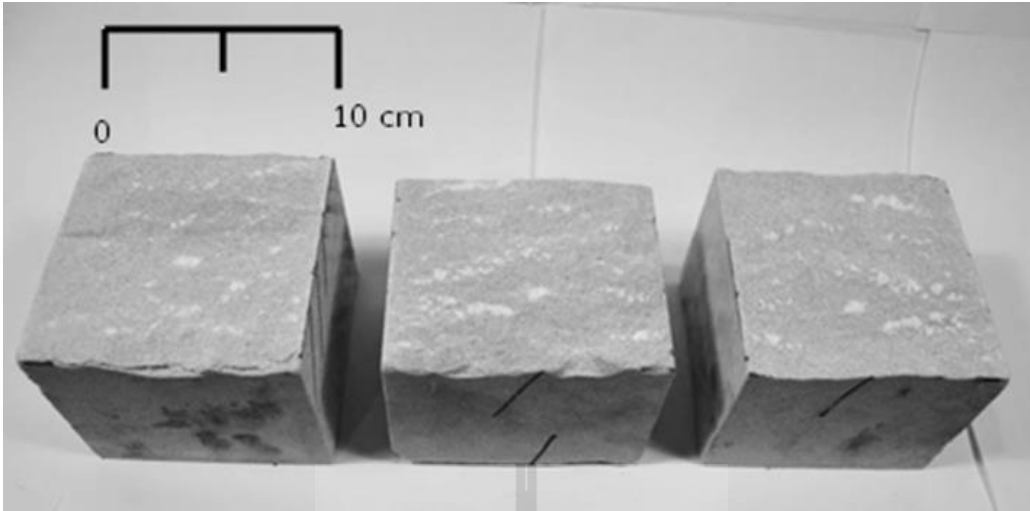


รูปที่ ผ-3 ตัวอย่างรอยแตกในหินมาร์ล

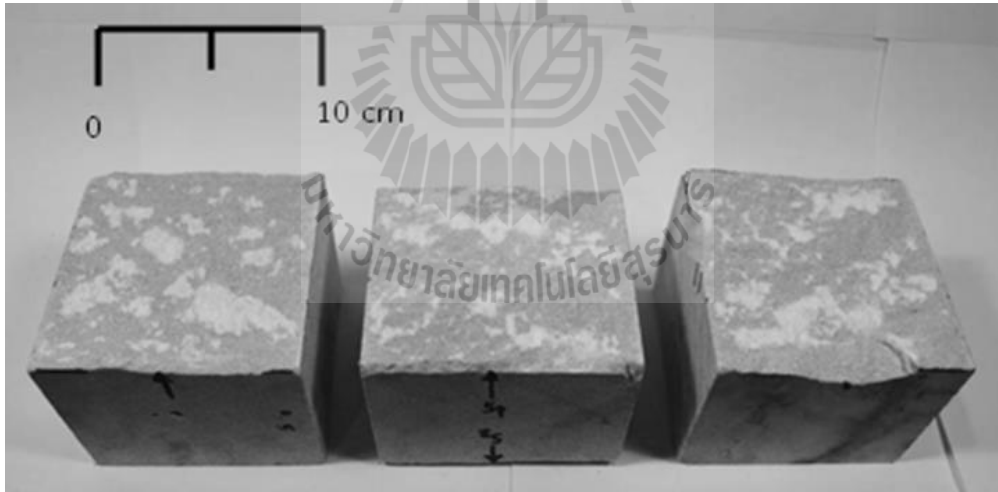


รูปที่ ผ-4 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดพระวิหารด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 1 MPa

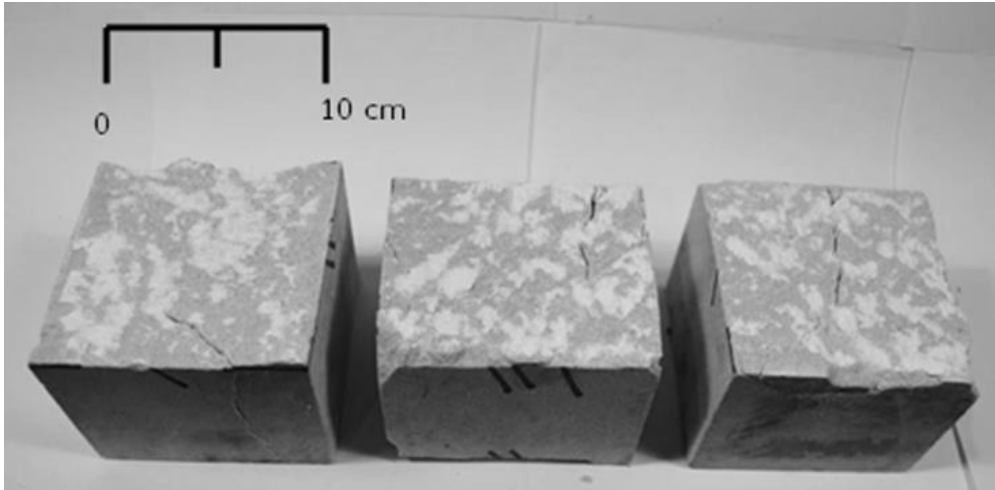




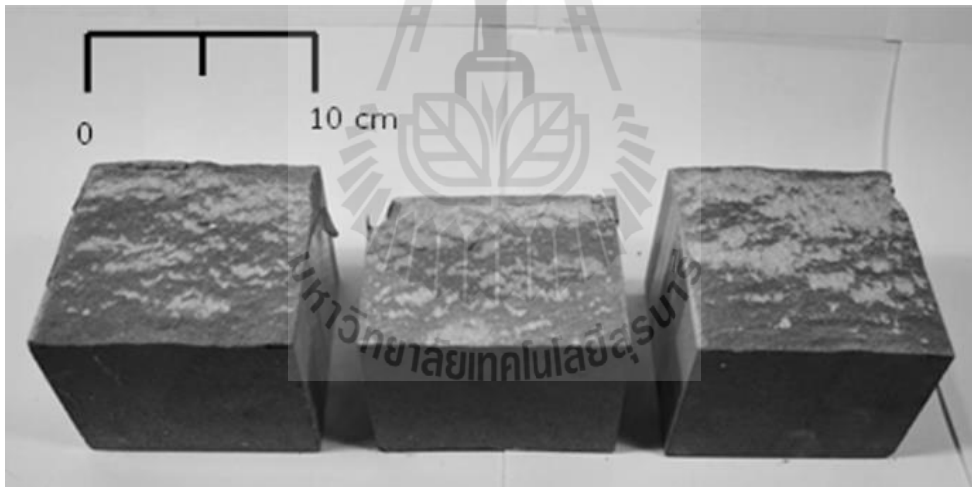
รูปที่ ผ-5 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดพระวิหารด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 2 MPa



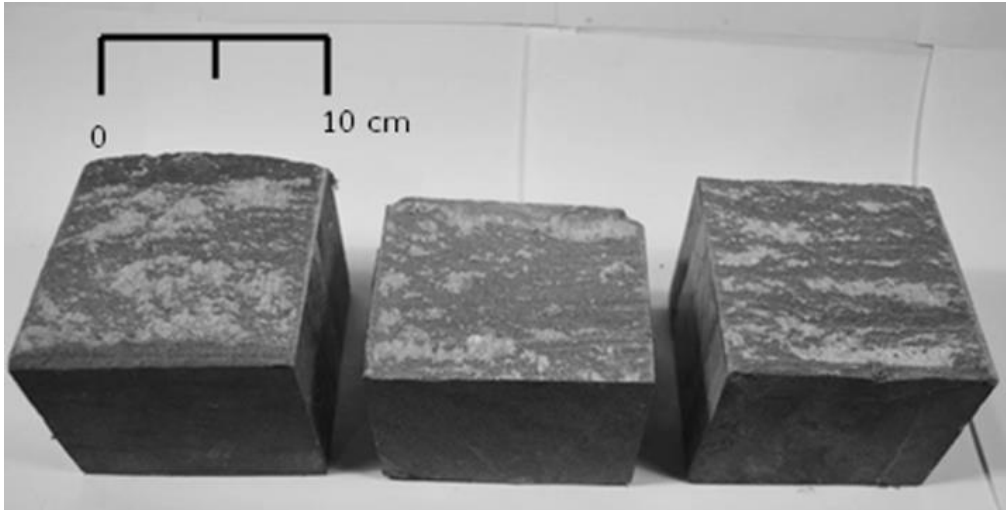
รูปที่ ผ-6 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดพระวิหารด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 3 MPa



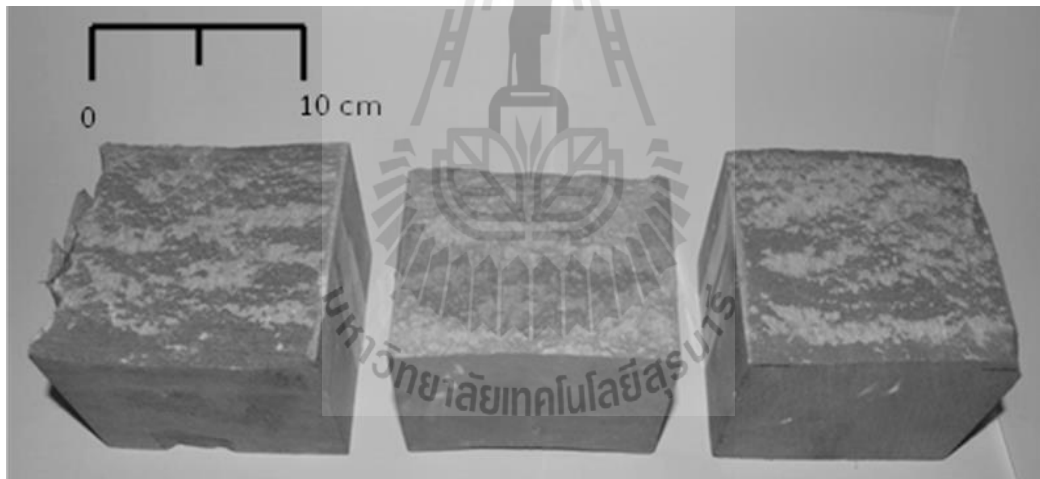
รูปที่ ผ-7 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดพระวิหารด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 4 MPa



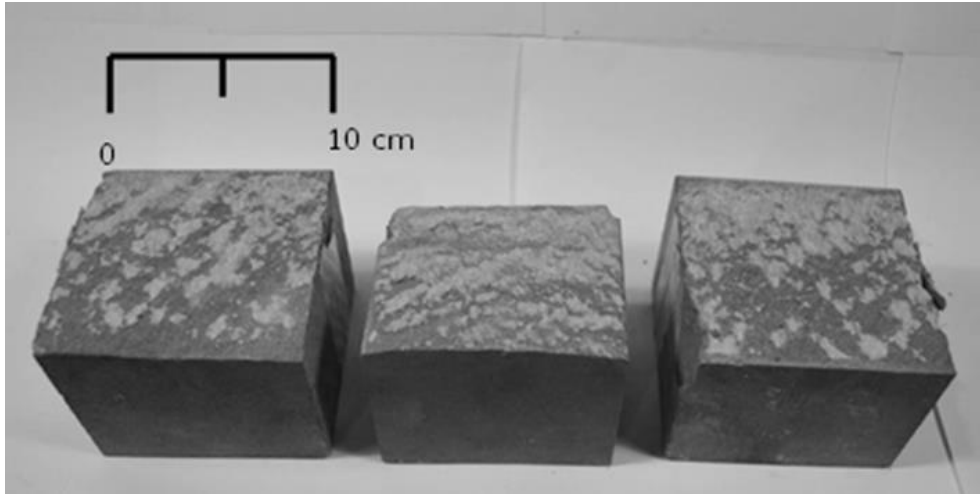
รูปที่ ผ-8 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดเสาข้าวด้วยวิธี CNS ภายใต้ความเค้นกด 0.5 MPa



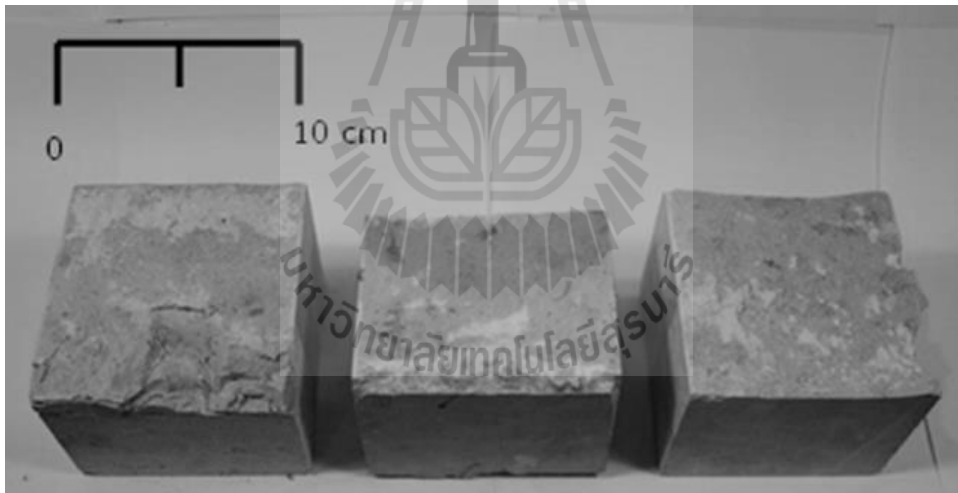
รูปที่ ผ-9 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดเสาเข็มด้วยวิธี CNS ภายใต้ความเค้นกด 1 MPa



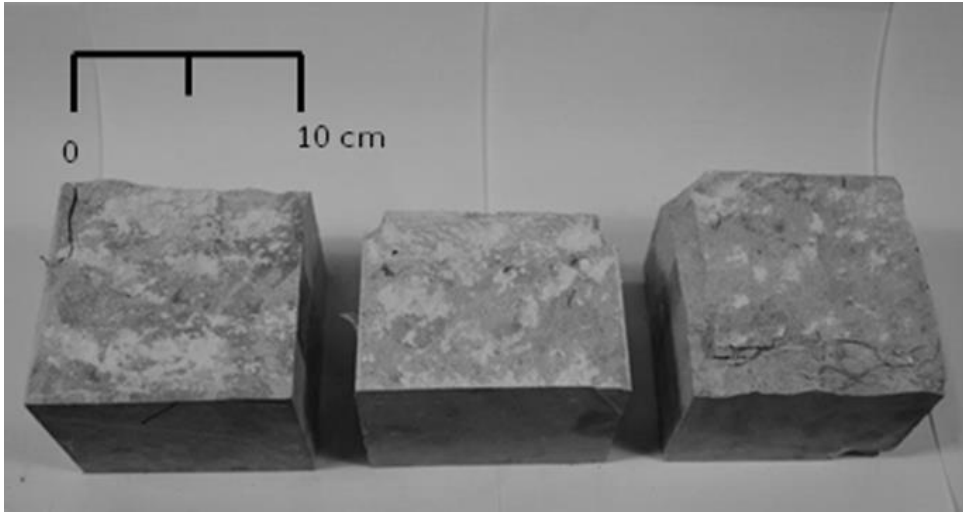
รูปที่ ผ-10 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดเสาเข็มด้วยวิธี CNS ภายใต้ความเค้นกด 1.5 MPa



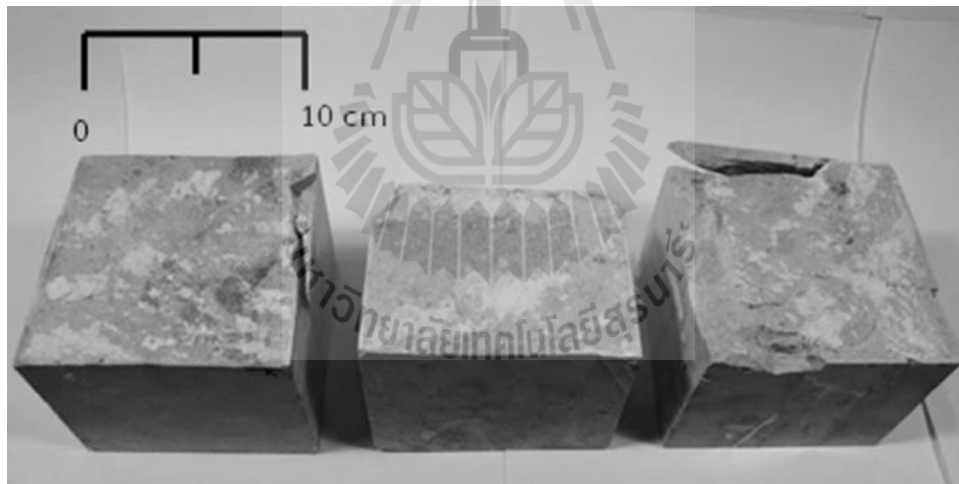
รูปที่ ผ-11 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินทรายชุดเสาขั้วด้วยวิธี CNS ภายใต้ความเค้นกด 2 MPa



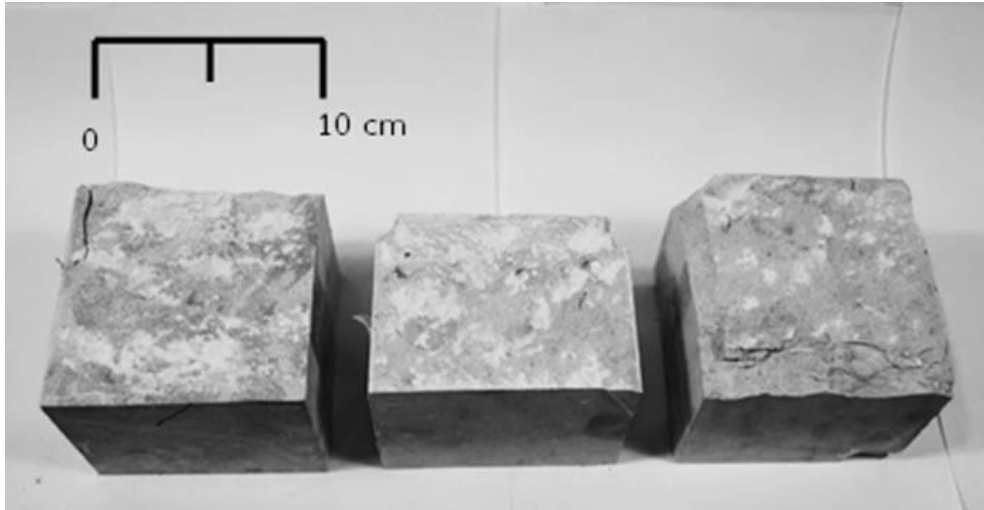
รูปที่ ผ-12 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินมาร์ลด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 1 MPa



รูปที่ ผ-13 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินมาร์ลด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 2 MPa



รูปที่ ผ-14 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินมาร์ลด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 3 MPa



รูปที่ ผ-15 ตัวอย่างรอยแตกหลังการทดสอบหินมาร์ลด้วยวิธี CNL ภายใต้ความเค้นกด 4 MPa



## ประวัตินักวิจัย

ศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา สาขาวิชา Geological Engineering ในปี ค.ศ. 1988 และสำเร็จ Post-doctoral Fellows ในปี ค.ศ. 1990 ที่ University of Arizona ปัจจุบันมีตำแหน่งเป็นประธานกรรมการบริษัท Rock Engineering International ประเทศสหรัฐอเมริกา และดำรงตำแหน่งอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญพิเศษทางด้านกลศาสตร์ของหินในเชิงการทดลอง การออกแบบและการวิเคราะห์โดยใช้คอมพิวเตอร์ ได้เคยทำการวิจัยเป็นหัวหน้าโครงการที่สำเร็จมาแล้วมากกว่า 10 โครงการทั้งในสหรัฐอเมริกาและประเทศไทย มีสิ่งตีพิมพ์นานาชาติมากกว่า 50 บทความ ทั้งวารสาร นิตยสาร รายงานรัฐบาล และบทความการประชุมนานาชาติ เป็นผู้แต่งตำรา “Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock” ที่ใช้อยู่ในหลายมหาวิทยาลัยในสหรัฐอเมริกา ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กร รัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา และแคนาดา 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 UNISEARCH จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกข้อเสนอโครงการของ U.S. National Science Foundation และ Idaho State Board of Education และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือก บทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์