



รหัสโครงการ SUT7-719-49-24-50

รายงานการวิจัย

การออกแบบความลาดเอียงมวลหินในประเทศไทยให้มีเสถียรภาพ
ในระยะยาว โดยเพิ่มการพิจารณาการผุกร่อนของมวลหิน

**Design of Rock Slope in Thailand for Long Term Stability
by Incorporating Rock Mass Degradation**

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร
สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2549 และ 2550
ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กันยายน 2550

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2549 และ 2550 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจาก นางสาวกัลญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางณิชชาภัทร สิทธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

กันยายน 2550

บทคัดย่อ

การทดสอบความคงทนต่อการผุกร่อน ดัชนีภายใต้จุดกด การหามุมเสียดทานแบบเอียง และการวิเคราะห์หาแร่ประกอบหิน โดยวิธี X-ray Diffraction ได้มีการดำเนินการโดยใช้ตัวอย่างหิน 13 ชนิด เพื่อที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างความคงทนต่อความแข็งและแร่ประกอบหิน ได้มีการเสนอแนวคิดเพื่อที่จะอธิบายคุณลักษณะการผุกร่อนของหินภายใต้วัฏจักรของการทดสอบความคงทนต่อการผุกร่อน ระบบการจำแนกแบบใหม่ได้ถูกนำเสนอเพื่อใช้คาดคะเนความแข็งของหินที่มีผลกระทบจากกระบวนการการผุกร่อน ผลการทดสอบระบุว่าหินหินพืชมิซกรวดเหลี่ยมพิจิตร หินทรายแป้งชุดพระวิหาร หินทรายสีขาวยุคภูกระดึง หินทรายชุดโคกกรวด และหินควอตซ์ไมกาชีสต์กลุ่มของหินไนส์ชลบุรี ถูกจำแนกให้มีความคงทนต่ำถึงต่ำมาก เนื่องจากหินเหล่านี้มีแร่ kaolinite เป็นแร่องค์ประกอบ หินแก้วผลึกภูเขาไฟพิจิตร หินทรายแป้งชุดน้ำพอง และหินชีสต์ หมวดหินกาญจนบุรีมีความคงทนสูง หินดินดานกึ่งหินชนวนชุดน้ำตุ๊กมีความคงทนสูงและไม่ทำปฏิกิริยาโดยง่ายกับน้ำ แต่จะย่อยสลายได้ง่ายภายใต้การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิอย่างฉับพลัน ค่าความแข็งภายใต้จุดกดจะลดลงในขณะที่ความแตกต่างของค่าดัชนีความคงทนเพิ่มขึ้น มุมเสียดทานพื้นฐานของผิวเรียบของหินลดลงในขณะที่จำนวนรอบของวัฏจักรร่อนสลับเย็นมีค่าเพิ่มขึ้น เกณฑ์กำลังวัดแรงเฉือนของรอบแตกในหินที่เสนอโดย Barton ได้ถูกปรับเปลี่ยนในงานวิจัยนี้ โดยกำหนดให้มุมเสียดทานพื้นฐานและความแข็งของหินเป็นฟังก์ชันของค่าผลต่างของดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนและเวลา ทั้งนี้เพื่อที่จะพิจารณาผลกระทบของกระบวนการการผุกร่อน

Abstract

Series of slake durability tests, point load strength index tests, tilt tests and x-ray diffraction analyses were carried out on thirteen rock types, in an attempt at correlating the rock durability with its strength and mineral compositions. A concept was proposed to describe the rock degradation characteristics under the slake durability test cycles. A new classification system was also introduced for rock durability, which allowed predicting the rock strength as affected by weathering process. Results indicated that Pichit pumice breccia, Phra Wihan siltstone, Phu Kradung white sandstone, Khok Kruat sandstone and Chonburi quartz mica schist are classified as *low to very low durability rocks, primarily due to their kaolinite content*. *Pichit crystal tuff, Nam phong siltstone, and Kanchanaburi green schist are highly durable*. Nam Duk slaty-shale is also considered high durability, not sensitive to water, but easily disintegrated by rapid change of surrounding temperatures. For all rocks tested, point load strength decreases as increasing the difference in slake durability indices obtained from adjacent cycles (Δ SDI). Basic friction angles of the smooth (saw-cut) surfaces decrease as the rapid heating-cooling cycles increase. Barton's joint shear strength criterion is modified by identifying the basic friction angle and joint wall strength as a function of Δ SDI, and time to incorporate the effects of rock weathering process.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูปภาพ.....	ซ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	5
1.4 วิธีดำเนินการวิจัย.....	5
1.5 ผลสำเร็จของงานวิจัยที่คาดว่าจะได้รับ.....	7
1.6 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	8
บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	9
2.1 กระบวนการการสุกร่อนในความลาดเอียงมวลหิน.....	9
2.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อความแข็งและความคงทนต่อการสุกร่อนของหินเนื้ออ่อน.....	10
2.3 การทดสอบที่มีความสัมพันธ์ต่อความแข็ง.....	14
2.4 กฎเกณฑ์สำหรับความต้านทานแรงเฉือนของรอยแตกในหิน.....	21
2.5 รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน.....	26
2.6 วิธีการวิเคราะห์และปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการพังทลาย.....	28
2.7 งานวิจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง.....	30

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 3 การเก็บตัวอย่างหินในภาคสนาม	35
3.1 วัตถุประสงค์.....	35
3.2 เกณฑ์ที่ใช้ในการคัดเลือกตัวอย่างหิน.....	35
3.3 แหล่งที่มา ชนิด และปริมาณตัวอย่างหิน.....	35
3.4 การศึกษาแร่วิทยา.....	35
บทที่ 4 การทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน	47
4.1 วัตถุประสงค์.....	47
4.2 การจัดเตรียมตัวอย่าง.....	47
4.3 วิธีการทดสอบ.....	47
4.4 ผลการทดสอบ.....	49
4.5 วิเคราะห์ผลการทดสอบ.....	62
4.6 การคาดคะเนอัตราการผุกร่อน.....	63
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ SDI กับจำนวนวัฏจักรการทดสอบ.....	66
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ SDI กับค่าความแข็งของตัวอย่างหิน.....	72
บทที่ 5 การทดสอบสอปภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น	77
5.1 วัตถุประสงค์.....	77
5.2 การจัดเตรียมตัวอย่าง และวิธีการทดสอบ.....	77
5.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกายภาพ.....	80
5.4 ผลการทดสอบเชิงกลศาสตร์.....	80
5.4.1 การทดสอบดัชนีจุดกด.....	80
5.4.2 การทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานด้วยวิธี Tilt test.....	84
5.4.3 การทดสอบค่าความเร็วคลื่น.....	91
5.5 ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน.....	96
5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีจุดกดต่อค่า Δ SDI.....	96
5.7 การเปรียบเทียบสภาวะการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับสภาวะในภาคสนาม.....	96
5.8 การคาดคะเนความแข็งของหินในเชิงเวลา.....	106

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 6 การคาดคะเนเสถียรภาพความลาดชันมวลหิน	107
6.1 วัตถุประสงค์	107
6.2 กฎความเสียดทานรอยแตกของ Barton's	107
6.3 ตัวอย่างการคำนวณ	108
6.4 การวิจารณ์ผล	110
 บทที่ 7 สรุปและข้อเสนอแนะ	 111
7.1 สรุป	111
7.2 ข้อเสนอแนะ	112
 บรรณานุกรม	 114
 ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน	131
ภาคผนวก ข ผลการทดสอบค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิ	141
 ประวัตินักวิจัย	 147

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
1.1	2
บันทึกเหตุการณ์ความเสียหายจากดินและหินถล่มที่เกิดขึ้นภายในประเทศไทย ระหว่างปี พ.ศ. 2531-2548.....	2
1.2	3
คุณลักษณะของความลาดเอียงที่ได้จากการสำรวจในภาคสนาม.....	3
2.1	15
ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อความแข็งและความคงทนต่อการผุกร่อนของหิน.....	15
2.2	19
การลดลงของค่าความเร็วในการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิ (V_p) ของหินแกรนิต.....	19
2.3	20
ผลการทดสอบค่าความพรุน (n_v) ค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว (UCS) และค่า ความเร็วในการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิ (V_p).....	20
2.4	22
คุณสมบัติทางกายภาพและกลศาสตร์ที่สัมพันธ์ต่อระดับการผุกร่อน.....	22
2.5	23
คุณสมบัติทางกายภาพและกลศาสตร์ที่สัมพันธ์ต่อระดับการผุกร่อน.....	23
2.6	24
การผันแปรของคุณสมบัติทางกายภาพเทียบกับระดับการผุกร่อน.....	24
3.1	36
ชนิด ตำแหน่งที่เก็บตัวอย่าง และหมวดหินที่ใช้ในการทดสอบ.....	36
3.2	45
ผลการศึกษาเชิงแร่วิทยา.....	45
4.1	50
การจำแนกความคงทนต่อการผุกร่อน.....	50
4.2	51
ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ตามมาตรฐาน ASTM D4644.....	51
4.3	52
ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ในสภาวะแห้ง.....	52
4.4	53
ผลการทดสอบดัชนีความผุกร่อน ในสภาวะแห้ง-เปียก.....	53
4.5	54
ผลการทดสอบดัชนีความผุกร่อน ในสภาวะแห้ง.....	54
4.6	60
การจำแนกความคงทนต่อการผุกร่อนของตัวอย่างหิน 13 ชนิด ตามเกณฑ์ของเกมเบล สำหรับผลการทดสอบแบบมาตรฐาน.....	60
4.7	70
ค่าคงที่ของความสัมพันธ์ระหว่างค่า ΔSDI กับ N^*	70
4.8	71
การจำแนกอัตราการผุกร่อนต่อผลต่างค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนในแต่ละรอบ.....	71
5.1	81
ผลการตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียไปในแต่ละวัฏจักรร้อนสลับเย็น.....	81
5.2	87
ผลการทดสอบดัชนีจุดคคของตัวอย่างหินภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น.....	87
5.3	92
ผลการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวหินภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น.....	92
5.4	94
ค่าคงที่ของความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานพื้นฐานต่อจำนวนของวัฏจักร.....	94
5.5	97
ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนตามมาตรฐาน เมื่อผ่านวัฏจักรร้อน สลับเย็น 140 วัฏจักร.....	97

สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
2.1 เครื่องมือทดสอบค่าความคงทนต่อการผุกร่อน.....	16
2.2 รูปแบบต่าง ๆ ของการพังทลายของหน้าลาดเอียงของมวลหิน และเปรียบเทียบกับ ทิศทางการเทและมุมเทในรูปแบบของ Stereoplots.....	27
2.3 แผนภาพแสดงเครื่องมือการทดสอบความสามารถในการผุกร่อน.....	32
2.4 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายใต้สภาวะร้อนและเย็น.....	33
3.1 แหล่งตัวอย่างหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม พื้นที่บ่อตะวัน เหมืองแร่ทองคำชาติรี อำเภอวังโป่ง จังหวัดเพชรบูรณ์.....	39
3.2 แหล่งตัวอย่างหินทรายเนื้อควอตซ์สีขาว บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 287 ของทางหลวง หมายเลข 205 สายเทพสถิต-ชัยบาดาล จังหวัดชัยภูมิ.....	40
3.3 แหล่งตัวอย่างหินทรายเม็ดละเอียดสีแดง บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 288 ของทางหลวง หมายเลข 205 สายเทพสถิต-ชัยบาดาล จังหวัดชัยภูมิ.....	41
3.4 แหล่งตัวอย่างหินทรายแป้งมีแร่ไมกาประกอบ บริเวณอ่างเก็บน้ำเขาจุก กิ่งอำเภอเขาชะเมา จังหวัดระยอง.....	42
3.5 แหล่งตัวอย่างหินชีสต์ บริเวณอ่างเก็บน้ำเขาจุก กิ่งอำเภอเขาชะเมา จังหวัดระยอง.....	43
4.1 เครื่องมือสำหรับการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน.....	48
4.2 การเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินภูเขาไฟตามมาตรฐาน และใน สภาวะแห้ง สำหรับตัวอย่างหิน Phichit crystal tuff (PCT) และหิน Phichit pumice breccia (PPB).....	55
4.3 กราฟเปรียบเทียบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแปรตามมาตรฐาน (SSDI) และในสภาวะแห้ง (MSDI) สำหรับตัวอย่างหิน Kanchanaburi green schist (KSch) หิน Nam Duk slaty shale (NDSH) และหิน Chonburi quartz mica schist (CSch).....	57
4.4 ดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินตะกอนตามมาตรฐาน สำหรับตัวอย่างหิน Phra Wihan siltstone (PWST) หิน Phra Wihan sandstone (PWSS) หิน Phu Kradung white sandstone (PKSS1) หิน Phu Kradung red sandstone (PKSS2) หิน Kaeng Krachan siltstone (KKST) หิน Khok Kruat sandstone (KkSS) หิน Maha Sarakham mudstone (MSMD) และหิน Nam Phong sandy siltstone (NPST).....	58

สารบัญรูปลูกภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า	
4.5	ดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินตะกอนในสภาวะแห้ง สำหรับตัวอย่างหิน Phra Wihan siltstone (PWST) หิน Phra Wihan sandstone (PWSS) หิน Phu Kradung white sandstone (PKSS1) หิน Phu Kradung red sandstone (PKSS2) หิน Kaeng Krachan siltstone (KKST) หิน Khok Kruat sandstone (KkSS) หิน Maha Sarakham mudstone (MSMD) และหิน Nam Phong sandy siltstone (NPST).....	59
4.6	การเปรียบเทียบผลกระทบของน้ำต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแต่ละชนิดในวัฏจักรที่ 1 (บน) และ 6 (ล่าง).....	61
4.7	แนวคิดของอัตราการผุกร่อนซึ่งจำแนกในที่นี้เป็น 2 กลุ่ม.....	64
4.8	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผุกร่อนในแต่ละรอบของหินตะกอน.....	67
4.9	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผุกร่อนในแต่ละรอบของหินภูเขาไฟ.....	68
4.10	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผุกร่อนในแต่ละรอบของหินแปร.....	69
4.11	การทดสอบดัชนีแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM D5731.....	73
4.12	ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ SDI กับค่าความแข็งของตัวอย่างหิน.....	75
5.1	ตัวอย่างหินทรายที่ไม่มีรูปทรง (Irregulars shape) หูดวงน้ำเขียว (PWSS) ขนาด 1.5 ถึง 3 นิ้วถูกจัดเตรียมเพื่อการตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียระหว่างการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น.....	78
5.2	ตัวอย่างหินทรายและหินทรายแปंगรูปทรงกระบอกหูดวงน้ำเขียว (PWSS และ PWST) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร.....	78
5.3	ตัวอย่างหินที่นำออกจากเตาอบหลังจากอบ 12 ชั่วโมง แล้วทำให้เย็นอย่างฉับพลัน โดยการจุ่มในถังน้ำที่อุณหภูมิ 25°C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง.....	79
5.4	ผลการตรวจวัดน้ำหนักตัวอย่างหินที่สูญเสียไปต่อจำนวนรอบของวัฏจักรร้อนสลับเย็นของกลุ่มหินตะกอน.....	82
5.5	ผลการตรวจวัดน้ำหนักตัวอย่างหินที่สูญเสียไปต่อจำนวนรอบของวัฏจักรร้อนสลับเย็นของกลุ่มหินแปรและหินภูเขาไฟ.....	83
5.6	ตัวอย่างหินทรายแปंगชุดแก่งกระจาน (KKST) และหินซิสต์สีเขียว (KSch) ที่เตรียมทำการทดสอบดัชนีจุดกด.....	85

สารบัญรูปลูกภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.7 ตัวอย่างหินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (PKSS1) และหินทรายสีแดงชุดภูกระดึง (PKSS2) ที่เตรียมทำการทดสอบดัชนีจุดกด.....	85
5.8 ตัวอย่างหินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) และหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) ที่เตรียมทำการทดสอบดัชนีจุดกด.....	86
5.9 ผลการทดสอบดัชนีจุดกดของกลุ่มตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งลดลง.....	88
5.10 ผลการทดสอบดัชนีจุดกดของกลุ่มตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งแปรปรวน.....	89
5.11 ตัวอย่างหินทราย หินทรายแป้ง และหินชีสต์ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ยาว 25 มิลลิเมตร ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน.....	90
5.12 ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานลดลงขณะที่จำนวนวัฏจักรร้อนสลับเย็นเพิ่มขึ้น.....	93
5.13 การวัดค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิ ด้วยเครื่อง Sonic Viewer 170 Model 5228.....	95
5.14 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินตะกอน.....	98
5.15 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินแปร.....	99
5.16 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินภูเขาไฟ.....	100
5.17 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นและตัวอย่างหินได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น 140 วัฏจักร.....	101
5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหิน ทั้งก่อนและหลังการทดสอบวัฏจักรร้อนสลับเย็น.....	102
5.19 การผืนแปรของอุณหภูมิต่อรอบ 1 วัน ที่ตรวจวัดในพื้นที่จังหวัดนครราชสีมา ปี 2547.....	103
5.20 การผืนแปรของอุณหภูมิต่อรอบ 1 วัน ของการจำลองภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการ.....	105

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

ปัญหาการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินในประเทศไทยได้ทำให้เกิดความเสียหายทางด้านทรัพย์สิน ชีวิต การพัฒนาท้องถิ่น การท่องเที่ยว และการคมนาคมอย่างมาก ความลาดเอียงมวลหินนี้ได้รวมไปถึงความลาดเอียงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ (Natural Slope) และความลาดเอียงที่เกิดขึ้นจากการออกแบบเชิงวิศวกรรมของมนุษย์ เช่น การขุดคลองส่งน้ำ ช่องเขาหรือไหล่เขาที่มีการขุดตัดเพื่อสร้างทางถนนหรือทางรถไฟ ในช่วง 10 ปีที่ผ่านมาตัวอย่างที่เห็นเด่นชัดสำหรับปัญหาการพังทลายซึ่งมีผลกระทบอย่างรุนแรง คือ การพังทลายของมวลหินที่ ต.น้ำก้อ และ ต.น้ำซุน อ.หล่มสัก จ.เพชรบูรณ์ การพังทลายของมวลดินในเขต ต.แม่พุง ต.สรอย ต.แม่กระต้อม ต.ป่าสัก และ ต.แม่ลา อ.วังชิ้น จ.แพร่ การพังทลายที่เขตเทศบาลแม่ระมาด อ.แม่ระมาด จ.ตาก การพังทลายบริเวณเขาคิชฌกูฏ จ.จันทบุรี การพังทลายของมวลดินจากน้ำป่าที่ ต.กะทูน อ.พิปูน จ.นครศรีธรรมราช การพังทลายของความลาดเอียงบริเวณเส้นทางสายชุมแพ-หล่มสัก จ.เพชรบูรณ์ (ระหว่างหลักกิโลเมตรที่ 20 ถึง 70) การถล่มของเข่าเจ้าลาย อ.ชะอำ จ.เพชรบุรี การถล่มของมวลหินในบริเวณอุโมงค์ขุนตาล อ.ห้างฉัตร จ.ลำปาง เป็นต้น เหตุการณ์ความเสียหายจากดินและหินถล่มที่เกิดขึ้นภายในประเทศในช่วง 15 ปีที่ผ่านมากรมทรัพยากรธรณีได้ทำการบันทึกไว้ดังแสดงในตารางที่ 1.1 ซึ่งเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นส่วนมากเกิดในช่วงเดือนสิงหาคมถึงพฤศจิกายนสาเหตุจากการผุพังของหินแกรนิตและหินไนส์ทำให้เกิดชั้นดินหนาประกอบด้วยความลาดชันที่สูงและมีปริมาณน้ำฝนเป็นจำนวนมาก Thongthiandee (2003) ได้ทำการสำรวจคุณลักษณะความลาดเอียงในภาคสนามบริเวณพื้นที่ทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 12 ชุมแพ-หล่มสักซึ่งประกอบไปด้วยหินดินดาน หินชนวน และหินปูน (ตารางที่ 1.2) การพังทลายของมวลหินต่าง ๆ เหล่านี้จะเกิดขึ้นอย่างซ้ำซาก ซึ่งในหลักการแล้วการวิเคราะห์การออกแบบความลาดเอียงสามารถทำได้อย่างมีประสิทธิภาพระดับหนึ่ง กล่าวโดยย่อคือปัจจัยทั่วไปที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพของมวลหินเหล่านี้สามารถนำมาศึกษาและวิเคราะห์หรือนำมาคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ (Computer Simulation) สูตรสำเร็จรูป (Closed-Form Solution) หรือด้วยซอฟต์แวร์ระบบผู้เชี่ยวชาญ (Expert System) ปัจจัยทั่วไปเหล่านี้ ได้แก่ ความสูงและความชันของความลาดเอียง คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของมวลหิน (ความแข็ง ความยืดหยุ่น) ปริมาณน้ำในความลาดเอียง ลักษณะของรอยแตกร้าวหรือรอยเลื่อนของมวลหิน เป็นต้น ซึ่งปัจจัยเหล่านี้สามารถศึกษาได้ในเชิงคณิตศาสตร์ โดยอาศัยเกณฑ์มาตรฐานสากล เช่น American Society for Testing and Materials (ASTM) และ International Society of Rock Mechanics (ISRM) อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์และออกแบบดังกล่าวยังไม่สามารถเป็นหลักประกันได้ว่าการพังทลายจะไม่เกิดขึ้นต่อไปในอนาคตสาเหตุเนื่องจากยังมีปัจจัยอื่นอีกมากที่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงแต่ไม่สามารถนำมาพิจารณาในเชิงคณิตศาสตร์ได้

ตารางที่ 1.1 บันทึกเหตุการณ์ความเสียหายจากดินและหินถล่มที่เกิดขึ้นภายในประเทศไทย ระหว่างปี พ.ศ. 2531-2548
(กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, www.dmr.go.th)

สถานที่	วันที่เกิดเหตุ	ความเสียหาย
อำเภอปางมะผ้า จังหวัดแม่ฮ่องสอน	19 สิงหาคม 2548	พบบริเวณดินถล่ม 14 แห่งสาเหตุจากการสროนของหินแกรนิตเกิดขึ้นดินหนา ประกอบด้วยความชื้นและปริมาณน้ำฝนที่มาก พื้นที่ได้รับความเสียหาย 4 ตำบล (สบป่อง, ถ้ำลอด, ปางมะผ้า, ปางหญา) ราษฎรเสียชีวิต 5 คน บ้านเรือนเสียหาย 15 หลัง พื้นที่การเกษตรเสียหาย 4,513 ไร่
บ้านเขาทุ่ง บ้านห้วยส้ม ตำบลเขาคราม อำเภอเมือง จังหวัดกระบี่	17 ตุลาคม 2547	สาเหตุจากพื้นที่เป็นภูเขาหินปูนเมื่อประะมีรอยแตกมาก มีผู้เสียชีวิต 3 คน และบาดเจ็บ 1 คน มีบ้านเรือนเสียหาย 25 หลัง
บ้านน้ำแม่แรก อำเภอแม่แจ่ม จังหวัดเชียงใหม่	15 กันยายน 2545	สาเหตุจากมีชั้นดินปนทรายหนาที่เกิดจากการผุพังของหินในส่ สภาพหินมีรอยแตกหลายทิศทาง และความลาดเอียงมีความชันสูง เส้นทางแม่แจ่ม-ฮอด ได้รับความเสียหาย
ตำบลน้ำก้อ อำเภอหล่มสัก จังหวัดเพชรบูรณ์	11 สิงหาคม 2544	สาเหตุเนื่องจากมีชั้นดินหนาที่เกิดจากการผุพังของหินแก่ภูเขาไฟโบราณ ภูเขามีความลาดชันสูง และมีฝนตกหนัก มีผู้เสียชีวิต 136 คน สูญหาย 4 คน บ้านเรือนเสียหาย 600 หลัง ความเสียหายคิดเป็นเงินประมาณ 200 ล้านบาท
กิ่งอำเภอเวียงชัยภู จังหวัดจันทบุรี	30 กรกฎาคม 2542	สาเหตุเนื่องจากพื้นที่เป็นหินแกรนิต ง่ายต่อการผุพัง ทำให้เกิดชั้นดินหนารวมทั้งมีปริมาณฝนตกหนัก บ้านเรือนเสียหาย การปลูกสัตว์และพื้นที่การเกษตรเสียหายมาก
บ้านศรีวัง อำเภอสามสกา จังหวัดนครศรีธรรมราช	22 พฤศจิกายน 2531	สาเหตุเนื่องจากพื้นที่เป็นหินในส่ ง่ายต่อการผุพัง ทำให้เกิดชั้นดินปนทรายหนา ภูเขามีความลาดชันสูง และมีฝนตกหนัก มีผู้เสียชีวิต 12 คน บ้านเรือนเสียหาย 362 หลัง
บ้านกระตุนเหนือ อำเภอพุน อำเภอพุน จังหวัดนครศรีธรรมราช	22 พฤศจิกายน 2531	สาเหตุเนื่องจากพื้นที่เป็นหินแกรนิต ง่ายต่อการผุพัง ทำให้เกิดชั้นดินปนทราย ภูเขามีความลาดชันสูง และมีฝนตกหนัก มีผู้บาดเจ็บและตาย 230 คนบ้านเรือนเสียหาย 1,500 หลัง และพื้นที่การเกษตรเสียหาย 6,150 ไร่

ตารางที่ 1.2 คุณลักษณะของความลาดเอียงที่ได้จากการสำรวจในภาคสนาม (จาก Thongthiandee, 2003)

Slope location	Rock type	Slope height (m)	Slope orientation (Strike/dip) (degree)	Number of joint set	Ground water condition	Estimated intact rock strength (MPa)	Existing supports	Type of slope failure
Km 17+000	Shale	25	75/72	3	Dry	25-50	No existing supports	Rock falls
Km 18+550	Slaty shale	35	190/48	3	Dry	5-25	No existing supports	Plane failure
Km 20+575	Shale	15	225/45-64	3	Dry	5-25	Shotcrete, drained holes and gabion	Circular failure
Km 21+225	Shale	15	55/57	3	Dry	5-25	Shotcrete and drained holes	Circular failure
Km 36+120	Shale	20	321/50	3	Dry	5-25	Shotcrete and drained holes	Massive slope failure
Km 36+370	Shale	15	N/A		Dry	5-25	Shotcrete and drained holes	Massive slope failure
Km 78+680	Limestone	20	265/60	5	Dry	50-100	No existing supports	Rock falls

สำหรับความลาดเอียงมวลหินที่อยู่ในเขตภูมิอากาศแบบร้อนชื้น (Tropical climate) รวมถึงในประเทศไทยจะมีปัจจัยหลักประการหนึ่งที่ทำให้เสถียรภาพของความลาดเอียงลดลงอย่างต่อเนื่องตามกาลเวลา นั่นคือการผุกร่อนทางกายภาพและทางเคมีของเนื้อหินและมวลหินที่อยู่ในความลาดเอียงนั้น การผุกร่อนนี้ยังไม่มีกลุ่มนักวิจัยใดทั้งในและต่างประเทศให้ความสำคัญและศึกษาอย่างจริงจัง โดยเฉพาะอย่างยิ่งลักษณะและอัตราการผุกร่อนของหินนานาชนิดยังไม่มีผู้ใดศึกษาในเชิงคณิตศาสตร์เพื่อนำผลที่ได้มาประกอบในการวิเคราะห์ความลาดเอียงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติหรือนำมาใช้ในการออกแบบลักษณะการค้ำยันของความลาดเอียงที่เกิดขึ้นจากการกระทำของมนุษย์ (เช่น ความลาดเอียงที่เกิดจากการตัดถนน ทางรถไฟ อ่างเก็บน้ำ เขื่อนเปิด เป็นต้น) ถึงแม้ว่าวิศวกรสามารถออกแบบการค้ำยันหรือออกแบบรูปร่างของความลาดเอียงเพื่อให้มีค่าปัจจัยความปลอดภัย (Factor of Safety) เพิ่มมากขึ้นในปัจจุบันเพื่อที่จะเผื่อผลกระทบของความสั่นไหว แต่ในแนวคิดนี้ในทางปฏิบัติแล้วไม่สามารถเป็นหลักประกันได้ว่าความลาดเอียงมวลหินที่ออกแบบในขณะนี้จะมีเสถียรภาพยืนยาวไปจนถึง 20-30 ปีข้างหน้าหรือมากกว่า ตลอดอายุการใช้งานของโครงสร้างทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้อง สาเหตุเนื่องจากความลาดเอียงมวลหินสามารถพังได้มากกว่า 1 รูปแบบ อาทิ แบบระนาบ แบบรูปลิ้ม แบบพลิกคว่ำ และแบบรูปโค้ง เป็นต้น ดังนั้นจึงเป็นการยากสำหรับวิศวกรผู้ออกแบบที่จะครอบคลุมหรือป้องกันการพังทลายในรูปแบบต่าง ๆ ที่อาจจะเกิดขึ้นจากการผุกร่อนของเนื้อหินและมวลหินในอนาคต เนื่องจากลักษณะและอัตราการผุกร่อนดังกล่าวยังไม่สามารถประเมินออกมาเป็นตัวเลขได้ เมื่อพิจารณาถึงลักษณะการพังทลายของความลาดเอียงที่เกิดขึ้นอย่างซ้ำแล้วซ้ำเล่าในตำแหน่งเดิมในประเทศไทยและพิจารณาถึงผลกระทบและความสูญเสียที่เกิดขึ้นในด้านต่าง ๆ แล้ว ความเข้าใจอย่างลึกซึ้งและมีหลักฐานประกอบสำหรับการผุกร่อนของเนื้อหิน (Intact Rock) และมวลหิน (Rock Mass) จะนำไปสู่องค์ความรู้ที่สำคัญ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการนำองค์ความรู้นี้มาประกอบหลักเกณฑ์ของการวิเคราะห์และการออกแบบเชิงเสถียรภาพ (การปรับเปลี่ยนรูปร่างของความลาดเอียงและการออกแบบการค้ำยัน) จะเป็นความก้าวหน้าที่สำคัญในเชิงองค์ความรู้ใหม่ในกลุ่มของธรณีเทคนิคประยุกต์ ซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้จริงโดยการประสานงานกับองค์กรและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือ เพื่อศึกษาการผุกร่อนของเนื้อหินและมวลหินทางกายภาพและทางเคมีที่มีผลกระทบมาจากสภาพภูมิอากาศเป็นระยะเวลาอันยาวนานหลายสิบปี การศึกษาวิจัยจะครอบคลุมทั้งทางด้านทฤษฎีและในห้องปฏิบัติการ เพื่อนำผลที่ได้มาสร้างกฎของการประเมินเสถียรภาพใหม่ โดยมีการสอบเทียบค่าคงที่เพิ่มเติมและเพื่อนำชุดของกฎเกณฑ์เหล่านี้ไปสอบทานกับความลาดเอียงมวลหินของจริงในภาคสนาม ซึ่งท้ายสุดเมื่อนำผลการวิจัยนี้ไปประยุกต์ใช้จะทำให้ความลาดเอียงมวลหินทั้งที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติและโดยการกระทำของมนุษย์ได้มีการปรับเปลี่ยนหรือออกแบบเพื่อให้มีเสถียรภาพยืนยาวมากขึ้น

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

ศึกษาการผุร่อนของหินดินดาน และหินทรายหรือหินทรายแป้งทางด้านกลศาสตร์ (ความแข็ง) ภายภาพ (ความหนาแน่น) และทางด้านชลศาสตร์ (ความพรุนและความซึมผ่าน) การศึกษานี้จะดำเนินการทั้งทางด้านทฤษฎีและปฏิบัติ การเปลี่ยนแปลงคุณลักษณะทั้ง 3 ประการดังกล่าวที่มีผลกระทบจากภูมิอากาศและวัฏจักรของสภาวะแวดล้อม ซึ่งรวมไปถึงการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิแบบวัฏจักร และการเปลี่ยนแปลงของความชื้นแบบวัฏจักร จะมีการสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างดัชนีทั้งสาม (ความแข็ง ความหนาแน่น และความพรุนที่เปลี่ยนไปตามระยะเวลาที่ตัวอย่างหินนั้นเผชิญกับสภาวะแวดล้อมดังกล่าว) ตัวอย่างที่คัดสรรจะครอบคลุมหินที่พบอยู่บนความลาดเอียงในประเทศไทย ทั้งที่เกิดจากการกระทำของมนุษย์เชิงวิศวกรรม และที่เกิดขึ้นจากธรรมชาติ ผลที่ได้จากความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ดังกล่าว จะนำมาใช้ประกอบกฎเกณฑ์สากลที่มีอยู่เพื่อให้ครอบคลุมถึงปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการผุร่อนของหินในระยะยาวอย่างครบถ้วนและเป็นประโยชน์ในการออกแบบต่อไป

กฎเกณฑ์ใหม่ที่จะพัฒนาขึ้นจะนำมาสอบทานกับลักษณะความลาดเอียงมวลหินจริงที่พบอยู่ใน ภาคสนาม นอกจากนั้นผลที่ได้จากกฎเกณฑ์ที่นำมาประเมินเสถียรภาพนี้จะนำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการคำนวณจากสูตรสำเร็จรูป และจากระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical Method) ข้อแตกต่างของผลลัพธ์จากสามวิธีนี้จะสามารถแสดงให้เห็นถึงคุณประโยชน์และศักยภาพของผลที่ได้จากกฎเกณฑ์ที่ได้พัฒนาขึ้น

การวิจัยนี้จะไม่ครอบคลุมลักษณะความลาดเอียงที่เกิดจากการถล่มกลับของดินหรือหิน และจะไม่ครอบคลุมความลาดเอียงของมวลดิน ทั้งที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติและจากการกระทำของมนุษย์ กล่าวคือ ขอบเขตของงานวิจัยนี้จะครอบคลุมความลาดเอียงของมวลหินเท่านั้น

การนำผลที่ได้จากการวิจัยไปประยุกต์ใช้จะทำร่วมกับระบบภูมิสารสนเทศ (Geographic Information System: GIS) เพื่อระบุว่าพื้นที่ตอนใดในภาคตะวันออกเฉียงเหนือที่ควรจะนำกฎเกณฑ์ที่พัฒนาได้นี้ไปประยุกต์ใช้ งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพื้นที่จริงในภาคสนามเพื่อนำมาใช้เป็นตัวอย่างในการเสริมสร้างเสถียรภาพของความลาดเอียงในระยะยาว โดยการพิจารณาลักษณะและอัตราการผุร่อนของเนื้อหิน และมวลหินในความลาดเอียง จะมีการคัดสรรตัวอย่างอย่างน้อย 10 ความลาดเอียงเป็นต้น ความลาดเอียงทั้ง 10 แห่งดังกล่าวจะครอบคลุมทั้งความลาดเอียงที่ออกแบบทางวิศวกรรมและความลาดเอียงที่เกิดจากธรรมชาติ

1.4 วิธีดำเนินการวิจัย

วิธีดำเนินการวิจัยสามารถแบ่งออกเป็น 8 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

1.4.1 การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้จะนำมาศึกษา ซึ่งจะประกอบไปด้วยกระบวนการการสุ่มก่อนในมวลหิน ตัวแปรที่ผลกระทบต่อค่าความคงทนต่อการสุ่มก่อน การทดสอบที่มีความสัมพันธ์ต่อความแข็ง กฎเกณฑ์กำลังรับความต้านทานแรงเฉือน รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน วิธีการวิเคราะห์ และแบบจำลองการสุ่มก่อน

1.4.2 การสำรวจและเก็บข้อมูลในภาคสนาม

งานวิจัยจะดำเนินการสำรวจพื้นที่เพื่อเก็บข้อมูล และใช้เป็นตัวแทนของความลาดเอียงที่มีความหลากหลายของอัตราการผุพัง โดยจะเลือกกลุ่มตัวแทนของความลาดเอียงไม่น้อยกว่ากว่า 5 แห่งที่ครอบคลุมกลุ่มของหินดินดาน หินทราย และหินทรายแป้ง งานสำรวจและเก็บข้อมูลในภาคสนามนี้ จะมีการใช้ระบบภูมิสารสนเทศ (GIS) เพื่อช่วยประกอบการระบุตำแหน่งความลาดเอียงของหินดินดาน หินทราย และหินทรายแป้ง ที่มีลักษณะที่จะเกิดการพังทลายได้

1.4.3 การเก็บตัวอย่างหินในภาคสนาม และจัดเตรียมตัวอย่างหิน

งานวิจัยจะดำเนินการเก็บหินตัวอย่างจากภาคสนามเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการทางด้านอัตราของการสุ่มก่อนของหินโดยอาศัยมาตรฐานของ ASTM และ ISRM ที่เกี่ยวข้อง งานวิจัยนี้จะใช้ตัวอย่างหินอย่างน้อย 10 ชนิด ตัวอย่างหินทั้งหมดจะนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการกลศาสตร์ธรณี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

1.4.4 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการประกอบด้วยการทดสอบ 2 กลุ่มหลัก ซึ่งดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM และ ISRM คือ 1) การทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการสุ่มก่อน และ 2) การทดสอบภายใต้วัฏจักรสภาวะร้อนแห้งสลับเปียก

1.4.5 การสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์

ผลการทดลองที่ได้จากขั้นตอนที่ 4 จะนำมาตรวจสอบทางด้านความเชื่อถือได้ (Reliability) ของข้อมูล และจะตรวจสอบทางด้านความสัมพันธ์ทางสถิติ และจะนำมาสร้างกฎเกณฑ์และความสัมพันธ์ เชิงคณิตศาสตร์ ซึ่งจะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 3 ส่วนด้วยกัน คือ 1) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านแรงกดสูงสุด (หรือค่าดัชนีต้านแรงกดสูงสุด) กับการสุ่มก่อนตามกาลเวลา 2) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติเชิงกายภาพ กับการสุ่มก่อนตามกาลเวลา และ 3) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความพรุน ค่าความซึมผ่านได้ กับการสุ่มก่อนตามกาลเวลา

การวิเคราะห์ผลกระทบทั้งหลายจะถูกสร้างความสัมพันธ์ในเชิงตัวเลขซึ่งจะนำไปสู่การสร้างกฎเกณฑ์ใหม่ หรือประยุกต์ใช้กับกฎเกณฑ์สากลที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย เช่น กฎของ Coulomb หรือกฎของ Barton เป็นต้น ความสัมพันธ์ดังกล่าวที่ได้จะนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบ ค้ำยันความลาดเอียงในมวลหิน เพื่อให้มีความมั่นใจในเสถียรภาพจากการออกแบบที่ถาวรและยาวนานมากขึ้น

1.4.6 การสอบทาน

กฎเกณฑ์ใหม่ที่ได้จากงานวิจัยที่นำปัจจัยของการผุพังหรือสลายตัวตามกาลเวลามาพิจารณานั้นจะนำไปใช้ในการออกแบบความลาดเอียงที่ได้ทำการเลือกสรรมาในขั้นตอนที่ 2 เพื่อใช้สอบทานค่าตัวแปรต่าง ๆ โดยการเปรียบเทียบลักษณะการผุกร่อนของมวลหินที่พบได้จริงกับผลที่ได้จากการคำนวณจากกฎเกณฑ์ใหม่นี้

1.4.7 การสรุปผลและเขียนรายงาน

แนวคิด ขั้นตอน การวิเคราะห์และผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมด จะนำเสนอโดยละเอียดในรายงานฉบับสมบูรณ์ เพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ

1.4.8 การถ่ายทอดเทคโนโลยี

แผนการการถ่ายทอดเทคโนโลยีสำหรับทอดเทคโนโลยีนี้ ประกอบด้วยการจัดอบรมแก่บุคคลใน องค์กรของรัฐบาลหรือประชาชนที่เป็นกลุ่มเป้าหมายและผู้สนใจด้วยวิธีอบรม และนำผลงานวิจัยชิ้นนี้ลงตีพิมพ์ในวารสารระดับชาติเพื่อเผยแพร่ความรู้ในวงกว้างต่อไป

1.5 ผลสำเร็จของการวิจัยที่คาดว่าจะได้รับ

กฎเกณฑ์ใหม่ที่ได้พัฒนาได้ในการวิจัยนี้ได้นำผลกระทบของการผุกร่อนมาพิจารณาในเชิงตัวเลข โดยสามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดเอียงของมวลหินในระยะยาวอย่างมีหลักเกณฑ์ นอกจากนั้นผลที่ได้จากการวิจัยยังสามารถนำมาใช้ปรับเปลี่ยนรูปแบบของการค้ำยันมวลหิน (รูปแบบของหมุดยึดหิน ตาข่ายลวด ซีเมนต์คาด) เพื่อให้สอดคล้องกับสภาวะการผุกร่อนของมวลหินนั้น ๆ ที่เปลี่ยนไปตามเวลา ซึ่งท้ายสุดการปรับเปลี่ยนนี้จะนำไปสู่การรักษาเสถียรภาพของมวลหินที่มีเสถียรภาพต่ำในปัจจุบันให้มีเสถียรภาพยืนยาวขึ้นและเป็นไปตามหลักวิชาการ

วิศวกรในหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชนต่าง ๆ สามารถนำกฎเกณฑ์หรือองค์ความรู้ใหม่นี้ไปใช้ออกแบบและประเมินเสถียรภาพของความลาดชันของมวลหินที่มีคุณสมบัติผุกร่อนตามกาลเวลาอย่างรวดเร็ว ซึ่งส่งผลให้เสริมสร้างความปลอดภัยแก่สาธารณะชน ลดค่าใช้จ่ายในการ

บำรุงรักษา และลดค่าใช้จ่ายในการว่าจ้างผู้เชี่ยวชาญจากต่างประเทศเพื่อมาออกแบบรูปทรงของความลาดชันหรือออกแบบระบบการค้ำยัน นอกจากนี้วิศวกรในหน่วยงานดังกล่าวยังสามารถนำองค์ความรู้ที่ได้จากงานวิจัยนี้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติเพื่ออนุรักษ์สิ่งแวดล้อม อาทิ บำรุงรักษาป่าไม้ที่มีอยู่หรือที่ปลูกทดแทน เป็นต้น

องค์ความรู้ที่ได้นี้ยังเป็นคุณประโยชน์ในวงการวิชาการระดับสูง ซึ่งสามารถทำให้เข้าใจอัตราการผุกร่อนของหินที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติที่ส่งผลต่อคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินนั้น โดยถือว่าเป็นองค์ความรู้ใหม่ไม่มีใครเคยศึกษาทั้งในและต่างประเทศและสามารถใช้เป็นแนวทางในการศึกษาอัตราการผุกร่อนของหินชนิดอื่นนอกเหนือจากหินดินดานและหินทรายแข็งที่เสนอมาในงานวิจัยนี้ องค์ความรู้ที่เกี่ยวข้องจะรวมไปถึง การเข้าใจการผุกร่อนของหินที่กลายเป็นดิน ซึ่งอยู่ในรายวิชา Geomorphology การเข้าใจการสึกกร่อนของหินที่อยู่ตามชายฝั่งทะเล ซึ่งอยู่ในรายวิชา Coastal Geology การเข้าใจลักษณะและคุณสมบัติของดินตามธรรมชาติที่ใช้ในการเกษตร ซึ่งอยู่ในรายวิชา Soil Science และการเข้าใจคุณสมบัติเชิงกายภาพและเคมีของหินและดินที่จะนำมาใช้ประโยชน์ในการก่อสร้างซึ่งอยู่ในรายวิชา Rock and Soil in Construction เป็นต้น

1.6 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

- 1) กองธรณีเทคนิค กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม
- 2) สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์
- 3) การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (เหมืองถ่านหินแม่เมาะ)
- 4) กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม
- 5) กรมเจ้าท่า กระทรวงคมนาคม
- 6) กองธรณีเทคนิค กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน
- 7) การรถไฟแห่งประเทศไทย กระทรวงคมนาคม
- 8) บริษัทที่ทำเหมืองเปิด เพื่อใช้หินในเชิงอุตสาหกรรม
- 9) ตัวแทนชุมชนในท้องถิ่นที่ได้รับผลกระทบ

บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วัตถุประสงค์ของการทบทวนวรรณกรรมวิจัยคือ เพื่อรวบรวมและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องซึ่งแบ่งออกเป็น 7 หัวข้อประกอบด้วย 1) กระบวนการการผุกร่อนของมวลหินในความลาดเอียง 2) ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อความแข็งแรงและความคงทนต่อการผุกร่อนของหินเนื้ออ่อน 3) การทดสอบที่มีความสัมพันธ์ต่อความแข็งแรง 4) กฎเกณฑ์กำลังรับความต้านทานแรงเฉือน 5) รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน 6) วิธีการวิเคราะห์และปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการพังทลาย และ 7) งานวิจัยที่คล้ายคลึง

2.1 กระบวนการการผุกร่อนในความลาดเอียงมวลหิน

การผุกร่อนของหินสามารถแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ การผุกร่อนทางกายภาพหรือทางกลศาสตร์ (Physical or Mechanical Weathering) และการผุกร่อนทางเคมี (Chemical Weathering) การผุกร่อนทางกลศาสตร์หรือทางกายภาพมีผลกระทบมาจากการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศซึ่งมีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ การที่น้ำแข็งตัวกลายเป็นน้ำแข็ง และการละลายของน้ำแข็งอย่างต่อเนื่อง เป็นสาเหตุให้เกิดรอยแตกและช่องว่างภายในหิน การกระทำซ้ำ ๆ กันของสภาวะเปียกและแห้งจะทำให้หินเกิดการแตกตัวออกเป็นชิ้นเล็ก ๆ อันเป็นผลมาจากแรงกระทำของน้ำ ซึ่งแรงกระทำทางกายภาพ (Physical Forces) หมายรวมถึงแรงลม การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ สภาวะอากาศร้อนสลับหนาว และการกัดกร่อน (Erosion) โดยธารน้ำหรือแม่น้ำ ส่วนการผุกร่อนทางเคมีเกิดจากการเปลี่ยนแปลงหรือสลายตัวของแร่ประกอบหินที่มีสารประกอบบางชนิดเป็นตัวย่อย เช่น กรดในอากาศ น้ำฝน และแม่น้ำ ทำให้กลายเป็นสารประกอบใหม่ (Abramson et al., 1997) การเปลี่ยนแปลงเป็นผลกระทบโดยกระบวนการ Oxidation Hydrolysis และ Carbonation อัตราการผุกร่อนขึ้นกับความทนทานของหินซึ่งถูกควบคุมโดยแร่องค์ประกอบ เนื้อหิน ความพรุน และความแข็งแรงของหิน ชนิดและอัตราการผุกร่อนจะแปรเปลี่ยนตามภูมิอากาศ ในสภาพภูมิอากาศเปียกชื้น การผุกร่อนทางเคมีมีผลมากกว่าการผุกร่อนทางกลศาสตร์ ซึ่งระดับของอัตราการผุกร่อนในภูมิอากาศเปียกชื้นขึ้นกับอุณหภูมิและความชื้น การเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิและความชื้นเป็นสาเหตุให้เกิดการผุกร่อนที่เพิ่มขึ้น (Bell, 2000)

Moon and Jayawardane (2004) ได้ศึกษาการผุกร่อนเชิงกลศาสตร์และเชิงเคมีของหินบะซอลต์ (Basalt) ในเหมืองแห่งหนึ่งของประเทศนิวซีแลนด์ผลที่ได้สรุปว่า การผุกร่อนในระยะแรกคือหินเกิดรอยแตกเนื่องจากกระบวนการทางกายภาพ ตามด้วยการเปลี่ยนแปลงทางเคมี

ของแร่ประกอบหินเป็นผลให้ความแข็งของหินลดลง ธาตุองค์ประกอบของแร่ที่สำคัญและใช้ในการศึกษาคือ Mg Ca และ Fe ซึ่งสามารถวัดได้ทางเคมี ธาตุองค์ประกอบเหล่านี้เมื่อทำปฏิกิริยากับน้ำแล้วจะเกิดการละลายหรือเปลี่ยนสภาพไป ถ้าหินที่มีรอยแตกมากหรือมีรอยแตกหนาแน่นก็จะทำให้อัตราการเปลี่ยนแปลงทางเคมีสูงตามไปด้วย และส่งผลให้ค่าดัชนีความแข็งลดลงอย่างเห็นได้ชัด อย่างไรก็ตามนักวิจัยกลุ่มนี้ไม่ได้สรุปในเชิงวิศวกรรมศาสตร์ว่าอัตราการลดลงของดัชนีความแข็งมีความสัมพันธ์กับระยะเวลาที่หินถูกเผาไฟเกิดขบวนการผุกร่อนอย่างไร

Yokato and Iwamatsu (1999) ได้ศึกษากระบวนการการผุกร่อนของหินตะกอนภูเขาไฟเนื้ออ่อน (Soft Pyroclastic Rocks) และสรุปว่าคุณสมบัติทางกายภาพขึ้นกับระดับการเชื่อมประสานกันของเนื้อหิน โดยทั่วไปการผุกร่อนของหินเนื้ออ่อนไม่ได้มีเฉพาะการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพหรือทางกลศาสตร์แต่ยังรวมไปถึงการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางเคมีด้วย การเปลี่ยนแปลงคุณลักษณะทางกลศาสตร์ของหินชนิดนี้ในระยะแรกจะมีการแตกสลายของหินและพื้นผิวมีการหลุดลอก ส่วนประกอบทางเคมีที่เกิดจากการแตกตัวของตัวเชื่อมประสานและหินภูเขาไฟเนื้อแก้ว ได้แก่ เหล็กออกไซด์ (FeO) และซิลิกา (Silica) ที่มีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำบาดาล ส่งผลให้หินภูเขาไฟเนื้อแก้วเปลี่ยนเป็นแร่ดิน (Clay Minerals) เช่น Allophone และ Halloysite การเปลี่ยนแปลงทางเคมีนี้เองที่เป็นตัวเร่งการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพและทางกลศาสตร์ เมื่อความพรุนของหินเพิ่มขึ้นทำให้ค่าความหนาแน่นและค่าความแข็งลดลงตามเวลา

Aristizábal et al. (2005) ได้ศึกษาการผุกร่อนทางเคมีของหินตะกอนภูเขาไฟหินแกรนิต และหินแปร ของพื้นที่ความลาดเอียงมวลหินเขตร้อนในประเทศโคลัมเบีย โดยใช้การทดสอบ X-Ray Diffraction และ X-Ray Fluorescence ผลที่ได้ระบุว่าปริมาณแร่ Kaolinite และ Halloysite ที่เพิ่มขึ้นแสดงถึงระดับการผุกร่อนของหินที่เพิ่มขึ้นด้วย และมีผลทำให้ปริมาณของแคลเซียมออกไซด์ โซเดียมออกไซด์ และโพแทสเซียมออกไซด์ลดลง

2.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อความแข็งและความคงทนต่อการผุกร่อนของหินเนื้ออ่อน

แร่ประกอบหินและลักษณะรูปร่างของการจัดเรียงตัวของเม็ดแร่หรืออนุภาค (Microfabric) มีผลต่อความคงทนต่อการผุกร่อนและความแข็งของหินเนื้ออ่อน โดยหินดินดาน (shale) เป็นหินเนื้ออ่อนชนิดหนึ่งที่จำแนกอยู่ในกลุ่ม Argillaceous Rocks การที่จะหาคุณลักษณะทางกลศาสตร์ของหินดินดานจึงไม่่ง่ายนัก เพราะการจัดเตรียมตัวอย่างหินชนิดนี้ทำได้ยาก การคาดคะเนพฤติกรรมของหินดินดานจำเป็นต้องทำความเข้าใจผลกระทบของเม็ดตะกอนและแร่ดินในเชิงกลศาสตร์ของหินก่อน (Koncagul and Santi, 1999) ตัวแปรที่มีผลกระทบดังกล่าวอธิบายได้ดังนี้

1) **ขนาดเม็ดตะกอน (Grain Size)** ตะกอนเม็ดละเอียดมีความอ่อนไหวต่อการสลายตัว และมีอัตราการสลายตัวที่สูงกว่าตะกอนเม็ดหยาบ (D'Appolonia Consulting Engineering, 1980) ในทางกลับกันตะกอนเม็ดละเอียดจะมีความต้านทานแรงกดได้สูงกว่า (Brace, 1961; Fahy and Guccions, 1979) เนื่องจากจุดสัมผัสระหว่างเม็ดตะกอนมีมากทำให้สามารถกระจายแรงบนพื้นผิวได้มาก

2) **รูปร่างเม็ดตะกอน (Shape of Grains)** ความกลมมนของเม็ดตะกอนในหินจะส่งผลให้มีความคงทนต่อการผุกร่อนสูง (D'Appolonia Consulting Engineering, 1980) จะเห็นได้จากผลึกหรือเม็ดตะกอนที่มีรูปร่างเหลี่ยมจะเกิดการสึกกร่อนในระดับสูง และทำให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน (Slake Durability Index Test) มีค่าต่ำ เช่นเดียวกับค่าความเค้นที่จะรวมตัวอยู่บริเวณขอบของเม็ดตะกอนในการทดสอบความต้านทานแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial Compressive Strength) ซึ่งขึ้นกับระดับของพื้นที่ระหว่างเม็ดตะกอน เช่น อนุภาคที่มีผิวขรุขระทำให้เกิดแรงต้าน ส่งผลให้ความต้านทานแรงกดสูง Fahy and Guccions (1979), Ulusay et al. (1994) และ Shakoor and Bonelli (1991) ได้รายงานผลที่ยืนยันถึงความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงกดในแกนเดียวและเปอร์เซ็นต์ของตะกอนเม็ดเหลี่ยม เม็ดแฉะ และตัวเชื่อมประสานของตะกอนเม็ดเหลี่ยมที่ทำให้เกิดแรงต้านระหว่างเม็ดตะกอน แต่ให้ค่าการสึกกร่อนที่สูงกว่าหินที่มีเม็ดตะกอนกลมมน ขอบเขตและชนิดของรอยต่อระหว่างเม็ดตะกอนอาจจะมีผลกระทบต่อความแข็งแรงของหินเช่นกัน (Ulusay et al., 1994; Shakoor and Bonelli, 1991) งานวิจัยนี้ยังค้นพบความสัมพันธ์ที่สำคัญระหว่างความหลากหลายของเม็ดตะกอนและความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทรายอันเนื่องมาจากชนิดจุดสัมผัสของเม็ดตะกอนที่ดีที่สุดให้มีความคงทนต่อการชุบขีด (hardness) และการผุกร่อน

3) **แร่ประกอบหิน (Mineral Compositions)** Fahy and Guccions (1979), Shakoor and Bonelli (1991) และ Gunsallus and Kulhawy (1984) ได้ค้นพบความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณแร่ควอตซ์ (Quartz) และความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของหินทราย Handlin and Hager (1957), Bell (1978) และ Barbour et al. (1979) กล่าวว่า หินที่มีเม็ดควอตซ์เป็นองค์ประกอบจะมีค่าความคงทนต่อการผุกร่อนสูง ซึ่งทำให้ความต้านทานของแร่ต่อการครูดถูทางกลศาสตร์ (Mechanical Abrasion) สูง หินดินดานมีแร่องค์ประกอบที่หลากหลาย เช่น แร่ดิน วัสดุอินทรีย์ และแร่อื่น ๆ ซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญในการควบคุมคุณสมบัติทางกายภาพและทางเคมีของหินทุกชนิด (Mitchell, 1993) ในทางวิศวกรรมดินจะมีขนาดเม็ดตะกอนเล็กกว่า 0.002 มิลลิเมตร ประกอบด้วยแร่ดินเช่น Talc, Mica, Chlorite และ Smectite โดยทั่วไปแล้วผิวของแร่ดินมีประจุลบ (Negative Electrical Charge) ซึ่งเป็นตัวปรับสมดุลด้วยการดูดซับของประจุบวกจากสารละลายต่าง ๆ (Mitchell, 1993) ความแตกต่างกันของแร่ดินคือ ความสามารถในการบวมตัว ซึ่งสามารถจัดลำดับการบวมตัวของแร่จากมากไปน้อยได้คือ มอนท์มอริลโลไนท์ (Montmorillonite) อีไลต์ (Illite) ฮาลอยไซต์ (Halloysite) และคาโอลิไนท์

(Kaolinite) ชนิดของอะตอมเป็นตัวบ่งบอกลักษณะ โครงสร้างในการเชื่อมประสานซึ่งมีผลต่อระดับ การบวมตัวด้วย จากกรณีตัวอย่างการบวมตัวของมอนท์มอริโอไนท์ที่ลดลงตามปริมาณอะตอมที่ รวมตัวกับโซเดียม (Sodium) จากมากไปน้อยคือ ลิเทียม (Lithium, Li) โพแทสเซียม (Potassium, K) แคลเซียม (Calcium, Ca) แมกนีเซียม (Magnesium, Mg) และไฮโดรเจน (Hydrogen, H) มีความ เป็นไปได้ที่การบวมตัวส่งผลให้ความคงทนต่อการผุกร่อนลดลง แต่มีผลน้อยมากต่อความแข็งหรือ ความแข็งต่อการขูดขีด

4) พันธะเชื่อมประสานระหว่างเม็ดตะกอน (Bonding of Grain Contact) ในเชิงแร่ วิทยา พันธะและวัสดุเชื่อมประสานเป็นคุณสมบัติที่สำคัญในการควบคุมความแข็ง ความคงทนต่อ การขูดขีด และความคงทนต่อการผุกร่อน โดย Vutukuri et al. (1974) กล่าวว่าแร่ควอตซ์และแร่เหล็ก มีความแข็งสูง ส่วนดินเป็นวัสดุที่อ่อน โดย Bell (1978) ได้แสดงการเพิ่มขึ้นของความแข็งที่เป็น สัมพันธ์กับตัวเชื่อมประสานที่ปริมาณคาร์บอนตสูง Fahy and Guccione (1979) และ Shakoor and Bonelli (1991) กล่าวว่าความสัมพันธ์ระหว่างตัวเชื่อมประสานและความแข็งมีความสำคัญ จึงคาด ว่าชนิดของตัวเชื่อมประสานและระดับของพันธะเป็นตัวแปรที่มีความสำคัญกว่าเปอร์เซ็นต์ของ ตัวเชื่อมประสานเพียงอย่างเดียว

5) ความหนาแน่นในการอัดตัว (Packing Density) Bell (1978) ให้ความสำคัญ ระหว่างความหนาแน่นในการอัดตัว ซึ่งหาได้จากช่องว่างระหว่างเม็ดตะกอนต่อพื้นที่สำหรับค่า ความต้านทานแรงกดในแกนเดียว และค่าความต้านทานแรงดึงของหินทราย ผลที่ได้คือเมื่อค่าความ แข็งของหินเพิ่มขึ้นค่าความหนาแน่นก็จะเพิ่มขึ้นด้วยเช่นกัน Hoek and Brown (1980) กล่าวว่า การเชื่อมประสานกัน (Interlocking) ของเม็ดตะกอนในหินตะกอนขึ้นกับความหนาแน่นในการอัด ตัวและวัสดุเชื่อมประสาน โดย Dobernier and DeFreitas (1986) ได้สรุปว่าความหนาแน่นในการ อัดตัวที่ต่ำเป็นคุณลักษณะทั่วไปของหินทรายเนื้ออ่อน แต่ Shakoor and Bonelli (1991) ไม่พบ ความสัมพันธ์ที่สำคัญระหว่างความหนาแน่นในการอัดตัวและความแข็ง แต่สามารถคาดการณ์ได้ว่า เมื่อความต้านทานแรงกดในแกนเดียว ความคงทนต่อการขูดขีด และค่าดัชนีความคงทนต่อการผุ- กร่อนมีค่าสูงขึ้น ค่าความหนาแน่นในการอัดตัวจะมีค่าสูงตามไปด้วย

6) การแตกหักในสภาวะแห้ง (Slaking) ปัจจัยนี้จะมีผลกระทบในเชิงกลศาสตร์ต่อการ สึกกร่อน (Degradation) ทางกายภาพของหินที่มีดินเป็นองค์ประกอบ Moriwaki and Mitchell (1977) ได้อธิบายถึงความหลากหลายของการแตกหัก และตัวแปรอื่น ๆ เช่น อัตราส่วนการดูดซับประจุบวก (Adsorbed-Cation Ratios) ปริมาณน้ำ (Water Content) และความเข้มข้นในการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation-Fluid Electrolyte Concentrations) ซึ่งสรุปได้ว่าชนิดของการแตกหักเป็นตัวควบคุม

ที่สำคัญ เนื่องจากแร่ดินและความเข้มข้นของการแลกเปลี่ยนอะตอมโซเดียมโดยทั่วไป การแตกหักสามารถแบ่งได้เป็น 4 ชนิด คือ 1) Dispersion Slaking (Na-kaolinite) 2) Swelling Slaking (Na-montmorillonite) 3) Body Slaking (Ca-kaolinite and Ca-illite) และ 4) Surface Slaking (Ca-montmorillonite) (Moriwaki and Mitchell, 1977) ด้วยเหตุนี้พฤติกรรมภายในของการแตกหักในหินดินดานจึงขึ้นกับชนิดของแร่ดิน การรวมกันของแร่ดินก็จะให้ผลของการแตกหักที่แตกต่างกันออกไป (Santi and Koncagul, 1996) การเพิ่มขึ้นของแรงผลักระหว่างชั้นและความดันโพรง (Negative Pore Pressure) เป็นกลไกทั่วไปของการแตกหักของแร่ Smectite (D'Appolonia Consulting Engineers, 1980)

7) ปริมาณน้ำ (Water Contents) จากผลงานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่าปริมาณน้ำในตัวอย่างหินจะส่งผลให้ค่าความต้านทานแรงกดลดลง เหตุผลประการแรกคือน้ำสามารถรองรับรอยต่อกับพื้นผิวของแร่และเปลี่ยนแปลงตามคุณสมบัติของพื้นผิว (Horn and Deere, 1962) ประการที่สองคือความดันน้ำในโพรง (Pore Water Pressure) เป็นสาเหตุหนึ่งของความไม่มีเสถียรภาพของรอยแตกในหิน น้ำเป็นตัวลดค่าความต้านทานแรงเฉือนหรือเปลี่ยนคุณลักษณะแร่ดินที่เป็นส่วนประกอบของหิน (Touloukian et al., 1981) Kjaernsli and Sande (1966) และ Moon (1993) ได้แสดงให้เห็นว่าน้ำเป็นตัวการที่ทำให้ค่าความต้านทานแรงกดลดลง อย่างไรก็ตามหินที่ประกอบด้วยแร่ดินที่ไม่มีพฤติกรรมการบวมตัวเช่นแร่คาโอลิไนท์ จะมีความทนทานต่อ Slake ขึ้นกับการแช่อยู่ในน้ำของหินเมื่อสถานะเริ่มต้นของหินอยู่ในสถานะแห้ง (Moriwaki and Mitchell, 1977)

8) ค่าความพรุน (Porosity) คือปริมาตรของช่องว่างในตัวอย่างต่อปริมาตรของตัวอย่าง ส่วนค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่าน (Hydraulic Conductivity) หาได้จากความสามารถของน้ำในการซึมผ่านช่องว่าง ซึ่งบ่งบอกถึงความต่อเนื่องของเครือข่ายช่องว่าง (Pore Network) ของตัวอย่าง ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่าน คือ แร่ประกอบหิน เนื้อหิน (Texture) การกระจายตัวของขนาดอนุภาค (Particle Size Distribution) คุณลักษณะของของเหลว องค์ประกอบของการแลกเปลี่ยนประจุ อัตราส่วนโพรง (Void Ratio) และระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำในมวลหิน (Domenico and Schwartz, 1990) หินที่มีความแตกต่างของแร่ประกอบหินเช่น หินดิน (Clay Rocks) จะมีค่าความพรุนสูงและค่าความซึมผ่าน (Permeability) อยู่ระหว่าง 10^{-8} ถึง 10^{-10} เมตร/วินาที และจะขึ้นกับแร่ประกอบหินคือ แร่ดินที่มีลักษณะเป็นเม็ดเล็กหรือเป็นเส้นใย (Granular or Fibrous Shape) เช่น คาโอลิไนท์ และอีไลท์ จะให้ค่าความซึมผ่านได้ดีกว่าลักษณะรูปร่างเป็นชิ้นบาง ๆ (Flake Shaped) เช่น มอนต์มอริโอไนท์ หินดินดานที่ประกอบด้วยแร่คาโอลิไนท์จะมีค่าความต้านทานการ Slaking ต่ำ เนื่องจากโครงสร้างของคาโอลิไนท์มีช่องว่างมากจึงทำให้เกิดการแตกหักของโครงสร้างพันธะไฮโดรเจนในแต่ละชั้น (Vallejo et al., 1994) ในทางกลับกันจะทำให้ค่าความต้านทานแรงกด

ความคงทนต่อการขูดขีด และความต้านทานแรงกดแบบจุดกด (Point Load) ของหินดินดานลดลง (Deere and Miller, 1966 และ Vallejo et al., 1994) ความพรุนมีผลกระทบที่สำคัญในเชิงกลศาสตร์ Price (1960) และ Dube and Singh (1972) กล่าวว่า หินตะกอนมีคุณสมบัติความแข็งแรงลดลงเมื่อมีความพรุนมากขึ้น ซึ่งสามารถอธิบายทางกายภาพได้ว่าความพรุนที่สูงจะทำให้เกิดเครือข่ายการเชื่อมของรอยแตกขนาดเล็ก

Moon (1993) ได้สรุปว่าโครงสร้างขนาดเล็กบนเนื้อหินดินดานเป็นตัวควบคุมที่สำคัญเชิงพฤติกรรมทางกลศาสตร์ธรณี ความแข็งและความคงทนต่อการผุกร่อนถูกควบคุมโดยความหนาแน่นรวมทั้งระดับการเชื่อมกันของเม็ดตะกอนและขนาดเฉลี่ยของผลึก ซึ่งได้แสดงคุณสมบัติรูปพรรณสัณฐานที่มีผลกระทบจากคุณลักษณะกลศาสตร์ธรณีของหินในตารางที่ 2.1

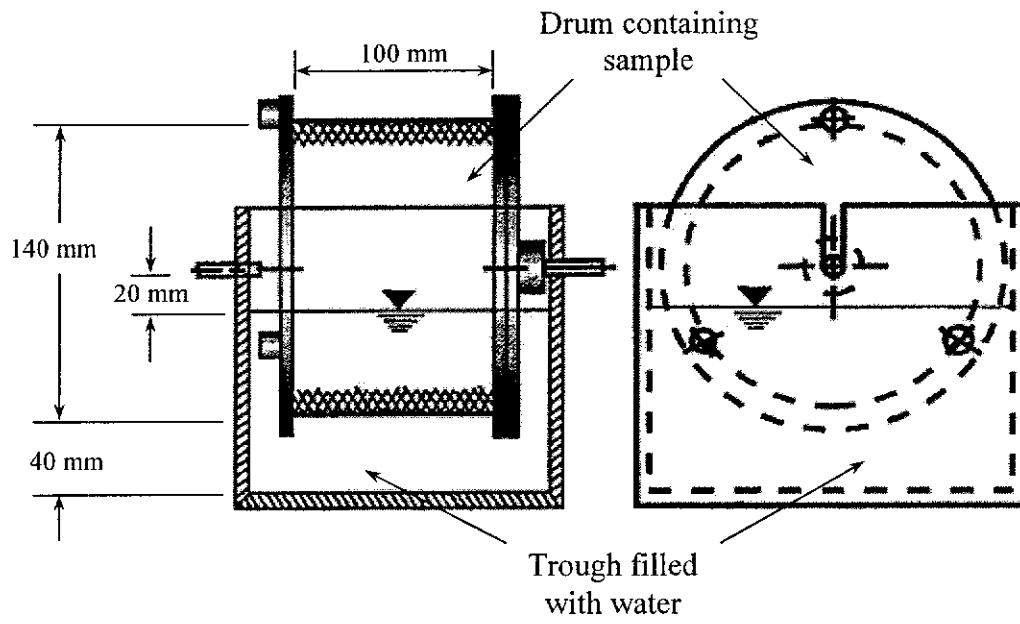
2.3 การทดสอบที่มีความสัมพันธ์ต่อความแข็ง

การทดสอบในห้องปฏิบัติการที่สามารถแสดงความสัมพันธ์ต่อความต้านทานแรงกดของตัวอย่างหิน โดยทั่วไปประกอบด้วย การทดสอบแบบจุดกด การทดสอบความคงทนต่อการผุกร่อน การวัดความเร็วในการเคลื่อนที่ของคลื่น การวัดความถ่วงจำเพาะ และการวัดการดูดซึมน้ำ

การทดสอบความคงทนต่อการผุกร่อน เป็นการหาค่าดัชนีความต้านทานการผุกร่อนของตัวอย่างหินดินดานหรือหินเนื้ออ่อนอื่น ๆ ตามมาตรฐาน ASTM (D4644) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยการทดสอบจะใช้ตะกร้อรูปทรงกระบอกที่ทราบน้ำหนักและมีตะแกรงเหล็กกรุเปิดขนาด 2.0 มิลลิเมตร ตะกร้อจะถูกหมุนพร้อมตัวอย่างเป็นเวลา 10 นาที ด้วยความเร็ว 20 รอบต่อนาที ในแนวระดับตามแนวแกนโดยมีส่วนที่อยู่ในน้ำเพื่อให้ตัวอย่างหินทดสอบเปียก หลังจากผ่านการทดสอบ วัฏจักรที่ 2 ก็สามารถคำนวณค่ามาตรฐานดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนได้ ตัวอย่างทดสอบมีน้ำหนัก 40 ถึง 60 กรัม จำนวน 10 ก้อน มีการลบเหลี่ยมให้มีลักษณะกลมผิวเรียบ โดย Dhakal et al. (2002) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างซิลิกาวิทยาและค่าความคงทนต่อการผุกร่อนของหิน 3 ชนิดคือ หินตะกอนภูเขาไฟ (Pyroclastic Rock) หินทรายถ้ำภูเขาไฟ (Tuffaceous Sandstone) และหินโคลน (Mudstone) ในประเทศญี่ปุ่น การทดสอบประกอบด้วยการทดสอบ X-ray diffraction (XRD) Electron Microprobe Analysis (EPMA) และ Slake Durability Test เป็นจำนวน 10 วัฏจักร ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงได้โดยปริมาณของแร่ Smectite และ Zeolite ในหินตะกอนภูเขาไฟที่มีปริมาณมากส่งผลให้ค่าความคงทนการผุกร่อนต่ำกว่าหินทรายถ้ำภูเขาไฟซึ่งมีปริมาณแร่ Smectite และ Zeolite น้อยกว่าค่าความคงทนต่อการผุกร่อนที่ลดลงของหินทรายถ้ำภูเขาไฟเกิดจากปริมาณการกระจายตัวของช่องว่างในเนื้อหินที่เพิ่มขึ้น ส่วนหินโคลนมีค่าความคงทนต่อการผุกร่อนขึ้นกับแร่ประกอบหินและการก่อตัวใหม่ (Diagenesis) ค่าความคงทนต่อการผุกร่อนของหินทั้ง 3 ชนิดสามารถจัดลำดับจากมากไปน้อยได้คือ หินทรายถ้ำภูเขาไฟ ($I_{d2} = 94.1\%$ และ $I_{d10} = 87.78\%$) หินตะกอนภูเขาไฟ ($I_{d2} = 55.5\%$ และ $I_{d10} = 10.5\%$) และหินโคลน ($I_{d2} = 33.9\%$ และ $I_{d6} = 0.4\%$)

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อความแข็งและความคงทนต่อการผุกร่อนของหิน
(จาก Moon, 1993)

	Compressive Strength	Slake Durability
Microstructure		
Shape of grains	x	x
Degree of aligenment	x	x
Contact angle		x
Alteration		
Degree of bonding	x	x
Texture		
Crystal area		x
Crystal length	x	x
Crystal perimeter length		x



รูปที่ 2.1 เครื่องมือทดสอบค่าความคงทนต่อการถูกร่อน (ดัดแปลงมาจาก ASTM D4644-87)

Koncagul and Santi (1999) สร้างความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงกดในแกนเดียว ต่อความคงทนต่อการผุกร่อนและความแข็งต่อการชูดิจของหินดินดานในแหล่งต่าง ๆ กว่า 30 ชนิดที่มีปริมาณทรายและทรายแป้งต่าง ๆ กัน เนื่องจากการได้มาซึ่งค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของหินดินดานหรือหินเนื้ออ่อนมีขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างที่ยากลำบาก ซึ่งค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของหินดินดานได้มาจากการทดสอบค่าความต้านทานการผุกร่อนและความแข็งต่อการชูดิจ ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวและค่าความคงทนต่อการผุกรอดในรูปสมการเชิงเส้นดังนี้

$$UCS = 658(I_{d2}) + 9081 \quad ; \quad r = 0.63 \quad (2.1)$$

$$UCS = 895(SHI_{avg}) + 41977 \quad ; \quad r = 0.57 \quad (2.2)$$

โดยที่ I_{d2} คือ เปอร์เซ็นต์ของการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนในวัฏจักรที่ 2
 SHI_{avg} คือ ค่าเฉลี่ยความแข็งต่อการชูดิจ (Shore hardness index)
 UCS คือ ค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวในหน่วย กิโลปาสกาล (kPa)

Gokceoglu et al. (2000) ได้ประเมินจำนวนวัฏจักรแห่งสลับเปียกของการทดสอบค่าความคงทนต่อการผุกร่อน ปัจจัยที่ควบคุมการเปลี่ยนแปลงของแร่ประกอบและค่าความแข็งจากตัวอย่างหิน 141 ชนิด ประกอบด้วย หินดินดาน หินทราย หินชีสต์ และหินมาร์ล ของประเทศตุรกี ตัวอย่างที่ได้นำมาทดสอบค่าความคงทนต่อการผุกร่อน การวิเคราะห์ด้วย X-ray Diffraction และการทดสอบค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว ผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าชนิดของแร่ดินเป็นตัวแปรที่สำคัญต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินดินดาน ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินมาร์ลที่ชัดเจนแสดงในวัฏจักรที่ 4 ของการทดสอบความคงทนต่อการผุกร่อนดังแสดงในสมการ (2.3) ปริมาณของแร่คาร์บอนที่สูงส่งผลให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินมาร์ลมีค่าสูงอย่างชัดเจนในวัฏจักรที่สอง แต่ความชัดเจนจะลดลงภายหลังการทดสอบในวัฏจักรที่ 3 และ 4

$$UCS = 2.54I_{d4} - 202 \quad ; \quad r = 0.76 \quad (2.3)$$

โดยที่ I_{d4} คือ เปอร์เซ็นต์ของการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนในวัฏจักรที่ 4
 UCS คือ ค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวในหน่วย เมกะปาสกาล (MPa)

การทดสอบดัชนีจุดกด (Point Load Strength Index Test) เป็นวิธีทางอ้อมเพื่อหาค่าความต้านทานแรงกดและแรงดึงของตัวอย่างหินตามมาตรฐาน ASTM (D5731) มีทั้งการทดสอบในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการเพื่อจำแนกความแข็งของหิน การทดสอบนี้สามารถเป็นตัวบ่งบอกหรือคาดคะเนค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินได้ Broch and Franklin (1972) กล่าวว่า ค่าความต้านทานแรงกดมีค่าประมาณ 24 เท่าของค่าดัชนีจุดกด Bieniawski (1975) ได้แสดงค่าความต้านทานแรงกดใกล้เคียง 23 เท่าของค่าดัชนีจุดกด ISRM (1985) ได้เฉลี่ยค่าความต้านทานแรงกดที่มีค่าระหว่าง 20 ถึง 25 เท่าของค่าดัชนีจุดกด นอกจากนี้ Tsiambaos and Sabatakakis (2004) ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงตัวแปรที่สัมพันธ์กับความต้านทานแรงกดในแกนเดียวและความต้านทานแรงกดแบบจุดกดของหินเนื้ออ่อนและหินแข็ง เพื่อใช้ประมาณค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวจากค่าตัวแปรการทดสอบค่าดัชนีจุดกด ตัวอย่างที่ทดสอบ โดยส่วนใหญ่เป็นหินตะกอน เช่น หินปูน หินทราย และหินอ่อนจากประเทศกรีซ ผลที่ได้จากการทดสอบสามารถแบ่งตัวแปรค่าคงที่ออกเป็น 3 ช่วงตามค่าดัชนีจุดกดคือ ความต้านทานแรงกดในแกนเดียวอยู่ที่ 13 เท่าของค่าดัชนีจุดกดสำหรับหินตะกอนเนื้ออ่อน ($I_{s(50)} < 2$ MPa) 20 เท่าของค่าดัชนีจุดกดสำหรับหินที่มีความแข็งปานกลาง ($2 < I_{s(50)} < 5$ MPa) และ 28 เท่าของค่าดัชนีจุดกดสำหรับหินแข็ง ($I_{s(50)} > 5$ MPa) เมื่อ $I_{s(50)}$ คือค่าดัชนีจุดกดที่ปรับแก้ค่าขนาดแล้ว

การทดสอบหาค่าความเร็วของคลื่น (Dynamic Wave Velocity Test) เป็นการทดสอบหาค่าความสามารถในการส่งผ่านคลื่นของตัวอย่างหิน โดยมี 2 มาตรฐานคือ American Society for Testing and Materials (ASTM D2845) และ International Society of Rock Mechanics (ISRM) โดย Sousa et al. (2005) ได้ศึกษาอิทธิพลของรอยแตกขนาดเล็ก (Microfractures) และความพรุนต่อคุณสมบัติทางกายภาพ ทางกลศาสตร์ และการผุกร่อนของหินแกรนิต 9 ชนิด ในทิศตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศโปรตุเกส หินแกรนิตมีลักษณะเม็ดหยาบและมีเนื้อผลึกสองขนาด และได้ทำการทดสอบค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว ค่าความเร็วในการส่งคลื่นปฐมภูมิ และ Scanning Electron Microscopy (SEM) ก่อนการทดสอบค่าความเร็วของการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิ (P-wave) ตัวอย่างหินได้ผ่านกระบวนการทดสอบการเพิ่มอุณหภูมิกะทันหัน (Thermal shock test) โดยการนำหินตัวอย่างอบที่อุณหภูมิ 105°C เป็นเวลา 2 ชั่วโมง หลังจากนั้นนำไปแช่น้ำที่อุณหภูมิ 20°C เป็นเวลา 2 ชั่วโมง รวมทั้งสิ้น 125 รอบ ค่าความเร็วของการส่งผ่านคลื่นลดลงเมื่อจำนวนรอบของ Thermal shock test เพิ่มขึ้นดังแสดงในตารางที่ 2.2 ค่าความเร็วของการส่งผ่านคลื่นเพิ่มขึ้นอย่างเป็นเส้นตรงดังสมการ (2.4) เมื่อค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวสูงขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวและค่าความพรุนดังสมการ (2.5) สามารถสรุปได้ในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.2 การลดลงของค่าความเร็วในการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิ (V_p) ของหินแกรนิต
(จาก Sousa et al., 2005)

Granite name	V_p decrease (%)	
	Cycle 54	Cycle 125
Chaves	10.2	10.8
Pedras Salgadas	12.5	12.7
Teloos	12.9	14.0
Aguas Santas	5.9	8.1
Vale das Gatas	9.3	10.2
Mourao	10.2	12.1
Lousa-Larinho	9.6	11.3
Campeiros	5.1	7.2
Zedes	5.9	7.4

ตารางที่ 2.3 ผลการทดสอบค่าความพรุน (n_p) ค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว (UCS) และค่าความเร็วในการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิ (V_p) (จาก Sousa et al., 2005)

Granite name	n_p (%)	UCS (MPa)	V_p (m/s)
Chaves	0.76	158.5	5753
Pedras Salgadas	0.94	197.0	4516
Teloos	0.64	153.0	4338
Aguas Santas	3.72	62.4	2339
Vale das Gatas	0.88	107.4	3787
Mourao	1.00	126.2	4258
Lousa-Larinho	1.00	140.1	3916
Campelos	1.30	87.0	3700
Zedes	1.00	99.3	3877

$$UCS = 0.004V_p^{1.247} : r = 0.72 \quad (2.4)$$

$$UCS = 124.28n_o^{-0.56} : r = 0.65 \quad (2.5)$$

โดยที่ V_p คือ ค่าความเร็วในการส่งผ่านคลื่นปฐมภูมิในหน่วยเมตรต่อวินาที (m/s)
 n_o คือ ค่าความพรุนประสิทธิผล (effective porosity) ในหน่วยเปอร์เซ็นต์
 UCS คือ ค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวในหน่วยเมกะปาสคาล (MPa)

การทดสอบความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำ (Specific Gravity and Water Absorption Tests) ใช้มาตรฐาน ASTM C127 ซึ่ง Tugrul (2004) ได้ศึกษาผลกระทบจากการผุกร่อนต่อคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลศาสตร์ของหิน 4 ชนิด ในประเทศตุรกี คือ หินทราย หินปูน หินบะซอลต์ และหินแกรนิตไอโรห์ โดยนำตัวอย่างหินที่มีระดับการผุกร่อนที่แตกต่างกันตั้งแต่ระดับ 1 ถึง 5 โดยอ้างอิงจาก ISRM (ตารางที่ 2.4) และได้ทำการทดสอบหาค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว ค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ ค่าหน่วยน้ำหนักแห้งและค่าความพรุน ผลที่ได้แสดงถึงหน่วยน้ำหนักแห้ง และค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียวของหินลดลง แต่ค่าการดูดซึมน้ำและค่าความพรุนมีค่าสูงขึ้นเมื่อหินมีระดับการผุกร่อนที่สูงขึ้น (ตารางที่ 2.5) ค่าการดูดซึมน้ำเป็นคุณสมบัติที่ใช้ประเมินค่าความแตกต่างของค่าความคงทนต่อการผุกร่อนได้ (Shakoor and Bonelli, 1991) นอกจากนี้ Begonha and Braga (2002) ยังได้ศึกษาคุณลักษณะของระดับการผุกร่อนของหินแกรนิตตามระดับความลึกต่าง ๆ บริเวณทางเหนือของประเทศโปรตุเกสที่มีผลต่อคุณสมบัติทางธรณีเทคนิค ศีลาวิทยา คุณสมบัติทางกายภาพ และเคมี เช่น ค่าความพรุน ความหนาแน่นรวมแห้ง (Dry Bulk Density) ความเร็วคลื่น (Ultrasonic Velocity) ความต้านทานแรงกดในแกนเดียว และค่าการยืดหยุ่น (Modulus of Elastic) ตัวอย่างหินแกรนิตที่ใช้ทดสอบมีสองลักษณะคือ หินที่เป็นก้อนและหินแกรนิตผุกรองสภาพ (Saprolite) การทดสอบสามารถแบ่งเป็นสองส่วนคือ การทดสอบหาค่าคุณสมบัติทางเคมีประกอบด้วย X-Ray Diffraction และ Scanning Electron Microscopy และการทดสอบหาค่าคุณสมบัติทางกายภาพ ประกอบด้วย การวิเคราะห์การกระจายตัวของเม็ดแร่ การทดสอบ Atterberg Limits การทดสอบค่าความเร็วในการส่งผ่านคลื่น การทดสอบค่าความต้านทานแรงกดในแกนเดียว การทดสอบหาค่าความหนาแน่นแห้งและค่าความพรุน ดังแสดงในตารางที่ 2.6

2.4 กฎเกณฑ์สำหรับความต้านทานแรงเฉือนของรอยแตกในหิน

มีกฎเกณฑ์มากมายที่ใช้ในปัจจุบันเพื่อจำแนกกำลังเฉือนของรอยแตกของหิน กฎเกณฑ์ดังกล่าวเป็นการวิเคราะห์สภาวะความเค้นของรอยแตกทั้งก่อนการเลื่อนและหลังการเลื่อนของรอยแตก

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติทางกายภาพและกลศาสตร์ที่สัมพันธ์ต่อระดับการผุกร่อน (จาก Tugrul, 2004)

Grade	Term	Typical Characteristics
I	Unweathered	Unchanged from original state. No evident microfracturing. Slight discoloration on major discontinuity surfaces.
II	Slightly weathered	Slight discolouration, slight weakening. Weathering penetrates through most discontinuities.
III	Moderately weathered	Considerably weakened, penetrative discolouration. Large pieces cannot be broken by hand.
IV	High weathered	Significantly weaker than the fresh rock. Easily breakable with hand.
V	Completely weathered	Original texture is present. All microfractures tend to be open. Loses most of strength of fresh rock.
VI	Residual soil	Soil derived by in situ weathering but retaining none of original texture or fabric.

ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติทางกายภาพและกลศาสตร์ที่สัมพันธ์ต่อระดับการผุกร่อน (จาก Tugrul, 2004)

Rock types	Weathering Grade	Dry unit weight (kN/m ³)	Water absorption (%)	Total porosity (%)	Uniaxial compressive strength (MPa)
Sandstone	I	24.40-26.10	1.12-2.89	1.51-7.92	42-63
	II	23.60-24.70	2.78-3.38	6.44-10.61	26-45
	III	23.00-24.50	3.21-5.50	6.84-12.55	11-28
	IV	22.30-23.80	5.46-7.80	9.16-14.89	3.5-12
	V	<22.30	7.8<	13.57<	ND
Limestone	I	26.15-26.40	0.26-0.60	0.75-1.88	93-126
	II	26.04-26.42	0.13-0.65	1.38-2.89	77-110
	III	25.91-26.26	0.64-0.93	2.24-3.36	69-95
	IV	25.46-25.65	0.93-1.48	3.75-4.37	56-85
Basalt	I	25.70-28.40	1.50>	0.39-3.49	86-136
	II	24.50-27.90	1.50-3.50	0.62-7.75	60-108
	III	23.60-26.50	3.50-5.50	1.47-16.90	27-53
	IV	21.00-24.50	5.50-6.50	4.26-18.99	4-24
	V	18.50-23.90	6.50<	18.60-48.06	ND
Granodiorite	I	25.10-26.10	1.12-1.36	5.36-5.78	102-151
	II	25.00-25.60	1.33-1.74	5.60-7.36	67-130
	III	23.80-25.20	1.53-2.22	6.20-11.56	15-79
	IV	22.80-24.20	2.21-2.62	6.30-14.68	11-21
	V	20.10-23.70	3.28-4.92	12.14-16.57	1.2-3.5

ตารางที่ 2.6 การผันแปรของคุณสมบัติทางกายภาพเทียบกับระดับการผุกร่อน (จาก Begonha and Braga, 2002)

Physical properties	Fresh Rock	Slightly Weathered Rock	Weathered Rock
Total porosity (%)	0.72-1.14	1.59-2.07	2.41-3.94
Dry bulk density	2.62-2.65	2.60-2.62	2.42-2.60
Ultrasonic velocity (m/s)	5370-6420	3670-5450	1600-4740
Uniaxial compressive strength (MPa)	130.6-157.0	96.6-132.7	60.0-135.2
Modulus of elasticity (GPa)	14.67-22.90	9.96-12.45	5.03-12.89

กฎเกณฑ์ของ Coulomb อธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานแรงเฉือนสูงสุด และความเค้นในแนวตั้งฉากคือ

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.6)$$

โดยที่ τ คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของรอยแตก (Joint Shear Strength)
 σ_n คือ ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal Stress)
 c คือ ความเค้นยึดติด (Cohesion)
 ϕ คือ มุมของความเสียดทาน (Friction Angle)

Patton (1966) เสนอว่าถ้าแรงเฉือนไม่ขนานกับผิวของรอยแตกและแรงกดไม่ตั้งฉากกับรอยแตก ค่าความเค้นเฉือนและความเค้นในแนวตั้งฉากสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i) \quad (2.7)$$

โดยที่ ϕ_b คือ มุมของความเสียดทานพื้นฐาน (Basic Friction Angle)
 i คือ มุมของความขรุขระ (Roughness Angle)

Ladanyi and Archambault (1970) เสนอกฎเพื่ออธิบายการเลื่อนของรอยแตกในหิน โดยสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในกรณีที่มีความเค้นในแนวตั้งฉากกับรอยแตกของหินมีค่าต่ำและสูงได้ ดังนี้

$$\tau = \frac{\sigma_n (1 - a) \left(\dot{V} + \tan \phi_B \right) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) V \tan \phi_B} \quad (2.8)$$

โดยที่ a_s คือ สัดส่วนของพื้นที่ของรอยขรุขระที่ถูกเฉือนออกไปเมื่อเทียบกับพื้นที่ทั้งหมดของรอยแตกของหินนั้น
 \dot{V} คือ อัตราการกระดกของหิน (dv/du) ในแนวที่ตั้งฉากกับรอยแตกในจุดที่ค่าความเค้นในแนวเฉือนถึงจุดสูงสุด และ τ_r คือค่าความเค้นสูงสุดในแนวเฉือนในเนื้อหิน

Barton (1973) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าความเค้นในแนวเฉือนในรูปของค่าคงที่ JRC (Joint Roughness Coefficient) หรือเรียกว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ ซึ่งสามารถประเมินได้จากความขรุขระของรอยแตกในหิน ได้ดังนี้

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_B + JRC \text{Log}_{10} \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2.9)$$

โดยที่ JRC คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระมีค่าระหว่าง 0 ถึง 20
 σ_j คือ ค่าความเค้นสูงสุดในการกดแกนเดียวของเนื้อหินที่ติดอยู่กับรอยแตกนั้น

สำหรับรอยแตกที่ไม่มีวัสดุแทรกในรอยแตก ความขรุขระและความแข็งของผนังรอยแตกมีความสำคัญมาก กฎเกณฑ์ของ Barton มีข้อจำกัดที่ค่าความต้านทานแรงเฉือนต่อความเค้นในแนวตั้งฉากในรูปของ $\text{Arctan} (\tau/\sigma_n)$ ไม่เกิน 70 องศา โดย Hoek and Bray (1981) ได้รายงานข้อจำกัดของค่าความเค้นในแนวตั้งฉากอยู่ในช่วง $0.01 < (\sigma_n/JCS) < 0.3$

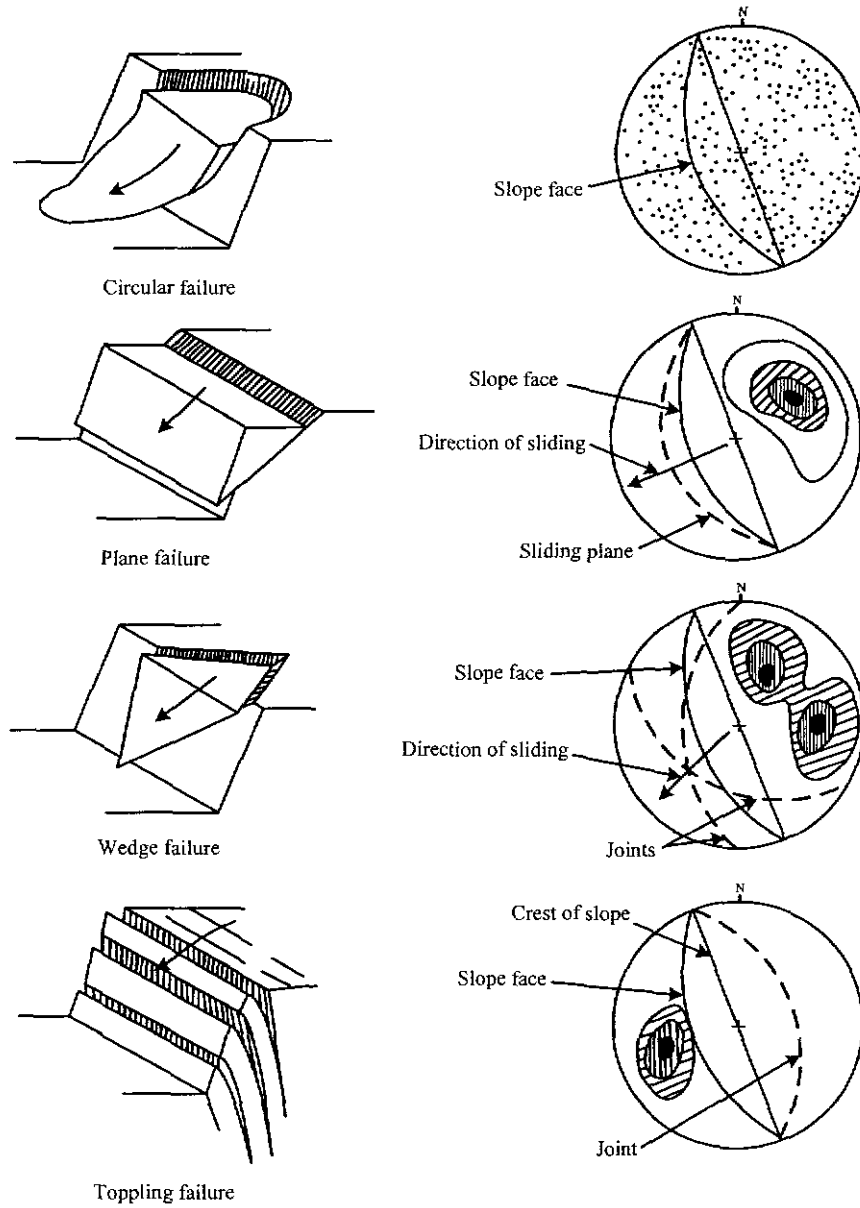
2.5 รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบความลาดเอียงของมวลหินเป็นกิจกรรมที่พบมาก มีหลายรูปแบบและหลายขนาด ตั้งแต่ขนาดเล็ก เช่น การขุดคลองส่งน้ำ ซ่องเขาหรือไหล่เขาที่มีการขุดตัดเพื่อสร้างถนนหรือทางรถไฟ หินลาดที่ทำหน้าที่รองรับฐานรากของ โครงสร้างทางวิศวกรรมไปจนถึงขนาดใหญ่ เช่น ความลาดเอียงของมวลหินที่อยู่รอบอ่างเก็บน้ำ หรือเหมืองเปิดขนาดใหญ่ Hoek and Bray (1981) ได้จำแนกความไม่มีเสถียรภาพหรือรูปแบบของการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินออกเป็นสี่รูปแบบ (รูปที่ 2.2) ได้แก่

1) การพังทลายรูปโค้ง (Circular Failure) ลักษณะเช่นนี้มักเกิดจากมวลหินที่มีรอยแตกมาก หรือมีความไม่ต่อเนื่องสูง และจะมีลักษณะคล้ายกับการพังทลายของมวลดินหรือมวลหินผสมดิน

2) การเลื่อนตามแผ่นระนาบ (Plane Sliding) การเลื่อนเช่นนี้พบได้น้อย จะเกิดจากความลาดเอียงที่มีทิศทางหรือแนวระดับ (Strike) ขนานหรือเกือบขนานกับแนวระดับของความไม่ต่อเนื่องชุดหนึ่ง และมุมเท (Dip Angle) ของความไม่ต่อเนื่องหรือของรอยแตกนั้นจะต้องสูงกว่ามุมเสียดทานของรอยแตก (Friction Angle) แต่จะต้องมีค่าน้อยกว่ามุมเทของหน้าลาดเอียงของมวลหิน

3) การเลื่อนแบบรูปสามเหลี่ยม (Wedge Sliding) ลักษณะเช่นนี้เกิดขึ้นเมื่อเส้นที่เกิดจากการตัดกันของรอยแตกสองชุดมีมุมเทไปในทิศทางเดียวกันหรือใกล้เคียงกันกับ “ทิศของมุมเท” (Dip Direction) ของหน้าลาดเอียง และมุมเทของรอยแตกนั้นจะต้องมากกว่ามุมเสียดทานของรอยแตกของหิน แต่จะต้องน้อยกว่ามุมเทของความลาดชันของมวลหิน รูปร่างของก้อนหินที่เลื่อนลงมาจะมีลักษณะเป็นรูปสามเหลี่ยมซึ่งเกิดจากการตัดกันของรอยแตกทั้งสองชุด



รูปที่ 2.2 รูปแบบต่าง ๆ ของการพังทลายของหน้าลาดเอียงของมวลหิน และเปรียบเทียบกับทิศทางของการแตกและมุมเทในรูปแบบของ Stereoplots (ตัดแปลงมาจาก Hoek and Bray, 1981)

4) การพังแบบพลิกคว่ำ (Toppling Failure) ลักษณะการพังทลายเช่นนี้เกิดขึ้นเมื่อมวลหินมีชุดของความไม่ต่อเนื่องหรือชุดของรอยแตกหลักที่มีมุมเทสูง และมีทิศของมุมเทไปในทางตรงกันข้ามกับทิศของมุมเทของหน้าลาดเอียงของมวลหิน และอาจจะมีความไม่ต่อเนื่องอีกชุดหนึ่งที่ มีทิศของมุมเทไปทางเดียวกับทิศของมุมเทของหน้าลาดเอียงของมวลหิน โอกาสที่จะเกิดการพลิกคว่ำของก้อนหินที่เกิดจากการตัดกันของชุดรอยแตกทั้งสองนี้จะมีมากขึ้นเมื่อระยะห่างระหว่างรอยแตก (Spacing) ของชุดแรก (ที่มีมุมเทสูง) มีค่าน้อยกว่าระยะห่างระหว่างรอยแตกของชุดที่สอง (กิตติเทพ เพ็ญขจร, 2546)

รูปแบบของการพังทลายของความลาดเอียงดังกล่าวเป็นที่ยอมรับและใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบอย่างแพร่หลายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน (e. g. Jaeger and Cook, 1979; Goodman, 1989; Hoek, 1981; Bell, 1992)

2.6 วิธีการวิเคราะห์และปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการพังทลาย

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดเอียงมวลหินสามารถแบ่งได้เป็น 4 กลุ่มหลัก คือ

- 1) การวิเคราะห์เชิงสมดุลจำกัด (Limit Equilibrium Analysis)
- 2) ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical Methods)
- 3) ทฤษฎีหินก้อน (Block Theory)
- 4) ระบบปัญญาประดิษฐ์และระบบผู้เชี่ยวชาญ (Artificial Intelligence and Expert System)

วิธีเหล่านี้ได้นำมาวิเคราะห์และออกแบบความลาดเอียงที่เกี่ยวข้องกับอุตสาหกรรมเหมืองแร่เป็นส่วนใหญ่ (e. g. Endicott et al., 1981; Blackwell, 1986; Hantz, 1986; Mario et al., 1986; Martin et al., 1986; Tocher and Fishel, 1986; Jermy, 1991; Baliga and Singh, 1992; Lee et al., 1992; Leventhal et al., 1992; Stewart et al., 1996; Bye and Bell, 2001; Yoon et al., 2002) โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อให้ความลาดเอียงมีเสถียรภาพสูงสุดรวมทั้งมีความสูงและความชันมากที่สุด โดยไม่ใช้วัสดุค้ำยัน ส่วนความลาดเอียงที่เกี่ยวข้องกับงานทางด้านวิศวกรรมโยธาก็ได้อาศัยวิธีการวิเคราะห์เหล่านี้เช่นกัน (e. g. Farquhar, 1980; Wannakao et al., 1985; Siddle and Hutchinson, 1991; Galster, 1992; Rechiski et al., 1992; Al-Homoud et al., 1994; Ulusay and Aksoy, 1994; Carson and Woods, 1995; Jeong-gi et al., 1996; Kumsar et al., 1998; Zhu and Zhang, 1998; Cai and Ugai, 2002) แต่อาจจะมี การออกแบบการค้ำยันเพื่อเสริมเสถียรภาพของความลาดเอียงและเพื่อเพิ่มค่าความปลอดภัย (Safety factor) ต่อชุมชนและทรัพย์สินในบริเวณใกล้เคียง (Douglas and Arthur, 1983) สำหรับความลาดเอียงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติซึ่งสัมพันธ์กับการผุกร่อนและย่อยสลายของหินและ

มวลหินภายใต้ภูมิภาคที่ไม่เอื้ออำนวยก็อาศัยวิธีวิเคราะห์ดังกล่าวเช่นกัน (e.g. Sperling and Cooke, 1985; Culshaw and Bell, 1991; Froidi and Sartini, 1991; Ramamurthy et al., 1992; Brovis and Evans, 1996; Chang et al., 1998; Fujita, 1999)

การพังทลายของความลาดเอียงมวลหินมักจะเกิดในหลายรูปแบบพร้อม ๆ กัน แต่ส่วนใหญ่จะมีการพังแบบรูปโค้งเข้ามาเกี่ยวข้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับการพังทลายที่มีปัจจัยหลักมาจากการผุกร่อนและย่อยสลายของหินและมวลหิน

ปัจจัยหลักที่นำมาวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงมวลหินและสามารถตรวจวัดในภาคสนามหรือทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Hoek and Bray, 1981) คือ

- ความสูงของความลาดเอียง
- ความชันของความลาดเอียง
- จำนวนชุดของรอยแตก
- ความกว้างของรอยแตก
- ระยะห่างและความต่อเนื่องของรอยแตก
- ทิศทางของความลาดเอียง
- ทิศทางของรอยแตกทั้งหมด
- ความสัมพันธ์ในพื้นที่
- ความเสียดทานของหินระหว่างรอยแตก
- ความแข็งของเนื้อหิน
- ปริมาณและแรงดันน้ำในความลาดเอียง
- รูปร่างของความลาดเอียง
- น้ำหนักกดทับบนความลาดเอียง

น้ำมักจะเป็นปัจจัยสำคัญที่ก่อให้เกิดการพังทลายในความลาดเอียงของมวลหิน นอกเหนือจากปัจจัยหลักเบื้องต้นนี้แล้วยังมีปัจจัยอื่น ๆ ที่ไม่สามารถประเมินได้ในเชิงตัวเลขแต่มีผลต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงเช่นกัน ได้แก่ ลักษณะและอัตราการผุกร่อนและย่อยสลายของเนื้อหิน ซึ่งปัจจัยนี้จะส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ระยะยาวของมวลหินนั้น Fuenkajorn and Kamutchat (2003) ได้เสนอปัจจัยเพิ่มเติมเพื่อประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงในภาคสนามได้ใกล้เคียงมากขึ้น ปัจจัยดังกล่าว ได้แก่ ลักษณะและความหนาแน่นของพืชปกคลุม แรงสัมพันธ์ประวัตินการพังทลายในอดีต วิธีที่ใช้ชุดเจาะ เป็นต้น ซึ่งเมื่อรวมปัจจัยต่าง ๆ เข้าไปในเชิงคณิตศาสตร์ก็จะเพิ่มความแม่นยำในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดเอียงของมวลหินได้ดีขึ้น

การวิเคราะห์เชิงสมมูลจำกัด (Goodman, 1989) เป็นวิธีพื้นฐานที่ใช้กันในอดีตถึงปัจจุบันซึ่งเหมาะสำหรับการพังทลายแบบแผ่นระนาบและแบบรูปกลม วิธีนี้ได้มีการพัฒนาโดยการสร้างสมการควบคุมและอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยเพื่อให้สะดวกต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงใด ๆ

ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Finite Element Analysis) (Crouch and Starfield, 1983; Segerlind, 1984; Pande et al., 1990; Forlati et al., 2001) ได้นำมาประยุกต์ใช้โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับการพังทลายแบบรูปโค้งของมวลหิน ต่อมาได้มีการพัฒนาวิธีการคำนวณแบบใหม่ซึ่งเรียกว่า Discrete Element Analysis ซึ่งได้นำมาใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายแบบแผ่นระนาบและแบบรูปกลมด้วย

ทฤษฎีหินก้อน (Goodman and Shi, 1985) เป็นวิธีการวิเคราะห์ใหม่ล่าสุดสำหรับการพังทลายของมวลหิน ซึ่งเมื่อเริ่มแรกได้นำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ในชั้นหินแต่ต่อมาได้มีการนำมาประยุกต์ใช้สำหรับความลาดเอียงมวลหินด้วย ซึ่งจะเหมาะสำหรับการพังแบบระนาบและแบบรูปกลมเท่านั้น

ระบบปัญญาประดิษฐ์และระบบผู้เชี่ยวชาญ (Smith and Oliphant, 1991; Moula et al., 1995; Mairaing, 1997; Fuenkajorn and Kamutchat, 2001; Fuenkajorn and Kamutchat, 2003) คือการพัฒนาคอมพิวเตอร์ซอฟต์แวร์เข้ามาช่วยในการประเมินเสถียรภาพของมวลหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อปัจจัยที่มีผลต่อเสถียรภาพของมวลหินนั้นไม่สามารถตรวจวัดได้อย่างครบถ้วน หรือเมื่อต้องการประเมินเสถียรภาพของมวลหินอย่างรวดเร็วโดยอาศัยเพียงข้อมูลในอดีต หรือวิจารณ์ญาณและคำแนะนำจากผู้เชี่ยวชาญ (กิตติเทพ เฟื่องขจร, 2546; Mairaing, 1997; Fuenkajorn and Kamutchat, 2001; Fuenkajorn and Kamutchat, 2003)

นอกจาก 4 วิธีหลักดังกล่าวข้างต้นที่นักวิชาการได้พยายามนำวิธีการอื่น ๆ มาประยุกต์ใช้เพื่อช่วยในการประเมินเสถียรภาพของมวลหินให้สะดวกขึ้น หรือเพื่อให้มีความมั่นใจมากขึ้น ตัวอย่างของวิธีดังกล่าวได้แก่ การใช้กฎเกณฑ์ทางด้านสถิติ (Kulatilake and Fuenkajorn, 1987) และทางด้าน Fractal (Ghosh and Daemen, 1993) เป็นต้น

2.7 งานวิจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง

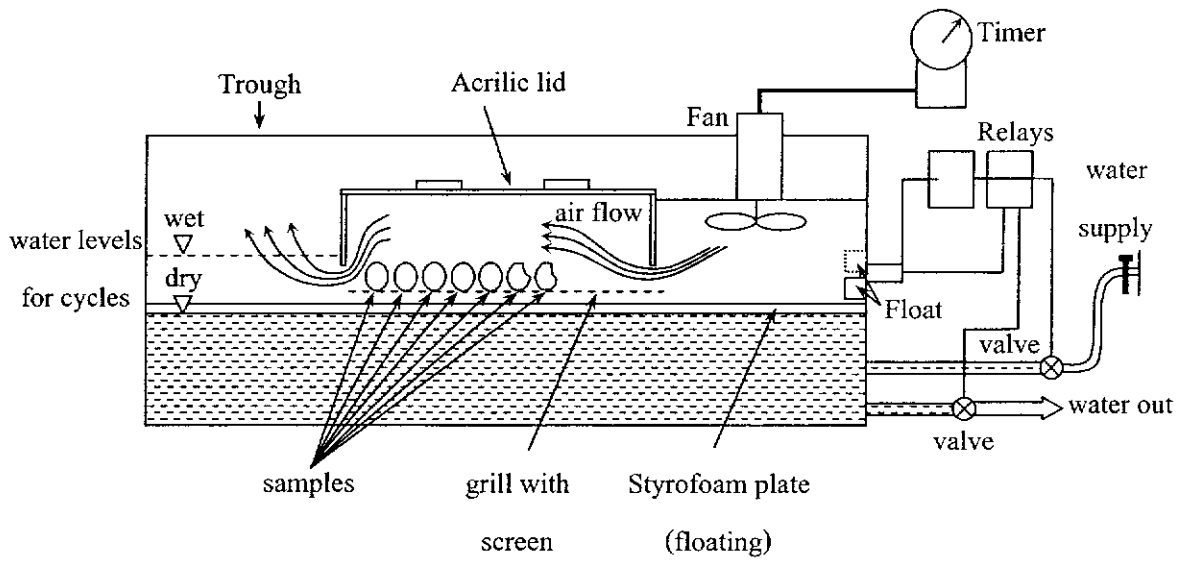
กระบวนการการผุร่อนของหินในธรรมชาติเป็นกระบวนการที่ใช้เวลานาน การตรวจวัดคุณสมบัติทางกลศาสตร์หรือกายภาพและเคมีทำได้ยาก ดังนั้นการจำลองกระบวนการการผุร่อนของหินเป็นวิธีการที่สำคัญในการเร่งกระบวนการการผุร่อนให้อยู่ภายในเวลาที่กำหนดเพื่อให้สามารถทำการตรวจวัดคุณสมบัติต่าง ๆ ได้ Gurgunli (2006) ศึกษาคุณสมบัติทางกลศาสตร์และการผุร่อนของหินดินดานในเหมืองถ่านหินของรัฐอิลลินอย ประเทศอเมริกา เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง

ค่าความแข็ง ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ ค่าการผุกร่อน ค่าการบวมตัว และแร่ประกอบหิน การทดสอบใช้ค่าดัชนีการผุกร่อนโดยใช้แบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 2.3 เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบลักษณะที่แตกต่างกันของหินดินดานแต่ละชนิดและเข้าใจถึงกระบวนการการผุกร่อน ขั้นตอนการทดสอบเริ่มจากนำตัวอย่างหินมาอบให้แห้งที่อุณหภูมิ $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ เป็นเวลา 16 ชั่วโมง จากนั้นนำหินไปชั่งน้ำหนักแล้วนำไปใส่ในแบบจำลองการผุกร่อนโดยให้หินอยู่ใต้อุณหภูมิต่ำ 1 ชั่วโมงแล้วทำให้แห้งด้วยการเป่า 6 ชั่วโมง จำนวน 3 รอบ จากนั้นนำหินไปอบให้แห้งแล้วชั่งน้ำหนักที่เหลืออีกครั้งหนึ่ง ค่าดัชนีการผุกร่อนที่ได้สามารถคำนวณได้ในสมการที่ (2.10) ซึ่งค่าดัชนีการผุกร่อน (Weatherability Index) ที่มีค่าสูงบ่งบอกถึงค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนที่ต่ำ (Slake Durability Index)

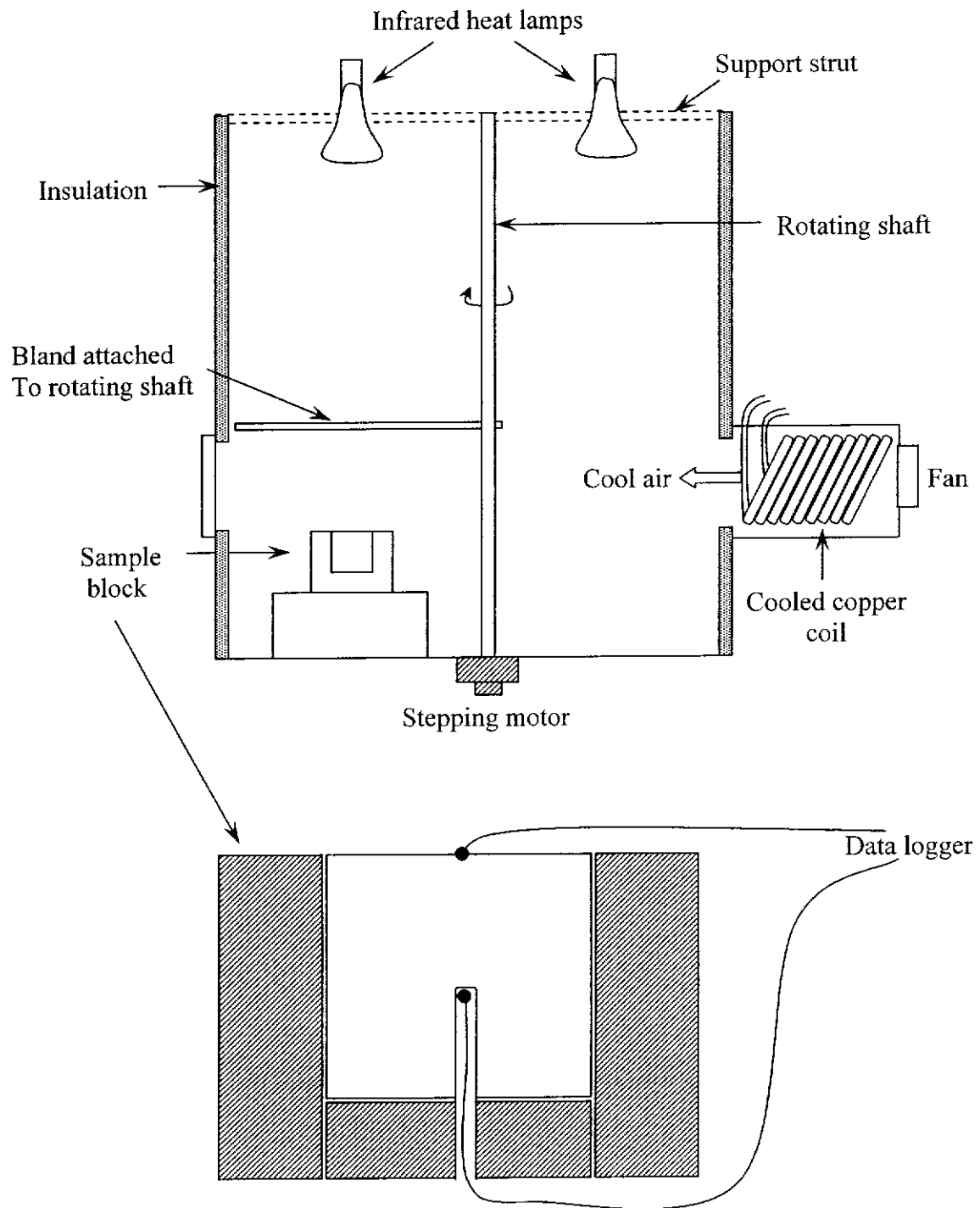
$$\text{WAI} = [(W_{\text{ini}} - W_{\text{rem}})/W_{\text{ini}}] \times 100 \quad (2.10)$$

โดยที่ WAI คือ ค่าดัชนีการผุกร่อน
 W_{ini} คือ น้ำหนักหินแห้งเริ่มต้นก่อนทดสอบ
 W_{rem} คือ น้ำหนักหินแห้งที่เหลือหลังทดสอบ

Warke and Smith (1994) ศึกษาการผันแปรอุณหภูมิหินภายใต้การจำลองสภาวะแห้งของทะเลทราย ตัวอย่างหินประกอบด้วยหินบะซอลต์ หินแกรนิต หินทรายเนื้อควอร์ต และหินปูนสองชนิด โดยทำการจำลองอุณหภูมิร้อนและเย็นทุก 15 นาที แบบจำลองประกอบด้วยหลอดไฟอินฟราเรด 3 ดวง ให้ความร้อนที่อุณหภูมิ 40°C และพัดลมเพื่อให้อากาศเย็นที่อุณหภูมิ 20°C ตัวอย่างหินที่ใช้ขนาด $5 \times 5 \times 5$ เซนติเมตร โดยเจาะตัวอย่าง 2 ด้านที่ 1 มิลลิเมตร และ 2.5 เซนติเมตร เพื่อใส่เครื่องวัดอุณหภูมิดังแสดงในรูปที่ 2.4 ผลการทดสอบของหิน 5 ชนิดแสดงถึงค่าความแตกต่างของอุณหภูมิบริเวณผิวตัวอย่างหินสัมพันธ์ต่อค่าการสะท้อนแสงและค่าการส่งผ่านความร้อน และรูปแบบอุณหภูมิร้อนและเย็นมีความสำคัญต่อคุณสมบัติทางอุณหภูมิ ค่าการส่งผ่านความร้อนและค่าการสะท้อนแสงที่ต่ำทำให้เกิดการพัฒนาความชื้นของอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น



รูปที่ 2.3 แผนภาพแสดงเครื่องมือการทดสอบความสามารถในการสุกก่อน
(ปรับเปลี่ยนมาจาก Gurgenli, 2006)



รูปที่ 2.4 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายใต้สภาวะร้อนและเป็น
(ปรับเปลี่ยนมาจาก Warke and Smith, 1994)

บทที่ 3

การเก็บตัวอย่างหินในภาคสนาม

3.1 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการสำรวจภาคสนามและเก็บตัวอย่างหินเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการในการศึกษาลักษณะการผุกร่อนของหิน โดยนี้ได้อธิบายเกณฑ์ที่ใช้ในการคัดเลือกตัวอย่างหิน แหล่งที่มา และคุณลักษณะเชิงศิลาวิทยาของตัวอย่างหิน

3.2 เกณฑ์ที่ใช้ในการคัดเลือกตัวอย่างหิน

เกณฑ์ที่ใช้คัดเลือกตัวอย่างหินได้ถูกกำหนดขึ้นเพื่อให้ได้มาซึ่งตัวอย่างหิน และแหล่งที่มาที่สอดคล้องกับวัตถุประสงค์และแนวคิดของงานวิจัยนี้ เกณฑ์ดังกล่าวประกอบด้วย

- 1) ตัวอย่างหินจะต้องมีความอ่อนไหวต่อการผุกร่อน ชนิดของหินดังกล่าวอาจประกอบด้วย กลุ่มหินดินดาน หินทรายแป้ง และหินภูเขาไฟ อย่างไรก็ตามตัวอย่างหินไม่ควรอ่อนเกินไปจนไม่สามารถจัดเตรียมได้
- 2) ตัวอย่างหินจากแต่ละแหล่งหรือแต่ละพื้นที่ที่จัดเก็บ จะต้องมีความสม่ำเสมอในเชิงกายภาพและกลศาสตร์ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งจะต้องมีความแปรปรวนภายในตัวอย่างหินน้อย
- 3) พื้นที่หรือแหล่งที่มาของตัวอย่างหินและชนิดของหินจะต้องมีมากพอเพื่อให้สามารถจัดเก็บเพิ่มเติมได้ในกรณีที่จำเป็นต้องมีการทดสอบใหม่เพื่อยืนยันผลการทดสอบ
- 4) ควรทราบถึงอายุที่แหล่งหินนั้นมีการเผชิญกับสภาวะอากาศในแต่ละตำแหน่ง เพื่อนำมาใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ต่อกระบวนการการผุกร่อนในเชิงเวลา
- 5) ควรเป็นหินที่พบกระจายอยู่ทั่วไปในประเทศไทย และเป็นหินที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างเชิงวิศวกรรมธรณี เพื่อสามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

3.3 แหล่งที่มา ชนิด และปริมาณตัวอย่างหิน

ตัวอย่างหินที่ใช้ในงานวิจัยประกอบด้วย หินดินดาน หินทราย หินทรายแป้ง และหินภูเขาไฟ ซึ่งใช้เป็นตัวแทนของหินที่หลากหลายรูปแบบของการผุกร่อน โดยรายละเอียดของชนิดหิน ตำแหน่งที่เก็บ และหน่วยหินทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบแสดงอยู่ในตารางที่ 3.1 การเก็บตัวอย่างหินได้ทำการคัดเลือกขนาดโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 1 ถึง 2.5 นิ้ว จำนวน 6 ถึง 7 กิโลกรัม และขนาด 1 ลูกบาศก์ฟุต จำนวน 2 ก้อน พื้นที่ที่ทำการเก็บตัวอย่างหินมี 8 พื้นที่ ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 3.1 ชนิด ตำแหน่งที่เก็บตัวอย่าง และหมวดหินที่ใช้ในการทดสอบ

Rock Names	Code	UTM	Location	Rock Formation	Age
Volcanic Rocks					
1. Pichit crystal tuff	PCT	47Q0676363/1802064	Chatree Gold Mine Phichit province	Loei - Petchabun Volcanic belt	Permo - Triassic
2. Pichit pumice breccia	PPB	47Q0676002/1802024	Chatree Gold Mine Phichit province	Loei - Petchabun Volcanic belt	Permo - Triassic
Metamorphic Rocks					
3. Kanchanaburi green schist	KSch	47P0801984/1422888	Khao Chuk reservoir, Rayong province	Kanchanaburi	Silurian - Devonian
4. Chonburi quartz mica schist	CSch	47P0768172/1403836	Ban Mab Chan, Klaeng district, Rayong province	Chonburi Gneiss Group	Precambrian
5. Nam Duk slaty shale	NDSch	47Q0752546/1850965	Chum Phae-Lom Sak highway, Phetchabun province	Nam Duk	Middle - Permian
Sedimentary Rocks					
6. Maha Sarakham mudstone (Lower Clastic)	MSMD	47P0821065/1687136	Amphur Non Thai, Nakhon Ratchasima province	Maha Sarakham	Lower Tertiary - Upper Cretaceous

ตารางที่ 3.1 ชนิด ตำแหน่งที่เก็บตัวอย่าง และหมวดหินที่ใช้ในการทดสอบ (ต่อ)

Rock Names	Code	UTM	Location	Rock Formation	Age
Sedimentary Rocks					
7. Phra Wihan siltstone	PWST	47P0812777/1600138	Amphur Wang Nam Khieo, Nakhon Ratchasima province	Phra Wihan	Lower - Jurassic
8. Nam Phong sandy siltstone	NPST	47Q755660/1852758	Chum Phae-Lom Sak highway, Phetchabun province	Nam Phong	Upper – Triassic
9. Kaeng Krachan micaceous siltstone	KKST	47P0800265/1422680	Khao Chuk reservoir, Rayong province	Kaeng Krachan	Carboniferous
10. Khok Kruat sandstone	KKSS	47P0820992/1646362	Khok Kruat district, Nakhon Ratchasima province	Khok Kruat	Upper - Lower Cretaceous
11. Phu Kradung white sandstone	PKSS1	47P0759070/1701842	Amphur Thep Sathit, Chaiyaphum province	Phu Kradung	Lower – Jurassic
12. Phu Kradung red sandstone	PKSS2	47P0758292/1701367	Amphur Thep Sathit, Chaiyaphum province	Phu Kradung	Lower-Jurassic
13. Phra Wihan sandstone	PWSS	47P0812102/1598902	Amphur Wang Nam Khieo, Nakhon Ratchasima province	Phra Wihan	Lower - Jurassic

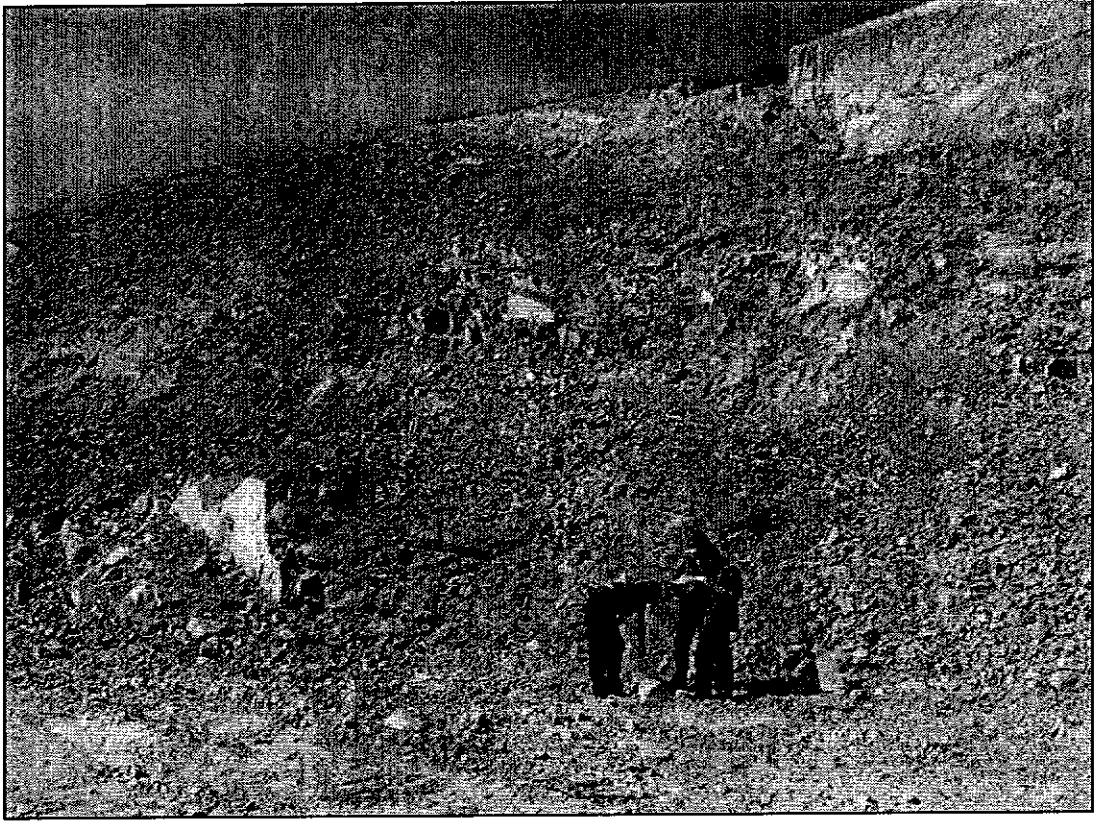
1) พื้นที่เหมืองแร่ทองคำชาติ อำเภอวังโป่ง จังหวัดเพชรบูรณ์ ได้เก็บตัวอย่างหิน จำนวน 2 จุดประกอบด้วยหิน 2 ชนิด คือ หินแก้วลึกลับภูเขาไฟ (Crystal Tuff) ยุค Permo-Triassic อยู่ที่ พิกัด 47Q0676363 และ UTM 1802064 และหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม (Pumice breccia) ยุค Permo-Triassic อยู่ที่พิกัด 47Q0676002 และ UTM 1802024 อยู่ในชุดแนวหินภูเขาไฟ ลาว-เพชรบูรณ์ทำการ เก็บตัวอย่างเมื่อวันที่ 20 ธันวาคม 2548 แสดงอยู่ในรูปที่ 3.1

2) พื้นที่ความลาดเอียงมวลหิน บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 287 ถึง 288 ของทางหลวง หมายเลข 205 สายเทพสถิต-ชัยบาดาล จังหวัดชัยภูมิ เก็บตัวอย่างจำนวน 2 จุด ประกอบด้วยหิน 2 ชนิด คือ หินทราย (Sandstone) เนื้อควอตซ์สีขาว เม็ดหยาบและมีการคัดขนาดดี จัดอยู่ในหมวดหิน ภูกระดึง ยุค Lower - Jurassic อยู่ที่พิกัด 47P0759070 และ UTM 1701842 และหินทรายเม็ดละเอียด (Fine Sandstone) สีแดง ทำปฏิกิริยากับสารละลายกรดไฮโดรคลอริก มีการคัดขนาดดีวางตัวอยู่ชั้น ล่างของหินทรายสีขาว จัดอยู่ในหมวดหินภูกระดึง ยุค Lower - Jurassic อยู่ที่พิกัด 47P0758292 และ UTM 1701367 ทำการเก็บตัวอย่างเมื่อวันที่ 29 มีนาคม 2549 แสดงอยู่ในรูปที่ 3.2 และ 3.3

3) พื้นที่ความลาดเอียงมวลหิน บริเวณอ่างเก็บน้ำเขาจุก กิ่งอำเภอเขาชะเมา จังหวัด ระยอง เก็บตัวอย่างจำนวน 2 จุด ประกอบด้วยหิน 2 ชนิด คือ หินทรายแป้งมีสีน้ำตาลแดงและสีขาว มีแร่ไมกาประกอบ (Micaceous Siltstone) จัดอยู่ในหมวดหินแก่งกระจาน ยุค Carboniferous อยู่ที่พิกัด 47P0800265 และ UTM 1422680 และหินชีสต์ (Schist) สีเทาอมเขียว จัดอยู่ในหมวดหินกาญจนบุรี ยุค Silurian - Devonian อยู่ที่พิกัด 47P0801984 และ UTM 1422888 ทำการจัดเก็บเมื่อวันที่ 20 เมษายน 2549 แสดงอยู่ในรูปที่ 3.4 และ 3.5

4) พื้นที่ความลาดเอียงมวลหิน บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 69 ของทางหลวงหมายเลข 304 สายวังน้ำเขียว-ทับลาน จังหวัดนครราชสีมา เก็บตัวอย่างจำนวน 2 จุด ประกอบด้วยหิน 2 ชนิด คือ หินทรายเนื้อควอตซ์สีเหลือง มีการคัดขนาดดี จัดอยู่ในหมวดหินพระวิหาร ยุค Lower - Jurassic อยู่ที่ พิกัด 47P0812102 และ UTM 1598902 และหินทรายแป้ง (Siltstone) สีแดงอ่อนปนขาวก่อนข้างผุ จัดอยู่ในหมวดหินพระวิหาร ยุค Lower - Jurassic อยู่ที่พิกัด 47P0812777 และ UTM 1600138 ทำการ จัดเก็บเมื่อวันที่ 3 พฤษภาคม 2549

5) พื้นที่ความลาดเอียงมวลหิน บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 19 และ 23-24 ของทางหลวง หมายเลข 12 สายชุมแพ-หล่มสัก จังหวัดเพชรบูรณ์ เก็บตัวอย่างจำนวน 2 จุด ประกอบด้วยหิน 2 ชนิดตามลำดับ คือ หินดินดานกึ่งหินชนวนน้ำตาลอมเหลือง จัดอยู่ในหมวดหินน้ำดุก ยุค Middle - Permian อยู่บริเวณสะพานพ่อบุณผามเมือง หรือที่พิกัด 47Q0752546 และ UTM 1850965 และหินทราย กึ่งหินทรายแป้ง (Sandy Siltstone) สีม่วงอมแดง จัดอยู่ในหมวดหินน้ำพอง ยุค Upper - Triassic อยู่ที่ พิกัด 47Q755660 และ UTM 1852758 ทำการจัดเก็บเมื่อวันที่ 28 สิงหาคม 2549



รูปที่ 3.1 แหล่งตัวอย่างหินพิมพ์ไมครวดเหลี่ยม พื้นที่บ่อตะวัน เหมืองแร่ทองคำชาติรี อำเภอวังโป่ง จังหวัดเพชรบูรณ์ อยู่ที่พิกัด 47Q0676002 และ UTM 1802024



รูปที่ 3.2 แหล่งตัวอย่างหินทรายเนื้อควอตซ์สีขาว บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 287 ของทางหลวง
หมายเลข 205 สายเทพสถิต-ชัยบาดาล จังหวัดชัยภูมิ อยู่ที่พิกัด 47P0759070 และ
UTM 1701842



รูปที่ 3.3 แหล่งตัวอย่างหินทรายเม็ดละเอียดสีแดง บริเวณหลักกิโลเมตรที่ 288 ของทางหลวง
หมายเลข 205 สายเทพสถิต-ชัยบาดาล จังหวัดชัยภูมิ อยู่ที่พิกัด 47P0758292 และ
UTM 1701367



รูปที่ 3.4 แหล่งตัวอย่างหินทรายแป้งมีแร่ไมกาประกอบ บริเวณอ่างเก็บน้ำเขาคอก กิ่งอำเภอ
เขาชะเมา จังหวัดระยอง อยู่ที่พิกัด 47P0800265 และ UTM 1422680



รูปที่ 3.5 แหล่งตัวอย่างหินชีสต์ บริเวณอ่างเก็บน้ำเขาจุก ถึงอำเภอเขาชะเมา จังหวัดระยอง อยู่ที่พิกัด 47P0801984 และ UTM 1422888

6) พื้นที่โครงการขุดบ่อเก็บกักน้ำบ้านโป่งแมลงวัน อำเภอโคกกรวด จังหวัดนครราชสีมา เป็นหินทรายสีแดง จัดอยู่ในหมวดหินโคกกรวด ยุค Upper - Lower Cretaceous อยู่ที่พิกัด 47P0820992 และ UTM 1646362 ทำการจัดเก็บเมื่อวันที่ 17 พฤศจิกายน 2549

7) หิน โคลนจากหลุมเจาะสำรวจของบริษัทสยามทรัพย์มณี ตำบลพังเทียม กิ่งอำเภอพระทองคำ จังหวัดนครราชสีมา เป็นหิน โคลนมีแร่เกลือแทรก จัดอยู่ในหมวดหินมหาสารคาม ยุค Lower Tertiary - Upper Cretaceous อยู่ที่พิกัด 47P0821065 และ UTM 1687136 ที่ระดับความลึก 150 ถึง 155 เมตรจากผิวดิน

8) พื้นที่เหมืองหิน (Quarry) บริเวณบ้านมาบจันทร์ ตำบลแก่ง อำเภอเมือง จังหวัดระยอง เป็นหินควอตซ์ไมกาชีสต์ (Quartz-Mica Schist) ค่อนข้างผุ อยู่ในกลุ่มของหินในสัชลบุรี ยุค Precambrian อยู่ที่พิกัด 47P0768172 และ UTM 1403836 ทำการจัดเก็บเมื่อวันที่ 26 ธันวาคม 2549

3.4 การศึกษาแร่วิทยา

การศึกษาแร่วิทยามีวัตถุประสงค์เพื่อกำหนดปริมาณแร่ประกอบหินและลักษณะแร่วิทยาของตัวอย่างหินทั้ง 13 ชนิด เพื่อใช้เป็นปัจจัยหนึ่งในการอธิบายลักษณะการผุกร่อนของหินแต่ละชนิด ซึ่งผลการศึกษาลักษณะแร่วิทยาของตัวอย่างหินทั้ง 13 ชนิด ประกอบด้วยการศึกษาตัวอย่างหินด้วยแผ่นหินบาง (Thin section) และการวิเคราะห์หาแร่ประกอบหินโดยวิธี X-ray Diffraction (XRD) ด้วยเครื่องมือ X-ray Diffractometer Power รุ่น D5005 ผลการศึกษาแสดงในตารางที่ 3.2 ซึ่งผลการศึกษานี้จะนำมาพิจารณา และวิเคราะห์ร่วมกับผลการศึกษาความแข็งและการผุกร่อนของหินแต่ละชนิดในบทต่อไป

ตารางที่ 3.2 ผลการศึกษาดินเชิงแร่วิทยา

Rock Names	Rock Descriptions										Remarks	
	Density (g/cc)	Quartz (%)	Pyrite (%)	Kaolinite (%)	Calcite (%)	Laumontite (%)	Color					
Volcanic Rocks												
1. Phichit crystal tuff	2.58	70.8	8.4	3.1	17.7	-	dark gray					XRD
2. Phichit Pumice breccia	2.50	82.0	1.9	9.3	-	6.8	white, pink and gray					XRD

Metamorphic Rocks	Density (g/cc)	Quartz (%)	Muscovite (%)	Feldspar (%)	Kaolinite (%)	Biotite (%)	Chlorite (%)	Albite (%)	Chamosite (%)	Fluorony boite (%)	Color	Remarks
3. Kanchanaburi green schist	2.60	43.49	6.43	12.85	-	-	22.76	13.43	14.47	-	grayish green	XRD
4. Chonburi quartz mica schist	2.60	24.80	4.94	-	17.57	26.86	-	-	-	-	yellowish brown	XRD
5. Nam Duk slaty shale	2.59	50.85	15.36	-	-	25.42	-	-	-	8.37	brownish gray	XRD

Note: XRD = X-ray diffraction analysis

ตารางที่ 3.2 ผลการศึกษาดินเชิงแร่วิทยา (ต่อ)

Rock Names	Rock Descriptions													Remarks	
	Density (g/cc)	Quartz (%)	Mica (%)	Feldspar (%)	Kaolinite (%)	Calcite (%)	Halite (%)	Other (%)	Cementing	Contact	Grain size (mm)	Grain Shape	Sorting		Color
6. Maha Sarakham mudstone (Lower clastic)	2.66	39.65	13.19	-	30.91	-	9.07	7.08	-	-	-	-	-	reddish brown	XRD
7. Phra Wihan siltstone	2.35	72.00	3.00	5.00	-	-	-	20.00	Hematite	matrix support	0.1-1.5	angular	poorly	brownish red	Thin section
8. Nam Phong sandy siltstone	2.59	62.00	-	-	-	5.00	-	33.00	Hematite	grain contact	0.1-1.0	angular	poorly	brownish red	Thin section
9. Kaeng Krachan siltstone	2.62	58.41	22.85	12.24	6.50	-	-	-	-	-	-	-	-	yellowish brown	XRD
10. Khok Kruat sandstone	2.45	72.00	3.00	5.00	-	-	-	20.00	Calcite	grain contact	0.1-1.5	angular	poorly	brownish red	Thin section
11. Phu Kradung white sandstone	2.29	80.00	-	-	-	-	-	20.00	Silica	grain contact	1.5-2.0	angular	well	white	Thin section
12. Phu Kradung red sandstone	2.59	90.00	2.00	5.00	-	-	-	3.00	Hematite	grain contact	0.1-1.0	angular	moderate	brownish red	Thin section
13. Phra Wihan sandstone	2.35	97.00	-	-	-	-	-	3.00	Silica	grain contact	2.00	angular	well	yellow	Thin section

บทที่ 4

การทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน

4.1 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนที่นำเสนอในบทนี้คือ เพื่อเปรียบเทียบความคงทนของตัวอย่างหินแต่ละชนิด เพื่อใช้ศึกษาผลกระทบของน้ำที่มีผลต่ออัตราการผุกร่อน และเพื่อพัฒนาแนวคิดในการคาดคะเนการผุกร่อนของหินในอนาคต

4.2 การจัดเตรียมตัวอย่าง

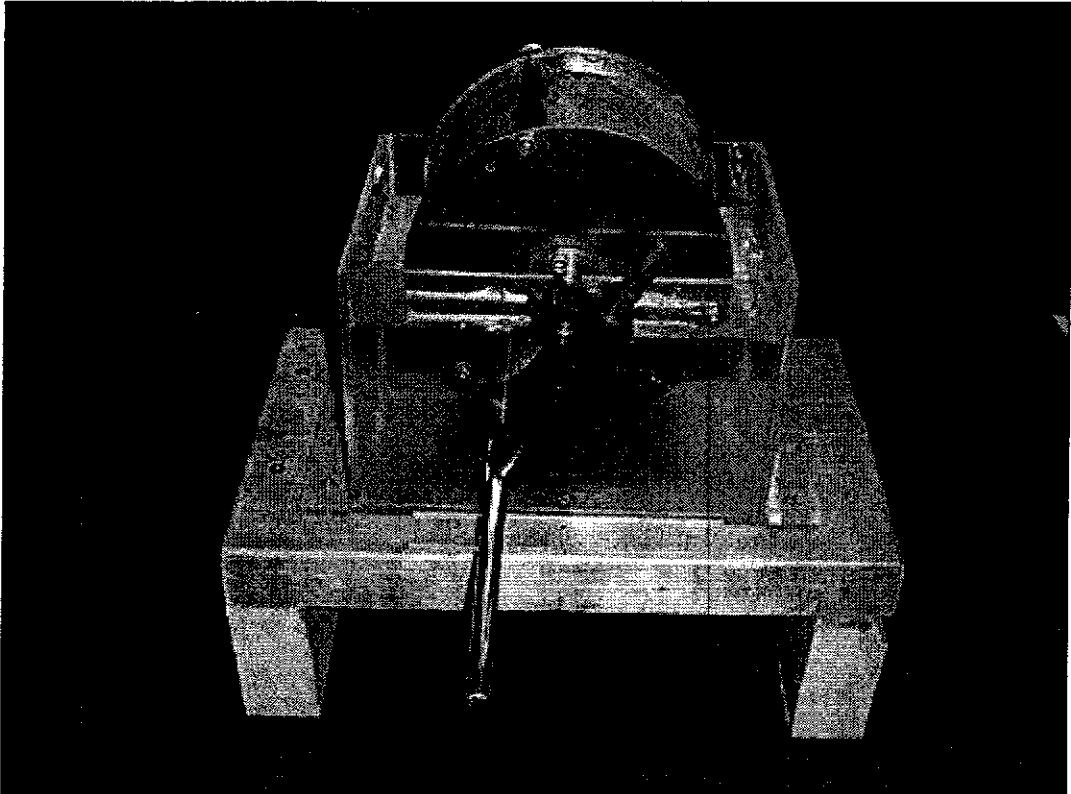
ในการศึกษานี้ได้มีการคัดเลือกตัวอย่างหินแต่ละชนิดมีที่ลักษณะทรงกลม ผิวเรียบ มีน้ำหนัก 40 ถึง 60 กรัมต่อก่อน จำนวน 10 ก้อน หรือมีน้ำหนักรวมประมาณ 500 กรัม มีการดำเนินการทดสอบสองสถานะคือ การทดสอบแบบมาตรฐาน (Standard Slake Durability Index Test-SDI) และการทดสอบในสถานะแห้งหรือทำการทดสอบแบบปรับเปลี่ยน (Modified Slake Durability Index Test-MSDI) ดังนั้นจึงต้องทำการเตรียมตัวอย่างประมาณ 1 กิโลกรัมต่อตัวอย่างหินแต่ละชนิด

4.3 วิธีการทดสอบ

การทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน (Slake Durability Index Test หรือเรียกสั้นๆ ในที่นี้ว่า SDI ตามข้อกำหนดมาตรฐาน ASTM (D4644) เป็นการวัดการผุกร่อนของหินโดยวิธีการจุ่มหินลงในน้ำและการทำให้หินปั่นป่วนทางกลศาสตร์ (Mechanical Agitation) ค่าที่ได้สามารถนำมาเปรียบเทียบความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแต่ละชนิด เครื่องมือทดสอบประกอบด้วยตะกร้อรูปทรงกระบอกมีตะแกรงเหล็กรูเปิดขนาด 2.0 มิลลิเมตร มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 140 มิลลิเมตร ยาว 100 มิลลิเมตร ซึ่งวางตะแกรงข้างอยู่ในถังใส่น้ำ (รูปที่ 4.1) ในการทดสอบตะกร้อจะถูกหมุนพร้อมตัวอย่างหินที่มีน้ำหนักประมาณ 500 กรัม โดยมีส่วนที่อยู่ในน้ำเพื่อให้ตัวอย่างหินทดสอบเปียก เป็นเวลา 10 นาที ด้วยความเร็ว 20 รอบต่อนาที ในแนวระดับตามแนวแกน จากนั้นจึงนำตัวอย่างหินไปใส่ไว้ในเดาอบที่อุณหภูมิ 110 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 12 ชั่วโมง ขบวนการนี้จะเรียกว่า 1 วัฏจักรของการทดสอบ หลังจากนั้นพักตัวอย่างหินให้เย็นตัวลงที่อุณหภูมิห้อง แล้วทำการทดสอบในวัฏจักรต่อไป หลังจากผ่านวัฏจักรที่สอง สามารถคำนวณค่ามาตรฐานดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนได้ดังนี้

$$I_{d(2)} = [(W_F - C)/(B - C)] \times 100 \quad (4.1)$$

โดยที่ $I_{d(2)}$ คือ ค่าดัชนีความคงทนการผุกร่อนในวัฏจักรที่สอง



รูปที่ 4.1 เครื่องมือสำหรับการทดสอบดัชนีความทนต่อการผุกร่อน

- W_F คือ น้ำหนักของตะกรอและตัวอย่างหินที่ผ่านการทดสอบในวัฏจักรที่สองโดยผ่านการอบที่อุณหภูมิ 110±5 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 12 ชั่วโมง
- B คือ น้ำหนักของตะกรอและตัวอย่างหินก่อนการทดสอบในวัฏจักรที่หนึ่ง โดยผ่านการอบที่อุณหภูมิ 110±5 องศาเซลเซียส เวลา 12 ชั่วโมง ก่อนการทดสอบในวัฏจักรที่หนึ่ง
- C คือ น้ำหนักของตะกรอ

ผลการทดสอบสามารถจำแนกค่าความคงทนต่อการผุกร่อนของแอมเบสจากค่าดัชนีในวัฏจักรที่ 1 และ 2 (ตารางที่ 4.1) ในทางกลับกันสามารถนำผลการทดสอบมาคำนวณหาค่าดัชนีความสามารถการผุกร่อน (Weatherability Index) ได้คือ

$$WAI = [(W_{ini} - W_{rem}) / W_{ini}] \times 100 \quad (4.2)$$

- โดยที่ WAI คือ ค่าความสามารถในการผุกร่อน
- W_{ini} คือ น้ำหนักของตัวอย่างก่อนการทดสอบ
- W_{rem} คือ น้ำหนักของตัวอย่างหลังการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบทั้งหมด 6 วัฏจักร สำหรับทุกตัวอย่างหินเนื่องจากต้องการนำผลมาคาดคะเนการผุกร่อนในอนาคต โดยการทดสอบมีสองลักษณะคือ การทดสอบตามมาตรฐานดั้งเดิมไว้ข้างต้น และการทดสอบในสภาวะแห้งหรือแบบปรับเปลี่ยน เพื่อศึกษาผลกระทบของน้ำต่อค่าความคงทนต่อการผุกร่อน ซึ่งการทดสอบในสภาวะแห้งนี้จะเหมือนกับการทดสอบแบบมาตรฐานทุกประการ ยกเว้นแต่เพียงว่าไม่มีน้ำในเครื่องทดสอบ

4.4 ผลการทดสอบ

รายละเอียดผลการทดสอบค่า SDI ได้แสดงในตารางที่ ก.1 และ ก.1 ส่วนรูปผลการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ ก1 ถึง ก.12 ในภาคผนวก ก และได้สรุปผลการทดสอบไว้ในตารางที่ 4.2 และ 4.3 ส่วนค่าความสามารถในการผุกร่อนได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.4 และ 4.5 ผลการทดสอบตัวอย่างหินสามารถแบ่งเป็น 3 กลุ่ม ขึ้นกับชนิดของหินคือ

1) **กลุ่มของตัวอย่างหินภูเขาไฟ** ประกอบด้วยหินแก้วผลึกภูเขาไฟ (Phichit crystal tuff) และหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม (Phichit pumice breccia) ค่า SDI และ MSDI ของหินพัมมิชกรวดเหลี่ยมต่ำกว่าหินแก้วผลึกภูเขาไฟ โดยหินพัมมิชกรวดเหลี่ยมมีอัตราการผุกร่อนสูงอย่างคงที่ในการทดสอบแบบมาตรฐาน ดังแสดงในรูปที่ 4.2

ตารางที่ 4.1 การจำแนกความคงทนต่อการผุกร่อน (จาก Gamble, 1971)

ความคงทนของหิน	I_{d1} (%)	I_{d2} (%)
มีความคงทนสูงมาก	> 99	> 98
มีความคงทนสูง	98 - 99	95 - 98
มีความคงทนค่อนข้างสูง	95 - 98	85 - 95
มีความคงทนปานกลาง	85 - 95	60 - 85
มีความคงทนต่ำ	60 - 85	30 - 60
มีความคงทนต่ำมาก	< 60	< 30

I_{d1} และ I_{d2} คือ ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนในวัฏจักรที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ตามมาตรฐาน ASTM D4644

(Standard test)

Rock Types	Code	Slake Durability Index, I_d (%)					
		Number of Cycles					
		1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	99.06	98.77	98.67	98.55	98.32	97.75
	PPB	94.71	89.61	82.60	74.17	68.91	64.37
Metamorphic Rocks	KSch	98.15	96.87	96.01	94.95	94.18	93.28
	CSch	51.57	42.13	38.13	34.94	32.31	30.66
	NDSch	98.69	97.45	96.49	96.10	95.75	95.37
Sedimentary Rocks	PKSS1	81.52	70.02	61.54	54.33	49.85	45.98
	PKSS2	97.52	94.60	92.57	91.04	89.50	88.05
	KKST	95.37	90.83	86.99	83.73	81.28	78.71
	PWSS	83.67	82.47	81.58	80.85	80.19	79.60
	PWST	33.40	18.96	15.57	12.58	10.35	7.80
	NPST	98.98	98.17	97.41	96.97	96.30	96.02
	KkSS	93.96	89.39	85.04	80.91	77.55	75.98
	MSMD	96.35	93.47	88.05	85.77	83.25	80.30

ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ในสภาวะแห้ง (Modified test)

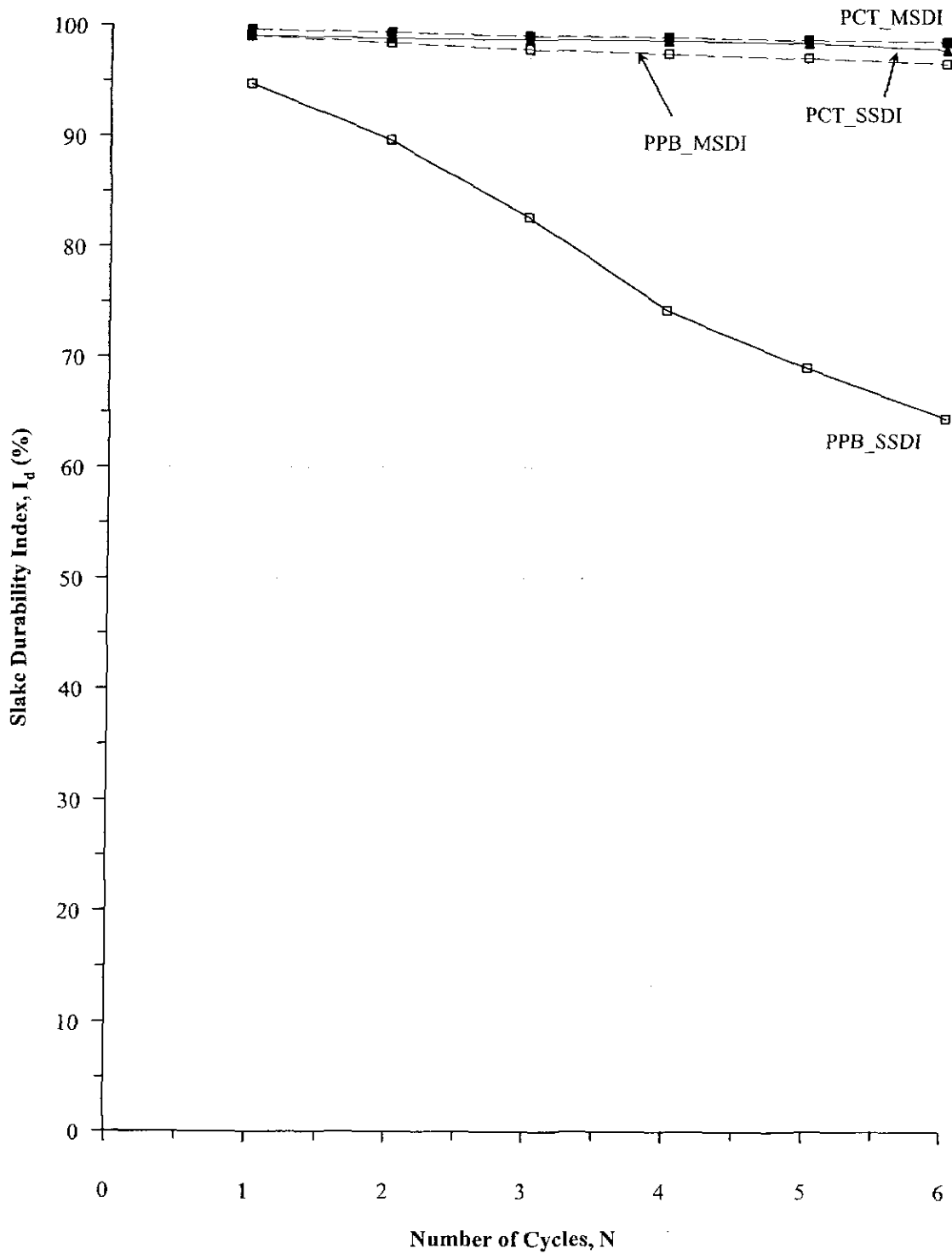
Rock Types	Code	Slake Durability Index, I_d (%)					
		Number of Cycles					
		1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	99.63	99.29	98.99	98.89	98.61	98.43
	PPB	99.02	98.38	97.80	97.40	96.96	96.49
Metamorphic Rocks	KSch	98.89	98.16	97.57	97.00	96.57	96.15
	CSch	81.20	72.34	66.65	61.84	58.56	56.55
	NDSch	98.99	97.84	96.93	96.32	95.80	95.48
Sedimentary Rocks	PKSS1	94.72	90.76	87.82	85.35	82.64	80.25
	PKSS2	98.95	98.45	98.07	97.70	97.36	96.99
	KKST	97.16	95.82	94.38	93.46	92.60	91.83
	PWSS	96.22	94.72	93.63	92.68	91.60	90.71
	PWST	91.35	85.36	80.94	76.94	73.86	70.88
	NPST	98.94	98.30	97.87	97.51	97.15	96.77
	KkSS	98.16	96.94	95.76	94.59	93.45	92.32
	MSMD	97.07	95.59	93.43	93.12	92.80	92.51

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบดัชนีความผุกร่อน ในสภาวะแห้ง-เปียก (Standard test)

Rock Types	Code	Weatherability Index, I_d (%)					
		Number of Cycles					
		1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	0.94	1.23	1.33	1.45	1.68	2.25
	PPB	5.29	10.39	17.40	25.83	31.09	35.63
Metamorphic Rocks	KSch	1.85	3.13	3.99	5.05	5.82	6.72
	CSch	48.43	57.87	61.87	65.06	67.69	69.34
	NDSch	1.31	2.55	3.51	3.90	4.25	4.63
Sedimentary Rocks	PKSS1	18.48	29.98	38.46	45.67	50.15	54.02
	PKSS2	2.48	5.40	7.43	8.96	10.50	11.95
	KKST	4.63	9.17	13.01	16.27	18.72	21.29
	PWSS	16.33	17.53	18.42	19.15	19.81	20.40
	PWST	66.60	81.04	84.43	87.42	89.65	92.20
	NPST	1.02	1.83	2.59	3.03	3.70	3.98
	KkSS	6.04	10.61	14.96	19.09	22.45	24.02
	MSMD	3.65	6.53	11.95	14.23	16.75	19.70

ตารางที่ 4.5 ผลการทดสอบดัชนีความผุกร่อน ในสภาวะแห้ง (Modified test)

Rock Types	Code	Weatherability Index, I_d (%)					
		Number of Cycles					
		1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	0.37	0.71	1.01	1.11	1.39	1.57
	PPB	0.98	1.62	2.20	2.60	3.04	3.51
Metamorphic Rocks	KSch	1.11	1.84	2.43	3.00	3.43	3.85
	CSch	18.80	27.66	33.35	38.16	41.44	43.45
	NDSch	1.01	2.16	3.07	3.68	4.20	4.52
Sedimentary Rocks	PKSS1	5.28	9.24	12.18	14.65	17.36	19.75
	PKSS2	1.05	1.55	1.93	2.30	2.64	3.01
	KKST	2.84	4.18	5.62	6.54	7.40	8.17
	PWSS	3.78	5.28	6.37	7.32	8.40	9.29
	PWST	8.65	14.64	19.06	23.06	26.14	29.12
	NPST	1.06	1.70	2.13	2.49	2.85	3.23
	KkSS	1.84	3.06	4.24	5.41	6.55	7.68
	MSMD	2.93	4.41	6.57	6.88	7.20	7.49

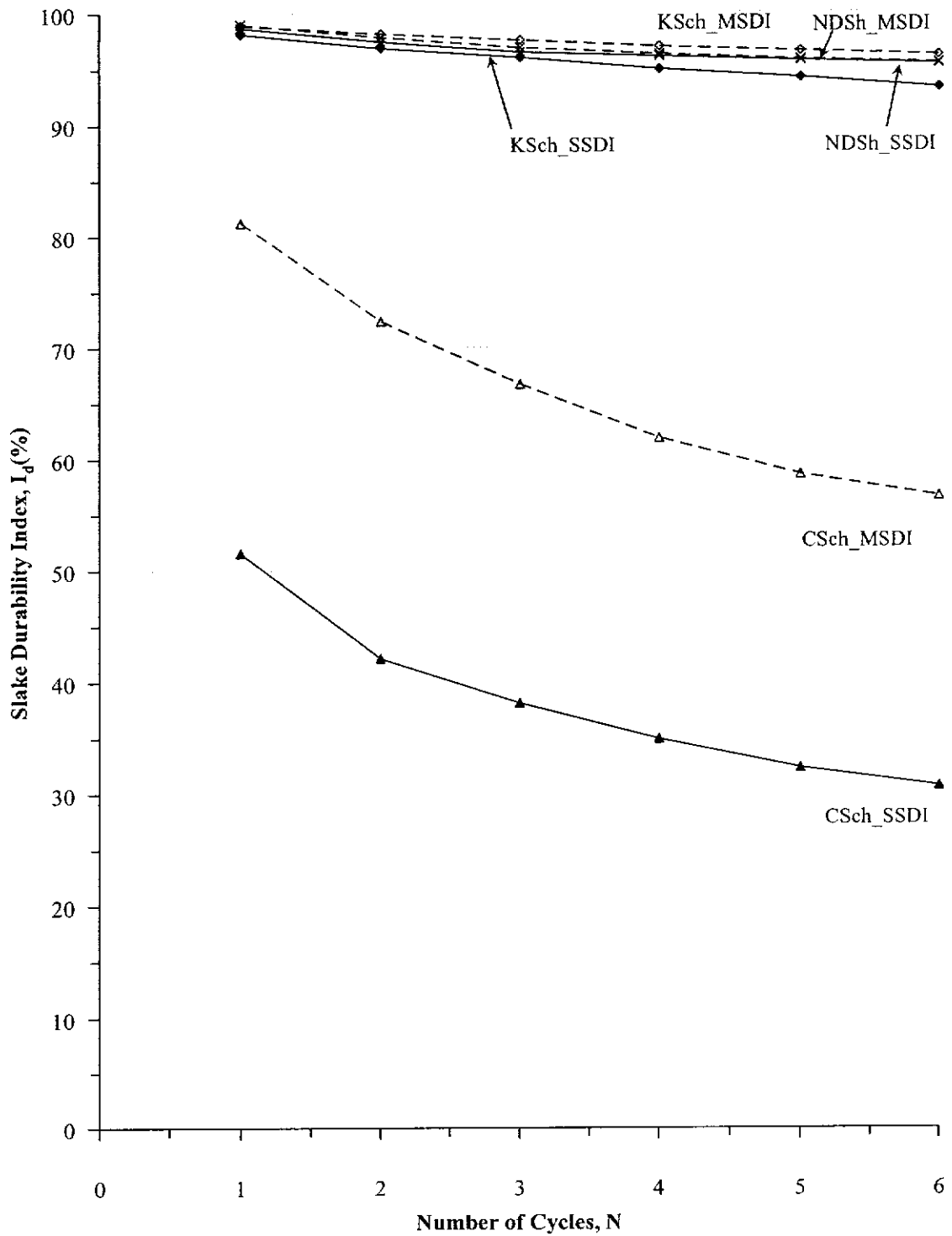


รูปที่ 4.2 การเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินภูเขาไฟตามมาตรฐาน (SSDI : เส้นทึบ) และในสถานะแห้ง (MSDI : เส้นประ) สำหรับตัวอย่างหิน Phichit crystal tuff (PCT) และหิน Phichit pumice breccia (PPB)

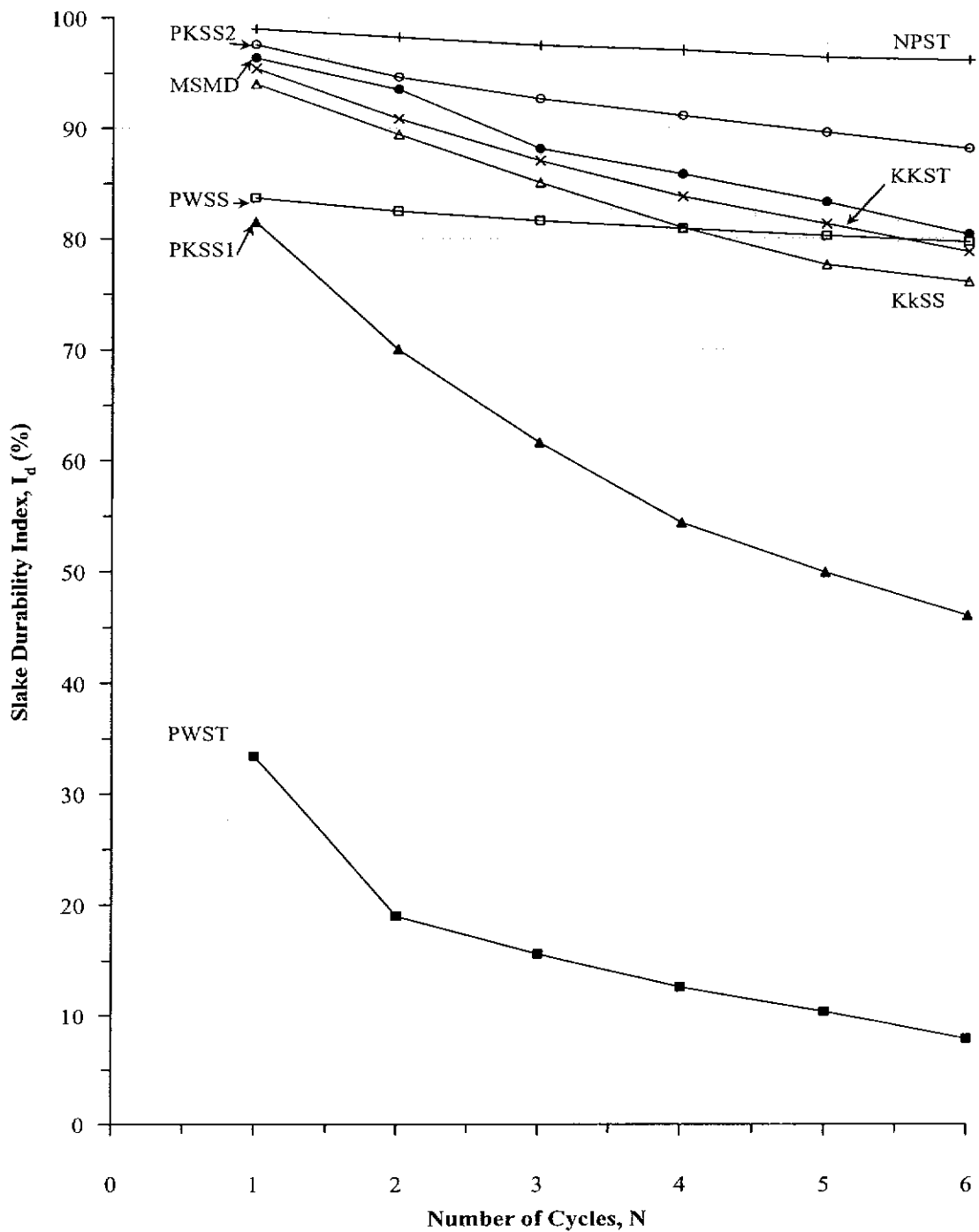
2) กลุ่มของตัวอย่างหินแปร ประกอบด้วยหินชีสต์สีเขียว (Kanchanaburi green schist) หินควอตซ์ไมกาชีสต์ (Chonburi quartz mica schist) และหินดินดานกึ่งหินชนวน (Nam duk slaty shale) ค่า SDI และ MSDI ของหินควอตซ์ไมกาชีสต์มีค่าต่ำที่สุด มีอัตราการผุกร่อนสูงแต่จะลดลงเมื่อผ่านการทดสอบในวัฏจักรที่ 3 หินชีสต์สีเขียวให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนแบบมาตรฐานใกล้เคียงกับหินดินดานกึ่งหินชนวนแบบปรับเปลี่ยน ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนแบบปรับเปลี่ยนของหินชีสต์สีเขียว และแบบมาตรฐานของหินดินดานกึ่งหินชนวนให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนสูงที่สุดตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.3

3) กลุ่มของตัวอย่างหินตะกอน ประกอบด้วย หินโคลน หินทรายแป้ง และหินทราย ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน แบบมาตรฐาน และแบบปรับเปลี่ยนของหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (Phra Wihan siltstone) ให้ค่าต่ำที่สุดโดยมีอัตราการผุกร่อนสูงในวัฏจักรที่ 1 และลดลงในวัฏจักรที่ 3 หินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (Phu Kradung white sandstone) ให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนต่ำรองจากหินทรายแป้งชุดพระวิหาร แต่ค่าอัตราการผุกร่อนสูงค่อนข้างคงที่ หินทรายชุดพระวิหาร (Phra Wihan sandstone) ให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนต่ำรองจากหินทรายสีขาวชุดภูกระดึง และแสดงค่าอัตราการผุกร่อนต่ำอย่างคงที่ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับหินทรายแป้งชุดน้ำพอง (Nam Phong sandy siltstone) ที่ให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนสูงสุด หินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (Phu Kradung red sandstone) หินโคลนชุดมหาสารคาม (Maha Sarakham Mudstone) หินทรายแป้งชุดแก่งกระจาน (Kaeng Krachan siltstone) และหินทรายชุดโคกกรวด (Khok Kruat sandstone) ให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนค่อนข้างสูงถึงปานกลาง ดังแสดงในรูปที่ 4.4 และ รูปที่ 4.5

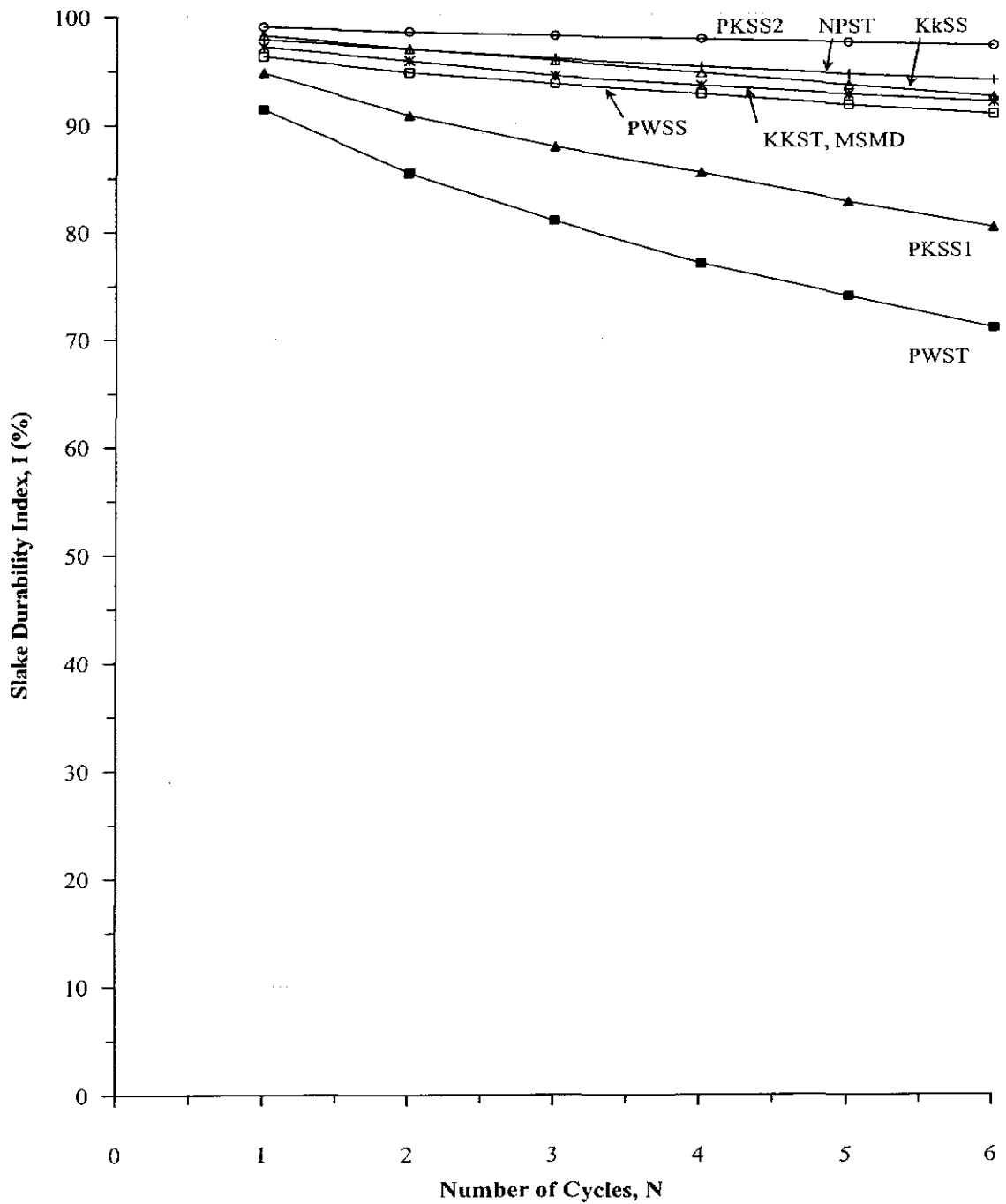
ผลการทดสอบตัวอย่างหินทั้ง 13 ชนิด สามารถจำแนกตามเกณฑ์ของแกมเบล ซึ่งได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.6 และสามารถเปรียบเทียบผลกระทบของน้ำต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแต่ละชนิดในรูปที่ 4.6 ในรูปนี้ ได้เปรียบเทียบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนที่ได้จากการทดสอบแบบมาตรฐาน (เปียก) กับปรับเปลี่ยน (แห้ง) ผลที่ได้ระบุว่าผลกระทบของน้ำต่ออัตราการผุกร่อนของหินมีความแตกต่างกันระหว่างหินแต่ละชนิด ผลกระทบของน้ำจะมีมากที่สุดสำหรับตัวอย่างหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) ซึ่งค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนมีความแตกต่างกันกว่า 60% (ระหว่างแห้งและเปียก) ผลกระทบของน้ำต่ออัตราการผุกร่อนจะเห็นได้ชัดสำหรับหินทรายชุดภูกระดึง (PKSS1) และหินควอตซ์ไมกาชีสต์ (Chonburi quartz mica schist) ส่วนหินที่เหลือจะแสดงผลกระทบของน้ำต่ออัตราการผุกร่อนไม่มากนัก จากการเปรียบเทียบผลกระทบของน้ำต่ออัตราการผุกร่อนในวัฏจักรที่ 1 และ 6 ระบุว่าผลกระทบของน้ำต่ออัตราการผุกร่อนจะมีมากขึ้นตามจำนวนของวัฏจักรที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.3 กราฟเปรียบเทียบค่าดัชนีความคงทนต่อการรุกร่อนของหินแปรตามมาตรฐาน (SSDI) และในสภาวะแห้ง (MSDI) สำหรับตัวอย่างหิน Kanchanaburi green schist (KSch) หิน Nam Duk slaty shale (NDSch) และหิน Chonburi quartz mica schist (CSch)



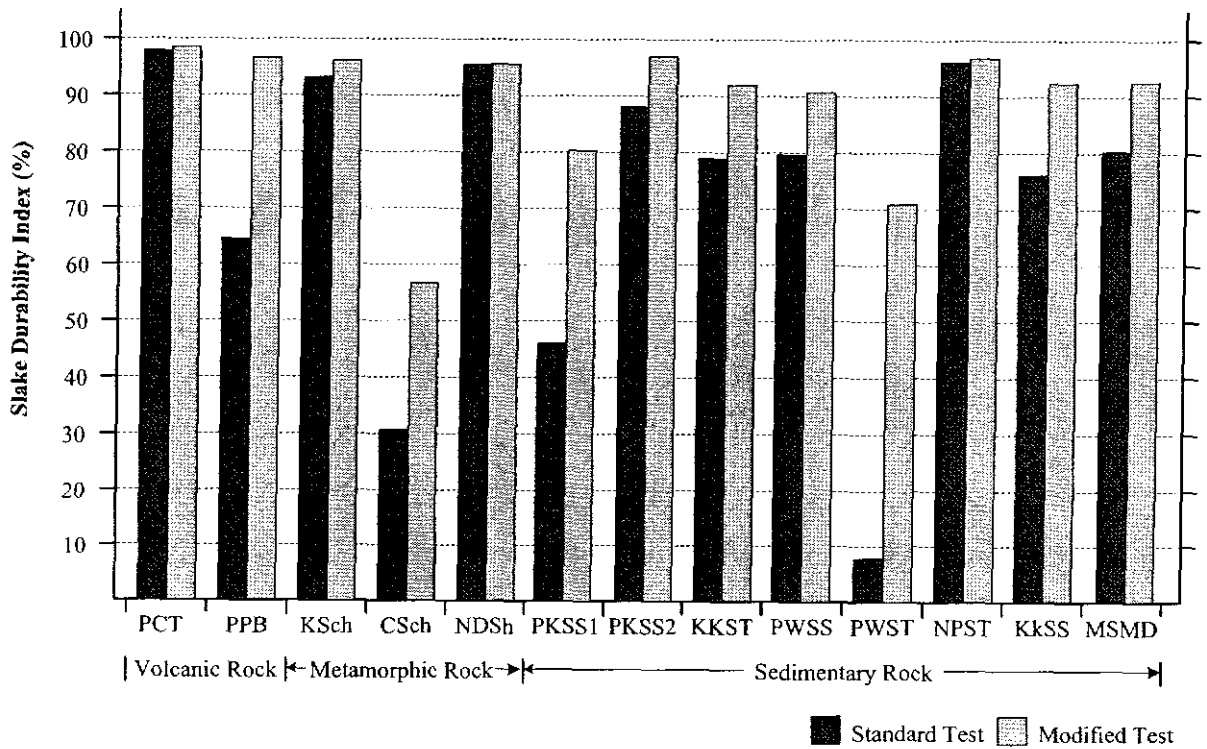
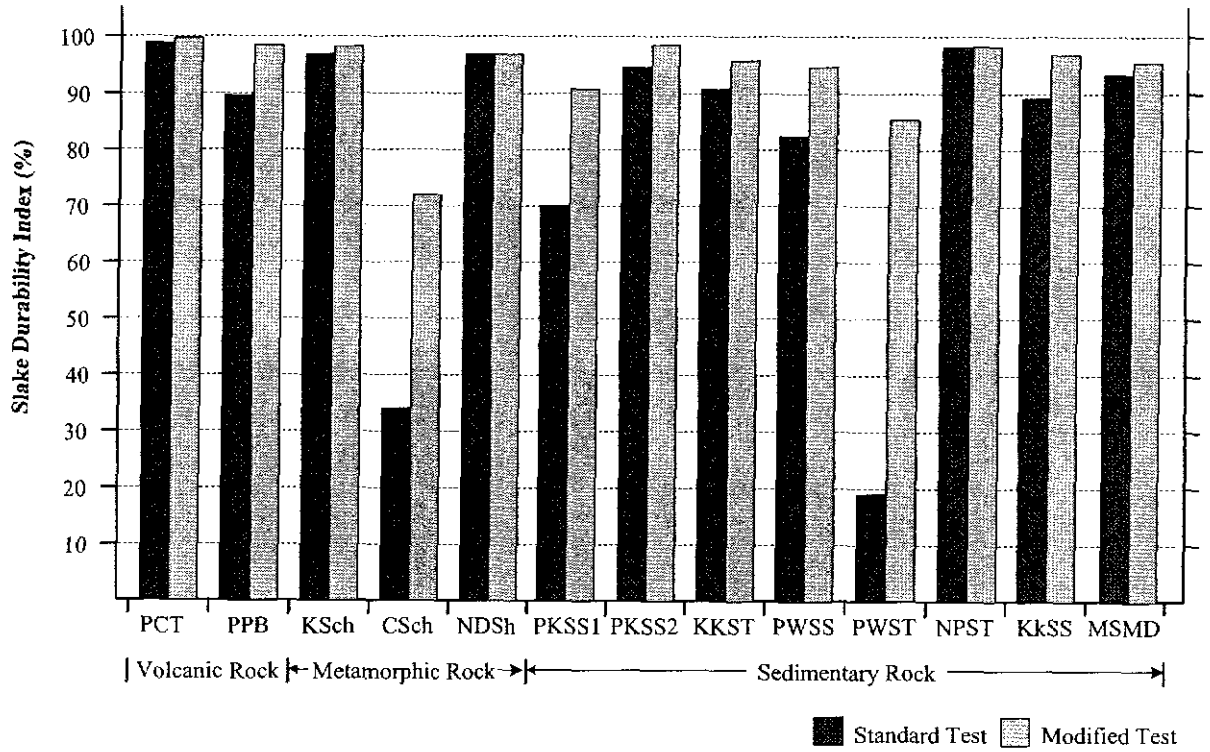
รูปที่ 4.4 ดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินตะกอนตามมาตรฐาน สำหรับตัวอย่างหิน Phra Wihan siltstone (PWST) หิน Phra Wihan sandstone (PWSS) หิน Phu Kradung white sandstone (PKSS1) หิน Phu Kradung red sandstone (PKSS2) หิน Kaeng Krachan siltstone (KKST) หิน Khok Kruat sandstone (KkSS) หิน Maha Sarakham mudstone (MSMD) และ หิน Nam Phong sandy siltstone (NPST)



รูปที่ 4.5 ดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินตะกอนในสถานะแห้ง สำหรับตัวอย่างหิน Phra Wihan siltstone (PWST) หิน Phra Wihan sandstone (PWSS) หิน Phu Kradung white sandstone (PKSS1) หิน Phu Kradung red sandstone (PKSS2) หิน Kaeng Krachan siltstone (KKST) หิน Khok Kruat sandstone (KkSS) หิน Maha Sarakham mudstone (MSMD) และ หิน Nam Phong sandy siltstone (NPST)

ตารางที่ 4.6 การจำแนกความคงทนต่อการกร่อนของตัวอย่างหิน 13 ชนิด ตามเกณฑ์ของแอมเบด สำหรับผลการทดสอบแบบมาตรฐาน

Rock Types	Code	$I_{d(1)}$ (%)	$I_{d(2)}$ (%)
Volcanic Rocks	PCT	มีความคงทนสูงมาก	มีความคงทนสูงมาก
	PPB	มีความคงทนปานกลาง	มีความคงทนค่อนข้างสูง
Metamorphic Rocks	KSch	มีความคงทนสูง	มีความคงทนสูง
	CSch	มีความคงทนต่ำมาก	มีความคงทนต่ำ
	NDSH	มีความคงทนสูง	มีความคงทนสูง
Sedimentary Rocks	PKSS1	มีความคงทนต่ำ	มีความคงทนปานกลาง
	PKSS2	มีความคงทนค่อนข้างสูง	มีความคงทนค่อนข้างสูง
	KKST	มีความคงทนค่อนข้างสูง	มีความคงทนค่อนข้างสูง
	PWSS	มีความคงทนต่ำ	มีความคงทนปานกลาง
	PWST	มีความคงทนต่ำมาก	มีความคงทนต่ำมาก
	NPST	มีความคงทนสูง	มีความคงทนสูงมาก
	KkSS	มีความคงทนปานกลาง	มีความคงทนค่อนข้างสูง
	MSMD	มีความคงทนค่อนข้างสูง	มีความคงทนค่อนข้างสูง



รูปที่ 4.6 การเปรียบเทียบผลกระทบบของน้ำต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแต่ละชนิด ในวัฏจักรที่ 1 (บน) และ 6 (ล่าง)

4.5 วิเคราะห์ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงความแตกต่างของค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของหินแต่ละชนิด และผลกระทบของน้ำต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ในการวิเคราะห์ผลกลุ่มของตัวอย่างหินสามารถแบ่งเป็น 3 กลุ่มขึ้นกับชนิดของหิน คือ

1) **กลุ่มของตัวอย่างหินภูเขาไฟ** ประกอบด้วยหินเถ้าผลึกภูเขาไฟ (Phichit crystal tuff) และหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม (Phichit pumice breccia) หินพัมมิชกรวดเหลี่ยมให้ค่าดัชนีการผุกร่อนแบบมาตรฐานที่ต่ำกว่าหินเถ้าผลึกภูเขาไฟ คาดว่ามีผลมาจากหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม มีปริมาณแร่ kaolinite สูงกว่าหินเถ้าผลึกภูเขาไฟ (ตารางที่ 3.2) ซึ่งง่ายต่อการผุกร่อนและมีการบวมตัวเมื่อดูดซึมน้ำ น้ำมีผลกระทบต่อค่าดัชนีการผุกร่อนของหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม คาดว่ามีผลจากค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำสูง (3.79%) ส่งผลให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนแบบมาตรฐานแตกต่างมากเมื่อเทียบกับค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งหินเถ้าผลึกภูเขาไฟมีค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำที่ต่ำกว่า (0.21%) ส่งผลให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนแบบมาตรฐานและแบบปรับเปลี่ยนมีค่าใกล้เคียงกัน รวมทั้งความหนาแน่นของตัวอย่างหินทั้งสองมีค่าใกล้เคียงกัน

2) **กลุ่มของหินแปร** ประกอบด้วยหินชีสต์สีเขียว (Kanchanaburi green schist) หินควอตซ์ไมกาชีสต์ (Chonburi quartz mica schist) และหินดินดานกึ่งหินชนวน (Nam Duk slaty shale) หินควอตซ์ไมกาชีสต์ให้ค่าดัชนีการผุกร่อนแบบมาตรฐานและปรับเปลี่ยนที่ต่ำที่สุด คาดว่ามีผลมาจากหินควอตซ์ไมกาชีสต์มีแร่ kaolinite เป็นแร่ประกอบ (17.57%) และมีปริมาณแร่ควอตซ์น้อย (24.8%) ส่งผลให้ค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนที่ต่ำกว่าหินชีสต์สีเขียว และหินดินดานกึ่งหินชนวน ความหนาแน่นของตัวอย่างหินและปริมาณแร่ Mica อาจไม่ส่งผลกระทบต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน ค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำและค่าความพรุนของตัวอย่างหินควอตซ์ไมกาชีสต์ที่สูง (7.30% และ 15.90% ตามลำดับ) คาดว่าจะส่งผลต่อค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน

3) **กลุ่มของหินตะกอน** ประกอบด้วยหินโคลน หินทรายแป้ง และหินทราย สังเกตได้ว่า หินทรายแป้งและหินทรายชุดพระวิหาร (Phra Wihan siltstone and sandstone) และหินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (Phu Kradung white sandstone) มีค่าความหนาแน่นของตัวอย่างหินต่ำ (2.35, 2.35 และ 2.29 กรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร ตามลำดับ) ซึ่งอาจสัมพันธ์กับค่า SDI ในวัฏจักรที่ 1 สำหรับการทดสอบทั้งสองวิธี โดยวัฏจักรที่ 1 การทดสอบแบบมาตรฐานและปรับเปลี่ยนมีค่าต่ำถึงปานกลาง ซึ่งเป็นไปตามแนวคิดของ Shakoor and Bonelli (1991) ประกอบกับหินทรายแป้งชุดพระวิหารมีเม็ดตะกอนเชื่อมติดกันด้วยตัวเชื่อมประสาน (Matrix Support) ซึ่งคาดว่าจะมีแร่ feldspar 5% และ Mica 3% และค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำและค่าความพรุนค่อนข้างสูง (11.85% และ 21.77% ตามลำดับ) ซึ่งอาจ

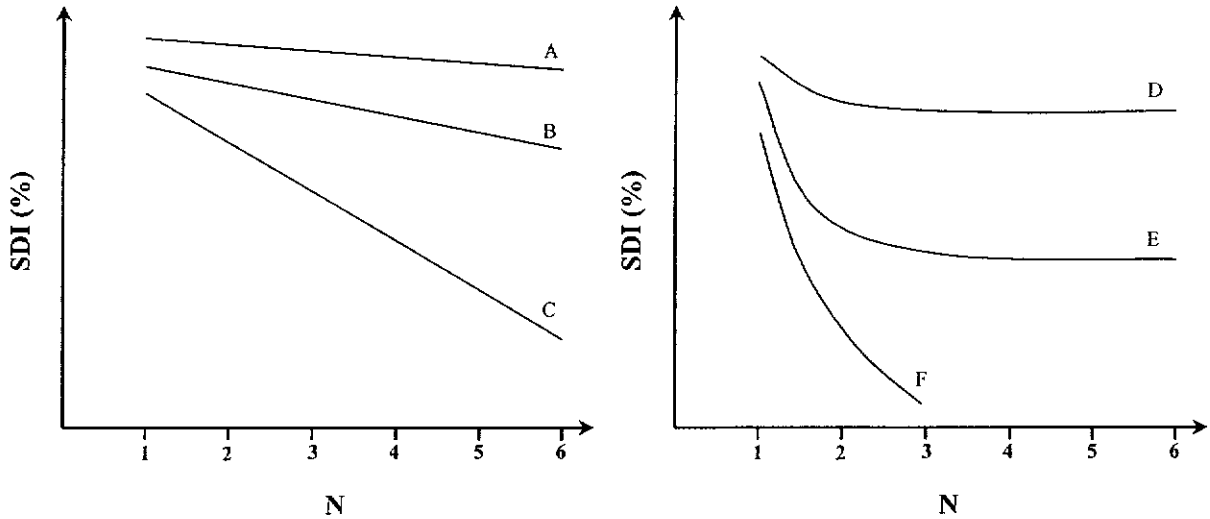
ส่งผลให้ค่า SDI ต่ำและมีอัตราการสุกร่อนสูง (ผลต่างระหว่างค่า SDI ในวัฏจักรที่ติดกัน) ตัวอย่างหินที่มีค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำและค่าความพรุนต่ำอาจจะมียัตราการสุกร่อนต่ำเช่นกัน เช่นตัวอย่างหินทรายแป้งชุดน้ำพอง (Nam Phong sandy siltstone) มีค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ 3.68% และค่าความพรุน 8.70% หินทรายสีแดงชุดภูกระดึง (Phu Kradung red sandstone) มีค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ 1.95% และค่าความพรุน 4.81% หินทรายชุดพระวิหาร (Phra Wihan sandstone) มีค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ 4.73% และค่าความพรุน 10.01% กลุ่มหินตัวอย่างของหินโคลนชุดมหาสารคาม (Maha Sarakham mudstone) หินทรายแป้งชุดแก่งกระจาน (Kaeng Krachan siltstone) และหินทรายชุดโคกกรวด (Khok Kruat sandstone) มียัตราการสุกร่อนค่อนข้างสูง คาดว่ามีผลมาจากการมีปริมาณแร่ Quartz น้อย (39.65% 58.41% และ 72% ตามลำดับ) และมีปริมาณแร่ Mica feldspar และ Kaolinite เป็นองค์ประกอบที่สำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 3.2 ในบทที่ 3

4.6 การคาดคะเนอัตราการสุกร่อน

เป็นการความเข้าใจคุณลักษณะการสุกร่อนของตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบ SDI ในงานวิจัยนี้จึงได้เสนอแนวคิดเพื่ออธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งของเนื้อหินที่นำมาทดสอบกับคุณลักษณะของอัตราการสุกร่อนที่แสดงโดยเส้นความสัมพันธ์ระหว่างค่า SDI กับจำนวนวัฏจักร (N) ซึ่งความแข็งของเนื้อหินสามารถแยกได้เป็น 2 กลุ่มหลักคือ 1) กลุ่มของหินที่มีความแข็งสม่ำเสมอจากผิวนอกถึงเนื้อข้างใน และ 2) กลุ่มของหินที่มีความแข็งไม่สม่ำเสมอโดยผิวนอกมีความแข็งน้อยกว่า (เกิดจากการสุกร่อน) ส่วนเนื้อหินข้างในจะมีความแข็งมากกว่า

ในกลุ่มของหินที่มีความแข็งสม่ำเสมออัตราการสุกร่อนสามารถแสดงได้โดยเส้นตรงในกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง SDI กับ N ดังแสดงในรูปที่ 4.7 โดยหินที่มีความแข็งมากจะมีความชันของเส้นกราฟน้อยกว่าหินที่มีความแข็งน้อยกว่า หรือพูดอีกนัยหนึ่งว่า ยิ่งหินมีเนื้ออ่อนเท่าใดค่า SDI ก็ลดลงด้วยอัตราสูงชันเท่านั้น

ในกลุ่มของหินที่มีเนื้อความแข็งแตกต่างกันระหว่างผิวนอกและเนื้อข้างใน ผลการทดสอบ SDI ต่อจำนวนวัฏจักรที่เพิ่มขึ้นจะแสดงเป็นเส้นโค้ง ซึ่งความโค้งของเส้นจะเป็นตัวระบุความแตกต่างของความแข็งจากผิวนอกถึงเนื้อใน ตัวอย่างเช่น ถ้าก้อนตัวอย่างหินผิวนอกมีความอ่อนมาก (ซึ่งเกิดจากการสุกร่อน) ค่า SDI จะลดลงอย่างรวดเร็วในวัฏจักรที่ 1 และ 2 หลังจากนั้นค่า SDI ก็จะมีค่าเกือบคงที่ในวัฏจักรที่สูงขึ้นไป ซึ่งเกิดจากเนื้อในของก้อนตัวอย่างหินมีความแข็งมาก (ดังเช่นเส้นกราฟ E ในรูปที่ 4.7) แต่ถ้าความแตกต่างของความแข็งระหว่างผิวนอกและเนื้อข้างในของก้อนตัวอย่างหินมีไม่มากนัก เส้นความสัมพันธ์ระหว่างค่า SDI กับ N ก็จะมีค่าโค้งน้อย (ดังเช่นกราฟ D ในรูปที่ 4.7) เป็นต้น



รูปที่ 4.7 แนวคิดของอัตราการสุกรองน้ำซึ่งจำแนกในที่นี้เป็น 2 กลุ่ม รูปซ้ายแสดงอัตราการสุกรองน้ำของหินที่มีเนื้อสม่ำเสมอ โดยหิน A มีความแข็งมากกว่าหิน B และ C ตามลำดับ รูปขวาแสดงอัตราการสุกรองน้ำของหินที่มีความแข็งผันแปร โดยผิวนอกมีความแข็งน้อยกว่าเนื้อหินข้างใน โดยที่ความแตกต่างระหว่างความแข็งของเนื้อหินสามารถสังเกตเห็นได้จากคุณลักษณะของอัตราการสุกรองน้ำที่ต่างกัน ความโค้งของเส้นกราฟบ่งบอกถึงการผันแปรของความแข็งจากผิวนอกถึงเนื้อในด้วย

แนวคิดที่เสนอข้างต้นนี้จะทำให้เราเข้าใจอัตราการสุกร่อนของหินแต่ละชนิด โดยอาศัย การสังเกตจากคุณลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง SDI กับ N หนึ่งการที่จะทราบความสัมพันธ์ ดังกล่าวอย่างชัดเจนนั้นจำเป็นต้องมีการทดสอบ SDI หลายวัฏจักรเพื่อให้ได้ชุดข้อมูลดังกล่าวมาสร้างความสัมพันธ์นั่นเอง

แนวคิดในการนำเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง SDI กับ N เพื่อมาอธิบายคุณลักษณะความ แข็งและการสุกร่อนของก้อนตัวอย่างหินนั้นยังนำไปสู่การคาดคะเนการสุกร่อนของหินในอนาคตได้ โดยอาศัยผลต่างระหว่างค่า SDI ในวัฏจักรที่ติดกัน หรือเรียกในที่นี้ว่า ΔSDI ดังสมการ

$$\Delta SDI = SDI (N) - SDI (N+1) \quad (4.3)$$

โดยที่ SDI (N) คือ ค่าดัชนีความคงทนต่อการสุกร่อนที่วัฏจักร N

SDI (N+1) คือ ค่าดัชนีความคงทนต่อการสุกร่อนที่วัฏจักรถัดมา (N+1)

ซึ่งแท้จริงแล้วค่า ΔSDI ที่ได้ระหว่างวัฏจักรใดๆ จะมีความสัมพันธ์เป็นส่วนกลับกับความแข็งแรงของหินในวัฏจักรนั้นๆ นั่นเอง ถ้าย้อนกลับมาดูแนวคิดที่แสดงในรูปที่ 4.7 สามารถสรุปได้ว่า ในกลุ่มของหินที่มีความแข็งสม่ำเสมอ (รูปที่ 4.7 ซ้าย) ค่า ΔSDI ของหินแต่ละชนิดจะมีค่าคงที่ ในขณะที่ N มีค่าเพิ่มขึ้น หินที่มีค่า ΔSDI สูง (เส้นสัมพันธ์ SDI กับ N มีความชันมาก) ก็จะมีค่าที่ต่ำ ส่วน หินที่มีค่า ΔSDI ต่ำก็จะมีค่าสูงกว่ ส่วนในกลุ่มของหินที่มีความแตกต่างกันของความแข็งแรง ผิว ด้านนอกและเนื้อข้างใน (รูปที่ 4.7 ขวา) ค่า ΔSDI จะมีการผันแปรจากสูงในวัฏจักรแรก ๆ ไปถึงต่ำ ในวัฏจักรท้าย ๆ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าก้อนตัวอย่างหินมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น เพราะส่วนที่สุกร่อนที่อยู่ผิว นอกนั้นหลุดออกไปอย่างต่อเนื่องในขณะที่ถูกครูดใน N รอบการทดสอบ ดังนั้นแม้ก้อนตัวอย่าง หินจะมีขนาดเล็กลงในขณะที่ N มีค่าเพิ่มขึ้นแต่ความแข็งแรงของหินนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้น ในหลักการนี้ถ้า ก้อนตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบมีเนื้อในสุดแข็งแรงมากเท่าที่เป็นไปได้หรือปราศจากการสุกร่อน การทดสอบแบบ SDI ถ้าทำจำนวนหลายสิบหรือเป็นร้อยวัฏจักร เนื้อของก้อนตัวอย่างหินที่เหลืออยู่ หลังการทดสอบหลายวัฏจักรจะเป็นเนื้อหินที่ปราศจากการสุกร่อน

ด้วยแนวคิดนี้การทดสอบแบบ SDI จึงเปรียบเสมือนว่าก้อนตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบ ถูกย้อนเวลากลับไปสู่อดีตที่ปราศจากการสุกร่อนในขณะที่จำนวนรอบวัฏจักรจะเพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าจะ คาดคะเนการสุกร่อนไปในอนาคต อาจนำค่า ΔSDI มาสัมพันธ์กับจำนวนวัฏจักรของการทดสอบ ซึ่ง น่าจะให้ผลโดยตรงกับความแข็งแรงของก้อนตัวอย่างหิน

4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI กับจำนวนวัฏจักรการทดสอบ

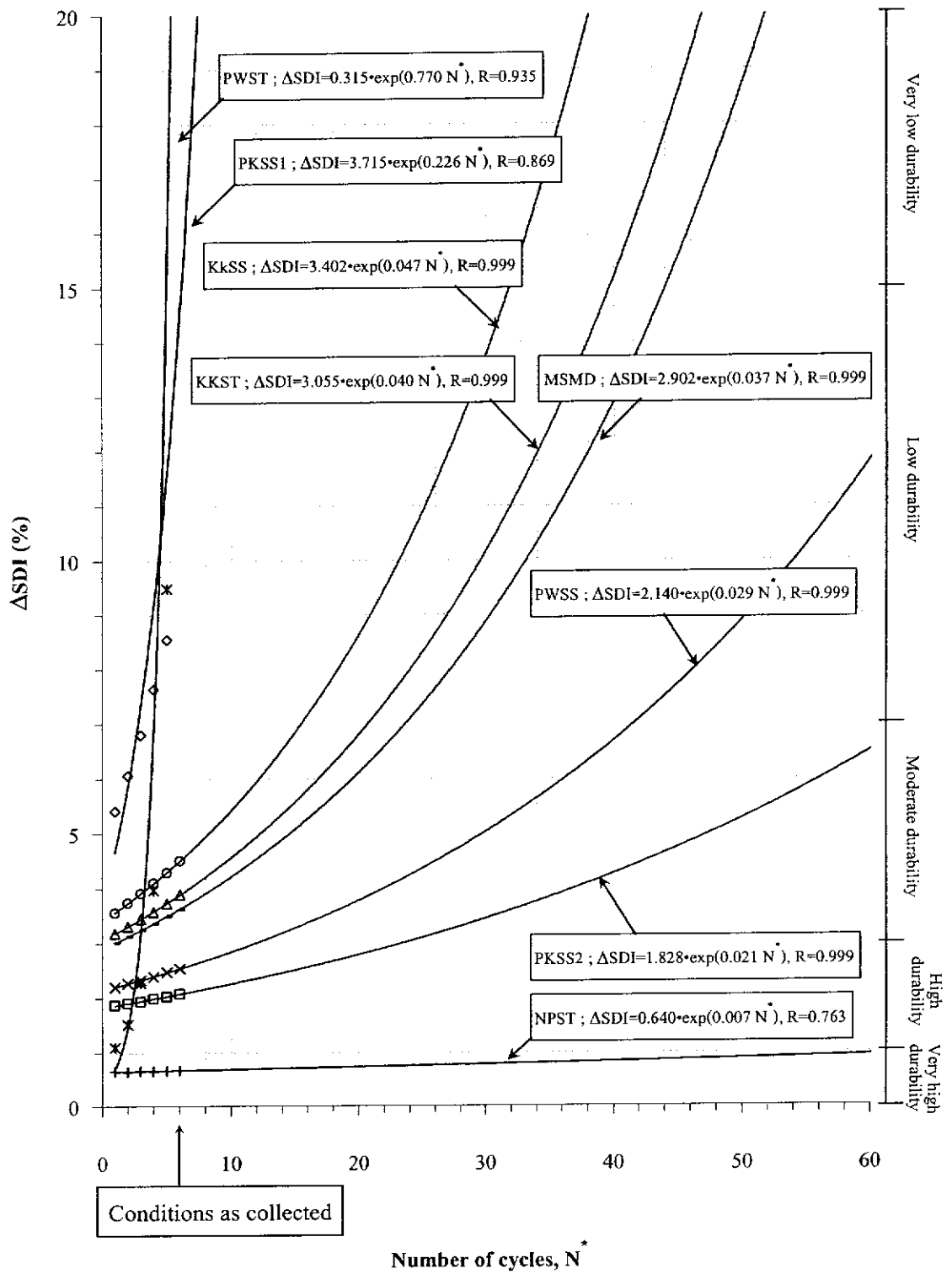
ในหัวข้อนี้ได้คำนวณค่า ΔSDI ที่ได้จาก 6 วัฏจักรของตัวอย่างหิน 13 ชนิด และนำมาสัมพันธ์กับจำนวนวัฏจักรเพื่อให้ง่ายต่อการคาดคะเนในอนาคต ค่า ΔSDI ได้นำมาลงจุดย้อนกลับต่อค่าจำนวนวัฏจักร กล่าวคือค่า ΔSDI ที่ได้จากวัฏจักรที่ 5 และ 6 ได้นำมาลงจุดที่วัฏจักรที่ 1 ΔSDI ที่ได้จากวัฏจักรที่ 4 และ 5 ได้นำมาลงจุดที่วัฏจักรที่ 2 แล้วทำเช่นนี้ไปจนครบทุกวัฏจักรดังแสดงในรูปที่ 4.8 ถึง 4.10 ในกลุ่มตัวอย่างหินตะกอน หินภูเขาไฟ และหินแปรตามลำดับ ดังนั้นในสถานะของตัวอย่างหิน ณ ที่เก็บมาจากภาคสนาม (Condition as collected) จึงปรากฏอยู่ในวัฏจักรที่ 6 (รูปที่ 4.8 ถึง 4.10) ซึ่งวิธีนี้จะทำได้ง่ายต่อการสร้างสมการเชิง คณิตศาสตร์ โดยจำนวนรอบวัฏจักรในการวิเคราะห์นี้ให้เป็นค่า N' โดยที่ N' เปรียบเสมือนจำนวนวัฏจักรย้อนกลับในจินตนาการนั่นเอง สมการ Exponential ได้นำมาใช้สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง N' สำหรับหินแต่ละชนิด ซึ่งให้ค่า Coefficient correlation ที่ค่อนข้างดีสำหรับหินทุกชนิด และสามารถสรุปค่าคงของความสัมพันธ์ดังกล่าวในตารางที่ 4.7 ในรูปดังกล่าวได้ คาดคะเนค่า ΔSDI ที่จำนวนวัฏจักร N' ถึง 60 นอกจากนี้แล้วงานวิจัยยังได้เสนอระบบการจำแนกความแข็งของหินโดยใช้ ΔSDI มาเป็นเกณฑ์ดังแสดงในตารางที่ 4.8 ซึ่งมีอยู่ 5 ระดับ จากความคงทนมากถึงความคงทนน้อย ซึ่งเกณฑ์ดังกล่าวได้นำมาเปรียบเทียบกับค่า ΔSDI ของหินที่ทดสอบในงานวิจัยทั้ง 13 ชนิด

จากรูปที่ 4.8 สามารถสรุปได้ว่าหินทรายแป้งชุดน้ำพอง (NPST) มีความคงทนสูงมาก ถึงแม้จะผ่านวัฏจักร N' หลายสิบลรอบ ส่วนหินทรายสีแดงชุดภูกระดึง (PKSS2) และหินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) หลังจากผ่าน N' เท่ากับ 60 วัฏจักร จะมีความคงทนหรือความแข็งลดลงถึงระดับปานกลางถึงต่ำ ส่วนหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) และหินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (PKSS1) จะมีความคงทนหรือความแข็งต่ำมาก

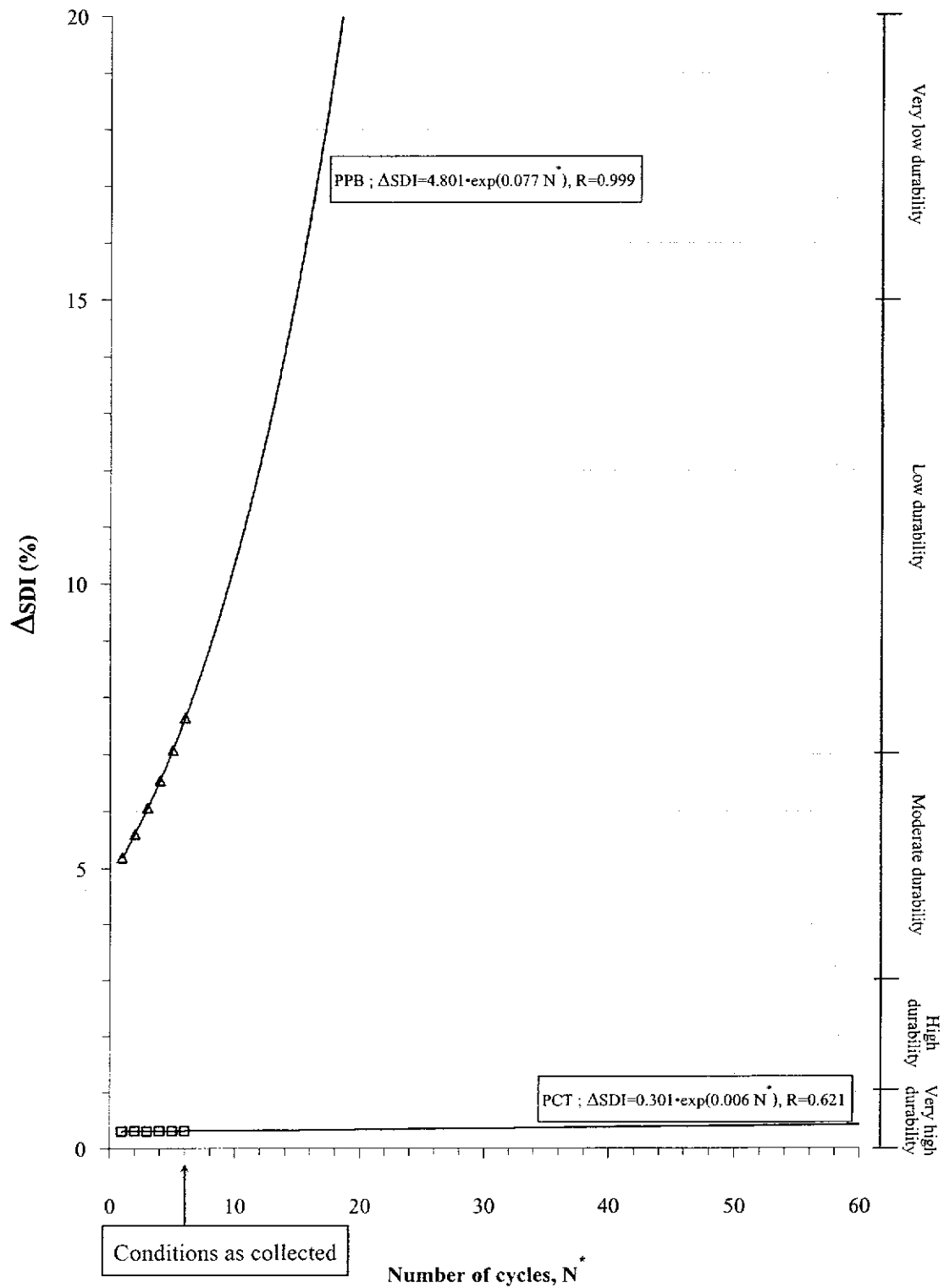
ในกลุ่มตัวอย่างหินภูเขาไฟ หินผลึกแก้วภูเขาไฟ (PCT) มีความคงทนหรือความแข็งสูงมาก ถึงแม้จะผ่าน N' ถึง 60 วัฏจักร ส่วนหินพื้มมิชกรวดเหลี่ยม (PPB) จะมีการผุกร่อนอย่างรวดเร็วหรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่ามีความคงทนการผุกร่อนต่ำมาก

ส่วนตัวอย่างหินกลุ่มหินแปร หินควอตซ์ไมกาชีสต์ (CSch) มีอัตราการผุกร่อนสูงที่สุด ส่วนหินชีสต์สีเขียว (KSch) และหินดินดานกึ่งหินชนวน (NDSb) มีความคงทนหรือความแข็งสูงมาก ถึงแม้จะผ่าน N' ถึง 60 วัฏจักรแล้วก็ตาม

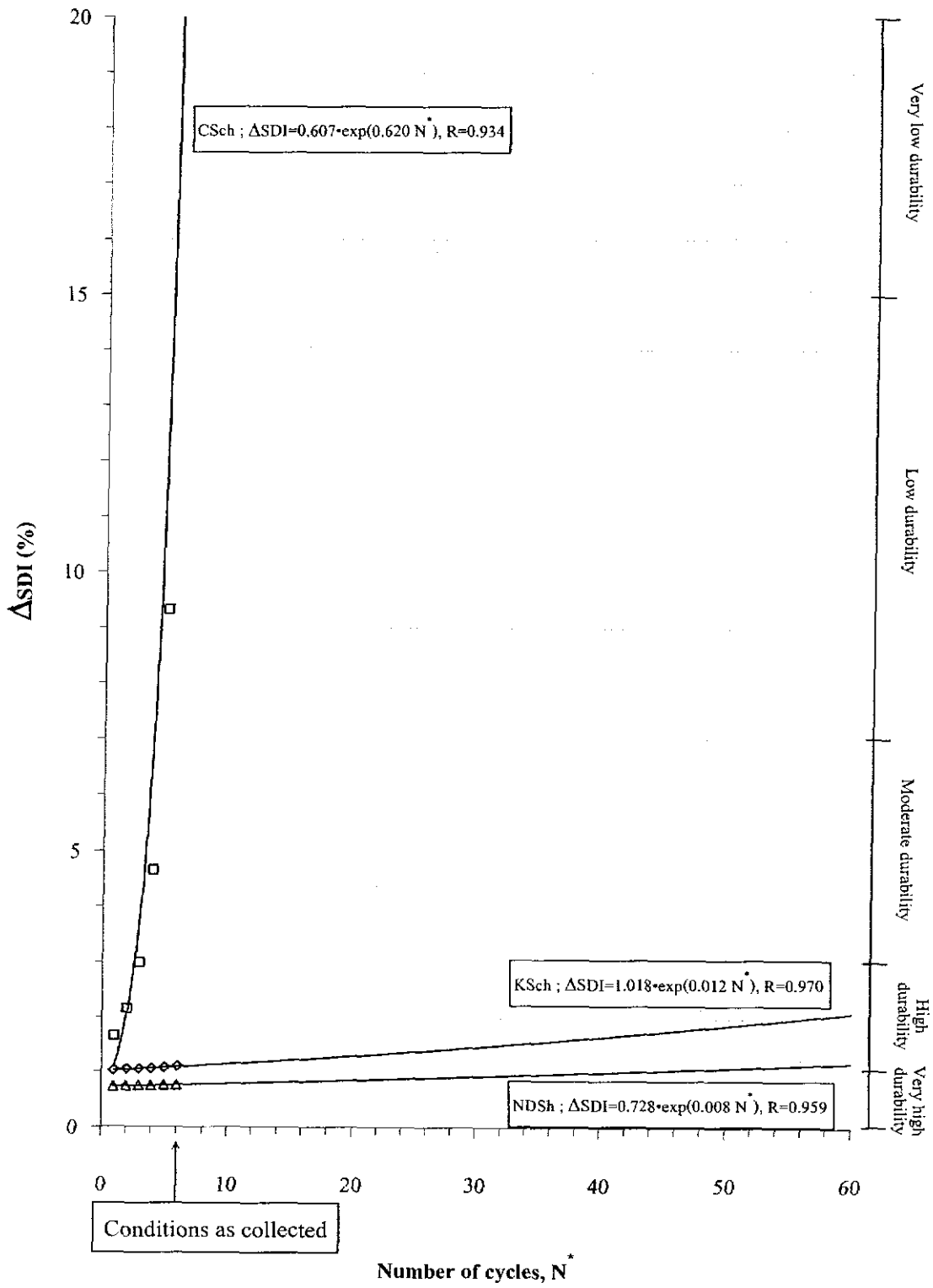
อัตราการผุกร่อน (ΔSDI) จะสามารถนำมาใช้เป็นเกณฑ์ที่ดีเพื่อที่จะคาดคะเนการผุกร่อนของหินในอนาคต แต่ก่อนอื่นจำเป็นต้องหาความสัมพันธ์ระหว่าง N' และเวลา (t) เนื่องจากในแต่ละรอบของการทดสอบ SDI จะใช้เวลาเท่ากันคือ 24 ชั่วโมง และมีสถานะการครูดแบบเดียวกันตามมาตรฐาน ASTM ดังนั้นจึงอาจกล่าวได้ว่า N' และ t มีความสัมพันธ์โดยตรงซึ่งกันและกัน ซึ่งสามารถแสดงได้โดยสมการ



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผุกร่อนในแต่ละรอบของหินตะกอน



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการสุกร่อนในแต่ละรอบของหินภูเขาไฟ



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผุกร่อนในแต่ละรอบของหินแปร

ตารางที่ 4.7 ค่าคงที่ของความสัมพันธ์ระหว่างค่า ΔSDI กับ N^*

Rock Types	Code	$\Delta SDI = A \cdot \exp(B \cdot N^*)$		Coefficient of Correlation
		A	B	
Volcanic Rocks	PCT	0.301	0.006	0.621
	PPB	4.801	0.077	0.999
Metamorphic Rocks	KSch	1.018	0.012	0.970
	CSch	0.607	0.620	0.934
	NDSch	0.728	0.008	0.959
Sedimentary Rocks	PKSS1	4.465	0.189	0.930
	PKSS2	1.828	0.021	0.999
	KKST	3.055	0.040	0.999
	PWSS	2.140	0.029	0.999
	PWST	0.315	0.770	0.935
	NPST	0.640	0.007	0.763
	KkSS	3.402	0.047	0.999
	MSMD	2.902	0.037	0.999

เมื่อ A คือ สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงของอัตราการผุกร่อน (ΔSDI)

B คือ สัมประสิทธิ์เชิงเวลาของอัตราการผุกร่อน (ΔSDI)

ตารางที่ 4.8 การจำแนกอัตราการสึกกร่อนต่อผลต่างค่าดัชนีความคงทนต่อการสึกกร่อนในแต่ละรอบ

Classification Name	Δ SDI (%)
Very high durability	< 1
High durability	1-3
Modulate durability	3-7
Low durability	7-15
Very low durability	> 15

$$N' = \delta \cdot t \quad (4.4)$$

โดยที่ δ คือ สัมประสิทธิ์ของอัตราการผุกร่อน
 t คือ เวลาที่มีหน่วยเป็นปี

ดังนั้นถ้าหนึ่งรอบของ N' เท่ากับ 1 ปีในสภาวะจริงในภาคสนาม δ จะมีค่าเท่ากับ 1 อย่างไรก็ตามค่า δ นี้จะขึ้นกับปัจจัยหลายประการซึ่งรวมไปถึงลักษณะทางกายภาพและทางเคมีของหิน ลักษณะการไหลของมวลหินในสนามที่สัมผัสกับภูมิอากาศ และลักษณะภูมิอากาศในพื้นที่ที่มวลหินนั้นวางตัวอยู่ ดังนั้นการกำหนดค่า δ ที่แน่นอนจึงทำได้ยาก ซึ่งในหลักการแล้วอาจต้องใช้การสอบเทียบค่า ASDI หรือค่าความแข็งในรูปแบบโคของมวลหินที่สัมผัสในภาคสนามในช่วงเวลายาวนาน ซึ่งอาจใช้เวลาหลายสิบปี

4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง ASDI กับค่าความแข็งของตัวอย่างหิน

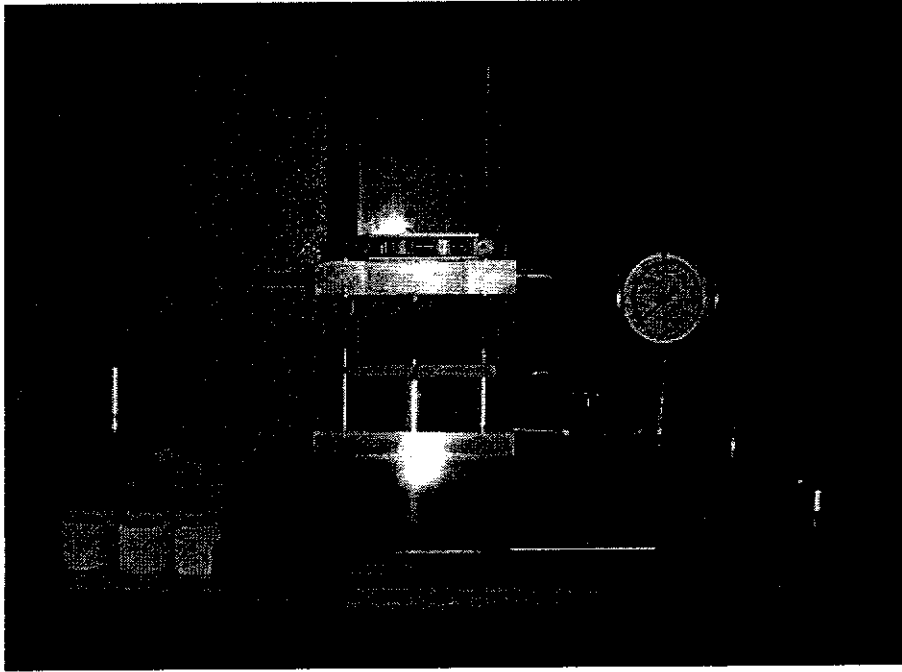
การทดสอบค่าความแข็งของตัวอย่างหินโดยวิธีการทดสอบค่าดัชนีจุดกดมาตรฐาน ASTM D5731 จำนวน 10 ตัวอย่างต่อชนิดหิน (รูปที่ 4.11) ตัวอย่างหินทดสอบได้นำมาเจาะเป็นรูปร่างทรงกระบอก มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และมีความยาว 50 มิลลิเมตร ตัวอย่างหินถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่องทดสอบ Point Load Tester Model SBEL PLT-75 ความสามารถในการกดที่ 350 กิโลนิวตัน ในลักษณะจุด 2 จุดในด้านที่ตรงกันข้ามกัน ค่าดัชนีจุดกด (I_s) สามารถคำนวณได้จาก

$$I_s = P/D_c^2 \quad (4.5)$$

โดยที่ P คือ แรงกดสูงสุดที่ทำให้หินแตก
 D_c คือ ระยะห่างของจุดกดหรือความสูงของตัวอย่างหินในกรณีตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกน แต่ถ้าตัวอย่างหินไม่มีรูปทรงเรขาคณิต ค่า D_c^2 จะมีค่าเท่ากับ พื้นที่ของรอยแตกที่เกิดขึ้น การคำนวณค่าดัชนีจุดกดที่ปรับแก้ค่าขนาด ($I_{s(50)}$) สามารถคำนวณได้จาก

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad (4.6)$$

เมื่อ
$$F = \left(\frac{D_c}{50} \right)^{0.45} \quad (4.7)$$



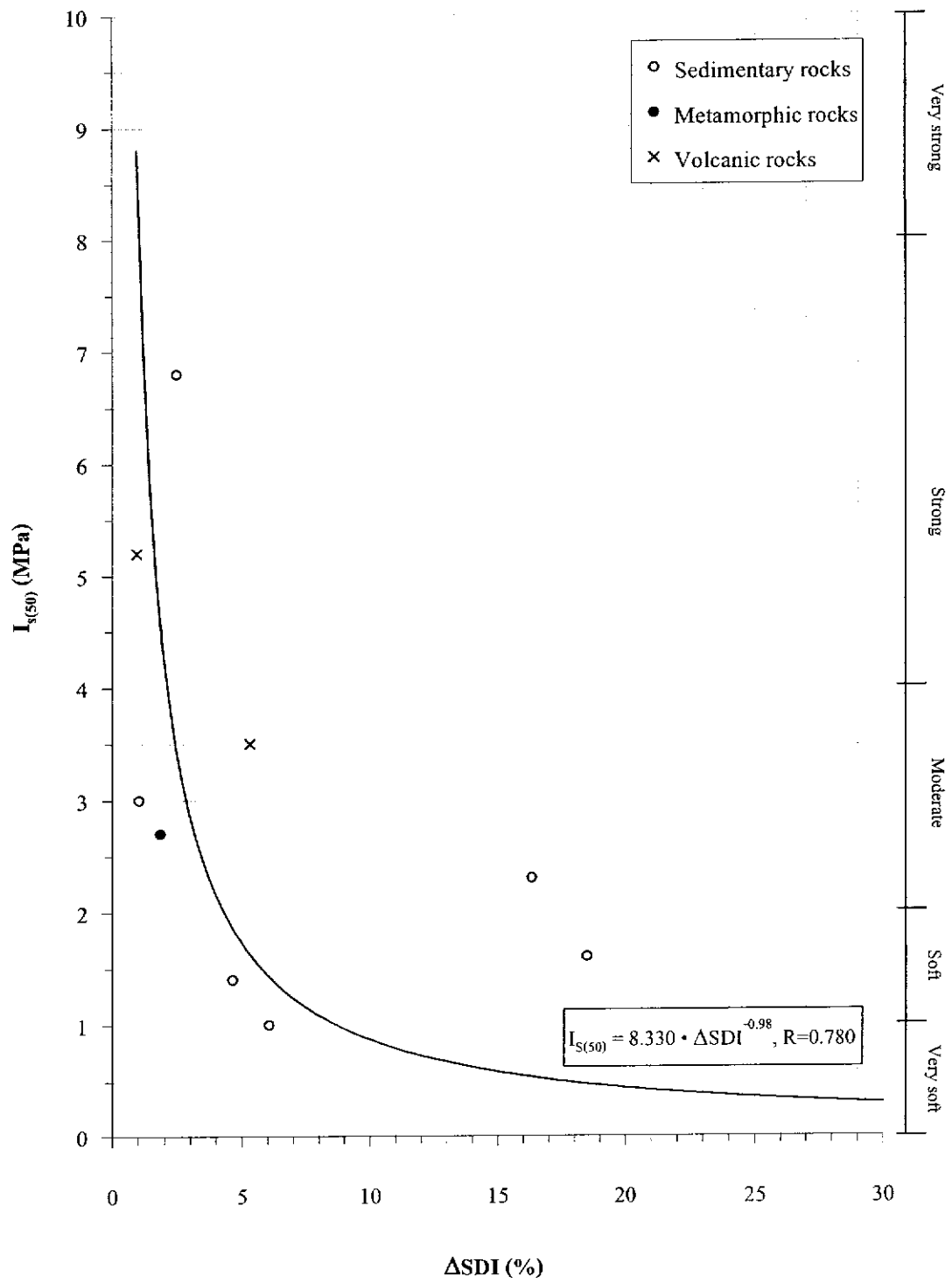
รูปที่ 4.11 การทดสอบดัชนีแบบจุดกดตามมาตรฐาน ASTM D5731

ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดได้นำแสดงในความสัมพันธ์ของ ΔSDI ในรูปที่ 4.12 โดยที่ ΔSDI ในรูปนี้ได้มาจากผลต่างของดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนที่วัฏจักรตั้งต้น (100%) ลบด้วยค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนในวัฏจักรที่ 1 พบว่าค่าดัชนีจุดกดมีค่าลดลงในขณะที่อัตราการผุกร่อนมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการยกกำลังคือ

$$I_{(50)} = 8.330 \times \Delta SDI^{-0.980} \quad (4.8)$$

โดยสัมประสิทธิ์ความสอดคล้องที่ค่าเท่ากับ 0.780 ซึ่งความสัมพันธ์นี้จะมีประโยชน์มากในการนำมาคาดคะเนความแข็งของหินในอนาคตที่จะลดลงซึ่งแสดงได้โดยการเพิ่มขึ้นของ ΔSDI

ผลการศึกษาในบทนี้จะนำมาวิเคราะห์เพิ่มเติมและประกอบกับผลการทดสอบที่จะบรรยายในบทต่อไป เพื่อให้เข้าใจถึงอัตราการผุกร่อนของตัวอย่างหินแต่ละชนิด



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI กับค่าความแข็งของตัวอย่างหิน

บทที่ 5

การทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น

5.1 วัตถุประสงค์

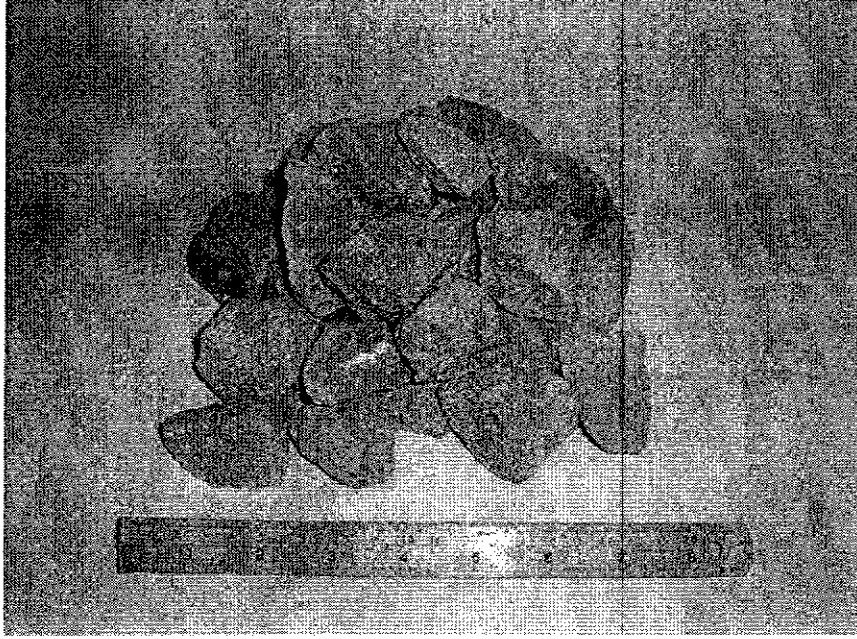
การทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น เป็นการจำลองกระบวนการการสุกก่อนทางกายภาพเพื่อศึกษาการสุกก่อนของตัวอย่างหิน เพื่อนำคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลศาสตร์ของตัวอย่างหิน 13 ชนิด มาเปรียบเทียบในเชิงเวลา ตัวอย่างหินที่ผ่านสภาวะดังกล่าวในช่วงวัฏจักรที่กำหนดได้นำไปทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพซึ่งประกอบด้วย การวัดน้ำหนักที่สูญเสียน้ำ และดัชนีความคงทนต่อการสุกก่อน และมีการทดสอบคุณสมบัติทางกลศาสตร์ซึ่งประกอบด้วย การหาดัชนีจุดกดค้ำมูมเสียดทานพื้นฐานของผิวหิน และการทดสอบค่าความเร็วคลื่นในเนื้อหิน

5.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน และวิธีการทดสอบ

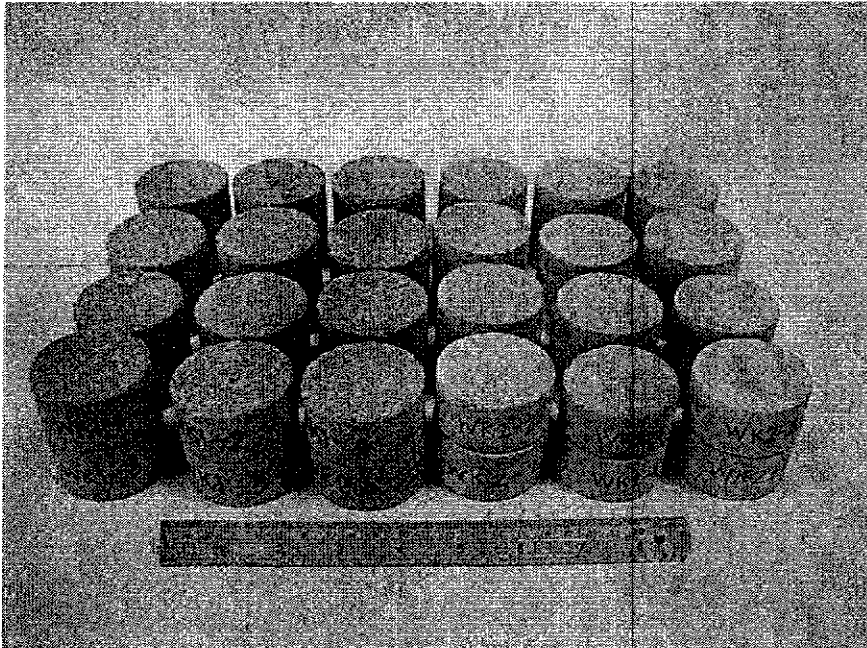
การจัดเตรียมตัวอย่างสำหรับการจำลองภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น ใช้ตัวอย่างหินประมาณ 5 กิโลกรัม ซึ่งประกอบด้วยตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกจำนวน 15 ก้อน และตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปทรง (irregulars shape) ขนาด 1.5 ถึง 3 นิ้ว จำนวน 20 ถึง 30 ก้อน ตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการทดสอบดัชนีจุดกดค้ำมูมเสียดทานพื้นฐาน และการทดสอบหาค่าความเร็วคลื่น ส่วนหินที่ไม่มีรูปทรงถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการตรวจวัดค้ำน้ำหนักที่สูญเสียน้ำ ในแต่ละวัฏจักร (รูปที่ 5.1 และ 5.2)

การจำลองร้อนสลับเย็น ใช้เตาอบความร้อนรุ่น Fisher Scientific ขนาดความจุ 100 ลิตร จำนวน 2 ตู้ เป็นอุปกรณ์หลัก และมีถังน้ำขนาด 80 ลิตร จำนวน 2 ถัง ส่วนเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบคุณสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลศาสตร์จะอธิบายในหัวข้อต่อไป

การจำลองร้อนสลับเย็นในหนึ่งวัฏจักรคือ การอบตัวอย่างหินที่อุณหภูมิ 100 ถึง 110°C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง ต่อมานำไปแช่น้ำอย่างฉับพลันที่อุณหภูมิห้อง (25°C) เป็นเวลา 12 ชั่วโมง (รูปที่ 5.3) และทำซ้ำเช่นนี้อย่างต่อเนื่อง 140 วัฏจักร (140 วัน) ในระหว่างการจำลองสภาวะร้อนสลับเย็นจะมีการตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียน้ำไปทุก 14 วัฏจักร มีการทดสอบเพื่อตรวจวัดความเร็วคลื่นปฐมภูมิ (P-wave) ในเนื้อหินทุก 7 วัฏจักร มีการทดสอบดัชนีจุดกดค้ำมูมเสียดทานของตัวอย่างหินทุก 70 วัฏจักร และมีการทดสอบค้ำมูมเสียดทานพื้นฐานของผิวหินทุก 28 วัฏจักรที่ผ่านไป



รูปที่ 5.1 ตัวอย่างหินทรายที่ไม่มีรูปทรง (Irregular shape) ชุควังน้ำเขียว (PWSS) ขนาด 1.5 ถึง 3 นิ้ว ถูกจัดเตรียมเพื่อการตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียระหว่างการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น



รูปที่ 5.2 ตัวอย่างหินทรายและหินทรายแป็งรูปทรงกระบอกชุควังน้ำเขียว (PWSS และ PWST) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบดัชนีจุดกด ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน และค่าความเร็วคลื่นในระหว่างการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น



รูปที่ 5.3 ตัวอย่างหินที่นำออกจากเตาอบหลังจากอบ 12 ชั่วโมง แล้วทำให้เย็นอย่างฉับพลันโดยการจุ่มในถังน้ำที่อุณหภูมิ 25°C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง

5.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกายภาพ

ในการจำลองวัฏจักรร้อนสลับเย็น มีการตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียต่อน้ำหนักเดิมในทุก 14 วัฏจักรที่ผ่านไป ผลการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 5.1 โดยรูปที่ 5.4 แสดงผลของน้ำหนักที่สูญเสียไป (weight loss) ต่อจำนวนรอบของวัฏจักรสำหรับกลุ่มตัวอย่างหินตะกอน รูปที่ 5.5 แสดงผลสำหรับกลุ่มตัวอย่างหินแปรและหินภูเขาไฟ โดยทั่วไปสามารถสรุปได้ว่าตัวอย่างหินมีการสูญเสียน้ำหนักอย่างต่อเนื่องในขณะที่จำนวนวัฏจักรร้อนสลับเย็นเพิ่มขึ้น โดยที่ตัวอย่างหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) มีการสูญเสียน้ำหนักในอัตราที่สูง โดยมีค่าสูงสุดมากกว่าร้อยละ 35 ก่อนที่ตัวอย่างหินจะยุบสลายไป ส่วนตัวอย่างหินทรายแป้งชุดน้ำพอง (NPST) มีการสูญเสียน้ำหนักมากเช่นกัน (กว่าร้อยละ 10) ในวัฏจักรที่ 140 คาดว่าเกิดจากหินทั้งสองชนิดมีแร่ kaolinite เป็นองค์ประกอบปริมาณมาก ซึ่งสามารถละลายไปกับน้ำได้อย่างรวดเร็ว ส่วนหินทรายทั้ง 4 ชนิด มีการสูญเสียน้ำหนักค่อนข้างน้อย ส่วนใหญ่ไม่เกินร้อยละ 5 ในการทดสอบ 140 วัฏจักร

หินแปร 2 ชนิดคือ หินดินดานกึ่งหินชนวนหมวดหินน้ำดุก (NDSH) และหินควอตซ์ไมกาซิสต์กลุ่มของหินไนส์ชลบุรี (CSch) ที่มีการสูญเสียน้ำหนักสูง เนื่องจากหิน NDSH มีแร่ Mica เป็นองค์ประกอบสำคัญ (15.36%) เมื่อผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็นจึงมีการแตกร่อนและสูญเสียน้ำหนักไป ส่วนหิน CSch สูญเสียน้ำหนักมากเนื่องจากมีแร่ kaolinite เป็นองค์ประกอบ (17.57%) ตัวอย่างหินถ้ำผลึกภูเขาไฟ (PCT) และหินซิสต์หมวดหินกาญจนบุรี (KSch) มีการสูญเสียน้ำหนักเพียงร้อยละ 3 ถึง 4 ในช่วง 140 วัฏจักร

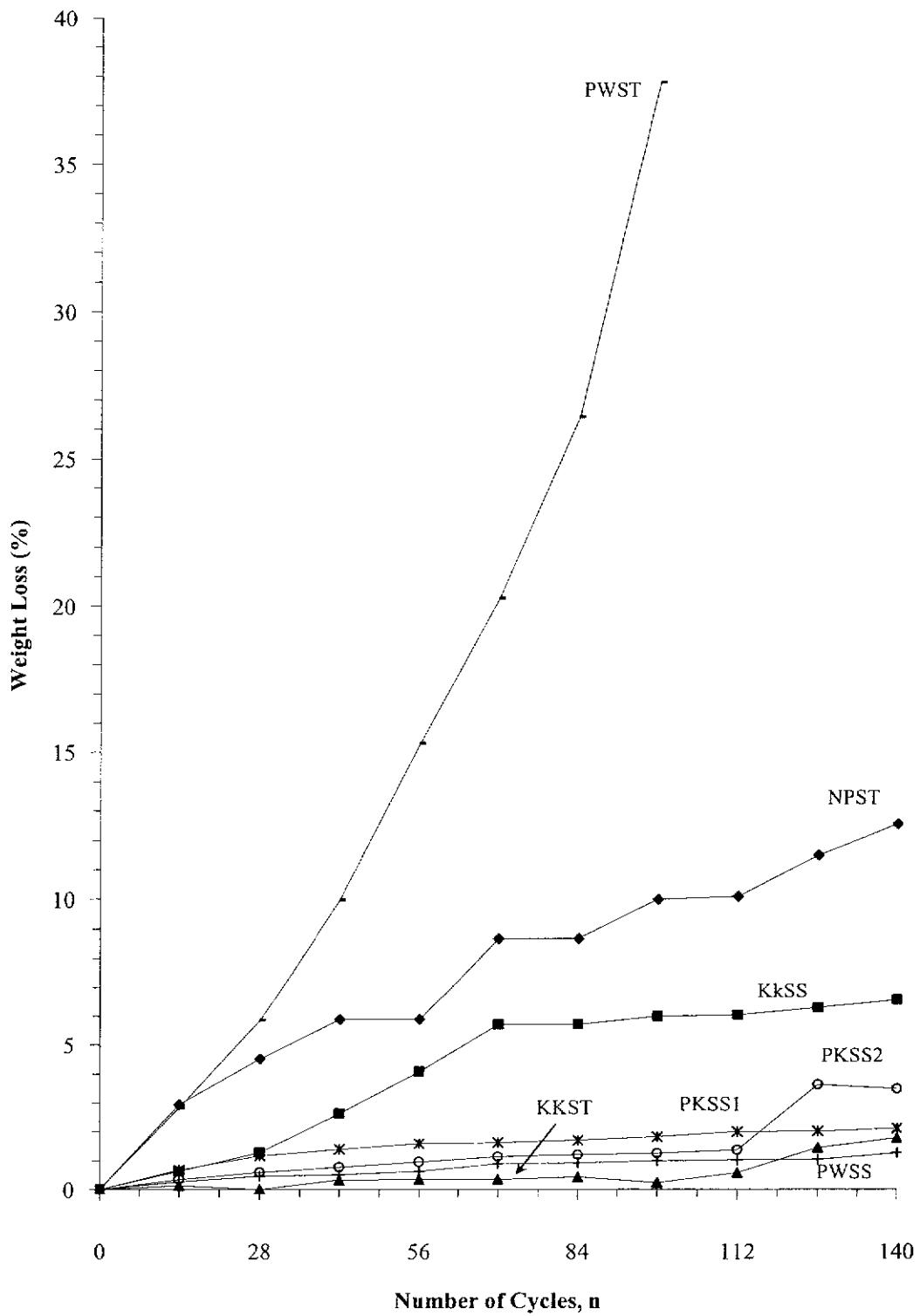
ปริมาณการสูญเสียน้ำหนักขึ้นอยู่กับแร่ประกอบหินและอาจสามารถนำมาใช้เป็นตัวบ่งชี้ถึงความคงทนของหินแต่ละชนิดที่เผชิญกับวัฏจักรร้อนสลับเย็น สลับกันอย่างต่อเนื่อง ดังเช่น มวลหินที่ไหลในเขตร้อนชื้น จึงควรตระหนักว่าอุณหภูมิที่ใช้ในห้องปฏิบัติการจะสูงกว่าอุณหภูมิจริงที่เกิดขึ้นในภาคสนาม ดังนั้นการจำลองในสภาวะร้อน (อุณหภูมิ 105°C) และทำให้เย็นโดยฉับพลันด้วยการจุ่มน้ำทันทีที่ทันใดที่อุณหภูมิ 25°C จึงเป็นสภาวะที่รุนแรงกว่าที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติหลายเท่า การวิเคราะห์ในประเด็นนี้จะนำเสนอในหัวข้อต่อไป

5.4 ผลการทดสอบเชิงกลศาสตร์

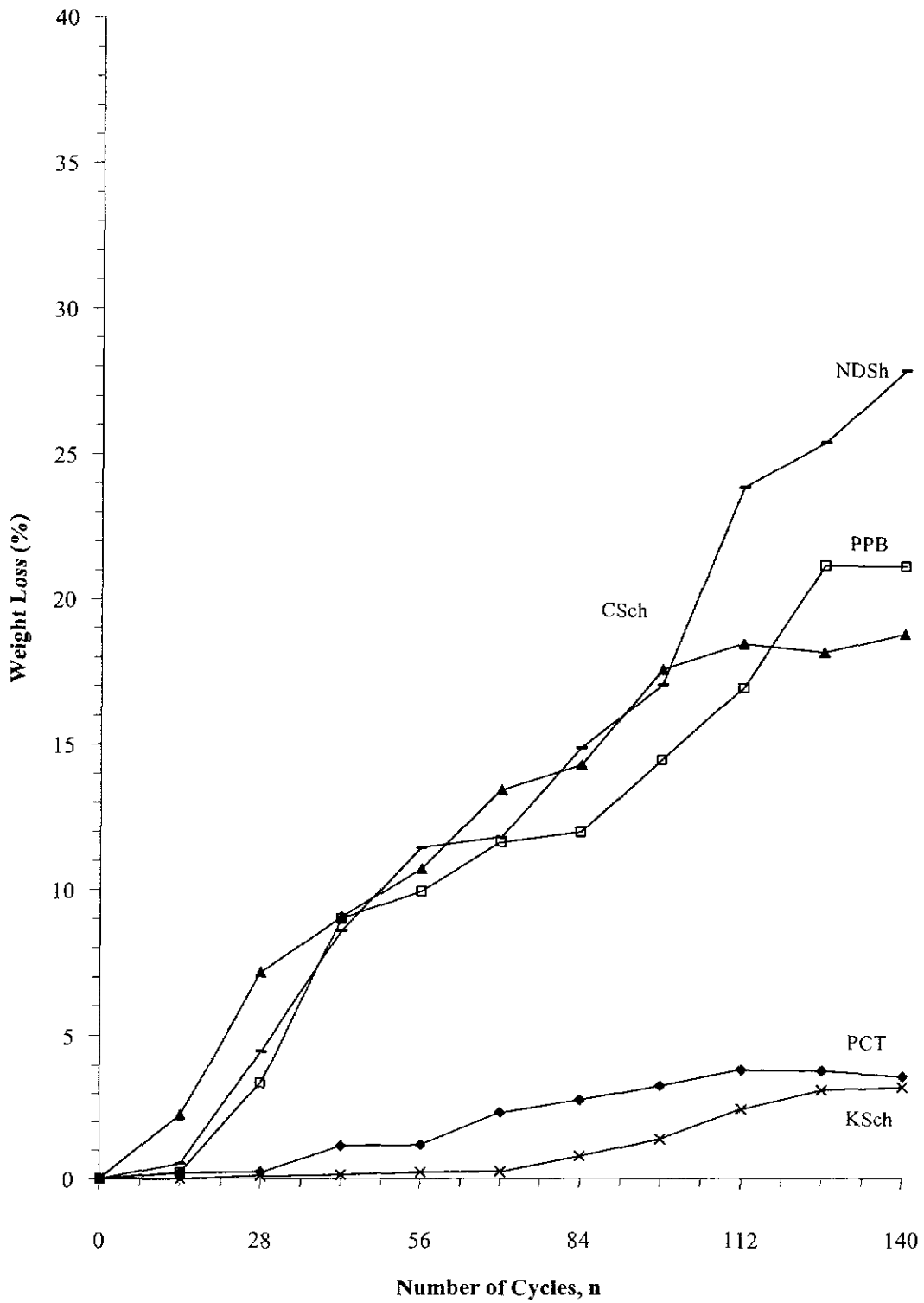
การทดสอบเชิงกลศาสตร์ประกอบด้วยการศึกษาดัชนีจุดกด ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวหิน และการทดสอบค่าความเร็วคลื่นในเนื้อหิน ดังนี้

5.4.1 การทดสอบดัชนีจุดกด (Point Load Strength Index Test)

การทดสอบดัชนีจุดกด ($I_{s(50)}$) เป็นการหาค่าความต้านทานแรงกดสูงสุดของหิน (σ_c) โดยทางอ้อม ตามข้อกำหนดมาตรฐาน ASTM D5731 ในงานวิจัยนี้การทดสอบดัชนีจุดกดดำเนินการ



รูปที่ 5.4 ผลการตรวจวัดน้ำหนักตัวอย่างหินที่สูญเสียไปต่อจำนวนรอบของวัฏจักร ร้อนสลับเย็นของกลุ่มหินตะกอน



รูปที่ 5.5 ผลการตรวจวัดน้ำหนักตัวอย่างหินที่สูญเสียไปต่อจำนวนรอบของวัฏจักร ร้อนสลับเย็น ของกลุ่มหินแปรและหินภูเขาไฟ

เพื่อเปรียบเทียบค่าความแข็งของตัวอย่างหินในแต่ละระดับของการผุกร่อนภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นที่เพิ่มขึ้น มีการจัดเตรียมตัวอย่างหิน โดยนำตัวอย่างมาเจาะเป็นรูปร่างทรงกระบอก มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และทำการตัดตัวอย่างหินให้มีความยาว 50 มิลลิเมตร (รูปที่ 5.6 ถึง 5.8) จากนั้นตัวอย่างหินมากตามแนวแกนด้วยเครื่องทดสอบ Point Load Tester Model SBEL PLT-75 ความสามารถในการกดที่ 350 กิโลนิวตัน ในลักษณะจุด 2 จุดในแนวแกน ซึ่งรายละเอียดการคำนวณได้แสดงในหัวข้อที่ 4.8 การทดสอบแบ่งเป็น 3 ช่วงคือ ช่วงที่ 1 ทดสอบภายใต้ร้อนสลับเย็นในวัฏจักรที่ 1 ช่วงที่ 2 ทดสอบภายใต้ร้อนสลับเย็นในวัฏจักรที่ 70 และช่วงที่ 3 ทดสอบภายใต้ร้อนสลับเย็นในวัฏจักรที่ 140 การทดสอบประกอบด้วยตัวอย่างหิน 10 ชนิด ซึ่งหินที่ไม่สามารถเตรียมตัวอย่างได้มี 3 ชนิด คือ หินควอตซ์ไมกาชีสต์กลุ่มของหินไนส์ชลบุรี (CSch) หินดินดานกึ่งหินชนวนหมวดหินน้ำดุก (NDSH) และหินโคลนหมวดหินมหาสารคาม (MSMD) ตัวอย่างหินที่ใช้ทดสอบมี 3 ตัวอย่างในแต่ละช่วงของการทดสอบ

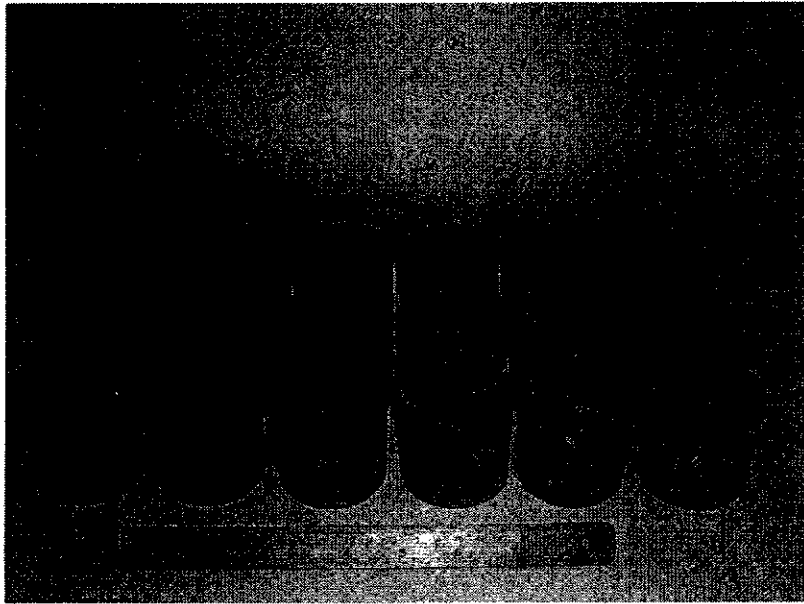
ผลการทดสอบดัชนีจุดกดสรุปไว้ในตารางที่ 5.2 ตัวอย่างหินพัมมิชกรวดเหลี่ยม (PPB) และหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) ทำการทดสอบไม่สมบูรณ์เนื่องจากตัวอย่างหินทั้งสองชนิดเกิดความเสียหายจากกระบวนการภายใต้ร้อนสลับเย็นก่อนการทดสอบดัชนีจุดกดในวัฏจักรต่อไป ผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงการลดลงและเพิ่มขึ้นของค่าความแข็งแต่ละตัวอย่างหิน ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็น 2 กลุ่ม คือ

1) กลุ่มตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งลดลง ประกอบด้วย หินแก้วผลึกภูเขาไฟ (PCT) หินทรายสีแดงชุดภูกระดึง (PKSS2) หินทรายแป้งชุดแก่งกระจาน (KKST) หินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) และหินทรายแป้งชุดน้ำพอง (NPST) ดังแสดงในรูปที่ 5.9

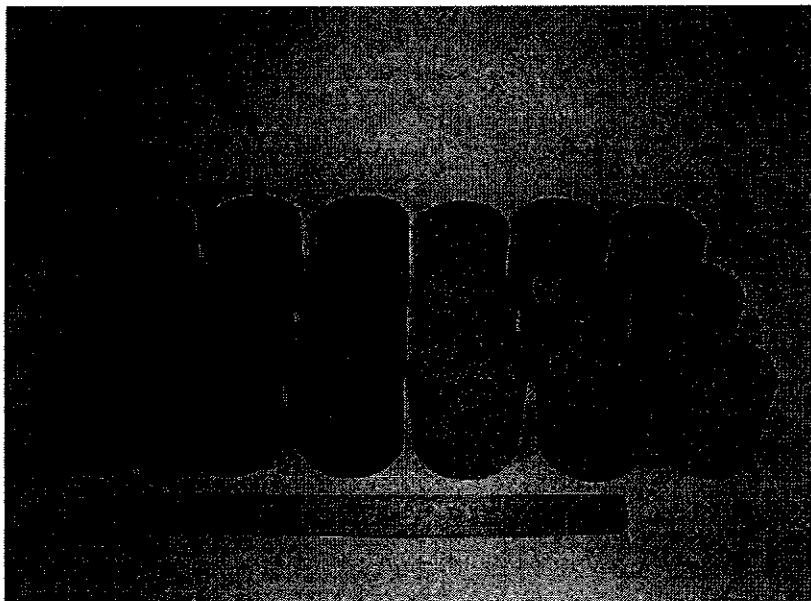
2) กลุ่มตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งแปรปรวน ประกอบด้วย หินทรายสีขาวยชุดภูกระดึง (PKSS1) หินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) หินทรายชุดโลกกรวด (KkSS) และหินชีสต์สีเขียว (KSCh) ดังแสดงในรูปที่ 5.10 คาดว่าเกิดจากการแปรปรวนของเนื้อหิน โดยกลุ่มตัวอย่างของหินชนิดเดียวกัน บางกลุ่มอาจแข็งหรืออ่อนกว่าอีกกลุ่มหนึ่ง การนำเอาดัชนีจุดกดมาเป็นตัวบ่งชี้การผุกร่อนของหิน อาจไม่เหมาะสม ดังผลที่ได้ระบุไว้คือ หินชนิดเดียวกันบางกลุ่มอาจมีความแข็งมากกว่าอีกกลุ่มหนึ่ง

5.4.2 การทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานด้วยวิธี Tilt Test

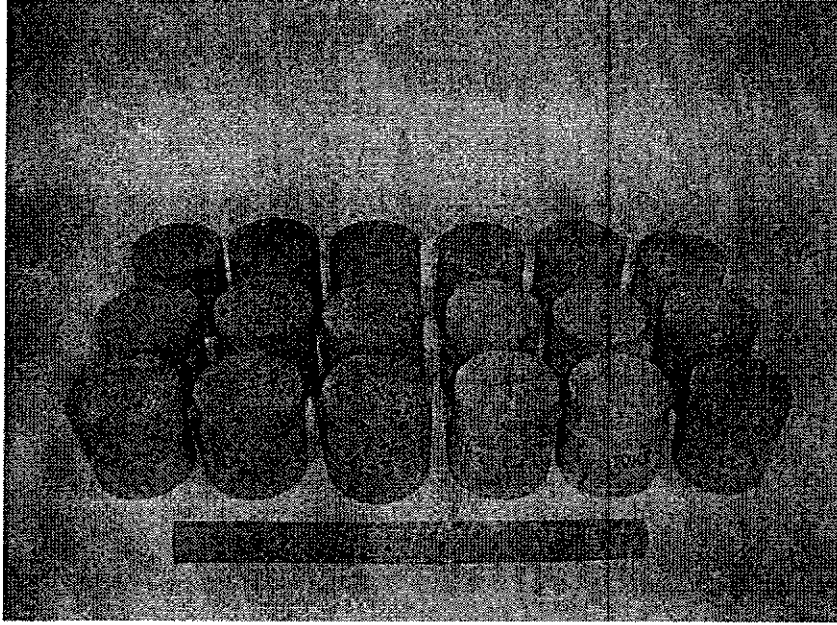
ในงานวิจัยนี้มีการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวหิน (ϕ_b) เพื่อเปรียบเทียบตัวอย่างหินในแต่ละระดับของการผุกร่อนภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น การทดสอบประกอบด้วยตัวอย่างหิน 8 ชนิด โดยนำตัวอย่างหินมาเจาะเป็นแท่งทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร จากนั้นนำมาตัดเพื่อให้มีความยาว 25 มิลลิเมตร จำนวน 6 ตัวอย่างต่อชนิดหิน (รูปที่ 5.11)



รูปที่ 5.6 ตัวอย่างหินทรายแป้งชุดแก่งกระจาน (KKST) และหินชีสต์สีเขียว (KSch) ที่เตรียมทำการทดสอบดัดชนีจุดกด



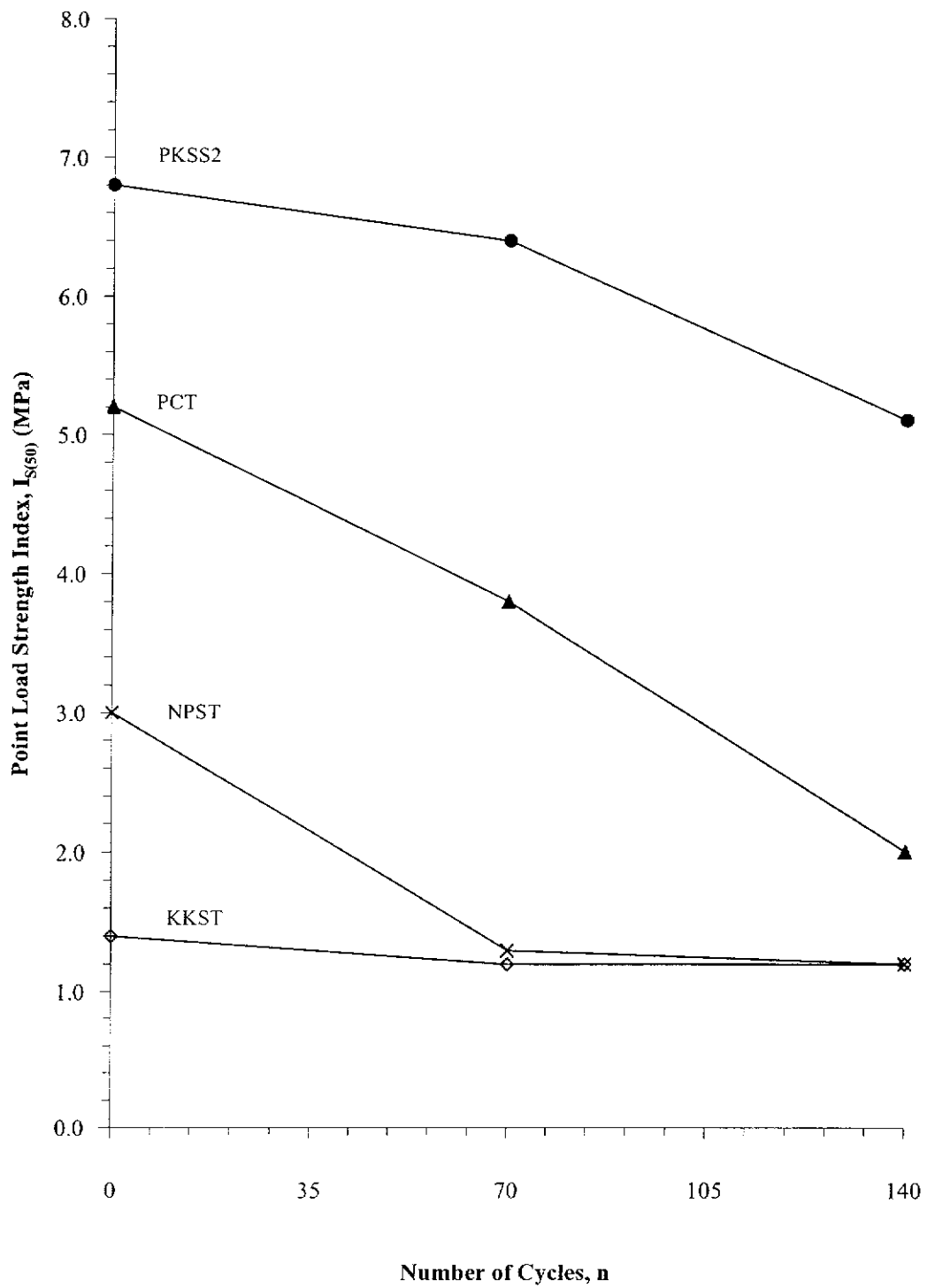
รูปที่ 5.7 ตัวอย่างหินทรายสีขาวชุดภูกระดึง (PKSS1) และหินทรายสีแดงชุดภูกระดึง (PKSS2) ที่เตรียมทำการทดสอบดัดชนีจุดกด



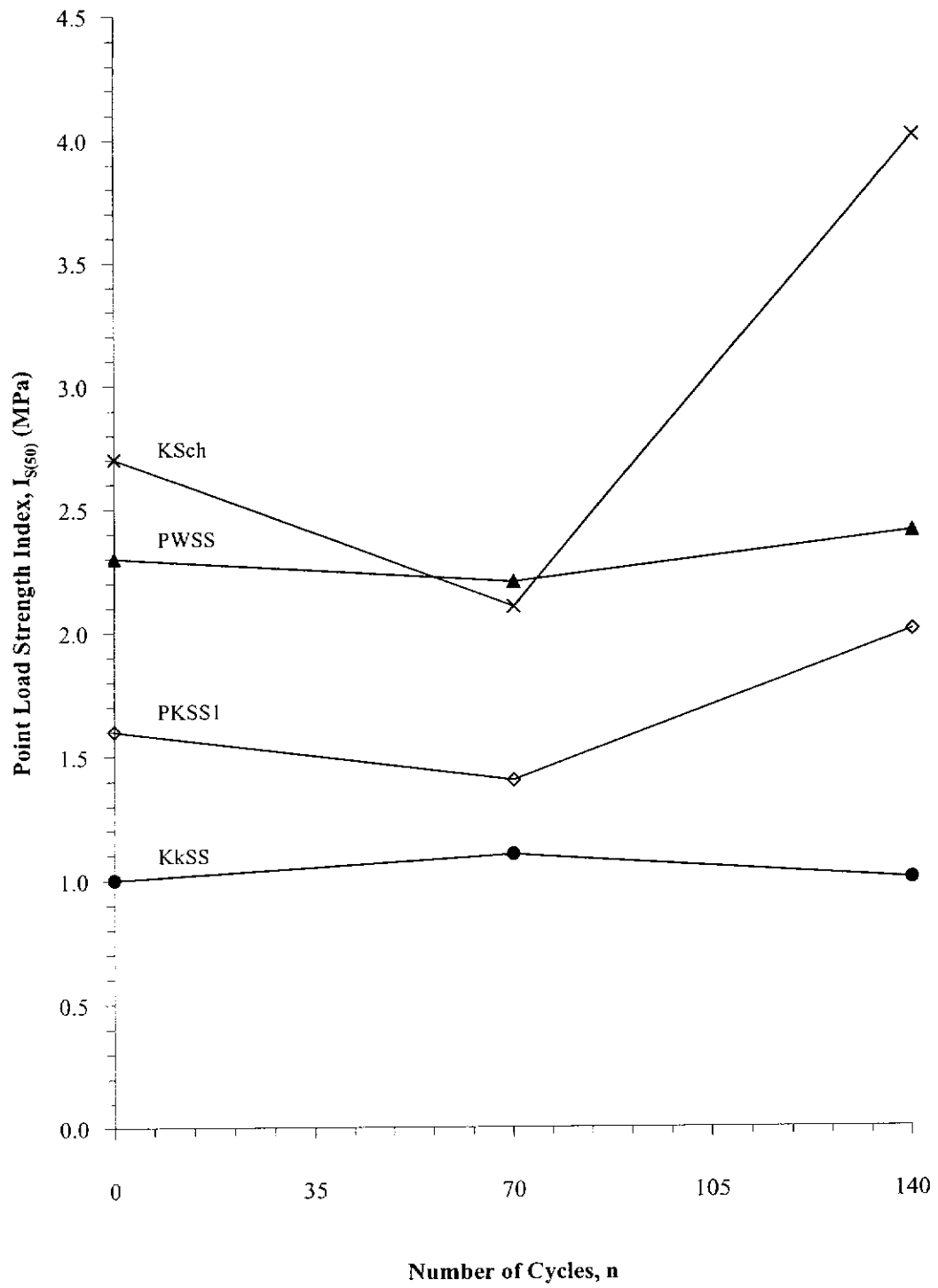
รูปที่ 5.8 ตัวอย่างหินทรายชุดพระวิหาร (PWSS) และหินทรายแป้งชุดพระวิหาร (PWST) ที่เตรียมทำการทดสอบดัชนีจุดกอด

ตารางที่ 5.2 ผลการทดสอบดัชนีจุดกดของตัวอย่างหินภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น

Rock Types	Code	Point Load Index, $I_{s(50)}$ (MPa)		
		Cycle 1	Cycle 70	Cycle 140
Volcanic Rock	PCT	5.2	3.8	2.0
	PPB	3.5	N/A	N/A
Metamorphic Rock	KSch	2.7	2.1	4.0
	CSch	N/A	N/A	N/A
	NDSch	N/A	N/A	N/A
Sedimentary Rock	PKSS1	1.6	1.4	2.0
	PKSS2	6.8	6.4	5.1
	KKST	1.4	1.2	1.2
	PWSS	2.3	2.2	2.4
	PWST	1.0	0	N/A
	NPST	3.0	1.3	1.2
	KkSS	1.0	1.1	1.0
	MSMD	N/A	N/A	N/A



รูปที่ 5.9 ผลการทดสอบดัชนีจุดกดของกรูมตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งแรงลดลง



รูปที่ 5.10 ผลการทดสอบดัชนีจุดคคของกลุ่มตัวอย่างหินที่มีค่าความแข็งแปรปรวน



รูปที่ 5.11 ตัวอย่างหินทราย หินทรายแป้ง และหินชีสต์ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ยาว 25 มิลลิเมตร ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

การทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานคือ การทดสอบหาค่ามุมเสียดทานของตัวอย่างหินผิวนเรียบ โดยใช้หินตัวอย่างจำนวนสองก้อนมาประกบกันวางบนแผ่นกระดาษที่สามารถอ่านค่ามุมลาดเอียงได้ ± 1 องศา แผ่นกระดาษด้านหนึ่งพร้อมหินตัวอย่างให้เกิดความลาดเอียงเพิ่มขึ้น ค่ามุมที่หินตัวอย่างทั้งสองเริ่มเคลื่อนไหลออกจากกันเป็นค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของหินผิวนเรียบ ในการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นทำการทดสอบในทุก 28 วัฏจักร จนครบ 140 วัฏจักร

ผลการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.3 ส่วนรูปที่ 5.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานพื้นฐานที่ลดลงเมื่อจำนวนวัฏจักรเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถแสดงด้วยสมการยกกำลัง โดยตารางที่ 5.4 ได้สรุปผลการคำนวณค่าคงที่ C และ λ สำหรับตัวอย่างหินแต่ละชนิด

$$\phi_B = C \cdot n^{-\lambda} \quad (5.1)$$

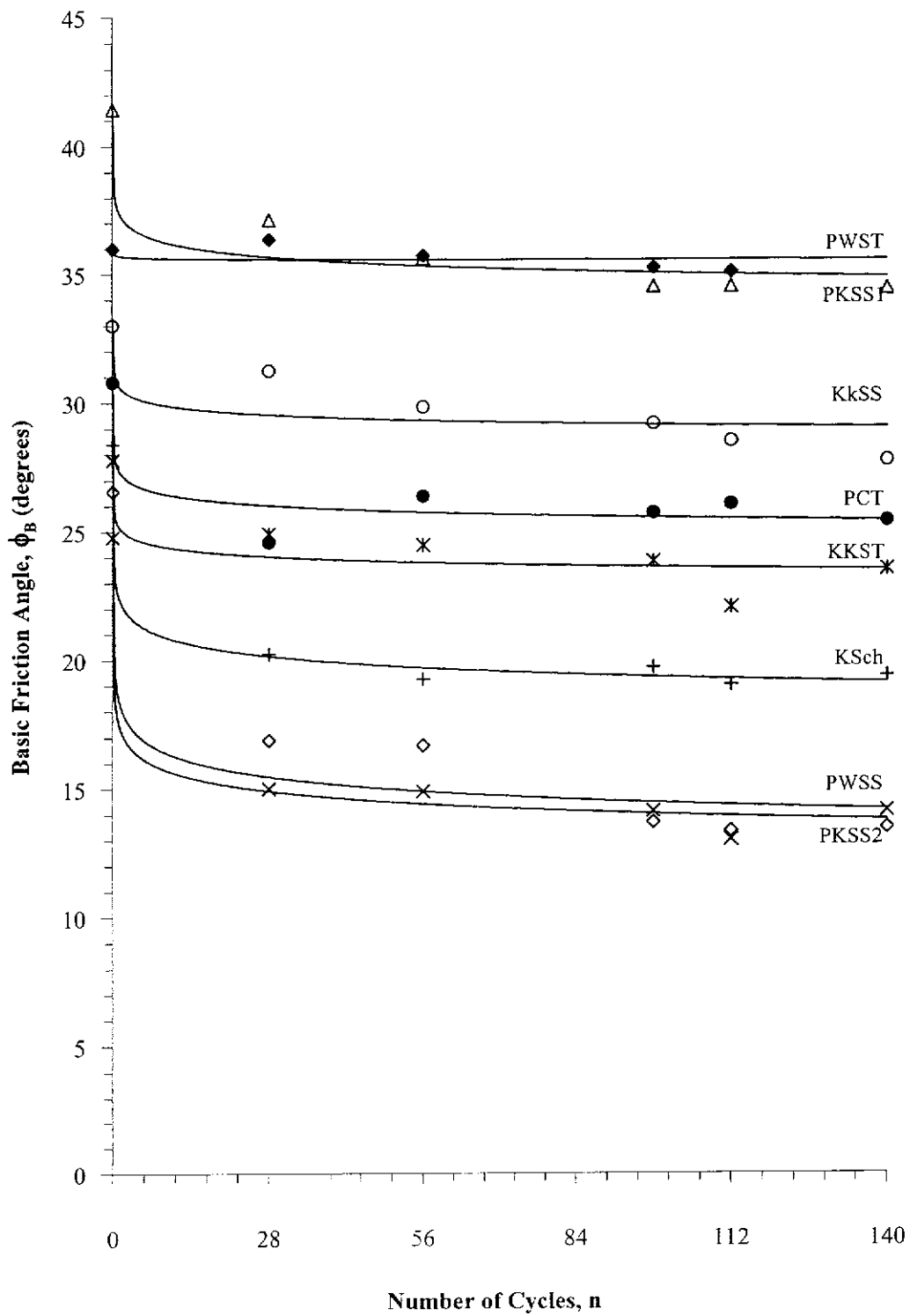
โดยที่	ϕ_B	คือ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของหิน
	C	คือ สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน
	n	คือ ค่าจำนวนรอบของวัฏจักรร้อนสลับเย็น
	λ	คือ สัมประสิทธิ์เชิงเวลาของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

5.4.3 การทดสอบค่าความเร็วคลื่น (Dynamic Wave velocity Test)

การทดสอบค่าความเร็วคลื่น ดำเนินการเพื่อตรวจวัดการเปลี่ยนแปลงความเร็วคลื่นปฐมภูมิของตัวอย่างหินในแต่ละระดับการผุกร่อนภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น การทดสอบประกอบด้วยตัวอย่างหิน 8 ชนิด โดยการนำมาเจาะเป็นแท่งรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร จากนั้นนำมาตัดเพื่อให้มีความยาว 25 และ 50 มิลลิเมตรจำนวน 6 และ 3 ตัวอย่างต่อชนิดหิน ผิวนเรียบผิวสัมผัสเตรียมโดยการฝนปลายทั้งสองข้างของตัวอย่างหินให้เรียบและขนานกัน จากนั้นนำมาติดตั้งด้วยเครื่องมือทดสอบรุ่น Sonic Viewer 170 Model 5228 (รูปที่ 5.13) ความละเอียดในการวัดเท่ากับ ± 10 เมตรต่อวินาที เครื่องมือที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยเครื่องส่งสัญญาณคลื่น (Transmitter) และเครื่องรับสัญญาณคลื่น (Receiver) คลื่นที่กล่าวนี้มีสองชนิดคือ คลื่นปฐมภูมิ (P-wave) และคลื่นทุติยภูมิ (S-wave) ซึ่งความเร็วของคลื่นทั้งสองชนิดจะถูกกำหนดโดยคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์และทางกายภาพของหินนั้น ๆ แต่ในงานวิจัยนี้ทำการตรวจวัดเฉพาะค่าความเร็วของคลื่นปฐมภูมิเท่านั้น โดยทำการวัดค่าความเร็วคลื่นในทุก 7 วัฏจักร จนครบ 140 วัฏจักร

ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวหินภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น

Rock Types	Code	Basic friction angle, ϕ_b (degrees)					
		Cycle 1	Cycle 28	Cycle 56	Cycle 84	Cycle 112	Cycle 140
Volcanic Rock	PCT	30.8	24.6	26.3	25.7	26	25.3
	PPB	29.8	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Metamorphic Rock	KSch	28.4	20.2	19.2	19.7	19.0	19.3
	CSch	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	NDSch	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Sedimentary Rock	PKSS1	41.4	37.1	35.6	34.4	34.4	34.3
	PKSS2	24.8	15	14.9	14.1	13.0	14.1
	KKST	27.8	24.9	24.4	23.8	22.0	23.4
	PWSS	26.6	16.9	16.7	13.7	13.3	13.4
	PWST	36.0	36.0	35.7	35.2	35.0	N/A
	NPST	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	KkSS	33.0	31.2	29.8	29.1	28.4	27.7
	MSMD	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

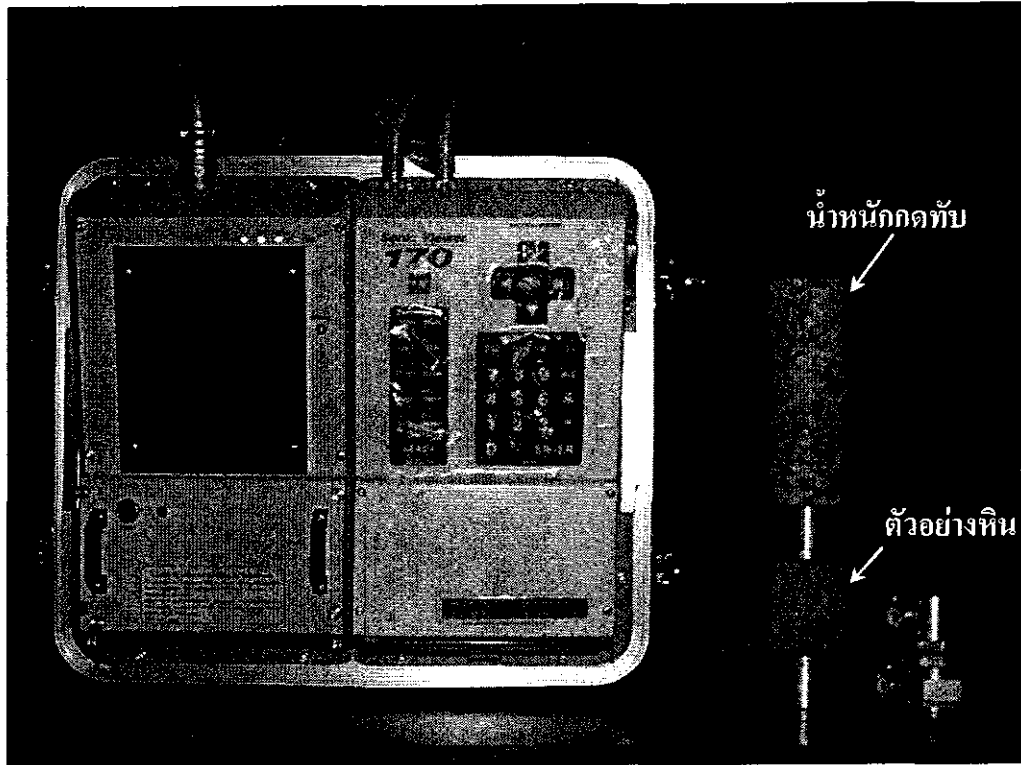


รูปที่ 5.12 ค่ามุมเสียดทานพื้นฐานลดลงขณะที่จำนวนวัฏจักรร้อนสลับเย็นเพิ่มขึ้น

ตารางที่ 5.4 ค่าคงที่ของความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานพื้นฐานต่อจำนวนของวัฏจักร

Rock Types		$\phi_B = C \cdot n^{-\lambda}$		Coefficient of Correlation
		C	λ	
Volcanic Rocks	PCT	27.42	0.016	0.928
Metamorphic Rocks	KSch	22.52	0.033	0.995
Sedimentary Rocks	PKSS1	37.51	0.015	0.956
	PKSS2	17.61	0.050	0.988
	KKST	25.23	0.015	0.883
	PWSS	18.55	0.055	0.953
	PWST	35.73	0.002	0.469
	KkSS	30.89	0.010	0.872

- เมื่อ ϕ_B คือ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน
 n คือ ค่าจำนวนรอบของวัฏจักรย้อนกลับเข็น
 C คือ สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน
 λ คือ สัมประสิทธิ์เชิงเวลาของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน



รูปที่ 5.13 การวัดค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิ ด้วยเครื่อง Sonic Viewer 170 Model 5228

ผลการทดสอบค่าความเร็วคลื่นได้แสดงรายละเอียดในรูปที่ ข.1 ถึง ข.8 ในภาคผนวก ข ซึ่งค่าความเร็วคลื่นภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นมีแนวโน้มลดลงตามจำนวนรอบของวัฏจักรที่เพิ่มขึ้นของหินทั้ง 8 ชนิด แต่ค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิที่ได้ อาจไม่สามารถนำมาใช้เป็นดัชนีบ่งบอกถึงการผุกร่อนของเนื้อหินได้

5.5 ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน

ตัวอย่างหินทั้ง 13 ชนิดที่ได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น เป็นจำนวน 140 วัฏจักรแล้ว ได้นำมาทดสอบหาดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน (SDI) เป็นจำนวน 6 วัฏจักร (ตารางที่ 5.5) ซึ่งผลที่ได้นำมาเปรียบเทียบกับดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของตัวอย่างหินชุดที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น (ชุดที่นำเสนอในบทที่ 4) รูปที่ 5.14 ถึง 5.16 เปรียบเทียบค่าความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินตะกอน หินแปร และหินภูเขาไฟตามลำดับ ผลการเปรียบเทียบสามารถสรุปได้ว่า ตัวอย่างหินเกือบทุกชนิดที่ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น 140 วัฏจักร มีค่า SDI ต่ำกว่าและอัตราการผุกร่อน (ความชันของเส้นกราฟ) สูงกว่ากลุ่มตัวอย่างหินที่ไม่ได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น ซึ่งสาเหตุเกิดจากการผุกร่อนของตัวอย่างหินที่เกิดขึ้นในระหว่างการจำลองภายใต้ร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการ

5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีจุดกดต่อค่า Δ SDI

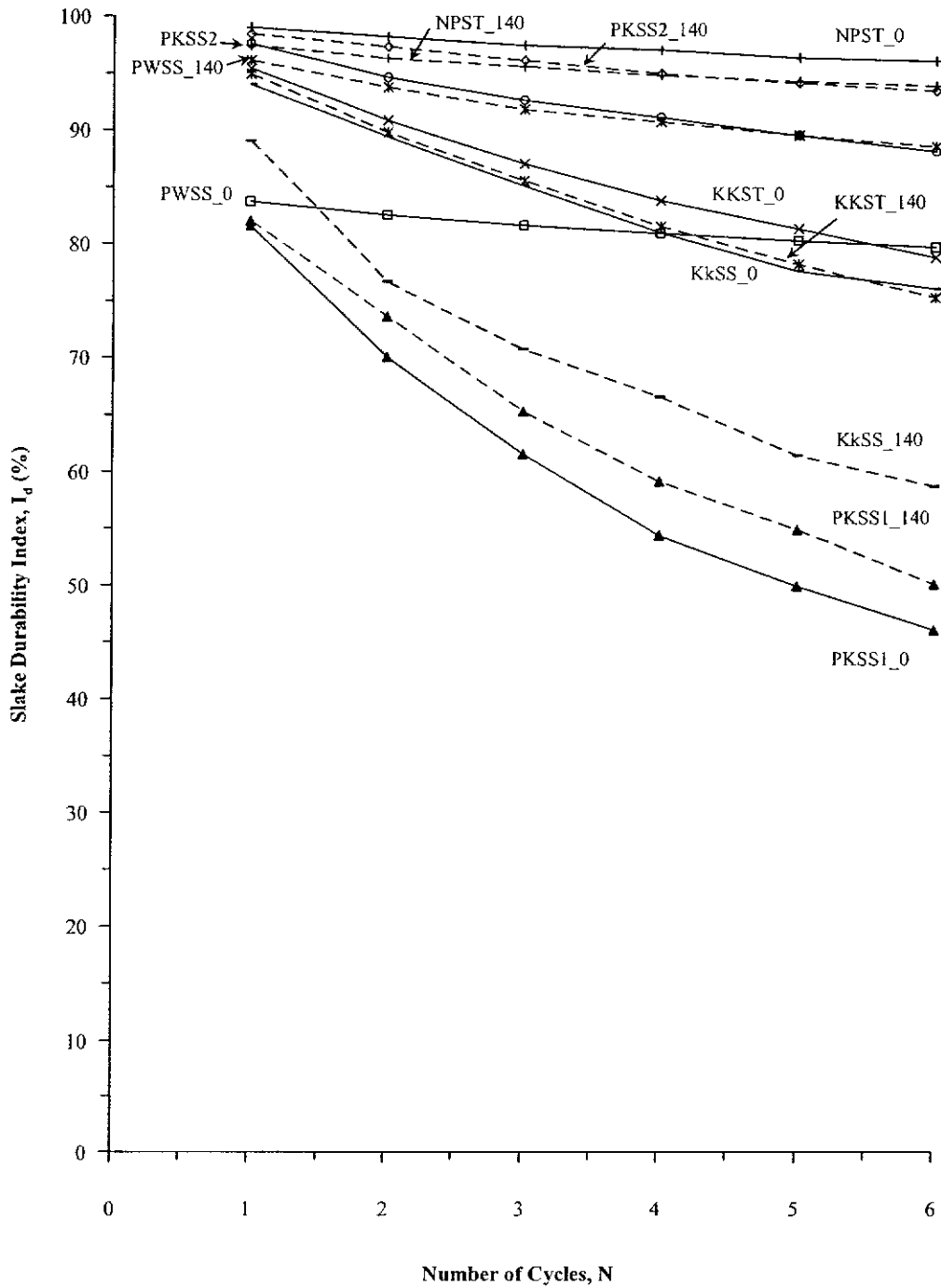
ผลการทดสอบดัชนีจุดกดหลังจากตัวอย่างหินผ่านร้อนสลับเย็นเป็นจำนวน 140 วัฏจักร (หัวข้อที่ 5.4) ได้นำมาสัมพันธ์กับค่า Δ SDI ที่ตรวจสอบได้ในหัวข้อ 5.5 โดยรูปที่ 5.17 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ดังกล่าวที่ได้จากกลุ่มตัวอย่างหินที่ไม่ได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็นกับกลุ่มตัวอย่างหินที่ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น ดังที่ได้คาดคะเนไว้คือ กลุ่มตัวอย่างหินที่ผ่าน 140 วัฏจักร ของการจำลองร้อนสลับเย็นจะให้ค่าดัชนีจุดกดที่ต่ำกว่ากลุ่มตัวอย่างหินที่ไม่ได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่าง $I_{s(50)}$ กับ Δ SDI ที่นำเสนอในรายงานนี้มีความอ่อนไหวเพียงพอที่จะสามารถแยกความแข็งของกลุ่มตัวอย่างหินในสถานะทั้ง 2 ได้ ในรูปที่ 5.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $I_{s(50)}$ กับ Δ SDI โดยรวมข้อมูลทั้ง 2 กลุ่มเข้าด้วยกัน ซึ่งในรูปนี้สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในการคาดคะเนความแข็งของตัวอย่างหินในรูปของดัชนีจุดกด ถ้าสามารถหาค่า Δ SDI ของหินนั้น ๆ ออกมาได้

5.7 การเปรียบเทียบสภาวะการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับสภาวะในภาคสนาม

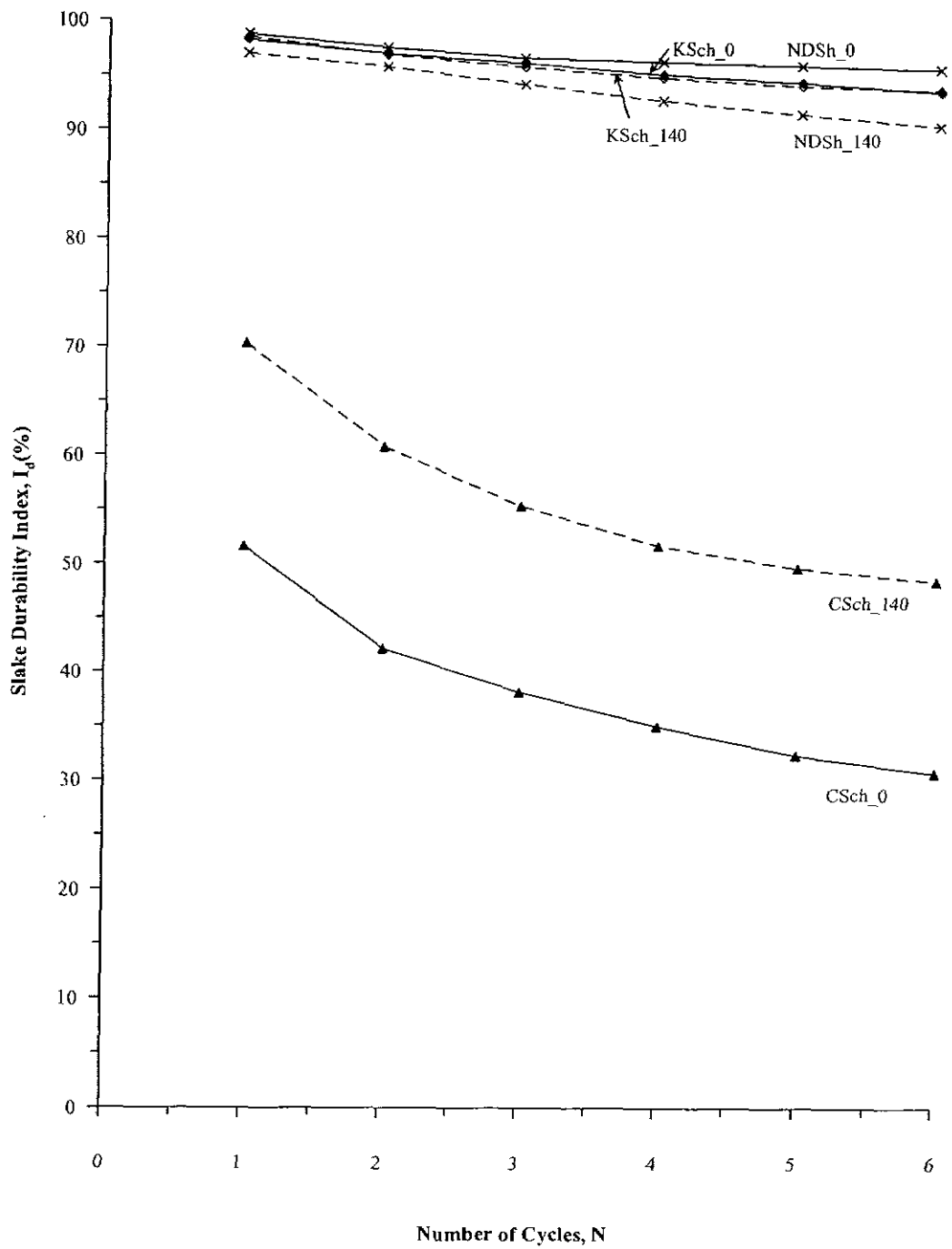
วัตถุประสงค์ในหัวข้อนี้เพื่อเปรียบเทียบพลังงานที่ตัวอย่างหินได้รับในการจำลองสภาวะในห้องปฏิบัติการ ภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น 140 วัฏจักร กับค่าพลังงานที่ก้อนตัวอย่างหินควรจะได้รับถ้าถูกทิ้งไว้ในสภาวะจริงในภาคสนาม รูปที่ 5.19 แสดงการผันแปรของอุณหภูมิในรอบ

ตารางที่ 5.5 ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนตามมาตรฐาน เมื่อผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น
140 วัฏจักร

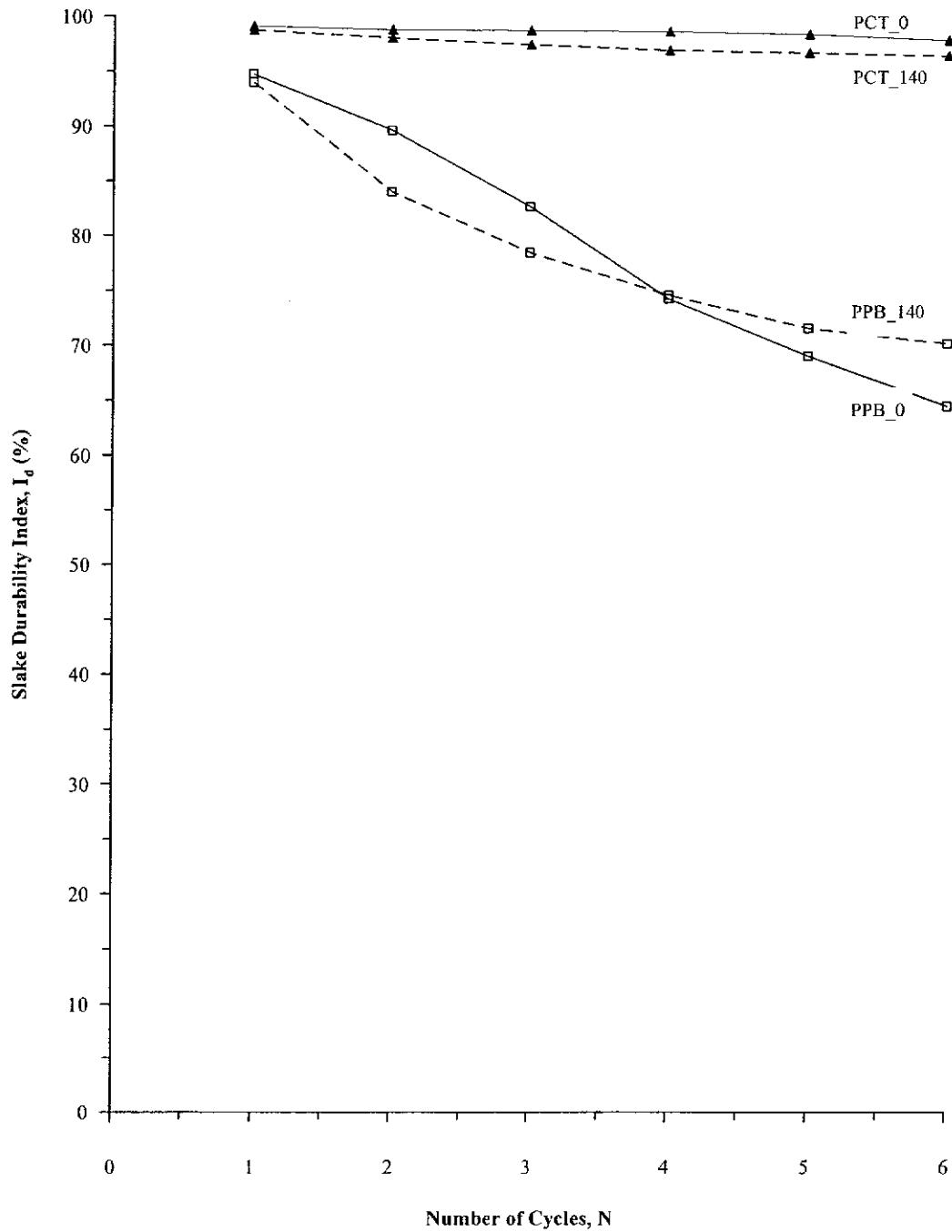
Rock Types	Code	Slake Durability Index, I_d (%)					
		Number of Cycles, N					
		1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	98.71	98.00	97.39	96.87	96.63	96.37
	PPB	93.95	83.98	78.41	74.50	71.48	70.05
Metamorphic Rocks	KSch	98.41	96.81	95.67	94.62	93.86	93.45
	CSch	70.21	60.76	55.29	51.61	49.55	48.33
	NDSH	96.93	95.71	94.08	92.52	91.29	90.13
Sedimentary Rocks	PKSS1	81.95	73.56	65.28	59.10	54.83	50.03
	PKSS2	98.37	97.30	96.09	94.90	94.07	93.39
	KKST	94.86	89.77	85.51	81.44	78.11	75.18
	PWSS	96.08	93.75	91.78	90.66	89.51	88.49
	PWST	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	NPST	97.42	96.27	95.52	94.76	94.22	93.81
	KkSS	89.02	76.63	70.66	66.52	61.39	58.66
	MSMD	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



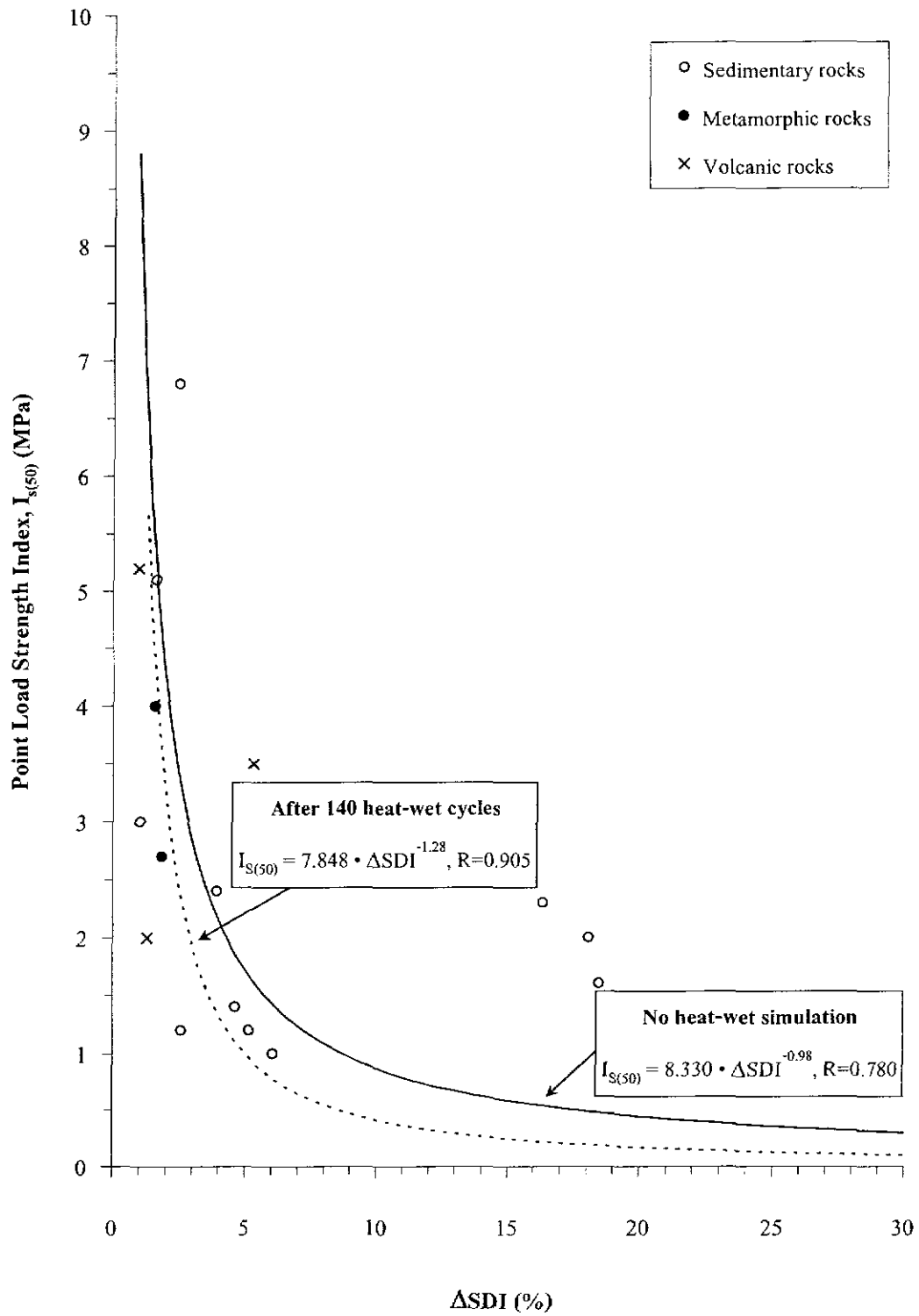
รูปที่ 5.14 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินตะกอน โดยกราฟเส้นที่บแสดงค่า SDI ที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น ส่วนกราฟเส้นประแสดงค่า SDI ที่ตัวอย่างหินได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็นเป็นจำนวน 140 วัฏจักร



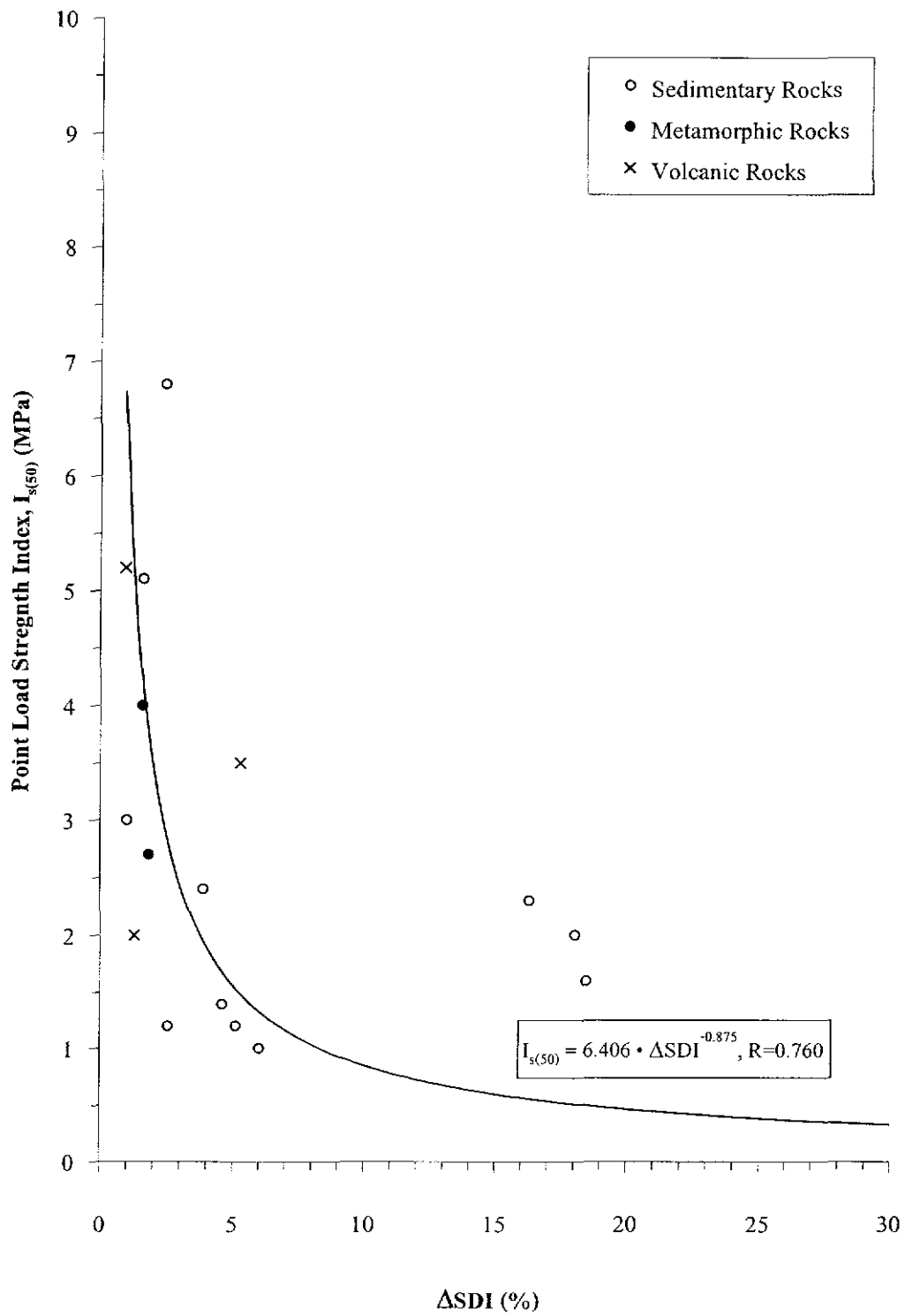
รูปที่ 5.15 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินแปร โดยกราฟเส้นที่แสดงค่า SDI ที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น ส่วนกราฟเส้นประแสดงค่า SDI ที่ตัวอย่างหินได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็นเป็นจำนวน 140 วัฏจักร



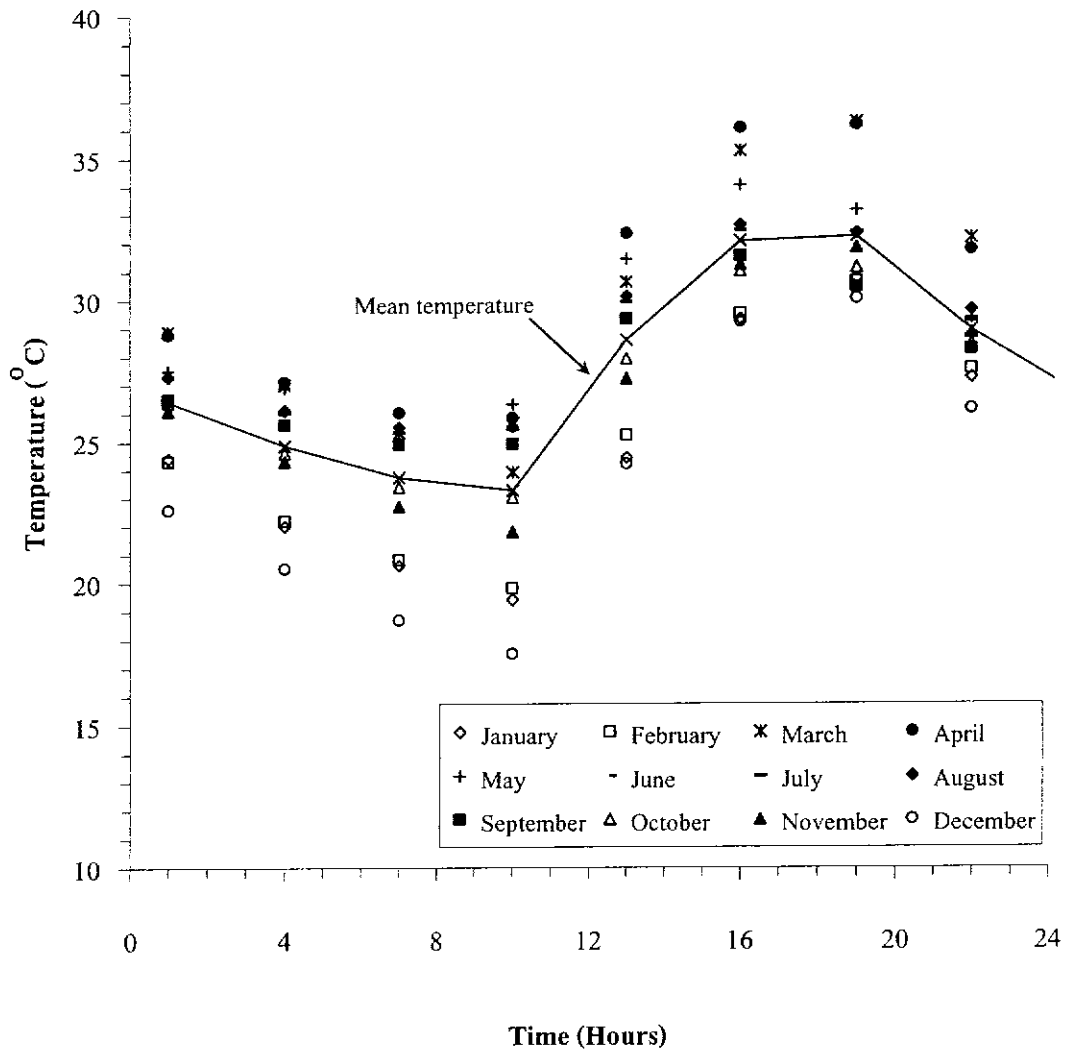
รูปที่ 5.16 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินภูเขาไฟ โดยกราฟเส้นทึบแสดงค่า SDI ที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น ส่วนกราฟเส้นประแสดงค่า SDI ที่ตัวอย่างหินได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็นเป็นจำนวน 140 วัฏจักร



รูปที่ 5.17 ผลการเปรียบเทียบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหินที่ไม่ได้ผ่านการทดสอบภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น (เส้นทึบ) และตัวอย่างหินได้ผ่านวัฏจักรร้อนสลับเย็น 140 วัฏจักร (เส้นประ)



รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนของกลุ่มตัวอย่างหิน
ทั้งก่อนและหลังการทดสอบวัฏจักรร้อนสลับเย็น



รูปที่ 5.19 การผันแปรของอุณหภูมิในรอบ 1 วัน ที่ตรวจวัดในพื้นที่จังหวัดนครราชสีมา ปี 2547
(จากงานบริการข้อมูล กลุ่มภูมิอากาศ สำนักพัฒนาอุตุนิยมวิทยา กรมอุตุนิยมวิทยา)

1 วันที่ตรวจวัดจากกรมอุตุนิยมวิทยาในปี 2547 ค่าที่ได้ในแต่ละเดือนได้นำมาแสดงพร้อมทั้งค่าเฉลี่ยในรอบปี รูปที่ 5.20 แสดงการผันแปรอุณหภูมิใน 1 วันของการจำลองภายใต้ร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการ การเปรียบเทียบนี้ได้มีการคำนวณโดยใช้สมการ

$$Q = \sum m C_p \Delta T \cdot t \quad (5.1)$$

โดยที่	Q	คือ ค่าพลังงานที่ตัวอย่างหินได้รับใน 1 วัน มีหน่วยเป็นจูล
	m	คือ ค่าน้ำหนักของตัวอย่างหิน มีหน่วยเป็นกิโลกรัม
	C_p	คือ ค่าความจุความร้อนจำเพาะ มีหน่วยเป็นจูลต่อกิโลกรัมเซลเซียส
	ΔT	คือ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง มีหน่วยเป็นเซลเซียส
	t	คือ เวลาที่ตัวอย่างหินรับพลังงาน มีหน่วยเป็นชั่วโมง

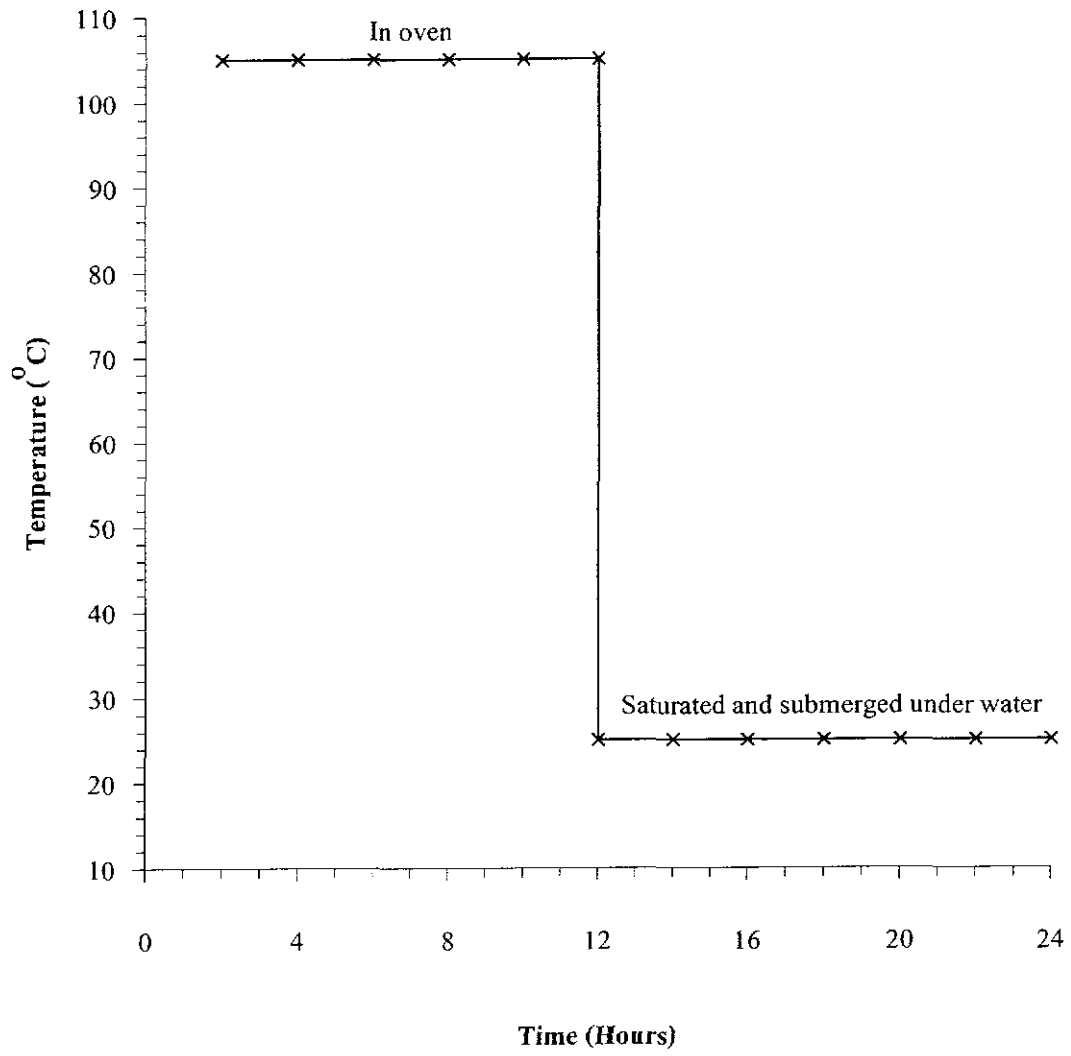
โดยตัวอย่างพลังงานที่ได้ในรอบ 24 ชั่วโมง จากการจำลองร้อนสลับเย็นของหินทรายมีค่าเท่ากับ 3.456 เมกกะจูลชั่วโมง ($m = 5 \text{ kg}$, $\rho_r = 2.5 \text{ g/cc}$, $C_p = 1.8 \text{ MJ/m}^3\text{K}$, $\Delta T = 105\text{-}25^\circ\text{C}$, $t = 12 \text{ hrs.}$) ส่วนพลังงานที่ก้อนตัวอย่างหินน่าจะได้รับจะใช้ค่าเฉลี่ยของอุณหภูมิที่ผันแปรในรอบ 24 ชั่วโมง มาคำนวณซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.192 เมกกะจูลชั่วโมง ($\Delta T =$ อุณหภูมิที่ผันแปรในแต่ละชั่วโมง ตั้งแต่เวลา 10.00-18.00 นาฬิกา ซึ่งเป็นช่วงที่หินได้รับพลังงาน) กล่าวคือ การจำลองในห้องปฏิบัติการในงานวิจัยนี้ 1 วัฏจักรหรือ 1 วัน จะมีค่าเท่ากับสภาวะจริงในภาคสนาม 18 วัน โดยประมาณ

การเปรียบเทียบเช่นนี้เป็นไปในเชิงอนุรักษ์อย่างมาก เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในสภาวะจริงจะค่อยเป็นค่อยไป ส่วนสภาวะการจำลองในห้องปฏิบัติการในงานวิจัยนี้ อุณหภูมิจะเปลี่ยนแปลงอย่างฉับพลันซึ่งอาจทำให้หินเกิดการแตกร้าว โดยเฉพาะบริเวณผิว นอกอีกประการหนึ่งคือ หินที่อยู่ในสภาวะจริงอาจไม่ได้สัมผัสกับการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิในภาคสนามมากเท่าที่ได้แสดงไว้ในรูป 5.19 เหตุผลเนื่องจากหินนั้นอาจอยู่ลึกจากพื้นผิวเป็นต้น ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถเขียนได้เป็น

$$n = D/18 \quad (5.2)$$

โดยที่	n	คือ จำนวนวัฏจักรของการจำลองภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็น
	D	คือ จำนวนวันในสภาวะจริงในภาคสนาม

เมื่อเปรียบเทียบการทดสอบค่า ΔSDI กับการจำลองวัฏจักรร้อนสลับเย็นจะเห็นได้ชัดว่า สภาวะการทดสอบ SDI จะรุนแรงกว่าการจำลองวัฏจักรร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการในงานวิจัยนี้ เนื่องจากการทดสอบ SDI จะมีกระบวนการครูดุเกิดขึ้น ดังนั้นอาจเขียนความสัมพันธ์ในเชิงอนุรักษ์ได้คือ



รูปที่ 5.20 การผันแปรของอุณหภูมิในรอบ 1 วัน ของการจำลองภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการ

$$N^* = D/18 \quad (5.3)$$

โดยที่ N^* ถูกสมมติในเชิงอนุรักษ์ให้มีค่าเท่ากับ n

ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า สมการที่ (5.3) จะอยู่ในเชิงอนุรักษ์อย่างมาก เพราะ 1 วัฏจักร ภายใต้วัฏจักรร้อนสลับเย็นในห้องปฏิบัติการน่าจะมีค่ามากกว่า 18 วัน ภายใต้สภาวะจริงในภาคสนาม อย่างไรก็ตามการคาดคะเนเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ในงานวิจัยนี้ และการใช้สมการเชิงอนุรักษ์เช่นนี้จึงเป็นที่ยอมรับได้

5.8 การคาดคะเนความแข็งแรงของหินในเชิงเวลา

ผลจากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI กับ N^* และ $I_{s(50)}$ กับ ΔSDI ประกอบกับความสัมพันธ์จากสมการที่ (5.3) สามารถเชื่อมโยงความสัมพันธ์ดังกล่าวเพื่อนำไปสู่การคาดคะเนมวลหินในภาคสนามได้

การคาดคะเนดังกล่าวจำเป็นต้องทดสอบค่า SDI อย่างน้อย 6 วัฏจักร ภายใต้สภาวะเปียก (มาตรฐาน) จากนั้นสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่า ΔSDI กับ N^* เพื่อให้ทราบถึงค่าความแข็งแรงของหินในอนาคตภายใต้สภาวะจริงในภาคสนาม เช่น ใน 10 ปีข้างหน้า (3650 วัน) จะได้ค่า N^* เท่ากับ 203 โดยที่ N^* สามารถหาค่า ΔSDI จากความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI กับ N^* ที่สร้างขึ้น (รูปที่ 4.8) จากนั้นนำค่า ΔSDI มาหาค่า $I_{s(50)}$ โดยใช้ความสัมพันธ์ในรูปที่ 5.16 ค่า $I_{s(50)}$ นี้จะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังกดสูงสุดของหิน (σ_c) เช่น ASTM D5731 เสนอว่าค่า σ_c ของหินสามารถประเมินได้จาก

$$\sigma_c \approx 24I_{s(50)} \quad (5.4)$$

เมื่อถึงจุดนี้จะสามารถนำค่า σ_c ที่คาดคะเนได้ (10 ปีในอนาคต) มาคำนวณเสถียรภาพความลาดชันมวลหินได้

บทที่ 6

การคาดคะเนเสถียรภาพความลาดชันมวลหิน

6.1 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของเนื้อหาในบทนี้คือ เพื่อนำผลงานวิจัย (ในบทที่ 5) มาประยุกต์ใช้ในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดชันมวลหิน โดยมีการพิจารณาสถานะการผุกร่อนของมวลหินนั้น ซึ่งเนื้อหาจะเน้นไปที่กลไกที่สำคัญในการควบคุมเสถียรภาพความลาดชันมวลหินนั้นคือ ความเสียดทานของรอยแตก

6.2 กฎความเสียดทานรอยแตกของ Barton's

Barton (1973) ได้เสนอกฎที่ใช้เพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพของรอยแตกในมวลหิน ซึ่งสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) \right] \quad (6.1)$$

โดยที่ τ คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของรอยแตกในมวลหิน
 σ_n คือ ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal Stress)
 ϕ_b คือ มุมของความเสียดทานพื้นฐาน (Basic Friction Angle)
JRC คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระมีค่าระหว่าง 0 ถึง 20
 σ_c คือ ค่าความเค้นสูงสุดในการกดแกนเดียวของเนื้อหิน

การนำผลผุกร่อนของมวลหินมาพิจารณาในงานวิจัยนี้จะถือว่าการผุกร่อนนั้นมีผลมากที่สุดต่อค่ากำลังกดสูงสุด (σ_c) และมุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_b) ซึ่งสมมติฐานนี้สอดคล้องกับนักวิจัยท่านอื่นจากต่างประเทศ (Moon, 1993 Koncagul and Santi, 1999 และ Tugrul, 2004) ดังนั้น ค่า σ_c ในสมการที่ (6.1) สามารถเป็นฟังก์ชันของ D คือ

$$\sigma_c = f\{I_{s(50)}, \Delta SDI, N', D\} \quad (6.2)$$

โดยที่ $I_{s(50)}$, ΔSDI และ N' สามารถหาได้จากการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน (SDI) ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งการทดสอบดังกล่าวควรดำเนินการมากเกินกว่าที่กำหนดตามมาตรฐาน ASTM และใช้วิธีการหาความสัมพันธ์ในรูปแบบสมการต่าง ๆ ที่ให้ค่าสัมประสิทธิ์ความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุด

เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI และ N^* (ดังรูปที่ 4.8) เมื่อได้ค่า ΔSDI ใน N^* ที่ต้องการแล้ว จึงนำค่า $I_{s(50)}$ จากกราฟรูปที่ 5.18 มาแปลงเป็นค่ากำลังกดสูงสุด (σ_c) ตามเกณฑ์มาตรฐาน (ASTM D5731) จากนั้นนำค่า σ_c ที่คาดคะเนในอนาคตมาแทนค่าในสมการที่ (6.1) เพื่อคาดคะเนค่าความเสียหายของรอยแตกในอนาคตโดยพิจารณาการผุกร่อน ซึ่งกระบวนการดังกล่าวสามารถเขียนเป็นชุดสมการได้ดังนี้

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= aI_{s(50)} \\ I_{s(50)} &= 6.406 \cdot \Delta SDI^{-0.875} \\ \Delta SDI &= \alpha \cdot \exp(\beta N^*) \\ \phi_B &= C \cdot N^{*\lambda} \\ N^* &\approx D/18 \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

โดยที่ σ_c คือ ค่ากำลังกดสูงสุดของหิน
 $I_{s(50)}$ คือ ค่าดัชนีจุดกด
 a คือ ปัจจัยตัวคูณหาได้จากมาตรฐานสากล
 ΔSDI คือ อัตราการผุกร่อนซึ่งได้จากการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน
 N^* คือ ค่าสมมติในเชิงอนุรักษ์ให้มีค่าเท่ากับ n หรือจำนวนวัฏจักรร่อนสลับนั่น
 D คือ จำนวนวันในอนาคต
 α คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของอัตราการผุกร่อนคงที่ที่ได้จากสมการความสัมพันธ์
 β คือ ค่าสัมประสิทธิ์เชิงเวลาของอัตราการผุกร่อน
 ϕ_B คือ มุมของความเสียหายพื้นฐาน (Basic Friction Angle)
 C คือ สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงค่ามุมเสียหายพื้นฐาน
 λ คือ สัมประสิทธิ์เชิงเวลาของค่ามุมเสียหายพื้นฐาน

ส่วนผลกระทบต่อค่ามุมเสียหายพื้นฐาน ก็สามารถนำมาเปรียบเทียบในเชิงเวลาด้วยสมการที่ (5.1) โดยที่ n มีค่าโดยประมาณ 18 วัน ดังนั้นค่ามุมเสียหายพื้นฐานในสมการที่ (5.1) สามารถแทนในสมการที่ (6.1) ได้เช่นกัน

6.3 ตัวอย่างการคำนวณ

การออกแบบความลาดชันมวลหินทรายชุด โคกกรวด (KkSS) เมื่อพิจารณาผลกระทบจากการผุกร่อน โดยการคาดคะเนกำลังกดสูงสุดของหินเมื่อเวลาผ่านไป 720 วัน (2 ปี) นับจากเวลาการเปิดผิวมวลหิน มีขั้นตอนดังนี้คือ

การเทียบเวลา (D) และจำนวนวัฏจักร (N') ของการจำลองภายใต้วัฏจักรร่อนสลับยื่น
ต่อสถานะจริงในสนาม คือ

$$N' = 720/18 = 40 \text{ วัฏจักร}$$

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า ΔSDI กับ N' ในรูปที่ 4.8 ของตัวอย่างหิน KkSS คือ

$$\begin{aligned}\Delta SDI &= 3.402 \cdot \exp^{0.047 N'} \% \\ &= 3.402 \cdot \exp^{0.047(40)} \% \\ &= 22.30\%\end{aligned}$$

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า ΔSDI กับ $I_{s(50)}$ ในรูปที่ 5.18 จะได้

$$\begin{aligned}I_{s(50)} &= 6.406 \cdot \Delta SDI^{-0.875} \text{ MPa} \\ &= 0.42 \text{ MPa} \\ \sigma_c &\approx 10.0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ค่า ϕ_B ที่ 2 ปี ในอนาคตสามารถคำนวณได้จาก

$$\phi_B = C \cdot N'^{\lambda}$$

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า ϕ_B กับ n ในรูปที่ 5.12 และตารางที่ 5.4

$$\begin{aligned}\text{โดยที่ } N' &\text{ ถูกสมมติในเชิงอนุรักษ์ให้มีค่าเท่ากับ } n \\ \text{ดังนั้น } \phi_B &= 30.89 \cdot 40^{-0.01} \\ &= 29.8^\circ\end{aligned}$$

นำค่า σ_c และ ϕ_B ที่ 720 วัน ไปออกแบบความลาดชันมวลหินใหม่โดยใช้กฎของ Barton's สมมติฐาน
การพังทลายของมวลหินในแนวระนาบ และไม่มีผลกระทบจากน้ำใต้ดิน คือ

$$F.S. = \frac{(w \cos \psi_p) \tan \left[\phi_B + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{w \cos \psi_p} \right) \right]}{(w \sin \psi_p)} \quad (6.4)$$

โดยที่ $w = \frac{1}{2} \gamma H^2 (\cot \psi_p - \cot \psi_f)$ (6.5)

- F.S. คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัย
 w คือ หน่วยน้ำหนักของมวลหิน
 ψ_p คือ ค่ามุมของระนาบการไหล
 H คือ ความสูงของความลาดชันมวลหิน
 ψ_f คือ ค่ามุมของความลาดชันมวลหิน
 ϕ_B คือ ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน
 JRC คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระ
 σ_c คือ ค่ากำลังกดสูงสุดของหิน

Pumice breccia (PPB)		
$\gamma_R = 2,500 \text{ kg/m}^3$	$\psi_p = 40^\circ$	JRC = 5
Condition as excavated, $\sigma_c = 84 \text{ MPa}$, $\phi_B = 33.0^\circ$	After 365 day, $\sigma_c = 10 \text{ MPa}$, $\phi_B = 29.8^\circ$	
	Conventional design (Without considering rock weathering)	Modified design (Considering rock weathering)
H = 40 m	H = 40 m	H = 20 m
$\psi_f = 70^\circ$	$\psi_f = 70^\circ$	$\psi_f = 45^\circ$
F.S. = 1.10	F.S. = 0.81	F.S. = 1.02

จากการคาดคะเนค่ากำลังรับแรงกดสูงสุดของหินเมื่อเวลาผ่านไป 720 วัน ลดลงจาก 84 MPa เหลือ 10 MPa และค่ามุมเสียดทานพื้นฐานลดลงจาก 33.0° เหลือ 29.8° ซึ่งส่งผลกระทบต่อผลการออกแบบในขณะนั้น ดังนั้นอาจแก้ไขด้วยการลดความสูงของความลาดชันเหลือ 20 เมตร (Bench) และมุมลาดเอียง 45° หรือการใช้หมุดยึดหินในการออกแบบเพื่อให้ความลาดชันมวลหินมีเสถียรภาพมากขึ้น

6.4 การวิจารณ์ผล

ในการคาดคะเนความเสียดทานของรอยแตกในมวลหิน โดยการนำอัตราการผุร่อนของหินมาปรับเปลี่ยนค่ากำลังกดสูงสุด (σ_c) และค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_B) จะพิจารณาว่าอยู่ในเชิงอนุรักษ์ เนื่องจากการผุร่อนของหินอาจมีผลกระทบต่อคุณสมบัติอื่นนอกจากค่าความกำลังกดสูงสุด และค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของหินตามที่ได้เสนอมาในงานวิจัยนี้

บทที่ 7

สรุปและข้อเสนอแนะ

7.1 สรุป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ เพื่อศึกษาการผุกร่อนของตัวอย่างหินในห้องปฏิบัติการ และนำผลมาใช้ในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดชันมวลหิน ซึ่งกิจกรรมหลักประกอบด้วย การทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนตามมาตรฐานและแบบแห้ง โดยมีจำนวนวัฏจักรมากกว่าที่กำหนดในมาตรฐานสากล และการจำลองการผุกร่อนภายใต้วัฏจักรรื้อสลับเย็นเป็นจำนวน 140 วัฏจักร นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเชิงกายภาพ (การตรวจวัดน้ำหนักที่สูญเสียบในแต่ละวัฏจักร และการทดสอบค่าความคงทนต่อการผุกร่อน) และการทดสอบเชิงกลศาสตร์ (การทดสอบค่าดัชนีจุดกด ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน และค่าความเร็วคลื่น) การทดสอบเหล่านี้ได้นำมาใช้เป็นดัชนีบ่งบอกถึงการผุกร่อนของตัวอย่างหิน รวมทั้งได้มีการเสนอแนวคิดในการสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์เพื่อที่จะสามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้เป็นอย่างดี

ผลงานวิจัยสามารถสรุปได้ว่า การสร้างกราฟความสัมพันธ์ที่สามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้โดยตรงคือ ความสัมพันธ์ระหว่าง $I_{s(50)}$ กับ ΔSDI (ดัชนีจุดกดและอัตราการผุกร่อน) และความสัมพันธ์ระหว่างวัฏจักรของการทดสอบค่าความคงทนต่อการผุกร่อนกับระยะเวลาจริงในภาคสนาม ($N^* \approx 18$ วัน) ในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดชันมวลหินจะเน้นไปที่เสถียรภาพของรอยแตกในมวลหินที่อาจมีการเคลื่อนตัว ดังนั้นจึงนำกฎของ Barton's มาใช้ในงานวิจัยนี้ เนื่องจากมีค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_B) และค่ากำลังกดสูงสุดของหิน (σ_c) เป็นตัวแปรที่สำคัญ ซึ่งค่าทั้งสองจะมีผลกระทบโดยตรงต่อการผุกร่อนของเนื้อหิน กล่าวโดยรวมคือ จะมีค่าลดลงในขณะที่หินผุกร่อนตามกาลเวลานั่นเอง ซึ่งสามารถสรุปเป็นชุดสมการของค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของรอยแตกในมวลหินดังนี้

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_B + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) \right]$$

$$\sigma_c = a I_{s(50)}$$

$$I_{s(50)} = 6.406 \cdot \Delta SDI^{-0.875}$$

$$\Delta SDI = \alpha \cdot \exp(\beta N^*)$$

$$\phi_B = C \cdot N^{*-\lambda}$$

$$N^* \approx D/18$$

โดยที่	τ	คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของรอยแตกในมวลหิน
	σ_n	คือ ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal Stress)
	ϕ_B	คือ มุมของความเสียดทานพื้นฐาน (Basic Friction Angle)
	JRC	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความขรุขระมีค่าระหว่าง 0 ถึง 20
	σ_c	คือ ค่ากำลังกดสูงสุดของหิน
	$I_{s(50)}$	คือ ค่าดัชนีจุดกด
	a	คือ ปัจจัยตัวคูณที่หาได้จากมาตรฐานสากล
	ΔSDI	คือ อัตราการผุกร่อนซึ่งได้จากการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน
	N^*	คือ ค่าสมมติในเชิงอนุรักษ์มีค่าเท่ากับ n หรือจำนวนวัฏจักรร่อนสลับเย็น
	D	คือ จำนวนวันในอนาคต
	α	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของอัตราการผุกร่อนคงที่ได้จากสมการความสัมพันธ์
	β	คือ ค่าสัมประสิทธิ์เชิงเวลาของอัตราการผุกร่อน
	C	คือ สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน
	λ	คือ สัมประสิทธิ์เชิงเวลาของค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน

การคาดคะเนขั้นต้นจะอยู่ในเชิงอนุรักษ์ภายใต้สมมติฐานที่เสนอไว้ในบทที่ 5 และ 6 ผลงานวิจัยนี้ยังระบุว่า การทดสอบค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิ (P-wave) อาจไม่สามารถนำมาใช้เป็นดัชนีที่บ่งบอกถึงการผุกร่อนของเนื้อหิน ถึงแม้ในเชิงทฤษฎีแล้วค่าความเร็วคลื่นจะลดลงเมื่อหินมีการผุกร่อนมากขึ้นดังแสดงได้จากผลงานวิจัยต่างประเทศ (Begonha and Braga, 2002 และ Sousa et al., 2005)

ค่าการสูญเสียน้ำหนัก ค่ามุมเสียดทานพื้นฐาน และดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อนสามารถใช้เป็นดัชนีบ่งบอกถึงการผุกร่อนของหินได้ดีพอสมควร อย่างไรก็ตามการแปรปรวนของผลที่ได้ยังมีอยู่บ้าง แต่ก็เป็นส่วนน้อยซึ่งคาดว่าเกิดขึ้นจากการแปรปรวนของเนื้อหินในกลุ่มตัวอย่างที่ได้คัดสรรมา

7.2 ข้อเสนอแนะ

1) การเปรียบเทียบจำนวนวัฏจักรในห้องปฏิบัติการกับเวลาจริงในภาคสนาม ถึงแม้จะอยู่ในเชิงอนุรักษ์แต่ก็อาจมีการคาดเคลื่อนอยู่บ้าง ดังนั้นด้วยเหตุผลนี้การที่จะคาดคะเนให้มีความแม่นยำยิ่งขึ้นจึงควรมีการสำรวจและทดสอบหินในภาคสนามในระยะเวลาต่าง ๆ กัน (หลายปี) หลังจากที่มีมวลหินโผล่ขึ้นมาสัมผัสกับสภาวะสิ่งแวดล้อมในพื้นที่นั้น ๆ

2) ความสัมพันธ์ระหว่าง ΔSDI กับ N^* ในงานวิจัยนี้ถูกสร้างขึ้นจากข้อมูลเพียง 6 จุด และนำมาใช้ในการคาดคะเนค่า ΔSDI ที่ N^* หลายสิบรอบหรือร้อยรอบ จึงเป็นไปได้ว่าผลที่ได้ อาจมีการคาดเคลื่อนอยู่บ้าง ดังนั้นจึงควรมีการทดสอบค่าดัชนีความคงทนต่อการสุ่มรอบเพื่อให้ได้มาซึ่งจุดข้อมูลหลายสิบจุดหรือทดสอบหลายสิบวัฏจักรนั่นเอง

3) งานวิจัยนี้ไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากน้ำที่อยู่ในเนื้อหินที่ติดกับรอยแตก ซึ่งอาจมีผลกระทบควบคู่ไปกับการสุ่มรอบของเนื้อหินด้วย ดังนั้นจึงควรมีการทำวิจัยในเรื่องนี้เพิ่มเติม

4) ควรมีการวัดความเร็วคลื่นผ่านเนื้อหินระหว่างถูกจำลองภายใต้วัฏจักรร่อนสลับ เย็น ซึ่งจะต้องอาศัยเครื่องมือที่สามารถวัดได้อย่างละเอียดกว่าเครื่องมือที่ใช้ในงานวิจัยนี้

5) ผลจากงานวิจัยนี้ไม่สามารถเปรียบเทียบการสุ่มรอบของหินกับปริมาณแร่ องค์ประกอบได้โดยตรง เนื่องจากกลุ่มตัวอย่างหินมีน้อย ถึงแม้ความสัมพันธ์ระหว่างแร่ องค์ประกอบ หินกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของมวลหินจะเป็นการยากที่จะกำหนดได้ เพราะคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินจะสัมพันธ์กับคุณสมบัติเชิงกายภาพมากกว่า แต่การศึกษาเชิงเคมีหรือแร่ องค์ประกอบหินอาจทำให้เข้าใจกระบวนการการสุ่มรอบมากยิ่งขึ้น

บรรณานุกรม

- กิตติเทพ เพ็องขจร. (2546). *กลศาสตร์หินพื้นฐาน*. บริษัท อีซีเอ็นพีเอ็นโปรดักส์. กรุงเทพฯ. 210 หน้า
(ISBN 974-90898-8-X)
- เสรีวัฒน์ สมินทร์ปัญญา. (2538). *โลกและหิน*. สุวีริยาสาส์น. กรุงเทพฯ. 287 หน้า
- ASTM C127-04. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.02). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4543-04. Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2216-98. Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2845-04. Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. 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 D5731-02. 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 D5313-04. Standard Test Method for Evaluation of Durability of Rock for Erosion Control Under Wetting and Drying Conditions. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4644-87. Standard Test Method for Slake durability of shale and similar weak rocks. In **Annual Book of ASTM Standards** (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

- Abramson, L.W., Thomas, S.L., Sunil, S., and Glenn, M. (1997). Slope stability and stabilization methods : Boyce John Wiley, Chichester, UK. **Engineering Structures**. Volume 19 : 93-94.
- Al-Homoud, A.S., Saket, S.K., and Husein, A.I. (1994). Investigation of failure of highway embankment founded on colluviums and suggested stabilization measures for reconstruction. **Eng. Geol.** Vol. 38 : 95-116.
- Alsaaran, N., and Olyphant, G. A. (1998). A model for simulating rock–water interactions in a weathering profile subjected to frequent alternations of wetting and drying. **CATENA**. Vol. 32 (3-4) : 225-243.
- Aristizábal, E., Roser, B., and Yokota, S. (2005). Tropical chemical weathering of hillslope deposits and bedrock source in the Aburrá Valley, northern Colombian Andes. **Engineering Geology**. Vol. 81(4) : 389-406.
- Baliga, B.D., and Singh, V.K. (1992). Geotechnical investigation and appraisal of face stability in jointed rock mass in copper open-pit Rajasthan. **Regional Symp. on rock Slopes**. (pp 27-33). India.
- Baliga, B.D., Sign, V.K., and Prakash, A.J. (1992). Geotechnical studies for planning of a deep lead zinc open-pit. **Regional Symp. on rock Slopes**. (pp 35-43). India.
- Barton, N. R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. **Engineering Geology**. Vol. 7 : 287-332.
- Barton, N., and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. In **Proceeding of Mechanics**. (Vol. 10, pp. 1-54). New York: Pergamon.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock mass for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**. Vol. 6 : 189-236.
- Begonha, A., and Braga, M. A. S. (2002). Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties. **Catena**. 49 : 57-76.
- Bell, F.G. (1992). **Engineering in Rock Masses**. London: Butterworth-Heinemann Ltd.
- Bell, FG. (1978). The physical and mechanical properties of the fell sandstones, Northumberland, England. **Eng. Geol.** 12 : 1-29.
- Barbour, T.G., Atkinson, R.H., and Ko, H.Y. (1979). Relationship of mechanical, index and mineralogical properties of coal measure rock. **20th Symp. Rock Mechanics**. Austin, Texas : 189-198.

- Bergamin, St., Kirchhofer, P., and Filippini, R. (2001). Rock Mechanics Investigations for the Endangered Bristen Road. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, Vol. 34(2) : 83-98.
- Blackwell, G.H. (1986). Wall instability monitoring and analysis at Brenda Mines. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp335-339). Netherlands : A.A. Balkema.
- Bieniawski, Z.T. (1974). Estimating the strength of rock materials. **J. Inst. Min. Metall.** 7 : 123-137.
- Bieniawski, Z.T. (1975). The point-load test in geotechnical practice. **Eng. Geol.** 9 : 1-11.
- Bovis, M.J., and Evans, S.G. (1996). Extensive deformations of rock slopes in southern Coast Mountains, southwest British Columbia, Canada. **Engineering Geology**, Vol. 44 : 163-182.
- Brace, W.F. (1961). Dependence of fracture strength of rocks on grain size. **Proc. 4th Symp. Rock Mechanics**. University Park, pp. 99-103.
- Broch, E., and Franklin, J.A. (1972). The point-load test. **Int. J. Rock Mech. Min Sci.** 9 : 669-697.
- Brown, E.T. (1981). **Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods**. The Commission on Rock Testing Methods, International Society for Rock Mechanics, Pergamon Press.
- Budetta, P., and Santo, A. (1993). Morphostructural evolution and related kinematics of rockfalls in Campania (southern Italy) : A case study. **Engineering Geology**, Vol. 36 :197-210.
- Bye, A.R., and Bell, F.G. (2001). Stability assessment and slope design at Sandstoot open pit, South Africa. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** Vol. 38. Elsevier Science Ltd : 449-466.
- Cai, F., and Ugai, K. (2002). Some aspects of finite analysis of rainfall effects on slope stability. Popescu, M (ed.). **Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore : CI-Premier Conference Organisation.
- Carson, A.M., and Woods, N.P. (1995). Design and construction of rock slopes in Shropshire, United Kingdom. **Int. Cong. on Rock Mechanics**, Vol. 3, Japan.
- Chang, C.T., Hou, P.C., and Chang, C.Y. (1998). Case Study on Dip-slope Hazards in Sandstone and Shale Alternations. **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering**, November 20-22, 1998 (pp 191-195). Taipei, Taiwan: Pssre.

- Changsuwan. (1984). **Survey of Slope Cutting, Lomsak-Chumpae Highway, Petchabun Province**. Material & Research Division, Department of Highway, Bangkok, Thailand.
- Charbonneau, D. (1986). Slope design problems and proposed solutions at Key Lake Mining's Deikmann Pit. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining**. (pp 87-92). Netherlands: A.A. Balkema.
- Chen, Z., Wang, J., Wang, Y., Yin, J.H., and Haberfield, C. (2001). A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem Part II: numerical approaches, applications and extensions. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences** Vol. 38 : 379-397.
- Chonglakmani, C., and Sattayarak, N. (1978). Stratigraphy of the Huai Hin Lat Formation (Upper Triassic) in Northeastern Thailand. **Third Regional conference on Geology and Mineral Resources of Southeast Asia**. pp. 739-762.
- Crouch, S.L., and Starfield, A.M. (1983). **Boundary Element Methods in Solid Mechanics**. George Allen & Unwin, London, 322 pp.
- Culshaw, M.G., and Bell, F.G. (1991). The rockfalls of James Valley, St Helena. Bell (ed.). **Landslides** (pp 925-935). Balkema, Rotterdam.
- D'Appolonia Consulting Engineering (1980). **Environmental effects of slake of surface mine spoils eastern and central united states**. Prepared for: Bureau of mines, p. 232.
- Dearman, W. R. (1995). Description and classification of weathered rocks for engineering purposes. **Quarterly Journal of Engineering Geology**. 28(3) : 267-276
- Desai, C.S., and Siriwardane, H.J. (1984). **Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials**. Prentice-Hall, Inc., Englewood cliffs, 469 pp.
- Dhakal, G., Yoneda, T., Kata, Y., & Kaneko, K. (2002). Slake durability and mineralogical properties of some pyroclastic and sedimentary rocks. **Engineering Geology**. 65(1) : 31-45.
- Dobernier, L, and DeFreitas, M.H. (1986). Geotechnical properties of weak sandstones. **Geotechnique**. 36(1) : 79-94.
- Domenico, P.A., and Schwartz, F.W. (1990). **Physical and Chemical Hydrogeology**. John Wiley and Sons, New York, p. 824.
- Douglas, T. H., and Arthur, L. J. (1983). **A guide to the use of rock reinforcement**. London: Construction Industry Research and Information Association.

- Dube, A.K., and Singh, B. (1972). Effect of humidity on tensile strength of sandstone. **Journal of Mines Metals and Fuel**. 20(1) :8-10.
- Endicott, L.J., Tong, J., and Kwong, J. (1981). Design of final face for Tai Sheung Kok quarry. **Asian mining**' 81 (pp 195-202). Singapore: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Enoki, M., and Kokubu, A.A. (1999). Relation between slope stability and groundwater flow casued by rainfalls. Yagi, N., Yamagami, T & Jiang, J.C. (eds.). **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 169-174). Shikoku, Japan. 8-11 November. Balkema, Rotterdam.
- Fahy, M.P., and Guccione, M.J. (1979). Estimating strength of sandstone using petrographic thin-section data. **Bull. Assoc. Eng. Geo.** Vol. 16 : 467-485.
- Fang, Z., and Harrison, J.P. (2001). A mechanical degradation index for rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 38(8) : 1193-1199.
- Farquhar, O.C. (1980). Geologic Processes Affecting the Stability of Rock Slopes Along Massachusetts Highways. **Engineering Geology**. Vol. 16 : 135-145.
- Fenton, M.M., Trudell, R.M., Pawlowicz, J.G., Jones, C.E., Moran, S.R., and Nikols, D.J. (1986). In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 225-234). Netherlands: A.A. Balkema.
- Forlati, F., Gioda, G., and Scavia, C. (2001). Finite Element Analysis of a Deep-seated Slope Deformation. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 34(2) : 135-159.
- Froldi, P., and Sartini, G. (1991). Investigation on rock landslide in complex formations. Bell (ed.). **Landslides** (pp 75-82). Balkema, Rotterdam.
- Fuenkajorn, K., and Kamutchat, S. (2001). Rock slope design using expert system: ROSES program. **Sixth Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineering Conference**. Chulalongkorn University, Bangkok.
- Fuenkajorn, K., and Kamutchat, S. (2003). Neural Network for Rock Slope Stability Evaluation. **Proceedings of the Fourth Regional Symposium on Infrastructure Development in Civil Engineering**. Bangkok, April 4-8. pp. 655-664.
- Fujita, T. (1999). Geological characteristics of landslides of the soft rock type. N, Yagi., T, Yamagami & J.C, Jiang, (eds), **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 169-174). Shikoku, Japan, 8-11 November. Balkema, Rotterdam.

- Galster, R.W. (1992). Landslides near abutments of three dams in the Pacific Northwest, USA. Bell (ed.). **Landslides**. (pp 1241-1248). Balkema, Rotterdam.
- Gamble, J.C., (1971). **Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks**. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-champaign
- Gerrard J. (1994). Weathering of granitic rocks : environment and clay mineral formation. **Rock weathering and landform evolution**. John Wiley & Sons Ltd.
- Ghosh, A., and Daemen, J.K.K. (1993). Fractal characteristics of rock discontinuities. **Engineering Geology**. 34 : pp.1-9.
- Gokceoglu, C., Ulusay, R., and Sonmez, H. (2000). Factors affecting the durability of selected weak and clay-bearing rocks from Turkey, with particular emphasis on the influence of the number of drying and wetting cycles. **Engineering Geology**. Vol. 57(1) : 215-237.
- Goodman, R.E. (1989). **Introduction to Rock Mechanics**. John Wiley & Son, New York, 562 pp.
- Goodman, R.E., and Shi, G.H. (1985). **Block Theory and Its Application to Rock Engineering**. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 338 pp.
- Goudie, A. S., and Parker, A. G. (1998). Experimental simulations of rapid rock block disintegration by sodium chloride in a foggy coastal desert. **Journal of Arid Environments**. 40(4) : 347-355.
- Goudie, A. S., Allison, R. J., and McLaren, S. J. (1993). Relations between modulus of elasticity and temperature in the context of the experimental simulation of rock weathering by fire, **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 30(2) : A77.
- Gunsallus, K.L., and Kulhawy, F.H. (1984). A comparative evaluation of rock strength measures. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.** 21 : 233-248.
- Gupta, A. S., and Seshagiri, K. R. (2000). Weathering effect on the strength and deformational behavior of crystalline rocks under uniaxial compression state. **Engineering Geology**. Vol. 56(3-4) : 257-274.
- Gurgenli, H. (2006). **Geomechanical and weathering properties of weak roof shales in coal mines**. Master of science in mining engineering thesis. College of engineering and mineral resources at West Virginia University.

- Hadjigeorgiou, J., Coutore, R., and Locat, J. (1996). In-situ block size distributions as tools for the study of rock avalanche mechanics. **Rock Mechanics** (pp 509-514). Balkema, Rotterdam.
- Handlin, J., and Hager, R.V. (1957). Experimental deformation of sedimentary rock under a confining pressure. **J. Am. Assoc. Pet. Geol.** 41 : 1-50.
- Hantz, D. (1986). Pit slope design in French surface coal mines. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 107-111). Netherlands: A.A. Balkema.
- Hatzor, Y. H. (1995). Application of block theory to rock slope stability studies. Daemen and Schultz (eds.). **Rock Mechanics** (pp 71-77). Balkema, Rotterdam.
- Hatzor, Y. H., Arzi, A. A., Zaslavsky, Y., and Shapira, A. (2004). Dynamic stability analysis of jointed rock slopes using the DDA method: King Herod's Palace, Masada, Israel. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.** 41(5) : 813-832.
- Hatzor, Y.H. (1999). Dynamic rock slope stability analysis at Masada national monument using Block Theory and DDA. Amadei, Kranz, Scott and Dmeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 63-70). Balkema, Rotterdam.
- Hayashi, Y., Higaki, D., and Ishizuka, M. (1994). Structure of slip surface formed by rock block slide. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts.** 31(1) : A10.
- Hoek, E. (2000). **Factor of safety and probability of failure.** [On-line]. <http://www.rocscience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>.
- Horn, H.M., and Deere, D.U. (1962). Frictional characteristics of minerals. **Geotechnique.** 12 : 319-335.
- Hoek, E., and Bray, J.W. (1981). **Rock Slope Engineering** (Revised third edition). Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., and Brown, J.W. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. **J. Geotechnical Engineering Div., A.S.C.E.,** Vol. 106, No. GT9 : 1013-1035.
- Hu, Y., and Kempfert, H.G. (1999). Geological characteristics of landslides of the soft rock type. **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 349-354). Shikoku, Japan, 8-11 November. Balkema, Rotterdam.

- Hudson, J. A., and Harrison, J. P. (1997). **Engineering Rock Mechanics An Introduction to the Principles**. UK : Pergamon.
- Ishida, T. (1990). Application of distinct element analysis to three simple block models aimed at practical application to toppling failure of fissured rock slopes. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 28(4) : A248.
- Ishida, T., Chigira, M., and Hibino, S. (1987). Application of the Distinct Element Method for Analysis of Toppling Observed on a Fissured Rock Slope. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 20 : 277-283.
- ISRM, (1985). Suggested method for determining point load strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.** 22 : 53-60.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W. (1979). **Fundamentals of Rock Mechanics**. London: Chapman and Hall.
- Jeong-gi, Um., Pinnaduwa, H.S., and Kulatilake, H.S.W. (1996). Maximum safe slope angles for proposed permanent shiplock slopes of the Three Gorges dam site in China based on application of block theory to major discontinuities. Aubertin, Hassani and Mitri (eds.). **Rock Mechanics**. (pp 529-536). Balkema, Rotterdam.
- Jeong-gi, Um., Pinnaduwa, H.S., and Kulatilake, H.S.W. (2001). Kinematic and Block Theory Analysis for Shiplock Slopes of the Three Gorges Dam Site in China. **Geotechnical and Geological Engineering**. Vol. 19. Netherlands: Kluwer Academic Publishers : 21-42.
- Jermy, C.A. (1991). An assessment of the slope stability of some opencast coal mines in South Africa. Bell (ed.). **Landslides**. Balkema, Rotterdam : 1279-1285.
- Kandaris, P.M. (1999). Use of gabions for localized slope stabilization in difficult terrain. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 1221-1227). Balkema, Rotterdam.
- Kasim, M., and Shakoor, A. (1996). An investigation of the relationship between uniaxial compressive strength and degradation for selected rock type. **Engineering Geology**. 44(1-4) : 213-227.
- Kawamura, K., and Ogawa, S. (1997). Slope failure in major tertiary mudstone zone. **Deformation and progressive failure in geomechanics**. (pp 701-706). Japan.
- Kjaemslis, B, and Sande, A. (1966). **Compressibility of some coarse grained material**. Norwegian Geotechnical Institute Report. pp. 245-251.

- Koncagul, E., C., and Santi, P., M. (1999). Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. **Int. J. Rock Mechanics and Min. Sci.** 36(2) :139-153.
- Kulatilak, P.H.S.W., and Fuenkajorn, K. (1987). Factor of safety of tetrahedral wedges: A probabilistic study. **International Journal of Surface Mining**, Vol. 1 : 147-153.
- Kumsar, H., Akgun, M., and Aydan, O. (1998). A Back Analysis of Circular Slope Failure at Pamukkale-Golemezli Irrigation Canal in Turkey. **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering**, November 20-22, (pp 197-203). Taipei, Taiwan: Pssre.
- Kumsar, H., Aydan, O., and Ulusay, R. (2000). Dynamics and static stability assessment of rock slopes against wedge failures. **Rock Mech. Rock Eng.** Vol. 33(1) : 31-51.
- Lan, H. X., Hu, R. L., Yue, Z. Q., Lee, C. F., and Wang, S. J. (2002). Engineering and geological characteristics of granite weathering profiles in south China. **Journal of Asia Earth Sciences**. Vol. 1: 1-2.
- Landaryi, B., and Archambault, G. (1970). Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. **Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics**, Published by AIME, New York, pp. 105-125.
- Lee, C.I., Suh, Y.h., Chang, K., and Shin, S.C. (1992). Stability analysis and remedial works on a rock slope at the Muak Pass in Seoul City. **Regional Symp. on rock Slopes 1992**, (pp 147-151). India.
- Lee, C.I., Suh, Y.H., Chang, K.M., and Shin, S.C. (1992). Malanjkh and copper project-Overview of the geotechnical investigation for optimum mining exploitation. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 69-78). India. (pp 65-75). Balkema, Rotterdam.
- Lenart, S., and Fifer-Bizjak, K. (2002) Numerical analysis of a seismic response of the Stoze Landslide. Popescu, M (ed.). **Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore : CI-Premier Conference Organisation.
- Leung, C.F., and Lo, K.W. (1993). Stability Analysis of Multiple-Block Sliding Surfaces. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstr.** Vol. 30(7) : 1579-1584.
- Leventhal, A.R., Barker, C.S., and De Ambrosis, L.P. (1992). Malanjkh and copper project-Overview of the geotechnical investigation for optimum mining exploitation. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 69-78). India.

- Lim, S. S., and Yang, H. S. (2004). An analysis of plane failure of rock slopes by quantified stereographic projection. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 41(3) : 505.
- Lo, H. B., and Cardott, B. J. (1995). Detection of natural weathering of Upper McAlester coal and Woodford Shale, Oklahoma, U.S.A. **Organic Geochemistry**. 22(1) : 73-83.
- Made, B., and Fritz, B. (1990). The composition of weathering solutions on granitic rocks: Comparison between field observations and water-rock interaction simulations based on thermodynamic and kinetic laws. **Chemical Geology**. 84(1-4): 100-104.
- Mairaing. W. (1997). Thai Knowledge-Based System in Slope Stability Analysis. **Nation Conferences in Civil Engineering, Proc.4 th** (pp GTE 12-1-10). 12-14, November. Phuket, Thailand.
- Mammino, A., and Tonon, F. (1999). Stabilization of Candide landslide. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 1205-1212). Balkema, Rotterdam.
- Mario, V.A., Jaime, G.R.,Patricio, G.A., Cristian, V.L., and Mahtab, M.A. (1986). South wall stability at Rio Blanco mine, Chile. **South Africa. Mining Latin America/Minerla Latinoamericana conference** (pp 413-419). England : Barnes Design+Print Group.
- Martin, D.C., Steenkamp, N.S.L., and Lill, J.W. (1986). Application of statistical analysis technique for design of high rock slopes at Palabora mine, **South Africa. Mining Latin America/Minerla Latinoamericana conference** (pp 241-255). England: Barnes Design-Print Group.
- McCaffrey, M.A., and Sacco, E.G. (1999). Stability of high overhanging rock slope subject to rapid drawdown. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 71-77). Balkema, Rotterdam.
- Mitchell, J.K. (1993). **Fundamentals of Soil Behavior**. John Wiley and Sons, New York, p. 437.
- Moon, V. (1993). Microstructural controls on geomechanical behavior of ignimbrite. **Engineering Geology**. 35 : 19-31.
- Moon, V. and Jayawardane, J. (2004). Geomechanical and geochemical changes during early stages of weathering of Karamu Basalt, New Zeland. **Engineering Geology**. Vol. 74(1-2) : 57-72.

- Moriwaki, Y., and Mitchell, J.K. (1977). The role of dispersion in the slaking of intact clay. In *Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects*, ASTM STP 623, **American Society for Testing and Materials**. pp. 287-302.
- Moula, M., Toll, D.G., and Vaptismas, N. (1995). Knowledge-based systems in geotechnical engineering, **Geotechnique**. Vol. 45(2) : 209-221.
- Mules, G.J.(1991). Landslide features reflecting valley-wall rebound, Kaiya River, Porgera, Papua New Guinea. Bell (ed.). **Landslides**. Balkema, Rotterdam : 1311-1316.
- Najm, K., and Ishijima, Y. (1992). Graphical back analysis of slope stability A case study. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 189-194). India.
- Neaupane, K.M., and Adhikari, N.R. (2002). Application of Neural Network for the Prediction of Settlements above Tunnels. **Research and Development Journal**. Vol. 13(1) : 9-17.
- Nicot, F., Cambou, B., and Mazzoleni, G. (2001). Design of Rockfall Restraining Nets from a Discrete Element Modelling. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 34(2) : 99-118.
- Oguchi, C. T., and Matsukura, Y. (1999). Effect of porosity on the increase in weathering-rind thickness of andesite gravel. **Engineering Geology**. 55(1-2) : 77-89.
- Okura, Y., Kitahara, H., and Sammori, T. (2000). Fluidization in dry landslides. **Engineering Geology**. 56(3-4) : 347-360.
- Oyama, T., and Chigira, M. (1999). Weathering rate of mudstone and tuff on old unlined tunnel walls. **Engineering Geology**. 5(1-2) : 15-27.
- Ozgenoglu, A., Pasamehmetoglu, A.G., Kulaksiz, S., and Sari, D. (1992). Slope failure associated with soft layers- A case study. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 445-451). India.
- Pande, G.N., Beer, G., and Williams, J.R. (1990). **Numerical Methods in Rock Mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 650 pp.
- Pande, P., Sharda, Y. P., and Sinha, A. K. (1989). Rock creep induced slope failures in Part of Chenab Valley-a case study for Nera slide along National Highway 1A, Jammu and Kashmir. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 29 (3) : A190.
- Papini, M., and Scesi, L. (1991). Geological conditions and stability of rock slopes: Two case studies. Bell (ed.). **Landslides**. Balkema, Rotterdam : 177-182.

- Patton, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. **Proc. 1st International Congress of Rock Mechanics**. Lisbon, Vol. 1, pp 509-513.
- Perera, A.K.S.A. (1986). Control over geomechanical processes during the formation of quarry slopes. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 305-312). Netherlands : A.A. Balkema.
- Petsch, S. T., Berner, R. A. and Eglinton, T. I. (2000). A field study of the chemical weathering of ancient sedimentary organic matter. **Organic Geochemistry**. 31(5) : 475-487.
- Price, N.J. (1960). The compressive strength of coal measure rocks. *Colliery Engineering*. 37(437):283-292.
- Qin, S., Jiao, J.J., and Wang, S. (2001). A cusp catastrophe model of instability of slip buckling slope. **Rock Mech. Rock Eng.** Vol. 34(2) : 119-134.
- Ramamurthy, T., Rao, K.S., Goel, S., and Mohi-ud-din, A.G. (1992). Stability analysis of some slides in Garhwal Himalayas. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 219-224). India.
- Ramirez, A., Fabre, D. and Antoine, P. (1988). About two large rock slides in limestones (In French). **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 27(1) : 35.
- Read, J.R.L., and Maconochie. (1991). The Vancouver Ridge landslide, Ok Tedi mine, Papua New Guinea. Bell (ed.). **Landslides** (pp 1317-1321). Balkema, Rotterdam.
- Rechiski, V.I., Reznikova, V.I., and Gusarova T.J. (1992). Design of rock slope in hydropower engineering. **Regional Symp. on Rock Slopes 1992** (pp 459-465). India.
- Reid, G., and Stewart, D. (1986). A large scale toppling failure at Afton. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 215-223). Netherlands: A.A. Balkema.
- Rich, E., and Knight, K. (1991). **Artificial Intelligence**. McGraw-Hill, Inc., New York, 621 pp.
- Robert, J. B., and D. V Jerome. (1988). **Principles of Engineering Geology**. John Wiley & Son, Singapore.
- Robinson, D.A., and Williams, R.B.G. (1994). **Rock Weathering and Landform Evolution**. New York. Inc. Sons & John Wiley.
- Sagaseta, C., Sanchez, J.M., and Canizal, J. (2001). A general analytical solution for the required anchor force in rock slope with toppling failure. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 38. Elsevier Science Ltd : 421-435.

- Saini, G.S. (1992). Slope stability analysis of presplit rock cutting at Rubha Mor, Loch Lomond, Dumbartonshire, Scotland. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 225-234). India.
- Santi, P.M., and Koncagul, E.C. (1996). Predicting the mode, susceptibility, and rate of weathering of shales. **In Design with Residual Materials in Geotechnical and Construction Considerations**. ASCE Special Publication 63, ed. G. Matheson, pp. 12-27.
- Sarah, P. (2001). Soluble salts dynamics in the soil under different climatic conditions. **CATENA**. 43(4) : 307-321.
- Schalkoff, R.J. (1990). **Artificial Intelligence. An Engineering Approach**. Singapore: McGraw-Hill.
- Scott, G.A. (1995). Rock slopes: Some construction case histories. **Rock Mechanics**. (pp 65-75). Balkema, Rotterdam.
- Seegerlind, L.J. (1984). **Applied Finite Element Analysis**. John Wiley & Sons, New York, 427 pp.
- Shakoor, A., and Bonelli, R.E. (1991). Relationship between petrographic characteristics, Engineering index properties and mechanical properties of selected sandstone. **Bull. Assoc. Eng. Geol.** 21 : 233-248.
- Sharma, S., Raghuvanshi, T. K., and Anbalagan, R. (1996). Plane failure analysis of rock slopes, **Geotechnical & Geological Engineering**. 13(2) : 105-111 .
- Siddle, H.J., and Hutchinson, J.N. (1991). A sliding and multiple toppling failure in South Wales, UK. Bell (ed.). **Landslides**. Balkema, Rotterdam : 213-218.
- Sijing, W. (1981). On the Mechanism and Process of Slope Deformation in an Open Pit Mine. **Rock Mechanics**. Vol. 13. Springer-Verlag : 145-156.
- Singh, B., and Goel, R.K. (2001). **Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering**. Netherland: Elsevire Science Ltd.
- Sirat, M., and Talbot, C.J. (2001) Application of artificial neural networks to fracture analysis at the Aspö HRL, Sweden: fracture sets classification. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**. Vol. 38 : 621-639.
- Smith I.G.N., and Oliphant J. (1991). The Use of a Knowledge-Based System for Civil Engineering Site Investigations. Topping, B.H.V. (ed.). **in Artificial Intelligence and Civil Engineering** (pp 105-112) Edinburgh : Civil-Comp Press.
- Sonmez, H., and Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 36 : 743-760.

- Sonmez, H., Ulusay, R., and Gokceoglu, G.(1998). A Practical Procedure for the Back Analysis of Slope Failures in Closely Jointed Rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** .Vol. 35(2) : 219-233.
- Sousa, L.M.O., Suarez del Rio, L. M., and Calleja, L. (2005). Influence of microfractures and porosity on the physico-mechanical properties and weathering of ornamental granites. **Engineering Geology**. 77(1-2) : 153-168.
- Sperling, C.H.B. and Cooke, R. U. (1985). Laboratory simulation of rock weathering by salt crystallisation and hydration processes in hot, arid environments. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 23(3) : 77.
- Sperling, T., and Freeze, A.R. (1987). A risk-cost-benefit framework for the design of dewatering systems in open pit mines. **28th US Symposium on Rock Mechanics/ Tucson/29 June-1 July**. (pp 999-1007). USA.
- Stead, D., Coggan, J. S., and Eberhardt, E. (2004). Realistic simulation of rock slope failure mechanisms: the need to incorporate principles of fracture mechanics. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. (41)3: 466.
- Stewart, D.P., Coulthard, M.A., and Swindells, C.F. (1996). Studies into the influence of underground workings on open-pit slope stability. **Rock Mechanics** (pp 515-522). Balkema, Rotterdam.
- Swamy, N.R., and Trivedi, V.P. (1992). Factors considered to evolve measures for rock slopes stability in open excavation of hydropower complex of Sardar Sarovar (Narmada) Project, Gujarat State, India. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 321-331). India.
- Tan, B.K. (1998). Assessment and hazard zonations of limestone cliffs in the Tambun area, Perak, Malaysia. **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering**, November 20-22, 1998 (pp 211-215). Taipei, Taiwan: Pssre.
- Thompson, A.G.,Windsor, C.R., Robertson., and Robertson, I.G. (1995). Case study of an instrumented reinforced pit slope. Daemen and Schultz (eds.). **Rock Mechanics** (pp 381-386). Balkema, Rotterdam.
- Tocher, R.J., and Fishel, W.K. (1986). Design of the development pit highwalls at the An Tai Bao mine. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 31-38). Netherlands: A.A. Balkema.

- Toh, C.T., Yap, T.F., and Chee, S.K. (1993). Slope Stabilization in High Level Granites. **Eleventh Southeast Asian Geotechnical Conference**, 4-8 May (pp. 679-682). Singapore.
- Toll, D.G. (1995). The Role of a Knowledge-based System in Interpreting. **Geotechnical Information, Geotechnique**. 45(3) : 525-531.
- Tsiambaos, G., and Sabatakakis, N. (2004). Consideration on strength of intact sedimentary rocks. **Engineering Geology**. 72(3-4) : 261-273.
- Touloukian, Y.S., Judd, W.R., and Roy, R.F. (1981). Physical Properties of Rocks and Minerals, Circlas Data Series on Material Properties, Vol. 2 : 85-91.
- Tugrul, A. (2004). The effect of weathering on pore geometry and compressive strength of selected rock types from Turkey. **Engineering Geology**. 75(3-4) : 215-227.
- Ugai, K., and Cai, F. (2002). Three-dimensional finite element analysis of landslides prevention piles. Popescu, M (ed.). Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, **Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore: CI-Premier Conference Organisation.
- Ulusay, R., and Aksoy, H. (1994). Assessment of the failure mechanism of a highway slope under spoil pile loading at a coal mine. **Eng. Geol.** Vol. 38 : 117-134.
- Um, J., and Kulatilake, P.H.S.W. (1996). Maximum safe slope angles for proposed permanent shiplock slopes of the Three Gorges dam site in China based on application of block theory to major discontinuities. **Rock Mechanics** (pp 529-536). Balkema, Rotterdam.
- Vallejo, L.E., Robinson, M.K., Stewart, M., and Ann, C. (1994). Role of shale pores in settlement. **Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**, Part 2. University of Pittsburgh, PA, pp. 1425-1434.
- Wade, N.H., and Peterson, T.W.P. (1986). Highwall monitoring, instrumentation and stability analysis at Highvale Coal Mine, Alberta. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 373-384). Netherlands: A.A. Balkema.
- Wang, J., Tan, W., Feng, S., and Zhou, R. (2000). Reliability analysis of open pit coal mine slope. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** Vol. 37. Elsevier Science Ltd : 715-721.

- Wannakao, L., Archwichai, L., Buaphan, C., Wannakao, P., and Muangnoicharoen, N. (1985). **The Study of Rock Slope Stability at km 18-24 along Lomsak-Chumpae highway.** Department of Geotechnology, Khon Kaen University, Thailand.
- Warke, P. A., and Smith, B. J. (1994). Effects of direct and indirect heating on the validity of rock weathering simulation studies and durability tests. **Geomorphology**. 22(3-4) : 347-357.
- Wibowa, J.L., and Nicholson, G.A. (1996). Rock slope stability analyses for a proposed intake tower access road at Seven Oaks Dam. **Rock Mechanics** (pp 537-542). Balkema, Rotterdam.
- Wyllie, D. (1980). Toppling Rock Slope Failures Examples of Analysis and Stabilization. **Rock Mechanics** Vol. 13 : 89-98.
- Wyrwoll, K.H. (1986). Characteristics of a planar rock slide: Hamersley Range, Western Australia. **Engineering Geology** Vol. 22 : 335-348.
- Yokota, S., and Iwamatsu, A. (1999). Weathering distribution in a steep slope of soft pyroclastic rocks as an indicator of slope instability. **Engineering Geology**. 55(1-2) : 57-68.
- Yoon, W. S., Jeong, U. J., and Kim, J. H. (2002). Kinematic analysis for sliding failure of multi-faced rock slopes. **Engineering Geology**. 67(1-2) : 51-61.
- Zhu, W., and Zhang, Y. (1998). Effect of Reinforcing the High Jointed Slopes of Three Gorges Flight Lock. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 33(1) : 63-77.

ภาคผนวก ก

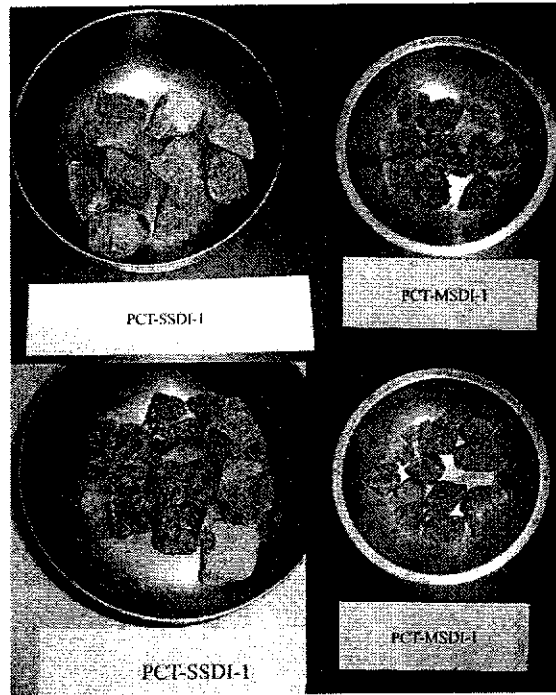
ผลการทดสอบดัชนีความคงทนต่อการผุกร่อน

ตารางที่ ก.1 ผลการทดสอบค่าดัชนีความผุกร่อนในสภาวะมาตรฐาน (Standard test)

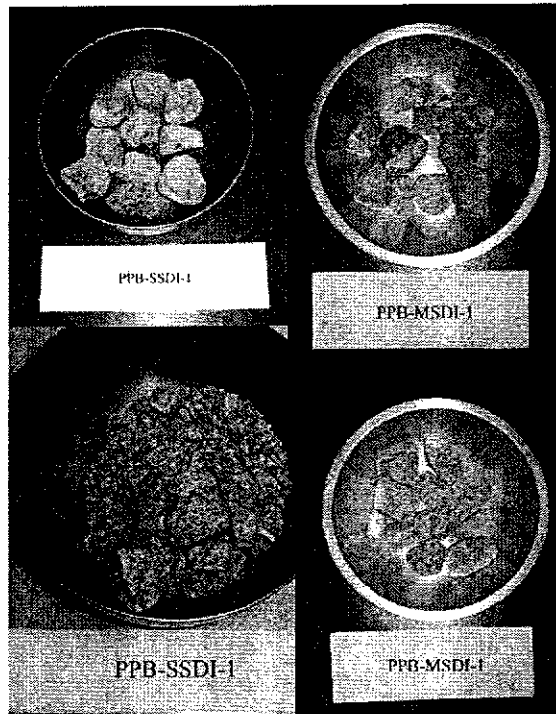
Rock Types	Code	Initial weight (g)	Dry weight (g)	Water content (%)	Weight of oven-dry sample (g)					
					Number of Cycles					
					1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	-	528.10	-	523.11	521.58	521.06	520.42	519.21	516.22
	PPB	-	508.70	-	481.78	455.84	420.19	377.31	350.56	327.47
Metamorphic Rocks	KSch	511.10	508.60	0.49	499.20	492.70	488.30	482.90	479.00	474.40
	CSch	493.20	490.20	0.61	252.80	206.50	186.90	171.30	158.40	150.30
	NDSb	527.10	510.10	3.33	503.40	497.10	492.20	490.20	488.40	486.50
Sedimentary Rocks	PKSS1	535.10	533.00	0.39	434.50	373.20	328.00	289.60	265.70	245.10
	PKSS2	520.90	517.00	0.75	504.20	489.10	478.60	470.70	462.70	455.20
	KKST	512.30	510.20	0.41	486.60	463.40	443.80	427.20	414.70	401.60
	PWSS	526.80	526.50	0.06	440.50	434.20	429.50	425.70	422.20	419.10
	PWST	420.50	415.60	1.18	138.80	78.80	64.70	52.30	43.00	32.40
	NPST	508.10	497.60	2.11	492.50	488.50	484.70	482.50	479.20	477.80
	KkSS	623.70	612.90	1.76	575.90	547.90	521.20	495.90	475.30	465.70
	MSMD	584.25	568.40	2.79	547.64	531.30	500.50	487.50	473.20	456.40

ตารางที่ ก.2 ผลการทดสอบค่าดัชนีความผุกร่อนในสภาวะแห้ง (Modified test)

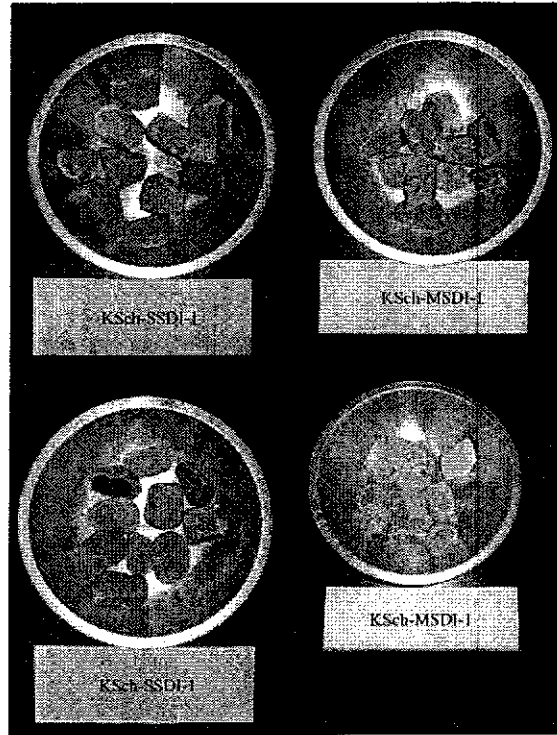
Rock Types	Code	Initial dry weight (g)	Weight of oven-dry sample (g)					
			Number of Cycles					
			1	2	3	4	5	6
Volcanic Rocks	PCT	566.50	564.40	562.50	560.80	560.20	558.60	557.60
	PPB	581.50	575.80	572.10	568.70	566.40	563.80	561.10
Metamorphic Rocks	KSch	542.60	536.60	532.60	529.40	526.30	524.00	521.70
	CSch	531.40	431.50	384.40	354.20	328.60	311.20	300.50
	NDSch	524.00	518.70	512.70	507.90	504.70	502.00	500.30
Sedimentary Rocks	PKSS1	509.90	483.00	462.80	447.80	435.20	421.40	409.20
	PKSS2	522.10	516.60	514.00	512.00	510.10	508.30	506.40
	KKST	583.90	567.30	559.50	551.10	545.70	540.70	536.20
	PWSS	494.30	475.60	468.20	462.80	458.10	452.80	448.40
	PWST	470.50	429.80	401.60	380.80	362.00	347.50	333.50
	NPST	529.60	524.00	520.60	518.30	516.40	514.50	512.50
	KkSS	598.60	587.60	580.30	573.20	566.20	559.40	552.60
	MSMD	539.20	523.40	515.40	503.80	502.10	500.40	498.80



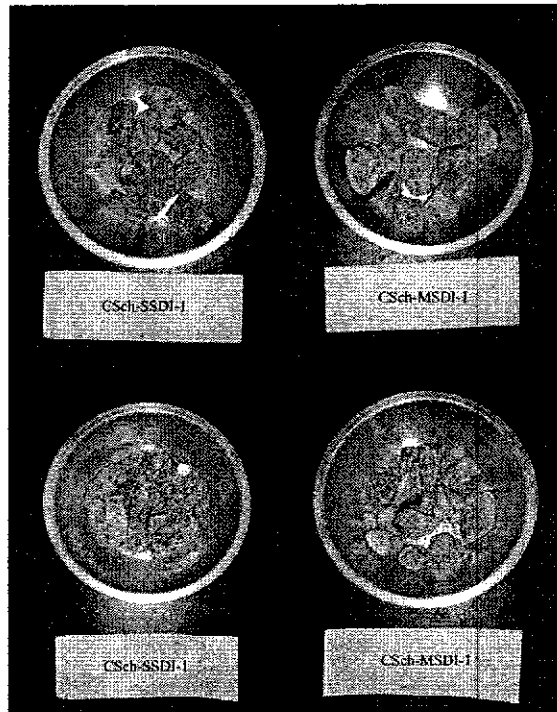
รูปที่ ก.1 ตัวอย่างหินแก้วผลึกภูเขาไฟก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการฟูกร่อน



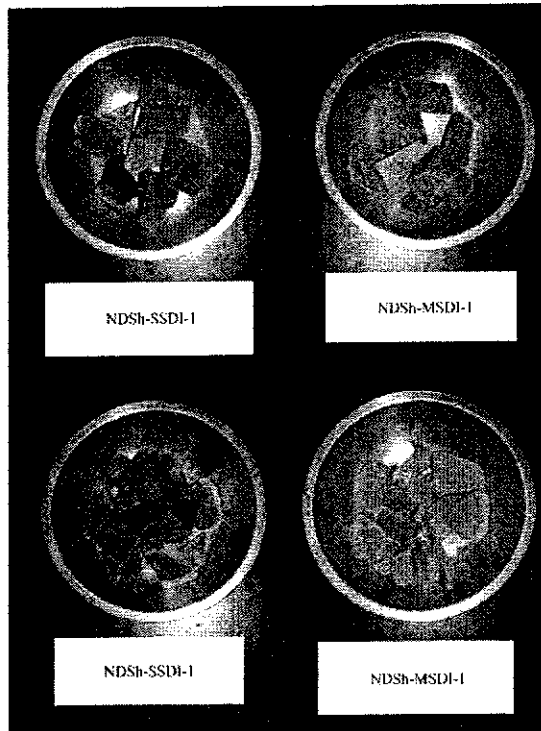
รูปที่ ก.2 ตัวอย่างหินพัมมิชกรวดเหลี่ยมก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการฟูกร่อน



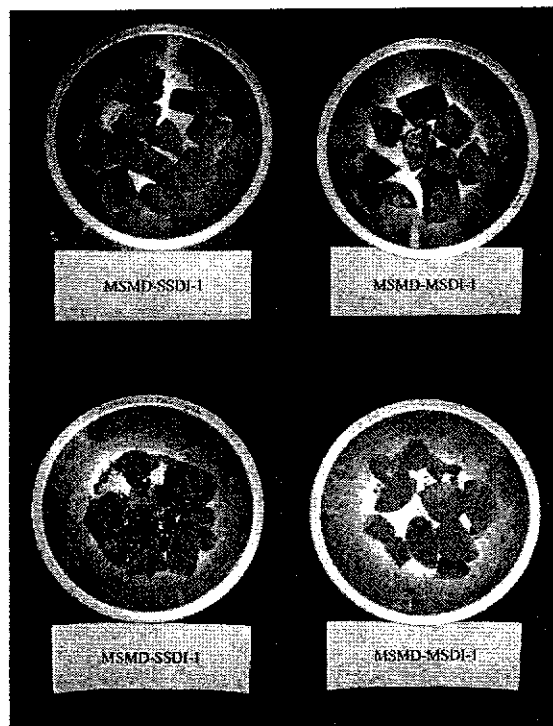
รูปที่ ก.3 ตัวอย่างหินชีสต์สีเทาอมเขียวก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



รูปที่ ก.4 ตัวอย่างหินควอตซ์ไมกาชีสต์ก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



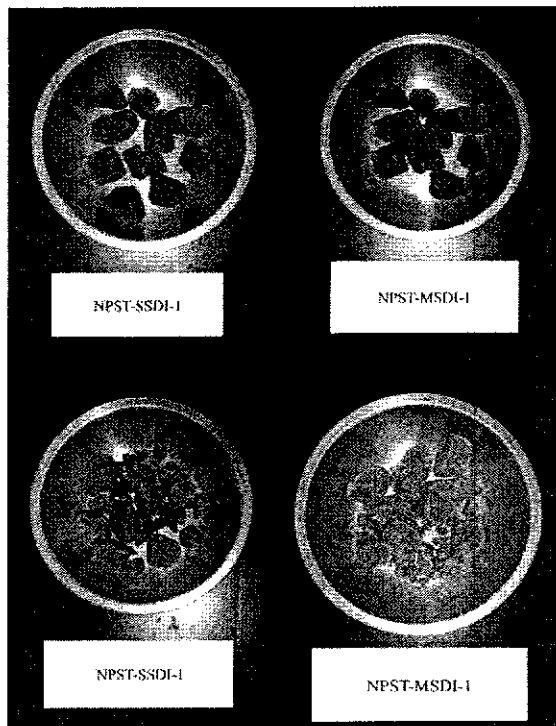
รูปที่ ก.5 ตัวอย่างดินดินดานกึ่งหินชนวนก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผูกרון



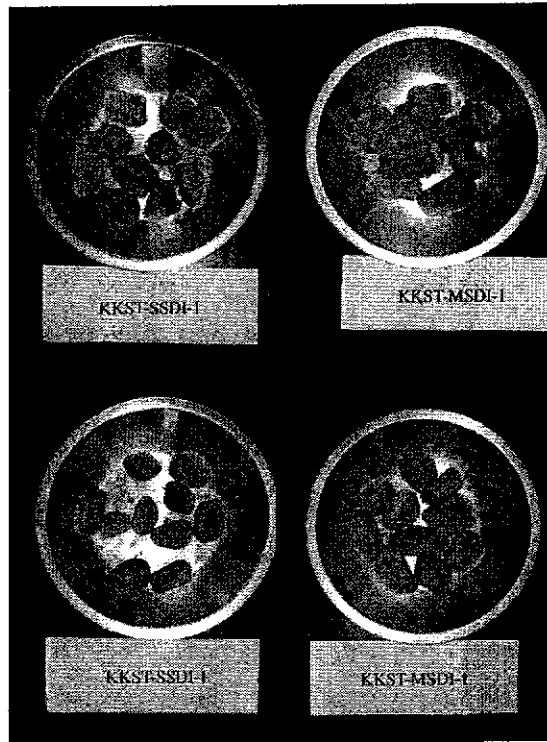
รูปที่ ก.6 ตัวอย่างหิน โคลนก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผูกרון



รูปที่ ก.7 ตัวอย่างหินทรายแป้งชุดพระวิหารก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผูกרון



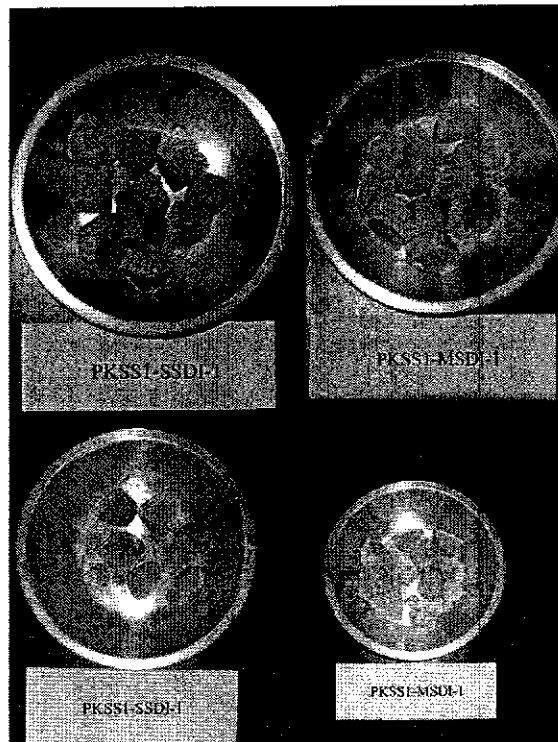
รูปที่ ก.8 ตัวอย่างหินทรายแป้งชุดน้ำพองก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผูกרון



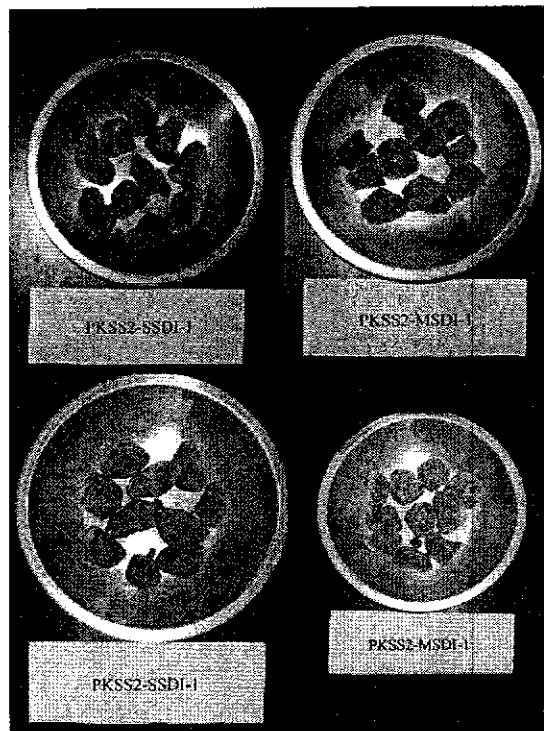
รูปที่ ก.9 ตัวอย่างหินทรายแป้งชุดแก่งกระงานก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



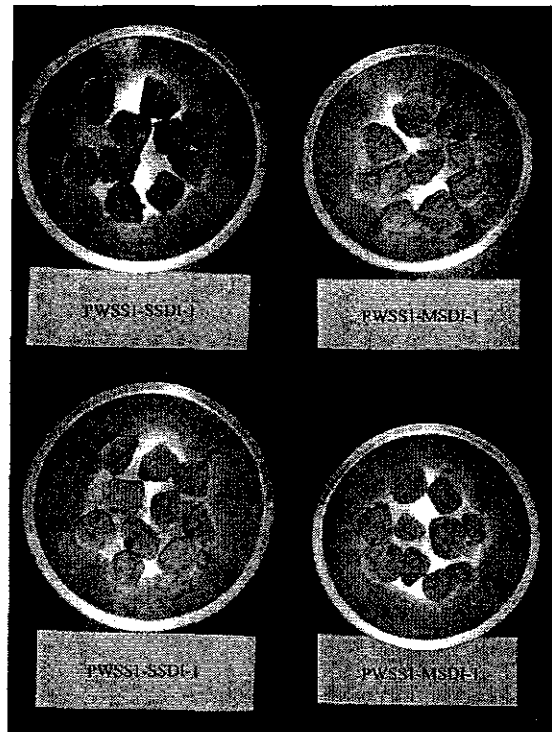
รูปที่ ก.10 ตัวอย่างหินทรายชุดโครกกรวดก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



รูปที่ ก.11 ตัวอย่างหินทรายสีขาวยุคภูกระดึงก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



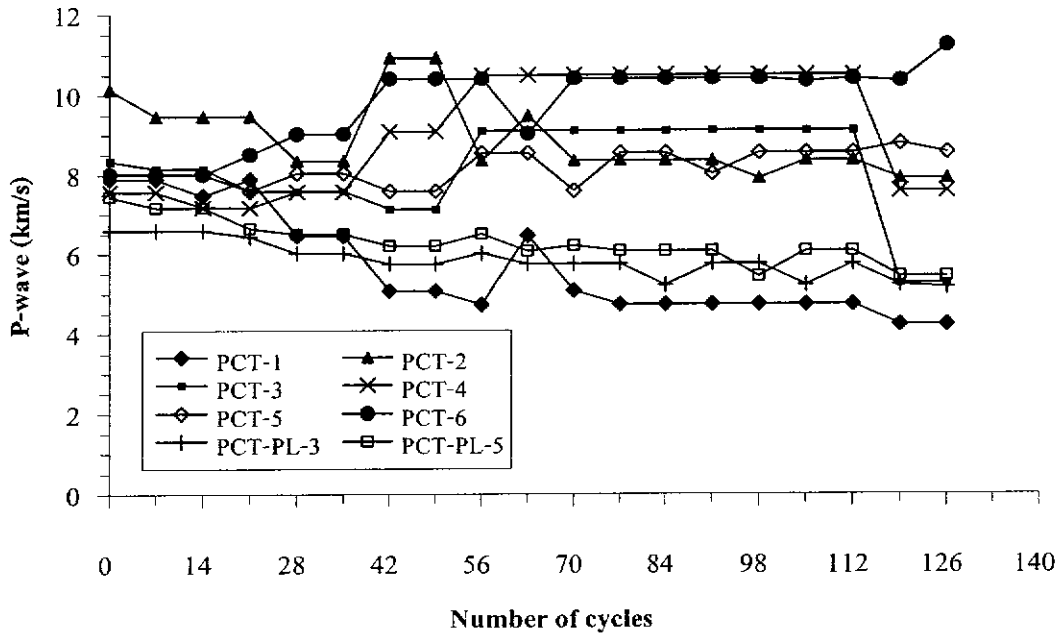
รูปที่ ก.12 ตัวอย่างหินทรายสีแดงยุคภูกระดึงก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน



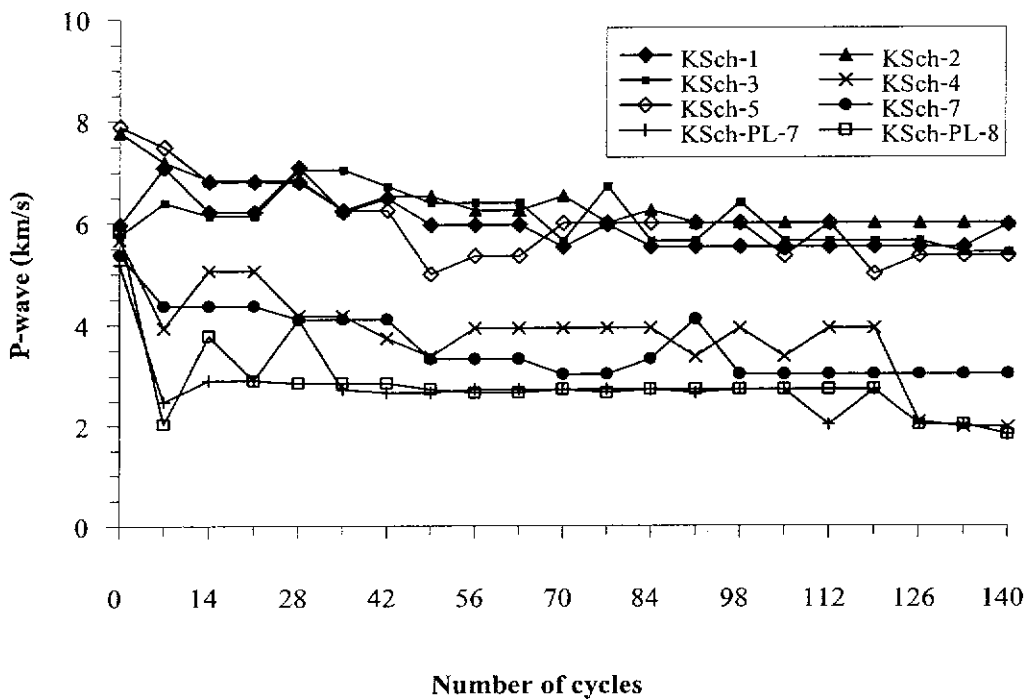
รูปที่ ก.13 ตัวอย่างหินทรายสีเหลืองชุดพระวิหารก่อนและหลังการทดสอบค่าดัชนีการผุกร่อน

ภาคผนวก ข

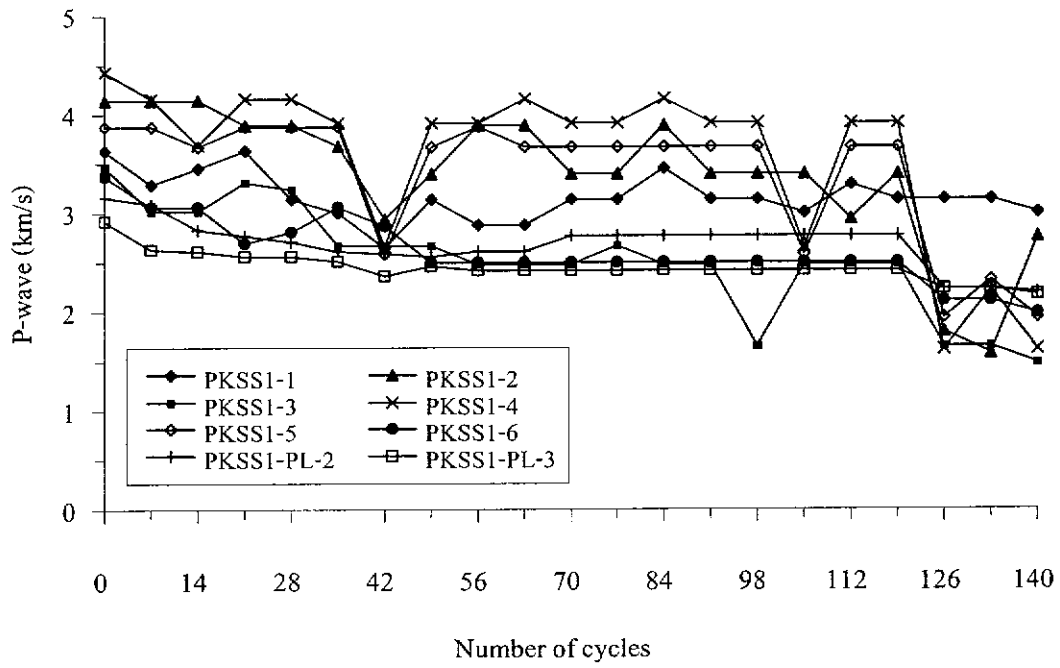
ผลการทดสอบค่าความเร็วคลื่นปฐมภูมิ



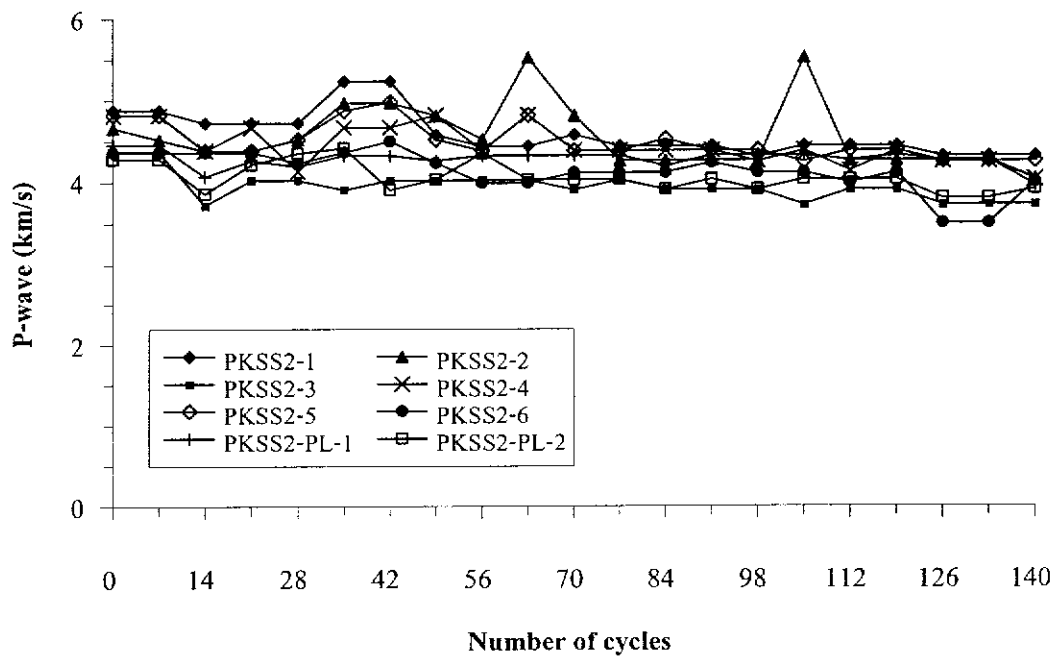
รูปที่ ข.1 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินแก้วผลึกภูเขาไฟ (PCT)



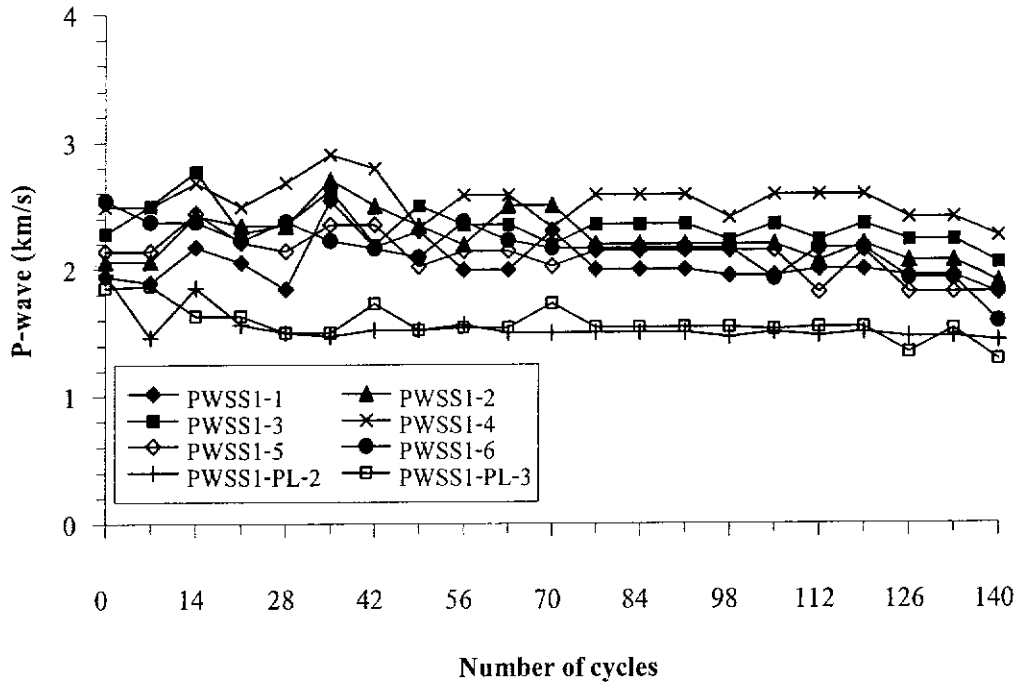
รูปที่ ข.2 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินชีสต์ (KSch)



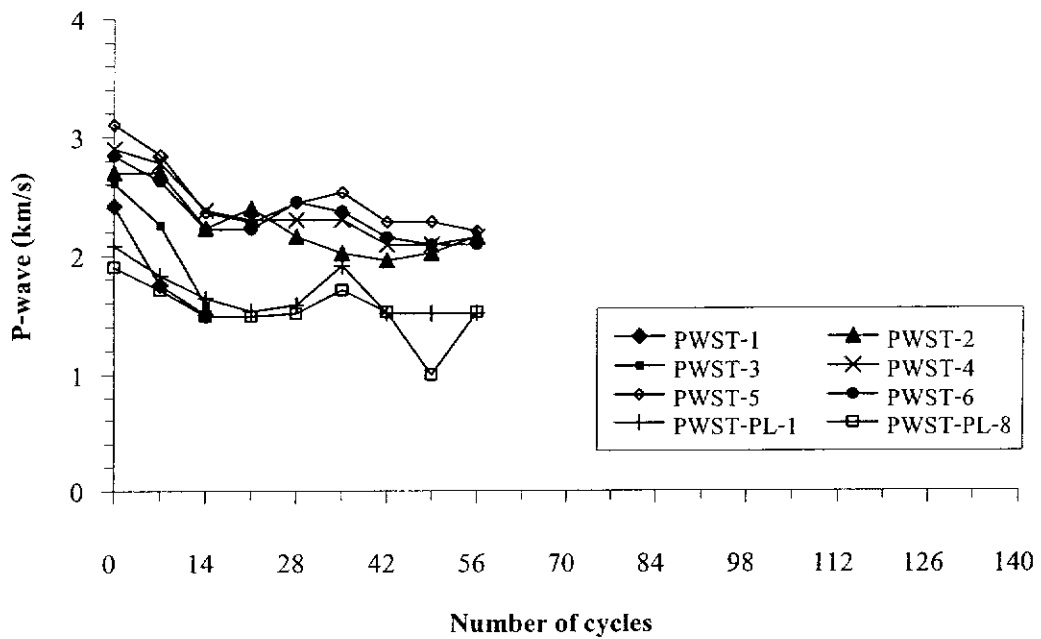
รูปที่ ข.3 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายสีขาวยุคภูกระดึง (PKSS1)



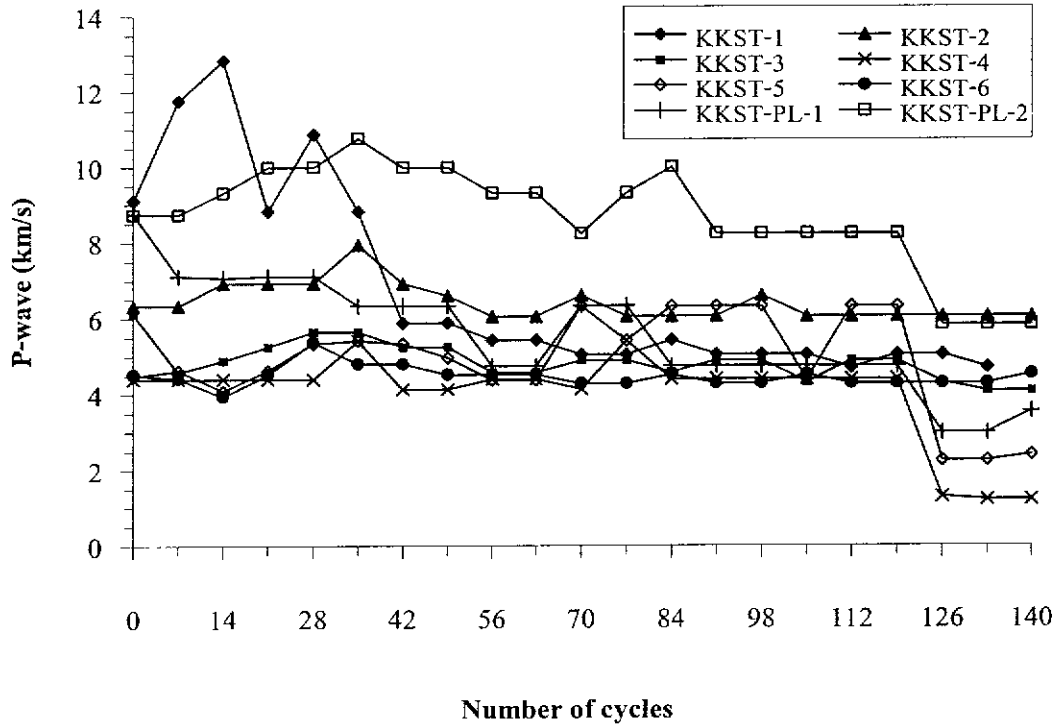
รูปที่ ข.4 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายสีแดงยุคภูกระดึง (PKSS2)



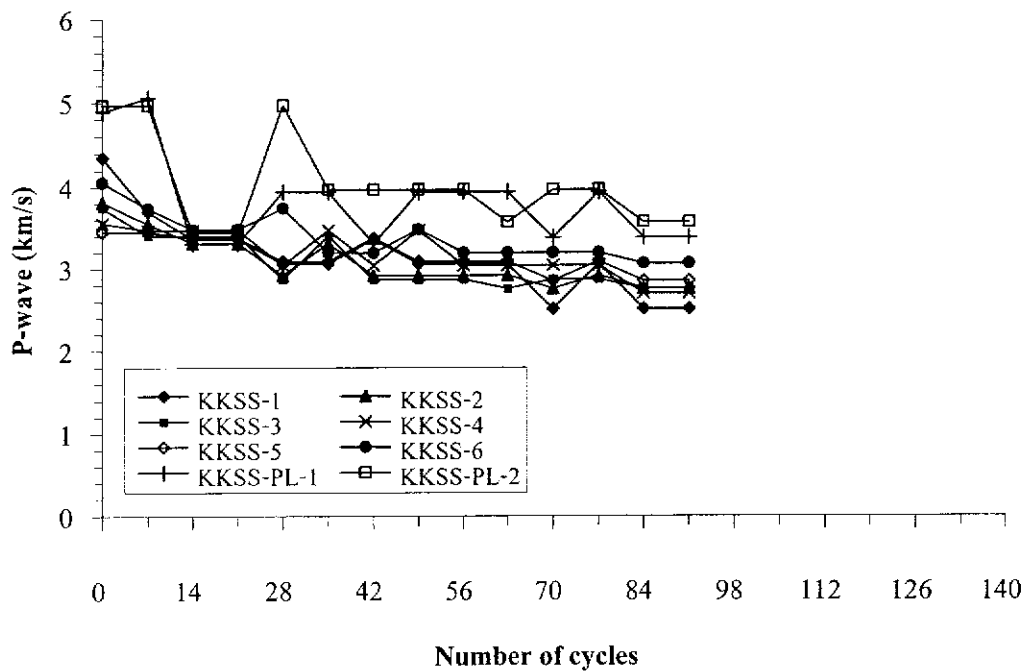
รูปที่ ข.5 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายชุดวังน้ำเขียว (PWSS)



รูปที่ ข.6 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายแป่งชุดวังน้ำเขียว (PWST)



รูปที่ ข.7 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายแป้งชุดแก่งกระจาน (KKST)



รูปที่ ข.8 ผลการวัดค่าความเร็วคลื่นของตัวอย่างหินทรายชุด โทกกรวด (KkSS)

ประวัตินักวิจัย

รองศาสตราจารย์ 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 ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กรรัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา 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 และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกบทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์