



รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

การดัดแปลงการทดสอบแบบจุดกด
เพื่อคำนวณหาความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน

โดย รศ.ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร

กุมภาพันธ์ 2545

สัญญาเลขที่ RDG5/0001/2544

รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

การดัดแปลงการทดสอบแบบจุดกด

เพื่อคำนวณหาความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน

ผู้วิจัย

รศ.ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ.....	ก
สารบัญตาราง.....	ค
สารบัญภาพ.....	ง
Executive Summary.....	ฉ
บทคัดย่อ.....	ม
Abstract.....	ย
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 เหตุผลและความสำคัญของโครงการ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 แนวคิดของงานวิจัย.....	3
1.4 วิธีการดำเนินงาน.....	4
1.5 ขอบเขตของงานวิจัย.....	7
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	7
1.6.1 ทางด้านเศรษฐกิจ.....	8
1.6.2 ทางด้านวิชาการ.....	8
1.6.3 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	8
1.7 องค์ประกอบของรายงาน.....	9
บทที่ 2 ความเป็นมาของการทดสอบแบบจุดกด.....	11
2.1 การพัฒนาการทดสอบแบบจุดกด.....	11
2.2 ข้อจำกัดของดัชนีจุดกด.....	14
2.3 ขบวนการของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้อง.....	14
บทที่ 3 การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน.....	19
3.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บตัวอย่างหิน.....	19
3.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน.....	19
บทที่ 4 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	29
4.1 การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน.....	29
4.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว.....	29
4.1.2 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิด.....	54
4.1.3 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม.....	61

4.1.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน.....	66
4.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	72
4.3 การทดสอบแรงดึงแบบต่าง ๆ.....	80
4.3.1 การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน.....	80
4.3.2 การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด.....	85
4.4 การทดสอบเพื่อพิสูจน์ทฤษฎีด้วยหินชนิดอื่น.....	90
4.4.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว.....	90
4.4.2 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล.....	90
4.4.3 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม.....	94
4.4.4 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	94
บทที่ 5 การศึกษาทางด้านทฤษฎี.....	101
5.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง.....	101
5.2 ผลกระทบของความหนา.....	105
5.3 ผลกระทบของ Poisson's ratio.....	123
5.4 ผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลาง (ความกว้าง).....	123
5.5 ผลกระทบของ t/d และ D/d ต่อ P/σ_c	129
5.6 ผลกระทบของความเสียดทานที่จุดกด.....	134
บทที่ 6 การวิเคราะห์และการพิสูจน์.....	135
6.1 การประเมินค่าความต้านแรงกดสูงสุด.....	135
6.2 การประเมินค่าความต้านแรงดึงสูงสุด.....	135
6.3 การพิสูจน์และการเปรียบเทียบ.....	136
บทที่ 7 การวิจารณ์.....	139
บทที่ 8 บทสรุป.....	144
บรรณานุกรม.....	146
ภาคผนวก	
ภาคผนวก 1 คู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน	
ภาคผนวก 2 การบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยีจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่บริษัท GMT	
ภาคผนวก 3 ร่างบทความที่จะตีพิมพ์ในอนาคต	
ตารางเปรียบเทียบวัตถุประสงค์ กิจกรรมที่วางแผนไว้ และกิจกรรมที่ดำเนินการมาและผลที่ได้รับ	
ตลอดโครงการ	

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
4.1 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในทางเดียว.....	32
4.2 ผลการทดสอบแบบการกดแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่าง.....	33
4.3 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมเพื่อทดสอบความต้านแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล (Brazilian Tensile Strength Test).....	55
4.4 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล.....	56
4.5 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional Point Load Tests).....	62
4.6 ผลการทดสอบแรงกดในสามแกน.....	69
4.7 คุณสมบัติของตัวอย่างหินแบบแผ่นสี่เหลี่ยมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	81
4.8 คุณสมบัติของตัวอย่างหินแบบแผ่นกลมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	82
4.9 ผลการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบวงแหวน.....	86
4.10 ผลการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบการกดสี่จุด.....	91
4.11 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด.....	93
4.12 ผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด.....	95
4.13 ผลการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด.....	96
4.14 ผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด.....	97
5.1 คุณสมบัติของแบบจำลอง 57 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหิน.....	102
5.2 ค่าสัมประสิทธิ์ A และ B จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ t/d	132
5.3 ค่าสัมประสิทธิ์ C และ D จากการคำนวณเชิงตัวเลขโดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชันของ D/d	133
6.1 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงกดและแรงดึงสูงสุดระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ.....	137
6.2 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี โดยวิธีการทดสอบหาแรงดึงแบบต่าง ๆ.....	138
7.1 เปรียบเทียบราคาและการลงทุนในการทดสอบหินจาก 2 วิธี.....	143

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
3.1 ชนิดของหินและพื้นที่ทั้งหมดที่ได้ทำการสำรวจเพื่อเลือกตัวอย่างหินมาใช้ ในการทดสอบในโครงการ.....	20
3.2 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกส่งตัดมา มีขนาด 10×12×12 ลูกบาศก์นิ้ว.....	21
3.3 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะ มีขนาดผันแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว.....	22
3.4 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะ ที่มีขนาด 2 นิ้ว.....	23
3.5 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับ การทดสอบแต่ละชนิด.....	24
3.6 ตัวอย่างของหินอ่อนขนาด 4 นิ้ว นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกัน ตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM standard.....	25
3.7 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ.....	26
3.8 หินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว แต่มี L/D ratio ต่างกัน ถูกจัดเตรียมเพื่อหา ผลกระทบของรูปร่างต่อความต้านแรงกดสูงสุด.....	27
4.1 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบ แบบการกดในแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อกลไกการแตก ของตัวอย่างหิน.....	30
4.2 ตัวอย่างหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ กำลังถูกวัดอยู่ในเครื่อง ELE-ADR2000 ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test).....	34
4.3 ตัวอย่างของหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ ถูกกดตามแนวแกนจนแตก แบบ Extension Failure.....	35
4.4 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.0$	36

4.5	Shear failure ที่เกิดจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.5$ พื้นระนาบของแนวเฉือนทำมุมประมาณ 30° กับแกนของหินตัวอย่าง.....	37
4.6	การแตกเป็นรูปกรวย (Cone) ของหินอ่อนที่เกิดจากการกดในแกนเดียว หินตัวอย่างมีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 1.0$	38
4.7	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้นหรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง.....	39
4.8	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 38.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง.....	40
4.9	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 54.0 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง.....	41
4.10	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 67.4 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง.....	42
4.11	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.25 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm	44
4.12	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	45
4.13	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.75 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	46

ภาพที่	หน้า
4.14 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	47
4.15 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	48
4.16 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	49
4.17 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	50
4.18 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น α นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า α และ D	51
4.19 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น β นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า β และ D.....	52
4.20 ค่าความต้านแรงกดสูงสุด นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในแต่ละ L/D ได้ใช้ค่าเฉลี่ยที่ทดสอบได้จากหินทุกขนาด (ทุกเส้นผ่าศูนย์กลาง) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ (หรือสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยว-เนื่อง) ของสมการยกกำลังระหว่างค่า σ_c กับค่า L/D มีค่าดีขึ้นเมื่อเทียบกับรูปที่ 4.7 ถึงรูปที่ 4.10	53
4.21 ตัวอย่างของหินอ่อนบางส่วนที่มีขนาดต่างกัน แต่ L/D คงที่เท่ากับ 0.5 ถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการทดสอบแบบบราซิล.....	57
4.22 หินตัวอย่างถูกนำมาใส่ในเครื่องกดเพื่อทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วน.....	58
4.23 บางส่วนของหินตัวอย่างในหลายขนาดซึ่งได้ทดสอบแบบบราซิล แล้วหินตัวอย่างมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือตามแนวการกด.....	59
4.24 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (σ_B) ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D).....	60

ภาพที่	หน้า
4.25 เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์.....	63
4.26 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load testing) ตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75.....	64
4.27 ตัวอย่างหินอ่อนที่มีความหนาต่างกัน หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้วิธีจุดกดแบบดั้งเดิม.....	65
4.28 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/t^2$	67
4.29 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/(D.t)$	68
4.30 การแตกร้าวของตัวอย่างหินอ่อนที่ความดันล้อมรอบ (σ_3) เท่ากับ 3000 psi ของ Sample No. MB-26-12-TR-3	70
4.31 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านแรงกดในแนวตั้งและค่าความต้านแรงเฉือน.....	71
4.32 เปรียบเทียบห้วกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับห้วกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 mm และ 10 mm ห้วของห้วกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นห้วตัดเรียบ.....	73
4.33 ห้วกดแบบปรับเปลี่ยนที่สร้างขึ้นมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm.....	74
4.34 องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หินตัวอย่างรูปแผ่นกลมถูกกดตามแนวแกน.....	75
4.35 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสถูกกดที่จุดกึ่งกลางของแผ่นในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	76
4.36 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยห้วกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน.....	77
4.37 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมถูกกดแตกโดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้ห้วกด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้.....	78
4.38 ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมขนาดต่าง ๆ หลังจากทดสอบด้วยจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	79

4.39	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์เฉพาะผลที่ได้จากตัวอย่างหินที่มี $D/d = 6.74$	83
4.40	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน แต่ละจุดของข้อมูลจะเป็นตัวแทนค่าเฉลี่ยของหินตัวอย่าง 5 ชิ้น.....	84
4.41	การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน ตัวอย่างหินอ่อนถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง.....	87
4.42	ตัวอย่างหินอ่อนแบบวงแหวนมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางหรือตามแนวกด.....	88
4.43	การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด (Four-point bending test) ตัวอย่างหินอ่อนแบบแผ่นถูกทดสอบด้วยเครื่องกดโดยผ่านแรงตามจุดกดทั้งสี่ ซึ่งห่างกันประมาณ 8 cm....	89
4.44	ตัวอย่างหินแบบแผ่นหลังการทดสอบมีการหักตามแนวบริเวณกึ่งกลางแผ่น.....	92
4.45	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนสระบุรี รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	98
4.46	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ รูปทรง Irregular Shape ที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	99
4.47	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินทรายโคกกรวด รูปทรง Irregular Shape ที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	100
5.1	แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ถูกสร้างขึ้นเพื่อศึกษาการกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจากมีแกนสมมาตรในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง $1/4$ ส่วนของหินตัวอย่างทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย.....	104
5.2	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 1) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 mm หรือ $t/d = 0.5$ และ $D/d = 15$	106
5.3	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 2) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 mm หรือ $t/d = 0.5$ และ $D/d = 15$	107

[illegible]

5.14	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 13) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 50 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 10$	118
5.15	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 14) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 75 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 15$	119
5.16	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 15) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 100 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 20$	120
5.17	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากที่สุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้งนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และ D/d คงที่เท่ากับ 15.....	121
5.18	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และ D/d คงที่เท่ากับ 15.....	123
5.19	การกระจายตัวของผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุด และความเค้นหลักน้อยสุด ($\sigma_1 - \sigma_2$) ตามแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ผลต่างสูงสุดจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับหัวกด ผลการคำนวณได้มาจาก Model No. 2-8.....	124
5.20	การกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดหรือความเค้นในแนวนอนที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm ($t/d = 4$) และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm ($D/d = 5$) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวนอนนี้จะมีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio.....	125

5.21	การกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุดหรือความเค้นในแนวตั้งที่คำนวณมาจาก หินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ ความกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm ($t/d = 4$) และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm ($D/d = 15$) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของ ความเค้นในแนวตั้งนี้จะไม่มีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio.....	126
5.22	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มี อัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลการคำนวณ ได้มา จาก Model No. 9-15	127
5.23	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มี อัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลการคำนวณ ได้มา จาก Model No. 9-15	128
5.24	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่ เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d	130
5.25	ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่ เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d	131

Executive Summary

1. Introduction

Conventional point load (CPL) strength index has long been used as an indicator of the uniaxial compressive strength of intact rock for nearly three decades. In 1995, the test has become the ASTM standard test method (ASTM D5731). Several investigators have studied the correlation between the CPL strength index and the compressive strength of various rock types (Butenuth, 1997; Wijk, 1980; Forster, 1983, Brook, 1977, 1985, 1993; Bieniawski, 1974, 1975) in an attempt at understanding the true mechanism of failure under point loads and the effects of specimen sizes and shapes. The uncertainty of the relationship between CPL index and the compressive strength remains. It has been found that the compressive strength of rocks can vary from 6 to 105 times the CPL index, depending on the rock types (Chau and Wong, 1996; Wei et al., 1999). The ASTM standard procedure defines that the compressive strength can be calculated as 24 times the CPL strength index. This calculation is purely empirical, and hence often is not adequate, particularly in term of the reliability, when used in the analysis and design of geological structures. In addition the calculation of the CPL strength index does not have any theoretical support, and does not allow a transition correlation between the CPL index and the compressive or tensile strengths of the rock.

There is a drawback involving the CPL test configurations. The curved loading points (platens) have a certain disadvantage. The contact loading area can increase as the load increases (i.e., the spherical head sinking into the specimen surface). This is due to the deformation of the rock matrix. The definition of a singular loading point as used in the principle is therefore not strictly valid.

The objective of the present research is to develop a new testing technique, called “modified point load (MPL) test” to obtain a better indicator of the compressive and tensile strengths of intact rock. The effort involves laboratory tests and finite element analyses. A series of MPL testing, CPL testing, uniaxial compression testing and Brazilian tension testing are performed on cylindrical specimens with various sizes and shapes. Saraburi marble has been used as rock samples. The finite element analyses determine the stress distribution along the loaded axis of the MPL test specimens. Comparison is made between the predictive capability of the compressive strength by the CPL index and by the MPL results. Described herein are methods and results of the investigation.

2. Methods of Investigation

The research work is divided into seven tasks.

Task 1 Literature Review. Relevant literatures including those in journals, proceedings, and reports have been reviewed to disclose the state-of-the-art in point loading testing. Special effort has been placed at evaluating the advantages and disadvantages of the testing technique, assessing the validity of the test when correlating with the uniaxial compressive strength of the rock, and determining the failure mechanism the specimens.

Task 2 Sample Collection and Preparation. Rock samples have been collected from the site. The selection criteria are that the rock should be homogeneous as much as possible, and that the sample collection should be convenient and repeatable. Saraburi marble has been selected as a prime candidate for testing. Other rock samples used in the verification process include Saraburi limestone, Khoa Sompoat limestone and Koak Kruat sandstone. Sample preparation has been carried out in the laboratory, including coring, cutting and grinding.

Task 3 Theoretical Study. The theoretical work primarily involves numerical analyses on the modified point load specimens under various sizes and shapes. The specific objectives are to determine the distribution of the stresses along the loaded axis, and to analyze the failure mechanism of the specimens. The simulation results have implied the solution that can be used to correlate the MPL index with the uniaxial compressive strength and tensile strength of the rock specimens.

Task 4 Laboratory Experiments. The laboratory testing includes a series of the conventional point load index tests, uniaxial compressive strength tests, triaxial compressive strength test, Brazilian tensile strength tests, and modified point load tests. The conventional tests yield data basis for use in the comparison. Saraburi marble has been used as main rock specimens. Other rock types have been used to evaluate the predictive capability of the theory (or equation) developed in task 3. All tests have been conducted on a variety of specimen sizes and shapes. Size and shape effects on the strength results have been assessed.

Task 5 Analysis. The analytical and/or empirical solutions have been developed to correlate the point load results with the uniaxial compressive strength and tensile strength of the rock specimens. The predictability and discrepancy have been identified.

Task 6 Applications. The testing procedure and calculation methods have been developed for the proposed modified point load test. The document is written for an ease of the user. The testing process has been demonstrated to the funding organizations.

Task 7 Report Preparation. All aspects of the research project have been documented and incorporated into the final report. The report is submitted to the Thailand Research Fund at the end of the project.

3. Laboratory Testing

3.1 Modified Point Load Tests

The test configurations for the proposed MPL testing are similar to those of the conventional point load test, except that the loading points are cut flat to have a circular cross-sectional area instead of using a half-spherical shape. Several sizes of the loading point (platen) have been built in this research, i.e., loading diameters varying from 5, 10, 15, 20, 25, to 30 mm. Figure 1 compares the conventional loading point with the modified loading points having the diameters of 5 and 10 mm. The primary objective of having a flat loading surface is to ensure that the contact area between the steel platen and the rock surface remains constant as the load increases. The new loading and boundary conditions also allow a continuous transition between the uniaxial compressive strength test and the MPL results.

Saraburi marble has been selected for use as rock specimens due to its uniform texture and availability. For this early stage of development, the MPL specimens are taken as a circular disk. Figure 2 shows the loading and boundary conditions of the specimens. The specimen thickness (t) is varied from 5 mm to 40 mm. The specimen diameter (D) varies from 20 mm to 100 mm. Some of the prepared specimens are shown in Figure 3. The load is applied along the specimen axis, and is increased until the failure occurs. Figure 4 shows the arrangement for the MPL test. Digital displacement gauges with a precision up to 0.001 mm are used to monitor the deformation of the rock between the loading points as the load increases. Cyclic loading is performed on some specimens in an attempt at separating the elastic with the plastic deformation. This is primarily to detect the development of compressive failure (initiation of micro-cracks) underneath the loading points, as well as the corresponding applied stress. The failure stress (P) is calculated by dividing the failure load by the contact area. Post-failure characteristics are observed and recorded.

Figures 5 and 6 show two sets of MPL results by plotting the failure stresses P as a function of specimen diameter and thickness, respectively. To isolate the effect of the loading diameter, the specimen diameter and thickness are normalized by the diameter of loading point (d), as shown in the figures. The stress P increases exponentially as D/d increases, which can be

expressed by a power equation. The stress P tends to increase with the ratio t/d . The mathematical relationship between P and t/d remains uncertain. Post-tested observations on the specimens also suggest that shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This implies that the MPL strength should be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. Analysis and applications of the MPL test results will be discussed in section 4.

3.2 Uniaxial Compression Tests.

A series of uniaxial compressive strength tests have been conducted on Saraburi marble. The objective is to develop a data basis to compare with the MPL results via a new governing equation. The sample preparation and test procedure follow the applicable ASTM standard ASTM D2938 and ISRM suggested method (Brown, 1981), as much as practical. A total of 280 specimens have been tested under various sizes and shapes. The specimen diameters vary from 22.5, 38.5, 54.0, to 67.4 mm. The length-to-diameter ratio (L/D) varies from 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, to 2.5. All specimens are loaded to failure under a constant loading rate. Post-failure characteristics are observed.

Figure 7 plots the compressive strength as a function of L/D ratio. The results clearly show the end effects of the specimen on the strength values. The strength decreases as the L/D increases. The strength results have not shown the effect of the specimen size. This is probably due to the fact that the size effect pronounces more in tensile failure than does in compressive shear failure. Short specimens (L/D lower than two) tend to fail under the compressive shear failure mode. Extension failure dominates when the L/D ratios are larger than two. In general this finding agrees reasonably well with similar experiments obtained elsewhere (Fuenkajorn and Daemen, 1991, 1992; Ghosh et al., 1995).

3.3 Brazilian Tension Tests

To determine the relationship between the MPL strength and the tensile strength, a series of Brazilian (indirect) tension tests have been performed on the Saraburi marble. The sample preparation and test procedure have followed the applicable ASTM standards (ASTM 3967), as much as practical. Forty specimens have been tested. They have a constant

L/D ratio = 0.5, while the specimen diameters vary from 22.5, 38.5, 54.0, to 67.4 mm. The tensile strength tends to decrease as the specimen size increases, and can be expressed by a power equation (Figure 8). This finding agrees with those obtained from similar experiment (Fuenkajorn and Daemen, 1986).

3.4 Conventional Point Load Tests

The conventional point load (CPL) testing is performed on Saraburi marble to obtain a base line information. The results will be compared in term of the predictive capability with that of the MPL test. The test procedure follows the applicable ASTM standard (ASTM D5731). The specimen diameter is maintained constant at 67.4 mm. The thickness varies from 5.0 to 40.0 mm. A total of 70 specimens have been tested. The CPL strength index is calculated by dividing the failure load by the specimen thickness and diameter. It seems to be independent of the specimen dimensions. The point load strength index is averaged as 4.5 MPa.

4. Finite Element Analyses

A series of finite element analyses have been carried out to compute the stress distribution along the loaded axis of MPL specimens as affected by the specimen diameter and thickness. The results will be used to correlate with the compressive and tensile strengths obtained from the standard test methods. Due to the two symmetry planes, only one-fourth of the specimen has been modeled (Figure 2). The analysis is made in axisymmetric, assuming that the material is linearly elastic. A finite element code GEO (Serata and Fuenkajorn, 1992; Fuenkajorn and Serata, 1993) is used in the simulations. For all models the elastic parameters of the marble are maintained constant. They are obtained from the uniaxial compression test. The elastic modulus is defined as 6.75 GPa, and the Poisson's ratio as 0.25. The specimen diameter (D) and thickness (t) have been varied within the range used in the laboratory experiment, and subsequently their effects on the stress distribution can be assessed. To isolate the impact from the size of loading point, D and t are normalized by the loading diameter (d).

Figure 9 plots the minimum principal stresses (σ_2) along the loaded axis for MPL specimen models with a constant D/d ratio but t/d ratio varying from 1 to 20. These stresses are normal to the loaded axis. It is clearly shown that the largest tensile stress is developed near the loading area. This point should also be the point where the extension failure initiates. Similar findings have been reported by Wei et al. (1999) for the CPL test specimens. For the t/d is equal

or larger than two the magnitude of the largest tensile stress decreases as increasing the t/d ratio. For t/d equals one (very thin specimens), the largest tensile stress decreases. For this case most of the stresses induced along the loaded axis are in compression. This indicates that thin specimens tend to fail under compressive shear failure while thick specimens fail under extension failure. This also agrees with the post-failure observations on the MPL specimens.

The results obtained from two series of computer simulations are shown in Figures 10 and 11. The applied stress (P) is normalized by the largest values of the tensile stress (σ_2), and are plotted as a function of t/d and D/d . The stress ratio P/σ_2 increases logarithmically with t/d and with D/d . These curves can be used to correlate the MPL results with the uniaxial compressive strength and tensile strength of the rock.

5. Comparisons of the Strength Results

The predictive capability of the CPL and MPL test results can be assessed. The results are used to determine the uniaxial compressive strength of the marble. The actual compressive strength of the marble specimen for L/D ratio = 2.5 (satisfy both ASTM and ISRM) can be calculated from Figure 7 as 46.8 MPa.

Using the ASTM recommended calculation, the CPL strength index determines the uniaxial compressive strength of marble as 108 MPa (24×4.5 MPa).

Extrapolation of the MPL test result shown in Figure 5 for the failure stress at $D/d = 1.0$ (uniaxial test condition) yields the uniaxial compressive strength of the marble as 63 MPa. This value can be compared with the uniaxial compressive strength at $L/D = 2.5$. The actual compressive strength at $L/D = 2.5$ is 46.8 MPa (calculated from Figure 7).

It can be clearly seen that the CPL test overestimates the actual strength by a factor of 2.3 (or $108/46.8$). The MPL test overestimates the actual strength by a factor of 1.4 (or $63/46.8$). Since the MPL prediction is based on the actual distribution of the strength data, it is more reliable. The discrepancy is probably due to the non-uniformity of the mechanical response among the marble specimens.

The CPL strength index can not determine the tensile strength of the marble. The MPL results can determine the rock tensile strength by using the relationship given in Figure 11. At $D/d = s$ the stress ratio $-P/\sigma_2 = 52$. The $t/d = 20$ is selected because under this dimension ratio the rock fails in tension mode. Extrapolation of the logarithmic curve in Figure 6 gives the value of P from the experiment equals to 570 MPa. The σ_2 value is calculated as 11 MPa. This is the

largest tensile stress induced in the specimen at failure, and hence represents the tensile strength of the marble. The tensile strength predicted from MPL test can not be compared with the Brazilian tensile strength because their loading configurations are different.

Intrinsic variability or the mechanical non-uniformity among the marble specimens poses some difficulties, particularly in the correlation process. The standard deviations from various tests are relatively high, e.g. 10–20%. Even though the rock appears to be uniform and homogeneous, the variability might be caused by the relatively large grain (crystal) sizes of the marble, as compared with the loading areas. This could cause the discrepancy between the prediction and the actual strength results.

Verification of the proposed method has been made by performing additional tests on different rock types. In the verification process, the MPL, CPL, UCS and Brazilian tests have been carried out on Saraburi limestone, Khao Somphot limestone and Koak Kruat sandstone. Comparison of the strength results is given in Table 1. For the uniaxial compressive strength results, it is clearly seen that the MPL method yields a better prediction of the UCS strength than does the CPL method. The table also compares the tensile strengths obtained from the MPL prediction with those from the Brazilian tension test. Notable discrepancies can be seen. This is due to the fact that the tensile stress gradient induced along the incipient crack for the MPL specimen is significantly higher than that for the Brazilian specimen. The effect of the stress gradient on the strength has long been known for the tensile strength test techniques (Jaeger and Cook, 1979).

Table 1 Comparison of the strength result.

Rock Type	Compressive Strength (MPa)				Tensile Strength (MPa)	
	Uniaxial Compressive Strength, σ_c	Standard deviation	CPL prediction	MPL prediction	Brazilian tensile strength, σ_B	MPL prediction
Saraburi Marble	46.8	17.96	108.0	63.0	4.0	11.0
Saraburi Limestone	47.5	15.16	76.8	30.9	7.4	17.9
Khao Somphot Limestone	43.2	22.30	124.8	48.4	7.8	8.9
Krok Kruat Sanstone	21.8	6.84	23.5	10.1	1.5	1.3

6. Summary and Conclusions

The objective of the present research is to develop a new testing technique, called “modified point load (MPL) test” to obtain a better indicator of the compressive and tensile strengths of intact rock. The effort involves laboratory tests and finite element analyses. A series of MPL testing, CPL testing, uniaxial compression testing and Brazilian tension testing are performed on cylindrical specimens with various sizes and shapes. Saraburi marble has been used as rock samples. The finite element analyses determine the stress distribution along the loaded axis of the MPL test specimens. Comparison is made between the predictive capability of the compressive strength by the CPL index and by the MPL results.

The uniaxial test results indicate that the strengths decrease with increasing length-to-diameter ratio. A power law can be used to describe their relationship. The effect of specimen size on the uniaxial compressive strength is obscured by the intrinsic variability of the marble. The Brazilian tensile strengths also decrease as the specimen diameters increase. The results from MPL test agree well with those from the finite element analyses. This confirms that the logarithmic relations of stress and specimen shape derived by a series of numerical analyses can be used to correlate the MPL strength with the uniaxial compressive strength of the intact rock. Post-tested observations on the specimens also suggest that shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure (fracture) is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This can be postulated that the MPL strength can be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. The MPL results correlate with the uniaxial compressive strength of the rock better than does the CPL strength index.

The investment cost for the MPL testing is significantly lower than that of the conventional UCS testing. This is because the expensive machines used in the sample preparation and testing become unnecessary, particularly when the MPL test is performed on the irregular shaped specimens. The investment cost for the UCS testing can be as high as 2.4 million bahts while the MPL testing needs only the point load testing machine which may cost as less as 190,000 bahts. The MPL testing uses human power to operate the point load tester, and therefore does not need electric power during the test. The electric power consumed by the complete process of UCS testing (coring, cutting, grinding and testing) is normally about 800 watts per tested sample.

In the long run, considering the investment cost and operating cost, the UCS testing yields a unit cost of about 800 bahts per sample. The MPL testing yields a unit cost of about 400 bahts per sample (for testing disk specimens) and about 50 bahts per sample (for testing irregular shaped specimens).

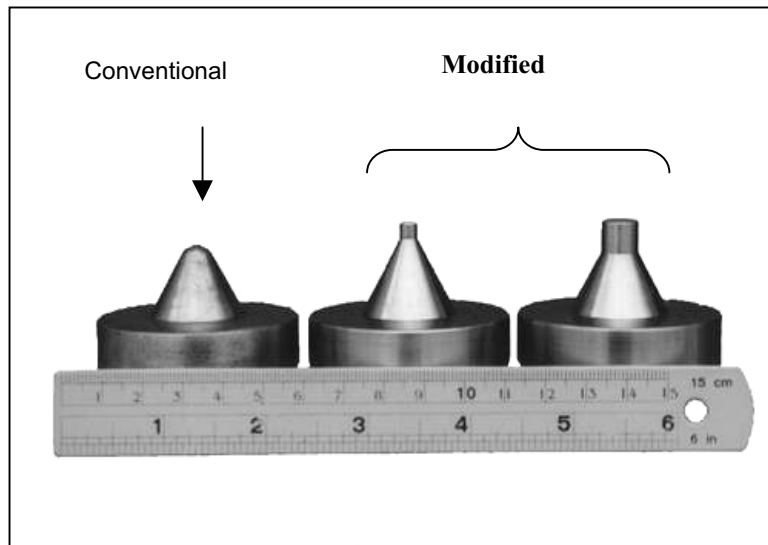


Figure 1 Conventional and modified loading points.

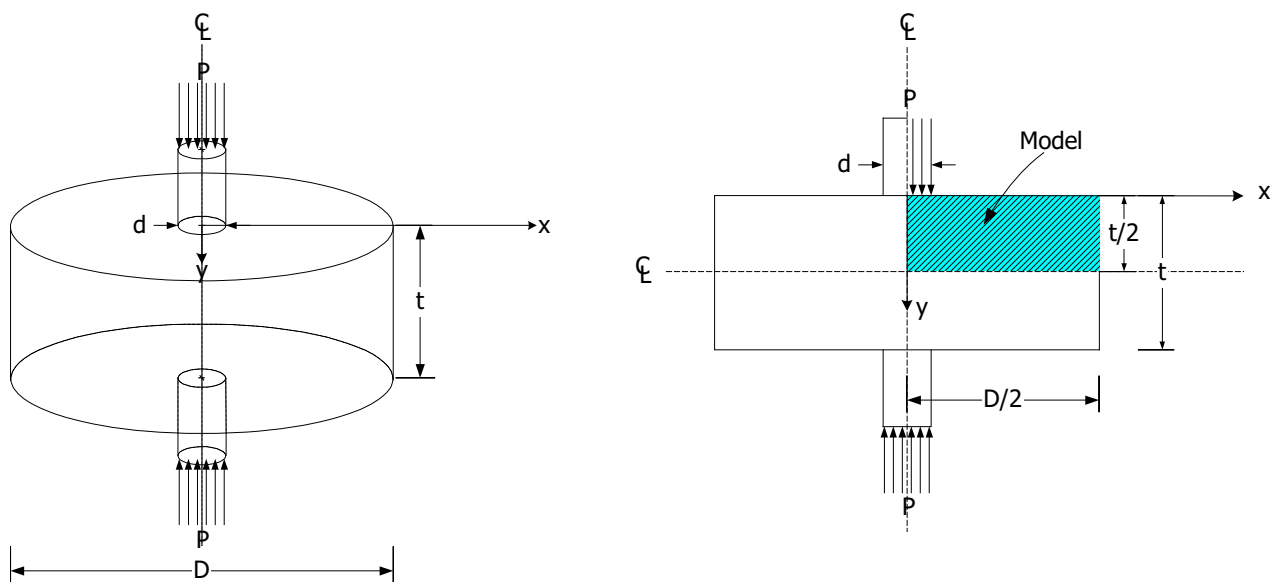


Figure 2 Configurations of modified point load testing.



Figure 3 Some marble specimens prepared for Testing.

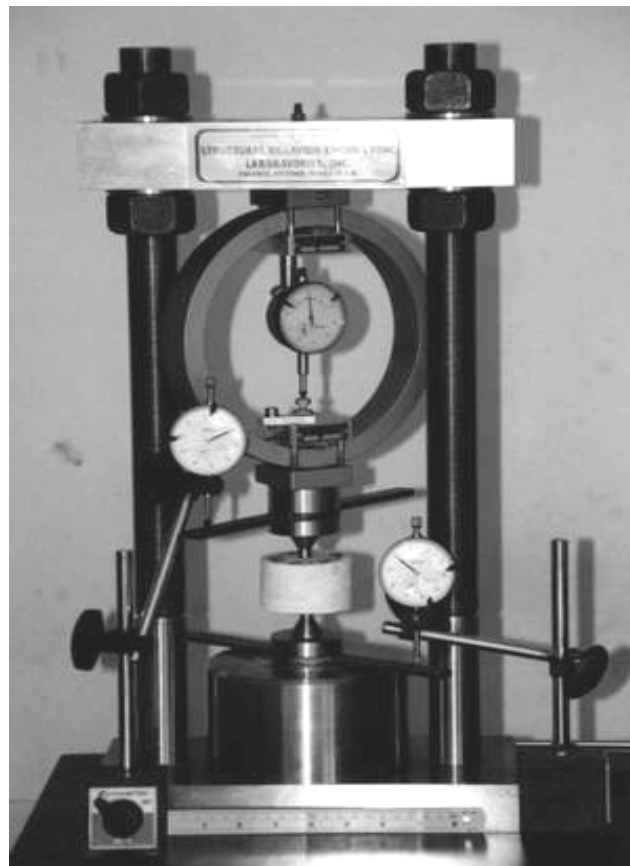


Figure 4 Test arrangement for MPL testing.

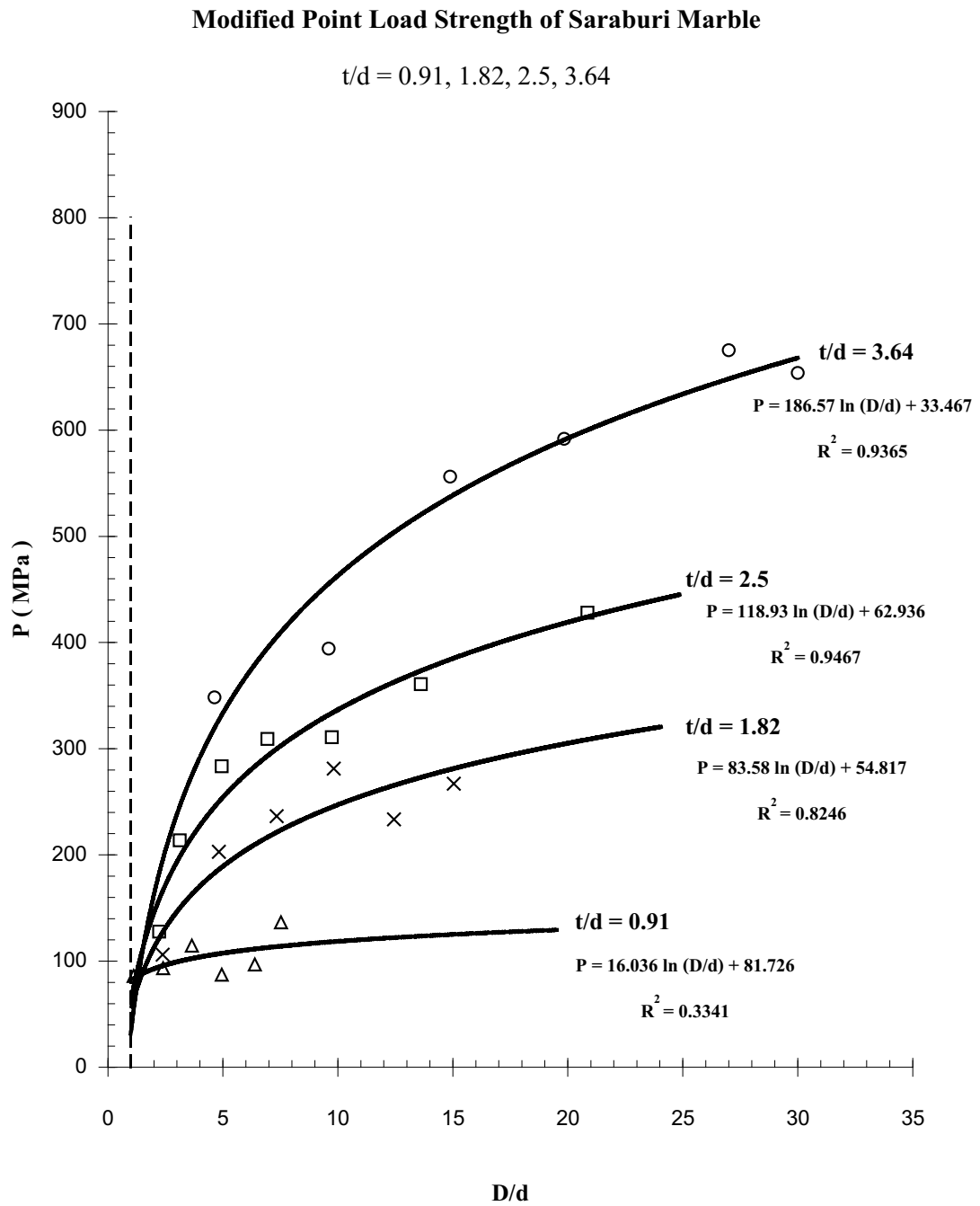


Figure 5 MPL test results for various t/d ratios.

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

$D/d = 6.74, t/d = 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0$

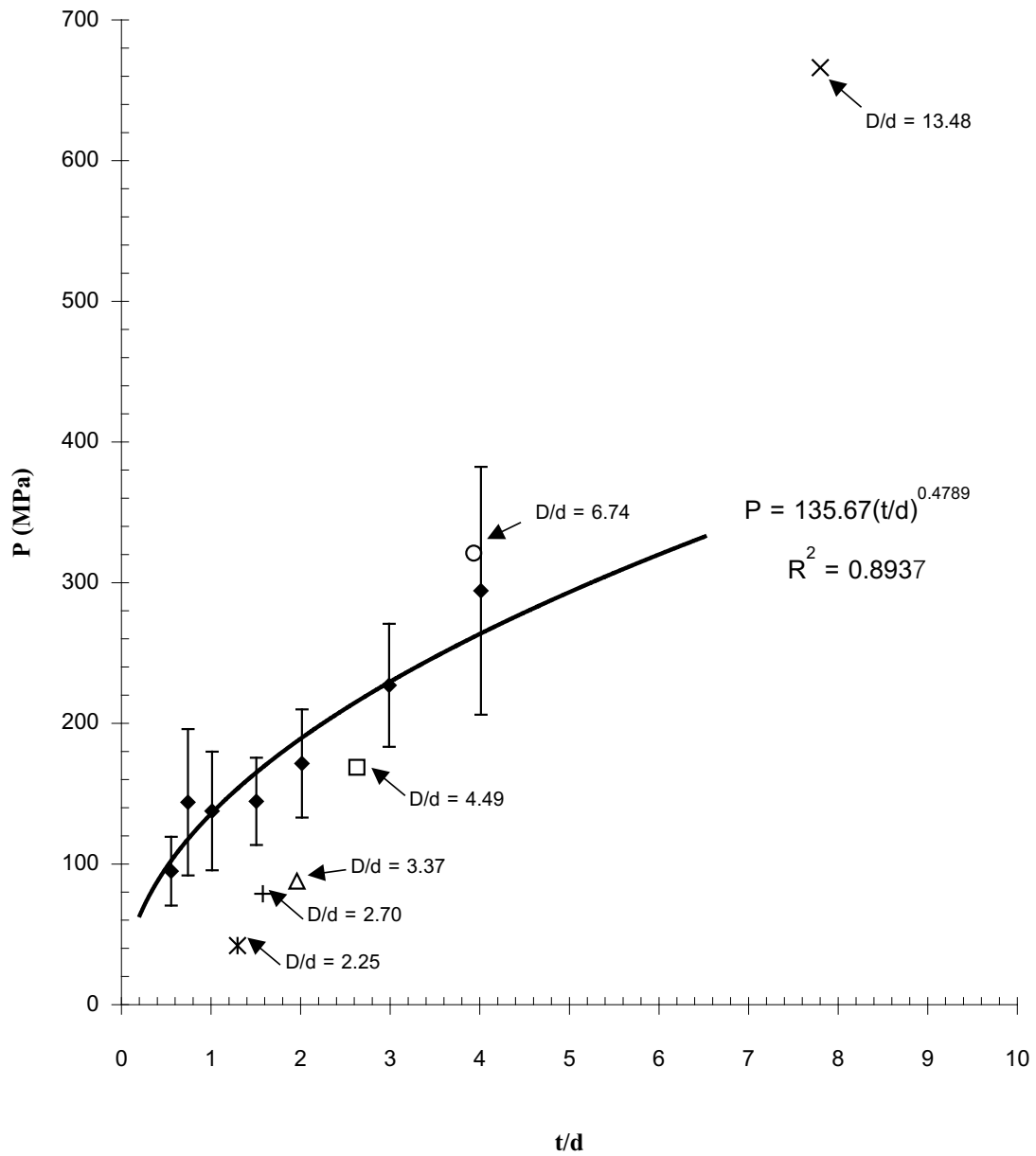


Figure 6 MPL test results for $D/d = 6.74$.

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

$L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$

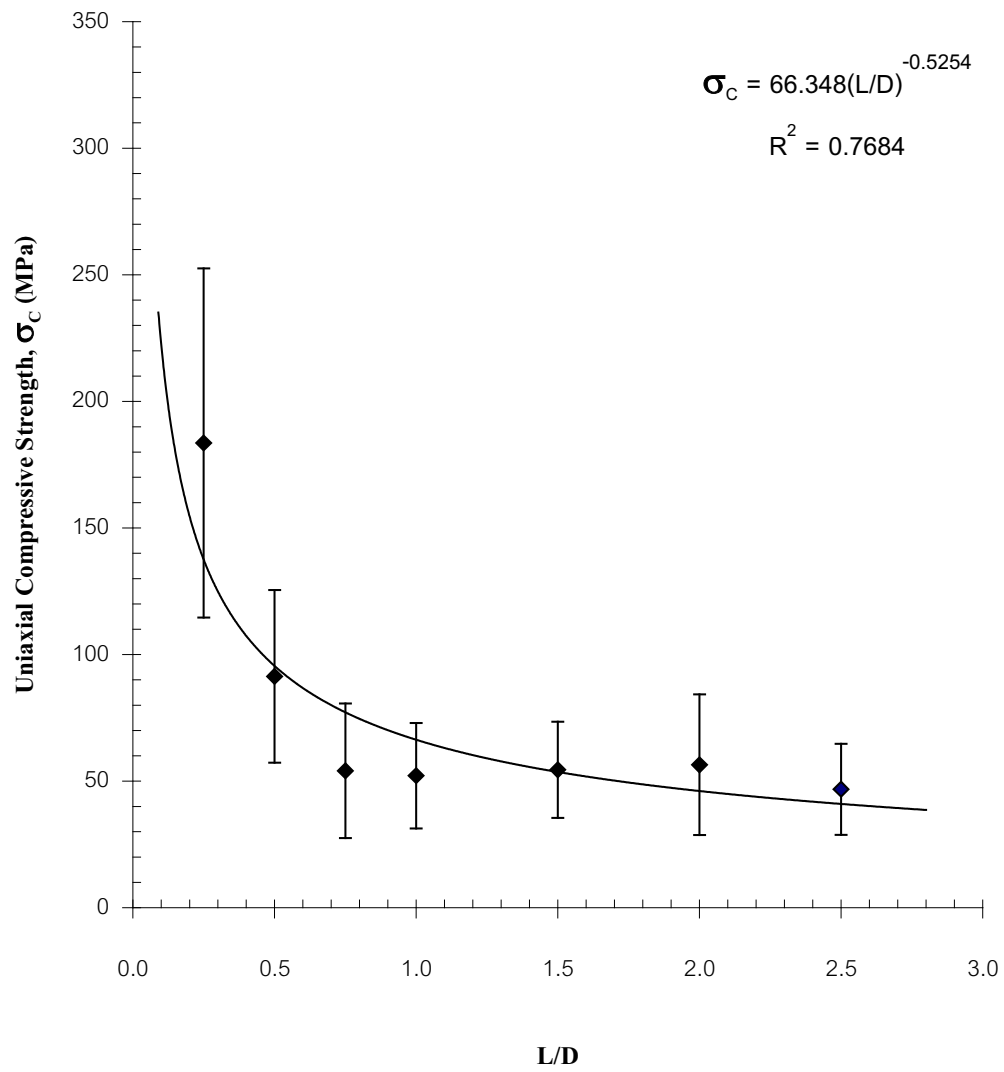


Figure 7 Uniaxial compressive strength of Saraburi marble.

Brazilian Tensile Strength of Saraburi Marble

$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.5$

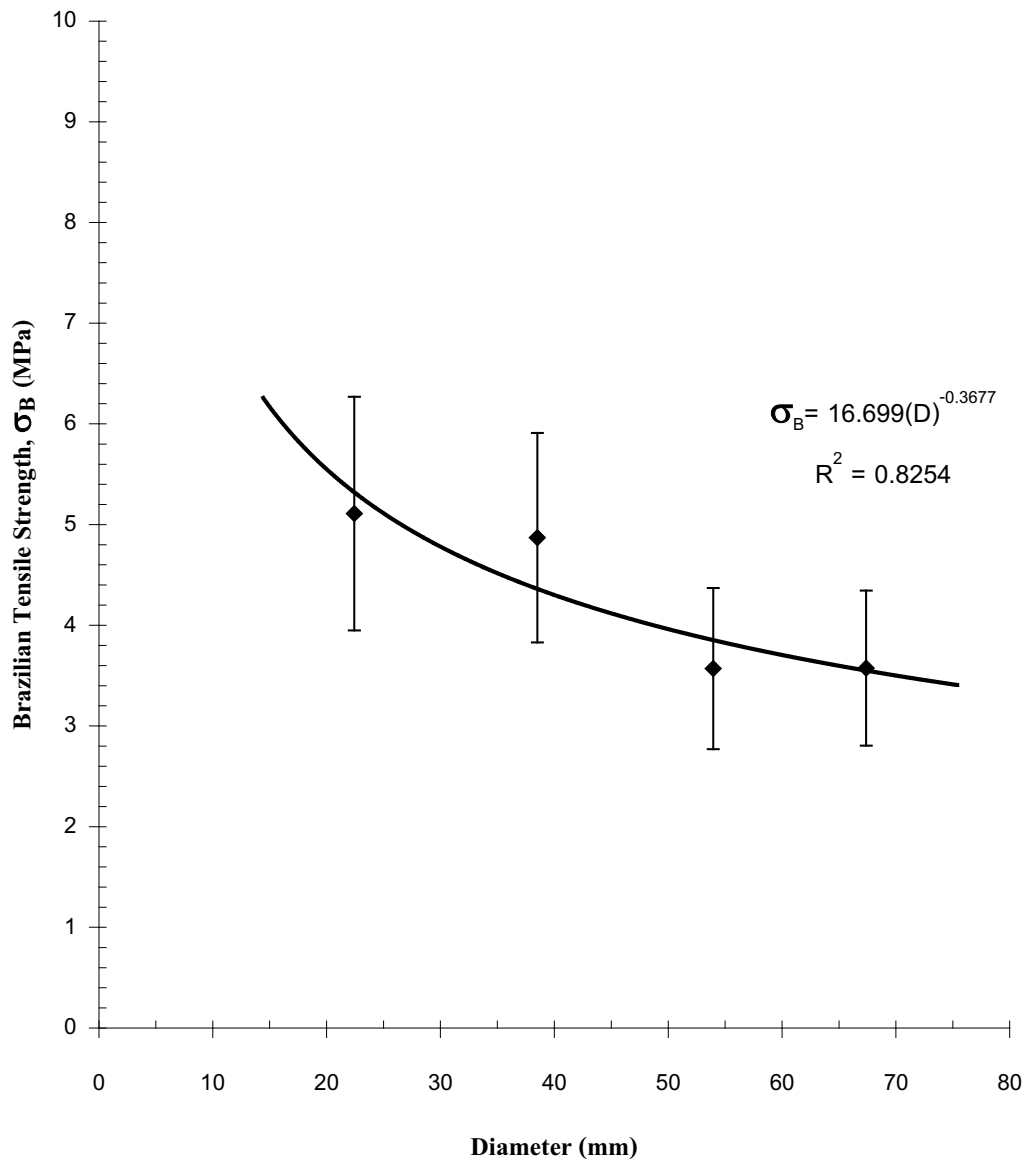


Figure 8 Brazilian tensile strength of Suraburi marble.

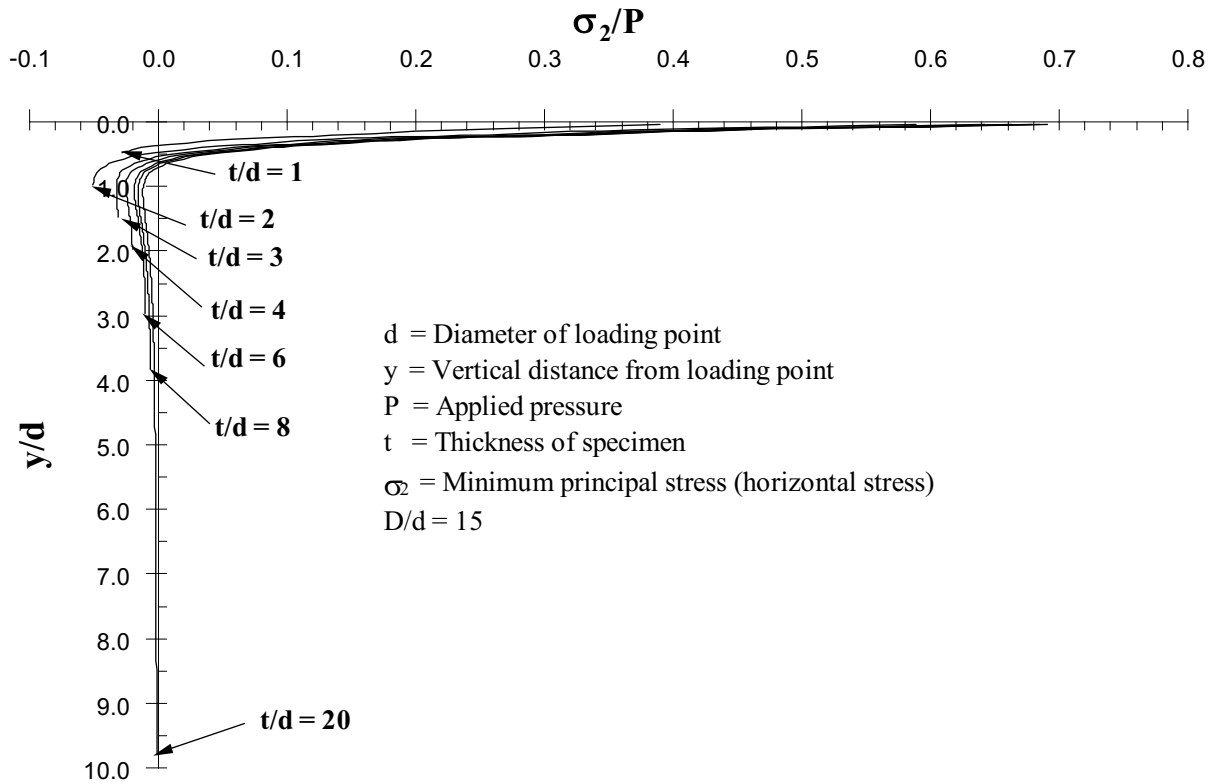


Figure 9 Distribution of the minimum principal stresses along the loaded axis of MPL specimens.

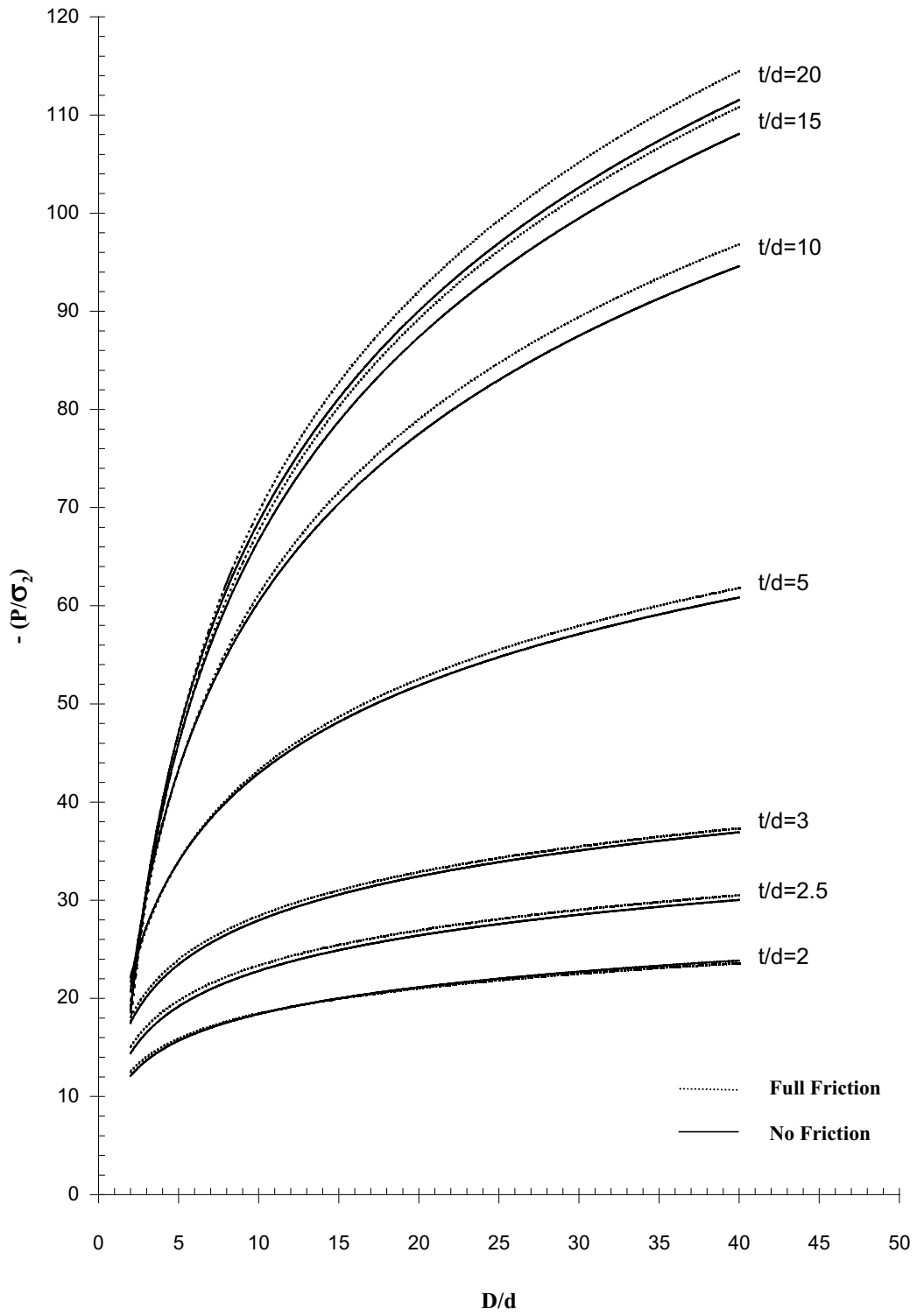


Figure 10 Normalized failure stress as a function of D/d , obtained from numerical analysis.

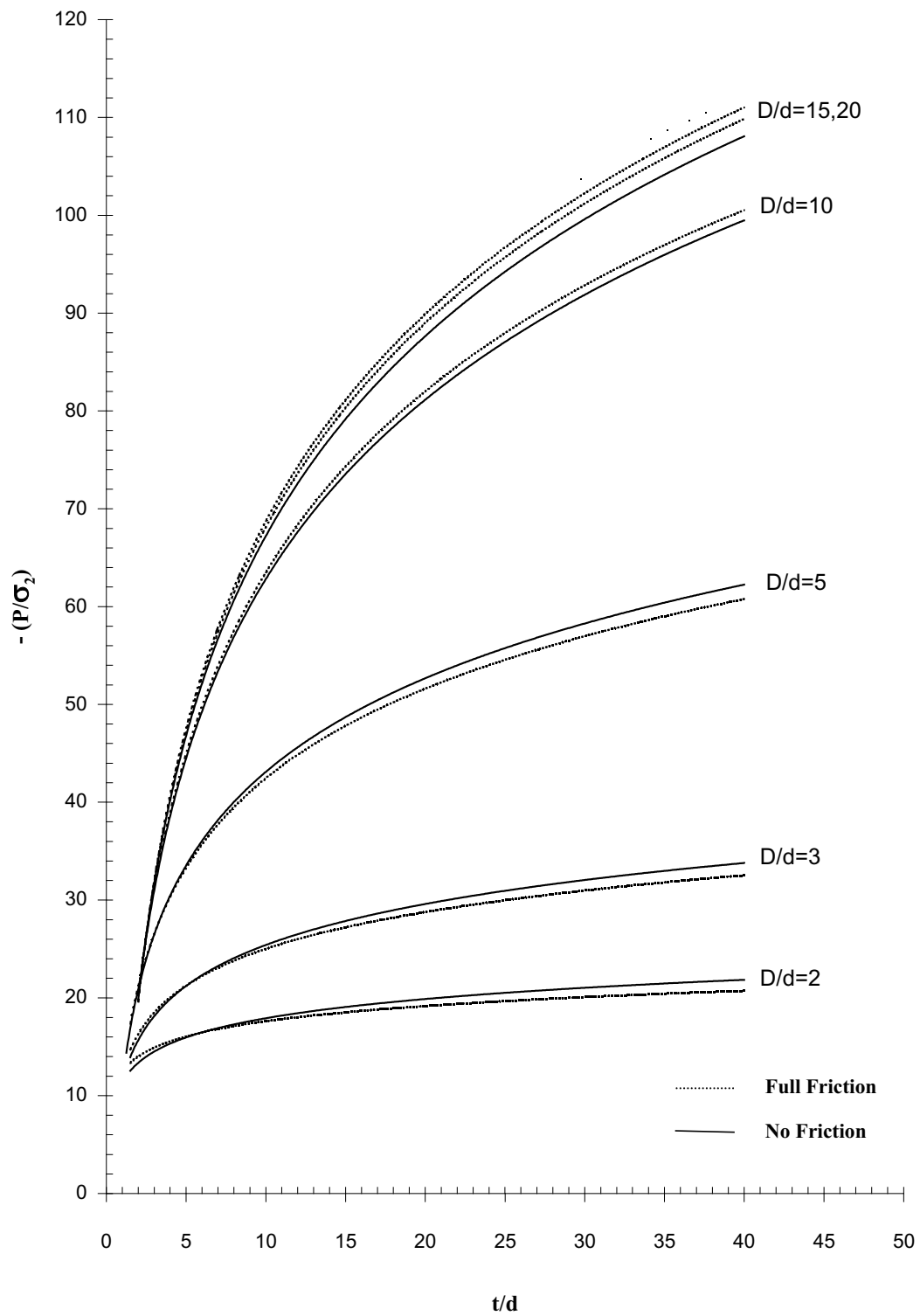


Figure 11 Normalized failure stress as a function of t/d , obtained from numerical analysis.

บทคัดย่อ

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้นำเสนอเพื่อใช้ผลของการทดสอบมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหินที่ปราศจากรอยแตก จุดประสงค์หลักของงานวิจัยคือการพัฒนาการทดสอบหินที่มีราคาถูกรวดเร็ว น่าเชื่อถือ และสามารถนำมาใช้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนจะคล้ายคลึงกับการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ยกเว้นแต่ว่าหัวกดจะมีลักษณะตัดเรียบทำให้พื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลมแทนที่จะเป็นรูปครึ่งวงกลมเหมือนที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม ขนาดของหัวกดแบบใหม่นี้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5, 10, 15, 20, 25 ไปจนถึง 30 มิลลิเมตร ด้วยหัวกดแบบใหม่นี้จะทำให้มีลักษณะของการกดและการกระจายตัวของแรงในตัวอย่างหินเปลี่ยนไป ซึ่งสามารถนำมาสัมพันธ์กับการทดสอบเพื่อหาความกดสูงสุดและความดันสูงสุดของหินได้ งานวิจัยนี้จะมีการสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์และการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อค้นหาสูตรแบบใหม่ที่จะนำมาใช้ในการคำนวณผลของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ผลที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ชี้ให้เห็นว่า ความเค้นที่จะทำให้ตัวอย่างหินแตกได้จะมีค่าสูงขึ้นถ้าตัวอย่างหินมีความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางมากขึ้น ค่าความเค้นดึงสูงสุดจะเกิดขึ้นใกล้กับหัวกดอยู่ที่ความลึกประมาณเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด การทดลองในห้องปฏิบัติการจะประกอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน และมีการทดสอบเพื่อหาแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนที่ได้มาจากจังหวัดสระบุรี โดยการจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินมากกว่า 400 ชิ้น ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียวระบุว่าค่าความกดสูงสุดที่หินจะรับได้จะมีค่าลดลงถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนระบุว่า ถ้าตัวอย่างหินมีความหนาน้อยกว่าสองเท่าของขนาดหัวกด หินจะแตกในลักษณะแรงกดเฉือน แต่ถ้าหินตัวอย่างมีความหนามากกว่าสามเท่าขึ้นไปของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดหินจะแตกแบบแรงดึง ผลที่ได้นี้สามารถสรุปว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินที่บางควรจะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุดของหิน และค่าที่ได้จากตัวอย่างหินที่มีความหนามากควรจะมาใช้เป็นดัชนีที่เกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน ความสามารถในการทำนายค่าแรงกดสูงสุดสำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถูกนำมาเปรียบเทียบ ผลที่ได้ระบุว่า การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนสามารถคาดคะเนค่าความกดสูงสุดของหินอ่อนและหินปูนได้ดีกว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าแรงดึงสูงสุดที่ถูกคาดคะเนโดยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนก็จะใกล้เคียงกับค่าแรงดึงสูงสุดที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian ซึ่งเป็นการทดสอบแบบมาตรฐาน

Abstract

A modified point load (MPL) testing technique is proposed to correlate the results with the uniaxial compressive strength and tensile strength of intact rock. The primary objective is to develop an inexpensive, quick and reliable rock testing method for use in the field and in the laboratory. The MPL test apparatus is similar to that of the conventional point load (CPL), except that the loading points are cut flat to have a circular cross-sectional area instead of using a half-spherical shape. Diameters of the MPL loading point vary from 5, 10, 15, 20, 25, to 30 mm. This results in a new loading and boundary conditions on the rock specimens that mathematically allow correlating its results with those of the standard testing. To derive a new solution, finite element analyses and laboratory experiments have been carried out. The simulation results suggest that the applied stress required to fail the MPL specimen increases logarithmically as the specimen thickness or diameter increases. The maximum tensile stress occurs directly below the loading area with a distance approximately equal to the loading diameter. The MPL tests, CPL tests, uniaxial compressive strength tests, and Brazilian tensile strength tests have been performed on Saraburi marble under a variety of diameters and thickness (or length). Over 400 specimens have been prepared and tested. The uniaxial test results indicate that the strengths decrease with increasing length-to-diameter ratio. For the MPL testing the shear failure is predominant when the specimen thickness is less than twice the loading diameter while extension failure is predominant when the specimens are thicker than three times the loading diameter. This can be postulated that the MPL strength can be correlated with the compressive strength when the MPL specimens are relatively thin, and should be an indicator of the tensile strength when the specimens are significantly larger than the diameter of the loading points. Predictive capability of the MPL and CPL techniques has been assessed and compared. Extrapolation of the test results suggests that the MPL results predict the uniaxial compressive strength of the marble and limestone specimens better than does the CPL testing. The tensile strength predicted by the MPL also agrees reasonably well with the Brazilian tensile strength of the rocks.

บทที่ 1

บทนำ

1.1 เหตุผลและความสำคัญของโครงการ

ในการก่อสร้างหรือโครงการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และ วิศวกรรมโยธา ที่เกี่ยวข้องกับทางด้านฐานรากในชั้นหิน ข้อมูลที่เกี่ยวกับคุณสมบัติและพฤติกรรม ทางด้านกลศาสตร์ (Mechanical Properties and Behavior) ของหินที่นำมาใช้หรือที่เกี่ยวข้องจะมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อมูลเหล่านี้จะเป็นองค์ประกอบขั้นพื้นฐาน ที่วิศวกรของบริษัท จะนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างนั้น ๆ โครงสร้างเหล่านี้ เช่น อุโมงค์ เขื่อน ตัดถนน คลองชลประทาน และฐานรากของสะพานหรืออาคารใหญ่ ๆ ที่ก่อสร้างในชั้นหิน

ในส่วนของบริษัทสำรวจและก่อสร้างจะมีขบวนการทำงาน ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะประกอบไปด้วยการสำรวจในภาคสนาม การทดสอบคุณสมบัติของหิน การวิเคราะห์ข้อมูล และการออกแบบ หนึ่งในขบวนการดังกล่าวคือ การทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของหิน ค่าใช้จ่ายเพื่อให้ได้คุณสมบัติของหินจะอยู่ในระดับประมาณ 3-5% ของงบประมาณทั้งหมดของโครงการ ค่าใช้จ่ายเหล่านี้จะรวมไปถึงการเจาะแบบ Coring เพื่อให้ได้มาซึ่งหินตัวอย่างที่มีรูปแบบตาม Specifications การเตรียมหินตัวอย่างในห้องทดลอง (Cutting and Grinding) และการทดลองด้วยเครื่องมือที่มีราคาแพง รูปแบบของการทดลองหลัก ๆ ก็คือ Uniaxial และ Triaxial Compression Test และ Brazilian Tensile Strength Test ตามมาตรฐาน ASTM D2938, D2644 และ D3967 ตามลำดับ การทดลองเช่นนี้ก็เพื่อให้ได้มาซึ่งผลลัพธ์ทางด้านความต้านทานในแรงกด ความต้านทานในแรงดึง และความยืดหยุ่นของหิน (Elastic Modulus)

การทดสอบคุณสมบัติของหินทางด้านกลศาสตร์ส่วนหนึ่งจะสามารถทำที่ภาคสนามได้ และอีกส่วนหนึ่งจะต้องทำที่ห้องปฏิบัติการ นั่นคือ จะต้องนำหินตัวอย่างส่งมาที่ห้องปฏิบัติการเพื่อทดสอบ หรือส่งไปที่บริษัทอื่นที่รับช่วงในการทดสอบ (Subcontractor) การทดสอบในภาคสนามทางด้านกลศาสตร์แบบดั้งเดิม คือ การใช้วิธี Point Load Testing ซึ่งเป็นการทดลองโดยใช้แรงกดแบบจุดสองข้างของหินตัวอย่าง ซึ่งการทดสอบแบบนี้จะสามารถทำได้ในภาคสนาม เพราะเป็นเครื่องมือขนาดเล็กและง่ายต่อการทดสอบ อีกประการหนึ่ง การทดสอบนี้สามารถทำได้ไม่ว่าหินตัวอย่างจะมีรูปแบบอย่างไรก็ตาม นั่นคือไม่จำเป็นที่จะต้องกำหนดรูปร่างหินตัวอย่างให้มีรูปร่างที่เป็น Fixed geometry การทดสอบนี้รูปร่างหินตัวอย่างสามารถเป็นลักษณะ Irregular Shape ได้ จึงทำให้การทดสอบแบบนี้มีราคาถูก แต่ว่าผลการทดสอบจะค่อนข้างไม่แน่นอน และไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างได้โดยตรง เพราะผลที่ได้รับจะเป็นแค่ดัชนีเท่านั้น (Point Load Index) อย่างไรก็ตาม ได้มีคณะผู้วิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ เช่น Broch and Franklin (1972), Brook (1993), Reichmuth (1968) Turk and Dearman (1986) and Miller (1965) ได้พยายาม

กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดแบบ Point Load Index กับ ค่าความสามารถในการต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial Compression Strength) ของหิน แต่ว่าความสัมพันธ์นี้ก็ค่อนข้างไม่แน่นอนและมีความเบี่ยงเบนสูง รวมทั้งความผิดพลาดของค่า Strength มากมาย ดังนั้น ดัชนี (Index) นี้ จึงยังไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบได้โดยตรงและอย่างมั่นใจ ทำให้การทดสอบแบบเดิมที่ใช้ในปัจจุบัน โดยการนำหินตัวอย่างที่ถูกเจาะขึ้นมาเป็นรูปทรงกระบอก แล้วส่งมาที่ห้องทดลองเพื่อทดสอบคุณสมบัติที่สำคัญเพิ่มเติม ทั้งความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงยังคงดำเนินต่อไป อีกทั้งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบคุณสมบัติเหล่านี้ มีขนาดใหญ่มากและไม่สามารถเคลื่อนย้ายไปใช้ในภาคสนามได้ พลังงาน ซึ่งส่วนใหญ่อยู่ในรูปของน้ำมันเชื้อเพลิง แรงงาน และเวลา ที่จะต้องใช้ในการเจาะหินรูปทรงกระบอก แล้วขนส่งมายังห้องทดลอง และทดสอบหินในห้องทดลองเพื่อให้ได้ค่าที่ต้องการต่อไปนั้น ส่วนใหญ่จะประมาณ 60-70 เปอร์เซ็นต์ ของค่าใช้จ่ายทั้งหมดที่เกี่ยวกับคุณสมบัติของหิน

บริษัทใหญ่ ๆ และสถานวิจัยในต่างประเทศ เช่น สหรัฐอเมริกา และยุโรป มิได้ให้ความสำคัญหรือความพยายามที่จะพัฒนาการทดสอบแบบจุดกดนี้ให้มีประโยชน์มากขึ้น หรือให้มีการประยุกต์ใช้มากขึ้น เหตุผลเนื่องจากว่าค่าใช้จ่ายในการสำรวจคุณสมบัติของหินแบบดั้งเดิม (Conventional Methods) ที่กล่าวมานั้น ถึงแม้จะมีราคาสูง แต่ทางบริษัทและสถาบันเหล่านั้นก็สามารถจ่ายได้ เพราะมีศักยภาพทางเศรษฐกิจสูง บริษัทเหล่านี้จึงไม่มีจุดประสงค์ที่จะลดค่าใช้จ่ายและลดพลังงานที่เกี่ยวข้องในกิจกรรมเหล่านี้อย่างจริงจัง

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้นนี้ จึงมีเหตุผลอันสมควรที่จะปรับปรุงหรือปรับเปลี่ยนรูปแบบของการทดสอบแบบจุดกด เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ที่น่าเชื่อถือมากขึ้น และสามารถนำไปสัมพันธ์กับคุณสมบัติอื่น ๆ ได้แม่นยำมากขึ้น

1.2 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของโครงการนี้ คือ เพื่อจะค้นหาวิธีการทดสอบหินของบริษัทที่ปรึกษาและสำรวจให้มีราคาถูกกว่าเดิม เพื่อใช้ในการวัดคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหิน ซึ่งจะรวมไปถึงความต้านแรงกด (Compressive Strength) และความต้านแรงดึง (Tensile Strength) คุณสมบัติเหล่านี้จะนำมาใช้เพื่อการสำรวจและออกแบบทางด้านวิศวกรรมธรณีที่เกี่ยวข้อง เช่น การสร้างเขื่อน อุโมงค์ ตัดถนน รากฐานของอาคารหรือสะพานใหญ่ ๆ เหมืองบนดินและใต้ดิน วิธีทดสอบใหม่นี้จะเรียกในที่นี้ว่าเป็น “การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน” (Modified Point Load Testing) ซึ่งจะมีทฤษฎีใหม่มาเป็นองค์ประกอบ เพื่อใช้ในการอธิบายผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบ

จุดประสงค์เฉพาะ (Specific Objectives) ของโครงการนี้จะประกอบด้วย 1) ค้นหาความสัมพันธ์ในเชิงปฏิบัติระหว่างการทดสอบแบบจุดกด (Point Load) แบบปรับเปลี่ยน กับความต้านทานแรงกด ความต้านแรงดึง และความยืดหยุ่น 2) ค้นหาความสัมพันธ์ในเชิงตัวเลขระหว่าง

ขนาดของหินตัวอย่างที่มีพื้นที่ผิวภายใต้จุดกดกับการแพร่กระจายของความเค้น และความยืดหยุ่นของหินตัวอย่าง และ 3) สร้างทฤษฎีใหม่ (สมการใหม่) เพื่อเชื่อมต่อระหว่างความสัมพันธ์ทั้งหมด

1.3 แนวคิดของงานวิจัย

โครงการวิจัยนี้มีแนวคิดว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม Conventional Point Load Testing หรือ CPL ที่ทำในภาคสนามได้ควรจะมีการดัดแปลงเครื่องมือและศึกษาเพิ่มเติมทางด้านทฤษฎีเพื่อนำผลที่ได้มาสัมพันธ์กับคุณสมบัติของหินทางด้านความต้านแรงกด และความต้านแรงดึงให้เหมาะสมและถูกต้องกว่าที่เป็นอยู่ และอีกประการหนึ่งเพื่อเสริมสร้างความมั่นใจโดยหาทฤษฎีมาสนับสนุนความสัมพันธ์เหล่านี้ แทนที่จะใช้ความสัมพันธ์ทางด้าน Empirical ซึ่งได้จากการทดลองอย่างเดียวที่ทำกันอยู่ในอดีต เนื่องจากการทดสอบนี้มีราคาถูก และสามารถนำไปปฏิบัติในภาคสนามได้อย่างรวดเร็ว และทำให้บริษัทที่ปรึกษาและบริษัทสำรวจสามารถลดต้นทุน และลดการใช้พลังงานในการทดสอบคุณสมบัติของหินที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและการวิเคราะห์ได้

ผู้วิจัยจึงเสนอที่จะพัฒนาทฤษฎีใหม่เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินที่ถูกต้องและครบถ้วน โดยการทดลองด้วยวิธี Modified Point Load Testing (MPL) โดยได้มีการดัดแปลงรูปร่างของหน้าตัดของตัวให้แรงกด (Loading Platen) การพัฒนาเพื่อให้ได้ทฤษฎีใหม่นี้จะถูกนำมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกของการเปลี่ยนรูปและการแตกของหิน และในที่สุดก็เพื่อคำนวณหาค่า Compressive Shear Strength, Tensile Strength และอาจจะรวมไปถึง Elastic Modulus จากผลการทดลอง โดยใช้วิธี Modified Point Load Testing ซึ่งสามารถทำในภาคสนามได้เช่นกัน

การปรับเปลี่ยนหัวกดจากหัวมนโค้งเป็นหัวตัดเรียบ จะทำให้การพัฒนาทฤษฎีที่นำมาใช้ง่ายขึ้นและแม่นยำมากขึ้น กล่าวคือ พื้นที่สัมผัสระหว่างผิวหินและหัวกดแบบดั้งเดิม (แบบโค้งมน) จะไม่คงที่เมื่อแรงกดสูงขึ้นหัวกดจะจมลงไปเนื้อหินทำให้พื้นที่สัมผัสมากขึ้น ขนาดและการผันแปรของพื้นที่สัมผัสก็จะขึ้นกับความแข็งและความอ่อนของเนื้อหินตัวอย่างนั้นด้วย ถ้าหินอ่อนมากพื้นที่สัมผัสก็จะมีมากขึ้น เป็นต้น ลักษณะเช่นนี้จะขัดแย้งกับทฤษฎีเก่าที่นำมาใช้ เพราะว่าในส่วนของทฤษฎีจะถูกสมมติว่าพื้นที่สัมผัสจะเป็นเพียงจุดเล็ก ๆ เท่านั้น (Point Load) ดังนั้น ในหลักการแล้วทฤษฎีเก่านี้กับการทดสอบแบบเดิมจึงเข้ากันไม่ได้อย่างสมบูรณ์

การปรับเปลี่ยนหัวกดให้เป็นหัวตัดที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมและมีพื้นที่สัมผัสที่แน่นอนและคงที่ตลอดเวลา ไม่ว่าหินจะมีความแข็งหรืออ่อนเท่าใด หรืออยู่ภายใต้แรงกดเท่าใดจึงเป็นสิ่งที่เหมาะสม การนำทฤษฎีที่เกี่ยวข้องมาประยุกต์ใช้ในกรณีนี้ก็จะมีความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น

ทางด้านการประหยัดพลังงาน จะเห็นได้ว่าการทำการปรับเปลี่ยนหรือดัดแปลงหน้าตัดของแท่นกด เพื่อให้เหมาะสมกับทฤษฎีใหม่ที่ดัดขึ้น และเพื่อนำไปใช้ได้ภาคสนามนั้นสามารถประหยัดพลังงานที่เกิดขึ้นจากการทดสอบและการขนส่งหินตัวอย่าง ซึ่งการประหยัดพลังงานนี้จะอยู่ทั้งในรูปของพลังงานไฟฟ้า พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิง เวลา และรวมถึงค่าใช้จ่ายต่าง ๆ

ด้วย นอกจากนี้ การแก้ปัญหาโดยวิธีนี้ยังเป็นการแก้ปัญหาพื้นฐานหลักที่ทุกหน่วยงานและบริษัทที่ทำงานทางด้านภาคสนามเหล่านี้ประสบเหมือนกัน ดังนั้นการแก้ปัญหตามข้อเสนอดังกล่าวข้างต้นนี้ จึงสามารถขยายผลไปสู่บริษัทอื่นได้ ทั้งบริษัทในเมืองไทยและต่างประเทศที่มีปัญหาในลักษณะเดียวกันนี้ร่วมกันด้วย จึงอาจกล่าวได้ว่าการแก้ปัญหานี้สามารถแก้ปัญหได้ทั้งในระดับชาติ และในระดับนานาชาติ

1.4 วิธีการดำเนินงาน

การวิจัยจะแบ่งเป็น 7 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนได้แสดงดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 : การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องและศึกษาขบวนการของบริษัท GMT

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวกับการทดสอบแบบจุดกด และกลไกการแตกของหินจะนำมาศึกษาและค้นหาข้อสรุปเพื่อที่จะได้รู้ว่า การวิจัยทางด้านนี้ได้ศึกษาไปเท่าใด และผลของงานวิจัยเหล่านี้จะมีประโยชน์อย่างไรต่องานวิจัยที่นำมาเสนอ ชื่อของสิ่งตีพิมพ์เหล่านี้จะนำมาแสดงโดยละเอียดในรายงานขั้นสุดท้าย ซึ่งจะเขียนในรูปของ Bibliography ของการทดสอบแบบจุดกด และของงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินในห้องปฏิบัติการ

ในขั้นตอนนี้ผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการจะศึกษาและตรวจสอบขบวนการทั้งหมดของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบหิน ทั้งนี้รวมถึงการตรวจสอบเครื่องมือในห้องปฏิบัติการและในภาคสนามของบริษัท เพื่อศึกษาศักยภาพของการดัดแปลงและปรับปรุงให้เป็นไปตามผลลัพธ์ของงานวิจัยนี้ ถ้าในขณะศึกษาบริษัท GMT มีโครงการที่เกี่ยวข้อง ผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการก็จะทำการตรวจสอบและติดตามขบวนการนั้น ๆ เพื่อใช้เป็นกรณีศึกษา และในที่สุดเพื่อใช้เป็นโครงการเปรียบเทียบว่าการทดสอบคุณสมบัติของหินโดยวิธีใหม่จะสามารถลดค่าใช้จ่ายและลดพลังงานได้มากน้อยเพียงใด

ขั้นตอนที่ 2 : การเก็บและจัดเตรียมหินตัวอย่าง

หินตัวอย่างหนึ่งชนิดจะถูกเลือกมาและถูกคัดเลือก โดยอาศัยหลักการที่พยายามให้มีความเป็นเนื้อเดียวกันมากที่สุด (Homogeneous) และจะถูกนำมาเจาะและตัดในห้องทดลองที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (SUT) เพื่อให้ได้รูปร่างและขนาดที่ต้องการตามข้อกำหนดของการทดลองแต่ละชนิด การจัดเตรียมหินตัวอย่างจะอาศัยมาตรฐานที่มีอยู่ของ ASTM Standards ที่เกี่ยวข้อง สุดท้ายหินตัวอย่างที่เตรียมได้เหล่านี้จะนำมาทดสอบในขั้นตอนที่ 4 ขั้นตอนที่ 2 นี้จะรวมไปถึงการสำรวจพื้นที่เพื่อศึกษาและตรวจสอบหินชนิดต่าง ๆ ที่เหมาะสม ทั้งนี้เพื่อให้ได้มาซึ่งหินตัวอย่างที่มีคุณสมบัติดีที่สุดสำหรับโครงการนี้

ขั้นตอนที่ 3 : การศึกษาทางด้านทฤษฎีของกลไกการแตกของหิน

การศึกษาในขั้นตอนที่ 2 จะถูกแยกเป็นสองแนวทาง คือ 1) การตั้งทฤษฎีใหม่โดยใช้ทฤษฎีทางด้านกลศาสตร์ของหิน และ 2) การอธิบายความเค้นและความเครียดของหินตัวอย่างโดยใช้วิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical Analysis)

ในแนวทางที่ 1 นั้น ก่อนที่จะตั้งข้อสมมติฐานสำหรับทฤษฎีใหม่และการทดลองแบบใหม่ (Modified Point Load Testing) คณะวิจัยจะต้องเข้าใจถึงทฤษฎีเบื้องต้น ข้อสมมติฐานและข้อจำกัด ของทฤษฎีที่ได้ถูกเสนอมาแล้ว ยกตัวอย่างเช่น ทฤษฎีของการแพร่กระจายของความเค้นของหินที่อยู่ใต้จุดกด ความรู้เหล่านี้จะเป็นประโยชน์ในการสร้างทฤษฎีใหม่ และประดิษฐ์เครื่องทดลองแบบใหม่ และในที่สุดจะสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดของแท่นกับ ความต้านแรงกดสูงสุดและความยืดหยุ่นของหิน ความสัมพันธ์เหล่านี้จะนำมาเกี่ยวข้องกับขนาดของหินตัวอย่าง หรืออีกนัยหนึ่งจะเกี่ยวข้องกับระยะห่างระหว่างจุดกดด้านบนและด้านล่างของหินตัวอย่าง ตัวอย่างสมการข้างล่างนี้จะแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ที่กล่าวข้างต้น

$$P = f\{\sigma_c, \sigma_b, E, d, D\}$$

โดยที่ P = แรงกดในแท่นกดของ Point Load, σ_c = ความสามารถต้านแรงกด (Compressive Strength) ของหิน, σ_b = ความสามารถต้านแรงดึง (Tensile Strength) ของหิน, E = ความยืดหยุ่น (Elasticity) ของหิน, d = ระยะห่างระหว่างแท่นกดของ Point Load, D = เส้นผ่าศูนย์กลาง (Diameter) ของแท่นกด

ในแนวทางที่ 2 ของขั้นตอนนี้จะใช้วิธีคำนวณเชิงตัวเลข เช่น Finite element analysis ของ Desai and Siriwardane (1984) เข้ามาช่วย เพื่อให้เข้าใจถึงการกระจายของความเค้นในแนวกดและในแนวดึง ภายในหินตัวอย่างตามแนวของจุดกด การทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคอมพิวเตอร์นี้ จะช่วยให้เข้าใจได้ว่าผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างนั้น มีผลอย่างไรต่อการแตกของหินตัวอย่างภายใต้การทดสอบแบบจุดกด และจะสามารถยืนยันได้ว่าการพัฒนาทางด้านทฤษฎีในแนวทางที่ 1 ได้ทำอย่างถูกต้อง หรือจะสามารถบอกได้ว่าทฤษฎีที่ได้พัฒนามานั้น มีข้อจำกัดและข้อสมมุติฐานอย่างไรบ้าง

เพื่อให้สามารถเข้าถึงผลดังกล่าวข้างต้น จึงอาศัยคอมพิวเตอร์โปรแกรมชื่อ GEO ซึ่งได้ถูกพัฒนาโดย Fuenkajorn and Serata (1993) และ Serata and Fuenkajorn (1992) มาใช้ โดยการแพร่กระจายของความเค้นจะนำมาเสนอในรูปของแผนภูมิความสัมพันธ์ (Graph) ที่ได้จากการคำนวณผลจากหินตัวอย่างที่มีขนาดต่างกันและมีระยะทางระหว่างจุดกดต่างกัน

ขั้นตอนที่ 4 : การทดลองในห้องปฏิบัติการ

การทดลองในห้องปฏิบัติการจะแบ่งเป็น 5 ชนิดหลัก คือ 1) การทำ Point Load Testing 2) การทำ Uniaxial Testing 3) การทำ Brazilian Tensile Testing 4) การทำ Triaxial

Testing และ 5) การทำ Modified Point Load Testing ในการทดลองแต่ละชนิดจะใช้หินตัวอย่างที่มีขนาดต่างกัน ซึ่งจะแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึง 4 นิ้วของเส้นผ่านศูนย์กลาง (หรือความหนา) ผลการทดลองจาก Point Load Testing ด้วยการใช้หินตัวอย่างที่มีขนาดต่างกันจะสามารถบ่งบอกได้ว่า หินขนาดใดที่จะมีความเกี่ยวข้องกับความต้านแรงกด (Compressive Strength) มากกว่า และหินขนาดใดที่จะมีความเกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึง (Tensile Strength) มากกว่า ดังนั้นเราจะสามารถกำหนดขนาดในทางตัวเลขของหินแต่ละชนิดได้ และสามารถหาจุดแบ่งระหว่างความต้านแรงดึงและความต้านแรงกดที่ต่างกัน เหตุที่เราสามารถบอกได้ก็เพราะว่าเราใช้ทฤษฎีที่พัฒนาในขั้นตอนที่ 3 และผลการทดลองจากการทำ Uniaxial Testing, Brazilian Tensile Testing และ Triaxial Testing เข้ามาเป็นตัวชี้แนะ ซึ่งการทดสอบทั้งหมดดังกล่าว จะทดสอบหินตัวอย่างที่มีขนาดต่าง ๆ กันด้วยเช่นกัน

นอกจากนี้แล้วขนาดของหัวกดของ Point Load Testing ก็จะถูกเลือกขึ้นมาทดสอบ 3 ขนาด เพื่อศึกษาผลกระทบของหัวกด และในที่สุดเพื่อทำการกำหนดขนาดของหัวกดที่เหมาะสมเพื่อใช้เป็นมาตรฐานต่อไป การทดสอบโดยใช้หัวกดแบบใหม่จะถูกเปรียบเทียบกับแบบเก่า และจะถูกเชื่อมโยงกับการทดสอบคุณสมบัติของหินทั้ง 4 แบบดังกล่าวข้างต้น การเปรียบเทียบนี้จะบ่งบอกถึงความสัมพันธ์ของความต้านแรงดึงและความต้านแรงกดต่อการทดสอบแบบใหม่

ขั้นตอนที่ 5 : การวิเคราะห์ผลการทดลอง

ผลการวิจัยที่ได้จากขั้นตอนที่ 3 และ 4 จะนำมาตรวจสอบทางด้านความเชื่อถือได้ (Reliability) ของข้อมูล และจะตรวจสอบทางด้านความสัมพันธ์ทางด้านสถิติ เมื่อตรวจสอบได้แล้ว เราจะนำมาสร้างทฤษฎีใหม่ โดยการสร้างความสัมพันธ์ทางด้านคณิตศาสตร์ ระหว่างแรงกดกับความยืดหยุ่น และแรงต้านทานในแนวกดและในแนวดิ่งของหิน แล้วนำเข้าสู่การนำเสนอการทดสอบแบบใหม่ (Modified Point Load Testing) ซึ่งการทดลองแบบใหม่นี้คาดว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงในรูปแบบของหัวกด เพื่อให้มีขนาดที่เหมาะสมกับค่าทางคุณสมบัติต่างๆที่ต้องการ

ส่วนผลกระทบในเรื่องขนาดของหินตัวอย่าง (Size Effect) ก็จะถูกศึกษาทางด้านสถิติ (Ghosh et al., 1995, Lundborg, 1967) และทางด้านการประมาณการคาดคะเน (Prediction) ตาม Fuenkajorn and Daemen (1986, 1991, 1992) ด้วยวิธีนี้ผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างก็จะสามารถนำมารวมกับความสัมพันธ์ของความเค้นได้ในเชิงตัวเลขที่แน่นอน ส่วนเรื่องการแปรปรวนที่มีผลมาจากลักษณะการไม่เป็นเนื้อเดียวกันของหิน (Non-homogeneous) ก็จะถูกนำมาศึกษาเพื่อปรับปรุงความสัมพันธ์ที่กล่าวข้างต้น การแก้ไขนี้จะใช้วิธีที่เสนอโดย Fuenkajorn and Daemen (1992)

ขั้นตอนที่ 6 : การประยุกต์ใช้ในขบวนการของบริษัท

ผลที่ได้รับจากการวิจัยในขั้นตอนที่ 1-5 จะออกมาในรูปของขนาดของหัวกดที่เหมาะสม รวมทั้งสมการที่จะนำไปใช้ในการคำนวณหาความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหินตัวอย่าง และทฤษฎีที่นำมาสนับสนุน ข้อมูลเหล่านี้จะนำมาประยุกต์ใช้ในขบวนการสำรวจของบริษัท GMT และเพื่อให้สอดคล้องกับการทดสอบคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหิน และนำมาเปรียบเทียบกับ การทดสอบคุณสมบัติของหินแบบเก่า เพื่อประเมินการประหยัดค่าใช้จ่ายและการประหยัดพลังงาน หัวกดแบบใหม่จะนำมาติดตั้งกับเครื่องมือทั้งในห้องทดลองและในภาคสนาม ผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการจะทำการบรรยายให้พนักงานและวิศวกรของบริษัทรู้ถึงวิธีการใช้เครื่องมือและวิธีการคำนวณผลที่ได้ และจะรวมไปถึงทฤษฎีทางด้านกลศาสตร์ที่นำมาใช้ในการคำนวณผลลัพธ์ของการทดสอบ

ขั้นตอนที่ 7 : การสรุปผลและการเขียนรายงาน

การศึกษาทางด้านทฤษฎี ปฏิบัติทางคอมพิวเตอร์ การพัฒนาทฤษฎีใหม่และการทดลองแบบใหม่จะนำมาสรุปในรายงานเพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ นอกจากนั้นแล้วผลการวิจัยชิ้นนี้จะนำตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ เพื่อเผยแพร่ความรู้และรับข้อเสนอแนะในหมู่นักวิชาการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมโยธา และทางด้านธรณีวิทยาประยุกต์

1.5 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยที่เสนอมานี้จะถูกจำกัดในทางด้านขนาดของหินตัวอย่าง ด้านสิ่งแวดล้อมของการทดลอง ด้านชนิดของหินตัวอย่าง และด้านตัวแปรบางตัวของการทดลอง (เช่น ความเร็วของการกดหินตัวอย่างจะถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่ (Costin, 1987) อุณหภูมิของการทดลองจะเป็นค่าคงที่ การทดลองจะทำในลักษณะแห้ง ขนาดของหินตัวอย่างจะถูกกำหนดอยู่ระหว่าง 1-4 นิ้ว และเนื่องจากมีงบประมาณจำกัด การทดลองจะใช้หินตัวอย่างได้เพียง 1 ชนิดเท่านั้น หินปูนหรือหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีจะนำมาพิจารณาในเบื้องต้น และยิ่งกว่านั้นแล้วจำนวนหินตัวอย่างที่เตรียมมาใช้ในการแต่ละการทดลอง และแต่ละขนาดจะไม่เกิน 5 ชิ้น

งานวิจัยนี้จะไม่ลงไปถึงการศึกษาทางด้านคุณลักษณะ Microscopic ของหิน การตรวจสอบการแตกของหินตัวอย่างจะอยู่ในระดับ Macroscopic เท่านั้น กล่าวคือ จะอยู่ใน scale ที่เล็กที่สุดเพียงมิลลิเมตร (Horii and Nemat-Nasser, 1985; Nimick, 1988)

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์โดยตรงที่จะได้รับจากผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีทั้งทางด้านเศรษฐกิจ และทางด้านวิชาการ

1.6.1 ทางด้านเศรษฐกิจ

ลดค่าใช้จ่ายทางด้านการทดสอบคุณสมบัติของหิน การทดสอบโดยใช้วิธีใหม่และ ทฤษฎีใหม่จะประหยัดค่าใช้จ่ายได้ประมาณ 80-90% กล่าวคือ การทดสอบโดยวิธีเดิม เช่น Uniaxial and Triaxial Testing และ Brazilian Tensile Testing จะต้องมีการขุดเจาะเอาหินตัวอย่างที่เป็น core (ลักษณะเป็นรูปทรงกระบอก) ซึ่งในแต่ละหลุมเจาะจะใช้ค่าใช้จ่ายไม่ต่ำกว่า 1-2 ล้านบาท เป็นอย่างต่ำ อีกทั้งค่าใช้จ่ายที่เกี่ยวกับการเตรียมหินตัวอย่างเพื่อให้มีรูปร่างตามข้อกำหนดมาตรฐาน (ASTM specifications) เพื่อการทดสอบทั้งสามชนิดข้างต้นจะมีราคาแพงมากและใช้เวลานาน เครื่องมือที่จะนำมาใช้ในการทดลองก็จะมีราคาสูงมาก (ในเมืองไทยจะมีเพียง 3 สถาบันเท่านั้นที่มีเครื่องมือที่สามารถทำการทดสอบหินเช่นนี้ได้อย่างสมบูรณ์แบบ คือ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย Asian Institute of Technology และมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์รังสิต) ดังนั้นค่าใช้จ่ายต่อ 1 หินตัวอย่างจะมีราคาอยู่ในระดับ 1,000-5,000 บาท (รวมค่าขุดเจาะ ขนส่ง เตรียม และเครื่อง) ขึ้นอยู่กับลักษณะและปริมาณ ข้อมูลที่ต้องการ

ด้วยวิธีใหม่และใช้ทฤษฎีใหม่หินตัวอย่างจะ无需มีการเตรียมใด ๆ ทั้งสิ้น ขนาดของหินก็สามารถสกัดออกมาจากหินโผล่ (Outcrop) โดยใช้ก้อนธรณี รูปร่างของหินตัวอย่างสามารถเป็นก้อนที่ไม่มียูปร่างได้ (Irregular shape) จำนวนของหินตัวอย่างที่นำมาทดสอบด้วยวิธีใหม่นี้ก็สามารถเพิ่มจำนวนมากขึ้นได้เพราะค่าใช้จ่ายในการทดสอบจะต่ำมาก ค่าใช้จ่ายต่อ 1 หินตัวอย่างก็จะมีราคาต่ำคือจะมีราคาน้อยกว่า 100 บาทต่อ 1 หินตัวอย่าง

1.6.2 ทางด้านวิชาการ

เนื่องจากราคาค่าทดสอบหินในห้องทดลองจะลดลงมากด้วยงบประมาณที่เท่ากัน จำนวนหินตัวอย่างที่จะทดสอบได้ก็จะมากขึ้น การทดสอบหินในหลาย ๆ จุดในพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมโยธา จะทำให้ได้ข้อมูลทางด้านคุณสมบัติของหินมากขึ้น ละเอียดขึ้น และแม่นยำขึ้น ข้อดีเช่นนี้จะทำให้การออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ (ไม่ว่าจะเป็นอุโมงค์ เขื่อน สะพาน อาคาร หรือการตัดถนน) มีความถูกต้องและง่ายต่อการคำนวณเรื่องระดับของความปลอดภัยในการออกแบบ (Factor of Safety) และในที่สุดก็จะลดการสูญเสีย (พังทลายของโครงสร้างต่าง ๆ) ที่อาจจะเกิดจากการออกแบบโดยใช้ข้อมูลของคุณสมบัติของหินที่ไม่เพียงพอ

1.6.3 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชน รวมไปถึงสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา

หน่วยงานในภาครัฐจะประกอบด้วยหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน ถนน ทางรถไฟ การสำรวจและผลิตน้ำมันและแก๊สธรรมชาติ สะพานขนาดใหญ่และตึกขนาดใหญ่ที่มีฐานรากอยู่ในหิน หน่วยงานเหล่านี้ คือ กรมทรัพยากรธรณี กรมชลประทาน การไฟฟ้าฝ่ายผลิต การปิโตรเลียม กรมทางหลวง กรมโยธาธิการ และการรถไฟแห่งประเทศไทย เป็นต้น

เช่นเดียวกันหน่วยงานในภาคเอกชนจะประกอบด้วย บริษัทที่ประกอบการทางด้านการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น บริษัทที่ปรึกษา บริษัทผู้รับเหมา บริษัทผู้ออกแบบและบริษัทที่ให้บริการบริการการทดสอบคุณสมบัติของหิน

ส่วนสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา จะสามารถนำข้อเสนอทางด้านทฤษฎีใหม่นี้ไปใช้โดยตรง ไปทำการศึกษาค้นคว้า หรือไปทำการปรับปรุงเพื่อให้มีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น หรือเพื่อนำไปประยุกต์ให้มีข้อจำกัดของทฤษฎีน้อยลง การปรับปรุงทฤษฎีนี้จะสามารถทำได้ในระดับการศึกษาชั้นสูง เช่น บัณฑิตศึกษา เป็นต้น

1.7 องค์ประกอบของรายงาน

รายงานฉบับนี้เสนอขั้นตอนและผลงานวิจัยทั้งหมดของการศึกษา การทดสอบคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินแบบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน บทที่หนึ่งอธิบายที่มาของปัญหา วัตถุประสงค์ แนวคิด วิธีการ ขอบเขต และประโยชน์ของงานวิจัยนี้ บทที่สองสรุปความเป็นมาของการทดสอบแบบจุดกด และจะเน้นไปที่ข้อดีและข้อจำกัดของการทดสอบหินด้วยวิธีนี้ บทนี้จะสรุปขบวนการที่เกี่ยวข้องกับบริษัท GMT และแนวโน้มที่จะนำผลที่ได้จากงานวิจัยไปใช้ประโยชน์

หลักการและขบวนการของการสำรวจ เลือกรร และเก็บตัวอย่างหินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้สรุปไว้ในบทที่สาม บทที่สี่เสนอวิธีการและผลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อสร้างฐานข้อมูล นำไปใช้ในการประดิษฐ์วิธีการทดสอบแบบใหม่ บทที่ห้าอธิบายการศึกษาทางด้านทฤษฎี ซึ่งจะเน้นไปที่การคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ บทที่หกประมวลและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ และผลที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ในบทนี้จะเสนอขั้นตอนและวิธีการคำนวณของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน และจะมีการพิสูจน์ความแม่นยำของการทดสอบแบบใหม่นี้เมื่อเทียบกับการทดสอบแบบเก่า

บทที่เจ็ดวิจารณ์แนวคิดและผลของการวิจัยโดยเน้นไปที่ความถูกต้อง ความแม่นยำ และข้อจำกัดของวิธีการทดสอบแบบใหม่ บทนี้จะเสนอวิธีการปรับปรุงผลที่ได้จากงานวิจัยให้ดีขึ้น บทที่แปดสรุปวิธีและผลที่ได้จากงานวิจัยทั้งหมด เอกสารที่ถูกอ้างอิงในงานวิจัยนี้ได้ให้ไว้ในบรรณานุกรม

ภาคผนวกเสนอร่างของบทความที่จะตีพิมพ์ในอนาคต บทความได้เสนอเนื้อหาบางส่วน
ของงานวิจัยที่มีคุณค่าทางวิชาการ ในภาคผนวกยังได้เสนอคู่มือการทดสอบจุดดัดแบบปรับ
เปลี่ยน และผลของการบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยีจุดดัดแบบปรับเปลี่ยนที่บริษัท GMT

บทที่ 2

ความเป็นมาของการทดสอบแบบจุดกด

เนื้อหาในบทนี้เสนอผลและข้อสรุปที่ได้จากการทบทวนเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแบบจุดกดที่ได้ทำมาแล้วในอดีตถึงปัจจุบัน ผลงานวิจัยส่วนใหญ่มาจากงานวิจัยที่ดำเนินการในต่างประเทศ ข้อสรุปในบทนี้จะเน้นไปที่ประวัติความเป็นมาของการทดสอบหินแบบจุดกด ประเด็นใหม่ ๆ ที่เกี่ยวข้องหรือที่มีผลกระทบต่อผลของการทดสอบ การคำนวณและการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหิน และข้อจำกัดของดัชนีจุดกดที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งจะนำไปสู่การพัฒนาวิธีการทดสอบแบบใหม่ และทฤษฎีใหม่ที่เสนอมาในโครงการนี้ ในบทนี้ได้สรุปกิจกรรมของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้อง ซึ่งสามารถนำผลของงานวิจัยไปประยุกต์ใช้ได้

2.1 การพัฒนาการทดสอบแบบจุดกด

การทดสอบแบบจุดกด (Point Load Testing) เพื่อหาดัชนี (Index) ของหิน ได้มีการวิวัฒนาการมาอย่างต่อเนื่องเกือบ 30 ปี เริ่มต้นจาก Broch and Franklin (1972), Wijk (1980), Brook (1985), Brook (1993) จนมาถึงการตั้งการทดสอบนี้เป็นการทดสอบอย่างมาตรฐานในอเมริกา คือ ASTM D5731 ในปี ค.ศ. 1995 ความสัมพันธ์ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกด (Point Load Index) กับความต้านแรงกด (Compressive Strength) ได้ถูกตั้งขึ้นโดยผู้วิจัยข้างต้นนี้ โดยอาศัยเพียงข้อมูลทางสถิติของการทดสอบหินหลายชนิดเท่านั้น ยังไม่มีการวิจัยของประเทศใดหรือของผู้วิจัยท่านใดที่ได้พยายามค้นหาเบื้องหลังทางด้านกลศาสตร์ที่จะเข้าใจถึงการแตกของหินภายใต้จุดกด

Brook (1985) ได้ชี้ให้เห็นถึงผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อผลที่ได้จากการทดสอบแบบดัชนีจุดกด และได้เสนอว่าเพื่อเป็นการเปรียบเทียบอย่างมาตรฐาน ดัชนีจุดกดไม่ว่าจะได้อาจมาจากหินตัวอย่างที่มีรูปร่างแบบใด ควรจะถูกปรับเปลี่ยนและแสดงให้อยู่ในระบบที่เทียบเท่ากับหินตัวอย่างที่มีพื้นที่ตามแนวจุดกดที่เท่ากับ 50 mm หรือเทียบเท่ากับหินทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 1 นิ้ว ทั้งนี้เพื่อที่จะให้ค่าเหล่านี้ที่ได้มาจากหินชนิดที่ต่างกันนำมาเปรียบเทียบกันได้ โดยที่ผลกระทบของขนาดและรูปร่างจะถูกลดลงเหลือน้อยที่สุด เพื่อให้เป็นแนวทางในการปรับเปลี่ยนค่าดัชนีจุดกดดังกล่าว Brook (1985) ได้เสนอสมการในรูปยกกำลังอย่างง่าย ๆ โดยให้ค่าดัชนีจุดกดอยู่ในรูปของสมการยกกำลังของเส้นผ่าศูนย์กลาง และความหนา (ระยะห่างระหว่างจุดกด) ของตัวอย่างหิน โดยมีค่าคงที่ ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์ของเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนา Brook ยังเล็งเห็นถึงผลกระทบของความอ่อนและความแข็งของตัวอย่างหินต่อการทดสอบแบบจุดกด ดังนั้นเขาได้เสนอสมการที่ต่างกันเพื่อใช้กับวัสดุหรือตัวอย่างหินที่เหมาะสม อย่างไรก็ตาม

ตามค่าสัมประสิทธิ์ที่นำมาใช้ในแต่ละสมการหรือในแต่ละชนิดของหินก็จะต้องนำมาจากผลการทดสอบ

Panek and Fannon (1992) ได้ทำการทดสอบแบบจุดกด การกดแกนเดียว และแบบ Brazilian test โดยใช้หิน Metadiabase และหิน Basalt เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบแบบจุดกด หินตัวอย่างที่มีรูปร่างไม่แน่นอน (Irregular shape) มากกว่า 500 ชิ้น ได้นำมาทดสอบในภาคสนาม ความสัมพันธ์แบบ Logarithmic ได้ถูกเสนอขึ้นเพื่อนำมาอธิบายในเชิงคณิตศาสตร์ เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน ผลที่ได้สรุปว่าทั้งขนาดและรูปร่าง (ความกว้าง ความยาว และความสูง) ของหินตัวอย่างจะมีผลกระทบต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่วัดและคำนวณได้ ผลกระทบนี้จะมีมากหรือน้อยเพียงใดจะขึ้นอยู่กับคุณลักษณะของหินแต่ละชนิด ท้ายสุด Panek and Fannon (1992) ได้แนะนำว่าการวัดค่าความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงสูงสุดควรจะมีการทดสอบหินหลายขนาดและหลายรูปร่าง เพื่อให้รู้ถึงการเปลี่ยนแปลงของค่าคุณสมบัติเหล่านั้น

ในปี 1995 คณะกรรมการของ ASTM (American Society for Testing and Materials) ได้เสนอขั้นตอนและวิธีการของการทดสอบแบบจุดกดให้เป็นมาตรฐานในประเทศสหรัฐอเมริกา เพื่อใช้ในอุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้องกับการใช้และการทดสอบคุณสมบัติของหิน รหัสของเอกสารอ้างอิงสำหรับมาตรฐานนี้คือ ASTM D5731 ซึ่งได้บ่งบอกถึงขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จะนำมาใช้ (Sample preparation) คุณลักษณะโดยละเอียดของอุปกรณ์ที่ใช้ (Instrumentation) วิธีการทดสอบ (Testing procedure) การคำนวณผลที่ได้ (Calculation) และการปรับผลการคำนวณเพื่อใช้ในการอ้างอิง หรือเปรียบเทียบกับถึงขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่ใช้เป็นมาตรฐาน (Size and shape corrections) โดยสรุปแล้วหินตัวอย่างที่เป็นมาตรฐานจะต้องมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 mm นอกจากนั้นแล้ว ASTM D5731 ยังได้แนะนำค่าสัมประสิทธิ์คงที่หลายค่าที่จะนำมาใช้เพื่อเชื่อมโยงค่าดัชนีจุดกด กับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของหิน ตัวอย่างที่มีขนาดต่าง ๆ กันได้ ค่าสัมประสิทธิ์นี้ได้มาจากการทดสอบหินหลายชนิด แต่ก็มีความไม่แน่นอนสูง จึงแนะนำให้ใช้เป็นแนวทางอย่างกว้าง ๆ เท่านั้น

Chau and Wong (1996) ได้ประมวลข้อมูลทางด้านดัชนีจุดกดจากผลงานของผู้วิจัยอื่น ๆ หลายท่านที่ได้ถูกตีพิมพ์ไว้แล้ว จุดประสงค์ของการวิเคราะห์ข้อมูลเหล่านี้ก็เพื่อที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกด (I_s) และ Uniaxial compressive strength (σ_c) ของหินหลายชนิด ผลที่ได้บ่งบอกว่าค่าความสัมพันธ์ $\sigma_c = 24 I_s$ นั้นอาจจะไม่ถูกต้องและแม่นยำตามที่นักวิจัยหลายท่านได้เข้าใจกันมาในอดีต ค่าอัตราส่วน 24 เท่าเป็นเพียงการประเมินอย่างคร่าว ๆ จากการสำรวจหินตัวอย่างหลายชนิดพบว่าอัตราส่วนนี้สามารถผันแปรจาก 6.2 ไปจนถึง 105 ได้ Chan and Wong (1996) ได้สรุปการผันแปรของค่าอัตราส่วนนี้จะขึ้นกับปัจจัยสี่ประการคือ 1) ค่าความต้านความเค้นในแนวดึงสูงสุดของหิน (Tensile strength) 2) ค่าอัตราส่วน Poisson's ratio 3) ความยาวของหินตัวอย่าง

และ 4) เส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่าง ในท้ายสุด Chan and Wong (1996) ก็ยังสามารถสรุปในเชิงตัวเลขได้แน่ชัดว่าค่าความเค้นในแนวกดสูงสุดควรจะมีความสัมพันธ์กับค่าดัชนีจุดกดอย่างไรสำหรับหินแต่ละชนิด

Butenuth (1997) ได้วิเคราะห์ผลของการทดสอบแบบจุดกดที่ได้ถูกตีพิมพ์โดยนักวิจัยผู้อื่น การวิเคราะห์ของ Butenuth (1997) นี้ได้คำนวณผลการทดลองในรูปของแรงกด และนำมาสัมพันธ์ทั้งพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากจุดกด ซึ่งจะต่างกับผู้อื่นซึ่งใช้ผลการทดลองในรูปของความดัน หรือความเค้น Butenuth สรุปว่าแรงสูงสุดที่กดลงบนหินตัวอย่างในขนาดที่ต่าง ๆ กัน (ระยะห่างระหว่างจุดกดที่ต่างกัน) จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากการกดในหินตัวอย่างแต่ละขนาด ความสัมพันธ์นี้จะสามารถนำไปอธิบายผลที่ได้จากการทดสอบความต้านแรงดึงของหินที่มีขนาดของหินตัวอย่างต่าง ๆ กันด้วย อย่างไรก็ตาม Butenuth มิได้ให้ความสัมพันธ์ของผลที่ได้จากจุดกดกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบเพื่อหาความต้านแรงดึง และความต้านแรงกดสูงสุด

Wei et al. (1999) และ Chau and Wei (1999) ได้พัฒนาสมการจากคณิตศาสตร์ขั้นสูง และได้สร้างแบบจำลองเพื่อคำนวณเชิงตัวเลข เพื่อใช้ในการอธิบายถึงการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดในหินตัวอย่างที่มีรูปทรงกระบอกและถูกกดตามแนวแกน สมการนี้ได้เผยถึงประเด็นสำคัญอันหนึ่งคือ ความเค้นในแนวดึงมิได้เกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของหินตัวอย่างตามที่เคยเข้าใจในอดีต แต่ความเค้นสูงสุดในแนวดึงนี้จะเกิดในบริเวณใกล้กับจุดกดทั้งสองปลาย นี่หมายความว่ารอยแตกที่เกิดจากการกดมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหินตัวอย่าง แต่เริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณใกล้กับจุดกดทั้งสองข้าง นอกจากนั้นแล้ว Wei และคณะยังบ่งบอกอีกว่า ขนาดของความเค้นที่เกิดจากการกดนี้ยังขึ้นกับคุณสมบัติของหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณสมบัติ Poisson's ratio (ν) ถ้าค่า ν มีค่าต่ำ (เช่น $\nu = 0.1$) ค่าความเค้นในแนวดึงจะมีค่าสูงกว่าหินที่มีค่า ν สูง (เช่น $\nu = 0.4$) ข้อสรุปอีกประการหนึ่งคือ หินที่มีความอ่อนหวัคจะจมลงไปเนื้อหิน ทำให้พื้นที่สัมผัสมีมากขึ้น และทำให้ค่าความเค้นในแนวดึงมีค่าต่ำลง ด้วยแรงกดที่เท่ากันหินที่มีความแข็ง พื้นที่สัมผัสระหว่างหัวกดกับเนื้อหินจะมีขนาดเล็ก ทำให้ค่าความเค้นในแนวดึงมีค่าสูงขึ้น ในส่วนของผลกระทบของขนาดและรูปร่าง Wei และคณะสรุปว่า หินตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่จะมีค่า Point load strength ต่ำกว่าของหินตัวอย่างที่มีขนาดเล็ก (ในกรณีที่มีรูปร่างเป็นทรงกระบอกเหมือนกัน และมี L/D ratio เท่ากัน) ในกรณีที่หินตัวอย่างมีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับหินตัวอย่างที่ยาวกว่าจะมีค่า Point load strength ต่ำกว่าหินตัวอย่างที่สั้นกว่า การค้นพบของ Wei และคณะนี้สำคัญมาก และจะเป็นรากฐานอันสำคัญอันหนึ่งของงานวิจัยในโครงการนี้

2.2 ข้อจำกัดของดัชนีจุดกด

ผู้วิจัยที่เสนอโครงการนี้ได้เห็นจุดอ่อนทางด้านวิชาการที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับ Uniaxial Compressive Strength ที่ได้ถูกเสนอมาโดยกลุ่มผู้วิจัยในต่างประเทศที่กล่าวข้างต้น จุดอ่อนประการแรกคือดัชนีจุดกดควรจะมีความสัมพันธ์กับ Tensile Strength ของหินมากกว่าที่จะมีความสัมพันธ์กับ Uniaxial Compressive Strength ดังที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน เพราะว่ากรณีที่ดัชนีจุดกดมีผลกระทบมาจากขนาดของหินตัวอย่าง เมื่อหินตัวอย่างมีขนาดใหญ่ขึ้นดัชนีจุดกดก็จะมีค่าลดลง เนื่องจากเป็นที่รู้กันดีว่าผลกระทบจากขนาดของหินตัวอย่างจะมีมากก็ต่อเมื่อหินนั้นมีกลไกการแตกเป็นแบบดึง (Tension) แต่ผลกระทบจะมีน้อยมากเมื่อกลไกการแตกของหินเป็นแบบกดเฉือน (Compressive shear) การค้นพบนี้ได้มีการยืนยันโดยนักวิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ ทั้งงานของ Jaeger and Cook ในปี 1979, Lundborg ในปี 1977 และ Kaczynski ในปี 1986 ดังนั้นการที่ Brook (1977, 1979, 1983, 1993) เสนอความสัมพันธ์ดัชนีจุดกดเข้ากับ Uniaxial Compressive Strength โดยตรง จึงอาจจะเป็นการไม่สมบูรณ์ครอบคลุม

จุดอ่อนอีกประการหนึ่งคือ ในการทดลองโดยใช้จุดกดจะเกิด Compressive Shear Zone เกิดขึ้นในบริเวณที่ติดกับตัวหัวกด (Loading points) หินใน zone นี้จะแตกในลักษณะแรงกดเฉือนที่อยู่ในสองหรือสามแกน (Biaxial or Triaxial Compressive Shear Failure) ดังนั้นค่าดัชนีจุดกดควรจะเกี่ยวข้องกับความต้านแรงกดที่อยู่ใน 2 หรือ 3 แกน (Biaxial or Polyaxial Compressive Strength) มากกว่าที่จะเกี่ยวข้องกับการแตกภายใต้แรงกดเพียงทิศทางเดียว (Uniaxial Compressive Strength)

โดยสรุปแล้วการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถึงแม้จะมีรูปแบบที่ง่ายต่อการปฏิบัติ แต่ผลที่ได้รับจะมีความหมายที่ซับซ้อนมาก ๆ ซึ่งอาจจะไม่สามารถและไม่เหมาะสมที่จะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดของหินได้อย่างโดยตรงและง่ายดายดังที่ปฏิบัติอยู่ ดังนั้น ความเข้าใจความหมายของผลการทดสอบแบบจุดกดอย่างลึกซึ้ง จึงมีความจำเป็นก่อนที่จะนำผลนั้นไปสัมพันธ์กับคุณสมบัติของหินในด้านอื่น ๆ

2.3 ขบวนการของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้อง

บริษัท จีเอ็มที คอร์ปอเรชั่น จำกัด มีชื่อเต็มเป็นภาษาอังกฤษว่า "GMT Corporation Limited" เป็นบริษัทวิศวกรที่ปรึกษา ที่ก่อตั้งขึ้นโดยกลุ่มวิศวกรและนักธรณีวิทยา ซึ่งเป็นคนไทย ในปีพ.ศ. 2535 สถานที่ตั้งของสำนักงานเลขที่ 28/72 หมู่ที่ 13 ซอยร่มรื่น ถนนลาดพร้าว แขวงลาดพร้าว เขตลาดพร้าว กรุงเทพมหานคร วัตถุประสงค์หลักของบริษัทฯ เพื่อให้บริการแก่หน่วยงานราชการ รัฐวิสาหกิจ องค์กรนานาชาติ และองค์กรเอกชนต่าง ๆ โดยให้คำปรึกษา ดำเนินการศึกษา และช่วยสนับสนุนทางด้านวิชาการ และการใช้เทคโนโลยีสมัยใหม่ สำหรับงานทางด้านอุทกธรณี

วิทยา ธรณีเทคนิค ธรณีวิทยาและแหล่งแร่ เพื่อช่วยให้การดำเนินงานของเจ้าของโครงการเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพและประสิทธิผล

ในปัจจุบัน ผู้ร่วมงานของบริษัทฯ และบุคลากรหลักประกอบด้วย นักธรณีวิทยา นักอุทกธรณีวิทยา นักธรณีวิศวกรรม และวิศวกรโยธา นอกจากนี้ผู้ชำนาญการเหล่านี้ ซึ่งเป็นพนักงานประจำของบริษัทแล้ว บริษัทฯ ยังมีผู้เชี่ยวชาญด้านต่าง ๆ อาทิเช่น ผู้เชี่ยวชาญด้านอุทกธรณีวิทยา ผู้เชี่ยวชาญด้านทรัพยากรน้ำ ผู้เชี่ยวชาญด้านสุขาภิบาล ผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีเทคนิค ผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีวิทยา ผู้เชี่ยวชาญด้านออกแบบเขื่อน ผู้เชี่ยวชาญด้านแหล่งแร่ ผู้เชี่ยวชาญด้านอุโมงค์ เป็นต้น คอยให้การสนับสนุนในการทำงานเป็นระยะ ๆ ตามความจำเป็น อีกด้วย ปัจจุบันบริษัทฯ มีพนักงานประจำทั้งหมด 101 คน ประกอบด้วยบุคลากรทางด้านเทคนิค จำนวน 76 คน และบุคลากรสนับสนุนจำนวน 25 คน ลักษณะงานที่บริษัทฯ ให้บริการประกอบด้วย 7 สาขา คือ

- 1) งานด้านธรณีวิทยาและอุทกธรณีวิทยา
- 2) งานด้านพัฒนาแหล่งแร่
- 3) งานด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค
- 4) งานด้านเครื่องมือวัดพฤติกรรมทางธรณีเทคนิค
- 5) งานด้านสำรวจรังวัด
- 6) งานด้านระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์
- 7) งานด้านการทดสอบวัสดุก่อสร้างในห้องปฏิบัติการ

ผลที่ได้จากงานวิจัยนี้จะมีประโยชน์โดยตรงกับกิจกรรม 3 ด้านของบริษัท GMT คือ ข้อ 3) งานด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ข้อ 4) งานด้านเครื่องมือวัดพฤติกรรมทางธรณีเทคนิค และข้อ 7) งานด้านการทดสอบวัสดุก่อสร้างในห้องปฏิบัติการ

สาขาวิศวกรรมธรณีเทคนิค ได้แก่ งานสำรวจออกแบบ และควบคุมงานก่อสร้างเขื่อนฝายและอ่างเก็บน้ำ ท่าเรือและโครงสร้างในทะเล ถนนและสะพาน สนามบิน ทางรถไฟใต้ดิน ทางรถไฟ ระบบชลประทาน โรงไฟฟ้า ระบบประปา โรงบำบัดน้ำเสีย โรงกำจัดขยะ และสถานที่เก็บกักสารพิษ ฐานรากของสิ่งปลูกสร้างทุกประเภท งานขุดดินและหิน งานขุดเจาะอุโมงค์และโครงสร้างใต้ดิน งานปรับปรุงฐานราก งานปรับปรุงเสถียรภาพที่ลาดชัน งานพัฒนาเหมือง งานออกแบบระบบตรวจสอบการรั่วซึม และงานซ่อมบำรุงรักษาโยธา

จีเอ็มที ให้บริการด้านเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคอย่างครบวงจร ตั้งแต่งานออกแบบ จัดหา ติดตั้ง ตรวจวัด ประมวลผล และจัดทำรายงาน สำหรับงานโยธาทุกประเภทที่ก่อสร้างบนดินหรือใต้ดิน

นอกจากนี้ จีเอ็มที ยังให้บริการในงานสำรวจที่ใช้เทคนิคพิเศษ เช่น การวัดแรงดันในหลุมเจาะระดับลึก การสำรวจโครงสร้างหินระดับลึก โดยวิธีธรณีฟิสิกส์ และการตรวจสอบตำแหน่งวัตถุที่ฝังอยู่ใต้ดิน โดยผู้เชี่ยวชาญเฉพาะด้านที่มีชื่อเสียงจากต่างประเทศ

จีเอ็มที มีห้องทดสอบวัสดุทางธรณีวิทยาที่ทันสมัย สามารถทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมทุกอย่างที่ลูกค้าต้องการด้วยความรวดเร็ว และเชื่อถือได้ในผลการทดสอบ

ลูกค้าสำคัญที่ จีเอ็มที ให้บริการโดยทำสัญญาโดยตรง หรือมีส่วนรับช่วงงาน ได้แก่

ประเทศไทย : ภาครัฐ	
ชื่อลูกค้า	สาขาที่ให้บริการ
กรมธนารักษ์	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
กรมโยธาธิการ	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
กรมพัฒนาและส่งเสริมพลังงาน	วิศวกรรมธรณีเทคนิคและควบคุมงานก่อสร้าง
กรมชลประทาน	สำรวจธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณีเทคนิค ในงานศึกษาความเหมาะสม งานศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อม และงานออกแบบรายละเอียด
กรมพัฒนาที่ดิน	สำรวจธรณีวิทยา
กรมทางหลวง	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
กรมเจ้าท่า	สำรวจธรณีวิทยา
กรมทรัพยากรธรณี	สำรวจแร่และพัฒนาการใช้ถ่านหินคุณภาพต่ำ
สำนักงานนโยบายและแผนสิ่งแวดล้อม	สำรวจธรณีวิทยา และศึกษาผลกระทบ สิ่งแวดล้อม
กรมอนามัย	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย	สำรวจธรณีวิทยาและธรณีวิศวกรรม ในงานศึกษาความเหมาะสม และศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อม
การประปาภูมิภาค	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
การประปานครหลวง	วิศวกรรมธรณีเทคนิคและควบคุมงานก่อสร้าง
องค์การรถไฟฟ้ามหานคร	เครื่องมือตรวจวัดทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค
การนิคมอุตสาหกรรมแห่งประเทศไทย	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
การเคหะแห่งชาติ	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
การปิโตรเลียมแห่งประเทศไทย	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
การรถไฟแห่งประเทศไทย	วิศวกรรมธรณีเทคนิค

ประเทศไทย : ภาคเอกชน	
ชื่อบริษัท	สาขาที่ให้บริการ
บริษัท ผาทอง เอ็กพอลอเรนซ์ แอนด์ ไมนิ่ง จำกัด	สำรวจแร่
บมจ. ปูนซีเมนต์ไทย	สำรวจแร่
บมจ. ปูนซีเมนต์เอเชีย	สำรวจแร่
บริษัท ยูนิไทย ชิปปารด์ แอนด์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท พีที นอร์ธ ไมนิ่ง อินโดนีเซีย	สำรวจแร่
บริษัท บีพี ออยล์ จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บมจ. ไทย-เยอรมันเซรามิกส์ อินดัสทรี	สำรวจแร่
บมจ. ผาแดง อินดัสทรี	สำรวจแร่
บริษัท อินโดไชน่าโกลด์ฟิลด์ส์ จำกัด	สำรวจแร่
บมจ. อิตาเลียน ไทย ดิเวลลอปเม้นท์	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บมจ. ชีโน-ไทย รีซอร์สเซส ดิเวลลอปเม้นท์	สำรวจแร่
บริษัท โรงงานโอบอล จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท แฮร์รอดส์ เนเชอรัล รีซอร์สเซส อิงค์	สำรวจแร่
บมจ. ชลประทานซีเมนต์	สำรวจแร่
บริษัท จัมปาก้า จำกัด	สำรวจแร่
หจก. สันติมิตรก่อสร้าง	เครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อน
องค์การความร่วมมือระหว่างประเทศแห่งญี่ปุ่น	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท สตาร์ปีโตรเลียม แอนด์ รีไฟนิง จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท เทาว์ มิสว บีวี	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท ภูเทพ จำกัด	สำรวจแร่
บริษัท อิลล์เครสต์ รีซอร์สเซส เอ็นแอล	สำรวจแร่
บริษัท ไทยออยล์ จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิคและควบคุมงานก่อสร้าง
บริษัท มอร์ริสันแอนด์คันทัน จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท ฟลูออรี แคนเนียล อิงค์	วิศวกรรมธรณีเทคนิค

ต่างประเทศ	
ชื่อลูกค้า	สาขาที่ให้บริการ
องค์การพัฒนาแห่งสหประชาชาติ (สาธารณรัฐเยเมน)	สำรวจธรณีวิทยาและน้ำบาดาล เพื่อการ พัฒนาแหล่งน้ำ
บริษัท พาราก่อน ฟรีเซียส สโตนส์ จำกัด (ประเทศกัมพูชา)	สำรวจแร่
บริษัท ปูนซีเมนต์ไทย (ประเทศลาว) จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	สำรวจแร่
บริษัท ไทยลาวลิกันท์ จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท เอเซอร์ อินเตอร์เนชั่นแนล จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	สำรวจธรณีวิทยา
บริษัท อาเซียน ซีเมนต์ จำกัด (สหภาพพม่า)	สำรวจแร่
บริษัท สระบุรีซีเมนต์ จำกัด (สหภาพพม่า)	สำรวจแร่

บทที่ 3

การเก็บและการจัดเตรียมตัวอย่างหิน

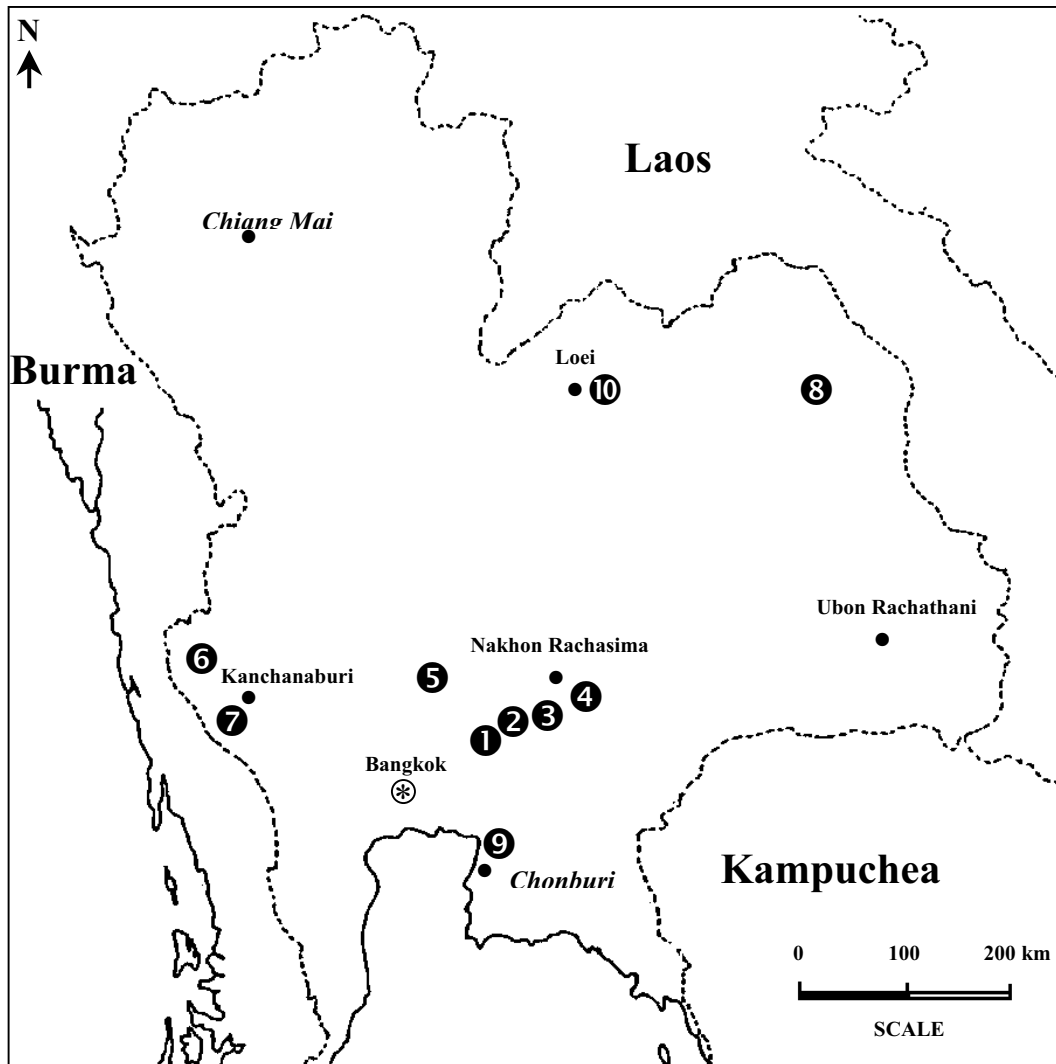
3.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บตัวอย่างหิน

การเก็บและจัดเตรียมหินตัวอย่างในขั้นตอนนี้ ได้มีการสำรวจพื้นที่เพื่อเลือกสรรหินที่จะนำมาใช้ในการทดสอบ ชนิดของหินที่ได้ถูกสำรวจได้รวมไปถึงหินปูนและหินเบไรต์ที่จังหวัดเลย หินปูนและหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรี หินปูนที่จังหวัดลพบุรี และหินปูนที่จังหวัดชลบุรี เป็นต้น รูปที่ 3.1 แสดงชนิดของหินและพื้นที่ทั้งหมดที่ได้ไปทำการสำรวจในโครงการนี้ โดยอาศัยข้อกำหนดที่ว่าลักษณะสำคัญของหินที่จะนำมาทดสอบจะต้องมีความเป็นเนื้อเดียวกันสูง (Homogeneous) จากการทดสอบเบื้องต้นพบว่าหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีมีคุณสมบัติที่เหมาะสมทางด้านธรณีวิทยา ทางด้านความสะดวกในการเก็บและจัดเตรียม และทางด้านการควบคุมคุณภาพ ดังนั้น หินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีจึงถูกคัดเลือกขึ้นมาเป็นหินตัวอย่างหลักของโครงการนี้ เพื่อใช้ในการพัฒนาทฤษฎีใหม่และสอบเทียบ (calibration) ตัวแปรในทฤษฎีนั้น ส่วนหินชนิดอื่นก็มีการศึกษาเช่นกัน โดยส่วนใหญ่แล้วจะทำการทดสอบเพื่อทดสอบความแม่นยำของการทำนาย และในการสอบทาน (Verification) ทฤษฎีใหม่ที่จะสร้างขึ้น

3.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ในงานวิจัยนี้ได้จัดซื้อหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีปริมาณทั้งสิ้น 1.5 ตัน โดยได้สั่งตัดหินอ่อนเป็นก้อนมีขนาด $10 \times 12 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว จำนวนทั้งหมด 28 ก้อน (รูปที่ 3.2) และได้ถูกนำมาจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบทางด้านกลศาสตร์ การจัดเตรียมนี้รวมถึงการเจาะเป็นรูปแท่งทรงกระบอก (รูปที่ 3.3 และ 3.4) ซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางผันแปรจาก 1 นิ้วไปถึง 4 นิ้ว จากนั้นหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกจะถูกตัด (รูปที่ 3.5) เพื่อให้มีสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางที่เหมาะสมกับการทดสอบในแต่ละชนิด ตัวอย่างหินจะถูกฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกัน เพื่อให้เป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานของ ASTM standard (ดังแสดงในรูปที่ 3.6) รูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8 แสดงบางส่วนของตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีขนาดและรูปร่างต่างๆ กัน ซึ่งได้จัดเตรียมในการทดสอบแบบต่างๆ ในโครงการนี้

ขบวนการการจัดเตรียมหินตัวอย่างนี้ได้ถูกดำเนินการควบคู่ไปกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อที่จะได้มีการปรับเปลี่ยนและปรับปรุงรูปแบบของหินตัวอย่างให้สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบ



- | | |
|--------------------------------------|---|
| 1. หินปูน จ.สระบุรี | 6. หินปูนเขื่อนศรีนครินทร์ จ.กาญจนบุรี |
| 2. หินอ่อน จ.สระบุรี | 7. หินปูนและหินโดโลไมต์ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี |
| 3. หินดินดาน อ.ปากช่อง จ. นครราชสีมา | 8. แกเลื่อหิน จ.อุดรธานี |
| 4. หินทรายโครกกรวด จ.นครราชสีมา | 9. หินปูนเขาชีจรรย์ จ.ชลบุรี |
| 5. หินปูนเขาสมโภชน์ จ.ลพบุรี | 10. หินปูนและหินแบไรต์ จ.เลย |

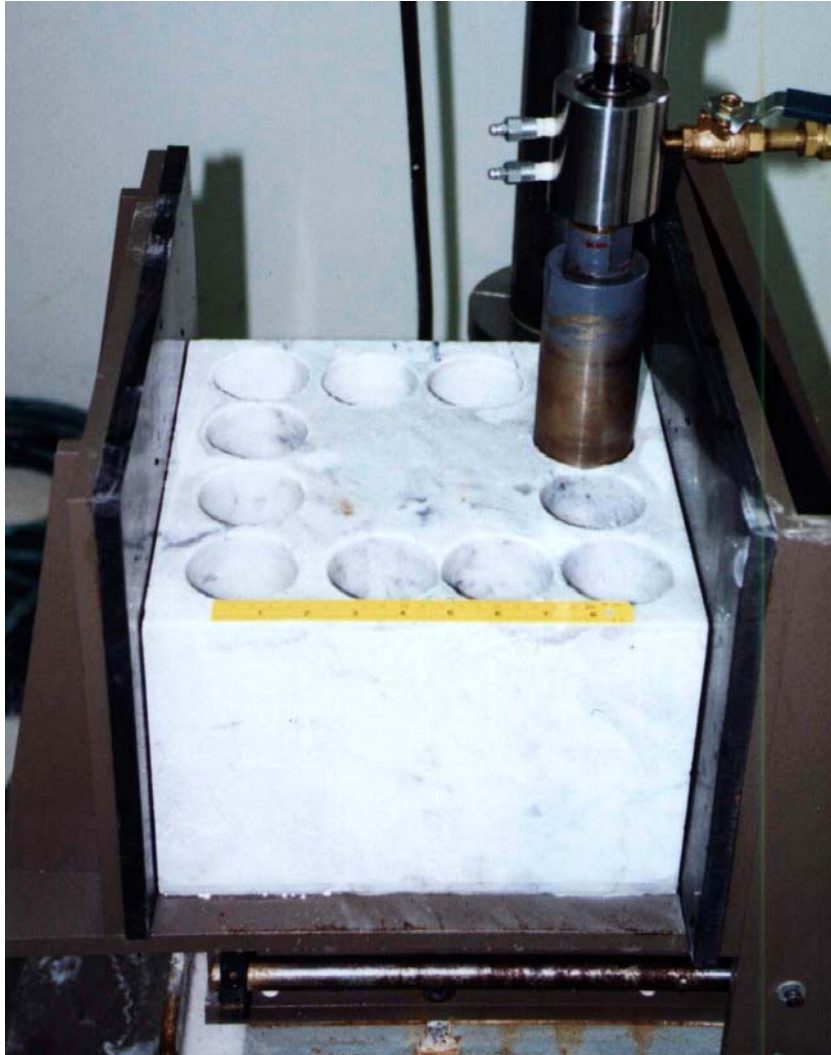
รูปที่ 3.1 ชนิดของหินและพื้นที่ทั้งหมดที่ได้ทำการสำรวจเพื่อเลือกตัวอย่างหินมาใช้ในการทดสอบในโครงการ



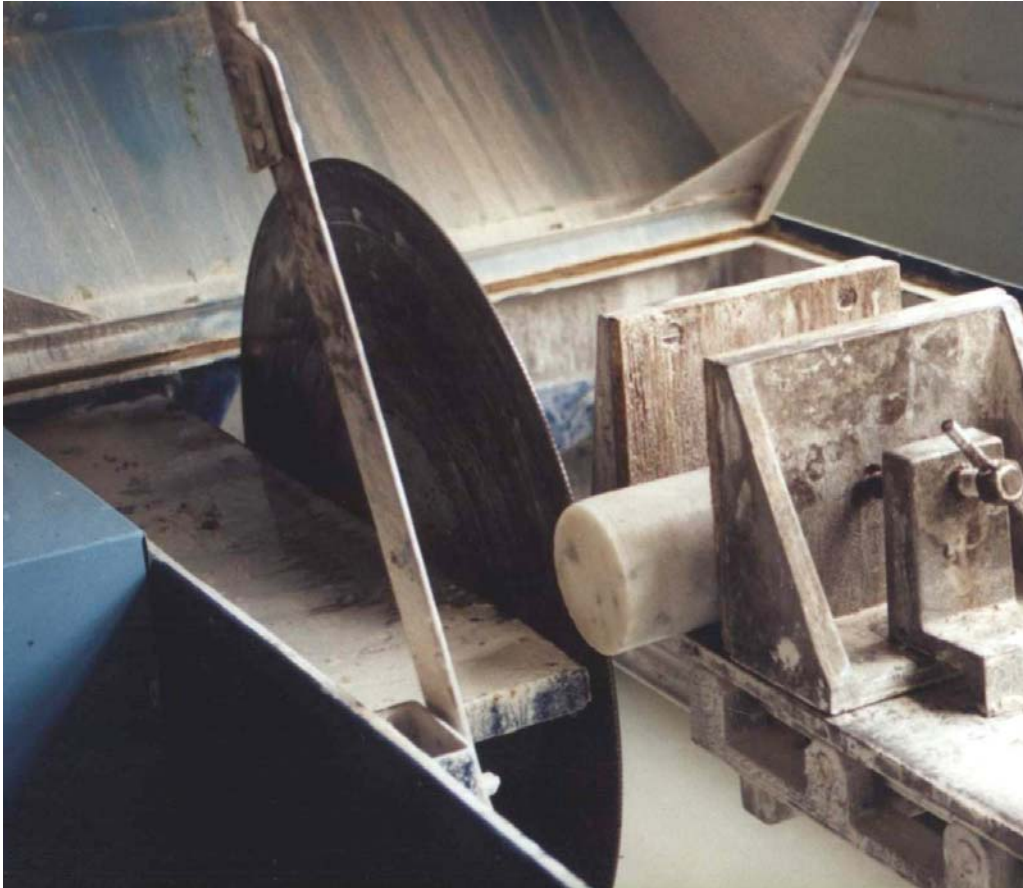
รูปที่ 3.2 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกส่งตัดมา มีขนาด $10 \times 12 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว



รูปที่ 3.3 ก่อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะมีขนาด
ผันแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว



รูปที่ 3.4 ก่อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะที่มีขนาด 2 นิ้ว



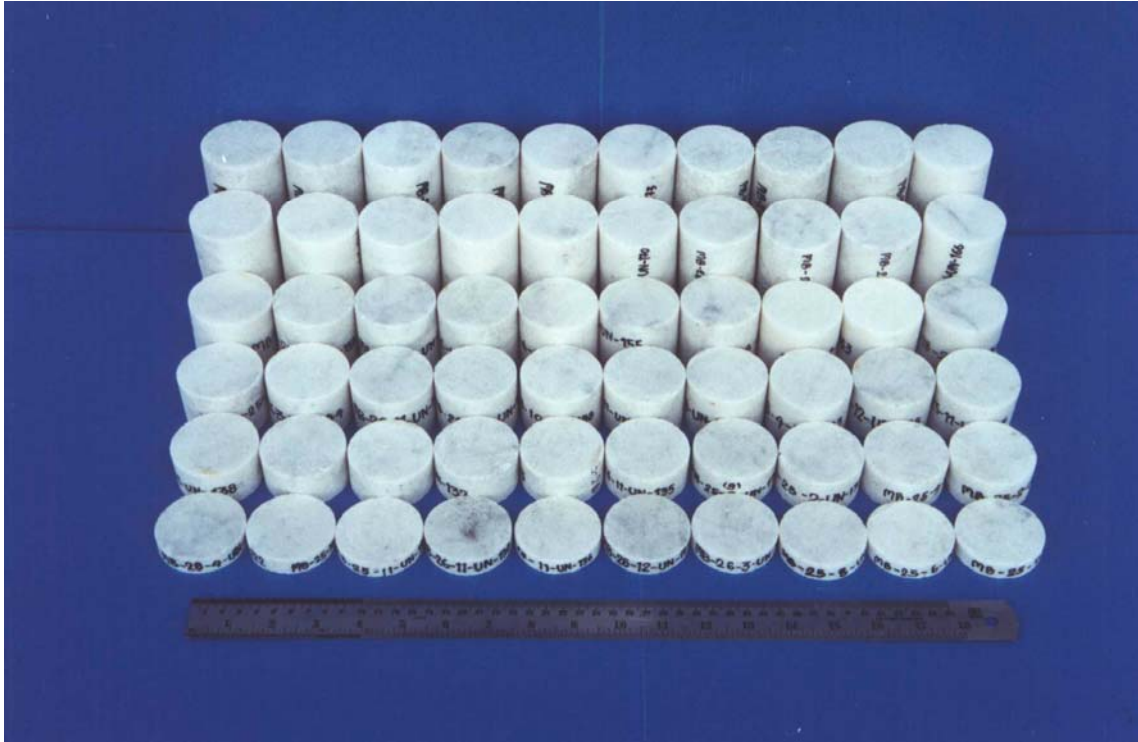
รูปที่ 3.5 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด



รูปที่ 3.6 ตัวอย่างของหินอ่อนขนาด 4 นิ้ว นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกันตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM standards



รูปที่ 3.7 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กันได้ถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ



รูปที่ 3.8 หินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว แต่มี L/D ratio ต่างกัน ถูกจัดเตรียมเพื่อหาผลกระทบของรูปร่างต่อความต้านแรงกดสูงสุด

การจัดเตรียมตัวอย่างหินได้รวมไปถึงหินชนิดอื่นที่นำมาทดสอบเพิ่มเติม โดยเฉพาะในส่วนของการพิสูจน์ความแม่นยำในการคาดคะเนของทฤษฎีใหม่ที่น่าสนใจในโครงการนี้ หินเหล่านี้ คือ หินปูนจากจังหวัดสระบุรี หินทรายจากจังหวัดนครราชสีมา และหินปูนจากจังหวัดลพบุรี ขนาดและรูปร่างของหินเหล่านี้จะต่างกันไปตามจุดประสงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ทฤษฎีที่สร้างขึ้น ซึ่งจะอธิบายในส่วนท้ายของรายงานฉบับนี้

บทที่ 4

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกลศาสตร์หินที่เกี่ยวข้อง เพื่อประดิษฐ์และทดสอบหวักดแบบใหม่ และเพื่อสอบทาน (Verification) ผลที่ได้จากการทดสอบ งานวิจัยนี้ได้แบ่งการทดสอบทั้งหมดออกเป็นสี่กลุ่มใหญ่ ๆ คือ

- 1) การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน
- 2) การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน
- 3) การทดสอบแรงดึงแบบต่าง ๆ
- 4) การทดสอบเพื่อพิสูจน์ทฤษฎีด้วยหินต่างชนิด

การทดสอบในกลุ่มที่ 1) 2) และ 3) จะใช้หินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีเป็นหลัก ผลที่ได้จะนำไปสู่การสร้างทฤษฎีใหม่และขั้นตอนที่เหมาะสมในการทดสอบแบบใหม่ (ทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน) ในกลุ่มที่ 4) จะมีการทดสอบหลายชนิดโดยใช้หินต่างชนิด เช่น หินปูนและหินทราย เป็นต้น โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อสอบทานผลการศึกษาและวิเคราะห์ที่ได้จากการทดสอบในกลุ่มที่ 1) 2) และ 3)

4.1 การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน

การทดสอบในกลุ่มนี้ได้ใช้ตัวอย่างหินอ่อนเป็นหลัก โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างหิน และเพื่อเข้าใจในกลไกการแตกหรือการวิบัติของหินที่มีรูปร่างและขนาดต่างกัน การทดสอบในกลุ่มนี้จะประกอบด้วย การทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบแรงกดแบบบราซิล การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม และการทดสอบแรงกดในสามแกน

4.1.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

การทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compression test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่าง ต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength) ซึ่งเป็นองค์ความรู้ประกอบที่สำคัญของงานวิจัยนี้ ผลที่ได้จะนำมาสร้างความสัมพันธ์เพื่อเชื่อมโยงกับความต้านแรงกดที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกด ในการศึกษาผลกระทบของรูปร่าง ได้ใช้ขนาดของตัวอย่างหินมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง 67.2 mm ในแต่ละขนาด สัดส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (Length-to-diameter ratio) หรือเรียกย่อ ๆ ว่า L/D ผันแปรจาก 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00 ไปจนถึง 2.50 รูปที่ 4.1 แสดงบางส่วนของหินตัวอย่างที่ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว ในการศึกษาผลกระทบของขนาด ตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกจะมี L/D ที่คงที่แต่จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง



รูปที่ 4.1 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบแบบการกดในแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบบของขนาดและรูปร่างต่อกลไกการแตกของตัวอย่างหิน

67.2 mm ตารางที่ 4.1 ได้สรุปจำนวนของหินตัวอย่างที่ได้จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว หินตัวอย่างจำนวน 280 ชิ้นได้ถูกจัดเตรียมสำหรับการทดสอบนี้โดยเฉพาะ

วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D2938 ผลที่ได้จากการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.2 ในการทดสอบนี้หินตัวอย่างจะถูกกดด้วยเครื่องกดตามแนวแกนของทรงกระบอก ทุกตัวอย่างจะถูกกดด้วยอัตราที่ความเร็วเท่ากัน (Constant loading rate) ทุกตัวอย่างหินจะถูกกดให้แตกภายใน 5 นาที เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือ ELE-ADR2000 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุดเท่ากับ 2000 kN

รูปที่ 4.2 แสดงตัวอย่างของหินอ่อนกำลังถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง ELE-ADR2000 หินตัวอย่างนี้มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 67.5 mm และ $L/D = 2.5$ หินจะถูกกดอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งถึงแรงกดสูงสุดที่หินนั้นจะทนได้ หรืออีกนัยหนึ่งมีการแตกร้าวของหิน แนวการแตกร้าวของหินตัวอย่างทุกชิ้นจะมีการตรวจและบันทึกเป็นภาพถ่าย การแตกที่ได้จากหินตัวอย่างทั้งหมดนี้จะมีอยู่ 3 ชนิด คือ การแตกตามแนวยาว หรือเรียกว่า Extension fracture (ดังรูปที่ 4.3 และ 4.4) การแตกตามแนวเฉียงที่มีความเค้นสูงสุดแนวเดียว (Shear failure) ซึ่งจะทำมุมเอียงอยู่กับแกนของหินตัวอย่าง (รูปที่ 4.5) และการแตกตามแนวเฉียงรอบ ๆ หินตัวอย่าง ซึ่งจะแสดงให้เห็นเป็นรูปกรวย (Cone) 2 อัน มียอดชนกันอยู่ (ดังรูปที่ 4.6) จากการวิเคราะห์พบว่าลักษณะการแตกที่ต่างกันนี้มีผลต่อค่าแรงกดสูงสุดอยู่บ้าง กล่าวคือ หินตัวอย่างมี L/D สูงกว่า 1.5 ส่วนใหญ่จะแตกแบบ Extension failure และจะให้ค่าแรงกดสูงสุดค่อนข้างต่ำ หินตัวอย่างที่มี L/D ต่ำกว่า 1.5 ส่วนใหญ่จะแตกแบบผสมผสานระหว่าง Shear failure, Cone และ Extension failure และจะส่งผลให้ค่าแรงกดสูงสุดที่คำนวณได้มีค่าสูงขึ้น ลักษณะเช่นนี้เกิดขึ้นเนื่องจากความเสียดทานระหว่างหินและแท่นกด ซึ่งมีผลต่อลักษณะการแตกของหินตัวอย่าง (หรือเรียกว่า End effect) ความฝืดนี้จะมีผลต่อการกระจายตัวของความเค้นในหินรูปทรงกระบอก ผลกระทบของความเสียดทานนี้จะมีมากถ้าหินมี L/D ต่ำ และจะมีผลน้อยถ้า L/D มีค่าสูงขึ้น ผลสรุปของการทดสอบที่ได้ี้โดยทั่วไปจะสอดคล้องกับผลที่ได้จากงานวิจัยในประเทศ

ผลที่ได้จากการทดสอบจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.2 และได้นำมาแสดงในรูปของแผนภูมิ โดยแสดงค่าความต้านแรงกดสูงสุดให้อยู่ในรูปของค่า L/D ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 4.7 ถึง 4.10 สำหรับหินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5, 38.5, 54.0 และ 67.4 mm ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าแต่ละขนาดของหินตัวอย่างความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) จะมีค่าลดลงถ้า L/D มีค่าสูงขึ้น การลดลงนี้สามารถเห็นได้ชัดถึงแม้จะมีการแปรปรวนของคุณสมบัติของ

ตารางที่ 4.1 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในทางเดียว

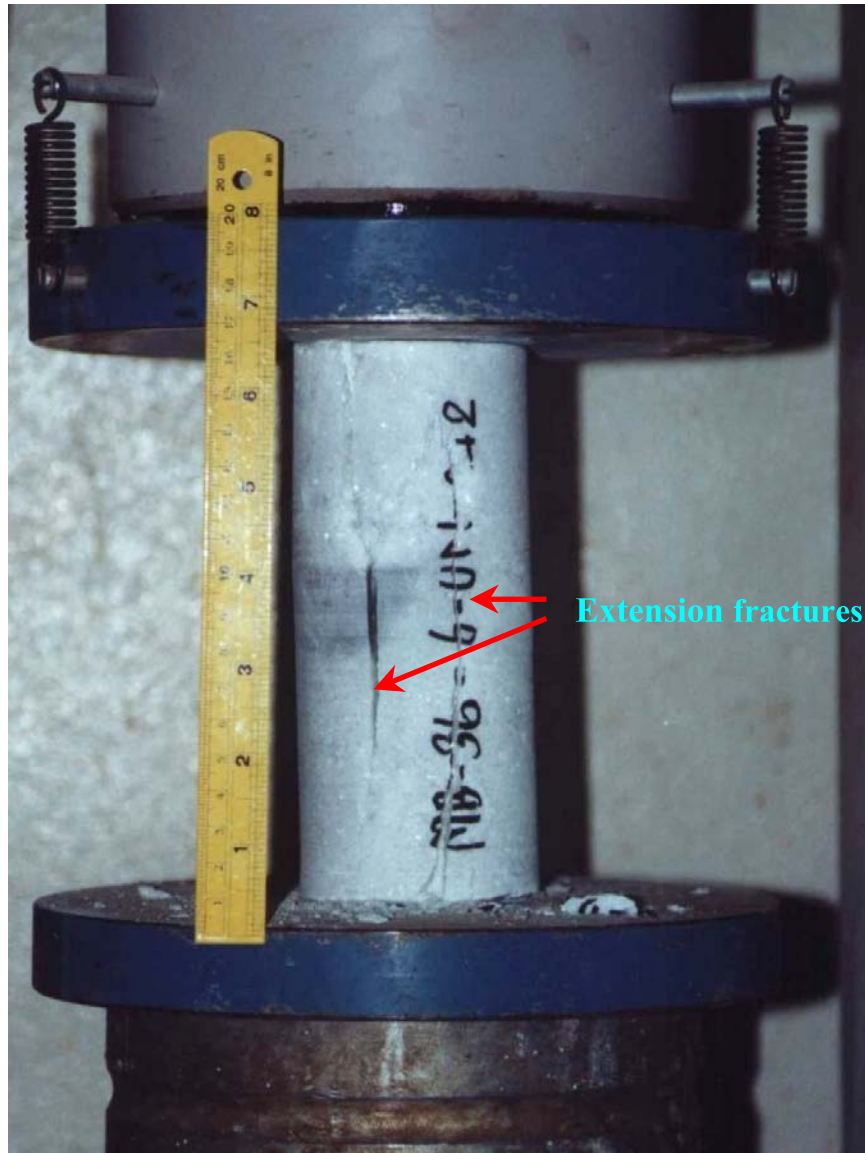
Specimen Diameter (D) (mm)	Nominal Length (L) (mm)	Nominal L/D	Number of Samples
22.2	5.6	0.25	10
	11.1	0.50	10
	16.7	0.75	10
	22.2	1.00	10
	33.3	1.50	10
	44.4	2.00	10
	55.5	2.50	10
38.5	9.6	0.25	10
	19.3	0.50	10
	28.9	0.75	10
	38.5	1.00	10
	57.8	1.50	10
	77.0	2.00	10
	96.3	2.50	10
54.0	13.5	0.25	10
	27.0	0.50	10
	40.5	0.75	10
	54.0	1.00	10
	81.0	1.50	10
	108.0	2.00	10
	135.0	2.50	10
67.2	16.8	0.25	10
	33.6	0.50	10
	50.4	0.75	10
	67.2	1.00	10
	100.8	1.50	10
	134.4	2.00	10
	168.0	2.50	10

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบแบบการกดแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของ
หินตัวอย่าง

Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Compressive Strength, σ_c (MPa)	Standard Deviation (%)
22.64	5.46	0.24	10	2.58	184.85	± 23.42
22.44	11.41	0.51	10	2.62	101.53	± 25.55
22.43	16.89	0.75	10	2.65	81.69	± 35.33
22.44	22.49	1.00	10	2.63	49.80	± 28.60
22.39	33.29	1.49	10	2.68	52.08	± 47.05
22.51	44.26	1.97	10	2.67	45.01	± 26.08
22.59	54.69	2.42	10	2.68	36.50	± 22.98
38.51	11.27	0.29	10	2.68	237.91	± 21.97
38.52	23.12	0.60	10	2.63	122.13	± 27.76
38.51	35.86	0.93	10	2.62	62.15	± 53.61
38.51	49.02	1.27	10	2.64	89.23	± 30.99
38.52	61.83	1.61	10	2.66	60.13	± 33.53
38.54	77.92	2.02	10	2.69	83.62	± 46.79
38.55	96.46	2.50	10	2.69	36.79	± 57.93
53.93	13.82	0.26	10	2.61	96.71	± 12.87
53.93	28.02	0.52	10	2.67	61.71	± 43.93
53.96	40.37	0.75	10	2.68	35.42	± 19.89
53.94	54.39	1.01	10	2.70	42.91	± 22.00
53.94	81.07	1.50	10	2.50	50.04	± 32.29
53.95	100.99	1.87	10	2.69	51.05	± 34.14
53.98	128.94	2.39	10	2.71	61.40	± 20.36
67.43	17.71	0.26	10	2.66	227.57	± 20.41
67.37	33.37	0.50	10	2.69	80.25	± 17.32
67.48	50.36	0.75	10	2.69	45.15	± 18.74
67.42	66.11	0.98	10	2.69	53.69	± 29.69
67.35	99.91	1.48	10	2.70	55.28	± 24.03
67.41	132.77	1.97	10	2.73	43.88	± 29.42
67.44	166.78	2.47	10	2.73	52.45	± 27.95



รูปที่ 4.2 ตัวอย่างหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ กำลังถูกวัดอยู่ในเครื่อง ELE-ADR2000 ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test)



รูปที่ 4.3 ตัวอย่างของหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ ถูกกดตามแนวแกนจนแตก
แบบ Extension Failure



รูปที่ 4.4 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.0$



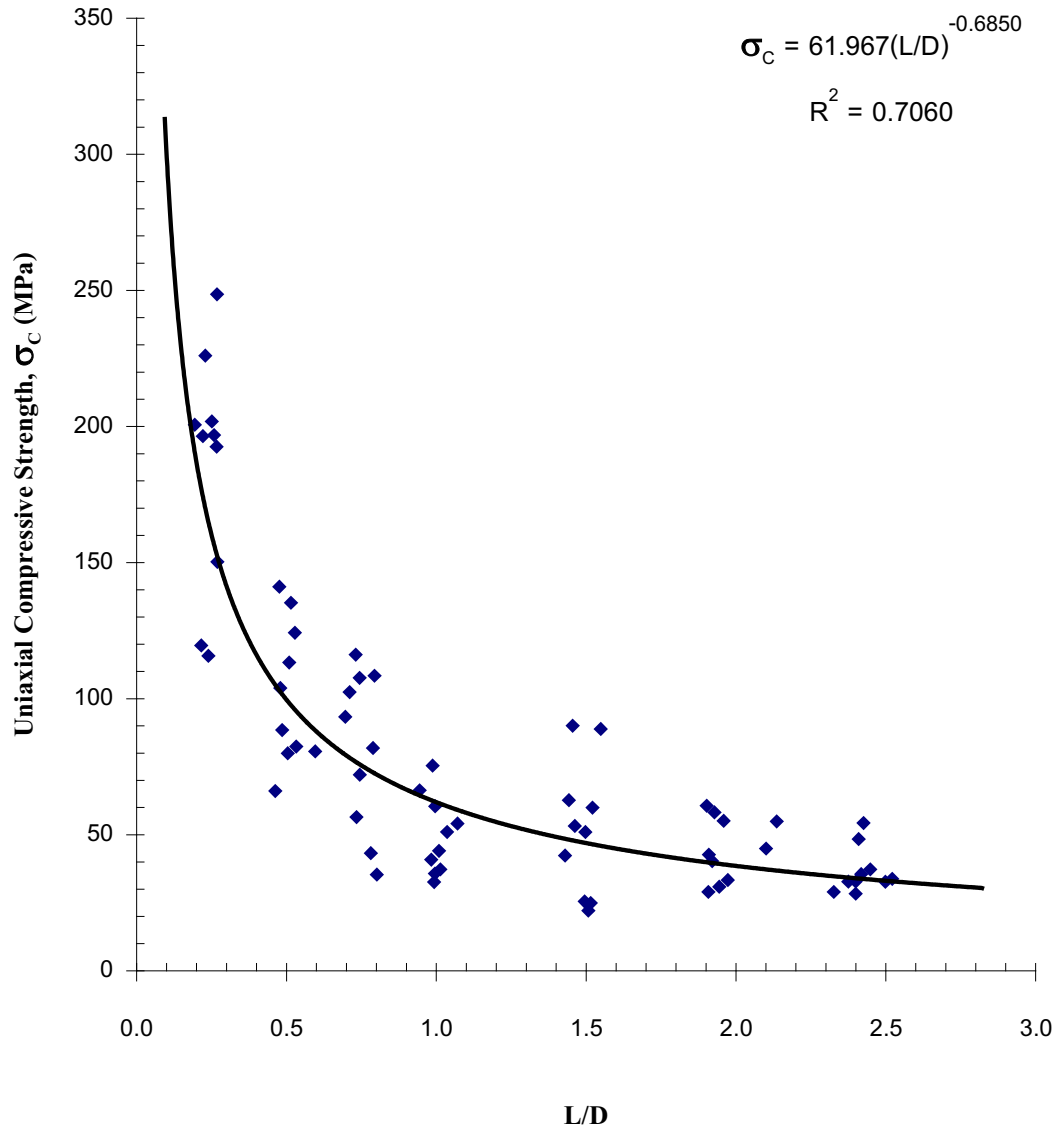
รูปที่ 4.5 Shear failure ที่เกิดจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ พื้นระนาบของแนวเฉือนทำมุมประมาณ 30° กับแกนของหินตัวอย่าง



รูปที่ 4.6 การแตกเป็นรูปกรวย (Cone) ของหินอ่อนที่เกิดจากการกดในแกนเดียว หินตัวอย่างมีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 1.0$

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

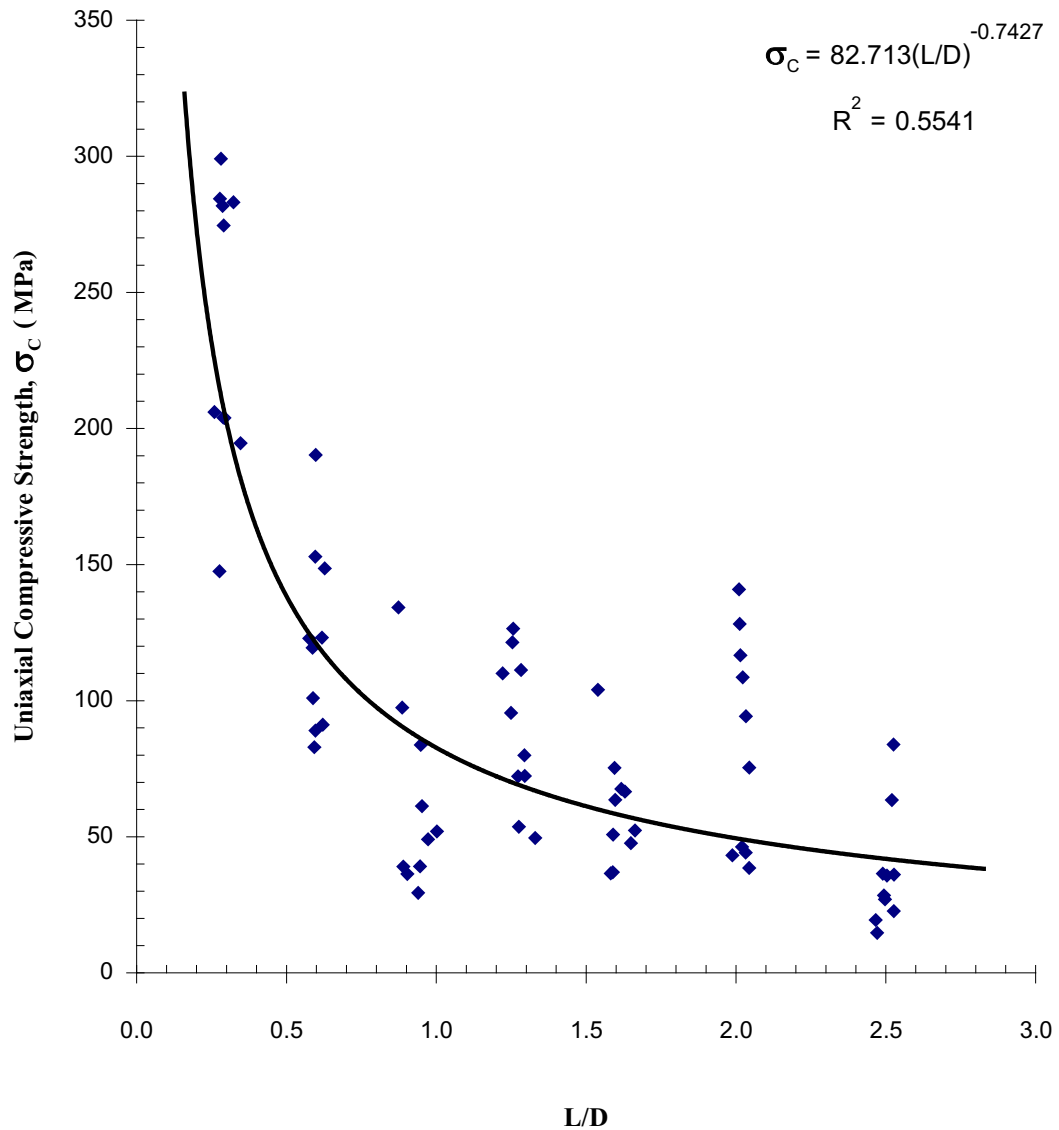
$D = 22.5 \text{ mm}$, $L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$



รูปที่ 4.7 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

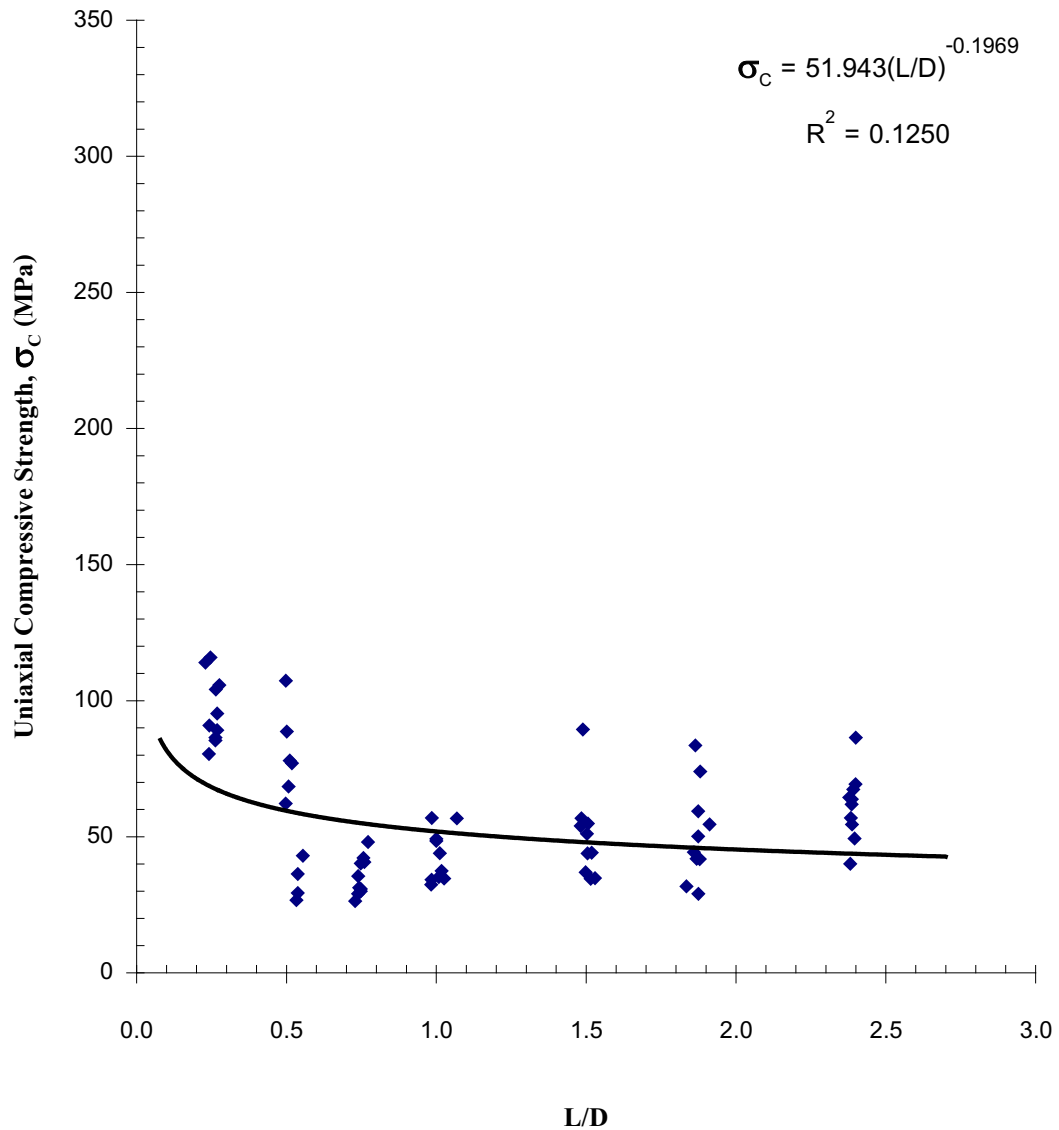
D = 38.5 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 4.8 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 38.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

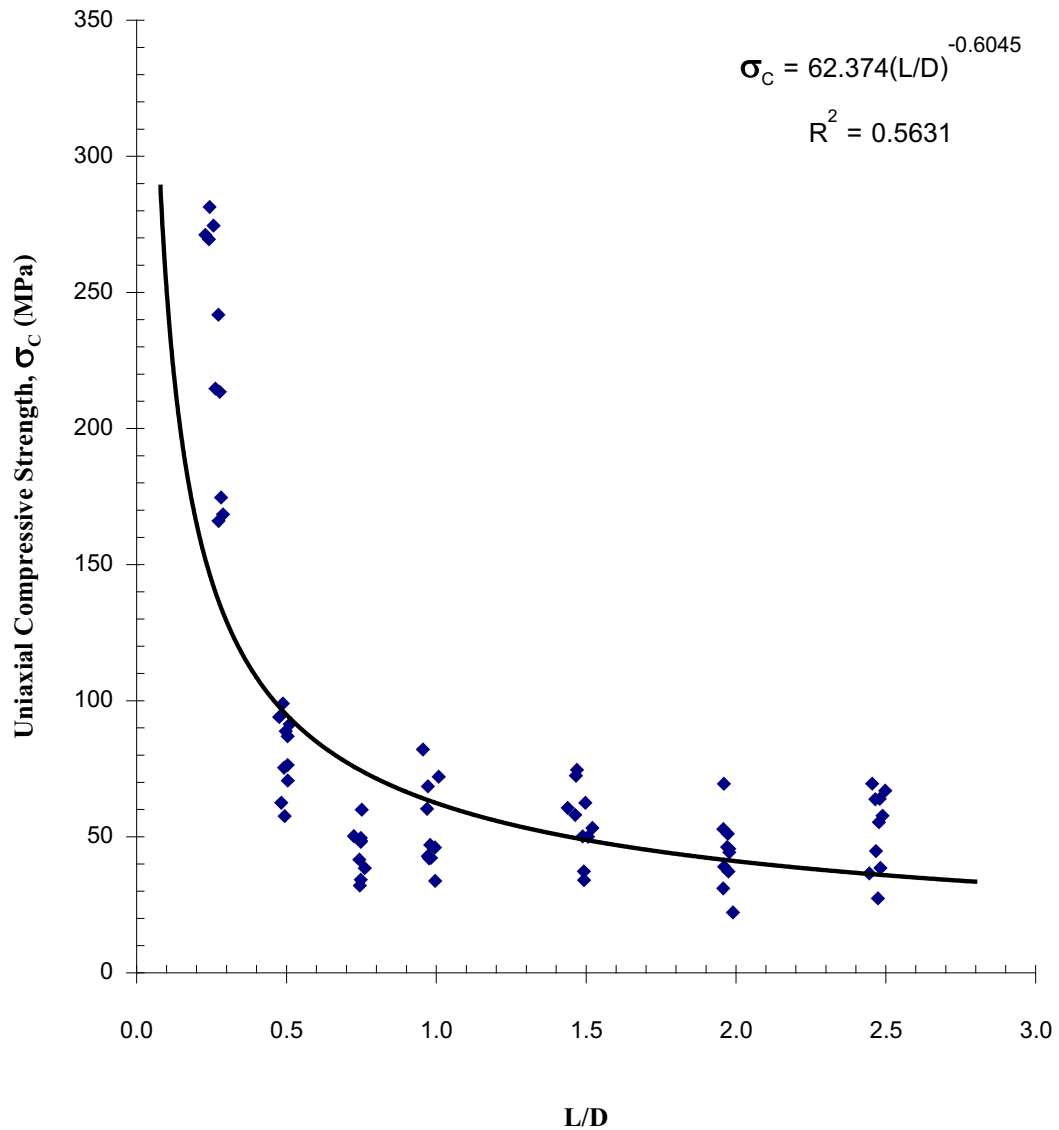
D = 54.0 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 4.9 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 54.0 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

$D = 67.4 \text{ mm}$, $L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$



รูปที่ 4.10 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 67.4 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

หีนบดบังอยู่บ้าง ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่า Poisson's ratio ซึ่งวัดได้จากตัวอย่างหีนที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 67.4 mm มีค่าเท่ากับ 37.7 GPa และ 0.19 ตามลำดับ

เพื่อที่จะอธิบายการลดลงของค่า σ_c เชิงตัวเลขต่อ L/D ที่สูงขึ้น สมการยกกำลังได้ถูกเสนอขึ้น คือ

$$\sigma_c = \alpha (L/D)^\beta \quad (4.1)$$

โดยที่ σ_c คือ ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหีน L/D คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของหีนตัวอย่าง α คือค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น และ β คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของรูปร่างของหีนตัวอย่าง ค่า β จะมีค่าเป็นลบเสมอ เพราะกราฟของความต้านแรงกดสูงสุดจะลดลงเมื่อ L/D สูงขึ้น ค่า α และ β จะขึ้นกับคุณสมบัติของหีนแต่ละชนิด ค่าสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยวเนื่อง (R^2) จะมีค่าค่อนข้างต่ำ ทั้งนี้เกิดเนื่องจากการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหีนอ่อน ถึงแม้จะมีขนาดเท่ากันและ L/D เท่ากันก็ตาม ผลที่ได้นี้จะถูกนำไปวิเคราะห์เพิ่มเติมเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างการทดสอบชุดนี้กับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

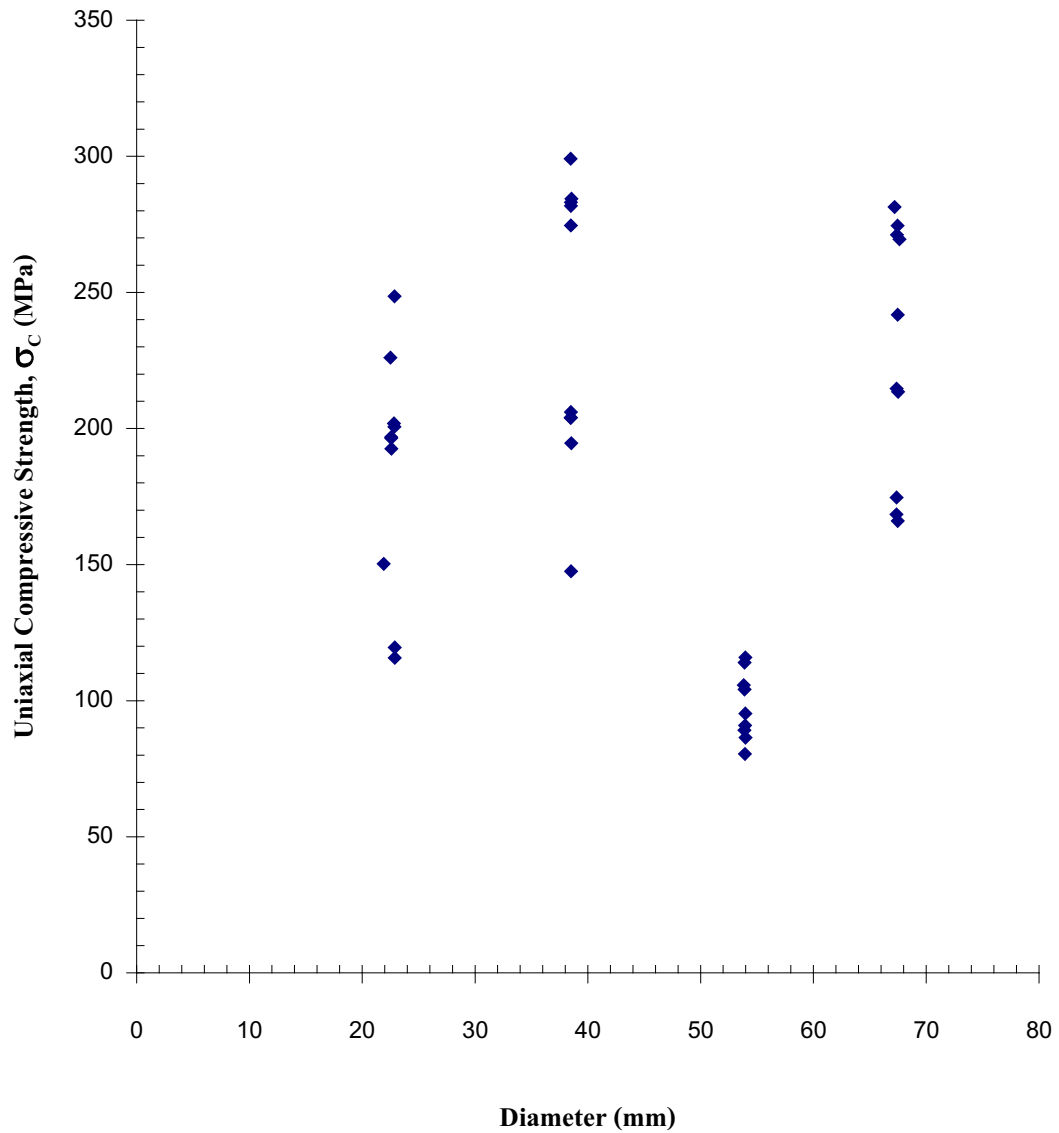
รูปที่ 4.11 ถึง 4.17 แสดง σ_c ในฟังก์ชันของเส้นผ่านศูนย์กลางของหีนตัวอย่างสำหรับ L/D ที่มีค่าจาก 0.25 ถึง 2.5 ตามลำดับ ผลที่ได้บ่งบอกว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่านศูนย์กลาง) ของตัวอย่างหีนต่อค่า σ_c นั้นไม่ชัดเจน หรืออาจจะพูดได้ว่าผลกระทบของขนาดของหีนที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางอยู่ในช่วง 22.5 mm ถึง 67.4 mm มีน้อยหรือไม่มีเลย อย่างไรก็ตามเนื่องจากการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหีนอ่อนนี้มีค่าค่อนข้างสูง ซึ่งอาจจะบดบังผลกระทบของขนาดของหีนตัวอย่างออกไป จากผลการวิจัยในต่างประเทศก็ยืนยันว่า ผลกระทบของขนาดต่อ σ_c ไม่ว่าจะเป็นหีนชนิดใดจะมีค่อนข้างน้อย เพราะการแตกของหีนในรูปแบบแนวเฉือน (Shear failure) จะมีผลกระทบจากขนาดของหีนตัวอย่างน้อยมากเมื่อเทียบกับการแตกแบบดึง (Extension หรือ Tension)

เพื่อต้องการศึกษาเพิ่มเติมว่าผลกระทบของขนาดของหีนตัวอย่างที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางในช่วงระหว่าง 22.5 mm ถึง 67.4 mm ต่อความต้านแรงกดสูงสุดของหีนนั้นมีน้อยหรือไม่มีเลย ค่าสัมประสิทธิ์ α และ β ได้ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่านศูนย์กลาง (D) ในรูปที่ 4.18 และ 4.19 จากรูปเหล่านี้จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ทั้งสองกับเส้นผ่านศูนย์กลาง การแปรปรวนของค่านี้ น่าจะเกิดจากการแปรปรวนของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหีนนั้น มากกว่าที่จะเกิดจากผลกระทบของขนาดของหีน

ในสมมติฐานที่ว่า ความต้านแรงกดสูงสุดของหีน (σ_c) จะไม่ขึ้นกับขนาดของหีนในช่วง $D = 22.5$ mm ถึง $D = 67.4$ mm ดังกล่าวข้างต้น ค่า σ_c ที่ได้จากแต่ละขนาดแต่มี L/D เหมือนกัน สามารถนำมารวมกันและเฉลี่ยหาค่ากลางเพื่อนำมาเป็นตัวแทนในแต่ละ L/D จากนั้นได้นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในรูปที่ 4.20 ในรูปนี้จะเห็นได้ว่าสมการยกกำลังจะมีความสัมพันธ์ที่ดีขึ้นกับ

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

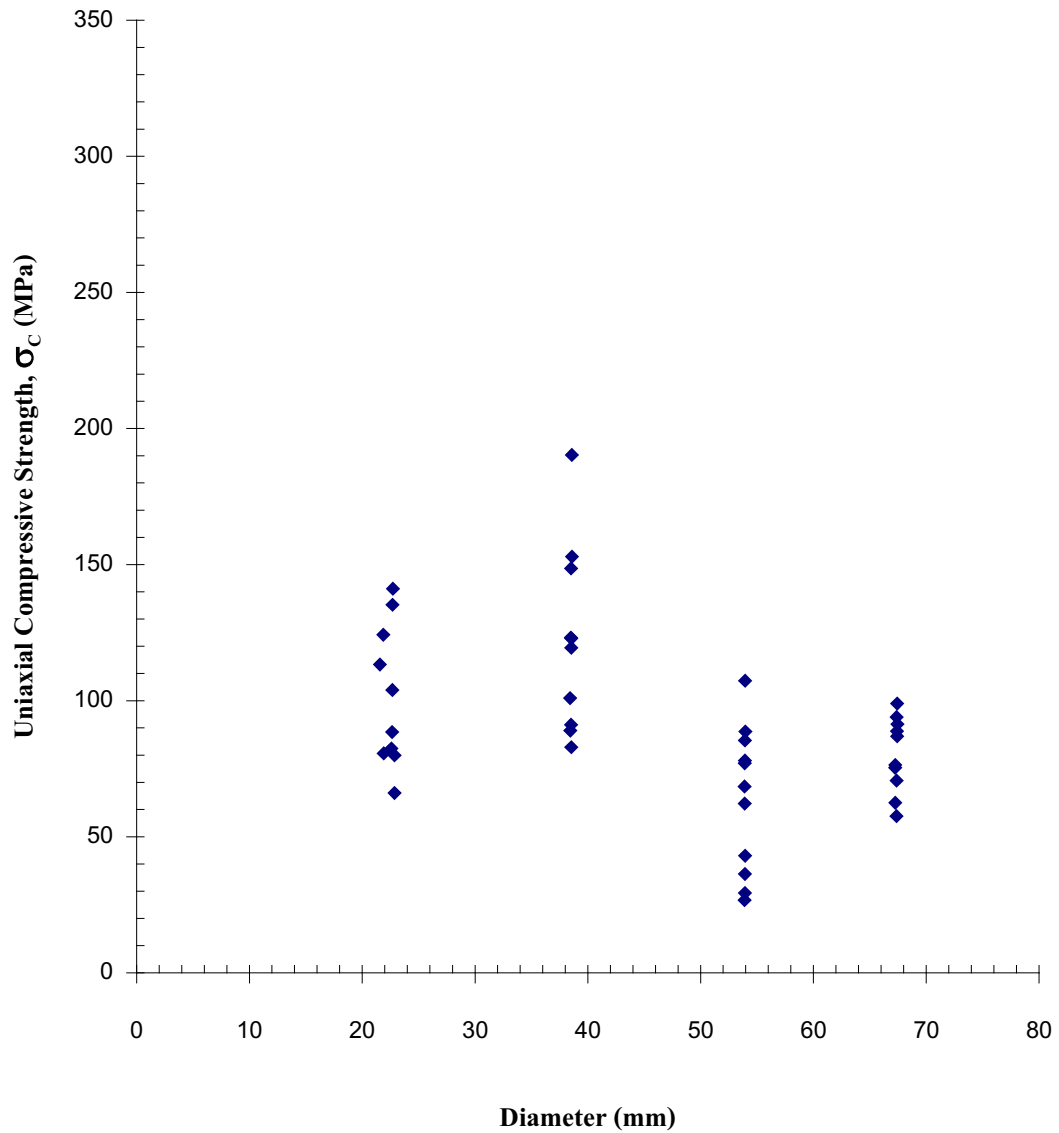
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.25$



รูปที่ 4.11 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.25 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

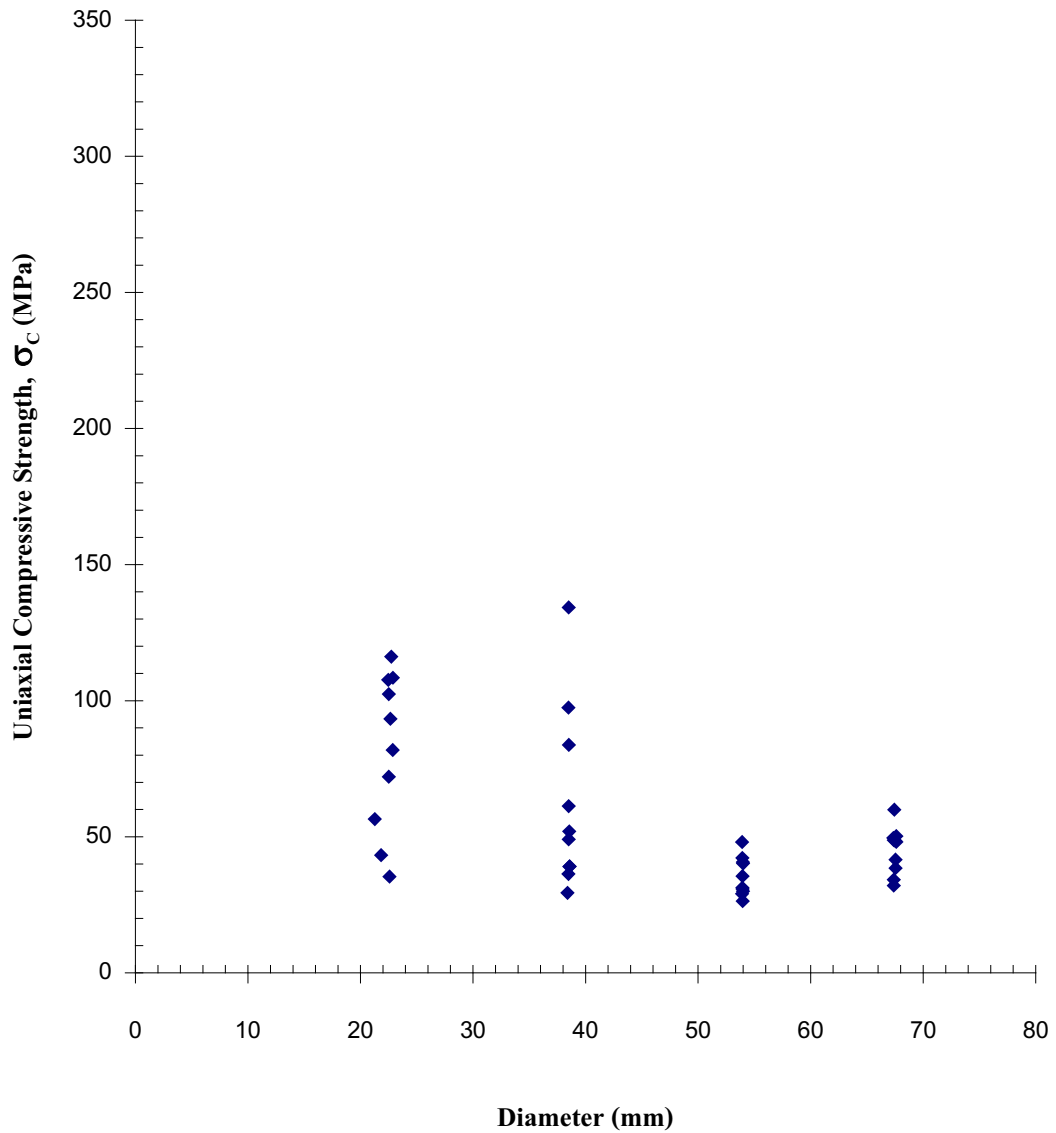
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.5$



รูปที่ 4.12 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

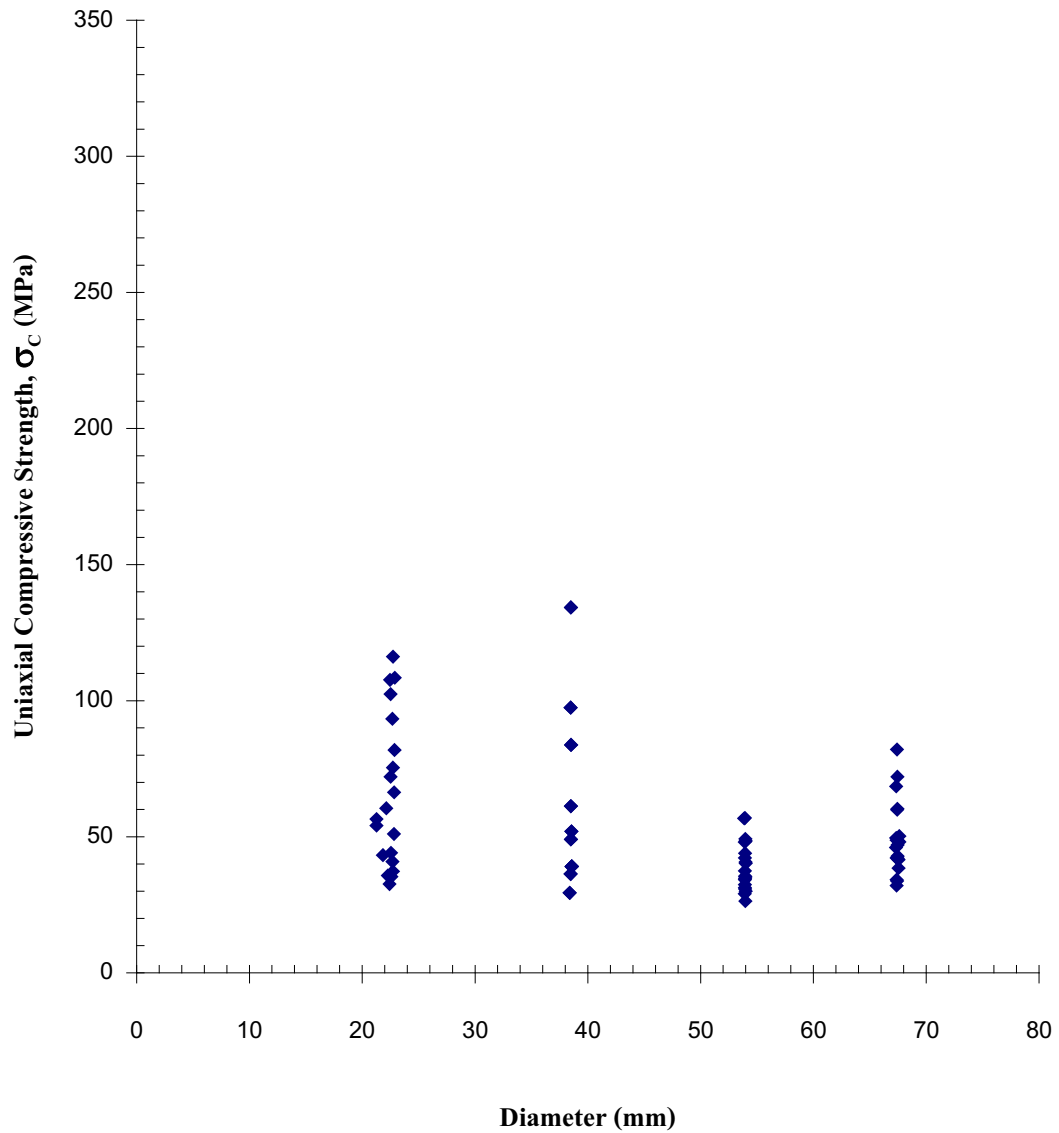
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.75$



รูปที่ 4.13 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.75 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

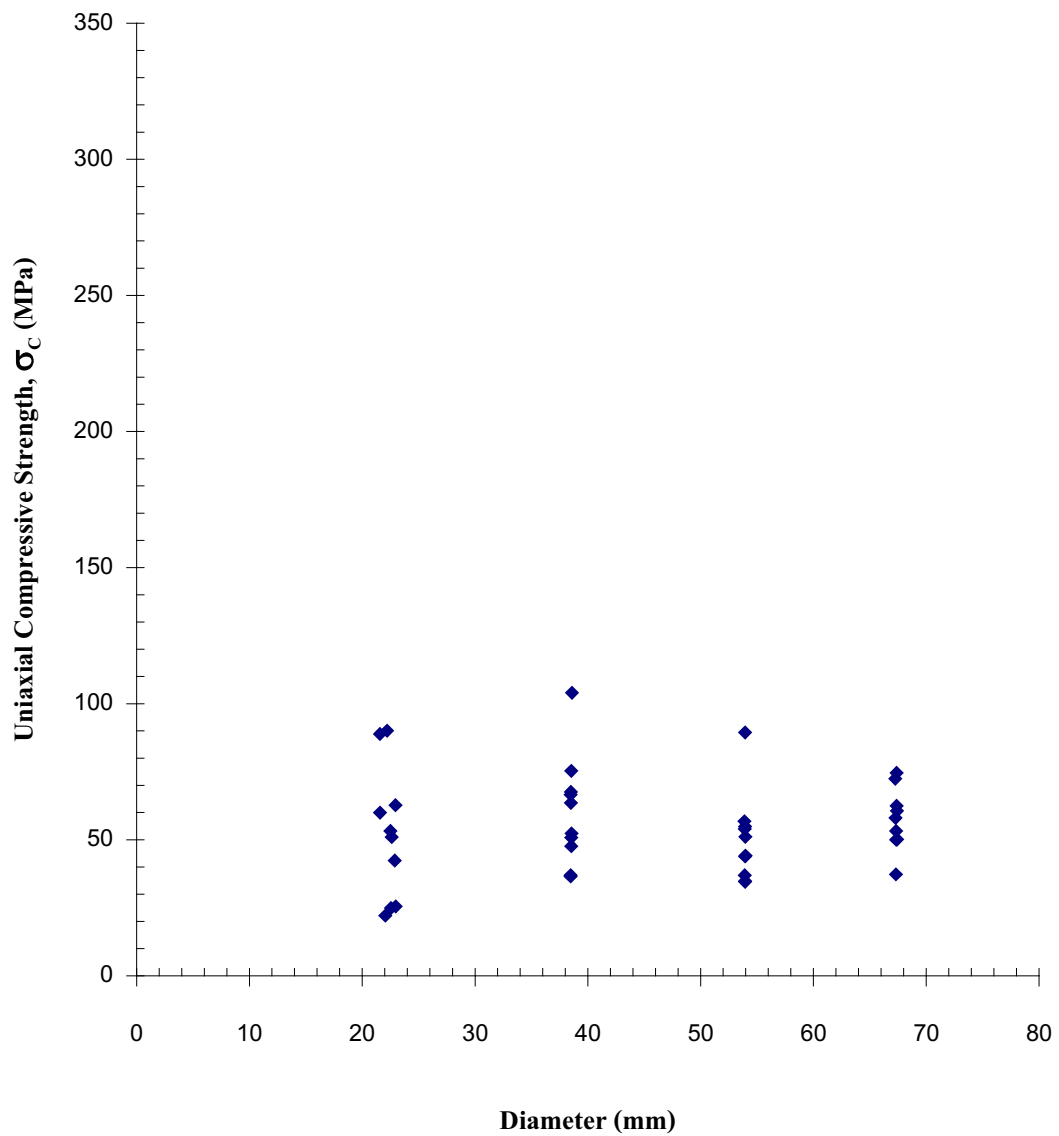
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 1.0$



รูปที่ 4.14 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

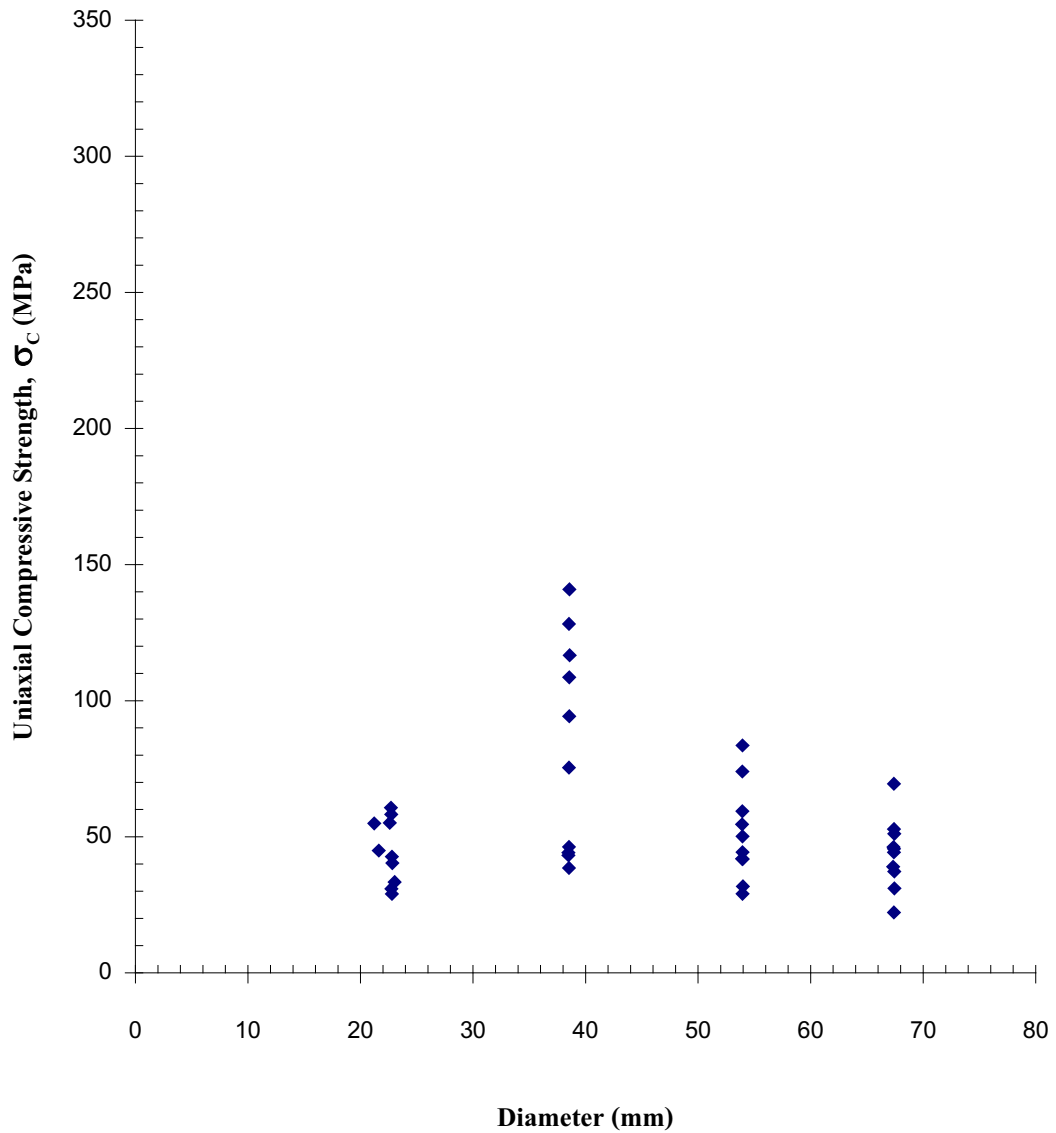
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 1.5$



รูปที่ 4.15 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

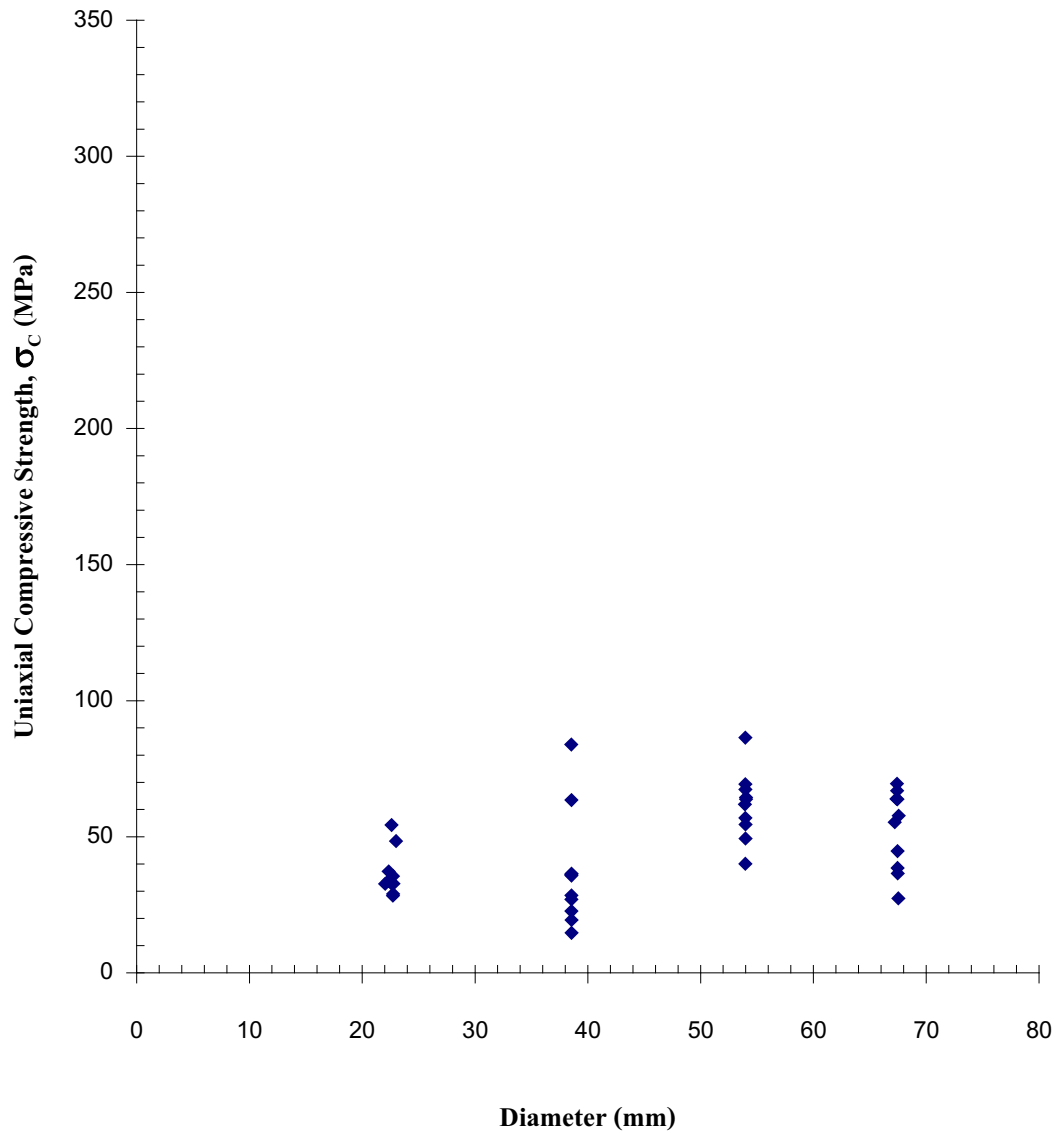
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 2.0$



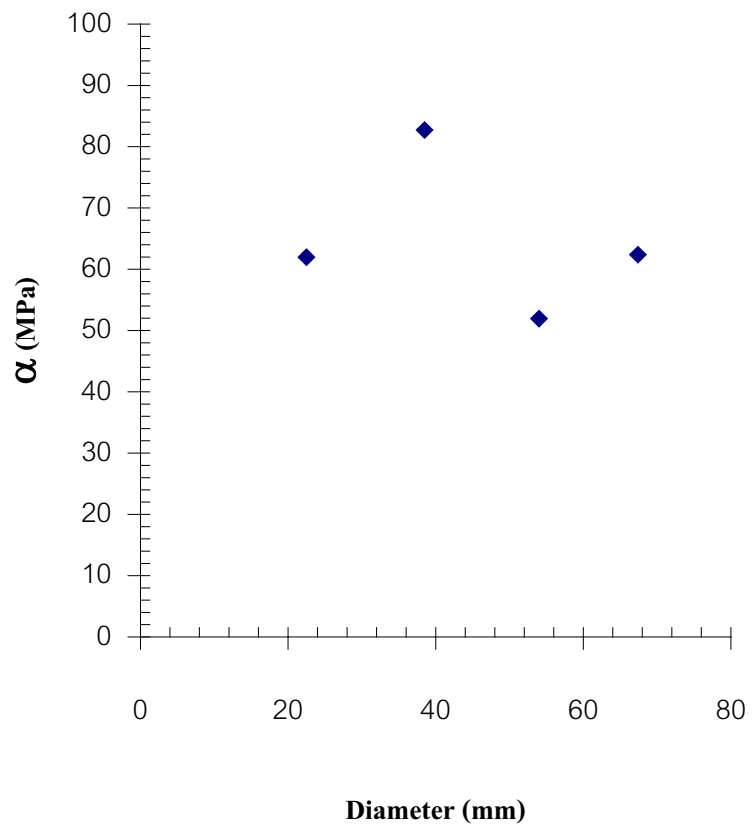
รูปที่ 4.16 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

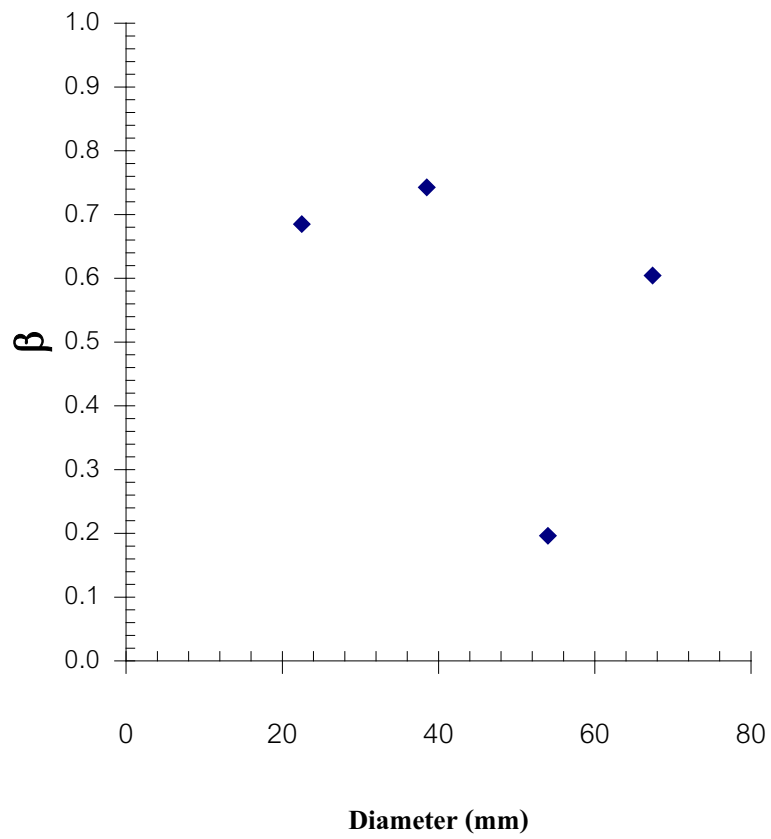
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 2.5$



รูปที่ 4.17 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm



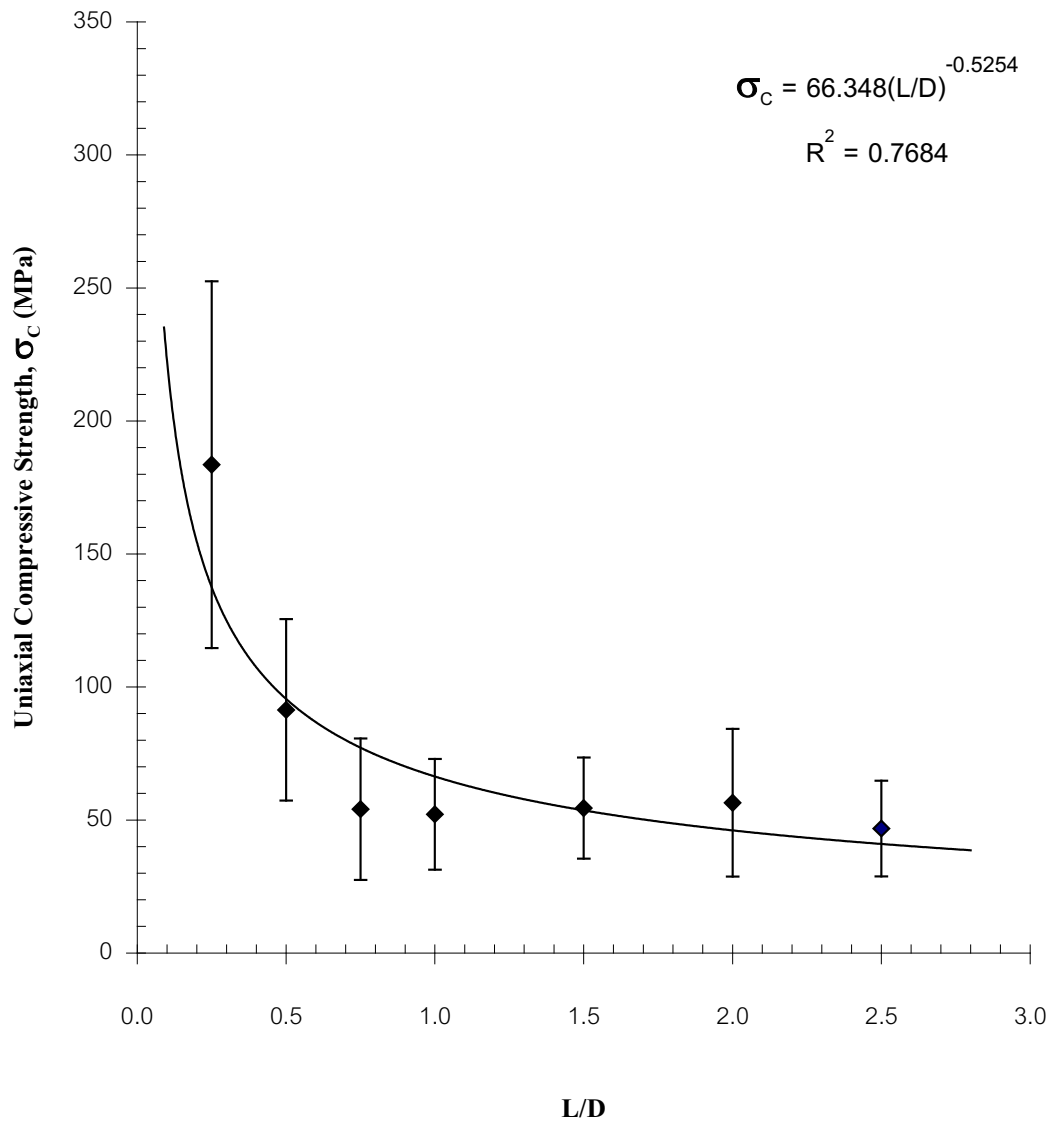
รูปที่ 4.18 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น α นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า α และ D



รูปที่ 4.19 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น β นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า β และ D

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

$L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$



รูปที่ 4.20 ค่าความต้านแรงกดสูงสุด นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในแต่ละ L/D ได้ใช้ค่าเฉลี่ยที่ทดสอบได้จากหินทุกขนาด (ทุกเส้นผ่าศูนย์กลาง) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ (หรือสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยวเนื่อง) ของสมการยกกำลังระหว่างค่า σ_c กับค่า L/D มีค่าดีขึ้นเมื่อเทียบกับรูปที่ 4.7 ถึงรูปที่ 4.10

ผลที่ได้จากการทดสอบ ผลที่ได้นี้จะนำมาวิเคราะห์โดยละเอียดในบทต่อไป เพื่อนำมาช่วยในการสร้างทฤษฎีใหม่สำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

4.1.2 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิล

การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิล (Brazilian Tensile Strength Test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างต่อค่าความต้านแรงดึงของหิน (Tensile strength) ผลที่ได้จะมีความสำคัญในการนำมาวิเคราะห์ประกอบกับผลของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน เส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างจะถูกผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง 67.0 mm โดยที่ค่า L/D ratio ให้เป็นค่าคงที่เท่ากับ 0.5 ในแต่ละขนาดจะมีหินตัวอย่าง 10 ชิ้น ดังแสดงให้เห็นในตารางที่ 4.3

วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3967 ในการทดสอบนี้หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยแรงกดที่เพิ่มขึ้นในอัตราคงที่ หินจะถูกกดจนกระทั่งแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วนตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของแนวกดนั้น แรงต้านความกดสูงสุดที่วัดได้จะนำมาคำนวณหาความต้านแรงดึงสูงสุดในแนวตั้งฉากกับแนวกดของหินนั้น ผลที่ได้จากการทดสอบได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 4.4 รูปที่ 4.21 แสดงให้เห็นตัวอย่างหินที่ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบ Brazilian test รูปที่ 4.22 แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างหินในเครื่องกดที่กำลังถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง รูปที่ 4.23 แสดงตัวอย่างหินบางส่วนหลังจากที่ได้ทดสอบแล้ว ซึ่งจะสามารถเห็นรอยแตกแบบการดึงตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของการกดหินนั้น

สมการที่นำมาใช้เพื่อคำนวณหาความต้านแรงดึงสูงสุดของหินตัวอย่าง คือ

$$\sigma_B = 2P/(\pi.D.t) \quad (4.2)$$

โดยที่ σ_B = ความต้านแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล (Brazilian tensile strength)
 P = แรงกดสูงสุดตามเส้นผ่าศูนย์กลาง
 D = เส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่าง
 t = ความหนาของหินตัวอย่าง

รูปที่ 4.24 แสดงผลของการทดสอบค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ได้ถูกนำมาแสดงให้อยู่ในรูปของการผันแปรของเส้นผ่าศูนย์กลาง ผลที่ได้บ่งบอกถึงผลกระทบของขนาดต่อความต้านแรงดึงของหิน สมการยกกำลังได้ถูกนำมาใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความต้านแรงดึงกับเส้นผ่าศูนย์กลาง คือ

$$\sigma_B = A(D)^{-B} \quad (4.3)$$

ตารางที่ 4.3 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมเพื่อทดสอบความต้านแรงดึงสูงสุด
แบบบราซิล (Brazilian Tensile Strength Test)

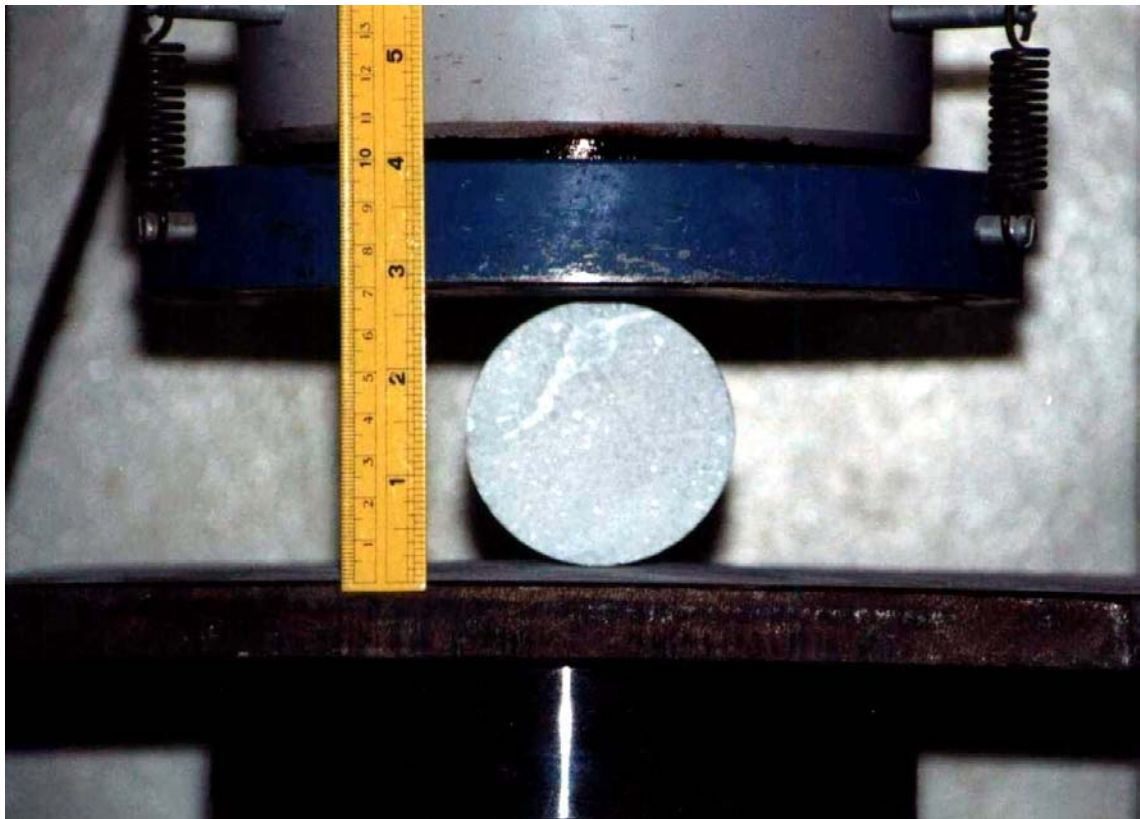
Core Diameter (D) (mm)	Nominal Length (L) (mm)	Nominal L/D	Number of Samples
22.2	11.1	0.5	10
38.5	19.3	0.5	10
54.0	27.0	0.5	10
67.0	33.5	0.5	10

ตารางที่ 4.4 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล

Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Tensile Strength, σ_B (MPa)	Standard Deviation (%)
22.43	11.19	0.50	10	2.64	5.11	± 22.68
38.51	19.07	0.50	10	2.65	4.87	± 21.26
53.96	27.48	0.51	10	2.65	3.57	± 22.47
67.39	34.09	0.51	10	2.66	3.57	± 21.56



รูปที่ 4.21 ตัวอย่างของหินอ่อนบางส่วนที่มีขนาดต่างกัน แต่ L/D คงที่เท่ากับ 0.5 ถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อทดสอบแบบบราซิล



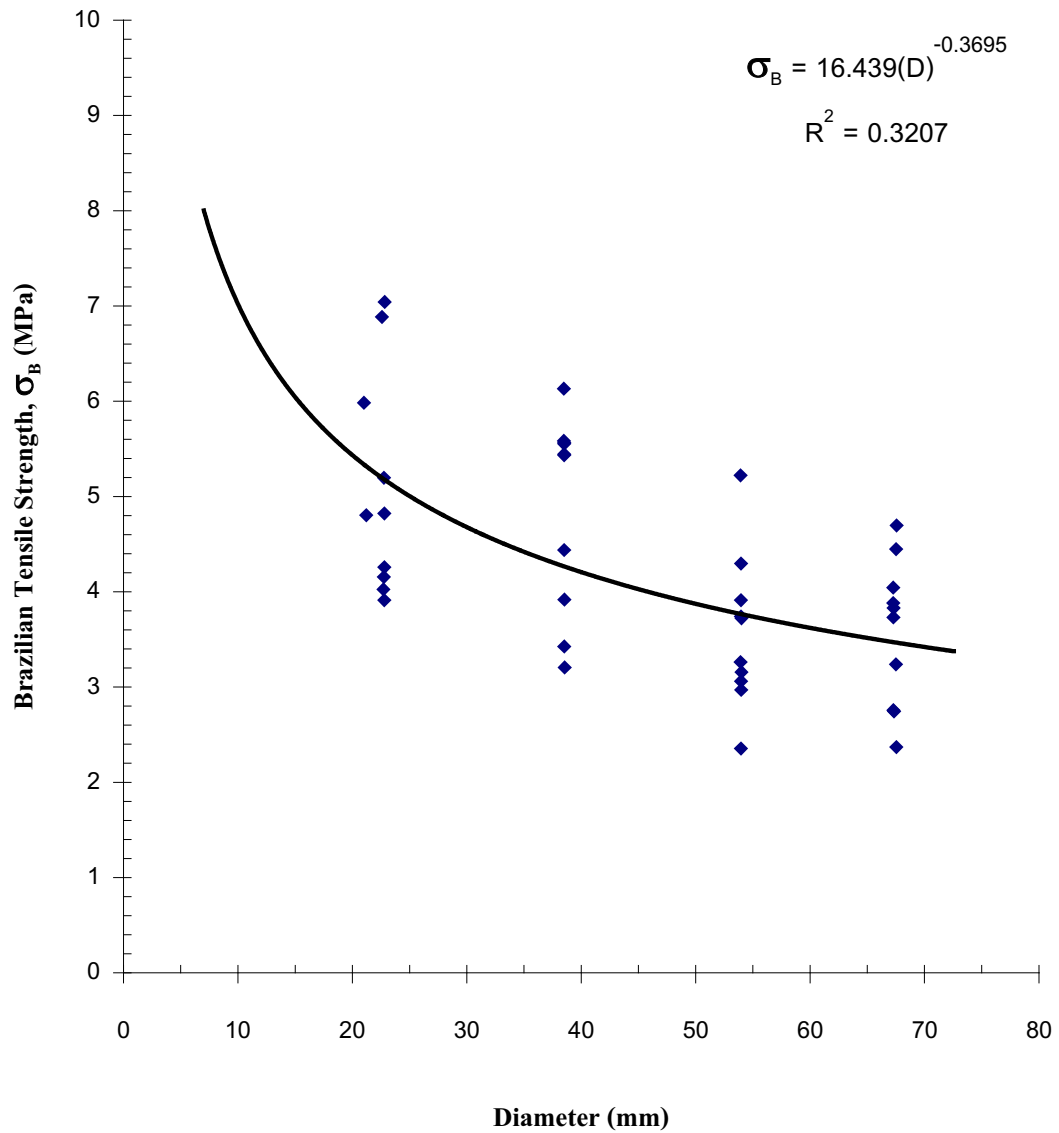
รูปที่ 4.22 หินตัวอย่างถูกนำมาใส่ในเครื่องกดเพื่อทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วน



รูปที่ 4.23 บางส่วนของหินตัวอย่างในหลายขนาดซึ่งได้ทดสอบแบบบราซิล แล้วหินตัวอย่างมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือตามแนวการกด

Brazilian Tensile Strength of Saraburi Marble

$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.5$



รูปที่ 4.24 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (σ_B) ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D)

โดยที่ σ_B คือ ค่าความต้านแรงดึงสูงสุด D คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของหิน A และ B คือ สัมประสิทธิ์ของความเค้น และของเส้นผ่าศูนย์กลางตามลำดับ ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์นี้จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของหินแต่ละชนิด ผลที่ได้บ่งชี้ว่าหินที่มีขนาดใหญ่ขึ้นจะมีความต้านแรงดึงลดลง ผลที่ได้นี้สอดคล้องกับผู้วิจัยอื่น ๆ ในต่างประเทศ สมการยกกำลังนี้จะถูกนำมาใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างการทดสอบแบบ Brazilian test กับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ค่าสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยวเนื่อง (R^2) ที่ได้จาก การทดสอบแบบ Brazilian test มีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งเป็นผลมาจากการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านการกลศาสตร์ของหินอ่อนที่นำมาใช้ อย่างไรก็ตามการลดลงของค่าความต้านแรงดึงสูงสุดในขณะที่ขนาดของหินใหญ่ขึ้นก็ยังสามารถเห็นได้อย่างชัดเจน ผลที่ได้จากการทดสอบนี้จะนำมาใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์กับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในบทต่อไป

4.1.3 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม

จุดประสงค์ของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load test) คือ เพื่อสร้างฐานข้อมูลและเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ในการทดสอบเบื้องต้นคุณลักษณะของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมมาในการทดสอบนี้ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.5 เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินอ่อนทุกอันจะถูกกำหนดไว้คงที่เท่ากับ 67.4 mm ส่วนค่าความหนา (t) จะถูกผันแปรจาก 5.0, 7.5, 10.0, 15.0, 20.0, 30.0 ไปจนถึง 40.0 mm การทดสอบจะกระทำโดยใช้วิธีมาตรฐาน ASTM D5731 เครื่องมือที่ใช้คือ SBEL PLT-75 ซึ่งมีแรงกดสูงสุดเท่ากับ 75,000 ปอนด์ (รูปที่ 4.25) ตัวอย่างหินจะถูกกดที่จุดกึ่งกลางตามแนวแกนของทรงกระบอก (รูปที่ 4.26) จนกระทั่งตัวอย่างหินนั้นแตกและแยกออกเป็น 2-3 ชิ้น (รูปที่ 4.27) ค่าแรงกดสูงสุด (P) จะถูกนำมาคำนวณหาค่าดัชนีจุดกด (I_s) โดยใช้วิธีการคำนวณ 2 วิธีคือ

$$I_s = P/t^2 \quad (4.4)$$

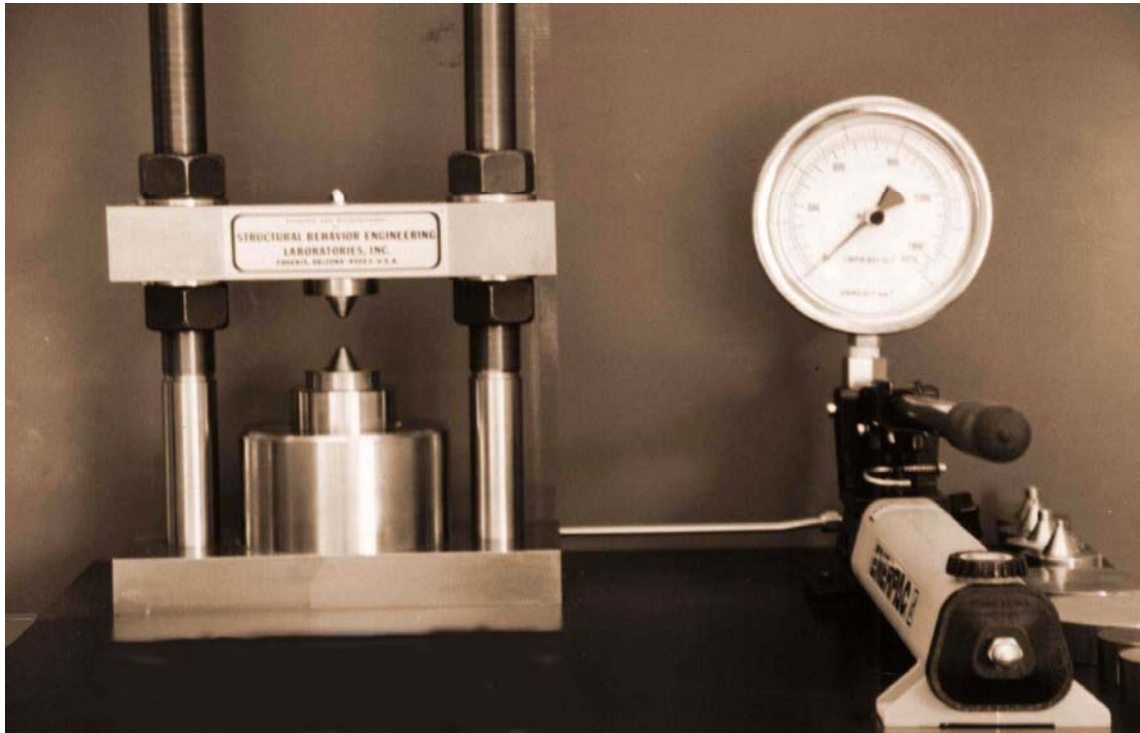
และ
$$I_s = P/(D.t) \quad (4.5)$$

โดยที่ I_s คือ ค่าดัชนีจุดกด P คือค่าแรงกดสูงสุดที่ทำให้หินแตก t คือค่าความหนาของตัวอย่างหิน (หรือระยะห่างระหว่างจุดกด) และ D คือค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน

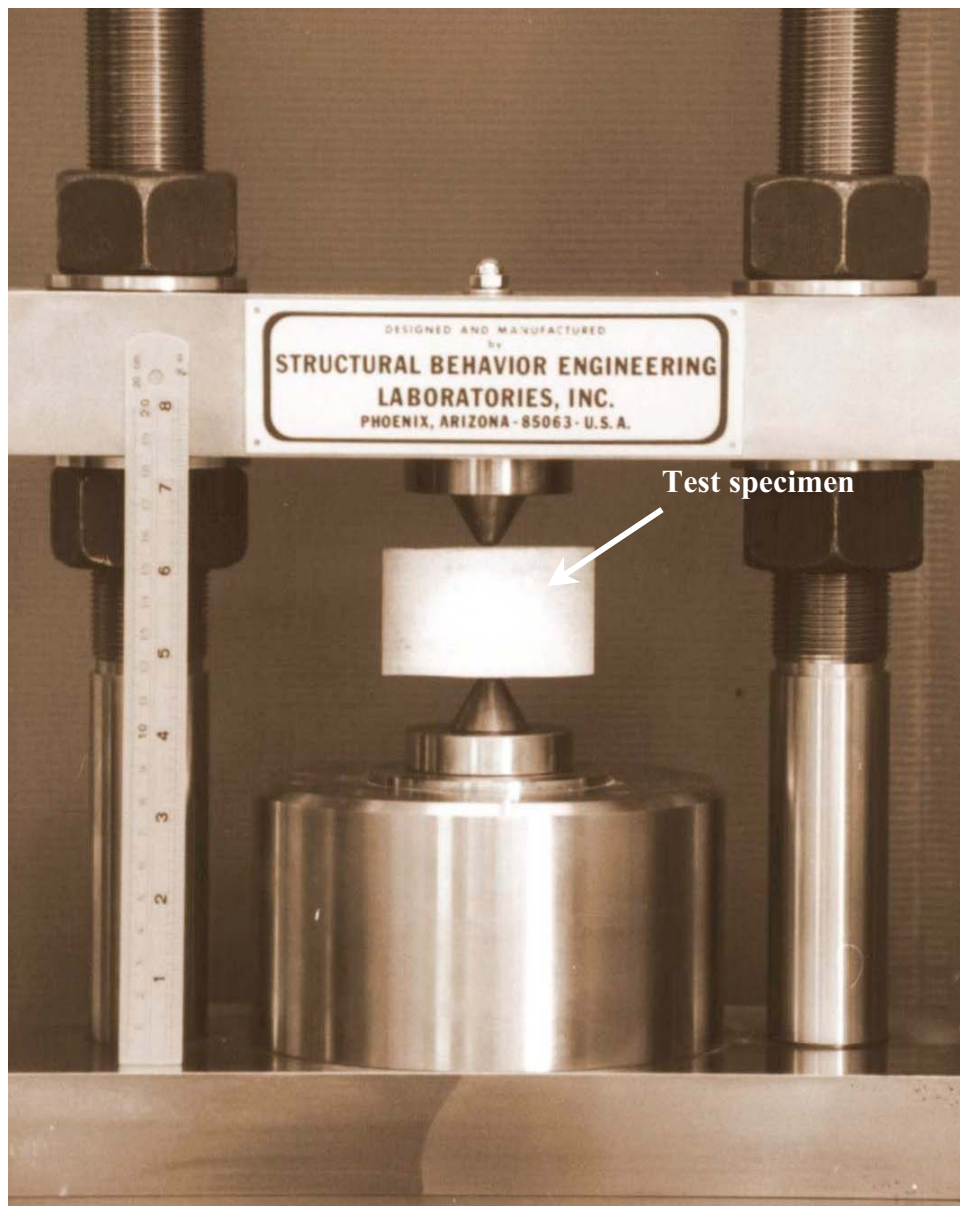
การคำนวณโดยใช้สมการทั้งสองแบบนี้มีจุดประสงค์เพื่อนำมาเปรียบเทียบผลของดัชนีที่คำนวณได้ สมการที่ (4.4) ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยไม่คำนึงถึงขนาด ความกว้าง หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน ในขณะที่สมการที่ (4.5) ดัชนีจุดกดได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยนำทั้งความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางเข้ามาพิจารณาด้วย ตารางที่ 4.5 สรุปผลที่ได้จากการคำนวณการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมโดยใช้สมการที่ (4.4) และ (4.5)

ตารางที่ 4.5 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional Point Load Tests)

Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Point Load Index, $I_s = P/t^2$ (MPa)	Standard Deviation (%)	Mean Point Load Index, $I_s = P/Dt$ (MPa)	Standard Deviation (%)
67.36	5.69	0.08	10	2.61	53.71	±10.74	4.52	±12.47
67.44	7.88	0.12	10	2.59	38.54	±19.06	4.51	±17.42
67.44	10.66	0.16	10	2.63	28.54	±15.27	4.50	±12.37
67.47	15.89	0.24	10	2.61	19.13	±24.76	4.45	±20.31
67.40	19.63	0.29	10	2.69	14.26	±14.43	4.11	±9.12
67.37	30.20	0.45	10	2.70	9.93	±17.52	4.47	±21.07
67.39	39.38	0.58	10	2.69	7.35	±14.70	4.29	±13.74



รูปที่ 4.25 เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์



รูปที่ 4.26 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load testing) ตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75



รูปที่ 4.27 ตัวอย่างหินอ่อนที่มีความหนาต่างกัน หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้วิธี
จุดกดแบบดั้งเดิม

รูปที่ 4.28 แสดงค่าดัชนีจุดกดในฟังก์ชันของ t ที่คำนวณมาจากสมการที่ 4 จะเห็นได้ว่า ค่าดัชนีจุดกดจะมีค่าลดลงถ้าความหนาของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นเชิงคณิตศาสตร์ดังสมการที่แสดงไว้ในรูป

รูปที่ 4.29 แสดงค่าดัชนีจุดกดในฟังก์ชันของความหนา t ที่คำนวณมาจากสมการที่ (4.5) หลังจากนำทั้งเส้นผ่านศูนย์กลางและความหนาเข้ามาพิจารณาในการคำนวณ ค่าดัชนีจุดกดที่คำนวณได้จะไม่ขึ้นกับความหนาของตัวอย่างหิน ค่าดัชนีจุดกดในกรณีนี้จะอยู่ที่ประมาณ 4.5 MPa

ผลที่ได้จากการทดสอบดัชนีจุดกดแบบดั้งเดิมนี้จะนำมาใช้เป็นฐานข้อมูลเพื่อเปรียบเทียบกับ การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในบทต่อไป

4.1.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial compressive strength test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาหาค่าลึงอัดในสามแกนของหินอ่อนสระบุรี ซึ่งการทดสอบนี้เป็นการทดสอบหินตัวอย่างในสถานะความดันล้อมรอบเพื่อเป็นฐานข้อมูลในการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ในการทดสอบได้ใช้ตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีรูปทรงกระบอกจำนวนทั้งสิ้น 5 ตัวอย่าง ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 54 mm และ $L/D = 2$

วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D2664 และ ISTM (1981) เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย เครื่องกด ปัมป์ไฮดรอลิกสำหรับให้ความดันล้อมรอบคงที่รุ่น WF 40070 และเซลล์ (Cell) แบบ Hoek-Franklin ภายในจะมีปลอกยางสำหรับหุ้มป้องกันตัวอย่างหินจากการซึมของน้ำมันไฮดรอลิก หินตัวอย่างจะได้รับความดันล้อมรอบ (σ_3) จากการอัดความดันโดยปัมป์ไฮดรอลิกด้วยความดัน 250, 500, 1000, 2000 และ 3000 psi ของแต่ละหินตัวอย่าง แล้วทำการทดสอบกดตามแนวแกนของทรงกระบอกด้วยความเร็วคงที่จนกระทั่งถึงจุดวิบัติ ซึ่งจะได้ค่าความต้านแรงกดในแนวแกน (σ_1)

ผลที่ได้จากการทดสอบแรงกดในสามแกนของหินอ่อนได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.6 ในการทดสอบพบแนวการแตกร้าวของหินตัวอย่างเป็นการแตกตามแนวเฉือนซึ่งจะทำมุมเอียงอยู่กับแกนของหินตัวอย่าง (รูปที่ 4.30) และได้แสดงผลในรูปของแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านแรงกดในแนวตั้งและค่าความต้านแรงเฉือน (รูปที่ 4.31) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ดังสมการ

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4.6)$$

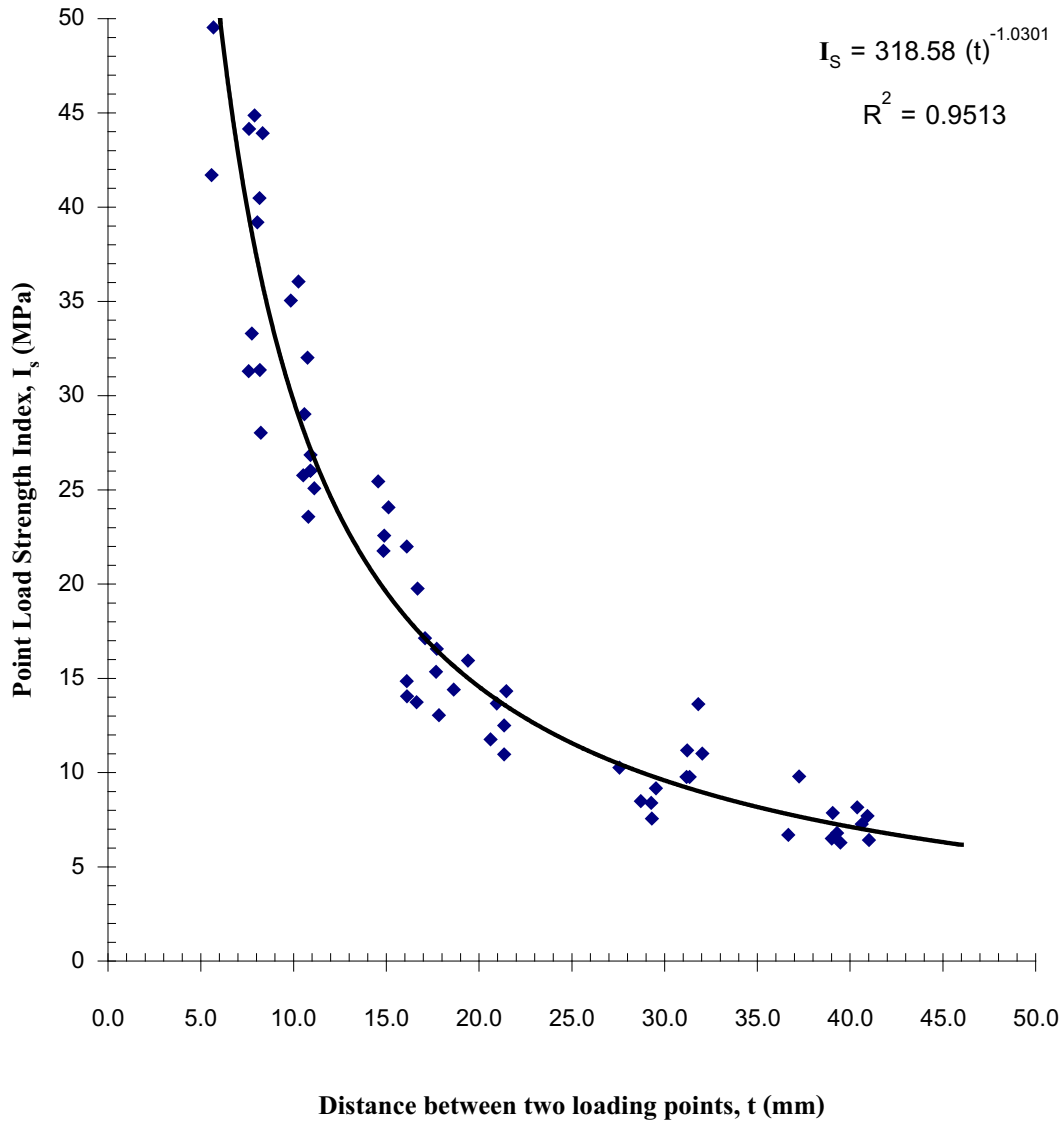
โดยที่

- τ = ความต้านแรงเฉือน
- c = ความเค้นยึดติด
- σ_n = ความต้านแรงกดในแนวตั้ง
- ϕ = มุมความเสียดทาน

Point Load Strength Index of Saraburi Marble

$D = 67.4 \text{ mm}$, $t = 5.0, 7.5, 10.0, 15.0, 20.0, 30.0, 40.0 \text{ mm}$

$$I_s = P/t^2$$



รูปที่ 4.28 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/t^2$