

สัญญาเลขที่ RDG5/0001/2544

รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

การดัดแปลงการทดสอบแบบจุดกด

เพื่อกำหนดหาความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน

ผู้วิจัย

รศ.ดร. กิตติเทพ เพ็องขจร

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 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบบราซิล.....	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 คุณสมบัติของแบบจำลอง.....	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_2	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 คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นสี่เหลี่ยมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	81
4.8 คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นกลมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	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 คุณลักษณะของแบบจำลอง 57 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหิน.....	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 ชนิดของหินและพื้นที่ทั้งหมดที่ได้ทำการสำรวจเพื่อเลือกตัวอย่างหินมาใช้ในการทดสอบในโครงการ.....	20
3.2 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกส่งตัดมามีขนาด 10×12×12 ลูกบาศก์นิ้ว.....	21
3.3 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะมีขนาดผันแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว.....	22
3.4 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะที่มีขนาด 2 นิ้ว.....	23
3.5 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด.....	24
3.6 ตัวอย่างของหินอ่อนขนาด 4 นิ้ว นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกันตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM standard.....	25
3.7 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ.....	26
3.8 หินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว แต่มี L/D ratio ต่างกัน ถูกจัดเตรียมเพื่อหาผลกระทบของรูปร่างต่อความต้านแรงกดสูงสุด.....	27
4.1 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบแบบการกดในแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อกลไกการแตกของตัวอย่างหิน.....	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 $L/D = 2.5$ ถูกกดตามแนวแกนจนแตกแบบ Extension Failure.....	35
4.4 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.0$	36

ภาพที่	หน้า
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) ตัวอย่างหินอ่อน รูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง 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 เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 mm และ 10 mm หัวของหัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบ.....	73
4.33 หัวกดแบบปรับเปลี่ยนที่สร้างขึ้นมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm.....	74
4.34 องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หินตัวอย่างรูปแผ่นกลมถูกกดตามแนวแกน.....	75
4.35 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสถูกกดที่จุดกึ่งกลางของแผ่นในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	76
4.36 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน.....	77
4.37 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมถูกกดแตก โดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้.....	78
4.38 ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมขนาดต่าง ๆ หลังจากทดสอบด้วยจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	79

ภาพที่	หน้า
4.39 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์เฉพาะผลที่ได้จากตัวอย่างหินที่มี $D/d = 6.74$	83
4.40 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน แต่ละจุดของข้อมูลจะเป็นตัวแทนค่าเฉลี่ยของหินตัวอย่าง 5 ชิ้น.....	84
4.41 การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน ตัวอย่างหินอ่อนถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง.....	87
4.42 ตัวอย่างหินอ่อนแบบวงแหวนมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางหรือตามแนวกด.....	88
4.43 การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด (Four-point bending test) ตัวอย่างหินอ่อนแบบแผ่นถูกทดสอบด้วยเครื่องกด โดยผ่านแรงตามจุดกดทั้งสอง ซึ่งห่างกันประมาณ 8 cm....	89
4.44 ตัวอย่างหินแบบแผ่นหลังการทดสอบมีการหักตามแนวบริเวณกึ่งกลางแผ่น.....	92
4.45 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินปูนสระบุรี รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	98
4.46 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ รูปทรง Irregular Shape ที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	99
4.47 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินทรายโลกกรวด 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

ภาพที่	หน้า
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 ผลการคำนวณได้มา จาก Model No. 9-15	127
5.23	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มี อัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลการคำนวณได้มา 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, Khoa 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 Sandstone	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).

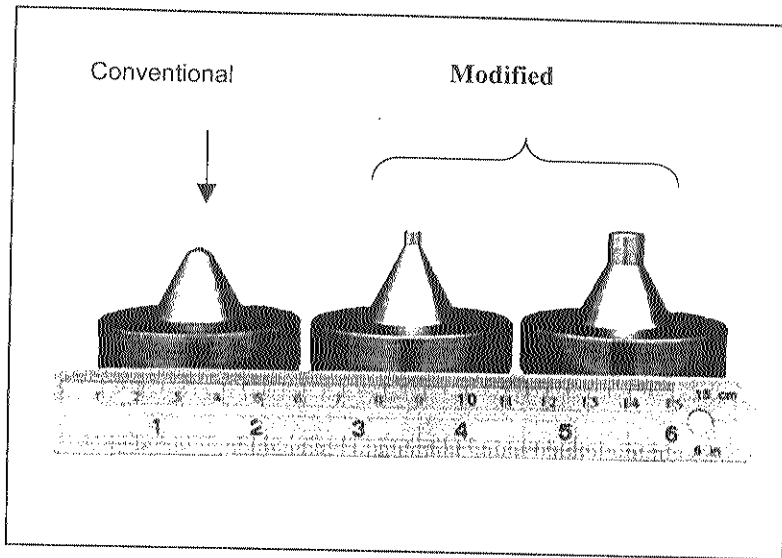


Figure 1 Conventional and modified loading points.

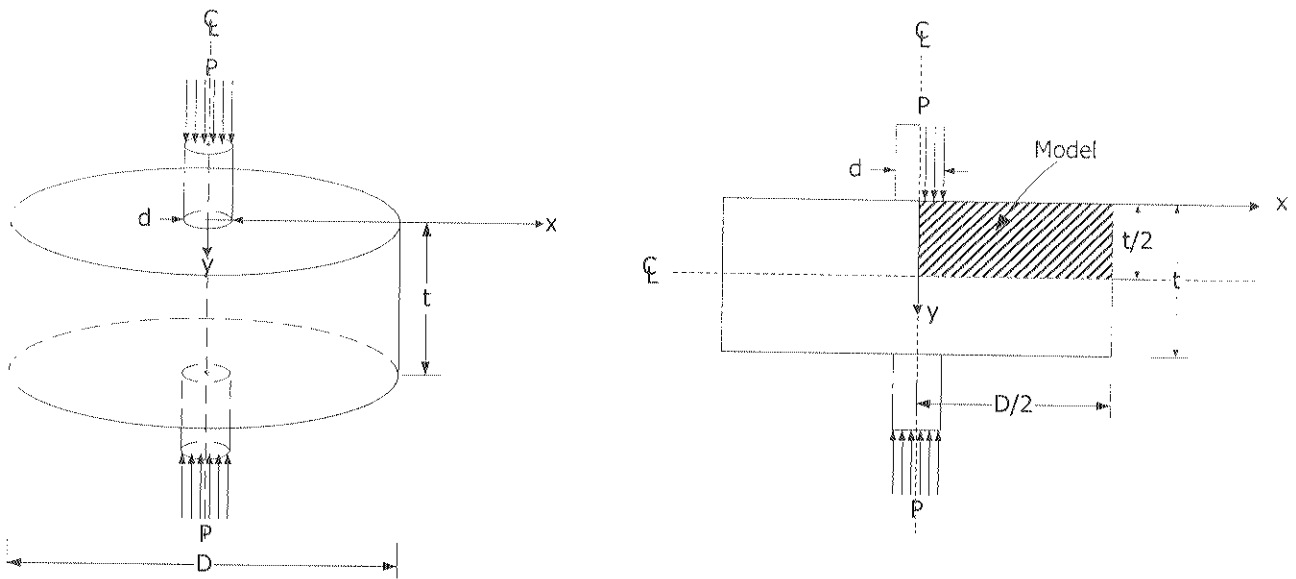


Figure 2 Configurations of modified point load testing.

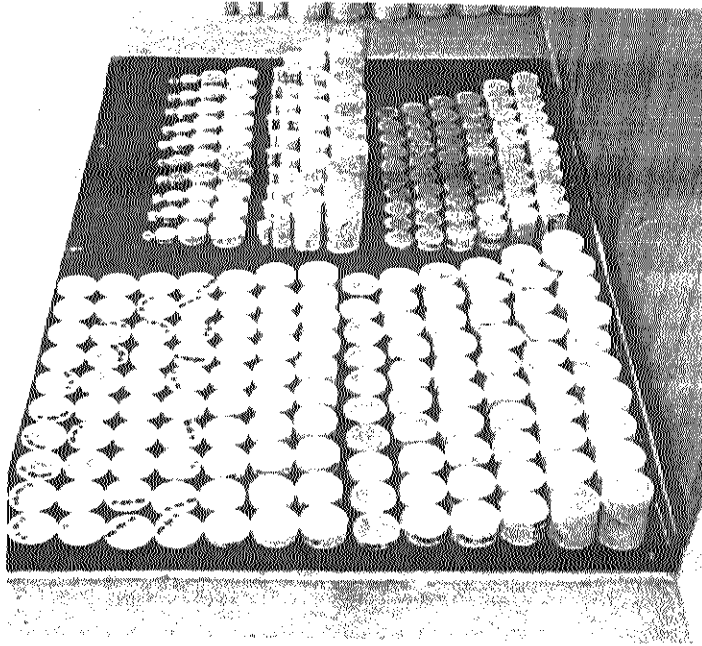


Figure 3 Some marble specimens prepared for Testing.

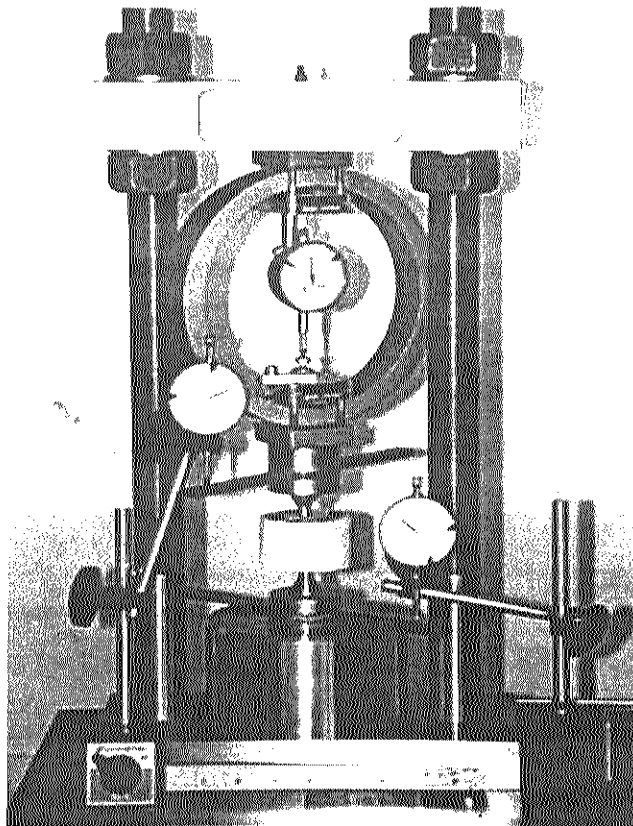


Figure 4 Test arrangement for MPL testing.

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

$t/d = 0.91, 1.82, 2.5, 3.64$

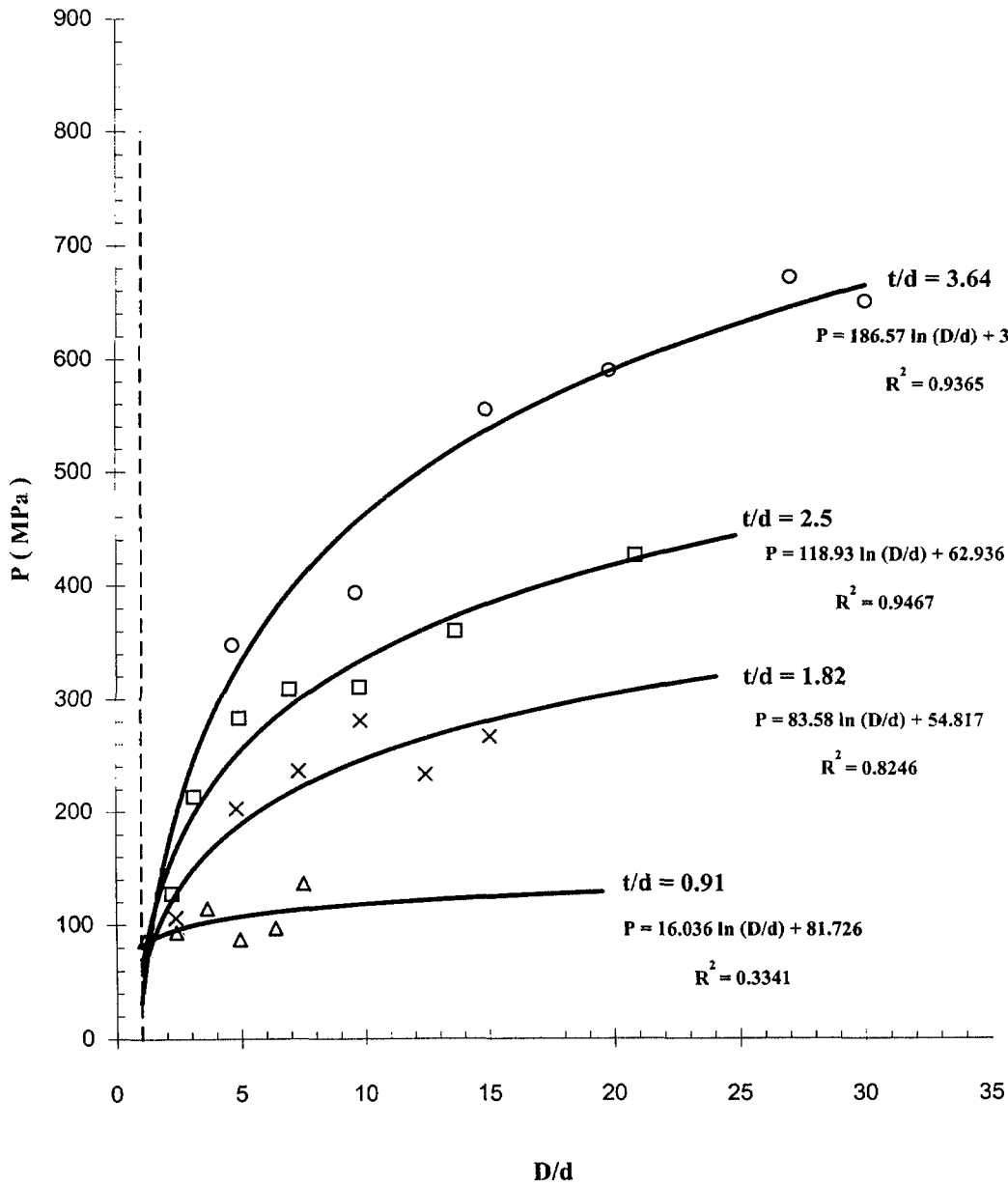


Figure 5 MPL test results for various t/d ratios.

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

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

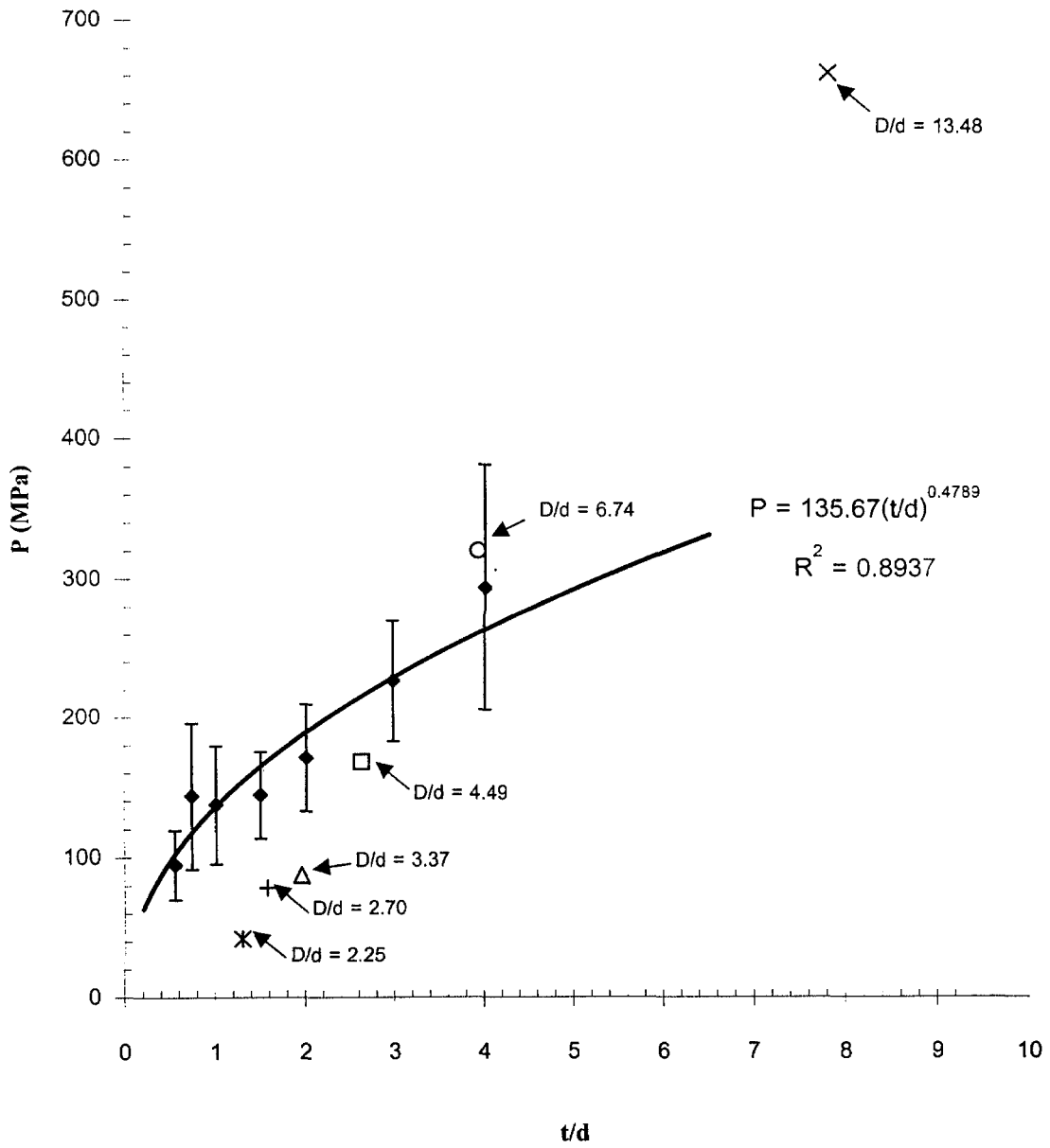


Figure 6 MPL test results for $D/d = 6.74$.

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

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

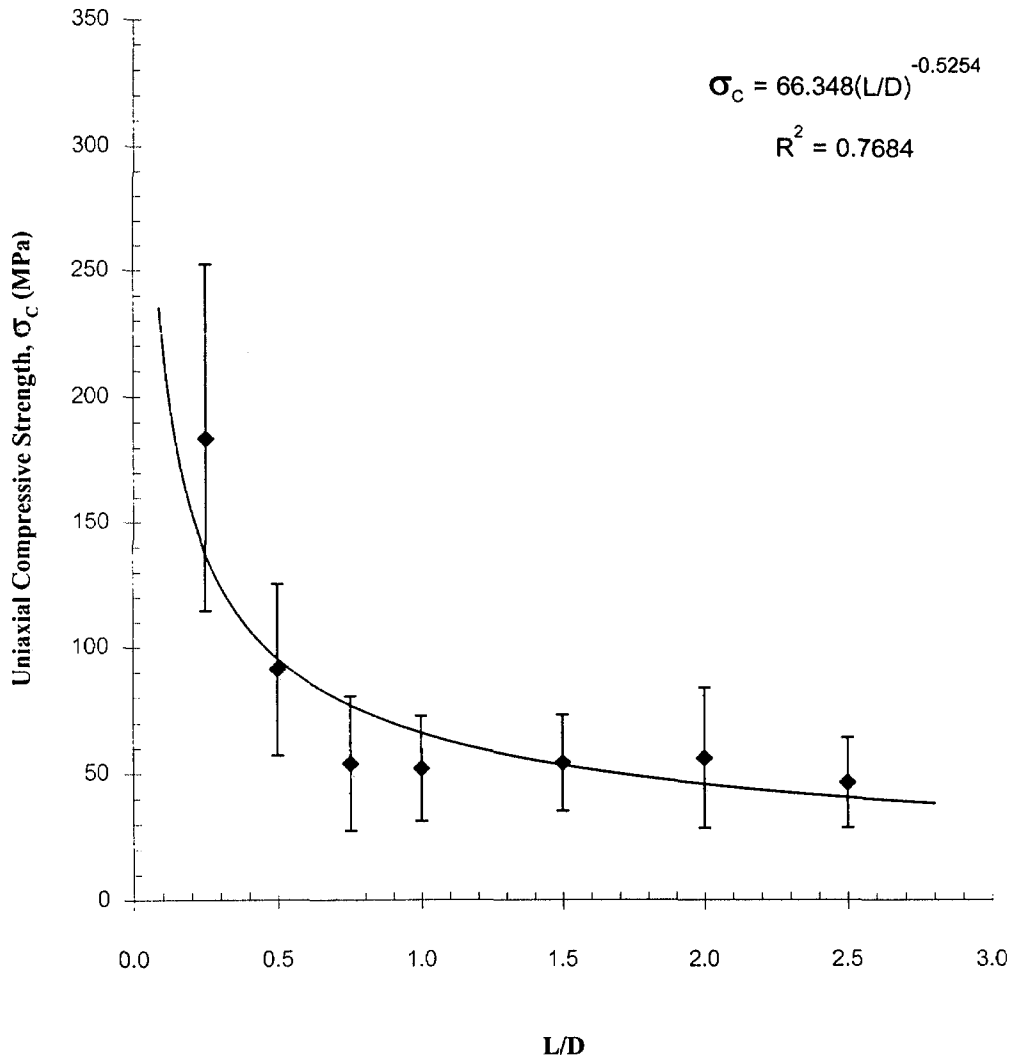


Figure 7 Uniaxial compressive strength of Saraburi marble.

Brazilian Tensile Strength of Saraburi Marble

D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 0.5

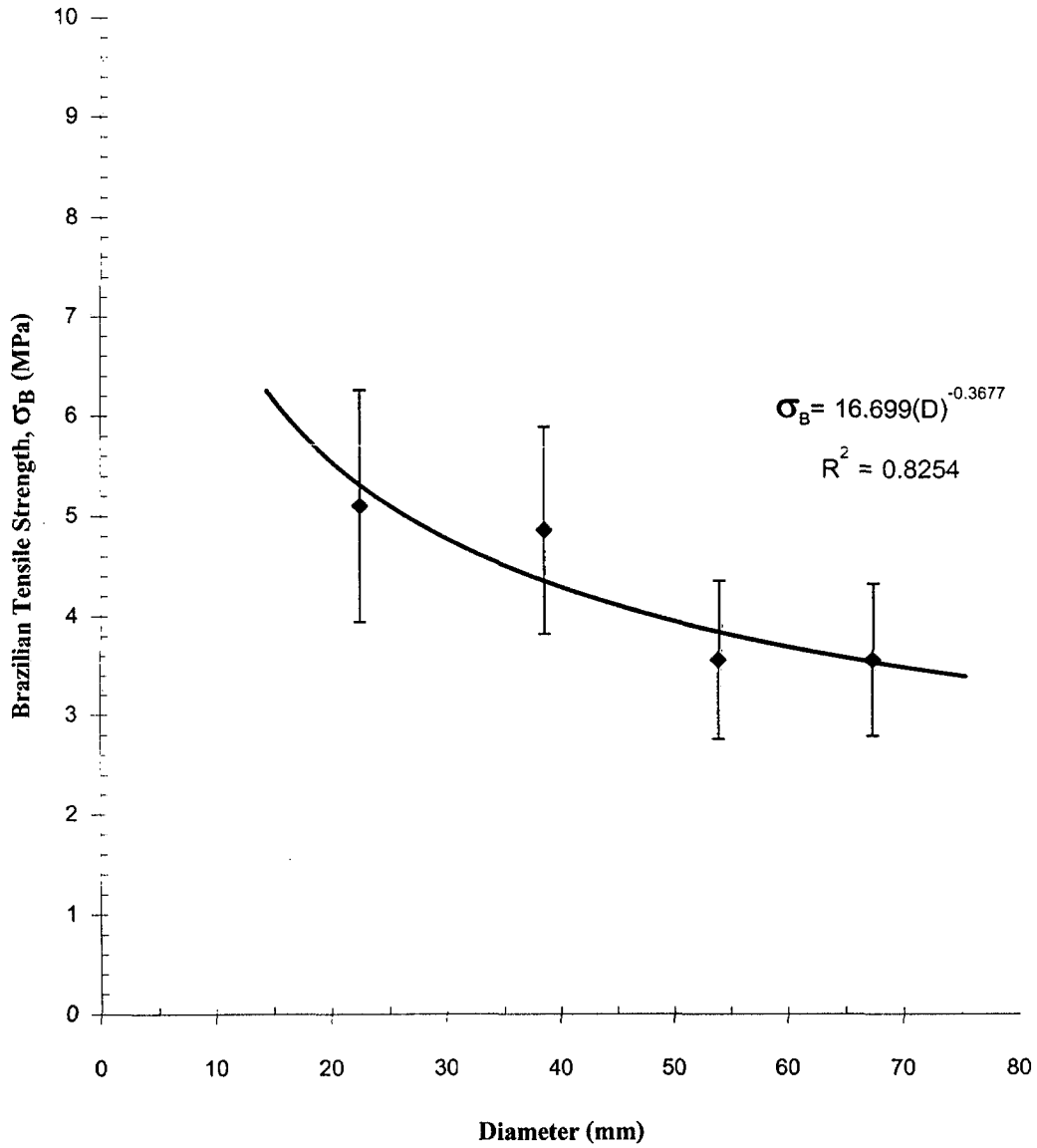


Figure 8 Brazilian tensile strength of Suraburi marble.

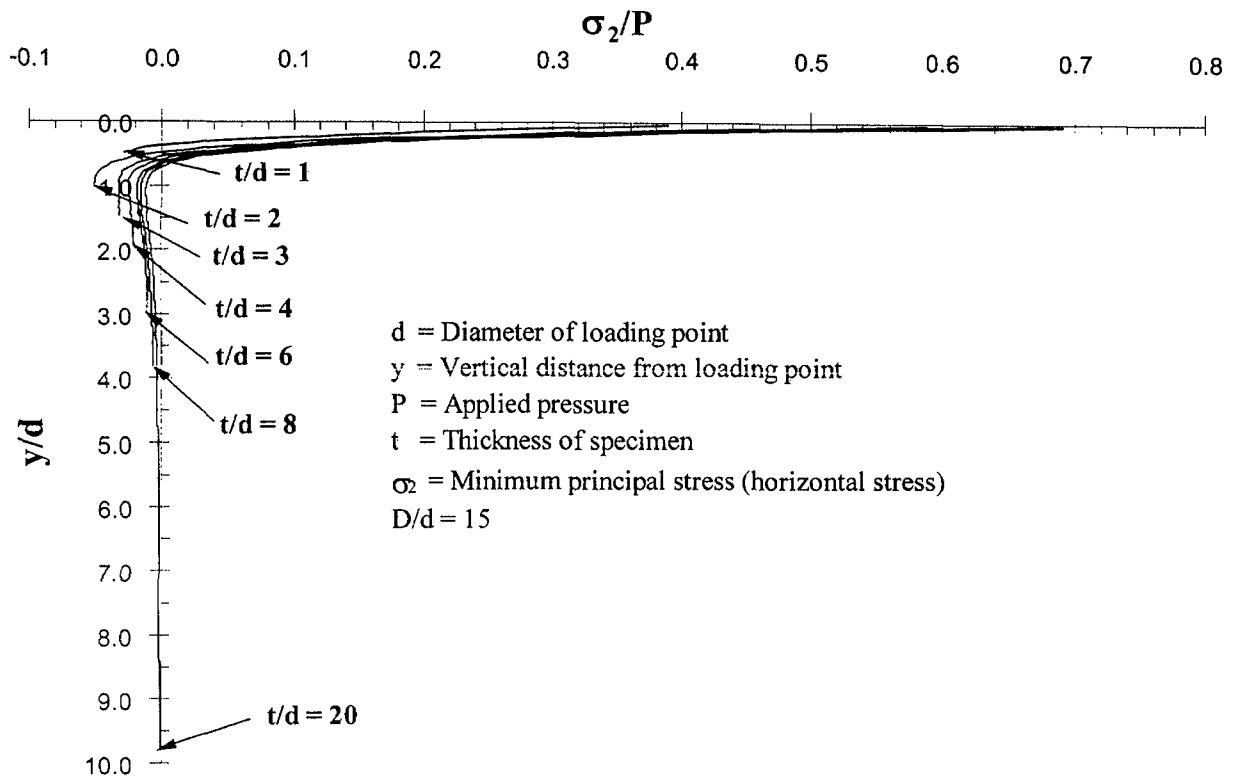


Figure 9 Distribution of the minimum principal stresses along the loaded axis of MPL specimens.

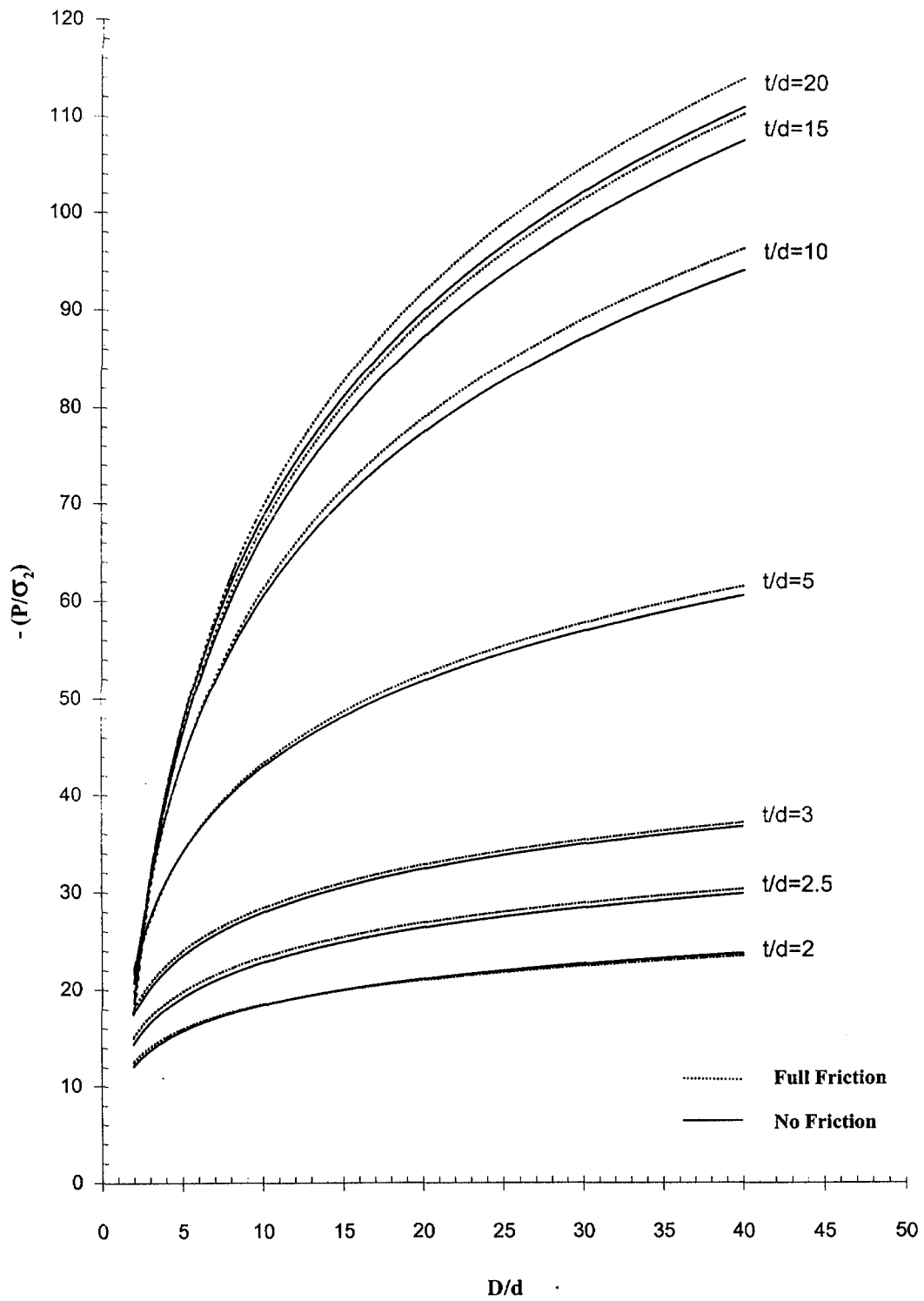


Figure 10 Normalized failure stress as a function of D/d , obtained from numerical analysis.

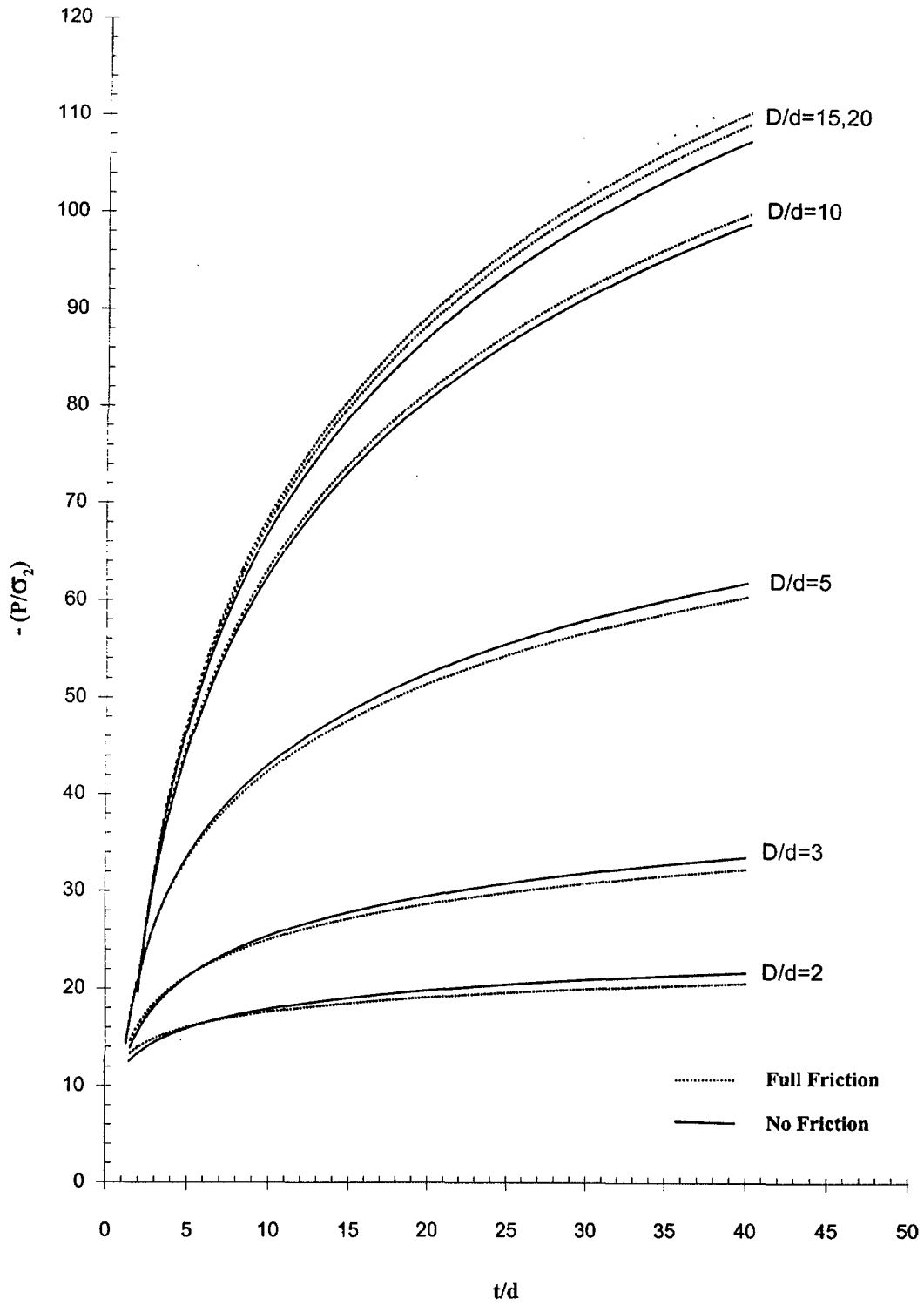


Figure 11 Normalized failure stress as a function of t/d , obtained from numerical analysis.

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 การทดสอบนี้จะสามารถทำได้ไม่ว่าหินตัวอย่างจะมีรูปแบบอย่างไรก็ตาม นั่นคือไม่จำเป็นต้องกำหนดรูปร่างหินตัวอย่างให้มีรูปร่างที่เป็น Fixed geometry การทดสอบนี้รูปร่างหินตัวอย่างสามารถเป็นลักษณะ Irregular Shape ได้ จึงทำให้การทดสอบแบบนี้มีราคาถูก แต่ว่าการทดสอบจะค่อนข้างไม่แน่นอน 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 ทั้งความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงยังคงดำเนินไป 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 บริษัทเหล่านี้จึงไม่มีจุดประสงค์ที่จะลดค่าใช้จ่ายและลดพลังงานที่เกี่ยวข้องในกิจกรรมเหล่านี้อย่างยิ่ง

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้นนี้ จึงมีเหตุผลอันสมควรที่จะปรับปรุงหรือปรับเปลี่ยนรูปแบบของการทดสอบแบบจุดกด เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ที่น่าเชื่อถือมากขึ้น และสามารถนำไปสัมพันธ์กับคุณสมบัติอื่น ๆ ได้แม่นยำมากขึ้น

1.2 วัตถุประสงค์

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

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

ขนาดของหินตัวอย่างที่มีพื้นที่ภายใต้จุดกดกับการแพร่กระจายของความเค้น และความยืดหยุ่นของหินตัวอย่าง และ 3) สร้างทฤษฎีใหม่ (สมการใหม่) เพื่อเชื่อมต่อระหว่างความสัมพันธ์ทั้งหมด

1.3 แนวคิดของงานวิจัย

โครงการวิจัยนี้มีแนวคิดว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม Conventional Point Load Testing หรือ CPL ที่ทำในภาคสนามได้ควรจะมีการดัดแปลงเครื่องมือและศึกษาเพิ่มเติมทางด้านทฤษฎีเพื่อนำผลที่ได้มาสัมพันธ์กับคุณสมบัติของหินทางด้านความต้านแรงกด และความต้านแรงดึงให้เหมาะสมและถูกต้องกว่าที่เป็นอยู่ และอีกประการหนึ่งเพื่อเสริมสร้างความมั่นใจโดยหาทฤษฎีมาสนับสนุนความสัมพันธ์เหล่านี้ แทนที่จะใช้ความสัมพันธ์ทางด้าน Empirical ซึ่งได้จากการทดลองอย่างเดียวที่ทำกันอยู่ในอดีต เนื่องจากการทดสอบนี้มีราคาสูง 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 เพราะว่าเป็นส่วนของทฤษฎีจะถูกสมมติว่าพื้นที่สัมผัสจะเป็นเพียงจุดเล็ก ๆ เท่านั้น (Point Load) ดังนั้น ในหลักการแล้วทฤษฎีเก่านี้กับการทดสอบแบบเดิมจึงเข้ากันไม่ได้อย่างสมบูรณ์

การปรับเปลี่ยนหัวกดให้เป็นหัวตัดที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมและมีพื้นที่สัมผัสที่แน่นอนและคงที่ตลอดเวลา ไม่ว่าหินจะมีความแข็งหรืออ่อนเท่าใด หรืออยู่ภายใต้แรงกดเท่าใดจึงเป็นสิ่งที่เหมาะสม การนำทฤษฎีที่เกี่ยวข้องมาประยุกต์ใช้ในกรณีนี้ก็มีความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น

ทางด้านการประหยัดพลังงาน จะเห็นได้ว่าการทำการปรับเปลี่ยนหรือดัดแปลงหน้าตัดของแท่นกด เพื่อให้เหมาะสมกับทฤษฎีใหม่ที่ดัดขึ้น และเพื่อนำไปใช้ได้ภาคสนามนั้นสามารถประหยัดพลังงานที่เกิดขึ้นจากการทดสอบและการขนส่งหินตัวอย่าง ซึ่งการประหยัดพลังงานนี้จะอยู่ที่ทั้งในรูปของพลังงานไฟฟ้า พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิง เวลา และรวมถึงค่าใช้จ่ายต่าง ๆ

ด้วย นอกจากนี้ การแก้ปัญหาโดยวิธีนี้ยังเป็นการแก้ปัญหาพื้นฐานหลักที่ทุกหน่วยงานและบริษัทที่ทำงานทางด้านภาคสนามเหล่านี้ประสบเหมือนกัน ดังนั้นการแก้ปัญหามาตามข้อเสนอดังกล่าวข้างต้นนี้ จึงสามารถขยายผลไปสู่บริษัทอื่นได้ ทั้งบริษัทในเมืองไทยและต่างประเทศที่มีปัญหาในลักษณะเดียวกันนี้ร่วมกันด้วย จึงอาจกล่าวได้ว่าการแก้ปัญหานี้สามารถแก้ปัญหาได้ทั้งในระดับชาติ และในระดับนานาชาติ

1.4 วิธีการดำเนินงาน

การวิจัยจะแบ่งเป็น 7 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนได้แสดงดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 : การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องและศึกษาขบวนการของบริษัท GMT

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแบบจุดกด และกลไกการแตกของหินจะนำมาศึกษาและค้นหาข้อสรุปเพื่อที่จะได้ว่า การวิจัยทางด้านนี้ได้ลึบหน้าไปเท่าใด และผลของงานวิจัยเหล่านี้จะมีประโยชน์อย่างไรต่องานวิจัยที่นำมาเสนอ ชื่อของสิ่งตีพิมพ์เหล่านี้จะนำมาแสดงโดยละเอียดในรายงานขั้นสุดท้าย ซึ่งจะเขียนในรูปของ Bibliography ของการทดสอบแบบจุดกด และของงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินในห้องปฏิบัติการ

ในขั้นตอนนี้ผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการจะศึกษาและตรวจสอบขบวนการทั้งหมดของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบหิน ทั้งนี้รวมไปถึงการตรวจสอบเครื่องมือในห้องปฏิบัติการและในภาคสนามของบริษัท เพื่อศึกษาศักยภาพของการดัดแปลงและปรับปรุงให้เป็นไปตามผลลัพธ์ของงานวิจัยนี้ ถ้าในขณะที่ศึกษาบริษัท 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 ทั้งนี้เพื่อให้ได้มาซึ่งหินตัวอย่างที่มีคุณสมบัติที่ดีที่สุดสำหรับโครงการนี้

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 เพื่อให้เข้าใจถึงการกระจายของความเค้นในแนวคดและในแนวตั้ง ภายในหินตัวอย่างตามแนวของจุดกด การทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคอมพิวเตอร์นี้ จะช่วยให้เข้าใจได้ว่าผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างนั้น มีผลอย่างไรต่อการแตกของหินตัวอย่างภายใต้การทดสอบแบบจุดกด และจะสามารถยืนยันได้ว่าการพัฒนาทางด้านทฤษฎีในแนวทางที่ 1 ได้ทำอย่างถูกต้อง หรือจะสามารถบอกได้ว่าทฤษฎีที่ได้พัฒนามานั้น มีข้อจำกัดและข้อสมมติฐานอย่างไรบ้าง

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 และแรงต้านทานในแนวกดและในแนวดึงของหิน แล้วนำเข้าสู่การนำเสนอการทดสอบแบบใหม่ (Modified Point Load Testing) ซึ่งการทดลองแบบใหม่นี้คาดว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงในรูปแบบของหัวกด เพื่อให้มีขนาดที่เหมาะสมกับค่าทางคุณสมบัติต่างๆที่ต้องการ

ส่วนผลกระทบในเรื่องขนาดของหินตัวอย่าง (Size Effect) ก็จะถูกศึกษาทางด้านสถิติ (Ghosh et al., 1995, Lundborg, 1967) และทางด้านการประมาณการคาดคะเน (Prediction) ตาม Fuenkajom and Daemen (1986, 1991, 1992) ด้วยวิธีนี้ผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างก็จะสามารถนำมารวมกับความสัมพันธ์ของความเค้นได้ในเชิงตัวเลขที่แน่นอน ส่วนเรื่องการแปรปรวนที่มีผลมาจากลักษณะการไม่เป็นเนื้อเดียวกันของหิน (Non-homogeneous) ก็จะถูกนำมาศึกษาเพื่อปรับปรุงความสัมพันธ์ที่กล่าวข้างต้น การแก้ไขนี้จะใช้วิธีที่เสนอโดย Fuenkajom 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 และยิ่งกว่านั้นแล้วจำนวนหินตัวอย่างที่เตรียมมาใช้ในแต่ละการทดลอง และแต่ละขนาดจะไม่เกิน 5 ชิ้น

งานวิจัยนี้จะไม่ลงไปลึกถึงการศึกษาทางด้านคุณลักษณะ 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

ลดค่าใช้จ่ายทางการทดสอบคุณสมบัติของหิน การทดสอบโดยใช้วิธีใหม่และ ทฤษฎีใหม่จะประหยัดค่าใช้จ่ายได้ประมาณ 80-90% กล่าวคือ การทดสอบ โดยวิธีเดิม 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

ด้วยวิธีใหม่และใช้ทฤษฎีใหม่หินตัวอย่างจะไม่มีกรเตรียมใด ๆ ทั้งสิ้น ขนาดของหินก็สามารถสกัดออกมาจากหินโพล์ (Outcrop) โดยใช้ค้อนธรณี รูปร่างของหินตัวอย่างสามารถเป็นก้อนที่ไม่เป็นรูปแบบได้ (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 เขื่อนแรมบนดินและใต้ดิน ถนน ทางรถไฟ การสำรวจและผลิตน้ำมันและแก๊สธรรมชาติ สะพานขนาดใหญ่และตึกขนาดใหญ่ที่มีฐานรากอยู่ในหิน หน่วยงานเหล่านี้ คือ กรมทรัพยากรธรณี กรมชลประทาน การไฟฟ้าฝ่ายผลิต การปิโตรเลียม กรมทางหลวง กรมโยธาธิการ และการรถไฟแห่งประเทศไทย เป็นต้น

เช่นเดียวกันหน่วยงานในภาคเอกชนจะประกอบด้วย บริษัทที่ประกอบการทางด้านการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น บริษัทที่ปรึกษา บริษัทผู้รับเหมา บริษัทผู้ออกแบบและบริษัทที่ให้บริการการทดสอบคุณสมบัติของหิน

ส่วนสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา จะสามารถนำข้อเสนอทางด้านทฤษฎีใหม่นี้ไปใช้โดยตรง ไปทำการศึกษาต่อ หรือไปทำการปรับปรุงเพื่อให้มีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น หรือเพื่อนำไปประยุกต์ให้มีข้อจำกัดของทฤษฎีน้อยลง การปรับปรุงทฤษฎีนี้จะสามารถทำได้ในระดับการศึกษาชั้นสูง เช่น บัณฑิตศึกษา เป็นต้น

1.7 องค์ประกอบของรายงาน

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

หลักการและขบวนการของการสำรวจ เลือกระร และเก็บตัวอย่างหินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้สรุปไว้ในบทที่สาม บทที่สี่เสนอวิธีการและผลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อสร้างฐานข้อมูล นำไปใช้ในการประดิษฐ์วิธีการทดสอบแบบใหม่ บทที่ห้าอธิบายการศึกษาทางด้านทฤษฎีซึ่งจะเน้นไปที่การคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ บทที่หกประมวลและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ และผลที่ได้จากแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ในบทนี้จะเสนอขั้นตอนและวิธีการคำนวณของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน และจะมีการพิสูจน์ความแม่นยำของการทดสอบแบบใหม่นี้เมื่อเทียบกับการทดสอบแบบเก่า

บทที่เจ็ดวิจารณ์แนวคิดและผลของการวิจัยโดยเน้นไปที่ความถูกต้อง ความแม่นยำ และข้อจำกัดของวิธีการทดสอบแบบใหม่ บทนี้จะเสนอวิธีการปรับปรุงผลที่ได้จากงานวิจัยให้ดีขึ้น บทที่แปดสรุปวิธีและผลที่ได้จากงานวิจัยทั้งหมด เอกสารที่ถูกต้องอ้างอิงในงานวิจัยนี้ได้ให้ไว้ในบรรณานุกรม

ภาคผนวกเสนอร่างของบทความที่จะตีพิมพ์ในอนาคต บทความได้เสนอเนื้อหาบางส่วน
ของงานวิจัยที่มีคุณค่าทางวิชาการ ในภาคผนวกยังได้เสนอคู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับ
เปลี่ยน และผลของการบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยีจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่บริษัท 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) เพื่อหาค่าดัชนี (Index) ของหิน ได้มีการวิวัฒนาการอย่างต่อเนื่องเกือบ 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 ดัชนีจุดกดไม่ว่าจะได้อมาจากหินตัวอย่างที่มีรูปร่างแบบใด ควรจะถูกปรับเปลี่ยนและแสดงให้อยู่ในระบบที่เทียบเท่ากับหินตัวอย่างที่มีพื้นที่ตามแนวจุดกดที่เท่ากับ 50 mm หรือเทียบเท่ากับหินทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 1 นิ้ว ทั้งนี้เพื่อให้ค่าเหล่านี้ที่ได้มาจากหินชนิดที่ต่างกันนำมาเปรียบเทียบกันได้ โดยที่ผลกระทบของขนาดและรูปร่างจะถูกลดลงเหลือน้อยที่สุด เพื่อให้เป็นแนวทางในการปรับเปลี่ยนค่าดัชนีจุดกดดังกล่าว Brook (1985) ได้เสนอสมการในรูปยกกำลังอย่างง่าย ๆ โดยให้ค่าดัชนีจุดกดอยู่ในรูปของสมการยกกำลังของเส้นผ่าศูนย์กลาง และความหนา (ระยะห่างระหว่างจุดกด) ของตัวอย่างหิน โดยมีค่าคงที่ ซึ่งเป็นสัมประสิทธิ์ของเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนา Brook ยังสังเกตเห็นถึงผลกระทบของความอ่อนและความแข็งของตัวอย่างหินต่อการทดสอบแบบจุดกด 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) ของชิ้นหินตัวอย่างจะมีผลกระทบต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่วัดและคำนวณได้ 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 หรือเปรียบเทียบไปถึงขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่ใช้เป็นมาตรฐาน (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_2) และ Uniaxial compressive strength (σ_c) ของหินหลายชนิด ผลที่ได้บ่งบอกว่าค่าความสัมพันธ์ $\sigma_c = 24 I_2$ นั้นอาจจะไม่ถูกต้องและแม่นยำตามที่นักวิจัยหลายท่านได้เข้าใจกันมาในอดีต ค่าอัตราส่วน 24 เท่าเป็นเพียงการประเมินอย่างคร่าว ๆ จากการสำรวจหินตัวอย่างหลายชนิดพบว่าอัตราส่วนนี้สามารถผันแปรจาก 6.2 ไปจนถึง 105 ได้ Chan and Wong (1996) ได้สรุปการผันแปรของค่าอัตราส่วนนี้จะขึ้นกับปัจจัยสี่ประการคือ 1) ค่าความต้านความเค้นในแนวตั้งสูงสุดของหิน (Tensile strength) 2) ค่าอัตราส่วน Poisson's ratio 3) ความยาวของหินตัวอย่าง

และ 4) เส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่าง ในท้ายสุด Chan and Wong (1996) ก็ยังสามารถสรุปในเชิงตัวเลขได้แน่ชัดว่าค่าความเค้นในแนวคดสูงสุดควรจะมีความสัมพันธ์กับค่าดัชนีจุดคดอย่างไร สำหรับหินแต่ละชนิด

Butenuth (1997) ได้วิเคราะห์ผลของการทดสอบแบบจุดคดที่ได้ถูกตีพิมพ์โดยนักวิจัยผู้อื่น การวิเคราะห์ของ Butenuth (1997) นี้ได้คำนวณผลการทดลองในรูปของแรงกค และนำมาสัมพันธ์ทั้งพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากจุดคด ซึ่งจะต่างกับผู้อื่นซึ่งใช้ผลการทดลองในรูปของความดัน หรือความเค้น Butenuth สรุปว่าแรงสูงสุดที่กคลงบนหินตัวอย่างในขนาดที่ต่าง ๆ กัน (ระยะห่างระหว่างจุดคดที่ต่างกัน) จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากการกค ในหินตัวอย่างแต่ละขนาด ความสัมพันธ์นี้จะสามารถนำไปอธิบายผลที่ได้จากการทดสอบความต้านแรงดึงของหินที่มีขนาดของหินตัวอย่างต่าง ๆ กันด้วย อย่างไรก็ตาม Butenuth มิได้ให้ความสัมพันธ์ของผลที่ได้จากจุดคดกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบเพื่อหาความต้านแรงดึง และความต้านแรงกคสูงสุด

Wei et al. (1999) และ Chau and Wei (1999) ได้พัฒนาสมการจากคณิตศาสตร์ชั้นสูง และได้สร้างแบบจำลองเพื่อคำนวณเชิงตัวเลข เพื่อใช้ในการอธิบายถึงการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดคดในหินตัวอย่างที่มีรูปทรงกระบอกและถูกกคตามแนวแกน สมการนี้ได้เผยถึงประเด็นสำคัญอันหนึ่งคือ ความเค้นในแนวคดมิได้เกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของหินตัวอย่างตามที่เคยเข้าใจในอดีต แต่ความเค้นสูงสุดในแนวคดนี้จะเกิดในบริเวณใกล้กับจุดคดทั้งสองปลาย นี่หมายถึงว่ารอยแตกที่เกิดจากการกคมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหินตัวอย่าง แต่เริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณใกล้กับจุดคดทั้งสองข้าง นอกจากนั้นแล้ว Wei และคณะยังบ่งบอกอีกว่า ขนาดของความเค้นที่เกิดจากการกคนี้ยังขึ้นกับคุณสมบัติของหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณสมบัติ Poisson's ratio (ν) ถ้าค่า ν มีค่าต่ำ (เช่น $\nu = 0.1$) ค่าความเค้นในแนวคดจะมีค่าสูงกว่าหินที่มีค่า ν สูง (เช่น $\nu = 0.4$) ข้อสรุปอีกประการหนึ่งคือ หินที่มีความอ่อนหวัคจะจมลงไปเนื้อหิน ทำให้พื้นที่สัมผัสมีมากขึ้น และทำให้ค่าความเค้นในแนวคดมีค่าต่ำลง ด้วยแรงกคที่เท่ากันหินที่มีความแข็ง พื้นที่สัมผัสระหว่างหัวคคกับเนื้อหินจะมีขนาดเล็ก ทำให้ค่าความเค้นในแนวคดมีค่าสูงขึ้น 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) แต่ผลกระทบจะมีน้อยมากเมื่อกลไกการแตกของหินเป็นแบบคดเฉือน (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 นี้จะแตกในลักษณะแรงคดเฉือนที่อยู่ในสองหรือสามแกน (Biaxial or Triaxial Compressive Shear Failure) ดังนั้นค่าดัชนีจุดกดควรจะต้องเกี่ยวข้องกับความต้านแรงคดที่อยู่ใน 2 หรือ 3 แกน (Biaxial or Polyaxial Compressive Strength) มากกว่าที่จะเกี่ยวข้องกับการแตกภายใต้แรงคดเพียงทิศทางเดียว (Uniaxial Compressive Strength)

โดยสรุปแล้วการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถึงแม้จะมีรูปแบบที่ง่ายต่อการปฏิบัติ แต่ผลที่ได้รับจะมีความหมายที่ซับซ้อนมาก ๆ ซึ่งอาจจะไม่สามารถและไม่เหมาะสมที่จะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงคดของหินได้อย่างโดยตรงและง่ายคายดังที่ปฏิบัติอยู่ ดังนั้น ความเข้าใจความหมายของผลการทดสอบแบบจุดกดอย่างลึกซึ้ง จึงมีความจำเป็นก่อนที่จะนำผลนั้นไปสัมพันธ์กับคุณสมบัติของหินในด้านอื่น ๆ

2.3 ขบวนการของบริษัท GMT ที่เกี่ยวข้อง

บริษัท จีเอ็มที กอร์ปอเรชั่น 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 ดำรง ศึกษา และช่วยสนับสนุนทางด้านวิชาการ และการใช้เทคโนโลยีสมัยใหม่ สำหรับงานทางด้านอุทกธรณี

วิทยา ธรณีเทคนิค ธรณีวิทยาและแหล่งแร่ เพื่อช่วยให้การดำเนินงานของเจ้าของโครงการเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพและประสิทธิผล

ในปัจจุบัน ผู้ร่วมงานของบริษัทฯ และบุคลากรหลักประกอบด้วย นักธรณีวิทยา นักอุทกธรณีวิทยา นักธรณีวิศวกรรม และวิศวกรโยธา นอกจากนี้ผู้อำนวยการเหล่านี้ ซึ่งเป็นพนักงานประจำของบริษัทแล้ว บริษัทฯ ยังมีผู้เชี่ยวชาญด้านต่าง ๆ อาทิเช่น ผู้เชี่ยวชาญด้านอุทกธรณีวิทยา ผู้เชี่ยวชาญด้านทรัพยากรน้ำ ผู้เชี่ยวชาญด้านสุขภาพสิ่งแวดล้อม ผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีเทคนิค ผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีวิทยา ผู้เชี่ยวชาญด้านออกแบบเขื่อน ผู้เชี่ยวชาญด้านแหล่งแร่ ผู้เชี่ยวชาญด้านอุโมงค์ เป็นต้น คอยให้การสนับสนุนในการทำงานเป็นระยะ ๆ ตามความจำเป็น อีกด้วย ปัจจุบัน บริษัทฯ 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 ทำเรือและโครงสร้างในทะเล ถนนและสะพาน สนามบิน ทางรถไฟใต้ดิน ทางรถไฟ ระบบชลประทาน โรงไฟฟ้า ระบบประปา โรงบำบัดน้ำเสีย โรงกำจัดขยะ และสถานที่เก็บกักสารพิษ ฐานรากของสิ่งปลูกสร้างทุกประเภท งานขุดดินและหิน งานขุดเจาะอุโมงค์และโครงสร้างใต้ดิน งานปรับปรุงฐานราก งานปรับปรุงเสถียรภาพที่ลาดชัน งานพัฒนาเหมือง งานออกแบบระบบตรวจสอบการรั่วซึม และงานซ่อมบำรุงรักษาโยธา

จีเอ็มที ให้บริการด้านเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคอย่างครบวงจร ตั้งแต่งานออกแบบ จัดทำ ติดตั้ง ตรวจสอบผล และจัดทำรายงาน สำหรับงานโยธาทุกประเภทที่ก่อสร้างบนดินหรือใต้น้ำ

นอกจากนี้ จีเอ็มที ยังให้บริการในงานสำรวจที่ใช้เทคนิคพิเศษ เช่น การวัดแรงเค้นใน หลุมเจาะระดับลึก การสำรวจโครงสร้างหินระดับลึก โดยวิธีธรณีฟิสิกส์ และการตรวจสอบ ตำแหน่งวัสดุที่ฝังอยู่ใต้ดิน โดยผู้เชี่ยวชาญเฉพาะด้านที่มีชื่อเสียงจากต่างประเทศ

จีเอ็มที มีห้องทดสอบวัสดุทางธรณีวิทยาที่ทันสมัย สามารถทดสอบคุณสมบัติทาง วิศวกรรมทุกอย่างที่ลูกค้าต้องการด้วยความรวดเร็ว และเชื่อถือได้ในผลการทดสอบ

ลูกค้าสำคัญที่ จีเอ็มที ให้บริการ โดยทำสัญญาโดยตรง หรือมีส่วนรับช่วงงานได้แก่

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

ประเทศไทย : ภาคเอกชน	
ชื่อบริษัท	สาขาที่ให้บริการ
บริษัท ผาทอง เอ็กพลอเรชั่น แอนด์ ไมนิ่ง จำกัด	สำรวจแร่
บมจ. ปูนซีเมนต์ไทย	สำรวจแร่
บมจ. ปูนซีเมนต์เอเชีย	สำรวจแร่
บริษัท ยูนิไทย ซิปยาร์ด แอนด์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท พีที นอร์ธ ไมนิ่ง อินโดนีเซีย	สำรวจแร่
บริษัท บีที ออยล์ จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บมจ. ไทย-เยอรมันเซรามิกส์ อินดัสทรี	สำรวจแร่
บมจ. ผาแดง อินดัสทรี	สำรวจแร่
บริษัท อินโดไชน่าโกลด์ฟิลด์ส จำกัด	สำรวจแร่
บมจ. อิตาเลียน ไทย คิวลิตี้โอปเมนท์	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บมจ. ซีโน-ไทย รีซอร์สซีส์ คิวลิตี้โอปเมนท์	สำรวจแร่
บริษัท โรงงานโอปอล จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท แฮร์รอดส์ แมเซอร์อล รีซอร์สซีส์ อิงค์	สำรวจแร่
บมจ. ชลประทานซีเมนต์	สำรวจแร่
บริษัท จัมปาก้า จำกัด	สำรวจแร่
หจก. สันติมิตรก่อสร้าง	เครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อน
องค์การความร่วมมือระหว่างประเทศแห่งญี่ปุ่น	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท สตาร์ปีโตรเลียม แอนด์ รีไฟนิง จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท เทาว์ มิสิว บีวี	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท ภูเทพ จำกัด	สำรวจแร่
บริษัท ฮิลล์เครสต์ รีซอร์สซีส์ เอ็นแอล	สำรวจแร่
บริษัท ไทยออยล์ จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิคและควบคุมงานก่อสร้าง
บริษัท มอริริตันแอนดาคูดเซน จำกัด	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท ฟลูออร์ แคนเน็ล อิงค์	วิศวกรรมธรณีเทคนิค

ต่างประเทศ	
ชื่อบริษัท	สาขาที่ให้บริการ
องค์การพัฒนาแห่งสหประชาชาติ (สาธารณรัฐเยเมน)	สำรวจธรณีวิทยาและน้ำบาดาล เพื่อการพัฒนาแหล่งน้ำ
บริษัท พาราก่อน ฟรีเซียส สโตนส์ จำกัด (ประเทศกัมพูชา)	สำรวจแร่
บริษัท ปูนซีเมนต์ไทย (ประเทศลาว) จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	สำรวจแร่
บริษัท ไทยลาวลิกไนท์ จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	วิศวกรรมธรณีเทคนิค
บริษัท เอเซอร์ อินเตอร์เนชั่นแนล จำกัด (สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว)	สำรวจธรณีวิทยา
บริษัท อาเซียน ซีเมนต์ จำกัด (สหภาพพม่า)	สำรวจแร่
บริษัท สระบุรีซีเมนต์ จำกัด (สหภาพพม่า)	สำรวจแร่

บทที่ 3

การเก็บและการจัดเตรียมตัวอย่างหิน

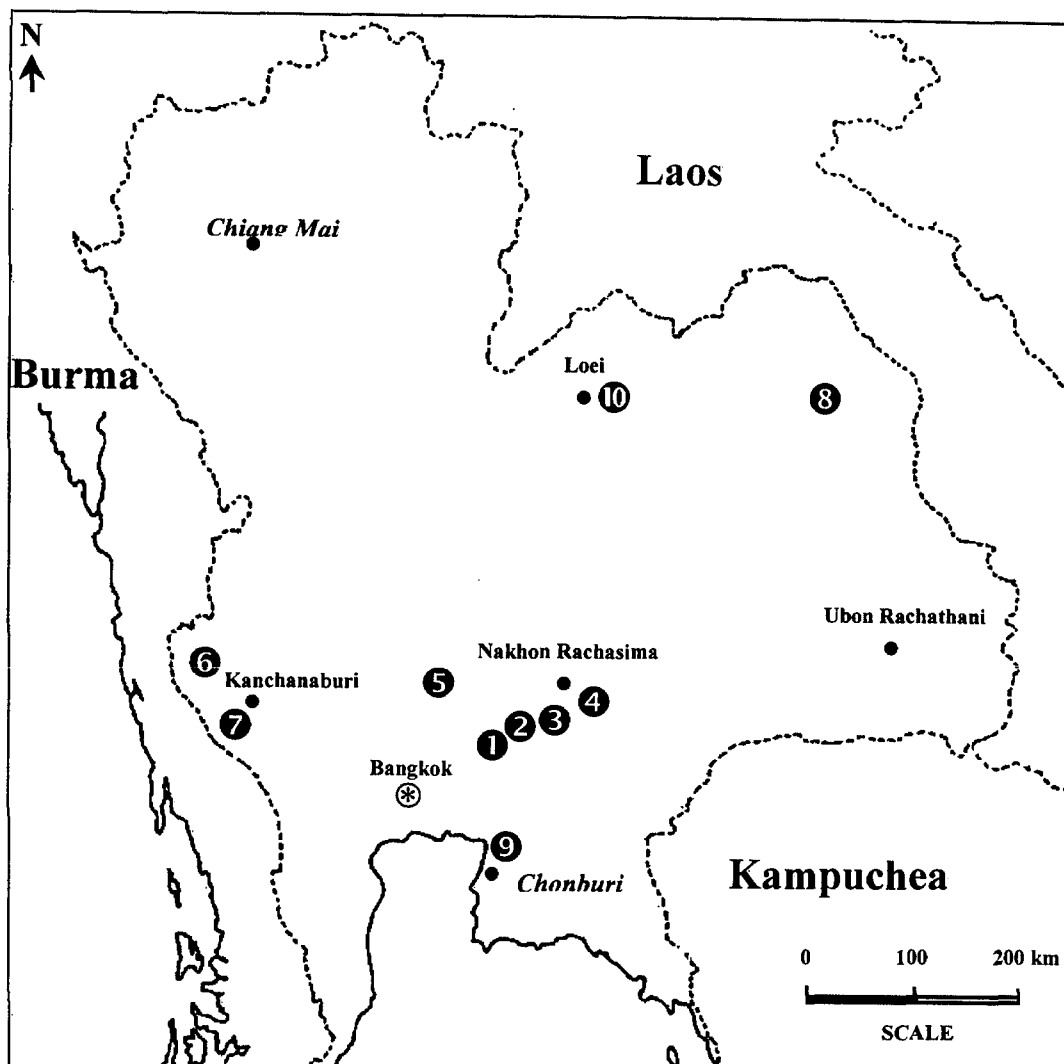
3.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บตัวอย่างหิน

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

3.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ในงานวิจัยนี้ได้จัดซื้อหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีปริมาณทั้งสิ้น 1.5 ตัน โดยได้ส่งตัดหินอ่อนเป็นก้อนมีขนาด $10 \times 12 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว จำนวนทั้งหมด 28 ก้อน (รูปที่ 3.2) และได้ถูกนำมาจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบทางด้านกลศาสตร์ การจัดเตรียมนี้รวมไปถึงการเจาะเป็นรูปแท่งทรงกระบอก (รูปที่ 3.3 และ 3.4) ซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 1 นิ้วไปถึง 4 นิ้ว จากนั้นหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกจะถูกตัด (รูปที่ 3.5) เพื่อให้มีสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางที่เหมาะสมกับการทดสอบในแต่ละชนิด ตัวอย่างหินจะถูกฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกัน เพื่อให้เป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานของ ASTM standard (ดังแสดงในรูปที่ 3.6) รูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8 แสดงบางส่วนของตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีขนาดและรูปร่างต่าง ๆ กัน ซึ่งได้จัดเตรียมในการทดสอบแบบต่าง ๆ ในโครงการนี้

ขบวนการการจัดเตรียมหินตัวอย่างนี้ได้ถูกดำเนินการควบคู่ไปกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อที่จะได้มีการปรับเปลี่ยนและปรับปรุงรูปแบบของหินตัวอย่างให้สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบ

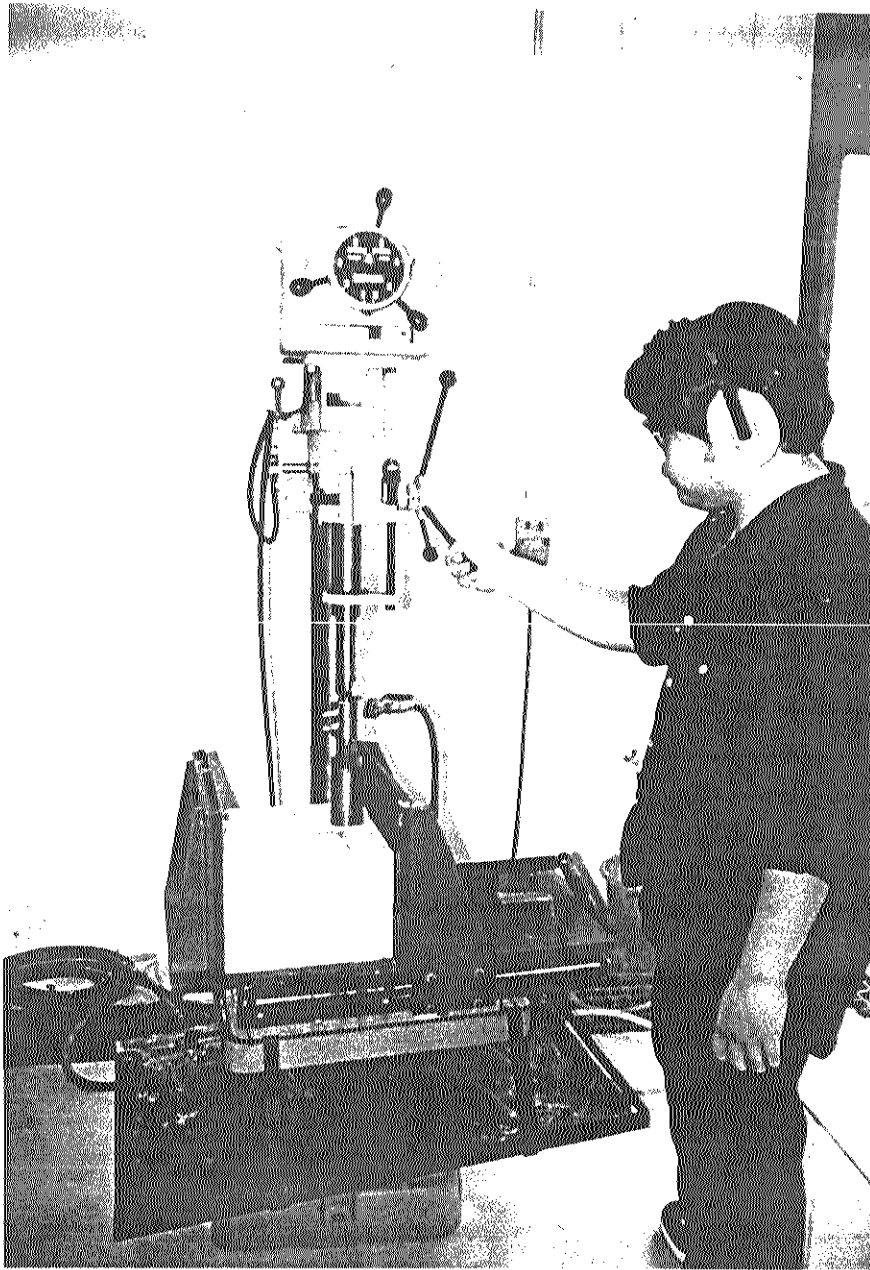


- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1. หินปูน จ.สระบุรี | 6. หินปูนเขื่อนศรีนครินทร์ จ.กาญจนบุรี |
| 2. หินอ่อน จ.สระบุรี | 7. หินปูนและหินโคลโทไมด์ อ.เมือง จ.กาญจนบุรี |
| 3. หินดินดาน อ.ปากช่อง จ. นครราชสีมา | 8. เกลือหิน จ.อุดรธานี |
| 4. หินทรายโครกรวด จ.นครราชสีมา | 9. หินปูนเขาชีจรรย์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

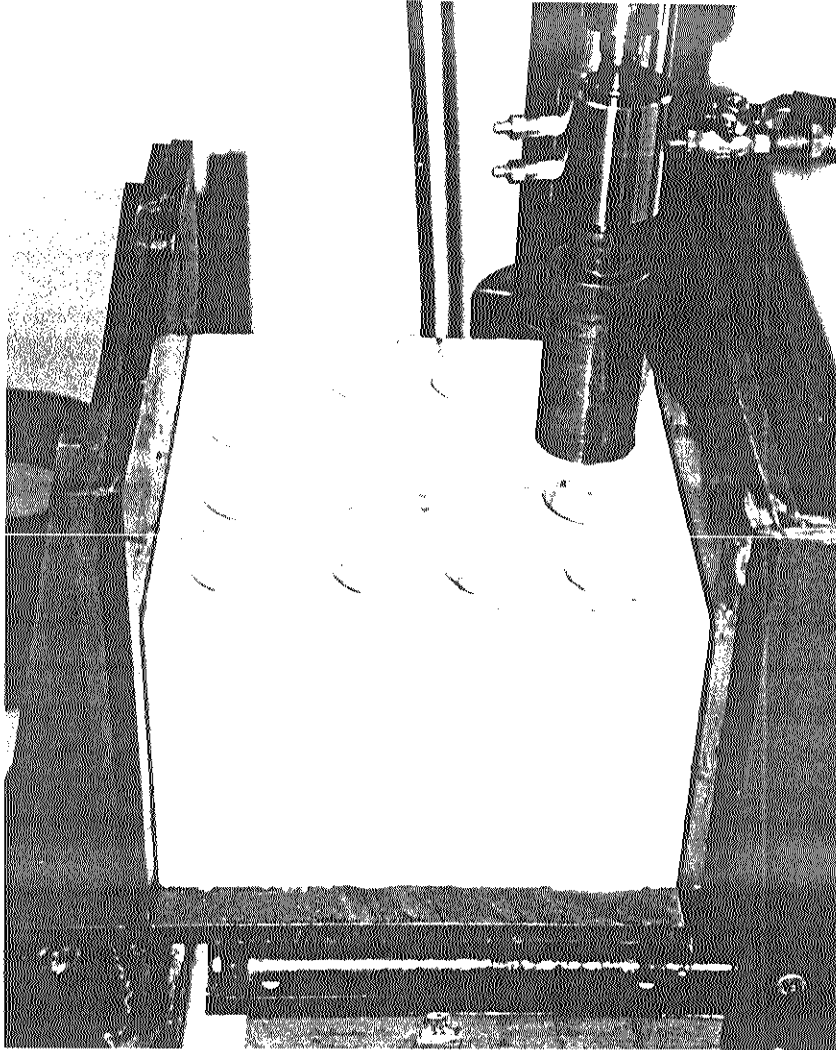
รูปที่ 3.1 ชนิดของหินและพื้นที่ทั้งหมดที่ได้ทำการสำรวจเพื่อเลือกตัวอย่างหินมาใช้ในการทดสอบในโครงการ



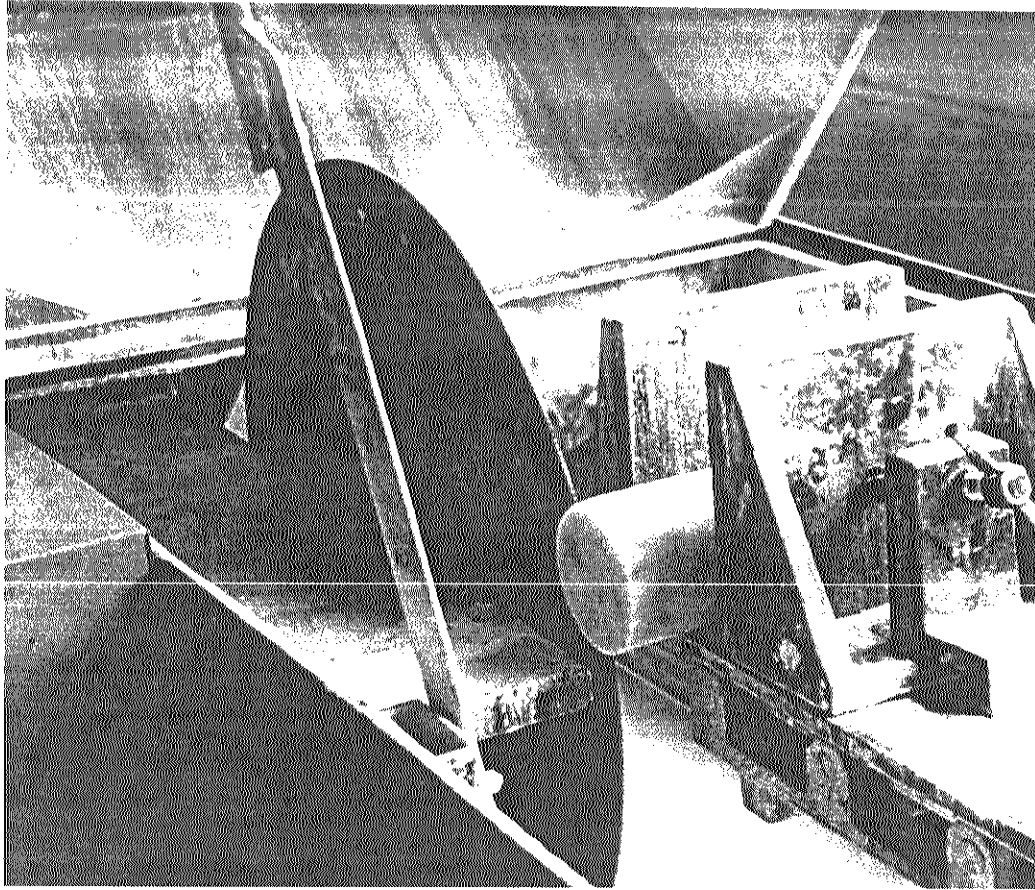
รูปที่ 3.2 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกสังคมา มีขนาด $10 \times 12 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว



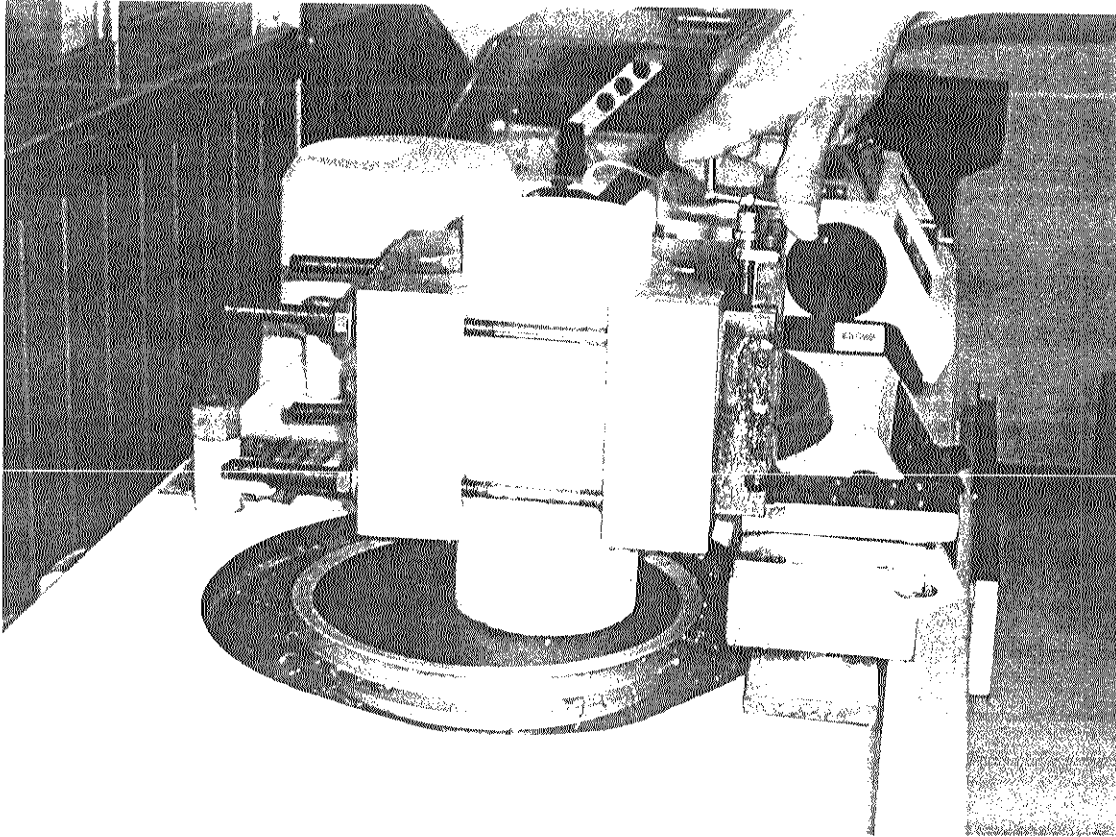
รูปที่ 3.3 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะมีขนาด
ผันแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว



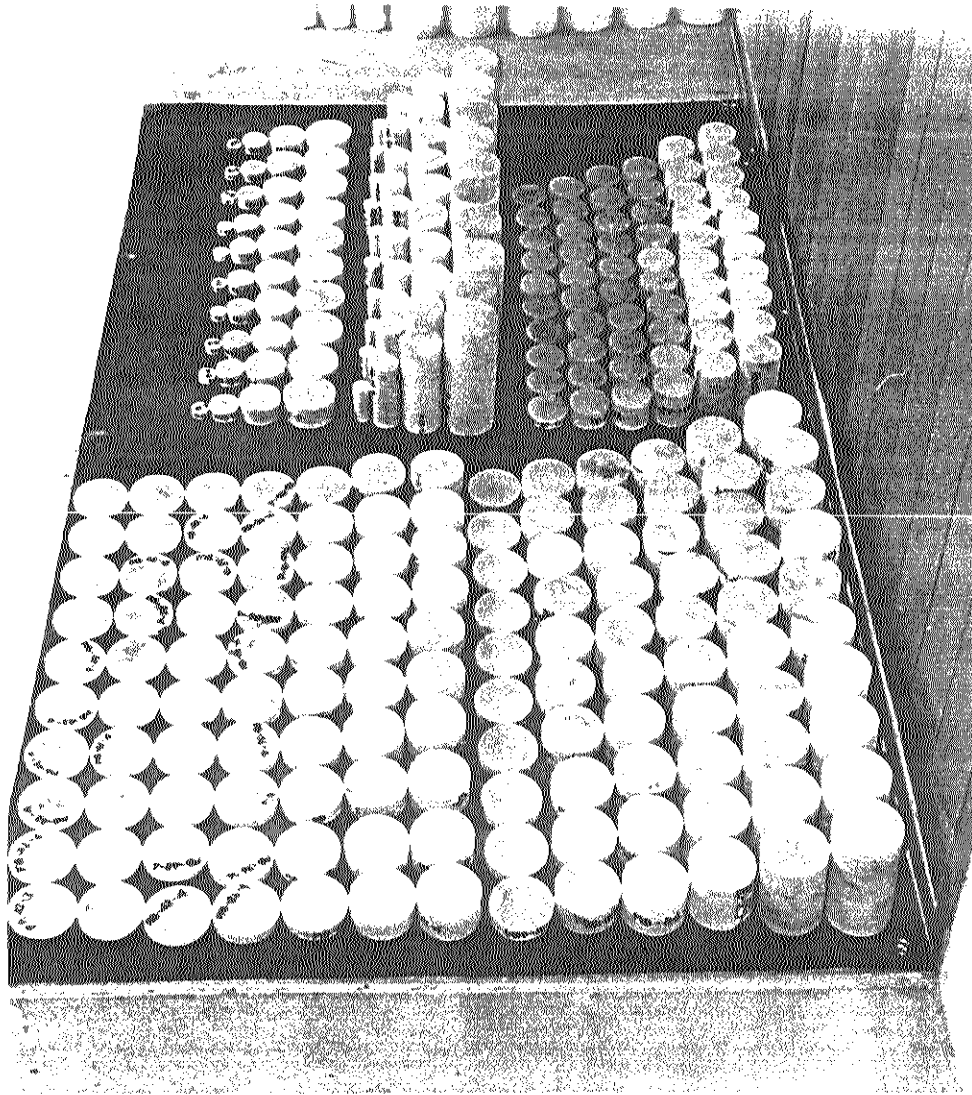
รูปที่ 3.4 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะที่มี
ขนาด 2 นิ้ว



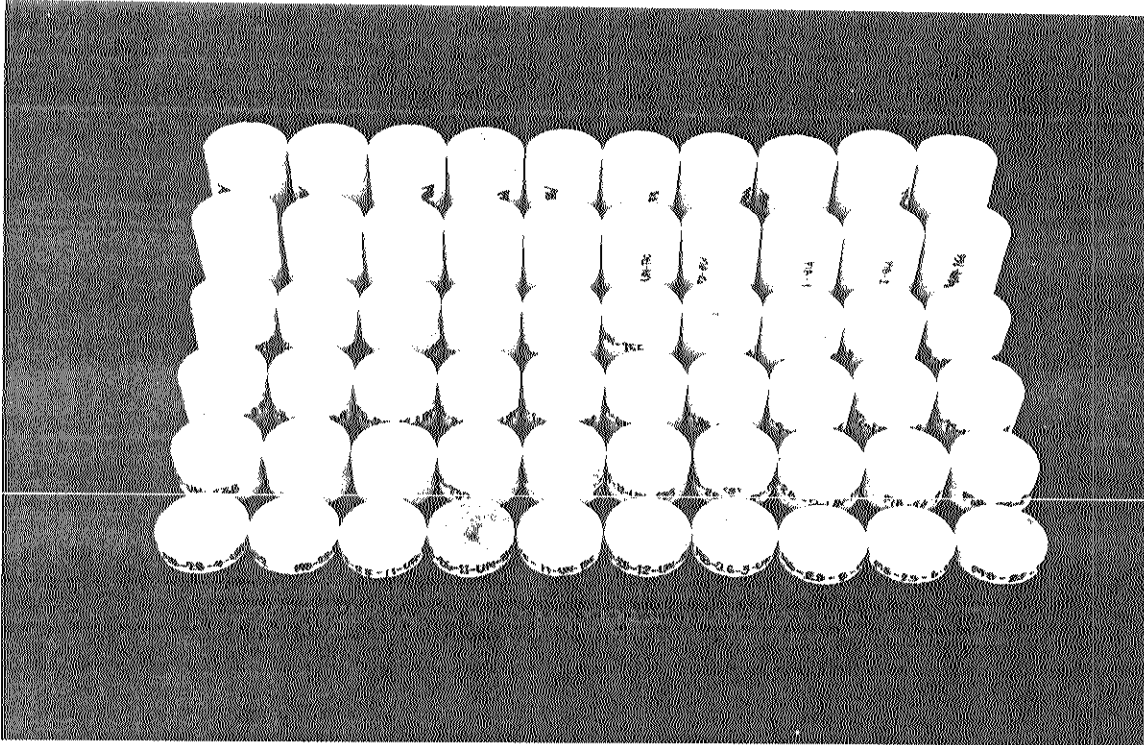
รูปที่ 3.5 แท่งทรงกระบอกของหินดีอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด



รูปที่ 3.6 ตัวอย่างของหินอ่อนขนาด 4 นิ้ว นำมาฝนปลายทั้งสองข้างให้เรียบและขนานกันตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM standards



รูปที่ 3.7 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ



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

การจัดเตรียมตัวอย่างหินได้รวมไปถึงหินชนิดอื่นที่นำมาทดสอบเพิ่มเติม โดยเฉพาะในส่วนของการพิสูจน์ความแม่นยำในการคาดคะเนของทฤษฎีใหม่ที่น่าเสนอในโครงการนี้ หินเหล่านี้ คือ หินปูนจากจังหวัดสระบุรี หินทรายจากจังหวัดนครราชสีมา และหินปูนจากจังหวัดลพบุรี ขนาดและรูปร่างของหินเหล่านี้จะต่างกันไปตามจุดประสงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ทฤษฎีที่สร้างขึ้น ซึ่งจะอธิบายในส่วนท้ายของรายงานฉบับนี้

บทที่ 4

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติทางกลศาสตร์หินที่เกี่ยวข้อง เพื่อประดิษฐ์และทดสอบหวัคคแบบใหม่ และเพื่อสอบทาน (Verification) ผลที่ได้จากการทดสอบ งานวิจัยนี้ได้แบ่งการทดสอบทั้งหมดออกเป็นสี่กลุ่มใหญ่ ๆ คือ

- 1) การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน
- 2) การทดสอบจุดคกแบบปรับเปลี่ยน
- 3) การทดสอบแรงคั้งแบบต่าง ๆ
- 4) การทดสอบเพื่อพิสูจน์ทฤษฎีด้วยหินต่างชนิด

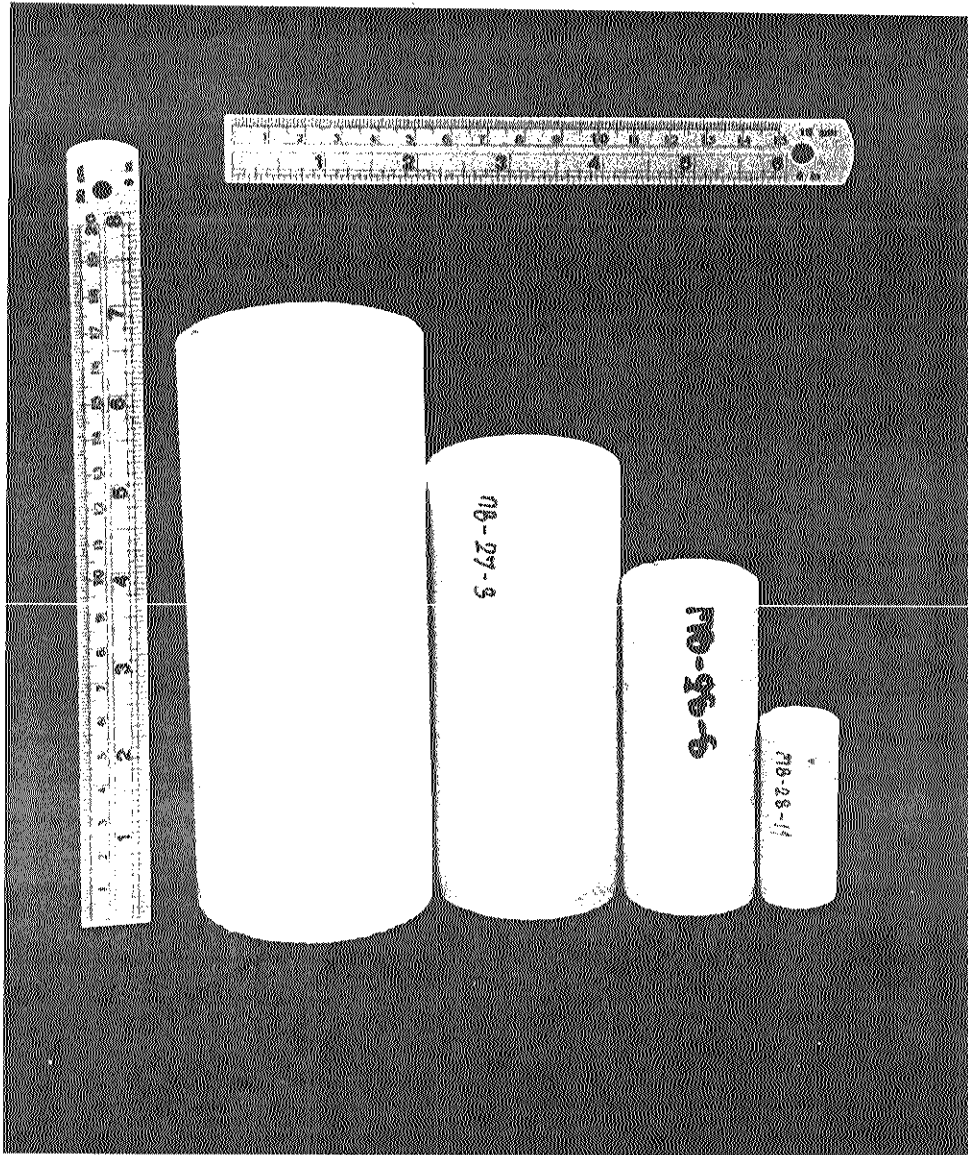
การทดสอบในกลุ่มที่ 1) 2) และ 3) จะใช้หินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีเป็นหลัก ผลที่ได้จะนำไปสู่การสร้างทฤษฎีใหม่และขั้นตอนที่เหมาะสมในการทดสอบแบบใหม่ (ทดสอบจุดคกแบบปรับเปลี่ยน) ในกลุ่มที่ 4) จะมีการทดสอบหลายชนิดโดยใช้หินต่างชนิด เช่น หินปูนและหินทราย เป็นต้น โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อสอบทานผลการศึกษาและวิเคราะห์ที่ได้จากการทดสอบในกลุ่มที่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

4.1 การทดสอบคุณสมบัติกลศาสตร์พื้นฐาน

การทดสอบในกลุ่มนี้ได้ใช้ตัวอย่างหินอ่อนเป็นหลัก โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างฐานข้อมูลเชิงกลศาสตร์ของตัวอย่างหิน และเพื่อเข้าใจในกลไกการแตกหรือการวิบัติของหินที่มีรูปร่างและขนาดต่างกัน การทดสอบในกลุ่มนี้จะประกอบด้วยการทดสอบแรงคกในแกนเดียว การทดสอบแรงคกแบบบราซิล การทดสอบจุดคกแบบคั้งเคิม และการทดสอบแรงคกในสามแกน

4.1.1 การทดสอบแรงคกในแกนเดียว

การทดสอบแรงคกในแกนเดียว (Uniaxial compression test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่าง ต่อค่าความต้านแรงคกสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength) ซึ่งเป็นองค์ความรู้ประกอบที่สำคัญของงานวิจัยนี้ ผลที่ได้จะนำมาสร้างความสัมพันธ์เพื่อเชื่อมโยงกับความต้านแรงคกที่ได้จากการทดสอบแบบจุดคก 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 แสดงบางส่วนของหินตัวอย่างที่ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบแรงคกในแกนเดียว ในการศึกษาผลกระทบของขนาด ตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกจะมี L/D ที่คงที่แต่จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง



รูปที่ 4.1 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบแบบการกดในแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อกลไกการแตกของตัวอย่างหิน

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 $L/D = 2.5$ หินจะถูกกดอย่างต่อเนื่องจนถึงแรงกดสูงสุดที่หินนั้นจะทนได้ 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 ผลสรุปของการทดสอบที่ได้นี้โดยทั่วไปจะสอดคล้องกับผลที่ได้จากงานวิจัยในต่างประเทศ

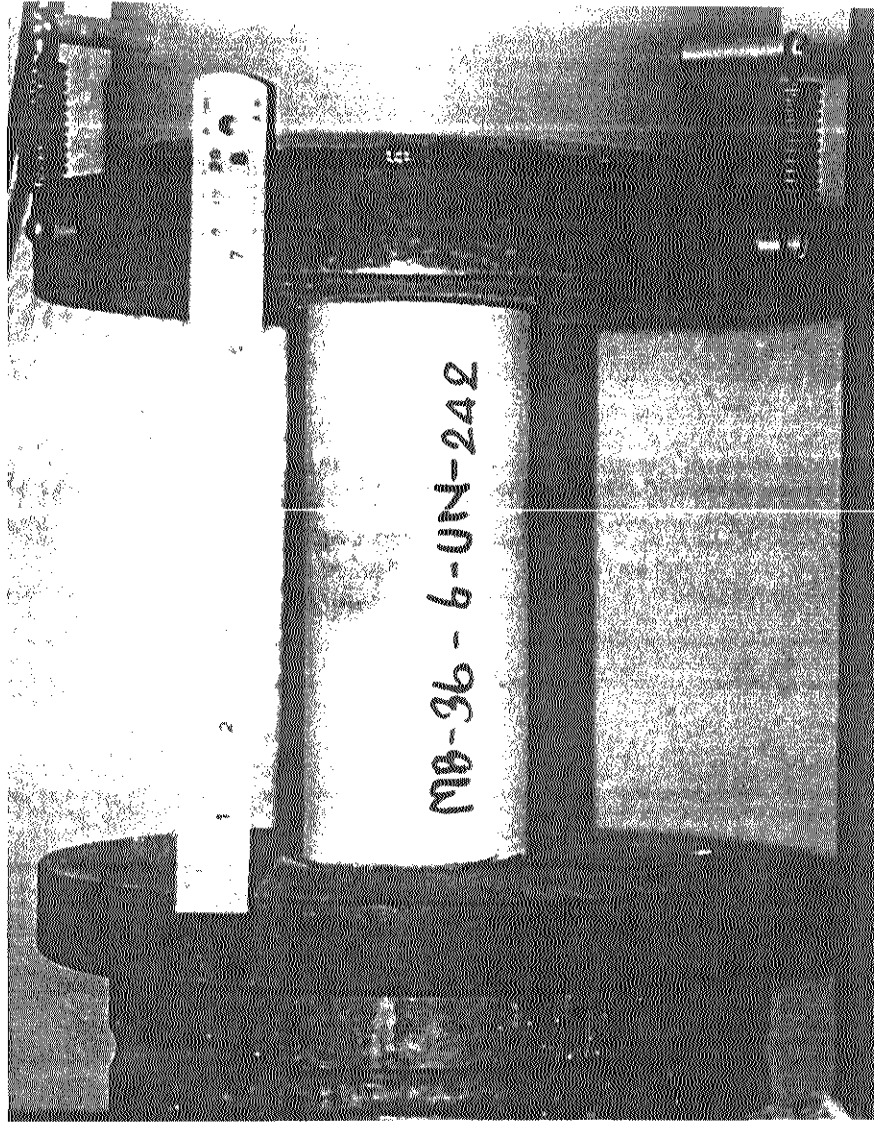
ผลที่ได้จากการทดสอบจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.2 และได้นำมาแสดงในรูปของแผนภูมิ โดยแสดงค่าความต้านแรงกดสูงสุดให้อยู่ในรูปของค่า L/D ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 4.7 ถึง 4.10 สำหรับหินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5, 38.5, 54.0 และ 67.4 mm ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าแต่ละขนาดของหินตัวอย่างความต้านแรงกดสูงสุด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

ตารางที่ 4.1 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในทางเดียว

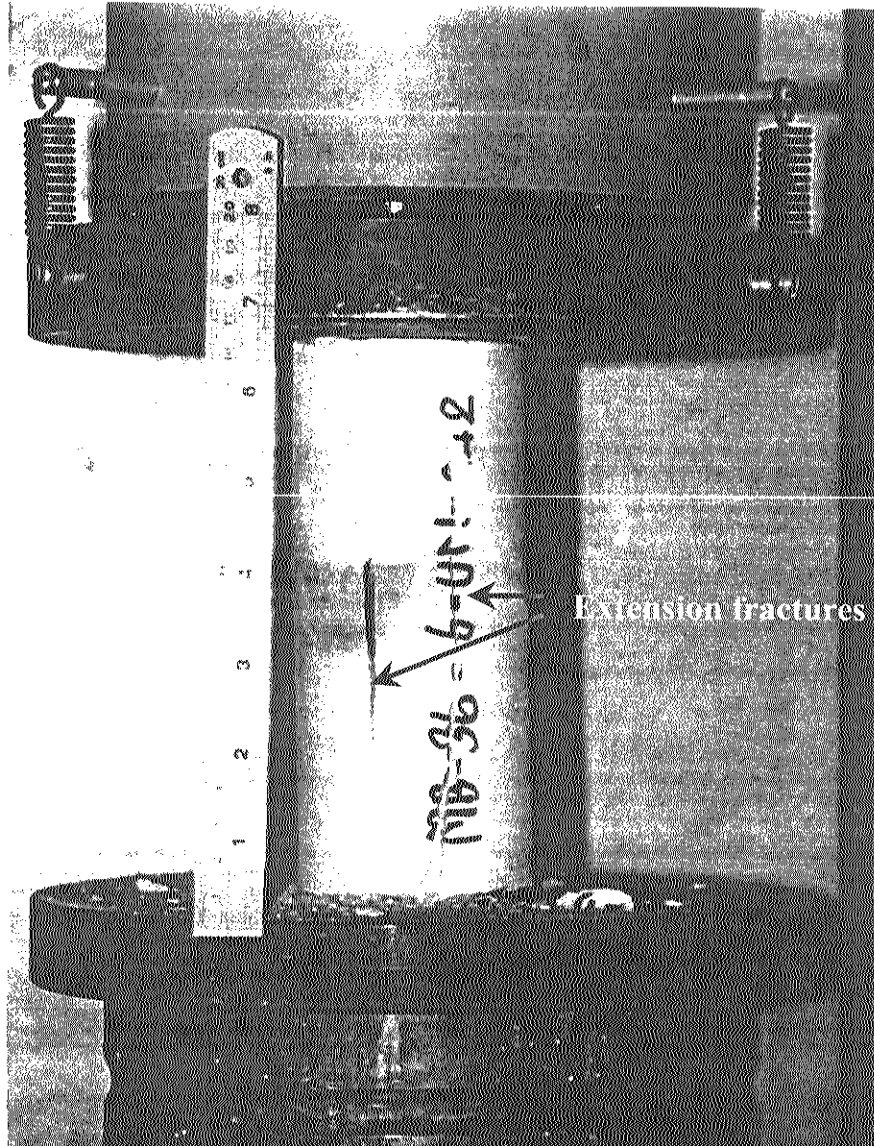
Specimen Diameter (D) (mm)	Nominal Length (L) (mm)	Nominal L/D	Number of Samples
22.2	5.6	0.25	10
	11.1	0.50	10
	16.7	0.75	10
	22.2	1.00	10
	33.3	1.50	10
	44.4	2.00	10
	55.5	2.50	10
38.5	9.6	0.25	10
	19.3	0.50	10
	28.9	0.75	10
	38.5	1.00	10
	57.8	1.50	10
	77.0	2.00	10
	96.3	2.50	10
54.0	13.5	0.25	10
	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 ผลการทดสอบแบบการกดแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่าง

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

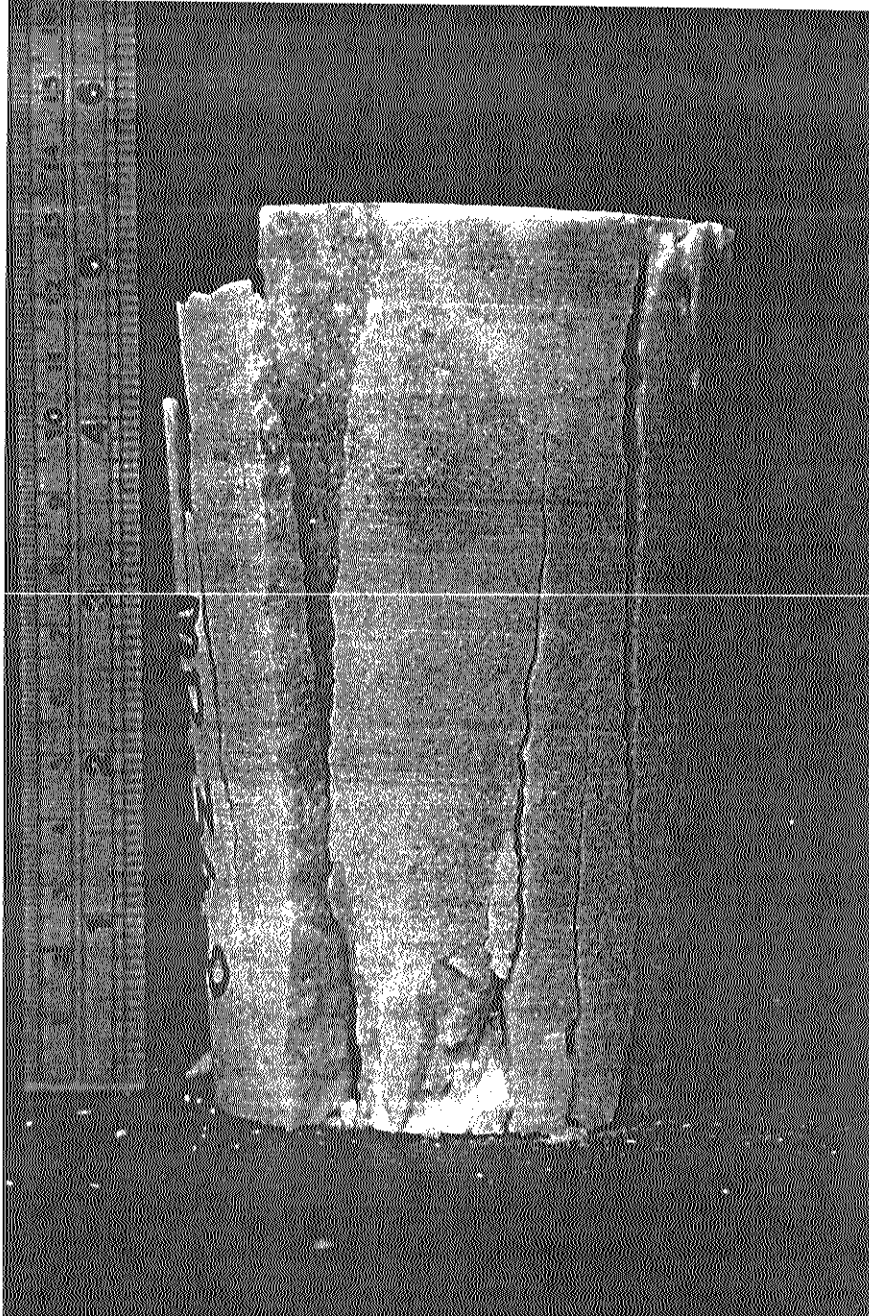


รูปที่ 4.2 ตัวอย่างหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ กำลังถูกวัดอยู่ในเครื่อง ELE-ADR2000 ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test)

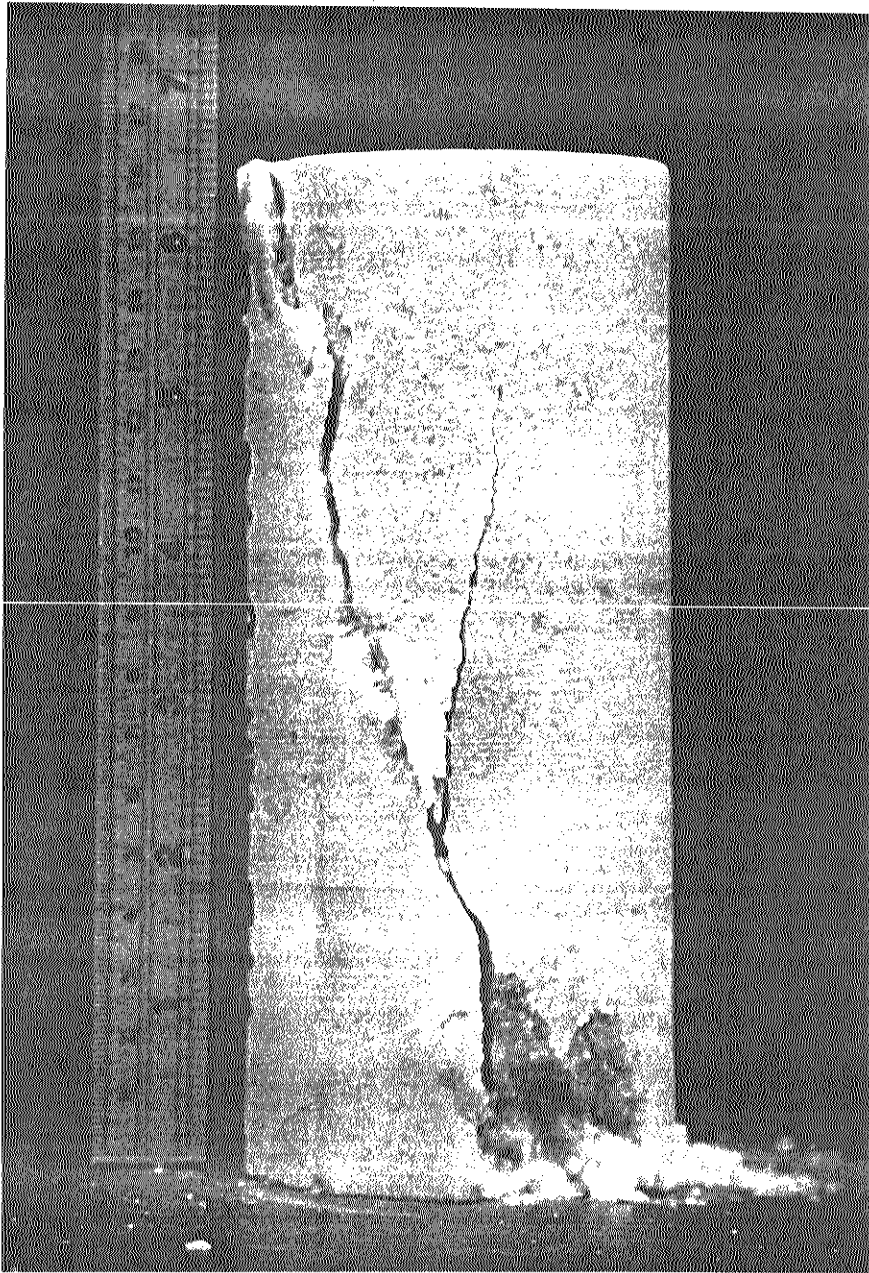


รูปที่ 4.3 ตัวอย่างของหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ ถูกกดตามแนวแกนจนแตก

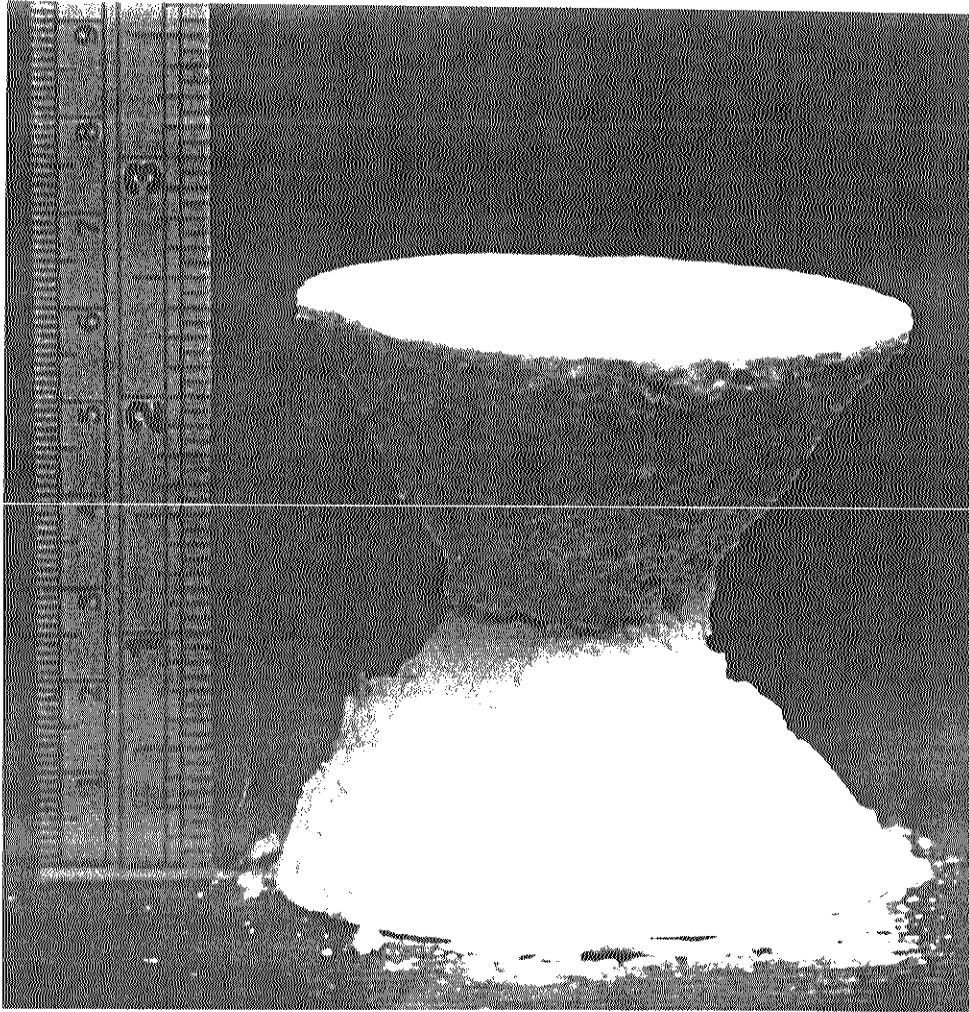
แบบ Extension Failure



รูปที่ 4.4 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.0$



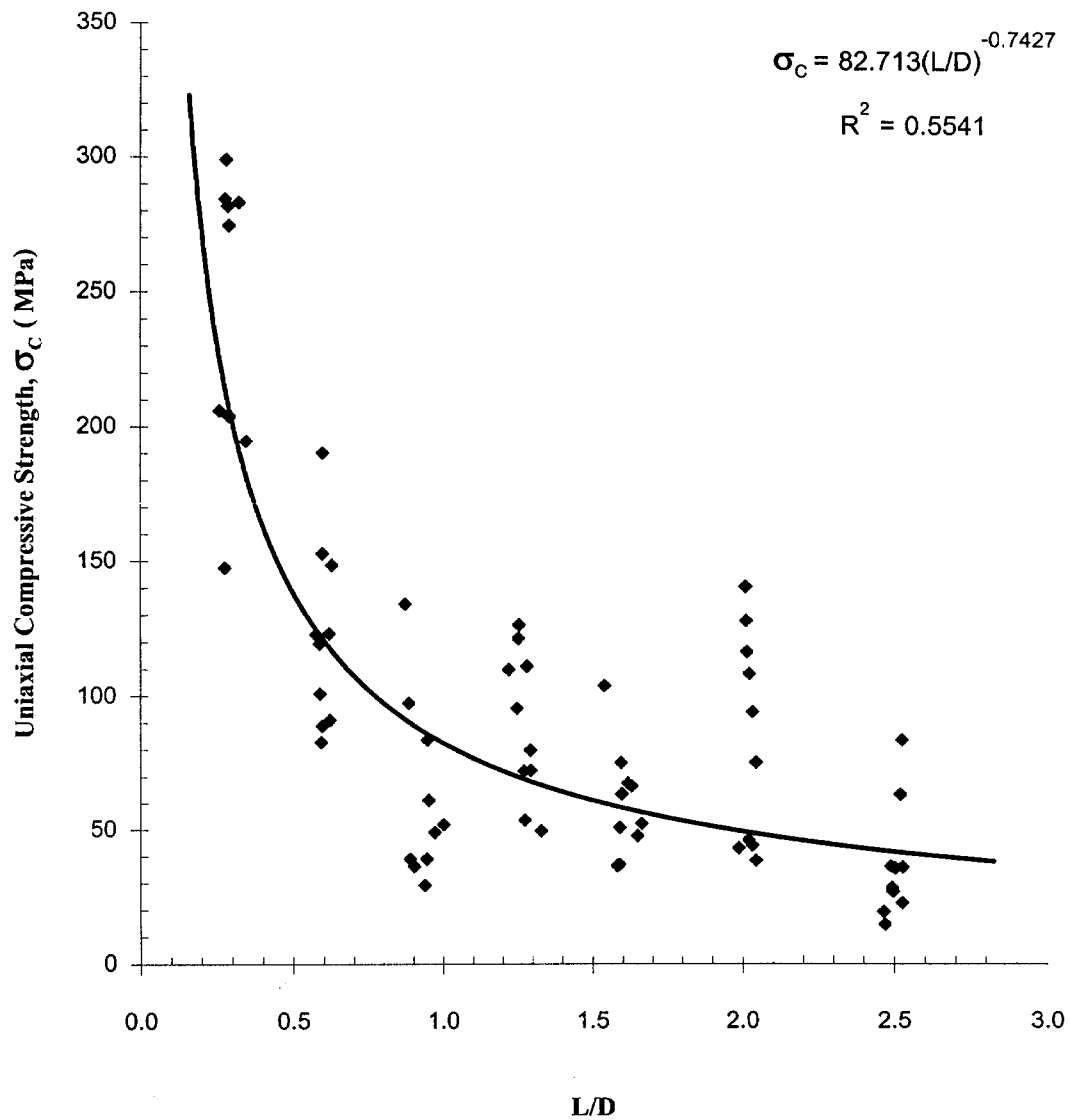
รูปที่ 4.5 Shear failure ที่เกิดจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ พื้นระนาบของแนวเฉือนทำมุมประมาณ 30° กับแกนของหินตัวอย่าง



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

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

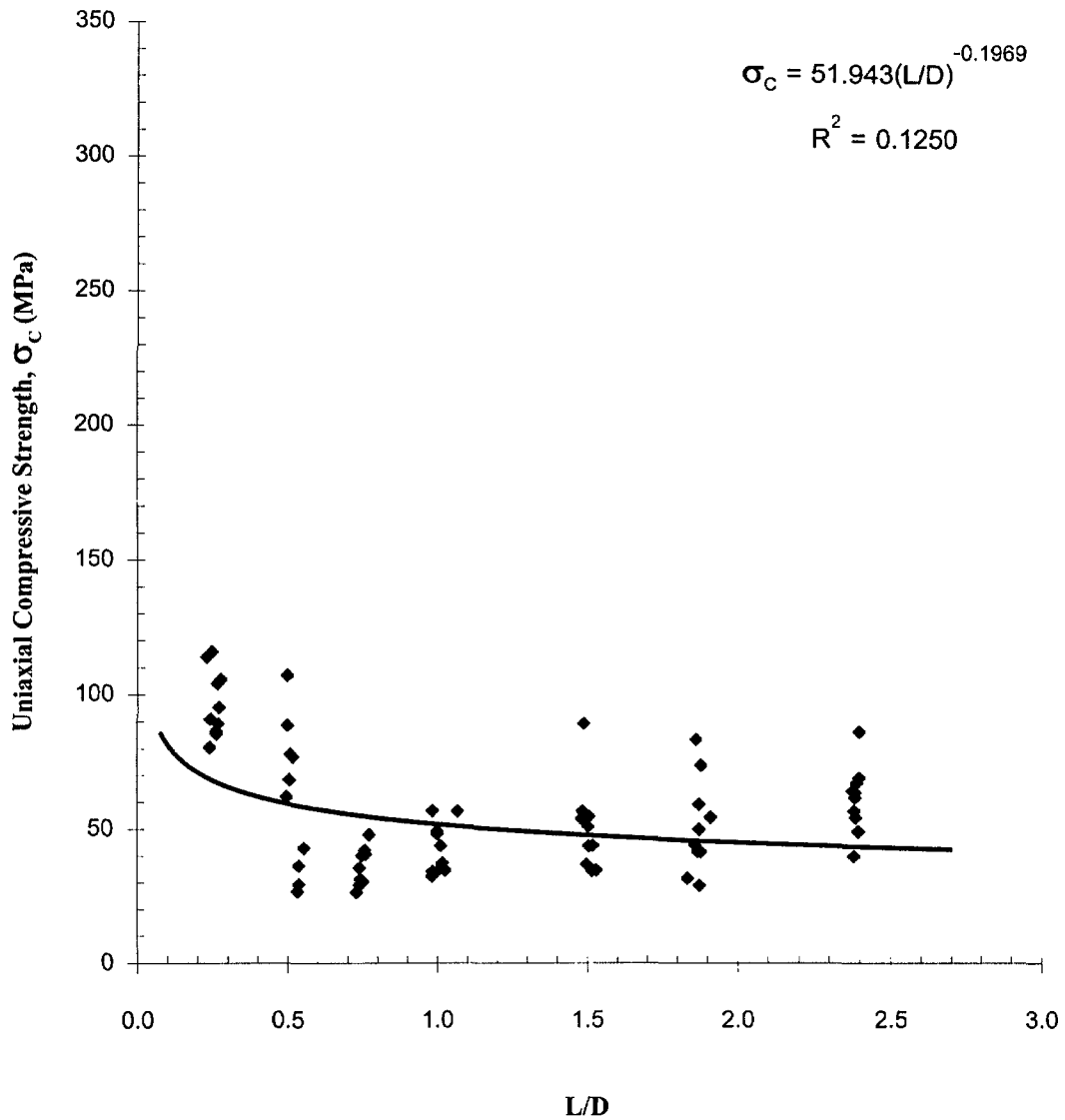
D = 38.5 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



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

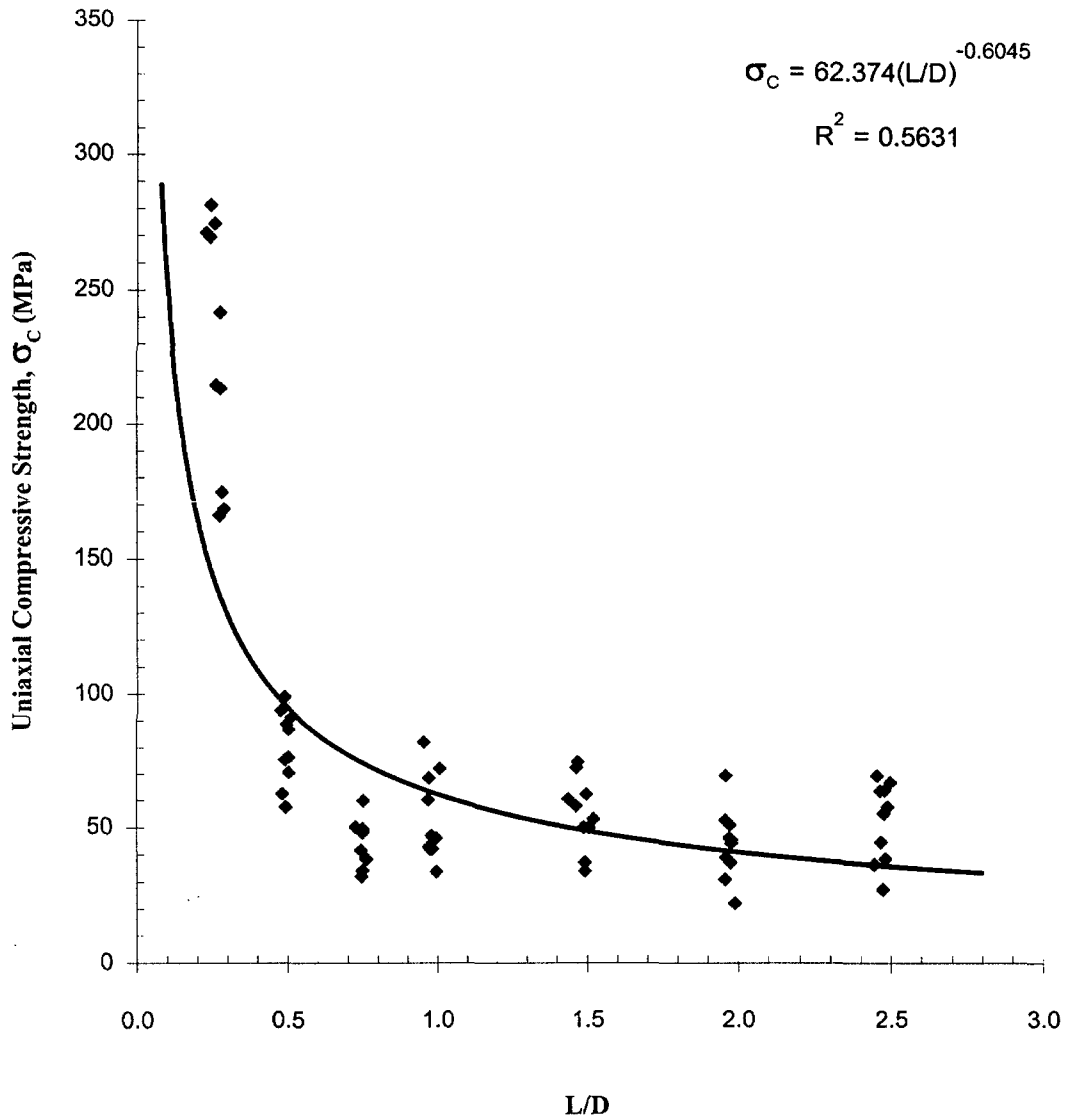
D = 54.0 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



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

หีนบคบังอยู่บ้าง ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่า Poisson's ratio ซึ่งวัดได้จากตัวอย่างหีนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 67.4 mm มีค่าเท่ากับ 37.7 GPa และ 0.19 ตามลำดับ

เพื่อที่จะอธิบายการลดลงของค่า σ_c เจริงตัวเลขต่อ L/D ที่สูงขึ้น สมการยกกำลังได้ถูกเสนอขึ้น คือ

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

โดยที่ σ_c คือ ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหีน L/D คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหีนตัวอย่าง 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

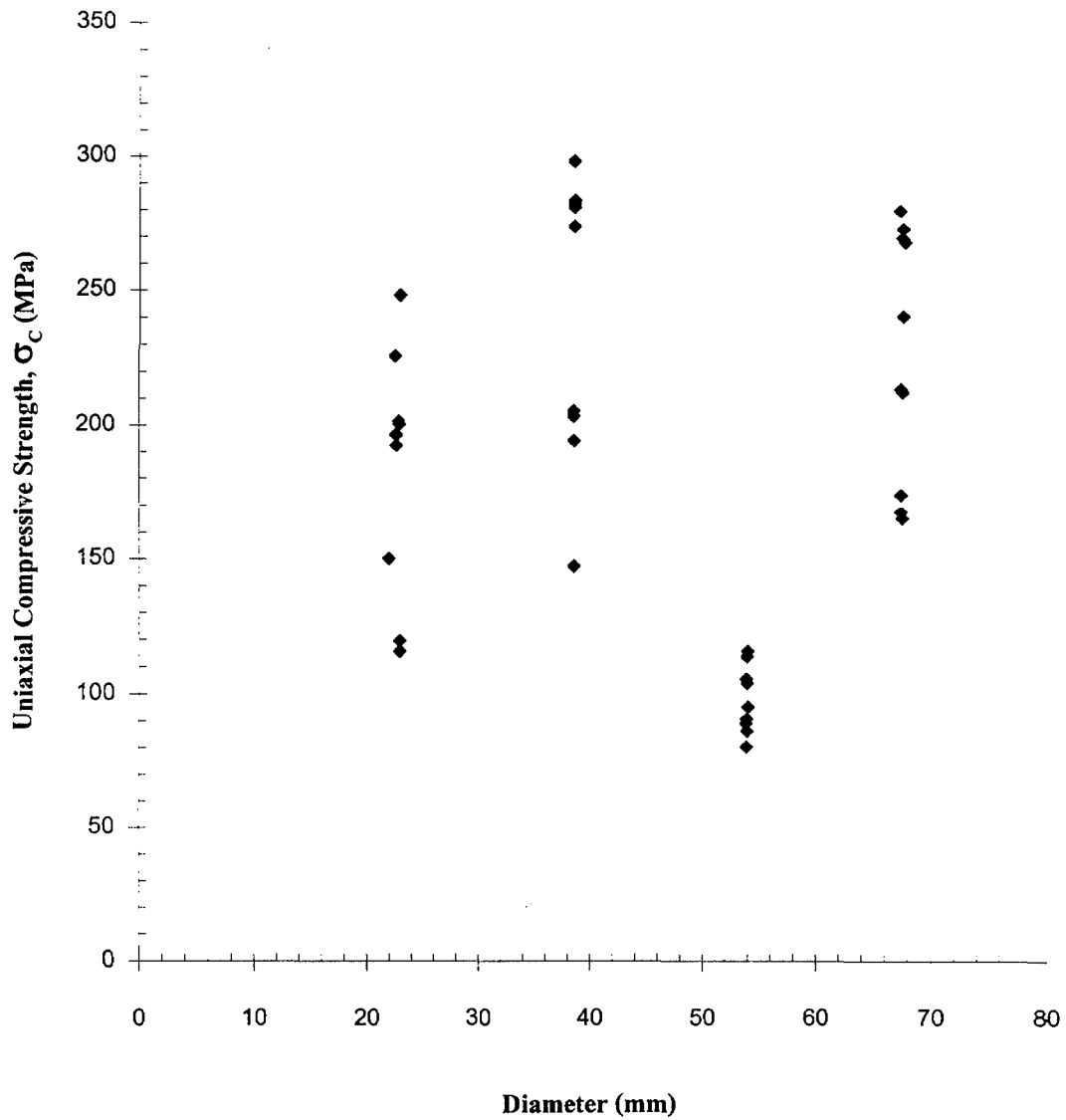
รูปที่ 4.11 ถึง 4.17 แสดง σ_c ในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลางของหีนตัวอย่างสำหรับ L/D ที่มีค่าจาก 0.25 ถึง 2.5 ตามลำดับ ผลที่ได้บ่งบอกว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่าศูนย์กลาง) ของตัวอย่างหีนต่อค่า σ_c นั้นไม่ชัดเจน หรืออาจจะพูดได้ว่าผลกระทบของขนาดของหีนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางอยู่ในช่วง 22.5 mm ถึง 67.4 mm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

เพื่อต้องการศึกษาเพิ่มเติมว่าผลกระทบของขนาดของหีนตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางในช่วงระหว่าง 22.5 mm ถึง 67.4 mm ต่อความต้านแรงกดสูงสุดของหีนนั้นมีน้อยหรือไม่มีเลย ค่าสัมประสิทธิ์ α และ β ได้ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) ในรูปที่ 4.18 และ 4.19 จากรูปเหล่านี้จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ทั้งสองกับเส้นผ่าศูนย์กลาง การแปรปรวนของค่านี้ น่าจะเกิดจากการแปรปรวนของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหีนนั้นมากกว่าที่จะเกิดจากผลกระทบของขนาดของหีน

ในสมมติฐานที่ว่า ความต้านแรงกดสูงสุดของหีน (σ_c) จะไม่ขึ้นกับขนาดของหีนในช่วง $D = 22.5$ mm ถึง $D = 67.4$ mm ดังกล่าวข้างต้น ค่า σ_c ที่ได้จากแต่ละขนาดแต่มี L/D เหมือนกันสามารถนำมารวมกันและเฉลี่ยหาค่ากลางเพื่อนำมาเป็นตัวแทนในแต่ละ L/D จากนั้นได้นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในรูปที่ 4.20 ในรูปนี้ จะเห็นได้ว่าสมการยกกำลังจะมีความสัมพันธ์ที่ดีขึ้นกับ

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

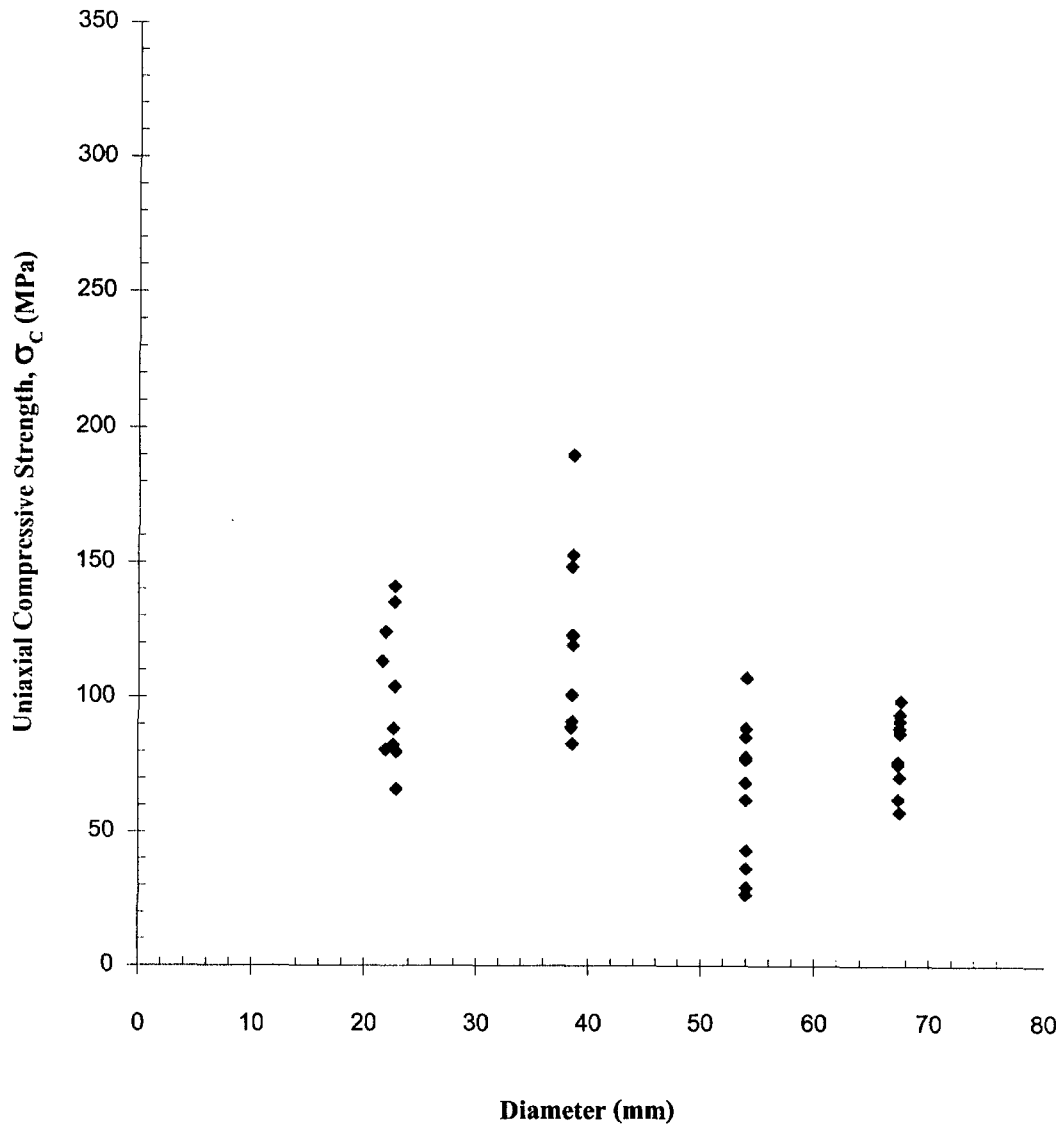
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.25$



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

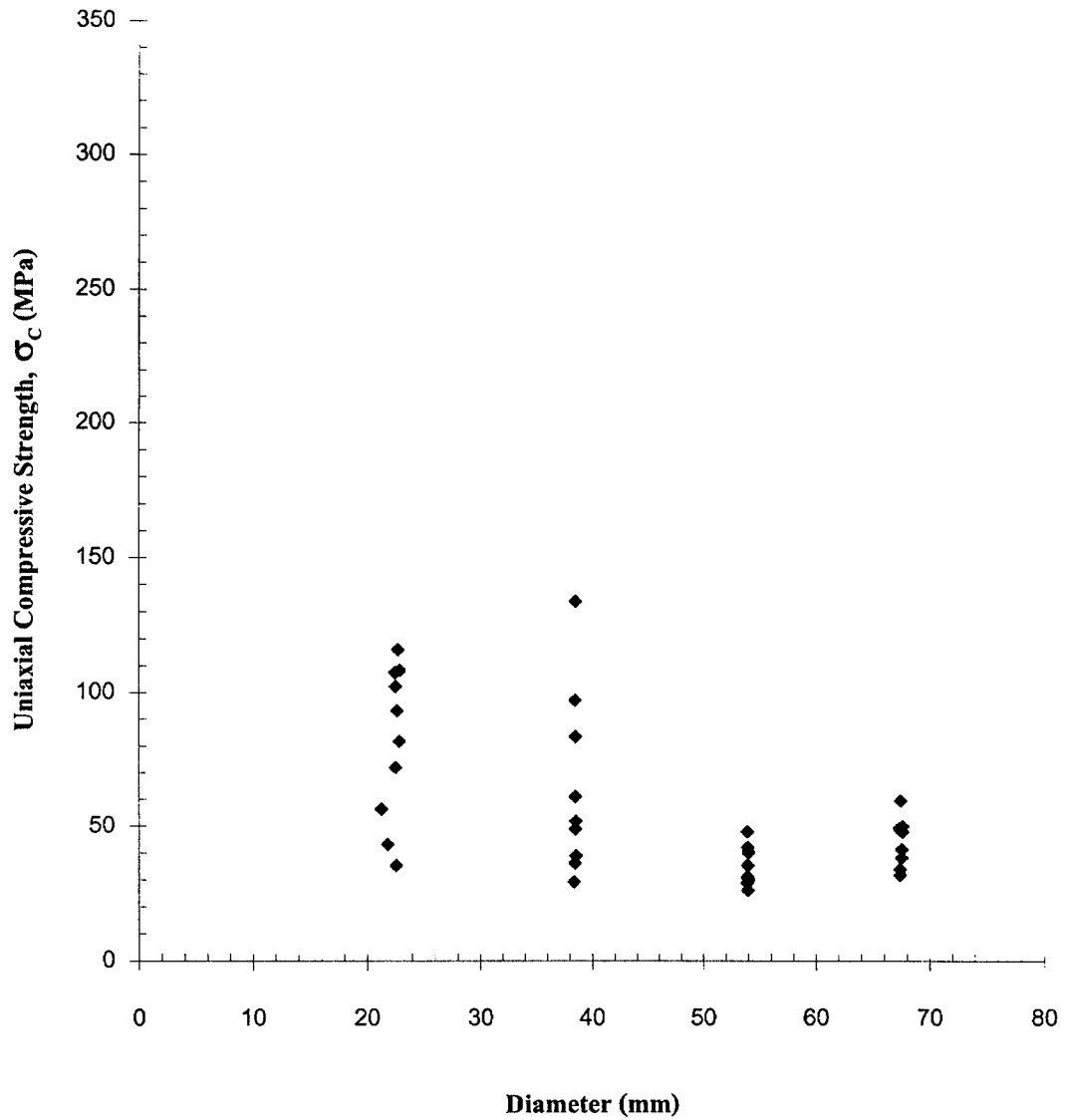
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.5$



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

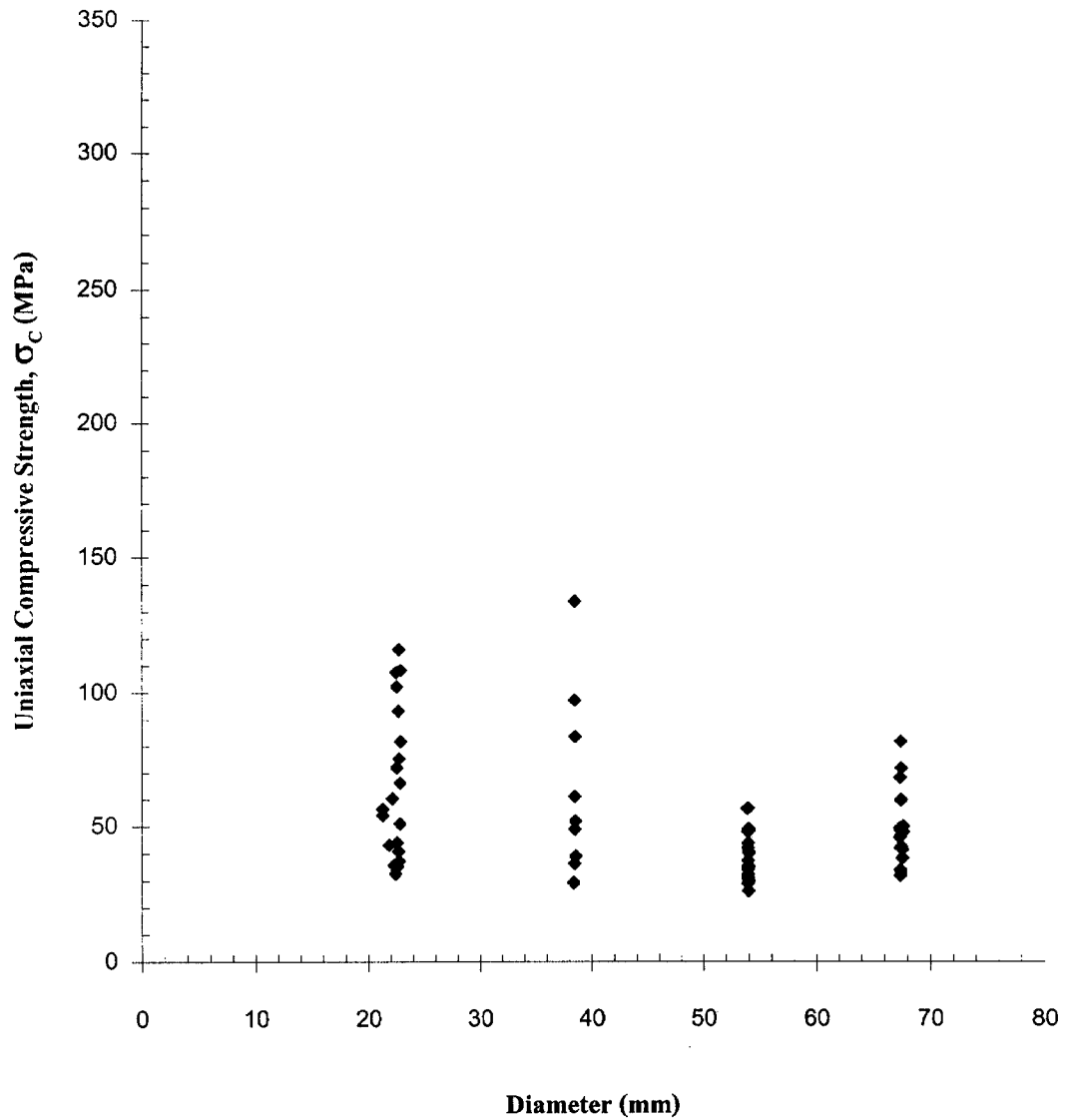
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.75$



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

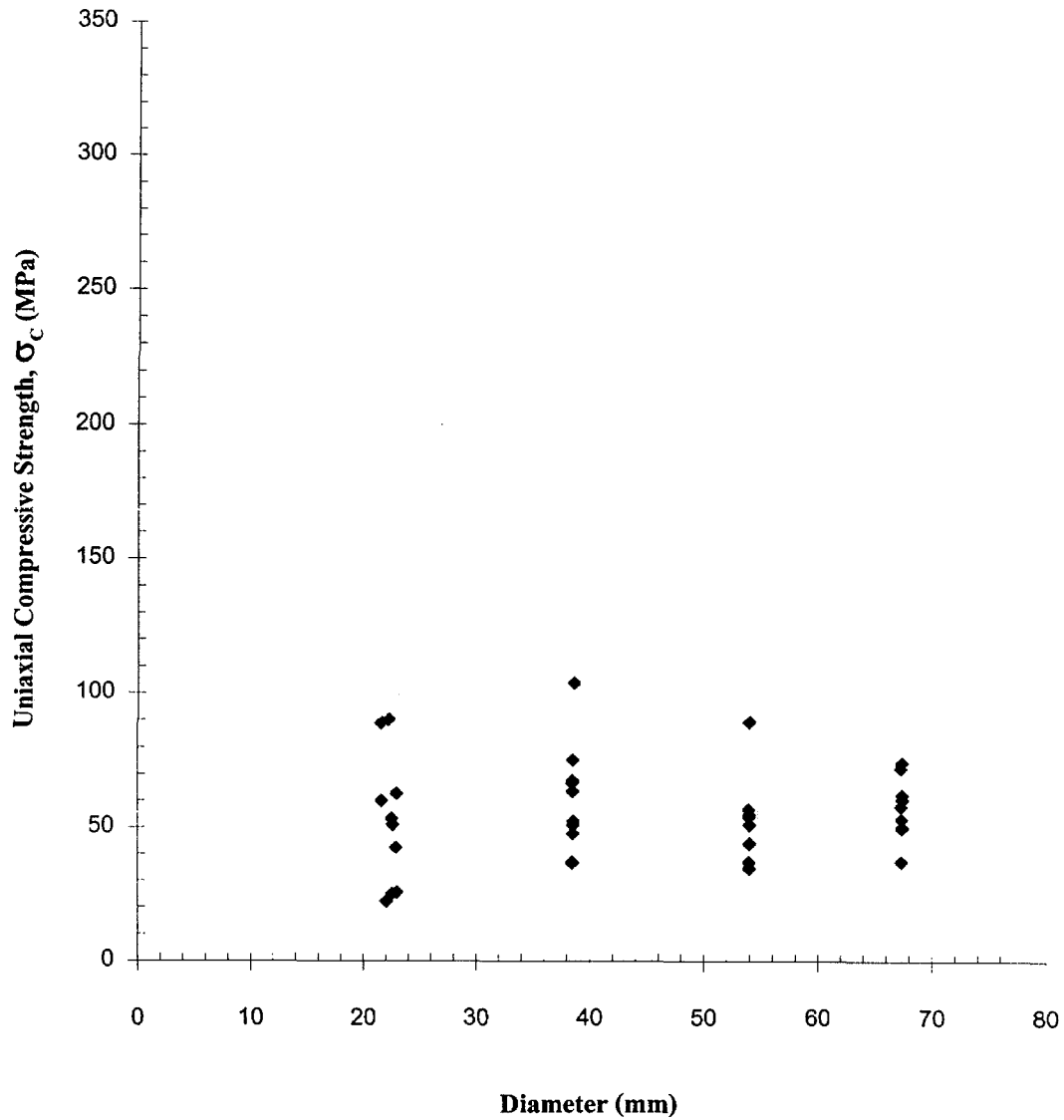
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 1.0$



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

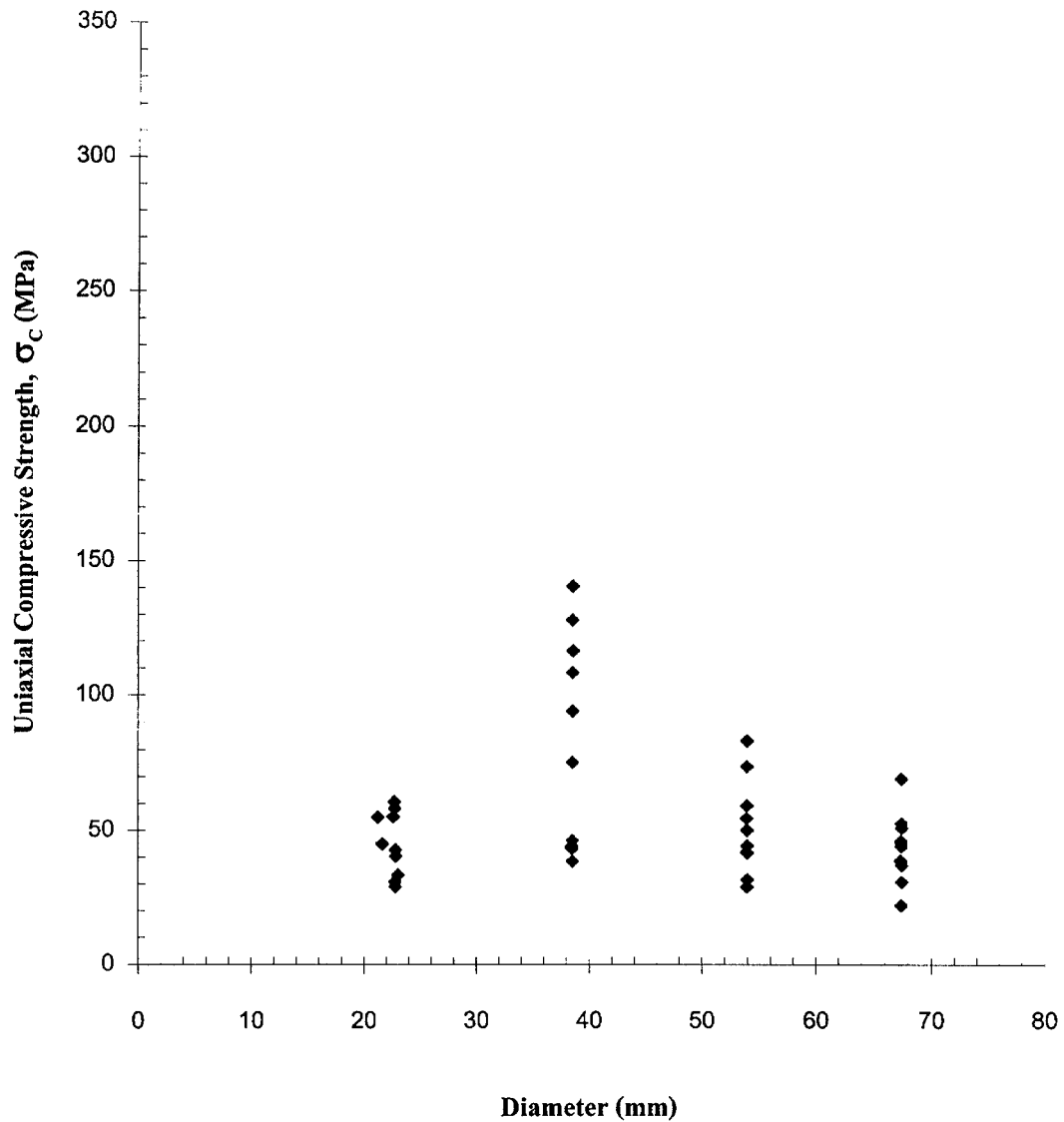
D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 1.5



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

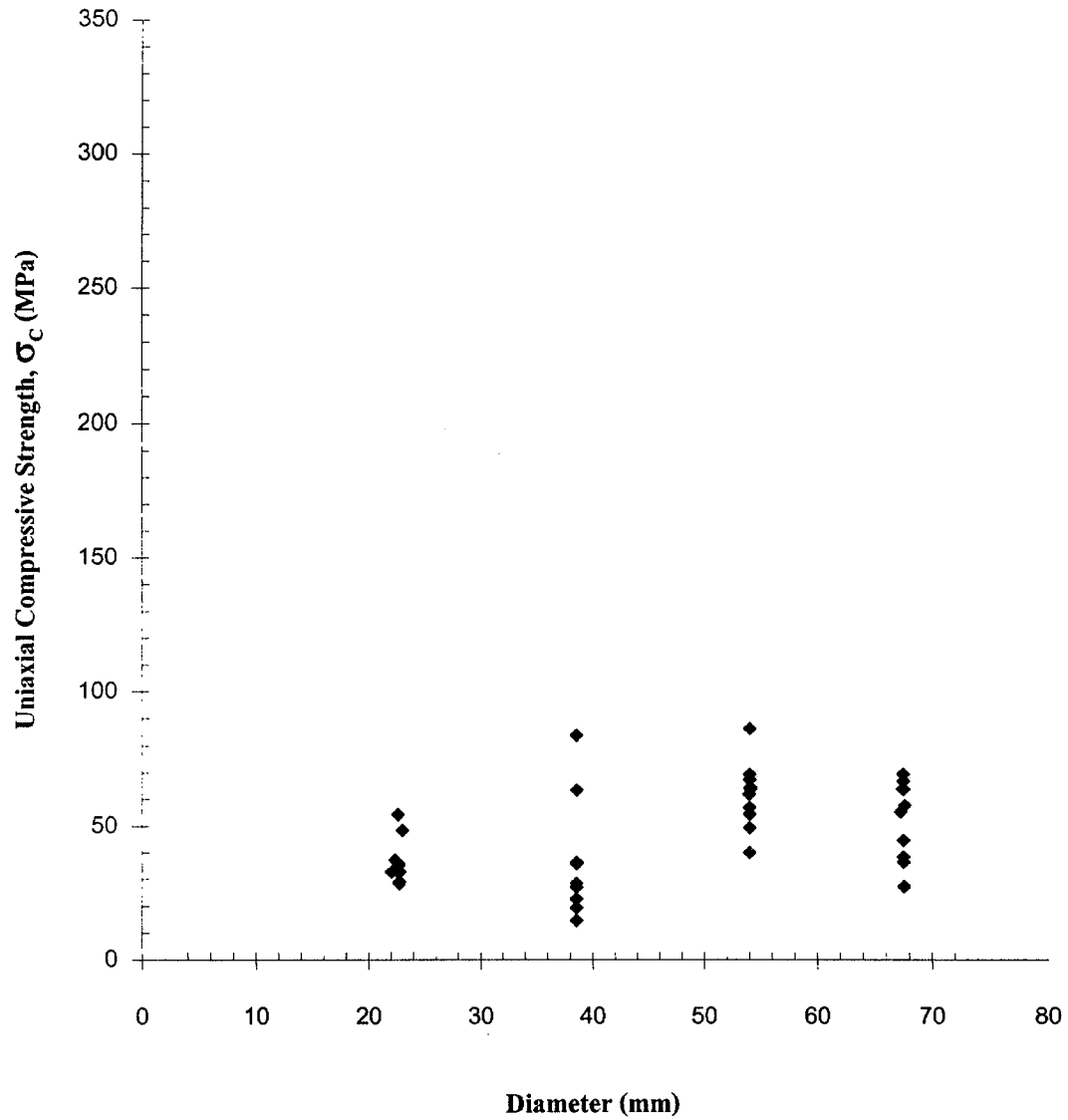
D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 2.0



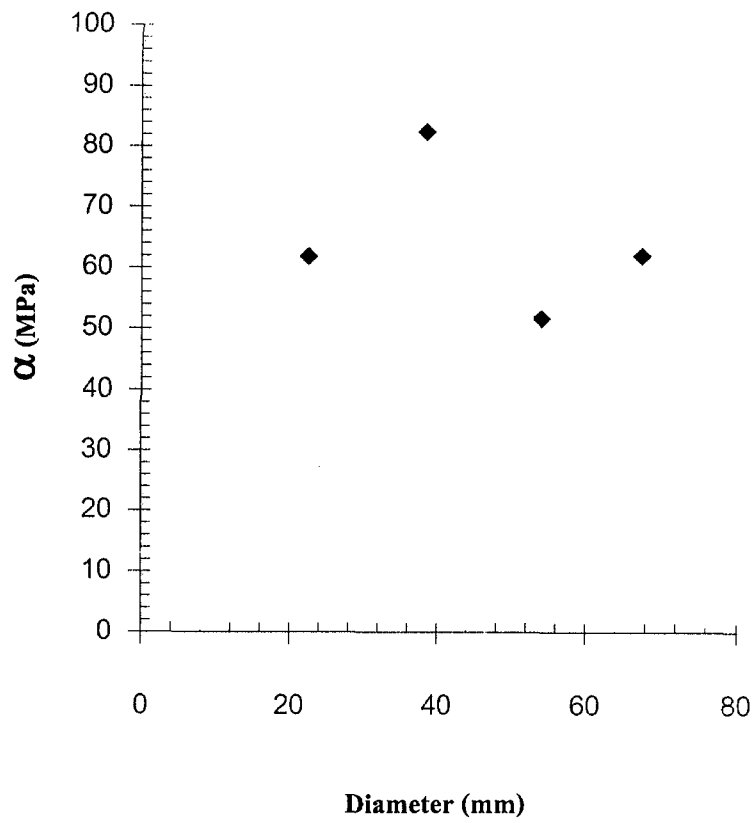
รูปที่ 4.16 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

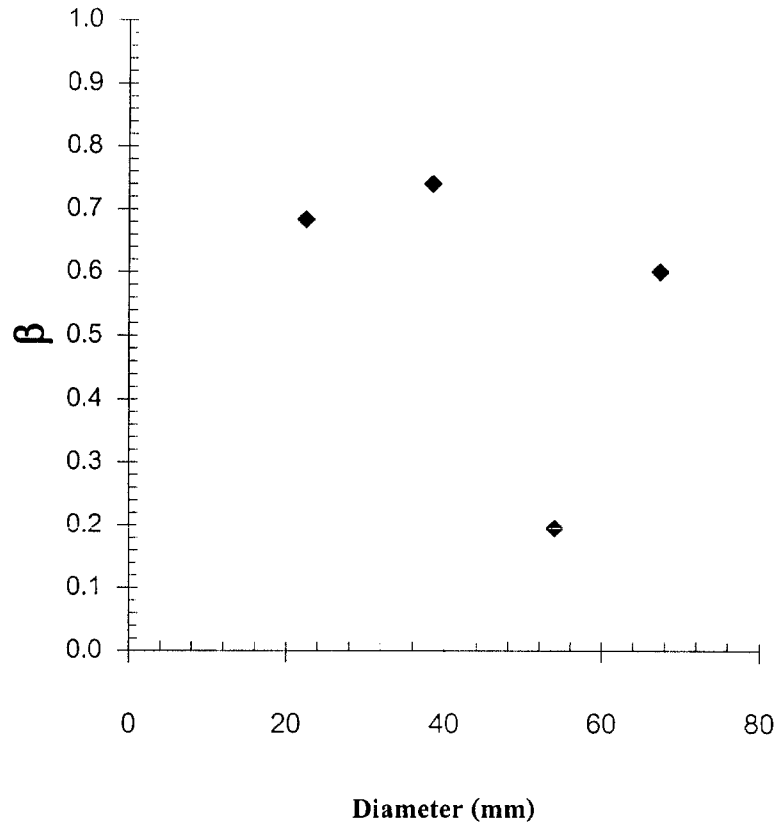
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 2.5$



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



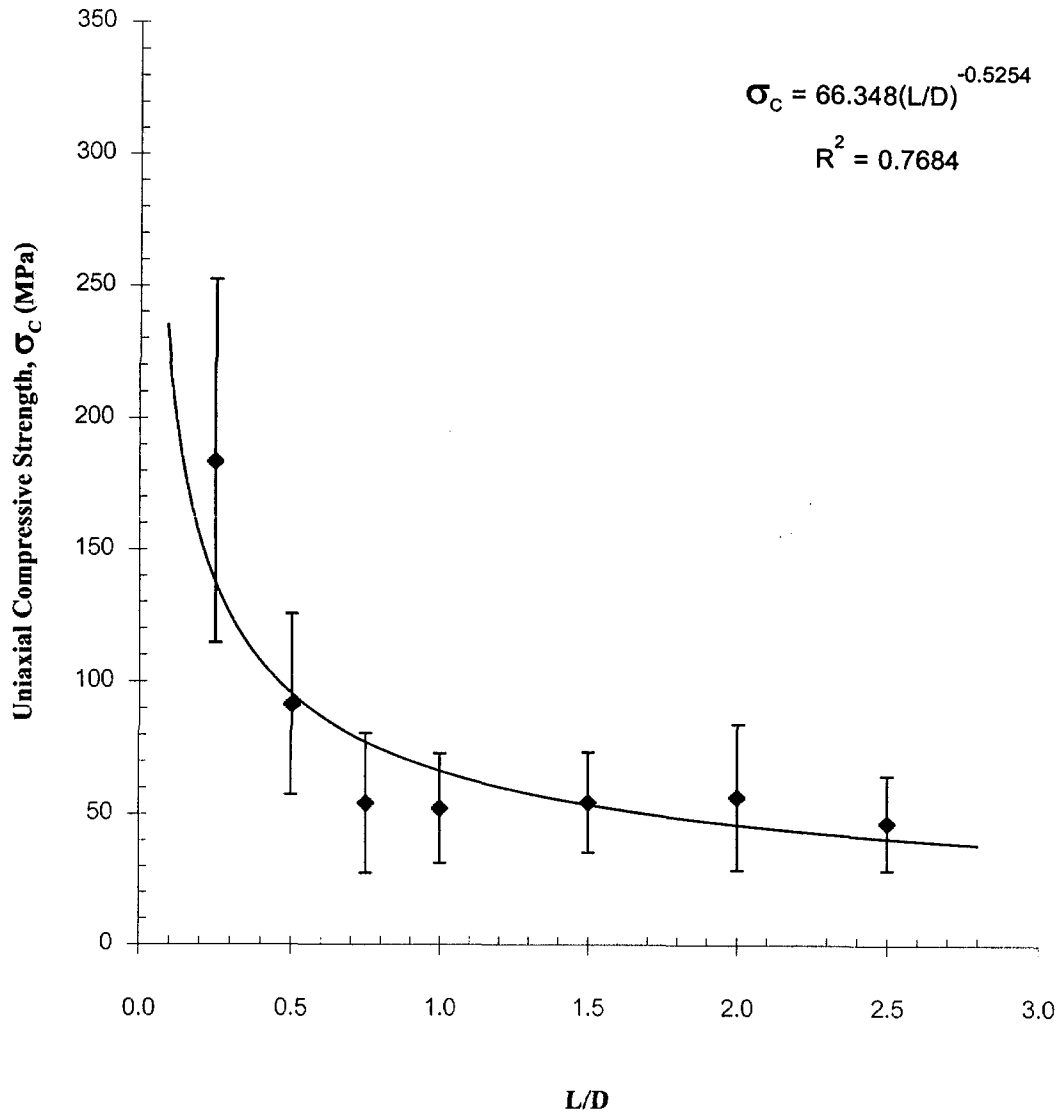
รูปที่ 4.18 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น α นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า α และ D



รูปที่ 4.19 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น β นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า 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 แรงต้านความกดสูงสุดที่วัดได้จะนำมาคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดในแนวตั้งฉากกับแนวกดของหินนั้น ผลที่ได้จากการทดสอบได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 4.4 รูปที่ 4.21 แสดงให้เห็นตัวอย่างหินที่ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบ Brazilian test รูปที่ 4.22 แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างหินในเครื่องกดที่กำลังถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง รูปที่ 4.23 แสดงตัวอย่างหินบางส่วนหลังจากที่ได้ทดสอบแล้ว ซึ่งจะสามารถเห็นรอยแตกแบบการดึงตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของการกดหินนั้น

สมการที่นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของหินตัวอย่าง คือ

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

โดยที่

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

รูปที่ 4.24 แสดงผลของการทดสอบค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ได้ถูกนำมาแสดงให้อยู่ในรูปของการผันแปรของเส้นผ่าศูนย์กลาง ผลที่ได้บ่งบอกถึงผลกระทบของขนาดต่อความต้านแรงดึงของหิน สมการยกกำลังได้ถูกนำมาใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความต้านแรงดึงกับเส้นผ่าศูนย์กลาง คือ

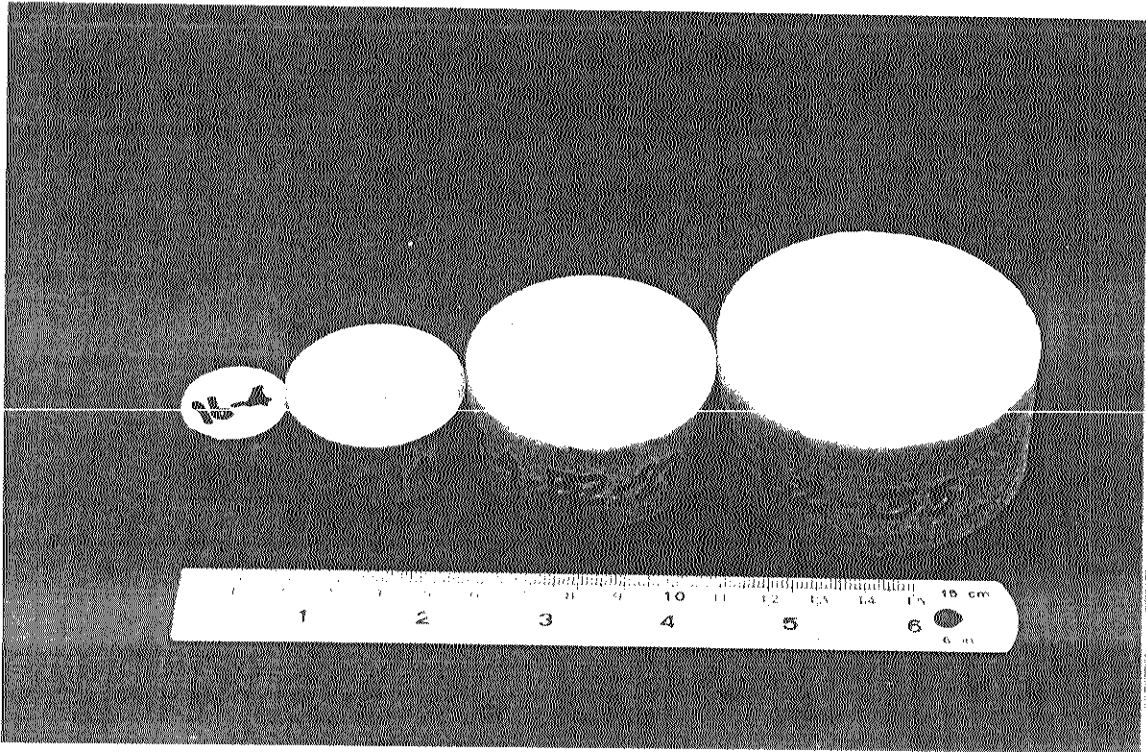
$$\sigma_B = A(D)^{-B} \quad (4.3)$$

ตารางที่ 4.3 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมเพื่อทดสอบความต้านแรงดึงสูงสุด
แบบบราซิล (Brazilian Tensile Strength Test)

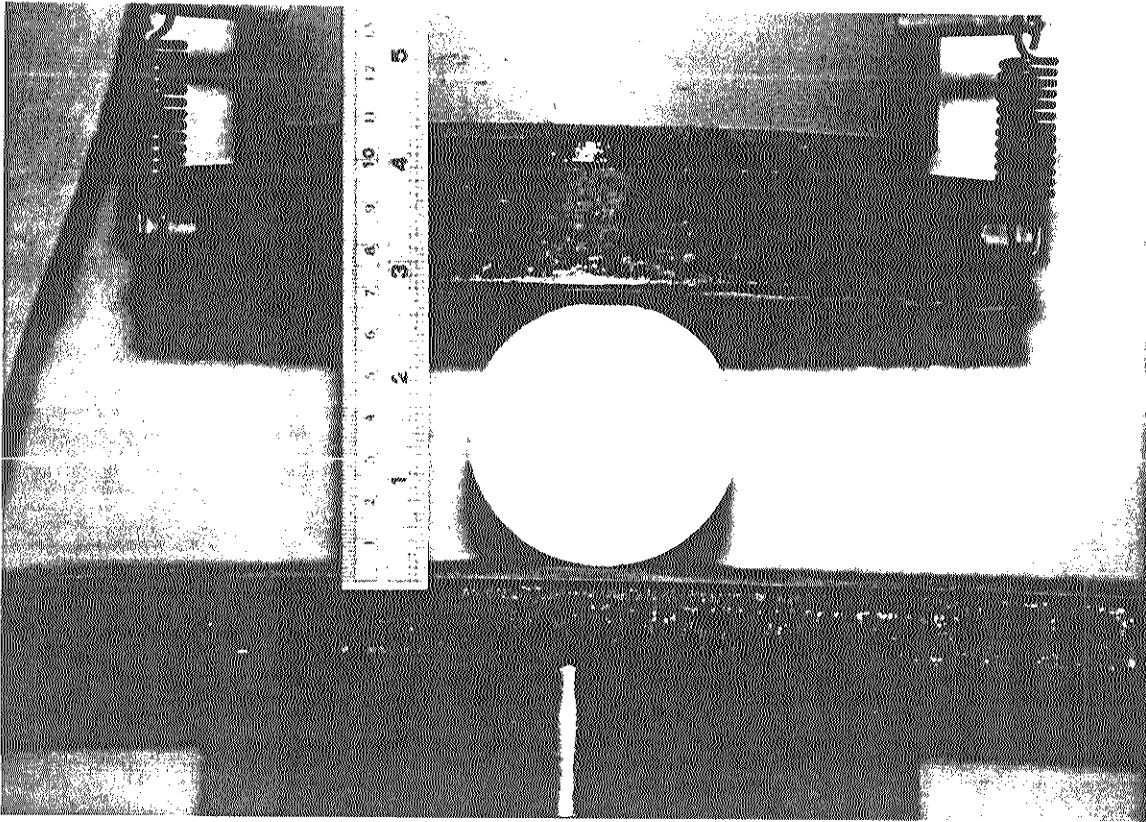
Core Diameter (D) (mm)	Nominal Length (L) (mm)	Nominal L/D	Number of Samples
22.2	11.1	0.5	10
38.5	19.3	0.5	10
54.0	27.0	0.5	10
67.0	33.5	0.5	10

ตารางที่ 4.4 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล

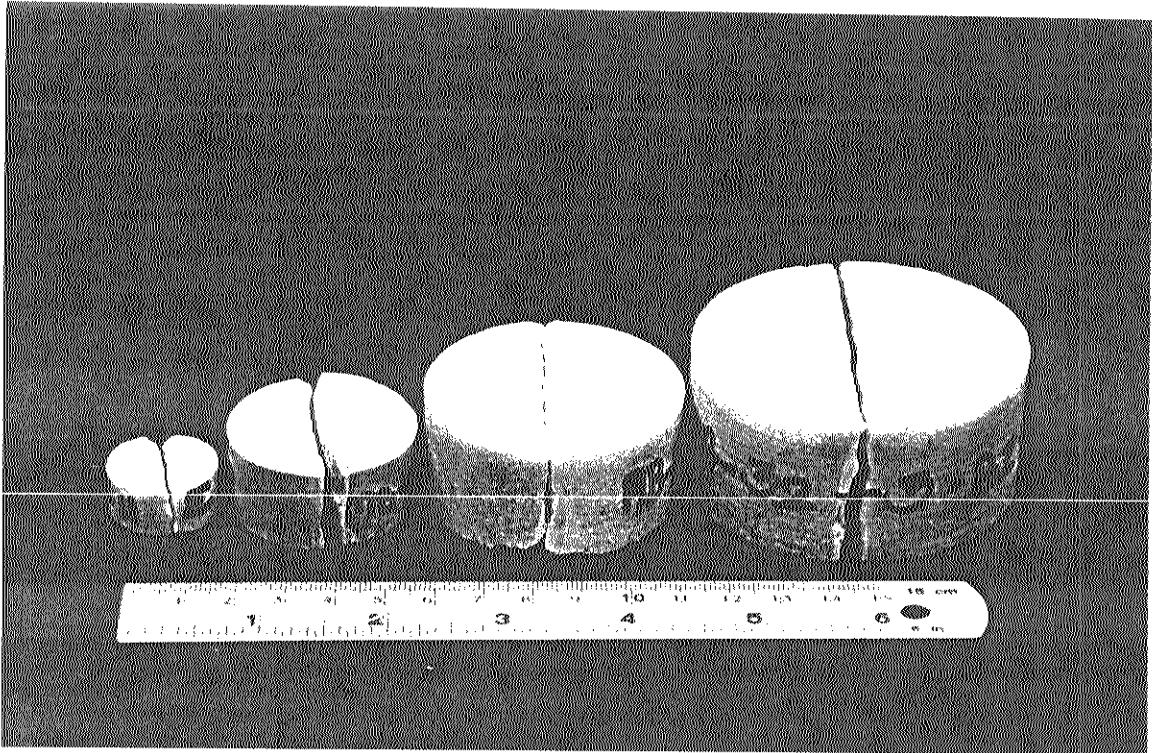
Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Tensile Strength, σ_B (MPa)	Standard Deviation (%)
22.43	11.19	0.50	10	2.64	5.11	± 22.68
38.51	19.07	0.50	10	2.65	4.87	± 21.26
53.96	27.48	0.51	10	2.65	3.57	± 22.47
67.39	34.09	0.51	10	2.66	3.57	± 21.56



รูปที่ 4.21 ตัวอย่างของหินอ่อนบางส่วนที่มีขนาดต่างกัน แต่ L/D คงที่เท่ากับ 0.5 ถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการทดสอบแบบบราซิล



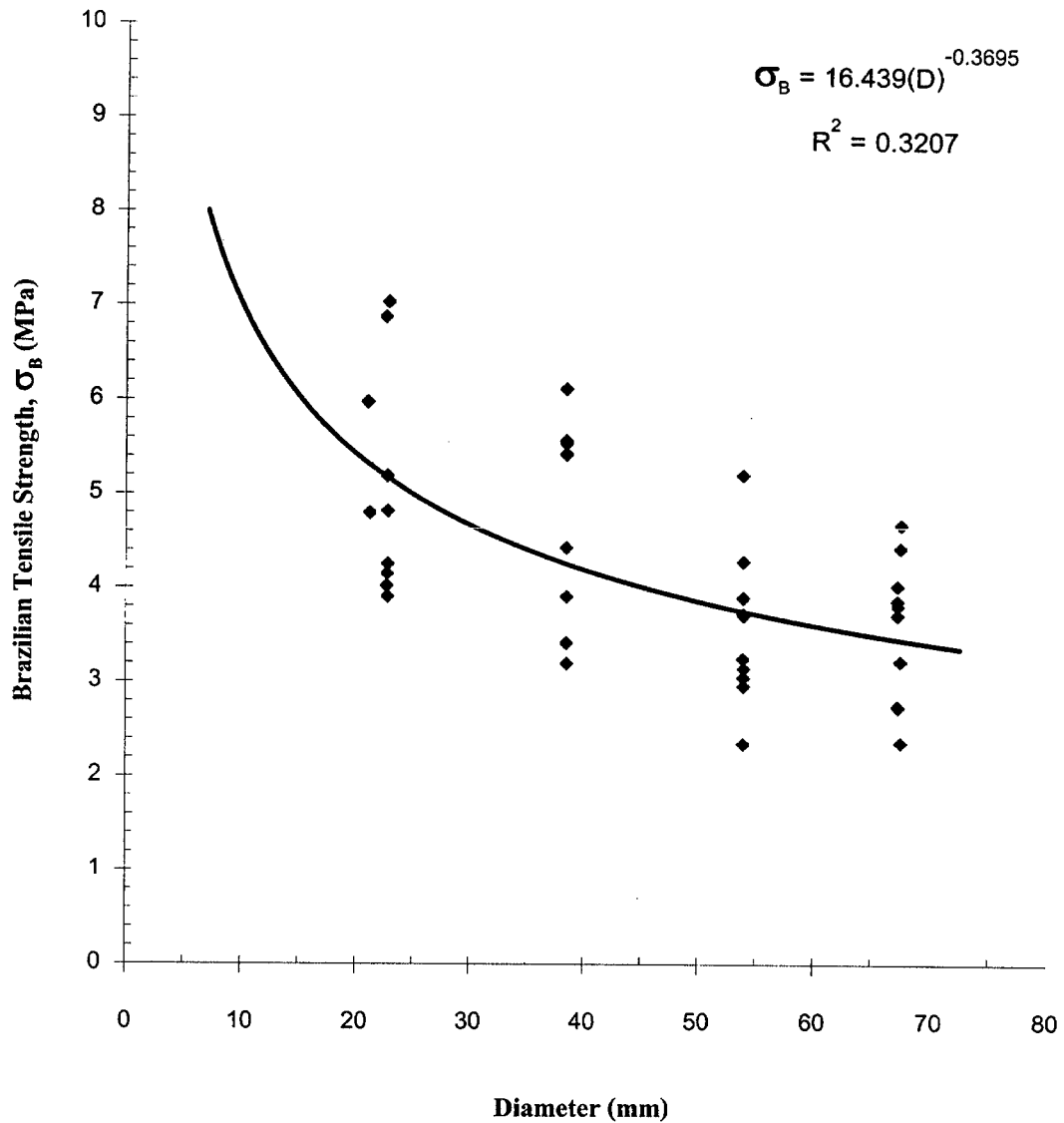
รูปที่ 4.22 หินตัวอย่างถูกนำมาใส่ในเครื่องกดเพื่อทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบบราซิล หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วน



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) ที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian test มีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งเป็นผลมาจากการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินอ่อนที่นำมาใช้ 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

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

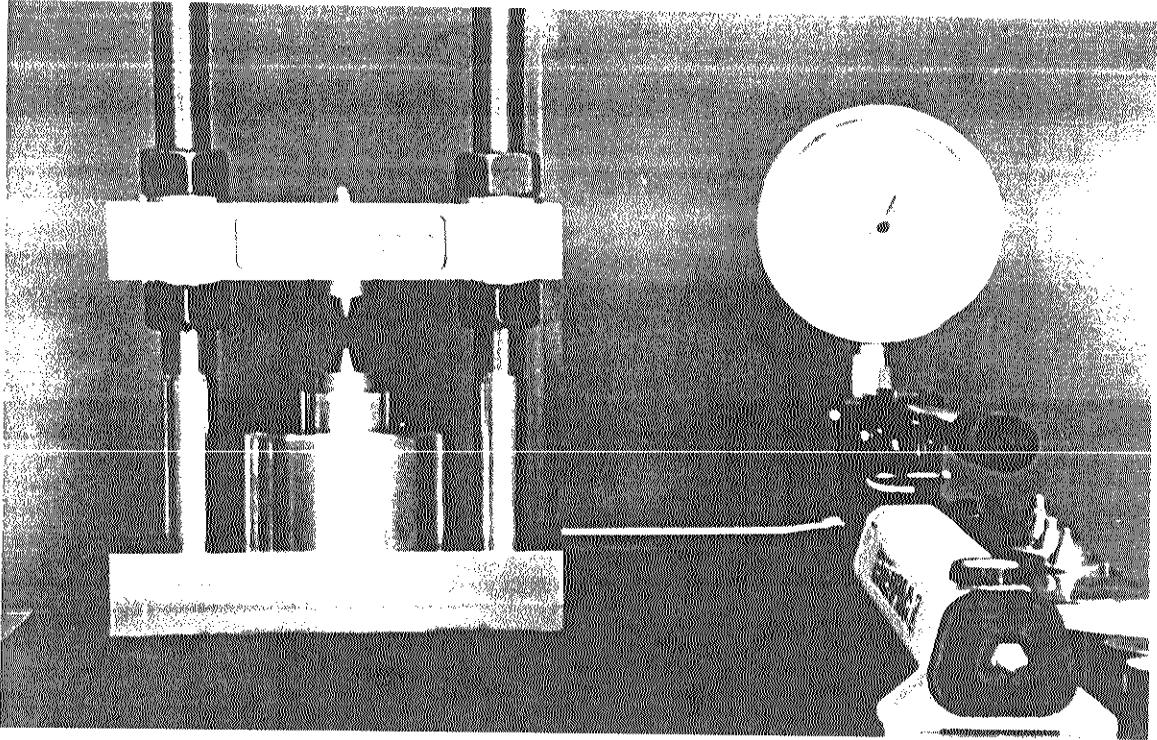
และ
$$I_s = P/(D.t) \quad (4.5)$$

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

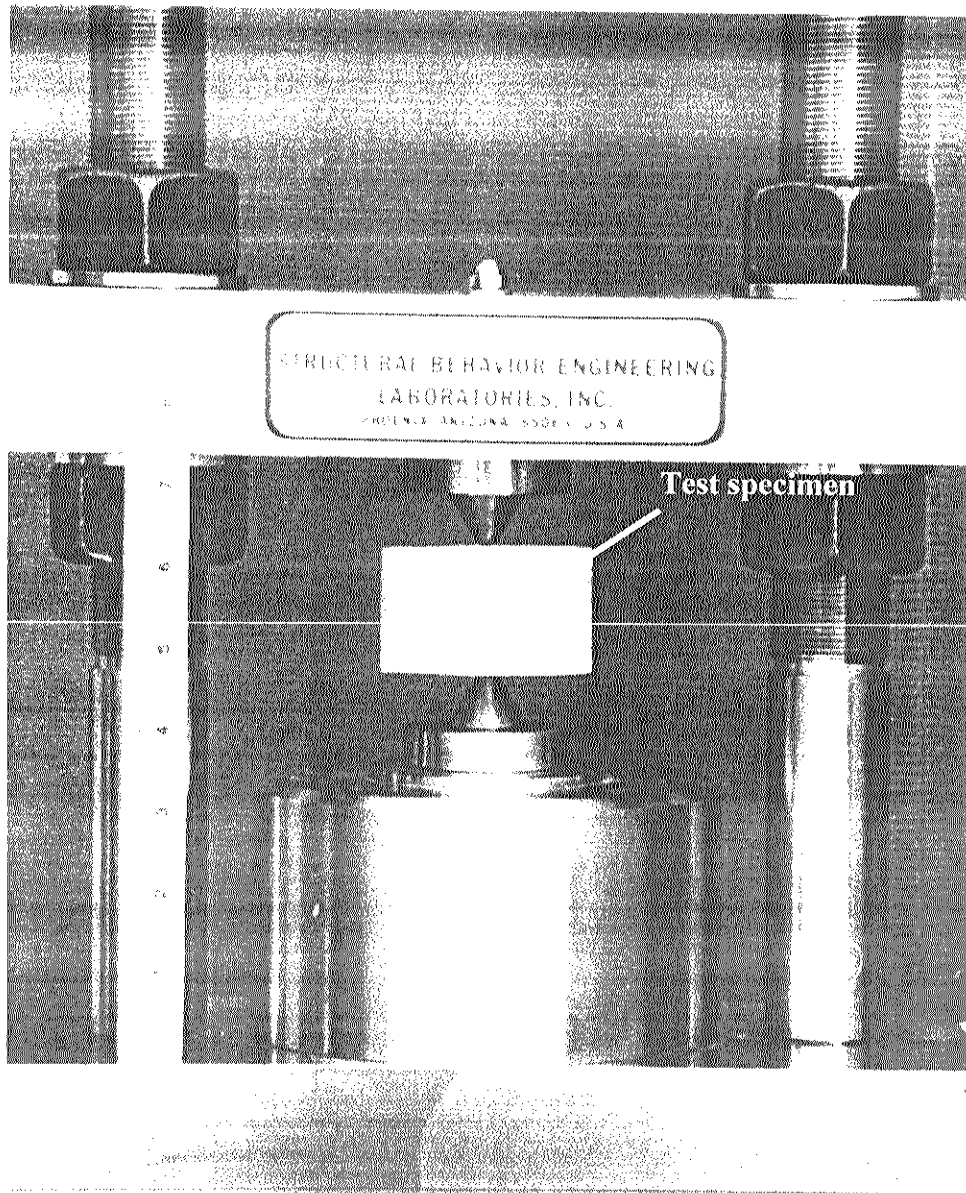
การคำนวณ โดยใช้สมการทั้งสองแบบนี้มีจุดประสงค์เพื่อนำมาเปรียบเทียบผลของดัชนีที่คำนวณได้ สมการที่ (4.4) ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยไม่คำนึงถึงขนาด ความกว้าง หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน ในขณะที่สมการที่ (4.5) ดัชนีจุดกดได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยนำทั้งความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางเข้ามาพิจารณาด้วย ตารางที่ 4.5 สรุปผลที่ได้จากการคำนวณการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมโดยใช้สมการที่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

ตารางที่ 4.5 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional Point Load Tests)

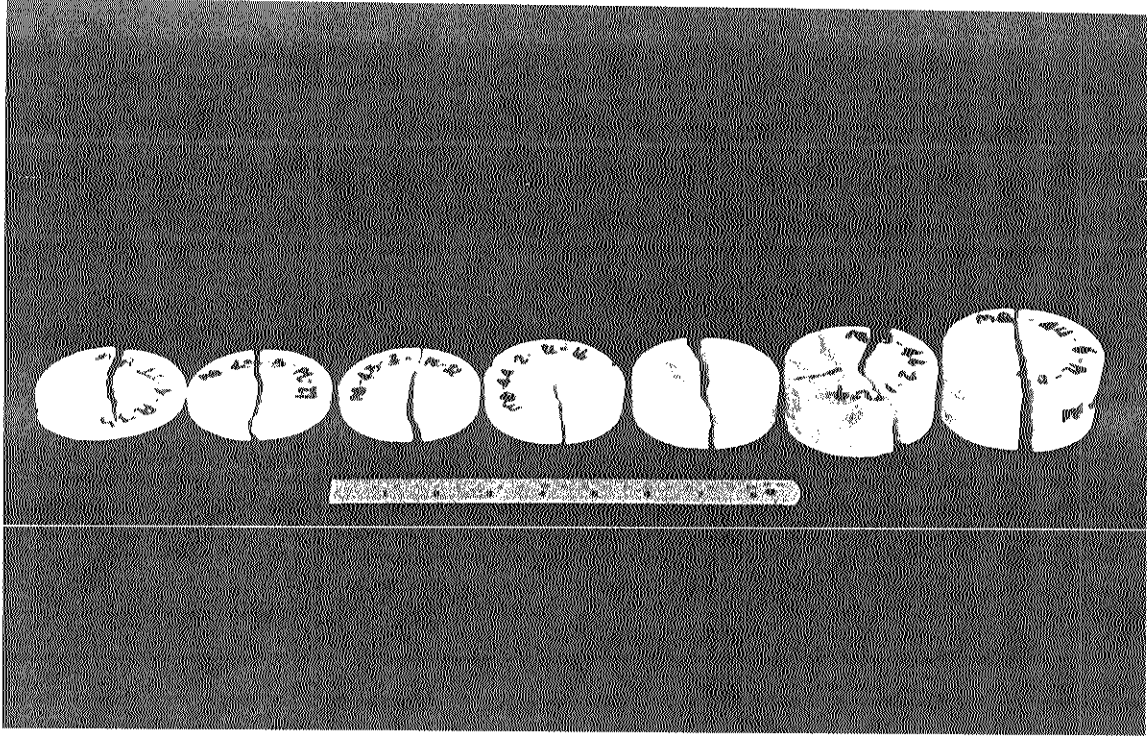
Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Point Load Index, $I_s = P/t^2$ (MPa)	Standard Deviation (%)	Mean Point Load Index, $I_s = P/Dt$ (MPa)	Standard Deviation (%)
67.36	5.69	0.08	10	2.61	53.71	±10.74	4.52	±12.47
67.44	7.88	0.12	10	2.59	38.54	±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) ตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงระบอบถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75



รูปที่ 4.27 ตัวอย่างหินอ่อนที่มีความหนาต่างกัน หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้วิธี
จุดกลแบบดั้งเดิม

รูปที่ 4.28 แสดงค่าดัชนีจุดกอดในฟังก์ชันของ τ ที่คำนวณมาจากสมการที่ 4 จะเห็นได้ว่าค่าดัชนีจุดกอดจะมีค่าลดลงถ้าความหนาของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นเชิงคณิตศาสตร์ดังสมการที่แสดงไว้ในรูป

รูปที่ 4.29 แสดงค่าดัชนีจุดกอดในฟังก์ชันของความหนา τ ที่คำนวณมาจากสมการที่ (4.5) หลังจากนำทั้งเส้นผ่านศูนย์กลางและความหนาเข้ามาพิจารณาในการคำนวณ ค่าดัชนีจุดกอดที่คำนวณได้จะไม่ขึ้นกับความหนาของตัวอย่างหิน ค่าดัชนีจุดกอดในกรณีนี้จะอยู่ที่ประมาณ 4.5 MPa

ผลที่ได้จากการทดสอบดัชนีจุดกอดแบบดั้งเดิมนี้นำมาใช้เป็นฐานข้อมูลเพื่อเปรียบเทียบกับการทดสอบจุดกอดแบบปรับเปลี่ยนในบทต่อไป

4.1.4 การทดสอบแรงกดในสามแกน

การทดสอบแรงกดในสามแกน (Triaxial compressive strength test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาหากำลังอัดในสามแกนของหินอ่อนสระบุรี ซึ่งการทดสอบนี้เป็นการทดสอบหินตัวอย่างในสภาวะความดันล้อมรอบเพื่อเป็นฐานข้อมูลในการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกอดแบบปรับเปลี่ยน 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

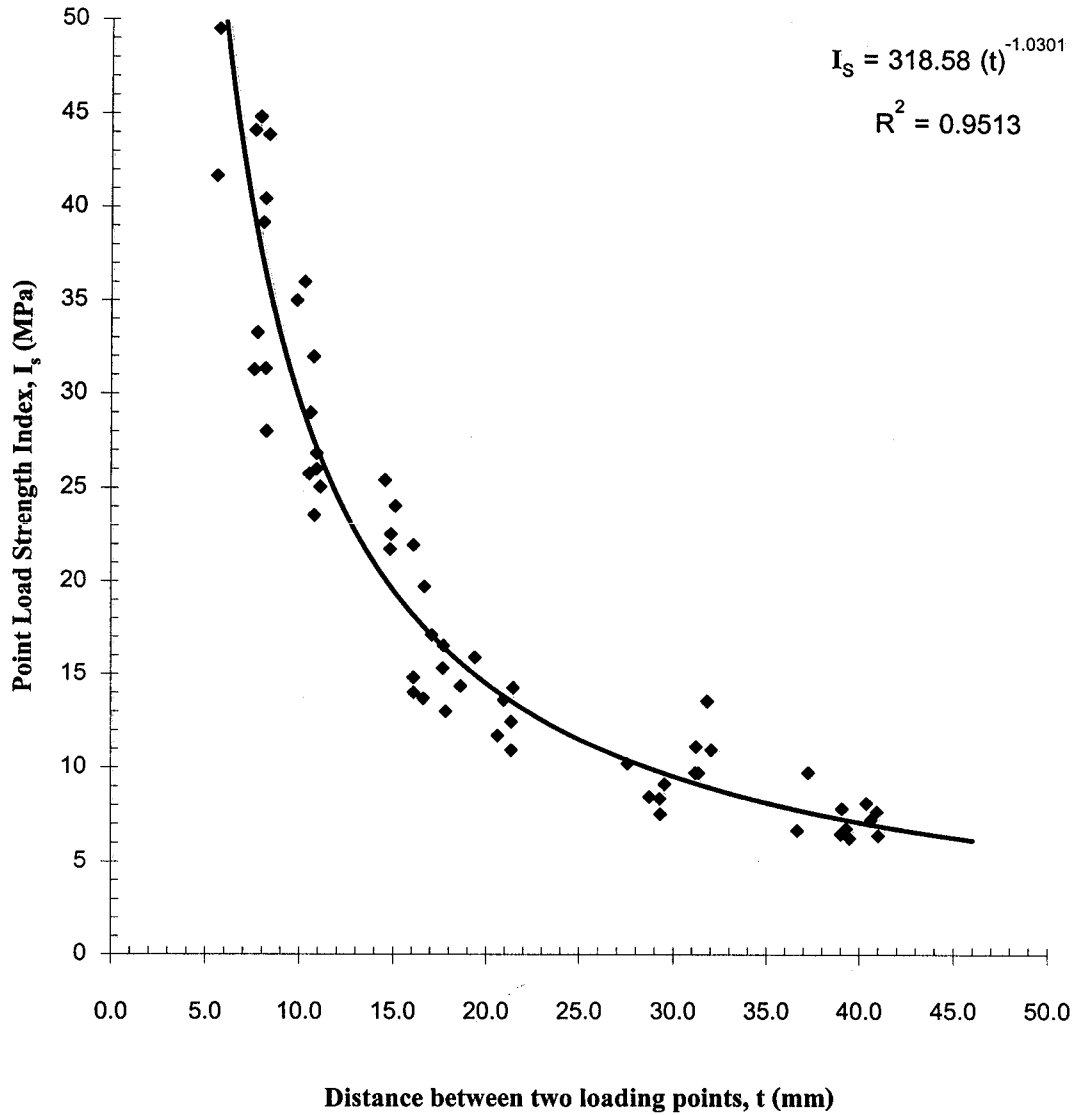
$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4.6)$$

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

Point Load Strength Index of Saraburi Marble

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

$$I_s = P/t^2$$

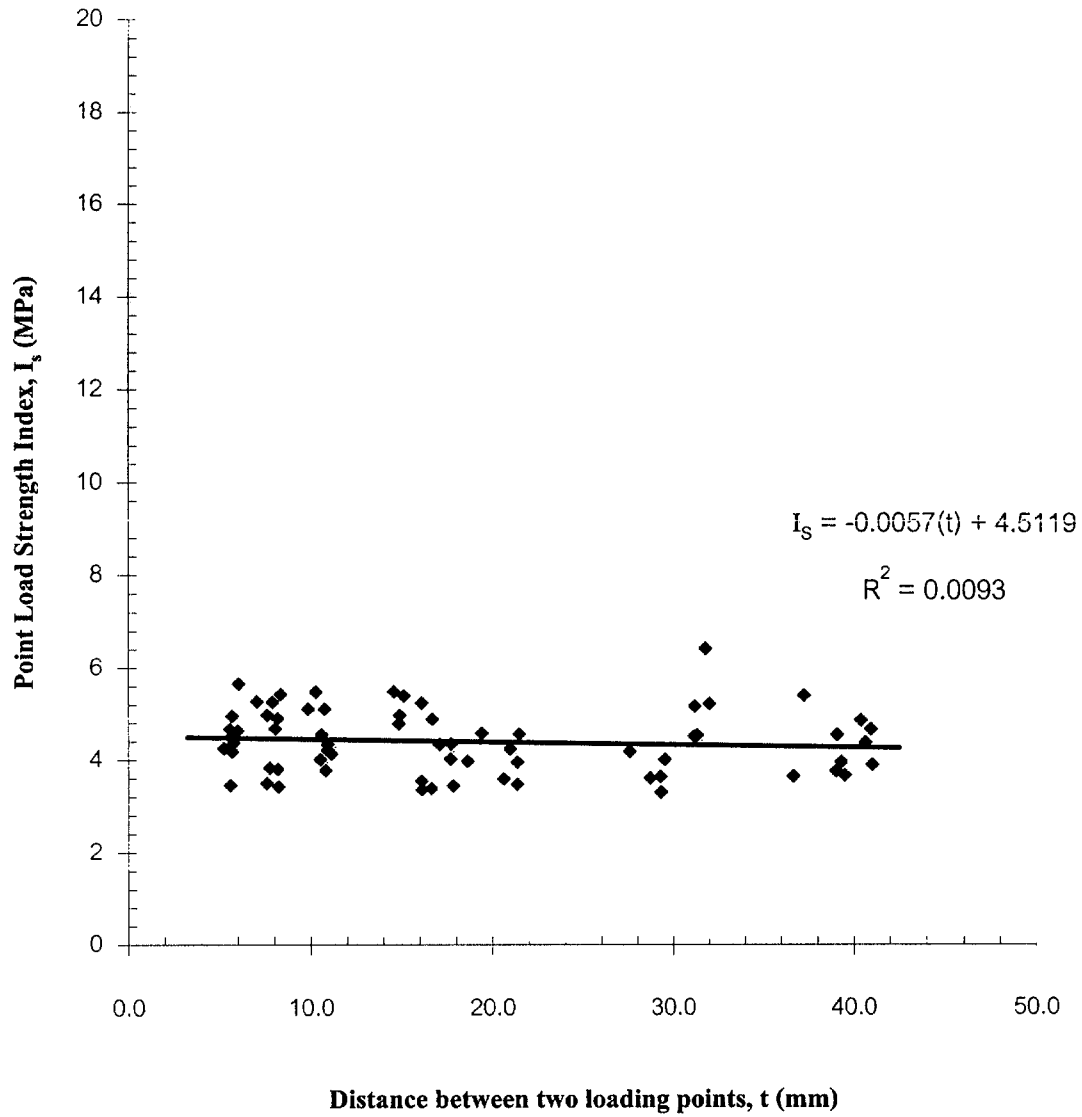


รูปที่ 4.28 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/t^2$

Point Load Strength Index of Saraburi Marble

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

$$I_s = P/Dt$$



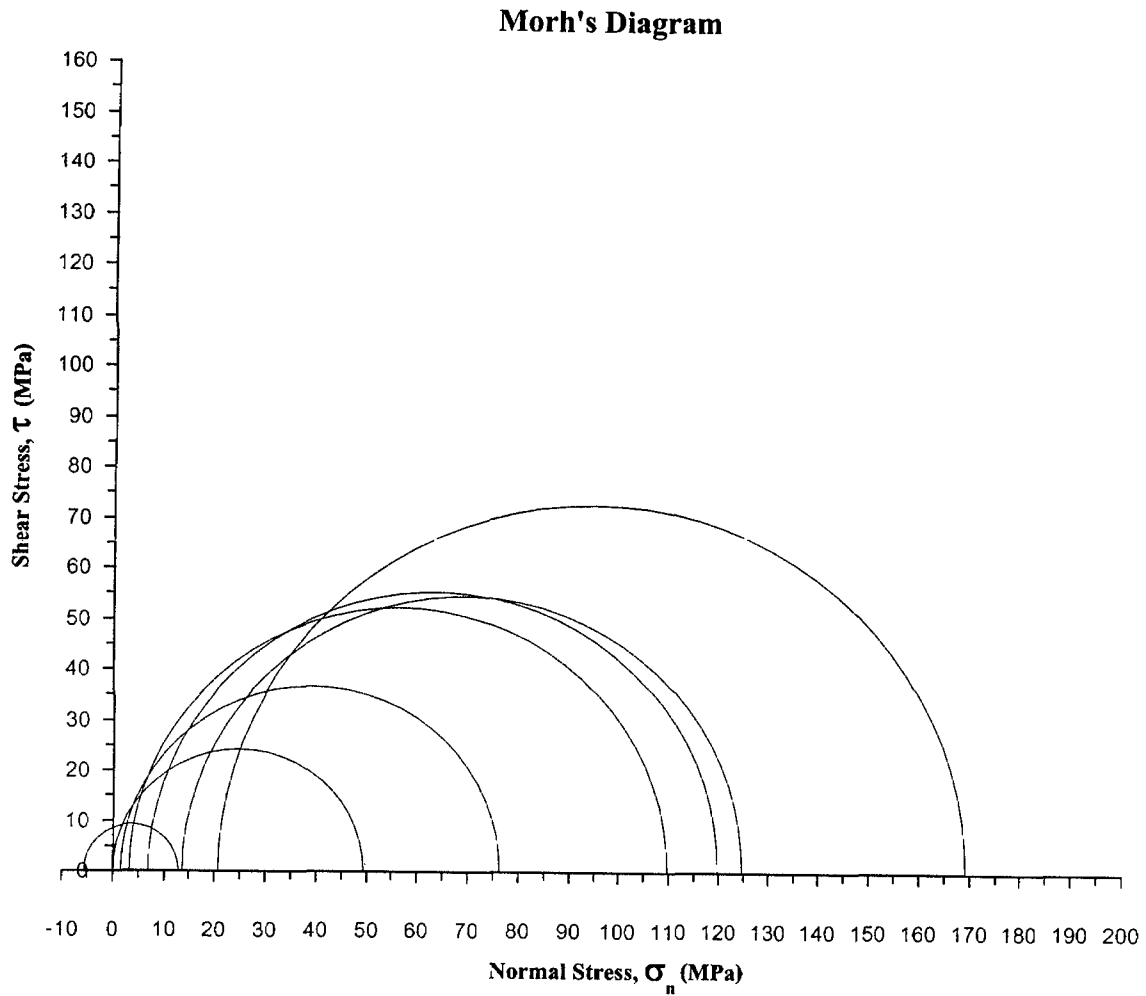
รูปที่ 4.29 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/(D.t)$

ตารางที่ 4.6 ผลการทดสอบแรงกดในสามแกน

Sample No.	Diameter (mm)	Length (mm)	Load at Failure (kN)	Confining Pressure, σ_3 (MPa)	Axial Stress at Failure, σ_1 (MPa)
MB-25-8-TR-6	53.9	100.7	174	1.7	76.2
MB-26-11-TR-1	53.9	100.8	250	3.4	109.5
MB-26-7-TR-4	54.1	100.1	274	6.9	119.8
MB-25-10-TR-5	54.0	102.8	284	13.8	124.4
MB-26-12-TR-3	54.0	100.3	386	20.7	169.1



รูปที่ 4.30 การแตกร้าวของตัวอย่างหินอ่อนที่ความดันล้อมรอบ (σ_3) เท่ากับ 3000 psi ของ Sample No. MB-26-12-TR-3



รูปที่ 4.31 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดันแรงกดในแนวตั้งและค่าความดันแรงเฉือน

จากความสัมพันธ์ข้างต้นสามารถคำนวณหาค่ามุมความเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ได้เท่ากับ 40 องศา และ 14 MPa ตามลำดับ

4.2 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

งานวิจัยนี้ได้มีการประดิษฐ์หัวกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อนำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ตามแนวคิดหลักของงานวิจัยต้องการให้มีพื้นที่สัมผัสระหว่างหัวกดและเนื้อหินที่คงที่ ไม่ว่าเนื้อหินจะมีความอ่อนหรือแข็งเพียงใด หรือหัวกดอยู่ภายใต้แรงกดมากน้อยเพียงใด ดังนั้น หัวกดที่ถูกรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบและมีพื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลม เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดแบบปรับเปลี่ยนได้จัดทำขึ้นมา 7 ขนาด คือ 5 mm, 7.5 mm, 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm และ 30 mm วัสดุที่ใช้จะเป็นเหล็กแข็งซึ่งทนทานต่อการกดภายใต้ความดันสูง การสั่งทำจะเป็นคู่ซึ่งมีทั้งหมด 7 คู่ โดยรูปที่ 4.32 ได้เปรียบเทียบหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 mm และ 10 mm กับหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) ที่ใช้กันอยู่ทั่วไป และรูปที่ 4.33 แสดงหัวกดแบบปรับเปลี่ยนทั้งหมดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm

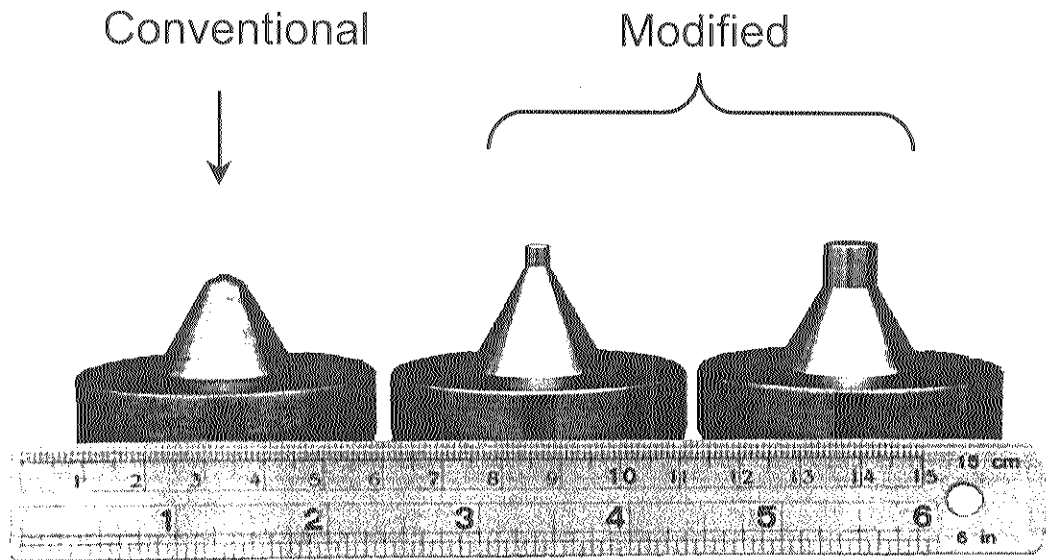
การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หรือเรียกสั้น ๆ ว่า MPL สามารถแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ตามลักษณะทางเรขาคณิตของตัวอย่างหินอ่อน กลุ่มแรกจะใช้หินตัวอย่างเป็นรูปแผ่นกลม ส่วนกลุ่มที่สองจะใช้หินตัวอย่างเป็นรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส

ตัวอย่างหินแผ่นกลมจะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) คงที่ เท่ากับ 67.4 mm แต่มีความหนา (t) ผันแปรจาก 0.5 cm, 0.75 cm, 1.0 cm, 1.5 cm, 2.0 cm, 3.0 cm ไปจนถึง 4.0 cm โดยหัวกดที่ใช้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง (d) ผันแปรจาก 0.5 cm, 1.0 cm, 1.5 cm, 2.0 cm, 2.5 cm ไปจนถึง 3.0 cm

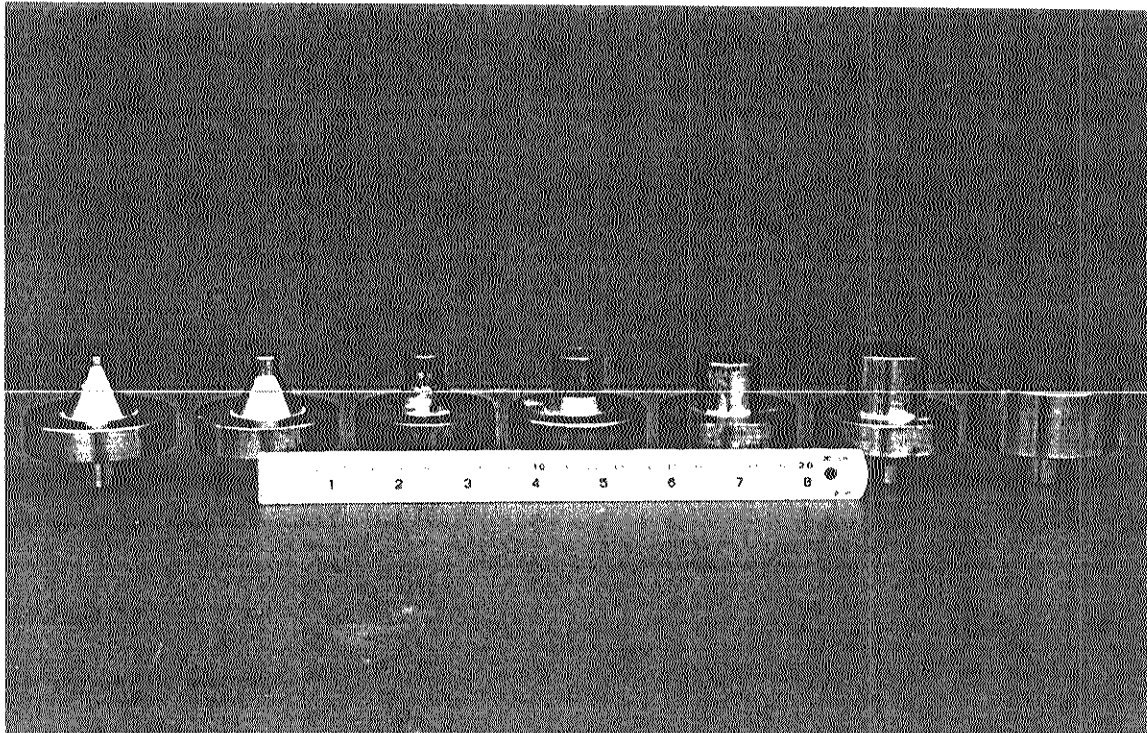
ตัวอย่างหินแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะมีความหนา (t) คงที่เท่ากับ 18 mm แต่จะมีความกว้าง (ยาว) ผันแปรจาก 24 mm, 48mm, 73 mm, 98 mm, 124 mm ไปจนถึง 150 mm โดยหัวกดที่ใช้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง (d) ผันแปรจาก 5 mm, 10 mm ไปจนถึง 20 mm

การที่ใช้ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินและของหัวกดหลากหลายเช่นนี้ก็เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์ของขนาดและรูปร่างต่อค่าความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของตัวอย่างหิน

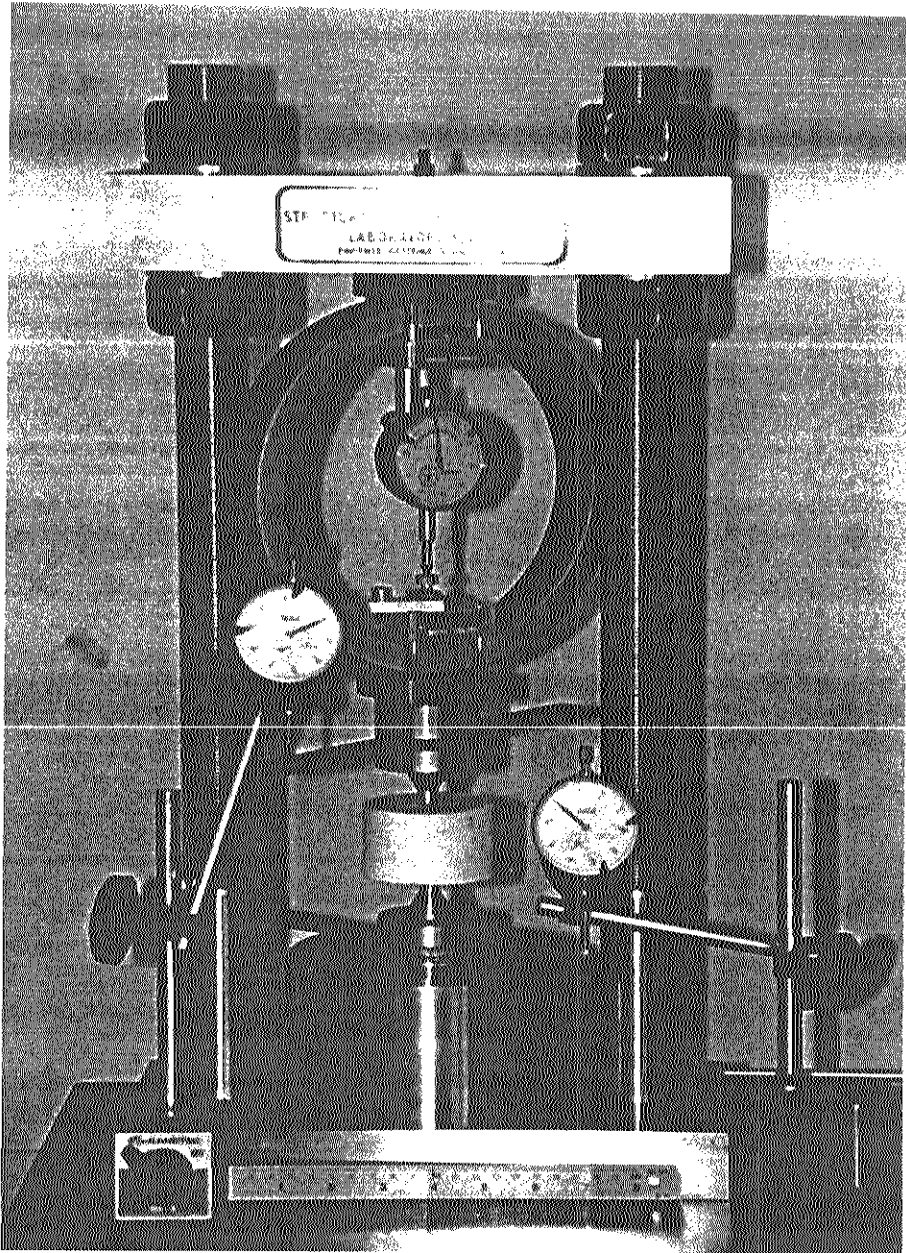
รูปที่ 4.34 แสดงเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบแบบ MPL ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมจะถูกกดตามแนวแกนกลางจนแตก โดยใช้เครื่อง SBEL PLT-75 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุดเท่ากับ 75,000 ปอนด์ แรงกดที่ทำให้หินแตกจะมีการบันทึกเพื่อใช้ในการคำนวณ และบันทึกภาพลักษณะรอยแตกเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป รูปที่ 4.35 แสดงการทดสอบแบบ MPL ซึ่งใช้หินรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส โดยจะกดตัวอย่างหินที่จุดกึ่งกลางของแผ่น รูปที่ 4.36 ถึง 4.38 แสดงลักษณะการแตกของหินตัวอย่างบางส่วน ตัวอย่างหินส่วนใหญ่จะมีรอยแตกมากกว่าหนึ่งรอย แต่ทุกรอยแตกจะมีแนวขนานกับทิศทางของการกด ซึ่งบ่งบอกว่าเป็นรอยแตกแบบดึง (Tension) ในบริเวณใต้หัวกดหินจะแตกเป็นรูปกรวย ซึ่งเป็น Compressive shear zone ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่ที่สุดเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดนั้น ๆ (ดังรูปที่ 4.37)



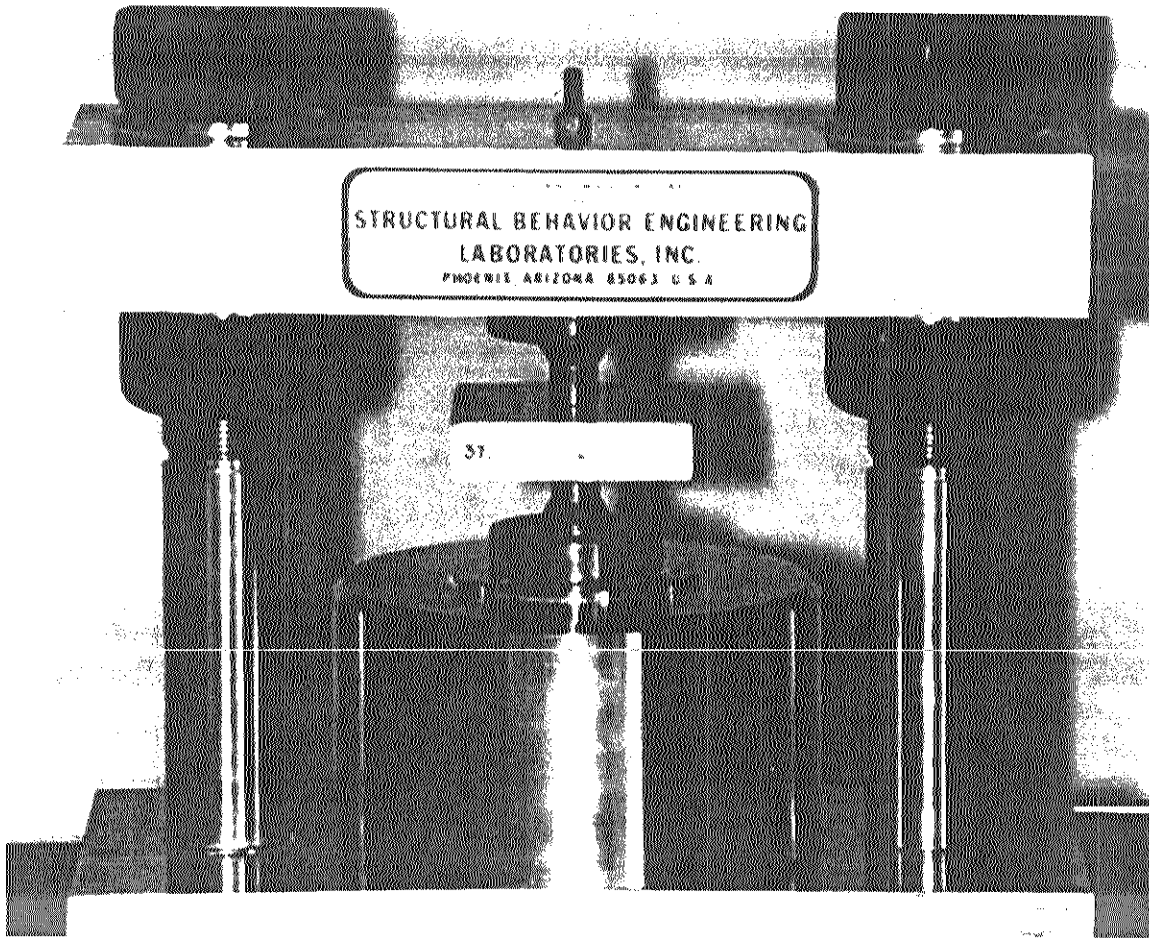
รูปที่ 4.32 เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 mm และ 10 mm หัวของตัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบ



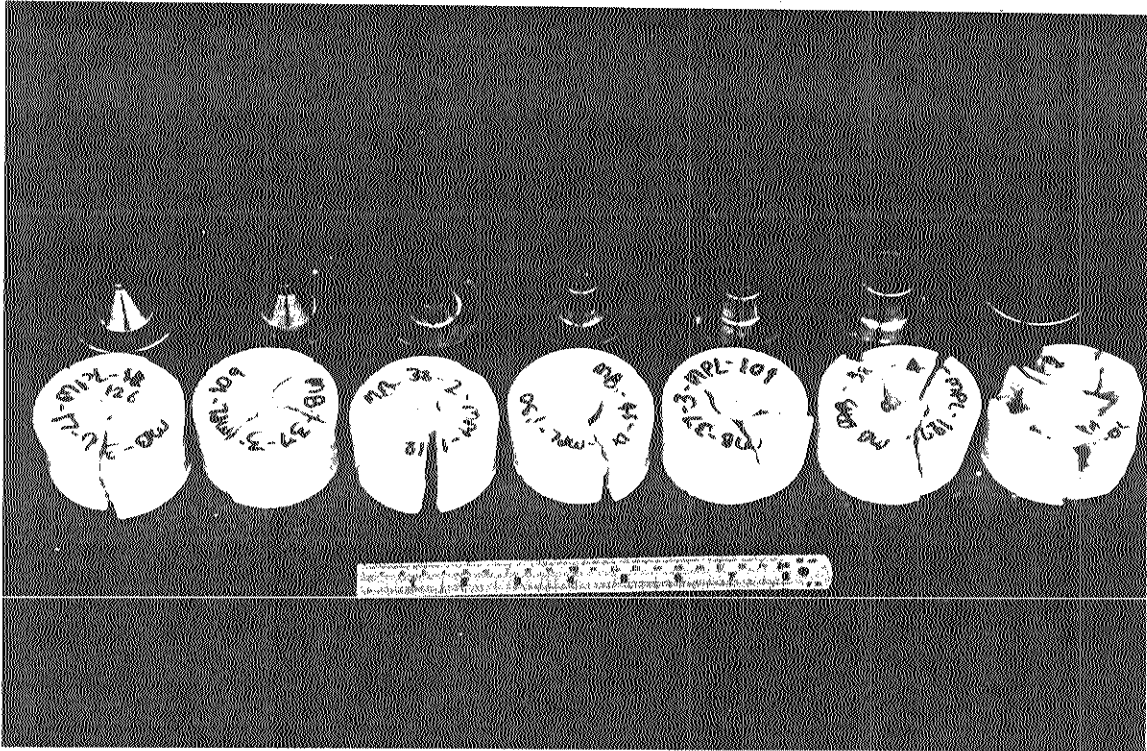
รูปที่ 4.33 หัวกดแบบปรับเปลี่ยนที่สร้างขึ้นมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm



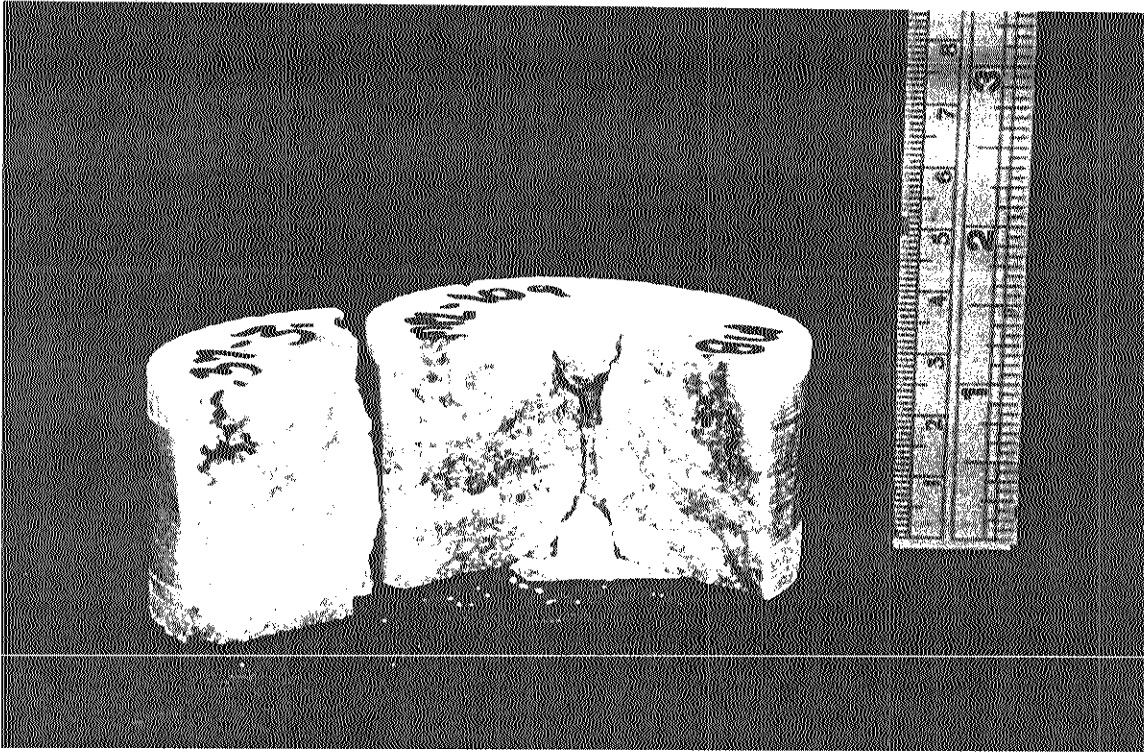
รูปที่ 4.34 องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หินตัวอย่างรูปแผ่นกลมถูกกดตามแนวแกน



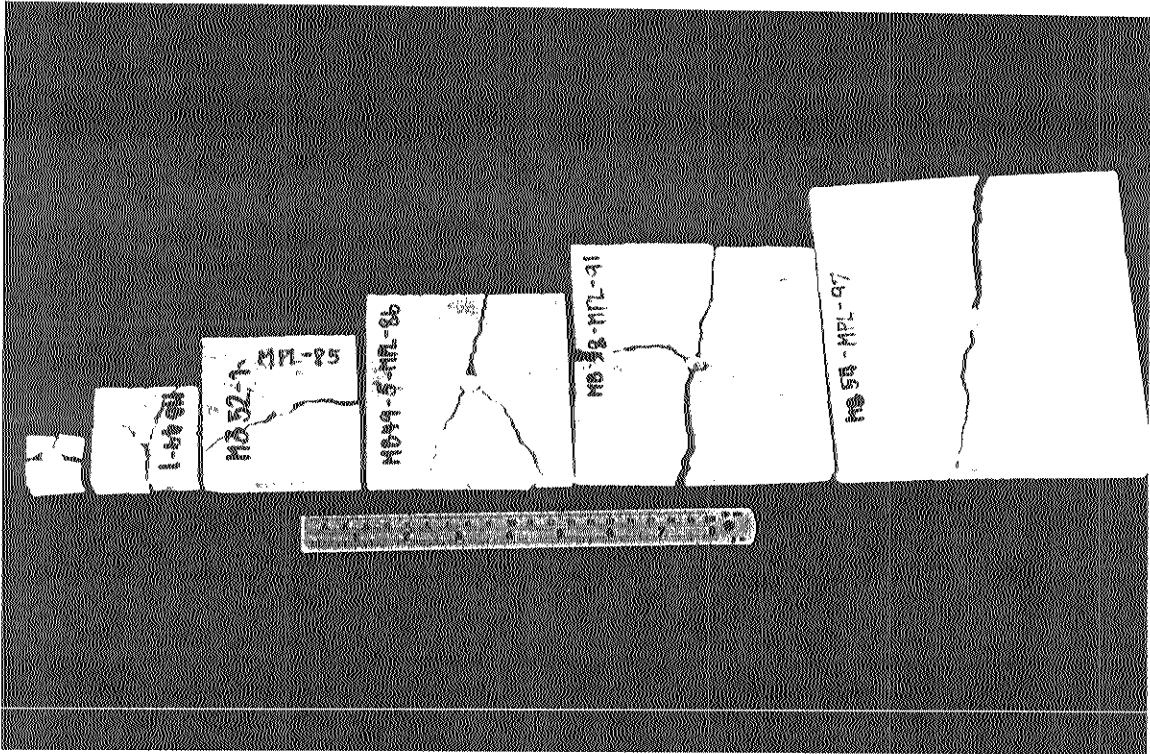
รูปที่ 4.35 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสถูกกดที่จุดกึ่งกลางของแผ่นในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน



รูปที่ 4.36 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน



รูปที่ 4.37 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมถูกกดแตก โดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้



รูปที่ 4.38 ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมขนาดต่าง ๆ กัน หลังจากทดสอบด้วยจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

ตารางที่ 4.7 และ 4.8 แสดงรูปร่างของตัวอย่างหินและผลการคำนวณที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL ในที่นี้ค่าความเค้นแตก (P) สามารถคำนวณได้จากการนำค่าแรงกดแตก (F) หารด้วยพื้นที่หน้าตัดของหัวกด ดังสมการข้างล่างนี้

$$P = F/(\pi d^2/4) \quad (4.7)$$

โดยที่ P คือความเค้นกดสูงสุดที่เกิดการวิบัติ F คือ แรงกดสูงสุดที่จุดวิบัติ และ d คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวที่ใช้กด

รูปที่ 4.39 และ 4.40 แสดงผลของการทดสอบแบบ MPL ในรูปของกราฟ โดยที่ค่า P จะนำเสนอในฟังก์ชันของอัตราส่วน t/d สำหรับตัวอย่างหินรูปแผ่นกลม (รูปที่ 4.39) และค่า P จะนำเสนอในฟังก์ชันของอัตราส่วน D/d สำหรับตัวอย่างหินรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส (รูปที่ 4.40) การนำค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (d) มาเป็นตัวหารก็เพื่อพิจารณาถึงผลกระทบของความหนาและความกว้างของหิน โดยไม่มีขนาดของหัวกดเข้ามาเกี่ยวข้อง

ในการพิจารณาโดยทั่วไปแล้วผลที่ได้จากการทดสอบระบุว่าค่า P จะสูงขึ้น ถ้าอัตราส่วน t/d หรือ D/d มีค่าสูงขึ้น เพื่อที่จะสร้างความสัมพันธ์ในรูปคณิตศาสตร์ สมการในรูปของ Logarithmic ได้นำมาใช้ในการอธิบายการเปลี่ยนแปลงของ P ในรูปของอัตราส่วน D/d คือ

$$P = A \ln(D/d) + B \quad (4.8)$$

โดยที่ A และ B เป็นค่าคงที่ของแต่ละอัตรา t/d ดังแสดงในรูปที่ 4.40 ผลที่ได้นี้จะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการศึกษาทางด้านทฤษฎีในบทต่อไป

4.3 การทดสอบแรงดึงแบบต่าง ๆ

ค่าแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนที่ได้จากการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ กันจะมีประโยชน์ในการนำมาเปรียบเทียบกับค่าแรงดึงสูงสุดที่ทดสอบได้จากการทดสอบแบบบราซิล และนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งจะเป็แนวทางในการนำไปประยุกต์ใช้ในรูปแบบของทฤษฎีใหม่ ซึ่งจะอธิบายละเอียดในบทต่อไป

4.3.1 การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน

การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน (Ring tensile strength test) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาแรงดึงสูงสุดของหินอ่อนสระบุรี และเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับแรงดึงที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยเตรียมตัวอย่างหินเป็นรูปวงแหวนทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกเท่ากับ 92.4 mm ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในเท่ากับ 30.5 mm และมีความหนาเท่ากับ 46.4 mm จำนวนทั้งสิ้น 5 ตัวอย่าง

ตารางที่ 4.7 คุณสมบัติของตัวอย่างหินแบบแผ่นสี่เหลี่ยมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

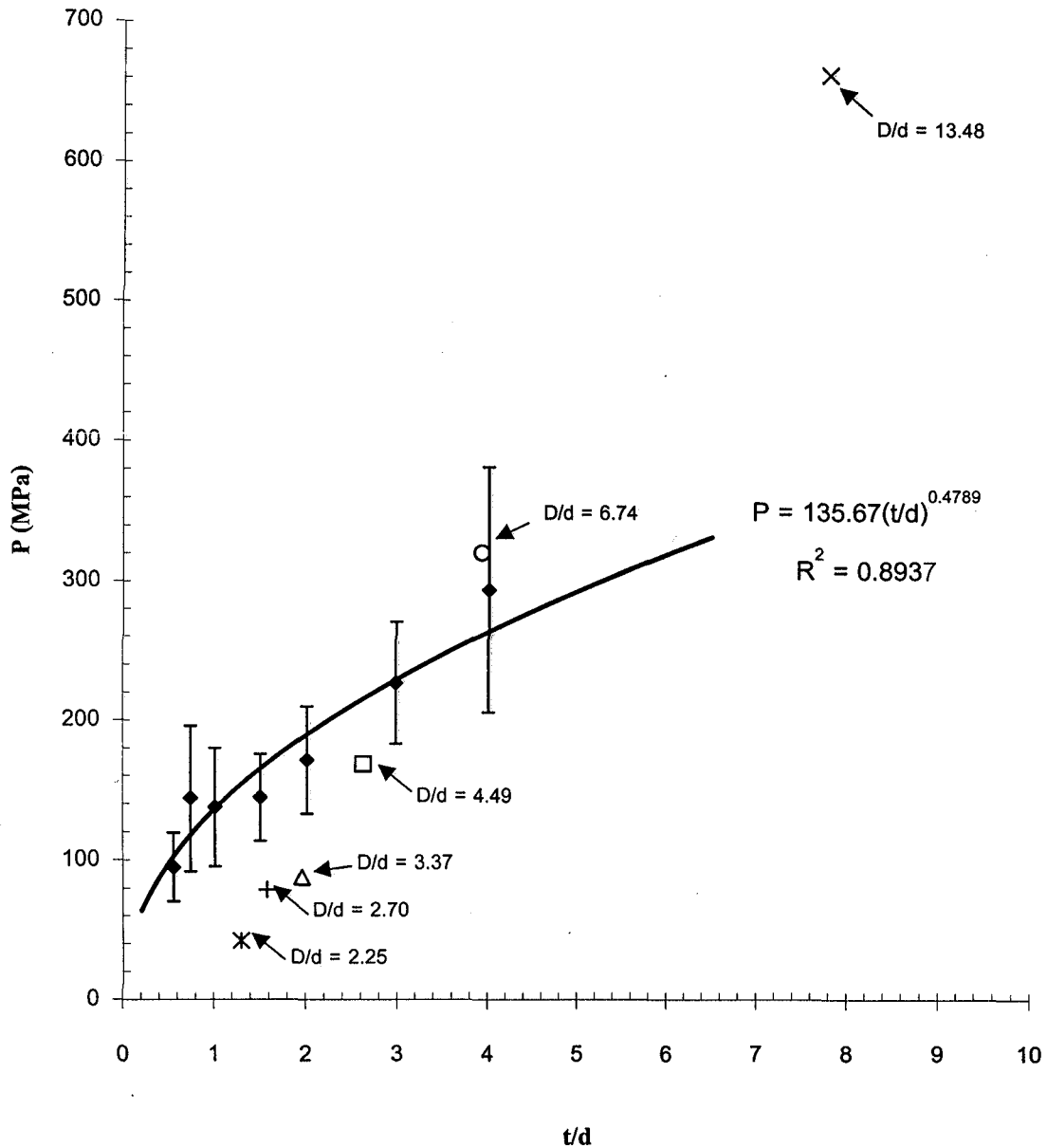
Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/d	D/d	MPL Diameter (mm)	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean MPL Strength, σ_{MPL} (MPa)	Standard Deviation (%)
23.20	18.19	3.64	4.64	5	5	2.82	348.36	±8.44
48.00	18.19	3.64	9.60	5	5	2.77	394.20	±8.74
74.40	18.19	3.64	14.88	5	5	2.27	556.15	±2.37
99.20	18.19	3.64	19.84	5	5	2.75	591.80	±7.61
135.00	18.19	3.64	27.00	5	5	2.65	675.33	±26.60
150.00	18.19	3.64	30.00	5	5	2.57	653.94	±14.07
16.23	17.94	2.46	2.23	7.28	5	2.51	127.81	±12.85
22.70	18.15	2.49	3.12	7.28	5	2.85	213.81	±17.19
36.04	17.87	2.45	4.95	7.28	5	2.62	283.48	±3.11
50.51	18.08	2.48	6.94	7.28	10	2.64	309.26	±20.11
70.90	18.23	2.50	9.74	7.28	5	2.74	310.87	±22.97
99.10	18.10	2.49	13.61	7.28	5	2.61	360.84	±16.77
151.80	18.16	2.49	20.85	7.28	5	2.57	428.11	±15.26
23.80	18.19	1.82	2.38	10	5	2.84	106.18	±9.06
48.20	18.19	1.82	4.82	10	5	2.71	202.94	±11.28
73.40	18.19	1.82	7.34	10	5	2.71	236.58	±11.97
98.20	18.19	1.82	9.82	10	5	2.76	281.38	±9.32
124.40	18.19	1.82	12.44	10	5	2.72	233.50	±10.69
150.40	18.19	1.82	15.04	10	5	2.80	267.12	±13.94
22.40	18.19	0.91	1.12	20	5	2.90	86.01	±20.67
48.00	18.19	0.91	2.40	20	5	2.72	93.46	±26.57
73.00	18.19	0.91	3.65	20	5	2.71	114.59	±18.64
99.00	18.19	0.91	4.95	20	5	2.71	87.22	±27.07
127.80	18.19	0.91	6.39	20	5	2.95	96.89	±24.10
150.40	18.19	0.91	7.52	20	5	2.65	136.56	±33.27

ตารางที่ 4.8 คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นกลมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกด
แบบปรับเปลี่ยน

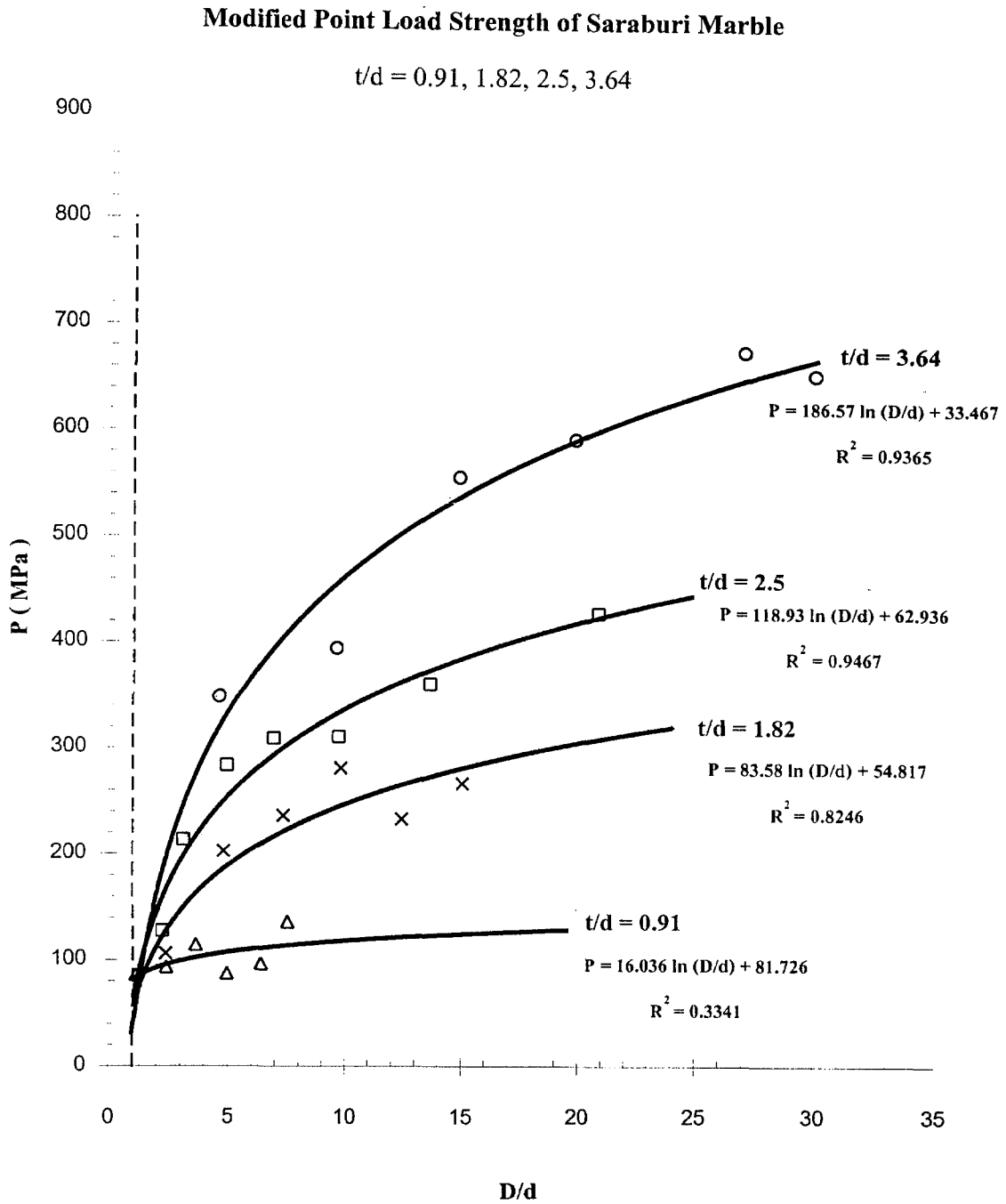
Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/d	D/d	MPL Diameter (mm)	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean MPL Strength, σ_{MPL} (MPa)	Standard Deviation (%)
67.44	40.12	4.01	6.74	10	10	2.46	294.24	±29.93
67.39	29.88	2.99	6.74	10	10	2.67	227.02	±19.25
67.45	20.16	2.02	6.74	10	10	2.65	171.50	±22.41
67.47	15.06	1.51	6.75	10	10	2.65	144.51	±21.49
67.42	10.11	1.01	6.74	10	10	2.64	137.64	±30.63
67.44	7.42	0.74	6.74	10	10	2.62	143.88	±36.14
67.36	5.55	0.56	6.74	10	10	2.70	94.86	±25.79
67.42	39.01	7.80	13.48	5	7	2.69	666.06	±7.90
67.39	39.34	3.93	6.74	10	9	2.71	320.88	±19.95
67.40	39.43	2.63	4.49	15	10	2.68	168.72	±17.48
67.40	39.18	1.96	3.37	20	8	2.69	87.78	±45.78
67.38	39.44	1.58	2.70	25	6	2.69	78.88	±29.05
67.38	38.84	1.29	2.25	30	6	2.68	41.99	±13.76

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

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



รูปที่ 4.39 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์เฉพาะผลที่ได้จากตัวอย่างหินที่มี $D/d = 6.74$



รูปที่ 4.40 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน แต่ละจุดของข้อมูลจะเป็นตัวแทนค่าเฉลี่ยของหินตัวอย่าง 5 ชิ้น

วิธีการทดสอบนี้หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยแรงกดที่เพิ่มขึ้นอย่างคงที่ 0.5-0.7 MPa/min จนกระทั่งตัวอย่างหินแตกออกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง แรงกดสูงสุดที่วัดได้นำมาคำนวณหาค่าแรงดึงสูงสุดในแนวตั้งฉากกับแนวกด

สมการที่นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่าแรงดึงสูงสุดแบบวงแหวน (Ripperger and Davids, 1947) คือ

$$\sigma_R = 2PK / \pi Dt \quad (4.9)$$

โดยที่

- σ_R = ความต้านแรงดึงแบบวงแหวน
- P = แรงกดสูงสุดที่จุดวิบัติ
- K = สัมประสิทธิ์ความเข้มข้นของความเค้น
(Stress concentration factor), $K = 6 + 38 (r')^2$
- D = เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน
- t = ความหนาของตัวอย่างหิน
- r' = อัตราส่วนรัศมีภายในต่อรัศมีภายนอก ($1.0 > r' > 0.1$)

ผลที่ได้จากการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.9 รูปที่ 4.41 แสดงการทดสอบแรงดึงแบบวงแหวนซึ่งตัวอย่างหินอ่อนถูกแรงกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกออกจากกัน รูปที่ 4.42 แสดงตัวอย่างหินหลังการทดสอบซึ่งเกิดการแตกแบบการดึงตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของการกด

4.3.2 การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด

การทดสอบแรงดึงแบบกดสี่จุด (Four-point bending test) ได้ดำเนินการเพื่อหาความต้านแรงดึงสูงสุดของหินอ่อนสระบุรีในรูปแบบของการโค้งงอ และเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับแรงดึงที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบมีลักษณะเป็นแผ่น ขนาด $100 \times 350 \times 18 \text{ mm}^3$ จำนวนทั้งสิ้น 10 ตัวอย่าง

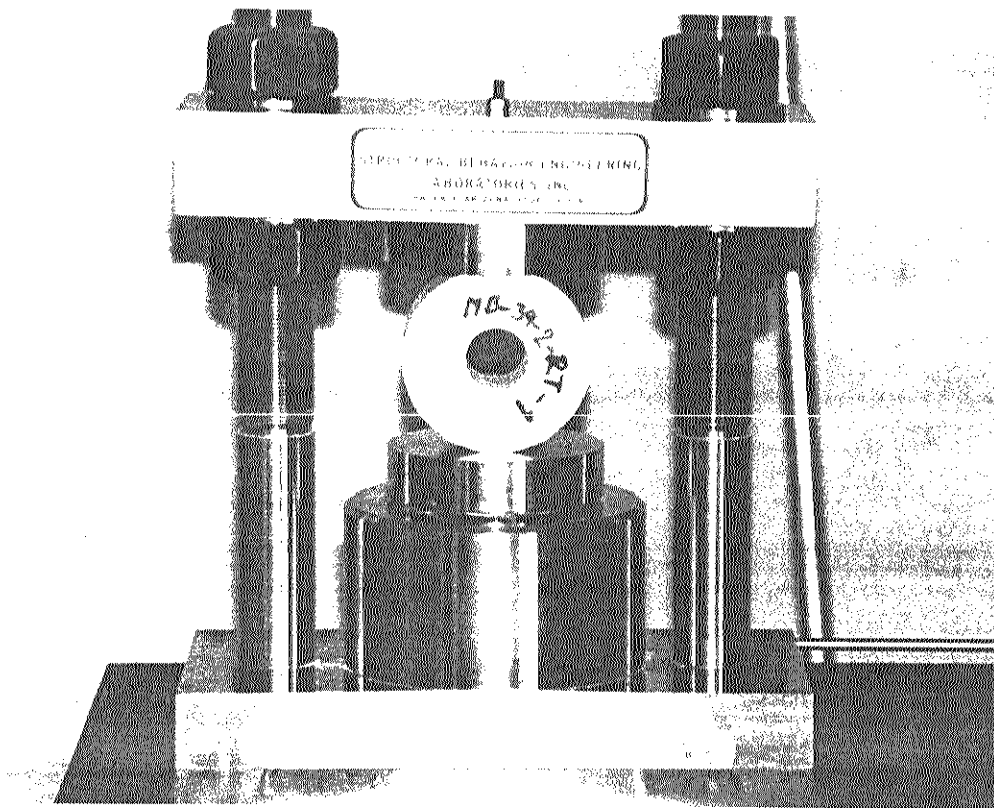
วิธีการทดสอบนี้แผ่นตัวอย่างหินจะถูกกดตามแนวจุดกดทั้งสองจุดด้วยแรงกดคงที่ 0.5-0.7 MPa/min โดยให้ระยะห่างระหว่างจุดกดที่ 8 cm (ดังรูปที่ 4.43) กดแผ่นตัวอย่างหินจนกระทั่งตัวอย่างหินหักลง แรงกดสูงสุดที่วัดได้นำมาคำนวณหาค่าแรงดึงสูงสุด

สมการที่นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่าแรงดึงสูงสุดแบบการกดสี่จุด คือ

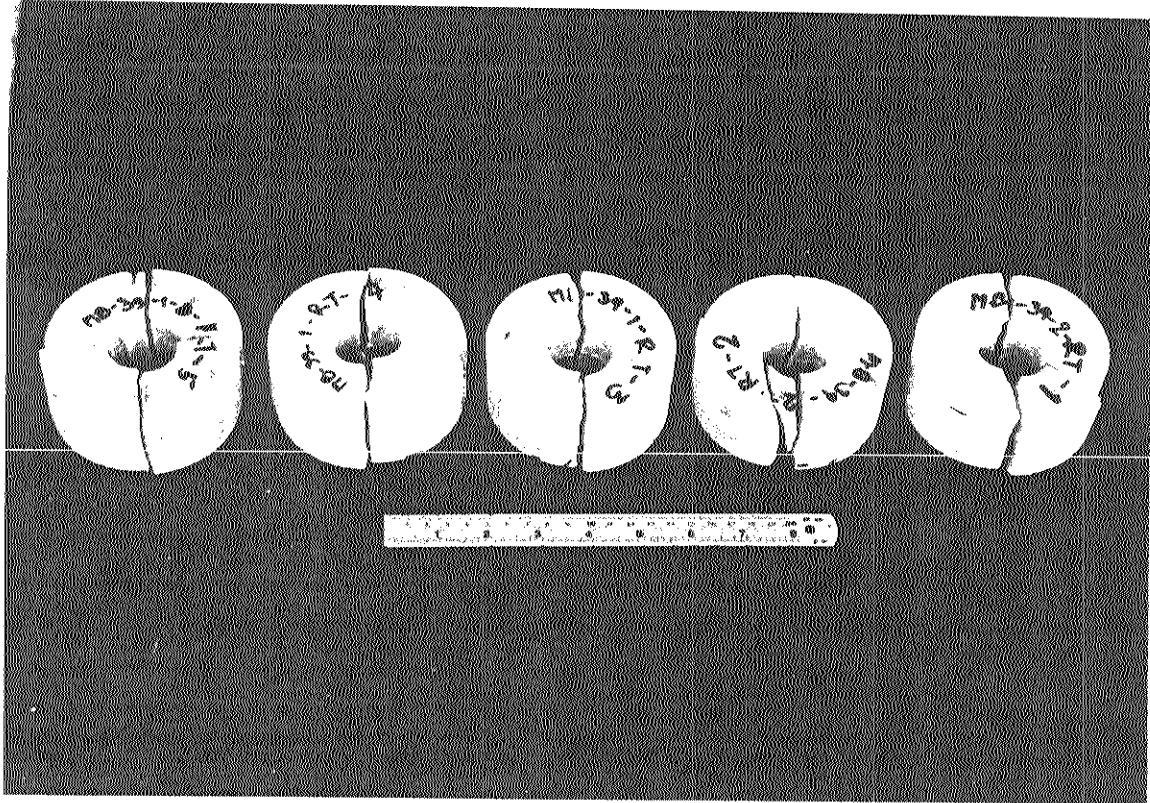
$$\sigma_{\text{bending}} = 3Fl / 2bh^2 \quad (4.10)$$

ตารางที่ 4.9 ผลการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบวงแหวน

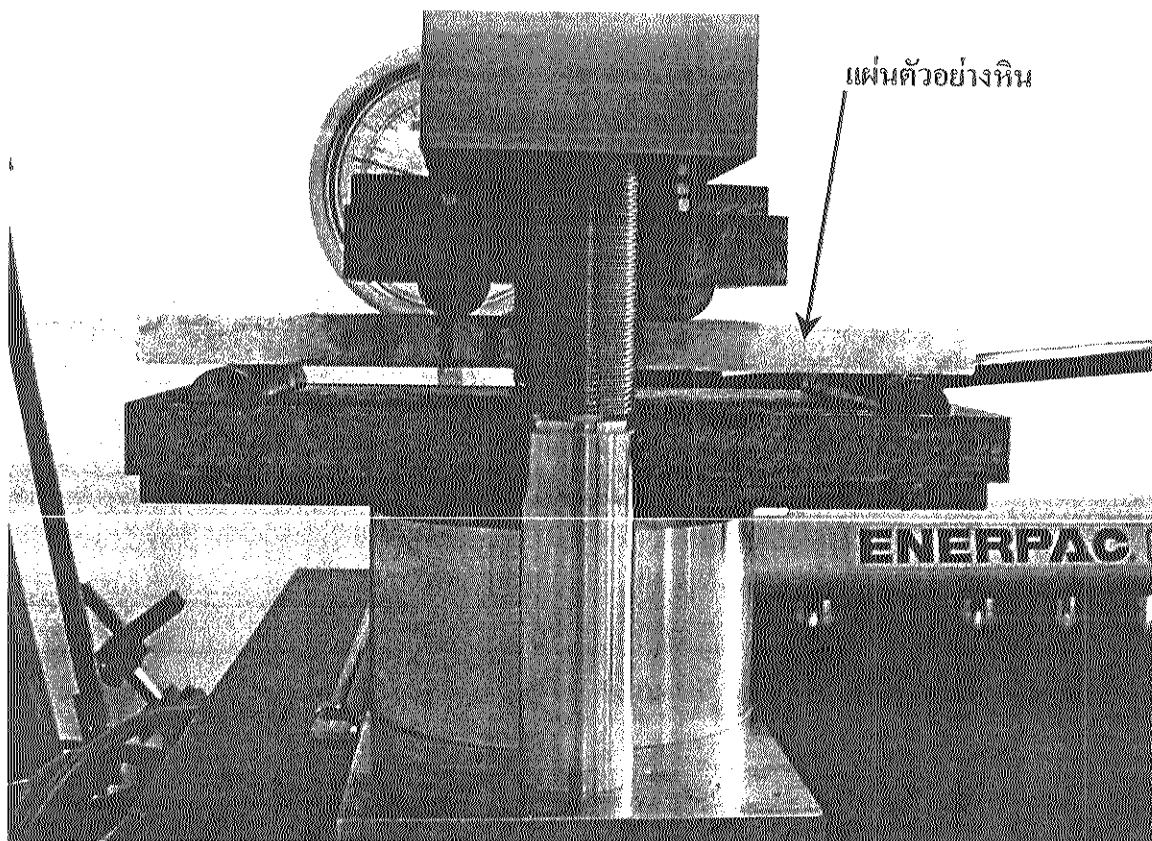
Sample No.	Ex. Diameter, D_1 (mm)	Int. Diameter, D_2 (mm)	Thickness, t (mm)	Load, P (kN)	σ_R (MPa)
MB-39-2-RT-1	92.5	30.9	45.7	9.1	14.1
MB-39-2-RT-2	92.6	30.1	46.4	9.5	14.1
MB-39-1-RT-3	92.4	30.4	45.2	9.8	15.2
MB-39-1-RT-4	92.4	29.9	48.1	11.0	15.8
MB-39-1-RT-5	92.3	30.9	47.9	9.2	13.6
			Average	9.7	14.5
			S.D.	0.77	0.88



รูปที่ 4.41 การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน ตัวอย่างหินอ่อนถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 4.42 ตัวอย่างหินอ่อนแบบวงแหวนมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือตามแนวคด



รูปที่ 4.43 การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด (Four-point bending test) ตัวอย่างหินอ่อนแบบแผ่น ถูกทดสอบด้วยเครื่องกดโดยผ่านแรงตามจุดกดทั้งสี่ ซึ่งห่างกันประมาณ 8 cm

โดยที่	σ_{bending}	= ความต้านแรงดึงสูงสุดแบบการกดสี่จุด
	F	= แรงกดสูงสุด
	l	= ระยะห่างระหว่างแต่ละจุดกด
	b	= ความกว้างของตัวอย่างหิน
	h	= ความหนาของตัวอย่างหิน

ผลจากการทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุดทั้งหมดได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.10 รูปที่ 4.43 แสดงตัวอย่างหินอ่อนถูกนำมาใส่ในเครื่องเพื่อทำการทดสอบ โดยหินจะถูกกดผ่านทั้งสี่จุด รูปที่ 4.44 แสดงตัวอย่างหินหลังการทดสอบซึ่งเกิดการหักบริเวณกลางแผ่น

4.4 การทดสอบเพื่อพิสูจน์ทฤษฎีด้วยหินชนิดอื่น

จุดประสงค์ของการทดสอบเพื่อเสนอผลและนำมาใช้พิสูจน์และสอบทานทฤษฎีของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยการทดสอบตัวอย่างหินชนิดอื่น ๆ ที่นอกเหนือจากตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี หินที่นำมาทดสอบประกอบด้วยตัวอย่างหินปูนสระบุรี ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ จังหวัดลพบุรี และตัวอย่างหินทรายโครกกรวด จังหวัดนครราชสีมา โดยจะทำการทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม และการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน เช่นเดียวกับการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี โดยผลที่ได้ทั้งหมดจากการทดลองทั้งหมดจะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลในบทที่ 6

4.4.1 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

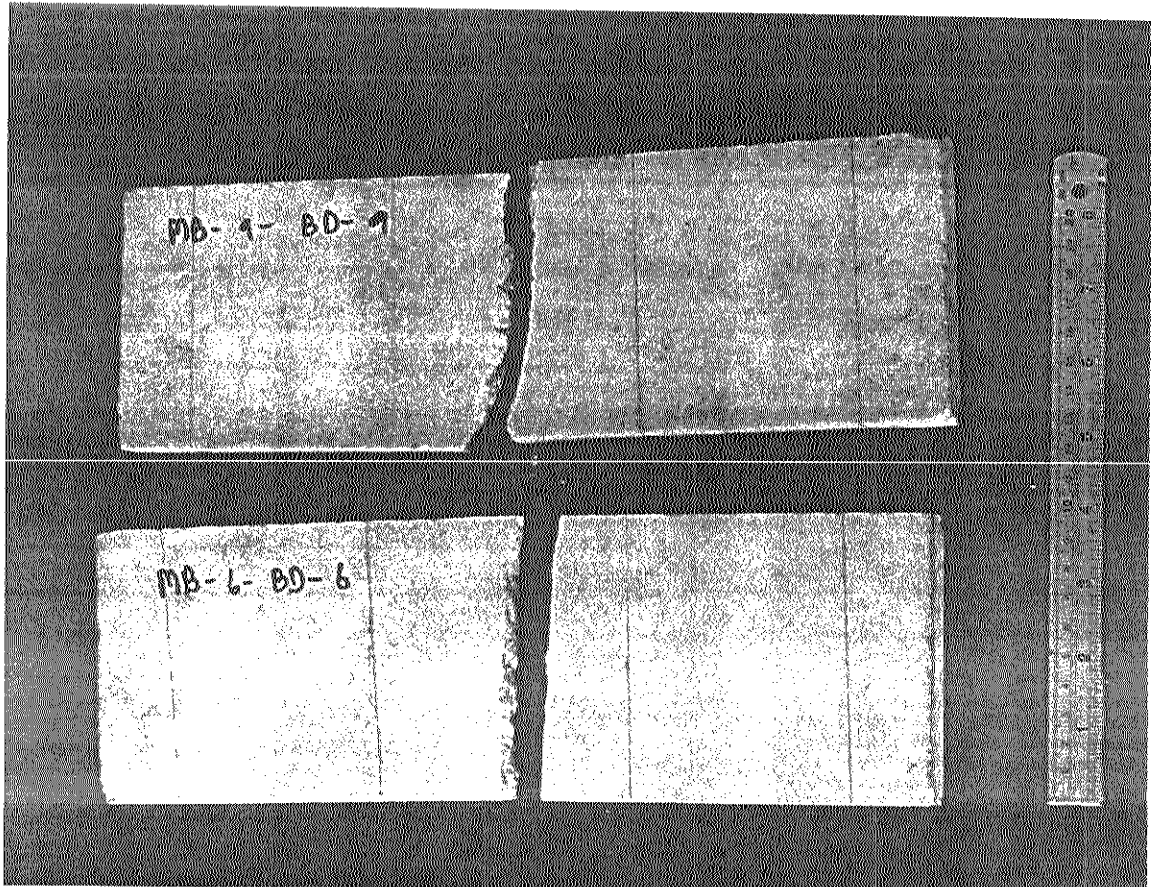
การทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial Compressive Strength Test) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียวของตัวอย่างหินแต่ละชนิดหิน และเพื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่หาได้ทั้งจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและแบบดั้งเดิม การทดสอบแรงกดในแกนเดียวได้ถูกดำเนินการไปตามมาตรฐาน ASTM D2938 ซึ่งตัวอย่างหินมีขนาด L/D ratio เท่ากับ 2.5 และจำนวนตัวอย่างหินที่ใช้ทดสอบ 7-10 ตัวอย่างในแต่ละชนิดหิน กดทดสอบด้วยเครื่องทดสอบแรงกดที่อัตราความเร็วคงที่ (Constant loading rate) ตามแนวแกนจนกระทั่งเกิดการวิบัติ จำนวนตัวอย่างหิน ขนาด และผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.11

4.4.2 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล (Brazilian Tensile Strength Test) มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าความต้านสูงสุดของการดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินแต่ละชนิดหิน และเพื่อนำผลการทดสอบมาเทียบเคียงกับค่าความต้านแรงดึงสูงสุดที่หาได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน การทดสอบ

ตารางที่ 4.10 ผลการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบการกดสี่จุด

Sample No.	Width, b (mm)	Thickness, h(mm)	Length, L (mm)	Spacing, l (mm)	Load (kN)	σ_{bending} (MPa)
MB-1-BD-1	100.3	18.2	320	80.0	1.97	7.09
MB-2-BD-2	101.4	18.6	310	80.0	2.12	7.24
MB-3-BD-3	102.3	18.4	290	80.0	1.42	4.91
MB-4-BD-4	101.0	17.9	300	80.0	2.27	8.43
MB-5-BD-5	100.5	18.2	305	80.0	2.17	7.80
MB-6-BD-6	102.0	18.4	300	80.0	2.15	7.50
MB-7-BD-7	101.4	17.3	305	80.0	1.97	7.82
MB-8-BD-8	101.6	18.2	300	80.0	2.15	7.71
MB-9-BD-9	99.8	18.1	300	80.0	2.47	9.09
MB-10-BD-10	100.4	18.0	302	80.0	2.17	7.68
Average					2.01	7.53
S.D.					0.27	1.09



รูปที่ 4.44 ตัวอย่างหินแบบแผ่นหลังการทดสอบมีการหักตามแนวบริเวณกึ่งกลางแผ่น

ตารางที่ 4.11 ผลการทดสอบแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด

Rock Type	Average Diameter (mm)	Average Length (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Compressive Strength, σ_c (MPa)	Standard Deviation (MPa)
Saraburi Limestone	38.23	102.56	2.68	8	2.74	49.31	18.17
Khoa Somphot Limestone	53.41	126.83	2.37	10	2.77	43.23	22.27
Krok Kruat Sanstone	53.80	127.40	2.36	7	2.35	21.80	6.84

แรงดึงแบบบราซิล ได้ถูกดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3967-81 เพื่อหาแรงดึงของหินตัวอย่างโดยจะกำหนดค่า L/D ratio คงที่เท่ากับ 0.5 เส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่างมีค่าเท่ากับ 54 mm และมีความหนา 27 mm โดยทำการทดสอบ 5-10 ตัวอย่างในแต่ละตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด จำนวนตัวอย่างหิน ขนาด และผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.12

4.4.3 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม

การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional Point Load Test) ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด ซึ่งประกอบไปด้วยตัวอย่างหินปูนสระบุรี ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์และตัวอย่างหินทรายโครกกรวด โดยมีจุดประสงค์การทดสอบคือ เพื่อหาค่าความต้านแรงกดสูงสุดที่ได้จากค่าดัชนีจุดกด (Point Load Index) และเพื่อนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน รูปร่างตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบมี 2 ลักษณะคือ แบบรูปทรงกระบอก (Cylinder) ของตัวอย่างหินทรายโครกกรวด และตัวอย่างที่ไม่มีรูปทรงทางคณิตศาสตร์ (Irregular Shape) ของตัวอย่างหินปูนสระบุรีและหินปูนเขาสมโภชน์ การทดสอบได้ดำเนินการตามวิธีมาตรฐาน ASTM D5731 ตัวอย่างหินแต่ละชนิดถูกกดทดสอบที่จุดกึ่งกลางตามแนวของหัวกด จนกระทั่งตัวอย่างหินแตกออกจากกัน จำนวนและขนาดของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด และผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.13

4.4.4 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Test) มีจุดประสงค์เพื่อหาค่าความต้านแรงกดและแรงดึงสูงสุดจากการทดสอบแบบใหม่นี้ และเพื่อนำค่าไปเปรียบเทียบกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดได้จากการทดสอบแรงกดในแกนเดียวและที่คาดคะเนได้จากดัชนีจุดกดแบบดั้งเดิม รูปร่างตัวอย่างหินที่นำมาทดสอบมี 2 ลักษณะคือ แบบรูปทรงกระบอก (Cylinder) ของตัวอย่างหินปูนสระบุรีและตัวอย่างหินทรายโครกกรวด และตัวอย่างที่ไม่มีรูปทรงทางคณิตศาสตร์ (Irregular Shape) ของหินปูนเขาสมโภชน์ โดยทำการทดสอบ 20-30 ตัวอย่างในแต่ละชนิดหิน จำนวนตัวอย่างหิน ขนาด และผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.14 และแสดงค่าผลการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในฟังก์ชันของอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน ของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิดในรูปที่ 4.45 ถึงรูปที่ 4.47

ตารางที่ 4.12 ผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด

Rock Type	Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Brazilian Tensile Strength, σ_B (MPa)	Standard Deviation (MPa)
Saraburi Limestone	53.93	25.49	0.47	10	2.66	8.46	2.54
Khoa Somphot Limestone	53.89	25.68	0.48	10	2.68	7.81	1.04
Krok Kruat Sanstone	53.93	25.50	0.47	5	2.31	1.44	0.33

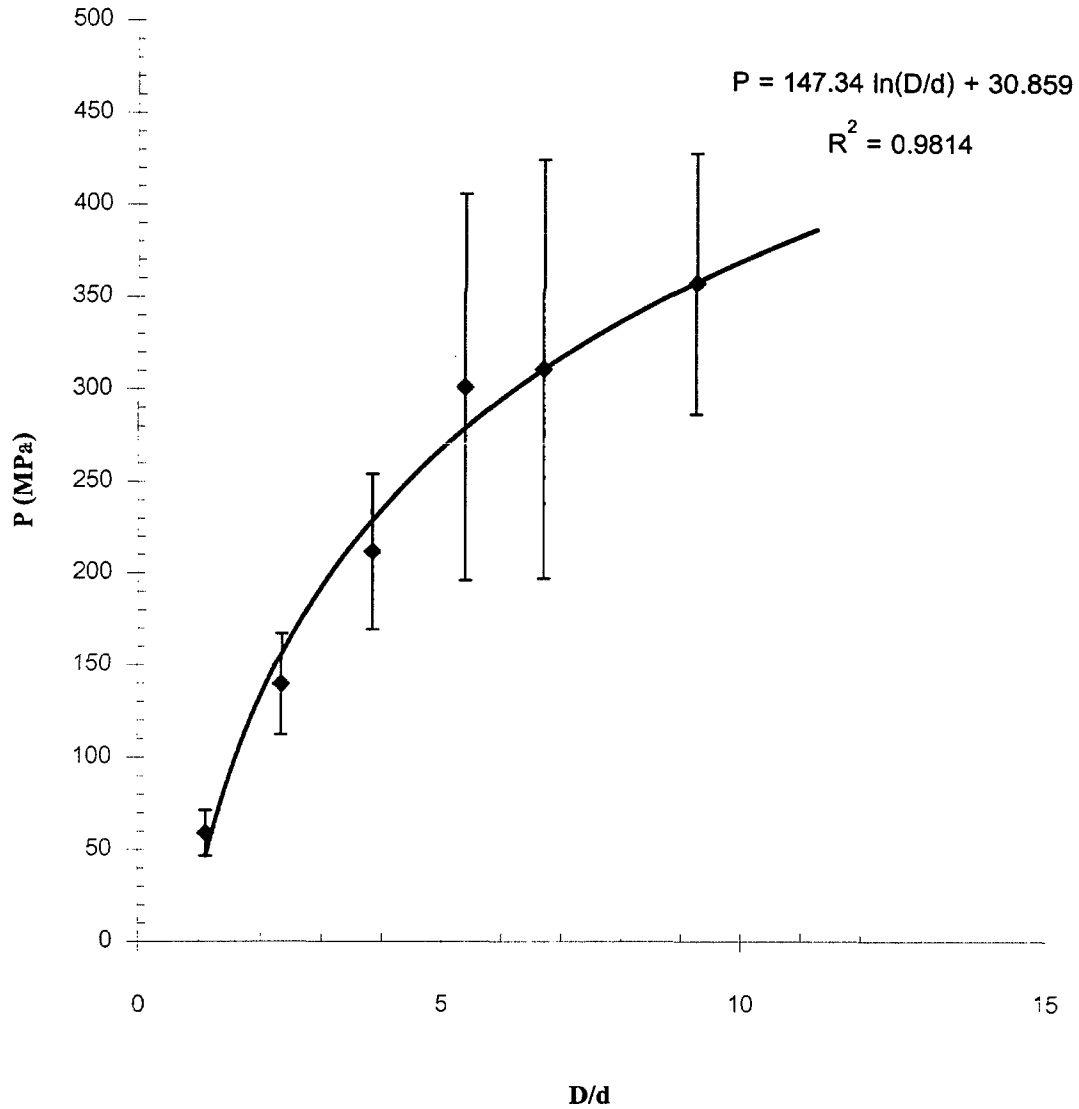
ตารางที่ 4.13 ผลการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด

Rock Type	Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Mean Point Load Index, $I_s=P/Dt$ (MPa)	Standard Deviation (MPa)	Prediction of Compressive Strength, $\sigma_c=24I_s$ (MPa)
Saraburi Limestone	61.75	28.28	0.33	30	3.20	1.52	76.8
Khoa Somphot Limestone	70.66	26.48	0.37	30	5.23	2.23	125.5
Krok Kruat Sanstone	53.84	25.13	0.47	5	0.98	0.49	23.5

ตารางที่ 4.14 ผลการทดสอบจุดคกคแบบปรับเปลี่ยนของตัวอย่างหินทั้ง 3 ชนิด

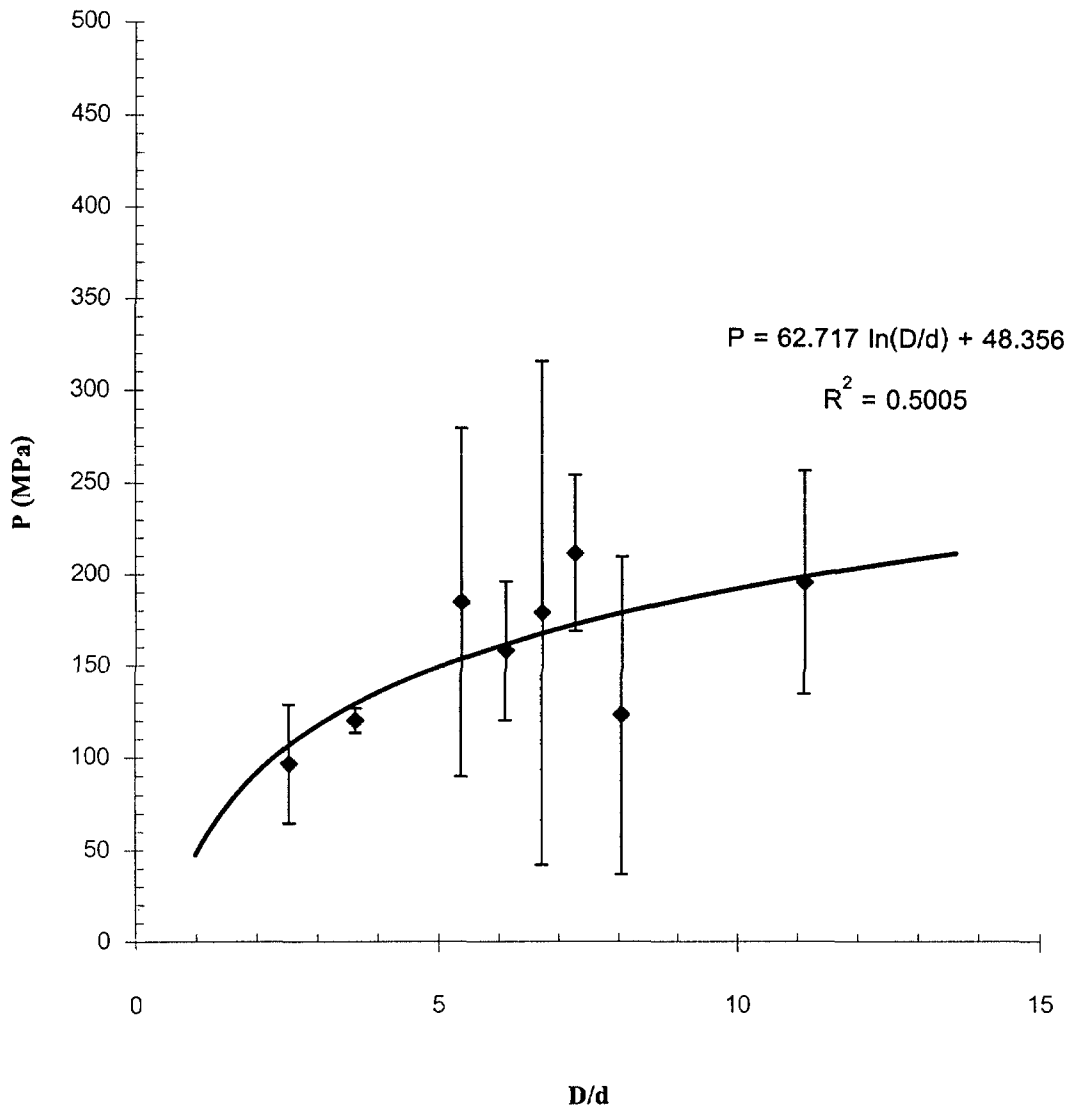
Rock Type	Average Diameter, D (mm)	Average Thickness, t (mm)	D/d	t/d	Number of Samples	Mean MPL Strength, P (MPa)	Standard Deviation (MPa)
Saraburi Limestone	22.28	57.49	1.11	2.87	4	59.13	12.48
	23.47	24.75	2.35	2.48	5	139.80	27.33
	38.42	26.43	3.84	2.64	5	211.87	42.36
	53.94	25.77	5.39	2.58	5	301.25	105.90
	67.05	25.50	6.71	2.55	4	311.31	114.42
	92.49	27.08	9.25	2.71	4	358.10	71.90
Khoa Somphot Limestone	50.76	52.61	2.54	2.63	2	96.78	31.97
	46.10	39.13	3.63	3.06	2	120.13	6.60
	79.75	45.25	5.38	3.25	2	184.97	95.00
	80.98	41.96	6.11	3.17	3	158.34	38.01
	83.35	37.06	6.71	2.97	2	179.21	137.37
	91.30	35.85	7.26	2.87	2	211.82	42.62
	101.20	34.86	8.05	2.83	2	123.46	86.55
	55.60	12.76	11.12	2.55	2	196.12	61.23
Krok Kruat Sanstone	22.98	25.61	2.30	2.56	5	25.16	7.71
	54.09	27.23	5.41	2.72	5	62.11	7.95
	67.42	25.00	6.74	2.50	5	98.80	15.35
	92.84	26.56	9.28	2.66	5	112.05	10.99

**Modified Point Load Strength
of Saraburi Limestone (t/d=2.5)**



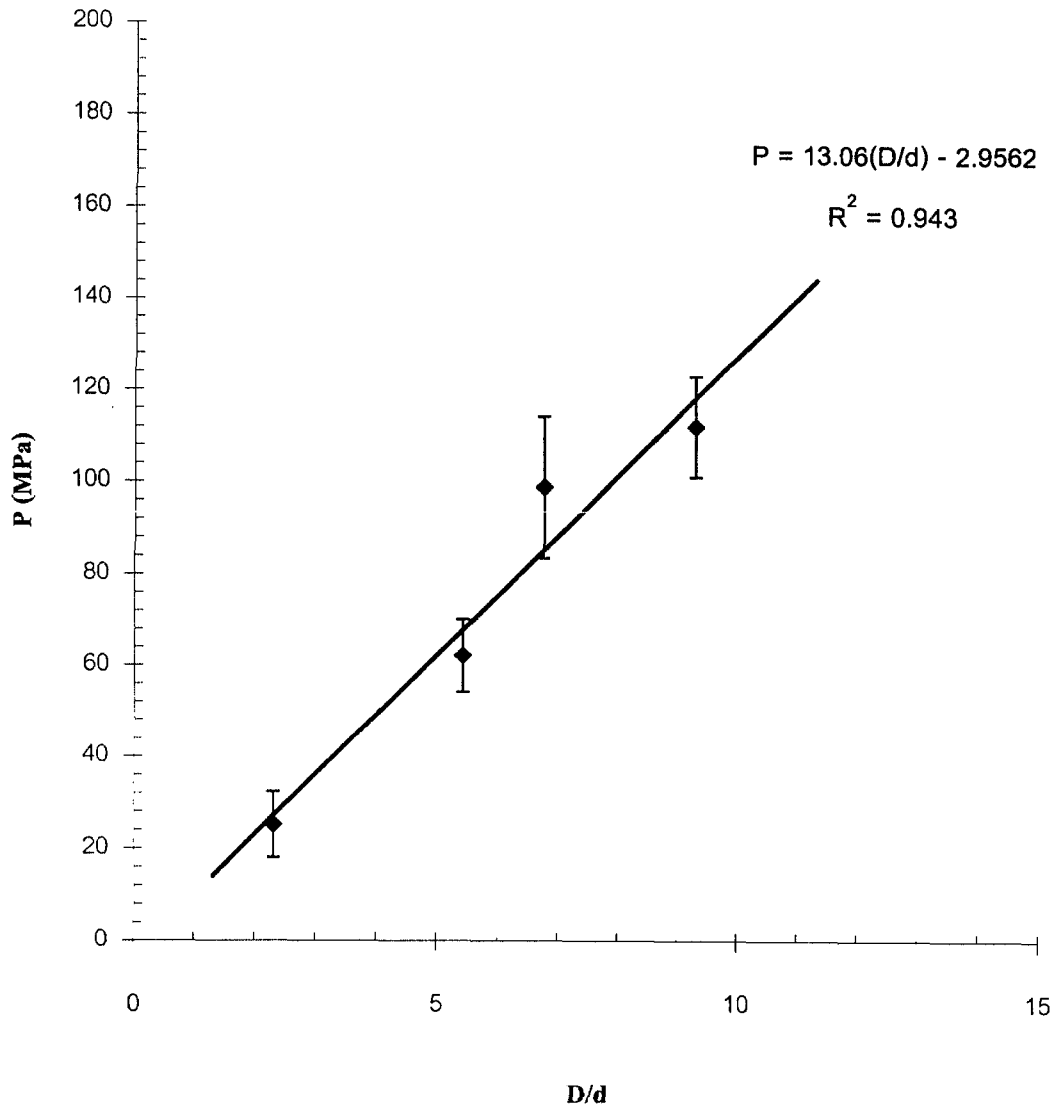
รูปที่ 4.45 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนสระบุรี รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

**Modified Point Load Strength on Irregular Shape
of Khao Somphot Limestone (t/d=2.5-3)**



รูปที่ 4.46 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ รูปทรง Irregular Shape ที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

**Modified Point Load Strength
of Krok Kruat Sandstone ($t/d=2.5$)**



รูปที่ 4.47 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินทรายโลกกรวด รูปทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

บทที่ 5

การศึกษาทางด้านทฤษฎี

จุดประสงค์ของการศึกษาทางด้านทฤษฎีเพื่อคำนวณหาการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) เนื่องจากลักษณะของปัญหาทางด้านกลศาสตร์เช่นนี้มีความซับซ้อนในประเด็นของขอบเขตและข้อกำหนดทางคณิตศาสตร์และเรขาคณิตขั้นต้น (Boundary conditions) สมการสำเร็จรูปที่จะนำมาใช้จึงไม่มี ดังนั้นการศึกษาในทางทฤษฎีจึงเน้นไปที่การใช้การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธี Finite element method โปรแกรมที่นำมาใช้คือ โปรแกรม GEO (Serata and Fuenkajorn, 1992) รายละเอียดด้านคุณสมบัติของโปรแกรมนี้อาจสามารถดูได้จากเอกสารอ้างอิงดังกล่าว

5.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง

ในการศึกษาเบื้องต้นนี้ได้สร้างแบบจำลอง 57 แบบขึ้น (Computer models) เพื่อศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ผลกระทบด้านคุณสมบัติของหินเองและผลกระทบด้านความเสียดทานของผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับตัวอย่างหิน ตารางที่ 5.1 ได้สรุปคุณสมบัติของแบบจำลองทั้ง 57 แบบ (Finite element mesh) เนื่องจากแบบจำลองมีแนวสมมาตร (Symmetry planes) 2 แนว คือ ในแนวตั้งตามแกนของทรงกระบอก และในแนวนอนที่ครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่างหิน ดังนั้น การจำลองความเค้นของความเครียดจึงทำเพียงแค่ 1/4 ของตัวอย่างหินทั้งชิ้น ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 5.1 ในการสร้างแบบจำลองทั้งหมดนั้น แบบจำลองจะมีอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (t/d) ผันแปรจาก 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 15 จนไปถึง 20 และมีอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหินต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกลางหัวกด (D/d) ผันแปรจาก 1, 2, 3, 5, 10, 15 จนไปถึง 20

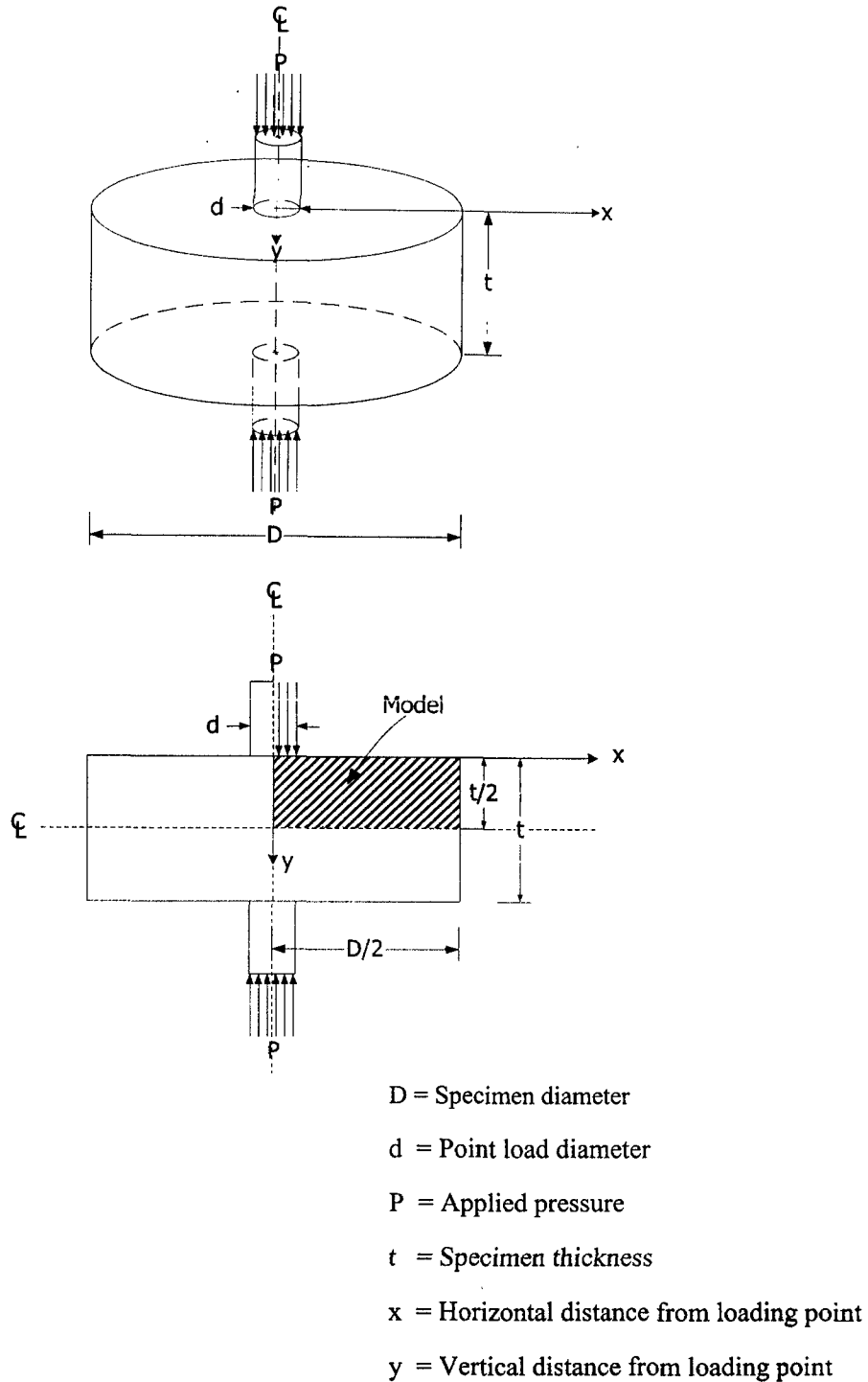
ในการศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ได้กำหนดให้คุณสมบัติของหินมีค่าคงที่ โดยที่สมมติให้ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น $E = 1.5 \times 10^6$ psi และค่า Poisson's ratio $\nu = 0.25$ ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นที่สมมตินี้จะไม่มีผลต่อการวิเคราะห์ในที่นี้ เพราะการวิเคราะห์จะเน้นไปที่การกระจายตัวของความเค้นใต้หัวกด และจะไม่มีการศึกษาเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหิน

ส่วนในการศึกษาผลกระทบของ Poisson's ratio ต่อการแพร่กระจายของความเค้น ได้กำหนดให้ความหนาของแบบจำลองมีค่าคงที่ $t/d = 4$ (Model No. 5) และค่า ν ถูกผันแปรจาก 0.0 ไปถึง 0.5

ตารางที่ 5.1 คุณลักษณะของแบบจำลอง 57 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาของตัวอย่างหิน

Model No.	Number of Nodes	Number of Elements	D/d	t/d
1	201	158	15	0.5
2	350	306	15	1
3	662	612	15	2
4	972	917	15	3
5	1294	1232	15	4
6	1916	1843	15	6
7	2449	2366	15	8
8	2891	2801	15	20
9	264	230	1	2.5
10	504	460	2	2.5
11	744	690	3	2.5
12	1104	1035	5	2.5
13	1246	1170	10	2.5
14	1276	1196	15	2.5
15	1292	1208	20	2.5
16	231	230	1	2
17	341	300	1	3
18	561	500	1	5
19	649	577	1	10
20	694	613	1	15
21	742	637	1	20
22	441	100	2	2
23	651	600	2	3
24	1071	1000	2	5
25	1223	1144	2	10
26	1295	1207	2	15
27	1343	1249	2	20

Model No.	Number of Nodes	Number of Elements	D/d	t/d
28	651	600	3	2
29	961	900	3	3
30	1581	1500	3	5
31	1795	1710	3	10
32	1894	1800	3	15
33	1960	1860	3	20
34	707	660	5	2
35	1044	991	5	3
36	1717	1652	5	5
37	1968	1905	5	10
38	2091	2022	5	15
39	2173	2100	5	20
40	722	670	10	2
41	1062	1005	10	3
42	1752	1682	10	5
43	2023	1955	10	10
44	2161	2087	10	15
45	2253	2175	10	20
46	731	676	15	2
47	1074	1014	15	3
48	1773	1700	15	5
49	2056	1985	15	10
50	2203	2126	15	15
51	2310	2220	15	20
52	738	681	20	2
53	1082	1020	20	3
54	1787	1712	20	5
55	2078	2005	20	10
56	2231	2152	20	15
57	2333	2250	20	20



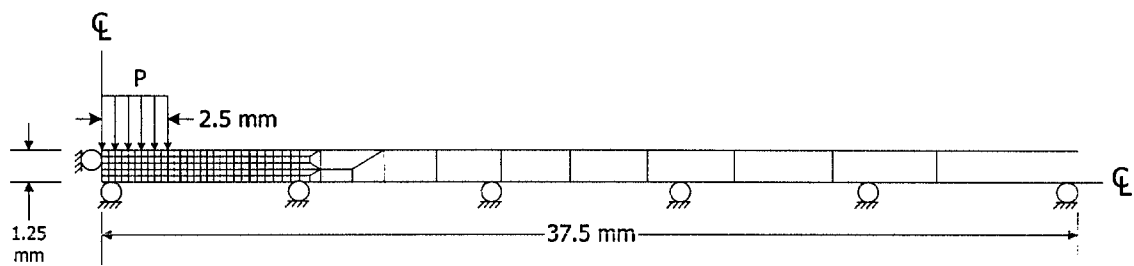
รูปที่ 5.1 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ถูกสร้างขึ้นเพื่อศึกษาการกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจากมีแกนสมมาตรในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง $1/4$ ส่วนของหินตัวอย่างทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย

การสร้างแบบจำลองได้กำหนดให้เส้นผ่านศูนย์กลางของหัวกมมีค่าเท่ากับ 5 mm และเพื่อความสะดวกต่อการศึกษาจึงใช้ตัวแปรของขนาดและรูปร่างต่าง ๆ ให้อยู่ในรูปอัตราส่วนของ D/d , t/d , y/d ดังนั้น ผลที่คำนวณได้จึงสามารถอ้างอิงไปถึงหัวกที่มีขนาดเท่าใดก็ได้ ในส่วนของเอลิเมนต์ (Element) หรือช่องของการคำนวณที่อยู่ภายใต้หรือใกล้เคียงกับจุดกจะถูกรวบรวมแบบให้มีขนาดเล็ก เนื่องจากมีการผันแปรของค่าความเค้นในบริเวณนี้สูง และเพื่อให้ได้มาซึ่งการคำนวณค่าความเค้นที่แม่นยำ ส่วนช่องของการคำนวณที่อยู่ไกลออกไปจากหัวกจะถูกรวบรวมแบบให้ใหญ่ขึ้น เพราะเนื้อหินตัวอย่างในบริเวณนี้มีผลกระทบจากหัวกน้อย และจะทำให้การคำนวณมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลดีขึ้น รูปที่ 5.2 ถึง 5.9 ได้แสดงให้เห็นถึงแบบจำลอง 8 แบบในการจำลองชุดแรก (Model No. 1-8) ในรูปของ Finite element mesh การศึกษาในชุดแรกนี้จะมุ่งถึงผลลัพธ์ในสองประเด็นคือ ผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินโดยให้ความกว้างคงที่ และผลกระทบของค่า Poisson's ratio รูปที่ 5.10 ถึง 5.16 แสดงแบบจำลอง 7 แบบในชุดที่สองของการศึกษา (Model No. 9-15) ซึ่งจะมุ่งผลลัพธ์ไปที่ผลกระทบของความกว้างของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นใต้หัวกโดยให้ความหนาคงที่ และแบบจำลองชุดสุดท้าย (Model No. 16-57) ถูกสร้างขึ้นมาเพื่อศึกษาถึงผลกระทบทั้งความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อนโดยละเอียด และยังรวมไปถึงการศึกษาผลกระทบของความเสียหายของผิวสัมผัสระหว่างหัวกกับตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นใต้หัวก

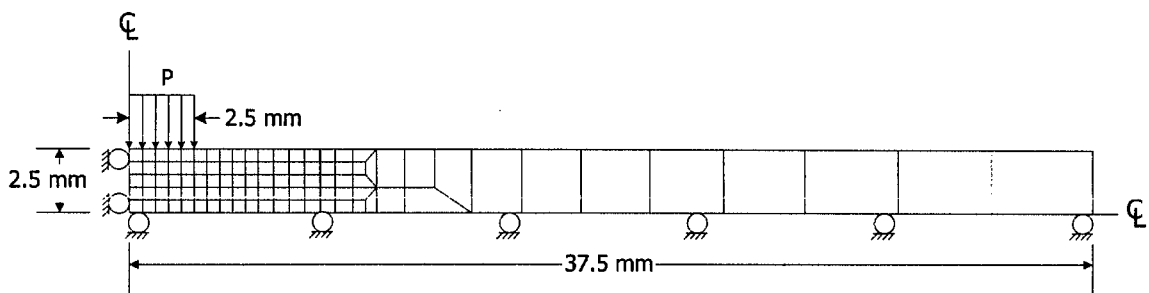
5.2 ผลกระทบของความหนา

รูปที่ 5.17 แสดงผลการคำนวณบางส่วนของผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินที่มีต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง ซึ่งคำนวณได้จากการจำลองใน 8 แบบแรก โดยทั่วไปความเค้นสูงสุดจะอยู่ภายใต้ความกด (Compression) ซึ่งจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด คือ ใกล้ผิวสัมผัสระหว่างจุดกดและหินตัวอย่าง จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดนี้จะมีลักษณะคล้ายคลึงกันถ้าหินตัวอย่างมีความหนา ระหว่าง 10-100 mm ($t/d = 2-20$) แต่ถ้าความหนาของหินมีน้อยมาก เช่น เท่ากับ 5 mm ($t/d = 1$) การกระจายตัวของความเค้นนี้จะมีลักษณะต่างออกไป

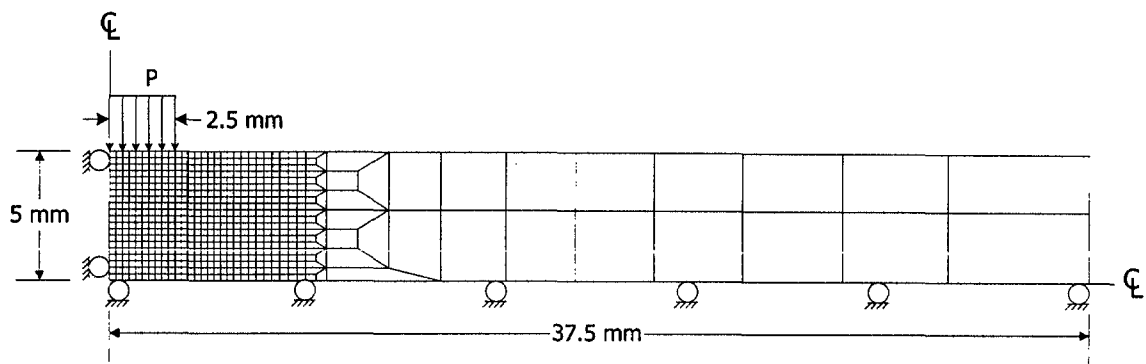
รูปที่ 5.18 แสดงถึงผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหินต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักต่ำสุด (σ_2) ตามแนวจุดกดในแนวดิ่ง โดยทั่วไปไม่ว่าหินตัวอย่างจะมีความหนาเท่าใด ความเค้นในแนวนอนตามแนวจุดกดนี้จะมีค่าสูงสุดภายใต้ความกด (Compression) ที่บริเวณใกล้เคียงกับผิวสัมผัสระหว่างจุดกดกับเนื้อหิน ความเค้นนี้จะลดลงอย่างรวดเร็วและกลายเป็นแรงดึง (Tension) ในบริเวณระยะห่าง 1 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวก ในกรณีนี้คือ y/d เท่ากับ 1.0 ในบริเวณนี้แรงดึงสูงสุดจะเกิดขึ้น ซึ่งจะเป็จุดเริ่มต้นของการแตกในเนื้อหินภายใต้แรงดึง หินที่มีความบางมากจะมีแรงดึงมาก ส่วนหินที่มีความหนาจะมีแรงดึงที่จุดนี้ลดลงตามลำดับ ผลที่ได้นี้



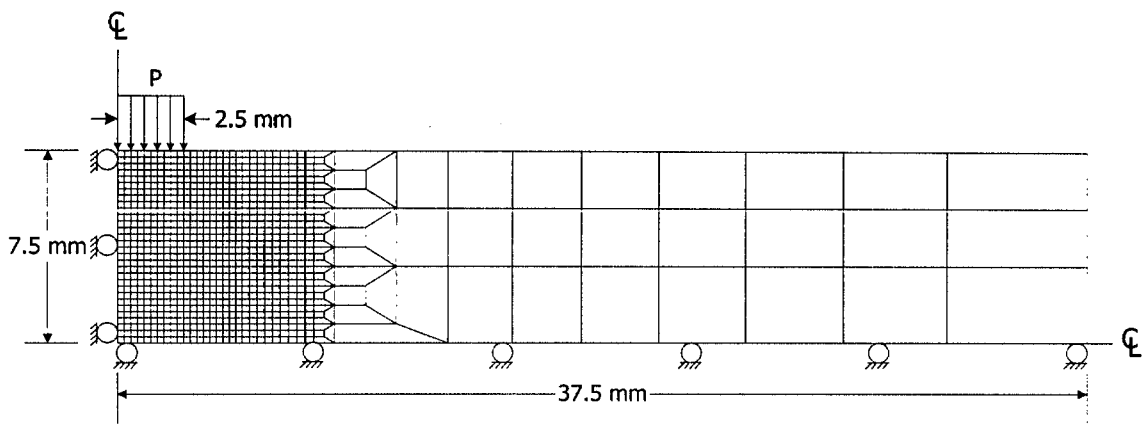
รูปที่ 5.2 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 1) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 mm หรือ $t/d = 0.5$ และ $D/d = 15$



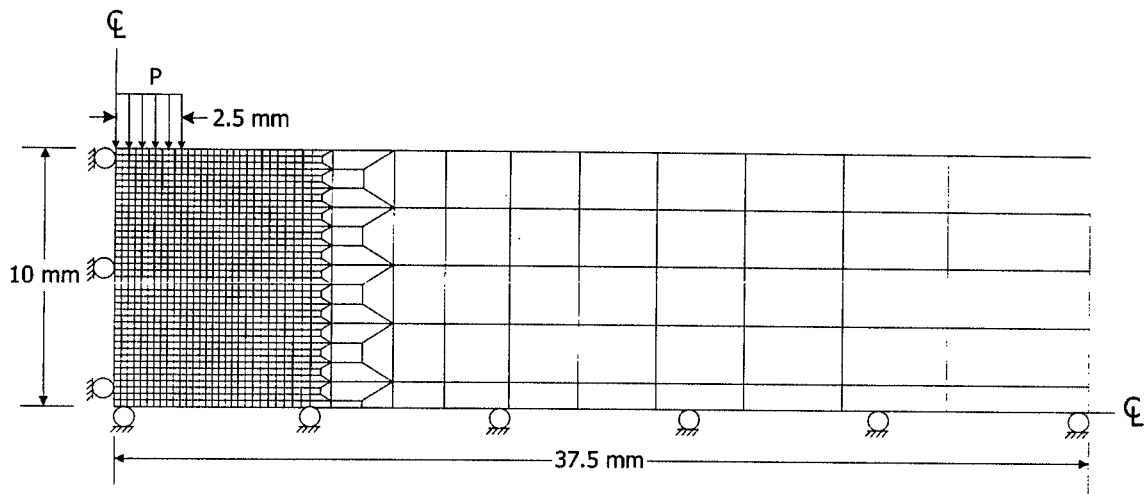
รูปที่ 5.3 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 2) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 mm หรือ $t/d = 1$ และ $D/d = 15$



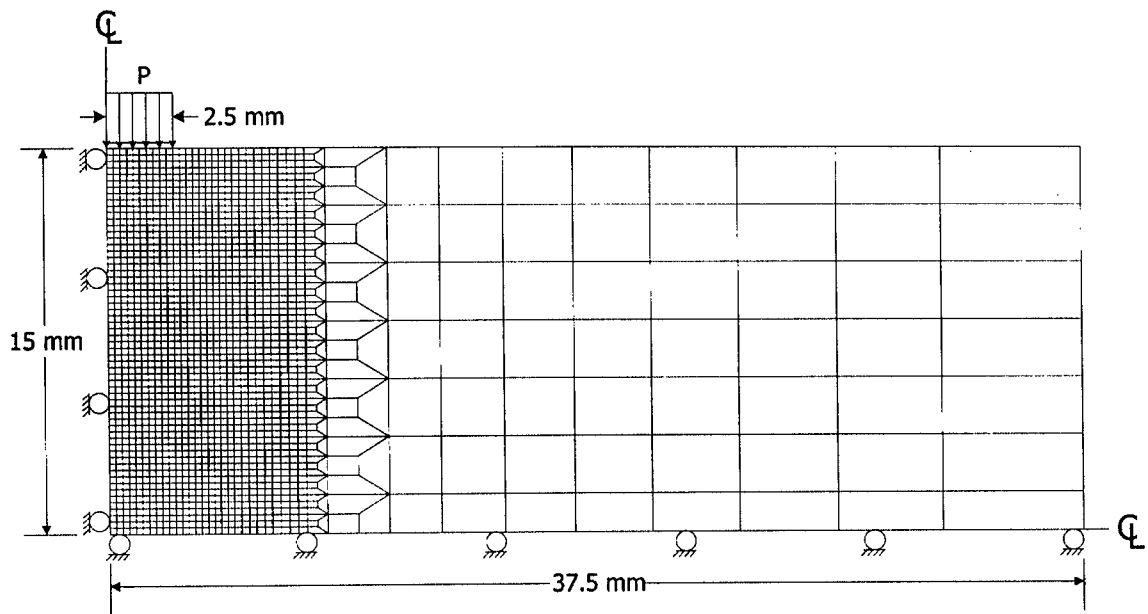
รูปที่ 5.4 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 3) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 10 mm หรือ $t/d = 2$ และ $D/d = 15$



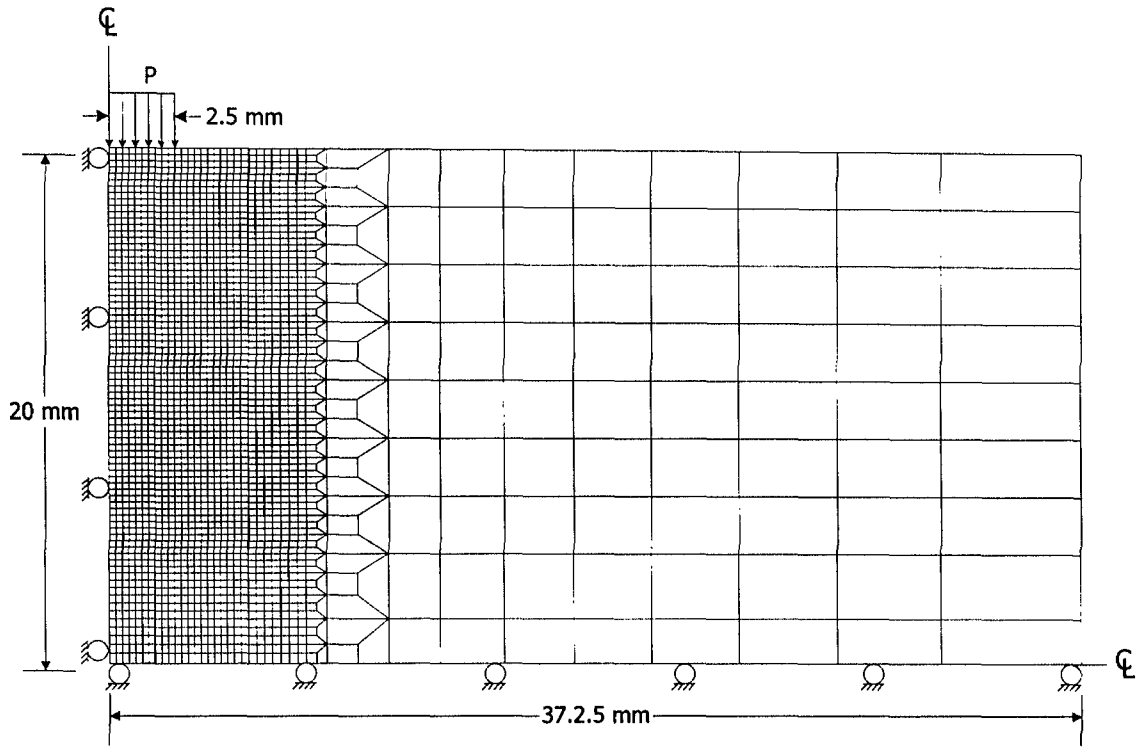
รูปที่ 5.5 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 4) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 15 mm หรือ $t/d = 3$ และ $D/d = 15$



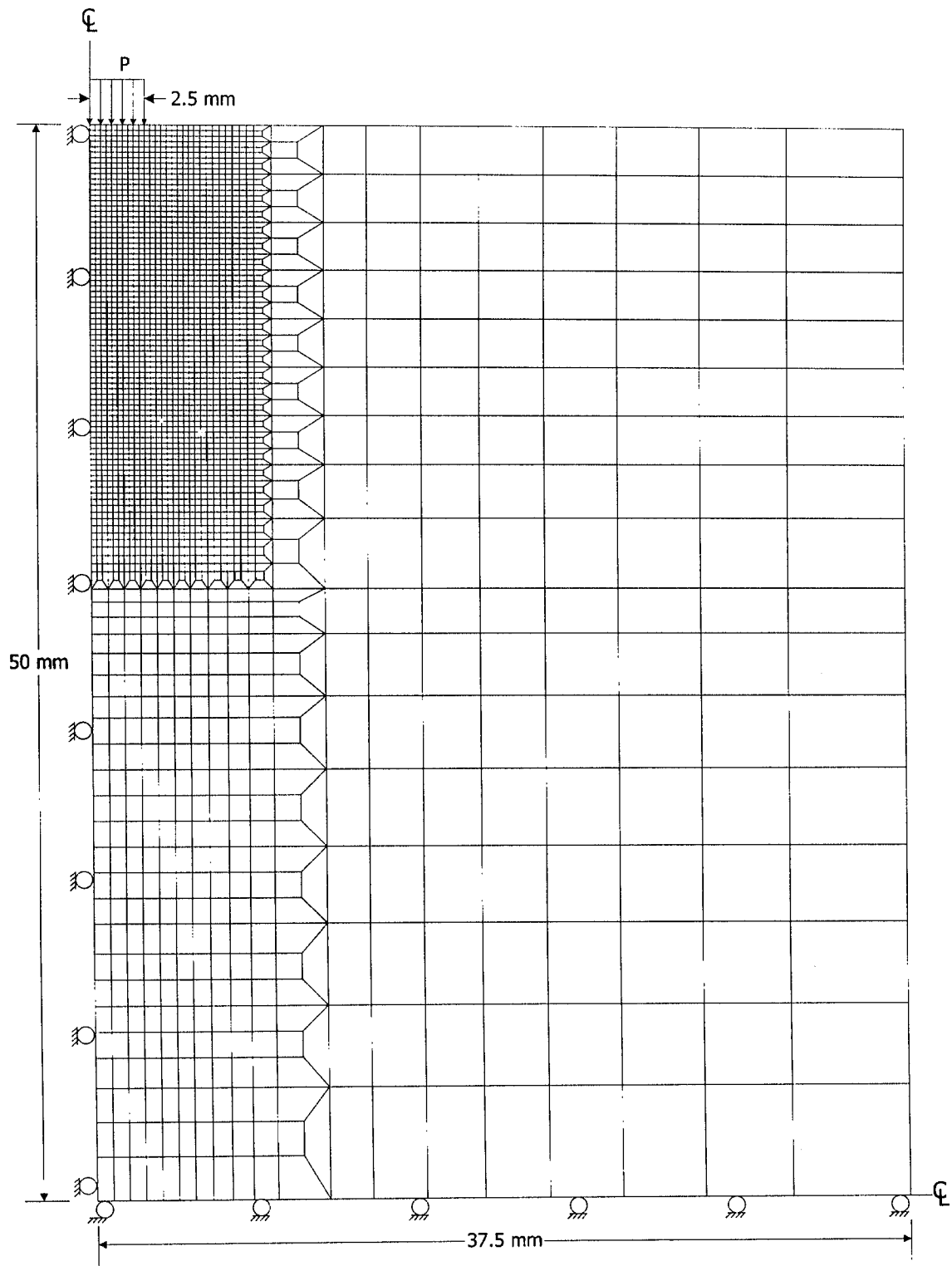
รูปที่ 5.6 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 5) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20 mm หรือ $t/d = 4$ และ $D/d = 15$



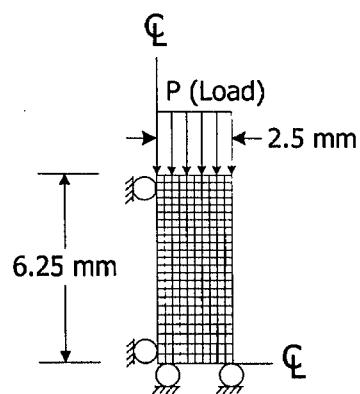
รูปที่ 5.7 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดคดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 6) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 30 mm หรือ $t/d = 6$ และ $D/d = 15$



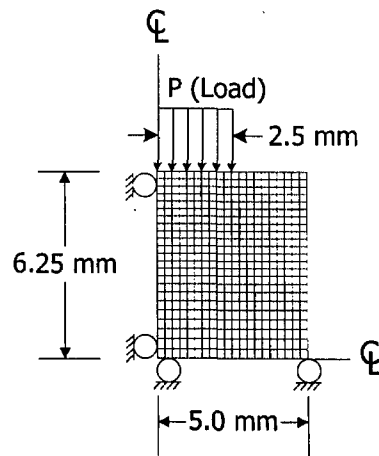
รูปที่ 5.8 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 7) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 40 mm หรือ $t/d = 8$ และ $D/d = 15$



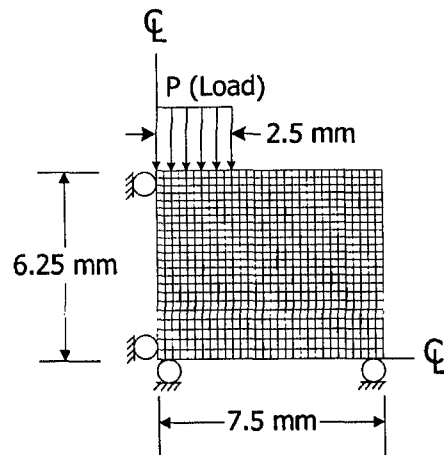
รูปที่ 5.9 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 8) ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 100 mm หรือ $t/d = 20$ และ $D/d = 15$



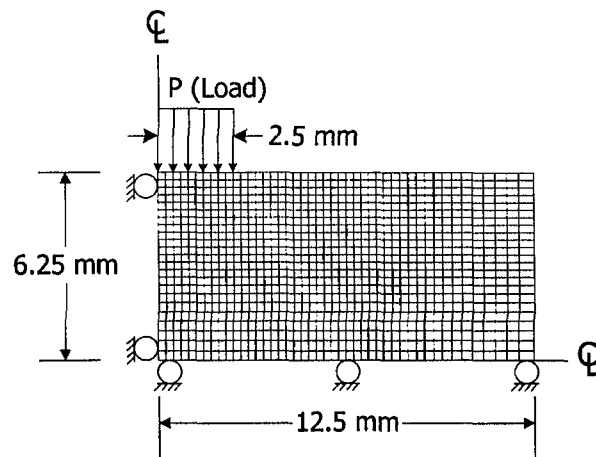
รูปที่ 5.10 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 9) โดยกำหนดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 5 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 1$



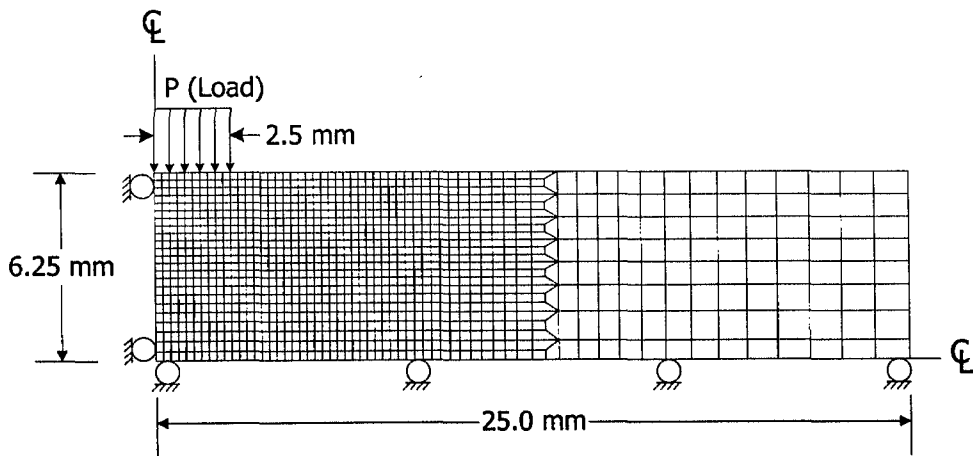
รูปที่ 5.11 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 10) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 10 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 2$



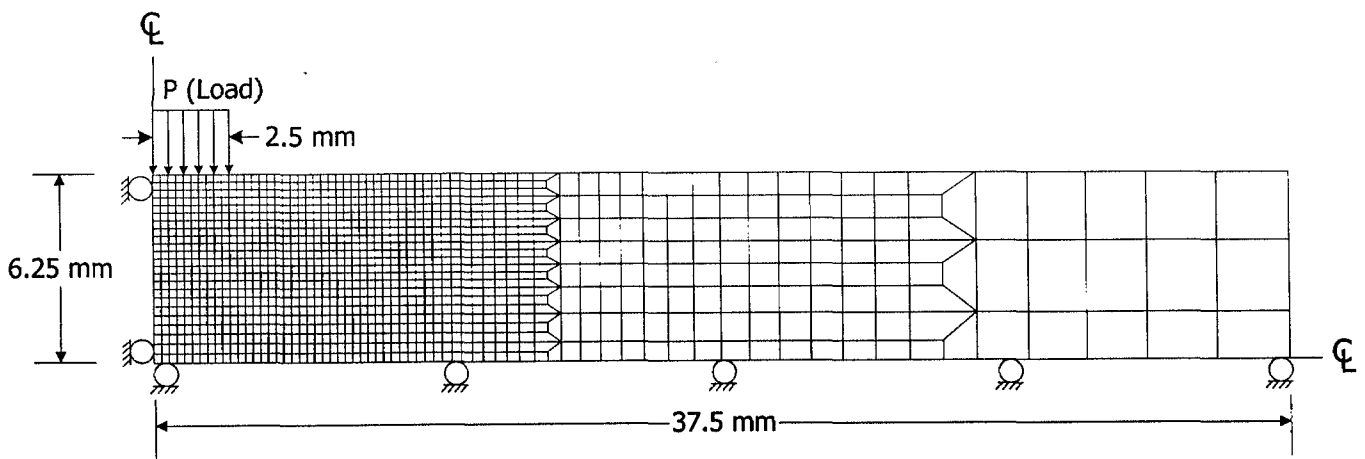
รูปที่ 5.12 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 11) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 15 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 3$



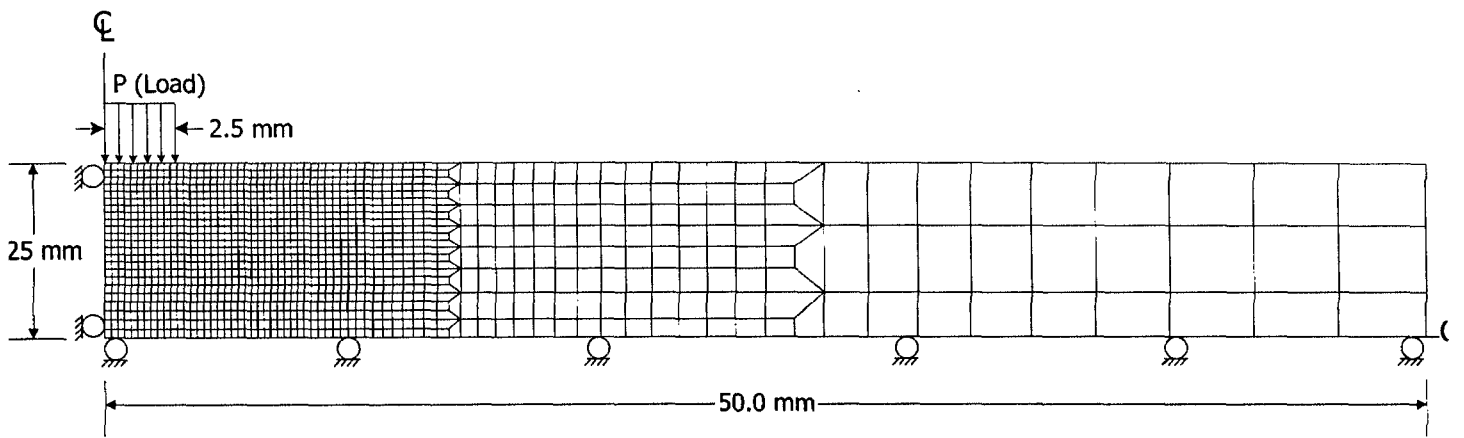
รูปที่ 5.13 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดคดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 12) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 25 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 5$



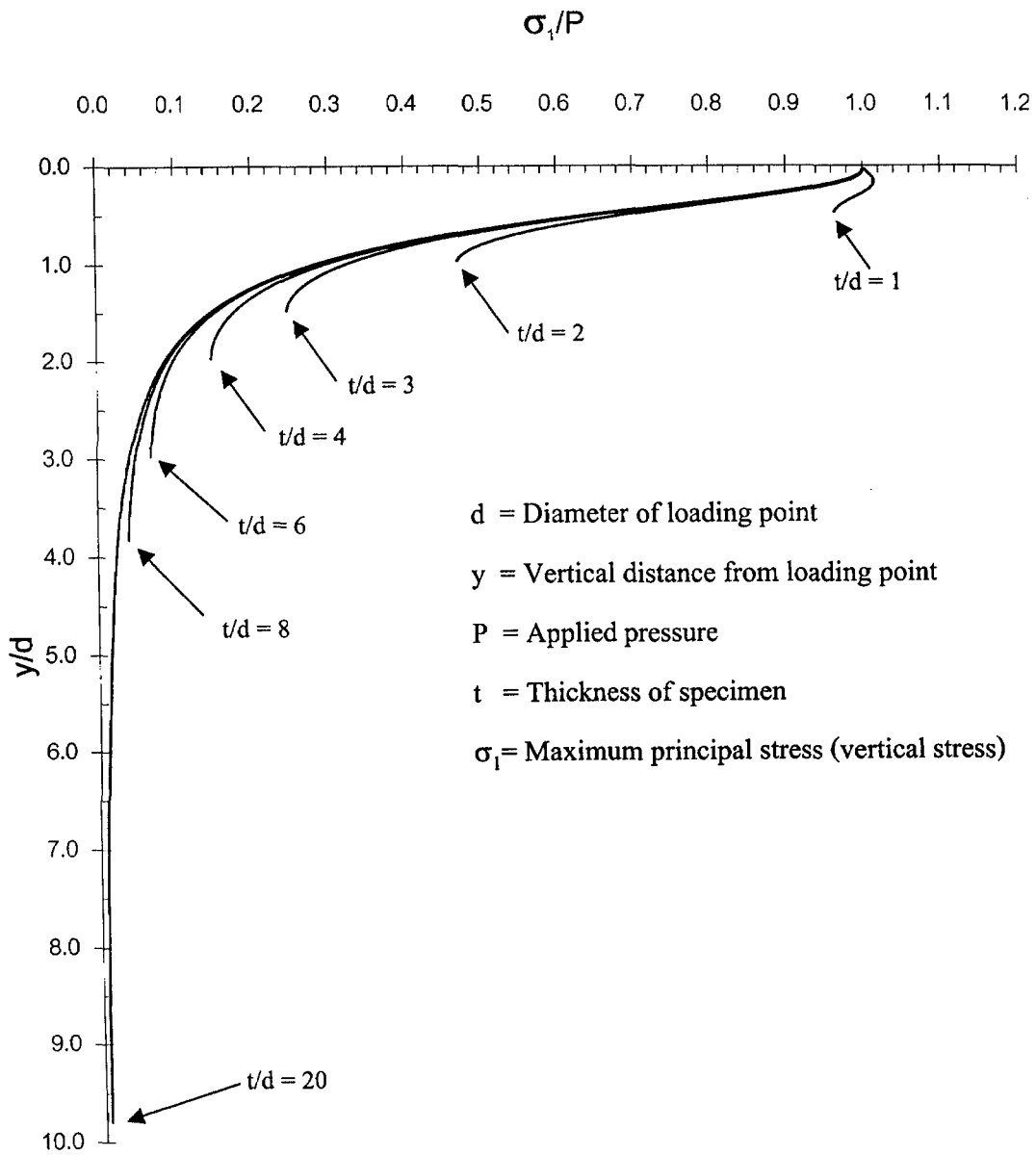
รูปที่ 5.14 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 13) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 50 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 10$



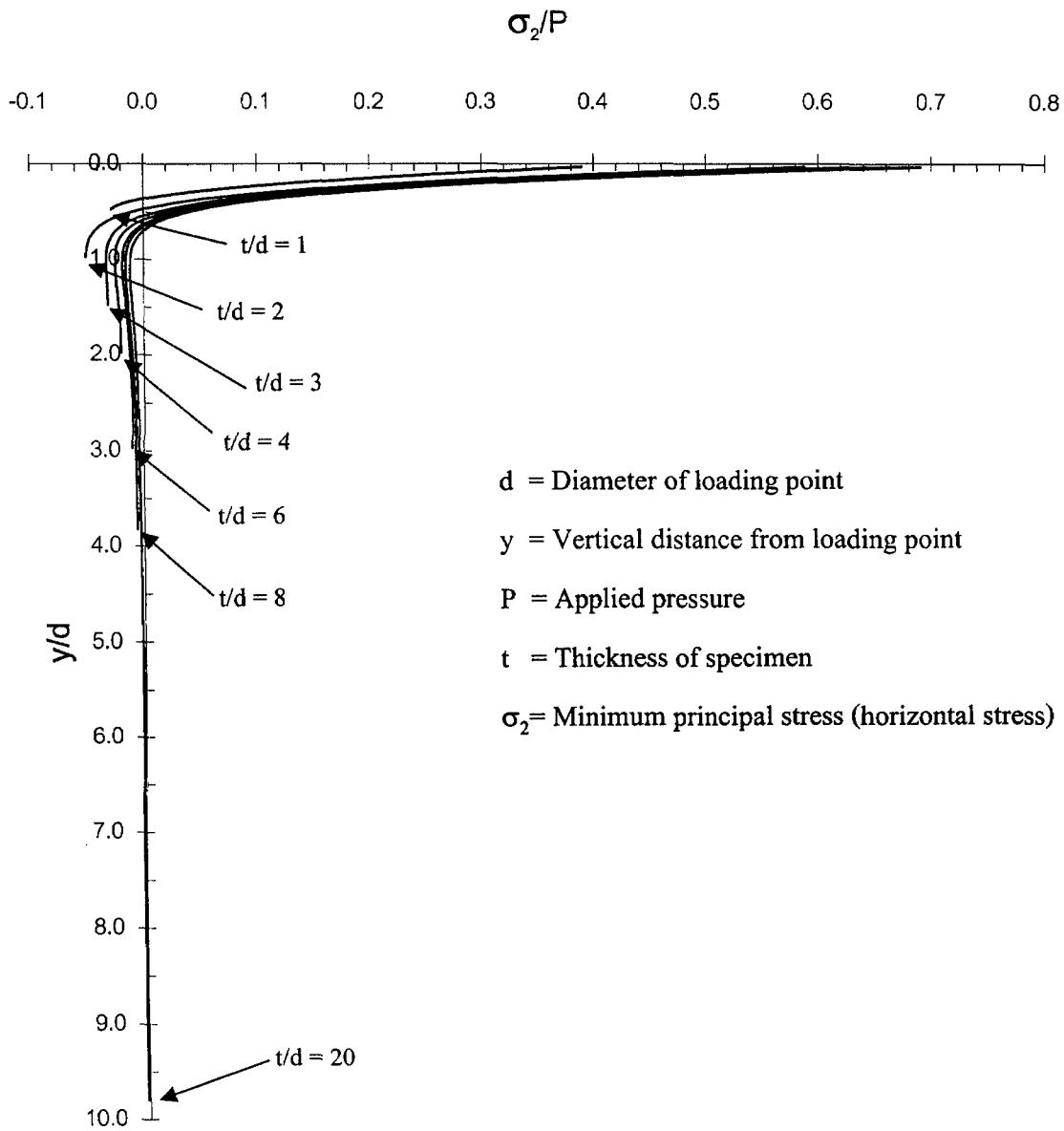
รูปที่ 5.15 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 14) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 75 mm หรือ $v/d = 2.5$ และ $D/d = 15$



รูปที่ 5.16 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Model No. 15) โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 100 mm หรือ $t/d = 2.5$ และ $D/d = 20$



รูปที่ 5.17 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากที่สุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้งนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15



รูปที่ 5.18 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง ผลการคำนวณนี้ได้มาจากแบบจำลอง Model No. 2 ถึง 8 คือมี t/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 4, 6, 8 ถึง 20 และมี D/d คงที่เท่ากับ 15

สอดคล้องกับงานวิจัยที่ได้ทำไว้ในต่างประเทศ ซึ่งเป็นข้อสังเกตอันหนึ่งว่าการแตกของหินภายใต้แรงดึงนั้นมีได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหินตัวอย่าง แต่น่าจะเกิดขึ้นที่จุดใกล้เคียงกับบริเวณจุดกดทั้งสองปลาย (บนและล่าง)

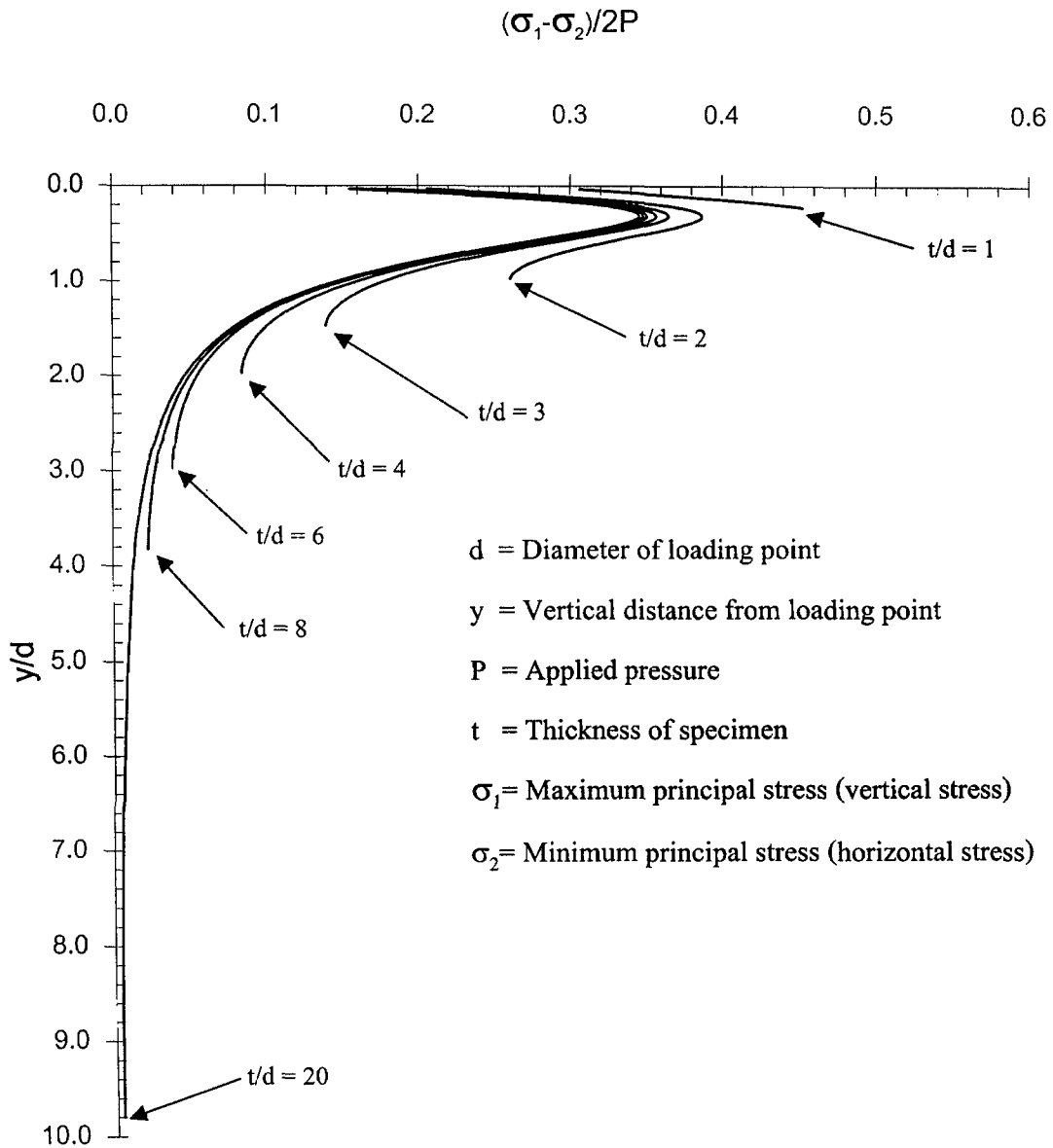
เพื่อเปรียบเทียบว่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดและความเค้นต่ำสุดมีค่าเท่าใด และการกระจายตัวอย่างไร รูปที่ 5.19 ได้แสดงค่า $(\sigma_1 - \sigma_2)$ ให้อยู่ในฟังก์ชันของความหนาของตัวอย่าง หินนับจากบริเวณจุดกดลงไป จะเห็นได้ว่าค่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดจะเกิดในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด ซึ่งมีระยะห่างออกไปประมาณครึ่งหนึ่งของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ในที่นี้คือ y/d เท่ากับ 0.5 ค่าผลต่างนี้จะลดลงอย่างฉับพลันในขณะที่ลึกลงไปในเนื้อหิน ข้อสังเกตอีกอันหนึ่งคือความเค้นที่จะทำให้หินตัวอย่างนั้นแตกลงได้ไม่ว่าจะแตกภายใต้แรงดึงหรือภายใต้แรงกดควรจะเกิดในบริเวณเนื้อหินที่ใกล้เคียงกับหัวกด

5.3 ผลกระทบของ Poisson's ratio

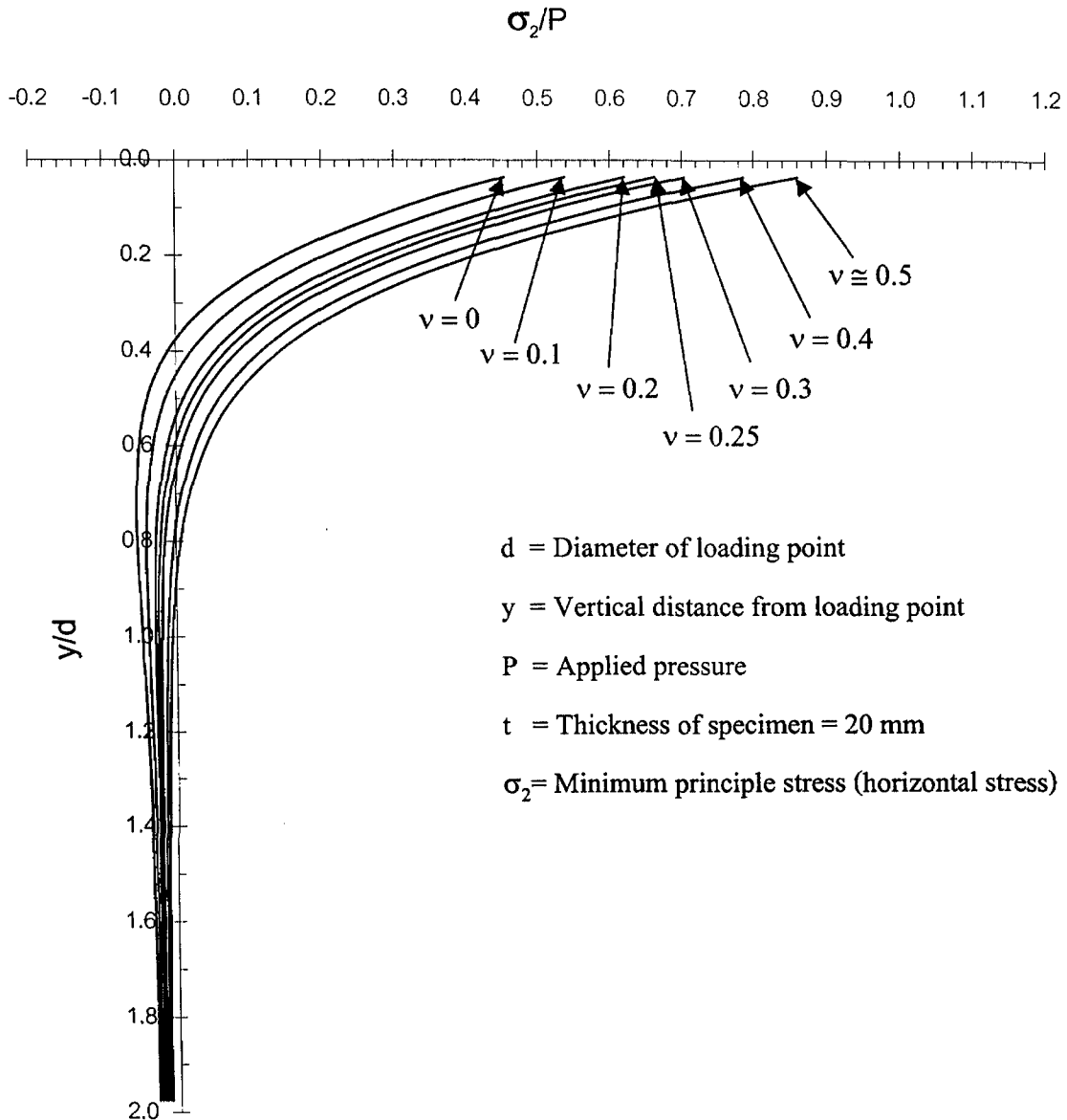
รูปที่ 5.20 และ 5.21 ได้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของค่า Poisson's ratio โดยได้มีการจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อแสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดและมากที่สุด (รูปที่ 5.20 และ 5.21) ผลที่ได้อาจสรุปได้ว่าค่า Poisson's ratio จะมีผลกระทบต่อความเค้นหลักน้อยสุด (ความเค้นในแนวราบ) เท่านั้น แต่จะไม่มีผลกระทบต่อความเค้นหลักสูงสุด (ความเค้นในแนวตั้ง) ผลกระทบที่มีต่อความเค้นในแนวราบจะมีค่อนข้างเด่นชัด โดยเฉพาะในบริเวณที่ความเค้นนั้นอยู่ภายใต้แรงดึงถ้า Poisson's ratio มีค่าน้อย ความเค้นภายใต้แรงดึงจะมีค่าสูงเมื่อเทียบกับหินที่มี Poisson's ratio สูง ซึ่งจะมีค่าความเค้นในแนวตั้งต่ำ อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติหินส่วนใหญ่จะมีค่า Poisson's ratio อยู่ระหว่าง 0.2-0.3 และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.25 ในช่วงนี้ค่าความเค้นที่ต่างกันมีน้อยมากซึ่งในเชิงปฏิบัติแล้วในการศึกษาทางด้านทฤษฎีที่สมมติให้ Poisson's ratio มีค่าเท่ากับ 0.25 นั้นอาจจะไม่ผิดไปจากความจริงเท่าใดนัก

5.4 ผลกระทบของเส้นผ่าศูนย์กลาง (ความกว้าง)

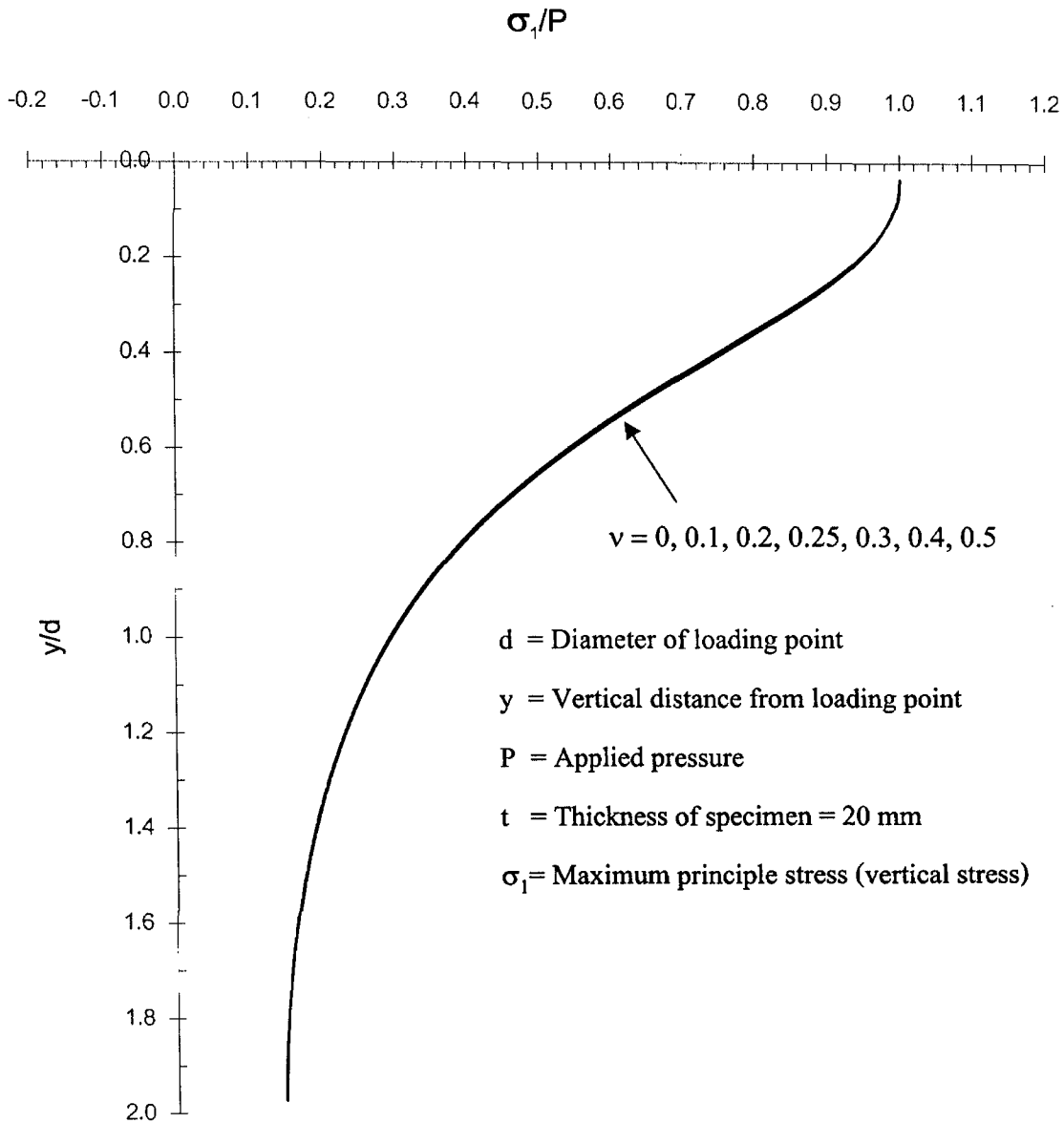
รูปที่ 5.22 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้ง ซึ่งเป็นผลที่ได้มาจากการคำนวณของแบบจำลอง 7 แบบในชุดที่สอง จะเห็นได้ว่าเมื่ออัตรา D/d มีค่าเพิ่มขึ้นหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินเริ่มขยายใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ค่าความเค้น σ_1 ที่จุดกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหินจะมีค่าลดลง การลดลงจะเห็นได้เด่นชัดในช่วงระหว่าง $D/d = 1$ ถึง $D/d = 5$ แต่ในช่วง D/d ระหว่าง 5 ถึง 20 ค่าความเค้นหลักแทบจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงค่า σ_1/P จะมีค่าเท่ากับหนึ่งและคงที่ตลอดความหนาของตัวอย่างหิน ในกรณีที่ $D/d = 1$ หรือพูดอีกนัยหนึ่งคือในกรณีของ Uniaxial compression test นั่นเอง รูปที่ 5.23 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยที่สุด (σ_2) หรือความเค้นในแนวราบใต้หัวกด ที่จุดติดกับหัวกดหรือที่ y/d น้อยกว่า 0.5



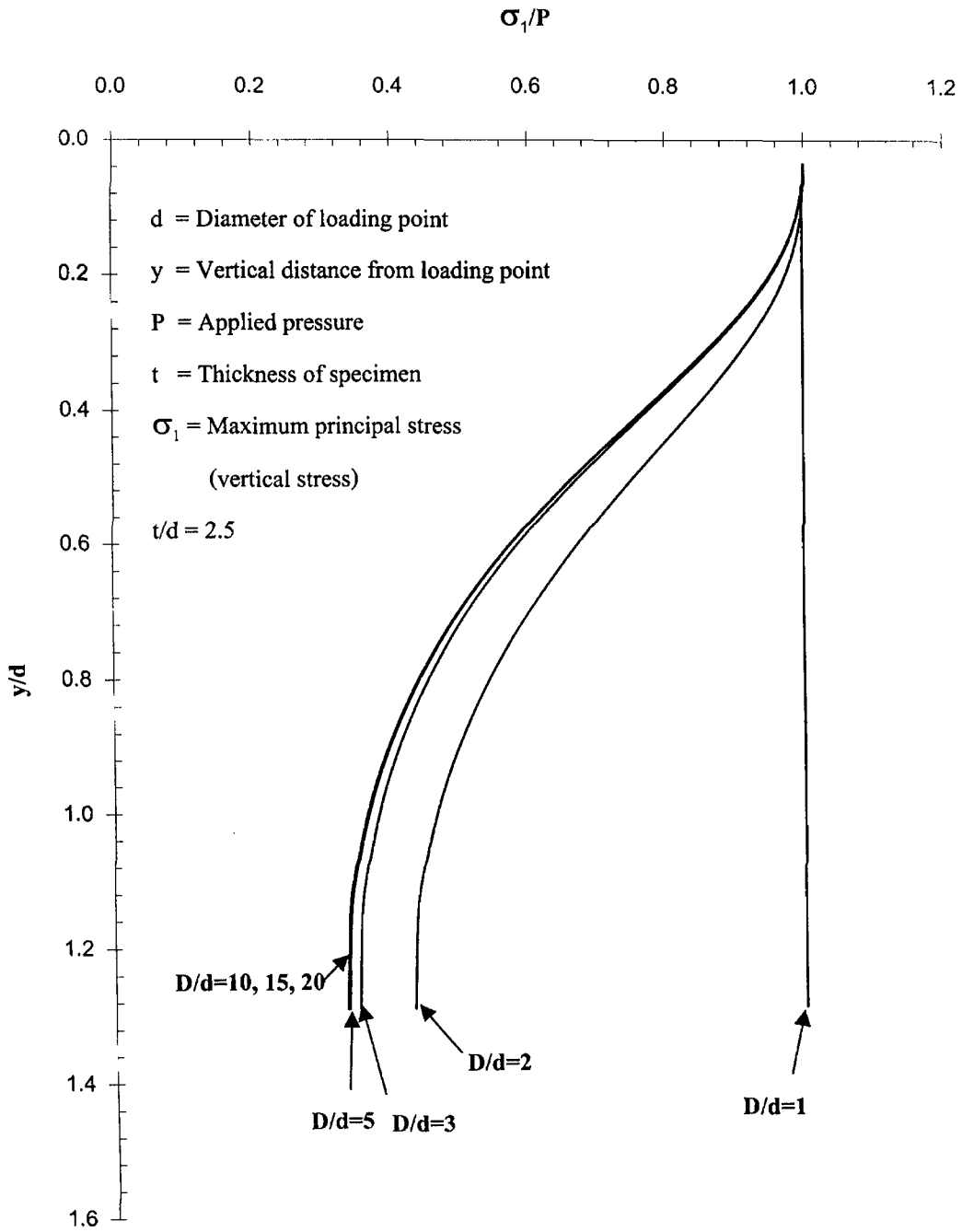
รูปที่ 5.19 การกระจายตัวของผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุด และความเค้นหลักน้อยสุด ($\sigma_1 - \sigma_2$) ตามแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลต่างสูงสุดจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับหัวกด ผลการคำนวณได้มาจาก Model No. 2-8



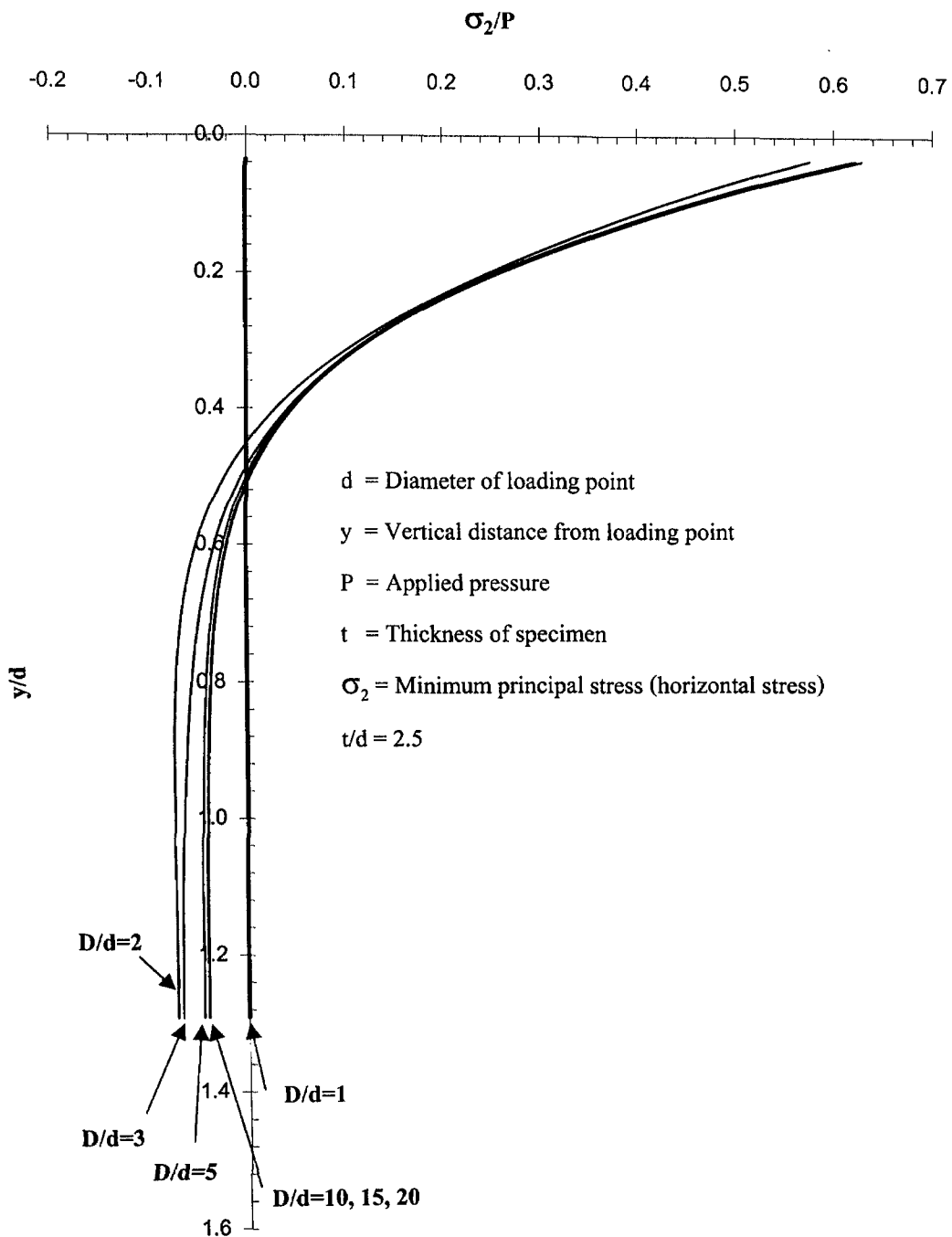
รูปที่ 5.20 การกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดหรือความเค้นในแนวนอนที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm ($t/d = 4$) และมีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm ($D/d = 15$) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวนอนนี้จะมีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



รูปที่ 5.21 การกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุด หรือความเค้นในแนวตั้งที่คำนวณมาจากหิน ตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ใช้แบบจำลอง Model No. 5 โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm ($t/d = 4$) และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm ($D/d = 15$) จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวตั้งนี้จะไม่มีความกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



รูปที่ 5.22 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความเค้นกดเท่ากับ P ผลคำนวณได้มาจาก Model No. 9-15



รูปที่ 5.23 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเค้นเท่ากับ P ผลการคำนวณได้มาจาก Model No. 9-15

ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นบวกคือเป็นแรงกด แต่ที่ระยะห่าง y/d มากกว่า 0.5 ความเค้นน้อยที่สุดจะมีค่าเป็นลบคือเป็นแรงดึง ในรูปนี้ค่าความเค้นในแรงดึงจะสูงสุดที่ $D/d = 2$ และจะมีค่าลดลงมาเมื่อ D/d มีค่ามากขึ้น ไปจนถึง $D/d = 20$ เป็นที่น่าสังเกตว่าในช่วงระหว่าง D/d เท่ากับ 5 ถึง 20 ค่าความเค้นในแรงดึงนี้แทบจะไม่เปลี่ยนแปลง

5.5 ผลกระทบของ t/d และ D/d ต่อ P/σ_2

จากผลของการคำนวณด้วยแบบจำลองในสองชุดแรกสามารถสรุปในเบื้องต้นได้ว่า รูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินจะมีผลกระทบต่อขนาดและการกระจายตัวของความเค้นในแนวระนาบตามแกนของการกด แต่จะไม่มีผลต่อขนาดและการกระจายตัวของความเค้นในแนวตั้งที่อยู่ตามแนวของการกด ความเค้นในแนวระนาบจะมีทั้งความเค้นกดซึ่งอยู่ใกล้กับจุดสัมผัสของหัวกด และความเค้นดึงที่กระจายตัวตั้งแต่ความลึกเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ไปจนถึงกึ่งกลางของความหนาของตัวอย่างหิน และความเค้นดึง (σ_2) นี้เองที่เป็นปัจจัยสำคัญในการทำให้หินแตก โดยเฉพาะความเค้นดึงสูงสุด (σ_2) ที่เกิดขึ้นที่ความลึกเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด ขนาดของความเค้นดึงสูงสุดนี้จะมีผลกระทบโดยตรงจากขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินซึ่งจะมีความสัมพันธ์โดยตรงจากขนาดความเค้นกด (P) ของหัวกดที่กระทำอยู่บนเนื้อหิน

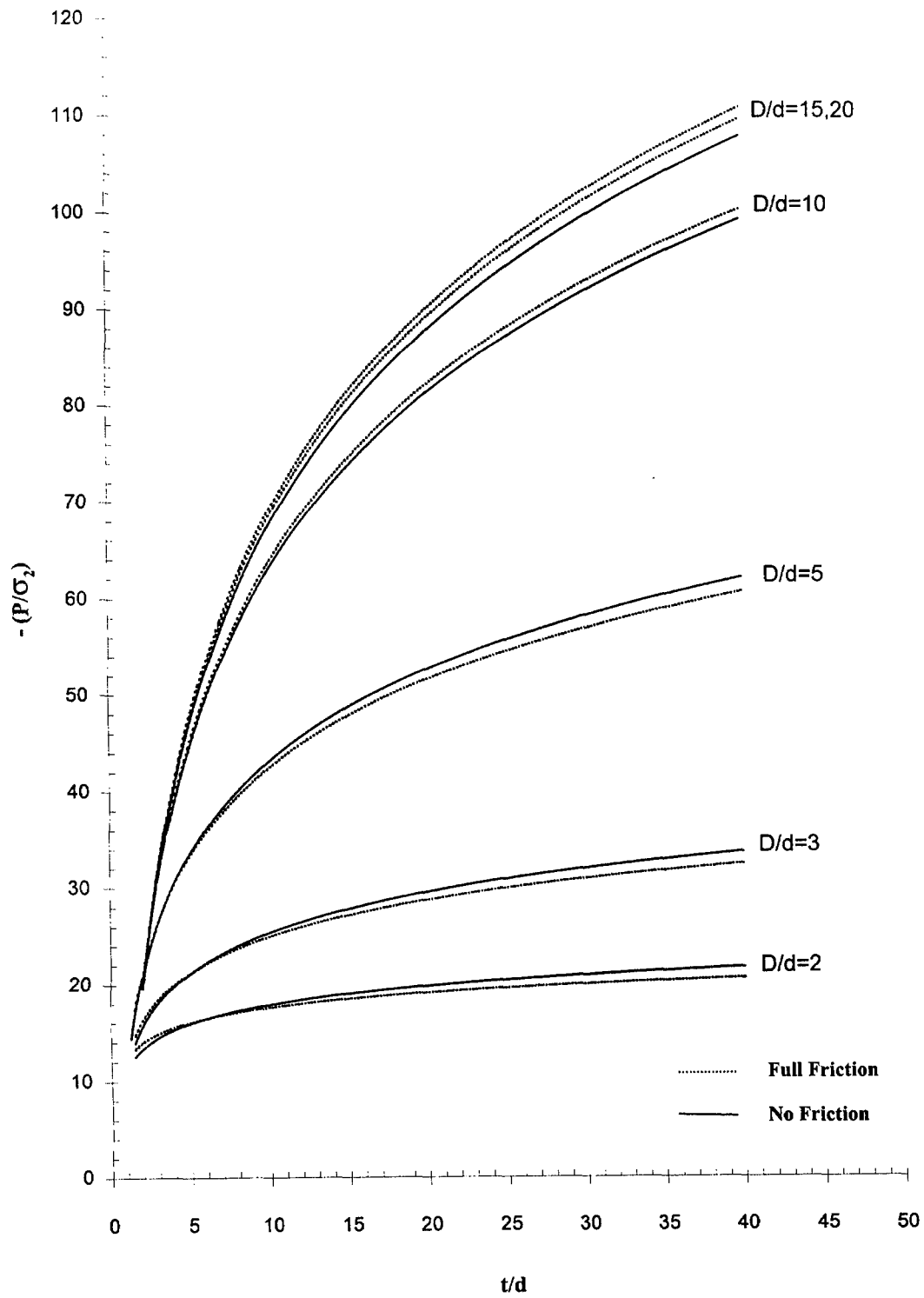
จากจุดนี้ผู้วิจัยจึงพยายามสร้างความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ระหว่างความเค้นกดของหัวกด (P) ความเค้นดึงสูงสุดที่เกิดอยู่ในเนื้อหิน (σ_2) กับรูปร่างของตัวอย่างหินในเชิงความหนา (t/d) และความกว้าง (D/d) เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์นี้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์อีก 42 แบบ ได้ถูกสร้างขึ้นเพื่อช่วยในการคำนวณในชุดที่สามนี้ แบบจำลองทั้ง 42 แบบนี้จะมี D/d และ t/d ที่ต่างกัน และจะต่างกับ D/d กับ t/d ที่ใช้ใน 15 แบบจำลองในชุดที่หนึ่งและชุดที่สอง รายละเอียดที่เกี่ยวกับขนาดและรูปร่างของแบบจำลองเหล่านี้ได้ให้ไว้ในตารางที่ 5.1

ผลที่ได้จากการคำนวณโดยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ทั้ง 57 แบบ สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นดึงสูงสุดที่ทำให้หินแตกกับค่าความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อน ต่อค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด รูปที่ 5.24 และ 5.25 แสดง P/σ_2 ในฟังก์ชันของ t/d และ D/d ตามลำดับ ในรูปทั้ง 2 นี้ค่า P/σ_2 มีแนวโน้มจะสูงขึ้นถ้า t/d และ D/d สูงขึ้น ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการ logarithmic คือ

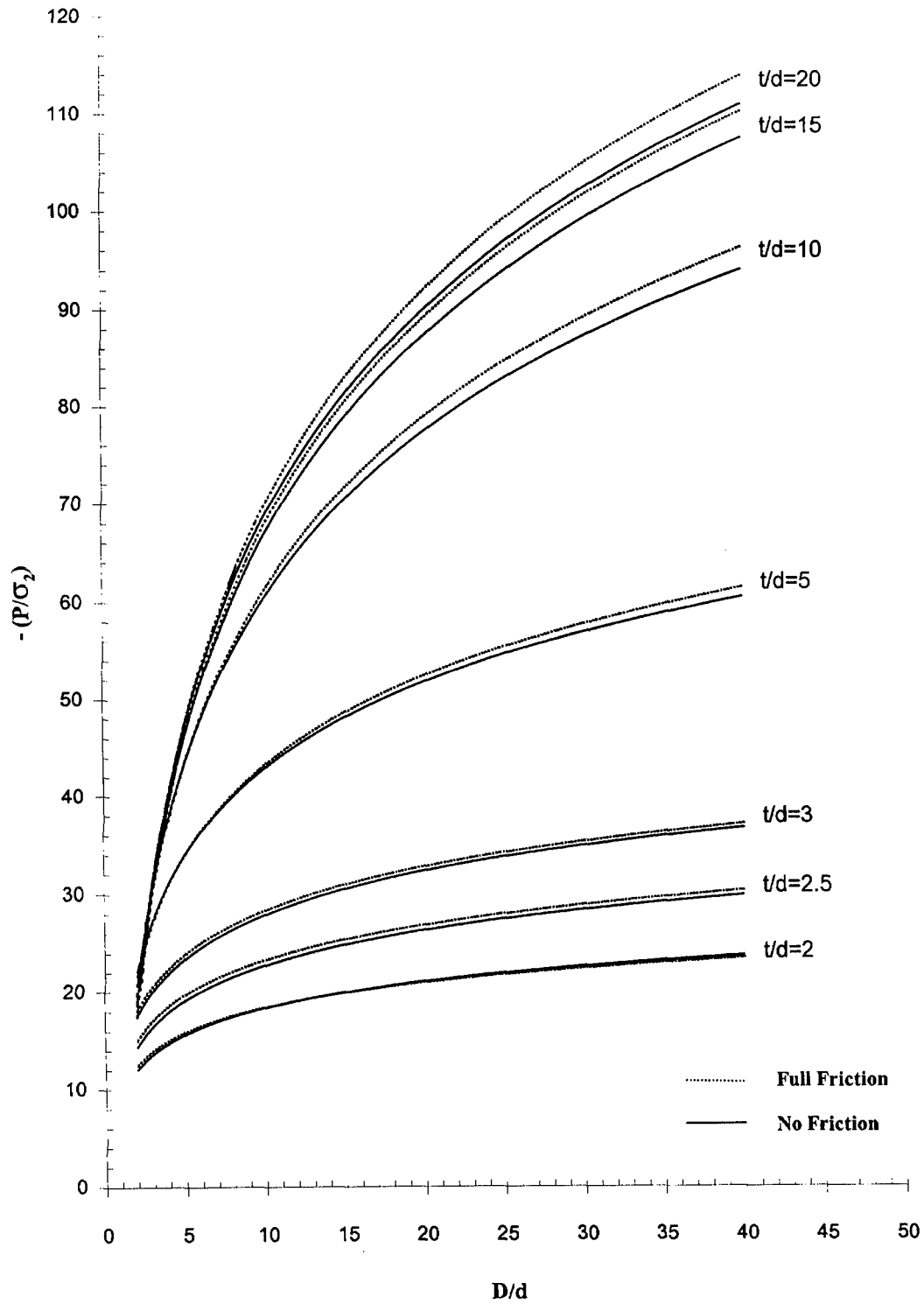
$$-P/\sigma_2 = A \ln(t/d) + B \quad (5.1)$$

และ
$$-P/\sigma_2 = C \ln(D/d) + D \quad (5.2)$$

โดยที่ A และ B คือสัมประสิทธิ์ของความเค้นในแนวตั้งสูงสุดซึ่งสัมพันธ์กับความหนาของตัวอย่างหิน C และ D คือสัมประสิทธิ์ของความเค้นในแนวตั้งสูงสุดที่สัมพันธ์กับความกว้างของตัวอย่างหิน (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ซึ่งได้แสดงค่าดังตารางที่ 5.2 และ 5.3 ตามลำดับ



รูปที่ 5.24 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 5.25 ผลการคำนวณจากแบบจำลองทั้ง 57 แบบ ความเค้นกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d

ตารางที่ 5.2 ค่าสัมประสิทธิ์ A และ B จากการคำนวณเชิงตัวเลข โดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชัน
ของ t/d

t/d	No Friction		Full Friction	
	A	B	A	B
2	3.928	9.365	3.691	9.964
2.5	5.219	10.778	5.161	11.468
3	6.474	13.041	6.435	13.586
5	12.928	13.157	13.397	12.387
10	24.665	3.615	25.738	1.881
15	29.862	-2.079	31.145	4.079
20	31.000	-2.821	32.385	4.987

ตารางที่ 5.3 ค่าสัมประสิทธิ์ C และ D จากการคำนวณเชิงตัวเลข โดยคอมพิวเตอร์ ในฟังก์ชัน
ของ D/d

D/d	No Friction		Full Friction	
	C	D	C	D
2	2.834	11.394	2.247	12.439
3	6.046	11.486	5.432	12.502
5	13.809	11.307	13.226	11.986
10	26.455	1.905	26.729	1.935
15	30.118	1.242	29.482	-0.665
20	30.518	-1.538	29.587	-0.992

นอกจากนั้นแล้วการผันแปรของค่าความเค้นต่อ v/d และ D/d ยังสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้นี้สามารถนำไปประเมินค่าความเค้นสูงสุดในแนวคดและความเค้นสูงสุดในแนวคิงของตัวอย่างหินได้ และจะเสนอในบทต่อไป

5.6 ผลกระทบของความเสียดทานที่จุดคด

ผลที่ได้จากแบบจำลองทั้ง 57 แบบที่ได้เสนอมาทั้งหมดจะถูกสมมติว่าความเสียดทานระหว่างหัวคดกับผิวหินมีค่าเป็นศูนย์ (No Friction) ในหัวข้อนี้ได้ทำการจำลองความเค้นคิงสูงสุดในเนื้อหิน (σ_2) จากตัวอย่างหินที่มี D/d และ v/d ต่าง ๆ กัน โดยสมมติให้ความเสียดทานระหว่างหัวคดกับผิวหินมีค่าเป็น 100% (Full Friction) หรือพูดอีกนัยหนึ่งคือแบบจำลองทั้ง 57 แบบได้ถูกสร้างขึ้นและนำผลในรูปของอัตราส่วน P/σ_2 มาแสดงในฟังก์ชันของ v/d และของ D/d ในรูปที่ 5.24 และ 5.25 และสามารถสรุปได้ว่าค่าความเค้นในแนวการคิงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าไม่แตกต่างกันนักกับแบบจำลองที่ไม่มีความเสียดทานบริเวณผิวสัมผัสที่หัวคด โดยค่าที่คำนวณได้แตกต่างกันเพียง 2-5% เท่านั้น และในความเป็นจริงระหว่างผิวสัมผัสหัวคดกับตัวอย่างหินก็มิได้มีความเสียดทานถึง 100% แต่จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0-100% ดังนั้นการที่จะนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปใช้ในการประเมินค่าความเค้นสูงสุดของการคิง ค่าที่ได้จะไม่ผลมากนักไม่ว่าจะเลือกแบบใดไปใช้ก็ตาม

บทที่ 6

การวิเคราะห์และการพิสูจน์

การวิจัยนี้ได้ประเมินความสามารถในการคาดคะเนความต้านแรงกดสูงสุดและความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน โดยใช้วิธีการทดสอบแบบ CPL และ MPL ค่าแท้จริงของความต้านแรงกด (σ_c) และความต้านแรงดึงสูงสุดของหินได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินได้

6.1 การประเมินค่าความต้านแรงกดสูงสุด

การประเมินค่าความต้านแรงกดสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ของการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี ที่มีขนาดอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) คงที่เท่ากับ 2.5 เพื่อสามารถเทียบเคียงกับค่าผลการทดสอบความต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test หรือ UCS testing) ที่อัตราส่วนความยาวต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหิน (L/D) เท่ากับ 2.5 ตามคำแนะนำของ ASTM และทำการทดสอบผันแปรอัตราส่วนของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างหินต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) ผลที่ได้นำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ D/d วิธีการประเมินค่า σ_c ด้วย MPL คือทำการต่อเส้น (Curve fit) ของค่าความสัมพันธ์ข้างต้นลงมาที่ $D/d = 1$ ซึ่งที่จุดนี้ค่า P ที่ได้จะมีค่าเสมือนกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c) ในการคาดคะเนนี้อาจสามารถใช้สมการที่อยู่ในรูปที่ 4.40 จะได้ค่าความต้านแรงกดสูงสุดเท่ากับ 63 MPa

6.2 การประเมินค่าความต้านแรงดึงสูงสุด

การประเมินค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) สามารถประเมินค่าได้จากการทดสอบตัวอย่างหินที่มีการผันแปรขนาดอัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) โดยทำการต่อเส้น Curve fit ของค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ t/d ไปที่ $t/d = 20$ ซึ่งเป็นความหนาที่การแตกเป็นแบบลักษณะของการดึง (Extension) จากการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีพบว่าเมื่อทำการต่อ Curve fit ของค่าความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นที่ $t/d = 20$ จะมีค่าความเค้นสูงสุด (P) เท่ากับ 570 MPa ดังแสดงในรูปที่ 4.39 และผลการใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ทำการศึกษาผลกระทบของความหนา รูปที่ 5.24 ค่าอัตราส่วนของ $-P/\sigma_2$ เท่ากับ 52 ดังนั้น สามารถคำนวณหาความต้านแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีได้เท่ากับ 11 MPa

6.3 การพิสูจน์และการเปรียบเทียบ

จุดประสงค์หลักคือเพื่อเสนอผลและนำมาใช้พิสูจน์และสอบทานทฤษฎีของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ซึ่งจะแบ่งการพิสูจน์และเปรียบเทียบออกเป็น ค่าความต้านแรงกดสูงสุด และค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ตามรายละเอียดการทดสอบในบทที่ 4

การทดสอบตัวอย่างหินชนิดอื่น ๆ ที่นอกเหนือจากตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี ชนิดของหินที่นำมาทดสอบเพิ่มประกอบด้วยตัวอย่างหินปูนจังหวัดสระบุรี ตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ จังหวัดลพบุรี และตัวอย่างหินทรายโลกกรวด จังหวัดนครราชสีมา โดยประกอบด้วยการทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบแรงดึงแบบบราซึล การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม และการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การประเมินความสามารถในการคาดคะเนของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม หรือ CPL testing จะทำโดยใช้ค่าดัชนีของการทดสอบคูณด้วยค่าคงที่ 24 ตามคำแนะนำของ ASTM ส่วนการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนหรือ MPL testing สามารถคาดคะเนค่าความต้านแรงกดสูงสุดตามที่ได้กล่าวมาในหัวข้อที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 เปรียบเทียบค่าความกดสูงสุด (Compressive strength หรือ σ_c) ที่ได้จากการทดสอบจริง (จาก UCS test) และค่าความความต้านแรงกดสูงสุดที่ได้จากการคาดคะเนโดย CPL testing และ MPL testing จะเห็นได้ว่าการคาดคะเนความกดสูงสุดของหินด้วยวิธีจุดกดแบบดั้งเดิมจะได้ค่าประมาณ 2 เท่าครึ่งของค่าที่แท้จริงของหินซึ่งถือว่าผิดพลาดมาก ส่วนการคาดคะเน σ_c ด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) จะได้ค่าใกล้เคียงกว่า ถึงแม้ว่า MPL ยังให้ค่า σ_c ที่สูงกว่าค่าจริงทั้งของหินปูนและหินอ่อน แต่ผลที่ได้ก็จะใกล้เคียงกับค่า σ_c ที่แท้จริงมากกว่าการคาดคะเนด้วย CPL

การคาดคะเนความต้านแรงดึงจากผลของ MPL testing จะได้ผลที่มีค่าสูงกว่าค่าความต้านแรงดึงที่ทดสอบได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซึล ประมาณ 30-50% ทั้งนี้อาจจะอธิบายได้ด้วยความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหิน (Stress gradient) ที่ใช้ในการทดสอบแรงดึงแบบบราซึล และในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

เพื่อเป็นการพิสูจน์และเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงดึงด้วยการทดสอบแรงดึงแบบต่าง ๆ ซึ่งนอกเหนือจากการทดสอบหาความต้านแรงดึงสูงสุดข้างต้น ได้ทำการทดสอบเพิ่มเติมประกอบด้วยการทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน และการทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนสระบุรีเพียงอย่างเดียว ผลการทดสอบพบว่า การทดสอบแรงดึงแบบวงแหวนให้ค่าความต้านแรงดึงสูงสุดมากที่สุด และมีค่าลดลงเมื่อทดสอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน การทดสอบแรงดึงแบบการกดสี่จุด และการทดสอบแรงดึงแบบบราซึลตามลำดับ เนื่องจากผลกระทบของความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหิน (Stress gradient) ในแต่ละวิธีการทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 6.2 ซึ่งความชันของความเค้น (Stress gradient) จะมีค่าสูงสำหรับการทดสอบแรงดึงแบบวงแหวน และจะมีค่าลดลงมาสำหรับ MPL และการดึงแบบกดสี่จุด โดยที่การทดสอบแรงดึงแบบบราซึลจะมีความชันของความเค้นน้อยที่สุด

ตารางที่ 6.1 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงกดและแรงดึงสูงสุด ระหว่างผลที่ได้
จากการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ

Rock Type	Uniaxial Compressive Strength (MPa)				Tensile Strength (MPa)	
	Actual σ_c from UCS testing	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 Sandstone	21.8	6.84	23.5	10.1	1.5	1.3

ตารางที่ 6.2 การเปรียบเทียบผลของค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนสระบุรี โดยวิธีการทดสอบหาแรงดึงแบบต่าง ๆ

Test Method	Tensile Strength (MPa)
Brazilian tensile strength test	4.0
Four-point bending test	7.5
Modified point load test	11.0
Ring tensile strength test	14.5

บทที่ 7

การวิจารณ์

แนวคิดของการศึกษาในงานวิจัยนี้เป็นองค์ความรู้ใหม่ ซึ่งสามารถยืนยันได้จากผลการ ทบทวนและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั่วโลก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ที่เสนอมานี้ไม่ซ้ำซ้อนกับงานวิจัยที่ทำมาก่อน แนวคิดของงานวิจัยนี้เน้นที่กลไกการแตก ของหินที่แท้จริงเป็นหลัก ซึ่งจะต่างจากผลงานวิจัยที่ทำมาแล้วในต่างประเทศ โดยจะใช้ความ สัมพันธ์แบบ Empirical เท่านั้น

ผลจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compression test) โดยใช้ขนาดและ รูปร่างของตัวอย่างหินอ่อนที่ต่างกันระบุว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่านศูนย์กลาง) ต่อค่าความ ต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) มีน้อยมากถึงไม่มีเลย ไม่ว่าหินตัวอย่างรูปทรงระบอบจะมี L/D เท่าใด ส่วน ผลกระทบของ L/D ต่อ σ_c จะมีให้เห็นเด่นชัด ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าหินที่บางจะแตกแบบ Compression หรือภายใต้การกด ส่วนหินที่มีความหนาจะแตกแบบ Tension หรือภายใต้แรงดึง ซึ่งทำให้ผลกระทบของ L/D เห็นเด่นชัด ข้อสังเกตนี้ได้สนับสนุนโดยผลที่ได้จากการทดสอบจาก Brazilian tension test ซึ่งได้บ่งชี้ชัดว่าถ้าหินตัวอย่างแตกแบบ Tension ผลกระทบของขนาดหรือ ระยะห่างระหว่างจุดกดจะมีสูง กล่าวคือ ค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจะลดลงถ้าระยะห่างระหว่างจุด กดมีค่ามากขึ้น

ผลกระทบของการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินอ่อนสระบุรีนี้มี ก่อนข้างมาก ยกตัวอย่างเช่น กลุ่มของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากันและ L/D เท่ากัน ใน การทดสอบแรงกดในแกนเดียวจะให้ผลที่มีค่าเบี่ยงเบน (Standard deviation) ก่อนข้างสูงกว่าที่คาด ไว้ ทั้งนี้อาจจะเกิดเนื่องจากการผันแปรของสิ่งเจือปน (Inclusions) ในเนื้อหินมีก่อนข้างสูง และอาจ จะเกิดเนื่องจากขนาดผลึกของแร่ Calcite ในเนื้อหินอ่อน ซึ่งจากการสังเกตในห้องปฏิบัติการพบว่า ขนาดของผลึกจะมีขนาดโดยเฉลี่ยเท่ากับ 0.5-0.7 cm ซึ่งผลกระทบนี้ไม่เป็นอุปสรรคต่อการศึกษา ในงานวิจัย เนื่องจากผลกระทบของการแปรปรวนทางด้านกลศาสตร์ของเนื้อหิน (Mechanical non-homogeneity) ไม่อยู่ในขอบเขตของงานวิจัยนี้ ในขบวนการศึกษาจึงใช้ค่าเฉลี่ยที่เหมาะสมในแต่ละ ขนาดและแต่ละรูปร่างของตัวอย่างหินเพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์

การศึกษาทางด้านทฤษฎีหรือการคำนวณเชิงตัวเลขของค่าความเค้นในเนื้อหินระหว่าง จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ได้เปิดเผยผลลัพธ์ที่สำคัญที่จะใช้แยกแยะระหว่างการแตกของหินภายใต้แรงกด (Compression) ออกจากการแตกของหินภายใต้แรงดึง (Tension) การกระจายตัวของค่าความเค้นใน เนื้อหินที่มีความหนาต่างกัน ได้ชี้ให้เห็นว่าหินที่มีความหนาใกล้เคียงกับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ จุดกดจะไม่เกิดแรงดึงในแนวราบ แต่เหตุที่หินนั้นแตกได้ก็เนื่องจากค่าความเค้นในแนวราบและ แนวตั้งมีค่าสูงเกินกว่าคุณสมบัติของหินนั้นจะรับได้ ในทางตรงกันข้ามถ้าหินตัวอย่างมีความหนา

มากกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของจุดกดหลาย ๆ เท่า การคำนวณด้วยแบบจำลองเชิงตัวเลขเปิดเผยว่า ถึงแม้ค่าความเค้นในแนวตั้งจะอยู่ภายใต้แรงกดแต่ค่าความเค้นในแนวราบจะอยู่ภายใต้แรงดึง และมีค่าสูงสุดที่ระยะประมาณ 1-2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของจุดกด หินที่มีความหนาเหล่านี้จะแตกภายใต้แรงดึง และผลกระทบของแรงกดที่อยู่ในบริเวณจุดกดจะมีน้อยต่อค่าการกดสูงสุดที่คำนวณได้

ผลของแบบจำลองในชุดที่สองระบุผลกระทบของ Poisson's ratio ถึงแม้จะมีให้เห็นก่อนข้างเค้นซัดโดยเฉพาะความเค้นที่อยู่ในแนวราบ (σ_2) แต่ในทางปฏิบัติผลกระทบนี้จะมีผลสำคัญน้อย เนื่องจากหินส่วนใหญ่จะมีค่า Poisson's ratio อยู่ในช่วงแคบ ๆ ระหว่าง 0.2-0.3 และมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณเท่ากับ 0.25 ดังนั้น การสมมติให้หินมีค่า Poisson's ratio เท่ากับ 0.25 ในแบบจำลองทั้ง 57 แบบจึงเป็นการเหมาะสมในทางปฏิบัติ

การจำลองเชิงคณิตศาสตร์ของแบบจำลองทั้ง 57 แบบระบุว่าความเสียหายที่ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับผิวหินจะมีผลต่อค่าความเค้นดึงสูงสุดในเนื้อหินที่เกิดขึ้นจากการกด แต่ผลกระทบนี้มีค่าน้อยมากซึ่งจะสังเกตได้จากในกรณีที่ไม่มีความเสียด (No friction) จะมีค่าความเค้นดึงสูงสุดต่างจากกรณีที่มีความเสียดสูงสุด (Full Friction หรือ 100% Friction) ไม่เกิน 2-5% ซึ่งในความเป็นจริงหรือในทางปฏิบัติแล้วหัวกดกับผิวหินจะมีความเสียดอยู่บ้าง โดยจะอยู่ระหว่างขอบเขตทั้งสอง (ระหว่าง 0% และ 100%) ดังนั้น ไม่ว่าจะใช้ผลของการคำนวณจากกรณี No Friction หรือ Full Friction ความผิดพลาดจากค่าที่แท้จริงจึงจะมีเพียง 1-2% เท่านั้น และอีกประการหนึ่งคงจะไม่เป็นการสมควรในทางปฏิบัติที่จะหาความเสียดที่แท้จริงระหว่างหัวกดกับผิวหิน (Not practical) เพราะผลกระทบของความเสียดนี้เล็กน้อยเมื่อเทียบกับผลกระทบทางด้านอื่นซึ่งสำคัญมากกว่า อาทิ การแปรปรวนของคุณสมบัติภายในของหิน (Intrinsic variability) เป็นต้น

การคำนวณของแบบจำลองด้วยโปรแกรม GEO. ให้ผลลัพธ์เป็นที่น่าพอใจ เพราะ GEO จะมีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัตถุ (ในที่นี้คือตัวอย่างหิน) และต่อแรงที่มากระทำ ถึงแม้จะอยู่ในพื้นที่เล็ก ๆ ก็ตาม (ในที่นี้คือหัวกด) ดังที่เห็นได้จากการที่ค่า P/σ_2 ได้ผันแปรอย่างเป็นระบบเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงค่า v/d และ D/d ดังแสดงให้เห็นในรูป 5.24 และ 5.25 และดังที่เห็นได้จากการจำลองแบบ No Friction และแบบ Full Friction ซึ่งจะให้ค่า P/σ_2 ที่ต่างกัน ในที่นี้สามารถสรุปได้ว่าโปรแกรม GEO เป็นโปรแกรมที่เหมาะสมอันหนึ่งที่สามารถคำนวณการกระจายตัวของความเค้นสำหรับงานวิจัยนี้

ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่นำมาใช้ในการสร้างทฤษฎีใหม่เป็นที่น่าเชื่อถือได้ เพราะเนื่องจากจำนวนของตัวอย่างหินอ่อนที่ใช้มีจำนวนมากพอ (เกินกว่า 400 ชิ้น) รูปร่างและขนาดของตัวอย่างหินก็มีการผันแปรอย่างเป็นระบบ และครอบคลุมขนาดและรูปร่างที่จะใช้ในการปฏิบัติทั่วไปทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ นอกจากนั้นแล้วผลจากห้องปฏิบัติการไม่ได้นำมาศึกษาแต่เพียงค่าความเค้นสูงสุดที่ทำให้หินแตกเท่านั้น แต่ยังได้ทำการศึกษาคุณลักษณะของการแตกทางกายภาพของตัวอย่างหินอีกด้วย และยังได้ทำการเปรียบเทียบกับการทดสอบที่คล้ายคลึงกันดังได้เสนอไว้ในเอกสารอ้างอิง

การใช้หินชนิดอื่นนอกเหนือจากหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีมาใช้ในการสอบทาน (Verification) ทฤษฎีใหม่หรือหลักการใหม่นี้ได้ยืนยันว่าวิธี MPL สามารถคาดคะเนค่า σ_c ของหินได้ดีกว่าวิธี CPL เพราะจากการใช้หินชนิดอื่น (หินปูนจากเขาสมโขชน์ หินปูนจากจังหวัดสระบุรี และหินทรายจากอำเภอโครกกรวด) ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL ก็จะสามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนค่า σ_c ได้ ความแม่นยำจะอยู่ที่จำนวนตัวอย่างหินที่นำมาใช้และการผันแปรของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหิน และท้ายสุดการแปรปรวนภายในของเนื้อหิน ถึงแม้ผลที่ได้จาก MPL จะคลาดเคลื่อนอยู่บ้างแต่ก็จะให้ค่าใกล้เคียงกว่าการคาดคะเนโดยใช้ CPL

จากการทดสอบและสังเกตการแตกของหินหลายชนิดนี้ได้เปิดเผยข้อจำกัดอันหนึ่งของ MPL คือ MPL อาจจะไม่เหมาะสมที่จะนำไปทดสอบหินที่มีเนื้อหยาบหรือมีขนาดของผลึกของแร่ประกอบหินที่ใหญ่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งใหญ่กว่าห้วงก และมีการยึดติดของแต่ละผลึกที่อ่อนกว่าตัวผลึกเอง ซึ่งลักษณะของหินชนิดนี้จะทำให้การแตกเป็นไปตามรอยต่อของผลึกและถ้าผลึกมีขนาดใหญ่กว่าห้วงกมากก็จะทำให้การกระจายตัวของความเค้นผิดไปจากทฤษฎีมาก ดังนั้น MPL ควรจะใช้กับหินที่มีเนื้อแน่นและมีขนาดของผลึกเล็ก (ถ้าเป็นไปได้ให้เล็กกว่าห้วงก) MPL จะใช้ได้ไม่ดีกับหินที่มีผลึกใหญ่และมีแรงยึดติดระหว่างผลึกอ่อน ซึ่งจะส่งผลให้การคาดคะเนไปถึง σ_c คลาดเคลื่อนออกไปพอสมควร อย่างไรก็ตามข้อจำกัดนี้ก็จะยังเป็นข้อจำกัดของ CPL เช่นเดียวกัน

ถึงแม้ MPL จะนำมาประยุกต์ใช้กับหินที่ไม่มีรูปร่างเชิงเรขาคณิต (Irregular shape) ได้ แต่ข้อควรระวังอันหนึ่งคือพื้นที่สัมผัสเล็ก ๆ ระหว่างผิวหินกับห้วงกทั้งบนและล่างควรจะเรียบและขนานกันพอสมควร ในทางปฏิบัติอาจจะใช้ค้อนธรณีสถิติบริเวณผิวที่จะสัมผัสก่อนทำการทดสอบเพื่อให้ได้ผิวที่เรียบและขนานกัน เพื่อที่จะได้จุดสัมผัสที่แนบสนิทกันและจะทำให้การกระจายตัวของความเค้นในเนื้อหินเป็นไปตามทฤษฎี

การคาดคะเนความต้านแรงดึงสูงสุด (หรือความเค้นดึงสูงสุด) ของหินโดยวิธี MPL ให้ผลที่สอดคล้องอย่างมีเหตุผลเมื่อเทียบกับการทดสอบหาความเค้นดึงสูงสุดด้วยวิธีอื่น เช่นด้วยการทดสอบแบบบราซิล การทดสอบแบบกดสี่จุด และการทดสอบแบบวงแหวน ตารางที่ 6.2 ได้สรุปผลที่ได้จากการทดสอบทั้งสี่วิธี ความแตกต่างของความเค้นดึงที่ได้จากการทดสอบทั้งสี่วิธีเกิดเนื่องจากความชันของความเค้นดึงที่เกิดขึ้นตามแนวรอยแตกก่อนที่หินจะแตกจากสี่วิธีนั้นมีความแตกต่างกัน เป็นที่รู้กันดีว่าถ้าความชันมากความเค้นดึงสูงสุดที่จะทำให้เนื้อหินขาดออกจากกันก็จะมีค่ามากขึ้น และในสี่วิธีนี้ความชันของความเค้นดึง (Stress gradient) ของการทดสอบแบบวงแหวนจะสูงสุด รองลงมาคือ MPL และการกดสี่จุด ส่วนต่ำสุดคือการทดสอบแบบบราซิล ซึ่งเมื่อเทียบกับความเค้นดึงสูงสุดที่คำนวณได้ก็จะสอดคล้องกับหลักการนี้เป็นอย่างดี ดังนั้นวิศวกรควรจะตระหนักในข้อนี้เพื่อที่จะนำเอาค่าความเค้นสูงสุดที่คำนวณได้จาก MPL ไปใช้อย่างถูกต้องและเหมาะสม

จำนวนของตัวอย่างหินที่จะนำมาใช้ทดสอบแบบ MPL เพื่อคาดคะเนค่า σ_c อาจจะต้องใช้ 40-50 ชิ้น ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินเหล่านี้จะต้องผันแปรอย่างเหมาะสมจาก D/d เข้าใกล้ 1 ไปจนถึง D/d มากกว่า 20 ทั้งนี้เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่า P/σ_c และ ค่า D/d ที่แม่นยำและถูกต้องในเชิงสมการในรูปแบบของ Logarithmic และถ้าต้องการคาดคะเนค่าแรงดึงสูงสุดของหินก็จำเป็นที่จะต้องทดสอบตัวอย่างหินที่มีค่า t/d อยู่ในช่วงสูงพอสมควร (ประมาณ 20) นอกจากนั้นแล้วจะต้องมีการสังเกตลักษณะการแตกของตัวอย่างหินว่าเป็นไปตามหลักการเชิงกลศาสตร์ที่เสนอมานในงานวิจัยนี้หรือไม่ วิธีการเตรียมตัวอย่างหิน วิธีเลือกขนาดของตัวอย่างหิน และวิธีทดสอบตัวอย่างหิน ได้ให้ไว้ในภาคผนวกของรายงานฉบับนี้

ตารางที่ 7.1 แสดงการเปรียบเทียบโดยสังเขปในด้านการลงทุน ราคา เวลา และพลังงานที่จะใช้สำหรับการทดสอบแบบใหม่ (MPL) และการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (UCS) ในส่วนของการลงทุนเบื้องต้น (Investment cost) การทดสอบแบบ UCS จะใช้งบประมาณมากกว่า 2.4 ล้านบาท ส่วนการทดสอบแบบ MPL จะใช้ประมาณ 1.4 ล้านบาท (ถ้าต้องการทดสอบหินรูปแผ่น) หรือใช้เพียง 1.9 แสนบาท (ถ้าทำการทดสอบหินรูป Irregular shape) เท่านั้น ในส่วนของพลังงานที่ใช้เนื่องจาก MPL ลดขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างหินลงมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อทดสอบหินที่เป็น Irregular shape เท่านั้น ดังนั้น การใช้พลังงานจึงลดลงไปอย่างน้อย 50% ต่อหน่วยของตัวอย่างหิน เมื่อพิจารณาในระยะยาวหลังจากลงทุนเบื้องต้นแล้ว ค่าใช้จ่ายต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบ UCS จะอยู่ที่ประมาณ 800 บาท ส่วนค่าใช้จ่ายหรือราคาต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบ MPL จะอยู่ที่ 400 บาท (สำหรับหินรูปแผ่น) และประมาณ 50 บาท (สำหรับหินที่เป็น Irregular shape)

ตารางที่ 7.1 เปรียบเทียบราคาและการลงทุนในการทดสอบหินจาก 2 วิธี

Testing Methods		COSTS		
		Uniaxial Compressive Strength Test	Modified Point Load Test	
Sample shape		core	disk	Irregular
Investment Cost	Sample preparation equipment	Drilling machine (700,000 Bahts)		-
		Cutting machine (540,000 Bahts)		-
		Grinding machine (600,000 Bahts)	-	-
	Testing equipment	Loading machine(570,000 Bahts)	Point load tester (190,000 Bahts)	
	Total capital cost	2,410,000 Bahts	1,430,000 Bahts	190,000 Bahts
Operating Time and Power	Preparation	40 min/sample	20 min/sample	2 min/sample
	Testing	30 min/sample	5 min/sample	5 min/sample
	Total operation time	70 min/sample	25 min/sample	7 min/sample
	Electric power used	800 watts/sample	400 watts/sample	0 watt/sample
Estimate Unit Cost	800 Bahts/Sample	400 Bahts/Sample	50 Bahts/Sample	

บทที่ 8

บทสรุป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย คือเพื่อค้นหาวิธีการทดสอบคุณสมบัติความแข็งแรงของหินที่มีราคาถูกรวดเร็ว และให้ผลที่น่าเชื่อถือได้ วิธีใหม่นี้จะต้องสามารถปฏิบัติได้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้นำเสนอเพื่อใช้ผลของการทดสอบมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) และความต้านแรงดึงของหินที่ปราศจากรอยแตก เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) จะคล้ายคลึงกับการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) ยกเว้นแต่ว่าหัวกดจะมีลักษณะตัดเรียบทำให้พื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลมแทนที่จะเป็นรูปครึ่งวงกลมเหมือนที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม ขนาดของหัวกดแบบใหม่นี้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5, 10, 15, 20, 25 ไปจนถึง 30 มิลลิเมตร ด้วยหัวกดแบบใหม่นี้จะทำให้มีลักษณะของการกดในตัวอย่างหินแบบใหม่ ซึ่งสามารถนำมาสัมพันธ์กับการทดสอบเพื่อหาความกดสูงสุดและความดันสูงสุดของหินได้

งานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอน คือ 1) ค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2) การศึกษาทางด้านทฤษฎีของกลไกการแตกของหิน 3) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ 4) การวิเคราะห์ผลการทดลอง และ 5) การสรุปผลและเขียนรายงาน แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ชี้ให้เห็นว่าความเค้นที่จะทำให้ตัวอย่างหินแตกได้จะมีค่าสูงขึ้นถ้าตัวอย่างหินมีความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางมากขึ้น ค่าความเค้นดึงสูงสุดจะเกิดขึ้น ใกล้กับหัวกดอยู่ที่ความลึกประมาณเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด การทดลองในห้องปฏิบัติการจะประกอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน และมีการทดสอบเพื่อหาแรงกดสูงสุด และแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนที่ได้มาจากจังหวัดสระบุรี โดยการจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินมากกว่า 400 ชิ้น ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียว (UCS) ระบุว่าค่าความกดสูงสุดที่หินจะรับได้จะมีค่าลดลงถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนระบุว่า ถ้าตัวอย่างหินมีความหนาน้อยกว่าสองเท่าของขนาดหัวกด หินจะแตกในลักษณะแรงกดเฉือน แต่ถ้าหินตัวอย่างมีความหนามากกว่าสามเท่าขึ้นไปของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดหินจะแตกแบบแรงดึง ผลที่ได้ชี้แนะว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินที่บางควรจะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุดของหิน และค่าที่ได้จากตัวอย่างหินที่มีความหนามากควรจะใช้เป็นดัชนีที่เกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน ความสามารถในการทำนายค่าแรงกดสูงสุดสำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถูกนำมาเปรียบเทียบ ผลที่ได้ระบุว่า การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) สามารถคาดคะเนค่าความกดสูงสุด (σ_c) ของหินอ่อนได้ดีกว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) ค่าแรงดึงสูงสุดที่ถูกคาดคะเนโดยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนก็สามารถเปรียบเทียบอย่างมีเหตุผลได้กับค่าแรงดึงสูงสุดที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian ซึ่งเป็นการทดสอบแบบมาตรฐาน

เพื่อเป็นการพิสูจน์ (Verification) ว่า MPL สามารถคาดคะเน σ_c ได้ดีกว่าการทดสอบแบบ CPL และเป็นจริงสำหรับหินชนิดอื่น ๆ ด้วย ได้มีการทดสอบ MPL, CPL และ UCS เพิ่มเติมโดยใช้หินปูนจากจังหวัดสระบุรี หินปูนจากเขาสมโขชน์จังหวัดลพบุรี และหินทรายจากอำเภอโคกกรวดจังหวัดนครราชสีมา ผลที่ได้ยืนยันยืนยันว่าวิธี MPL คาดคะเนค่า σ_c ได้ใกล้เคียงกว่าวิธี CPL

ความแม่นยำของการคาดคะเนด้วยวิธีใหม่หรือ MPL นี้จะขึ้นอยู่กับการผันแปรของขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินที่นำมาใช้จะต้องหลากหลาย คือจาก D/d เข้าใกล้ 1 ไปจนถึง D/d มากกว่า 20 และในช่วงนี้จะต้องมีการกระจายตัวของข้อมูลที่เหมาะสม ในทางปฏิบัติอาจจะต้องใช้ตัวอย่างหิน 40-50 ชิ้น และอีกประการหนึ่ง ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดกับเนื้อหินจะต้องเรียบและขนานกันพอสมควร และตัวอย่างหินควรมีเนื้อแน่นและปราศจากรอยแตกหรือรอยร้าว อย่างไรก็ตามวิธีการทดสอบแบบ MPL ก็ยังถูกกว่าการทดสอบแบบ UCS อย่างมาก เพราะ MPL สามารถใช้ตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปร่างเชิงเรขาคณิตได้ (Irregular shape) และยังให้ผลที่ใช้อ้างอิงถึงค่า σ_c ได้ดีกว่าการทดสอบแบบดั้งเดิม (CPL)

การทดสอบแบบ MPL จะประหยัดทั้งค่าใช้จ่ายและพลังงานที่ใช้เมื่อเทียบกับการทดสอบแบบ UCS ในด้านพลังงาน MPL จะใช้เพียง 400 Watts ต่อหินตัวอย่างที่เตรียมเป็นรูปแผ่น และไม่ใช่พลังงานเลขเมื่อใช้หินที่เก็บได้เป็น Irregular shape ส่วนการทดสอบแบบ UCS จะใช้พลังงานถึง 800 Watts ต่อหนึ่งตัวอย่างหิน เมื่อเปรียบเทียบในระยะยาวแล้วราคาต่อหน่วย (หรือต่อ 1 ตัวอย่างหิน) สำหรับการทดสอบแบบ UCS จะใช้ถึง 800 บาท ส่วนราคาต่อหน่วยสำหรับการทดสอบแบบใหม่ (MPL) จะใช้เพียง 400 บาท (สำหรับหินที่เตรียมเป็นรูปแผ่นกลม) และจะใช้เพียง 50 บาท (สำหรับหินที่เป็นรูป Irregular shape)

บรรณานุกรม

- ASTM D2664-80, Standard test method for triaxial compressive strength of undrained rock core specimens without pore pressure measurements. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM D2938-79, Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM D3967-81, Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM D5731-95, Standard test method for determination of the point load strength index of rock, *Annual Book of ASTM Standards*, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Bieniawski, Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. *J. Inst. Min. Metall.*, 7: 123-137.
- Bieniawski, Z.T., 1975. The point-load test in geotechnical practice. *Engng. Geol.*, 9: 1-11.
- Broch E. and Franklin J.A., 1972. The point-load test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 9, 669-697.
- Brook N., 1977. The use of irregular specimens for rock strength tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 14, 193-202.
- Brook N., 1979. Estimating the triaxial strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 16, 261-264.
- Brook N., 1985. The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 22, 61-70.
- Brook, N., 1993. The measurement and estimation of basic rock strength. *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects*, Pergamon Press, Oxford, pp. 41-66.

- Brown E.T., 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. International Society for Rock Mechanics, Pergamon Press, 211 pp.
- Butenuth, C., 1997. Comparison of tensile strength values of rocks determined by point load and direct tension tests. *Rock Mech. Rock Engng.* 30: 65-72.
- Carter B.J., Scott Duncan E.J. and Laitai E.Z., 1991. Fitting strength criteria to intact rock. *Geotech. Geol. Eng.* 9, 73-81.
- Chau, K.T. and Wong, R.H.C., 1996. Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33: 183-188.
- Costin, L.S., 1987. Time-dependent deformation and failure. In: B.K. Atkinson (Editor), *Fracture Mechanics of Rock*. Academic press, London, 534 pp.
- Deere, D.U. and Miller, R.P., 1966. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. U.S. Air Force Weapons Lab. Rep., AFWL-TR-65-116.
- Desai, C.S. and Siriwardane, H.J., 1984. *Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials*. Prentice-Hall, New Jersey, N.J., 468 pp.
- Evans, I., 1961. The tensile strength of coal. *Colliery Eng.*, 38: 428-434.
- Forster, I.R., 1983. The influence of core sample geometry on the axial point load test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20: 291-295.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1986. Shape effect on ring test tensile strength. *Key to Energy Production: Proceedings of the 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. June 23-25, University of Alabama, Tuscaloosa, pp. 155-163.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1991b. Borehole stability in Densely Welded Tuffs. U.S. Nuclear Regulatory Commission. Rep., NUREG/CR 5687.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1991c. An empirical strength criterion for heterogeneous welded tuff. ASME Applied Mechanics and Biomechanics Summer Conference, June 16-19, Ohio University, Columbus.

- Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1991a. Mechanical Characterization of the Densely Welded Apache Leap Tuff. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Rep., NUREG/CR 5688.
- Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1992. An empirical strength criterion for heterogeneous tuff. *Engineering Geology: An International Journal*, Elsevier Science Publishing Co., 32, 209-223.
- Fuenkajorn, K. and Serata, S. 1993. Numerical simulation of strain-softening and dilation of rock salt. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 30, pp. 1303-1306, presented at the 34th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 27-30, University of Wisconsin, Madison.
- Ghosh, A., Fuenkajorn, K. and Daemen, J.J.K., 1995. Tensile strength of welded Apache Leap tuff: investigation for scale effects. *Proc. 35th U.S. Rock Mech. Symposium*, University of Nevada, Reno, June 5-7, pp. 459-646.
- Goodman, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd edn., Wiley, New York, 562 pp.
- Hiramatsu, Y. and Oka, Y., 1966. Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 3: 89-99.
- Hoek, E., 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion-Technical note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 27, 227-229.
- Hoek, E., and Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div.*, 106 (GT9): 1013-1035.
- Horii, H., and Nemat-Nasser, S., 1985. Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure. *J. Geophys. Res.*, 90: 3105-3125.
- Hudson, J.A., Brown, E.T. and Fairhurst, C., 1971. Shape of the complete stress-strain curve for rock. *Proc. 13th U.S. Sym. Rock Mechanics*, pp. 773-795.
- Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*, Chapman and Hall, London, 593 pp.

- Kaczynski, R.R., 1986. Scale effect during compressive strength of rocks. *Proc. 5th Int. Assoc. Eng. Geol. Congr.*, pp. 371-373.
- Lundborg, N., 1967. The strength-size relation of granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 4: 269-272.
- Miller, R.P., 1965. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Ph.D. Dissertation., Univ. Of Illinois, Urbana, Ill., 92 pp.
- Nimick, F.B., 1988. Empirical relationships between porosity and the mechanical properties of tuff. *Key Questions in Rock Mechanics*, Balkema, Rotterdam, pp. 741-742.
- Reichmuth D.R., 1968. Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness. *Proc. 9th U.S. Symp. Rock Mech.*, University of Colorado, pp. 134-159.
- Sammis, C.G. and Ashby, M.F., 1986. The failure of brittle porous solid under compressive stress states. *Acta Metall.*, 34: 511-526.
- Sendeckyj, G.P., 1972. A brief survey of empirical multiaxial strength criteria for composites. *Proc. 2nd Conf. Composite Materials: Testing and Design*, ASTM STP 497: 41-51.
- Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992a. Finite element program 'GEO' for modeling brittle-ductile deterioration of aging earth structures. SMRI Paper, Presented at the Solution Mining Research Institute, Fall Meeting, October 19-22, Houston, Texas, 24 pp.
- Serata, S. and Fuenkajorn, K., 1992b. Formulation of a constitutive equation for salt. *Proc. Seventh International Symposium on Salt*, April 6-9, Kyoto, Japan, published by Elsevier Science publishers, B.V., Amsterdam, Vol. 1, pp. 483-488.
- Sheorey, P.R., Biswas, A.K. and Choubey, V.D., 1989. An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. *Eng. Geol.* 26: 141-159.
- Taliercio, A. and Sacchi Landrianni, G., 1988. Failure criterion for layered rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech., Abstr.*, 25: 299-305.

- Turk, N. And Dearman, W.R., 1986. A correction equation on the influence of length-to-diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks. *Eng. Geol.*, 22: 293-300.
- Wei, X.X., Chau, K.T. and Wong, R.H.C., 1999. Analytic solution for axial point load strength test on solid circular cylinders. *J. Engng. Mech.*, December, pp. 1349-1357.
- Wiebols, G.A. and Cook, N.G.W., 1968. An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 5: 529-549.
- Wijk, G., 1978. Some new theoretical aspects of indirect measurements of the tensile strength of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15: 149-160.
- Wijk, G., 1980. The point load test for the tensile strength of rock. *Geotech. Test.*, ASTM 3: 49-54.

ภาคผนวก 1

คู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

คู่มือการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Testing, MPL) เป็นการทดสอบแบบใหม่เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของหินเชิงกลศาสตร์ โดยการทดลองด้วยวิธีนี้ได้มีการคัดเลือกรูปร่างของหน้าตัดของหัวกด (Loading Platen) ของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL) การพัฒนาทฤษฎีและการทดสอบแบบใหม่สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกของการแตกของหินและเพื่อคำนวณหาความต้านแรงกดสูงสุด (Uniaxial Compressive Strength) และค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (Tensile Strength) และสามารถทำการทดสอบทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ

1. เครื่องมือทดสอบและอุปกรณ์

1. เครื่องทดสอบจุดกด (Point Load Tester)
2. หัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Platens) ขนาดต่างๆ
3. เวอร์เนีย / ไมโครมิเตอร์

2. การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน

ตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบสามารถใช้ได้ทั้งแบบรูปทรงกระบอก (Cylinder) หรือตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปทรงทางคณิตศาสตร์ (Irregular Shape) โดยตัวอย่างหินที่จะนำมาทดสอบสามารถแบ่งออกเป็น การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาความต้านแรงกดสูงสุด และแรงดึงสูงสุด การเลือกตัวอย่างหินแบบ Irregular Shape นั้นควรเลือกหินที่ผิวสัมผัสกับหัวกดทั้งสองด้านค่อนข้างเรียบและมีความขนานกัน และไม่ควรเลือกใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวที่ใหญ่เกินไป เพราะจะทำให้ผิวสัมผัสระหว่างหัวกับตัวอย่างหินไม่แนบสนิท ดังแสดงลักษณะและมิติตัวอย่างหินตามกำหนดในรูปที่ 1 จำนวนตัวอย่างหินสำหรับการทดสอบ ควรใช้อย่างน้อย 30-40 ตัวอย่างเพื่อความแม่นยำของผลลัพธ์

2.1 ตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาความต้านแรงกดสูงสุด

ตัวอย่างหินจะต้องมีอัตราส่วนของความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (h/d) อยู่ในช่วงประมาณ 2-3 และการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างหินมีอัตราส่วนของความกว้าง (เส้นผ่าศูนย์กลาง) ต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) อยู่ในช่วงประมาณตั้งแต่ 2-20 โดยให้มีการกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอในทุก ๆ ค่าของ D/d แต่ควรเลือกตัวอย่างหินที่ขนาด D/d อยู่ช่วง 2-5 ให้มากกว่าช่วงอื่นเพื่อที่จะสามารถสร้างความสัมพันธ์ที่มีความเกี่ยวเนื่อง (Regression) กันได้อย่างเหมาะสม

2.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหินเพื่อทดสอบหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด

ตัวอย่างหินจะต้องมีอัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) ให้มากกว่าหรือเท่ากับ 15 และการทดสอบจะกำหนดให้ตัวอย่างหินมีอัตราส่วนของความความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) เท่ากับ 20 แต่ถ้าในทางปฏิบัติไม่สามารถหาตัวอย่างหินขนาดดังกล่าวได้ ก็สามารถทดสอบที่ t/d อยู่ในช่วงประมาณที่ค่า t/d ต่ำกว่า 20 เช่น 5-10 โดยให้มีการกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอในทุก ๆ ค่าของ t/d แล้วทำการสร้างความสัมพันธ์หาเส้นแนวโน้ม (Fit Curve) และต่อเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) ไปที่ค่า $t/d = 20$

3. ขั้นตอนการทดสอบ

เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนสามารถใช้เครื่องมือขึ้นเดียวกับเครื่องทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load tester) แต่จะต้องปรับเปลี่ยนหัวกดจากหัวมนโค้งเป็นหัวตัดเรียบ ดังแสดงรูปที่ 2 และ รูปที่ 3 ตามลำดับ ควรมีหัวกดหลายคู่ แต่ละคู่ควรมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5, 10, 15 และ 20 mm ทั้งนี้เพื่อเป็นการสะดวกในการเลือกเก็บตัวอย่างหิน

วัดขนาดของตัวอย่างหินทั้งความหนา (t) และความกว้าง (D) นำตัวอย่างหินวางลงบนแท่นหัวกดด้านล่าง ปรับหัวกดด้านบนจนติดตัวอย่างหินและควรวางให้หัวกดอยู่ตรงกลางของตัวอย่างหิน เพิ่มแรงกดอย่างคงที่จนกระทั่งหินแตก อ่านค่าแรงกดสูงสุดที่วัดได้ วัดความหนา (t) และความกว้าง (D) ที่เกิดจากรอยแตกของตัวอย่างหิน จดบันทึกค่าเพื่อนำไปคำนวณหาค่าความเค้นกด

4. การคำนวณหาค่าความเค้นกด (σ_c)

การคำนวณหาค่าความเค้นสูงสุดของจุดกดโดยใช้สมการ

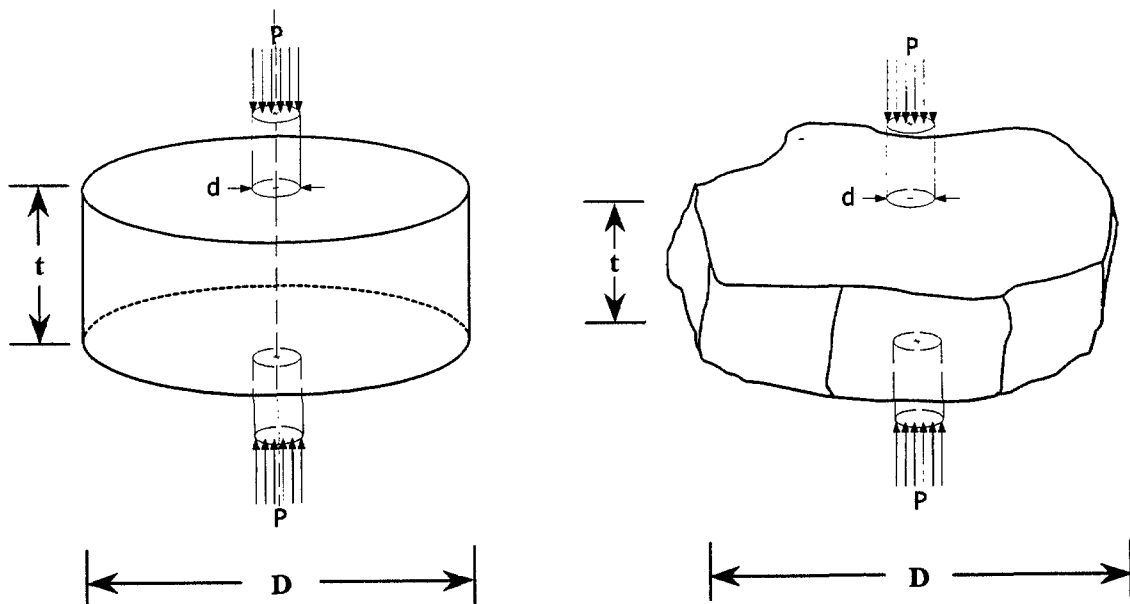
$$P = F/A_{MPL}$$

โดยที่ F คือ แรงสูงสุดที่อ่านได้ และ A_{MPL} คือ พื้นที่หน้าตัดของหัวกดแบบปรับเปลี่ยน

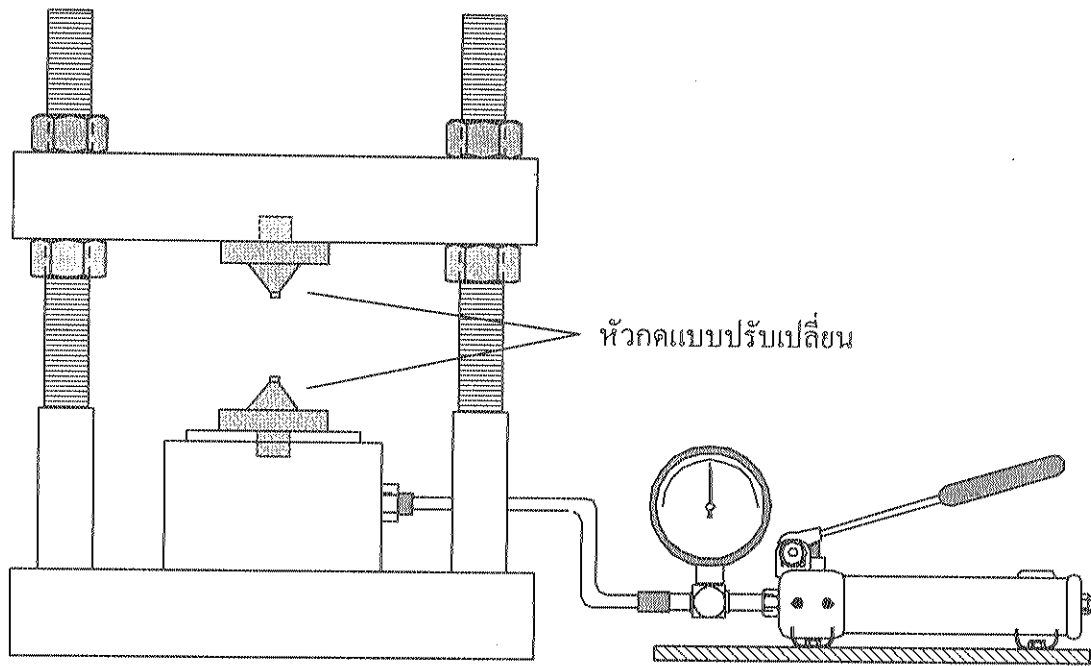
นำค่าที่คำนวณได้ มา Plot กราฟระหว่าง ค่าความเค้นสูงสุดของจุดกด (P) กับ อัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) แล้วทำการสร้างความสัมพันธ์หาเส้นแนวโน้ม (Fitted Curve) และหาสมการความสัมพันธ์เชิงเส้นของข้อมูล ดังตัวอย่างรูปที่ 4 ต่อเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) มาที่ค่า $D/d = 1$ หรือแทนค่าลงไปในสมการ จะได้ค่าแรงกดสูงสุดซึ่งที่จุดนี้ค่า P ที่ได้จะมีค่าเสมือนกับค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (σ_c)

5. การคำนวณหาค่าความเค้นดึง

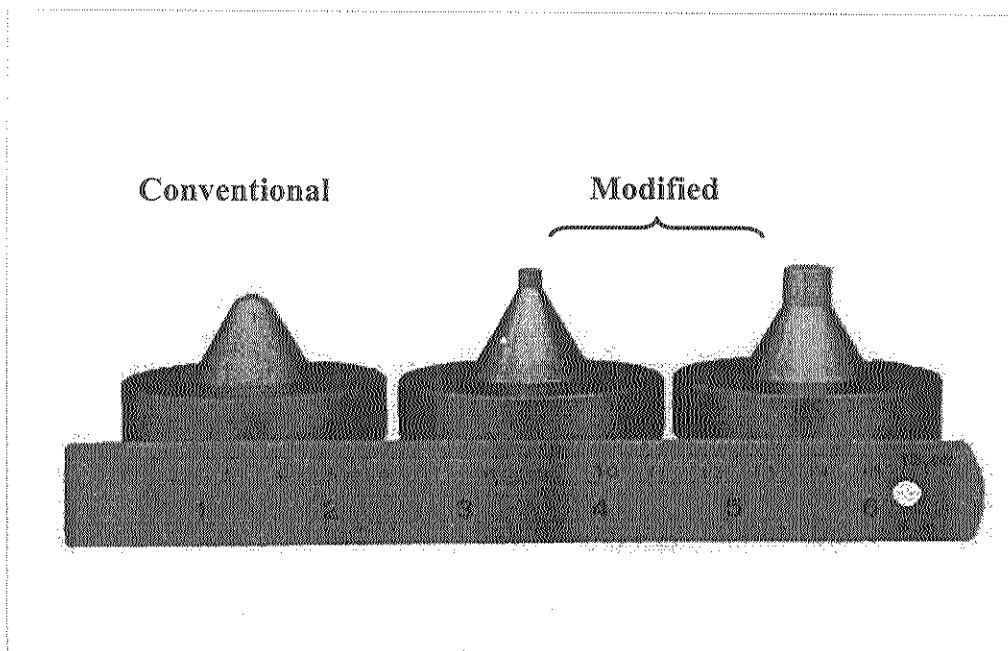
การคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) ได้จากการทดสอบตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (D/d) มากกว่าหรือเท่ากับ 15 และที่อัตราส่วนความหนาต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางหัวกด (t/d) เท่ากับ 20 หรือทำการผันแปร t/d ในกรณีที่ในทางปฏิบัติไม่สามารถทดสอบที่ $t/d = 20$ สามารถทำการต่อเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้นสูงสุดที่หินแตก (P) และ t/d ไปที่ $t/d = 20$ หรือมากกว่า ซึ่งเป็นความหนาที่การแตกของหินเป็นแบบลักษณะของการดึง (Extension) จากการทดสอบตัวอย่างหินพบว่าเมื่อทำการต่อเส้นความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นไปที่ $t/d = 20$ จะได้ค่าความเค้นสูงสุด (P) ดังแสดงในรูปที่ 5 จากผลของการคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ที่ทำการศึกษาผลกระทบของความหนา รูปที่ 6 จะได้ค่าอัตราส่วนของ $-P/\sigma_2$ ดังนั้นจึงสามารถคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ($-\sigma_2$) ของตัวอย่างหินได้



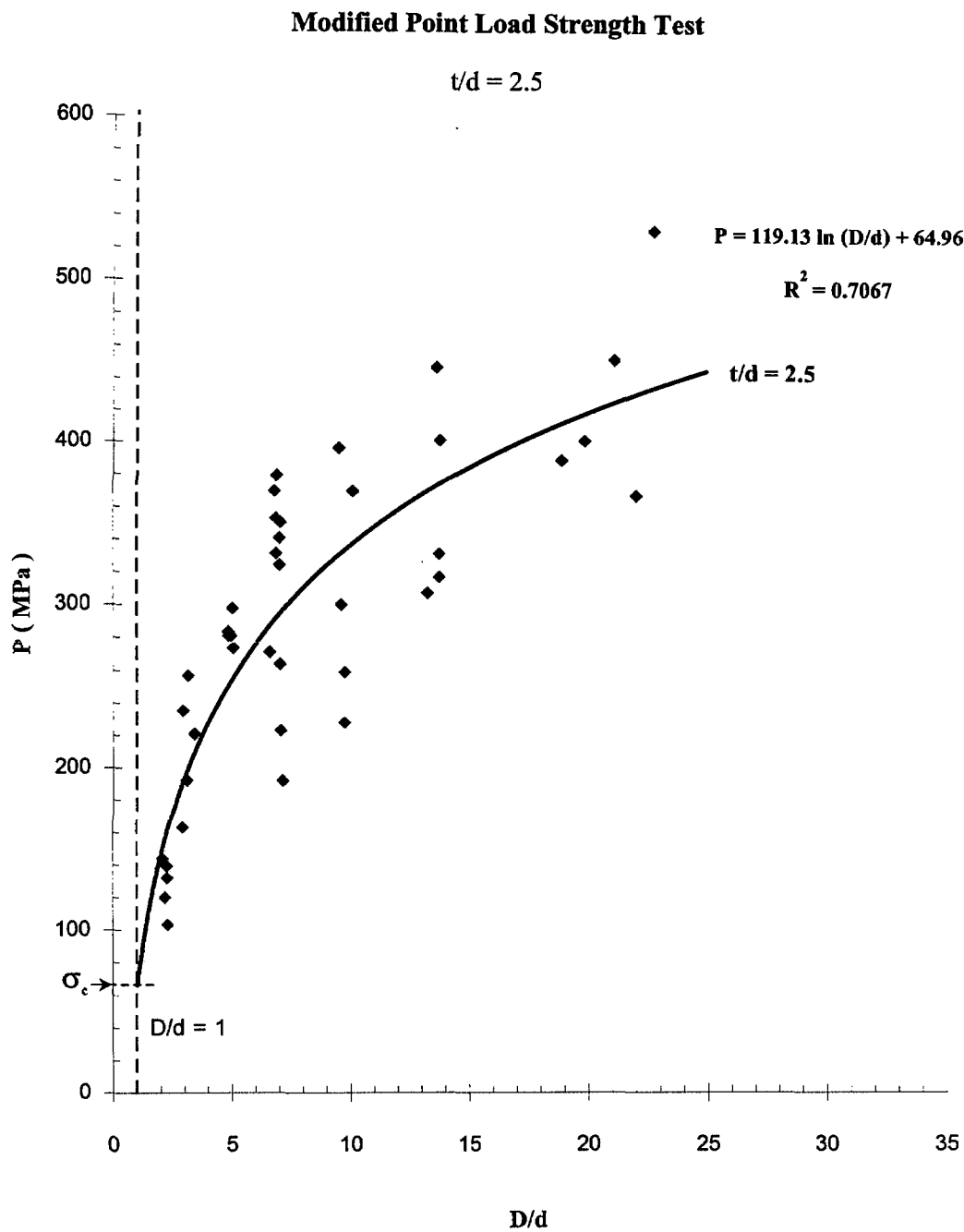
รูปที่ 1 ลักษณะและมิติตัวอย่างหินตามกำหนดสำหรับการทดสอบแบบตัวอย่างหินทรงกระบอก และแบบ Irregular shape



รูปที่ 2 เครื่องมือทดสอบจุดกด (Point load tester)



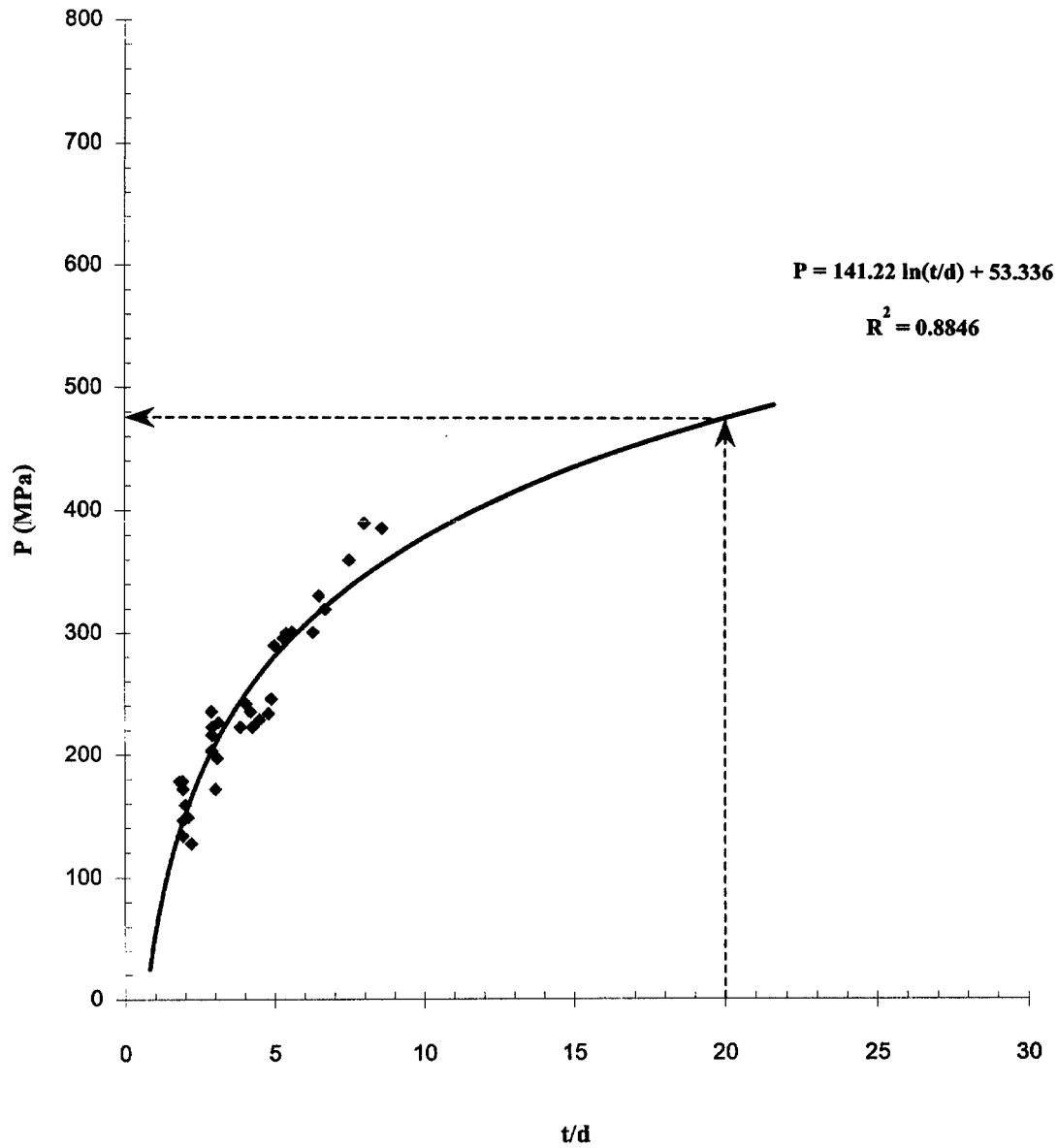
รูปที่ 3 ลักษณะหัวของตัวกดแบบดั้งเดิมที่เป็นหัวโค้งมน (Conventional) และลักษณะหัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบ (Modified)



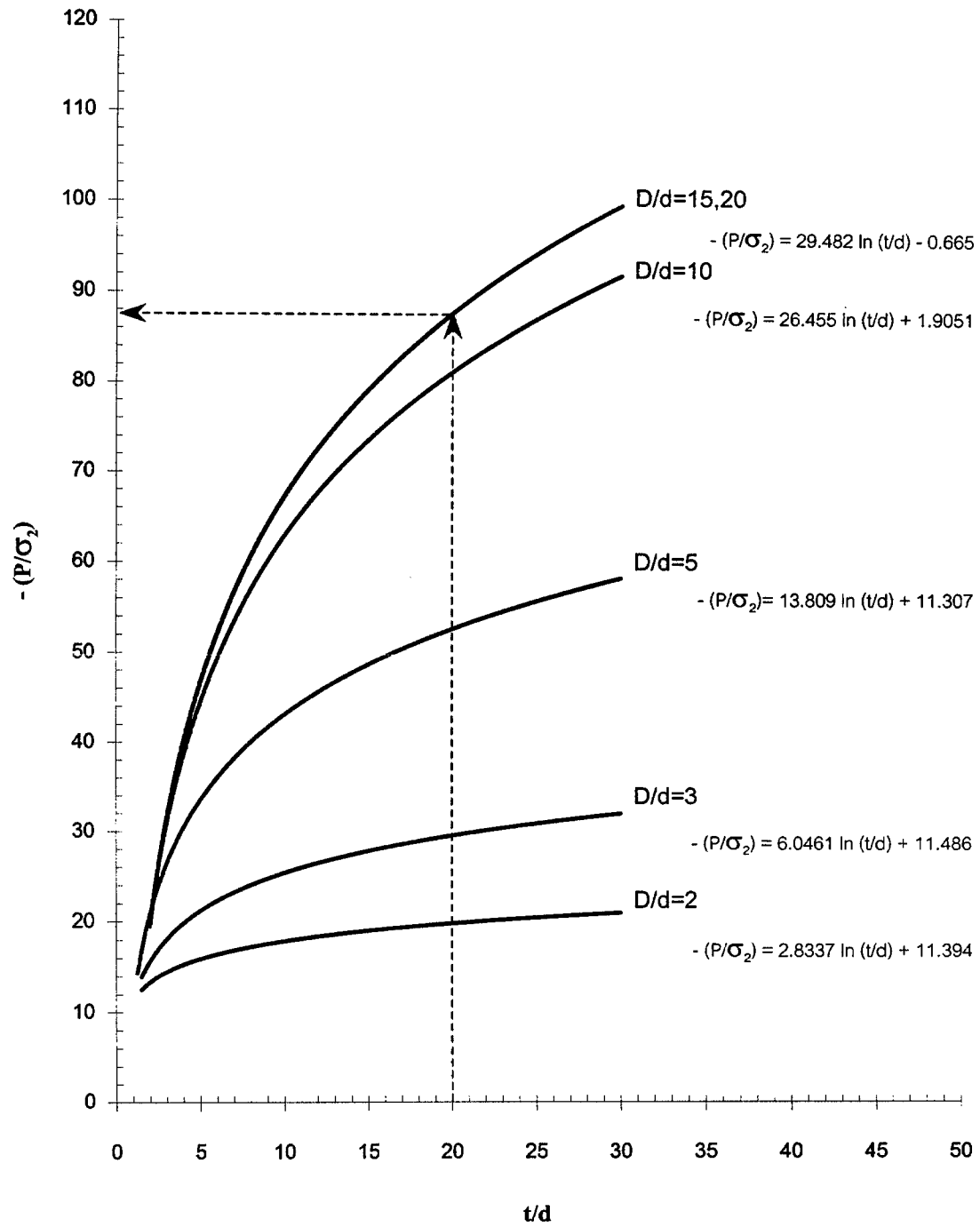
รูปที่ 4 ตัวอย่างของผลการทดสอบแสดงแผนภูมิของความสัมพันธ์ระหว่าง P และ D/d ที่ $t/d = 2.5$ โดยแสดงให้เห็นด้วยสมการ Logarithm

Modified Point Load Strength Test

$$D/d = 20$$



รูปที่ 5 ตัวอย่างของผลการทดสอบเพื่อหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุด โดยสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความกด P ที่แสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 6 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d สำหรับอัตราส่วน D/d ระดับต่าง ๆ กัน

ภาคผนวก 2

**การบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยี
จุดกวดแบบปรับเปลี่ยนที่ บริษัท GMT**

การบรรยายถ่ายทอดเทคโนโลยีจุดกวดแบบปรับเปลี่ยน ที่บริษัท จีเอ็มที คอร์ปอเรชั่น จำกัด

ผลที่ได้จากโครงการวิจัยและปฏิบัติการได้ดำเนินการจัดการบรรยายเพื่อถ่ายทอดความรู้ด้านเทคโนโลยีและสาธิตการทดสอบจุดกวดแบบปรับเปลี่ยนให้แก่บุคลากรของบริษัทร่วมสนับสนุนโครงการ การบรรยาย (รูป ผ. 2.1) ได้จัดขึ้นที่บริษัท จีเอ็มที คอร์ปอเรชั่น จำกัด เมื่อวันที่ 26 ตุลาคม 2544 ระหว่างเวลา 13.00 - 17.00 น. โดยมีพนักงานของบริษัท เข้าร่วมฟังการบรรยายดังนี้

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1. คุณบุญกาญจน์ มังกรกาญจน์ | ผู้ช่วยกรรมการผู้จัดการ |
| 2. คุณปริญญา ทองเที่ยงดี | หัวหน้าแผนกสำรวจฐานราก |
| 3. คุณสุนทร ยาคุ่มภัย | หัวหน้าแผนกเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค |
| 4. คุณทองแดง คนรุ่ง | หัวหน้าแผนกเจาะสำรวจ |
| 5. คุณอาคม แสงการ | วิศวกรโยธา |
| 6. คุณยรรยง วงศ์ราพันธ์ | นักธรณีวิทยา |
| 7. คุณประจวบ ใจรัน | นักศึกษาฝึกงาน |

ตัวแทนที่เข้าร่วมและดำเนินการบรรยายจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งได้ทำการวิจัยนี้ประกอบด้วย

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1. รศ.ดร.กิตติเทพ เฟื่องขจร | หัวหน้าโครงการวิจัย |
| 2. คุณปรัชญา เทพนรงค์ | ผู้ปฏิบัติการ (นักศึกษาปริญญาโท) |
| 3. คุณมงคล จันดาแก้ว | ผู้ช่วยผู้ปฏิบัติการ (นักศึกษาปริญญาโท) |

หัวข้อในการบรรยายประกอบด้วย

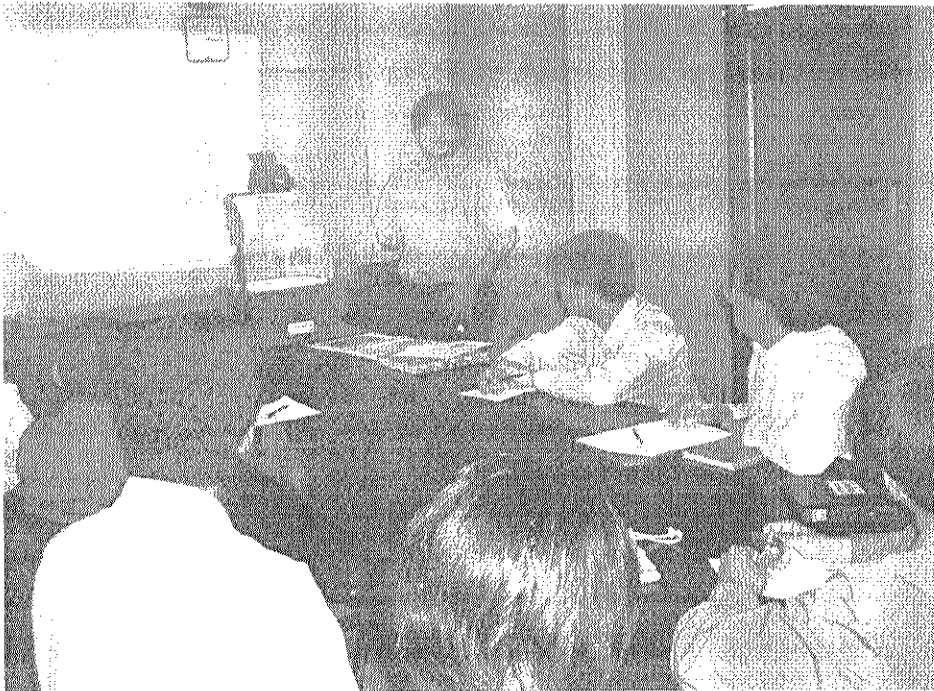
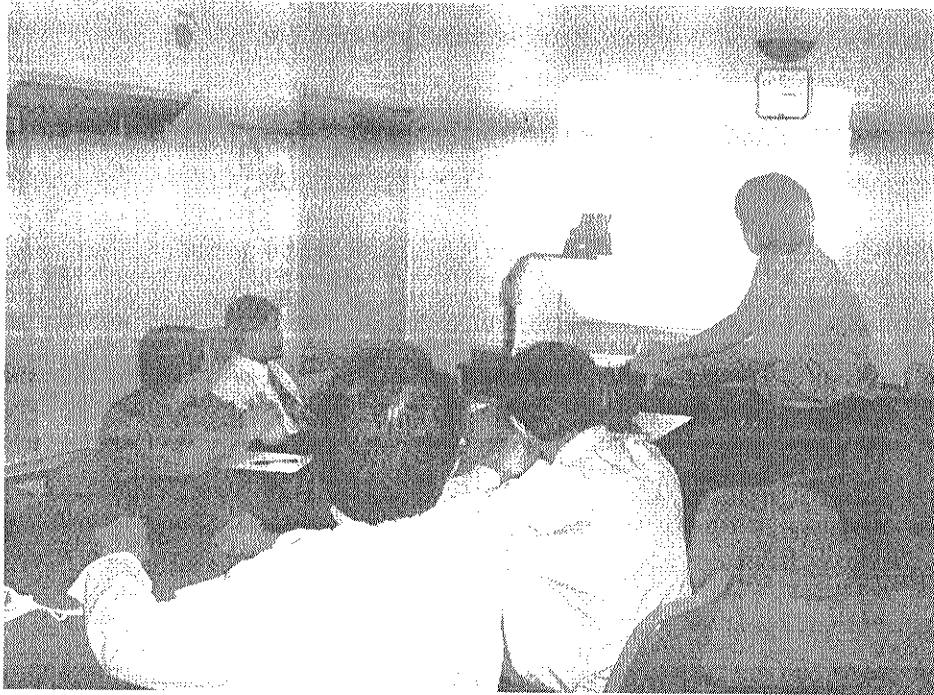
1. วัตถุประสงค์ของโครงการ
2. เหตุผลและความสำคัญของโครงการ
3. การทดสอบจุดกวดแบบปรับเปลี่ยน (Modified Point Load Test)
4. การทดสอบพื้นฐานแบบต่าง ๆ (Conventional tests)
5. การวิเคราะห์โดยระเบียบเชิงตัวเลข (Finite Element)
6. การสอบทานและเปรียบเทียบผลการทดสอบ
7. สรุปผลการปฏิบัติการและวิเคราะห์ผลการวิจัย
8. การนำผลงานวิจัยไปประยุกต์ใช้ในงานการทดสอบในบริษัท

นอกจากการบรรยายแล้วผู้วิจัยได้นำเอาห้วคแบบปรับเปลี่ยนขนาดต่าง ๆ และตัวอย่าง หินที่ได้ทำการทดสอบไปแสดงและสาธิตให้แก่พนักงานของบริษัท เพื่อเสริมสร้างความเข้าใจใน ขบวนการทดสอบแบบใหม่นี้

หลังจากบรรยายโดยผู้วิจัยและผู้ปฏิบัติการได้มีการอภิปราย ซักถามเกี่ยวกับรายละเอียด ของทฤษฎีและแนวทางการนำไปประยุกต์ใช้ หัวข้อหลักและคำถามในการอภิปรายสามารถสรุปได้ ดังนี้

1. หลักการคำนวณค่าแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดจากผลของการทดสอบจุดคกแบบปรับเปลี่ยน
2. แนวทางการพัฒนาและผลักดันให้การทดสอบแบบใหม่นี้เป็นการทดสอบแบบมาตรฐานสากล
3. การพัฒนาจุดคกแบบปรับเปลี่ยนให้สามารถบ่งถึงคุณสมบัติอื่น ๆ ของหิน เช่น สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและค่า Poisson's ratio
4. ขั้นตอนและวิธีการจดสิทธิบัตรร่วมกับ สกว. หลังจากโครงการสิ้นสุดลง

การบรรยายเพื่อถ่ายทอดความรู้นี้ได้ลุล่วงไปอย่างดีและมีประสิทธิผล บริษัท จีเอ็มที ซึ่ง ประกอบการด้านการสำรวจในภาคสนาม การทดสอบคุณสมบัติของหิน การวิเคราะห์ข้อมูลและการ ออกแบบ มีแผนที่จะนำเทคโนโลยีนี้ไปใช้ประโยชน์เพื่อลดค่าใช้จ่ายการสำรวจของโครงการใหญ่ ๆ ที่มีฐานรากอยู่ในหิน โดยในเบื้องต้น บริษัท จีเอ็มที จะลองทำการทดสอบเพื่อยืนยันคุณสมบัติของ หินที่ได้ทดสอบไว้แล้วเพื่อเสริมสร้างความมั่นใจในการออกแบบ และเพื่อฝึกฝนทักษะของพนักงาน ในบริษัท และต่อไปในอนาคตจะนำวิธีการทดสอบแบบใหม่นี้ไปปฏิบัติจริงเพื่อเปรียบเทียบกับ การทดสอบแบบเดิม และจะเสนอการทดสอบแบบใหม่นี้ลงในข้อเสนอโครงการด้านเทคนิค เพื่อให้ หน่วยงานของรัฐได้สัมผัสและตระหนักถึงคุณประโยชน์และข้อได้เปรียบเชิงเศรษฐกิจของการ ทดสอบแบบใหม่



รูปที่ ผ. 2.1 กิจกรรมการบรรยายถ่ายทอดความรู้ด้านเทคโนโลยีแก่บุคลากร
บริษัท จีเอ็มที คอร์ปอเรชั่น จำกัด

ภาคผนวก 3

ร่างบทความที่จะตีพิมพ์ในอนาคต

(DRAFT PAPER)

MODIFIED POINT LOAD STRENGTHS OF SARABURI MARBLE

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 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 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. For this early stage of development, the MPL specimens and models are taken as a circular disk. 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. Over 400 specimens of Saraburi marble have been prepared and tested under a variety of diameter and thickness (or length). The uniaxial test results indicate that the strengths decrease with increasing length-to-diameter ratio. The Brazilian tensile strengths also decrease as the specimen diameters increase. Post-failure 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 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. Even though both MPL and CPL tests overestimate the uniaxial compressive strength of the rock, the MPL results yield a better correlation than does the CPL strength index. The rock tensile strength predicted by the MPL testing is about twice the Brazilian tensile strength.

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 methods [1]. Several investigators have studied the correlation between the CPL strength index and the compressive strength of various rock types [2-12] 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 [13, 14]. 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 does 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. Laboratory Testing

2.1 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 [15]. 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.

2.2 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 [16] and ISRM suggested method [17], 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 [18-23].

2.3 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 [24], 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 [25].

2.4 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 [1]. 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.

3. 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 [26, 27] 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. [13] 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 P/ σ_2 ratio in Figure 10 is obtained from a constant D/d = 15. The results shown in Figure 11 is obtained from the simulations with a constant t/d = 2.5. 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.

4. 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 41 MPa.

Using the ASTM recommended calculation, the CPL strength index determines the uniaxial compressive strength of marble as 108 MPa (24 x 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 83 MPa. This value can be compared with the uniaxial compressive strength at L/D = 1.8, because the MPL results are from t/d = 1.8. The actual compressive strength at L/D = 1.8 is 48 MPa (calculated from Figure 7).

It can be clearly seen that the CPL test overestimates the actual strength by a factor of 2.6 (or 108/41). The MPL test overestimates the actual strength by a factor of 1.7 (or 83/48). 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 = 10 the stress ratio P/ σ_2 = 26.4. The D/d = 10 is selected because under this dimension ratio the rock fails in tension mode. Extrapolation of the logarithmic curve in Figure 5 gives the value of P from the experiment equals to 245 MPa. The σ_2 value is calculated as 9.27 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.

5. Discussions

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.

Despite the intrinsic variability of the marble, the proposed MPL test is a promising method of predicting the compressive strength of the rock. More MPL test data are needed to further define the effects of the specimen thickness (t/d) and diameter (D/d). Additional computer simulations are desirable to obtain the variation of MPL results under a wider range of specimen dimensions. Verification of the proposed concept with different rock types is also desirable.

6. 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. Discrepancy remains between the predictions from both methods and the actual compressive strength data. More MPL test data are needed to further redefine the effects of the specimen thickness (t/d) and diameter (D/d). Additional computer simulations are desirable to obtain the variation of MPL results under a wider range of specimen dimensions.

7. Nomenclature

- σ_2 = Minimum principal stress
- D = Specimen diameter
- d = Point load diameter
- P = Applied stress for MPL testing
- t = Specimen thickness
- x = Horizontal distance from loading point
- y = Vertical distance from loading point

8. Acknowledgments

The present research has been supported by the Thailand Research Fund (TRF)

and by the GMT Corporation, Ltd. Permission to publish this paper is gratefully acknowledged. The opinion given in this document does not necessary reflect the opinion of TRF and GMT.

9. References

- [1] ASTM D5731-95, "Standard test method for determination of the point load strength index of rock," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [2] C. Butenuth, "Comparison of tensile strength values of rocks determined by point load and direct tension tests," *Rock Mech. Rock Engng.*, 30, 1997, pp. 65-72.
- [3] D.R. Reichmuth, "Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness," *Proc. 9th U.S. Symp. Rock Mech.*, University of Colorado, 1968, pp. 134-159.
- [4] E. Broch and J.A. Franklin, "The point-load test," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 1972, pp. 669-697.
- [5] G. Wijk, "The point load test for the tensile strength of rock," *Geotech. Test.*, ASTM 3, 1980, pp. 49-54.
- [6] I.R. Forster, "The influence of core sample geometry on the axial point load test," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20, 1983, pp. 291-295.
- [7] N. Brook, "The Equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, 1985, pp. 61-70.
- [8] N. Brook, "The measurement and estimation of basic rock strength," *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practices, and Projects*, Pergamon Press, Oxford, 1993, pp. 41-66.
- [9] N. Brook, "The use of irregular specimens for rock strength tests," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 14, 1977, pp. 193-202.
- [10] Y. Hiramatsu and Y. Oka, "Determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 3, 1966, pp. 89-99.
- [11] Z.T. Bieniawski, "Estimating the strength of materials," *J. Inst. Min. Metall.*, 7, 1974, pp. 123-137.
- [12] Z.T. Bieniawski, "The point-load test in geotechnical practice," *Engng. Geol.*, 9, 1975, pp. 1-11.
- [13] X.X. Wei, K.T. Chau, and R.H.C. Wong, "Analytic solution for axial point load strength test on solid circular cylinders," *J. Engng. Mech.*, Dec. 1999, pp.1349-1357.
- [14] K.T. Chau and R.H.C. Wong, "Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33, 1996, pp. 183-188.
- [15] H. Horii and S. Nemat-Nasser, "Compression-induced microcrack growth in brittle solids: axial splitting and shear failure," *J. Geophys. Res.*, 90, 1985, pp. 3105-3125.
- [16] ASTM D2938-79, "Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [17] E.T. Brown, "Rock Characterization Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods," *International Society for Rock Mechanics*, Pergamon Press, 1981, 211 pp.
- [18] A. Ghosh, K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Tensile strength of welded Apache Leap tuff: investigation for scale effects," *Proc. 35th U.S. Rock Mech. Symposium*, University of Nevada, Reno, June 5-7, 1995, pp. 459-646.
- [19] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Borehole stability in Densely Welded Tuffs," *U.S. Nuclear Regulatory Commission. Rep.*, NUREG/CR 5687, 1991.
- [20] N. Turk And W.R. Dearman, "A correction equation on the influence of length-to-

- diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks," *Eng. Geol.*, 22, 1986, pp. 293-300.
- [21] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "An empirical strength criterion for heterogeneous welded tuff," ASME Applied Mechanics and Biomechanics Summer Conference, June 16-19, Ohio University, Columbus, 1991.
- [22] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "An empirical strength criterion for heterogeneous tuff," *Engineering Geology, An International Journal*, Elsevier Science Publishing Co., 32, 1992, pp. 209-223.
- [23] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Mechanical Characterization of the Densely Welded Apache Leap Tuff," U.S. Nuclear Regulatory Commission, Rep., NUREG/CR 5688, 1991.
- [24] ASTM D3967-81, "Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens," Annual Book of ASTM Standards, 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [25] K. Fuenkajorn and J.J.K. Daemen, "Shape effect on ring test tensile strength," Key to Energy Production: Proceedings of the 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 23-25, University of Alabama, Tuscaloosa, 1986, pp. 155-163.
- [26] S. Serata and K. Fuenkajorn, "Finite element program 'GEO' for modeling brittle-ductile deterioration of aging earth structures," SMRI Paper, Presented at the Solution Mining Research Institute, Fall Meeting, October 19-22, Houston, Texas, 1992, 24 pp.
- [27] K. Fuenkajorn and S. Serata, "Numerical simulation of strain-softening and dilation of rock salt." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 30, pp. 1303-1306, presented at the 34th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 27-30, University of Wisconsin, Madison, 1993.

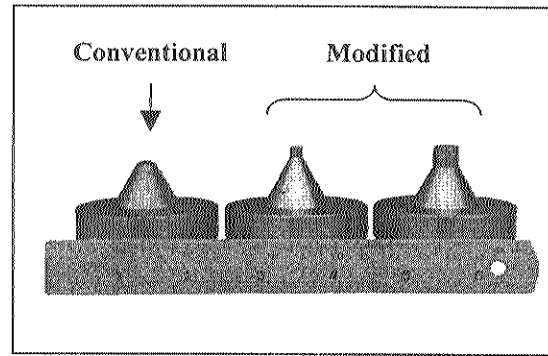


Figure 1 Conventional and modified loading points.

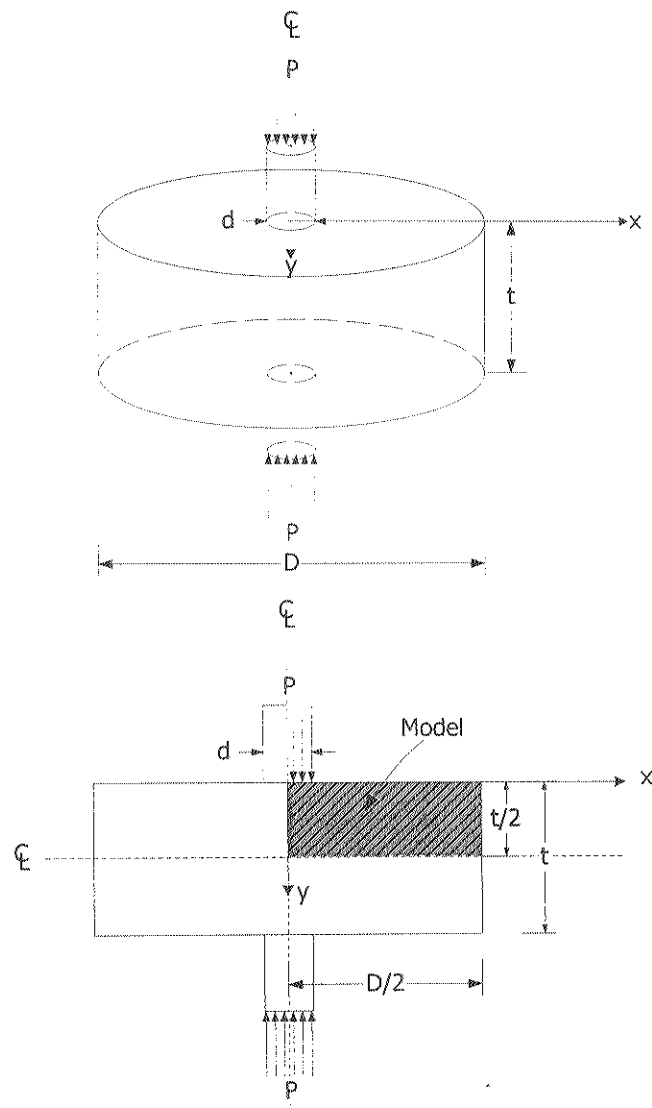


Figure 2 Configurations of modified point load testing.

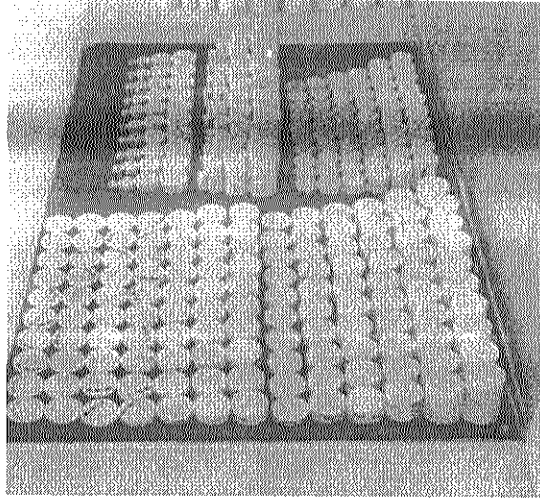


Figure 3 Some marble specimens prepared for testing.

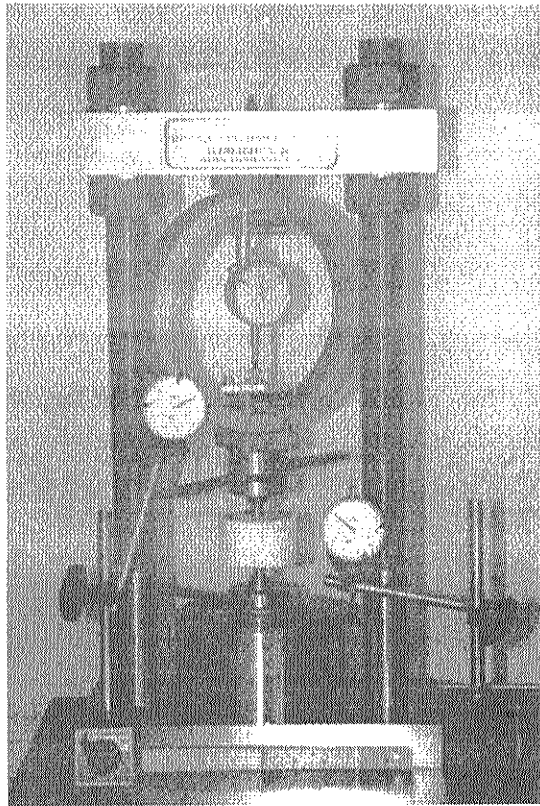


Figure 4 Test arrangement for MPL testing.

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

$t/d = 0.91, 1.82, 2.5, 3.64$

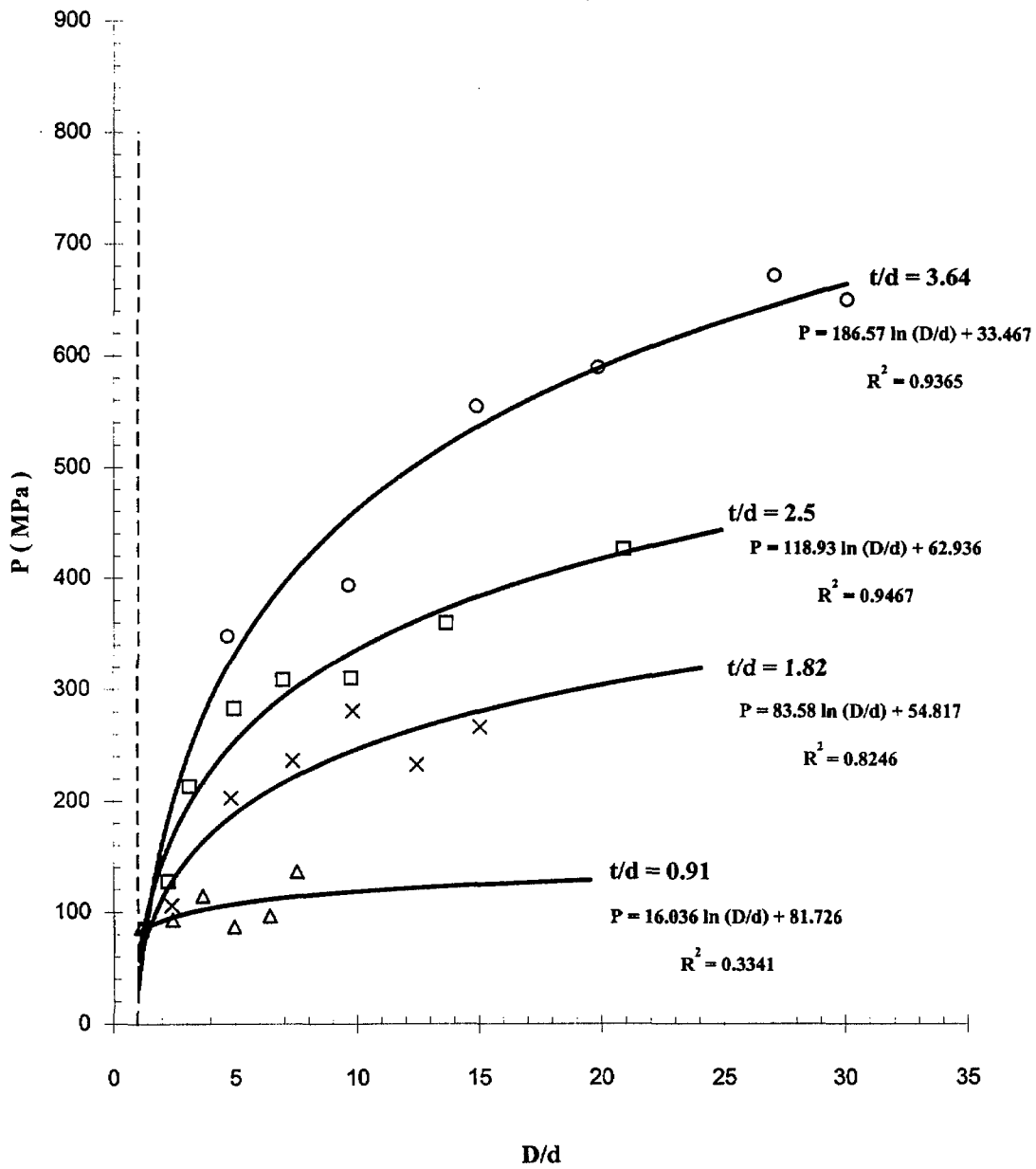


Figure 5 MPL test results for various t/d ratios.

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

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

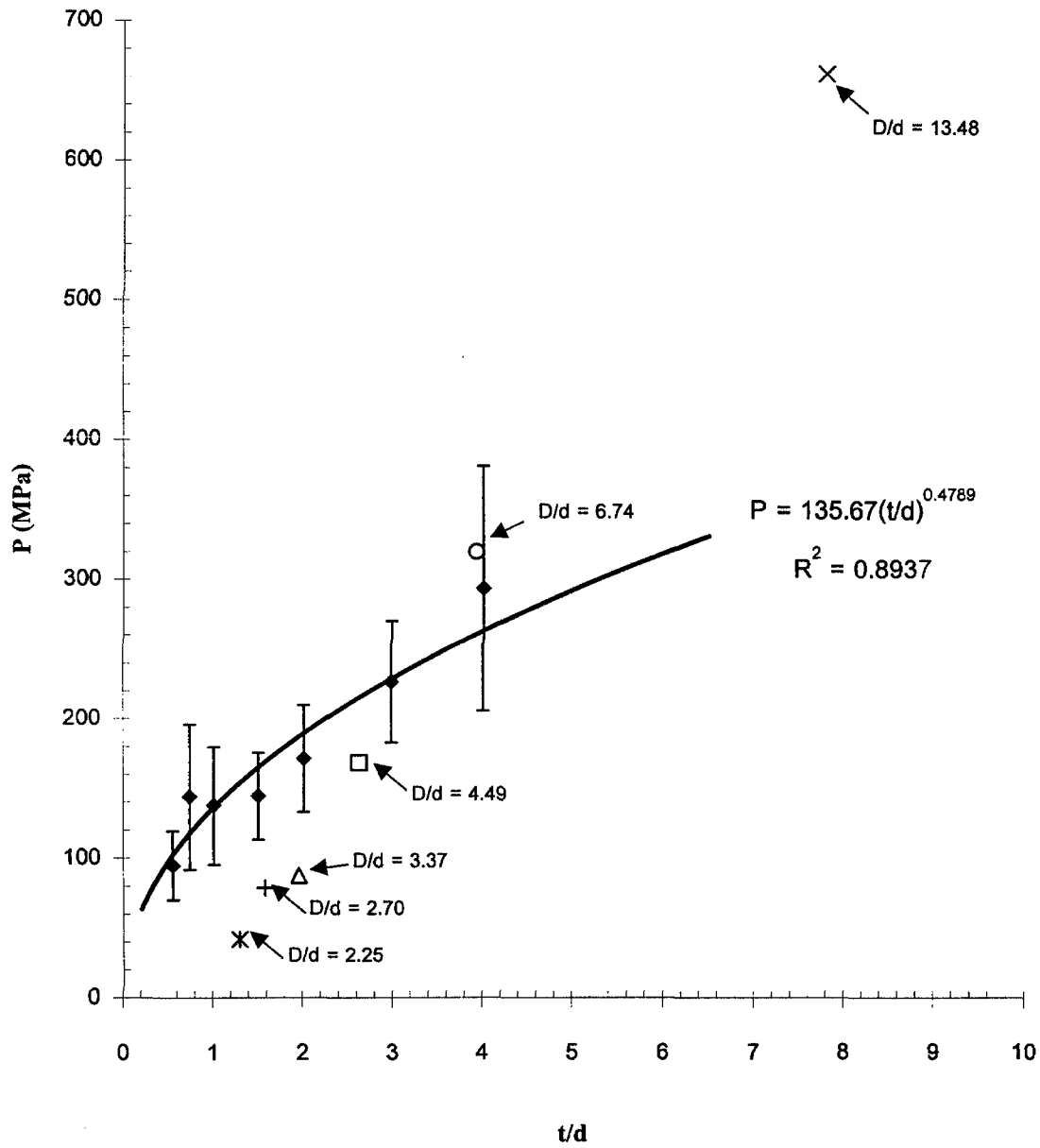


Figure 6 MPL test results for $D/d = 6.74$.

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble
 L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5

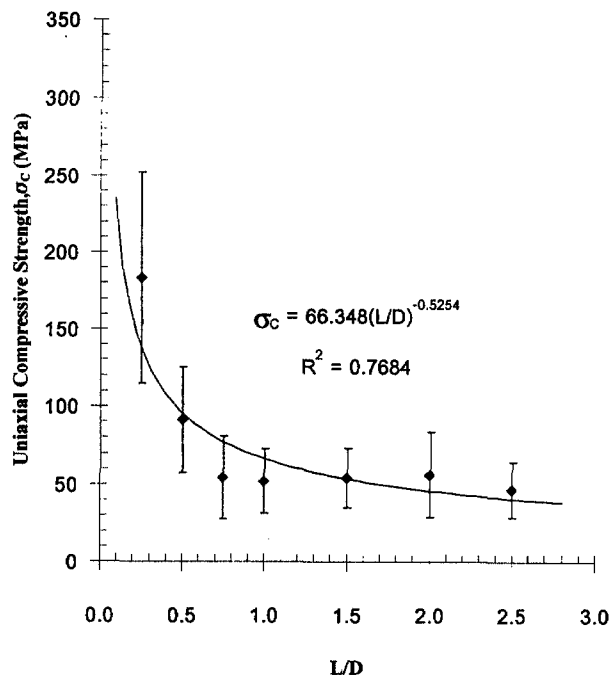


Figure 7 Uniaxial compressive strengths of Saraburi marble.

Brazilian Tensile Strength of Saraburi Marble
 D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 0.5

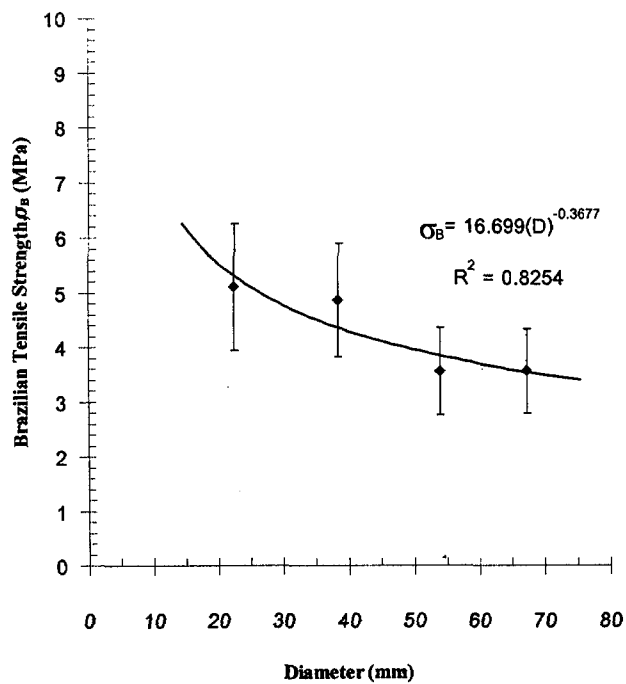


Figure 8 Brazilian tensile strength of Saraburi marble.

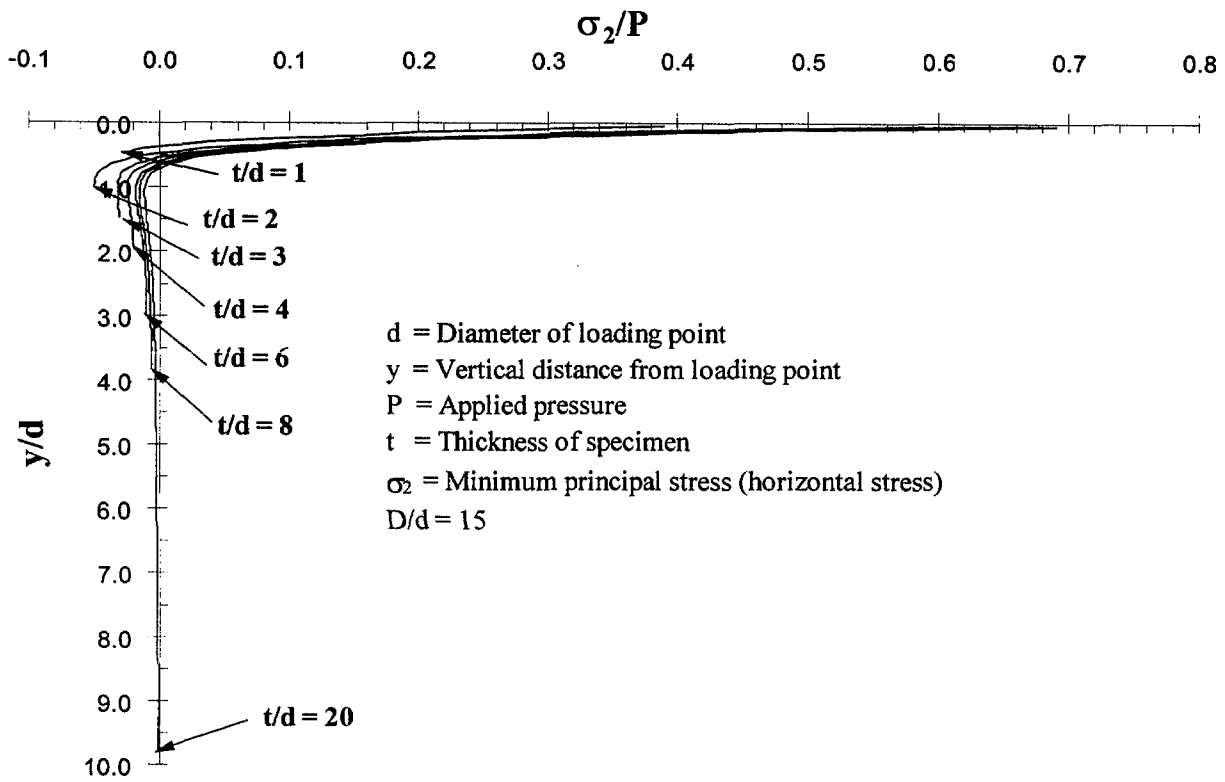


Figure 9 Distribution of the minimum principal stresses along the loaded axis of MPL specimens.

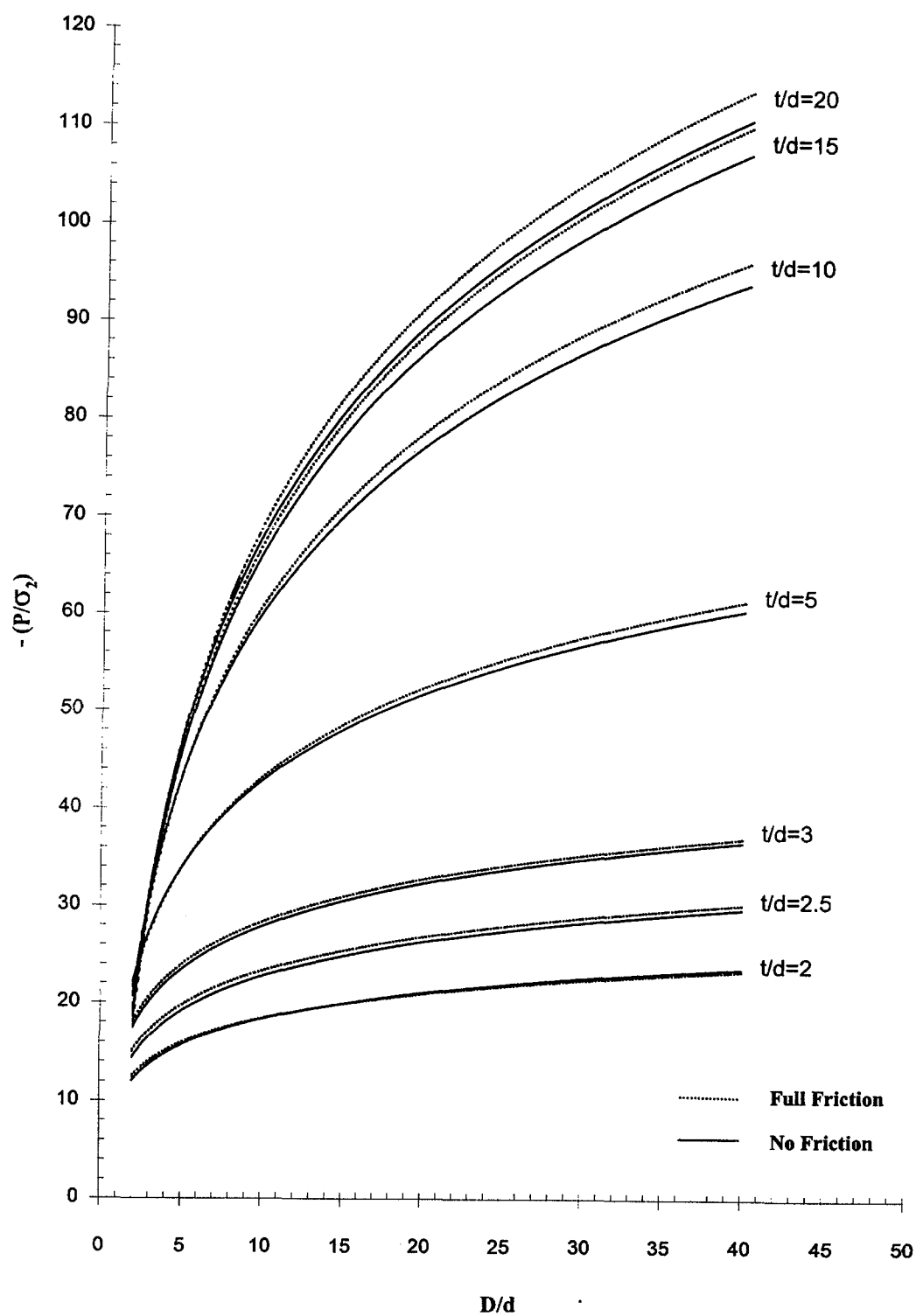


Figure 10 Normalized failure stress as a function of D/d , obtained from numerical analysis.

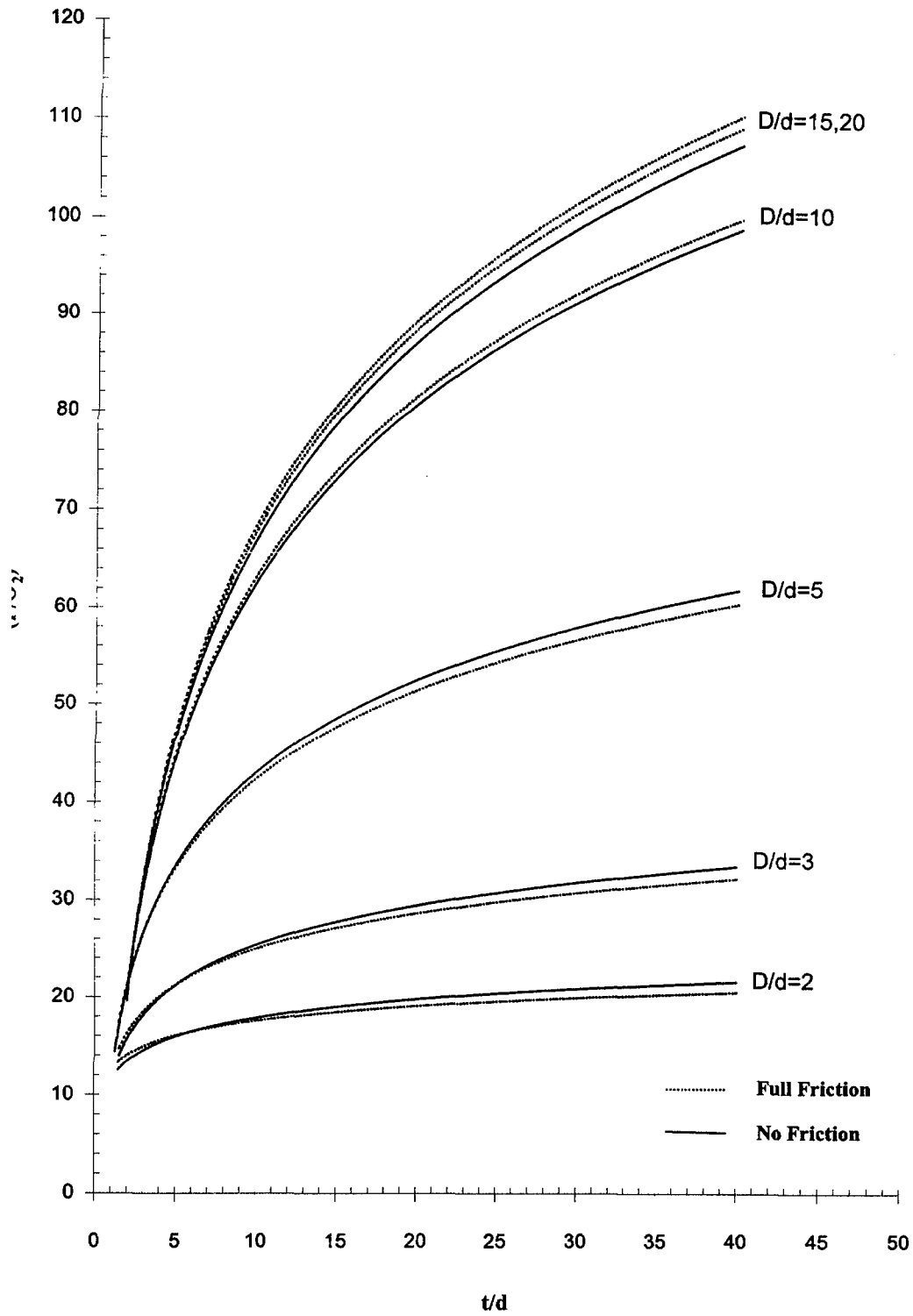


Figure 11 Normalized failure stress as a function of t/d , obtained from numerical analysis.

สัญญาเลขที่ RDG5/0001/2544

โครงการ “การคัดเลือกการทดสอบแบบจุดกด เพื่อกำหนดหาความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน”

สรุปรายงานความก้าวหน้าครั้งสุดท้าย

รายงานในช่วงตั้งแต่วันที่ 1 มิถุนายน 2544 ถึงวันที่ 15 ธันวาคม 2544

ชื่อหัวหน้าโครงการ : รศ.ดร.กิตติเทพ เพ็องขจร

หน่วยงาน : สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

วัตถุประสงค์ของโครงการ

1. เพื่อหาความสัมพันธ์ในเชิงปฏิบัติระหว่างการทดสอบแบบจุดกด กับความต้านทานแรงกด ความต้านแรงดึง และความยืดหยุ่นของหิน
2. ค้นหาความสัมพันธ์ในเชิงตัวเลขระหว่างขนาดของหินตัวอย่างกับการแพร่กระจายของความเค้น และความยืดหยุ่นของหินตัวอย่าง
3. เพื่อสร้างทฤษฎีใหม่ (สมการใหม่) เพื่อเชื่อมความสัมพันธ์ระหว่างแรงบนจุดกดกับความต้านแรงกดและแรงดึงของหินตัวอย่าง

รายละเอียดผลการดำเนินงานของโครงการตามแผนงานโดยสรุป (พอสังเขป)

กิจกรรม (ตามแผน)	ผลที่คาดว่าจะได้รับ (ตามแผน)	ผลการดำเนินงาน	หมายเหตุ
1. การค้นคว้าและศึกษา งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และการศึกษาขบวนการ ที่เกี่ยวข้องของ บริษัท	เอกสารอ้างอิงที่เกี่ยวข้องได้ถูกประมวล และสรุปเพื่อเน้นถึงเทคโนโลยีล่าสุดที่ เกี่ยวข้องกับการทดสอบแบบจุดกด ขบวนการทดสอบที่ได้ถูกดำเนินการโดย บริษัท ได้มีการศึกษาเพื่อให้ถ่ายทอด เทคโนโลยีนี้ให้มีประสิทธิภาพ	เสร็จสมบูรณ์เป็นไปตามแผน งานทุกประการ	
2. การเก็บและจัดเตรียม หินตัวอย่าง	มีการสำรวจพื้นที่เพื่อคัดเลือกตัวอย่างหิน ที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการทดสอบในการ สร้างทฤษฎีใหม่ หินตัวอย่างจะถูกจัด เตรียมโดยการเจาะและตัด เพื่อให้ได้ ขนาดและรูปร่างตามที่กำหนดไว้ในการ ทดสอบแต่ละชนิด	หลังจากที่ได้ตรวจสอบ คุณสมบัติของหินหลายชนิด หินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีได้ ถูกเลือกขึ้น เนื่องจากมีความ เป็นเนื้อเดียวกัน หินอ่อนนี้ได้ มีการเจาะและตัดเพื่อใช้ในการ การทดสอบที่เกี่ยวข้อง ซึ่ง ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์	

กิจกรรม (ตามแผน)	ผลที่คาดว่าจะได้รับ (ตามแผน)	ผลการดำเนินงาน	หมายเหตุ
3. การศึกษาทางด้าน ทฤษฎีของกลไกการ แตกของหิน	ใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลขเพื่อหาการ กระจายตัวของความเค้นในเนื้อหินตัว อย่างที่อยู่ระหว่างจุดกด และนำมาอธิบาย การแตกของหินในห้องปฏิบัติการ	ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์เป็น ไปตามแผนงาน	
4. การทดลองในห้อง ปฏิบัติการ	มีการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ เพื่อหา ความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของ หินตัวอย่าง 4 ชนิด ที่มีขนาดและรูปร่าง ต่างกัน	ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์	
5. การวิเคราะห์ผลการ ทดลอง	ได้ผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหิน ตัวอย่างต่อความต้านแรงกดและความต้าน แรงดึง และในที่สุดนำไปเชื่อมโยงกับผล ที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกดแบบปรับ เปลี่ยนเพื่อให้ได้ทฤษฎีใหม่เพื่อใช้ในการ คำนวณสำหรับการทดสอบแบบใหม่	ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์	
6. การประยุกต์ใช้ใน ขบวนการของบริษัท	ผลที่ได้จากโครงการนี้ได้มีการบรรยาย เพื่อถ่ายทอดความรู้ด้านเทคโนโลยีใหม่ ให้กับบริษัท GMT	ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์	
7. การสรุปผลและการ เขียนรายงาน	ผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมดจะถูกบันทึก และเขียนรายงานฉบับสมบูรณ์	ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์	

หมายเหตุ

กิจกรรม หมายถึง งานที่จะดำเนินการในช่วงเวลาดังกล่าว ตามที่ระบุไว้ในแผน
ผลที่คาดว่าจะได้รับ หมายถึง ผลที่คาดว่าจะได้รับจากการดำเนินงาน ในช่วงเวลาดังกล่าว ตามที่ระบุไว้ในแผน
ผลการดำเนินงาน หมายถึง งานที่ดำเนินการไปในช่วงเวลานั้นมีผลเกิดขึ้นอย่างไร เป็นไปตามวัตถุประสงค์
ของงานหรือไม่อย่างไร
หมายเหตุ* หมายถึง มีอุปสรรคในแผนงานดังกล่าวอย่างไร

ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะอื่น ๆ ต่อ สกว.

ไม่มี

ลงนาม.....

(หัวหน้าโครงการ)

วันที่..... 19 สค. 2544