



รายงานการวิจัย

การค้นคว้าทางทฤษฎีและปฏิบัติเพื่อหาความสัมพันธ์
ระหว่างดัชนีจุดกดของหินกับความต้านแรงกดและแรงดึงของหิน

**Theoretical and Experimental Assessment to Determine the
Relationships between Point Load Index and Compressive
and Tensile Strength of Rocks**

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็องขจร
สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2544
ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

กันยายน 2544

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2544 ซึ่งงานวิจัยนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจาก นางสาวกัลญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางปราณี สิทธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

กันยายน 2544

บทคัดย่อ

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้นำเสนอเพื่อใช้ผลของการทดสอบมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหินที่ปราศจากรอยแตก จุดประสงค์หลักของงานวิจัยคือการพัฒนาการทดสอบหินที่มีราคาถูกรวดเร็ว น่าเชื่อถือได้ และสามารถนำมาใช้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการได้ เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนจะคล้ายคลึงกับการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ยกเว้นแต่ว่าหัวกดจะมีลักษณะตัดเรียบทำให้พื้นที่หน้าตัดเป็นรูปร่างกลมแทนที่จะเป็นรูปครึ่งวงกลมเหมือนที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม ขนาดของหัวกดแบบใหม่จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5, 10, 15, 20, 25 ไปจนถึง 30 มิลลิเมตร ด้วยหัวกดแบบใหม่นี้จะทำให้มีลักษณะของการกดในตัวอย่างหินแบบใหม่ ซึ่งสามารถนำมาสัมพันธ์กับการทดสอบเพื่อหาความกดสูงสุดและความดันสูงสุดของหินได้ งานวิจัยนี้จะมีการสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์และการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อค้นหาสูตรแบบใหม่ที่จะนำมาใช้ในการคำนวณผลของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ชี้ให้เห็นว่าความดันที่จะทำให้ตัวอย่างหินแตกได้จะมีค่าสูงขึ้นถ้าตัวอย่างหินมีความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางมากขึ้น ค่าความดันดึงสูงสุดจะเกิดขึ้นใกล้กับหัวกดอยู่ที่ความลึกประมาณเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด การทดลองในห้องปฏิบัติการจะประกอบด้วยการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน และมีการทดสอบเพื่อหาแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนที่ได้มาจากจังหวัดสระบุรี โดยการจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินมากกว่า 400 ชิ้น ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียวระบุว่าค่าความกดสูงสุดที่หินจะรับได้จะมีค่าลดลงถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนระบุว่า ถ้าตัวอย่างหินมีความหนาน้อยกว่าสองเท่าของขนาดหัวกด หินจะแตกในลักษณะแรงกดเฉือน แต่ถ้าหินตัวอย่างมีความหนามากกว่าสามเท่าขึ้นไปของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดหินจะแตกแบบแรงดึง ผลที่ได้ชี้แนะว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินที่บางควรจะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุดของหิน และค่าที่ได้จากตัวอย่างหินที่มีความหนามากควรจะมาใช้เป็นตัวชี้วัดที่เกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน 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 MPL testing. The tensile strength predicted by the MPL also agrees reasonably well with the Brazilian tensile strength of the rocks.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญภาพ.....	ช
บทนำ	1
ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
วัตถุประสงค์.....	2
วิธีการดำเนินการวิจัย.....	3
ขอบเขตของการวิจัย.....	6
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	6
หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	7
บทที่ 1 ความเป็นมาของการทดสอบคุณสมบัติของหินแบบจุดกด	8
1.1 การพัฒนาการทดสอบแบบจุดกด.....	8
1.2 ข้อจำกัดของดัชนีจุดกด.....	11
บทที่ 2 แนวคิดของการวิจัย	12
บทที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	14
3.1 การเก็บและการจัดเตรียมหินตัวอย่าง.....	14
3.2 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว.....	28
3.3 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบ Brazilian Test.....	44
3.4 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม.....	51
3.5 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	57
บทที่ 4 การศึกษาทางด้านทฤษฎี	73

	หน้า
บทที่ 5 การวิเคราะห์ผลของการศึกษา.....	102
บทที่ 6 การวิจารณ์.....	108
บทที่ 7 บทสรุป.....	110
บรรณานุกรม.....	111
ประวัติผู้วิจัย.....	116

สารบัญตาราง

ตารางที่

1	ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกด ในทางเดียว (Uniaxial Compressive Strength Test).....	22
2	ผลการทดสอบแบบการกดแกนเดียว เพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของ หินตัวอย่าง.....	30
3	ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมเพื่อทดสอบความต้านแรงดึงสูงสุด แบบ Brazilian (Brazilian tensile strength test).....	46
4	ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบ Brazilian.....	47
5	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม.....	53
6	คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นสี่เหลี่ยมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกด แบบปรับเปลี่ยน.....	68
7	คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นกลมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบ ปรับเปลี่ยน.....	69
8	คุณลักษณะของแบบจำลอง 15 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของความหนาของ ตัวอย่างหิน ทุกแบบจำลองมีเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกด $d = 5 \text{ mm}$	74
9	การเปรียบเทียบผลของ σ_c และผลที่ได้จากการคาดคะเน โดย MPL และ CPL testing.....	107

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
1 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกส่งตัดมา มีขนาด 10×12×12 ลูกบาศก์นิ้ว.....	15
2 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะ มีขนาดผันทันแปรจาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว.....	16
3 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะ ที่มีขนาด 2 นิ้ว.....	17
4 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับ การทดสอบแต่ละชนิด.....	18
5 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ.....	19
6 หินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว แต่มี L/D ratio ต่างกัน ถูกจัดเตรียมเพื่อหา ผลกระทบของรูปร่างต่อความต้านแรงกดสูงสุด.....	20
7 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบ แบบการกดในแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่าง.....	21
8 ตัวอย่างหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ กำลังถูกวัดอยู่ในเครื่อง ELE-ADR2000 ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test).....	23
9 ตัวอย่างของหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ ถูกติดตามแนวแกนจนแตก แบบ Extension Failure.....	24
10 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.0$	25
11 Shear failure ที่เกิดจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.5$ พื้นระนาบของแนวเฉือนทำมุมประมาณ 30° กับแกนของหิน ตัวอย่าง.....	26
12 การแตกเป็นรูปกรวย (Cone) ของหินอ่อนที่เกิดจากการกดในแกนเดียว หินตัวอย่าง มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 1.0$	27

ภาพที่	หน้า
13	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง..... 31
14	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..... 32
15	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..... 33
16	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..... 34
17	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.25 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm 35
18	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm..... 36
19	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.75 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm 37
20	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm..... 38

ภาพที่	หน้า	
21	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	39
22	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	40
23	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm.....	41
24	ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น α นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า α และ D.....	42
25	ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น β นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า β และ D.....	43
26	ค่าความต้านแรงกดสูงสุด นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในแต่ละ L/D ได้ใช้ค่าเฉลี่ยที่ทดสอบได้จากหินทุกขนาด (ทุกเส้นผ่าศูนย์กลาง) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ (หรือสัมประสิทธิ์ของความถี่เชิงเนื่อง) ของสมการยกกำลังระหว่างค่า σ_c กับค่า L/D มีค่าดีขึ้นเมื่อเทียบกับรูปที่ 13 ถึงรูปที่ 16.....	45
27	ตัวอย่างของหินอ่อนบางส่วนที่มีขนาดต่างกัน แต่ L/D คงที่เท่ากับ 0.5 ถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการทดสอบแบบ Brazilian test.....	48
28	หินตัวอย่างถูกนำมาใส่ในเครื่องกดเพื่อทดสอบแบบ Brazilian test หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วน.....	49
29	บางส่วนของหินตัวอย่างในหลายขนาดซึ่งได้ทดสอบแบบ Brazilian test แล้วหินตัวอย่างมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือตามแนวการกด.....	50
30	ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian test ของตัวอย่างหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (σ_b) ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D).....	52
31	เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์.....	54

ภาพที่	หน้า	
32	การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load testing) ตัวอย่างหินอ่อน รูปทรงกระบอกถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75.....	55
33	ตัวอย่างหินอ่อนที่มีความหนาต่างกัน หลังจากถูกทดสอบโดยการกดให้แตกโดยใช้ วิธีจุดกดแบบดั้งเดิม.....	56
34	ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณ โดยใช้สมการ $I_p = P/t^2$	58
35	ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณ โดยใช้สมการ $I_p = P/(D.t)$	59
36	เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 mm และ 10 mm หัวของหัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็น หัวตัดเรียบ.....	60
37	หัวกดแบบปรับเปลี่ยนที่สร้างขึ้นมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm.....	61
38	องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หินตัวอย่าง รูปแผ่นกลมถูกกดตามแนวแกน.....	63
39	ตัวอย่างของหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสถูกกดที่จุดกึ่งกลางของแผ่น ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน.....	64
40	ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ ต่างกัน.....	65
41	ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมถูกกดแตกโดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ใน บริเวณนี้.....	66
42	ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมขนาดต่าง ๆ กัน หลังจากทดสอบด้วยจุดกดแบบ ปรับเปลี่ยน.....	67
43	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลม ที่มีอัตราส่วนของความหนาคือเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	70
44	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยม ที่มีอัตราส่วนของความกว้างคือเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน.....	71

ภาพที่		หน้า
45	แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ถูกสร้างขึ้นเพื่อศึกษาการกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจาก Symmetry planes ในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง 1/4 ส่วนของหินตัวอย่างทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย.....	75
46	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 mm	77
47	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 mm.....	78
48	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 10 mm.....	79
49	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 15 mm.....	80
50	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20 mm.....	81
51	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 30 mm.....	82
52	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 40 mm.....	83
53	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 100 mm.....	84

ภาพที่	หน้า
54	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 5 mm..... 85
55	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 10 mm..... 86
56	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 15 mm..... 87
57	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 25 mm..... 88
58	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 50 mm..... 89
59	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 75 mm..... 90
60	Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 100 mm..... 91
61	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากที่สุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง..... 92
62	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง..... 93

ภาพที่	หน้า	
63	การกระจายตัวของผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุด และความเค้นหลักน้อยสุด ($\sigma_1 - \sigma_2$) ตามแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ผลต่างสูงสุดจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับหัวกด.....	94
64	การกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดหรือความเค้นในแนวนอนที่คำนวณมาจาก หินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ ความกดเท่ากับ P โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวนอนนี้จะมีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio.....	96
65	การกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุดหรือความเค้นในแนวตั้งที่คำนวณมาจาก หินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ ความกดเท่ากับ P โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวตั้งนี้จะไม่ผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio.....	97
66	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มี อัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเท่ากับ P.....	98
67	การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มี อัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเท่ากับ P.....	99
68	ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นใน แนวนอน (σ_x หรือ σ_y) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ v/d	100
69	ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นใน แนวนอน (σ_x หรือ σ_y) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d	101
70	ส่วนหนึ่งของตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ สำหรับการทดสอบจุดกดแบบ ปรับเปลี่ยน.....	103
71	การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified point load testing) ของตัวอย่างหินปูน เขาสมโภชน์.....	104
72	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินปูนเขาสมโภชน์ ค่า P นำมา แสดงในฟังก์ชันของอัตราส่วน D/d	105
73	ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินปูนเขาสมโภชน์ ค่า P นำมา แสดงในฟังก์ชันของอัตราส่วน v/d	106

บทนำ

ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในการก่อสร้างหรือโครงการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ และ วิศวกรรมโยธาที่เกี่ยวข้องกับทางด้านฐานรากในชั้นหิน ข้อมูลที่เกี่ยวกับคุณสมบัติและพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของหินที่นำมาใช้หรือที่เกี่ยวข้องจะมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อมูลเหล่านี้จะเป็นองค์ประกอบขั้นพื้นฐานที่วิศวกรจะนำมาใช้ในการวิเคราะห์และการออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ เช่น อุโมงค์ เขื่อน ถนน เขื่อนกั้น คลองชลประทาน และฐานรากของสะพานหรืออาคารใหญ่ ๆ ที่ก่อสร้างในชั้นหิน

ค่าใช้จ่ายที่จะต้องทุ่มเทไปเพื่อให้ได้ข้อมูลเหล่านี้จะค่อนข้างสูงมาก โดยประมาณจะอยู่ในระดับ 3-7% ของงบประมาณทั้งหมดของโครงการ ค่าใช้จ่ายเหล่านี้จะรวมไปถึงการขุดเจาะแบบ Coring เพื่อให้ได้มาซึ่งหินตัวอย่างที่มีรูปทรงกระบอกตามข้อกำหนด (Specifications) การเตรียมหินตัวอย่างในห้องทดลองซึ่งจะรวมไปถึงการตัดและการฝน (Cutting and Grinding) และการทดลองด้วยเครื่องมือที่มีราคาแพง รูปแบบของการทดลองหลัก ๆ ก็คือการกดในแกนเดียวและในสามแกน (Uniaxial และ Triaxial Compression Test) และการทดสอบแบบดึง (Brazilian Tensile Strength Test) การทดลองเช่นนี้ก็เพื่อให้ได้มาซึ่งผลลัพธ์ทางด้านความต้านทานในแรงกด ความต้านทานในแรงดึง และความยืดหยุ่นของหิน (Elastic Modulus)

การลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบนี้จึงมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับประเทศไทยซึ่งกำลังตกอยู่ในสถานะเศรษฐกิจตกต่ำ และในขณะเดียวกันยังต้องดำเนินโครงการใหญ่ ๆ ทางด้านวิศวกรรมธรณีเพื่อให้เกิดการพัฒนาประเทศเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

การทดสอบคุณสมบัติของหินง่าย ๆ อีกแบบหนึ่งได้มีการออกแบบขึ้นเรียกว่าการทดสอบแบบจุดกด (Point Load Testing) คือการทดลองแบบใช้แรงกดเป็นจุดสองข้างของหินตัวอย่าง การทดสอบแบบนี้จะอนุญาตให้หินตัวอย่างมีรูปแบบต่าง ๆ กันโดยไม่กำหนดรูปร่างที่เป็นทรงกระบอก คือเป็นรูปร่างแบบไม่สม่ำเสมอ (Irregular shape) ได้ การทดสอบแบบนี้จะมีราคาถูกกว่าแบบที่กล่าวข้างต้นอย่างมาก แต่ว่าผลการทดสอบจะค่อนข้างไม่แน่นอน และไม่สามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างได้โดยตรง เพราะผลที่ได้รับจะเป็นแค่ดัชนีเท่านั้น (Point Load Index) อย่างไรก็ตามได้มีคณะผู้วิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ เช่น Broch and Franklin (1972), Brook (1993), Reichmuth (1968) Turk and Dearman (1986) and Miller (1965) ได้พยายามกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกด (Point Load Index) กับความต้านแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial Compression Strength) ของหิน แต่ว่าความสัมพันธ์อันนี้ก็ค่อนข้างไม่แน่นอน และมีความเบี่ยงเบนและผิดพลาดของค่าดัชนีอย่างมากมา

ผู้วิจัยที่เสนอ โครงการนี้มีข้อขัดแย้งหลายประการเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง คำนีจุดกดกับความต้านแรงกดในแกนเดียว ที่ได้ถูกเสนอมาโดยกลุ่มผู้วิจัยที่กล่าวข้างต้น ข้อขัดแย้ง ประเภทที่ 1 คือ Point Load Index หรือค่านีจุดกดควรจะมีความสัมพันธ์กับ Tensile Strength ของ หินมากกว่า กับ Uniaxial Compressive Strength เพราะว่ากรณีที่ค่านีจุดกดมีผลกระทบมาจากขนาด ของหินตัวอย่าง เมื่อหินตัวอย่างมีขนาดใหญ่ขึ้นค่านีจุดกดก็จะมีค่าลดลง เนื่องจากเป็นที่รู้กันดีว่า ผลกระทบจากขนาดของหินตัวอย่างจะมีมากที่ต่อเมื่อหินนั้นมีกลไกการแตกเป็นแรงดึง (Tension) แต่ ผลกระทบจะมีน้อยมากเมื่อกลไกการแตกของหินเป็นแบบแรงกด (Compression) กฎเกณฑ์นี้ได้มีการ ยืนยันโดยนักวิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ (Jaeger and Cook, 1979, Lundborg, 1977, Kaczynski, 1986) ดังนั้นการที่ Brook (1977, 1979, 1983, 1993) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง Point Load Strength กับ Uniaxial Compressive Strength จึงอาจจะเป็นการไม่เหมาะสม

ข้อขัดแย้งอีกประการหนึ่งคือ ในการทดลองโดยใช้ Point Load Testing จะเกิด Compressive Shear Zone เกิดขึ้นในบริเวณที่ติดกับตัวแท่นกด (Loading Platen) หินใน zone นี้จะ แตกในลักษณะแรงกดที่อยู่ในสองหรือสามแกน (Biaxial or Triaxial Compressive Shear Failure) ดังนั้นค่า Point Load Index ควรจะเกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ที่อยู่ใน 2 หรือ 3 แกน (Biaxial or Triaxial Compressive Strength) มากกว่าที่จะเกี่ยวกับการแตกภายใต้แรงกดในทิศทางเดียว (Uniaxial Compressive Strength)

จากข้อขัดแย้งที่กล่าวมาแล้วบวกกับความพยายามที่จะลดค่าใช้จ่ายในการทดสอบ คุณสมบัติของหิน เพื่อช่วยเศรษฐกิจของประเทศ ผู้วิจัยจึงเสนอที่จะพัฒนาทฤษฎีใหม่เพื่อให้ได้มา ซึ่งคุณสมบัติของหินที่ถูกต้องและครบถ้วน โดยการทดลองด้วยวิธี Modified Point Load (MPL) Testing ที่ได้มีการดัดแปลงรูปหน้าตัดของตัว Loading Platen เพื่อว่าทฤษฎีใหม่จะได้ถูกนำมา ประยุกต์ใช้ในการอธิบายกลไกของการเปลี่ยนรูปและการแตกของหิน และในที่สุดก็เพื่อคำนวณหา ค่า Compressive Shear Strength และ Tensile Strength จากผลการทดลองโดยใช้วิธี Modified Point Load Testing ที่เสนอมาในโครงการนี้

วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของโครงการนี้ คือ เพื่อค้นหาวิธีการทดสอบในรูปแบบใหม่ให้มีค่าใช้จ่าย ถูกกว่าเดิม เพื่อใช้ในการวัดคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหิน คุณสมบัติของหินที่เกี่ยวข้องนี้คือ ความต้านแรงกด (Compressive Strength) และความต้านแรงดึง (Tensile Strength) คุณสมบัติเหล่านี้ จะนำมาใช้เพื่อการออกแบบทางด้านวิศวกรรมธรณีที่เกี่ยวข้อง เช่น การสร้างเขื่อน อุโมงค์ ดัดถนน รากฐานของอาคารหรือสะพานใหญ่ ๆ เหมืองบนดินและใต้ดิน วิธีการทดสอบใหม่นี้จะเรียกในที่นี้ว่า

เป็น Modified Point Load (MPL) Testing ซึ่งจะมีการพัฒนาทฤษฎีใหม่มาเป็นองค์ประกอบ เพื่อใช้ในการอธิบายผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบ

จุดประสงค์เฉพาะ (Specific Objectives) ของโครงการนี้ประกอบด้วย

1. ค้นหาความสัมพันธ์ระหว่างจุดกด (Point Load) บนพื้นราบกับความต้านทานแรงกด ความต้านแรงดึง และความยืดหยุ่นที่อยู่ใต้จุดกดในพื้นที่ราบ
2. ค้นหาความสัมพันธ์ในเชิงตัวเลขระหว่างขนาดของหินตัวอย่างภายใต้จุดกดกับการแพร่กระจาย (distribution) ของความเค้นในแนวกด ความเค้นในแนวตั้ง และความยืดหยุ่นของหินตัวอย่าง
3. สร้างทฤษฎีใหม่ (สมการใหม่) เพื่อเชื่อมต่อระหว่างความสัมพันธ์ทั้งหมดในข้อ 1 และ 2
4. ทำการตัดแปลงหน้าตัดของแท่นกด (Loading Platen) เพื่อให้เหมาะสมกับทฤษฎีใหม่ที่สร้างขึ้น
5. ทำการทดสอบโดยใช้ Point Load Tester ที่มีการตัดแปลงในข้อ 4 เพื่อนำมาใช้เป็นตัวอย่างการศึกษาและเพื่อความสัมพันธ์ในข้อ 3 ออกมาเป็นเชิงตัวเลข
6. ทำการคำนวณโดยใช้ Computer โดยวิธี Finite Element Analysis เพื่อยืนยันความถูกต้องและแม่นยำของทฤษฎีใหม่ที่พัฒนาขึ้นในข้อ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยจะแบ่งเป็น 5 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนได้แสดงดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 : การค้นคว้าเกี่ยวกับการวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวกับการทดสอบแบบจุดกด (Point Load Testing) และกลไกการแตกของหินโดยจุดกดจะนำมาศึกษาและค้นหาข้อสรุปเพื่อที่จะได้ว่า การวิจัยทางด้านนี้ได้คืบหน้าไปเท่าใด และผลของงานวิจัยเหล่านี้จะมีประโยชน์อย่างไรต่องานวิจัยที่นำมาเสนอ ชื่อของสิ่งตีพิมพ์เหล่านี้จะนำมาแสดงโดยละเอียดในรายงานขั้นสุดท้าย ซึ่งจะเขียนในรูปแบบของ Bibliography

ขั้นตอนที่ 2 : การศึกษาทางด้านทฤษฎีของกลไกการแตกของหิน

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

ในแนวทางที่ 1 นั้น ก่อนที่จะตั้งข้อสมมติฐานสำหรับทฤษฎีใหม่และการทดลองแบบใหม่ (Modified Point Load Testing) ผู้วิจัยจะต้องเข้าใจถึงทฤษฎีเบื้องต้น ข้อสมมติฐาน (Assumptions) และข้อจำกัด (Limitations) ของทฤษฎีที่ได้ถูกเสนอมานแล้ว ยกตัวอย่างเช่น ทฤษฎีของการแพร่กระจายของความเค้น (Stress Distribution) ของหินที่อยู่ใต้แท่นกด ความรู้เหล่านี้จะเป็นประโยชน์ในการสร้างทฤษฎีใหม่ และประดิษฐ์เครื่องทดลองแบบใหม่ และในที่สุดจะสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดของแท่นกับแรงกดตัวในหิน ความสัมพันธ์เหล่านี้จะนำมาเกี่ยวข้องกับขนาดของหินตัวอย่าง หรืออีกนัยหนึ่งจะเกี่ยวข้องกับระยะห่างระหว่างแท่นกดด้านบนและด้านล่างของหินตัวอย่าง สมการข้างล่างนี้จะแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ที่กล่าวข้างต้น

$$P = f\{\sigma_c, \sigma_t, E, d, a\}$$

โดยที่

P = แรงกดในแท่นกดของ Point Load

σ_c = ความสามารถด้านแรงกด (Compressive Strength) ของหิน

σ_t = ความสามารถด้านแรงดึง (Tensile Strength) ของหิน

E = ความยืดหยุ่น (Elasticity) ของหิน

d = ระยะห่างระหว่างแท่นกดของ Point Load

a = เส้นผ่าศูนย์กลาง (Diameter) ของแท่นกด

ในแนวทางที่ 2 ของขั้นตอนนี้จะใช้วิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Desai and Siriwardane, 1984) เข้ามาช่วยเพื่อให้เข้าใจการกระจายตัวของความเค้นในแนวคดและในแนวตั้งในหินตัวอย่าง การทำแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์นี้จะช่วยให้เข้าใจได้ว่าผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างจะมีอย่างไรต่อการแตกของหินตัวอย่างภายใต้จุดกด และจะยืนยันได้ว่าการพัฒนาทางด้านทฤษฎีในแนวทางที่ 1 ได้ทำอย่างถูกต้อง หรือจะสามารถบอกได้ว่าทฤษฎีที่ได้พัฒนามานั้นมีข้อจำกัดและข้อสมมติฐานอย่างไรบ้าง

คอมพิวเตอร์โปรแกรมที่จะนำมาใช้ชื่อ GEO ซึ่งได้ถูกพัฒนาโดย Fuenkajorn and Serata (1993) และ Serata and Fuenkajorn (1992a, b) แผนภูมิของการแพร่กระจายของความเค้นจะนำมาเสนอในรูปของ graph จากการคำนวณจากหินตัวอย่างที่มีขนาดต่างกันและมีระยะทางระหว่างจุดกดต่างกัน

ขั้นตอนที่ 3 : การทดลองในห้องปฏิบัติการ

การทดลองในห้องปฏิบัติการจะแบ่งเป็น 3 ชนิด 1) การทำ Point Load Testing 2) การทำ Uniaxial Testing 3) การทำ Brazilian Tensile Testing หินตัวอย่าง 1 ชนิด จะถูกเลือกมา เช่น หินปูนหรือหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรี

ในการทดลองแต่ละชนิดจะใช้หินตัวอย่างที่มีขนาดต่างกัน ซึ่งจะแปรจาก 1 นิ้วไป ถึง 4 นิ้วของเส้นผ่าศูนย์กลาง ผลการทดลองจาก Point Load Testing ด้วยการใช้หินตัวอย่างที่มี ขนาดต่างกันจะสามารถบ่งบอกได้ว่า หินที่มีขนาดใดจะมีความเกี่ยวข้องกับความต้านแรงกด (Compressive Strength) และหินที่มีขนาดใดจะมีความเกี่ยวข้องมากกว่ากับความต้านแรงดึง (Tensile Strength) ดังนั้น จะสามารถกำหนดในเชิงตัวเลขได้ว่าหินแต่ละชนิดจะมีจุดแบ่งระหว่างความต้าน แรงดึงและความต้านแรงกดที่ต่างกัน เหตุที่สามารถบอกได้ก็เพราะว่าใช้ทฤษฎีที่พัฒนาในขั้นตอนที่ 2 และผลการทดลองจากการทำ Uniaxial Testing และ Brazilian Tensile Testing เข้ามาเป็นตัวชี้แนะ

ขั้นตอนที่ 4 : การวิเคราะห์ผลการทดลอง

ผลการทดลองที่ได้จากขั้นตอนที่ 3 จะนำมาตรวจสอบทางด้านความเชื่อถือได้ (Reliability) ของข้อมูล และจะตรวจสอบความสัมพันธ์ทางด้านสถิติ เมื่อตรวจสอบได้แล้วจะนำมา สร้างทฤษฎีใหม่ (คือสร้างความสัมพันธ์ทางด้านคณิตศาสตร์) และการเสนอการทดสอบในห้อง ทดลองแบบใหม่ การทดลองแบบใหม่นี้คาดว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงในรูปแบบของหัวของแท่นกด เพื่อให้มีขนาดที่เหมาะสม จะมีขนาดใดนั้นจะขึ้นกับผลการวิจัยที่เสนอมานี้

ส่วนผลกระทบในเรื่องขนาดของตัวอย่าง (Size Effect) ก็จะถูกศึกษาทางด้านสถิติ (Ghosh et al., 1995, Lundborg (1967)) และทางด้านการคาดคะเน (Prediction) (Fuenkajorn and Daemen, 1986, 1991a, 1992) ด้วยวิธีนี้ผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างก็จะสามารถนำมารวมกับ ความสัมพันธ์ของความเค้นได้ในเชิงตัวเลขที่แน่นอน ส่วนเรื่องการแปรปรวนที่มีผลมาจากลักษณะ การไม่เป็นเนื้อเดียวกันของหิน (Non-homogeneous) ก็จะถูกนำมาศึกษาเพื่อแก้ไขความสัมพันธ์ที่ กล่าวข้างต้น การแก้ไขนี้จะใช้วิธีที่เสนอโดย (Fuenkajorn and Daemen, 1992)

ขั้นตอนที่ 5 : การสรุปผลและการเขียนรายงาน

การศึกษาทางด้านทฤษฎี ทางด้านปฏิบัติ การคำนวณด้วยคอมพิวเตอร์ การพัฒนา ทฤษฎีใหม่ และการทดลองแบบใหม่จะนำมาสรุปในรายงานเพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ นอก จากนั้นแล้วผลการวิจัยขั้นนี้จะนำตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติ เพื่อเผยแพร่ความรู้และรับข้อเสนอแนะ ในหมู่นักวิชาการทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมโยธา และทางด้านธรณีวิทยา ประยุกต์

ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยที่เสนอมานี้จะถูกจำกัดในทางด้านขนาดของหินตัวอย่าง ด้านสิ่งแวดล้อมของการทดลอง ด้านชนิดของหินตัวอย่าง และด้านตัวแปรบางตัวของทดลอง (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)

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์โดยตรงที่จะได้รับจากผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีทั้งทางด้านเศรษฐกิจและทางด้านวิชาการ

ทางด้านเศรษฐกิจ

ลดค่าใช้จ่ายทางด้านทดสอบคุณสมบัติของหิน การทดสอบโดยใช้วิธีใหม่และทฤษฎีใหม่จะประหยัดค่าใช้จ่ายได้ประมาณ 80-90% กล่าวคือ การทดสอบโดยวิธีเดิม เช่น Uniaxial and Triaxial Testing และ Brazilian Tensile Testing จะต้องมีการขุดเจาะเอาหินตัวอย่างที่เป็น core (ลักษณะเป็นรูปทรงกระบอก) ซึ่งในแต่ละหลุมเจาะจะใช้ค่าใช้จ่ายไม่ต่ำกว่า 1-2 ล้านบาท เป็นอย่างต่ำ อีกทั้งค่าใช้จ่ายเกี่ยวกับการเตรียมหินตัวอย่างเพื่อให้มีรูปร่างตามข้อกำหนดมาตรฐาน (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) ขึ้นอยู่กับลักษณะและปริมาณข้อมูลที่ต้องการ

ด้วยวิธีใหม่และใช้ทฤษฎีใหม่หินตัวอย่างจะไม่มีการเตรียมใด ๆ ทั้งสิ้น ขนาดของหินก็สามารถสกัดออกมาจากหินโผล่ (Outcrop) โดยใช้ค้อนธรรมดา รูปร่างของหินตัวอย่างสามารถเป็นก้อนที่ไม่มีรูปแบบได้ (Irregular shape) จำนวนของหินตัวอย่างที่นำมาทดสอบด้วยวิธีใหม่นี้ก็

สามารถเพิ่มจำนวนมากขึ้นได้เพราะค่าใช้จ่ายในการทดสอบจะต่ำมาก ค่าใช้จ่ายต่อ 1 หินตัวอย่างก็จะมีราคาต่ำคือจะมีราคาน้อยกว่า 100 บาทต่อ 1 หินตัวอย่าง

ทางด้านวิชาการ

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

หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชน รวมไปถึงสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา

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

เช่นเดียวกันหน่วยงานในภาคเอกชนจะประกอบด้วย บริษัทที่ประกอบการทางด้าน การก่อสร้างในชั้นหิน เช่น บริษัทที่ปรึกษา บริษัทผู้รับเหมา บริษัทผู้ออกแบบและบริษัทที่ให้บริการการทดสอบคุณสมบัติของหิน

ส่วนสถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา จะสามารถนำข้อเสนอทางด้านทฤษฎีใหม่นี้ไปใช้โดยตรง ไปทำการศึกษาคือ หรือไปทำการปรับปรุงเพื่อให้มีความแม่นยำและถูกต้องมากขึ้น หรือเพื่อนำไปประยุกต์ให้มีข้อจำกัดของทฤษฎีน้อยลง การปรับปรุงทฤษฎีนี้จะสามารถทำได้ในระดับการศึกษาชั้นสูง เช่น บัณฑิตศึกษา เป็นต้น

บทที่ 1

ความเป็นมาของการทดสอบคุณสมบัติของหินแบบจุดกด

เนื้อหาในบทนี้จะเสนอผลและข้อสรุปที่ได้จากการทบทวนเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแบบจุดกดที่ได้ทำมาแล้วในอดีตถึงปัจจุบัน ผลงานวิจัยส่วนใหญ่จะเป็นงานวิจัยที่ดำเนินการในต่างประเทศ ข้อสรุปในบทนี้จะเน้นไปที่ประวัติความเป็นมาของการทดสอบหินแบบจุดกด ประเด็นใหม่ ๆ ที่เกี่ยวข้องหรือที่มีผลกระทบต่อผลของการทดสอบ การคำนวณและการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหิน และท้ายสุดคือข้อจำกัดของดัชนีจุดกดที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งจะนำไปสู่การพัฒนาวิธีการทดสอบแบบใหม่และทฤษฎีใหม่ที่เสนอมานี้

1.1 การพัฒนาการทดสอบแบบจุดกด

การทดสอบ Point Load Testing เพื่อหาค่าดัชนี (Index) ของหิน ได้มีการวิวัฒนาการมาอย่างต่อเนื่องเกือบ 30 ปี เริ่มต้นจาก Broch and Franklin (1972), Wijk (1980), Brook (1985), Brook (1993) จนมาถึงการตั้งการทดสอบนี้เป็นการทดสอบอย่างมาตรฐานในอเมริกาตาม ASTM D5731 ในปี 1995 ความสัมพันธ์ระหว่างผลที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกด (Point Load Index) กับความต้านแรงกด (Compressive Strength) ได้ถูกตั้งขึ้นโดยผู้วิจัยข้างต้นนี้ โดยอาศัยเพียงข้อมูลทางสถิติของการทดสอบหินหลายชนิดเท่านั้น ยังไม่มีการวิจัยของประเทศใดหรือของผู้วิจัยท่านใดที่ได้พยายามค้นหาเบื้องหลังทางด้านกลศาสตร์ที่จะเข้าใจถึงการแตกของหินภายใต้จุดกด

Brook (1985) ได้ชี้ให้เห็นถึงผลกระทบของขนาดและรูปร่างต่อผลที่ได้จากการทดสอบแบบดัชนีจุดกด และได้เสนอว่าเพื่อเป็นการเปรียบเทียบอย่างมาตรฐาน ดัชนีจุดกดไม่ว่าจะได้มาจากหินตัวอย่างที่มีรูปร่างแบบใด ควรจะถูกปรับเปลี่ยนและแสดงให้อยู่ในระบบที่เทียบเท่ากับหินตัวอย่างที่มีพื้นที่คามแนวจุดกดที่เท่ากับ 500 mm² หรือเทียบเท่ากับหินทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 1 นิ้ว ทั้งนี้เพื่อที่จะให้ค่าเหล่านี้ที่ได้มาจากหินชนิดที่ต่างก็นำมาเปรียบเทียบกันได้ โดยที่ผลกระทบของขนาดและรูปร่างจะถูกกลดลงเหลือน้อยที่สุด เพื่อให้เป็นแนวทางในการปรับเปลี่ยนค่าดัชนีจุดกดดังกล่าว Brook (1985) ได้เสนอสมการในรูปยกกำลังอย่างง่าย ๆ โดยให้ค่าดัชนีจุดกดอยู่ในรูปของสมการยกกำลังของเส้นผ่าศูนย์กลาง และความหนา (ระยะห่างระหว่างจุดกด) ของตัวอย่างหิน โดยมีค่าคงที่ ซึ่งเป็นสมบัติของเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนา Brook ยังได้เห็นถึงผลกระทบของความอ่อนและความแข็งของตัวอย่างหินต่อการทดสอบแบบจุดกด ดังนั้นเขาได้

เสนอสมการที่ต่างกันเพื่อใช้กับวัสดุหรือตัวอย่างหินที่เหมาะสม อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์ที่นำมาใช้ในแต่ละสมการหรือในแต่ละชนิดของหินก็จะต้องนำมาจากผลการทดสอบ

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

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

Chau and Wong (1996) ได้ประมวลข้อมูลทางด้านดัชนีจุดกดจากผลงานของผู้วิจัยอื่น ๆ หลายท่านที่ได้ถูกตีพิมพ์ไว้แล้ว จุดประสงค์ของการวิเคราะห์ข้อมูลเหล่านี้ก็เพื่อที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกด (I_c) และ Uniaxial compressive strength (σ_c) ของหินหลายชนิด ผลที่ได้บ่งบอกว่าค่าความสัมพันธ์ $\sigma_c = 24 I_c$ นั้นอาจจะไม่ถูกต้องและแม่นยำตามที่นักวิจัยหลายท่านได้เข้าใจกันมาในอดีต ค่าอัตราส่วน 24 เท่าเป็นเพียงการประเมินอย่างคร่าว ๆ จากการสำรวจหินตัวอย่างหลายชนิดพบว่าอัตราส่วนนี้สามารถผันแปรจาก 6.2 ไปจนถึง 105 ได้ Chan and Wong (1956) ได้สรุปการผันแปรของค่าอัตราส่วนนี้จะขึ้นกับปัจจัยสี่ประการคือ 1) ค่าความต้านความเค้นในแนวดึงสูงสุดของหิน (Tensile strength) 2) ค่าอัตราส่วน Poisson's ratio 3) ความยาวของหินตัวอย่าง

และ 4) เส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่าง ในท้ายสุด Chan and Wong (1996) ก็ยังสามารถสรุปในเชิงตัวเลข ได้อย่างชัดเจนว่าค่าความเค้นในแนวคดสูงสุดควรจะมีความสัมพันธ์กับค่าดัชนีจุดคคอย่างไร สำหรับหินแต่ละชนิด

Butenuth (1997) ได้วิเคราะห์ผลของการทดสอบแบบจุดคคที่ได้ถูกตีพิมพ์โดยนักวิจัยผู้อื่น การวิเคราะห์ของ Butenuth (1997) นี้ได้คำนวณผลการทดลองในรูปของแรงกค และนำมาสัมพันธ์ทั้งพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากจุดคค ซึ่งจะต่างกับผู้อื่นซึ่งใช้ผลการทดลองในรูปของความคั้น หรือความเค้น Butenuth สรุปว่าแรงสูงสุดที่กคลงบนหินตัวอย่างในขนาดที่ต่าง ๆ กัน (ระยะห่างระหว่างจุดคคที่ต่างกัน) จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับพื้นที่ของรอยแตกที่เกิดจากการกคในหินตัวอย่างแต่ละขนาด ความสัมพันธ์นี้จะสามารถนำไปอธิบายผลที่ได้จากการทดสอบความต้านแรงคคของหินที่มีขนาดของหินตัวอย่างต่าง ๆ กันด้วย อย่างไรก็ตาม Butenuth มิได้ให้ความสัมพันธ์ของผลที่ได้จากจุดคคกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบเพื่อหาความต้านแรงคค และความต้านแรงกคสูงสุด

Wei et al. (1999) และ Chau and Wei (1999) ได้พัฒนาสมการจากคณิตศาสตร์ชั้นสูง และได้สร้างแบบจำลองเพื่อคำนวณเชิงตัวเลข เพื่อใช้ในการอธิบายถึงการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดคคในหินตัวอย่างที่มีรูปทรงกระบอกและถูกกคตามแนวแกน สมการนี้ได้เผยถึงประเด็นสำคัญอันหนึ่งคือ ความเค้นในแนวคคมิได้เกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของหินตัวอย่างตามที่เคยเข้าใจในอดีต แต่ความเค้นสูงสุดในแนวคคนี้จะเกิดในบริเวณใกล้กับจุดคคทั้งสองปลาย นี่หมายถึงว่ารอยแตกที่เกิดจากการกคมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหินตัวอย่าง แต่เริ่มเกิดขึ้นที่บริเวณใกล้กับจุดคคทั้งสองข้าง นอกจากนั้นแล้ว Wei และคณะยังบ่งบอกอีกว่า ขนาดของความเค้นที่เกิดจากการกคนี้ยังขึ้นกับคุณสมบัติของหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งคุณสมบัติ Poisson's ratio (ν) ถ้าค่า ν มีค่าต่ำ (เช่น $\nu = 0.1$) ค่าความเค้นในแนวคคจะมีค่าสูงกว่าหินที่มีค่า ν สูง (เช่น $\nu = 0.4$) ข้อสรุปอีกประการหนึ่งคือ หินที่มีความอ่อนหวัคคจะจมลงไปเมื่อหิน ทำให้พื้นที่สัมผัสมีมากขึ้น และทำให้ค่าความเค้นในแนวคคมีค่าต่ำลง ด้วยแรงกคที่เท่ากันหินที่มีความแข็ง พื้นที่สัมผัสระหว่างหวัคคกับเนื้อหินจะมีขนาดเล็ก ทำให้ค่าความเค้นในแนวคคมีค่าสูงขึ้น ในส่วนของผลกระทบของขนาดและรูปร่าง Wei และคณะสรุปว่า หินตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่จะมีค่า Point load strength ต่ำกว่าของหินตัวอย่างที่มีขนาดเล็ก (ในกรณีที่มีรูปร่างเป็นทรงกระบอกเหมือนกัน และมี L/D ratio เท่ากัน) ในกรณีที่หินตัวอย่างมีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับหินตัวอย่างที่ยาวกว่าจะมีค่า Point load strength ต่ำกว่าหินตัวอย่างที่สั้นกว่า การค้นพบของ Wei และคณะนี้สำคัญมาก และจะเป็นรากฐานอันสำคัญอันหนึ่งของงานวิจัยในโครงการนี้

1.2 ข้อจำกัดของดัชนีจุดกด

ผู้วิจัยที่เสนอโครงการนี้ได้เห็นจุดอ่อนทางด้านวิชาการที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีจุดกดกับ Uniaxial Compressive Strength ที่ได้ถูกเสนอมาโดยกลุ่มผู้วิจัยในต่างประเทศที่กล่าวข้างต้น จุดอ่อนประการแรกคือดัชนีจุดกดควรจะมีความสัมพันธ์กับ Tensile Strength ของหินมากกว่าที่จะมีความสัมพันธ์กับ Uniaxial Compressive Strength ดังที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน เพราะว่าการที่ดัชนีจุดกดมีผลกระทบมาจากขนาดของหินตัวอย่าง เมื่อหินตัวอย่างมีขนาดใหญ่ขึ้นดัชนีจุดกดก็จะมีค่าลดลง เนื่องจากเป็นที่รู้กันดีว่าผลกระทบจากขนาดของหินตัวอย่างจะมีมากก็ต่อเมื่อหินนั้นมีกลไกการแตกเป็นแรงดึง (Tension) แต่ผลกระทบจะมีน้อยมากเมื่อกลไกการแตกของหินเป็นแบบแรงกด (Compression) การค้นพบนี้ได้มีการยืนยันโดยนักวิจัยหลายกลุ่มในต่างประเทศ ทั้งงานของ Jaeger and Cook ในปี 1979, Lundborg ในปี 1977 และ Kaczynski ในปี 1986 ดังนั้นการที่ Brook (1977, 1979, 1983, 1993) ทำการสัมพันธ์ดัชนีจุดกดเข้ากับ Uniaxial Compressive Strength โดยตรง จึงอาจจะเป็นการไม่สมบูรณ์ครอบคลุม

จุดอ่อนอีกประการหนึ่งคือ ในการทดลองโดยใช้ Point Load Testing จะเกิด Compressive Shear Zone เกิดขึ้นในบริเวณที่ติดกับตัวหัวกด (Loading points) หินใน zone นี้จะแตกในลักษณะแรงกดที่อยู่ในสองหรือสามแกน (Biaxial or Triaxial Compressive Shear Failure) ดังนั้นค่าดัชนีจุดกดควรจะต้องเกี่ยวข้องกับความต้านแรงกดที่อยู่ใน 2 หรือ 3 แกน (Biaxial or Polyaxial Compressive Strength) มากกว่าที่จะเกี่ยวข้องกับการแตกภายใต้แรงกดเพียงทิศทางเดียว (Uniaxial Compressive Strength)

โดยสรุปแล้วการทดสอบแบบจุดกดถึงแม้จะมีรูปแบบที่ง่ายต่อการปฏิบัติ แต่ผลที่ได้รับจะมีความหมายที่ซับซ้อนมาก ๆ ซึ่งอาจจะไม่สามารถและไม่เหมาะสมที่จะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดของหินได้อย่างโดยตรงและง่ายคายดังที่ปฏิบัติอยู่ ดังนั้น ความเข้าใจความหมายของผลการทดสอบแบบจุดกดอย่างลึกซึ้ง จึงมีความจำเป็นก่อนที่จะนำผลนั้นไปสัมพันธ์กับคุณสมบัติของหินในด้านอื่น ๆ

บทที่ 2

แนวคิดของการวิจัย

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 เพราะว่าในส่วนของทฤษฎีจะถูกสมมติว่าพื้นที่สัมผัสจะเป็นเพียงจุดเล็ก ๆ เท่านั้น (Point Load) ดังนั้น ในหลักการแล้วทฤษฎีเก่านี้กับการทดสอบแบบเดิมจึงเข้ากันไม่ได้อย่างสมบูรณ์

การปรับเปลี่ยนหัวกดให้เป็นหัวตัดที่มีหน้าตัดเป็นวงกลมและมีพื้นที่สัมผัสที่แน่นอนและคงที่ตลอดเวลา ไม่ว่าหินจะมีความแข็งหรืออ่อนเท่าใด หรืออยู่ภายใต้แรงกดเท่าใดจึงเป็นสิ่งที่เหมาะสม การนำทฤษฎีที่เกี่ยวข้องมาประยุกต์ใช้ในกรณีนี้ก็จะมีความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น

ทางด้าน การประหยัดพลังงาน จะเห็นได้ว่าการทำการปรับเปลี่ยนหรือดัดแปลงหน้าตัดของแท่นกด เพื่อให้เหมาะสมกับทฤษฎีใหม่ที่ดัดขึ้น และเพื่อนำไปใช้ได้ภาคสนามนั้น สามารถประหยัดพลังงานที่เกิดขึ้นจากการทดสอบและการขนส่งหินตัวอย่าง ซึ่งการประหยัดพลังงานนี้จะอยู่ที่ทั้งในรูปของพลังงานไฟฟ้า พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิง เวลา และรวมถึงค่าใช้จ่ายต่าง ๆ ด้วย นอกจากนี้

การแก้ปัญหาโดยวิธีนี้ยังเป็นการแก้ปัญหาพื้นฐานหลักที่ทุกหน่วยงานและบริษัทที่ทำงานทางด้านภาคสนามเหล่านี้ประสบเหมือนกัน ดังนั้นการแก้ปัญหาคตามข้อเสนอดังกล่าวข้างต้นนี้ จึงสามารถขยายผลไปสู่บริษัทอื่นได้ ทั้งบริษัทในเมืองไทยและต่างประเทศที่มีปัญหาในลักษณะเดียวกันนี้ร่วมกันด้วย จึงอาจกล่าวได้ว่าการแก้ปัญหานี้สามารถแก้ปัญหาก็ทั้งในระดับชาติ และในระดับนานาชาติ

บทที่ 3

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

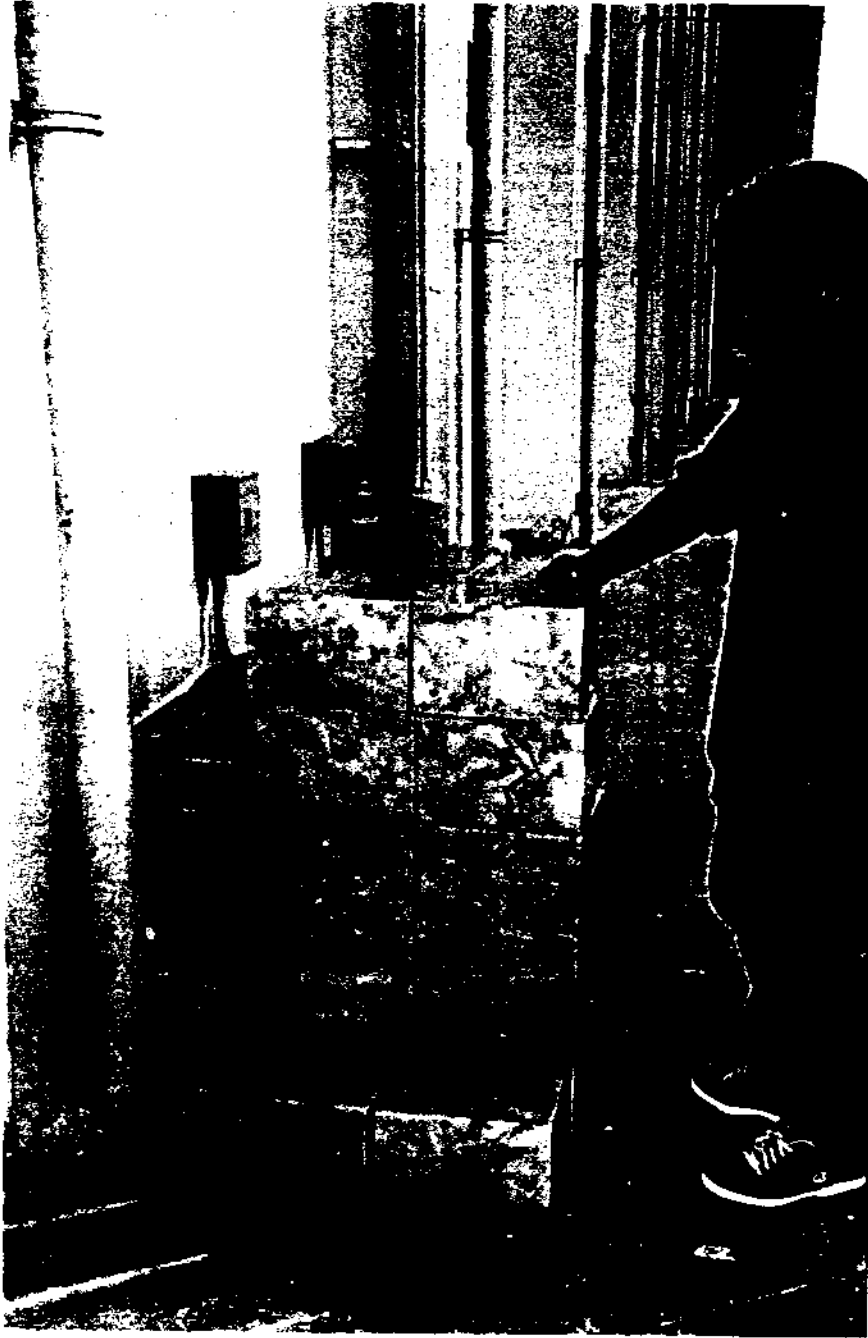
ในบทนี้จะอธิบายถึงวิธีการและผลของงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในส่วนแรกของขั้นตอนนี้ได้มีการศึกษาหินหลายชนิดในต่างประเทศเพื่อเลือกสรรตัวอย่างหินที่เหมาะสมมาใช้ในการทดสอบ ในส่วนของการทดสอบหลักจะเลือกหินที่เหมาะสมเพียงหนึ่งชนิดเท่านั้น การทดสอบจะแบ่งออกได้เป็น 4 กลุ่มใหญ่ ๆ คือ การทดสอบแรงกดในแกนเดียว การทดสอบแรงดึงแบบ Brazilian test การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (CPL testing) และการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL testing)

3.1 การเก็บและการจัดเตรียมหินตัวอย่าง

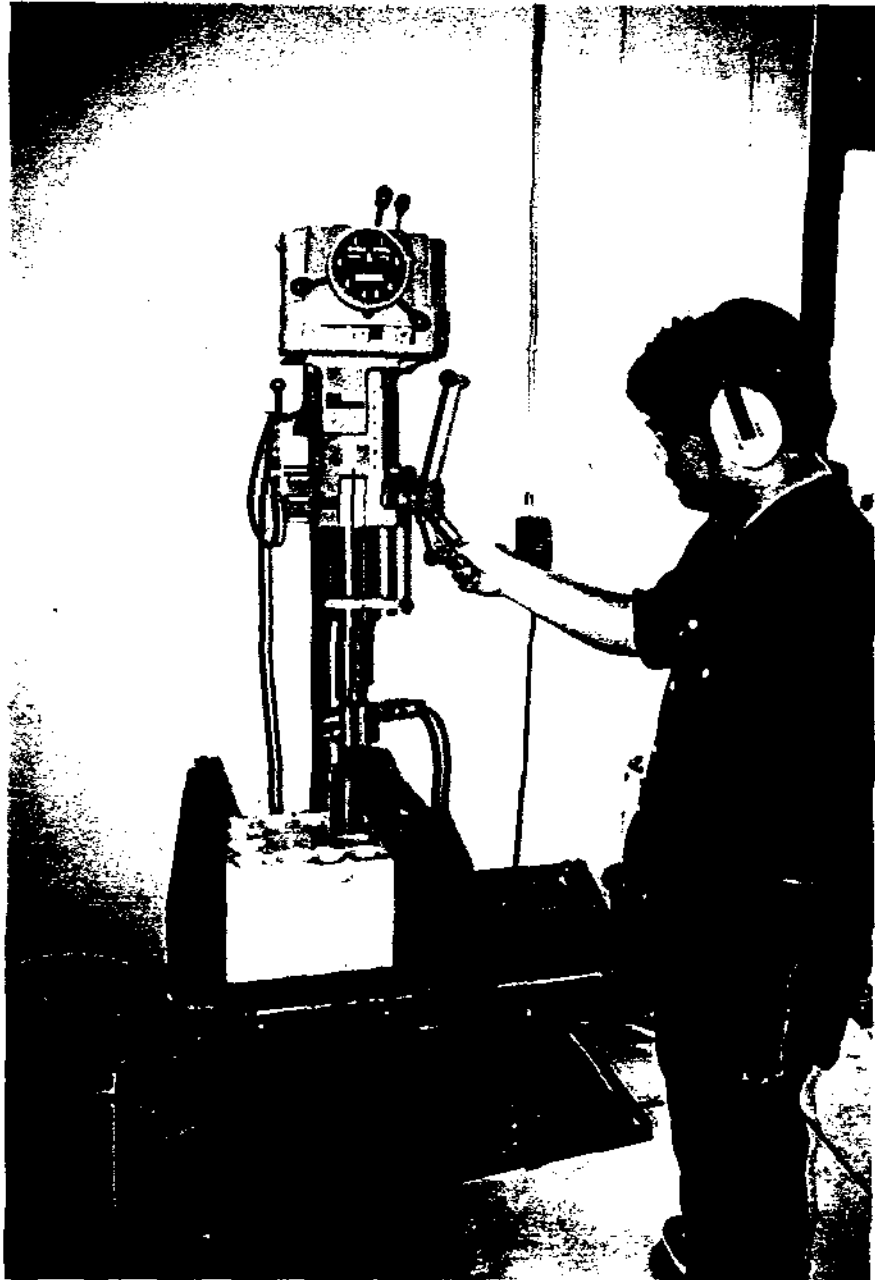
การเก็บและจัดเตรียมหินตัวอย่างในขั้นตอนนี้ได้มีการสำรวจพื้นที่เพื่อเลือกสรรหินที่จะนำมาใช้ในการทดสอบ ชนิดของหินที่ได้ถูกสำรวจได้รวมไปถึงหินปูนและหินแปรที่จังหวัดเลย หินปูนและหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรี หินปูนที่จังหวัดลพบุรี และหินปูนที่จังหวัดชลบุรี โดยอาศัยข้อกำหนดที่ว่าลักษณะสำคัญของหินที่จะนำมาทดสอบจะต้องมีความเป็นเนื้อเดียวกันสูง (Homogeneous) จากการทดสอบเบื้องต้นพบว่าหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีมีคุณสมบัติที่เหมาะสมทางด้านธรณีวิทยา ทางด้านความสะดวกในการเก็บและจัดเตรียม และทางด้านการควบคุมคุณภาพ ดังนั้นหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีจึงถูกคัดเลือกขึ้นมาเป็นหินตัวอย่างหลักของโครงการนี้ ส่วนหินชนิดอื่นก็มีการศึกษาเช่นกัน โดยส่วนใหญ่แล้วจะทำการทดสอบเพื่อทดลองความแม่นยำของการทำนาย โดยใช้ทฤษฎีใหม่ที่จะสร้างขึ้น รายละเอียดจะถูกกล่าวในบทต่อไป

ในงานวิจัยนี้ได้จัดซื้อหินอ่อนที่จังหวัดสระบุรีปริมาณทั้งสิ้น 1.5 ตัน โดยได้สั่งตัดหินอ่อนเป็นก้อนมีขนาด $10 \times 12 \times 12$ ลูกบาศก์นิ้ว จำนวนทั้งหมด 28 ก้อน (รูปที่ 1) และได้ถูกนำมาจัดเตรียมในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบทางด้านกลศาสตร์ การจัดเตรียมนี้รวมไปถึงการเจาะเป็นรูปแท่งทรงกระบอก (รูปที่ 2 และ 3) ซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 1 นิ้วไปถึง 4 นิ้ว จากนั้นหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกจะถูกตัด (รูปที่ 4) เพื่อให้มีสัดส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางที่เหมาะสมกับการทดสอบในแต่ละชนิด (รูปที่ 5 และ 6)

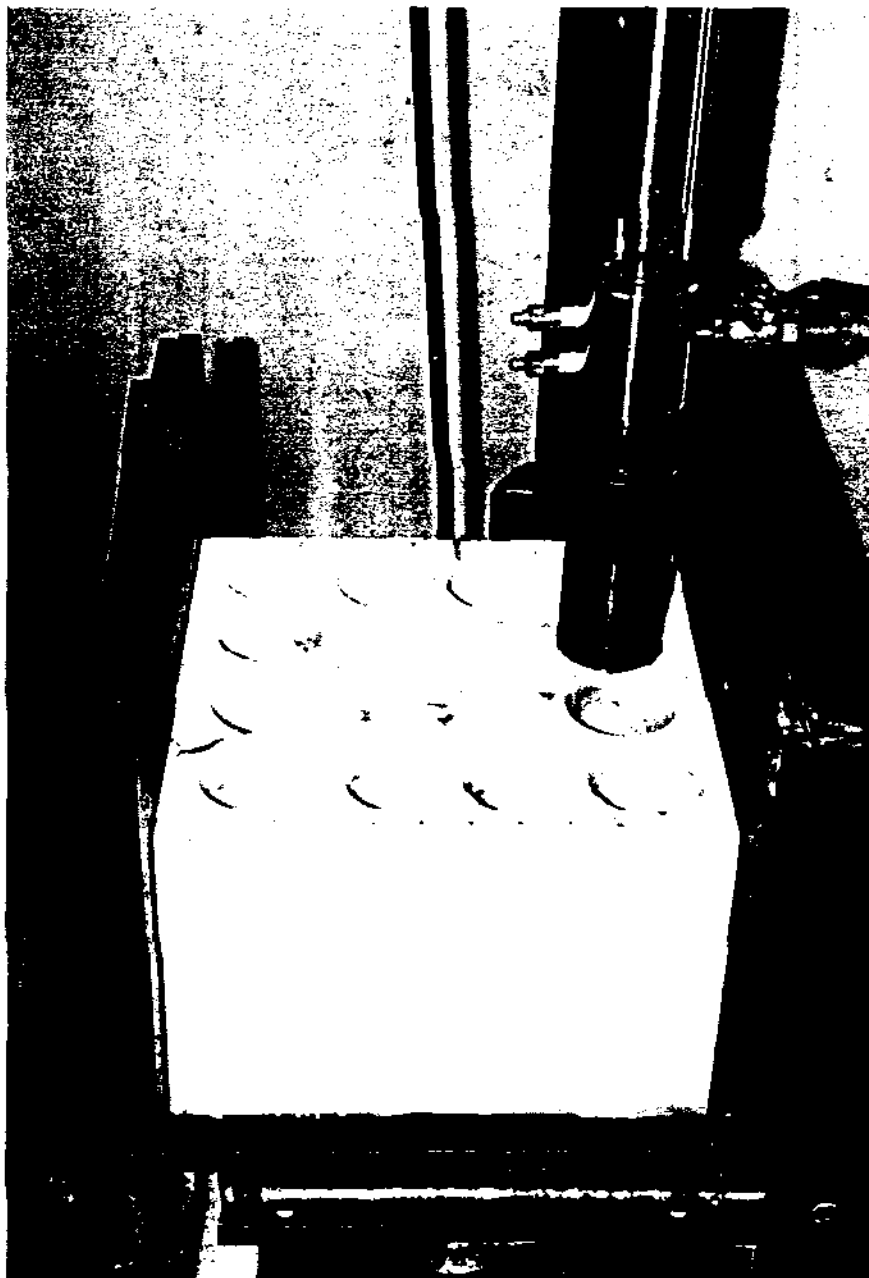
ขบวนการการจัดเตรียมหินตัวอย่างนี้ได้ถูกดำเนินการควบคู่ไปกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อที่จะได้มีการปรับเปลี่ยนและปรับปรุงรูปแบบของหินตัวอย่างให้สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบ



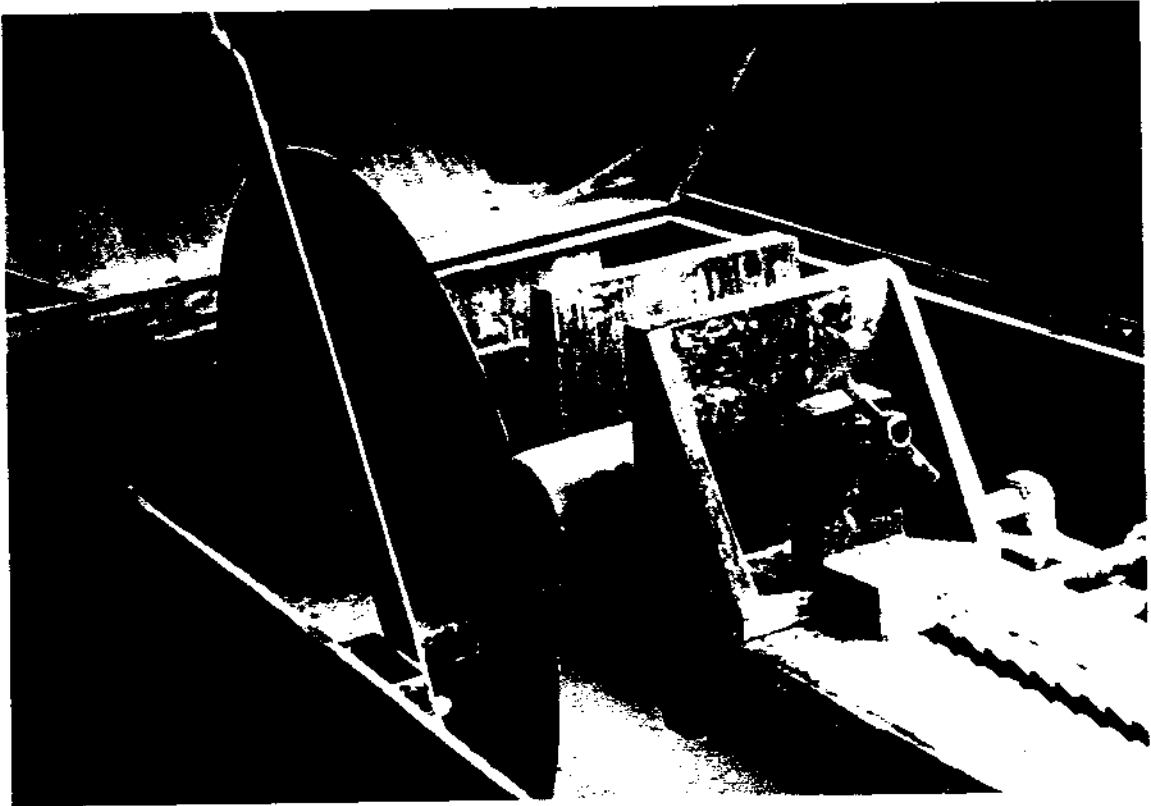
รูปที่ 1 ส่วนหนึ่งของก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรี ที่ได้ถูกสั่งตัดมา มีขนาด 10×12×12 ลูกบาศก์นิ้ว



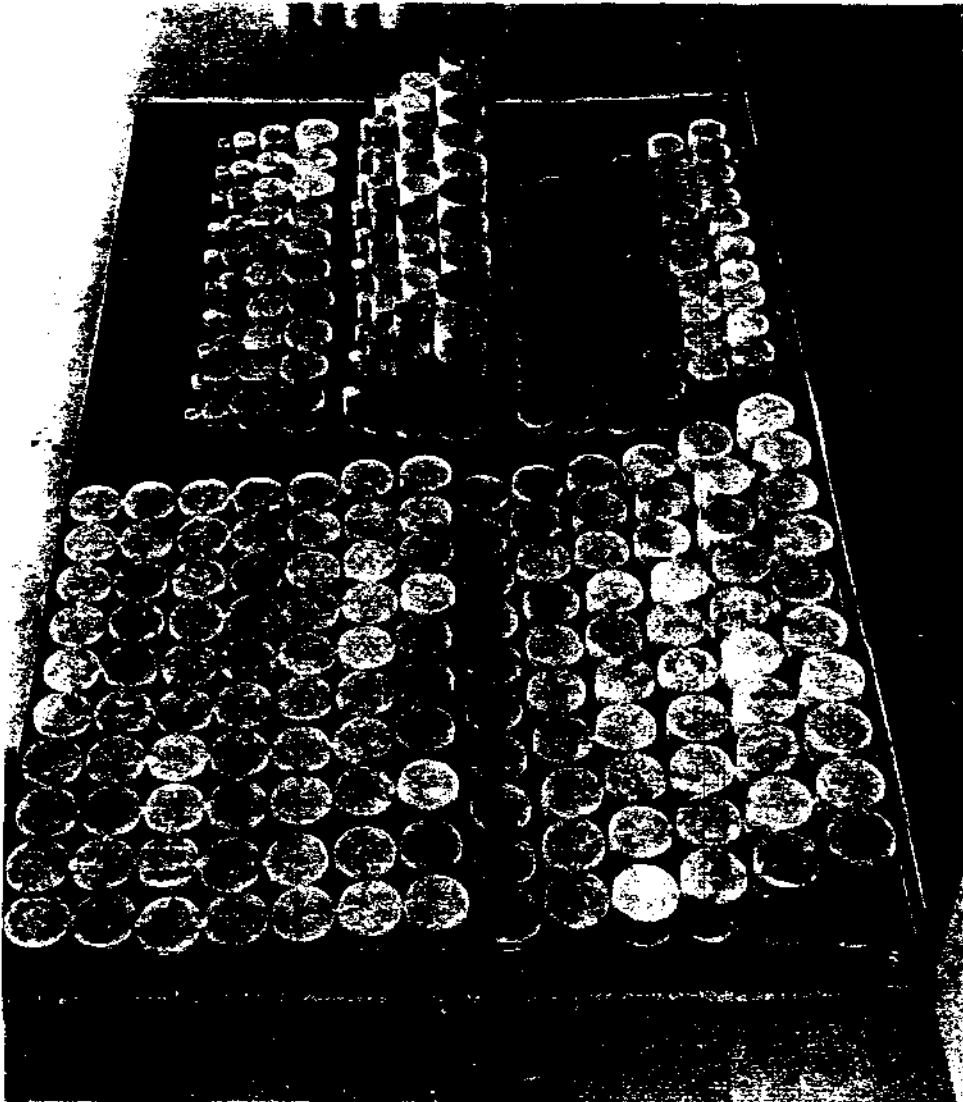
รูปที่ 2 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ หัวเจาะมีขนาดผันแปร
จาก 1 นิ้ว ไปถึงประมาณ 4 นิ้ว



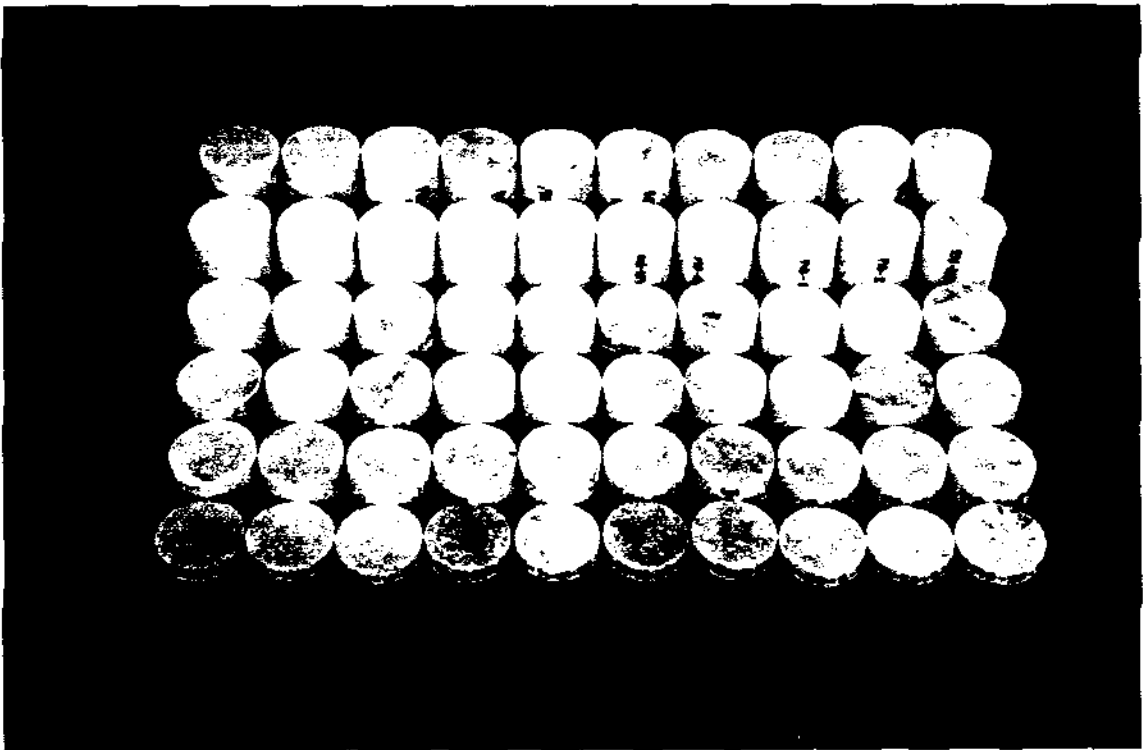
รูปที่ 3 ก้อนหินตัวอย่างของหินอ่อนถูกเจาะด้วยเครื่องเจาะหินในห้องปฏิบัติการ ใช้หัวเจาะที่มีขนาด 2 นิ้ว



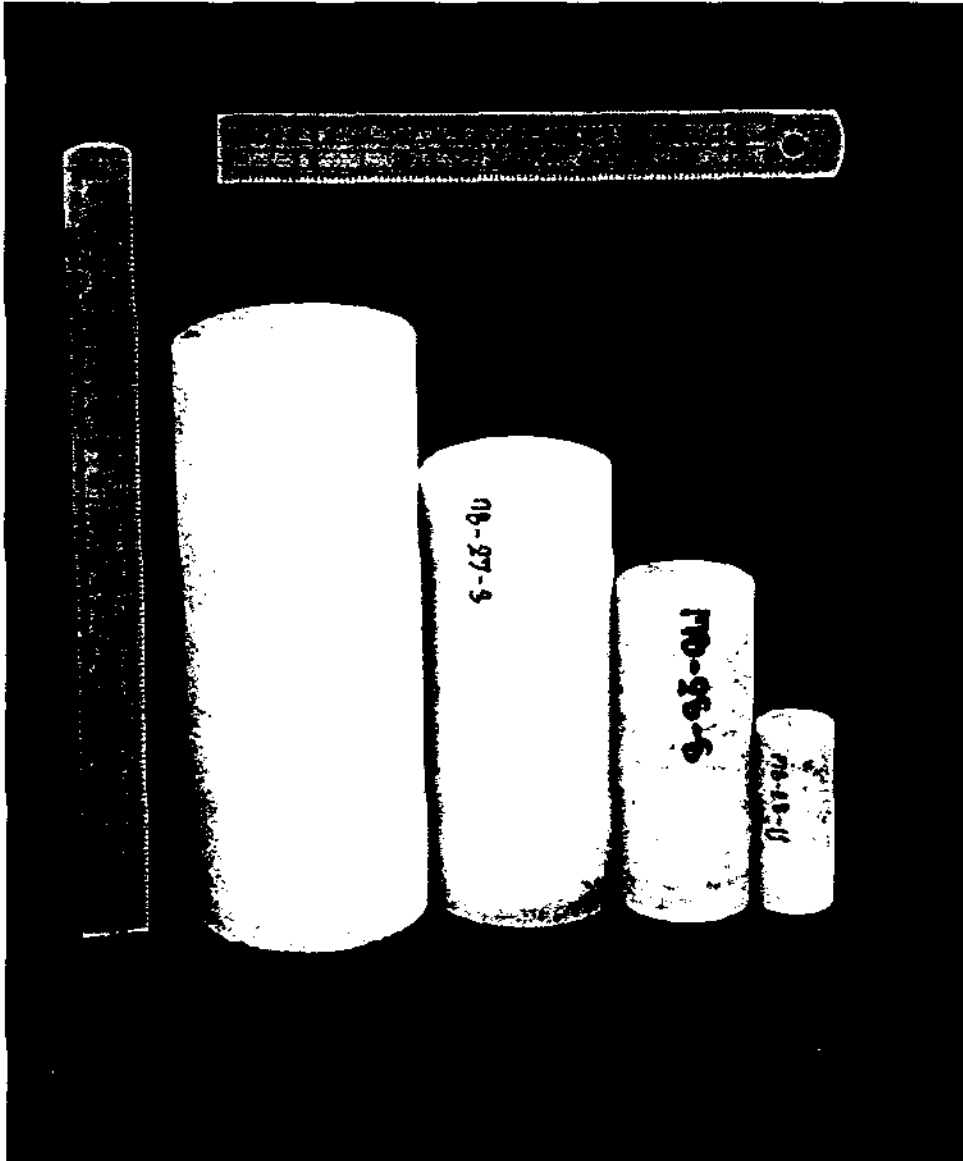
รูปที่ 4 แท่งทรงกระบอกของหินตัวอย่างถูกตัดเพื่อให้ได้ความยาวที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแต่ละชนิด



รูปที่ 5 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปทรงกระบอกที่มีความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กันถูกจัดเตรียมเพื่อใช้ในการทดสอบในรูปแบบต่าง ๆ



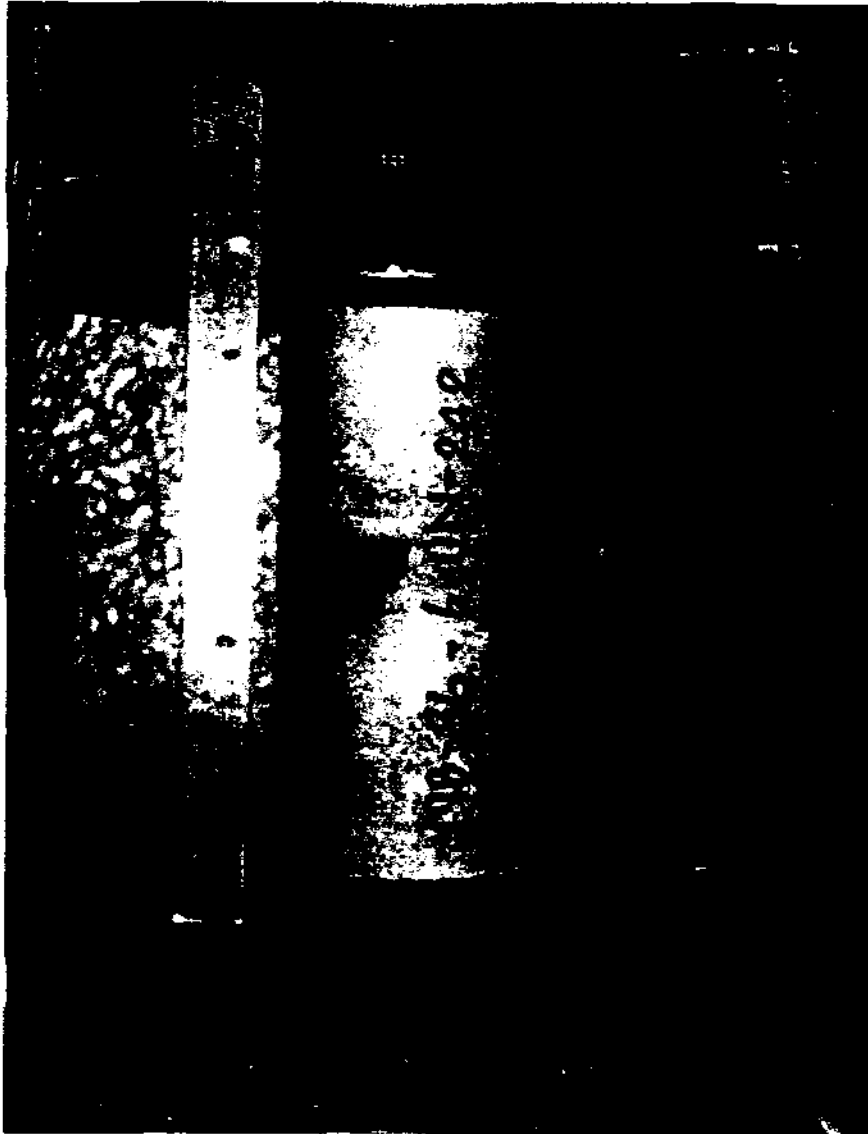
รูปที่ 6 หินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว แต่มี L/D ratio ต่างกัน ถูกจัดเตรียมเพื่อหาผลกระทบของรูปร่างต่อความต้านแรงกดสูงสุด



รูปที่ 7 ตัวอย่างของหินอ่อนที่จังหวัดสุพรรณบุรีบางส่วนที่จัดเตรียมขึ้นเพื่อทำการทดสอบแบบการกดในแ
เดียวเพื่อหาผลกระทบของขนาดและรูปร่าง

ตารางที่ 1 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในทางเดียว
(Uniaxial Compressive Strength Test)

Core 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



รูปที่ 8 ตัวอย่างหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 2.5$ กำลังถูกวัดอยู่ในเครื่อง ELE-ADR2000 ในการทดสอบแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test)



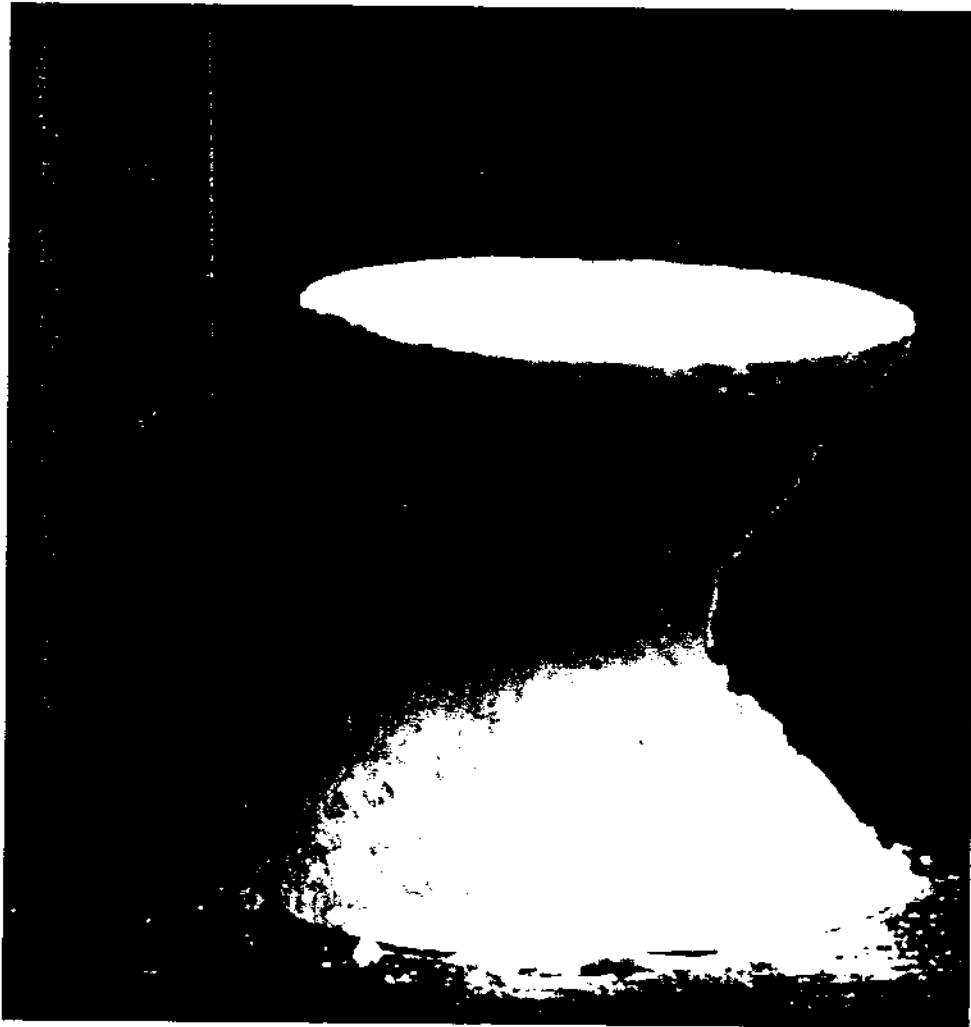
รูปที่ 9 ตัวอย่างของหินอ่อนมีขนาด $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.5$ ถูกกดตามแนวแกนจนแตก แบบ Extension Failure



รูปที่ 10 Extension fractures ตามแนวแกนของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.0$



รูปที่ 11 Shear failure ที่เกิดจากการกดในแกนเดียวของหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5$ mm และ $L/D = 2.5$ พื้นระนาบของแนวเฉือนทำมุมประมาณ 30° กับแกนของหินตัวอย่าง



รูปที่ 12 การแตกเป็นรูปกรวย (Cone) ของหินอ่อนที่เกิดจากการกดในแกนเดียว หินตัวอย่างมีเส้นผ่าศูนย์กลาง $D = 67.5 \text{ mm}$ และ $L/D = 1.0$

3.2 การทดสอบแรงกดในแกนเดียว

การทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่าง ต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength) ซึ่งเป็นองค์ความรู้ประกอบที่สำคัญของงานวิจัยนี้ ผลที่ได้จะนำมาสร้างความสัมพันธ์เพื่อเชื่อมโยงกับความต้านแรงกดที่ได้จากการทดสอบแบบจุดกด ในการศึกษาผลกระทบของรูปร่าง ขนาดของตัวอย่างหินมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 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 5, 6 และ 7 แสดงบางส่วนของหินตัวอย่างที่ได้ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว ในการศึกษาผลกระทบของขนาด ตัวอย่างหินทรงกระบอกจะมี Length-to-diameter ratio (L/D) ที่คงที่ แต่จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง 67.2 mm ตารางที่ 1 ได้สรุปจำนวนของหินตัวอย่างที่ได้จัดเตรียมสำหรับการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว หินตัวอย่างมากกว่า 300 ชิ้นได้ถูกจัดเตรียมสำหรับการทดสอบนี้โดยเฉพาะ

วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D2938 ผลที่ได้จากการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 2 ในการทดสอบนี้หินตัวอย่างจะถูกกดด้วยเครื่องกดตามแนวแกนของทรงกระบอก ทุกตัวอย่างจะถูกกดด้วยอัตราที่ความเร็วเท่ากัน (Constant loading rate) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบคือ ELE-ADR2000 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุด เท่ากับ 2000 kN

รูปที่ 8 แสดงตัวอย่างของหินอ่อนกำลังถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง ELE-ADR2000 หินตัวอย่างนี้มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 67.5 mm และ $L/D = 2.5$ หินจะถูกกดอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งถึงแรงกดสูงสุดที่หินนั้นจะทนได้ หรืออีกนัยหนึ่งมีการแตกร้าวของหิน (รูปที่ 9) แนวการแตกร้าวของหินตัวอย่างทุกชิ้นจะมีการตรวจและบันทึกเป็นภาพถ่าย การแตกที่ได้จากหินตัวอย่างทั้งหมดนี้จะมีอยู่ 3 ชนิด คือ การแตกตามแนวยาว หรือเรียกว่า Extension fracture (ดังรูปที่ 10) การแตกตามแนวเฉือนที่มีความเค้นสูงสุดแนวเดียว ซึ่งจะทำมุมเอียงอยู่กับแกนของหินตัวอย่าง (รูปที่ 11) และการแตกตามแนวเฉือนรอบ ๆ หินตัวอย่าง ซึ่งจะแสดงให้เห็นเป็นรูปกรวย (Cone) 2 อัน มียอดชนกันอยู่ (ดังรูปที่ 12) จากการวิเคราะห์เบื้องต้นพบว่าลักษณะการแตกที่ต่างกันนี้มีผลต่อค่าแรงกดสูงสุดอยู่บ้าง 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) ความผิดนี้จะมีผลต่อการกระจายตัวของความเค้นในหินรูปทรง

กระบอก ผลกระทบของความเสียดทานนี้จะมีมากถ้าหีนมี L/D ต่ำ และจะมีผลน้อยถ้า L/D มีค่าสูงขึ้น ผลสรุปเบื้องต้นของการทดสอบที่ได้นี้โดยทั่วไปจะสอดคล้องกับผลที่ได้จากงานวิจัยในต่างประเทศ

ผลที่ได้จากการทดสอบจากการกดในแกนเดียวของหีนอ่อนได้สรุปไว้ในตารางที่ 2 และได้นำมาแสดงในรูปของแผนภูมิ โดยแสดงค่าความต้านแรงกดสูงสุดให้อยู่ในรูปของค่า L/D ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 13 ถึง 16 สำหรับหีนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 22.5, 38.5, 54.0 และ 67.4 mm ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าแต่ละขนาดของหีนตัวอย่างความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) จะมีค่าลดลงถ้า L/D มีค่าสูงขึ้น การลดลงนี้สามารถเห็นได้ชัดถึงแม้จะมีการแปรปรวนของคุณสมบัติของหีนบดบังอยู่บ้าง เพื่อที่จะอธิบายการลดลงของค่า σ_c เซึ่งตัวเลขคือ L/D ที่สูงขึ้น สมการยกกำลังได้ถูกเสนอขึ้น คือ

$$\sigma_c = \alpha (L/D)^\beta \quad (1)$$

โดยที่ σ_c คือ ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหีน L/D คือค่า อัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหีนตัวอย่าง 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 17 ถึง 23 แสดง σ_c ในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลางของหีนตัวอย่างสำหรับ L/D ที่มีค่าจาก 0.25 ถึง 2.5 ตามลำดับ ผลที่ได้บ่งบอกว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่าศูนย์กลาง) ของตัวอย่างหีนต่อค่า σ_c นั้นไม่ชัดเจน หรืออาจจะพูดได้ว่า ผลกระทบของขนาดของหีนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางอยู่ในช่วง 22.5 mm ถึง 67.4 mm มีน้อยหรือไม่มีเลย อย่างไรก็ตามเนื่องจากการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหีนอ่อนนี้มีค่าค่อนข้างสูง ซึ่งอาจจะบดบังผลกระทบของขนาดของหีนตัวอย่างออกไป จากผลการวิจัยในต่างประเทศก็ยืนยันว่า ผลกระทบของขนาดต่อ σ_c ไม่ว่าจะเป็หีนชนิดใดจะมีค่อนข้างน้อย เพราะการแตกของหีนในรูปแบบแนวเฉือน (Shear failure) จะมีผลกระทบจากขนาดของหีนตัวอย่างน้อยมากเมื่อเทียบกับการแตกแบบ Extension หรือ Tension

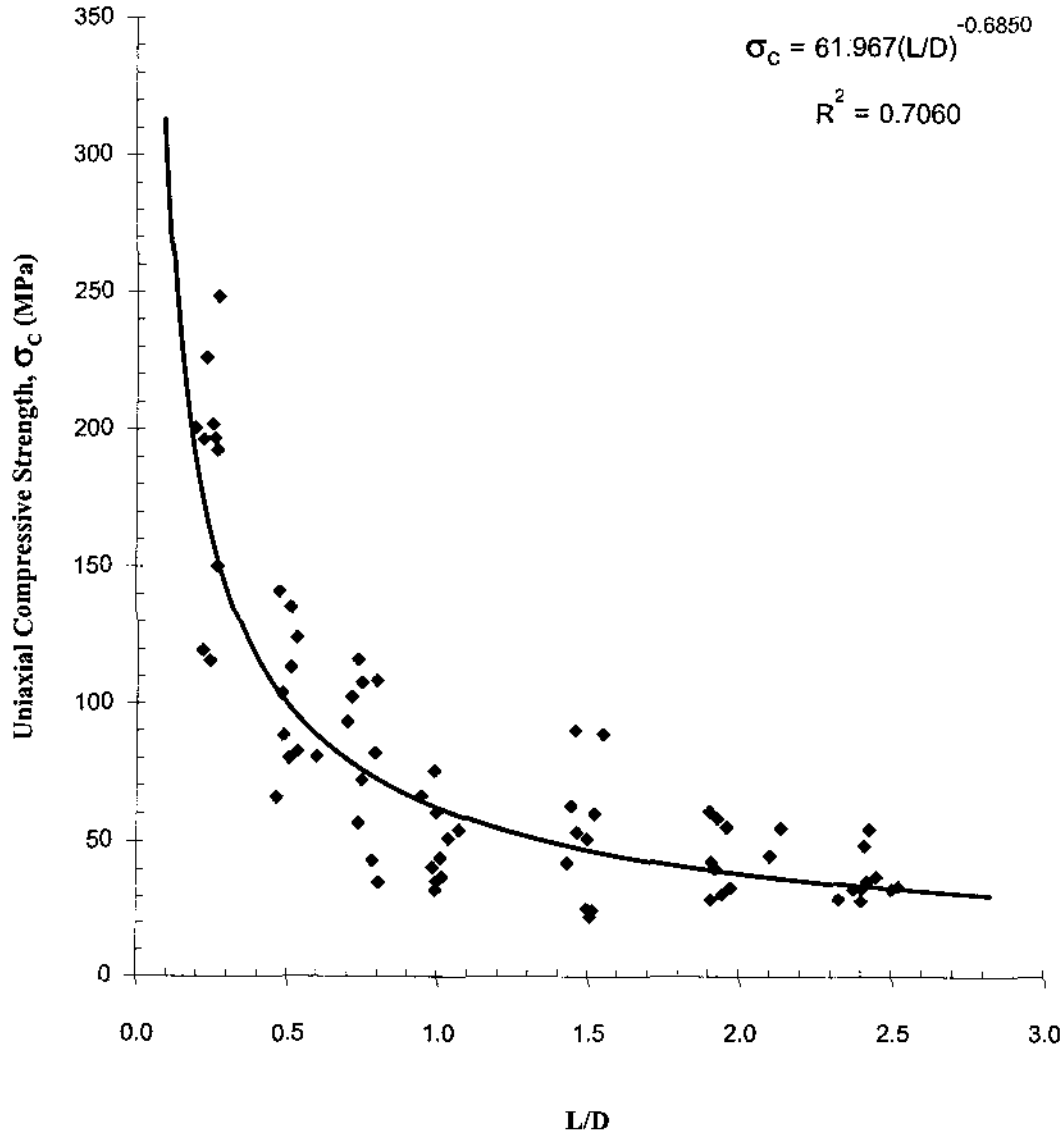
เพื่อต้องการศึกษาเพิ่มเติมว่าผลกระทบของขนาดของหีนตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางในช่วงระหว่าง 22.5 mm ถึง 67.4 mm ต่อความต้านแรงกดสูงสุดของหีนนั้นมีน้อยหรือไม่มีเลย ค่าสัมประสิทธิ์ α และ β ได้ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) ในรูปที่ 24 และ 25 จากรูปเหล่านี้จะเห็นได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ทั้งสองกับเส้นผ่าศูนย์กลาง

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบแบบการกดแกนเดียวเพื่อหาผลกระทบบของขนาดและรูปร่างของหินตัว

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

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

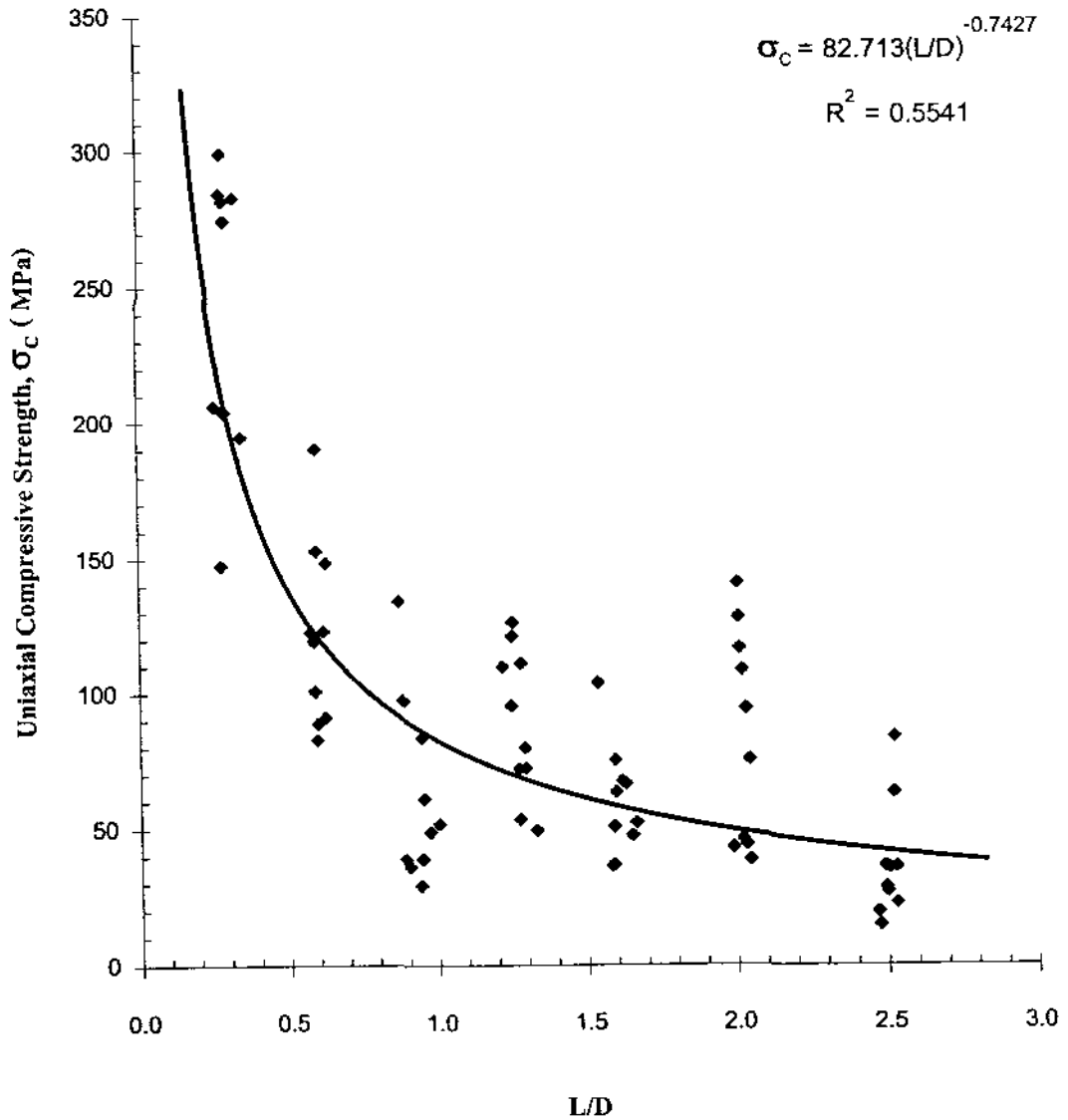
D = 22.5 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 13 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 22.5 mm และมี L/D ratio ผันแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

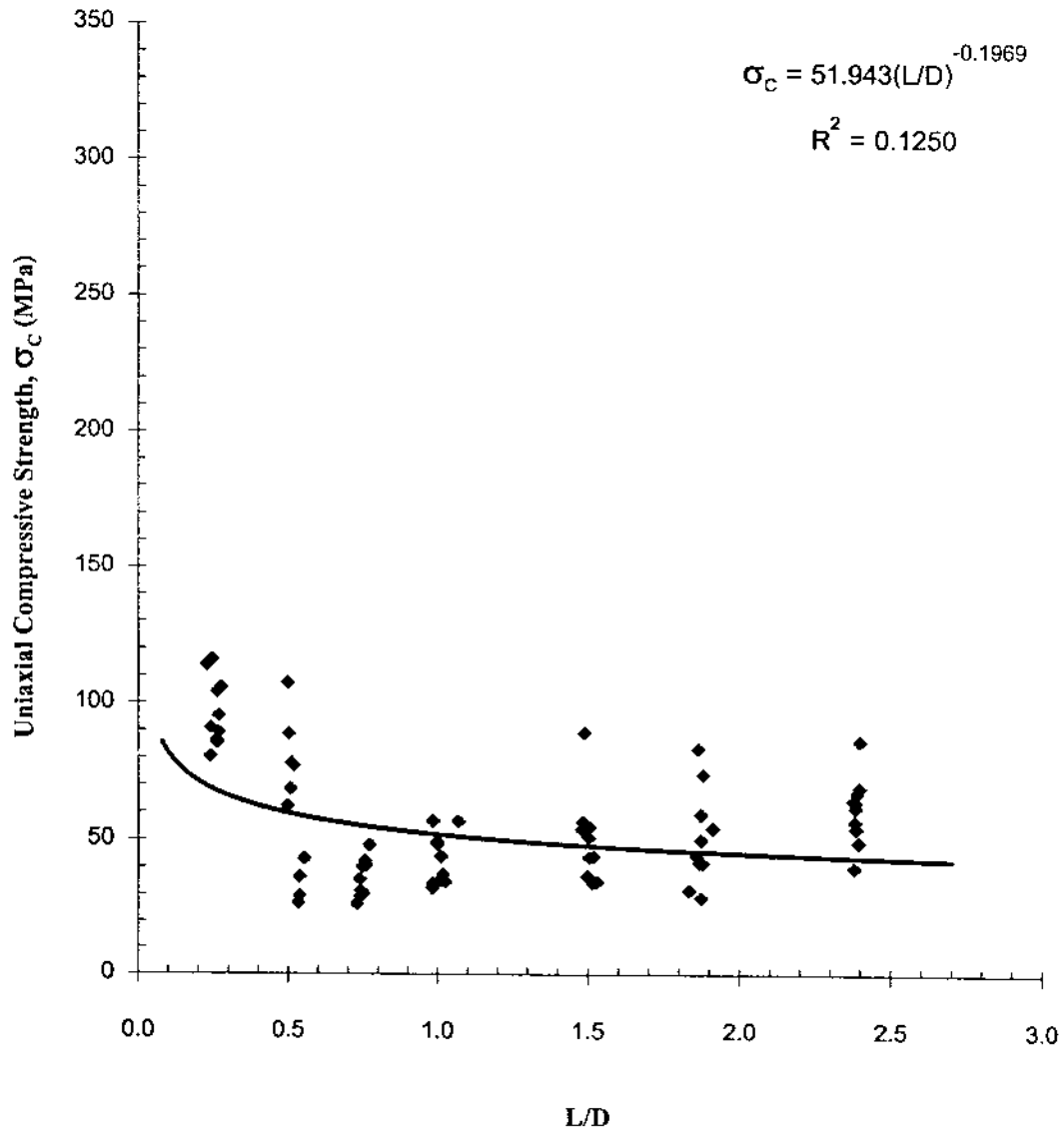
D = 38.5 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 14 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 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

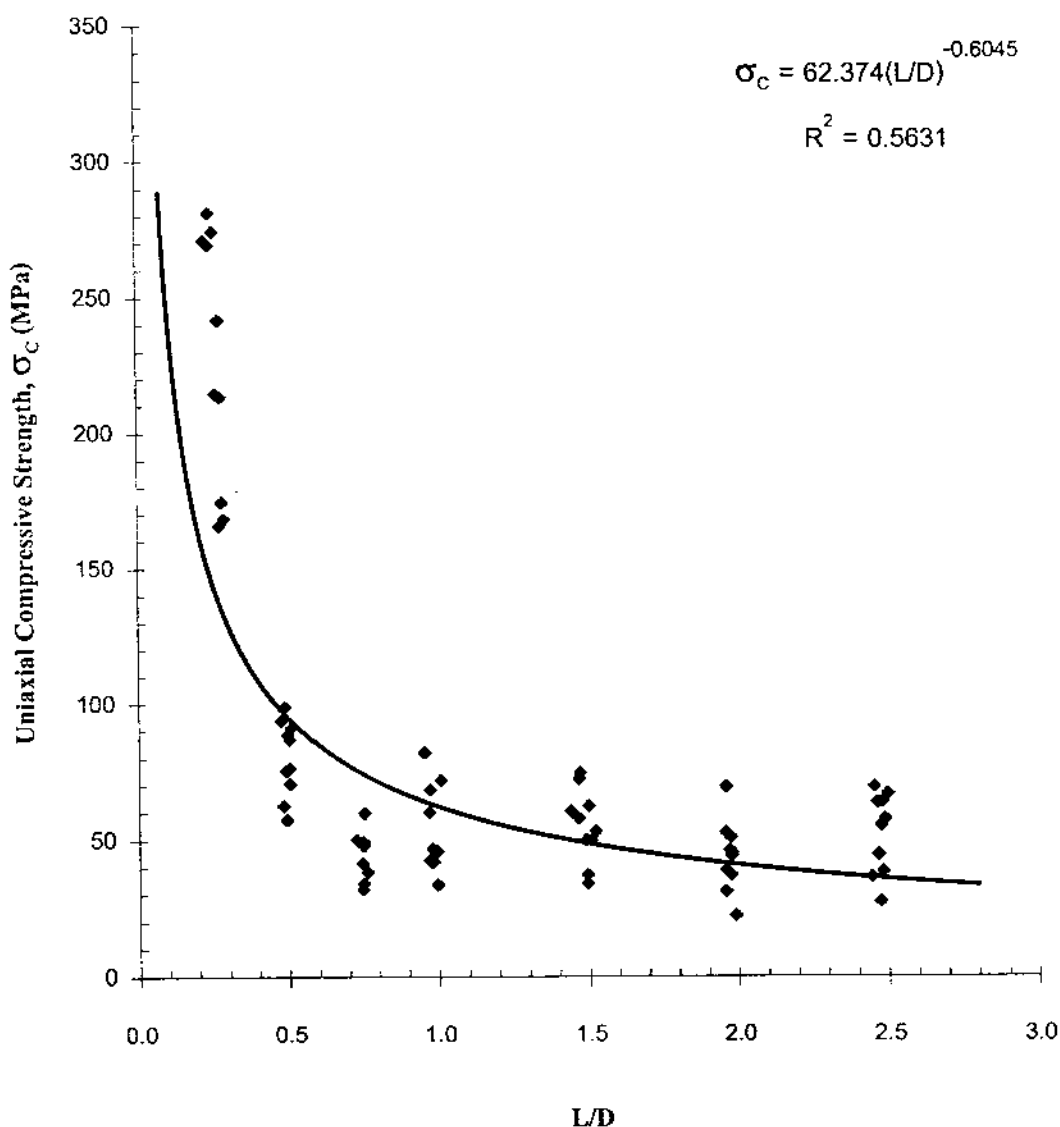
D = 54.0 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 15 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 54.0 mm และมี L/D ratio คั่นแปรจาก 0.25 ถึง 2.5 ค่าความต้านแรงกดสูงสุดของหินจะลดลง ถ้าหินมีขนาดยาวขึ้น หรือ L/D สูงขึ้น ดังแสดงให้เห็นด้วยสมการยกกำลัง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

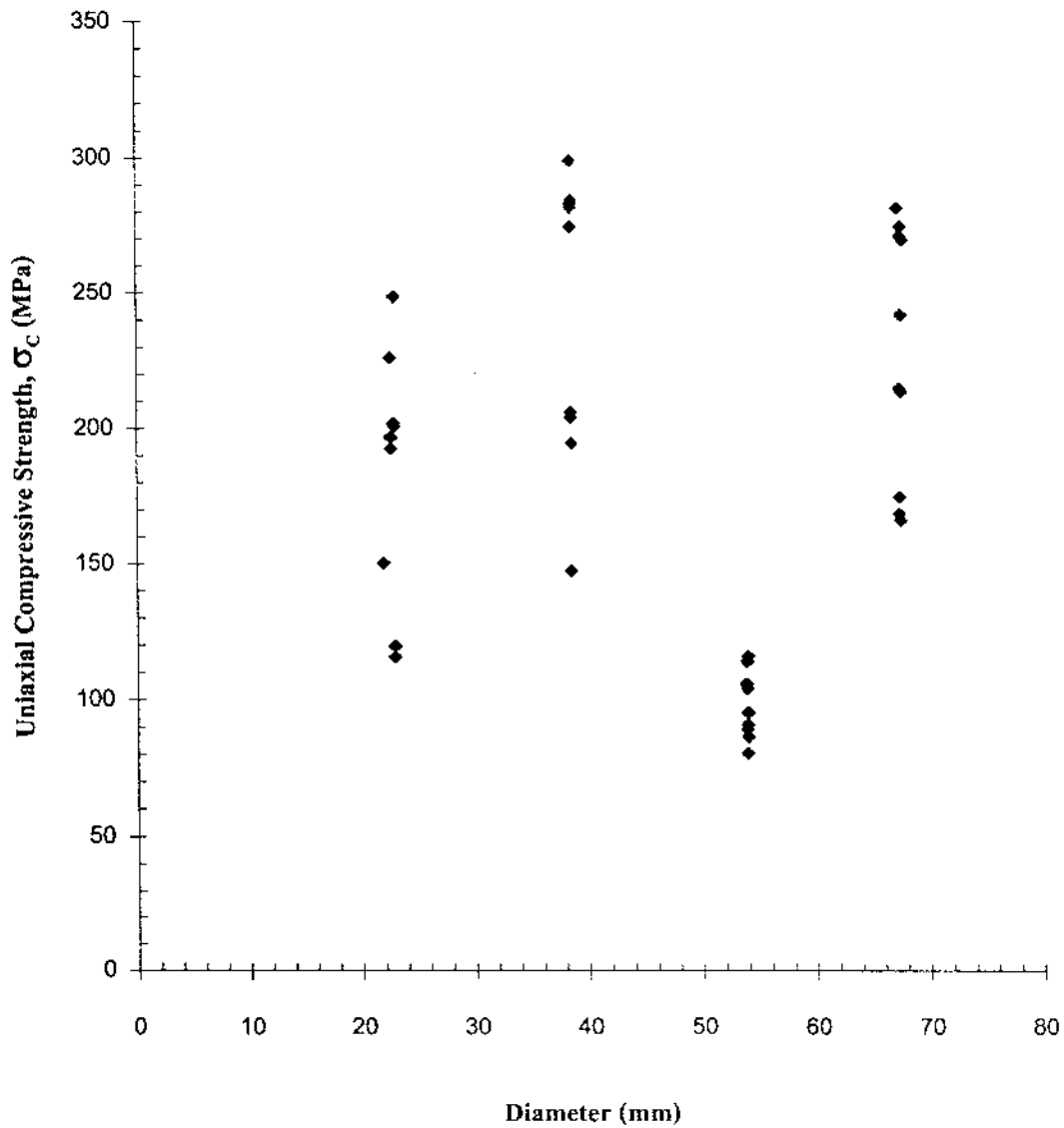
D = 67.4 mm, L/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5



รูปที่ 16 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

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

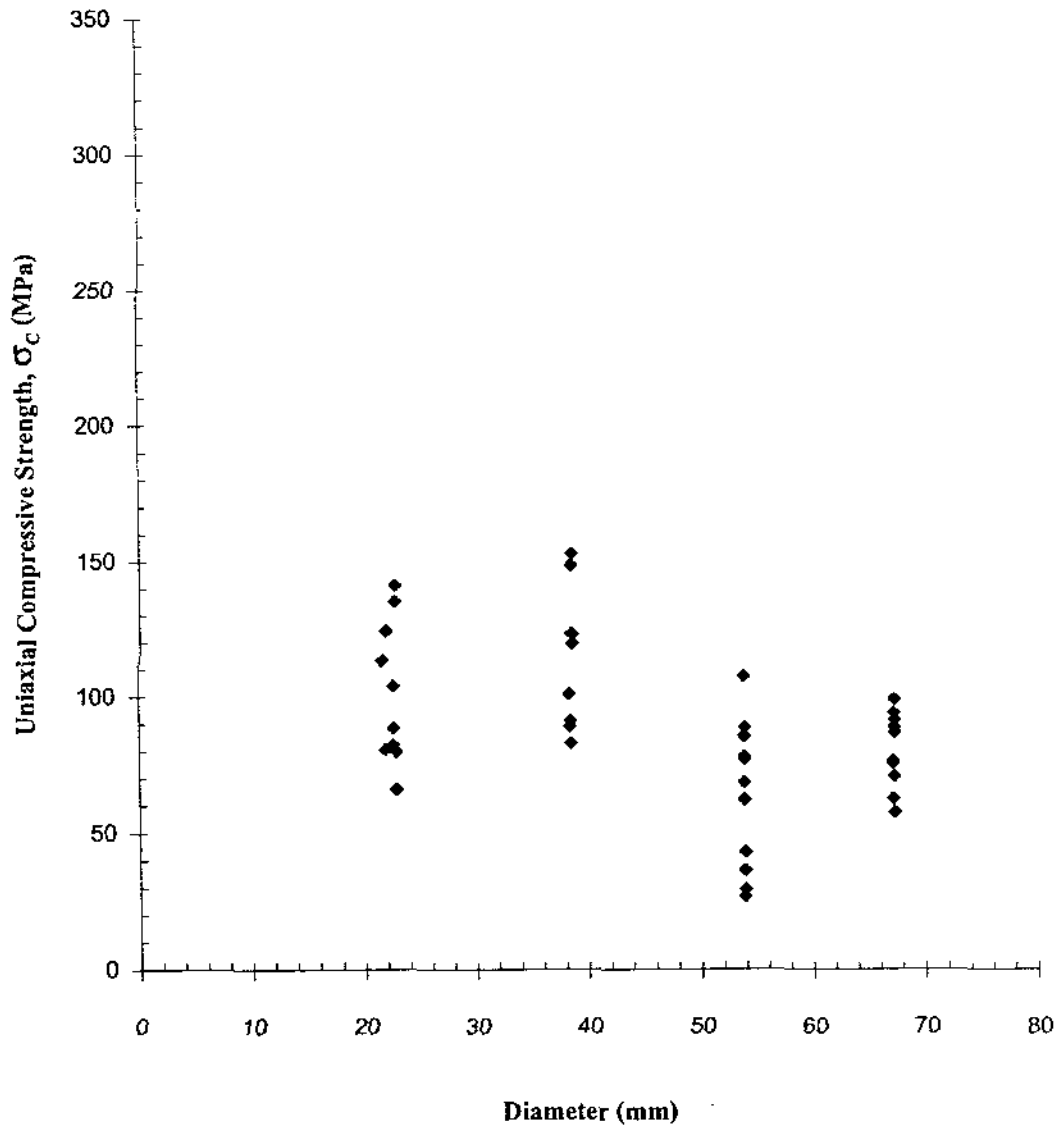
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.25$



รูปที่ 17 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.25 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

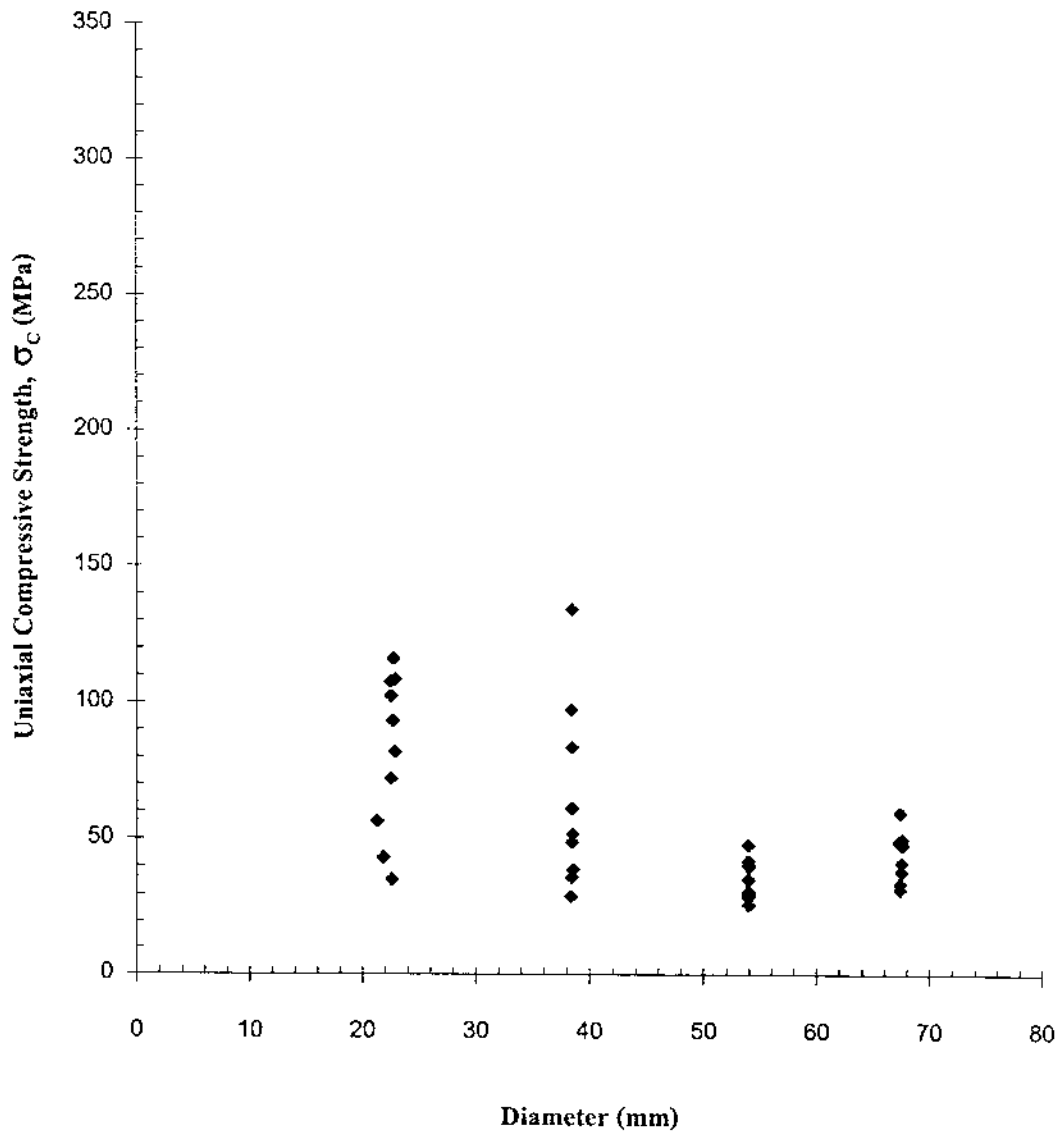
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 0.5$



รูปที่ 18 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปร จาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

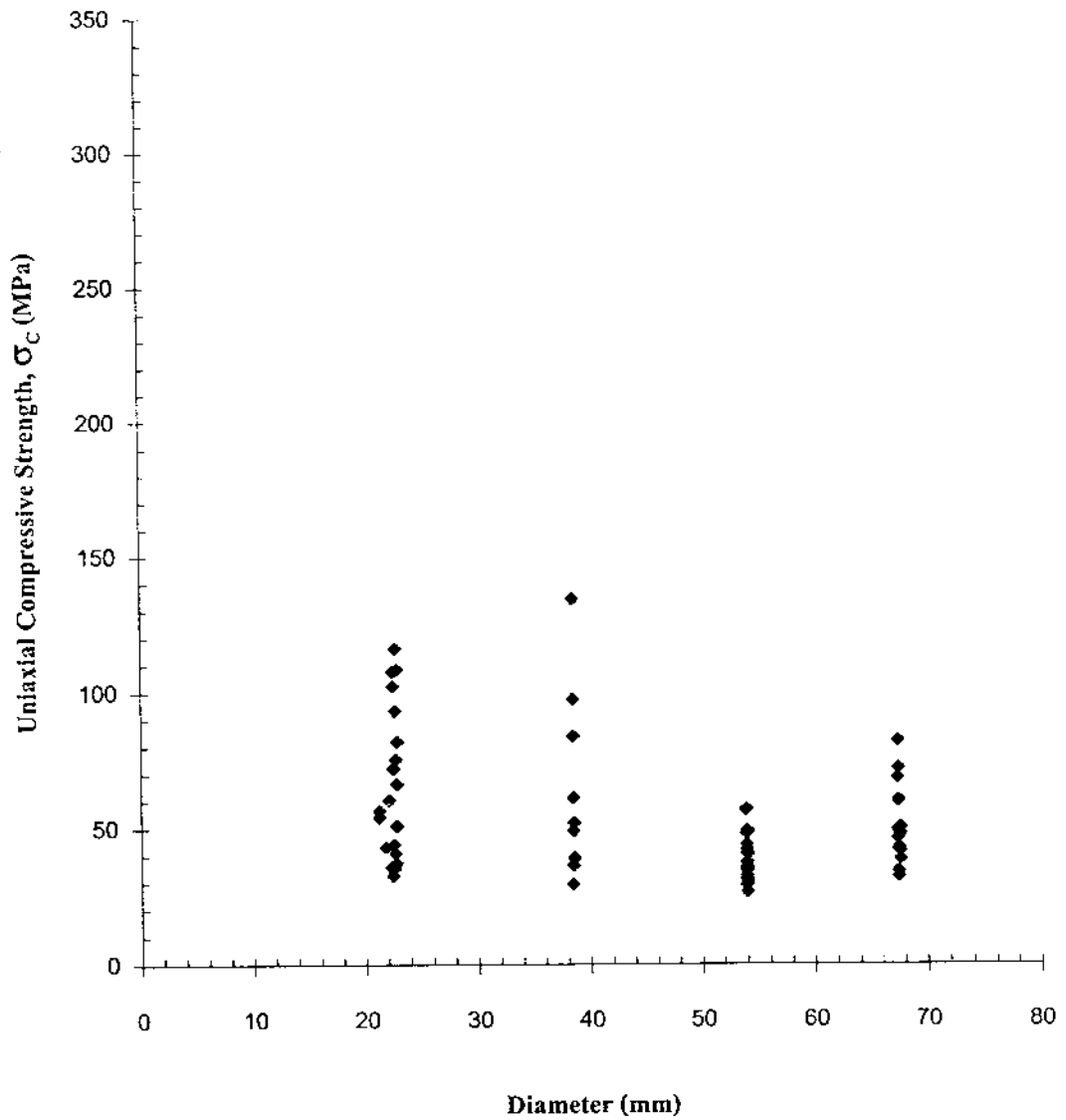
D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 0.75



รูปที่ 19 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 0.75 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปร จาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

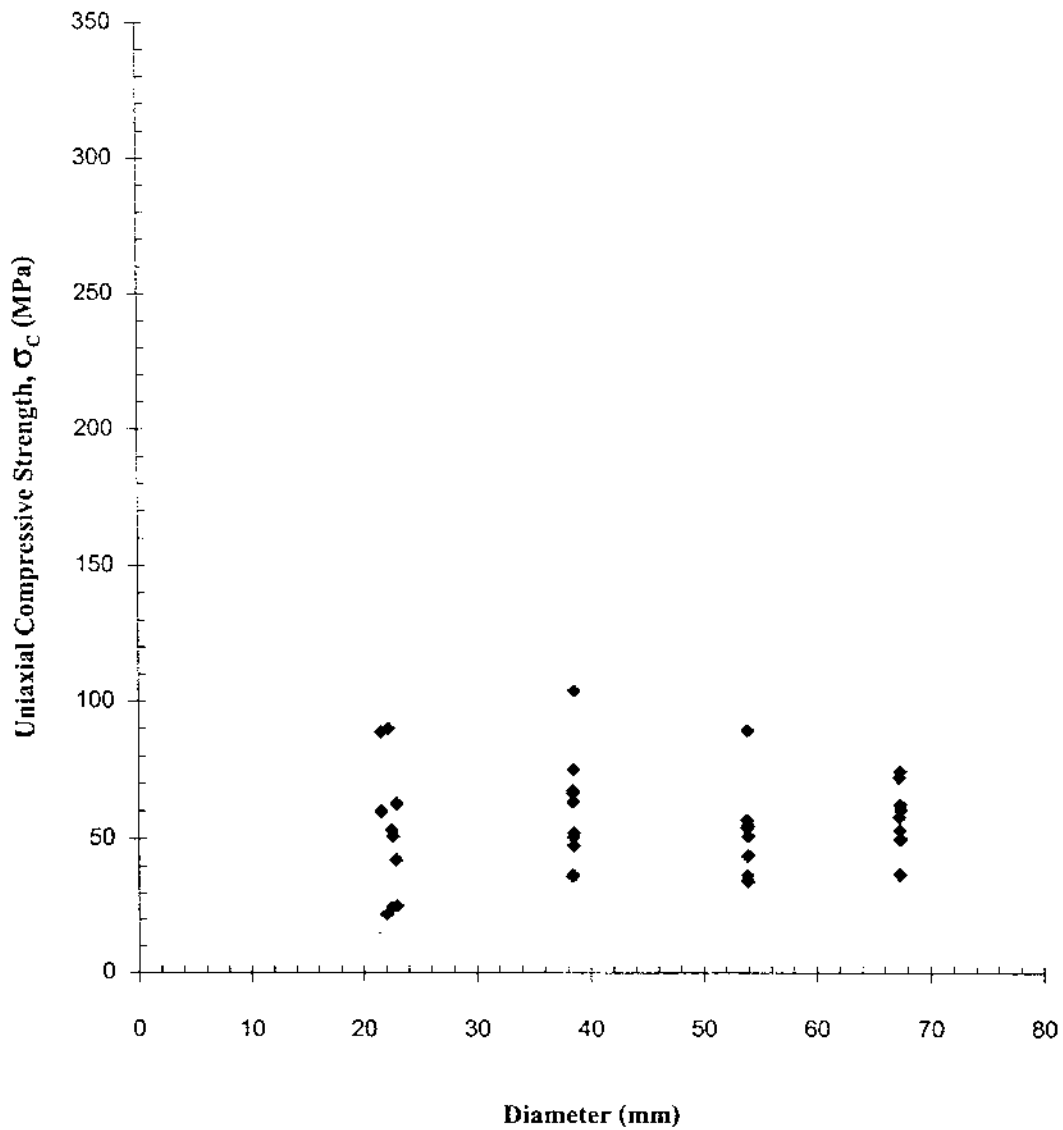
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 1.0$



รูปที่ 20 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

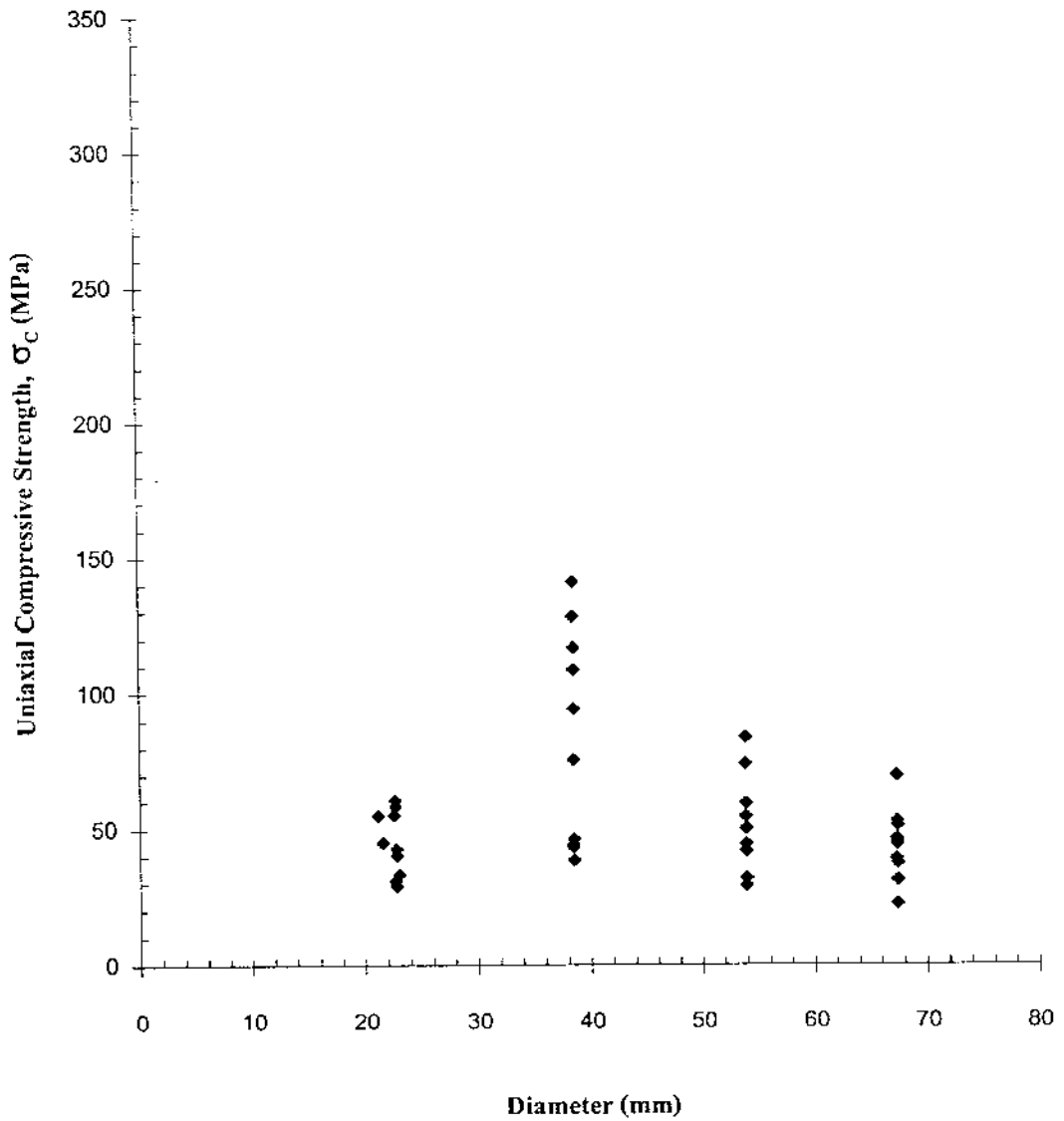
D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 1.5



รูปที่ 21 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 1.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

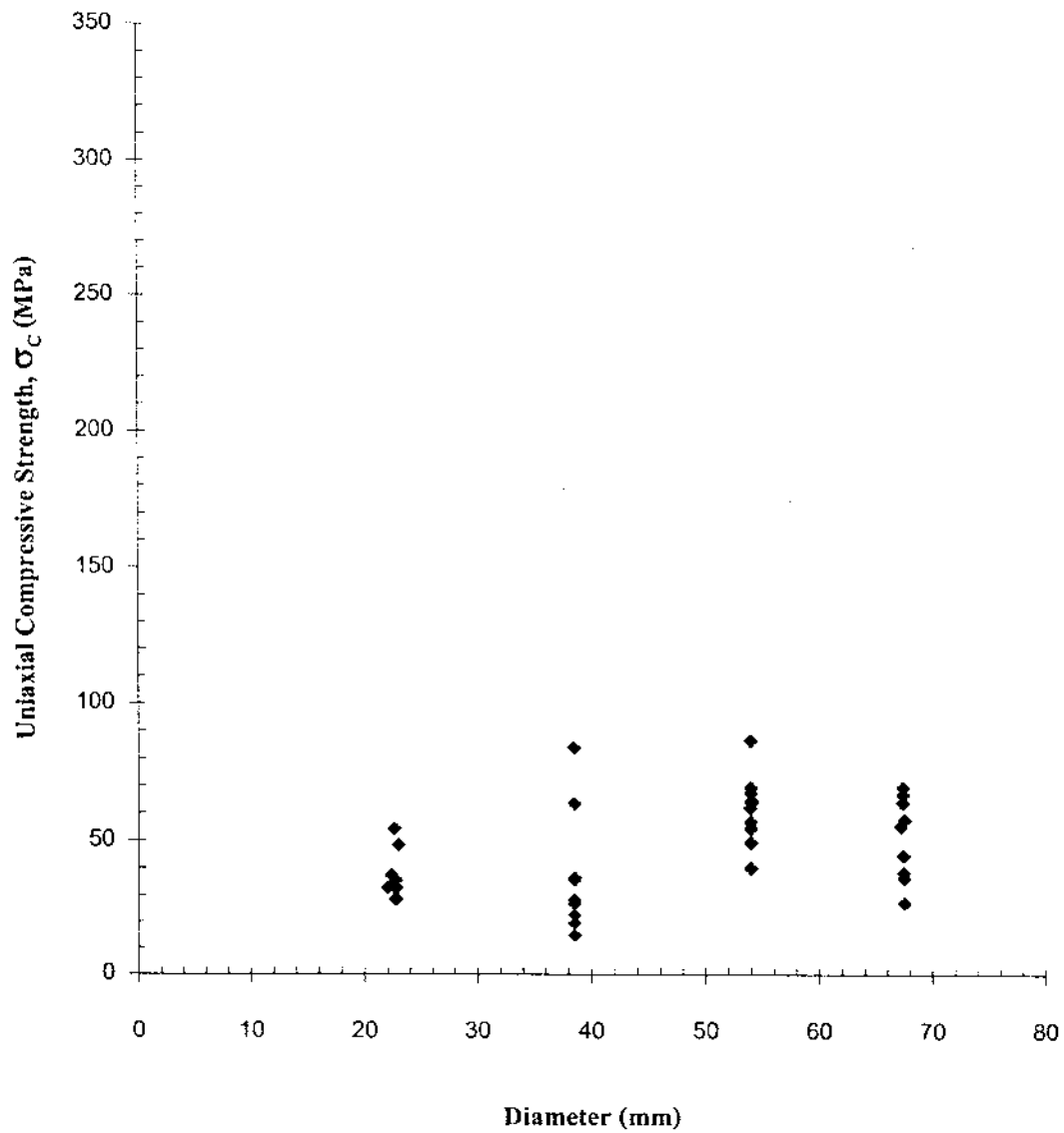
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 2.0$



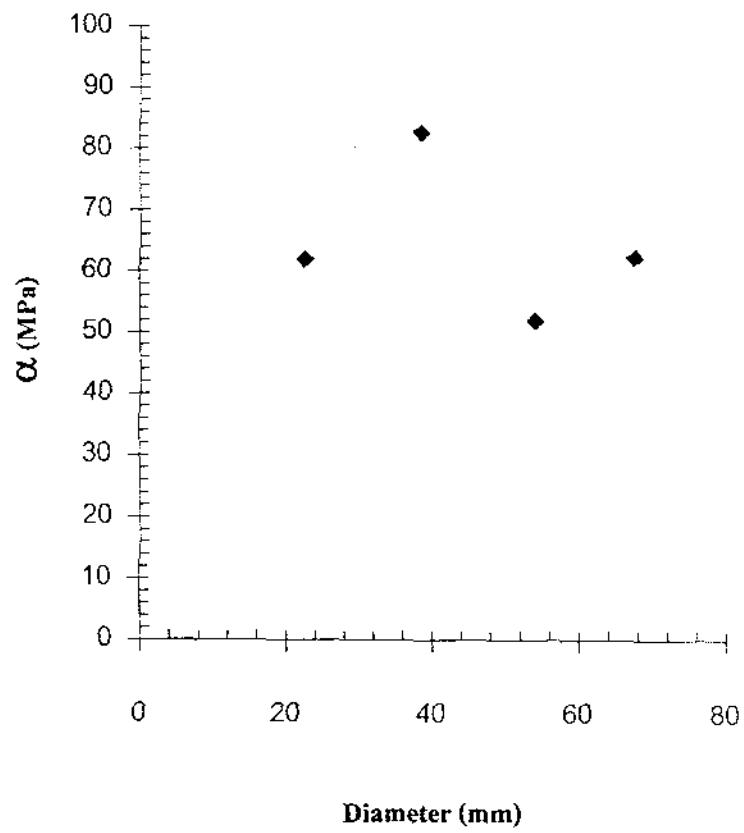
รูปที่ 22 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.0 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกผันแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

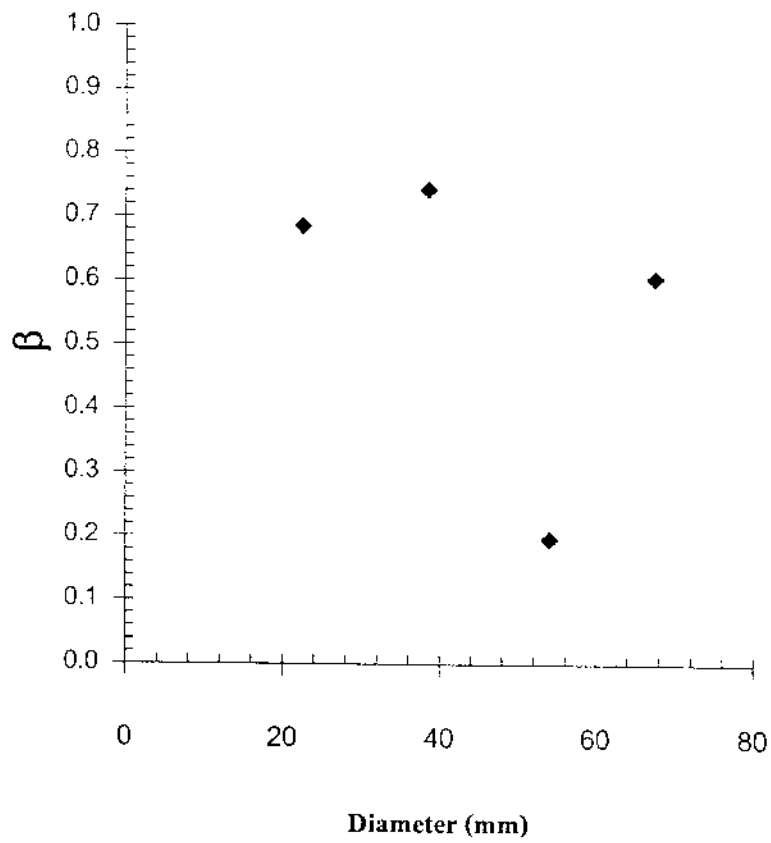
$D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 \text{ mm}, L/D = 2.5$



รูปที่ 23 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compressive strength test) ของหินอ่อนจากจังหวัดสระบุรีที่มี L/D ratio เท่ากับ 2.5 และมีเส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกระบอกคั่นแปรจาก 22.5 ถึง 67.4 mm



รูปที่ 24 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น α นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มี ความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า α และ D



รูปที่ 25 ค่าสัมประสิทธิ์ของความเค้น β นำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D) จะเห็นได้ว่าไม่มี ความสัมพันธ์ที่แน่ชัดระหว่างค่า β และ D

กลาง การแปรปรวนของค่านี้ น่าจะเกิดจากการแปรปรวนของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินนั้น มากกว่าที่จะเกิดจากผลกระทบของขนาดของหิน

ในสมมติฐานที่ว่า ความต้านแรงกดสูงสุดของหิน (σ_c) จะไม่ขึ้นกับขนาดของหินในช่วง $D = 22.5 \text{ mm}$ ถึง $D = 67.4 \text{ mm}$ ดังกล่าวข้างต้น ค่า σ_c ที่ได้จากแต่ละขนาดเคมี L/D เหมือนกัน สามารถนำมารวมกันและเฉลี่ยหาค่ากลางเพื่อนำมาเป็นตัวแทนในแต่ละ L/D จากนั้นได้นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในรูปที่ 26 ในรูปนี้ จะเห็นได้ว่าสมการยกกำลังจะมีความสัมพันธ์ หรือค่าสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยวเนื่อง (R^2) ที่ดีขึ้นกับผลที่ได้จากการทดสอบ ผลที่ได้นี้จะนำมาวิเคราะห์โดยละเอียดในขั้นต่อไป เพื่อนำมาช่วยในการสร้างทฤษฎีใหม่สำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

3.3 การทดสอบความต้านแรงดึงแบบ Brazilian Test

การทดสอบความต้านแรงดึงแบบ Brazilian test มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดของหินตัวอย่างต่อค่าความต้านแรงดึงของหิน (Tensile strength) ผลที่ได้จะมีความสำคัญเพื่อนำมาวิเคราะห์ประกอบกับผลของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน เส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างจะถูกผันแปรจาก 22.2, 38.5, 54.0 ไปจนถึง 67.0 mm โดยที่ค่า L/D ratio ให้เป็นค่าคงที่เท่ากับ 0.5 ในแต่ละขนาดจะมีหินตัวอย่าง 10 ชิ้น ดังแสดงให้เห็นในตารางที่ 3

วิธีการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D3967 ในการทดสอบนี้หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางด้วยแรงกดที่เพิ่มขึ้นในอัตราคงที่ หินจะถูกกดจนกระทั่งแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วนตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของแนวคดนั้น แรงต้านความกดสูงสุดที่วัดได้จะนำมาคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดในแนวตั้งฉากกับแนวคดของหินนั้น ผลที่ได้จากการทดสอบได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 4 รูปที่ 27 แสดงให้เห็นตัวอย่างหินที่ถูกจัดเตรียมเพื่อการทดสอบแบบ Brazilian test รูปที่ 28 แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างหินในเครื่องกดที่กำลังถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง รูปที่ 29 แสดงตัวอย่างหินบางส่วนหลังจากที่ได้ทดสอบแล้ว ซึ่งจะสามารถเห็นรอยแตกแบบการดึงตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของการกดหินนั้น

สมการที่นำมาใช้เพื่อคำนวณหาค่าความต้านแรงดึงสูงสุดของหินตัวอย่าง คือ

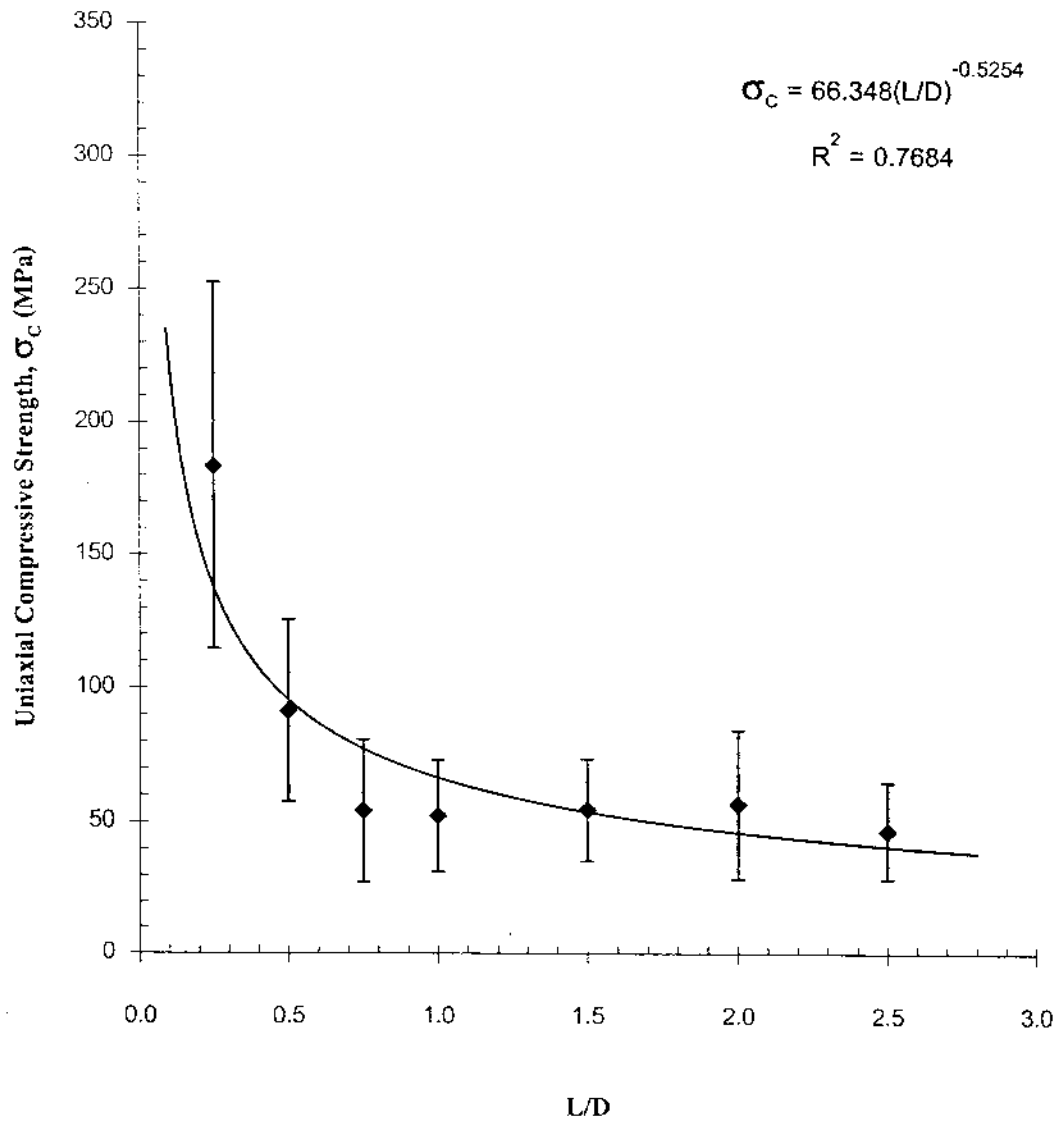
$$\sigma_b = 2P/(\pi \cdot D \cdot t) \quad (2)$$

โดยที่

- σ_b = ความต้านแรงดึงสูงสุดแบบ Brazilian
- P = แรงกดสูงสุดตามเส้นผ่าศูนย์กลาง
- D = เส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่าง
- t = ความหนาของหินตัวอย่าง

Uniaxial Compressive Strength of Saraburi Marble

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



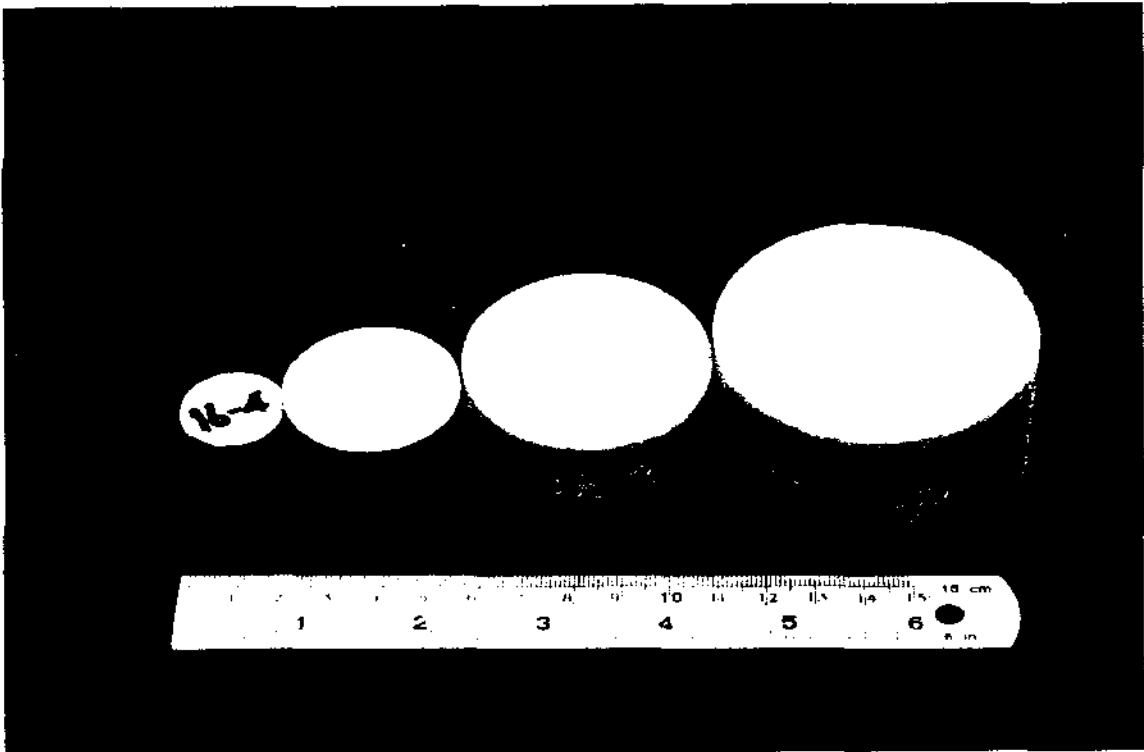
รูปที่ 26 ค่าความต้านแรงกดสูงสุด นำมาแสดงในฟังก์ชันของ L/D ในแต่ละ L/D ได้ใช้ค่าเฉลี่ยที่ทดสอบได้จากหินทุกขนาด (ทุกเส้นผ่าศูนย์กลาง) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ (หรือสัมประสิทธิ์ของความเกี่ยวเนื่อง) ของสมการยกกำลังระหว่างค่า σ_c กับค่า L/D มีค่าดีขึ้นเมื่อเทียบกับรูปที่ 13 ถึงรูปที่ 16

ตารางที่ 3 ขนาดและรูปร่างของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมเพื่อทดสอบความต้านแรงดึงสูงสุดแบบ
Brazilian (Brazilian Tensile Strength Test)

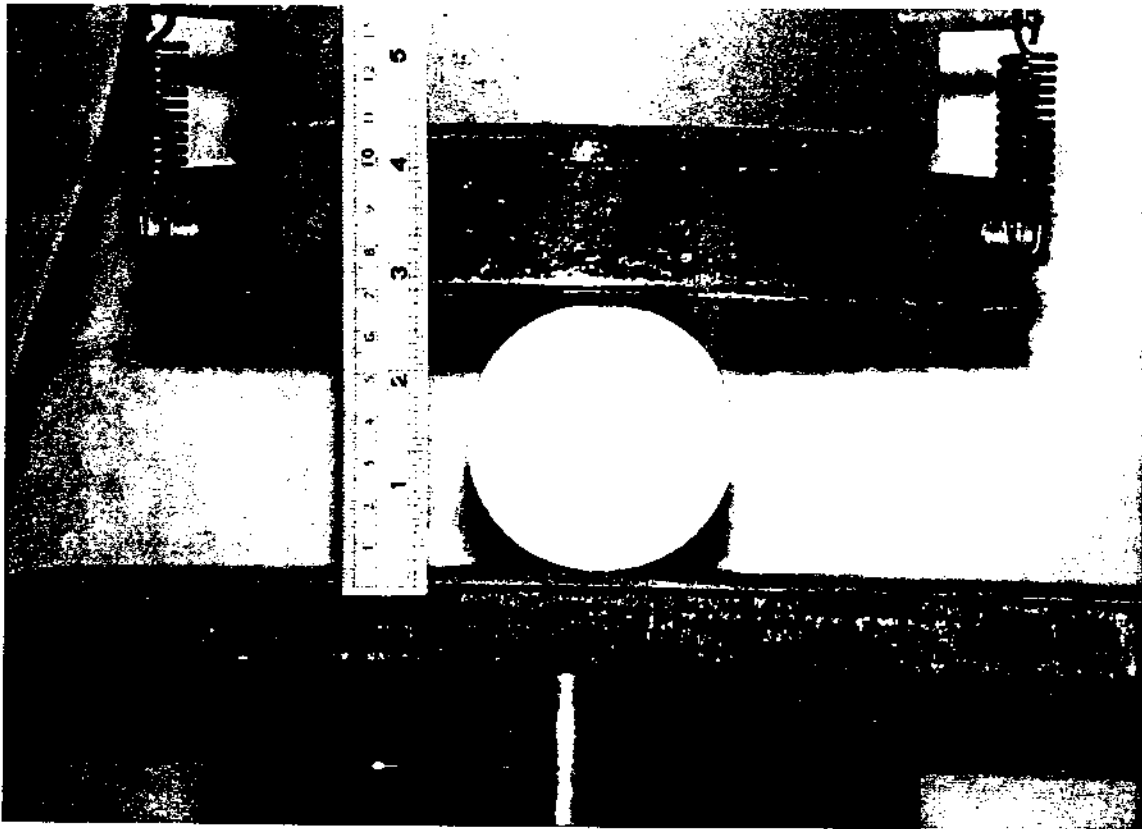
Core Diameter (D) (mm)	Nominal Length (L) (mm)	Nominal L/D	Number of Samples
22.2	11.1	0.5	10
38.5	19.3	0.5	10
54.0	27.0	0.5	10
67.0	33.5	0.5	10

ตารางที่ 4 ผลที่ได้จากการทดสอบแรงดึงสูงสุดแบบ Brazilian

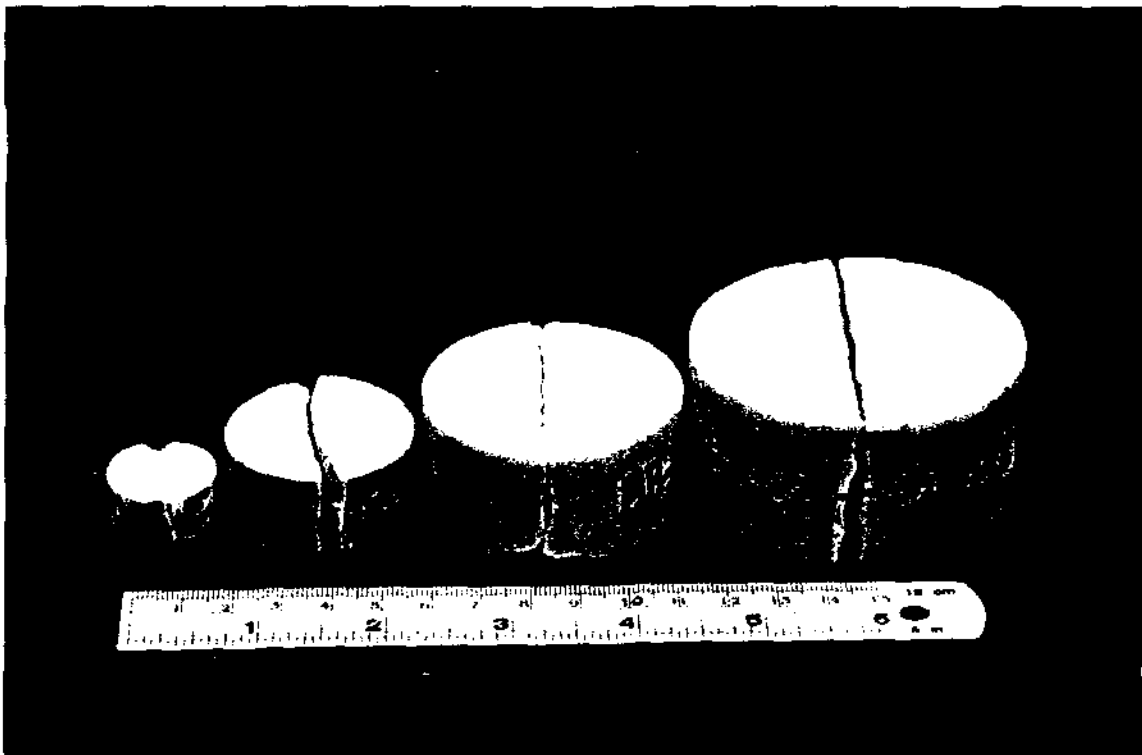
Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	L/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Tensile Strength, σ_b (MPa)	Standard Deviation (%)
22.43	11.19	0.50	10	2.64	5.11	± 22.68
38.51	19.07	0.50	10	2.65	4.87	± 21.26
53.96	27.48	0.51	10	2.65	3.57	± 22.47
67.39	34.09	0.51	10	2.66	3.57	± 21.56



รูปที่ 27 ตัวอย่างของหินอ่อนบางส่วนที่มีขนาดต่างกัน แต่ L/D คงที่เท่ากับ 0.5 ถูกจัดเตรียมขึ้นเพื่อการทดสอบแบบ Brazilian test



รูปที่ 28 หินตัวอย่างถูกนำมาใส่ในเครื่องกดเพื่อทดสอบแบบ Brazilian test หินจะถูกกดตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลางจนกระทั่งหินนั้นแตกและแยกออกจากกันเป็นสองส่วน



รูปที่ 29 บางส่วนของหินตัวอย่างในหลายขนาดซึ่งได้ทดสอบแบบ Brazilian test แล้วหินตัวอย่างมีการแตกตามแนวเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือตามแนวการกด

รูปที่ 30 แสดงผลของการทดสอบค่าความต้านแรงดึงสูงสุด ได้ถูกนำมาแสดงให้อยู่ในรูปของการผันแปรของเส้นผ่าศูนย์กลาง ผลที่ได้บ่งบอกถึงผลกระทบของขนาดต่อความต้านแรงดึงของหิน สมการยกกำลังได้ถูกนำมาใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความต้านแรงดึงกับเส้นผ่าศูนย์กลาง คือ

$$\sigma_B = A(D)^B \quad (3)$$

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

3.4 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม

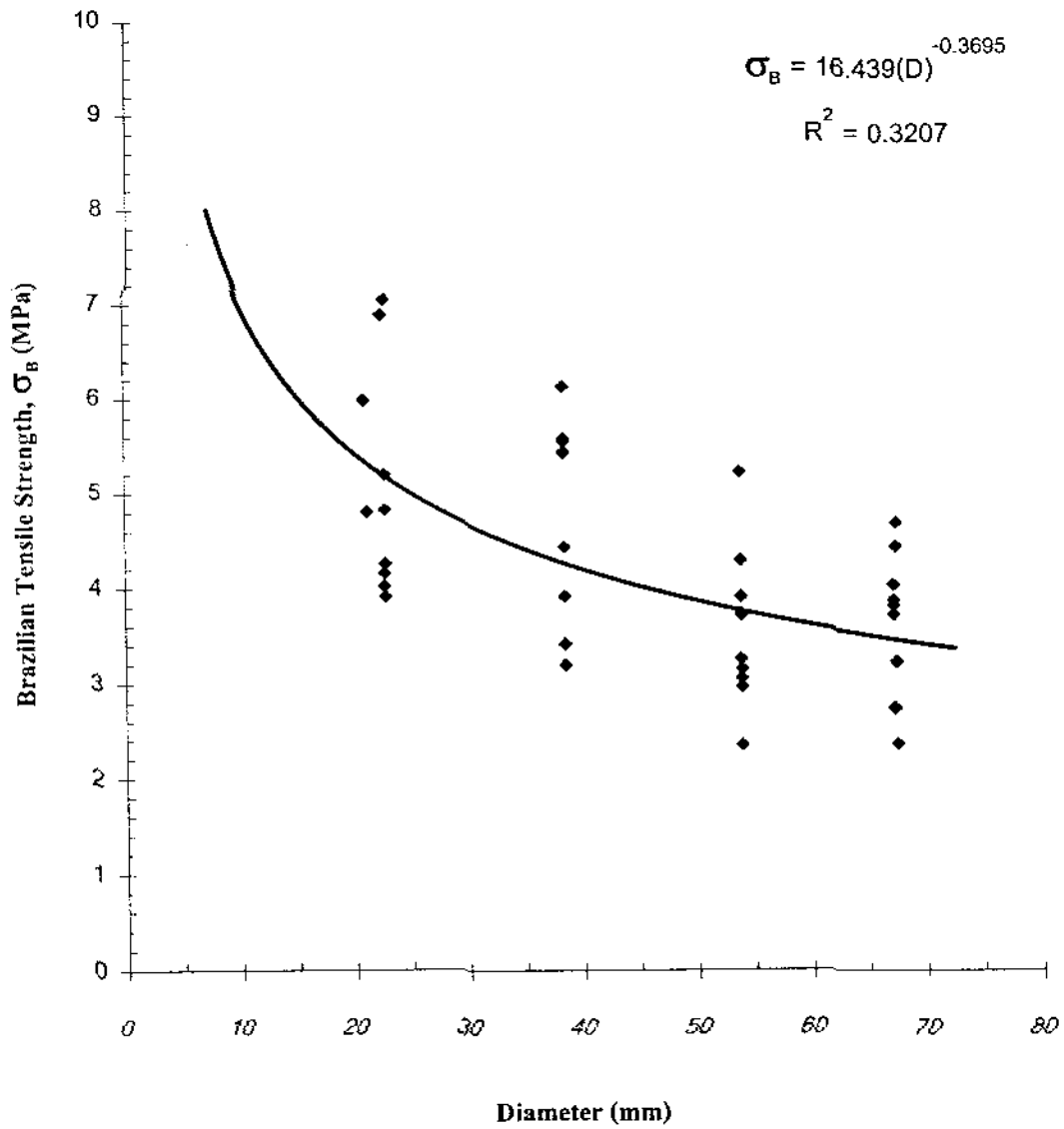
จุดประสงค์ของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load test) คือ เพื่อสร้างฐานข้อมูลและเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ในการทดสอบเบื้องต้นคุณลักษณะของหินตัวอย่างที่จัดเตรียมมาในการทดสอบนี้ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5 เส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินอ่อนทุกอันจะถูกกำหนดไว้คงที่เท่ากับ 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 31) ตัวอย่างหินจะถูกกดที่จุดกึ่งกลางตามแนวแกนของทรงกระบอก (รูปที่ 32) จนกระทั่งตัวอย่างหินนั้นแตกและแยกออกเป็น 2-3 ชิ้น (รูปที่ 33) ค่าแรงกดสูงสุด (P) จะถูกนำมาคำนวณหาค่าดัชนีจุดกด (I_s) โดยใช้วิธีการคำนวณ 2 วิธีคือ

$$I_s = P/t^2 \quad (4)$$

และ
$$I_s = P/(D.t) \quad (5)$$

Brazilian Tensile Strength of Saraburi Marble

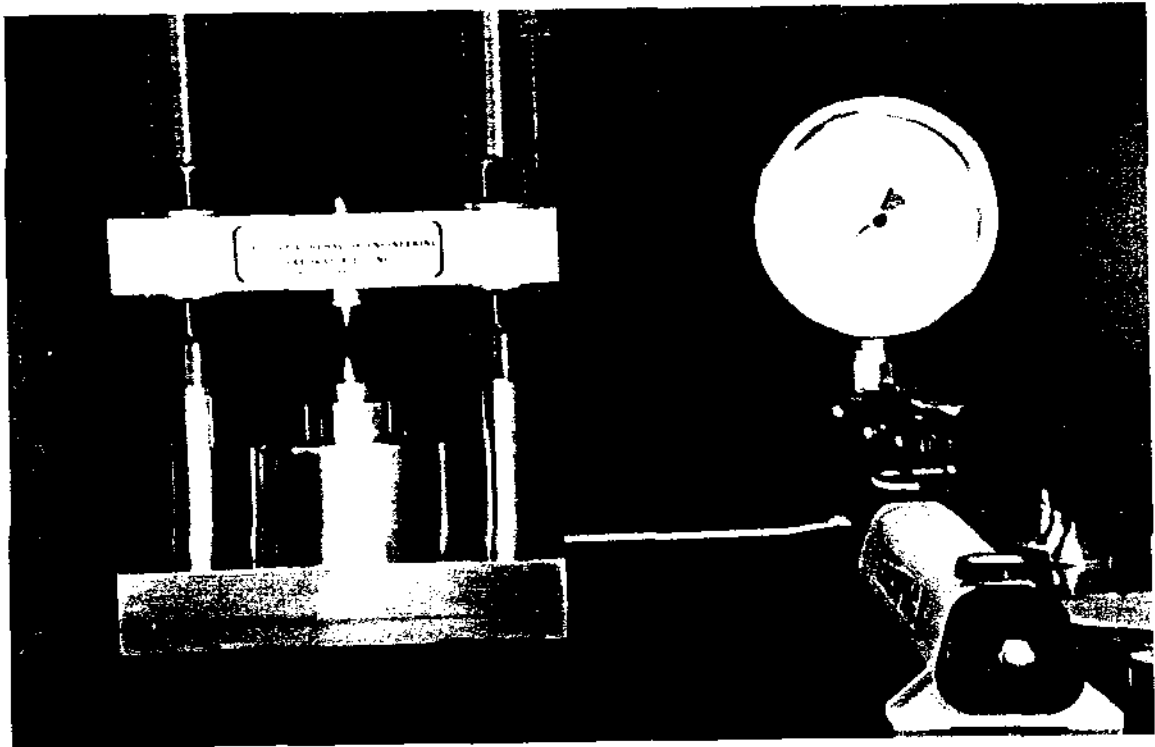
D = 22.5, 38.5, 54.0, 67.4 mm, L/D = 0.5



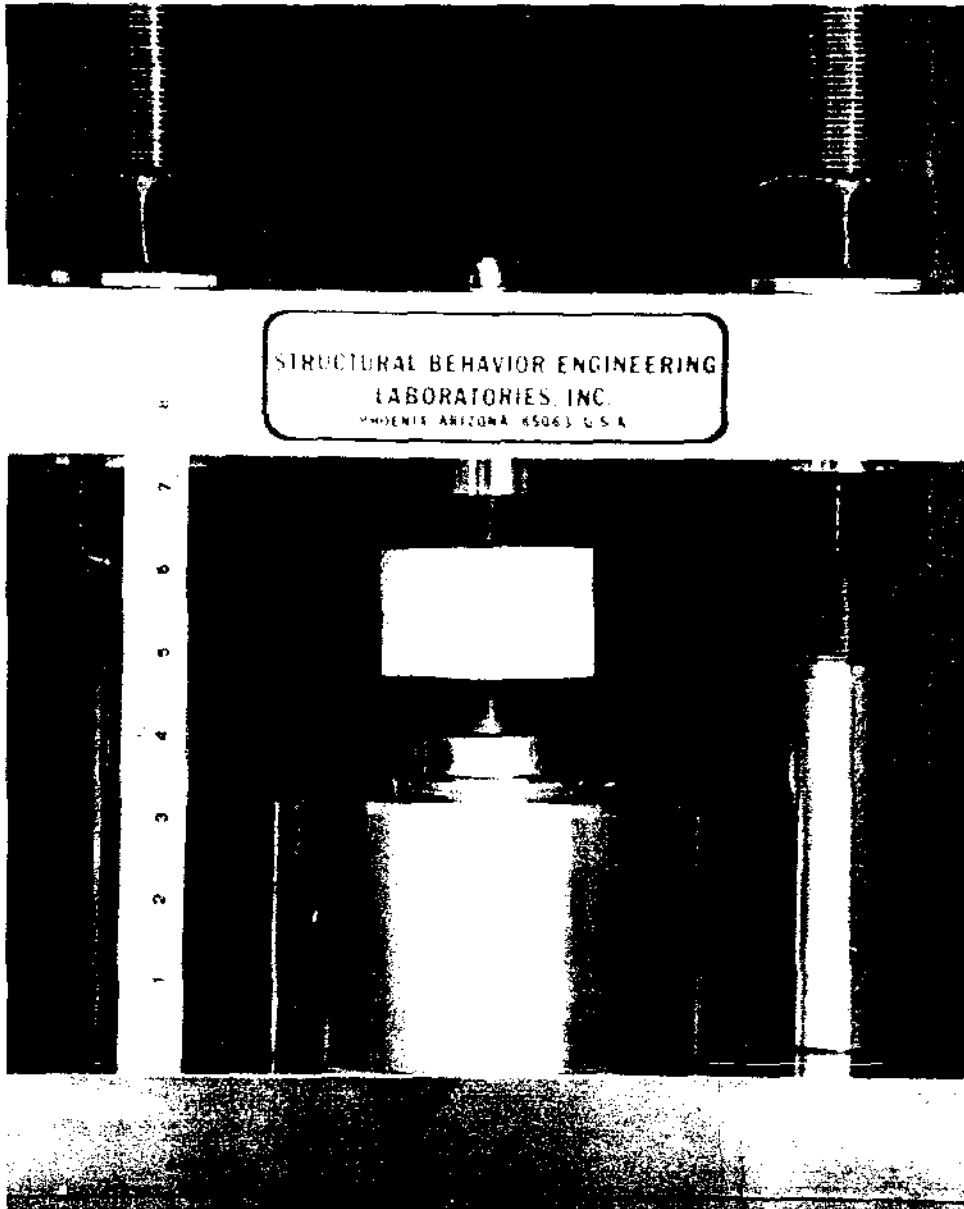
รูปที่ 30 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian test ของตัวอย่างหินอ่อนที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางต่าง ๆ กัน ค่าความต้านแรงดึงสูงสุด (σ_B) ถูกนำมาแสดงในฟังก์ชันของเส้นผ่าศูนย์กลาง (D)

ตารางที่ 5 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดคานแบบดั้งเดิม

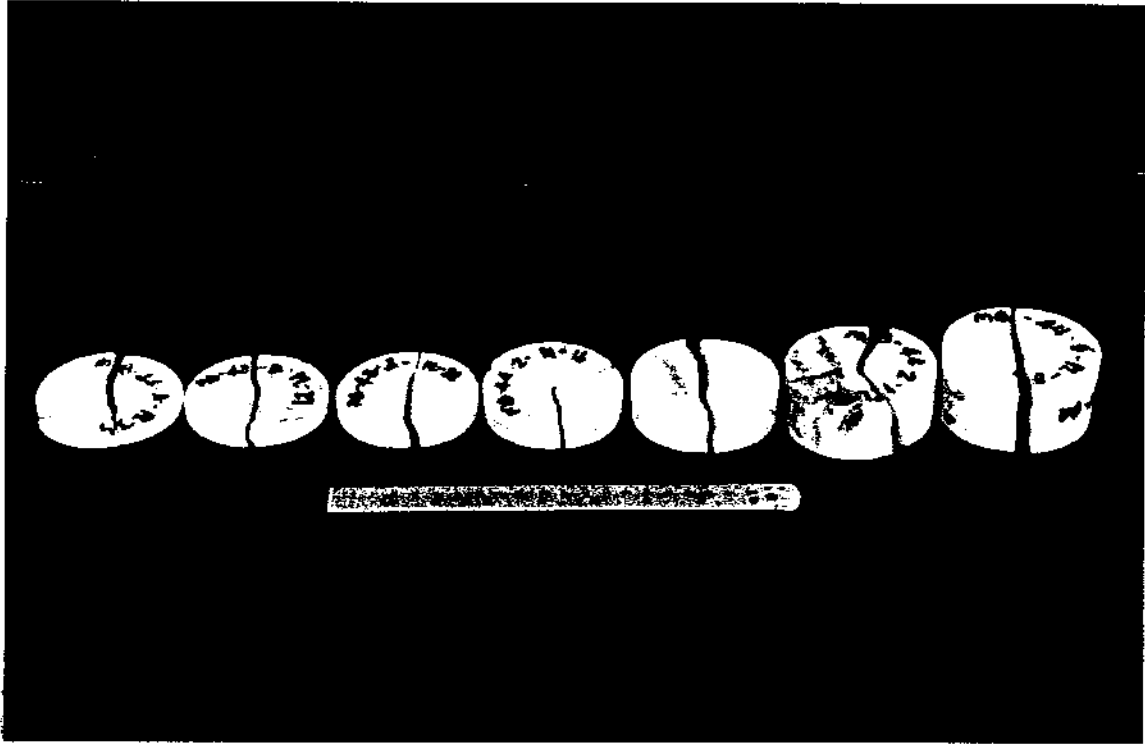
Average Disk Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/D	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean Point Load Index, $I_s = P/t^2$ (MPa)	Standard Deviation (%)	Mean Point Load Index, $I_s = P/Dt$ (MPa)	Standard Deviation (%)
67.36	5.69	0.08	10	2.61	53.71	±10.74	4.52	±12.47
67.44	7.88	0.12	10	2.59	38.54	±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 31 เครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ใช้ในการทดสอบจุดกด มีแรงกดสูงสุดถึง 75,000 ปอนด์



รูปที่ 32 การทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม (Conventional point load testing) ตัวอย่างหินอ่อนรูปทรงระบอก ถูกกดตามแนวแกนด้วยเครื่อง SBEL PLT-75



รูปที่ 33 ตัวอย่างหินอ่อนที่มีความหนาต่างกัน หลังจากถูกทดสอบ โดยการกดให้แตก โดยใช้วิธีจุดกดแบบตั้งเค็ม

โดยที่ I_c คือ ค่าดัชนีจุดกด P คือค่าแรงกดสูงสุดที่ทำให้หินแตก t คือค่าความหนาของตัวอย่างหิน และ D คือค่าเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของตัวอย่างหิน

การคำนวณโดยใช้สมการทั้งสองแบบนี้มีจุดประสงค์เพื่อนำมาเปรียบเทียบผลของดัชนีที่คำนวณได้ สมการที่ 4 ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยไม่ว่าถึงขนาด ความกว้าง หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหิน ในขณะที่สมการที่ 5 ดัชนีจุดกดได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยนำทั้งความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางเข้ามาพิจารณาด้วย ตารางที่ 5 สรุปผลที่ได้จากการคำนวณการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมโดยใช้สมการที่ 4 และ 5

รูปที่ 34 แสดงค่าดัชนีจุดกดในฟังก์ชันของ t ที่คำนวณมาจากสมการที่ 4 จะเห็นได้ว่าค่าดัชนีจุดกดจะมีค่าลดลงถ้าความหนาของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นเชิงคณิตศาสตร์ดังสมการที่แสดงไว้ในรูป

รูปที่ 35 แสดงค่าดัชนีจุดกดในฟังก์ชันของความหนา t ที่คำนวณมาจากสมการที่ 5 หลังจากนำทั้งเส้นผ่าศูนย์กลางและความหนาเข้ามาพิจารณาในการคำนวณ ค่าดัชนีจุดกดที่คำนวณได้จะไม่ขึ้นกับความหนาของตัวอย่างหิน ค่าดัชนีจุดกดในกรณีนี้จะอยู่ที่ประมาณ 4.5 MPa

ผลที่ได้จากการทดสอบดัชนีจุดกดแบบดั้งเดิมนี้จะนำมาใช้เป็นฐานข้อมูลเพื่อเปรียบเทียบกับกรทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนในบทต่อไป

3.5 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

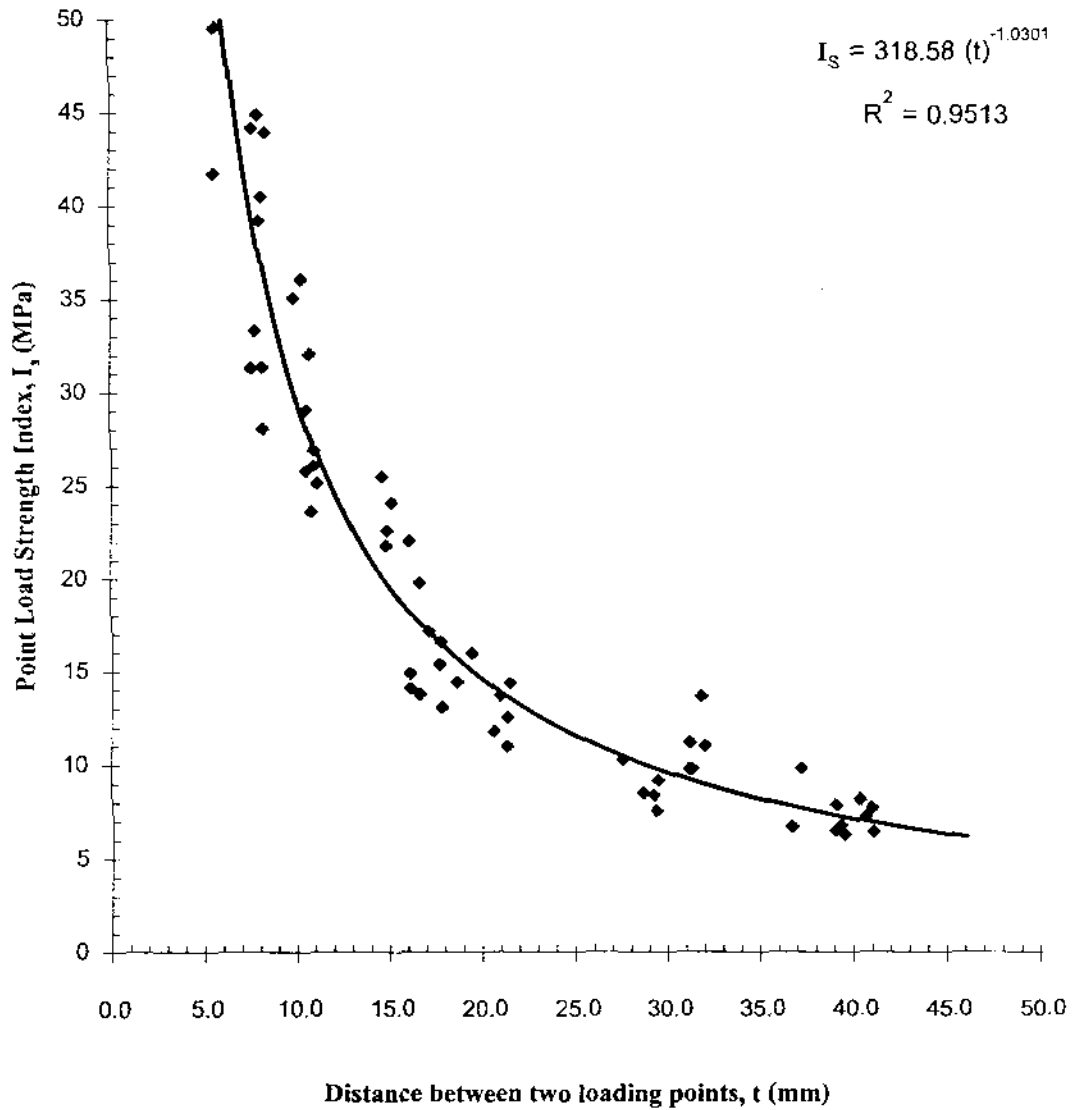
งานวิจัยนี้ได้มีการประดิษฐ์หัวกดแบบปรับเปลี่ยนเพื่อนำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ตามแนวคิดหลักของงานวิจัยต้องการให้มีพื้นที่สัมผัสระหว่างหัวกดและเนื้อหินที่คงที่ ไม่ว่าจะเนื้อหินจะมีความอ่อนหรือแข็งเพียงใด หรือหัวกดอยู่ภายใต้แรงกดมากน้อยเพียงใด ดังนั้นหัวกดที่ถูกปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบและมีพื้นที่หน้าตัดเป็นรูปวงกลม เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดแบบปรับเปลี่ยนได้สั่งทำขึ้นมา 7 ขนาด คือ 5 mm, 7.5 mm, 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm และ 30 mm วัสดุที่ใช้จะเป็นเหล็กแข็งซึ่งทนทานต่อการกดภายใต้ความดันสูง การสั่งทำจะทำเป็นคู่ซึ่งมีทั้งหมด 7 คู่ โดยรูปที่ 36 ได้เปรียบเทียบหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 mm และ 10 mm กับหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) ที่ใช้กันอยู่ทั่วไป และรูปที่ 37 แสดงหัวกดแบบปรับเปลี่ยนทั้งหมดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm

การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หรือเรียกสั้น ๆ ว่า MPL สามารถแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ตามลักษณะทางเรขาคณิตของตัวอย่างหินอ่อน กลุ่มแรกจะใช้หินตัวอย่างเป็นรูปแผ่นกลม ส่วนกลุ่มที่สองจะใช้หินตัวอย่างเป็นรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส

Point Load Strength Index of Saraburi Marble

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

$$I_s = P/t^2$$

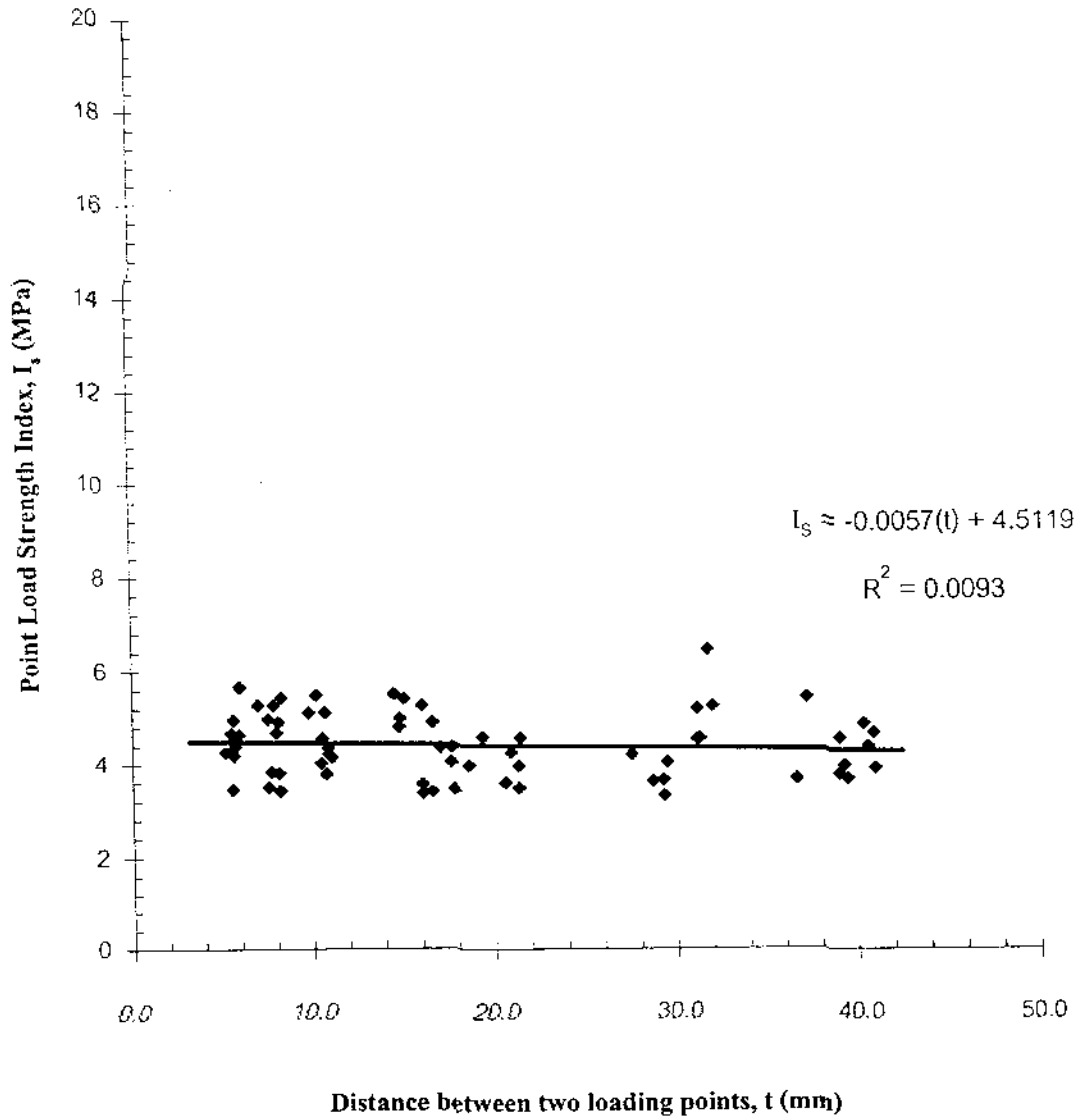


รูปที่ 34 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/t^2$

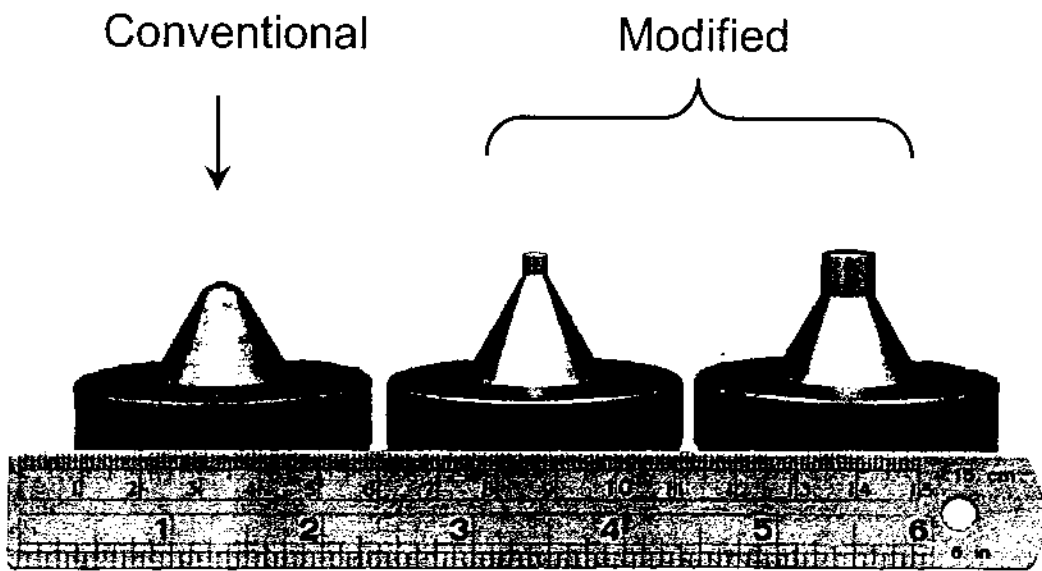
Point Load Strength Index of Saraburi Marble

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

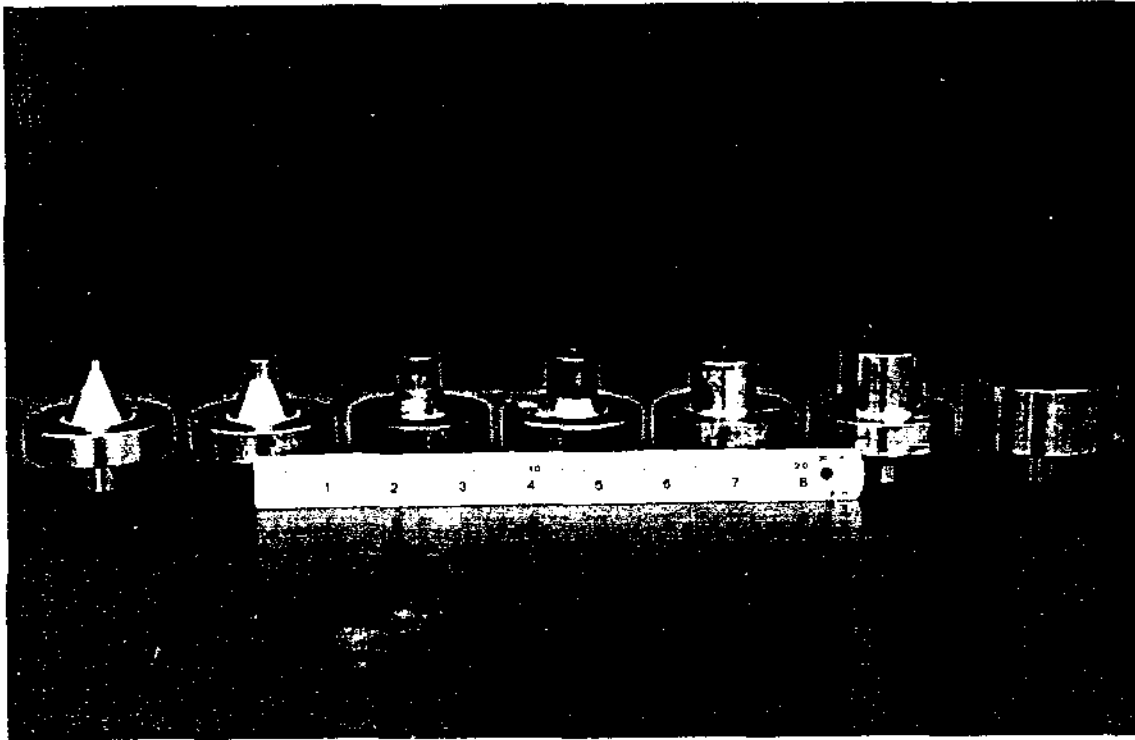
$$I_s = P/Dt$$



รูปที่ 35 ผลจากการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าดัชนีจุดกดถูกคำนวณโดยใช้สมการ $I_s = P/(D.t)$



รูปที่ 36 เปรียบเทียบหัวกดแบบดั้งเดิม (Conventional) กับหัวกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified) ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 5 mm และ 10 mm หัวของตัวกดแบบปรับเปลี่ยนจะเป็นหัวตัดเรียบ



รูปที่ 37 หัวกดแบบปรับเปลี่ยนที่สร้างขึ้นมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางผันแปรจาก 5 mm ไปจนถึง 30 mm

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

การใช้ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างหินและของหัวกดหลากหลายเช่นนี้ก็เพื่อให้ได้มาซึ่งความสัมพันธ์ของขนาดและรูปร่างต่อค่าความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของตัวอย่างหิน

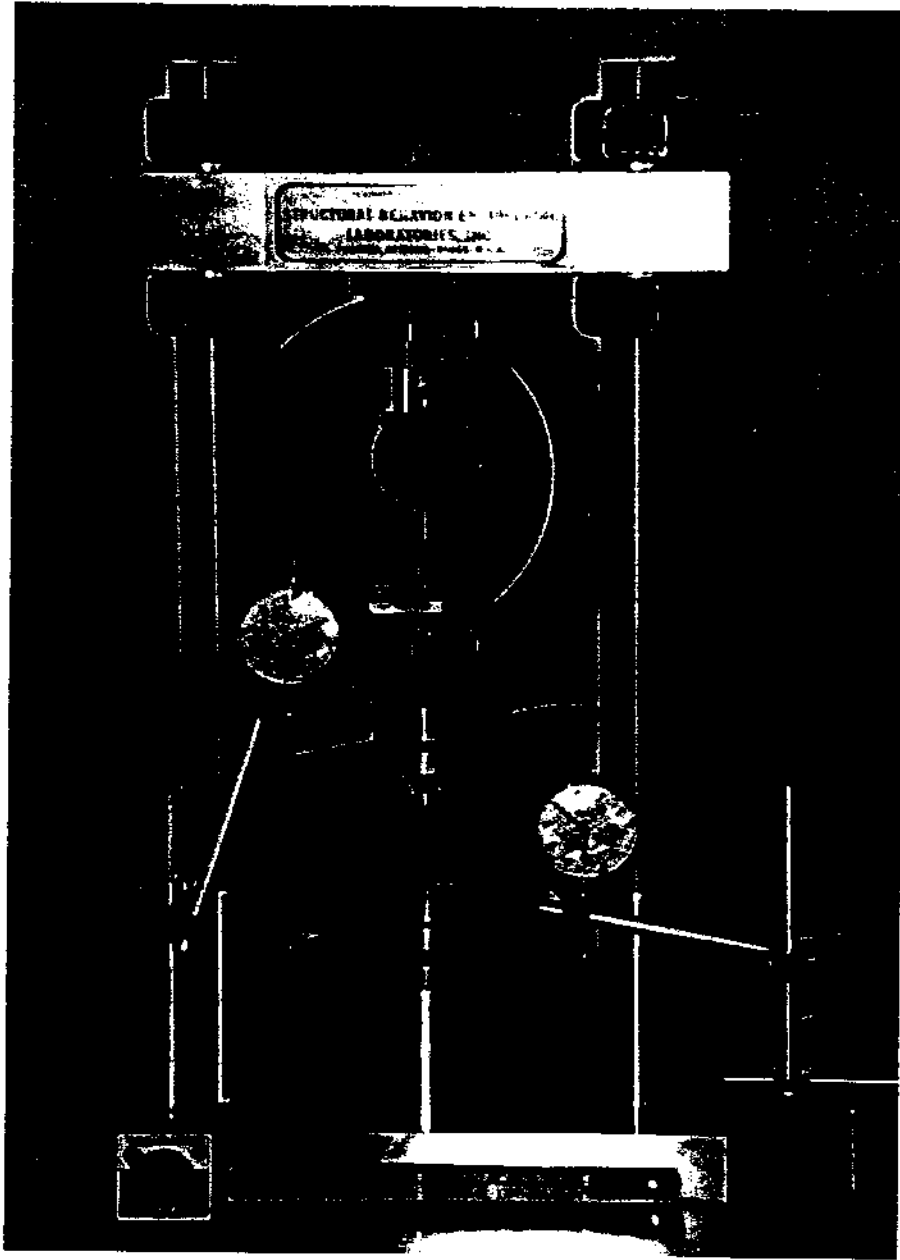
รูปที่ 38 แสดงเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบแบบ MPL ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมจะถูกกดตามแนวแกนกลางจนแตก โดยใช้เครื่อง SBEL PLT-75 ซึ่งมีความสามารถในการกดสูงสุดเท่ากับ 75,000 ปอนด์ แรงกดที่ทำให้หินแตกจะมีการบันทึกเพื่อใช้ในการคำนวณ และบันทึกภาพลักษณะรอยแตกเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป รูปที่ 39 แสดงการทดสอบแบบ MPL ซึ่งใช้หินรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส โดยจะกดตัวอย่างหินที่จุดกึ่งกลางของแผ่น รูปที่ 40 ถึง 42 แสดงลักษณะการแตกของหินตัวอย่างบางส่วน ตัวอย่างหินส่วนใหญ่จะมีรอยแตกมากกว่าหนึ่งรอย แต่ทุกรอยแตกจะมีแนวขนานกับทิศทางการกด ซึ่งบ่งบอกว่าเป็นรอยแตกแบบดึง (Tension) ในบริเวณใต้หัวกดหินจะแตกเป็นรูปกรวย ซึ่งเป็น Compressive shear zone ที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่ที่สุดเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดนั้น ๆ (ดังรูปที่ 41)

ตารางที่ 6 และ 7 แสดงรูปร่างของตัวอย่างหินและผลการคำนวณที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL ในที่นี้ค่าความกันแตก (P) สามารถคำนวณได้จากการนำค่าแรงกดแตก (F) หารด้วยพื้นที่หน้าตัดของหัวกด ดังสมการข้างล่างนี้

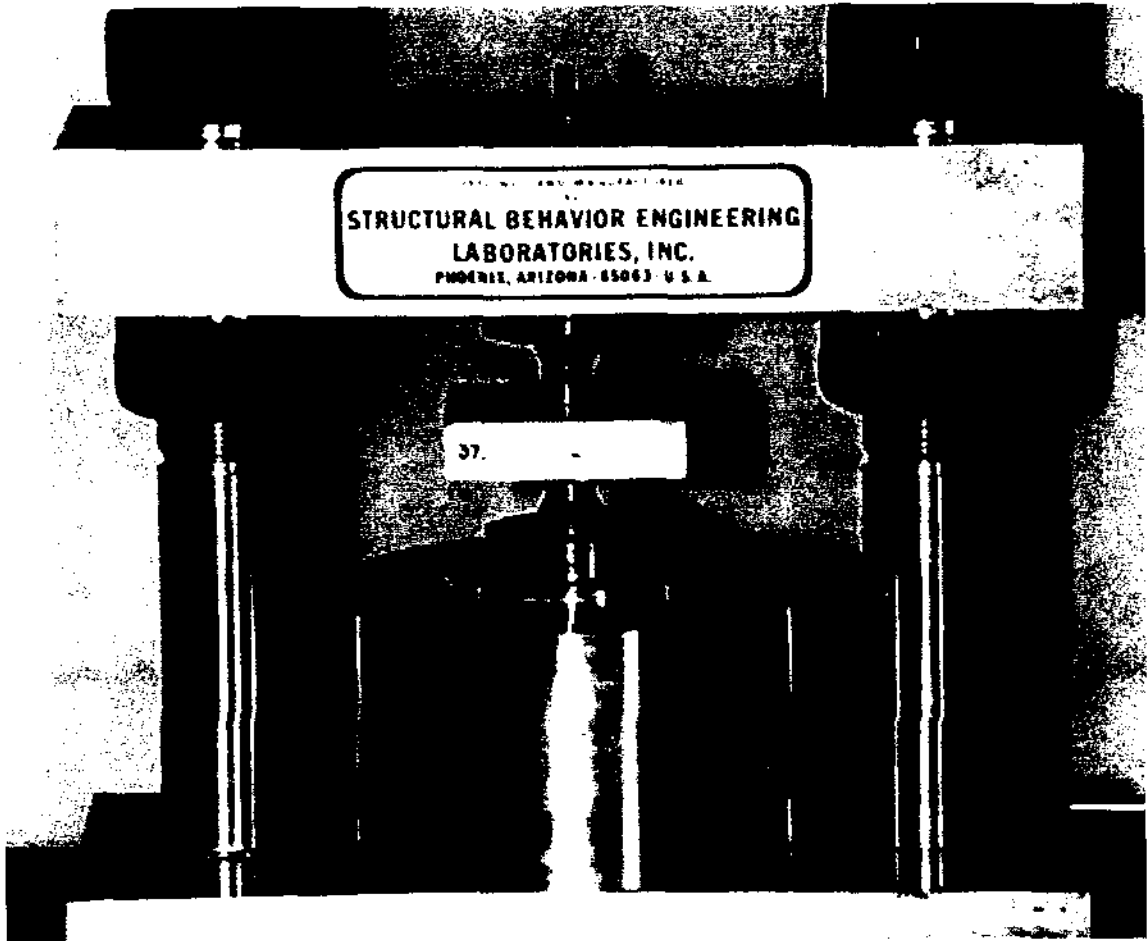
$$P = F/(\pi d^2/4) \quad (6)$$

รูปที่ 43 และ 44 แสดงผลของการทดสอบแบบ MPL ในรูปของกราฟ โดยที่ค่า P จะนำเสนอในฟังก์ชันของอัตราส่วน v/d สำหรับตัวอย่างหินรูปแผ่นกลม (รูปที่ 43) และค่า P จะนำเสนอในฟังก์ชันของอัตราส่วน D/d สำหรับตัวอย่างหินรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัส (รูปที่ 44) การนำค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด (d) มาเป็นตัวหารก็เพื่อพิจารณาถึงผลกระทบของความหนาและความกว้างของหินโดยไม่มีขนาดของหัวกดเข้ามาเกี่ยวข้อง

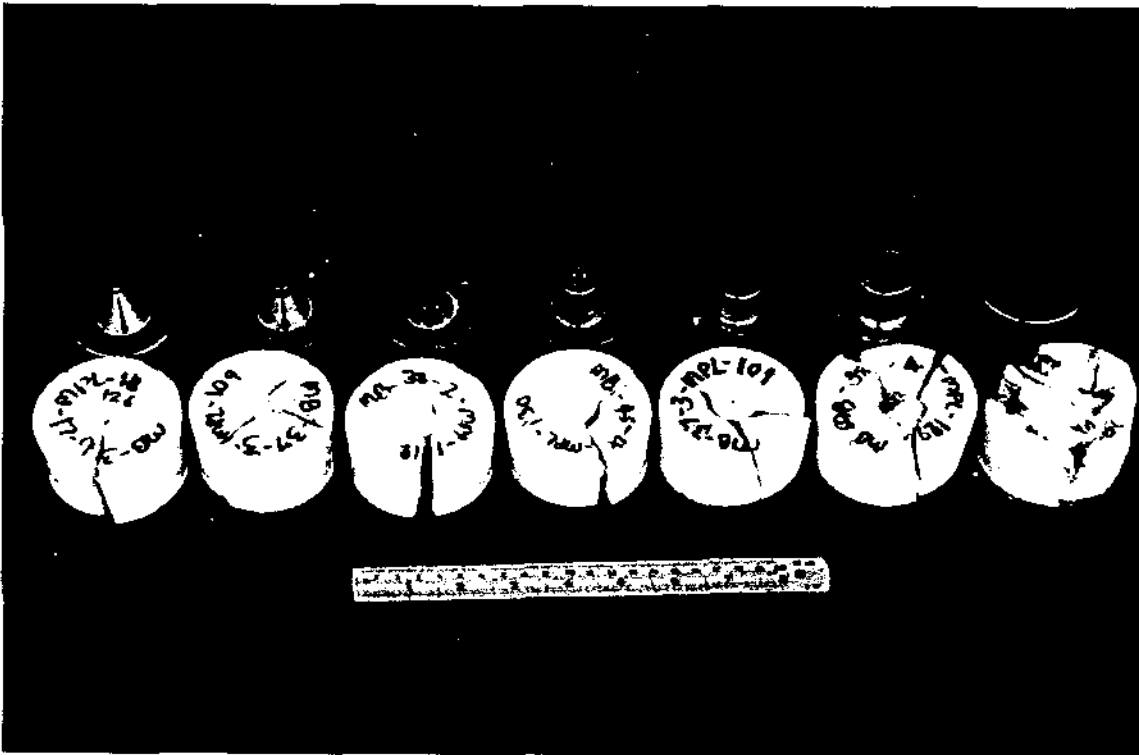
ในการพิจารณาโดยทั่วไปแล้วผลที่ได้จากการทดสอบระบุว่าค่า P จะสูงขึ้น ถ้าอัตราส่วน v/d หรือ D/d มีค่าสูงขึ้น เพื่อที่จะสร้างความสัมพันธ์ในรูปคณิตศาสตร์ สมการในรูปของ Logarithmic ได้นำมาใช้ในการอธิบายการเปลี่ยนแปลงของ P ในรูปของอัตราส่วน D/d คือ



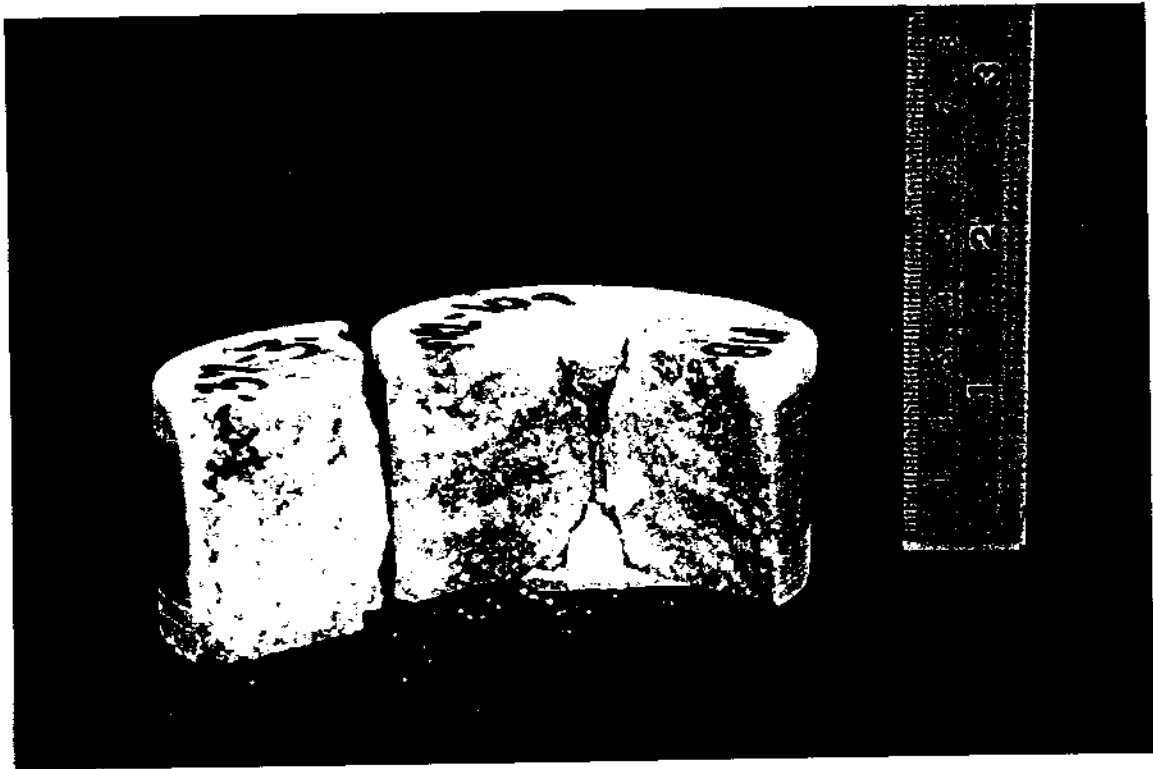
รูปที่ 38 องค์ประกอบของเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดคดแบบปรับเปลี่ยน หินตัวอย่างรูปแผ่นกลมถูกกดตามแนวแกน



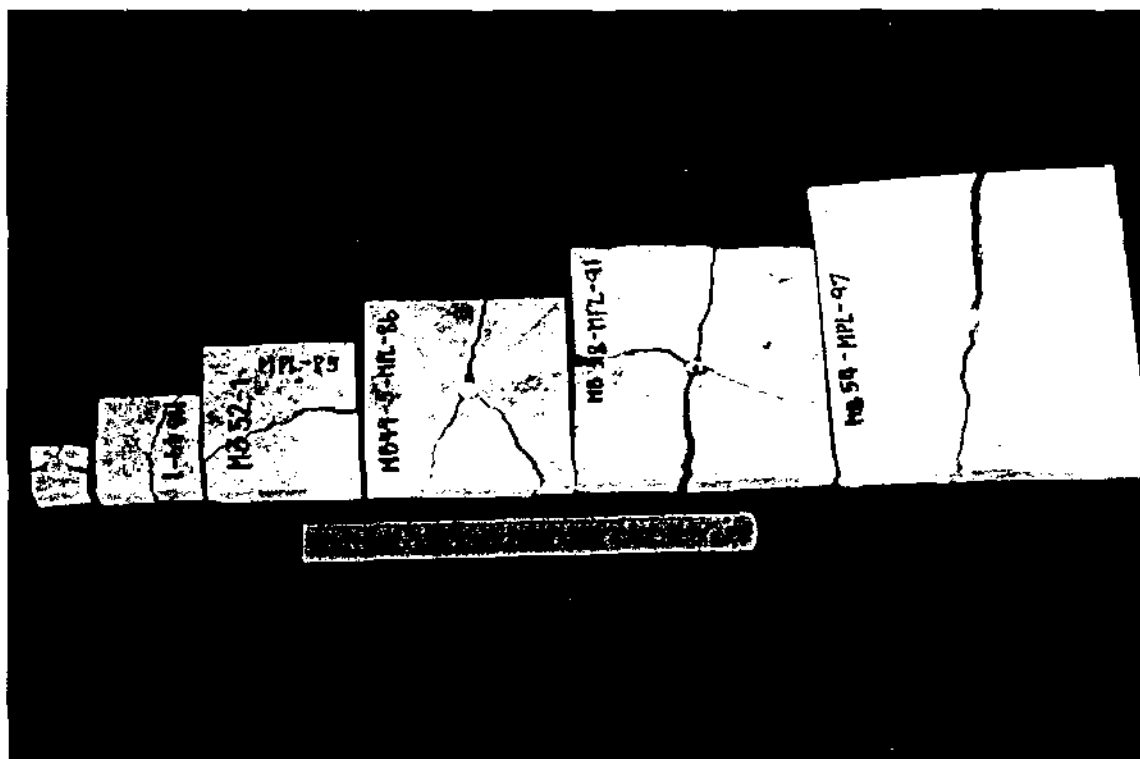
รูปที่ 39 ตัวอย่างของหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสถูกกดที่จุดกึ่งกลางของแผ่นในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน



รูปที่ 40 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมหลังจากถูกทดสอบด้วยหัวกดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต่างกัน



รูปที่ 41 ตัวอย่างหินรูปแผ่นกลมถูกกดแตก โดยมีการแตกเป็นรูปกรวยที่บริเวณภายใต้หัวกด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหินแตกแบบความกดเฉือน (Compressive shear failure) ในบริเวณนี้



รูปที่ 42 ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมขนาดต่าง ๆ กัน หลังจากทดสอบด้วยจุดกดแบบปรับเปลี่ยน

ตารางที่ 6 คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นสี่เหลี่ยมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบ
ปรับเปลี่ยน

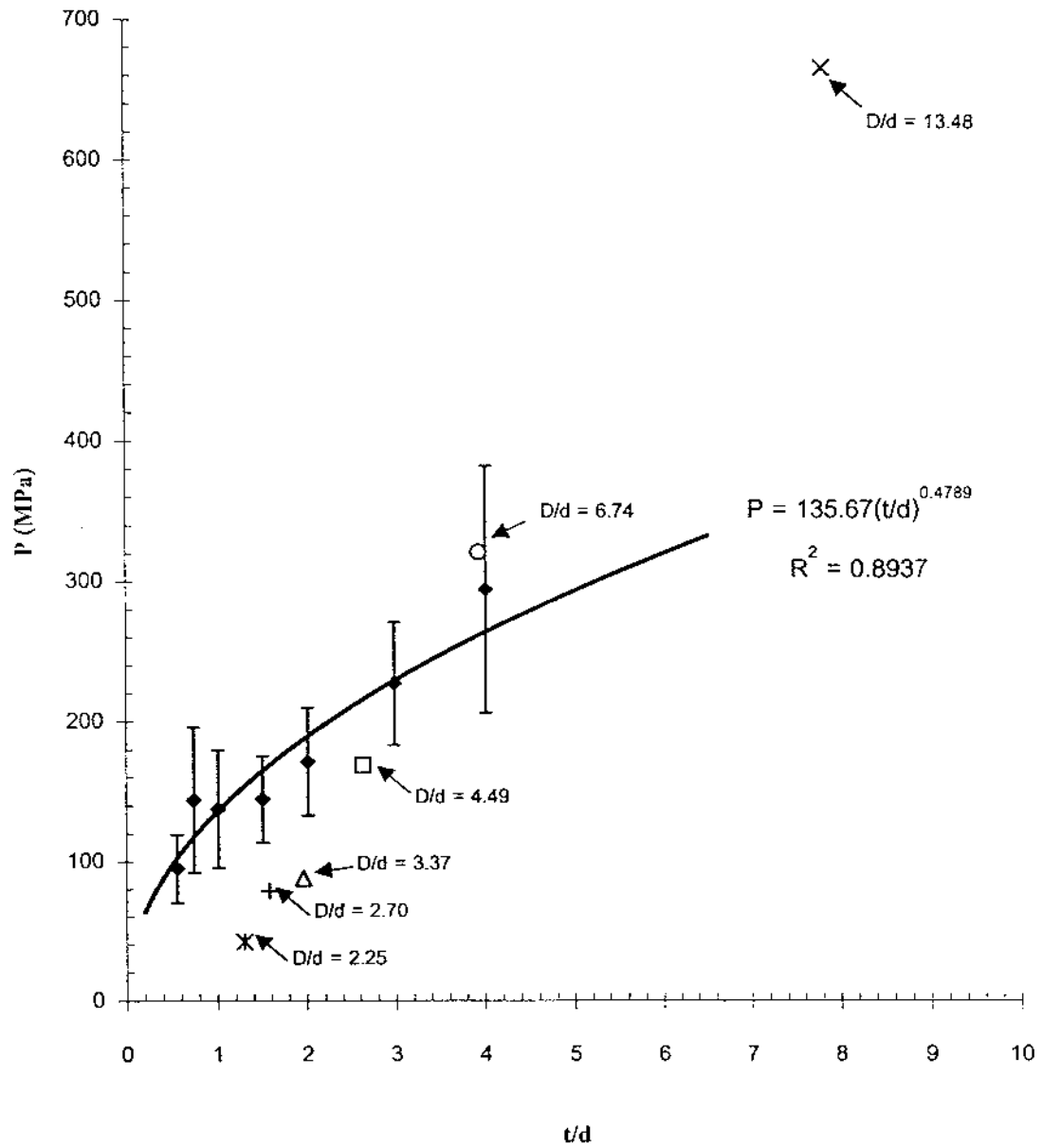
Average Diameter (mm)	Average Thickness (mm)	t/d	D/d	MPL Diameter (mm)	Number of Samples	Average Density (g/cc)	Mean MPL Strength, σ_{MPL} (MPa)	Standard Deviation (%)
23.20	18.19	3.64	4.64	5	5	2.82	348.36	± 8.44
48.00	18.19	3.64	9.60	5	5	2.77	394.20	± 8.74
74.40	18.19	3.64	14.88	5	5	2.27	556.15	± 2.37
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
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 7 คุณลักษณะของตัวอย่างหินแบบแผ่นกลมและผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบ
ปรับเปลี่ยน

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

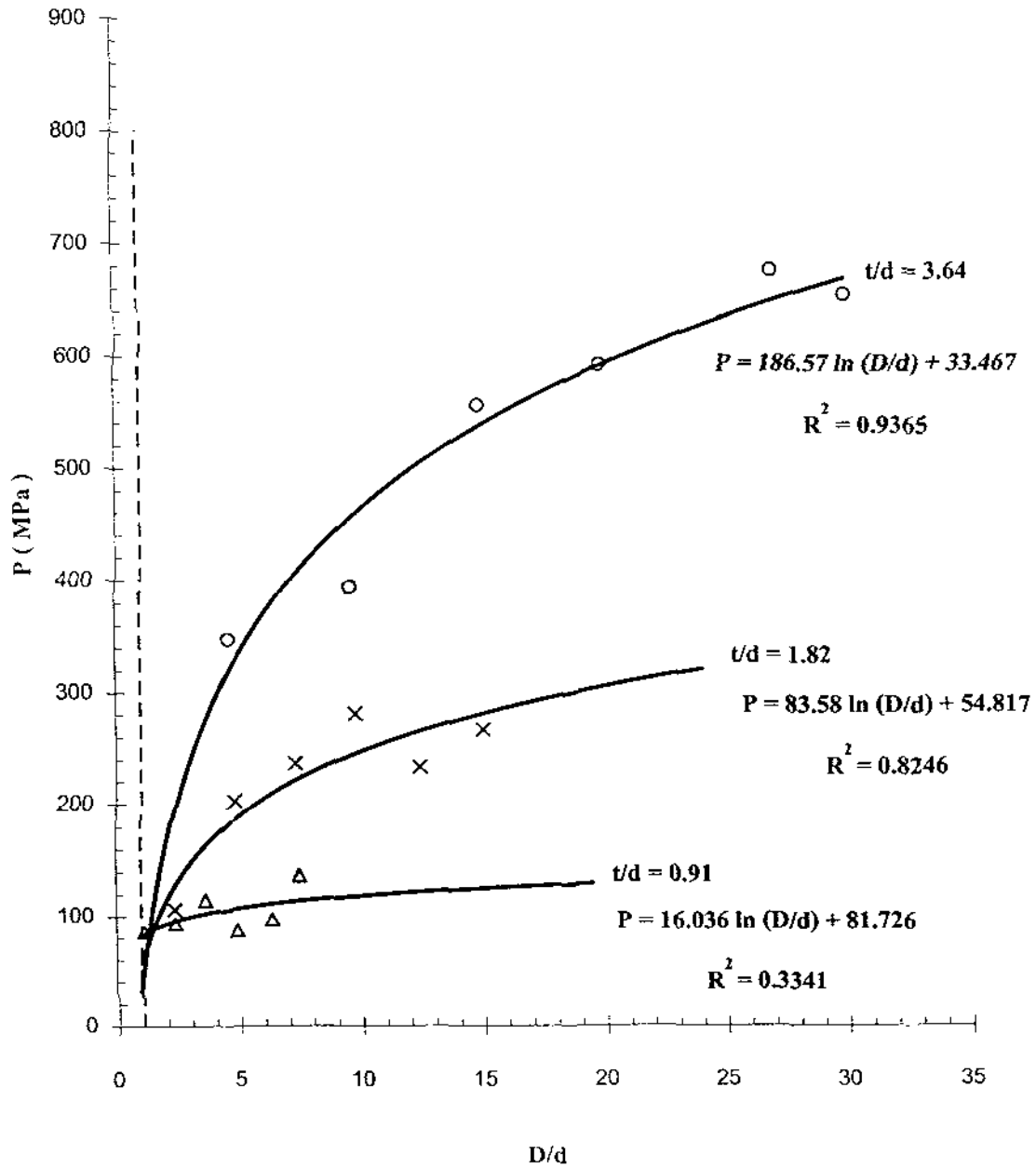
$D/d = 6.74, t/d = 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0$



รูปที่ 43 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นกลมที่มีอัตราส่วนของความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

Modified Point Load Strength of Saraburi Marble

$t/d = 0.91, 1.82, 3.64$



รูปที่ 44 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนโดยใช้ตัวอย่างหินอ่อนรูปแผ่นสี่เหลี่ยมที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดที่ต่างกัน

$$P = A \ln (D/d) + B \quad (7)$$

โดยที่ A และ B เป็นค่าคงที่ของแต่ละอัตรา v/d ผลที่ได้นี้จะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการศึกษาทางค้ำนทฤษฎีในบทต่อไป

บทที่ 4

การศึกษาทางด้านทฤษฎี

จุดประสงค์ของการศึกษาทางด้านทฤษฎีเพื่อคำนวณหาการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินภายใต้การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (MPL) เนื่องจากลักษณะของปัญหาทางด้านกลศาสตร์เช่นนี้มีความซับซ้อนในประเด็นของขอบเขตและข้อกำหนดทางคณิตศาสตร์และเรขาคณิตขั้นต้น (Boundary conditions) สมการสำเร็จรูปที่จะนำมาใช้จึงไม่มี ดังนั้นการศึกษาในทางทฤษฎีจึงเน้นไปที่การใช้การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธี Finite element method โปรแกรมที่นำมาใช้คือโปรแกรม GEO (Serata and Fuenkajorn, 1992) รายละเอียดของคุณสมบัติของโปรแกรมนี้สามารถดูได้จากเอกสารอ้างอิงดังกล่าว

ในการศึกษาเบื้องต้นนี้ได้สร้างแบบจำลอง 15 แบบขึ้น (Computer models) เพื่อศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน และผลกระทบของคุณสมบัติของหินเอง ตารางที่ 8 ได้สรุปคุณสมบัติของแบบจำลองทั้ง 15 แบบ (Finite element mesh) การจำลองจะแบ่งเป็น 2 ชุด ในชุดแรกแบบจำลองจะเป็นรูปทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากัน เท่ากับ 75 mm หรือประมาณ 3 นิ้ว ส่วนความหนาของแต่ละแบบจำลองจะถูกผันแปรจาก 2.5 mm ไปจนถึง 100 mm เนื่องจากแบบจำลองมี Symmetry planes 2 แนว คือ ในแนวตั้งตามแกนของทรงกระบอก และในแนวนอนที่ครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่างหิน ดังนั้น การจำลองความเค้นของความเครียดจึงทำเพียงแต่ 1/4 ของตัวอย่างหินทั้งชิ้น ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 45 ในการจำลองชุดที่สองแบบจำลองจะมีความหนา (t) คงที่ เท่ากับ 12.5 mm แต่มีอัตราส่วนของ D/d ผันแปรจาก 1, 2, 3, 5, 10, 15 ไปจนถึง 20

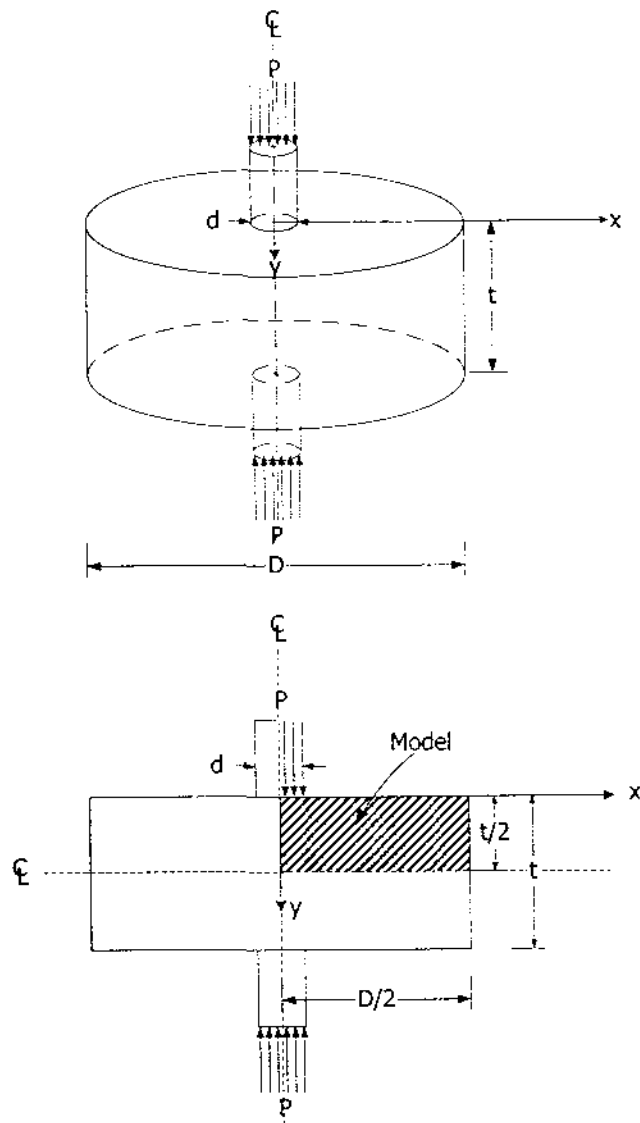
ในการศึกษาผลกระทบของความหนาและความกว้างของตัวอย่างหิน ได้กำหนดให้คุณสมบัติของหินมีค่าคงที่ โดยที่สมมติให้ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่น $E = 1.5 \times 10^6$ psi และค่า Poisson's ratio $\nu = 0.25$ ค่าสัมประสิทธิ์ของความยืดหยุ่นที่สมมตินี้จะไม่มีผลต่อการวิเคราะห์ในที่นี้ เพราะการวิเคราะห์จะเน้นไปที่การกระจายตัวของความเค้นได้ทั่วๆ และจะไม่มีการศึกษาเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหิน และค่าความหนา (t) ของแบบจำลองจะผันแปรจาก 2.5, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 30.0, 40.0 ไปจนถึง 100.0 mm และความกว้างผันแปรจาก 5, 10, 15, 25, 75 ไปจนถึง 100 mm

ส่วนในการศึกษาผลกระทบของ Poisson's ratio ต่อการแพร่กระจายของความเค้น ได้กำหนดให้ความหนาของแบบจำลองมีค่าคงที่เท่ากับ 20 mm และค่า ν ถูกผันแปรจาก 0.0 ไปถึง 0.5

ในเบื้องต้นนี้การสร้างแบบจำลองได้กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดมีค่าเท่ากับ 5 mm Element หรือช่องของการคำนวณที่อยู่ภายใต้หรือใกล้เคียงกับจุดกดจะถูกออกแบบให้มี

ตารางที่ 8 คุณลักษณะของแบบจำลอง 15 แบบ ที่ใช้ในการศึกษาผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหิน ทุกแบบจำลองมีเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกด $d = 5 \text{ mm}$

Model No.	Number of Nodes	Number of Elements	Thickness (t) mm	Diameter (D) mm
1	201	158	2.5	75
2	350	306	5.0	75
3	662	612	10.0	75
4	972	917	15.0	75
5	1294	1232	20.0	75
6	1916	1843	30.0	75
7	2449	2366	40.0	75
8	2891	2801	100.0	75
9	264	230	12.5	5
10	504	460	12.5	10
11	744	690	12.5	15
12	1104	1035	12.5	25
13	1246	1170	12.5	50
14	1276	1196	12.5	75
15	1292	1208	12.5	100



D = Specimen diameter

d = Point load diameter

P = Applied pressure

t = Specimen thickness

x = Horizontal distance from loading point

y = Vertical distance from loading point

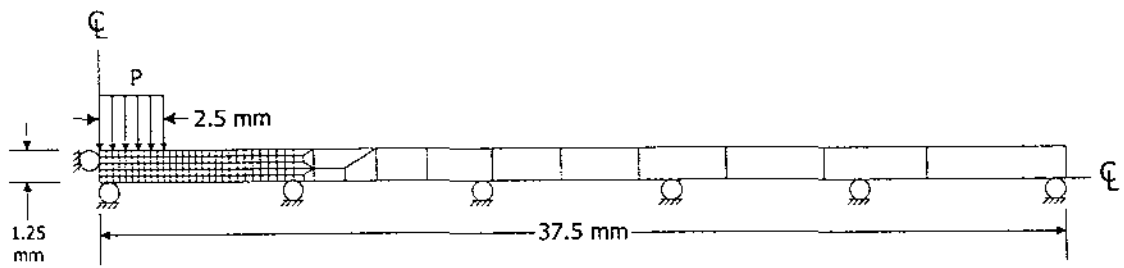
รูปที่ 45 แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ถูกสร้างขึ้นเพื่อศึกษาการกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างรูปทรงกระบอกภายใต้จุดกดแบบปรับเปลี่ยน เนื่องจาก Symmetry planes ในแนวตั้งและแนวนอน การจำลองจึงทำเพียง $1/4$ ส่วนของหินตัวอย่างทั้งชิ้น สัญลักษณ์ที่ใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลขได้สรุปไว้ในรูปนี้ด้วย

ขนาดเล็ก เนื่องจากการผันแปรของค่าความเค้นในบริเวณนี้สูง และเพื่อให้ได้มาซึ่งการคำนวณค่าความเค้นที่แม่นยำ ส่วนช่องของการคำนวณที่อยู่ไกลออกไปจากหัวคจะถูกรูปแบบให้ใหญ่ขึ้น เพราะเนื้อหิ้นตัวอย่างในบริเวณนี้มีผลกระทบจากหัวคน้อย และจะทำให้การคำนวณมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลดีขึ้น รูปที่ 46 ถึง 53 ได้แสดงให้เห็นถึงแบบจำลอง 8 แบบในการจำลองชุดแรก ในรูปของ Finite element mesh การศึกษาในชุดแรกนี้จะมุ่งถึงผลลัพธ์ในสองประเด็นคือ ผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหิ้น และผลกระทบของค่า Poisson's ratio รูปที่ 54 ถึง 60 แสดงแบบจำลอง 7 แบบในชุดที่สองของการศึกษา ซึ่งจะมุ่งผลลัพธ์ไปที่ผลกระทบของความกว้างของตัวอย่างหิ้นต่อการกระจายตัวของความเค้นใต้หัวค

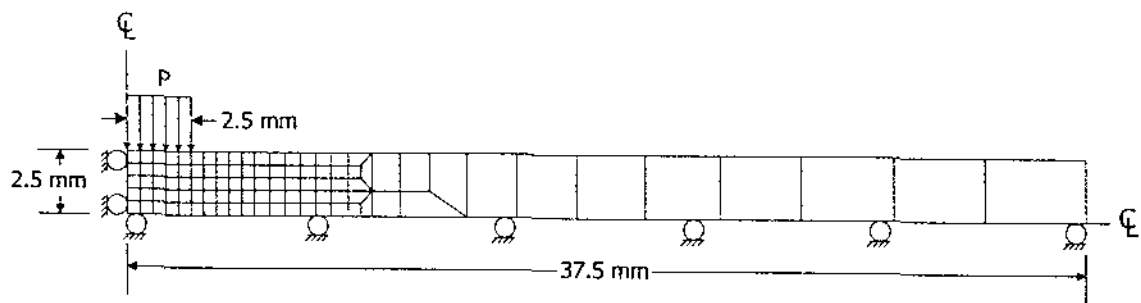
รูปที่ 61 แสดงผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหิ้นที่มีต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักสูงสุด (σ_1) ตามแนวจุดกดในแนวตั้ง ซึ่งคำนวณได้จากการจำลองใน 8 แบบแรก โดยทั่วไปความเค้นสูงสุดจะอยู่ภายใต้ความกด (Compression) ซึ่งจะอยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด คือ ใกล้ผิวสัมผัสระหว่างจุดกดและหิ้นตัวอย่าง จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นตามแนวจุดกดนี้จะมีลักษณะคล้ายคลึงกันถ้าหิ้นตัวอย่างมีความหนาระหว่าง 10-100 mm แต่ถ้าความหนาของหิ้นมีน้อยมาก เช่น เท่ากับ 5 mm การกระจายตัวของความเค้นนี้จะมีลักษณะต่างออกไป ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 61

รูปที่ 62 แสดงถึงผลกระทบของความหนาของตัวอย่างหิ้นต่อการกระจายตัวของความเค้นหลักต่ำสุด σ_2 ตามแนวจุดกดในแนวตั้ง โดยทั่วไปไม่ว่าหิ้นตัวอย่างจะมีความหนาเท่าใดความเค้นในแนวนอนตามแนวจุดกดนี้จะมีค่าสูงสุดภายใต้ความกด (Compression) ที่บริเวณใกล้เคียงกับผิวสัมผัสระหว่างจุดกดกับเนื้อหิ้น ความเค้นนี้จะลดลงอย่างรวดเร็วและกลายเป็นแรงดึง (Tension) ในบริเวณระยะห่าง 1 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวค ในกรณีนี้คือ y/d เท่ากับ 1.0 ในบริเวณนี้แรงดึงสูงสุดจะเกิดขึ้น ซึ่งจะเป็นจุดเริ่มต้นของการแตกในเนื้อหิ้นภายใต้แรงดึง หิ้นที่มีความบางมากจะมีแรงดึงมาก ส่วนหิ้นที่มีความหนาจะมีแรงดึงที่จุดนี้ลดลงตามลำดับ ผลที่ได้นี้สอดคล้องกับงานวิจัยที่ได้ทำไว้ในต่างประเทศ ซึ่งเป็นข้อสังเกตอันหนึ่งที่ว่า การแตกของหิ้นภายใต้แรงดึงนั้นมิได้เริ่มเกิดขึ้นที่จุดกึ่งกลางของความหนาของหิ้นตัวอย่าง แต่น่าจะเกิดขึ้นที่จุดใกล้เคียงกับบริเวณจุดกดทั้งสองปลาย (บนและล่าง)

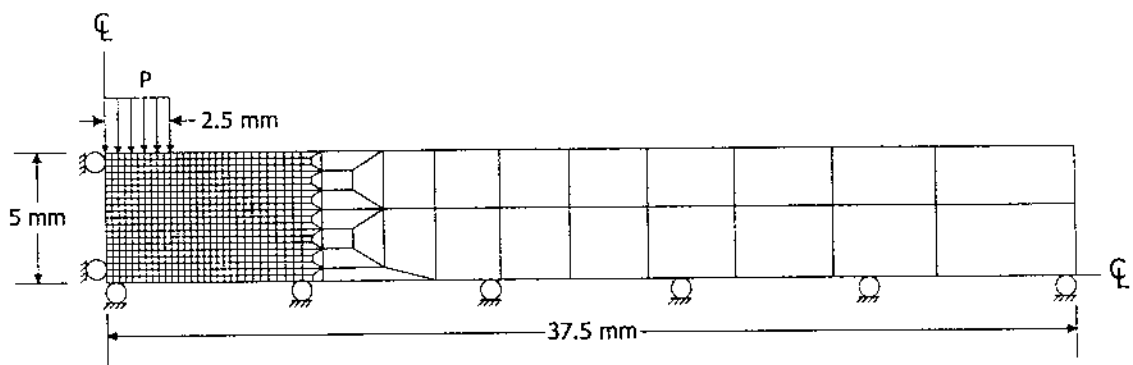
เพื่อเปรียบเทียบว่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดและความเค้นต่ำสุดมีค่าเท่าใด และมีการกระจายตัวอย่างไร รูปที่ 63 ได้แสดงค่า $(\sigma_1 - \sigma_2)$ ให้อยู่ในฟังก์ชันของความหนาของตัวอย่างหิ้นนับจากบริเวณจุดกดลงไป จะเห็นได้ว่าค่าผลต่างระหว่างความเค้นสูงสุดจะเกิดในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกด ซึ่งมีระยะห่างออกไปประมาณครึ่งหนึ่งของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวค ในที่นี้คือ y/d เท่ากับ 0.5 ค่าผลต่างนี้จะลดลงอย่างฉับพลันในขณะที่ลึกลงไปในเนื้อหิ้น ซึ่งเป็นข้อสังเกตอีกอัน



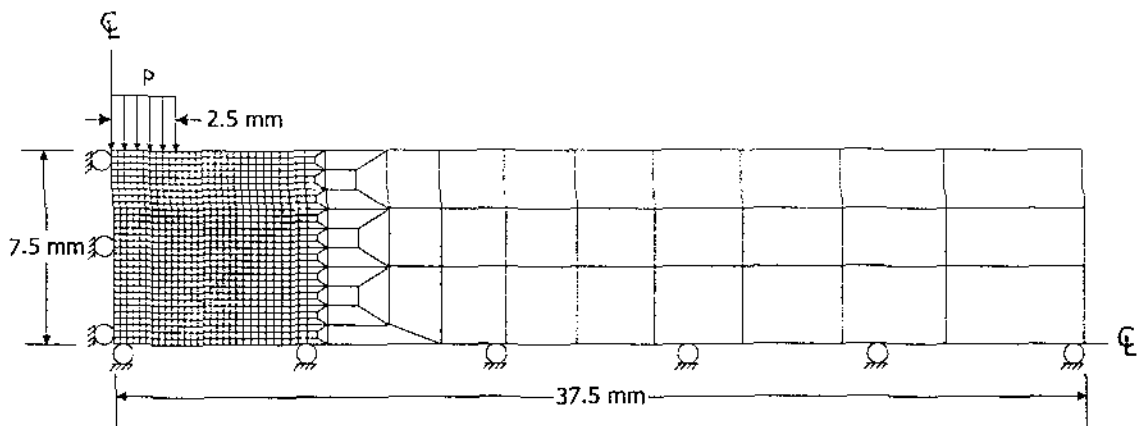
รูปที่ 46 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหิ้งตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหิ้งตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2.5 mm



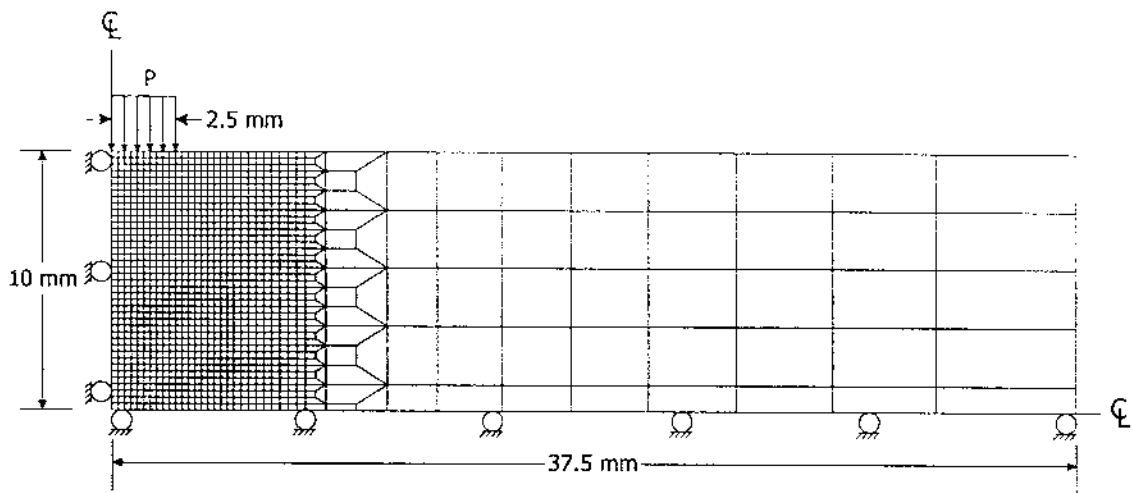
รูปที่ 47 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 mm



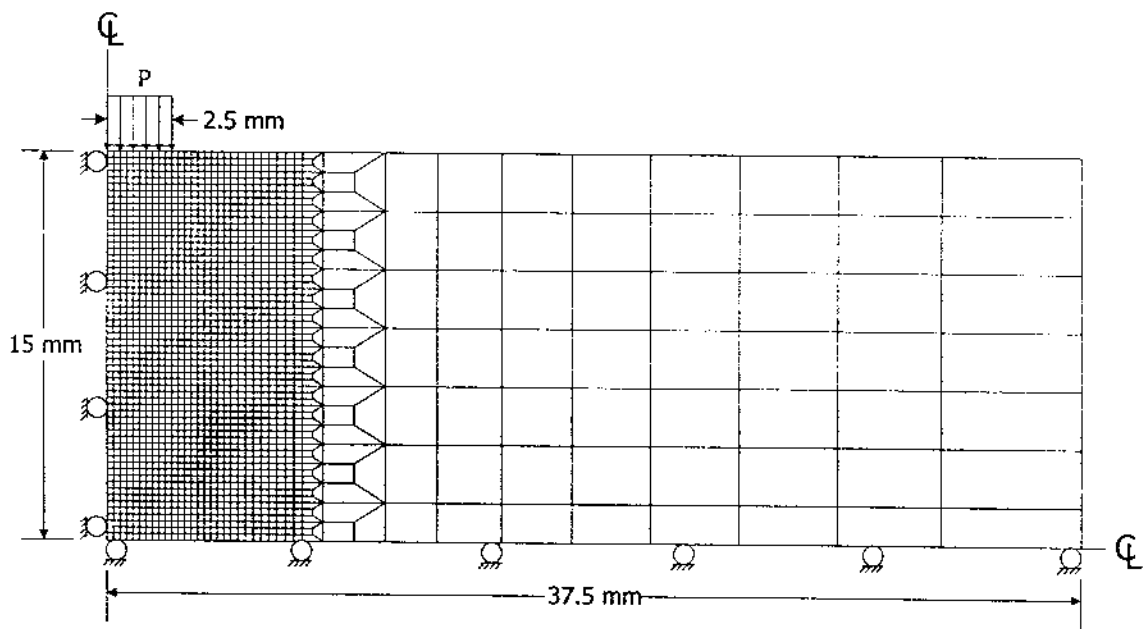
รูปที่ 48 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 10 mm



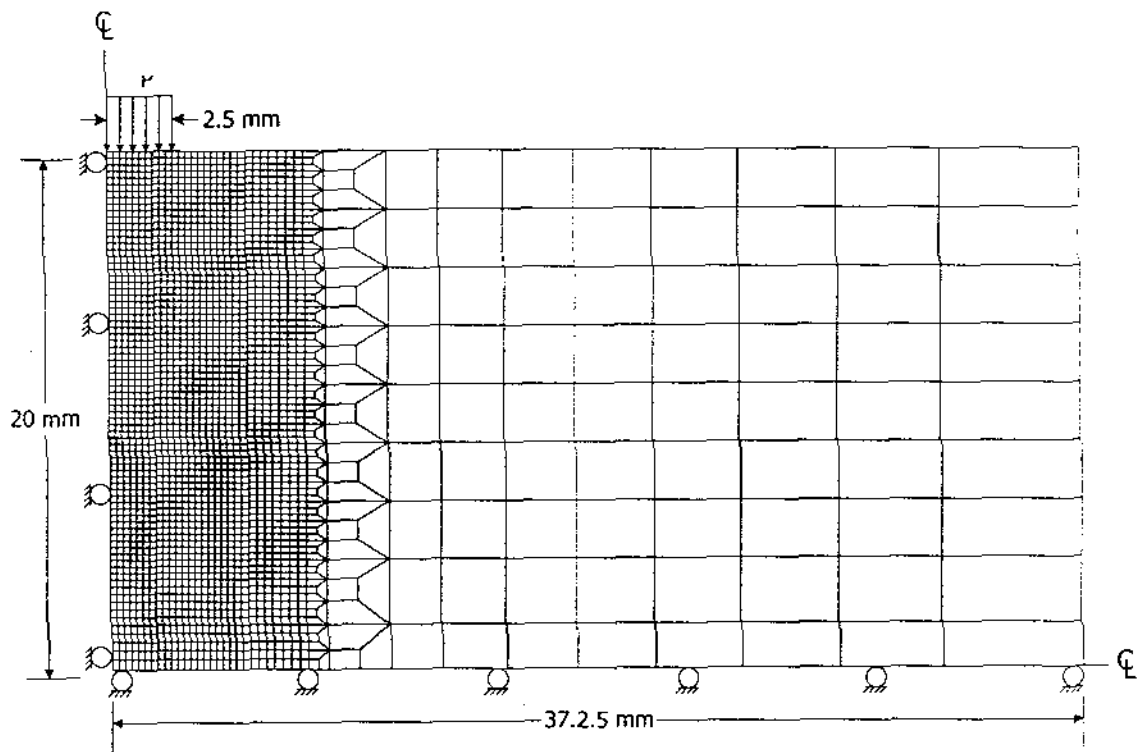
รูปที่ 49 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 15 mm



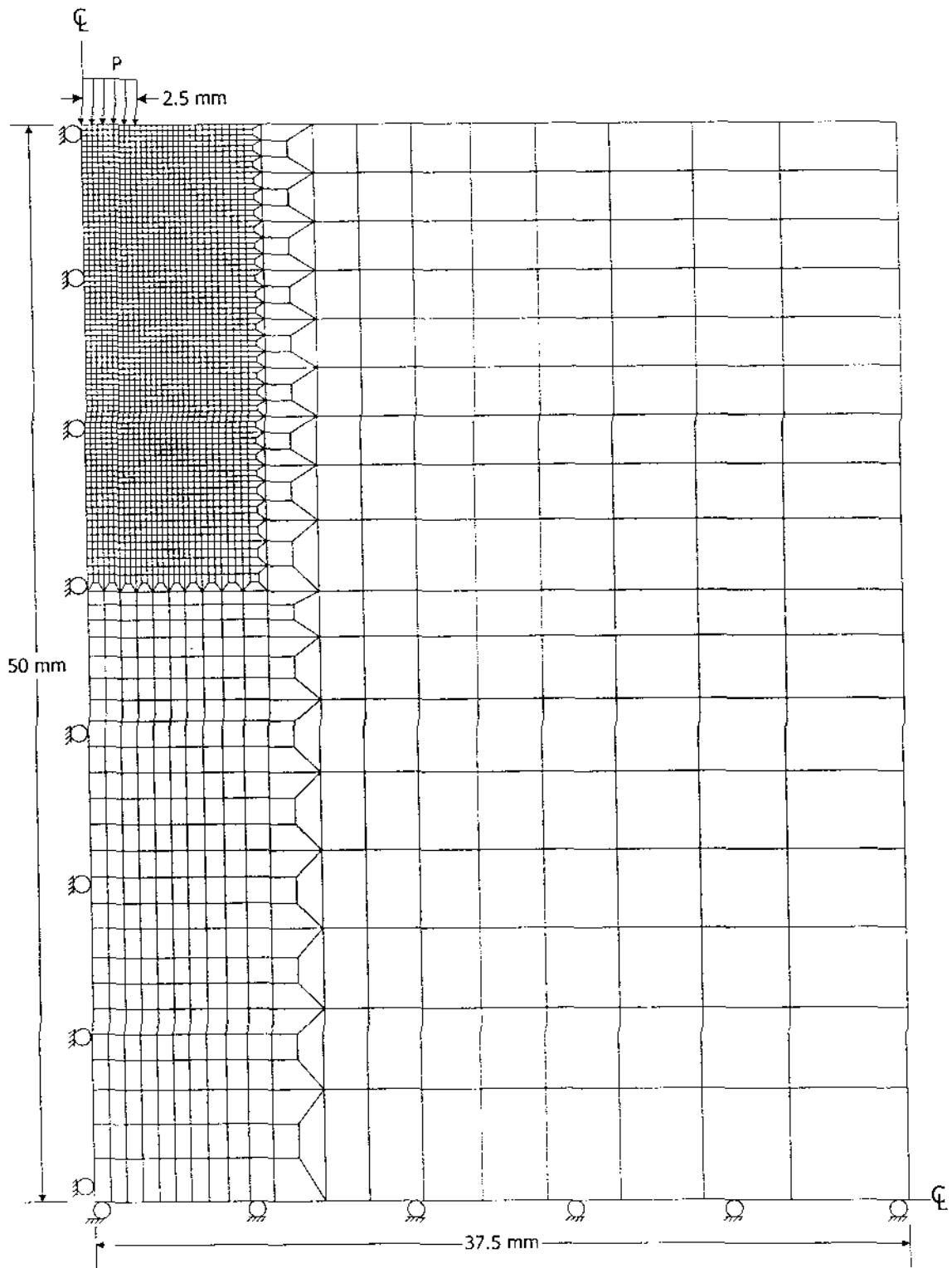
รูปที่ 50 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกวดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20 mm



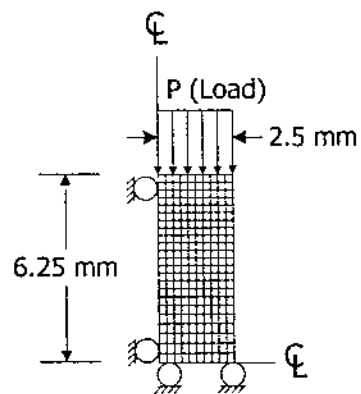
รูปที่ 51 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกคแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 30 mm



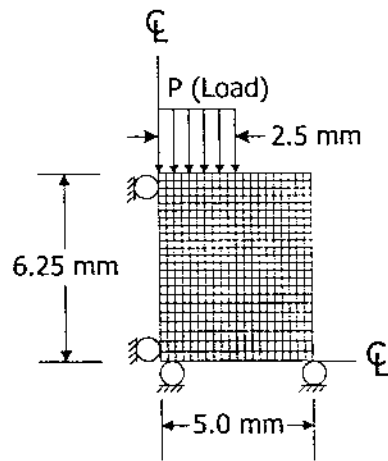
รูปที่ 52 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 40 mm



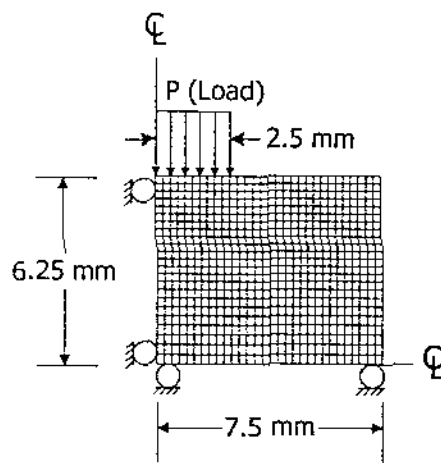
รูปที่ 53 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน ความหนาของหินตัวอย่างถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 100 mm



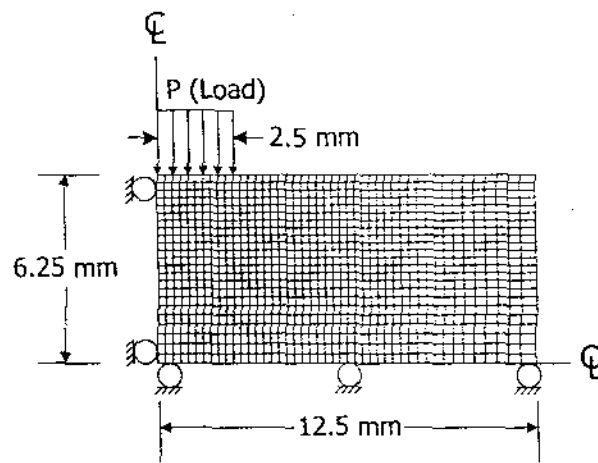
รูปที่ 54 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 5 mm



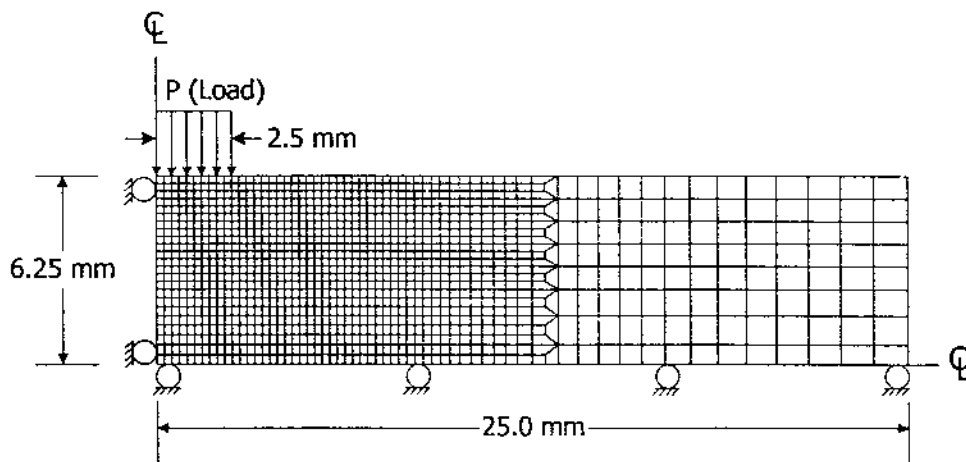
รูปที่ 55 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดเบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 10 mm



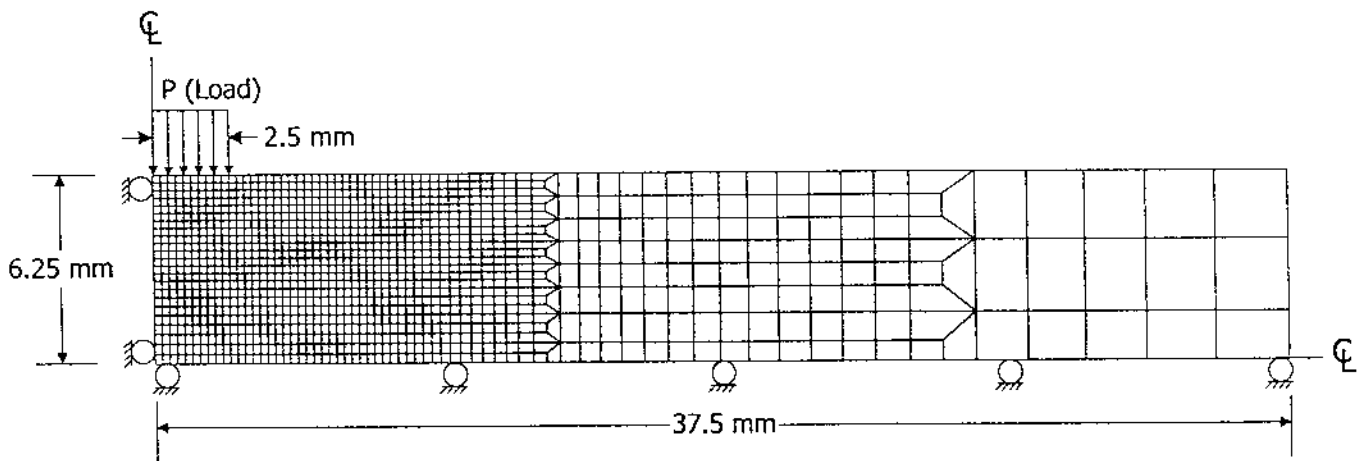
รูปที่ 56 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 15 mm



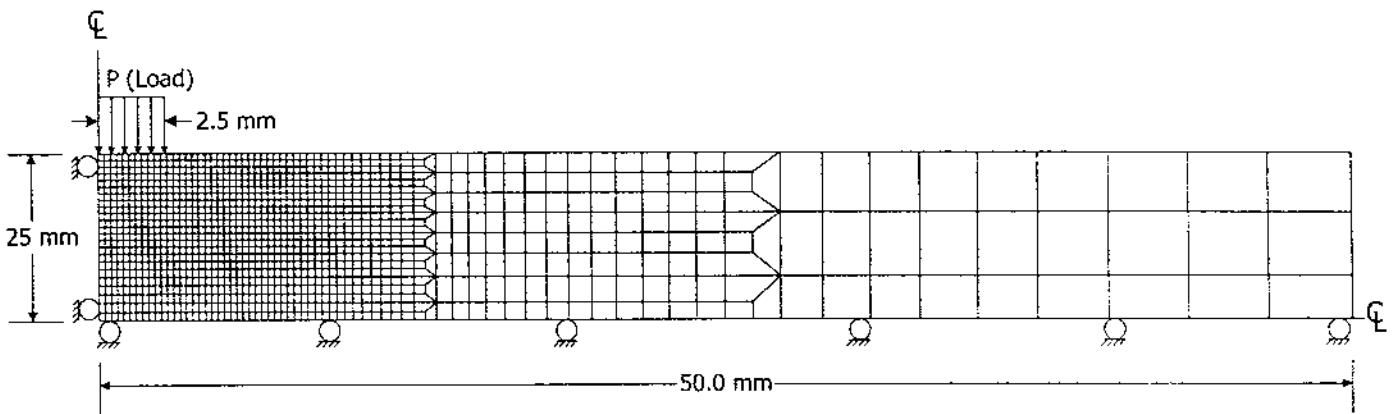
รูปที่ 57 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 25 mm



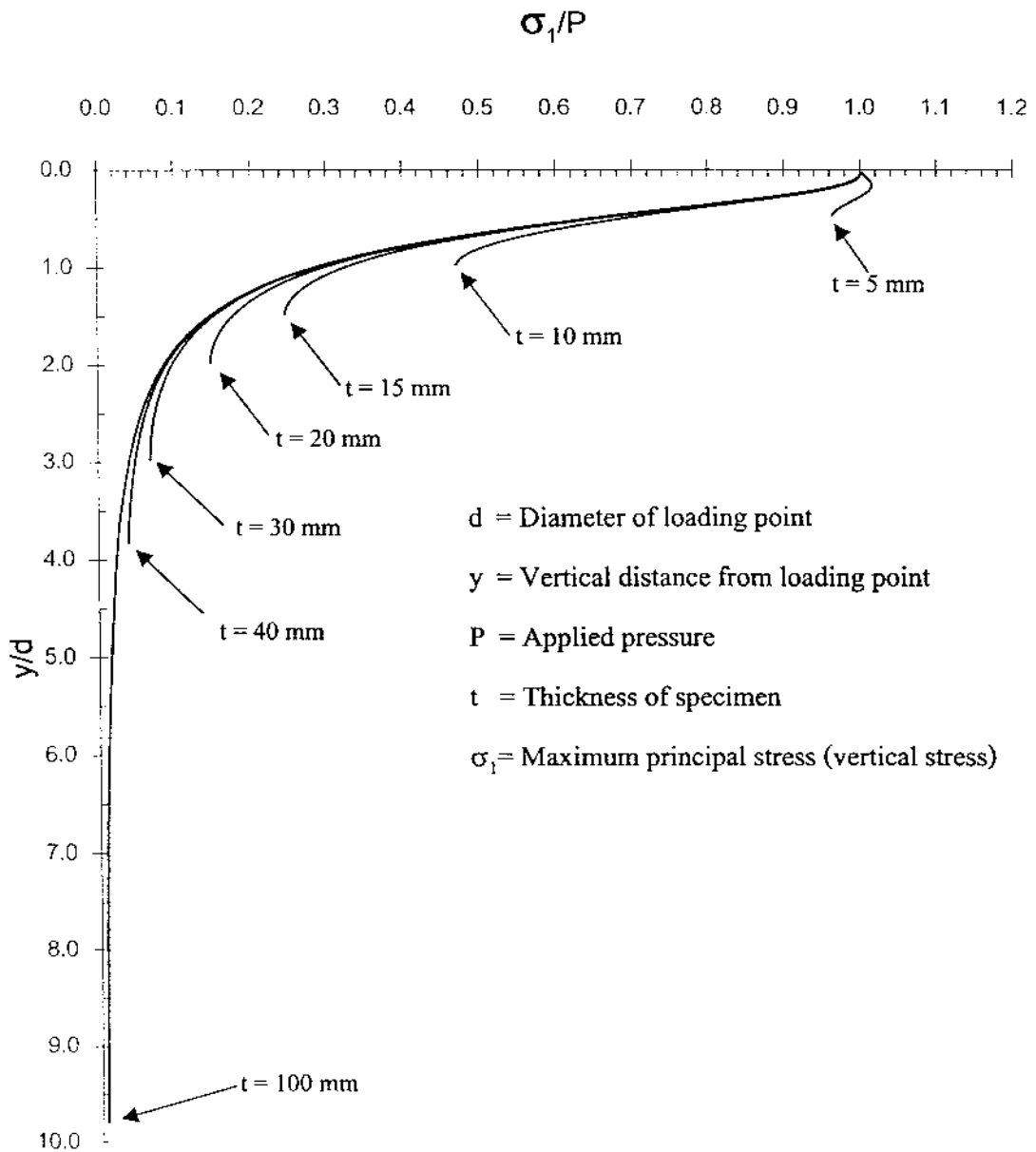
รูปที่ 58 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 50 mm



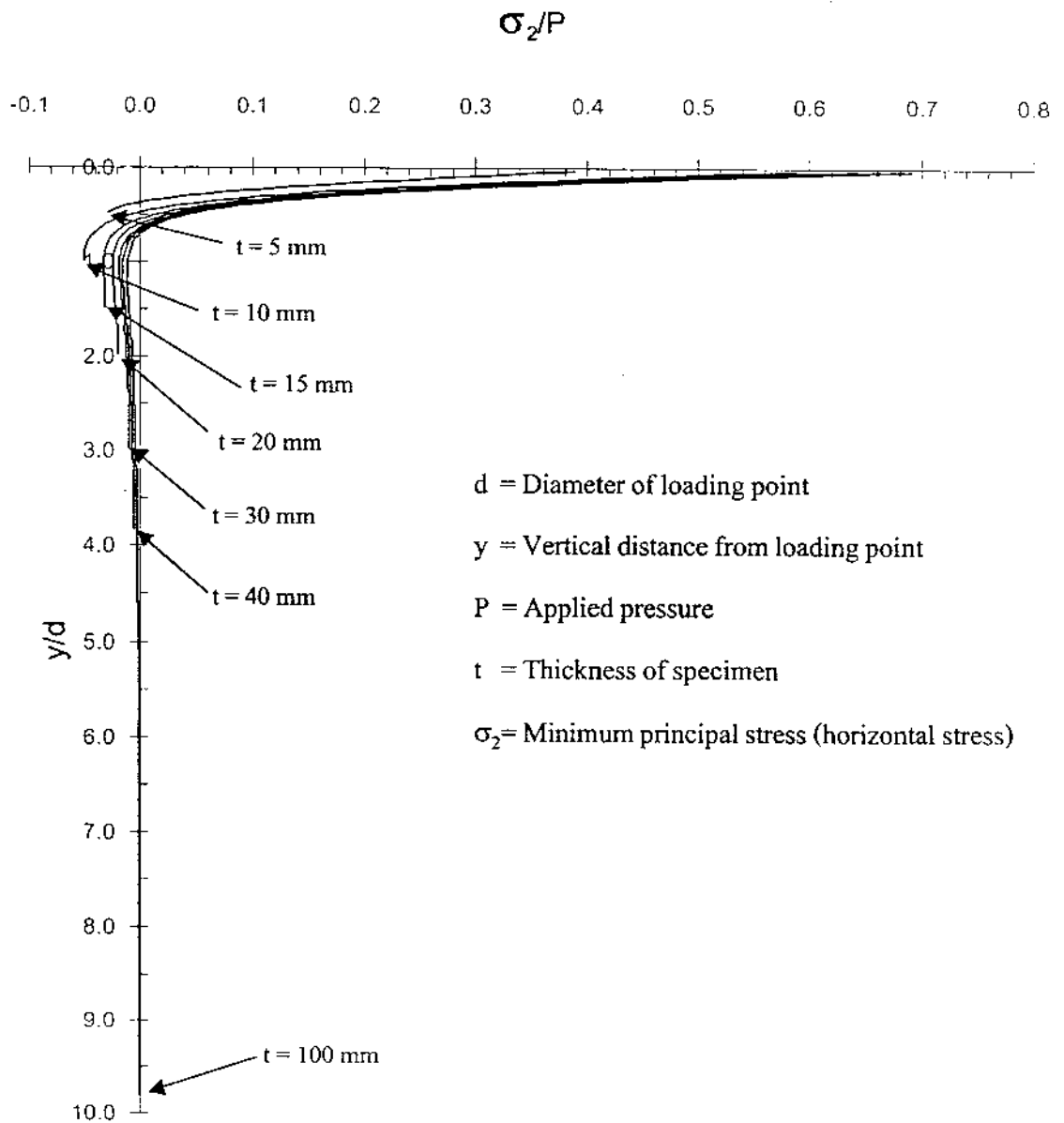
รูปที่ 59 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ จุดดัดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 75 mm



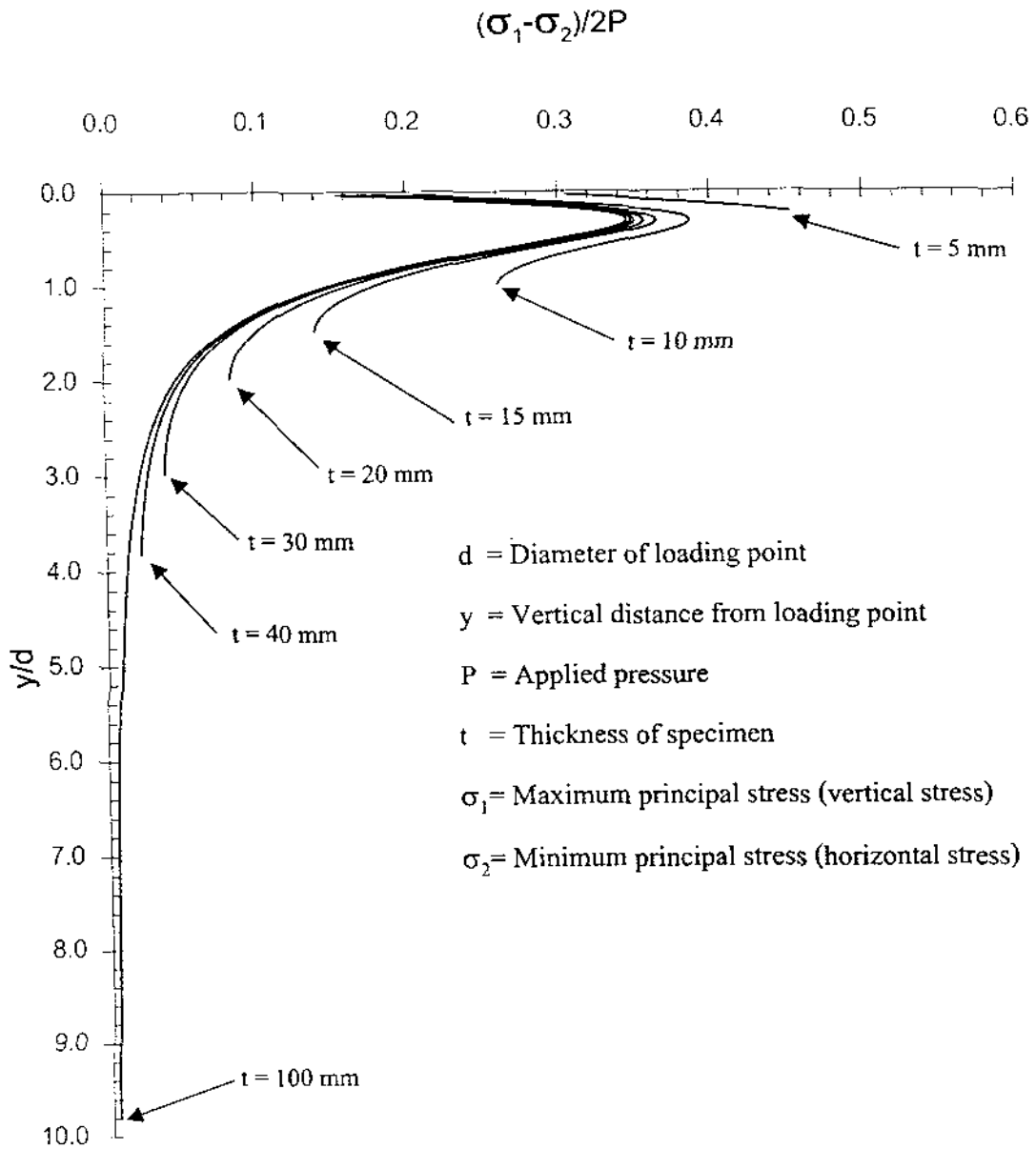
รูปที่ 60 Mesh ที่สร้างขึ้นเพื่อการวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นในหินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ
จุดกดแบบปรับเปลี่ยน โดยกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินตัวอย่างให้มีค่าเท่ากับ 100 mm



รูปที่ 61 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่มากที่สุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้งนั่นเอง



รูปที่ 62 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ในแนวแรงกดนี้ ความเค้นหลักที่น้อยสุดจะมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวนอนนั่นเอง



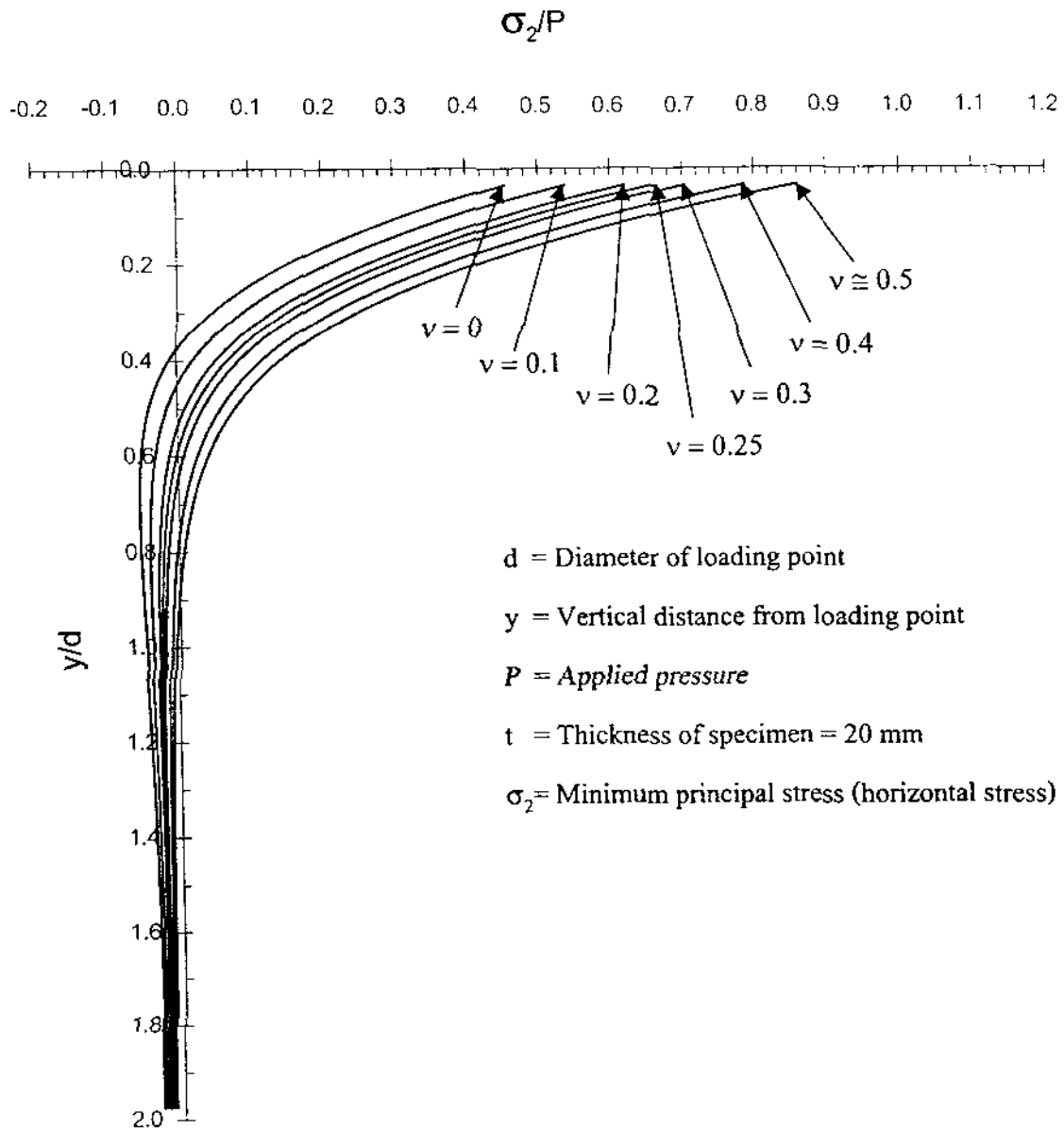
รูปที่ 63 การกระจายตัวของผลต่างระหว่างความเค้นหลักสูงสุด และความเค้นหลักน้อยสุด ($\sigma_1 - \sigma_2$) ตามแนวตั้งของหินตัวอย่างที่มีความหนา (t) ต่าง ๆ กันภายใต้ความกดเท่ากับ P ผลต่างสูงสุดจะอยู่ในบริเวณใกล้เดียวกับหัวกด

หนึ่งที่ว่าความเค้นที่จะทำให้หินตัวอย่างนั้นแตกลงได้ไม่ว่าจะแตกภายใต้แรงดึงหรือภายใต้แรงกด ควรจะเกิดในบริเวณในเนื้อหินที่ใกล้เคียงกับหัวกด

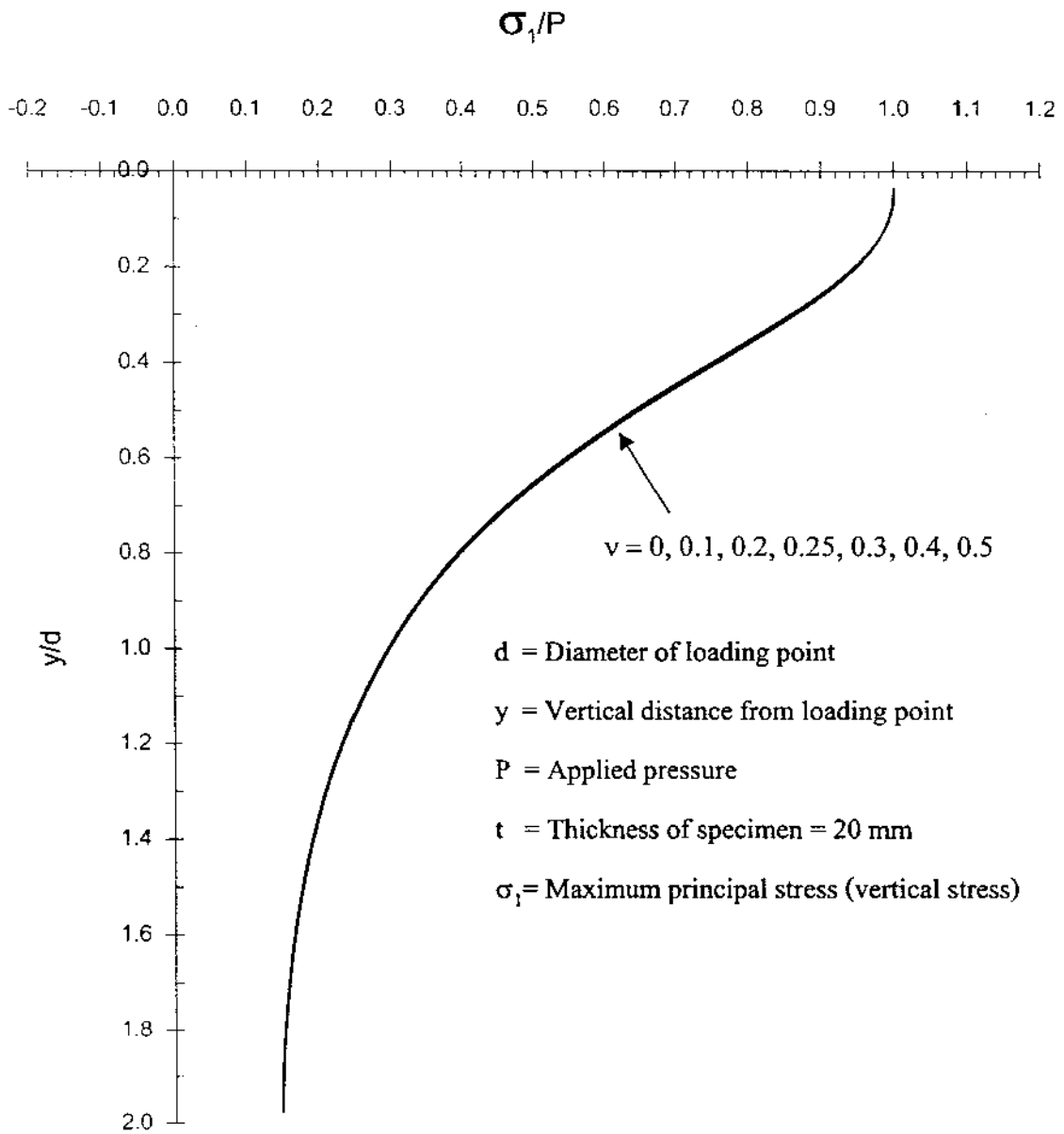
รูปที่ 64 และ 65 ได้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของค่า Poisson's ratio โดยได้มีการจำลองทางคอมพิวเตอร์เพื่อแสดงการกระจายตัวของความเค้นหลัก น้อยสุด และมากที่สุด (รูปที่ 64 และ 65) ผลที่ได้อาจจะสรุปว่าค่า Poisson's ratio จะมีผลกระทบต่อความเค้นหลักน้อยสุด (ความเค้นในแนวราบ) เท่านั้น แต่จะไม่มีผลกระทบต่อความเค้นหลักสูงสุด (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 ในช่วงนี้ค่าความเค้นที่ต่างกันมีน้อยมาก ซึ่งในเชิงปฏิบัติแล้วในการศึกษาทางด้านทฤษฎีที่สมมติให้ Poisson's ratio มีค่าเท่ากับ 0.25 นั้นอาจจะไม่ผิดไปจากความจริงเท่าใดนัก

รูปที่ 66 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 ค่าความเค้นหลักแทบจะไม่มีเปลี่ยนแปลง ค่า σ_1/P จะมีค่าเท่ากับหนึ่งและคงที่ตลอดความหนาของตัวอย่างหิน ในกรณีนี้ $D/d = 1$ หรือพูดอีกนัยหนึ่งในกรณีของ uniaxial compression test นั้นเอง รูปที่ 67 แสดงการกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยที่สุด (σ_2) หรือความเค้นในแนวราบใต้หัวกด ที่จุดติดกับหัวกดหรือที่ y/d น้อยกว่า 0.5 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

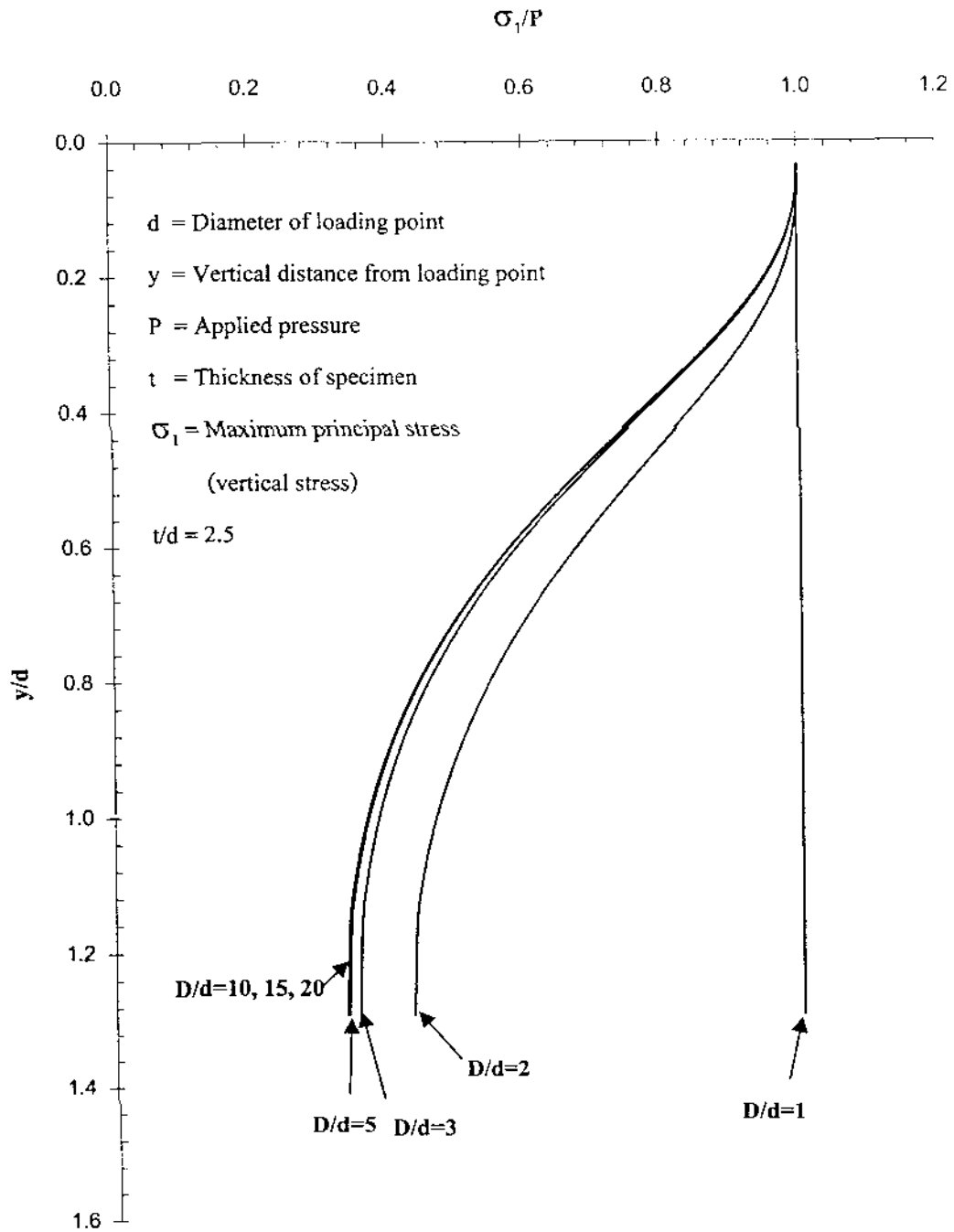
ผลที่ได้จากการคำนวณโดยแบบจำลองทั้ง 2 ชุดสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นในแนวตั้งสูงสุดที่เกิดขึ้นกับค่าความหนาและความกว้างของตัวอย่างหินอ่อน ต่อค่าเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด รูปที่ 68 และ 69 แสดง P/σ_2 ในฟังก์ชันของ b/d และ D/d ตามลำดับ ในรูปทั้ง 2 นี้ค่า P/σ_2 มีแนวโน้มจะสูงขึ้นถ้า b/d และ D/d สูงขึ้น ซึ่งสามารถแสดงในรูปของสมการ logarithmic นอกจากนั้นแล้วการผันแปรของค่าความเค้นต่อ b/d และ D/d ยังสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้นี้สามารถนำไปประเมินค่าความเค้นสูงสุดในแนวกด และความเค้นสูงสุดในแนวตั้งของตัวอย่างหินได้ และจะเสนอในบทต่อไป



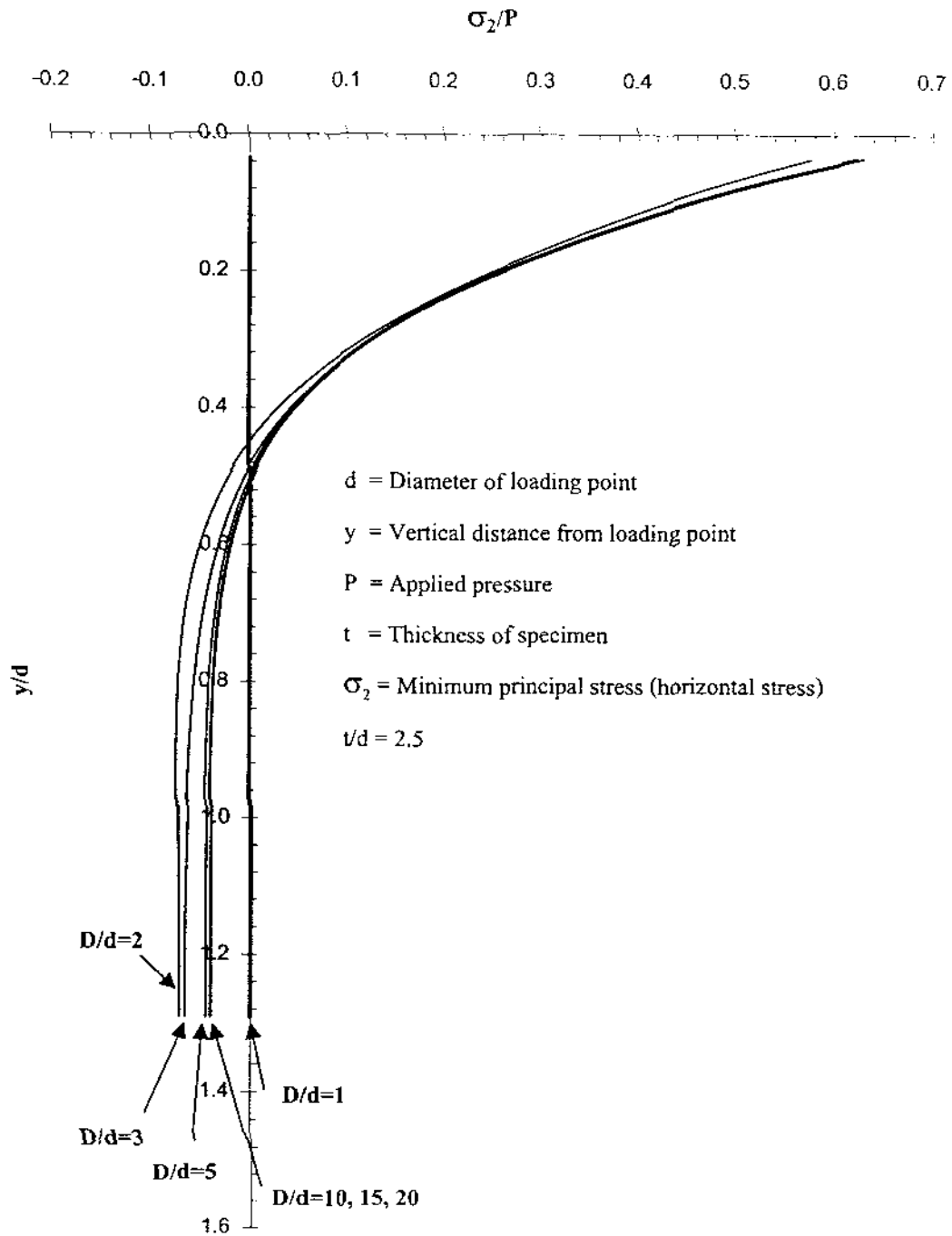
รูปที่ 64 การกระจายตัวของความเค้นหลักน้อยสุดหรือความเค้นในแนวนอนที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความกดเท่ากับ P โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวนอนนี้จะมีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



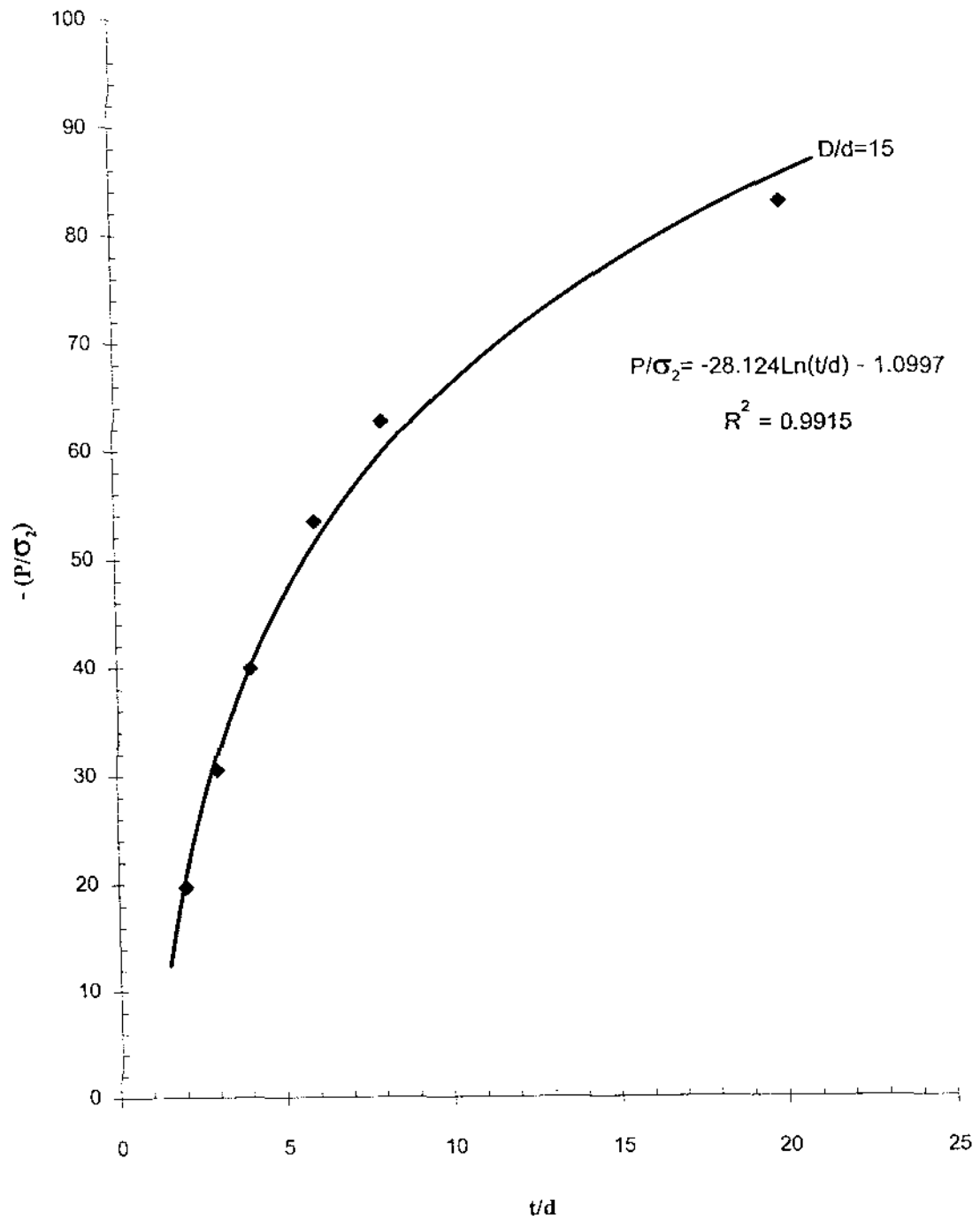
รูปที่ 65 การกระจายตัวของความเค้นหลักมากที่สุดหรือความเค้นในแนวตั้งที่คำนวณมาจากหินตัวอย่างที่มีค่า Poisson's ratio ผันแปรจาก 0 ไปจนถึง 0.5 หินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความกดเท่ากับ P โดยมีความหนาเท่ากับ 20 mm และมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 76.5 mm จะเห็นได้ว่าการกระจายตัวของความเค้นในแนวตั้งนี้จะไม่มีผลกระทบมาจากค่า Poisson's ratio



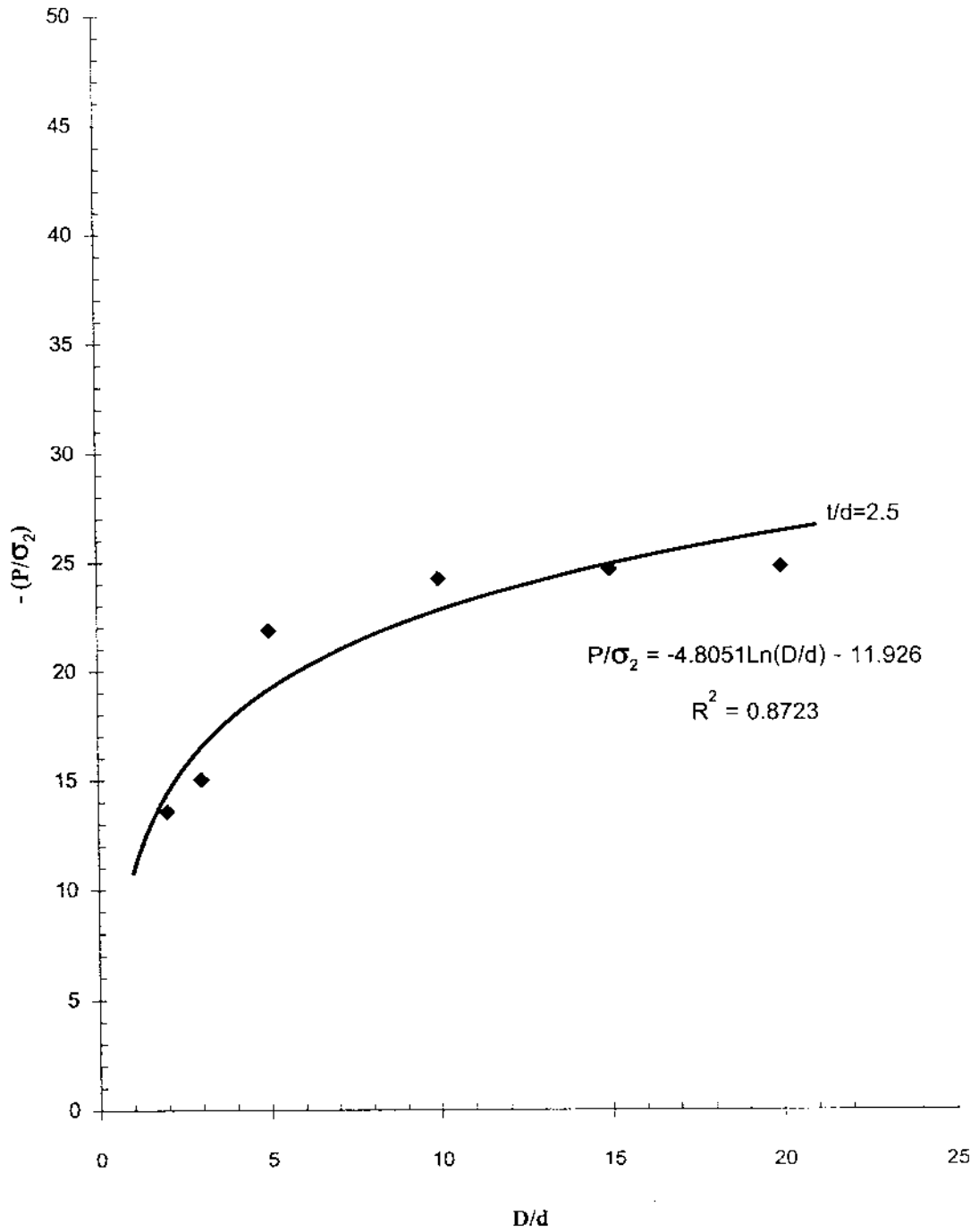
รูปที่ 66 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่มากที่สุด (σ_1) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเท่ากับ P



รูปที่ 67 การกระจายตัวของความเค้นหลักที่น้อยสุด (σ_2) ในแนวตั้งของตัวอย่างหินที่มีอัตราส่วนของความกว้างต่างกันภายใต้ความกดเท่ากับ P



รูปที่ 68 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ t/d



รูปที่ 69 ผลการคำนวณจากคอมพิวเตอร์ ค่าความกด P ต่อ ค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนวนอน (σ_x หรือ σ_2) นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d

บทที่ 5

การวิเคราะห์ผลของการศึกษา

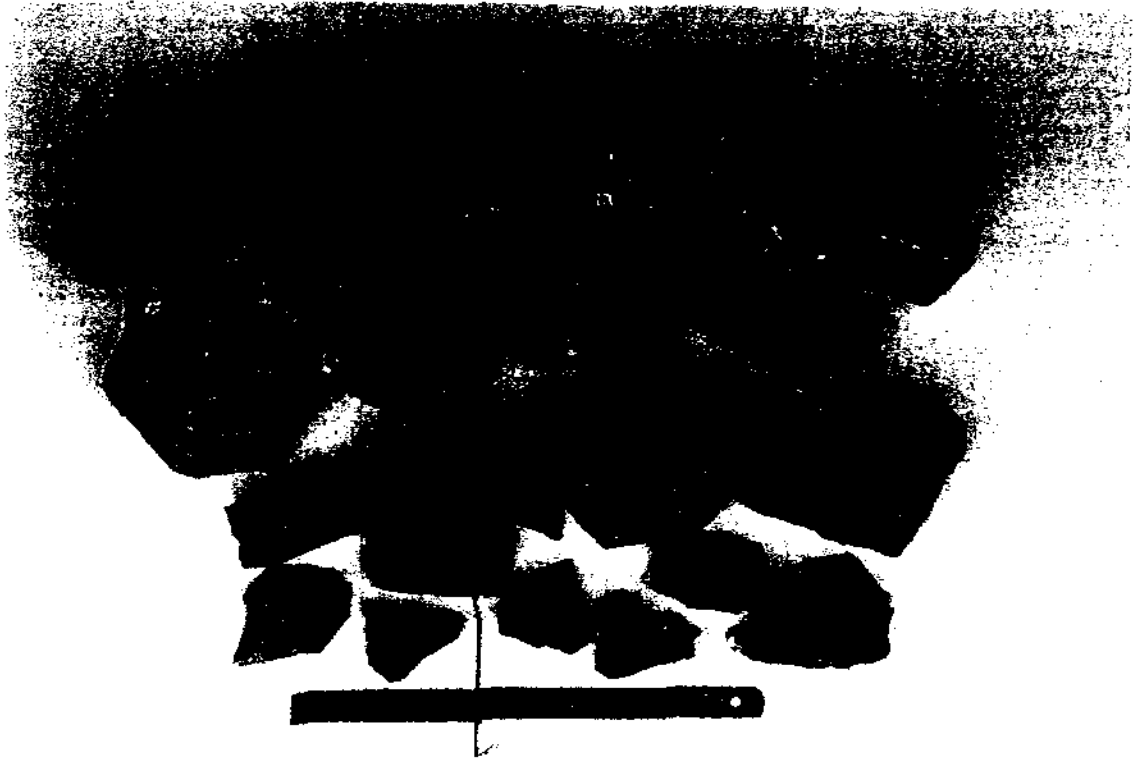
การวิจัยนี้ได้ประเมินความสามารถในการคาดคะเนความต้านแรงกดสูงสุดและความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน โดยใช้วิธีการทดสอบแบบ CPL และ MPL ค่าแท้จริงของความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงสูงสุดของหินให้นำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินได้

การประเมินความสามารถในการคาดคะเนนี้ได้นำหินอีกชนิดหนึ่งเข้ามาทดสอบด้วย คือ หินปูนที่จังหวัดสระบุรี หินชนิดที่สองนี้ได้ทำการทดสอบแบบ MPL testing, Uniaxial compressive strength testing และ Brazilian tensile strength testing การทดสอบแบบ MPL testing ได้ใช้ตัวอย่างหินที่ไม่มีรูปแบบ หรือ Irregular shape ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 70 และ 71 ผลที่ได้จากการทดสอบแบบ MPL testing ได้แสดงไว้ในรูปที่ 72 และ 73 โดยที่ค่า P นำมาแสดงในฟังก์ชันของ D/d และ v/d

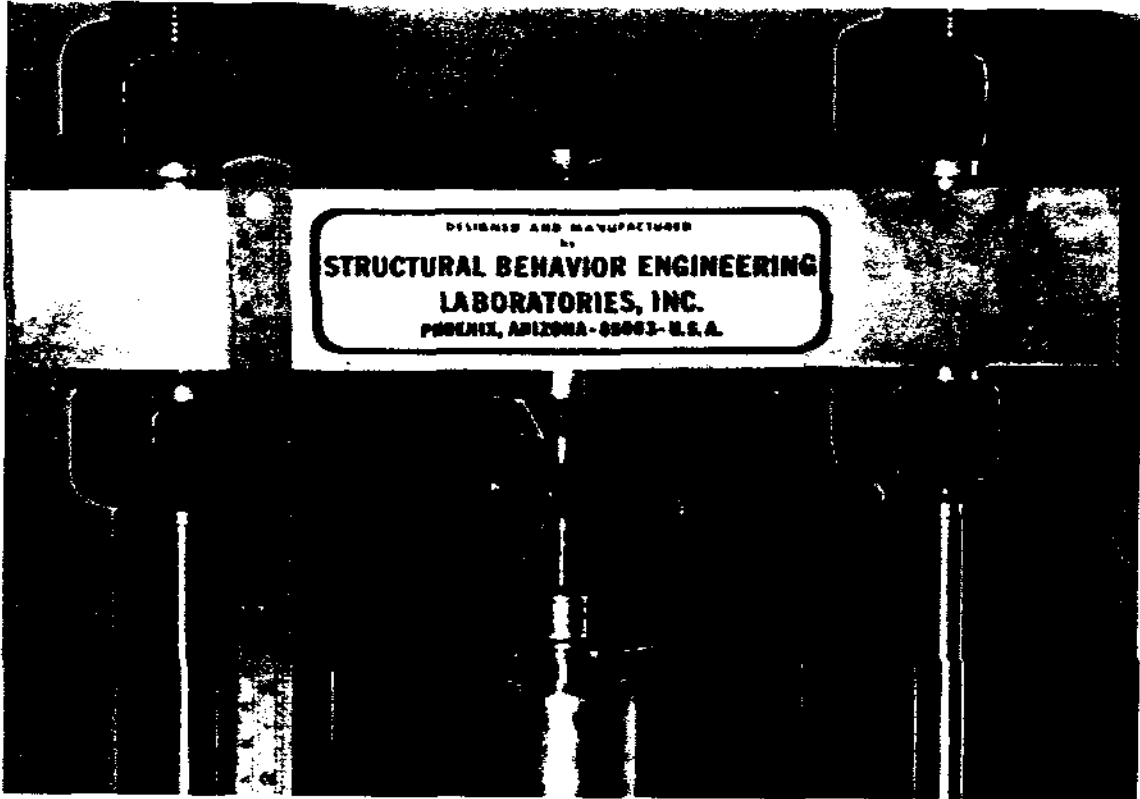
การประเมินความสามารถในการคาดคะเนของการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม หรือ CPL testing จะทำโดยใช้ค่าดัชนีของการทดสอบคูณด้วยค่าคงที่ 24 ตามคำแนะนำของ ASTM ส่วนของการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน หรือ MPL testing จะทำโดยการต่อเส้นของ Curve fit ของค่า P ในฟังก์ชันของค่า D/d ลงมาที่ค่า $D/d = 1$ ซึ่งที่จุดนี้ค่า P ที่ได้จาก MPL testing จะมีค่าเสมือนกับค่าความกดสูงสุดในแกนเคียว (σ_c) ในการคาดคะเนนี้อาจจะใช้สมการที่อยู่ในรูปที่ 44 สำหรับหินอ่อน และใช้สมการที่อยู่ในรูปที่ 72 สำหรับหินปูน

ตารางที่ 9 เปรียบเทียบค่าความกดสูงสุด (Compressive strength) ที่ได้จากการทดสอบจริง และค่าความกดสูงสุดที่ได้จากการคาดคะเนใน 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 จะได้ผลที่มีค่าสูงกว่าค่าความต้านแรงดึงที่ทดสอบได้จาก Brazilian test ประมาณ 30-50% ทั้งนี้อาจจะอธิบายได้ด้วยความแตกต่างของการกระจายตัวของความเค้นในตัวอย่างหินที่ใช้ใน Brazilian test และใน MPL testing

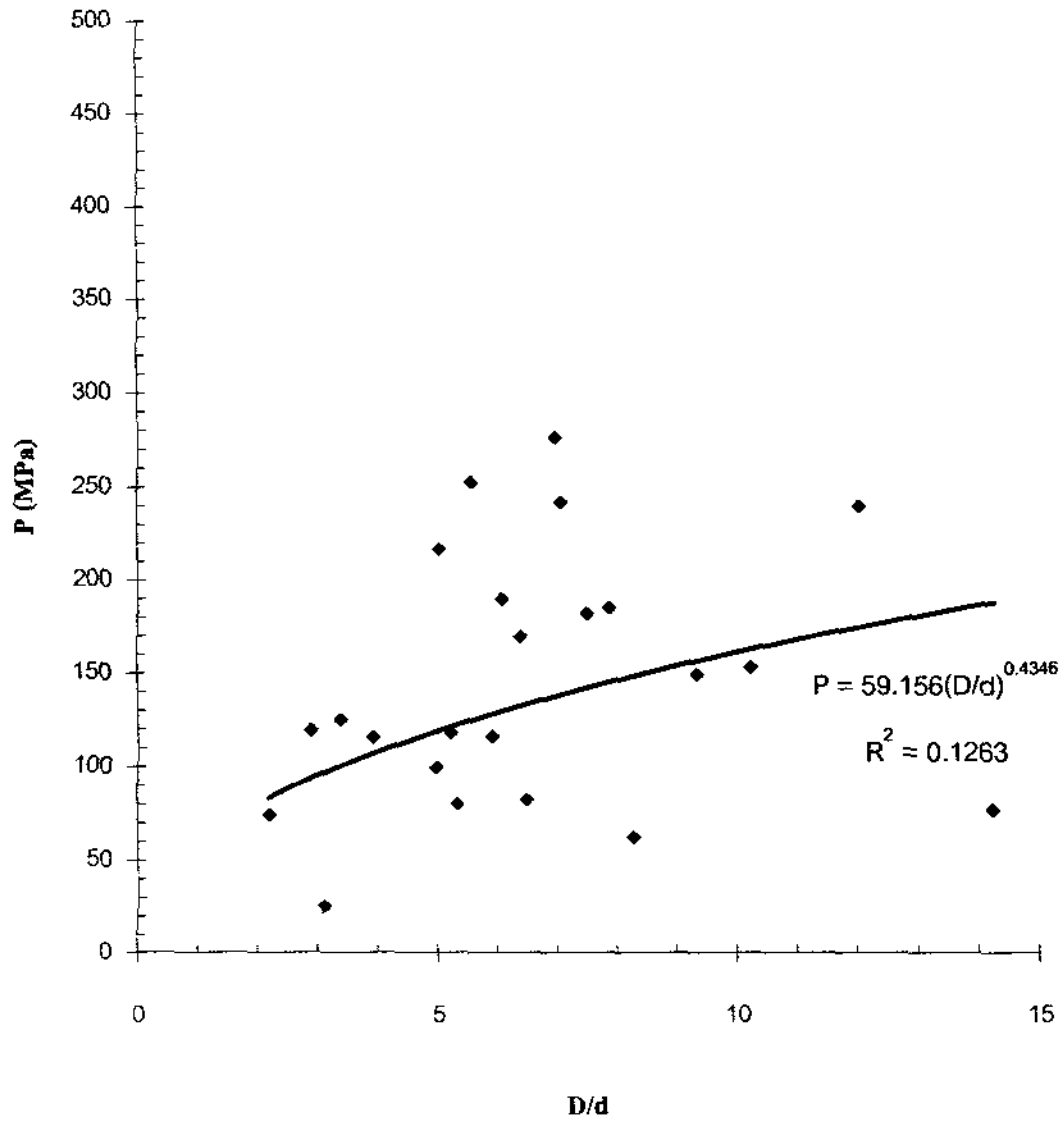


รูปที่ 70 ส่วนหนึ่งของตัวอย่างหินปูนเขาสมโภชน์ สำหรับการทดสอบจุดคกแบบปรับเปลี่ยน



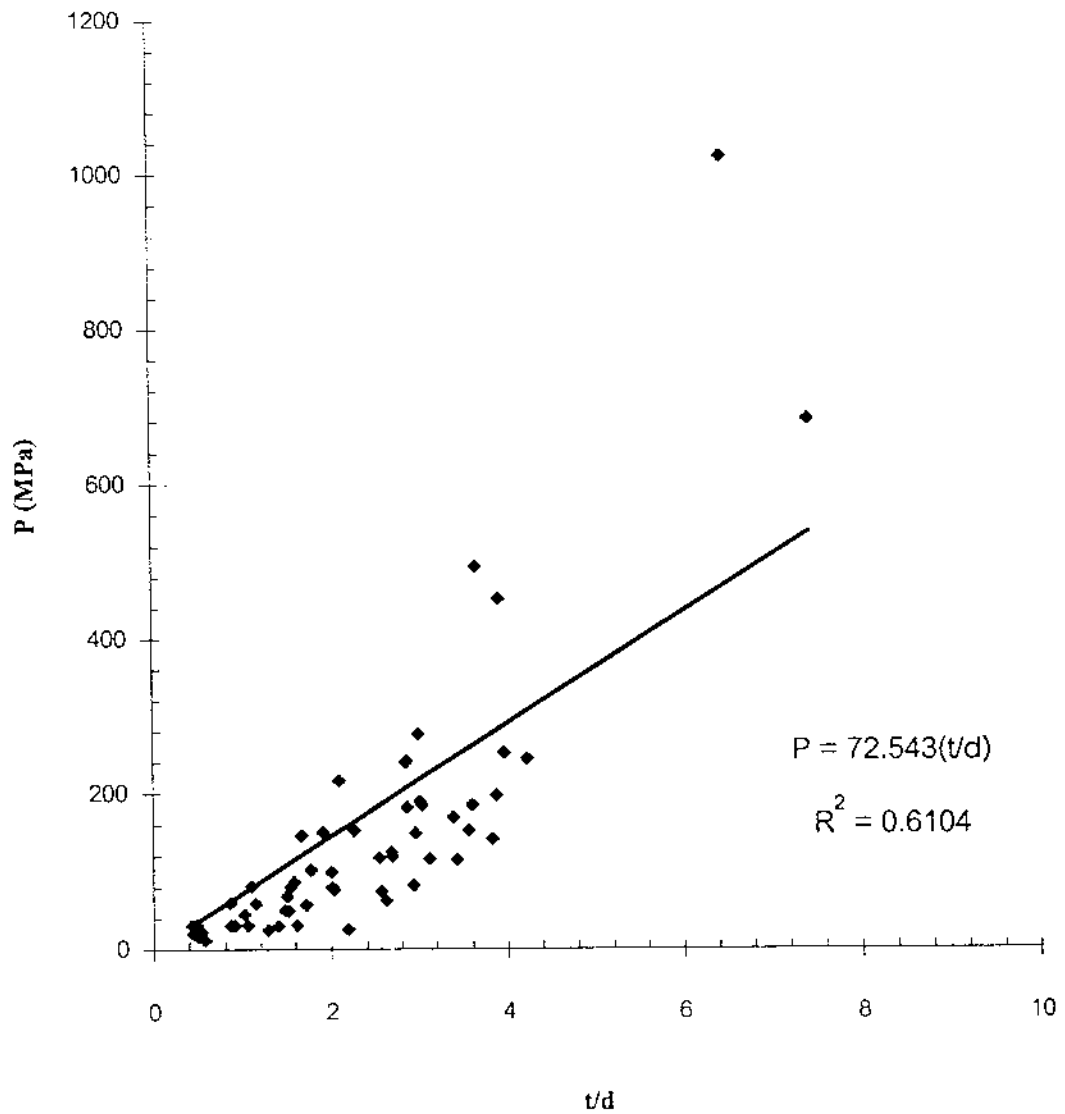
รูปที่ 71 การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยน (Modified point load testing) ของตัวอย่างหินปูนเขาสม โภชน์

**Modified Point Load Strength on Irregular Shape
of Khao Sompod Limestone ($t/d=2-3$)**



รูปที่ 72 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินปูนเขาสมโภชน์ ค่า P นำมาแสดงในฟังก์ชันของอัตราส่วน D/d

**Modified Point Load Strength on Irregular Shape
of Khao Sompod Limestone**



รูปที่ 73 ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินปูนเขาสมโภชน์ ค่า P นำมาแสดงในฟังก์ชันของอัตราส่วน l/d

ตารางที่ 9 การเปรียบเทียบผลของ σ_c และผลที่ได้จากการคาดคะเนโดย MPL และ CPL testing

Rock Type	Compressive Strength (MPa)					Tensile Strength (MPa)	
	Uniaxial Compressive Strength, σ_c		CPL prediction (MPa)	MPL prediction		Brazilian tensile strength, σ_B	MPL prediction
	L/D = 2.5	L/D = 1.82		t/d = 2.5	t/d = 1.82		
Saraburi Marble	41.0	48.4	108	-	54.8	4.0	6.2
Saraburi Limestone (Khao Somphot)	43.2	-	124.8	59.2	-	7.8	11

บทที่ 6

การวิจารณ์

แนวคิดของการศึกษาในงานวิจัยนี้เป็นองค์ความรู้ใหม่ ซึ่งสามารถยืนยันได้จากผลการทบทวนและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั่วโลก ซึ่งได้แสดงให้เห็นว่าการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนที่เสนอมานี้ไม่ซ้ำซ้อนกับงานวิจัยที่ทำมาก่อน แนวคิดของงานวิจัยนี้เน้นที่กลไกการแตกของหินที่แท้จริงเป็นหลัก ซึ่งจะต่างกับผลงานวิจัยที่ทำมาแล้วในต่างประเทศ โดยจะใช้ความสัมพันธ์แบบ Empirical เท่านั้น

ผลจากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว (Uniaxial compression test) บ่งบอกว่าผลกระทบของขนาด (หรือเส้นผ่าศูนย์กลาง) ต่อค่าความต้านแรงกดสูงสุด (σ_c) มีน้อยมากถึงไม่มีเลย หมายความว่าหินตัวอย่างในรูปทรงกระบอกจะมี L/D เท่าใด ส่วนผลกระทบของ L/D ต่อ σ_c จะมีให้เห็นเด่นชัด ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า หินที่บางจะแตกแบบ Compression หรือภายใต้การกด ส่วนหินที่มีความหนามากจะแตกแบบ Tension หรือภายใต้แรงดึง ซึ่งทำให้ผลกระทบของ L/D เห็นเด่นชัด ข้อสังเกตนี้ได้สนับสนุนโดยผลที่ได้จากการทดสอบจาก Brazilian tension test ซึ่งได้บ่งแนชัดว่าถ้าหินตัวอย่างแตกแบบ Tension ผลกระทบของขนาดหรือระยะห่างระหว่างจุดกดจะมีสูง กล่าวคือ ค่าความต้านแรงดึงสูงสุดจะลดลงถ้าระยะห่างระหว่างจุดกดมีค่ามากขึ้น

ผลกระทบของการผันแปรของคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหินอ่อนสระบุรีนี้มีค่อนข้างมาก ยกตัวอย่างเช่น กลุ่มของหินตัวอย่างที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากันและ L/D เท่ากัน ในการทดสอบแรงกดในแกนเดียวจะให้ผลที่มีค่าเบี่ยงเบน (Standard deviation) ค่อนข้างสูง ทั้งนี้อาจจะเกิดเนื่องจากการผันแปรของสิ่งเจือปน (Inclusions) ในเนื้อหินมีค่อนข้างสูง และอาจจะเกิดเนื่องจากขนาดของผลึกของแร่ Calcite ในเนื้อหินอ่อน ซึ่งจากการสังเกตในห้องปฏิบัติการขนาดของผลึกจะมีขนาดโดยเฉลี่ยเท่ากับ 0.5-0.7 cm อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้มีได้เป็นอุปสรรคต่อการศึกษางานวิจัย เนื่องจากผลกระทบของการแปรปรวนทางด้านกลศาสตร์ของเนื้อหิน (Mechanical non-homogeneity) มีได้อยู่ในขอบเขตของงานวิจัยนี้ ในขบวนการศึกษาจึงใช้ค่าเฉลี่ยที่เหมาะสมในแต่ละขนาดและแต่ละรูปร่างของตัวอย่างหินเพื่อมาใช้ในการวิเคราะห์

การศึกษาทางด้านทฤษฎีหรือการคำนวณเชิงตัวเลขของค่าความเค้นในเนื้อหินระหว่างจุดกดแบบปรับเปลี่ยน ได้เปิดเผยผลลัพธ์ที่สำคัญที่จะใช้แยกแยะระหว่างการแตกของหินภายใต้แรงกด (Compression) ออกจากการแตกของหินภายใต้แรงดึง (Tension) การกระจายตัวของค่าความเค้นในเนื้อหินที่มีความหนาต่างกัน ได้ชี้ให้เห็นว่าหินที่มีความหนาใกล้เคียงกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของจุดกดจะไม่เกิดแรงดึงในแนวราบ แต่เหตุที่หินนั้นแตกได้ก็เนื่องจากค่าความเค้นในแนวราบและแนวตั้งมีค่าสูงเกินกว่าคุณสมบัติของหินนั้นจะรับได้ ในทางตรงกันข้ามถ้าหินตัวอย่างมีความหนา

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

ผลกระทบของ Poisson's ratio ถึงแม้จะมีให้เห็นค่อนข้างเด่นชัดโดยเฉพาะความเค้นที่อยู่ในแนวราบ (σ_x) แต่ผู้วิจัยมีแนวคิดว่าในทางปฏิบัติผลกระทบนี้จะมีความสำคัญน้อย เพราะเนื่องจากหินส่วนใหญ่จะมีค่า Poisson's ratio อยู่ในช่วงแคบ ๆ ระหว่าง 0.2-0.3 และมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณเท่ากับ 0.25

บทที่ 7

บทสรุป

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย คือเพื่อค้นหาวิธีการทดสอบคุณสมบัติความแข็งแรงของหินที่มีราคาถูกรวดเร็ว และให้ผลที่น่าเชื่อถือได้ วิธีใหม่นี้จะต้องสามารถปฏิบัติได้ทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการ การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนได้นำเสนอเพื่อใช้ผลของการทดสอบมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดและความต้านแรงดึงของหินที่ปราศจากรอยแตก เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนจะคล้ายคลึงกับการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม 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 ค่าความเค้นดึงสูงสุดจะเกิดขึ้นใกล้กับหัวกดอยู่ที่ความลึกประมาณเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกด การทดลองในห้องปฏิบัติการจะประกอบด้วยทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมและแบบปรับเปลี่ยน และมีการทดสอบเพื่อหาแรงกดสูงสุดและแรงดึงสูงสุดของตัวอย่างหินอ่อนและหินปูนที่ได้มาจากจังหวัดสระบุรี โดยการจัดเตรียมและทดสอบตัวอย่างหินมากกว่า 400 ชิ้น ผลที่ได้จากการทดสอบการกดในแกนเดียวระบุว่าค่าความกดสูงสุดที่หินจะรับได้จะมีค่าลดลงถ้าอัตราส่วนของความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างหินมีค่ามากขึ้น ผลที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนระบุว่า ถ้าตัวอย่างหินมีความหนาน้อยกว่าสองเท่าของขนาดหัวกด หินจะแตกในลักษณะแรงกดเฉือน แต่ถ้าหินตัวอย่างมีความหนามากกว่าสามเท่าขึ้นไปของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวกดหินจะแตกแบบแรงดึง ผลที่ได้ชี้แนะว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนของหินที่บางควรจะนำมาสัมพันธ์กับความต้านแรงกดสูงสุดของหิน และค่าที่ได้จากตัวอย่างหินที่มีความหนามากควรจะใช้เป็นดัชนีที่เกี่ยวข้องกับความต้านแรงดึงสูงสุดของหิน ความสามารถในการทำนายค่าแรงกดสูงสุดสำหรับการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนและการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิมถูกนำมาเปรียบเทียบ ผลที่ได้ระบุว่า การทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนสามารถคาดคะเนค่าความกดสูงสุดของหินอ่อนและหินปูนได้ดีกว่าการทดสอบจุดกดแบบดั้งเดิม ค่าแรงดึงสูงสุดที่ถูกคาดคะเนโดยการทดสอบจุดกดแบบปรับเปลี่ยนก็จะใกล้เคียงกับค่าแรงดึงสูงสุดที่ได้จากการทดสอบแบบ Brazilian ซึ่งเป็นการทดสอบแบบมาตรฐาน

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. 7 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.

ประวัตินักวิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เพ็ญขจร เกิดเมื่อวันที่ 16 กันยายน 2500 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร จบการศึกษาปริญญาเอกจาก University of Arizona ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา ในสาขาวิชา Geological Engineering ในปี ค.ศ. 1988 และสำเร็จ Post-doctoral Fellows ในปี ค.ศ. 1990 ที่ University of Arizona ปัจจุบันมีตำแหน่งเป็นประธานกรรมการบริษัท Rock Engineering International ประเทศสหรัฐอเมริกา และดำรงตำแหน่งอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญพิเศษทางด้านกลศาสตร์ของหินในเชิงการทดลอง การออกแบบและการวิเคราะห์โดยใช้คอมพิวเตอร์ ได้เคยทำการวิจัยเป็นหัวหน้าโครงการที่สำเร็จมาแล้วมากกว่า 10 โครงการทั้งในสหรัฐอเมริกาและประเทศไทย มีสิ่งตีพิมพ์นานาชาติมากกว่า 50 บทความ ทั้งวารสาร นิตยสาร รายงานรัฐบาล และบทความการประชุมนานาชาติ เป็นผู้แต่งตำรา "Sealing of Boreholes and Underground Excavations in Rock" ที่ใช้อยู่ในหลายมหาวิทยาลัยในสหรัฐอเมริกา ดำรงตำแหน่งเป็นที่ปรึกษาทางวิชาการขององค์กรรัฐบาลและหลายบริษัทในประเทศสหรัฐอเมริกา และแคนาดา เช่น U.S. Nuclear Regulatory Commission, U.S. Department of Energy, Dow Chemical Co., Southwest Research Institute, UNOCAL, Phelps Dodge Co. และ Amoco Oil Co. เป็นวิศวกรที่ปรึกษาของ UNISEARCH จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกข้อเสนอโครงการของ U.S. National Science Foundation และ Idaho State Board of Education และเป็นคณะกรรมการในการคัดเลือกบทความทางวิชาการของสำนักพิมพ์ Chapman & Hall ในประเทศอังกฤษ และ Elsevier Sciences Publishing Co. ในประเทศเนเธอร์แลนด์