



รหัสโครงการ SUT7-719-50-24-59

รายงานการวิจัย

การศึกษาเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหินบนความลาดชัน
และรอบอุโมงค์ภายใต้คลื่นสั่นสะเทือน แผ่นดินไหว และคุณลักษณะ
ของรอยแตกโดยใช้แบบจำลองเชิงกายภาพ

**Study of Mechanical Stability of Rock Slope
and Tunnel as Affected by Earthquake Vibration and Joint
Characteristics by using Physical Modeling**

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รหัสโครงการ SUT7-719-50-24-59

รายงานการวิจัย

การศึกษาเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหินบนความลาดชัน
และรอบอุโมงค์ภายใต้คลื่นสั่นสะเทือน แผ่นดินไหว และคุณลักษณะ
ของรอยแตกโดยใช้แบบจำลองเชิงกายภาพ

**Study of Mechanical Stability of Rock Slope
and Tunnel as Affected by Earthquake Vibration and Joint
Characteristics by using Physical Modeling**

ผู้วิจัย

รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติเทพ เฟื่องขจร

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2550 และ 2551

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

ตุลาคม 2551

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีงบประมาณ 2550 และ 2551 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีก็ด้วยความช่วยเหลือจากนางสาวกัญญา พับโพธิ์ ในการพิมพ์รายงานการวิจัย และนางณิชชาภัทร สิริธิคุณ ในการตรวจสอบความถูกต้องของรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย

ตุลาคม 2551

บทคัดย่อ

แท่นทดสอบได้ถูกออกแบบและประดิษฐ์ขึ้นสำหรับการจำลองเชิงกายภาพของความลาดเอียงและอุโมงค์ในมวลหินที่ย่อขนาดลงเพื่อให้การจำลองมีความสมจริง โดยแท่นทดสอบนี้ถูกออกแบบให้การพังของมวลหินเกิดขึ้นจากแรงโน้มถ่วงของโลก ศักยภาพของแท่นทดสอบได้ถูกทดสอบในงานวิจัยนี้โดยการจำลองเสถียรภาพของความลาดเอียงและอุโมงค์ในมวลหินภายใต้แรงดันสถิตและภายใต้คลื่นไหวสะเทือนในสองมิติ ซึ่งผลกระทบของระยะห่างระหว่างรอยแตกและการจมน้ำได้นำมาศึกษาด้วย โดยมีการจัดเตรียมตัวอย่างหินทรายจากหมวดหินภูพานเป็นรูปลูกบาศก์และรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว่าหนึ่งพันตัวอย่างเพื่อนำมาใช้ในแบบจำลองมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกผันแปรจาก 4, 8 ถึง 12 ซม. ผลจากการจำลองภายใต้ปัจจัยที่หลากหลายระบุว่า แท่นทดสอบนี้สามารถจำลองคุณลักษณะของการพังของความลาดเอียงและอุโมงค์ในมวลหินได้อย่างสมจริง

ความลาดเอียงมวลหินได้ถูกจำลองภายใต้ปัจจัยที่ผันแปรคือ ความสูงจาก 16 ถึง 90 ซม. ความเอียงจาก 28 ถึง 75 องศา และอัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนจาก 0.013 g ถึง 0.225 g แบบจำลองความลาดเอียงแสดงลักษณะการพังแบบแผ่นระนาบที่สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลที่ได้จากการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขที่ใช้โปรแกรม FLAC ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนจะมีมากและชัดเจนสำหรับความลาดเอียงที่มีความสูงมากและที่ประกอบด้วยระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย อย่างไรก็ตามผลจากการคำนวณด้วยสูตรสำเร็จจะให้ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยที่สูงกว่าผลการทดสอบประมาณร้อยละ 30 โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับความลาดเอียงที่มีมุมของระนาบการเคลื่อนตัวต่ำ และระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย ข้อสังเกตนี้สามารถพบได้จากการทดสอบภายใต้แรงดันสถิตและภายใต้คลื่นไหวสะเทือน ส่วนผลของการทดสอบแบบพลิกคว่ำจะสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลที่คำนวณได้จากสูตรสำเร็จ

แบบจำลองอุโมงค์มีความลึกผันแปรจาก 16 ถึง 100 ซม. และความสูงของอุโมงค์จาก 4, 8 ถึง 12 ซม. ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งผันแปรจาก 4, 8 ถึง 12 ซม. เช่นกัน โดยที่ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวระนาบกำหนดให้คงที่เท่ากับ 4 ซม. อัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนผันแปรจาก 0.132 g ถึง 0.225 g ผลที่ได้เปิดเผยว่า ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่สามารถคงเสถียรภาพอยู่ได้มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกและเพิ่มขึ้นตามขนาดของระยะห่างระหว่างรอยแตก ความกว้างสูงสุดนี้ค่อนข้างจะคงที่เมื่ออัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกมีค่ามากกว่า 30 ที่อัตราส่วนของความลึกระดับนี้ ค่าสูงสุดของความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกจะมีค่าเข้าใกล้ 10 ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนต่อเสถียรภาพของอุโมงค์จะปรากฏเด่นชัดสำหรับอุโมงค์ระดับตื้นในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนจะลดลงอย่างรวดเร็วตามความลึก โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับมวลหินที่ระยะห่างระหว่างรอยแตกมาก

Abstract

A test frame has been designed and fabricated for use in the physical model simulation of scaled-down slopes and tunnels in rock mass. To make the simulation realistic, it is designed such that failure of the rock mass models is induced by true gravitational force. The test frame performance is demonstrated by simulating stability conditions of rock slopes and tunnels under static and dynamic loading in two-dimension. The effects of joint spacing and water submergence can be incorporated. Over 1000 cubical and rectangular blocks of Phu Phan sandstone have been prepared to form the rock mass models with joint spacing varying from 4, 8 to 12 cm. Results from various series of model testing indicate that the designed test frame can realistically simulate the modes of failure for rock slopes and tunnels.

The rock slopes are simulated under a variety of parameters; height of the slope models is varied from 16 to 90 cm, the slope face angles from 28° to 75° with the static acceleration ranging from 0.013 g to 0.225 g. The models show modes and stability conditions of plane failure which are virtually identical to those calculated from finite difference analysis using FLAC code. The effect of static acceleration is more pronounced for high slopes comprising small joint spacing. Compared with the test measurements, the deterministic method however over-estimates the factor of safety for plane failure by as much as 30%, particularly for the low sliding plane angles with small joint spacing. This holds true for all slope models under both static and dynamic loadings. The observed toppling failures agree well with those calculated by the deterministic method when the friction between blocks is considered in the calculation.

The tunnel models are simulated under depths ranging from 16 to 100 cm with the heights from 4, 8 to 12 cm. The vertical joint spacing is varied from 4, 8 to 12 cm while the horizontal spacing is maintained constant at 4 cm. The static accelerations range between 0.132 g and 0.225 g. Results reveal that the maximum span of the tunnels increases with depth and joint spacing, and tends to remain constant after tunnel depth-to-joint spacing ratio exceeds 30. Beyond this depth ratio, the ultimate value for the maximum span-to-joint spacing ratio tends to approach 10. The effect of dynamic loading on the stability is more pronounced for shallow tunnels in rock mass with small joint spacing. The dynamic effect rapidly reduces with depth, particularly for rock mass with large joint spacing.

สารบัญ

| | หน้า |
|--|-----------|
| กิตติกรรมประกาศ..... | ก |
| บทคัดย่อภาษาไทย..... | ข |
| บทคัดย่อภาษาอังกฤษ..... | ค |
| สารบัญ..... | ง |
| สารบัญตาราง..... | ช |
| สารบัญภาพ..... | ซ |
| | |
| บทที่ 1 บทนำ | 1 |
| 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย..... | 1 |
| 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย..... | 2 |
| 1.3 ขอบเขตของการวิจัย..... | 3 |
| 1.4 วิธีดำเนินการวิจัยและสถานที่ทำการทดลอง/เก็บข้อมูล..... | 3 |
| 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ..... | 5 |
| 1.6 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์..... | 5 |
| | |
| บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง | 7 |
| 2.1 รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน..... | 7 |
| 2.2 อุโมงค์ในมวลหิน..... | 10 |
| 2.3 ผลกระทบของแผ่นดินไหว..... | 12 |
| 2.4 แทนทดสอบสำหรับแบบจำลองเชิงกายภาพ..... | 14 |
| | |
| บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างหิน | 17 |
| 3.1 ตัวอย่างหิน..... | 17 |
| 3.2 การเตรียมตัวอย่างหิน..... | 17 |
| 3.2.1 การจัดรูปแบบความลาดเอียงของตัวอย่างหิน..... | 17 |
| 3.2.2 การจัดรูปแบบของตัวอย่างหินรอบอุโมงค์..... | 19 |

สารบัญ (ต่อ)

| | หน้า |
|---|------|
| บทที่ 4 การประดิษฐ์แทนทดสอบ | 21 |
| 4.1 ที่มาของปัญหา..... | 21 |
| 4.2 วัตถุประสงค์..... | 22 |
| 4.3 วัสดุอุปกรณ์ที่ใช้ในการสร้างแทนทดสอบ..... | 23 |
| 4.4 การจำลองมวลหิน..... | 28 |
| 4.4.1 การทดสอบการพังทลายของมวลหินบนความลาดเอียง..... | 28 |
| 4.4.2 การทดสอบเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์..... | 30 |
| บทที่ 5 การจำลองความลาดเอียงของมวลหิน | 31 |
| 5.1 การทดสอบเพื่อวัดมุมเสียดทานพื้นฐาน..... | 31 |
| 5.2 การทดสอบการพังทลายแบบไหลเลื่อนในแนวระนาบของรอยแตกภายใต้ สภาวะแห้ง..... | 31 |
| 5.2.1 การจำลองการพังทลายแบบแผ่นระนาบ..... | 31 |
| 5.2.2 การคำนวณเสถียรภาพของความลาดเอียงในแบบจำลอง..... | 34 |
| 5.2.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ..... | 35 |
| 5.2.4 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัย..... | 39 |
| 5.2.5 การวิเคราะห์ค่าปัจจัยความปลอดภัยด้วยการคำนวณเชิงตัวเลข..... | 39 |
| 5.3 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำ..... | 43 |
| 5.3.1 วิธีการจำลอง..... | 43 |
| 5.3.2 การวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำ..... | 43 |
| 5.3.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ..... | 52 |
| 5.3.4 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัย..... | 52 |
| 5.4 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบในสภาวะที่ความลาดเอียงจมน้ำ..... | 52 |
| 5.4.1 วิธีการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำ..... | 52 |
| 5.4.2 การศึกษาผลการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำ..... | 59 |
| 5.4.3 การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยด้วยการคำนวณเชิงตัวเลข..... | 59 |

สารบัญ (ต่อ)

| | หน้า |
|---|------------|
| 5.5 การจำลองการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 65 |
| 5.5.1 วิธีการทดสอบการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 65 |
| 5.5.2 การศึกษาการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 65 |
| 5.5.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ..... | 68 |
| บทที่ 6 การทดสอบอุโมงค์ในมวลหินด้วยแบบจำลอง..... | 87 |
| 6.1 การจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิต..... | 87 |
| 6.2 การจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 91 |
| บทที่ 7 บทสรุปและข้อเสนอแนะ..... | 115 |
| 7.1 กล่าวนำ..... | 115 |
| 7.2 การออกแบบและการประดิษฐ์แท่นทดสอบ..... | 115 |
| 7.3 ผลการจำลองด้วยแท่นทดสอบ..... | 116 |
| 7.4 การนำผลการทดสอบมาประยุกต์ใช้..... | 117 |
| บรรณานุกรม..... | 119 |
| ภาคผนวก | |
| ภาคผนวก ก ผลการจำลองความลาดเอียงของมวลหิน..... | ก-1 |
| ภาคผนวก ข การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียง..... | ข-1 |
| ภาคผนวก ค การวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำ..... | ค-1 |
| ประวัตินักวิจัย..... | 179 |

สารบัญตาราง

| ตารางที่ | | หน้า |
|----------|--|------|
| 2.1 | ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ประเมินจาก Mercalli scale..... | 15 |
| 5.1 | ผลการทดสอบ Tilt Test เพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวด้อย่างหินทราย หมวดหินภูพาน..... | 32 |
| 5.2 | สรุปค่าปัจจัยที่ใช้ในการทดสอบความลาดเอียงของตัวอย่างหินที่ได้รับผลกระทบจาก คลื่นแผ่นดินไหว..... | 69 |
| 5.3 | ปัจจัยการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่น ไหวสะเทือน..... | 72 |
| 5.4 | ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 75 |
| 5.5 | ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 81 |
| 6.1 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร..... | 86 |
| 6.2 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร..... | 92 |
| 6.3 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร..... | 95 |
| 6.4 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 100 |
| 6.5 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 105 |
| 6.6 | ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมี ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน..... | 109 |

สารบัญรูปภาพ

| รูปที่ | หน้า |
|--|------|
| 3.1 ตัวอย่างหินทราย หมวดหิน ภูเขาหิน ประมาณ 1,000 ก้อน จัดเตรียมเพื่อทำการทดสอบ โดยมีขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร | 18 |
| 3.2 ตัวแปรที่ใช้สำหรับการคำนวณความสูงของความลาดชันของแบบจำลองที่จุดพังทลาย | 20 |
| 4.1 ภาพเพอร์สเปกทีฟของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน | 24 |
| 4.2 ภาพตัดขวางด้านหน้าของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน | 26 |
| 4.3 ภาพตัดขวางด้านข้างของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน | 27 |
| 4.4 ภาพตัดขวางด้านหลังของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน | 29 |
| 5.1 ผลการทดสอบ Tilt Test ให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวตั้งฉากและความเค้นแรงเฉือน | 33 |
| 5.2 ตัวอย่างการจำลองการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 72^\circ$ | 36 |
| 5.3 ตัวอย่างการจำลองการพังทลายแบบไหลเลื่อน ของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 68^\circ$ | 37 |
| 5.4 การพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร (a) 4×4×8 เซนติเมตร (b) และ 4×4×12 เซนติเมตร (c) | 38 |
| 5.5 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน | 40 |
| 5.6 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน | 41 |
| 5.7 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน | 42 |
| 5.8 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope กับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_f = 51^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 36.2 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.07 | 44 |

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

| รูปที่ | หน้า |
|---|------|
| 5.9 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope ร่วมกับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_f = 52^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 41.6 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.05..... | 45 |
| 5.10 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope ร่วมกับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_f = 52^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 70 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.04..... | 46 |
| 5.11 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมีมุมของระนาบที่ไหลเลื่อนเท่ากับ 25° | 47 |
| 5.12 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×8..... | 48 |
| 5.13 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมีมุมของระนาบที่ไหลเลื่อนเท่ากับ 25° | 48 |
| 5.14 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองทางกายภาพสำหรับการพลิกคว่ำ..... | 51 |
| 5.15 การจำลองการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่มีมุม $\psi_f = 63^\circ$ | 53 |
| 5.16 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (a) ระยะเวลาสุดท้ายก่อนที่จะมีการพังทลาย (ที่มีมุม $\psi_f = 72^\circ$) (b) ขณะพังทลาย (c) หลังการพังทลาย..... | 54 |
| 5.17 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร (a) ระยะเวลาสุดท้ายก่อนที่จะมีการพังทลาย (ที่มีมุม $\psi_f = 77^\circ$) (b) ขณะพังทลาย (c) หลังการพังทลาย..... | 55 |
| 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความสูง (H) กับค่า ψ_p สำหรับการพังทลายแบบพลิกคว่ำที่จำลองจากตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร (บน) 4×4×8 เซนติเมตร (กลาง) และ 4×4×12 เซนติเมตร (ล่าง)..... | 56 |
| 5.19 ผลการจำลอง (รูปบน) และการคำนวณ (รูปล่าง) ของการพังทลายแบบพลิกคว่ำสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยการพังทลายเกิดขึ้นที่มีมุมของผิวหน้าความลาดเอียงเท่ากับ 72° | 57 |

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

| รูปที่ | | หน้า |
|--------|---|------|
| 5.20 | ผลการจำลอง (รูปบน) และการคำนวณ (รูปล่าง) ของการพังทลายแบบพลิกคว่ำสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยการพังทลายเกิดขึ้นที่มุมของผิวหน้าความลาดเอียงเท่ากับ 63° | 58 |
| 5.21 | ตัวอย่างของการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 57.3 เซนติเมตร | 60 |
| 5.22 | ตัวอย่างของการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 55.6 เซนติเมตร | 61 |
| 5.23 | ความสัมพันธ์ระหว่างความสูง (H) กับมุม ψ_p สำหรับการพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงที่จมน้ำ (วงกลมทึบ) และความลาดเอียงที่แห้ง (วงกลมโปร่ง) ของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร (a) 4×4×8 เซนติเมตร (b) และ 4×4×12 เซนติเมตร (c) | 62 |
| 5.24 | การเปรียบเทียบผลของการจำลองการพังทลายด้วยโปรแกรม FLAC_Slope กับผลการจำลองทางกายภาพของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_p = 23^\circ$ $\psi_f = 49^\circ$ ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 55.6 เซนติเมตร และความสูงของระดับน้ำคือ 56 เซนติเมตร | 63 |
| 5.25 | ผลการคำนวณด้วยโปรแกรม FLAC_Slope (เส้นประ) ของความลาดเอียงที่จมน้ำ ณ จุดที่เกิดการพังทลาย | 64 |
| 5.26 | ส่วนประกอบของข้อเหวี่ยงและจานหมุนของมอเตอร์ที่ผลักให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ในการจำลองคลื่นไหวสะเทือน | 67 |
| 5.27 | การคำนวณตามทฤษฎีของความลาดเอียงในสภาวะที่มีคลื่นไหวสะเทือนที่ผันแปรค่าความเค้นยึดติด โดยน้ำหนักของมวลหินที่พังทลายเท่ากับ 13.2 kN/m ความยาวของระนาบที่พังทลายเท่ากับ 1.44 เมตร ที่มุมเสียดทานเท่ากับ 24° | 70 |
| 5.28 | การคำนวณตามทฤษฎีของความลาดเอียงในสภาวะที่มีคลื่นไหวสะเทือนที่ผันแปรค่ามุมเสียดทาน โดยน้ำหนักของมวลหินที่พังทลายเท่ากับ 13.2 kN/m ความยาวของระนาบที่พังทลายเท่ากับ 1.44 เมตร และไม่มีค่าความเค้นยึดติด | 71 |
| 5.29 | ผลการจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี | 82 |

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

| รูปที่ | หน้า |
|--|------|
| 5.30 ผลการจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี..... | 83 |
| 5.31 การจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี..... | 84 |
| 6.1 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับต้น ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร..... | 87 |
| 6.2 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินที่ระดับความลึกปานกลาง ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร..... | 88 |
| 6.3 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร..... | 89 |
| 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 4 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.961..... | 90 |
| 6.5 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 8 เซนติเมตร..... | 93 |
| 6.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 8 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.985..... | 94 |
| 6.7 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 12 เซนติเมตร..... | 96 |
| 6.8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 12 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.995..... | 97 |
| 6.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ สำหรับแบบจำลองมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งต่างกัน..... | 98 |

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

| รูปที่ | หน้า |
|--|------|
| 6.10 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.193 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.992..... | 101 |
| 6.11 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.972..... | 102 |
| 6.12 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือนสำหรับมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร..... | 104 |
| 6.13 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.132 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.979..... | 106 |
| 6.14 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.993..... | 107 |
| 6.15 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือนสำหรับมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร..... | 108 |
| 6.16 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.132 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.968..... | 110 |
| 6.17 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.999..... | 111 |
| 6.18 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือนสำหรับมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร..... | 112 |

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญ และที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

ในช่วง 2-3 ปีที่ผ่านมาได้มีการเร่งศึกษาผลกระทบที่อาจจะเกิดจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทย การศึกษาได้ดำเนินการในหลายรูปแบบและหลายประเด็น อาทิ การคาดคะเนผลกระทบต่ออาคารที่อยู่อาศัย การคาดคะเนความรุนแรงที่อาจจะเกิดขึ้น ทั้งในรูปคลื่นสึนามิ และอื่น ๆ และการศึกษาผลกระทบที่อาจจะมีต่อโครงสร้างทางวิศวกรรมใหญ่ ๆ เช่น เขื่อน และอ่างเก็บน้ำ เป็นต้น

การศึกษาผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างธรณีวิทยา เช่น ความลาดชันของมวลหิน หรือมวลหินที่อยู่รอบอุโมงค์ (ถนน รถไฟ ฯลฯ) ยังไม่มีการดำเนินการอย่างจริงจัง เหตุผลหลักเนื่องจาก คลื่นพลศาสตร์ที่อาจจะมีผลต่อเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของโครงสร้างดังกล่าวมีความซับซ้อนและยังไม่สามารถคำนวณหรือประเมินได้อย่างเป็นรูปธรรม ประกอบกับองค์ความรู้ที่เกี่ยวกับเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของความลาดชัน และของอุโมงค์ยังค่อนข้างใหม่สำหรับประเทศไทย ถึงแม้จะไม่มีผลกระทบจากแผ่นดินไหวเข้ามาเกี่ยวข้องก็ตาม

การพังทลายของความลาดเอียงมวลหินในประเทศไทยก่อให้เกิดความเสียหายทางด้านทรัพย์สิน ชีวิต การพัฒนาท้องถิ่น การท่องเที่ยว และการคมนาคมอย่างมาก ความลาดเอียงมวลหินนี้ได้รวมไปถึงความลาดเอียงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ (Natural slope) และความลาดเอียงที่เกิดขึ้นจากการออกแบบเชิงวิศวกรรมของมนุษย์ ในช่วง 10 ปีที่ผ่านมาตัวอย่างที่เห็นเด่นชัดสำหรับปัญหาการพังทลายซึ่งมีผลกระทบอย่างรุนแรง คือ การพังทลายของมวลหินที่ ต.น้ำก้อ และ ต.น้ำขุ่น อ.หล่มสัก จ.เพชรบูรณ์ การพังทลายของมวลดินในเขต ต.แม่พุง ต.สรอย ต.แม่กระด้อม ต.ป่าสัก และ ต.แม่ลา อ.วังชิ้น จ.แพร่ การพังทลายที่เขตเทศบาลแม่ระมาด อ.แม่ระมาด จ.ตาก การพังทลายบริเวณเขาคิชฌกูฏ จ.จันทบุรี การพังทลายของมวลดินจากน้ำป่าที่ ต.กะทูน อ.พิบูล จ.นครศรีธรรมราช การพังทลายของความลาดเอียงบริเวณเส้นทางสายชุมแพ-หล่มสัก จ.เพชรบูรณ์ (ระหว่างหลักกิโลเมตรที่ 20 ถึง 70) การถล่มของเขาลาย อ.ชะอำ จ.เพชรบุรี การถล่มของมวลหินในบริเวณอุโมงค์ขุนตาล อ.ห้างฉัตร จ.ลำปาง เป็นต้น การพังทลายของมวลหินต่าง ๆ เหล่านี้จะเกิดขึ้นอย่างซ้ำซาก ซึ่งในหลักการแล้วการวิเคราะห์การออกแบบความลาดเอียงสามารถทำได้อย่างมีประสิทธิภาพระดับหนึ่ง กล่าวโดยย่อคือปัจจัยทั่วไปที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพของมวลหินเหล่านี้สามารถนำมาศึกษาและวิเคราะห์ หรือนำมาคำนวณด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ (Computer simulation) สูตรสำเร็จรูป (Closed-form solution) หรือด้วยซอฟต์แวร์ Expert system ปัจจัยทั่วไปเหล่านี้ได้แก่ ความสูงและความชันของความลาดเอียง คุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของมวลหิน (ความแข็ง ความยืดหยุ่น) ปริมาณน้ำในความลาดเอียง ลักษณะ

ของรอยแตกร้าวหรือรอยเลื่อนของมวลหิน เป็นต้น ซึ่งปัจจัยเหล่านี้อาจจะศึกษาได้ในเชิงคณิตศาสตร์ โดยอาศัยเกณฑ์มาตรฐานสากล เช่น ASTM และ ISRM อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์และออกแบบดังกล่าวไม่สามารถที่จะเข้าใจกลไกการเคลื่อนตัวหรือการพังทลายของมวลหินได้ เพราะปรากฏการณ์ของการเคลื่อนตัวของมวลหินส่วนใหญ่จะไม่สามารถสังเกตหรือเห็นได้จริง การพังทลายส่วนใหญ่จะพบหลังจากที่ขบวนการสิ้นสุดลง อนึ่งสภาพตัดขวางขบวนการพังทลายของมวลหินก็ไม่สามารถศึกษาได้จากของจริง

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้นแบบจำลองทางกายภาพในสองมิติจึงเป็นประโยชน์อย่างมากที่จะทำให้นักวิจัยหรือวิศวกรได้เห็นและเข้าใจการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดชันหรือในอุโมงค์ใด ๆ ภายใต้อิทธิพลของแรงโน้มถ่วงในแต่ละพื้นที่ แบบจำลองทางกายภาพถึงแม้จะเป็นการย่อส่วนของมวลหินเพื่อให้อยู่ในขนาดที่จะสร้างในห้องปฏิบัติการได้ แต่ก็สามารถแสดงพฤติกรรมของมวลหินได้ถ้าแบบจำลองนั้นใช้วัสดุที่เหมาะสมและมีการคำนวณผลกระทบของขนาดอย่างถูกต้อง ความเข้าใจอย่างลึกซึ้งถึงลักษณะการพังทลายของมวลหิน (Rock mass) จะนำไปสู่องค์ความรู้ที่สำคัญอย่างยิ่งในการนำมาวิเคราะห์และการออกแบบเชิงกายภาพเพื่อศึกษาเสถียรภาพของมวลหินบนความลาดชันและภายในอุโมงค์ และจะเป็นความก้าวหน้าที่สำคัญในเชิงองค์ความรู้ใหม่ในกลุ่มธรณีเทคนิคประยุกต์ ซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้จริง โดยการประสานงานกับองค์กรและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน และท้ายสุดโครงสร้างของแบบจำลองทางกายภาพที่สร้างขึ้นก็จะสามารถนำมาใช้ซ้ำหลายครั้ง และอาจจะปรับเปลี่ยนรูปแบบของหินให้อยู่ในลักษณะใดก็ได้

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือ เพื่อศึกษาเสถียรภาพของมวลหินที่มีคุณลักษณะของรอยแตกในรูปแบบต่าง ๆ บนความลาดชันและรอบอุโมงค์ในระดับต้นที่มีผลกระทบมาจากคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวด้วยแบบจำลองเชิงกายภาพ การศึกษาจะครอบคลุมทั้งทางด้านทฤษฎีและพฤติกรรมของแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ เพื่อนำผลที่ได้มาใช้ในการประเมินเสถียรภาพของมวลหินที่เกิดการพังทลายในลักษณะต่าง ๆ กัน โดยจะมีการพัฒนาสูตรหรือเกณฑ์การคำนวณเสถียรภาพให้มีความแม่นยำมากขึ้นและเมื่อนำผลการวิจัยนี้ไปประยุกต์ใช้จะทำให้เข้าใจลักษณะการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินทั้งที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ และโดยการกระทำของมนุษย์ได้ดีขึ้นและยังสามารถปรับเปลี่ยนหรือออกแบบระบบการค้ำยันเพื่อให้มีเสถียรภาพยืนยาวมากขึ้น

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) สร้างแบบจำลองเชิงกายภาพในสองมิติในห้องปฏิบัติการ
- 2) แบบจำลองจะใช้ตัวอย่างหินทราย 1 ชนิด ที่พบบ่อยครั้งในภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ
- 3) ตัวอย่างหินจะตัดเป็น 3 รูปแบบ คือ แบบลูกบาศก์ขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร แบบรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร และรูปสี่เหลี่ยมขนมเปียกปูนขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร หินทรายหลายร้อยก้อนจะถูกตัดเพื่อให้ได้ขนาดที่ต้องการ
- 4) รอยแตกในมวลหินจะถูกจำลองโดยนำก้อนหินที่มีรูปร่างเดียวกันมาเรียงต่อกันอย่างเป็นระบบเพื่อให้รอยต่อของก้อนหินสามารถจำลองทิศทางของรอยแตกในทิศต่าง ๆ กันได้
- 5) มวลหินจะถูกจำลองในสองมิติ โดยมีชุดของรอยแตก 2 ชุด (2 Joint sets) ที่สามารถมีชุดของการตัดกันของรอยแตกเท่ากับ 90°
- 6) ตัวแปรในการศึกษาจะรวมถึงผลกระทบของมุมของการพังทลาย ผลกระทบของมุมของความลาดเอียง น้ำในรอยแตก ความสั่นสะเทือนที่เกิดจากแผ่นดินไหว และความเค้นในที่
- 7) ลักษณะการพังทลายที่ศึกษาประกอบด้วย การพังทลายรูปโค้ง (Circular failure) การเลื่อนตามแผ่นระนาบ (Plane sliding) และการพังแบบพลิกคว่ำ (Toppling failure)
- 8) คลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวผันแปรจาก 0 ถึง 0.3 g (g คือ Gravitational acceleration)
- 9) จะมีการบันทึกการเคลื่อนตัวของมวลหินด้วย Digital video และ Digital camera
- 10) ใช้กฎของ Coulomb และกฎของ Barton ในการวิเคราะห์และนำมาปรับเปลี่ยน เพื่อประเมินหรือคาดคะเนการพังทลายของความลาดชันและของอุโมงค์

1.4 วิธีดำเนินการวิจัยและสถานที่ทำการทดลอง / เก็บข้อมูล

การวิจัยแบ่งออกเป็น 8 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 การค้นคว้าและศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วารสาร รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ได้นำมาทบทวนและสรุปใจความสำคัญ ซึ่งจะรวมถึง (1) การศึกษาทฤษฎีการพังทลายของหินบนความลาดเอียงและรอบอุโมงค์ที่อยู่ในระดับสากล ที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบัน เช่น กฎของ Coulomb กฎของ Barton และกฎของ Hoek and Brown เป็นต้น (2) การศึกษาผลกระทบและปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อการพังทลายของมวลหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับคลื่นแผ่นดินไหว และ (3) การวิจารณ์แบบจำลองทางกายภาพที่ใช้อยู่ในต่างประเทศ

ขั้นตอนที่ 2 การจัดเตรียมตัวอย่าง

งานวิจัยจะดำเนินการคัดเลือกหินทรายสำหรับใช้เป็นตัวแทนของมวลหินที่เกิดการพังทลาย โดยจะจัดเตรียมตัวอย่างหินทรายใน 3 ลักษณะ คือ 1) รูปสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร 2) รูปแท่งสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร และ 3) รูปสี่เหลี่ยมขนมเปียกปูนขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร

ขั้นตอนที่ 3 การสร้างแท่นทดสอบ

งานวิจัยนี้มีการประดิษฐ์และสร้างแท่นทดสอบภายในห้องปฏิบัติการกลศาสตร์ธรณี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งจะใช้เป็นเครื่องมือสำหรับจำลองลักษณะการพังทลายของมวลหินที่มีมุมการเอียงต่างกัน และในภาวะที่แตกต่างกัน และใช้จำลองอุโมงค์ในมวลหินที่มีความลึกและความกว้างต่างกัน

ขั้นตอนที่ 4 การทดสอบด้วยแบบจำลอง

การทดสอบด้วยแบบจำลองจะดำเนินการทั้งภายใต้แรงสถิตและภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว สำหรับความลาดชันมวลหินจะมีการผันแปรความสูงและความชันของมวลหิน สำหรับอุโมงค์จะมีการผันแปรความลึกและความกว้างของช่องอุโมงค์

ขั้นตอนที่ 5 การวิเคราะห์ข้อมูล

ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากขั้นตอนที่ 4 จะนำมาวิเคราะห์ลักษณะการพังทลายที่สัมพันธ์กับปัจจัยต่าง ๆ ที่เข้ามาเกี่ยวข้อง โดยจะนำไปสู่การปรับเปลี่ยนกฎเกณฑ์การพังทลายที่มีอยู่หรือมีการพัฒนากฎเกณฑ์ขึ้นใหม่เพื่อให้มีความถูกต้องและน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น

ขั้นตอนที่ 6 การเปรียบเทียบผล

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลของแบบจำลองที่สร้างขึ้นจะนำมาเปรียบเทียบกับผลการศึกษาด้วยแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์โดยใช้โปรแกรม FLAC

ขั้นตอนที่ 7 การสรุปผลและเขียนรายงาน

วิธีการศึกษาและผลการศึกษาทั้งหมดจะนำมาสรุปและนำเสนอในรายงานฉบับสมบูรณ์เพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จ

ขั้นตอนที่ 8 การถ่ายทอดเทคโนโลยี

แผนการการถ่ายทอดเทคโนโลยีสำหรับเทคโนโลยีนี้ คือการนำผลงานวิจัยชิ้นนี้ลงตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติเพื่อเผยแพร่ความรู้ในวงกว้างต่อไป

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

กฎเกณฑ์ที่พัฒนาได้หรือปรับเปลี่ยนได้จากแบบจำลองจะสามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดเอียงของมวลหินและมวลหินของอุโมงค์ นอกจากนั้นผลที่ได้จากการวิจัยยังสามารถนำมาใช้ปรับเปลี่ยนรูปแบบของการค้ำยันมวลหิน (รูปแบบของหมุดยึดหิน ตาข่ายลวด ซีเมนต์ค้ำ) เพื่อให้สอดคล้องกับสภาวะ (คลื่นสั่นสะเทือน แรงดันน้ำ ฯลฯ) ของมวลหินนั้น ๆ ซึ่งท้ายที่สุดการปรับเปลี่ยนนี้จะนำไปสู่การรักษาเสถียรภาพของมวลหินที่มีเสถียรภาพต่ำในปัจจุบันให้มีเสถียรภาพเป็นไปตามหลักวิชาการ

วิศวกรในหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชนต่าง ๆ สามารถนำกฎเกณฑ์หรือองค์ความรู้ใหม่นี้ไปใช้ออกแบบและประเมินเสถียรภาพของความลาดชันและอุโมงค์ ซึ่งส่งผลให้เสริมสร้างความปลอดภัยแก่สาธารณะชน ลดค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษา และลดค่าใช้จ่ายในการว่าจ้างผู้เชี่ยวชาญจากต่างประเทศเพื่อมาออกแบบ นอกจากนั้นวิศวกรในหน่วยงานดังกล่าวยังสามารถนำองค์ความรู้ที่ได้จากงานวิจัยนี้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติเพื่ออนุรักษ์สิ่งแวดล้อม อาทิ บำรุงรักษาป่าไม้ที่มีอยู่หรือที่ปลูกทดแทน เป็นต้น

องค์ความรู้ที่ได้นี้ยังเป็นคุณประโยชน์ในวงการวิชาการระดับสูง ซึ่งสามารถทำให้เข้าใจผลกระทบของแผ่นดินไหวต่อเสถียรภาพของมวลหิน โดยถือว่าเป็นองค์ความรู้ใหม่ไม่มีผู้ใดเคยศึกษาทั้งในและต่างประเทศและสามารถใช้เป็นแนวทางในการศึกษามวลหินชนิดอื่นนอกเหนือจากหินทรายที่เสนอมานในงานวิจัยนี้

1.6 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอมานี้จะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงาน ทั้งภาครัฐและเอกชน สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี และวิศวกรรมโยธา รวมไปถึงหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน ถนน ทางรถไฟ หน่วยงานเหล่านี้ได้แก่

- 1) กองธรณีเทคนิค กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม
- 2) สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์
- 3) การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (เหมืองถ่านหินแม่เมาะ)
- 4) กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม
- 5) กรมเจ้าท่า กระทรวงคมนาคม

- 6) กองรณีเทคนิค กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน
- 7) การรถไฟแห่งประเทศไทย กระทรวงคมนาคม
- 8) สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมเหมืองแร่ และวิศวกรรมธรณี
- 9) บริษัทเอกชนที่ออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ และความลาดชันในมวลหิน
- 10) เหมืองแร่บนดินและใต้ดิน

บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยประกอบด้วยองค์ความรู้ที่เกี่ยวข้อง คือ เสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหินบนความลาดชันและรอบอุโมงค์ รูปแบบของการพังทลาย วิธีการวิเคราะห์ และแทนทดสอบที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน

2.1 รูปแบบการพังทลายพื้นฐานของความลาดเอียงมวลหิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบความลาดเอียงมวลหินเป็นกิจกรรมที่พบมาก มีหลายรูปแบบและหลายขนาด ตั้งแต่ขนาดเล็ก เช่น การขุดคลองส่งน้ำ ช่องเขาหรือไหล่เขาที่มีการขุดตัดเพื่อสร้างถนนหรือทางรถไฟ หินลาดที่ทำหน้าที่รองรับฐานรากของโครงสร้างทางวิศวกรรมไปจนถึงงานขนาดใหญ่ เช่น ความลาดเอียงมวลหินที่อยู่รอบอ่างเก็บน้ำ หรือเหมืองเปิดขนาดใหญ่ Hoek and Bray (1981) ได้จำแนกความไม่มีเสถียรภาพหรือรูปแบบของการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินออกเป็นสี่รูปแบบคือ

- 1) การพังทลายรูปโค้ง (Circular failure) ลักษณะเช่นนี้มักเกิดจากมวลหินที่มีรอยแตกมาก หรือมีความไม่ต่อเนื่องสูง และจะมีลักษณะคล้ายกับการพังทลายของมวลดินหรือมวลหินผสมดิน
- 2) การเลื่อนตามแผ่นระนาบ (Plane sliding) การเลื่อนเช่นนี้พบได้น้อย จะเกิดจากความลาดเอียงที่มีทิศทางหรือแนวระดับ (Strike) ขนานหรือเกือบขนานกับแนวระดับของความไม่ต่อเนื่องชุดหนึ่ง และมุมเท (Dip angle) ของความไม่ต่อเนื่องหรือของรอยแตกนั้นจะต้องสูงกว่ามุมเสียดทานของรอยแตก (Friction angle) แต่จะต้องมีค่าน้อยกว่ามุมเทของหน้าลาดเอียงมวลหิน
- 3) การเลื่อนแบบรูปสามเหลี่ยม (Wedge sliding) ลักษณะเช่นนี้เกิดขึ้นเมื่อเส้นที่เกิดจากการตัดกันของรอยแตกสองชุดมีมุมเทไปในทิศทางเดียวกันหรือใกล้เคียงกันกับ “ทิศของมุมเท” (Dip direction) ของหน้าลาดเอียง และมุมเทของรอยตัดนั้นจะต้องมากกว่ามุมเสียดทานของรอยแตกของหิน แต่จะต้องน้อยกว่ามุมเทของความลาดชันมวลหิน รูปร่างของก้อนหินที่เลื่อนลงมาจะมีลักษณะเป็นรูปสามเหลี่ยมซึ่งเกิดจากการตัดกันของรอยแตกทั้งสองชุด
- 4) การพังแบบพลิกคว่ำ (Toppling failure) ลักษณะการพังทลายเช่นนี้เกิดขึ้นเมื่อมวลหินมีชุดของความไม่ต่อเนื่องหรือชุดของรอยแตกหลักที่มีมุมเทสูง และมีทิศของมุมเทไปในทางตรงกันข้ามกับทิศของมุมเทของหน้าลาดเอียงมวลหิน และอาจจะมีความไม่ต่อเนื่องอีกชุดหนึ่งที่มีทิศของมุมเทไปทางเดียวกับทิศของมุมเทของหน้าลาดเอียงมวลหิน โอกาสที่จะเกิดการพลิกคว่ำของ

ก่อนหินที่เกิดจากการตัดกันของชุดรอยแตกทั้งสองนี้จะมีมากขึ้นเมื่อระยะห่างระหว่างรอยแตก (Spacing) ของชุดแรก (มีมุมเทสูง) มีค่าน้อยกว่าระยะห่างระหว่างรอยแตกของชุดที่สอง (กิตติเทพ เพ็องขจร, 2546)

รูปแบบการพังทลายของความลาดเอียงดังกล่าวเป็นที่ยอมรับและใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบอย่างแพร่หลายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน (e.g. Jaeger and Cook, 1987; Goodman, 1989; Hoek, 1981; Bell, 1992)

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดเอียงมวลหินสามารถแบ่งได้เป็น 5 กลุ่มหลัก คือ

- การวิเคราะห์เชิงสมดุลจำกัด (Limit equilibrium analysis)
- ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical methods)
- ทฤษฎีหินก้อน (Block theory)
- ระบบปัญญาประดิษฐ์และระบบผู้เชี่ยวชาญ (Artificial intelligence and Expert system)
- การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองเชิงกายภาพ (Physical Modeling)

วิธีเหล่านี้ได้นำมาวิเคราะห์และออกแบบความลาดเอียงที่เกี่ยวข้องกับอุตสาหกรรมเหมืองแร่เป็นส่วนใหญ่ (e. g. Endicott et al., 1981; Blackwell, 1986; Hantz, 1986; Mario et al., 1986; Martin et al., 1986; Tocher and Fishel, 1986; Jermy, 1991; Baliga and Singh, 1992; Lee et al., 1992; Leventhal et al., 1992; Stewart et al., 1996; Bye and Bell, 2001; Yoon et al., 2002) โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อให้ความลาดเอียงมีเสถียรภาพสูงสุด และมีความสูงและความชันมากที่สุดโดยไม่ใช้วัสดุค้ำยัน ส่วนความลาดเอียงที่เกี่ยวข้องกับงานทางด้านวิศวกรรมโยธาก็ได้อาศัยวิธีวิเคราะห์เหล่านี้เช่นกัน (e.g. Farquhar, 1980; Wannakao et al., 1985; Siddle and Hutchinson, 1991; Galster, 1992; Rechiski et al., 1992; Al-Homoud et al., 1994; Ulusay and Aksoy, 1994; Carson and Woods, 1995; Jeong-gi et al., 1996; Kumsar et al., 1998; Zhu and Zhang, 1998; Cai and Ugai, 2002) นอกจากนี้ อาจจะมีการออกแบบการค้ำยันเพื่อเสริมเสถียรภาพของความลาดเอียงเนื่องจากต้องการเพิ่มค่าความปลอดภัย (Safety factor) ต่อชุมชนและทรัพย์สินในบริเวณใกล้เคียง (Douglas and Arthur, 1983) สำหรับความลาดเอียงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติซึ่งสัมพันธ์กับการผุกร่อนและย่อยสลายของหินและมวลหินภายใต้ภูมิอากาศที่ไม่เอื้ออำนวยก็อาศัยวิธีวิเคราะห์ดังกล่าวเช่นกัน (e.g. Sperling and Cooke, 1985; Culshaw and Bell, 1991; Frolidi and Sartini, 1991; Ramamurthy et al., 1992; Brovis and Evans, 1996; Chang et al., 1998; Fujita, 1999)

การพังทลายของความลาดเอียงมวลหินมักจะเกิดหลายรูปแบบพร้อม ๆ กัน โดยส่วนใหญ่จะมีการพังแบบรูปโค้งเข้ามาเกี่ยวข้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งการพังทลายที่มีปัจจัยหลักมาจากการผุกร่อนและการย่อยสลายของหินและมวลหิน

ปัจจัยหลักที่นำมาวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงมวลหินและสามารถตรวจวัดในภาคสนามหรือทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Hoek and Bray, 1981) มักจะประกอบด้วย ความสูงของความลาดเอียง ความชันของความลาดเอียง จำนวนชุดของรอยแตก ความกว้างของรอยแตก ระยะห่างและความต่อเนื่องของรอยแตก ทิศทางของความลาดเอียง ทิศทางของรอยแตกทั้งหมด ความสัมพันธ์ในพื้นที่ ความเสียดทานของหินระหว่างรอยแตก ความแข็งของเนื้อหิน ปริมาณและแรงดันน้ำในความลาดเอียง รูปร่างของความลาดเอียง และน้ำหนักกดทับบนความลาดเอียง เป็นต้น

น้ำมักจะเป็นตัวการสำคัญที่ก่อให้เกิดการพังทลายในความลาดเอียงมวลหินนอกเหนือจากปัจจัยหลักเบื้องต้นนี้แล้วยังมีปัจจัยอื่นที่ไม่สามารถประเมินได้ในเชิงตัวเลขแต่มีผลต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงมวลหินเช่นกัน เช่น ลักษณะและอัตราการผุกร่อนและย่อยสลายของเนื้อหิน ซึ่งปัจจัยนี้จะส่งผลต่อเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ระยะยาวของมวลหิน Fuenkajorn and Kamutchat (2003) ได้เสนอปัจจัยเพิ่มเติมเพื่อประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงในภาคสนามได้อย่างใกล้เคียง ปัจจัยดังกล่าวได้แก่ ลักษณะและความหนาแน่นของพืชปกคลุม แรงสัมพันธ์ ประวัติการพังทลายในอดีต วิธีที่ใช้ขุดเจาะ เป็นต้น ซึ่งเมื่อรวมปัจจัยต่าง ๆ เข้าไปในเชิงคณิตศาสตร์ก็จะเพิ่มความแม่นยำในการคาดคะเนเสถียรภาพความลาดเอียงมวลหินได้ดีขึ้น

การวิเคราะห์เชิงสมมูลจำกัด (Goodman, 1989) เป็นวิธีพื้นฐานที่ใช้กันในอดีตจนถึงปัจจุบัน ซึ่งเหมาะสำหรับการพังทลายแบบแผ่นระนาบและแบบรูปลิ้ม วิธีนี้ได้มีการพัฒนาโดยการสร้างสมการควบคุมและอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยเพื่อให้สะดวกต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียง

ระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Finite element analysis) (Crouch and Starfield, 1983; Segerlind, 1984; Pande et al., 1990; Forlati et al., 2001) ได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับการพังทลายแบบรูปโค้งของมวลหิน จากนั้นได้มีการพัฒนาวิธีการคำนวณแบบใหม่เรียกว่า Discrete element analysis เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายแบบแผ่นระนาบและแบบรูปลิ้มด้วย

ทฤษฎีหินก้อน (Goodman and Shi, 1985) เป็นวิธีการวิเคราะห์แบบใหม่ล่าสุดสำหรับการพังทลายของมวลหิน ซึ่งเมื่อเริ่มแรกได้นำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ในชั้นหิน ต่อมาได้มีการนำมาประยุกต์ใช้สำหรับความลาดเอียงมวลหินด้วย แต่จะเหมาะสำหรับการพังแบบระนาบและแบบรูปลิ้มเท่านั้น

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

นอกจากวิธีหลักดังกล่าวข้างต้น ได้มีวิธีการอื่น ๆ ที่นักวิชาการได้พยายามนำมาประยุกต์ใช้เพื่อช่วยในการศึกษาและประเมินเสถียรภาพของมวลหินให้สะดวกขึ้น หรือเพื่อให้เกิดความมั่นใจมากขึ้น ตัวอย่างของวิธีดังกล่าวได้แก่ การใช้กฎเกณฑ์ทางด้านสถิติ (Kulatilake and Fuenkajorn, 1987) ทางด้าน Fractal (Ghosh and Daemen, 1993) รวมไปถึงแบบจำลองเชิงกายภาพ เป็นต้น

2.2 อุโมงค์ในมวลหิน

การนำองค์ความรู้ทางด้านกลศาสตร์หินมาประยุกต์ใช้กับอุโมงค์ในมวลหิน หรือกับเหมืองใต้ดินมีมาช้านาน อาจกล่าวได้ว่ากลศาสตร์หินมีต้นกำเนิดที่สำคัญมาจากความต้องการในการเข้าใจพฤติกรรมของมวลหินและการประเมินเสถียรภาพของมวลหินในเหมืองใต้ดิน ซึ่งจำเป็นต้องเข้าใจการกระจายตัวของความเค้นและความเครียดในมวลหินที่อยู่รอบอุโมงค์ และผลกระทบด้านคุณสมบัติของมวลหิน กลศาสตร์หินจะมีบทบาทไม่มากนักในส่วนของ การออกแบบรูปร่าง ขนาด และทิศทางของอุโมงค์ เนื่องจากการออกแบบส่วนใหญ่จะถูกกำหนดความต้องการทางด้านวิศวกรรมอื่น ๆ เช่น ขนาดและทิศทางของอุโมงค์ส่งน้ำจะถูกกำหนดโดยปริมาณน้ำที่ต้องการส่งผ่านและทิศทางของแหล่งต้นน้ำ อุโมงค์สำหรับทางถนนหรือทางรถไฟจะถูกกำหนดโดยความกว้างของผิวจราจร แพนผัง รูปร่าง และขนาดของแต่ละอุโมงค์ในเหมืองใต้ดินจะมีปัจจัยที่สำคัญในการเลือกสรรจากคุณสมบัติทางธรณีวิทยาและทางเรขาคณิตของสายแร่ที่ต้องการขุดออกมา เป็นต้น ดังนั้น เมื่อกล่าวถึงการออกแบบอุโมงค์ในเชิงวิศวกรรมหินส่วนใหญ่จะหมายถึงการออกแบบการค้ำยันของอุโมงค์ในสภาวะแวดล้อมที่ถูกกำหนดมาก่อน ซึ่งรวมไปถึงรูปร่าง ขนาด ความลึก และชนิดของมวลหินที่อุโมงค์นั้นวางตัวอยู่

Hoek and Brown (1980) และ Hoek et al. (1995) จำแนกลักษณะของความไม่มีเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินไว้ 4 ชนิด โดยอาศัยปัจจัยต้นเหตุที่มาของความไม่มีเสถียรภาพมาใช้เป็นเกณฑ์ในการจำแนก ได้แก่

1) ความไม่มีเสถียรภาพที่เกิดจากความเค้นในมวลหิน (Stress-controlled instability) ลักษณะเช่นนี้มักเกิดกับอุโมงค์ที่อยู่ระดับลึก โดยน้ำหนักของหินที่กดทับทำให้เกิดความเค้นรอบอุโมงค์สูงเกินกว่าที่หินรอบอุโมงค์จะรับได้

2) ความไม่มีเสถียรภาพที่เกิดจากโครงสร้างทางธรณีวิทยาในมวลหิน (Structure-controlled instability) ลักษณะเช่นนี้มักเกิดกับอุโมงค์ที่อยู่ระดับตื้นในมวลหินที่มีรอยแตกและรอยเลื่อนมาก ซึ่งทำให้ก้อนหินที่เกิดจากรอยแตกนั้นสามารถตกหรือเคลื่อนตัวเข้ามาในช่องว่างของอุโมงค์

3) ความไม่มีเสถียรภาพที่เกิดจากน้ำบาดาล (Groundwater pressure and flow) อุโมงค์ที่อยู่ใต้ระดับน้ำบาดาลมักจะมีปัญหาทางด้านเสถียรภาพที่เกิดจากการไหลของน้ำบาดาลเข้ามาในอุโมงค์ ซึ่งเป็นอุปสรรคในการก่อสร้าง และเกิดจากความดันของน้ำบาดาลในมวลหินใกล้กับผนังของอุโมงค์ ซึ่งสามารถทำให้เกิดการพังทลายหรือเกิดการสึกกร่อนของหินที่อยู่รอบอุโมงค์

4) ความไม่มีเสถียรภาพที่เกิดจากการผุกร่อนของมวลหิน (Weathering and erosion) แร่ที่เป็นองค์ประกอบของหินบางชนิดสามารถทำปฏิกิริยาทางเคมีกับบรรยากาศ (อากาศและน้ำ) ได้เร็ว ซึ่งส่งผลให้เนื้อหินเปลี่ยนสภาพไป โดยทั่วไปจะทำให้มีความยึดติดน้อยลงและจะทำให้ความต้านแรงกดสูงสุดของหินต่ำลง ตัวอย่างเช่น กลุ่มแร่ดิน (Clay minerals) ที่เป็นองค์ประกอบที่สำคัญของหินดินดาน หินโคลน และหินดิน เป็นต้น หินเหล่านี้เมื่อสัมผัสกับบรรยากาศเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้มีการผุกร่อนได้ง่าย ซึ่งในระยะเวลาหนึ่งเสถียรภาพของอุโมงค์ในหินเหล่านี้ก็จะต่ำลง

ความไม่มีเสถียรภาพทั้งสี่ชนิดดังกล่าวสามารถแยกกันเกิด หรือเกิดพร้อมกันในที่เดียวกันได้ ความไม่มีเสถียรภาพชนิดที่หนึ่งและสองจำเป็นต้องอาศัยความรู้ทางกลศาสตร์หินเข้ามาแก้ไข หรือเข้ามาประเมินความไม่มีเสถียรภาพนั้น ๆ ซึ่งจะอธิบายเพิ่มเติมในบทนี้ ส่วนความไม่มีเสถียรภาพของอุโมงค์สำหรับชนิดที่สามและสี่จะไม่สัมพันธ์โดยตรงกับกลศาสตร์หิน ซึ่งส่วนใหญ่สามารถแก้ไขได้ด้วยเทคโนโลยีและการวางแผนที่เหมาะสมในการออกแบบการก่อสร้างและการออกแบบการค้ำยัน

ในส่วนของการออกแบบการค้ำยันจะมีปัจจัยที่สำคัญอีกประการหนึ่งเข้ามาเกี่ยวข้อง คือระดับของความปลอดภัย ซึ่งจะเกี่ยวเนื่องไปถึงอายุการใช้งานของอุโมงค์ และค่าใช้จ่ายสำหรับการค้ำยัน อุโมงค์ที่ก่อสร้างขึ้นเพื่อการใช้งานทางด้านวิศวกรรมโยธา เช่น อุโมงค์สำหรับทางถนนหรือทางรถไฟ ส่วนใหญ่ต้องการการค้ำยันที่ให้ความปลอดภัยสูงและมีอายุยืนยาวไปหลายสิบปี และจะทุ่มเทค่าใช้จ่ายในการค้ำยันเพื่อให้ได้มาซึ่งความต้องการนี้ Whittaker and Frith (1990) อธิบายรายละเอียดในการวางแผน การพิจารณา การจัดการ การออกแบบ วิธีค้ำยัน และการก่อสร้างอุโมงค์ชนิดนี้ไว้ว่า อุโมงค์ที่เจาะในเหมืองแร่ใต้ดินจะมีอายุการใช้งานค่อนข้างสั้น การค้ำยันและระดับความปลอดภัยจะออกแบบให้พอเพียงกันกับอายุการใช้งานเท่านั้น โดยนำปัจจัยทางด้านเศรษฐศาสตร์เข้ามาพิจารณาเป็นสำคัญ Brady and Brown (1985), Hartman (1987) และ Hoek and Brown (1980) เป็นเอกสารอ้างอิงที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบการค้ำยันสำหรับอุโมงค์เหล่านี้ นอกจากนี้ Hoek et al. (1995) ได้อธิบายรายละเอียดเกี่ยวกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของวัสดุทางวิศวกรรมที่นำมาใช้ในการค้ำยัน ซึ่งรวมไปถึงหมุดยึดหิน (Rock bolt) ตาข่ายลวด (Wire mesh) ซีเมนต์ (Cement grout) แผ่นยึด (Strap) และแท่งเหล็กโค้ง (Steel arc) เป็นต้น

การวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหิน และการออกแบบระบบการค้ำยันของหินรอบอุโมงค์มี 2 แนวทางหลัก คือ 1) อาศัยการจำแนกมวลหิน การเปรียบเทียบกับกรณีศึกษาและหลักการแบบ Empirical และ 2) การใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ ซึ่งทั้ง 2 แนวทางมีการใช้อย่างแพร่หลาย ส่วนใหญ่จะใช้ร่วมกันและเปรียบเทียบผลประกอบกันไป ส่วนแบบจำลองเชิงกายภาพจะมีการใช้เป็นส่วนน้อยเนื่องจากอุปสรรคหลักของการสร้างแบบจำลองมีน้อย ประกอบกับต้องใช้เวลามากเมื่อเทียบกับแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ อย่างไรก็ตามแบบจำลองเชิงกายภาพยังคงให้ผลที่สามารถเห็นเป็นรูปธรรมและใช้คาดคะเนได้แม่นยำกว่า และจะทำให้วิศวกรหรือนักวิจัยเข้าใจกลไกของการเคลื่อนตัวของมวลหินรอบอุโมงค์ได้ดีกว่า (Hoek and Brown, 1980)

2.3 ผลกระทบของแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์เสถียรภาพของมวลหินบนความลาดเอียงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kramer (1996) เสนอว่า ต้องพิจารณาผลกระทบด้านความเค้นเชิงจลศาสตร์ที่เกิดขึ้นจากการสั่นของแผ่นดินไหว และผลกระทบของแรงนี้ต่อความแข็งและพฤติกรรมของความเค้น-ความเครียดของวัสดุบนความลาดเอียง Siad (2003) พบว่า ค่าปัจจัยของเสถียรภาพมวลหินมีความอ่อนไหวต่อความแตกต่างของค่าสัมประสิทธิ์ของคลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบ โดยค่าปัจจัยของเสถียรภาพของมวลหินจะลดลงเนื่องจากผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวในขณะที่ค่ามุมเสียดทานของรอยแตกเพิ่มขึ้น

การวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงโครงสร้างของโลก โดยวิธี Pseudostatic เริ่มขึ้นในปี 1920 ซึ่งผลกระทบของแผ่นดินไหวแสดงโดยความเร่งในแนวราบ และ/หรือ ความเร่งในแนวตั้ง (Kramer, 1996) การประยุกต์วิธี Pseudostatic เพื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงมีขึ้นครั้งแรกโดย Terzaghi (1950) สำหรับการวิเคราะห์แบบ Pseudostatic นั้น Giani (1992) อธิบายว่า สามารถทำได้โดยใช้วิธี Limit equilibrium และใช้วิธี Dynamic loading ที่เกิดขึ้น เนื่องจากแรงที่เวลาคงที่มีความเหมาะสมต่อมวลของปริมาตรของหินที่ไม่มีเสถียรภาพตามค่าสัมประสิทธิ์ของคลื่นแผ่นดินไหว Kramer (1996) กล่าวว่า ขนาดของความเร่งเชิง Pseudostatic จะสัมพันธ์กับการคาดการณ์ความรุนแรงของการเคลื่อนที่ของมวล ซึ่งเป็นการเลือกความเร่งเชิง Pseudostatic สำหรับการออกแบบในสถานะที่เลวร้าย แรง Pseudostatic ในแนวราบจะทำให้ค่าปัจจัยความปลอดภัยลดลง โดยลดแรงต้าน ($\phi > 0$) และเพิ่มแรงเคลื่อน สำหรับแรง Pseudostatic ในแนวตั้งมีอิทธิพลต่อค่าปัจจัยความปลอดภัยน้อย เนื่องจากแรงที่ลดลงหรือเพิ่มขึ้นจะอยู่กับทิศทางของแรง ทั้งแรงเคลื่อนและแรงต้าน ดังนั้นบ่อยครั้งที่ไม่จำเป็นต้องนำผลกระทบอันเนื่องมาจากความเร่งในแนวตั้งมาพิจารณาในการแก้ปัญหาแรงที่ชักนำให้เกิดการพังทลายของมวลหินในทิศทางที่ขนานกับพื้นผิวที่เกิดการพังทลาย

การวิเคราะห์แบบสถิตเทียบ (Pseudostatic) เป็นการนำเสนอผลกระทบของแผ่นดินไหว โดยการประยุกต์ความเร่งในแนวตั้ง และ/หรือ แนวราบในเชิงสถิต เพื่อป้องกันความไม่มีเสถียรภาพของ

มวลดินหรือมวลหิน แรงเฉื่อยที่เกิดจากความเร่งเชิงสถิตเทียม (Pseudostatic accelerations) ทำให้แรงเคลื่อน (Driving force) เพิ่มขึ้น และจะลดแรงต้านทานการเคลื่อนที่ของความลาดเอียง การวิเคราะห์เชิงสถิตเทียม (Pseudostatic) จะไม่เหมาะสมสำหรับดินที่มีความดันในช่องว่างมาก หรือมีการสั่นร่อนของความแข็ง เนื่องจากการเขย่าของแผ่นดินไหวเกิน 15% เสถียรภาพจะแสดงในส่วนของค่าปัจจัยความปลอดภัยเชิงสถิตเทียมที่คำนวณโดยกระบวนการของสมดุลที่มีขอบเขตจำกัด (Limit equilibrium) การเลือกความเร่งเชิงสถิตเทียมที่เหมาะสมต้องพิจารณาค่าที่ต่ำกว่าความเร่งที่จุดสูงสุดของมวลหินที่ไหลเลื่อน

การวิเคราะห์ค่าปัจจัยความปลอดภัย

$$FS = \frac{\text{resisting force}}{\text{driving force}} = \frac{c l_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W + F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (2.1)$$

เมื่อ c และ ϕ คือค่าตัวแปรของความแข็งของ Mohr-Coulomb ส่วน l_{ab} คือความยาวของระยะนาบที่พังทลาย W คือน้ำหนักของมวลที่เกิดการพังทลาย F_h และ F_v คือแรงเฉื่อยในแนวราบและแนวตั้ง โดยสามารถหาได้จากสมการ

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2.2)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2.3)$$

เมื่อ a_h และ a_v คือความเร่งเชิงสถิตเทียมในแนวราบและแนวตั้ง k_h และ k_v คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของสถิตเทียมในแนวราบและแนวตั้งที่ไม่ขึ้นกับทิศทาง g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก

ในอดีตไม่ได้มีการบันทึกการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว แต่นักแผ่นดินไหววิทยาสามารถประเมินความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจาก Mercalli scale (ตารางที่ 2.1) ซึ่งข้อมูลที่ได้นั้นมีลักษณะเป็นการบันทึกความสั่นสะเทือนแบบหยาบ ๆ ถ้าข้อมูลของความรุนแรงอยู่ในตำแหน่งที่ต่างกัน การประเมินขนาดของแผ่นดินไหวสามารถที่จะทำการประเมินขนาดของแผ่นดินไหวแบบหยาบ ๆ ได้เช่นกัน (Gendzwil, 2008)

2.4 แท่นทดสอบสำหรับแบบจำลองเชิงกายภาพ

แบบจำลองเชิงกายภาพได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายเพื่อศึกษาเสถียรภาพเชิงกล-ศาสตร์ของมวลดินบนความลาดชันในห้องปฏิบัติการ ซึ่งส่วนใหญ่จะมุ่งไปที่ผลกระทบที่เกิดจากน้ำและจากคุณสมบัติของดิน (e.g. Okura, et al., 2002; Harris, et al., 2002; Okura et al., 2000; Lin et al., 2002; Griffiths et al., 2004) การศึกษาผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อความลาดชันของดินก็มีการดำเนินการด้วยแบบจำลองเชิงกายภาพในห้องปฏิบัติการเช่นกัน เช่น Maugeri et al. (2000) Kokusho and Ishizawa (2005) และ Al-Homoud and Tahtamoni (2000) แต่การศึกษาผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อความลาดเอียงมวลดินจะเป็นไปในเชิงทฤษฎีและเชิงกรณีศึกษา เช่น Luzi et al. (2000) Olson et al. (2005) และ Carro et al. (2003)

แบบจำลองทางกายภาพได้มีการนำมาใช้ในการจำลองการพังทลายของมวลดินบนความลาดเอียงในห้องปฏิบัติการมาเป็นระยะเวลานาน โดยใช้เป็นเครื่องมือในการสอนและการวิจัยที่แสดงกระบวนการพังทลายของมวลดินบนความลาดเอียงแบบ 2 มิติ ภายใต้อุปกรณ์ทางด้านลักษณะทางธรณีวิทยา แบบจำลองที่เป็นที่นิยมและถูกนำไปใช้อย่างกว้างขวางคือ โต๊ะแรงเสียดทานของ Goodman (Goodman, 1976) ซึ่ง Bray and Goodman (1981) ได้อภิปรายถึงหลักการของแรงเสียดทานพื้นฐานว่า มีการนำไปใช้เพื่อศึกษาผลกระทบของแรงดึงดูดในแบบจำลองทางกายภาพแบบ 2 มิติที่เกิดจากการขุดตัดในหิน โดยได้พัฒนาหลักการทางคณิตศาสตร์เพื่อเปรียบเทียบระหว่างแรงดึงดูดและแรงเสียดทานพื้นฐานที่ได้จากการทดสอบ เพื่อยืนยันว่าสมการของการเคลื่อนที่นั้นสอดคล้องกับสภาพที่แท้จริงตามแบบจำลอง โดยการทำความเข้าใจในส่วนของความเร่งเชิงมุมและความเร่งเชิงเส้นตรงตามความเร่งเชิงมุมและความเร็วเชิงเส้นตรง สำหรับการ วิเคราะห์แบบ Limit equilibrium จะมีข้อบกพร่องในช่วงเริ่มต้นของการเคลื่อนที่ โต๊ะแรงเสียดทานได้ถูกพัฒนาหลากหลายรูปแบบ โดยทั่วไปจะใช้ Block ที่มีส่วนผสมของซีเมนต์กับทรายหรือ Block ที่เป็นไม้หรือพลาสติก เพื่อนำ Block เหล่านี้ไปเป็นแบบจำลองของความลาดเอียง โดย Teme (1987) ได้ประยุกต์การเอียงตัวของโต๊ะแรงเสียดทานพื้นฐานเป็นเครื่องมือในการจำลองการเอียงตัวของความลาดเอียงของหินที่ถูกขุดตัด ซึ่งคล้ายกับหลักการของ Goodman (1976) Hoek and Bray (1981) และ Hittinger (1978) อย่างไร

ตารางที่ 2.1 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ประเมินจาก Mercalli scale (ประยุกต์มาจาก Richter (1958) และ Wald et al. (1999))

| อันดับ ความรุนแรงตาม มาตรา Mercalli | อัตราเร่ง (g) | ผลกระทบทั่วไป |
|---|------------------|--|
| I | <0.0017 | ไม่รู้สึกรสั่นไหว ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือ |
| II | 0.0017 | รู้สึกบางคน โดยเฉพาะผู้อยู่ชั้นบนของอาคาร สิ่งของแกว่งไกว |
| III | 0.014 | ผู้อยู่ในอาคารรู้สึก โดยเฉพาะผู้อยู่ชั้นบนอาคาร แต่ผู้คนส่วนใหญ่ยังไม่รู้สึกว่า มีแผ่นดินไหว |
| IV | 0.014-0.039 | ในเวลากลางวันผู้คนที่อยู่ในอาคารรู้สึกมาก แต่ผู้นอกอาคารรู้สึกบางคน เกิด การสั่นของงาน หน้าต่าง ประตู กล้ายรถบรรทุกชนอาคาร |
| V | 0.039-0.092 | เกือบทุกคนรู้สึก หลายคนตกใจตื่น วัตถุที่ไม่มั่นคงล้มคว่ำ เสา ต้นไม้ แกว่ง ไกว |
| VI | 0.092-0.18 | ทุกคนรู้สึก เครื่องเรือนเคลื่อน ปล่องไฟแตก เกิดความเสียหายเล็กน้อยกับ อาคาร |
| VII | 0.18-0.34 | ทุกคนตกใจวิ่งออกนอกอาคาร อาคารที่ออกแบบดีไม่เกิดความเสียหาย จะเกิด ความเสียหายเล็กน้อยถึงปานกลางกับอาคารสิ่งก่อสร้างธรรมดา เสียหายมาก กับอาคารที่ออกแบบไม่ดี ผู้ขับรถรู้สึกว่ามีแผ่นดินไหว |
| VIII | 0.34-0.65 | เสียหายเล็กน้อยกับอาคารที่ออกแบบไว้ดี เสียหายมากในอาคารธรรมดา บางส่วนของอาคารพังทลาย เสียหายอย่างมากในอาคารที่ออกแบบไม่ดี ผนัง อาคารหลุดออกนอกอาคาร ปล่องไฟพัง ดินและทรายพุ่งขึ้นมา |
| IX | 0.65-1.24 | เสียหายมากในอาคารที่ออกแบบไว้ดี โครงของสิ่งก่อสร้างบิดเบนจากแนวตั้ง เสียหายอย่างมากกับอาคารและบางส่วนพังทลาย ตัวอาคารเคลื่อนจากฐานราก พื้นดินแตก ท่อใต้ดินแตกหัก |
| X | >1.24 | อาคารไม้ที่สร้างไว้อย่างดี เสียหาย โครงสร้างอาคารพังทลาย รางรถไฟบิด พื้นดินแตก แผ่นดินถล่มหลายแห่ง ทรายและโคลนพุ่งจากพื้นดิน |
| XI | >1.24 | สิ่งก่อสร้างเหลืออยู่น้อย สะพานถูกทำลาย พื้นดินมีรอยแยกกว้าง ท่อใต้ดิน เสียหายหมด รางรถไฟบิดงอมาก |
| XII | >1.24 | เสียหายทั้งหมด เห็นคลื่นบนพื้นดิน เส้นแนวระดับสายดาบิดเบน วัตถุสิ่งของ กระเด็นในอากาศ |

ก็ตามเครื่องยนต์ของ Teme สามารถจำลองมุมของการเอียงตัวได้อย่างหลากหลายในภาคสนาม และสามารถทดสอบกับวัสดุที่แข็งและอ่อนได้ ในปัจจุบันการวิเคราะห์เชิงตัวเลขส่วนใหญ่จะใช้ Distinct element methods เพื่อจำลองการพังทลายแบบเลื่อน ไถลตามแนวระนาบและการพังทลายแบบพลิกคว่ำ โดยสังเกตจากแบบจำลองความลาดเอียง (เช่น Kim and Lee (1992) และ Lanaro et al. (1997)) แล้วเปรียบเทียบผลจากการคำนวณและการสังเกตเพื่อยืนยันถึงประสิทธิภาพของแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ และเพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมการพังทลายของความลาดเอียงของหินตามธรรมชาติได้ดีขึ้น ข้อเสียของโต๊ะแรงเสียดทานคือ แรงเคลื่อนซึ่งจะชักนำให้เกิดการเลื่อน ไถลหรือการพังทลายนั้น ไม่ใช่แรงที่เกิดขึ้นจากแรงดึงดูดของโลก โดยส่วนใหญ่จะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานและความเร็วของการเคลื่อนที่ของสายพาน ทำให้จำเป็นต้องปรับค่าหรือตรวจแก้ผลที่ได้เพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมของความลาดเอียงที่แท้จริง พฤติกรรมของการเสียดสีระหว่างสายพานและวัสดุทดสอบมักเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นทั่วไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่ความเร็วของสายพานต่ำ ทำให้แรงเคลื่อนเนื่องจากการเคลื่อนที่ของสายพานไม่ใช่แรงเคลื่อนที่ที่แท้จริง นอกจากนี้การที่โต๊ะแรงเสียดทานอยู่ในแนวราบหรือเอียงเล็กน้อยจะทำให้ไม่สามารถทำการประเมินผลกระทบเนื่องจากน้ำได้

บทที่ 3

การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

3.1 ตัวอย่างหิน

งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้หินทรายเนื้อสัดจากหมวดหินภูพาน จังหวัดนครราชสีมา เป็นตัวแทน ในการทดสอบประมาณ 1000 ก้อน ดังแสดงในรูปที่ 3.1 เนื่องจากลักษณะเนื้อหินเป็นเม็ดละเอียดสม่ำเสมอ มีความหนาแน่นและความแข็งสูง มีแร่ควอตซ์ผสมอยู่ร้อยละ 72 (ขนาดของเม็ดแร่ประมาณ 0.2-0.8 มิลลิเมตร) แร่เฟลด์สปาร์ร้อยละ 20 (ขนาดของเม็ดแร่ประมาณ 0.1-0.8 มิลลิเมตร) แร่ไมการ้อยละ 3 (ขนาดของเม็ดแร่ประมาณ 0.1-0.3 มิลลิเมตร) เศษหินร้อยละ 3 (ขนาดของเม็ดแร่ประมาณ 0.5-2 มิลลิเมตร) และแร่อื่น ๆ ร้อยละ 2 (ขนาดของเม็ดแร่ประมาณ 0.5-0.1 มิลลิเมตร) โดยจะจัดเตรียมตัวอย่างหินทรายใน 3 ลักษณะ คือ รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 4×4×4 เซนติเมตร รูปแท่งสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 4×4×8 เซนติเมตร และขนาด 4×4×12 เซนติเมตร หินรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะใช้ในการจำลองชุดของรอยแตกที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกเท่ากัน ในขณะที่หินรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าจะใช้ในการจำลองชุดของรอยแตกที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกที่แตกต่างกัน

3.2 การจัดเตรียมตัวอย่างหิน

3.2.1 การจัดรูปแบบความลาดเอียงของตัวอย่างหิน

การประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงมวลหิน จะใช้ตัวอย่างหิน 3 ขนาดคือ 1) รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 2) รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 4×4×8 เซนติเมตร และ 3) รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยตัวอย่างหินรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะทำการจัดเรียงให้ด้านหน้าของความลาดเอียงในแต่ละแถวมีระยะห่าง 1 ช่วงของตัวอย่างหิน โดยจัดเรียงเป็นชั้นบันไดมีมุมเบื้องต้นของผิวหน้าความลาดเอียงประมาณ 45° สำหรับตัวอย่างหินที่เป็นรูปแท่งสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะทำการเรียงในแนวนอน ด้านหน้าของความลาดเอียงในแต่ละแถวมีระยะห่าง 4 เซนติเมตร 8 เซนติเมตร และ 12 เซนติเมตร ซึ่งทำให้มุมของผิวหน้าความลาดเอียงเริ่มต้นมีการผันแปรที่มุมประมาณ 45° สำหรับแถวที่มีระยะห่างของตัวอย่างหินที่เป็นผิวหน้าของความลาดเอียงเท่ากับ 4 เซนติเมตร มุมเริ่มต้นประมาณ 27° สำหรับระยะห่าง 8 เซนติเมตร และมุมเริ่มต้นประมาณ 18° สำหรับระยะห่าง 12 เซนติเมตร โดยรูปแบบของการจัดเรียงเช่นนี้จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดเอียงในสภาวะที่แห้ง ความลาดเอียงที่มีบางส่วนจมน้ำ และการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงเมื่อเกิดแผ่นดินไหว สำหรับการทดสอบการพังทลายแบบพลิกคว่ำจะมีการผันแปรความสูงและมุมระนาบที่ถูกต้อง โดยตัวอย่างหินจะถูกนำมาเรียงในแนวตั้งที่มีการผันแปรมุมของผิวหน้าความลาดเอียง



รูปที่ 3.1 ตัวอย่างหินทราย หมวดหิน ภูเขาณ ประมาณ 1,000 ก้อน จัดเตรียมเพื่อทำการทดสอบ โดยมีขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร

ความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลายสามารถคำนวณได้จากสมการดังนี้ (รูปที่ 3.2)

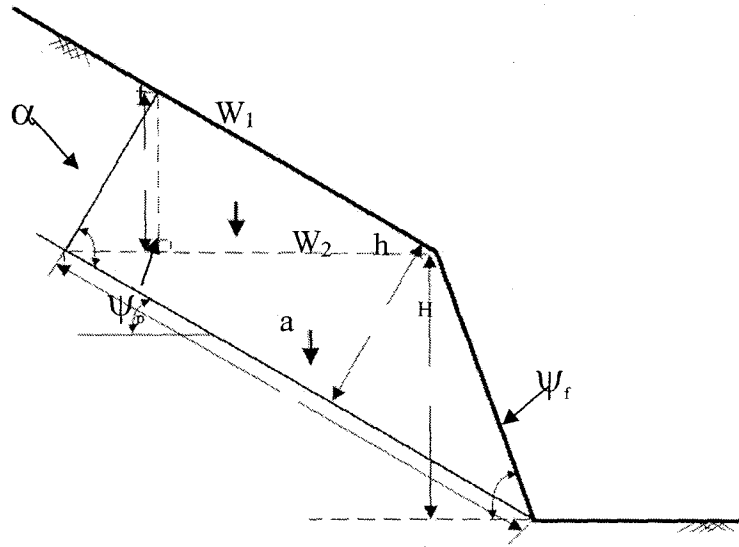
$$H = \frac{h \sin(\psi_{r0} + (\psi_p - \psi_{p0}))}{\sin(\psi_{r0} - \psi_{p0})} \quad (3.1)$$

และ
$$\psi_r = \psi_{r0} + (\psi_p - \psi_{p0}) \quad (3.2)$$

โดยที่ h คือระยะห่างระหว่างฐานและจุดสูงสุดของแบบจำลองความลาดเอียง H คือความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย ψ_{r0} คือมุมเริ่มต้นของความลาดเอียง ψ_r คือมุมของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย ψ_{p0} คือมุมของระนาบไหลเลื่อนเริ่มต้น ψ_p คือ มุมของระนาบไหลเลื่อนที่จุดพังทลาย ซึ่งในช่วงที่มีการเคลื่อนที่ของความลาดเอียงจะมีการบันทึกภาพวิดีโออย่างต่อเนื่องจนกระทั่งความลาดเอียงเกิดการพังทลาย ทำให้สามารถจำแนกตำแหน่งเมื่อความลาดเอียงเริ่มเกิดการพังทลายได้อย่างถูกต้อง และทำให้ทราบลักษณะของการพังทลายว่ามีลักษณะอย่างไร

3.2.2 การจัดรูปแบบของตัวอย่างหินรอบอุโมงค์

รูปแบบของการประเมินเสถียรภาพของตัวอย่างหินรอบอุโมงค์จะใช้ตัวอย่างหินทรายเนื้อสัด 3 ขนาดคือ 1) รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 2) รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 4×4×8 เซนติเมตร และ 3) รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 4×4×12 เซนติเมตร นำมาจัดเรียงบนแท่นทดสอบให้เต็มพื้นที่ โดยมีขนาดความกว้างประมาณ 150 เซนติเมตร และความสูงประมาณ 150 เซนติเมตร เพื่อให้พฤติกรรมความเค้นของมวลหินรอบอุโมงค์มีลักษณะเป็น Hydrostatic ระหว่างการทดสอบการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตได้ทำการดึงตัวอย่างหินที่อยู่ตรงกลางของชุดหินที่จัดเรียงไว้เพื่อให้เกิดเป็นช่องว่างคล้ายลักษณะของอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมที่ผันแปรความลึกและความกว้างของอุโมงค์ออกทีละก้อนจนกว่าจะเกิดการพังทลาย สำหรับการทดสอบการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนนั้นจะทำการดึงตัวอย่างหินออกเป็นรูปอุโมงค์ก่อนที่จะทำการทดสอบด้วยคลื่นไหวสะเทือนเพื่อสังเกตการพังทลายของอุโมงค์เนื่องจากอิทธิพลของคลื่นไหวสะเทือน จากนั้นทำการบันทึกวิดีโอและภาพถ่ายเพื่อใช้วิเคราะห์ต่อไป



รูปที่ 3.2 ตัวแปรที่ใช้สำหรับการคำนวณความสูงของความลาดชันของแบบจำลองที่จุดพังทลาย

บทที่ 4

การประดิษฐ์แทนทดสอบ

4.1 ที่มาของปัญหา

แทนทดสอบที่นิยมใช้อยู่ในปัจจุบันมีชื่อเรียกว่า โต๊ะแรงเสียดทาน (Friction Table) ซึ่งได้พัฒนามากว่า 20 ปี มีลักษณะประกอบด้วย แท่นสายพานที่วางตัวอยู่ในแนวระดับ โดยมีก้อนตัวอย่างหินจัดเรียงอยู่บนแท่นสายพานเพื่อจำลอง (ย่อส่วน) ความสูงและความชันของความลาดเอียงมวลหินในภาคสนาม แรงโน้มถ่วงของโลกที่กระทำกับแบบจำลองตัวอย่างหินที่ถูกจัดเรียงนั้นจะใช้ในการเคลื่อนตัวของสายพานด้วยระบบเพลาคู่อกับมอเตอร์ไฟฟ้า โดยปรับให้มีความเร็วคงที่ ด้วยรูปแบบเช่นนี้แรงโน้มถ่วงที่จำลองขึ้นจะได้มาจากแรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างหินกับผิวของวัสดุที่ใช้ทำสายพาน อุปกรณ์ดังกล่าวมักมีขนาดของพื้นที่บนสายพานประมาณ 1x1 ตารางเมตร

การจำลองการเคลื่อนตัวของมวลหินด้วยโต๊ะแรงเสียดทานดังกล่าวมีข้อเสียหลายประการคือ

- 1) ความเสียดทานระหว่างก้อนหินกับสายพานไม่สามารถจำลองแรงโน้มถ่วงของโลกได้อย่างแท้จริง การจำลองทุกครั้งจะต้องมีการสอบเทียบค่าความเสียดทาน ซึ่งจะผันแปรอย่างมากสำหรับหินต่างชนิดกัน จึงทำให้ผลการจำลองมีความไม่แน่นอนและอาจไม่สามารถใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของมวลหินในภาคสนามได้
- 2) โต๊ะแรงเสียดทานไม่สามารถจำลองผลกระทบของน้ำต่อเสถียรภาพของมวลหินบนความลาดเอียงได้ เพราะก้อนตัวอย่างหินถูกจัดให้อยู่ในแนวระนาบ
- 3) โต๊ะแรงเสียดทานไม่สามารถจำลองผลกระทบของแรงสั่นสะเทือนที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้
- 4) โต๊ะแรงเสียดทานไม่สามารถจำลองน้ำหนักกดทับที่อยู่บนความลาดเอียงของมวลหิน เช่น น้ำหนักของอาคาร ฐานแผ่ของสะพาน หรือโครงสร้างอื่น ๆ
- 5) โต๊ะแรงเสียดทานไม่สามารถจำลองผลกระทบของดินหรือทรายที่แทรกอยู่ในรอยแตกของมวลหินได้ เพราะแบบจำลองของมวลหินถูกจัดอยู่ในแนวระนาบ
- 6) โต๊ะแรงเสียดทานไม่สามารถจำลองลักษณะของมวลหินหลังเกิดการพังทลายของความลาดเอียง กล่าวคือ ไม่สามารถคาดคะเนความรุนแรงและระยะทางที่ก้อนหินจะกระเด็นจากผิวของความลาดเอียง
- 7) แผ่นสายพานของโต๊ะแรงเสียดทานมักจะเกิดการสึกหรอหลังจากใช้งานไปได้ระยะหนึ่งทำให้ค่าแรงเสียดทานที่สอบเทียบไว้เปลี่ยนไป ส่งผลให้ผลของการจำลองผิดพลาด

4.2 วัตถุประสงค์

จากปัญหาของโต๊ะแรงเสียดทานดังกล่าวข้างต้น งานวิจัยนี้จึงได้ทำการประดิษฐ์แท่นทดสอบแบบใหม่เพื่อจำลองการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงภายใต้แรงสั่นสะเทือน โดยเสนอแนวคิดใหม่ในการจำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและร่องผนังอุโมงค์ ซึ่งการเคลื่อนตัวจะรวมไปถึงการเคลื่อนตัวบนรอยแตกแบบแผ่น (Plane sliding) และการเคลื่อนตัวแบบพลิกคว่ำ (Toppling) จากความลาดเอียงของมวลหินและการถล่มของหลังคาและผนังอุโมงค์ ภายใต้กรอบแนวคิดใหม่นี้ก่อนตัวอย่างหินที่ใช้จำลองมวลหินในภาคสนามจะถูกจัดเรียงให้อยู่ในแนวตั้งเหมือนของจริงแต่ย่อส่วนลง ดังนั้นแรงที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวก็คือแรงโน้มถ่วงของโลกจริง (น้ำหนักของก้อนตัวอย่างหิน) แบบจำลองมวลหินบนความลาดเอียงจะถูกจัดเรียงอยู่บนแท่นยกตัวอย่างที่ยึดอยู่กับส่วนล่างของแท่นทดสอบ ซึ่งเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 2x2 เมตร โดยมีแผ่นอะคริลิก (Acrylic) ใสปิดด้านหน้า และแผ่นอะลูมิเนียมปิดด้านหลัง ปลายอีกด้านหนึ่งของแกนยกจะต่อกับแม่แรงโดยใช้ลวดสลิง ในระหว่างการทดสอบจะใช้แม่แรงเป็นอุปกรณ์ดึงแกนยกเพื่อให้แบบจำลองความลาดเอียงมวลหินที่จัดเรียงไว้เกิดการเคลื่อนตัว องค์ประกอบทั้งหมดจะวางตัวอยู่บนล้อเหล็กเซาะร่องและวางอยู่บนรางเหล็กสี่แฉกโดยใช้มอเตอร์ไฟฟ้ากำลังสูงเป็นตัวส่งแรงดึงและดันผ่านชุดเกียร์ทดแรง เพื่อจำลองแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระดับที่ต่างกันทั้งในเชิงความถี่ ความยาวคลื่น และอัตราเร่ง ดังนั้น ลักษณะเด่นของสิ่งประดิษฐ์ที่กล่าวมานี้จะสามารถจัดปัญหาที่เกิดขึ้นจากการใช้โต๊ะแรงเสียดทาน ซึ่งสามารถสรุปโดยย่อได้ดังนี้

- 1) การเคลื่อนตัวของแบบจำลองมวลหินจะเกิดขึ้นจากแรงโน้มถ่วงของโลกจริง ซึ่งจะสามารถจำลองพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงในภาคสนามได้อย่างสมจริง
- 2) สิ่งประดิษฐ์ใหม่นี้ออกแบบให้ก้อนตัวอย่างหินที่ใช้จำลองมวลหินจัดเรียงในแนวตั้งในช่องว่างระหว่างแผ่นอะลูมิเนียมและแผ่นอะคริลิกใสของแท่นทดสอบซึ่งสามารถกักเก็บน้ำได้ ส่งผลให้ผู้ใช้สามารถจำลองผลกระทบของน้ำบาดาลและน้ำท่วมบนมวลหินในระดับที่หลากหลายซึ่งไม่เคยมีการทดสอบหรือจำลองเช่นนี้มาก่อน
- 3) เนื่องจากแท่นทดสอบมีแกนต่อกับเพลาหมุนและวางตัวอยู่บนรางเลื่อน ผู้ใช้สามารถจำลองผลกระทบของแรงสั่นสะเทือนที่เกิดจากแผ่นดินไหวในระดับที่หลากหลาย โดยปรับระดับความเร็วและความถี่จากชุดเกียร์ทดแรง
- 4) เนื่องจากก้อนตัวอย่างหินถูกจัดเรียงอยู่ในแนวตั้ง ดังนั้นน้ำหนักกดทับที่อาจเกิดจากโครงสร้างทางวิศวกรรมต่าง ๆ บนความลาดเอียงสามารถจำลองได้โดยใช้แท่งเหล็กที่คำนวณสัดส่วนน้ำหนักต่อขนาดย่อส่วนไว้ก่อน แล้ววางทับไว้ส่วนบนของความลาดเอียงที่จุดต่าง ๆ กัน

5) เนื่องจากก้อนตัวอย่างหินถูกจัดเรียงอยู่ในแนวตั้ง โดยที่รอยแตกของมวลหินถูกจำลองด้วยรอยต่อของก้อนตัวอย่างหิน ผู้ใช้สามารถใส่ทรายละเอียดหรือดินในรอยต่อของก้อนตัวอย่างหิน และสามารถปรับระดับความกว้างของรอยแตก หรือความหนาของวัสดุแทรกได้อย่างหลากหลาย ดังนั้นสิ่งประดิษฐ์ใหม่นี้จึงสามารถจำลองมวลหินที่มีวัสดุแทรกในรอยแตกได้อย่างสมจริง

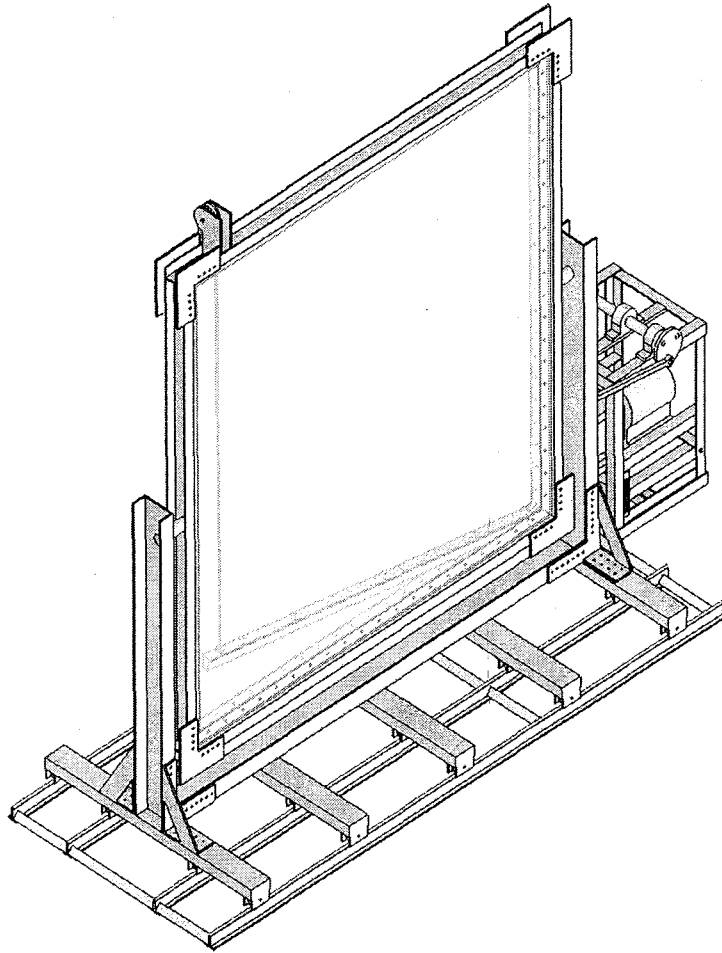
6) เนื่องจากการพังทลายของก้อนตัวอย่างหินบนความลาดเอียงของแบบจำลองเกิดขึ้นจากแรงโน้มถ่วงของโลกที่แท้จริง ดังนั้นลักษณะที่เกิดขึ้นหลังจากการพังทลาย อาทิ มวลหินที่เคลื่อนอยู่บนความลาดเอียงหรือระยะทางของแต่ละก้อนตัวอย่างหินที่เคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งและแนวระนาบจะสามารถจำลองและศึกษาได้จริง นอกจากนี้ถ้ามีการถ่ายวิดีโอระหว่างทดสอบก็จะสามารถนำเทปบันทึกภาพมาศึกษาและวิเคราะห์รายละเอียดในภายหลัง หรือนำมาเปรียบเทียบผลจากการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่มีรูปทรงเรขาคณิตต่างกันออกไป เช่น มีความสูง ความชัน หรือมุมของรอยแตกที่มีความแตกต่างกัน

7) การเคลื่อนตัวของมวลหินที่จำลองด้วยสิ่งประดิษฐ์ใหม่นี้มีปัจจัยสำคัญประการหนึ่งคือ แรงเสียดทานของรอยแตกจะเกิดจากเนื้อหินสัมผัสกับเนื้อหินเอง โดยการเคลื่อนตัวจะไม่มีผลกระทบระหว่างก้อนตัวอย่างหินและอุปกรณ์ของแท่นทดสอบ ดังนั้นการจำลองสามารถทำซ้ำได้หลายครั้งโดยไม่มีกรสีกรหรือของอุปกรณ์ที่ใช้

แท่นทดสอบแกนเดียวกันนี้ยังสามารถใช้จำลองเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและภายใต้คลื่นไหวสะเทือนได้ ด้วยการจัดเรียงตัวอย่างหินในแท่นทดสอบในแนวตั้ง โดยมีช่องใส่ลูกแก้วในแนวตั้งประกบทั้ง 2 ด้าน ลูกแก้วนี้จะใช้จำลองแรงดันแบบ Hydrostatic ให้กับแบบจำลองมวลหิน ซึ่งการจัดเรียงในลักษณะนี้สามารถจำลองความกว้างสูงสุด (Maximum Span) และความลึกของอุโมงค์ที่จุดพังทลาย (อุโมงค์จะจำลองโดยการดึงก้อนหินในแถวที่ออกแบบไว้ออกจากมวลหินแบบจำลอง) ซึ่งการพังทลายนี้สามารถทำให้เกิดขึ้นจากแรงโน้มถ่วงของโลกที่แท้จริง หรือเกิดจากคลื่นไหวสะเทือนในแนวระนาบ

4.3 วัสดุอุปกรณ์ที่ใช้ในการสร้างแท่นทดสอบ

ตามรูปที่ 4.1 แสดงภาพเพอร์สเปคทีฟของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน ตามการประดิษฐ์นี้ประกอบด้วยโครงเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสทำด้วยเหล็กรูปตัวซีขนาด 10×5 เซนติเมตร ยึดอยู่บนขาตั้งด้วยเพลากลึงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 เซนติเมตร ซึ่งใช้เป็นแกนหมุนให้แท่นทดสอบสามารถหมุนอยู่ในแนวระนาบ

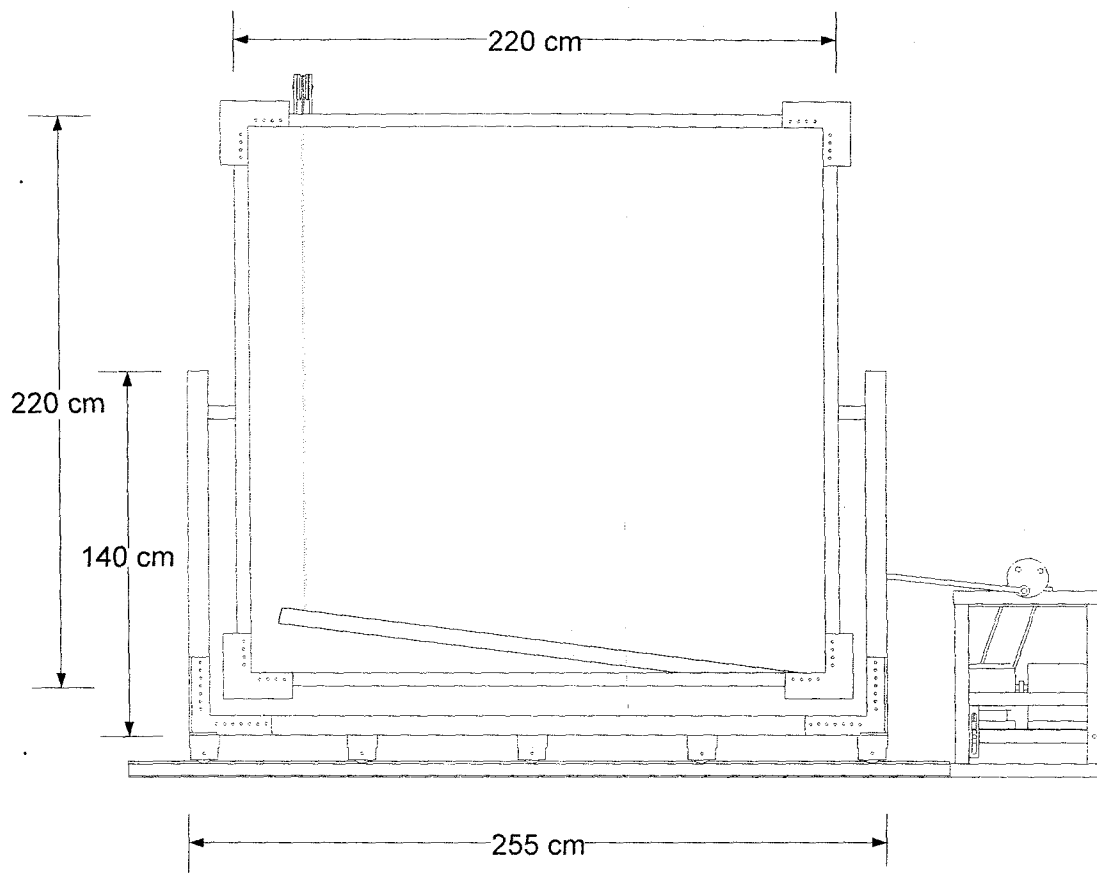


รูปที่ 4.1 ภาพเพอร์สเปคทีฟของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน

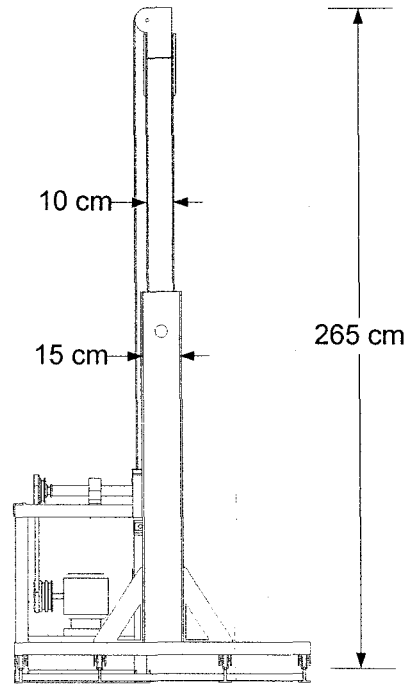
ในขณะที่จัดเรียงตัวอย่างหิน และหมุนกลับมาอยู่ในแนวตั้งในขณะที่ทดสอบ ขาตั้งทำด้วยเหล็กรูปตัวซี ขนาด 15×7.5 เซนติเมตร ซึ่งต่ออยู่กับฐานเหล็กที่มีล้อเหล็กเซาะร่องวางอยู่บนรางเหล็กสี่แฉก และแสดงรูปมอเตอร์ไฟฟ้าและชุดเกียร์ทดแรงและแกนส่งกำลังไปยังด้านขวาของขาตั้ง ก่อนตัวอย่างหินที่ใช้จำลองเสถียรภาพของความลาดเอียงมวลหินหรือมวลหินรอบอุโมงค์จะถูกจัดเรียงอยู่ในช่องว่างระหว่างแผ่นอะคลิลิกใสที่ปิดอยู่ด้านหน้าของโครงเหล็ก และแผ่นอะลูมิเนียมยึดกับด้านหลังของโครงเหล็ก แผ่นอะคลิลิกใสสามารถถอดและประกอบเข้า-ออกได้อย่างสะดวกเพื่อการจัดเรียงตัวอย่างหินในแต่ละชุด โดยสั่งทำพิเศษให้มีความหนา 10 เซนติเมตร

รูปที่ 4.2 แสดงภาพตัดขวางด้านหน้าของเครื่องจำลองการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงภายใต้แรงสั่นสะเทือน รูปนี้แสดงองค์ประกอบต่าง ๆ ของแท่นทดสอบ ซึ่งประกอบด้วยแผ่นเหล็กจากหนา 0.9 เซนติเมตร จำนวน 4 แผ่น ใช้ยึดโครงเหล็กรูปตัวซีในสี่มุม กรอบอะลูมิเนียมจะใช้เป็นตัวยึดระหว่างแผ่นอะคลิลิกใสกับโครงเหล็กด้านหน้า และกรอบอะลูมิเนียมอีกชุดหนึ่งใช้ยึดระหว่างแผ่นอะลูมิเนียมกับโครงเหล็กด้านหลัง ขาตั้งของโครงเหล็กประกอบด้วยขาตั้งที่ทำด้วยเหล็กรูปตัวซี สูง 140 เซนติเมตร 2 ตัว วางอยู่ในแนวตั้งและยึดติดกับฐานล่างซึ่งเป็นเหล็กรูปตัวซีขนาด 15×7.5 เซนติเมตร ยาว 255 เซนติเมตร ซึ่งวางตัวอยู่บนชุดล้อ 5 ชุด ตามความยาวของฐานตั้ง ชุดล้อทั้ง 5 ชุดมีระยะห่างเท่ากับ 51.25 เซนติเมตร ในโครงเหล็กทดสอบจะมีแท่นยกตัวอย่างหินทำด้วยแผ่นเหล็กยาว 180 เซนติเมตร กว้าง 4.5 เซนติเมตร โดยที่ปลายด้านขวาจะยึดกับแกนหมุนที่ส่วนล่างของโครงเหล็ก ส่วนปลายด้านซ้ายจะต่อกับลวดสลิงเหล็กที่ซึ่งอยู่ในแนวตั้ง และอ้อมไปต่อกับแม่แรงยกโดยผ่านลูกรอกที่ยึดอยู่ส่วนบนด้านซ้ายของโครงเหล็ก ส่วนแม่แรงจะถูกติดตั้งอยู่ด้านหลังของโครงเหล็ก

รูปที่ 4.3 แสดงภาพตัดขวางด้านข้างของเครื่องจำลองการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงภายใต้แรงสั่นสะเทือน ซึ่งในรูปนี้แสดงชุดล้อเหล็กเซาะร่องประกอบด้วยแกนเหล็กรูปตัวซี ขนาด 10×5 เซนติเมตร ยาว 150 เซนติเมตร โดยในส่วนล่างของแต่ละแกนเหล็กจะมีล้อเหล็กเซาะร่องที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 7.6 เซนติเมตร จำนวน 4 ล้อ มีระยะห่างของแต่ละล้อเท่ากับ 50 เซนติเมตร ชุดล้อจะมีทั้งหมด 5 ชุด วางวางอยู่ตามแนวยาวของฐานตั้งโครงเหล็ก แต่ละล้อเหล็กเซาะร่องจะมีลูกปืนรอบแกนกลางเพื่อลดความเสียดทานในระหว่างการทดสอบ ในรูปที่ 4.3 ยังแสดงถึงตำแหน่งของแม่แรงที่ยึดอยู่ด้านหลังของโครงเหล็ก โดยส่วนบนของแม่แรงจะยึดกับลวดสลิงที่พาดอยู่บนลูกรอก แล้วไปยึดกับแท่นยกที่อยู่ในโครงเหล็ก ลูกรอกสำหรับลวดสลิงมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 10 เซนติเมตร และมีลูกปืนอยู่รอบแกนกลางเพื่อลดความเสียดทานในระหว่างการทดสอบ



รูปที่ 4.2 ภาพตัดขวางด้านหน้าของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียง และมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน



รูปที่ 4.3 ภาพตัดขวางด้านข้างของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงและมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน

รูปที่ 4.4 แสดงภาพตัดขวางด้านหลังของเครื่องจำลองการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียงภายใต้แรงสั่นสะเทือน ในรูปนี้แสดงตำแหน่งของแม่แรงที่ยึดกับลวดสลิงและตำแหน่งของคานยึดล้อยึดติดกับคานล่างของขาตั้ง พื้นที่ในส่วนกลางทั้งหมดของโครงเหล็กคือแผ่นอะลูมิเนียมที่ยึดติดกับโครงเหล็กด้วยกรอบอะลูมิเนียมทั้งสี่ด้าน โดยที่รอยต่อทั้งหมดระหว่างโครงเหล็กแผ่นอะลูมิเนียม กรอบอะลูมิเนียม และแผ่นอะคลิลิกใสจะถูกอุดด้วยซิลิโคนยางเพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำในระหว่างการทดสอบผลกระทบจากน้ำบาดาลต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงของมวลหิน

4.4 การจำลองมวลหิน

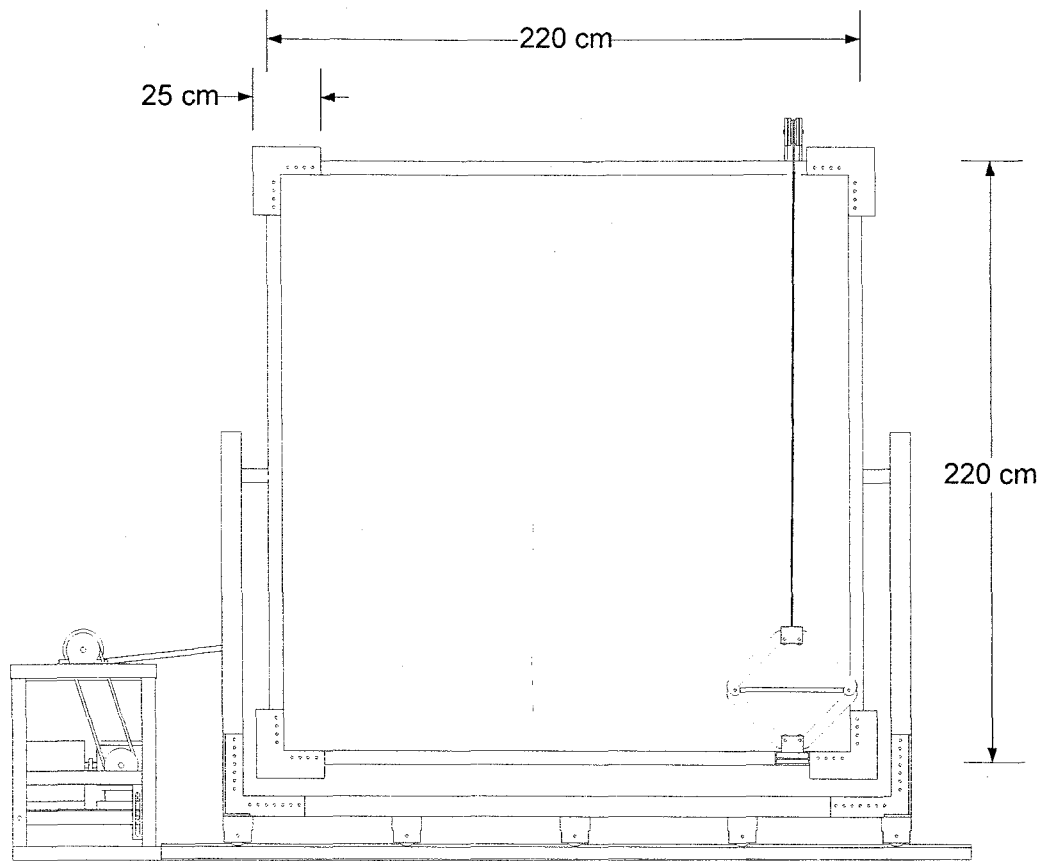
4.4.1 การทดสอบการพังทลายของมวลหินบนความลาดเอียง

แท่นทดสอบที่ประดิษฐ์ขึ้นมา มีวัตถุประสงค์เพื่อใช้ในการทดสอบตัวอย่างหินในแนวตั้งเพื่อจำลองการเคลื่อนตัวและการพังทลายของมวลหินบนความลาดเอียงในภาคสนาม โดยมีลักษณะเฉพาะคือการจำลองจะใช้แรงโน้มถ่วงของโลกที่แท้จริงเป็นแรงผลักดันทำให้เกิดการพังทลายของแบบจำลอง ส่งผลให้ผลการจำลองในแนวตั้งแบบย่อส่วนเหมือนกับสภาพจริงที่เกิดขึ้นในภาคสนาม โดยมีรูปแบบการทดสอบดังนี้

1) จัดเรียงก้อนตัวอย่างหินบนคานยกที่สามารถปรับระดับมุมเอียงได้อย่างละเอียด โดยใช้แม่แรงต่อกับลวดสลิง ดังนั้นก้อนตัวอย่างหินบนคานยกจึงสามารถจำลองความชันและความสูงของความลาดเอียงมวลหินในสภาวะต่าง ๆ กันได้อย่างละเอียด คุณลักษณะเฉพาะของคานยกคือในขณะที่คานถูกยกขึ้นอย่างช้า ๆ เสถียรภาพของแบบจำลองมวลหินก็จะลดลงจนถึงจุดที่เกิดการพังทลาย ณ จุดนั้นมุมของคานยกที่ค้างอยู่ (ถูกรั้งไว้ด้วยแม่แรง) จะสามารถนำมาใช้คำนวณความชันและความสูงของแบบจำลองความลาดเอียงมวลหินที่เปลี่ยนจากขนาดที่กำหนดไว้เบื้องต้นตอนจัดเรียงมายังมุมและความสูงที่จุดพังทลาย

2) การใช้แผ่นอะคลิลิกใสประกบด้านหน้า และแผ่นอะลูมิเนียมที่ประกบอยู่ด้านหลังของโครงเหล็ก โดยมีซิลิโคนยางอุดตามรอยต่อทั้งหมด ลักษณะเฉพาะของกรรมวิธีนี้คือ เพื่อให้สามารถทำการจำลองและศึกษาผลกระทบของน้ำบาดาลและน้ำท่วมบนแบบจำลองของความลาดเอียงมวลหินได้

3) การใช้แผ่นอะคลิลิกใสที่แข็งแรงประกบด้านหน้าของแบบจำลองมวลหิน นอกจากจะป้องกันมิให้แบบจำลองพลิกคว่ำลงมาทางด้านหน้าในขณะที่เคลื่อนตัวแล้ว ยังทำให้ผู้ใช้สามารถเห็นภาพตัดขวางของแบบจำลองความลาดเอียงในขณะที่เคลื่อนตัวและหลังจากการพังทลายได้อย่างต่อเนื่องภายใต้ปัจจัยต่างกัน เช่น ความสูง ความชันของความลาดเอียง ระดับของน้ำบาดาล และขนาดของแรงสั่นสะเทือน เป็นต้น ซึ่งจะทำให้ผู้ใช้สามารถศึกษาและวิเคราะห์กลไก รวมทั้งรูปแบบของการเคลื่อนตัวได้อย่างละเอียดจากเทปบันทึกวีดิทัศน์ ซึ่งข้อมูลนี้ไม่สามารถตรวจสอบและศึกษาได้ในภาคสนาม



รูปที่ 4.4 ภาพตัดขวางด้านหลังของแท่นทดสอบการเคลื่อนตัวของมวลหินบนความลาดเอียง
และมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงสั่นสะเทือน

4) การใช้มอเตอร์ไฟฟ้า ชุดเกียร์ทดแรง กานส่งแรง ประกอบกับชุดล้อเหล็กเซาะร่อง และรางเลื่อน เป็นชุดอุปกรณ์สำคัญที่สามารถจำลองแรงสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหว มีลักษณะเฉพาะคือ สามารถปรับระดับความถี่และความยาวคลื่นได้หลายระดับ เพื่อให้สอดคล้องกับคลื่นแผ่นดินไหวในสภาวะจริงของแต่ละพื้นที่ และต่างระยะทางจากจุดกำเนิดของคลื่นแผ่นดินไหว

4.4.2 การทดสอบเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์

แท่นทดสอบที่ประดิษฐ์ขึ้นสามารถใช้ในการทดสอบเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์ โดยใช้แรงโน้มถ่วงของโลกที่แท้จริงเป็นแรงผลักดันทำให้เกิดการพังทลายของมวลหินรอบอุโมงค์ โดยมีรูปแบบการทดสอบดังนี้

1) ก้อนตัวอย่างหินจะถูกจัดเรียงอยู่บนคานยก โดยมีเหล็กขาตั้งประกอบอยู่ทั้ง 2 ข้าง เมื่อเรียงหินเสร็จแล้วจะใส่ลูกแก้วเข้าไปปิดช่องว่างระหว่างชั้นหินและเหล็กขาตั้งที่อยู่ด้านข้างเพื่อให้เกิดแรงดันด้านข้าง จากนั้นทำให้หินเรียงตัวหนาแน่นด้วยการส่งแรงสั่นสะเทือนจากมอเตอร์ไฟฟ้า ซึ่งแรงดันที่เกิดขึ้นจากชุดของลูกแก้วนี้ได้มีการคำนวณไว้ล่วงหน้าเพื่อให้เท่ากับแรงดันสถิตที่เกิดขึ้นจากตัวอย่างหินทราย ซึ่งเมื่อมีการเคลื่อนตัวของมวลหินในแนวระนาบ ลูกแก้วก็จะเคลื่อนตัวตามไป และรักษาแรงดันสถิตให้คงที่เสมอ จากนั้นทำการปิดมอเตอร์ไฟฟ้าเมื่อลูกแก้วมีการจัดเรียงตัวอย่างหนาแน่นก่อนที่จะทำการตั้งตัวอย่างหินออกเป็นรูปอุโมงค์เพื่อทำการทดสอบต่อไป

2) การใช้แผ่นอะคลิลิกใสประกบด้านหน้า ทำให้สามารถสังเกตเห็นภาพตัดขวางของแบบจำลองการทดสอบเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์ในขณะที่เกิดการพังทลายได้อย่างต่อเนื่อง และจะป้องกันไม่ให้แบบจำลองพลิกคว่ำลงมาทางด้านหน้า

3) การส่งแรงสั่นสะเทือนจากคลื่นแผ่นดินไหวด้วยมอเตอร์ไฟฟ้า ทำให้สามารถจำลองการพังทลายของมวลหินรอบอุโมงค์ได้หลายระดับความถี่และหลายระดับความยาวคลื่น

บทที่ 5

การจำลองความลาดเอียงของมวลหิน

เนื้อหาในบทนี้อธิบายวิธีและผลการจำลองความลาดเอียงของมวลหินเพื่อทดสอบศักยภาพของแท่นทดสอบที่ได้ประดิษฐ์ขึ้น ซึ่งจะประกอบด้วย (1) การทดสอบเพื่อหามุมเสียดทานพื้นฐานของตัวอย่างหิน (2) การจำลองการพังทลายของความลาดเอียงของรอยแตกภายใต้สภาวะแห้ง เพื่อศึกษาการพังทลายทั้งแบบแผ่นระนาบและแบบพลิกคว่ำ (3) การจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำ เพื่อศึกษาผลกระทบของน้ำต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงของมวลหิน และ (4) การทดสอบผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนต่อเสถียรภาพของความลาดเอียงของมวลหิน

5.1 การทดสอบเพื่อวัดมุมเสียดทานพื้นฐาน

วิธีการทดสอบแบบ Tilt Test ได้นำมาใช้เพื่อหามุมเสียดทานของผิวหินที่ถูกตัด โดยมีการผันแปรขนาดของตัวอย่างหินที่อยู่ด้านบน และมีการนำน้ำหนักของตัวอย่างหินมาใช้ในการคำนวณน้ำหนักกดทับในแนวตั้งฉาก ตัวอย่างหินแต่ละขนาดจะมีการทดสอบซ้ำ 4 ครั้ง เพื่อให้ได้คำตอบที่ถูกต้อง ตารางที่ 5.1 แสดงผลการทดสอบ ซึ่งพบว่ามุมเสียดทานพื้นฐานมีค่าประมาณ 26° และค่าความเค้นยึดติดเท่ากับ 0.053 kPa ดังแสดงในรูปที่ 5.1 โดยผลการทดสอบสอดคล้องกับผลการทดสอบของ ณัฐพล เข้มทอง (2549) ที่ได้เสนอผลว่าค่าความแข็งในแกนเดียวของตัวอย่างหินทรายชุดภูพานนี้มีค่า 72.37 ± 8.53 MPa และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่า 18.43 ± 1.08 GPa (Kemthong, 2006)

5.2 การทดสอบการพังทลายแบบไหลเลื่อนในแนวระนาบของรอยแตกภายใต้สภาวะแห้ง

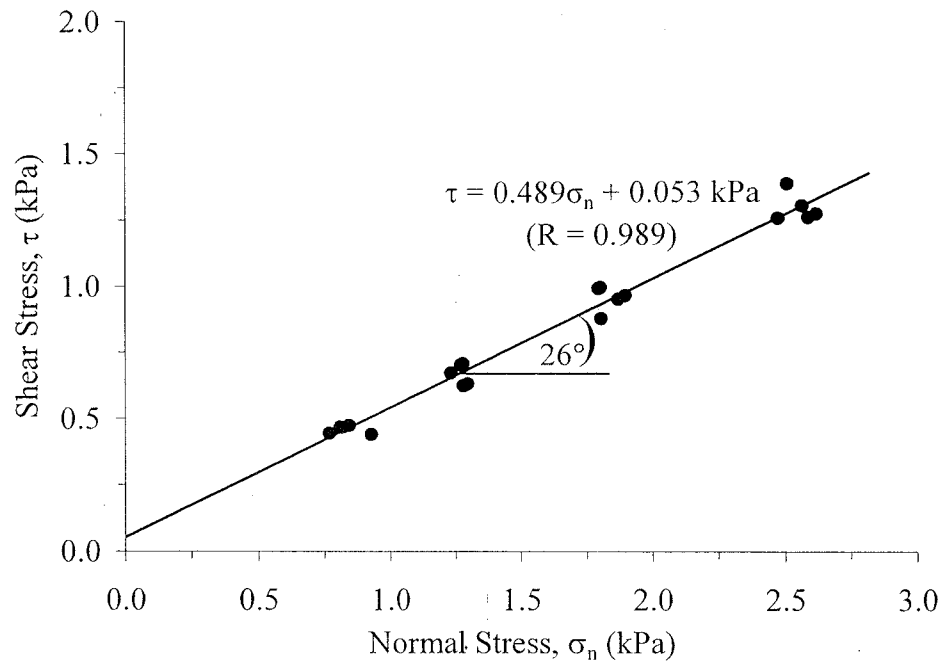
การวิเคราะห์การพังทลายแบบไหลเลื่อนในแนวระนาบใช้หลักการคำนวณการพังทลายของ Hoek and Bray (1981) จากนั้นนำผลการคำนวณมาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพและจากการคำนวณเชิงตัวเลขด้วยโปรแกรม FLAC_Slope

5.2.1 การจำลองการพังทลายแบบแผ่นระนาบ

การจำลองแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม จากตัวอย่างหิน 3 ขนาด คือ กลุ่มการทดสอบด้วยตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร กลุ่มการทดสอบด้วยตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร และกลุ่มการทดสอบด้วยตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ซึ่งการทดสอบจะผันแปรความสูงของความลาดเอียง มุมของระนาบที่ไหลเลื่อน และมุมที่ผิวหน้าความลาดเอียง โดยมีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

ตารางที่ 5.1 ผลการทดสอบ Tilt Test เพื่อหาค่ามุมเสียดทานพื้นฐานของผิวตัวอย่างหินทราย หมวดหิน
ภูพาน

| Sample No. | Width (mm) | Length (mm) | Area (mm ²) | Weight (g) | | | | ϕ_b (degrees) | | | |
|------------|------------|-------------|-------------------------|------------|--------|--------|--------|--------------------|----|----|------|
| | | | | 1 | 2 | 3 | avg. | 1 | 2 | 3 | avg. |
| 1 | 43.35 | 43.50 | 1885.73 | 170.2 | 170.6 | 170.6 | 170.5 | 27 | 30 | 30 | 30 |
| 2 | 40.35 | 42.00 | 1694.70 | 177.1 | 177.2 | 177.4 | 177.2 | 25 | 27 | 24 | 25 |
| 3 | 41.85 | 41.85 | 1751.42 | 172.9 | 172.9 | 172.3 | 172.7 | 29 | 31 | 28 | 29 |
| 4 | 41.80 | 41.85 | 1749.33 | 167.7 | 167.9 | 168.3 | 168.0 | 30 | 30 | 29 | 30 |
| 5 | 41.15 | 41.20 | 1695.38 | 162 | 160.8 | 161.4 | 161.4 | 30 | 27 | 30 | 30 |
| 6 | 41.20 | 82.15 | 3384.58 | 500.6 | 500.7 | 500.6 | 500.6 | 29 | 32 | 29 | 29 |
| 7 | 40.75 | 82.10 | 3345.58 | 497.6 | 497.6 | 497.3 | 497.5 | 29 | 27 | 29 | 29 |
| 8 | 41.95 | 81.50 | 3418.93 | 496.2 | 495.8 | 495.9 | 496.0 | 29 | 26 | 26 | 26 |
| 9 | 42.70 | 82.15 | 3507.81 | 514.9 | 515.5 | 515.1 | 515.2 | 26 | 29 | 26 | 26 |
| 10 | 41.45 | 82.75 | 3429.99 | 489.9 | 490.2 | 490.7 | 490.3 | 30 | 29 | 27 | 29 |
| 11 | 40.25 | 81.30 | 3272.33 | 684.3 | 684.1 | 683.6 | 684.0 | 29 | 29 | 28 | 29 |
| 12 | 40.25 | 79.80 | 3211.95 | 656.7 | 657.1 | 657.1 | 657.0 | 27 | 25 | 26 | 26 |
| 13 | 38.80 | 80.00 | 3104.00 | 651.5 | 651.6 | 651.7 | 651.6 | 28 | 30 | 29 | 29 |
| 14 | 38.45 | 79.45 | 3054.85 | 662.5 | 662.2 | 662.7 | 662.5 | 29 | 27 | 27 | 27 |
| 15 | 38.40 | 80.80 | 3102.72 | 663.6 | 663.4 | 663.6 | 663.5 | 27 | 25 | 27 | 27 |
| 16 | 41.65 | 82.15 | 3421.55 | 999.3 | 999.2 | 999.3 | 999.3 | 29 | 28 | 29 | 29 |
| 17 | 40.70 | 82.30 | 3349.61 | 982.1 | 982.2 | 982.3 | 982.2 | 26 | 26 | 26 | 26 |
| 18 | 42.70 | 82.35 | 3516.35 | 994.6 | 994.1 | 994.2 | 994.3 | 28 | 27 | 26 | 27 |
| 19 | 42.30 | 81.25 | 3436.88 | 1007.2 | 1007.2 | 1007.1 | 1007.2 | 27 | 27 | 26 | 27 |
| 20 | 41.15 | 84.85 | 3491.58 | 1035.1 | 1035.2 | 1034.9 | 1035.1 | 27 | 26 | 25 | 26 |



รูปที่ 5.1 ผลการทดสอบ Tilt Test ให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวตั้งฉาก และความเค้นแรงเฉือน

- 1) วัดการเอียงตัวของคานยกปรับระดับมุมเอียงที่จุดเริ่มต้น (ψ_{p0})
- 2) ทำการจัดเรียงตัวอย่างหินในแนวนอนบนคานยกปรับระดับ โดยเรียงตามความยาวของคานยก (ประมาณ 150 เซนติเมตร) ชั้นบนจะเรียงให้มีลักษณะเป็นความเอียงที่กำหนดมุมของผิวหน้าลาดเอียงเริ่มต้น (ψ_{p0}) ซึ่งสามารถผันแปรจาก 20° ถึง 51° และผันแปรความสูง กล่าวคือ ระยะห่างระหว่างฐานและด้านบนสุดของความลาดเอียง (H) ตั้งแต่ 12 ถึง 61 เซนติเมตร
- 3) ปิดแบบจำลองด้วยแผ่นอะคริลิก เพื่อป้องกันการพังทลายออกมาด้านนอก
- 4) หลังจากการเรียงหินเสร็จสิ้น ทำการหมุนรอกเพื่อยกระดับของคานเพื่อให้ตัวอย่างหินมีมุมเอียงเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ และสังเกตการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่างหินด้วยสายคาและบันทึกภาพการเคลื่อนที่ด้วยกล้องวิดีโอ
- 5) ทันทีก่อนที่ตัวอย่างหินเกิดการเคลื่อนตัว จะหยุดหมุนคานยก ซึ่ง ณ จุดนี้ถือว่าเป็นจุดวิกฤติ หินที่จัดเรียงจะเกิดรอยแตกและเกิดการพังทลายบริเวณด้านหน้าความลาดเอียง
- 6) ทำการวัดมุมเอียงของคานยก (ψ_p) จากนั้นคำนวณหาความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย (H) และมุมของผิวหน้าลาดเอียงที่จุดพังทลาย (ψ_p)
- 7) นำค่าตัวแปรที่ได้มาคำนวณหาปัจจัยความปลอดภัยตามกฎของ Hoek and Bray (1981)
- 8) เปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการคำนวณกับผลจากการสังเกตการณ์

5.2.2 การคำนวณเสถียรภาพของความลาดเอียงในแบบจำลอง

การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัย (FS) ของความลาดเอียงตามหลักการของ Coulomb คือ

$$FS = \frac{c \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} + \cot \psi_p \cdot \tan \phi \quad (5.1)$$

เมื่อ c คือ ความเค้นยึดติดของหิน A คือ พื้นที่ของผิวหน้าที่เกิดการไหลเลื่อน W คือ น้ำหนักของตัวอย่างหิน ψ_p คือ มุมเอียงของระนาบ และ ϕ คือ มุมเสียดทานของหิน

การคำนวณค่าน้ำหนัก (W) ในงานวิจัยนี้ได้ทำการปรับเปลี่ยนเพื่อให้สอดคล้องกับการทดสอบแบบจำลองทางกายภาพ กล่าวคือ มีการคำนึงถึงน้ำหนักกดทับด้านบนของความลาดเอียง ดังนั้น น้ำหนักของมวลหินจึงหาได้จาก

$$W = W_1 + W_2$$

โดย
$$W_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (\cot \psi_p - \cot \psi_1) \cdot t \quad (5.2)$$

$$\text{และ } W_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left[\frac{H^2 (\cot \psi_p - \cot \psi_f)^2}{\cot(\alpha - \psi_p) + \cot \psi_p} \right] \cdot t \quad (5.3)$$

โดยที่ γ คือ หน่วยน้ำหนักของหิน ψ_f คือ มุมของความลาดเอียง H คือ ความสูงของความลาดเอียง α คือ มุมด้านหลังของแบบจำลอง และ t คือ ความหนาของมวลหิน ดังนั้น

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot t \cdot \left[(\cot \psi_p - \cot \psi_f) + \left(\frac{(\cot \psi_p - \cot \psi_f)^2}{\cot(\alpha - \psi_p) + \cot \psi_p} \right) \right] \quad (5.4)$$

สำหรับการให้พื้นที่ที่มีการไหลเลื่อน A (รูปที่ 3.2 ของบทที่ 3) สามารถคำนวณได้จาก

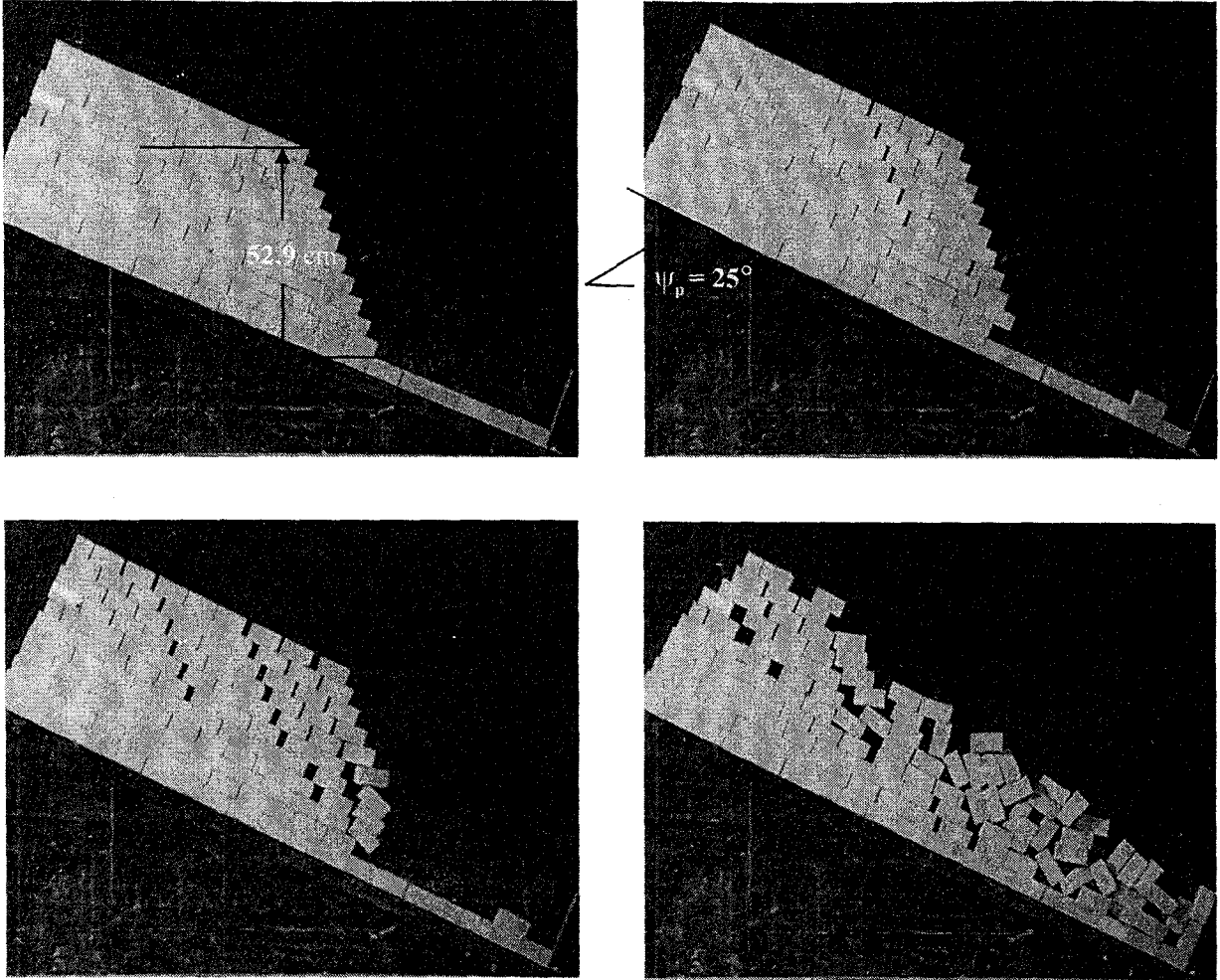
$$A = H \cdot t \cdot \operatorname{cosec} \psi_p \quad (5.5)$$

ดังนั้น การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยจึงสามารถปรับเปลี่ยนได้เป็น

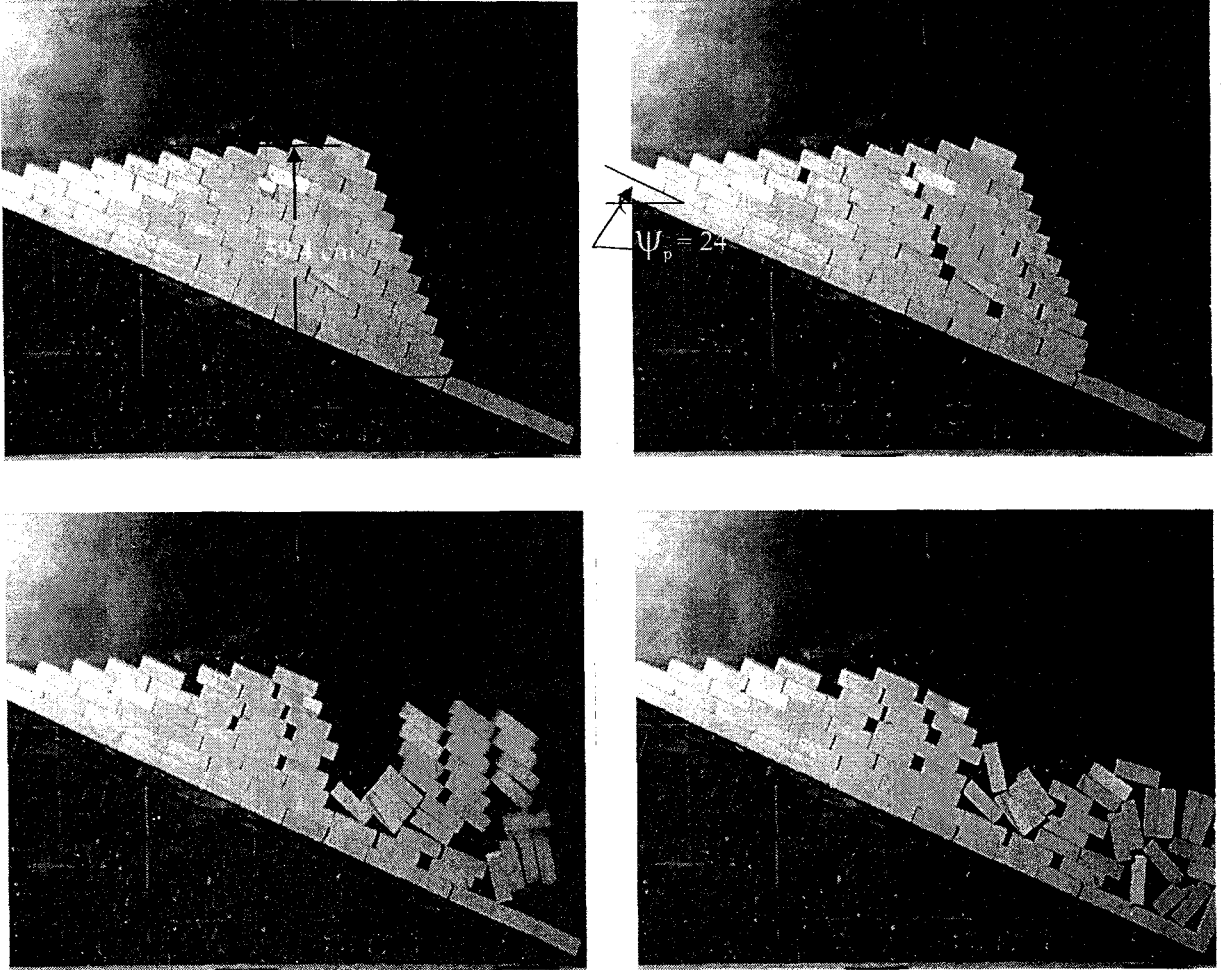
$$FS = 2 \cdot c / \left\{ \gamma \cdot H \cdot \sin^2 \psi_p \cdot \left[(\cot \psi_p - \cot \psi_f) + \left(\frac{(\cot \psi_p - \cot \psi_f)^2}{\cot(\alpha - \psi_p) + \cot \psi_p} \right) \right] \right\} + \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad (5.6)$$

5.2.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ

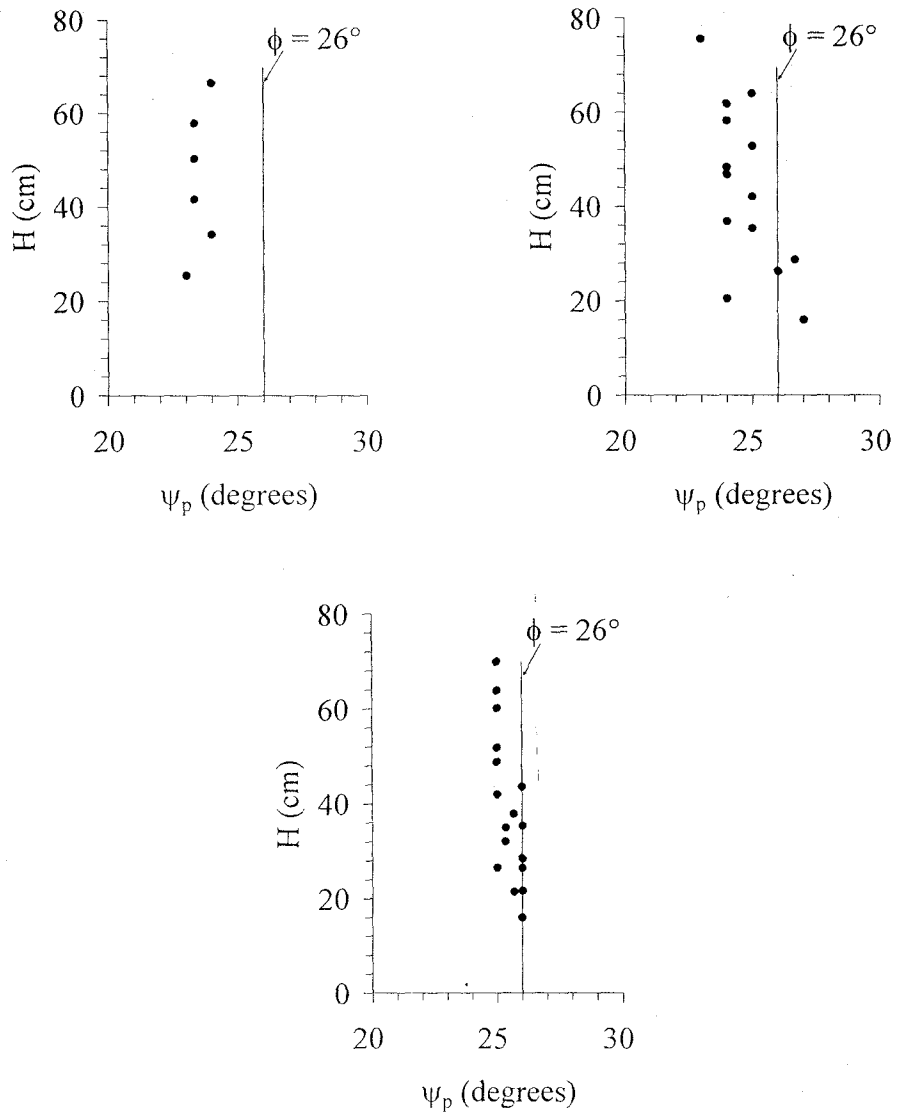
จากการทดสอบการพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงในสภาวะแห้ง จำนวน 38 ชุด โดยมีการผันแปรความสูงตั้งแต่ 16 ถึง 77 เซนติเมตร และมุมของผิวความลาดเอียงผันแปรตั้งแต่ 41° ถึง 73° แต่ลัษรูปทรงของความลาดเอียงประกอบด้วยตัวอย่างหินที่มีขนาดเท่ากัน และทำการทดสอบซ้ำอย่างน้อย 3 ครั้ง เพื่อให้ได้ผลการทดสอบที่ถูกต้อง ผลการทดสอบได้แสดงโดยละเอียดในภาคผนวก ก ส่วนรูปที่ 5.2 และรูปที่ 5.3 แสดงตัวอย่างการพังทลายแบบไหลเลื่อนสำหรับแบบจำลองที่ใช้ตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 8$ และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร รูปที่ 5.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลายและมุมของระนาบที่มีการไหลเลื่อน เนื่องจากค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) ของหินที่ได้จากการทดสอบการเอียงตัวมีค่าต่ำและใกล้เคียงศูนย์ ส่งผลให้ค่ามุมเอียงของระนาบที่มีการไหลเลื่อนเท่ากับมุมเสียดทานของผิวของตัวอย่างหิน ดังนั้นจากการคำนวณด้วยกฎของ Hoek and Bray มุมของการไหลเลื่อนจึงขึ้นอยู่กับความสูงของความลาดเอียง จาก



รูปที่ 5.2 ตัวอย่างการจำลองการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 72^\circ$



รูปที่ 5.3 ตัวอย่างการจำลองการพังทลายแบบไหลเลื่อน ของตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 68^\circ$



รูปที่ 5.4 การพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงของตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร (a) $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร (b) และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร (c)

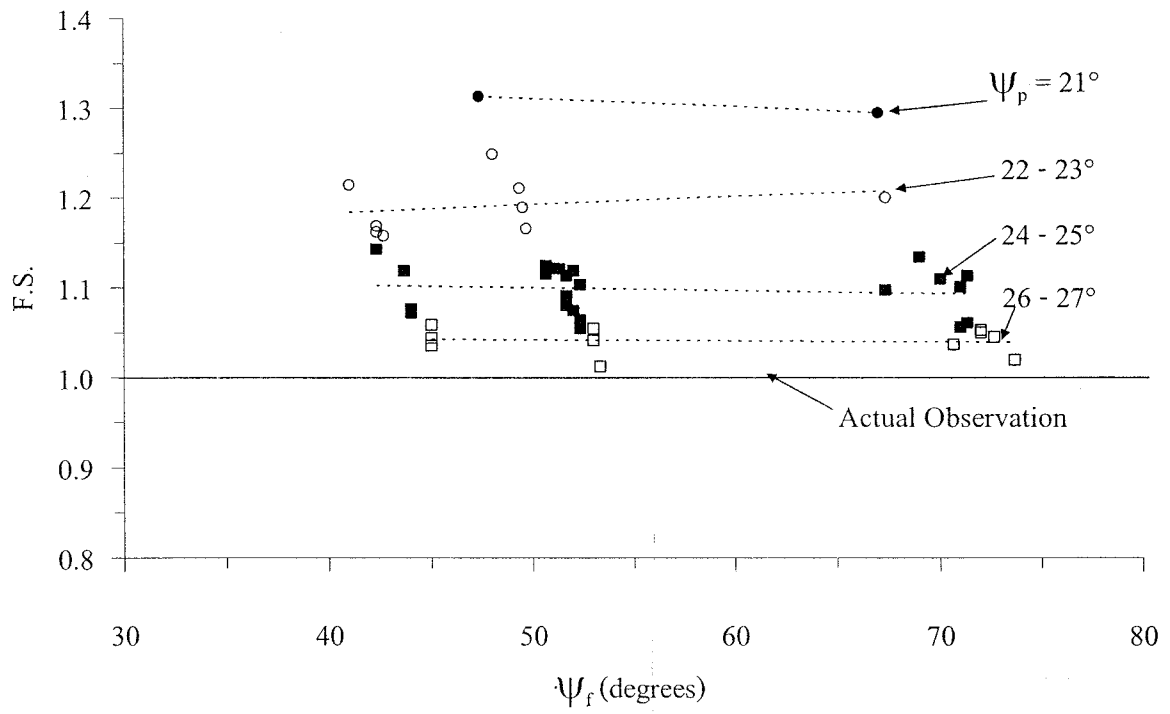
การทดสอบพบว่ามุมของระนาบที่มีการไหลเลื่อนมีแนวโน้มที่ต่ำกว่ามุมของระนาบที่มีการไหลเลื่อนที่คำนวณได้จากกฎของ Hoek and Bray (มุมของระนาบที่มีการไหลเลื่อนเท่ากับมุมเสียดทานที่ผิว) ซึ่งน่าจะมีสาเหตุมาจากการกระจายตัวที่ไม่สม่ำเสมอของน้ำหนักกดทับในแนวตั้งฉากและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบที่มีการไหลเลื่อน จากรูปทรงที่ทำการทดสอบพบว่า แรงเฉือนสูงสุดจะเกิดใกล้กับส่วนปลายของฐานความลาดเอียง โดยน้ำหนักกดทับจะมีค่าสูงบริเวณตอนกลางของระนาบที่มีการไหลเลื่อน จึงเป็นไปได้ว่าการกระจายตัวของน้ำหนักกดทับอาจคล้ายกับสภาวะจริงของความลาดเอียงในภาคสนาม อย่างไรก็ตามวิธีการคำนวณตามกฎของ Hoek and Bray ได้สมมติให้น้ำหนักกดทับและแรงเฉือนมีค่าเท่ากันทุกจุดตามระนาบที่มีการไหลเลื่อน

5.2.4 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัย

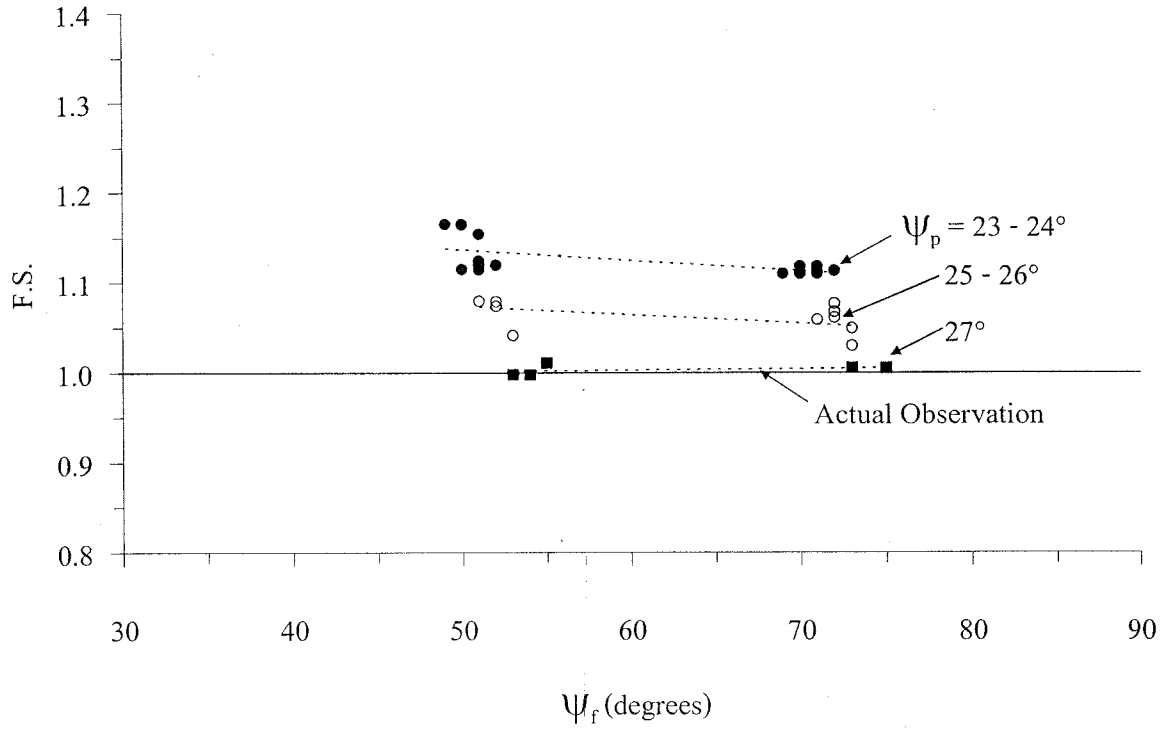
ผลจากการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยด้วยกฎของ Hoek and Bray ได้นำมาเปรียบเทียบกับค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จากการจำลอง ณ จุดที่มีการพังทลายของความลาดเอียง (กำหนดให้ค่าปัจจัยความปลอดภัยเท่ากับ 1.0) รูปที่ 5.5 ถึง 5.7 แสดงผลการเปรียบเทียบซึ่งระบุว่าวิธีการประเมินค่าปัจจัยความปลอดภัยตามกฎของ Hoek and Bray (1981) มีค่าที่สูงกว่าที่ทดสอบได้ โดยชุดของความลาดเอียงที่ประกอบด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร มีค่าปัจจัยความปลอดภัยจากการคำนวณสูงกว่าค่าจากการสังเกตการณ์ประมาณ 30% และชุดของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 และ 4×4×12 เซนติเมตร ประมาณ 10% ความแตกต่างนี้จะสูงขึ้นเมื่อมุมของระนาบที่มีความลาดเอียงมีค่าน้อย จากการเปรียบเทียบพบว่าตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็ก (4×4×4 เซนติเมตร) มีแนวโน้มที่จะเกิดการไหลเลื่อนได้ง่ายกว่าตัวอย่างหินที่มีขนาดใหญ่กว่า (4×4×8 และ 4×4×12 เซนติเมตร) หรือมีระยะห่างระหว่างรอยแตกสูงกว่า ความแตกต่างระหว่างค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จากการคำนวณและการสังเกตการณ์จะมีน้อย ถ้ามุมของระนาบที่มีการไหลเลื่อนมีค่าสูง ซึ่งในภาคผนวก ข จะเสนอผลการคำนวณโดยละเอียด

5.2.5 การวิเคราะห์ค่าปัจจัยความปลอดภัยด้วยการคำนวณเชิงตัวเลข

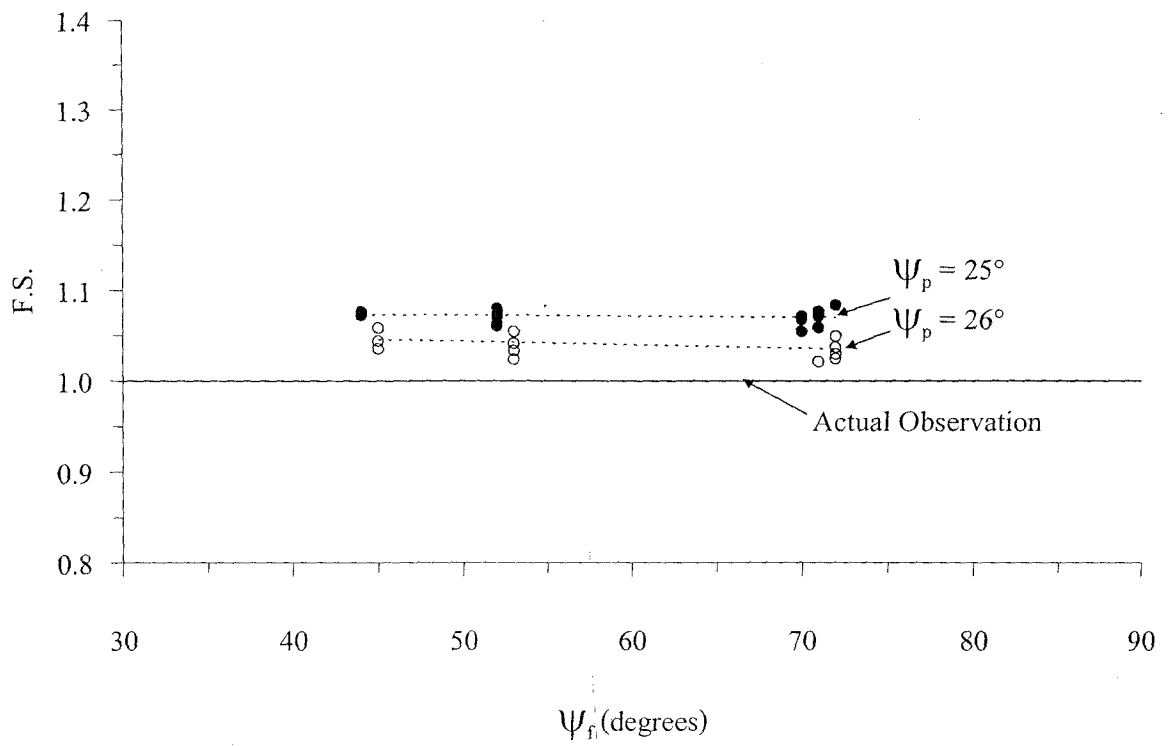
การศึกษาด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขสำหรับการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินโดยใช้โปรแกรม FLAC_Slope เพื่อประเมินค่าปัจจัยความปลอดภัยนั้นได้กำหนดค่ามุมของความลาดเอียง มุมเอียงของระนาบ และความสูงของความลาดเอียงตามลักษณะของการจัดเรียงตัวอย่างหินที่ใช้ในการจำลองเชิงกายภาพ ซึ่งผลที่ได้จากการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope นั้นสามารถที่จะนำมาใช้ในการเปรียบเทียบผลร่วมกับแบบจำลองทางกายภาพและผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยตามกฎของ Hoek and Bray



รูปที่ 5.5 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน โดยการทดสอบในสถานะจริงค่า ψ_p มีค่าตั้งแต่ 21° ถึง 25° และค่า ψ_p แปรผันจาก 40° ถึง 52°



รูปที่ 5.6 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน โดยการทดสอบในสถานะจริงค่า ψ_p มีค่าตั้งแต่ 23° ถึง 27° และค่า ψ_f แปรผันจาก 49° ถึง 75°



รูปที่ 5.7 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยเปรียบเทียบกับสถานะจริงของตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ในช่วงของความชัน (ψ_p) ที่ต่างกัน โดยการทดสอบในสถานะจริง ค่า ψ_p มีค่าตั้งแต่ 25° ถึง 26° และค่า ψ_f แปรผันจาก 44° ถึง 72°

รูปที่ 5.8 ถึง 5.10 แสดงตัวอย่างของผลจากการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope ร่วมกับแบบจำลองเชิงกายภาพ รูปที่ 5.11 ถึง 5.13 แสดงผลทั้ง 3 วิธี ซึ่งพบว่าผลจากการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope มีค่าใกล้เคียงกับผลการจำลองเชิงกายภาพมากกว่าผลที่ได้จากวิธีการประเมินค่าปัจจัยความปลอดภัยจากกฎของ Hoek and Bray

5.3 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำ

การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของตัวอย่างหิน ได้ใช้ตัวอย่างหินทั้งสามขนาดคือ 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร โดยเรียงตัวอย่างหินในแนวตั้งเพื่อให้ฐานแคบ แล้วนำผลมาเปรียบเทียบกับผลการคำนวณตามกฎของ Hoek and Bray (1981)

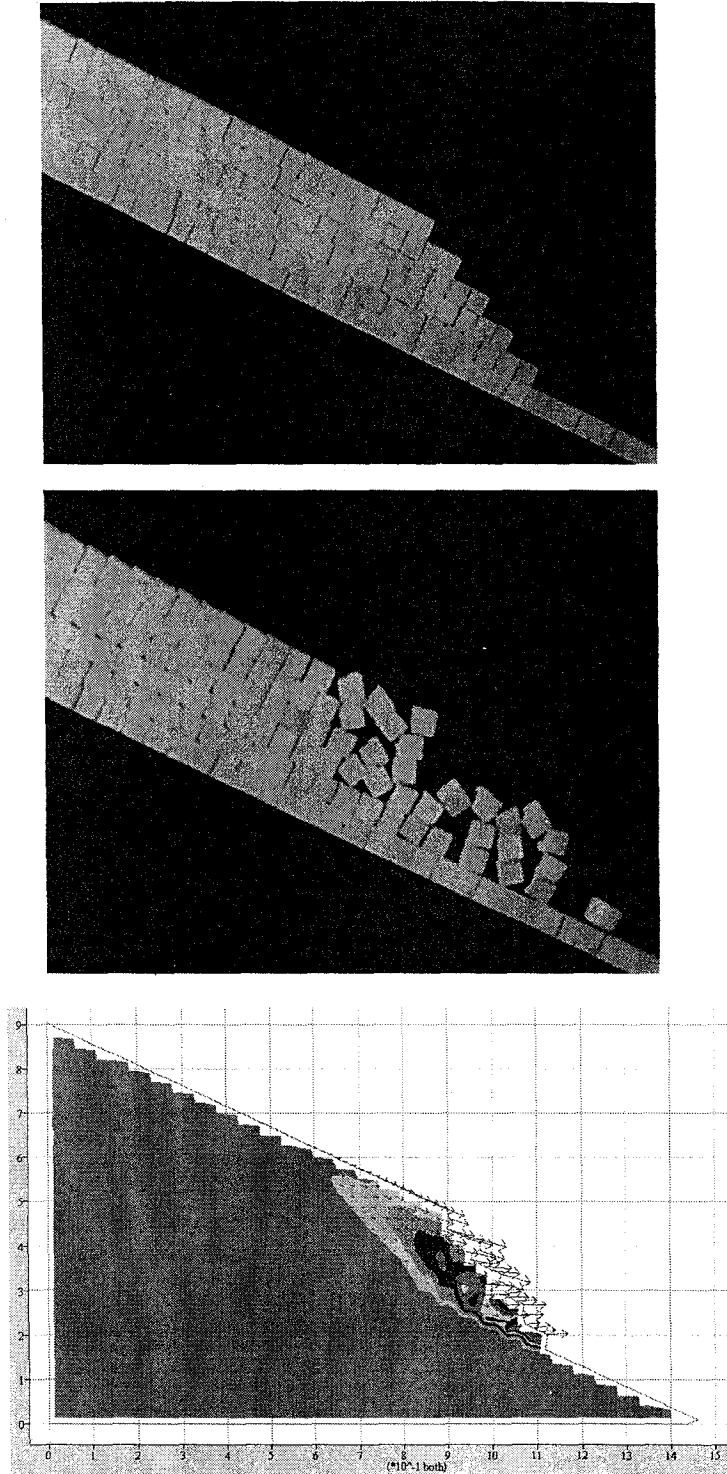
5.3.1 วิธีการจำลอง

การจำลองแบ่งเป็น 3 กลุ่ม เช่นเดียวกับการจำลองการพังทลายตามระนาบ ซึ่งจะเรียงตัวอย่างหินในแนวตั้งที่ผันแปรความสูงของความลาดเอียง มุมของความลาดเอียง และมุมเอียงของระนาบ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

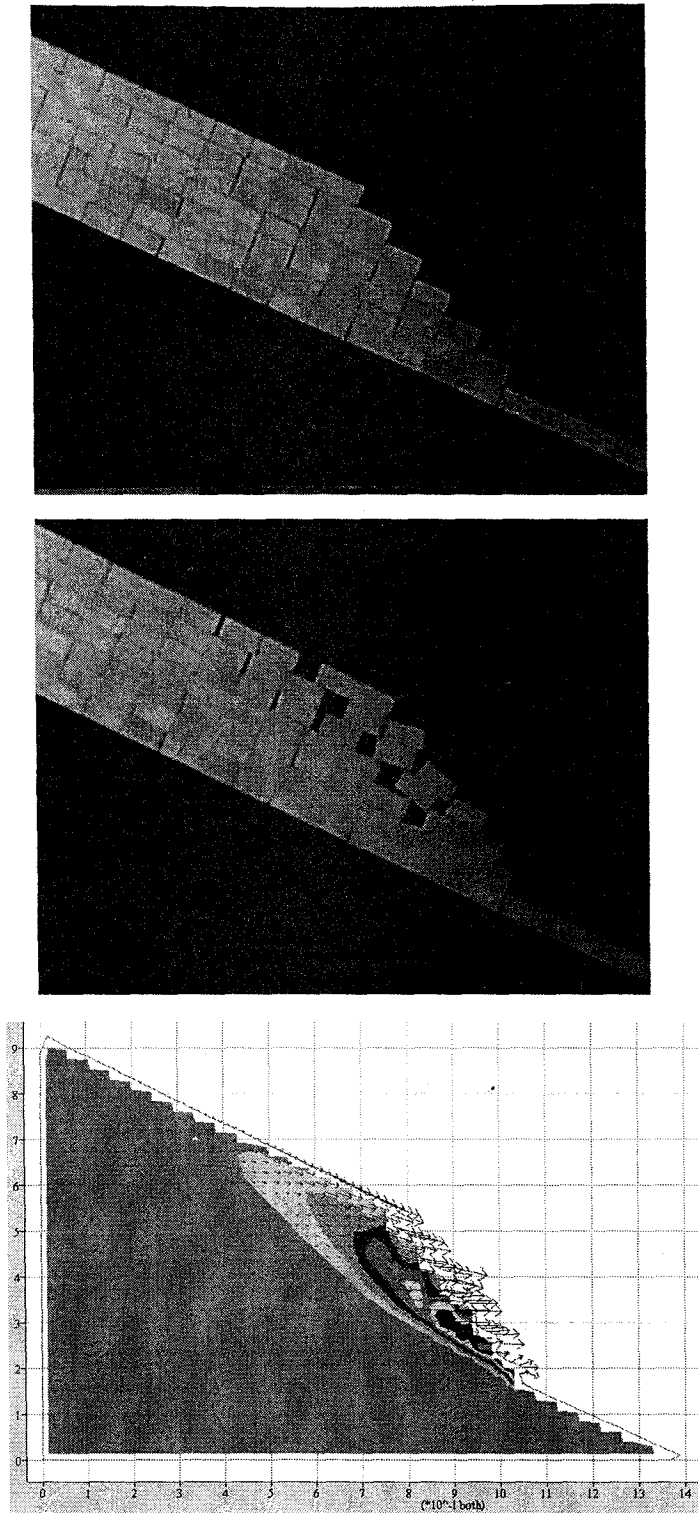
- 1) วัดการเอียงตัวของคานยกที่จุดเริ่มต้น
- 2) ทำการจัดเรียงตัวอย่างหินบนคานยกปรับระดับ (เรียงในแนวตั้ง) ตามความยาวของคานยก ชั้นบนจะเรียงให้มีลักษณะเอียง โดยมีมุมของความลาดเอียงเริ่มต้น (ψ_0) ที่สามารถผันแปรจาก 25° ถึง 76° และความสูง (H) ตั้งแต่ 12 ถึง 74 เซนติเมตร
- 3) ปิดแบบจำลองด้วยแผ่นอะคลิลิก เพื่อป้องกันการพังทลายออกมาด้านนอก
- 4) หมุนคานยกปรับระดับอย่างช้า ๆ สังเกตการณ์ด้วยสายตาและบันทึกภาพการเคลื่อนที่ของตัวอย่างหินในแบบจำลองด้วยกล้องวิดีโอ
- 5) ทันทีที่ตัวอย่างหินเกิดการเคลื่อนตัว จะหยุดหมุนคานยกปรับระดับ แล้วทำการวัดมุมเอียงของคานยก (ψ_p) เพื่อคำนวณความสูงและมุมของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย และวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำตามกฎของ Hoek and Bray (1981)
- 6) เปรียบเทียบผลการคำนวณตามกฎของ Hoek and Bray กับการจำลอง

5.3.2 การวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำ

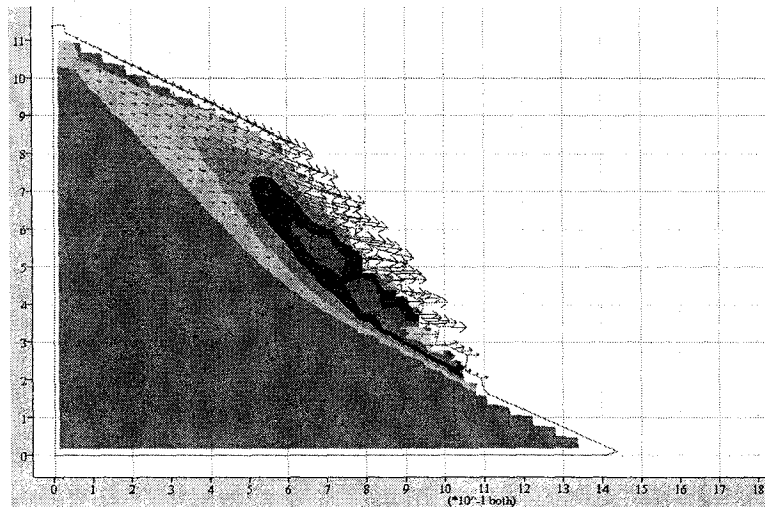
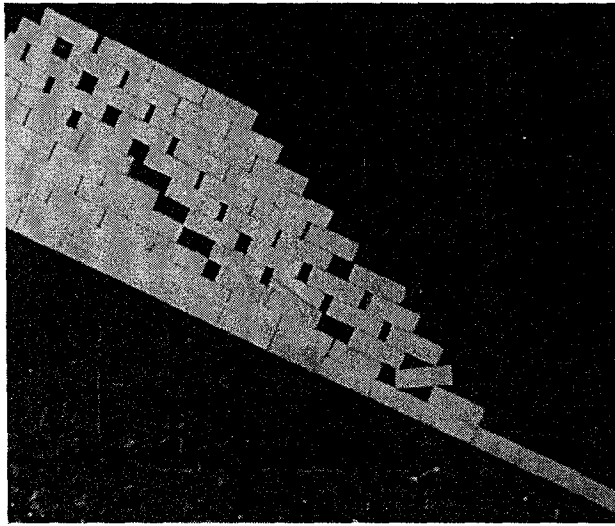
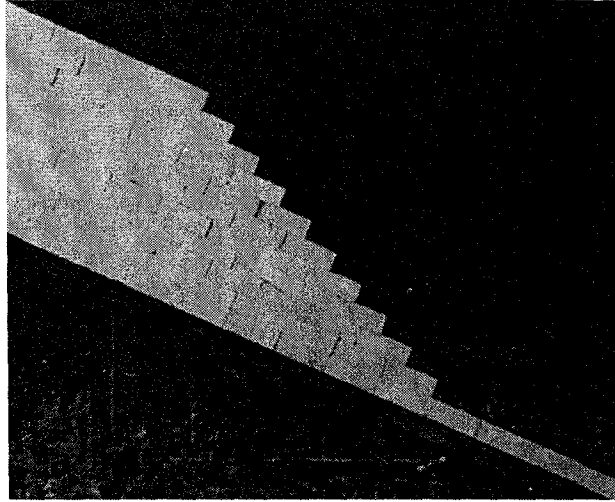
สง่า ตั้งชวาล (2538) อธิบายว่า การพลิกคว่ำของมวลหินจะเกิดขึ้นเมื่อคอลัมน์ของชั้นหินแข็งแยกออกจากกัน ซึ่งจะเกิดบริเวณที่มีระยะห่างของรอยแตกที่ตั้งฉากกัน (Orthogonal joints) โดยคอลัมน์ที่สั้นกว่าที่อยู่บริเวณมุมของฐานความลาดเอียง (Slope toe) จะถูกดันไปข้างหน้าเนื่องจากน้ำหนักของคอลัมน์ที่มีการพลิกตัว (Overturning columns) ทางด้านหลังของความลาดเอียง และการไหลเลื่อนของมุมฐานของความลาดเอียง ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำบริเวณตำแหน่งที่สูงขึ้น การพังทลายเป็นผลมาจากการตัดกันของรอยแตกที่ต่อเนื่องกัน



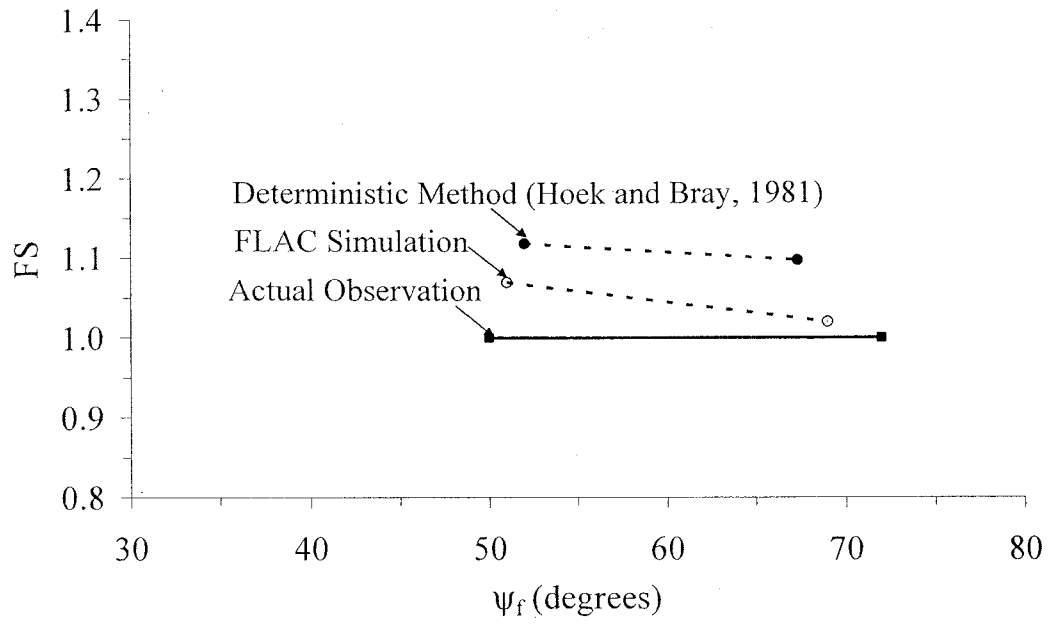
รูปที่ 5.8 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope กับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับ ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_f = 51^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 36.2 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.07



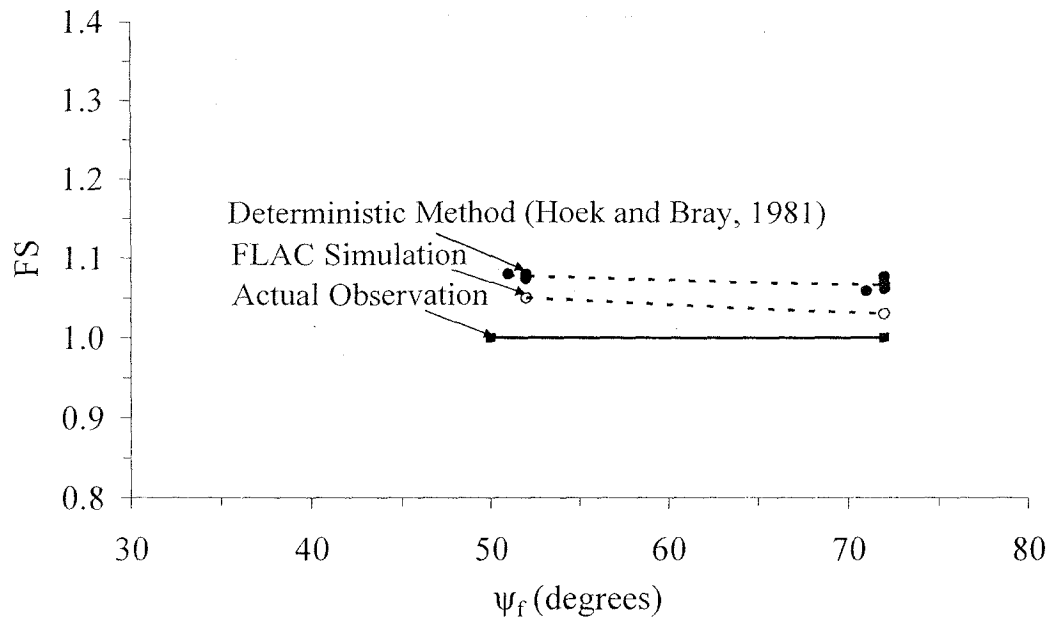
รูปที่ 5.9 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope ร่วมกับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_f = 52^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 41.6 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.05



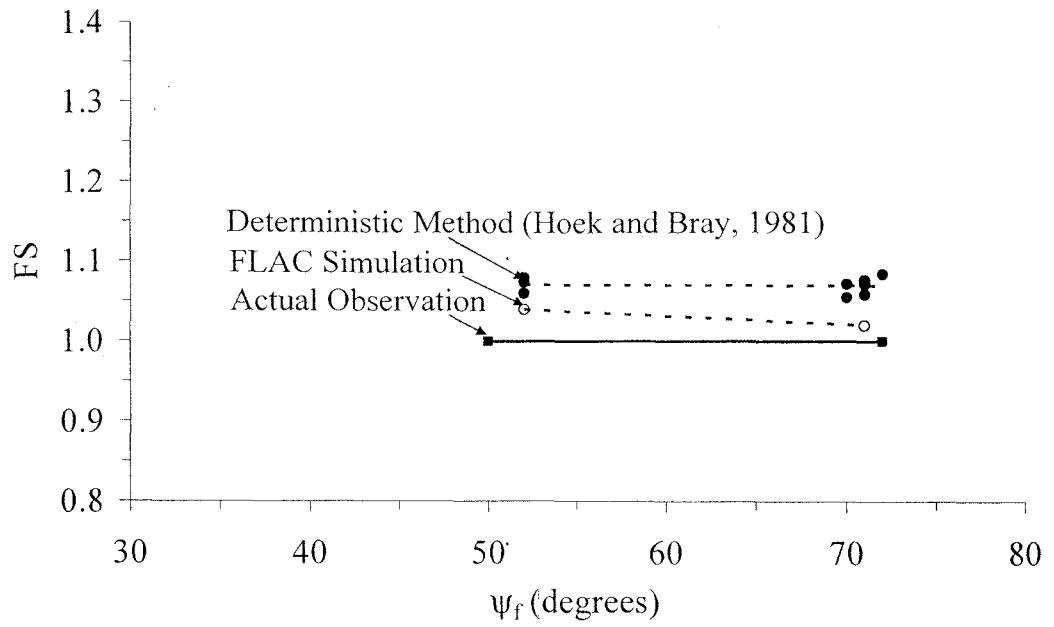
รูปที่ 5.10 การเปรียบเทียบผลการจำลองด้วยโปรแกรม FLAC_Slope ร่วมกับแบบจำลองทางกายภาพ สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ที่ $\psi_p = 25^\circ$ $\psi_r = 52^\circ$ ความสูงของความลาดเอียง = 70 เซนติเมตร และค่าปัจจัยความปลอดภัย = 1.04



รูปที่ 5.11 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมีมุมของระนาบที่ไหลเลื่อนเท่ากับ 25°



รูปที่ 5.12 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยมีมุมของระนาบที่ไหลเลื่อนเท่ากับ 25°



รูปที่ 5.13 เปรียบเทียบค่าปัจจัยความปลอดภัยที่ได้จาก 3 วิธี สำหรับการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมีมุมของระนาบที่ไหลเลื่อนเท่ากับ 25°

การวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำจะใช้วิธี Limit Equilibrium ตามกฎของ Hoek and Bray (1981) เมื่อพิจารณาสมดุลการหมุน (Rotational equilibrium) ของแรง P_{n-1} ที่สามารถป้องกันการพังทลายแบบพลิกคว่ำในระดับพอดีสมดุลจะได้

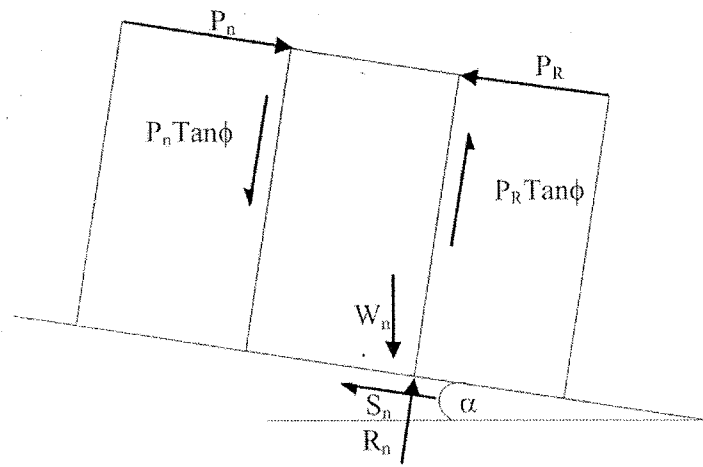
$$P_{n-1} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \tan \phi) + (W_n/2)(y_n \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_n} \quad (5.7)$$

เมื่อ P_{n-1} คือ แรงที่สามารถป้องกันการพลิกคว่ำของก้อนที่ n ในระดับพอดีสมดุล P_n คือ แรงที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำของตัวอย่างหินที่ n ค่า M_n คือ ระยะระหว่างแรงที่ถูกชักนำให้เกิดการไหลเลื่อนและจุดเชื่อมต่อระหว่างตัวอย่างหินที่ n ค่า W_n คือ น้ำหนักของตัวอย่างหินที่ n ค่า y_n คือ ความสูงของตัวอย่างหินที่ n ค่า ΔX คือ ความกว้างของแต่ละตัวอย่างหิน α คือ มุมในแนวระนาบของหินที่มีการพลิกคว่ำ และ L_n คือ ระยะระหว่างแรงของการไหลเลื่อนที่มีการป้องกันและจุดเชื่อมต่อระหว่างตัวอย่างหินที่ n

เนื่องจากแบบจำลองทางกายภาพที่ใช้ในการทดสอบการพังทลายแบบพลิกคว่ำนี้ไม่ได้มีลักษณะของการพลิกคว่ำแบบพื้นฐานที่เป็นระดับขั้น (Step base) แต่เป็นการพลิกคว่ำที่ต่อเนื่องในระดับเดียวกันดังรูปที่ 5.14 และไม่มีชุดของการพังทลายแบบไหลเลื่อนของตัวอย่างหินเกิดขึ้นในการทดสอบ ดังนั้น จากสมการ (5.7) จึงทำการปรับเปลี่ยนเป็น

$$P_{n,i} = \frac{(P_n M_n - P_n \Delta x \tan \phi) - (P_R L_n + P_R \Delta x \tan \phi) + \frac{y_n}{2} W_n \sin \alpha - \frac{\Delta x}{2} W_n \cos \alpha}{L_n} \quad (5.8)$$

เมื่อ $P_{n,i}$ คือ แรงที่ต้องการใช้ในการต้านทานการพลิกคว่ำของตัวอย่างหินที่ n และ P_R คือ แรงที่ต้องการใช้ในการต้านทานการพลิกคว่ำสะสม สมการ (5.8) ใช้ในการประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียง และประเมินแนวโน้มของบริเวณที่จะเกิดการพังทลายจากปลายฐานของความลาดเอียง ถ้า $P_{n,i}$ ของแต่ละตัวอย่างหินมีค่ามากกว่าศูนย์ แสดงว่าความลาดเอียง ไม่มีเสถียรภาพ นั่นคือ ถ้าตัวอย่างหินที่อยู่ต่ำสุดหนึ่งก้อนในแนวคิ่งมีค่า $P_{n,i}$ มากกว่าศูนย์จะทำให้เกิดความไม่มีเสถียรภาพของทั้งแถวที่อยู่ในแนวคิ่งเดียวกัน เป็นเหตุให้ก้อนที่อยู่บนสุดหนึ่งก้อนเกิดการพลิกคว่ำ หลังจากนั้นก้อนอื่น ๆ ที่อยู่ต่ำลงมาจะไม่มีเสถียรภาพ เนื่องมาจากความสูงของแถวในแนวคิ่งลดลง อย่างไรก็ตามหากตัวอย่างหินที่อยู่ต่ำมีจำนวนมากกว่าหนึ่งก้อน เช่น สามหรือสี่ก้อน โดยทั้งหมดมีค่า $P_{n,i}$ มากกว่าศูนย์ จะค้ำให้ตัวอย่างหินที่อยู่ด้านบนสุดจำนวนเท่ากัน ในแนวคิ่งเดียวกันเกิดการพลิกคว่ำ หลังจากนั้นจะเกิดเสถียรภาพในตัวอย่างหินอื่น ๆ ที่อยู่ต่ำลงมา ในกรณีนี้ L_n มีค่าเท่ากับศูนย์ (ตัวอย่างหินที่อยู่หน้าสุดของความลาดเอียง) จะถือว่าแรงที่ต้องการใช้ในการต้านทานการพลิกคว่ำของตัวอย่างหินที่ n มีค่ามากกว่าศูนย์ แม้ว่าในสมการ (5.8) จะหาค่าของแรงนี้ไม่ได้



รูปที่ 5.14 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองทางกายภาพสำหรับการพลิกคว่ำ

5.3.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ

การทดสอบการพังทลายของความลาดเอียงแบบพลิกคว่ำได้ดำเนินการทั้งหมด 37 ชุด สำหรับตัวอย่างหินทุกขนาดภายใต้สภาวะแห้ง ความสูงของความลาดเอียงผันแปรตั้งแต่ 27 ถึง 85 เซนติเมตร และมุมของผิวหน้าความลาดเอียงมีค่าตั้งแต่ 43° ถึง 82° แต่ละชุดการทดสอบจะถูกทำซ้ำ 3 ครั้ง หรือจนกว่าจะได้ผลสรุปที่เหมือนกัน สำหรับตัวอย่างการพังทลายแบบพลิกคว่ำด้วยแบบจำลองทางกายภาพได้นำเสนอไว้ในรูปที่ 5.15 ถึงรูปที่ 5.17 สำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร ตามลำดับ รูปที่ 5.18 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความสูงของความลาดเอียงและมุมของระนาบการพังทลายแบบพลิกคว่ำ โดยพบว่าที่ความสูงเท่ากัน มุมของผิวหน้าความลาดเอียงจะมีค่ามากกว่ามุมของระนาบการพังทลายแบบพลิกคว่ำมีค่า และความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลายจะลดลงถ้ามุมของระนาบการพังทลายแบบพลิกคว่ำมีค่าเพิ่มขึ้น ความลาดเอียงที่ประกอบด้วยตัวอย่างหินที่มีความสูงและแคบจะทำให้ค่าของมุมระนาบที่จุดพังทลายมีค่าน้อย ซึ่งมีความเป็นเหตุเป็นผลอย่างดีกับกฎทางฟิสิกส์พื้นฐาน

5.3.4 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัย

เมื่อเปรียบเทียบผลจากการคำนวณกับผลจากแบบจำลองทางกายภาพดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20 พบว่า ผลจากการคำนวณด้วยการปรับเปลี่ยนสมการของ Hoek and Bray (1981) สอดคล้องกับผลที่ได้จากการสังเกตการณ์เป็นอย่างดี ซึ่งในภาคผนวก ค ได้แสดงผลการคำนวณด้วยสมการของ Hoek and Bray (1981) โดยละเอียด

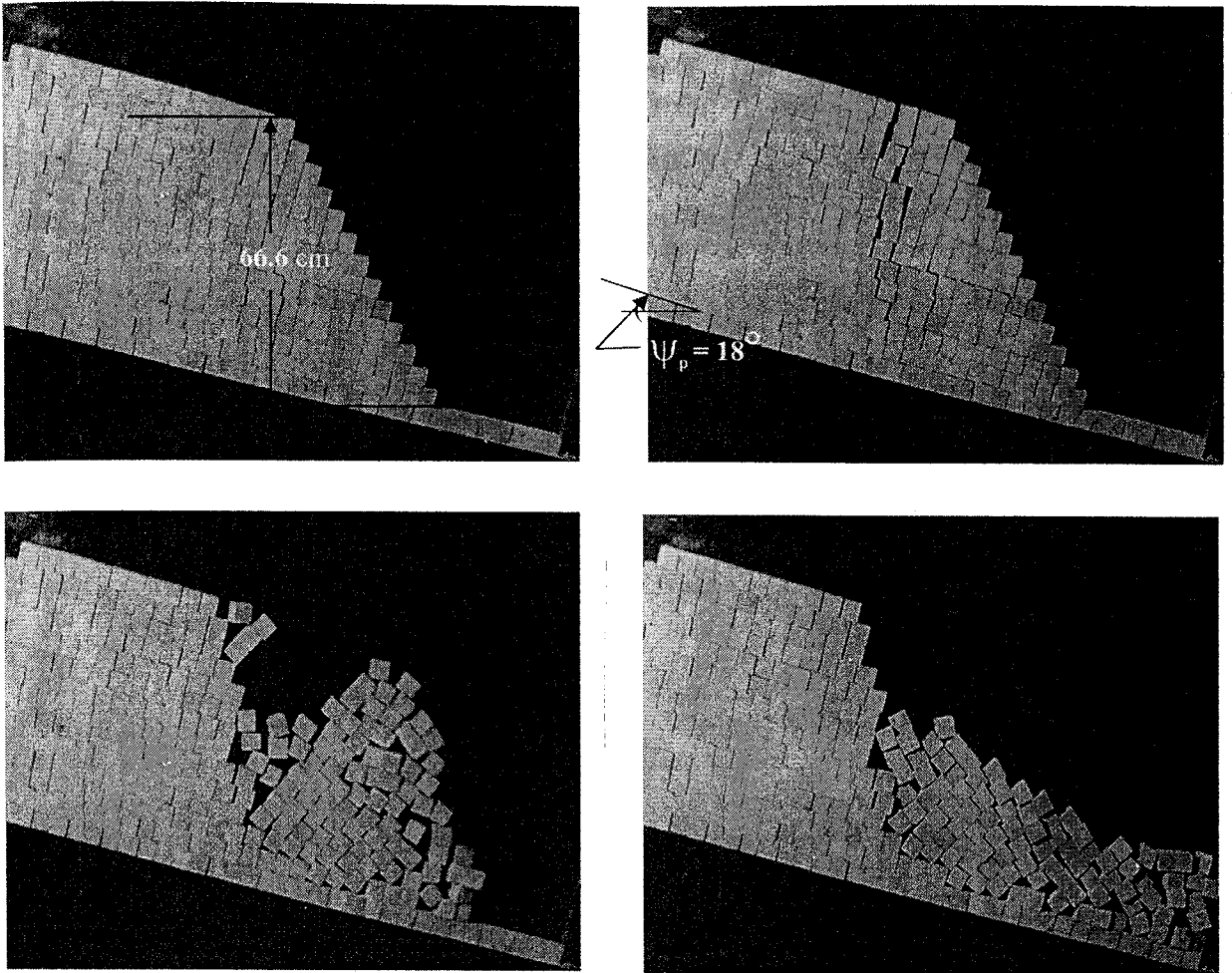
5.4 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบในสภาวะที่ความลาดเอียงจมน้ำ

การศึกษาการพังทลายตามแนวระนาบในสภาวะที่ความลาดเอียงจมน้ำจะนำผลมาเปรียบเทียบกับผลจากการทดสอบการพังทลายในสภาวะแห้งเพื่อประเมินผลกระทบของน้ำต่อความลาดเอียงของมวลหิน

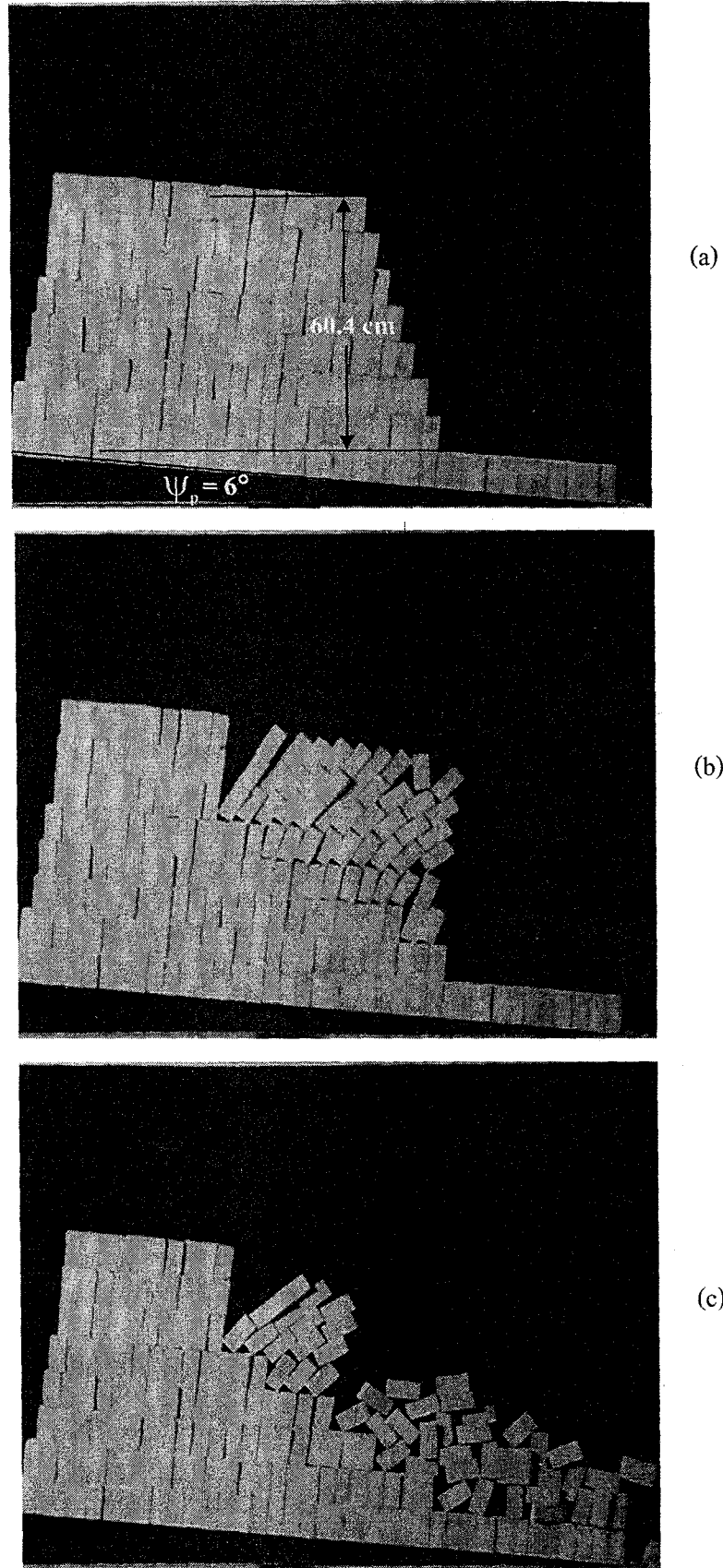
5.4.1 วิธีการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำ

การจำลองแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม ด้วยตัวอย่างหิน 3 ขนาด คือ จำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร ซึ่งการทดสอบจะผันแปรความสูงของระดับน้ำ ความสูงของความลาดเอียง มุมของระนาบที่ไหลเลื่อน และมุมที่ผิวหน้าความลาดเอียง ขั้นตอนการทดสอบมีรายละเอียดดังนี้

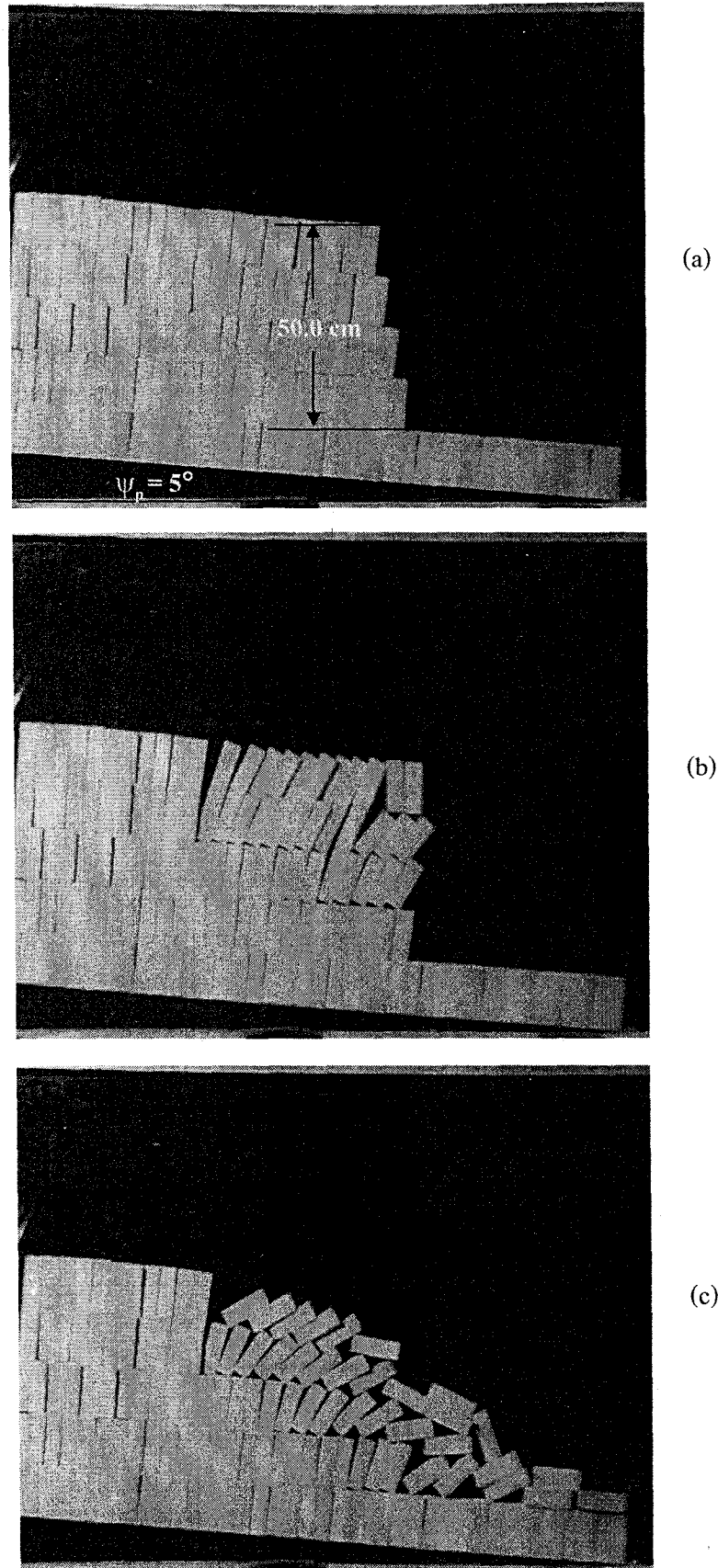
1) จัดเรียงตัวอย่างหินในแนวนอนบนคานยกปรับระดับมุมเอียงให้มีลักษณะเช่นเดียวกับการเรียงหินเพื่อทดสอบการพังทลายในแนวระนาบในสภาวะแห้ง



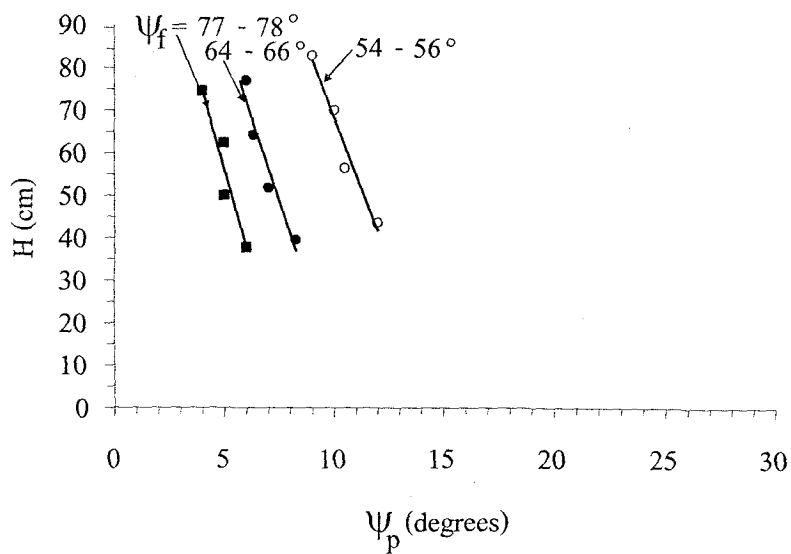
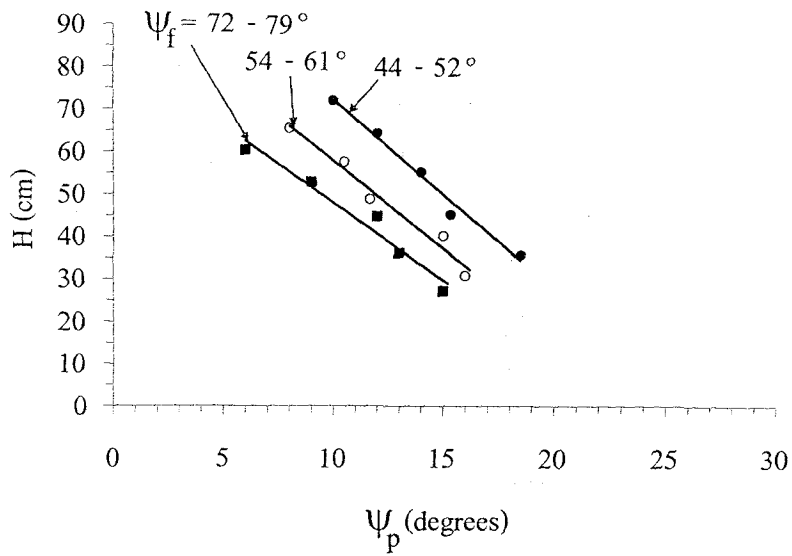
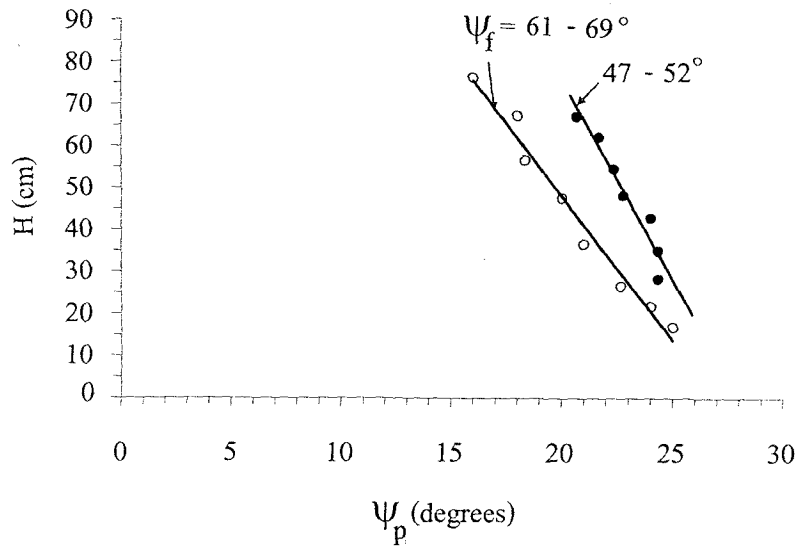
รูปที่ 5.15 การจำลองการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 63^\circ$



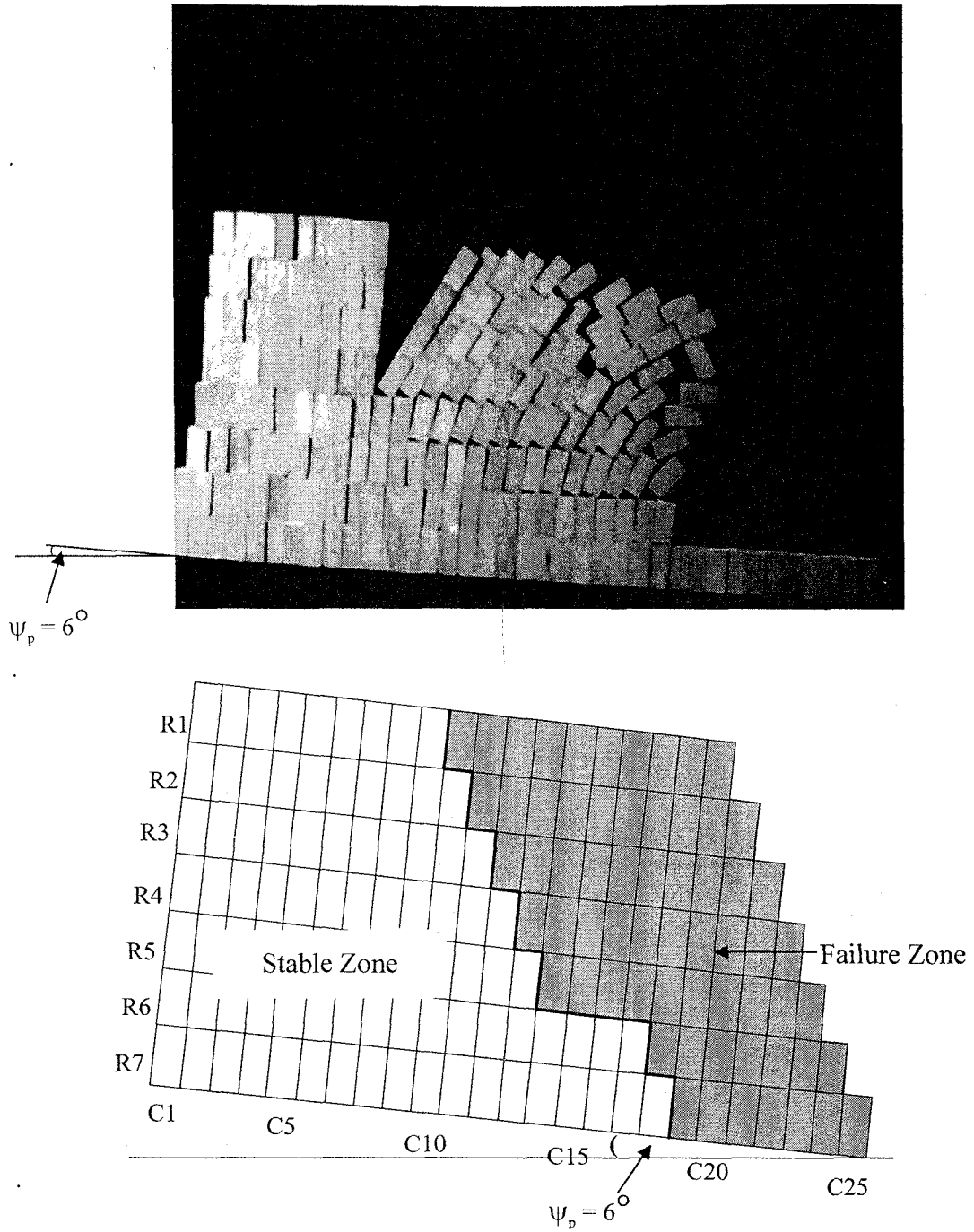
รูปที่ 5.16 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (a) ระยะสุดท้ายก่อนที่จะมีการพังทลาย (ที่มุม $\psi_f = 72^\circ$) (b) ขณะพังทลาย (c) หลังการพังทลาย



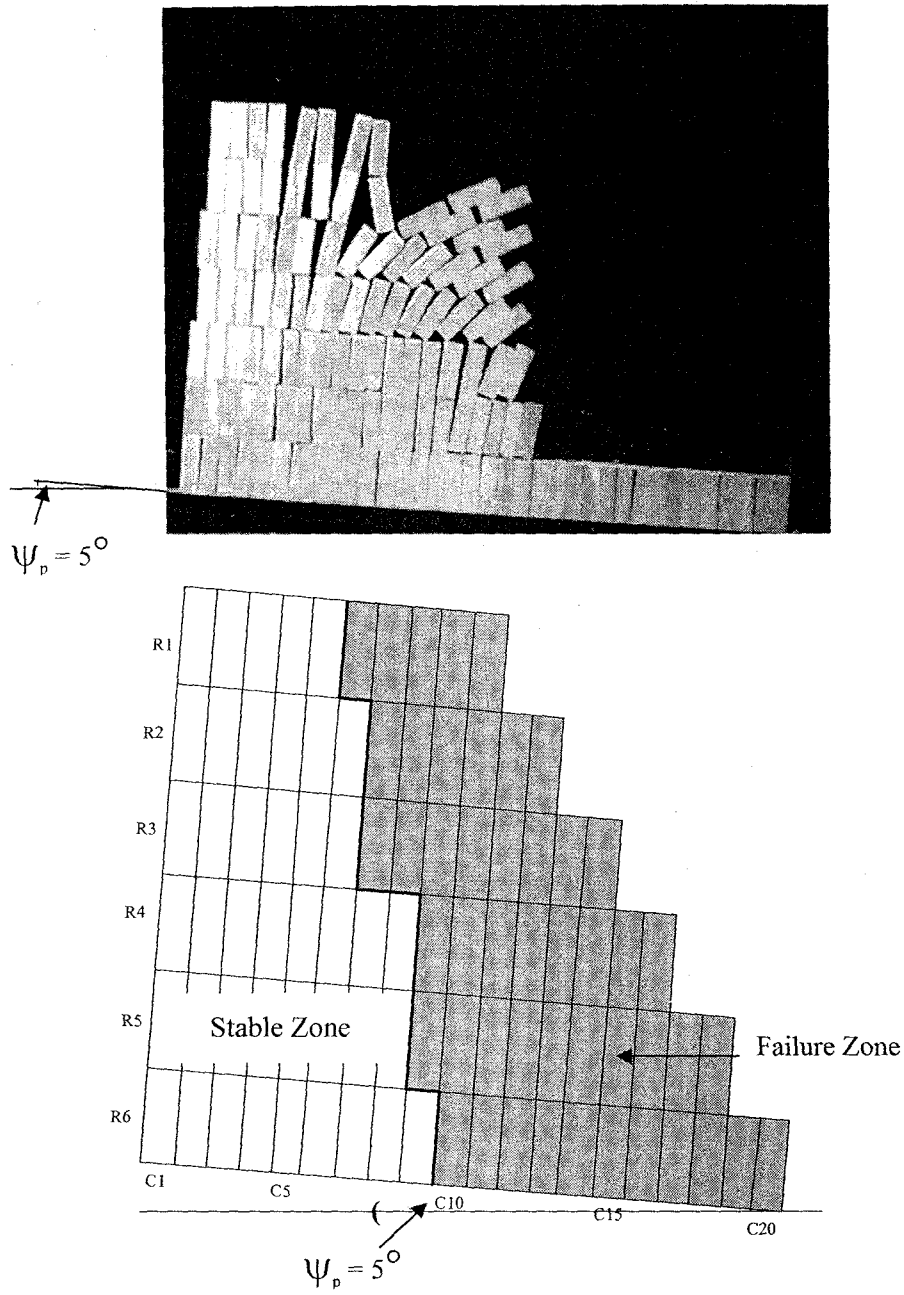
รูปที่ 5.17 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร (a) ระยะเวลาสุดท้าย ก่อนที่จะมีการพังทลาย (ที่มุม $\psi_f = 77^\circ$) (b) ขณะพังทลาย (c) หลังการพังทลาย



รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่างความสูง (H) กับค่า ψ_p สำหรับการพังทลายแบบพลิกคว่ำที่จำลองจาก ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร (บน) 4x4x8 เซนติเมตร (กลาง) และ 4x4x12 เซนติเมตร (ล่าง)



รูปที่ 5.19 ผลการจำลอง (รูปบน) และการคำนวณ (รูปล่าง) ของการพังทลายแบบพลิกคว่ำสำหรับตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร โดยการพังทลายเกิดขึ้นที่มุมของผิวหน้าความลาดเอียงเท่ากับ 72°



รูปที่ 5.20 ผลการจำลอง (รูปบน) และการคำนวณ (รูปล่าง) ของการพังทลายแบบพลิกคว่ำสำหรับ ตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร โดยการพังทลายเกิดขึ้นที่มุมของผิวหน้าความลาดเอียง เท่ากับ 63°

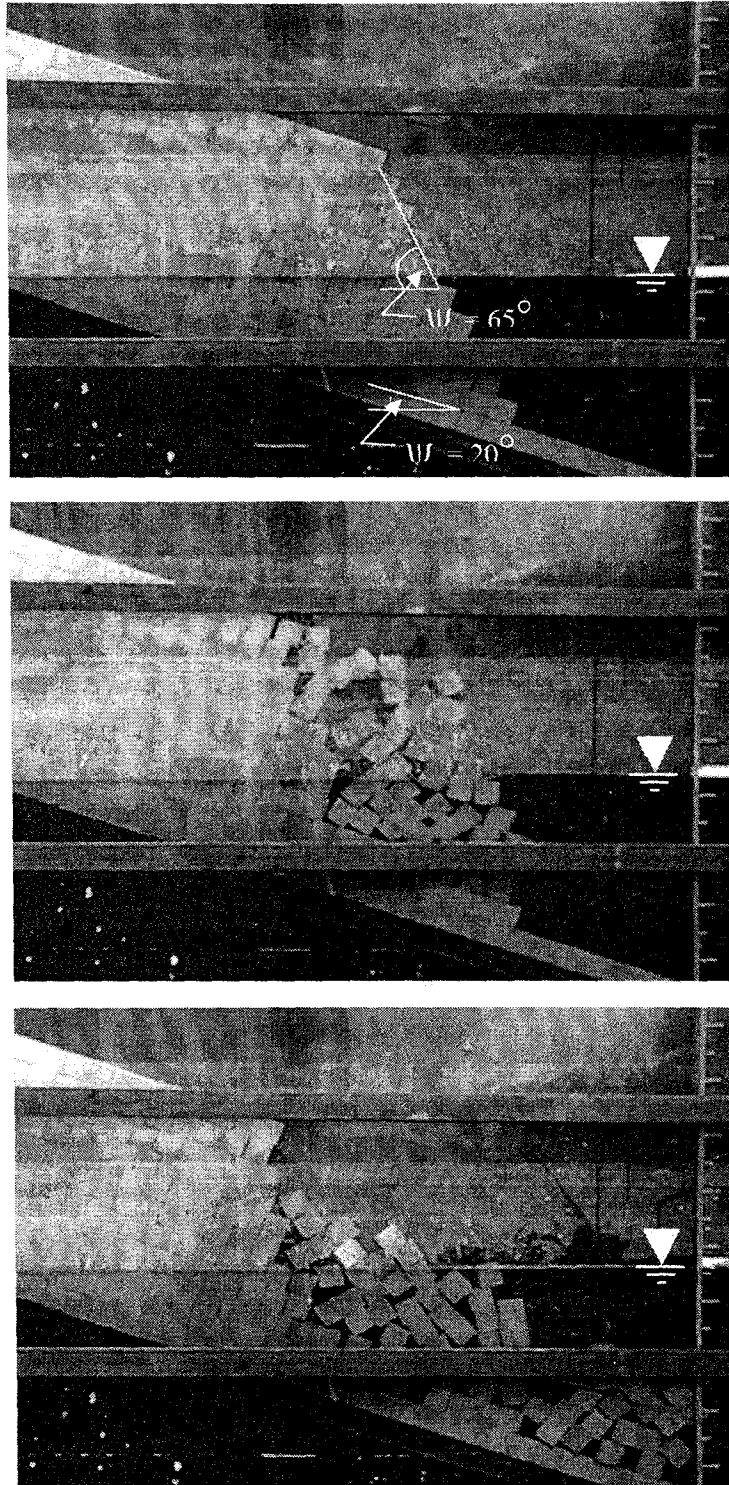
- 2) ปิดแบบจำลองด้วยแผ่นอะคลิลิก เพื่อป้องกันการพังทลายออกมด้านนอก
- 3) ทำการหมุนรอกเพื่อยกระดับของคานเพื่อให้หินมีมุมเข้าใกล้มุมเอียงที่จุดพังทลายของตัวอย่างหินในสภาวะแห้ง ทำการวัดมุมเอียงของคานยก (ψ_p) โดยอาจจะต่ำกว่ามุมเอียงของคานในการทดสอบความลาดเอียงในสภาวะแห้งประมาณ 1° ถึง 3°
- 4) ปล่อน้ำเข้าด้านล่างของความลาดเอียงอย่างช้า ๆ
- 5) บันทึกภาพวิดีโอทัศนและสังเกตการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่างหินด้วยสายตาขณะที่น้ำกำลังเพิ่มสูงขึ้น
- 6) หยุดปล่อน้ำ และวัดระดับความสูงของน้ำ เมื่อตัวอย่างหินเกิดการเคลื่อนตัว
- 7) คำนวณหาความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย (H) และมุมของผิวหน้าลาดเอียงที่จุดพังทลาย (ψ_p)
- 8) เปรียบเทียบผลที่ได้จากการจำลองในสภาวะแห้งและในสภาวะที่ความลาดเอียงจมน้ำ

5.4.2 การศึกษาผลการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำ

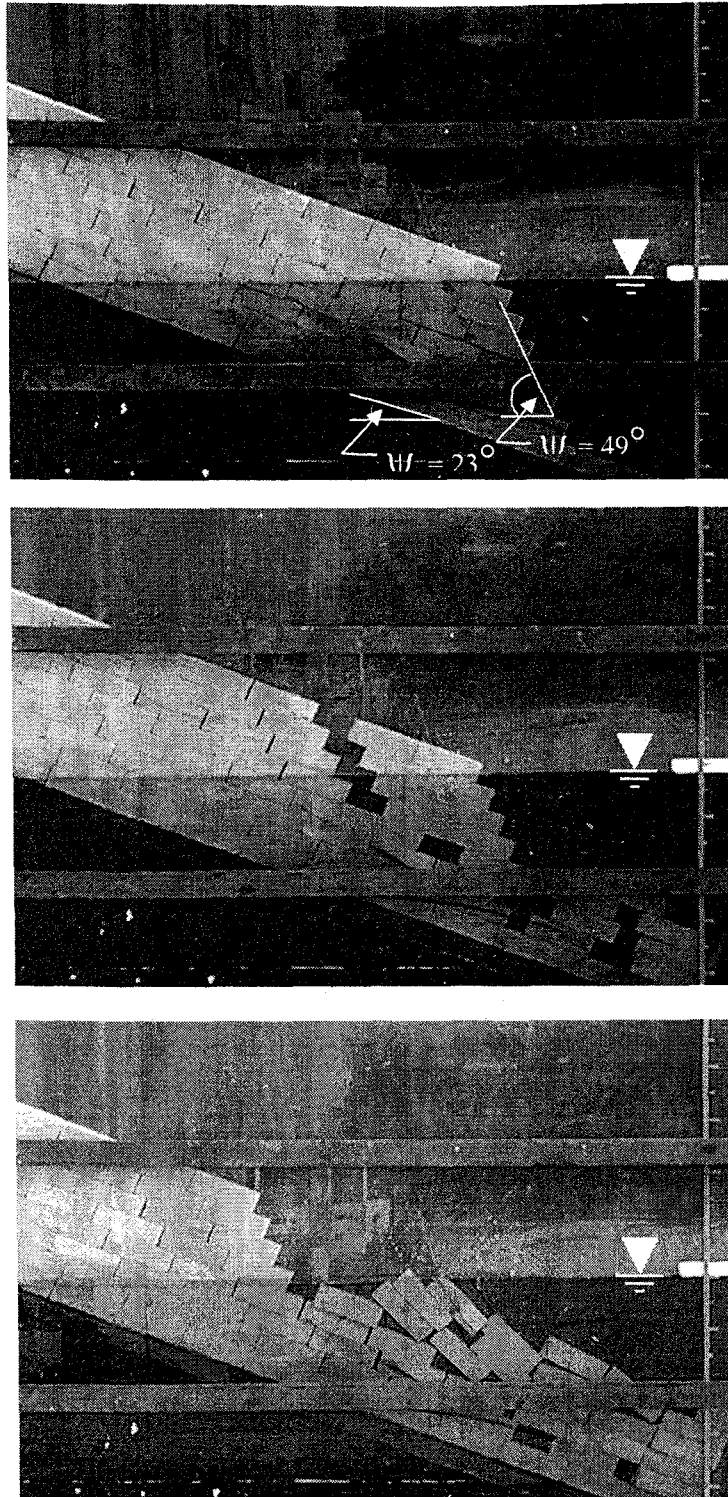
การจำลองการพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงที่จมน้ำมีทั้งหมด 30 ชุด โดยมีการผันแปรความสูงตั้งแต่ 21 ถึง 91 เซนติเมตร และมุมของผิวความลาดเอียงตั้งแต่ 40° และ 70° แต่ลรูปทรงของความลาดเอียงประกอบด้วยตัวอย่างหินที่มีขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร และทำการจำลองซ้ำอย่างน้อย 3 ครั้ง เพื่อให้ได้ผลการทดสอบที่ถูกต้อง ตัวอย่างการจำลองได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.21 และ 5.22 ซึ่งสามารถสรุปผลได้ว่า มุมของระนาบที่พังทลายเนื่องจากการไหลเลื่อนของความลาดเอียงที่จมน้ำมีค่าต่ำกว่าในสภาวะแห้ง (รูปที่ 5.23) เนื่องจากลดน้ำหนักของก้านตัวอย่างหินที่ส่วนล่างของความลาดเอียง ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวได้ง่ายขึ้น นอกจากนั้นตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็ก ($4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร) มีแนวโน้มที่จะเกิดการไหลเลื่อนได้ง่ายกว่าตัวอย่างหินที่มีขนาดใหญ่กว่า ($4 \times 4 \times 8$ และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร)

5.4.3 การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยด้วยการคำนวณเชิงตัวเลข

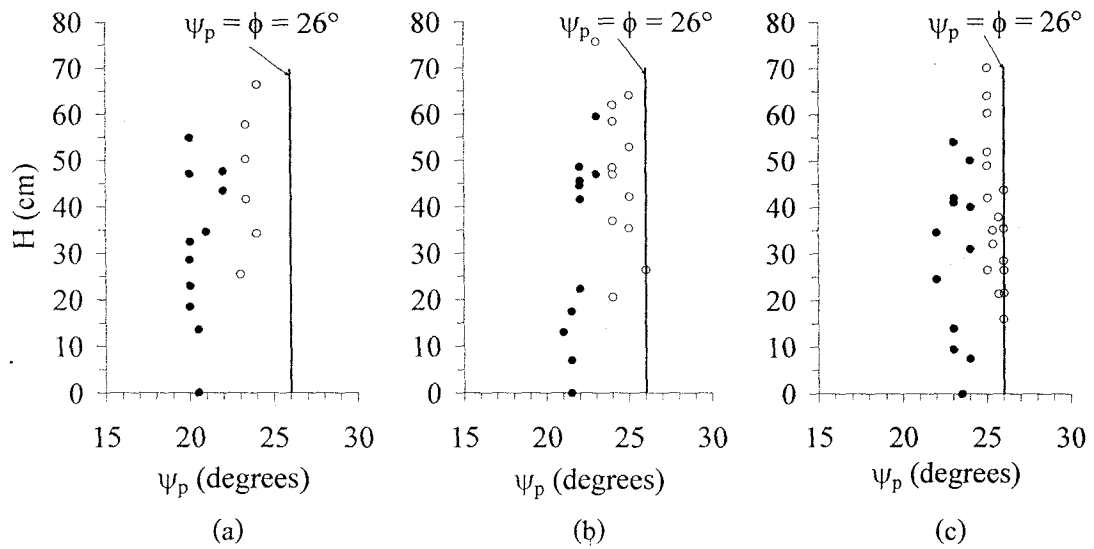
การจำลองการพังทลายของความลาดเอียงมวลหินที่จมน้ำด้วยโปรแกรม FLAC_Slope มีจุดประสงค์เพื่อประเมินค่าปัจจัยความปลอดภัยโดยมีการกำหนดค่ามุมของความลาดเอียง มุมเอียงของระนาบ และความสูงของความลาดเอียงตามลักษณะของการจัดเรียงตัวอย่างหินที่ใช้ในการจำลองเชิงกายภาพ รูปที่ 5.24 แสดงผลที่ได้จากการคำนวณด้วยโปรแกรม FLAC_Slope เมื่อนำมาใช้ในการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการจำลองเชิงกายภาพ รูปที่ 5.25 เปรียบเทียบค่า FS ที่ได้จากทั้ง 2 วิธี ซึ่งพบว่าผลการคำนวณให้ค่าที่ต่ำกว่ากับผลที่ได้จากการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพเพียงเล็กน้อย



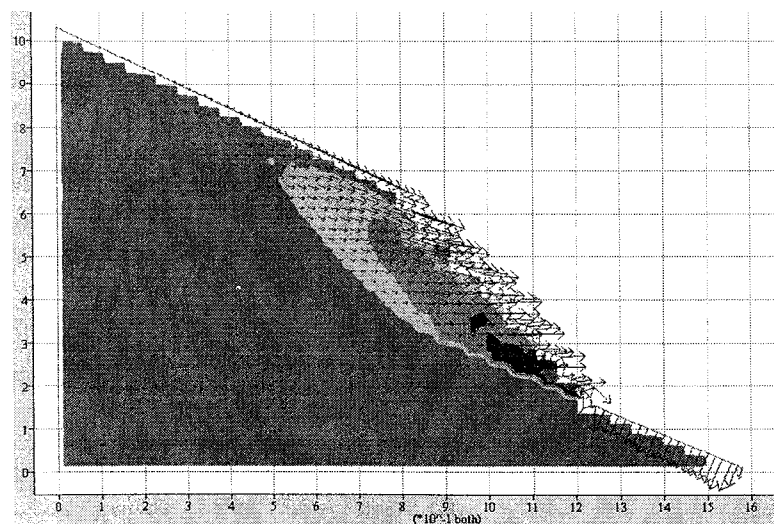
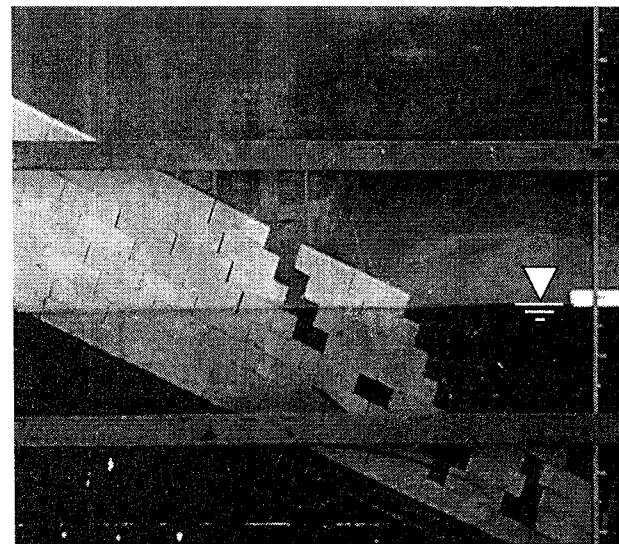
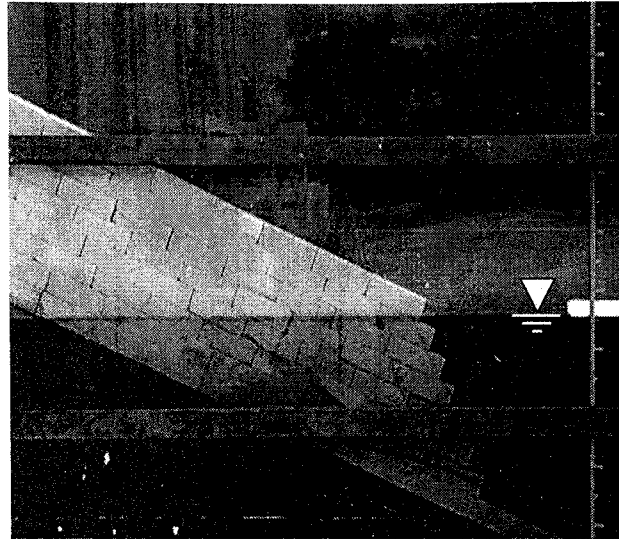
รูปที่ 5.21 ตัวอย่างของการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำของตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ที่ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 57.3 เซนติเมตร



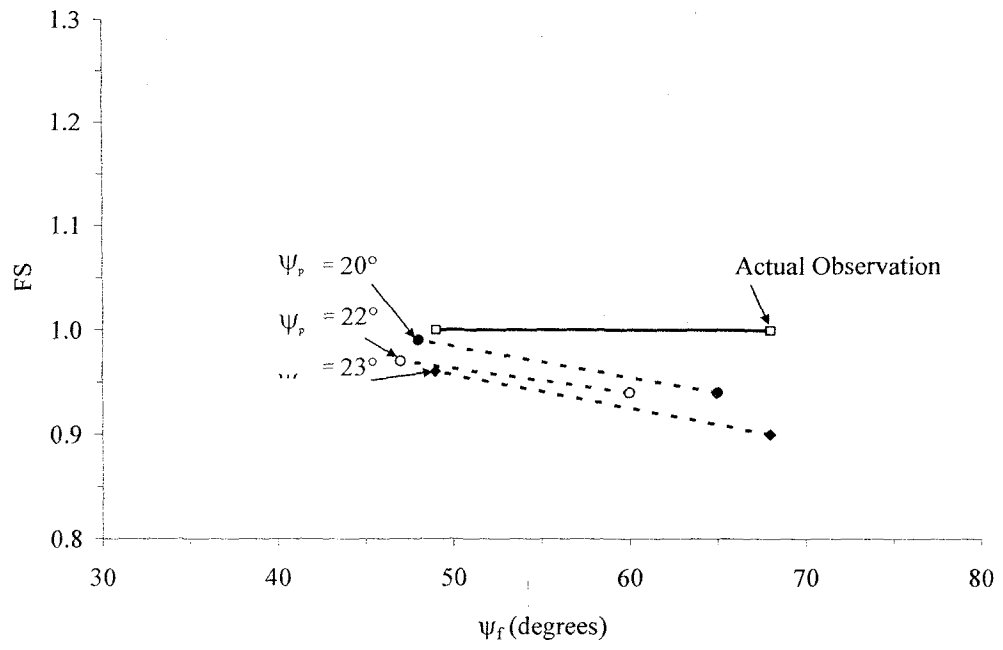
รูปที่ 5.22 ตัวอย่างของการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงที่จมน้ำของตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ที่ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 55.6 เซนติเมตร



รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความสูง (H) กับมุม ψ_p สำหรับการพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงที่จมน้ำ (วงกลมทึบ) และความลาดเอียงที่แห้ง (วงกลมโปร่ง) ของตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร (a) $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร (b) และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร (c)



รูปที่ 5.24 การเปรียบเทียบผลของการจำลองการพังทลายด้วยโปรแกรม FLAC_Slope กับผลการจำลองทางกายภาพของตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มีมุม $\psi_p = 23^\circ$ $\psi_f = 49^\circ$ ความสูงของความลาดเอียงเท่ากับ 55.6 เซนติเมตร และความสูงของระดับน้ำคือ 56 เซนติเมตร



รูปที่ 5.25 ผลการคำนวณด้วยโปรแกรม FLAC Slope (เส้นประ) ของความลาดเอียงที่จมน้ำ ณ จุดที่เกิดการพังทลาย

5.5 การจำลองการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

การศึกษาการพังทลายแบบไหลเลื่อนของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือนจะใช้การวิเคราะห์แบบ Pseudostatic analysis (Kramer, 1996) ซึ่งแสดงถึงผลกระทบของความเร่งเชิงสถิติที่ทำให้เกิดแรงเฉื่อยส่งผลให้มวลหินเกิดการพังทลายโดยนำผลการคำนวณมาเปรียบเทียบกับการทดสอบ

5.5.1 วิธีการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

การจำลองแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม ตามขนาดของตัวอย่างหิน คือ $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร และ $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ซึ่งการทดสอบจะผันแปรความเร่งของคลื่นไหวสะเทือน ความสูงของความลาดเอียง มุมของระนาบที่ไหลเลื่อน และมุมที่ผิวหน้าความลาดเอียง ขั้นตอนการทดสอบมีรายละเอียดดังนี้

- 1) จัดเรียงตัวอย่างหินในแนวอนบนคานยกปรับระดับมุมเอียงให้มีลักษณะเช่นเดียวกับการเรียงหินเพื่อทดสอบการพังทลายในแนวระนาบในสภาวะแห้ง
- 2) ปิดแบบจำลองด้วยแผ่นอะคลิลิก เพื่อป้องกันการการพังทลายออกมาด้านนอก
- 3) ทำการหมุนรอกเพื่อยกระดับของคานเพื่อให้หินมีมุมเอียงซึ่งสามารถผันแปรจาก 0° ถึง 22° โดยจะทำการทดสอบที่มุมเอียงทุก 1°
- 4) เปิดมอเตอร์เพื่อให้เกิดคลื่นไหวสะเทือน โดยเริ่มต้นที่ความเร็วต่ำสุด โดยปล่อยให้เกิดการสั่นไหวจนครบ 1 นาที แล้วทำการปิดเครื่อง
- 5) บันทึกภาพวิดีโอและสังเกตการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่างหินขณะที่หินยังคงสั่นไหว
- 6) หากไม่เกิดการพังทลายของความลาดเอียงของตัวอย่างหินจะยกมุมเอียงของตัวอย่างหินให้เพิ่มขึ้นทีละ 1°
- 7) ปิดเครื่องทันทีถ้าตัวอย่างหินเคลื่อนตัว ทำการบันทึกค่าความเร็ว และความถี่ของการสั่นสะเทือน
- 8) คำนวณหาความสูงของความลาดเอียงที่จุดพังทลาย (H) และมุมของผิวหน้าลาดเอียงที่จุดพังทลาย (ψ_p)
- 9) เปรียบเทียบระหว่างผลที่ได้จากการคำนวณตามทฤษฎีและผลจากการสังเกต

5.5.2 การศึกษาการพังทลายของความลาดเอียงภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

การศึกษาแบบ Pseudostatic analysis เป็นการอธิบายผลกระทบของแผ่นดินไหวที่มีผลต่อการพังทลายของความลาดเอียงมวลหิน Kramer (1996) ซึ่งกล่าวว่า การสั่นไหวด้วยความเร่งเชิงสถิติจะทำให้เกิดแรงเฉื่อย (F_h และ F_v) ที่ส่งผลให้มวลหินเกิดการพังทลาย ขนาดของแรงเชิงสถิตินี้คือ

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (5.9)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (5.10)$$

เมื่อ a_h และ a_v คือความเร่งเชิงสถิติในแนวราบและในแนวตั้ง k_h และ k_v คือ ค่าสัมประสิทธิ์เชิงสถิติในแนวราบและในแนวตั้ง และ W คือน้ำหนักของมวลที่เกิดการพังทลาย ขนาดของความเร่งเชิงสถิติจะสัมพันธ์กับความรุนแรงของการเกิดแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ได้คำนวณหาค่าความเร่ง a_h จากการหมุนของมอเตอร์ที่ผลักให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 5.26 ซึ่งในที่นี้จะกำหนดให้ความเร่ง a_h มีค่าเท่ากับความเร่งที่จุด B นั่นคือ $a_h = a_B$ โดย

$$a_B = R\omega_{OA}^2 \cos\theta + y\omega_{AB}^2 \cos\phi - y\alpha_{AB} \sin\phi \quad (5.11)$$

$$\omega_{OA} = \frac{2\pi}{T} \quad (5.12)$$

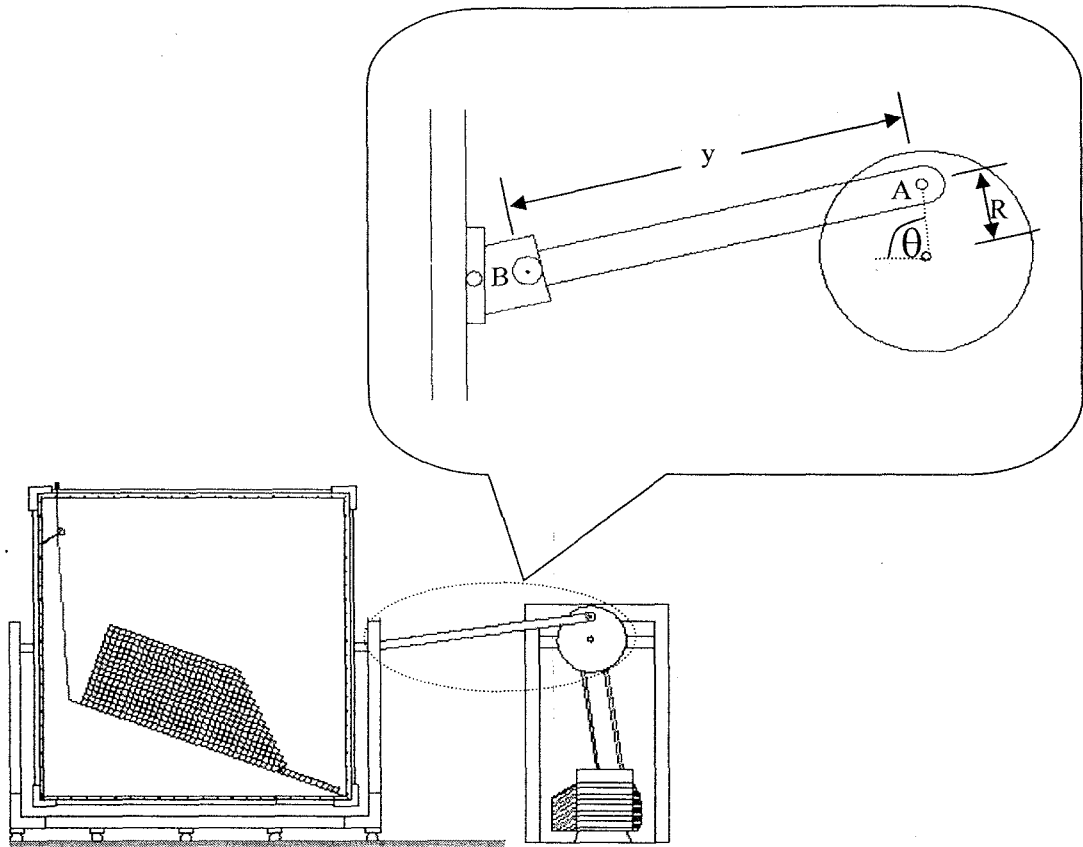
$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{R \sin\theta}{y} \right] \quad (5.13)$$

$$\omega_{AB} = \frac{R\omega_{OA} \cos\theta}{y \cos\phi} \quad (5.14)$$

$$\alpha_{AB} = \frac{R\omega_{OA}^2 \sin\theta - y\omega_{AB}^2 \sin\phi}{y \cos\phi} \quad (5.15)$$

เมื่อ R คือ รัศมีของจานหมุน y คือ ความยาวของข้อเหวี่ยงที่เชื่อมระหว่างจานหมุนมอเตอร์และแบบจำลอง ω_{OA} คือ ความเร็วเชิงมุมของ OA ค่า θ คือ มุมที่จุด A กระทบกับแนวระนาบ ω_{AB} คือ ความเร็วเชิงมุมของแขนข้อเหวี่ยง ϕ คือ มุมที่ข้อเหวี่ยงกระทบกับแนวระนาบ α_{AB} คือ ความเร่ง AB และ T คือ คาบของการหมุน (Riley and Sturges, 1993)

ค่าปัจจัยความปลอดภัยคำนวณได้จากแรงที่ต้านการเคลื่อนตัวของมวลต่อแรงที่ชักนำให้เกิดการพังทลายของมวลหินในทิศทางที่ขนานกับพื้นผิวของการพังทลาย (Kramer, 1996)



รูปที่ 5.26 ส่วนประกอบของข้อเหวี่ยงและจานหมุนของมอเตอร์ที่ผลักดันให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ในการจำลองคลื่นไหวสะเทือน

$$FS = \frac{\text{Resisting force}}{\text{Driving force}} = \frac{c l_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (5.11)$$

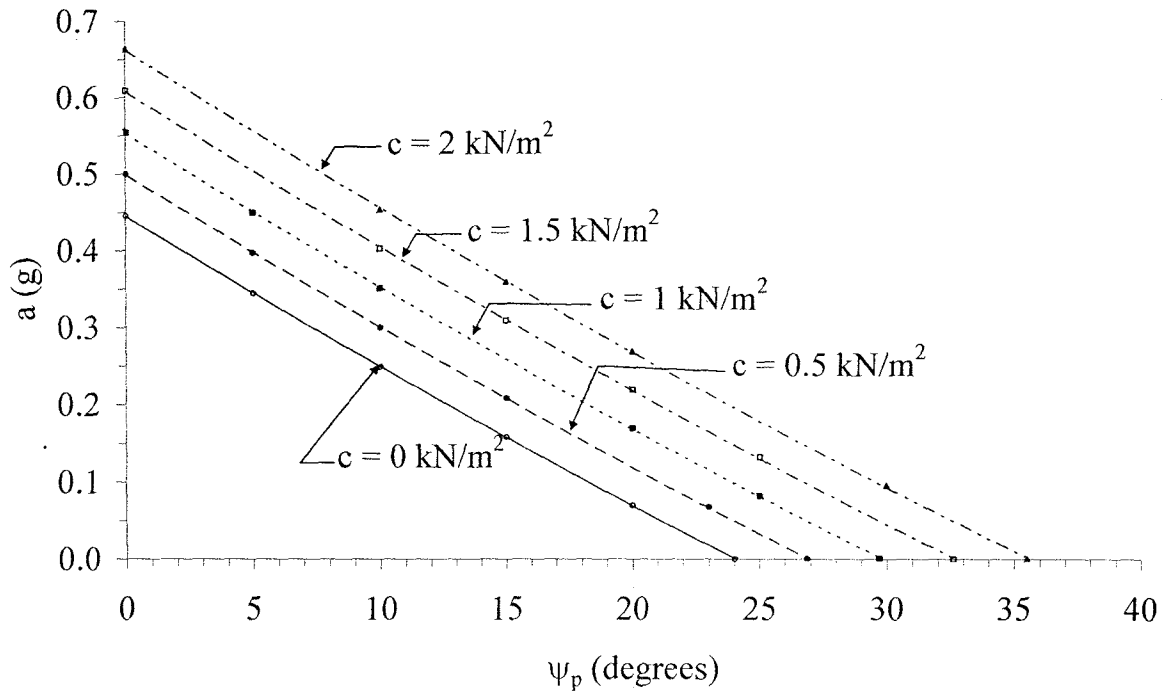
เมื่อ c และ ϕ คือ ค่าตัวแปรของความแข็งแรงของ Mohr-Coulomb ที่อธิบายความแข็งแรงเฉือนของ ระบายที่พังทลาย และ l_{ab} คือความยาวของระบายที่พังทลาย แรงเชิงสถิตในแนวราบทำให้ค่าปัจจัย ความปลอดภัยลดลง นั่นคือแรงนี้จะลดค่าแรงต้านการเคลื่อนของมวลหิน (สำหรับ $\phi > 0$) และเพิ่ม แรงที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนที่ของมวลหิน ค่าแรงเชิงสถิตในแนวตั้งจะมีอิทธิพลต่อค่าปัจจัยความ ปลอดภัยน้อย เนื่องจากแรงนี้จะลด (หรือเพิ่ม ขึ้นอยู่กับทิศทางของแรง) ทั้งแรงที่ก่อให้เกิดการ เคลื่อนที่และแรงต้านการเคลื่อนที่ของมวลหิน ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะไม่พิจารณาผลกระทบของ ความเร่งในแนวตั้งในการวิเคราะห์เชิงสถิต เพราะแทนทดสอบจะเคลื่อนตัวในแนวระนาบเท่านั้น

5.5.3 ผลการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพ

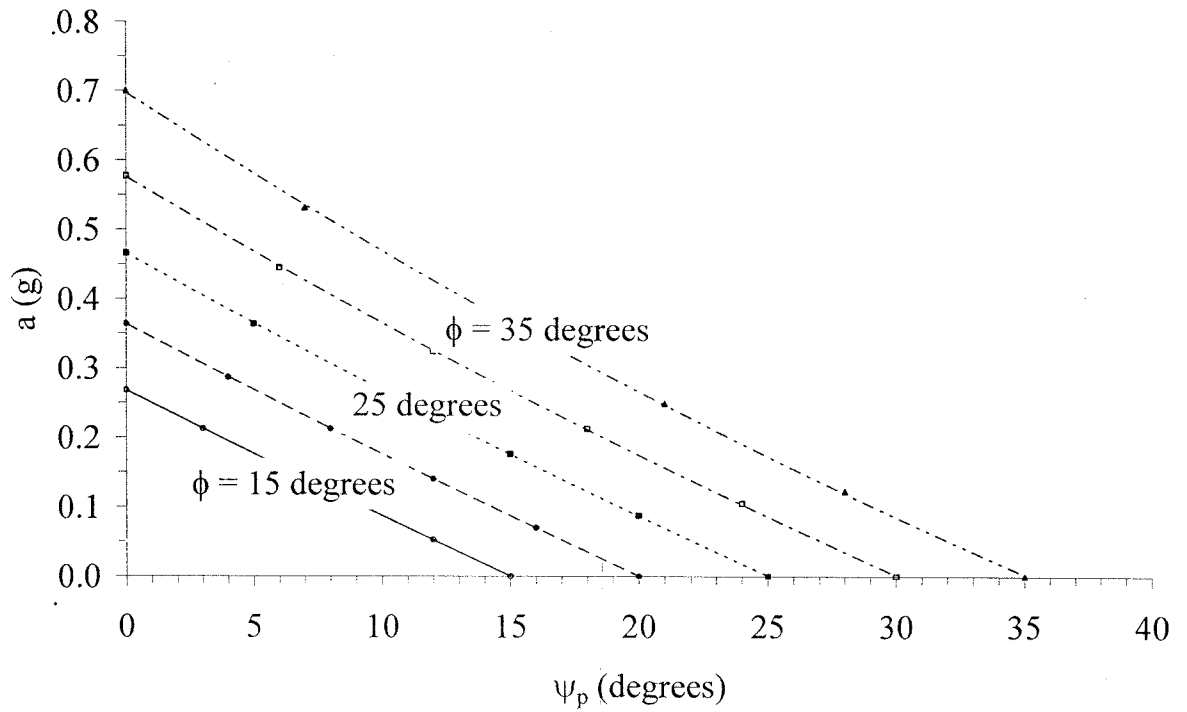
งานวิจัยนี้ได้ทำการจำลองการพังทลายของความลาดเอียงแบบไหลเฉือนของตัวอย่างหิน ทั้งสามขนาดจำนวนทั้งสิ้น 100 ชุด โดยมีการผันแปรค่าสัมประสิทธิ์ของสถิตเทียมนในแนวราบ (k_h) ซึ่งงานวิจัยนี้จะเสนอในรูปแบบของค่าความเร่งในแนวระนาบ (a) ที่เปรียบเทียบเป็นจำนวนเท่าของแรง ดึงดูดของโลก (g) ตั้งแต่ 0.013 ถึง 0.225 g ซึ่งปัจจัยที่ใช้ในการทดสอบได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.2 ส่วนการคำนวณตามทฤษฎีได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.27 และ 5.28 ซึ่งระบุว่าค่า a ที่ทำให้เกิดการเคลื่อน ไหลจะลดลงถ้ามุม φ_p เพิ่มขึ้น ซึ่งทั้งนี้จะขึ้นกับค่าความเค้นยึดติด (c) และค่ามุมเสียดทาน (ϕ) ด้วย โดยตารางที่ 5.3 ถึง 5.5 สรุปค่าปัจจัยและผลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างหินทั้ง 3 ขนาด ภายใต้ สภาวะที่ต่างกัน ซึ่งผลการทดสอบได้นำมาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎี ในรูปที่ 5.29 ถึง 5.31 และสามารถสรุปได้ว่า อัตราเร่งที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนไหลของความลาดเอียงที่ทดสอบได้มี ค่าต่ำกว่าค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีอย่างชัดเจน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับตัวอย่างหินที่มีขนาดเล็ก หรืออีกนัยหนึ่งคือ มวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย ซึ่งผลการทดสอบนี้ทำให้เกิดข้อพิง ระวังเมื่อนำสมการคำนวณจากทฤษฎีมาใช้ในการประเมินเสถียรภาพของมวลหินภายใต้ แรงสั่นสะเทือน เพราะจะทำให้ผลการประเมินไม่เป็นไปในเชิงอนุรักษ์

ตารางที่ 5.2 สรุปค่าปัจจัยที่ใช้ในการทดสอบความลาดเอียงของตัวอย่างหินที่ได้รับผลกระทบจากคลื่นแผ่นดินไหว (ประยุกต์จาก Richter, 1958 และ Wald et al, 1999)

| Sample | No. of Testing | Frequency (Hz) | k_h or a (g) | Modified Mercalli Intensity | H (cm) | Ψ_r (degrees) | Ψ_p (degrees) |
|--------|----------------|----------------|------------------|-----------------------------|--------|--------------------|--------------------|
| 4×4×4 | 7 | 0.403 | 0.013 | III | 69-83 | 40-44 | 15-18 |
| | 3 | 0.504 | 0.017 | IV | 80-82 | 40-43 | 15-17 |
| | 3 | 0.629 | 0.027 | IV | 76-78 | 41-44 | 14-16 |
| | 4 | 0.700 | 0.033 | IV | 44-53 | 33-44 | 12-17 |
| | 7 | 0.833 | 0.046 | V | 50-77 | 31-41 | 4-15 |
| | 8 | 1.000 | 0.067 | V | 46-75 | 28-38 | 1-12 |
| | 4 | 1.233 | 0.102 | VI | 49-54 | 28-32 | 3-6 |
| | 4 | 1.346 | 0.119 | VI | 46-62 | 28-32 | 1-4 |
| | 1 | 1.833 | 0.225 | VII | 46 | 46 | 1 |
| 4×4×8 | 7 | 0.403 | 0.013 | III | 55-58 | 61-67 | 16-21 |
| | 7 | 0.504 | 0.017 | IV | 55-56 | 64-68 | 18-20 |
| | 3 | 0.629 | 0.027 | IV | 54-56 | 63-68 | 18-19 |
| | 3 | 0.700 | 0.033 | IV | 55-57 | 60-64 | 15-18 |
| | 11 | 0.833 | 0.046 | V | 51-55 | 57-63 | 10-16 |
| | 8 | 1.000 | 0.067 | V | 48-52 | 52-59 | 10-12 |
| | 6 | 1.346 | 0.119 | VI | 45-48 | 48-54 | 1-5 |
| | 1 | 1.700 | 0.193 | VII | 45 | 51 | 1 |
| | 1 | 1.833 | 0.225 | VII | 45 | 46 | 1 |
| 4×4×12 | 2 | 0.403 | 0.013 | III | 58-59 | 66-67 | 21-22 |
| | 4 | 0.833 | 0.046 | V | 55-57 | 60-63 | 15-18 |
| | 2 | 1.117 | 0.083 | V | 52-53 | 58-59 | 12-13 |
| | 2 | 1.429 | 0.136 | VI | 49-50 | 52-53 | 6-7 |
| | 1 | 1.700 | 0.193 | VII | 45 | 46 | 1 |
| | 1 | 1.833 | 0.225 | VII | 45 | 46 | 1 |



รูปที่ 5.27 การคำนวณตามทฤษฎีของความลาดเอียงในสถานะที่มีคลื่นไหวสะเทือนที่ผันแปรค่าความเค้นยึดติด โดยน้ำหนักของมวลหินที่พังทลายเท่ากับ 13.2 kN/m ความยาวของระนาบที่พังทลายเท่ากับ 1.44 เมตร ที่มุมเสียดทานเท่ากับ 24°



รูปที่ 5.28 การคำนวณตามทฤษฎีของความลาดเอียงในสถานะที่มีคลื่นไหวสะเทือนที่ผันแปรค่ามุมเสียดทาน โดยน้ำหนักของมวลหินที่พังทลายเท่ากับ 13.2 kN/m ความยาวของระนาบที่พังทลายเท่ากับ 1.44 เมตร และไม่มีค่าความเค้นยึดติด

ตารางที่ 5.3 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_h or a (g) | Stability* |
|----------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------|------------|
| C-S2-H2-M2-4d | 23.47 | 151.4 | 61.4 | 44.8 | 67.6 | 85 | 15 | 40.5 | 11.3 | 0.046 | F |
| C-S2-H2-M2-5d | 23.47 | 151.1 | 57.3 | 44.8 | 62.9 | 80 | 12 | 38 | 11.1 | 0.033 | S |
| C-S2-H2-M2-6d | 23.47 | 151.1 | 57.3 | 44.8 | 62.9 | 80 | 12 | 38 | 11.1 | 0.046 | F |
| C-S2-H2-M2-7d | 23.47 | 151.1 | 57.3 | 44.8 | 62.9 | 80 | 12 | 38 | 11.1 | 0.067 | F |
| C-S2-H2-M2-8d | 23.47 | 151.3 | 66.3 | 44.5 | 59.0 | 87 | 10 | 37 | 11.5 | 0.046 | S |
| C-S2-H2-M2-9d | 23.47 | 151.3 | 66.3 | 44.5 | 59.0 | 87 | 10 | 37 | 11.5 | 0.067 | F |
| C-S2-H2-M2-10d | 23.47 | 151.1 | 62.1 | 44.6 | 56.9 | 75 | 8 | 34 | 11.3 | 0.046 | S |
| C-S2-H2-M2-11d | 23.47 | 151.1 | 62.1 | 44.6 | 56.9 | 75 | 8 | 34 | 11.3 | 0.067 | S |
| C-S2-H2-M2-12d | 23.47 | 151.1 | 62.0 | 44.6 | 53.3 | 80 | 6 | 33.5 | 11.3 | 0.046 | S |
| C-S2-H2-M2-13d | 23.47 | 151.1 | 62.0 | 44.6 | 53.3 | 80 | 6 | 33.5 | 11.3 | 0.067 | S |
| C-S2-H2-M2-14d | 23.47 | 151.3 | 69.5 | 44.7 | 50.6 | 90 | 4 | 31.5 | 11.7 | 0.046 | S |
| C-S2-H2-M2-15d | 23.47 | 151.3 | 69.5 | 44.7 | 50.6 | 90 | 4 | 31.5 | 11.7 | 0.067 | S |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.3 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_h or a (g) | Stability* |
|----------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|----------------|------------|
| C-S2-H2-M2-16d | 23.47 | 151.3 | 61.4 | 44.7 | 50.6 | 80 | 4 | 31.5 | 11.3 | 0.119 | F |
| C-S2-H2-M2-17d | 23.47 | 151.1 | 63.7 | 44.8 | 47.8 | 85 | 2 | 29 | 11.5 | 0.067 | S |
| C-S2-H2-M2-18d | 23.47 | 151.1 | 59.2 | 44.8 | 47.8 | 85 | 2 | 29 | 11.2 | 0.119 | S |
| C-S2-H2-M2-19d | 23.47 | 150.3 | 51.2 | 44.8 | 46.3 | 70 | 1 | 28 | 10.7 | 0.067 | S |
| C-S2-H2-M2-20d | 23.47 | 150.3 | 51.2 | 44.8 | 46.3 | 70 | 1 | 28 | 10.7 | 0.119 | S |
| C-S2-H1-M1-1d | 23.47 | 151.3 | 42.5 | 52.8 | 80.3 | 85 | 15 | 40 | 12.2 | 0.013 | S |
| C-S2-H1-M1-2d | 23.47 | 151.3 | 42.5 | 52.8 | 81.3 | 85 | 16 | 41.5 | 12.2 | 0.013 | S |
| C-S2-H1-M1-3d | 23.47 | 151.3 | 42.5 | 52.8 | 80.8 | 85 | 17 | 44 | 12.2 | 0.013 | F |
| C-S2-H1-M1-4d | 23.47 | 150.2 | 41.0 | 52.7 | 80.2 | 80 | 15 | 40 | 12.0 | 0.013 | S |
| C-S2-H1-M1-5d | 23.47 | 150.2 | 41.0 | 52.7 | 80.2 | 80 | 15 | 40 | 12.0 | 0.017 | S |
| C-S2-H1-M1-6d | 23.47 | 150.2 | 41.0 | 52.7 | 80.4 | 80 | 16 | 42 | 12.0 | 0.017 | F |
| C-S2-H1-M1-8d | 23.47 | 150.2 | 45.1 | 52.6 | 81.8 | 80 | 17 | 43 | 12.2 | 0.017 | F |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.3 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_n or a (g) | Stability** |
|----------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------|-------------|
| C-S2-H1-M1-9d | 23.47 | 151.3 | 46.8 | 52.9 | 76.8 | 85 | 15 | 43 | 12.5 | 0.027 | F |
| C-S2-H1-M1-10d | 23.47 | 151.3 | 46.8 | 52.9 | 78.3 | 85 | 16 | 44 | 12.5 | 0.027 | F |
| C-S2-H1-M1-11d | 23.47 | 149.6 | 40.6 | 52.8 | 76.3 | 91 | 14 | 41 | 12.0 | 0.027 | S |
| C-S2-H2-M1-1d | 23.47 | 149.6 | 40.6 | 52.8 | 78.1 | 93 | 16 | 44 | 12.0 | 0.013 | S |
| C-S2-H2-M1-2d | 23.47 | 149.6 | 40.6 | 52.8 | 82.9 | 95 | 18 | 44.5 | 12.0 | 0.013 | F |
| C-S2-H2-M1-3d | 23.47 | 151.1 | 57.8 | 44.9 | 69.3 | 93 | 17 | 43.5 | 11.2 | 0.013 | F |
| C-S2-H2-M4-1d | 23.47 | 149.6 | 40.6 | 44.9 | 45.7 | 85 | 1 | 46 | 10.2 | 0.225 | F |
| C-S2-H2-M4-1d | 23.47 | 147.2 | 59.2 | 44.6 | 49.4 | 80 | 3 | 28.5 | 11.0 | 0.102 | S |
| C-S2-H2-M4-2d | 23.47 | 147.2 | 59.2 | 44.6 | 51.0 | 80 | 4 | 29.5 | 11.0 | 0.102 | S |
| C-S2-H2-M4-3d | 23.47 | 147.2 | 59.2 | 44.6 | 52.6 | 80 | 5 | 30.5 | 11.0 | 0.102 | S |
| C-S2-H2-M4-4d | 23.47 | 147.2 | 59.2 | 44.6 | 54.1 | 80 | 6 | 31.5 | 11.0 | 0.102 | F |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_n or a (g) | Stability* |
|------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------|------------|
| R8H-S1-H2-M1-1d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 55.1 | 80.5 | 16 | 61.5 | 13.6 | 0.013 | S |
| R8H-S1-H2-M1-2d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 56.1 | 82.5 | 18 | 63.5 | 13.6 | 0.013 | S |
| R8H-S1-H2-M1-3d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 57.0 | 84.5 | 20 | 65.5 | 13.6 | 0.013 | F |
| R8H-S1-H2-M1-4d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 57.5 | 85.5 | 21 | 66.5 | 13.6 | 0.013 | F |
| R8H-S1-H2-M1-5d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 55.4 | 82.5 | 18 | 65.5 | 13.3 | 0.017 | S |
| R8H-S1-H2-M1-6d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 55.8 | 83.5 | 19 | 66.5 | 13.3 | 0.017 | F |
| R8H-S1-H2-M1-8d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 56.3 | 84.5 | 20 | 67.5 | 13.3 | 0.017 | F |
| R8H-S1-H2-M1-9d | 23.47 | 148.6 | 107.9 | 44.7 | 55.4 | 80.5 | 18 | 65 | 13.6 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H2-M1-10d | 23.47 | 148.6 | 107.9 | 44.7 | 55.8 | 81.5 | 19 | 66 | 13.6 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H2-M2-1d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 54.9 | 90 | 15 | 60 | 13.3 | 0.033 | S |
| R8H-S1-H2-M2-2d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 56.2 | 90 | 17 | 61.5 | 13.3 | 0.033 | F |
| R8H-S1-H2-M2-3d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 56.4 | 90 | 17.5 | 62 | 13.3 | 0.033 | F |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_h or a (g) | Stability* |
|------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------|------------|
| R8H-S1-H2-M2-4d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 54.9 | 90 | 16 | 62 | 13.6 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M2-5d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 53.8 | 90 | 15 | 62.5 | 13.6 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M1-2d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 56.1 | 82.5 | 18 | 63.5 | 13.6 | 0.013 | S |
| R8H-S1-H2-M1-3d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 57.0 | 84.5 | 20 | 65.5 | 13.6 | 0.013 | F |
| R8H-S1-H2-M1-4d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 57.5 | 85.5 | 21 | 66.5 | 13.6 | 0.013 | F |
| R8H-S1-H2-M1-5d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 55.4 | 82.5 | 18 | 65.5 | 13.3 | 0.017 | S |
| R8H-S1-H2-M1-6d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 55.8 | 83.5 | 19 | 66.5 | 13.3 | 0.017 | F |
| R8H-S1-H2-M1-8d | 23.47 | 145.4 | 104.0 | 44.9 | 56.3 | 84.5 | 20 | 67.5 | 13.3 | 0.017 | F |
| R8H-S1-H2-M1-9d | 23.47 | 148.6 | 107.9 | 44.7 | 55.4 | 80.5 | 18 | 65 | 13.6 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H2-M1-10d | 23.47 | 148.6 | 107.9 | 44.7 | 55.8 | 81.5 | 19 | 66 | 13.6 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H2-M2-1d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 54.9 | 90 | 15 | 60 | 13.3 | 0.033 | S |
| R8H-S1-H2-M2-2d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 56.2 | 90 | 17 | 61.5 | 13.3 | 0.033 | F |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | W (kN/m) | $K_{n or a}$ (g) | Stability* |
|------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|------------------|------------|
| R8H-S1-H2-M2-3d | 23.47 | 145.5 | 104.1 | 44.8 | 56.4 | 90 | 17.5 | 62 | 13.3 | 0.033 | F |
| R8H-S1-H2-M2-4d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 54.9 | 90 | 16 | 62 | 13.6 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M2-5d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 53.8 | 90 | 15 | 62.5 | 13.6 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M2-6d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 53.3 | 90 | 13 | 59 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M2-7d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 53.1 | 90 | 14 | 62 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M2-8d | 23.47 | 145.5 | 95.7 | 44.7 | 51.1 | 75 | 10 | 57.5 | 12.8 | 0.067 | S |
| R8H-S1-H2-M2-9d | 23.47 | 145.5 | 95.7 | 44.7 | 48.2 | 75 | 5 | 52 | 12.8 | 0.067 | S |
| R8H-S1-H2-M2-10d | 23.47 | 145.5 | 95.7 | 44.7 | 48.8 | 75 | 6 | 53 | 12.8 | 0.067 | S |
| R8H-S1-H2-M2-11d | 23.47 | 145.5 | 95.7 | 44.7 | 49.3 | 75 | 7 | 55 | 12.8 | 0.067 | S |
| R8H-S1-H2-M2-12d | 23.47 | 145.5 | 95.7 | 44.7 | 49.9 | 75 | 8 | 56 | 12.8 | 0.067 | F |
| R8H-S1-H2-M2-13d | 23.47 | 148.7 | 108 | 44.7 | 47.9 | 85 | 5 | 54 | 13.7 | 0.119 | F |
| R8H-S1-H2-M2-14d | 23.47 | 148.5 | 107.8 | 44.7 | 46.1 | 85 | 2 | 49 | 13.6 | 0.119 | S |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_n or a (g) | Stability* |
|------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|----------------|------------|
| R8H-S1-H2-M2-15d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.7 | 45.4 | 85 | 1 | 48 | 13.6 | 0.119 | S |
| R8H-S1-H2-M2-16d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 51.7 | 90 | 11 | 58 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M2-17d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 52.3 | 90 | 12 | 59 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M2-18d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 51.7 | 90 | 11 | 58 | 13.6 | 0.067 | S |
| R8H-S1-H2-M2-19d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 52.3 | 90 | 12 | 59 | 13.6 | 0.067 | F |
| R8H-S1-H2-M1-11d | 23.47 | 148.7 | 108 | 44.7 | 55.4 | 90 | 18 | 65 | 13.7 | 0.017 | S |
| R8H-S1-H2-M1-13d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 51.1 | 90 | 10 | 57 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M1-14d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 51.7 | 90 | 11 | 58 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M1-15d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 52.3 | 90 | 12 | 59 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M1-16d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 52.8 | 90 | 13 | 60 | 13.6 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H2-M1-17d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.6 | 53.3 | 90 | 14 | 61 | 13.6 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M1-18d | 23.47 | 148.7 | 107.7 | 44.7 | 54.1 | 85 | 18 | 68 | 13.6 | 0.027 | F |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_h or a (g) | Stability* |
|------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|------------------|------------|
| R8H-S1-H2-M2-20d | 23.47 | 148.7 | 107.8 | 44.7 | 49.1 | 85 | 8 | 60 | 13.6 | 0.067 | F |
| R8H-S1-H2-M2-21d | 23.47 | 148.6 | 107.8 | 44.7 | 46.9 | 85 | 3 | 49.5 | 13.6 | 0.119 | F |
| R8H-S1-H2-M2-22d | 23.47 | 148.6 | 107.8 | 44.7 | 45.4 | 85 | 1 | 49.5 | 13.6 | 0.119 | S |
| R8H-S1-H2-M2-23d | 23.47 | 148.6 | 107.8 | 44.7 | 46.9 | 85 | 3 | 49.5 | 13.6 | 0.119 | S |
| R8H-S1-H2-M3-2d | 23.47 | 148.7 | 107.9 | 44.7 | 45.3 | 85 | 1 | 51 | 13.6 | 0.193 | F |
| R8H-S1-H3-M1-1d | 23.47 | 148.7 | 123.5 | 28.5 | 35.3 | 85 | 18 | 65 | 9.2 | 0.013 | S |
| R8H-S1-H3-M1-2d | 23.47 | 148.7 | 123.5 | 28.5 | 35.9 | 85 | 20 | 67 | 9.2 | 0.013 | F |
| R8H-S1-H3-M1-3d | 23.47 | 148.5 | 123.7 | 28.2 | 35.4 | 85 | 19 | 65.5 | 9.1 | 0.013 | S |
| R8H-S1-H3-M1-4d | 23.47 | 148.5 | 123.7 | 28.2 | 35.2 | 90 | 18 | 64 | 9.1 | 0.017 | S |
| R8H-S1-H3-M1-5d | 23.47 | 148.5 | 123.7 | 28.2 | 35.5 | 90 | 19 | 65 | 9.1 | 0.017 | S |
| R8H-S1-H3-M1-6d | 23.47 | 145.5 | 119 | 28.3 | 35.9 | 90 | 20 | 66 | 8.9 | 0.017 | F |
| R8H-S1-H3-M1-7d | 23.47 | 148.5 | 123.6 | 28.3 | 34.5 | 85 | 16 | 63 | 9.2 | 0.027 | S |

* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

ตารางที่ 5.4 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ต่อ)

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | Ψ_p (degrees) | Ψ_r (degrees) | W (kN/m) | K_n or a (g) | Stability* |
|------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------------------|------------|
| R8H-S1-H3-M1-8d | 23.47 | 148.5 | 123.6 | 28.3 | 34.8 | 85 | 17 | 64 | 9.2 | 0.027 | S |
| R8H-S1-H3-M1-9d | 23.47 | 148.5 | 123.6 | 28.3 | 35.1 | 85 | 18 | 65 | 9.2 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H3-M1-10d | 23.47 | 149.8 | 123.5 | 28.9 | 36.1 | 85 | 19 | 66 | 9.4 | 0.027 | F |
| R8H-S1-H3-M1-11d | 23.47 | 149.7 | 123.6 | 28.4 | 33.3 | 85 | 12 | 59 | 9.2 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H3-M1-12d | 23.47 | 149.7 | 123.6 | 28.4 | 33.6 | 85 | 13 | 60 | 9.2 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H3-M1-13d | 23.47 | 149.7 | 123.6 | 28.4 | 34.0 | 85 | 14 | 61 | 9.2 | 0.046 | S |
| R8H-S1-H3-M1-14d | 23.47 | 147.7 | 123.6 | 28.4 | 34.3 | 85 | 15 | 62 | 9.2 | 0.046 | F |
| R8H-S1-H2-M2-28d | 23.47 | 144.4 | 103.2 | 44.7 | 54.9 | 85 | 16 | 62 | 13.2 | 0.033 | S |
| R8H-S1-H2-M2-29d | 23.47 | 144.4 | 103.2 | 44.7 | 55.4 | 85 | 17 | 63 | 13.2 | 0.033 | S |
| R8H-S1-H2-M2-30d | 23.47 | 144.4 | 103.2 | 44.7 | 55.9 | 85 | 18 | 64 | 13.2 | 0.033 | F |
| R8H-S1-H2-M2-34d | 23.47 | 178.7 | 106.9 | 44.6 | 52.3 | 85 | 12 | 59 | 15.2 | 0.067 | F |
| R8H-S1-H2-M2-35d | 23.47 | 148.7 | 106.9 | 45 | 56.7 | 85 | 17.5 | 62 | 13.7 | 0.033 | F |
| R8H-S1-H2-M4-1d | 23.47 | 140.3 | 99.7 | 44.5 | 45.3 | 90 | 1 | 46 | 12.7 | 0.225 | F |

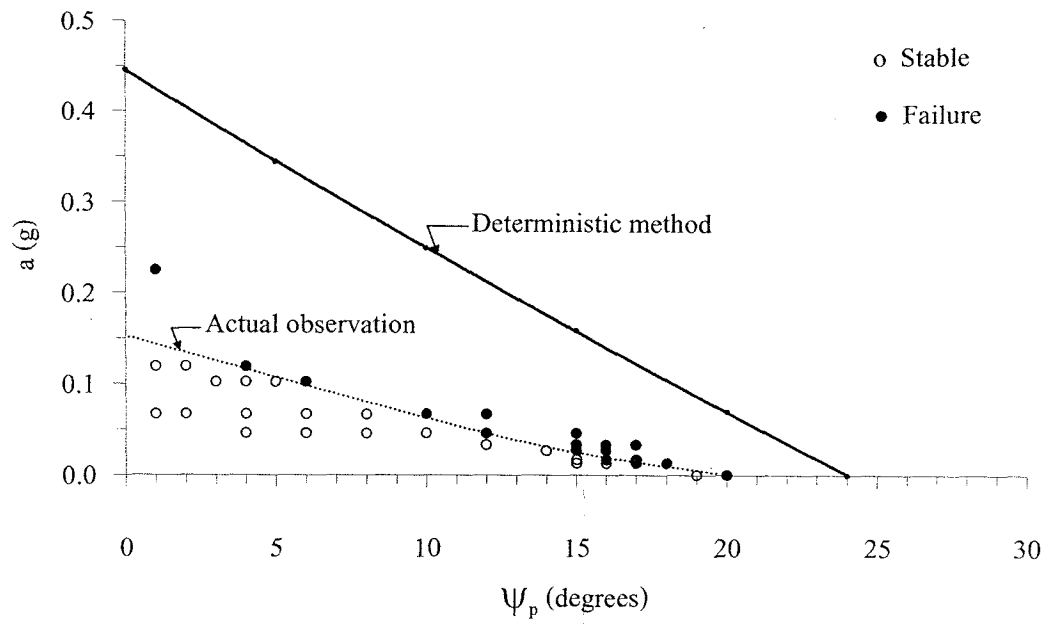
* Notes F = Failure

S = Stable (No failure)

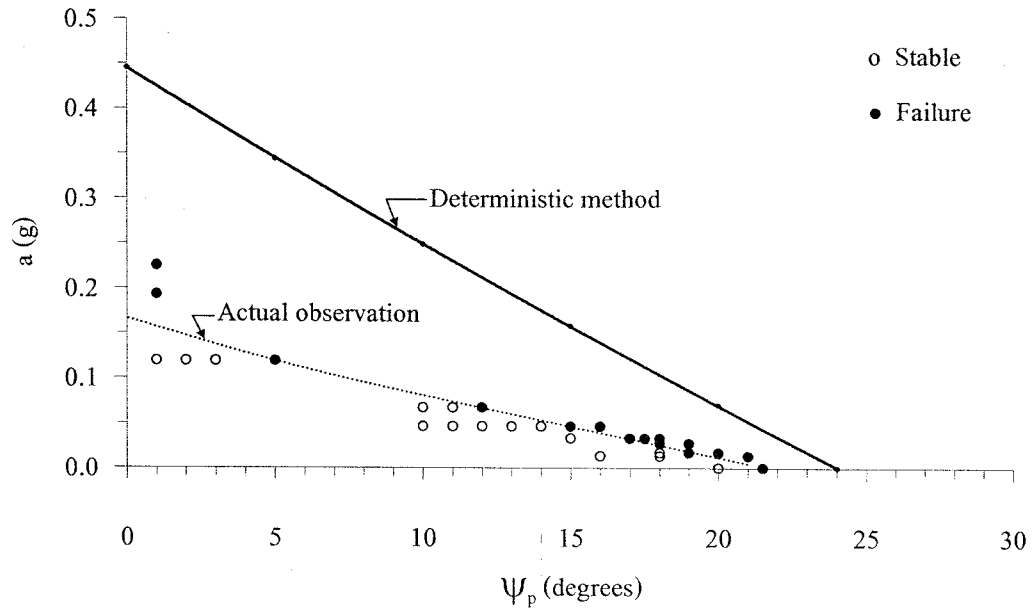
ตารางที่ 5.5 ปัจจัยและผลการทดสอบการพังทลายของตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Series | Amplitude (mm) | A (cm) | b (cm) | h (cm) | H (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | W (kN/m) | $K_{n or a}$ (g) | Stability* |
|------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|------------------|------------|
| R12H-S1-H2-M2-1d | 23.47 | 45.3 | 55.5 | 45.3 | 55.5 | 90 | 15 | 60 | 13.4 | 0.046 | S |
| R12H-S1-H2-M2-2d | 23.47 | 45.3 | 56.0 | 45.3 | 56.0 | 90 | 16 | 61 | 13.4 | 0.046 | S |
| R12H-S1-H2-M2-3d | 23.47 | 45.3 | 56.6 | 45.3 | 56.6 | 90 | 17 | 62 | 13.4 | 0.046 | S |
| R12H-S1-H2-M2-4d | 23.47 | 45.3 | 57.1 | 45.3 | 57.1 | 90 | 18 | 63 | 13.4 | 0.046 | F |
| R12H-S1-H2-M2-5d | 23.47 | 45.3 | 49.6 | 45.3 | 49.6 | 90 | 6 | 52 | 13.5 | 0.136 | S |
| R12H-S1-H2-M2-6d | 23.47 | 45.3 | 50.3 | 45.3 | 50.3 | 90 | 7 | 53 | 13.5 | 0.136 | F |
| R12H-S1-H2-M1-1d | 23.47 | 45.2 | 58.4 | 45.2 | 58.4 | 90 | 21 | 66 | 13.4 | 0.013 | S |
| R12H-S1-H2-M1-2d | 23.47 | 45.2 | 58.8 | 45.2 | 58.8 | 90 | 22 | 67 | 13.4 | 0.013 | F |
| R12H-S1-H2-M3-1d | 23.47 | 44.5 | 45.3 | 44.5 | 45.3 | 90 | 1 | 46 | 12.0 | 0.193 | F |
| R12H-S1-H2-M3-2d | 23.47 | 44.3 | 52.2 | 44.3 | 52.2 | 90 | 12 | 58 | 13.2 | 0.083 | S |
| R12H-S1-H2-M3-3d | 23.47 | 44.5 | 53.0 | 44.5 | 53.0 | 90 | 13 | 59 | 13.2 | 0.083 | F |
| R12H-S1-H2-M4-1d | 23.47 | 44.1 | 44.9 | 44.1 | 44.9 | 90 | 1 | 46 | 13.1 | 0.225 | F |

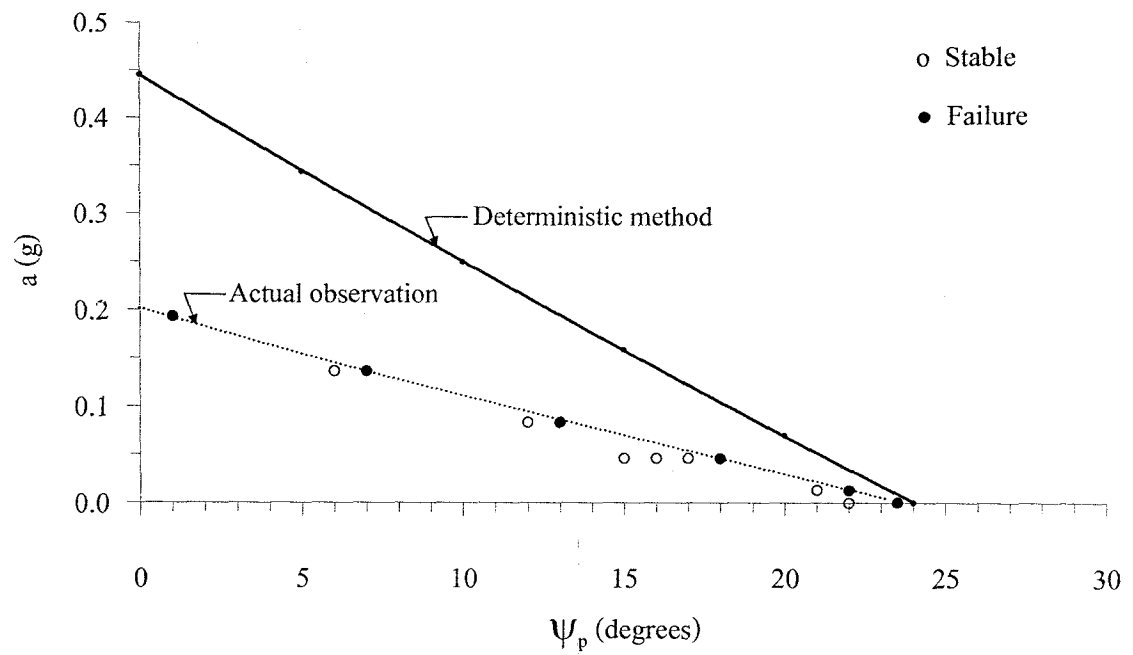
* Notes F = Failure
S = Stable (No failure)



รูปที่ 5.29 ผลการจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี



รูปที่ 5.30 ผลการจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี



รูปที่ 5.31 การจำลองการพังทลายตามระนาบเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนของตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร และเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎี

บทที่ 6

การจำลองอุโมงค์ในมวลหิน

เนื้อหาในบทนี้อธิบายวิธีการทดสอบและผลของการจำลองอุโมงค์ในมวลหินในสภาพสองมิติด้วยแบบจำลองทางกายภาพ ซึ่งประกอบด้วยการศึกษาเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิต และภายใต้คลื่นไหวสะเทือน และจะมีการผันแปรความกว้าง (W) และความลึก (D) ของช่องอุโมงค์และระยะห่างระหว่างรอยแตก (S) ในมวลหิน

6.1 การจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิต

การจำลองจะใช้ตัวอย่างหิน 3 ขนาด คือ 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร ซึ่งการจำลองจะผันแปรความลึก (D) และความกว้าง (W) ของอุโมงค์ โดยมีขั้นตอนการจำลองดังนี้

1) ปรับระดับของคานยกให้อยู่ในแนวระนาบ (มุมเอียงเท่ากับศูนย์องศา) จัดเรียงตัวอย่างหินในแนวตั้งให้เต็มพื้นที่ของแบบจำลอง และใช้ชุดของลูกแก้วบรรจุในช่อง 2 ข้างของชุดหินเพื่อให้ความเค้นแบบ Hydrostatic กับแบบจำลอง

2) ตั้งตัวอย่างหินที่อยู่ระหว่างกลางของแบบจำลองเพื่อให้เกิดเป็นอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมตามระดับความลึกที่ออกแบบไว้ สังเกตการพังทลายของตัวอย่างหินบริเวณรอบอุโมงค์ หากยังไม่เกิดการพังทลาย จะทำการตั้งตัวอย่างหินที่อยู่ติดกันในแถวเดียวกันเพื่อขยายความกว้างของอุโมงค์ จนกว่าจะเกิดการพังทลาย

3) ทำการวัดความลึกของอุโมงค์และความกว้างของอุโมงค์ ณ จุดที่เกิดการพังทลาย

4) จำลองอุโมงค์ที่ระดับความลึกที่แตกต่างกัน และบันทึกผลการจำลองเพื่อนำมาเปรียบเทียบ

การจำลองที่ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยผันแปรความลึกตั้งแต่ 16.7 ถึง 98.7 เซนติเมตร ได้แสดงค่าปัจจัยและผลจากการจำลองไว้ในตารางที่ 6.1 ตัวอย่างของแบบจำลองในระดับความลึกต่าง ๆ กันได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.1 ถึง 6.3 ส่วนรอยแตกที่ถูกจำลองในแนวตั้งและแนวระนาบแสดงไว้ในรูปที่ 6.4 ซึ่งแสดงความกว้างสูงสุด (Maximum Span) ของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกในฟังก์ชันของความลึก ซึ่งผลระบุว่า ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ ณ จุดพังทลายจะเพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งสามารถอธิบายได้โดยใช้สมการ

$$D/S = 1.147 \exp(0.442W/S) \quad (6.1)$$

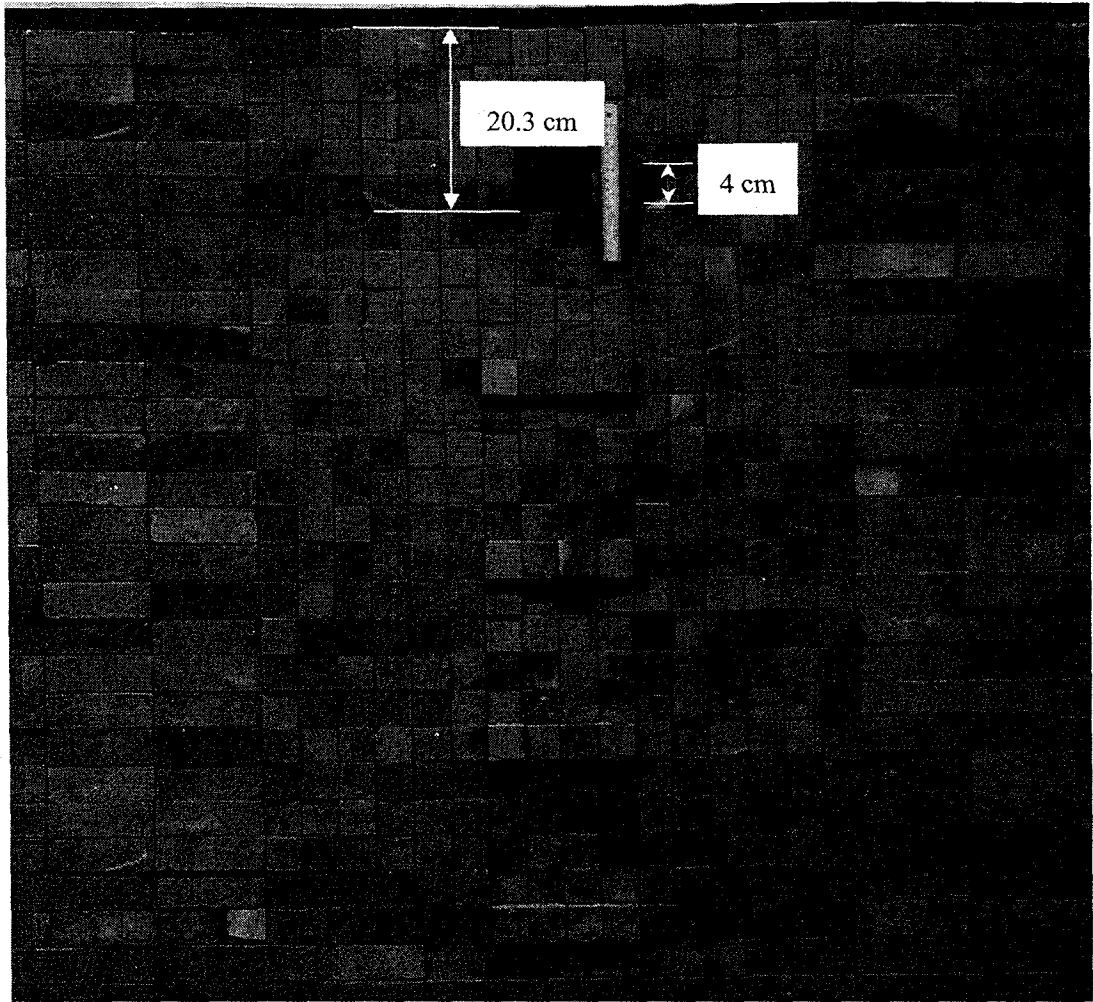
ตารางที่ 6.1 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | Results |
|-------|--------|------|--------|-------|---------|
| H1C1 | 98.7 | 24.7 | 4.4 | 1.1 | Stable |
| H1C2 | 98.7 | 24.7 | 8.4 | 2.1 | Stable |
| H1C3 | 98.7 | 24.7 | 12.6 | 3.15 | Stable |
| H1C4 | 98.7 | 24.7 | 16.6 | 4.15 | Stable |
| H1C5 | 98.7 | 24.7 | 20.4 | 5.1 | Stable |
| H1C6 | 98.7 | 24.7 | 24.5 | 6.125 | Stable |
| H1C7 | 98.7 | 24.7 | 29.2 | 7.3 | Failure |
| H5C1 | 16.7 | 4.2 | 4.4 | 1.1 | Stable |
| H5C2 | 16.7 | 4.2 | 8.6 | 2.2 | Stable |
| H5C3 | 16.7 | 4.2 | 12.7 | 3.2 | Failure |
| Hr3C1 | 53.6 | 13.4 | 4.2 | 1.1 | Stable |
| Hr3C2 | 53.6 | 13.4 | 8.4 | 2.1 | Stable |
| Hr3C3 | 53.6 | 13.4 | 12.7 | 3.2 | Stable |
| Hr3C4 | 53.6 | 13.4 | 17 | 4.3 | Stable |
| Hr3C5 | 53.6 | 13.4 | 20.8 | 5.2 | Failure |
| H2C1 | 78.4 | 19.6 | 4.3 | 1.1 | Stable |
| H2C2 | 78.4 | 19.6 | 8.5 | 2.1 | Stable |
| H2C3 | 78.4 | 19.6 | 12.5 | 3.1 | Stable |
| H2C4 | 78.4 | 19.6 | 16.6 | 4.2 | Stable |
| H2C5 | 78.4 | 19.6 | 20.2 | 5.1 | Stable |
| H2C6 | 78.4 | 19.6 | 24.8 | 6.2 | Failure |

D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

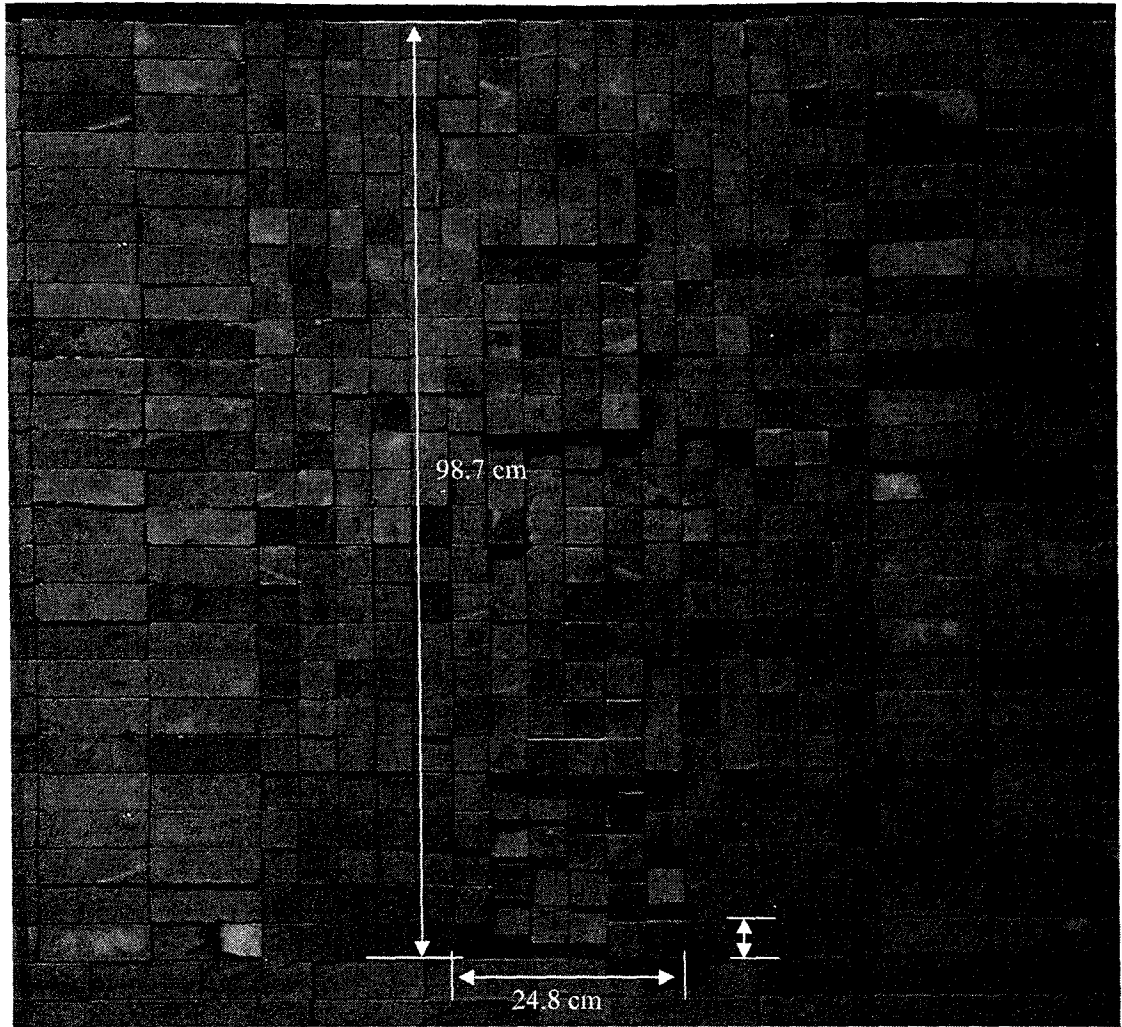
W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่คงเสถียรภาพไว้ได้



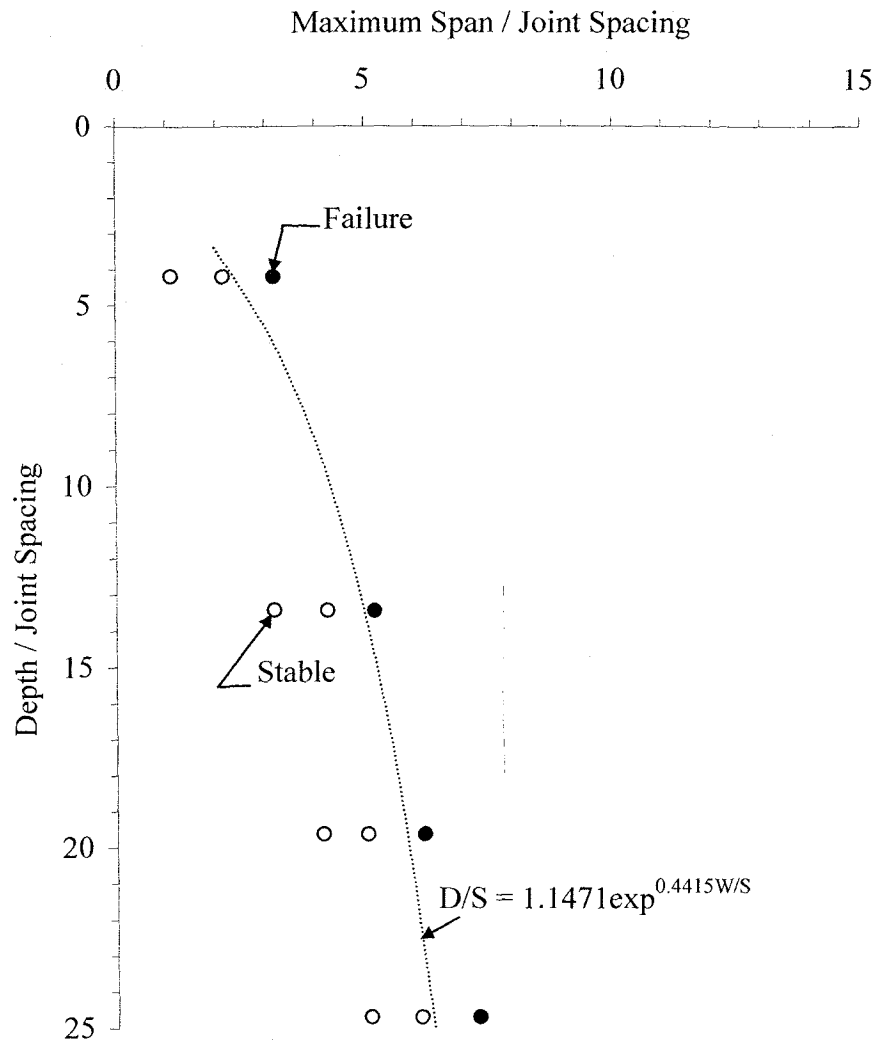
รูปที่ 6.1 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับดิน ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร



รูปที่ 6.2 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินที่ระดับความลึกปานกลาง ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร



รูปที่ 6.3 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 4 เซนติเมตร



รูปที่ 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับความถี่ของอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 4 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.961

เมื่อ D/S คือ อัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตก และ W/S คือ อัตราส่วนของความกว้างสูงสุดต่อระยะห่างระหว่างรอยแตก

การจำลองที่ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร เพื่อให้ได้ระยะห่างระหว่างรอยแตกเท่ากับ 8 เซนติเมตร โดยตารางที่ 6.2 แสดงค่าปัจจัยและผลจากการจำลองที่ผันแปรความลึกตั้งแต่ 24.7 ถึง 97.5 เซนติเมตร ตัวอย่างการพังทลายของตัวอย่างหินที่จำลองรอยแตกทั้งในแนวตั้งและแนวระนาบได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.5 และรูปที่ 6.6 ได้แสดงความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกในฟังก์ชันของความลึกซึ่งสอดคล้องกับผลการจำลองของตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยความสัมพันธ์นี้สามารถอธิบายได้ด้วยสมการ

$$D/S = 0.935 \exp(0.383W/S) \quad (6.2)$$

ปัจจัยและผลการจำลองด้วยตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ได้สรุปไว้ใน ตารางที่ 6.3 โดยผันแปรความลึกตั้งแต่ 23.8 ถึง 84.3 เซนติเมตร พบว่า การพังทลายของตัวอย่างหินดังรูปที่ 6.7 ส่งผลให้เกิดการยุบตัวของพื้นผิวด้านบน ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกดังแสดงในรูปที่ 6.8 สามารถอธิบายได้ด้วยสมการ

$$D/S = 0.207 \exp(0.560W/S) \quad (6.3)$$

รูปที่ 6.9 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่สามารถดำรงเสถียรภาพอยู่ได้สำหรับมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกที่ต่างกัน ผลที่ได้ระบุว่า อุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งน้อยจะมีความกว้างน้อยกว่าอุโมงค์ที่อยู่ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกกว้างกว่า

6.2 การจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

การจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนได้จำแนกระยะห่างของรอยแตกเช่นเดียวกับการจำลองภายใต้แรงดันสถิต อุโมงค์มีลักษณะเป็นอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมมีการผันแปรความกว้างของอุโมงค์และผันแปรความเร่ง (a) ของการเคลื่อนที่ของแบบจำลองในแนวราบที่ระดับความลึกต่าง ๆ

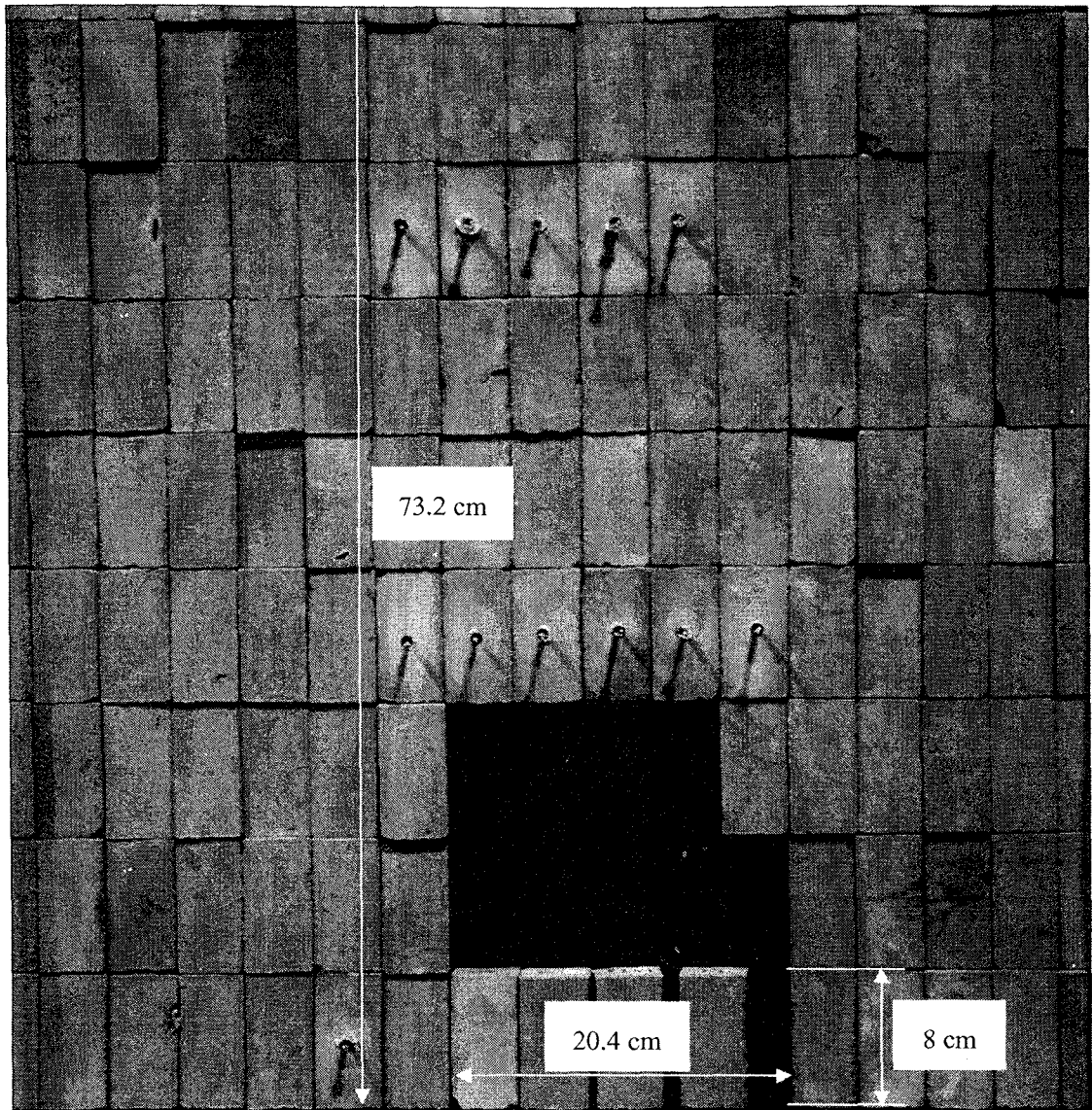
ตารางที่ 6.2 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | Results |
|------------|--------|------|--------|-----|---------|
| R8V-H1C2 | 24.7 | 3.1 | 8.4 | 2.1 | Stable |
| R8V-H1C3 | 24.7 | 3.1 | 12.2 | 3.1 | Failure |
| R8V-H2C4 | 49.1 | 6.1 | 16.5 | 4.1 | Stable |
| R8V-H2C5 | 49.1 | 6.1 | 20.5 | 5.1 | Failure |
| R8V-H3C4-a | 73.2 | 9.2 | 16.4 | 4.1 | Stable |
| R8V-H3C5-a | 73.2 | 9.2 | 20.4 | 5.1 | Failure |
| R8V-H3C5-b | 81.2 | 10.2 | 20.3 | 5.1 | Stable |
| R8V-H3C6-b | 81.2 | 10.2 | 24.3 | 6.1 | Failure |
| R8V-H4C6-a | 89.5 | 11.2 | 24.5 | 6.1 | Stable |
| R8V-H4C7-a | 89.5 | 11.2 | 28.4 | 7.1 | Failure |
| R8V-H4C6-b | 97.5 | 12.2 | 24.3 | 6.1 | Stable |
| R8V-H4C7-b | 97.5 | 12.2 | 28.2 | 7.1 | Failure |

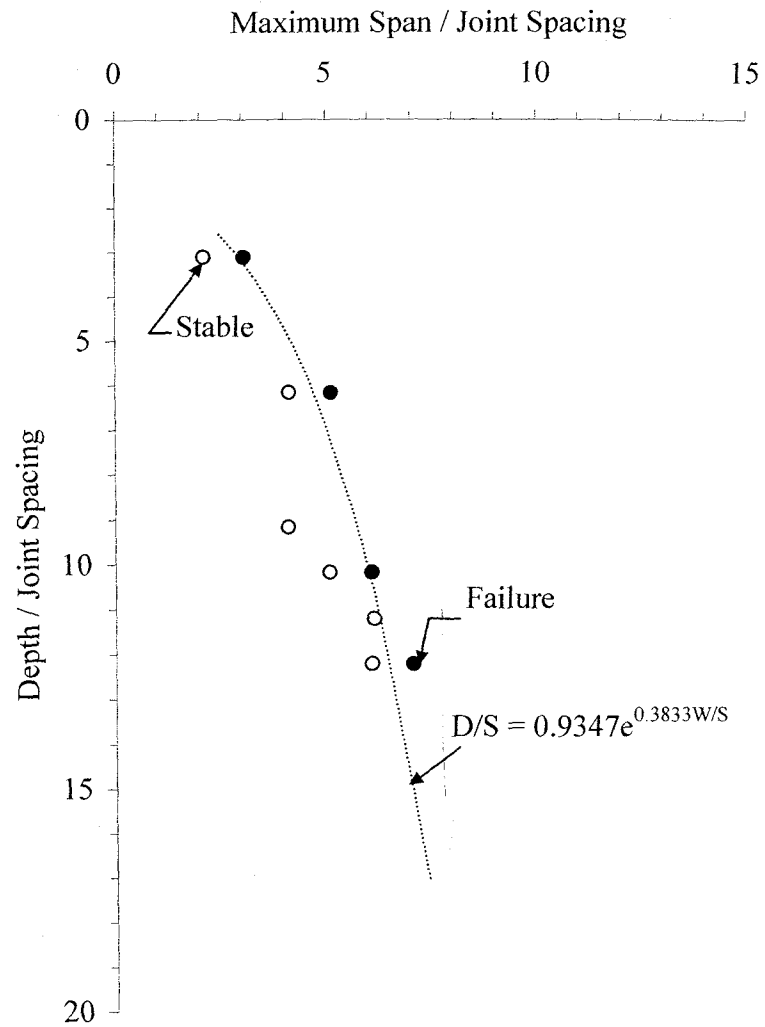
D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์



รูปที่ 6.5 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 8 เซนติเมตร



รูปที่ 6.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 8 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.985

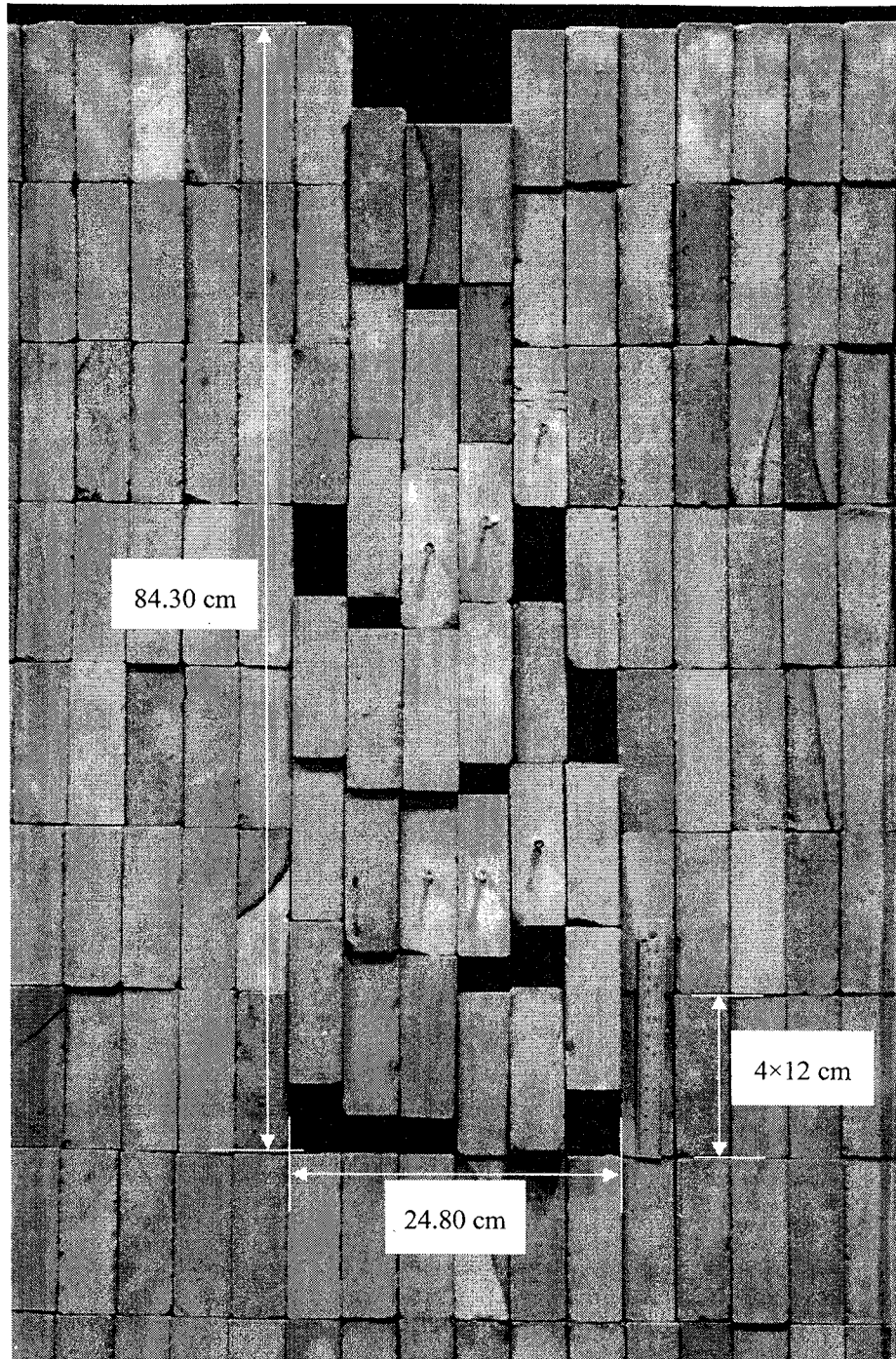
ตารางที่ 6.3 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | Results |
|------------|--------|------|--------|------|---------|
| R12V-H1C3 | 23.80 | 1.98 | 12.30 | 3.08 | Stable |
| R12V-H1C4 | 23.80 | 1.98 | 16.10 | 4.03 | Failure |
| R12V-H2C4 | 47.60 | 3.97 | 16.20 | 4.05 | Stable |
| R12V-H2C5 | 47.60 | 3.97 | 21.10 | 5.28 | Failure |
| R12V-H3aC5 | 72.10 | 6.01 | 20.80 | 5.20 | Stable |
| R12V-H3aC6 | 72.10 | 6.01 | 24.40 | 6.10 | Failure |
| R12V-H3bC5 | 84.30 | 7.03 | 20.90 | 5.23 | Stable |
| R12V-H3bC6 | 84.30 | 7.03 | 24.80 | 6.20 | Failure |

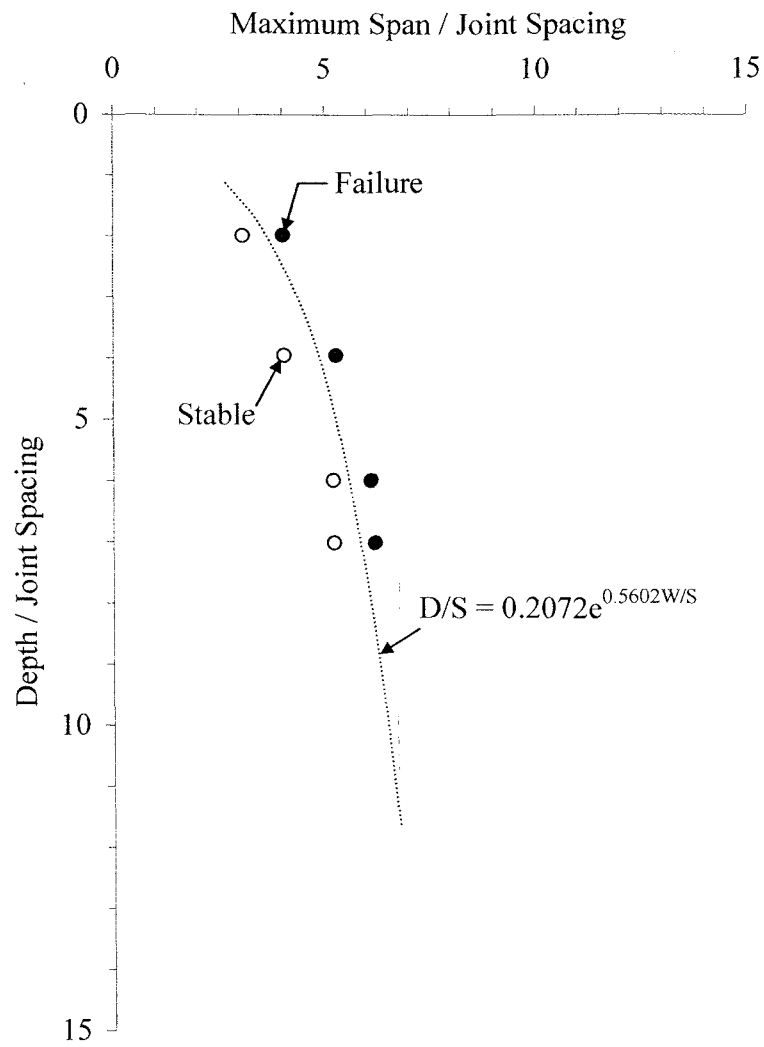
D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

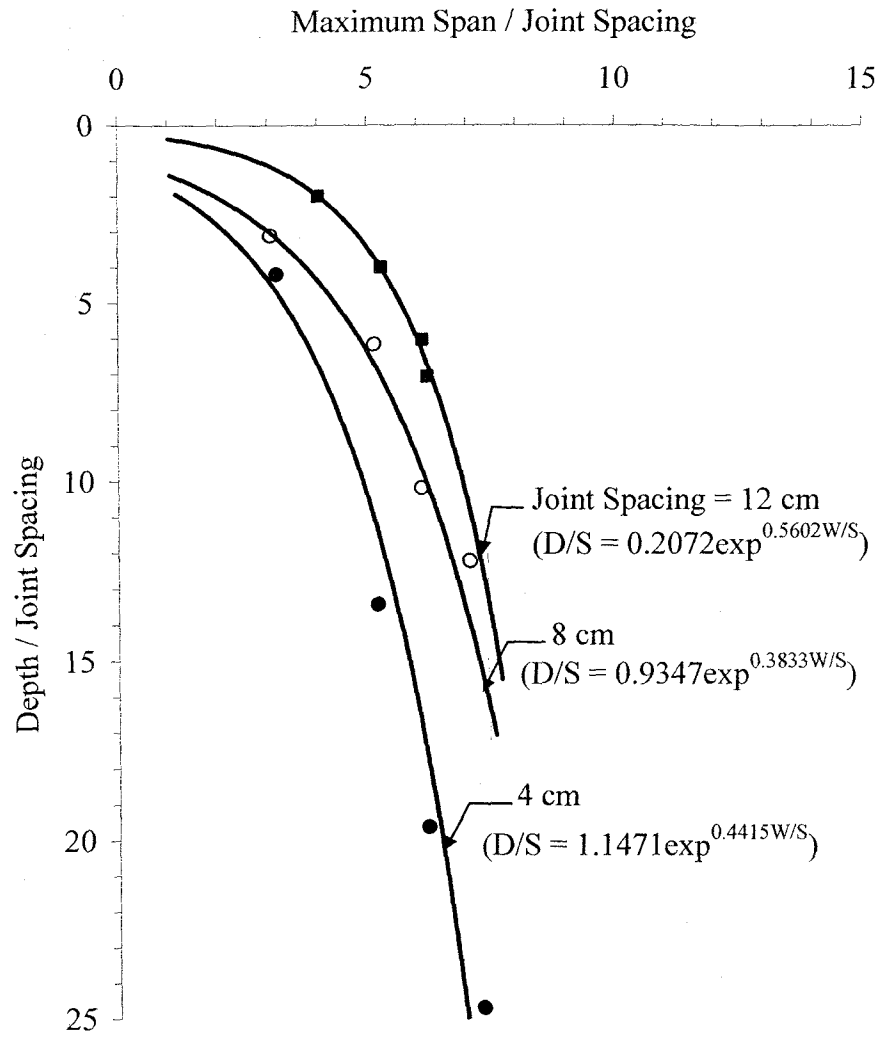
W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์



รูปที่ 6.7 ตัวอย่างของแบบจำลองอุโมงค์ในมวลหินในระดับลึก ใช้ตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร เพื่อจำลองระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้ง เท่ากับ 12 เซนติเมตร



รูปที่ 6.8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับอัตราส่วนของความกว้างสูงสุด โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งคงที่เท่ากับ 12 เซนติเมตร สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.995



รูปที่ 6.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ สำหรับแบบจำลองมวลหินที่มีระยะระหว่างรอยแตกในแนวตั้งต่างกัน

การจำลองจะใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร 4×4×8 เซนติเมตร และ 4×4×12 เซนติเมตร โดยมีขั้นตอนการจำลองดังนี้

1) ปรับระดับของคานยกให้อยู่ในแนวระนาบ (มุมเอียงเท่ากับศูนย์องศา) จัดเรียงตัวอย่างหินในแนวตั้งให้เต็มพื้นที่ของแบบจำลอง พร้อมทั้งใส่ชุดลูกแก้วด้านข้างเพื่อจำลองความดันแบบ Hydrostatic

2) ตั้งตัวอย่างตัวอย่างหินที่อยู่ระหว่างกลางของแบบจำลองเพื่อให้เกิดเป็นอุโมงค์รูปสี่เหลี่ยมตามระดับความลึกที่ออกแบบไว้

3) เปิดมอเตอร์เพื่อจำลองคลื่นไหวสะเทือนในรูปของอัตราเร่งในแนวระนาบ โดยเริ่มต้นจากความเร็วดำสุด เป็นเวลา 1 นาที หากตัวอย่างหินยังไม่พังทลาย จะทำการเพิ่มความเร็วของคลื่นไหวสะเทือนอีกเป็นเวลา 1 นาที

4) หากตัวอย่างหินพังทลายภายในเวลา 1 นาที ทำการบันทึกผลของความถี่และความเร็วของคลื่นไหวสะเทือน จากนั้นวัดความลึกและความกว้างของอุโมงค์ ณ จุดพังทลาย

5) หากหินยังไม่เกิดการพังทลาย จะต้องเพิ่มความกว้างของอุโมงค์ และทำการจำลองดังข้อ 3 และ 4

6) ทำการจำลองที่ระดับความลึกที่แตกต่างกัน บันทึกผลการจำลองเพื่อนำมาเปรียบเทียบ

การจำลองที่ใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร ได้ทำการผันแปรความลึกตั้งแต่ 33.3 ถึง 98.7 เซนติเมตร และใช้ความเร่งในแนวราบที่เทียบเป็นจำนวนเท่าของความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก (g) 2 ระดับคือ ความเร่งที่เท่ากับ 0.193 g และ 0.225 g ตารางที่ 6.4 แสดงค่าปัจจัยและผลจากการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างของรอยแตกของตัวอย่างหินกับความลึกของอุโมงค์ต่อระยะห่างของรอยแตกของตัวอย่างหินที่ความเร่งเท่ากับ 0.193 g ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.10 และรูปที่ 6.11 เพื่อแสดงความสัมพันธ์ดังกล่าวที่ความเร่งเท่ากับ 0.225 g ความสัมพันธ์นี้อธิบายได้ด้วยสมการ 6.4 และ 6.5

$$D/S = 4.73 \exp(0.264W/S) \quad (6.4)$$

$$D/S = 6.755 \exp(0.221W/S) \quad (6.5)$$

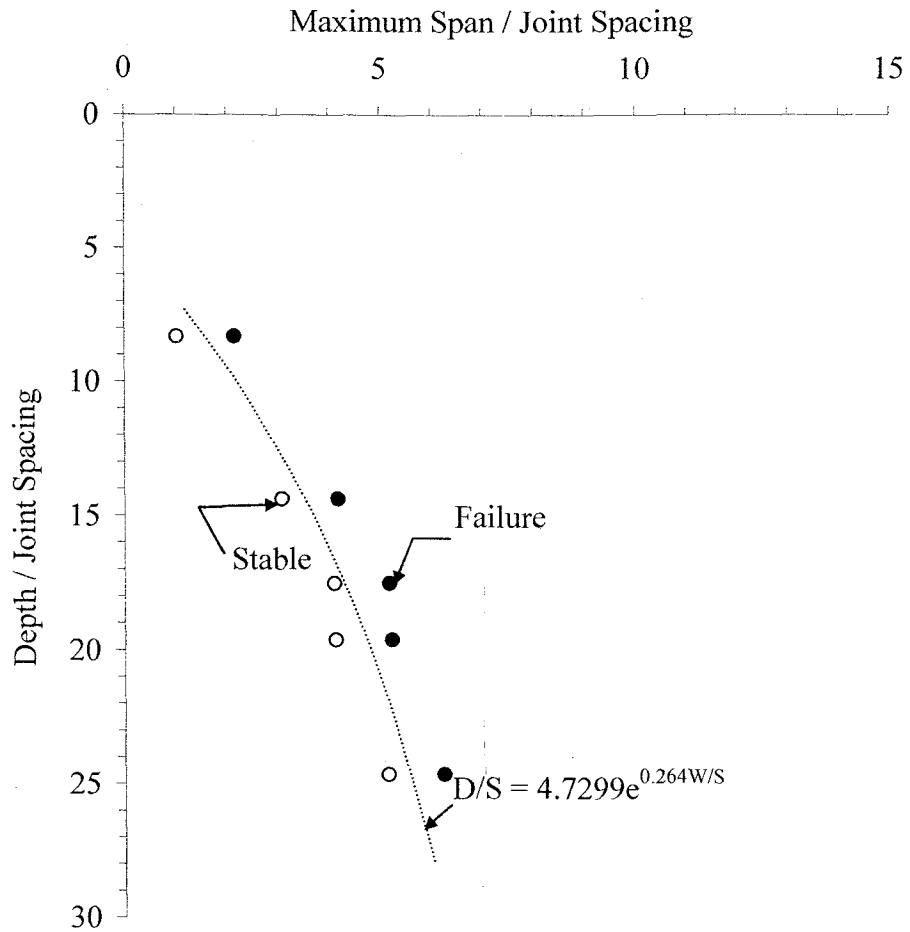
ตารางที่ 6.4 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | a (g) | Results |
|--------|--------|------|--------|-----|-------|---------|
| Hr4C1d | 33.3 | 8.3 | 4.1 | 1.0 | 0.193 | Stable |
| Hr4C2d | 33.3 | 8.3 | 8.6 | 2.2 | 0.193 | Failure |
| Hs2C4d | 70.2 | 17.6 | 16.4 | 4.1 | 0.193 | Stable |
| Hs2C5d | 70.2 | 17.6 | 20.7 | 5.2 | 0.193 | Failure |
| Ht3C3d | 57.6 | 14.4 | 12.3 | 3.1 | 0.193 | Stable |
| Ht3C4d | 57.6 | 14.4 | 16.7 | 4.2 | 0.193 | Failure |
| Ht2C4d | 78.6 | 19.7 | 16.5 | 4.1 | 0.193 | Stable |
| Ht2C5d | 78.6 | 19.7 | 20.9 | 5.2 | 0.193 | Failure |
| Ht1C5d | 98.7 | 24.7 | 20.6 | 5.2 | 0.193 | Stable |
| Ht1C6d | 98.7 | 24.7 | 25.0 | 6.3 | 0.193 | Failure |
| Ha1C4d | 82.2 | 20.6 | 16.5 | 4.1 | 0.225 | Stable |
| Ha1C5d | 82.2 | 20.6 | 20.5 | 5.1 | 0.225 | Failure |
| Hb1C1d | 41.2 | 10.3 | 4.1 | 1.0 | 0.225 | Stable |
| Hb1C2d | 41.2 | 10.3 | 8.4 | 2.1 | 0.225 | Failure |
| Hb2C2d | 57.6 | 14.4 | 8.5 | 2.1 | 0.225 | Stable |
| Hb2C3d | 57.6 | 14.4 | 12.5 | 3.1 | 0.225 | Failure |
| Hb5C5d | 94.3 | 23.6 | 20.6 | 5.2 | 0.225 | Stable |
| Hb5C6d | 94.3 | 23.6 | 24.8 | 6.2 | 0.225 | Failure |

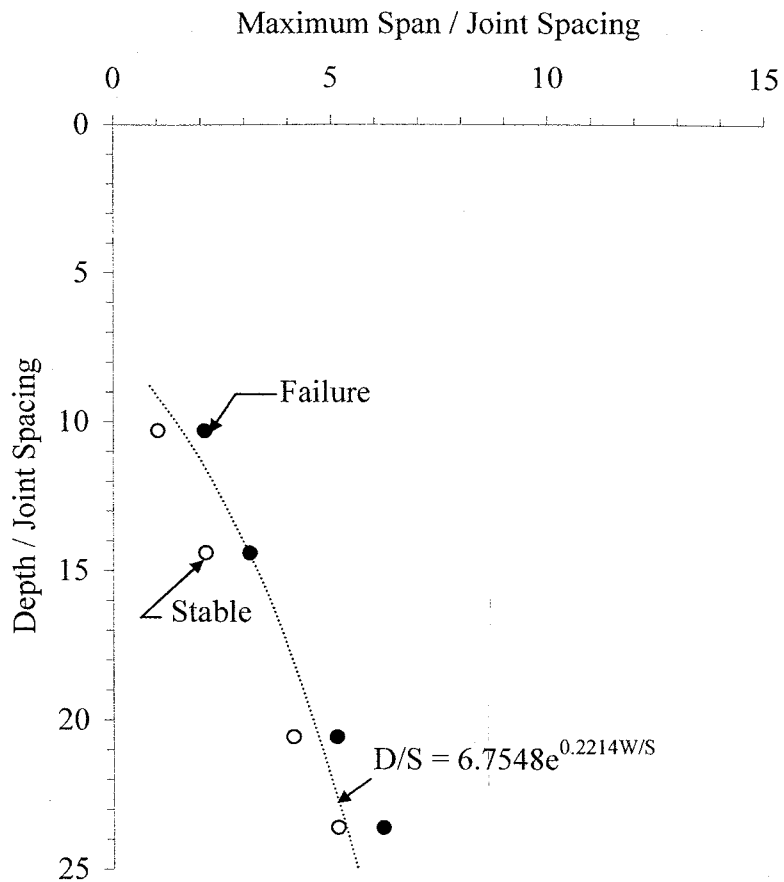
D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์



รูปที่ 6.10 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.193 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.992



รูปที่ 6.11 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.972

ซึ่งเมื่อเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนและภายใต้แรงดันสถิตตั้งรูปที่ 6.12 พบว่า ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่จะยังคงมีเสถียรภาพอยู่ได้ในระดับดินจะแปรผกผันตามขนาดของความเร่งคือ ที่ความเร่งมากขึ้นความกว้างสูงสุดของอุโมงค์จะน้อยลง ในระดับลึกมากขึ้นความกว้างสูงสุดของอุโมงค์จะแปรผกผันน้อยลง

ผลการจำลองโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร ที่ผันแปรความลึกตั้งแต่ 24.8 ถึง 97.6 เซนติเมตร และใช้ความเร่งเท่ากับ 0.132 g และ 0.225 g ได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.5 ผลจากการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกของตัวอย่างหินกับความลึกของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกของตัวอย่างหินที่ความเร่งเท่ากับ 0.132 g และ 0.225 g (รูปที่ 6.13 และ 6.14) พบว่า ที่ระดับความลึกเดียวกัน ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่ระดับความเร่ง 0.132 g มีค่ามากกว่าที่ระดับความเร่ง 0.225 g เล็กน้อย และเมื่อเปรียบเทียบผลระหว่างการจำลองภายใต้คลื่นไหวสะเทือนและภายใต้แรงดันสถิตตั้งรูปที่ 6.15 พบว่า มีความสัมพันธ์สอดคล้องกับผลการจำลองของหินขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแสดงด้วยสมการดังนี้

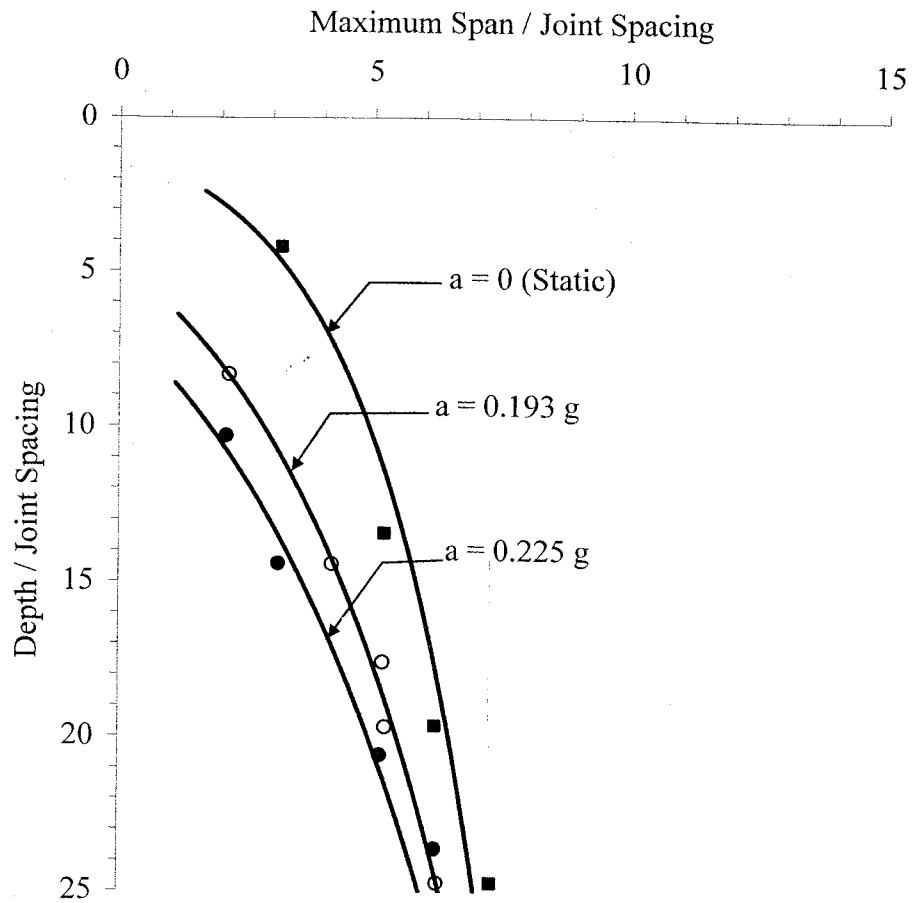
$$D/S = 2.168 \exp(0.274W/S) \quad (6.6)$$

$$D/S = 3.842 \exp(0.222W/S) \quad (6.7)$$

ตารางที่ 6.6 แสดงผลการจำลองตัวอย่างหินขนาด $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร ที่ผันแปรความลึกตั้งแต่ 23.6 ถึง 95.9 เซนติเมตร และใช้ความเร่ง เท่ากับ 0.132 g และ 0.225 g ซึ่งพบว่า ที่ระดับความลึกเดียวกัน ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่ระดับความเร่ง 0.132 g มีค่ามากกว่าที่ระดับความเร่ง 0.225 g เล็กน้อย (รูปที่ 6.16 และ 6.17) และเมื่อเปรียบเทียบผลระหว่างการจำลองภายใต้คลื่นไหวสะเทือนและภายใต้แรงดันสถิต (รูปที่ 6.18) พบว่า สอดคล้องกับผลการจำลองของหินขนาด $4 \times 4 \times 4$ เซนติเมตร และ $4 \times 4 \times 8$ เซนติเมตร ความสัมพันธ์ของความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกกับความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกที่ความเร่งเท่ากับ 0.132 g และ 0.225 g สามารถอธิบายได้ด้วยสมการดังนี้

$$D/S = 0.622 \exp(0.406W/S) \quad (6.8)$$

$$D/S = 0.994 \exp(0.342W/S) \quad (6.9)$$



รูปที่ 6.12 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือน สำหรับมวลหินที่มีระยะระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 4 เซนติเมตร

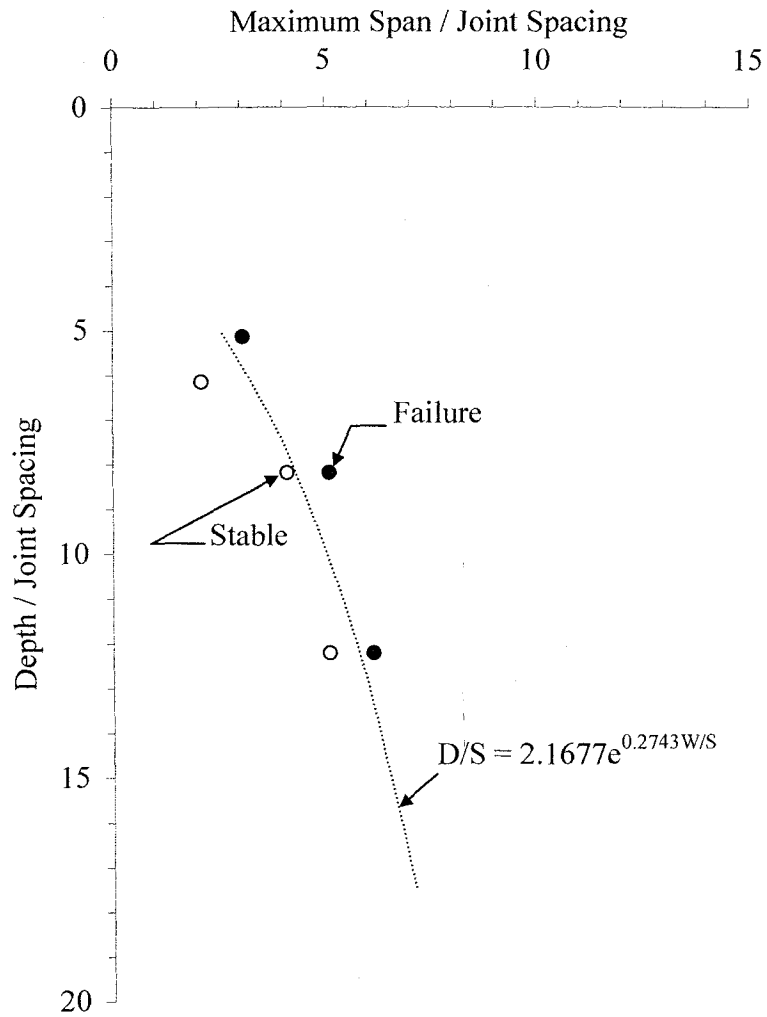
ตารางที่ 6.5 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | a (g) | Results |
|-----------|--------|------|--------|-----|-------|---------|
| R8V-H1C2d | 24.8 | 3.1 | 8.2 | 2.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H1C3d | 24.8 | 3.1 | 12.3 | 3.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H2C3d | 41.0 | 5.1 | 12.2 | 3.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H2C3d | 49.1 | 6.1 | 8.3 | 2.1 | 0.132 | Stable |
| R8V-H2C4d | 49.1 | 6.1 | 12.2 | 3.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H3C4d | 65.4 | 8.2 | 16.4 | 4.1 | 0.132 | Stable |
| R8V-H3C5d | 65.4 | 8.2 | 20.4 | 5.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H4C6d | 97.6 | 12.2 | 20.4 | 5.1 | 0.132 | Stable |
| R8V-H4C6d | 97.6 | 12.2 | 24.5 | 6.1 | 0.132 | Failure |
| R8V-H1C2d | 24.5 | 3.1 | 8.2 | 2.1 | 0.225 | Failure |
| R8V-H2C1d | 49.0 | 6.1 | 4.1 | 1.0 | 0.225 | Stable |
| R8V-H2C2d | 49.0 | 6.1 | 8.2 | 2.1 | 0.225 | Failure |
| R8V-H3C3d | 73.5 | 9.2 | 12.3 | 3.1 | 0.225 | Stable |
| R8V-H3C4d | 73.5 | 9.2 | 16.3 | 4.1 | 0.225 | Failure |
| R8V-H3C4d | 88.0 | 11.0 | 16.4 | 4.1 | 0.225 | Stable |
| R8V-H3C5d | 88.0 | 11.0 | 20.4 | 5.1 | 0.225 | Failure |
| R8V-H4C4d | 97.5 | 12.2 | 16.4 | 4.1 | 0.225 | Stable |
| R8V-H4C5d | 97.5 | 12.2 | 20.4 | 5.1 | 0.225 | Failure |

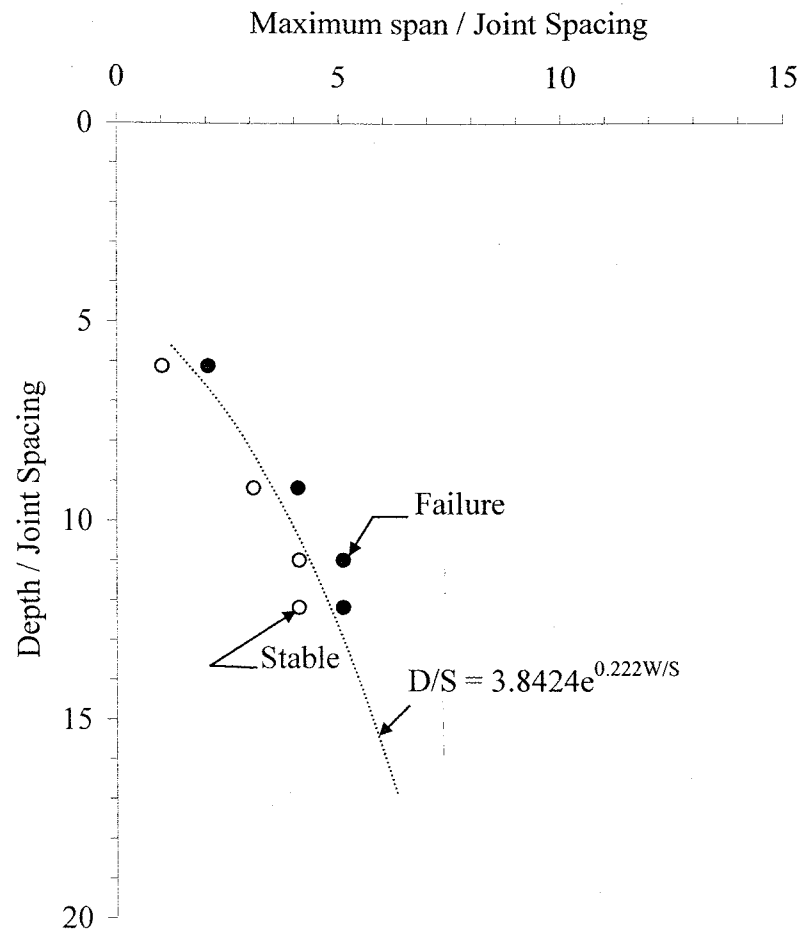
D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

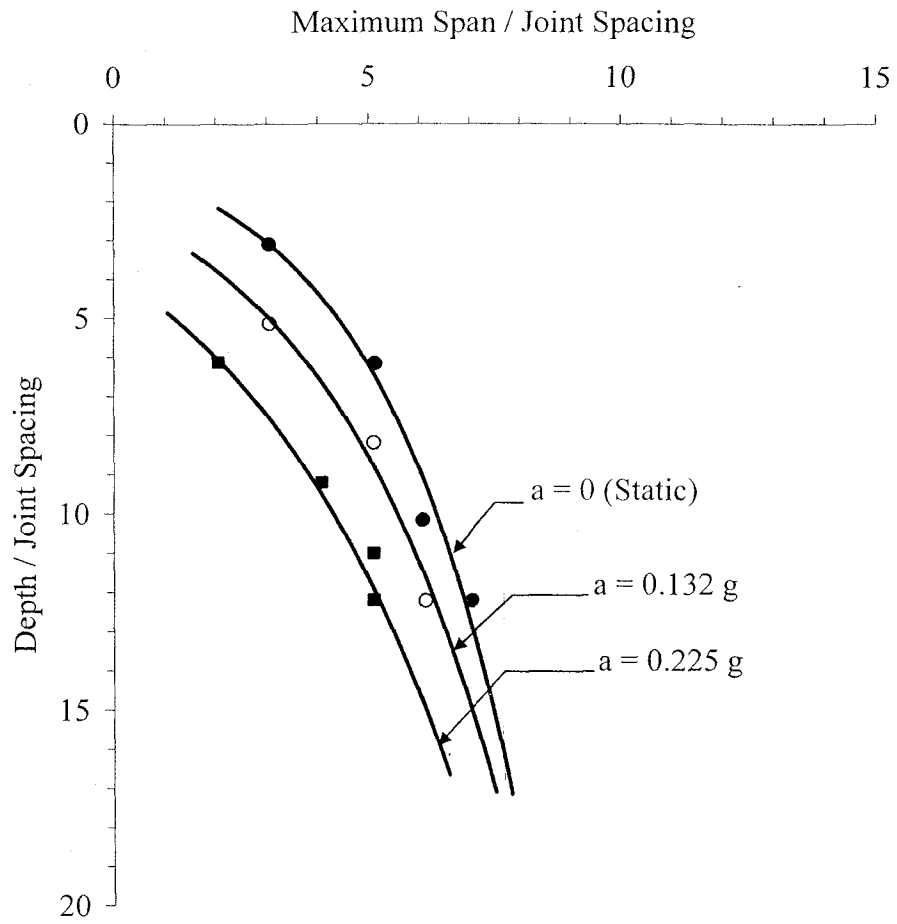
W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์



รูปที่ 6.13 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.132 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.979



รูปที่ 6.14 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.993



รูปที่ 6.15 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือน สำหรับมวลหินที่มีระยะระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 8 เซนติเมตร

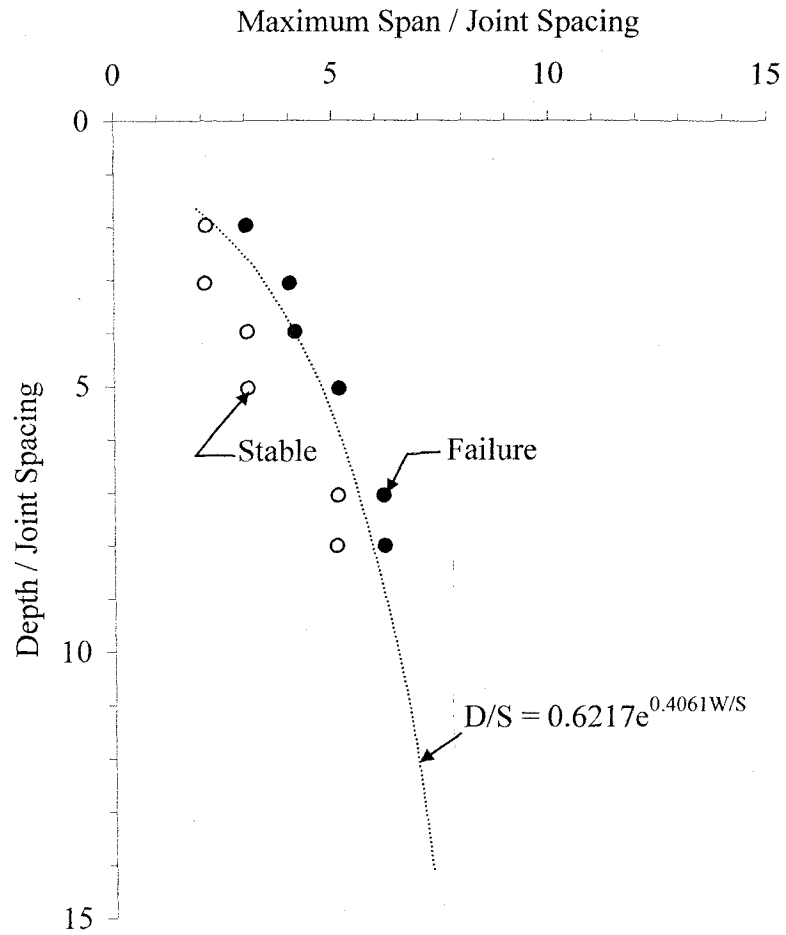
ตารางที่ 6.6 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร โดยมีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

| Model | D (cm) | D/S | W (cm) | W/S | a (g) | Results |
|-------------|--------|------|--------|------|-------|---------|
| R12V-H1aC2d | 23.60 | 1.97 | 8.40 | 2.10 | 0.132 | Stable |
| R12V-H1aC3d | 23.60 | 1.97 | 12.10 | 3.03 | 0.132 | Failure |
| R12V-H1bC2d | 36.60 | 3.05 | 8.30 | 2.08 | 0.132 | Stable |
| R12V-H1bC3d | 36.60 | 3.05 | 16.10 | 4.03 | 0.132 | Failure |
| R12V-H2aC3d | 47.60 | 3.97 | 12.20 | 3.05 | 0.132 | Stable |
| R12V-H2aC4d | 47.60 | 3.97 | 16.60 | 4.15 | 0.132 | Failure |
| R12V-H2bC3d | 60.30 | 5.03 | 12.20 | 3.05 | 0.132 | Stable |
| R12V-H2bC4d | 60.30 | 5.03 | 20.60 | 5.15 | 0.132 | Failure |
| R12V-H3bC5d | 84.50 | 7.04 | 20.50 | 5.13 | 0.132 | Stable |
| R12V-H3bC6d | 84.50 | 7.04 | 24.70 | 6.18 | 0.132 | Failure |
| R12V-H4C5d | 95.90 | 7.99 | 20.40 | 5.10 | 0.132 | Stable |
| R12V-H4C6d | 95.90 | 7.99 | 24.80 | 6.20 | 0.132 | Failure |
| R12V-H1C1d | 23.90 | 1.99 | 4.0 | 1.0 | 0.225 | Stable |
| R12V-H1C2d | 23.90 | 1.99 | 8.1 | 2.0 | 0.225 | Failure |
| R12V-H2C3d | 48.00 | 4.00 | 12.3 | 3.1 | 0.225 | Stable |
| R12V-H2C4d | 48.00 | 4.00 | 16.2 | 4.1 | 0.225 | Failure |
| R12V-H3C4d | 71.70 | 5.98 | 16.4 | 4.1 | 0.225 | Stable |
| R12V-H3C5d | 71.70 | 5.98 | 21.3 | 5.3 | 0.225 | Failure |
| R12V-H4C5d | 95.80 | 7.98 | 20.9 | 5.2 | 0.225 | Stable |
| R12V-H4C6d | 95.80 | 7.98 | 24.1 | 6.0 | 0.225 | Failure |

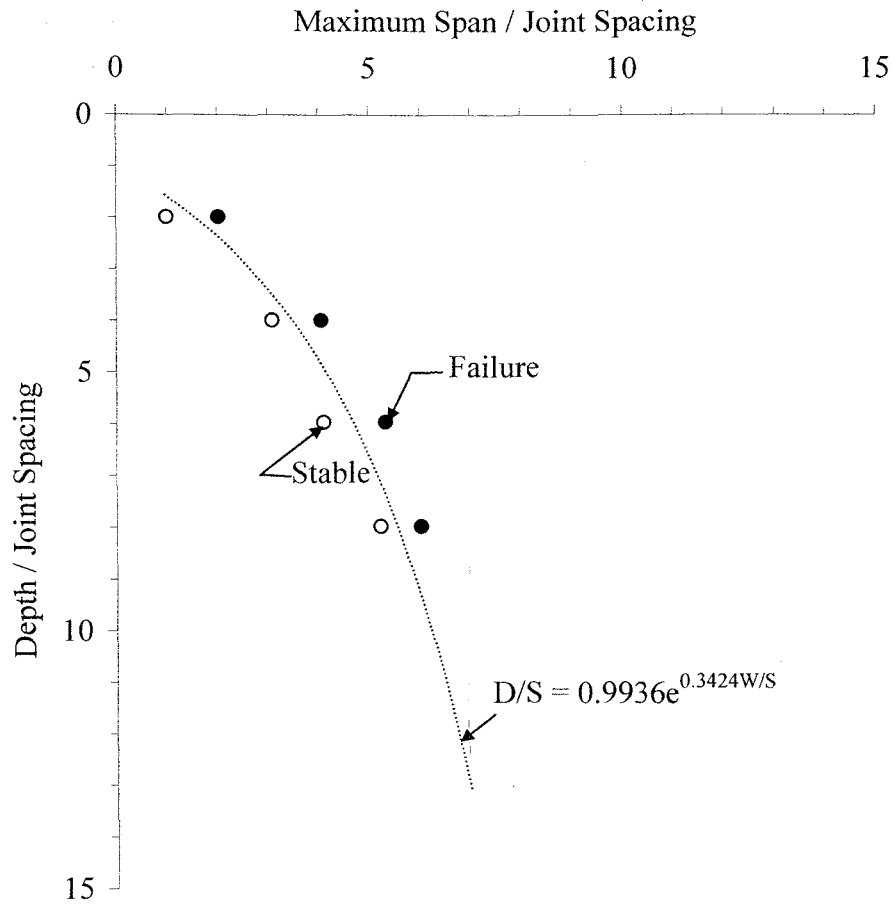
D = ความลึกของอุโมงค์

S = ระยะห่างระหว่างรอยแตก

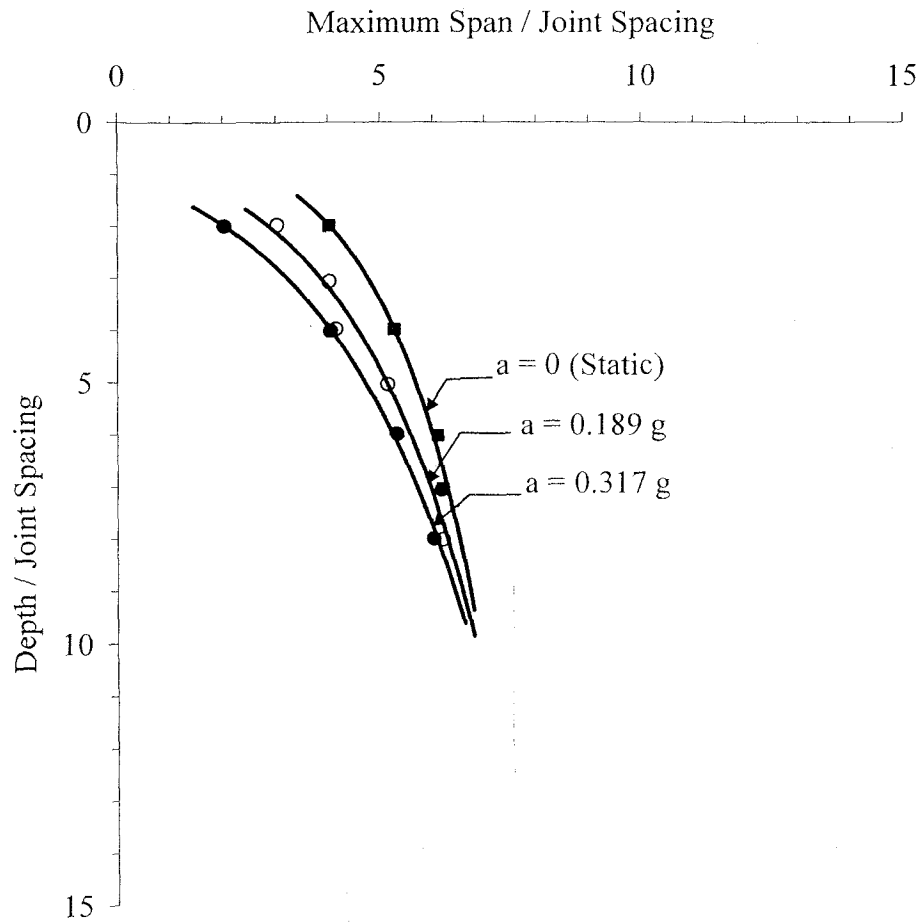
W = ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์



รูปที่ 6.16 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.132 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.968



รูปที่ 6.17 ผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่มีความเร่งเท่ากับ 0.225 g สัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) = 0.999



รูปที่ 6.18 เปรียบเทียบผลการจำลองเสถียรภาพของอุโมงค์ภายใต้แรงดันสถิตและคลื่นไหวสะเทือน สำหรับมวลหินที่มีระยะระหว่างรอยแตกในแนวตั้งเท่ากับ 12 เซนติเมตร

การทดสอบความกว้างและความลึกของอุโมงค์ในมวลหินภายใต้คลื่นไหวสะเทือนสามารถสรุปสาระสำคัญได้ดังนี้

- 1) ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนจะลดลงตามความลึกของอุโมงค์
- 2) ผลกระทบจากความแตกต่างของค่าอัตราเร่ง g จะลดลงตามความลึกของอุโมงค์เช่นกัน
- 3) ผลกระทบจากระยะห่างระหว่างรอยแตกจะมีมากสำหรับอุโมงค์ในระดับตื้น ซึ่งผลกระทบดังกล่าวจะลดลงสำหรับอุโมงค์ในระดับลึกลงไป

บทที่ 7

บทสรุป

7.1 กล่าวนำ

เนื้อหาในบทนี้สรุปผลงานวิจัยเรื่อง การศึกษาเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหินบนความลาดชันและรอบอุโมงค์ภายใต้คลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวและคุณลักษณะของรอยแตกโดยใช้แบบจำลองเชิงกายภาพ โดยที่ขอบเขตของงานวิจัยเกี่ยวข้องกับการออกแบบและประดิษฐ์แท่นทดสอบสำหรับการจำลองเชิงกายภาพ การจำลองเสถียรภาพของมวลหินบนความลาดชัน และการจำลองเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์ ตัวแปรหลักที่ใช้ในการศึกษาแบบจำลองทั้งสองคือระยะห่างระหว่างรอยแตก อัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนจากแผ่นดินไหว ผลกระทบของการจมน้ำและความสูงหรือความลึกของโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณี ในบทนี้จะวิจารณ์ผลของการประดิษฐ์แท่นทดสอบและการนำไปประยุกต์ใช้ในเชิงปฏิบัติ

7.2 การออกแบบและการประดิษฐ์แท่นทดสอบ

การออกแบบและการประดิษฐ์แท่นทดสอบอยู่ภายใต้แนวคิดใหม่โดยได้ปรับปรุงแก้ไขข้อเสียจากแท่นทดสอบที่มีใช้อยู่ในปัจจุบัน ซึ่งทำให้แท่นทดสอบใหม่นี้สามารถจำลองเสถียรภาพของมวลหินบนความลาดเอียงและรอบอุโมงค์ได้อย่างสมจริง อีกทั้งยังใช้ศึกษาผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนและสภาวะการจมน้ำของโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีก่อตัวได้ด้วย หลักการสำคัญในการออกแบบคือ การใช้แรงโน้มถ่วงของโลกเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดการเคลื่อนไหลหรือพังทลายของมวลหินในแบบจำลอง และยังใช้ตัวอย่างหินจริงในการศึกษา ผลที่ได้จากการประดิษฐ์คือ แท่นทดสอบที่สามารถจำลองสภาวะเชิงกลศาสตร์ได้อย่างสมจริง ซึ่งจะเป็ประโยชน์ในงานวิจัยระดับสูงและสามารถใช้เป็นสื่อการสอนได้ด้วย อย่างไรก็ตามแท่นทดสอบที่ประดิษฐ์ในงานวิจัยนี้ยังมีข้อด้อยอยู่บางประการซึ่งสามารถแก้ไขปรับปรุงได้ คือ

1) อัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนสูงสุดที่ใช้อยู่ในงานวิจัยนี้คือ 0.225 g ซึ่งอยู่ในระดับค่าเฉลี่ยของคลื่นไหวสะเทือนที่เกิดจากแผ่นดินไหวทั่วไป ข้อจำกัดเกิดขึ้นจากของแรงบิดของมอเตอร์ไฟฟ้าที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ดังนั้นในการจำลองคลื่นไหวสะเทือนภายใต้อัตราเร่งที่สูงกว่า 0.225 g สามารถทำได้โดยเปลี่ยนไปใช้มอเตอร์ไฟฟ้าที่มีแรงบิดสูงขึ้น

2) ในขณะที่มีการทดสอบผลกระทบของการจมน้ำของความลาดเอียง มักจะมีน้ำรั่วซึมออกมาตามรอยต่อระหว่างแผ่นอะคลิลิกกับแท่นทดสอบ สาเหตุเกิดจากการโค้งตัวของแผ่นอะคลิลิกเนื่องจากแรงดันของน้ำในแท่นทดสอบ ในกรณีนี้สามารถแก้ไขได้โดยใช้แผ่นอะคลิลิกที่มีความหนา

มากขึ้น (มากกว่า 1 ซม. ที่ใซ้อยู่ในปัจจุบัน) หรืออาจใซ้คานเหล็กเสริมด้านหน้าของแท่นทดสอบ ซึ่งจะสามารถป้องกันการร้าวซึมดังกล่าวได้

3) ตัวอย่างหินที่เตรียมมามีความคลาดเคลื่อนในเรื่องของขนาดและความตั้งฉาก ส่งผลใ้การทดสอบมีความคลาดเคลื่อนตามไปด้วย วิธีแก้ไขคือ จำเป็นต้องตรวจสอบขนาดและความตั้งฉากของหินแต่ละก้อนอย่างละเอียด และมีการปรับแต่งความยาวและความกว้างของตัวอย่างหินถ้าจำเป็น

4) การทดสอบใ้เวลามากในการจัดเรียงตัวอย่างหินลงในแท่นทดสอบ ซึ่งจำเป็นต้องใ้ผู้ช่วยวิจัย 2 ถึง 3 คน ขึ้นไป เพื่อให้การจัดเตรียมและการทดสอบแต่ละครั้งสามารถเสร็จสมบูรณ์ในเวลาที่เหมาะสมคือ ภายใน 2 ถึง 3 ชั่วโมง

7.3 ผลการจำลองด้วยแท่นทดสอบ

ความลาดเอียงมวลหินใ้ถูกจำลองภายใต้ปัจจัยที่ผันแปรคือ ความสูงจาก 16 ถึง 90 ซม. ความเอียงจาก 28 ถึง 75 องศา และอัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนจาก 0.013 g ถึง 0.225 g แบบจำลองความลาดเอียงแสดงลักษณะการพังแบบแผ่นระนาบที่สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลที่ได้จากการคำนวณด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลขที่ใ้โปรแกรม FLAC ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนจะมีมากและชัดเจนสำหรับความลาดเอียงที่มีความสูงมาก และที่ประกอบด้วยระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย อย่างไรก็ตาม ผลจากการคำนวณด้วยสูตรสำเร็จจะใ้ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยที่สูงกว่าผลการทดสอบประมาณร้อยละ 30 โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับความลาดเอียงที่มีมุมของระนาบการเคลื่อนตัวต่ำ และระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย ข้อสังเกตนี้สามารถพบได้จากการทดสอบภายใต้แรงดันสถิตและภายใต้คลื่นไหวสะเทือน ส่วนผลของการทดสอบแบบพลิกคว่ำจะสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลที่คำนวณได้จากสูตรสำเร็จ

แบบจำลองอุโมงค์มีความลึกผันแปรจาก 16 ถึง 100 ซม. และความสูงของอุโมงค์จาก 4, 8 ถึง 12 ซม. ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวตั้งผันแปรจาก 4, 8 ถึง 12 ซม. เช่นกัน โดยที่ระยะห่างระหว่างรอยแตกในแนวระนาบกำหนดใ้คงที่เท่ากับ 4 ซม. อัตราเร่งของคลื่นไหวสะเทือนผันแปรจาก 0.132 g ถึง 0.225 g ผลที่ได้เปิดเผยว่า ความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ที่สามารถคงเสถียรภาพอยู่ใ้มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกและเพิ่มขึ้นตามขนาดของระยะห่างระหว่างรอยแตก ความกว้างสูงสุดนี้ค่อนข้างจะคงที่เมื่ออัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกมีค่ามากกว่า 30 ที่อัตราส่วนของความลึกระดับนี้ ค่าสูงสุดของความกว้างสูงสุดของอุโมงค์ต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกจะมีค่าใ้ใกล้ 10 ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนต่อเสถียรภาพของอุโมงค์จะปรากฏเด่นชัดสำหรับอุโมงค์ระดับตื้นในมวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อย ผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนจะลดลงอย่างรวดเร็วตามความลึก โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับมวลหินที่ระยะห่างระหว่างรอยแตกมาก

7.4 การนำผลการทดสอบมาประยุกต์ใช้

1) ผลการจำลองความลาดเอียงของมวลหินให้ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยที่ต่ำกว่าการคำนวณตามกฎของ Hoek and Bray (1981) ประมาณ 30% ดังนั้นในการประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงของมวลหินในภาคสนาม ควรที่จะประเมินให้ต่ำกว่าผลการคำนวณ 30% หรือใช้การประเมินด้วยวิธีเชิงตัวเลขแทน เพื่อให้การวิเคราะห์และออกแบบเป็นไปในเชิงอนุรักษ์มากขึ้น

2) ในการประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงควรคำนึงถึงระยะห่างระหว่างรอยแตกของมวลหินเป็นสำคัญ เนื่องจากผลจากการจำลองความลาดเอียงแสดงว่า หินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อยจะพังได้ง่ายกว่าหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกมาก ในกรณีที่มุมของความลาดเอียงและความสูงของความลาดเอียงเท่ากัน

3) ในการจำลองความลาดเอียงจนน้ำได้ผลที่สอดคล้องกับผลของวิธีเชิงตัวเลขแต่จะต่ำกว่าผลที่จำลองได้จากความลาดเอียงในสถานะแห้งประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้น ในการออกแบบในภาคสนามเช่น การสร้างเขื่อนหรืออ่างเก็บน้ำ ควรจะประเมินเสถียรภาพของความลาดเอียงในสถานะที่เลวร้ายที่สุด (ความลาดเอียงของมวลหินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ) และใช้ระเบียบวิธีเชิงตัวเลขเข้ามาประเมินเสถียรภาพด้วย

4) ในการประเมินสถานะที่ความลาดเอียงที่อยู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน ควรทำการศึกษาระยะห่างระหว่างรอยแตกของมวลหิน เนื่องจากผลจากการจำลองระบุว่า ที่อัตราเร่งใดๆ มวลหินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกมากจะมีค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยใกล้เคียงกับการคำนวณตามทฤษฎี แต่หินที่มีระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อยจะทำให้ผลจากการคำนวณตามทฤษฎีกับสภาพที่แท้จริงแตกต่างกันมาก

5) การออกแบบอุโมงค์ในมวลหินควรคำนึงถึงอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตก เนื่องจากผลการจำลองระบุว่า ที่ความลึกเดียวกันมวลหินที่มีอัตราส่วนของความลึกต่อระยะห่างระหว่างรอยแตกมากจะทำให้อุโมงค์มีเสถียรภาพมากขึ้นตามไปด้วย ซึ่งสามารถขยายความกว้างของอุโมงค์ได้มากขึ้น

6) อัตราเร่งเนื่องจากคลื่นไหวสะเทือนจะมีผลต่อเสถียรภาพของอุโมงค์ในระดับตื้นมากกว่าในระดับลึก ซึ่งสอดคล้องกับกรณีศึกษาและตัวอย่างในพื้นที่จริงทั่วไปในต่างประเทศ ดังนั้นในการออกแบบอุโมงค์ในระดับตื้นจึงจำเป็นต้องศึกษาขนาดของคลื่นไหวสะเทือน (แผ่นดินไหว) ในพื้นที่ใกล้เคียงควบคู่ไปด้วย

บรรณานุกรม

- กิตติเทพ เพ็องขจร. (2546). **กลศาสตร์หินพื้นฐาน**. บริษัท อีซีเอ็นพีเอ็นโปรดักส์. กรุงเทพฯ. 210 หน้า
- สง่า ตั้งชวาล (2538) รายงานการประเมินเสถียรภาพของเหมืองเปิดและอุโมงค์ใต้ดิน ภาควิชา
วิศวกรรมเหมืองแร่และปิโตรเลียม คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- Al-Homoud, A.A., and Tahtamoni, W.W. (2002). Reliability analysis of three-dimensional dynamic slope stability and earthquake-induced permanent displacement. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. Vol. 19 : 91-114.
- Al-Homoud, A.S., Saket, S.K., and Husein, A.I. (1994). Investigation of failure of highway embankment founded on Coluvium and suggested stabilization measures forreconstruction. **Eng. Geol.** 38 : 95-116.
- Aydan, O., Shimizu, Y., and Kawamoto, T. (1992). The stability of rock slopes against combined shearing and sliding failures and their stabilization. **Regional Symposium on Rock Slopes**. India.
- Baliga, B.D., and Singh, V.K. (1992). Geotechnical investigation and appraisal of face stability in jointed rock mass in copper open-pit Rajasthan. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 27-33). India.
- Baliga, B.D., Sign, V.K., and Prakash, A.J. (1992). Geotechnical studies for planning of a deep lead zinc open-pit. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 35-43). India.
- Barton, N., and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. In **Proceeding of Mechanics**. Vol. 10 : 1-54. New York: Pergamon.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock mass for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**. Vol. 6 : 189-236.
- Bell, F.G. (1992). **Engineering in Rock Masses**. London: Butterworth-Heinemann Ltd.
- Bergamin, St., Kirchhofer, P., and Filippini, R. (2001). Rock Mechanics Investigations for the Endangered Bristen Road. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 34 (2) : 83-98.
- Blackwell, G.H. (1986). Wall instability monitoring and analysis at Brenda Mines. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp335-339). Netherlands : A.A. Balkema.

- Bovis, M.J., and Evans, S.G. (1996). Extensive deformations of rock slopes in southern Coast Mountains, southwest British Columbia, Canada. **Engineering Geology**. Vol. 44 : 163-182.
- Brady, B.H.G., and Brown, E.T. (1985). **Rock Mechanics: for Underground Mining**. George Allen and Unwin, London, 527pp.
- Bray, J. W., and Goodman, R. E. (1981). The theory of base friction models. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics**. 8(6): 453-468.
- Bye, A.R., and Bell, F.G. (2001). Stability assessment and slope design at Sandstoot open pit, South Africa. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 38 : 449-466.
- Cai, F., and Ugai, K. (2002). Some aspects of finite analysis of rainfall effects on slope stability. Popescu, M (ed.). In **Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore : CI-Premier Conference Organisation.
- Carro, M., Amicis, M.D., Luzi, L., and Marzorati, S. (2003). The application of predictive modeling techniques to landslides induced by earthquakes: the case study of the 26 september 1997 umbria-marche earthquake (italy). **Engineering Geology**. 69(1-2) : 139-159.
- Carson, A.M., and Woods, N.P. (1995). Design and construction of rock slopes in Shropshire, United Kingdom. **Int. Cong. on Rock Mechanics**. Vol. 3. Japan.
- Chang, C.T., Hou, P.C., and Chang, C.Y. (1998). Case Study on Dip-slope Hazards in Sandstone and Shale Alternations. **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering**, November 20-22, 1998 (pp 191-195). Taipei, Taiwan: Pssre.
- Changsuwan. (1984). **Survey of Slope Cutting, Lomsak-Chumpae Highway, Petchabun Province**. Material & Research Division, Department of Highway, Bangkok, Thailand.
- Charbonneau, D. (1986). Slope design problems and proposed solutions at Key Lake Mining's Deikmann Pit. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 87-92). Netherlands: A.A. Balkema.
- Chen, Z., Wang, J., Wang, Y., Yin, J.H., and Haberfield, C. (2001). A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem Part II: numerical approaches, applications and extensions. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**. Vol.38 : 379-397.

- Choi, S.O., and Chung, S.k. (2004). Stability analysis of jointed rock slopes with the barton-bandis constitutive model in udec. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 41 : 581-586.
- Crouch, S.L., and Starfield, A.M. (1983). **Boundary Element Methods in Solid Mechanics**. George Allen & Unwin, London, 322 pp.
- Culshaw, M.G., and Bell, F.G. (1991). The rockfalls of James Valley, St Helena. Bell (ed.). **Landslides** (pp 925-935). Balkema, Rotterdam.
- Desai, C.S., and Siriwardane, H.J. (1984). **Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials**. Prentice-Hall, Inc., Englewood cliffs, 469 pp.
- Douglas, T. H., and Arthur, L. J. (1983). **A guide to the use of rock reinforcement**. London: Construction Industry Research and Information Association.
- Eberhardt, D. Stead and J. S. Coggan. (2004). Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes-the 1991 Randa rockslide. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 41 : 69-87.
- Endicott, L.J., Tong, J., and Kwong, J. (1981). Design of final face for Tai Sheung Kok quarry. **Asian mining' 81** (pp 195-202). Singapore: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Enoki, M., and Kokubu, A.A. (1999). Relation between slope stability and groundwater flow casued by rainfalls. Yagi, N., Yamagami, T & Jiang, J.C. (eds.). In **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 169-174). Shikoku, Japan. 8-11 November. Balkema, Rotterdam.
- Farquhar, O.C. (1980). Geologic Processes Affecting the Stability of Rock Slopes Along Massachusetts Highways. **Engineering Geology**. Vol. 16 : 135-145.
- Fenton, M.M., Trudell, R.M., Pawlowicz, J.G., Jones, C.E., Moran, S.R., and Nikols, D.J. (1986). In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 225-234). Netherlands: A.A. Balkema.
- Forlati, F., Gioda, G., and Scavia, C. (2001). Finite Element Analysis of a Deep-seated Slope Deformation. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol.34 (2) : 135-159.
- Froldi, P., and Sartini, G. (1991). Investigation on rock landslide in complex formations. Bell (ed.). **Landslides** (pp 75-82). Balkema, Rotterdam.

- Fuenkajorn, K. and Kamutchat, S. (2001). Rock slope design using expert system: ROSES program. **6th Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineering Conference**. Chulalongkorn University, Bangkok.
- Fuenkajorn, K. and Kamutchat, S. (2003). Neural Network for Rock Slope Stability Evaluation. In **Proceedings of the 4th Regional Symposium on Infrastructure Development in Civil Engineering**. Bangkok, April 4-8. pp. 655-664.
- Fujita, T. (1999). Geological characteristics of landslides of the soft rock type. N, Yagi, T, Yamagami & J.C, Jiang, (eds). In **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 169-174). Shikoku, Japan, 8-11 November. Balkema, Rotterdam.
- Galster, R.W. (1992). Landslides near abutments of three dams in the Pacific Northwest, USA. Bell (ed.). **Landslides** (pp 1241-1248). Balkema, Rotterdam.
- Ghosh, A., and Daemen, J.K.K. (1993). Fractal characteristics of rock discontinuities. **Engineering Geology**. Vol. 34 : 1-9.
- Giani, G. P. (1992). **Rock Slope Stability Analysis**. A.A. Balkema. Netherlands.
- Goodman, R. E. (1976). **Models of geological engineering in discontinuous rock**. West Publishing Company. St Paul, Minnesota, USA.
- Goodman, R.E. (1989). **Introduction to Rock Mechanics**. John Wiley & Son, New York, 562 pp.
- Goodman, R.E., and Shi, G.H. (1985). **Block Theory and Its Application to Rock Engineering**. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 338 pp.
- Goudie, A. S. and Parker, A. G. (1998). Experimental simulations of rapid rock block disintegration by sodium chloride in a foggy coastal desert. **Journal of Arid Environments**. 40 (4): 347-355.
- Green, R.A., Obermeier, S.F., and Olson, S.M. (2005). Engineering geology and geotechnical analysis of paleoseismic shaking using liquefaction effects: field examples. **Engineering Geology**. 76(3-4) : 263-293.
- Griffiths, D.V., and Fenton, G.A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 130(5) : 507-518.

- Hadjigeorgiou, J., Coutore, R., and Locat, J. (1996). In-situ block size distributions as tools for the study of rock avalanche mechanics. **Rock Mechanics** (pp 509-514). Balkema, Rotterdam.
- Hantz, D. (1986). Pit slope design in French surface coal mines. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 107-111). Netherlands: A.A. Balkema.
- Harris, C., Rea, B., Davies, M., and Hamza O. (2004). **Scale physical modelling in the geotechnical centrifuge**. [On-line]. <http://www.geotechnical-centrifuge-modelling.htm>.
- Hartman, H.L. (1987). **Introductory Mining Engineering**. John Wiley & Sons, New York, 633 pp.
- Hatzor, Y. H. (1995). Application of block theory to rock slope stability studies. Daemen and Schultz (eds.). **Rock Mechanics** (pp 71-77). Balkema, Rotterdam.
- Hatzor, Y. H., Arzi, A. A., Zaslavsky, Y. and Shapira, A. (2004). Dynamic stability analysis of jointed rock slopes using the DDA method: King Herod's Palace, Masada, Israel. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 41 (5): 813-832.
- Hatzor, Y.H., and Feintuch, A. (2005). The joint intersection probability. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 42(4) : 531-541.
- Hatzor, Y.H. (1999). Dynamic rock slope stability analysis at Masada national monument using Block Theory and DDA. Amadei, Kranz, Scott and Dmeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 63-70). Balkema, Rotterdam.
- Hayashi, Y., Higaki, D. and Ishizuka, M. (1994). Structure of slip surface formed by rock block slide. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 31 (1): A10.
- Hittinger, M., 1978. **Numerical analysis of toppling failures in jointed rock**, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, USA.
- Hoek, E. (2000). **Factor of safety and probability of failure**. [On-line]. <http://www.rocscience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>.
- Hoek, E., and Bray, J.W. (1981). **Rock Slope Engineering** (Revised third edition). Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., and Brown, J.W. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. **J. Geotechnical Engineering Div., A.S.C.E.** Vol. 106, No. GT9 : 1013-1035.

- Hoek, E., Kaiser P.K., and Bawden W.F. (1995). **Support of Underground Excavations in Hard Rock**. A.A. Balkema, Rotterdam, 215 pp.
- Hu, Y., and Kempfert, H.G. (1999). Geological characteristics of landslides of the soft rock type. N, Yagi., T, Yamagami & J.C, Jiang, (eds). In **Proceeding of the international symposium on slope stability engineering** (pp 349-354). Shikoku, Japan, 8-11 November. Balkema, Rotterdam.
- Hudson, J. A., and Harrison, J. P. (1997). **Engineering Rock Mechanics An Introduction to the Principles**. UK : Pergamon.
- Ishida, T. (1990). Application of distinct element analysis to three simple block models aimed at practical application to toppling failure of fissured rock slopes. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 28 (4): A248.
- Ishida, T., Chigira, M., and Hibino, S. (1987). Application of the Distinct Element Method for Analysis of Toppling Observed on a Fissured Rock Slope. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol. 20 : 277-283.
- Itasca. (1992). **User manual for FLAC-fast Lagrangian analysis of continua, version 3.0**. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W. (1979). **Fundamentals of Rock Mechanics**. London: Chapman and Hall, 593 pp.
- Jeong-gi, Um., Pinnaduwa, H.S., and Kulatilake, H.S.W. (1996). Maximum safe slope angles for proposed permanent shiplock slopes of the Three Gorges dam site in China based on application of block theory to major discontinuities. Aubertin, Hassani and Mitri (eds.). **Rock Mechanics** (pp 529-536). Balkema, Rotterdam.
- Jeong-gi, Um., Pinnaduwa, H.S., and Kulatilake, H.S.W. (2001). Kinematic and Block Theory Analysis for Shiplock Slopes of the Three Gorges Dam Site in China. **Geotechnical and Geological Engineering**. Vol. 19 : 21-42. Netherlands: Kluwer Academic Publishers.
- Jermy, C.A. (1991). An assessment of the slope stability of some opencast coal mines in South Africa. Bell (ed.). **Landslides** (pp 1279-1285).
- Kandaris, P.M. (1999). Use of gabions for localized slope stabilization in difficult terrain. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 1221-1227). Balkema, Rotterdam.

- Kawamura, K., and Ogawa, S. (1997). Slope failure in major tertiary mudstone zone. **Deformation and progressive failure in geomechanics** (pp 701-706). Japan.
- Kemthong, R. (2006). **Determination of rock joint shear strength based on rock physical properties**. M.Eng. Thesis, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima.
- Kim, Y.G., and Lee, H.K. (1992). Slope stability analysis in discontinuous rocks by base friction model test and its numerical analysis. **Regional Symposium on Rock Slopes**. India.
- Kokusho, T., and Ishizawa, T. (2005). Energy approach for earthquake induced slope failure evaluation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. Article in press : 1-10.
- Kramer, S. L. (1996). **Geotechnical earthquake engineering**. New Jersey: Prentice Hall.
- Kulatilak, P.H.S.W., and Fuenkajorn, K. (1987). Factor of safety of tetrahedral wedges: A probabilistic study. **International Journal of Surface Mining**. Vol. 1 : 147-153.
- Kulatilake, P. H. S. W., and Fuenkajorn, K. (1987). Factor of safety of tetrahedral wedges: a probabilistic study. **International Journal of Surface Mining**. 1: 147-153.
- Kumsar, H., Akgun, M., and Aydan, O. (1998). A Back Analysis of Circular Slope Failure at Pamukkale-Golemezli Irrigation Canal in Turkey. **Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering**, November 20-22, 1998 (pp 197-203). Taipei, Taiwan: Pssre.
- Kumsar, H., Aydan, Ö., and Ulusay, R. (2000). Dynamics and static stability assessment of rock slopes against wedge failures. **Rock Mech. Rock Eng**. Vol. 33(1) : 31-51.
- Lee, C. I., Suh, Y. h., Chang, K. M., and Shin, S. C. (1992). Stability analysis and remedial works on a rock slope at the Muak Pass in Seoul City. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 147-151). India.
- Lee, C. I., Suh, Y.H., Chang, K.M., and Shin, S.C. (1992). Malanjkh and copper project-Overview of the geotechnical investigation for optimum mining exploitation. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 69-78). India.
- Lee, C.I., Suh, Y.H., Chang, K.M., and Shin, S.C. (1992). Malanjkh and copper project-Overview of the geotechnical investigation for optimum mining exploitation. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 69-78). India.
- Lee, C.I., Suh, Y.h., Chang, K.M., and Shin, S.C. (1992). Stability analysis and remedial works on a rock slope at the Muak Pass in Seoul City. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 147-151). India.

- Lenart, S., and Fifer-Bizjak, K. (2002). Numerical analysis of a seismic response of the Stoze Landslide. Popescu, M (ed.). In **Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore : CI-Premier Conference Organisation.
- Leung, C.F., and Lo, K.W. (1993). Stability Analysis of Multiple-Block Sliding Surfaces. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstr.** Vol. 30 (7) : 1579-1584.
- Leventhal, A.R., Barker, C.S., and De Ambrosis, L.P. (1992). Malanjkh and copper project- Overview of the geotechnical investigation for optimum mining exploitation. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 69-78). India.
- Lim, S. S. and Yang, H. S. (2004). An analysis of plane failure of rock slopes by quantified stereographic projection. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 41 (3): 505.
- Lin, J.S., and Ku, C.Y. (2002). Simulation of slope failure using a meshed based partition of unity method. **15th ASCE Engineering Mechanics Conference June 2-5, 2002**. Columbia University, New York.
- Ling, H. I. (2001). Recent applications of sliding block theory to geotechnical design. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. Vol. 21 : 189-197.
- Luzi, L., Pergalani, F., and Terlien, M.T.J. (2000). Slope vulnerability to earthquakes at subregional scale, using probabilistic techniques and geographic information system. **Engineering Geology**. 58(3-4) : 313-336.
- Mairaing, W. (1997). Thai Knowledge-Based System in Slope Stability Analysis. **Nation Conferences in Civil Engineering, Proc. 4th** (pp GTE 12-1-10), 12-14, November. Phuket, Thailand.
- Mammino, A., and Tonon, F. (1999). Stabilization of Candide landslide. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 1205-1212). Balkema, Rotterdam.
- Mario, V.A., Jaime, G.R., Patricio, G.A., Cristian, V.L., and Mahtab, M.A. (1986). South wall stability at Rio Blanco mine, Chile. **South Africa. Mining Latin America/Minerla Latinoamericana conference** (pp 413-419). England : Barnes Design+Print Group.

- Martin, D.C., Steenkamp, N.S.L., and Lill, J.W. (1986). Application of statistical analysis technique for design of high rock slopes at Palabora mine, **South Africa. Mining Latin America/Minerla Latinoamericana conference** (pp 241-255). England: Barnes Design+Print Group.
- Marzorati, S., Luzi, L., and De Amicis, M. (2002). Rock fall induced by earthquakes: a statistical approach. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. Vol. 22 : 565-577.
- Maugeri, M., Musumeci, G., Novita, D. and Taylor, C.A. (2000). Shaking table test of failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. Vol. 20 : 435-444.
- McCaffrey, M.A., and Sacco, E.G. (1999). Stability of high overhanging rock slope subject to rapid drawdown. In Amadei, Kranz, Scott and Smeallie (eds.). **Rock Mechanics for Industry** (pp 71-77). Balkema, Rotterdam.
- Montgomery, D.R. (2003). Predicting landscape-scale erosion rates using digital elevation models. **Geoscience**. Vol. 335 : 1121-1130.
- Moula, M., Toll, D.G., and Vaptismas, N. (1995). Knowledge-based systems in geotechnical engineering, **Geotechnique**. Vol. 45 (2) : 209-221.
- Mules, G.J. (1991). Landslide features reflecting valley-wall rebound, Kaiya River, Porgera, Papua New Guinea. Bell (ed.). **Landslides** (pp 1311-1316). Balkema, Rotterdam : .
- Najm, K., and Ishijima, Y. (1992). Graphical back analysis of slope stability A case study. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 189-194). India.
- Neaupane, K.M., and Adhikari, N.R. (2002). Application of Neural Network for the Prediction of Settlements above Tunnels. **Research and Development Journal**. Vol.13 (1) : 9-17.
- Nicot, F., Cambou, B., and Mazzoleni, G. (2001). Design of Rockfall Restraining Nets from a Discrete Element Modelling. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Vol.34 (2) : 99-118.
- Okamoto, T., Larsen, J.O., Matsuura, S., Asano, S. Takeuchi, Y., and Grande, L. (2004). Displacement properties of landslide masses at the initiation of failure in quick clay deposits and the effects of meteorological and hydrological factors. **Engineering Geology**. 72(3-4) : 233-251.
- Okura, Y., Kitahara, H. and Sammori, T. (2000). Fluidization in dry landslides. **Engineering Geology**. 56 (3-4): 347-360.

- Okura, Y., Kitahara, H., Ochiai, H., Sammori, T., and Kawanami, A. (2002). Landslide fluidization process by flume experiments. **Engineering Geology**. 66(1-2) : 65-78.
- Olson, S.M., Green, R.A., and Obermeier S.F. (2005). Geotechnical analysis of paleoseismic shaking using liquefaction feature: a major updating. **Engineering Geology**. 76(3-4) : 235-261.
- Ozgenoglu, A., Pasamehmetoglu, A.G., Kulaksiz, S., and Sari, D. (1992). Slope failure associated with soft layers - A case study. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 445-451). India.
- Pande, G.N., Beer, G., and Williams, J.R. (1990). **Numerical Methods in Rock Mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 650 pp.
- Pande, P., Sharda, Y. P. and Sinha, A. K. (1989). Rock creep induced slope failures in Part of Chenab Valley-a case study for Nera slide along National Highway 1A, Jammu and Kashmir. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 29 (3): A190.
- Papini, M., and Scesi, L. (1991). Geological conditions and stability of rock slopes: Two case studies. Bell (ed.). **Landslides** (pp 177-182). Balkema, Rotterdam.
- Perera, A.K.S.A. (1986). Control over geomechanical processes during the formation of quarry slopes. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 305-312). Netherlands : A.A. Balkema.
- Qin, S., Jiao, J.J., and Wang, S. (2001). A cusp catastrophe model of instability of slip buckling slope. **Rock Mech. Rock Eng.** 34 (2) : 119-134.
- Ramamurthy, T., Rao, K.S., Goel, S., and Mohi-ud-din, A.G. (1992). Stability analysis of some slides in Garhwal Himalayas. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 219-224). India.
- Ramirez, A., Fabre, D. and Antoine, P. (1988). About two large rock slides in limestones (In French). **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 27 (1): 35.
- Read, J.R.L., and Maconochie. (1991). The Vancouver Ridge landslide, Ok Tedi mine, Papua New Guinea. Bell (ed.). **Landslides** (pp 1317-1321). Balkema, Rotterdam.
- Rechiski, V.I., Reznikova, V.I., and Gusarova T.J. (1992). Design of rock slope in hydropower engineering. **Regional Symp. on Rock Slopes 1992** (pp 459-465). India.

- Reid, G., and Stewart, D. (1986). A large scale toppling failure at Afton. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 215-223). Netherlands: A.A. Balkema.
- Rich, E., and Knight, K. (1991). **Artificial Intelligence**. McGraw-Hill, Inc., New York, 621 pp.
- Riley, W.F., and Sturges, L.D. (1993). **Engineering Mechanics Dynamics**. John Wiley & Sons, Inc.
- Robert, J. B., and D. V Jerome. (1988). **Principles of Engineering Geology**. John Wiley & Son, Singapore.
- Sagaseta, C., Sanchez, J.M., and Canizal, J. (2001). A general analytical solution for the required anchor force in rock slope with toppling failure. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 38 : 421-435.
- Saini, G.S. (1992). Slope stability analysis of presplit rock cutting at Rubha Mor, Loch Lomond, Dumbartonshire, Scotland. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 225-234). India.
- Schalkoff, R.J. (1990). **Artificial Intelligence, An Engineering Approach**. Singapore: McGraw-Hill.
- Scott, G.A. (1995). Rock slopes: Some construction case histories. **Rock Mechanics** (pp 65-75). Balkema, Rotterdam.
- Segerlind, L.J. (1984). **Applied Finite Element Analysis**. John Wiley & Sons, New York, 427 pp.
- Sharma, S., Raghuvanshi, T. K., and Anbalagan, R. (1996). Plane failure analysis of rock slopes, **Geotechnical & Geological Engineering**. 13(2) : 105-111 .
- Shimizu, Y., and Aydan, O. (1992). The stabilization of rock slopes by rockbolting and shotcreting. **Regional Symposium on Rock Slopes**. India.
- Siddle, H.J., and Hutchinson, J.N. (1991). A sliding and multiple toppling failure in South Wales, UK. Bell (ed.). **Landslides** (pp 213-218). Balkema, Rotterdam.
- Sijing, W. (1981). On the Mechanism and Process of Slope Deformation in an Open Pit Mine. **Rock Mechanics**. Vol. 13 : 145-156.
- Singh, B., and Goel, R.K. (2001). **Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering**. Netherland: Elsevire Science Ltd.
- Sirat, M., and Talbot, C.J. (2001) Application of artificial neural networks to fracture analysis at the Aspo HRL, Sweden: fracture sets classification. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**. Vol. 38 : 621-639.

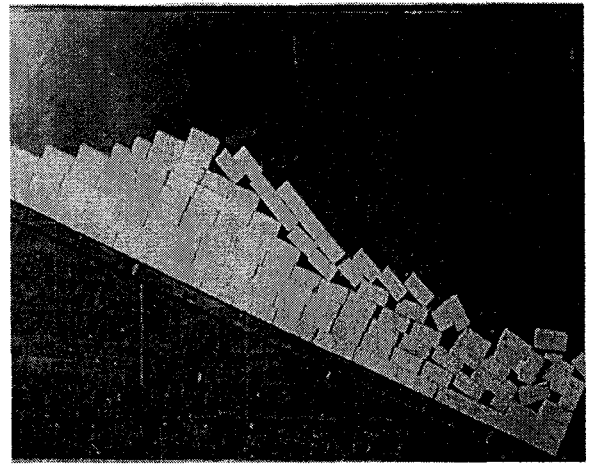
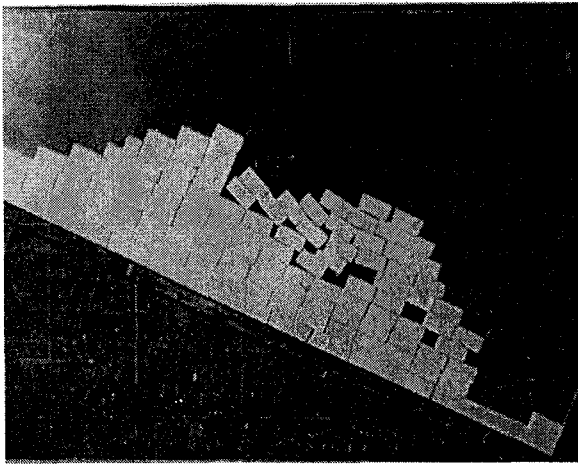
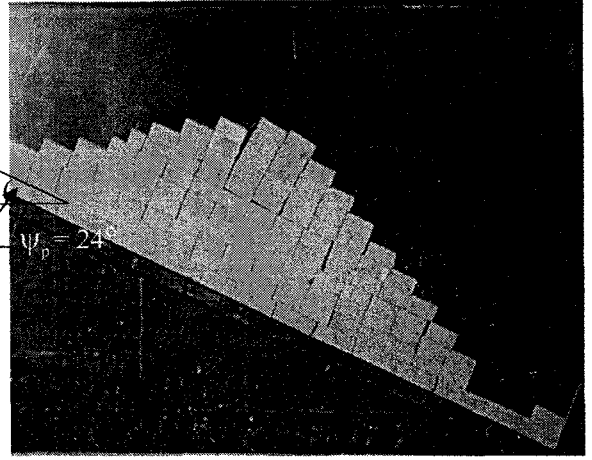
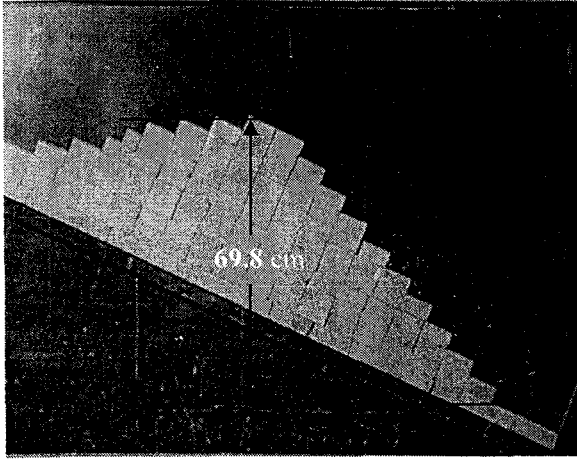
- Smith I.G.N., and Oliphant J. (1991). The Use of a Knowledge-Based System for Civil Engineering Site Investigations. Topping, B.H.V. (ed.). In **Artificial Intelligence and Civil Engineering** (pp 105-112). Edinburgh : Civil-Comp Press.
- Sonmez, H., and Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 36 : 743-760.
- Sonmez, H., Ulusay, R., and Gokceoglu, G. (1998). A Practical Procedure for the Back Analysis of Slope Failures in Closely Jointed Rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 35 (2) : 219-233.
- Sperling, C. H. B. and Cooke, R. U. (1985). Laboratory simulation of rock weathering by salt crystallisation and hydration processes in hot, arid environments. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**. 23 (3): 77.
- Sperling, T., and Freeze, A.R. (1987). A risk-cost-benefit framework for the design of dewatering systems in open pit mines. In **Proceeding of the 28th US Symposium on Rock Mechanics/ Tucson/29 June-1 July** (pp 999-1007). USA.
- Stead, D., Coggan, J. S. and Eberhardt, E. (2004). Realistic simulation of rock slope failure mechanisms: the need to incorporate principles of fracture mechanics. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. (41) 3: 466.
- Stewart, D.P., Coulthard, M.A., and Swindells, C.F. (1996). Studies into the influence of underground workings on open-pit slope stability. **Rock Mechanics** (pp 515-522). Balkema, Rotterdam.
- Swamy, N.R., and Trivedi, V.P. (1992). Factors considered to evolve measures for rock slopes stability in open excavation of hydropower complex of Sardar Sarovar (Narmada) Project, Gujarat State, India. **Regional Symp. on rock Slopes 1992** (pp 321-331). India.
- Teme, S. C. (1987). A kinematic modeling machine for rock slope studies. **International Journal of Mining and Geological Engineering**. 5: 75-81.
- Terzaghi, K. (1950). Mechanisms of landslides. In **Application of Geology to Engineering Practice**. Geol. Soc. of America, Berkely, pp 83-123.

- Thompson, A.G., Windsor, C.R., Robertson., and Robertson, I.G. (1995). Case study of an instrumented reinforced pit slope. Daemen and Schultz (eds.). **Rock Mechanics** (pp 381-386). Balkema, Rotterdam.
- Tocher, R.J., and Fishel, W.K. (1986). Design of the development pit highwalls at the An Tai Bao mine. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 31-38). Netherlands: A.A. Balkema.
- Toh, C.T., Yap, T.F., and Chee, S.K. (1993). Slope Stabilization in High Level Granites. **Eleventh Southeast Asian Geotechnical Conference**, 4-8 May 1993 (pp 679-682). Singapore.
- Ugai, K., and Cai, F. (2002). Three-dimensional finite element analysis of landslides prevention piles. Popescu, M (ed.). In **Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and the safety of Infra-Structures**. Singapore: CI-Premier Conference Organisation.
- Ulusay, R., and Aksoy, H. (1994). Assessment of the failure mechanism of a highway slope under spoil pile loading at a coal mine. **Eng. Geol.** Vol. 38 :117-134.
- Um, J., and Kulatilake, P.H.S.W. (1996). Maximum safe slope angles for proposed permanent shiplock slopes of the Three Gorges dam site in China based on application of block theory to major discontinuities. **Rock Mechanics** (pp 529-536). Balkema, Rotterdam.
- Wade, N.H., and Peterson, T.W.P. (1986). Highwall monitoring, instrumentation and stability analysis at Highvale Coal Mine, Alberta. In Singhal, R.K. (ed.). **International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining** (pp 373-384). Netherlands: A.A. Balkema.
- Wang, C., Tannant, D.D., and Lilly, P.A. (2003). Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC2D. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 40 : 415-424.
- Wang, G., and Sassa, K. (2003). Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grain size and fine-particle content. **Engineering Geology**. 69(1-2) : 109-125.
- Wang, J., Tan, W., Feng, S., and Zhou, R. (2000). Reliability analysis of open pit coal mine slope. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Vol. 37 : 715-721.

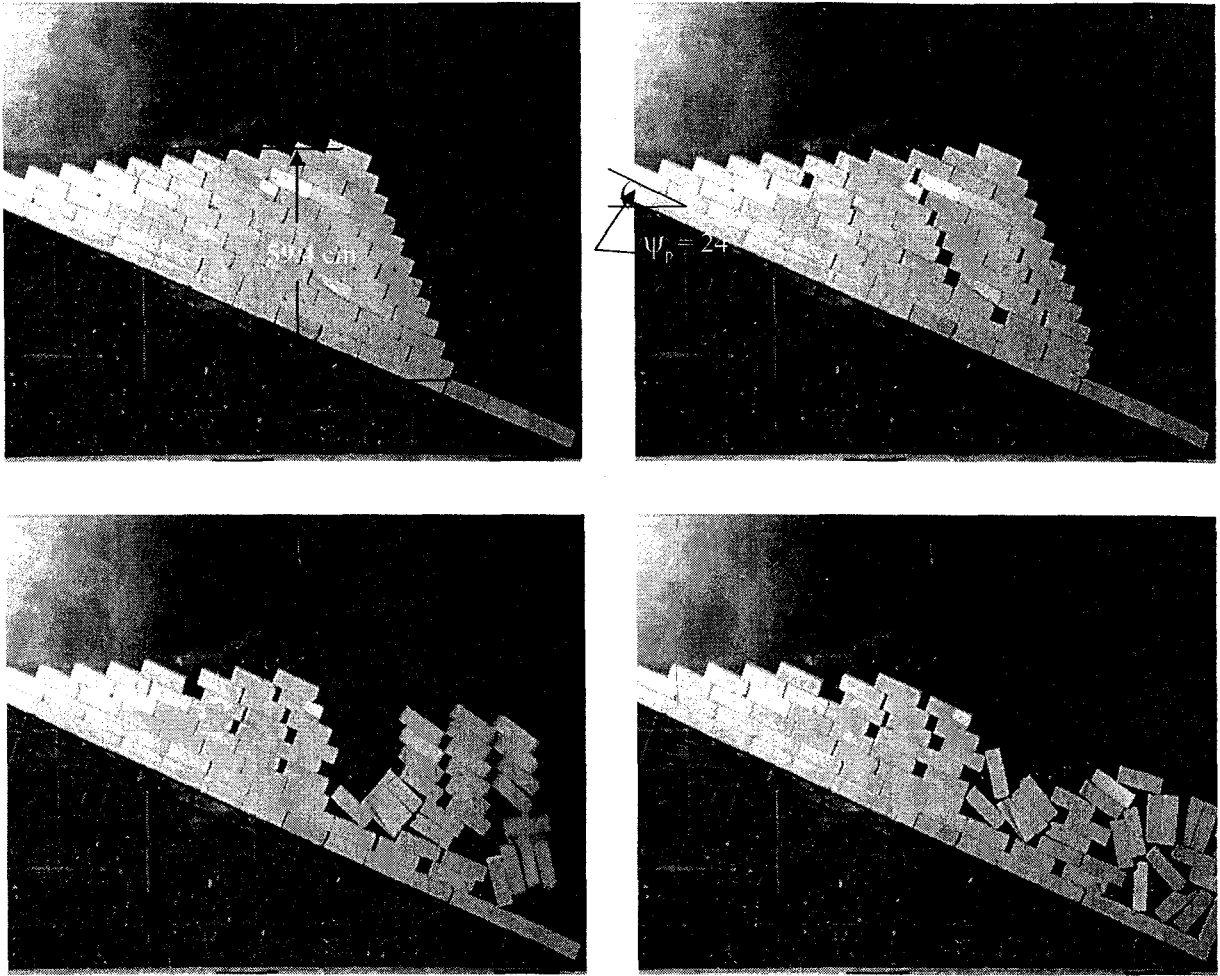
- Wannakao, L., Archwichai, L., Buaphan, C., Wannakao, P., and Muangnoicharoen, N. (1985). **The Study of Rock Slope Stability at km 18-24 along Lomsak-Chumpae highway.** Department of Geotechnology, Khon Kaen University, Thailand.
- Whittaker, B.N., and Frith, R.C. (1990). **Tunneling: Design, Stability and Construction.** Institute of Mining and Metallurgy, London, 460 pp.
- Wibowa, J.L., and Nicholson, G.A. (1996). Rock slope stability analyses for a proposed intake tower access road at Seven Oaks Dam. **Rock Mechanics** (pp 537-542). Balkema, Rotterdam.
- Wyllie, D. (1980). Toppling Rock Slope Failures Examples of Analysis and Stabilization. **Rock Mechanics.** Vol. 13 : 89-98.
- Wyrwoll, K.H. (1986). Characteristics of a planar rock slide: Hamersley Range, Western Australia. **Engineering Geology.** Vol. 22 : 335-348.
- Yoon, W.S., Jeong, U. J. and Kim, J.H. (2002). Kinematic analysis for sliding failure of multi-faced rock slopes. **Engineering Geology.** 67 (1-2): 51-61.
- Zhu, W., and Zhang, Y. (1998). Effect of Reinforcing the High Jointed Slopes of Three Gorges Flight Lock. **Rock Mechanics and Rock Engineering.** Vol. 33 (1) : 63-77.

ภาคผนวก ก

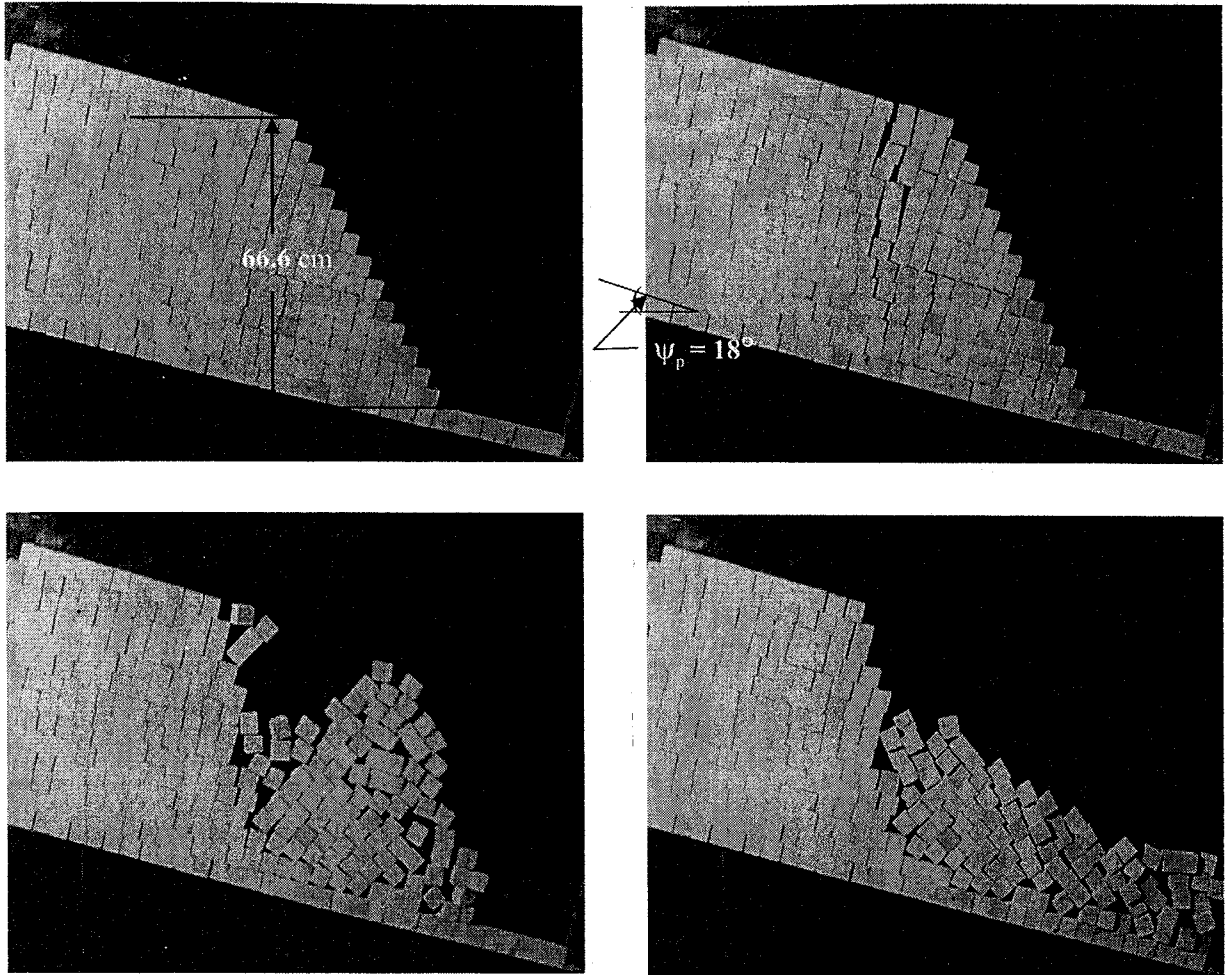
ผลการจำลองความลาดเอียงของมวลหิน



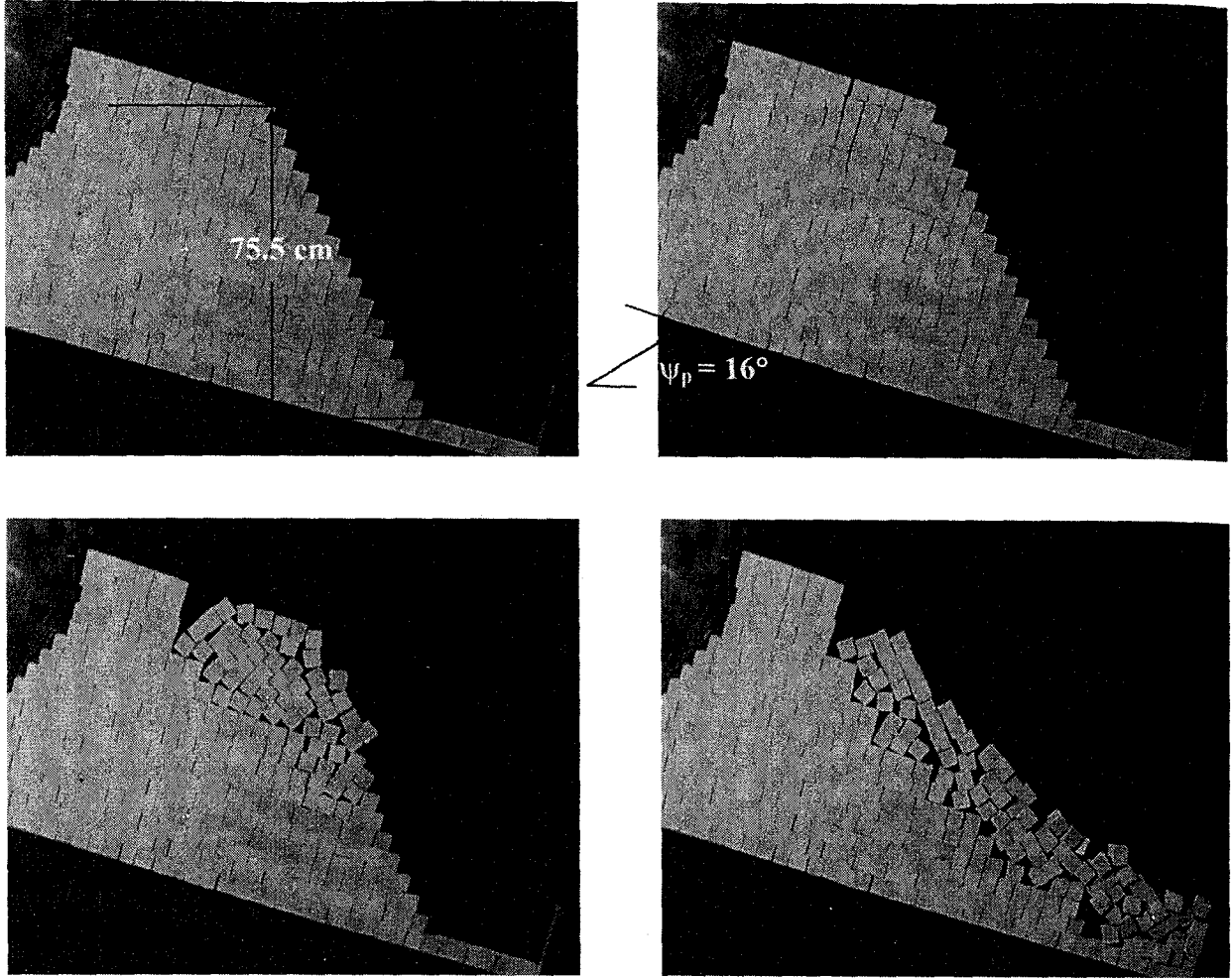
รูปที่ ก-1 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 51^\circ$



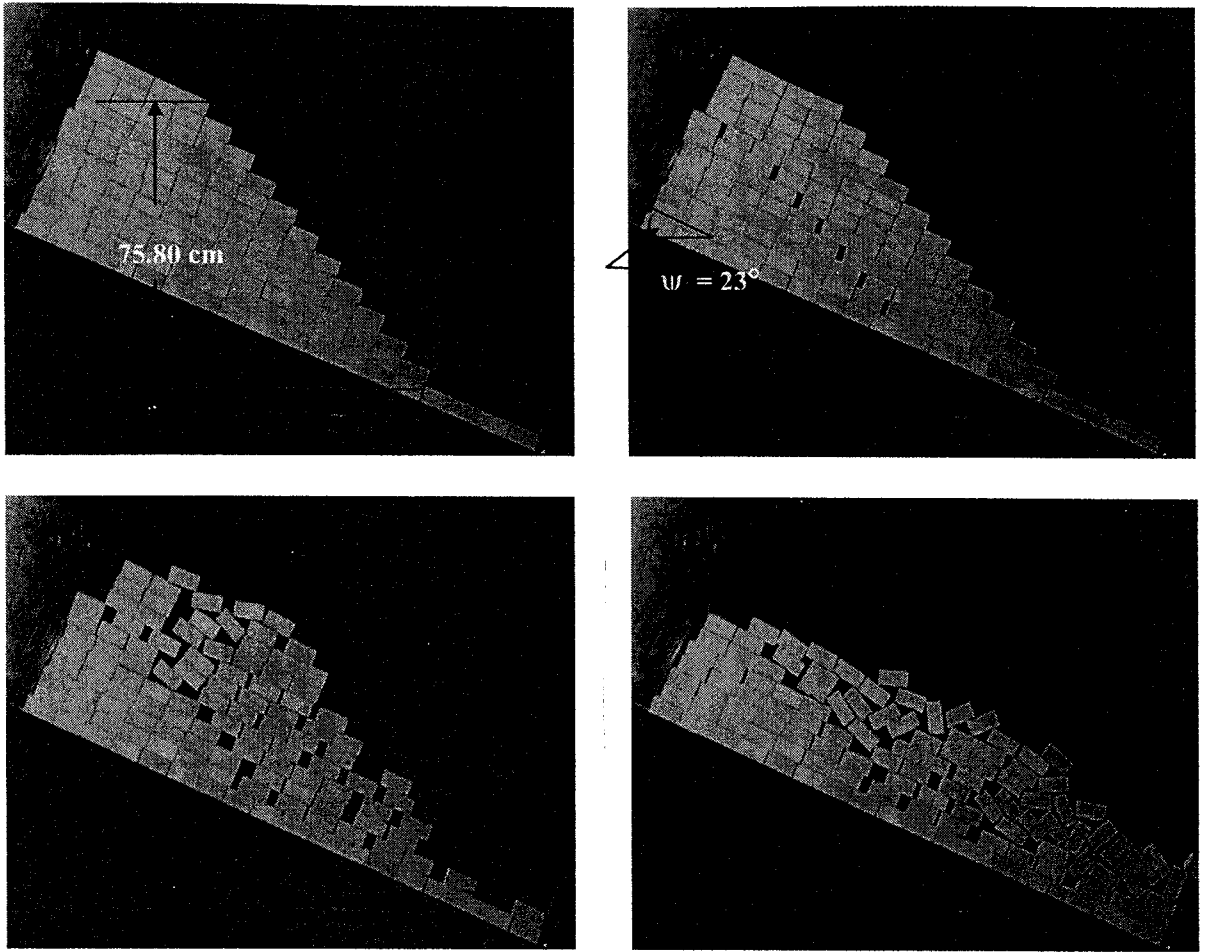
รูปที่ ก-2 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 68^\circ$



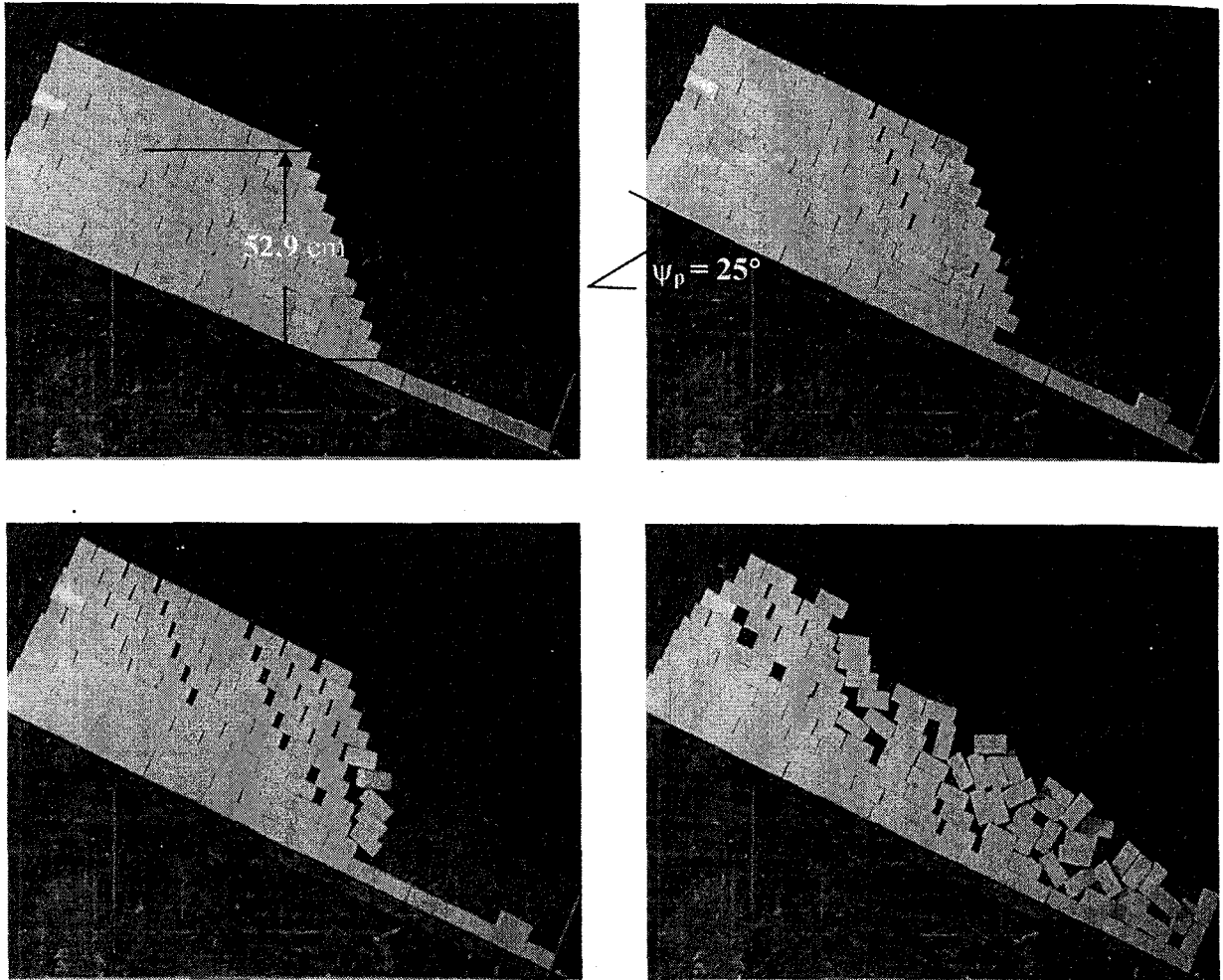
รูปที่ ก-3 การจำลองการพังทลายสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_r = 63^\circ$



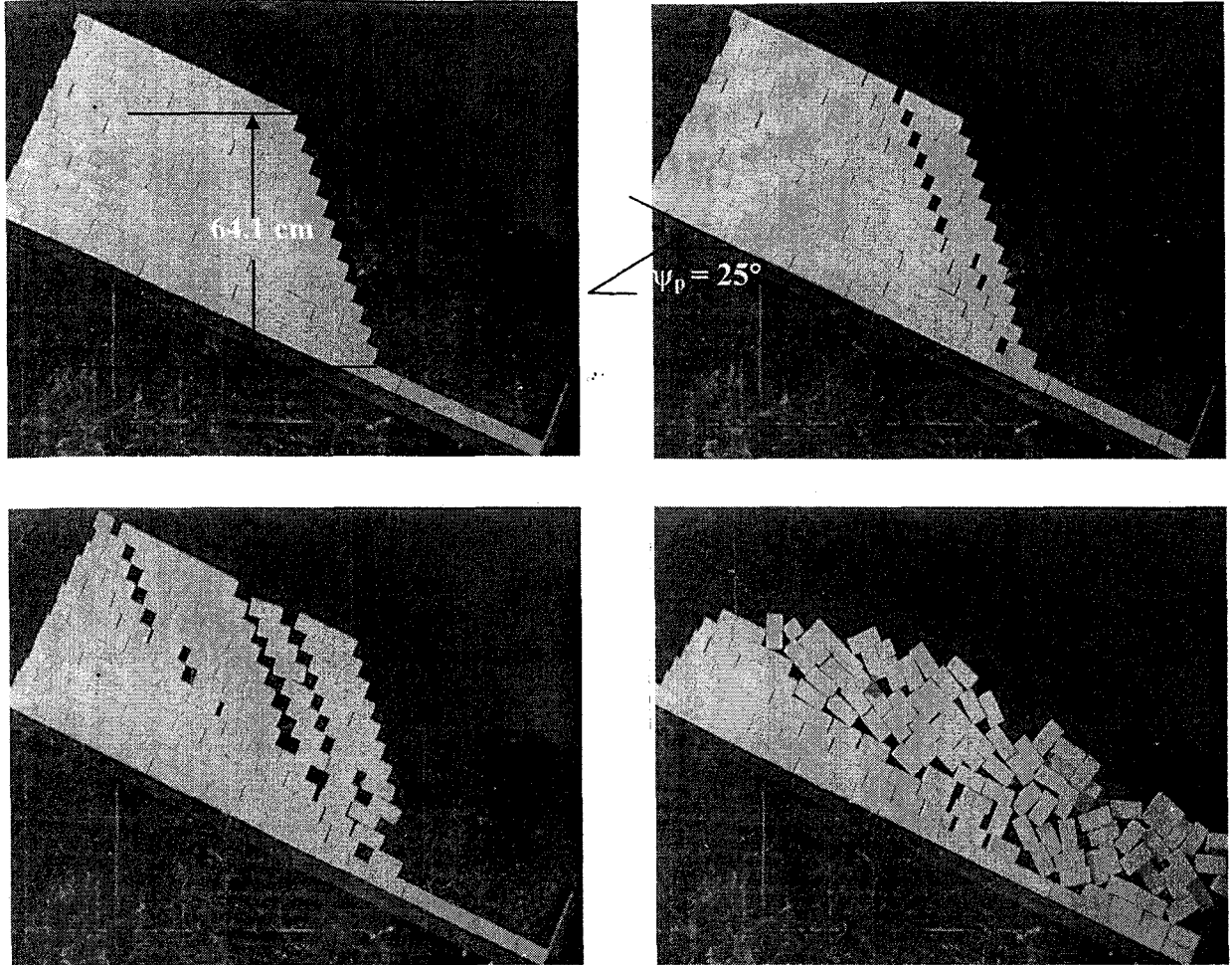
รูปที่ ก-4 การจำลองการพังทลายสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 61^\circ$



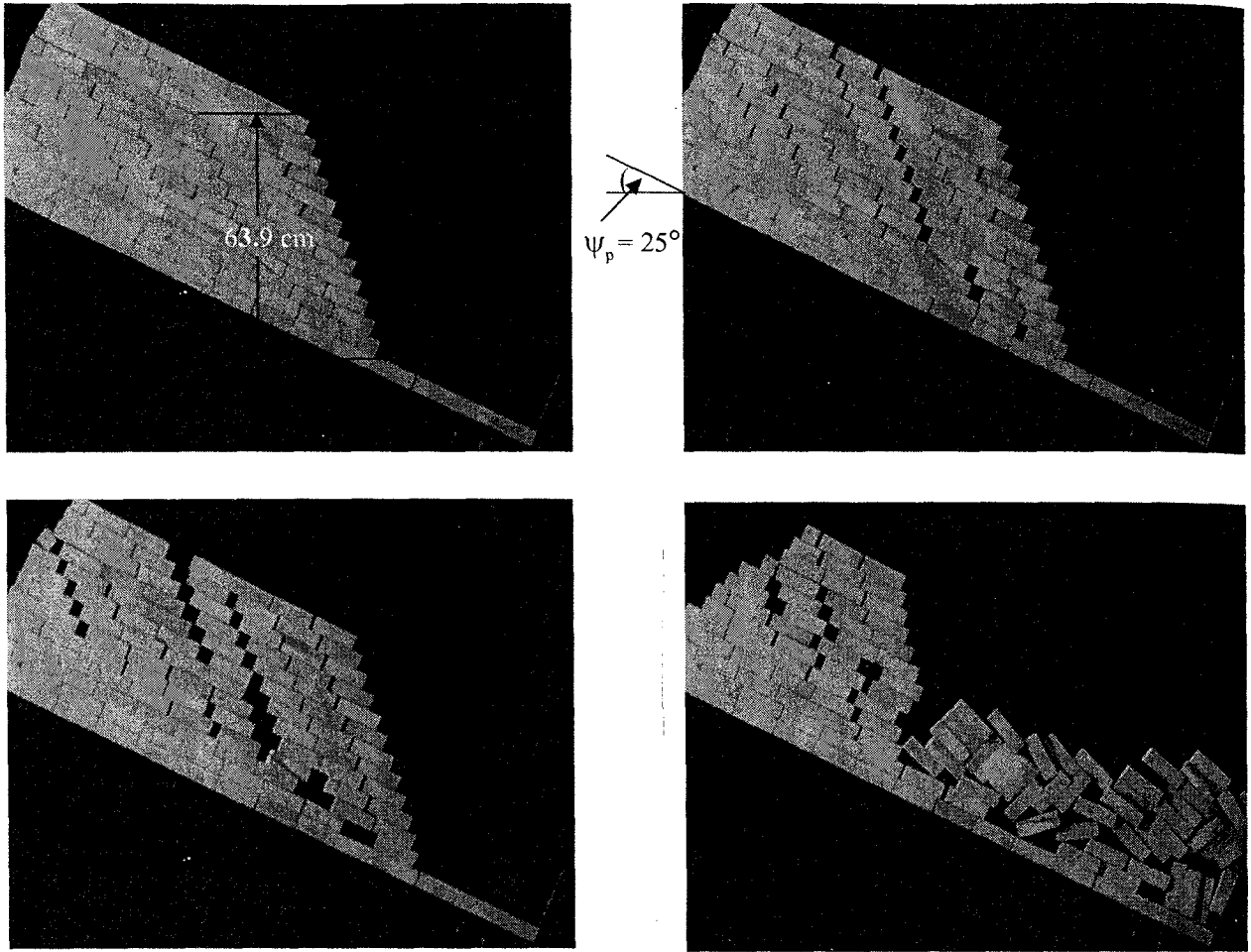
รูปที่ ก-5 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 50^\circ$



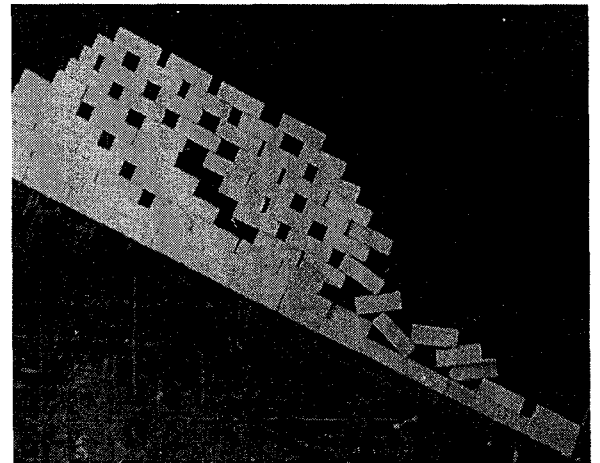
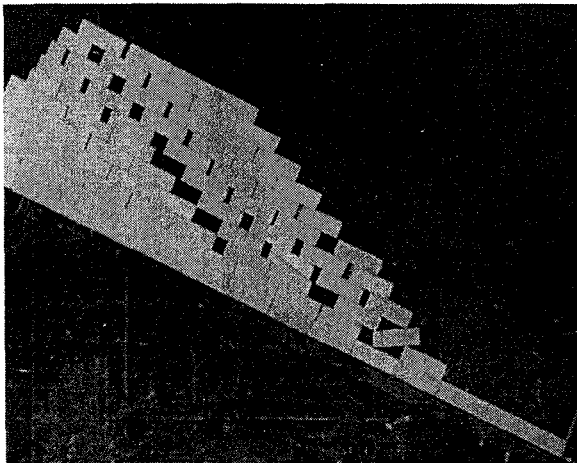
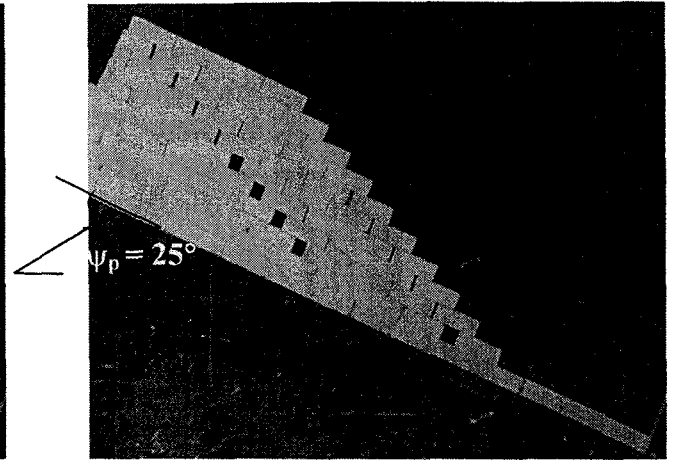
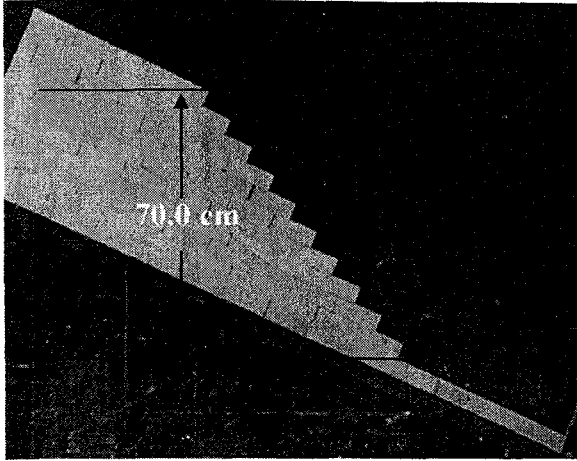
รูปที่ ก-6 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 72^\circ$



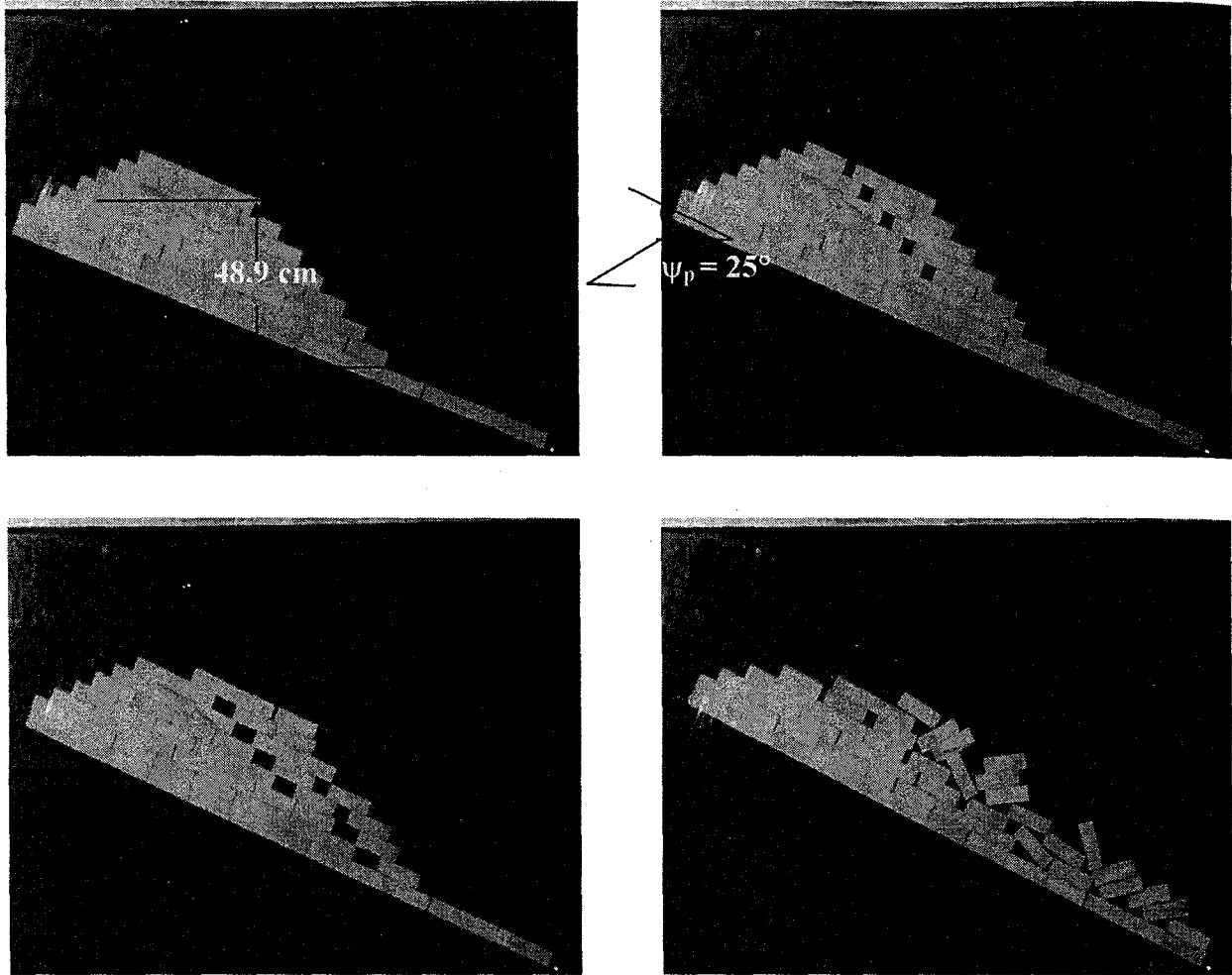
รูปที่ ก-7 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 71^\circ$



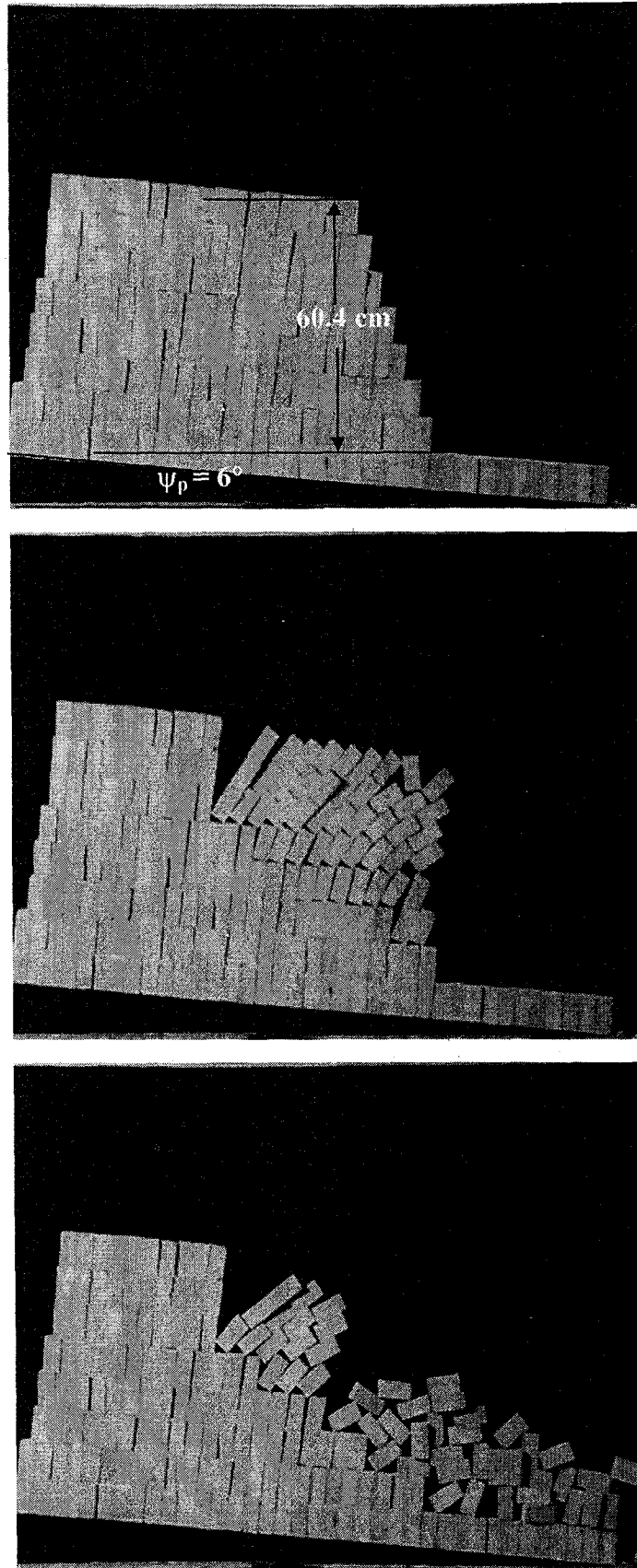
รูปที่ ก-8 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 71^\circ$



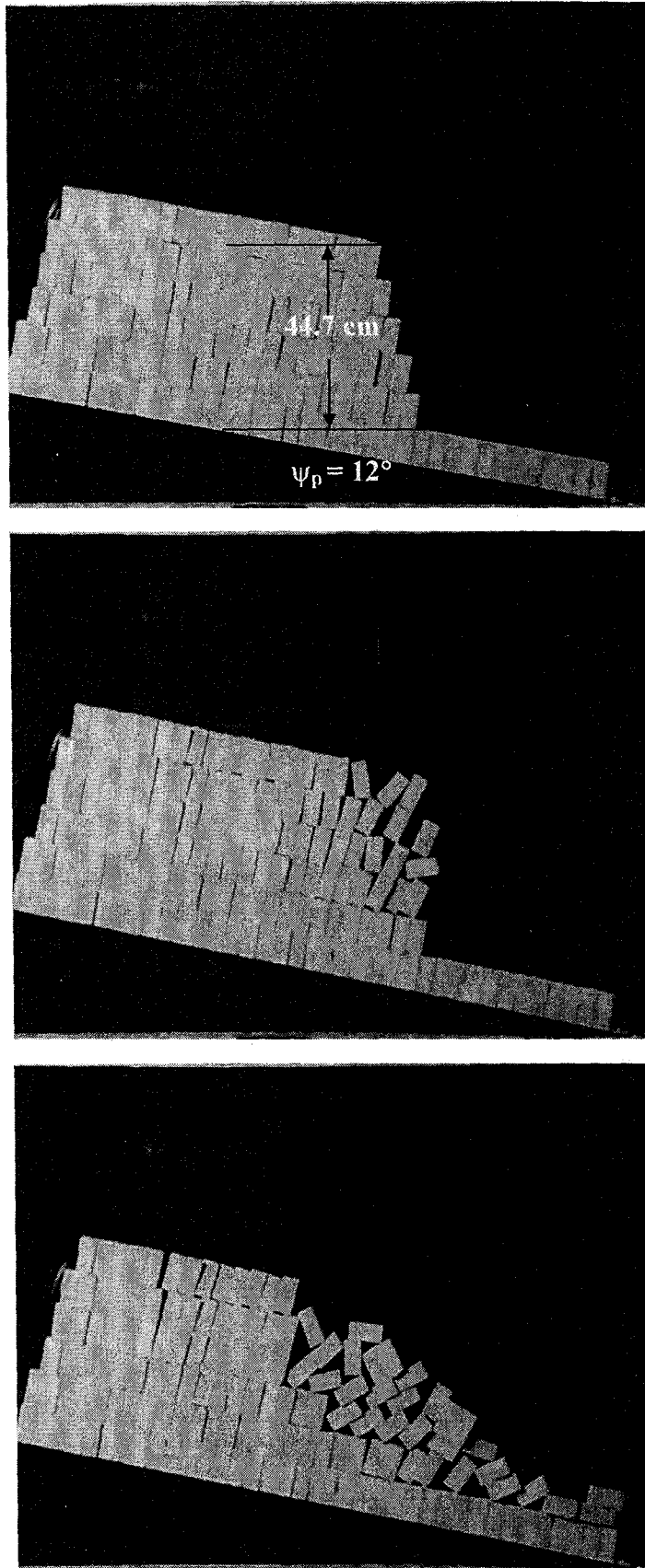
รูปที่ ก-9 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 52^\circ$



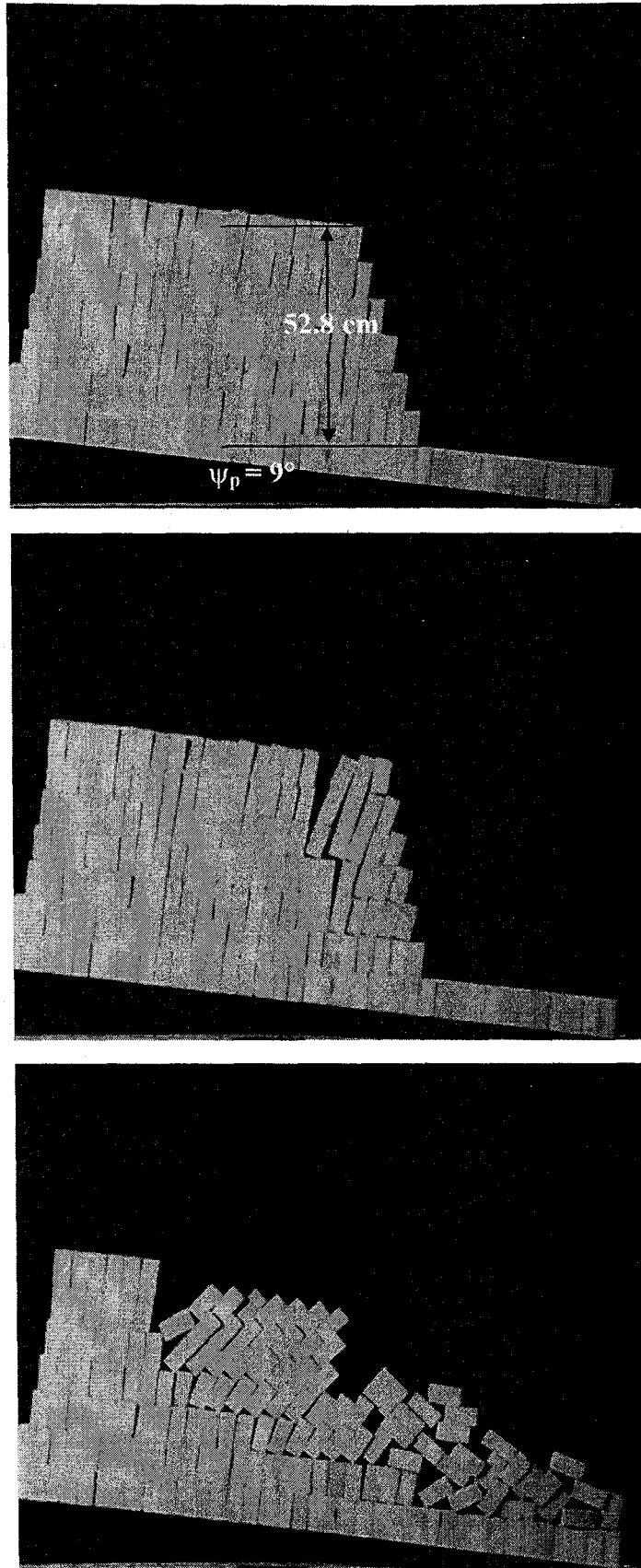
รูปที่ ก-10 การจำลองการพังทลายตามแนวระนาบสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 52^\circ$



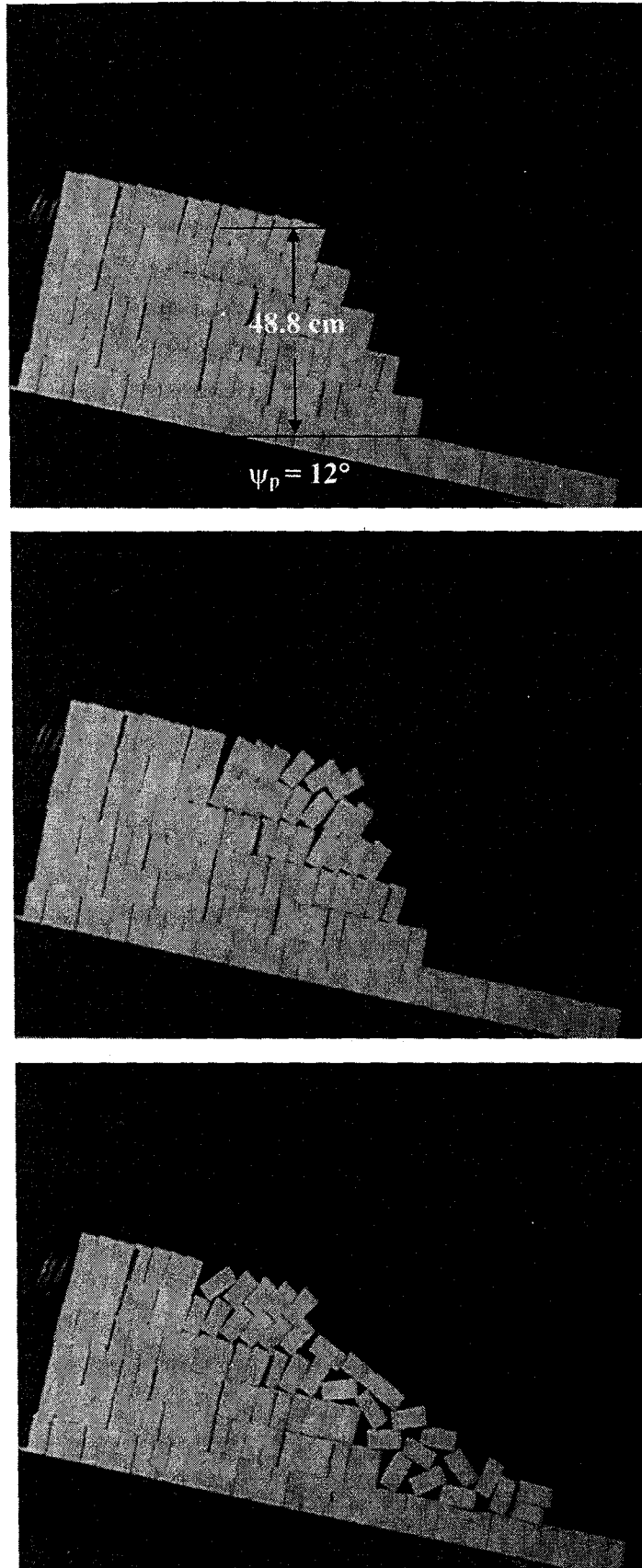
รูปที่ ก-11 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_i = 72^\circ$



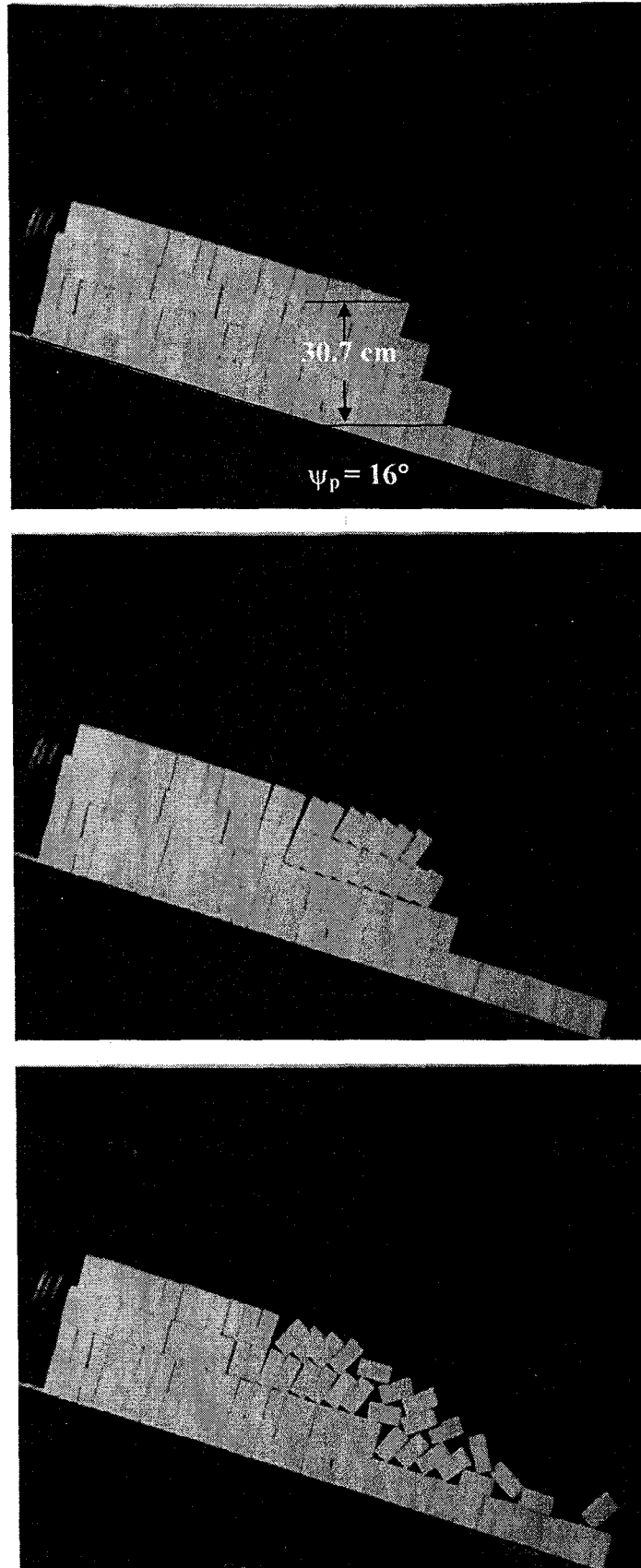
รูปที่ ก-12 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_c = 76^\circ$



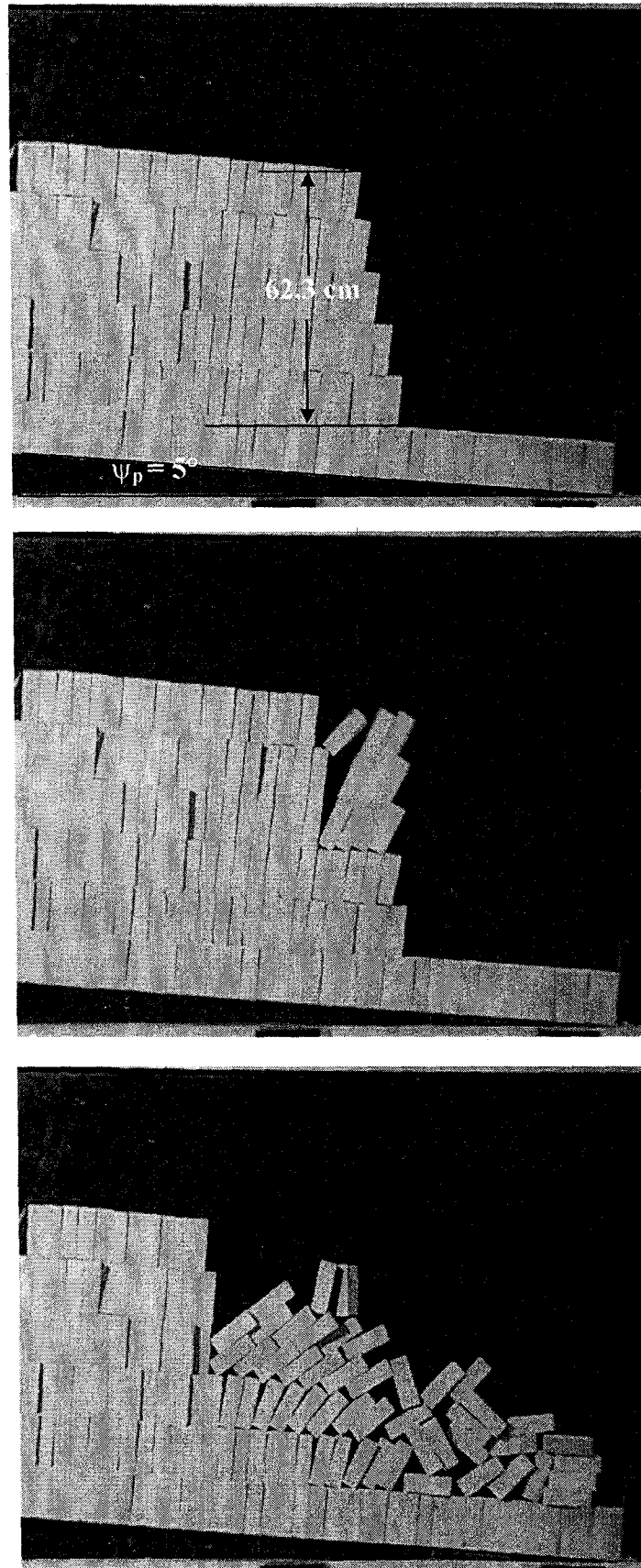
รูปที่ ก-13 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 73^\circ$



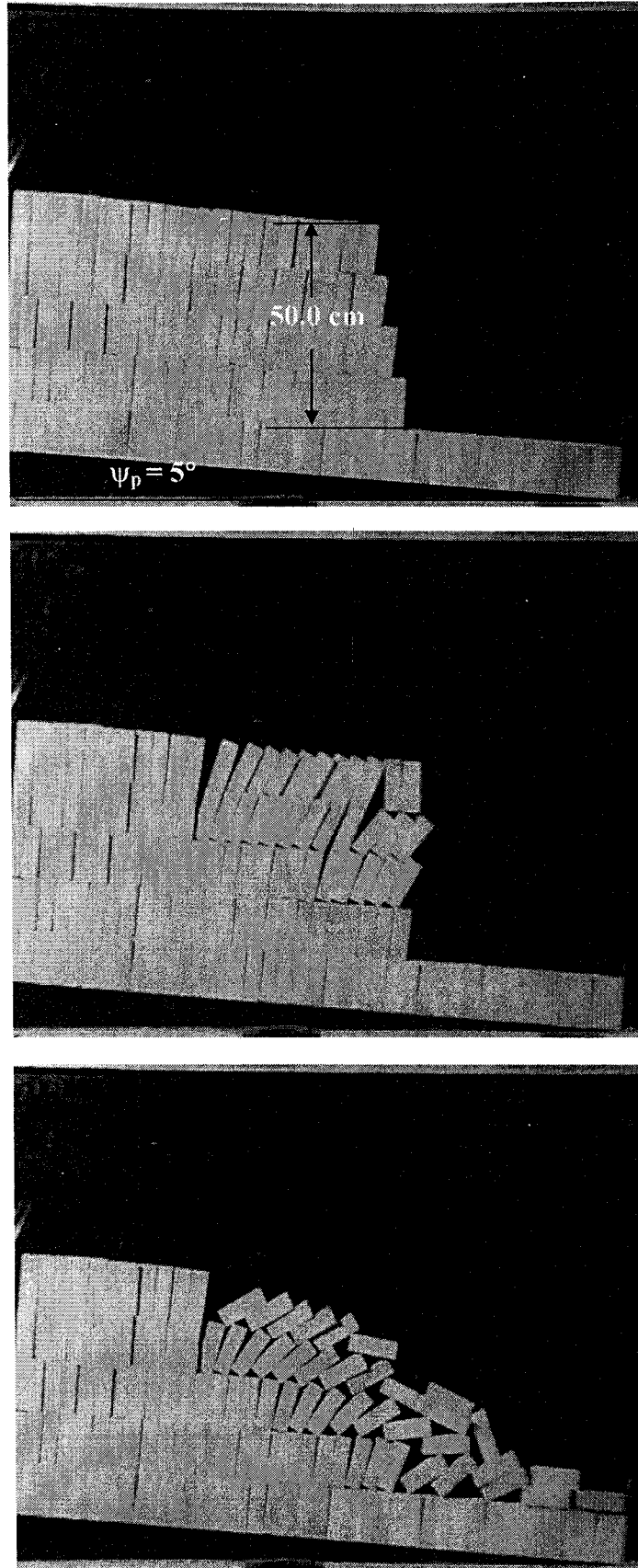
รูปที่ ก-14 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 57^\circ$



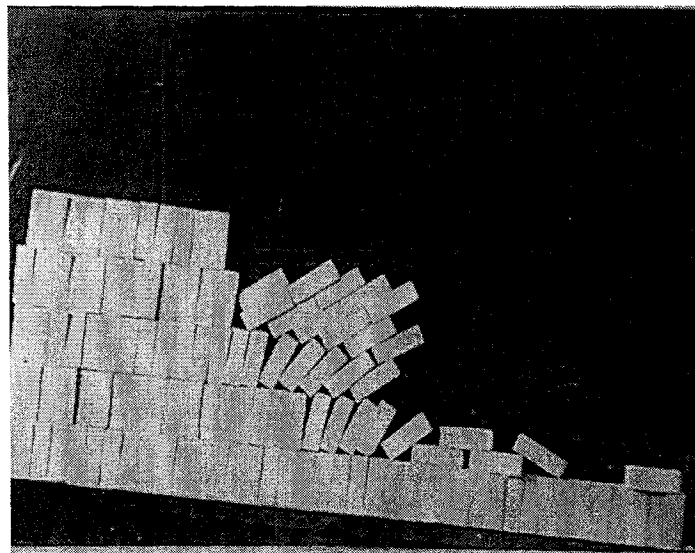
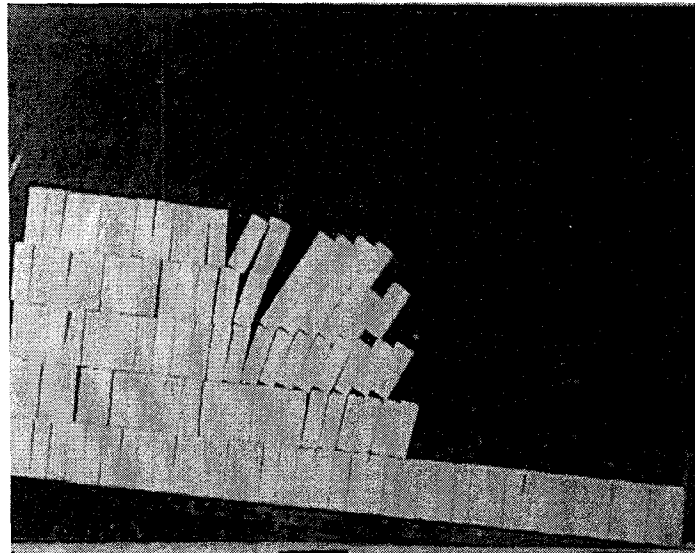
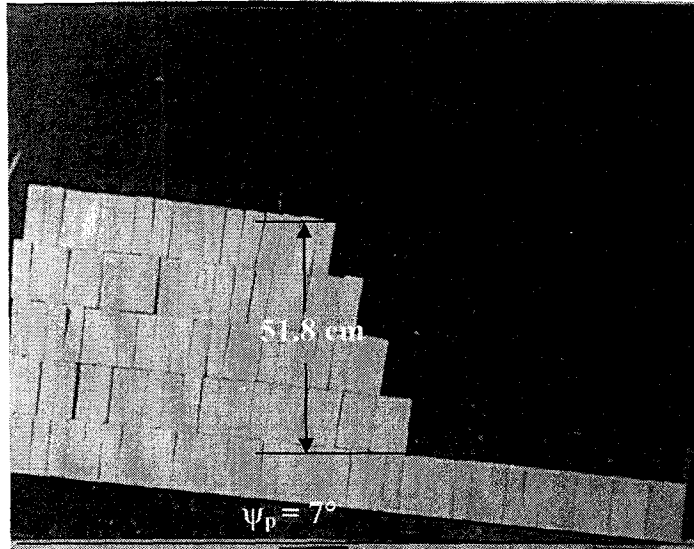
รูปที่ ก-15 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 61^\circ$



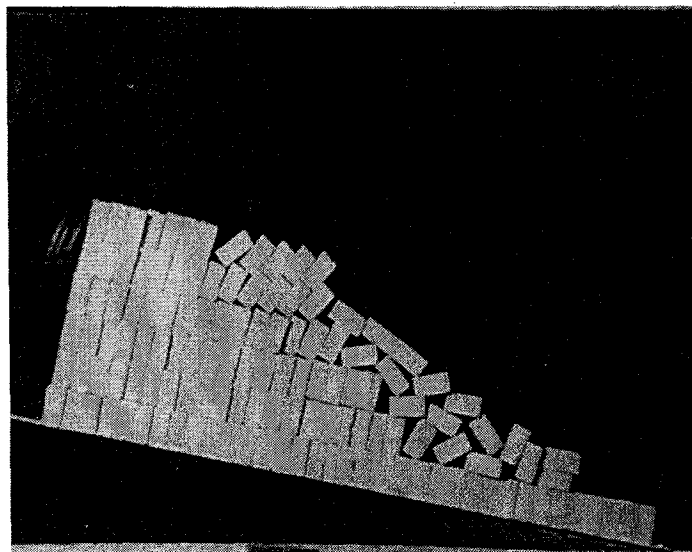
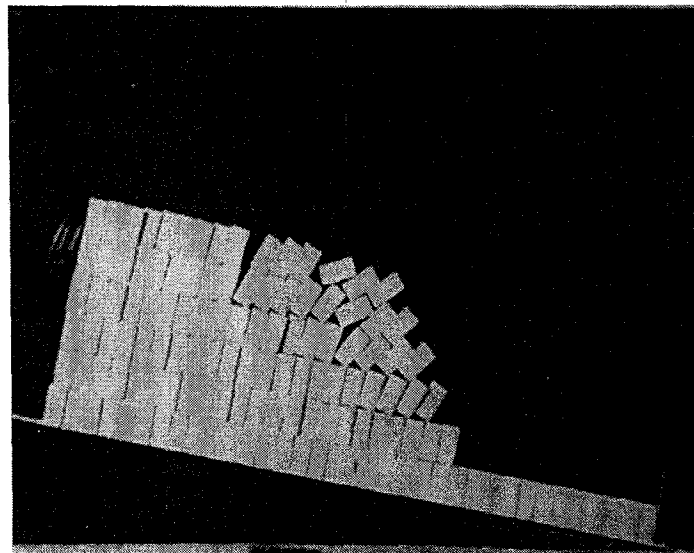
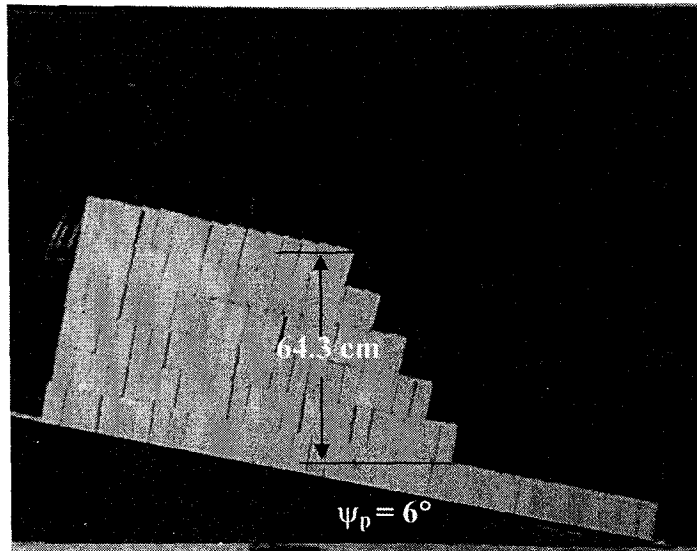
รูปที่ ก-16 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 77^\circ$



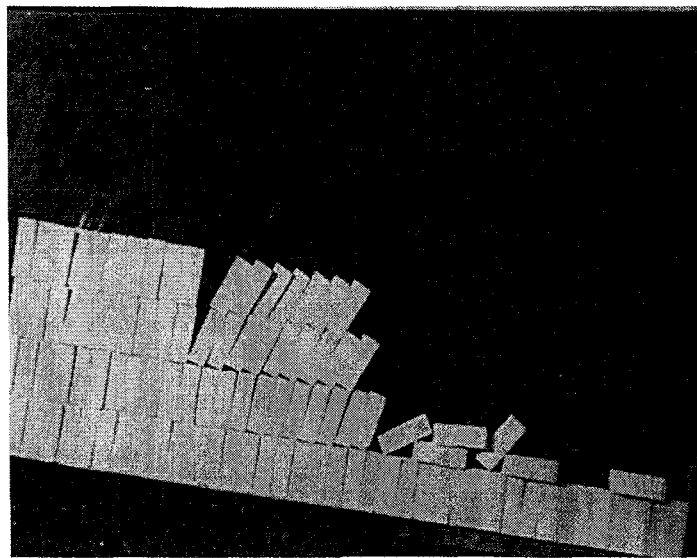
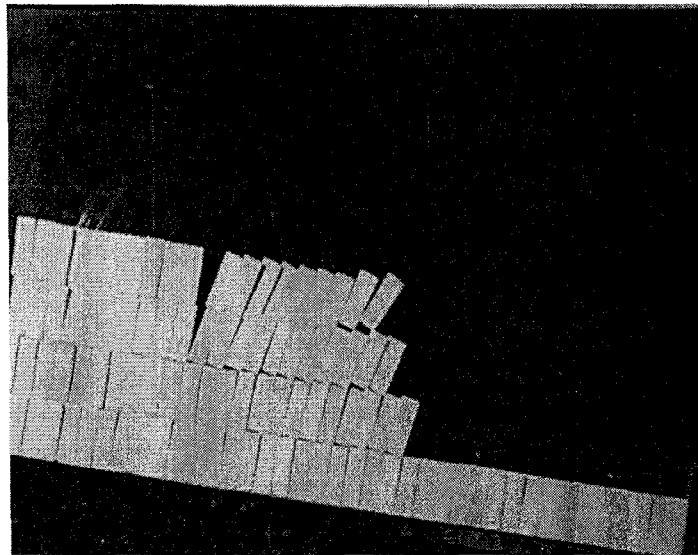
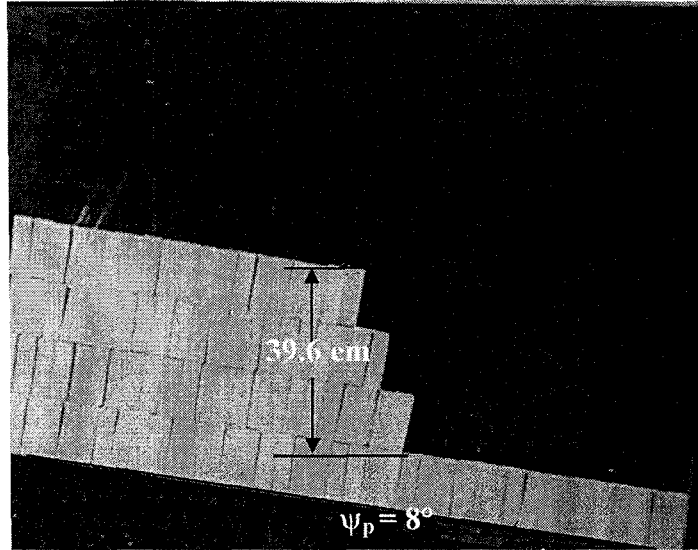
รูปที่ ก-17 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 77^\circ$



รูปที่ ก-18 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_r = 65^\circ$



รูปที่ ก-19 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มุม $\psi_f = 64^\circ$



รูปที่ ก-20 การจำลองการพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร ที่มีมุม $\psi_f = 66^\circ$

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{t0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-----------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|--|
| C-S1-H1-1 | 4 | 47 | 12.1 | 130.6 | 86 | 25 | 68 | 16.5 | Sliding Failure |
| C-S1-H1-2 | 5 | 45 | 12.1 | 127.7 | 51 | 25 | 65 | 17.1 | Sliding Failure |
| C-S1-H1-3 | 5 | 47 | 12.1 | 119.0 | 85 | 27 | 69 | 16.9 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S1-H2-1 | 3 | 48 | 16.3 | 118.8 | 85 | 24 | 69 | 21.5 | Sliding Failure |
| C-S1-H2-2 | 3 | 47 | 16.3 | 119.1 | 85 | 24 | 68 | 21.8 | Sliding Failure |
| C-S1-H2-3 | 3 | 47 | 16.3 | 113.5 | 69 | 25 | 69 | 21.9 | Sliding Failure |
| C-S1-H3-1 | 3 | 46 | 20.2 | 113.5 | 87 | 22 | 65 | 26.8 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the middle |
| C-S1-H3-2 | 3 | 48 | 20.2 | 118.2 | 55 | 23 | 68 | 26.5 | (1) Toppling at the middle (2) Sliding near bottom |
| C-S1-H3-3 | 3 | 49 | 20.2 | 130.0 | 79 | 23 | 69 | 26.2 | Sliding and Toppling Failure |
| C-S1-H4-1 | 3 | 49 | 28.5 | 125.5 | 77 | 21 | 67 | 36.5 | (1) Toppling at the middle (2) Sliding near bottom |
| C-S1-H4-2 | 3 | 49 | 28.5 | 125.5 | 67 | 22 | 68 | 36.7 | Sliding and Toppling Failure |
| C-S1-H4-3 | 3 | 49 | 28.5 | 125.6 | 69 | 20 | 66 | 36.2 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S1-H5-1 | 3 | 48 | 37.0 | 125.5 | 70 | 20 | 65 | 47.4 | Sliding and Toppling Failure |
| C-S1-H5-2 | 3 | 48 | 37.0 | 125.8 | 87 | 19 | 64 | 47.0 | (1) Sliding at the middle (2) Toppling at the top |
| C-S1-H5-3 | 3 | 49 | 37.0 | 125.8 | 58 | 21 | 67 | 47.3 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S1-H6-1 | 3 | 49 | 44.5 | 126.2 | 65 | 20 | 66 | 56.5 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{r0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-----------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|---|
| C-S1-H6-2 | 3 | 48 | 44.5 | 125.2 | 60 | 19 | 64 | 56.6 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the middle |
| C-S1-H6-3 | 3 | 48 | 44.5 | 125.3 | 71 | 16 | 61 | 55.0 | (1) Toppling at the top (2) Sliding at the middle |
| C-S1-H7-1 | 3 | 48 | 53.0 | 125.4 | 72 | 19 | 64 | 67.4 | (1) Toppling at the top (2) Toppling at the middle (3) Sliding near bottom |
| C-S1-H7-2 | 3 | 48 | 53.0 | 125.5 | 77 | 16 | 61 | 65.6 | Toppling and Sliding Failure |
| C-S1-H7-3 | 3 | 49 | 53.0 | 125.5 | 65 | 19 | 65 | 66.8 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S1-H8-1 | 3 | 48 | 61.2 | 125.5 | 65 | 16 | 61 | 75.7 | (1) Toppling at the Top (2) Sliding near bottom |
| C-S1-H8-2 | 3 | 49 | 61.2 | 125.5 | 79 | 16 | 62 | 75.1 | (1) Sliding near bottom (2) Toppling at the middle to top |
| C-S1-H8-3 | 3 | 48 | 61.2 | 125.5 | 87 | 16 | 61 | 75.7 | (1) Toppling at the top (2) Toppling at the middle |
| C-S2-H1-1 | 3 | 31 | 12.0 | 125.5 | 46 | 24 | 52 | 20.1 | Sliding Failure |
| C-S2-H1-2 | 3 | 30 | 12.3 | 124.2 | 72 | 25 | 52 | 21.3 | Sliding Failure |
| C-S2-H1-3 | 3 | 30 | 12.3 | 124.2 | 46 | 25 | 52 | 21.3 | Sliding Failure |
| C-S2-H2-1 | 3 | 30 | 16.3 | 124.5 | 87 | 24 | 51 | 27.9 | (1) Sliding at the top (2) Sliding at the bottom |
| C-S2-H2-2 | 3 | 29 | 16.3 | 121.7 | 76 | 24 | 50 | 28.5 | (1) Sliding at the middle (2) Toppling at the top |
| C-S2-H2-3 | 3 | 30 | 16.3 | 123.0 | 63 | 25 | 52 | 28.3 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{th} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-----------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|--|
| C-S2-H3-1 | 3 | 29 | 20.4 | 123.2 | 70 | 25 | 51 | 36.2 | (1) Sliding at the middle |
| C-S2-H3-2 | 3 | 31 | 20.4 | 123.2 | 63 | 24 | 52 | 34.2 | (1) Sliding at the bottom |
| C-S2-H3-3 | 3 | 31 | 20.4 | 123.0 | 59 | 24 | 52 | 34.2 | (1) Sliding at the middle |
| C-S2-H4-1 | 3 | 29 | 24.7 | 123.0 | 68 | 24 | 50 | 43.2 | (1) Sliding at the bottom |
| C-S2-H4-2 | 3 | 30 | 24.7 | 123.0 | 65 | 24 | 51 | 42.3 | (1) Sliding at the bottom |
| C-S2-H4-3 | 3 | 30 | 24.7 | 123.0 | 66 | 24 | 51 | 42.3 | (1) Sliding at bottom |
| C-S2-H5-1 | 3 | 30 | 28.3 | 123.0 | 66 | 23 | 50 | 47.8 | Sliding at the bottom and toppling at the top |
| C-S2-H5-2 | 3 | 30 | 28.3 | 123.0 | 70 | 23 | 50 | 47.8 | (1) Toppling at the top (2) Sliding at bottom |
| C-S2-H5-3 | 3 | 30 | 28.3 | 121.7 | 62 | 23 | 50 | 47.8 | (1) Sliding at the top (2) Sliding at the bottom |
| C-S2-H5-4 | 3 | 29 | 28.3 | 122.8 | 55 | 22 | 48 | 48.0 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the middle |
| C-S2-H6-1 | 3 | 30 | 32.4 | 122.0 | 55 | 23 | 50 | 54.7 | (1) Toppling at the top (2) Sliding near bottom |
| C-S2-H6-2 | 3 | 30 | 32.4 | 122.0 | 63 | 22 | 49 | 53.9 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S2-H6-3 | 3 | 30 | 32.4 | 121.8 | 64 | 22 | 49 | 53.9 | Sliding at the bottom and sliding at the top |

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{f0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-----------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|--|
| C-S2-H7-1 | 3 | 30 | 36.7 | 121.8 | 62 | 22 | 49 | 61.0 | (1) Sliding at the middle (2) Sliding at the bottom |
| C-S2-H7-2 | 3 | 29 | 36.7 | 121.8 | 75 | 21 | 47 | 61.2 | (1) Sliding at the middle (2) Toppling at the top |
| C-S2-H7-3 | 3 | 29 | 36.7 | 121.8 | 60 | 22 | 48 | 62.2 | (1) Sliding at the middle (2) Toppling at top |
| C-S2-H8-1 | 3 | 30 | 40.5 | 121.8 | 87 | 21 | 48 | 66.3 | (1) Toppling at the middle (2) Sliding at the bottom |
| C-S2-H8-2 | 3 | 30 | 40.5 | 121.8 | 68 | 21 | 48 | 66.3 | (1) Sliding at the middle (2) Toppling at the top |
| C-S2-H8-3 | 3 | 29 | 40.5 | 121.8 | 68 | 20 | 46 | 66.5 | (1) Sliding at the bottom (2) Toppling at the top |
| C-S3-H1-1 | 3 | 20 | 12.0 | 121.8 | 87 | 23 | 40 | 26.4 | Sliding Failure |
| C-S3-H1-2 | 3 | 22 | 12.0 | 121.8 | 54 | 23 | 42 | 24.7 | Sliding Failure |
| C-S3-H1-3 | 3 | 21 | 12.0 | 124.8 | 87 | 23 | 41 | 25.5 | Sliding Failure |
| C-S3-H2-1 | 3 | 22 | 16.0 | 125.0 | 87 | 24 | 43 | 33.5 | Sliding Failure |
| C-S3-H2-2 | 3 | 21 | 16.0 | 123.0 | 46 | 24 | 42 | 34.6 | Sliding Failure |
| C-S3-H2-3 | 3 | 21 | 16.0 | 124.9 | 53 | 24 | 42 | 34.6 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-1 สรุปผลการจำลองความลาดเอียง โดยใส่ตัวอย่างหินขนาด 4x4x4 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | $\psi_{\text{ค}}$ (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-----------|-------------------------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| C-S3-H3-1 | 3 | 22 | 20.2 | 125.0 | 53 | 24 | 43 | 42.3 | Sliding Failure |
| C-S3-H3-2 | 3 | 22 | 20.2 | 123.0 | 87 | 23 | 42 | 41.5 | Sliding Failure |
| C-S3-H3-3 | 3 | 22 | 20.2 | 123.2 | 87 | 23 | 42 | 41.5 | Sliding Failure |
| C-S3-H4-1 | 3 | 22 | 24.4 | 123.1 | 87 | 23 | 42 | 50.1 | Sliding Failure |
| C-S3-H4-2 | 3 | 22 | 24.4 | 123.0 | 63 | 23 | 42 | 50.1 | Sliding Failure |
| C-S3-H4-3 | 3 | 22 | 24.4 | 123.0 | 65 | 24 | 43 | 51.1 | Sliding Failure |
| C-S3-H5-1 | 3 | 22 | 28.4 | 123.0 | 63 | 24 | 43 | 59.5 | Sliding Failure |
| C-S3-H5-2 | 3 | 22 | 28.2 | 123.0 | 71 | 23 | 42 | 58.0 | Sliding Failure |
| C-S3-H5-3 | 3 | 23 | 28.4 | 123.2 | 73 | 23 | 43 | 56.6 | Sliding Failure |
| C-S3-H6-1 | 3 | 22 | 32.5 | 127.5 | 71 | 24 | 43 | 68.1 | Sliding Failure |
| C-S3-H6-2 | 3 | 23 | 32.5 | 127.0 | 87 | 24 | 44 | 66.0 | Sliding Failure |
| C-S3-H6-3 | 3 | 23 | 32.5 | 127.0 | 70 | 24 | 44 | 66.0 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{θ} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R8H-S1-H1-1 | 3 | 50 | 12.2 | 132.0 | 39 | 26 | 73 | 16.0 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H1-2 | 3 | 49 | 12.2 | 132.0 | 39 | 27 | 73 | 16.2 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H1-3 | 3 | 51 | 12.2 | 131.0 | 39 | 27 | 75 | 15.9 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H2-1 | 3 | 50 | 20.2 | 132.0 | 36 | 26 | 73 | 26.4 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H2-2 | 3 | 50 | 20.2 | 131.9 | 39 | 25 | 72 | 26.3 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H2-3 | 3 | 50 | 20.2 | 132.0 | 37 | 26 | 73 | 26.4 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H3-1 | 3 | 50 | 28.4 | 132.0 | 39 | 24 | 71 | 36.7 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H3-2 | 3 | 50 | 28.4 | 132.0 | 38 | 25 | 72 | 36.9 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H3-3 | 3 | 49 | 28.4 | 132.0 | 38 | 24 | 70 | 37.1 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H4-1 | 3 | 50 | 36.3 | 131.9 | 37 | 24 | 71 | 46.9 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H4-2 | 3 | 50 | 36.3 | 132.0 | 37 | 24 | 71 | 46.9 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H4-3 | 3 | 51 | 36.3 | 132.0 | 38 | 24 | 72 | 46.5 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H5-1 | 3 | 49 | 44.7 | 132.0 | 38 | 24 | 70 | 58.4 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H5-2 | 3 | 48 | 44.7 | 132.0 | 42 | 24 | 69 | 59.0 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H5-3 | 3 | 50 | 44.7 | 132.0 | 42 | 24 | 71 | 57.8 | Sliding Failure |
| R8H-S1-H6-1 | 3 | 50 | 40.7 | 107.4 | 87 | 25 | 72 | 52.9 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R8H-S1-H7-1 | 3 | 49 | 48.8 | 107.4 | 87 | 25 | 71 | 64.1 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H1-1 | 3 | 30 | 12.0 | 132.1 | 87 | 24 | 51 | 20.5 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H1-2 | 3 | 30 | 12.0 | 124.0 | 87 | 24 | 51 | 20.5 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H1-3 | 3 | 31 | 12.0 | 115.3 | 87 | 27 | 55 | 20.9 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H2-1 | 3 | 29 | 16.1 | 115.2 | 87 | 27 | 53 | 29.3 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H2-2 | 3 | 30 | 16.1 | 115.0 | 87 | 26 | 53 | 28.3 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H2-3 | 3 | 30 | 16.1 | 115.2 | 87 | 27 | 54 | 28.7 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H3-1 | 3 | 30 | 20.4 | 115.2 | 87 | 25 | 52 | 35.4 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H3-2 | 3 | 30 | 20.4 | 115.3 | 87 | 25 | 52 | 35.4 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H3-3 | 3 | 29 | 20.4 | 115.3 | 87 | 25 | 51 | 36.2 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H4-1 | 3 | 30 | 24.3 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 41.6 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H4-2 | 3 | 30 | 24.3 | 115.3 | 87 | 25 | 52 | 42.2 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H4-3 | 3 | 30 | 24.3 | 115.5 | 87 | 25 | 52 | 42.2 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H5-1 | 3 | 30 | 28.3 | 115.2 | 87 | 24 | 51 | 48.4 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H5-2 | 3 | 31 | 28.3 | 115.3 | 87 | 24 | 52 | 47.5 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H5-3 | 3 | 30 | 28.3 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 48.4 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{f0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R8H-S2-H6-1 | 3 | 30 | 36.2 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 62.0 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H6-2 | 3 | 29 | 36.2 | 115.2 | 87 | 24 | 50 | 63.3 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H6-3 | 3 | 30 | 36.2 | 115.3 | 87 | 24 | 51 | 62.0 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H7-1 | 3 | 29 | 44.6 | 115.4 | 87 | 23 | 49 | 76.8 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H7-2 | 3 | 30 | 45.2 | 115.5 | 87 | 23 | 50 | 76.3 | Sliding Failure |
| R8H-S2-H7-3 | 3 | 30 | 44.6 | 115.3 | 87 | 23 | 50 | 75.3 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H1-1 | 3 | 49 | 12.1 | 121.0 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H1-2 | 3 | 49 | 12.1 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H1-3 | 3 | 49 | 12.1 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H2-1 | 3 | 49 | 16.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H2-2 | 3 | 49 | 16.2 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H2-3 | 3 | 50 | 16.2 | 121.0 | 22 | 25 | 72 | 21.1 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H3-1 | 3 | 49 | 20.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 26.7 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H3-2 | 3 | 49 | 20.2 | 108.7 | 22 | 25 | 71 | 26.6 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H3-3 | 3 | 49 | 20.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 26.6 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H4-1 | 3 | 48 | 24.2 | 108.7 | 23 | 25 | 70 | 32.2 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความถดถอย โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R8H-S3-H4-2 | 3 | 49 | 24.3 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 32.1 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H4-3 | 3 | 49 | 24.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 31.8 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H5-1 | 3 | 48 | 28.4 | 108.7 | 23 | 26 | 71 | 38.0 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H5-2 | 3 | 48 | 28.5 | 108.6 | 22 | 25 | 70 | 37.9 | Sliding Failure |
| R8H-S3-H5-3 | 3 | 48 | 28.2 | 108.6 | 22 | 26 | 71 | 37.7 | Sliding Failure |
| R8V-S1-H1-1 | 3 | 68 | 24.7 | 127.7 | 87 | 16 | 81 | 26.9 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H1-2 | 3 | 66 | 24.8 | 102.6 | 87 | 15 | 78 | 27.2 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H1-3 | 3 | 65 | 24.6 | 102.5 | 87 | 15 | 77 | 27.2 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H2-1 | 3 | 66 | 33.0 | 102.5 | 87 | 19 | 82 | 36.7 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H2-2 | 3 | 66 | 33.0 | 102.8 | 87 | 14 | 77 | 36.1 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H2-3 | 3 | 67 | 33.1 | 103.0 | 87 | 18 | 82 | 36.5 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H2-4 | 3 | 67 | 33.5 | 107.7 | 87 | 13 | 77 | 36.3 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H2-5 | 3 | 67 | 33.0 | 99.1 | 87 | 13 | 77 | 35.8 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H3-1 | 3 | 67 | 41.5 | 102.8 | 87 | 13 | 77 | 45.0 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความถดถอยโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{n0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R8V-S1-H3-2 | 3 | 67 | 41.4 | 102.9 | 87 | 11 | 75 | 44.5 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H3-3 | 3 | 67 | 41.4 | 102.7 | 87 | 12 | 76 | 44.7 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H4-1 | 3 | 68 | 49.8 | 103.2 | 87 | 9 | 74 | 52.8 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H4-2 | 3 | 68 | 50.0 | 103.2 | 87 | 7 | 72 | 52.5 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H4-3 | 3 | 67 | 49.9 | 102.7 | 87 | 9 | 73 | 53.1 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H5-1 | 3 | 69 | 58.0 | 103.0 | 87 | 6 | 72 | 60.4 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H5-2 | 3 | 69 | 58.0 | 106.9 | 87 | 6 | 72 | 60.4 | Toppling Failure |
| R8V-S1-H5-3 | 3 | 69 | 58.0 | 106.9 | 87 | 5 | 71 | 60.0 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H1-1 | 3 | 49 | 25 | 103.1 | 87 | 16 | 62 | 30.7 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H1-2 | 3 | 49 | 25 | 103.2 | 87 | 14 | 60 | 30.1 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H1-3 | 3 | 49 | 25 | 94.6 | 87 | 16 | 62 | 30.7 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H1-4 | 3 | 46 | 24.8 | 129.0 | 87 | 17 | 60 | 31.5 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H2-1 | 3 | 49 | 33.2 | 94.9 | 87 | 15 | 61 | 40.4 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H2-2 | 3 | 49 | 33.2 | 94.2 | 87 | 12 | 58 | 39.1 | Toppling Failure |
| R8V-S2-H2-3 | 3 | 49 | 33.2 | 94.8 | 87 | 18 | 64 | 41.5 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความถดถอยโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R8V-S2-H2-4 | 3 | 47 | 33 | 128.7 | 87 | 15 | 59 | 40.7 | Topping Failure |
| R8V-S2-H3-1 | 3 | 49 | 41.5 | 94.9 | 87 | 15 | 61 | 50.5 | Topping Failure |
| R8V-S2-H3-2 | 3 | 49 | 41.5 | 94.6 | 87 | 10 | 56 | 47.8 | Topping Failure |
| R8V-S2-H3-3 | 3 | 49 | 41.5 | 94.9 | 87 | 12 | 58 | 48.9 | Topping Failure |
| R8V-S2-H3-4 | 1 | 46 | 41.3 | 128.7 | 87 | 13 | 58 | 49.5 | Topping Failure |
| R8V-S2-H4-1 | 3 | 49 | 49.6 | 95 | 87 | 15 | 61 | 60.3 | Topping Failure |
| R8V-S2-H4-2 | 3 | 49 | 49.6 | 94.6 | 87 | 11 | 57 | 57.8 | Topping Failure |
| R8V-S2-H4-3 | 3 | 49 | 49.6 | 93.9 | 87 | 10 | 56 | 57.2 | Topping Failure |
| R8V-S2-H5-1 | 3 | 49 | 58 | 94.2 | 87 | 9 | 55 | 66.1 | Topping Failure |
| R8V-S2-H5-2 | 3 | 49 | 58 | 94.1 | 87 | 8 | 54 | 65.2 | Topping Failure |
| R8V-S2-H5-3 | 3 | 49 | 58.5 | 94 | 87 | 8 | 54 | 65.8 | Topping Failure |
| R8V-S3-H1-1 | 3 | 37 | 25.0 | 94.2 | 87 | 14 | 48 | 33.2 | Topping Failure |
| R8V-S3-H1-2 | 3 | 36 | 25.0 | 94.2 | 87 | 16 | 49 | 34.6 | Topping Failure |
| R8V-S3-H1-3 | 3 | 36 | 25.0 | 93.9 | 87 | 18 | 51 | 35.7 | Topping Failure |
| R8V-S3-H1-4 | 3 | 36 | 24.5 | 128.7 | 87 | 19 | 52 | 35.5 | Topping Failure |

ตารางที่ ก-2 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R8V-S3-H2-1 | 3 | 37 | 33.4 | 94.1 | 87 | 19 | 53 | 47.7 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H2-2 | 3 | 37 | 33.4 | 90.2 | 87 | 15 | 49 | 45.1 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H2-3 | 3 | 37 | 33.5 | 90.2 | 87 | 15 | 49 | 45.2 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H2-4 | 3 | 37 | 33 | 133.1 | 87 | 16 | 50 | 45.2 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H3-1 | 3 | 37 | 41.5 | 90.1 | 87 | 14 | 48 | 55.2 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H3-2 | 3 | 37 | 41.5 | 90.3 | 87 | 15 | 49 | 56.0 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H3-3 | 3 | 37 | 41.5 | 90.2 | 87 | 14 | 48 | 55.2 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H4-1 | 3 | 37 | 50.0 | 98.8 | 87 | 11 | 45 | 63.2 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H4-2 | 3 | 37 | 50.0 | 98.6 | 87 | 12 | 46 | 64.3 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H4-3 | 3 | 37 | 50.0 | 94.3 | 87 | 12 | 46 | 64.3 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H5-1 | 3 | 37 | 58.0 | 107.0 | 87 | 9 | 43 | 70.7 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H5-2 | 3 | 37 | 58.0 | 107.0 | 87 | 10 | 44 | 72.1 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H5-3 | 3 | 37 | 58.0 | 103.0 | 87 | 12 | 46 | 74.6 | Toppling Failure |
| R8V-S3-H5-4 | 3 | 37 | 58 | 140.5 | 87 | 9 | 43 | 70.7 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{f0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R12H-S1-H1-1 | 3 | 49 | 12.1 | 121.0 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H1-2 | 3 | 49 | 12.1 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H1-3 | 3 | 49 | 12.1 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H2-1 | 3 | 49 | 16.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H2-2 | 3 | 49 | 16.2 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H2-3 | 3 | 50 | 16.2 | 121.0 | 22 | 25 | 72 | 21.1 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H3-1 | 3 | 49 | 20.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 26.7 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H3-2 | 3 | 49 | 20.2 | 108.7 | 22 | 25 | 71 | 26.6 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H3-3 | 3 | 49 | 20.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 26.6 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H4-1 | 3 | 48 | 24.2 | 108.7 | 23 | 25 | 70 | 32.2 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H4-2 | 3 | 49 | 24.3 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 32.1 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H4-3 | 3 | 49 | 24.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 31.8 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H5-1 | 3 | 48 | 28.4 | 108.7 | 23 | 26 | 71 | 38.0 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H5-2 | 3 | 48 | 28.5 | 108.6 | 22 | 25 | 70 | 37.9 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความเสถียรเชิงโคยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{f0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R12H-S1-H5-3 | 3 | 48 | 28.2 | 108.6 | 22 | 26 | 71 | 37.7 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H6-1 | 3 | 48 | 70.2 | 120.7 | 87 | 25 | 70 | 93.3 | Sliding Failure |
| R12H-S1-H7-1 | 3 | 49 | 48.6 | 120.7 | 87 | 25 | 71 | 63.9 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H1-1 | 3 | 30 | 12.3 | 108.5 | 39 | 26 | 53 | 21.6 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H1-2 | 3 | 30 | 12.3 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 21.6 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H1-3 | 3 | 30 | 12.3 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 21.6 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H2-1 | 3 | 30 | 16.2 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 28.5 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H2-2 | 3 | 30 | 16.2 | 108.7 | 40 | 26 | 53 | 28.5 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H2-3 | 3 | 30 | 16.2 | 109.0 | 39 | 26 | 53 | 28.5 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H3-1 | 3 | 30 | 20.1 | 108.7 | 40 | 25 | 52 | 34.9 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H3-2 | 3 | 30 | 20.2 | 108.9 | 40 | 25 | 52 | 35.1 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H3-3 | 3 | 30 | 20.2 | 108.9 | 40 | 26 | 53 | 35.5 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H4-1 | 3 | 30 | 24.2 | 109.2 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H4-2 | 3 | 30 | 24.2 | 108.8 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------|
| R12H-S2-H4-3 | 3 | 30 | 24.2 | 108.7 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H5-1 | 3 | 30 | 28.1 | 109.2 | 40 | 25 | 52 | 48.8 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H5-2 | 3 | 30 | 28.2 | 109.0 | 40 | 26 | 53 | 49.6 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H5-3 | 3 | 30 | 28.2 | 108.8 | 41 | 25 | 52 | 48.9 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H6-1 | 3 | 30 | 40.3 | 120.7 | 87 | 25 | 52 | 70.0 | Sliding Failure |
| R12H-S2-H7-1 | 3 | 30 | 48.5 | 120.7 | 87 | 25 | 52 | 84.2 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H1-1 | 3 | 22 | 12.2 | 108.5 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H1-2 | 3 | 22 | 12.2 | 108.4 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H1-3 | 3 | 22 | 12.2 | 108.5 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H2-1 | 3 | 22 | 16.3 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H2-2 | 3 | 22 | 16.3 | 108.4 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H2-3 | 3 | 22 | 16.3 | 108.7 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H3-1 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | Sliding Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความลาดเอียง โดยใส่ตัวอย่งหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{θ_0} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R12H-S3-H3-2 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H3-3 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H4-1 | 3 | 22 | 24.3 | 108.5 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H4-2 | 3 | 22 | 24.3 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H4-3 | 3 | 22 | 24.3 | 108.8 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H5-1 | 3 | 22 | 28.2 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H5-2 | 3 | 22 | 28.2 | 109.1 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | Sliding Failure |
| R12H-S3-H5-3 | 3 | 22 | 28.2 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | Sliding Failure |
| R12V-S1-H1-1 | 3 | 74 | 36.7 | 106.2 | 87 | 6 | 77 | 37.8 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H1-2 | 3 | 74 | 36.7 | 106.5 | 87 | 8 | 79 | 38.1 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H1-3 | 3 | 75 | 36.7 | 106.5 | 87 | 6 | 78 | 37.7 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H2-1 | 3 | 75 | 48.8 | 106.7 | 87 | 5 | 77 | 50.0 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H2-2 | 3 | 75 | 48.8 | 106.7 | 87 | 5 | 77 | 50.0 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H2-3 | 3 | 75 | 48.8 | 106.8 | 87 | 4 | 76 | 49.8 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความเค้นเชิง โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_{θ} (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R12V-S1-H3-1 | 3 | 75 | 60.8 | 107.0 | 87 | 5 | 77 | 62.3 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H3-2 | 3 | 75 | 60.8 | 107.0 | 87 | 6 | 78 | 62.5 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H3-3 | 3 | 75 | 60.8 | 106.6 | 87 | 7 | 79 | 62.8 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H4-1 | 3 | 76 | 73.0 | 111.0 | 87 | 7 | 80 | 75.2 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H4-2 | 3 | 76 | 73.2 | 77.8 | 87 | 7 | 80 | 75.4 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H4-3 | 3 | 76 | 73.2 | 78.3 | 87 | 7 | 80 | 75.4 | Toppling Failure |
| R12V-S1-H4-4 | 3 | 76 | 73.2 | 130.1 | 87 | 4 | 77 | 74.6 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H1-1 | 3 | 61 | 36.5 | 94.0 | 87 | 6 | 64 | 38.7 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H1-2 | 3 | 61 | 36.5 | 94.2 | 87 | 9 | 67 | 39.6 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H1-3 | 3 | 60 | 36.5 | 93.9 | 87 | 8 | 65 | 39.4 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H1-4 | 3 | 61 | 37.2 | 117.0 | 87 | 10 | 68 | 40.7 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H2-1 | 3 | 61 | 48.5 | 94.2 | 87 | 7 | 65 | 51.8 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H2-2 | 3 | 61 | 48.5 | 94.1 | 87 | 7 | 65 | 51.8 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความถดถอยโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R12V-S2-H2-3 | 3 | 61 | 48.5 | 94.3 | 87 | 7 | 65 | 51.8 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H3-1 | 3 | 61 | 60.5 | 94.6 | 87 | 6 | 64 | 64.1 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H3-2 | 3 | 61 | 60.5 | 94.3 | 87 | 5 | 63 | 63.6 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H3-3 | 3 | 61 | 60.6 | 94.5 | 87 | 8 | 66 | 65.3 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H4-1 | 3 | 61 | 72.6 | 94.0 | 87 | 9 | 67 | 78.8 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H4-2 | 3 | 61 | 73.0 | 81.9 | 87 | 5 | 63 | 76.7 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H4-3 | 3 | 61 | 72.6 | 82.1 | 87 | 6 | 64 | 76.9 | Toppling Failure |
| R12V-S2-H4-4 | 3 | 61 | 72.7 | 117.7 | 87 | 7 | 65 | 77.7 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H1-1 | 3 | 47 | 36.5 | 77.6 | 87 | 12 | 56 | 43.6 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H1-2 | 3 | 47 | 36.5 | 77.7 | 87 | 10 | 54 | 42.5 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H1-3 | 3 | 48 | 36.5 | 77.7 | 87 | 10 | 55 | 42.3 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H1-4 | 3 | 48 | 36.8 | 114.3 | 87 | 11 | 56 | 43.1 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H2-2 | 3 | 48 | 48.5 | 77.5 | 87 | 11 | 56 | 56.9 | Toppling Failure |

ตารางที่ ก-3 สรุปผลการจำลองความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | Mode of Failure |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------|
| R12V-S3-H2-3 | 3 | 48 | 48.5 | 81.8 | 87 | 10 | 55 | 56.2 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H3-1 | 3 | 48 | 60.9 | 94.5 | 87 | 10 | 55 | 70.5 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H3-2 | 3 | 48 | 60.2 | 90.8 | 87 | 10 | 55 | 69.7 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H3-3 | 3 | 48 | 60.5 | 90.5 | 87 | 10 | 55 | 70.1 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H4-1 | 3 | 48 | 72.5 | 94.5 | 87 | 9 | 54 | 82.9 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H4-2 | 3 | 48 | 73.0 | 98.4 | 87 | 10 | 55 | 84.6 | Toppling Failure |
| R12V-S3-H4-3 | 3 | 48 | 72.5 | 98.3 | 87 | 9 | 54 | 82.9 | Toppling Failure |

ภาคผนวก ข

การคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียง

ตารางที่ ข-1 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×4 เซนติเมตร

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | FS |
|---------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----|
| C-S1-H1 | 4.7 | 46.3 | 12.1 | 125.8 | 74.0 | 25.0 | 67.3 | 16.8 | 1.1 |
| C-S1-H2 | 3.0 | 47.3 | 16.3 | 119.0 | 85.0 | 24.0 | 69.0 | 21.7 | 1.1 |
| C-S1-H3 | 3.0 | 30.3 | 20.2 | 115.9 | 73.7 | 22.7 | 67.3 | 26.5 | 1.2 |
| C-S1-H4 | 3.0 | 49.0 | 28.5 | 125.5 | 68.0 | 21.0 | 67.0 | 36.5 | 1.3 |
| C-S1-H5 | 3.0 | 48.3 | 37.0 | 125.8 | 78.5 | 20.0 | 65.3 | 47.3 | 1.4 |
| C-S1-H6 | 3.0 | 48.3 | 44.5 | 125.6 | 65.3 | 18.3 | 63.7 | 56.0 | 1.5 |
| C-S1-H7 | 3.0 | 48.3 | 53.0 | 125.5 | 71.3 | 18.0 | 63.3 | 66.6 | 1.5 |
| C-S2-H1 | 3.0 | 30.3 | 12.2 | 124.2 | 46.0 | 24.7 | 52.0 | 20.9 | 1.1 |
| C-S2-H2 | 3.0 | 29.7 | 16.3 | 123.1 | 68.3 | 24.3 | 51.0 | 28.2 | 1.1 |
| C-S2-H3 | 3.0 | 30.3 | 20.4 | 123.1 | 64.0 | 24.3 | 51.7 | 34.9 | 1.1 |
| C-S2-H4 | 3.0 | 29.7 | 24.7 | 123.0 | 66.3 | 24.0 | 50.7 | 42.6 | 1.1 |
| C-S2-H5 | 3.0 | 29.8 | 28.3 | 122.6 | 63.3 | 22.8 | 49.5 | 47.8 | 1.2 |
| C-S2-H6 | 3.0 | 30.0 | 32.4 | 121.9 | 60.7 | 22.3 | 49.3 | 54.1 | 1.2 |
| C-S2-H7 | 3.0 | 29.3 | 36.7 | 121.8 | 65.7 | 21.7 | 48.0 | 61.5 | 1.2 |
| C-S2-H8 | 3.0 | 29.7 | 40.5 | 121.8 | 74.3 | 20.7 | 47.3 | 66.3 | 1.3 |
| C-S3-H1 | 3.0 | 21.0 | 12.0 | 122.8 | 76.0 | 23.0 | 41.0 | 25.5 | 1.2 |
| C-S3-H2 | 3.0 | 21.3 | 16.0 | 124.3 | 62.0 | 24.0 | 42.3 | 34.3 | 1.1 |
| C-S3-H3 | 3.0 | 22.0 | 20.2 | 123.7 | 75.7 | 23.3 | 42.3 | 41.8 | 1.2 |
| C-S3-H4 | 3.0 | 22.0 | 24.4 | 123.0 | 71.7 | 23.3 | 42.3 | 50.5 | 1.2 |
| C-S3-H5 | 3.0 | 22.3 | 28.3 | 123.1 | 69.0 | 23.3 | 42.7 | 58.0 | 1.2 |
| C-S3-H6 | 3.0 | 22.7 | 32.5 | 127.2 | 76.0 | 24.0 | 43.7 | 66.7 | 1.1 |

ตารางที่ ข-2 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8

เซนติเมตร

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_r (degrees) | H (cm) | FS |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------|
| R8H-S1-H1-1 | 3 | 50 | 12.2 | 132.0 | 39 | 26 | 73 | 16.0 | 1.05 |
| R8H-S1-H1-2 | 3 | 49 | 12.2 | 132.0 | 39 | 27 | 73 | 16.2 | 1.01 |
| R8H-S1-H1-3 | 3 | 51 | 12.2 | 131.0 | 39 | 27 | 75 | 15.9 | 1.00 |
| R8H-S1-H2-1 | 3 | 50 | 20.2 | 132.0 | 36 | 26 | 73 | 26.4 | 1.03 |
| R8H-S1-H2-2 | 3 | 50 | 20.2 | 131.9 | 39 | 25 | 72 | 26.3 | 1.08 |
| R8H-S1-H2-3 | 3 | 50 | 20.2 | 132.0 | 37 | 26 | 73 | 26.4 | 1.03 |
| R8H-S1-H3-1 | 3 | 50 | 28.4 | 132.0 | 39 | 24 | 71 | 36.7 | 1.12 |
| R8H-S1-H3-2 | 3 | 50 | 28.4 | 132.0 | 38 | 25 | 72 | 36.9 | 1.07 |
| R8H-S1-H3-3 | 3 | 49 | 28.4 | 132.0 | 38 | 24 | 70 | 37.1 | 1.12 |
| R8H-S1-H4-1 | 3 | 50 | 36.3 | 131.9 | 37 | 24 | 71 | 46.9 | 1.11 |
| R8H-S1-H4-2 | 3 | 50 | 36.3 | 132.0 | 37 | 24 | 71 | 46.9 | 1.11 |
| R8H-S1-H4-3 | 3 | 51 | 36.3 | 132.0 | 38 | 24 | 72 | 46.5 | 1.11 |
| R8H-S1-H4-4 | 3 | 50 | 40.7 | 107.4 | 87 | 25 | 72 | 52.9 | 1.06 |
| R8H-S1-H5-1 | 3 | 49 | 44.7 | 132.0 | 38 | 24 | 70 | 58.4 | 1.11 |
| R8H-S1-H5-2 | 3 | 48 | 44.7 | 132.0 | 42 | 24 | 69 | 59.0 | 1.11 |
| R8H-S1-H5-3 | 3 | 50 | 44.7 | 132.0 | 42 | 24 | 71 | 57.8 | 1.11 |
| R8H-S1-H7-1 | 3 | 49 | 48.8 | 107.4 | 87 | 25 | 71 | 64.1 | 1.06 |
| R8H-S2-H1-1 | 3 | 30 | 12.0 | 132.1 | 87 | 24 | 51 | 20.5 | 1.15 |
| R8H-S2-H1-2 | 3 | 30 | 12.0 | 124.0 | 87 | 24 | 51 | 20.5 | 1.15 |
| R8H-S2-H1-3 | 3 | 31 | 12.0 | 115.3 | 87 | 27 | 55 | 20.9 | 1.01 |
| R8H-S2-H2-1 | 3 | 29 | 16.1 | 115.2 | 87 | 27 | 53 | 29.3 | 1.00 |
| R8H-S2-H2-2 | 3 | 30 | 16.1 | 115.0 | 87 | 26 | 53 | 28.3 | 1.04 |
| R8H-S2-H2-3 | 3 | 30 | 16.1 | 115.2 | 87 | 27 | 54 | 28.7 | 1.00 |
| R8H-S2-H3-1 | 3 | 30 | 20.4 | 115.2 | 87 | 25 | 52 | 35.4 | 1.08 |

ตารางที่ ข-2 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_n (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | FS |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------|
| R8H-S2-H3-2 | 3 | 30 | 20.4 | 115.3 | 87 | 25 | 52 | 35.4 | 1.08 |
| R8H-S2-H3-3 | 3 | 29 | 20.4 | 115.3 | 87 | 25 | 51 | 36.2 | 1.08 |
| R8H-S2-H4-4 | 3 | 30 | 24.3 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 41.6 | 1.12 |
| R8H-S2-H4-5 | 3 | 30 | 24.3 | 115.3 | 87 | 25 | 52 | 42.2 | 1.07 |
| R8H-S2-H4-6 | 3 | 30 | 24.3 | 115.5 | 87 | 25 | 52 | 42.2 | 1.07 |
| R8H-S2-H5-1 | 3 | 30 | 28.3 | 115.2 | 87 | 24 | 51 | 48.4 | 1.12 |
| R8H-S2-H5-2 | 3 | 31 | 28.3 | 115.3 | 87 | 24 | 52 | 47.5 | 1.12 |
| R8H-S2-H5-3 | 3 | 30 | 28.3 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 48.4 | 1.12 |
| R8H-S2-H6-1 | 3 | 30 | 36.2 | 115.5 | 87 | 24 | 51 | 62.0 | 1.12 |
| R8H-S2-H6-2 | 3 | 29 | 36.2 | 115.2 | 87 | 24 | 50 | 63.3 | 1.12 |
| R8H-S2-H6-3 | 3 | 30 | 36.2 | 115.3 | 87 | 24 | 51 | 62.0 | 1.12 |
| R8H-S2-H7-1 | 3 | 29 | 44.6 | 115.4 | 87 | 23 | 49 | 76.8 | 1.17 |
| R8H-S2-H7-2 | 3 | 30 | 45.2 | 115.5 | 87 | 23 | 50 | 76.3 | 1.17 |
| R8H-S2-H7-3 | 3 | 30 | 44.6 | 115.3 | 87 | 23 | 50 | 75.3 | 1.17 |

ตารางที่ ข-3 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร

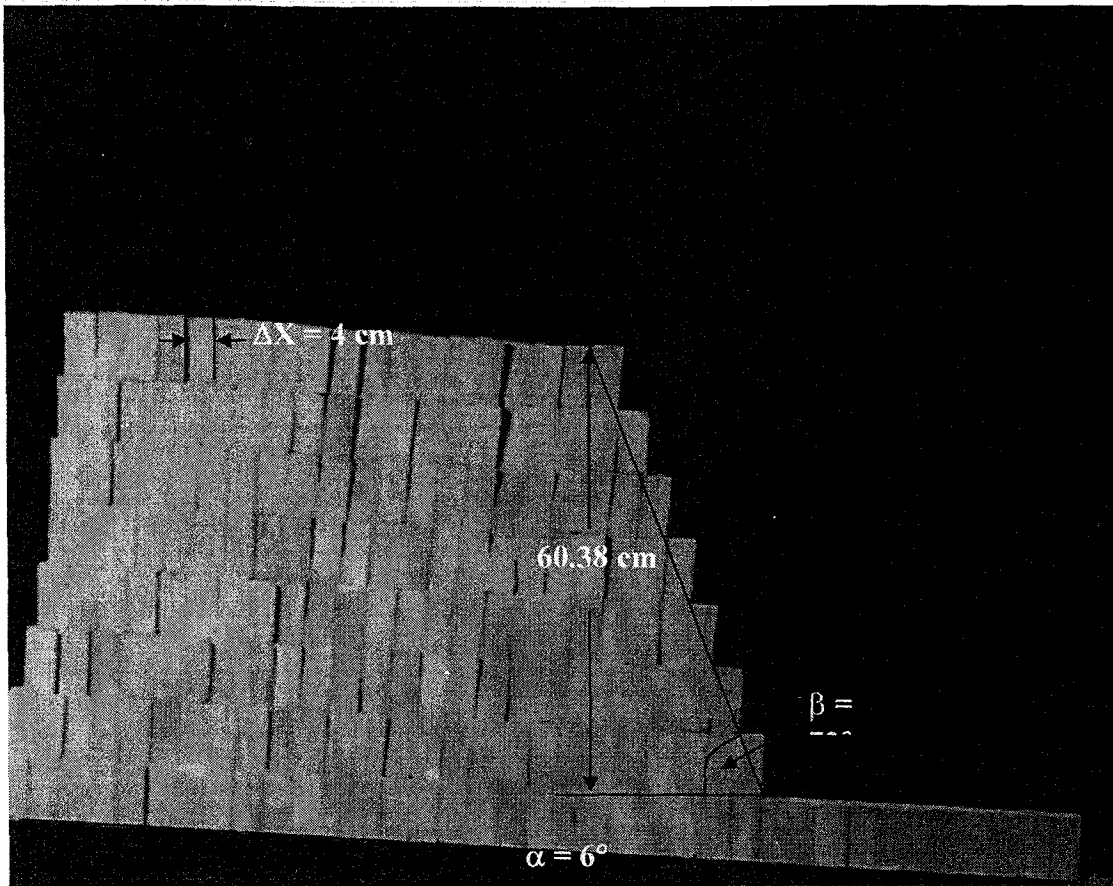
| Series | θ_0 (degrees) | ψ_n (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | FS |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------|
| R12H-S1-H1-1 | 3 | 49 | 12.1 | 121.0 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | 1.05 |
| R12H-S1-H1-2 | 3 | 49 | 12.1 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 16.0 | 1.05 |
| R12H-S1-H1-3 | 3 | 49 | 12.1 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 16.0 | 1.05 |
| R12H-S1-H2-1 | 3 | 49 | 16.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | 1.04 |
| R12H-S1-H2-2 | 3 | 49 | 16.2 | 120.8 | 22 | 26 | 72 | 21.4 | 1.04 |
| R12H-S1-H2-3 | 3 | 50 | 16.2 | 121.0 | 22 | 25 | 72 | 21.1 | 1.08 |
| R12H-S1-H3-1 | 3 | 49 | 20.2 | 121.0 | 22 | 26 | 72 | 26.7 | 1.03 |
| R12H-S1-H3-2 | 3 | 49 | 20.2 | 108.7 | 22 | 25 | 71 | 26.6 | 1.08 |
| R12H-S1-H3-3 | 3 | 49 | 20.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 26.6 | 1.08 |
| R12H-S1-H4-1 | 3 | 48 | 24.2 | 108.7 | 23 | 25 | 70 | 32.2 | 1.07 |
| R12H-S1-H4-2 | 3 | 49 | 24.3 | 108.6 | 23 | 26 | 72 | 32.1 | 1.02 |
| R12H-S1-H4-3 | 3 | 49 | 24.2 | 108.6 | 23 | 25 | 71 | 31.8 | 1.07 |
| R12H-S1-H5-1 | 3 | 48 | 28.4 | 108.7 | 23 | 26 | 71 | 38.0 | 1.02 |
| R12H-S1-H5-2 | 3 | 48 | 28.5 | 108.6 | 22 | 25 | 70 | 37.9 | 1.07 |
| R12H-S1-H5-3 | 3 | 48 | 28.2 | 108.6 | 22 | 26 | 71 | 37.7 | 1.02 |
| R12H-S1-H6-1 | 3 | 48 | 70.2 | 120.7 | 87 | 25 | 70 | 93.29 | 1.05 |
| R12H-S1-H7-1 | 3 | 49 | 48.6 | 120.7 | 87 | 25 | 71 | 63.88 | 1.06 |
| R12H-S2-H1-1 | 3 | 30 | 12.3 | 108.5 | 39 | 26 | 53 | 21.6 | 1.05 |
| R12H-S2-H1-2 | 3 | 30 | 12.3 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 21.6 | 1.05 |
| R12H-S2-H1-3 | 3 | 30 | 12.3 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 21.6 | 1.05 |
| R12H-S2-H2-1 | 3 | 30 | 16.2 | 108.6 | 40 | 26 | 53 | 28.5 | 1.04 |
| R12H-S2-H2-2 | 3 | 30 | 16.2 | 108.7 | 40 | 26 | 53 | 28.5 | 1.04 |
| R12H-S2-H2-3 | 3 | 30 | 16.2 | 109.0 | 39 | 26 | 53 | 28.5 | 1.04 |
| R12H-S2-H3-1 | 3 | 30 | 20.1 | 108.7 | 40 | 25 | 52 | 34.9 | 1.08 |
| R12H-S2-H3-2 | 3 | 30 | 20.2 | 108.9 | 40 | 25 | 52 | 35.1 | 1.08 |

ตารางที่ ท-3 ผลการคำนวณค่าปัจจัยความปลอดภัยของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×12 เซนติเมตร (ต่อ)

| Series | θ_0 (degrees) | ψ_0 (degrees) | h (cm) | a (cm) | α (degrees) | ψ_p (degrees) | ψ_f (degrees) | H (cm) | FS |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------|
| R12H-S2-H3-3 | 3 | 30 | 20.2 | 108.9 | 40 | 26 | 53 | 35.5 | 1.03 |
| R12H-S2-H4-1 | 3 | 30 | 24.2 | 109.2 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | 1.07 |
| R12H-S2-H4-2 | 3 | 30 | 24.2 | 108.8 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | 1.07 |
| R12H-S2-H4-3 | 3 | 30 | 24.2 | 108.7 | 40 | 25 | 52 | 42.0 | 1.07 |
| R12H-S2-H5-1 | 3 | 30 | 28.1 | 109.2 | 40 | 25 | 52 | 48.8 | 1.07 |
| R12H-S2-H5-2 | 3 | 30 | 28.2 | 109.0 | 40 | 26 | 53 | 49.6 | 1.02 |
| R12H-S2-H5-3 | 3 | 30 | 28.2 | 108.8 | 41 | 25 | 52 | 48.9 | 1.07 |
| R12H-S2-H6-1 | 3 | 30 | 40.3 | 120.7 | 87 | 25 | 52 | 70.0 | 1.06 |
| R12H-S2-H7-1 | 3 | 30 | 48.5 | 120.7 | 87 | 25 | 52 | 84.2 | 1.06 |
| R12H-S3-H1-1 | 3 | 22 | 12.2 | 108.5 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | 1.06 |
| R12H-S3-H1-2 | 3 | 22 | 12.2 | 108.4 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | 1.06 |
| R12H-S3-H1-3 | 3 | 22 | 12.2 | 108.5 | 87 | 26 | 45 | 26.5 | 1.06 |
| R12H-S3-H2-1 | 3 | 22 | 16.3 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | 1.04 |
| R12H-S3-H2-2 | 3 | 22 | 16.3 | 108.4 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | 1.04 |
| R12H-S3-H2-3 | 3 | 22 | 16.3 | 108.7 | 87 | 26 | 45 | 35.4 | 1.04 |
| R12H-S3-H3-1 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | 1.04 |
| R12H-S3-H3-2 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | 1.04 |
| R12H-S3-H3-3 | 3 | 22 | 20.1 | 108.6 | 87 | 26 | 45 | 43.7 | 1.04 |
| R12H-S3-H4-1 | 3 | 22 | 24.3 | 108.5 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | 1.08 |
| R12H-S3-H4-2 | 3 | 22 | 24.3 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | 1.08 |
| R12H-S3-H4-3 | 3 | 22 | 24.3 | 108.8 | 87 | 25 | 44 | 51.8 | 1.08 |
| R12H-S3-H5-1 | 3 | 22 | 28.2 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | 1.07 |
| R12H-S3-H5-2 | 3 | 22 | 28.2 | 109.1 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | 1.07 |
| R12H-S3-H5-3 | 3 | 22 | 28.2 | 108.9 | 87 | 25 | 44 | 60.2 | 1.07 |

ภาคผนวก ค

การวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำ



รูปที่ ก-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายของความลาดเอียงแบบพลิกคว่ำสำหรับตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร มีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากัน 23.8 kN/m² โดยสมการของการวิเคราะห์การพลิกคว่ำ คือ

$$P_{n,t} = \frac{(P_n M_n - P_n \Delta x \tan \phi) - (P_R L_n + P_R \Delta x \tan \phi) + \frac{y_n}{2} W_n \sin \alpha - \frac{\Delta x}{2} W_n \cos \alpha}{L_n} \quad (\text{ก-1})$$

$$P_d = \frac{w_n (\Delta X \cos \alpha)}{L_n} \quad (\text{ก-2})$$

$$P_r = \frac{w_n (y_n \sin \alpha)}{L_n} \quad (\text{ก-3})$$

ตารางที่ ค-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร

| n | M _n (m) | L _n (m) | Y _n (m) | P _n (N/m) | P _R (N/m) | P _n M _n | P _n ΔX tanφ | P _d (kN/m) | P _r (kN/m) | P _n t (N/m) | Results |
|---------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------|
| n _(C1R1) | 0 | 0.08 | 0.08 | 0.00 | 27.27 | 0.0 | 0.0 | 0.32 | 1.51 | -48.87 | Stable |
| n _(C1R2) | 0 | 0.16 | 0.16 | 0.00 | 56.05 | 0.0 | 0.0 | 1.27 | 3.03 | -73.86 | Stable |
| n _(C1R3) | 0 | 0.24 | 0.24 | 0.00 | 81.81 | 0.0 | 0.0 | 2.87 | 4.54 | -95.45 | Stable |
| n _(C1R4) | 0 | 0.32 | 0.32 | 0.00 | 118.16 | 0.0 | 0.0 | 5.09 | 6.06 | -128.38 | Stable |
| n _(C1R5) | 0 | 0.4 | 0.4 | 0.00 | 151.49 | 0.0 | 0.0 | 7.96 | 7.57 | -157.91 | Stable |
| n _(C1R6) | 0 | 0.48 | 0.48 | 0.00 | 186.33 | 0.0 | 0.0 | 11.46 | 9.09 | -188.95 | Stable |
| n _(C1R7) | 0 | 0.56 | 0.56 | 0.00 | 222.68 | 0.0 | 0.0 | 15.60 | 10.60 | -221.51 | Stable |
| n _(C2R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.32 | 25.75 | 0.03 | 0.006 | 0.32 | 1.51 | -46.75 | Stable |
| n _(C2R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 1.27 | 53.02 | 0.20 | 0.025 | 1.27 | 3.03 | -69.34 | Stable |
| n _(C2R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 2.87 | 77.26 | 0.69 | 0.056 | 2.87 | 4.54 | -87.90 | Stable |
| n _(C2R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 5.09 | 112.10 | 1.63 | 0.099 | 5.09 | 6.06 | -117.16 | Stable |
| n _(C2R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 7.96 | 143.91 | 3.18 | 0.155 | 7.96 | 7.57 | -142.39 | Stable |
| n _(C2R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 11.46 | 177.24 | 5.50 | 0.224 | 11.46 | 9.09 | -168.50 | Stable |
| n(C2R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 15.60 | 212.08 | 8.74 | 0.304 | 15.60 | 10.60 | -195.48 | Stable |
| n(C3R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.64 | 24.24 | 0.05 | 0.012 | 0.32 | 1.51 | -44.62 | Stable |
| n(C3R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 2.55 | 49.99 | 0.41 | 0.050 | 1.27 | 3.03 | -64.82 | Stable |
| n(C3R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 5.73 | 72.72 | 1.38 | 0.112 | 2.87 | 4.54 | -80.36 | Stable |
| n(C3R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 10.19 | 106.04 | 3.26 | 0.199 | 5.09 | 6.06 | -105.95 | Stable |
| n(C3R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 15.92 | 136.34 | 6.37 | 0.311 | 7.96 | 7.57 | -126.87 | Stable |
| n(C3R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 22.93 | 168.15 | 11.01 | 0.447 | 11.46 | 9.09 | -148.04 | Stable |
| n(C3R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 31.21 | 201.48 | 17.48 | 0.609 | 15.60 | 10.60 | -169.45 | Stable |
| n(C4R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.96 | 22.72 | 0.08 | 0.019 | 0.32 | 1.51 | -42.50 | Stable |
| n(C4R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 3.82 | 46.96 | 0.61 | 0.075 | 1.27 | 3.03 | -60.31 | Stable |
| n(C4R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 8.60 | 68.17 | 2.06 | 0.168 | 2.87 | 4.54 | -72.81 | Stable |
| n(C4R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 15.28 | 99.98 | 4.89 | 0.298 | 5.09 | 6.06 | -94.74 | Stable |
| n(C4R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 23.88 | 128.76 | 9.55 | 0.466 | 7.96 | 7.57 | -111.36 | Stable |

ตารางที่ ค-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (ต่อ)

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan \phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n t$ (N/m) | Results |
|---------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|---------|
| n(C4R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 34.39 | 159.06 | 16.51 | 0.671 | 11.46 | 9.09 | -127.58 | Stable |
| n(C4R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 46.81 | 190.87 | 26.21 | 0.913 | 15.60 | 10.60 | -143.41 | Stable |
| n(C5R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 1.27 | 21.21 | 0.10 | 0.025 | 0.32 | 1.51 | -40.37 | Stable |
| n(C5R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 5.09 | 43.93 | 0.82 | 0.099 | 1.27 | 3.03 | -55.79 | Stable |
| n(C5R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 11.46 | 63.63 | 2.75 | 0.224 | 2.87 | 4.54 | -65.26 | Stable |
| n(C5R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 20.38 | 93.92 | 6.52 | 0.398 | 5.09 | 6.06 | -83.52 | Stable |
| n(C5R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 31.84 | 121.19 | 12.74 | 0.621 | 7.96 | 7.57 | -95.84 | Stable |
| n(C5R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 45.85 | 149.97 | 22.01 | 0.895 | 11.46 | 9.09 | -107.13 | Stable |
| n(C5R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 62.41 | 180.27 | 34.95 | 1.218 | 15.60 | 10.60 | -117.38 | Stable |
| n(C6R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 1.59 | 19.69 | 0.13 | 0.031 | 0.32 | 1.51 | -38.25 | Stable |
| n(C6R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 6.37 | 40.90 | 1.02 | 0.124 | 1.27 | 3.03 | -51.27 | Stable |
| n(C6R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 14.33 | 59.08 | 3.44 | 0.280 | 2.87 | 4.54 | -57.72 | Stable |
| n(C6R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 25.47 | 87.86 | 8.15 | 0.497 | 5.09 | 6.06 | -72.31 | Stable |
| n(C6R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 39.80 | 113.61 | 15.92 | 0.777 | 7.96 | 7.57 | -80.33 | Stable |
| n(C6R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 57.32 | 140.88 | 27.51 | 1.118 | 11.46 | 9.09 | -86.67 | Stable |
| n(C6R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 78.02 | 169.66 | 43.69 | 1.522 | 15.60 | 10.60 | -91.35 | Stable |
| n(C7R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 1.91 | 18.18 | 0.15 | 0.037 | 0.32 | 1.51 | -36.12 | Stable |
| n(C7R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 7.64 | 37.87 | 1.22 | 0.149 | 1.27 | 3.03 | -46.75 | Stable |
| n(C7R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 17.20 | 54.54 | 4.13 | 0.335 | 2.87 | 4.54 | -50.17 | Stable |
| n(C7R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 30.57 | 81.80 | 9.78 | 0.596 | 5.09 | 6.06 | -61.10 | Stable |
| n(C7R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 47.77 | 106.04 | 19.11 | 0.932 | 7.96 | 7.57 | -64.81 | Stable |
| n(C7R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 68.78 | 131.79 | 33.02 | 1.342 | 11.46 | 9.09 | -66.22 | Stable |
| n(C7R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 93.62 | 159.06 | 52.43 | 1.826 | 15.60 | 10.60 | -65.32 | Stable |
| n(C8R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 2.23 | 16.66 | 0.18 | 0.043 | 0.32 | 1.51 | -34.00 | Stable |
| n(C8R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 8.92 | 34.84 | 1.43 | 0.174 | 1.27 | 3.03 | -42.24 | Stable |
| n(C8R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 20.06 | 49.99 | 4.81 | 0.391 | 2.87 | 4.54 | -42.62 | Stable |
| n(C8R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 35.66 | 75.74 | 11.41 | 0.696 | 5.09 | 6.06 | -49.88 | Stable |

ตารางที่ ก-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียง โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (ต่อ)

| n | M _n (m) | L _n (m) | Y _n (m) | P _n (N/m) | P _R (N/m) | P _n M _n | P _n ΔX tanφ | P _d (kN/m) | P _r (kN/m) | P _n t (N/m) | Results |
|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|----------|
| n(C8R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 55.73 | 98.47 | 22.29 | 1.087 | 7.96 | 7.57 | -49.29 | Stable |
| n(C8R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 80.25 | 122.70 | 38.52 | 1.566 | 11.46 | 9.09 | -45.76 | Stable |
| n(C8R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 109.22 | 148.46 | 61.17 | 2.131 | 15.60 | 10.60 | -39.28 | Stable |
| n(C9R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 2.55 | 15.15 | 0.20 | 0.050 | 0.32 | 1.51 | -31.87 | Stable |
| n(C9R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 10.19 | 31.81 | 1.63 | 0.199 | 1.27 | 3.03 | -37.72 | Stable |
| n(C9R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 22.93 | 45.45 | 5.50 | 0.447 | 2.87 | 4.54 | -35.08 | Stable |
| n(C9R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 40.76 | 69.68 | 13.04 | 0.795 | 5.09 | 6.06 | -38.67 | Stable |
| n(C9R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 63.69 | 90.89 | 25.47 | 1.242 | 7.96 | 7.57 | -33.78 | Stable |
| n(C9R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 91.71 | 113.61 | 44.02 | 1.789 | 11.46 | 9.09 | -25.30 | Stable |
| n(C9R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 124.83 | 137.85 | 69.90 | 2.435 | 15.60 | 10.60 | -13.25 | Stable |
| n(C10R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 2.87 | 13.63 | 0.23 | 0.056 | 0.32 | 1.51 | -29.75 | Stable |
| n(C10R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 11.46 | 28.78 | 1.83 | 0.224 | 1.27 | 3.03 | -33.20 | Stable |
| n(C10R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 25.79 | 40.91 | 6.19 | 0.503 | 2.87 | 4.54 | -27.53 | Stable |
| n(C10R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 45.85 | 63.62 | 14.67 | 0.895 | 5.09 | 6.06 | -27.46 | Stable |
| n(C10R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 71.65 | 83.32 | 28.66 | 1.398 | 7.96 | 7.57 | -18.26 | Stable |
| n(C10R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 103.17 | 104.53 | 49.52 | 2.013 | 11.46 | 9.09 | -4.85 | Stable |
| n(C10R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 140.43 | 127.25 | 78.64 | 2.740 | 15.60 | 10.60 | 12.78 | Toppling |
| n(C11R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 3.18 | 12.12 | 0.25 | 0.062 | 0.32 | 1.51 | -27.62 | Stable |
| n(C11R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 12.74 | 25.75 | 2.04 | 0.248 | 1.27 | 3.03 | -28.68 | Stable |
| n(C11R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 28.66 | 36.36 | 6.88 | 0.559 | 2.87 | 4.54 | -19.98 | Stable |
| n(C11R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 50.95 | 57.56 | 16.30 | 0.994 | 5.09 | 6.06 | -16.24 | Stable |
| n(C11R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 79.61 | 75.74 | 31.84 | 1.553 | 7.96 | 7.57 | -2.74 | Stable |
| n(C11R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 114.64 | 95.44 | 55.03 | 2.236 | 11.46 | 9.09 | 15.61 | Toppling |
| n(C11R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 156.03 | 116.64 | 87.38 | 3.044 | 15.60 | 10.60 | 38.82 | Toppling |
| n(C12R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 3.50 | 10.60 | 0.28 | 0.068 | 0.32 | 1.51 | -25.50 | Stable |
| n(C12R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 14.01 | 22.72 | 2.24 | 0.273 | 1.27 | 3.03 | -24.17 | Stable |
| n(C12R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 31.53 | 31.82 | 7.57 | 0.615 | 2.87 | 4.54 | -12.43 | Stable |

ตารางที่ ค-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียง โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (ต่อ)

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan \phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n t$ (N/m) | Results |
|----------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|----------|
| n(C12R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 56.04 | 51.51 | 17.93 | 1.093 | 5.09 | 6.06 | -5.03 | Stable |
| n(C12R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 87.57 | 68.17 | 35.03 | 1.708 | 7.96 | 7.57 | 12.77 | Toppling |
| n(C12R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 126.10 | 86.35 | 60.53 | 2.460 | 11.46 | 9.09 | 36.07 | Toppling |
| n(C12R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 171.64 | 106.04 | 96.12 | 3.349 | 15.60 | 10.60 | 64.85 | Toppling |
| n(C13R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 3.82 | 9.09 | 0.31 | 0.075 | 0.32 | 1.51 | -23.37 | Stable |
| n(C13R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 15.28 | 19.69 | 2.45 | 0.298 | 1.27 | 3.03 | -19.65 | Stable |
| n(C13R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 34.39 | 27.27 | 8.25 | 0.671 | 2.87 | 4.54 | -4.89 | Stable |
| n(C13R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 61.14 | 45.45 | 19.56 | 1.193 | 5.09 | 6.06 | 6.18 | Toppling |
| n(C13R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 95.53 | 60.59 | 38.21 | 1.864 | 7.96 | 7.57 | 28.29 | Toppling |
| n(C13R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 137.56 | 77.26 | 66.03 | 2.684 | 11.46 | 9.09 | 56.52 | Toppling |
| n(C13R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 187.24 | 95.44 | 104.85 | 3.653 | 15.60 | 10.60 | 90.88 | Toppling |
| n(C14R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 4.14 | 7.57 | 0.33 | 0.081 | 0.32 | 1.51 | -21.25 | Stable |
| n(C14R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 16.56 | 16.66 | 2.65 | 0.323 | 1.27 | 3.03 | -15.13 | Stable |
| n(C14R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 37.26 | 22.73 | 8.94 | 0.727 | 2.87 | 4.54 | 2.66 | Toppling |
| n(C14R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 66.23 | 39.39 | 21.20 | 1.292 | 5.09 | 6.06 | 17.40 | Toppling |
| n(C14R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 103.49 | 53.02 | 41.40 | 2.019 | 7.96 | 7.57 | 43.80 | Toppling |
| n(C14R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 149.03 | 68.17 | 71.53 | 2.907 | 11.46 | 9.09 | 76.98 | Toppling |
| n(C14R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 202.84 | 84.83 | 113.59 | 3.957 | 15.60 | 10.60 | 116.92 | Toppling |
| n(C15R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 4.46 | 6.06 | 0.36 | 0.087 | 0.32 | 1.51 | -19.12 | Stable |
| n(C15R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 17.83 | 13.63 | 2.85 | 0.348 | 1.27 | 3.03 | -10.61 | Stable |
| n(C15R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 40.12 | 18.18 | 9.63 | 0.783 | 2.87 | 4.54 | 10.21 | Toppling |
| n(C15R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 71.33 | 33.33 | 22.83 | 1.392 | 5.09 | 6.06 | 28.61 | Toppling |
| n(C15R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 111.45 | 45.45 | 44.58 | 2.174 | 7.96 | 7.57 | 59.32 | Toppling |
| n(C15R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 160.49 | 59.08 | 77.04 | 3.131 | 11.46 | 9.09 | 97.43 | Toppling |
| n(C15R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 218.45 | 74.23 | 122.33 | 4.262 | 15.60 | 10.60 | 142.95 | Toppling |
| n(C16R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 4.78 | 4.54 | 0.38 | 0.093 | 0.32 | 1.51 | -17.00 | Stable |
| n(C16R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 19.11 | 10.60 | 3.06 | 0.373 | 1.27 | 3.03 | -6.10 | Stable |

ตารางที่ ก-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x8 เซนติเมตร (ต่อ)

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan\phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n \cdot t$ (N/m) | Results |
|----------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|------------------------------|-----------------|-----------------|------------------------|----------|
| n(C16R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 42.99 | 13.64 | 10.32 | 0.839 | 2.87 | 4.54 | 17.75 | Toppling |
| n(C16R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 76.42 | 27.27 | 24.46 | 1.491 | 5.09 | 6.06 | 39.82 | Toppling |
| n(C16R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 119.41 | 37.87 | 47.77 | 2.330 | 7.96 | 7.57 | 74.84 | Toppling |
| n(C16R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 171.96 | 49.99 | 82.54 | 3.355 | 11.46 | 9.09 | 117.89 | Toppling |
| n(C16R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 234.05 | 63.62 | 131.07 | 4.566 | 15.60 | 10.60 | 168.98 | Toppling |
| n(C17R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 5.09 | 3.03 | 0.41 | 0.099 | 0.32 | 1.51 | -14.87 | Stable |
| n(C17R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 20.38 | 7.57 | 3.26 | 0.398 | 1.27 | 3.03 | -1.58 | Stable |
| n(C17R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 45.85 | 9.09 | 11.01 | 0.895 | 2.87 | 4.54 | 25.30 | Toppling |
| n(C17R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 81.52 | 21.21 | 26.09 | 1.590 | 5.09 | 6.06 | 51.03 | Toppling |
| n(C17R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 127.37 | 30.30 | 50.95 | 2.485 | 7.96 | 7.57 | 90.35 | Toppling |
| n(C17R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 183.42 | 40.90 | 88.04 | 3.578 | 11.46 | 9.09 | 138.35 | Toppling |
| n(C17R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 249.65 | 53.02 | 139.81 | 4.871 | 15.60 | 10.60 | 195.02 | Toppling |
| n(C18R1) | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 5.41 | 1.51 | 0.43 | 0.106 | 0.32 | 1.51 | -12.75 | Stable |
| n(C18R2) | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 21.65 | 4.54 | 3.46 | 0.422 | 1.27 | 3.03 | 2.94 | Toppling |
| n(C18R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 48.72 | 9.09 | 11.69 | 0.951 | 2.87 | 4.54 | 27.94 | Toppling |
| n(C18R4) | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 86.61 | 15.15 | 27.72 | 1.690 | 5.09 | 6.06 | 62.25 | Toppling |
| n(C18R5) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 135.34 | 22.72 | 54.13 | 2.640 | 7.96 | 7.57 | 105.87 | Toppling |
| n(C18R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 194.88 | 31.81 | 93.54 | 3.802 | 11.46 | 9.09 | 158.80 | Toppling |
| n(C18R7) | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 265.26 | 42.42 | 148.54 | 5.175 | 15.60 | 10.60 | 221.05 | Toppling |
| n(C19R1) | 0.08 | 0 | 0.08 | 5.73 | 0.00 | 0.46 | 0.112 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n(C19R2) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 22.93 | 1.51 | 3.67 | 0.447 | 1.27 | 3.03 | 16.43 | Toppling |
| n(C19R3) | 0.24 | 0.16 | 0.24 | 51.59 | 4.54 | 12.38 | 1.006 | 2.87 | 4.54 | 55.50 | Toppling |
| n(C19R4) | 0.32 | 0.24 | 0.32 | 91.71 | 9.09 | 29.35 | 1.789 | 5.09 | 6.06 | 100.98 | Toppling |
| n(C19R5) | 0.4 | 0.32 | 0.4 | 143.30 | 15.15 | 57.32 | 2.796 | 7.96 | 7.57 | 155.52 | Toppling |
| n(C19R6) | 0.48 | 0.4 | 0.48 | 206.35 | 22.72 | 99.05 | 4.026 | 11.46 | 9.09 | 219.66 | Toppling |
| n(C19R7) | 0.56 | 0.48 | 0.56 | 280.86 | 31.81 | 157.28 | 5.479 | 15.60 | 10.60 | 293.57 | Toppling |
| n(C20R2) | 0.08 | 0 | 0.08 | 24.20 | 0.00 | 1.94 | 0.472 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |

ตารางที่ ก-1 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียง โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4×4×8 เซนติเมตร (ต่อ)

| n | M _n (m) | L _n (m) | Y _n (m) | P _n (N/m) | P _R (N/m) | P _n M _n | P _n ΔX tanφ | P _d (kN/m) | P _r (kN/m) | P _n t (N/m) | Results |
|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|----------|
| n(C20R3) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 54.45 | 1.51 | 8.71 | 1.062 | 1.27 | 3.03 | 71.79 | Toppling |
| n(C20R4) | 0.24 | 0.16 | 0.24 | 96.80 | 4.54 | 23.23 | 1.889 | 2.87 | 4.54 | 117.81 | Toppling |
| n(C20R5) | 0.32 | 0.24 | 0.32 | 151.26 | 9.09 | 48.40 | 2.951 | 5.09 | 6.06 | 175.53 | Toppling |
| n(C20R6) | 0.4 | 0.32 | 0.4 | 217.81 | 15.15 | 87.12 | 4.249 | 7.96 | 7.57 | 244.12 | Toppling |
| n(C20R7) | 0.48 | 0.4 | 0.48 | 296.46 | 22.72 | 142.30 | 5.784 | 11.46 | 9.09 | 323.40 | Toppling |
| n(C21R3) | 0.08 | 0 | 0.08 | 54.45 | 0.00 | 4.36 | 1.062 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n(C21R4) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 96.81 | 1.51 | 15.49 | 1.889 | 1.27 | 3.03 | 146.17 | Toppling |
| n(C21R5) | 0.24 | 0.16 | 0.24 | 151.26 | 4.54 | 36.30 | 2.951 | 2.87 | 4.54 | 192.86 | Toppling |
| n(C21R6) | 0.32 | 0.24 | 0.32 | 217.82 | 9.09 | 69.70 | 4.249 | 5.09 | 6.06 | 258.87 | Toppling |
| n(C21R7) | 0.4 | 0.32 | 0.4 | 296.47 | 15.15 | 118.59 | 5.784 | 7.96 | 7.57 | 337.65 | Toppling |
| n(C22R4) | 0.08 | 0 | 0.08 | 96.81 | 0.00 | 7.74 | 1.889 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n(C22R5) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 151.26 | 1.51 | 24.20 | 2.951 | 1.27 | 3.03 | 241.81 | Toppling |
| n(C22R6) | 0.24 | 0.16 | 0.24 | 217.82 | 4.54 | 52.28 | 4.250 | 2.87 | 4.54 | 284.58 | Toppling |
| n(C22R7) | 0.32 | 0.24 | 0.32 | 296.48 | 9.09 | 94.87 | 5.784 | 5.09 | 6.06 | 357.36 | Toppling |
| n(C23R5) | 0.08 | 0 | 0.08 | 151.27 | 0.00 | 12.10 | 2.951 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n(C23R6) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 217.83 | 1.51 | 34.85 | 4.250 | 1.27 | 3.03 | 358.70 | Toppling |
| n(C23R7) | 0.24 | 0.16 | 0.24 | 296.49 | 4.54 | 71.16 | 5.784 | 2.87 | 4.54 | 392.99 | Toppling |
| n(C24R6) | 0.08 | 0 | 0.08 | 217.83 | 0.00 | 17.43 | 4.250 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n(C24R7) | 0.16 | 0.08 | 0.16 | 296.49 | 1.51 | 47.44 | 5.784 | 1.27 | 3.03 | 496.84 | Toppling |
| n(C25R7) | 0.08 | 0 | 0.08 | 296.49 | 0.00 | 23.72 | 5.784 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |

ตารางที่ ก-2 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตรสูง 72 เซนติเมตร $\psi_r = 63^\circ$ $\Delta X = 4$ เซนติเมตร $\alpha = 5^\circ$ $\beta = 63^\circ$ และ $y/\Delta X = 2$

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan \phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n t$ (N/m) | Results |
|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|---------|
| $n_{(C1R1)}$ | 0 | 0.12 | 0.12 | 0.00 | 18.97 | 0.0 | 0.0 | 0.72 | 2.27 | -35.02 | Stable |
| $n_{(C1R2)}$ | 0 | 0.24 | 0.24 | 0.00 | 44.00 | 0.0 | 0.0 | 2.87 | 4.54 | -54.58 | Stable |
| $n_{(C1R3)}$ | 0 | 0.36 | 0.36 | 0.00 | 75.11 | 0.0 | 0.0 | 6.45 | 6.82 | -80.21 | Stable |
| $n_{(C1R4)}$ | 0 | 0.48 | 0.48 | 0.00 | 112.29 | 0.0 | 0.0 | 11.46 | 9.09 | -111.90 | Stable |
| $n_{(C1R5)}$ | 0 | 0.6 | 0.6 | 0.00 | 155.53 | 0.0 | 0.0 | 17.91 | 11.36 | -149.67 | Stable |
| $n_{(C1R6)}$ | 0 | 0.72 | 0.72 | 0.00 | 191.19 | 0.0 | 0.0 | 25.79 | 13.63 | -179.49 | Stable |
| $n_{(C2R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.72 | 16.69 | 0.09 | 0.014 | 0.72 | 2.27 | -31.77 | Stable |
| $n_{(C2R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 2.87 | 39.45 | 0.69 | 0.056 | 2.87 | 4.54 | -47.02 | Stable |
| $n_{(C2R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 6.45 | 68.28 | 2.32 | 0.126 | 6.45 | 6.82 | -66.91 | Stable |
| $n_{(C2R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 11.46 | 103.18 | 5.50 | 0.224 | 11.46 | 9.09 | -91.43 | Stable |
| $n_{(C2R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 17.91 | 144.15 | 10.75 | 0.349 | 17.91 | 11.36 | -120.59 | Stable |
| $n_{(C2R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 25.79 | 177.54 | 18.57 | 0.503 | 25.79 | 13.63 | -140.36 | Stable |
| $n_{(C3R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 1.43 | 14.42 | 0.17 | 0.028 | 0.72 | 2.27 | -28.52 | Stable |
| $n_{(C3R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 5.73 | 34.90 | 1.38 | 0.112 | 2.87 | 4.54 | -39.47 | Stable |
| $n_{(C3R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 12.90 | 61.45 | 4.64 | 0.252 | 6.45 | 6.82 | -53.61 | Stable |
| $n_{(C3R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 22.93 | 94.08 | 11.01 | 0.447 | 11.46 | 9.09 | -70.96 | Stable |
| $n_{(C3R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 35.82 | 132.77 | 21.49 | 0.699 | 17.91 | 11.36 | -91.51 | Stable |
| $n_{(C3R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 51.59 | 163.88 | 37.14 | 1.006 | 25.79 | 13.63 | -101.24 | Stable |
| $n_{(C4R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 2.15 | 12.14 | 0.26 | 0.042 | 0.72 | 2.27 | -25.28 | Stable |
| $n_{(C4R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 8.60 | 30.35 | 2.06 | 0.168 | 2.87 | 4.54 | -31.91 | Stable |
| $n_{(C4R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 19.34 | 54.63 | 6.96 | 0.377 | 6.45 | 6.82 | -40.31 | Stable |
| $n_{(C4R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 34.39 | 84.97 | 16.51 | 0.671 | 11.46 | 9.09 | -50.49 | Stable |
| $n_{(C4R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 53.74 | 121.39 | 32.24 | 1.048 | 17.91 | 11.36 | -62.43 | Stable |
| $n_{(C4R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 77.38 | 150.22 | 55.71 | 1.510 | 25.79 | 13.63 | -62.12 | Stable |
| $n_{(C5R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 2.87 | 9.86 | 0.34 | 0.056 | 0.72 | 2.27 | -22.03 | Stable |

ตารางที่ ก-2 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียง โดยใช้ตัวอย่างหินขนาด
 $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตร สูง 72 เซนติเมตร $\psi_f = 63^\circ$ $\Delta X = 4$ เซนติเมตร $\alpha = 5^\circ$ $\beta = 63^\circ$ และ
 $y/\Delta X = 2$ (ต่อ)

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan \phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n t$ (N/m) | Results |
|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|----------|
| $n_{(C5R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 11.46 | 25.80 | 2.75 | 0.224 | 2.87 | 4.54 | -24.36 | Stable |
| $n_{(C5R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 25.79 | 47.80 | 9.29 | 0.503 | 6.45 | 6.82 | -27.02 | Stable |
| $n_{(C5R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 45.85 | 75.87 | 22.01 | 0.895 | 11.46 | 9.09 | -30.02 | Stable |
| $n_{(C5R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 71.65 | 110.01 | 42.99 | 1.398 | 17.91 | 11.36 | -33.35 | Stable |
| $n_{(C5R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 103.17 | 136.57 | 74.28 | 2.013 | 25.79 | 13.63 | -23.00 | Stable |
| $n_{(C6R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 3.58 | 7.59 | 0.43 | 0.070 | 0.72 | 2.27 | -18.79 | Stable |
| $n_{(C6R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 14.33 | 21.24 | 3.44 | 0.280 | 2.87 | 4.54 | -16.80 | Stable |
| $n_{(C6R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 32.24 | 40.97 | 11.61 | 0.629 | 6.45 | 6.82 | -13.72 | Stable |
| $n_{(C6R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 57.32 | 66.77 | 27.51 | 1.118 | 11.46 | 9.09 | -9.54 | Stable |
| $n_{(C6R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 89.56 | 98.63 | 53.74 | 1.747 | 17.91 | 11.36 | -4.27 | Stable |
| $n_{(C6R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 128.97 | 122.91 | 92.86 | 2.516 | 25.79 | 13.63 | 16.12 | Toppling |
| $n_{(C7R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 4.30 | 5.31 | 0.52 | 0.084 | 0.72 | 2.27 | -15.54 | Stable |
| $n_{(C7R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 17.20 | 16.69 | 4.13 | 0.335 | 2.87 | 4.54 | -9.24 | Stable |
| $n_{(C7R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 38.69 | 34.14 | 13.93 | 0.755 | 6.45 | 6.82 | -0.42 | Stable |
| $n_{(C7R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 68.78 | 57.66 | 33.02 | 1.342 | 11.46 | 9.09 | 10.93 | Toppling |
| $n_{(C7R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 107.47 | 87.25 | 64.48 | 2.097 | 17.91 | 11.36 | 24.81 | Toppling |
| $n_{(C7R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 154.76 | 109.25 | 111.43 | 3.019 | 25.79 | 13.63 | 55.24 | Toppling |
| $n_{(C8R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 5.02 | 3.03 | 0.60 | 0.098 | 0.72 | 2.27 | -12.29 | Stable |
| $n_{(C8R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 20.06 | 12.14 | 4.81 | 0.391 | 2.87 | 4.54 | -1.69 | Stable |
| $n_{(C8R3)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 45.14 | 27.31 | 16.25 | 0.881 | 6.45 | 6.82 | 12.87 | Stable |
| $n_{(C8R4)}$ | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 80.25 | 48.56 | 38.52 | 1.566 | 11.46 | 9.09 | 31.40 | Toppling |
| $n_{(C8R5)}$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 125.38 | 75.87 | 75.23 | 2.446 | 17.91 | 11.36 | 53.89 | Toppling |
| $n_{(C8R6)}$ | 0.72 | 0.72 | 0.72 | 180.55 | 95.60 | 130.00 | 3.522 | 25.79 | 13.63 | 94.36 | Toppling |
| $n_{(C9R1)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.08 | 5.73 | 1.52 | 0.69 | 0.112 | 0.32 | 1.51 | -6.93 | Stable |
| $n_{(C9R2)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.16 | 22.93 | 9.10 | 5.50 | 0.447 | 1.27 | 3.03 | 3.90 | Toppling |

ตารางที่ ค-2 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด 4x4x12 เซนติเมตรสูง 72 เซนติเมตร $\psi_f = 63^\circ$ $\Delta X = 4$ เซนติเมตร $\alpha = 5^\circ$ $\beta = 63^\circ$ และ $y/\Delta X = 2$ (ต่อ)

| n | M _n (m) | L _n (m) | Y _n (m) | P _n (N/m) | P _R (N/m) | P _n M _n | P _n ΔX tan φ | P _d (kN/m) | P _r (kN/m) | P _{n,t} (N/m) | Results |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|----------|
| n _(C9R3) | 0.36 | 0.36 | 0.24 | 51.59 | 22.76 | 18.57 | 1.006 | 2.87 | 4.54 | 20.13 | Toppling |
| n _(C9R4) | 0.48 | 0.48 | 0.32 | 91.71 | 42.49 | 44.02 | 1.789 | 5.09 | 6.06 | 41.76 | Toppling |
| n _(C9R5) | 0.6 | 0.6 | 0.4 | 143.30 | 68.28 | 85.98 | 2.796 | 7.96 | 7.57 | 68.78 | Toppling |
| n _(C9R6) | 0.72 | 0.72 | 0.48 | 206.35 | 86.49 | 148.57 | 4.026 | 11.46 | 9.09 | 115.22 | Toppling |
| n _(C10R1) | 0.12 | 0 | 0.08 | 6.45 | 0.00 | 0.77 | 0.126 | 0.32 | 1.51 | - | Toppling |
| n _(C10R2) | 0.24 | 0.12 | 0.16 | 25.79 | 6.07 | 6.19 | 0.503 | 1.27 | 3.03 | 25.70 | Toppling |
| n _(C10R3) | 0.36 | 0.24 | 0.24 | 58.03 | 18.21 | 20.89 | 1.132 | 2.87 | 4.54 | 55.65 | Toppling |
| n _(C10R4) | 0.48 | 0.36 | 0.32 | 103.17 | 36.42 | 49.52 | 2.013 | 5.09 | 6.06 | 90.90 | Toppling |
| n _(C10R5) | 0.6 | 0.48 | 0.4 | 161.21 | 60.70 | 96.72 | 3.145 | 7.96 | 7.57 | 132.60 | Toppling |
| n _(C10R6) | 0.72 | 0.6 | 0.48 | 232.14 | 77.39 | 167.14 | 4.529 | 11.46 | 9.09 | 195.07 | Toppling |
| n _(C11R2) | 0.12 | 0.12 | 0.16 | 28.66 | 3.03 | 3.44 | 0.559 | 1.27 | 3.03 | 5.84 | Toppling |
| n _(C11R3) | 0.24 | 0.24 | 0.24 | 64.48 | 13.66 | 15.48 | 1.258 | 2.87 | 4.54 | 37.48 | Toppling |
| n _(C11R4) | 0.36 | 0.36 | 0.32 | 114.64 | 30.35 | 41.27 | 2.236 | 5.09 | 6.06 | 73.75 | Toppling |
| n _(C11R5) | 0.48 | 0.48 | 0.4 | 179.12 | 53.11 | 85.98 | 3.495 | 7.96 | 7.57 | 117.38 | Toppling |
| n _(C11R6) | 0.6 | 0.6 | 0.48 | 257.93 | 68.28 | 154.76 | 5.032 | 11.46 | 9.09 | 183.00 | Toppling |
| n _(C12R2) | 0.12 | 0 | 0.16 | 31.53 | 0.00 | 3.78 | 0.615 | 1.27 | 3.03 | - | Toppling |
| n _(C12R3) | 0.24 | 0.12 | 0.24 | 70.93 | 9.10 | 17.02 | 1.384 | 2.87 | 4.54 | 105.76 | Toppling |
| n _(C12R4) | 0.36 | 0.24 | 0.32 | 126.10 | 24.28 | 45.40 | 2.460 | 5.09 | 6.06 | 148.63 | Toppling |
| n _(C12R5) | 0.48 | 0.36 | 0.4 | 197.03 | 45.52 | 94.58 | 3.844 | 7.96 | 7.57 | 205.12 | Toppling |
| n _(C12R6) | 0.6 | 0.48 | 0.48 | 283.73 | 59.18 | 170.24 | 5.535 | 11.46 | 9.09 | 286.49 | Toppling |
| n _(C13R3) | 0.12 | 0.12 | 0.24 | 77.38 | 4.55 | 9.29 | 1.510 | 2.87 | 4.54 | 45.52 | Toppling |
| n _(C13R4) | 0.24 | 0.24 | 0.32 | 137.56 | 18.21 | 33.02 | 2.684 | 5.09 | 6.06 | 102.67 | Toppling |
| n _(C13R5) | 0.36 | 0.36 | 0.4 | 214.94 | 37.94 | 77.38 | 4.193 | 7.96 | 7.57 | 164.38 | Toppling |
| n _(C13R6) | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 309.52 | 50.07 | 148.57 | 6.039 | 11.46 | 9.09 | 249.78 | Toppling |
| n _(C14R3) | 0.12 | 0 | 0.24 | 83.83 | 0.00 | 10.06 | 1.635 | 2.87 | 4.54 | - | Toppling |

ตารางที่ ค-2 ตัวอย่างการวิเคราะห์การพังทลายแบบพลิกคว่ำของความลาดเอียงโดยใช้ตัวอย่างหินขนาด
 $4 \times 4 \times 12$ เซนติเมตรสูง 72 เซนติเมตร $\psi_f = 63^\circ$ $\Delta X = 4$ เซนติเมตร $\alpha = 5^\circ$ $\beta = 63^\circ$ และ
 $y/\Delta X = 2$ (ต่อ)

| n | M_n (m) | L_n (m) | Y_n (m) | P_n (N/m) | P_R (N/m) | $P_n M_n$ | $P_n \Delta X$ $\tan \phi$ | P_d (kN/m) | P_r (kN/m) | $P_n \cdot t$ (N/m) | Results |
|---------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------------|----------|
| $n_{(C14R4)}$ | 0.24 | 0.12 | 0.32 | 149.03 | 12.14 | 35.77 | 2.907 | 5.09 | 6.06 | 251.68 | Toppling |
| $n_{(C14R5)}$ | 0.36 | 0.24 | 0.4 | 232.86 | 30.35 | 83.83 | 4.543 | 7.96 | 7.57 | 299.15 | Toppling |
| $n_{(C14R6)}$ | 0.48 | 0.36 | 0.48 | 335.31 | 40.97 | 160.95 | 6.542 | 11.46 | 9.09 | 392.32 | Toppling |
| $n_{(C15R4)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.32 | 160.49 | 6.07 | 19.26 | 3.131 | 5.09 | 6.06 | 119.31 | Toppling |
| $n_{(C15R5)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.4 | 250.77 | 22.76 | 60.18 | 4.892 | 7.96 | 7.57 | 207.38 | Toppling |
| $n_{(C15R6)}$ | 0.36 | 0.36 | 0.48 | 361.11 | 31.87 | 130.00 | 7.045 | 11.46 | 9.09 | 314.54 | Toppling |
| $n_{(C16R4)}$ | 0.12 | 0 | 0.32 | 171.96 | 0.00 | 20.63 | 3.355 | 5.09 | 6.06 | - | Toppling |
| $n_{(C16R5)}$ | 0.24 | 0.12 | 0.4 | 268.68 | 15.17 | 64.48 | 5.242 | 7.96 | 7.57 | 479.26 | Toppling |
| $n_{(C16R6)}$ | 0.36 | 0.24 | 0.48 | 386.90 | 22.76 | 139.28 | 7.548 | 11.46 | 9.09 | 534.18 | Toppling |
| $n_{(C17R5)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.4 | 286.59 | 7.59 | 34.39 | 5.591 | 7.96 | 7.57 | 234.40 | Toppling |
| $n_{(C17R6)}$ | 0.24 | 0.24 | 0.48 | 412.69 | 13.66 | 99.05 | 8.051 | 11.46 | 9.09 | 374.27 | Toppling |
| $n_{(C18R5)}$ | 0.12 | 0 | 0.4 | 304.50 | 0.00 | 36.54 | 5.941 | 7.96 | 7.57 | - | Toppling |
| $n_{(C18R6)}$ | 0.24 | 0.12 | 0.48 | 438.49 | 4.55 | 105.24 | 8.555 | 11.46 | 9.09 | 820.18 | Toppling |
| $n_{(C19R6)}$ | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 464.28 | 2.28 | 55.71 | 9.058 | 0.72 | 2.27 | 373.19 | Toppling |
| $n_{(C20R6)}$ | 0.12 | 0 | 0.12 | 490.07 | 0.00 | 58.81 | 9.561 | 0.72 | 2.27 | - | Toppling |

ประวัตินักวิจัย

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