ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



เอกสารเผยแพร่ทางวิชาการ

บทความที่ วศข.51/01

พฤติกรรมเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า : สภาวะปกติและแผ่นดินไหว

、& Develo

โดย

ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ นายชิโนรส ทองธรรมชาติ นายมนตรี จินากุลวิพัฒน์ นายวรุฒ พจน์ศิลปชัย

ตุลาคม 2551

คำนำ

เอกสารเผยแพร่ทางวิชาการนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อให้เกิดประโยชน์ด้านงานวิศวกรรมปฐพีทั้ง งานสำรวจ ออกแบบ ก่อสร้าง และใช้งานตามแต่วัตถุประสงค์ของผู้ใช้ ขอให้ผู้ที่ใช้เอกสารฉบับนี้กรุณา อ้างอิงดังต่อไปนี้

สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์, ชิโนรส ทองธรรมชาติ, มนตรี จินากุลวิพัฒน์ และวรุฒ พจน์ศิลปชัย. 2551. "พฤติกรรมเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า : สภาวะปกติและแผ่นดินไหว". ศูนย์วิจัยและพัฒนา วิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

พฤติกรรมเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า : สภาวะปกติและแผ่นดินไหว

เชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้าเป็นเชื่อนที่นำข้อดีของหินถมบดอัดมาใช้ คือ สามารถที่จะ ก่อสร้างได้ชัน ใช้ปริมาตรน้อย แต่มีความโปร่งน้ำจึงลดข้อเสียโดยการใช้แผ่นคอนกรีตมาดาดหน้าเป็นแผ่น ทึบน้ำ ในประเทศไทยเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้าแห่งแรก คือเชื่อนวชิราลงกรณ (รูปที่ 1) ซึ่งก่อสร้าง เสร็จในปีพ.ศ. 2527 ที่ก่อสร้างโดยกรมชลประทานในขณะนั้น และต่อมาได้อยู่ภายใต้การดูแลของการ ไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ในทั่วโลกเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้ามีเทคนิคการก่อสร้างและการศึกษา พฤติกรรมของเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้าได้พัฒนาอย่างต่อเนื่อง ในบทความนี้จะนำเสนอเนื้อหา พฤติกรรมของเชื่อนประเภทนี้เพื่อใช้ประโยชน์ภายหลังการก่อสร้างและบำรุงรักษาเชื่อน ทั้งในสภาวะปกติ และแผ่นดินไหว



รูปที่ 1 เชื่อนวชิราลงกรณ จังหวัดกาญจนบุรี

1. วิวัฒนาการของเชื่อน CFRD

เชื่อน CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) ได้รับความนิยมอย่างแพร่หลายเนื่องจาก ก่อสร้างได้รวดเร็ว แต่อย่างไรก็ตาม เชื่อนประเภทนี้มักพบปัญหาการรั่วซึมของน้ำ เนื่องจากวัสดุที่รองรับ แผ่นคอนกรีตดาดหน้าเชื่อนเกิดการทรุดตัวหรือยุบตัวจากแรงดันน้ำ ซึ่งทำให้เกิดการแตกและการแยกออก ของรอยต่อต่าง ๆ ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้า (Mori, 1999) รูปที่ 2 แสดงให้เห็นว่าในระหว่างการก่อสร้าง ลาดเขื่อนทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจะเกิดการยุบตัว และได้เก็บน้ำจะลาดทางด้านเหนือน้ำทรุดตัวและ เคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ การเคลื่อนตัวนี้อาจก่อให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าและนำไปสู่การ ไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกนั้น

วิธีการก่อสร้างเชื่อน CFRD ได้เปลี่ยนแปลงไป จากที่ก่อสร้างเป็นเชื่อนหินถม (Dumped Rockfill) มาเป็นเชื่อนหินบดอัด (Compacted Rockfill) ในปลายปี พ.ศ.2503 ดังในรูปที่ 3 ซึ่งเป็นผลให้ การทรุดตัวของเชื่อนลดลงอย่างมาก และทำให้สามารถก่อสร้างเชื่อนได้สูงขึ้นในปัจจุบันเชื่อนหินถม คอนกรีตดาดหน้าก่อสร้างได้สูงกว่า 200 เมตร เช่น เชื่อน Shibuiya ประเทศจีน เชื่อน Campos Novos ประเทศบราซิล





A 68 CFRDs completed between 1990 and 2000, height 40 to 120 m



1.1 ส่วนประกอบของเชื่อน CFRD

เชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้าในยุคแรก มีความชั้นมาก (0.54 ถึง 0.75 ต่อ 1) และ ผิวหน้าเป็นจะเป็นคอนกรีตฉาบหน้าหินเรียง จนเมื่อก่อสร้างเชื่อน Salt Springs ที่สูงกว่า 100 เมตร จึงเริ่ม ก่อสร้างตัวเชื่อนด้วยการทิ้งหินและฉีดน้ำ มีคอนกรีตปิดด้านหน้าเชื่อน การออกแบบในอดีตใช้การวิเคราะห์ แบบ Empirical ที่เชื่อนจะมีรูปหน้าตัดทั่วไปดังรูปที่ 4 (Fell et al, 2005)



Features of early concrete face rockfill dam design (ICOLD, 1989a). (1) Cutoff trench, (2) Concrete face, (3) Plinth, (4) Vertical joint, (5) Horizontal joint, (6) Parapet, (7) Crane-placed large rock, (8) Dumped rockfill, (9) Slope, (10) Curved axis. (A) Reinforcement, (B) 1.9 cm red-wood filter and Z waterstop, (C) Grout curtain, (D) Cross section of dam, (E) 18 m (60 feet), (F) Elevation of face, (G) Mastic, (H) Premoulded asphalt, (I) Compressible joint filler, (J) U copper, (K) Reinforcement.

รูปที่ 4 ส่วนประกอบของเชื่อน CFRD ในอดีต (ICOLD, 1989)

ส่วนประกอบหลักของเชื่อนหินถมดาดหน้าคอนกรีตในยุคปัจจุบัน โดยทั่วไปแบ่งเป็น 3 ส่วน (Cooke et al., 1987) ดังรูปที่ 5 อันได้แก่

1. วัสดุหน้าแผ่นคอนกรีตดาดหน้า (Concrete Face Protection Zone) ในรูปที่ 5 ได้แก่ Zone 1A และ 1B วัสดุ 1A ต้องมีคุณสมบัติทึบน้ำ มีเม็ดขนาดเล็ก ความเหนียวต่ำเพื่อทำหน้าที่ลดการ รั่วซึมผ่าน perimeter joint และทำหน้าที่เป็นน้ำหนักกดทับป้องกันการดัดของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าในช่วงที่ มีการเก็บน้ำในอ่าง นอกจากนั้นเมื่อเกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตดาดหน้า วัสดุดังกล่าวจะต้องสามารถไหล เข้าไปในรอยแตกเพื่อที่จะเข้าไปอุดซ่องว่างระหว่างเม็ดหินในชั้นรองรับแผ่นคอนกรีตเพื่อซะลอการรั่วซึม วัสดุในส่วนนี้จำเป็นกับเชื่อนที่สูงมาก ๆ เพราะน้ำที่เก็บปริมาณมากและมีแรงดันน้ำที่สูง สำหรับวัสดุ 1B ทำ หน้าที่ปิดป้องกันวัสดุ 1 A จากการกัดเซาะและทำหน้าที่เป็นน้ำหนักกดทับวัสดุ 1 A

2. วัสดุรองรับแผ่นคอนกรีตดาดหน้า (Concrete Face Supporting) ในรูปที่ 5 ได้แก่ Zone
 2A และ 2B วัสดุในโซนนี้จะเป็นหินที่มีขนาดคละดี เพื่อเป็นส่วนรองรับแผ่นคอนกรีตดาดหน้าเขื่อน อาจ
 เป็นหินที่มีขนาดระหว่าง 7.5-15 เซนติเมตร ที่บดอัดรวมกับทรายที่มีขนาดสม่ำเสมอ ความหนาชั้นละ
 0.4-0.5 เมตร วัสดุนี้จะเป็นวัสดุกึ่งทึบน้ำเพื่อเป็นการป้องกันการรั่วของน้ำและทำหน้าที่เป็น Uniform
 Support ให้กับแผ่นคอนกรีต ข้อควรระวังในการบดอัดวัสดุในส่วนนี้ คือ หากมีฝนตกในสนามควรให้
 ความระมัดระวังการชะล้างหรือกัดเซาะจากน้ำฝน ดังนั้นในระหว่างก่อสร้างจึงจำเป็นต้องป้องกันปัญหา
 ดังกล่าวโดยการปิดทับด้วย Shotcrete นอกจากนั้นชั้นดังกล่าวยังมีความยากในการบดอัดเนื่องจากอยู่ใน
 ระนาบเอียง ทำให้ควบคุมคุณภาพที่ผิวได้ยาก ดังนั้นในบางกรณีผู้ก่อสร้างอาจใช้ CURB ดังรูปที่ 6

3. วัสดุตัวเชื่อน (Rockfill Zone) ในรูปที่ 5 ได้แก่ วัสดุ Zone 3A, 3B และ 3C ซึ่งถือว่า เป็นวัสดุหลักของเชื่อนหินถมดาดหน้าคอนกรีตหน้า โซน 3A เป็นส่วนเชื่อมต่อระหว่างวัสดุในโซนที่ 2 กับ หินถมที่บดอัดเป็นชั้น หนาชั้นละ 0.4-0.5 เมตร วัสดุโซน 3A มีหน้าที่กรองไม่ให้วัสดุ 2B ชะให้ไหลเข้าสู่ หินถม (Cooke et al., 1987) สำหรับวัสดุโซน 3B จะบดอัดเป็นชั้นหนา 1 เมตร และเพื่อป้องกันไม่ให้ แผ่นคอนกรีตดาดหน้าเคลื่อนตัวจำเป็นต้องบดอัดวัสดุนี้อย่างดี วัสดุ 3C อยู่ด้านท้ายน้ำจึงมีความสำคัญต่อ การทรุดตัวของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าไม่มาก และบดอัดวัสดุนี้ด้วยความหนาชั้นละ 1-2 เมตร





รูปที่ 6 Extruded Curb ของเชื่อนน้ำงึม 2 ประเทศลาว

1.2 คุณลักษณะของเชื่อน CFRD ในด้านการออกแบบ

ICOLD (2004) ได้สรุปลักษณะที่ดีของเชื่อน CFRD ที่ก่อสร้างตั้งแต่ปี พ.ศ.2508-2543 ในด้านการออกแบบเชื่อน มีดังนี้

1. อัตราส่วนความปลอดภัยของการเคลื่อนพังของลาดเชื่อน มีค่าสูงมากกว่า 7

2. หินฐานรากที่รองรับ Plinth มีความแข็งแรงสูง หากฐานรากไม่แข็งแรงจะต้องปรับปรุง เพื่อไม่ให้ Plinth เคลื่อนตัว ส่วนบนของแผ่นคอนกรีตดาดหน้ามี Parapet Wall เพื่อทำหน้าที่ป้องกันการ <mark>ไหล</mark>ล้นข้ามสันเขื่อนและล<mark>ดปริมาณ</mark>หินถมในตัวเขื่อน

3. ไม่มีปัญหาเรื่อง Uplift ใต้ฐานเขื่อน โดยแรงดันน้ำใต้ฐานรากมีค่าเกิน 3 ใน 4 ของ แรงดันน้ำในอ่างจากฐาน

4. ปกติเมื่อมีแรงดันน้ำไหลผ่านฐานกรากสู่แกนกลางเชื่อน เชื่อนต้องมีความมั่นคงป้องกัน เหตุการณ์นี้ได้

5. วัสดุถมเขื่อนเป็นหินที่แห้ง ดังนั้นเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวมากระทำจึงเหนี่ยวนำให้การ แรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้น

6. ลาดชันเขื่อนมีความมั่นคงต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว เพราะวัสดุถมเขื่อนมีกำลังรับแรง เฉือนสูง ไม่มีแรงดันน้ำในตัวเขื่อน การทรุดตัวภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวเกิดขึ้นน้อย 7. รูปแบบการพิบัติเพียงรูปแบบเดียวที่มีความเสี่ยงสูงสำหรับเชื่อน CFRD คือ น้ำล้นข้าม สันเชื่อน ดังนั้นในการออกแบบ Spillway ต้องพิจารณาข้อมูลทางอุทกวิทยาและระยะเผื่อน้ำล้น (Freeboard) สำหรับการเกิด Piping ใต้ฐานรากเชื่อนจะเกิดได้ในกรณีที่หินฐานรากเชื่อนเป็นหินผุ (Weathered Rock) หรือเป็นชั้นดินตะกอนหลวม (Alluvial Foundation)

8. หลังจากก่อสร้างเขื่อน การเคลื่อนตัวจะเกิดขึ้นน้อยมาก และเมื่อเวลาผ่านไปหลายปี การเคลื่อนตัวจะหยุดลง

9. ในการป้องกันความปลอดภัยเชื่อนใช้เครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวและการไหลซึม ของน้ำจำนวนไม่มาก

1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงในแผ่นคอนกรีตดาดหน้า

จากการศึกษาในเบื้องต้นพบว่า การวิเคราะห์แผ่นพื้นที่วางอยู่บนที่รองรับแบบยืดหยุ่นใน อดีตทั้งในรูปแบบที่เป็นวิทยานิพนธ์และรายงานทางวิชาการ ที่ใช้วิธีวิเคราะห์แบบเก่าและแบบใหม่หรือบาง รายงานพบว่ามีข้อมูลที่ต่างกัน ดังนั้นจึงได้ดำเนินการรวบรวมผลจากการวิเคราะห์ในอดีต เพื่อสรุปเป็น ข้อมูลเชิงเปรียบเทียบและเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์อย่างละเอียดต่อไป

การวิเคราะห์พฤติกรรมของแผ่นพื้นคอนกรีตที่วางอยู่บนที่รองรับแบบยืดหยุ่น (Elastic Supports) อาศัยแบบจำลองฐานรองรับแบบยืดหยุ่นของ Winkler ดังแสดงในรูปที่ 7 โดยกำหนดให้ค่า โมดูลัสของฐานรองรับแบบยืดหยุ่นมาใช้ในการจำลองค่าความแข็งของสปริง (Spring Stiffness) ระบบของ สปริงที่จำลองรองรับด้วยฐานรากแบบยืดหยุ่น (Elastic Supports) โดยที่ระบบของสปริงจะประกอบด้วย สปริง 3 แบบ ได้แก่ ระบบสปริงตามแนวแกน (Axial Spring) และอีกสองแบบเป็นสปริงที่หมุนได้ (Rotational Springs) ซึ่งสปริงแต่ละแบบนั้นเสมือนชนิดของฐานรองรับแบบยืดหยุ่นที่แตกต่างกัน เช่น ฐานรองรับแบบแข็งเกร็ง (Rigid Supports) ขอบด้านที่แข็งเกร็ง (Elastic Edge) เมื่อกำหนดค่าความแข็ง ของสปริง (Spring Stiffness) ให้มีค่าสูง พฤติกรรมของแผ่นคอนกรีตบนที่รองรับนี้มีพฤติกรรมคล้ายกับ แผ่นคอนกรีตที่วางอยู่บนฐานรองรับแบบแข็งเกร็ง โดยทั่วไปการวิเคราะห์จะกำหนดให้ค่าความแข็งของ สปริง (Spring Stiffness) มีความสัมพันธ์กับค่าความแข็งของโครงสร้างแผ่นพื้น มีระบบสปริงตามแนวแกน ที่ปรับเปลี่ยนเพื่อให้สอดคล้องกับที่รองรับแบบต่าง ๆ เช่น ฐานรองรับเป็นแนว (Line Support) แบบ ยึดหยุ่น (Elastic Foundation) โดย Huang and Thambiratnam (2001)ได้มีการเสนอค่าสัมประสิทธิ์ไร้มิติ (Non Dimensional Coefficients) ที่แตกต่างกันไปตามชนิดของฐานรองรับที่จำลอง

Huang and Thambiratnam (2001) ได้จำลองแผ่นพื้นที่วางบนที่รองรับแบบยืดหยุ่นและ ใช้ Finite Strip Method เพื่อวิเคราะห์หน่วยแรงในแผ่นพื้น ดังแสดงในรูปที่ 8 แผ่นพื้นที่ใช้มีขนาดกว้าง 10 ม. ยาว 30 ม. หนา 0.50 ม.ดังแสดงในรูปที่ 9 จำลองแผ่นพื้นที่มี Young's Modulus (E) เท่ากับ 3×10⁹ นิวตันต่อตารางเมตร และ Poisson's ratio (μ) เท่ากับ 0.3 วางอยู่บนฐานรองรับแบบสปริงตาม แนวแกน เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมของแผ่นพื้น เมื่อเปลี่ยนค่าความแข็งของสปริงต่าง ๆ กันไป



รูปที่ 7 แบบจำลองฐานรองรับแบบยืดหยุ่นของ Winkler



รูปที่ <mark>8 การแบ่งชิ้นส่ว</mark>นกับระบบสปริง (Huang and Thambiratnam, 2001)



รูปที่ 9 แผ่นพื้นสามช่วงวางบน simply support (Huang and Thambiratnam, 2001)

ผลของการศึกษาพบว่าเมื่อทำการแบ่งชิ้นส่วนของแผ่นพื้นออกเป็นส่วนย่อย ๆตามด้านสั้น 10 ชิ้นส่วน และตามด้านยาว 30 ชิ้นส่วน นำค่าการโก่งตัว ณ ตำแหน่งกึ่งกลางด้านสั้นเป็นแนวตลอดไป ตามด้านยาวโดยเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวและโมเมนต์ดัดกับสัดส่วนระยะทางต่อความ ยาวด้านยาว ดังแสดงในรูปที่ 10 และรูปที่ 11 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าเมื่อค่า Spring Stiffness Factor มีค่า มากกว่าหรือเท่ากับ 10⁴ ค่าการโก่งตัวและโมเมนต์ดัดจะมีค่าเข้าใกล้พฤติกรรมของแผ่นพื้นที่เสมือนวางอยู่ บนที่รองรับแบบแข็งเกร็ง แสดงให้เห็นว่าค่าความแข็งของสปริง (Spring Stiffness) มีผลต่อพฤติกรรมของ แผ่นพื้น สอดคล้องกับสมมุติฐานที่ตั้งไว้ที่ว่า แผ่นคอนกรีตดาดหน้าที่วางอยู่บนวัสดุตัวเขื่อนอาจมี คุณสมบัติด้านความแข็งแรงในการรองรับแผ่นคอนกรีตที่ไม่สม่ำเสมอกันทั้งผืน ซึ่งจะส่งผลให้ความสามารถ ในการรับแรงกระทำจากแรงดันน้ำของแผ่นคอนกรีตหน้าที่ขาดความสม่ำเสมอและอาจก่อให้เกิดการแตกร้าว ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าเชื่อน



รูปที่ 10 <mark>การเปลี่ยนแ</mark>ปลงการโก่งตัวตามแนวยาว ณ ตำแหน่งกึ่งกลางด้านสั้น





รูปที่ 11 การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดตามแนวยาว ณ ตำแหน่งกึ่งกลางด้านสั้น

(Huang and Thambiratnam, 2001)

1.4 พฤติกรรมเชื่อน CFRD

โดยทั่วไปแผ่นคอนกรีตดาดหน้าจะก่อสร้างหลังจากที่ได้ก่อสร้างถมเชื่อนเสร็จเรียบร้อย และรอพฤติกรรมการทรุดตัวให้คงที่ เพื่อลดปัญหาการทรุดตัวของคอนกรีตดาดหน้าซึ่งมักนำไปสู่การ แตกร้าว เมื่อเริ่มมีการกักเก็บน้ำแผ่นคอนกรีตดาดหน้าจะถูกแรงกระทำจากแรงดันน้ำตามระดับความลึก รูปที่ 12 และจากการทรุดตัวของตัวเชื่อนเอง ทำให้แผ่นคอนกรีตดาดหน้าเกิดการเคลื่อนตัวและทรุดตัวของ ตามมา กล่าวคือ ในบริเวณ Perimetric Joint จะเกิดแรงดึงแต่บริเวณกึ่งกลางของแผ่นคอนกรีตจะเกิด แรงอัด และทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงดึงที่ Perimetric Joint รูปที่ 13 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของ แผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อนและทิศทางการเคลื่อนตัวของ Perimetric Joint การเคลื่อนตัวสูงสุดส่วนใหญ่มักจะ เกิดประมาณกึ่งกลางของความสูงของเชื่อน แต่อาจเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ตำแหน่งอื่น ๆ ได้เช่นเดียวกัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับลักษณะรูปร่างของหินถมที่รองรับใต้แผ่นคอนกรีตดาดหน้า การเคลื่อนตัวนี้ยังสัมพันธ์กับค่า โมดูลัสของหินถมและความหนาของชั้นการบดอัด

Marulanda and Pinto (2000) ได้รายงานผลการตรวจวัดพฤติกรรมของเชื่อน CFRD ที่ สร้างด้วยการบดอัด ภายใต้แรงกระทำแบบ Biaxial Compression จะทำให้เกิดความเค้น (Stress) เนื่องจากแรงดึงที่ไม่มากในบริเวณใกล้กับฐานเชื่อน สันเชื่อน และรอบ ๆ Perimetric Joint อย่างไรก็ตาม เชื่อน CFRD ที่ก่อสร้างในช่วงหลังอาจเกิดความเค้นเนื่องจากแรงดึงภายในตัวแผ่นคอนกรีตดาดหน้า ณ สภาวะต่างกันไป

11



รูปที<mark>่ 12 การทรุดตัวที่ส</mark>ันเขื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า (Hunter et al, 2003)



Face slab elevation showing movement directions and stress zones.



Direction of movements at the perimetric joint (Gomez, 1999).

รูปที่ 13 <mark>ทิศทางกา</mark>รเคลื่อนตัวและลักษณะของแรงกระทำของแผ่นคอนดาดกรีตหน้า (Gomez, 1999)

สันเชื่อนหินถมจะทรุดตัวหลังเชื่อนได้ก่อสร้างเสร็จ และมีแรงดันน้ำกระทำต่อตัวเชื่อนการ ทรุดตัวจะเกิดขึ้นอีก การตรวจวัดดำเนินการหลังการก่อสร้างจึงบอกถึงการเปลี่ยนแปลงระดับสันเชื่อนเมื่อ เริ่มเก็บกักน้ำในครั้งแรก เมื่อใช้เก็บน้ำไประยะหนึ่ง การทรุดตัวของหินถมอาจเพิ่มขึ้นแม้ว่าไม่มีแรงกระทำ เพิ่มขึ้นก็ตาม เรียกพฤติกรรมการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Time dependent) นี้ว่า "Creep" Hunter et al (2003) ได้สรุปอธิบายอัตราการทรุดตัวของสันเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า โดยการพิจารณาค่าทรุดตัว ของสันเชื่อนเทียบกับความสูงเชื่อน และ log time ที่บอกถึงการทรุดตัวของสันเชื่อนเกิดขึ้น ระหว่างการ เก็บน้ำปีแรกอาจมีการทรุดตัวได้มากถึง 50% ของการทรุดตัวทั้งหมด ในระยะยาวการทรุดตัวของหินถมจะ สัมพันธ์กับเวลา มีอัตราการทรุดตัวขึ้นกับวิธีการก่อสร้างและคุณภาพของหินถม หินถมที่มีกำลังรับแรงอัดที่ สูงย่อมทำให้เชื่อนมีการทรุดตัวได้น้อยกว่าเชื่อนที่ก่อสร้างด้วยหินที่มีคุณภาพด้อยกว่า ซึ่งสรุปเป็นช่วงของค่า การทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวดังตารางที่ 1 รูปแสดงกราฟการทรุดตัว

| Rockfill Classification | Total Post Cons (% of d | truction Settlement am height) | Long-term Creep Rate, α** (% /log cycle) | |
|---------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|---|--|
| | 10 years | 30 years | 65 | |
| Dumped Rockfill | 0.6 to 1.0 | 1.0 to 1.5 | 0.3 to 1.5 | |
| Well Compacted Rockfills: | | S. | | |
| - Medium to high strength* | 0.15 to 0.4 | 19 5 | 0.05 to 0.25 | |
| - Very high strength, quarried* | 0.06 to 0.2 | Julia - | 0.02 to 0.10 | |
| - Gravel Rockfills | 0.2 to <0.05 | | <0.10 | |

| ตารางที่ 1 Post construction | total crest settlement | and long-term creep | rate for CFRDs (| (Hunter et |
|------------------------------|------------------------|---------------------|------------------|------------|
| al. 2003) | | | | |

Note: * Rock substance unconfined compressive strength medium 6 to 20 Mpa, high 20 to 70 Mpa, very high 70 to 240 Mpa. ** %strain = α (log t₂ - log t₁)

1.5 กรณีศึกษาการออกแบบเชื่อนวชิราลงกรณ

เชื่อนวชิราลงกรณเป็นเชื่อนหินถมดาดหน้าคอนกรีตสูง 92 เมตร ความลาดชันของลาด เหนือน้ำและท้ายน้ำ 1.4:1 การออกแบบตัวเชื่อนอาศัยการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ (Static Analysis) หินที่ใช้ในการถมตัวเชื่อนส่วนใหญ่เป็นหินปูนที่ได้มาจากแหล่งหิน (Quarry) ซึ่งอยู่ห่างจากตัวเชื่อนไป ทางด้านเหนือน้ำ 2 กิโลเมตร การถมเชื่อนได้แบ่งเป็น Zones ของหินขนาดต่าง ๆ กันตามที่ออกแบบไว้ ซึ่ง ส่วนใหญ่ตัวเชื่อนมีการถมหนา 1-2 เมตร สำหรับช่วงต่อระหว่างระหว่างแผ่นคอนกรีตดาดหน้ากับตัวเชื่อน (Transition Zones) เป็นหินขนาดเล็กลดหลั่นได้สัดส่วนกัน ถมเป็นชั้น ๆ ละ 0.5 เมตร สำหรับการออกแบบ องค์ประกอบต่าง ๆ ของเชื่อนวชิราลงกรณ แสดงในรูปที่ 14

สันเชื่อนออกแบบให้มีความสูงเผื่อไว้สำหรับการทรุดตัวหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จและ เพื่อที่จะลดปริมาตรหินถมในตัวเชื่อน จึงออกแบบให้มีกำแพงคอนกรีตสูง 5 เมตรทำหน้าที่เป็นกำแพงกัน <mark>คลื่นไว้</mark>ส่วนบนของลาดชั<mark>นเชื่อนด้า</mark>นเหนือน้ำ

บริเวณส่วนล่างของลาดชันด้านเหนือน้ำได้ถมดินเหนียวบดอัดแน่น (Clay Blanket) ตาม แนวตีนเขื่อนไปจนถึงระดับ +135 ม.รทก. ที่ไหล่เขื่อนฝั่งขวา ซึ่งจุดประสงค์เพื่อยืดระยะการซึมผ่านของน้ำ และป้องกันการรั่วซึมที่ Perimetric Joint ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้ากับ Plinth นอกจากนี้ยังเพิ่มความมั่นคง ให้กับลาดชันเขื่อนและป้องกันแผ่นคอนกรีตดาดหน้าจากการหล่นทับของหินบริเวณไหล่เขาฝั่งขวา

แผ่นคอนกรีตดาดหน้าและกำแพงกันคลื่นทำหน้าที่เป็นผนังกั้นน้ำของตัวเขื่อน ความหนา ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าตรงส่วนบนที่ติดกับกำแพงกันคลื่นหนา 0.3 เมตร และตรงส่วนล่างของตีนเขื่อน หนา 0.6 เมตร นอกจากนี้ยังมีการเสริมเหล็กอย่างเนื่องโดยตลอดแนวเชื่อมต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตดาด หน้ากับ Plinth เรียกว่า Perimetric Joint และมีวัสดุกันซึมน้ำสองชั้น คือ Hypolon และ Copper Waterstops สำหรับการเชื่อมต่อ (Joint) ระหว่างแผ่นคอนกรีตนั้นแบ่งเป็น 2 ประเภทได้แก่ Construction Joint และ Contraction Joint (Expansion Joint) โดยการออกแบบแผ่นคอนกรีตดาดหน้าและตำแหน่งของรอยต่อทั้ง 3 ประเภทแสดงในรูปที่ 15 และรูปที่ 16 ตามลำดับ



รูปที่ 14 หน้าตัดทั่วไปของเขื่อนวชิราลงกรณ (EGAT, 1985)



UPSTREAM CONCRETE FACE SLAB

รูปที่ 15 การอ<mark>อกแบบ</mark>แผ่นคอนกรีตดาดหน้าเชื่อนวชิราลงกรณ (EGAT, 1985)



รูปที่ 16 รอยต่อประเภทต่างในการออกแบบเชื่อนวชิราลงกรณ (EGAT, 1985)

อุโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) เป็นอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กทำหน้าทีเป็นฐานยันของ แผ่นคอนกรีตดาดหน้า ความหนาของพื้นอุโมงค์เท่ากับ H/20 สำหรับบริเวณที่หินไม่ผุและ H/10 สำหรับบริเวณีที่เป็นหินผุ เมื่อ H คือระดับเก็บกักน้ำสูงสุด รูปตัดของอุโมงค์ตรวจสอบเป็นรูปเกือกม้าขนาด 2.5×2.5 เมตร ตลอดความยาวอุโมงค์ การก่อสร้างแบ่งเป็นช่วง ๆ ละ 10 เมตร มี Contraction Joint ที่รับ การทรุดตัวได้ถึง 40 มิลลิเมตร โดยมี Copper และ Rubber Waterstops ทุกรอยต่อ นอกจากนี้ที่พื้นของ อุโมงค์ตรวจสอบได้ฝังท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร สำหรับงาน Grouting ในอนาคต

1.6 กรณีศึกษา<mark>การออ</mark>กแบบเชื่อนแควน้อย

เชื่อนแควน้อยมีความสูงจากร่องน้ำลึกประมาณ 70 เมตร สันเชื่อนกว้าง 9 เมตร ก่อสร้าง โดยใช้หินถม Sandstone ลาดเชื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีความชั้น 1:1.4 ลาดท้ายเชื่อนมี Berm ทุก ช่วงความสูง 20 เมตร มีความกว้าง 6 เมตร ดังหน้าตัดเชื่อนในรูปที่ 17 วัสดุถมเชื่อนในส่วนต่าง ๆ มี รายละเอียดโดยย่อดังนี้

3A เป็นหินถม Sandstone มีขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 1,000 มม.

- 3B เป็นหินถม Sandstone มีขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 1,500 มม.
- 3C เป็นวัสดุระบายน้ำ จะรับน้ำที่ไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนและรอยต่อบนคอนกรีตดาดหน้า ขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 1,000 มม.
- 2A, 2B เป็นชั้นระบายน้ำละเอียดและหยาบ ตามลำดับ ใช้กรองดินเม็ดละเอียดบริเวณท้ายน้ำ ของ Plinth ไม่ให้พัดพากับน้ำ
- 2C, 2D เป็นวัสดุรองรับคอนกรีตดาดหน้า จึงจำเป็นต้องให้ผิวของวัสดุถมสม่ำเสมอ ไม่ ก่อให้เกิดโมเมนต์ดัดในแผ่นคอนกรีตดาดหน้า อีกทั้งต้องมีความทึบน้ำโดยเฉพาะวัสดุ 2C ที่ทึบน้ำมากกว่า 1×10⁻³ ซม./วินาที เพื่อควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยต่อ ไม่ให้เกินเกณฑ์ที่ยอมรับได้

แผ่นคอนกรีตดาดหน้า (Concrete Face Slab) เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กทำหน้าที่เป็นส่วน ทึบน้ำของเขื่อน เมื่อเก็บกักน้ำแผ่นคอนกรีตดาดหน้าจะเคลื่อนตัวและทำให้หินถมใต้แผ่นคอนกรีตเคลื่อน ดัวในลักษณะอิสระไม่ขึ้นกับความหนาของคอนกรีต ในการออกแบบให้พื้นคอนกรีตปรับตัวได้มากที่สุดตาม การทรุดตัวของหินถม โดยไม่ทำให้คอนกรีตแตกร้าว โดยออกแบบให้คอนกรีตมีความหนา 0.30 เมตร เท่ากันตลอดทั้งแผ่น และเสริมเหล็กบริเวณกิ่งกลางความหนาเพื่อป้องกันการแตกร้าวจากอุณหภูมิ รอยต่อ ระหว่างแผ่นคอนกรีตในแนวดิ่งแบ่งเป็น 2 รูปแบบ คือ Construction Joint และ Contraction Joint ซึ่ง เขื่อนแควน้อยได้ติดตั้ง Contraction Joint เฉพาะ 3 แผ่นที่ฐานยันเขื่อนทั้งสองด้าน รอยต่อรูปแบบนี้เหล็ก เสริมในแนวราบจะไม่ต่อเนื่องกัน ส่วน Construction Joint จะมีเหล็กเสริมต่อเนื่องกันไปยังแผ่นข้างเคียง ดังรูปที่ 18

รอยต่อระหว่าง Plinth กับแผ่นคอนกรีตดาดหน้า (Perimetric Joint) ได้ติดตั้ง Rubber Waterstop ที่กึ่งกลางแผ่นคอนกรีตและ Copper Waterstop ใต้แผ่นคอนกรีต เพื่อควบคุมไม่ได้น้ำรั่วผ่าน รอยต่อนี้ได้ ด้านเหนือน้ำจะปิดด้วย Rubber membrane ที่ภายในกรองด้วย Bitumen-Rubber base mastic มีพื้นที่ไม่น้อยกว่า 8,000 มม.²







1.7 กรณีศึกษาการออกแบบเชื่อนน้ำงึม 2

เขื่อนน้ำงึม 2 มีความสูงที่หน้าตัดลึกที่สุดประมาณ 181 เมตร จากระดับฐานรากเขื่อนที่ ระดับ +200 ม.รทก. ความชันลาดด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำเป็น 1V:4H ด้านท้ายน้ำกำหนดให้มี Berm ที่ ระดับ +319 ม.รทก.และ +259 ม.รทก. เพื่อใช้เป็นทางเข้าอ่านเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน เนื่องจาก เขื่อนน้ำงึมจัดเป็นเขื่อนที่สูงและตั้งอยู่ในช่องเขาที่แคบ ทำให้การวิเคราะห์ออกแบบเขื่อนและคอนกรีตดาด หน้าได้นำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติเป็นแนวทาง หน้าตัดทั่วไปของเขื่อนน้ำงึม 2 แสดงในรูปที่ 20 วัสุดถม เขื่อนแบ่งโซนที่แต่ละโซนมีหน้าที่เฉพาะดังนี้

- 1A เป็นดินเม็ดละเอียดที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ใช้คลุมลาดเชื่อนด้านเหนือน้ำ ตั้งแต่กบริเวณ Plinth ถึงระดับ +284 ม.รทก. คาดว่าจะใช้ตะกอนดินในแม่น้ำเป็นวัสดุถมโซนนี้
- 1AA เป็นกระเปาะของทรายแป้งที่ไม่มีความเชื่อมแน่น หรือ เถ้าลอย ใช้คลุมเหนือ Perimeteric Joint วัสดุนี้จำเป็นต้องให้พัดพาเพื่อให้อุดเข้าในรอยแตกหรือรอยแยกในคอนกรีตดาด หน้า วัสดุถมนี้จะได้จากฝุ่นที่เกิดจากการโม่หิน
- 1B วัสดุดินถม Random จากแหล่งดิน ใช้เป็น Overburden คลุมวัสดุถม 1A
- 2A เป็นวัสดุกรองที่ Perimeter หุ้ม Internal Plinth เพื่อป้องกันการเคลื่อนที่ของดินทรายแป้ง (1AA) ได้จากทรายและกรวดแม่น้ำโม่ที่มีขนาดคละดี
- 2B ชั้นกรองกว้าง 5 เมตร เป็นชั้นรองรับคอนกรีตดาดหน้า และเป็นวัสดุปิดกั้นที่ยอมให้น้ำผ่าน ได้ (Semi-pervious material) เพื่อป้องกันการรั่วไม่ให้รุนแรง วัสดุนี้จะได้จากหิน Sandstone ที่ไม่มีการผุสลาย โม่ให้ได้เป็นดินกรวดปนทรายที่มีขนาดคละดี และมีดินเม็ด ละเอียดไม่เกินร้อยละ 7
- 3A เป็นชั้น Transition ระหว่าง วัสดุรองรับคอนกรีตดาดหน้า (2B) กับ หินถม (3B) มีขนาด คละที่เป็นวัสดุกรองสำหรับวัสดุ 2B ซึ่งจะได้วัสดุนี้จากหินที่โม่แล้ว
- 3B หินถมตัวเชื่อนใช้รับน้ำหนักน้ำผ่านสู่หินฐานรากเชื่อน อนุญาตให้ใช้หิน Sandstone ที่มีการ ผุสลายได้เล็กน้อยได้บ้าง มีขนาดคละกำหนดจากผลทดสอบการระเบิดและทดสอบการบด อัดในสนาม
- 3C หินถมที่มีคุณภาพด้อยกว่าวัสดุ 3B สามารถใช้หิน Sandstone ที่มีการผุสลายได้เล็กน้อยได้ ทั้งหมด ขนาดหินใหญ่ที่สุดไม่เกิน 1200 มม.
- 3D ชั้นระบายน้ำของหินถม 3B ที่ด้านท้ายเชื่อน มีขนาดคละที่เป็นวัสดุกรองของ 3B

3E หินที่มีขนาดใหญ่กว่า 3C และ 3D ถมเป็นพื้นที่กว้าง 5 ม.จากด้านท้ายเชื่อน

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้นำมาใช้กำหนดโซนพฤติกรรมของคอนกรีตดาดหน้า และการเสริมเหล็ก รูปที่ 21 แสดงแผ่นคอนกรีตดาดหน้าของเชื่อน ซึ่งกำหนดให้แต่ละแผ่นแยกออกจาก กันด้วยรอยต่อในแนวดิ่ง แผ่นคอนกรีตดาดหน้าโซน Compression ที่ตั้งอยู่บริเวณร่องน้ำเดิมมีความกว้าง แผ่นละ 15 เมตร ส่วนแผ่นคอนกรีตดาดหน้าโซน Tension ที่ตั้งอยู่บริเวณฐานยันเชื่อนทั้งสองด้านมีความ กว้าง 7.5 เมตร การออกแบบเหล็กเสริมคอนกรีตใช้หลักการออกแบบพื้นคอนกรีตบนฐานราก เหล็กเสริม คอนกรีตรับหน่วยแรงจากการกระทำจากน้ำและหน่วยแรงจากอุณหภูมิ โดยเสริมเหล็กในแต่ละทิศทาง ให้มี หน้าตัดเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าร้อยละ 0.5 สำหรับบริเวณที่ต่อจาก Plinth (พื้นที่ไม่แรเงาในรูปที่ 21) และ บริเวณด้านบนให้มีหน้าตัดเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าร้อยละ 0.4 และจะไม่มีเหล็กเสริมในแนวราบที่เชื่อมต่อ กันรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตดังรูปที่ 22

เนื่องจากความสูงของเขื่อนกว่า 180 เมตร ทำให้ไม่สามารถก่อสร้างคอนกรีตดาดหน้าได้ ทันใน 1 ปี การก่อสร้างคอนกรีตดาดหน้าจึงต้องแบ่งเป็น 2 ช่วง รอยต่อในแนวราบเพื่อการก่อสร้างที่ระดับ +293.4 ม.รทก. ที่ออกแบบเป็นรอยต่อเพื่อรับแรงอัด

บริเวณรอยต่อจะควบคุมการไหลซึมของน้ำด้วย Copper Waterstop โดยติดตั้งที่ขอบ ด้านล่างของรอยต่อ และด้านบนติดตั้ง GB-Sealant Material ซึ่งจะยุบตัวอุดรอยแยกเพื่อหยุดการรั่วที่ รอยต่อ







2. ความเสียหายของเชื่อน CFRD ในสภาวะปกติ

นับตั้งแต่ปี พ.ศ.2503 เป็นต้นมาการก่อสร้างเขื่อนหินทิ้งดาดหน้าคอนกรีตใช้การบดอัด (Compacted Rockfill) แล้วก่อสร้างแผ่นคอนกรีตดาดหน้าตามมา อย่างไรก็ตามเมื่อเขื่อนเริ่มเก็บน้ำมักจะมี การรั่วซึ่มออกมาให้เห็นอยู่เสมอ นั่นหมายความว่าแผ่นคอนกรีตดาดหน้ามีรอยแตกเกิดขึ้น ซึ่งอาจเกิดที่ตัว แผ่นคอนกรีตดาดหน้าหรือรอยต่อของแผ่นคอนกรีต สำหรับการพิบัติหรือการแตกของแผ่นคอนกรีตดาด หน้าในสภาวะสถิตย์ศาสตร์

Mori (1999) ได้จำแนกรอยร้าวที่เกิดกับแผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อน โดยทั่วไปได้ออกเป็น 3 ชนิด ได้แก่

 1. ชนิด A รอยร้าวที่เกิดขึ้นจากการหดตัวของคอนกรีต รอยร้าวชนิดนี้โดยทั่วไปจะเกิดขึ้น ในทิศทางตามแนวราบ รอยร้าวมีขนาดความกว้างน้อยมาก (น้อยกว่า 1 มม.) และสิ้นสุดที่ขอบของแผ่น คอนกรีตเท่านั้น ไม่เกิดต่อเนื่องไปยังแผ่นข้างเคียง

 ชนิด B รอยร้าวชนิดนี้เกิดขึ้นจากการนูนขึ้นที่หรือการอูดที่ตีนเชื่อนจากการทรุดตัวของ ตัวเชื่อน โดยรอยร้าวที่เกิดขึ้นนี้มักจะเกิดขึ้นบริเวณแถบกึ่งกลางของความสูงของตัวเชื่อน

3. ชนิด C รอยร้าวชนิดนี้เกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของเขื่อนโดยตรง ซึ่งการทรุดตัวเกิดจาก ขั้นตอนการก่อสร้างหรือโมดูลัสของวัสดุที่นำมาถมแต่ละโซนมีค่าแตกต่างกันมาก

Hunter et al (2003) ได้อธิบายขบวนการพิบัติของเชื่อนหินทิ้งคอนกรีตดาดหน้า ดังรูปที่ 23 ซึ่งมี<mark>ลำดับของก</mark>ารพิบัติ 4 ขั้นตอน ดังนี้

 Initiation การไหลของน้ำผ่านโครงสร้างทึบน้ำมักเกิดขึ้นการรั่วเฉพาะจุด (Concentrated Leak) ซึ่งมีสาเหตุจากการไหลซึมในบริเวณต่างกัน เช่น การไหลผ่านรอยแยกที่รอยต่อบนแผ่นคอนกรีตดาด หน้า (Joint) หรือรอยแตกของคอนกรีตดาดหน้า และการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนใต้ Plinth

2. Continuation ความเสียหายจากการไหลซึมจะพัฒนาต่อไปยังโครงสร้างหินถมด้านท้าย น้ำหรือไม่นั้น ขึ้นอยู่กับขนาดคละวัสดุถมที่เป็นวัสดุกรอง (2D, 2E) หากวัสดุมีเม็ดหยาบกว่าเกณฑ์ซึ่งจะ กล่าวในส่วนต่อไปอาจจะเกิดการกัดเซาะต่อเนื่องได้

3. Progression ขั้นตอนที่หินถมเกิดการไหลเป็นทางซึ่งขึ้นอยู่กับความสามารถในการ ต้านทานการพัดพาของเม็ดดินขนาดเล็ก และความแข็งแรงของเม็ดดินที่จะไม่ยุบตัว และมีปริมาณการไหล ซึมสูงขึ้น 4. Breach/Failure การรั่วซึมเกิดขึ้นอย่างรุนแรงจนโครงสร้างหินถม (3A,3B) ขาด เสถียรภาพของลาดหิน หรือเกิดการยุบตัวของโครงสร้างที่มากอาจจะให้น้ำล้นข้ามสันเชื่อนได้



รูปที่ 23 กลไกการพิบัติของเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้า (Hunter et al., 2003)

จากรูปที่ 23 จะเห็นว่าจุดสำคัญของกระบวณการพิบัติคือความสามารถกรองระหว่างวัสดุ ถมกับวัสดุรองรับคอนกรีตดาดหน้า กล่าวคือ การพัฒนาการยุบตัวและปริมาณการไหลซึมขึ้นอยู่กับการเป็น วัสดุกรองของวัสดุถมที่ใหญ่กว่า

ในปีพ.ศ. 2536 เชื่อน Gouhou ในประเทศจีน ซึ่งเป็นเชื่อนคอนกรีตดาดหน้าได้พิบัติอจาก สาเหตุของการรั่วซึมที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตดาดหน้าและกำแพงกันคลื่น ที่ระดับ +3277.5 ม.รทก. ดังรูป ที่ 24 ในขณะที่เชื่อนเก็บน้ำไว้สูงระดับ +3275 ม.รทก. การรั่วทำให้วัสดุถมเชื่อนที่เป็นทรายและกรวดบด อัดถูกพัดพาออก และทำให้คอนกรีตดาดหน้ายุบตัวของจากการที่วัสดุถมเชื่อนยุบตัว และน้ำล้นข้ามสัน เชื่อนเป็นเหตุให้น้ำท่วมในพื้นที่ท้ายน้ำและมีผู้เสียชีวิตกว่า 300 คน เชื่อนดังกล่าวนับเป็นเชื่อน CFRD เพียงเชื่อนเดียวที่มีบันทึกว่าเกิดการพิบัติ สำหรับสาเหตุการพิบัตินั้นชัดเจนว่าวัสดุถมตัวเชื่อนนั้นไม่ เหมาะสม เนื่องจากใช้ทรายและกรวดซึ่งถูกกัดเซาะได้ง่ายเมื่อเกิดการรั่วซึมมาใช้ในการก่อสร้าง





(ข) สภาพเชื่อน Gouhou หลังการพิบัติ (Chen, 1996) รูปที่ 24 ลักษณะทั่วไปและการพิบัติของเชื่อน Gouhou

เชื่อน Aquamilpa ในประเทศเม็กซิโก มีความสูง 187 ม. เกิดรอยร้าวขึ้นหลายตำแหน่งใน บริเวณช่วงบนของแผ่นคอนกรีตดาดหน้า ดังแสดงในรูปที่ 25 Marulanda and Pinto (2000) ได้รายงาน เกี่ยวกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นมีความยาวประมาณ 165 ม. เกิดขึ้นต่ำกว่าระดับของสันเชื่อนลงมา 55 ม. ซึ่ง รอยร้าวที่ตรวจพบนี้เกิดขึ้นหลังจากที่เชื่อนก่อสร้างเสร็จ 3 ปีและเริ่มมีการกักเก็บน้ำครั้งแรก สาเหตุที่เกิด รอยร้าวนี้เนื่องมาจากมีค่าโมดูลัสของกรวดทรายที่นำมาบดอัดในบริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำกับด้านท้ายน้ำ มีค่าที่แตกต่างกันมาก (Gomez et al., 2000) ค่าโมดูลัสของกรวดทรายและหินมีค่าประมาณ 200-300 MPa และ 40-60 MPa ตามลำดับ (Marulanda and Pinto, 2000) ซึ่งเกิดค่าความเค้นเนื่องจากแรงดึงขึ้น ในแผ่นคอนกรีตดาดหน้าเชื่อนก่อให้เกิดรอยร้าวและการทรุดตัวของตัวเชื่อนตามมา



รูปที่ 25 ตำแหน่งรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าเชื่อน Aguamilpa (Gomez, 1999)

เชื่อน Xingo ในประเทศบราซิล มีความสูง 140 เมตร มีการแบ่งการก่อสร้างหลายขั้นตอน รอยร้าวตามแนวราบของแผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อนเกิดขึ้นใกล้กับรอยต่อที่แบ่งการก่อสร้างออกเป็นขั้นตอน ต่าง ๆ เนื่องมาจากเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของวัสดุที่นำมาถมตัวเชื่อนตามขั้นตอนการก่อสร้างที่ถูกแบ่ง ไว้นั่นเอง

Hunter et al (2003) ได้รวมรวมความเสียหายของเขื่อน CFRD จากการไหลซึมผ่านรอย <mark>แตก</mark> การทรุดตัวขอ<mark>งวัสดุตัวเขื่อน แ</mark>ละการแตกของแผ่นคอนกรีตดาดหน้า โดยแสดงในตารางที่ 2

| Name | Name Height Set | | Max Leakage | Leakage causes |
|----------------|-----------------|--|------------------|---|
| | (m) | total (mm) | (l/sec) | |
| Aguamilpa | 185.5 | 307 | 200 | Large increase in leakage rate when reservoir raised above certain level |
| | | (0.4 to 5.7 yrs) | .5 ¹² | (due to cracking in upper part of face slab) |
| Alto Anchicaya | 140 | 153 mm | 1800 | High rate of leakage on first filling, through the perimeter joint on the |
| | | (0.11 to 10.3 yrs) | S ^{ar} | right abutment and open joints on left abutment. Repaired. |
| Bastyan | 75 | 50 mm (0.2 to 7.5 yrs, | 10 | Approximately 10 l/sec on first filling. Gradual reduction with time to |
| | | SC3) | | base flow of 5 1/sec. |
| Cethana | 110 | 137 mm | 65 to 70 | |
| | | (0 to 28.6 yrs) | | and the second se |
| Chengbing | 74.6 | - | 75 | Max leakage during construction when reservoir level rose above level |
| | | | | of face slab. After completion leakage = 60 l/sec. |
| Cogswell | 85.3 | 271 mm (0 to 3 yrs, to | 3000 | Maximum in 1938 on first filling. Large crack in floater slab. |
| | arch o | 4/38) | | |
| Courtright | 97 | 1237 mm | 1275 | Lower perimetric joints moved soon after completion affecting |
| 4 | 0 | (0 to 38 yrs) | | waterstops. Joints on abutments opened (~ 1968) and upper perimetric |
| 5 | | | 2 | joint opened tearing waterstops in 1989. |
| Crotty | 83 | 55 mm | 45 | Peak leakage rate of 45 l/sec. Thought to be seepage through the |
| O | | (0 to 8.5 yrs, SC4) | X | foundation on the abutments where the grouting failed. |
| Dix River | 84 | 1281 mm | 2700 | Leakage near intake tower, through cracks and opened joints in slabs |
| D | | (Stn 1 <mark>6.9,</mark> to 1957 <mark>, 32 y</mark> rs) | Υ | and through the foundation. Various methods to try and treat problem. |
| Foz Do Areia | 160 | 328 mm | 240 | Maximum leakage on first filling. Gradual reduction with time. |
| 6 | | (0 to 11 yrs) | E | |

| 4 | Y | 8 | A | 4 | | , | | |
|-----------|------|-----------|-------------|------------|------|---------|--------|-------|
| ตารางท่ 2 | ขอมส | งการศกษาเ | ิจวามเสยหาร | ะเทองเท่อน | CFRD | (Hunter | et al. | 2003) |
| | | | | | | (munici | ci ui, | 2000) |

| Name | Height | Settlemen, | Max Leakage | Leakage causes |
|------------------|--------|-------------------------------|-------------|---|
| | (m) | total (mm) | (l/sec) | |
| Golillas | 125 | 52 mm | 1080 | Leakage through the foundation during first filling and some segregation |
| | | (0.46 to 6.4 yrs, to 10/84) | 2 m | of Zone 1 noted. Repaired and leakage reduced. |
| Ita | 125 | _ | 1700 | Reached 1700 l/sec 4 months after first filling, due to cracking in slab. |
| | | | 34 | Reduced to 380 l/sec by dumping sand and silty sand on face. |
| Kangaroo Creek | 60 | 116 mm | 11 | On initial filling seepage heard through within the embankment. |
| | | (0 to 26 yrs) | | Possible seepage along horizontal layers in weak rockfill. |
| Khao Laem | 130 | - 39 | 53 | Feb 1986 (3 months post first filling) leakage increased from 9 to 53 |
| | | | | l/sec as a result of cracks in the face slab. Cracks repaired and leakage |
| | | | | reduced. |
| Kotmale | 90 | 255 mm | < 10 | At close to end of first filling. |
| | | (0 to 2.46 yrs) | | and the second se |
| Little Para | 53 | DEV152 mm | 19.2 | Maximum leakage measured just prior to first overflow in August |
| | edic: | (0 to 22.6 yrs) | | 1981. Wet spots and seepage on downstream slope on right abutment. |
| Lower Bear No. 1 | 75 | 375 mm | 113 | Maximum at FSL on first filling. Gradual reduction thereafter. |
| | | (0.07 to 4.05 yrs) | | e ^C |
| Lower Bear No. 2 | 46 | 116 mm | No Leakage | Suspect relatively small in comparison to Lower Bear No. 1 and other |
| 6 I | | (0.07 to 4.07 yrs) | 0 | CFRDs constructed in the 1950s. |
| Mackintosh | 75 | 333 mm | 21 | Max. at end of first filling. Gradual reduction with time. |
| <u>gir</u> | | (0 to 20.6 yrs) | > | |
| Mangrove Creek | 80 | 287 mm | 5.6 | Max. leakage when storage level was at its highest (1991) |
| | | (0.67 to <mark>15 yrs)</mark> | X | |

ตารางที่ 2 (ต่อ) ข้อมูลการศึกษาความเสียหายของเชื่อน CFRD (Hunter et al, 2003)

| Name | Height | Settlemen, | Max Leakage | Leakage causes |
|--------------|------------|-----------------------------|-------------|--|
| | (m) | total (mm) | (l/sec) | |
| Murchison | 94 | 104 mm | 3.5 | 3.5 l/sec on first filling. |
| | | (0.08 to 17.6 yrs, to | 27 | - The second sec |
| | | 1999) | 10 | C ALL |
| Reece | 122 | 221 mm | 8 to 12 | Initial leakage virtually all from right abutment. |
| | | (0.12 to 15 yrs, to end | | aloth. |
| | | 1999) | | |
| Salt Springs | 100 | 1276 mm to 1996 | 565 | Leakage mostly through the upper part of the face slab (upper 35 m) |
| | | (0.26 to 65 yrs) | | through cracks in face slab, honeycombe pockets in concrete and open |
| | | | | joints. |
| Salvajina | 148 | 90 mm | 74 | Approx. 14 1/sec through abutments and 60 1/sec through face slab. |
| | | (0.33 to 0.75 yrs) | | Contraction of the second s |
| Scotts Peak | 43 | DEV445 mm | 100 | At close to FSL on first filling leakage increased from 5 to 100 l/sec |
| | dici | (0 to 18 yrs, to 12/89) | | due to cracking in face slab. Gravel blanket placed. |
| Segredo | 145 | 229 mm | 390 | Max leakage on first filling when at FSL. Leakage reduced by dumping |
| | | (to 0.4 yrs post ff, 1992) | | fill on lower portion of face slab. |
| Serpentine | 38 | 77 mm | 3 Ger | No estimates possible due to inundation of the downstream toe of the |
| ē | | (0.24 to 25.5 yrs, to 1/97) | 0 | embankment |
| Salt Springs | <u>100</u> | 1276 mm to 1996 (0.26 to | 565 | Leakage mostly through the upper part of the face slab (upper 35 m) |
| | | 65 yrs) | > | through cracks in face slab, honeycombe pockets in concrete and open |
| G | | | 1 | joints. |

ตารางที่ 2 (ต่อ) ข้อมูลการศึกษาความเสียหายของเชื่อน CFRD (Hunter et al, 2003) 🥚

| Name | Name Height S | | Max Leakage | Leakage causes |
|---------------------|-------------------|---------------------------|--------------------|---|
| | (m) | total (mm) | (l/sec) | |
| Scotts Peak | 43 | 445 mm | 100 | At close to FSL on first filling leakage increased from 5 to 100 l/sec |
| | | (0 to 18 yrs, to 12/89) | 19 Alexandre State | due to cracking in face slab. Gravel blanket placed. |
| Shiroro | 125 | 166 mm | 1800 | When close to FSL. Cracking in face slab near junction with plinth. |
| | | (0 to 1.8 yrs) to 12/84 | | |
| Tianshengqiao No. 1 | 178 | 926 mm | 53 | Max at end Dec 1999 when reservoir at highest level. March 2000 ~ |
| | | (0.05 to 0.8 yrs, to Dec | | 30 l/sec. Repairs to cracks in face slab. |
| | | 1999) | | and the |
| Tullabardine | 25 | 19 mm | 1.5 to 2 | Current base flow less than 1 l/sec. |
| | | (0.2 to 12.8 yrs) | | |
| White Spur | 43 | 58 mm | 7 | Limited leakage. &1/sec shortly after first filling. Gradual reduction to |
| | | (0.04 to 5.9 yrs, 4/89 to | | approx. 2 1/sec. |
| | ch | Dev 2/95) | | |
| Winneke | 85 | 207 mm (0.17 to 16.2 yrs, | 58 | Max. leakage when reservoir at FSL on first filling. Gradual decrease in |
| | 8 | Jan 79 to Jan 95) | | leakage rate since. |
| Wishon | 90 | 954 mm | 3120 | Maximum within 2 months of first filling. Due to cracking in face slab, |
| j. | | (0 to 38 yrs) | 5. 60 | mainly at the perimeter joint. Series of repais to face slab over the |
| 6 | | | 0 | years. |
| Xingo | <mark>14</mark> 0 | 526 | 200 | Leakage increased post ff from 100 to 200 l/sec. Due to cracks in |
| lic | | (1.0 to 6.2 yrs) | <u> </u> | slab. Dumping soils on face reduced leakage to 140 l/sec. |

ตารางที่ 2 (ต่อ) ข้อมูลการศึกษาความเสียหายของเชื่อน CFRD (Hunter et al, 2003)

3. ความเสียหายของเชื่อน CFRD จากแรงกระทำแผ่นดินไหว

เหตุการณ์แผ่นดินไหวมักจะถูกนำมาพูดถึงความมั่นคงของโครงสร้างใหญ่ ๆ ทางวิศวกรรม อยู่เสมอ โดยเฉพาะกับโครงสร้างเขื่อนที่สร้างขึ้นมาเพื่อเก็บกักน้ำไว้ หากเขื่อนไม่มีความมั่นคง เมื่อเกิด แผ่นดินไหวโอกาสที่จะส่งผลกระทบต่อผู้อยู่อาศัยทางด้านท้ายน้ำก็มีสูง จะเห็นได้ว่าเขื่อนที่ก่อสร้างในอดีตที่ ไม่ได้เป็นไปตามหลักวิศวกรรมจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวค่อนข้างมาก เนื่องจากการขาดความ เข้าใจในการก่อสร้างและการออกแบบ ผลจากการเกิดความเสียหายนี้ก็เป็นตัวช่วยให้ความเข้าใจในเรื่อง เชื่อนมากขึ้นในปัจจุบัน สุทธิศักดิ์ (2549) ได้สรุปสาเหตุที่สามารถนำไปสู่การพิบัติของเชื่อนเมื่อถูกแรง กระทำแผ่นดินไหวดังต่อไปนี้

1. การเคลื่อนตัวของแนวรอยเลื่อนในแนวดิ่งใกล้ตัวเขื่อน

2. การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนใต้ฐานเชื่อน

3. การเกิดคลื่นน้ำภายในอ่างเก็บน้ำ (Seiches) เนื่องจากความสั่นสะเทือน

4. การเกิดแผ่นดินถล่มรอบอ่างเก็บน้ำจากแรงแผ่นดินไหวทำให้เกิดน้ำข้ามสันเชื่อน

5. เกิดการพิบัติของอาคารบังคับน้ำ ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำได้

6. การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนตามรอยแตกในแนวขวางกับสันเขื่อน

7. การยุบตัวของสันเขื่อนในแนวดิ่งเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือน ทำให้เกิดรอยแตกตาม แนวแก<mark>นเขื่อน</mark>

8. การสูญเสียกำลังของดินตัวเชื่อนหรือฐานรากเนื่องจากการเกิด Liquefaction ทำให้เกิด การเลื่อนไถลหรือยุบตัวของเชื่อน

แม้ว่าเชื่อนหินถมคอนกรีตดาดหน้าจัดเป็นเชื่อนที่มีความมั่นคงสูงเนื่องจากใช้วัสดุที่มีความ แข็งแรงในการก่อสร้าง อย่างไรก็ตามความเสียหายกับตัวเชื่อนหรือคอนกรีตดาดหน้ามักจะมีให้เห็นอยู่เสมอ โดยเฉพาะภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ความเสียหายของเชื่อน CFRD จากแผ่นดินไหวที่รายงานไว้มี ดังนี้

 1. เชื่อน Cogoti ในประเทศซิลี ก่อสร้างเสร็จปี พ.ศ. 2481 เป็นเชื่อน CFRD ที่มีการ ก่อสร้างแบบ Dumped Rockfill สูง 85 เมตร ได้รับผลกระทบจากหลาย ๆ เหตุการณ์แผ่นดินไหว เช่น Illapel Earthquake ในปี พ.ศ. 2486 มีขนาดความรุนแรง 7.9 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจาก เชื่อน 90 กิโลเมตร วัดความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่ฐานเชื่อน (PGA) ได้ 0.19g แม้ว่าจากการสำรวจไม่พบ ความเสียหายของตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตดาดหน้าซึ่งมีความหนา 20–80 เมตร จากสันเขื่อนถึงฐานยัน เขื่อน แต่ผลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้ก่อให้เกิดการทรุดตัวของสันเขื่อนทันที 40 เซนติเมตร

2. เชื่อน Minase ประเทศญี่ปุ่น เป็นเชื่อนประเภท CFRD ที่ก่อสร้างโดยการ Dumped Rockfill มีความสูง 66.5 เมตร ก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ. 2505 หลังจากก่อสร้างเสร็จ 2 ปี ในวันที่ 16 มิถุนายน ปี พ.ศ. 2507 เกิดเหตุการณ์ Niigata Earthquake ห่างจากตัวเชื่อน 147 กิโลเมตร มีขนาดความ รุนแรงของแผ่นดินไหว 7.5 M_{JMA} ความเร่งสูงสุดของพื้นดินไม่สามารถตรวจวัดด้วยเครื่องวัดแผ่นดินไหว แต่การประมาณจากสมการความสัมพันธ์นั้นมีความเร่งสูงสุดของพื้นดินประมาณ 0.08g ผลการสำรวจ หลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวพบความเสียหายเพียงเล็กน้อยจากการทรุดตัวของสันเชื่อน 14 เซนติเมตร

3. เชื่อน Cogswell ในมลรัฐแคลิฟอร์เนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา เป็นเชื่อน CFRD ที่ ก่อสร้างโดยวิธี Homogeneous Dumped Rockfill โดยหินถมก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ. 2476 ต่อมาในปี พ.ศ. 2477 ขณะที่มีการก่อสร้างแผ่นคอนกรีตดาดหน้า เกิดฝนตกอย่างหนักเป็นเวลาติดต่อกัน 4 เดือน ตั้งแต่ธันวาคม พ.ศ. 2476 ถึงเดือนมีนาคม พ.ศ. 2477 ทำให้วัสดุหินถมอิ่มตัวด้วยน้ำ และเกิดการทรุด ตัวอย่างมากของวัสดุตัวเชื่อน โดยเกิดการทรุดตัวของเชื่อนในเดือนธันวาคม พ.ศ. 2476 ทั้งหมด 5.8 ฟุต และรวมทั้ง 4 เดือนตลอดช่วงฝนตก 13.6 ฟุต ผลจากเหตุการณ์ครั้งนี้ทำให้ต้องมีการเปลี่ยนรูปแบบใหม่ โดยใช้ไม้มาเป็นแผ่นดาดหน้าชั่วคราว และเปลี่ยนมาเป็น concrete face slab อย่างถาวรในปี พ.ศ. 2491 โดยความสูงของตัวเชื่อนนี้สูง 280 ฟุต ความยาวสันเชื่อน 585 ฟุต รูปที่ 26 แสดงหน้าตัดและวัสดุตัว เชื่อน





Class "B" = Rockfill was used to place an upstream facing layer varying from 6 feet thick at the crest to 15 feet thick at the toe

Class "C" = Concrete Facing

รูปที่ 26 หน้าตัดและวัสดุตัวเชื่อน Cogswell (Boulanger et al., 1993)

เหตุการณ์แผ่นดินไหว 2 ครั้งที่สำคัญ ที่ส่งผลกระทบต่อเชื่อน Cogswell ได้แก่ Whittier Narrows Earthquake ในปี พ.ศ. 2530 ซึ่งมีขนาดความรุนแรง 5.9 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจาก ตัวเชื่อน 28.8 กิโลเมตร และ Sierra Madre Earthquake ในปี พ.ศ.2534 มีขนาดความรุนแรง 5.8 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากตัวเชื่อน 3.68 กิโลเมตร ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวทั้งสองครั้งสามารถวัด ความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่ตำแหน่งสันเชื่อนโดยเครื่องมือวัด Strong Ground Motion ได้ 0.15g และ 0.49g ตามลำดับ ตำแหน่งของ Strong Ground Motion และข้อมูล Acceleration Time History แสดงใน รูปที่ 27 และ 28 ตามลำดับ



รูปที<mark>่ 27 ตำแหน่งข</mark>อง strong ground motion (Boulanger et al, 1993)



รูปที่ 28 Acceleration Time History (Boulanger et al, 1993)

ผลจากการสำรวจหลังเกิดแผ่นดินไหว Whittier Narrows Earthquake ในปี พ.ศ. 2530 ไม่ พบความเสียหายแก่ตัวเชื่อน แต่สำหรับ Sierra Madre Earthquake ในปี พ.ศ. 2534 พบว่าเชื่อนเคลื่อนตัว ในแนวดิ่ง 4 ซม. และเคลื่อนตัวในแนวราบ 1.63 ซม. นอกจากการเคลื่อนตัวแล้วยังพบการแตกของถนน บนสันเชื่อน การแตกตามความยาวของ Vertical Joint ที่ Parapet Wall 3 ตำแหน่ง และพบการแตกของ แผ่นคอนกรีตดาดหน้าที่ใกล้ ๆ รอยต่อของ Cutoff Wall ทั้งสองฝั่งของ Abutment โดยจากการสำรวจ Zone ของการแตกยาว 0.6-2.4 เมตร จาก Parapet Wall ลงไป 10.7 เมตร บริเวณ Abutment ฝั่งขวาและ 4.5 เมตร ที่ Abutment ฝั่งซ้าย ขนาดความกว้างของรอยแตกส่วนมากจะน้อยกว่า 0.25 นิ้ว โดยมีขนาดความ กว้างมากที่สุด 1.25 ซม. อย่างไรก็ตามความเสียหายที่เกิดขึ้นทั้งหมดไม่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของ เชื่อน

4. เชื่อน Santa Juana ในประเทศซิลี ตัวเชื่อนสร้างด้วยกรวดขนาดใหญ่ จึงได้ถูกเรียกชื่อ ว่า Concrete Face Gravelfill Dam (CFGD) เชื่อนมีความสูง 106 เมตร ความยาวสันเชื่อน 390 เมตร ความกว้างของสันเชื่อน 6 เมตร และความสูงของ Parapet Wall 4 เมตร ก่อสร้างบน Alluvial Gravel Foundation หนา 30 เมตร ซึ่งก่อสร้างเสร็จในปี พ.ศ. 2538 (Noguera, Pinilla and Martin, 2000) หลังจากก่อสร้างเชื่อน Santa Juana เสร็จ 2 ปี ในเดือนตุลาคม พ.ศ. 2540 เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว ขนาด 6.8 ริกเตอร์ โดยมีจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากเชื่อน 250 กิโลเมตร และความลึก 38 กิโลเมตร เนื่องจาก Accelerometer ไม่สามารถทำงานได้ จึงทำให้ไม่ทราบขนาดความเร่งพื้นดิน แต่ผล

37

จากแผ่นดินไหวนี้ก่อให้เกิดการทรุดตัวของ Parapet Wall 9.7 เซนติเมตร ส่วนองค์ประกอบอื่น ๆ ของเขื่อน ไม่ได้รับความเสียหาย (Noguera, Pinilla and Martin, 2000)

5. เชื่อนปิดช่องเขาต่ำของเชื่อน Sugesawa ในประเทศญี่ปุ่น ได้รับผลกระทบจากเหตุการณ์ แผ่นดินไหว Tottori Earthquake เมื่อวันที่ 6 ตุลาคม พ.ศ. 2543 ความเร่งสูงสุดของพื้นดินที่วัดได้ที่บริเวณ Saddle Dam มีค่าเท่ากับ 0.36g จากการสำรวจไม่พบความเสียหายของเชื่อนปิดช่องเขาต่ำแต่พบการแตก และการเคลื่อนตัวของเชื่อน Sugesawa ซึ่งเป็นเชื่อนคอนกรีต (Matsuo, 2000)

6. เชื่อน Ishibuchi ในประเทศญี่ปุ่น เป็นเชื่อนประเภท CFRD ที่ก่อสร้างเป็นเชื่อนแรกของ ประเทศญี่ปุ่น โดยสร้างเสร็จเมื่อปี พ.ศ. 2496 มีความสูงเชื่อน 53 เมตร เนื่องจากเชื่อนแห่งนี้เป็นเชื่อนที่ ค่อนข้างเก่าแก่ ดังนั้นการบดอัดตัวเชื่อนและรอยต่อต่าง ๆ ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าจึงมีประสิทธิภาพไม่ ค่อยดีนัก ดังจะเห็นได้จากการสำรวจระหว่างที่เริ่มเก็บน้ำและเปิดใช้งาน ซึ่งพบการรั่วซึมเป็นจำนวนมาก

ในวันที่ 26 พฤษภาคม พ.ศ. 2546 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรง 7.1 ริกเตอร์ ศูนย์กลางแผ่นดินไหวห่างจากตัวเขื่อน 84 กิโลเมตร โดย Seismometer ที่ติดตั้งไว้ ณ ตำแหน่งสันเขื่อนและ ฐานรากดังรูปที่ 29 สามารถวัดความเร่งของพื้นดินได้ 0.15g และ 0.273g ตามลำดับและจากแผ่นดินไหวนี้ ส่งผลกระทบต่อเขื่อนมากกว่า 20 เขื่อนดังรูปที่ 30

สำหรับเชื่อน Ishibuchi ผลจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในครั้งนั้นไม่ได้รับการยืนยันจากการ สำรวจว่ามีการเคลื่อนตัวของเชื่อนหรือไม่ แต่รายงานระบุว่าก่อนเกิดแผ่นดินไหว ปริมาณการรั่วซึมที่วัดได้ มีค่า 2,800 ลิตรต่อวินาที หลังจากเกิดแผ่นไหวปริมาณการรั่วซึมได้เพิ่มขึ้น 20% หรือมีปริมาณเท่ากับ 3,500 ลิตรต่อวินาที รวมทั้งน้ำที่ไหลออกมานั้นมีสีขุ่น โดยน้ำที่ไหลขุ่นไหลต่อเนื่องกัน 4 ชั่วโมงหลังจาก เกิดแผ่นดินไหว หลังจากนั้นน้ำที่ไหลออกมามีสีเป็นปกติ โดยองค์ประกอบอื่น ๆ ของเชื่อนไม่ได้รับความ เสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวนี้



รูปที่ 29 ลักษณะทั่วไปของเชื่อน Ishibuchi (Nagayama et al., 2004)



รูปที่ 30 ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อเชื่อน Ishibuchi และเชื่อนอื่น ๆ มากกว่า 20 เชื่อน

(Nagayama et al., 2004)

จากข้อมูลที่ผ่านมาทั้งหมดพบว่า เชื่อน CFRD แม้จะเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหวแต่ ไม่รุนแรงถึงการพิบัติของเชื่อน Sherard and Cooke (1987) มีความเห็นดังกล่าวว่าเชื่อนประเภท CFRD จะไม่ปัญหาด้านความไม่มั่นคงของลาดชันเชื่อนในระหว่างและหลังจากการเกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากเชื่อน ประเภทนี้เป็นเชื่อนที่ก่อสร้างด้วยหินที่มีการบดอัดเป็นอย่างดี เมื่อเกิดการสั่นเนื่องจากแผ่นดินไหวน้ำจะ สามารถระบายออกจากตัวเชื่อนและไม่ก่อให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Water Pressure) แต่จาก ผลของแผ่นดินไหวจะก่อให้เกิดความเสียหายขนาดเล็ก เช่น เกิดการทรุดตัวของสันเชื่อน หรือการเกิด Seismic Deformation เป็นต้น

Sherard and Cooke (1987) ยังได้กล่าวอีกว่า ถึงแม้ว่าแผ่นดินไหวสามารถส่งผลต่อการ แตกของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าและนำไปสู่การเกิดรั่วซึมผ่านรอยแตกผ่าน แต่จะไม่ส่งผลต่อความมั่นคง ของตัวเขื่อน เนื่องจากการไหลของน้ำนั้นสามารถผ่านรอยแตก ผ่านไปในชั้น Transition และผ่านได้สะดวก ยิ่งขึ้นในชั้น Rockfill ด้านท้ายน้ำ ผลจากการไหลผ่านชั้น Rockfill จะไม่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน ผลกระทบเพียงอย่างเดียวเนื่องจากการไหลของน้ำผ่านรอยแตก คือ ด้านเศรษฐกิจเนื่องจากการสูญเสีย ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ

4. พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเชื่อน CFRD ต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว

การตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนจากแรงแผ่นดินไหวจำแนกได้ 2 ส่วนได้แก่ หินถม ตัวเขื่อนและแผ่นคอนกรีตดาดหน้า โดยมีรายละเอียดดังนี้

4.1 หินถมตัวเขื่อน

ลักษณะการตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสามารถอธิบายได้ด้วยดีกรีแห่งความ อิสระ (Degree of Freedom) ในแต่ละประเภทของโครงสร้างโดยแสดงในรูปที่ 31 สำหรับรูปที่ 31 (a) วัตถุ เคลื่อนที่ในสองทิศทางดังนั้นดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับสอง รูปที่ 31 (b) การเคลื่อนที่ต้องใช้ระบบ พิกัดของมุมมาเพิ่ม ดังนั้นดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับสาม รูปที่ 31 (c) ดีกรีแห่งความอิสระมีค่าเท่ากับ หนึ่งเนื่องการเคลื่อนที่เกิดขึ้นเฉพาะแนวราบเท่านั้น รูปที่ 31 (d) เป็นตัวอย่างของตึกหลายชั้น การ เคลื่อนที่ของแต่ละชั้นเป็นอิสระต่อกัน จุดศูนย์กลางของมวลในแต่ละชั้นอธิบายการเคลื่อนที่ทั้งหมด ดังนั้น ดีกรีแห่งความอิสระจึงมีค่าเท่ากับจำนวนชั้นของตึก (นคร ภู่วโรดม, 2544)



<mark>รูปที่ 31 ดีกรี</mark>แห่งความอิสระของระบบแบบต่าง ๆ (นคร ภู่วโรดม, 2544)

พฤติกรรมการตอบสนองของวัสดุตัวเชื่อน CFRD โดยวัสดุถมเชื่อนส่วนใหญ่เป็นหิน ตัว เชื่อนมีลักษณะการตอบสนองแบบ Multi Degree of Freedom (MDOF) เนื่องจากวัสดุภายในตัวเชื่อน (3A และ 3B) สามารถเคลื่อนที่ได้อิสระจากกันทั้งในแนวราบ แนวดิ่ง และการหมุน ภายใต้แรงกระทำ แผ่นดินไหว ซึ่งเหมือนกับพฤติกรรมของโครงสร้างตึกที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับจำนวนชั้นของตึก แต่ การเคลื่อนตัวต่างกันเนื่องจาก Stiffness และ Damping ของโครงสร้างตึกกับเชื่อนนั้นมี Shear strain ที่ ต่างกัน (Kramer, 1996) สมการที่ 1 แสดงการเคลื่อนตัวของระบบใดภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โดย องค์ประกอบพื้นฐานของแรงในระบบประกอบด้วย แรงเฉื่อย (Inertia Force), Stiffness Force และ แรง หน่วง (Damping Force) และรูปที่ 32 และ 33 แสดงการเคลื่อนตัวแบบ MDOF ของโครงสร้างตึกและ เชื่อนตามลำดับ สำหรับโครงสร้างที่มีระบบดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับหนึ่ง (Singer Degree of Freedom System, SDOF) เช่นโครงสร้างของบ้านชั้นเดียวดังแสดงในรูปที่ 34





รูปที่ 33 รูปแบบการเคลื่อนที่ของเขื่อน (a) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 1(U1) (b) การเคลื่อนที่ใน Mode ที่ 2 (U2) โดยที่ค่า m คือ สัมประสิทธิ์ขึ้นกับโหมดของการสั่น (Dakoulas et al., 1985)



รูปที่ 34 แบบจ<mark>ำลองสำหรับอาค</mark>ารชั้นเดียวที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับหนึ่ง (Kramer, 1996)

Nasim Uddin (1999) วิเคราะห์การตอบสนองของเชื่อน CFRD โดยวิธีการจำลองเชื่อน CFRD มีความสูง 100 เมตร มีระดับน้ำในเชื่อนสูง 90 เมตร สันเชื่อนกว้าง 10 เมตร ลาดชันทางด้าน เหนือน้ำและท้ายน้ำมีความชัน 1.5H : 1V แผ่นคอนกรีตหนา 0.4 เมตร หน้าตัดเชื่อนที่ใช้ในการวิเคราะห์ แสดงในรูปที่ 35 (a) สำหรับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของวัสดุตัวเชื่อน (Rockfill) นั้นแสดงในรูปที่ 35 (b) โดยจะมีพฤติกรรมทางพลศาสตร์ ได้แก่

 1. G_{max} ในช่วงที่ Strain น้อย ๆ จะขึ้นอยู่กับค่า Mean Effective Confining Pressure และ K_{2,max} ดังสมการของ Seed and Idriss (1970)

$$G = 1000 K_{2,\max}(\sigma'_m)^{1/2}$$

เมื่อ $K_{2,max}$ = ค่าคงที่เปลี่ยนแปลงตามค่า Relative Density

 σ'_m = Effective Mean Stress (lb/in²)

2. Secant Shear Modulus (G) จะลดลงเมื่อ Shear Strain เพิ่มขึ้น

3. Hysteric Damping Ratio เพิ่มขึ้นตามฟังก์ชันของ Shear Strain

4. Poisson' Ratio จะใช้จากการศึกษาที่ผ่านมา (Seed, Wong, Idriss and Tokimatsu, 1986) ในที่นี้ใช้เท่ากับ 0.25

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นได้จาก Accelerograms ที่สามารถบันทึกได้ ดังแสดงกราฟ Response Spectra ในรูปที่ 36 และข้อมูลแผ่นดินไหวในตารางที่ 3





(Uddin, 1999)

(2)



รูปที่ 36 Response Spectra จากแผ่นดินไหว (Uddin, 1999)

ตารางที่ 3 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ (Uddin, 1999)

| Earthquake | Rupture | M _s | Record Station | Distance to | Site | PGA |
|----------------|-------------|---------------------|-------------------|-------------|-----------|-------|
| Name | Mechanism | 10 ⁰⁰⁰ 0 | Name | Source(km) | Geology | (g) |
| | | | | | | |
| Sansalvador | Strike-Slip | 5.4 | Geotechnical Inv. | 4 | Bedrock | 0.695 |
| (October 1996) | 41 Mer | | Center (GIC) | | 24 | S. |
| Coalinga | Reverse | 6.5 | Pleasant(PV) | 11 | Francisca | 0.602 |
| (May 1983) | | | | | Formation | |

ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของวัสดุตัวเชื่อนแสดงได้ในรูปที่ 37 และรูปที่ 38 จะเห็นได้ ว่าการขยายความเร่งของพื้นดินสูงมากในช่วงความสูงหนึ่งในสามจากสันเชื่อน โดยความเร่งของพื้นดิน เพิ่มขึ้นจาก 0.6g ที่ฐานเป็น 1.3g ที่ความสูงหนึ่งในสามจากสันเชื่อน และประมาณ 1.5g ที่สันเชื่อน ซึ่ง สอดคล้องกับที่ Bureau et al.(1985) ได้ศึกษาความมั่นคงและรูปแบบการพิบัติเชื่อน CFRD ภายใต้แรง แผ่นดินไหว พบว่าเชื่อนเกิด Seismic Deformation ที่ความสูงหนึ่งในสามจากสันเขื่อน โดยผลการวิเคราะห์ นี้ได้ยืนยันจากการสำรวจเชื่อน El Infiemillo หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศเม็กซิโก

การวิเคราะห์ Elastic Displacement พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวที่สันเชื่อนการสูงสุดประมาณ 0.30 เมตรและ Shear Strain ที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่เกิน 3×10⁻³ เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวตลอดทั้งความ สูงเชื่อนเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอในขณะที่ Shear Strain กลับลดลง ณ ส่วนบนของเชื่อนเนื่องจากความแข็ง (Stiffness) ของวัสดุตัวเชื่อนและแรงดันของน้ำในเชื่อนที่มีส่วนช่วยต้านการเคลื่อนตัวเมื่อได้รับการสั่นของ แรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 37 ความเร่งสูงสุด (Absolute) ตลอดความสูงเชื่อน (Uddin, 1999)





4.2 แผ่นคอนกรีตดาดหน้า

Uddin (1999) ได้ทำการศึกษาและวิเคราะห์ด้านพลศาสตร์ของแผ่นคอนกรีตดาดหน้าของ เชื่อนหินถมที่ถูกแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยทำการแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นการจำลองวัสดุตัว เชื่อนตามสภาพจริง การวิเคราะห์แผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อน และส่วนต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อน กับวัสดุหินถม โดยอาศัยข้อมูล Peak Ground Accelerations, PGA มีค่าประมาณ 0.60g ซึ่งผลการ วิเคราะห์ด้านคณิตศาสตร์แสดงให้เห็นถึงลักษณะการตอบสนองของเชื่อนหินถมโดยจะเน้นไปที่แรงที่มา เกี่ยวข้องกับแผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อน รูปร่างทั่วไปของเชื่อนและรายละเอียดของรอยต่อจะมีลักษณะ ตามที่แสดงในรูปที่ 39 และ 40 ตามลำดับ





รูปที่ 40 รายละเอียดของ Plinth และ Perimetric Joint (Uddin, 1999)

แผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อนส่วนใหญ่จะมีค่าความแข็งแรงของคอนกรีตอยู่ที่ 20 MPa และมี การเสริมเหล็กอยู่ที่ 0.40% ในแต่ละทิศทางของแผ่นพื้น ความหนาของแผ่นพื้นคอนกรีตจะมีค่าความหนา ต่าง ๆกันไปขึ้นอยู่กับความสูงของเชื่อน โดยทั่วไปแล้วความหนาจะเริ่มที่ 0.30-0.40 ม. ในส่วนที่ใกล้กับ สันเชื่อนและจะมีความหนาเพิ่มมากขึ้นโดยเฉลี่ยแล้วจะอยู่ที่ประมาณ 0.002h_w (เมื่อ h_w คือความลึกของน้ำ มีหน่วยเป็นเมตร) ส่วนสำคัญอยู่ที่การออกแบบและการก่อสร้าง Perimetric Joint ซึ่งเป็นรอยต่อระหว่าง แผ่นพื้นคอนกรีตและ Plinth ส่วนใหญ่แล้วรอยต่อนี้มักจะเป็นรอยต่อแบบเปิดและสามารถผิดรูปไปจากเดิม เมื่อทำการเก็บกักน้ำในเชื่อน แผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อนโดยทั่วไปมีขนาดความกว้างประมาณ 15 ม. มีการ ก่อสร้างจากด้านล่างสุดขึ้นไปสู่สันเชื่อนต่อกับส่วนที่เป็นกำแพงกั้นบนสันเชื่อน ในส่วนของหินรองรับแผ่น พื้นคอนกรีตหน้าเชื่อนนั้นจะประกอบไปด้วยหินถมที่มีขนาดเล็กกว่าในส่วนหลักของเชื่อน เพื่อประโยชน์ใน ด้านป้องกันให้แผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อนเกิดการเคลื่อนตัวได้น้อยที่สุด จึงเป็นส่วนที่มีความทึบน้ำน้อยและมี ข้อจำกัดให้น้ำไหลชืมผ่านไปยังด้านท้ายน้ำทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยของตัวเชื่อน การบดอัดของหินถมให้มี การเคลื่อนตัวได้น้อยที่สุดเป็นปัจจัยหนิงที่ต้องควบคุมและคัดเลือกวัสดุที่มีคุณภาพดี

Uddin (1999) ได้แบ่งหน้าตัดของเชื่อนหินถมประกอบด้วย 150 อีลิเมนต์ ดังแสดงในรูป ที่ 35 (a) เพื่อทำการศึกษาพฤติกรรมการกระจายแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวต่อแผ่นพื้นคอนกรีตดาดหน้าตา มลักษณะของส่วนต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตดาดหน้ากับวัสดุหินถมโดยแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะดังนี้ (1) ส่วนต่อแบบเชื่อมติด (Welded Contact) และ (2) ส่วนต่อแบบมีแรงเสียดทาน (Frictional Contact) ดัง แสดงในรูปที่ 41 โดยส่วนต่อแบบเชื่อมติดนี้ใช้จำลองในสภาวะที่ไม่มีการแบ่งแยกระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีต หน้าเชื่อนกับวัสดุที่รองรับแผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อน และส่วนต่อแบบมีแรงเสียดทานใช้จำลองในสภาวะที่ แผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อนมีแรงดึงระหว่างตัวแผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อนกับตัวเชื่อนด้านเหนือน้ำมีค่าน้อย โดยใช้กฎแรงเสียดทานของคูลอบ์ม



รูปที่ 41 รูปแบบการยึดต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตหน้าเชื่อนกับวัสดุหินถม (Uddin, 1999)

Uddin (1999) ได้ใช้ข้อมูลความเร่งเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่มีการบันทึกค่าไว้ตามตาราง ที่ 3 และรูปที่ 36 มาทำการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของแผ่นพื้นคอนกรีต หน้าเชื่อน โดยใช้กฎแรงเสียดทานของคูลอบ์ม (Coulomb's Friction Law) แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของ ส่วนต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตดาดหน้าและตัวเชื่อน ค่าการเลื่อนตัวจะยอมให้เกิดเมื่อความเค้นเฉือนจากแรง แผ่นดินไหวมีค่าเกินกว่าค่าแรงเสียดทานระหว่างส่วนต่อ และยังพบว่าแผ่นพื้นคอนกรีตดาดหน้าส่วนใหญ่มี ค่าความแข็งแรงตามแนวแกนมากแต่มีค่าความต้านทานแรงดัดและแรงเฉือนมีค่าน้อยมาก (PGA~0.6g) สรุปได้ว่าแผ่นพื้นคอนกรีตดาดหน้าจะเกิดความเสียหายรุนแรงอันเนื่องมาจากแรงดึง (Tensile Failure) โดยมีความหนาของแผ่นคอนกรีตสำหรับการวิเคราะห์ในครั้งนี้อยู่ที่ 0.40 ม. แต่ถ้ามีแรงเนื่องจาก แผ่นดินไหวมากระทำมากกว่า 1g แนะนำให้ทำการออกแบบให้แผ่นพื้นคอนกรีตหน้าเชื่อนมีความหนาที่มาก ขึ้นรวมทั้งมีการเสริมเหล็กที่เพียงพอ

รูปที่ 42 เปรียบเทียบให้เห็นถึงผลของความแตกต่างของแรงตามแนวแกนที่กระจายในแผ่น พื้นคอนกรีตหน้าเขื่อน ภายใต้เงื่อนไขของส่วนต่อของแผ่นคอนกรีตดาดหน้ากับตัวเขื่อนทั้ง 2 ลักษณะเมื่อ ถูกแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวมากระทำ สรุปได้ว่าค่าแรงตามแนวที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นคอนกรีตดาดหน้า ใน แบบส่วนต่อแบบเชื่อมติดมีค่ามากกว่าแบบส่วนต่อแบบมีแรงเสียดทานประมาณ 20%



รูปที่ 42 แรงตามแนวแกนในแผ่นพื้นคอนกรีตดาดหน้า

(a) Sansalvador 1986 และ (b) Coalinga 1983 (Uddin, 1999)

เอกสารอ้างอิง

- กรมชลประทาน 2545 การคำนวณเพื่อการออกแบบและอาคารประกอบ โครงการแควน้อย จังหวัด พิษณุโลก โดย บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด, บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด และ บริษัท ครีเอทีฟ เทคโนโลยี จำกัด.
- นคร ภู่วโรดม, 2544. "การออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4." วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยใน พระบรมราชูปถัมภ์
- สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์, 2549. "เขื่อนดินกับแผ่นดินไหว ตอนที่ 1." บทความโยธาสาร ระหว่าง เดือน มกราคม- กุมภาพันธ์ 2549.
- Boulanger, R.W., Bray, J.D., Merry, S.M. and Mejia, L.H. 1993. "Dynamic Response Analyses of Cogswell Dam during the 1991 Sierra Mardre and 1987 Whittier Narrows Earthquakes." Proceedings, CSMIP93 Seminar on Seismological and Engineering Implications of Recent Strong-Motion Data, Sacramento, CA, 91 104.
- Bureau G, Volpe RL, Roth W, Udaka T. 1985. "Seismic analysis of concrete face rockfill dams." In: Concrete face rock-fill dams design, construction and performance. New York: ASCE, 1985. p. 479 - 508.
- Chen, Q. and Zhang, L.M. 2006. "Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rockfill dam using saturated-unsaturated seepage theory." Canadian Geotechnical Journal 43(5): 449-461.
- Chen, Z.Y., and Zhao, Y.Z. 1996. "Slope stability study of theGouhou Dam." Qinghai Water Power, Xining, China, 15(1): 37-42
- Ch. Karnchang, 2007. "Method Statement for Dam Embankment : Nam Ngum 2 Hydroelectric Power Project."
- Cooke, J.B. 1997. "The Concrete Face Rockfill Dam." Seventeenth Annual USCOLD Lecture Series: Non-Soil Water Barrier for Embankment Dams, San Diego, 117-132.
- Dakoulas, P. and Gazetas, G. (1985). "A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 4, pp. 166-182.

- Electricity Generating Authority of Thailand, 1985. "Completion Report Khao Laem Multipurpose Project."
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D. and Bell, G. 2005. "Geotechnical Engineering of Dams." CRC Press, pp. 912.
- Gomez, G.M. 1999. "Concrete face behaviour of Aquimilpa Dam." Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianoplis, Brazil. Committee Brasilerio de Barragens, 211-222.
- ICOLD, 1989. "Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art", International Commission on Large Dams, Bulletin 70
- ICOLD, 2004. "Concrete face rockfill dams: concepts for design and construction." Committee on Materials for Fill Dams.
- Huang, M.H. and Thambiratnam, D.P. 2001. "Analysis of plate resting on elastic supports and elastic foundation by finite strip method." Computers & Structures Volume 79, Issues 29–30, November 2001, pps 2547–2557.
- Hunter, G., Glastonbury, J., Ang, D., and Fell, R., 2003. "Performance of Concrete Face Rockfill Dams." UNICIV REPORT R-413. The University of New South Wales Sydney, Australia. pp. 47.

Kramer, S.L. 1996. "Geotechnical Earthquake Engineering."

- Marulanda, A., Pinto, N. L. de S. 2000. "Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams", J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- Mori, R.T. 1999. "Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams", Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- Matsuo, O., 2000. "Report on theWestern Tottori Prefecture earthquake of October 6." 33rd Tech. Rep. of US-Japan Natural Resources Development Program, Japan.

- Nagayama, I., Yamaguchi, Y., Sasaki, T., Nakamura, A., Kawasaki, H., and Hirayama, D. 2004.
 "Damage to dams due to three large earthquake occurred in 2003, in Japan." 36th Joint Meeting, Panel on Wind & Seismic Effects, US-Japan Natural ResourcesDevelopment Program, Japan.
- Noguera, G., Pinilla, L., and San Martin, L. 2000. "CFRD Constructed on Deep Alluvium." BARRY COOKE VOLUME-Concrete Face Rockfill Dams.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. 1986. "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 11, November 1986, pp. 1016–1032.
- Uddin, N. 1999. "A Dynamic Analysis Procedure for Concrete Face Rockfill Dams Subject to Strong Seismic Excitation."