

## พฤติกรรมของเขื่อนแควน้อยหลังการเก็บน้ำช่วงแรก

### The Behavior of Khwae Noi Dam after Impounding and Operation

สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์<sup>1</sup> ชินอรส ทองธรรมชาติ<sup>2</sup> และ อภิสหิทธิ์ บุญโพธิ์<sup>3</sup>

<sup>1</sup> รองศาสตราจารย์ <sup>2</sup> วิศวกรปฐพีอาวูโส และ <sup>3</sup> วิศวกรโยธา

หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน

E-mail: <sup>1</sup> fengsus@ku.ac.th, <sup>2</sup> t\_chinoros@yahoo.com, <sup>3</sup> bird\_apisit@hotmail.com

#### บทคัดย่อ

เขื่อนแควน้อยเป็นเขื่อนหินถมคอนกรีตคาน้ำแห่งที่สองของประเทศไทย ก่อสร้างแล้วเสร็จและเริ่มใช้งานตั้งแต่วันที่ 31 สิงหาคม พ.ศ.2551 บทความนี้เสนอการตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนแควน้อยจากการวิเคราะห์ข้อมูลเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนหลังการกักเก็บน้ำมาเป็นเวลา 4 ปี ซึ่งถือว่าเป็นช่วงเวลาที่ยังคงมีความเสี่ยงต่อการพิบัติ (5 ปีแรกของการใช้งาน) ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนจากเครื่องมือตรวจวัดที่ติดตั้งในระหว่างก่อสร้างประกอบด้วย พฤติกรรมการทรุดตัวและเคลื่อนตัวของเขื่อน พฤติกรรมการโก่งของแผ่นคอนกรีตคาน้ำ พฤติกรรมการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน สภาพเขื่อนและสภาพแผ่นคอนกรีตคาน้ำข้อมูลดังกล่าวได้นำมาประเมินลักษณะความปลอดภัยเขื่อนในปัจจุบัน เพื่อกำหนดแนวทางปรับปรุงและออกแบบแก้ไขหากพบความเสี่ยงเพื่อให้ใช้งานเขื่อนได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ

**คำสำคัญ:** เขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีต, เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน, ความปลอดภัยเขื่อน

#### Abstract

Khwae Noi Dam is the second Concrete Faced Rockfill Dam (CFRD) of Thailand. The dam construction was completed and then the operation started on August 31, 2008. The dam safety is necessary to reevaluate the dam behavior after operation for 4 years which is still at risk (First 5 years of filling). This paper presents the dam behaviors interpreted from dam instruments consisting of settlement, displacement, face slab deflection, seepage through the dam and the conditions of the dam and the concrete face slab from the field investigation. And they will be used to provide the conceptual design for the effective operation of the dam.

**Keywords:** Concrete Face Rockfill Dam, dam instrument, dam safety

#### 1. บทนำ

โครงการเขื่อนแควน้อยบำรุงแดนเป็นโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริที่พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวทรงเห็นถึงความจำเป็นของการพัฒนาระบบชลประทานในพื้นที่ตอนล่างของแม่น้ำแควน้อยที่มีประสบปัญหาน้ำท่วมและขาดแคลนน้ำเป็นประจำทุกปี โครงการ

เขื่อนแควน้อยบำรุงแดนจัดเป็นเขื่อนขนาดใหญ่มีปริมาณน้ำกักเก็บสูงสุด 1,080 ล้านลูกบาศก์เมตร

[1] สุทธิศักดิ์และคณะ (2553) ได้ทำการวิเคราะห์ความเสี่ยงของเขื่อนต่อการพิบัติเพื่อจัดทำแผนป้องกันภัยฉุกเฉินจากเขื่อนแตก อย่างไรก็ตามการประเมินความเสี่ยงควรมีการทบทวนเมื่อเวลาผ่านไป บทความนี้จึงได้นำเสนอผลการตรวจสอบพฤติกรรมของเขื่อนที่เปลี่ยนแปลงไปหลังจากการเริ่มกักเก็บน้ำของเขื่อนแควน้อย เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการประเมินความเสี่ยงในอนาคต โดยใช้ข้อมูลของเครื่องมือวัดแต่ละชนิดร่วมกันในการสรุปพฤติกรรมเขื่อน

#### 2. ลักษณะของเขื่อนแควน้อยและประวัติการก่อสร้าง

โครงการก่อสร้างและบำรุงรักษาเขื่อนแควน้อยบำรุงแดน ตั้งอยู่ที่บ้านเขาหินลาด ต.คันโช้ง อ.วัดโบสถ์ จ.พิษณุโลก ปิดกั้นลำน้ำแควน้อยและสันตะเขยั้น ประกอบด้วย เขื่อนปิดช่องเขา เขื่อนสันตะเขยั้นและเขื่อนแควน้อย รูปด้านบนของเขื่อนแควน้อยแสดงดังรูปที่ 1 และรูปตัดขวางตัวเขื่อนแสดงดังรูปที่ 2

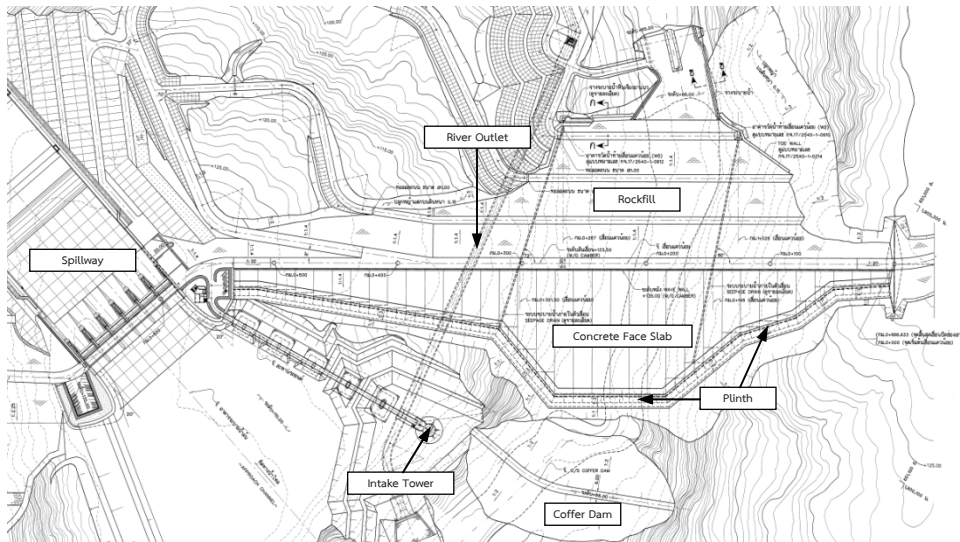
เขื่อนแควน้อยเป็นเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีต มีความกว้างสันเขื่อน 9 เมตร มีความยาวสันเขื่อน 570 เมตร ความสูงเขื่อน 75 เมตร ระดับสันของหินถมอยู่ที่ระดับ+ 133.50 ม.รทก. มีกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กกันคลื่น (Wave Wall) วางอยู่บนสันเขื่อนด้านเหนือน้ำเพื่อที่จะลดปริมาตรหินถมตัวเขื่อน และทำหน้าที่เป็นกำแพงกันคลื่น โดยมีสัน Wave Wall อยู่ที่ระดับ +135.5 ม.รทก. ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำมีความชัน 1 : 1.4 ลาดท้ายเขื่อนมี Berm ทุกช่วงความสูง 20 เมตร กว้าง 6 เมตร ตัวเขื่อนก่อสร้างโดยการบดอัดหินถมชนิด Sandstone, Siltstone และ Mudstone และได้แบ่งวัสดุเป็นโซนต่างๆ โดยมีหน้าที่และรายละเอียดดังตารางที่ 1 (กรมชลประทาน, 2545) [2]

ตารางที่ 1 ประเภทของวัสดุถมและลักษณะการใช้งาน

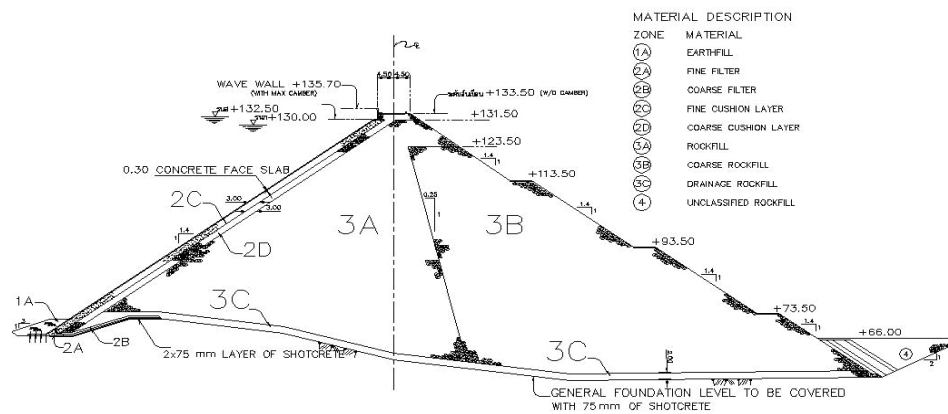
ประเภท	วัตถุประสงค์
1A	วัสดุที่บดหน้าปิดหน้าแผ่นคอนกรีตคาน้ำป้องกันกรรไกรซึมผ่าน Perimetric Joint เมื่อเกิดรอยแตกสามารถเข้าไปอุดใน 2A
2A, 2B	ชั้นระบายน้ำละเอียดและหยาบโดย ป้องกันเม็ดดินจาก Zone1A ไม่ให้ไหลผ่านไปได้ หน้าที่รับแรงคล้ายจุดหมุนที่รับแรงกดจากการโก่งตัวของแผ่นคอนกรีตคาน้ำบริเวณ Perimetric Joint
2C, 2D	วัสดุรองรับแผ่นคอนกรีตคาน้ำเพื่อไม่มีการกระจายน้ำหนัก จาก Face Slab สู่หินถม Zone 2C จะต้องมีความสัมพันธ์กับน้ำเพื่อลดการรั่วซึมในกรณี Face Slab แตกหรือ Waterstop ที่ Joint ต่างๆ เกิดความเสียหาย

ตารางที่ 1 (ต่อ)

ประเภท	วัตถุประสงค์
3A, 3B	โซนที่ให้ความมั่นคงของตัวเขื่อน 3A มีขนาดเล็กกว่า 3B เพราะต้องการความแน่นและยุบตัวต่ำเนื่องจากรับแรงกดดันน้ำสำหรับโซน 3B เป็นส่วนที่สร้างเสถียรภาพของลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ
3C	ชั้นระบายน้ำใต้ตัวเขื่อนทำหน้าที่ระบายน้ำออกจากตัวเขื่อนไม่ให้เกิดการสะสมของแรงดันน้ำในหินถม

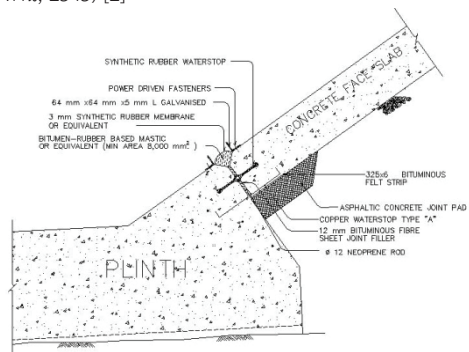


รูปที่ 1 แปลนของตัวเขื่อนและอาคารประกอบ (กรมชลประทาน, 2545) [2]



รูปที่ 2 หน้าตัดเขื่อนคว้น้อย (กรมชลประทาน, 2545) [2]

คอนกรีตฐานยัน (Plinth) เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทำหน้าที่รับแรงจากแผ่นคอนกรีตลาดหน้าลงสู่ฐานราก บริเวณรอยต่อระหว่าง Plinth กับ Face Slab เรียกว่า Perimetric Joint แสดงดังรูปที่ 3 ระบบป้องกันการรั่วซึม ประกอบด้วยแผ่นกันน้ำทองแดง (Copper waterstop) แผ่นยางกันน้ำ (Rubber waterstop) และ Bitumen-Rubber Based Mastic หุ้มผิวบริเวณรอยต่อ



รูปที่ 3 รายละเอียดของ Perimetric Joint (กรมชลประทาน, 2545) [2]

แผ่นคอนกรีตคานหน้า (Concrete Face Slab) เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำหน้าที่กั้นน้ำไม่ให้ไหลผ่านชั้นหินถม ความหนาของแผ่นคอนกรีตคานหน้า 0.30 ม. ตลอดความยาว รอยต่อต่างๆ ระหว่างแผ่นคอนกรีตคานหน้าแบ่งเป็น 2 ประเภท ได้แก่รอยต่อที่ยึดตัวได้ (Contraction Joint) เป็นรอยต่อแนวตั้งระหว่างแผ่น Concrete Face Slab โดยไม่มีการเสริมเหล็กข้ามรอยต่อนั้นจึงไม่มีการถ่ายแรงและโมเมนต์ระหว่างแผ่นคอนกรีต รอยต่อประเภทนี้จะถูกกำหนดไว้ในบริเวณที่คาดว่าจะมีการขยับตัวในลักษณะยึดต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตคานหน้า (บริเวณใกล้ฐานยันเขื่อนทั้ง 2 ฝั่ง) สำหรับรอยต่ออีกประเภทคือ Construction Joint เป็นรอยต่อส่วนใหญ่อยู่ช่วงกึ่งกลางเขื่อน การเสริมเหล็กจะต่อเนื่องกันทำให้สามารถถ่ายแรงและโมเมนต์ระหว่างแผ่นคอนกรีตได้

สภาพธรณีวิทยาของฐานรากเขื่อนแควน้อย ประกอบด้วยชั้นหินทราย (Sandstone) สีน้ำตาลแกมเหลือง สีน้ำตาลอ่อน มีความแข็งมาก การแตกหักของชั้นหินสูง ความหนาของชั้นหินประมาณ 0.3 ถึง 1.5 เมตร ชั้นหินมีการแทรกสลับด้วยหินโคลน (Mudstone) สีเทา ความหนาของชั้นหินประมาณ 0.3 ถึง 0.7 เมตร โดยมีหินทรายแป้ง (Siltstone) เป็นชั้นหินฐานรากที่รองรับตัวเขื่อนแควน้อยเกือบทั้งหมด ชั้นหินมีสีแดงแกมม่วง มีความแข็งถึงแข็งปานกลาง มีการแตกหักของชั้นหินสูงและพบโครงสร้างทางธรณีวิทยาที่มีการโค้งของชั้นหิน

ระหว่างการก่อสร้างเขื่อนแควน้อยก่อนการก่อสร้างแผ่นคอนกรีตคานหน้า ในฤดูน้ำหลากปี พ.ศ.2550 ได้เกิดเหตุการณ์น้ำไหลล้นข้าม Cofferdam และไหลผ่านตัวเขื่อนแควน้อย แสดงดังรูปที่ 4 น้ำที่ไหลผ่านตัวเขื่อนแควน้อยนี้ส่งผลต่อของความมั่นคงของลาดชันเขื่อนแต่อาจส่งผลต่อการทรุดตัวของระยะยาวหลังการก่อสร้าง



รูปที่ 4 น้ำที่ล้นข้าม Cofferdam ระหว่างก่อสร้างและไหลผ่านเขื่อนแควน้อย (พ.ศ.2550)

สุทธิศักดิ์และภูงศ์ (2553) [3] ได้ทำการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนในช่วงน้ำไหลผ่าน พบว่าตัวเขื่อนมีความมั่นคงทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำโดยไม่เกิดการเคลื่อนพังขณะมีน้ำไหลผ่าน สอดคล้องกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงและไม่เกิดการกัดเซาะด้านท้ายน้ำ สำหรับสภาพของวัสดุหินถมพบว่าหินถมชนิด Mudstone เมื่อถูกน้ำไหลผ่านได้เกิดการผุสลาย (Slake) ในบางส่วน

เขื่อนแควน้อยเริ่มก่อสร้างในเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2546 การก่อสร้างตัวเขื่อนแล้วเสร็จเมื่อเดือนตุลาคม พ.ศ.2551 ระดับน้ำกักเก็บปกติที่ +130 ม.รทก. ระดับน้ำต่ำสุดที่ +90 ม.รทก. และระดับกักเก็บสูงสุดที่ +132.5 ม.รทก. และเริ่มการเก็บน้ำครั้งแรกเมื่อวันที่

19 กันยายน พ.ศ. 2551 จนกระทั่งเต็มในปีแรกเมื่อวันที่ 26 มกราคม พ.ศ.2552 ที่ระดับ + 111 ม.รทก.

### 3. พฤติกรรมเขื่อนแควน้อยในช่วง 4 ปีแรก

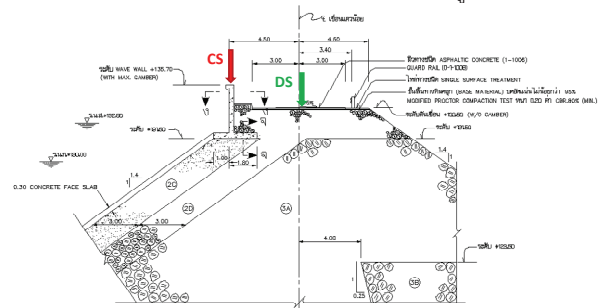
พฤติกรรมของเขื่อนในช่วงหลังเก็บกักน้ำ 4 ปีแรก สามารถวิเคราะห์ได้จากข้อมูลเครื่องมือวัดพฤติกรรม แบ่งตามพฤติกรรมทางวิศวกรรมเขื่อน ได้ 3 กลุ่ม ดังนี้

- 1.กลุ่มตรวจวัดพฤติกรรมทรุดตัวของเขื่อน ได้แก่ Hydrostatic Settlement Gauge, Crest Settlement point และ Surface Settlement point
- 2.กลุ่มตรวจวัดพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ได้แก่ Inclinomater, Permetric Joint Meter, Joint Meter, Strain Meter และ Non-Stress Strain Meter
- 3.กลุ่มตรวจวัดพฤติกรรมการไหลซึม ได้แก่ V-Notch weir และ Borehole Standpipe Piezometer

#### 3.1 พฤติกรรมทรุดตัวของหินถมเขื่อน

พฤติกรรมทรุดตัวของเขื่อนหินถมคานหน้าคอนกรีตเป็นข้อมูลสำคัญในการประเมินโอกาสความเสียหายต่อแผ่นคอนกรีตคานหน้า เช่น ถ้าทรุดตัวมากกว่า 1% โอกาสในการแตกร้าวของแผ่นคอนกรีตจะมีมาก (สุทธิศักดิ์และคณะ ,2553) [1] นอกจากนั้นหากเกิดการทรุดตัวของหินถมที่แตกต่างกันในตัวเขื่อนมากเกินไปอาจส่งผลให้แผ่นคอนกรีตคานหน้าแตกร้าวได้เช่นกัน ความเสียหายนั้นรวมถึงบริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตกับฐานยัน (Plinth) โดยทั้งหมดนี้จะส่งผลให้เกิดการรั่วซึมผ่าน Concrete Face Slab เข้ามาในตัวเขื่อนหินถมได้ การวิเคราะห์การทรุดตัวประกอบด้วยข้อมูลการทรุดตัวภายนอกตรวจวัดจาก Crest Settlement Point บนสันกำแพงกันคลื่น สำหรับการทรุดตัวภายในตัวเขื่อนวัดได้จาก Hydrostatic Settlement Gauge

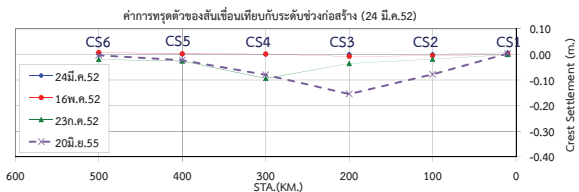
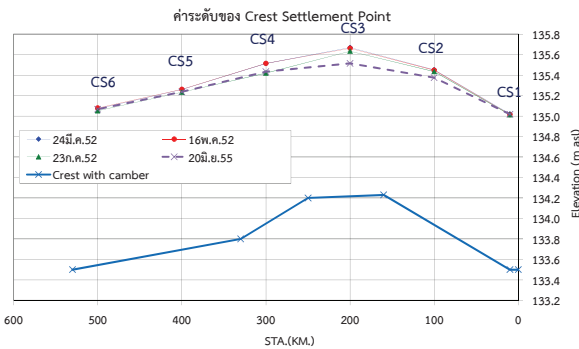
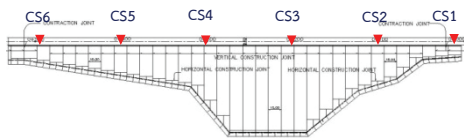
การทรุดตัวภายนอกตัวเขื่อน ตรวจวัดโดย Crest Settlement Point (CS) ที่ติดตั้งบนสันกำแพงกันคลื่น ซึ่งกำแพงดังกล่าวตั้งอยู่บนวัสดุรองรับแผ่นคอนกรีตคานหน้า 2C นอกจากนี้เพื่อให้เห็นพฤติกรรมการทรุดตัวบริเวณสันเขื่อนที่ชัดเจนขึ้นจึงได้สำรวจค่าระดับที่กึ่งกลางถนนบนสันเขื่อน (DS) เพื่อเปรียบเทียบกัน ดังแสดงในรูปที่ 5



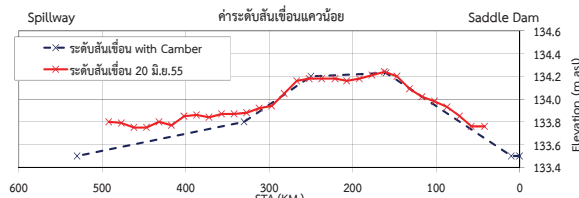
รูปที่ 5 ตำแหน่งเครื่องมือวัดการทรุดตัวบนสันเขื่อน

การตรวจวัดพฤติกรรมทรุดตัวที่กำแพงกันคลื่นหลังจากสิ้นสุดการก่อสร้างและเก็บน้ำปีแรก พบว่ามีค่าการทรุดตัวมากที่สุด ณ STA. 0+400 ประมาณ 0.1 เมตร หลังจากตรวจวัดการทรุดตัวอีกครั้งในวันที่

20 มิถุนายน พ.ศ. 2555 การทรุดตัว ณ STA. 0+400 มีค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับช่วงการตรวจวัดปีแรก แต่พบการทรุดตัวมาก ณ STA. 0+200 ที่มีการทรุดตัวประมาณ 0.2 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 6 อย่างไรก็ตามค่าการทรุดตัวยังไม่เกินค่าจากการออกแบบ (Design Line) ณ ระดับ +135.00 ม.รทก. ซึ่งหากมีการทรุดตัวอย่างต่อเนื่องในอนาคต อาจส่งผลให้เกิดหน่วยแรงในคอนกรีตตาดหน้าในบริเวณ STA. 0+200 เนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันได้บริเวณดังกล่าว สำหรับค่าการทรุดตัวโดยรวมหลังการก่อสร้างควรมีค่าไม่เกินร้อยละ 0.4 ของความสูงเขื่อน ซึ่งในกรณีนี้มีค่าเท่ากับ 0.29 เมตร (กรมชลประทาน, 2545) [2] ประเด็นที่น่าสนใจคือ เมื่อเปรียบเทียบการทรุดตัวที่กำแพงกันคลื่น (CS) กับการตรวจวัดการทรุดตัวบริเวณกึ่งกลางสันเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่าการทรุดตัวที่สันเขื่อน (DS) มีค่าน้อยมากหรืออีกนัยหนึ่งคือ กำแพงกันคลื่นมีการทรุดตัวมากกว่าที่สันเขื่อน ซึ่งเป็นประเด็นที่ผู้วิจัยอยู่ระหว่างดำเนินการวิจัยอย่างละเอียด

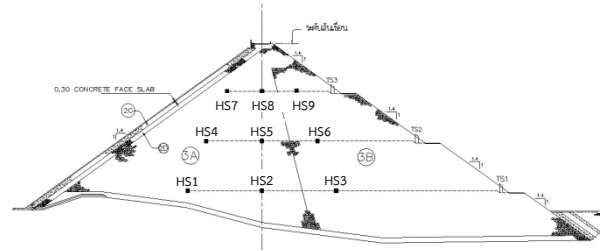


รูปที่ 6 ค่าระดับและการทรุดตัวที่กำแพงกันคลื่น (CS)



รูปที่ 7 ค่าระดับบริเวณกึ่งกลางเขื่อน (DS)

การทรุดตัวภายในตัวเขื่อน เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัด คือ Hydrostatic Settlement Gauge ในการตรวจวัดการเปลี่ยนแปลงค่าระดับภายในตัวเขื่อน ที่ติดตั้งกระจายภายในตัวเขื่อนที่ STA. 0+170 มีจำนวนทั้งหมด 9 จุดแสดงดังในรูปที่ 8 ซึ่งหลักการตรวจวัดใช้หลักการเดียวกับสายยางช่างในการถ่ายระดับน้ำ โดยการทรุดตัวของเขื่อนแควน้อยส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วงการก่อสร้างเขื่อน (ฤชงค์และสุทธิศักดิ์, 2553) [4]

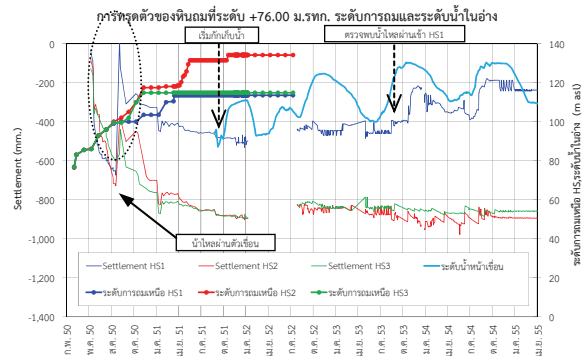


รูปที่ 8 เครื่องมือวัดการทรุดตัว (HS) STA. 0+170 (กรมชลประทาน, 2545) [2]

ภายหลังจากเริ่มการกักเก็บน้ำเป็นเวลา 4 ปี (กรกฎาคม พ.ศ.2551 ถึงมิถุนายน พ.ศ. 2555) การทรุดตัวของหินถมเขื่อน มีการทรุดตัวน้อยมากเมื่อเทียบกับช่วงการก่อสร้างเขื่อน (สอดคล้องกับผลการตรวจวัดที่สันเขื่อน ,DS ) โดยการทรุดตัวแต่ละชั้นมีลักษณะดังนี้

การทรุดตัวบริเวณใกล้หินฐานราก

เนื่องจากน้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อนในช่วงก่อสร้าง (สุทธิศักดิ์และฤชงค์, 2553) [3] ส่งผลทำให้การวัดค่าการทรุดตัวเปลี่ยนไปดังรูปที่ 9 ต่อมาแนวโน้มการทรุดตัวได้แกว่งตัวขึ้นลงในช่วง 0.1 เมตร โดย HS2 และ HS3 มีค่าการทรุดตัวคงที่ประมาณ 0.9 เมตร และเป็นไปในลักษณะการทรุดตัวตามเวลา แต่ในเดือนพฤศจิกายน พ.ศ.2553 ได้พบพฤติกรรมที่ค่าการตรวจวัดจากเครื่องมือวัด HS1 เริ่มมีการขึ้นลงตามระดับน้ำหน้าเขื่อน เป็นไปได้ว่ามีระดับน้ำไหลเข้ามาในหินถม



รูปที่ 9 การทรุดตัวของหินถมบริเวณฐานราก

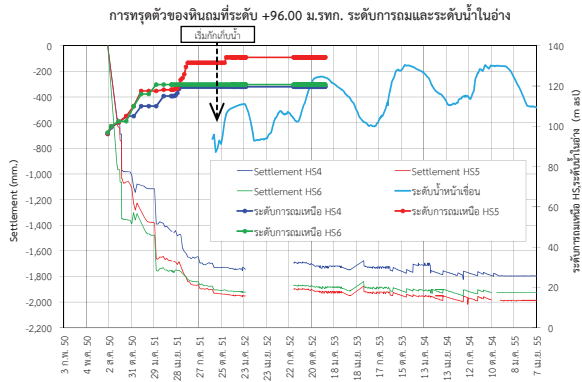


การทรุดตัวของบริเวณกึ่งกลางเขื่อน

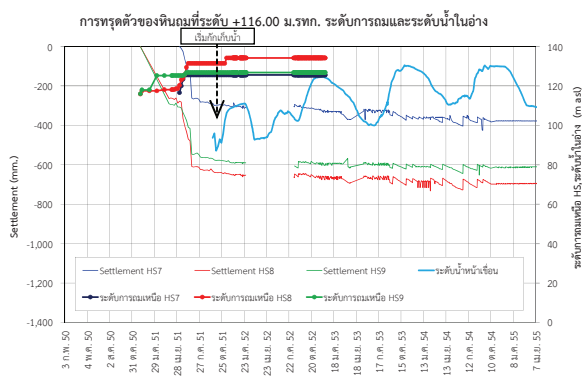
HS4 ถึง HS6 เป็นบริเวณที่มีการทรุดตัวระหว่างการก่อสร้างมากที่สุดเนื่องจากอยู่กึ่งกลางเขื่อน (ภูซังค์และสุทธิศักดิ์, 2553) [4] ภายหลังเริ่มกักเก็บน้ำการทรุดตัวมีลักษณะของการทรุดตัวตามเวลา โดยบริเวณกึ่งกลางเขื่อน (HS5) มีการทรุดตัวเพิ่มจาก 1.87 เมตร เป็น 1.98 เมตร แสดงในรูปที่ 10 คิดเป็นอัตราการทรุดตัวเท่ากับ 2.75 ซม./ปี

การทรุดตัวของบริเวณใกล้สันเขื่อน

HS7 ถึง HS9 เป็นบริเวณที่รับน้ำหนักกดทับน้อยกว่าส่วนอื่นๆ ส่งผลให้มีการทรุดตัวน้อยในช่วงการก่อสร้าง โดยบริเวณกึ่งกลาง (HS8) เป็นจุดที่ทรุดตัวมากที่สุด โดย หลังจากเริ่มกักเก็บน้ำ มีการทรุดตัวเพิ่มจาก 0.65 เมตร เป็น 0.70 เมตร เป็นไปในลักษณะการทรุดตัวตามเวลาเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 11 คิดเป็นอัตราการทรุดตัวเท่ากับ 1.25 ซม./ปี



รูปที่ 10 การทรุดตัวของหินถมบริเวณกึ่งกลางความสูง

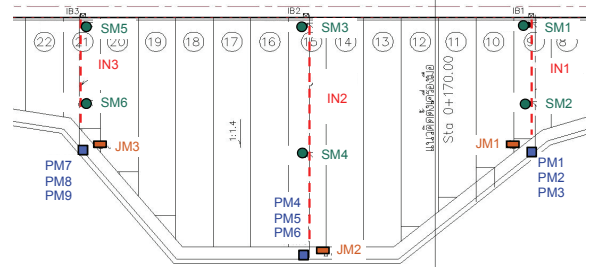


รูปที่ 11 การทรุดตัวของหินถมบริเวณส่วนบน

### 3.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและโค้งตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า

การเคลื่อนตัวและการเปลี่ยนรูปของแผ่นคอนกรีตคานหน้า เกิดจากแรงภายนอกที่กระทำต่อตัวเขื่อนทั้งแรงดันน้ำทางด้านเหนือน้ำ, แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน, แรงจากน้ำหนักของตัวเขื่อนและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของวัสดุหินถมอาจทำให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตคานหน้าได้ บริเวณที่มีโอกาสเกิดการแตกหรือเกิดการเคลื่อนตัวได้ คือ บริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีต (Vertical Joint) และบริเวณระหว่างแผ่นคอนกรีตคานหน้ากับฐานยัน (Plinth) เครื่องมือที่ใช้

ตรวจวัดพฤติกรรมกรรมการเคลื่อนตัวและการเปลี่ยนรูปของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ประกอบด้วย 1. มาตรการวัดการโค้งตัวของแผ่นคอนกรีต (Inclinometer, IN) 2. มาตรการวัดการเคลื่อนตัวระหว่างแผ่นคอนกรีตคานหน้ากับคอนกรีตฐานยัน (Perimetric Joint Meter, PM) 3. มาตรการวัดการเคลื่อนตัวระหว่างรอยต่อของแผ่นคอนกรีตคานหน้า (Joint Meter, JM) 4. มาตรการวัดการยืดหดตัวของคอนกรีต (Strain Meter, SM) โดยตำแหน่งของเครื่องมือวัดพฤติกรรมบริเวณแผ่นคอนกรีตคานหน้าแสดงดังรูปที่ 12

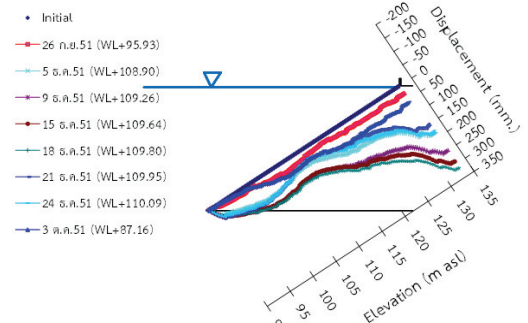


รูปที่ 12 ตำแหน่งเครื่องมือวัดเขื่อนแควน้อยด้านเหนือน้ำ (กรมชลประทาน, 2545) [2]

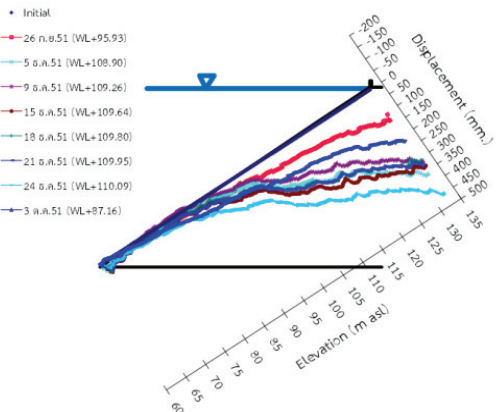
#### การโค้งตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า (Inclinometer)

ข้อมูลการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้า (ถึง ธันวาคม พ.ศ. 2551) ได้รวบรวมโดย (ภูซังค์และสุทธิศักดิ์, 2553) [4] ประกอบด้วย ค่าการโค้งตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าตั้งแต่ก่อสร้างเขื่อนเสร็จจนกระทั่งเริ่มเก็บน้ำครั้งแรก ผลการตรวจวัดการโค้งตัวของแผ่นคอนกรีตคานหน้าทั้ง 3 หน้าตัด ดังแสดงในรูปที่ 13-15 ค่าการโค้งตัวมากที่สุดเกิดขึ้นที่บริเวณหน้าตัดลึกที่สุด IN2 มีค่าการโค้งตัวที่ปลายบนประมาณ 450 มม. เมื่อเปรียบเทียบค่าการโค้งตัวจากการออกแบบในช่วงเก็บกักน้ำ พบว่ามีค่าเท่ากับ 220 มม. (กรมชลประทาน, 2545) [2] ซึ่งค่าการโค้งตัวที่เกิดขึ้นจริงมีค่ามากกว่าค่าจากการออกแบบและเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการโค้งตัวของเขื่อน CFRD อื่นๆ (Marques, 1985) [5] พบว่ามีค่าการโค้งตัวมากกว่าเช่นเดียวกัน

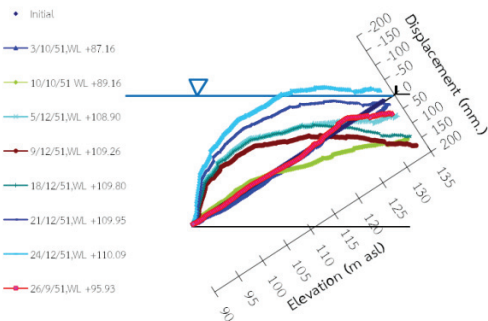
สำหรับการเคลื่อนตัวตามแนวแกนเขื่อน แสดงดังรูปที่ 16 พบว่า IN1 มีการเคลื่อนตัวไปทางฐานยันเขื่อนฝั่งซ้าย ในขณะที่ IN2 มีการเคลื่อนตัวไปทางฐานยันเขื่อนฝั่งขวา 480 มม. และ IN3 มีการเคลื่อนตัวเข้าหาฐานยันเขื่อนด้านขวา ทั้งนี้ลักษณะการเคลื่อนตัวดังกล่าว หาก ณ ปัจจุบันยังมีพฤติกรรมเช่นนี้อย่างส่งผลให้เกิดแรงอัด (Compression) ในแผ่นคอนกรีตคานหน้าบริเวณ Bay 11 และ Bay 12



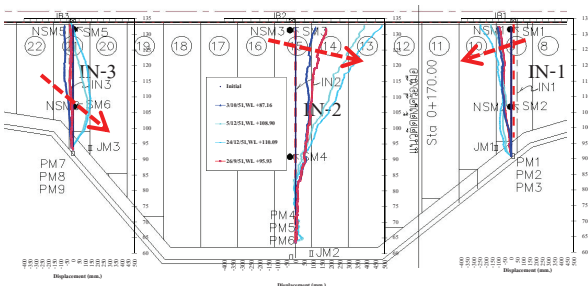
รูปที่ 13 การโค้งตัวของแผ่นคอนกรีต IN 1



รูปที่ 14 การโค้งตัวของแผ่นคอนกรีต IN 2



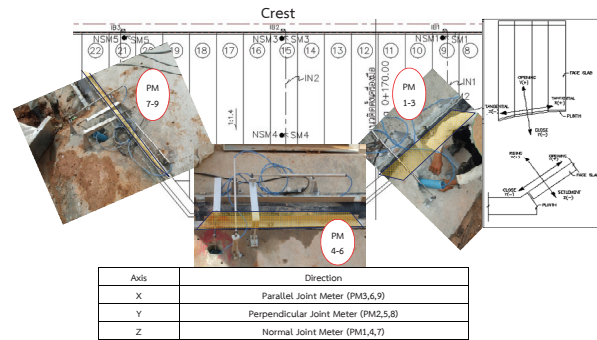
รูปที่ 15 การโค้งตัวของแผ่นคอนกรีต IN 3



รูปที่ 16 การเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตตามแนวแกนเขื่อน

### มาตรฐานการเคลื่อนตัวระหว่างแผ่นคอนกรีตติดหน้ากับคอนกรีตฐานยัน (Perimetric Joint Meter, PM)

Perimetric Joint Meter ได้ติดตั้งบริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตติดหน้ากับ Plinth เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวของรอยต่อ โดยตรวจวัดการเคลื่อนตัวใน 3 ทิศทาง ได้แก่ แนวตั้งฉากกับรอยต่อ (PM2, PM5, PM8) แนวการทรุดตัวแนวตั้ง (PM1, PM4, PM7) และแนวขนานกับรอยต่อ (PM3, PM6, PM9) ตำแหน่งการติดตั้งและทิศทางของการเคลื่อนตัวแสดงในรูปที่ 17



รูปที่ 17 ตำแหน่งการติดตั้งและทิศทาง Perimetric Joint Meter

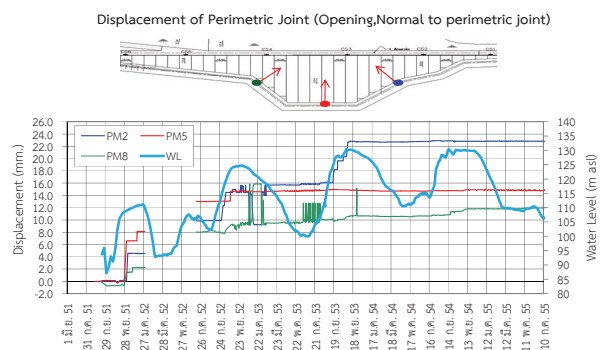
ช่วงเริ่มกักเก็บน้ำในปีแรก การเคลื่อนตัวของรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตติดหน้ากับ Plinth พบว่าการเคลื่อนตัวมีค่าน้อยกว่า 10 มม. แต่ภายหลังจากเริ่มกักเก็บน้ำ พบว่ามีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น ดังนี้

PM2, PM5 และ PM8 พบการเคลื่อนตัวของรอยต่อแยกออกจากกันทั้ง 3 จุด โดยมีค่าสูงสุด 23 มม., 15 มม. และ 12 มม. สำหรับ PM2, PM5 และ PM8 ตามลำดับ จุดที่พบการการเคลื่อนตัวมากที่สุดคือ PM2 เป็นช่วงที่อยู่บริเวณกลางลำน้ำ (จุดลึกที่สุดของตัวเขื่อน) ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวได้มากที่สุดดังแสดงในรูปที่ 18 การแยกออกจากกันดังกล่าวเกิดจากแรงดันของน้ำที่กดทับแผ่นคอนกรีตทำให้แผ่นคอนกรีตติดหน้าโค้งตัวออกจาก Plinth

PM1, PM4 และ PM7 แสดงการยกตัวของแผ่นคอนกรีตติดหน้า โดยพบว่าการเคลื่อนตัวน้อย โดย PM1 และ PM4 ที่ติดตั้งบริเวณแนวกลางลำน้ำมีการยกตัวขึ้น 2 มม.ดังแสดงในรูปที่ 19 ทั้งนี้พฤติกรรมดังกล่าวแตกต่างจากพฤติกรรมปกติที่แผ่นคอนกรีตติดหน้าจะยุบตัวเมื่อกักเก็บน้ำ อย่างไรก็ตามด้วยค่าการยกตัวที่น้อยมาก จึงยังสรุปได้ไม่ชัดเจนถึงความผิดปกติ

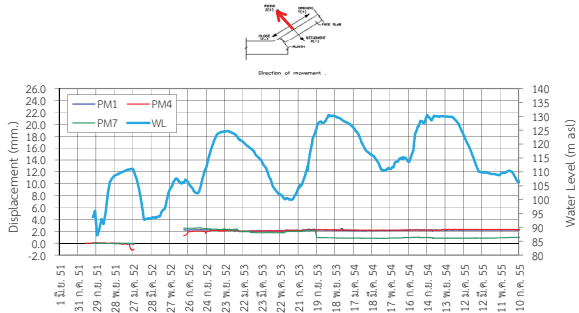
PM3, PM6 และ PM9 แสดงการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตติดหน้าเข้าหาฐานยันเขื่อนด้านขวา โดยมีการเคลื่อนตัวมีค่าสูงสุด 4 มม. โดยพบความผิดปกติที่ PM3 มีการเคลื่อนตัวขึ้นไปตรงข้ามกับแรงโน้มถ่วง ดังแสดงในรูปที่ 20

เมื่อเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวของรอยต่อกับค่าจากการคาดการณ์ออกแบบในขณะเก็บน้ำปีแรกจะต้องมีค่าไม่เกิน 40 มม. [2] ซึ่งยังคงอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้ แต่เมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน CFRD อื่นๆ (Marques, 1985) [5] พบว่าเขื่อนที่มีความสูงประมาณ 70 เมตร ค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตติดหน้ากับ Plinth จะอยู่ที่ 10 มม.



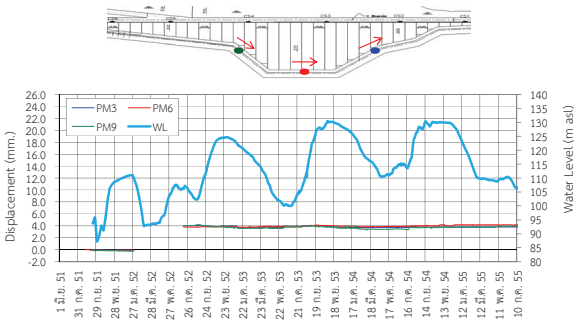
รูปที่ 18 การเคลื่อนตัวแนว Opening, Normal to Perimetric Joint

Displacement of Perimetric Joint (Settlement Normal to face slab)



รูปที่ 19 การเคลื่อนตัวแนว Settlement, Normal to concrete face slab

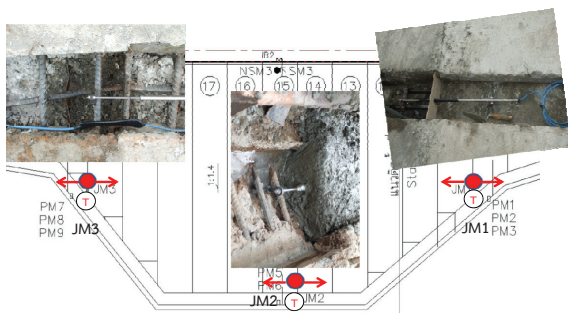
Displacement of Perimetric Joint (Shear, Parallel to perimetric joint)



รูปที่ 20 การเคลื่อนตัวแนว Shear, Parallel to Perimetric Joint

มาตรฐานการเคลื่อนตัวระหว่างรอยต่อของแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้า (Joint Meter, JM)

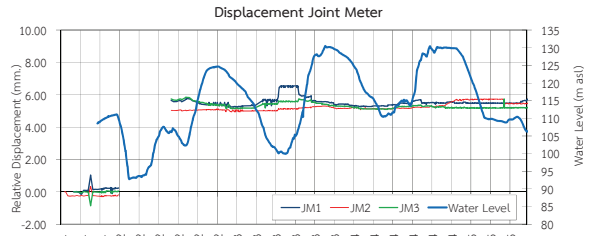
Joint Meter เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบรอยแยกระหว่างรอยต่อของแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้า โดยฝังอยู่ในแผ่นคอนกรีต จะทำการติดตั้งโดยยึดติดกับเหล็กเสริมคอนกรีตบริเวณรอยต่อ Vertical Joint ตำแหน่งการติดตั้งแสดงในรูปที่ 21



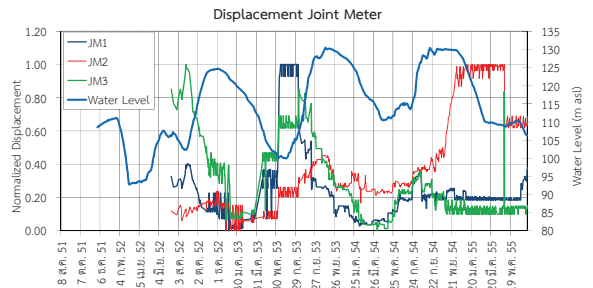
รูปที่ 21 ตำแหน่งการติดตั้งและทิศทางการเคลื่อนตัวระหว่างรอยต่อแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้า

เมื่อกักเก็บน้ำครั้งแรกพบการเคลื่อนตัวบริเวณรอยต่อในแนวตั้งของแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้าเกิดขึ้นประมาณ 0.3 มม. (ก่อนวันที่ 4 กุมภาพันธ์ 2552) ภายหลังเก็บข้อมูลอีกครั้งหลังวันที่ 13 กรกฎาคม 2552 พบการเคลื่อนตัวประมาณ 6 มม. โดยเปลี่ยนเป็นการเคลื่อนตัวออกจากกัน ทั้ง 3 จุด ดังแสดงในรูปที่ 22 เมื่อทำการ Normalize ค่าเพื่อพิจารณาพฤติกรรมที่เปลี่ยนไปของ Joint meter กับระดับกักเก็บน้ำ พบว่ามีความสัมพันธ์กับระดับน้ำและเริ่มมี Lag Time หลังการกัก

เก็บน้ำในปีพ.ศ. 2554 พฤติกรรมดังกล่าวแสดงให้เห็นว่า การเคลื่อนตัวจากแรงกดของน้ำเริ่มไม่เป็น Elastic ดังแสดงในรูปที่ 23



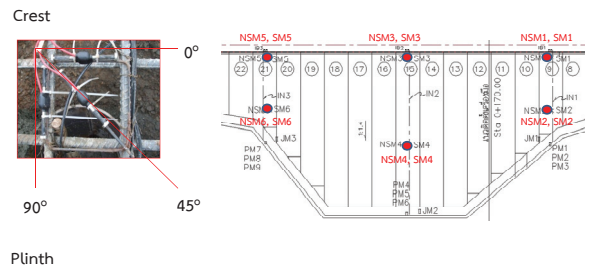
รูปที่ 22 การเคลื่อนตัวของรอยต่อแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้า JM1, JM2 และ JM3



รูปที่ 23 ค่า Normalize Displacement

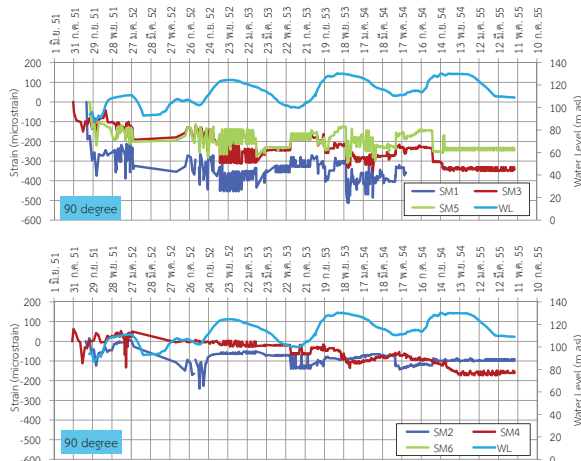
มาตรฐานการเปลี่ยนรูปของแผ่นคอนกรีต (Strain Meter, SM)

Strain Meter เป็นเครื่องมือที่ใช้วัดการเปลี่ยนรูปร่างของโครงสร้าง ณ จุดต่างๆโดยติดตั้งในแผ่นคอนกรีตคานาดาดหน้า การติดตั้ง Strain Meter เป็นแบบ Rosette ทำมุม 45 องศาแสดงในรูปที่ 24 ประกอบด้วย เซลล์วัดความเครียดใน 3 ทิศทาง คือ ทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนเชื่อม ทิศทางตามแนวแกนเชื่อม และทิศทางทำมุม 45 องศากับแนวแกนเชื่อม มีจำนวนทั้งหมด 6 จุด

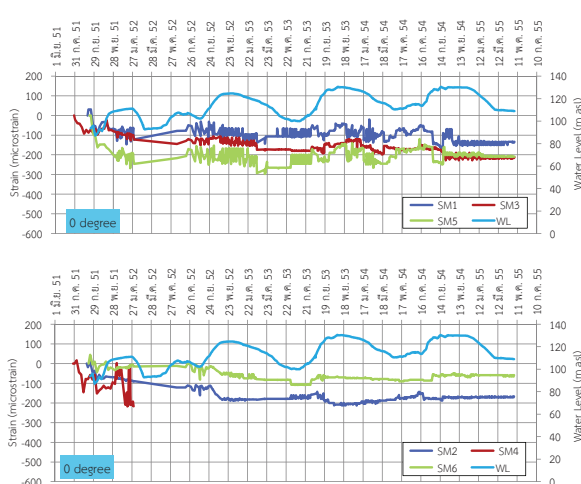


รูปที่ 24 ลักษณะเครื่องมือ Strain Meter และตำแหน่งการติดตั้ง

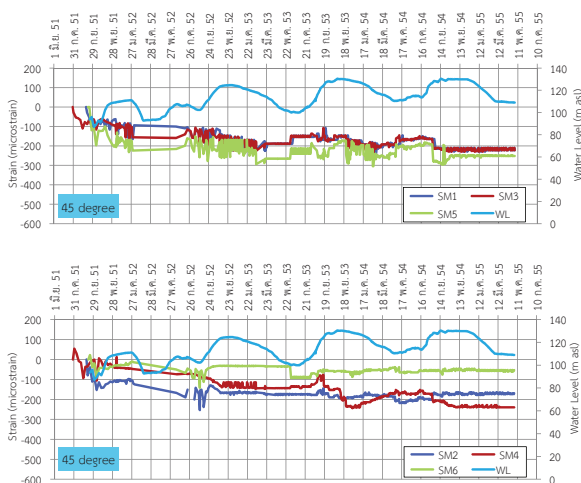
รูปที่ 25-27 พบว่าค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในแผ่นคอนกรีตจากแรงกด (Compressive Strain) มีค่าสูงสุด 500  $\mu$ strain (ไมโครสเตรน) ทั้งนี้โดยทั่วไป ค่า Compressive Strain ของคอนกรีตที่ไม่ทำให้เกิดรอยแตกมีค่าน้อยกว่า 3,000  $\mu$ strain (Neville, 2000) [6] ดังนั้นในบริเวณที่ติดตั้งจึงไม่เกิดการแตกร้า



รูปที่ 25 การเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของแผ่นคอนกรีตตัดหน้าแนว 90°



รูปที่ 26 การเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของแผ่นคอนกรีตตัดหน้าแนว 0°

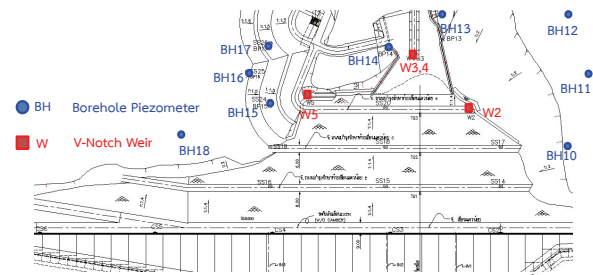


รูปที่ 27 การเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นของแผ่นคอนกรีตตัดหน้าแนว 45°

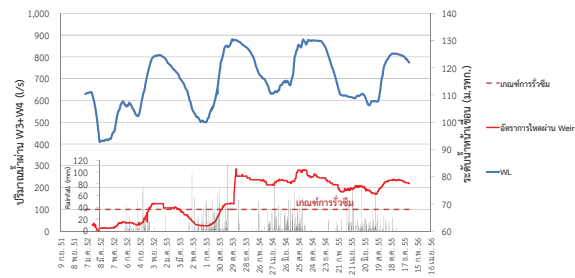
### 3.3 พฤติกรรมการซึมผ่านตัวเชื่อมและฐานราก

พฤติกรรมการไหลซึมผ่านฐานรากตัวเชื่อมและฐานยื่นเชื่อมสามารถตรวจสอบจากฝายวัดอัตราการไหล (Seepage Measuring Weir) และ บ่อวัดระดับน้ำใต้ดิน (Borehole Piezometer)

ตำแหน่งการติดตั้งแสดงดังรูปที่ 28 สำหรับอัตราการไหลของน้ำผ่านฝายวัด  $W_3$  และ  $W_4$  พบว่าในเดือนพฤศจิกายน พ.ศ. 2553 มีปริมาณเกินเกณฑ์ควบคุมอัตราการไหลของเขื่อนแค่น้อยที่ 100 ลิตรต่อวินาที (สุทธิศักดิ์และคณะ, 2553) [1] ดังแสดงในรูปที่ 29 ซึ่งสอดคล้องกับเครื่องมือวัดการทรุดตัวภายในตัวเขื่อน (HS1) ที่ตรวจพบการไหลของน้ำผ่านหินถม จึงคาดการณ์ว่าอาจมีการไหลของน้ำเข้าไปในหินถม ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่เกิดขึ้นได้กับเขื่อนประเภทนี้ ทั้งนี้พฤติกรรมดังกล่าวอยู่ระหว่างการศึกษาซึ่งผู้เขียนจะได้นำเสนอผลต่อไป

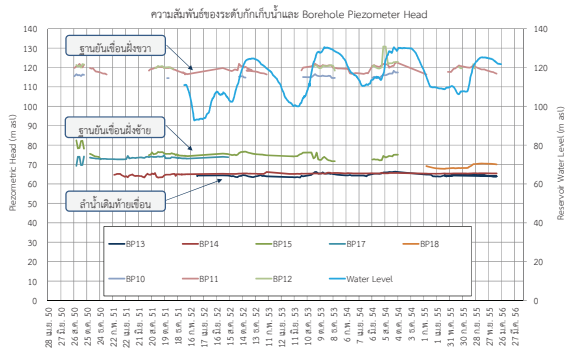


รูปที่ 28 ตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรมการไหลซึมด้านท้ายน้ำ



รูปที่ 29 อัตราการไหลของน้ำผ่านฝายวัดอัตราการไหล  $W_3+W_4$

นอกจากนี้เมื่อตรวจสอบข้อมูลบ่อวัดระดับน้ำซึ่งเป็นเครื่องมือวัดระดับน้ำใต้ดิน จากการเก็บข้อมูลระดับน้ำใต้ดินจากเครื่องมือวัดที่ตำแหน่งต่างๆพบว่าระดับน้ำใต้ดินเปลี่ยนแปลงไม่มากนัก ดังรูปที่ 30 ดังนั้น จึงไม่พบพฤติกรรมการไหลซึมผ่านชั้นหินฐานยื่นเขื่อนทั้งสองฝั่ง



รูปที่ 30 ระดับของ Borehole Piezometer บริเวณฐานยื่นเขื่อนฝั่งขวา



## 4. สรุปผล

### 4.1 พฤติกรรมการทรุดตัว

ไม่พบพฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิดปกติของหินถมในตัวเขื่อน อย่างไรก็ตามข้อมูลแสดงการทรุดตัวของกำแพงกันคลื่น (CS) ที่มากกว่าการทรุดตัวที่กลางสันเขื่อน (DS) ซึ่งเป็นไปได้ว่าเกิดการเคลื่อนตัวของวัสดุรองรับแผ่นคอนกรีตตาดหน้าที่กำลังตั้งอยู่ กรณีดังกล่าวจะได้ทำการศึกษาต่อไป

### 4.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตตาดหน้า

การเคลื่อนตัวของแผ่นคอนกรีตตาดหน้าจาก Inclinometer ข้อมูลระบุว่าเกิดการโก่งตัวของแผ่นคอนกรีตตาดหน้าบริเวณกลางลำน้ำ (IN2) มีลักษณะการโก่งตัวทำให้เกิดแรงดัดในแผ่นคอนกรีตตาดหน้า ซึ่งหากมีการโก่งตัวมากเกินไปอาจส่งผลให้แผ่นคอนกรีตเกิดการแตกในแนวราบ ขณะที่การโก่งตัวของแผ่นคอนกรีตบริเวณฐานยันเขื่อนทั้งสองฝั่ง (IN1, IN3) อาจทำให้เกิด Stress สูง บริเวณแผ่นคอนกรีตตาดหน้าใกล้กับ Plinth ที่ตำแหน่ง STA. 0+170 และ STA. 0+310 การเคลื่อนตัวดังกล่าวเมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวที่รอยต่อของแผ่นคอนกรีตตาดหน้าจาก Joint Meter พบการเคลื่อนตัวแยกออกจากกัน สอดคล้องกับข้อมูลของ Inclinometer แต่พบว่า Perimetric Joint Meter (PM2) มีการเคลื่อนตัวสลับทิศทางการเคลื่อนตัวของ IN1 อย่างไรก็ตามเนื่องจากปริมาณการเคลื่อนตัวบริเวณ PM มีค่าน้อย จึงยังสรุปพฤติกรรมดังกล่าวได้ไม่ชัดเจน

เมื่อตรวจสอบผลกระทบของหน่วยแรงภายในแผ่นคอนกรีตตาดหน้าจาก Strain Meter พบว่ามีแรงอัดเกิดขึ้นในแผ่นคอนกรีต จากแรงกระทำของน้ำ อย่างไรก็ตามความเค้นที่ตรวจวัดที่ขอบบนและล่างยังมีค่าไม่มากพอที่จะทำให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตตาดหน้า

### 4.3 พฤติกรรมการไหลซึมผ่านหินฐานรากและฐานยันเขื่อน

พบพฤติกรรมการไหลของน้ำเข้ามาในมวลหินถม ทั้งนี้พฤติกรรมดังกล่าวอยู่ระหว่างการศึกษโดยผู้เขียนโดยจะได้นำเสนอผลต่อไป

## 5. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณกรมชลประทาน โครงการเขื่อนแควน้อยอันเนื่องมาจากพระราชดำริ

## เอกสารอ้างอิง

- [1] สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์, ชิโนรส ทองธรรมชาติ, อภิสิทธิ์ บุญโพธิ์, อดิชา นวลปลอด และ ภัทธราภรณ์ เมฆพฤกษาวงศ์. “การประเมินความเสี่ยงเพื่อจัดทำแผนป้องกันภัยอุทกภัยจากเขื่อนแตก โครงการเขื่อนแควน้อยบำรุงแดน จังหวัดพิษณุโลก” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, 2553
- [2] กรมชลประทาน. “การคำนวณเพื่อการออกแบบและอาคารประกอบโครงการแควน้อย จังหวัดพิษณุโลก”. บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด, บริษัท พี แอนด์ ซี และบริษัท ศรีเอทีพี เทคโนโลยี จำกัด, 2545.
- [3] สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ และ ฤชงค์ สุวรรณปากแพรง. “ความปลอดภัยของเขื่อนหินถมตาดหน้าคอนกรีตเมื่อน้ำหลากผ่านตัวเขื่อนขณะก่อสร้างกรณีศึกษาเขื่อนแควน้อย”. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, 2553
- [4] ฤชงค์ สุวรรณปากแพรง และ สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์. “พฤติกรรมการเปลี่ยนรูปของเขื่อนหินถมตาดหน้าคอนกรีตจากการวิเคราะห์เครื่องมือวัดพฤติกรรมระหว่างการก่อสร้างและการกักเก็บน้ำครั้งแรก กรณีศึกษาเขื่อนแควน้อย”. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, 2553
- [5] Marques P.L., Maurer E., and Tuniatli NB. “Deformation Characteristics of Fozdo Areia Concrete Face Rockfill Dam, as Revealed by a Simple Instrumentation System”. 15th International Congress on Large Dam , Switzerland, 1985.
- [6] A.M. Neville, J.J. Brooks. “Microcracking Concrete Technology Second Edition”. pp.112, 2000.