



แบบจำลองพฤติกรรมกรรมการทรุดตัวสำหรับเขื่อนหินถมคาน้ำคอนกรีต :
กรณีศึกษาเขื่อนวชิราลงกรณ

**Modeling of Settlement Behaviors for Concrete Face Rockfill Dam :
A Case Study of Vajiralongkorn Dam**

มนตรี จินากุลวิวัฒน์ (Montri Jinagoolwipat)¹

สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ (Suttisak Sorralump)²

สมชาย ประยงค์พันธ์ (Somchai Prayongpun)³

¹นิสิตปริญญาโทและผู้ช่วยนักวิจัย (montrice65@hotmail.com)

²ผู้ช่วยศาสตราจารย์และหัวหน้าศูนย์วิจัย

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (fengsus@ku.ac.th)

³อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน (fengsoh@ku.ac.th)

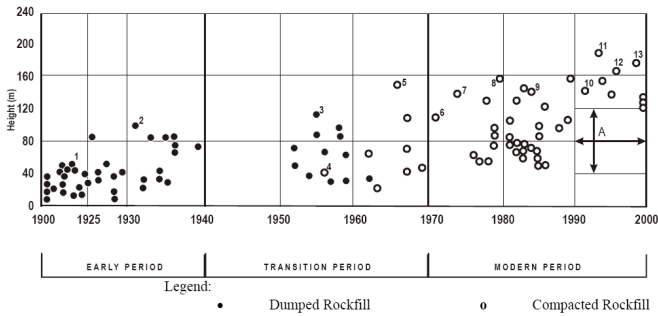
บทคัดย่อ : การศึกษาพฤติกรรมกรรมการทรุดตัวของเขื่อนวชิราลงกรณ อาศัยแบบจำลอง Linear Elastic, Elastic-Plastic และ Hyperbolic โดยดำเนินการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element ควบคู่ไปกับผลการศึกษาจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน การทรุดตัวในแนวตั้งจากการวิเคราะห์ในช่วงการก่อสร้างเขื่อน 9 ตำแหน่งถูกเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัว ณ ช่วงเวลาเดียวกันจาก Foundation Settlement 3 ตำแหน่ง และ Hydrostatic Settlement 6 ตำแหน่ง เมื่อรวมผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจากแบบจำลองกับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา พบว่าแบบจำลอง Hyperbolic มีพฤติกรรมที่สอดคล้องกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมมากที่สุด การทรุดตัวสูงสุดของหินถมเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งแกนกลางเขื่อน ส่วนด้านเหนือน้ำจะทรุดตัวใกล้เคียงกันกับด้านท้ายน้ำยกเว้นบริเวณที่หินฐานรากเป็น Plum Pudding ที่การทรุดตัวด้านท้ายน้ำจะมากกว่าบริเวณอื่น เมื่อเขื่อนเริ่มเก็บน้ำครั้งแรกและใช้งานมาถึงปัจจุบันพบว่ามีค่าการทรุดตัวเพิ่มจากการทรุดตัวเดิมประมาณ 20 เซนติเมตร

ABSTRACT : The study of settlement behavior of Vajiralongkorn dam based on linear elastic model, elastic-plastic model and hyperbolic model using finite element method. The results of settlement analysis were compared with the recorded data of three foundation settlement and six hydrostatic settlements point. Settlement results from hyperbolic model with considering the creep effect give a good agreement with the instrument data. Maximum settlement of rockfill is found at a dam axis, upstream and downstream slope gave a similar settlement. Except the area of plum pudding, a downstream slope settles larger than upstream part. Since the first filling, the dam has settled for almost 20 cm.

KEYWORDS : Concrete Face Rockfill Dam, Creep Settlement, Hyperbolic Model

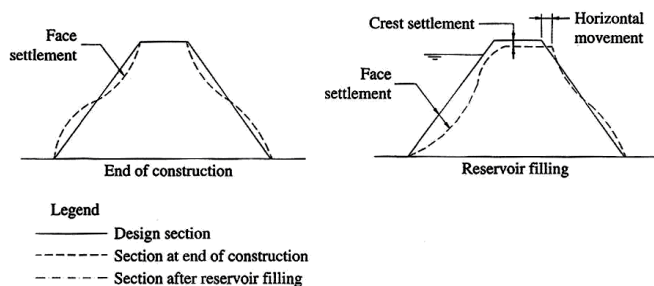
1. บทนำ

เขื่อนประเภทหินถมลาดหน้าคอนกรีต (CFRD) ได้รับความนิยมในการก่อสร้างในยุคปัจจุบันหลังจากเปลี่ยนวิธีการก่อสร้างจากวิธี Dumped Rockfill มาเป็น Compacted Rockfill ในปี ค.ศ.1953 เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้รวดเร็วและสร้างได้สูง ซึ่งในยุคปัจจุบันเขื่อนประเภทดังกล่าวสามารถสร้างได้สูงถึง 200 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 1



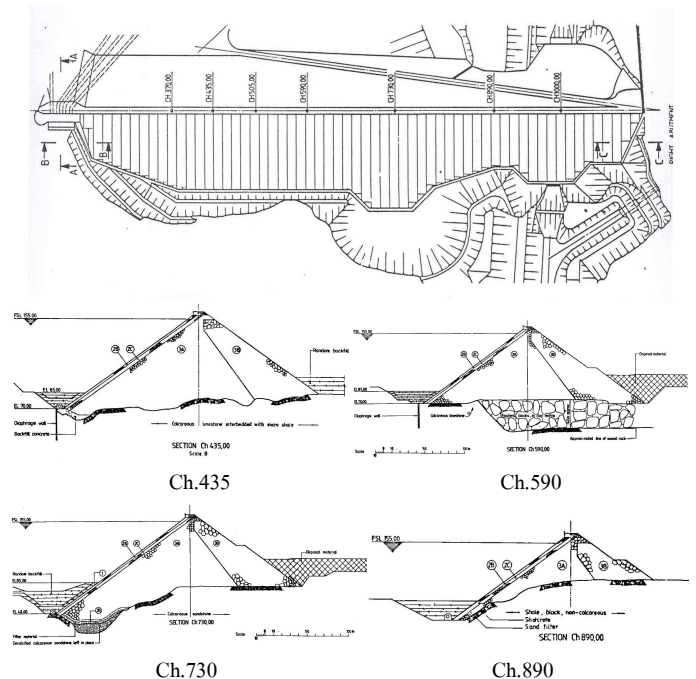
ภาพที่ 1 วิวัฒนาการของการก่อสร้างเขื่อน CFRD [1]

เขื่อน CFRD มีความมั่นคงสูงเนื่องจากใช้วัสดุที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง แต่ปัญหาที่มักพบเสมอ คือ การแตกของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าและการรั่วซึมของน้ำตามมา ซึ่งสาเหตุก็เนื่องมาจากวัสดุที่รองรับแผ่นคอนกรีตลาดหน้าเขื่อนเกิดการทรุดตัวหรือยุบตัวจากแรงกระทำของน้ำ คุณภาพการบดอัดหินถม รวมไปถึงรูปร่างของหน้าตัดและฐานรากเขื่อน ภาพที่ 2 แสดงให้เห็นว่าในระหว่างการก่อสร้าง ลาดเขื่อนทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำจะเกิดการยุบตัวด้านบนและพองตัวออกในช่วงล่าง เมื่อเขื่อนเก็บน้ำลาดชันทางด้านเหนือน้ำส่วนล่างจะยุบตัวและเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำ การเคลื่อนตัวนี้อาจก่อให้เกิดการแตกของแผ่นคอนกรีตลาดหน้าและนำไปสู่การไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกร้าวนั่นเอง



ภาพที่ 2 การทรุดตัวของเขื่อน CFRD หลังการก่อสร้างเขื่อนเสร็จและเริ่มเก็บน้ำ [2]

เขื่อนวชิราลงกรณดำเนินการก่อสร้างในปี พ.ศ. 2522 โดยบริษัท Italian-Thai Development Corporation และ Snowy Mountains Engineering Corporation เป็นบริษัทวิศวกรปรึกษา ตัวเขื่อนสูง 92 เมตรจากฐานรากเขื่อน ความยาวสันเขื่อน 1,019 เมตร และมีความกว้างสันเขื่อน 10 เมตร ตัวเขื่อนตั้งขวางแม่น้ำแควน้อย ที่ตำบลท่าขนุน อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี โดยตัวเขื่อนได้ถูกออกแบบให้มีความลาดของลาดเหนือน้ำและท้ายน้ำ 1:1.4 วัสดุส่วนใหญ่ของตัวเขื่อนเป็นหินปูนซึ่งมีการถมและบดอัดเป็นชั้นๆ สำหรับช่วงต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตลาดหน้าเขื่อนกับตัวเขื่อน (Transition and Cushion Zone) เป็นหินขนาดเล็กกลดหล่นได้สัดส่วน และมีกำแพงกันคลื่นที่ส่วนบนของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ ซึ่งทำหน้าที่ลดปริมาณของหินถมเพื่อลดการทรุดตัวหลังจากการก่อสร้าง ส่วนล่างของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำมีอุโมงค์ตรวจสอบ (Plinth Gallery) เป็นฐานยึดติดกับแผ่นคอนกรีต สำหรับลักษณะของแผ่นคอนกรีต (Face Slab) เป็นแผ่นกว้าง 15 เมตร ต่อกันเต็มด้านบนของตัวเขื่อน ความหนาช่วงบนสันเขื่อน 30 เซนติเมตร และเพิ่มความหนา 3 เซนติเมตร ตามระดับความลึกทุกๆ 10 เมตร เขื่อน VRK เริ่มเก็บกักครั้งแรกเมื่อวันที่ 1 มิถุนายน พ.ศ. 2527 มีปริมาณการเก็บกักน้ำสูงสุด 11,000 ล้านลูกบาศก์เมตร ลักษณะเขื่อนตามแนวยาวและหน้าตัดเขื่อนแสดงในภาพที่ 3



ภาพที่ 3 ลักษณะตามความยาวและหน้าตัดเขื่อนวชิราลงกรณในแต่ละบริเวณ (EGAT, 2527) [3]

2. วัตถุประสงค์

บทความนี้นำเสนอถึงแบบจำลองการทรุดตัวของหินถมตัว เพื่อใช้ในการทำนายหรือคาดการณ์พฤติกรรมทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในระหว่างก่อสร้างหรือในช่วงการใช้งานของเขื่อน ทั้งนี้บทความนี้จะสนใจเฉพาะพฤติกรรมทรุดตัวของวัสดุหินถมตัวเขื่อน ซึ่งอาจไม่เป็นไปตามกฎของฮุก (Hook's Law) และอาจมีพฤติกรรมทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) มาเกี่ยวข้องด้วย ดังนั้นการศึกษาถึงพฤติกรรมดังกล่าวแบบจำลองของวัสดุที่ใช้จึงมีความสำคัญต่อผลการวิเคราะห์ที่ออกมาเป็นอย่างมาก และเพื่อยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองผลการวิเคราะห์ในแต่ละแบบจำลองถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์พฤติกรรมด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรม

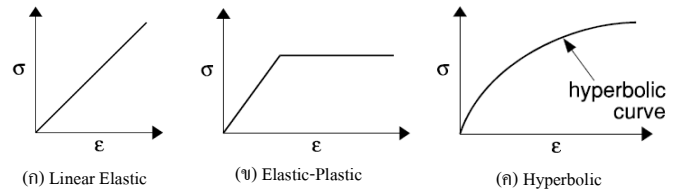
3. สมมติฐานและขั้นตอนการศึกษา

สมมติฐานของการจำลองการทรุดตัวของหินถมมาจากหลักการของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุ (Stress Strain Relationship) ซึ่งในการจำลองสภาพเขื่อนให้สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนาม นอกจากการเลือกใช้แบบจำลอง (Constitutive Model) ของวัสดุแล้ว จำเป็นต้องพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุ (Material Properties) ในแต่ละแบบจำลองที่ใช้ด้วย นอกจากนี้ยังต้องพิจารณาถึงสภาพฐานรากอีกด้วย เนื่องจากสภาพหินฐานรากเขื่อนอาจมีความแปรปรวนซึ่งประกอบด้วย ประเภทหินฐานรากเขื่อนแบ่งออกเป็น 3 ประเภทได้แก่ หินปูน หินทรายและหิน Shale และยังปรากฏโครงสร้างรอยแตกของหิน สำหรับหินถมตัวเขื่อน (Rockfill) แบ่งเป็นเป็นบริเวณต่างๆ ได้แก่ โซน 2A, 2B, 2C, 3A และ 3B [3] ตามขนาดของหินที่นำมาใช้บดอัด

3.1 แบบจำลองการวิเคราะห์ (Constitutive Model)

คุณสมบัติของวัสดุเปรียบเสมือนความแข็งแรงที่จะทำหน้าที่รับหน่วยแรงที่มากกระทำได้สูงสุด ทว่าในขณะที่มีการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงวัสดุสามารถแสดงพฤติกรรมทรุดตัวตอบสนองได้ในหลายรูปแบบ ดังนั้นการเลือกแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จึงมีความสำคัญเช่นเดียวกันกับการเลือกตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ โดยก่อนที่จะสรุปได้ว่าแบบจำลองวัสดุ

แบบใดที่มีพฤติกรรมสอดคล้องกับวัสดุที่เลือกทำการวิเคราะห์ได้นั้นจะต้องมีการเปรียบเทียบแบบจำลอง (Model Verification) เสียก่อน ภาพที่ 4 แสดงแบบจำลอง Linear Elastic, Elastic-Plastic และ Hyperbolic ที่ใช้ในการศึกษา



ภาพที่ 4 Stress-strain Relationship ของแบบจำลองดิน [4]

3.2 คุณสมบัติของหินฐานราก (Rock Foundation Properties)

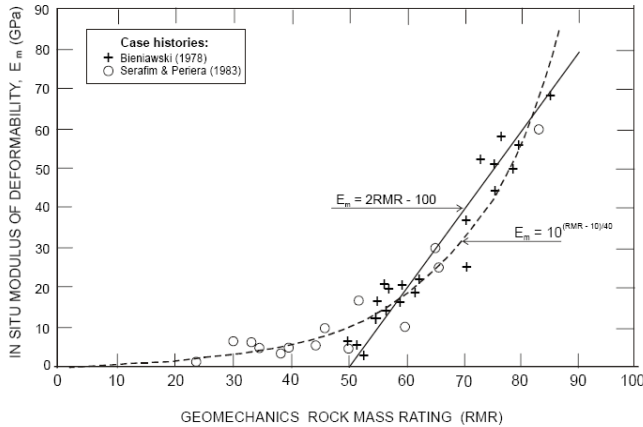
ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติของหินฐานรากอันได้แก่ค่าหน่วยน้ำหนัก และมุมเสียดทานภายใน ได้จากการศึกษาในอดีตจากรายงานการวิเคราะห์ความมั่นคงเขื่อนอุบลราชธานีในสภาวะพลาศาสตร์ [5] ส่วนการประเมินค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนพัวซองใช้ข้อมูลจากการศึกษาโดย Davis and Reynolds (1996) [6] โดยการประเมินค่าดังกล่าวนี้จะต้องมีการทดสอบเพื่อหาความเร็วคลื่นแรงเฉือนในสนามเช่น การทดสอบ Wave Reflection หรือ Wave Refraction และใช้สูตรคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสและอัตราส่วนพัวซอง กระทำได้ค่อนข้างยาก

นอกจากนี้ค่า Modulus of Deformation ยังมีความสัมพันธ์กับค่า Rock Mass Rating (RMR)[7] ดังแสดงในภาพที่ 5 เมื่อใช้ค่าโมดูลัสในแต่ละบริเวณของเขื่อนอุบลราชธานี จากตารางที่ 2 พบว่าค่า RMR มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 70-80 นั้นหมายความว่าสภาพหินฐานรากของเขื่อนมีความแข็งแรงค่อนข้างดีมาก แต่อย่างไรก็ตาม ณ บริเวณ Ch.450 – Ch.650 สภาพหินฐานรากมีลักษณะพิเศษ คือ เป็นหิน Limestone ที่มีช่องว่างและมีดินเม็ดละเอียดสอดแทรกอยู่ในช่องว่าง ซึ่งเรียกว่า Plum Pudding ความหนาของชั้นดินดังกล่าวอยู่ระหว่าง 30-40 เมตร[3] ซึ่งด้วยสภาพหินนี้เองทำให้บริเวณดังกล่าวยังมีโอกาสการทรุดตัวของหินฐานราก ถึงแม้ว่าในระหว่างการก่อสร้างได้มีการปรับปรุงสภาพฐานรากโดยการทำ Flushing ด้วยน้ำเพื่อขับเม็ดดินละเอียดดังกล่าวออก และอัดหินน้ำปูนลงไปตามช่องว่างแล้วก็ตาม แต่ทั้งนี้สามารถดำเนินการได้ในบางส่วนเท่านั้น

ตารางที่ 1 Rock Foundation Properties

Zone	Description	γ (kN/m ³)*	ϕ (degree)*	E (MPa)**	ν^{**}
CH.370	Shale	23	45	63000	0.22-0.32
CH.450	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32
CH.590	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32
CH.730	Sandstone	23	45	45000	0.02-0.32
CH.890	Black Shale	23	45	63000	0.22-0.32
CH.1000	Limestone	23	45	53000	0.25-0.32

ที่มา: *SMEC (1984) ** Davis and Reynolds (1996)



ภาพที่ 5 การหาค่า Modulus of Deformation จากระบบ RMR (Serafim and Pereira, 1983)

3.3 คุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อน (Rockfill Properties)

คุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อนได้จากการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการวิเคราะห์จากพฤติกรรมของเครื่องมือวัดการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อน ตารางที่ 2 แสดงคุณสมบัติของหินถมตัวเขื่อนที่ได้จากวิธีการทดสอบต่างๆ ค่าหน่วยน้ำหนัก และมุมเสียดทานภายใน ได้จากการทดสอบการทดสอบ Triaxial [5] และการทดสอบ Oedometer ในห้องปฏิบัติการ [8] ซึ่งเป็นการทดสอบในหนึ่งมิติจากหินตัวอย่างที่ได้จากเขื่อนวชิราลงกรณ การทดสอบทำโดยย่อขนาดหินถมจากขนาดใหญ่ที่สุด 1200 มม. เป็น 75 มม. และบดอัดด้วยแรงสั่นสะเทือน ทำให้ได้ความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างอยู่ระหว่าง 1.96 ถึง 2.03 ตัน/ม.³ ผลการทดสอบพบว่า โมดูลัสจะเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักที่กระทำ และจะสูญเสียไปหากวัสดุเปียกหรืออิ่มตัวด้วยน้ำ โมดูลัสอีลาสติกของหินถมเขื่อน VRK มีค่าประมาณ 0.82 เท่าของโมดูลัสที่ได้จาก Oedometer ตามวิธีการประมาณของ Clough and Duncan (1969)

จากตารางที่ 2 ค่าโมดูลัส E_1 ได้มาจากการศึกษารวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสของเขื่อน CFRD 30 เขื่อนของ Hunter

et al. [9] ค่าโมดูลัส E_2 ได้มาจากการคำนวณโดยผลจากการวัดค่าการทรุดตัวจากการทำ Test Section ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน และค่าโมดูลัส E_3 ได้จากการคำนวณโดยผลจากการทรุดตัวที่ถ่วงวัดโดย Hydrostatic Settlement Cell

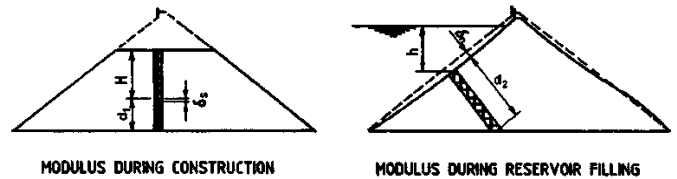
สำหรับหลักการคำนวณค่าโมดูลัส E_2 และ E_3 แสดงในภาพที่ 6 และสมการอีลาสติกในหนึ่งมิติที่ใช้คำนวณระหว่างการก่อสร้างและระหว่างการเก็บน้ำ แสดงในสมการที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 Rockfill Properties

Zone	Description	γ (kN/m ³)	ϕ (degree) ²	E^4 (MPa)			ν^3
				(E_1)	(E_2)	(E_3)	
3A	Rockfill	19-23 ²	41	43	40-60	40-90	0.2-0.3
3B	Rockfill	18-22 ²	40	30	30-40	20-70	0.2-0.3
2A,2B,2C	Cushion	21 ¹	41	-	-	80-100	0.2-0.3
Face Slab	Concrete	24	-	-	2570	-	0.2

ที่มา: ¹Hunter et al. (2003) ²Hsu (1984) ³Gercek (2006) [10] ⁴EGAT (1984)

E_1 calculated by Hunter et al., E_2 calculated from during construction and E_3 calculated from Hydrostatic Settlement.



ภาพที่ 6 การหาค่าโมดูลัสในหนึ่งมิติ [9]

$$E_{rc} = \gamma H d_1 / \delta_s \quad (1)$$

$$E_{rf} = \gamma_w h d_2 / \delta_n \quad (2)$$

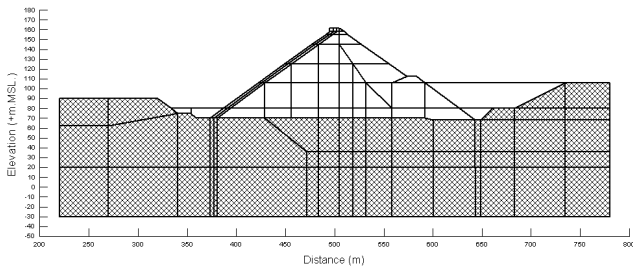
3.4 การจำลองการวิเคราะห์

การวิเคราะห์เปรียบเทียบแบบจำลองพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมในระหว่างการก่อสร้างและใช้งานได้พิจารณาหน้าตัดที่ Ch.590 เนื่องจากมีเครื่องมือวัดพฤติกรรมทรุดตัวทั้ง Foundation Settlement Cell และ Hydrostatic Settlement Cell ซึ่งรวมทั้งรวม 9 ตำแหน่ง โดยปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ณ ตำแหน่งต่างๆ นั้นถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง

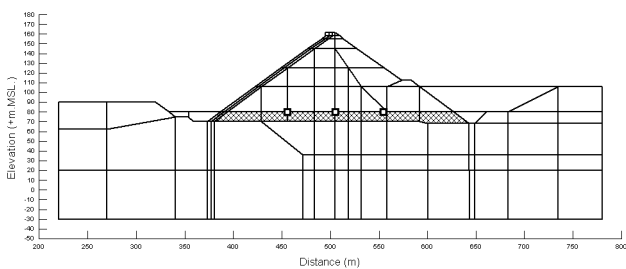
การสร้างหน้าตัดเขื่อนสำหรับจำลองพฤติกรรมการทรุดตัวใช้วิธีสร้างตามขั้นตอนการก่อสร้างจริง (Stage Construction Method) เนื่องจากในระหว่างก่อสร้างจริงหรือการสร้างแบบจำลองมีโอกาสเกิดการครากเฉาะที่ของวัสดุ (Local Yielding) และเพื่อใช้เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวจากแบบจำลองกับตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรม ณ ระดับการติดตั้งและช่วงเวลาเดียวกัน โดยข้อมูลสำหรับการสร้างแบบจำลองตามขั้นตอนการก่อสร้างเขื่อนนั้นรวบรวมจากประวัติการก่อสร้างเขื่อน แบบการก่อสร้างเขื่อน และประวัติการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่มีการบันทึกไว้ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน (EGAT, 1984) ตารางที่ 3 แสดงการแบ่งการจำลองการทรุดตามขั้นตอนการก่อสร้างจากข้อมูลการก่อสร้างและติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวของเขื่อนวชิราลงกรณและภาพที่ 7 ถึง 13 แสดงการสร้างหน้าตัดเขื่อนตามขั้นตอนการก่อสร้างสำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมเขื่อน

ตารางที่ 3 ขั้นตอนการก่อสร้างและลำดับการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อนวชิราลงกรณ (EGAT, 1984)

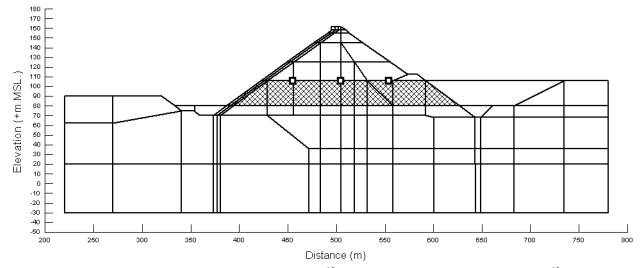
Stage	Elevation (m.MSL.)	Starting Date (m/y)	Duration (months)	Instrument Installed
1	+80.00	Aug 81	5	Foundation Settlement Cell (No. 19-21)
2	+106.00	May 82	9	Hydrostatic Settlement Cell (No. 4-6)
3	+125.00	Sep 82	3	Hydrostatic Settlement Cell (No. 7-9)
4	+158.00	Sep 83	12	Inclinometer (IC1-IC4)
5	+161.75	May 84	8	Crest Settlement



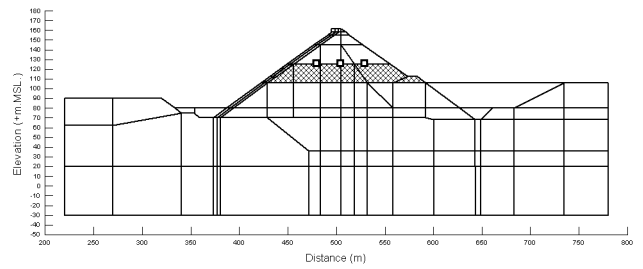
ภาพที่ 7 การจำลองสภาพฐานรากเขื่อน



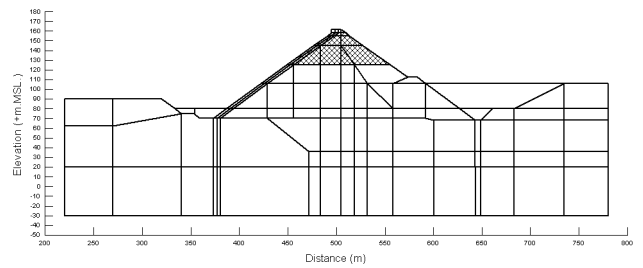
ภาพที่ 8 การจำลองการทรุดเขื่อนในขั้นตอนที่ 1 พร้อมกับติดตั้ง FS 19-21



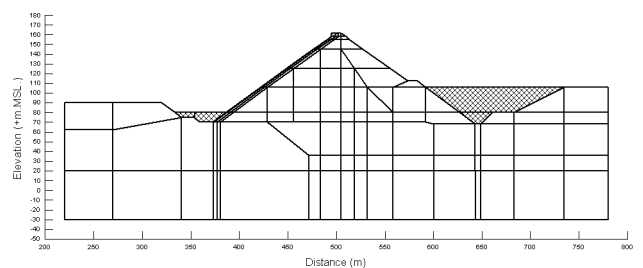
ภาพที่ 9 การจำลองการทรุดเขื่อนในขั้นตอนที่ 2 พร้อมกับติดตั้ง HS 4-6



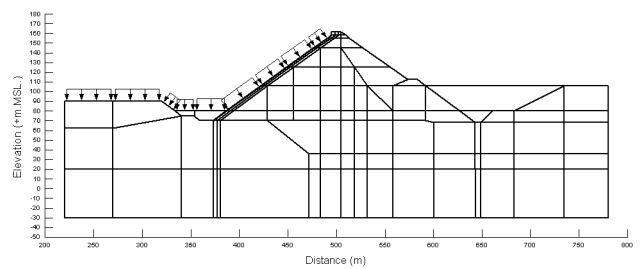
ภาพที่ 10 การจำลองการทรุดเขื่อนในขั้นตอนที่ 3 พร้อมกับติดตั้ง HS 7-9



ภาพที่ 11 การจำลองการทรุดเขื่อนในขั้นตอนที่ 4



ภาพที่ 12 การจำลองการทรุดเขื่อนในขั้นตอนที่ 5



ภาพที่ 13 การจำลองการก่อสร้างในขั้นตอนที่เขื่อนก่อสร้างเสร็จและเริ่มเก็บกักน้ำ

3.5 กรณีสำหรับการวิเคราะห์เปรียบเทียบ

การเปรียบเทียบแบบจำลองได้แบ่งออกเป็นกรณีย่อยๆ ตามค่าอีลาสติคโมดูลัสของวัสดุที่ได้ทำการศึกษาไว้ในตารางที่ 2 สำหรับแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic แบ่งออกเป็นอย่างละ 3 กรณี (E_1, E_2, E_3) โดยแต่ละกรณีพิจารณาการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก, +106 ม.รทก และ +125 ม.รทก ส่วนแบบจำลอง Hyperbolic Model จะมีเพียงกรณีเดียว เนื่องจากโมดูลัสของวัสดุขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลหรือความสูงของเขื่อน แต่ทั้งนี้ก็ใช้ค่าโมดูลัสเริ่มต้นจากกรณี E_2 ตารางที่ 4 ถึง 6 แสดงคุณสมบัติของวัสดุคูลอมเซียนในแต่ละแบบจำลอง

ตารางที่ 4 คุณสมบัติสำหรับการเปรียบเทียบ Linear Elastic Model

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		ν	หมายเหตุ
	3A	3B	3A	3B		
1	22	21	90	70	0.25	Hydrostatic Settlement cell
2	22	21	60	40	0.25	During Construction (Test Section)
3	22	21	45	30	0.25	Hunter et al. (2003)

ตารางที่ 5 คุณสมบัติสำหรับการเปรียบเทียบ Elastic Plastic Model

Case	γ (kN/m ³)		E (MPa)		ν	ϕ (degree)		หมายเหตุ
	3A	3B	3A	3B		3A	3B	
1	22	21	90	70	0.25	41	40	Hydrostatic Settlement cell
2	22	21	60	40	0.25	41	40	During Construction (Test Section)
3	22	21	45	30	0.25	41	40	Hunter et al.

ตารางที่ 6 คุณสมบัติสำหรับการเปรียบเทียบ Hyperbolic Model (เป็นทั้ง Case 1, 2 และ 3 โดยใช้ค่า E เริ่มต้นจากการทำ Test Section)

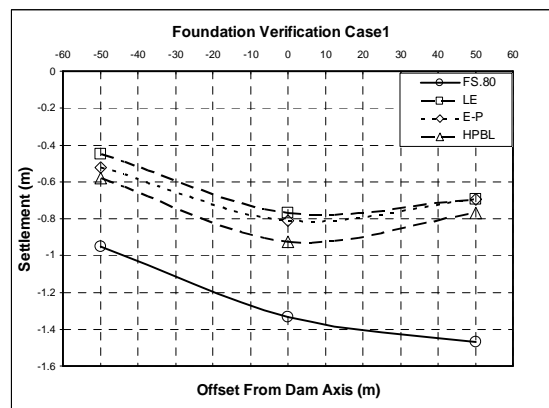
Zone	γ (kN/m ³)	ϕ	k-modulus (kPa)	n	$k_{(0)}$	R_r	ν
3A	22	41	300	0.4	1	0.7	0.25
3B	21	40	200	0.4	1	0.7	0.25
Foundation	23	45	450	0.4	1	0.7	0.25

ที่มา: SIGMA/W 2007¹⁰

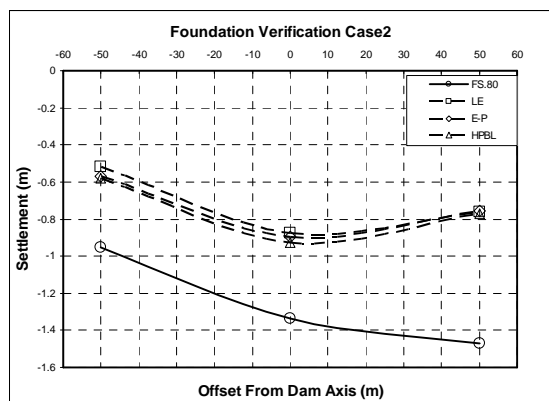
4. ผลการศึกษา

ผลการเปรียบเทียบทั้ง 3 แบบจำลองด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนอันได้แก่ Foundation Settlement (FS19-FS21) และ Hydrostatic Settlement (FS4-FS9) แสดงในภาพที่ 14 ถึงภาพที่ 22 พบว่าที่ระดับฐานรากเขื่อน (+80 ม.รทก.) มีพฤติกรรม

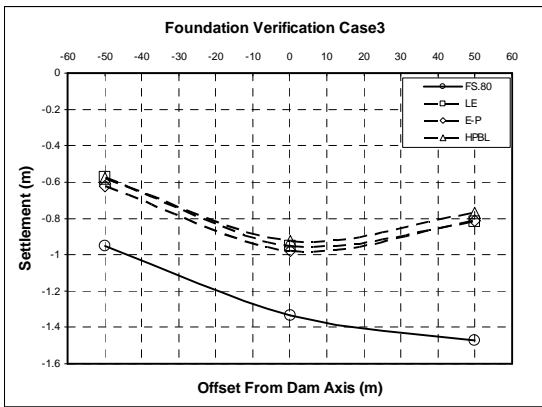
ที่คล้ายกันทั้ง 3 แบบจำลอง แต่ในตำแหน่งของหินถมตัวเขื่อน (+106 ม.รทก. และ +125 ม.รทก.) พฤติกรรมของแบบจำลอง Hyperbolic จะมีผลที่ใกล้เคียงกับเครื่องมือวัดพฤติกรรมมากกว่าแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic เนื่องจากความแข็งแรงของวัสดุแปรผันตรงกับหน่วยแรงประสิทธิผล ซึ่งแตกต่างกับแบบจำลอง Linear Elastic และ Elastic-Plastic ที่ทุกส่วนในตัวเขื่อนมีความแข็งแรงเท่ากันโดยตลอด โดยจากผลการเปรียบเทียบแบบจำลองทั้งสาม เมื่อนำมาพิจารณากับผลที่ได้จากการตรวจวัดโดย Hydrostatic Settlement และ Foundation Settlement สามารถสรุปได้ว่าเมื่อพิจารณาการทรุดตัวในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว พบว่า Hyperbolic Model แสดงแนวโน้มของการทรุดตัวในแนวตั้งใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากที่สุดในทุกกรณี ทั้งนี้ผลต่างของปริมาณการทรุดจากแบบจำลอง Hyperbolic กับผลการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดการทรุดตัวยังอยู่ในช่วงที่สูงอยู่ เนื่องจากยังไม่ได้พิจารณาการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ของหินถม โดยแบบจำลองทั้ง 3 แบบไม่สามารถจำลองพฤติกรรมทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Creep Settlement) ได้



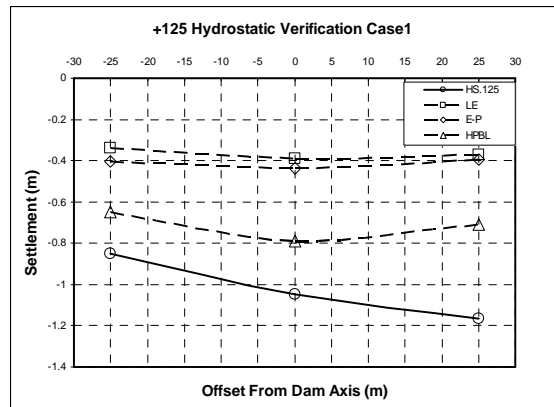
ภาพที่ 14 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_1



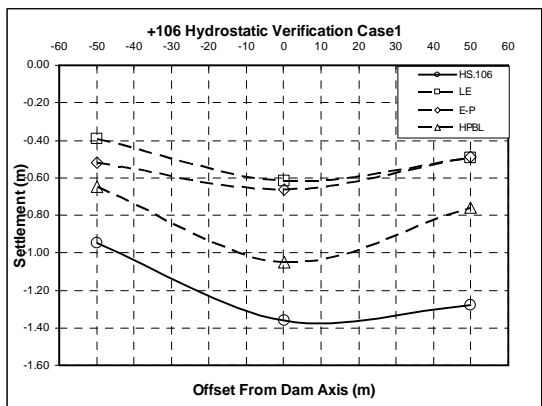
ภาพที่ 15 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ +80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



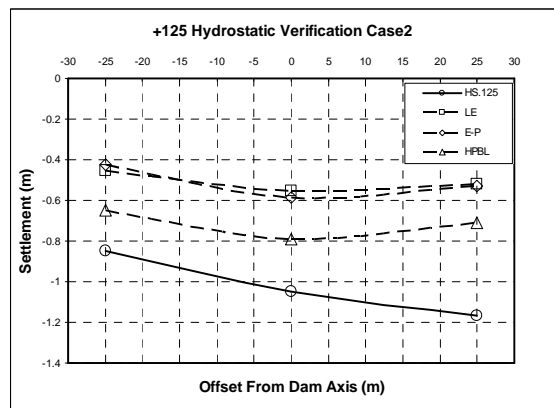
ภาพที่ 16 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 80 ม.รทก. เมื่อใช้ E_3



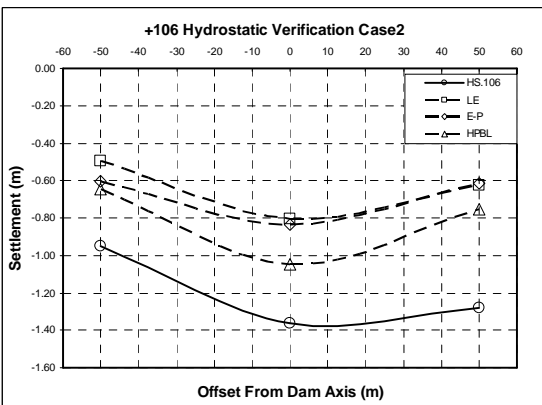
ภาพที่ 20 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_1



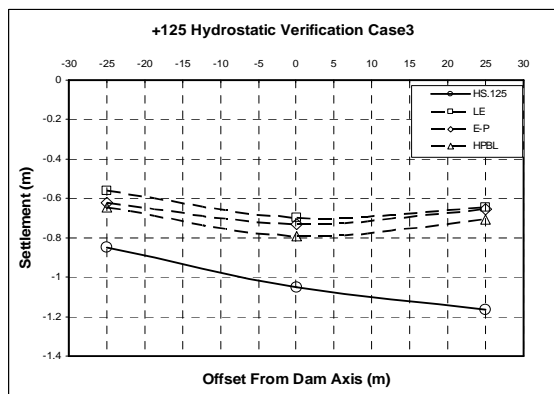
ภาพที่ 17 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_1



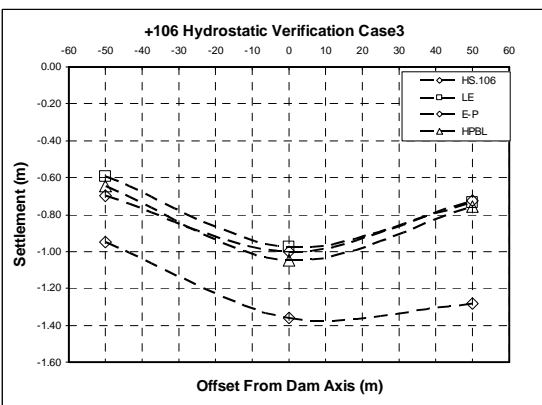
ภาพที่ 21 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



ภาพที่ 18 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_2



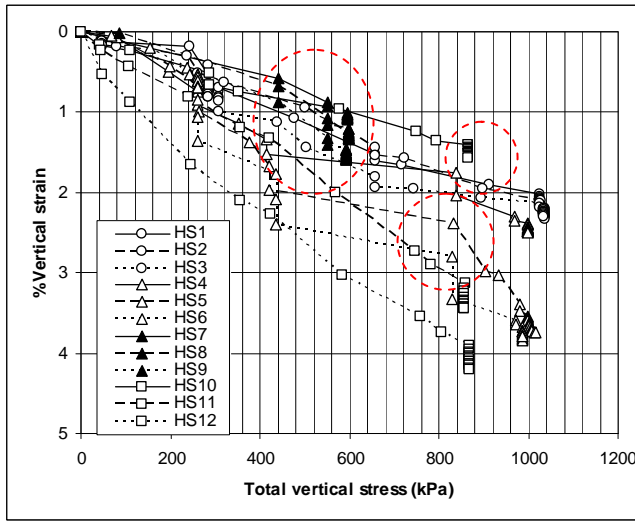
ภาพที่ 22 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 125 ม.รทก. เมื่อใช้ E_3



ภาพที่ 19 เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ระดับ + 106 ม.รทก. เมื่อใช้ E_3

จากผลการวิเคราะห์เครื่องมือวัดพฤติกรรมด้วย Hydrostatic Settlement ทั้ง 12 ตำแหน่งซึ่งติดตั้งภายในเขื่อนอเนกประสงค์ในระหว่างการก่อสร้างเขื่อนดังภาพที่ 23 พบว่าเขื่อนมีพฤติกรรมการทรุดตัวโดยที่แรงกระทำคงที่ ซึ่งแสดงพฤติกรรมที่เกิดการทรุดตัวเนื่องจาก Creep โดยมีการทรุดตัวประมาณ 0.5% ของความสูงเขื่อนหรือประมาณ 30 เซนติเมตร ดังนั้นจึงได้ตรวจสอบโดยหาอัตราการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาของหินถม ณ ตำแหน่งเครื่องมือวัดพฤติกรรมจำนวน 9 จุดที่ใช้เปรียบเทียบกับผลจาก

แบบจำลอง และใช้อัตราดังกล่าวมาคำนวณการทรุดตัวกับเวลา โดยผลการคำนวณค่าพบว่าค่าการทรุดตัวมีค่าประมาณ 20-40 เซนติเมตร ดังแสดงในตารางที่ 7



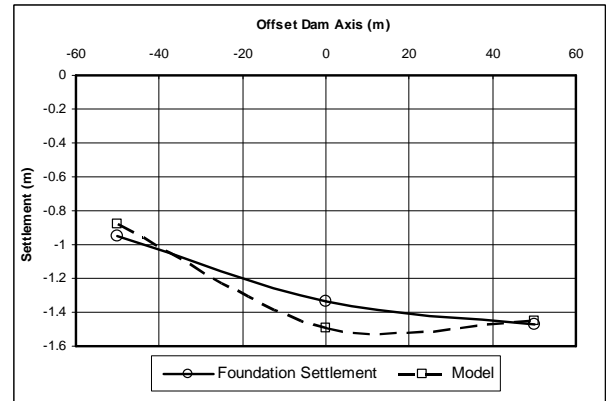
ภาพที่ 23 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวของหินถมตัวเขื่อนจาก Hydrostatic Settlement (HS1-HS12)

ตารางที่ 7 ผลการคำนวณการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา

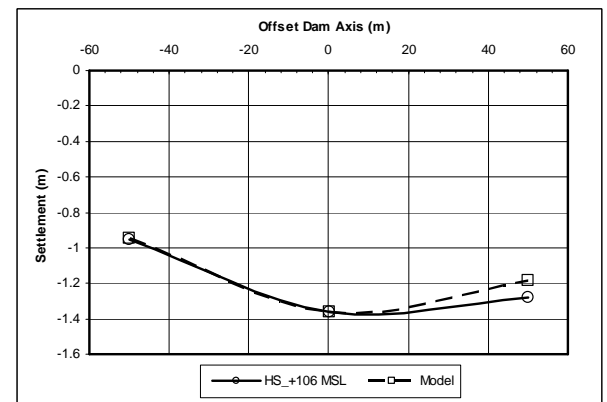
Instrument	α (m/day/cycle)	e	H (m)	$\log(t_2/t_1)$	Settlement (m)
FS 19	0.020	0.375	30.0	0.447	-0.195
FS 20	0.021	0.375	44.0	0.447	-0.300
FS 21	0.025	0.375	44.0	0.447	-0.358
HS 4	0.050	0.375	26.0	0.329	-0.355
HS 5	0.065	0.375	26.0	0.329	-0.423
HS 6	0.057	0.375	26.0	0.329	-0.423
HS 7	0.072	0.375	19.0	0.234	-0.233
HS 8	0.074	0.375	19.0	0.234	-0.239
HS 9	0.080	0.375	19.0	0.234	-0.259

เมื่อรวมผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อนกับการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาในแต่ละระดับของการติดตั้งเครื่องวัดวัดพฤติกรรม เปรียบเทียบกับการทรุดตัวจากเครื่องมือวัดพฤติกรรม ณ Ch.590 ทั้ง Foundation Settlement และ Hydrostatic Settlement แสดงในภาพที่ 24 ถึง 26 พบว่าพฤติกรรมทรุดตัวจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงการตรวจวัดจริงอย่างชัดเจนและพฤติกรรมทรุดตัวของหินถมด้านเหนือน้ำจะมีการทรุดตัวน้อยกว่าด้านท้ายน้ำ ด้านเหนือน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 0.948 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุด

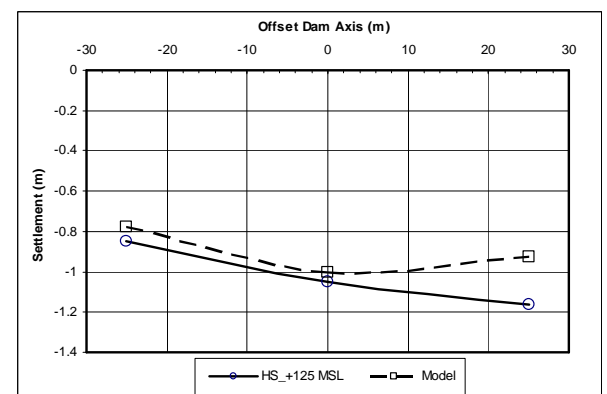
ตัว 0.776 เมตร ส่วนด้านท้ายน้ำที่ระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.186 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุดตัว 0.925 เมตร ส่วนตำแหน่งกึ่งกลางเขื่อน หินถมมีการทรุดตัวสูงสุดโดยระดับ +106 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.362 เมตร และที่ระดับ +125 ม.รทก. หินทรุดตัว 1.002 เมตร นอกจากนี้เมื่อพิจารณาในช่วงการใช้งานของเขื่อนจนถึงปัจจุบันพบว่าหินถมมีการทรุดตัวเพิ่มอีกประมาณ 20 เซนติเมตร



ภาพที่ 24 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +80 ม.รทก. กับทรุดตัวจาก Foundation Settlement No 19-21



ภาพที่ 25 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +106 ม.รทก. กับทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 4-6



ภาพที่ 26 เปรียบเทียบผลการทรุดตัวรวมของหินถมตัวเขื่อนที่ระดับ +106 ม.รทก. กับทรุดตัวจาก Hydrostatic Settlement No 7-9



5. สรุปผลการศึกษา

1. พฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อนในระหว่างการก่อสร้างนอกจากมีปัจจัยของการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักของตัวหินเองแล้วยังมีปัจจัยการทรุดตัวที่เกิดกับเวลา (Creep Settlement) ดังผลการวิเคราะห์และการตรวจวัดพฤติกรรมการทรุดตัว

2. แบบจำลองการทรุดตัวของหินถมเขื่อนโดยวิธี Stage Construction ที่เหมาะสมที่สุดได้แก่แบบจำลอง Hyperbolic เนื่องจากค่าโมดูลัสแปรผันตรงกับหน่วยแรงประสิทธิผล และผลการทรุดตัวเนื่องจากการใช้แบบจำลอง Hyperbolic ให้ผลสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์จากเครื่องมือวัดพฤติกรรมการทรุดตัวส่วนแบบจำลอง Linear และ Elastic-Plastic (Elastoplastic) พิจารณาให้ทุกส่วนในหินถมมีความแข็งแรงเท่ากันทั้งหมด ดังนั้นการทรุดตัวจึงไม่สอดคล้องในบริเวณที่มีหน่วยแรงประสิทธิผลน้อยๆ เช่น บริเวณลาดชันด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

3. รูปร่างของฐานราก (Foundation Shape) ส่งผลต่อการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อน การขุดหินฐานรากเพื่อให้หินถมตัวเขื่อนวางอยู่บนชั้นหินแข็งจะทำให้หน้าตัดเขื่อนมีความไม่สม่ำเสมอและเกิด Stress Concentration ในบริเวณรอยต่อดังกล่าว ทำให้เกิดการร้าวของวัสดุและเกิดการทรุดตัวสูงตามมา สำหรับหน้าตัดที่มีความสม่ำเสมอแต่มีโซนของหินฐานรากเป็น Plum Pudding ก็ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวสูงเนื่องจากความแข็งแรงที่ต่ำของหินดังกล่าว ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ที่หน้าตัด Ch.590 ที่การทรุดตัวด้านท้ายน้ำเกิดการทรุดตัวต่างๆ กับการทรุดตัว ณ แกนกลางเขื่อน

4. ค่าโมดูลัสของวัสดุที่เหมาะสมสำหรับแบบจำลอง Hyperbolic มาจากการทดสอบการบดอัดในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน (Test Section) ส่วนค่าโมดูลัสที่ได้จากเครื่องมือวัดการทรุดตัวมีค่าที่สูงกว่าการทดสอบในสนามเนื่องจากหินถมตัวเขื่อนเกิดการทรุดตัวและมีความแน่นมากขึ้น ส่วนค่าโมดูลัสที่ได้จากการรวบรวมข้อมูลเขื่อนมากกว่า 30 เขื่อนนั้น [9] มีค่าที่ต่ำกว่าที่เขื่อนชลประทาน เนื่องจากในแต่ละเขื่อนใช้ประเภทหินในการบดอัดเขื่อนแตกต่างกัน

5. การเลือกแบบจำลองและการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวของหินถมตัวเขื่อน จำเป็นต้องพิจารณาการวิเคราะห์ตามประวัติการก่อสร้างจริงในสนาม อันได้แก่ ประวัติการบดอัด

ตัวเขื่อน ประวัติการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน ประวัติการเก็บน้ำ และการทดสอบหาคุณสมบัติของวัสดุ

6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (EGAT) ภายใต้โครงการวิเคราะห์ความมั่นคงเขื่อนชลประทาน จากแรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งดำเนินงานโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

7. บรรณานุกรม

- [1] ICOLD, 2004. Concrete Face Rockfill Dams Concepts For Design and Construction.
- [2] 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.
- [3] Electricity Generating Authority of Thailand, 1985. "Completion Report Khao Laem Multipurpose Project."
- [4] Geo-Slope International Ltd. 2008. "Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007" An Engineering Methodology Third Edition, March 2008.
- [5] Snowy Mountains Engineering Corporation (SMEC), 1984. "Dynamic Analysis of Khao Laem Dam."
- [6] Davis, G.H., and Reynolds, S.J., 1996, Structural Geology of Rocks and Regions (2nd Edition): New York, John Wiley and Sons, Inc., 776 p.
- [7] Serafim J.L. and Pereira J.P. 1983, Consolidation of the goemechanics classification of Bieniawski. Proc.Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, pp. 1133-1144.
- [8] Hsu, W.B. 1984. "Large Oedometer Tests on Rockfill Materials." Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- [9] Hunter, G. and Fell, R. 2002. "The Deformation Behavior of Rockfill." UNICIV REPORT R-405. The University of New South Wales Sydney, Australia
- [10] Gercek, H. 2006. "Review Poisson's ratio values for rock" Department of Mining Engineering, Zonguldak Karaclmas University, Zonguldak, Turkey.