

การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เนื่องจากการพังทลายของเขื่อน Flood Simulation in Downstream Area of Kut Ta Phet Reservoir due to Dam Break

อุกฤษฏ์ ราช¹ และ วรณดี ไทยสยาม²

^{1,2} ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร

*Corresponding author; E-mail address: ukrit.ra@ku.th

บทคัดย่อ

ในช่วงปี พ.ศ.2564 ที่ผ่านมา จังหวัดลพบุรีได้ประสบปัญหาอุทกภัยอย่างหนัก เนื่องจากอิทธิพลพายุเตี้ยนหมู่และพายุโนรู ทำให้พื้นที่ทางตะวันออกเฉียงเหนือของจังหวัดลพบุรีเกิดฝนตกหนักโดยเฉพาะพื้นที่อำเภอลำสนธิ และอำเภอชัยบาดาล ส่งผลให้มีปริมาณน้ำไหลหลากเข้าสู่อ่างเก็บน้ำในพื้นที่จังหวัดลพบุรีเป็นจำนวนมาก รวมถึงอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรซึ่งตั้งอยู่ที่อำเภอลำสนธิ จังหวัดลพบุรี ทำให้ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ดังนั้นเพื่อเป็นการวางแผนและรับมือการเผชิญภัยในอนาคตของพื้นที่ด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองสภาพน้ำหลากด้านท้ายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรเนื่องจากการพังทลายของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง HEC-RAS โดยได้ศึกษารูปแบบการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรที่มีความเป็นไปได้ในกรณีมีน้ำหลากไหลลงสู่อ่างเก็บน้ำที่รอบปีการเกิดซ้ำ 50 100 500 1,000 และ 10,000 ปี จากผลการศึกษาพบว่า รูปแบบการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกรณีการเกิดรอยแยกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมคางหมูในลักษณะของการเกิดรูรั่วในตัวเขื่อนเป็นกรณีที่มีความรุนแรงมากที่สุด จะเกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 6,594.17 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 2 ชั่วโมง หลังจากเริ่มเกิดรอยแยก ส่งผลกระทบทำให้เกิดระดับน้ำท่วมสูงสุดที่ตำแหน่ง กม.21+483 ณ ตำบลลำสนธิ อำเภอลำสนธิ ที่ระดับความสูง +91.79 ม.รทก. ซึ่งมีความสูงของน้ำเหนือตลิ่งเท่ากับ 9.08 ม. ที่เวลา 27 ชั่วโมง หลังจากเขื่อนเกิดการพิบัติ ผลการศึกษานี้จะทำให้ทราบแนวทางการป้องกัน วางแผน และลดผลกระทบจากการเกิดน้ำท่วมขึ้นได้

คำสำคัญ: การพังทลายของเขื่อน, การจำลองน้ำหลาก, อ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร

Abstract

In the years 2021 and 2022, Lopburi Province experienced severe flooding due to the influence of Typhoon Dianmu and Typhoon Noru. This caused heavy rainfall in many areas, particularly in the northeastern part of the province, especially in Lam Sonthi districts and Chai Badan districts. As a result, a large volume of water flowed into the reservoirs within Lopburi Province, including the Kut Ta Phet Reservoir, located in Lam

Sonthi District, Lopburi Province. This caused the water level in the Kut Ta Phet Reservoir to rise rapidly. Therefore, to plan and prepare for future disaster responses in the downstream areas of the Kut Ta Phet Reservoir, appropriate measures need to be developed. This study aims to simulate flood conditions in the downstream area of the Kut Ta Phet Reservoir due to dam failure using the HEC-RAS model. The study examines possible scenarios of dam failure at the reservoir under conditions of inflow floods with return periods of 50, 100, 500, 1,000, and 10,000 years. The result of study showed that the failure modes of reservoir dams crest in Trapezoidal Shaped Breach with Seepage Hole Formation was most critical damage at downstream area with peak outflow of 6,594.17 cms. within 2 hours after the initial breach formation. Resulting in the maximum flood level at km.21+483 at Lam Sonthi sub district, Lam Sonthi district, the water level at +91.79 msl Which higher than top bank 9.08 m. within 28 hours after the dam broke. The results of this study will provide guidance on prevention, planning, and reducing the impacts of flooding.

Keywords: Dam Break, Flood Simulation, Kut Ta Phet Reservoir

1. คำนำ

ในปัจจุบันการเปลี่ยนแปลงสภาพอากาศของโลกส่งผลทำให้เกิดฝนตกหนัก น้ำป่าไหลหลาก และเกิดอุทกภัยขึ้นในหลายพื้นที่ ซึ่งในช่วงปี พ.ศ. 2564 จังหวัดลพบุรีได้ประสบปัญหาอย่างหนักเนื่องจากอิทธิพลของพายุเตี้ยนหมู่ ทำให้หลายอำเภอในเขตจังหวัดลพบุรีประสบกับสภาวะน้ำท่วม โดยเฉพาะอำเภอชัยบาดาล และอำเภอลำสนธิ ของจังหวัดลพบุรี ที่ได้รับผลกระทบหนักที่สุด โดยโครงการอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เป็นแหล่งเก็บกักน้ำต้นทุนในเขตอำเภอชัยบาดาล และอำเภอลำสนธิ เพื่อช่วยเหลือการเพาะปลูกทั้งในฤดูฝนและฤดูแล้ง มีพื้นที่ชลประทาน จำนวน 48,477 ไร่ เป็นแหล่งน้ำดิบสำหรับผลิตประปา ซึ่งจะช่วยอำนวยความสะดวกให้กับกิจกรรมการใช้น้ำด้านต่างๆ ของประชาชน ทั้งการอุปโภค-บริโภค การเลี้ยงสัตว์ และทำการเกษตร โดยในช่วงวันที่ 25 กันยายน พ.ศ. 2564 อ่างเก็บน้ำ

กุดตาเพชรมีปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างสูงถึง 50 ล้านลูกบาศก์เมตร คิดเป็นร้อยละ 116 ของความจุอ่างทั้งหมด ซึ่งการระบายน้ำออกทางระบายน้ำนั้นไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน ทำให้ต้องมีการขุดเปิดร่องระบายน้ำด้านท้ายเขื่อน เพื่อลดความเสี่ยงที่ทำให้เกิดการพังทลายของเขื่อนที่อาจเกิดขึ้นได้ จากเหตุการณ์ดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าโอกาสการพังทลายของเขื่อนจึงมีความเป็นไปได้อย่างมาก

จากการศึกษาลักษณะการพังทลายของเขื่อนและจำลองสภาพน้ำท่วมนั้นเป็นมาตรการในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงภัยและแผนแจ้งเตือนภัย เพื่อป้องกันและลดผลกระทบที่อาจจะทำให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนในพื้นที่ทางด้านท้ายน้ำ ปัจจุบันการศึกษาดังกล่าวได้มีการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนกันอย่างแพร่หลาย เช่น อาทิตย์ (2555) ได้ศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน พบว่าลักษณะการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อนมีความรุนแรงมากกว่าการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน โดยลักษณะของรอยแยกสุดท้ายของการพังทลายแบบรูรั่วเกิดขึ้นที่ตัวเขื่อนทำให้เกิดความรุนแรงมากที่สุดคือรูปแบบสี่เหลี่ยมคางหมู นิสิต (2561) ได้จำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจูเนื่องจาก การพังทลายของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง Mike 11 โดยการพังทลายของเขื่อนห้วยตาจูนั้น มีความเป็นไปได้ในกรณีการพังแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) พบว่ารอยแยกสี่เหลี่ยมคางหมูมีอัตราการไหลมากที่สุด ในรอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี โดยมีอัตราการไหลสูงสุดอยู่ที่ 995.07 ลบ.ม./วินาที ตามลำดับ และวงศ์เดือน (2565) ได้จำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก จังหวัดสระบุรี ผลการศึกษาพบว่ากรณีที่เกิดการพังทลายที่รุนแรงที่สุด ได้แก่ กรณีการพังทลายเนื่องจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping failure) โดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่า การพังทลายของเขื่อนในรูปแบบต่างๆ ส่งผลต่อความรุนแรงและปริมาณน้ำที่ไหลท่วมพื้นที่ด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำทั้งสิ้น

ดังนั้น การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษารูปแบบการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรที่มีความเป็นไปได้ในรูปแบบต่างๆ และวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยแยกของเขื่อนในช่วงเวลาต่างๆ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ HEC-RAS และศึกษาวิเคราะห์สภาพการเกิดน้ำท่วมบริเวณพื้นที่ทางด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เพื่อเป็นข้อมูลในการจัดทำแผนที่น้ำท่วมในการเตรียมความพร้อมเตือนภัยเหตุฉุกเฉิน และบรรเทาสาธารณภัยให้แก่ประชาชนที่อยู่บริเวณท้ายอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เพื่อช่วยลดความเสียหายและผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นให้ได้น้อยที่สุด

2. พื้นที่ศึกษา

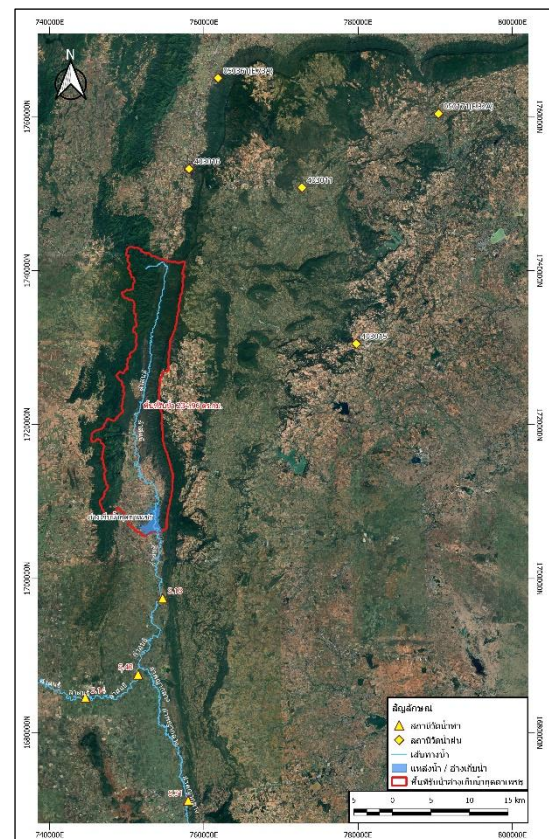
2.1 สภาพลุ่มน้ำ

ลุ่มน้ำลำสนธิ เป็นลุ่มน้ำสาขาซึ่งอยู่ในลุ่มน้ำป่าสัก มีขอบเขตอยู่ในอำเภอลำสนธิ จังหวัดลพบุรี อาณาเขตด้านทิศเหนือติดลุ่มน้ำย่อยชิตอนบนทิศตะวันออกติดลุ่มน้ำย่อยลำกระจวน และลุ่มน้ำย่อยลำคันฉู ทิศใต้ติดลุ่มน้ำย่อยลำพญากลาง ทิศตะวันตกติดลุ่มน้ำย่อยป่าสักส่วนที่ 3 โดยลำน้ำ

สายหลัก คือ คลองลำสนธิ มีต้นกำเนิดจากเทือกเขาในเขตป่าสงวนซับลังกาไหลมาบรรจบกับคลองลำพญากลาง และไหลออกสู่น้ำป่าสักที่บริเวณตำบลบัวชุม อำเภอชัยบาดาล จังหวัดลพบุรี [4]

ลุ่มน้ำย่อยลำสนธิมีลักษณะเป็นรูปขนนก (Featherlike basin) ดังรูปที่ 1 โดยคุณลักษณะของลุ่มน้ำจะไหลลงสู่ตัวลำน้ำสายใหญ่ทั้งสองฝั่ง ต้นน้ำอยู่บริเวณเทือกเขาเขตป่าสงวนซับลังกา ในเขตรักษาพันธุ์สัตว์ป่าซับลังกา อำเภอลำสนธิ แล้วไหลไปทางทิศใต้ไปบรรจบแม่น้ำป่าสักที่บ้านบัวชุม อำเภอชัยบาดาล ระยะทาง 65 กิโลเมตร และมีพื้นที่รับน้ำประมาณ 235 ตารางกิโลเมตร มีอ่างเก็บน้ำที่สำคัญคือ อ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร โดยมีระดับเก็บกักปกติเท่ากับ 117.00 ม.รทก. ระดับเก็บกักต่ำสุด 107.00 ม.รทก. ระดับเก็บกักสูงสุด 118.00 ม.รทก. ความจุอ่างใช้งาน 43 ล้าน ลบ.ม. ปริมาณฝนเฉลี่ยทั้งปี 1,155 มม. ปริมาณน้ำท่าไหลลงอ่าง 59.62 ล้าน ลบ.ม. และพื้นที่รับประโยชน์ของโครงการ 48,487 ไร่

โครงการอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เป็นโครงการชลประทานขนาดกลางก่อสร้างขึ้นตั้งแต่ปี พ.ศ. 2543 แล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2547 ตั้งอยู่ที่ตำบลกุดตาเพชร อำเภอลำสนธิ จังหวัดลพบุรี ตัวเขื่อนมีลักษณะเป็นเขื่อนดินถมบดอัดแน่นแบบแบ่งโซน (Zone Earthfill Embankment) ปัจจุบันอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรเป็นแหล่งเก็บกักน้ำต้นทุนในเขตอำเภอชัยบาดาล และอำเภอลำสนธิ โดยสามารถเก็บกักน้ำได้ 43 ล้านลูกบาศก์เมตร เพื่อช่วยเหลือการเพาะปลูกทั้งในฤดูฝนและฤดูแล้ง รวมทั้งเป็นแหล่งน้ำสำหรับพื้นที่ด้านท้ายอ่างเก็บน้ำในเขตตำบลกุดตาเพชร อำเภอลำสนธิ จังหวัดลพบุรี



รูปที่ 1 ตำแหน่งที่ตั้งของพื้นที่ศึกษาและสถานีวิัดน้ำฝน-น้ำท่าของลุ่มน้ำลำสนธิ

3. วิธีการศึกษา

การดำเนินขั้นตอนการจำลองสภาพน้ำท่วมด้วยแบบจำลอง HEC-RAS ประกอบด้วย การรวบรวมข้อมูล (Data collection) การออกแบบกราฟฟน้ำหลาก (Design flood hydrograph) การตั้งค่าแบบจำลอง (Model set up) การสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง (Model calibration and Validation) จากนั้นจะทำการวิเคราะห์สภาพการเกิดน้ำท่วม ณ รอบปีการเกิดซ้ำ 50 100 500 1,000 และ 10,000 ปี โดยมีรายละเอียดของแต่ละขั้นตอน ดังนี้

3.1 การรวบรวมข้อมูล (Data collection)

รวบรวมข้อมูลกายภาพของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร และข้อมูลกายภาพของกลุ่มน้ำลำสนธิ ซึ่งเป็นข้อมูลที่ใช้ในการกำหนดลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ลุ่มน้ำประกอบด้วยข้อมูลแนวเส้นลำน้ำ ข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลข (DEM) ขนาด 5x5 เมตร ของกลุ่มน้ำลำสนธิ จากกรมแผนที่ดินผลสำรวจหน้าตัดลำน้ำลำสนธิจากท้ายอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรจนถึงจุดบรรจบแม่น้ำป่าสัก จำนวน 55 รูปตัด ของศูนย์อำนวยการน้ำแห่งชาติ สำนักงานทรัพยากรน้ำแห่งชาติ พ.ศ. 2564 แผนที่ภูมิประเทศบริเวณท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร มาตราส่วน 1:50,000 และทำการรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำฝนและน้ำท่ารายวัน จากสถานีวัดน้ำฝนและน้ำท่าของกรมอุตุนิยมวิทยาและกรมชลประทานที่ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่โครงการ และบริเวณใกล้เคียงที่มีข้อมูลปริมาณน้ำฝนและน้ำท่าย้อนหลัง จำนวนทั้งสิ้น 8 สถานี ดังแสดงไว้ในตารางที่ 1 และ 2

ตารางที่ 1 ปริมาณฝนรายปีเฉลี่ยของสถานีวัดน้ำฝน จำนวน 5 สถานี

ลำดับ	รหัสสถานี	ช่วงปีข้อมูล	จำนวนปีที่มีข้อมูล	ค่าเฉลี่ยรายปี (มม.)
1	403011	2533-2565	33	857.26
2	403015	2538-2565	28	954.11
3	403016	2538-2565	28	1,741.86
4	050361 (E.73)	2530-2566	37	1,155.01
5	050171 (E.32A)	2503-2566	64	1,027.18

ตารางที่ 2 สถานีวัดน้ำท่าและสถิติการเก็บข้อมูลปริมาณน้ำท่า จำนวน 3 สถานี

ลำน้ำ	รหัสสถานี	อำเภอ	จังหวัด	ช่วงปีสถิติข้อมูล	พื้นที่รับน้ำฝน (ตร.กม.)	จำนวนสถิติปีข้อมูล
ลำสนธิ	S.13	ชัยบาดาล	ลพบุรี	2521-2554	107	34
ลำสนธิ	S.14	ชัยบาดาล	ลพบุรี	2523-2565	211	42
ลำสนธิ	S.40	ชัยบาดาล	ลพบุรี	2551-2554	183	25

3.2 การออกแบบกราฟฟน้ำหลาก (Design flood hydrograph)

การคำนวณกราฟฟน้ำหลากนั้นจะต้องนำข้อมูลฝนมาวิเคราะห์และทำการตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลน้ำฝนโดยวิธีโค้งทับทวี (Double Mass Curve Analysis) เพื่อสร้างกราฟฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสม

ของสถานีที่ต้องการตรวจสอบกับค่าเฉลี่ยของปริมาณน้ำฝนสะสมของกลุ่มสถานีที่อยู่ข้างเคียงก่อน หลังจากนั้นจะทำการคำนวณกราฟฟน้ำหลากในแต่ละรอบปีการเกิดซ้ำต่างๆ ที่ไหลเข้าอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร โดยการประยุกต์ปริมาณฝนรายวันที่จะเกิดเป็นน้ำหลากเข้ากับการกระจายตัวของฝนและกราฟฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) โดยการศึกษากราฟฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรด้วยวิธีดัดแปลง Snyder นั้น จะใช้ค่าพารามิเตอร์แสดงคุณลักษณะทางกายภาพของกลุ่มน้ำและลำน้ำที่ได้จากการตรวจวัดลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ จากนั้นนำมารวมกับปริมาณการไหลพื้นฐาน ซึ่งการศึกษาครั้งนี้เลือกใช้พายุฝนออกแบบที่รอบปีการเกิดซ้ำ 50 100 500 1,000 และ 10,000 ปี ในการประเมินปริมาณการไหลของน้ำหลากเข้าอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร

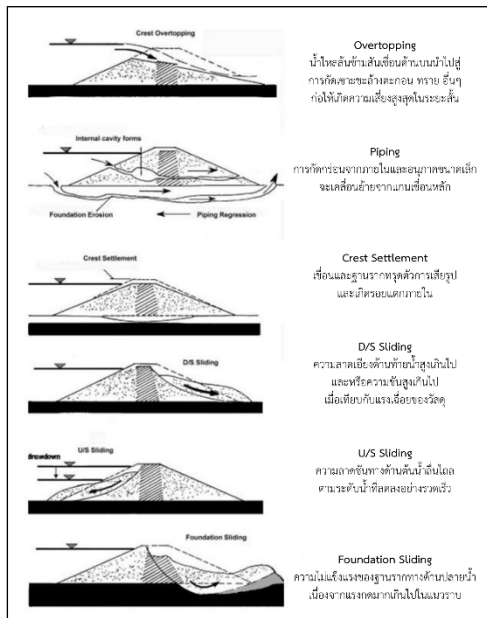
3.3 การจัดทำแบบจำลอง (Model set up)

3.3.1 แบบจำลอง HEC-RAS

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาโดย U.S. Army Corps of Engineers เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การไหลของน้ำในแม่น้ำและระบบชลศาสตร์ โดย Dam Break Module ที่ใช้สำหรับการจำลองสถานการณ์การพังทลายของเขื่อน (Dam Failure) และการกระจายตัวของน้ำท่วม ในแบบจำลอง HEC-RAS เป็นส่วนหนึ่งของ Unsteady Flow Analysis ซึ่งใช้แบบจำลองสมการน้ำตื้น (Shallow Water Equations) หรือสมการ Saint-Venant 1 มิติ ในการคำนวณกระแสที่เกิขึ้นจากการพังของเขื่อน โดยสามารถกำหนดพฤติกรรมและการแตกของเขื่อนได้หลายรูปแบบ เช่น การพังในทันทีทันใด (Instantaneous Failure) การพังจากโพรงน้ำไหลลอด (Piping Failure) การพังแบบค่อยเป็นค่อยไป (Progressive Failure)

3.3.2 ลักษณะการพิบัติของเขื่อน

ลักษณะการพิบัติของเขื่อนอนุกรมการเขื่อนใหญ่ของสหรัฐอเมริกา (USCOLD) ได้ทำการสรุปการพิบัติของเขื่อนไว้ 6 ลักษณะด้วยกัน ซึ่งจากข้อมูลสถิติที่เคยเกิดการพิบัติของเขื่อนที่เคยเกิดขึ้นจากบทความการพิบัติของเขื่อนโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ [11] สามารถสรุปได้ว่าเขื่อนดินถล่มจะมีรูปแบบการพิบัติอันเนื่องจากการรื้อล้มมากที่สุด รองลงมาเป็นการพิบัติอันเนื่องมาจากน้ำล้นข้ามสันเขื่อน ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกศึกษาการพิบัติของเขื่อน 2 ลักษณะ คือ การพิบัติอันเนื่องมาจากน้ำล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) และการพิบัติอันเนื่องมาจากการรื้อล้ม (Piping) [11] ดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะการปัดของเขื่อนทั้งหมด 6 ลักษณะ

3.3.2.1 รูปแบบการพังทลายจากการไหลล้นของน้ำข้ามรอยแยก (Overtopping) ของเขื่อน

การพังทลายเนื่องจากน้ำล้นข้ามสันเขื่อน จะจำลองสภาพรูปร่างของรอยแยกเป็นรูปสามเหลี่ยม รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และรูปสี่เหลี่ยมคางหมู โดยที่ขนาดของรอยแยกจะเร็วเพิ่มขึ้นจากสันเขื่อนจนถึงด้านล่างของเขื่อน การเริ่มต้นการพังทลายของเขื่อนจะเริ่มเมื่อค่าระดับน้ำในเขื่อนอยู่สูงกว่าระดับสันเขื่อนหรือระดับแกนของเขื่อน (Specified Value, h_p) ค่าปริมาณการไหลที่ผ่านรอยแยก (Q_b) จะถูกคำนวณโดยสมการ Broad Crested Weir ดังสมการที่ 1 [12]

$$Q_b = c_v k_s [3.1 b_i (h - h_b)^{1.5} + 2.45 z (h - h_b)^{1.5}] \quad (1)$$

เมื่อ Q_b คือ ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยแยก (ลบ.ฟุต/วินาที), c_v คือ ค่าปรับแก้ความถูกต้องของความเร็ว (Brater, 1959), k_s คือค่าปรับแก้กรณีเกิดจมน้ำ, b_i คือความกว้างด้านล่างของรอยแยกที่เวลาใด (ฟุต), h คือ ค่าระดับน้ำด้านเหนือของโครงสร้าง (ฟุต-รทก.), h_b คือค่าระดับน้ำด้านล่างของรอยแยก และ z คือความลาดชันของรอยแยก

3.3.2.2 รูปแบบการพังทลายจากการรั่วซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน (Piping)

การพังทลายเนื่องจากเกิดรูรั่วจะจำลองสภาพรูปร่างของรอยแยกเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบ Orifice ความลาดชันด้านข้าง ($z=0$) การพังทลายของเขื่อนจะถูกจำลองสภาพที่ระดับจุดศูนย์กลางเริ่มต้นของรูรั่ว (h_p) ปริมาณการไหลผ่านรอยแยก (Q_b) จะถูกคำนวณโดยสมการแบบ Orifice หรือ Board-Crested Weir ซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำในเขื่อนกับค่าระดับส่วนบนของ Orifice ดังสมการที่ 2 [12]

$$Q_b = 4.8 A_p (h - \bar{h})^{1.5} \quad (2)$$

$$A_p = 2 b_i (h_p - h_b) \quad (3)$$

เมื่อ Q_b คือ ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยแยก (ลบ.ฟุต/วินาที), h_p คือ ระดับศูนย์กลางของรูรั่ว (ฟุต-รทก.), A_p คือหน้าตัดรูรั่ว, $\bar{h}$ จะเท่ากับ h_p

3.3.3 การคำนวณการไหลในแบบจำลอง HEC-RAS

การคำนวณการไหลแบบคงที่ตามเวลา (Steady flow) และการคำนวณการไหลแบบไม่คงที่ตามเวลา (Unsteady flow) ดังสมการที่ 4

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (4)$$

เมื่อ Y คือ ความลึกหน้าตัดที่พิจารณา, Z คือระดับของท้องน้ำหน้าตัดที่พิจารณา, V คือความเร็วการไหลของน้ำเฉลี่ย, a คือสัมประสิทธิ์น้ำหนักของความเร็ว, g คือความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, h_e คือพลังงานความสูญเสียซึ่งเกิดจากแรงเสียดทานเนื่องจากการบีบและขยายตัวของหน้าตัด [12]

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5)$$

เมื่อ L คือ ความยาวของการไหลในช่วงที่พิจารณา, $\bar{S}_f$ คือความลาดชันของแรงเสียดทานของสองหน้าตัด, C คือสัมประสิทธิ์การสูญเสียเนื่องจากความเร็วการไหลของน้ำเฉลี่ย, a คือสัมประสิทธิ์น้ำหนักของความเร็ว, g คือความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, h_e คือพลังงานความสูญเสียซึ่งเกิดจากแรงเสียดทานเนื่องจากการขยายหรือบีบทางแคบของน้ำ [12]

3.4 การสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง (Model calibration and Validation)

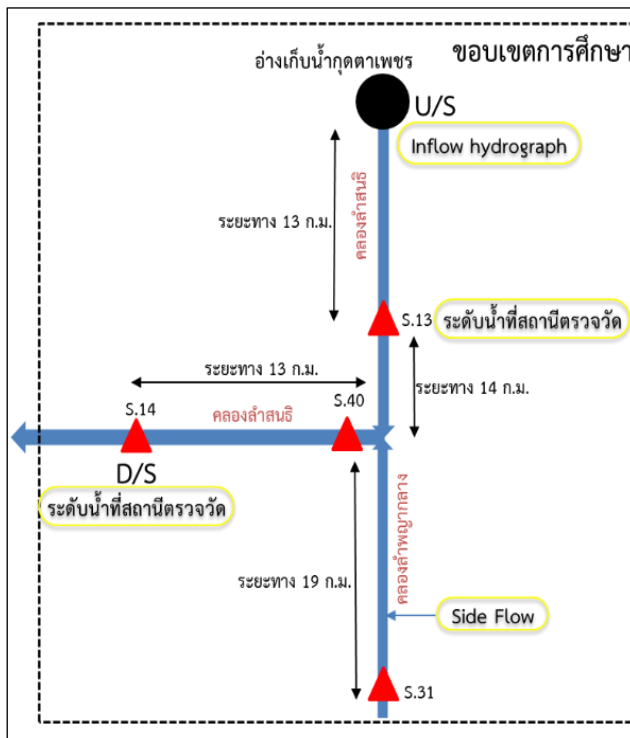
ในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือและความถูกต้องของผลที่ได้จากแบบจำลองนั้นมีความจำเป็นอย่างมาก ซึ่งเป็นการพิสูจน์ว่าแบบจำลองมีความใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงของพื้นที่ศึกษาหรือไม่ สามารถดำเนินการโดยการสอบเทียบ และตรวจพิสูจน์แบบจำลอง โดยกำหนดและปรับค่าพารามิเตอร์ที่เป็นตัวแทนของกลุ่มน้ำ (ในงานวิจัยนี้จะใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานในทางน้ำเปิด กับ สัมประสิทธิ์ความเสียดทานในทุ่งน้ำท่วม) จากนั้นนำผลที่ได้จากการคำนวณมาเปรียบเทียบกับค่าที่วัดจริงจากสถานีตรวจวัดน้ำทางโดยใช้ค่าทางสถิติมาพิจารณา ได้แก่ ค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (Coefficient of Determination, R^2) และค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลอง (Root Mean Square Error, RMSE) ดังสมการที่ 6 และ 7

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})(P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}} \quad (6)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_i - P_i)^2} \quad (7)$$

เมื่อ n คือ จำนวนข้อมูลที่พิจารณาความคลาดเคลื่อน, $\bar{Q}$ คือ ค่าปริมาณน้ำที่ตรวจวัดจริงเฉลี่ยที่เวลาใดๆ, P_i คือ ค่าปริมาณน้ำที่ทำได้จากแบบจำลองที่เวลาใดๆ, $\bar{P}$ คือ ค่าปริมาณน้ำที่ทำได้จากแบบจำลองเฉลี่ยที่เวลาใดๆ, Q_i คือ ค่าปริมาณน้ำที่ตรวจวัดจริงที่เวลาใดๆ

การสอบเทียบแบบจำลอง HEC-RAS จะทำการกำหนดโครงข่ายของแบบจำลองนั้น ได้นำข้อมูลลำน้ำจากระบบภูมิศาสตร์สารสนเทศ (GIS) เพื่อใช้กำหนดรูปร่างของลำน้ำทางด้านท้ายอ่างเก็บน้ำ [13] โดยจะกำหนดเงื่อนไข 2 ลักษณะคือ ขอบเขตทางด้านเหนือน้ำ (Upstream Boundary) และขอบเขตทางด้านท้ายน้ำ (Downstream boundary) โดยเงื่อนไขทางด้านเหนือน้ำ ประกอบด้วย 2 ส่วน คือปริมาณน้ำที่ได้จากผลการจำลองการพังทลายของอ่างเก็บน้ำในรอบปีการเกิดซ้ำต่างๆ และ ปริมาณน้ำที่ปล่อยออกมาทางท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำ โดยมี Sideflow ระหว่างสถานีวัดน้ำท่า S.13 และ S.40 และเงื่อนไขทางด้านเหนือน้ำ จะกำหนดให้เป็นสถานีตรวจวัดน้ำท่าที่ S.14 ดังรูปที่ 3



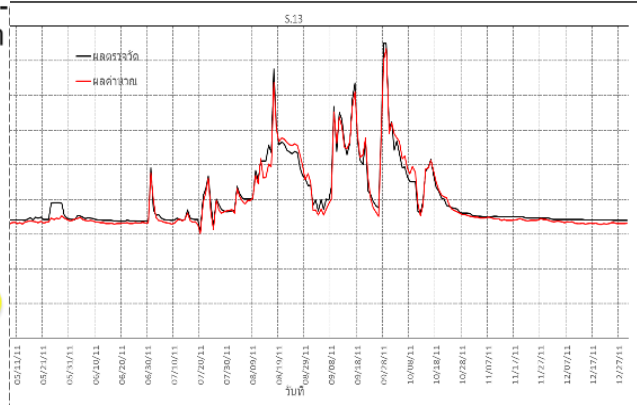
รูปที่ 3 การกำหนดโครงข่ายสภาพด้านท้ายของอ่างเก็บน้ำ

โดยผลการสอบเทียบแบบจำลอง และตรวจพิสูจน์แบบจำลองข้อมูลช่วงปี พ.ศ. 2554 ของสถานีวัดน้ำท่า S.13 และ S.40 พิจารณาด้วยข้อมูลระดับน้ำท่าและทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) เพื่อให้แบบจำลองมีความเหมือนจริงมากที่สุด มีค่าความสัมพันธ์ (R^2) ของการปรับเทียบ เท่ากับ 0.9682 และ 0.9601 โดยค่า RMSE เท่ากับ 0.1953 และ 0.3298 ดังรูปที่ 4 และ 5 ซึ่งในการสอบเทียบบริเวณลำน้ำใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระมีค่าเท่ากับ 0.035 และพื้นที่ทุ่งน้ำนองใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระมีค่าเท่ากับ 0.060 ดังตารางที่ 3 [16] ซึ่ง R^2 มีค่าเข้าใกล้ 1 แสดงว่าผลการจำลองแบบมีความน่าเชื่อถือจากผลการสอบเทียบ และผลตรวจพิสูจน์แบบจำลองของสถานี S.40 มีค่า R^2 เท่ากับ 0.9887 และค่า RMSE เท่ากับ 0.2684 หมายความว่าค่าระดับน้ำท่าตรวจวัดจริง (เส้นสีดำ) มีใกล้เคียงกับค่าระดับน้ำท่าที่ได้จากผลการคำนวณของแบบจำลอง (เส้นสีแดง) ดังรูปที่ 6

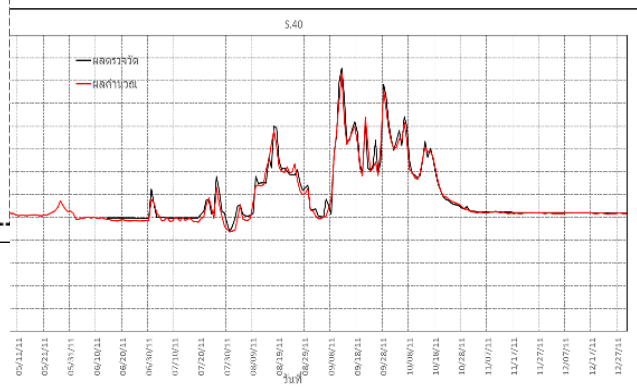
ทั้งนี้ในการศึกษาได้ทำการสอบเทียบ และตรวจพิสูจน์แบบจำลองเพียง 1 ปีเท่านั้น เนื่องจากเป็นช่วงเวลาที่มีการเก็บข้อมูลสมบูรณ์ที่สุด

ตารางที่ 3 ผลการสอบเทียบ และตรวจพิสูจน์แบบจำลอง

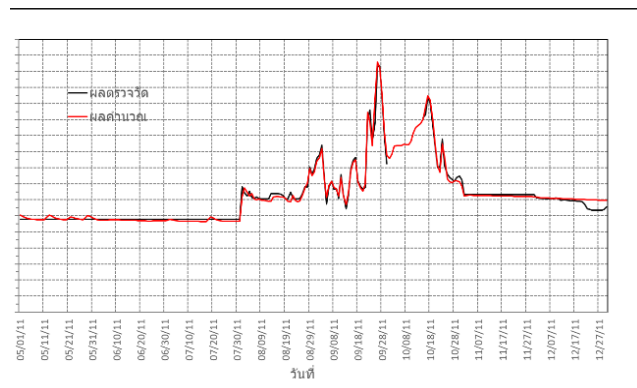
สถานี	ปี	R^2	RMSE (เมตร)
การสอบเทียบแบบจำลอง			
S.13	2554	0.9682	0.1953
S.40	2554	0.9601	0.3298
การตรวจพิสูจน์แบบจำลอง			
S.40	2554	0.9887	0.2684



รูปที่ 4 ผลการสอบเทียบแบบจำลองสถานีวัดน้ำท่า S.13 ช่วงปี 2554



รูปที่ 5 ผลการสอบเทียบแบบจำลองสถานีวัดน้ำท่า S.40 ช่วงปี 2554



รูปที่ 6 ผลการตรวจพิสูจน์แบบจำลองสถานีวัดน้ำท่า S.40 ช่วงปี 2554

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการวิเคราะห์หน้าตัดการพังทลายของเขื่อนแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure)

การศึกษาการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรนั้น ได้สมมติภาวะเริ่มต้นของการเกิดการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร โดยกำหนดระดับน้ำเริ่มเกิดการพังทลายเมื่อระดับน้ำอยู่ในระดับเดียวกันกับระดับสันเขื่อน +120.00 ม.รทก. ค่าพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน ได้แก่ ขนาดความกว้างของการพังทลาย และรูปร่างเฉพาะของรอยแยก ซึ่งจะกำหนดจากข้อมูลการพังทลายของเขื่อนดินในอดีต (USBR, 1988) และค่าความลาดชันของรอยแยกที่ได้จากผลการศึกษาในอดีต [1] สำหรับเขื่อนดินที่มีการบดอัดอย่างดี จะอยู่ระหว่าง 0.25 ถึง 1 การศึกษานี้จึงตั้งสมมติฐานให้เท่ากับ 1 และความกว้างรอยแยกสุดท้ายจากผลการศึกษาในอดีต [2] ที่ใช้คือ 100 เมตร จึงใช้ความกว้างของรอยแยกสุดท้ายเท่ากับ 100 เมตร โดยในการศึกษานี้ ได้ศึกษารูปแบบการพังทลายทั้งหมด 15 กรณี ผลการศึกษาพบว่า ที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี รูปแบบการพังทลายแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า ส่งผลให้เกิดอัตราการไหลสูงสุด คือ 5,951.83 ลบ.ม./วินาที โดยใช้ระยะเวลาที่เกิดการไหลสูงสุด 27 ชั่วโมงจากผลการศึกษาแบบต่างๆ ดังตารางที่ 4 ซึ่งพบว่าพื้นที่หน้าตัดการพังทลายจะทำให้เกิดอัตราการไหลสูงสุดเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป

ตารางที่ 4 ผลการศึกษารูปแบบการพังทลายลักษณะของน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน

กรณี	รอบปีการเกิดซ้ำ	รูปแบบการพังทลาย (Overtopping)	ระดับน้ำสูงสุด (ม.รทก.)	อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	เวลาที่เกิดการไหลสูงสุด (ชม.)
1	50	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.04	5,114.98	38
2	100	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.07	5,301.30	34
3	500	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.14	5,390.12	31
4	1,000	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.15	5,735.24	29
5	10,000	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.23	5,951.83	27
6	50	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.04	4,454.12	39
7	100	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.07	4,535.63	35
8	500	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.14	4,748.02	32
9	1,000	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.15	4,845.42	31
10	10,000	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.23	5,065.54	29
11	50	สามเหลี่ยม	120.04	1,486.21	39
12	100	สามเหลี่ยม	120.07	1,525.96	35
13	500	สามเหลี่ยม	120.14	1,583.46	32
14	1,000	สามเหลี่ยม	120.15	1,648.16	30
15	10,000	สามเหลี่ยม	120.23	1,661.82	28

4.2 ผลการวิเคราะห์หน้าตัดการพังทลายของเขื่อนแบบเกิดรูรั่ว (Piping Failure)

การศึกษาการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรนั้น ได้สมมติภาวะเริ่มต้นของการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรโดยกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นที่ +118.00 ม.รทก. คือระดับน้ำสูงสุดของอ่าง และค่าพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน ได้แก่ ขนาดความกว้างของการพังทลาย รูปร่างเฉพาะของรอยแยก กำหนดจากข้อมูลการพังทลายของเขื่อนในอดีตเช่นกัน จากข้อมูลดังกล่าว ในการศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษารูปแบบการพังทลายทั้งหมด 15 กรณีเช่นกัน ผลการศึกษาพบว่าที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี รูปแบบการพังทลายแบบสี่เหลี่ยมคางหมู ส่งผลให้เกิดอัตราการไหลสูงสุดคือ 6,594.17 ลบ.ม./วินาที โดยใช้ระยะเวลาที่เกิดการไหลสูงสุด 27 ชั่วโมง ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลการศึกษารูปแบบการพังทลายลักษณะแบบเกิดรูรั่ว

กรณี	รอบปีการเกิดซ้ำ	รูปแบบการพังทลาย (Piping)	ระดับน้ำสูงสุด (ม.รทก.)	อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	เวลาที่เกิดการไหลสูงสุด (ชม.)
1	50	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.04	4,239.69	41
2	100	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.07	4,406.61	37
3	500	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.14	4,509.18	34
4	1,000	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.15	4,574.34	32
5	10,000	สี่เหลี่ยมผืนผ้า	120.23	5,040.89	30
6	50	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.04	5,714.07	38
7	100	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.07	5,879.75	34
8	500	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.14	5,968.75	31
9	1,000	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.15	5,970.28	29
10	10,000	สี่เหลี่ยมคางหมู	120.23	6,594.17	27
11	50	สามเหลี่ยม	120.04	1,077.49	41
12	100	สามเหลี่ยม	120.07	1,103.27	37
13	500	สามเหลี่ยม	120.14	1,138.82	34
14	1,000	สามเหลี่ยม	120.17	1,125.06	33
15	10,000	สามเหลี่ยม	120.25	1,159.30	30

4.3 ผลการจำลองสภาพน้ำท่วมพื้นที่ด้านท้ายอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร

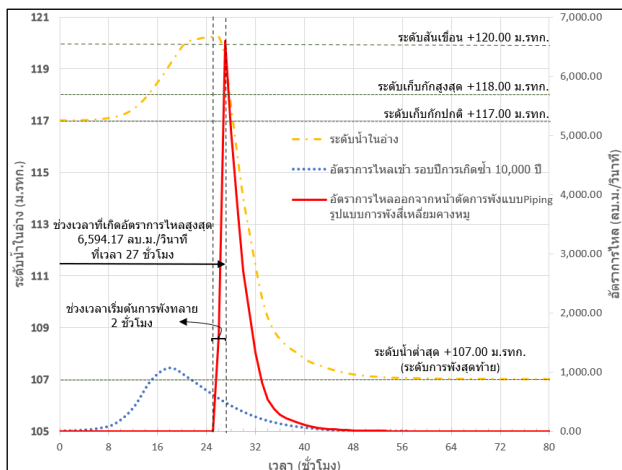
จากผลการจำลองสภาพการไหลของลำน้ำบริเวณด้านท้ายน้ำ ในกรณีสมมติว่าเกิดการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร ด้วยแบบจำลอง HEC-RAS เมื่อทำการเปรียบเทียบผลการคำนวณทั้ง 2 รูปแบบ พบว่าการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) มีความรุนแรงมากกว่าการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) โดยลักษณะของรอยแยกสุดท้ายนั้นเกิดขึ้นที่ตัวเขื่อน ซึ่งเกิดความรุนแรงที่สุดในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ทำให้ระดับน้ำในตัวเขื่อนลดลงอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดอัตราการไหลออกจากหน้าตัดการพังทลายที่สูงสุดและน้ำหลากเคลื่อนตัวเร็วที่สุด อีกทั้งค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัว □ ด้านข้างของรอยแยก (Side Erosion Index) และความกว้างของรอยแยกเริ่มต้น □ (Breach Width) มีผลต่อขนาดของรอยแยก และปริมาณการไหลผ่านรอยแยกในรูปแบบสี่เหลี่ยมคางหมู จึงได้คัดเลือกผลของการวิเคราะห์จากทั้งหมด 30 กรณีเหลือ 5 กรณี ประกอบ

ไปด้วยผลการวิเคราะห์ระดับน้ำท่วมสูงสุดของกรณีการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ระดับน้ำท่วมสูงสุดทั้ง 5 กรณี ดังตารางที่ 6

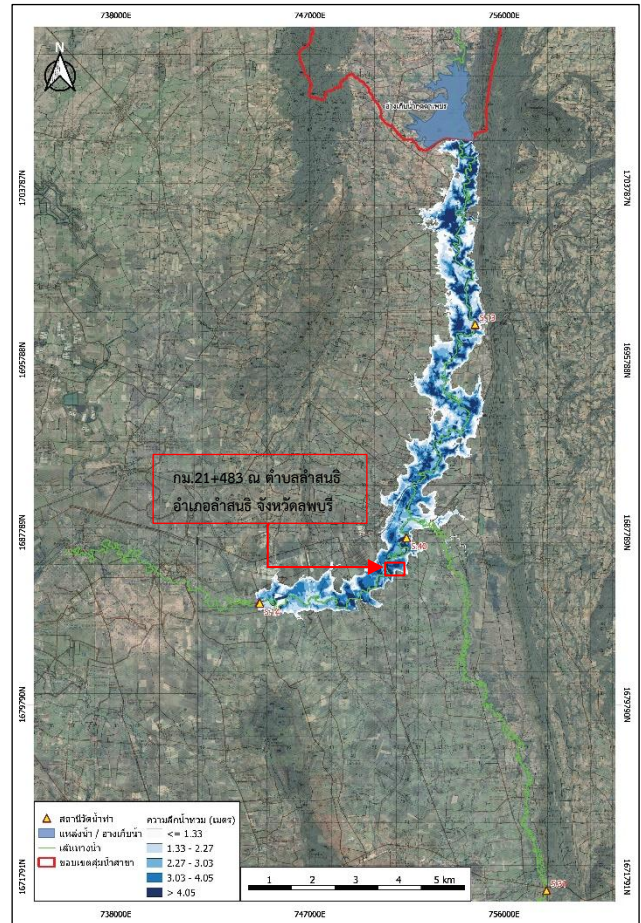
ตารางที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์ที่เกิดขึ้นระดับน้ำท่วมสูงสุดทั้ง 5 กรณี

กรณี	รอบปี การเกิด ซ้ำ	รูปแบบการ พังทลาย (Piping)	อัตราการ ไหลสูงสุด (ลบ.ม./ วินาที)	เวลาที่เกิด การไหล สูงสุด (ชม.)	ระดับน้ำ ท่วมสูงสุด (ม.รทก.)	ระดับ ความลึก (เมตร)
1	50	สีเหลี่ยมคางหมู	5,714.07	38	91.56	8.85
2	100	สีเหลี่ยมคางหมู	5,879.75	34	91.59	8.88
3	500	สีเหลี่ยมคางหมู	5,968.75	31	91.65	8.94
4	1,000	สีเหลี่ยมคางหมู	5,970.28	29	91.69	8.98
5	10,000	สีเหลี่ยมคางหมู	6,594.17	27	91.79	9.08

ซึ่งกรณีที่มีอัตราการไหลของน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี สาเหตุการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว (Piping) รูปแบบการพังทลายแบบสีเหลี่ยมคางหมู พบว่าอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 25 ชั่วโมง หลังจากที่ปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร จากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณนับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำทำให้ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยแยกของเขื่อนมากที่สุดเท่ากับ 6,594.17 ลบ.ม./วินาที ที่ระยะเวลา 27 ชั่วโมง และค่อยๆ ลดลงตามรอบปีการเกิดซ้ำ ดังรูปที่ 7 ซึ่งพบว่าที่รอบปีการเกิดซ้ำเดียวกันมีระยะเวลาเริ่มพังทลายใกล้เคียงกันสำหรับกรณีการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน และมากกว่าในกรณีเกิดการแบบน้ำไหลล้นข้ามเขื่อน ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจานของอาทิตย์ (2555) โดยคุณลักษณะเฉพาะตัวของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรมีลักษณะเป็นหุบเขาที่แคบทอดตัวเป็นแนวยาวและมีความลาดชัน ส่งผลให้อัตราการไหลเข้าของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรมีระยะเวลาที่รวดเร็ว เมื่อมีการขยายตัวของหน้าตัดในช่วงเวลาการพัง ก็จะทำให้อัตราการไหลออกจากตัวอ่างมีปริมาณที่สูงขึ้นตามไปด้วย ซึ่งการพังทลายของอ่างเก็บน้ำจะส่งผลกระทบต่อพื้นที่รับน้ำด้านท้ายอ่างเก็บน้ำ กุดตาเพชรทำให้เกิดระดับน้ำท่วมสูงสุด 91.79 ม.รทก. ความลึกโดยประมาณ 9.08 เมตร ดังรูปที่ 8



รูปที่ 7 อัตราการไหลของการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว (Piping)
รูปแบบการพังทลายสีเหลี่ยมคางหมู รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี



รูปที่ 8 พื้นที่น้ำท่วมบริเวณด้านท้ายอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร กรณีสมมติ
การพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รูปแบบสีเหลี่ยมคางหมู รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี

5. สรุปผลการศึกษา

การประยุกต์ใช้แบบจำลอง HEC-RAS เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร พบว่ากรณีการพังทลายรุนแรงที่สุดที่ส่งผลให้เกิดพื้นที่น้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำอย่างฉับพลัน ซึ่งเกิดความเสียหายอย่างกว้างขวาง ได้แก่ กรณีที่การพังทลายจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping failure) โดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสีเหลี่ยมคางหมูที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 6,594.17 ลบ.ม./วินาที ที่ระยะเวลา 27 ชั่วโมง ส่งผลให้เกิดพื้นที่น้ำท่วมสูงสุดด้านท้ายน้ำ ณ กม.21+483 ที่ตำบลลำสนธิ อำเภอลำสนธิ ระดับน้ำสูงสุด 91.79 ม.รทก. ความลึกโดยประมาณ 9.08 เมตร โดยพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมได้แก่พื้นที่ตำบลหนองรี ตำบลกุดตาเพชร และตำบลลำสนธิ อำเภอลำสนธิ จังหวัดลพบุรี เป็นพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการพังทลายของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชรมากที่สุด

ทั้งนี้ซึ่งข้อมูลดังกล่าวเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่งสำหรับการจัดทำหรือปรับปรุงแผนปฏิบัติการฉุกเฉิน (EAP) ของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร เพื่อเป็นแนวทางการนำไปใช้และเสนอแนะสำหรับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องในการจัดทำแผนที่น้ำท่วม หรือระบบเตือนภัย ซึ่งจะรวมถึงการวางแผนอพยพ

ไปยังพื้นที่ปลอดภัย และเสนอให้มีการศึกษาเพิ่มเติมโดยพิจารณาปัจจัยความไม่แน่นอน (Uncertainty) ของพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน เพื่อนำไปพัฒนาต่อยอดในอนาคตได้ชัดเจนยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณบุคลากรกรมชลประทาน บุคลากรกรมทรัพยากรน้ำ และสำนักงานทรัพยากรน้ำแห่งชาติ ที่ให้ความอนุเคราะห์สนับสนุนด้านข้อมูลที่เกี่ยวข้องในการศึกษา รวมทั้งคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่ให้คำปรึกษาและคำแนะนำตลอดการศึกษาในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] อาทิตย์ พานิชานาวา (2555). การศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต(วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [2] นิสิต บุญชู (2561). การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู เนื่องจากการพังทลายของเขื่อน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต(วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [3] วงศ์เดียน ใจเที่ยงธรรม (2565). การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก จังหวัดสระบุรี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต(วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [4] กรมชลประทาน (2561). รายงานศึกษาวางโครงการพิเศษ(Special Study Report) โครงการเพิ่มประสิทธิภาพการเก็บกักน้ำของอ่างเก็บน้ำกุดตาเพชร จังหวัดลพบุรี. ส่วนวางโครงการที่ 3 สำนักบริหารโครงการ, กรมชลประทาน.
- [5] วีระพล แด่สมบัติ (2528). หลักอุทกวิทยา. ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [6] บุญเตียง กวีศักดิ์ (2547). การศึกษาการพังทลายของเขื่อนและการจำลองแบบการไหลของคลื่นน้ำป่าเขื่อนทับเสลา จังหวัดอุทัยธานี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [7] เรืองวิทย์ วานิชพงษ์พันธุ์ (2551). การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของเขื่อนแม่กวง จังหวัดเชียงใหม่. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต(วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [8] ธนภัทร อุทราสวัสดิ์, ปรียาพร โกษา และ ธนัช สุขวิมลเสรี (2566). การประเมินพื้นที่น้ำท่วมในลุ่มน้ำลำพระเพลิงด้วยแบบจำลอง MIKE FLOOD. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 28, ภูเก็ต, วันที่ 24-26 พฤษภาคม 2566.
- [9] ปรียาพร โกษา, ธนัช สุขวิมลเสรี, ภาณุพงษ์ ทัพบุญญา และ ธนภัทร อุทราสวัสดิ์ (2564). การป้องกันพื้นที่น้ำท่วมในลุ่มน้ำลำพระเพลิงด้วยแบบจำลอง Hec Ras. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 26, การประชุมรูปแบบออนไลน์, วันที่ 23-25 มิถุนายน 2564.
- [10] ชิดสุมน ศิริรัตน์, อนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์, และ บุญโฮม กิมมณี (2565). การจำลองแผนที่น้ำท่วมในพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา ด้วยแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า-น้ำหลาก (RRI model) ที่คาบการเกิดซ้ำต่างกันของลุ่มน้ำ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 27, เชียงราย, วันที่ 24-26 สิงหาคม 2565.
- [11] สุทธิศักดิ์, และวรากร (2550). เอกสารความปลอดภัยเขื่อนการพิบัติของเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- [12] US Army Corp of Engineers,2011. Using HEC-RAS for DamBreak Studies, Manual Version 6.5 August 2014.
- [13] US Army Corp of Engineers,2011. HEC-RAS User's Manual, Manual Version 6.5 June 2024.
- [14] US Army Corp of Engineers,2010. HEC-RAS River Analysis System, User's Manual Version 4.1,766 page.
- [15] US Army Corp of Engineers,2010. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual Version 4.1,411 page.
- [16] (Chow, 1959), V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W., 1988, AppliedHydrology:NewYork,McGraw-Hill. Manning's n for Channels (Chow, 1959) https://www.fsl.orst.edu/geowater/FX3/help/8_Hydraulic_Reference/Mannings_n_Tables.htm
- [17] ข้อมูลรูปตัดลำน้ำ ของศูนย์อำนวยการน้ำแห่งชาติสำนักงานทรัพยากรน้ำแห่งชาติ, 31 มกราคม 2564, https://nwcc.onwr.go.th/?page_id=28