ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมชลประทาน)

ปริญญา

วิศวกรรมชลประทาน	วิศวกรรมชลประทาน
สาขา	**ภาควิชา**

เรื่อง การจำลองการพิบัติของเขื่อนศรีนครินทร์

Dambreak Simulation of Srinagarindra Dam

นามผู้วิจัย นางสาวนฤมล นาวายนต์

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ....

(อาจารย์วิบูวัฒก์ แต้สมบัติ, วศ.ด.)

หัวหน้าภาควิชา ....

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์นิมิตร เฉิดฉันท์พิพัฒน์, วศ.ม.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

....

(รองศาสตราจารย์กัญจนา ธีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ .... **เดือน** .... **พ.ศ.** ....

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การจำลองการพิบัติของเขื่อนศรีนครินทร์

Dambreak Simulation of Srinagarindra Dam

โดย

นางสาวนฤมล นาวายนต์

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมชลประทาน)
พ.ศ. 2556

นฤมล นาวายนต์ 2556: การจำลองการพิบัติของเขื่อนศรีนครินทร์ ปริญญาวิศวกรรมศาสตร
มหาบัณฑิต (วิศวกรรมชลประทาน) สาขาวิศวกรรมชลประทาน ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: อาจารย์วิษุวัฒก์ แต้สมบัติ, วศ.ด. 170 หน้า

เขื่อนศรีนครินทร์เป็นเขื่อนเอนกประสงค์ที่มีขนาดใหญ่ ประเภทหินถมแกนดินเหนียว มีความสามารถในการกักเก็บน้ำมากที่สุดของประเทศ หากตัวเขื่อนเกิดการพิบัติขึ้นจะก่อให้เกิดความเสียหายขึ้นเป็นบริเวณกว้าง ในการศึกษาครั้งนี้ได้รวบรวมข้อมูลรูปตัดตามขวางลำน้ำของแม่น้ำแควน้อย แม่น้ำแควใหญ่ และแม่น้ำแม่กลอง เพื่อนำเข้าในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11-HD โดยทำการปรับเทียบแบบจำลองเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำทางด้านท้ายเขื่อน โดยใช้ข้อมูลโค้งความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล ของสถานีวัดน้ำท่า K.10, K.11A, K.35A, K.36 และ K.37 ในปี พ.ศ. 2549-2550 และทำการปรับเทียบแบบจำลองทางอุทกพลศาสตร์กับเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีต ในปี พ.ศ.2549-2550 จากสถานีวัดน้ำท่าทางด้านเหนือน้ำ K.36 และ K.10 จนถึงปากแม่น้ำแม่กลอง ผลที่ได้พบว่า เมื่อเปรียบเทียบค่าจากแบบจำลองกับค่าที่ตรวจวัดได้จริงให้ค่าทางสถิติที่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ จากนั้นสมมติการพังทลายของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง HEC-RAS กำหนดให้มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ โดยกำหนดกรณีศึกษา คือ กรณี A และ B การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน กรณี C การพังทลายจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน โดยรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู สามเหลี่ยม และสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับ ต่อมาแบบจำลอง MIKE11-HD จะวิเคราะห์หาเวลาการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อน โดยพิจารณาจากด้านท้ายเขื่อนจนถึงจุดออกทะเลที่อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม รวมระยะทางตามลำน้ำ 212 กิโลเมตร จากนั้นทำการสร้างแผนที่น้ำท่วมและประเมินความเสียหายเบื้องต้นด้วยแบบจำลอง MIKE11-GIS

ผลการศึกษาการพังทลายของเขื่อนพบว่า กรณี A3 เกิดรอยแยกระดับสิ้นสุดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก. เป็นกรณีที่รุนแรงที่สุดซึ่งทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ที่เวลา 25 ชั่วโมง (1 วัน 1 ชั่วโมง) ใช้ระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมทั้งหมด 338 ชั่วโมง (14 วัน 2 ชั่วโมง) จากรอยแยกของเขื่อนออกสู่ทะเล ประเมินความเสียหายเบื้องต้น ปรากฏว่า เกิดพื้นที่น้ำท่วมประมาณ 4,179 ตารางกิโลเมตร หรือ 2,611,875 ไร่ คิดเป็นพื้นที่เกษตรมีความเสียหาย 1,693,931.388 ไร่ ประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรมคิดเป็น 3,763 ล้านบาท

__________________ __________________ ___ / ___ / ___

ลายมือชื่อนิสิต ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

Narumol Nawayon 2013: Dambreak Simulation of Srinagarindra Dam. Master of Engineering (Irrigation Engineering), Major Field: Irrigation Engineering, Department of Irrigation Engineering. Thesis Advisor: Mr. Wisuwat Taesombut, D.Eng.
170 pages.

Srinagarinda Dam is a large multi-purpose, type of earth core rock fill dam, the ability of most storage in the country. If the dam failures, it will cause a lot of damage. In this study, cross section data were collected namely Kwae Noi, Kwae Yai and Mae Klong rivers and input to MIKE11-HD model for model calibration of the roughness coefficient of the rivers, by using measured rating curves of the runoff stations K.10, K.11A, K.35A, K.36 and K.37 in 2006-2007. The flood event in 2006-2007 were selected for model verification by model setup from upstream parts at the runoff stations K.36 and K.10 to the river mouth of Mae Klong river. It found that the discharge comparisons between simulated and measured values shown statistic acceptable. The probable maximum flood (PMF) inflow hydrograph is assumed for dam breach simulation by HEC-RAS model. Modes of dam failures were identified as case studies namely Cases A and B: crest overtopping failures, Case C: piping failure causing trapezoidal, triangular and rectangular breach shapes, respectively. MIKE11-HD was later analyze of flood wave movement from downsteam of Srinagarindra Dam to the river mouth of Aumper Muang Samutsongkram. Flood wave was also routed along the distance of 212 kilometers. Flood inundation map and flood damage assessment was then carried out by an application of MIKE11-GIS model.

The result found that Case A3: crest overtopping in trapezoidal breach shape with final level of dam breach at +140.00 m(M.S.L.) was the most critical the peak outflow accurred around 14,998.33 cobic meter per second at 25 hours (1 Day and 1 hours) while flood wave took 338 hours (14 Day and 2 hours). It was found from a preliminary flood damage assessment that flooded area covered 4,179 Km^2 or 2,611,875 rais. There are 1,693,931.388 rais in term of damage agriculture and cost was around 3,764 Billion Baht.

____________________________ ____________________________ ___ / ___ / ___

Student's signature Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณอย่างสูงสำหรับอาจารย์ดร.วิษุวัฒก์ แต้สมบัติ ประธานกรรมการที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ให้คำปรึกษาเสนอแนะแนวทางในการวางแผนงานวิจัย ตลอดจนการตรวจแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆของวิทยานิพนธ์จนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ ดร.สมชาย ดอนเจดีย์ ประธานการสอบ และ ดร.ธเนศร์ สมบูรณ์ ผู้ทรงคุณทรงวุฒิภายนอก ที่ได้ให้ความกรุณา ตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์ให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอกราบขอบพระคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมชลประทานทุกท่าน ที่ได้อบรมสั่งสอนด้วยดีตลอดมารวมถึงบุคลากรทุกท่านในภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน ที่ได้ให้ความช่วยเหลือและให้คำแนะนำต่างๆ ขอขอบคุณ กรมชลประทานสามเสน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กลอง สำนักชลประทานที่ 13 และกรมเจ้าท่า ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลรวมทั้งให้ความช่วยเหลือด้วยดีมาตลอด

ขอขอบคุณ อาจารย์อภิรัฐ ปิ่นทอง นายเกษม ไกรสีกาจ นายณัฐวุฒิ อินทบุตร และนายสุทธิพงษ์ ฉลวย ที่ให้คำปรึกษาและคำแนะนำในการทำวิทยานิพนธ์ครั้งนี้จนสำเร็จไปได้ด้วยดี

ขอกราบขอบพระคุณมารดา นางประสิทธิ์ นาวายนต์ บิดา นายมงคล นาวายนต์ ที่ได้เลี้ยงดูอบรมสั่งสอนและให้กำลังใจมาตลอด และญาติพี่น้องเพื่อนฝูง คณาจารย์และผู้มีพระคุณที่คอยให้การสนับสนุนและให้กำลังใจแก่ข้าพเจ้าตลอดมาในทุกเรื่อง จนสามารถทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

นฤมล นาวายนต์

เมษายน 2556

สารบัญ

หน้า

สารบัญตาราง

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
24	ความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี B1	161
25	ความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี C1	161
26	มูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรมทั้งหมด	162
27	มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี A3	162
28	มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี B1	163
29	มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี C1	163

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า

สารบัญภาพ (ต่อ)

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
45	ตำแหน่งของรูปตัดตามขวาง (Cross Section)	91
46	กราฟแสดงปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เป็นไปได้ (Probable Maximum Flood) ของเขื่อนศรีนครินทร์	92
47	ตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำท่า	94
48	ระดับน้ำทะเลที่ปากแม่น้ำแม่กลองช่วงปี พ.ศ. 2549	95
49	ระดับน้ำทะเลที่ปากแม่น้ำแม่กลองช่วงปี พ.ศ. 2550	95
50	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.10	99
51	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.11A	99
52	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.35A	100
53	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.37	100
54	แผนที่แสดงการใช้ที่ดินในลุ่มน้ำแม่กลอง	102
55	การลากเส้นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมและแนวเส้น Floodpian	103
56	การลากเส้นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมและแนวเส้น Floodplain ทั้งลุ่มน้ำแม่กลอง	104
57	รูปตัดตามขวางของแม่น้ำในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model)	105
58	โครงข่ายแม่น้ำในลุ่มน้ำแม่กลอง	105
59	แผนภูมิระบบลุ่มน้ำแม่กลอง	106
60	โครงข่ายลำน้ำในโปรแกรม HEC-RAS	107
61	การกำหนดตำแหน่งของเขื่อนศรีนครินทร์ในโปรแกรม HEC-RAS	108
62	ขั้นตอนการทำงานของ MIKE11- GIS	109
63	ข้อมูลค่าระดับความสูง Digital Elevation Model (DEM) ในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลอง	110

สารบัญภาพ (ต่อ)

สารบัญภาพ (ต่อ)

การจำลองการพิบัติของเขื่อนศรีนครินทร์

Dambreak Simulation of Srinagarindra Dam

คำนำ

เขื่อนศรีนครินทร์เป็นเขื่อนเอนกประสงค์ที่มีขนาดใหญ่ และมีความสามารถในการกักเก็บน้ำมากที่สุดของประเทศอีกทั้งยังเป็นเขื่อนที่มีการผลิตกระแสไฟฟ้าที่สำคัญอีกด้วย ซึ่งลักษณะของเขื่อนศรีนครินทร์เป็นเขื่อนประเภทหินถมแกนดินเหนียวที่ใหญ่ที่สุดในประเทศไทย โดยมีความสูงจากฐานราก 140 เมตร สันเขื่อนยาว 610 เมตร กว้าง 15 เมตร พื้นที่อ่างเก็บน้ำ 419 ตารางกิโลเมตร มีความจุมากเป็นอันดับหนึ่งของประเทศไทยคือ 17,745 ล้านลูกบาศก์เมตร

เขื่อนศรีนครินทร์นับว่าเป็นเขื่อนที่มีความสำคัญมากในประเทศ หากตัวเขื่อนเกิดการพิบัติขึ้นจะก่อให้เกิดความเสียหายขึ้นเป็นปริมาณมากอีกทั้งตัวเขื่อนศรีนครินทร์ตั้งอยู่ในบริเวณรอยเลื่อนของแผ่นดินไหวที่ยังมีการเคลื่อนตัวอยู่จึงเป็นการเสี่ยงที่จะก่อให้เกิดการพิบัติของเขื่อนได้ ทั้งนี้ การศึกษาครั้งนี้จะใช้แบบจำลอง HEC-RAS ในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนในกรณีต่าง ๆ และใช้แบบจำลอง MIKE11-HD/GISเพื่อศึกษาและวิเคราะห์ความเสียหายพร้อมผลกระทบต่างๆที่อาจจะเกิดขึ้น หากทราบว่าถ้าเขื่อนเกิดการพิบัติแล้วคลื่นน้ำท่วมจะมีการเคลื่อนตัวผ่านลำน้ำเป็นสภาพอย่างไรก็จะทำให้สามารถเตรียมตัวและป้องกัน รวมถึงทั้งแผนอพยพเมื่อเกิดเหตุการณ์ภัยพิบัติเนื่องจากการพิบัติของตัวเขื่อนศรีนครินทร์ เพื่อเป็นการบรรเทาความเสียหายที่มีในปริมาณมากให้น้อยลงไปได้ อีกทั้งยังเป็นการประเมินความเสียหายเบื้องต้นได้

วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. รวบรวมและทบทวนผลการศึกษาและการวิเคราะห์ในเรื่องการพังทลายของเขื่อน (Dam Breach) เพื่อนำมาประยุกต์ใช้กับเขื่อนในประเทศไทย

2. วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกราฟน้ำท่วมที่ไหลผ่านรอยแยกจากการพังทลายของเขื่อน โดยประยุกต์ใช้แบบจำลองย่อยอุทกพลศาสตร์ (MIKE11-HD)

3. วิเคราะห์ระดับน้ำที่ได้จากการคำนวณด้วยแบบจำลองย่อยอุทกพลศาสตร์ เพื่อสร้างแผนที่แสดงขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำของเขื่อนโดยประยุกต์ใช้แบบจำลองด้านสารสนเทศภูมิศาสตร์ (MIKE11-GIS)

4. ประเมินความเสียหายเบื้องต้น จากกรณีศึกษาการพังทลายของเขื่อนในรูปแบบต่างๆ

ขอบเขตการศึกษา

1. รวบรวมและทบทวนผลการศึกษา สภาพทั่วไป และรายละเอียดในด้านแหล่งน้ำและส่วนอื่นๆที่เกี่ยวข้องกับลุ่มน้ำแม่กลอง

2. การพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์โดยเลือกใช้ 2 กรณีคือ การพังเริ่มต้นที่เกิดขึ้นเกิดจากการไหลล้นของน้ำข้ามรอยแยก (Overtopping) และการพังเนื่องจากการไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อน (Piping Failure) และเขื่อนท่าทุ่งนาไม่ได้ถูกนำมาพิจารณาในการศึกษานี้

3. การพังทลายเนื่องจากการเกิดแผ่นดินไหวจะไม่ได้ถูกนำมาพิจารณา อย่างไรก็ตาม ปริมาณการไหลสูงสุดที่ผ่านรอยแยกจะไม่มีความรุนแรงต่างจากการพังทลายแบบ Overtopping และ Piping Failure มากนัก

4. การจัดทำแบบจำลองย่อยอุทกพลศาสตร์ (MIKE11-HD) จะใช้ข้อมูลในช่วงปี พ.ศ. 2543-2550ในการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง

5. การจัดทำแบบจำลองด้านสารสนเทศภูมิศาสตร์(MIKE11-GIS) จะใช้ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมในการปรับเทียบขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในปี พ.ศ. 2549 - 2550

6. การประเมินความเสียหายจะใช้ข้อมูลจากกรมส่งเสริมการเกษตร กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ในปี พ.ศ. 2554 โดยสำหรับค่าความเสียหายของพื้นที่ในเขตเมืองและเขตเศรษฐกิจไม่ได้นำมาประเมิน

การตรวจเอกสาร

1. เขื่อนศรีนครินทร์

1.1 ที่ตั้งโครงการ

บ้านเจ้าเณร ณ แม่น้ำแควใหญ่ ที่เส้นละติจูด 14 องศา 24 ลิปดา เหนือ เส้นลองติจูด 99 องศา 7 ลิปดา ตะวันออก อยู่ห่างจากจังหวัด กาญจนบุรีตามทางหลวงหมายเลข 3199 เป็นระยะทางประมาณ 64 กิโลเมตร

1.2 อุทกวิทยา

พื้นที่รับน้ำ	10,880	ตารางกิโลเมตร
ออกแบบปริมาณที่ไหลเข้าอ่าง	4,500	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุดที่ไหลเข้าอ่าง	7,667	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำเฉลี่ยที่ไหลเข้าอ่าง	4,386	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำต่ำสุดที่ไหลเข้าอ่าง	2,244	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำฝนเฉลี่ย	1,300	มิลลิเมตรต่อปี
ปริมาณการระเหยเฉลี่ย	1,713	มิลลิเมตร
ปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง	1.524	ล้านลูกบาศก์เมตร
ความยาวของแม่น้ำทั้งหมด	380	กิโลเมตร

1.3 ข้อมูลอ่างเก็บน้ำ

ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด	+182.40	รทก.
ระดับน้ำเก็บกักปกติ	+180.00	รทก.
ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด	159	รทก.
ระยะน้ำลดมากที่สุด	21	เมตร
ความจุอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักสูงสุด	18,770	ล้านลูกบาศก์เมตร
ความจุอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักปกติ	17,745	ล้านลูกบาศก์เมตร

ความจุอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักต่ำสุด	10,275	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำใช้การ	7,740	ล้านลูกบาศก์เมตร
พื้นที่ผิวอ่างฯที่ระดับเก็บกักสูงสุด	419	ตารางกิโลเมตร
ความยาวของพื้นผิวอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักปกติ	148	กิโลเมตร

1.4 ข้อมูลเขื่อนศรีนครินทร์

ชนิดหินถมแกนดินเหนียวความสูงจากฐานราก	140	เมตร
ระดับของสันเขื่อน	+185.00	ม.รทก.
ความยาวสันเขื่อน	610	เมตร
ความกว้างของสันเขื่อน	15	เมตร
ความกว้างของฐานรากเขื่อน	576	เมตร

1.5 ปริมาณน้ำหลากออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้น (Spillway Design Flood)

ปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้	7,100	ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที
ปริมาตรน้ำท่วม	3,867	ล้านลูกบาศก์เมตร
ปริมาณน้ำฝนสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้	350	มิลลิเมตร
ช่วงระยะเวลาที่ฝนตก	9	วัน
ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เคยบันทึกไว้		
ก่อนการก่อสร้าง	2,350	ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที.
หลังการก่อสร้าง	2,867	ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที

1.6 อาคารระบายน้ำสู่แม่น้ำ(River Diversion)

ปริมาณน้ำหลากออกแบบที่รอบปีการเกิดซ้ำ	15	ปี
ปริมาณน้ำหลากออกแบบสูงสุด	2,500	ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที

ลักษณะอาคาร เป็นอุโมงค์แบบเกือกม้ามีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 เมตร จำนวน 2 อุโมงค์ มีความยาว 1,010 เมตร และ 1,143 เมตร ตามลำดับ

1.7 อาคารระบายน้ำล้น (Spillway)

1.7.1 อาคารระบายน้ำล้นใช้งาน

ชนิด แบบOpen chute spillway with gate
ขนาดฝายน้ำล้นโครงสร้างคอนกรีตมีความกว้าง 35 เมตร ความยาว 25 เมตร
รางน้ำคอนกรีตมีความกว้าง 33.5 – 20 เมตร ความยาว 362 เมตร

ระดับสันอาคาร	+171.00	ม.รทก.
บานควบคุม	3 – Radial Gates	
ขนาดบาน	ความกว้าง 10 เมตร ความสูง 9.5 เมตร	
ความสามารถในการระบายน้ำสูงสุด	2,420	ลูกบาศก์เมตร

1.7.2 อาคารระบายน้ำล้นฉุกเฉิน ไม่มี

1.8 เกณฑ์ในการเคลื่อนตัวของปริมาณน้ำหลากในเขื่อน(Reservoir Flood Routing Criteria)

ประตูบางส่วนเปิดเพื่อให้น้ำไหลผ่านฝายน้ำล้น เท่ากับปริมาณการไหลเข้า และประตูจะเปิดอย่างเต็มที่ เมื่อปริมาณการไหลเข้าเกินความจุตัวอาคารระบายน้ำล้น

เปิดประตูเริ่มต้นที่ระดับความสูง	+178.50	ม.รทก.
เปิดประตู	3	ประตู
อัตราการไหลออก	2,420	ลูกบาศก์เมตร
ระดับของการเกิดน้ำท่วมสูงสุด	+182.40	ม.รทก.

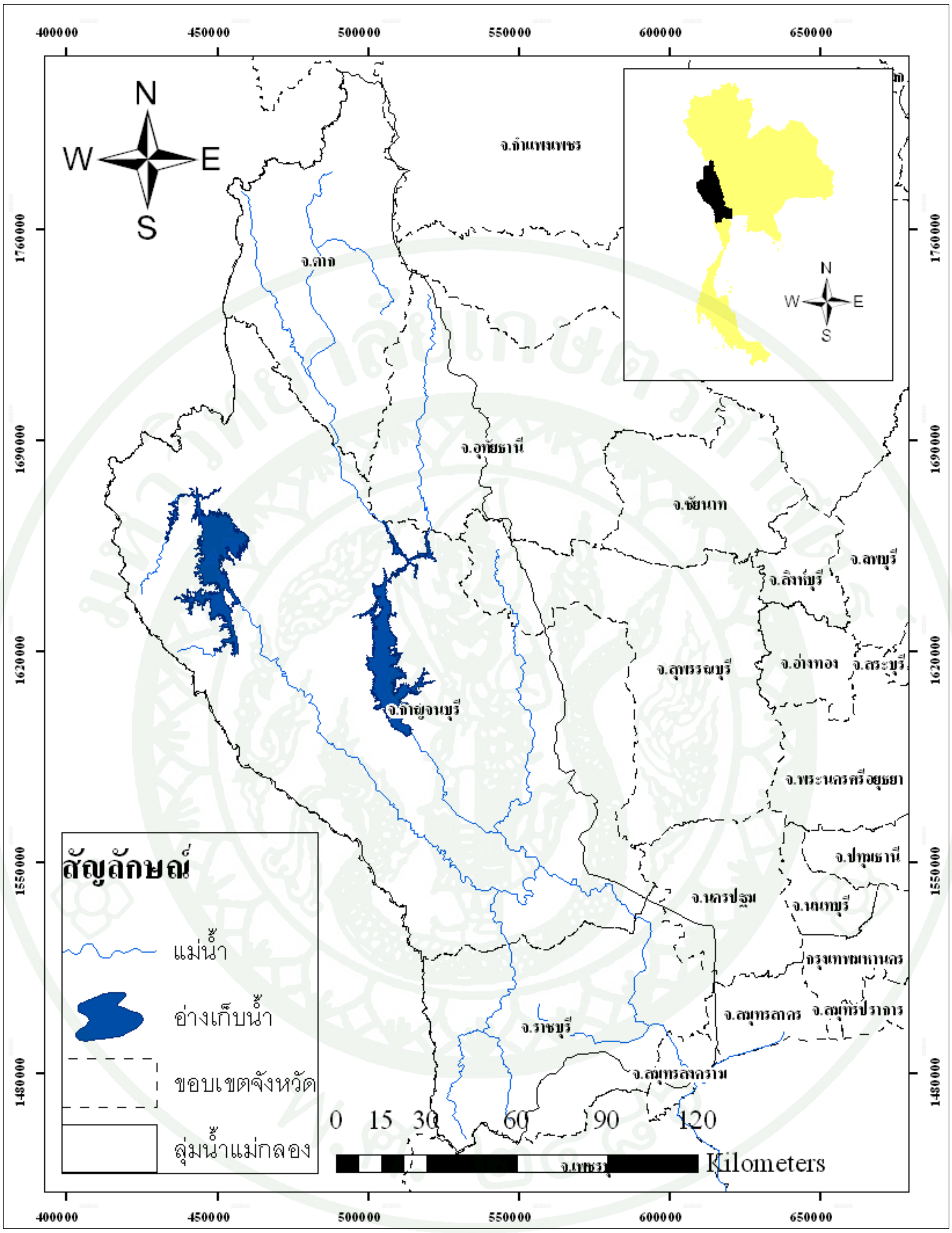
พิชาศิษฐ์ (2550) ได้กล่าวว่าเขื่อนศรีนครินทร์หรือเขื่อนเจ้าเณร เป็นเขื่อนอเนกประสงค์แห่งแรกของโครงการพัฒนาลุ่มน้ำแม่กลอง สร้างขึ้นบนแม่น้ำแควใหญ่ บริเวณบ้านเจ้าเณร ตำบลท่ากระดาน อำเภอศรีสวัสดิ์ จังหวัดกาญจนบุรี นับเป็นเขื่อนแห่งที่ 8 ในจำนวน 17 แห่ง ที่การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) สร้างขึ้นเพื่ออำนวยประโยชน์ในด้านต่าง ๆ คือ การชลประทาน การผลิตไฟฟ้า การบรรเทาอุทกภัย ผลักดันน้ำทะเล การประมง ตลอดจนช่วยพัฒนาชีวิตและความเป็นอยู่ของราษฎร นอกจากนี้ยังเป็นแหล่งท่องเที่ยวที่สวยงามอีกแห่งหนึ่งด้วย

นอกจากนี้ นัคเรศ (2550) ได้กล่าวเพิ่มเติมอีกว่า เขื่อนศรีนครินทร์เริ่มก่อสร้างเมื่อปีงบประมาณ 2516 และแล้วเสร็จในเดือนกันยายน 2523 เป็นเขื่อนประเภทหินแกนดินเหนียวที่ใหญ่ที่สุดในประเทศไทย โรงไฟฟ้าเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้ติดตั้งเครื่องกำเนิดไฟฟ้าจำนวน 5 เครื่อง เครื่องที่ 1-3 มีกำลังผลิตเครื่องละ 120,000 กิโลวัตต์ ส่วนเครื่องที่ 4-5 เป็นเครื่องกำเนิดไฟฟ้าระบบสูบกลับ ซึ่งมีกำลังผลิตเครื่องละ 180,000 กิโลวัตต์รวมมีกำลังผลิตทั้งสิ้น 720,000 กิโลวัตต์

2. ลุ่มน้ำแม่กลอง

ลุ่มน้ำแม่กลอง คือบริเวณที่ราบลุ่มภาคกลางซึ่งใหญ่เป็นที่สองรองจากลุ่มน้ำเจ้าพระยา มีเนื้อที่ประมาณ 3 ล้านไร่ ครอบคลุมพื้นที่ 7 จังหวัด คือ กาญจนบุรี ราชบุรี เพชรบุรี สมุทรสงคราม สมุทรสาคร นครปฐม และสุพรรณบุรี ดังแสดงในภาพที่ 1

อาณาเขตของลุ่มน้ำแม่กลอง ด้านทิศเหนือคือจังหวัดตาก ด้านทิศใต้คือจังหวัดกาญจนบุรี ไปจรดชายแดนพม่า ด้านทิศตะวันออกคือบางส่วนของจังหวัดอุทัยธานี สุพรรณบุรีและนครปฐม ส่วนทิศใต้คือจังหวัดเพชรบุรี ลุ่มน้ำแม่กลองจะแบ่งพื้นที่ออกเป็น 2 ส่วนคือ ลุ่มน้ำแม่กลองตอนบนและลุ่มน้ำแม่กลองตอนล่าง



ภาพที่ 1 ขอบเขตพื้นที่ศึกษาลุ่มน้ำแม่กลอง

แม่น้ำสำคัญในพื้นที่บริเวณลุ่มน้ำแม่กลอง ได้แก่ แม่น้ำแม่กลอง แม่น้ำแควใหญ่หรือแม่น้ำศรีสวัสดิ์ และแม่น้ำแควน้อยหรือแม่น้ำไทรโยคดังแสดงรายละเอียดแต่ละแม่น้ำดังนี้

แม่น้ำแควใหญ่

เป็นลำน้ำสำคัญของจังหวัดกาญจนบุรี ยาวประมาณ 380 กิโลเมตร บริเวณลุ่มน้ำแควใหญ่ประกอบด้วยภูเขาและหุบเขาแคบๆ ตลอดจนที่ราบลุ่มซึ่งมีห้วยละหานและลำธารหลายสายไหลผ่านมีพื้นที่รับน้ำถึง 14,800 ตารางกิโลเมตร

ต้นน้ำแควใหญ่เกิดจากทิวเขาถนนธงชัย ซึ่งเป็นเส้นกั้นอาณาเขตระหว่างประเทศไทยกับสหภาพพม่า ในท้องที่อำเภออุ้มผาง จังหวัดตาก จากนั้นไหลผ่านเขาสูงและป่าทึบลงทางทิศใต้เข้าเขตจังหวัดกาญจนบุรี ผ่านอำเภอสังขละบุรี อำเภอทองผาภูมิ และอำเภอศรีสวัสดิ์ มาบรรจบกับลำน้ำแควน้อยที่อำเภอเมืองกาญจนบุรี ตอนที่เรียกกันว่าปากแพรก ได้ชื่อใหม่ว่า “แม่น้ำแม่กลอง” แล้วจึงไหลผ่านจังหวัดราชบุรี ลงสู่อ่าวไทยที่อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม

ลำน้ำสาขาที่ไหลมาบรรจบกับแควใหญ่นั้น ที่สำคัญได้แก่ ห้วยขาแข้ง ซึ่งมีต้นกำเนิดอยู่ในเขตอำเภอบ้านไร่ จังหวัดอุทัยธานี ไหลมาลงแควใหญ่ที่บริเวณขาแข้งแก่งยาว อำเภอศรีสวัสดิ์ ลำน้ำสาขาอีกสายหนึ่งคือ ลำตะเพิน มีต้นน้ำเกิดจากเขาปันโส ในอำเภอเดิมบางนางบวช จังหวัดสุพรรณบุรี แล้วไหลมาบรรจบกับลำน้ำแควใหญ่ในท้องที่ตำบลลาดหญ้า อำเภอเมือง จังหวัดกาญจนบุรี

สภาพภูมิประเทศสองฝั่งแม่น้ำแควใหญ่เป็นเขาสูงและป่าทึบ จึงมีแหล่งที่สงวนไว้เป็นอุทยานแห่งชาติและเขตรักษาพันธุ์สัตว์หลายแห่ง เช่น เขตรักษาพันธุ์สัตว์ป่าห้วยขาแข้ง เขตรักษาพันธุ์สัตว์ป่าสลักพระ อุทยานแห่งชาติศรีนครินทร์ และอุทยานแห่งชาติเอราวัณซึ่งมีน้ำตกเอราวัณอันสวยงาม เป็นต้น

แม่น้ำแควน้อย

เป็นแม่น้ำใหญ่อีกสายหนึ่งของประเทศไทย ความยาวตลอดลำน้ำ 320 กิโลเมตร มีพื้นที่รับน้ำรวม 10,640 ตารางกิโลเมตร แม่น้ำแควน้อยเกิดจากเทือกเขาตะนาวศรี ซึ่งเป็นเส้นกั้นพรมแดนด้านตะวันตกระหว่างประเทศไทยและสหภาพพม่า

แม่น้ำแควน้อยตอนบนมีลำน้ำสำคัญ 3 สาย ไหลมารวมกันที่สามสบ ตำบลหนองลู อำเภอสังขละบุรีคือ ลำน้ำบีคีใหญ่ ลำน้ำซองกาเซีย และลำน้ำรันตี ส่วนทางด้านน้ำ มีลำน้ำสาขาที่สำคัญคือ ห้วยแม่น้ำน้อย ห้วยบ้องตี้ ห้วยแม่กระบาน และลำภาชี เป็นต้น ภูมิประเทศโดยทั่วไปในลุ่มน้ำแควน้อยเป็นภูเขาใหญ่น้อยเรียงสลับซับซ้อนและสูงชัน บางแห่งเป็นหน้าผาสูง บางแห่งเป็นหน้าผาสูงบางแห่งเป็นที่ราบ ลำน้ำแควน้อยไหลผ่านภูมิประเทศที่สวยงาม มีน้ำตก ห้วย และลำธารเล็กๆ ไหลลงลำน้ำเกือบตลอดสาย สภาพป่าส่วนใหญ่เป็นป่าไม้เบญจพรรณและป่าดงดิบ มีป่าไผ่แซมอยู่ทั่วไป และมีป่าสงวนและเขตรักษาพันธุ์สัตว์ป่าทุ่งใหญ่นเรศวร ป่าสงวนแห่งชาติห้วยเขย่ง ป่าสงวนแห่งชาติเขาพระฤาษีและเขาบ่อแร่ และป่าสงวนแห่งชาติวังใหญ่-แม่น้ำน้อย

แม่น้ำแม่กลอง

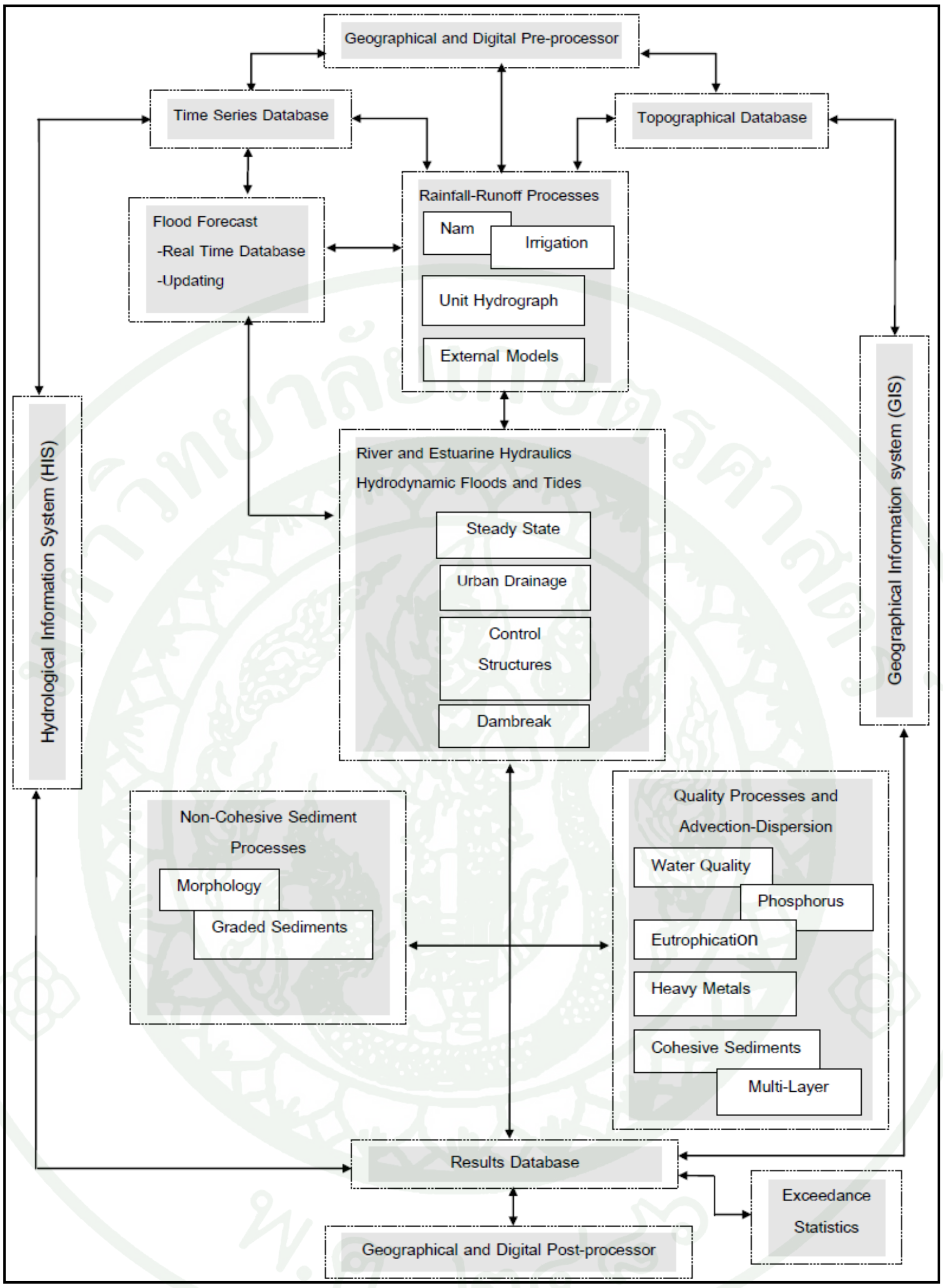
เกิดจากแม่น้ำแควใหญ่และแควน้อยรวมทั้งสาขาต่างๆ ซึ่งล้วนมีต้นน้ำอยู่ในบริเวณชายแดนไทย-พม่า ไหลมาบรรจบกันที่อำเภอเมือง จังหวัดกาญจนบุรี ต่อจากนั้นจึงไหลผ่านจังหวัดราชบุรีลงสู่อ่าวไทยที่จังหวัดสมุทรสงคราม ความยาวตลอดลำน้ำตั้งแต่จุดบรรจบกันของแควใหญ่และแควน้อยจนถึงปากอ่าว ประมาณ 132 กิโลเมตร พื้นที่รับน้ำที่ปากแม่น้ำแม่กลอง 30,106 ตารางกิโลเมตร

แม่น้ำแม่กลองมีขนาดใหญ่กว่าลำน้ำแควใหญ่และแควน้อยรวมกันเพียงเล็กน้อย ดังนั้นในระหว่างเดือนสิงหาคม-กันยายน ของทุกปี จะมีน้ำปริมาณมากในแม่น้ำแม่กลอง ทำให้น้ำล้นตลิ่ง ประกอบกับภูมิประเทศทางฝั่งซ้ายของแม่น้ำเป็นที่ราบลุ่มกว้างใหญ่ โดยเฉพาะทางใต้อำเภอบ้านโป่งในจังหวัดราชบุรีลงมา พื้นดินมีระดับต่ำกว่าตลิ่งประมาณ 3-4 เมตร น้ำที่ล้นตลิ่งในฤดูฝนจึงไหลเข้าไปขังอยู่ทำให้พื้นที่มีลักษณะเป็นอ่างชั่วคราว

3. แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11-HD/GISซึ่งแบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองที่ถูกพัฒนาขึ้นจากสถาบันวิจัยทางด้านแหล่งน้ำของประเทศเดนมาร์ค (Danish Hydraulic Institute: DHI) ในปี ค.ศ. 1972 เพื่อใช้จำลองสภาพการไหลของน้ำ การเคลื่อนตัวของตะกอน การศึกษาคุณภาพน้ำในแม่น้ำ และระบบชลประทาน แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11 ได้รับการพัฒนาให้ง่ายต่อการใช้งาน เพื่อประยุกต์ใช้กับคอมพิวเตอร์ส่วนบุคคล โดยโครงสร้างของแบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11 แสดงดังภาพที่ 2

แบบจำลองย่อยที่นำมาใช้ในการศึกษาครั้งนี้คือ แบบจำลองย่อยอุทกพลศาสตร์ (Hydrodynamic (HD) Module) แบบจำลองนี้ใช้วิธี Implicit finite difference ในการคำนวณสภาพการไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) ในลำน้ำและบริเวณปากแม่น้ำ โดยแบบจำลองอุทกพลศาสตร์สามารถอธิบายสภาพการไหลได้ทั้งการไหลแบบต่ำกว่าวิกฤต (Subcritical Flow) และการไหลแบบเหนือวิกฤต (Supercritical Flow) ตลอดจนสามารถคำนวณการไหลในระบบลำน้ำที่มีการไหลเข้าด้านข้าง และแสดงผลการคำนวณเปลี่ยนแปลงตามเวลา (Time) และสถานที่ (Space)



ภาพที่ 2 โครงสร้างของ Modules ต่างๆในแบบจำลอง MIKE 11 ตลอดจนการเชื่อมโยงแต่ละ Module เข้าด้วยกัน

ที่มา: U.S. MIKE 11 Reference Mannual (1992)

3.1 สมการพื้นฐาน

สมการพื้นฐานของแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ในแบบจำลอง MIKE 11 คือ สมการ Saint Venantซึ่งเป็นสมการที่อธิบายสภาพการไหลในลำน้ำแบบมิติเดียว (One Dimention) โดยมีสมมติฐานเบื้องต้น คือ

3.1.1 น้ำเป็นของเหลวที่ไม่สามารถอัดได้ (Incompressible) และความหนาแน่นคงที่ตลอดการไหล

3.1.2 ความลาดชันท้องลำน้ำมีค่าน้อย (Mild Slope)

3.1.3 การไหลเป็นแบบมิติเดียว (One Dimension) ความลึกและความเร็วเปลี่ยนแปลงไปตามความยาวของลำน้ำ

3.1.4 สภาพการไหลเป็นแบบต่ำกว่าวิกฤต (Subcritical Flow)

รูปแบบสมการ Saint Venantจะประกอบไปด้วยสมการต่อเนื่องและสมการโมเมนต์ตัม(Continuity and Momentum Equations) แบบมิติเดียว (One Dimension) ซึ่งรูปสมการแสดงได้ดังนี้

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha \frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \tag{2}$$

เมื่อ Q คือ อัตราการไหล (ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที)

A คือ พื้นที่หน้าตัด (ตารางเมตร)

qคืออัตราการไหลเข้าด้านข้าง(ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีต่อเมตร)

h คือ ระดับน้ำเหนือระดับอ้างอิง (เมตร)

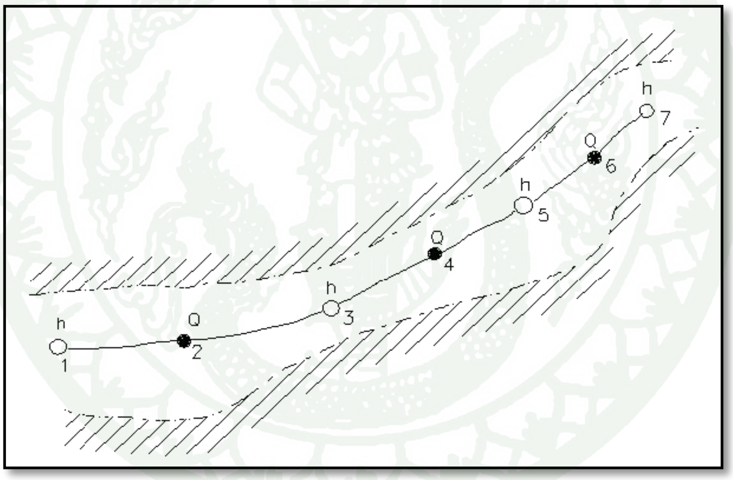
C คือChezy Coefficient (เมตร)

R คือ รัศมีชลศาสตร์ (เมตร)

α คือ สัมประสิทธิ์โมเมนตัม

3.2 วิธีการคำนวณหาคำตอบ

การหาคำตอบจากสมการต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม อาศัยวิธีการ Implicit finite difference ที่พัฒนาโดย Abbott และ Ionescuทั้งนี้ค่าอัตราการไหล (Q) และระดับน้ำ (h) จะคำนวณที่ตำแหน่งสลับกันดังแสดงในภาพที่ 3ตำแหน่งเหล่านี้จะกำหนดขึ้นโดยอัตโนมัติ ในแบบจำลองตามความต้องการของผู้ใช้ ตำแหน่งที่คำนวณค่าระดับน้ำจะอยู่ที่จุดที่กำหนดหน้าตัดส่วนตำแหน่งที่คำนวณอัตราการไหลจะอยู่กึ่งกลางระหว่างตำแหน่งที่คำนวณระดับน้ำและที่ตำแหน่งอาคารชลศาสตร์ค่าอัตราการไหลจะมีค่าเป็นบวกเมื่อน้ำไหลไปในทิศทางท้ายน้ำ



ภาพที่ 3 ตำแหน่งที่คำนวณอัตราการไหล และระดับน้ำ

ที่มา: MIKE11 Reference Manual (2003)

3.3 ความต้านทานที่ท้องลำน้ำ

แบบจำลองนี้จะทำการวิเคราะห์ความต้านทานของการไหลเนื่องจากความเสียดทานที่ท้องน้ำ สามารถคำนวณได้จากสมการของ Chezyหรือ Manning สำหรับสมการ Chezy แสดงความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 3

$$Q = AC\sqrt{RS} \tag{3}$$

เมื่อ Q คือ อัตราการไหล (ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที)
A คือ พื้นที่หน้าตัด (ตารางเมตร)
R คือ รัศมีชลศาสตร์ (เมตร)
C คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทานของ Chezy

สำหรับสมการ Manning แสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3}S^{1/2} = MAR^{2/3}S^{1/2} \tag{4}$$

เมื่อ n คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทานของ Manning
M คือManning number ซึ่งมีค่าสมมูลกับสัมประสิทธิ์ของ Strickler

ค่า M คือ ส่วนกลับของ Manning Coefficient n (M = 1/n) โดยค่า Manning’s n มีค่าอยู่ในช่วงตั้งแต่ 0.01 จนถึง 0.10 ดังนั้นค่า M ที่สอดคล้องกันจะมีค่าตั้งแต่ 100 ถึง 10

สัมประสิทธิ์ของ Chezyและสัมประสิทธิ์ของ Manning ซึ่งแสดงความสัมพันธ์โดย Cunge et al. (1980) แสดงได้ดังสมการที่ 5

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = MR^{1/6} \tag{5}$$

การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความต้านทานการไหล (C,nหรือ M) นั้นสามารถประเมินได้โดยการปรับเทียบแบบจำลอง (Calibration) โดยปรับเทียบระหว่างลักษณะทางกายภาพที่ได้จากแบบจำลอง และลักษณะทางกายภาพของสภาพความเป็นจริงที่ได้จากข้อมูลภาคสนาม นอกจากนี้ยังสามารถประเมินค่า Manning's n ได้จากการประมาณการไหลในทางน้ำเปิดทั่วไปซึ่งแสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าสัมประสิทธิ์ความต้านทานที่ท้องลำน้ำของทางน้ำเปิด

ชนิดทางน้ำเปิด	**ค่าสัมประสิทธิ์ความต้านทาน Manning's n**
Concrete	0.012
Gravel bottom with sides	
- Concrete	0.020
- mortared stone	0.023
- riprap	0.033
Natural stream channels	
Clean, straight stream	0.030
Clean, winding stream	0.040
Winding with weeds and pools	0.050
With heavy brush and timber	0.100
Flood Plain	
Pasture	0.035
Field crop	0.040
Light brush and weeds	0.050
Dense brush	0.070
Dense trees	0.100

ที่มา: ภูวดล (2544)

3.4 สภาพเงื่อนไขขอบเขต (Boundary Condition)

เงื่อนไขขอบเขตที่ต้องกำหนดในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Module) แบ่งออกเป็น 2 เงื่อนไขขอบเขต คือ

3.4.1 ขอบเขตด้านเหนือน้ำ (Upstream Boundary) สามารถกำหนดในแบบจำลองโดยอาศัยข้อมูล

ก. อัตราการไหลคงที่จากอ่างเก็บน้ำ
ข. อัตราการไหลของกราฟน้ำท่าจากเหตุการณ์ต่าง ๆ

3.4.2 ขอบเขตด้านท้ายน้ำ (Downstream Boundary) สามารถกำหนดใแบบจำลองโดยอาศัยข้อมูล

ก. ระดับน้ำคงที่ เช่น ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่
ข. ระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา เช่น ระดับขึ้นลงของน้ำทะเล
ค. โค้งความสัมพันธ์ระหว่างระดับและอัตราการไหล (Rating Curve)

3.5 เงื่อนไขเสถียรภาพ (Stability Condition)

เสถียรภาพและความถูกต้องแม่นยำของวิธีการในการแก้สมการ Finite Difference ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขดังต่อไปนี้ คือ

3.5.1 Courant Condition (Cr) โดยทั่วไปค่าของ Cr จะอยู่ระหว่าง 10 ถึง 15

$$C_r = \frac{\Delta t(v+\sqrt{gy})}{\Delta x} \leq 10\text{-}15 \qquad (6)$$

เมื่อ v คือ ความเร็วที่หน้าตัดการไหล (เมตรต่อวินาที)
g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก(เมตรต่อวินาที)
y คือ ความลึก (เมตร)

t คือ ช่วงเวลา (วินาที)

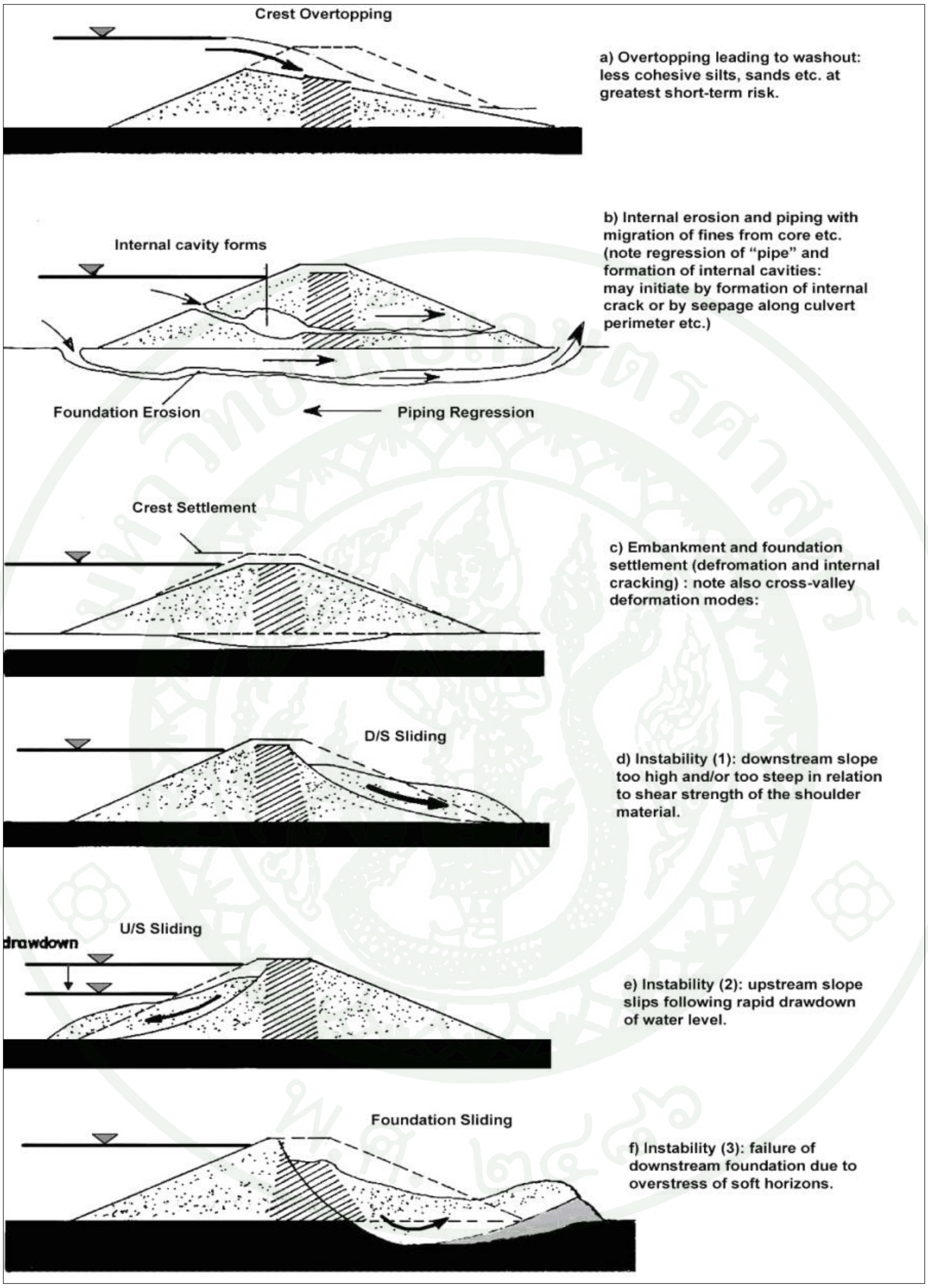
x คือ ระยะทางระหว่างกริดที่คำนวณ (เมตร)

3.5.2 Velocity Condition เงื่อนไขความเร็วจะเป็นตัวกำหนดค่า time step โดยสมการที่ 7จะเป็นสมการที่กำหนดค่า time step ในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดขวาง (Cross-section) อย่างรวดเร็ว

$$\frac{v\Delta t}{\Delta x} \leq 1\text{-}2 \tag{7}$$

4. ลักษณะการพิบัติของเขื่อน

กรมชลประทาน (2552) อนุกรรมาธิการเขื่อนใหญ่ของสหรัฐอเมริกา (USCOLD) ได้สรุปการพิบัติของเขื่อนไว้ 6 ลักษณะ ซึ่งสามารถเกิดจากสาเหตุที่แตกต่างกันคือ a) เกิดการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนนำไปสู่การชะล้างตะกอนดิน b) เกิดการกัดเซาะภายในตัวเขื่อนและเกิดเป็นรูรั่ว โดยอาจเริ่มจากการก่อตัวของรอยแยกภายในหรือเกิดการซึมตามท่อระบายน้ำ c) ตัวเขื่อนและบริเวณฐานรากเสียรูปและเกิดการเตกร้าวภายในd) ทางด้านท้ายเขื่อนมีความลาดชันสูงเกินไปหรือมีความสูงชันเกินไปกับกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุ e) ทางด้านเหนือน้ำมีเกิดการสไลด์ตัว เนื่องจากระดับน้ำลดลงอย่างรวดเร็ว f)เกิดการพังทลายทางด้านท้ายเขื่อนโดยเกิดการเคลื่อนตัวของรากฐาน แสดงในภาพที่ 4



ภาพที่ 4 การพิบัติของเขื่อน 6 ลักษณะ ตามข้อสรุปของ USCOLD

ที่มา: กรมชลประทาน (2552)

ในปี ค.ศ. 1983 USCOLD ได้สรุปสถิติสาเหตุการพิบัติของเขื่อนจำนวน 240 เขื่อน ในสหรัฐอเมริกาดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 สรุปสถิติสาเหตุการพิบัติของเขื่อนโดย USCOLD

Causes of Incident or failure	% of 240 dam
External erosion (overtopping / wave action)	29
Internal erosion (in dam body / foundation)	38
Foundation instability	14
Excessive dam deformations	13
Deterioration (chemical / physical)	2
Malfunction of gate	2
Earthquake effects	1
Construction error	1

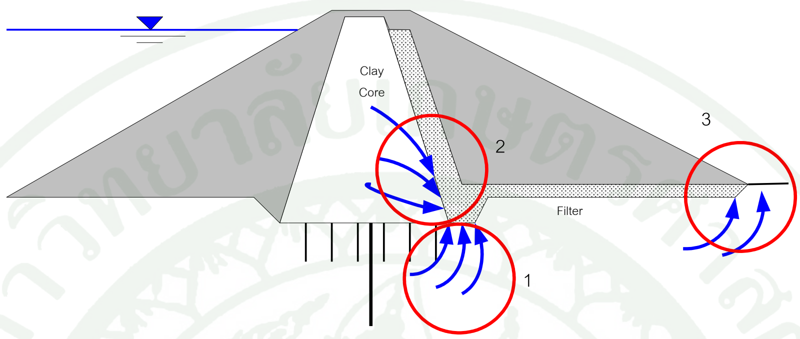
ที่มา: กรมชลประทาน (2552)

จากหลักฐานทางสถิติของการพิบัติที่กล่าวมาข้างต้น เห็นได้ว่าปัญหาการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนและการพังทลายแบบรูรั่วเป็นสาเหตุสำคัญคิดเป็น 67% แต่สาเหตุรองๆ ลงมา ในหลายกรณีพบว่าเป็นสาเหตุเสริมให้เขื่อนพิบัติได้เช่นกัน ซึ่งบางครั้งก็ยากที่จะวินิจฉัยได้อย่างแน่ชัดว่าการพิบัติเกิดขึ้นจากสาเหตุใด ดังนั้นเพื่อให้สามารถลำดับพฤติกรรมของตัวเขื่อนที่นำไปสู่การพิบัติได้ ขอสรุปถึงสาเหตุของการพิบัติที่สำคัญๆ ไว้ดังนี้

4.1 การรั่วซึมของฐานรากและตัวเขื่อน

เมื่อสร้างเขื่อนขึ้นกักเก็บน้ำ ย่อมทำให้เกิดความต่างระดับของน้ำในอ่าง และท้ายน้ำเป็นธรรมดาของน้ำที่จะพยายามหาทางซึมจากระดับสูงไปต่ำ โดยผ่านทั้งตัวเขื่อนและฐานรากดังนั้นในการออกแบบวิศวกรจะพยายามลดการรั่วซึมนี้ให้น้อยที่สุด โดยการบดอัดดินเหนียวเป็นแกนเขื่อนหรืออัดฉีดน้ำปูนในฐานราก แต่น้ำก็จะพยายามหาช่องทางที่จะซึมผ่านง่ายที่สุดโดยถ้ามีความเร็วหรือแรงดันมากพอก็จะกัดเซาะพาเอาเม็ดดินไหลตามไปพร้อมๆ กันด้วย ยิ่งถ้าการกัดเซาะเกิดขึ้น

ภายในตัวเขื่อนไม่สามารถตรวจพบได้โดยง่าย เพื่อจะทำการแก้ไขเสียก่อน ก็อาจจะเกิดการกัดเซาะต่อเนื่องจนเป็นสาเหตุให้เขื่อนพังได้ในที่สุด ตำแหน่งสำคัญในตัวเขื่อนที่เกิดการกัดเซาะได้โดยง่าย ได้แสดงใน ภาพที่ 5



ภาพที่ 5 การรั่วซึมของฐานรากและตัวเขื่อน

ที่มา: วรากร (2542)

บริเวณที่ 1 รอยต่อของฐานราก แกนดินเหนียว และ Filter น้ำจากฐานรากที่ไหลผ่านแนวน้ำปูนจะไหลเข้าสู่ Filter โดยเร็ว

บริเวณที่ 2รอยต่อของแกนดินเหนียว และ Filter ด้านท้ายน้ำ โดยน้ำที่ซึมผ่านแกนจะไหลเข้าสู่ Filter

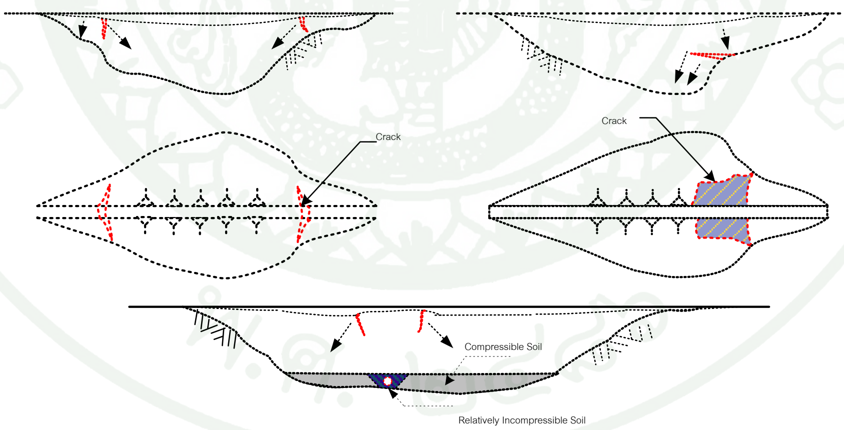
บริเวณที่ 3ฐานรากด้านท้ายน้ำ โดยน้ำที่ซึมจากฐานรากจะไหลขึ้นสู่ผิวดินอาจเกิดการลอยตัวของเม็ดดิน (Boiling) ได้

ในบริเวณที่ 1 และ 2 ถ้ามีการออกแบบ Filter ที่ดีพอ การกัดเซาะก็จะไม่เกิดขึ้น ส่วนกรณีที่เกิดในบริเวณที่ 3 อาจต้องทำ Relief Well หรือ Toe Drain ที่จะทำให้การระบายน้ำออกจากฐานรากได้โดยไม่ให้เกิดการกัดเซาะ

4.2 การทรุดตัวต่างกันทำให้เกิดรอยแยกในตัวเขื่อน

เขื่อนและฐานรากประกอบด้วยวัสดุก่อสร้าง ที่เป็นดิน กรวด ทราย หิน หรือคอนกรีต วางอยู่บนฐานรากที่เป็นดินหรือหินตามธรรมชาติ เมื่อมีแรงหรือน้ำหนักมากดทับหรือได้รับแรงจากแผ่นดินไหวย่อมจะมีการเคลื่อนตัวโดยเฉพาะอย่างยิ่งการทรุดตัวในแนวดิ่ง ถ้าการทรุดตัวเกิดขึ้นสม่ำเสมอมักไม่เป็นอันตราย แต่หากเกิดขึ้นต่างกันย่อมจะมีผลทำให้เกิดรอยแตกแยกขึ้นได้ทั้งผิวนอกของตัวเขื่อน ซึ่งสามารถเห็นได้ หรือภายในตัวเขื่อนซึ่งยากต่อการตรวจพบ แล้วยังอาจเป็นสาเหตุสืบเนื่องก่อให้เกิดการรั่วซึมของตัวเขื่อนได้ ลักษณะการทรุดตัวและแตกแยกในตัวเขื่อนอาจเกิดขึ้นได้ดังนี้

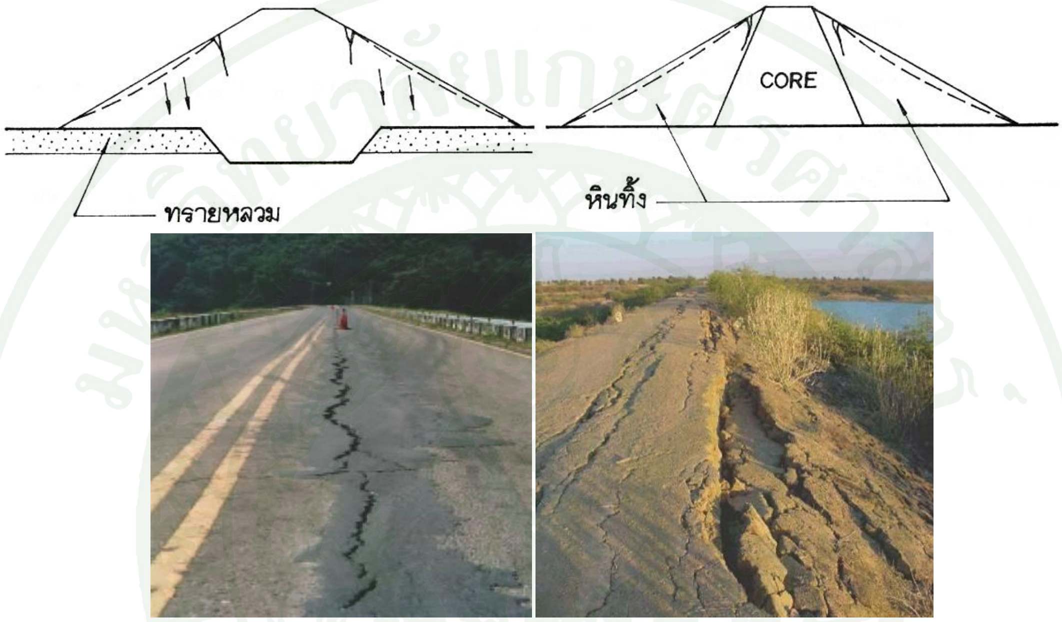
4.2.1 การแตกตามขวาง (Transverse crack) เกิดจากลักษณะช่องเขาเป็นขั้นตะพัก (Terrace)โดยมีความลาดไม่สม่ำเสมอหรือความหนาของชั้นดินฐานรากไม่สม่ำเสมอ หรือการก่อสร้างที่มีการทิ้งค้างไว้แล้วมาก่อสร้างต่อภายหลัง อาจทำให้เกิดรอยแตกขวางกับแนวสันเขื่อน ซึ่งมีอันตรายสูงในการที่จะเกิดการรั่วของน้ำผ่านตัวเขื่อน ตัวอย่างการแตกแยกลักษณะนี้ แสดงในภาพที่ 6



ภาพที่ 6 รอยแตกตามขวางแนวสันเขื่อน

ที่มา: Sherard *et al*. (1963)

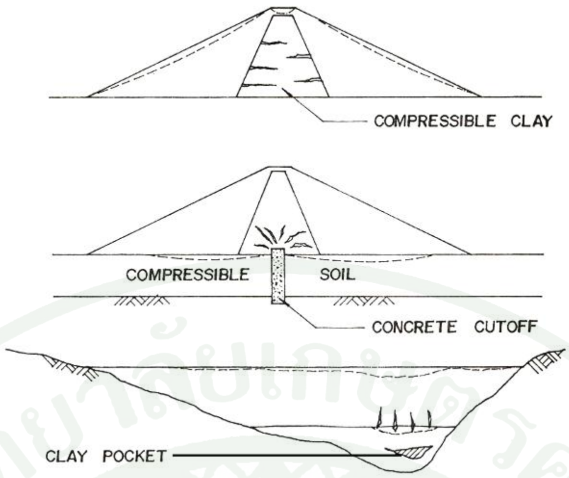
4.2.2 (Longitudinal crack) ส่วนมากจะเกิดจากการทรุดตัวตามแนวตัดขวางของตัวเขื่อนไม่เท่ากัน อาจเพราะมีอิทธิพลของสิ่งต่างๆ เช่น วัสดุต่างชนิดในส่วนต่างๆ ของตัวเขื่อน ความลึกของร่องแกน (Cutoff trench) ที่ทำให้ความสูงของเขื่อนต่างกันการเพิ่มความสูงสันเขื่อนโดยการบดอัดเพิ่ม หรือจากการสูญเสียความชื้นในส่วนต่างๆของเขื่อน เป็นต้น ดังแสดงใน ภาพที่ 7



ภาพที่ 7 รอยแตกขนานแนวสันเขื่อน

ที่มา: กรมชลประทาน (2552)

4.2.3 การแตกภายในตัวเขื่อน (Internal crack) เกิดจากการทรุดตัวต่างกันของวัสดุก่อสร้างสองชนิด เช่น แกนดินเหนียว ซึ่งทรุดตัวมากกว่าส่วนหินภายนอก หรือส่วนที่เป็นคอนกรีตกับส่วนที่เป็นดิน เป็นต้น การแตกจะเกิดในลักษณะ Tension crack เป็นส่วนมาก และมีอันตรายสูงสุด เพราะไม่สามารถตรวจพบจากภายนอกได้ นอกจากจะมีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวในเขื่อนดังแสดงใน ภาพที่ 8



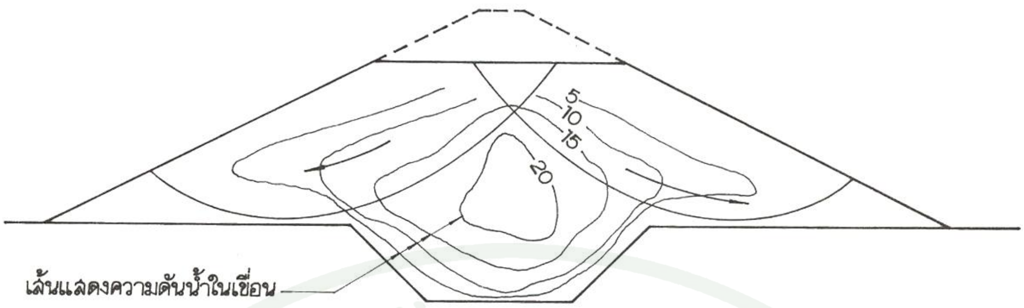
ภาพที่ 8 รอยแตกภายในตัวเขื่อน

ที่มา: Sherard *et al*. (1963)

4.3 การเคลื่อนพังของลาดเขื่อนและฐานราก

การพิบัติลักษณะนี้มักจะเกิดขึ้นอย่างฉับพลัน โดยมีการบอกเหตุล่วงหน้าน้อยมาก และมักเกิดร่วมกับการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำภายในตัวเขื่อนหรือฐานราก ช่วงวิกฤตที่อาจเกิดการพิบัติ คือ

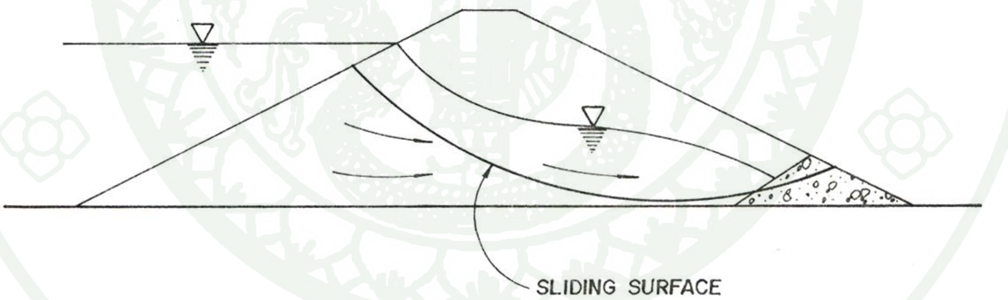
4.3.1 ในระยะหลังของการก่อสร้าง (End of Construction) ในระหว่างการบดอัดตัวเขื่อนจะทำให้เพิ่มความดันน้ำขึ้นในตัวเขื่อน ยิ่งเขื่อนสูงขึ้นความดันน้ำก็จะยิ่งมาก ทำให้ความแข็งแรงของดินลดลง จนอาจเป็นสาเหตุให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินที่ถมตัวเขื่อนขึ้นได้ ซึ่งจะสามารถเกิดได้ทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำดังแสดงใน ภาพที่ 9



ภาพที่ 9 การเคลื่อนพังของเขื่อนในระหว่างการก่อสร้าง

ที่มา: วรากร (2542)

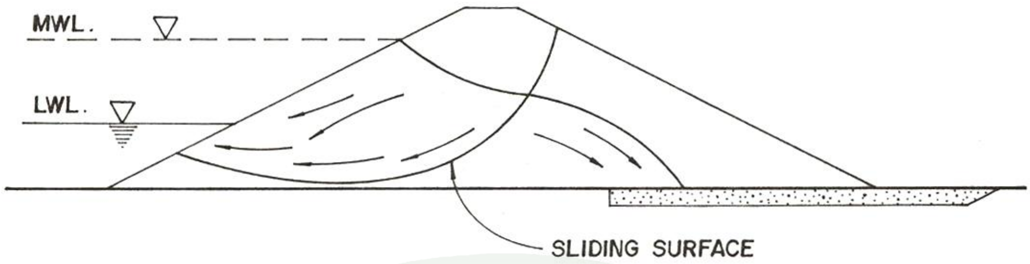
4.3.2 ในระหว่างเก็บกักน้ำ (Impounding of Reservoir) ในระหว่างการเก็บกักน้ำจะมีการไหลของน้ำซึมผ่านตัวเขื่อน จากด้านเหนือน้ำไปท้ายน้ำ ความดันน้ำในตัวเขื่อนจะค่อยๆ เพิ่มขึ้น โอกาสที่จะเกิดการเคลื่อนพังทางด้านท้ายน้ำจะมีมาก ดังแสดงใน ภาพที่ 10



ภาพที่ 10 การเคลื่อนพังของเขื่อนในระหว่างเก็บกักน้ำ

ที่มา: วรากร (2542)

4.3.3 ในระหว่างการลดระดับของน้ำในอ่างอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) เมื่อระดับน้ำในอ่างลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากการนำน้ำไปใช้ในอัตราสูง หรือระบายทิ้งเพื่อซ่อมแซมแก้ไข หรือเหตุผลอื่นใดก็ตาม ทิศทางการไหลซึมของน้ำในตัวเขื่อนจะย้อนกลับมาทางด้านเหนือน้ำ ก่อให้เกิดการเคลื่อนพังทางด้านเหนือน้ำได้ ดังแสดงใน ภาพที่ 11



ภาพที่ 11 การเคลื่อนพังในระหว่างการลดระดับน้ำ

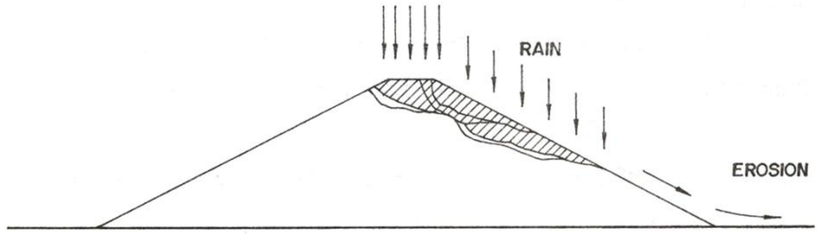
ที่มา: วรากร (2542)

นอกจากการเคลื่อนพังของตัวเขื่อนเองแล้ว ในกรณีที่ดินหรือหินฐานรากมีชั้นอ่อนอยู่ ผิวการเคลื่อนพังอาจเกิดขึ้นลึกลงไปถึงฐานรากด้วย ซึ่งจะมีลักษณะเป็นไปตามผิวของชั้นอ่อนนั้น

ส่วนการเคลื่อนพังของลาดดินธรรมชาติในบริเวณขอบอ่าง ก็อาจเป็นอันตรายต่อเขื่อนได้ กล่าวคือจะทำให้เกิดคลื่นขนาดใหญ่ เนื่องจากการถล่มของดินลงในอ่าง ขนาดของคลื่นจะใหญ่กว่าที่คาดการณ์ไว้จากแรงลม ซึ่งอาจจะทำให้ซัดปะทะและล้นสันเขื่อนได้

4.4 การพิบัติจากการกัดเซาะ

การพิบัติของเขื่อนยังอาจเกิดจากการกัดเซาะของคลื่น ที่พัดเข้ากระทบลาดเขื่อนเหนือน้ำ ส่วนการกัดเซาะจากน้ำฝนปกติจะป้องกัน ได้จากการปลูกหญ้า หรือทำหินเรียงคลุมไว้ แต่ถ้าดินมีลักษณะกระจายตัวในน้ำได้ง่าย (Dispersive Clay) ก็จะเกิดการกัดเซาะบนลาดเขื่อนได้มากจนเป็นเหตุให้เกิดความเสียหายได้ ดังที่เกิดในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยได้ดังแสดงในภาพที่ 12



ภาพที่ 12 การพิบัติจากการกัดเซาะ

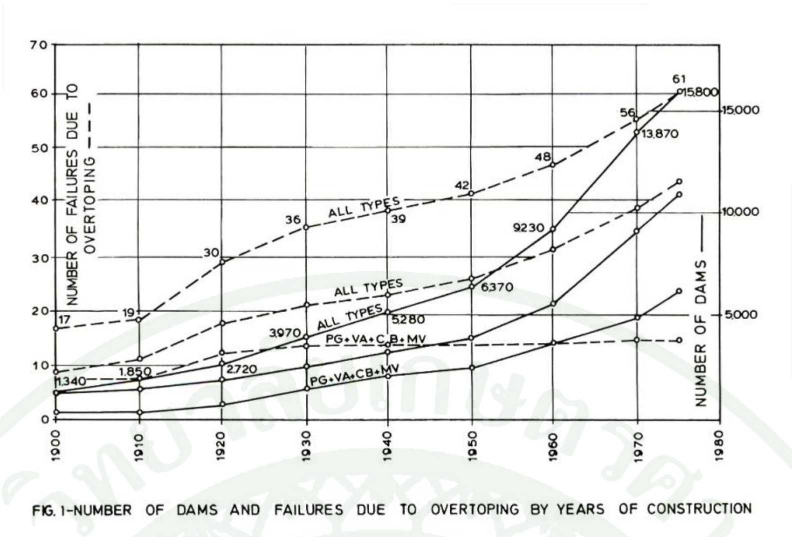
ที่มา: วรากร (2542)

4.5 การพิบัติจากน้ำล้นสันเขื่อน

การพิบัติจากน้ำล้นสันเขื่อน เป็นสาเหตุที่ก่อให้เกิดการพิบัติในอันดับต้นๆ ภาพที่ 13 แสดงสถิติการพิบัติเนื่องจากน้ำล้นสันเขื่อน สำหรับสาเหตุอาจเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุ ดังสรุปได้ดังนี้ คือ

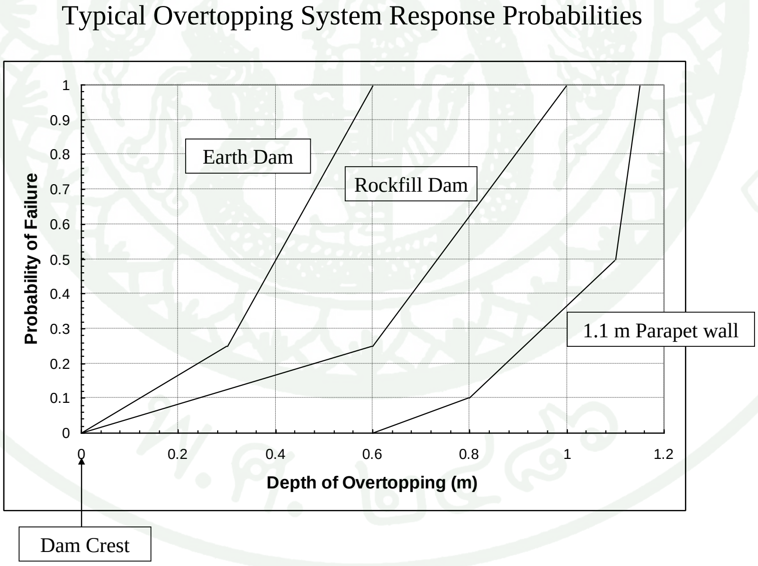
4.5.1 การคาดการณ์ทางอุทกวิทยาไม่เหมาะสม
4.5.2 การเปิดปิดบานระบายน้ำล้นไม่ถูกต้อง
4.5.3 มีการถล่มของดินลงในอ่างทำให้เกิดคลื่นใหญ่
4.5.4 การออกแบบ Freeboard ไม่เหมาะสม
4.5.5 การชำรุดของบานระบาย
4.5.6 การปิดกั้นบานระบายน้ำเนื่องจากเศษวัสดุ

ความน่าจะเป็นในการพิบัติยังขึ้นอยู่กับชนิดของเขื่อนอีกด้วย Bowlesand Anderson (1997) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Probability of Failure กับความสูงของน้ำที่ล้นสันเขื่อนดังภาพที่ 14 และภาพที่ 15 ในขณะที่ Singh and Snorrason (1982) เสนอค่าที่ใกล้เคียงกัน แต่ไม่ระบุประเภทเขื่อน โดยระบุว่าเขื่อนจะเริ่มเกิดการพิบัติเมื่อน้ำล้นข้ามสันเขื่อน (Overtoping) สูงจากสันเขื่อนตั้งแต่ 0.15 ถึง 0.61 เมตร



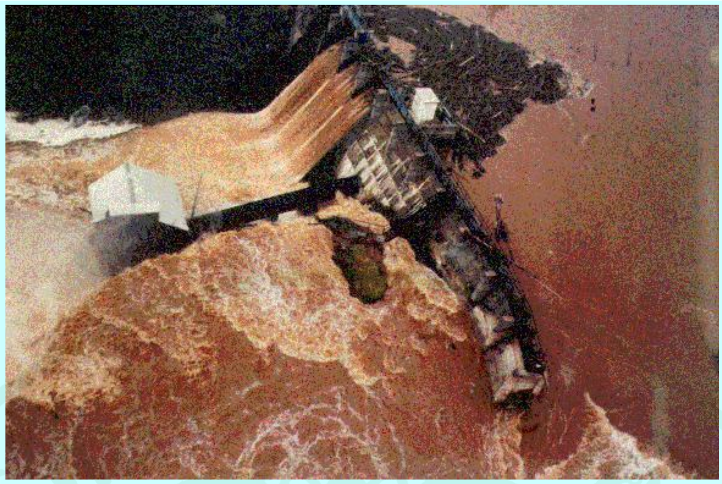
ภาพที่ 13 สถิติการพิบัติเนื่องจากน้ำล้นสันเขื่อน

ที่มา: Bowles and Anderson (1997)



ภาพที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Probability of Failure กับความสูงของน้ำที่ล้นสันเขื่อน

ที่มา: Bowles and Anderson (1997)



ภาพที่ 15 ตัวอย่างการพิบัติจากน้ำล้นสันเขื่อน Cassington

ที่มา: กรมชลประทาน (2552)

4.6 การพิบัติเนื่องจากแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหวส่งผลต่อความมั่นคงของเขื่อนเนื่องจากสามารถก่อให้เกิดการสั่นสะเทือนทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ ทำให้เกิดแรงกระทำเพิ่มขึ้นในวัสดุตัวเขื่อน นอกจากนั้นยังอาจส่งผลต่อเขื่อนเนื่องจากการเคลื่อนตัวของแนวรอยเลื่อนใกล้บริเวณเขื่อน Soralump (2002) ได้สรุปพฤติกรรมที่อาจนำไปสู่การพิบัติของเขื่อนได้ดังต่อไปนี้

4.6.1 การเคลื่อนตัวของแนวรอยเลื่อนในแนวดิ่งใกล้ตัวเขื่อน

4.6.2 การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนใต้ฐานเขื่อน (ภาพที่ 16)

4.6.3 การเกิดคลื่นน้ำภายในอ่างเก็บน้ำ (Seiches) เนื่องจากความสั่นสะเทือน(ภาพที่ 17)

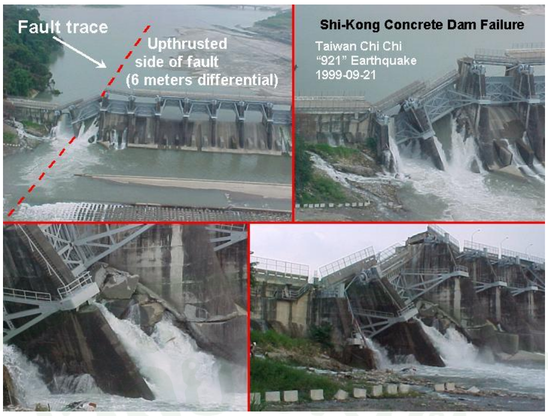
4.6.4 การเกิดแผ่นดินถล่มรอบอ่างเก็บน้ำจากแรงแผ่นดินไหวทำให้เกิดน้ำข้ามสันเขื่อน

4.6.5 เกิดการพิบัติของอาคารบังคับน้ำ ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำได้

4.6.6 การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนตามรอยแตกในแนวขวางกับสันเขื่อน

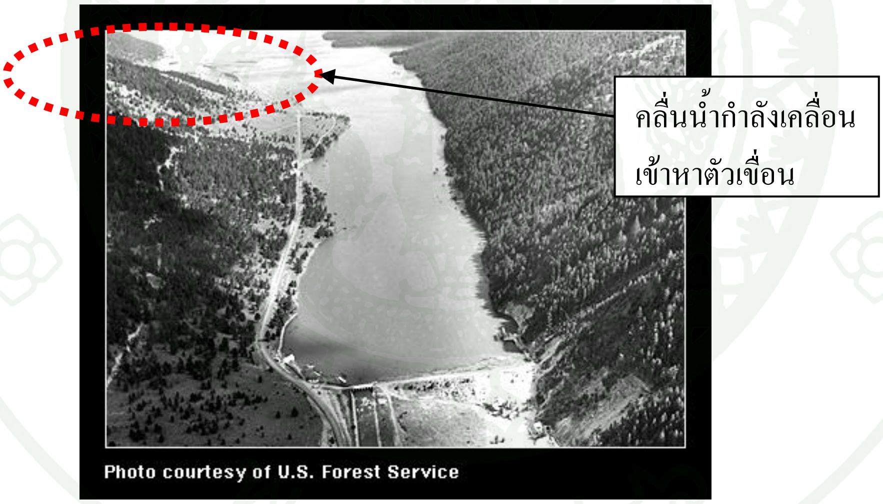
4.6.7 การยุบตัวของสันเขื่อนในแนวดิ่งเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือน

4.6.8 การสูญเสียกำลังของดินตัวเขื่อนหรือฐานรากเนื่องจากการเกิด Liquefaction ทำให้เกิดการเลื่อนไถลหรือยุบตัวของเขื่อน



ภาพที่ 16 ความเสียหายของเขื่อน Shih Kang ประเทศไต้หวัน

ที่มา: Olsen (1999)



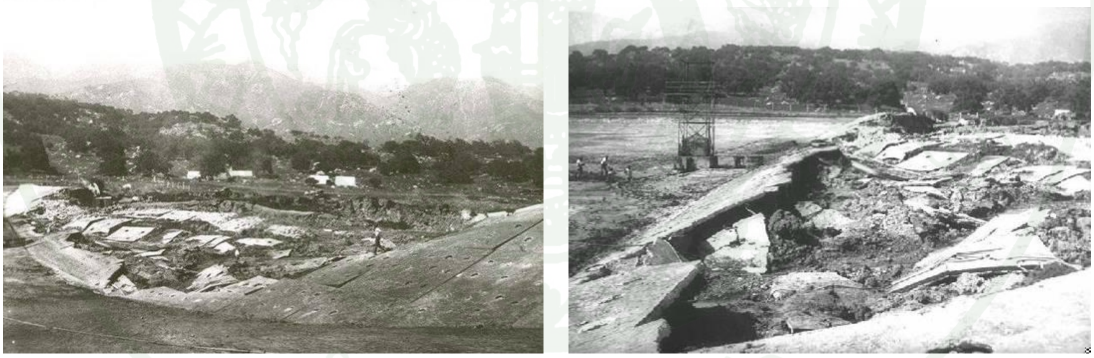
ภาพที่ 17 คลื่นในอ่างเก็บน้ำเนื่องมาจากแผ่นดินไหว (Seiches)เขื่อน Hebgenประเทศสหรัฐอเมริกา

ที่มา: กรมชลประทาน (2552)

4.7 การพิบัติจากการเกิด Liquefaction

Liquefaction คือปรากฏการที่ดินทรายหรือกรวดที่อิ่มตัวด้วยน้ำเกิดการสูญเสียกำลังเนื่องจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว เหตุดังกล่าวเกิดจากมีความสั่นสะเทือนของคลื่นแผ่นไหวที่แรงพอที่จะทำให้แรงดันน้ำในเม็ดดินเพิ่มมากขึ้นส่งผลให้เม็ดดินอยู่ห่างกันมากขึ้น กำลังรับน้ำหนักของดินจึงตกลง เหตุการณ์ดังกล่าวจะเกิดเฉพาะดินทรายหลวมหรือกรวดที่มีความแน่นต่ำ Liquefaction สามารถเกิดขึ้นได้ทั้งดินตัวเขื่อนหรือดินฐานราก และสามารถทำให้เขื่อนเกิดการพิบัติได้อย่างรวดเร็ว เขื่อนที่ก่อสร้างด้วยเทคนิคการก่อสร้างในปัจจุบันแทบจะไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction ได้ สำหรับเขื่อนเก่าประเภทเขื่อนที่มีโอกาสเกิด Liquefaction ได้ง่ายที่สุดได้แก่เขื่อนที่ก่อสร้างโดยเทคนิค Hydraulic Fill หรือบดอัดดินโดยใช้น้ำฉีด (สุทธิศักดิ์, 2551)

ปี พ.ศ. 2468 เกิดแผ่นดินไหวที่เมือง Santa Barbara ขนาดความรุนแรง 9 Rossi-Forsel สเกล ทำให้เกิดการพิบัติอย่างสมบูรณ์ของเขื่อน Sheffield ซึ่งเป็นเขื่อนดินดาดหน้าคอนกรีต (ภาพที่ 18)



ภาพที่ 18 การพิบัติของเขื่อน Sheffield ปี พ.ศ. 2461

ที่มา: Sherard *et al*. (1963)

5. การศึกษาด้านแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนในปัจจุบัน

ขั้นตอนสำคัญในการสร้างแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนคือความถูกต้องของอัตราการไหลของน้ำผ่านรอยแยก ต่อมาได้พยายามพัฒนาแบบจำลองให้มีความถูกต้องในส่วนของการทำนายลักษณะของรอยแยก แต่ยังคงมีความไม่แน่นอนเกี่ยวกับการสร้างแบบจำลอง เนื่องจากมีความไม่เข้าใจเกี่ยวกับข้อมูลกระบวนการการพังทลายและด้วยเหตุนี้ทำให้ต้องอาศัยข้อมูลสมมติฐานจากหลายแห่ง

ในความเป็นจริงแล้วไม่มีแบบจำลองไหนสามารถจำลองการพังทลายของเขื่อนได้โดยทันทีต้องใช้ข้อมูลระหว่างแบบจำลองที่ได้การทดลองและแบบจำลองที่สร้างขึ้นเองเพื่อจะทำให้ได้ข้อมูลเหมาะสมที่จะเป็นสมการพื้นฐานและหลักการทางกายภาพมาพิจารณาร่วม

โครงการในยุโรปได้ตรวจสอบผลกระทบของการเกิดน้ำท่วมขนาดใหญ่โดยใช้แบบจำลองหลายรูปแบบ ซึ่งถูกประเมินจากการทดลองภาคสนามและห้องปฏิบัติการ แบบจำลองเหล่านี้สามารถปรับปรุงและมีความน่าเชื่อถือเมื่อเปรียบเทียบกับรุ่นก่อนหน้า โดยมีความไม่แน่นอน 30% ในการทำนายปริมาณการไหลออกจากการทดลองภาคสนามและห้องปฏิบัติการ เมื่อนำไปใช้กับเหตุการณ์ที่เกิดภัยพิบัติขึ้นในอดีตของเขื่อน Tous ในประเทศสเปน พบว่ามีความไม่แน่นอน 50% จากการทำนายที่ล้มเหลวของการปริมาณการไหลออกของน้ำและการคาดการณ์ที่ไม่น่าเชื่อถือของการพังทลายในผลการทดลอง (Morris, 2005) ชี้ให้เห็นว่าการวิจัยเพิ่มเติมเป็นสิ่งจำเป็นและเพิ่มขีดสามารถของแบบจำลอง ซึ่งในส่วนนี้จะอธิบายถึงเครื่องมือและวิธีการใช้แบบจำลองการพังทลายของเขื่อน

5.1 งานทดลอง (Experimental Work)

เพื่อความเข้าใจถึงกระบวนการและการอธิบายที่เกี่ยวข้องอย่างถูกต้องของการพังทลายของเขื่อน การทดสอบภาคสนามและการใช้ห้องปฏิบัติการจึงได้ถูกประยุกต์ใช้ การทดลองจะมุ่งเน้นในการระบุขนาดของพื้นที่น้ำท่วมจากการพังทลายของเขื่อน วิธีการนี้เหมาะสมสำหรับเขื่อนคอนกรีตแบบโค้ง มักจะทำให้เกิดการพังทลายในระยะเวลาที่ค่อนข้างสั้น เกิดภัยพิบัติแบบฉับพลันทำให้ไม่มีข้อมูลเชิงลึกในการสร้างแบบจำลองสำหรับการเคลื่อนตัวของน้ำไปยังท้ายคลอง (Dressler, 1954)

ในปัจจุบันได้มีการทดสอบภาคสนามและการใช้ห้องปฏิบัติการหลายครั้ง ในการสร้างแบบจำลองการพังทลายของเขื่อน โดยในประเทศเนเธอร์แลนด์ได้ทำการวิจัยเกี่ยวกับการพังทลายของเขื่อน เริ่มต้นด้วยการทดสอบภาคสนามในเขื่อนทรายที่มีลักษณะไม่ยึดติด (non-cohesive) ในปี 1989 และการทดสอบภาคสนามครั้งที่ 2 ใช้ข้อมูลที่ Het Zwin ซึ่งตั้งอยู่ระหว่างประเทศเนเธอร์แลนด์และเบลเยียม เป็นการทดลองที่มุ่งเน้นการสร้างแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนทรายที่ใช้ป้องกันคลื่นจากทะเล โดยผลที่ได้จากการทดสอบทั้งสองได้ดำเนินการในวันที่ 6-7 ตุลาคม 1994 มีการายงานจาก Visser (1996) ต่อมาในปี 1996 ได้มีการทดสอบภาคสนามขนาดใหญ่ โดยดำเนินการตรวจสอบแบบ 3 มิติของการพังทลายของเขื่อนทราย (Visser 1998)

วิธีการพังทลายที่แตกต่างกันทั้งห้องปฏิบัติการขนาดเล็กและการทดสอบภาคสนามขนาดใหญ่มีวัตถุประสงค์เพื่อให้มีความเข้าใจวิธีการการพังทลาย ข้อมูลสำหรับการสอบเทียบและการตรวจสอบแบบจำลองคณิตศาสตร์ สำหรับข้อมูลเพิ่มเติมในบางส่วนของการทดลองที่ดำเนินการได้แก่ Tinney and Hsu (1961); Tingsanchali and Hoai (1993); Colemanet *et al.* (2002); Rozov (2003); Zhu *et al*. (2006); (IMPACT, 2004)

การใช้ห้องปฏิบัติการและการทดสอบภาคสนามมีวัตถุประสงค์เพื่อให้เข้าใจถึงวิธีการทำให้เกิดรอยแยกและข้อมูลสำหรับการสอบเทียบและตรวจสอบจากแบบจำลอง โดยทดสอบภาคสนามหลายแห่งที่มีขนาดใหญ่ได้มีการทดสอบการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยได้ทดสอบภาคสนามในประเทศนอร์เวย์สรุปไว้ในภาพที่ 19 และตารางที่ 3 และข้อมูลเกี่ยวกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4

ตารางที่ 3 ข้อมูลเกี่ยวกับการทดสอบภาคสนามทั้ง 5 ในประเทศนอร์เวย์

ที่	อธิบายการทดสอบ
1	เขื่อนดินเหนียว มีความสูง 6 เมตร (D50=0.01 มิลลิเมตร)มีดินเหนียว 25% และทรายน้อยกว่า 15 % ทำให้เกิดการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน
2	เขื่อนที่ไม่ค่อยคงทน มีความสูง 5 เมตร D50 ประมาณ 5 มิลลิเมตร ทำให้เกิดการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน
3	เขื่อนหิน มีความสูง 6 เมตร ทำให้เกิดการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน
4	เขื่อนหิน มีความสูง 6 เมตร ทำให้เกิดการการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว
5	เขื่อนหิน มีความสูง 4.5 เมตร ทำให้เกิดการการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว

ตารางที่ 4 ข้อมูลเกี่ยวกับการทดสอบ 22 ครั้งในห้องปฏิบัติการที่ HR Wallingford

จำนวนครั้ง	อธิบายการทดสอบ
9	การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน โดยใช้วัตถุไม่ยึดเกาะที่ขนาดต่างกัน, ตำแหน่งของการพังทลายและรูปแบบของเขื่อน
8	การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน โดยใช้วัตถุที่ยึดเกาะ เป็นวัสดุ และชนิดที่มีความแตกต่างกัน, ลักษณะบดอัดและรูปแบบของเขื่อน
5	การพังทลายแบบเกิดรูรั่วโดยใช้วัตถุที่ยึดเกาะ

การทดสอบภาคสนามและการทดสอบในห้องปฏิบัติการนำไปสู่การตรวจสอบและถูกนำไปพัฒนา ซึ่งในระหว่างการทดสอบภาคสนามในนอร์เวย์สรุปได้ว่ารูปแบบการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยม ไม่ได้เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูอย่างที่ได้สันนิษฐานไว้ก่อนหน้านี้ Morris (2005) ชี้ให้เห็นว่าเมื่อปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนไปแล้ว จะเกิดรูปแบบการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู อย่างไรก็ตามสิ่งสำคัญที่กล่าวทั้งการทดสอบภาคสนามและการทดสอบในห้องปฏิบัติการ จะมีการรูปแบบการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งจะส่งผลให้การพังทลายเปลี่ยนรูปร่างเป็นแบบอื่นๆ ต่อไป

(a)

(b)

ภาพที่ 19 การพังทลายจากการทดสอบภาคสนามในประเทศนอร์เวย์ (a) การพังทลายแบบเกิดรูรั่ว (b) การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน

5.2 สมการเบื้องต้นจากการทดลอง (Empirical Equaions)

ทางเลือกในการประเมินลักษณะการพังทลายของเขื่อนจะใช้การวิเคราะห์จากสมการถดถอยการเกิดภัยพิบัติของเขื่อนในอดีต โดยขอบเขตการพังทลายจะประเมินจากข้อมูลทางกายภาพ ดังตารางที่ 5 หรือเป็นเครื่องมือในการเปรียบเทียบผลลัพธ์จากข้อมูลทางกายภาพ

ตารางที่ 5 ประเมินความกว้างของรอยแยกและเวลาขณะเกิดภัยพิบัติ ประกอบด้วยความสูงของเขื่อนH_d,ความยาวสันเขื่อน *CL*และ ชนิดของเขื่อน

ชนิดของเขื่อน	ความกว้างของรอยแยก	เวลาขณะเกิดภัยพิบัติ
เขื่อนดินและเขื่อนหิน	$3H_d$	$\sqrt{H_d}$
เขื่อนคอนกรีต	$CL/3$	$\sqrt{H_d}$
เขื่อนที่มีรูปแบบโค้ง	CL	$H_d/50$

สูตรจากการทดลองจำนวนมากได้รับการพัฒนาจากการทำนายลักษณะการพังทลาย อัตราการการไหลสูงสุด รูปร่างของเขื่อนและอ่างเก็บน้ำ ความจุของอ่างเก็บน้ำ ความลึกและปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำขณะช่วงเวลาที่เกิดการพังทลาย ความสูงของเขื่อน โดยจะนำไปใช้ในการอธิบายสมการต่อไป

The U.S. Bureau of Reclamation (1988) ชี้ให้เห็นว่าเขื่อนดินมีรูปแบบการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมโดยจะมีความกว้างมากที่สุด มีขนาดเป็น 3 เท่าของความลึก โดยวัดจากรอยแยกที่ระดับต่ำสุด

$$B_{avg} = 3h_w \tag{8}$$

เมื่อ B_{avg}คือค่าเฉลี่ยของความกว้างทั้งหมดขณะเกิดการพังทลาย

h_wคือความลึกของน้ำในอ่างเก็บน้ำเมื่อเริ่มเกิดการพังทลาย

Hagen (1982) วิเคราะห์ 18 เหตุการณ์ที่เกิดภัยพิบัติขึ้นในอดีตจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนจะได้สมการต่อไปนี้

$$Q_p = 1.205(V_w h_w)^{0.48} \tag{9}$$

เมื่อ V_wคือปริมาณน้ำ

h_wคือความลึกของน้ำในอ่างเก็บน้ำ

Q_pคืออัตราการไหลสูงสุด

MacDonald and Langridre-Monopolis (1984) วิเคราะห์เขื่อนทั้งหมด 42 แห่ง เป็นเขื่อนดิน 30 เขื่อน เขื่อนหินและเขื่อนอื่นๆอีก 12 เขื่อน โดยความสูงของเขื่อนมีตั้งแต่ 6-93 เมตร ปริมาณการไหลออกของน้ำ V_{out} จากอ่างเก็บน้ำที่ความลึก h_{w-b} จะถูกเปรียบเทียบกับอัตราการไหลสุดสูงของเขื่อนดิน 18 แห่งซึ่งสามารถแสดงสมการได้ดังนี้

$$Q_p = 3.85(V_{out}h_w)^{0.41} \quad (10)$$

$$Q_p = 1.15(V_{out}h_w)^{0.41} \quad (11)$$

Singh and Snorrason (1982, 1984) วิเคราะห์เขื่อนดินที่เกิดภัยพิบัติในอดีต จากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน โดยจะทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของรอยแยกและความสูงของเขื่อน

Singh and Snorrason (1982, 1984) วิเคราะห์สมมติฐานของการเกิดภัยพิบัติของเขื่อนดินทั้ง 8 แห่งในรัฐอิลลินอยส์ของอเมริกา มีความสูงของเขื่อน H_d ตั้งแต่ 4.4 – 28 เมตร โดยเขื่อนดิน 6 แห่ง นั้นเกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและอีก 2 แห่งเกิดจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว

US Army Corps of Engineers HEC-1 and NationalWeather Service BREACH (Fread, 1988) ได้นำมาใช้ทำนายปริมาณการไหลสูงสุด ทั้ง 2 แบบจำลอง จะแสดงเวลาสูงสุดที่เกิดภัยพิบัติ ความลึกและความกว้างที่มากที่สุดของรอยแยก และระดับน้ำบนสันเขื่อน(กรณีที่เกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน) โดยกำหนดให้เท่ากับ 0.5 ชั่วโมง, h_d, $4h_d$ และ 0.15 เมตร ตามลำดับ จะได้สมการดังนี้

$$Q_p = 1.78S^{0.47} \quad (12)$$

$$Q_p = 13.4h_d^{1.89} \quad (13)$$

เมื่อ Q_p คืออัตราการไหลสูงสุด

S คือปริมาณการความจุของอ่างเก็บน้ำ

h_d คือความสูงของเขื่อน

Costa (1985) ได้ทำการวิเคราะห์เขื่อนที่เกิดภัยพิบัติในอดีตทั้งหมด 31 แห่ง โดยความสูงของเขื่อนมีให้พิจารณาหลายรูปแบบตั้งแต่ 1.8 – 83.8 เมตร ส่วนปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำขณะที่เกิดจากพังทลายมีปริมาณ 3.8×10^{3} - 7×10^{8}ลูกบาศก์เมตร จะได้สมการต่อไปนี้

$$Q_p = 1.12{V_w}^{0.57} \tag{14}$$

$$Q_p = 2.63(V_w h_d)^{0.44} \tag{15}$$

$$Q_p = 10.5{h_d}^{1.87} \tag{16}$$

$$Q_p = 1.27{V_w}^{0.48} \tag{17}$$

$$Q_p = 0.981(V_w h_d)^{0.42} \tag{18}$$

โดยไม่มีความแตกต่างระหว่างสมการถดถอยของMac-Donald and Langridge-Monopolis (1984) และ Costa (1985), โดย Mac-Donald and Langridge-Monopolisจะกล่าวถึงการวิเคราะห์เฉพาะเขื่อนดินในขณะที่ Costa กล่าวถึงการวิเคราะห์เขื่อนดินและเขื่อนชนิดอื่นๆ

Froehlich (1987) ได้วิเคราะห์การเกิดภัยพิบัติของเขื่อน 22 แห่ง โดย h_wเท่ากับ 3.4 – 77.4 เมตรV_wเท่ากับ 0.1 – 310 ล้านลูกบาศก์เมตร จะแสดงเป็นสมการดังต่อไปนี้

$$Q_p = 0.607({V_w}^{0.295} h_w)^{1.24} \tag{19}$$

ในการวิเคราะห์ทั้งหมดมากกว่า 90% ได้ทำการวิเคราะห์เหตุการณ์การเกิดภัยพิบัติของเขื่อนในประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นการแสดงความสัมพันธ์ของสมการถดถอยโดย MacDonaldand Langridge-Monopolis (1984); Costa (1985) และ Froehlich (1987) เพื่อเสนอปริมาณการไหลสูงสุด

Broich (1998)วิเคราะห์การเกิดภัยพิบัติของเขื่อน 39 แห่ง และได้สมการถดถอย 2 สมการซึ่งมีปริมาณการไหลออกและปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำขณะที่เขื่อนเกิดการพังทลาย

$$Q_p = 255.859(V_w\ h_w)^{0.449} \tag{20}$$

$$Q_p = 72.611(V_w\ {h_w}^{4})^{0.256} \tag{21}$$

เมื่อ V_wคือ10^{6}ลูกบาศก์เมตร

Wahl (2004)ได้ทำการวิเคราะห์ความไม่แน่นอนของสมการ โดยได้รวบรวมฐานข้อมูลของเขื่อนจำนวน 108 เหตุการณ์ที่เกิดภัยพิบัติ เป็นที่ชัดเจนว่าการทำนายปริมาณการไหลออกสูงสุดขึ้นอยู่กับความสูงของเขื่อนและความจุของอ่างเก็บน้ำ โดยความลึกในอ่างเก็บน้ำสามารถอยู่ในระดับที่ต่ำกว่าความสูงของเขื่อน ในกรณีเกิดจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว และระดับน้ำจะสูงกว่าความสูงของเขื่อนในกรณีเกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน

5.3 แบบจำลองเชิงกายภาพ (Physically based models)

Cristofano (1965) ได้พัฒนาแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนที่มีลักษณะดังต่อไปนี้ รูปแบบการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ความกว้างของด้านล่างสมมติเป็นค่าคงที่ ความกว้างของด้านบนจะขยายและมีความกว้างมากที่สุด

การไหลของน้ำผ่านช่องรอยแยก คำนวณโดยใช้ความกว้างของสันเขื่อน สมการการไหลมีค่าสัมประสิทธิ์การไหล 2.9 ที่จุดเริ่มต้นของการพังทลายถึง 2.2 ที่ปริมาณการไหลสูงสุด

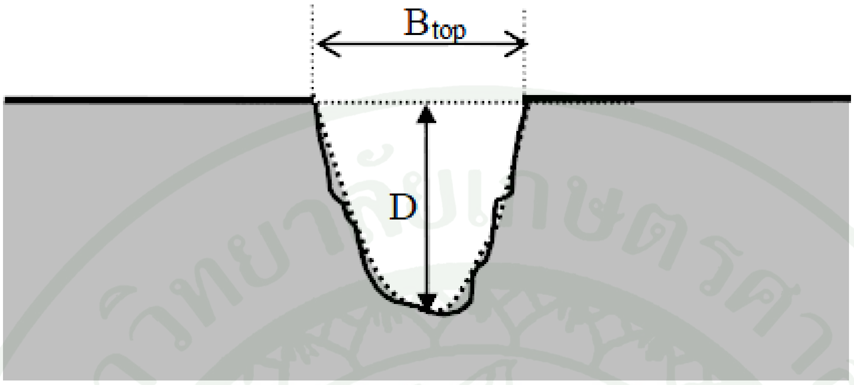
$$Q = CLH^{1.5} \tag{22}$$

เมื่อ C คือสัมประสิทธิ์อัตราการไหล
H คือ ความลึกของน้ำบนรอยแยกด้านล่าง
L คือ ความยาวของช่องรอยแยก
Q คือ อัตราการไหล

การพังทลายของดินตะกอนเกิดจากความแรงของน้ำที่ไหลผ่านรอยแยกในการต้านทานแรงเฉือนของอนุภาคดินโดยอยู่ด้านล่างของรอยแยก อัตราการกัดเซาะจะขึ้นอยู่กับอัตราการเปลี่ยนแปลงของน้ำที่ไหลผ่านรอยแรก

Harris andWagner (1967)ได้นำเสนอแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนที่เหมาะสมกับเกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รูปแบบการพังทลายเป็นรูปพาราโบลา ประกอบด้วยความกว้างด้านบน B_{top} สมมติเป็น 3.75 เท่าของความลึก D (ดังภาพที่ 20) ดังสมการต่อไปนี้

$$Q = 5.54H^{2.5} \tag{23}$$



ภาพที่ 20 รูปแบบการพังทลาย

Schoklitsch (1917) ได้ประเมินการเคลื่อนที่ของตะกอนตามรอยแยกของเขื่อน ซึ่งอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน มีดังนี้

$$G = 86.7S^{1.5}Qd^{-0.5}$$

เมื่อ G คือ อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน
S คือ ความลาดเท
d คือ เส้นผ่านศูนย์ของอนุภาคดิน

Brown and Rogers (1977, 1981) ได้พัฒนาแบบจำลอง BRDAM ที่เกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รอยแยกจะเริ่มต้นที่บริเวณสันเขื่อน เมื่อเกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน มีลักษณะการพังทลายเป็นรูปพาราโบลา สมมติให้เป็นค่าคงที่ระหว่างเกิดการพังทลาย โดยความลาดเทด้านข้าง 45° องศา และความลาดเทของรอยแยก 5° - 20° องศา ขึ้นอยู่กับวัสดุของเขื่อน ซึ่งปริมาณการไหลออกขณะเกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$Q_p = \sqrt{g}B_{top}y_c^{1.5} \tag{24}$$

โดยความลึกของน้ำที่ไหลผ่านสันเขื่อนเท่ากับ 75% ของความลึกน้ำในระดับต่ำสุดของการเกิดรอยแยก Like Harris and Wagner (1967), the Schoklitsch(1934) ได้วิเคราะห์สมการของการเกิดตะกอน เพื่อประเมินการเคลื่อนตัวของเม็ดดิน ซึ่งความลาดเทด้านข้างและการกัดเซาะไม่ได้มีการอธิบายในแบบจำลอง

Ponce and Tsivoglou (1981) ได้นำเสนอแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนดินที่เกิดจากการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน โดยเริ่มจากตำแหน่งการพังทลายในจุดที่เปราะบางของสันเขื่อนและพื้นผิวด้านท้ายน้ำของเขื่อน ความกว้างด้านบนของการพังทลายจะมีความเกี่ยวข้องกับอัตราการไหล

Lou (1981) ได้พัฒนาแบบจำลองที่มีความคล้ายกับแบบจำลองของ Ponce and Tsivoglou(1981) ซึ่งมีประสิทธิ์ภาพ โดยจะอธิบายรูปแบบการพังทลายเป็นสมการดังต่อไปนี้

$$y = h_{mar} \cos\left(\frac{\pi}{B_{top}} \chi \right)$$

เมื่อ y คือ ความลึก

h_{max} คือ ความลึกสูงสุดจากจุดศูนย์กลาง

x คือ ระยะทางจากจุดศูนย์กลาง

โดยนำสมการ Saint–Venantมาใช้กับแบบจำลองของการไหลไม่คงที่ระหว่างเกิดการพังทลายของเขื่อนดิน การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนนั้นจะคำนวณอัตราการไหลของตะกอน โดยใช้ 3 สมการดังต่อไปนี้ 1)สมการของ Du Boy (Du Boys, 1879)โดยรวมกับสมการของ Einstein ซึ่งจะทำการคำนวณการเคลื่อนตัวของตะกอนทั้งหมด 2) การเคลื่อนที่ของตะกอนได้มาจากปัจจัยของการเกิดการพังทลาย ดัชนีของความยากง่ายในการพังทลายและความเร็วของน้ำ3) สมการของ Cristofanoคำนวณอัตราการกัดเซาะซึ่งสมการของDu Boy สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$q_{bl} = K\tau_0(\tau_0 - \tau_c) \tag{25}$$

เมื่อ q_{bl} คือ อัตราการเคลื่อนที่ของดินต่อความกว้าง

$(\tau_0 - \tau_c)$ คือ ความเค้นเฉือนส่วนเกิน

K คือ ปัจจัยของการเคลื่อนตัวและความเร็วของตะกอน

Einstein's (1942) อัตราการลอยตัวของตะกอนต่อหนึ่งหน่วยความกว้างสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$q_{sl} = K_s\left[2.303\log\left(\frac{30.2h}{d_{65}}\right)I_1 + I_2\right] \qquad (26)$$

เมื่อ h คือ ความลึกการไหล

I_1 ,I_2คือ ปริมาณหนึ่งที่ขึ้นอยู่กับความลึกการไหล

d_{65}คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเม็ดดิน

K_sคือ 11.6 $C_a u_s a_{bl}$

a_{bl}คือ ความหนาของตะกอนเมื่อเริ่มรอยตัว

u_sคือ $(gRS)^{0.5}$

C_aคือ ความเข้มข้นของตะกอน

Lou (1981) อธิบายไว้ใน Singh (1996) ได้มาจากสูตรของการเคลื่อนตัวของดิน โดยจะบรรยายกระบวนการการกัดเซาะ ดังสมการต่อไปนี้

$$E_r = \frac{C_e}{12} t_d u^4$$

เมื่อ C_e คือ ค่าคงที่

t_d คือ ช่วงเวลาของการพังทลาย

u คือ ความเร็วของน้ำ

M_s คือ มวลของดินที่สูญเสียไประหว่างการพังทลาย

Fread (1984) หน่วยงานสังกัด National Weather Service ได้ศึกษาแบบจำลอง BREACHซึ่งศึกษาการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยการกัดเซาะจะเริ่มเกิดขึ้นกับพื้นผิวด้านท้ายน้ำของเขื่อน มีรูปแบบเป็นสี่เหลี่ยมเล็กๆ ส่วนด้านข้างของรอยแยกจะทรุดตัวลงจากนั้นจะเปลี่ยนรูปทรงเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งขนาดจะถูกกำหนดด้วยความสูงของเขื่อน ความกว้างของด้านบนและด้านล่างของรอยแยกของหน้าตัด การไหลผ่านรอยแยกสามารถคำนวณจากสมการความกว้างของสันเขื่อนและสมการจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนสามารถคำนวณจากสมการของ Meyer-Peter and Muller (1948) และสมการการเคลื่อนตัวของตะกอนได้แก้ไขโดย Smart (1984)

University of the Federal Armed Forces Munich (Broich, 1998) ได้พัฒนาแบบจำลอง DEICH ได้ศึกษาแบบจำลองการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและจากการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยช่องหรือรูรั่วจะเกิดขึ้นบริเวณสันเขื่อน โดยการพังทลายเป็นรูปแบบสี่เหลี่ยมคางหมูมีความลาดเทด้านข้าง 45°และสมมติการกัดเซาะด้านข้างและด้านล่างเป็นค่าคงที่ อัตราการพังทลายสามารถคำนวณโดยใช้ความกว้างของสันเขื่อน โดย DEICH A และ DEICH_P จะคำนวณตะกอนทั้งหมด ในขณะที่ DEICH N1/N2 ได้ทำการแยกแยะระหว่างตะกอนท้องน้ำและการลอยตัวของตะกอน ซึ่ง DEICH_A ใช้สูตรของเคลื่อนที่ของตะกอนจาก Ponce–Tsivoglou(Ponce and Tsivoglou, 1981) การรวมกันของสมการ Exner กับ Meyer-Peter และ Muller (1948)

มีหลายแบบจำลองที่ได้รวบรวมการพังทลาย แต่ส่วนใหญ่แล้วจะเป็นช่วงเวลาการพังทลายในช่วงสุดท้ายและอัตราการพังทลายมีการกำหนดไว้แล้ว ขึ้นอยู่กับผู้ใช้งานจะตัดสินใจปัจจัยการพังทลายลักษณะของเขื่อนและอ่างเก็บน้ำ แบบจำลอง MIKE 11 ประกอบด้วยแบบจำลองการพังทลาย สามารถใช้จำลองการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนหรือการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว การพังทลายอย่างต่อเนื่องทำให้เกิดเป็นรูปแบบการพังทลาย ซึ่งจะถูกกำหนดโดยความลึก ความกว้างด้านล่าง และความลาดเทของรอยแยก โดยสามารถกำหนดการพังทลายได้ 2 วิธีคือ

1) เวลา:ผู้ใช้งานแบบจำลองการพังทลาย สามารถกำหนดช่วงเวลาการพังทลาย ความกว้างและความลาดเทได้

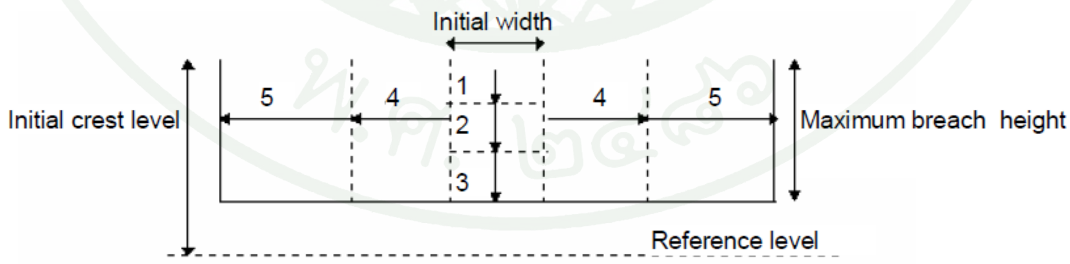
2) การกัดเซาะ : ในแบบจำลอง MIKE 11 สามารถคำนวณการพังทลายของเขื่อนโดยใช้สูตรการเคลื่อนตัวของตะกอน

แบบจำลอง Sobek 1D2D, ซึ่งพัฒนาโดย Delft Hydraulicsสามารถจำลองการพังทลายของเขื่อนได้ทั้ง แบบจำลองการไหลของน้ำแบบ 1 มิติส่วนใหญ่จะใช้สำหรับการป้องกันน้ำท่วมตามแนวลำน้ำ และแบบจำลองการไหลของน้ำแบบ 2 มิติ โดยแบบจำลองจะพิจารณารูปแบบการพังทลายรูปสี่เหลี่ยมจะเริ่มพังทลายลึกลงไปและขยายออกทางด้านข้าง ซึ่งภาพที่ 21 จะแสดงการพังทลายเป็นช่วงๆ โดยมีขอบเขตการศึกษาดังนี้

1) โดยไม่พิจารณาถึงสภาพการไหลจริงที่เกิดขึ้นขณะเกิดการพังทลายจะต้องกำหนดความกว้างและความสูงของสันเขื่อนของการพังทลาย ความลึกของรอยแยก เวลาเริ่มต้นและระยะเวลาเมื่อเกิดกระบวนการพังทลาย ความกว้างหรือช่วงเวลาการพังทลายสูงสุด อัตราการไหลผ่านรอยแยกโดยจะใช้สูตรมาตรฐานของการไหลผ่านฝายน้ำล้น

2) ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของไฮดรอลิคและการกำหนดพารามิเตอร์โดยใช้ข้อมูลเกี่ยวกับระดับต่ำสุดของรอยแยก ความเร็วของการไหลสูงสุดซึ่งไม่เกิดการกัดเซาะ เวลาเริ่มต้นและระยะเวลาของกระบวนการพังทลาย

สำหรับข้อมูลเกี่ยวกับแบบจำลองการพังทลายอื่นๆ จะอ้างอิงจากตารางที่ 6 และ Singh (1996); Singh and Quiroga (1987); Loukola and Huokuna (1998)เพื่อให้เข้าใจวิธีการที่เกี่ยวข้องกับการพังทลายของเขื่อน ซึ่งได้ตรวจสอบจากฐานข้อมูลการเกิดภัยพิบัติของเขื่อนในอดีต แล้วได้นำวิธีการมาประเมินรูปแบบการพังทลายและปริมาณการไหลออกของน้ำผ่านรอยแยก



ภาพที่ 21 การพังทลายใน Sobek 1D2D, เริ่มแรกจะพังทลายในทิศทางแนวตรง (ขั้นตอนที่ 1, 2 และ 3) และจะพังทลายไปยังทิศทางแนวนอน (ขั้นตอนที่ 4 และ 5)

ตารางที่ 6 สรุปลักษณะการพังทลายของเขื่อนจากผลการศึกษาของ

แบบจำลอง	**ลักษณะเชิงเรขาคณิต**	**ชลศาสตร์**	**ตะกอน**
Cristofano (1965)	Trapezoidal with side angle equal to angle of repose of the compacted material	ฝายสันกว้าง	Developed empirical formula
Harris and Wagner (1967)	Parabolic with top width 3.75 times the depth	ฝายสันกว้าง	Modified bed load Schoklitsch formula and suspended load formula based on turbulence and fall velocity
Brown and Rogers (1981)BRDAM model	Parabolic with side slope of 45	ฝายสันกว้าง	Modified bed load, Schoklitsch formula
Ponce and Tsivoglow (1981)	Top width flow rate relation	Saint-Venant	Exner with Meyer-Pater-Muller
Lou (1981)	Most effective stable section (Cosine curve shape)	Saint-Venant	1. Du Boy & Einstein 2. Lou 3. Christofano
Nogueira	Effective shear stress section (Cosine curve shape)	Saint-Venant	Exner equation with Meyer-Pater-Muller
Fread (1988) NWS BREACH	Rectangular and trapezoidal	ฝายสันกว้าง ไหลผ่านรูระบาย	Meyer-Pater-Muller modified by Smart
Singh &Quiroga (1987)BEED	Trapezoidal	ฝายสันกว้าง	Einstein-Brown
Loukola&Houkuna (1998) EDBREACH	Trapezoidal	ฝายสันกว้าง	Meyer-Pater-Muller
Broich (1998) DEICH N1/N2	Diffusion approach	Saint-Venant	Several transport eqs.

ที่มา: Zagonjolli (2007)

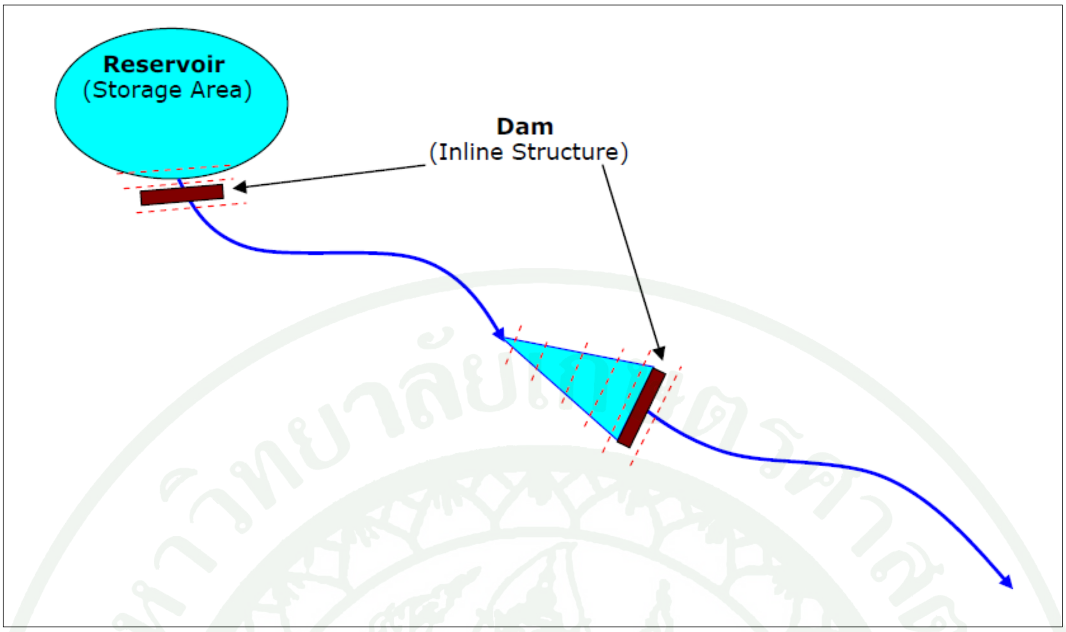
6. แบบจำลองการพังทลายของเขื่อน HEC-RAS MODEL

การพังทลายของเขื่อนเกิดขึ้นในหลายเมือง เช่น Buffalo Creek, West Virginia 1972; Teton dam, Idaho 1976; Laural Run Dam and Sandy Run Dam, Pennsylvania 1977; Kelly Barnes Dam, Georgia 1977 จึงทำให้ต้องสังเกตความปลอดภัยของเขื่อนซึ่งความปลอดภัยของเขื่อนคือการตอบคำถาม "อะไรจะเกิดขึ้นถ้าหากเขื่อนเกิดการพังทลาย" โดยความสามารถในการประเมินผลของการเกิดการพังทลายของเขื่อนได้เพิ่มมาในแบบจำลอง HEC-RAS

ในแบบจำลอง HEC-RAS สามารถจำลองการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและการพังทลายแบบเกิดรูรั่วของเขื่อนดินและเขื่อนคอนกรีต (ส่วนใหญ่เกิดจากการเกิดแผ่นดินไหว) ทำให้เกิดคลื่นน้ำท่วมเคลื่อนที่ไปยังทางด้านท้ายน้ำโดยจะใช้สมการการไหลไม่คงที่ การสร้างแผนที่น้ำท่วมสามารถใช้โปรแกรม HEC-GeoRASร่วมกับ GIS เป็นข้อมูลระดับความสูงของพื้นที่

แบบจำลองของเขื่อนภายใน HEC-RAS จะใช้เครื่องมือ Inline Structure โดยผู้ใช้จะทำการกำหนดทางระบายน้ำล้นของเขื่อนและการเปิดประตูระบายน้ำ (ประตูบานโค้งและบานตรง) สามารถควบคุมช่วงระยะเวลาหรือระดับการเปิดประตูระบายน้ำ

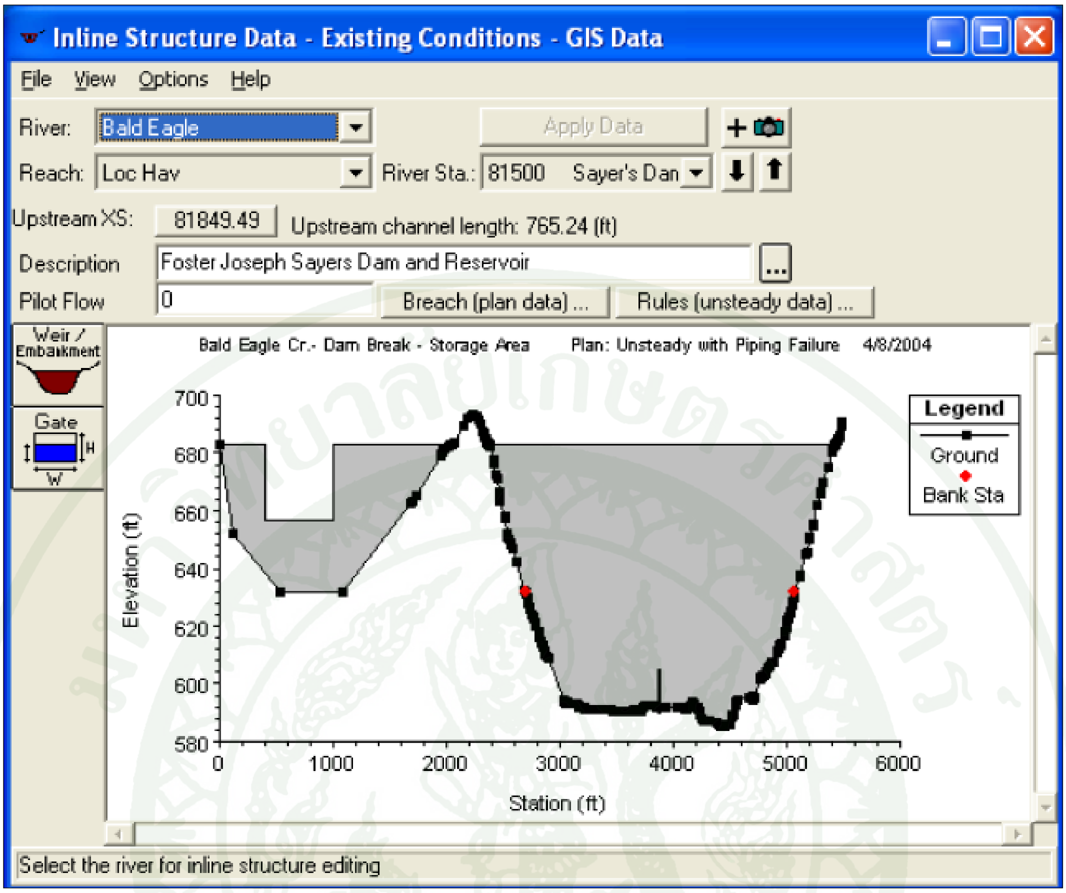
โดยในแบบจำลองสามารถใช้รูปตัดตามขวางหรือพื้นที่อ่างเก็บน้ำ ดังภาพที่ 22 การใช้ข้อมูลรูปตัดตามขวางเมื่อเกิดการไหลแบบไม่คงที่ จะทำให้การเคลื่อนตัวของปริมาณน้ำไหลผ่านอ่างเก็บน้ำถึงทางด้านท้ายน้ำของเขื่อน ส่วนการใช้ข้อมูลพื้นที่กักเก็บน้ำแทนอ่างเก็บน้ำในแบบจำลอง HEC-RAS ประกอบด้วย 2 รูปตัดตามขวางของอ่างเก็บน้ำภายในโครงสร้างของตัวเขื่อนและรูปตัดตามขวางของทางด้านท้ายน้ำ ดังภาพที่ 22การเคลื่อนตัวของน้ำเป็นการเชื่อมโยงของอ่างเก็บน้ำ (พื้นที่เก็บกัก) กับรูปตัดตามขวางแรก (ด้านเหนือน้ำ) ส่วนรูปตัดตามขวางที่ 2 ในพื้นที่อ่างเก็บน้ำซึ่งอยู่เป็นภายในโครงสร้าง (ตัวเขื่อน)



ภาพที่ 22 วิธีการสร้างแบบจำลอง HEC-RAS ของตัวเขื่อนและอ่างเก็บน้ำ

ข้อควรระวังของการใช้พื้นที่กักเก็บน้ำแทนพื้นที่อ่างเก็บน้ำซึ่งเงื่อนไขแรกคือการคำนวณการวิเคราะห์การไหลกลับของน้ำโดยขึ้นอยู่กับผู้ใช้แบบจำลองเพื่อมั่นใจว่าน้ำท่าที่ได้จากการคำนวณทางด้านเหนือน้ำมีความสอดคล้องกับน้ำท่าที่ไหลเข้าพื้นที่เก็บกัก ถ้าไม่ใช่กรณีนี้แบบจำลองส่วนใหญ่จะมีปัญหาที่จุดเริ่มต้นในการเคลื่อนตัวของน้ำเป็นการไหลไม่คงที่โดยจะมี 2 วิธีเพื่อให้มั่นใจว่าการคำนวณน้ำท่านั้นมีความสอดคล้อง วิธีที่ 1 คือการปรับปริมาณการไหลให้ลดลงและปริมาณน้ำใต้ดินจนถึงปริมาณน้ำท่าเพื่อให้สอดคล้องกับระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ วิธีที่ 2 คือการใช้ตัวเลือกโดยให้ผู้ใช้กำหนดปริมาณน้ำท่าในรูปตัดขวางระหว่างการคำนวณเงื่อนไขเริ่มต้น ซึ่งตัวเลือกนี้เรียกว่า “Internal RS Initial Stags” และสามารถใช้ตัวเลือกจากเมนูข้อมูลการแก้ไขของการไหลแบบไม่คงที่ ตัวเลือกนี้สามารถใช้ตั้งค่าปริมาณน้ำท่าทางด้านเหนือเขื่อนเช่นเดียวกับระดับพื้นที่อ่างเก็บน้ำ

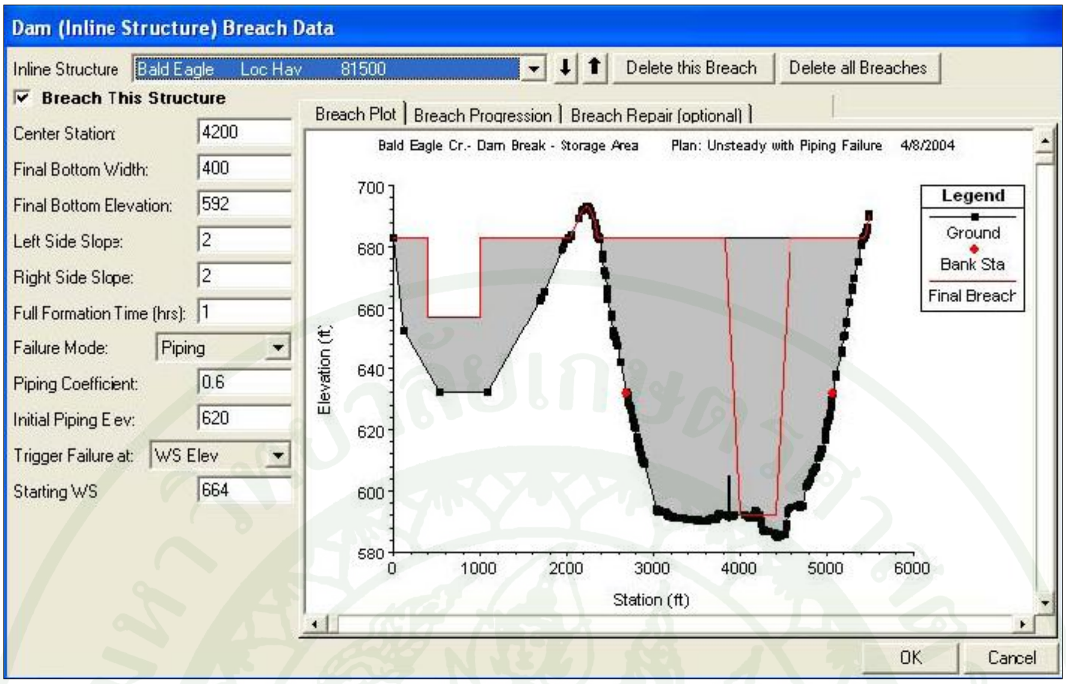
ยกตัวอย่างการใช้เมนู Inline Structure ในแบบจำลอง ดังภาพที่ 23จะนำเข้าข้อมูลเขื่อนและการไหลล้นข้ามสันเขื่อน ภายในเมนู Weir/Embankment โดยจะแสดงตัวเขื่อนเป็นสีเทา ส่วนการไหลล้นข้ามสันเขื่อนจะมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมบนด้านซ้ายของเขื่อน จะประกอบด้วย 2 ประตูระบายน้ำบานสี่เหลี่ยมซึ่งปริมาณน้ำจะไหลผ่านประตูไปทางช่วงล่างของสันเขื่อน สำหรับตัวอย่างนี้



ภาพที่ 23 เมนู Inline Structure กับการยกตัวอย่างของเขื่อน

6.1 การนำเข้าข้อมูลการพังทลายของเขื่อน

การนำเข้าข้อมูลของการเกิดการพังทลายของเขื่อนโดยทำการเลือกปุ่ม **Breach (plan data)** ซึ่งเป็นใส่ข้อมูลทั่วไปของการเกิดการพังทลายเป็นการประเมินผลการพังทลายของเขื่อนโดยใช้แบบจำลองในการคาดการณ์เวลาที่เกิดขึ้นจริง โดยทำการใส่เป็นรูปทรงเรขาคณิต จากนั้นบันทึกเวลาระหว่างการคำนายผลโดยผู้ใช้สามารถนำเข้าข้อมูลการพังทลายของเขื่อนจากเมนู **Dam Breach (Inline Structure)** และใช้ตัวเลือกเมนู **Unsteady Flow Analysis**จะแสดง ดังภาพที่ 24



ภาพที่ 24 ข้อมูลการพังทลายของเขื่อน

ข้อมูลสำหรับวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนมีดังนี้

1) Inline Structure : ทำการเลือกในส่วนของโครงสร้างที่ต้องการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อน โดยผู้ใช้แบบจำลองสามารถนำเข้าข้อมูลการพังทลายได้มากกว่า 1 เขื่อน

2) Delete This Breach : ตัวเลือกนี้จะใช้สำหรับเคลียร์ข้อมูลการพังทลายของเขื่อน

3) Delete All Breaces : ตัวเลือกนี้จะใช้สำหรับลบข้อมูลการพังทลายของเขื่อนทั้งหมด

4) Breach This Structure : กาเครื่องหมายเพื่อเลือกข้อมูลการพังทลายของเขื่อนเพื่อให้ซอฟต์แวร์ตรวจสอบการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อน

5) Center Station : ทำการป้อนค่าตรงกลางของตำแหน่งการพังทลายในรูปตัดตามขวาง

6) Final Bottom Width : ทำการป้อนค่าขนาดความกว้างที่มากที่สุดของการพังทลายของเขื่อน

7) Final Bottom Elevation : ทำการป้อนค่าระดับ (ความยาว) ที่มากที่สุดของการพังทลายของเขื่อน

8) Left side Slope : การป้อนค่าความลาดชันด้านซ้าย รูปร่างการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูซึ่งแทนระดับสุดท้ายของรอยแยก ถ้าป้อนค่าความลาดชันเท่ากับ 0 ทั้งสองข้างจะทำให้รูปร่างการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งการป้อนค่าความลาดชันนั้นแทนอัตราส่วนระหว่างแนวนอนกับแนวตั้ง ตัวอย่าง เช่น ป้อนค่าความลาดชันเท่ากับ 2 หมายถึง 2 ฟุต คือ ระดับแนวนอนและ 1 ฟุตคือระดับแนวตั้ง

9) Right side Slope : การป้อนค่าความลาดชันด้านขวา รูปร่างการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูซึ่งแทนระดับสุดท้ายของรอยแยก ถ้าป้อนค่าความลาดชันเท่ากับ 0 ทั้งสองข้างจะทำให้รูปร่างการพังทลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งการป้อนค่าความลาดชันนั้นแทนอัตราส่วนระหว่างแนวนอนกับแนวตั้ง ตัวอย่าง เช่น ป้อนค่าความลาดชันเท่ากับ 2 หมายถึง 2 ฟุต คือระดับแนวนอนและ 1 ฟุตคือระดับแนวตั้ง

10) Full Formation Time (hrs.) : การป้อนค่าเวลาที่ต้องการสำหรับการพังทลาย ซึ่งจะแทนช่วงเวลาของการเริ่มพังทลายจนกระทั่งถึงความกว้างของรอยแยกสุดท้าย โดยผู้ออกแบบควรระมัดระวังในการกำหนดเวลา ควรจะจำกัดเวลาของการพังทลายเมื่อเกิดการกัดเซาะและส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับรูปร่างของการพังทลาย

11) Faillure Mode : โดยช่องนี้มีตัวเลือกการพังทลาย 2 แบบคือ การพังทลายแบบเกิดรูรั่วและการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน โดยการพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน ควรเลือกเมื่อปริมาณน้ำท่าน้ำล้นข้ามสันเขื่อนและทำให้เกิดการกัดเซาะของตัวเขื่อน หรือปริมาณการไหลกินความจุอ่างจนเป็นสาเหตุทำให้เกิดการกัดเซาะของตัวเขื่อน ส่วนการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว ควรเลือกเมื่อเกิดการพังทลายของเขื่อนจากเกิดการรั่วซึมของตัวเขื่อน เกิดการกัดเซาะจนทำให้ปริมาณน้ำไหลทะลุผ่านตัวเขื่อนและเกิดการกัดเซาะมากขึ้น โดยการพังทลายแบบเกิดรูรั่วจะเกิดขึ้นช้าๆ ในช่วงแรกแต่จะมีความเร็วเพิ่มมากขึ้นเมื่อเกิดรูรั่วขนาดใหญ่

12) Piping Coefficient : ตัวเลือกนี้สามารถใช้ได้เฉพาะการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยผู้ใช้ป้อนค่าต้องทำการป้อนค่าสัมประสิทธิ์ของช่องรูรั่ว ซึ่งสมการของช่องรูรั่วจะคำนวณจากปริมาณการไหลผ่านรอยแยก ขณะเกิดการไหลพังทลายแบบรูรั่ว โดยโปรแกรมจะทำกาเปลี่ยนแปลงสมการเพื่อคำนวณการไหลขณะเกิดรอยแยก

13) Initial Piping Elev : การป้อนค่าระดับศูนย์กลางของการพังทลายแบบเกิดรูรั่วช่วงเวลาเริ่มต้นก่อนเกิดการพังทลาย

14) Trigger Failure At : เป็นการป้อนข้อมูลของปัจจัยที่ทำให้เกิดการพังทลาย โดยมี 3 ตัวเลือกที่เหมาะสำหรับใช้ในแบบจำลอง HEC-RAS คือ ระดับปริมาณน้ำท่า (WS Elev), การกำหนดเวลา (Set Time) และการรวมกันของระดับปริมาณน้ำท่าและการกำหนดเวลาของผู้ใช้แบบจำลอง (WS Elev+ Duration) ซึ่งในตัวเลือกที่ 3 ผู้ใช้สามารถป้อนค่าระดับปริมาณน้ำท่าในช่วงระยะเวลาเริ่มต้นถ้าปริมาณน้ำท่ามีมากกว่าค่าที่ป้อนเข้าแบบจำลอง นั่นคือการเริ่มต้นของการพังทลายส่วนตัวเลือกที่เพิ่มเข้ามานี้ ที่ผู้ใช้สามารถป้อนค่าระดับปริมาณน้ำท่าคือ “Immediate Initiation WS” ถ้ามีระดับน้ำท่ามากเกินไปจะทำให้เกิดการพังทลายแบบฉับพลัน

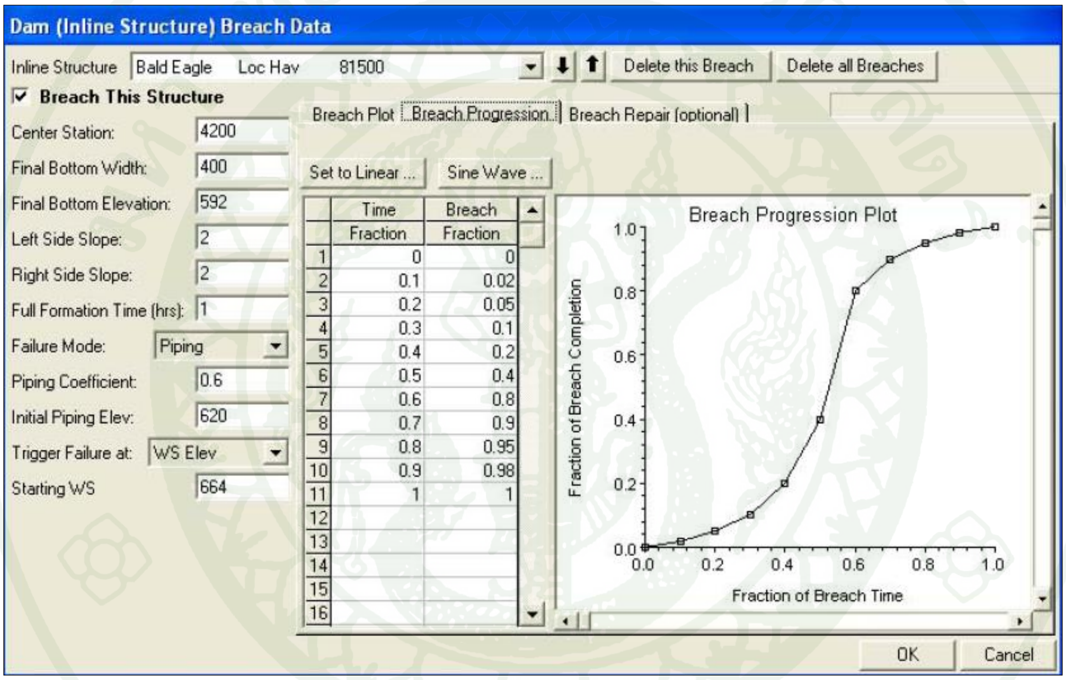
15) Starting WS : ตัวเลือกนี้สำหรับให้ผู้ใช้แบบจำลอง เลือกปัจจัยในการเกิดการพังทลาย (trigger failure) ในโหมดของระดับปริมาณน้ำท่า (WS Elev) สามารถป้อนระดับปริมาณน้ำท่าแทนระดับที่รอยแยกก่อนเกิดการพังทลายของเขื่อน

16) Start Data : ตัวเลือกนี้สำหรับให้ผู้ใช้แบบจำลองที่เลือกปัจจัยในการเกิดการพังทลาย (trigger failure) ในโหมดของการตั้งค่าเวลา (Set Time) โดยผู้ใช้สามารถป้อนค่าวันที่ที่เริ่มเกิดการพังทลายของเขื่อน

17) Start Time : คือการป้อนค่าเวลาที่เริ่มเกิดการพังทลาย เช่น (1800 คือ 6.00 p.m.)

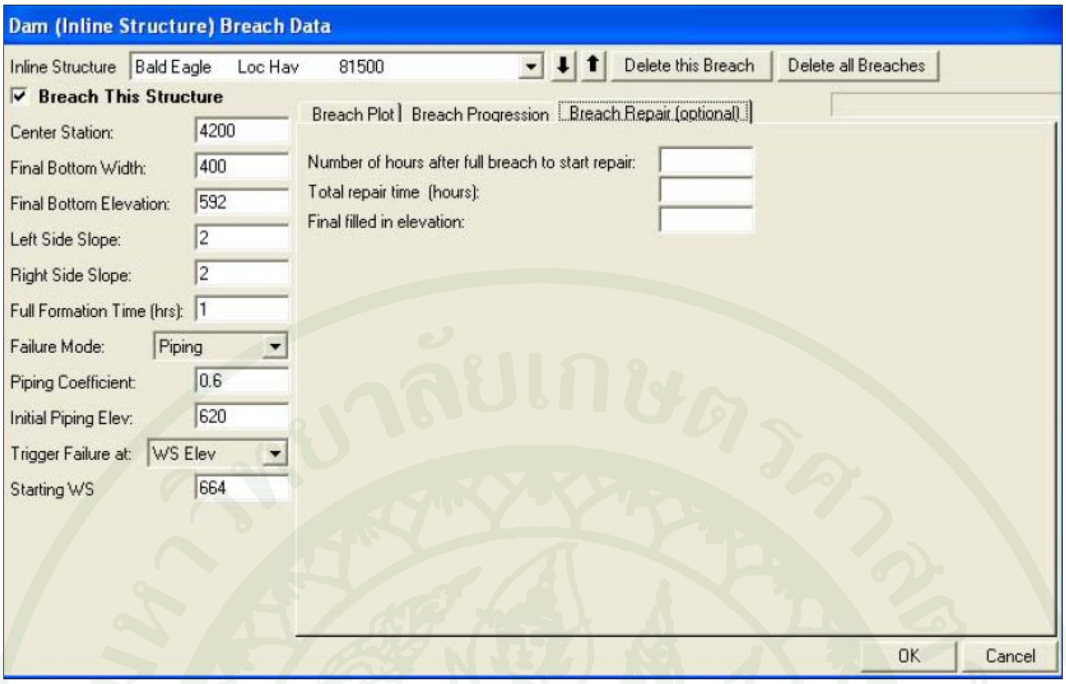
18) Breach Plot : คือการนำเสนอโครงสร้างของเขื่อนด้วยกราฟฟิกเพื่อแสดงขนาดของรอยแยกและตำแหน่งจะแสดงเป็นสีแดง

19) Breach Progression : คือการป้อนข้อมูลลงตารางซึ่งผู้ใช้แบบจำลอง กำหนดกราฟเส้นโค้งของข้อมูลการพังทลายของเขื่อนถ้าไม่ใส่กราฟเส้นโค้งของข้อมูลการพังทลายลงไปแบบจำลองก็จะทำการกำหนดอัตราการพังทลายอัตโนมัติซึ่งวิธีการนี้จะทำให้ขนาดของรอยแยกเพิ่มขึ้นตามช่วงระยะเวลาที่ผู้ใช้กำหนดซึ่งผู้ใช้แบบจำลองความเลือกที่จะกำหนดกราฟเส้นโค้งของข้อมูลการพังทลายของเขื่อนตามช่วงระยะเวลาที่กำหนดโดยกราฟเส้นโค้งจะป้อนค่าเป็นสัดส่วนเวลา (Time Fraction)และ สัดส่วนรอยแยก (Breach Fraction) ซึ่งเป็นค่าเปอร์เซ็นของขนาดรอยแยกทั้ง 2 ปัจจัยนี้จำนวนตัวเลข 0 และ 1 โดยตัวอย่างจะแสดงดัง ดังภาพที่ 25



ภาพที่ 25 การแก้ไขข้อมูลการพังทลายของเขื่อน

20) Breach Repair (Optional) :ตัวเลือกนี้ช่วยให้ผู้ใช้งานกรอกข้อมูลการพังทลายระหว่างการจำลอง ซึ่งส่วนใหญ่มักจะถูกนำมาใช้สำหรับการพังทลายของทำนบกั้นน้ำ แต่ควรใช้สำหรับการพังทลายของเขื่อน ถ้าผู้ใช้งานต้องการจำลองในช่วงระยะยาวการแก้ไขข้อมูลจะแสดงดัง ดังภาพที่ 26



ภาพที่ 26 การแก้ไขข้อมูลการพังทลายของเขื่อน ภายในเมนู Breach Repair (optional)

21) Number of hours after full breach to start repair : การป้อนค่าเวลาที่เริ่มกระบวนการซ่อมแซมหลังจากเกิดการพังทลายของเขื่อน

22) Total repair time (hours) : การป้อนค่าระยะเวลาทั้งหมดที่ได้ทำการซ่อมแซมการพังทลายของเขื่อน

23) Final filled in elevation : การป้อนค่าระดับด้านบนสุดของรอยแยกเมื่อมีการซ่อมแซมเสร็จเรียบร้อย

6.2 การประเมินค่าพารามิเตอร์การเกิดการพังทลายของเขื่อน

ในการป้อนค่าพารามิเตอร์จะต้องประเมินทุกสิ่งที่มีความเกี่ยวข้องกับการพังทลายของเขื่อน โดยวิเคราะห์ช่วงเวลาและขนาดที่ใหญ่ที่สุดของรอยแยกขณะเกิดการพังทลาย จากการศึกษาค้นคว้าข้อมูลได้มีการพัฒนาของสมการเพื่อประเมินขนาดของรอยแยกและข้อมูลระยะเวลาของการเกิดการพังทลายในอดีตรวมทั้งได้มีการพยายามศึกษาค้นคว้าแบบจำลองกระบวนของการพังทลายจากการศึกษาพื้นที่โดยมีการสรุปในปี 1998 คือ การทำนายค่าพารามิเตอร์ของการเกิดรอยแยกของ

เขื่อนโดย Tony L. Wahl of the U.S. Bureau of Reclamation ซึ่งเป็นเอกสารข้อมูลการเกิดการพังทลายในอดีตที่มีการเกิดขึ้นในโลกรวมทั้งการอธิบายถึงสมการและการพัฒนาแบบจำลองในการทำนายพารามิเตอร์การเกิดการพังทลายของเขื่อน

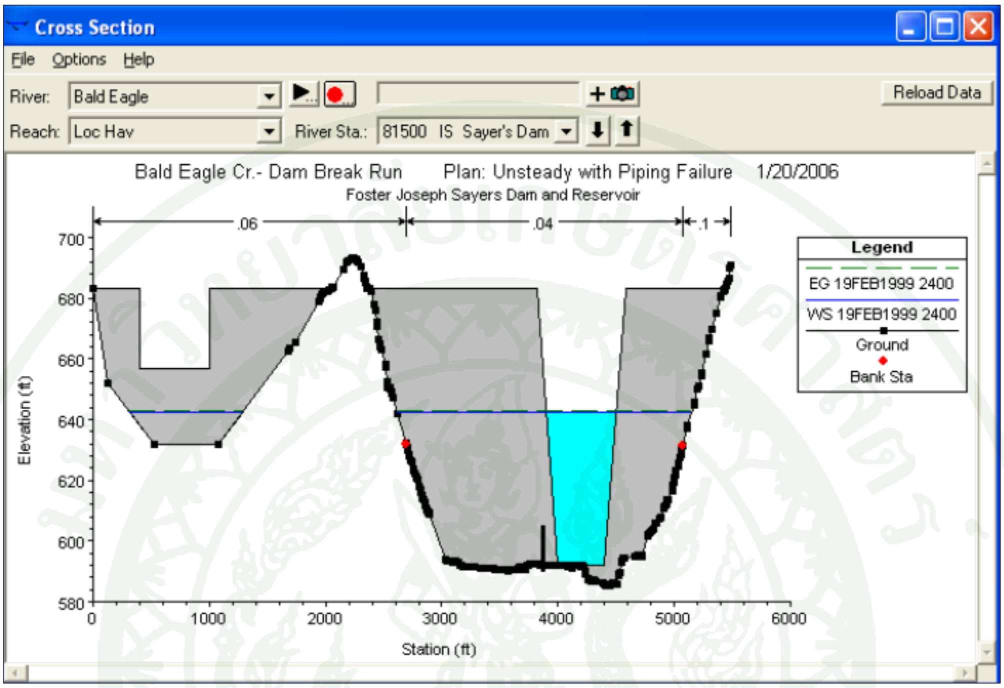
สำหรับแบบจำลอง HEC-RAS ต้องทำการประเมินเส้นผ่าศูนย์กลางของรอยแยกที่ขนาดกว้างที่สุดและระยะเวลาของการพังทลาย เพราะกระบวนการพังทลายนั้นต้องให้แบบจำลองประเมินค่าพารามิเตอร์ของรอยแยกและใช้เมทริกซ์ของความน่าจะเป็นของขนาดรอยแยกและระยะเวลา โดยใช้สมการถดถอยและประเมินค่าพารามิเตอร์ของการจำลองการเกิดรอยแยกได้มีการศึกษาค้นหว้าในหลายแห่งของแบบจำลอง HEC ได้แก่ Froelich (1995), MacDonald /Langridge-Monopolis (1984) และ Van Thun and Gillete (1990) และแบบจำลอง BREACH ได้แก่ Dr. Danny Fread (Fread,1988) ซึ่งทั้ง 4 วิธีการนี้ให้ข้อสรุปเกี่ยวกับเส้นผ่าศูนย์กลางของรอยแยกและระยะเวลาของการพังทลายที่แตกต่างกัน โดยทั่วไปการประเมินค่าพารามิเตอร์ของรอยแยกควรทำการแยกออกจากแบบจำลอง HEC-RAS ในการทดสอบความอ่อนไหวของผลลัพธ์ขนาดรอยแยกและระยะเวลา ซึ่งจะเป็นผลดีในการทดสอบความอ่อนไหวพารามิเตอร์ของรอยแยก

การประเมินผลแต่ละพารามิเตอร์ของรอยแยกในแบบจำลอง HEC-RAS ให้ผลรับปริมาณการไหลออก (outflow hydrograph) ที่แตกต่างกัน เมื่อกราฟน้ำท่าเคลื่อนตัวไปยังท้ายน้ำซึ่งโดยจะขึ้นอยู่กับระยะทางการเคลื่อนตัว, ความสูงของกระแสน้ำ, ความขรุขระของลำน้ำและพื้นที่น้ำท่วมถึง (floodplain) และกราฟน้ำท่าจะลดลงในบริเวณพื้นที่น้ำท่วมถึง (floodplain) ถ้ามีผู้คนอาศัยอยู่ทางด้านท้ายเขื่อนระยะทางประมาณ 20 ไมล์หรือมากกว่า ซึ่งผลของกราฟน้ำท่าจากการพังทลายของเขื่อนต่างชนิดกัน อาจทำให้ขนาดของรอยแยกมีลักษณะคล้ายกันด้วยระยะเวลาและพื้นที่ ถ้าพื้นที่นั้นอยู่ใกล้เขื่อนจะส่งผลให้กราฟน้ำท่าของการเกิดการพังทลายมีลักษณะใกล้เคียงกับผลลัพธ์ ในแบบจำลองนี้การเลือกพารามิเตอร์ของการพังทลายเป็นสิ่งที่สำคัญ

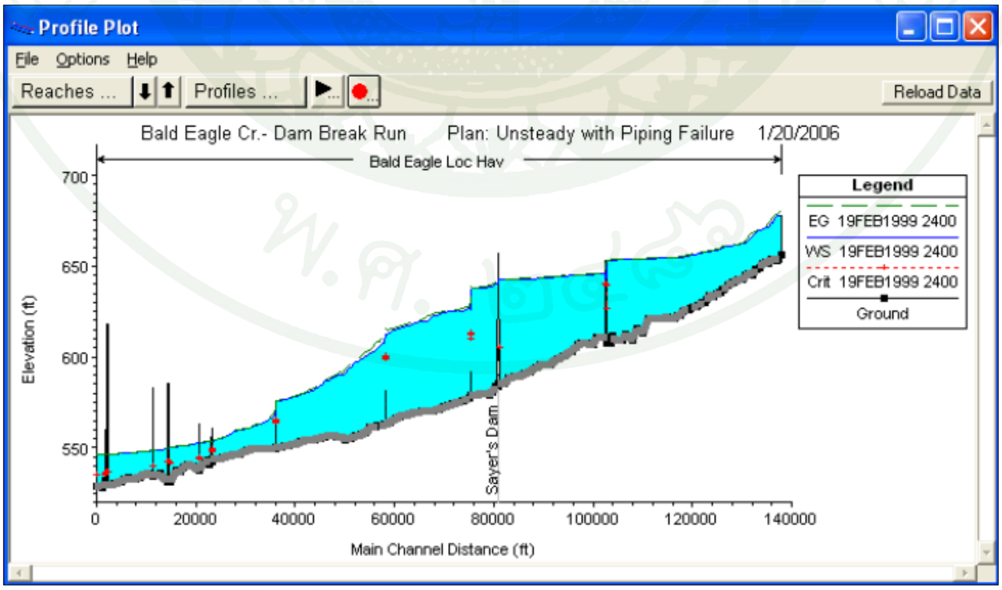
6.3 ผลลัพธ์ของการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนในแบบจำลอง HEC-RAS

ในการวิเคราะห์ผลการพังทลายของเขื่อนในแบบจำลอง HEC-RAS จะประกอบด้วยรูปตัดตามขวางแบบกราฟฟิก, รูปตัดด้านข้าง (profile) และ ลักษณะ 3 มิติซึ่งสามารถเคลื่อนไหวตามช่วงเวลาที่กำหนดเพื่อที่จะสามารถมองเห็นภาพลักษณะการเกิดคลื่นน้ำท่วม จากตัวอย่างนั้นเป็นการพล๊อตรูปตัดตามขวาง ขณะที่เกิดการพังทลายจะแสดงดัง ภาพที่ 27 และโปรไฟล์ของปริมาณน้ำท่าในช่วงเวลาที่ต้องการแสดงผลดัง ภาพที่ 28 ซึ่งผู้ใช้งานสามารถแสดงผลกราฟน้ำท่าในตำแหน่งต่างๆ ในภาพที่ 29เป็นการแสดงกราฟน้ำท่าจากการเกิดการพังทลายของเขื่อน ซึ่งกราฟ

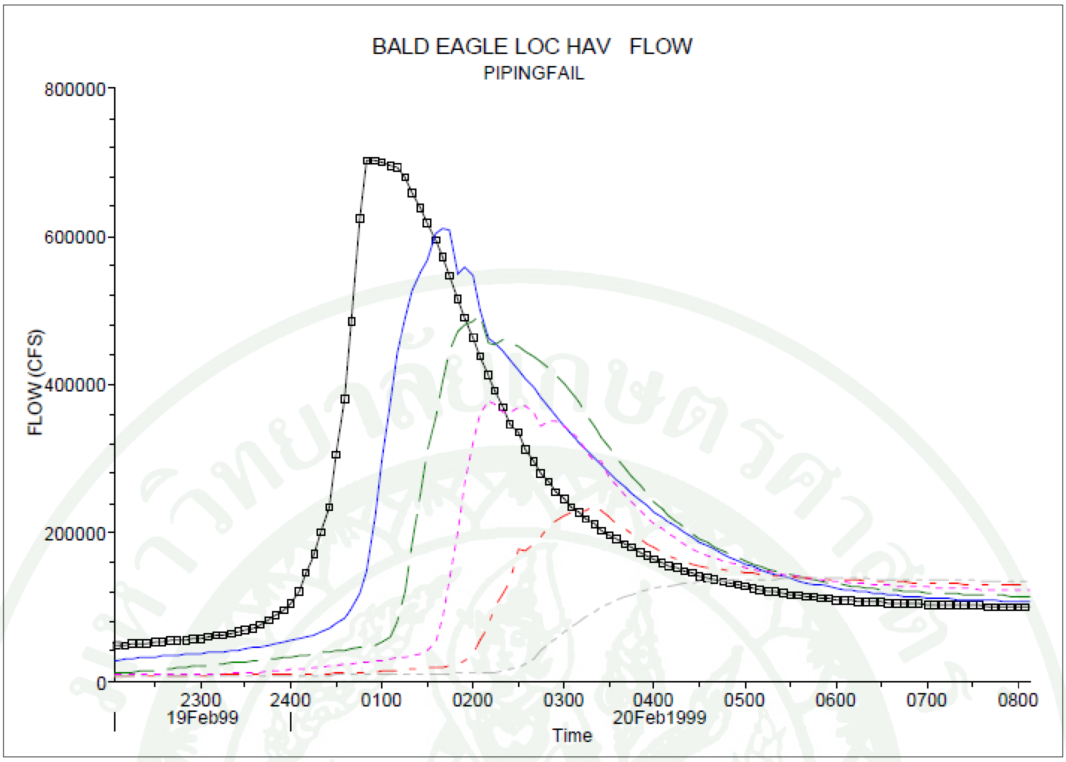
น้ำท่าจะแทนปริมาณน้ำที่ไหลออกจากตัวเขื่อนจนถึงทางด้านท้ายน้ำทำให้เกิดคลื่นน้ำท่วมตลอดทั้งโครงข่ายลำน้ำ



ภาพที่ 27 ตัวอย่างของเขื่อนขณะเกิดการพังทลาย



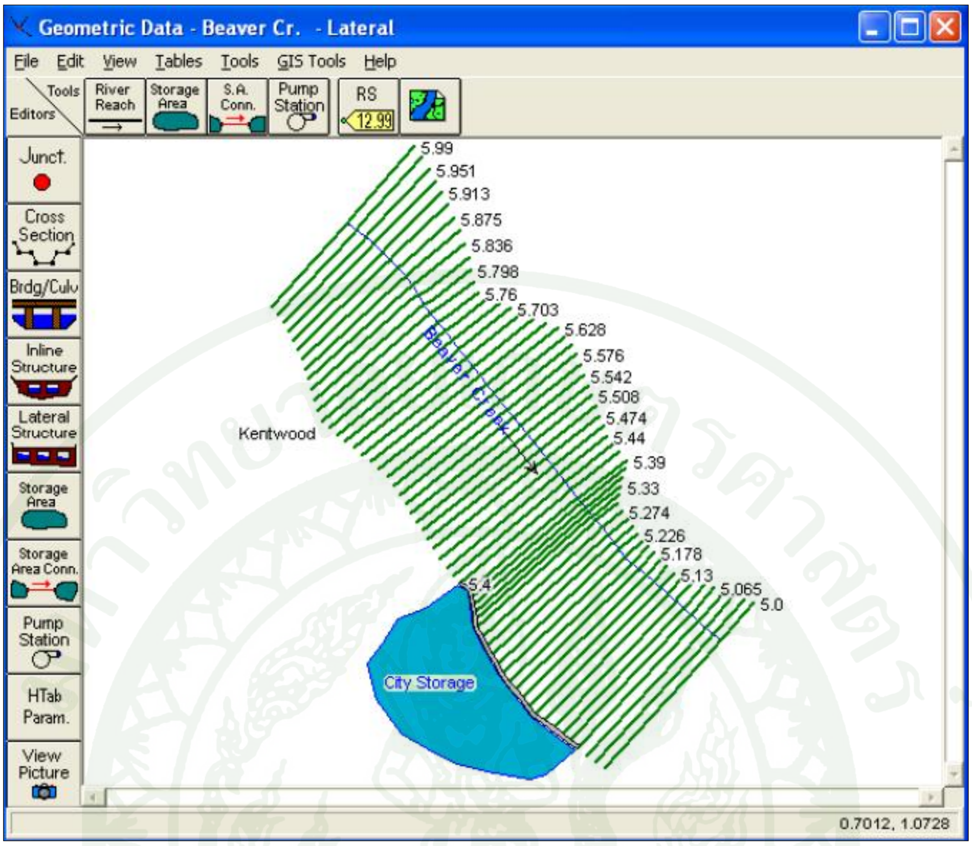
ภาพที่ 28 ตัวอย่างโปรไฟล์ของเขื่อนขณะเกิดการพังทลาย



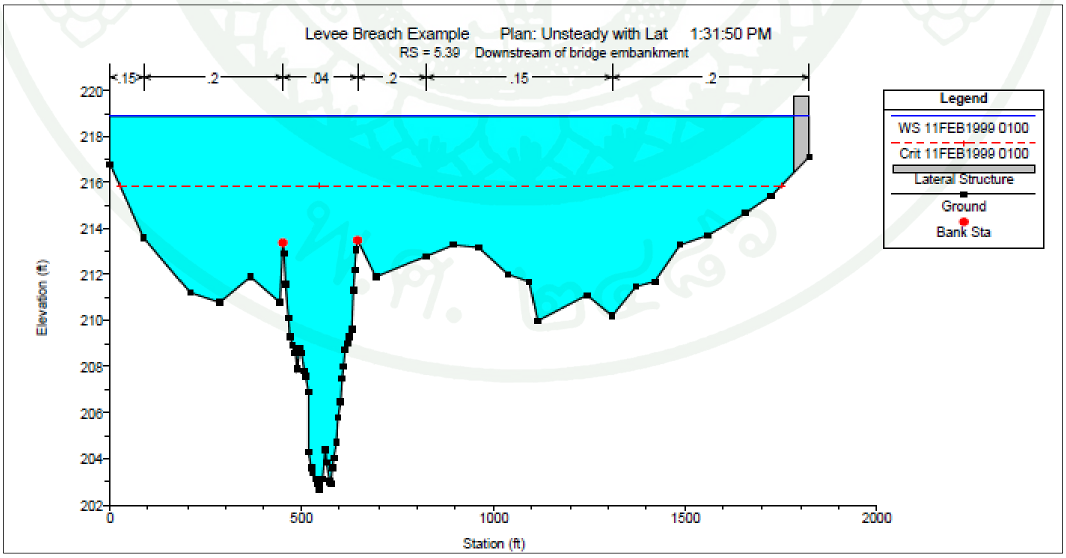
ภาพที่ 29 ปริมาณการไหลของกราฟน้ำท่าจากตัวเขื่อนจนถึงท้ายน้ำ

6.4 การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน

การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อนสามารถวิเคราะห์ได้โดยใช้แบบจำลอง HEC-RAS ในการจำลองโครงสร้างด้านข้างโดยพื้นที่ทางด้านเหนือเขื่อนไม่ควรใช้ข้อมูลรูปตัดตามขวางของแม่น้ำ ซึ่งรูปตัดตามขวางควรอยู่ด้านท้ายเขื่อน การจำลองโครงสร้างด้านข้างควรเชื่อมต่อพื้นที่กักเก็บน้ำหรือแม่น้ำอีกสายหนึ่งซึ่งวิธีการของการจำลอง คือจะเกิดอะไรขึ้นเมื่อปริมาณน้ำไหลล้นสันเขื่อนหรือเกิดการพังทลายโดยพื้นที่กักเก็บน้ำควรมีความเหมาะสมสำหรับการจำลองพื้นที่ทางด้านเหนือเขื่อนเพื่อเชื่อมต่อปริมาณการไหลไปยังทางด้านท้ายน้ำและอาจจะเชื่อมโยงกับแม่น้ำสายหลัก จากภาพที่ 30จะแสดงตัวอย่างการจำลองโครงสร้างด้านข้างที่เชื่อมต่อพื้นที่กักเก็บน้ำแทนพื้นที่ทางด้านเหนือเขื่อน และตัวอย่างของรูปตัดตามขวางภายในโครงสร้างด้านข้างซึ่งอยู่ทางด้านขวาของรูป ดังภาพที่ 31



ภาพที่ 30 แบบแผนตัวอย่างของเขื่อนและพื้นที่กักเก็บน้ำ



ภาพที่ 31 ตัวอย่างรูปตัดตามขวางภายในโครงสร้างด้านข้าง

การคำนวณปริมาณการไหลออกขณะเกิดการพังทลายของเขื่อนของแบบจำลอง HEC-RAS (USACE HEC, 2002)

$$Q_b = C_w\left[b_s\left(H_t - h_b\right)^{1.5} + 0.8z\left(H_t - h_b\right)^{2.5}\right] \tag{27}$$

เมื่อ

Q_b คือ ปริมาณน้ำไหลผ่านรอยแยก

C_w คือ สัมประสิทธิ์ของฝาย

b_s คือ ความกว้างด้านล่างของรอยแยก

H_t คือ พลังงานทั้งหมด

h_b คือ ค่าระดับด้านล่างของรอยแยกซึ่งสมมติอยู่ในฟังก์ชั่นของเวลาในการพังทลาย

z คือ ความลาดชันด้านข้างของรอยแยก

ถ้าการพังทลายแบบเกิดรูรั่วการคำนวณปริมาณการไหลมีดังนี้

$$Q_b = 4.8 * 2b_s\left(h_p - h_b\right)\left(h - \bar{h}\right)^{1/2} \tag{28}$$

เมื่อ h_P คือ ระดับศูนย์กลางของรูรั่ว

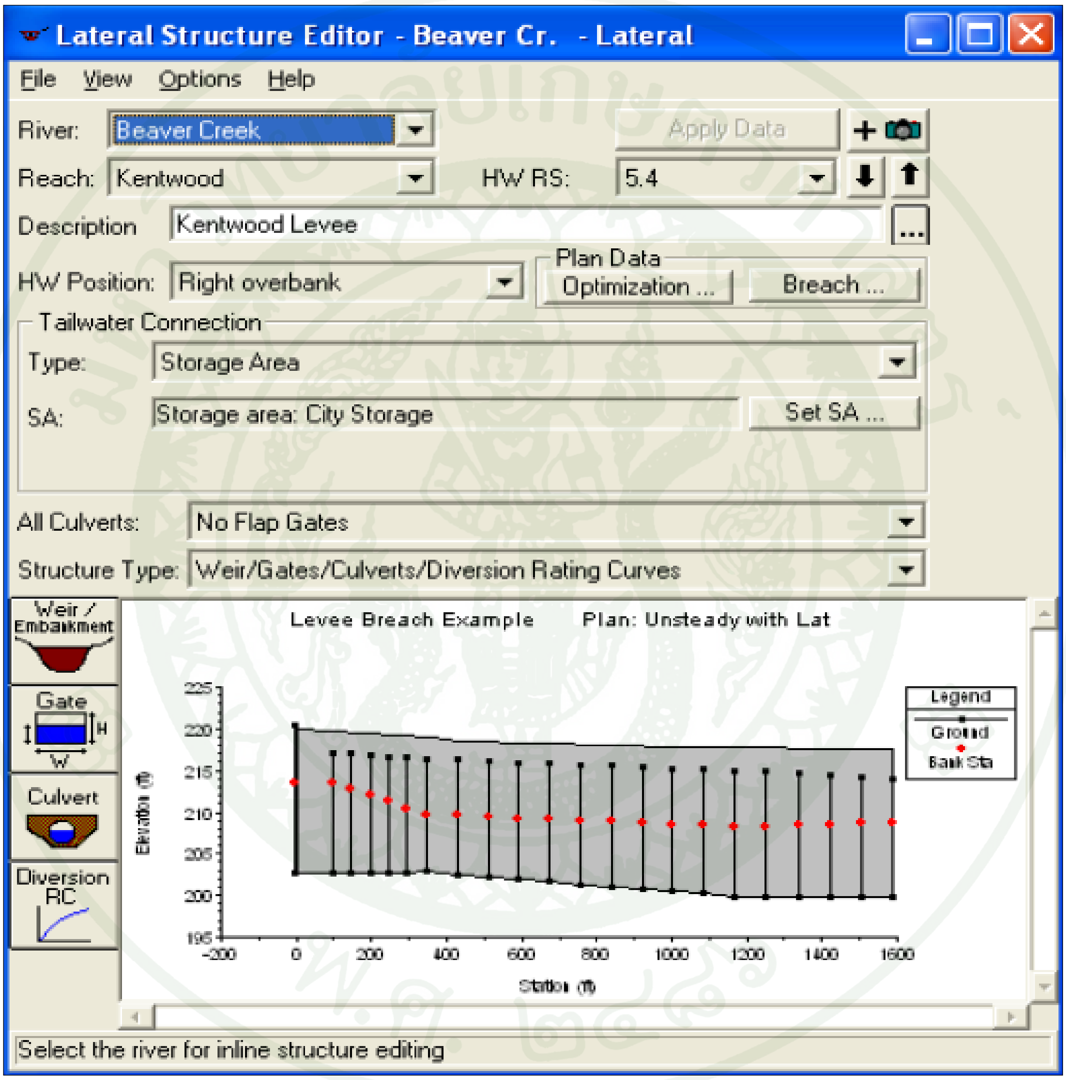
$\bar{h} = h_P$ หรือ $\bar{h} = h_{tw}$ ถ้า $h_{tw} > h_P$

h_{tw} คือ ระดับของพื้นผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำ

h คือ ค่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำของโครงสร้าง

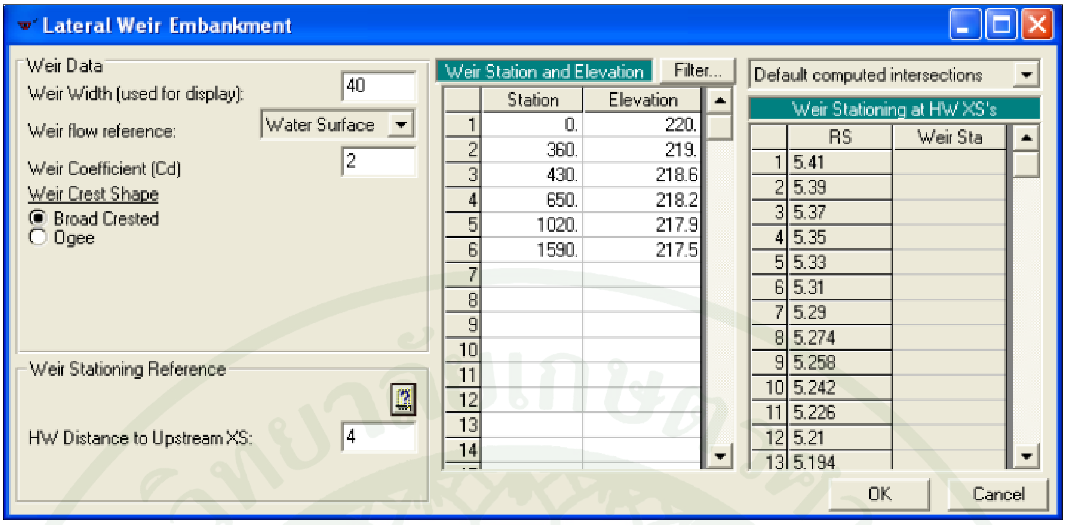
ผู้ใช้แบบจำลองควรกำหนดการป้อนข้อมูลของตำแหน่งและค่าระดับความสูงของตำแหน่งด้านบนของเขื่อน ข้อมูลตำแหน่งและระดับความสูงจะถูกนำไปใช้สำหรับการคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลล้นข้ามสันเขื่อน ซึ่งตัวอย่างการป้อนค่าภายในโครงสร้างด้านข้างจะแสดงดังภาพที่ 32

จากตัวอย่างในภาพที่ 32 เป็นการเชื่อมโยงระหว่างเขื่อนและพื้นที่กักเก็บน้ำโดยจะใช้แทนพื้นที่ทางด้านเหนือน้ำของเขื่อน จากการไหลล้นข้ามสันเขื่อนหรือการพังทลายจะทำให้พื้นที่กักเก็บน้ำมีระดับปริมาณน้ำเท่ากับแม่น้ำ หลังจากการเกิดน้ำท่วม ปริมาณน้ำในพื้นที่กักเก็บอาจส่งผลทำให้เกิดการพังทลายขึ้นอีกครั้ง



ภาพที่ 32 โครงสร้างด้านข้างภายในแบบจำลอง

จากการนำเข้าข้อมูลของตำแหน่งและระดับความสูงภายในโครงสร้างด้านข้างของเขื่อน ซึ่งจะแสดงในส่วนของการแก้ไขโครงสร้างด้านข้างภายในแบบจำลองข้อมูลระดับความสูงจะแทนระดับสันเขื่อนตามตัวอย่างที่แสดงดัง ภาพที่ 33

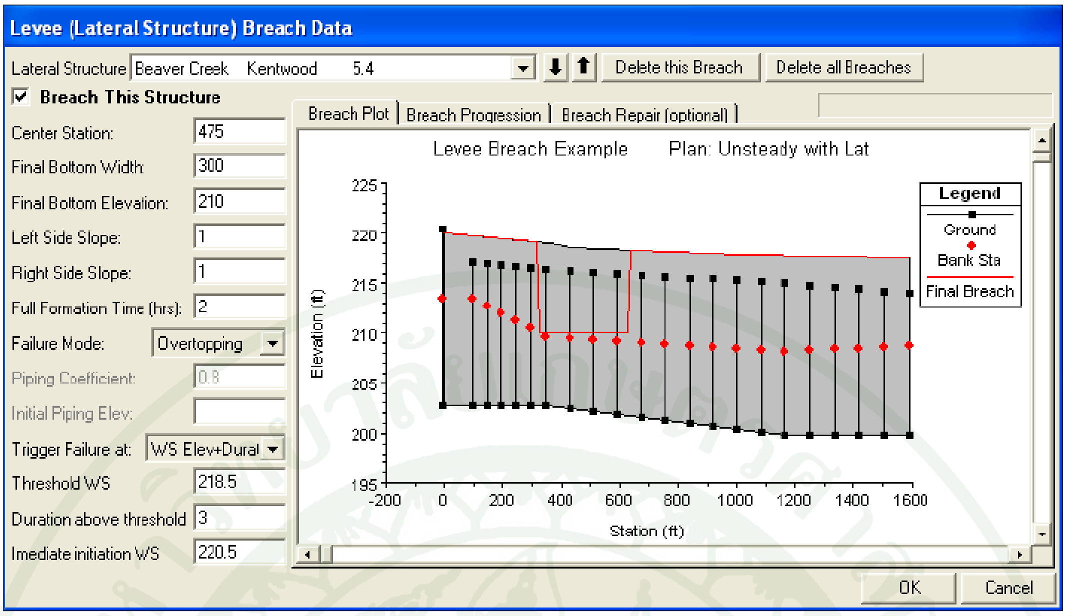


ภาพที่ 33 การแก้ไขข้อมูลโครงสร้างด้านข้างของเขื่อน

จากตัวอย่างในภาพที่ 33ผู้ใช้แบบจำลองต้องทำการป้อนข้อมูลความกว้างของเขื่อน, คำนวณปริมาณการไหลอ้างอิง, ค่าสัมประสิทธิ์ของเขื่อน, ระยะทางต้นน้ำของเขื่อนจากรูปตัดตามขวางและข้อมูลระดับความสูงจะแทนระดับสันเขื่อน

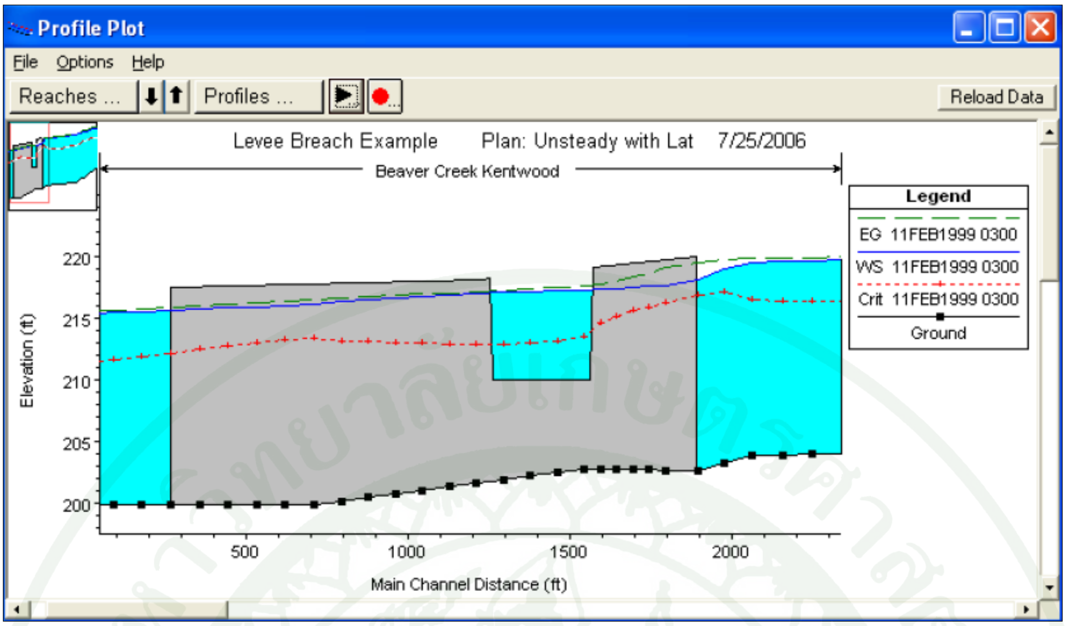
การนำเข้าข้อมูลลักษณะของเขื่อน ผู้ใช้แบบจำลองสามารถป้อนข้อมูลการพังทลายในส่วนของเมนูการแก้ไขการพังทลาย ดังตัวอย่างในภาพที่ 34

จากตัวอย่างในภาพที่ 34ต้องการรายละเอียดของแต่ละข้อมูลการพังทลายของเขื่อน ซึ่งควรตรวจสอบข้อมูลในส่วนของการพังทลายของเขื่อน

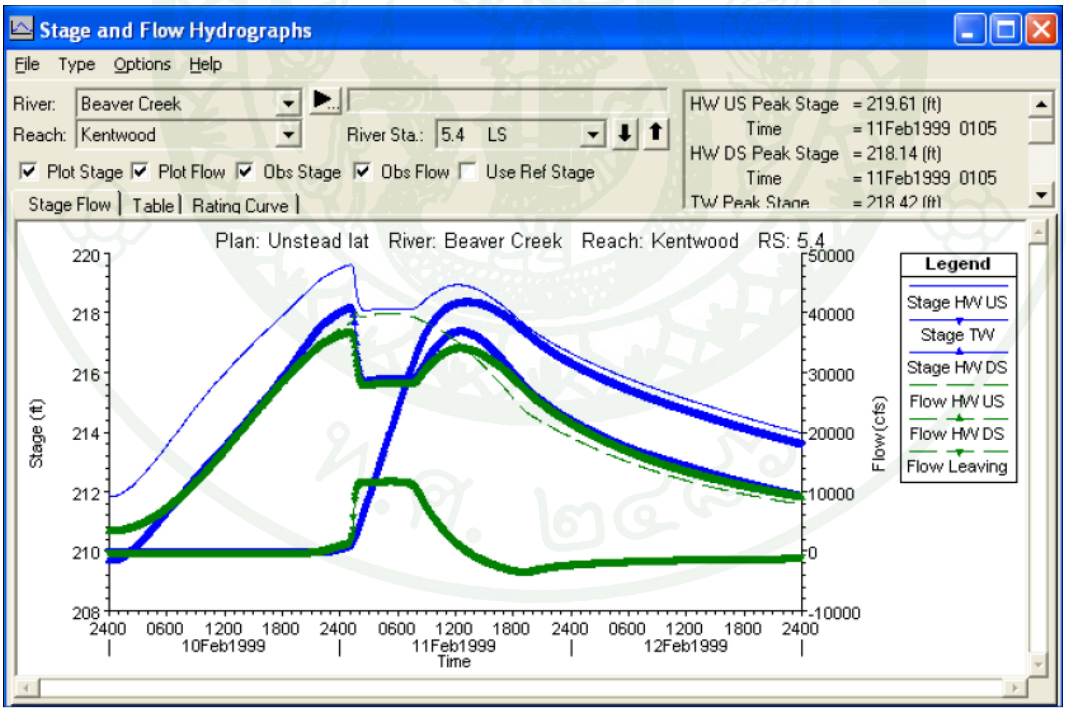


ภาพที่ 34 การแก้ไขข้อมูลการพังทลายของเขื่อน

หลังจากที่ได้ทำการนำเข้าข้อมูลทั้งหมดลงในแบบจำลอง ผู้ใช้แบบจำลองจะสามารถเห็นผลลัพธ์ของโครงสร้างด้านข้างของเขื่อน ได้แก่ ลักษณะโปรไฟล์, กราฟน้ำท่าของโครงสร้างด้านข้างของเขื่อนและกราฟน้ำท่าในพื้นที่กักเก็บน้ำซึ่งสามารถทำให้มีความเข้าใจกับผลลัพธ์ที่ได้จากการไหลล้นข้ามสันเขื่อนหรือการพังทลาย ดังแสดงในภาพที่ 35และจากภาพที่ 36คือช่วงระยะเวลาและกราฟน้ำท่าของปริมาณการไหลของโครงสร้างด้านข้าง โดยจะแสดงเป็นเส้นระดับน้ำ 3 เส้น และเส้นปริมาณการไหล 3 เส้น โดยเส้นระดับประกอบด้วย ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำของเขื่อน (Stage HW US), ระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำของเขื่อน (Stage HW DS) และระดับน้ำในพื้นที่กักเก็บน้ำ (Stage TW) โดยจะพิจารณาแม่น้ำทางด้านต้นน้ำและพื้นที่กักเก็บน้ำคือทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งเส้นของปริมาณการไหลประกอบด้วย ปริมาณการไหลทางด้านเหนือน้ำของเขื่อน (Flow HW US), ปริมาณการไหลทางด้านท้ายน้ำของเขื่อน (Flow HW DS) และปริมาณน้ำที่ไหลออก จากการไหลล้นข้ามสันเขื่อนในพื้นที่กักเก็บน้ำ (Flow Leaving)

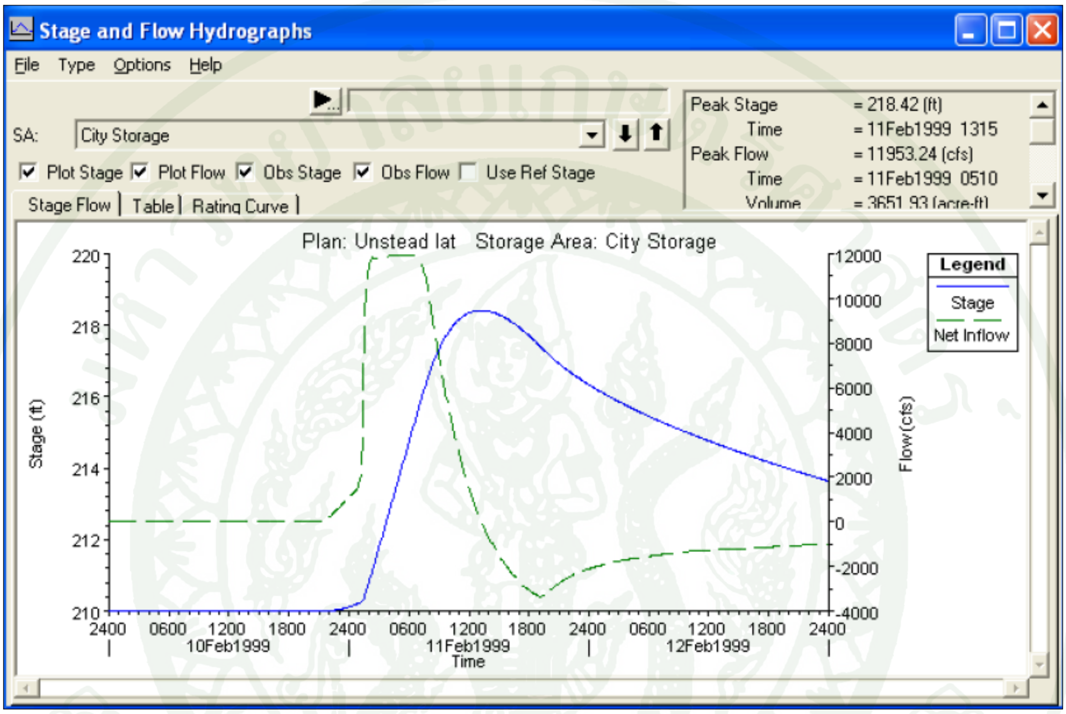


ภาพที่ 35 โปรไฟล์ของการพังทลายของเขื่อน



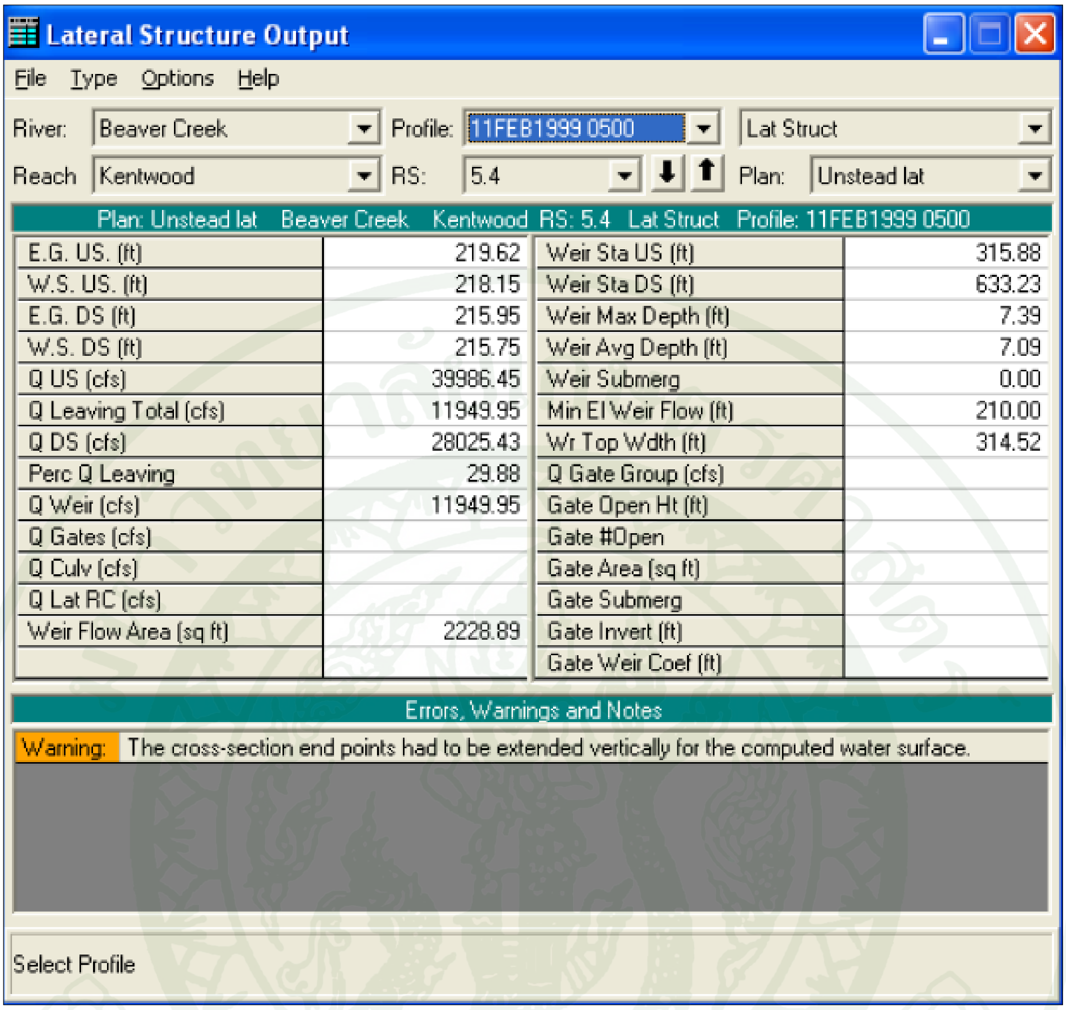
ภาพที่ 36 โครงสร้างด้านข้างของระดับน้ำและปริมาณการไหลจากกราฟน้ำท่า

การเพิ่มในส่วนของโปรไฟล์และโครงสร้างด้านข้างของกราฟน้ำท่า เป็นการแสดงผลกราฟน้ำท่าของระดับน้ำและปริมาณการไหลของพื้นที่กักเก็บน้ำซึ่งทำให้ผู้ใช้แบบจำลองมีความเข้าใจเกี่ยวกับปริมาณการไหลเข้าและออกของพื้นที่กักเก็บน้ำ และการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำท่าจากภาพที่ 37แสดงตัวอย่างระดับน้ำและปริมาณการไหลของพื้นที่กักเก็บน้ำ



ภาพที่ 37 ระดับน้ำและปริมาณการไหลของพื้นที่กักเก็บน้ำ

การพังทลายของเขื่อนจากภาพที่ 36 และ 37 คือ ปริมาณการไหลเข้าพื้นที่กักเก็บน้ำและระดับน้ำเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ขณะที่ระดับน้ำและปริมาณการไหลในแม่น้ำลดลงในแบบจำลอง HEC-RAS จะแสดงผลลัพธ์ในรูปแบบตาราง ดังภาพที่ 38แสดงผลตารางรายละเอียดของโครงสร้างด้านข้าง โดยผู้ใช้แบบจำลองสามารถระบุช่วงเวลาของผลลัพธ์ ประกอบด้วยวันและเวลาขณะเกิดการพังทลายของเขื่อน



ภาพที่ 38 ตารางรายละเอียดของโครงสร้างด้านข้าง

7. การเปรียบเทียบแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS กับ FLDWAV ของแบบจำลอง DAMBRK เพื่อวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อน

โปรแกรม FLDWAV พัฒนาโดยการบริการของสภาพอากาศแห่งชาติ (NWS) และแบบจำลอง DAMBRK เป็นโปรแกรมมาตรฐาน โดยใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับการจำลองการพังทลายของเขื่อน จากนั้นในช่วงเวลา 2 ปีที่ผ่านมา มีอีกแบบจำลองที่ได้รับความนิยมเช่นกัน คือ แบบจำลอง HEC-RAS ได้มีการเพิ่มแบบจำลองย่อยสำหรับการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อน เนื่องจาก HEC-RAS (แต่เดิมใช้แบบจำลอง HEC-2) เป็นแบบจำลองสำหรับประเมินน้ำท่วมของทุ่งน้ำท่วมริมแม่น้ำมานานหลายทศวรรษ และเหมาะสำหรับพื้นที่ที่มีแม่น้ำและลุ่มน้ำจำนวนมากการใช้แบบจำลองHEC-RASในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนในลุ่มน้ำ สามารถประหยัดเวลาและ

ทรัพยากรที่สำคัญได้ ด้วยเหตุนี้ แบบจำลองHEC-RAS จึงมีศักยภาพแทนที่แบบจำลอง NWS FLDWAV และ DAMBRK ได้ เมื่อแบบจำลอง HEC-RAS ได้รับการพัฒนา คำถามคือแบบจำลองย่อยสำหรับการประเมินการพังทลายของเขื่อนในแบบจำลองHEC-RAS ดีพอที่จะตอบสนองวัตถุประสงค์ที่ถูกต้องของกระบวนการการพังทลายของเขื่อนหรือไม่ ซึ่งบทความนี้จะทำการเปรียบเทียบแบบจำลองย่อยการพังทลายของเขื่อนในแบบจำลองHEC-RAS กับ แบบจำลอง FLDWAV และ DAMBRK บนพื้นฐานของทฤษฎีและเทคนิควิธีการแก้ปัญหาเชิงตัวเลข

การวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนเป็นส่วนหนึ่งของการประเมินความปลอดภัยเพื่อตรวจสอบศักยภาพอันตรายที่เพิ่มขึ้น (IHP) หรือผลกระทบที่จะเกิดขึ้นในกรณีของการเกิดภัยพิบัติของเขื่อน โดยมีข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการสร้างแผนที่น้ำท่วมและการพัฒนาแผนการเตรียมความพร้อมกรณีฉุกเฉิน (EPP) สำหรับเขื่อนที่มีความเสี่ยงต่อชีวิต ซึ่งการจำลองคลื่นน้ำท่วมจากการพังทลายของเขื่อนจะต้องดำเนินการโดยใช้แบบจำลองอุทกศาสตร์ โดยแบบจำลอง 1 มิติของ DAMBRK และแบบจำลอง FLDWAV ทั้งคู่ได้มีการพัฒนาโดยการบริการของสภาพอากาศแห่งชาติ (NWS, 1998) เป็นแบบจำลองที่ได้มาตรฐานสำหรับใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนมาเป็นเวลาหลายปี มีการจัดการป้อนข้อมูลพารามิเตอร์และสามารถสร้างโครงข่ายระบบแม่น้ำกับเขื่อนและสะพานทุกประเภทภายใต้เงื่อนไขขอบเขต การจำลองการพังทลายของเขื่อนจำนวนมากในประเทศสหรัฐอเมริกาและแคนาดาได้ดำเนินการใช้แบบจำลอง DAMBRK หรือ FLDWAV โดยเหตุผลที่ DAMBRK และ FLDWAV มีการใช้กันอย่างแพร่หลายก็คือแบบจำลองมีความแตกต่างกันในการใช้ประโยชน์ มีประสิทธิภาพและมีความถูกต้องแม่นยำ ในปี 1996, Singh ได้สรุปแบบจำลองก่อนหน้านี้บางส่วนในการพัฒนาการจำลองการน้ำท่วมที่เกิดการพังทลายของเขื่อน รวมทั้ง Christofano Model (Christofano, 1965), the Harris-Wagner Model (Singh, 1996), BRDAM (1977), the Ponce-Tsivoglou Model (1981), the Lou Model(Singh, 1996), the Nogueira Model (1984) andthe BEED Model (1986) และ แบบจำลอง MIKE 11 พัฒนาขึ้นโดย DHIWater Environment and Healthประเทศเดนมาร์ก โดยมีกระบวนการสร้างแบบจำลองน้ำท่วมจากการพังทลายของเขื่อนและนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายทั่วโลก เนื่องจากเป็นแบบจำลองที่ต้องเสียค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูงในการจัดซื้อลิขสิทธิ์ จึงไม่ได้ถูกนำไปใช้ในประเทศแคนาดา

เมื่อเร็วๆ นี้ ได้มีแบบจำลองย่อยการพังทลายของเขื่อน ถูกเพิ่มอยู่ในแบบจำลอง HEC-RAS ซึ่งมีประสิทธิภาพคล้ายกับแบบจำลอง DAMBRK และ FLDWAV โดยสามารถจำลองกราฟน้ำท่วมและการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมในลำน้ำขณะเกิดการพังทลายของเขื่อน

ก่อนที่แบบจำลองHEC-RASversion 3.0 จะผลิตขึ้นมาได้มีการจำลองสภาพการไหลแบบ 1 มิติ ในโครงข่ายระบบแม่น้ำ เป็นแบบจำลองที่ใช้สำหรับประเมินทุ่งน้ำท่วมในทวีปอเมริกาเหนือและแม่น้ำหลายสาย โดยใช้การสำรวจรูปตัดตามขวางหรือข้อมูลรูปตัดตามขวางจากแผนที่ภูมิประเทศ รวมทั้งสะพานและอื่นๆที่โครงสร้างของการควบคุมภายในรวมอยู่ในแบบจำลองนี้ด้วย โดยเฉพาะพื้นที่ที่อยู่ใกล้ชุมชนและเมืองทำให้ประหยัดเวลาในการป้อนข้อมูลรูปตัดตามขวางและการปรับเทียบแบบจำลอง โดยแบบจำลอง HEC-RASversion 3.0 นี้ได้มีแบบจำลองย่อยการวิเคราะห์พังทลายของเขื่อนด้วย

ได้มีการตีพิมพ์ผลการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของทฤษฎีและวิธีการของแบบจำลอง HEC-RAS กับแบบจำลอง FLDWAV ซึ่งบทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิจารณ์ผลของแบบจำลอง โดยจะมุ่งเน้นไปที่ประเด็นต่อไปนี้

- พื้นฐานทฤษฎีของแบบจำลอง
- การใช้ประโยชน์
- ความถูกต้องของแบบจำลอง
- ปัญหาที่เกี่ยวข้องของเงื่อนไขแบบจำลอง
- ประสิทธิภาพของการเชื่อมข้อมูลกับ GIS สำหรับการทำแผนที่น้ำท่วม

7.1 พื้นฐานทฤษฎีของแบบจำลอง

ทั้งแบบจำลอง FLDWAV และ แบบจำลองHEC-RAS จะใช้สมการของ Saint-Venant โดยมีข้อแตกต่างเล็กน้อย ซึ่งแบบจำลอง FLDWAV จะประกอบด้วย

$$\frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}\left(A + A_0\right)}{\partial t} - q = 0 \qquad (29)$$

และ

$$\frac{\partial\left(s_m Q\right)}{\partial t} + \frac{\partial\left(\beta Q^2 / A\right)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_t\right) + L + W_f B = 0 \qquad (30)$$

เมื่อ	Q	คือ	ปริมาณการไหล
	h	คือ	ความลึกของน้ำ
	A	คือ	พื้นที่การไหล
	A_0	คือ	พื้นที่การไหลเก็บกักนอกเส้นทาง
	q	คือ	อัตราการไหลเข้า-ออก ทางด้านข้าง
	g	คือ	ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก
	t	คือ	เวลา
	x	คือ	ระยะทางตามแนวยาวลำน้ำ
	S_{co},S_m	คือ	ค่าแฟกเตอร์ความคดเคี้ยวของลำน้ำผันแปรกับค่าระดับผิวน้ำ
	β	คือ	ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนตัมสำหรับการกระจายความเร็ว
	S_f	คือ	ความลาดชันของคลองและทุ่งน้ำท่วม
	S_e	คือ	ความลาดชันของการขยายตัว
	S_i	คือ	ความลาดชันพลังงานที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการไหลแบบ Non-Newtonian
	L	คือ	ผลกระทบโมเมนตัมของปริมาณการไหลด้านข้าง
	B	คือ	ความกว้างของผิวน้ำด้านบนที่ตำแหน่งความลึก h
	W_f	คือ	ผลกระทบเนื่องจากแรงลมที่ผิวน้ำของการไหล

ในส่วนของ W_f โดยปกติแล้วไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนนั้นจะมีผลกระทบต่อการเกิดน้ำท่วม เว้นแต่แม่น้ำกว้างและตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีลมแรง ส่วน S_i ตามปกติแล้วไม่อยู่ในแบบจำลองการพังทลายของเขื่อน โดยโคลนและเศษหินเป็นเพียงความเสี่ยงในบางพื้นที่ที่พิจารณาเป็นพิเศษ สิ่งเหล่านี้ควรได้นำมาวิเคราะห์และได้รับความสำคัญ

ในแบบจำลอง HEC-RAS1 มิติ ของสมการ Saint-Venant ได้ถูกนำมาใช้สำหรับคลองสายหลักและทุ่งน้ำท่วม (USACEHEC, 2002)

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \tag{31}$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_c} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_l \tag{31a}$$

และ

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t}+\frac{\partial (Q_c V_c)}{\partial x_f}+gA_c\left(\frac{\partial z}{\partial x_c}+S_{fc}\right)=M_f \tag{32}$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t}+\frac{\partial (Q_f V_f)}{\partial x_f}+gA_f\left(\frac{\partial z}{\partial x_f}+S_{ff}\right)=M_c \tag{32a}$$

เมื่อ A คือ พื้นที่รูปตัดตามขวาง

S คือ ปริมาณกักเก็บจากส่วนขัดขวางการไหลในของรูปตัดขวางลำน้ำ

x คือ ระยะทางตามแนวยาวของลำน้ำ

t คือ ช่วงเวลา

q_1 คือ ปริมาณการไหลเข้าด้านข้างต่อหนึ่งระยะทาง

Q คือ ปริมาณการไหล

V คือ ความเร็วของการไหล

z คือ ระดับความสูงของพื้นผิวน้ำ

การสมมุตพื้นที่น้ำท่วมในลำน้ำจะกำหนดให้รูปตัดตามขวางมีระดับเท่ากับความสูงของพื้นผิวน้ำ

c คือ ทางน้ำ

f คือ ทุ่งน้ำท่วม

q_c,q_f คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของน้ำระหว่างลำน้ำและทุ่งน้ำท่วม

M_c, M_f คือ โมเมนตัมต่ออัตราการเปลี่ยนแปลงระหว่างลำน้ำและทุ่งน้ำท่วม

S_{fc}, S_{ff} คือ ความลาดเอียงของลำน้ำและทุ่งน้ำท่วม

เมื่อเปรียบเทียบสมการที่ 29 และ 30 กับสมการที่ 31 และ 32 มีข้อแตกต่างดังนี้

1. สมการต่อเนื่อง (สมการที่29และ31) พื้นที่รูปตัดตามขวาง A (รวมถึงทางน้ำและทุ่งน้ำท่วม) และพื้นที่รูปตัดตามขวางที่ไม่ได้ใช้งาน A_0จะถือว่าแยกออกจากสมการของแบบจำลอง FLDWAV ในแบบจำลอง HEC-RAS สมการต่อเนื่องแบ่งออกเป็น 2 สมการ สำหรับทางน้ำและทุ่งน้ำท่วม ได้มีการเปลี่ยนแปลงการไหลระหว่างลำน้ำและทุ่งน้ำท่วมในการคำนวณ ซึ่งปริมาณการไหลระหว่างทุ่งน้ำท่วมและทางน้ำสายหลักไม่ได้มีการวิเคราะห์ไว้ในแบบจำลอง FLDWAV

รวมถึงโมเมนตัมและลักษณะของไฮดรอลิคสำหรับแม่น้ำตามธรรมชาติระหว่างลำน้ำสายหลักและทุ่งน้ำท่วมโดยรายละเอียดสามารถค้นคว้าได้ที่คู่มือ HEC-RAS (USACE, 2002)

2. ในแบบจำลอง FLDWAVนั้นมีความแม่นยำของพื้นที่รูปตัดตามขวางและปริมาณการไหลโดยมีพารามิเตอร์ความคดเคี้ยวของทางน้ำ โดยกำหนดระยะทางของฝั่งซ้ายจากคลองสายหลักและไปทางฝั่งขวาตามลำดับ ดังนั้นในสมการจึงไม่สามารถแสดงความคดเคี้ยวของทางน้ำได้อย่างชัดเจน

3. นอกจากนี้ยังเห็นได้ชัดว่าค่าสัมประสิทธิ์โมเมนตัม β นั้นมีความแตกต่างในความเร็วของการไหลในรูปตัดตามขวางสมการที่ 30ของแบบจำลอง FLDWAVซึ่งในสมการที่ 32 ของแบบจำลอง HEC-RAS ไม่แสดงออกอย่างชัดเจนซึ่งรูปแบบของคลองของ βมีความเปลี่ยนแปลงจาก1.01 ถึง 1.12จะประกอบด้วยรูปตัดตามขวางโดยสัมประสิทธิ์สามารถมีค่าสูง จาก 1.2-1.33 (Chow, 1959)ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนตัมของแบบจำลอง HEC-RAS จะมีความถูกต้องเมื่อมีการวิเคราะห์รูปตัดตามขวางจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

4. แรงเสียดทานและแรงดันจากฝั่งแม่น้ำ ไม่สามารถอธิบายแรงทั้งหมดที่กระทำในน้ำได้ โดยมีโครงสร้างต่างๆ ดังนี้ ตอม่อสะพาน ประตูเรือสัญจรและเขื่อนกั้นน้ำชั่วคราว ทำให้เกิดแรงกระทำเพิ่มขึ้น ในพื้นที่ที่จำกัดทำให้แรงกระทำมีอิทธิผลมากกว่าและก่อให้เกิดระดับน้ำทางเหนือน้ำยกระดับขึ้น (USACE, 2002) ซึ่งในแบบจำลอง HEC-RAS ได้รวบรวม 2 แรงกระทำนี้ไว้แต่ไม่ได้แสดงออกอย่างชัดเจนของสมการโมเมนตัม(สมการที่ 32และ 32a) ในเทอมแรกของสมการคือ แรงที่กระทำจากโครงสร้างของ S_hและเทอมที่สองคือการไหลเข้าด้านข้างของโมเมนตัม MI เนื่องจากการไหลเข้าด้านข้างจากแม่น้ำสาขาซึ่ง (USACE, 2002) มีการบันทึกว่าควรลดการคำนวณในการยกระดับพื้นน้ำของแม่น้ำมิสซิสซิปปีของอเมริกา เป็นมากกว่า 0.5 ฟุต ถ้าการไหลเข้าของโมเมนตัมไม่ได้พิจารณาอย่างถูกต้อง ซึ่งข้อกำหนดเหล่านี้ จะรวบรวมได้อย่างชัดเจนในสมการโมเมนตัมที่ 2 ในแบบจำลอง FLDWAV(Fread and Lewis, 1998)

5. ข้อกำหนดบางอย่างที่ใช้ในแบบจำลอง FLDWAV ไม่ได้ถูกนำมาใช้ในแบบจำลอง HEC-RAS ข้อกำหนดเหล่านี้รวมถึงความกดดันของลมและโคลนถล่ม ไม่สามารถที่จะประเมินด้วยแบบจำลอง HEC-RAS ในปัจจุบัน ซึ่งข้อกำหนดไม่ส่งผลกระทบต่อการบังคับใช้ของแบบจำลอง HEC-RAS

ในการสรุปความคิดเห็นพบว่าพื้นฐานทางทฤษฎีของทั้งสองวิธีแสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง FLDWAV และแบบจำลอง HEC-RAS จะไม่แตกต่างกันโดยมีนัยสำคัญในการดูแลรักษาแม่น้ำในธรรมชาติ

7.2 การประเมินการพังทลายของเขื่อน

The US Department of the Interior Bureau of Reclamation (2004) ได้มีการรายงานเพื่อเปรียบเทียบระหว่างวิธีการใช้งานของ แบบจำลอง MIKE11, FLDWAV และ แบบจำลอง HEC-RAS ในการคำนวณปริมาณการไหลผ่านรอยแยก โดยจะสรุปได้ดังนี้

การคำนวณปริมาณการไหลออกขณะเกิดการพังทลายของเขื่อนของแบบจำลอง FLDWAV

$$Q_b = c_v k_s \left[3.1 b_i (h - h_b)^{1.5} + 2.45 z (h - h_b)^{2.5}\right] \tag{33}$$

เมื่อ Q_b คือ ปริมาณน้ำไหลผ่านรอยแยก

c_v คือ ค่าปรับแก้ความถูกต้องของความเร็ว

b_i คือ ความกว้างด้านล่างของรอยแยกที่เวลาใดๆ

h คือ ค่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำของโครงสร้าง

h_b คือ ค่าระดับด้านล่างของรอยแยกซึ่งสมมติอยู่ในฟังก์ชั่นของเวลาในการพังทลาย

z คือ ความลาดชันด้านข้างของรอยแยก

k_s คือ ค่าปรับแก้กรณีเกิดจมน้ำ (Submergence Correction) ของระดับน้ำด้านท้ายน้ำ

$$k_s = 1.0 - 27.8\left[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67\right]^3 \text{ if } \frac{h_t - h_b}{h - h_b} > 0.67 \tag{34}$$

$k_s = 1.0$

ค่าปรับแก้ความถูกต้องของความเร็ว c_v สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$C_s = 1.0 + 0.023 \frac{Q_b^{\ 2}}{\left[B_d^{\ 2}\left(h - h_{hm}\right)^2\left(h - h_b\right)\right]} \tag{35}$$

เมื่อ B_d คือ ความกว้างของเขื่อนที่พังทลาย

H_{hm} คือ ระดับสุดท้ายของรอยแยกด้านล่าง

ถ้าการพังทลายแบบเกิดรูรั่วการคำนวณปริมาณการไหลมีดังนี้

$$Q_b = 4.8 * 2b_s\left(h_p - h_b\right)\left(h - \bar{h}\right)^{1/2} \tag{36}$$

เมื่อ h_P คือ ระดับศูนย์กลางของรูรั่ว

$$\bar{h} = h_P \text{ หรือ } \bar{h} = h_{tw} \text{ ถ้า } h_{tw} > h_P \tag{37}$$

h_{tw} คือ ระดับของพื้นผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำ

การคำนวณปริมาณการไหลออกขณะเกิดการพังทลายของเขื่อนของแบบจำลอง HEC-RAS (USACE HEC, 2002)

$$Q_b = C_w\left[b_s\left(H_t - h_b\right)^{1.5} + 0.8z\left(H_t - h_b\right)^{2.5}\right] \tag{38}$$

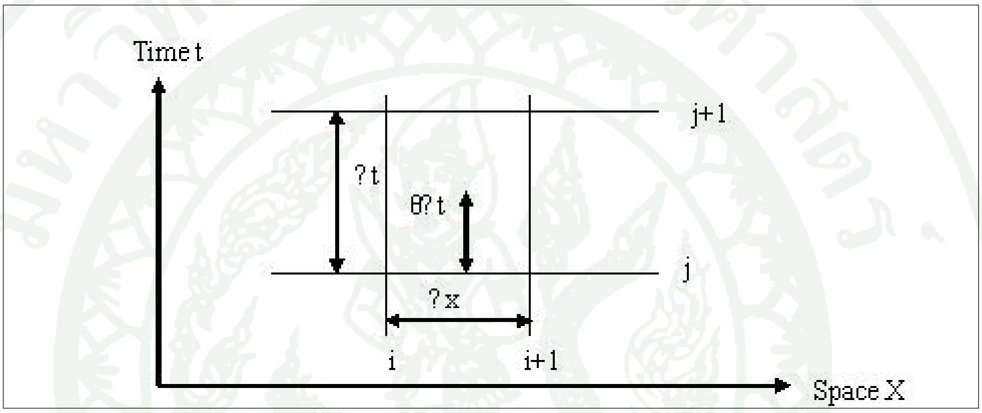
เมื่อ H_t คือ พลังงานทั้งหมด

C_w คือ สัมประสิทธิ์ของฝาย

เมื่อเปรียบเทียบสมการที่ 33และ 38โดยทั้ง 2 สมการนี้มีลักษณะที่เหมือนกัน แต่ในแบบจำลอง HEC-RAS สามารถให้ผู้ใช้งานเปลี่ยนแปลงค่า C_w ได้ โดยไม่ใช้พารามิเตอร์ในการแก้ไขความเร็วของการไหลและใช้พลังงานทั้งหมดแทนระดับของพื้นผิวน้ำ ในกรณี submerged flow ใช้เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่าง percentageofsubmergenceกับ สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล

The US Department of the Interior Bureau of Reclamation (2004) สรุปว่าทั้งสองแบบจำลองมีการคำนวณปริมาณการไหลออกภายใต้เงื่อนไขของการไหลแบบอิสระ สำหรับการประเมินผลในกรณี submerged เป็นเรื่องยากจึงได้มีการรายงานไว้ใน HEC-RAS (USACE, 2002) โดยสมมติเงื่อนไขของการไหลสำหรับปริมาณการไหลสูงสุดเป็นการไหลแบบอิสระ ซึ่งทั้งสองแบบจำลองนั้นให้ผลลัพธ์ที่เหมือนกันถ้าแบบจำลอง HEC-RAS ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ที่เหมาะสม

7.3 เทคนิคการแก้ไขปัญหาเชิงตัวเลข



ภาพที่ 39 Typical Finite Difference Cell In HEC-RAS and FLDWAV

สมมติว่ามีฟังก์ชั่น f(x,t) ซึ่งจะแสดงได้ดังนี้

$$F(x,t) = F_i^{\,j} \tag{39}$$

และ

$$\Delta F_i^{\,j} = F_i^{\,j+1} - F_i^{\,j} \tag{40}$$

$$F_i^{\,j+1} = F_i^{\,j} + F_i^{\,j+1} - F_i^{\,j} \tag{41}$$

เมื่อ i แทนขั้นตอนของพื้นที่ และ j แทนขั้นตอนของเวลา

รูปแบบทั่วไปของสมการ implicit finite difference

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{F_i^{j+1} + F_{i+1}^{j+1} - F_i^{j} - F_{i+1}^{j}}{2\Delta t} \tag{42}$$

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{-F_i^{j} + F_{i+1}^{j} - \theta F_i^{j+1} - F_i^{j} + F_{i+1}^{j+1} - F_{i+1}^{j}}{\Delta x} \tag{43}$$

เมื่อ θ คือ weighting factor

ปัจจัยของweighting factor ที่ถูกต้องของการคำนวณได้ตรวจสอบโดย Fread (1974) สรุปว่ามีแนวโน้มจาก 0.5 จนถึง 1.0 โดยค่าที่อยู่ระหว่าง 0.55-0.6 เป็นค่าที่ถูกต้องทำให้ลดการสูญเสีย ส่วนค่าที่มากขึ้นควรหลีกเลี่ยง เพื่อให้ผู้ใช้งานมีตัวเลือกเพื่อกำหนดค่า weighting factor ในส่วนของแบบจำลอง HEC-RAS และ แบบจำลอง FLDWAV อย่างไรก็ตามผู้ใช้แบบจำลองควรระมัดระวังในการเลือกพารามิเตอร์เนื่องจากอาจส่งผลกระทบได้ และ อัตราส่วนของ $\frac{\lambda}{\Delta}$ โดย λ คือความยาวคลื่นในระบบไฮโดรลิค ปัจจัยเหล่านี้มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงในส่วนของรูปตัดขวางลำน้ำ ,การเปลี่ยนแปลงของความลาดชันของแม่น้ำ ,ลักษณะของคลื่นน้ำท่วมและความซับซ้อนของโครงสร้างไฮโดรลิค เช่น สะพาน, ท่อระบายน้ำ, ทางน้ำล้นและ เขื่อน

จากประสบการณ์การใช้งานของทั้งสองแบบจำลอง เวลาในการคำนวณผลของแบบจำลอง FLDWAV ค่อนข้างสั้นกว่าแบบจำลอง HEC-RAS โดยแบบจำลอง FLDWAV ในการจำลองการพังทลายของเขื่อนโดยปกติจะใช้เวลาน้อยกว่า 1 นาที ส่วนแบบจำลอง HEC-RAS เวลาในการจำลองอาจถึง 20-30 นาที ขึ้นอยู่ขั้นตอนต่างเช่น จำนวนรูปตัดขวางและเงื่อนไขขอบเขตภายในที่ใช้ในแบบจำลอง

ในแบบจำลอง FLDWAV แบบอัตโนมัติทำให้มีวิธีการและระยะเวลาที่สั้น ส่วนในแบบจำลองHEC-RAS จะขึ้นอยู่กับผู้ใช้จะกำหนดเวลาในการจำลอง จึงทำให้แบบจำลอง FLDWAV มีแนวโน้มที่จะเข้าถึงวิธีการง่ายกว่าแบบจำลอง HEC-RAS

7.4 ฟังก์ชั่นพิเศษและความสามารถของแบบจำลอง

7.4.1 การไหลแบบผสมผสาน

ระบบแม่น้ำตามธรรมชาติมีความเป็นไปได้ในการเกิดไหลแบบผสมผสานกับการเปลี่ยนแปลงการไหลจาก sub-critical ถึง supercritical การคำนวณการเกิดไหลแบบผสมผสานนำไปสู่การจำลองการพังทลายของเขื่อน ซึ่งทั้งแบบจำลอง FLDWAV และแบบจำลองHEC-RAS ใช้เทคนิคที่เรียกว่า local partial inertia (LPI) (Fread, 1996) เป็นการใช้ประโยชน์จากการกำหนดค่าตัวกรองเชิงตัวเลข วิธีนี้จะลดเทอมในสมการโมเมนตัม มีค่า Froude number 1.0 สมการโมเมนตัมจะเปลี่ยนแปลงดังนี้

$$\sigma\left[\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial\left(\frac{\beta Q^{2}}{A}\right)}{\partial x}\right]+gA\left(\frac{\partial h}{\partial x}+S_{f}\right)=0 \tag{44}$$

ความแตกต่างระหว่างสมการที่ 30และสมการที่ 44คือ LPI, σ, ถูกนำมาใช้ในสมการที่ 44โดยมีเงื่อนไขดังต่อไปนี้

$$\sigma = F_T - F_r^m \quad (F_r \le F_T; m \ge 1)$$
$$\sigma = 0 \quad (F_r > F_t)$$

เมื่อ F_T คือ ค่า Froude number ที่มีค่าจุดเริ่มต้นเป็น 0 โดยจะแตกต่างกัน 1.0-2.0

F_r คือ ค่า Froude number ในการคำนวณ

m คือ เลขยกกำลังของสมการ โดยค่าจะอยู่ในช่วง 1-128

เทคนิคนี้ช่วยเพิ่มความเสถียรภาพของการจำลอง โดย Fread (1986) รายงานว่า LPI นั้นมีค่า errorsน้อย

แบบจำลอง FLDWAV มีตัวเลือกไม่ค่อยมากสำหรับการคำนวณการเกิดไหลแบบผสมผสานที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่แบบ hydraulic jumpขึ้นอยู่กับสภาพการไหลที่เกิดขึ้นจริงและการไหลแบบ supercritical เป็นตัวเลือกที่มีประสิทธิมากสำหรับผู้ใช้แบบจำลองสภาพการไหลแบบผสมผสาน โดยตัวเลือกนี้ไม่สามารถใช้ได้ในแบบจำลอง HEC-RAS

7.4.2 วิธีการเคลื่อนตัวน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ

ในแบบจำลอง FLDWAVมีวิธีการเคลื่อนตัวน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ ผู้ใช้สามารถเลือกได้ทั้งระดับของอ่างเก็บน้ำหรือการเคลื่อนตัวน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำมากที่สุด การเคลื่อนตัวน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำเหมาะสมสำหรับการกักเก็บน้ำขนาดใหญ่ที่มีอัตราส่วนความกว้าง/ความยาวส่วนอ่างเก็บน้ำที่มีลักษณะเล็กและตื้นเหมาะกับการไหลแบบ Dynamic routing ซึ่งสามารถนำไปใช้ในแบบจำลอง HEC-RAS ได้อย่างเดียว โดยจะแสดงผ่านรูปตัดขวางและขึ้นอยู่กับการป้อนจำนวนข้อมูล

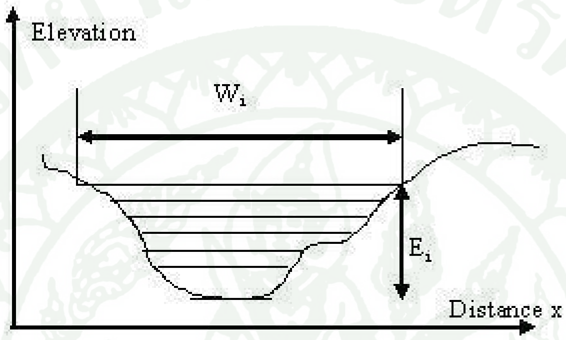
7.4.3 อัตราการไหลออกด้านข้าง

อัตราการไหลออกด้านข้างเกิดขึ้นเมื่อระบบแม่น้ำที่ชายฝั่งต่ำในบางพื้นที่และระดับน้ำอยู่บนชายฝั่งและการไหลออกจากระบบ เช่น ทางเบี่ยง จะต้องมีการสร้างแบบจำลองเฉพาะเมื่อจำเป็น

ในแบบจำลอง FLDWAV โดยด้านข้างของเขื่อนอยู่ระหว่างทั้ง 2 รูปตัดขวางและระยะทางที่อยู่ระหว่างทั้ง 2 รูปตัดขวางจะแทนความยาวของเขื่อน โดยผู้ใช้ต้องกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ด้านข้างและความสูงของเขื่อนเมื่อปริมาณน้ำเริ่มล้น ในแบบจำลองHEC-RAS มีตัวเลือกของการไหลออกด้านข้างมากขึ้น โดยจะพิจารณาด้านข้างของเขื่อน, บานประตูบังคับน้ำและท่อระบายน้ำ สามารถนำมาใช้ในการจำลองอัตราการไหลออกด้านข้าง ข้อที่ควรระมัดระวังในส่วนของแบบจำลองHEC-RAS คือไม่ได้มีการอธิบายวิธีการคำนวณสำหรับการไหลแบบ unsteady

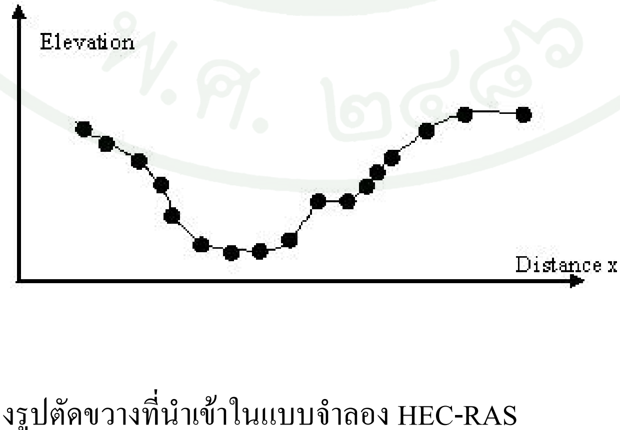
7.5 การจัดการรูปตัดขวาง

การจัดการรูปตัดขวางของทั้งสองแบบจำลองมีความแตกต่างกัน โดยในแบบจำลอง FLDWAV ได้มีการนำเข้าข้อมูลความกว้างด้านบน (w_i) และระดับความสูง (E_i) โดยลักษณะของรูปตัดขวางจะแสดงในภาพที่ 40และจะมีความแตกต่างระหว่างความกว้างและความสูงที่ไม่เหมือนกันตามหลักความเป็นจริงของรูปตัดขวาง



ภาพที่ 40 การแสดงรูปตัดขวางที่นำเข้าในแบบจำลอง FLDWAV

ในแบบจำลองHEC-RAS จะแสดงข้อมูลรูปตัดขวางเป็นตำแหน่งระยะซึ่งผู้ใช้สามารถใช้ข้อมูลจุดในการแสดงรูปตัดขวางในแบบจำลองHEC-RAS ซึ่งมีประสิทธิภาพและมีความเหมือนจริงมากขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 41



ภาพที่ 41 การแสดงรูปตัดขวางที่นำเข้าในแบบจำลอง HEC-RAS

ผู้ใช้แบบจำลอง FLDWAV มีทางเลือกในการปิดอ่างเก็บน้ำของพื้นที่ทางด้านท้ายน้ำที่มีความเร็วของการไหลช้า เมื่อเปรียบเทียบกับความเร็วของการไหลในพื้นที่รูปตัดตามขวาง ซึ่งแต่ละความกว้างและระดับของทางน้ำมีส่วนในการเก็บกักน้ำ ในส่วนแบบจำลอง HEC-RAS มี 2 ทางเลือกที่สำหรับจัดการกับพื้นที่ที่ไม่ได้ใช้การ ทางเลือกแรกคือรูปแบบที่ช่วยให้ผู้ใช้งานสามารถกำหนดตำแหน่งซ้ายและระดับความสูง, ตำแหน่งขวาและระดับที่สูงกว่าทางน้ำและไม่มีปริมาณน้ำไหลผ่าน เมื่อระดับน้ำอยู่ต่ำกว่าระดับของพื้นที่ที่กำหนดและระดับน้ำสูงกว่าพื้นที่ที่กำหนด ซึ่งทั้งหมดจะกลายทางน้ำ ทางเลือกที่สองเป็นการกั้นไม่ให้เกิดปริมาณการไหล โดยทำการปิดทางน้ำของพื้นที่บ่อน้ำ สามารถจำลองพื้นที่เก็บกักกับทางน้ำและการประมาณการไหลผ่านทางน้ำ ดังแสดงในสมการที่ 31และ 32 การเปลี่ยนแปลงของการไหลและโมเมนตัมระหว่างทางน้ำพื้นที่รับน้ำและที่ไม่ได้รับน้ำในแบบจำลองHEC-RAS มีรายระเอียดเพิ่มเติม ซึ่งทั้ง 2 แบบจำลองสามารถช่วยในการสร้างแบบจำลองทุ่งน้ำท่วมและจำลองการพังทลายของเขื่อน

7.6 เงื่อนไขขอบเขต

เงื่อนไขขอบเขตมี 2 ประเภทที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อน คือ เงื่อนไขขอบเขตทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำและอื่นๆที่เป็นเงื่อนไขภายในขอบเขต ซึ่งทั้งสองแบบจำลองนี้มีลักษณะที่คล้ายกันของเงื่อนไขขอบเขตเหนือน้ำและท้ายน้ำ สำหรับขอบเขตเหนือน้ำจะใช้ข้อมูลอัตราการไหลของกราฟน้ำท่า ซึ่งในแบบจำลอง FLDWAV สามารถใช้ข้อมูลกราฟน้ำท่าได้ แต่จะไม่มีในแบบจำลองHEC-RAS และสำหรับขอบเขตท้ายน้ำมี 5 ประเภทที่ระบุในแบบจำลองHEC-RAS และแบบจำลอง FLDWAV คือ กราฟน้ำท่า, การไหลของกราฟน้ำท่า, โค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับปริมาณน้ำ, การไหลในภาวะวิกฤติและความลึกปกติจากสมการแมนนิ่ง

ในแบบจำลอง FLDWAV ผู้ใช้สามารถเลือกที่จะการคำนวณเงื่อนไขขอบเขตทางด้านท้ายน้ำโดยใช้สมการแมนนิ่งที่มีความลาดชันของเส้นระดับพลังงาน แต่จะไม่สามารถใช้ได้ในแบบจำลองHEC-RAS ประเภทของเงื่อนไขขอบเขตทางด้านท้ายน้ำสามารถนำไปใช้กับสถานที่เฉพาะ ซึ่งกราฟน้ำท่าเป็นการศึกษาแม่น้ำที่เข้าสู่บริเวณปากแม่น้ำหรืออ่าว และไหลลงสู่ทะเลสาบหรืออ่างเก็บน้ำ เงื่อนไขขอบเขตการไหลอาจถูกนำไปใช้กับขอบเขตทางด้านท้ายน้ำโดยสามารถนำไปใช้ในการปรับเทียบแบบจำลองกับเหตุการณ์น้ำท่วม ในการจำลองการพังทลายของเขื่อนจะไม่ค่อยระบุเงื่อนไขขอบเขตเพราะไม่สามารถรู้ถึงความเป็นจริงการไหลของกราฟน้ำท่าในเงื่อนไข

สุดท้ายนี้ได้ ซึ่งโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับปริมาณน้ำสามารถนำไปใช้สำหรับเขื่อนเมื่อเกิดการไหลเหนือวิกฤต (super-critical) ถ้าการไหลใต้วิกฤต (subcritical) จะทำให้สัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับอัตราการไหลและการประเมินโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับปริมาณน้ำ เกิดข้อผิดพลาดระหว่างการจำลอง กรณีสำหรับผู้ใช้แบบจำลอง FLDWAVหรือแบบจำลองHEC-RAS ควรศึกษาทางด้านท้ายน้ำซึ่งค่าของโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับปริมาณน้ำจะไม่ส่งผลกระทบต่อขั้นตอนการศึกษา ซึ่งความลึกปกติจะใช้กับสภาพการไหลที่สม่ำเสมอ อย่างไรก็ตามเงื่อนไขการไหลสม่ำเสมอไม่ค่อยมีอยู่ในลำน้ำธรรมชาติ เงื่อนไขขอบเขตนี้ควรนำไปใช้กับทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งจะไม่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ศึกษา

สำหรับเงื่อนไขขอบเขตภายในของทั้งสองแบบจำลองมีโครงสร้างและเงื่อนไขดังนี้ เขื่อน, สะพาน, ท่อระบายน้ำ, การไหลบรรจบกันของแม่น้ำหลายสาย, ความเร็ว, การไหลเข้าด้านข้าง ในแบบจำลอง FLDWAV จะใช้สมการคำนวณการไหลของทางน้ำล้น,ฝาย และประตูระบายน้ำซึ่งเป็นวิธีการคล้ายระหว่างแบบจำลองHEC-RAS และแบบจำลอง FLDWAV (Fresd and Lewis, 1998)

7.7 เงื่อนไขเริ่มต้น

การแก้สมการ nonlinear และ สมการ St. Venantมีเงื่อนไขขอบเขตเริ่มต้นและเงื่อนไขที่แตกต่างนำไปสู่การแก้ปัญหาที่ต่างกัน โดยเงื่อนไขที่ผู้ใช้สามารถระบุหรือหรือสร้างขึ้นโดยอัตโนมัติคือแบบจำลอง FLDWAV โดยเงื่อนไขเริ่มต้นอาจเป็นได้ทั้งการแบบ steady และ unsteady มีอัตราการไหลที่ t เท่ากับ 0 ซึ่งในแบบจำลอง HEC-RAS ผู้ใช้จะต้องกำหนดเงื่อนไขเริ่มต้นทั้งหมดในระบบ สำหรับการไหลเริ่มต้นและการคำนวณระดับพื้นผิวน้ำ ดังนั้นทั้งสองแบบจำลองไม่มีความแตกต่างในเงื่อนไขเริ่มต้น

7.8 ส่วนที่แตกต่างกันและประโยชน์ของแบบจำลอง

การสร้างแบบจำลองของการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วม

- สะดวกในการใช้งานและการประยุกต์ใช้
- สะดวกในการติดตามผลข้อผิดพลาดและปัญหา
- สะดวกในการวิเคราะห์และการแสดงผล

สำหรับมุมมองนี้แบบจำลองHEC-RAS จะดีกว่าแบบจำลอง FLDWAV ในรุ่นปัจจุบัน โดยแบบจำลองHEC-RAS เป็นโปรแกรมกราฟฟิกใช้สำหรับการแสดงผล โดยสามารถป้อนข้อมูลและเปลี่ยนแปลงข้อมูลทั้งหมดได้ ผู้ใช้งานสามารถแก้ไขข้อมูลที่นำเข้าและบันทึกเป็น project file ในแบบจำลองHEC-RAS ยังสามารถแสดงผลเป็นกราฟฟิกในการนำเสนอผลและเพื่อการตรวจสอบข้อผิดพลาดซึ่งแสดงผลเป็นภาพเคลื่อนไหวและช่วงระยะเวลาขณะเกิดพื้นที่น้ำท่วมซึ่งผู้ใช้สามารถตรวจสอบผลได้

ส่วนแบบจำลองFLDWAV เป็นโปรแกรมที่ทำงานภายใต้ระบบปฏิบัติการ DOS ซึ่งการนำเข้ามูลเป็นเรื่องค่อนข้างยาก ซึ่งการจัดเรียงข้อมูลเป็นสิ่งสำคัญสำหรับการแก้ไขในแบบจำลองซึ่งผู้ใช้จะต้องเรียบเรียงข้อมูลนำเข้า,จำนวนพารามิเตอร์,การเรียงพารามิเตอร์และรูปแบบของข้อมูล เมื่อใส่ค่าพารามิเตอร์แล้วโปรแกรมอาจไม่ทำงานนั้น สาเหตุเกิดจากพารามิเตอร์ที่ขาดหายไป

เมื่อเร็วๆ นี้ การบริการของสภาพอากาศแห่งชาติ (NWS)ได้มีการพัฒนาโปรแกรมเพื่อช่วยผู้ใช้ในการแก้ไขปัญหา เรียกว่าโปรแกรม FLDAT ซึ่งเป็นโปรแกรมที่มีการทำงานคล้ายกับแบบจำลองHEC-RAS โดยเตรียมข้อมูลก่อนนำเข้าแบบจำลองFLDWAVและมีช่วยในการวิเคราะห์ผล แต่ยังอยู่ในขั้นตอนการตรวจสอบเบต้าและลักษณะบางอย่างที่ ไม่สมบูรณ์แบบ ยังมีอีกหนึ่งฟังก์ชั่นในโปรแกรม FLDAT ที่สามารถอ่านไฟล์ข้อมูลของแบบจำลองHEC-RAS และแปลงข้อมูลให้อยู่ในรูปแบบของแบบจำลองFLDWAV นอกจากนี้NWS ยังมีโปรแกรมที่เรียกว่า FLDGRF ที่ออกแบบมาเพื่อแสดงผลแบบจำลองในรูปแบบกราฟฟิก แต่โปรแกรมนี้จะทำงานในระบบ DOS และไม่สามารถใช้โปรแกรมนี้กับแบบจำลองHEC-RAS การรวมตัวกันของโปรแกรม FLDAT และ FLDGRF ในแบบจำลองFLDWAV ทำให้มีลักษณะคล้ายกับ แบบจำลองHEC-RAS อย่างไรก็ตาม แพ็คเกจในแบบจำลองFLDWAV นั้นไม่เหมาะสมที่จะใช้ในแบบจำลองHEC-RAS

7.9 การเชื่อมต่อในระบบ GIS

ความสามารถของแบบจำลองในการเชื่อมโยงกับระบบ GIS มีความสำคัญในทางอุทกวิทยาและการประเมินผล ได้มีการประยุกต์ใช้กันอย่างแพร่หลายในด้านการจัดการอ่างเก็บน้ำ ซึ่งการเชื่อมต่อระหว่างแบบจำลองกับระบบ GIS ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพให้แก่แบบจำลองทางอุทกวิทยาและไฮดรอลิค

USACE HEC ได้พัฒนาแพ็คเกจในการเชื่อมต่อกับแบบจำลองHEC-RAS ซึ่งทำงานร่วมกับระบบ GIS ได้แก่ ArcInfo, ArcView และ ArcGIS ใน HEC-GeoRASสามารถทำงานร่วมกับระดับความสูงของพื้นที่ (DEM) หรือข้อมูลพื้นผิวที่มีโครงสร้างแบบเวกเตอร์ (TIN) เพื่อเตรียมไฟล์ข้อมูลนำเข้าในแบบจำลองHEC-RAS จากนั้นจะประมวลผลเพื่อแสดงพื้นที่น้ำท่วมในระบบ GIS ซึ่งฟังก์ชั่นนี้จะช่วยลดระยะเวลาและค่าใช้จ่ายในทำแผนที่น้ำท่วม อีกทั้งยังนำเข้าข้อมูลรูปตัดตามขวางในแบบจำลองHEC-RAS เพื่อเพิ่มความถูกต้องของแบบจำลอง

ได้มีการพัฒนาโปรแกรมที่คล้ายคลึงกับแบบจำลองFLDWAV โดย NWS ได้มีการเปิดตัว เมื่อเร็วนี้ๆคือ FLDXS และ FLDVIEW ซึ่งทำงานร่วมกับระบบ GIS ในการเตรียมข้อมูลและแผนที่น้ำท่วม FLDXS เป็นเครื่องมือที่ใช้รูปตัดตามขวางโดยใช้ DEM และFLDVIEW เป็นเครื่องมือที่ใช้สำหรับทำแผนที่น้ำท่วม ซึ่งทั้ง 2 เครื่องมือยังอยู่ในขั้นตอนทดสอบเบต้า

ข้อมูลจากการสำรวจภาคสนามควรมีความถูกต้องเพื่อแทนลักษณะทางกายภาพของแม่น้ำเพราะจะทำให้ข้อมูลรูปตัดตามขวาง DEM หรือ TIN อาจไม่สามารถใช้งานจริงได้

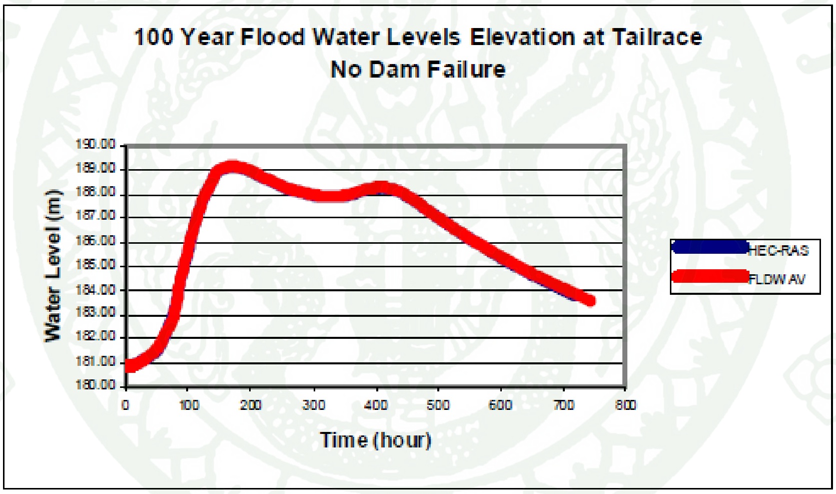
7.10 ตัวอย่าง

การเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลอง HEC-RAS และแบบจำลอง FLDWAV โดยใช้ข้อมูลที่ถูกต้องสำหรับวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนที่แม่น้ำขนาดใหญ่ในทางตอนเหนือของออนตาริโอ้ ซึ่งเขื่อนมีความสูง 17 เมตร มีความจุเก็บกัก 1 ล้านลูกบาศก์เมตร ความยาวของพื้นที่อ่างเก็บน้ำประมาณ 6 กิโลเมตร และความกว้างประมาณ 160-540 เมตร ชนิดของอ่างเก็บน้ำมีผลต่อปริมาณการไหลขณะที่เกิดการพังทลายของเขื่อน ดังนั้นจึงใช้เทคนิคการกำหนดเส้นทางการไหลแบบไดนามิก เช่น ทางด้านเหนือน้ำใช้รูปตัดตามขวางและการคำนวณพื้นที่น้ำท่วมโดยใช้แบบจำลอง จากนั้นกำหนดรูปตัดตามขวางจำนวน 7 รูปตัดของพื้นที่อ่างเก็บน้ำ รูปตัดตามขวางของทางด้านเหนือน้ำถึงทางด้านทางน้ำจำนวน 25 รูปตัด พารามิเตอร์ของการพังทลายของเขื่อนเงื่อนไขขอบเขตเริ่มต้นและปริมาณการไหลเข้าอ่างเก็บน้ำ

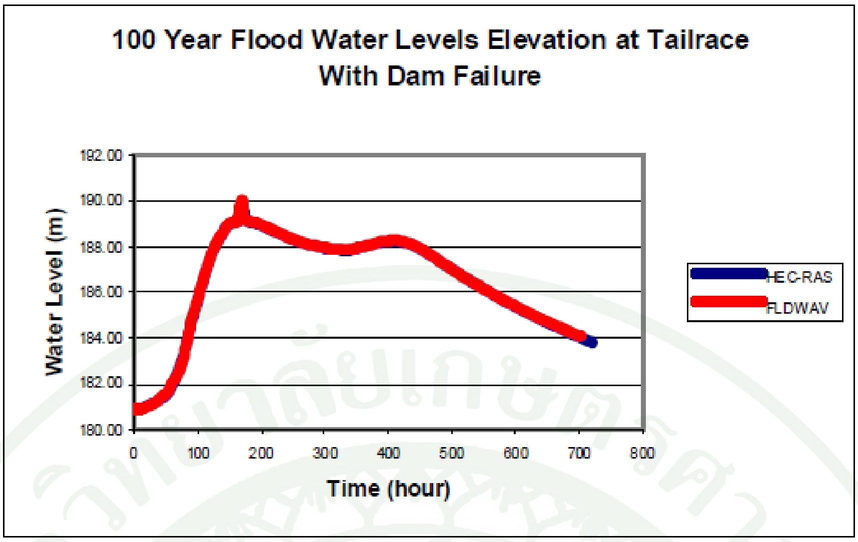
จากผลลัพธ์แสดงให้เห็นว่าทั้ง 2 แบบจำลองลักษณะของกราฟน้ำท่าที่คล้ายกันตามแนวลำน้ำ ขณะเขื่อนไม่ได้เกิดการพังทลาย จากภาพที่ 42เป็นการเปรียบเทียบระดับน้ำของกราฟน้ำท่าที่ระบายออกการเขื่อน ของทั้ง 2 แบบจำลองซึ่งมีความแตกต่างกันเล็กน้อยและลักษณะของ

กราฟน้ำท่ามีแนวโน้มไปทางเดียวกัน โดยปริมาณการไหลสูงสุดของแบบจำลอง HEC-RAS เท่ากับ 1,863.5 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที และมีระดับน้ำสูงสุด 202.01 เมตร ส่วนปริมาณการไหลสูงสุดของแบบจำลอง FLDWAV เท่ากับ 1,862 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีและมีระดับน้ำสูงสุด 202.00 เมตร ซึ่งทั้ง 2 แบบจำลองมีความแตกต่างกันเล็กน้อย

ผลจากการจำลองขณะที่เขื่อนเกิดการพังทลายของทั้ง 2 แบบจำลอง แสดงระดับน้ำและผลของการระบายน้ำออกจากเขื่อนดังภาพที่ 43 โดยมีปริมาณการไหลสูงสุด จากแบบจำลอง FLDWAV เท่ากับ 2,457 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีและมีระดับน้ำสูงสุด 190.05 เมตร ส่วนปริมาณการไหลสูงสุดของแบบจำลอง HEC-RAS เท่ากับ 2,424 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีและมีระดับน้ำสูงสุด 189.95 เมตร



ภาพที่ 42 ระดับน้ำกรณีที่เขื่อนไม่ได้เกิดการพังทลาย



ภาพที่ 43 ระดับน้ำกรณีเกิดการพังทลายของเขื่อน

7.11 สรุปผล

การเปรียบเทียบแบบจำลองระหว่าง FLDWAVและ HEC-RAS สำหรับการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนสรุปได้ดังนี้

1. ทั้ง 2 แบบจำลองใช้พื้นฐานทฤษฎีเดียวกันและใช้เทคนิคการแก้ปัญหาเชิงตัวเลข โดยมีเงื่อนไขที่ถูกต้องเมื่อการนำเข้าค่าพารามิเตอร์เหมือนกันจะนำไปสู่ผลลัพธ์เดียวกัน

2. ในแบบจำลอง FLDWAV มีตัวเลือกในการคำนวณผลลัพธ์เพิ่มเติมเกี่ยวกับเงื่อนไขขอบเขตและการจำลองสภาพการไหลของโคลนและแรงลม

3. ในแบบจำลอง HEC-RAS การแสดงผลลัพธ์ที่ถูกต้องนั้น ต้องใช้ค่าพารามิเตอร์เกี่ยวข้องกับการพังทลายของเขื่อนที่แม่นยำเช่นเดียวกัน

4. ในแบบจำลอง HEC-RAS มีฟังชั่นในการดำเนินงานดีกว่าสามารถแก้ไขข้อมูลและแสดงผลได้ง่ายขึ้น

5. ทั้ง 2 แบบจำลองมีความสามารถในการเชื่อมต่อกับระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ GIS และ TIN ในการแสดงแผนที่น้ำท่วม

โดยแบบจำลองมีคุณสมบัติหลายประการที่ไม่ได้ประเมินอย่างละเอียดเพราะในแบบจำลอง HEC-RAS ไม่ได้ให้รายละเอียดเพียงพอของคุณสมบัติ การตัดสินทางวิศวกรรมและประสบการณ์ในการใช้แบบจำลองมีส่วนสำคัญในการประเมินผลของแบบจำลอง ซึ่งทั้งสองแบบจำลองไม่สามารถให้ผลลัพธ์ที่เหมือนกันโดยผู้ใช้ควรระมัดระวังในการเลือกใช้ข้อมูลรูปตัดตามขวาง,ระยะห่างของรูปตัด, รูปแบบที่ซับซ้อนและวิธีการคำนวณผลแบบเชิงตัวเลขออกมาเป็นค่าประมาณ

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ศุภสิทธิ์ (2540) ได้ศึกษาคลื่นน้ำบ่าในลำน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนได้มีการพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์โดยมีพื้นฐานบนสมการ Saint-Venantซึ่งเป็นสมการการไหลมิติเดียวในทางระบายน้ำเปิด เพื่อทำนายพฤติกรรมในการพังทลายของเขื่อนและสภาพการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำบ่าด้านท้ายน้ำ โดยได้เลือกแบบจำลองคณิตศาสตร์ชื่อ DAMBRK ของหน่วยงาน United States National Weather Service สำหรับกรณีสมมติการจำลองสภาพคลื่นน้ำบ่าจากการพังทลายของเขื่อนรัชชประภา เพื่อจำลองสภาพพฤติกรรมการพังทลายของเขื่อนเนื่องจากการพังทลายรูปสี่เหลี่ยมคางหมู รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและรูปสามเหลี่ยม พฤติกรรมการระบายน้ำผ่านทางระบายน้ำล้น

พิไลลักษณ์ (2543) ได้ศึกษาการพังของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง MIKE 11 กรณีสมมติการเกิดการพังของเขื่อนป่าสัก ซึ่งเป็นเขื่อนดิน ระดับสันเขื่อน +46.50 ม.รทก. ปริมาตรเก็บกักสูงสุดเท่ากับ 1,000 ล้านลบ.ม. พิจารณาการเกิดการพังของเขื่อนในลักษณะต่างๆ และการเคลื่อนตัวของน้ำทางด้านท้ายน้ำ ทำการหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่งทางด้านท้ายเขื่อน โดยทำการปรับเทียบแบบจำลองโดยอาศัยข้อมูลระดับน้ำและปริมาณการไหลที่บันทึกไว้ที่สถานีวัดน้ำท่าในลำน้ำสมมติกรณีการเกิดการพังของเขื่อนในลักษณะการพังแบบค่อยเป็นค่อยไป พิจารณาปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างที่เป็นไปได้สูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี สำหรับรอยแยกสี่เหลี่ยมคางหมูสี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของค่าพารามิเตอร์การพังของเขื่อน ซึ่งได้แก่ ค่าความกว้างเริ่มต้น ความลาดชันด้านข้าง และสัมประสิทธิ์การกัดเซาะด้านข้างของรอยแยก

ที่มีผลต่อปริมาณการไหลผ่านรอยแยกสูงสุด และศึกษาชลศาสตร์การไหลของน้ำทางด้านท้ายเขื่อนอันเนื่องมาจากปริมาณการไหลผ่านรอยแยกที่เกิดขึ้น

สำหรับการศึกษาสภาพทางด้านท้ายน้ำขณะเกิดการพังของเขื่อนจะใช้ในส่วนของแบบจำลอง Hydrodynamic (HD) Module จำลองการไหลในลักษณะของการไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) สำหรับการไหลในทางน้ำเปิด โดยผลลัพธ์ที่ได้จะแสดงผลออกมาเป็นปริมาณน้ำหรือระดับน้ำที่เวลาต่างๆ ในส่วนของการวิเคราะห์ลักษณะการเกิดการพังของเขื่อน จะใช้ในส่วนของ DambreakAddon Module พิจารณาคำนวณขนาดและรูปร่างของการเกิดรอยแยกของเขื่อนและปริมาณน้ำที่ไหลผ่านรอยแยกลงมาทางด้านท้ายน้ำที่เวลาต่างๆ

น้ำทิพย์ (2547) ได้ศึกษาการจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีสมมติว่าเกิดการพังทลายของเขื่อนคลองมะเดื่อ ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองย่อยของแบบจำลอง MIKE 11 จำนวน 3 แบบจำลอง คือ 1) แบบจำลอง NAM เพื่อการประเมินกราฟน้ำหลากของเหตุการณ์ในอดีตและที่รอบปีการเกิดซ้ำต่างๆ สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยที่มีและไม่มีสถานีวัดน้ำท่าตั้งอยู่ 2) แบบจำลอง MIKE 11 HD เพื่อการศึกษาสภาพการเกิดน้ำท่วมด้านท้ายเขื่อนกรณีเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีต และกรณีสมมติว่าเกิดการพังทลายของเขื่อนคลองมะเดื่อ และ 3) แบบจำลองย่อย Dambreakเพื่อใช้ในการจำลองสภาพการพังทลายของเขื่อนและสภาพการไหลผ่านรอยแยก โดยผลการศึกษาสภาพการเคลื่อนตัวของกราฟน้ำหลากสูงสุดตามลำน้ำด้านท้ายน้ำในกรณีสมมติว่าเกิดการพังทลายของเขื่อนได้นำมาใช้ในการสร้างแผนที่น้ำท่วม

ในกรณีศึกษานี้ได้กำหนดให้เขื่อนคลองมะเดื่อเกิดการพังใน 2 ลักษณะ คือ การพังในลักษณะน้ำล้นข้ามสันเขื่อน และการพังในลักษณะเกิดจากรูรั่วในตัวเขื่อน โดยสมมติรูปร่างของรอยแยกแบ่งออกเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู สี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม

เชวงศักดิ์ (2547) ได้ศึกษาสภาพน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยสำหรับลุ่มน้ำลำตะโคง โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองย่อย 2 แบบจำลอง คือ จำลอง MIKE 11 ซึ่งประกอบด้วย แบบจำลอง UHM (Unit Hydrograph Module)ซึ่งสามารถนำมาใช้เพื่อคำนวณปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง และการคำนวณปริมาณการสูญเสียด้วยวิธี SCS เพื่อประเมินกราฟน้ำหลากของปริมาณการไหลเข้าด้านข้างระหว่างจุดควบคุมด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ และแบบจำลอง MIKE 11 HD เพื่อจำลองแบบสภาพการเกิดน้ำท่วมในลำน้ำและทุ่งน้ำท่วม

บุญเตียง (2547) ได้ศึกษาแบบจำลองคณิตศาสตร์ FLDWAV ของหน่วยงาน United States National Weathers Service เพื่อจำลองสภาพการพังทลายของเขื่อนทับเสลา และการไหลของคลื่นน้ำบ่าจากเขื่อนทับเสลา โดยกำหนดปัจจัยเสี่ยงที่มีผลต่อการพังทลายของเขื่อน คือ อาคารระบายน้ำล้น (service spillway) ไม่สามารถใช้การได้ และน้ำหลากที่รอบการเกิดซ้ำ 1,000 ปี 10,000 ปี และ PME เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ มีผลให้ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำสูงขึ้นจนเกิดการพังทลายของเขื่อนและอาคารประกอบ โดยกำหนดกรณีศึกษา คือ กรณี A เกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน กรณี B อาคารระบายน้ำล้นพังพร้อมกันหมดทั้ง 3 บาน กรณี C D และ E น้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน โดยมีรูปร่างของช่องแตกของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยมคางหมู และรูปสามเหลี่ยม ตามลำดับ ส่วนการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำบ่าจะพิจารณาจากท้ายเขื่อนทับเสลาจนถึงจุดออกของลุ่มน้ำห้วยทับเสลา ที่บ้านประดาหัก อำเภอหนองฉาง จังหวัดอุทัยธานี รวมระยะทางตามลำห้วยทับเสลา 45 กิโลเมตร

Dai *et al.* (2005) ได้ศึกษาเอกสารประวัติศาสตร์จีนที่ได้บันทึกไว้ในปี 1786 ได้เกิด*แผ่นดินไหว*ขนาดความแรงM=7.75ที่มณฑลเสฉวนทางตะวันตกเฉียงใต้ของประเทศจีน ทำให้เขื่อนดินถล่มในบริเวณแม่น้ำต้าตู้ ทำให้เขื่อนดินถล่มปิดกั้นแม่น้ำและได้เก็บกักน้ำไว้ 10 วันก่อนที่จะพังทลายทำให้เกิดภัยพิบัติน้ำท่วม เขื่อนดินมีความสูง 70 เมตร มีปริมาณน้ำ 50 ล้านลูกบาศก์เมตร และมีพื้นที่ 1.7 ตารางกิโลเมตร โดยใช้สมการถดถอยในการทำนายในช่วงอัตราการไหลสูงสุดขณะเกิดการพังทลายของเขื่อน โดยเฉพาะความเสียหายของการเกิดแผ่นดินไหวและรายละเอียดการสำรวจทางด้านปฐพีในการประเมินดินถล่ม ซึ่งสมการการถดถอยต่อไปนี้ใช้สำหรับเขื่อนดินถล่มCenderelli (2000)

$$Q_P=24d^{1.73} \tag{45}$$

$$Q_P=3.4V^{0.46} \tag{46}$$

$$Q_P=1.9(Vd)^{0.4} \tag{47}$$

$$Q_P=1.51(g^{1.73}d^{2.5})^{0.06}(kV/d)^{0.94} \text{ if } kV(gd)^{-0.5}d^{-3}<0.6 \tag{48}$$

$$Q_P=1.94g^{0.5}d^{2.5}(D_c/d)^{0.75} \text{ if } kV(gd)^{-0.5}d^{-3}>>1 \tag{49}$$

โดยที่	Q	คือ	อัตราการไหลสูงสุด (ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที)
	d	คือ	ระดับความลึกของแม่น้ำ (เมตร)
	V	คือ	ปริมาณน้ำ (ลูกบาศก์เมตร)
	g	คือ	ค่าความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (เมตรต่อวินาที)
	k	คือ	อัตราการกัดเซาะขณะเกิดการพังทลาย(เมตรต่อวินาที)
	D_c	คือ	ความสูงของเขื่อน (เมตร)

Rico*et al.*(2007) ได้ทำการรวบรวมข้อมูลการพังทลายของเขื่อนของทุกประเทศที่เกิดขึ้นในอดีต โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์กราฟความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ เช่นความสูง และปริมาณกักเก็บ ในการศึกษาพบว่า ปริมาณน้ำในช่วงเวลาขณะเกิดภัยพิบัติ สัมพันธ์กับปริมาณน้ำที่ไหล และปริมาณการไหล สัมพันธ์กับระยะทางที่ปริมาณน้ำไหลออก โดยประยุกต์ใช้สมการถดถอยในการทำนายการพังทลายของเขื่อน เพื่อเฝ้าระวังและสังเกตเหตุการณ์เบื้องต้น

He *et al.* (2008) ได้ศึกษาวิเคราะห์การเกิดภัยพิบัติของเขื่อนในช่วงปี 1954 – 2003 ในประเทศจีนโดยใช้วิธีวิเคราะห์ความถี่ และอัตราการพังทลายของเขื่อนกับอายุการใช้งานโดยสภาพภูมิอากาศเป็นปัจจัยหลักที่มีผลต่อการพังทลายของเขื่อน และ 5 ปีแรกในการดำเนินนั้นมีความน่าจะเป็นในการเกิดภัยพิบัติสูงกว่าช่วงอื่นๆ โดยพื้นที่ใกล้เคียง ที่มีปริมาณน้ำฝน 400 มิลลิเมตร จะมีอัตราการพังทลายมากกว่าพื้นที่อื่น และในพื้นที่ที่มีอุณหภูมิสูงจะมีอัตราการพังทลายสูงด้วย

เรืองวิทย์ (2551) ได้จำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำกรณีการพังทลายของเขื่อนแม่กวง จังหวัดเชียงใหม่ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ MIKE 11ซึ่งพัฒนาโดย Danish Hydraulic Institute (DHI) พิจารณาการเกิดการพังของเขื่อนในรูปแบบต่างๆ และศึกษาการเคลื่อนตัวของน้ำทางด้านท้ายน้ำ จากปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood , PME) โดยวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ต่อการพังของเขื่อน ได้แก่ ค่าความลาดชันด้านข้างของรอยแยก (Side Slope , ss) ค่าดัชนีการกัดเซาะด้านข้าง (Side Erosion Index , x) และค่าความกว้างเริ่มต้นของรอยแยก (Initial Breach Width , B) กรณีน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) รูปร่างของรอยแยกสุดท้ายแบ่งเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ รูปสี่เหลี่ยมคางหมู รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และรูปสามเหลี่ยม ส่วนกรณีการเกิดรูรั่วในตัวเขื่อน (Piping) รูปร่างของรอยแยกสุดท้ายจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

จากการศึกษาการพังทลายของเขื่อนแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบจำลองทางกาย (Physical Model) และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Mathematical Model) ซึ่งแบบจำลองทางกายภาพต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญและงบประมาณจำนวนมาก รวมทั้งใช้ระยะเวลาในการศึกษานานกว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ จึงทำให้มีการศึกษาการพังทลายของเขื่อนโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์กันอย่างแพร่หลาย โดยการศึกษาการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนและคลื่นน้ำท่วมจากการพังทลายของเขื่อนในครั้งนี้เลือกใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ HAC-RASซึ่งมีแบบจำลองย่อย Dam (Inline Structure) Breach Dataโดยสามารถกำหนดรูปแบบการพังทลายของเขื่อนได้ 2 กรณี คือ กรณีเกิดการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) และกรณีเกิดการพังทลายแบบรูรั่ว (Piping) อีกทั้งสามารถกำหนดตำแหน่งตรงกลางของการังทลาย, ขนาดความกว้างระยะสุดท้ายของการพังทลาย, ค่าระดับระยะสุดท้ายของการพังทลาย, ความลาดชันทั้งด้านซ้ายและขวาของรอยแยกซึ่งเป็นการกำหนดรูปแบบการพังทลายในระยะสุดท้ายของรอยแยก และเวลากำหนดการพังทลาย (ชั่วโมง) จากพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องในแบบจำลองคณิตศาสตร์ HAC-RAS สามารถใช้ฟังชั่นในการแสดงผลได้เข้าใจง่ายและให้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องแม่นยำ

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. คอมพิวเตอร์และเครื่องพิมพ์เอกสาร (Printer)
2. โปรแกรมจัดการเอกสาร MS-Word, MS-Excel และ MS-PowerPoint
3. แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11-HD และ MIKE11-GIS
4. โปรแกรม ArcGIS 9.3
5. แบบจำลอง HEC-GeoRAS และ HEC-RAS

วิธีการ

การศึกษาครั้งนี้จะประกอบด้วยขั้นตอนการศึกษาทั้งสิ้น 6 ส่วน ได้แก่ 1) การรวบรวมและตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูล 2) การจัดทำ MIKE11- HD และ MIKE11-GIS สำหรับระบบแม่น้ำแม่กลอง3) การจัดทำแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนด้วยแบบจำลอง HEC-RAS4) การกำหนดกรณีศึกษา 5)การจัดทำแผนที่น้ำท่วม (Flood Map) สำหรับแต่ละกรณี และ 6) การประเมินความเสียหายดังภาพที่ 44

การรวบรวมและตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูล

↓

การจัดทำ MIKE11-HD และ MIKE11-GIS สำหรับระบบแม่น้ำแม่กลอง
โดยใช้ข้อมูลปี พ.ศ. 2543-2550 เพื่อการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง

↓

การจัดทำแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนด้วยโปรแกรม HEC-RAS

↓

การกำหนดกรณีศึกษา

กรณี A การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

กรณี B การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม

กรณี C การพังทลายจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อนรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

↓

การจัดทำแผนที่น้ำท่วม (Flood Map) สำหรับแต่ละกรณีด้วยแบบจำลอง MIKE-GIS

↓

การประเมินความเสียหายเบื้องต้น

ภาพที่ 44 ขั้นตอนการศึกษา

1. รวบรวมและตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูล

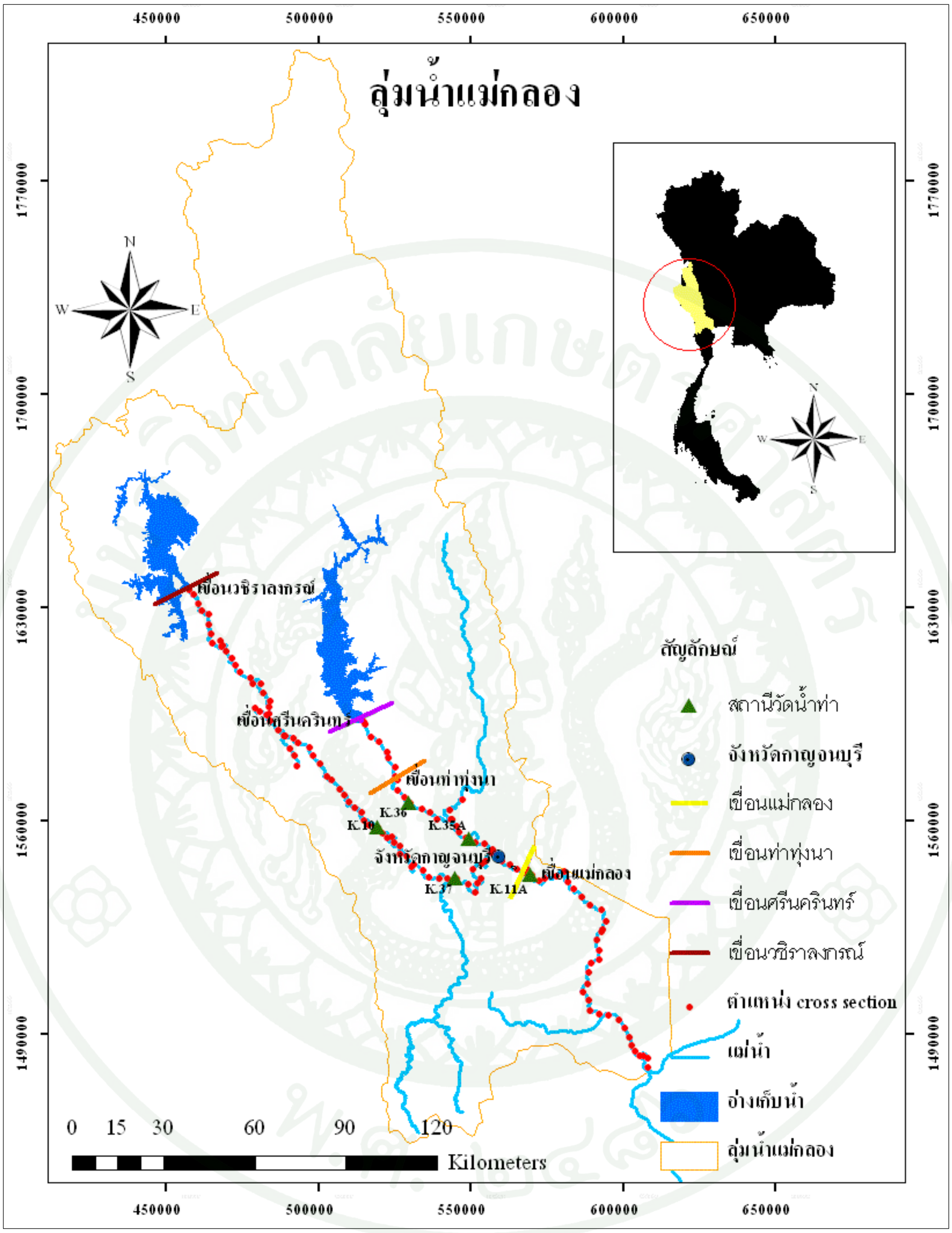
การรวบรวมและตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลเพื่อนำเข้าแบบจำลอง MIKE11 แสดงรายละเอียดได้ดังนี้

1.1 ข้อมูลลักษณะภูมิประเทศ

เพื่อการทำนายสภาพน้ำท่วมในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลอง ได้รวบรวมข้อมูลรูปตัดตามขวางและตลิ่งทั้งสองฝั่งของแม่น้ำแควน้อยจำนวน 60 หน้าตัด แม่น้ำแควใหญ่จำนวน 24 หน้าตัด และแม่น้ำแม่กลองจำนวน 40 หน้าตัด ดังแสดงในแผนที่ตำแหน่งรูปตัดในภาพที่ 45โดยใช้ข้อมูลระดับความสูงของพื้นที่ที่มีขนาดความละเอียด (resolution)30 × 30 เมตร เริ่มตั้งแต่ท้ายเขื่อนศรีนครินทร์และเขื่อนวชิราลงกรณ์ จนถึงจุดออกของลุ่มน้ำแม่กลอง

1.2 ข้อมูลทางกายภาพของเขื่อนศรีนครินทร์และอาคารประกอบ

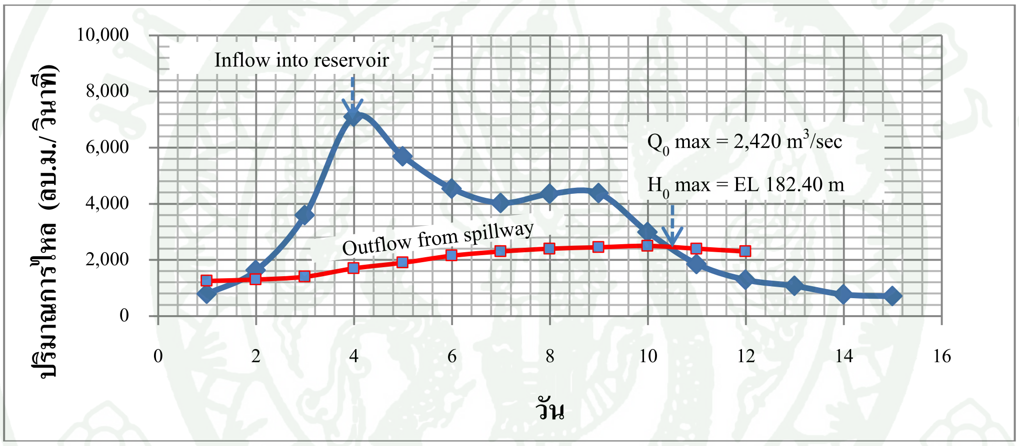
เขื่อนศรีนครินทร์เป็นเขื่อนหินถมแกนดินเหนียว ความสูงจากฐานราก 140 เมตร ความยาวสันเขื่อน 610 เมตร กว้าง 15 เมตร ระดับสันเขื่อน +185.00 ม.รทก. ระดับเก็บกักปกติ +180.00 ม.รทก. ความจุที่ระดับเก็บกักปกติ 17,745 ล้านลูกบาศก์เมตร พื้นที่อ่างเก็บน้ำ 419 ตารางกิโลเมตร



ภาพที่ 45 ตำแหน่งของรูปตัดตามขวาง (Cross Section)

1.3 สภาวะขอบเขตด้านเหนือน้ำ

ใช้ข้อมูล กราฟปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เป็นไปได้(Probable Maximum Flood,PMF) ของเขื่อนศรีนครินทร์ จากผลการศึกษาของ EGAT (1989) พบว่าจะมีปริมาณการไหลเข้าอ่างเก็บน้ำสูงสุด 7,104 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีหรือคิดเป็นปริมาตรน้ำทั้งหมดประมาณ 3,867 ล้านลูกบาศก์เมตรดังแสดงในกราฟของ PMF และปริมาณการไหลออกจากเขื่อนดังภาพที่ 46และตารางที่ 7โดยในการศึกษาดังกล่าวกำหนดระดับน้ำเก็บกัก+178.5 ม.รทก. ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด +182.40 ม.รทก. อัตราการไหลผ่านฝายน้ำล้นซึ่งเป็น spillway ของตัวเขื่อน 2,420 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที และอัตราการไหลผ่านช่องทางออก(outlet) 160 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที



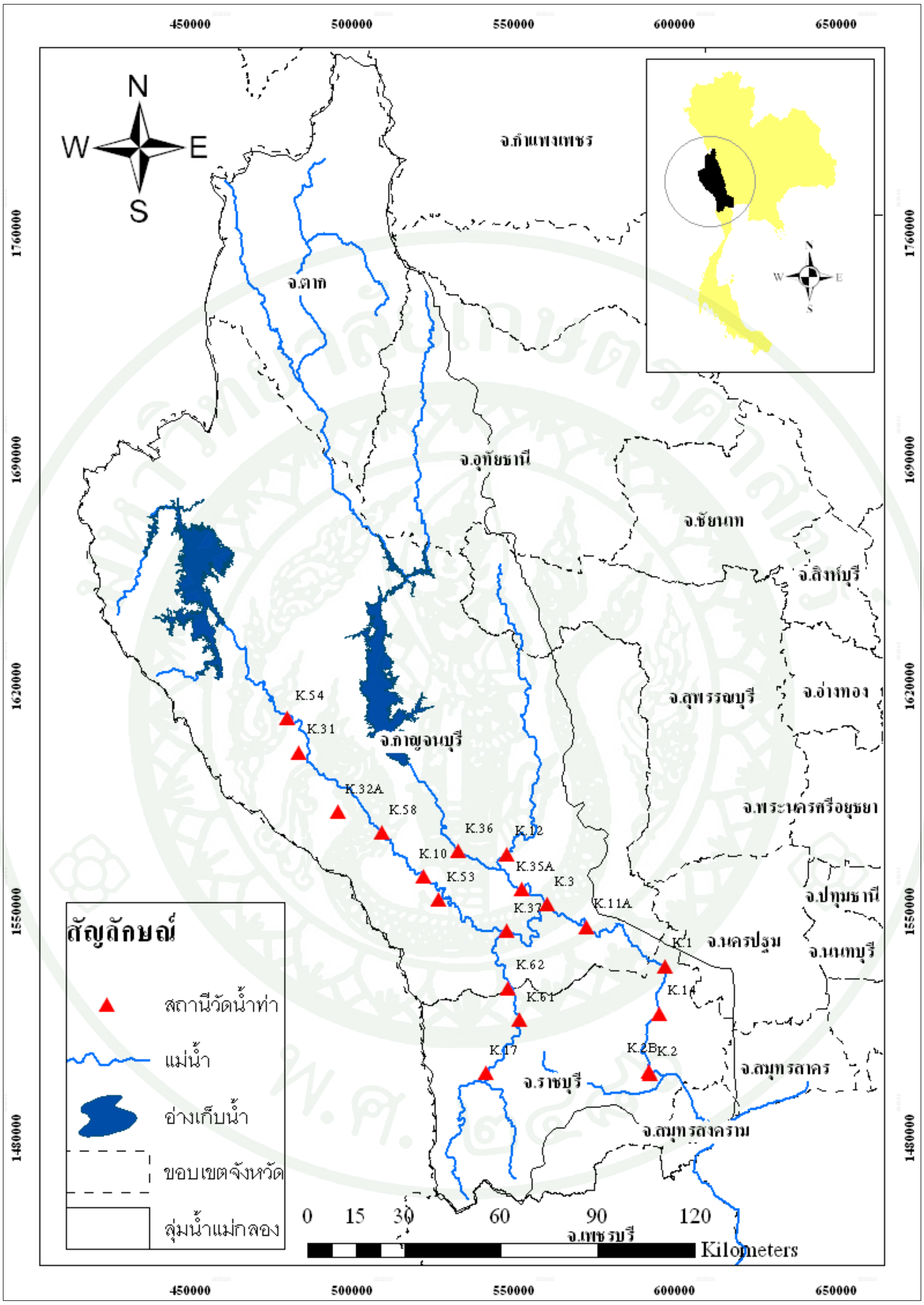
ภาพที่ 46 กราฟแสดงปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เป็นไปได้ (Probable Maximum Flood) ของเขื่อนศรีนครินทร์

ที่มา: Survey and Ecology Department, Electricity Generating Authority of Thailand (1989)

ตารางที่ 7 ข้อมูลแสดงอัตราการไหลเข้าอ่างเก็บน้ำ PMF (Probable Maximum Flood)

วันที่ (1963)	**ข้อมูลฝนในอดีต (มม.)**	**ปริมาณฝนสุทธิ (มม.)**	**อัตราการไหล (ลบ.ม/วินาที)**
30 กันยายน	13.3	14.1	788
1 ตุลาคม	80.9	106.0	1,626
2ตุลาคม	26.7	32.3	3,595
3ตุลาคม	19.8	22.9	7,104
4ตุลาคม	16.1	17.9	5,684
5ตุลาคม	19.2	22.1	4,541
6ตุลาคม	37.2	46.6	4,029
7ตุลาคม	11.4	11.5	4,350
8ตุลาคม	3.4	0.6	4,372
9ตุลาคม	3.2		2,984
10ตุลาคม			1,853
11ตุลาคม			1,289
12ตุลาคม			1,071
13ตุลาคม			766
14ตุลาคม			704

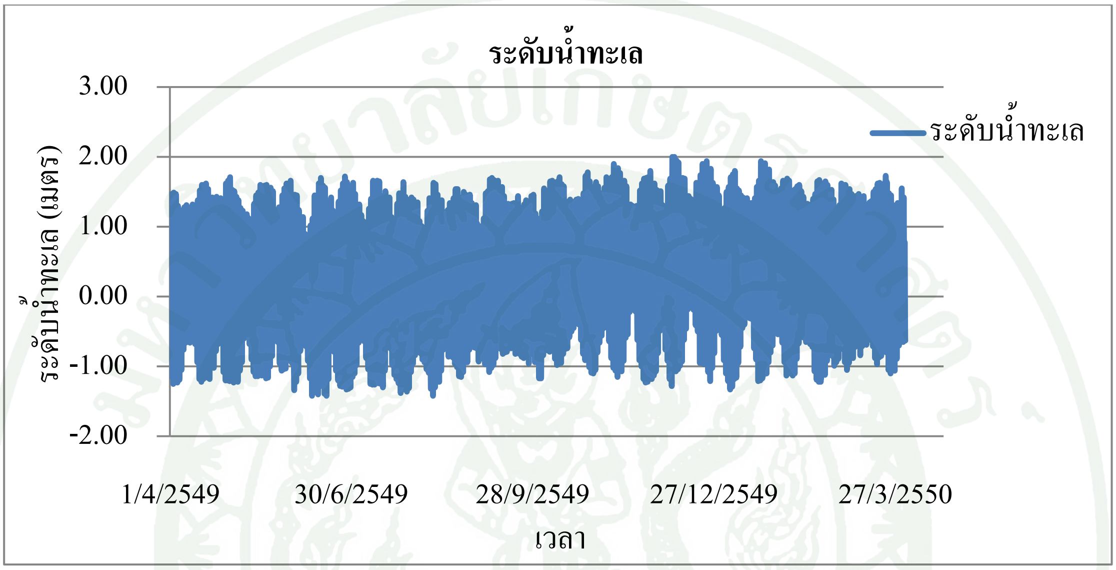
ที่มา: Survey and Ecology Department, Electricity Generating Authority of Thailand (1989)



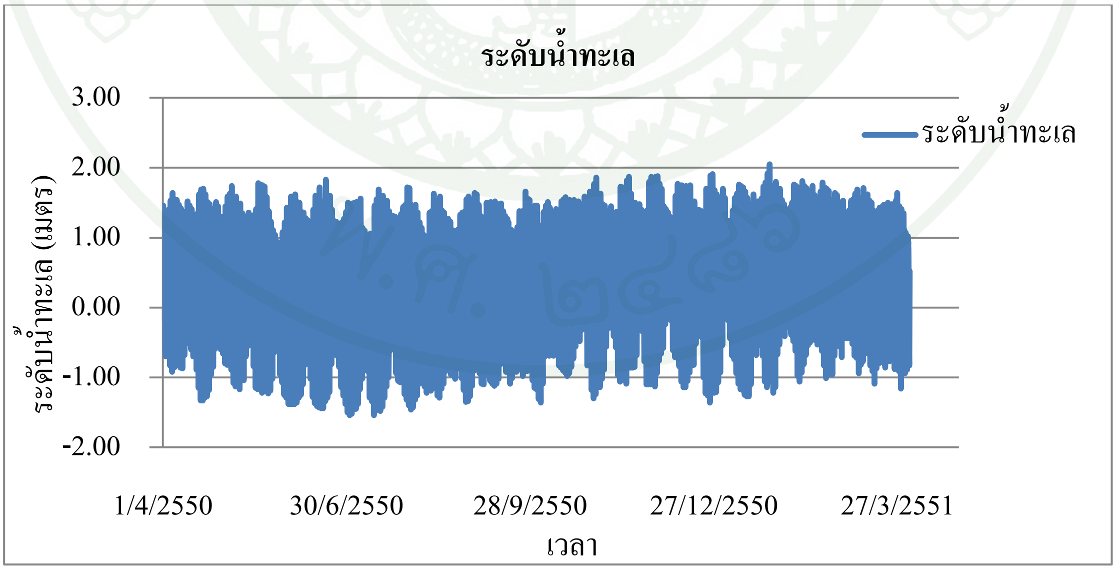
ภาพที่ 47 ตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำท่า

1.4 สภาวะขอบเขตด้านท้ายน้ำ

ใช้ข้อมูลระดับน้ำทะเลที่ปากแม่น้ำแม่กลองจากสถานีของกรมเจ้าท่า ช่วงปี พ.ศ.2549-2550 ดังแสดงในภาพที่ 48และภาพที่ 49



ภาพที่ 48 ระดับน้ำทะเลที่ปากแม่น้ำแม่กลองช่วงปี พ.ศ. 2549



ภาพที่ 49 ระดับน้ำทะเลที่ปากแม่น้ำแม่กลองช่วงปี พ.ศ. 2550

1.5 ข้อมูลน้ำท่า

ใช้ข้อมูลจากสถานีวัดน้ำท่าK.10, K.11A, K.35A และ K.37 ช่วงปี 2543 -2550ดังแสดงรายละเอียดของสถานีในตารางที่ 8และแสดงในภาพที่47

ตารางที่ 8 รายละเอียดของสถานีวัดน้ำท่าในลุ่มน้ำแม่กลอง

ลำดับที่	รหัสสถานี	ลุ่มน้ำ	ที่ตั้ง	พื้นที่รับน้ำ (ตร.กม)	พิกัด		ช่วงข้อมูลที่มี
					UTM_X	UTM_Y	
1	K.10	แควน้อย	ต.ลุ่มสุ่ม อ.ไทรโยค จ.กาญจนบุรี	7,008	519349.58	1557998.04	2544-2545 2549-2550
2	K.11A	แม่กลอง	ต.ลาดหญ้า อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	26,449	545176.09	1564878.28	2549-2550
3	K.35A	แควใหญ่	ต.หนองบัว อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	14,528	549634.16	1553980.29	2549-2550
4	K.37	แควน้อย	ต.วังเย็น อ.เมือง จ.กาญจนบุรี	10,603	544936.04	1541188.54	2549-2550

1.6 ข้อมูลน้ำนองสูงสุด

ใช้ข้อมูลน้ำนองสูงสุดของสถานีวัดน้ำท่าK.10, K.11A, K.35A และ K.37 ช่วงปี พ.ศ. 2543 -2550แสดงได้ดังตารางที่ 9ถึงตารางที่ 12ตามลำดับ

ตารางที่ 9 ข้อมูลปริมาณน้ำนองสูงสุดรายปีของสถานีวัดน้ำท่า K.10

ปี	ระดับน้ำสูงสุดรายวัน(Daily Peak)			ระดับน้ำสูงสุดฉับพลัน(Momentary Peak)		
	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด
2543	461.6	35.86	8 ก.ย.	511.1	36.31	16ก.ย.
2544	563.2	36.64	1 ก.ย.	603.5	36.95	31ส.ค.
2545	1030.6	40.82	12ก.ย.	1035.8	40.86	12ก.ย.
2549	932.4	40.27	12ส.ค.	976.8	40.64	11ก.ค.
2550	638	37.6	10ส.ค.	727.2	38.34	10ส.ค.

ตารางที่ 10 ข้อมูลปริมาณน้ำนองสูงสุดรายปีของสถานีวัดน้ำท่า K.11A

ปี	ระดับน้ำสูงสุดรายวัน (Daily Peak)			ระดับน้ำสูงสุดฉับพลัน (Momentary Peak)		
	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด
2548	851.25	14.25	27ต.ค.	949	14.54	27ต.ค.
2549	863.1	14.21	4ก.ค.	1,029.5	14.65	24มิ.ย.
2550	733	13.78	8ก.ค.	782	13.92	11ส.ค.

ตารางที่ 11 ข้อมูลปริมาณน้ำนองสูงสุดรายปีของสถานีวัดน้ำท่า K.35A

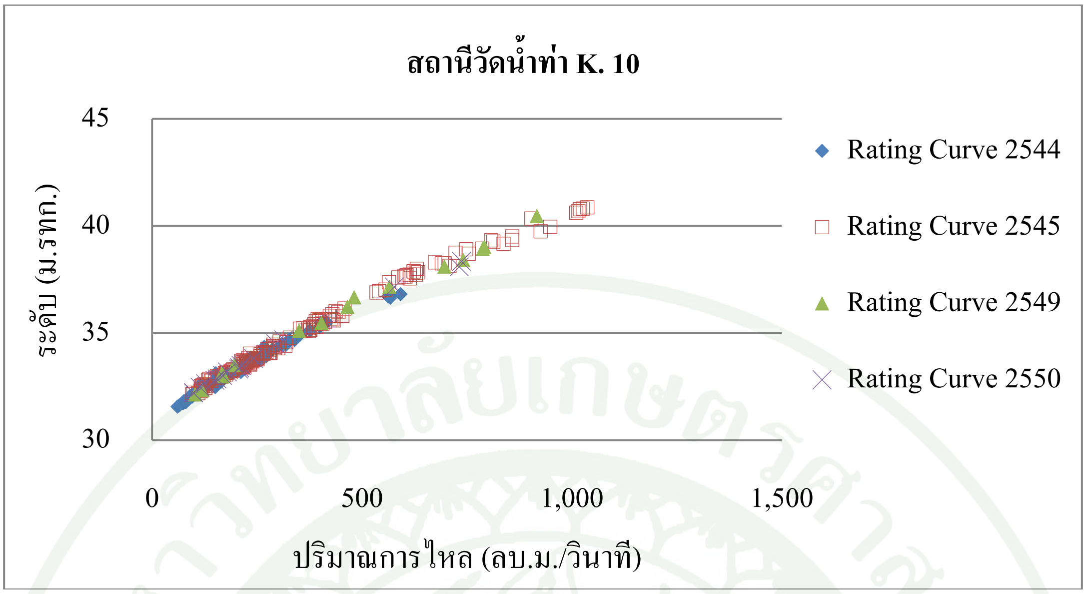
ปี	ระดับน้ำสูงสุดรายวัน(Daily Peak)			ระดับน้ำสูงสุดฉับพลัน (Momentary Peak)		
	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด
2543	312.8	4.64	12พ.ค.	346.4	4.92	24เม.ย.
2544	269	4.52	23พ.ค.	299.2	4.72	18ต.ค.
2545	666	6.9	8ต.ค.	671.2	6.92	8ต.ค.
2546	312.5	4.71	16ส.ค.	342.5	4.91	16ส.ค.
2547	307	26.06	4มี.ค.	325.8	26.18	29มี.ค.
2548	263.9	26.23	12เม.ย.	288.8	26.42	11เม.ย.
2549	365.6	26.66	13ต.ค.	407.2	26.92	14ต.ค.
2550	349.6	26.51	17พ.ค.	437.2	27.04	18พ.ค.

ตารางที่ 12 ข้อมูลปริมาณน้ำนองสูงสุดรายปีของสถานีวัดน้ำท่า K.37

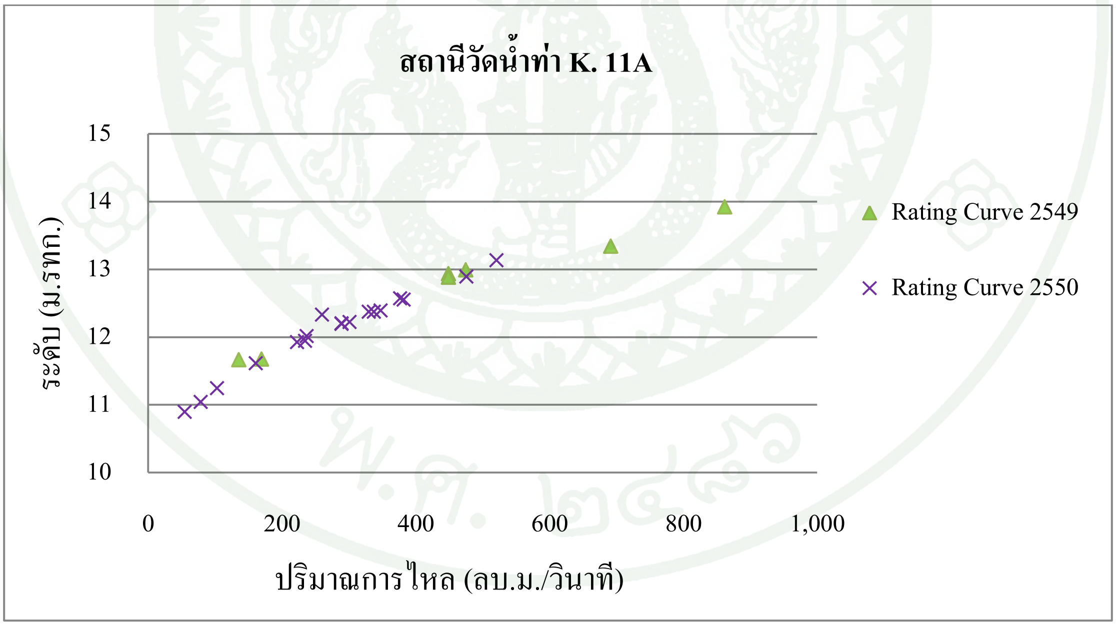
ปี	ระดับน้ำสูงสุดรายวัน(Daily Peak)			ระดับน้ำสูงสุดฉับพลัน (Momentary Peak)		
	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด	ปริมาณน้ำ (ลบ.ม/วินาที)	ระดับน้ำ ม.รทก.	วันที่เกิด
2543	430.3	25.17	17ก.ย.	445.5	25.25	17ก.ย.
2544	504	25.57	1ก.ย.	518	25.64	1ก.ย.
2545	1142.9	28.01	25ก.ย.	1171.9	28.11	25ก.ย.
2546	559.4	25.68	28ก.ค.	592.8	25.82	28ก.ค.
2547	1129.6	27.93	23พ.ค.	1292.2	28.43	23พ.ค.
2548	884.8	26.81	17ก.ย.	1042	27.34	27ต.ค.
2549	982.2	27.57	13ส.ค.	992.6	27.61	13ส.ค.
2550	649.6	26.28	8ก.ค.	671.6	26.38	8ก.ค.

1.7 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curves)

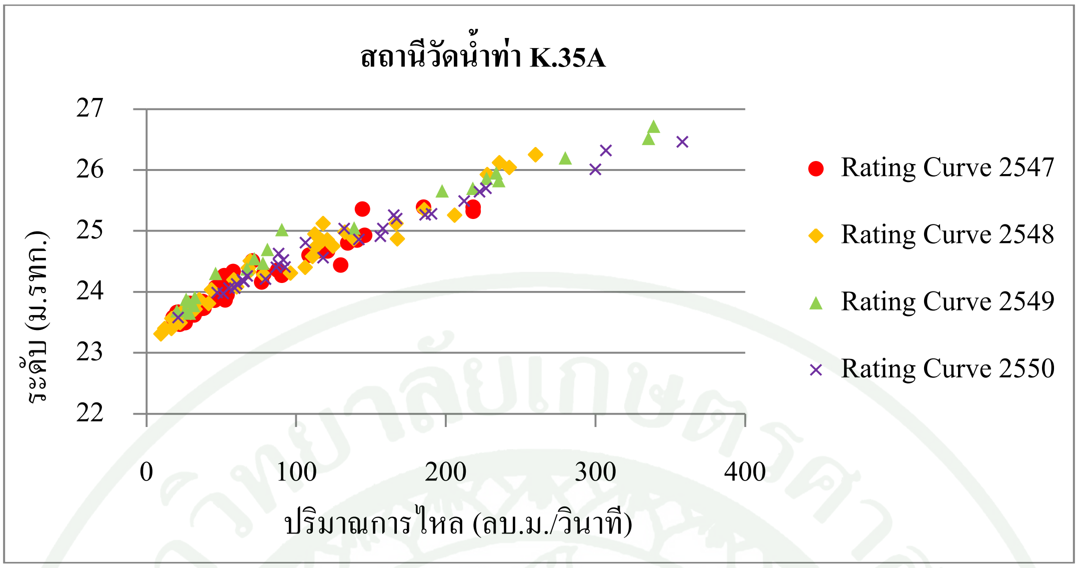
โดยใช้โค้งความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล(Rating Curve) ของสถานีวัดน้ำท่า K.10, K.11A, K.35A และ K.37 ในช่วงปี พ.ศ.2543-2550แสดงได้ดังภาพที่ 50 ถึงภาพที่ 53ตามลำดับ



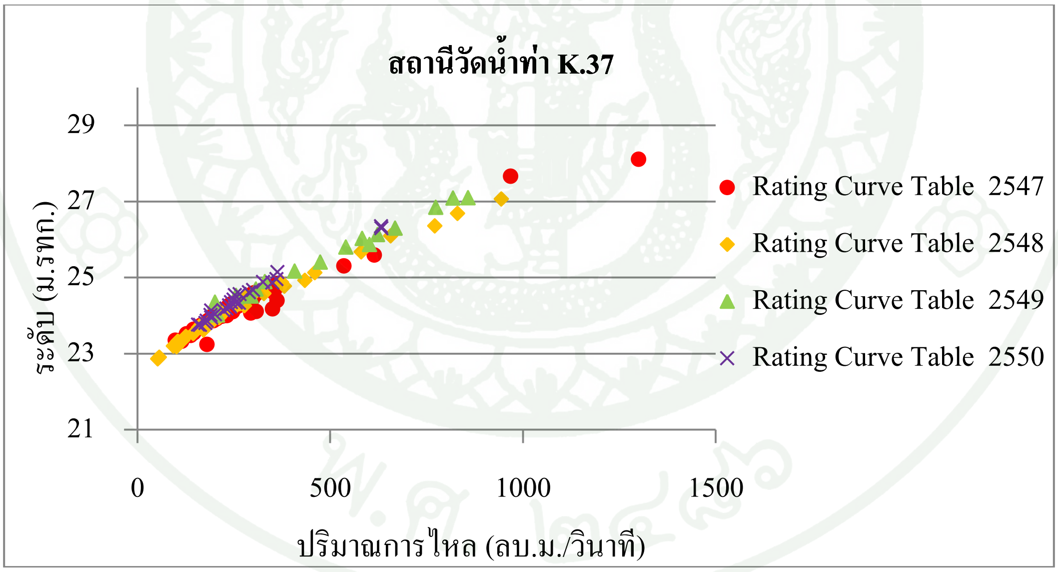
ภาพที่ 50 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล(Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.10



ภาพที่ 51 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล(Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.11A



ภาพที่ 52 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล(Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.35A



ภาพที่ 53 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและปริมาณการไหล(Rating Curves) ของสถานีวัดน้ำท่า K.37

1.8 ประเมินมูลค่าความเสียหายที่ได้รับผลกระทบจากการเกิดน้ำท่วม โดยใช้ข้อมูลของอัตราการให้ความช่วยเหลือผู้ประสบอุทกภัยเป็นค่าชดเชยด้านการเกษตรปี2554 จากกรมส่งเสริมการเกษตร กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ดังแสดงในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ประเมินความเสียหายเบื้องต้น

รายการ	ราคาต่อหน่วย
ข้าว (ไร่)	2,222 บาท
พืชไร่ (ไร่)	3,150 บาท
พืชสวนและอื่นๆ (ไร่)	5,098 บาท

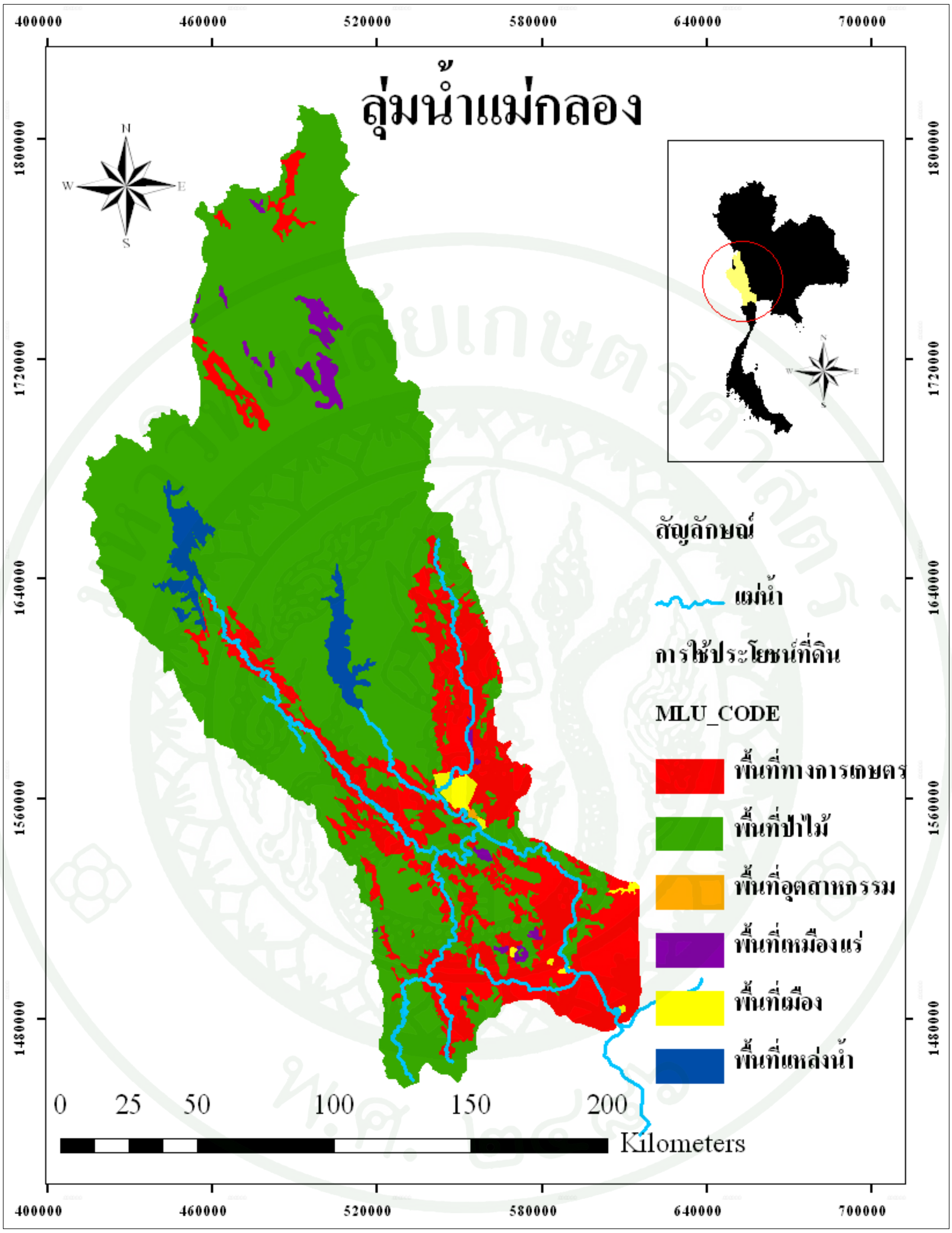
ที่มา: กรมส่งเสริมการเกษตร กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (2554)

1.9 การใช้ที่ดินรวบรวมได้จากกรมพัฒนาที่ดินปี2542ดังตารางที่ 14และภาพที่ 54

ตารางที่ 14 ข้อมูลการการใช้ที่ดิน

ข้อมูลการใช้ที่ดิน	พื้นที่ (ตร.กม.)	เปอร์เซ็น(%)
พื้นที่ทางการเกษตร	6,345.47	20.97
พื้นที่ป่าไม้	22,687.58	74.95
พื้นที่อุตสาหกรรม	8.09	0.03
พื้นที่เหมืองแร่*	377.74	1.25
พื้นที่เมือง	194.25	0.64
พื้นที่แหล่งน้ำ	652.61	2.16
รวม	30265.74	100

หมายเหตุ * บ่อลูกรังและทุ่งหญ้าสลับไม้พุ่มเตี้ย



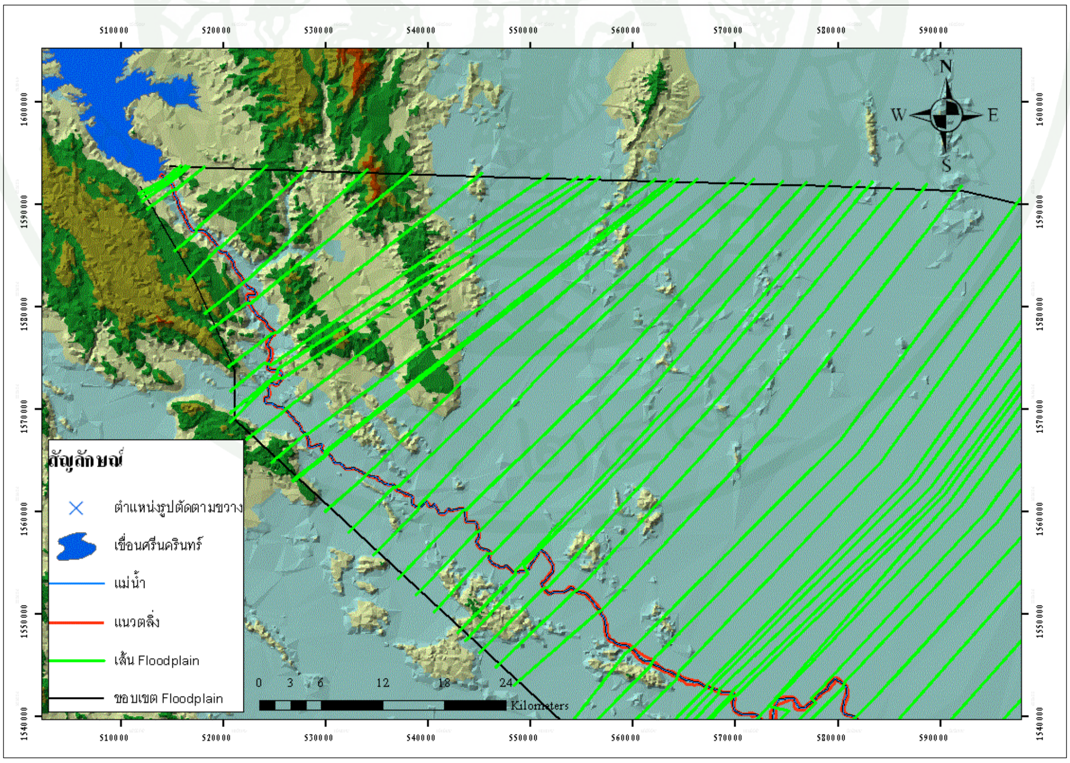
ภาพที่ 54 แผนที่แสดงการใช้ที่ดินในลุ่มน้ำแม่กลอง

2. การจัดทำ MIKE11- HD สำหรับระบบแม่น้ำแม่กลองโดยใช้ข้อมูลปี พ.ศ. 2549-2550 เพื่อการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง

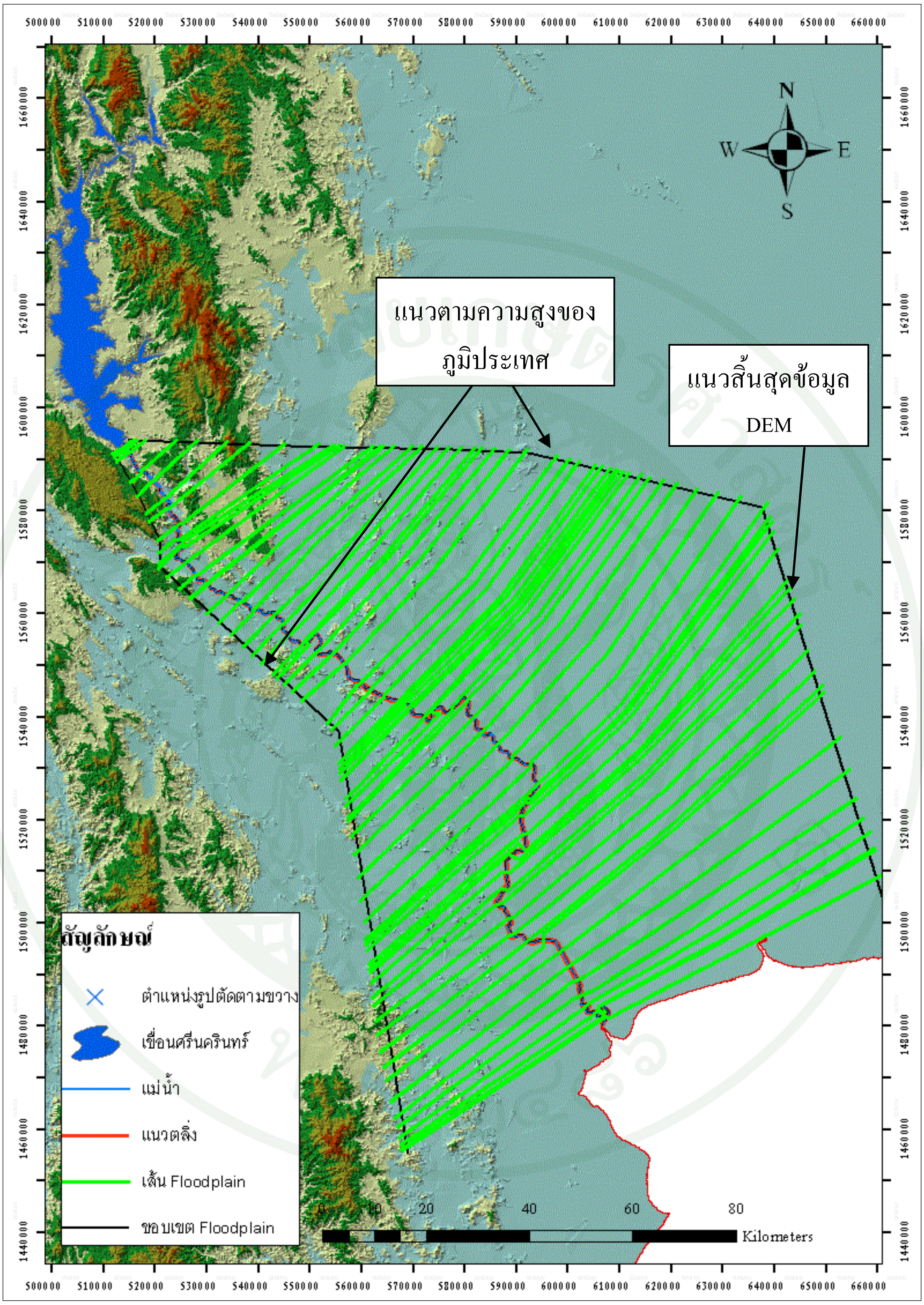
2.1 การจัดทำแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model) ในการปรับเทียบหาสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ (Manning'n)

2.1.1 กำหนดพิกัดสถานีวัดน้ำท่าและข้อมูลรูปตัดตามขวางของสถานีK.10, K.11A, K.35A และ K.37

2.1.2 กำหนดพิกัดของรูปตัดตามขวางและตลิ่งทั้งสองฝั่งของแม่น้ำแควน้อยจำนวน 60 หน้าตัด แม่น้ำแควใหญ่จำนวน 24 หน้าตัด และแม่น้ำแม่กลองจำนวน 40 หน้าตัดจากนั้นทำการลากเส้นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมและแนวเส้นFloodplain โดยขอบเขตการลากแนวเส้น Floodplain จะยึดตามลักษณะความสูงของภูมิประเทศและข้อมูลระดับความสูงของพื้นที่ (DEM) ที่มีอยู่ดังแสดงในภาพที่ 55 และภาพที่ 56

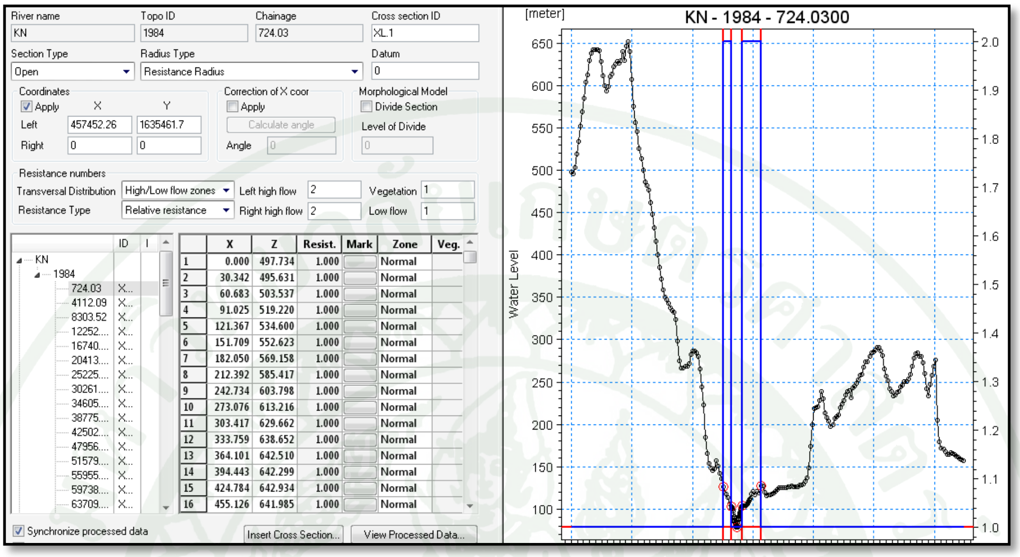


ภาพที่ 55 การลากเส้นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมและแนวเส้น Floodpian

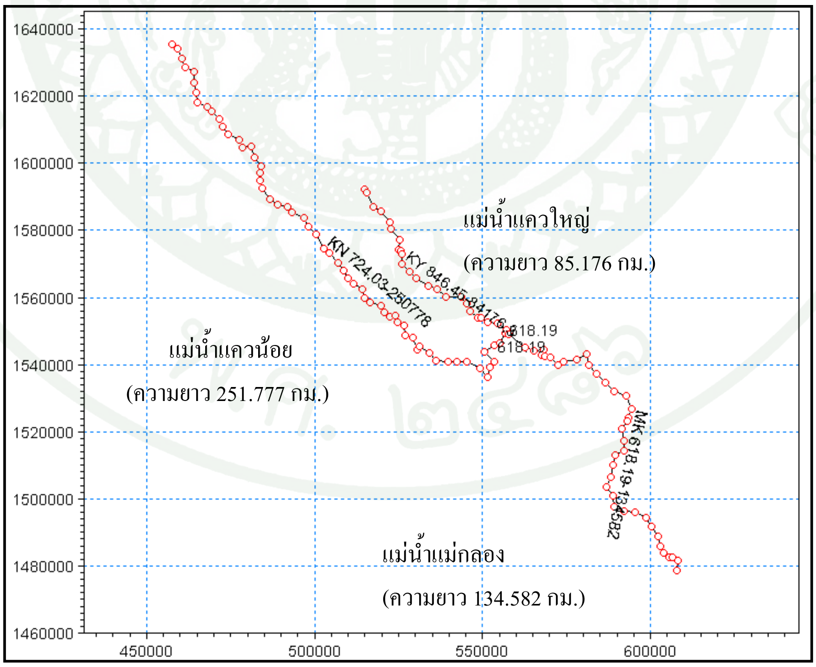


ภาพที่ 56 การลากเส้นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมและแนวเส้น Floodplain ทั้งลุ่มน้ำแม่กลอง

2.1.3 จากนั้นนำเข้ารูปตัดตามขวางของแม่น้ำแควน้อย แควใหญ่ และแม่กลอง ในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model)ดังแสดงในภาพที่ 57 และโครงข่ายแม่น้ำในภาพที่ 58

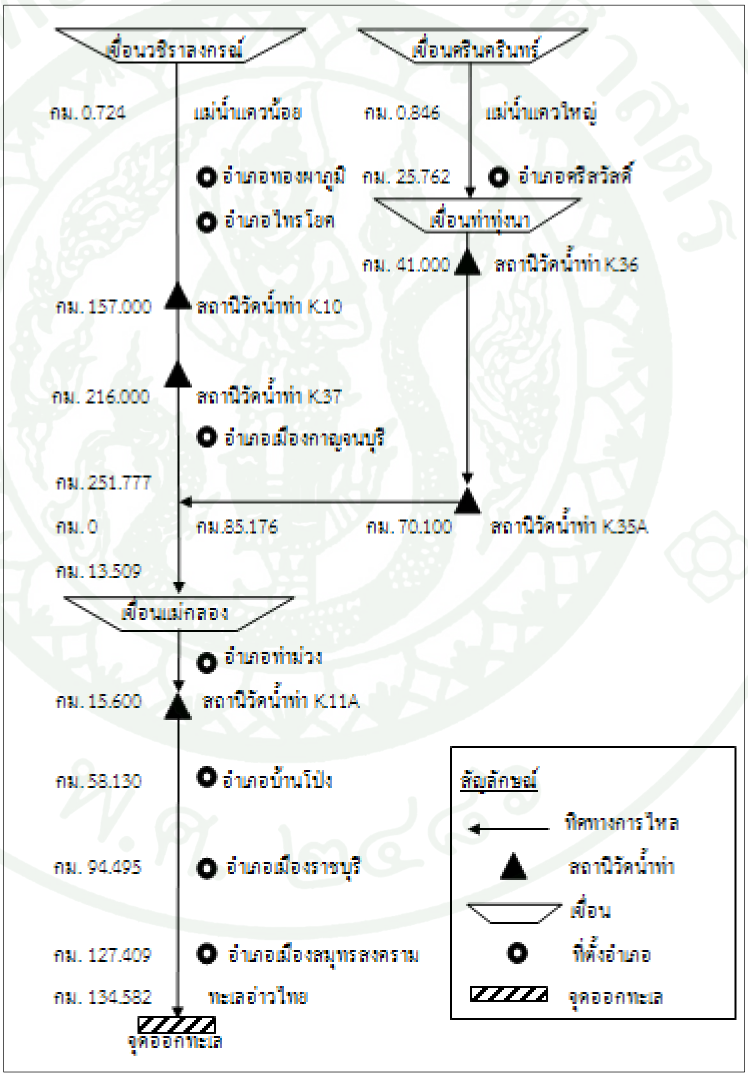


ภาพที่ 57 รูปตัดตามขวางของแม่น้ำในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model)



ภาพที่ 58 โครงข่ายแม่น้ำในลุ่มน้ำแม่กลอง

2.1.4 กำหนดสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ ในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model) โดยทำการปรับเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำทางด้านท้ายเขื่อนศรีนครินทร์และเขื่อนวชิราลงกรณ์ของลุ่มน้ำแม่กลอง ซึ่งกำหนดปริมาณการไหลทางด้านเหนือน้ำโดยกำหนดปริมาณการไหลสูงสุด 2,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาทีและทำการสมมติค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำจนได้ค่าที่ใกล้เคียงเพื่อปรับเทียบกับRating Curves ในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model) โดยใช้สถานีวัดน้ำท่าK.10, K.11A, K.35A และ K.37 ช่วงปี พ.ศ. 2549 -2550แสดงเป็นแผนภูมิระบบลุ่มน้ำแม่กลองดังภาพที่ 59



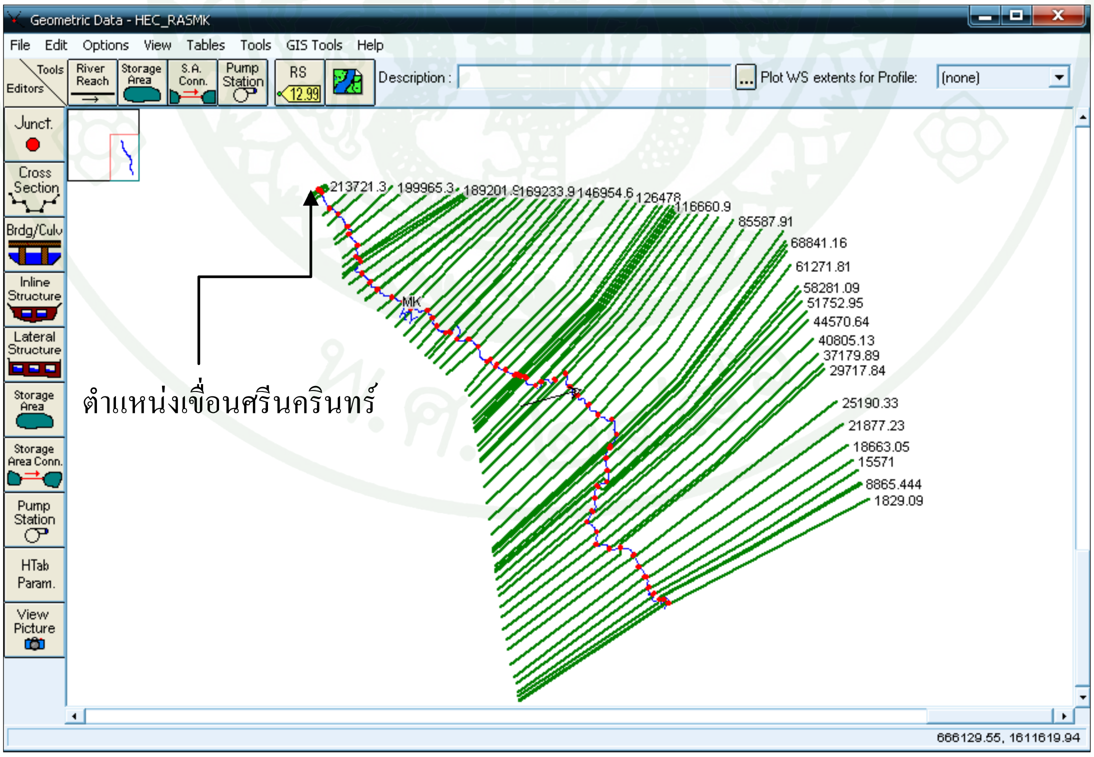
ภาพที่ 59 แผนภูมิระบบลุ่มน้ำแม่กลอง

2.2 การจัดทำแบบจำลองอุทกพลศาสตร์(HD Model) ในการการปรับเทียบแบบจำลองทางอุทกศาสตร์กับเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีต จากสถานีวัดน้ำท่าทางด้านเหนือน้ำ K.36 และ K.10 จนถึงปากแม่น้ำแม่กลอง โดยใช้ข้อมูลปริมาณการไหล (Discharge) ของสถานีวัดน้ำท่า K.11A , K.35A และ K.37 ในลุ่มน้ำแม่กลองช่วงปี พ.ศ. 2549-2550 ในการปรับเทียบแบบจำลอง

3. การจัดทำแบบจำลองการพังทลายของเขื่อนด้วยโปรแกรม HEC-GeoRAS และ HEC-RAS

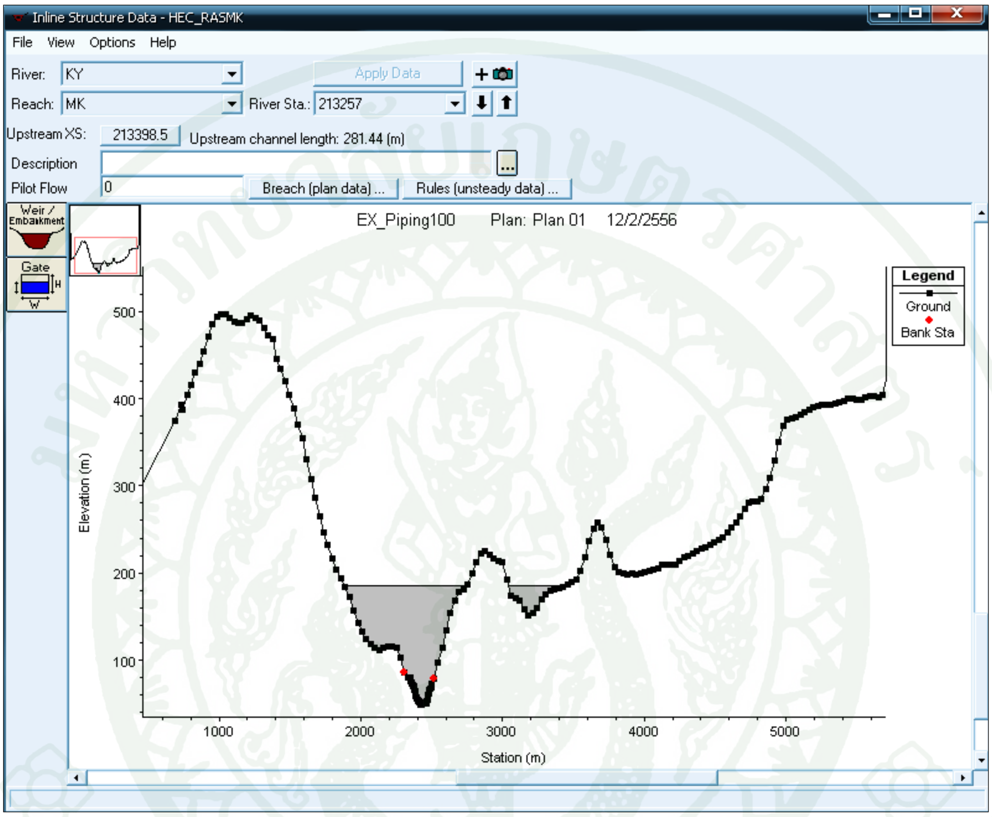
จากการคัดเลือกโปรแกรมเพื่อจำลองการพังทลายของเขื่อนจากการตรวจเอกสาร พบว่าโปรแกรมที่จะใช้สำหรับวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนที่ผ่านการคัดเลือกได้แก่ โปรแกรม HEC-RAS ซึ่งมีแบบจำลองย่อยDam (Inline Structure) Breach Data

3.1 การรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการเตรียมข้อมูลเชิงพื้นที่ด้วยโปรแกรม HEC-GeoRASเพื่อใช้ในโปรแกรมHEC-RAS ได้แก่ ข้อมูล Digital Elevation Model (DEM), ลำน้ำสายหลัก (Stream Centerline), ตลิ่งของลำน้ำ (Stream Banks), เส้นทางการไหลบ่า (Flow Paths) และรูปหน้าตัดลำน้ำ (Cross Section Xs Cut Lines) ดังภาพที่ 60



ภาพที่ 60 โครงข่ายลำน้ำในโปรแกรม HEC-RAS

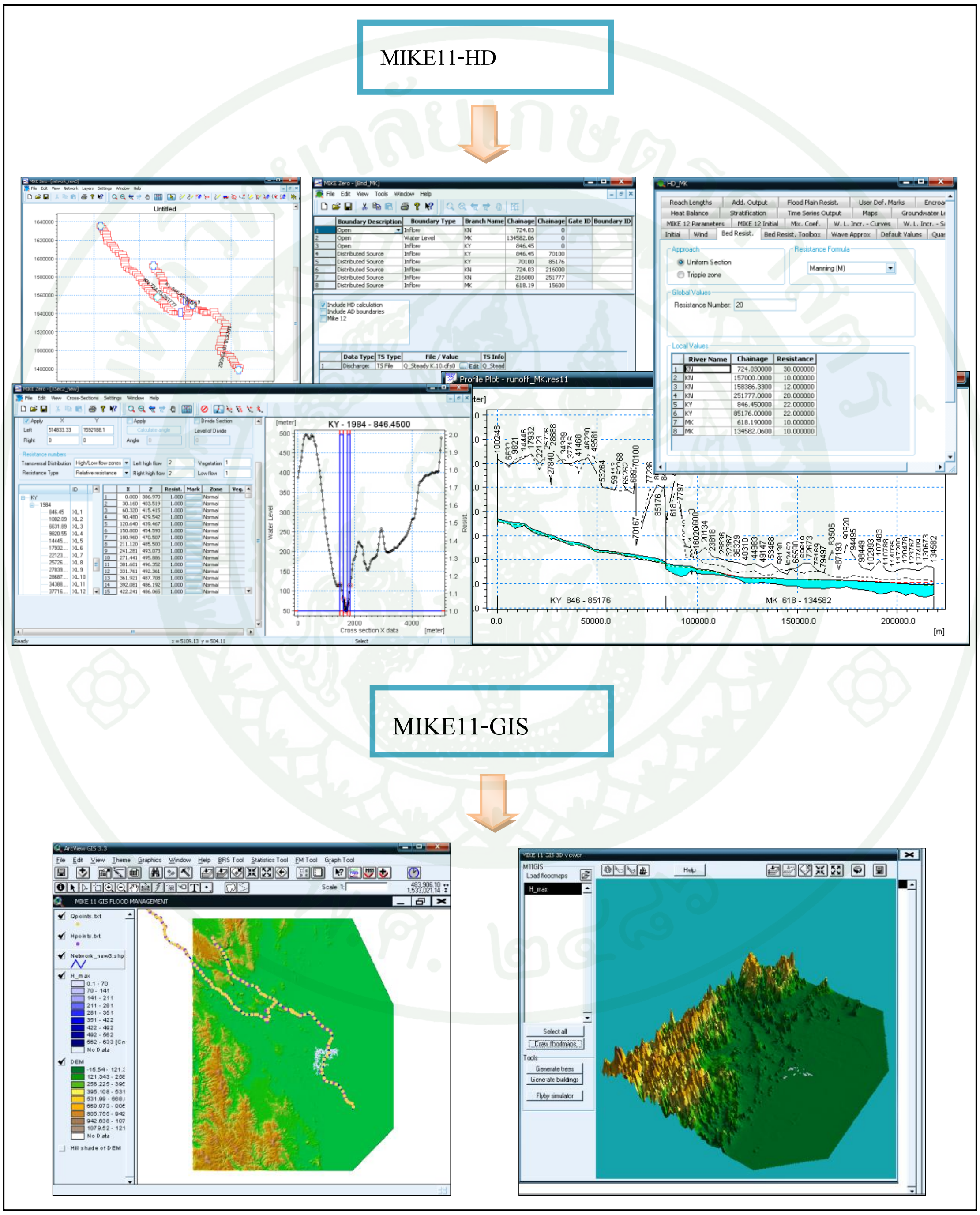
3.2 กำหนดรูปแบบการพังทลายของเขื่อนด้วยโปรแกรม HEC-RAS ซึ่งมีแบบจำลองย่อย Dam (Inline Structure) Breach Data เพื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อน ดังภาพที่61



ภาพที่ 61 การกำหนดตำแหน่งของเขื่อนศรีนครินทร์ในโปรแกรม HEC-RAS

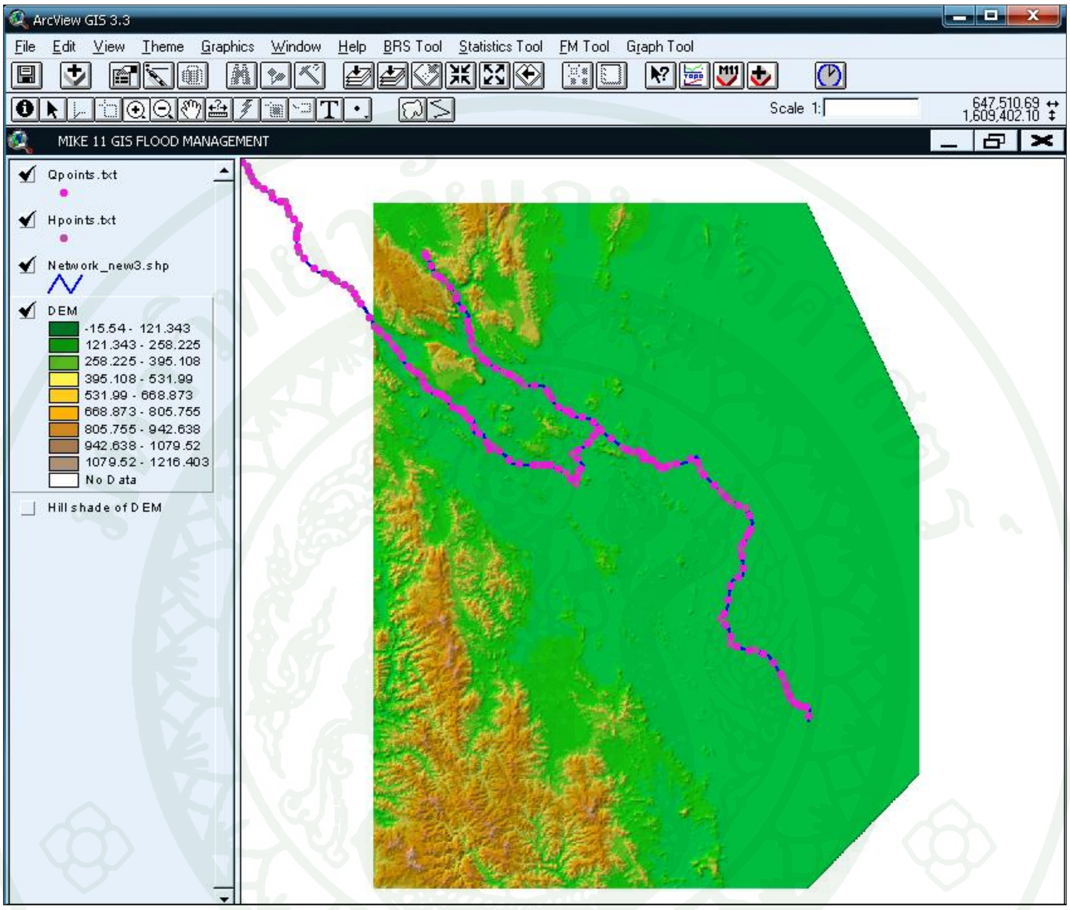
4. ศึกษาวิเคราะห์ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลอง MIKE11- GIS

โดยมีขั้นตอนการทำงานของ MIKE11- GIS ดังภาพที่ 62



ภาพที่ 62 ขั้นตอนการทำงานของ MIKE11- GIS

4.1 จัดเตรียมข้อมูลค่าระดับความสูง Digital Elevation Model (DEM) ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลองโดยมีพื้นที่ทั้งหมด 18,238 ตารางกิโลเมตรดังภาพที่ 63



ภาพที่ 63 ข้อมูลค่าระดับความสูง Digital Elevation Model (DEM) ในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลอง

4.2 การรวบรวมข้อมูลจากแบบจำลอง MIKE 11 ซึ่งประกอบด้วย ข้อมูลลำน้ำสายหลัก (MIKE 11 Network), ข้อมูลรูปหน้าตัดลำน้ำ ((MIKE 11 Cross-section) และผลการคำนวณจากแบบจำลองสภาพการไหล (MIKE 11 Result)

4.3 วิเคราะห์ขอบเขตน้ำท่วมโดยการปรับเทียบในช่วงปี พ.ศ. 2549-2550 ด้วยแบบจำลอง MIKE11-HD/GIS

4.4 เปรียบเทียบจากแบบจำลอง MIKE11-HD/GIS กับภาพถ่ายดาวเทียมปี พ.ศ. 2549-2550

5. การกำหนดกรณีศึกษา

การกำหนดรูปแบบการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ โดยการกำหนดกรณีศึกษาจะพิจารณาจากข้อมูลทางกายภาพของเขื่อนศรีนครินทร์ ที่มีโอกาสเสี่ยงต่อการเกิดการพังทลาย คือ การพังทลายแบบเกิดรูรั่ว(Piping failure) และการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping failure) รวมทั้งรูปแบบของช่องเปิดการพังทลายต่างๆ คือ ช่องเปิดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยมคางหมู และสามเหลี่ยม โดยเกิดขึ้นในขณะที่มีปริมาณน้ำหลาก PMF (Probable Maximum Flood)ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุด 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำในขณะที่ระดับน้ำที่อยู่ที่ระดับเก็บกักจนทำให้ระดับน้ำและปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำสูงขึ้น โดยกำหนดให้ระยะเวลาจากการเริ่มต้นการพังทลายจนถึงรอยแยกที่หน้าตัดสุดท้ายใช้ระยะเวลา 24 ชั่วโมง

การกำหนดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายของรูปแบบการพังทลายต่างๆ โดยจะกำหนดให้เป็นตัวแทนจากการสมมติของระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยกและระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ

โดยค่าลาดชันของรอยแยกของเขื่อน

Z = 0 กรณีการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว โดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

Z = 1 กรณีเกิดการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน โดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

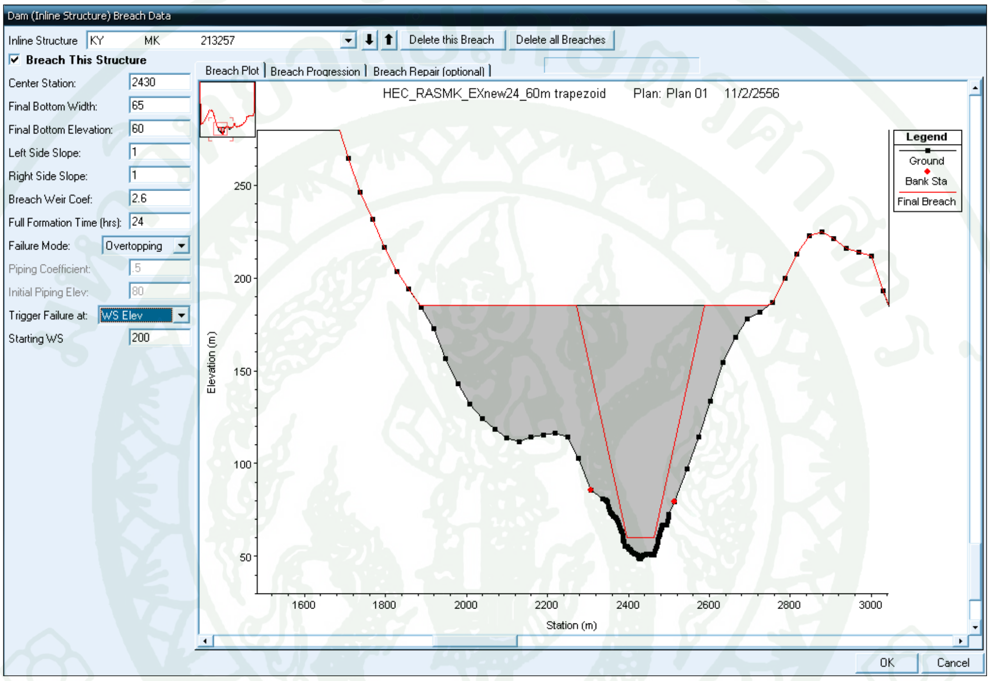
Z = 1.5 กรณีเกิดการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน โดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม

จากข้อมูลดังกล่าวนำมากำหนดกรณีศึกษาหลักได้ดังนี้

5.1 กรณีA การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน รอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

A1 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.

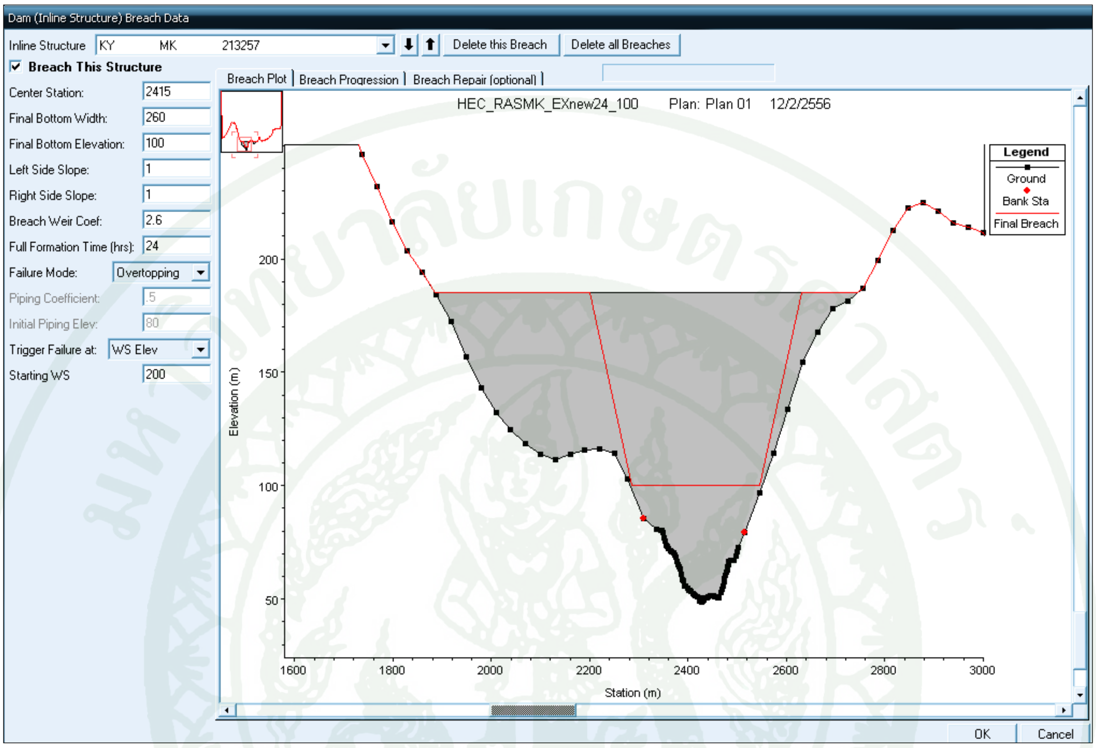
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +60.00ม.รทก.



ภาพที่ 64 กรณี A1 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +60.00 ม.รทก.

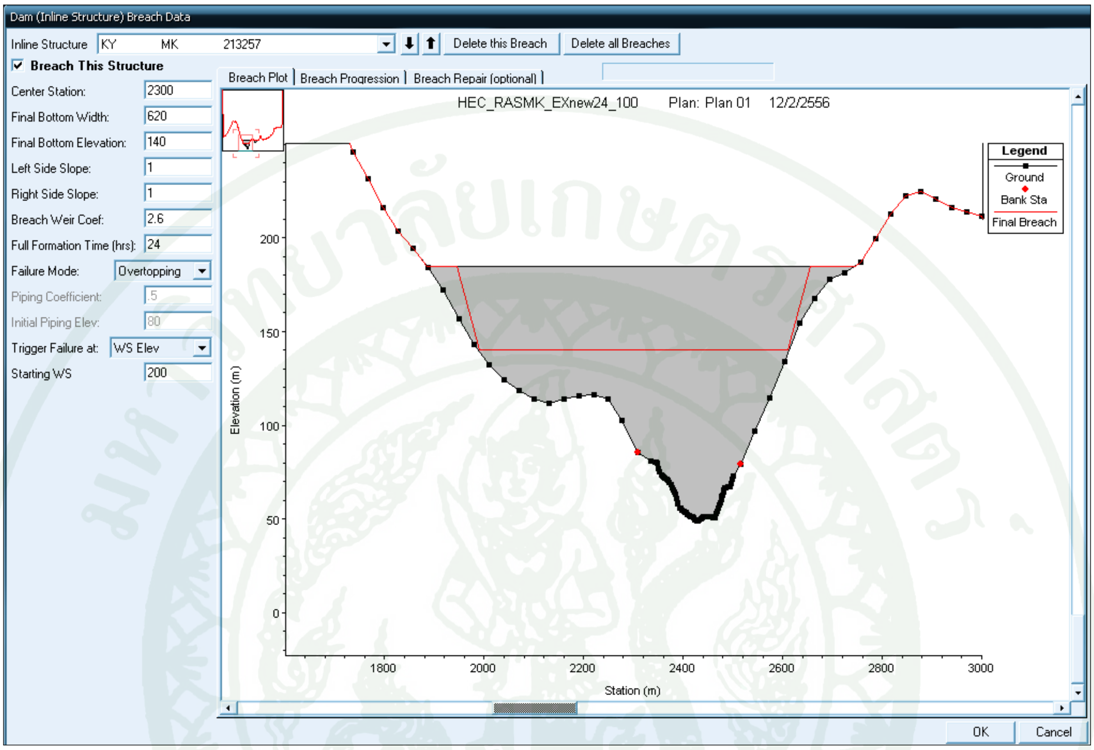
A2 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.

ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +100.00 ม.รทก.



ภาพที่ 65 กรณี A2 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +100.00 ม.รทก.

A3 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +140.00 ม.รทก.

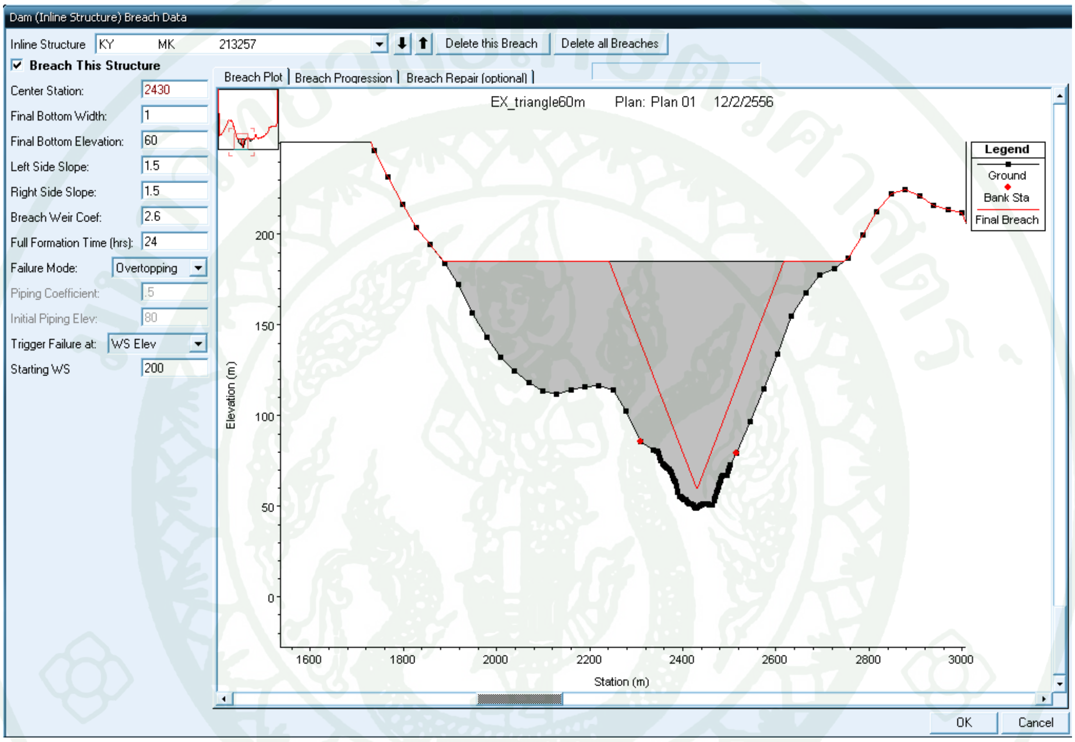


ภาพที่ 66 กรณี A3 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.

5.2 กรณีB การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม

B1 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.

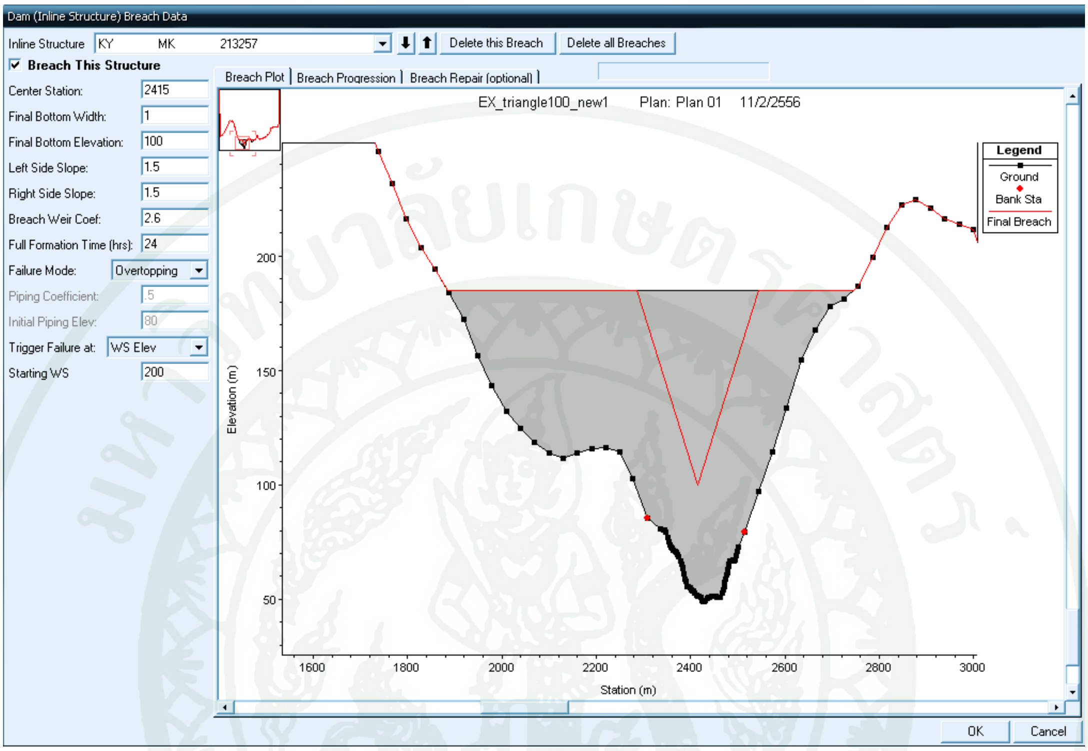
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ+60.00 ม.รทก.



ภาพที่ 67 กรณี B1 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +60.00 ม.รทก.

B2 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.

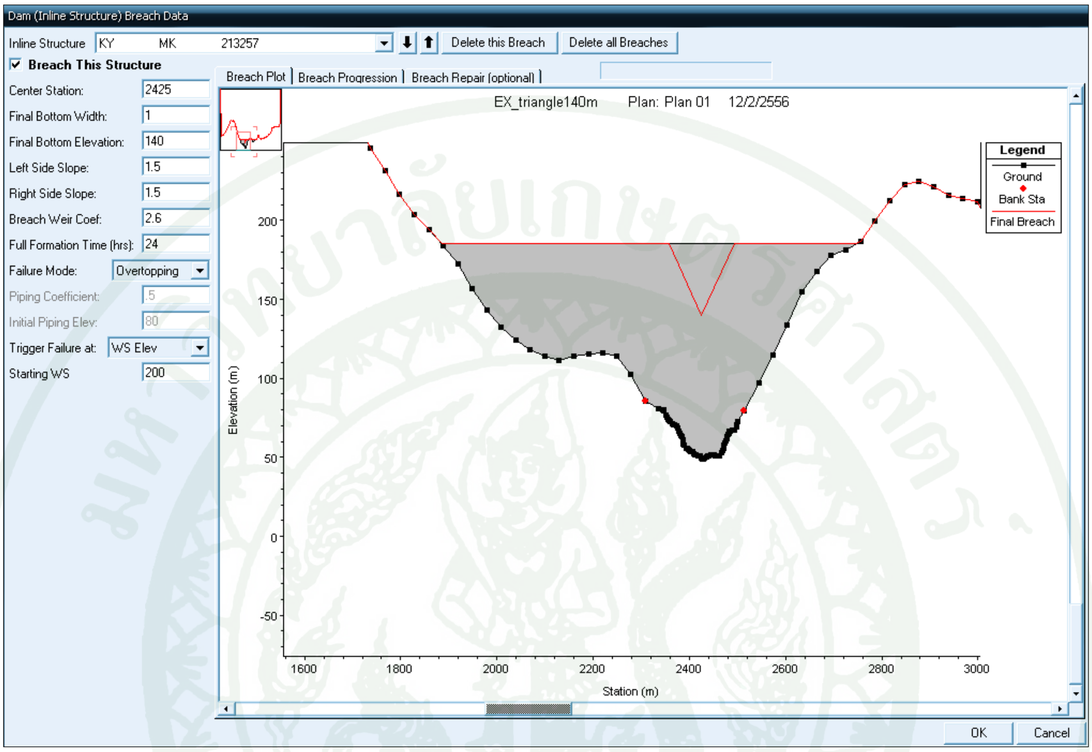
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +100.00 ม.รทก.



ภาพที่ 68 กรณี B2 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +100.00 ม.รทก.

B3 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +185.00 ม.รทก.

ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +140.00 ม.รทก.

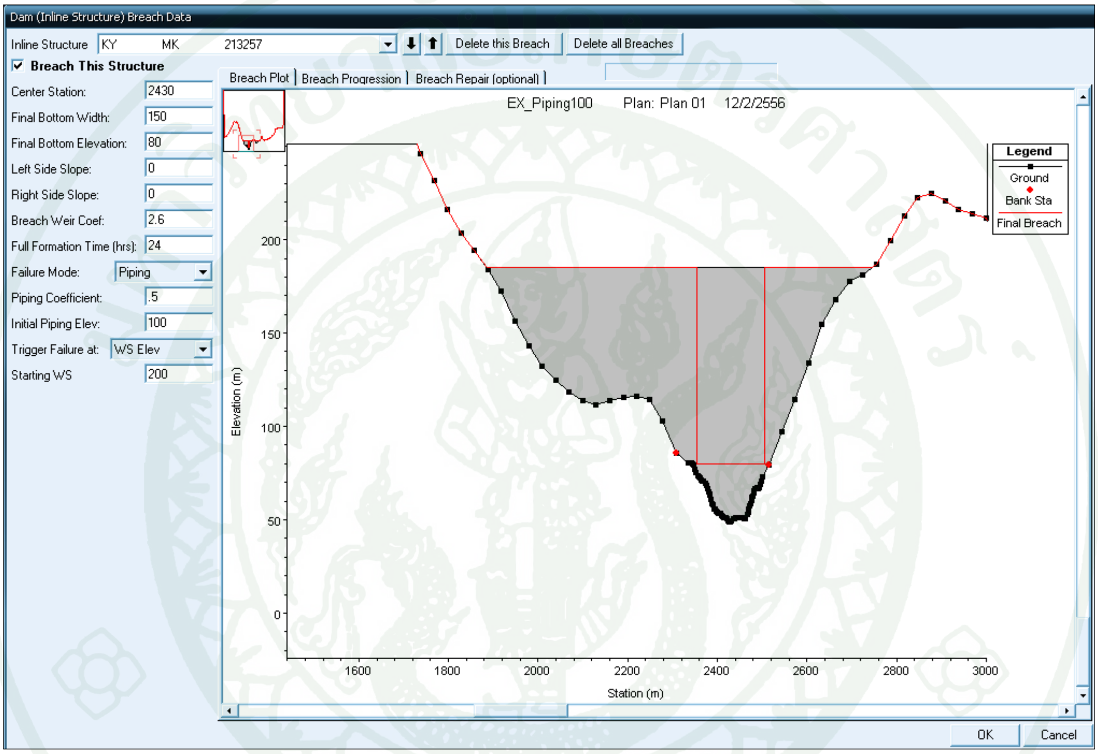


ภาพที่ 69 กรณี B3 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.

5.3 กรณีC การพังทลายจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อนรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

C1 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +100.00 ม.รทก.

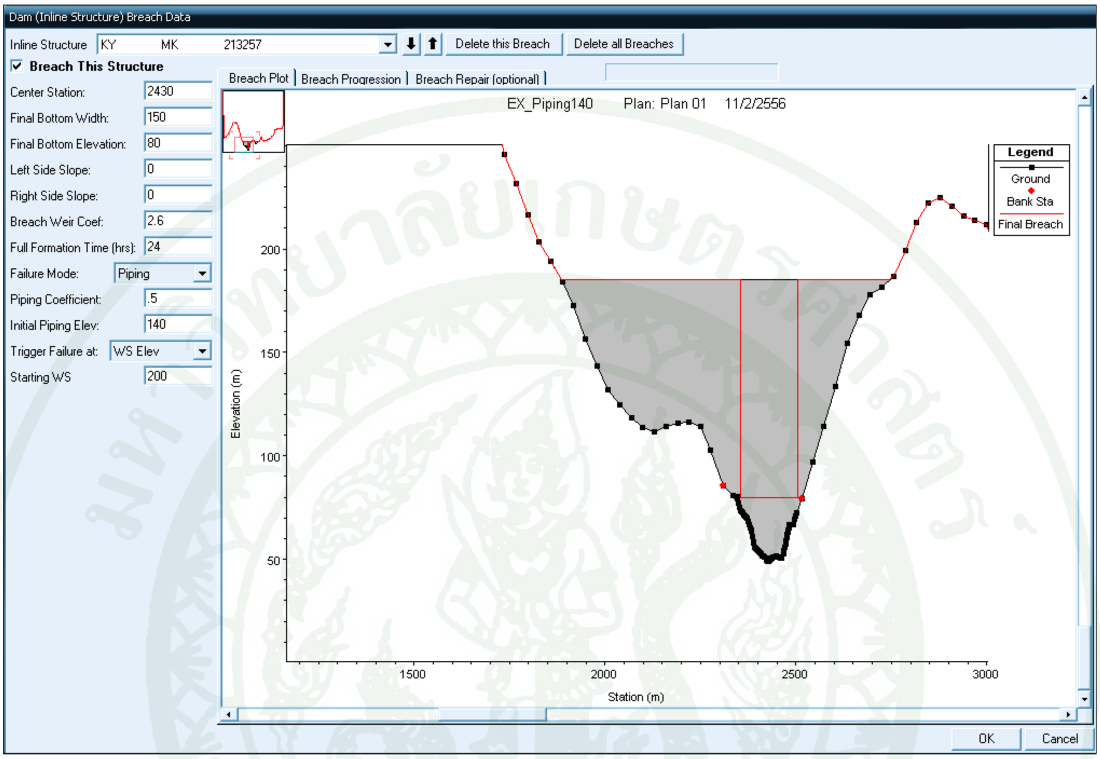
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +80.00 ม.รทก.



ภาพที่ 70 กรณี C1 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.

C2 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.

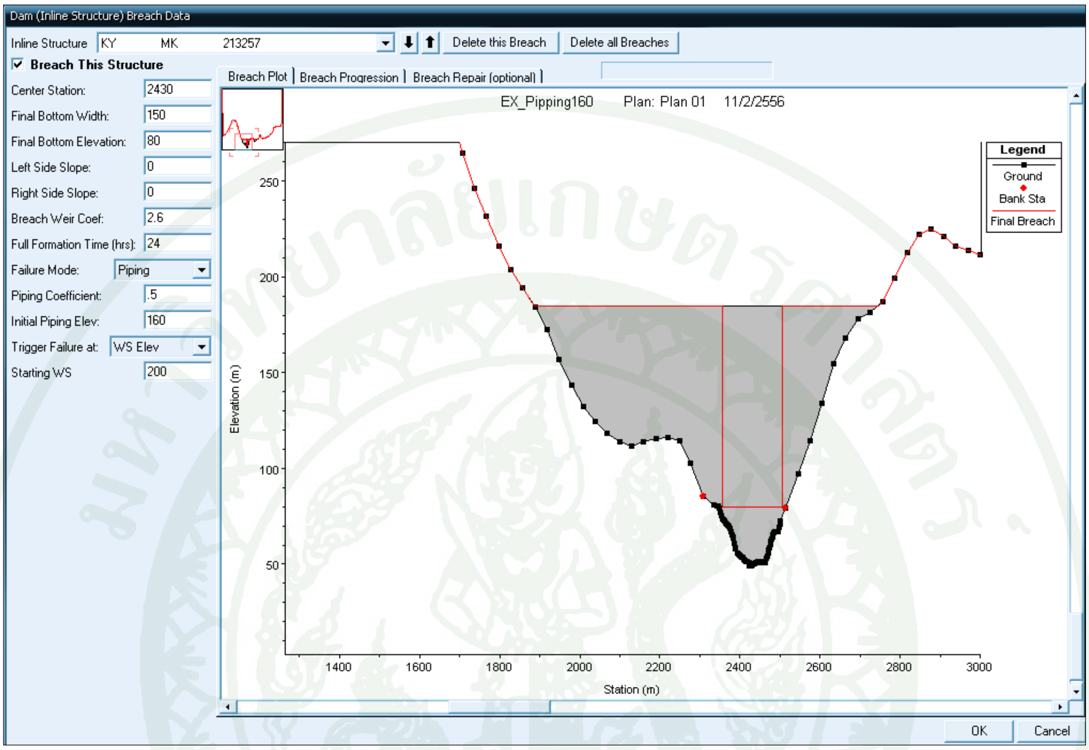
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +80.00 ม.รทก.



ภาพที่ 71 กรณี C2 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +140.00 ม.รทก.

C3 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +160.00 ม.รทก.

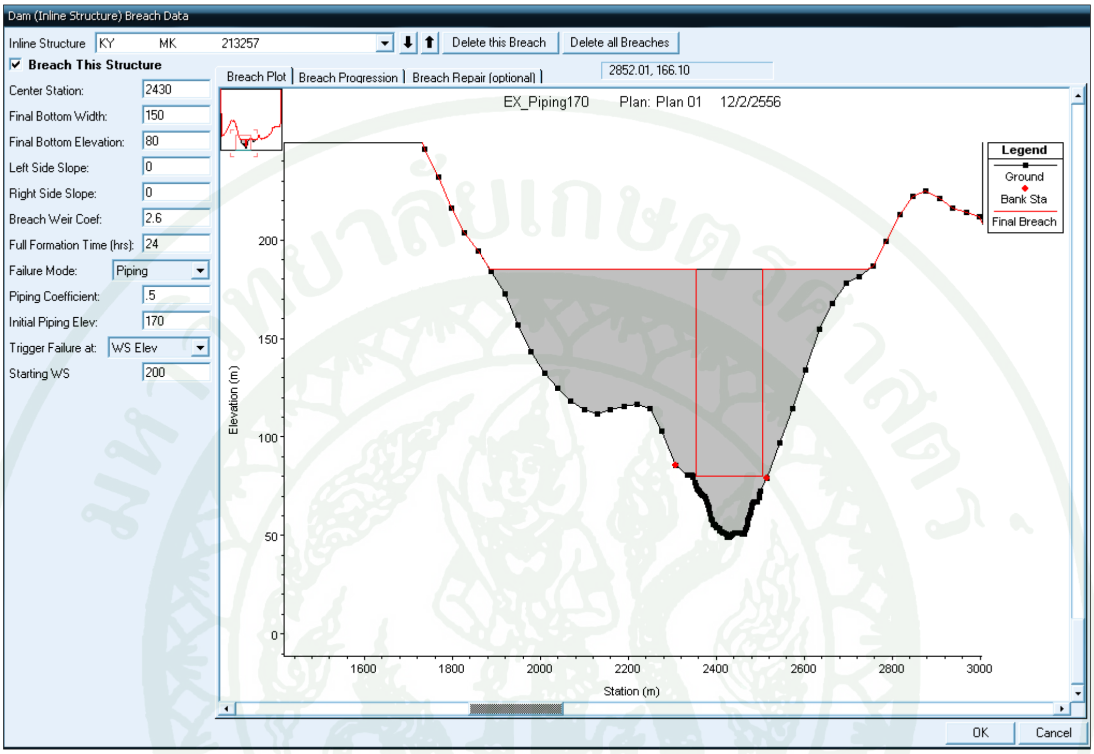
ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +80.00 ม.รทก.



ภาพที่ 72 กรณี C3 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +160.00 ม.รทก.

C4 ระดับเริ่มต้นที่เกิดรอยแยก +170.00 ม.รทก.

ระดับสุดท้ายที่เกิดการกัดเซาะ +80.00 ม.รทก.



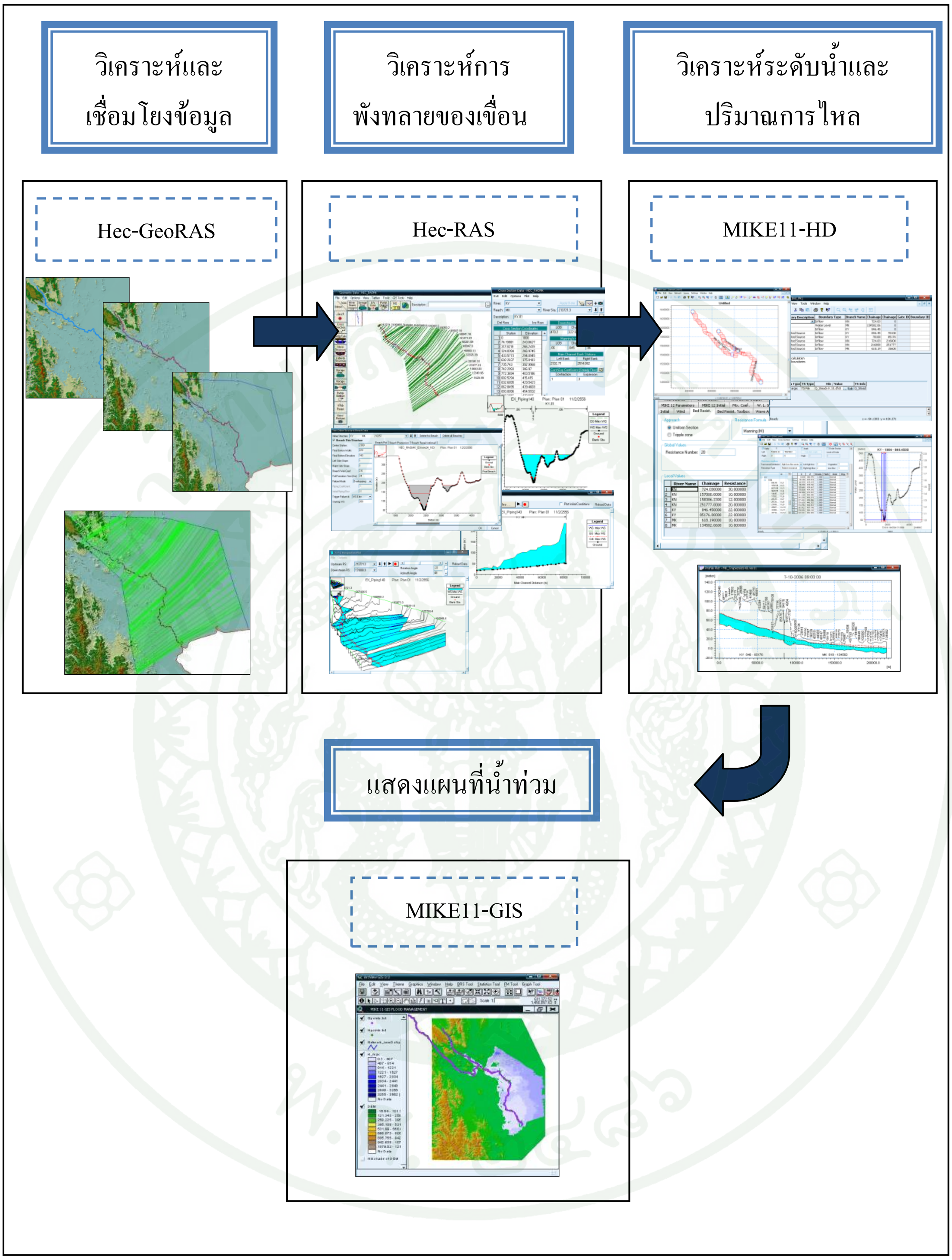
ภาพที่ 73 กรณี C4 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +170.00 ม.รทก.

6. การจัดทำแผนที่น้ำท่วม (Flood Map) สำหรับแต่ละกรณีศึกษา

6.1 ประเมินกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) จากการพังทลายของเขื่อนในกรณีศึกษาต่างๆและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกราฟน้ำท่วม จากคำนวณที่ได้จากโปรแกรม HEC-RAS ซึ่งมีแบบจำลองย่อย Dam (Inline Structure) Breach Data

6.2 การจัดทำแผนที่น้ำท่วมด้านท้ายน้ำของเขื่อน

การจำลองสภาพการไหลของคลื่นน้ำท่วม จะสามารถทำนายค่าระดับน้ำ ณ จุดต่างๆ ของลำน้ำในลุ่มน้ำแม่กลอง จากค่าระดับน้ำจะนำมาจัดทำแผนที่น้ำท่วมและใช้โปรแกรม MIKE11-GIS ช่วยในการจัดทำแผนที่และคำนวณพื้นที่น้ำท่วม ในแต่ละกรณีศึกษาดังภาพที่ 74



ภาพที่ 74 ขั้นตอนการจัดทำแผนที่น้ำท่วม

7. ประเมินความเสียหายเบื้องต้น

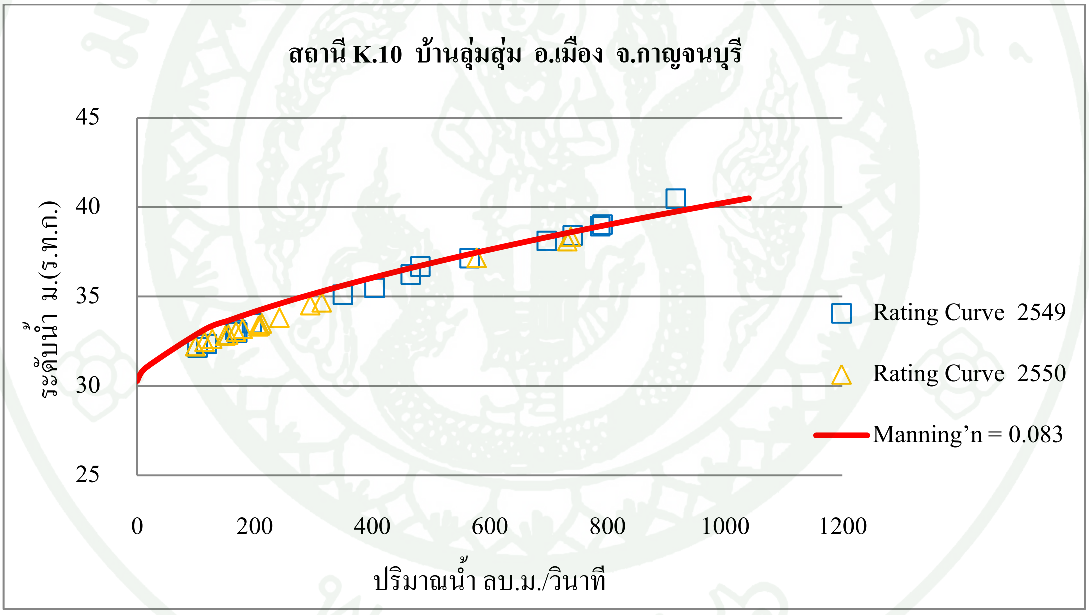
จากแผนที่น้ำท่วม แผนที่การใช้ที่ดิน และแผนที่ตั้งถิ่นฐานของประชากร นำมาซ้อนทับกัน ประกอบกับข้อมูลจำนวนประชากรในเขตพื้นที่น้ำท่วม จะได้ข้อมูลต่างๆที่สามารถนำมาประเมินมูลค่าความเสียหายที่ได้รับผลกระทบจากน้ำท่วม โดยพื้นที่เกษตรกรรมประเมินจากผลผลิตที่จะขายได้ในอนาคต จากดัชนีผลผลิต และราคา ของกรมส่งเสริมการเกษตร กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ โดยประเมินความเสียหายเบื้องต้นดังตารางที่ 13

ผลและวิจารณ์

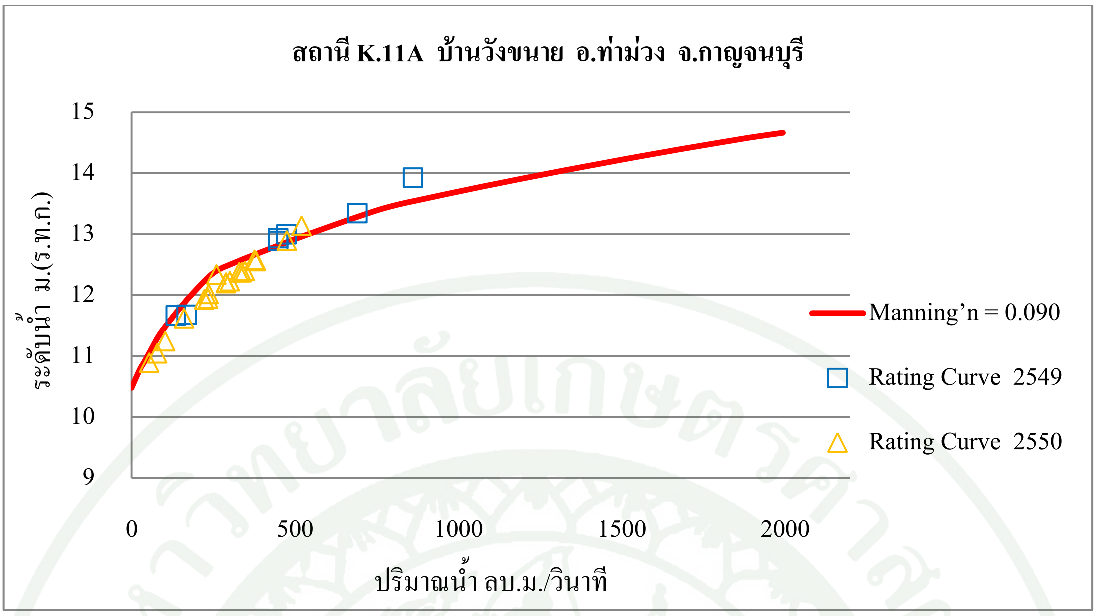
ผล

1. ผลการปรับเทียบหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ

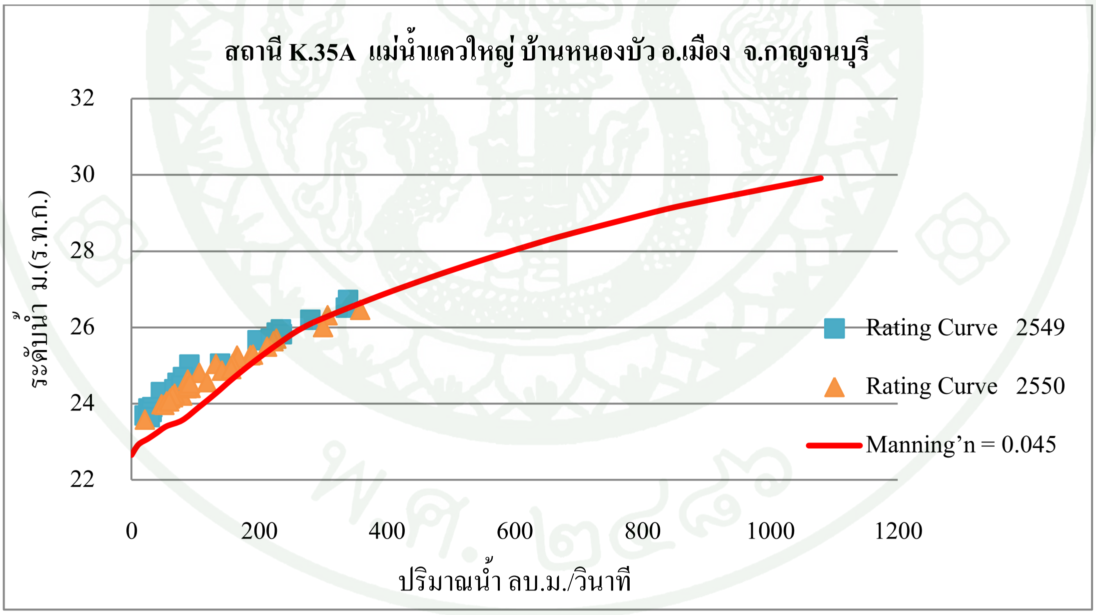
ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ (Manning'n) ในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (HD Model) ของสถานีวัดน้ำท่า K.10, K.11A, K.35A, K.36 และ K.37 ช่วงปี พ.ศ. 2549-2550สรุปได้ดังนี้คือ 0.083, 0.090, 0.045, 0.045 และ 0.05 ตามลำดับ ดังแสดงเป็นกราฟ Rating Curves ได้ดังภาพที่ 75, 76, 77, 78และ 79



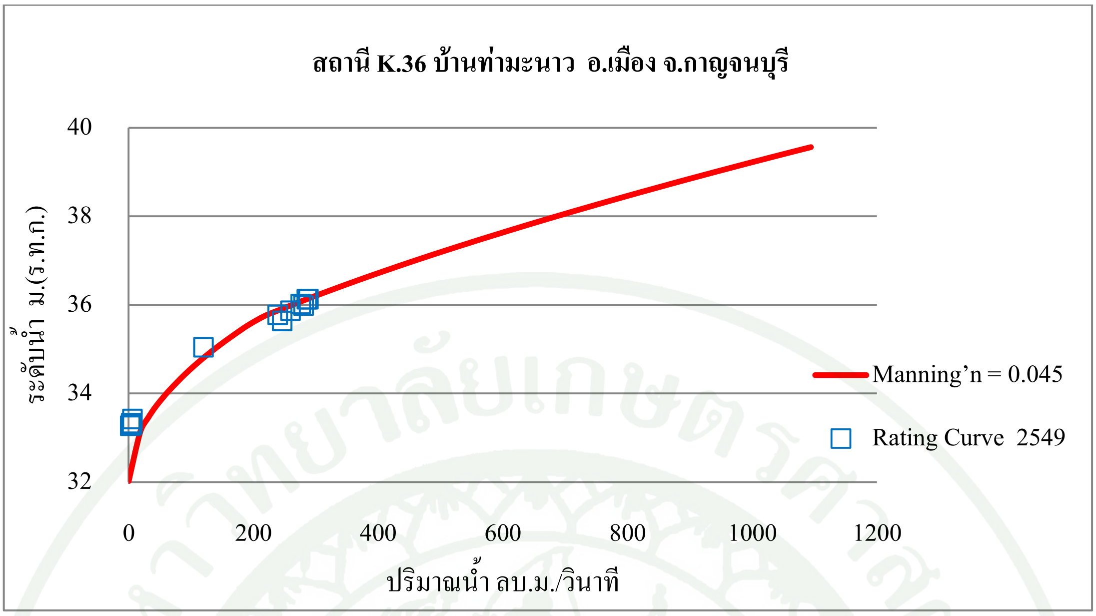
ภาพที่ 75 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำของสถานี K.10



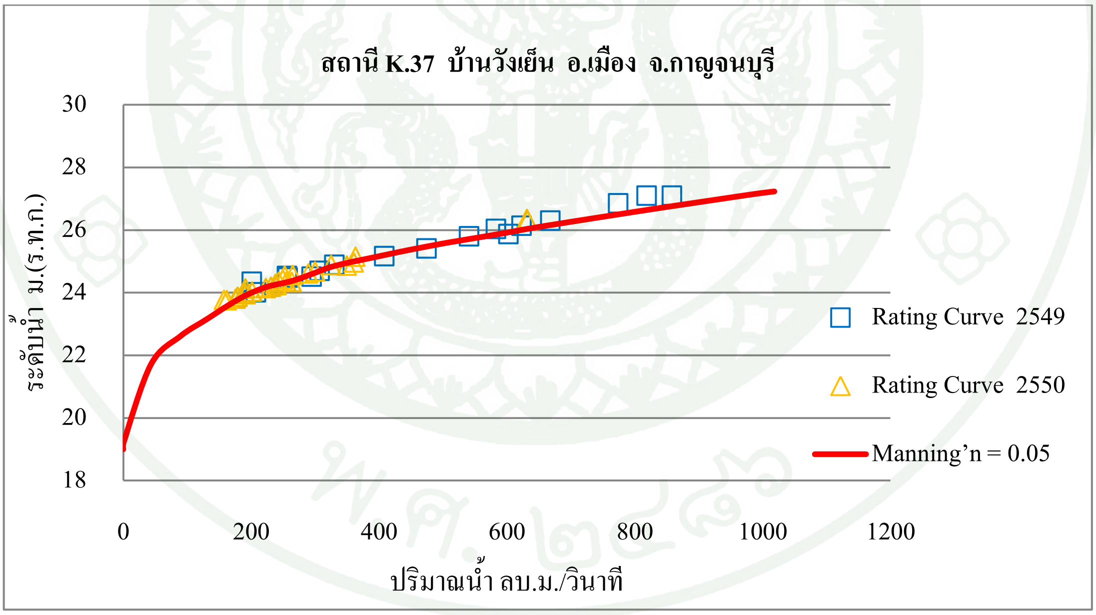
ภาพที่ 76 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำของสถานี K.11A



ภาพที่ 77 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำของสถานี K.35A



ภาพที่ 78 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำของสถานี K.36



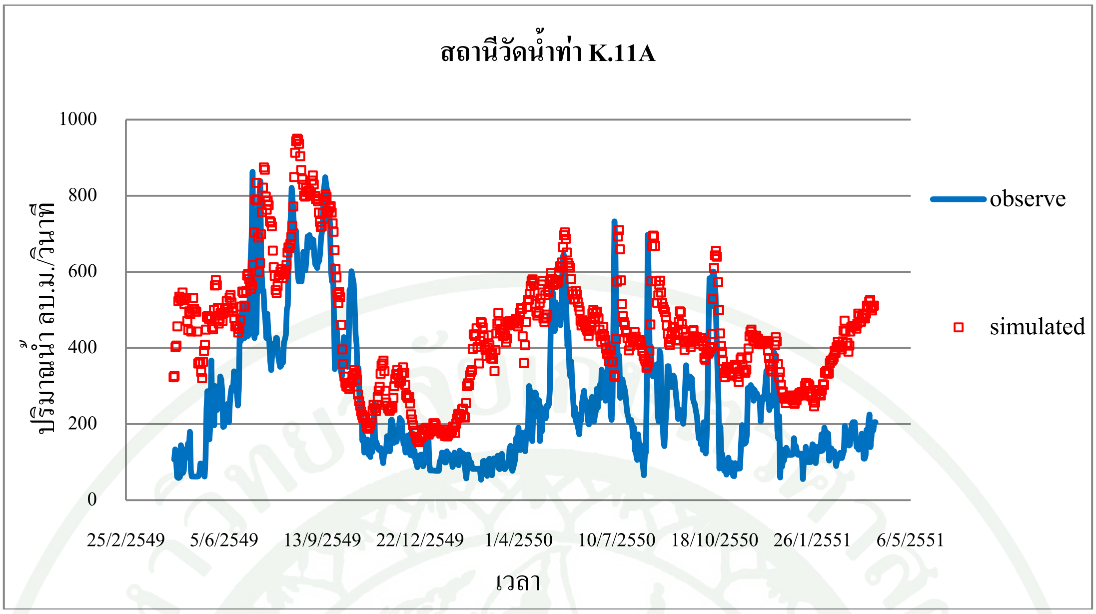
ภาพที่ 79 ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำของสถานี K.37

2. ผลจากการปรับเทียบสำหรับเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีต

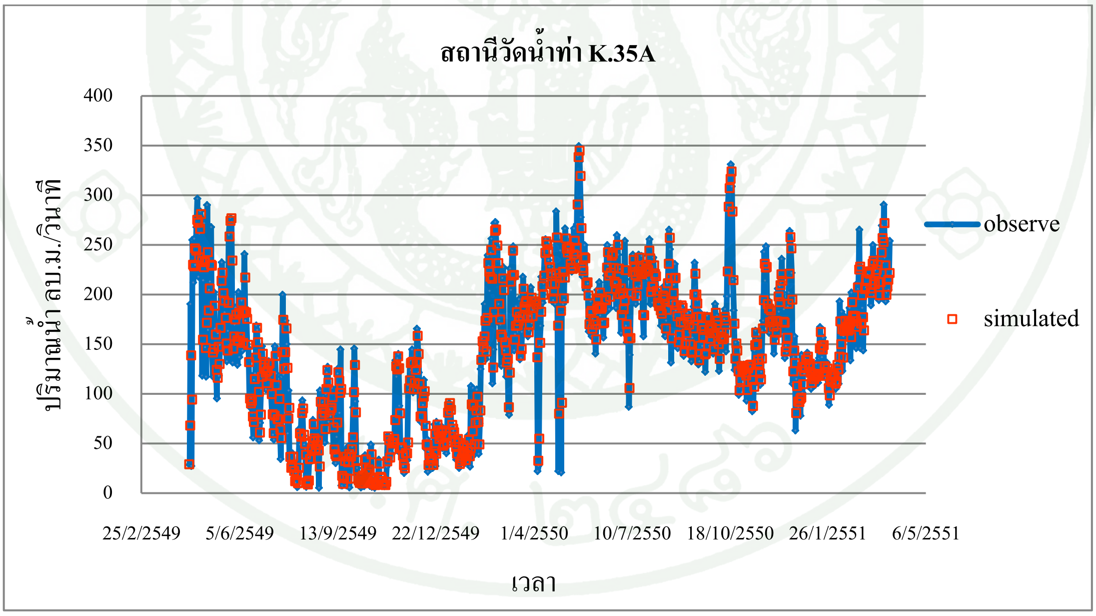
การปรับเทียบแบบจำลองทางอุทกพลศาสตร์สำหรับเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีตจากสถานีวัดน้ำท่าทางด้านเหนือน้ำ K.36 และ K.10 จนถึงปากแม่น้ำแม่กลอง โดยทำการปรับเทียบกับปริมาณการไหล (Discharge) ของสถานีวัดน้ำท่า K.11A, K.35A และ K.37 ช่วงปี พ.ศ. 2549-2550โดยค่าที่ยอมรับได้ของค่าทางสถิติ ดังแสดงในตารางที่ 15และผลของการปรับเทียบปริมาณการไหล ดังแสดงในภาพที่ 80, 81และ 82ซึ่งในภาพที่ 80จากการปรับเทียบปริมาณการไหลของสถานีวัดน้ำท่า K.11A มีตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำท่าอยู่ทางด้านท้ายน้ำของเขื่อนแม่กลอง จึงทำให้ค่าที่ได้จากแบบจำลองกับค่าที่วัดได้จริงมีความคลาดเคลื่อน

ตารางที่ 15 การเปรียบเทียบผลของการปรับเทียบแบบจำลอง

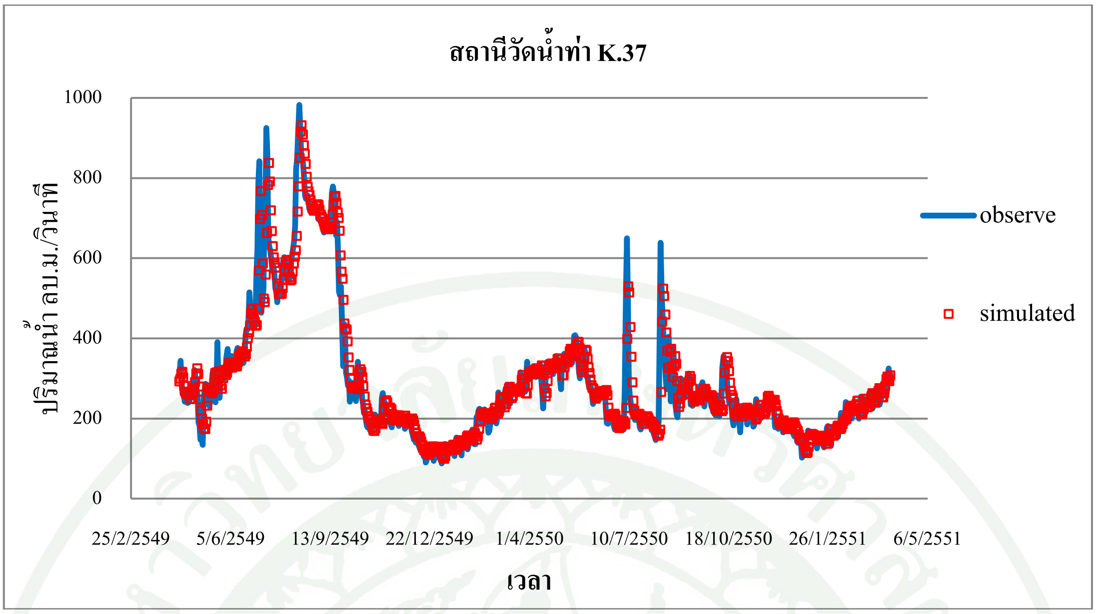
สถานีวัดน้ำท่า	Coefficient of determination (R^2)	Correlation Coefficient (CC)	RMSE (Cms)
K.11A	0.496	0.704	227
K.35A	0.833	0.912	31
K.37	0.853	0.924	64



ภาพที่ 80 การปรับเทียบปริมาณการไหลของสถานี K.11A

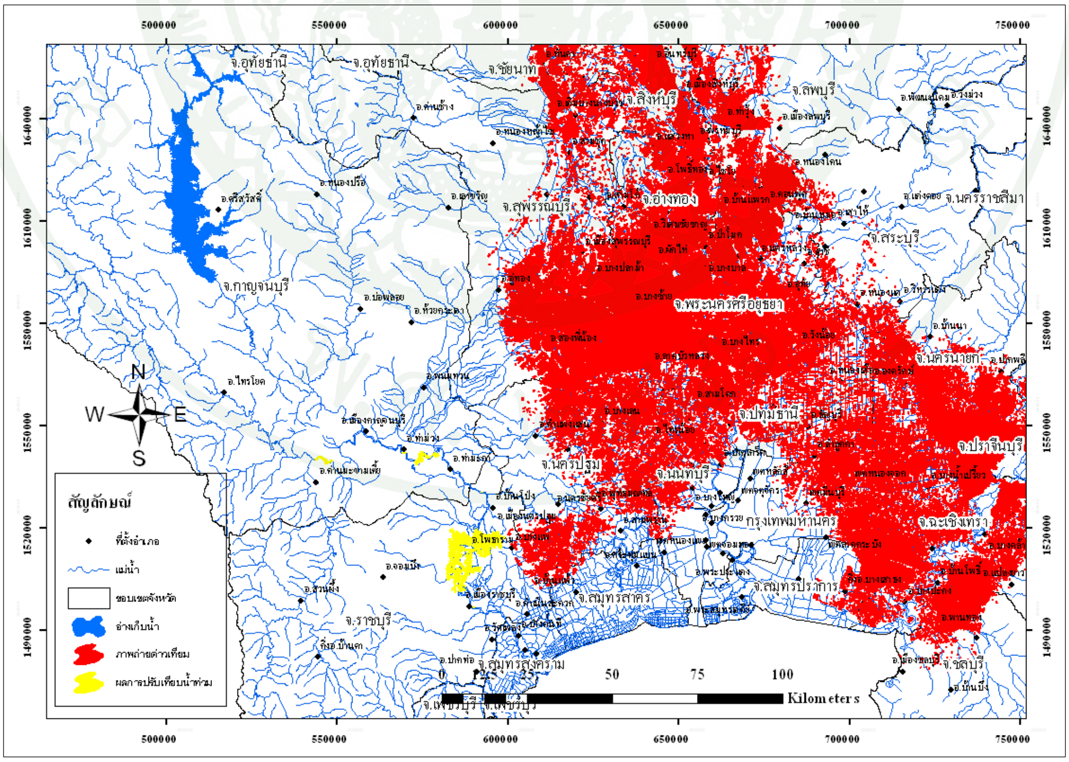


ภาพที่ 81 การปรับเทียบปริมาณการไหลของสถานี K.35A



ภาพที่ 82 การปรับเทียบปริมาณการไหลของสถานี K.37

3. ผลการปรับเทียบแบบจำลองจาก MIKE11-GIS กับภาพถ่ายดาวเทียมปี พ.ศ. 2549-2550



ภาพที่ 83 ผลการปรับเทียบแบบจำลอง MIKE11-GIS กับภาพถ่ายดาวเทียม

จากภาพที่ 83 พบว่าสภาพน้ำท่วมในปี พ.ศ. 2549 ที่คำนวณได้จากแบบจำลอง (พื้นที่สีเหลือง) จะมีพื้นที่น้ำท่วมไม่มากนัก โดยอยู่บริเวณ อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี และอำเภอโพธาราม จังหวัดราชบุรี คิดเป็นพื้นที่น้ำท่วมประมาณ 112 ตารางกิโลเมตร เมื่อเทียบกับพื้นที่น้ำท่วมที่รวบรวมได้จากภาพถ่ายดาวเทียมในอดีต ซึ่งรวบรวมได้เพียงบริเวณลุ่มน้ำใกล้เคียง คือ ลุ่มน้ำท่าจีน ลุ่มน้ำเจ้าพระยาและลุ่มน้ำบางประกงเท่านั้น แต่อย่างไรก็นับว่ามีความใกล้เคียงกันเมื่อพิจารณาบริเวณ อำเภอโพธาราม อำเภอบ้านแพ จังหวัดราชบุรีและอำเภอบ้านแพ้ว จังหวัดสมุทรสาคร

4. ผลการศึกษาการพังทลายของเขื่อน

เนื่องจากการจำลองการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์เป็นการจำลองเหตุการณ์ฉุกเฉิน โดยได้สมมติสภาวะเริ่มต้นของการเกิดการพังทลายของเขื่อนโดยกำหนดให้ระดับสันเขื่อน +185.00 ม.รทก. โดยพิจารณากราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) สำหรับการจำลองการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ในการศึกษาครั้งนี้ เนื่องจากที่ PMF มีผลทำให้เกิดการเริ่มพังทลายเกิดขึ้นรุนแรงกว่ากราฟน้ำท่าของปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำที่รอบปีการเกิดซ้ำอื่นๆ โดยได้ทำการพิจารณาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการเกิดรอยแยกของเขื่อน ได้แก่ ความกว้างสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก(Final Bottom Width), ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก (Final Bottom Elevation), ความลาดชันด้านข้างของรอยแยก (Side Slop, ss), สัมประสิทธิ์ของรอยแยก (Breach Weir Coefficient) เป็นต้น

1. กรณี A เป็นการจำลองการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ ที่เกิดเนื่องจากการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและมีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ดังตารางที่ 16 ซึ่งแบ่งการศึกษาเป็น 3 กรณีคือ

1) กรณี A1 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +60.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,983.31 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

2) กรณี A2 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +100.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,997.65ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

3) กรณี A3 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

ตารางที่ 16 ผลการศึกษาการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ กรณีเกิดการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) ระดับเริ่มต้นของการพังทลาย +185.00 ม.รทก.

กรณีที่	ความลาดชันด้านข้าง (V:H)	อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	เวลาที่เกิดการไหลสูงสุด (ชม.)ที่	ความสูงของรอยแยก (ม.)	ความยาวของรอยแยก (ม.)		ระดับสุดท้ายของรอยแยก (ม.รทก.)	พื้นที่หน้าตัด ($ม^2$)	รูปแบบการพังทลาย
					ด้านบน	ด้านล่าง			
A1	1:1	14,983.31	25	125	317	65	+60.00	23,875	สี่เหลี่ยมคางหมู
A2	1:1	14,997.65	25	85	430	260	+100.00	29,325	สี่เหลี่ยมคางหมู
A3	1:1	14,998.33	25	45	700	620	+140.00	29,700	สี่เหลี่ยมคางหมู
B1	1:1.5	14,998.33	25	125	378	1	+60.00	23,625	สามเหลี่ยม
B2	1:1.5	14,983.31	25	85	256	1	+100.00	10,880	สามเหลี่ยม
B3	1:1.5	14,981.45	25	45	133	1	+140.00	2,992.5	สามเหลี่ยม

2. กรณี B เป็นการจำลองการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ ที่เกิดเนื่องจากการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยมและมีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ดังตารางที่ 16 ซึ่งแบ่งการศึกษาเป็น 3 กรณีคือ

1) กรณี B1 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +60.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

2) กรณี B2 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +100.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,983.31 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

3) กรณี B2 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,981.45 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

3. กรณี C เป็นการจำลองการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ ที่เกิดเนื่องจากการพังทลายจากการเกิดรูรั่วโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ดังตารางที่ 17 ซึ่งแบ่งการศึกษาเป็น 4 กรณีคือ

1) กรณี C1 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,985.36ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

2) กรณี C2 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,983.31 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

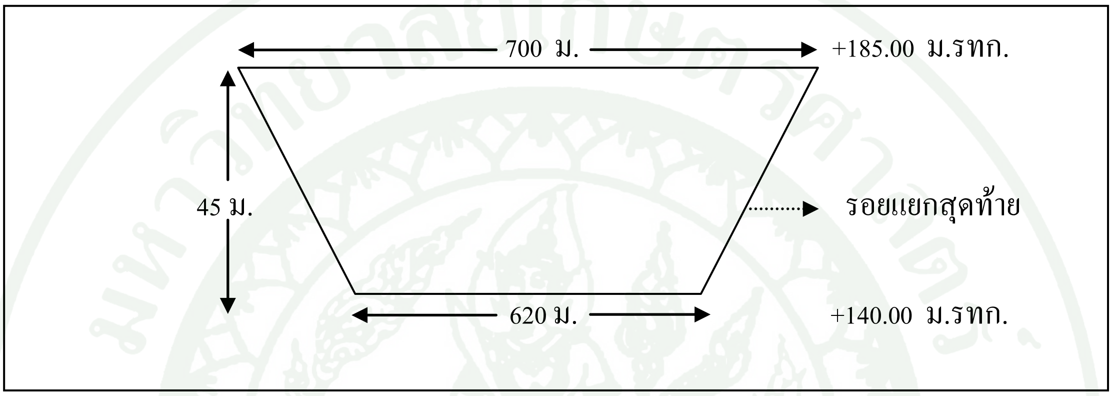
3) กรณี C2 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +160.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,979.96ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

4) กรณี C2 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +170.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,972.51ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 26 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย

ตารางที่ 17 ผลการศึกษาการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ กรณีเกิดการพังทลายแบบรูรั่ว (Piping) ระดับเริ่มต้นของการพังทลาย +185.00 ม.รทก.

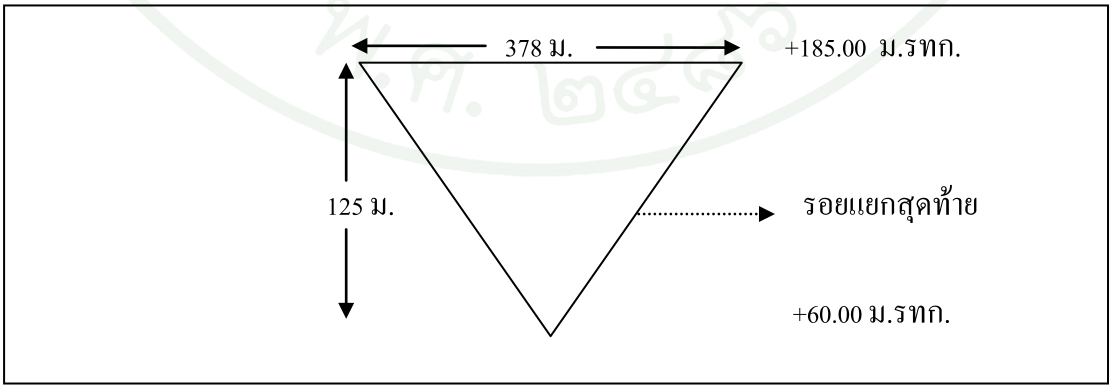
กรณีที่	ความลาดชันด้านข้าง (V:H)	อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	เวลาที่เกิดการไหลสูงสุด (ชม.)ที่	ระดับเริ่มต้นของรอยแยก (ม.รทก.)	ระดับสุดท้ายของรอยแยก (ม.รทก.)	ความกว้างสุดท้ายของรอยแยก (ม.)	พื้นที่หน้าตัด (ม^2)	รูปแบบการพังทลาย
C1	0	14,985.36	25	+100.00	+80.00	150	15,750	สี่เหลี่ยมผืนผ้า
C2	0	14,983.31	25	+140.00	+80.00	150	15,750	สี่เหลี่ยมผืนผ้า
C3	0	14,979.96	25	+160.00	+80.00	150	15,750	สี่เหลี่ยมผืนผ้า
C4	0	14,972.51	26	+170.00	+80.00	150	15,750	สี่เหลี่ยมผืนผ้า

ผลจากการศึกษาการพังทลายของเขื่อนในกรณี Aการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน พบว่า A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ที่ระดับ +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย ซึ่งเป็นกรณีที่รุนแรงที่สุด เนื่องจากมีพื้นที่หน้าตัดของรอยแยกมากที่สุดดังภาพที่ 84



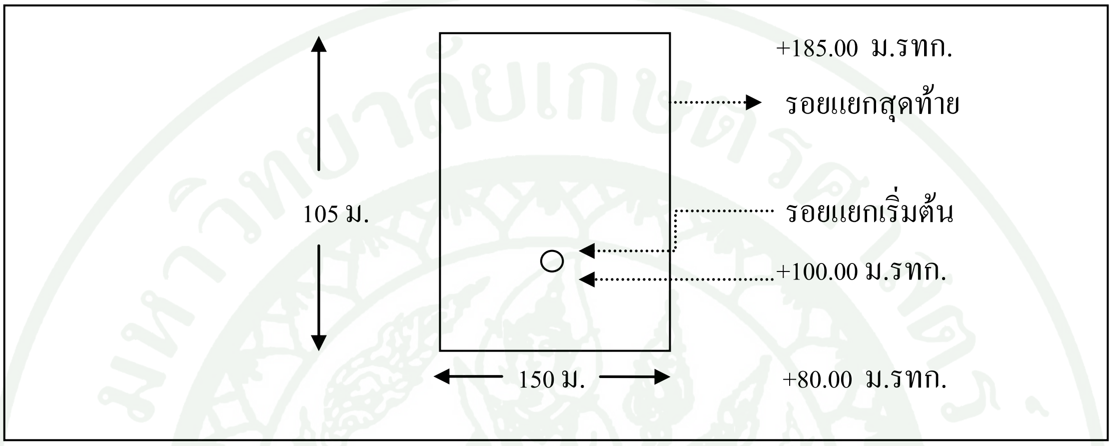
ภาพที่ 84 กรณี A3 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.

ผลการศึกษากรณี B การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน พบว่า B1 เป็นกรณีที่วิกฤติที่สุดในกลุ่มกรณีศึกษา B ซึ่งเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม ที่ระดับ +60.00 ม.รทก. ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลาย ดังภาพที่ 85



ภาพที่ 85 กรณี B1 ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +60.00 ม.รทก.

ผลการศึกษากรณี C การพังทลายจากการเกิดรูรั่ว พบว่า C1 เป็นกรณีที่วิกฤติที่สุดในกลุ่มกรณีศึกษา C เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,985.36ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมงหลังจากเกิดการพังทลายดังภาพที่ 86

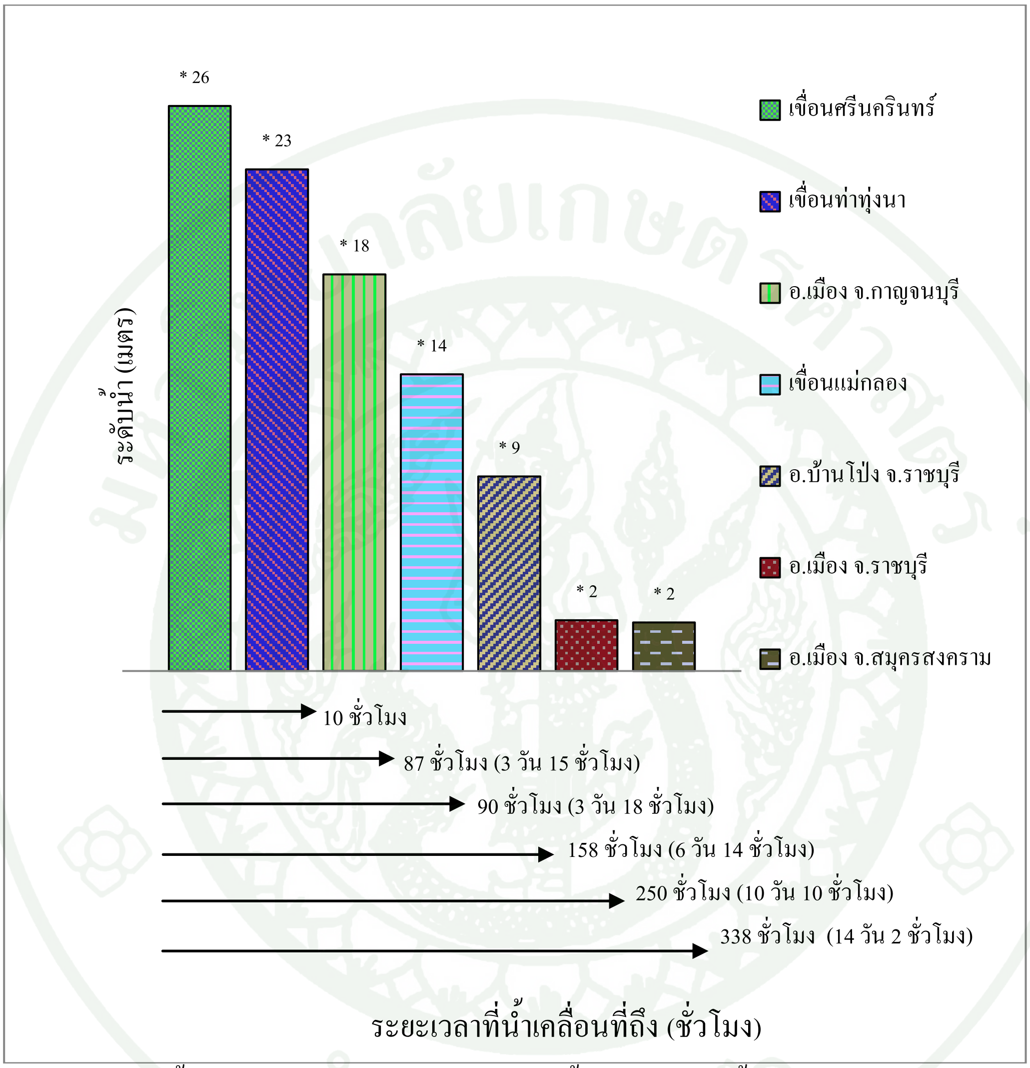


ภาพที่ 86 กรณี C1 โดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.

5. ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อน

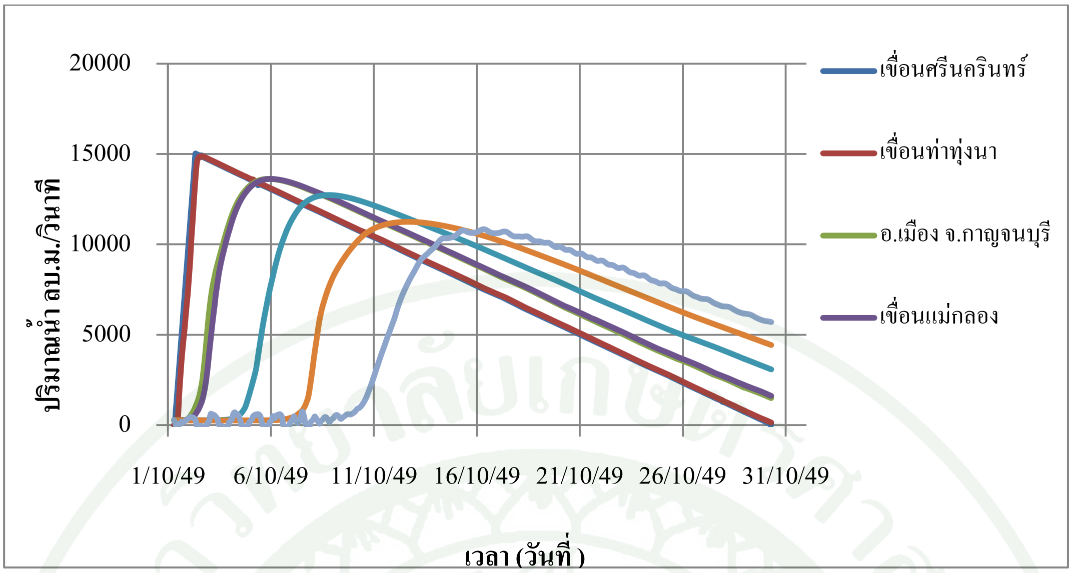
ผลการวิเคราะห์หาเวลาการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อนในรูปแบบต่างๆ โดยพิจารณาจากด้านท้ายเขื่อนศรีนครินทร์จนถึงจุดออกทะเลที่ อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม รวมระยะทางตามลำน้ำ 212 กิโลเมตร ใช้เวลาเคลื่อนตัวทั้งหมด 338ชั่วโมง โดยระดับน้ำของระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนที่ถึงสถานที่ต่างๆ และปริมาณการไหลสูงสุดและเวลาการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วม จากกรณีที่เกิดการพังทลายที่รุนแรงที่สุด ดังภาพ 87, 88, 89, 90, 91และ 92

5.1 กรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.



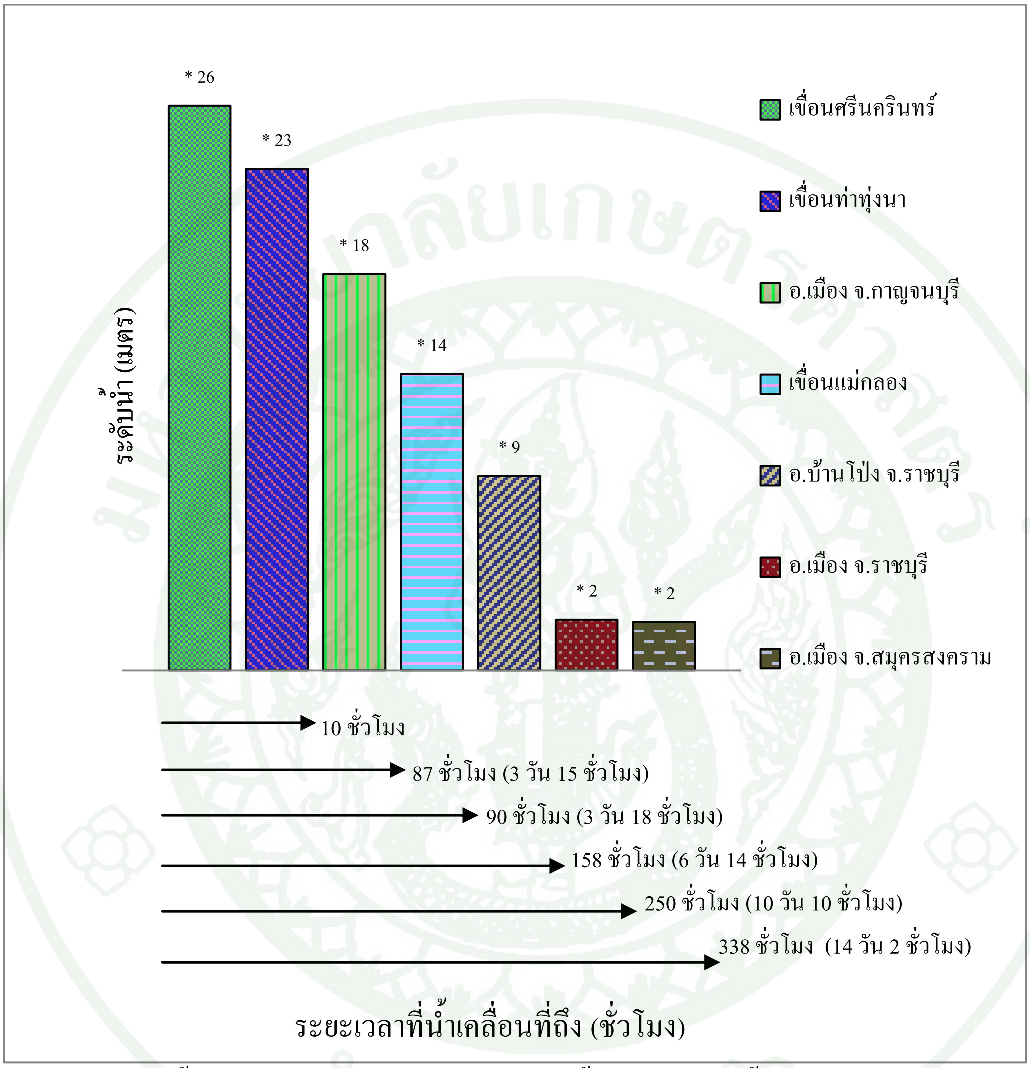
* โดยนำระดับน้ำม.รทก.ไปลบออกจากระดับท้องน้ำ ในรูปตัดลำน้ำ

ภาพที่ 87 ระดับน้ำของระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนที่ถึงในกรณี A3



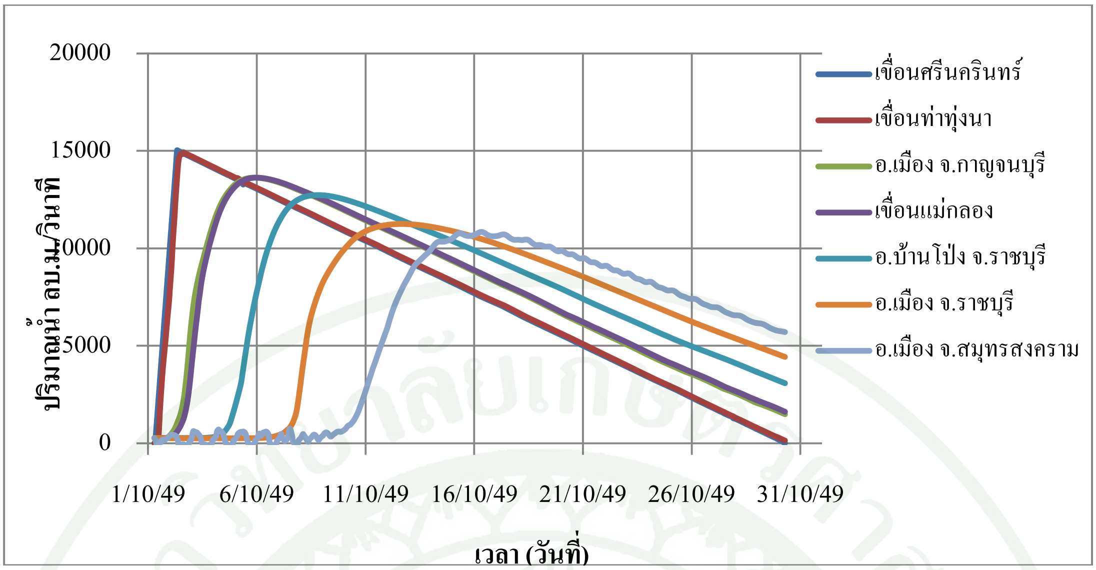
ภาพที่ 88 กราฟแสดงปริมาณการไหลที่เวลาต่างๆ ในกรณี A3

5.2 กรณี B1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.



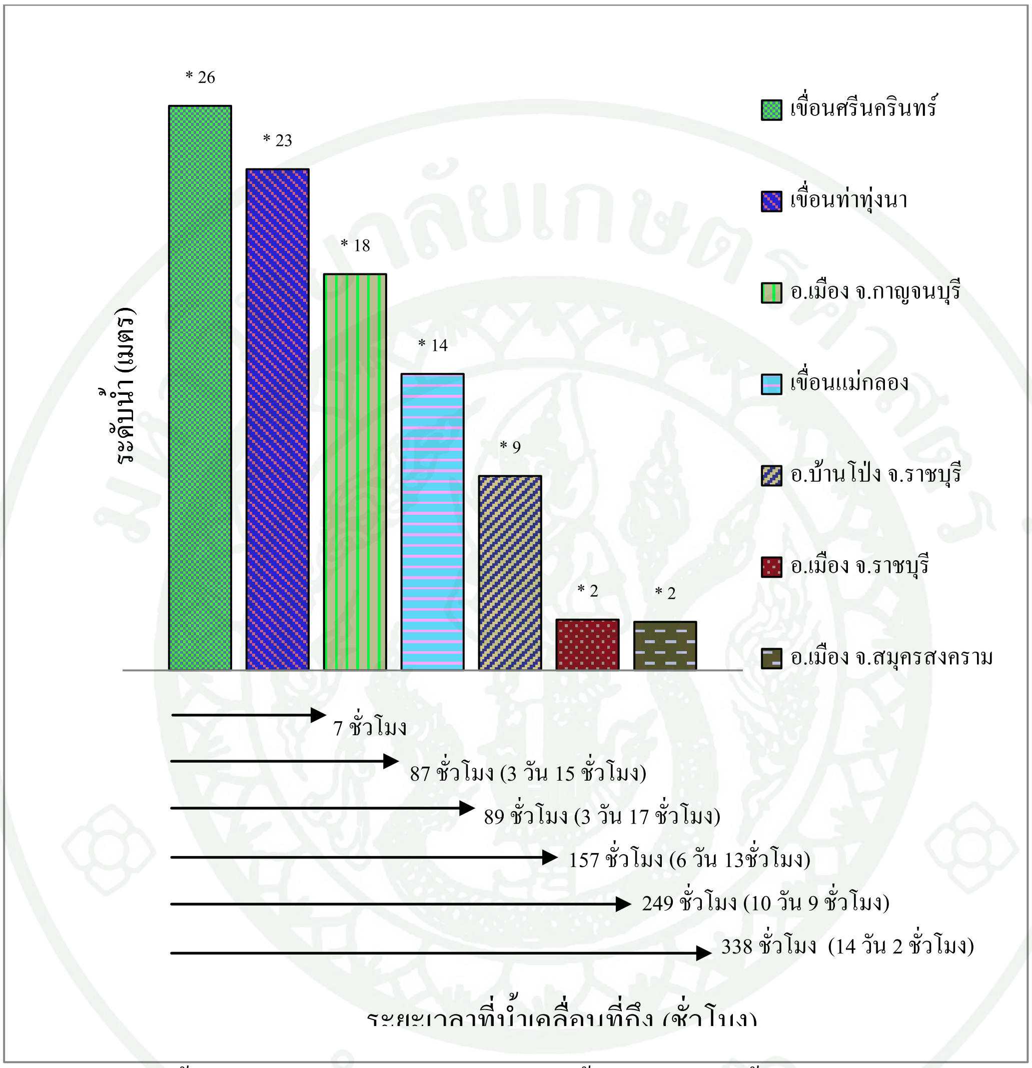
* โดยนำระดับน้ำ ม.รทก.ไปลบออกจากระดับท้องน้ำ ในรูปตัดลำน้ำ

ภาพที่ 89 ระดับน้ำของระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนที่ถึงในกรณี B1



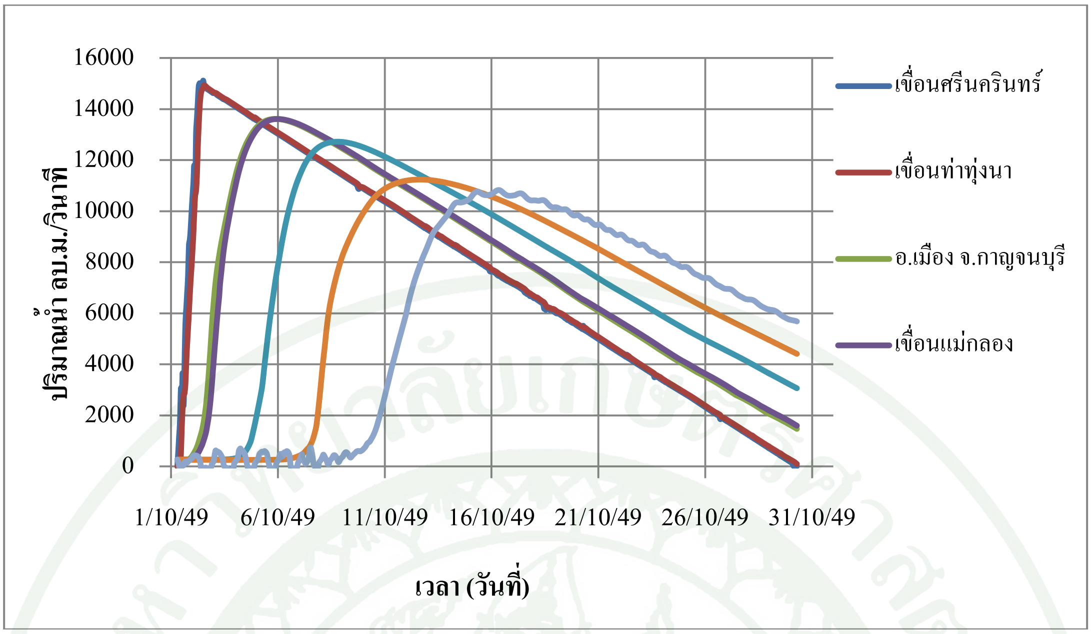
ภาพที่ 90 กราฟแสดงปริมาณการไหลที่เวลาต่างๆ ในกรณี B1

5.3 กรณี C1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.



* โดยนำระดับน้ำ ม.รทก.ไปลบออกจากระดับท้องน้ำ ในรูปตัดลำน้ำ

ภาพที่ 91 ระดับน้ำของระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนที่ถึงในกรณี C1

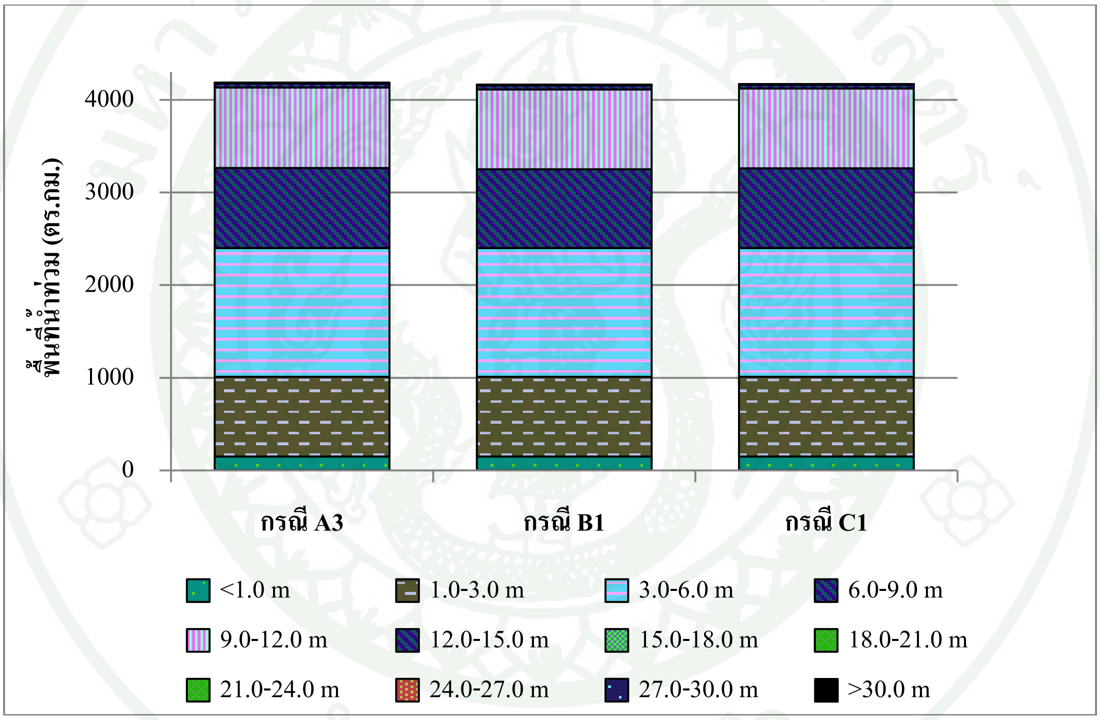


ภาพที่ 92 กราฟแสดงปริมาณการไหลที่เวลาต่างๆ ในกรณี C1

6. ผลการวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วม

ผลการวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วมจากการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อนในกรณีที่รุนแรงที่สุด ได้แก่ A3, B1 และ C1 โดยกรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ทำให้เกิดพื้นที่น้ำท่วมมากกว่ากรณี B1 และ C1 ดังภาพที่ 93และตารางที่ 18

6.1 ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วมทั้งหมดในแต่ละกรณี



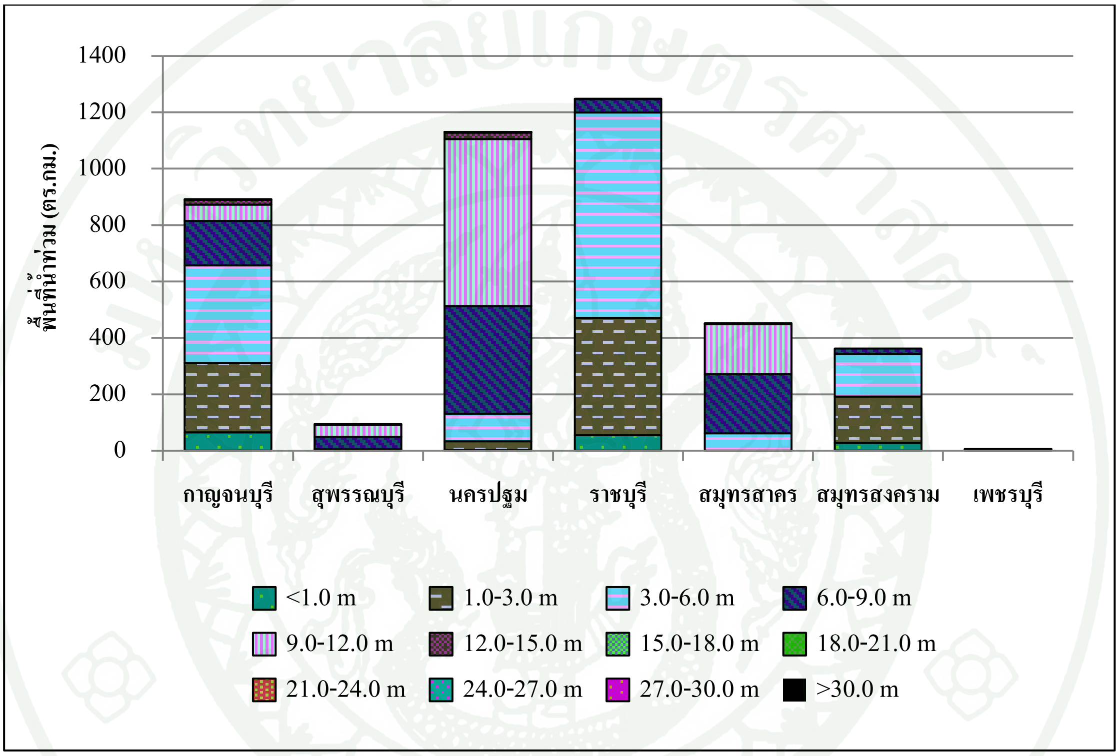
ภาพที่ 93 กราฟแสดงขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในระดับต่างๆ

ตารางที่ 18 ระดับน้ำของพื้นที่น้ำท่วมในแต่ละกรณี

กรณี	ช่วงระดับความลึก (เมตร)												พื้นที่น้ำท่วมทั้งหมด (ตารางกิโลเมตร)
	< 1.0	1.0-3.0	3.0 – 6.0	6.0 – 9.0	9.0 -12.0	12.0-15.0	15.0-18.0	18.0-21.0	21.0-24.0	24.0-27.0	27.0-30.0	>30.0	
A3	149.64	859.92	1,390.28	862.64	869.72	44.30	2.24	0.36	0.32	0.08	0.04	0.00	4,179
B1	149.72	857.76	1,392.20	851.76	860.08	44.84	2.08	0.40	0.32	0.08	0.04	0.00	4,159
C1	148.84	860.60	1,390.96	859.04	860.60	43.20	2.00	0.36	0.32	0.08	0.04	0.00	4,166

6.2 ผลการวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วมในแต่ละจังหวัด

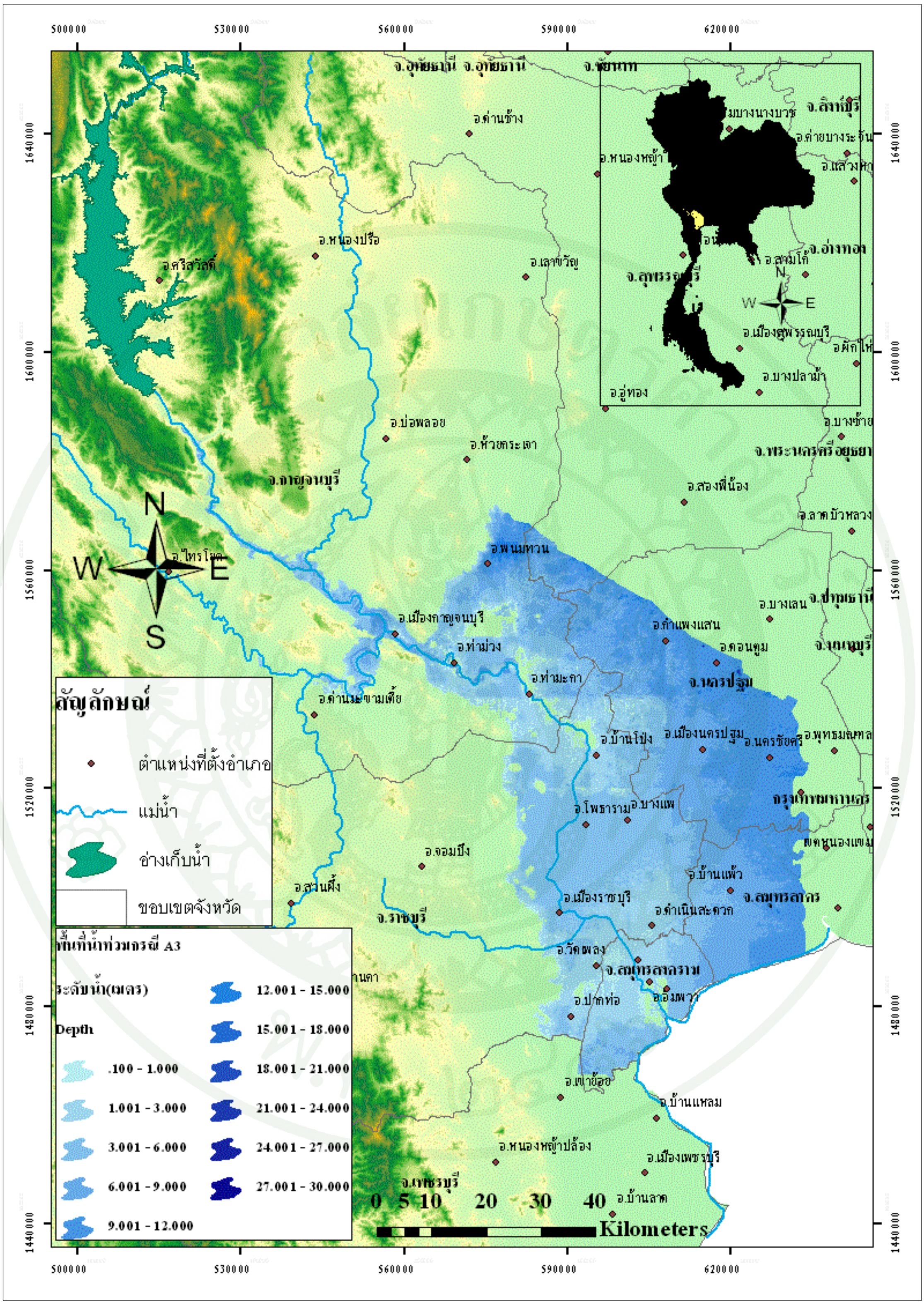
6.2.1 การวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วมในกรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ดังภาพที่ 94, ภาพที่ 95, ตารางที่ 19และขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินดังภาพที่ 96



ภาพที่ 94 กราฟแสดงขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในระดับต่างๆในกรณี A3

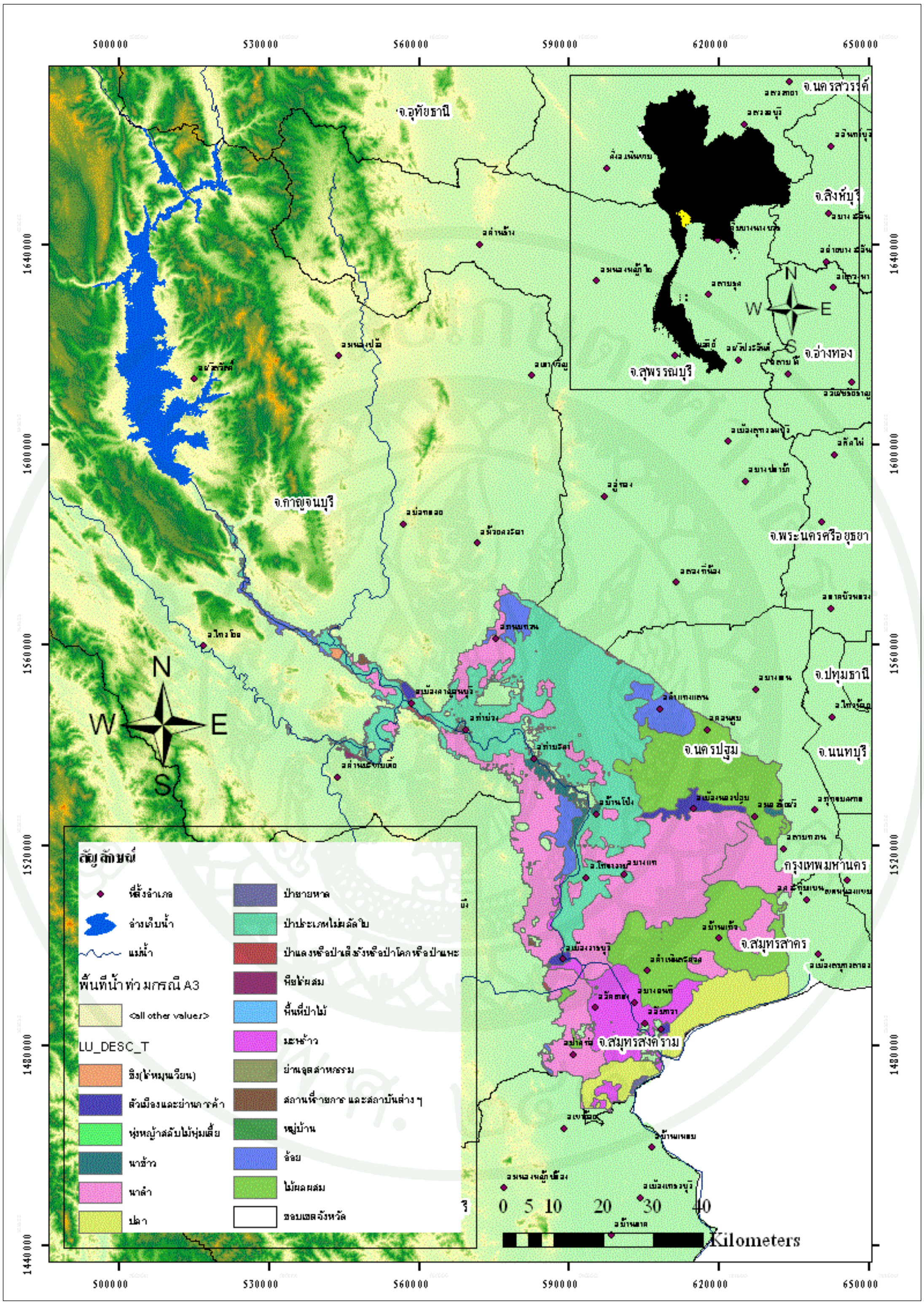
ตารางที่ 19 ระดับน้ำของพื้นที่น้ำท่วมแต่ละจังหวัดในกรณี A3

จังหวัด	ช่วงระดับความลึก (เมตร)												พื้นที่น้ำท่วมทั้งหมด (ตร.กม)
	<1.0	1.0-3.0	3.0-6.0	6.0-9.0	9.0-12.0	12.0-15.0	15.0-18.0	18.0-21.0	21.0-24.0	24.0-27.0	27.0-30.0	>30.0	
กาญจนบุรี	65.31	245.76	345.41	158.08	58.18	16.88	1.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	891.26
สุพรรณบุรี	0.00	0.08	5.64	44.06	41.37	3.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	93.90
นครปฐม	2.37	31.09	96.55	382.54	592.90	22.18	0.56	0.36	0.32	0.08	0.04	0.00	1129.00
ราชบุรี	54.87	416.38	727.96	47.59	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1247.24
สมุทรสาคร	0.00	0.94	60.24	210.44	176.83	1.95	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	450.45
สมุทรสงคราม	27.04	164.60	151.20	19.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	362.23
เพชรบุรี	0.04	1.06	3.27	0.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.92



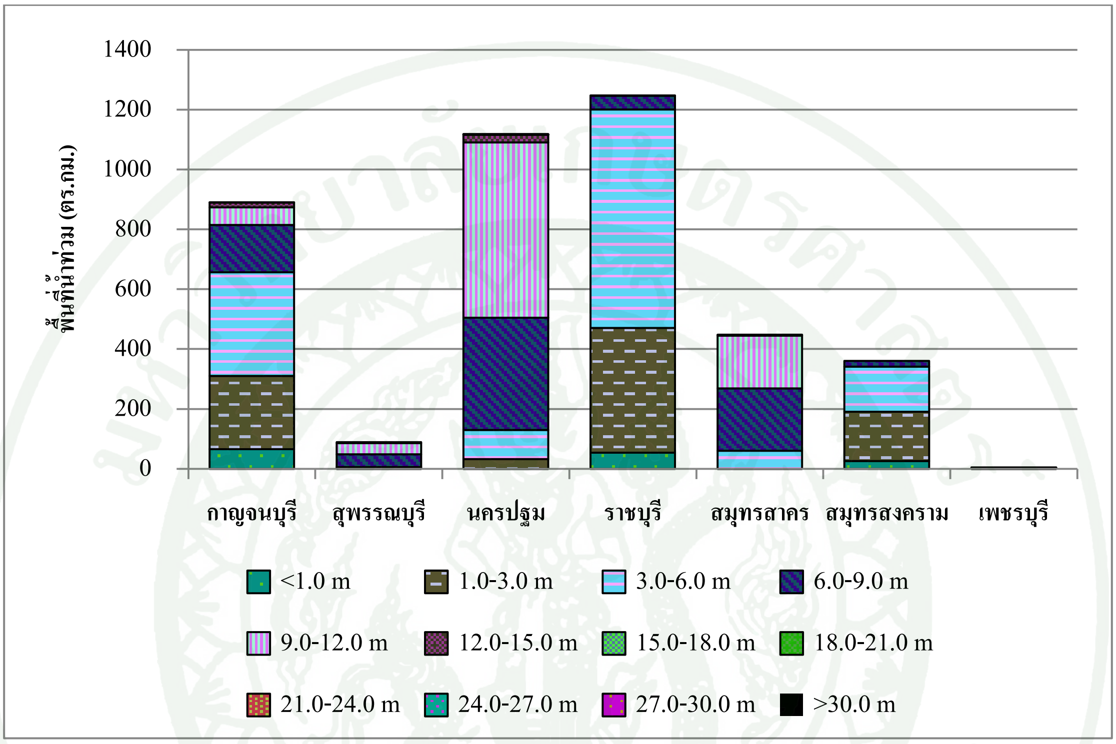
ภาพที่ 95 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมกรณี A3*

* ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากการวิเคราะห์ระดับน้ำสูงสุด ด้วยแบบจำลอง MIKE11-HD



ภาพที่ 96 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินกรณี A3

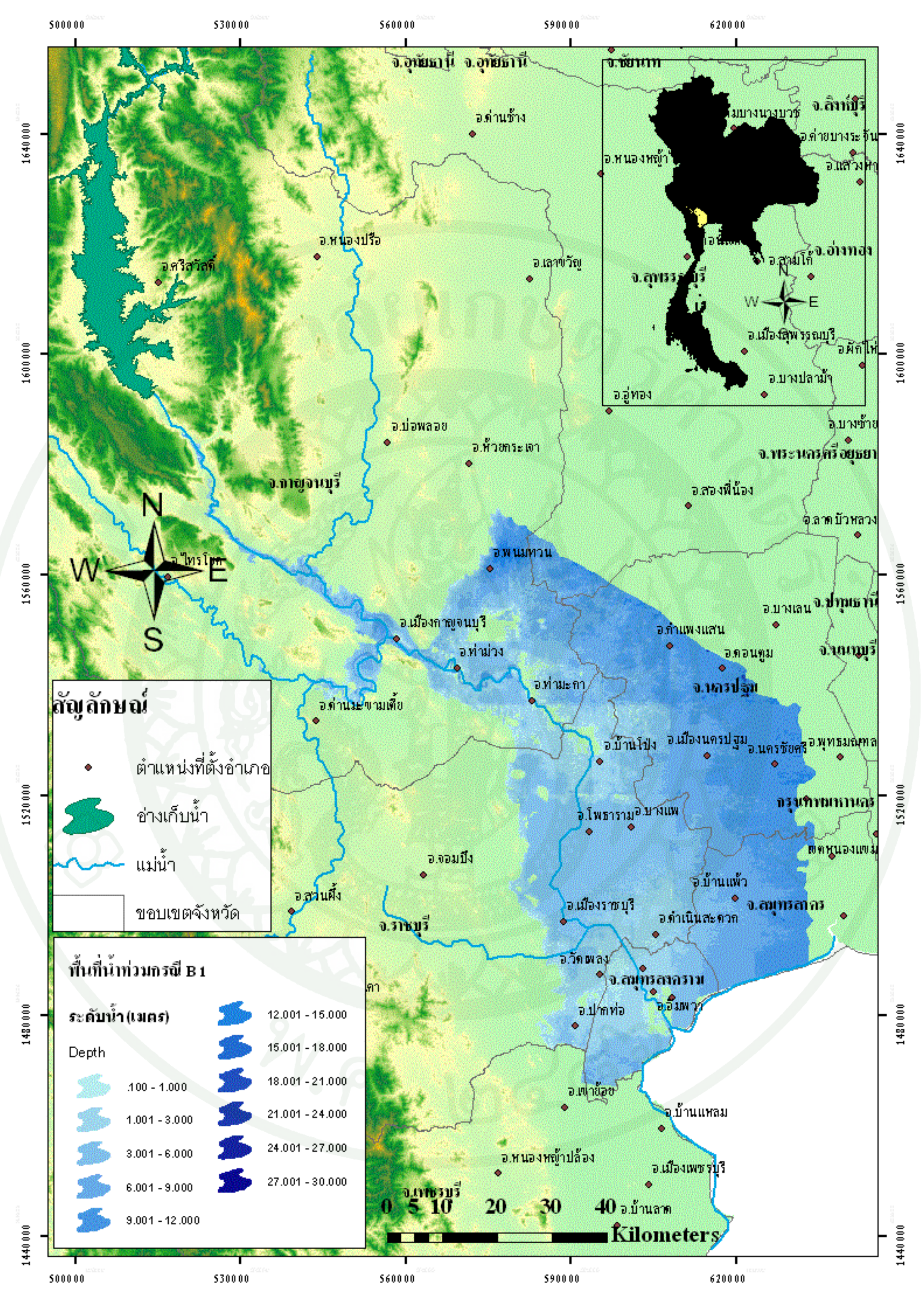
6.2.2 การวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วม กรณี B1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายรูปเป็นสามเหลี่ยม ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก. ดังภาพที่ 97, ภาพที่ 98, ตารางที่ 20 และขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินดังภาพที่ 99



ภาพที่ 97 กราฟแสดงขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในระดับต่างๆในกรณี B1

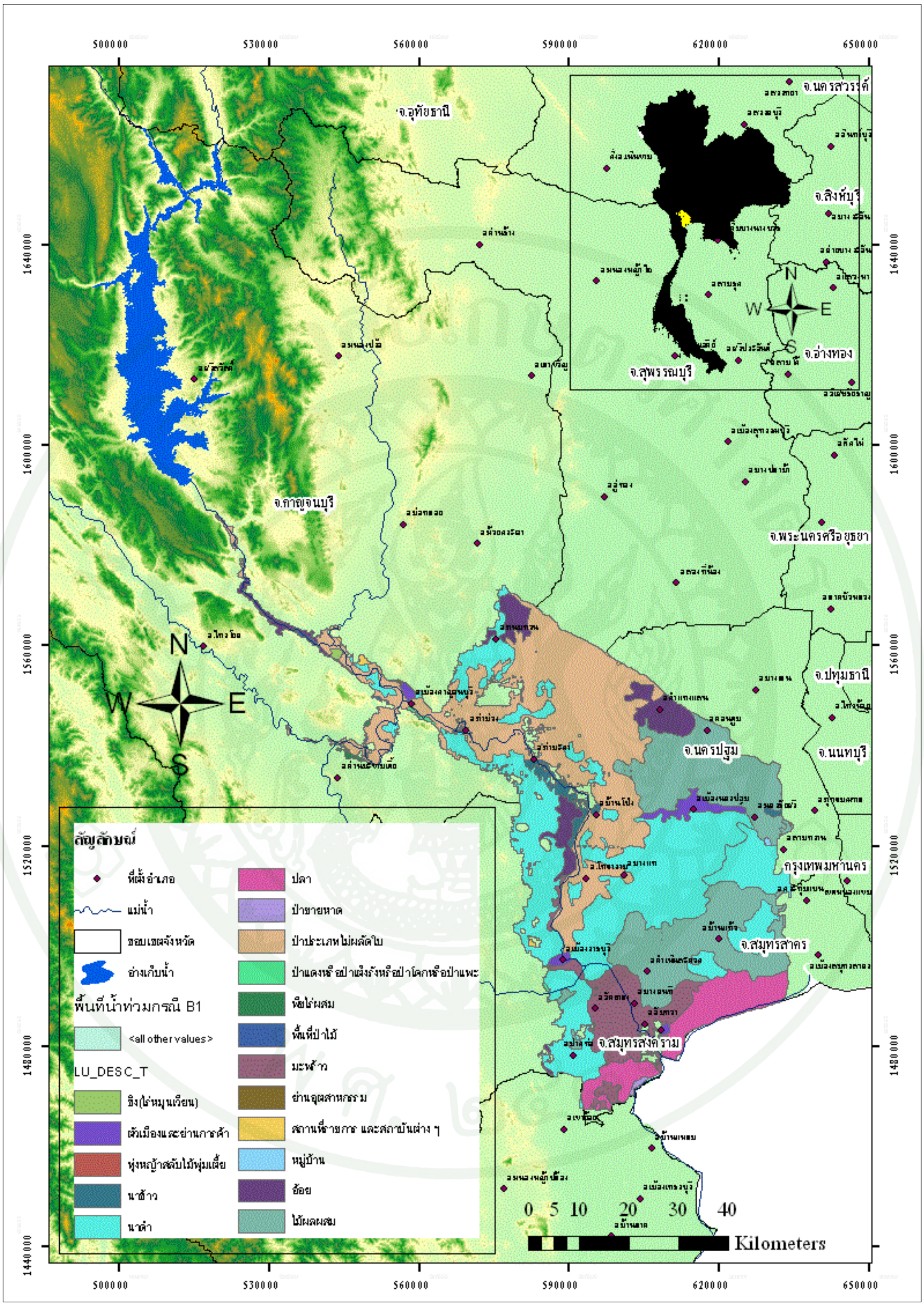
ตารางที่ 20 ระดับน้ำของพื้นที่น้ำท่วมแต่ละจังหวัดในกรณี B1

จังหวัด	ช่วงระดับความลึก (เมตร)												พื้นที่น้ำท่วมทั้งหมด (ตร.กม)
	<1.0	**1.0-3.0**	**3.0-6.0**	**6.0-9.0**	**9.0-12.0**	**12.0-15.0**	**15.0-18.0**	**18.0-21.0**	**21.0-24.0**	**24.0-27.0**	**27.0-30.0**	**>30.0**	
กาญจนบุรี	65.79	244.56	346.71	158.40	58.77	15.80	1.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	891.51
สุพรรณบุรี	0.00	0.08	5.60	42.83	38.34	2.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	89.12
นครปฐม	2.29	30.30	97.26	375.18	586.22	24.88	0.56	0.40	0.32	0.08	0.04	0.00	1117.54
ราชบุรี	54.76	416.24	729.89	46.20	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1247.52
สมุทรสาคร	0.00	0.94	59.81	208.63	176.32	1.88	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	447.62
สมุทรสงคราม	26.84	164.73	149.86	20.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	361.51
เพชรบุรี	0.04	0.90	3.08	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.45



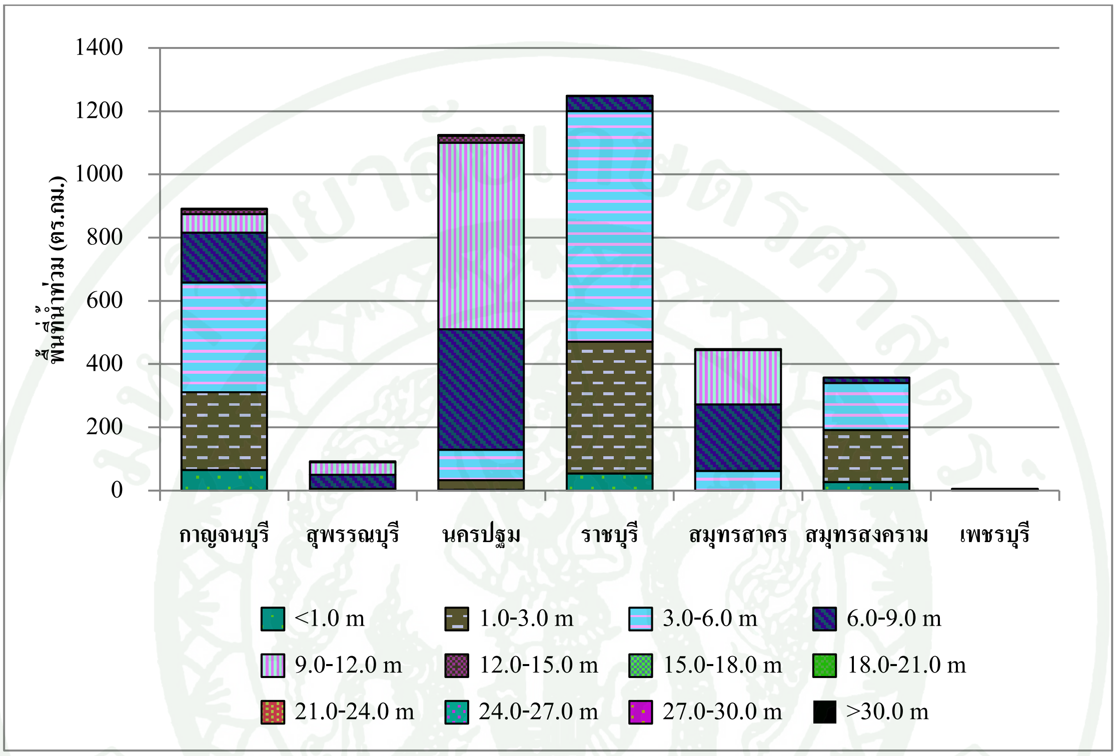
ภาพที่ 98ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมกรณี B1*

* ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากการวิเคราะห์ระดับน้ำสูงสุด ด้วยแบบจำลอง MIKE11-HD



ภาพที่ 99 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินกรณี B1

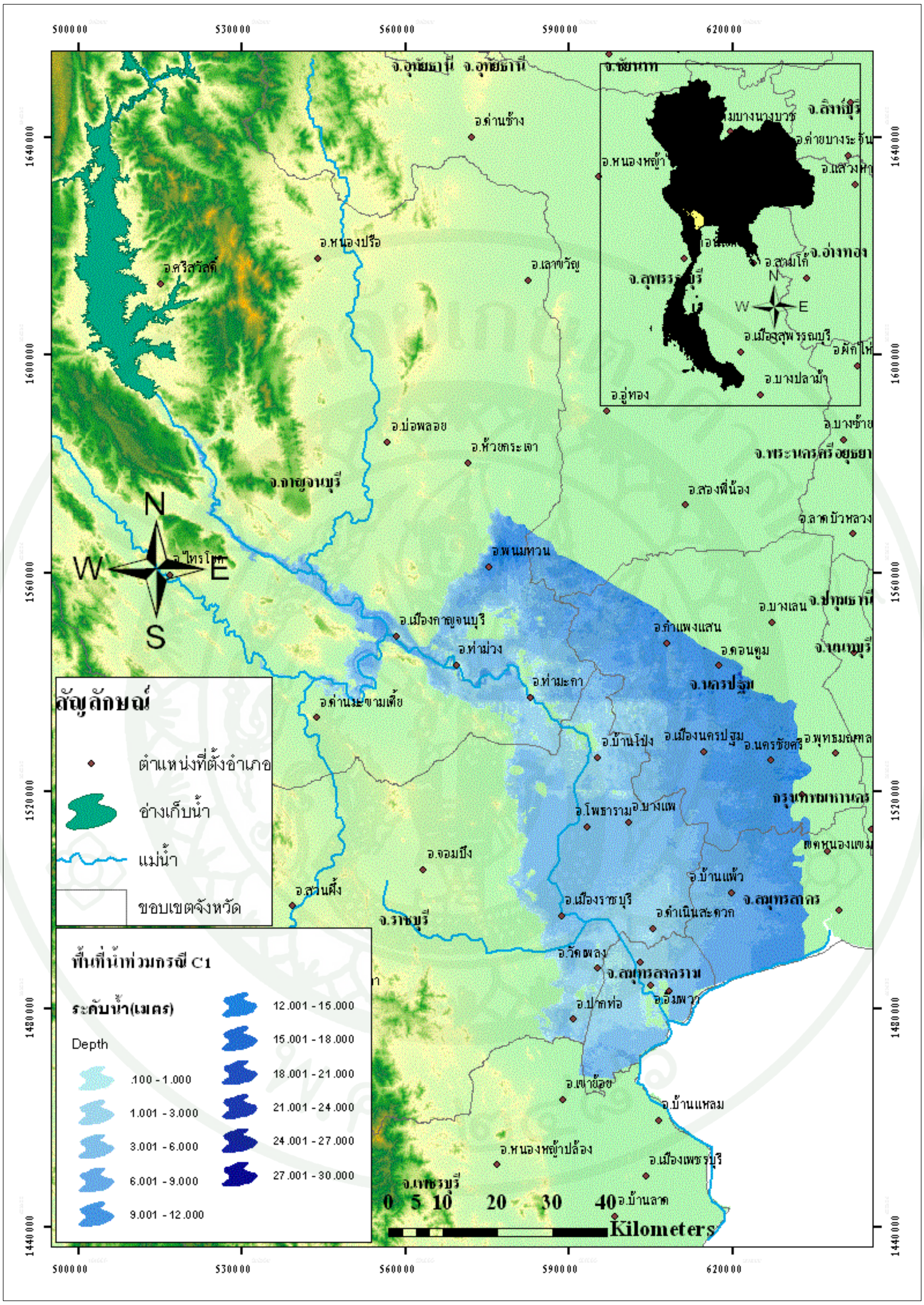
6.2.3 การวิเคราะห์ระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วม กรณี C1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก. ดังภาพที่ 100, ภาพที่ 101, ตารางที่ 21 และขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินดังภาพที่ 102



ภาพที่ 100 กราฟแสดงขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในระดับต่างๆในกรณี C1

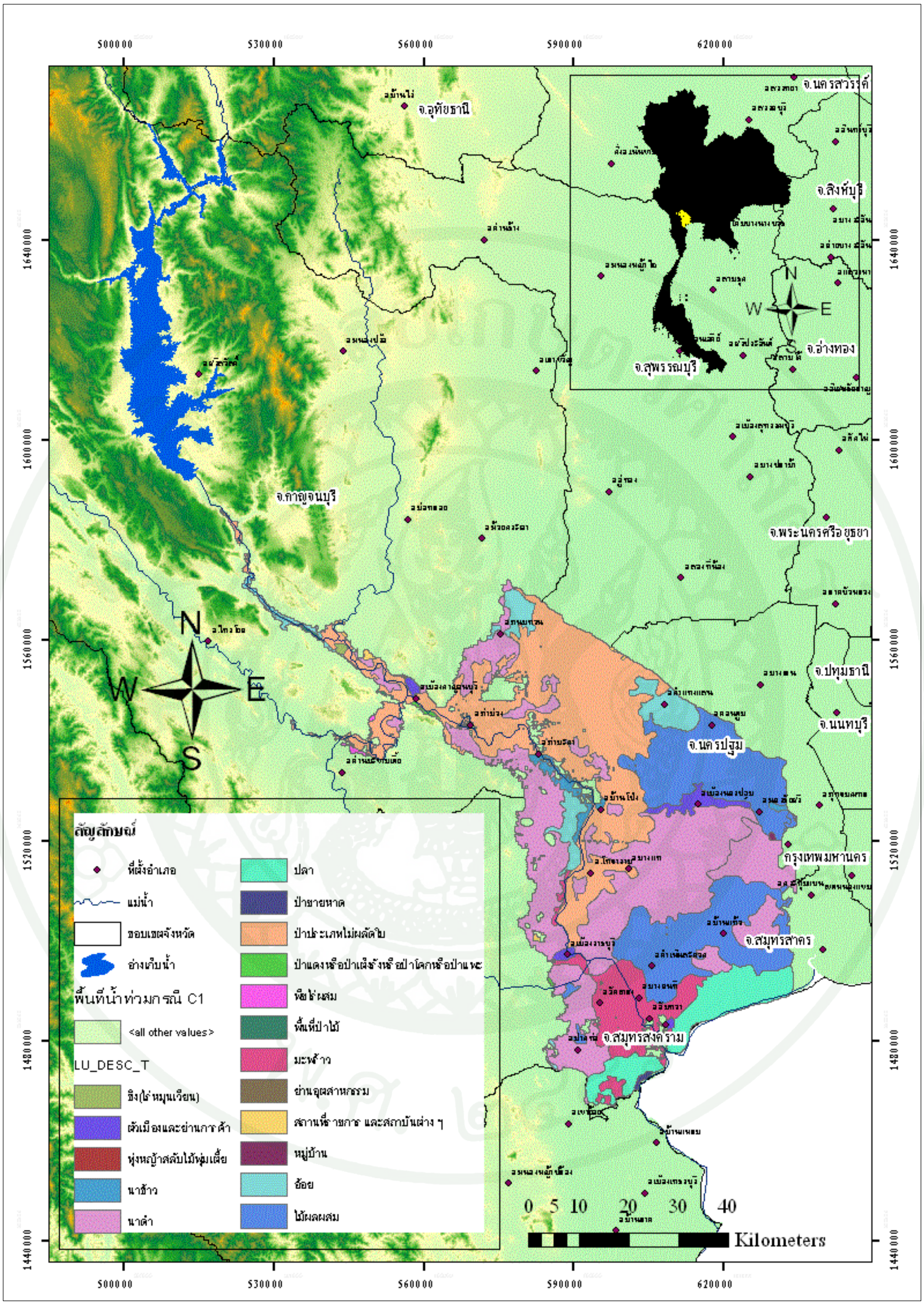
ตารางที่ 21 ระดับน้ำของพื้นที่น้ำท่วมแต่ละจังหวัดในกรณี C1

จังหวัด	ช่วงระดับความลึก (เมตร)												พื้นที่น้ำท่วมทั้งหมด (ตร.กม)
	<1.0	**1.0-3.0**	**3.0-6.0**	**6.0-9.0**	**9.0-12.0**	**12.0-15.0**	**15.0-18.0**	**18.0-21.0**	**21.0-24.0**	**24.0-27.0**	**27.0-30.0**	**>30.0**	
กาญจนบุรี	65.15	246.03	346.53	158.62	58.01	15.95	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	891.68
สุพรรณบุรี	0.00	0.08	5.95	43.96	39.65	3.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	92.70
นครปฐม	2.37	30.86	96.29	380.60	590.08	21.92	0.56	0.36	0.32	0.08	0.04	0.00	1123.48
ราชบุรี	54.52	416.66	729.25	47.30	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1248.12
สมุทรสาคร	0.00	0.94	60.96	210.42	172.45	2.28	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	447.10
สมุทรสงคราม	26.76	164.74	149.01	17.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	358.19
เพชรบุรี	0.04	1.30	2.96	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.73



ภาพที่ 101 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมกรณี C1*

* ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากการวิเคราะห์ระดับน้ำสูงสุด ด้วยแบบจำลอง MIKE11-HD



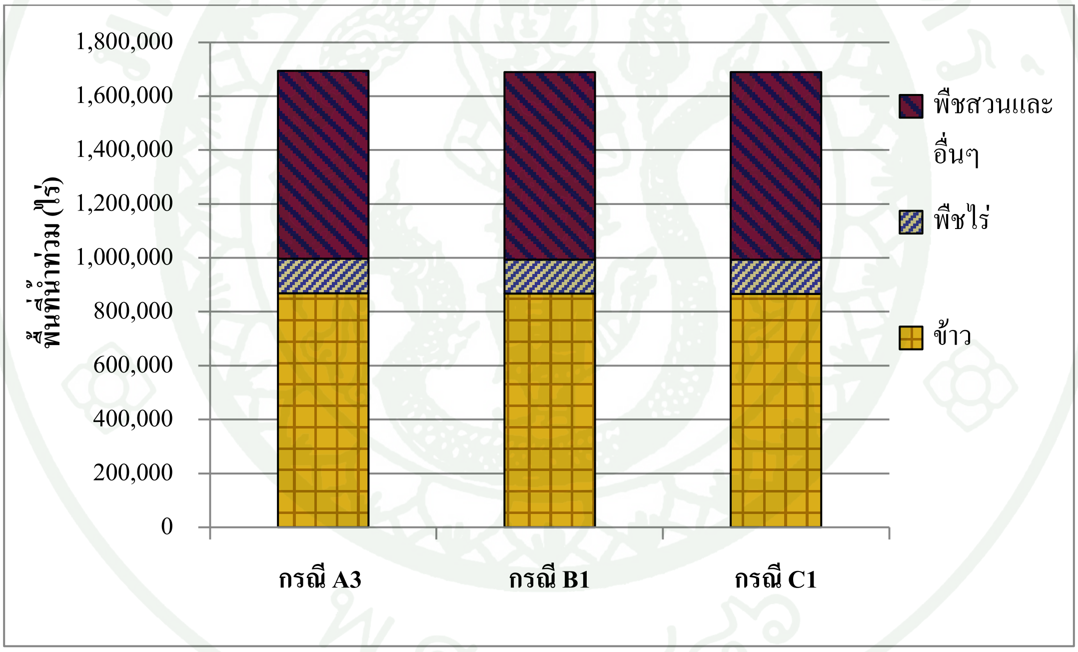
ภาพที่ 102 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินกรณี C1

7. ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้น

7.1 ผลการประเมินความเสียหายตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน

7.1.1 ผลการประเมินความเสียหายตามการใช้ประโยชน์ที่ดินทั้งหมด

พื้นที่น้ำท่วมส่วนใหญ่เป็นพื้นที่เกษตรกรรม โดยประเมินมูลค่าความเสียหายเบื้องต้นจากผลการศึกษาแต่ละกรณี พบว่า ในกรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก. จะเป็นกรณีที่มีผลกระทบรุนแรงมากที่สุดรองลงมาคือกรณี B1 และ C1 ตามลำดับ ดังภาพที่ 103 และตารางที่ 22



ภาพที่ 103 พื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินในแต่ละกรณี

ตารางที่ 22 ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้น

กรณี	พื้นที่น้ำท่วม (ไร่)			รวม
	ข้าว	พืชไร่	พืชสวนและอื่นๆ	
กรณี A3	868,166.056	127,847.322	697,918.010	1,693,931.388
กรณี B1	866,764.762	126,771.922	695,435.015	1,688,971.698
กรณี C1	865,986.903	127,091.538	695,546.134	1,688,624.575

7.1.2 ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้นในแต่ละจังหวัดตามการใช้ประโยชน์ที่ดินทั้งหมด

1) ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ดังตารางที่ 23

ตารางที่ 23 ความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี A3

รายการ	พื้นที่น้ำท่วม (ไร่)						
	กาญจนบุรี	สุพรรณบุรี	นครปฐม	ราชบุรี	สมุทรสาคร	สมุทรสงคราม	เพชรบุรี
ข้าว	157,981.25	0.00	191,137.50	442,631.25	66,568.75	11,025.00	2,250.00
พืชไร่	48,468.75	6.25	50,087.50	30,668.75	0.00	0.00	0.00
พืชสวนและอื่นๆ	0.00	0.00	272,575.00	137,106.25	141,362.50	139,418.75	0.00

2) ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี B1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ดังตารางที่ 24

ตารางที่ 24 ความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี B1

รายการ	พื้นที่น้ำท่วม (ไร่)						
	กาญจนบุรี	สุพรรณบุรี	นครปฐม	ราชบุรี	สมุทรสาคร	สมุทรสงคราม	เพชรบุรี
ข้าว	158512.50	0.00	189843.75	442725.00	66018.75	11012.50	2318.75
พืชไร่	48543.75	6.25	49000.00	30675.00	0.00	0.00	0.00
พืชสวนและอื่นๆ	0.00	0.00	270800	137137.5	140850.00	139068.75	0.00

3) ผลการประเมินความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี C1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.ดังตารางที่ 25

ตารางที่ 25 ความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี C1

รายการ	พื้นที่น้ำท่วม (ไร่)						
	กาญจนบุรี	สุพรรณบุรี	นครปฐม	ราชบุรี	สมุทรสาคร	สมุทรสงคราม	เพชรบุรี
ข้าว	158,062.50	6.25	190,006.25	442,925.00	65,993.75	10,925.00	2,468.75
พืชไร่	48,531.25	0.00	49,506.25	30,675.00	0.00	0.00	0.00
พืชสวนและอื่นๆ	0.00	0.00	271,962.5	137,218.75	140,031.25	138,075.00	0.00

7.2 ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรม

7.2.1 ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรมทั้งหมดดังตารางที่ 26

ตารางที่ 26 มูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรมทั้งหมด

กรณี	**มูลค่าความเสียหาย (บาท)**			**รวม**
	ข้าว	**พืชไร่**	**พืชสวนและอื่นๆ**	
กรณี A3	1,929,064,976.43	284,076,749.48	1,550,773,818.22	3,763,915,544.14
กรณี B1	1,925,951,301.16	281,687,210.68	1,545,256,603.33	3,752,895,115.18
กรณี C1	1,924,22,898.47	282,397,397.44	1,545,503,509.75	3,752,123,805.65

7.2.2 ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรมในแต่ละจังหวัด

1) ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ดังตารางที่ 27

ตารางที่ 27 มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี A3

รายการ	**มูลค่าความเสียหาย (บาท)**		
	ข้าว	**พืชไร่**	**พืชสวนและอื่นๆ**
กาญจนบุรี	351,034,337.50	152,676,562.50	0.00
สุพรรณบุรี	0.00	19,687.50	0.00
นครปฐม	424,707,525.00	157,775,625.00	1,389,587,350.00
ราชบุรี	983,526,637.50	96,606,562.50	698,967,662.50
สมุทรสาคร	147,915,762.50	0.00	720,666,025.00
สมุทรสงคราม	24,497,550.00	0.00	710,756,787.50
เพชรบุรี	4,999,500.00	0.00	0.00

2) ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี B1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นสามเหลี่ยม ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ดังตารางที่ 28

ตารางที่ 28 มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี B1

รายการ	มูลค่าความเสียหาย (บาท)		
	ข้าว	พืชไร่	พืชสวนและอื่นๆ
กาญจนบุรี	352,214,775.50	152,912,812.50	0.00
สุพรรณบุรี	0.00	19,687.50	0.00
นครปฐม	421,832,812.50	154,350,000.00	1,380,538,400.00
ราชบุรี	983,734,950.00	96,626,250.00	699,126,975.00
สมุทรสาคร	146,693,662.50	0.00	718,053,300.00
สมุทรสงคราม	24,469,775.00	0.00	708,972,487.50
เพชรบุรี	5,152,262.50	0.00	0.00

3) ผลการประเมินมูลค่าความเสียหายเบื้องต้นที่เกิดจากกรณี C1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก. ดังตารางที่ 29

ตารางที่ 29 มูลค่าความเสียหายเบื้องต้น ที่เกิดขึ้นในกรณี C1

รายการ	มูลค่าความเสียหาย (บาท)		
	ข้าว	พืชไร่	พืชสวนและอื่นๆ
กาญจนบุรี	351,214,875.00	152,873,437.50	0.00
สุพรรณบุรี	13,887.50	0.00	0.00
นครปฐม	422,193,887.50	155,944,687.50	1,386,464,825.00
ราชบุรี	984,179,350.00	96,626,250.00	699,541,187.50
สมุทรสาคร	146,638,112.50	0.00	713,879,312.50
สมุทรสงคราม	24,275,350.00	0.00	703,906,350.00
เพชรบุรี	5,485,562.50	0.00	0.00

วิจารณ์

1. ข้อมูลค่าระดับความสูง Digital Elevation Model (DEM) มีความละเอียด 30×30 เมตร ที่ครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลอง มีค่าความผิดพลาดของข้อมูลจำนวนมากซึ่งทำให้ผลการวิเคราะห์ระดับน้ำและขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมอาจไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริงมากนัก

2. การวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนด้วยแบบจำลอง HAC-RAS ในรูปแบบการพังทลายกรณีต่างๆ มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ ปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ทำให้ผลของปริมาณการไหลผ่านรอยแยกในแต่ละกรณีมีปริมาณการไหลสูงสุดที่ใกล้เคียงกัน

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

จากผลการศึกษาวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำทางด้านท้ายเขื่อนศรีนครินทร์และวชิราลงกรณ์ ในลุ่มน้ำแม่กลองของสถานีวัดน้ำท่า K.10, K.11A, K.35A, K.36 และ K.37 ช่วงปี พ.ศ. 2549-2550 ได้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ (Manning’n) 0.083, 0.090, 0.045, 0.045 และ 0.050 ตามลำดับ การปรับเทียบสำหรับเหตุการณ์น้ำท่วมในอดีตจากสถานีวัดน้ำท่าทางด้านเหนือน้ำ K.36 และ K.10 จนถึงปากแม่น้ำแม่กลอง ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ตรวจวัดได้จริงให้ค่าทางสถิติที่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

แบบจำลอง HEC-RAS ได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์โดยกำหนดรูปแบบการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนและการพังทลายจากการเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน ซึ่งได้กำหนดกรณีศึกษาออกเป็น 3 กรณีได้แก่ กรณี A การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู, กรณี B การพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม และกรณี C การพังทลายจากการเกิดรูรั่วโดยเกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากำหนดให้มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 15,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที การคลื่นตัวของคลื่นน้ำท่วมหลังจากการพังทลายของเขื่อน โดยพิจารณาจากด้านท้ายเขื่อนศรีนครินทร์จนถึงจุดออกทะเลที่ อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม รวมระยะทางตามลำน้ำ 212 กิโลเมตรใช้เวลาเคลื่อนตัวทั้งหมด338ชั่วโมง (14 วัน 2 ชั่วโมง)

ปริมาณการไหลสูงสุดและเวลาการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วม จากกรณีที่เกิดการพังทลายที่รุนแรงที่สุด ได้แก่ กรณี A3 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมง (1 วัน 1 ชั่วโมง) นับตั้งแต่มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF)เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ คลื่นน้ำท่วมเดินทางจากท้ายเขื่อนศรีนครินทร์ ไปยังจุดออกลุ่มน้ำแม่กลองที่ อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม ใช้ระยะเวลาประมาณ 338 ชั่วโมง (14 วัน 2 ชั่วโมง)โดยก่อให้เกิดพื้นที่น้ำท่วม

ประมาณ 4,179 ตารางกิเมตร หรือ 2,611,875 ไร่ พื้นที่เกษตรมีความเสียหาย 1,693,931.388 ไร่ ประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรม 3,763,915,544.14 บาท

กรณี B1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม ระดับสิ้นสุดของการเกิดรอยแยก +140.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,998.33 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมง (1 วัน 1 ชั่วโมง) นับตั้งแต่มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ คลื่นน้ำท่วมเดินทางจากท้ายเขื่อนศรีนครินทร์ ไปยังจุดออกลุ่มน้ำแม่กลองที่ อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม ใช้ระยะเวลาประมาณ 338 ชั่วโมง (14 วัน 2 ชั่วโมง)โดยก่อให้เกิดพื้นที่น้ำท่วมประมาณ 4,159 ตารางกิเมตร หรือ 2,599,375 ไร่ พื้นที่เกษตรมีความเสียหาย 1,688,971.698 ไร่ ประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรม 3,752,895,115.18 บาท

กรณี C1 เกิดรอยแยกหน้าตัดสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยระดับศูนย์กลางรูรั่วจะอยู่ที่ระดับ +100.00 ม.รทก.ทำให้เกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 14,985.36 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เกิดขึ้นที่เวลา 25 ชั่วโมง (1 วัน 1 ชั่วโมง) นับตั้งแต่มีกราฟน้ำท่าของการเกิดปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ คลื่นน้ำท่วมเดินทางจากท้ายเขื่อนศรีนครินทร์ ไปยังจุดออกลุ่มน้ำแม่กลองที่ อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม ใช้ระยะเวลาประมาณ 338 ชั่วโมง (14 วัน 2 ชั่วโมง)โดยก่อให้เกิดพื้นที่น้ำท่วมประมาณ 4,166ตารางกิเมตร หรือ 2,603,750 ไร่ พื้นที่เกษตรมีความเสียหาย 1,688,624.575ไร่ ประเมินมูลค่าความเสียหายต่อพื้นที่เกษตรกรรม 3,752,123,805.65 บาท

ข้อเสนอแนะ

การศึกษาการจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของเขื่อนศรีนครินทร์ เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ทางด้านท้ายน้ำมีผลการศึกษาที่มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น จึงมีข้อเสนอแนะดังต่อไปนี้

1. ข้อมูลของรูปตัดตามขวางลำน้ำ (cross section) ต้องมีการสำรวจปรับปรุงข้อมูลสม่ำเสมอเพื่อให้ผลการจำลองสภาพน้ำท่วมมีความถูกต้องแม่นยำมากขึ้น

2. เพื่อให้การจัดทำแผนที่น้ำท่วมบริเวณท้ายเขื่อนกรณีสมมติเกิดการพังทลายของเขื่อนสามารถนำมาใช้ประโยชน์และมีความถูกต้องแม่นยำ โดยข้อมูลค่าระดับความสูง Digital Elevation Model (DEM) ควรเลือกใช้ข้อมูลที่มีความละเอียด (resolution) ค่อนข้างสูง ซึ่งแผนที่น้ำท่วมที่ได้จากการศึกษาครั้งนี้อาจไม่ถูกต้องมากนักเนื่องจากข้อมูลค่าระดับความสูง(DEM) ค่อนข้างหยาบ

3. ควรมีการตรวจสอบและวิเคราะห์ข้อมูลที่วัดได้จากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่เกี่ยวข้องกับความมั่นคงของตัวเขื่อนอย่างสม่ำเสมอ เช่น อัตราการรั่วซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน การทรุดตัว เป็นต้น เพื่อใช้เป็นแนวทางสำหรับการป้องกันการเกิดการพังทลายของเขื่อนต่อไป

4. ควรมีการจัดแผนการเตือนภัยน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ เช่นควรมีการติดตั้งระบบเตือนภัยของตัวเขื่อน แผนอพยพคนในกรณีสมมติเกิดการพังทลายของเขื่อน เพื่อป้องกันและลดผลกระทบที่ทำให้เกิดความเสียหาย

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

ศุภสิทธิ์ ลอตินันทน์. 2540. **การจำลองคลื่นน้ำบ่าในลำน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อน.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

วรากร ไม้เรียง. 2542. **วิศวกรรมเขื่อนดิน**. พิมพ์ครั้งที่ 2. ไลบรารี่นาย, กรุงเทพฯ.

บรรพต กุลสุวรรณ. 2542. **การประยุกต์โปรแกรม AQUARIUS สำหรับการจัดการน้ำในลุ่มน้ำแม่กลอง.** โครงงานวิศวกรรมชลประทาน, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

พิไลลักษณ์ อักษรรัตน์. 2543. **การศึกษาการพังของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง MIKE 11.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ภูวดล พรหมชา. 2544. **การวิเคราะห์คุณภาพน้ำในแม่น้ำบางประกงโดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

บุญเตียง กวีศักดิ์. 2547. **การศึกษาการพังทลายของเขื่อนและจำลองแบบการไหลของคลื่นน้ำบ่าเขื่อนทับเสลาจังหวัดอุทัยธานี.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

น้ำทิพย์ สร้อยสังวาลย์. 2547. **การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีสมมติเกิดการพังทลายของเขื่อนคลองมะเดื่อ.**วิทยานิพนธ์ปริญญาโท,มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

เชวงศักดิ์ ฤทธิรอด. 2547. **การศึกษาสภาพน้ำท่วมและมาตรการบรรเทาอุทกภัยในลุ่มน้ำลำตะโคงโดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE 11.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

นัคเรศ สอนสุภาพ. 2550. **การวิเคราะห์การแพร่กระจายและโครงสร้างประชาคมของสัตว์พื้นท้องน้ำเพื่อประเมินสถานภาพความอุดมสมบูรณ์ของแหล่งน้ำในพื้นที่อ่างเก็บน้ำเขื่อนวชิราลงกรณและอ่างเก็บน้ำเขื่อนศรีนครินทร์ จังหวัดกาญจนบุรี.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

พิชาศิษฐ์ แสงเมฆ. 2550. **บทบาทของสัณฐานวิทยาและนิเวศวิทยาบางประการของอ่างเก็บน้ำที่มีต่อสถานภาพของดินพื้นท้องน้ำ: กรณีศึกษาอ่างเก็บน้ำเขื่อนชิราลงกรณและอ่างเก็บน้ำเขื่อนศรีนครินทร์ จังหวัดกาญจนบุรี.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

เรืองวิทย์ วานิชพงษ์พันธุ์. 2551. **การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของเขื่อนแม่กวงจังหวัดเชียงใหม่.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

กรมชลประทาน. 2552. **รายงานการศึกษา DamBreakเขื่อนแควน้อยจังหวัดพิษณุโลก.** กระทรวงเกษตรและสหกรณ์.

Electricity Generating Authority of Thailand. 1989. **Basic data of dam including maximum design flood and criteria for flood routing.**

Dai.F.C, C.F. Lee, J.H. Deng and L.G. Tham. 2005. The 1786 earthquake-triggered landslide dam and subsequent dam-break flood on the Dadu River, southwestern China. **Geomorphology** 65: 205-221.

MigenaZagonjolli. 2007. Dam Break Modelling, **Risk Assessment and Uncertainty Analysis forFlood Mitigation.** Taylor and Francis Group plc, London.

M. Rico, G. Benito and A. Diez-Herrero. 2008. Floods from tailings dam failures. **Journal of Hazardous Materials** 154: 79-87

X.Y. HE, Z.Y. WANG and J.C. HUANG. 2008. Temporal and spatial distribution of dam failure events in China. **International Journal of Sediment Research** 23: 398-405

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ-สกุล	นางสาวนฤมล นาวายนต์
เกิดวันที่	9 มิถุนายน 2529
สถานที่เกิด	จังหวัดสระบุรี
ประวัติการศึกษา	วศ.บ. (วิศวกรรมดินและน้ำ) มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี (พ.ศ.2551)
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	ได้รับทุนผู้ช่วยสอนจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน (พ.ศ.2555)