การตรวจเอกสาร

แม่น้ำสุพรรณบุรี

ลักษณะทั่วไปของแม่น้ำสุพรรณบุรี

สำนักชลประทานที่ 12 (2548) แม่น้ำสุพรรณบุรีเป็นแม่น้ำธรรมชาติที่ใช้เป็นคลองส่งน้ำสายใหญ่โดยรับน้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาที่เหนือเขื่อนเจ้าพระยา 13.00 กิโลเมตรมีประตูระบายน้ำพลเทพของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพ เป็นอาคารปากคลองที่ทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำ โดยระบายน้ำได้สูงสุด 320 ลบ.ม./วินาที แม่น้ำสุพรรณบุรีมีชื่อเรียกแตกต่างกันไปตั้งแต่ต้นน้ำจนถึงปากแม่น้ำ คือ แม่น้ำท่าจีน และแม่น้ำนครไชยศรีมีความยาว 307 กิโลเมตรปริมาณน้ำในแม่น้ำสุพรรณบุรีจะระบายออก

ที่ตั้งและอาณาเขต

แม่น้ำสุพรรณบุรี ดังแสดงไว้ในภาพที่ 1 อยู่ในความรับผิดชอบของ สำนักชลประทานที่ 12 อยู่ทางตอนกลางของประเทศไทย เหนือเขื่อนเจ้าพระยา 13.00 กิโลเมตร รับน้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาโดยระบายน้ำจากประตูระบายน้ำพลเทพลงสู่ทางตอนใต้ของจังหวัดชัยนาท ผ่านประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ เขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ ,ประตูระบายน้ำสามชุก เขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก และไหลผ่านประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา เขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา รวมระยะ 115.40 กิโลเมตร มีพื้นที่รับน้ำชลประทาน 967,820 ไร่

ลักษณะลุ่มน้ำวางตัวตามแนวทิศเหนือ-ใต้ ทิศเหนือติดกับลุ่มน้ำสะแกรัง ทิศใต้ติดแม่น้ำท่าจีน ทิศตะวันออกติดกับลุ่มน้ำเจ้าพระยา และทิศตะวันตกติดกับลุ่มน้ำแม่กลองโดยมีลำห้วยกระเสียวไหลลงที่ อำเภอสามชุก จังหวัดสุพรรณบุรี

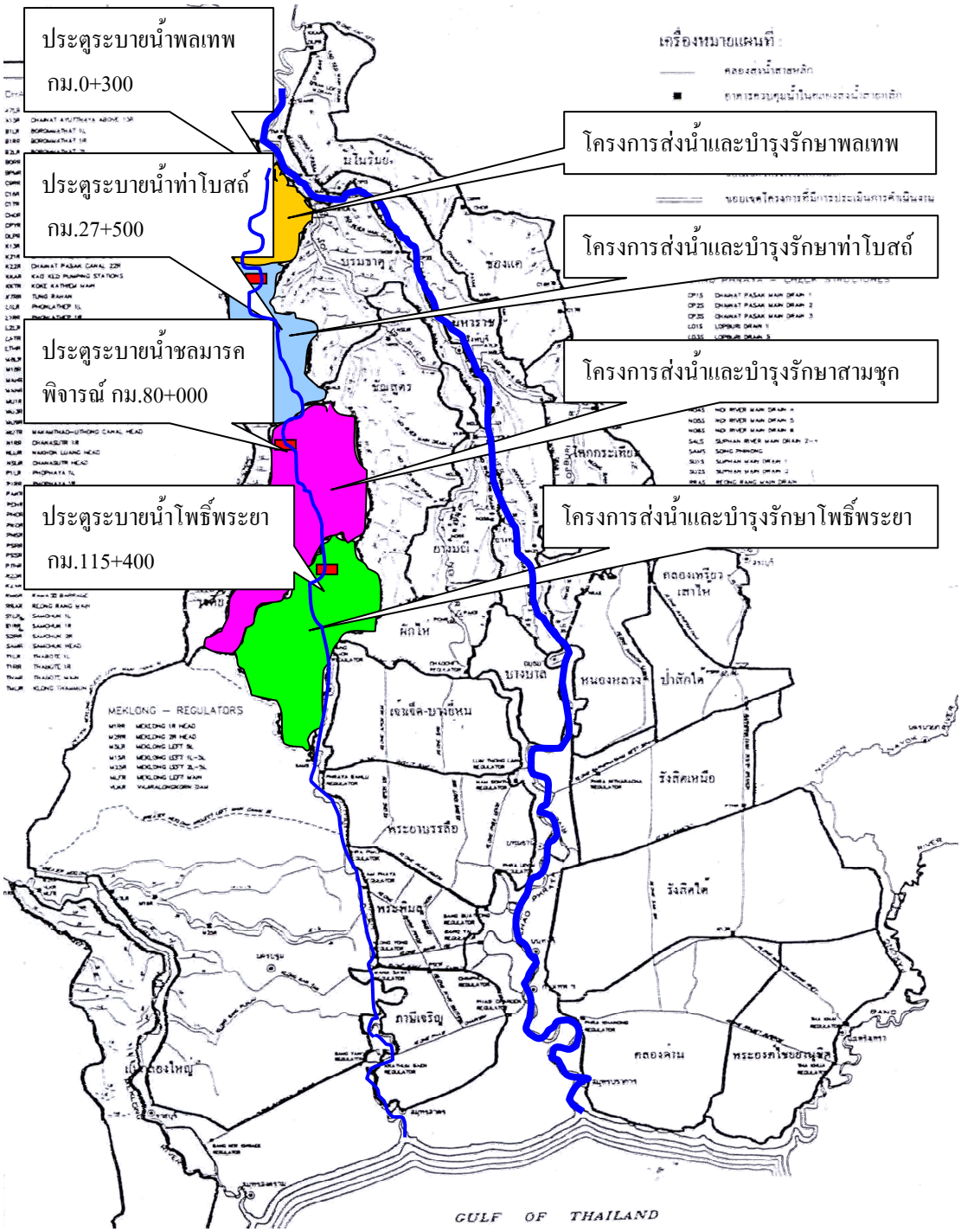
ลักษณะทางกายภาพ

สภาพทั่วไปของลุ่มน้ำสุพรรณบุรี เป็นที่ราบลุ่มริมแม่น้ำซึ่งเป็นที่ราบเดียวกับลุ่มน้ำเจ้าพระยาฝั่งตะวันตก ตอนบนของลุ่มน้ำเป็นที่เชิงเขาแต่มีระดับไม่สูงมากนัก ส่วนตอนกลางและตอนล่างเป็นที่ราบลุ่มติดต่อกับที่ราบลุ่มของลุ่มน้ำแม่กลอง แม่น้ำสุพรรณบุรีแยกออกมาทางฝั่งขวาของแม่น้ำเจ้าพระยาที่ตำบลมะขามเฒ่า อำเภอวัดสิงห์ จังหวัดชัยนาท ไหลผ่านจังหวัดสุพรรณบุรี และลงสู่แม่น้ำท่าจีน ที่อำเภอบางปลาม้า จังหวัดสุพรรณบุรี

สภาพทางอุทกวิทยา

กรมชลประทาน (2546) แม่น้ำสุพรรณบุรี มีปริมาณฝนเฉลี่ยรายปีเฉลี่ยของลุ่มน้ำประมาณ 1,040.8 มิลลิเมตร ปริมาณฝนรายปีเฉลี่ยต่ำสุดของลุ่มน้ำ ประมาณ 800 มม.ปริมาณฝนรายปีเฉลี่ยประมาณ 1,500 มม. การแพร่กระจายของฝนที่ตกในลุ่มน้ำ ฤดูฝนจะอยู่ระหว่างเดือนพฤษภาคมถึงตุลาคม ปริมาณฝนที่ตกในช่วงฤดูฝน คิดเป็นร้อยละ 88.10 ของปริมาณฝนที่ตกทั้งปี

ปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติของลุ่มน้ำสุพรรณบุรีเฉลี่ยรวม 1,364.4 ล้าน ลบ.ม.ต่อปี โดยเป็นปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยในช่วงฤดูฝน 1,249.8 ล้าน ลบ.ม. (คิดเป็นร้อยละ 91.60 ของปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ย) และเป็นปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยในช่วงฤดูแล้ง 114.6 ล้าน ลบ.ม. (คิดเป็นร้อยละ 8.40 ของปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ย) และคิดเป็นปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ยต่อพื้นที่รับน้ำฝนเท่ากับ 3.16 ลิตร/วินาที/ตร.กม.



<u>ภาพที่ 1</u> พื้นที่ศึกษาแม่น้ำสุพรรณบุรี กม.0+000 – กม. 115+400

ที่มา: สำนักชลประทานที่ 12

ลักษณะทางอุทกธรณีวิทยา

กรมชลประทาน (2546)ได้กล่าวว่า ลุ่มน้ำสุพรรณบุรีประกอบด้วย ชั้นหินที่เป็นหินร่วนประมาณร้อยละ 61.54 และชั้นหินที่เป็นหินแข็งประมาณร้อยละ 11.37 ส่วนที่เหลือเป็นชั้นหินทั่วไปซึ่งอาจอยู่ในประเภทหินร่วนหรือหินแข็งประมาณร้อยละ 21.09 ซึ่งอัตราการให้น้ำของชั้นหินร่วนที่อยู่ในบริเวณพื้นที่แม่น้ำสุพรรณบุรีอยู่ในเกณฑ์ที่ต่ำมาก โดยอัตราการให้น้ำของหินส่วนใหญ่จะอยู่ในเกณฑ์ 1-30 ลบ.ม./ชม. อัตราการให้น้ำของหินแข็งเกือบทั้งหมดจะอยู่ในเกณฑ์ 1 - 20 ลบ.ม./ชม. และชั้นหินทั่วไปมีพื้นที่ที่มีอัตราการให้น้ำต่ำและสูงใกล้เคียงกัน โดยพื้นที่ที่มีอัตราให้น้ำต่ำจะมีพื้นที่มากกว่าเล็กน้อย

สภาพเศรษฐกิจและสังคม

แม่น้ำสุพรรณบุรีมีพื้นที่อยู่ในเขตการปกครอง 2 จังหวัด ได้แก่ ชัยนาท และ สุพรรณบุรี มีจำนวนประชากรทั้งสิ้นประมาณ 0.973 ล้านคน และโดยประชากรส่วนใหญ่อาศัยกระจัดกระจายอยู่นอกเขตเมืองส่วนประชากรที่อาศัยอยู่ในเขตเมืองที่ค่อนข้างหนาแน่นได้แก่บริเวณอำเภอเมืองสุพรรณบุรี

ประชากรในลุ่มน้ำร้อยละ 34.18 ประกอบอาชีพเกษตรกรรม มีรายได้ภาคเกษตรต่อครัวเรือนประมาณ 313,343 บาท/ปี

<u>รายละเอียดโครงการชลประทาน</u>

<u>โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพ</u>

ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการฯพลเทพ (2548) ที่ตั้งหัวงานอยู่ที่ ต.หาดท่าเสา อ.เมือง จ.ชัยนาท มีประตูระบายน้ำ ขนาดช่องระบายน้ำขนาด 6.50 ม.จำนวน 4 ช่อง ดังแสดงไว้ในภาพที่ 2 ระบายน้ำได้สูงสุด 318 ลูกบาศก์เมตร/วินาที เป็นประตูระบายน้ำประตูแรกที่รับน้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาเพื่อระบายเข้าลำน้ำสุพรรณบุรี โดยเริ่มก่อสร้างเมื่อ พ.ศ. 2472 และแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2478 อยู่ในความรับผิดชอบของ

โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพ สำนักชลประทานที่ 12 ระบบส่งน้ำของโครงการจะรับน้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาโดยตรงเข้าคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้ายและฝั่งขวารับน้ำจาก, และคลองมะขามเฒ่าอู่ทองและคลองสายใหญ่ระหาน รวมพื้นที่ชลประทาน 96,300 ไร่ ส่วนปริมาณน้ำที่ระบายจากประตูระบายน้ำพลเทพจะส่งให้โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ โดยโครงการไม่มีระบบรับน้ำจากแม่น้ำสุพรรณบุรี โครงการฯ พลเทพมีอาณาเขตติดต่อดังนี้

ทิศเหนือ	จรดแม่น้ำเจ้าพระยา
ทิศใต้	จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์
ทิศตะวันออก	จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาบรมธาตุ
ทิศตะวันตก	จรดโครงการชลประทานชัยนาท

โครงการตั้งอยู่ที่หมู่ 4 ตำบลหาดท่าเสา อำเภอเมือง จังหวัดชัยนาท พิกัด 155822 แผนที่ระวาง 5039 III เดินทางโดยทางหลวงหมายเลข 3183 (เขื่อนเจ้าพระยา- อุทัยธานี) แยกเข้าหัวงานที่ กม.18+400

<u>ภาพที่ 2</u> ประตูระบายน้ำพลเทพ กม.0+300

ลักษณะของอาคารหัวงานและคลองส่งน้ำ

1. ประตูระบายน้ำพลเทพรับน้ำจากการทดน้ำจากเขื่อนเจ้าพระยาที่อยู่ทางตอนล่างลงไป 13 กิโลเมตร เป็นอาคารชนิดประตูระบายน้ำมีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +16.50 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +7.50 เมตร (รทก.)
ระดับสันตอม่อ +18.10 เมตร (รทก.)
จำนวน 4 ช่อง ขนาดกว้างช่องละ 6.50 เมตร

<u>โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์</u>

ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการฯท่าโบสถ์ (2548) ที่ตั้งหัวงานอยู่ที่ ต.ห้วยงู อ.หันคา จ.ชัยนาท มีประตูระบายน้ำขนาดช่องระบายน้ำขนาด 6.00 ม.จำนวน 4 ช่อง ดังแสดงไว้ในภาพที่ 3 รับน้ำต่อจากประตูระบายน้ำพลเทพระบายน้ำได้สูงสุด 318 ลูกบาศก์เมตร/วินาที ระบบส่งน้ำประกอบด้วยคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา ทำการส่งน้ำให้กับพื้นที่ชลประทาน 196,520 ไร่ มีอาณาเขตติดต่อดังนี้

ทิศเหนือ จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพ
ทิศใต้ จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก
ทิศตะวันออก จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาบรมธาตุ
ทิศตะวันตก จรดคลองมะขามเฒ่าอู่ทอง

โครงการตั้งอยู่ที่หมู่ 6 ตำบลสามง่ามท่าโบสถ์ อำเภอหันคา จังหวัดชัยนาท เส้นรุ้งที่ 15-03-11 และเส้นแวงที่ 100-00-52 ตะวันออก ห่างจากอำเภอหันคา โดยเดินทางสายคันคลอง 1 ขวา – ท่าโบสถ์ ระยะทาง 13.88 กิโลเมตร

<u>ภาพที่ 3</u> ประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ กม.27+500

ชนิดของบานระบาย เป็นชนิดตรง (มีถังถ่วง)
ปริมาณน้ำระบายสูงสุด (ตามที่ออกแบบ) 318 ลบ.ม./ วินาที

ลักษณะของอาคารหัวงานและคลองส่งน้ำ

1. ประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ตั้งอยู่ กม.27+500 รับน้ำจากประตูระบายน้ำพลเทพ เป็นอาคารชนิดประตูระบายน้ำ มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +13.54 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +8.50 เมตร (รทก.)
ระดับ F.S.L. +13.10 เมตร (รทก.)
จำนวน 4 ช่อง ขนาดกว้างช่องละ 4.00 เมตร
ชนิดของบานระบาย เป็นชนิดบานโค้ง เปิด- ปิดด้วยระบบเกียร์มอเตอร์ไฟฟ้า
ปริมาณน้ำระบายสูงสุด (ตามที่ออกแบบ) 318 ลบ.ม./ วินาที

2. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้าย เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ซ้าย มีความยาวทั้งสิ้น 38.30 กิโลเมตร ตั้งอยู่เหนือประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ ที่ กม.27+495 ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค1 ถึง ค2 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด	+13.50 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู	+11.25 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน	2 - □ 1.50 x 1.75 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด	6.813 ลบ.ม./วินาที

3. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งขวา เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ขวา มีความยาวทั้งสิ้น 8.80 กิโลเมตร ปากคลองตั้งอยู่เหนือประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ที่ กม.27+300 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.0+100 ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค3 ถึง ค4 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด	+13.60 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู	+12.25 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน	3 - ϕ 1.00 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด	1.11 ลบ.ม./วินาที

<u>โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก</u>

ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการฯสามชุก (2548) ที่ตั้งหัวงานอยู่ที่ ต.สามชุก อ.สามชุก จ.สุพรรณบุรี มีประตูระบายน้ำ ขนาดช่องระบายน้ำขนาด 12.50 ม.จำนวน 2 ช่อง ดังแสดงไว้ในภาพที่ 4 ระบายน้ำได้สูงสุด 318 ลูกบาศก์เมตร/วินาที ระบบส่งน้ำประกอบด้วยคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา ทำการส่งน้ำให้กับพื้นที่ชลประทาน 305,000 ไร่ มีอาณาเขตติดต่อดังนี้

ทิศเหนือ	จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์
ทิศใต้	จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา
ทิศตะวันออก	จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาบรมธาตุและชัณสูตร
ทิศตะวันตก	จรดคลองมะขามเฒ่าอู่ทองและโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาดอนเจดีย์

ภาพที่ 4 ประตูระบายน้ำสามชุก กม. 80+000

ภาพที่ 5 ประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา กม.115+400

ลักษณะของอาคารหัวงานและคลองส่งน้ำ

1. ประตูระบายน้ำชลมารคพิจารณตั้งอยู่ กม.80+000 รับน้ำจากประตูระบายน้ำท่าโบสถ์ เป็นอาคารชนิดประตูระบายน้ำ มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +9.15 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +2.5 เมตร (รทก.)
ระดับ F.S.L. + 8.50 เมตร (รทก.)
จำนวน 2 ช่อง ขนาดกว้างช่องละ 12.50 เมตร
ชนิดของบานระบาย เป็นชนิดตรง
ปริมาณน้ำระบายสูงสุด (ตามที่ออกแบบ) 318 ลบ.ม./ วินาที

2. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้าย เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ซ้าย ความยาวทั้งสิ้น 25.00 กิโลเมตร ปากคลองอยู่เหนือประตูระบายน้ำ ที่ กม.72+000 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.2+700 ของคลอง 1 ซ้าย เป็นอาคารชนิดไซฟอน ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค5- ค6 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +9.35 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +7.60 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 3 - □ 1.50 x 1.20x7.00 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด 16.60 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 144,637 ไร่

3. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ 1 ฝั่งขวา เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ขวา มีความยาวทั้งสิ้น 35.40 กิโลเมตร ปากคลองตั้งอยู่เหนือประตูระบายน้ำชลมารคพิจารณ์ ที่ กม.79+900 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.0+075 ของคลอง 1 ขวา เป็นอาคารชนิดไซฟอน ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค7 - ค8 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +9.15 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +6.09 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 2 - □ 2.00x2.90x8.00 เมตร

ปริมาณน้ำสูงสุด 12.00 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 88,656 ไร่

4. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ 2 ฝั่งขวา เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 2 ขวา มีความยาวทั้งสิ้น 49.30 กิโลเมตร ปากคลองตั้งอยู่เหนือประตูระบายน้ำชลมารคพิจารณ์ ที่ กม. 79+500 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.0+450 ของคลอง 2 ขวา เป็นอาคารควบคุม 2 บาน ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค9 - ค10 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +9.105 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +8.30 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 1 -□ 2.40x2.10x35.00 เมตร, 1 -□ 1.60x1.10x35.00 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด 10.238 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 63,679ไร่

<u>โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา</u>

ลักษณะทั่วไปของโครงการ

โครงการฯโพธิ์พระยา (2548) ที่ตั้งหัวงานอยู่ที่ ต.โพธิ์พระยา อ.เมือง จ.สุพรรณบุรี มีประตูระบายน้ำขนาดช่องระบายน้ำขนาด 12.50 ม.จำนวน 2 ช่อง ตามภาพที่ 5 ระบายน้ำได้สูงสุด 320 ลูกบาศก์เมตร/วินาที ระบบส่งน้ำประกอบด้วยคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้ายและฝั่งขวา ทำการส่งน้ำให้กับ พื้นที่ชลประทาน 370,000 ไร่ มีอาณาเขตติดต่อดังนี้

ทิศเหนือ จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก
ทิศใต้ จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพระยาบรรลือและโครงการส่งน้ำและบำรุงรัษาสองพี่น้อง
ทิศตะวันออก จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาผักไห่,โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาชัณสูตร
ทิศตะวันตก จรดโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสาชุกและโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสองพี่น้อง

ลักษณะของอาคารหัวงานและคลองส่งน้ำ

1. ประตูระบายโพธิ์พระยาตั้งอยู่ กม.115+400 รับน้ำจากประตูระบายน้ำสามชุก เป็นอาคารชนิดประตูระบายน้ำ มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +6.00 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +0.20 เมตร (รทก.)
ระดับ F.S.L. + 5.50 เมตร (รทก.)
จำนวน 2 ช่อง ขนาดกว้างช่องละ 12.50 เมตร
ชนิดของบานระบาย เป็นชนิดบานตรง เปิด- ปิดด้วยระบบเกียร์มอเตอร์ไฟฟ้า
ปริมาณน้ำระบายสูงสุด (ตามที่ออกแบบ) 318 ลบ.ม./ วินาที

2. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้าย เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ซ้ายมีความยาวทั้งสิ้น 38.30 กิโลเมตร ปากคลองอยู่เหนือประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา ที่ กม.108+000 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.8+000 ของคลอง 1 ซ้าย ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค11 - ค13 มีรายละเอียดดังนี้ มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด + 5.76 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู + 2.25 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 1 - ∩ 4.00 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด 26.68 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 107,800 ไร่

3. อาคารปากคลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งขวา เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ขวา มีความยาวทั้งสิ้น 13.075 กิโลเมตรปากคลอง ปากคลองอยู่เหนือประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา ที่ กม. 114+400 อาคารตั้งอยู่ที่ กม.1+850 ดังแสดงไว้ในภาพผนวกที่ ค14 - ค16 มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด +6.00 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู +1.91 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 5∩ 4.00 เมตร

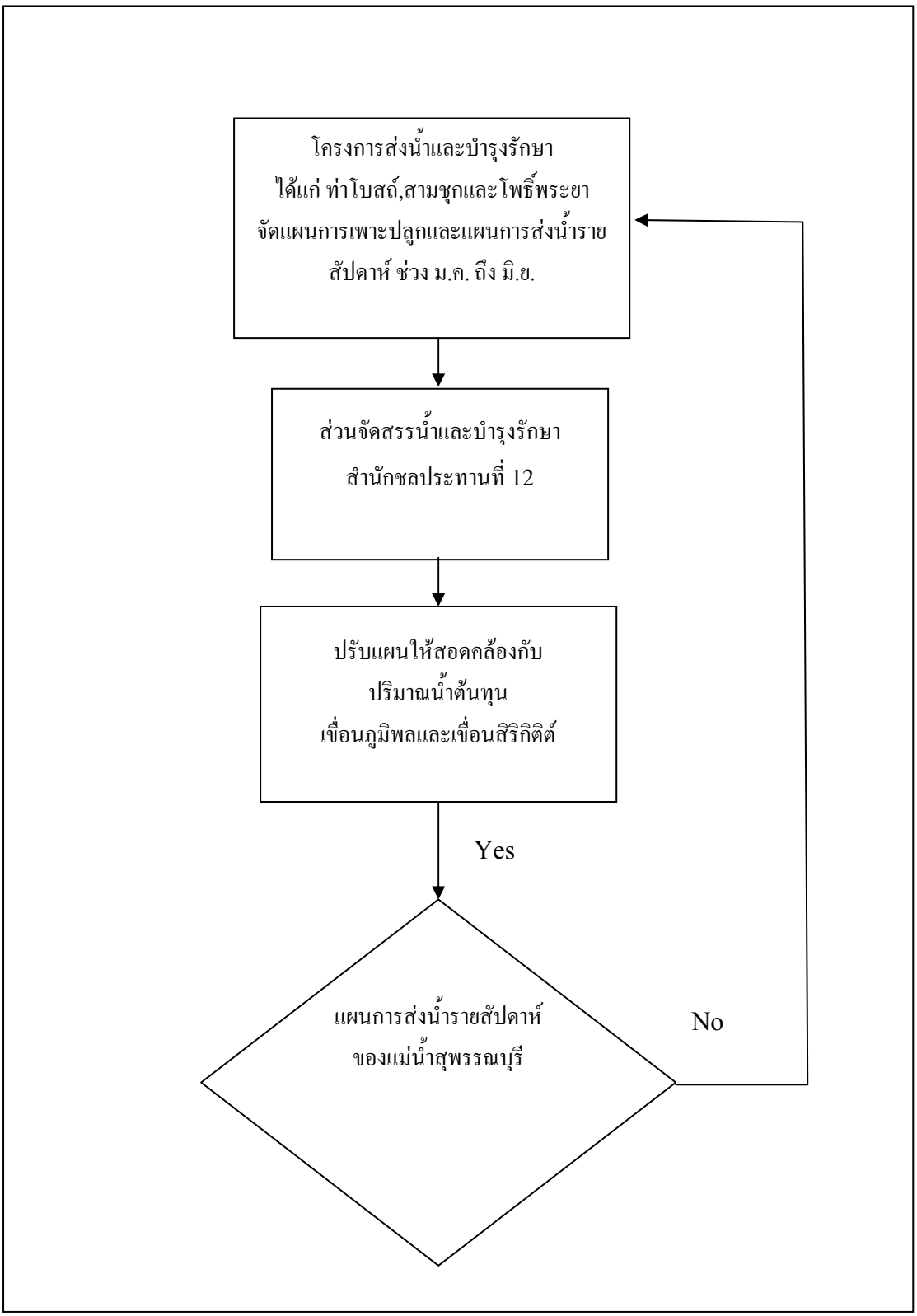
ปริมาณน้ำสูงสุด 39.9 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 262,200 ไร่

4. อาคารปากคลองส่งน้ำ 1ซ้าย - 1ซ้าย เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 1 ซ้าย – 1 ซ้าย มีความยาวทั้งสิ้น 6.50 กิโลเมตร ปากคลองอยู่ที่ กม.5+300 จากจุดรับน้ำจากแม่น้ำสุพรรณบุรี อาคารตั้งอยู่ที่ กม.0+000 ของคลอง 1 ซ้าย- 1 ซ้าย มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด + 7.10 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู + 3.20 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 1 - ∩4.10 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด 10.00 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 45,800 ไร่

5. อาคารปากคลองส่งน้ำ 2 ซ้าย - 1ซ้าย เป็นอาคารรับน้ำเพื่อส่งเข้าคลอง 2 ซ้าย - 1ซ้าย มีความยาวทั้งสิ้น 5.20 กิโลเมตร ปากคลองอยู่ที่ กม.7+500 จากจุดรับน้ำจากแม่น้ำสุพรรณบุรี อาคารตั้งอยู่ที่ กม.0+000 ของคลอง 2 ซ้าย- 1ซ้าย มีรายละเอียดดังนี้

ระดับน้ำสูงสุด + 7.00 เมตร (รทก.)
ระดับพื้นธรณีประตู + 4.50 เมตร (รทก.)
ขนาดบาน 1 - □ 1.00 เมตร
ปริมาณน้ำสูงสุด 8.50 ลบ.ม./วินาที
พื้นที่ส่งน้ำ 55,800 ไร่

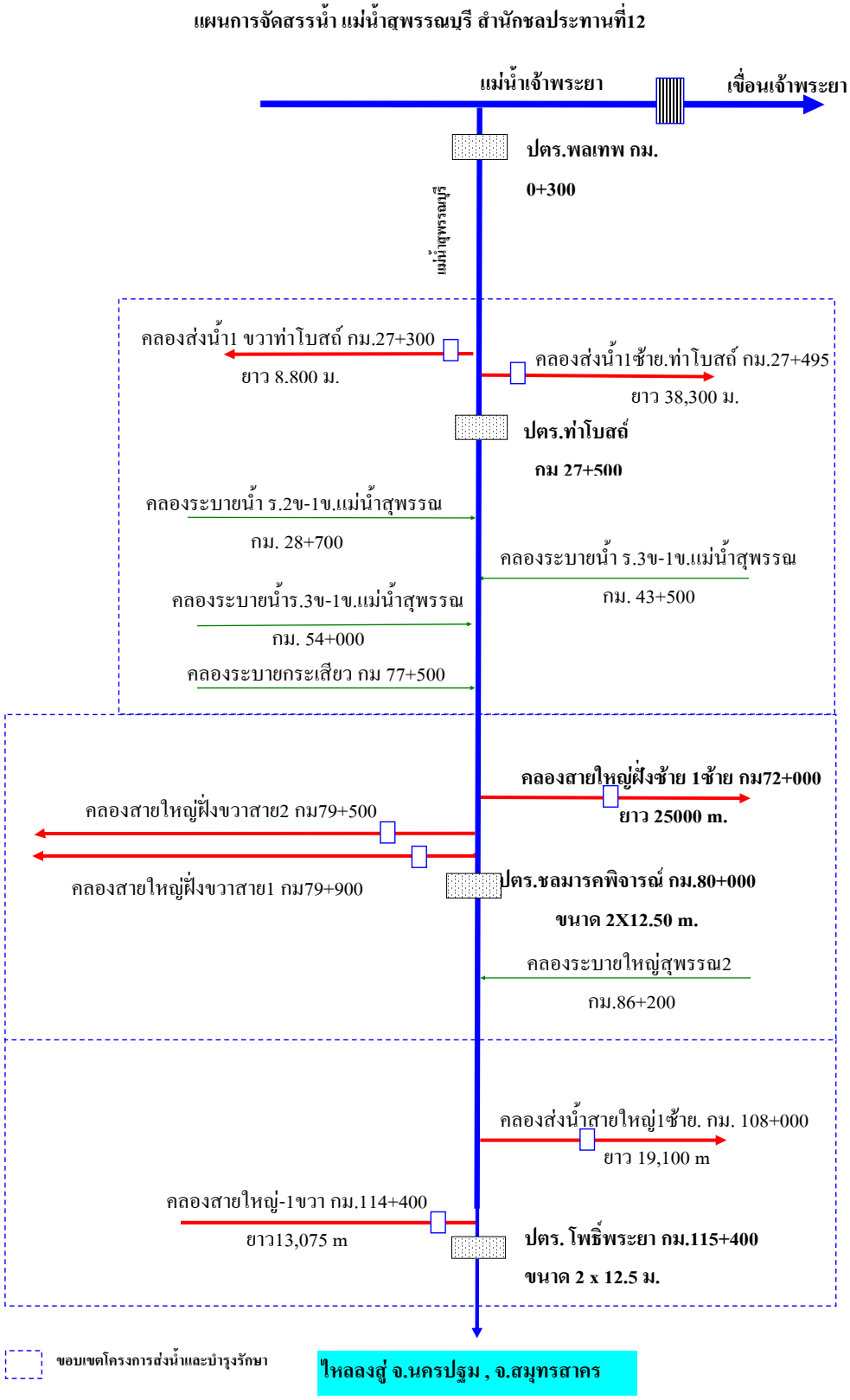


<u>ภาพที่ 6</u> แผนผังขั้นตอนการดำเนินการจัดแผนการส่งน้ำรายสัปดาห์ของแม่น้ำสุพรรณบุรี

วิธีการส่งน้ำของโครงการของแม่น้ำสุพรรณบุรี

สำนักชลประทานที่ 12 จ.ชัยนาท (2548) ได้กล่าวถึงวิธีการส่งน้ำให้พื้นที่เพาะปลูกในเขตการจัดสรรน้ำของโครงการเขตลุ่มน้ำสุพรรณบุรี โดยใช้วิธี การส่งน้ำตลอดเวลา 24 ชั่วโมง ซึ่งวิธีนี้โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาต้องส่งแผนการเพาะปลูกพร้อมแผนการจัดสรรน้ำรายสัปดาห์ให้ทางสำนักชลประทานที่ 12 เพื่อทำการปรับแผนเพื่อให้สอดคลองกับปริมาณน้ำต้นทุนของเขื่อนเจ้าพระยาที่ได้รับในแต่ละสัปดาห์ จากการระบายน้ำของเขื่อนภูมิพล และเขื่อนสิริกิติ์ในช่วงฤดูแล้ง (เริ่ม ม.ค.- มิ.ย.) และทำการแจ้งโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาที่อยู่ในพื้นที่ให้ทำการกำหนดการระบายน้ำของแต่ประประตูระบายน้ำในแต่ละสัปดาห์ ดังแสดงไว้ในภาพที่ 6 โครงการชลประทานที่อยู่ในเขตรับผิดชอบของสำนักชลประทานที่ 12 ที่รับน้ำจากแม่น้ำสุพรรณบุรี ได้แก่ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก และโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา

ระบบส่งน้ำของแม่น้ำสุพรรณบุรีเริ่มจากการระบายน้ำจากประตูระบายน้ำพลเทพ ดังแสดงไว้ในภาพที่ 7 จัดส่งน้ำแบบส่งตลอดเวลา24 ชั่วโมงด้วยอัตราการระบายน้ำคงที่ โดยระดับน้ำที่ด้านเหนือน้ำต้องรักษาระดับน้ำไว้ที่ ระดับ +16.50 เมตร (รทก.) ซึ่งระดับนี้ส่งผลให้ส่งน้ำโครงการชลประทานได้รับน้ำอย่างพอเพียง เมื่อเริ่มทำการส่งน้ำ แต่ละโครงการต้องทำการทดน้ำที่ประตูระบายน้ำของแต่ละโครงการเพื่อที่ให้มีระดับน้ำที่สามารถทดเข้าคลองส่งน้ำสายใหญ่ทั้ง 2 ฝั่ง ตามที่ได้วางแผนการส่งน้ำรายสัปดาห์ ซึ่งการส่งน้ำชลประทานได้ส่งน้ำเพื่อกิจกรรม 2 ลักษณะ คือ การส่งน้ำเพื่อการเกษตร และการส่งน้ำเพื่อการอุปโภค- บริโภค และเนื่องจากปริมาณน้ำต้นทุนมีอย่างจำกัดจึงกำหนดให้ส่งน้ำสลับระหว่าง 2 กิจกรรมของแต่ละฝั่งการส่งน้ำ กล่าวคือ คลองใดที่วางแผนการส่งน้ำเพื่อการเกษตร อีกฝั่งคลองจะต้องวางแผนส่งน้ำเพื่อการอุปโภค- บริโภค สลับกันเช่นนี้ทุกปี



ภาพที่ 7 แผนผังการส่งน้ำของแม่น้ำสุพรรณบุรีเขต สำนักชลประทานที่ 12 จังหวัดชัยนาท

ปัญหาการบริหารจัดการน้ำในลำน้ำสุพรรณบุรี

จากการศึกษาการบริหารจัดการน้ำจาก ส่วนจัดสรรน้ำและบำรุงรักษา สำนักชลประทานที่ 12 และจากการได้ออกตรวจภาคสนามเพื่อสอบถามเจ้าหน้าที่ของโครงการส่งน้ำฯ แต่ละโครงการได้ประเด็นปัญหาต่าง ๆ ดังนี้

1. เกษตรกรไม่มีการรวมกลุ่มผู้ใช้น้ำ ทำให้ใช้น้ำตามความต้องการอีกทั้งมีการใช้น้ำเพื่อการเกษตรในท้องที่ตามใจชอบ ดังแสดงไว้ในภาพผนวก ก ได้แก่ การตั้งเครื่องสูบน้ำขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่น การใช้เครื่องสูบน้ำเพื่อช่วยเหลือภัยแล้งของแต่ละพื้นที่ เป็นต้น

2. การส่งน้ำเป็นแบบส่งน้ำตลอดเวลา 24 ชั่วโมง ไม่มีการจัดรอบเวร ทำให้สิ้นเปลืองน้ำมากในการจัดส่งน้ำ

3. ปริมาณน้ำต้นทุนมีจำนวนจำกัดทำให้โครงการต้องทำการเพิ่มระดับน้ำเพื่อให้สามารถส่งเข้าคลองสายใหญ่ได้ ทำให้ต้องลดระยะการเปิดบานลง ซึ่งส่งผลให้ปริมาณน้ำที่ระบายด้านท้ายได้รับน้อยลงด้วย

4. โครงการไม่ทราบระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนตัวที่แน่นอน เพื่อการปรับบานระบายในการทดน้ำให้ได้ระดับที่ต้องการ

ตารางที่ 1 ปริมาณน้ำที่ผ่านแต่ละอาคารในลำน้ำสุพรรณบุรี ปี 2548

ลำดับ	ว/ด/ป	ปตร.พลเทพ ปริมาณน้ำ(m^3)	ปริมาณน้ำผ่านอาคาร(m^3) ปตร.ท่าโบสถ์	ปตร.ปาก คลองทั้ง 2 ฝั่ง	% น้ำที่เหลือจากการชลประทานและสูญเสียระหว่างทาง	ปริมาณน้ำผ่านอาคาร(m^3) ปตร.ปาก คลองทั้ง 2 ฝั่ง	ปตร.สามชุก	% น้ำที่เหลือจากการชลประทานและสูญเสียระหว่างทาง	ปริมาณน้ำผ่านอาคาร(m^3) ปตร.ปาก คลองทั้ง 2 ฝั่ง	ปตร.โพธิ์พระยา	% น้ำที่เหลือจากการชลประทานและสูญเสียระหว่างทาง
1	ม.ค.48	157,178,880	137,940,192	8,473,248	87.76	45,669,312	108,833,760	78.90	39,330,144	15,948,576	14.65
2	ก.พ.48	149,093,568	141,105,888	8,232,192	94.64	34,697,376	99,823,968	70.74	39,662,784	14,669,856	14.70
3	มี.ค.48	165,160,512	153,276,192	7,566,048	92.80	35,244,288	116,709,984	76.14	42,223,680	22,253,184	19.07
4	เม.ย.48	123,939,072	104,682,240	6,378,912	84.46	22,553,856	97,047,072	92.71	32,240,160	27,475,200	28.31
5	พ.ค.48	140,136,826	121,641,696	5,699,808	86.80	25,289,280	100,096,992	82.29	32,916,672	15,051,744	15.04
6	มิ.ย.48	218,675,808	185,397,984	5,492,448	84.78	49,830,336	137,045,088	73.92	37,733,472	67,156,992	49.00

ที่มา: 1ส่วนจัดสรรน้ำและบำรุงรักษาชลประทานที่ 12

งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

Habbi et al. (1996) ได้ทำการศึกษาปฏิบัติการในคลองส่งน้ำ Maria ซึ่งอยู่ในจังหวัดทางภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศปากีสถาน โดยใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ CanalMan เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางชลศาสตร์ โดยแบ่งกรณีศึกษาออกเป็น 4 กรณี ได้แก่ กรณีที่ 1 จำลองระบบที่มีการส่งน้ำด้วยอัตราการไหลออกแบบ, กรณีที่ 2 เพิ่มค่า n เป็น 0..23 ทุกช่วงคลอง กรณีที่ 3 ลดปริมาณการไหลลงให้เหลือ 70% ของอัตราการไหลออกแบบ, กรณีที่ 4 จากกรณีที่ 3 เพิ่มอัตราการไหลให้เท่ากับอัตราการไหลออกแบบ ผลการศึกษาพบว่า กรณีมีการส่งน้ำด้วยอัตราการไหลออกแบบปริมาณการไหลจะมีเสถียรภาพในช่วงเวลา 10 ชั่วโมง ในกรณีที่ค่า n เพิ่มขึ้นมีผลให้ระยะเปิดบานเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ส่วนการเพิ่มและลดอัตราการไหล 30% จะใช้เวลา 1 หรือ 2 ชั่วโมงในการทำให้อัตราการไหลคงที่

Faruk (1998) ได้ทำการศึกษาการปฏิบัติการในคลองสายใหญ่โครงการชลประทานพิษณุโลก เพื่อหาสาเหตุของปัญหาที่โครงการขาดประสิทธิภาพโดยใช้แบบจำลอง CanalMan พบว่าการปฏิบัติการส่งน้ำด้วยระบบควบคุมตามความต้องการด้านท้ายน้ำ การปรับระยะเปิดบานเป็นสิ่งสำคัญ และควรเปลี่ยนอาคารอัดน้ำกลางคลองจากการควบคุมด้วยระบบ ใช้แรงคนมาเป็นระบบอัตโนมัติ ซึ่งทำให้ง่ายต่อการรักษาระดับน้ำให้ได้ที่ระดับเก็บกักสูงสุด (Full Supply Level)

1. ระบบชลประทานขาดประสิทธิภาพ อาคาร FTO และ CHO รับน้ำโดยตรงจากคลองสายใหญ่โดยไม่มีการปรับระดับการเปิด-ปิดบาน เนื่องจากความบกพร่องเรื่องการส่งข้อมูลและการสื่อสารทำให้ผู้ใช้น้ำทางด้านเหนือรับน้ำอย่างเกินพอแต่ด้านท้ายน้ำได้รับน้ำไม่เพียงพอ

2. ความไม่เพียงพอของปริมาณน้ำที่แหล่งต้นทุนเนื่องจากการจัดการ ทำให้ด้านเหนือน้ำได้รับน้ำที่มากเกินไปเป็นเหตุให้การส่งน้ำขาดประสิทธิภาพและทำให้ด้านท้ายน้ำได้รับน้ำไม่เพียงพอ

3. Delivery Performance Ratio (DPR) สำหรับโครงการย่อยมีค่าสูง ส่วนใหญ่ค่าในสัปดาห์จะไม่เกิน 1.0 ดังนั้นปริมาณน้ำที่มีจึงไม่เพียงพอแก่เกษตรกรในช่วงเวลานั้น ระดับน้ำด้านเหนือน้ำของอาคารอัดน้ำเฉลี่ยต่ำกว่าระดับเก็กกัก 0.50 เมตร และด้านท้ายน้ำจะต่ำกว่า 1.0 เมตร ซึ่งจะเป็นการยากที่จะรักษาระดับน้ำให้อยู่ที่ระดับเก็กกัก เมื่อมีการปิด-เปิดประตู ระบบ manual

4. ปริมาณการไหลเข้าใน reach ที่ 2 และ reach ที่ 5 น้อยกว่าปริมาณน้ำไหลออกแสดงว่าในระบบมีการวัดน้ำผิดพลาด ประสิทธิภาพการส่งน้ำของคลองสายใหญ่จะอยู่ที่ 90% ซึ่งถือว่าอยู่ในเกณฑ์ดี

5. การลดลงของพื้นที่หน้าตัดคลอง 10 – 52% จากที่ออกแบบไว้ในโครงการชลประทานย่อยพลายชุมพลทำให้ความจุคลองลดลง การปรับปรุงพื้นที่หน้าตัดคลองสายใหญ่ จะสามารถรักษาความจุคลองสูงสุดให้ได้ตามปริมาณน้ำที่ต้องส่งตามความต้องการของเกษตรกร

6. แบบจำลองทางชลศาสตร์ CanalMan ช่วยในปฏิบัติการระบบชลประทานแบบวันต่อวันได้ ซึ่งความถูกต้องของผลการศึกษาขึ้นอยู่กับคุณภาพข้อมูลนำเข้าของแบบจำลองและความละเอียดของผู้ใช้แบบจำลอง ความแตกต่างของขั้นเวลาไม่มีผลต่อระดับน้ำและปริมาณการไหล ช่วงเวลาที่ 1 นาที จะให้ผลลัพธ์ที่น่าพอใจด้วยค่า weighting factor 0.55

ไวทิต (2545) ได้ใช้แบบจำลอง CanalMan ศึกษาการควบคุมอาคารอัดน้ำในคลองสายใหญ่ฝั่งซ้าย ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 3 โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่แฝก จังหวัดเชียงใหม่ โดยแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กลุ่ม คือ หาขนาดการเปิดบานที่อัตราการไหลต่าง ๆ ศึกษาการเข้าสู่สมดุลของน้ำในคลองกรณีลดอัตราการไหลและศึกษาการเข้าสู่สมดุลของน้ำในคลองกรณีเพิ่มอัตราการไหล จากการศึกษาพบว่า การส่งน้ำด้วยอัตราการไหล 1.14 ลบ.ม./วินาที หรือ 70% ของอัตราการไหลสูงสุด เป็นสภาวะที่ระดับน้ำในคลองสูงสุดโดยระดับน้ำจะต่ำกว่าระดับสันฝาย

โบว์แดง (2545) ศึกษาสภาพทางชลศาสตร์คลองส่งน้ำสายใหญ่ชัยนาท-ป่าสัก สำหรับใช้เป็นแนวทางในการดำเนินการและบริหารจัดการน้ำที่เหมาะสม ตามศักยภาพที่เป็นอยู่จริง โดยทำการศึกษาเป็น 8 กรณี ผลการศึกษาสอบเทียบอาคาร ได้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลผ่านประตูระบายมโนรมย์ ξ_{1s} เท่ากับ 0.6759 ξ_{2s} เท่ากับ 1.2256 และค่าสัมประสิทธิ์การไหลผ่านอาคารปากคลองซอยชนิดอื่น ๆ ξ_{1s} มีค่าอยู่ระหว่าง 0.6796 – 2.9597 ξ_{2s} มีค่าอยู่ระหว่าง 0.8341 – 1.1969 และค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่งของคลองอยู่ระหว่าง 0.0280 – 0.0299ซึ่งผลที่ได้สามารถนำไปคำนวณปริมาณน้ำในการปฏิบัติงานประจำวันได้ สำหรับผลการศึกษาด้วยแบบจำลองโดยเปรียบเทียบทั้ง 8 กรณีศึกษา เมื่อทำการปิด-เปิดอาคารในคลองทั้งสามช่วง ตามแต่ละกรณีศึกษาเมื่อกำหนดอัตราการไหลผ่านเท่ากัน พบว่าในคลองช่วงที่หนึ่งตั้งแต่ กม.0+630-16+000มี ระดับน้ำแตกต่างกัน 4-5 เซนติเมตร ในคลองช่วงที่สองตั้งแต่ กม. 16+000-32+000 มีระดับน้ำแตกต่างกัน

7-15 เซนติเมตร ในคลองช่วงที่สามตั้งแต่ กม. 32+000-47+000 มีระดับน้ำแตกต่างกัน15–20 เซนติเมตร และถ้าเปิดอาคารพร้อมกันในสองช่วงคลองหลังหรือตั้งแต่ กม. 16+000-47+000 จะมีระดับน้ำแตกต่างกัน 20-40 เซนติเมตร ซึ่งผลจากการวิเคราะห์เปรียบเทียบทั้ง 8 กรณี พบว่าการควบคุมการส่งน้ำในคลองชัยนาท-ป่าสัก ช่วงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษามโนรมย์ ควรปิดอาคารปากคลองซอยในช่วงที่สอง ตั้งแต่ กม. 16+000-32+000 ก่อน เพื่อให้ระดับน้ำยกตัวสูงขึ้นเหมาะสมทั้งระบบ ก่อนการชักน้ำเข้าปากคลองซอยด้วยการสูบน้ำในช่วงที่หนึ่งตั้งแต่ กม.0+630-16+000 และด้วยแรงโน้มถ่วงในช่วงที่สามตั้งแต่ กม. 32+000-47+000 แล้วจึงเปิดอาคารปากคลองซอยในช่วงที่สองดังกล่าว ตามลำดับการส่งน้ำของโครงการจึงจะเป็นไปอย่างทั่วถึง เต็มตามศักยภาพของระบบได้

DHI and Bangladesh Flood Plain Organization (1994) ได้ทำการศึกษาเรื่อง การจัดการปัญหาน้ำท่วมในประเทศบังคลาเทศ โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE 11 GIS ผลจากการศึกษาทำให้สามารถจัดทำแผนที่น้ำท่วม เพื่อเป็นข้อมูลในการควบคุมบริเวณน้ำท่วม การระบายน้ำปริมาณน้ำที่ท่วม และสิ่งก่อสร้างที่ต้องใช้ในการควบคุมและป้องกันความเสียหายที่เกิดจากน้ำท่วม นอกจากนั้นแบบจำลอง MIKE 11สามารถทำนายและวิเคราะห์ความถี่ของการเกิดน้ำท่วม ซึ่งใช้เป็นข้อมูลสำหรับการเตือนภัยที่สำคัญ เพื่อเป็นข้อมูลในการกำหนดแผนและนโยบายหาแนวทางในการป้องกันน้ำท่วมต่อไป

วัชรี (2538) ได้ศึกษาการพยากรณ์สภาพการเกิดน้ำท่วมในลุ่มน้ำอู่ตะเภา เพื่อทำการพยากรณ์และเตือนภัยน้ำท่วม ณ สถานีหาดใหญ่ โดยทำการประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE 11 โดยทำการปรับค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในลุ่มน้ำทั้งในส่วนของแบบจำลอง NAM (NAM Parameters) เพื่อคำนวณปริมาณน้ำท่าโดยใช้ข้อมูลฝนและการระเหย และในส่วนของ Hydro dynamic Module ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำในลำน้ำ โดยการปรับเทียบระดับน้ำและปริมาณน้ำที่คำนวณจากแบบจำลองให้มีค่าใกล้เคียงกับข้อมูลที่ทำการตรวจวัดไว้มากที่สุด หลังจากนั้นนำค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ได้ไปใช้ในการพยากรณ์ประจำวันต่อไป

DHI and Changjiang Water Resources (1995) ได้ทำการประยุกต์ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ MIKE 11 กับลุ่มน้ำแยงซีซึ่งตั้งอยู่ทางตอนกลางของประเทศสาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนจีน ซึ่งบริเวณลุ่มน้ำแยงซีมีประชากรอาศัยอยู่มากกว่า 300 ล้านคน โดยส่วนใหญ่จะอาศัยอยู่บริเวณด้านท้ายน้ำแม่น้ำของพื้นที่ที่ทำการศึกษา โดยมีพื้นที่ในการศึกษาประมาณ 600,000

ตารางกิโลเมตร และครอบคลุมพื้นที่เกษตรกรรมที่สำคัญ โดยปริมาณการเกิดน้ำท่วมสูงสุดในแม่น้ำแยงซีมีอัตราการไหลถึง 100,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ซึ่งผลที่ได้นี้สามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลในการจัดทำระบบเตือนภัยต่อไป

Surachai (1995) ได้ทำการศึกษาถึงผลกระทบของน้ำท่วมในแม่น้ำป่าสักและแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง โดยทำการประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-5 และ MIKE11 โดยแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 ระบบลุ่มน้ำคือ จากท้ายน้ำของเขื่อนป่าสักไปยังจังหวัดพระนครศรีอยุธยาตามแนวแม่น้ำป่าสัก และจากจังหวัดพระนครศรีอยุธยาไปยังอ่าวไทยตามแนวแม่น้ำเจ้าพระยา โดยส่วนของแบบจำลอง HEC-5 จะใช้ทำการจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำเขื่อนป่าสักโดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำที่ 20 50 100 200 500 และ1,000 ปี ตามลำดับ เป็นปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างเก็บน้ำ และส่วนของแบบจำลอง MIKE 11 นั้น ใช้ทำการจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำในแม่น้ำป่าสักและแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง โดยผลการศึกษาสรุปได้ว่า เขื่อนป่าสักสามารถช่วยป้องกันน้ำท่วมในแม่น้ำป่าสักได้น้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณน้ำท่วมในแม่น้ำเจ้าพระยา อย่างไรก็ตามเขื่อนป่าสักจะช่วยให้ช่วงเวลาของการเกิดน้ำท่วมสูงสุดขึ้นช้าลง ซึ่งทำให้เป็นประโยชน์ในการเตือนภัยการเกิดน้ำท่วมในลุ่มน้ำเจ้าพระยาได้

Gelderland (1995) ได้ศึกษาการป้องกันความเสียหายที่เกิดขึ้นจากสภาวะน้ำท่วมในประเทศเนเธอร์แลนด์ โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE 11 และ MIKE 11 GIS เพื่อเป็นเครื่องมือสำหรับการพัฒนาประสิทธิภาพของแบบจำลอง โดยพื้นที่ที่ทำการศึกษาตั้งอยู่ทางตะวันออกของประเทศเนเธอร์แลนด์ ซึ่งมีแม่น้ำสายหลัก 2 สาย คือ แม่น้ำไรนน์ และแม่น้ำแมส แบบจำลอง MIKE 11 ใช้เพื่อจำลองสภาพการไหลที่ซับซ้อนในระบบป้องกันน้ำท่วม โดยผลจากแบบจำลองจะใช้ในการดำเนินการงานที่เกี่ยวกับการเปิด-ปิดประตูระบายน้ำ อีกทั้งใช้ในการศึกษาการควบคุมน้ำท่วม โดยใช้สิ่งก่อสร้างขนาดเล็ก และสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ ส่วนของแบบจำลอง MIKE 11 GIS ใช้จำลองสภาพน้ำท่วมในทุ่งน้ำท่วม ซึ่งผลจากการศึกษาสามารถใช้ในการจัดทำแผนที่น้ำท่วม และใช้ภาพเคลื่อนไหวในการทำให้เห็นส่วนของภาพการแพร่กระจายของการเกิดน้ำท่วม

Poomthaisong (1997) ประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE 11 และ HEC-5 ในการควบคุมสภาพการเกิดน้ำท่วมของพื้นที่ลุ่มน้ำกกและลุ่มน้ำอิง โดยใช้ Rainfall-Runoff Module ในการหา Local Flow ด้านเหนือน้ำของลุ่มน้ำน่าน และใช้ Hydrodynamic Module (HD) ในการ

จำลองการไหลของน้ำในแม่น้ำน่าน โดยการจำลองการไหลของน้ำแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีการผันน้ำจากแม่น้ำอิง โดยผ่านแม่น้ำน่านไหลลงสู่เขื่อนสิริกิติ์ และกรณีการผันน้ำจากแม่น้ำน่านลงสู่อ่างเก็บน้ำเพื่อควบคุมน้ำท่วม และใช้ HEC-5 ในการจำลองระบบอ่างเก็บน้ำที่สร้างขึ้นใหม่เพื่อควบคุมการเกิดน้ำท่วม โดยเปรียบเทียบผลการจำลองการไหลของน้ำทั้ง 2 กรณี จากผลการศึกษาพบว่าอ่างเก็บน้ำในอนาคต เพื่อควบคุมน้ำท่วมสามารถลดขนาดของน้ำท่วมได้ อย่างไรก็ดีควรมีการปรับปรุงลักษณะทางกายภาพของลำน้ำท้ายน้ำ และทำคันกั้นน้ำเพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการควบคุมน้ำท่วม

<u>ลักษณะการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด</u>

Chow (1959) ได้แบ่งรูปแบบการไหลในทางน้ำเปิดโดยการพิจารณาที่การเปลี่ยนแปลงความเร็วหรือความลึกการไหลเทียบกับเวลา และการเปลี่ยนแปลงความเร็วหรือความลึกการไหลจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่ง ดังนี้

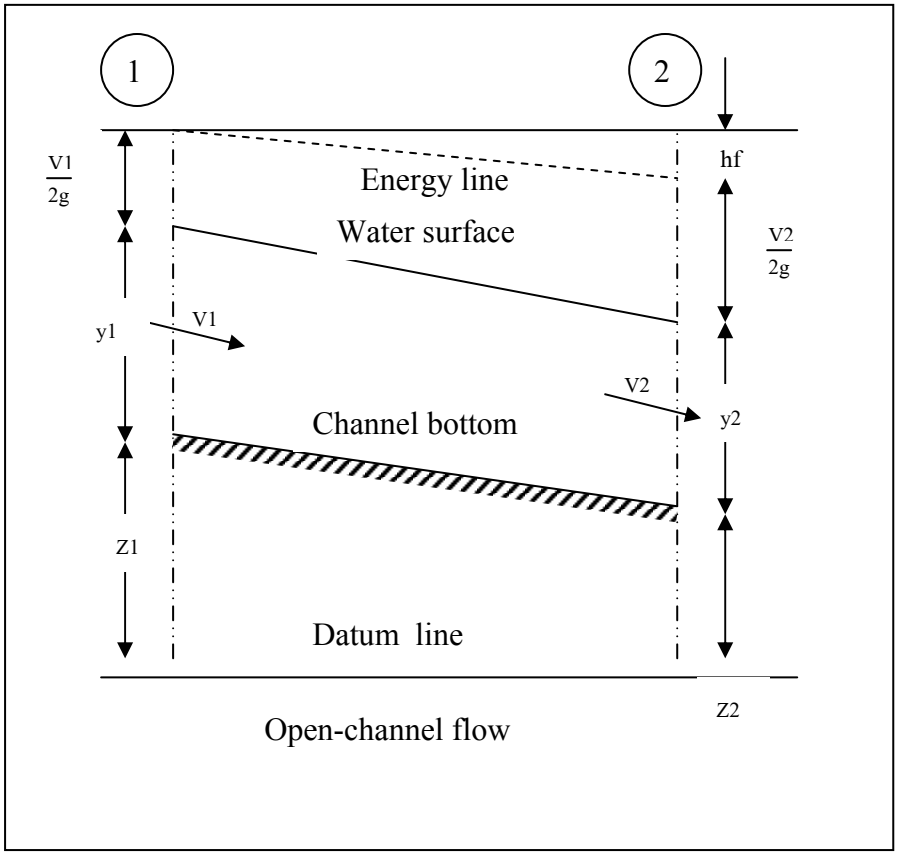
1. การไหลแบบ Steady Flows คือ การไหลแบบนี้เป็นการไหลที่มีลักษณะความเร็วหรือความลึกการไหลที่จุดใด ๆ ไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามเวลา

2. การไหลแบบ Unsteady Flows คือ การไหลแบบนี้เป็นการไหลของน้ำที่มีลักษณะที่ความเร็ว หรือความลึกการไหลที่จุดใด ๆ มีการเปลี่ยนแปลงตามเวลา

3. การไหลแบบ Uniform Flows คือ การไหลแบบที่มีลักษณะความเร็วหรือความลึกการไหลไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามเวลา โดยที่ความลึก (Depth) หน้าตัดการไหล (Area) ความเร็ว (Velocity) อัตราการไหล (Discharge) ที่ทุก ๆ หน้าตัดของช่วงการไหล จะมีค่าคงที่ และลาดของเส้นพลังงานการไหล (Energy Grade Line, S_f) เส้นผิวอิสระการไหล (Water Surface, S_w) ความลาดท้องคลอง (Channel Bottom, S_o) มีค่าเท่ากันโดยทั้งสามเส้นขนานกัน คือค่าความลาดของ $S_f = S_w = S_o$

4. การไหลแบบ Non – Uniform Flows คือ การไหลของน้ำในลักษณะที่ความเร็ว หรือความลึกการไหลมีการเปลี่ยนแปลงจากจุดหนึ่งไปอีกจุดหนึ่ง

สุวัฒนา (2543) ได้อธิบายความหมายของความลาดเทผิวน้ำคือ Hydraulic Grade Line (HGL.) โดยมีความสูงของผิวน้ำเป็นความสูง Piezometric โดยที่ความหมายของ Energy Grade Line มีลักษณะคล้ายคลึงกับการไหลในท่อ ส่วนความสูง (Z) ของการไหลในทางน้ำเปิดวัดจากระดับอ้างอิงถึงระดับท้องคลอง ลักษณะการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด ดังแสดงไว้ในภาพที่ 8



<u>ภาพที่ 8</u> แสดงลักษณะการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด

ที่มา: สุวัฒนา (2543)

การไหลแบบคงที่ (Steady Flows) คือ การไหลที่คุณสมบัติการไหล เช่น ความเร็ว (V) พื้นที่หน้าตัดการไหล (A) ความลึก (Y) ที่ตำแหน่งใด ๆ ไม่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา

$$(\partial Vx / \partial t) = 0 , (\partial Vy / \partial t = 0) , (\partial Az / \partial t) = 0 \quad (1)$$

การไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flows) คือ การไหลที่คุณสมบัติการไหลที่ตำแหน่งใด ๆ เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา

$$(\partial Vx / \partial t) \neq 0 , (\partial Vy / \partial t) \neq 0 , (\partial Vz / \partial t) \neq 0 \quad (2)$$

การไหลแบบสม่ำเสมอ (Uniform Flows) คือ การไหลที่ตัวแปรการไหล เช่น ความเร็ว ความลึกและหน้าตัดการไหลไม่เปลี่ยนไปตามระยะทาง มักเกิดในทางน้ำรูปเรขาคณิต (Prismatic Channel) โดยมีความลาดเท (Slop) ของเส้นระดับพลังงาน (Energy Grade Line) พื้นผิวน้ำและท้องน้ำมีค่าเท่ากัน และความลึกของการไหลสม่ำเสมอคือความลึกปกติ (Normal Depht, Yn)

$$(\partial Vx / \partial x) = 0 , (\partial Vy / \partial y = 0) , (\partial Az / \partial z) = 0 \quad (3)$$

การไหลแบบไม่สม่ำเสมอ (Non-Uniform Flows) คือ การไหลที่ตัวแปรการไหล เช่น ความเร็วการไหล ความลึกการไหล และหน้าตัดการไหลเปลี่ยนไปตามระยะทางในทางน้ำ

$$(\partial Vx / \partial x) \neq 0 , (\partial Vy / \partial y) \neq 0 , (\partial Vz / \partial z) \neq 0 \quad (4)$$

สมการ Saint Venant คือ สมการที่อธิบายการไหลของน้ำแบบคงที่และไม่คงที่ประกอบไปด้วยสมการจำนวน 2 สมการ คือ สมการความต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม ดังนี้

สมการความต่อเนื่อง (Continuity Equation)

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (5)$$

สมการโมเมนตัม (Momentum equation) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}\left(\alpha\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial h}{\partial X} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0 \quad (6)$$

$$\sqrt{R} = \frac{1}{A}\int_0^R Y^{\frac{3}{2}}db \quad (7)$$

โดยที่ Q เป็น อัตราการไหล (ลบ.ม./วินาที)

A เป็น หน้าตัดทางขวางของการไหล (ตารางเมตร)

q เป็น ปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง (ลบ.ม./วินาที)

h เป็น ระดับน้ำเหนือจุดอ้างอิง (เมตร)

C เป็น สัมประสิทธิ์ความเสียดทานของ Chezy (เมตร$^{1/2}$/วินาที)

R เป็น รัศมีของความเสียดทาน (เมตร)

α เป็น สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายของโมเมนตัม

Y เป็น ความลึกของน้ำ (เมตร)

B เป็น ความกว้างของผิวน้ำด้านบน (เมตร)

โดยทั่วไปแล้วการไหลในคลองส่งน้ำชลประทานไม่เป็นไปตามแบบ Uniform Flows เนื่องจากมีอาคารต่าง ๆ อยู่ในคลองหลายชนิด เช่น ประตูระบายน้ำ อาคารอัดน้ำปากคลองและกลางคลอง เป็นต้น เป็นผลทำให้การไหลของน้ำในคลองเปลี่ยนแปลงไป แต่อย่างไรก็ตามการคำนวณการไหลของน้ำในคลองชลประทานโดยทั่วไป ไม่สามารถคำนวณความถูกต้องได้อย่างแม่นยำ จึงมักใช้สูตรการคำนวณการไหลเป็นแบบ Uniform Flows ซึ่งใช้เป็นค่าคำตอบโดยประมาณ

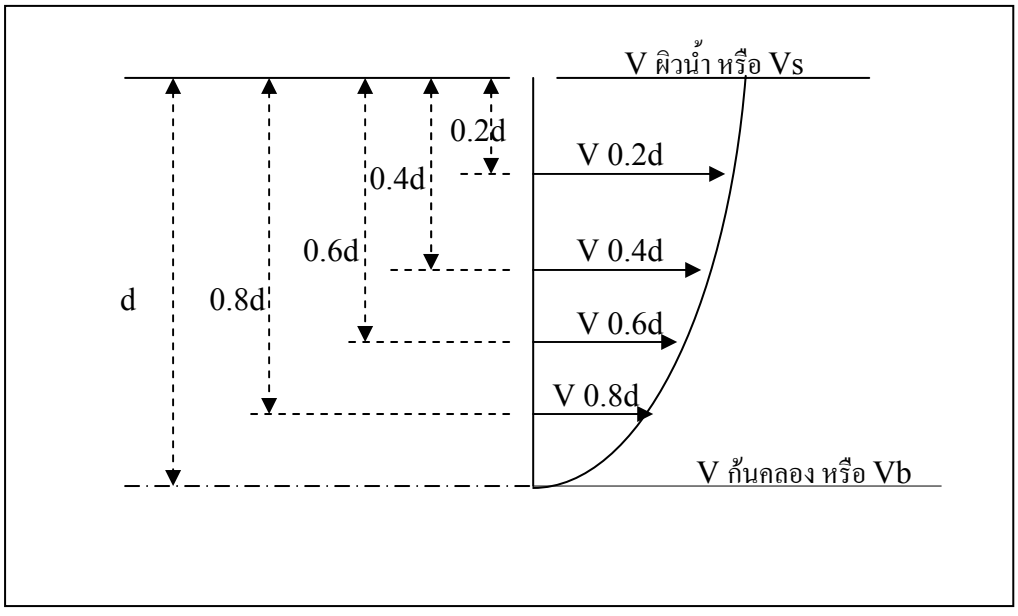
<u>การวัดน้ำ</u>

ฉลอง และ ชัยวัฒน์ (2523) การวัดน้ำผ่านอาคารจะวัดที่ห่างอาคารออกไปทางท้ายน้ำพอสมควร เพื่อทำให้การไหลของน้ำ Uniform คลองบริเวณที่วัดน้ำควรตรง และส่วนใหญ่วัดน้ำบนสะพาน หรือโดยการสร้างสะพานชั่วคราวโดยทั่วไป ระยะระหว่างรูปตัดที่วัดความเร็วของ

กระแสน้ำไม่ควรมากกว่า 1/20 ของความกว้างของรูปตัดที่ต้องการวัดปริมาณน้ำ การวัดปริมาณน้ำที่ผ่านอาคารมีขั้นตอนดังนี้

1. การวัดความเร็วของกระแสน้ำด้วยPrice Type AA อัตราความเร็วของกระแสน้ำหาได้โดยนับจำนวนรอบที่หมุนของเครื่องวัดเป็นเวลาประมาณ 60 วินาที แล้วหาความเร็วของกระแสน้ำเป็นเมตรต่อวินาทีได้จาก Calibration Chart อัตราความเร็วของกระแสน้ำวัดที่ 0.2 และ 0.8 ของความลึกจากผิวน้ำเมื่อความลึกน้อยกว่า 3 เมตร ถ้าความลึกมากกว่า 3 เมตร วัดความเร็ว 3 จุด โดยวัดที่ 0.6 ของความลึกเพิ่มขึ้น อัตราความเร็วเฉลี่ยหาได้โดยนำอัตราความเร็วเฉลี่ยที่ 0.2 และ 0.8 ของความลึกไปหาอัตราความเร็วเฉลี่ยกับอัตราความเร็วที่ความลึก 0.6 ของความลึก ดังแสดงไว้ในภาพที่ 9 หรือ

$$V_{\text{เฉลี่ย}} = \frac{\frac{V0.2 + V0.8}{2} + V0.6}{2}$$



<u>ภาพที่ 9</u> การกระจายความเร็วของกระแสน้ำตามความลึก

2. การคำนวณหาปริมาณน้ำ

การคำนวณหาปริมาณน้ำใช้วิธี “รูปตัดเฉลี่ย” สำหรับคำนวณปริมาณน้ำในคลอง วิธีดังกล่าวได้มาจากสมการ

$$Q = \left[\frac{V1 + V2}{2}\right] \left[\frac{y1 + y2}{2}\right] W \qquad (8)$$

ซึ่ง V_1 เป็น อัตราความเร็วเฉลี่ยที่รูปตัดหนึ่ง(เมตร/วินาที)

V_2 เป็น อัตราความเร็วเฉลี่ยที่รูปตัดข้างเคียง(เมตร/วินาที)

y_1 เป็น ความลึกที่รูปตัดหนึ่ง (เมตร)

y_2 เป็น ความลึกที่รูปตัดข้างเคียง (เมตร)

W เป็น ความกว้างระหว่างรูปตัดทั้งสอง (เมตร)

Q เป็น ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านระหว่างรูปตัดทั้งสอง (ลบ.ม/วินาที)

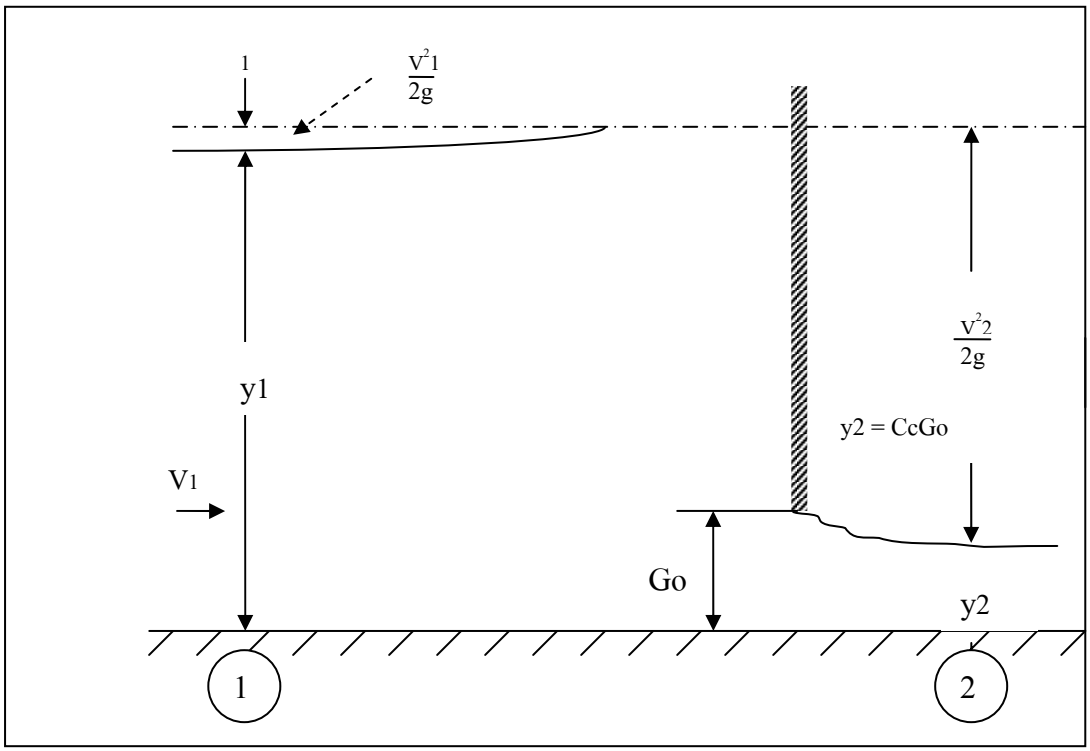
ในการวัดปริมาณน้ำที่อาคารใด ๆ จะเปิดบานที่มีความลึกต่าง ๆ กันอย่างน้อย 5 ครั้ง และจะวัดปริมาณน้ำทุกความลึกของบานที่เปิด การเปลี่ยนการเปิดบานแต่ละครั้งจะต้องรอไม่น้อยกว่า 20 นาที เพื่อให้การไหลของน้ำ Stable ระยะเวลาดังกล่าวขึ้นอยู่กับระยะทางระหว่างจุดที่วัดความเร็วและอาคารเป็นสำคัญ

<u>ทฤษฎีการไหลของน้ำผ่านใต้บานประตูของอาคารชลประทาน</u>

ฉลอง และ ชัยวัฒน์ (2523) กรณีที่น้ำไหลผ่านใต้บานประตู เกิดขึ้นในกรณีที่เปิดบานประตูเพียงบางส่วนให้น้ำไหลผ่าน ซึ่งขึ้นอยู่กับความต้องการน้ำท้ายอาคาร ในระบบส่งน้ำชลประทาน ลักษณะการไหลของน้ำท้ายอาคารมีความสำคัญมาก เพราะยังมีอาคารชลประทานทางท้ายน้ำเป็นอาคารควบคุมการไหล จึงทำให้การไหลของน้ำผ่านใต้บานประตูอาจแบ่งออกได้เป็น 2 ลักษณะที่สำคัญ ๆ คือ

1. กรณีที่ทางออกท้ายน้ำ น้ำไหลโดยอิสระ (free flow)

กรณีนี้การไหลของน้ำท้ายประตูระบายเป็นอิสระ ไม่อยู่ใต้การถูกบังคับของการไหลท้ายน้ำดังแสดงในภาพที่ 10



<u>ภาพที่ 10</u> การไหลท้ายประตูระบาย เป็น free flow

สมการของ Energy ระหว่างรูปตัดทั้งสองจะได้

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$ โดยสมมติว่า head losses มีค่าน้อยมากไม่นำมาคิด

$$y_1 + \frac{q^2}{2g\ y_1^2} = y_2 + \frac{q^2}{2g\ y_2^2}$$

เพราะว่า $Q = y_1 V_1 = y_2 V_2$ ปริมาณน้ำต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง เมื่อจัดรูปของสมการใหม่จะได้

$$Q = y_1 y_2 \sqrt{\frac{2g}{y1 + y2}}$$

โดยทั่วไป มักเขียนสมการออกมาในรูปของ G0 คูณกับอัตราความเร็ว $\sqrt{2gy_1}$ และสัมประสิทธิ์ ปริมาณน้ำ C_d ซึ่งจะได้

$$Q = C_c G_0 \sqrt{\frac{2gy\ y1}{y1 + y2}}$$

โดยให้ $y_2 = C_c G_0$

หรือ $q = C_d G_0 \sqrt{2gy_1}$

ซึ่ง $C_d = C_c \sqrt{\frac{1}{1 + C_c \frac{G_0}{y_1}}}$

ดังนั้น ค่า C_c ขึ้นอยู่กับค่า $\frac{G_0}{y_1}$ เป็นสำคัญ ส่วนค่าอัตราความเร็ว $\sqrt{2gy_1}$ ไม่ได้เกิดขึ้นเป็นแต่เพียงเขียนออกมาในรูปของสมการมาตรฐานเท่านั้น

2. กรณีที่การไหลท้ายน้ำไม่เป็นอิสระ (Submerged flow)

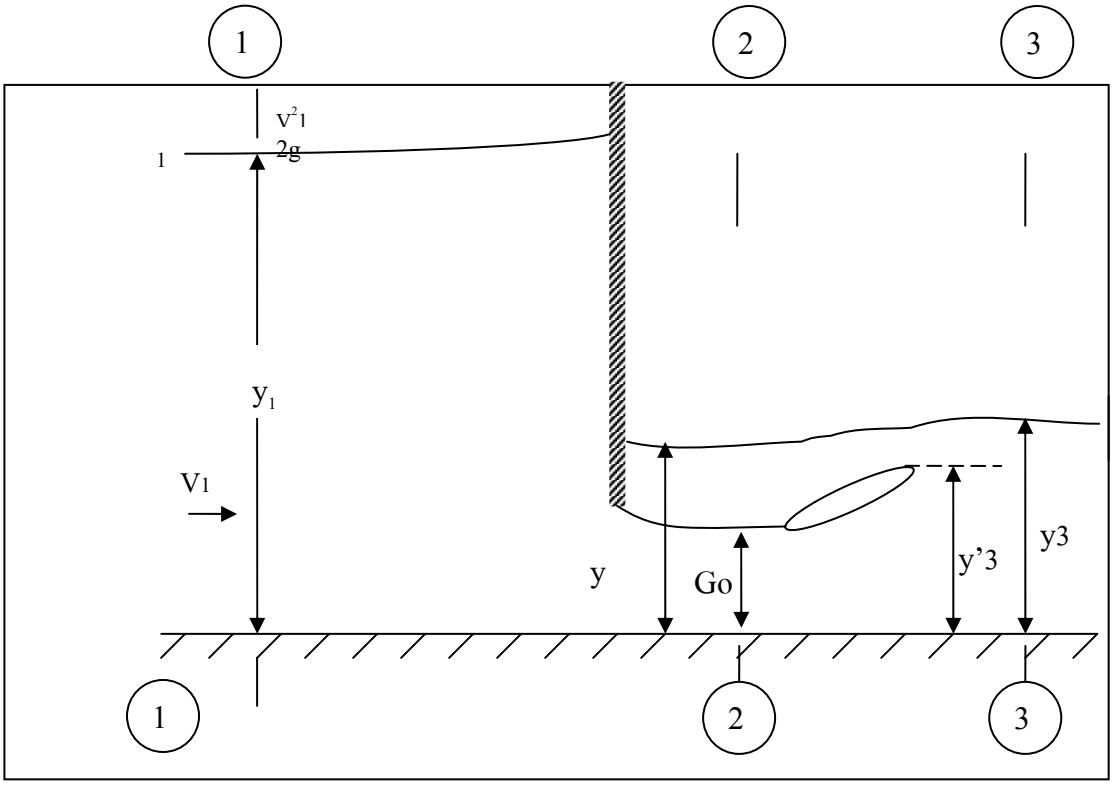
กรณีนี้ความลึกy_2 ที่เกิดจากการเปิดบาน และความลึก y_3 ที่เกิดจากลักษณะการควบคุมทางท้ายน้ำมีความสำคัญมาก กล่าวคือ ถ้า y_3 มีค่ามากกว่าความลึกหลังจากเกิด hydraulic jump (y'_3) เนื่องจาก y_2 ก็จะเกิด submerged ท้ายประตูที่เปิด ดังแสดงในภาพที่ 11

เนื่องจากการไหลจะเกิด head losses ระหว่างการไหลจากรูปตัด 1-1 ไปสู่รูปตัด 2-2 head losses จะเพิ่มมากขึ้นเมื่อน้ำไหลจากรูปตัด 2-2 ไปสู่รูปตัด 3-3 เพราะว่า $E_1 = E_2$ ($E = y + \frac{V^2}{2g}$)

$$y_1 + \frac{V^2 1}{2g} = y + \frac{V^2 2}{2g}$$

หรือ $$y_1 + \frac{q^2}{2gy^2 1} = y + \frac{q^2}{2gy^2 2}$$

เพราะว่าค่า piezometric head ที่รูปตัด 2-2 เท่ากับความลึกทั้งหมด y ไม่ใช่ความลึกของ jet y_2



<u>ภาพที่ 11</u> การไหลท้ายประตูระบาย Submerged flow

ระหว่างรูปตัด 2-2 และรูปตัด 3-3 สามารถเขียนสมการของ momentum ได้ดังนี้

$$\Sigma F = Q\rho\Delta V$$

$$y^2\gamma y^2_3 = q\rho(V_2-V_3)$$

หรือ $$\frac{q^2}{2gy_2} + \frac{y^2}{2} = \frac{q^2}{2gy_3} + \frac{y^2_3}{2}$$

และได้มีผู้ทดลองหาความสัมพันธ์ของ Cd vs $\frac{y1}{Go}$ สำหรับ $\frac{y3}{2g1}$ ที่มีค่าต่าง ๆ กัน แต่ curves แสดงความสัมพันธ์ของค่าทั้งสามดังกล่าวไม่สะดวกที่จะนำไปใช้ในทางปฏิบัติในสนาม

สำหรับการไหลของน้ำผ่านอาคารชลประทานในระบบส่งน้ำโดยทั่วไปแล้วจะเป็นเช่นกรณีของ submerged flow เป็นส่วนใหญ่ แต่เปอร์เซ็นต์ของ submergence จะมากน้อยแตกต่างกันออกไป

สูตรที่นำมาใช้ในการคำนวณ ควรเป็นสูตรที่ง่าย สะดวกต่อการนำไปใช้ในสนาม และมีความถูกต้องมาก จึงยากแก่การที่จะหาสูตรที่จะนำมาใช้ในการคำนวณให้มีความสมบูรณ์ทุกประการดังที่ได้กล่าวไว้

ในชั้นนี้ ขอแนะนำให้ใช้สูตรของ U.S.Army Corps of Engineers ซึ่งใช้ได้เฉพาะกรณีที่ท้ายน้ำ submerged สูตรนี้ดัดแปลงมาจาก Conventional orifice formula ซึ่ง

$$Q = CA\sqrt{2g\Delta H} \qquad (9)$$

ซึ่ง Q เป็น ปริมาณน้ำ (ลบ.ม./วินาที)

C เป็น สัมประสิทธิ์ของปริมาณน้ำ โดยทั่วไปสมมุติให้มีค่าคงที่อยู่ระหว่าง 0.6 และ 0.7

A เป็น พื้นที่ที่เปิดบาน (ตารางเมตร)

ΔH เป็น ผลต่างของระดับน้ำเหนืออาคารและท้ายอาคาร (เมตร)

ค่า C จากสูตรที่ (2) หาได้ดังนี้

$$C = \frac{Q \text{ ที่วัดได้}}{A\sqrt{2g\Delta H}} \qquad (10)$$

โดยที่ตามความเป็นจริง อาคารชลประทานส่วนมาก เมื่อส่งน้ำจะอยู่ในลักษณะ submerged หรือกึ่ง submerged ตามภาพที่ 12 กล่าวคือ ระดับท้ายน้ำมีความสำคัญมากกว่าระดับธรณีประตู ดังนั้น U.S.Army Corps of Engineers จึงได้ทดลองทั้งในแบบจำลองและของจริง สำหรับอาคารที่มีบานโค้งและมีน้ำไหลผ่านในลักษณะ submerged กับได้เสนอแนะให้ใช้สูตรซึ่งได้ดัดแปลงมากจาก Conventional orifice formula คือ

$$Q = C_S L h_S \sqrt{2g\Delta H}$$

ซึ่ง Q เป็น ปริมาณน้ำ เป็น (ลบ.ม./วินาที)

C_S เป็น สัมประสิทธิ์ของปริมาณน้ำ ผันแปรอยู่ระหว่าง 0.02 และ 1.0 ซึ่งสัมพันธ์กับค่า $\frac{h_S}{G_O}$

ซึ่ง h_S เป็น ความลึกท้ายน้ำที่submerged (เมตร)

G_O เป็น บานที่เปิด (เมตร)

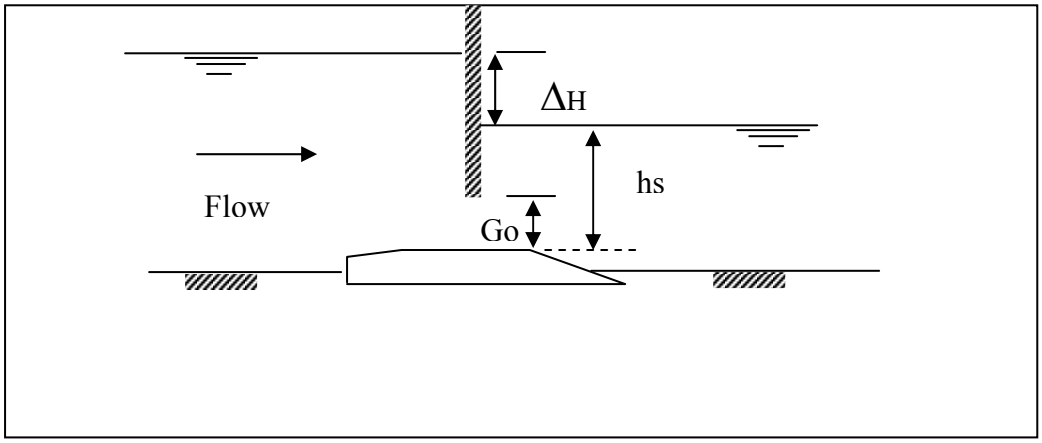
L เป็น ความกว้างของบานที่เปิด (เมตร)

ΔH เป็น ผลต่างของระดับน้ำเหนือน้ำและท้ายน้ำ (เมตร)

เมื่อเปิดบานแต่ละครั้งแล้ววัดปริมาณน้ำจะสามารถคำนวณค่า C_S ได้จากสูตร

$$Cs = \frac{Q \text{ ที่วัดได้}}{Lh_s\sqrt{2g\Delta H}} \qquad (11)$$

เมื่อนำค่า C_S ที่คำนวณได้ไป Plot กับค่า $\frac{h_S}{G_O}$ ในกระดาษกราฟ log-log ค่าที่ได้ในแต่ละอาคารจะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง



ภาพที่ 12 แสดงรูปทั่ว ๆ ไป ของน้ำไหลผ่านอาคารเมื่อเป็น submerged flow

L= ความกว้างทั้งหมดของบาน

G_O = ระยะที่เปิดบาน

h_S = ผลต่างของระดับน้ำท้ายน้ำกับธรณีประตู

ΔH = ผลต่างของระดับน้ำเหนือน้ำและท้ายน้ำ

<u>ความต้านทานที่ท้องลำน้ำ</u>

แบบจำลอง MIKE 11 ทำการวิเคราะห์ความต้านทานของการไหลเนื่องจากความเสียดทานที่ท้องน้ำ สามารถคำนวณได้จากสมการของ Chezy หรือ Manning สำหรับสมการ Chezy แสดงความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 12

$$Q = AC\sqrt{RS} \qquad (12)$$

เมื่อ Q เป็น อัตราการไหล (เมตร/วินาที)

A เป็น พื้นที่หน้าตัดการไหล (ตารางเมตร)

R เป็น รัศมีชลศาสตร์ (เมตร)

C เป็น สัมประสิทธิ์ความเสียดทานของ Chezy

$$Q = \frac{1}{N} AR^{2/3}S^{1/2} = MAR^{2/3}S^{1/2} \qquad (13)$$

สำหรับสมการ Manning (n) แสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้

เมื่อ n = สัมประสิทธิ์ความเสียดทางของ Manning

M = Manning 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

สัมประสิทธิ์ของ Chezy และสัมประสิทธิ์ของ Manning' s "n" ซึ่งแสดงความสัมพันธ์กันโดย Cunge et a1. (1980) แสดงได้ดังสมการ

$$C = \frac{R^{1/3}}{n} = MR^{1/6} \qquad (14)$$

การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความต้านทางการไหล เนื่องจากความขรุขระของทางน้ำซึ่งก็จะหมายถึงค่า C n หรือ M นั้น สามารถประเมินได้โดยการปรับเทียบแบบจำลอง (Calibration) โดยการเปรียบเทียบระหว่างลักษณะทางภายภาพที่ได้จากแบบจำลอง และลักษณะทางกายภาพของสภาพความเป็นจริงที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลในสนาม นอกจากนั้นแล้วยังสามารถประเมินค่า Manning' s "n" ได้จากการเปรียบเทียบแบบจำลอง (Calibration) ของระบบการทำงานอื่นๆ ที่มีลักษณะทางกายภาพของภูมิประเทศที่คล้ายคลึงกัน สำหรับค่า Manning' s "n" โดยประมาณการไหลในทางน้ำเปิดทั่วไป ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 สัมประสิทธิ์ความขรุขระ (n) ของทางน้ำธรรมชาติ

ชนิดและลักษณะของทางน้ำ	ต่ำสุด	ปานกลาง	สูงสุด
1. ลำน้ำย่อย (ความกว้างผิวน้ำที่เกิดจากอุทกภัย 100 ฟุต)			
1.1 ลำน้ำบนที่ราบ			
1. สะอาด ตรง ระดับสูงไม่มีแยกหรือบ่อเล็กๆ	0.025	0.030	0.033
2. เหมือนข้อแรก แต่มีหินและวัชพืชมากกว่า	0.030	0.035	0.040
3. สะอาด คดเคี้ยว มีบ่อและแก่งใต้น้ำ	0.033	0.035	0.045
4. เหมือนข้อ3) แต่วัชพืชและหิน	0.035	0.045	0.050
5. เหมือนข้อ4) แต่มีระดับต่ำกว่าความลาดเทและรูปตัดไม่	0.040	0.048	0.055
แน่นอน	0.045	0.050	0.060
6. เหมือนข้อ4) แต่มีหินมากกว่า	0.050	0.070	0.080
7. ช่วงไหลเข้า วัชพืช บ่อลึก	0.075	0.100	0.150
8. ช่วงที่มีวัชพืชมากบ่อลึกหรือทางอุทกภัยที่มีต้นไม้และพุ่ม			
หนาแน่น			

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ชนิดและลักษณะของทางน้ำ	ต่ำสุด	ปานกลาง	สูงสุด
1.2 ลำน้ำในหุบเขาไม่มีวัชพืชในทางน้ำตลิ่งลาดชัน ต้นไม้และพุ่มไม้ตามตลิ่งอยู่ใต้น้ำที่ระดับการไหลสูง			
1. ก้น : กรวด ก้อนหิน และหินก้อนใหญ่ ๆ	0.030	0.040	0.050
2. ก้น : ก้อนหิน หินก้อนใหญ่กว่า ข้อ 1)	0.040	0.050	0.070
2. ทาม (Flood plan)			
2.1 ทุ่งหญ้า ไม่มีหญ้าพุ่ม			
1. หญ้าสั้น	0.025	0.030	0.035
2. หญ้ายาว	0.030	0.035	0.050
2.2 พื้นที่เพาะปลูก			
1. ไม่มีพืช	0.020	0.030	0.040
2. พืชเป็นแถวที่แก่	0.025	0.035	0.045
2.3 ไม้พุ่ม			
1. ไม้พุ่มกระจัดกระจาย วัชพืชขึ้นหนา	0.035	0.050	0.070
2.4 ต้นไม้			
1. พื้นที่ว่างเปล่ามีต่อไม้ ไม่มีหน่อ	0.030	0.040	0.050
2. เหมือนข้อ 1) แต่มีหน่อมาก	0.050	0.060	0.080
3. มีไม้ยืนต้นมาก มีไม้ล้มเล็กน้อย ระดับน้ำต่ำกว่ากิ่งก้าน	0.080	0.100	0.120
4. เหมือนข้อ 3) แต่ระดับน้ำถึงกิ่งก้าน	0.100	0.012	0.160
3. ลำน้ำหนัก (ผิวน้ำเมื่อเกิดอุทกัยกว้าง 100 ฟุต) ค่า n น้อยกว่าลำน้ำย่อยที่มีลักษณะเหมือนกัน เพราะว่าความต้านทานบนตลิ่งน้อยกว่า			
1. รูปตัดสม่ำเสมอไม่มีก้อนหินหรือไม้พุ่ม	0.025	-	0.060
2. ไม่สม่ำเสมอและรูปตัดขรุขระ	0.035	-	0.100

ที่มา: Chow (1959)

<u>แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Hydraulics)</u>

แบบจำลอง RUBICON

Haskoning (1986) กล่าวว่าแบบจำลอง RUBICON เป็นแบบจำลองด้านอุกทกพลศาสตร์ (Hydro-Dynamic Model) พัฒนาขึ้นโดย HASKONING BV และ Delft Engineer Software เพื่อใช้ในการศึกษาปัญหาด้านวิศวกรรมชลศาสตร์ ได้แก่ การจำลองลักษณะการไหลของน้ำ การไหลแบบขึ้นลงของน้ำทะเลบริเวณปากแม่น้ำ ผลกระทบของอาคารชลศาสตร์ต่อผลการทบของอาคารชลศาสตร์ต่อระบบของทางน้ำ การเคลื่อนตัวของน้ำเนื่องจากการพังทลายของเขื่อน นอกจากนี้ยังสามารถทำการจำลองการไหลแบบคงที่ (Steady Flows) และการไหลแบบไม่คงตัว (Unsteady Flows) ในระบบทางน้ำเปิด โดนวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis) ตามวิธีของ Preissmann ‘ s Implicit Finite Difference เพื่อหาคำตอบของสมการ Saint Venant แบบเต็มรูปแบบ ซึ่งผลที่ได้จากการจำลองประกอบด้วย อนุกรมเวลาของระดับน้ำและปริมาณการไหล ประกอบด้วยระบบย่อยพื้นฐาน 6 ระบบ ซึ่งแต่ละระบบย่อยสามารถดำเนินการให้เสร็จสิ้นได้ภายในตัวเอง และติดต่อสื่อสารกับระบบย่อยต่างๆโดยวิธีการทำงานของไฟล์ (Files) โดยระบบพื้นฐานทั้ง 6 ระบบมีดังนี้

1. ระบบย่อยสำหรับนิยามของโครงสร้างแบบจำลอง (MODDEF-Model Definition)

2. ระบบย่อยสำหรับปฏิบัติให้เป็นจริงของการจำลองสภาพการไหลด้วยแบบจำลอง (MODDEF-Model Computation)

3. ระบบย่อยสำหรับไฟล์ (Files) เพื่อจัดเตรียมรูปแบบของไฟล์ผลลัพธ์ แบบไม่มี รูปแบบจาก MODCOM (RDBUTL-Result Base Utilities)

4. ระบบย่อยสำหรับกรรมวิธีผลลัพธ์ที่ได้จากการดำเนินการจำลองสภาพการไหล (MODRES-Model Result)

5. ระบบย่อยสำหรับกรรมวิธีผลลัพธ์ที่ได้จากการดดำเนินการจำลองสภาพการ ไหล (MODPLT-Model Plots)

6. ระบบย่อยเพื่อสร้างตารางรูปตัดขวางสำหรับรวมเข้าไปใน (MODDEF RUBCRORUBICON Cross-Section Generator)

แบบจำลอง CanalMan

Gary P. MerKley (1997) กล่าวว่าแบบจำลองทางชลศาสตร์ CanalMan เป็นแบบจำลองที่สามรถวิเคราะห์การไหลแบบมั่นคง(Steady Flows)และแบบไม่มั่นคง (Unsteady Flows) ในคลองส่งน้ำ และสามารถแสดงผลการคำนวณออกมาในรูปแบบกราฟ และตารางได้ แบบจำลอง CanalMan ได้ถูกออกแบบและพัฒนามากจากสมการทางคณิตศาสตร์ โดยใช้สมการ Saint-VenantEquations of Continuity and Motion (Strelkoff, 1969) สำหรับการไหลในทางน้ำเปิด ซึ่งเป็นผลงานการพัฒนาของ Walker & Skogerboe ในปี ค.ศ. 1987

แบบจำลอง CanalMan เป็นแบบจำลองด้านอุทกพลศาสตร์ (Hydro-Dynamic Model) พัฒนาขึ้นเพื่อแสดงลักษณะทางชลศาสตร์แบบ (Unsteady Flows)ในระบบชลประทาน (Branching Canal Networks) เป็นแบบจำลองซึ่งออกแบบขึ้นเพื่อการวิเคราะห์ ควบคุมปฏิบัติการดำเนินการต่างๆใช้ในการควบคุมการส่งน้ำ,การจัดสรรน้ำในระบบคลองชลประทาน

แบบจำลอง CanalMan สามารถแสดงถึงลักษณะทางชลศาสตร์แบบไม่คงตัว (Unsteady Flows) ในระบบชลประทานคือ สามารถวิเคราะห์และช่วยควบคุมการส่งน้ำทั้งแบบบุคคลและแบบอัตโนมัติ โดยมีรูปแบบอาคารได้หลายชนิด ผลการวิเคราะห์บอกให้ทราบค่าความลึกของการไหลแต่ละช่วงของคลอง อัตราการไหล การควบคุมอาคารต่างๆในขณะเวลาต่างๆ

แบบจำลอง API (Antecedent Precipitation Index Model)

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นโดย U.S. Weather Bureau ในปี พ.ศ. 2483 (ค.ศ.1940) Linsley Kohler and Paulhus (1949,p.418-424) กล่าวว่า API Model เป็นแบบจำลอง ซึ่งได้รวมความสัมพันธ์ต่าง ๆ ของตัวแปรอุทกวิทยาเข้าไว้ด้วยกันในรูปของความสัมพันธ์แกนร่วม (Coaxial) ซึ่งทำให้สามารถประมาณค่าของปริมาณการไหลได้อย่างรวดเร็ว ความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้จัดทำขึ้นจากการวิเคราะห์ข้อมูลในช่วงที่เกิดพายุแต่ละครั้งที่ผ่านมา โดยปกติแล้วแบบจำลองนี้จะเป็นการคำนวณปริมาณการไหลจากปริมาณฝน แต่ก็สามารถประมาณค่าปริมาณการไหลที่เกิดขึ้นใน

ช่วงเวลาเฉพาะได้ เช่น ราย 6 ชั่วโมง โดยการใช้ Unit hydrograph พยากรณ์ปริมาณการไหลช่วงที่เกิดน้ำท่วม

แบบจำลอง Sacramento (The Sacramento Model)

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นโดย U.S. National Weather Service and the California Department of Water Resources เป็น lumped model ที่แตกต่างไปจาก SSARR model เนื่องจากแบบจำลองนี้ใช้ค่าความชื้นของดินเฉลี่ยคำนวณหาค่าปริมาณฝนที่มากเกินจนก่อให้เกิดการไหลของน้ำผิวดิน

องค์ประกอบของแบบจำลองนี้ได้กำหนดชั้นความชื้นออกเป็น 2 ชั้น คือ ชั้นความชื้นชั้นบน (upper moisture zone) และชั้นความชื้นล่าง (lower moisture zone) ซึ่งการแบ่งชั้นความชื้นแต่ละชั้น จะแบ่งออกได้ด้วยความสามารถในการอุ้มน้ำและกักเก็บน้ำอิสระ

ฝนที่ตกบนพื้นที่ที่น้ำไม่อาจซึมผ่านได้จะเกิดการไหลเป็นน้ำผิวดินโดยตรง ในขณะที่พื้นที่ที่น้ำซึมผ่านได้จะเกิดการดูดซึมสู่ความชื้นบนอย่างอิสระ และปริมาณน้ำจำนวนนี้ต่อไปจะกลายเป็นน้ำผิวดิน (surface runoff) น้ำไหลระหว่างชั้นดิน (interflow) และฐานน้ำใต้ดิน (base flow)

น้ำที่ซึมลงดินจะซึมลงสู่ที่ชั้นเก็บกักเสริมเข้ามา น้ำที่ไหลด้านข้าง (lateral flow) จะก่อให้เกิดชั้นน้ำใต้ดินและถูกดูดซึมลึกลงไปยังชั้นความชื้นล่าง

ความสัมพันธ์ของตัวแปร จะเป็นตัวที่ใช้สำหรับการพิจารณาลักษณะการเคลื่อนตัวของน้ำในระบบ ค่าของตัวแปรที่ใช้ในตอนเริ่มต้นจะพิจารณาจาก การวิเคราะห์กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำหรือปริมาณน้ำกับเวลา (hydrograph analysis) และจากคุณลักษณะของลุ่มน้ำ ค่าเหล่านี้สามารถทำให้ใกล้เคียงของจริงที่สุดได้ โดยวิธีลองผิดลองถูก (trial and errors) หรือโดยวิธีการแบบอัตโนมัติ (automatic optimization) โดยจะทำให้ค่าความคลาดเคลื่อนของปริมาณการไหลที่แท้จริงกับค่าที่ได้จากการคำนวณนั้นมีความแตกต่างกันน้อยที่สุด

แบบจำลอง MIKE 11

แบบจำลอง MIKE 11 ได้รับการพัฒนาให้สามารถใช้งานได้บน PC-DOS, PC-UNIX และ Workstation โดยเน้นระบบการใช้งานแบบง่าย ๆ (User-Friendly) โดยแต่ละหน่วยของการใช้งาน (Module) ซึ่งเป็นลักษณะของการอธิบายโดยตัวของมันเอง (Self-Explanatory) ได้ โดยแบบจำลอง MIKE11 จะเป็น Integrated-Package ซึ่งสามารถเชื่อมModule ที่เป็นอิสระต่าง ๆ ได้โดยผ่านทางโครงสร้างของระบบเมนู ทำให้แบบจำลอง MIKE 11 สามารถนำมาใช้งานได้โดยง่ายตลอดจนมีความคล่องตัวสูง

ระบบโครงสร้างของแบบจำลอง MIKE11 ประกอบด้วยหลาย Module ด้วยกัน โดย Module ที่สำคัญซึ่งจะนำมาใช้ในการศึกษาครั้งนี้คือ Hydrodynamic Module (HD) ที่สามารถจำลองแบบการไหลแบบไม่คงที่กับเวลา (Unsteady Flows) ซึ่งเป็นของระบบการไหลในทางน้ำเปิด แบบจำลองนี้สามารถใช้อธิบายการไหลได้ทั้งแบบ Subcritical และ Supercritical Flow Conditions โดยใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical Analysis) ซึ่งผลที่ได้จากการจำลองแบบโดยใช้ HD Module นั้น ประกอบด้วยอนุกรมเวลาของระดับน้ำ และปริมาณการไหล เป็นต้น

นอกจาก HD Module ในแบบจำลอง MIKE11 ที่ได้นำมาใช้ในการศึกษาครั้งนี้แล้ว MIKE11 สามารถใช้ UHM (Unit Hydrograph Module) ซึ่งสามารถนำมาใช้เพื่อคำนวณปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง (Lateral Flow) โดยจะพิจารณาการสูญเสียของปริมาณฝนโดยวิธี SCS (Soil Conservation Service) แบบจำลอง MIKE11 นอกจากกระบวนการเปลี่ยนน้ำฝนเป็นน้ำท่าแล้วยังสามารถจำลองการไหลทางชลศาสตร์ของแม่น้ำ การเคลื่อนย้ายตะกอน คุณภาพน้ำ และการเคลื่อนตัวของน้ำเนื่องจากการพังทลายของเขื่อน แบบจำลอง MIKE11 มีความคล่องตัวสูง สะดวกและง่ายต่อการใช้ เนื่องจากหลายสาเหตุ อาทิเช่น ใช้งานได้ง่ายและสามารถแยกใช้แต่ละโปรแกรมย่อยได้ ถ่ายโอนข้อมูลหรือผลการคำนวณระหว่างโปรแกรมย่อยได้โดยอัตโนมัติและคำนวณได้ผลรวดเร็ว MIKE11 ใช้การคำนวณผลโดยใช้สมการทางคณิตศาสตร์ Finite Difference Equation ซึ่งจะทำการสร้างกริดที่ใช้ในการคำนวณขึ้นอย่างอัตโนมัติ ซึ่งประกอบด้วย Q-point และ h-point วางสลับกัน โดย Q-point จะอยู่กึ่งกลางระหว่าง h-point 2 จุด นั่นหมายความว่า ระหว่างจุดสองจุดที่รู้ค่าระดับน้ำจะสามารถหาค่าปริมาณน้ำที่จุดกึ่งกลางซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยได้ (นุชนารถ,2545)

แบบจำลอง MIKE 11 Version 3.11 ประกอบด้วยแบบจำลองย่อย (Modules) หลักดังนี้คือ

1. แบบจำลองทางอุทกพลศาสตร์ (Hydrodynamic Module, HD) ใช้สำหรับการคำนวณหาปริมาณน้ำและระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงตามเวลาในลำน้ำ (Channel) และทุ่งน้ำท่วม (Flood Plain)

2. แบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอน (Sediment Transport, ST) ใช้ในการศึกษาขบวนการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของตะกอน และจำลองสภาพของการตกตะกอนในลำน้ำ

3. แบบจำลองทางคุณภาพน้ำ (Water Quality, WQ) โดยใช้ร่วมกับแบบจำลองการแพร่กระจายตัว (TD) สำหรับการจำลองสภาพความเข้มข้นของตัวชี้วัดคุณภาพน้ำ และปฏิกิริยาภายในสิ่งเจือปนต่าง ๆ ที่อยู่ในน้ำ

4. แบบจำลองการแพร่กระจายตัว (Transport Dispersion, TD) ใช้ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและการกระจายตัวของสารละลายและสารแขวนลอยในลำน้ำ รวมไปถึงแรงยึดเกาะกันของตะกอน เป็นต้น

5. แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (Precipitation-Runoff Model or Nedbor-Afstromning Model, NAM) ใช้ในการจำลองแบบปริมาณน้ำท่า เพื่อนำมาใช้เป็นปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง (Lateral Inflow) สำหรับ Hydrodynamic Model (HD)

6. แบบจำลองกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph Model, UH) โดยประยุกต์ใช้ร่วมกับวิธี SCS (Soil Conservation Service) ในการประมาณค่าปริมาณการไหลเข้าด้านข้างของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อย

MIKE 11 ใช้ลักษณะการแก้ปัญหาสมการทางคณิตศาสตร์ โดยวิธีเทคนิคระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical) แบบ Implicit Finite Difference Scheme (พัฒนาโดย Abbott และ Ionescu 1967) ซึ่งเทคนิคดังกล่าวใช้คำนวณอัตราการไหล(Q, Discharge) และระดับน้ำ (h, Water Level) ในตำแหน่งที่สลับกันช่วงของตำแหน่ง Q และ h จะถูกกำหนดในโปรแกรม โดยใช้ระยะห่างของแต่ละช่วงหน้าตัดลำน้ำที่นำเข้าให้กับแบบจำลองเป็นตำแหน่ง แต่อย่างไรก็ตาม หากระยะห่างของหน้าตัดลำน้ำมากเกินกว่าค่า $\Delta x\text{-max}$ แบบจำลอง MIKE 11 จะทำการคำนวณค่าของรูปตัดลำน้ำ

ให้เองโดยใช้ข้อมูลจากรูปตัดลำน้ำข้างเคียง ซึ่งจากการกำหนดตำแหน่งตัวแปรต่างๆ ดังกล่าวนี้ ทำให้แบบจำลองเหมาะสำหรับการคำนวณสภาพทางชลศาสตร์ของลำน้ำ ที่มีรูปลักษณะแบบแขนง (Branch) หรือแบบโครงข่ายลำน้ำ (River – Network) โดยส่วนของการคำนวณสภาพทางชลศาสตร์ของแบบจำลอง MIKE 11 ได้พัฒนามาจากสมการ Saint Venant ซึ่งประกอบด้วย สมการความต่อเนื่อง (Continuity Equation) และสมการโมเมนตัม (Momentum Equation) แบบจำลองมีองค์ประกอบสำคัญ 3 ส่วน ดังนี้

1. Hydrological Information System หรือ HIS module เป็นส่วนที่ใช้ในการประมวลผลนำเสนอและวิเคราะห์ Time series ของข้อมูลอุทกวิทยาและอุตุนิยมวิทยา โดยใช้เป็นข้อมูลด้านเข้าให้แก่แบบจำลองทั้งในส่วนของอุทกวิทยา และการไหลของลำน้ำ

2. Rainfall – Runoff หรือ NAM module ใช้ในการคำนวณหาปริมาณการไหลของน้ำจากค่าปริมาณน้ำฝน แบบจำลองในส่วนนี้แบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำออกเป็นลุ่มน้ำย่อยๆ มีตัวแปรต่างกันไป

3. แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (Hydrodynamic (HD) Model) ได้ใช้วิธี Implicit Finite Difference ในการคำนวณสภาพการไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) ในลำน้ำและบริเวณปากแม่น้ำ โดยแบบจำลองอุทกพลศาสตร์นี้สามารถอธิบายสภาพการไหลได้ทั้งการไหลแบบต่ำกว่าวิกฤต (Sub critical Flow) และการไหลแบบเหนือวิกฤต (Supercritical Flow) ตลอดจนสามารถคำนวณการไหลในระบบลำน้ำที่มีการไหลเข้าด้านข้าง และแสดงผลการคำนวณเปลี่ยนแปลงตามเวลา(Time) และสถานที่ (Space)

3.1 สมการพื้นฐาน

สมการพื้นฐานของแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ในแบบจำลอง MIKE 11 คือสมการ Saint Vacant ซึ่งเป็นสมการที่อธิบายสภาพการไหลในลำน้ำแบบ 1 มิติ (One Dimension) โดยมีสมมติฐานเบื้องต้นคือ

3.1.1 น้ำเป็นของเหลวที่ไม่สามารถอัดได้ (Incompressible Fluid) และความหนาแน่นคงที่ตลอดการไหล

3.1.2 ความลาดชันท้องลำน้ำมีค่าน้อย (Mild Slope)

3.1.3 การไหลเป็นแบบ 1 มิติ (One Dimension) ความลึกและความเร็วจะเปลี่ยนแปลงตามความยาวของลำน้ำ

3.1.4 สภาพการไหลเป็นแบบต่ำกว่าวิกฤต (Sub critical Flow)

แบบจำลอง MIKE 11 ได้กำหนดทางเลือกของลักษณะการไหลไว้ 3 ประเภท ดังนี้

1. Dynamic Approach เป็นการใช้สมการโมเมนตั้มแบบเต็มรูปแบบ (Full Momentum equation) ซึ่งประกอบด้วยแรงเนื่องจากความเร็ว(Acceleration Forces) ซึ่งสามารถใช้กับกรณีของการจำลองแบบของการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว (Fast Transients) การไหลของการขึ้นลงของน้ำทะเล(Tidal Flow) เป็นต้น ในขณะเดียวกัน Backwaters Profiles ก็สามารถถูกคำนวณออกมาได้เช่นกัน

2. Diffusion Wave Approach เป็นแบบจำลองที่จำลองแบบเฉพาะเทอมของความต้าน-ทานของท้องคลอง (Bed Friction)เทอมของแรงโน้มถ่วง (Gravity Force) และเทอมของความเปลี่ยนแปลงของความดันสถิตศาสตร์น้ำ (Hydrostatic Gradient)ในสมการโมเมนตั้มเท่านั้น การแก้สมการ ซึ่งหมายความว่าเฉพาะปรากฏการณ์ของ Relatively Strady Backwater Phenomena (จากการเปรียบเทียบกับช่วงเวลา) เท่านั้นที่ถูกแก้ปัญหา

3. Kinematic Wave สมมติฐานของการสมดุลระหว่างความต้านทาน (Friction) และแรงโน้มถ่วง (Gravity) ซึ่งหมายความว่า Kinematic Wave Approach นั้น ไม่สามารถทำการวิเคราะห์หาผลกระทบที่เกิดจากผลกระทบของน้ำเท้อ(Backwater Effects) ได้ ดังนั้นการใช้วิธีนี้เหมาะสมสำหรับแม่น้ำที่มีความลาดชันมาก (Relatively Steep Rivers) ที่ปราศจากผลกระทบที่เกิดจากน้ำเท้อ

ปกติแล้วสมควรเลือกใช้ Dynamic Wave Description สำหรับทุกๆ กรณีของการใช้งานและรวมทั้งในการศึกษาครั้งนี้ด้วย นอกจากว่าในกรณีที่มั่นใจได้ว่า Diffusive หรือ Kinematic descriptions นั้นมีความเหมาะสมเพียงพอในกรณีการศึกษานั้นๆ

Diffusive and Kinematic Wave Approximation ดังกล่าวนั้น เป็นการทำ Full Dynamic Description อยู่ในรูปแบบที่ง่ายขึ้นเพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณ อย่างไรก็ตามการนำวิธีทั้งสองไปใช้งานนั้นจะต้องแน่ใจได้ว่าเทอมที่ไม่พิจารณานั้นไม่มีความสำคัญต่อกรณีการศึกษานั้นๆ ดังนั้นการใช้ Full Dynamic Description จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุดในทุกๆ กรณี อย่างไรก็แล้วแต่ทั้ง 3 ประเภทของการไหลนั้น ไม่มีวิธีการใดที่สามารถอธิบายรายละเอียดของการเกิด Hydraulic Jump ได้เลย นอกจากสามารถแสดงสภาพทางด้านเหนือน้ำ (Upstream) และสภาพทางด้านท้ายน้ำ (Downstream) จากบริเวณที่เกิด Hydraulic Jump เท่านั้น

การแสดงผลของ MIKE 11 ตรวจสอบได้จาก MIKE View ซึ่งสามารถแสดงผลได้หลายรูปแบบ ได้แก่ อัตราการไหล ณ จุดตรวจสอบ ระดับน้ำ ณ เวลาต่าง ๆ Cross-Section ที่พิเศษจะแสดงภาพเคลื่อนไหวแบบ Animation การขึ้นลงของระดับน้ำตามรูปตัดตามยาวของลำน้ำ ทำให้ง่ายต่อการศึกษาสภาพชลศาสตร์ของคลอง

ข้อมูลด้านเข้าแบบจำลอง MIKE 11

แบบจำลอง MIKE 11 ต้องการข้อมูลที่สำคัญคือ ข้อมูลสภาพลำน้ำและมิติต่างๆของอาคารในลำน้ำ ตลอดจนข้อมูลทางชลศาสตร์ที่ได้จากการเก็บข้อมูลจริงในสนาม การเก็บข้อมูลระดับน้ำในช่วงเวลาต่างๆ ข้อมูลเหล่านี้เป็นตัวแปรที่สำคัญของคำนวณของแบบจำลอง เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ครบถ้วน ข้อมูลที่แบบจำลองต้องการแบ่งได้ 2 ลักษณะคือ

1. ข้อมูลที่ไม่ขึ้นต่อเวลา ได้แก่ข้อมูลทางกายภาพทั่วไป เช่น รูปตัดลำน้ำ ระยะทางขนาดของอาคารชลประทาน แผนที่ 1:50000 เป็นต้น

2. ข้อมูลที่ขึ้นต่อเวลา ได้แก่ ข้อมูลสถิติน้ำในปีที่ทำการศึกษา สถิติฝน แผนการจัดสรรน้ำของโครงการ เป็นต้น

ขีดจำกัดของแบบจำลอง MIKE 11

ในแบบจำลอง MIKE 11 มีข้อจำกัดที่ไม่สามารถดำเนินการได้บางลักษณะและต้องปรับข้อมูลเพื่อให้แบบจำลองทำงานได้ ดังนี้

1. ลักษณะอาคารให้เลือกในแบบจำลองมีจำนวนจำกัด ลักษณะบางอาคารต้องทำการปรับค่า Parameter เพื่อให้อาคารที่ต้องการที่ไม่มีในแบบจำลองใช้งานได้ หรือ เลี่ยงการใช้งานลักษณะนี้ โดยปรับใช้อัตราการไหลแทนการคำนวณอัตราการไหลผ่านอาคารแทน เป็นต้น

2. แบบจำลองไม่มีรายละเอียดค่าการสูญเสียน้ำในการระเหยและการรั่วซึมใน Models HD ในทางปฏิบัติต้องทำการศึกษาโดยการวัดจากสนามและนำมาใช้ในแบบจำลอง

จากการศึกษาแบบจำลอง แบบจำลอง RUBICON แบบจำลอง Canal Man แบบจำลอง API (Antecedent Precipitation Index Model) แบบจำลอง Sacramento (The Sacramento Model) และแบบจำลอง MIKE 11 ซึ่งเป็นแบบจำลองทางชลศาสตร์ โดยใช้สมการ Saint-Venant เป็นสมการพื้นฐานในการจำลองสภาพการไหลเช่นเดียวกันหมด ผลที่ได้คือ ระดับน้ำและอัตราการไหลที่ค่าอนุกรมเวลาต่าง ๆ ซึ่งแบบจำลองแบบจำลอง RUBICON มีการ Run ใน Ms-Dos Mode โดยต้อง Run ทีละส่วน ซึ่งไม่สะดวกในการใช้ ส่วนแบบจำลอง Canal Man การวิเคราะห์ตลิ่งจึงไม่ทราบค่าระดับของน้ำที่ล้นคลอง อีกทั้งไม่มีความหลากหลายของการแสดงผลการ Simulation ส่วนแบบจำลอง API (Antecedent Precipitation Index Model) แบบจำลอง Sacramento (The Sacramento Model) จะไม่เน้นการวิเคราะห์ทางด้านอาคารชลประทาน

การใช้งานใบแบบ MIKE 11 จะทำงานบนระบบ Window ง่ายต่อการใช้งานและมีเครื่องมือที่ใช้งานหลายรูปแบบ การแสดงผลของแบบจำลองทำให้ดูง่ายสะดวกต่อการวิเคราะห์และปรับแก้ข้อมูล ดังนั้นจึงเลือกใช้แบบจำลอง MIKE 11 ในการทำวิจัยครั้งนี้