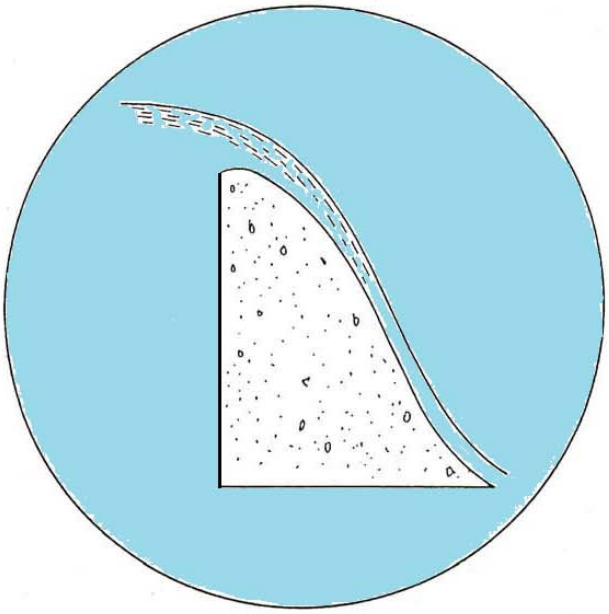
การออกแบบ
อาคารบังคับน้ำ
(Design of Water Control Structures)



ดร.วธาวุธ วุฒิวณิชย์

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

คำนำ

เอกสารชุดนี้เป็นเอกสารคำสอน วิชา วศ.ชป. 521 การออกแบบอาคารบังคับน้ำ (Design of Water Control Structures) ซึ่งเป็นวิชาระดับปริญญาโทของภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน เอกสารชุดนี้มี 2 เล่ม เล่มที่ 1 ประกอบด้วยเนื้อหาเกี่ยวกับข้อพิจารณาเกี่ยวกับการออกแบบโดยทั่วไป การวิเคราะห์แรงที่กระทำต่ออาคาร การออกแบบฝายและเขื่อนทดน้ำ และการออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน เล่มที่ 2 ประกอบด้วยเนื้อหาเกี่ยวกับประตูเรือสัญจร ทางล่องซุง บันไดปลา ประตูระบายปากคลองและอาคารอัดน้ำกลางคลอง และการออกแบบทางระบายน้ำล้น ซึ่งผู้เขียนได้รวบรวมมาจากประสพการณ์ในการสอนวิชานี้ เป็นเวลา 4 ปีติดต่อกัน และจากประสพการณ์ในการสอนวิชาที่เกี่ยวข้องในระดับปริญญาตรี เช่น " การไหลในทางน้ำเปิด " และ " ชลศาสตร์ " จึงมั่นใจว่าเนื้อหาที่ปรากฏในเอกสารคำสอนชุดนี้จะเป็นประโยชน์แก่นิสิตที่เรียนวิชานี้ และแก่วิศวกรผู้ทำหน้าที่ออกแบบอาคารบังคับน้ำโดยทั่วไป

ผู้เขียนต้องขอขอบคุณอาจารย์นิพนธ์ สายหอมและศาสตราจารย์ ดร.ธวัชชัย ติงสัญชาลี ผู้ให้ความรู้ทางด้านนี้แก่ผู้เขียนสมัยที่เรียนปริญญาโทที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย และรองศาสตราจารย์ไสว พงษ์สุวรรณ และรองศาสตราจารย์พงษ์ศักดิ์ เสริมสาธนสวัสดิ์ ผู้ให้ความรู้สมัยเรียนที่มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมชลประทานที่ได้ให้การสนับสนับสนุนในการเรียบเรียงเอกสารคำสอนชุดนี้จนสำเร็จสมบูรณ์

รศ.ดร.วราวุธ วุฒิวณิชย์

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พฤษภาคม 2534

สารบาญ

หน้า

คำนำ .....(i)

สารบาญ .....(ii)

1. คำนำและการพิจารณาเพื่อการออกแบบอาคารในคลองโดยทั่ว ๆ ไป 1-1

1.1 อาคารชลประทาน 1-1

1.1.1 Headworks Structures.....1-1

1.1.2 Conveyance Structures.....1-1

1.1.3 Regulating Structures.....1-1

1.1.4 Water Measuring Structures.....1-2

1.1.5 Protective Structures.....1-2

1.2 ส่วนประกอบของอาคารในคลอง.....1-2

1.3 สิ่งที่จำเป็นในการออกแบบอาคารบังคับน้ำ 1-3

1.3.1 ปริมาณน้ำสูงสุดที่ไหลผ่าน.....1-3

1.3.2 การสำรวจชั้นดิน.....1-3

1.3.3 การศึกษาทางอุทกวิทยา.....1-4

1.3.4 การศึกษาการตกตะกอน.....1-4

1.3.5 Operation and Maintenance.....1-4

1.4 ข้อพิจารณาเพื่อการออกแบบ.....1-4

1.4.1 การออกแบบทางชลศาสตร์.....1-4

1.4.2 การออกแบบทางโครงสร้าง.....1-5

1.4.3 การออกแบบความมั่นคง.....1-5

1.5 Loads.....1-5

1.5.1 Dead Load Weights.....1-5

1.5.2 Operating Deck Uniform Live Loads.....1-6

1.5.3 Lateral Pressures.....1-6

1.5.4 Other Pressures.....1-7

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

1.5.5 Wheel Loads ที่ถ่ายไปยังท่อที่ฝังไว้ใต้ดิน.....1-7

1.6 ความมั่นคง.....1-8

1.6.1 Bearing Capacity.....1-8

1.6.2 Sliding Coefficient.....1-9

1.6.3 Overturning.....1-9

1.6.4 Percolation.....1-10

1.7 Hydraulics.....1-10

1.7.1 Hydraulic Control.....1-10

1.7.2 Hydraulic Head Losses.....1-11

1.7.3 Discharge Coefficients.....1-11

1.8 Structural Considerations.....1-12

1.8.1 Reinforced Concrete.....1-12

1.8.2 Structural Steel.....1-15

1.9 คลอง.....1-15

1.9.1 Freeboard.....1-15

1.9.2 Profile Sheet.....1-15

1.10 Forms for Structures.....1-17

1.10.1 Monolithic Concrete.....1-17

1.10.2 Precast Concrete.....1-17

1.11 เอกสารอ้างอิง.....1-17

2. แรงที่กระทำต่ออาคาร.....2-1

2.1 แรงดันน้ำ.....2-1

2.1.1 แรงดันน้ำนิ่ง.....2-1

2.1.2 แรงเนื่องจากน้ำไหล.....2-1

2.1.3 แรงยกตัวของน้ำ.....2-4

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

2.2 Subatmospheric Pressure.....2-6

2.3 แรงดันตะกอน.....2-6

2.4 แรงดันเนื่องจากแผ่นดินไหว.....2-7

2.5 แรงดันคลื่น.....2-11

2.6 แรงดันลม.....2-11

2.7 แรงเนื่องจากน้ำหนักอาคาร.....2-12

2.8 น้ำหนักจร.....2-13

2.9 แรงดันดินด้านข้าง.....2-13

2.9.1 Non-Cohesive backfill, no surcharge.....2-13

2.9.2 Non-Cohesive, sloping backfill.....2-13

2.9.3 Non-Cohesive, horizontal backfill with surcharge of Intensity ΔP.....2-14

2.9.4 Non-Cohesive, horizontal, saturated backfill.....2-14

2.9.5 Cohesive backfill material, no surcharge.....2-14

2.10 ความเข้มของแรงดันที่ฐานรากอาคาร.....2-14

2.10.1 สูตรของ W.P. Creager and B.O. Mccoy.....2-14

2.10.2 สูตรจาก USBR's Design of Small Dams.....2-16

2.11 ความมั่นคงของอาคาร.....2-18

2.11.1 ความปลอดภัยต่อการพลิกตัว.....2-18

2.11.2 ความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล.....2-18

2.11.3 ความมั่นคงต่อ Overstressing.....2-20

2.12 การพิจารณาเกี่ยวกับฐานราก.....2-20

2.13 ตัวอย่าง.....2-20

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

2.13.1 วิเคราะห์แรงและโมเมนต์ที่กระทำต่อตัวเขื่อน.....2-22

2.13.2 การตรวจสอบความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล.....2-23

2.13.3 การตรวจสอบความมั่นคงต่อการพลิกตัว.....2-24

2.13.4 การตรวจสอบความมั่นคงต่อ Overstressing 2-26

2.14 เอกสารอ้างอิง.....2-29

3. การออกแบบฝายทดน้ำ.....3-1

3.1 คำนำ.....3-1

3.2 ข้อพิจารณาในการเลือกที่ตั้งฝายทดน้ำ.....3-3

3.3 วิธีการเลือกที่ตั้งฝายทดน้ำ.....3-4

3.4 ที่ตั้งฝายทดน้ำที่ดี.....3-4

3.5 การพิจารณาเพื่อการออกแบบ.....3-6

3.6 รูปร่างฝาย.....3-6

3.6.1 ฝายคอนกรีตแบบ Ogee 3-6

3.6.2 ฝายคอนกรีตแบบมีบานปิด-เปิดอยู่บนสันฝาย.....3-7

3.6.3 ฝายคอนกรีตแบบ Ogee ชนิดพื้นผิวบางและมีตอม่อค้ำยัน.....3-7

3.6.4 ฝายแบบดาดผิวด้วยคอนกรีตทับบนดินถมอัดแน่น.....3-8

3.6.5 ฝายหิน.....3-9

3.7 การออกแบบสันฝาย Ogee ตามแบบ USBR 3-10

3.7.1 รูปร่างสันฝาย.....3-10

3.7.2 การคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย Ogee 3-11

3.8 การออกแบบสันฝาย Ogee ซึ่งมีบานระบายตามแบบของ USBR 3-17

3.9 การออกแบบสันฝาย Ogee ตามแบบของ United States Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station (WES)....3-24

3.9.1 รูปร่างสันฝาย.....3-24

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

3.9.2 การคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย Ogee มาตรฐานแบบ WES 3-25

3.10 ฝายรูปสี่เหลี่ยมคางหมู.....3-30

3.11 ฝายสันคม.....3-31

3.12 ฝายสันกว้าง.....3-33

3.13 ระดับสันฝาย.....3-33

3-14 ความยาวสันฝาย.....3-34

3.15 การระบายน้ำใต้พื้นฝาย.....3-35

3.16 การป้องกันพื้นท้องน้ำท้ายฝาย 3-36

3.17 พื้นฝายด้านเหนือน้ำ.....3-36

3.18 กำแพงริมตลิ่งและส่วนประกอบต่าง ๆ 3-37

3.19 การพัดพาเม็ดดินฐานรากอาคาร.....3-37

3.19.1 วิธี Flow Net 3-38

3.19.2 วิธี Weighted Creep Ratio 3-38

3.20 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฝาย.....3-40

3.21 เอกสารอ้างอิง 3-48

4. การออกแบบเขื่อนทดน้ำ.....4-1

4.1 คำนำ.....4-1

4.2 ข้อพิจารณาในการออกแบบ.....4-3

4.2.1 จุดที่ตั้งเขื่อนทดน้ำที่ดีและการหาจุดที่ตั้งเขื่อนทดน้ำ.....4-3

4.2.2 แรงที่กระทำต่อเขื่อนทดน้ำ.....4-3

4.2.3 ข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงกระทำต่อตัวเขื่อน.....4-3

4.2.4 แรงปฏิกริยาของฐานราก.....4-4

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

4.2.5 ข้อกำหนดเกี่ยวกับความมั่นคงของเขื่อน.....4-4

4.2.6 ตอม่อ.....4-5

4.3 การไหลของน้ำผ่านประตูระบาย.....4-5

4.3.1 การไหลแบบอิสระ.....4-6

4.3.2 การไหลแบบท่วมท้ายบาน.....4-7

4.4 ระดับต่าง ๆ ของเขื่อนทดน้ำ.....4-11

4.5 บานประตูและเครื่องกว้าน.....4-13

4.5.1 ชนิดของบานประตู.....4-13

4.5.2 สิ่งที่ควรพิจารณาในการเลือกชนิดและขนาดของบานประตู.....4-20

4.5.3 การออกแบบบานประตู.....4-21

4.5.4 เครื่องกว้าน.....4-30

4.6 ตัวอย่างการออกแบบเขื่อนทดน้ำ.....4-35

4.7 เอกสารอ้างอิง.....4-40

5. การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 1.....5-1

5.1 การสลายพลังงานจลน์ของน้ำ.....5-1

5.2 ไฮดรอลิคจั๊มบนพื้นราบ (เบซิน 1).....5-1

5.2.1 สมการไฮดรอลิคจั๊ม.....5-2

5.2.2 ความยาวของจั๊ม.....5-4

5.2.3 การสลายพลังงานในจั๊ม.....5-4

5.2.4 ชนิดของไฮดรอลิคจั๊ม.....5-4

5.2.5 การพิจารณาในเชิงปฏิบัติ.....5-7

5.2.6 ความดันที่พื้นเบซิน.....5-8

5.2.7 ตัวอย่างที่ 1.....5-8

5.3 Stilling Basin สำหรับทางระบายน้ำล้นของเขื่อนสูงและอาคารในคลอง ในคลองขนาดใหญ่ (เบซิน 2).....5-10

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

5.3.1 ส่วนประกอบของเบซิน 2.....5-10

5.3.2 รูปตัดของเบซิน 2.....5-12

5.3.3 ความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำ.....5-12

5.3.4 ความยาวเบซิน.....5-14

5.3.5 Water Surface Profiles 5-14

5.3.6 เกณฑ์การออกแบบเบซิน 2.....5-14

5.3.7 การคำนวณหา V_1 และ D_1 5-17

5.3.8 ความสูงกำแพง.....5-17

5.3.9 ตัวอย่างที่ 2 5-17

5.4 Stilling Basins สำหรับอาคารในคลอง Outlet Works และทางระบายน้ำล้นขนาดเล็ก (เบซิน 3).....5-20

5.4.1 การพัฒนาเบซิน 3.....5-20

5.4.2 การออกแบบและการทำงานของเบซิน.....5-22

5.4.3 Water Surface and Pressure Profiles.....5-25

5.4.4 ข้อเสนอแนะ.....5-26

5.4.5 ตัวอย่างที่ 3.....5-27

5.5 เอกสารอ้างอิง.....5-31

6. การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 2.....6-1

6.1 คำนำ.....6-1

6.2 การออกแบบ Stilling Basin and Wave Suppressor สำหรับอาคารในคลอง Outlet Works และเขื่อนทดน้ำ (เบซิน IV).....6-1

6.2.1 คุณลักษณะจั๊มในช่วง Froude No. 2.5-4.5.....6-1

6.2.2 การออกแบบ Stilling Basin ในช่วง Froude No. 2.5-4.5 6-2

6.2.3 Alternative Stilling Basin 4-Small Drops 6-5

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

6.2.4 อุปกรณ์ลดคลื่น.....6-6

6.2.4.1 Raft Type Wave Suppressor.....6-6

6.2.4.2 Underpass-Type Wave Suppressor.....6-8

6.2.5 ตัวอย่าง.....6-11

6.3 การออกแบบ Stilling Basin บนพื้นเอียง (เบซิน V).....6-13

6.3.1 ลักษณะของจั๊มบนพื้นเอียง.....6-13

6.3.2 คุณสมบัติของจั๊มแบบ D 6-13

6.3.3 คุณสมบัติของจั๊มแบบ B 6-17

6.3.4 การประยุกต์ใช้ผลการทดลองในการออกแบบ.....6-21

6.3.5 ข้อเสนอแนะในการออกแบบ.....6-29

6.4 การออกแบบ Stilling Basin สำหรับทางออกที่เป็นท่อหรือทางน้ำเปิด (เบซิน 6).....6-32

6.4.1 คำนำ.....6-32

6.4.2 การพัฒนาเบซิน 6.....6-33

6.4.3 การทำงานของเบซิน.....6-33

6.4.4 การออกแบบเบซิน.....6-36

6.4.5 ข้อสรุปและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบ.....6-38

6.5 เอกสารอ้างอิง.....6-40

7. การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 3.....7-1

7.1 คำนำ.....7-1

7.2 การออกแบบ Slotted และ Solid Buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นของเขื่อน (เบซิน 7).....7-1

7.2.1 การทำงานของ Solid และ Slotted Buckets.....7-1

7.2.2 การพัฒนา Slotted Bucket 7-3

7.2.3 Verification of the slotted Bucket.....7-5

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

7.2.4 ขีดจำกัดเกี่ยวกับระดับน้ำท้ายน้ำ.....7-7

7.2.5 ขั้นตอนในการออกแบบเบซิน 7.....7-9

7.2.6 การกำหนดระดับของ Bucket Invert 7-19

7.2.7 ตัวอย่าง 7.1 7-20

7.3 การออกแบบ Hollow-Jet Valve Stilling Basins (เบซิน VIII).....7-25

7.3.1 คำนำ.....7-25

7.3.2 การพัฒนารูปร่างของเบซิน.....7-25

7.3.3 วิธีการออกแบบ.....7-33

7.3.4 ตัวอย่างที่ 7.2 7-35

7.4 เอกสารอ้างอิง.....7-41

8. การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 4.....8-1

8.1 คำนำ.....8-1

8.2 การออกแบบ Baffled Apron สำหรับอาคารน้ำตกในคลองหรือทางระบายน้ำล้น (เบซิน IX) 8-1

8.2.1 ทั่วไป.....8-1

8.2.2 การพัฒนารูปร่างลักษณะของ Baffled Apron 8-2

8.2.3 ขั้นตอนการออกแบบ 8-8

8.3 การออกแบบ Flip Buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ (เบซิน X).....8-12

8.3.1 ทั่วไป.....8-12

8.3.2 ปัญหาในการออกแบบ Bucket 8-22

8.3.3 การออกแบบ Bucket ที่พัฒนาขึ้นใหม่ 8-24

8.3.4 ข้อพิจารณาในการออกแบบ.....8-29

8.4 การหาขนาดหินทิ้ง.....8-34

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

8.5 เอกสารอ้างอิง 8-36

9. อาคารประกอบของงานทดน้ำ.....9-1

9.1 คำนำ.....9-1

9.2 ประตูเรือสัญจร.....9-1

9.2.1 ส่วนประกอบของประตูเรือสัญจร.....9-1

9.2.2 ช่องทางเข้าและออกจากประตูเรือสัญจร.....9-2

9.2.3 ขนาดของอ่างน้ำ.....9-3

9.2.4 การออกแบบระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก.....9-5

9.2.5 ตำแหน่งของประตูเรือสัญจร.....9-10

9.2.6 ชลศาสตร์ของระบบปล่อยน้ำเข้า.....9-11

9.2.7 อ่างน้ำ.....9-14

9.2.8 ประตูน้ำ.....9-17

9.2.9 วาล์วท่อลอด.....9-18

9.2.10 ประตูฉุกเฉิน.....9-21

9.3 ทางล่องซุง.....9-21

9.3.1 คำนำ.....9-21

9.3.2 การออกแบบทางชลศาสตร์ของทางล่องซุง.....9-23

9.3.3 หลักการออกแบบทางล่องซุง.....9-24

9.4 อาคารป้องกันปลา.....9-25

9.4.1 หน้าที่ของอาคารป้องกันปลา.....9-25

9.4.2 เกณฑ์การออกแบบอาคารสำหรับปลาผ่าน.....9-25

9.4.3 บันไดปลา.....9-25

9.4.4 Fish Locks 9-27

9.4.5 กับดักปลา.....9-28

9.4.6 ตะแกรงกันปลา.....9-28

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

9.5 เอกสารอ้างอิง 9-31

10. อาคารหัวงานและอาคารอัดน้ำกลางคลอง.....10-1

10.1 คำนำ.....10-1

10.2 อาคารหัวงาน.....10-1

10.2.1 ข้อพิจารณาโดยทั่วไป.....10-1

10.2.2 ชนิดของอาคารควบคุม.....10-2

10.2.3 Sluice and Gate Requirements 10-4

10.2.4 ข้อพิจารณาในการออกแบบ 10-5

10.3 อาคารอัดน้ำกลางคลอง.....10-7

10.3.1 หน้าที่โดยทั่วไป 10-7

10.3.2 ข้อพิจารณาในการออกแบบโดยทั่วไป.....10-7

10.4 เอกสารอ้างอิง.....10-10

11. การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 1 11-1

11.1 คำนำ 11-1

11.2 ทางระบายน้ำล้นช่วย 11-2

11.3 ทางระบายน้ำล้นฉุกเฉิน.....11-3

11.4 การเลือกปริมาณน้ำท่วมออกแบบ 11-3

11.5 การกำหนดระดับน้ำสูงสุด 11-4

11.6 การหาขนาดทางระบายน้ำล้นที่เหมาะสม.....11-5

11.7 ชนิดของทางระบายน้ำล้น 11-9

11.8 ทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow 11-12

11.8.1 ตัวอย่างการออกแบบที่ 1 11-12

11.8.2 ตัวอย่างการออกแบบที่ 2 11-20

11.9 ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall (Straight Drop).....11-23

11.9.1 คำนำ.....11-23

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

11.9.2 ชลศาสตร์ของทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall.....11-24
11.9.3 อ่างแบบไฮดรอลิคจั๊ม.....11-25
11.9.4 อ่างแบบ Impact Clock 11-25
11.9.5 Slotted Grating Dissipator 11-27
11.9.6 ตัวอย่างการออกแบบ 11-28
11.10 ทางระบายน้ำล้นแบบรางเท.....11-34
11.10.1 การออกแบบทางเข้า.....11-36
11.10.2 การออกแบบสันฝาย.....11-37
11.10.3 การออกแบบตอม่อ 11-37
11.10.4 การออกแบบรางเท.....11-37
11.11 เอกสารอ้างอิง.....11-45
12. การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 2 12-1
12.1 คำนำ.....12-1
12.2 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel 12-1
12.2.1 ลักษณะทั่วไป 12-1
12.2.2 ชลศาสตร์ของการไหลของน้ำในทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel 12-1
12.2.3 การออกแบบรูปตัดของร่องน้ำและ Control Section.....12-7
12.2.4 ตัวอย่างการออกแบบ 12-8
12.3 ทางระบายน้ำล้นแบบ Rectangular Box Inlet 12-14
12.3.1 ลักษณะทั่วไป 12-14
12.3.2 การหาความยาวของสันฝาย.....12-15
12.3.3 การหาความลึกของ Rectangular Box 12-16
12.4 เอกสารอ้างอิง 12-17

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

13. การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 3 13-1

13.1 คำนำ 13-1

13.2 การออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory 13-1

13.2.1 ลักษณะทางชลศาสตร์โดยทั่ว ๆ ไป 13-1

13.2.2 ปริมาณการไหลของน้ำผ่านสันฝายรูปวงกลม.....13-3

13.2.3 รูปร่างของสันฝาย.....13-7

13.2.4 การออกแบบ Transition 13-7

13.2.5 การออกแบบท่อ.....13-16

13.2.6 ตัวอย่างการออกแบบ.....13-17

13.3 ทางระบายน้ำล้นแบบ Square Drop Inlet Pipe 13-31

13.3.1 ลักษณะโดยทั่วไป 13-31

13.3.2 การไหลของน้ำผ่านฝาย.....13-32

13.3.3 การไหลของน้ำผ่านท่อ.....13-35

13.3.4 Slug Flow 13-38

13.3.5 ขั้นตอนการออกแบบ.....13-39

13.4 เอกสารอ้างอิง.....13-40

14. การออกแบบอาคารทางออก.....14-1

14.1 หน้าที่ของอาคารทางออก.....14-1

14.2 ชนิดของอาคารทางออก.....14-1

14.3 ส่วนประกอบของอาคารทางออก.....14-2

14.3.1 อาคารรับน้ำ.....14-2

14.3.2 ทางระบายน้ำ.....14-2

14.3.3 อาคารควบคุมน้ำ.....14-3

14.3.4 อาคารปล่อยน้ำ.....14-3

สารบาญ (ต่อ)

หน้า

14.4 การหาขนาดของอาคารทางออก.....14-4

14.5 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของอาคารทางออกกับระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ.....14-5

14.6 การวางแนวอาคารทางออก.....14-7

14.7 การจัดองค์ประกอบของอาคารทางออก.....14-7

14.8 ตำแหน่งอาคารควบคุมของอาคารทางออก.....14-8

14.8.1 อาคารควบคุมอยู่ที่ปลายท่อด้านเหนือน้ำ.....14-9

14.8.2 อาคารควบคุมอยู่ที่บริเวณกลางท่อ.....14-9

14.9 การออกแบบทางชลศาสตร์ของอาคารทางออก.....14-9

14.9.1 การไหลของน้ำในอาคารทางออกแบบทางน้ำเปิด.....14-10

14.9.2 การไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดัน.....14-19

14.9.3 การสูญเสียพลังงานจากการไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดัน....14-23

14.9.4 รูปร่าง Transition 14-32

14.9.5 โค้ง.....14-36

14.9.6 อาคารสลายพลังงาน.....14-38

14.9.7 ชาร์ทสำหรับหาขนาดท่อ.....14-41

14.10 ตัวอย่างการออกแบบ 1 14-46

14.11 ตัวอย่างการออกแบบ 2 14-56

14.12 เอกสารอ้างอิง.....14-61

บทที่ 1

คำนำและการพิจารณาเพื่อการออกแบบอาคารในคลองโดยทั่ว ๆ ไป

1.1 อาคารชลประทาน

อาคารชลประทานสามารถแบ่งออกได้เป็น 5 ประเภท ดังนี้

1.1.1 Headworks Structures หมายถึง อาคารควบคุมน้ำที่หัวงาน เช่น เขื่อน ระบายน้ำ ฝาย โรงสูบ และอาคารประกอบอื่น ๆ ที่หัวงาน เช่น ทางระบายน้ำล้น ประตูเรือสัญจร ทางล่องซุง ประตูระบายทราย และบันไดปลา เป็นต้น

1.1.2 Conveyance Structures หมายถึง คลองและอาคารต่าง ๆ ในคลองที่ทำหน้าที่ส่งน้ำจากหัวงานไปยังพื้นที่เพาะปลูกที่ต้องการ เช่น

(1) Inverted Siphon เพื่อส่งน้ำลอดใต้ทางน้ำธรรมชาติ

(2) Road Crossings เพื่อส่งน้ำลอดใต้ถนน

(3) Bench Flumes เพื่อส่งน้ำไปตามขอบเนินเขาชัน

(4) Elevated Flumes เพื่อส่งน้ำผ่านที่ลุ่ม

(5) Drop or Chute Structures เพื่อส่งน้ำผ่านบริเวณที่มีการเปลี่ยนระดับกระทันหัน หรือส่งน้ำลงเนินชัน

1.1.3 Regulating Structures หมายถึง อาคารที่ควบคุมปริมาณน้ำที่ส่งเข้าคลองตามตารางการส่งน้ำที่วางแผนไว้ หรือตามคำขอของเกษตรกร เช่น

(1) Canal Headworks Structure หรือ Main Headgate เพื่อควบคุมปริมาณน้ำที่ส่งเข้าสู่คลองส่งน้ำสายใหญ่ที่หัวงาน

(2) Check Structures เพื่อยกระดับน้ำในคลองเมื่อส่งน้ำไม่ถึงระดับใช้การ

(3) Turnout เพื่อควบคุมปริมาณน้ำที่ส่งจากคลองสายใหญ่เข้าสู่คลองซอย เรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า Head Regulator

(4) Division Structures เพื่อควบคุมปริมาณน้ำที่ส่งเข้าคลองแยกซอย หรือคูน้ำหลาย ๆ สายที่แยกออกจากจุดเดียวกัน

(5) Wasteway Structures เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ระบายน้ำส่วนที่เกินความต้องการออกจากคลอง เพื่อป้องกันคลองจากความเสียหายเนื่องจากน้ำล้นตลิ่ง อาคารประเภทนี้บ่อยครั้งอาจจำแนกเป็น Protective Structures

1.1.4 Water Measurement Structures เป็นอาคารที่ทำหน้าที่วัดปริมาณน้ำที่ส่งเข้าสู่ส่วนต่าง ๆ ของระบบคลอง เพื่อให้การส่งน้ำแก่เกษตรกรเป็นไปอย่างทั่วถึง และยุติธรรมและเพื่อป้องกันการสูญเสียน้ำโดยเปล่าประโยชน์ ซึ่งจะช่วยทำให้การจัดการน้ำในระบบชลประทานมีประสิทธิภาพดี อาคารวัดน้ำที่สำคัญได้แก่

(1) Parshall Flumes

(2) Weir

(3) Weir Boxes

(4) Open Flow Meters

(5) CHO ซึ่งทำหน้าที่เป็น Regulating Structures ไปในตัวด้วย

1.1.5 Protective Structures เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ป้องกันคลองส่งน้ำจากน้ำท่าผิวดินที่เกิดจากฝนกรณีที่คลองมีแนวลัดเลาะไปตามขอบเนิน และป้องกันน้ำล้นคลองกรณีที่น้ำท่าจากพายุฝนไหลเข้าคลอง หรือกรณีที่มีการปฏิบัติการส่งน้ำไม่ถูกวิธี อาคารประเภทนี้ได้แก่

(1) Cross-drainage Structures ถ้าเป็นอาคารที่ผันน้ำท่าลอดใต้คลองเรียกว่า Culverts ถ้าเป็นอาคารที่ผันน้ำท่าข้ามคลองเรียกว่า Overchutes และถ้าผันเข้าคลองโดยตรงเรียกว่า Drain Inlets

(2) Wasteways เพื่อระบายน้ำส่วนเกินออกจากคลองได้แก่ Side Channel Spillways, Radial Gated Spillways หรือ Siphon Spillways.

วิชานี้จะได้กล่าวโดยละเอียดถึงการออกแบบอาคารหัวงาน (หัวข้อ 1.1.1) อาคารควบคุม (หัวข้อ 1.1.3) และอาคารป้องกันคลอง (หัวข้อ 1.1.5) สำหรับอาคารส่งน้ำ (หัวข้อ 1.1.2) อยู่ในเนื้อหาวิชา วศ.ชป. 423 (การออกแบบอาคารส่งน้ำชลประทาน) และอาคารวัดน้ำ (หัวข้อ 1.1.4) อยู่ในวิชา วศ.ชป. 527 (การออกแบบอาคารควบคุมและวัดน้ำ)

1.2 ส่วนประกอบของอาคารในคลอง

โดยทั่ว ๆ ไป อาคารในคลองมีส่วนประกอบต่าง ๆ ดังนี้

(1) ท่อ คือส่วนของอาคารที่ฝังไว้ใต้ดิน ซึ่งอาจออกแบบจาก Internal Hydrostatic Bursting Pressure หรือไม่ก็ได้ มีหลายแบบให้เลือก เช่น ท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก Asbestos Cement, Welded Steel, Corrugated Metal หรือ

Reinforced Plastic Motar

(2) ส่วนประกอบของท่อ เช่น Pipe Collars, Air Vents, Blowoffs, Manholes

(3) Transitions ส่วนเชื่อมต่อระหว่างคลองกับอาคาร ซึ่งมีทั้งแบบคอนกรีตเสริมเหล็กและแบบดิน

(4) Energy Dissipators คืออาคารที่ปลายด้านท้ายน้ำของอาคารประเภท Drop หรือ Chute เพื่อทำหน้าที่สลายพลังงานจลน์ของน้ำ ซึ่งอาจเป็นแบบ Hydraulic Jump เช่นใน Stilling Basin หรือแบบ Impact (กระแทก) เช่นใน Baffled Outlet

(5) Safety Features เพื่อป้องกันคนและสัตว์ตกลงไปในคลองและอาคารหรือเพื่อช่วยให้สามารถหนีออกมาได้ ถ้าเกิดพลัดตกลงไป เช่น รั้ว ราว ตาข่าย บรรได และป้ายบอกว่าอันตราย หรือระวังพลัดตก เป็นต้น

1.3 สิ่งที่จำเป็นในการออกแบบอาคารบังคับน้ำ

1.3.1 ปริมาณน้ำสูงสุดที่ไหลผ่าน ซึ่งจะหาได้จาก

(1) พื้นที่ชลประทาน

(2) พืชที่ปลูก

(3) ระบบการส่งน้ำ Continuous, Rotation หรือ On Demand

(4) อัตราการสูญเสียน้ำเนื่องจากการระเหยและการรั่วซึม

(5) ประสิทธิภาพการใช้น้ำและการส่งน้ำ

ข้อมูลเกี่ยวกับการใช้น้ำของโครงการชลประทานอื่น ๆ ที่มีสภาพใกล้เคียงกันจะมีประโยชน์ ใช้เป็นแนวทางในการประมาณน้ำที่ต้องการต่อไร่ของโครงการที่กำลังออกแบบได้

1.3.2 การสำรวจชั้นดิน เพื่อให้รู้ข้อมูลดิน ณ จุดที่จะสร้างอาคารเพื่อ

(1) ดูว่าควรขุดดินออกมากน้อยเท่าใด

(2) ดูว่าดินตรงบริเวณนั้นจะใช้ประโยชน์ เช่น การทำคันดิน (Embankment) ได้หรือไม่ ถ้าไม่ได้จะให้หา Borrow Material สำหรับทำคันดิน หรือ Backfill ดินที่ใช้ได้จะต้องเป็นแบบ Non-expansive มี Remolded Shearing Strength พอ และค่อนข้าง Impervious

(3) ดูความมั่นคงของฐานราก

(4) ดูว่าควรดาดคลองหรือไม่

(5) ตรวจสอบความมั่นคงของลาดด้านข้าง

(6) ประเมินคุณสมบัติในการคงทนต่อการกัดเซาะ

(7) ตรวจสอบความต้องการ Underdrain สำหรับคลองดาด

(8) ตรวจสอบ Water-soluble Sulfate Ion Concentration ซึ่งจะทำให้เกิด Sulfate Attack แก่คอนกรีต

1.3.3 การศึกษาทางอุทกวิทยา เพื่อประเมินน้ำท่าสูงสุดที่เกิดจากฝนที่จะไหลผ่านอาคารต่าง ๆ โดยเฉพาะอาคารป้องกันคลอง

1.3.4 การศึกษาการตกตะกอน การศึกษาถึง Degradation และ Aggradation ในทางน้ำธรรมชาติจะเป็นข้อมูลสำคัญในการออกแบบความหนาของชั้นดินคลุมท่อไซฟอนที่วางลอดใต้ทางน้ำธรรมชาติ ถ้าเกิด Degradation รุนแรงจะมีผลทำให้ท่อซึ่งไม่มีน้ำลอยตัวได้ ขณะที่ถ้าเกิด Aggradation อาจไปเพิ่ม External Earth Loads จนทำให้ท่อแตกหรือพังได้

1.3.5 Operation and Maintenance Operating Criteria ของผู้ออกแบบปกติจะช่วยเจ้าหน้าที่ให้ทำงานด้าน O&M ได้ดีขึ้น

1.4 ข้อพิจารณาเพื่อการออกแบบ (Design Considerations)

ในการออกแบบอาคารบังคับน้ำ มีสิ่งที่จะต้องพิจารณาในการออกแบบดังนี้

1.4.1 การออกแบบทางชลศาสตร์ (Hydraulic Design)

มีวัตถุประสงค์เพื่อ

(1) หาขนาดอาคารที่สามารถส่งน้ำได้ตามที่ต้องการ

(2) ให้อาคารมีความสามารถให้น้ำล้นผ่านได้เพียงพอ เพื่อป้องกันไม่ให้ระดับน้ำในคลองยกตัวสูงกว่า Freeboard ที่ออกแบบไว้ในกรณีฉุกเฉิน หรือกรณีที่มีการปฏิบัติการส่งน้ำผิดพลาด

(3) ให้ได้อาคารที่มีขนาดทางโครงสร้าง และทางชลศาสตร์ที่เหมาะสมในการสลายพลังงานโดยมีการปั่นป่วน (Turbulence) ทางด้านท้ายน้ำน้อยที่สุด

(4) หาขนาด Transition ที่เหมาะสมเพื่อให้น้ำที่ไหลผ่านเกิดการสูญเสีย

พลังงานน้อยที่สุด

1.4.2 การออกแบบทางโครงสร้าง (Structural Design)

มีวัตถุประสงค์เพื่อหาขนาดความหนาของคอนกรีต และการเสริมเหล็กของอาคารที่เหมาะสม เพื่อให้สามารถรับ Bending Moments, Thrust และ Shear Stresses ที่เกิดจาก Load ที่กระทำต่ออาคาร

1.4.3 การออกแบบความมั่นคง (Stability Design)

เพื่อวัตถุประสงค์คือ

(1) ต้านทานการเลื่อนไถลและการพลิกตัว (Sliding and Overturning)

(2) ป้องกันน้ำไม่ให้น้ำกัดพาวัสดุฐานราก

(3) เพื่อให้แรงดันที่ฐานรากน้อยกว่า Maximum Allowable Bearing Pressure

1.5 Loads

Loads ที่กระทำต่ออาคารได้แก่

(1) Dead Load Weights

(2) Live Load on Operating Decks

(3) Lateral Pressure

(4) Bursting and Uplift Pressures

(5) Wheel Loads.

1.5.1 Dead Load Weights

Dead Load Weights ที่ใช้ในการออกแบบอาคารมีค่าดังแสดงในตารางที่ 1.1

ตารางที่ 1.1 Dead Load Weights

Load	Weight (lbs/cu.ft)
Water	62.4
Backfill dry*	100
Backfill saturated*	125
Compacted backfill dry	120
Compacted backfill saturated	135
Concrete	150

* dry หมายถึงดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน saturated หมายถึงดินใต้ระดับน้ำใต้ดิน

1.5.2 Operating Deck Uniform Live Loads

Stoplogs	150 lb/ft^2
Otherwise	100 lb/ft^2

Decks for radial gate hoists require special structural design considerations

1.5.3 Lateral Pressures

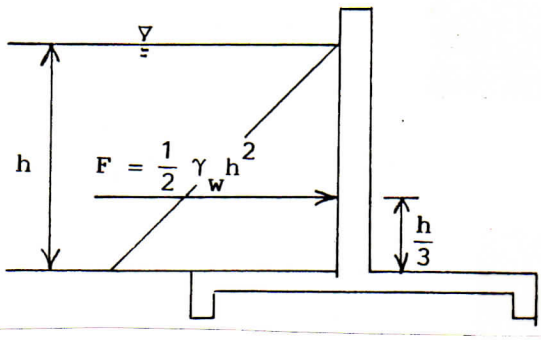
(1) น้ำ

แรงดันน้ำเท่ากับ 62.4 lb/ft^2 ต่อน้ำลึก 1 ฟุต Pressure Diagram เป็นรูปสามเหลี่ยม ซึ่งมีแรงลัพธ์กระทำที่ระยะ $\frac{1}{3}$ จากฐานดังรูปที่ 1.1

เมื่อ h = ความลึกของน้ำหน้าอาคาร

γ_w = unit weight ของน้ำ

F = แรงดันน้ำที่กระทำต่ออาคาร



รูปที่ 1.1 แรงดันน้ำที่กระทำต่ออาคาร

(2) ดิน

หา Active earth pressure ได้โดย Rankine's Solution ของสมการ Coulomb's แรงดันดินด้านข้างกระทำในทำนองเดียวกับน้ำ โดยทั่ว ๆ ไปใช้ Moist earth active lateral pressure = 30 psf/ft of depth

Saturated earth active lateral pressure = 85 psf/ft of depth

(3) Construction and Operating Equipment Wheel Surcharge

ผนังอาคารควรมีความแข็งแรงพอที่จะรับ Wheel Loads ที่ถ่ายผ่านดิน ในการออกแบบจึงต้องพิจารณาถึง Wheel Loads ดังกล่าวโดยการพิจารณาว่า Load ดังกล่าวมีค่าเท่ากับ Earth surcharge สูง 2 ฟุต ซึ่งจะก่อให้เกิด Additional uniformly distributed lateral pressure 60 psf จาก Backfill surface ถึงฐานกำแพง

1.5.4 Other Pressures

ได้แก่

(1) Uplift Pressure

Uplift Pressure เกิดจากน้ำซึมลอดใต้หรือผ่านด้านข้างของอาคารซึ่งจะมีผลทำให้ Effective weight ของอาคารลดลง และมีผลต่อความมั่นคงของอาคาร เช่น พื้น Stilling pool ซึ่ง Uplift pressure ที่เกิดจากระดับน้ำด้านท้ายน้ำปกติจะมีค่ามากกว่าความลึกของน้ำใน pool ด้านเหนือน้ำของ Hydraulic Jump จึงต้องใส่ Weep Holes เพื่อลด Uplift pressure ดังกล่าว

(2) Hydraulic Transients

การเปลี่ยนแปลงอัตราการไหลอย่างรวดเร็วจะก่อให้เกิด Pressure surges ในท่อและเกิด Bore wave ในคลอง แต่ปกติ Transient ดังกล่าวจะถือว่าไม่มีความสำคัญในระบบคลองชลประทานขนาดเล็ก และไม่นำมาพิจารณาในการออกแบบ

(3) Seismic

แผ่นดินไหวจะทำให้แรงดันดินและน้ำเพิ่มขึ้น แต่แรงดันที่เพิ่มขึ้นมีค่าน้อยมากสำหรับอาคารขนาดเล็ก ปกติจึงไม่นำมาพิจารณาในการออกแบบ

1.5.5 Wheel loads ที่ถ่ายไปยังท่อที่ฝังไว้ใต้ดิน

ท่อที่ฝังลอดทางหลวง หรือทางรถไฟ ต้องได้รับการออกแบบให้สามารถรับ Surcharge loads จากรถบรรทุกและรถไฟได้ Concentrated wheel loads จากรถจะถ่ายผ่านดินลงไปที่ท่อในรูปของ Uniform load ซึ่งปกติในการออกแบบจะพิจารณา Uniform load ในรูปของ Equivalent Heights of compacted earth ที่เพิ่มเข้าไปจากความหนาของชั้นดินจริง

(1) สำหรับทางหลวง

ตามเกณฑ์ของ American Association of State Highway Officials สำหรับรถบรรทุก H-15 และ H-20 ค่า Total equivalent earth cover สำหรับดินคลุมหลังท่อที่มีความหนาต่าง ๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 1.2

ตารางที่ 1.2 Wheel Loads ตามเกณฑ์ของ AASH

ความหนาของดินคลุมหลังท่อ ฟุต	Total equivalent earth cover for wheel loads shown, feet	
	H - 15 loading	H - 20 loading
2	11.8	15.1
3	7.5	9.1
4	6.9	7.8
5	7.3	8.1
6	8.0	8.6
7	8.7	9.2
8	9.4	9.9

ถ้าดินคลุมหลังท่อน้อยกว่า 2 ฟุต จะต้องมี Slab คลุมหลังท่อ และถ้าดินคลุมหลังท่อเกิน 8 ฟุต จะพิจารณาว่า Wheel load ไม่มีผลต่อท่อ

Wheel load impact factors ที่ใช้สำหรับดินถมน้อยกว่า 3 ฟุต คือ (1) 10 % สำหรับดินถม 2' 1" ถึง 2' 11" (2) 20 % สำหรับดินถม 1' 11" ถึง 2' และ (3) 30 % ถ้าดินถมเท่ากับ 1' หรือน้อยกว่า

(2) สำหรับทางรถไฟ

การออกแบบท่อลอดใต้ทางรถไฟ จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของการรถไฟ ปกติจะต้องมี Jacking casing pipe เพื่อหุ้มท่อส่งน้ำอีกทีหนึ่ง สันท่อด้านบนจะต้องอยู่ใต้ทางรถไฟ ไม่น้อยกว่า 3' สำหรับ E-72 railroad loading USBR กำหนดว่าท่อจะต้องสามารถรับ Total equivalent earth cover อย่างน้อย 20 ฟุต เมื่อสันท่ออยู่ลึก 3 ถึง 15 ฟุต ใต้ทางรถไฟ และจะต้องพิจารณา Impact load ด้วยตามเกณฑ์ที่ได้กล่าวมาแล้ว

1.6 ความมั่นคง (Stability)

1.6.1 Bearing Capacity

Bearing Pressure ที่กระทำต่อฐานรากของอาคารขนาดเล็กมีค่าน้อยมาก และโดยทั่ว ๆ ไป จะมีค่าน้อยกว่า Allowable bearing pressures ของดิน

สำหรับฐานรากบางแบบ เช่น Low density หรือ Expansive ควรมีการปรับปรุงฐานราก เช่น ใช้ Hydrocompaction by ponding ซึ่งจะทำให้ดิน Low density เกิดการ Consolidate หรือโดยการขุดดินฐานรากออก (Overexcavated) แล้วใส่แทนด้วย Compacted nonexpansive soil หรือโดยการถมด้วย Nonexpansive soil surcharges ซึ่งจะช่วยลดการเคลื่อนไหวตัวของ Expansive soil ที่อยู่ข้างใต้ หรือโดยการขุดดินฐานรากออกอย่างเดียว

กรณีที่มีการติดตั้งท่อบนหิน จะต้องมีการขุดดินฐานรากออกแล้วใส่แทนด้วย Gravel หรือ Earth cushion เพื่อทำให้เกิด Uniform bearing pressure เพื่อป้องกันการทรุดตัวไม่เท่ากันและเป็นผลให้ท่อแตกได้

1.6.2 Sliding Coefficient

อาคารที่มีแรงกระทำด้านข้าง จะต้องมีความแข็งแรงพอที่จะต้านทาน Differential lateral pressure ที่จะกระทำให้เกิดการเลื่อนไถล แรงต้านทานการเลื่อนไถลคือ Shearing strength ที่ Contact surface ของฐานอาคารกับฐานราก หรือ Shearing strength ของวัสดุฐานราก ปกติแล้วจะไม่พิจารณา Shearing strength ที่เกิดจาก Cohesion แต่จะพิจารณาเฉพาะ Shearing strength ที่เกิดจาก Mechanical friction ที่ฐานอาคารและฐานราก ในการวิเคราะห์การเลื่อนไถลของอาคารขนาดเล็ก และใช้ Allowable sliding coefficient เท่ากับ 0.35 หรือ

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma N} = 0.35 \qquad \text{.....(1.1)}$$

เมื่อ ΣH = ผลรวมของแรงด้านข้างที่กระทำในแนวขนานกับ Sliding plane

ΣN = ผลรวมของแรงที่กระทำตั้งฉากกับ Sliding Plane หักด้วยแรง Uplift.

1.6.3 Overturning

ในการออกแบบ ผลรวมของ Stabilizing Moments ต้องเกินกว่าผลรวมของ Overturning moments อาคารประเภท Check และ Check-drop ถือว่าเป็นกรณีที่วิกฤติต่อการพลิกตัวมากที่สุดในบรรดาอาคารขนาดเล็ก โดยเฉพาะกรณีที่เกิด

Maximum upstream and minimum downstream water surfaces

ผลรวมของแนวแรงลัพธ์จะต้องอยู่ภายใน Middle Third ของฐานอาคารเพื่อให้อาคารปลอดภัยจากการพลิกตัว และการที่แนวแรงลัพธ์อยู่ใน Middle Third จะทำให้เกิด Uniform bearing pressure ต่อฐานรากดีกว่ากรณีอื่น ๆ

1.6.4 Percolation

อาคารในคลองจะต้องมี Cutoff และพื้นยาวพอที่จะทำให้ได้ Percolation factor = 2.5 หรือมากกว่านั้น เพื่อป้องกันการเกิด Piping ที่ใต้ฐานหรือด้านข้างอาคาร

1.7 Hydraulics

1.7.1 Hydraulic Control

Hydraulic control อาจอยู่ที่ด้านท้ายหรือเหนือน้ำของอาคาร ขึ้นอยู่กับว่าระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำจะมีอิทธิพลต่อระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำหรือไม่ ถ้าท้ายน้ำมีอิทธิพลต่อระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำ Control จะอยู่ทางด้านเหนือน้ำของอาคาร

ตัวอย่าง Upstream Control คือ Short Culvert ซึ่ง Outlet อยู่ต่ำกว่า Pipe invert ทางด้านเหนือน้ำหลายฟุต ซึ่งกรณีนี้ Inlet จะทำหน้าที่เป็น control

ตัวอย่างของ Downstream Control คือ Inverted siphon เมื่อน้ำไหลผ่านตามที่ออกแบบไว้ แต่ถ้าน้ำไหลผ่านน้อยกว่าที่ออกแบบไว้ Control อาจย้ายไปอยู่ที่ Inlet

ตำแหน่งของ Control จะหาได้จากการตรวจสอบ Profile ของอาคารและผิวน้ำที่ปลายทั้งสองด้านของอาคาร หรือโดยใช้ Bernoulli Theorem โดยเริ่มจากจุดที่รู้ค่าทางด้านท้ายน้ำ ใช้ Bernoulli equation คำนวณทีละ 2 จุด ถ้าสามารถ Balance ได้จนกระทั่งถึง Upstream inlet แสดงว่า Control อยู่ทางท้ายน้ำ ถ้าไม่สามารถ Balance ได้ เช่นเกิดมี Hydraulic Jump จุด Control จะอยู่ทางด้านเหนือน้ำ

1.7.2 Hydraulic Head Losses

(1) Friction

ใช้ Manning formula คำนวณ friction losses

$$V = \frac{1.486}{n} r^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{..... (1.2)}$$

n สำหรับ monolithic concrete canal structures = 0.014

n สำหรับ precast concrete, asbestos cement, reinforced plastic mortar และ steel pipe = 0.013

n สำหรับ corrugated-metal pipe = 0.024

สำหรับอาคารสลายพลังงานให้ลด n ลง 20 % เพื่อเป็น safety factor

(2) Transition and Bends

Transition จะเปลี่ยนรูปร่างหน้าตัดการไหล ซึ่งจะทำให้น้ำไหลด้วยอัตราเร่งหรืออัตราหน่วง และจะเกิดการสูญเสียพลังงาน ทั้งกรณี Convergence และ Divergence

กรณีที่การไหลของน้ำเปลี่ยนทิศทาง จะเกิดการสูยเสียพลังงาน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับความเร็วของน้ำและมุมที่เบี่ยงเบนไป

1.7.3 Discharge Coefficients

(1) Orifice

กรณีที่ไหลเต็มท่อ

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad \text{..... (1.3)}$$

C = discharge coefficient ขึ้นอยู่กับลักษณะ Entrance ดังแสดงในตารางที่ 1.3

Ko = Entrance loss coefficient

$$= \frac{1}{C^2} - 1$$

ตารางที่ 1.3 Discharge Coefficient และ Entrance Loss Coefficient

C	Ko
0.6	1.78
0.7	1.04
0.75	0.78
0.8	0.56
0.82	0.50

(2) Weir

$$Q = CLH^{3/2} \qquad \text{.....(1.4)}$$

C = discharge coefficient ซึ่งขึ้นอยู่กับรูปร่างลักษณะของ Weir และ Contraction ของแผ่นน้ำที่ไหลผ่าน Weir ดังแสดงในตารางที่ 1.4

ตารางที่ 1.4 สมการการไหลของน้ำผ่านฝายแบบต่าง ๆ

Weir	Weir Equations
Rectangular Suppressed	$Q = 3.33\ LH^{3/2}$
Rectangular Contracted	$Q = 3.33\ (L-0.2H)H^{3/2}$
Cipolletti	$Q = 3.367\ LH^{3/2}$

1.8 Structural Considerations

1.8.1 Reinforced Conctete

(1) Allowable Stresses

ถ้าออกแบบตาม Working Stress Method :

Concrete strength at 28 days (fc') = 4,000 psi

Minimum yield strength of steel (fy)= 60,000 psi

Allowable working stresses for concrete

(fc) = 1,800 psi

Allowable tensile strength for steel (fs) = 24,000 psi

Reinforced precast concrete pressure pipe ซึ่งออกแบบตาม

Ultimate strength method :

f_c' = 4,500 psi

fy = 40,000 psi

load factor= 1.8

(2) Minimum reinforcement requirements

ใช้ No. 4 bars (ϕ ½") ที่ระยะห่าง 12" สำหรับกรณีเสริมชั้นเดียว (single layer) หรือเมื่อเสริมเหล็กที่ exposed surface ของคอนกรีต และกรณีเสริมเหล็ก 2 ชั้น (two layer reinforcement) ใช้ No. 4 bars ที่ระยะห่าง 18"

เกณฑ์ต่อไปนี้จะใช้ในการคำนวณพื้นที่รูปตัดของ minimum reinforcement เป็น % ของ reinforcement steel area ต่อ concrete cross sectional area

(a) เสริมเหล็กชั้นเดียว

สำหรับ slab ซึ่ง joint spacing ไม่มากกว่า 30'

Not exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.25 %

Exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.30 %

สำหรับ slab ซึ่ง joint spacing มากกว่า 30'

Not exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.35 %

Exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.40 %

สำหรับ Wall และโครงสร้างอื่น ๆ

% horizontal reinforcement = ผลรวมของ % ที่ต้องการทั้งสองผิวตามที่คำนวณโดยวิธีเสริมเหล็ก 2 ชั้น

(b) เสริมเหล็ก 2 ชั้น

สำหรับ joint spacing ไม่มากกว่า 30 ฟุต และกรณีต่าง ๆ ดังนี้

Face adjacent to earth = 0.1 %

Face not adjacent to earth nor

exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.15 %

Face not adjacent to earth but exposed to freezing temperatures or direct sun = 0.20 %

ถ้าโครงสร้างอาคารมี joint spacing มากกว่า 30 ฟุต ในทิศทางที่ขนานกับการเสริมเหล็กจะต้องเพิ่มพื้นที่เหล็กเสริมอีก 0.05 % ในทิศทางนั้น

ระยะเหล็กเสริมไม่ควรเกิน 3 เท่าความหนาของโครงสร้างสำหรับ temperature reinforcement และไม่ควรเกิน 2 เท่าของความหนาสำหรับ stress bars

(3) Minimum Wall Thickness

Minimum concrete thickness for cantilever wall เท่ากับ 1 นิ้ว ต่อกำแพงสูง 1 ฟุต สำหรับกำแพงที่สูงไม่เกิน 8 ฟุต และสำหรับกำแพงที่สูงเกิน 8 ฟุต minimum concrete thickness จะเท่ากับ 8" + $\frac{3}{4}$" สำหรับแต่ละฟุตของกำแพงที่สูงเกิน 8'

(4) Fillets

ใช้เพื่อลด stress concentration เพิ่มความแข็งแรง ทำให้การหล่อคอนกรีตและการถอดแบบทำได้ง่ายขึ้น สำหรับอาคารขนาดเล็ก ไม่จำเป็นต้องมี Fillet อย่างไรก็ตามปกติรอยต่อระหว่าง Cutoff กับ Floor slab มักทำ Fillet ขนาด 6" และที่ฐานของ Cantilever wall ปกติจะใช้ Fillet ขนาด 3" สำหรับกำแพงที่สูงไม่เกิน 8'

(5) Cutoffs

เพื่อเพิ่ม percolation path เพื่อป้องกันการ piping วัสดุฐานรากและเพื่อลด percolation ใช้ทั้งอาคารในคลองดินและคลองดาด Cutoffs จะช่วยป้องกันการกัดเซาะฐานรากของอาคาร ปกติจะใส่กรวดหยาบและ Rip Rap ที่ด้านท้ายน้ำอาคารในคลองดินเพื่อควบคุมการกัดเซาะ นอกจากนี้ Cutoff จะช่วยทำให้อาคารมีความมั่นคงต่อการเลื่อนไถลมากขึ้น เนื่องจาก passive resistance ของดินด้านหลัง Cutoffs อย่างไรก็ตามมักจะไม่นำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ความมั่นคงของอาคาร

1.8.2 Structural Steel

โครงสร้างเหล็กที่ใช้ในอาคารในคลองขนาดเล็กได้แก่ Frame guides สำหรับ stoplog และบานประตู ใช้ Nominal size members เพื่อให้มีความแข็งแรงเพียงพอ และควรใช้ nominal size เพื่อให้ Steel Shapes ที่ใช้ทำ Safety devices เช่น ราวจับหรือบรรใดมีความแข็งแรงพอตามที่ต้องการ

1.9 คลอง

1.9.1 Freeboard

Freeboard คือส่วนของแนวดาด หรือตลิ่งที่สูงกว่าระดับน้ำตามปกติ เป็นการเผื่อไว้เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำล้นคลอง เนื่องจากการตกตะกอนในคลอง การปฏิบัติงานส่งน้ำผิดพลาด น้ำส่วนเกินเนื่องจากน้ำท่าจากพายุไหลเข้าคลองทาง drain inlet ค่า roughness coefficient ที่เพิ่มขึ้นจากที่ออกแบบไว้ คลื่นที่เกิดจากลมหรือ surge เนื่องจากการเปลี่ยนอัตราการไหลกระทันหัน

Freeboard (vertical distance) สำหรับคลองที่มีขนาดต่าง ๆ กัน แสดงอยู่ในรูปที่ 1.2 ส่วน Freeboard สำหรับอาคารแต่ละชนิดจะได้กล่าวถึงในบทที่เกี่ยวกับอาคารนั้น ๆ

1.9.2 Profile Sheet

การทำ Canal profile sheet จะต้องใช้ข้อมูลซึ่งจะหาได้จากการศึกษาต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

(1) Canal design capacity

(2) Canal water surface requirements สำหรับ Turnout deliveries

(3) Canal location ที่เกี่ยวกับสภาพพื้นที่รอบ ๆ

(4) Canal location ที่ minimize disturbance

(5) Canal Cross-Section

ข้อมูลจาก Canal plan และ profile sheet จะมีประโยชน์ต่อการออกแบบอาคาร

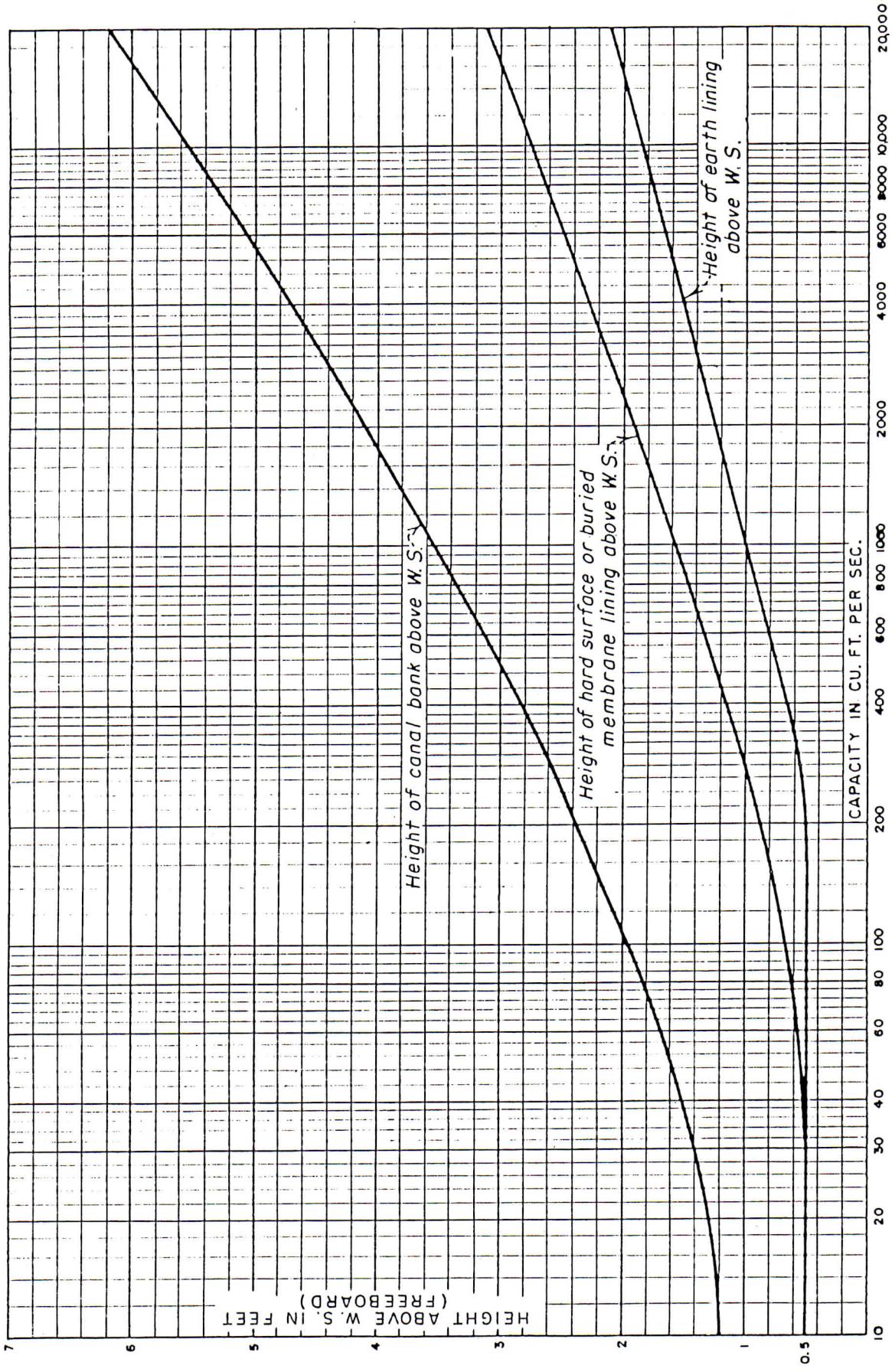


Fig. 1.2 Freeboard for canal banks and freeboard for hard surface, buried membrane, and earth linings. 103-D-1195

1.10 Forms for Structures

1.10.1 Monolithic Concrete

บางครั้งจะเป็นการดีกว่าที่จะใช้ Knock-down (reusable steel forms) สำหรับอาคารขนาดเล็ก

1.10.2 Precast Concrete

ถ้ามีหลายอาคารในคลองที่เหมือนกัน จะประหยัดกว่าที่จะใช้ Precast

1.11 เอกสารอ้างอิง

1. US. Bureau of Reclamation (1978), Design of Small Canal Structures, Chapter I, A Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado.

บทที่ 2
แรงที่กระทำต่ออาคาร
(Forces Acting on Structures)

ในการออกแบบอาคาร สิ่งแรกที่จะต้องคำนึงถึงคือ แรงที่กระทำต่ออาคาร เพราะเกี่ยวกับความมั่นคงปลอดภัยของอาคาร แรงเหล่านี้ได้แก่ แรงดันน้ำ Subatmospheric pressure แรงดันตะกอน แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว แรงดันคลื่น แรงลม แรงเนื่องจากน้ำหนักอาคาร น้ำหนักจร (Live Loads)และแรงดันดิน วิศวกรผู้ออกแบบอาคารจะต้องสามารถประเมินขนาดและทิศทางของแรงต่าง ๆ ได้ เพื่อนำไปออกแบบอาคารที่มีความมั่นคงที่จะต้านแรงดังกล่าว

2.1 แรงดันน้ำ (Water Pressure)

2.1.1 แรงดันน้ำนิ่ง

สามารถแยกวิเคราะห์ได้เป็น 2 กรณี

(1) อาคารที่ไม่มีน้ำล้น (Non-overflow Section) ดังรูปที่ 2.1 (a)

เมื่อพิจารณาแรงต่อ 1 หน่วยความกว้างของอาคาร

$$F_H = \frac{1}{2} \gamma_w (h_1^2 - h_2^2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.1)$$

เมื่อ

F_H = แรงดันน้ำในแนวราบ

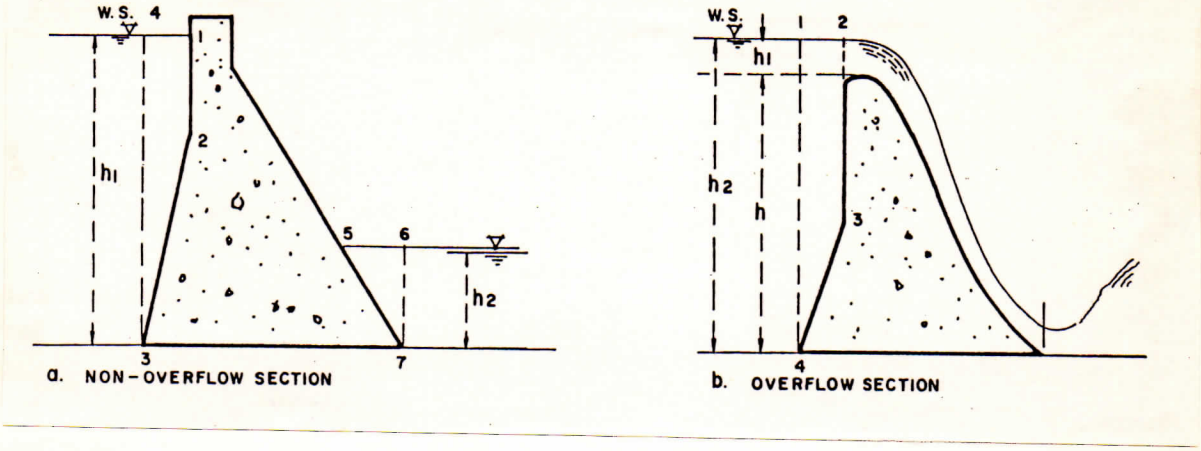
γ_w = unit weight ของน้ำ

h_1 และ h_2 = ความลึกของน้ำทางด้านเหนือและท้ายน้ำของอาคาร

แรง $\frac{1}{2}\gamma_w h_1^2$ และ $\frac{1}{2}\gamma_w h_2^2$ กระทำต่ออาคารที่หนึ่งในสามของความลึกนับจากพื้น

F_V = น้ำหนักน้ำในพื้นที่ 1-2-3-4 ทางด้านเหนือน้ำ และน้ำหนักน้ำในพื้นที่ 5-6-7 ทางด้านท้ายน้ำ

$$= \gamma_w \times \text{พ.ท. } 1\text{-}2\text{-}3\text{-}4 + \gamma_w \times \text{พ.ท. } 5\text{-}6\text{-}7 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.2)$$



รูปที่ 2.1 แรงดันน้ำนิ่ง

แรงในแนวดิ่ง FV จะกระทำผ่านจุดศูนย์กลางของพื้นที่

(2) อาคารน้ำล้นผ่าน (Overflow Section) ดูรูปที่ 2.1 (b)

พิจารณาแรงต่อ 1 หน่วยความกว้าง

$$F_H = \frac{1}{2}\gamma_w (h_2^2 - h_1^2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3)$$

$$F_V = \gamma_w \times \text{พ.ท. } 1\text{-}2\text{-}3\text{-}4 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.4)$$

ปกติแล้วจะไม่คิดน้ำหนักน้ำบนสันฝายและบนลาดด้านท้ายน้ำ ยกเว้นว่าความลึกของน้ำบนสันฝายมีค่ามาก

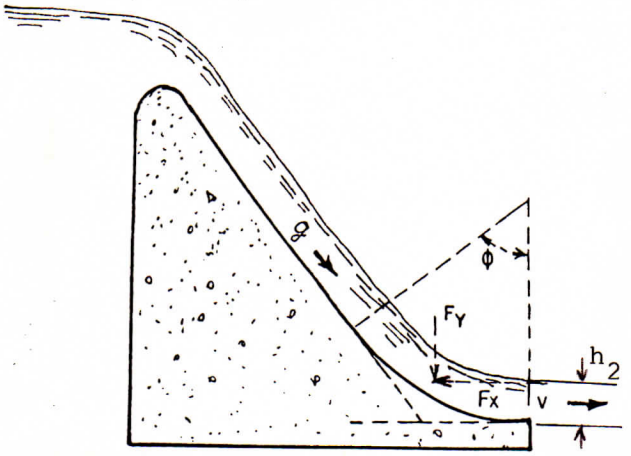
2.1.2 แรงเนื่องจากน้ำไหล (Dynamic Force of Flowing Water)

แรงเนื่องจากน้ำไหลที่เกิดบริเวณฐานทางด้านท้ายน้ำของอาคาร ดังรูปที่ 2.2 จะมีผลต่อการพลิกตัวของอาคาร

เมื่อพิจารณาแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

$$F_x = \gamma_w(\frac{q}{g} \cdot V + \frac{1}{2} h_2^2)(1 - \cos \phi) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.5)$$

$$F_y = \gamma_w(\frac{q}{g} \cdot V + \frac{1}{2} h_2^2) \sin \phi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.6)$$



รูปที่ 2.2 แรงเนื่องจากน้ำไหล

เมื่อ

F_x, F_y = แรงน้ำในแนวราบและแนวดิ่งตามลำดับ

γ_w = unit weight ของน้ำ

q = อัตราการไหลของน้ำต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

V = ความเร็วเฉลี่ยของน้ำที่ฐานอาคารด้านท้ายน้ำ

h_2 = ความลึกของน้ำที่ฐานอาคารด้านท้ายน้ำ

ø = มุมความลาดเทด้านท้ายน้ำของอาคาร

ถ้าพิจารณาว่า h_2 มีค่าน้อยมาก

$$F_x = \gamma_w \frac{q}{g} V (1 - \cos ø) \quad \text{.....} \quad (2.7)$$

$$F_y = \gamma_w \frac{q}{g} V \sin ø \quad \text{.....} \quad (2.8)$$

อย่างไรก็ตาม สำหรับอาคารที่ไม่สูงมาก จะไม่นำแรงเนื่องจากน้ำไหลมาพิจารณา

2.1.3 แรงยกตัวของน้ำ (Uplift Force)

แรงนี้จะมีผลทำให้ความมั่นคงของอาคารลดน้อยลง เนื่องจากแรงยกตัวมีทิศทางตรงข้ามกับน้ำหนักของอาคาร แรงยกตัวที่กระทำต่ออาคารจะต่างกันออกไปตามลักษณะฐานราก (Foundation) ดังนี้

(1) แรงยกตัวสำหรับอาคารบนฐานรากที่เป็นหิน

สำหรับฐานรากที่เป็นหินซึ่งไม่มีการฉีดน้ำปูน (grouting) หรือ cutoff wall ดังรูปที่ 2.3 (a) เมื่อพิจารณาแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

$$F_u = T \frac{(\gamma_w h_1 + \gamma_w h_2)}{2}$$

หรือ $$F_u = \gamma_w T \left[h_2 + \frac{1}{2}(h_1 - h_2)\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.9)$$

เมื่อ

F_u = แรงยกตัวรวมของน้ำ

T = ความกว้างของฐานอาคาร

h_1 และ h_2 = ความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของอาคาร

γ_w = unit weight ของน้ำ

สมการ 2.9 ใช้ได้กับฐานรากแบบ Homogeneous Permeable และเมื่อสมมติว่า แรงยกตัวของน้ำกระทำตลอดแนวฐานอาคาร

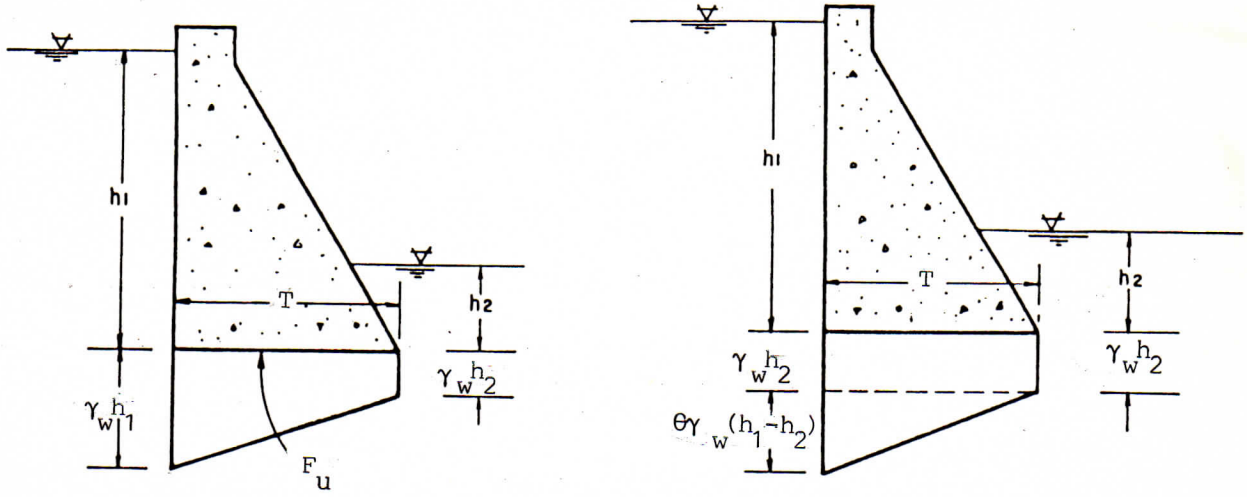
สำหรับฐานรากที่เป็นหินซึ่งมีการฉีดน้ำปูนเป็นม่าน (curtain grouting) ตลอดแนวอาคารและหลังแนวม่านน้ำปูนมีท่อระบายน้ำในแนวขนานกับม่านน้ำปูน ดังรูปที่ 2.3 (b)

$$F_u = c\, T\, \gamma_w \left[h_2 + \frac{1}{2}\theta(h_1 - h_2)\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.10)$$

เมื่อ c = สัดส่วนของพื้นที่ซึ่งได้รับแรงกระทำเนื่องจากแรงยกตัวมีค่า $\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$

θ = สัดส่วนของ Net Head $(h_1 - h_2)$ ที่เหลือหลังแนวม่านน้ำปูน ค่า θ จะเปลี่ยนไปตามความสูงอาคาร ชนิดดิน ความลึกของแนวน้ำปูน และความสามารถในการระบายน้ำของท่อระบาย มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 0.6 แต่ไม่มีเกณฑ์ที่แน่นอน

F_u, T, γ_w, h_1 และ h_2 มีความหมายเหมือนที่ได้นิยามแล้ว



a. ROCK FOUNDATION

b. ROCK FOUNDATION WITH GROUT CURTAIN

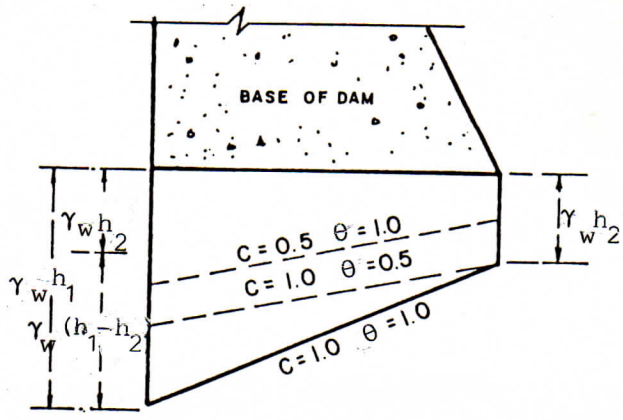
รูปที่ 2.3 แรงยกตัวของน้ำ

สำหรับอาคารขนาดเล็ก

$c = 1, \quad \theta = 1$

สำหรับอาคารขนาดกลางและขนาดใหญ่

ค่า c และ θ จะต่างกันไปตามสภาพหินฐานราก และการฉีดน้ำปูน ดังแสดงใน รูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 ไดอะแกรมแสดงแรงยกตัวของน้ำ

- สำหรับหินเลวซึ่งไม่มีการฉีดน้ำปูนและไม่มีท่อระบายน้ำ $c = 1, \quad \theta = 1.00$
- สำหรับหินเลวซึ่งมีการฉีดน้ำปูนและมีท่อระบายน้ำ $c = 1, \quad \theta = 0.67 - 0.75$
- สำหรับหินทึบปานกลางถึงมาก $c = 1, \quad \theta = 0.50 - 0.67$

(2) แรงยกตัวของน้ำสำหรับอาคารบนฐานรากที่เป็นดิน

การคำนวณหาแรงยกตัวใต้อาคารซึ่งมีฐานรากเป็นดิน อาจทำได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

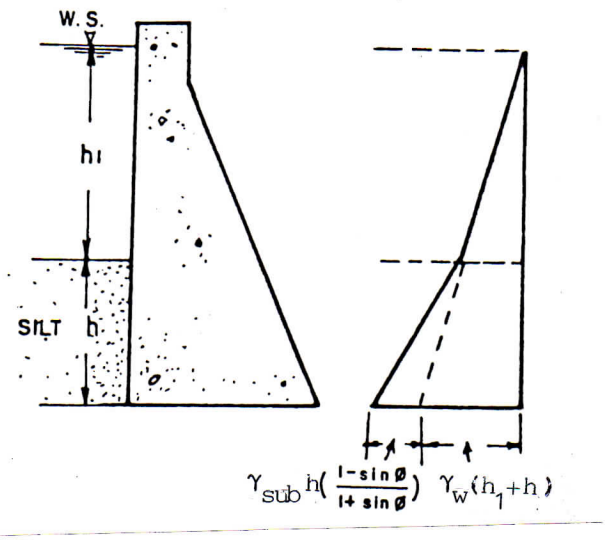
- ทฤษฎี Lane's weighted-creep ratio
- ทฤษฎี Khosla's
- การวิเคราะห์ Flownet
- วิธีการทดลอง

2.2 Subatmospheric Pressure

ถ้าออกแบบรูปร่างสันฝายไม่ได้ส่วนและไม่มีการระบายอากาศ (aeration) ใต้โค้งน้ำ (nappe) ที่ดีพอ จะก่อให้เกิด subatmospheric pressure บนสันฝาย สำหรับอาคารเตี้ยแรงดังกล่าวถือว่าไม่มีความสำคัญ แต่สำหรับอาคารสูง แรงดังกล่าวจะมีผลต่อการพลิกคว่ำอาคารมากขึ้น และอาจก่อให้เกิดปัญหา Cavitation

2.3 แรงดันตะกอน (Silt Pressure)

แรงดันตะกอนที่ตกจมบริเวณหน้าอาคาร ดังรูปที่ 2.5 จะหาได้จากสูตร Rankine



รูปที่ 2.5 แรงดันตะกอน

เมื่อพิจารณาแรงต่อ 1 หน่วยความกว้าง

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}\, h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.11)$$

เมื่อ

F_s = แรงดันตะกอนในแนวราบ

γ_{sub} = Submerged weight ของตะกอน

= $(G-1)\,\gamma_w$

G = ความถ่วงจำเพาะตะกอน

γ_w = unit weight ของน้ำ

h = ความลึกตะกอนหน้าอาคาร

ϕ = มุมเสียดทานภายใน สำหรับตะกอนทั่ว ๆ ไป ϕ จะมีค่าเท่ากับ 30°

กรณีที่มีตะกอน แรงดันทั้งหมดที่กระทำต่ออาคาร จะมีค่าเท่ากับแรงดันน้ำนิ่งบวกแรงดันตะกอน ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ตะกอนที่ตกจมด้านเหนือน้ำของอาคารจะช่วยลดแรงยกตัวของน้ำใต้อาคาร ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลจำเพาะเกี่ยวกับคุณสมบัติตะกอน อาจประเมินแรงดันรวมหน้าอาคารได้ดังนี้

<u>แรงดันในแนวราบ</u> ให้สมมติว่า unit weight ของน้ำตรงบริเวณที่มีตะกอน (γ_w) = 85 ปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต หรือ 1,362 กก./ลบ.ม.

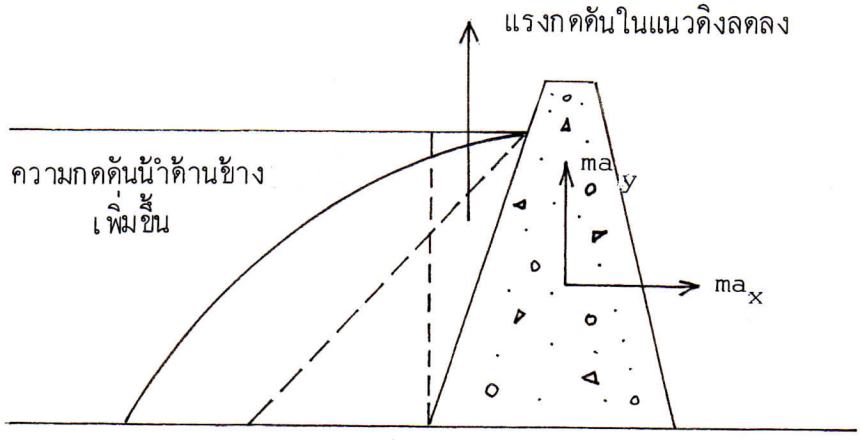
<u>แรงดันในแนวดิ่ง</u> ให้สมมติว่า unit weight ของน้ำตรงบริเวณที่มีตะกอน (γ_w) = 120 ปอนด์/ลบ.ฟุต หรือ 1,922 กก./ลบ.ม.

อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบอาคารทั่ว ๆ ไปจะไม่พิจารณาแรงดันตะกอน ยกเว้นอาคารดักตะกอนหรืออาคารชะลอน้ำท่วมที่มีตะกอนตกจมทางด้านหน้าอาคารเป็นจำนวนมาก

2.4 <u>แรงดันเนื่องจากแผ่นดินไหว</u> (Earthquake)

แผ่นดินไหวจะทำให้แรงดันน้ำ แรงดันตะกอน ตลอดจน Stress ในตัวเขื่อนเพิ่มขึ้น แต่จะเพิ่มขึ้นมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ซึ่งอยู่ในรูปของ Earthquake

intensity (ความเร่งของแผ่นดินไหวต่อความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก) ความเร่งในแนวราบทางด้านเหนือน้ำจะเพิ่มแรงดันน้ำทำให้โมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกตัว (Overturning Moments) ของเขื่อนเพิ่มขึ้น ส่วนความเร่งในแนวดิ่งจะมีผลทำให้น้ำหนักตัวเขื่อนและน้ำหนักน้ำที่กดทับบนผิวเอียงของตัวเขื่อนลดลง ในการคำนวณแรงเนื่องจากความเร่งของแผ่นดินไหวจะต้องคิดจากกรณีที่มีน้ำเต็มเขื่อน ซึ่งเป็นกรณีที่แย่ที่สุด ดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่กระทำต่อเขื่อน

ในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหวไม่รุนแรงนัก

a_x (ความเร่งในแนวราบ) = 0.10 g

a_y (ความเร่งในแนวดิ่ง) = 0.05 g

ในเมื่อ g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

ความดันน้ำเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งมีความเร่งในแนวราบ จะคำนวณได้จากสูตร Zarger ดังนี้.-

$$P_e = C \lambda \gamma_w h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.12)$$

เมื่อ

P_e = ความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวที่จุดใด ๆ เป็น ปอนด์/ฟุต^2

C = สัมประสิทธิ์ของความดัน

$$= \frac{C_m}{2}\left[\frac{Y}{h}\left(2 - \frac{Y}{h}\right) + \sqrt{\frac{Y}{h}\left(2 - \frac{Y}{h}\right)}\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.13)$$

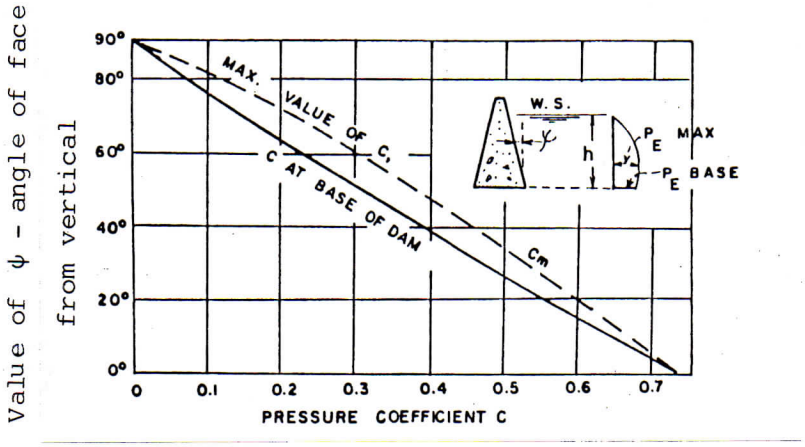
C_m = สัมประสิทธิ์ความดันที่มีค่ามากที่สุดสำหรับเขื่อนที่มีผิวด้านเหนือน้ำลาดเอียงคงที่ ซึ่งสามารถหาได้จากรูปที่ 2.7

h = ความลึกของน้ำตรงจุดที่พิจารณา เป็น ฟุต

Y = ระยะจากผิวน้ำถึงระดับที่พิจารณา

λ = Earthquake intensity = $\frac{\text{ความเร่งเนื่องจากแผ่นดินไหว}}{\text{ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก}}$

γ_w = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ



รูปที่ 2.7 Base and maximum pressure coefficients for constant sloping faces

ค่า C จะหาได้จากรูปที่ 2.8 เมื่อรู้มุมเอียงของลาดผิวหน้าเขื่อนด้านเหนือน้ำและเมื่อรู้ P_e จะหาค่าแรงและโมเมนต์เนื่องจากแผ่นดินไหวได้ดังนี้

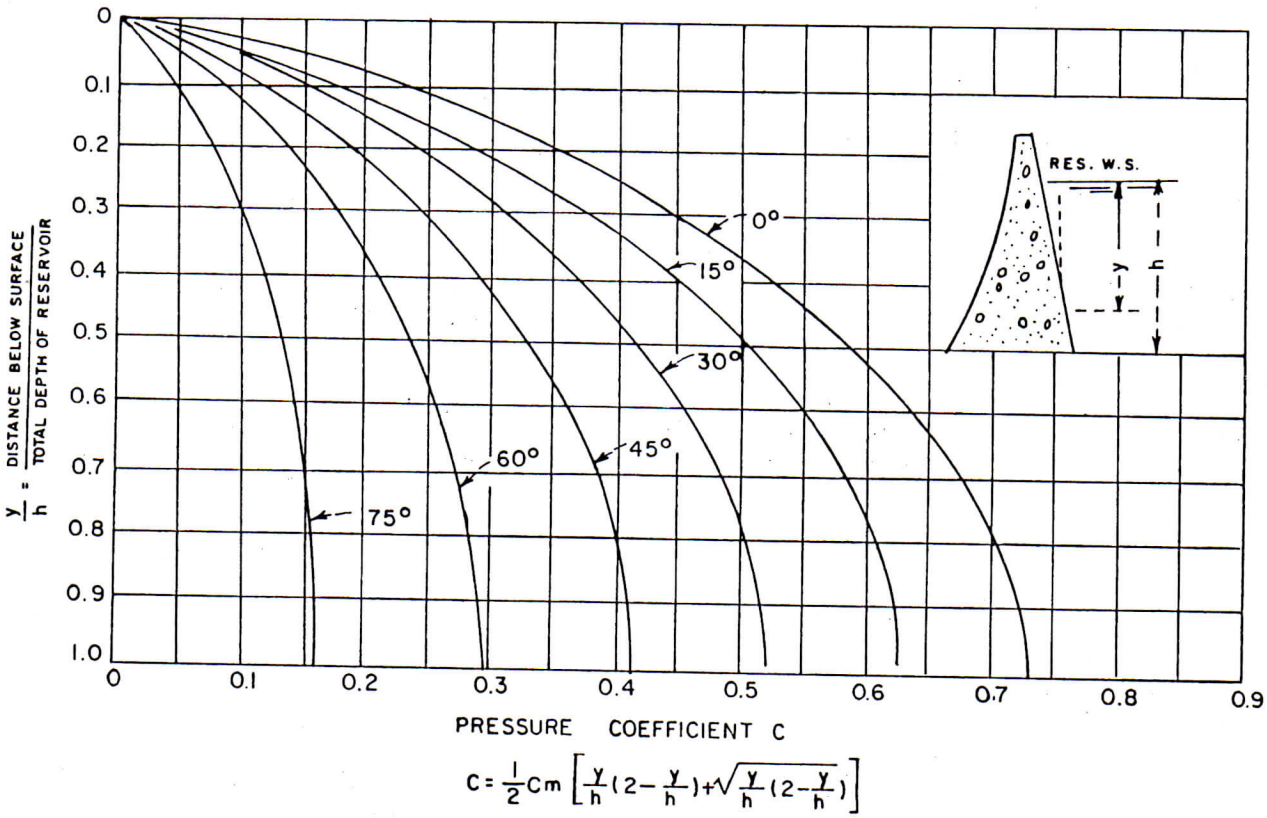
$$F_e = 0.726\, P_e Y \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.14)$$

$$M_e = 0.299\, P_e Y^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.15)$$

ในเมื่อ

F_e = แรงในแนวราบในช่วงระยะ Y ที่พิจารณา

M_e = โมเมนต์ที่กระทำให้เกิดการพลิกตัวในช่วงระยะ Y ที่พิจารณา



where: Cm is maximum C value from figure 2.7

รูปที่ 2.8 Ccefficients for pressure distribution for constant sloping faces

จากรูปที่ 2.8 ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ (upstream face) มีบางส่วนอยู่ในแนวดิ่ง และบางส่วนเอียงทำมุมกับแนวดิ่ง ให้พิจารณามุมเอียง (degree of slope) ดังนี้

ถ้าลาดเขื่อนอยู่ในแนวดิ่ง $> \frac{1}{2}$ h ให้พิจารณาว่ามุมเอียงเท่ากับศูนย์ (vertical face)

ถ้าลาดเขื่อนอยู่ในแนวดิ่ง $< \frac{1}{2}$ h ให้ใช้วิธีลากเส้นตรงจากยอดลงไปที่ปลายล่างของฐานด้านเหนือน้ำ จะหามุมเอียงของลาดด้านเหนือน้ำได้

สำหรับแผ่นดินไหวซึ่งก่อให้เกิดความเร่งในแนวดิ่ง น้ำหนักตัวเขื่อน และน้ำหนักน้ำกดทับจะลดลง ซึ่งจะหาได้โดยใช้คูณน้ำหนักเขื่อนด้วย Acceleration Factor

ประเทศไทยมีแผ่นดินไหวชนิดไม่รุนแรง บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันออก ดังนั้น ในการออกแบบอาคารขนาดกลางจึงควรคำนวณแรงเนื่องจากการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวด้วย

2.5 แรงดันคลื่น (Wave Pressure)

ด้านหน้าอาคารซึ่งมีผิวน้ำกว้างใหญ่เช่น เขื่อนกักเก็บน้ำ จะมีคลื่นมากระทบตัวเขื่อนอยู่เสมอ ความรุนแรงของคลื่นจะขึ้นอยู่กับความสูงและความเร็วคลื่นเป็นสำคัญ แรงดันคลื่นจะมีความสำคัญกับเขื่อนเตี้ยมากกว่าเขื่อนสูง เพราะแรงดันคลื่นจะมีค่ามากขึ้นเมื่อเทียบกับแรงดันน้ำ แรงดันคลื่นต่อหนึ่งหน่วยความกว้างจะสามารถคำนวณหาได้จากสมการ

$$F_w = 2 \gamma_w h_{wa}^2 \quad \text{..... (2.16)}$$

เมื่อ F_w = แรงดันคลื่น เป็นนิวตัน/ม.^{2} ซึ่งกระทำที่จุด 0.375 h_{wa} จากผิวน้ำนิ่ง

γ_w = Unit Weight ของน้ำ

h_{wa} = ความสูงคลื่น เป็นเมตร

= 0.082 VF

V = ความเร็วลม กม./ชม.

F = ระยะผิวน้ำ เป็น กม. ที่ลมพัดผ่าน

2.6 แรงดันลม (Wind Pressure)

ในการออกแบบอาคารที่มีโครงยกและบานประตูสูง จะต้องพิจารณาถึงแรงดันลมด้วยเสมอ แรงดันลมจะขึ้นอยู่กับความเร็วลม รูปร่างและลักษณะของอาคารที่ต้านลม ซึ่งมีสูตรในการคำนวณดังนี้ .-

$$P_a = \gamma_a \frac{V^2}{2g} \times \text{gust factor} \times \text{shape factor} \times \text{height factor} \quad \text{..... (2.17)}$$

เมื่อ P_a = แรงดันลมต่อหน่วยพื้นที่

γ_a = น้ำหนักอากาศต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร ซึ่งค่าประมาณ 1.24 กก./ม.^{3}

V = Fastest mile design wind velocity ซึ่งก็คือความเร็วลมที่มีค่ามากที่สุด ซึ่งคงความเร็วนั้นเป็นระยะทาง 1 ไมล์ ซึ่งพัดผ่านเครื่องวัดความเร็วลม

gust factor = 1.3 สำหรับแรงลมที่ความสูง 30 ฟุต (9 เมตร) จากแผ่นดิน และเป็นค่าน้อยที่สุดที่ใช้ในการออกแบบ

shape factor หรือ drag coefficient ขึ้นอยู่กับรูปร่างลักษณะ ขนาด ความขรุขระผิวที่สัมผัสลม และทิศทางที่รับลม

สำหรับอาคารขนาดเล็ก

อาคารรูปทรงกระบอก

เส้นผ่าศูนย์กลาง ≤ 2"	.....	1.30
เส้นผ่าศูนย์กลาง > 2"	.....	1.04
อาคารรูปแบนเรียบ	.....	1.69

สำหรับอาคารขนาดใหญ่ เช่น ถังน้ำ

อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือจัตุรัส	.....	1.30
อาคารรูป 6 หรือ 8 เหลี่ยม	.....	1.04
อาคารรูปกลมหรือรูปไข่	.....	0.78

height factor ถ้าคิดแรงลมที่ระยะอื่น ไม่ใช่ 30 ฟุต เหนือผิวดินจะต้องปรับค่าด้วย height factor ดังนี้.-

$$\text{height factor} = \left[\frac{\text{ความสูงของวัตถุเหนือผิวดิน เป็นฟุต}}{30}\right]^{2/7}$$

ถ้า V มีหน่วยเป็น ไมล์/ชม. และ P_a มีหน่วยเป็น ปอนด์/ฟุต^2

$$P_a = 0.00256\ V^2 \times \text{gust factor} \times \text{shape factor} \times \text{height factor}$$

ถ้า V มีหน่วยเป็น กม./ชม. และ P_a มีหน่วยเป็น นิวตัน/ม.^{2}

$$P_a = 0.049\ V^2 \times \text{gust factror} \times \text{shape factor} \times \text{height factor}$$

โดยประมาณ อาคารที่สูงเหนือผิวดินไม่เกิน 15.0 ม. จะใช้แรงดันลม 100 กก./ม.^{2} อาคารที่สูงเหนือผิวดินเกิน 15.0 ม. จะใช้แรงดันลม 150 กก./ม.^{2}

2.7 แรงเนื่องจากน้ำหนักอาคาร

น้ำหนักอาคารได้แก่น้ำหนักพื้น ตอม่อ สะพาน บานประตู เครื่องกว้าน โครงยก บาน และอื่น ๆ น้ำหนักอาคารจะกระทำผ่านจุดศูนย์ถ่วงของแต่ละส่วนของอาคาร สำหรับส่วนของอาคาร

ที่เป็นดินและคอนกรีต จะพิจารณาว่าความหนาแน่นของดินเท่ากับ 1.8 ตัน/ม.^{3} และคอนกรีตเท่ากับ 2.4-2.5 ตัน/ม.^{3}

2.8 น้ำหนักจร (Live Loads)

ได้แก่น้ำหนักของการจราจรที่กดทับลงบนตัวอาคาร น้ำหนักปั่นจั่นที่เคลื่อนที่ น้ำหนักของเครื่องมือหนักขณะติดตั้ง และอื่น ๆ

2.9 แรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

2.9.1 Non-cohesive backfill, no surcharge

$$\text{Active earth pressure} = \gamma_s \frac{H^2}{2} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots (2.18)$$

$$\text{Passive earth pressure} = \gamma_s \frac{H^2}{2} \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots (2.19)$$

เมื่อ

γ_s = unit weight ของดิน

H = ความสูงของกำแพง

ϕ = มุมเสียดทานภายในของดินถม

2.9.2 Non-cohesive, sloping backfill

$$\text{Active earth pressure} = \gamma_s \frac{H^2}{2} \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \ldots\ldots (2.20)$$

$$\text{Passive earth pressure} = \gamma_s \frac{H^2}{2} \cos i \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \ldots\ldots (2.21)$$

เมื่อ i = มุมความลาดเทของดินถม

2.9.3 Non-cohesive, horizontal backfill with surcharge cf intensity ΔP

Intensity of active pressure at top of wall

$$= \Delta P \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.22)$$

Intensity of active pressure at bottom of wall

$$= (\gamma_s H + \Delta P) \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.23)$$

Total resultant pressure

$$= (\frac{\gamma_s H}{2} + \Delta P) H \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.24)$$

2.9.4 Non-cohesive, horizontal, saturated backfill

Active pressure

$$= \frac{H^2}{2} \gamma_w + \frac{H^2}{2} \gamma_{sub} \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.25)$$

เมื่อ

γ_w = unit weight ของน้ำ

γ_{sub} = submerged weight of backfill material $(\gamma_s - \gamma_w)$

2.9.5 Cohesive backfill material, no surcharge

$$\text{Active pressure} = \frac{\gamma_s H^2}{2} \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2C H \tan (45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.26)$$

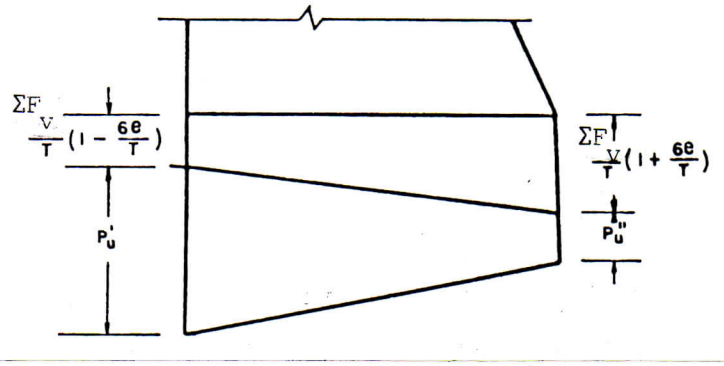
เมื่อ

C = cohesion ของดินถม

2.10 ความเข้มของแรงดันที่ฐานรากอาคาร (Intensity of Pressure on Foundation)

2.10.1 สูตรของ W.P. Creager and B.O. Mccoy

ดูรูปที่ 2.9 ประกอบ



รูปที่ 2.9 แรงปฏิกิริยาในแนวดิ่งของฐานราก

ถ้ากำหนดให้

ΣF_v = $F_{v_1} + F_{v_2} + F_{v_3} + \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots$

= แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง (รวมแรงยกตัวของฐานรากแต่ไม่รวมแรงปฏิกิริยาของฐานราก)

ΣF_H = $F_{H_1} + F_{H_2} + F_{H_3} + \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots$

= แรงลัพธ์ในแนวราบ

R = แรงลัพธ์ของ ΣF_v และ ΣF_H

e = eccentricity of loading ซึ่งเท่ากับระยะจุดศูนย์ถ่วงของฐานอาคารถึงจุดตัดของแรงลัพธ์ที่ฐานอาคาร

T = ความยาวของฐานอาคาร

P'_u, P''_u = แรงดันของแรงยกตัวของน้ำที่ขอบด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำของฐาน ตามลำดับ

P_1, P_2 = ความเข้มของแรงดันใต้ฐานอาคาร หรือแรงปฏิกิริยาในแนวดิ่งของฐาน ซึ่งรวมแรงยกตัวของน้ำที่ขอบด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำของฐาน ตามลำดับ

ความเข้มของแรงดันที่ฐานรากเนื่องจาก e และ ΣF_v (ไม่รวมแรงยกตัว)

$$= \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 \pm \frac{6e}{T}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.27)$$

ความเข้มของแรงดันที่ฐานรากเมื่อรวมแรงยกตัว

$$P_1 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 - \frac{6e}{T}\right) + P_u' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.28)$$

$$P_2 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 + \frac{6e}{T}\right) + P_u'' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.29)$$

2.10.2 สูตรจาก USBR's Design of Small Dams

ดูรูปที่ 2.10 และ 2.11 ประกอบ

ΣF_v = แรงลัพธ์ในแนวดิ่งเหนือฐาน ซึ่งไม่รวมแรงยกตัว

ΣF_H = แรงลัพธ์ในแนวราบเหนือฐาน

$\Sigma M_{c.g}$ = โมเมนต์ลัพธ์ของแรงเหนือฐานรอบจุดศูนย์ถ่วงของฐาน

$$e = \frac{\Sigma M_{c.g}}{\Sigma F_v}$$

= ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของฐานถึงจุดที่แรงลัพธ์ ΣF_v และ ΣF_H ตัดฐาน

F_u = แรงลัพธ์ของแรงยกตัวที่กระทำต่อพื้นราบ

$$= T\left(\frac{p + p'}{2}\right)$$

T = ความยาวของฐาน

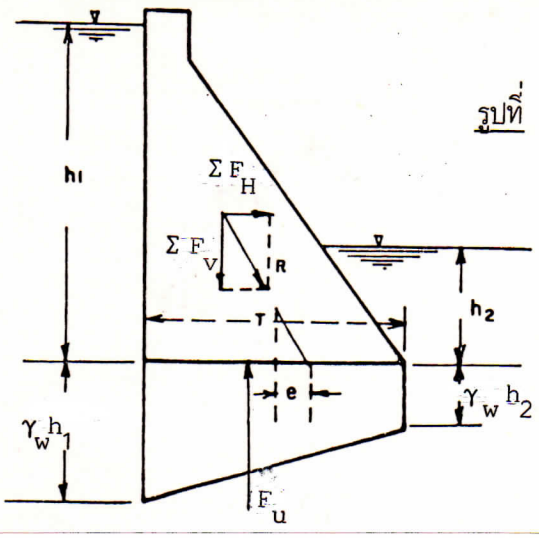
p, p' = แรงดันน้ำที่ฐานทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

$$p = \gamma_w h_1$$

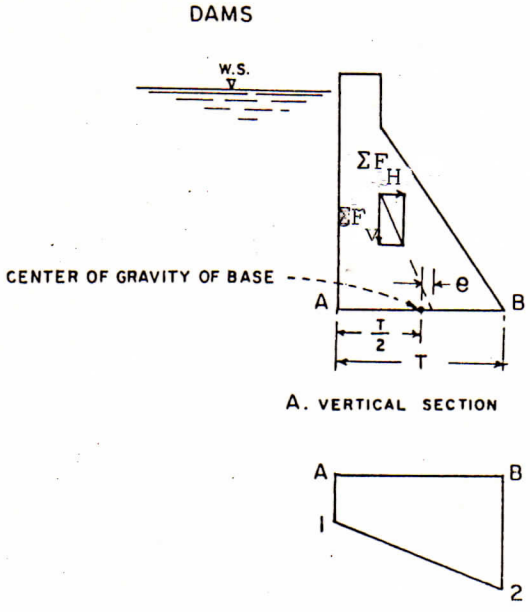
$$p' = \gamma_w h_2$$

ความเข้มของแรงดันที่ฐานรากเมื่อไม่คิดแรงยกตัว ดังรูปที่ 2.11 (b)

$$A_1 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 - \frac{6e}{T}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.30)$$



รูปที่ 2.10 แรงที่กระทำต่อเขื่อนคอนกรีต



รูปที่ 2.11 แรงดันที่ฐานรากของเขื่อนคอนกรีต

$$B_2 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 + \frac{6e}{T}\right) \quad \text{.....} \quad (2.31)$$

ถ้าแรงยกตัวของน้ำ A_3 ในรูปที่ 2.8 (c) น้อยกว่า A_1 เขื่อนจะยังคงมั่นคงต่อการพลิกตัว และ stress ที่ฐานรากจะยังคงคำนวณได้โดยสมการ 2.30 และ 2.31 ตามเดิม

ถ้า A_3 มากกว่า A_1 จะต้องคิดแรงดันที่ฐานรากใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 2.11 (d) ซึ่งพิจารณาว่าความเข้มของแรงดันที่ฐานราก (หรือ stress ที่ฐานราก) ทางด้านเหนือน้ำเท่ากับ A_3 แต่ความเข้มของแรงที่ฐานรากทางด้านท้ายน้ำเท่ากับ B_5 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$e' = \frac{\Sigma M_{c.g}}{\Sigma F_v - A_3 . T} \quad \text{.....} \quad (2.32)$$

$$T_1 = 3\left(\frac{T}{2} - e'\right) \quad \text{.....} \quad (2.33)$$

$$B_5 = 2\left(\frac{\Sigma F_v - A_3 . T}{T_1}\right) + A_3 \quad \text{.....} \quad (2.34)$$

กรณีนี้จะสมมติว่ามีรอยแตกที่ฐานจากขอบทางด้านเหนือน้ำจนถึงจุดซึ่งแรงยกตัวเท่ากับ stress ในแนวดิ่ง

2.11 ความมั่นคงของอาคาร (Stability)

อาคารจะต้องได้รับการออกแบบให้มีความมั่นคงในด้านต่าง ๆ โดยมีแฟคเตอร์ของความปลอดภัยที่เหมาะสม

2.11.1 ความปลอดภัยต่อการพลิกตัว (Stablity against overturning)

ถ้า B_5 ในรูปที่ 2.11 (d) มีค่าน้อยกว่า Allowable stress ของคอนกรีตและฐานราก อาคารจะมีความมั่นคงต่อการพลิกตัว

2.11.2 ความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล (Stability against sliding)

อาคารจะมีความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล ถ้า

$$\frac{f(\Sigma F_v - F_u)}{\Sigma F_H} \geq \text{safety factor} \quad \text{.....} \quad (2.35)$$

เมื่อ

ΣF_H = แรงลัพธ์ในแนวราบ

ΣF_v = แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง

F_u = แรงยกตัวของน้ำ

f = ส.ป.ส. ความฝืดสถิตย์ (Static friction) ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ค่า f สำหรับวัสดุต่าง ๆ

วัสดุ	f
Sound rock, clean and irregular surface	0.8
Rock, some jcinting and laminations	0.7
Gravel and coarse sand	0.4
Sand	0.3
Shale	0.3
Silt and Clay	0.3

ส่วนเกณฑ์ความปลอดภัย (Safety factcr) จะมีค่าประมาณ 1-1.5 สำหรับฐานรากธรรมดา และประมาณ 2.5 สำหรับฐานรากประเภท Unconsolidated material

ถ้าผลจากการวิเคราะห์พบว่า อัตราส่วนแรงต้านการเลื่อนไถล $f(\Sigma F_v - F_u)$ ต่อแรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล ΣF_H มีค่าน้อยกว่าเกณฑ์ความปลอดภัยที่กำหนด จะต้องเพิ่มแรงต้านการเลื่อนไถลให้มากขึ้น โดยการเพิ่มน้ำหนักอาคารหรือเพิ่มสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน หรือออกแบบให้มีแกน (Key) ยึด สำหรับกันการเลื่อนไถลของอาคาร ซึ่งในกรณีหลังจะคิดแรงต้านการเลื่อนไถลได้ดังนี้

แรงต้านการเลื่อนไถล = $f(\Sigma F_v - F_u) + S_a A$ ..... (2.36)

เมื่อ

S_a = ความสามารถในการรับแรงเฉือนของวัสดุ

A = พื้นที่หน้าตัดที่ต้านแรงเฉือนของแกน

สำหรับคอนกรีต ความสามารถรับแรงเฉือน (Permissible shear strength) มีค่าประมาณ 50 ตัน/ม.^{2}

2.11.3 ความมั่นคงต่อ Overstressing

ความเข้มของแรงดัน (Unit stress) ในคอนกรีตและฐานรากจะต้องมีค่าน้อยกว่าค่าสูงสุดที่ยอมให้ ดังแสดงในตารางที่ 2.2 มิฉะนั้นจะทำให้เกิดการแตกร้าว ทรุดตัว หรือแม้แต่การพลิกตัวของอาคารได้

2.12 การพิจารณาเกี่ยวกับฐานราก

ฐานรากอาคารที่ต้องการจะต้องมีคุณสมบัติดังนี้

(1) ต้องมี bearing strength เพียงพอโดยไม่เกิดการทรุดตัว

(2) มั่นคงต่อการเลื่อนไถลของอาคารบนฐานราก

(3) ไม่มีการรั่วซึมมากเกินไปจนเกิด piping

(4) มั่นคงต่อการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำของทางน้ำล้น เนื่องจากน้ำที่ล้นข้าม

ความสามารถรับแรงอัดของฐานรากที่แนะนำสำหรับขนาดเล็ก ดังอยู่ในตารางที่ 2.2

2.13 ตัวอย่าง

จงทำการวิเคราะห์แรงดันของน้ำที่กระทำต่อตัวเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้ ดังรูปที่ 2.12 และตรวจสอบความมั่นคงของตัวเขื่อนจาก

(1) การเลื่อนไถล (Sliding)

(2) การพลิกตัว (Overturning)

(3) Overstressing ที่ฐานราก

ตารางที่ 2.2 ความสามารถรับแรงอัดของฐานแบบต่าง ๆ (Suggested Allowable Bearing)

Material	*Condition, relative density or relative consistency*	*Average standard penetration values in fine-grained soils*		*Allowable bearing pressure (tons per square foot)*
		Effective over-burden pressure (psi)	*Number of blows per foot*	
Massive igneous metamorphic or sedimentary hard rock	Sound (minor cracks allowed)			100
Hard laminated rock, such as slate .	Sound (minor cracks allowed)			35
Residual deposits of bedrock of any kind except shale (unsound shale is treated as clay)	Shattered or broken			10
Gravel (GW, GP, GM, GC) . . .				4
	Loose	0 20 40	4 12 17	Need compaction
Cohesionless sands (SW, SP) . . .	Medium	0 20 40	4 to 8 12 to 24 17 to 40	1
	Dense	0 20 40	8 24 40	2
Saturated cohesive sands, silts, and clays (SM, SC, ML, CL, MH, CH)	Soft Medium Stiff Hard		4 4 to 10 11 to 20 20	0.25 0.5 1.0 1.5

กำหนดให้ฐานรากเป็นหินจำพวก Slate ซึ่งมี

เกณฑ์ความปลอดภัยจากการเลื่อนไถลเท่ากับ 1.3

เกณฑ์ความปลอดภัยจากการพลิกตัวเท่ากับ 2.0

ความสามารถรับน้ำหนักของฐานรากเท่ากับ 375 ตัน/ตร.เมตร

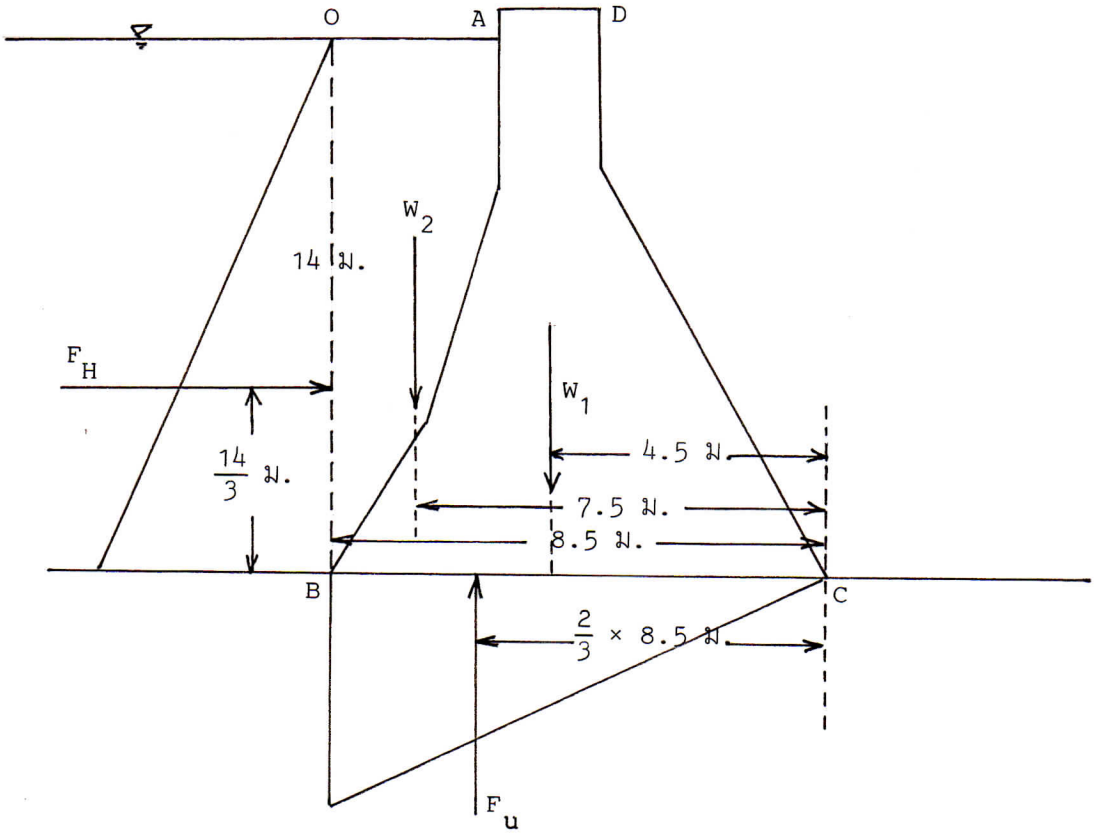
ความสามารถรับน้ำหนักของคอนกรีตเท่ากับ 250 ตัน/ตร.เมตร

สัมประสิทธิ์ความเสียดทานเท่ากับ 0.7

พื้นที่หน้าตัดตัวเขื่อน ABCD = 95 ม.^{2} และจุดศูนย์ถ่วงอยู่ที่ 4.5 เมตร จากจุด C

พื้นที่หน้าตัดน้ำในส่วน OAB = 20 ม.^{2} และจุดศูนย์ถ่วงอยู่ที่ 7.5 เมตร จากจุด C

น้ำหนักจำเพาะของคอนกรีต = 2,400 กก./ม.^{3}



รูปที่ 2.12 ข้อมูลประกอบในการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้

วิธีทำ

2.13.1 วิเคราะห์แรงและโมเมนต์ที่กระทำต่อตัวเขื่อน

พิจารณาแรงต่อ 1 หน่วยความกว้าง

(1) แรงเนื่องจากน้ำหนักเขื่อน

$W_1 = \gamma_c \times$ Area (ABCD)

$= 9.81 \times 2,400 \times 95 = 2,236,680$ นิวตัน

แรง W_1 กระทำที่ 4.5 เมตร จากจุด C

(2) แรงเนื่องจากน้ำหนักน้ำที่กดทับ

$W_2 = \gamma_w \times$ Area (OAB)

$= 9.81 \times 1,000 \times 20 = 196,200$ นิวตัน

แรง W_2 กระทำที่จุด 7.5 เมตร จากจุด C

(3) แรงเนื่องจากแรงดันน้ำนิ่ง

$$F_H = \frac{1}{2}\gamma_w h^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.81 \times 1,000 \times (14)^2 = 961,380 \text{ นิวตัน}$$

แรง F_H กระทำที่ $\frac{14}{3}$ เมตร เหนือจุด C

(4) แรงเนื่องจากแรงยกตัวของน้ำ

$$F_u = \frac{1}{2}\gamma_w h T$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.81 \times 1,000 \times 14 \times 8.5 = 583,695 \text{ นิวตัน}$$

แรง F_u กระทำที่ระยะ $\frac{2}{3} \times 8.5 = 5.67$ เมตร จากจุด C

(5) โมเมนต์ลัพธ์ของแรงเหนือฐานรอบจุดศูนย์ถ่วง

$$\Sigma \overset{\curvearrowright}{M}_{c.g.} = \frac{14}{3} F_H - (7.5 - 4.25)W_2 - (4.5 - 4.25)W_1$$

$$= \frac{14}{3} \times 961,380 - 3.25 \times 196,200 - 0.25 \times 2,236,680$$

$$= 4,486,440 - 637,650 - 559,170 \text{ นิวตัน-เมตร}$$

$$= 3,289,620 \text{ นิวตัน-เมตร}$$

(6) ค่า e

$$e = \frac{\Sigma \overset{\curvearrowright}{M}_{c.g.}}{\Sigma F_v}$$

$$= \frac{3,289,620}{(2,236,680 + 196,200)} = 1.35 \text{ เมตร}$$

2.13.2 การตรวจสอบความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล

$$\frac{f(\Sigma F_v - F_u)}{\Sigma F_H} = \frac{0.7(2,432,880 - 583,695)}{961,380}$$

$$= 1.34 > 1.3$$

แสดงว่าเขื่อนจะปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล

2.13.3 การตรวจสอบความมั่นคงต่อการพลิกตัว

$\Sigma \overset{\curvearrowleft}{M_C}$ = โมเมนต์ต้านการพลิกตัวรอบจุด C

= $4.5W_1 + 7.5W_2$

= $4.5 \times 2,236,680 + 7.5 \times 196,200$

= 11,536,560 นิวตัน-เมตร

$\Sigma \overset{\curvearrowright}{M_C}$ = โมเมนต์ที่กระทำให้เกิดการพลิกตัวรอบจุด C

= $\frac{14}{3} F_H + \frac{2}{3} \times 8.5 \times F_u$

= $\frac{14}{3} \times 961,380 + \frac{2}{3} \times 8.5 \times 583,695$

= 7,794,045 นิวตัน-เมตร

$$\frac{\Sigma \overset{\curvearrowleft}{M_C}}{\Sigma \overset{\curvearrowright}{M_C}} = \frac{11,536,560}{7,794,045} = 1.48 < 2$$

แสดงว่าเขื่อนไม่ปลอดภัยต่อการพลิกตัว ซึ่งจะแก้ไขได้ดังนี้.-

(1) ออกแบบเขื่อนให้มีโมเมนต์ต้านการพลิกตัวมากขึ้น โดยการออกแบบรูปร่างเขื่อนให้จุดศูนย์กลางตกเยื้องไปทางด้านเหนือน้ำให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้ หรือให้ฐานแผ่กว้างกว่าเดิม

(2) ออกแบบฐานรากให้แรงยกตัวของน้ำลดน้อยลง โดยการฉีดน้ำปูนเป็นม่านหรือการฉีดน้ำปูนฐานรากให้มีลักษณะแน่นทึบน้ำซึมผ่านได้ยากขึ้น

สมมติให้ใช้วิธีฉีดน้ำปูน และให้ $\theta = 0.5$

$F'_u = \frac{1}{2} \theta \gamma_w h T$

= $\frac{1}{2} \times 0.5 \times 9.81 \times 1,000 \times 14 \times 8.5$

= 291,848 นิวตัน

$\Sigma \overset{\curvearrowright}{M_C} = \frac{14}{3} \times 961,380 + \frac{2}{3} \times 8.5 \times 291,848$

= 6,140,245 นิวตัน-เมตร

$$\frac{\Sigma \overset{\curvearrowleft}{M_c}}{\Sigma \overset{\curvearrowright}{M_c}} = \frac{11,536,560}{6,140,245} = 1.9 < 2.0$$

ถ้าผู้ออกแบบยังไม่พอใจต่อเกณฑ์ความปลอดภัยนี้ ให้แก้ไขตามข้อ (1)

การตรวจสอบความมั่นคงต่อการพลิกตัวนอกจากดูจากอัตราส่วนโมเมนต์ต้านต่อโมเมนต์กระทำแล้ว อาจตรวจสอบได้อีกวิธีหนึ่งคือดูว่าแรงลัพธ์ตกอยู่ใน Middle-Third หรือไม่ ดังนี้

$\Sigma \overset{\curvearrowright}{MR}_{e.g.}$ = โมเมนต์ลัพธ์รอบจุดศูนย์ถ่วง (รวมแรงยกตัว)

$$= \frac{14}{3} F_H + (\frac{2}{3} \times 8.5 - 4.25) F_u' - (4.5 - 4.25) W_1 - (7.5 - 4.25) W_2$$

$$= \frac{14}{3} \times 961,380 + 1.417 \times 291,848 - 0.25 \times 2,236,680 - 3.25 \times 196,200$$

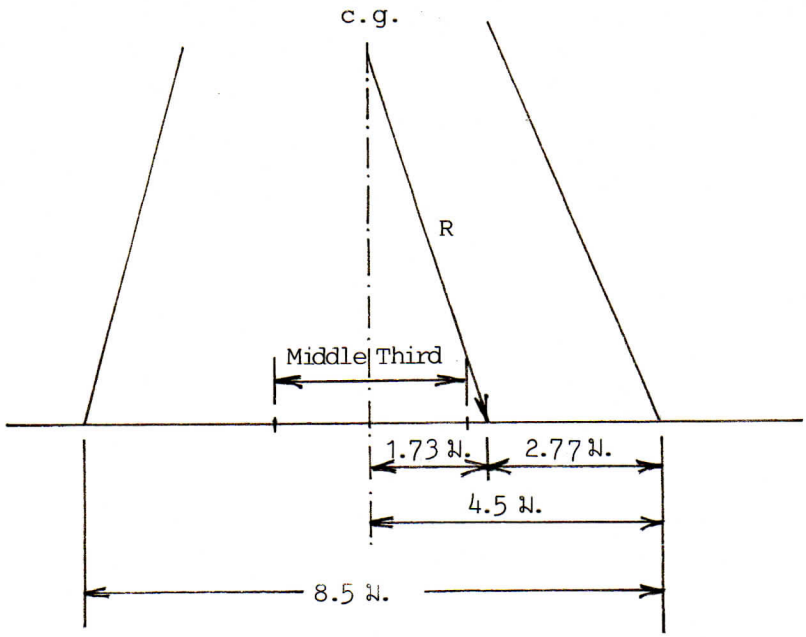
$$= 3,703,169 \quad \text{นิวตัน-เมตร}$$

$$e'' = \frac{\Sigma \overset{\curvearrowright}{MR}_{e.g.}}{\Sigma F_v - F_u'}$$

$$= \frac{3,703,169}{(2,236,680 + 196,200 - 291,848)}$$

$$= 1.73 \quad \text{เมตร}$$

แรงลัพธ์ตกเลยช่วง Middle-Third (ดูรูปที่ 2.13) แสดงว่าต้องเกิด Tensile Stress ระหว่างตัวเขื่อนและฐานรากในบริเวณรอยต่อด้านเหนือน้ำ และอาจไม่ปลอดภัยพอสำหรับการพลิกตัว การแก้ไขทำได้โดยการออกแบบรูปร่างเขื่อนให้เกิดโมเมนต์ต้านมากขึ้น



รูปที่ 2.13 การตรวจสอบความมั่นคงของเขื่อนในตัวอย่างด้วยวิธี Middle-Third

2.13.4 การตรวจสอบความมั่นคงต่อ Overstressing

$$A_1 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 - \frac{6e}{T}\right)$$

$$= \frac{2,432,880}{8.5}\left(1 - \frac{6 \times 1.35}{8.5}\right)$$

$$= 13,469 \text{ นิวตัน/ม.}^2$$

$$B_2 = \frac{\Sigma F_v}{T}\left(1 + \frac{6e}{T}\right)$$

$$= \frac{2,432,880}{8.5}\left(1 + \frac{6 \times 1.35}{8.5}\right)$$

$$= 558,973 \text{ นิวตัน/ม.}^2$$

$$A_3 = \gamma_w h$$

$$= 9.81 \times 1,000 \times 14$$

$$= 137,340 \text{ นิวตัน/ม.}^2$$

$$A_3 > A_1$$

$$e' = \frac{\Sigma \overset{\frown}{M}_{c.g}}{\Sigma F_v - A_3 . T}$$

$$= \frac{3,289,620}{2,432,880 - 137,340 \times 8.5}$$

$$= 2.6 \quad \text{เมตร}$$

$$T_1 = 3 \left(\frac{T}{2} - e'\right)$$

$$= 3 \left(\frac{8.5}{2} - 2.6\right)$$

$$= 4.95 \quad \text{เมตร}$$

$$B_5 = 2 \left(\frac{\Sigma F_v - A_3 . T}{T_1}\right) + A_3$$

$$= 2 \left(\frac{2,432,880 - 137,340 \times 8.5}{4.95}\right) + 137,340$$

$$= 648,649 \quad \text{นิวตัน/ม.}^2$$

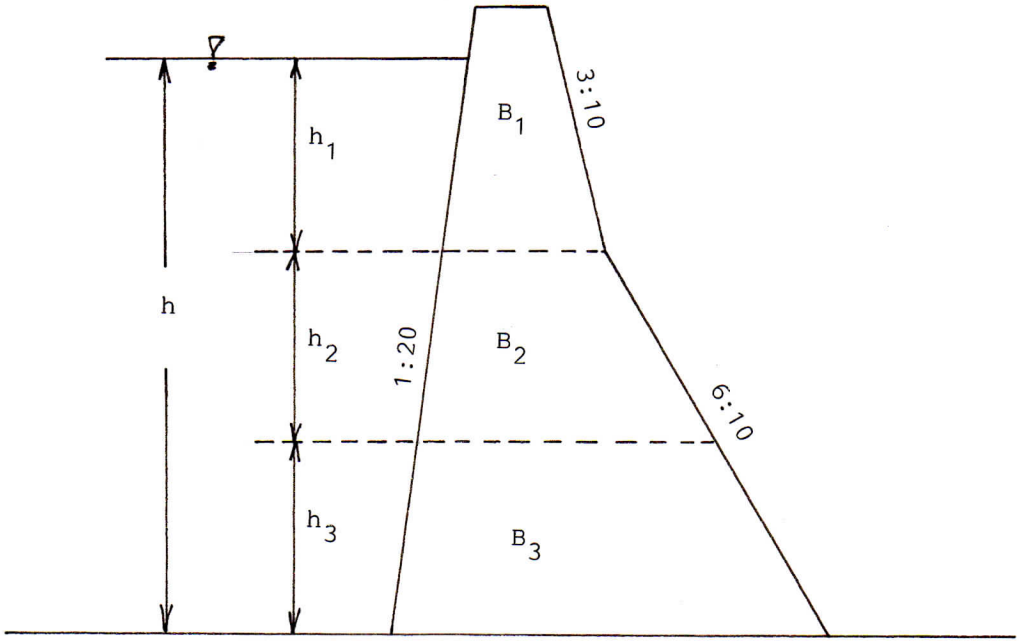
$$= 66,121 \quad \text{กก./ม.}^2$$

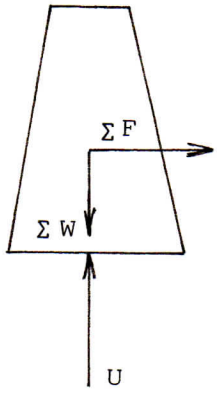
$$= 66 \quad \text{ตัน/ม.}^2$$

ความสามารถรับน้ำหนักของคอนกรีตเท่ากับ 250 ตัน/ม.^{2} และของฐานราก เท่ากับ 375 ตัน/ม.^{2} แสดงว่า Stress ที่ฐานรากและตัวเขื่อนไม่มากเกินไป แสดงว่าเขื่อนยังคงมีความปลอดภัยต่อ Overstressingหรือต่อการพลิกตัว

ในตัวอย่างนี้จะเห็นได้ว่าวิธีการตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนตามวิธีของ USBR เผื่อค่าความปลอดภัยไว้น้อยที่สุด ส่วนวิธีกำหนดให้แรงลัพธ์ตกใน Middle-Third และกำหนดเกณฑ์ความปลอดภัยของโมเมนต์ต้านต่อโมเมนต์พลิก เท่ากับ 2 ให้ความปลอดภัยพอ ๆ กัน

ในการออกแบบเขื่อนกราวิตี้ ถ้าต้องการจะวิเคราะห์อย่างละเอียดถูกต้องจริง ๆ จะต้องพิจารณาตัดแบ่งรูปตัดเขื่อนออกเป็นส่วน ๆ จากยอดถึงฐาน และวิเคราะห์แรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในแต่ละส่วน โดยเฉพาะในส่วนที่มีการเปลี่ยนลาดด้านเหนือน้ำหรือท้ายน้ำเพื่อตรวจสอบว่าแต่ละส่วนมีความมั่นคงดีหรือไม่ดังรูปที่ 2.14





บล็อค B 1

พิจารณาว่าน้ำสามารถซึมผ่านคอนกรีตได้
เช่นเดียวกับหินจึงมีแรง U

รูปที่ 2.14 การวิเคราะห์ความมั่นคงของแต่ละส่วนของเขื่อนในตัวอย่าง

2.14 เอกสารอ้างอิง

(1) United Nations (1973), Design cf Low-Head Hydraulic Structures, Water Resources Series, No. 45.

(2) US. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, A Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado.

(3) วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม.เกษตรศาสตร์ กำแพงแสน.

บทที่ 3

การออกแบบฝายทดน้ำ

(Design of Diversion Weirs)

3.1 คำนำ

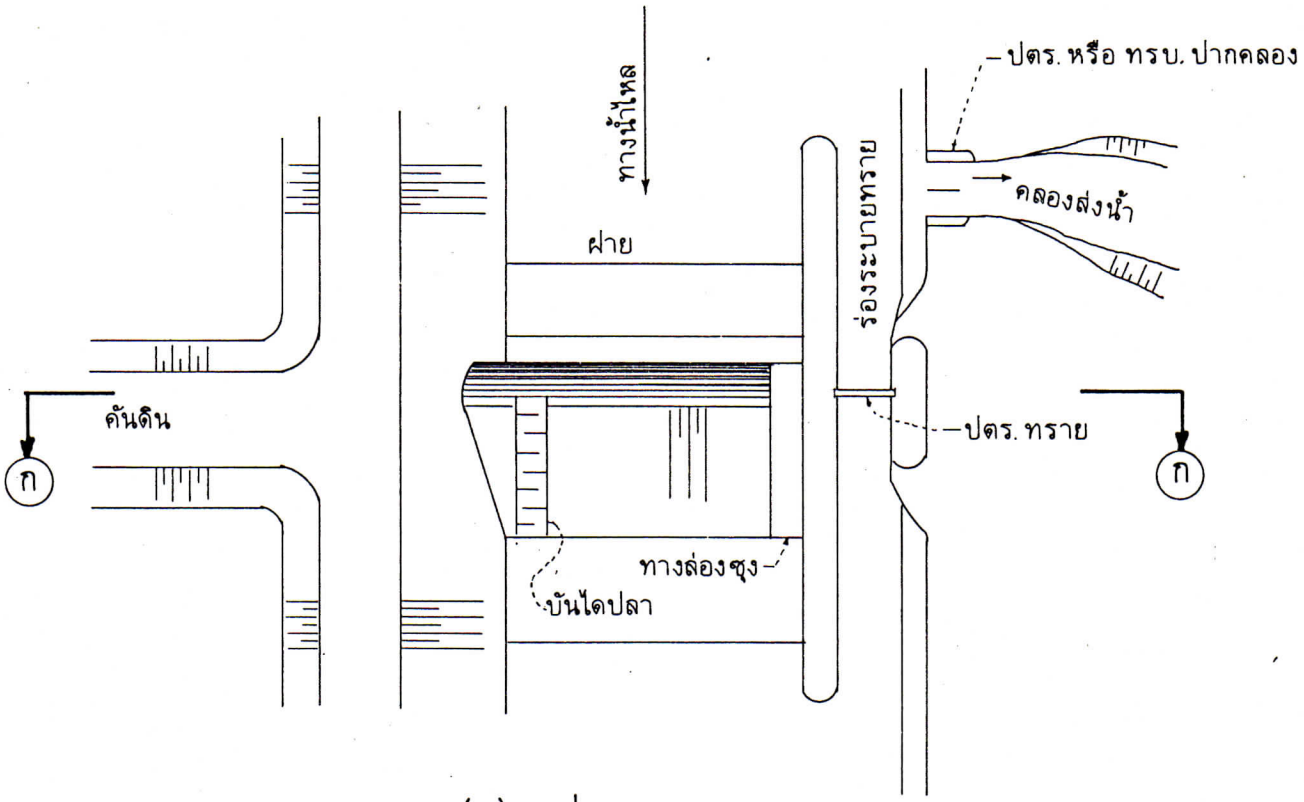
ฝายเป็นอาคารหัวงานประเภทหนึ่งซึ่งทำหน้าที่ยกระดับน้ำในแม่น้ำให้สูงพอที่จะไหลเข้าสู่คลองส่งน้ำและไหลต่อไปยังพื้นที่เพาะปลูกได้ตามต้องการ โดยทั่ว ๆ ไปจะออกแบบให้น้ำไหลล้นข้ามได้โดยไม่มีประตูควบคุม ดังแสดงในรูปที่ 3.1

ฝายไม่ใช่สิ่งที่จำเป็นสำหรับโครงการชลประทานเสมอไป กรณีที่แม่น้ำมีความลาดเทมาก อาจใช้วิธีขุดคลองต่อขึ้นไปทางต้นน้ำ จนถึงระดับที่อยู่สูงกว่าพื้นที่เพาะปลูกที่จะใช้น้ำก็ใช้ได้เหมือนกัน แต่อย่างไรก็ตามฝายยังมีประโยชน์อื่น ๆ ที่สำคัญได้แก่

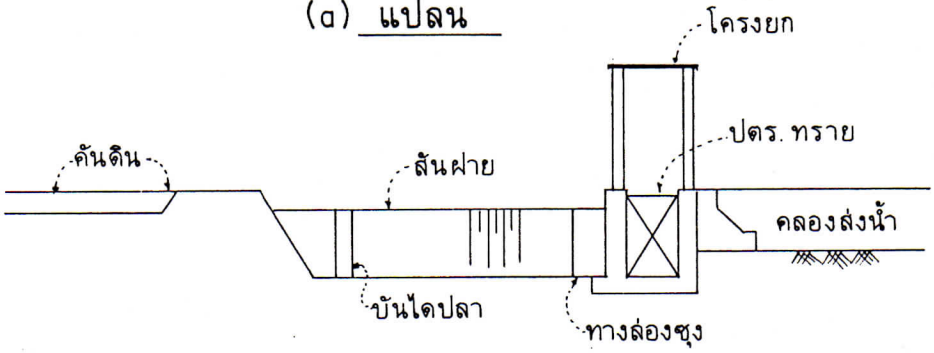
1. เป็นสิ่งที่ช่วยทดน้ำในแม่น้ำให้มีระดับสูงพอที่จะไหลเข้าคลองได้ทุกขณะ ไม่ว่าปริมาณน้ำจะมีมากหรือน้อยเพียงใดก็ตาม

2. ฝายช่วยลดระยะทางการขุดคลองให้สั้นลง ซึ่งอาจหมายถึงการประหยัดค่าก่อสร้างหัวงานและระบบส่งน้ำ

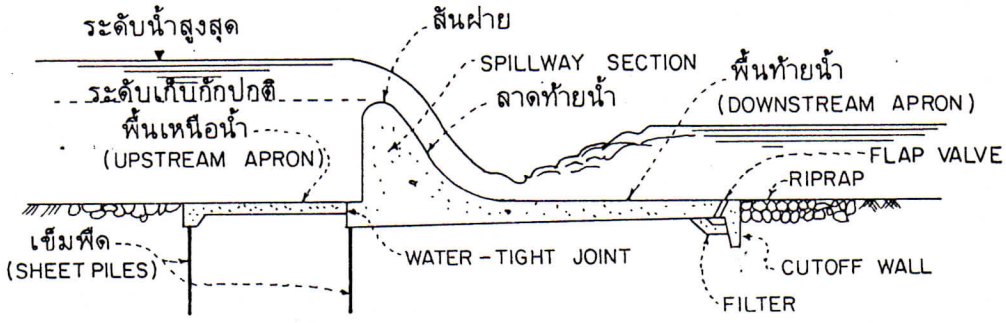
ฝายมีข้อดีคืออาจสร้างจากวัสดุในท้องถิ่นได้เกือบทุกอย่างและไม่ต้องใช้ฝีมือที่ประณีตนัก จึงทำให้ค่าก่อสร้างถูกกว่าเขื่อนทดน้ำมาก นอกจากนั้นฝายยังระบายน้ำได้เองโดยไม่ต้องมีคนเฝ้าทำการปิด-เปิด จึงเหมาะสำหรับสร้างในที่ห่างไกลชุมชน แต่ฝายก็มีข้อเสียหลายประการคือ ทำให้ระดับน้ำท่วมด้านเหนือน้ำสูงขึ้นกว่าเดิมมาก ฉะนั้นถ้าหากมีพื้นที่เพาะปลูกหรือบ้านเรือนอยู่ทางด้านเหนือน้ำ ซึ่งอาจจะกระทบกระเทือนจากน้ำท่วมหน้าฝายนี้แล้วก็ไม่ควรสร้าง หรือถ้าจะสร้างก็ต้องเสียค่าก่อสร้างคันดินหน้าฝายเลาะตามตลิ่งทั้งสองเพิ่มขึ้น ดังนั้นสำหรับกรณีนี้ถ้าต้องการทดน้ำให้สูงขึ้นแล้ว การสร้างฝายอาจเป็นงานที่แพงมากกว่าเขื่อนทดน้ำก็ได้ อนึ่งฝายเป็นสิ่งกีดกั้นทางเดินของทรายในท้องแม่น้ำ ดังนั้นโดยทั่ว ๆ ไปทางด้านเหนือน้ำของฝายจึงมีทรายตกตะกอนอยู่เป็นจำนวนมากเกือบถึงสันฝายทุกแห่งไป และทรายนี้จะไหลเข้าสู่คลองส่งน้ำ ทำให้ตื้นเขินได้อย่างรวดเร็ว สำหรับปัญหาเรื่องทรายนี้ถ้าเป็นโครงการขนาดใหญ่หรือขนาดกลาง ก็จะพิจารณาออกแบบประตูระบายทรายไว้ด้วยเพื่อป้องกันมิให้ทรายเข้าไปในคลองได้



(a) แปลน



(b) รูปตัด ก - ก



(c) รูปตัดทั่วไปของฝาย

รูปที่ 3.1 ฝายทดน้ำ

3.2 ข้อพิจารณาในการเลือกที่ตั้งฝายทดน้ำ

ตำแหน่งที่ตั้งฝายขึ้นอยู่กับสภาพภูมิประเทศและสภาพทางธรณีวิทยาที่เหมาะสมที่จะสามารถทดน้ำให้มีระดับสูงพอที่จะส่งไปยังพื้นที่เพาะปลูกได้โดยไม่ต้องสร้างฝายที่สูงเกินไป นอกจากนี้การเลือกจุดที่ตั้งฝายยังต้องพิจารณาถึงองค์ประกอบอื่น ๆ ด้วยเช่น ลักษณะร่องน้ำ แนวทางการไหล ขนาดกว้างลึกของร่องน้ำ สภาพฐานรากทั้งชนิดเป็นดินและเป็นหิน ในบริเวณที่จะก่อสร้างอาคารหัวงาน ปริมาณน้ำสูงสุดที่จะเกิดสภาพน้ำท่วมในรอบปีการเกิดซ้ำที่เหมาะสมเช่น 50 ปี หรือ 100 ปี ลักษณะของตะกอนทราย และกรวดที่ไหลมาตามน้ำ วัสดุลอยมาตามน้ำเช่น ต้นไม้ ซุง หรือสิ่งอื่น ๆ ที่อาจจะไหลลอยมาตามน้ำในระหว่างฤดูน้ำหลาก การเข้าถึงสภาพที่ก่อสร้างเช่น อยู่ใกล้ทางหลวงหรืออยู่ไกลทางหลวงที่จะต้องลงทุนเงินอีกจำนวนมหาศาลเพื่อตัดทางเข้าไปสู่หัวงานที่จะเลือก และวัสดุก่อสร้างในบริเวณใกล้เคียงที่สามารถจัดหาหรือจัดซื้อมาได้เพื่อการก่อสร้างอาคารหัวงานนั้น สิ่งดังกล่าวนี้ล้วนแต่จะต้องนำมาร่วมพิจารณาในการเลือกที่ตั้งหัวงานที่เหมาะสม

ในการเตรียมการประมาณราคาอาคารหัวงานเพื่อเปรียบเทียบกันนั้น ควรที่จะต้องพิจารณาการขุดคลองส่งน้ำสายใหญ่จากหัวงานไปจนถึงพื้นที่เพาะปลูกร่วมด้วย โดยทั่วไปลาดท้องคลองมักจะแบนราบกว่าลาดท้องแม่น้ำที่จะก่อสร้างอาคารหัวงาน ดังนั้นหัวงานที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำขึ้นไปจะได้อาคารทดน้ำที่ต่ำกว่าอาคารทดน้ำที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำ แต่คลองส่งน้ำสายใหญ่จะต้องยาวกว่า การลดความสูงของอาคารทดน้ำที่หัวงานหมายถึงการลดราคาค่าก่อสร้างลง แต่การเพิ่มความยาวของคลองส่งน้ำสายใหญ่ก็เป็นการเพิ่มค่าลงทุนในการก่อสร้างด้วย ถึงอย่างไรก็ตามจากการที่ได้เคยเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างอาคารหัวงานแล้วปรากฏว่าราคาที่ได้จากการลดความสูงของอาคารทดน้ำมักจะมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับราคาค่าขุดคลองส่งน้ำสายใหญ่ที่เพิ่มขึ้น

ในหัวงานชลประทานที่จะต้องมีคลองส่งน้ำทั้งสองฝั่ง อาคารหัวงานควรจะเลือกที่ตั้งในส่วนที่ลำน้ำมีแนวตรง เพื่อให้อาคารส่งน้ำปากคลองสามารถก่อสร้างได้ใกล้ชิดกับหัวงานทดน้ำทางด้านเหนือน้ำทั้งสองฝั่งโดยไม่เกิดผลกระทบกระเทือนถึงการไหลของน้ำเข้าปากคลองทั้งสองฝั่งและไม่มีตะกอนทรายตกจมอยู่บริเวณอาคารปากคลองส่งน้ำนั้น ในหัวงานชลประทานที่มีความต้องการอาคารส่งน้ำปากคลองเพียงฝั่งเดียว อาคารทดน้ำอาจจะเลือกให้ตั้งอยู่ทางด้านท้ายน้ำของท้องคุ้งน้ำได้ และอาคารปากคลองส่งน้ำจะต้องตั้งอยู่ทางด้านโค้งออก

หรือทางด้านนอกของโค้ง เพื่อว่ากระแสน้ำที่ไหลอยู่จะเป็นตัวป้องกันมิให้เกิดการตกจมทับถมของตะกอนทรายอยู่บริเวณปากคลองส่งน้ำนั้น

3.3 วิธีการเลือกที่ตั้งฝายทดน้ำ

ในทางปฏิบัติมีวิธีการเลือกที่ตั้งฝายทดน้ำอยู่ 3 วิธี ดังต่อไปนี้

วิธีที่ 1 เลือกจากแผนที่มาตราส่วน 1:50,000 ซึ่งจัดทำโดยกรมแผนที่ทหารบก เมื่อทราบว่าพื้นที่ใดต้องการให้เกิดโครงการชลประทานก็สามารถจะหาแหล่งน้ำที่ไหลผ่านหรืออยู่ใกล้เคียงพื้นที่นั้นได้ พิจารณาจากลำน้ำที่มีระดับสูงกว่าพื้นที่เพาะปลูกก็จะสามารถกำหนดที่ตั้งของหัวงานชลประทานโดยประมาณได้ วิธีที่ 1 นี้จะเป็นการเลือกขั้นต้นหรือเบื้องต้นเพื่อจะเป็นแนวทางสำหรับอีก 2 วิธีต่อไป

วิธีที่ 2 เริ่มจากพื้นที่เพาะปลูก เลือกจุดที่สูงสุดของพื้นที่เพาะปลูกหรือพื้นที่ที่จะรับน้ำชลประทาน แล้วทำการสำรวจระดับขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำ โดยกำหนดแนวคลองและความลาดเทของท้องคลองไว้โดยประมาณก่อนจนกระทั่งแนวคลองไปตัดกับลำน้ำ เมื่อตัดกับลำน้ำแล้วก็แสดงว่าจุดนั้นสมควรที่จะเป็นที่ตั้งฝายทดน้ำ หากไม่เหมาะสมด้วยสภาพท้องน้ำหรือฐานราก หรืออย่างไรก็ตาม การเลือกที่ตั้งใหม่จะต้องเลื่อนขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำเสมอ การเลื่อนหัวงานขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำจะทำให้ลาดท้องน้ำของคลองส่งน้ำชันขึ้น หรือถ้าหากจะคงลาดท้องคลองไว้อย่างเดิมก็จะต้องมีอาคารน้ำตกหรือรางเท เพื่อเปลี่ยนระดับของท้องคลอง ณ ที่ใดที่หนึ่งตามความเหมาะสม

วิธีที่ 3 โดยการเลือกที่ตั้งที่เหมาะสมจากสภาพท้องน้ำ ฐานรากและอื่น ๆ ดังกล่าวมาแล้วในลำน้ำที่จะเป็นแหล่งต้นน้ำเพื่อการชลประทาน แต่จะต้องเลือกในที่ที่มีระดับสูงเพียงพอที่จะส่งน้ำไปให้พื้นที่ชลประทานที่กำหนดได้จากจุดหัวงานนี้ กำหนดแนวคลองและลาดท้องคลองไปหาจุดสูงสุดของพื้นที่เพาะปลูก หากมีความจำเป็นจะต้องเพิ่มอาคารน้ำตกหรือรางเทในคลองส่งน้ำก็ให้ทำได้ตามความเหมาะสม

3.4 ที่ตั้งฝายทดน้ำที่ดี

ในกรณีที่พบว่ามีที่ที่เหมาะสมจะเป็นที่ตั้งฝายทดน้ำอยู่หลายแห่ง เพื่อที่จะตัดสินใจว่าที่ตั้งฝายทดน้ำแห่งใดดีที่สุด มีเกณฑ์ในการพิจารณาดังต่อไปนี้

1. นอกจากเหมาะสมที่จะก่อสร้ายฝายทดน้ำแล้วจะต้องมีบริเวณที่กว้างขวางพอที่จะก่อสร้างอาคารส่งน้ำปากคลองส่งน้ำ และมีที่ที่จะลากแนวคลองไปยังพื้นที่เพาะปลูกได้สะดวกโดยไม่ต้องใช้เทคโนโลยีขั้นสูงและการก่อสร้างที่มีราคาแพงมากเช่น อุโมงค์ กำแพงกันดิน การขุดตักดินลึกมาก การขุดระเบิดหิน และอื่น ๆ

2. จะต้องมีบริเวณที่อาคารส่งน้ำปากคลองสามารถจัดวางได้ตั้งฉากกับแนวศูนย์กลางฝาย หรือแนวศูนย์กลางลำน้ำ ทั้งนี้เพื่อที่ร่องน้ำหน้าอาคารส่งน้ำปากคลองจะได้ปลอดจากตะกอนทรายและทรายที่จะตกจม และปลอดจากวัสดุที่ไหลลอยมาตามน้ำจะไหลเข้าคลองส่งน้ำ

3. ที่ตั้งฝายจะต้องตั้งอยู่ใกล้แหล่งวัสดุก่อสร้างเช่น ดินที่เหมาะสม หรือแหล่งหินแหล่งทรายที่จะนำมาใช้ผสมคอนกรีต

4. จะต้องเป็นที่ที่มีดินหรือหินฐานรากที่แข็งแรงมั่นคง และตลิ่งทั้งสองฝั่งมั่นคงไม่มีการกัดเซาะ และไม่มีการพอกพูนของหาดทราย

5. จะต้องเป็นที่ที่มีชั้นดินทึบน้ำอยู่ที่ผิวหรือใกล้กับผิวท้องน้ำ

6. จะต้องเป็นที่ที่มีลาดท้องลำน้ำชันเพียงพอที่เพียงก่อสร่างอาคารทดน้ำที่ไม่สูงมากนัก ก็สามารถจะทดน้ำให้มีระดับสูงพอที่จะส่งไปยังพื้นที่เพาะปลูกโดยมีระยะสั้นที่สุด

7. จะต้องเป็นที่ที่ไม่ต้องการการก่อสร้างอาคารทดน้ำที่สูงมาก แต่อย่างไรก็ตามการก่อสร้างอาคารทดน้ำที่สูงยังมีราคาถูกกว่าการขุดคลองส่งน้ำที่ยาวเพื่อนำน้ำส่งไปยังพื้นที่เพาะปลูก

8. จะต้องเป็นที่ที่เมื่อก่อสร้างฝายทดน้ำแล้วน้ำที่ยกระดับสูงขึ้นจะไม่ไปท่วมแหล่งชุมชนหรือพื้นที่ดินที่มีค่าสูง หรือทำให้เกิดมีแนวโน้มว่าลำน้ำอาจจะเปลี่ยนทางเดิน

9. จะต้องเป็นที่ที่มีความเร็วของกระแสน้ำในลำน้ำธรรมชาติช้ากว่าความเร็วของกระแสน้ำในคลองส่งน้ำ ทั้งนี้เพื่อป้องกันตะกอนทรายที่จะไหลเข้าไปในคลองส่งน้ำ

10. จะต้องเป็นที่ลำน้ำมีแนวตรง มีความเร็วของกระแสน้ำสม่ำเสมอตลอดลำน้ำและมีรูปตัดขวางที่สม่ำเสมอและคงที่ ถ้าจำเป็นจะก่อสร้างในส่วนของลำน้ำที่โค้ง เมื่อกระแสน้ำในลำน้ำไหลช้า อาคารส่งน้ำปากคลองควรจะตั้งอยู่ทางด้านนอกของโค้งของลำน้ำนั้น แต่ถ้ากระแสน้ำในลำน้ำนั้นไหลเร็วและโดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าดินริมตลิ่งเป็นดินอ่อน อาคารส่งน้ำปากคลองควรจะตั้งอยู่ด้านในของโค้งของลำน้ำนั้น ทั้งนี้เพื่อให้ปลอดภัยเกี่ยวกับการกัดเซาะทำให้ตลิ่งพัง ความต้องการตามเกณฑ์ข้อนี้จะถือเป็นหัวข้อที่สำคัญอย่างยิ่งถ้าบริเวณนั้นจะมีการ

ก่อสร้างเฉพาะอาคารส่งน้ำปากคลองเท่านั้น โดยไม่ต้องมีการก่อสร้างอาคารทดน้ำ

3.5 การพิจารณาเพื่อการออกแบบ (Design Considerations)

ตามที่ได้กล่าวแล้วเกี่ยวกับคุณลักษณะของฝายทดน้ำสิ่งที่ต้องพิจารณาพอสรุปได้ดังนี้

1. จะต้องออกแบบให้ปริมาณน้ำสูงสุดผ่านได้
2. จะต้องทดน้ำหรือยกระดับน้ำด้านเหนือน้ำให้สูงพอที่จะไหลเข้าอาคารรับน้ำปากคลองและเข้าสู่คลองไปยังพื้นที่เพาะปลูกได้
3. จะต้องจัดทำที่ระบายทรายหรือดักทรายเพื่อป้องกันมิให้ทรายไหลเข้าไปในคลองส่งน้ำ
4. จะต้องมีความมั่นคงต่อแรงต่าง ๆ ที่กระทำต่อตัวฝาย ตามที่ได้กล่าวไว้โดยละเอียดในหัวข้อ 2.11 ในบทที่ 2
5. จะต้องมีการป้องกันน้ำที่ไหลลอดใต้ฐานฝายหรือปีกฝายไม่ให้เร็วเกินไปจนก่อให้เกิดการกัดพาเมล็ดดินใต้ฝายหรือที่ตลิ่ง

3.6 รูปร่างของฝาย

(Types of Weir Sections)

การเลือกรูปร่างหน้าตัดของฝายในการออกแบบอาคารทดน้ำมีสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงดังต่อไปนี้

1. ลักษณะโครงสร้างและความแข็งแรงของดินฐานราก
2. วัสดุก่อสร้างที่สามารถหาได้ง่ายและอยู่ในบริเวณใกล้เคียง
3. ระดับน้ำที่จำเป็นจะต้องทดให้สูงขึ้น
4. ราคางานก่อสร้าง

รูปแบบของหน้าตัดฝายที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้เป็นรูปแบบที่ใช้กันอย่างแพรหลายในปัจจุบันในสหรัฐอเมริกา

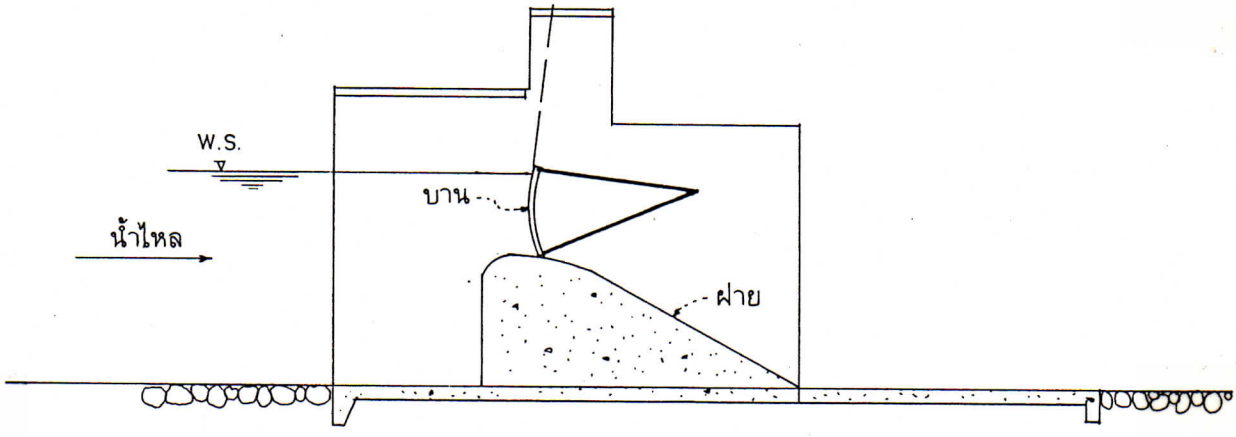
3.6.1 ฝายคอนกรีตแบบ Ogee

(Ogee Solid Gravity Concrete Weir)

รูปแบบโดยทั่ว ๆ ไปของฝายแบบนี้ก็คือมีผิวด้านเหนือน้ำอยู่ในแนวตั้งตรง และสันฝายโค้งมน ส่วนตอนท้ายน้ำของฝายจะเป็นโค้งลาดเอียงรูปตัว S (Ogee) ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (c) ฝายแบบนี้มักใช้กับท้องน้ำที่มีฐานรากเป็นหิน และภูมิประเทศเป็นแบบหุบเขา ซึ่งยอมให้น้ำท่วมด้านเหนือน้ำได้ในฤดูน้ำนอง ในกรณีที่จะสร้างฝายแบบนี้บนพื้นท้องน้ำที่เป็นทรายหรือกรวด ก็จะต้องมีการยืดความยาวพื้นฝาย และสิ่งที่ควรคำนึงถึงอย่างยิ่งก็คือ ความสามารถในการรับน้ำหนักบันทุกปลอดภัยของฐานรากนั้น

3.6.2 ฝายคอนกรีตแบบมีบานปิด-เปิดอยู่บนสันฝาย

ฝายแบบนี้มีลักษณะดังรูปที่ 3.2 ซึ่งจะใช้ในกรณีที่ไม่ต้องการให้น้ำท่วมพื้นที่เหนือฝายมากในฤดูน้ำนองเช่น กรณีด้านเหนือน้ำเป็นย่านชุมชนมีวัดวาอารามหรืออาคารที่สำคัญ บานประตูที่ใช้บังคับระดับน้ำบนสันฝายมีหลายแบบเช่น บานตรง บานโค้ง หรือแบบล้มพับลงได้ หรือเป็นแบบฝายยางก็ได้ การจะเลือกใช้บานประตูแบบใดแบบหนึ่งให้เหมาะสมนั้นจำเป็นจะต้องศึกษาเป็นกรณีพิเศษ และจะต้องกำหนดระยะเวลาการปิด-เปิดบานประตูให้เหมาะสมกับระยะเวลาที่ต้องการระบายน้ำในฤดูฝน และเก็บกักน้ำไว้ตอนปลายฤดูฝนหรือในฤดูแล้งเป็นต้น



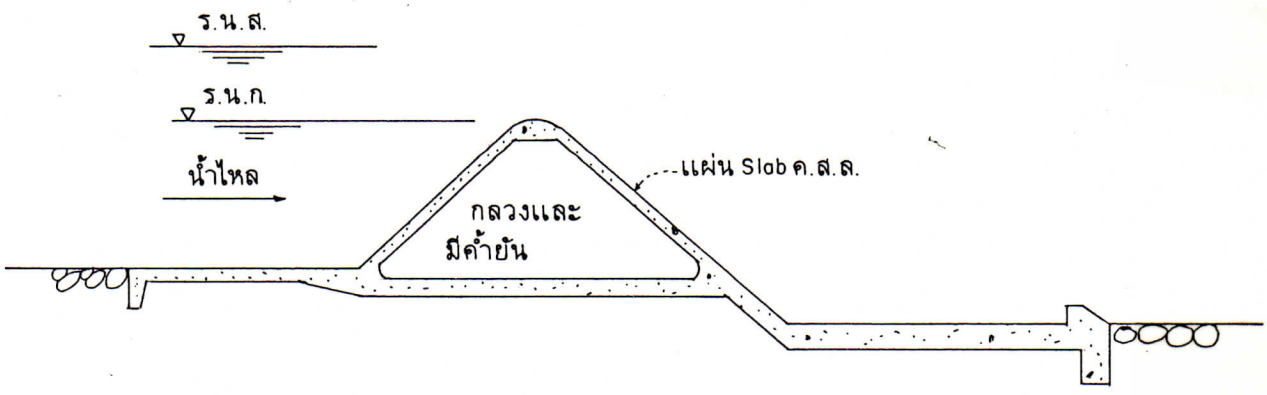
รูปที่ 3.2 ฝายคอนกรีตแบบมีบานปิด-เปิด อยู่บนสันฝาย

3.6.3 ฝายคอนกรีตแบบ Ogee ชนิดพื้นผิวบาง และมีตอม่อค้ำยัน

(Slab and Buttress Weir)

ฝายแบบนี้จะต้องก่อสร้างด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยปกติลาดด้านเหนือน้ำจะเป็นแผ่นพื้นบาง และด้านท้ายน้ำก็จะเป็นแผ่นพื้นบางรูปตัว S (Ogee) ตัวฝายจะวางอยู่บน

พื้นฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก และมีค้ำยันเป็นแบบกำแพงแบ่งเป็นระยะตามความเหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 3.3 ฝายแบบนี้จะมีน้ำหนักเบากว่าฝายคอนกรีตแบบ Ogee ตามที่กล่าวถึงในหัวข้อ 3.6.1 ดังนั้นจึงเหมาะสมที่จะใช้ก่อสร้างบนฐานรากที่ไม่แข็งแรงมากนัก ความแตกต่างของราคาระหว่างฝายในหัวข้อ 3.6.1 และ 3.6.3 ขึ้นอยู่กับสภาพของท้องที่และวัสดุที่จะจัดหาได้ในท้องถิ่นนั้น ฝายแบบนี้ปกติจะออกแบบให้สูงไม่น้อยกว่า 6.00 เมตร

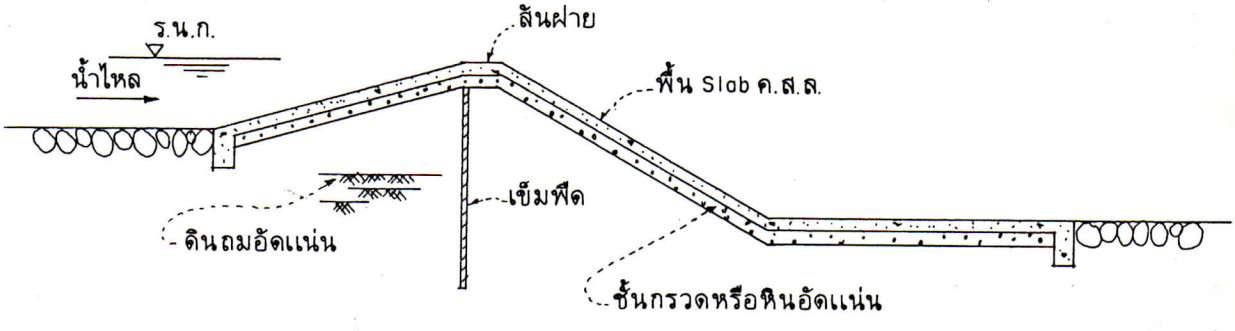


รูปที่ 3.3 ฝายคอนกรีตแบบ Ogee ชนิดพื้นผิวบางและมีตอม่อค้ำยัน

3.6.4 ฝายแบบดาดผิวด้วยคอนกรีตทับบนดินถมอัดแน่น

(Concrete Slab on Compacted Earthfill Weir)

ฝายแบบนี้มีราคาถูกและเหมาะสมกับฝายสูงไม่เกิน 2.00 เมตร หากฝายก่อสร้างในช่องลัดจะยิ่งสะดวกยิ่งขึ้นเพราะจะขุดแต่งดินให้เป็นรูปฝายก่อนแล้วจึงเทคอนกรีตล้วนหรือคอนกรีตเสริมเหล็ก ดาดทับบนดินทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ตรงสันเขื่อนมักจะมีแนวเข็มพืดหรือ Cut-Off Wall ตอนท้ายน้ำของพื้นคอนกรีตจะต้องจัดทำ Filter และรูระบายน้ำใต้ดินเพื่อลดแรงดันของน้ำใต้ดิน (Uplift) ดังแสดงในรูปที่ 3.4

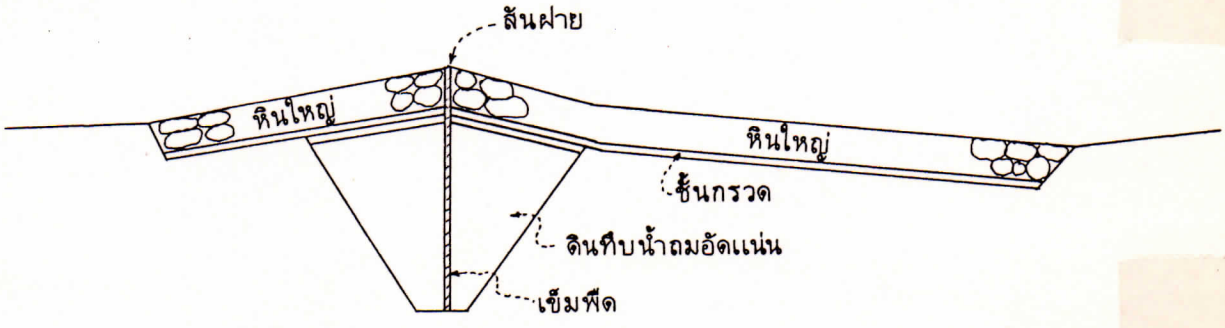


รูปที่ 3.4 ฝายแบบดาดผิวด้วยคอนกรีตบนดินถมอัดแน่น

3.6.5 ฝายหิน

(Rockfill Weir)

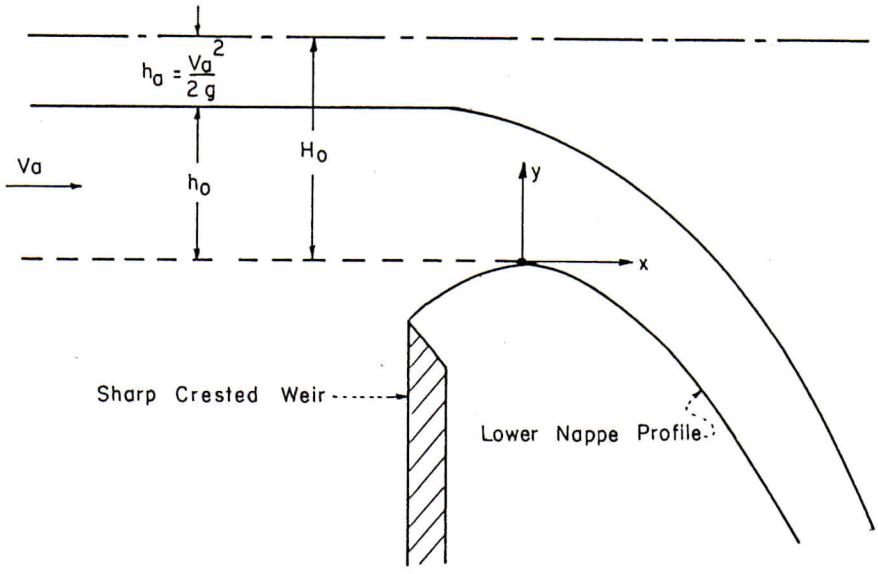
ในบริเวณห้วงานตามหุบเขาจะสามารถหาหินได้ง่าย จึงเป็นการประหยัดที่จะก่อสร้างอาคารทดน้ำเป็นแบบฝายหินซึ่งมีทั้งแบบหินทิ้งและหินก่อ โดยมีการใช้เข็มพืดหรือกำแพงคอนกรีตฝังอยู่ในดินบริเวณสันฝายเพื่อป้องกันน้ำรั่วซึมผ่านฝาย โดยทั่วไปหินจะเรียงหรือทิ้งบนชั้น Filter อีกชั้นหนึ่งเพื่อป้องกันกระแสน้ำกัดเซาะดินชั้นล่าง หินก้อนมักจะมีรูปร่างเป็นก้อนเหลี่ยม ควรจะได้จัดเรียงให้แต่ละก้อนชิดกันไปมาเพื่อให้เกิดการยึดเหนี่ยวระหว่างก้อนเพื่อจะได้ไม่ถูกกระแสน้ำพัดพาไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณท้ายฝาย ซึ่งมีกระแสน้ำรุนแรง ขนาดของหินขึ้นอยู่กับความเร็วและปริมาณน้ำที่ไหลข้ามฝาย และความสูงของฝาย โดยทั่วไปลาดท้ายน้ำจะแบนกว่าและมักจะใช้หินก้อนใหญ่กว่า และเรียงยาวกว่าทางด้านเหนือน้ำ ฝายประเภทนี้จะสร้างไม่สูงเกินกว่า 2.00 เมตร และปริมาณน้ำผ่านฝายไม่ควรเกิน 3.00 ลบ.ม. ต่อวินาที ต่อความกว้างของสันฝาย 1.00 เมตร ทั้งนี้เกี่ยวกับความมั่นคงของฝายประเภทนี้เพื่อที่จะเป็นการยืดทางเดินของน้ำใต้พื้นฝายนอกเหนือจากเข็มพืดหรือกำแพงคอนกรีตแล้ว อาจจะเพิ่มชั้นดินเหนียว (Impervious Blanket) ปูขึ้นไปทางด้านเหนือน้ำแล้วปูทับด้วย Filter ซึ่งทำด้วยกรวดทราย และปูทับชั้นบนสุดด้วยก้อนหิน ชั้นดินเหนียวนี้จะต้องบดอัดให้แน่นและมีความหนาเพียงพอเพื่อป้องกันการแตกร้าว ข้อสำคัญของการเลือกใช้ฝายประเภทนี้ก็คือ ไม่ควรสร้างฝายประเภทนี้ในบริเวณที่ท้องน้ำถูกกัดเซาะได้ง่ายเช่น ดินตะกอนทราย หรือดินทราย ท้องน้ำที่เหมาะสมที่สุดควรเป็นหินหรือดินดาน



รูปที่ 3.5 ฝายหิน

3.7 การออกแบบสันฝาย Ogee ตามแบบ USBR

สันฝายที่ดีที่สุดในเชิงชลศาสตร์จะต้องมีรูปร่างพอดีกับโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม (Lower Nappe Profile) เพื่อจะได้ไม่ก่อให้เกิด Positive หรือ Negative Pressure ขณะที่น้ำไหลผ่าน ถ้าสันฝายมีรูปร่างกว้างกว่าโค้งด้านล่างของน้ำ จะทำให้เกิด Positive Pressure ซึ่งจะก่อให้เกิดแรงต้านการไหลของน้ำ และมีผลทำให้น้ำไหลผ่านฝายได้น้อยลง แต่ถ้าสันฝายมีรูปร่างบางเกินไปจะก่อให้เกิด Negative Pressure ภายใต้โค้งน้ำ ซึ่งอาจก่อให้เกิดการกัดกร่อนผิวหน้าฝายตรงบริเวณที่เกิด Negative Pressure ในทางปฏิบัติมักจะออกแบบให้สันฝายมีรูปร่างตามโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม ซึ่งเรียกกันโดยทั่ว ๆ ไปว่าสันฝายแบบ Ogee ดังแสดงในรูปที่ 3.6 สันฝายแบบนี้นิยมใช้กับฝายทั้งขนาดเล็ก ขนาดกลาง และขนาดใหญ่ เพราะการไหลของน้ำมีความมั่นคงดี



รูปที่ 3.6 สันฝายแบบ Ogee

3.7.1 รูปร่างสันฝาย (Crest Shape)

รูปร่างลักษณะของโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคมจะขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำเหนือสันฝาย ความสูงของฝาย ลาดผิวหน้าฝาย ตลอดจนความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝาย (Approach Velocity)

USBR ได้ทำการศึกษารูปร่างลักษณะของสันฝายแบบนี้และได้แนะนำสมการสำหรับหารูปร่างสันฝายแบบ Ogee ไว้ดังนี้

$$\frac{y}{H_o} = -K\left[\frac{x}{H_o}\right]^n \quad \text{.....} \quad (3.1)$$

เมื่อ x, y = Coordinate ของสันฝายทางด้านท้ายน้ำจากจุดสูงสุด

H_o = ความลึกของน้ำเหนือสันฝายที่ออกแบบ (Design Head) ซึ่งรวมทั้ง Velocity Head

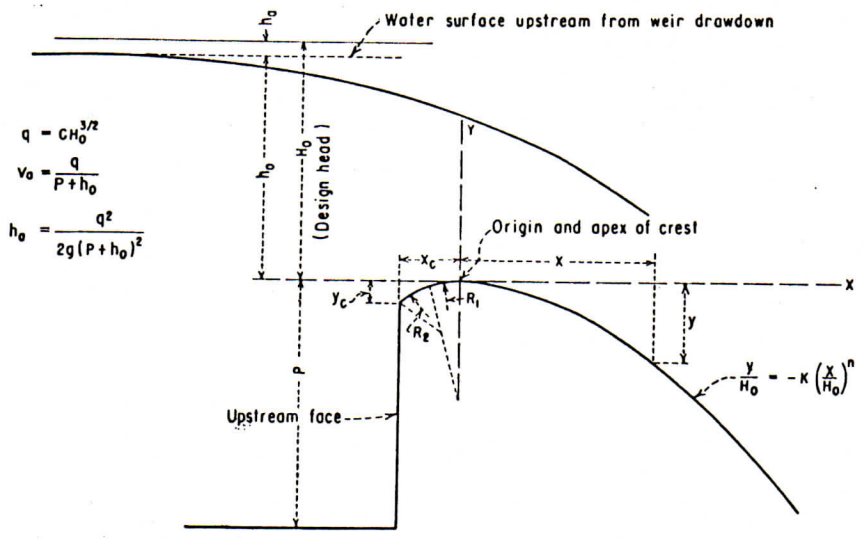
K,n = ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับลาดผิวฝายด้านเหนือน้ำ และความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝาย ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 3.7

ส่วนโค้งที่เชื่อมลาดผิวฝายด้านเหนือน้ำกับจุดสูงสุดของสันฝายคือ R_1 และ R_2 จะหาได้จากรูปที่ 3.8

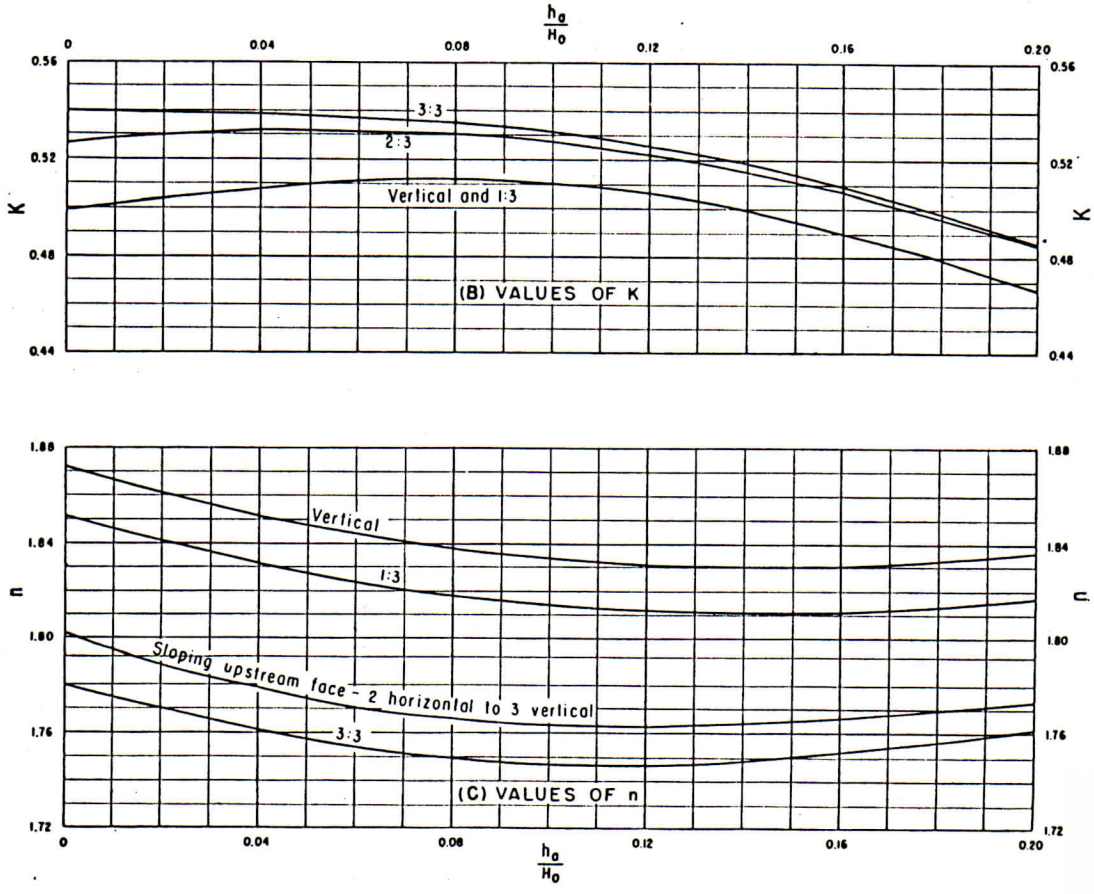
สำหรับฝายที่มีบานประตูควบคุมบนสันฝาย การออกแบบสันฝายจะต้องพิจารณาจาก Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บานแทนที่จะออกแบบให้มีรูปร่างเหมือนโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิด Negative Pressure หรือ Subatmospheric Pressure แต่เนื่องจาก Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บานพุ่งออกไปได้ไกลกว่าโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคมมาก ถ้าหากออกแบบตาม Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บานจะทำให้สันฝายกว้างเกินไป ดังนั้นในทางปฏิบัติจึงยังคงออกแบบสันฝายตามโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม แต่ออกแบบติดตั้งบานประตูให้เยื้องไปทางด้านท้ายน้ำเพื่อลด Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บานให้ดิ่งลง โดยวิธีนี้รูปร่างของ Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บานจะเหมือนกับโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคมมากขึ้น

3.7.2 การคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย Ogee

ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย Ogee จะขึ้นอยู่กับรูปร่างลักษณะของฝายเช่น ความยาว ความสูง ลาดด้านเหนือน้ำ ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝาย ความลึกของน้ำเหนือสันฝาย ตลอดจนอิทธิพลทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งจะคำนวณได้จากสูตร

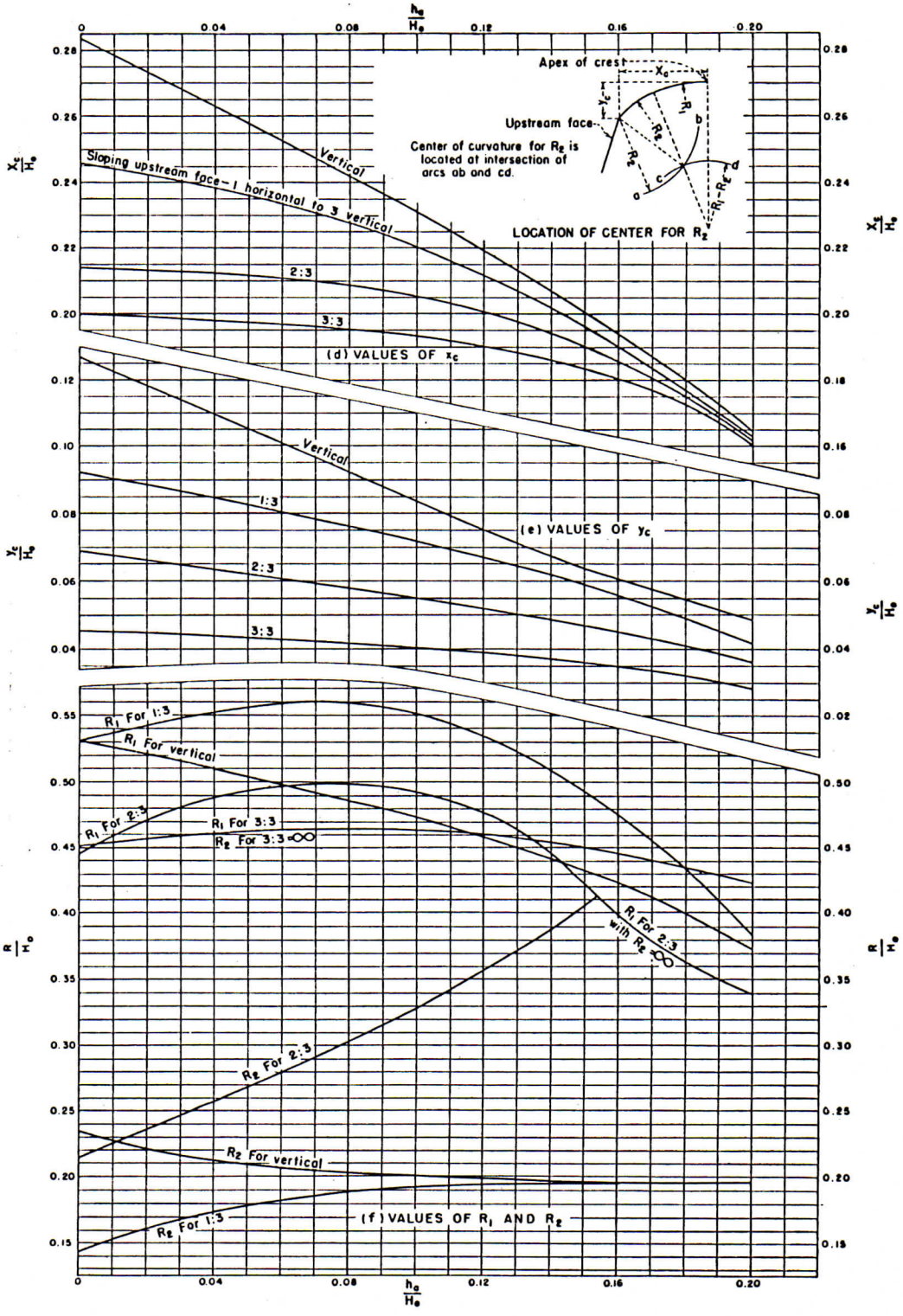


(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES



รูปที่ 3.7 ค่า K และ n สำหรับการคำนวณหารูปร่างสันฝายแบบ Ogee

(USBR, Design of Small Dams, 1977)



รูปที่ 3.8 ค่า R_1 และ R_2 สำหรับการหาโค้งด้านหน้าของสันฝายแบบ Ogee

(USBR, Design of Small Dams, 1977)

$$Q = C L_e H_e^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.2)$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย

C = ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝาย

L_e = Effective Length ของสันฝาย

H_e = Effective Head ของน้ำเหนือสันฝายซึ่งรวมค่า Velocity Head

Effective Length ของสันฝาย (L_e) จะขึ้นอยู่กับความยาวจริงของสันฝาย ความลึกของน้ำเหนือสันฝาย รูปร่าง ความหนา จำนวนและตำแหน่งของตอม่อ รูปร่างลักษณะของกำแพงตลิ่ง (Abutment) และความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝายดังนี้

$$L_e = L - 2 (N . K_p + K_a) H_e \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.3)$$

เมื่อ L = ความยาวจริงของสันฝาย

N = จำนวนตอม่อ

K_p = ส.ป.ส. ตอม่อ (Pier Contraction Coefficient)

K_a = ส.ป.ส. กำแพงตลิ่ง (Abutment Contraction Coefficient)

ค่า ส.ป.ส. ตอม่อเฉลี่ย และ ส.ป.ส. กำแพงตลิ่งเฉลี่ย กรณีเฮดของน้ำเหนือสันฝายเท่ากับเฮดของน้ำที่ออกแบบไว้จะหาได้จากตารางที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.1 ส.ป.ส. K_e ของตอม่อแบบต่าง ๆ

ลักษณะของตอม่อ	K_p
ตอม่อปลายสี่เหลี่ยมซึ่งลบมุมด้วยโค้งซึ่งมีรัศมี 0.1 เท่าของความหนา	0.02
ตอม่อปลายมนกลม	0.01
ตอม่อปลายแหลม	0.01

ตารางที่ 3.2 ส.ป.ส. K_a ของกำแพงลิ่งแบบต่าง ๆ

ลักษณะของ Abutment	K_a
Square abutment with headwall at 90° to direction of flow	0.20
Rounded abutment with head wall at 90° to the direction of flow, when $0.5\ H_o \geq r^* \geq 0.15\ H_o$	0.10
Rounded abutment where $r > 0.5\ H_o$ and head wall is placed not more than 45° to the direction of flow	0.0

(* r = radius of abutment rounding)

ค่า ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝาย (C) ขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ ดังนี้

1. ความลึกของน้ำหน้าฝาย หรือความสูงของฝาย ดูรูปที่ 3.9
2. Effective Head ของน้ำเหนือสันฝาย ซึ่งอาจต่างจากเฮดที่ออกแบบไว้ ดูรูปที่ 3.10
3. ลาดฝายด้านเหนือน้ำ (Upstream Face) ดูรูปที่ 3.11
4. อิทธิพลทางด้านท้ายน้ำเช่น ระดับพื้นท้ายน้ำและระดับน้ำท้ายน้ำ ดูรูปที่ 3.12 - 3.14

(1) <u>อิทธิพลของความลึกของน้ำหน้าฝาย</u>

สำหรับฝายสันคมที่มีความสูงมาก ๆ ที่สร้างอยู่ในทางน้ำ ความเร็วของน้ำหน้าฝายจะมีค่าน้อยมาก ทำให้แผ่นน้ำที่พุ่งผ่านสันฝายเกิด Maximum Vertical Contraction ซึ่งทำให้ C มีค่ามาก แต่เมื่อความลึกของน้ำหน้าฝายลดลง ความเร็วของน้ำหน้าฝายจะเพิ่มขึ้น Vertical Contraction จะลดลง และทำให้ค่า C ลดลง

ฝายสันคมซึ่งสูงไม่น้อยกว่า $\frac{1}{5}$ ของเฮดของน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย ค่า C จะมีค่าค่อนข้างคงที่ และมีค่าประมาณ 3.3 ฝายสันคมซึ่งสูงน้อยกว่า $\frac{1}{5}$ ของเฮด Vertical Contraction จะลดลง และ C จะมีค่าน้อยลงตามไปด้วย

ถ้าความสูงของฝายเท่ากับศูนย์ จะไม่เกิด Contraction และการไหลของน้ำผ่านสันฝายจะเป็นแบบการไหลในทางน้ำเปิดหรือการไหลผ่านฝายสันกว้าง ซึ่งตามทฤษฎีแล้ว C จะมีค่าเท่ากับ 3.087

สำหรับฝายแบบ Ogee ซึ่งสันฝายถูกสร้างให้มีลักษณะเหมือนโค้งของน้ำที่ไหลผ่านฝายสันคม ค่า C สำหรับฝายที่มีความสูงต่าง ๆ จะหาได้จากรูปที่ 3.9 ค่า C ในรูปที่ 3.9 ใช้ได้เฉพาะกรณีที่ H_o (เฮดออกแบบซึ่งรวมเฮดความเร็ว, H_a) มีค่าเท่ากับ H_e หรือ $\frac{H_e}{H_o} = 1$ เท่านั้น

(2) อิทธิพลของเฮดซึ่งต่างจากเฮดออกแบบ

ถ้าเฮดของน้ำเหนือสันฝายต่างจากเฮดออกแบบ จะทำให้โค้งของสันฝายแบบ Ogee ต่างจากโค้งสมมติ (Ideal Shape) ซึ่งจะมีผลทำให้ค่า C ต่างจากค่าที่ให้ไว้ในรูปที่ 3.9 ถ้าเฮดมากกว่าเฮดออกแบบจะทำให้เกิด Negative Pressure บนสันฝายขณะที่น้ำไหลผ่าน ซึ่งจะมีผลทำให้ค่า C เพิ่ม แต่ถ้าเฮดน้อยกว่าเฮดออกแบบ จะทำให้เกิด Positive Pressure บนสันฝายซึ่งจะทำให้ค่า C ลดลง

รูปที่ 3.10 จะให้ค่าอัตราส่วนของ $\frac{C}{C_o}$ กรณีที่ $\frac{H_e}{H_o}$ ต่างจาก 1.0 เมื่อ H_e = Effective Head

(3) อิทธิพลของลาดฝายด้านเหนือน้ำ

ถ้าอัตราส่วนระหว่างความสูงของฝายต่อเฮดของน้ำบนสันฝาย (P/H_o) มีค่าน้อย ลาดฝายด้านเหนือน้ำจะมีผลต่อค่า C ถ้าลาดฝายด้านเหนือน้ำเอียงมาก (H:V = 3:3) C จะมาก มากกว่าลาดฝายด้านเหนือน้ำซึ่งเอียงน้อย (H:V = 1:3)

ในทางกลับกัน ถ้า $\frac{P}{H_o}$ มาก ความเอียงของลาดฝายด้านเหนือน้ำจะทำให้ค่า C ลดลง เช่น $\frac{P}{H_o} > 0.9$ และ H:V = 3:3 ค่า $C_{inclined}/C_{vertical}$ จะน้อยกว่า 1.00 (ดูรูปที่ 3.11)

(4) อิทธิพลของพื้นฝายด้านท้ายน้ำ

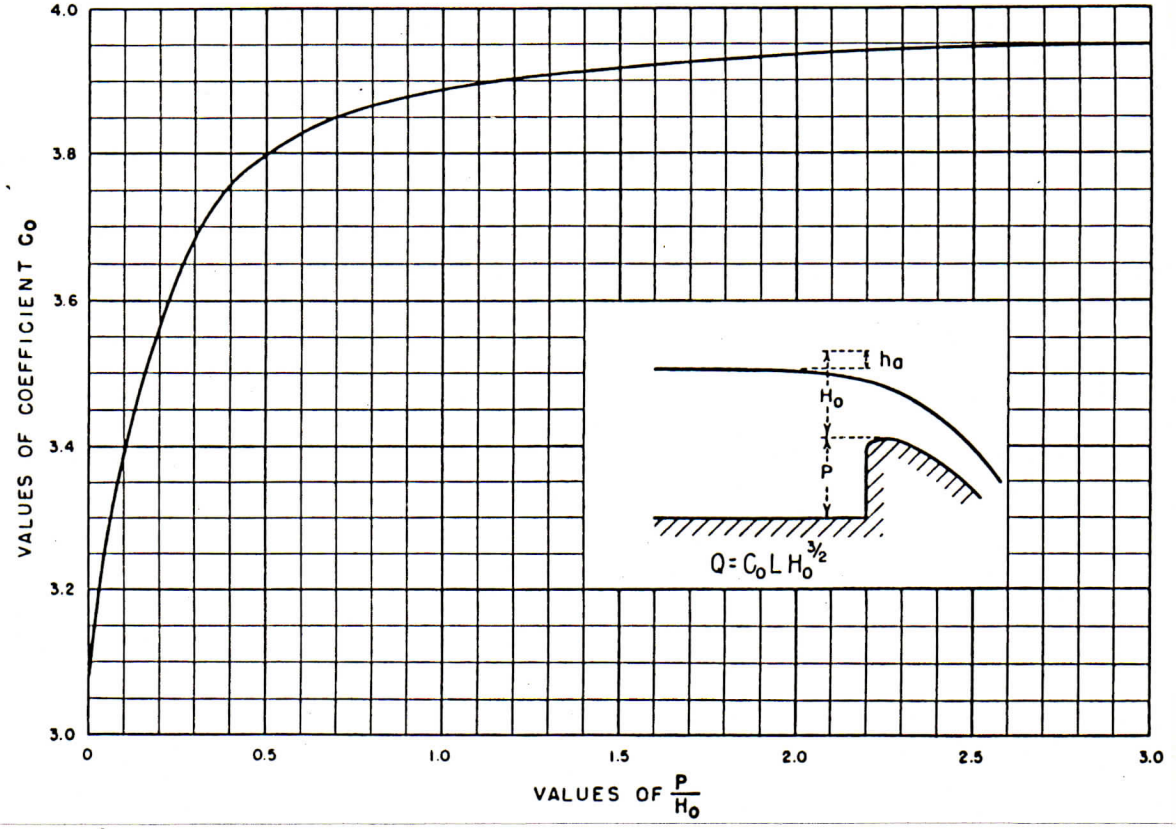
ความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำของฝาย (d) และระยะต่างระหว่างระดับน้ำด้านท้ายฝายกับระดับน้ำด้านเหนือน้ำของฝาย (h_d) จะมีผลค่า C ดังแสดงในรูปที่ 3.13

(5) อิทธิพลของระดับน้ำท้ายน้ำ

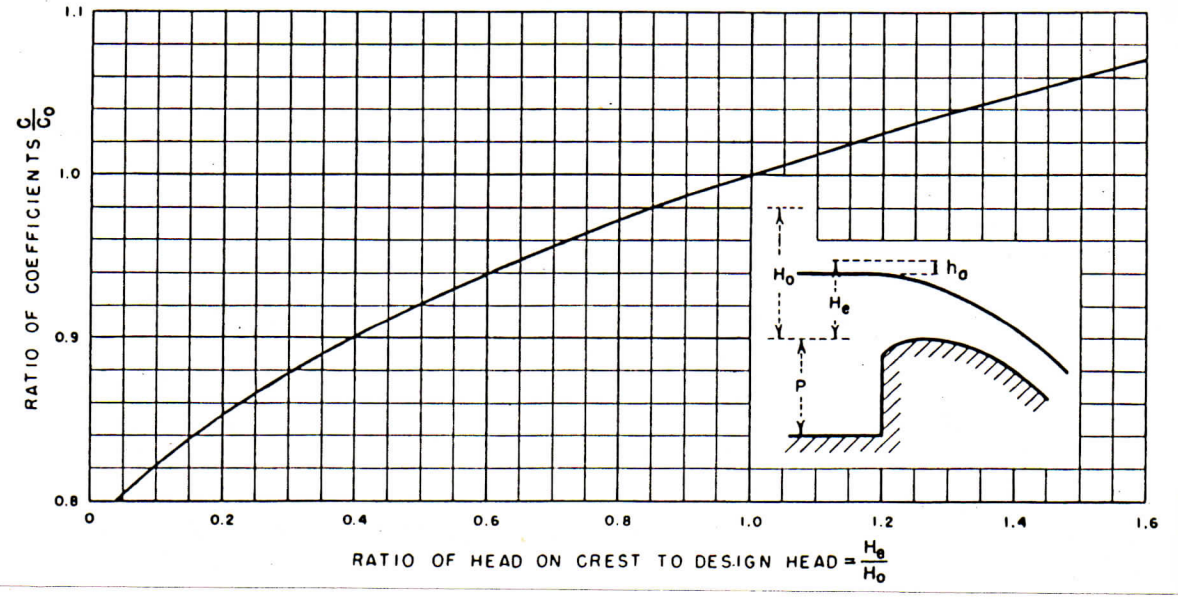
ถ้าระดับน้ำท้ายฝายสูงจนท่วมตัวฝาย (Submerged) จะมีผลทำให้อัตราการไหลของน้ำผ่านฝายลดลง ผลของ Submergence ที่ระดับต่าง ๆ ต่อค่า C แสดงอยู่ในรูปที่ 3.14

3.8 การออกแบบสันฝายแบบ Ogee ซึ่งมีบานระบายตามแบบของ USBR (Gate-Controlled Ogee Crest)

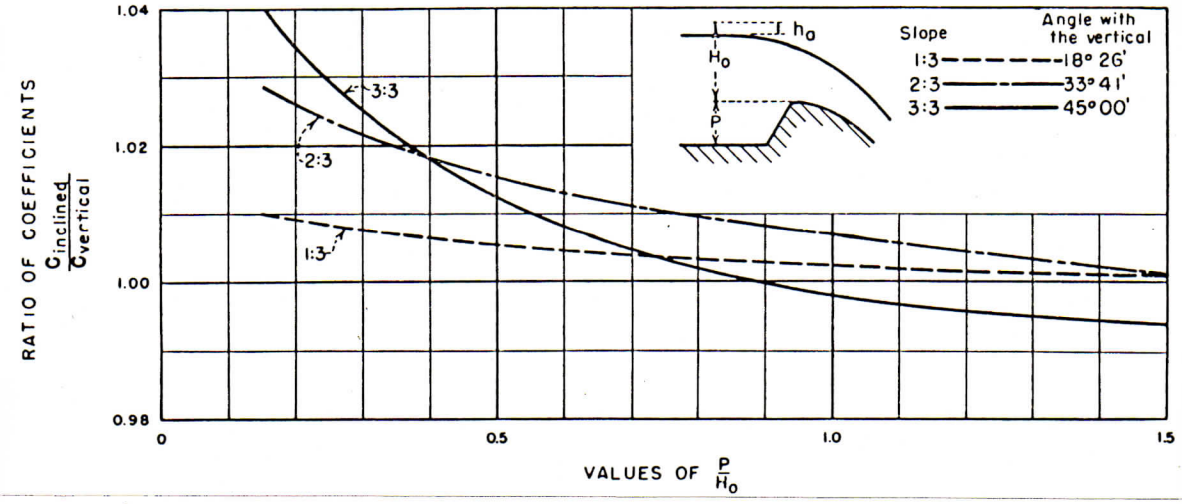
การไหลของน้ำผ่านสันฝายที่มีบานระบายซึ่งเปิดเพียงบางส่วน (Partial Gate Opening) จะมีลักษณะคล้ายการไหลของน้ำผ่าน Orifice โดยเฉพาะถ้าเฮดมากและช่องเปิดน้อย Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดบานประตูจะเหมือนกับ Trajectcry Profile ของน้ำที่ผ่าน Orifice



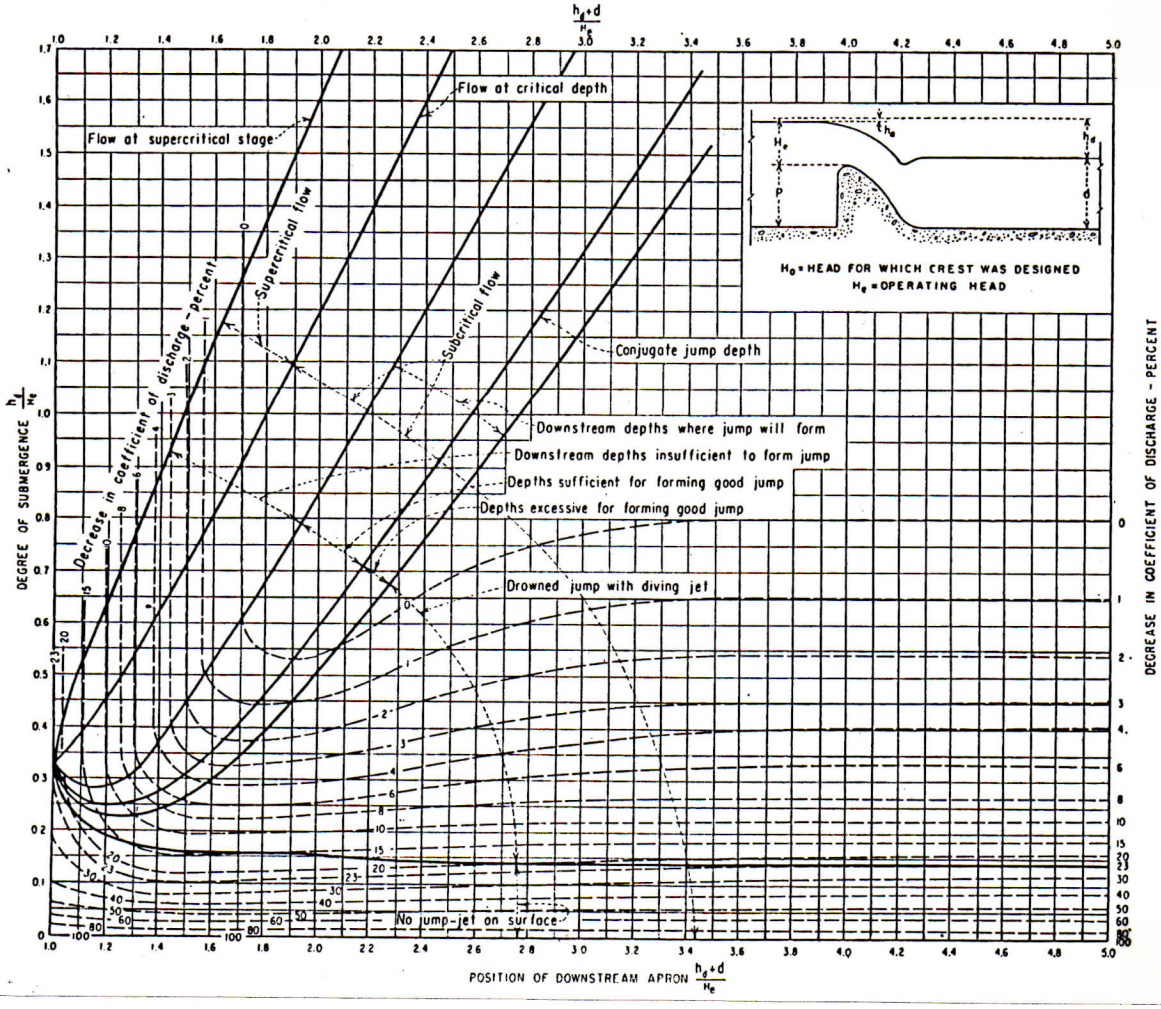
รูปที่ 3.9 Discharge Coefficients for Vertical-Faced Ogee Crest



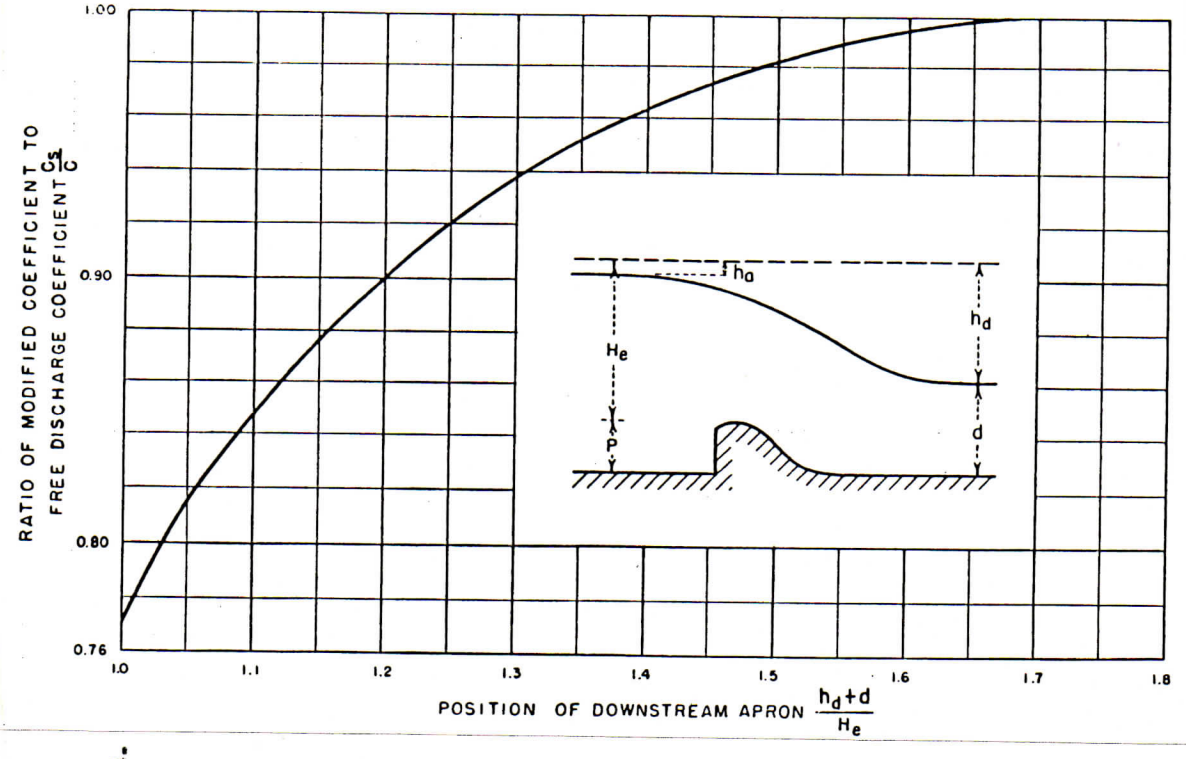
รูปที่ 3.10 Discharge Coefficients for Other Than The Design Head



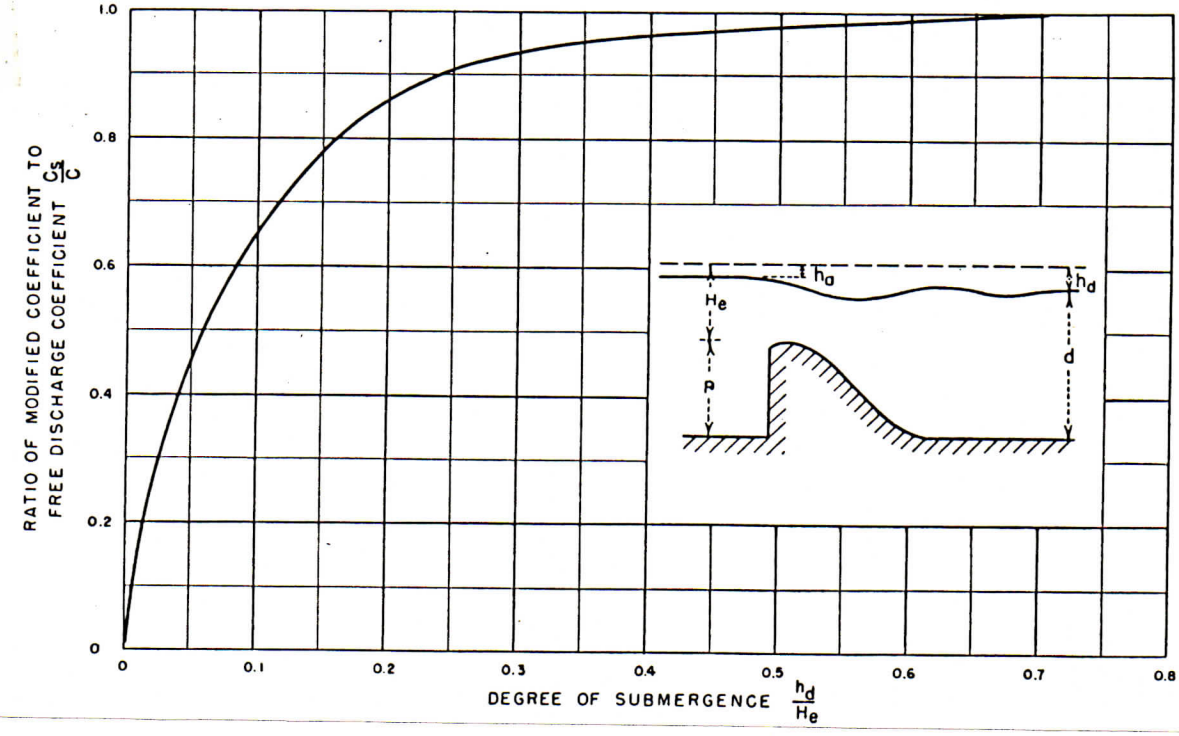
รูปที่ 3.11 Discharge Coefficients for Ogee-Shaped Crest with Sloping Upstream Face



รูปที่ 3.12 Effects of Downstream Influences on Flow Over Weir Crests



รูปที่ 3.13 Ratio of Discharge Coefficients Due to Apron Effects



รูปที่ 3.14 Ratio of Discharge Coefficients Due to Tailwater Effect

สำหรับ Vertical Orifice (รูปที่ 3.15a) ลักษณะของ Trajectory Profile จะหาได้จากสมการ Parabolic ดังนี้

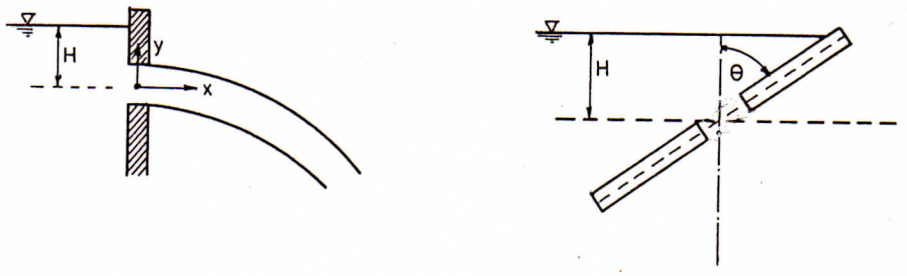
$$-y = \frac{x^2}{4H} \qquad \text{.....} \qquad (3.4)$$

เมื่อ x และ y คือ Coordinateของ Trajectory Profile

และ H คือ ความสูงของน้ำเหนือจุดศูนย์กลางของช่องเปิด

สำหรับ Inclined Orifice ซึ่งทำมุม θ กับแนวดิ่ง ดังรูปที่ 3.15b

$$-y = x \tan\theta + \frac{x^2}{4H\cos^2\theta} \qquad \text{.....} \qquad (3.5)$$

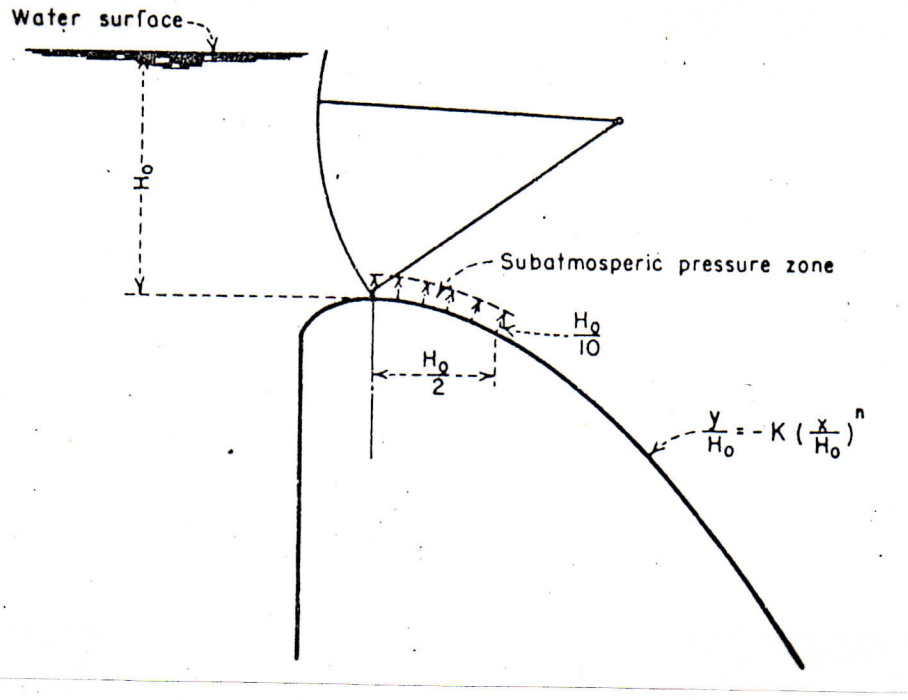


(a) Vertical Orifice (b) Inclined Orifice

รูปที่ 3.15 การไหลของน้ำผ่าน Orifice

ถ้าไม่ต้องการให้เกิด Subatmospheric Pressure บนสันฝาย รูปร่างของสันฝายส่วนที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำของประตูระบายจะต้องมีรูปร่างเหมือน Trajectory Profile

การทดลองแสดงให้เห็นว่า ถ้าเฮดมากและเปิดประตูระบายน้อย ๆ จะเกิด Negative Pressure ตรงบริเวณท้ายน้ำของสันฝายแบบ Ogee (ซึ่งออกแบบตามโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม) ประมาณ $\frac{1}{10}$ ของเฮดออกแบบ ดังรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 Subatmospheric Crest Pressure for Undershot Gate Flow

อย่างไรก็ตามถ้าออกแบบสันฝายตาม Trajectory Profile ของน้ำที่ไหลลอดใต้บาน ถึงแม้จะแก้ปัญหาเรื่อง Negative Pressure ได้ แต่จะทำให้สันฝายกว้างมาก จึงไม่เป็นที่นิยมทำกัน ตามปกติจะยังคงออกแบบสันฝายเป็นแบบ Ogee ตามโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านฝายคม แต่แก้ปัญหาการเกิด Negative Pressure โดยการเลื่อนจุดที่ตั้งบานระบายเยื้องไปทางด้านท้ายน้ำของสันฝาย ในลักษณะนี้จะทำให้ช่องเปิดมีลักษณะเหมือน Inclined Orifice ซึ่งจะทำให้ Trajectory Profile ขันมากขึ้น และมีลักษณะคล้ายโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านฝายคมมากขึ้น

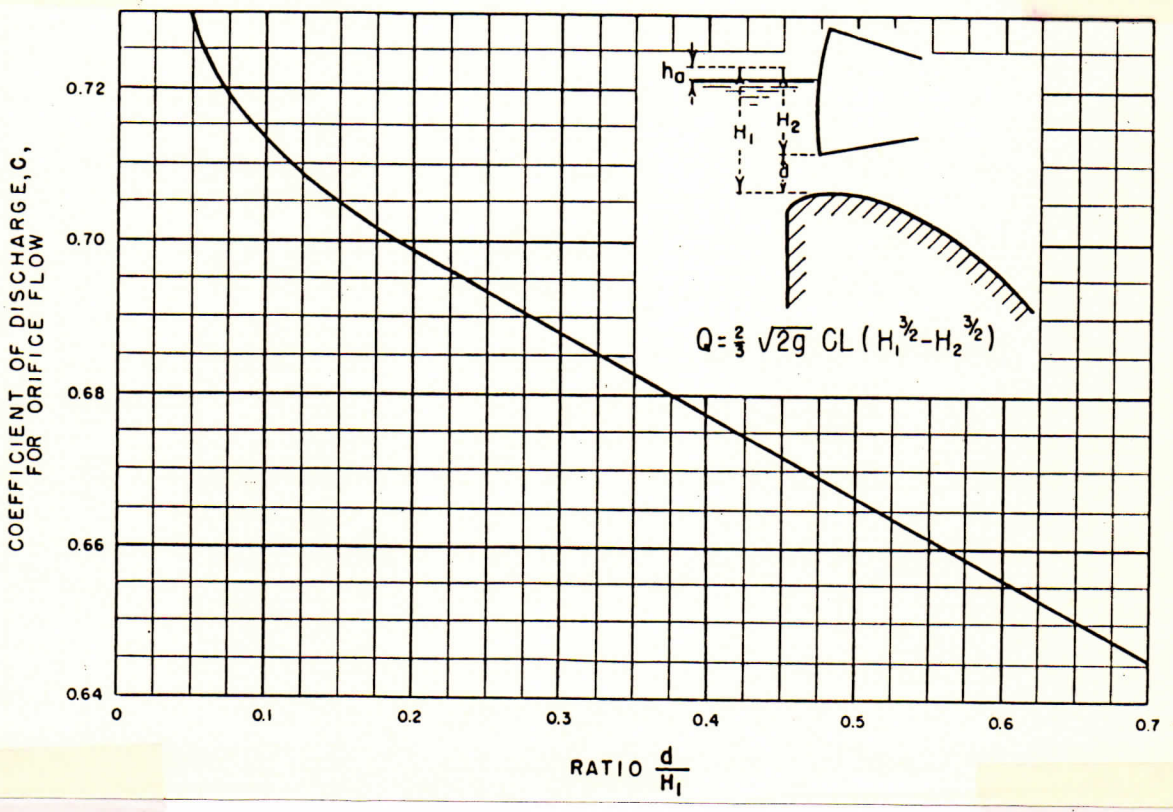
ถ้าบานประตูระบายเปิดไม่เต็มที่ ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝายแบบ Ogee ซึ่งมีบานระบาย (Gated Ogee Crest) จะคำนวณหาได้ในลักษณะของน้ำที่ไหลผ่าน Low Head Orifice ดังสมการ

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}\ CL\ (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad \text{.....} \quad (3.6)$$

เมื่อ Q คือ ปริมาณน้ำที่ไหลลอดใต้บานประตู

H_1 และ H_2 คือ Total Head (รวม Velocity Head) วัดถึงปลายล่างและปลายบนของช่องเปิดตามลำดับ

C คือ สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายแบบมีบานระบาย ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามชนิดของบานระบาย รูปร่างของสันฝาย ความกว้างของช่องเปิด ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝายและอิทธิพลทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 3.17 อย่างไรก็ตาม ค่านี้มีความเชื่อถือได้สำหรับฝายน้ำล้นขนาดเล็กเท่านั้น



รูปที่ 3.17 สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำลอดใต้บานประตู

3.9 การออกแบบสันฝาย Ogee ตามแบบของ United States Army Ccrps of Engineers Waterways Experiment Station (WES)

3.9.1 รูปร่างสันฝาย

U.S. Army Crcps of Engineers ได้ทำการปรับปรุงฝายน้ำล้นแบบต่าง ๆ จากข้อมูลการศึกษาค้นคว้าวิจัยของ USBR และได้พัฒนาขึ้นเป็นสันฝายแบบมาตรฐาน ซึ่งรูปร่างของสันฝายมาตรฐานแบบ WES จะหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$x^n = K H_d^{n-1} y \quad \text{..... (3.7)}$$

เมื่อ x และ y คือ Coordinate ของสันฝาย ซึ่งมีจุดเริ่มต้น (Origin) ที่จุดสูงสุด

H_d คือ เฮดออกแบบซึ่งไม่รวม Approach Velocity Head เหนือสันฝาย

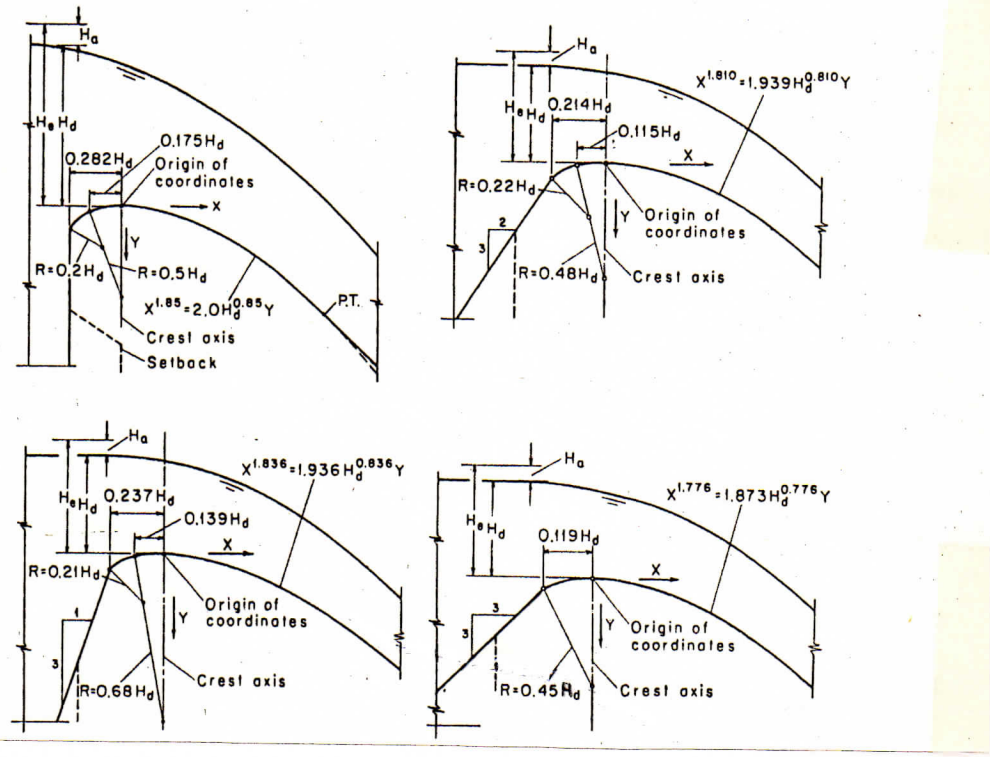
K, n คือ ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับลาดผิวด้านหน้าฝาย ซึ่งจะหาได้จากตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 ค่า K และ n ของฝายแบบมาตรฐานแบบ WES

Slope of upstream face	K	n
Vertical	2.00	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

สำหรับลาดผิวด้านหน้าซึ่งไม่เป็นไปตามที่ให้ไว้ในตารางที่ 3.3 แต่มีค่าอยู่ในช่วงที่ให้ไว้ในตารางเช่น ลาดผิวด้านหน้าเอียงเท่ากับ 2:1 (3:1.5) จะหาค่า K และ n โดยประมาณได้โดยการ Interpolate จากค่าที่ให้ไว้ในตาราง

เพื่อความสะดวกในการใช้งาน US. Army Crops of Engineers ได้คำนวณรูปร่างของสันฝายมาตรฐานและเขียนแบบแสดงไว้ดังรูปที่ 3.18 ซึ่งรูปร่างของฝาย



รูปที่ 3.18 รูปร่างของสันฝายมาตรฐานแบบ WES

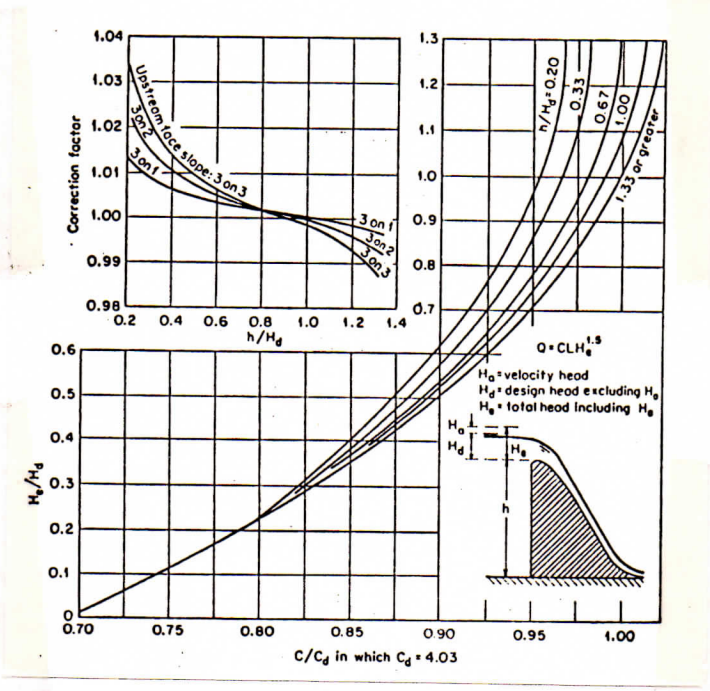
มาตรฐานแบบ WES อาจจะมีการดัดแปลงเพื่อความเหมาะสมได้ตามแนวที่เขียนด้วยเส้นประ การดัดแปลงดังกล่าวจะไม่มีผลต่อรูปร่างของสันฝาย ถ้าจุดที่เริ่มดัดแปลงอยู่ต่ำกว่าจุดสูงสุดของสันฝายไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของ H_e เมื่อ H_e คือเฮดของน้ำเหนือสันฝายซึ่งรวม Approach Velocity Head

3.9.2 <u>การคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝาย Ogee มาตรฐานแบบ WES</u>

(1) <u>ในกรณีที่ไม่มีบานระบาย</u>

ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝายจะคำนวณได้จากสมการที่ 3.2 ($Q = C L_e H_e^{1.5}$) ซึ่งปกติจะสมมติให้ $L_e = L$

ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝาย Ogee แบบ WES จะหาได้จากรูปที่ 3.19



รูปที่ 3.19 Head-Discharge Relation for WES-Standard Spillway Shape (Open Channel Hydraulics, V.T. Chow, 1966)

จากการศึกษาด้วยโมเดลพบว่า ถ้าความสูงของสันฝาย (h) มีค่ามากกว่า 1.33 H_d (เมื่อ H_d = เฮดออกแบบ ซึ่งไม่รวม Approach Velocity Head) ค่า Approach Velocity Head (H_a) จะมีค่าน้อยมากจนสามารถตัดทิ้งได้ ซึ่งทำให้

$$H_e/H_d = 1$$

และ $C = C_d = 4.03$ ..... (ระบบอังกฤษ)

หรือ $= 2.2$ ..... (ระบบเมตริก)

แต่ถ้า $\frac{h}{H_d}$ มีค่าน้อยกว่า 1.33 จะต้องนำเอา Approach Velocity Head มาคิดรวมด้วย

จากรูปที่ 3.19 จะเห็นได้ว่าค่า C สำหรับสันฝายซึ่งมีลาดผิวด้านหน้าฝายอยู่ในแนวดิ่ง จะแปรผันไปตามอิทธิพลของ Approach Velocity Head ในรูปของ $\frac{h}{H_d}$ และ $\frac{H_e}{H_d}$ แต่ถ้าลาดผิวด้านหน้าฝายไม่อยู่ในแนวดิ่งจะต้องคูณค่า C ที่หาได้ด้วย Correction Factor ในรูปที่ 3.19

สำหรับกรณีที่พื้นท้ายน้ำและระดับน้ำด้านท้ายน้ำมีผลต่อการไหลของน้ำผ่านสันฝาย หรือกรณีที่ Effective Head ต่างจากเฮดออกแบบจะต้องมีการปรับค่า C เช่นเดียวกับที่ได้กล่าวถึงแล้วในการออกแบบสันฝาย Ogee ตามแบบ USBR ในหัวข้อ 3.7

(2) <u>ในกรณีที่มีบานระบายอยู่เหนือสันฝาย</u>

ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายมาตรฐานแบบ WES ซึ่งมีบานระบาย จะมีค่าเท่ากันกับเมื่อไม่มีบานระบาย แต่จะต่างกันที่การกำหนดค่าความยาวปรากฏของสันฝาย ซึ่ง US.Army Crops cf Engineers ได้เสนอแนะไว้ดังนี้

$$L_e = L - K_p N H_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.8)$$

เมื่อ L_e = Effective Length

L = ความยาวจริงของสันฝาย

K_p = สัมประสิทธิ์ของตอม่อ (Pier Contraction Coefficient)

N = จำนวนด้านของตอม่อที่บีบการไหลของน้ำ (Side contraction) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2 ในแต่ละช่อง

H_e = Total Head (รวม Apprcach Velocity Head)

ถ้าบานระบายเปิดหมดทุกบาน และตอม่อมีความหนาเท่ากับ $\frac{1}{3}$ ของความสูงของน้ำเหนือสันฝาย (H_d) ค่า K_p โดยประมาณจะหาได้จากตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 ค่า K_p โดยประมาณสำหรับตอม่อแบบต่าง ๆ

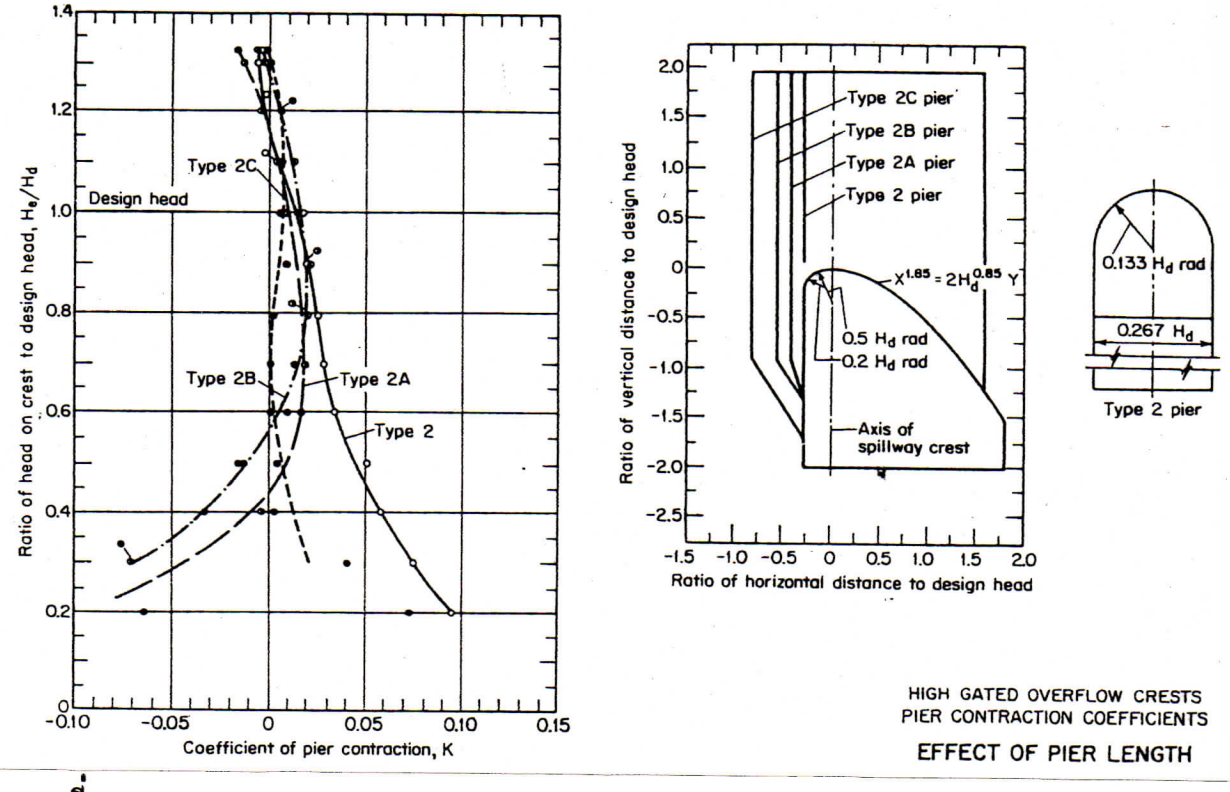
รูปร่างตอม่อ	K_p
Thick square nose	0.1
Point nose	0.04
Round nose	0.035

ถ้ามีบานระบายเปิดหนึ่งช่อง และช่องข้าง ๆ ปิด ค่า K_p จะเพิ่มขึ้นจากค่าในตารางที่ 3.4 ประมาณ 2.5 เท่า

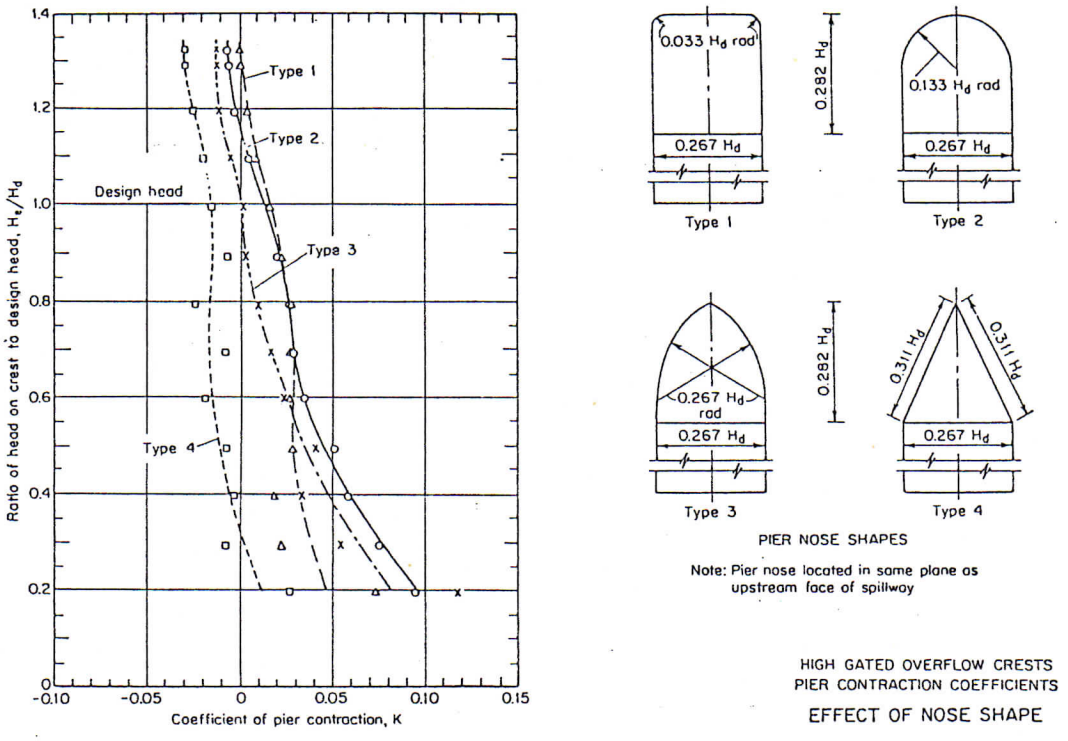
อย่างไรก็ตาม ค่า K_p จะเปลี่ยนแปลงไปตามความลึกของน้ำเหนือสันฝาย รูปร่างลักษณะและตำแหน่งของตอม่อ ซึ่ง US. Army Crops of Engineers ได้ทำการทดลองหาค่า K_p สำหรับตอม่อลักษณะต่าง ๆ และสรุปผลดังนี้

1. <u>สำหรับ High Gated Overflow Crest</u> ซึ่ง $\frac{h}{H_d} > 1.33$ อิทธิพลของ Approach Velocity Head จะตัดทิ้งได้ ควรใช้ตอม่อแบบ round pier nose ซึ่งค่า K_p สำหรับ round pier nose จะแปรผันไปตามค่าความลึกของน้ำเหนือสันฝายที่ต่างไปจากเฮดออกแบบ $(\frac{H_e}{H_d})$ และตำแหน่งของตอม่อที่ยื่นออกไปทางด้านเหนือน้ำ ดังรูปที่ 3.20 ส่วนค่า K_p สำหรับตอม่อแบบอื่น ๆ จะแสดงไว้ในรูปที่ 3.21

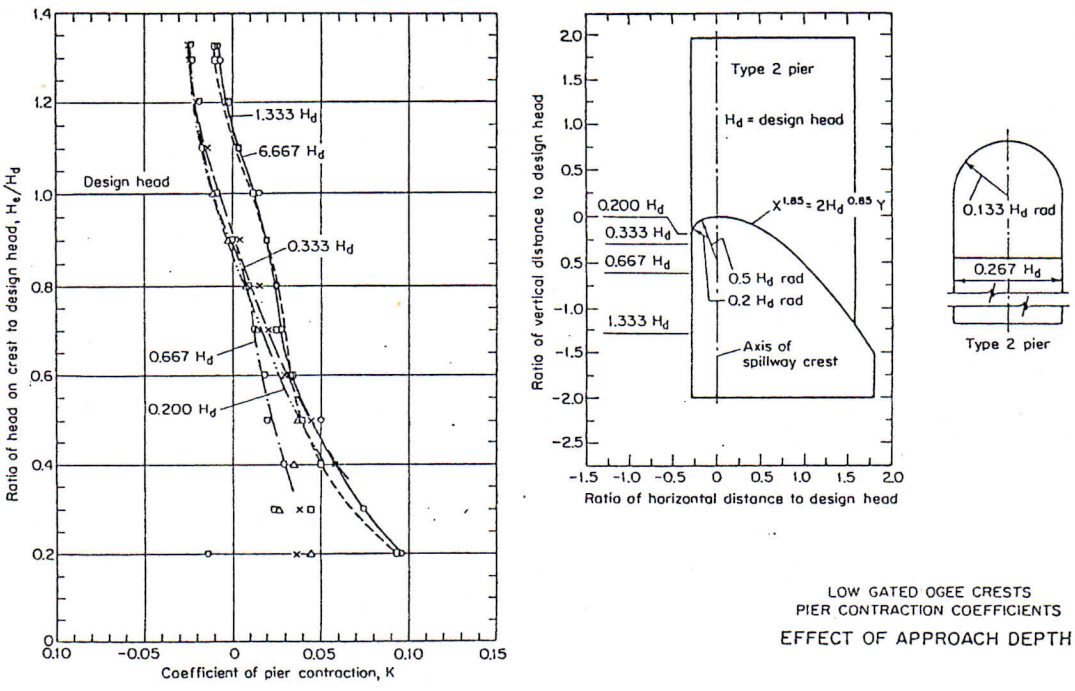
2. <u>สำหรับ Low Gated Ogee Crest</u> ซึ่ง $\frac{h}{H_d} < 1.33$ จะต้องพิจารณาถึงอิทธิพลของ Approach Velocity Head รวมด้วย ค่า K_p สำหรับ round peir nose จะแปรผันไปตาม $\frac{H_e}{H_d}$ ดังรูปที่ 3.22 สำหรับตอม่อแบบอื่น ๆ อาจจะหาค่า K_p ได้โดยการเทียบอัตราส่วนจากรูปที่ 3.21 และรูปที่ 3.22 โดยคิดเอา K_p สำหรับ round nose ซึ่งรู้ค่าทั้งสองกรณีเป็นเกณฑ์การเทียบ



รูปที่ 3.20 Coefficient of contraction for the Round-Nose Pier for High Weirs



รูปที่ 3.21 Coefficient of Contraction for Piers of Various Nose Shapes in High Weirs with the Nose Located in the Same Vertical Plane as the Upstream Face of the WES Spillway



รูปที่ 3.22 Coefficient of Contraction for Round-Nose Pier in Low Weirs

3.10 ฝายรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

ฝายรูปสี่เหลี่ยมคางหมูบางครั้งเรียกว่า Indian Type เป็นรูปแบบที่ก่อสร้างขึ้นก่อนในประเทศอินเดีย สันฝายเป็นเหลี่ยมมีความกว้าง 0.5 ม. - 1.00 ม. ลาดด้านเหนือน้ำอยู่ระหว่าง 1:1 ถึง 1:2 และลาดด้านท้ายน้ำอยู่ระหว่าง 1:2 ถึง 1:6 ขึ้นอยู่กับความสูงของฝาย และลักษณะหินท้องน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ตัวอย่างฝายประเภทนี้ที่ใช้ในประเทศไทยได้แก่ ลำน้ำแม่ปิง จังหวัดเชียงใหม่

การไหลของน้ำผ่านสันฝายสามารถแบ่งออกเป็น 2 แบบ ตามลักษณะของระดับน้ำท้ายฝายกับความสูงของฝายคือ

(1) เมื่อน้ำท้ายฝายอยู่ต่ำกว่าสันฝาย (Free Flow)

$$Q = \frac{2}{3} C L h \sqrt{2g\ h} \quad \text{(หน่วยเมตริก)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.9)$$

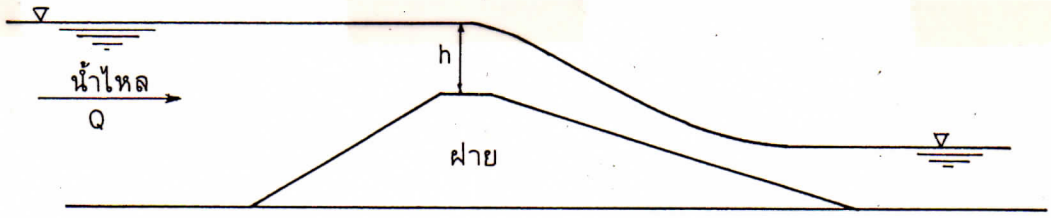
เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลข้ามฝาย, $ม^3$/วินาที

C = ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านฝาย ซึ่งมีค่า 0.60-0.70 ตามลักษณะของสันฝาย

L = ความยาวของสันฝาย, เมตร

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก, 9.81 ม./วินาที^{2}

D = ความลึกของน้ำเหนือฝาย, เมตร



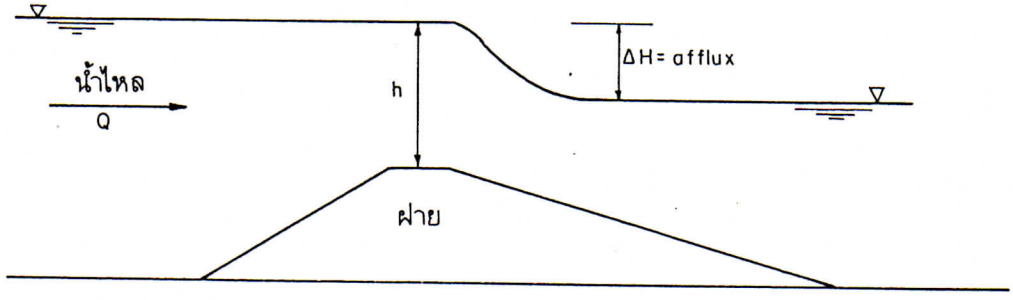
รูปที่ 3.23 Free Flow

(2) เมื่อน้ำท้ายฝายอยู่สูงกว่าสันฝาย (Submerged Flow) ดังแสดงในรูปที่ 3.24

$$Q = C L \sqrt{2g\Delta H}\ (h - \Delta H/3) \quad \text{(หน่วยเมตริก)} \quad \ldots\ldots \quad (3.10)$$

เมื่อ ΔH = ความแตกต่างของระดับน้ำเหนือฝายและท้ายฝาย (Afflux), เมตร

ตัวย่ออื่น ๆ มีความหมายเช่นเดียวกับที่กล่าวถึงในข้อ 3.10(1)



รูปที่ 3.24 Submerged Flow

3.11 ฝายสันคม (Sharp-Crested Weir)

การไหลของน้ำผ่านฝายประเภทนี้แบ่งออกเป็น 2 แบบตามลักษณะของระดับน้ำท้ายฝายกับความสูงของฝาย คือ

(1) เมื่อน้ำท้ายฝายอยู่ต่ำกว่าสันฝาย (Francis Free Flow Formula) ดังแสดงในรูปที่ 3.25

$$Q = 1.84\ L\ [(h + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2}] \quad \text{(หน่วยเมตริก)} \quad \ldots \quad (3.11)$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลข้ามฝาย ม.^{3}/วินาที

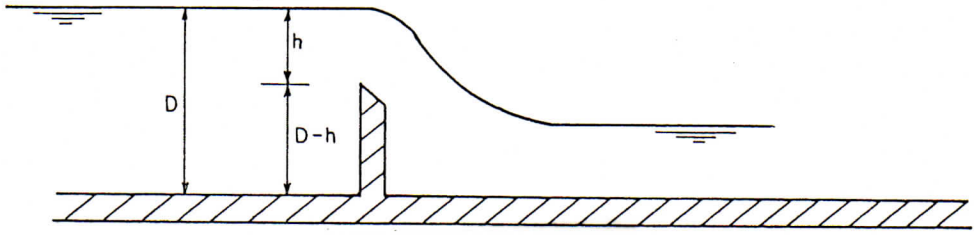
L = ความยาวของสันฝาย เมตร

h = ความสูงของน้ำเหนือสันฝาย เมตร

h_v = Velocity Head $\frac{V^2}{2g}$

v = ความเร็วของน้ำเหนือสันฝาย เมตรต่อวินาที

g = อัตราเร่งที่เกิดโดยอิทธิพลแรงดึงดูดของโลก = 9.81 ม./วินาที^{2}



รูปที่ 3.25 Francis Free Flow

ถ้าฝายมีความสูงมาก ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ฝายจะมีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้ กรณีนี้

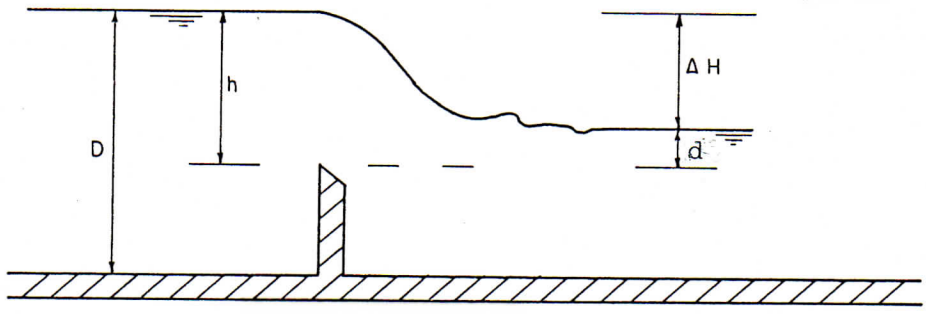
$$Q = 1.84\ L\ h^{3/2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.12)$$

(2) เมื่อน้ำท้ายฝายอยู่สูงกว่าสันฝาย (Francis Submerged-Flow Formula) ดังแสดงในรูปที่ 3.26

$$Q = 1.84\ L\ \sqrt{\Delta H}\ (h+0.381\ d) \quad \text{(หน่วยเมตริก)} \quad \ldots\ldots \quad (3.13)$$

เมื่อ ΔH = ความแตกต่างของระดับน้ำด้านเหนือฝายและท้ายฝาย เมตร

d = ความสูงของน้ำด้านท้ายฝายที่อยู่เหนือสันฝาย เมตร



รูปที่ 3.26 Francis Submerged Flow

3.12 ฝายสันกว้าง (Broad-Crest Weir)

สูตรตามทฤษฎี (ดูรูปที่ 3.27)

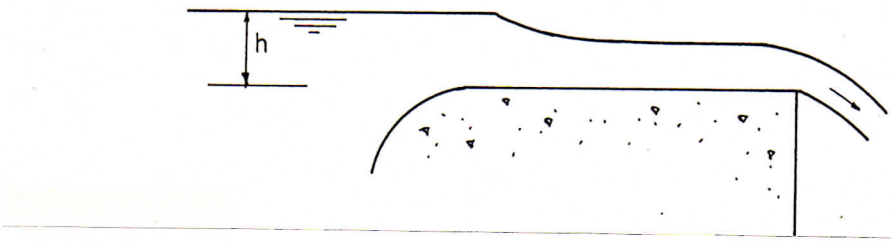
$$Q = 1.705\ L\ (h + h_v)^{3/2} \quad \text{(หน่วยเมตริก)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.14)$$

เมื่อ Q = น้ำไหลข้ามฝายสูงสุดตามทฤษฎี โดยสมมติว่ากระแสน้ำไม่ไหลปั่นป่วน และไม่มีแรงเสียดทานบนสันฝาย $ม^3$/วินาที

L = ความยาวจริงของสันฝาย เมตร

h = ความลึกของน้ำเหนือสันฝาย เมตร

h_v = Velocity Head = $\frac{V^2}{2g}$



รูปที่ 3.27 ฝายสันกว้าง

โดยทั่ว ๆ ไปแล้ว น้ำไหลผ่านสันฝายกว้างจะต้องถูกต้านทานโดยความฝืดระหว่างผิวสันฝายกับน้ำ ดังนั้น Q จริง ๆ ควรจะมีค่าน้อยกว่า Q ตามทฤษฎี โดยลดลงประมาณ 10 ถึง 15 เปอร์เซนต์

3.13 ระดับของสันฝาย (Elevation of Crest)

จุดประสงค์ของการสร้างฝายก็คือ การทดน้ำในแม่น้ำให้สูงขึ้นเพื่อให้สามารถผันน้ำเข้าคลองชลประทานได้ตามต้องการ และให้น้ำไหลข้ามสันฝายไปได้เมื่อไม่ต้องการส่งน้ำเข้าคลอง ดังนั้นระดับน้ำเหนือสันฝายจะกำหนดให้มีระดับสูงพอที่จะให้น้ำไหลเข้าคลองได้เต็มที่ โดยปกติจะต้องสูงกว่าระดับน้ำสูงสุดในคลองบริเวณปากคลองประมาณ 0.50 เมตร กรณีที่มีบานปิด-เปิดบนสันฝายก็ถือหลักเกณฑ์เช่นเดียวกัน

$$El_{wC} = El_{cB} + D + \frac{V^2}{2g} + h_L \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.15)$$

เมื่อ El_{wC} = ระดับสันฝาย

El_{cB} = ระดับท้องคลอง

D = ความลึกของน้ำสูงสุดในคลองที่ต้องการ

v = ความเร็วของน้ำในคลอง

h_L = Head Losses ที่ประตูระบายปากคลอง ซึ่งจะมีค่าประมาณ 0.15 ม. - 0.30 ม.

3.14 ความยาวของสันฝาย (Crest Length)

ความยาวของสันฝายขึ้นอยู่กับลักษณะของลำน้ำ และหัวงานแต่ละแห่ง จากสูตรปริมาณการไหลของน้ำผ่านฝายที่กล่าวถึงมาแล้ว เมื่อทราบค่าปริมาณน้ำผ่านฝายจากการประมาณโดยวิธีการอุทกวิทยาและเฮดออกแบบแล้วจะสามารถคำนวณหาค่าความยาวของสันฝายได้ ซึ่งเห็นได้ว่าถ้ากำหนดฝายยาว ค่าความลึกของน้ำเหนือสันฝายจะน้อยลง แต่ถ้ากำหนดฝายสั้น ค่าความลึกของน้ำเหนือสันฝายจะสูงขึ้น ซึ่งหมายความว่า น้ำเหนือฝายหรือทางด้านเหนือน้ำของฝายจะท่วมพื้นที่มากขึ้น ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า ไม่มีกฎเกณฑ์ตายตัวในการกำหนดความยาวของสันฝาย แต่มีสิ่งสำคัญที่ควรระลึกถึงอยู่เสมอในการกำหนดความยาวของสันฝายก็คือราคางาน

วิธีที่ประหยัดที่สุดในการกำหนดความยาวของฝายก็คือ การคำนวณเปรียบเทียบราคางานของหัวงานและอื่น ๆ ที่เกี่ยวเนื่องกับความยาวของสันฝายต่าง ๆ ที่ทดลองกำหนดขึ้น นอกจากราคางานของฝายแล้วยังมีค่าใช้จ่ายอื่น ๆ ดังนี้

1. ค่าใช้จ่ายในการย้ายสิ่งที่น้ำจะท่วมด้านเหนือน้ำ เช่น แหล่งชุมชน ถนนทางรถไฟ เสาไฟฟ้า โทรศัพท์ ท่อน้ำประปา พื้นที่ดินทั้งที่อยู่อาศัยและที่เพาะปลูก

2. ค่าใช้จ่ายในการป้องกันการกัดเซาะด้านท้ายน้ำ

3. ราคางานของกำแพงปีก กำแพงริมตลิ่ง ซึ่งอาจจะสูงขึ้นหรือต่ำลง ตามความยาวของสันฝาย

4. ราคางานของประตูระบายทราย และอาคารประกอบอื่น ๆ

ความยาวของสันฝายที่ประหยัดและถูกต้องที่สุดก็คือ ความยาวของสันฝายที่มีราคางานรวมทั้งหมดตามรายการข้างบนนั้นต่ำที่สุด

สิ่งสำคัญที่ควรคำนึงถึงในการกำหนดความยาวของสันฝายก็คือ สภาพและลักษณะของดินฐานรากที่จะสร้างฝาย และรูปร่างของลำน้ำเดิม

โดยปกติการกำหนดความยาวของสันฝายจะกำหนดไม่น้อยกว่าความกว้างของลำน้ำบริเวณที่จะสร้างฝายนั้น

3.15 การระบายน้ำใต้พื้นฝาย (Foundation Drains)

การระบายน้ำใต้พื้นฝายคือ การจัดทำ Filter ไว้ที่พื้นฝายทางด้านท้ายน้ำ เพื่อระบายและกรองน้ำจากใต้พื้นฝายให้ไหลออกไปท้ายน้ำโดยไม่ทำให้เกิดอันตรายต่อดินฐานราก เมื่อน้ำไหลผ่าน Filter แล้วจะไหลเข้าท่อ ซึ่งต่อเชื่อมระหว่าง Filter และผิวบนของพื้นท้ายฝาย ท่อนี้มักจะทำให้มีลาดเอียงไปตามทิศทางการไหลของน้ำด้านท้ายน้ำ ในบางกรณีที่พื้นท้ายน้ำอยู่ลึก และอาจจะมีตะกอนทรายหรือทรายตกจมปิดทับปากท่อได้ก็อาจจะจัดทำ Flap Valves ไว้ที่ปากทางออกของท่อ ซึ่งยอมให้น้ำจากใต้พื้นฝายไหลผ่านออกไปได้ แต่น้ำหรือตะกอนทรายจะไหลเข้าท่อไม่ได้ เพราะมีประตูปิดอยู่

จุดที่จะใส่ Filter ที่ใช้กันทั่วไปมีอยู่ 2 แห่ง การจะใช้ Filter ไว้ที่จุดใดจุดหนึ่งจะทำให้ราคางานของฝายเปลี่ยนแปลงไป ถ้าใส่ Filter ไว้ใกล้ปลายพื้นท้ายฝายแต่อยู่ด้านในของ Cutoff Wall จะทำให้มีความต้องการพื้นฝายยาวขึ้น และ Cutoff Wall มากขึ้น ทั้งนี้เพราะจะทำให้ทางเดินของน้ำใต้พื้นฝายสั้นลง และถ้าหากใส่ Filter ไว้ที่ริมด้านนอกท้าย Cutoff Wall ของฝาย Cutoff Wall ท้ายฝายจะเป็นส่วนหนึ่งของพื้นท้ายฝายในการคำนวณทางเดินของน้ำ (Percolation Path) ทำให้สามารถลดความยาวของพื้นฝายได้ แต่อย่างไรก็ตามถ้าใส่ Filter ไว้ตามกรณีหลังนี้ ค่า Uplift จะเพิ่มขึ้น ทำให้มีแรงดันที่พื้นคอนกรีตมากขึ้น ซึ่งจะต้องเพิ่มความหนาของคอนกรีตที่พื้นฝายด้วย โดยทั่วไปจะเป็นการประหยัดกว่าถ้าจะกำหนดให้ใส่ Filter ไว้ ณ จุดที่ใกล้ปลายพื้นฝายแต่อยู่ด้านในของ Cutoff Wall

Filter ที่ใช้จะขึ้นอยู่กับลักษณะของดินฐานรากนั้น มี Filter อยู่ 2 แบบให้เลือกใช้คือ แบบแบ่งออกเป็นชั้น ๆ เช่น ชั้นทรายละเอียด ทรายหยาย กรวดเม็ดเล็ก และกรวดเม็ดใหญ่ เป็นต้น และแบบหิน-ทรายคลุกตามส่วนผสมที่กำหนดให้

3.16 การป้องกันพื้นท้องน้ำท้ายฝาย (Streambed Protection)

การป้องกันพื้นท้ายฝายจากการกระแทกและการกัดเซาะของน้ำ ทำได้โดยใช้อาคารสลายพลังงานประเภทต่าง ๆ และการใช้หินทิ้ง ซึ่งจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดในบทที่ 5 ถึงบทที่ 8

3.17 พื้นฝายด้านเหนือน้ำ (Upstream Apron)

พื้นคอนกรีตด้านเหนือน้ำของฝายนับเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่งสำหรับท้องน้ำที่เป็นทรายหรือกรวด เพราะจำเป็นจะต้องมีพื้นฝายยาวให้เพียงพอกับการคำนวณ Weighted Creep Ratio และนอกจากนี้ควรใส่ Cutoff Wall หรือตอกเข็มพืดที่พื้นฝายด้านเหนือน้ำเพื่อยืดทางเดินของน้ำ ในบางครั้งได้ผูกเหล็กพื้นด้านเหนือน้ำนี้ให้ติดกับเหล็กตัวฝาย เพื่อเพิ่มค่าความปลอดภัยเกี่ยวกับการเลื่อนตัวของฝาย นอกจากนี้ในฤดูน้ำนองซึ่งมีปริมาณน้ำไหลจำนวนมากและกระแสน้ำมีความเร็วสูง พื้นเหนือฝายยังช่วยป้องกันการกัดเซาะไว้ด้วย พื้นฝายด้านเหนือน้ำนี้ควรมีความยาวไม่น้อยกว่าสามเท่าของความสูงของฝาย

กำแพง Cutoff Wall ด้านเหนือน้ำจะเป็นแฟคเตอร์สำคัญในการยืดทางเดินของน้ำใต้พื้นฝาย กำแพง Cutoff Wall อาจจะทำจากคอนกรีต เข็มพืดไม้ หรือเข็มพืดเหล็กก็ได้ โดยปกติจะทำ Cutoff Wall ลึกลงไปในชั้นดินทึบน้ำ ถ้าหากพบว่าพื้นท้องน้ำเป็นดินหรือทรายปนก้อนหินใหญ่ ซึ่งจะเป็นอุปสรรคในการตอกเสาเข็มพืด ในกรณีเช่นนี้จำเป็นจะต้องขุดทำเป็นร่องลงไปก่อนแล้วจึงจัดหาดินเหนียวทึบน้ำมาบดอัดลงไปในร่องแทน ซึ่งก็จะใช้เป็นกำแพงทึบน้ำได้เช่นเดียวกัน หรือหากมีความจำเป็นจะต้องตอกเข็มพืดก็ให้ตอกเข็มพืดลงไปในร่องแกนที่บดอัดดินแล้วได้ ถ้ามีความจำเป็นจะต้องใช้ Cutoff Wall หลายแถว ให้จัดความห่างระหว่างแถวไม่น้อยกว่าสามเท่าของความลึกของ Cutoff Wall ที่อยู่ติดกัน และอันที่ลึกที่สุด

ต่อจากพื้นคอนกรีตไปทางด้านเหนือน้ำจะต้องมีการป้องกันการกัดเซาะท้องน้ำและลาดตลิ่ง โดยใช้หินทิ้งหรือหินเรียง แต่เนื่องจากความเร็วของกระแสน้ำด้านเหนือฝายมีค่าน้อยกว่าความเร็วของกระแสน้ำก่อนสร้างฝาย ดังนั้นหินที่นำมาใช้จึงไม่ต้องก้อนใหญ่และมีน้ำหนักมากนัก และในบางครั้งอาจจะใช้กรวดก้อนโต ๆ ปูลาดท้องน้ำ และลาดตลิ่งแทนหินใหญ่ก็ได้

3.18 กำแพงริมตลิ่ง (Abutment Section) และส่วนประกอบต่าง ๆ

ไม่ว่าความยาวของสันฝายจะน้อยกว่า เท่ากันกับ หรือมากกว่า ความกว้างของลำน้ำนั้นก็ตาม ที่ปลายสุดฝายทั้งสองฝั่งจะต้องมีกำแพงริมตลิ่ง ซึ่งอาจจะก่อสร้างด้วยคอนกรีตทำเป็นพื้นลาดเอียง หรือกำแพงคอนกรีตตั้งตรงก็ได้ นอกจากนี้กำแพงริมตลิ่งยังเป็นอาคารต่อเชื่อมระหว่างตัวฝายกับคันดินที่อาจจำเป็นจะต้องสร้างต่อจากกำแพงริมตลิ่งไปทางเหนือน้ำ

กำแพงริมตลิ่งมีหน้าที่ป้องกันตลิ่งพัง และป้องกันมิให้กระแสน้ำเดินอ้อมปีกฝาย โดยการสร้างกำแพงปีก และ Cutoff Wall ประกอบ

ส่วนที่เป็นคันดินต่อจากกำแพงริมตลิ่งจะต้องมีความกว้างของสันคันเพียงพอให้รถบรรทุกวิ่งผ่านไปมาได้ เพื่อการตรวจสอบ การบำรุงรักษา และเพื่อเป็นการสัญจรให้เข้าถึงฝายและอาคารประกอบต่าง ๆ ได้ ลาดคันดินด้านเหนือน้ำจะต้องได้รับการป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากฝนตก และอิทธิพลของคลื่น การป้องกันอาจทำได้โดยปูด้วยหิน ปลูกหญ้า ฯลฯ ส่วนด้านท้ายน้ำมักไม่ต้องทำการป้องกันอย่างใดนอกจากปลูกหญ้าป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากฝนตก

ทั้งกำแพงริมตลิ่งและคันดินจะต้องมีระดับสูงกว่าระดับน้ำสูงสุดบวกกับความสูงของคลื่น เพราะเป็นอาคารที่ไม่ยอมให้น้ำไหลข้าม อย่างน้อยที่สุดสันกำแพงและสันคันดินควรจะสูงกว่าน้ำสูงสุดไม่น้อยกว่า 0.60 เมตร

บริเวณปีกฝายทั้งสองฝั่งตรงส่วนที่ติดต่อกับกำแพงริมตลิ่งจะต้องจัดทำกำแพงปีกซึ่งจัดเป็นอาคารส่วนหนึ่งของตัวฝาย ทั้งนี้เพื่อป้องกันน้ำเดินอ้อมปีกฝาย กำแพงปีกจะเป็นตัวปิดทางเดินของน้ำบริเวณปีกฝายให้ยาวขึ้น การคำนวณความยาวของปีกฝายให้ใช้ทฤษฎีของเลน (Lane's Theory) ตามที่จะได้กล่าวถึงในหัวข้อ 3.19

เพื่อป้องกันคนและสัตว์จะตกลงไปที่ฝาย ไม่ว่าจะเป็นด้านเหนือน้ำหรือท้ายน้ำก็ตาม ให้จัดสร้างเสา และราวลูกกรงป้องกันไว้ทุกแห่งที่จะเกิดอันตรายขึ้นได้ เสา และราวลูกกรงที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันมีอยู่ 3 แบบคือ แบบท่อเหล็ก แบบคอนกรีต และแบบไม้

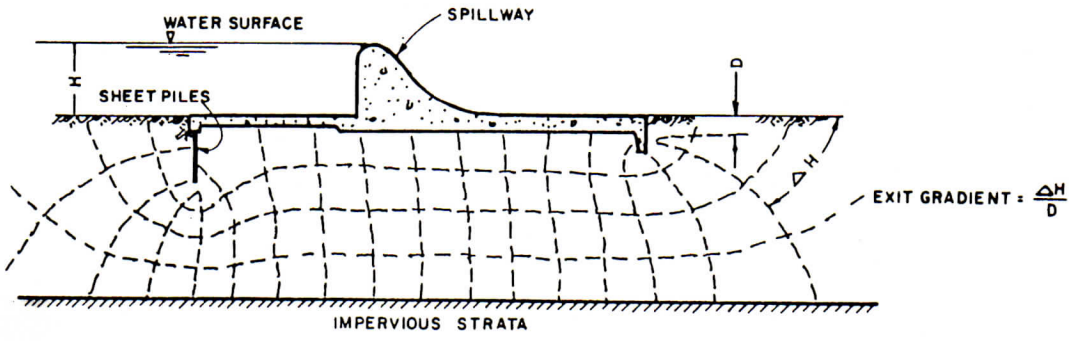
3.19 การพัดพาเม็ดดินฐานรากอาคาร (Piping)

ขณะที่น้ำซึมผ่านช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะมีแรงซึ่งเรียกว่าแรงพัดพาเม็ดดิน (Seepage Force) กระทำต่อเม็ดดิน ถ้าแรงพัดพาเม็ดดินในบริเวณที่น้ำซึมออก (Exit of flow Line) มีค่ามาก จะก่อให้เกิดการพัดพาเม็ดดินใต้บริเวณฐานรากอาคาร จนก่อให้เกิด

โพรง ซึ่งถ้าโพรงดังกล่าวขยายตัวใหญ่ขึ้น จะทำให้อาคารพังทลายได้ วิธีการในการตรวจสอบการพัดพาเม็ดดินใต้ฐานรากอาคารเพื่อการป้องกันการพัดพาเม็ดดินจนทำให้อาคารพังมีหลายวิธี ในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะวิธี Flow Net และ Weighted-Creep Ratio

3.19.1 วิธี Flow Net

หลักการของวิธีนี้คือการวิเคราะห์เพื่อลากเส้น Equipotential Lines และ Flow Lines ลงในรูปตัดขั้นดินใต้ฐานรากอาคารที่ต้องการตรวจสอบการพัดพาเม็ดดิน เส้นทั้งสองจะตัดกันเป็นมุมฉาก และทำให้เกิดรูปสี่เหลี่ยมมุมฉากโดยประมาณ ถ้า Exit Gradient ดังแสดงในรูปที่ 3.28 มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าฐานรากมีความปลอดภัยต่อการเกิดการพัดพาเม็ดดิน อย่างไรก็ตามในการออกแบบต้องมีการเผื่อแฟคเตอร์ความปลอดภัยไว้ด้วย



รูปที่ 3.28 Flow Net และ Exit Gradient

3.19.2 วิธี Weighted Creep Ratio

Lane ได้ทำการศึกษาการพัดพาเม็ดดินใต้เขื่อมมากกว่า 200 เขื่อน ได้แนะนำวิธีการตรวจสอบการพัดพาเม็ดดินใต้ฐานรากโดยใช้ Weighted Creep Ratio ดังนี้ .-

$$C = \frac{L}{H} \qquad \text{.....} \qquad (3.16)$$

เมื่อ L = Weighted Creep Distance หรือ Percolation Distance

H = Maximum Head

C = Weighted Creep Ratio หรือ Percolation Coefficient

และ L = Vertical Creep Distances + $\frac{1}{3}$ Horizontal Creep Distance

ถ้าน้ำมีการเคลื่อนที่ตามแนวเอียงให้พิจารณาว่า การเคลื่อนที่ของน้ำซึ่งมีแนวเอียงน้อยกว่า 45 องศา เป็นการเคลื่อนที่ตามแนวราบ ถ้ามากกว่า 45 องศา เป็นการเคลื่อนที่ตามแนวดิ่ง

ถ้าค่า **Weighted Creep Ratio** ที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.16 มีค่ามากกว่าค่าที่กำหนดให้ในตารางที่ 3.5 แสดงว่าฐานรากมีความปลอดภัยต่อการพัดพาเม็ดดิน

ตารางที่ 3.5 Percolation Coefficients

Foundation materials	Lane's Weighted-creep ratio
Very fine sand or silt.....	8.5
Fine sand.....	7.0
Medium sand.....	6.0
Coarse sand.....	5.0
Fine gravel.....	4.0
Medium gravel.....	3.5
Coarse gravel, including cobbles..	3.0
Boulders with some cobbles and gravel	2.5
Soft clay.....	3.0
Medium clay.....	2.0
Hard clay.....	1.8
Very hard clay on hard pan.....	1.6

นอกจากนี้ Lane ยังได้แนะนำว่า

1. ค่า Weighted Creep Ratio ในตารางที่ 3.5 จะลดลง 10 % ถ้าใส่ Reverse Filters, Weep Holes หรือมีระบบระบายน้ำใต้พื้นอาคาร และสำหรับอาคารขนาดเล็กค่า Weighted Creep Ratio ในตารางอาจลดลงได้ถึง 20 %

2. อัตราส่วนระหว่างระยะทางการเคลื่อนที่ของน้ำที่สั้นที่สุดต่อ Creep Distances ที่คำนวณโดยใช้ ส.ป.ส. จากตารางที่ 3.5 ไม่ควรน้อยกว่า 0.8

3. ถ้าระยะทางการเคลื่อนที่ของน้ำที่สั้นที่สุดน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของ Weighted Creep Distance จะถือว่ามีการพัดพาเม็ดดินใต้ฐานราก

3.20 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบฝาย

ตัวอย่างที่ 1 ถ้ากำหนดรูปตัดของฝายดังรูปที่ 3.29 จงคำนวณว่า

1.1 ฝายนี้จะเหมาะสมกับดินฐานรากประเภทใดในแง่ของน้ำเดินลอดใต้พื้นฝาย

1.2 Uplift ที่จุด A และจุด B โดยใช้ทฤษฎีของเลน

1.3 แรงดันน้ำใต้ฐาน (Uplift) ระหว่างจุด A และ B

วิธีทำ

จากรูป 3.29

ทางเดินของน้ำ (Weighted Creep Distance, L)

$$= 5 + 5 + (4 \times 1) + \frac{1}{3}(10 + 10 + 10)$$

$$= 24 \text{ เมตร}$$

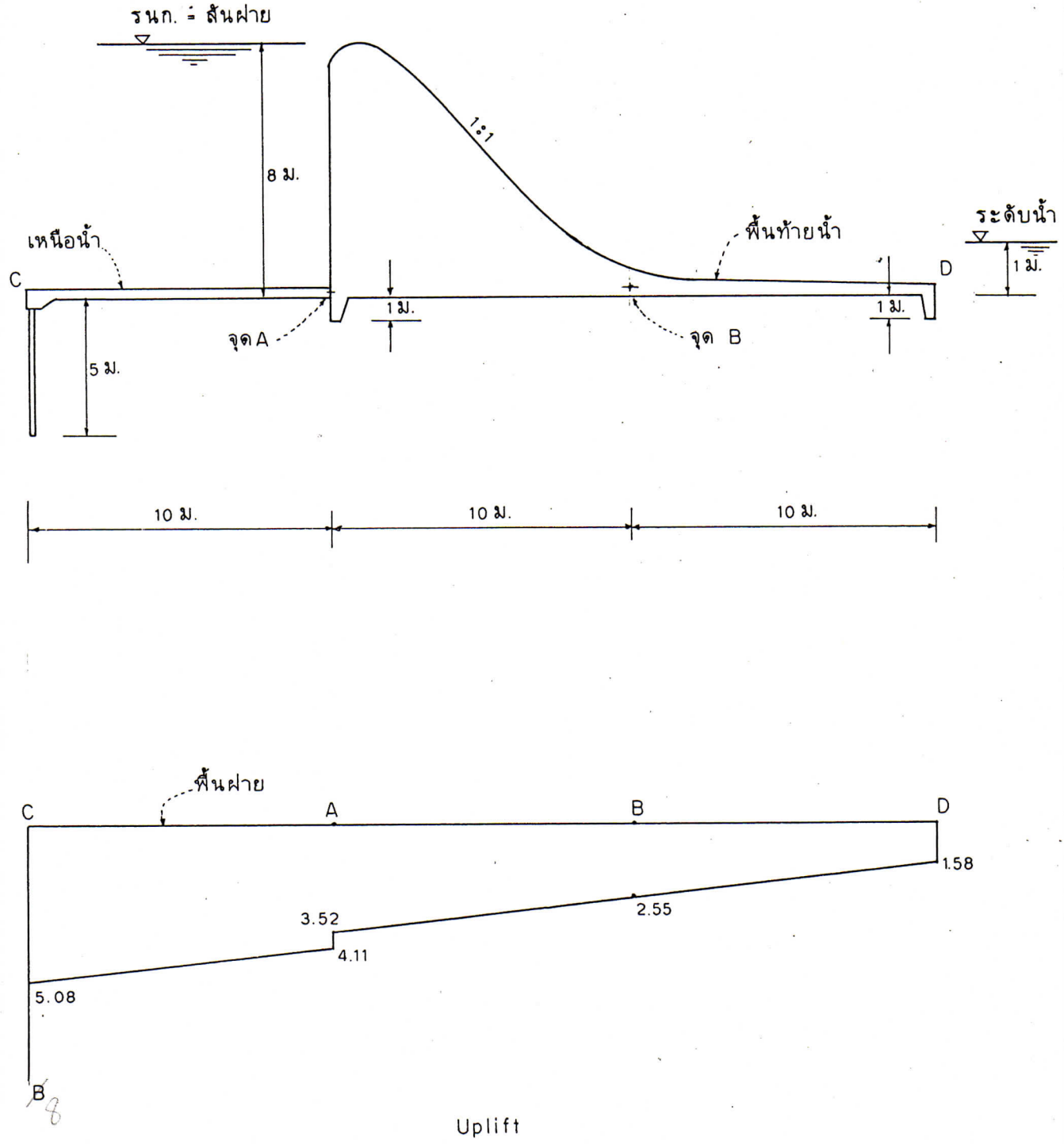
ความแตกต่างของระดับน้ำ, H = 8 - 1

$$= 7 \text{ เมตร}$$

จะได้ Weighted Creep Ratio $= \frac{24}{7}$

$$= 3.43$$

จากตารางที่ 3.5 ฝายนี้จะเหมาะสมกับดินฐานรากที่เป็นดินเหนียวถึงกรวดหยาย แต่ไม่เหมาะสมกับดินฐานรากที่เป็นกรวดละเอียด ทรายทุกชนิด และตะกอนทราย



รูปที่ 3.29 รูปตัดของฝายคอนกรีตแบบ Ogee

Uplift ที่จุด C ก่อนเข็มพืด = ความลึกของน้ำ = 8 เมตร

Uplift ที่จุด C หลังเข็มพืด $= 8 - (5+5) \times \frac{7}{24} = 5.08$ เมตร

Uplift ที่จุด A ก่อน Cutoff Wall $= 8 - (5+5+\frac{10}{3}) \times \frac{7}{24} = 4.11$ เมตร

Uplift ที่จุด A หลัง Cutoff Wall $= 8 - (5+5+1+1+\frac{10}{3}) \times \frac{7}{24} = 3.52$ เมตร

Uplift ที่จุด B $= 8 - (5+5+1+1+\frac{20}{3}) \times \frac{7}{24} = 2.55$ เมตร

Uplift ที่จุด D ก่อน Cutoff Wall $= 8 - (5+5+1+1+\frac{30}{3}) \times \frac{7}{24} = 1.58$ เมตร

Uplift ที่จุด D หลัง Cutoff Wall $= 8 - (5+5+1+1+1+1+\frac{30}{3}) \times \frac{7}{24}$

$= 1$ เมตร

= ความลึกของน้ำ

เพราะฉะนั้นแรงดันน้ำใต้ฐานระหว่างจุด A และ B

$$= \frac{3.52 + 2.55}{2} \times 10$$

$= 30.35$ ตัน

ตัวอย่างที่ 2 จากการศึกษาทางอุทกวิทยาพบว่า ลำน้ำสายหนึ่งมีปริมาณน้ำนองสูงสุดในรอบ 50 ปี เท่ากับ 1,200 ลบ.ม.ต่อ วินาที และจากสภาพและลักษณะของท้องน้ำ ประกอบด้วยความต้องการทดน้ำเพื่อส่งน้ำผ่านประตูระบายน้ำปากคลองเข้าคลองส่งน้ำไปสู่พื้นที่เพาะปลูกจำเป็นที่จะต้องสร้างฝายสูง 8.00 เมตร ตามตัวอย่างที่ 1 และสะพาน 6 ช่วง ๆ ละ 10.00 เมตร ตอม่อสะพานแต่ละตัวกว้างเท่ากับ 1.00 เมตร จงคำนวณหาระดับน้ำเหนือสันฝาย และให้ออกแบบสันฝายแบบ

วิธีทำ จากสูตร $Q = C \cdot L_e H_e^{1/5}$

และ $L_e = L - 2 (N \cdot K_p + K_a) H_e$

สมมติ $C = 2.17$

ประมาณค่าของ H_e โดยการสมมติว่า

$$L_e = L$$

$$= \text{ช่องเปิดของลำน้ำ}$$

$$= 60 - 5 = 55 \text{ เมตร}$$

$$1,200 = 2.17 \times 55 \times H_e^{1.5}$$

$$H_e^{1.5} = \frac{1,200}{2.17 \times 55}$$

$$= 10.05$$

$$H_e = (10.05)^{1/1.5}$$

$$= 4.66$$

$$\frac{P}{H_e} = \frac{8.0}{4.66} = 1.72$$

จากรูปที่ 3.9

$$C = 3.93 \times 0.552$$

$$= 2.17 \text{ แสดงว่าสมมติถูกต้องในขั้นนี้}$$

<u>การคำนวณหาค่า L_e</u>

กำหนดให้ใช้ตอม่อเป็นแบบหัวมนโค้งทำมุม 90 องศา และกำแพงริมตลิ่งทำเป็นแบบโค้ง ดังนั้นจากที่กำหนดไว้ให้แล้วจะได้

$$K_p = 0.01$$

$$K_a = 0.1$$

และจำนวนตอม่อ = 5

สมมติว่าเมื่อพิจารณาตอม่อสะพานในการคำนวณจะให้ค่า H_e สูงกว่าที่คำนวณได้มาแล้วอีกเล็กน้อย

$$H_e = 4.66$$

$$L_e = 55 - 2(5 \times 0.01 + 0.1)\ 4.66$$

$$= 55 - 1.40$$

$$= 53.6 \text{ เมตร}$$

ตรวจสอบว่า H_e = 4.66 เมตร ที่สมมติไว้

$$Q = C L_e H_e^{1.5}$$

$$1200 = 2.17 \times 53.6 H_e^{1/5}$$

$$H_e^{1.5} = \frac{1200}{2.17 \times 53.6}$$

$$= 10.32$$

H_e = 4.74 เมตร มากกว่าที่สมมติไว้ (4.66)

สมมติ H_e = 4.74 เมตร

L_e = 55 - 2(5 x 0.01 + 0.1) 4.74

= 53.58 เมตร

ตรวจสอบค่า H_e

$$H_e^{1.5} = \frac{1200}{2.17 \times 53.58} = 10.32$$

H_e = 4.74 เมตร เท่ากับที่สมมติไว้

จะใช้ค่า H_e = 4.74 เมตร

Velocity of Approach = V_a

$$= \frac{1200}{60 \times (8 + 4.74)}$$

= 1.57 เมตร/วินาที

ดังนั้น $h_a = \frac{(1.57)^2}{2 \times 9.8}$

= 0.13 เมตร

การออกแบบรูปร่างสันฝายตามแบบ USBR

โค้งด้านเหนือน้ำ

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{0.13}{4.74} = 0.027$$

จากรูปที่ 3.8

$$\frac{X_c}{H_o} = 0.27 \quad ; \quad X_c = 1.28 \text{ เมตร}$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0.115 \quad ; \quad Y_c = 0.55 \text{ เมตร}$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0.515 \quad ; \quad R_1 = 2.44 \text{ เมตร}$$

$$\frac{R_2}{H_o} = 0.217 \quad ; \quad R_2 = 1.03 \text{ เมตร}$$

โค้งด้านท้ายน้ำ

จากรูปที่ 3.7

$$K = 0.505 \quad ; \quad n = 1.855$$

$$\frac{Y}{H_o} = -0.505 \left(\frac{X}{H_o}\right)^{1.855}$$

กำหนดให้ลาดท้ายน้ำของโค้งเอียง 1:1 หรือ $\frac{dy}{dx} = -1$

จะหาจุดสิ้นสุดโค้งได้ดังนี้

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{0.505}{(H_o)^{0.855}} 1.855\, X^{0.855}$$

$$X^{0.855} = \frac{H_o^{0.855}}{0.505 \times 1.855}$$

$$X = 1.08\, H_o$$

$$X = 1.08 \times 4.74 = 5.12 \text{ เมตร}$$

$$Y = -0.505 \left(\frac{5.12}{4.74}\right)^{1.855} \times 4.74$$

$$= -2.76 \text{ เมตร}$$

ตารางแสดงการคำนวณโค้งของสันฝายด้านท้ายน้ำ

$(Y = -0.134\ X^{1.855})$

X เมตร	Y
0	0
1	- 0.13
2	- 0.48
3	- 1.02
4	- 1.75
5	- 2.64
5.12	- 2.76
6	- 3.64
7	- 4.64
8	- 5.64
9	- 6.64
10	- 7.64
10.36	- 8.00

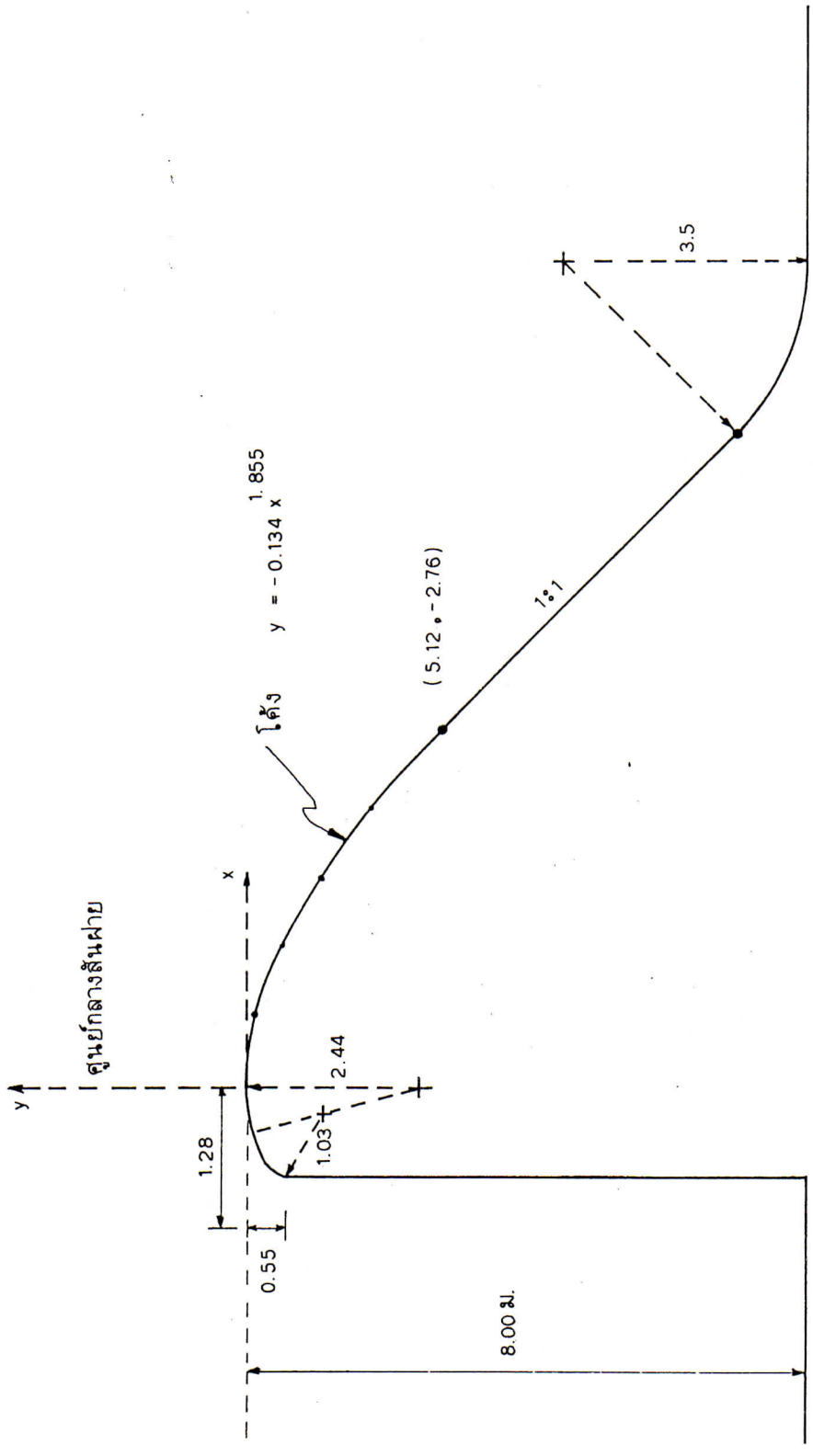
กำหนดว่าโค้งกลับของฝายด้านท้ายน้ำควรมีรัศมีอย่างน้อย

$$= \frac{h}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{ เมตร}$$

กำหนดให้โค้งดังกล่าวมีมุมกว้าง 60 องศา จากการเขียนแบบปรากฏว่าได้

$$R = 3.5 \text{ เมตร}$$

โค้งสันฝายออกแบบมีลักษณะรูปที่ 3.30



รูปที่ 3.30 แสดงรูปตัดฝาย

3.21 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. สนั่น ศิริอ่อน (2530). การออกแบบอาคารหัวงานชลประทาน. เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ทน. 523 (การออกแบบอาคารทรัพยากรน้ำ). ภาควิชาทรัพยากรน้ำ บัณฑิตวิทยาลัย ม.เกษตรศาสตร์.

3. Chow, V.T. (1966), Open Channel Hydraulics, McGraw-Holl Book Company.

4. United Nations (1973), Design of Low-Head Hydraulic Structures, Water Resources Series No. 45.

5. US. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, Second Edition.

บทที่ 4
การออกแบบเขื่อนทดน้ำ
(Design of Diversion Dams)

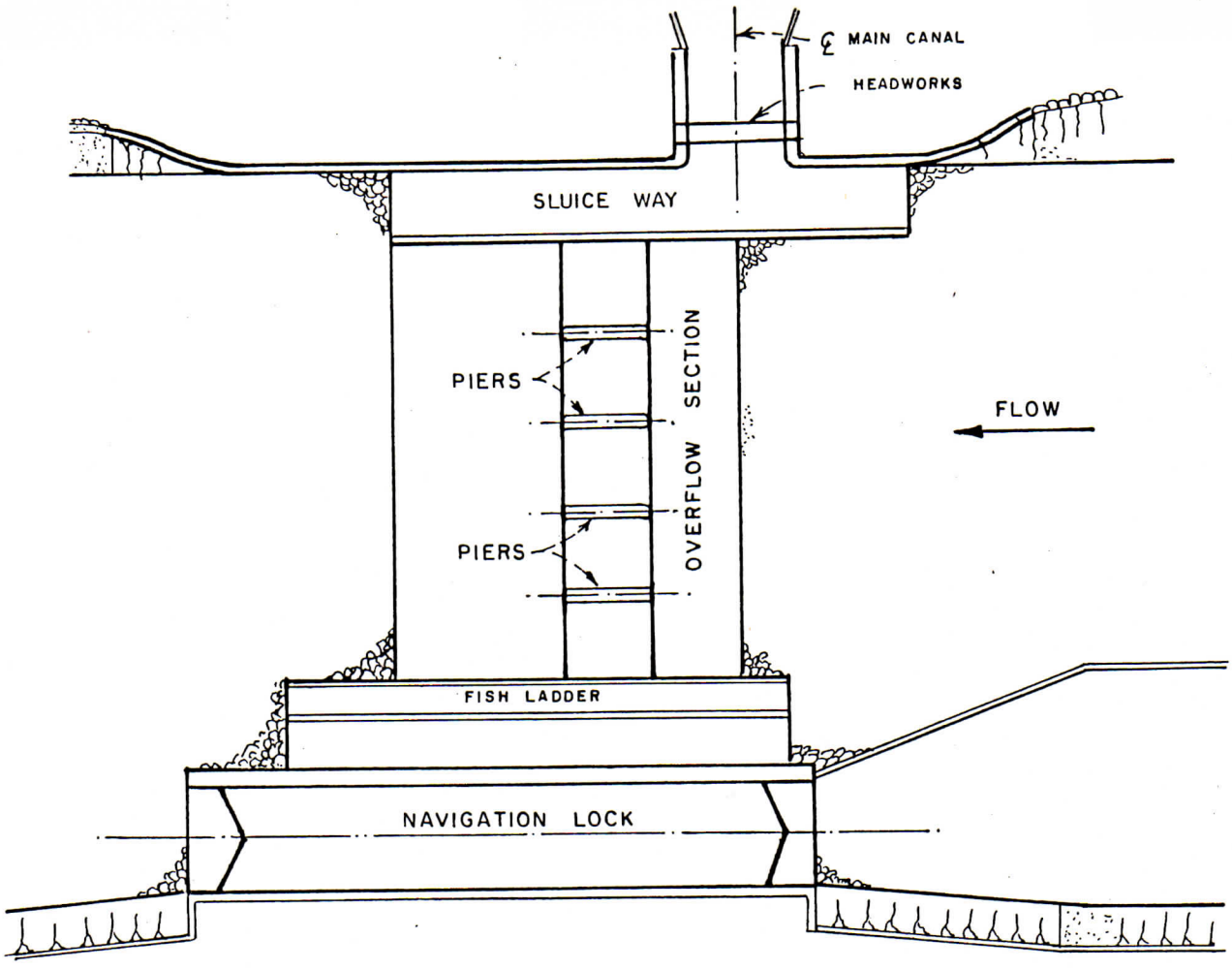
4.1 คำนำ

เขื่อนทดน้ำหรือที่เรียกว่า "Barrage" เป็นอาคารหัวงานประเภทหนึ่ง ซึ่งทำหน้าที่ยกระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำของเขื่อนให้สูงพอที่จะไหลเข้าสู่คลองได้เช่นเดียวกับฝายทดน้ำตามที่กล่าวถึงมาแล้วในบทที่ 3 เขื่อนทดน้ำประกอบด้วยส่วนที่ยอมให้น้ำไหลผ่าน (Overflow Section) และส่วนที่ไม่ยอมให้น้ำไหลผ่าน (Non-overflow Section) ดังรูปที่ 4.1 ส่วนที่ยอมให้น้ำไหลผ่านประกอบด้วยตอม่อและช่องเปิดขนาดใหญ่ซึ่งมีบานประตูควบคุมระดับน้ำและปริมาณการไหลของน้ำผ่านเขื่อน ส่วนนี้บางครั้งอาจมีลักษณะเป็นฝายเตี้ยซึ่งมีตอม่อและบานระบายติดตั้งอยู่บนสันฝายก็ได้ ในช่วงน้ำนองจะเปิดบานระบายทั้งหมดพ้นน้ำเพื่อให้คลื่นน้ำท่วมขนาดใหญ่ไหลผ่านโดยไม่ทำให้ระดับน้ำหน้าเขื่อนยกตัวสูงมากเกินไป การปิด-เปิดหรือการปรับบานระบายปกติจะทำเพื่อรักษาระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำในช่วงการไหลปกติหรือในช่วงน้ำน้อย

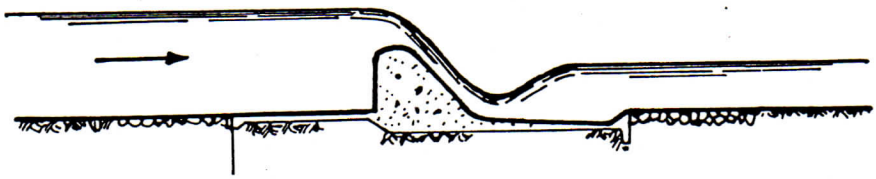
เขื่อนทดน้ำเหมาะสำหรับสร้างในแม่น้ำซึ่งปริมาณการไหลมีการเปลี่ยนแปลงมากในระหว่างฤดูแล้งและช่วงฤดูน้ำนอง ซึ่งถ้าหากเลือกฝายทดน้ำเป็นอาคารหัวงานแล้วจะต้องมีการสร้างคันดินกั้นน้ำทั้งสองฝั่งแม่น้ำไปทางด้านเหนือน้ำเป็นระยะทางไกล อันจะทำให้ต้องเสียค่าใช้จ่ายสูงมาก

ปกติแล้วจะออกแบบให้สันเขื่อนตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำในแม่น้ำ ทั้งนี้เพราะถ้าแนวสันเขื่อนเอียงทำมุมกับทิศทางการไหลจะก่อให้เกิดการไหลในแนวขนานกับสันเขื่อน และเป็นเหตุให้เกิดการกัดเซาะตลิ่งใกล้กำแพงตลิ่งและการตกตะกอนที่ปลายอีกด้านหนึ่งของเขื่อน นอกจากนี้การไหลในแนวขนานจะทำให้ตอม่อบีบการไหลมากขึ้น (Increase Contraction) และมีผลทำให้ Effective Length ของสันฝายลดลง

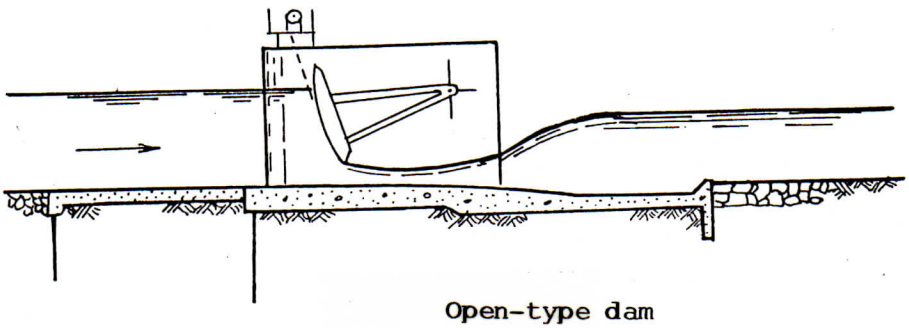
อาคารประกอบ (Appurtenant Structures) สำหรับเขื่อนทดน้ำได้แก่ ประตูเรือสัญจร (Navigation Locks) บันไดปลา (Fish Ladders) ทางล่องซุง (Logways) และประตูระบายทราย (Sluiceways) ซึ่งจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดในบทที่ 9



Diversion dam and appurtenant structures



Closed-type dam



Open-type dam

รูปที่ 4.1 เขื่อนทดน้ำและอาคารประกอบ

สำหรับประตูระบายปากคลอง (Headgate หรือ Head Regulator หรือ Canal Intake หรือ Intake Structures) ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมปริมาณการไหลของน้ำเข้าสู่คลองส่งน้ำสายใหญ่นั้น ปกติจะสร้างให้ทิศทางการไหลของน้ำผ่านบานตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำในแม่น้ำ เพื่อลดปริมาณตะกอนที่จะไหลเข้าสู่คลอง

4.2 ข้อพิจารณาในการออกแบบ (Design Considerations)

ถ้าเขื่อนพังจะก่อให้เกิดความเสียหายมหาศาล จึงต้องออกแบบให้เขื่อนสามารถทำหน้าที่ได้อย่างต่อเนื่องตลอดเวลา และผู้ออกแบบจะต้องจำใส่ใจว่าแรงดันน้ำซึ่งมีพลังในการกัดเซาะสูงกระทำต่อตัวเขื่อนตลอดเวลา จึงต้องมีการเผื่อแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยให้มากพอ นอกจากนี้ในการออกแบบเขื่อนยังมีสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาดังจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไปนี้

4.2.1 จุดที่ตั้งเขื่อนทดน้ำที่ดีและการหาจุดที่ตั้งเขื่อนทดน้ำ

ลักษณะจุดที่ตั้งเขื่อนที่ดีและวิธีการหาจุดที่ตั้งจะเหมือนกับที่เคยกล่าวมาแล้วในเรื่องการออกแบบฝายทดน้ำในบทที่ 3 จึงไม่ขอนำมากล่าวซ้ำในบทนี้

4.2.2 แรงที่กระทำต่อเขื่อนทดน้ำ

แรงที่กระทำต่อตัวเขื่อนทดน้ำประกอบด้วย

(1) แรงดันน้ำ

(2) น้ำหนักน้ำที่กดทับอาคาร

(3) Dead Weight ของตัวเขื่อน รวมทั้งบานระบายและกว้าน โครงยก และสะพาน

(4) แรงเนื่องจากวัตถุที่ลอยมากับน้ำ

(5) แรงยกตัวของน้ำ (Upfilt Pressure)

รายละเอียดในการคำนวณแรงต่าง ๆ ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 2

4.2.3 ข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงกระทำต่อตัวเขื่อน (Loading Conditions)

ในการออกแบบส่วนต่าง ๆ ของเขื่อน ต้องสมมติสภาพแรงกระทำที่เป็นไปได้ทั้งหมด และอาคารที่ออกแบบจะต้องมีความมั่นคงภายใต้สภาพแรงที่สมมติโดยมีส่วนเผื่อความปลอดภัย (Margin of Safety) พอสมควร

ในการออกแบบอาคารส่วนที่ยอมให้น้ำไหลผ่านจะต้องสมมติสภาพแรงกระทำดังต่อไปนี้

(1) สภาพในช่วงก่อสร้างอาคาร (Construction Conditions) สมมติว่าไม่มีน้ำทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของอาคาร

(2) สภาพในช่วงการปฏิบัติงานตามปกติ (Normal Operating Conditions) สมมติว่าระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำอยู่ที่ขอบบนของบานประตู และระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำอยู่ที่ระดับน้ำต่ำสุด

(3) สภาพในช่วงน้ำท่วม (Flood Discharge Conditions) สมมติว่าระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำอยู่ที่ระดับน้ำท่วมสูงสุด ระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำอยู่ที่ระดับน้ำท่วม US. Army Corps of Engineers กำหนดให้ใช้ 100 % ของความดันน้ำทางด้านท้ายน้ำสำหรับส่วนที่ไม่ยอมให้น้ำไหลผ่าน และให้ใช้ 60 % ของความดันน้ำทางด้านท้ายน้ำสำหรับส่วนที่ยอมให้น้ำไหลผ่าน และกำหนดว่าบานประตูทุกบานเปิดเต็มที่ แต่ในการคำนวณแรงยกตัวของน้ำ (Uplift) กำหนดให้ใช้ 100 % ของความดันน้ำ

4.2.4 แรงปฏิกริยาของฐานราก (Reaction of Foundation)

เรื่องแรงปฏิกริยาของฐานรากได้เคยกล่าวถึงโดยละเอียดไว้แล้วในบทที่ 2 โดยทั่วไปจะพิจารณาว่าผลรวมของแรงในแนวดิ่งต้องอยู่ในภาวะสมดุลย์กับแรงปฏิกริยาของฐานราก แรงลัพธ์ในแนวราบซึ่งรวมทั้งแรงเฉือนและแรงเนื่องจากความฝืดต้องมีค่าเท่ากับศูนย์ และผลรวมของโมเมนต์เนื่องจากแรงทุกแรง รวมทั้งแรงปฏิกริยาของฐานรากต้องมีค่าเท่ากับศูนย์

4.2.5 ข้อกำหนดเกี่ยวกับความมั่นคงของเขื่อน (Stability Requirements)

ข้อกำหนดเกี่ยวกับความมั่นคงของเขื่อน ทั้งส่วนที่ยอมให้น้ำไหลล้นผ่านและส่วนที่ไม่ยอมให้น้ำไหลล้นผ่านมีดังนี้

(1) ทุกระนาบในแนวราบต้องมีความปลอดภัยต่อการพลิกตัว (Overturning)

(2) ทุกระนาบในแนวราบรวมทั้งระนาบที่วัสดุฐานรากต้องมีความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล (Sliding)

(3) ความเครียด (Stresses) ในคอนกรีตหรือในฐานราก ต้องไม่เกินค่าที่กำหนดให้

รายละเอียดเกี่ยวกับข้อกำหนดเกี่ยวกับความมั่นคงได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 2.

4.2.6 ตอม่อ (Piers)

สำหรับเขื่อนทดน้ำที่มีบานประตูควบคุม ความกว้างของตอม่อปกติจะขึ้นอยู่กับความสูงและความกว้างของบานประตู สำหรับตอม่อคอนกรีตเสริมเหล็ก ความกว้างจะมีค่าประมาณ $\frac{1}{6}$ เท่าของความสูง ส่วนตอม่อคอนกรีตล้วนหรือตอม่อหินก่อจะมีความกว้างมากขึ้น ในการออกแบบตอม่อเขื่อนซึ่งมีบานประตู 2 บาน จะต้องมีการวิเคราะห์ถึงความมั่นคงทางโครงสร้างของตอม่อสำหรับกรณีที่มีแรงกระทำในสภาพต่าง ๆ ดังนี้

กรณีที่ 1 : บานประตูทั้งสองปิด และระดับน้ำอยู่ที่สันบานประตู

กรณีที่ 2 : บานประตูอันหนึ่งปิดแต่อีกอันหนึ่งเปิดพ้นน้ำ ระดับน้ำอยู่ที่สันบานประตูที่ปิด

กรณีที่ 3 : บานประตูอันหนึ่งปิดบานหนึ่งเปิดแต่ไม่พ้นน้ำ ระดับน้ำอยู่ที่สันบานที่ปิด

กรณีที่ 1 และ 3 จะก่อให้เกิดแรงเฉือนในแนวราบ ซึ่งตั้งฉากกับแนวแกนเขื่อนสูงสุด และโมเมนต์ดัดในทิศทางไปทางด้านท้ายน้ำสูงสุด

กรณีที่ 2 จะให้ค่าแรงเฉือนในแนวราบและโมเมนต์ดัดในทิศทางไปทางด้านท้ายน้ำต่ำกว่า แต่มีโมเมนต์ดัดในทางด้านข้าง (Lateral) เนื่องจากการไหลของน้ำผ่านบานประตูที่เปิด ประตูบานที่ปิดจะก่อให้เกิดแรงเฉือนปิด (Torsional Shear) ถ้าบานประตูที่ใช้เป็นบานโค้ง (Tainter Gates) ซึ่งมีกรอบด้านนอกสุดอยู่ในแนวเอียง จะต้องพิจารณาถึงแรงดันด้านข้างที่กระทำต่อ Trunion ด้วย

ข้อพิจารณาเกี่ยวกับการพัดพาเม็ดดินใต้ฐานราก (Piping) ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 3.19 แรงยกตัว (Uplift Pressure) ในหัวข้อ 2.1.3 การออกแบบกำแพงริมตลิ่งในหัวข้อ 3.18 ส่วนการออกแบบอาคารประกอบของเขื่อนทดน้ำ เช่นประตูเรือสัญจรจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดในบทที่ 9

4.3 การไหลของน้ำผ่านประตูระบาย (Flow Through Gates)

การไหลของน้ำผ่านประตูระบายของเขื่อนทดน้ำสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ

(1) กรณีที่เปิดบานประตูเพียงบางส่วน

(2) กรณีที่เปิดบานพ้นน้ำ

สำหรับกรณีที่ 1 หรือกรณีที่เปิดบานประตูเพียงบางส่วนนั้น การไหลของน้ำลอดใต้บานมี 2 ลักษณะคือ

(1) การไหลแบบอิสระ (Free Flow)

และ (2) การไหลแบบท่วมท้ายบาน (Submerged Flow)

สำหรับกรณีที่ 2 หรือ กรณีที่เปิดบานประตูพ้นน้ำนั้น การไหลของน้ำผ่านบานประตูของเขื่อนทดน้ำจะมีลักษณะเช่นเดียวกับการไหลของน้ำผ่านฝายตามที่ได้เคยกล่าวถึงในรายละเอียดแล้วในบทที่ 3

4.3.1 การไหลแบบอิสระ

การไหลของน้ำผ่านบานประตูจะเป็นแบบอิสระก็ต่อเมื่อสภาวะการไหลของน้ำทางด้านท้ายน้ำของบานเป็นแบบ Supercritical Flow และท้ายบานไม่ถูกท่วม เนื่องจาก Back Water Curve ทางด้านท้ายน้ำ กรณีนี้ปริมาณการไหลของน้ำผ่านบานประตูจะสามารถหาได้จากสมการ

$$Q = Cd\ L\ Go\ \sqrt{2g\ Y_1} \qquad \text{.....(4.1)}$$

เมื่อ Q = ปริมาณการไหลของน้ำผ่านบาน เป็น $ม^3$/วินาที

Cd = ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านบาน

L = ความยาวของส่วนที่ยอมให้น้ำไหลผ่าน เป็น เมตร

Go = ระยะเปิดบาน เป็น เมตร

g = 9.81 ม./$วินาที^2$

Y_1 = ความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำของบานประตูวัดจากระดับธรณีประตู เป็น เมตร

$$Cd = \frac{Cc}{\sqrt{1 + Cc\ \frac{Go}{Y_1}}} \qquad \text{.....(4.2)}$$

เมื่อ Cc = Contraction Coefficient

ค่า Cd และ Cc จะแตกต่างกันไปตามลักษณะของบานประตูดังนี้

(ก) สำหรับบานตรง (Vertical Sluice Gate) ดูรูปที่ 4.2

(1) Southwell, R.V and G. Vaisey (1964) เสนอว่า ถ้า $\frac{Y_2}{Y_1} = 0.321$ Cc จะมีค่าเท่ากับ 0.608

(2) Benjamin, T.B (1956) เสนอว่า ถ้า Boundary Layer Thickness δ ในรูปที่ 4.2 มีค่าน้อยมาก Cc = 0.61

เมื่อ Cc มีค่าคงที่ 0.608 หรือ 0.61 จากสมการที่ 4.1 จะเห็นว่า Cd จะแปรผันไปตามค่า Go/Y_1

(ข) สำหรับบานโค้ง (Radial Gate หรือ Tainter Gate)

สำหรับบานโค้งในรูปที่ 4.3 ซึ่งตัวบานประตูเอียงทำมุมกับการไหลของน้ำ ดังนั้นค่า Cc จะมีค่ามากกว่าค่าของบานตรง (มากกว่า 0.61) การศึกษาของ Toch, A. (1955) พบว่า ค่า Cd จะแปรผันกับค่า Y_1, Go, a และ r ดังแสดงในรูปที่ 4.4

ค่า Cc โดยประมาณจะหาได้จากสมการ

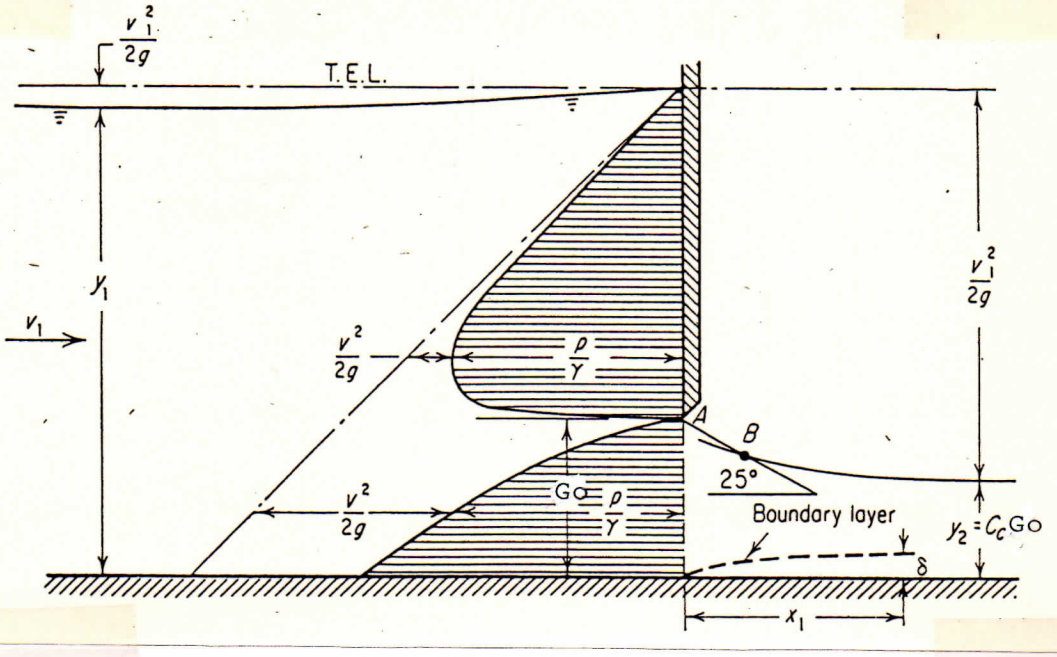
$$Cc = 1 - 0.75\theta + 0.36\theta^2 \quad \text{.....(4.3)}$$

เมื่อ θ = มุมที่ท้องบานประตูกระทำกับแนวราบดังรูปที่ 4.3 มีหน่วยเป็น 90°

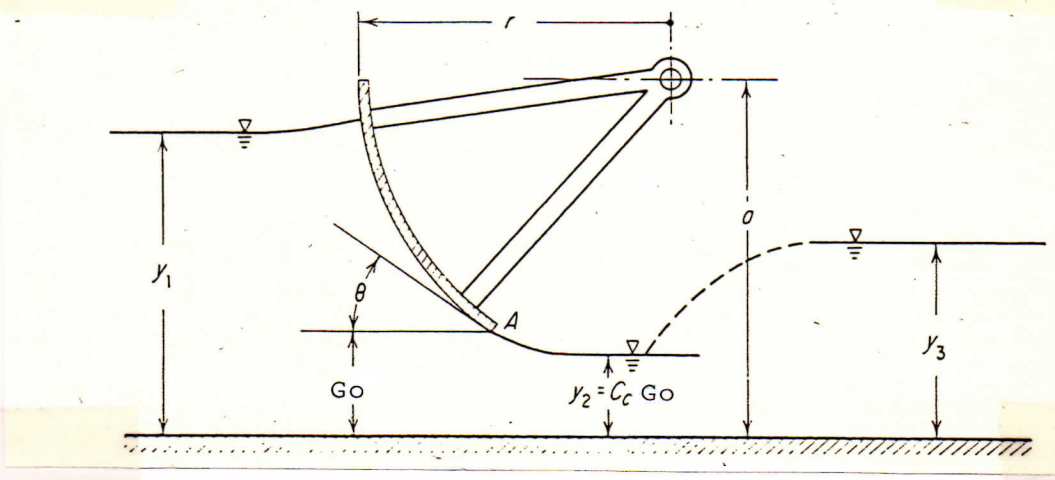
สมการที่ (4.3) ให้ความถูกต้องแม่นยำถึง $\pm$ 5 % ถ้า $\theta \leq 1$

4.3.2 การไหลแบบท่วมท้ายบาน (Submerged Outflow)

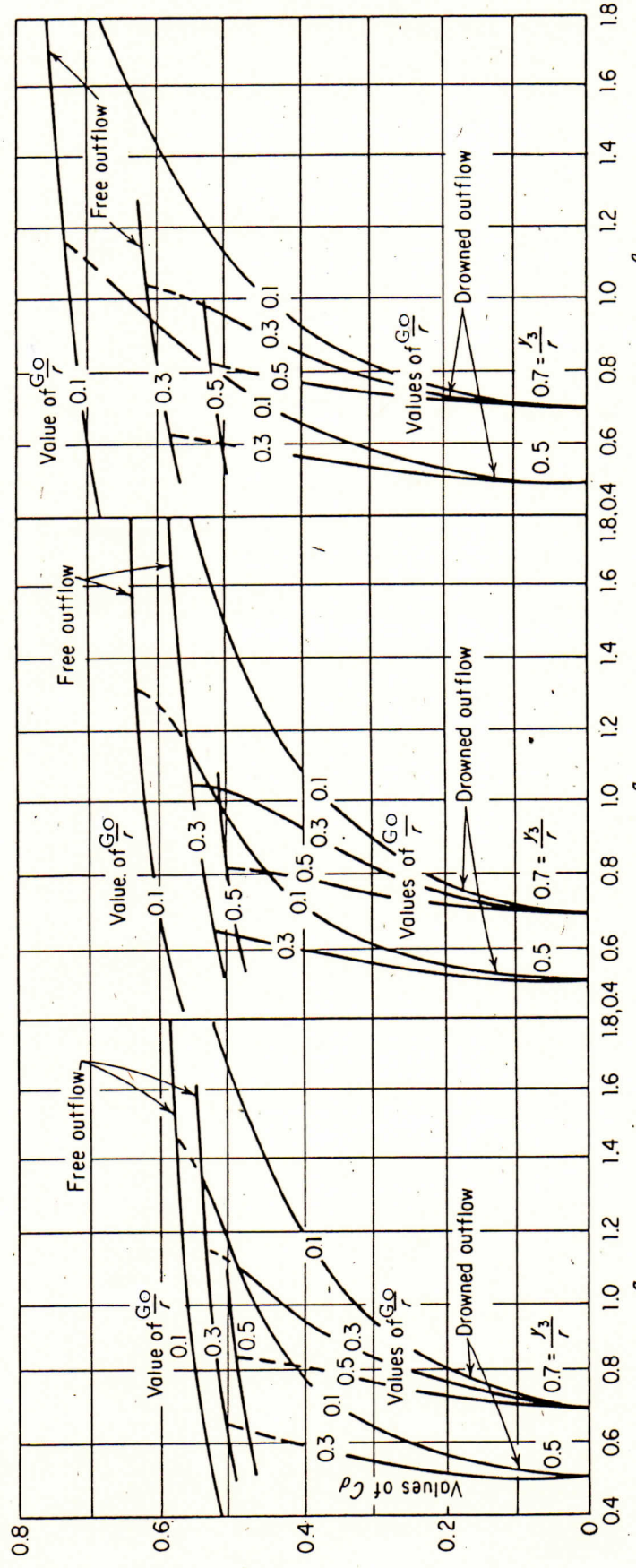
การไหลของน้ำลอดใต้บานประตูจะเป็นแบบท่วมท้ายบาน ดังรูปที่ 4.5 ก็ต่อเมื่อความลึกของน้ำทางด้านท้ายบานประตู (Y_3) มีค่ามากกว่า Conjugate Depth ของ Y_2 ซึ่งจะเป็นไปได้กรณีที่มีอาคารเช่นประตูระบายอยู่ทางด้านท้ายน้ำ หรือช่วงน้ำท่วม



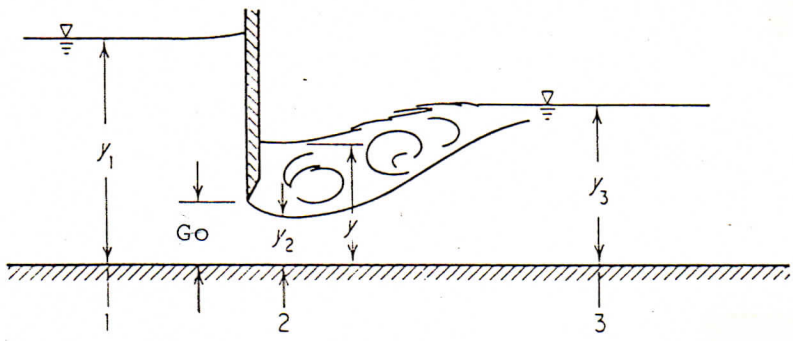
รูปที่ 4.2 การไหลของน้ำลอดใต้บานตรงแบบอิสระ



รูปที่ 4.3 การไหลของน้ำลอดใต้บานโค้งแบบอิสระ



รูปที่ 4.4 ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านบานโค้งแบบอิสระ (Toch, A., 1955)



รูปที่ 4.5 การไหลของน้ำลอดใต้ Vertical Sluice Gate แบบท่วมท้ายบาน

การไหลของน้ำแบบท่วมท้ายบานประตูจะสามารถอธิบายได้โดยใช้สมการที่ 4.1, $Q = Cd\ L\ Go\ \sqrt{2g\ Y_1}$, แต่กรณีนี้ Cd จะแปรผันไปตามอัตราส่วน $\frac{Y_1}{Go}$ และ $\frac{Y_3}{GO}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.6 เมื่อรู้ค่า Y_1, Y_3 และ Go จะสามารถหา Cd ได้จากรูปที่ 4.6 และสามารถคำนวณหาค่า Q ได้จากสมการที่ 4.1 อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ระหว่าง Cd กับ $\frac{Y_1}{GO}$ และ $\frac{Y_3}{Go}$ ไม่สะดวกที่จะนำมาใช้ในทางปฏิบัติ

US. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station ได้พัฒนาสูตรสำหรับใช้คำนวณปริมาณน้ำผ่านประตูระบาย กรณีที่การไหลเป็นแบบท่วมท้ายบาน โดยได้ดัดแปลงจากสูตรของ Standard Onfice ดังนี้

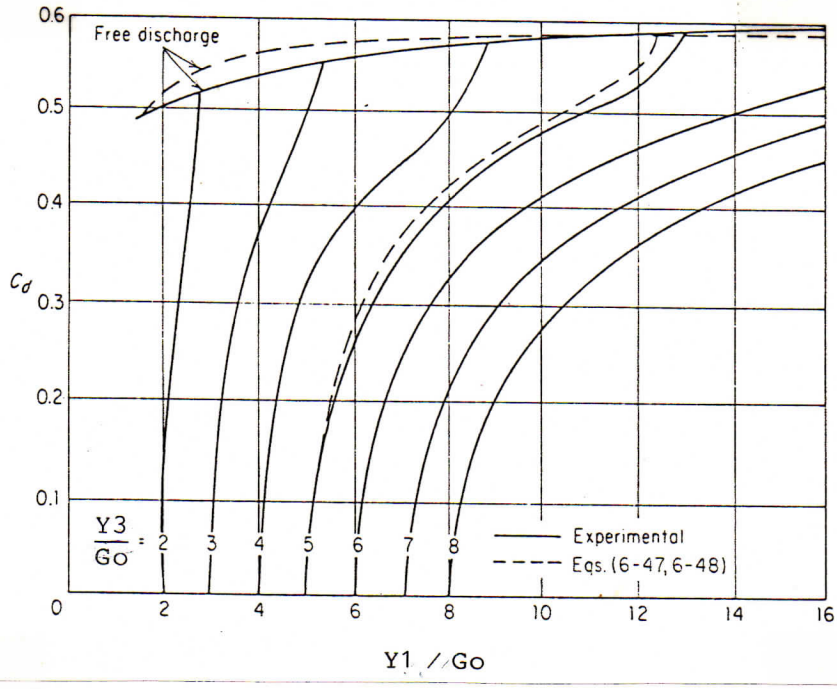
$$Q = C_s\ L\ h_s\ \sqrt{2g\ h} \qquad \text{.....(4.4)}$$

เมื่อ C_s = ส.ป.ส. การไหลลอดใต้บานแบบท่วมท้ายบาน

h_s = ระดับน้ำท้ายน้ำ – ระดับธรณีประตู

h = ผลต่างของเฮดทั้งหมดระหว่างเหนือน้ำและท้ายน้ำ ซึ่งรวมถึงเฮดความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่บานด้วย

Q, L, g มีความหมายเหมือนสมการที่ 4.1



รูปที่ 4.6 ส.ป.ส. การไหลของน้ำลอดใต้บานประตูแบบบานตรง กรณีที่การไหลเป็นแบบท่วมท้ายบาน (Henry, H.R., 1950)

จากผลการทดลองของ US. Army Corps of Engineers พบว่า Cs มีความสัมพันธ์แบบผกผันกับ $\frac{hs}{Go}$ ใน Log-Log Scale ดังแสดงในรูปที่ 4.7

4.4 ระดับต่าง ๆ ของเขื่อนทดน้ำ

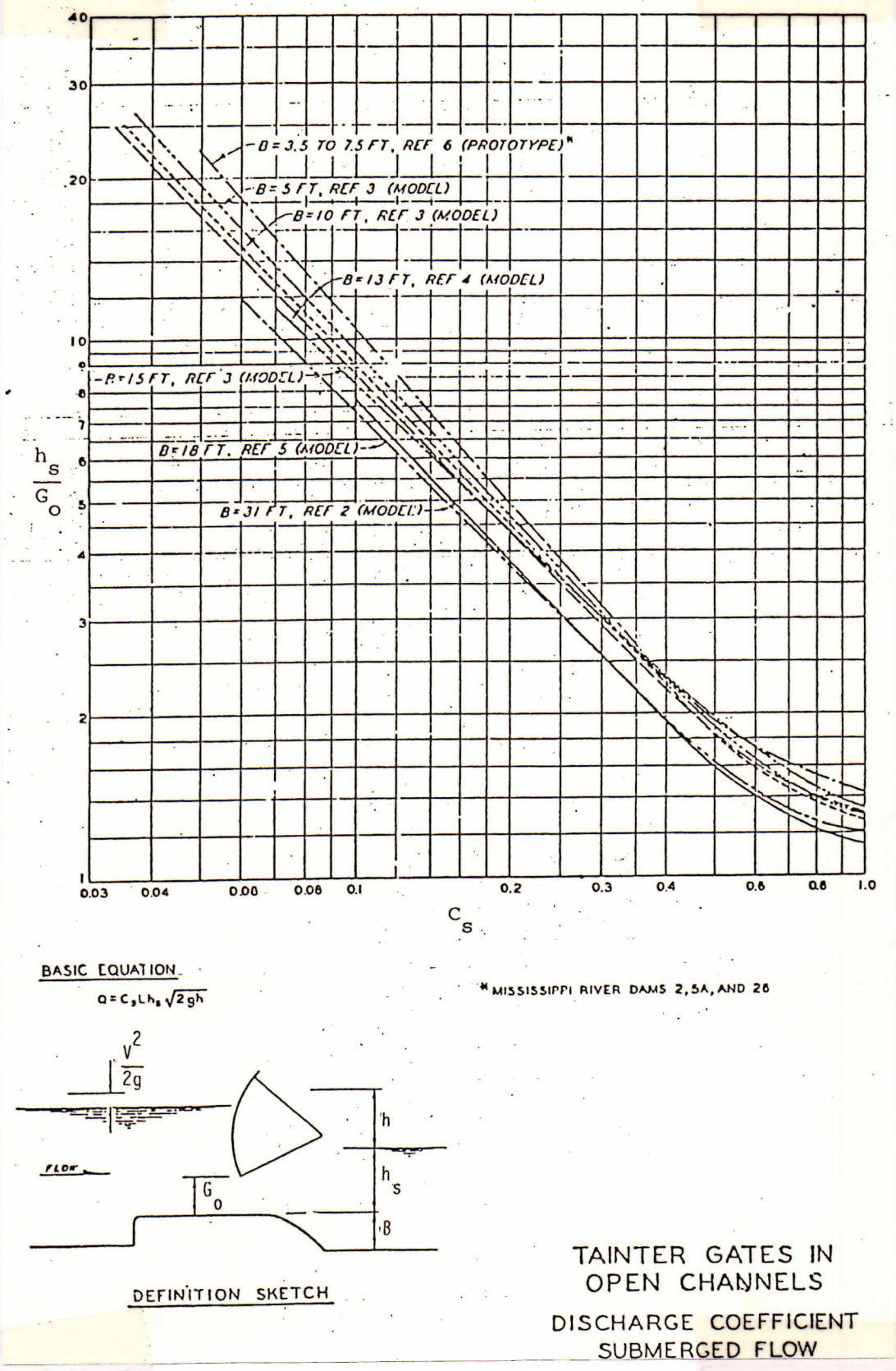
ระดับต่าง ๆ หมายถึง ระดับธรณีเขื่อนทดน้ำ สันเขื่อน ระดับสันบาน หรือระดับคันดินที่เกี่ยวข้อง การหาระดับต่าง ๆ เหล่านี้จะต้องรู้ข้อมูลดังต่อไปนี้

(1) ลักษณะรูปร่างของท้องน้ำ ลึกหรือตื้น ซึ่งใช้กำหนดระดับธรณีเขื่อน ระดับสันเขื่อนและจำนวนช่องหรือขนาดกว้างของเขื่อน

(2) ปริมาณน้ำสูงสุด ซึ่งใช้กำหนดระดับน้ำสูงสุด ระดับสันเขื่อน ระดับสันบาน ระดับโครงยก และระดับคันดินที่เกี่ยวข้อง

(3) ความต้องการทดน้ำให้สูงขึ้น นั่นคือ ระดับน้ำเหนือเขื่อนจะต้องสูงพอที่น้ำจะไหลผ่านอาคารรับน้ำปากคลอง ไปสู่คลองส่งน้ำและไปสู่พื้นที่เพาะปลูกอีกทอดหนึ่ง

ระดับน้ำในคลองควรจะอยู่สูงกว่าพื้นที่เพาะปลูก ประมาณ 0.30 เมตร ถึง 0.50 เมตร

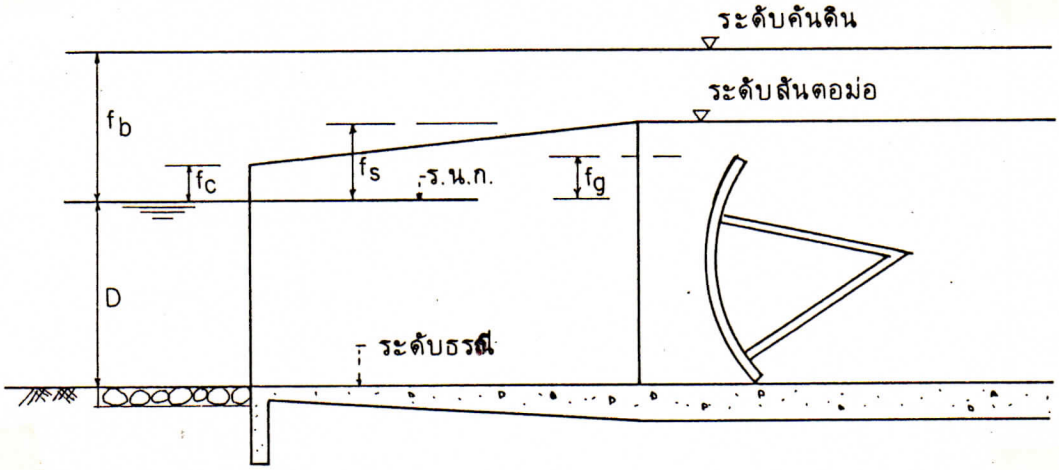


รูปที่ 4.7 ส.ป.ส. การไหลของน้ำลอดใต้บานประตูแบบท่วมท้ายบาน

ในการกำหนดระดับต่าง ๆ จะต้องกำหนดให้มีส่วนเผื่อเพื่อความปลอดภัยไว้ด้วย รูปที่ 4.8 แสดงการกำหนดระดับที่ส่วนต่าง ๆ ของอาคาร

Minimum Freeboard สำหรับอาคารและคลองในรูปที่ 4.8 กำหนดไว้ดังนี้

บานประตู	f_g	=	0.10 + 0.05D	เมตร
Cutoff	f_c	=	0.20 + 0.10D	เมตร
สันตอม่อ	f_s	=	0.20 + 0.15D	เมตร
คันคลองและคันดิน	f_b	=	0.20 + 0.20D	เมตร



รูปที่ 4.8 ระดับต่าง ๆ ของตัวเขื่อนทดน้ำ

4.5 บานประตูและเครื่องกว้าน (Gate and Lifting Devices)

4.5.1 ชนิดของบานประตู

ถ้าแบ่งตามการใช้งาน จะแบ่งได้ 2 ประเภทคือ

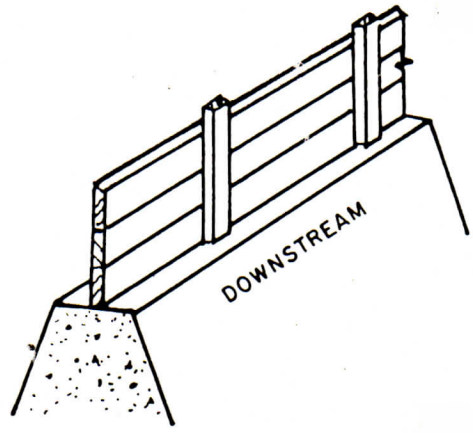
(1) Non-automatic Gates บานประตูจะปิด-เปิดโดยใช้แรงคนหมุนเครื่องกว้าน หรือใช้มอเตอร์ไฟฟ้าแทนกำลังคน

(2) Automatic Gates บานประตูจะได้รับการออกแบบให้สามารถปิด-เปิดโดยอัตโนมัติ เพื่อรักษาระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำหรือทางด้านท้ายน้ำของบานให้อยู่ในระดับที่ต้องการ การทำงานของบานประตูอาจเป็นระบบเครื่องกลโดยใช้ลูกลอยและ Counterweights หรือระบบอีเล็คโทรนิคโดยใช้อีเล็คโทรนิครีเลย์ ซึ่งควบคุมโดยลูกลอยเพื่อปิด-เปิดมอเตอร์ซึ่งหมุน

เครื่องกว้าน

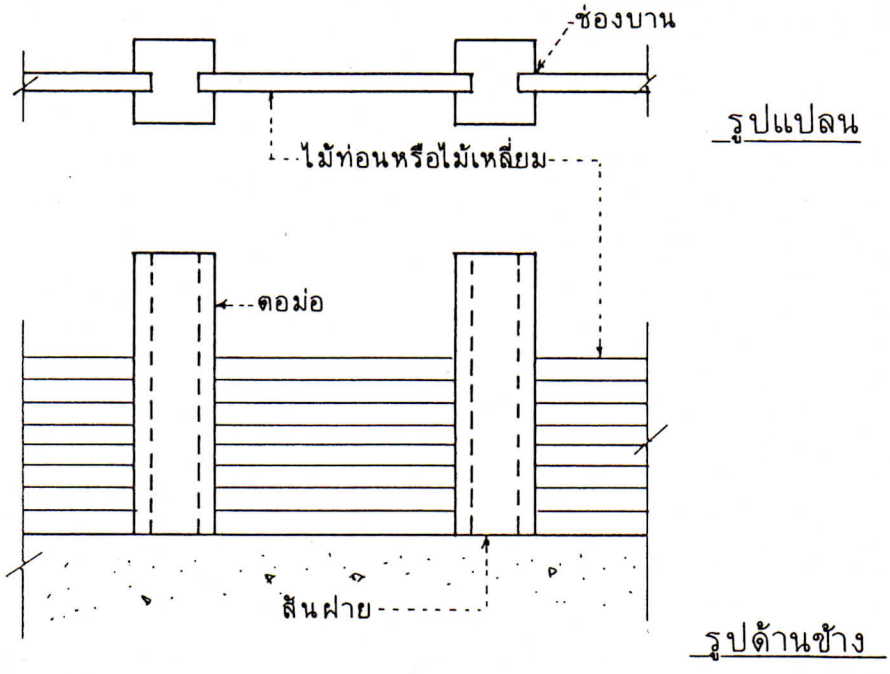
ถ้าแบ่งตามรูปร่างลักษณะของบานประตูจะแบ่งได้ 5 ประเภทคือ

(1) Flashboards คือ แผงไม้ซึ่งยึดติดกันซึ่งอาจเป็นแบบชั่วคราว หรือถาวรก็ได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.9



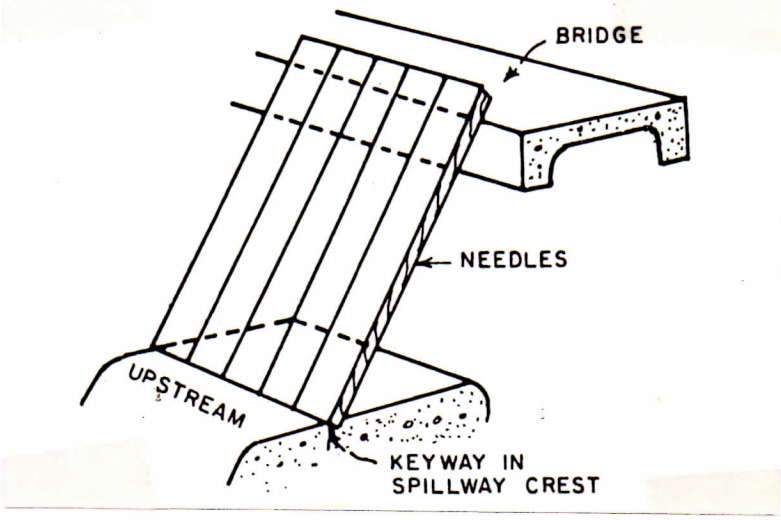
รูปที่ 4.9 Flashboards

(2) ไม้เหลี่ยมอัดน้ำ (Stoplogs and Needles) ไม้เหลี่ยมอัดน้ำแบบ Stoplogs ประกอบด้วยไม้สี่เหลี่ยมวางซ้อนกัน ปลายทั้งสองข้างสอดอยู่ในช่องบาน (Groove) ซึ่งอยู่ที่ตอม่อทั้งสองข้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ไม้เหลี่ยมนี้อาจติดตั้งโดยคน หรือโดยเครื่องกลก็ได้ ข้อเสียของ Stoplogs คือใช้เวลานานในการติดตั้งและยกออก และมีน้ำรั่วผ่านช่องระหว่างท่อนไม้มาก ดังนั้นจึงไม่ใช้บานชนิดนี้กับบานขนาดใหญ่



รูปที่ 4.10 ไม้เหลี่ยมอัดน้ำแบบ Stoplogs

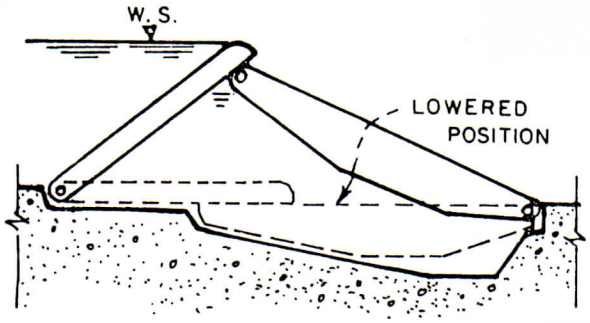
ไม้เหลี่ยมอัดน้ำแบบ Needles เป็นไม้เหลี่ยมเช่นเดียวกับ Stoplogs แต่บานประเภทนี้วางเรียงกันด้านข้าง และมีที่รองรับอยู่ที่ธรณีล่าง และที่ส่วนบนรองรับอยู่ด้วยสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 4.11 ขณะน้ำไหลจะติดตั้งบานแบบนี้ยากมาก จึงมักใช้กับงานขนาดเล็กเท่านั้น



รูปที่ 4.11 บานแบบ Needles

(3) <u>บานล้มพับเก็บได้</u> (Bear-trap Gates) บานประกอบด้วยแผงไม้สูงประมาณ 1.0 เมตร ถึง 1.25 เมตร และยึดติดพื้นด้วยบานพับที่ส่วนล่างของบาน เวลายกบานจะมีไม้ค้ำยันอยู่ทางด้านท้ายน้ำ และเมื่อต้องการลดระดับบานลงก็เพียงแต่เลื่อนไม้ค้ำยันออก ดังแสดงในรูปที่ 4.12 บานนี้จะต้องติดตั้งบนพื้นราบเรียบ

การยกบานขึ้นหรือลดบานต่ำลงกระทำโดยลอกแม่แรงซึ่งติดตั้งอยู่บนสะพานโครงยก แต่เนื่องจากการทำงานไม่ค่อยสะดวกนัก บานแบบนี้จึงมักใช้กับงานที่มีความสำคัญน้อยและขนาดเล็ก



<u>รูปที่</u> 10.12 Bear-trap Gates

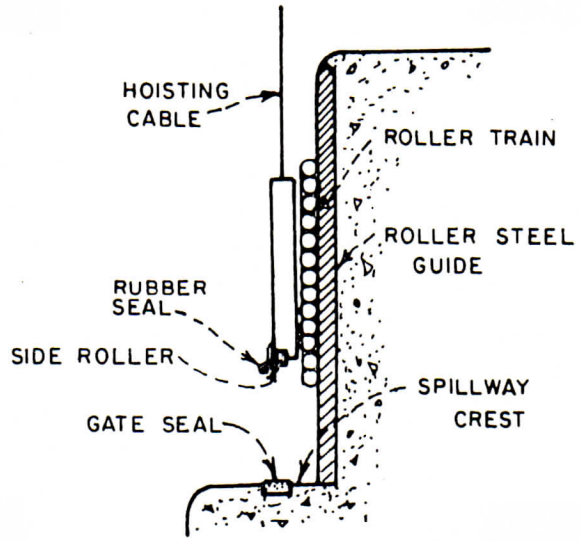
(4) <u>บานสี่เหลี่ยมตรง</u> (Vertical-lift Gates) บานประตูชนิดนี้มีรูปสี่เหลี่ยม มีระยะกว้างอยู่ระหว่างช่องบานที่ตอม่อข้างหนึ่งถึงช่องบานที่ตอม่ออีกข้างหนึ่ง ช่องบานมักจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมและมีเหล็กรูปตัว U ผังติดไว้กับตอม่อคอนกรีต ทั้งนี้เพื่อให้ช่องบานมีความแข็งแรงและบานเลื่อนขึ้น-ลงได้สะดวก การยกบานขึ้น-ลง หรือ เปิด - ปิด กระทำโดยเครื่องกว้าน ที่ติดตั้งอยู่บนสะพานซึ่งตั้งอยู่บนสันตอม่ออีกต่อหนึ่ง

บานประตูมักสร้างด้วยเหล็ก แต่ในที่บางแห่ง อาจทำด้วยไม้หรือคอนกรีต โดยทั่วไปบานนี้จะติดตั้งในแนวตั้งตรง แต่บางครั้งอาจติดตั้งบานเอียงไปทางท้ายน้ำ

เมื่อบานปิดเพื่อเก็บกักน้ำไว้ทางด้านเหนือน้ำนั้น แรงดันน้ำก็จะดันไปที่บานประตู ดังนั้นเมื่อเคลื่อนบานประตู จะเกิดแรงเสียดทานขึ้นระหว่างบานกับช่องบานทางด้านท้ายน้ำ บานชนิดนี้เรียกว่า Sliding Gate หรือ Slide Gate ซึ่งมีแรงเสียดทานในการยกขึ้นสูง จึงต้องใช้เครื่องกว้านที่มีกำลังมาก

แรงเสียดทานระหว่างบานประตูกับช่องบานนี้แก้ไขให้ลดลงได้ โดยติดตั้งลูกล้อรูปทรงกระบอก (Roller Train) ไว้ระหว่างบานประตูกับช่องบาน ล้อเลื่อนนี้จะติดตั้งไว้อิสระจากทั้งบานประตูและช่องบานเพื่อลดแรงเสียดทานเพลา (Axle Friction) ระหว่างที่บานเคลื่อนที่ บานประตูชนิดนี้เรียกว่า Stoney Gate หรือ Free Roller Gate ดังแสดงในรูปที่ 4.13 การก่อสร้างและติดตั้ง Stoney Gate ค่อนข้างยุ่งยาก จึงได้มีการก่อสร้างให้ลูกล้อติดไว้กับตัวบานทางด้านท้ายน้ำ และให้ลูกล้อสัมผัสอยู่กับเหล็กช่องบาน บานชนิดนี้มีชื่อเรียกว่า Fixed Wheel Gate หรือ Fixed Roller Type Gate ยางกันน้ำรั่วจะติดตั้งไว้ปิดช่องว่างระหว่างบานประตูกับช่องบานทางด้านเหนือน้ำ

บานชนิดนี้ ถ้าเป็นขนาดใหญ่ ๆ จะยกด้วยเครื่องกว้าน ชนิดมีถังถ่วง ทำหน้าที่เป็น Counter Weight กล่าวคือให้มีน้ำหนักเท่ากัน หรือใกล้เคียงกับน้ำหนักของบานประตู เพื่อที่กำลังของเครื่องกว้านที่ใช้เพื่อให้สามารถหมุนบานยกขึ้น - ลงได้ มีค่ามากกว่าแรงเสียดทานระหว่างลูกล้อของบานประตูกับช่องบานเท่านั้น



รูปที่ 4.13 Vertical-lift Gate แบบ Stoney Gate

(5) บานโค้ง (Tainter or Radial Gate)

บานโค้งมีลักษณะดังรูปที่ 4.14 ส่วนโค้งของบานชนิดนี้จะเป็นส่วนหนึ่งของวงกลมและทำด้วยเหล็ก ตัวบานจะยึดติดอยู่กับคานเหล็ก ซึ่งต่อออกไปยึดติดอยู่ที่แกนเพลา ซึ่งเรียกว่า Trunnions หรือ Pin Bearings แกนเพลาจะยึดติดอยู่กับตอม่อของเขื่อนอีก

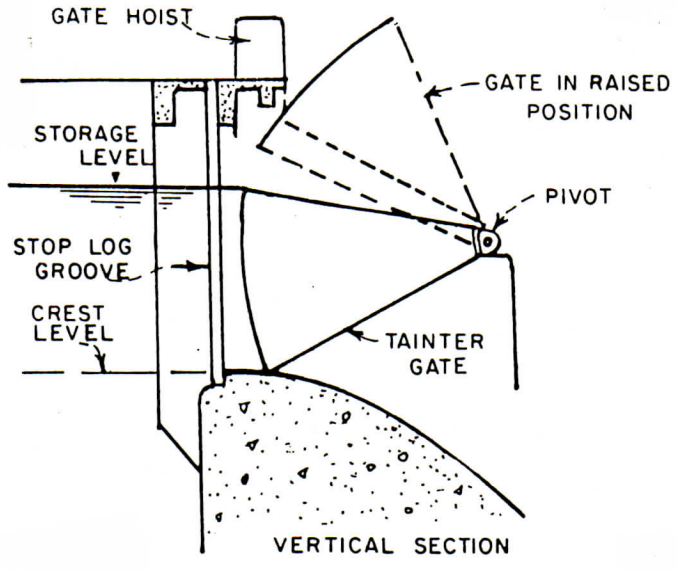
ต่อหนึ่ง มีลอกสลิงผูกติดกับตัวบาน ซึ่งอาจผูกไว้ที่สันบานหรือท้องบานก็ได้ แล้วโยงไปผูกติดกับเครื่องกว้าน

บานโค้งมีข้อดีหลายประการดังต่อไปนี้

1. แรงดันน้ำที่กระทำกับบานโค้งจะถูกถ่ายไปยังเพลาโดยตรง แรงที่ใช้ในการยกบานจึงมีเพียงน้ำหนักบาน แรงเสียดทานระหว่างยางกันน้ำรั่วที่บานกับตอม่อ และแรงเสียดทานที่เพลาเท่านั้น ซึ่งนับว่าน้อยกว่าแรงเสียดทานของบานตรงมาก

2. แรงที่ใช้ในการยกบาน (Hoisting Load) มีค่าเกือบคงที่ตลอดไม่ว่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำจะสูงกว่าท้องบานเท่าไร

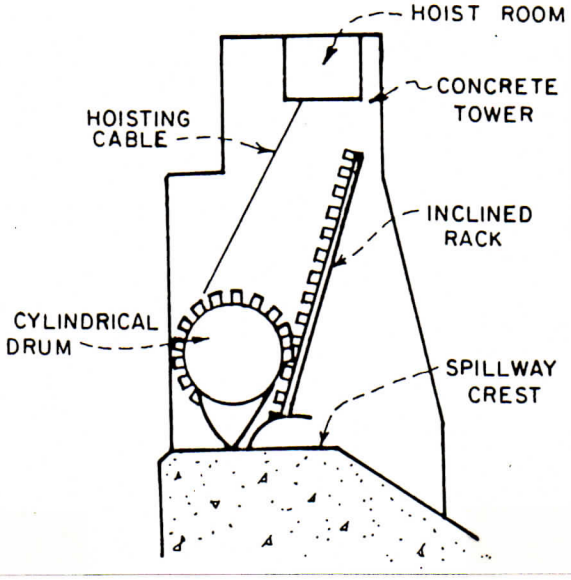
3. สำหรับบานที่มีขนาดเท่ากัน แรงที่ใช้ในการยกบานโค้งจะน้อยกว่าแรงที่ใช้ในการยกบานตรงมาก เนื่องจากแรงเสียดทานน้อยกว่า และแขนโมเมนต์ของสลิงที่ Trunnions มากกว่า แขนโมเมนต์ของจุดศูนย์ถ่วงบาน



รูปที่ 4.14 บานโค้ง (Tainter Gate)

(6) บานรูปทรงกระบอก (Rolling Gate หรือ Roller Gate)

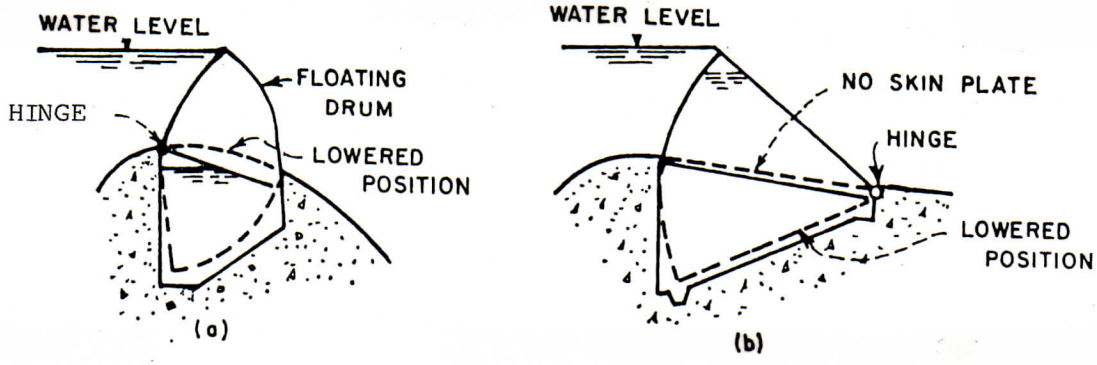
ตัวบานทำด้วยเหล็กรูปทรงกระบอก เมื่อต้องการปิดบานรูปทรงกระบอกจะถูกหย่อนลงไปทาบสนิทกับสันฝายดังแสดงในรูปที่ 4.15 บานชนิดนี้ใช้สำหรับเฮดน้อย ๆ และต้องการช่องเปิดระหว่างช่วงตอม่อมาก ๆ เพื่อให้ท่อนซุง เศษสวะ หรือสิ่งที่ลอยมากับน้ำไหลผ่านได้ ในการปฏิบัติงานตามปกติจะยกบานพ้นน้ำ บานประเภทนี้เหมาะสำหรับตอม่อที่มีช่วงห่างมากแต่มีความสูงไม่มาก เคยมีการใช้บานขนาดสูง 21 ฟุต และยาวถึง 147 ฟุตมาแล้ว



รูปที่ 4.15 บานรูปทรงกระบอก (Rolling Gate)

(7) บานรูปกลอง (Drum Gate)

บานประเภทนี้มีลักษณะดังรูปที่ 4.16 ตัวบานจะยึดติดกับสันฝายที่จุด Hinge ทำให้สามารถยกบานพ้นสันฝายเมื่อต้องการเก็บกักน้ำเพิ่ม หรือลดระดับลงเท่าสันฝายเมื่อต้องการระบายน้ำ โดยลดบานลงมาเก็บไว้ในช่องว่าง (Compartment) ที่จัดทำไว้ที่สันฝาย การยกหรือลดระดับบานจะทำโดยอัตโนมัติตามระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำ ในสหรัฐอเมริกา เคยมีการใช้บานรูปกลองขนาดสูง 28 ฟุต ยาว 135 ฟุต และยุโรปเคยใช้บานขนาดสูง 16 ฟุต ยาว 165 ฟุต มาแล้ว บานรูปกลองสามารถออกแบบได้ 2 ลักษณะ ดังแสดงในรูปที่ 4.16 (a) และ (b)



รูปที่ 4.16 บานรูปกลอง (Drum Gate)

4.5.2 สิ่งที่ควรพิจารณาในการเลือกชนิดและขนาดของบานประตู

(Considerations in Selecting the Type and Size of Gates)

บานประตูแต่ละชนิดมีข้อดีและข้อเสียต่าง ๆ กัน ดังนั้นในการเลือกชนิดและขนาดของบานจึงจำเป็นต้องพิจารณาถึงสิ่งต่าง ๆ ดังนี้

(1) ชนิดของวัสดุฐานราก ว่าเป็นแบบมั่นคงต่อการกัดเซาะ หรือง่ายต่อการกัดเซาะ (Erodible)

(2) ขุง เศษสวะ และสิ่งที่ลอยมากับน้ำ

(3) ลักษณะของคลื่นน้ำท่วม ว่าเป็นแบบฉับพลันหรือค่อย ๆ ท่วม

(4) ความถี่ของน้ำท่วม เช่น เกิดตลอดปี หรือเพียงไม่กี่ครั้งตลอดอายุใช้งาน

(5) สภาพภูมิอากาศ เช่น อุณหภูมิที่จุดเยือกแข็ง

(6) ราคาค่าน้ำ

(7) ลักษณะการควบคุมระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำ เช่น ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำค่อนข้างคงที่ หรือเปลี่ยนแปลงบ่อย

(8) มีพลังงานไฟฟ้าหรือไม่ และพลังงานไฟฟ้ามีความเชื่อถือได้มากน้อยเท่าใด

(9) ลักษณะของการปฏิบัติงานและบำรุงรักษาบานประตู

(10) การเงินของโครงการ

4.5.3 การออกแบบบานประตู

(Gate Design)

(1) ไม้เหลี่ยมอัดน้ำ (Stoplogs)

ในการออกแบบให้พิจารณาว่าไม้เหลี่ยมอัดน้ำเป็นคานซึ่งมีแรงดันน้ำกระทำอย่างสม่ำเสมอตลอดคาน และต้องระวังว่าช่องบาน (Guide Groove) ต้องมีช่องว่างพอเพื่อว่าการโก่งตัวของไม้จะไม่ทำให้ไม้เหลี่ยมอัดน้ำขัดติดช่องบาน

ค่า Flexural Stress ของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหาได้จากสมการ

$$f = \frac{6\,M}{bd^2} \qquad \text{.....(4.5)}$$

เมื่อ f = allowable flexural stress ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของไม้

M = bending moment

b = ความกว้างของไม้เหลี่ยมอัดน้ำ

d = ความหนาของไม้เหลี่ยมอัดน้ำ

ค่า Shear Stress ของรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$v = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{bd} \qquad \text{.....(4.6)}$$

เมื่อ v = allowable shearing unit stress

V = maximum shear in stoplog

b และ d มีความหมายเหมือนสมการที่ 4.5

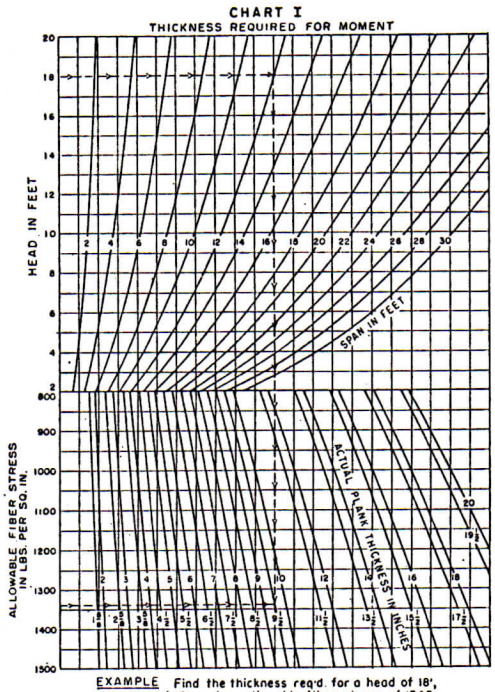
เพื่อหลีกเลี่ยงการที่ไม้โก่งตัวมากเกินไป จะต้องออกแบบให้ f และ v มีค่าต่ำกว่าค่าที่ยอมให้ตามปกติในการออกแบบอื่น ๆ

รูปที่ 4.17 แสดง Design Chart ซึ่งมีประโยชน์ในการหาขนาดของไม้เหลี่ยมอัดน้ำ และรายละเอียดการออกแบบช่องบานแสดงอยู่ในรูปที่ 4.18

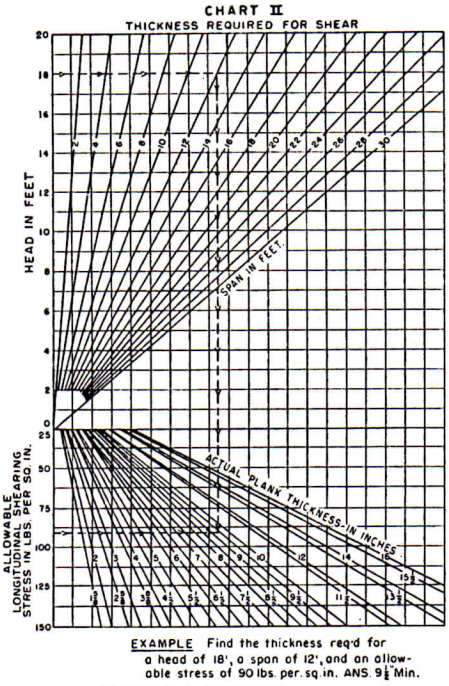
(2) บานสี่เหลี่ยมตรงแบบลูกล้อติดกับบาน (Fixed Wheel Type)

สำหรับบานไม้ความหนาของบานจะเพิ่มจากสันบานสู่ท้องบาน การหาความหนาของบานจะหาได้ในทำนองเดียวกับไม้เหลี่ยมอัดน้ำ ในการออกแบบลูกล้อติดกับบานต้องระมัดระวังในการกำหนดช่วงห่างของลูกล้อเพื่อให้แรงปฏิกริยาที่ล้อทุกล้อเท่ากัน

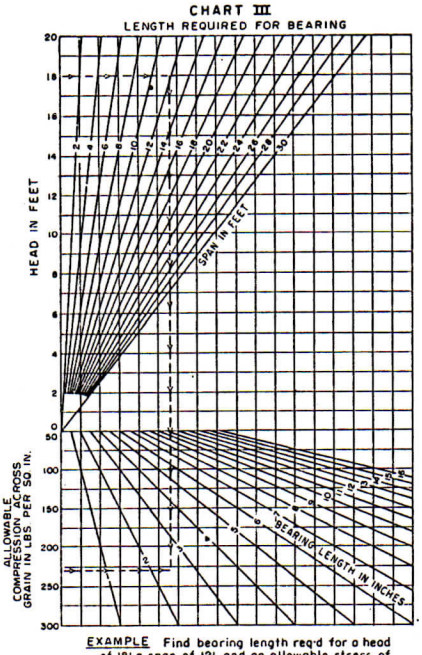
STOP PLANKS (WOOD)--DESIGN CHARTS



EXAMPLE Find the thickness req'd. for a head of 18', a span of 12', and an allowable fiber stress of 1340 lbs. per sq. inch. ANS. 9½" Min.



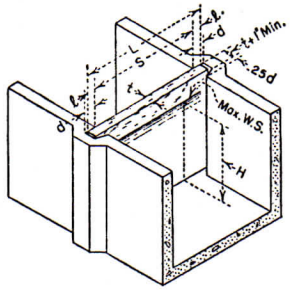
EXAMPLE Find the thickness req'd for a head of 18', a span of 12', and an allowable stress of 90 lbs. per. sq. in. ANS. 9½" Min.



EXAMPLE Find bearing length req'd for a head of 18', a span of 12', and an allowable stress of 230 lbs. per sq. inch. ANS. 2½" Min.

ALLOWABLE STRESSES

Species	Extreme Fiber	Longitudinal Shear	Compression across grain
Douglas fir, coast region.	1340	90	230
Douglas fir, coast region, close-grained.	1420	90	240
Douglas fir, inland region.	1200	90	220
Douglas fir, inland region, close-grained.	1280	90	235
Douglas fir, Rocky Mountain region.	980	85	190
Douglas fir, dense, all regions.	1550	105	265
Pine, Idaho white, No. white, Sugar, Ponderosa	800	85	175
Pine, Norway	980	85	210
Pine, longleaf and shortleaf, southern.	1330	110	230
Pine, longleaf and shortleaf, southern, dense	1550	130	265
Redwood	1065	70	175
Redwood, close-grained	1140	70	185
Spruce, red, white and Sitka	980	85	175



EXPLANATION

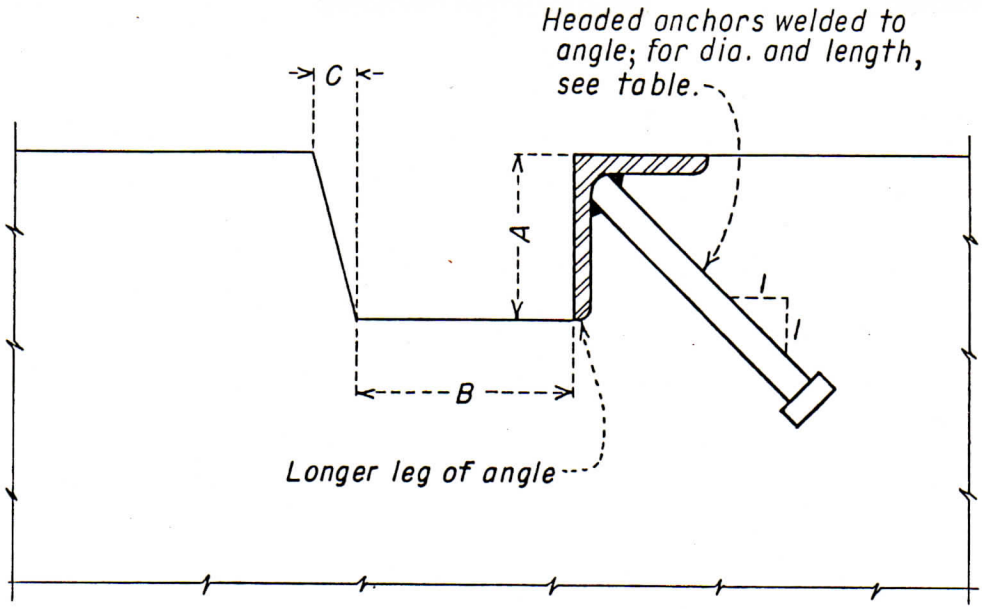
H = Head in feet.
L = Length of stop plank S + ½ (d + ℓ) feet min.
S = Span in feet.
d = Depth of stop plank groove in inches.
ℓ = Length, in inches, req'd for bearing. See Chart III
t = Thickness, in inches, req'd for moment or shear. See Chart I for thickness req'd for moment. See Chart II for thickness req'd for shear.

EXAMPLE

Find the dimensions required for wooden stop planks for a head of 18 feet and a clear span of 12 feet using Douglas Fir, coast region, lumber.
From Table of Allowable Working Stresses.
Moment - Extreme fiber in bending.....1340 p.s.i.
Shear - Longitudinal shear.....90 p.s.i.
Bearing - Compression across grain.....230 p.s.i.
ANS.
From Chart I Thickness req'd. for moment = 9 1/2" Min.
From Chart II Thickness req'd. for shear = 9 1/2" Min.
From Chart III Length req'd. for bearing = 2 1/2" Min.

Source: USBR, Design Standards No.3.

รูปที่ 4.17 Design Charts สำหรับไม้เหลี่ยมอัดน้ำ



STOP PLANK THICKNESS	DIMENSIONS			ANGLE FOR GROOVE	WEIGHT PER FT.	ANCHOR
	A	B	C			
2"	2 1/2"	3"	1/2"	2 1/2 x 2 x 1/4	3.62	3/8" Dia. x 4"
3"	3"	4"	3/4"	3 x 2 1/2 x 5/16	5.60	1/2" Dia. x 5"
4"	3"	5"	3/4"	3 x 2 1/2 x 5/16	5.60	1/2" Dia. x 5"
6"	4"	7"	1"	4 x 3 x 3/8	8.50	1/2" Dia. x 5"
8"	5"	9"	1 1/4"	5 x 3 1/2 x 3/8	10.40	5/8" Dia. x 6 1/2"

STOP PLANK GROOVES--STANDARD DESIGNS

รูปที่ 4.18 Standard Designs สำหรับช่องบาน

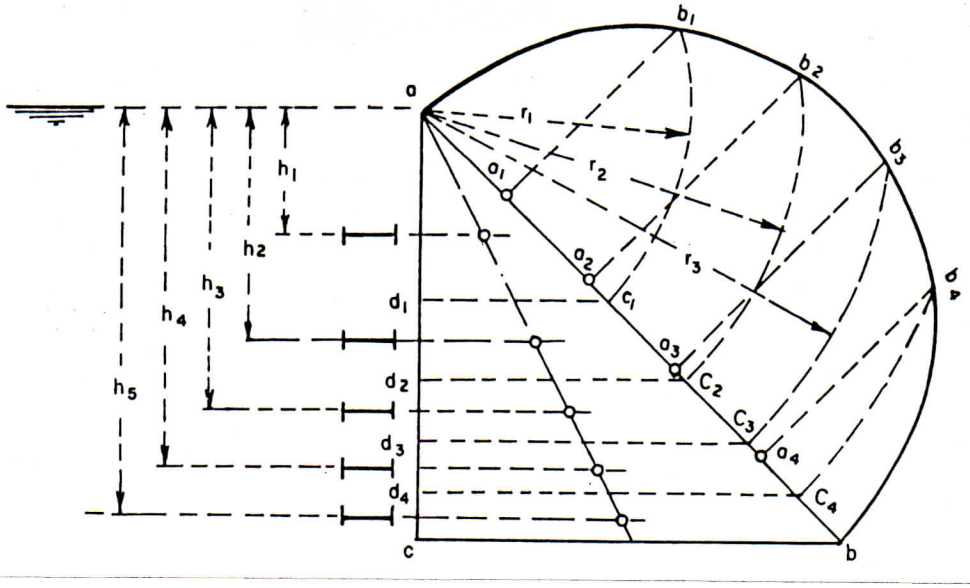
สำหรับบานเหล็กซึ่งปกติจะทำด้วยแผ่นเหล็กและคานขวางหรือ Trusses โดยจะต้องวางคานขวางหรือ Trusses ในลักษณะที่คานแต่ละอันจะรับแรงจากความดันน้ำเท่า ๆ กัน และการกำหนดช่วงห่างของลูกล้อจะทำในทำนองเดียวกับบานไม้คือให้ลูกล้อแต่ละอันรับแรงปฏิกริยาเท่า ๆ กัน

คานขวางหรือ Trusses จะออกแบบเหมือนคานตามปกติซึ่งแรงที่กระทำคือความดันน้ำ ในการออกแบบบานสูง (Tall Gate) อาจใช้คานซึ่งมีขนาดต่าง ๆ กันเพื่อหลีกเลี่ยงการวางคานถี่ใกล้ ๆ ท้องบาน และวางช่วงคานห่างใกล้ ๆ สันบาน

การหาระยะห่างของคาน (Beam Spacing) ทำได้ 2 วิธีคือ

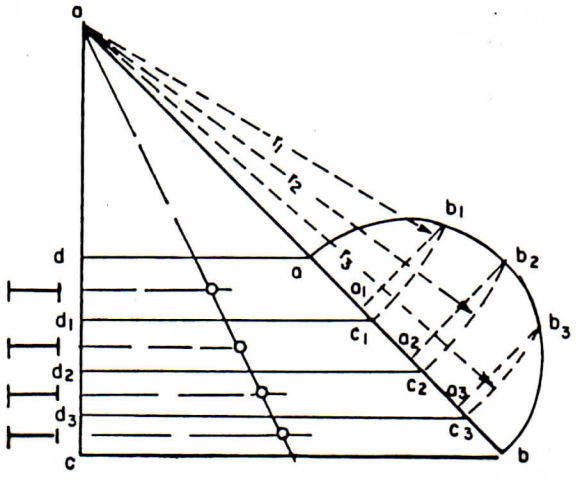
(ก) วิธีกราฟ

กรณีที่ 1 เมื่อระดับน้ำอยู่ที่สันบานพอดี ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ac คือความสูงของบาน และรูปสามเหลี่ยม abc คือความดันน้ำ แบ่งไดอะแกรมความดันน้ำออกเป็น 5 ส่วนเท่า ๆ กัน โดยการสร้างครึ่งวงกลมบนด้าน ab แล้วจึงแบ่งเส้น ab ออกเป็น 5 ส่วนเท่า ๆ กันโดยจุด a_1, a_2, a_3 และ a_4 ลากเส้นตรงจากจุด a_1, a_2, a_3 และ a_4 ให้ตั้งฉากกับด้าน ab ไปตัดเส้นรอบวงที่จุด b_1, b_2, b_3 และ b_4 ตามลำดับ ให้จุด a เป็นจุดศูนย์กลาง ลากส่วนโค้งซึ่งมีรัศมี ab_1, ab_2, ab_3 และ ab_4 ตัดเส้นตรง ab ที่จุด c_1, c_2, c_3 และ c_4 ตามลำดับ สุดท้ายจึงลากเส้นตรง c_1d_1, c_2d_2, c_3d_3 และ c_4d_4 ให้ขนานกับเส้นตรง cb ซึ่งเส้นตรงทั้ง 4 จะแบ่งไดอะแกรมแรงดันน้ำออกเป็น 5 ส่วนเท่า ๆ กัน จุดที่จะใส่คานจะอยู่ที่จุดศูนย์ถ่วงของแต่ละส่วน ดังแสดงในรูปที่ 4.19



รูปที่ 4.19 การหาตำแหน่งคานโดยวิธีกราฟสำหรับกรณีที่ 1

กรณีที่ 2 เมื่อมีแรงดันน้ำกระทำที่สันบานประตู เช่น กรณีของ Sluice Gate ตามรูปที่ 4.20 ถ้าความสูงของบานคือ dc และไดอะแกรมความดันน้ำแสดงด้วยรูปสี่เหลี่ยมคางหมู abcd แบ่งรูปสี่เหลี่ยม abcd ออกเป็น 4 ส่วนเท่า ๆ กันโดยใช้วิธีเดียวกับที่กล่าวถึงในกรณีที่ 1 ตำแหน่งคานจะอยู่ที่จุดศูนย์ถ่วงของแต่ละส่วน



รูปที่ 4.20 กาหาตำแหน่งคานโดยวิธีกราฟสำหรับกรณีที่ 2

(ข) วิธีคำนวณ

ตามรูปที่ 4.21 ac คือความสูงของบาน และ abc คือไดอะแกรมความดันน้ำ

$$h_1 = \sqrt{\frac{1}{N}}\ H \quad \text{.....(4.7)}$$

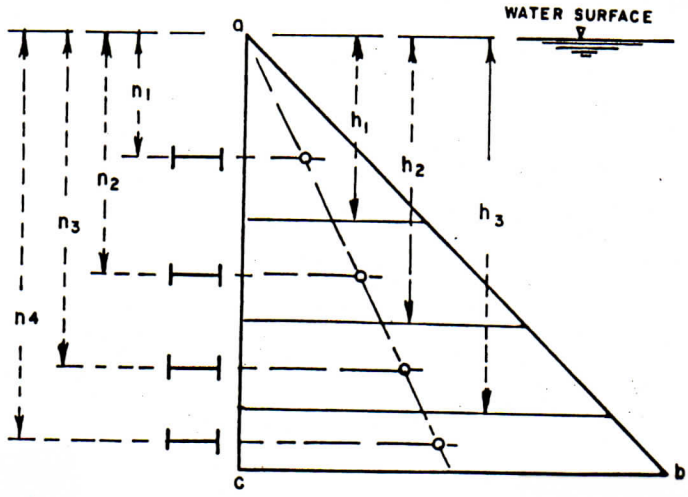
$$h_2 = \sqrt{\frac{2}{N}}\ H \quad \text{.....(4.8)}$$

$$h_3 = \sqrt{\frac{3}{N}}\ H \quad \text{.....(4.9)}$$

เมื่อ H = ความสูงของบานประตู (ระยะ ac)

N = จำนวนพื้นที่ที่ต้องการแบ่ง (จำนวนคานที่ต้องการใส่)

h_1, h_2, h_3 = ระยะจากจุด a (หรือผิวน้ำ) ถึงจุดที่แบ่งไดอะแกรมความดันน้ำออกเป็น N ส่วนเท่า ๆ กัน



รูปที่ 4.21 ค่าต่าง ๆ สำหรับสูตรการหาตำแหน่งคาน

ถ้า $n_1, n_2, \ldots$ คือระยะจากจุด a ถึงคาน จะหาสามารถคำนวณหาได้จากสมการ

$$n_1 = \frac{2}{3} H \frac{1^{3/2} - (1-1)^{3/2}}{\sqrt{N}} = \frac{2}{3} H \frac{1}{\sqrt{N}} \qquad \ldots\ldots\ldots(4.10)$$

$$n_2 = \frac{2}{3} H \frac{2^{3/2} - (2-1)^{3/2}}{\sqrt{N}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4.11)$$

$$n_3 = \frac{2}{3} H \frac{3^{3/2} - (3-1)^{3/2}}{\sqrt{N}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4.12)$$

ระยะจากผิวน้ำถึงคานตัวที่ r จะหาได้จากสมการ

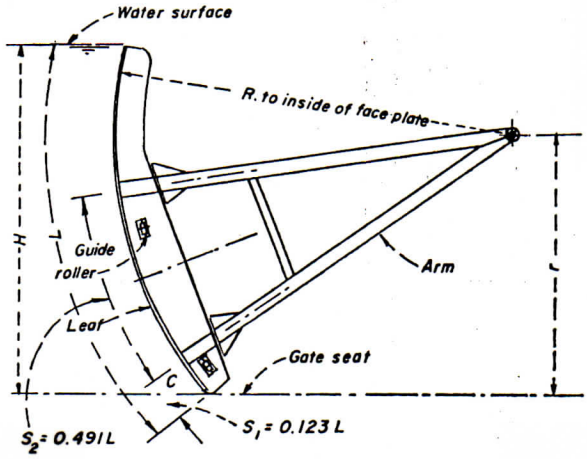
$$n_r = \frac{2}{3} H \frac{r^{3/2} - (r-1)^{3/2}}{\sqrt{N}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4.13)$$

(3) บานโค้ง (จาก USBR. Design Standards No. 7)

ค่าของส่วนต่าง ๆ ของบานโค้งแสดงอยู่ในรูปที่ 4.22

ให้ A = ความกว้างของบาน

H = ความสูงมากที่สุดของบาน



รูปที่ 4.22 การออกแบบบานโค้ง

H-1.0 = ความสูงน้อยที่สุดของบาน

R = รัศมีถึงผิวด้านในของบาน

= 1.25 (H-1.0)

L = ความยาวอาร์คสำหรับรัศมี R

E_{max} = ผลต่างของความยาวอาร์คมากที่สุดและความยาวอาร์คน้อยที่สุด

$\frac{3}{4}$ H = ความสูงของ Pin มากที่สุด

$\frac{1}{2}$(H-1.0) = ความสูงของ Pin น้อยที่สุด

Y = ความสูงของ Pin ที่เลือกสำหรับการติดตั้ง

W = แรงน้ำทั้งหมดที่กระทำต่อแกน

= 34 A H^2

P = แรงที่กระทำต่อ Pin = $\frac{W}{2}$

D = เส้นผ่าศูนย์กลางของ Pin

B = ความกว้างด้านในของ Pin Bearing

S_1 = ระยะตามแนวอาร์คจากท้องบาน (Gate Sill) ถึงจุดศูนย์กลางของแขนล่าง (Lower Arm)

= 0.123 L

S_2 = ระยะตามแนวอาร์คจากจุดศูนย์กลางของแขนล่างถึงจุดศูนย์กลางของแขนบน

$$= 0.491\ L$$

ความหนาของแผ่นโลหะอย่างน้อย $\frac{1}{4}$ นิ้ว ยกเว้นความหนาของ Web ของคานในแนวราบอาจน้อยกว่านี้ได้เพื่อความประหยัด

บานประตูมาตรฐานจะต้องได้รับการออกแบบสำหรับเฮดสูงสุด = H ความกว้างมากที่สุด และความสูงของ Pin มากที่สุดเท่ากับ 0.75 H

(ก) Face Plate

สมมติคานกว้าง 1 นิ้ว และ b = ระยะระหว่าง Flanges ของคานในแนวราบ

$$M = \frac{Wb}{10} \qquad \text{.....(4.14)}$$

เมื่อ W = แรงที่กระทำต่อคานกว้าง 1 นิ้ว

ช่วงห่างระหว่างคานในแนวราบปกติจะมากกว่า 12 นิ้ว และความหนาของบานจะเท่ากับค่าที่คำนวณได้ + 1/16 นิ้ว สำหรับการสึกกร่อน

(ข) คานขวาง (Transverse Beam)

ออกแบบเป็นคานต่อเนื่องมี 2 Supports

$$M = \frac{Wb}{8}(1 - 4K) \qquad \text{.....(4.15)}$$

เมื่อ M = โมเมนต์ที่จุดกึ่งกลางคาน

W = แรงดันน้ำบน Face Plate ที่อยู่บนคานขวาง

b = ความกว้างของบาน

K = ส่วนของค่า b ซึ่งอยู่ระหว่างจุดศูนย์กลางของ Side Beam ถึงขอบบาน (Face Plate ไม่ใช่คาน)

(ค) คานข้าง (Side Beams)

แรงที่กระทำต่อคานข้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของแรงทั้งหมดที่กระทำต่อตัวบานประตู แรงที่กระทำต่อบานจะเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอจากสันบานถึงท้องบาน ตำแหน่งของแขนบานประตู (Gate Arms) จะหาได้จากการวิเคราะห์โมเมนต์ ซึ่งโมเมนต์มากที่สุดบนคาน

ระหว่าง Supports จะมีค่าเท่ากับโมเมนต์รอบ Supports

(ง) แขนบาน (Gate Arms)

ออกแบบเป็นเสา (Column) โดยใช้ $\frac{l}{r} \not> 120$

เมื่อ r = radius of gyration ที่มีค่าน้อยที่สุด

แขนล่างรับแรง = 0.31 W

แขนบนรับแรง = 0.21 W

เมื่อ W = แรงที่กระทำกับบานประตู

(จ) Hub Pin Bearing

ใช้ Bushed with bridge, bearing bronze bushing self-lubricated with graphite inserts หรือ bronze bushing lubricated from pressure grease fitting

แรงที่กระทำต่อ Pin แต่ละอัน = $\frac{W}{2}$

ออกแบบ Pin จากค่า Allowable Bearing Stresses ที่กำหนดให้

(ฉ) Pin Bearing Bracket

Bearing ระหว่าง Pin และ Bracket Lug มีค่าเท่ากับ 10,000 psi ค่า Allowable Bearing สูงสุดสำหรับคอนกรีตเกร๋าท์เท่ากับ 500 psi การกำหนด Pin Bearing เพื่อให้ฐานตั้งฉากกับทิศทางของแรงลัพธ์ W เพื่อไม่ให้มีแรงกระทำต่อ Anchor Bolt เมื่อบานปิด Anchor Bolts จะออกแบบให้รับแรงเฉือนและแรงดึง Bending และ Bearing บนคอนกรีตเมื่อเปิดบาน

ต้องมี Wall Plate เพื่อเป็นตัวรับยางกันซึมและลูกล้อ

(4) Sluice Gates

ปกติใช้กับประตูระบายปากคลองสายใหญ่ ปากคลองซอย อาคารอัดน้ำกลางคลอง และอาคารทางออกของอ่างเก็บน้ำ สามารถออกแบบให้รับเฮดถึง 100 ฟุต และ back pressure ถึง 15 ฟุต ปกติจะปิด-เปิดด้วยคน

เครื่องยกปกติจะเป็นแบบ Pedestal Type ซึ่งอัตราทด (Gear Ratio) จะขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่ต้องการยก กำลังของเครื่องยก H จะหาได้จากสมการ

$$H = 0.30\,AP + W \qquad \text{.....(4.16)}$$

เมื่อ A = พื้นที่ของช่องเปิดของบาน

P = แรงดันน้ำที่จุดศูนย์กลางบาน

W = น้ำหนักบานและเพลา

4.5.4 เครื่องกว้าน (Lifting Devices or Hoists)

(1) ชนิดของเครื่องกว้าน

แบ่งออกได้เป็น 2 แบบ คือ

(ก) ยกโดยแรงคน (Manually Operated)

เครื่องกว้านประเภทนี้เหมาะสำหรับบานขนาดเล็ก ซึ่งมีน้ำหนักเบาถึงปานกลาง สามารถยกได้ถึง 10,000 ปอนด์ ความเร็วในการยกช้า

(ข) ยกโดยกำลังไฟฟ้า (Power-Driven)

เครื่องกว้านประเภทนี้ใช้มอเตอร์ ซึ่งเหมาะสำหรับบานขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมาก การยกโดยกำลังคนอาจต้องใช้เวลานาน ปกติจะใช้สำหรับบานซึ่งหนักตั้งแต่ 5,000 ปอนด์เป็นต้นไป การใช้เครื่องกว้านประเภทนี้จะต้องมีแหล่งกำลังไฟฟ้าที่เชื่อถือได้ และควรได้ออกแบบให้สามารถหมุนเครื่องกว้านได้ด้วยกำลังคนด้วย กรณีที่มอเตอร์ไฟฟ้าเสีย หรือไฟฟ้าดับ

(2) การจัดชุดเครื่องกว้าน (Arrangement of Lifting Units)

โดยทั่ว ๆ ไปเครื่องกว้านจะติดตั้งถาวรอยู่บนโครงยก (Superstructure) สำหรับแต่ละบานประตูโดยเฉพาะ ส่วนมอเตอร์ไฟฟ้าอาจใช้แบบติดตั้งอยู่กับที่ สำหรับหมุนบานไหนบานนั้น หรืออาจใช้แบบเคลื่อนที่ได้ โดยการติดตั้งมอเตอร์ไฟฟ้าบน Travelling Crane ซึ่งสามารถเคลื่อนจากเครื่องกว้านตัวหนึ่งไปยังอีกตัวหนึ่งได้

อีกแบบหนึ่งคือการจัดเครื่องกว้านและมอเตอร์ไฟฟ้าเป็นชุด ติดตั้งอยู่บน Gantry Crane ซึ่งสามารถเคลื่อนที่ไปปิด-เปิดบานประตูแต่ละบานได้

(3) ความเร็วของเครื่องกว้าน (Hoist Speed)

ความเร็วของเครื่องกว้านสำหรับบานประตูทุกประเภทจะมีความเร็วไม่เกิน 3 ฟุต/นาที เพื่อว่าหากเครื่องจักรขัดข้องผู้รักษาอาคารจะได้หยุดเครื่องกว้านได้ทันการ สำหรับบานขนาดใหญ่ความเร็วของเครื่องกว้านจะอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 1.5 ฟุต/นาที

(4) เคเบิ้ลและโซ่

อาจใช้เคเบิ้ลหรือโซ่ในการยกบาน และเนื่องจากเคเบิ้ลและโซ่ดังกล่าวต้องกระทบกับภาวะเปียก-แห้งของอากาศและน้ำตลอดเวลา จึงควรได้ Stress เคเบิ้ลและโซ่ในระดับปานกลางภายใต้สภาพแรงกระทำที่มากที่สุด

(5) การประเมินน้ำหนักบาน

$$W = K L^m H^n \qquad \text{.....(4.17)}$$

เมื่อ W = น้ำหนักบานเป็นปอนด์

K = ส.ป.ส. น้ำหนัก (ตารางที่ 4.1)

L = ความกว้างของช่องเปิด เป็นฟุต

H = ความสูงของบานประตู (Nominal Height) จากระดับสันฝายถึงระดับน้ำปกติที่บานประตู เป็น ฟุต

m, n = ค่าคงที่สำหรับบานประตูแต่ละประเภท (ตารางที่ 4.1)

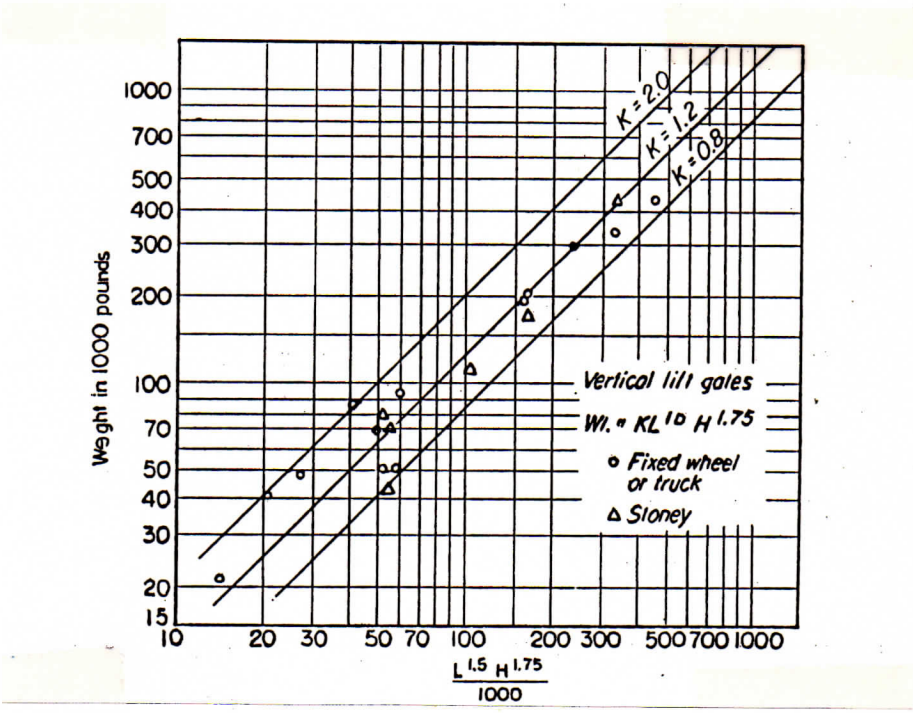
ตารางที่ 4.1 ค่า K, m, n สำหรับบานประตูแบบต่าง ๆ

ประเภทบานประตู	K	Kave	m	n	หมายเหตุ
บานสี่เหลี่ยมตรง	0.8-2.0	1.2	1.5	1.75	ดูรูปที่ 4.23
บานโค้ง	0.85-1.44	1.16	1.9	1.35	ดูรูปที่ 4.24
บานรูปทรงกระบอก	2.4-3.40	2.85	1.5	1.67	ดูรูปที่ 4.25
บานรูปกลอง	26-35	31	1.33	1.33	ดูรูปที่ 4.26

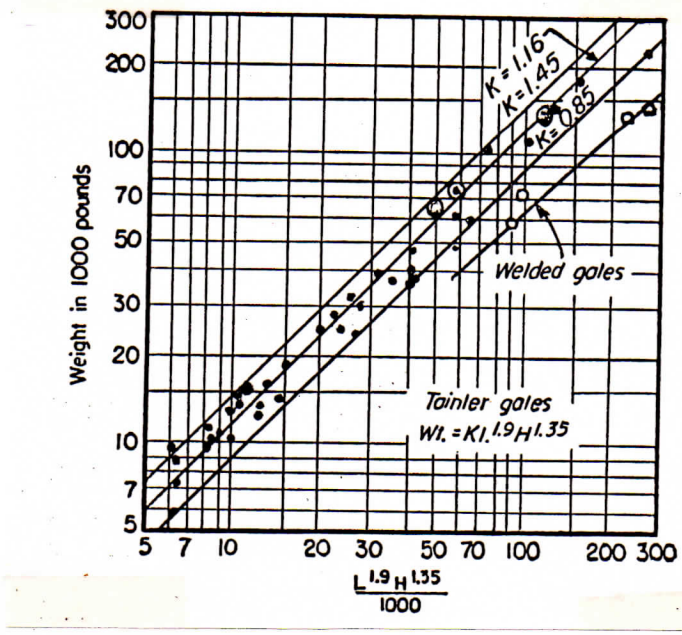
(6) ขนาดเครื่องกว้าน (Hoist Capacity)

ขนาดของเครื่องกว้านหาได้จากผลรวมของแรงต่าง ๆ ดังต่อไปนี้.

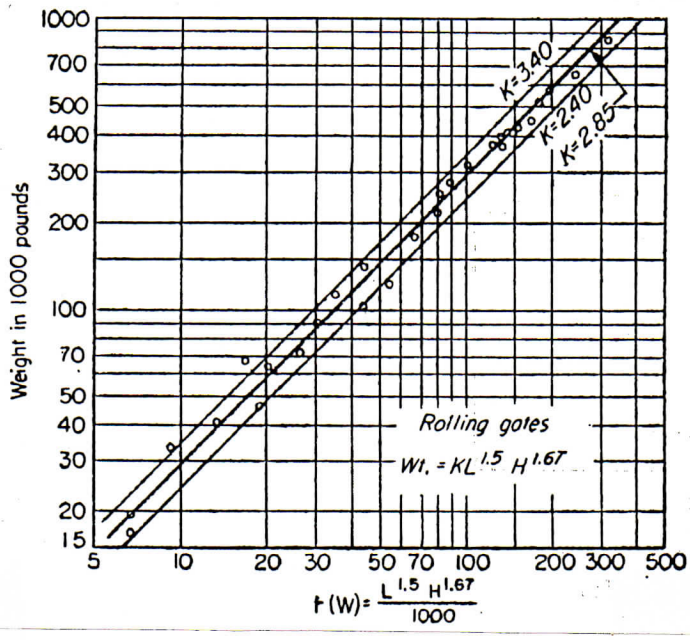
- น้ำหนักของบานประตู



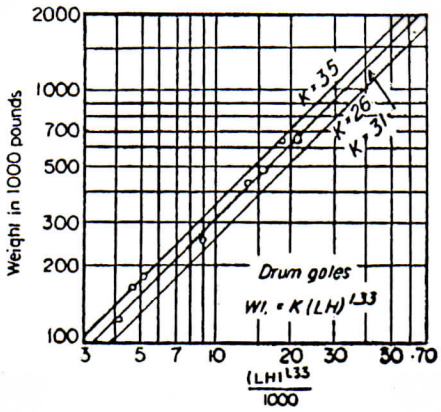
รูปที่ 4.23 น้ำหนักของบานสี่เหลี่ยมตรง (Source : Davis, C.V., Handbook of Applied Hydraulics)



รูปที่ 4.24 น้ำหนักของบานโค้ง (Source : Davis, C.V., Handbook of Applied Hydraulics)



รูปที่ 4.25 น้ำหนักของบานรูปทรงกระบอก (Source : Davis, C.V., Handbook of Applied Hydraulics)



รูปที่ 4.26 น้ำหนักของบานรูปกลอง (Source : Davis, C.V., Handbook of Applied Hydraulics)

- น้ำหนักของส่วนประกอบต่าง ๆ ของบาน และเครื่องหิ้ว
- แรงเสียดทานต่าง ๆ
- แรงดันน้ำที่ต้านทานการยกบาน

สำหรับผลรวมของแรงเสียดทานระหว่างยางกันน้ำรั่ว ลูกล้อ และผิวสัมผัสต่าง ๆ ประมาณได้จากเปอร์เซนต์ของแรงดันของน้ำที่กระทำที่บานประตูดังนี้

Fixed Wheel Gates (Wheels)	3 - 5	เปอร์เซนต์
Stoney Gates (Rollers)	10	เปอร์เซนต์
Sliding Gates	35	เปอร์เซนต์

ส.ป.ส. ของแรงเสียดทานมีดังนี้

บานไม้กับหิน	0.4
บานเหล็กกับหิน	0.7 ถึง 0.3
บานไม้กับไม้	0.5 ถึง 0.2
บานเหล็กกับเหล็ก	0.25 ถึง 0.15
บานไม้กับเหล็ก	0.60 ถึง 0.2

เครื่องกว้านสำหรับบานประตูขนาดใหญ่ของกรมชลประทานที่ใช้กันอยู่ทั่วไปมี 4 ขนาด คือ ขนาด 4 ตัน, 6 ตัน, 12 ตัน และ 25 ตัน

(7) น้ำหนักของเครื่องกว้าน (Weight of Hoist)

(ก) เครื่องกว้านสำหรับบานสี่เหลี่ยมตรงแบบติดตั้งอยู่กับที่

Weight (in pounds) = K x Capacity (in tons)....

.....(4.18)

เมื่อ K มีค่าดังนี้

สำหรับ Two-drum Hoist, K = 500

Single-drum Hoist, K = 150

(ข) เครื่องกว้านสำหรับบานโค้งแบบติดตั้งกับที่

Weight (in pounds) = K x Capacity (in tons).....

.....(4.19)

เมื่อ K มีค่าต่าง ๆ ดังนี้

สำหรับ Two-drum Hoist, K = 400-800

ค่า K เฉลี่ย = 650

สำหรับ Single-drum Hoist ค่า K จะเท่ากับครึ่งหนึ่งของค่า K สำหรับ Two-drum Hoist

(8) ข้อพิจารณาในการเลือกชนิดของเครื่องกว้าน

องค์ประกอบที่จะต้องพิจารณาในการเลือกเครื่องกว้านคือ

1. สำหรับเครื่องกว้านแบบใช้คน ๆ เดียวหมุน มาตรฐานของประเทศทางตะวันตกกำหนดให้ออกแบบโดยใช้แรงหมุน 40 ปอนด์ และอัตราความเร็วในการหมุนเท่ากับ 150 ฟุต/นาที ส่วนประเทศในเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ กำหนดให้ใช้แรงหมุนเพียง 20 ปอนด์ ส่วนความเร็วในการหมุนเท่ากับ 150 ฟุต/นาที สำหรับบานประตูขนาดใหญ่ซึ่งไม่สามารถยกได้โดยใช้คน ๆ เดียวหมุน อาจต้องออกแบบเครื่องกว้านให้เป็นแบบใช้เกียร์ทดหลายอัน (Multiple-geared Hoist) ซึ่งจะทำให้ความเร็วในการยกช้ามาก

2. ถ้าต้องการให้เครื่องกว้านมีความเร็วในการยกสูง จะต้องใช้เครื่องกว้านประเภทที่ยกโดยมอเตอร์

3. สำหรับบานประตูที่ไม่ได้มีการปิด-เปิดบ่อยครั้ง อาจเหมาะสมที่จะใช้เครื่องกว้านที่ยกโดยกำลังคน

4. ราคาเครื่องกว้าน

5. สำหรับบานขนาดใหญ่ ซึ่งต้องการกำลังในการยกสูงจะเป็นตัวกำหนดว่าควรใช้เครื่องกว้านประเภทยกโดยแรงคน หรือ ประเภทยกโดยกำลังไฟฟ้า

6. อาจพิจารณาออกแบบบานประตูแบบบานเล็กหลาย ๆ บานแทนบานขนาดใหญ่

4.6 ตัวอย่างการออกแบบเขื่อนทดน้ำ

(1) ลำน้ำแห่งหนึ่งมีลาดผิวน้ำ 1:6,400 รูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู มีท้องน้ำกว้าง 10.00 เมตร ลาดด้านข้าง 1:2 (ตั้ง : ราบ) น้ำลึก 3.60 เมตร n = 0.025 จงคำนวณหาปริมาณน้ำ

วิธีทำ $A = (10 + 2 \times 3.6) \times 3.6$

$= 61.92 \text{ ม.}^2$

$$P = 10 + 2\sqrt{1+4} \times 3.6$$

$$= 26.10 \text{ ม.}$$

$$R = \frac{61.92}{26.10} = 2.37 \text{ ม.}$$

$$Q = \frac{1}{0.025}(61.92)(2.37)^{2/3}(1/6{,}400)^{1/2}$$

$$= 55.03 \quad \text{ม.}^3/\text{วินาที}$$

(2) ถ้าต้องการสร้างเขื่อนทดน้ำขนาดกว้าง 6.00 เมตร จำนวน 1 ช่อง ให้สามารถระบายน้ำที่คำนวณได้ในข้อ (1) จะเกิดการทดน้ำ (Afflux) ขึ้นมาเท่าใด กำหนดให้ C = 2.2

<u>วิธีทำ</u> เมื่อเปิดบานประตูพ้นน้ำ

$$Q = C\ Le\ He^{1.5}$$

สมมติให้ Afflux = 0.40 เมตร, He = 3.6 + 0.4 = 4.0 เมตร

$$\frac{hd}{He} = \frac{0.4}{4.0} = 0.10$$

จากรูปที่ 3.14 ในบทที่ 3

Correction Factor = 0.66

$$C = 0.66 \times 2.2 = 1.452$$

$$Q = 1.452 \times 6 \times 4.0^{1.5}$$

$$= 69.7 \text{ ม.}^3/\text{วินาที} >> 55.03$$

สมมติ Afflux ใหม่ = 0.2 เมตร, He = 3.6 + 0.2 = 3.8 เมตร

$$\frac{hd}{He} = \frac{0.2}{3.8} = 0.053$$

จากรูปที่ 3.14

$$C = 0.48 \times 2.2 = 1.056$$

$$Q = 1.056 \times 6 \times 3.8^{1.5}$$

$$= 46.9 \text{ ม.}^3/\text{วินาที} < 55.03$$

สมมติ Afflux ใหม่ = 0.28 เมตร, He = 3.6 + 0.28 = 3.88 เมตร

$$\frac{hd}{He} = \frac{0.28}{3.88} = 0.072$$

จากรูปที่ 3.14

$C = 0.55 \times 2.2 = 1.21$

$Q = 1.21 \times 6 \times 3.88^{1.5}$

$= 55.5 \ ม^3/วินาที \approx 55.03$ ..... OK

$\therefore$ Afflux = 0.28 เมตร

(3) จงกำหนดระดับสันบาน สันตอม่อ ระดับโครงยก เมื่อบานเป็นแบบบานสี่เหลี่ยมตรง และระดับธรณีเขื่อนอยู่ที่ + 10.00 เมตร รทก.

วิธีทำ 1. ระดับสันบาน

$fg_{min} = 0.10 + 0.05 D$

เมื่อ D คือความลึกทางด้านเหนือน้ำ

$D = 3.6 + 0.28 = 3.88$ เมตร

$fg_{min} = 0.10 + 0.05 \times 3.88 = 0.294$ เมตร

ใช้ $fg = 0.30$ เมตร

$\therefore$ ระดับสันบาน = 10 + 3.88 + 0.30 = +14.18 เมตร รทก.

2. ระดับสันตอม่อ

$fs_{min} = 0.20 + 0.15 D$

$= 0.20 + 0.15 \times 3.88$

$= 0.782$ เมตร

ใช้ $fs = 0.8$ เมตร

$\therefore$ ระดับสันตอม่อ = 10 + 3.88 + 0.8 เมตร

= + 14.68 เมตร รทก.

3. ระดับพื้นโครงยก

ระดับธรณี	=	+10.00	เมตร รทก.
บานสูง	=	4.18	เมตร
ยกพ้นน้ำลึก	=	3.88	เมตร
เผื่อพ้นน้ำ	=	0.50	เมตร
ความหนาของโครงยก	=	0.30	เมตร

ระดับพื้นโครงยก = 18.86 เมตร, รทก.

หมายเหตุ

ถ้าหากใช้บานโค้ง ระดับพื้นโครงยกจะเตี้ยกว่านี้ เพราะเมื่อยกบานโค้งขึ้นพ้นผิวน้ำ บานประตูจะไม่กีดขวางพื้นโครงยกแต่อย่างใด

ระดับพื้นโครงยก +18.86 ม. รทก. นี้เป็นระดับเมื่อใช้เครื่องกว้านตามมาตรฐานของกรมชลประทาน ถ้าหากใช้ยกด้วยรอกแม่แรง จะต้องเผื่อระยะสำหรับขนาดสูงของรอกแม่แรงด้วย

(4) เมื่อต้องการเก็บกักน้ำทางด้านเหนือน้ำไว้ที่ความลึก 3.60 เมตร โดยให้ท้ายน้ำแห้ง จงหาความยาวของพื้นเขื่อน และกำแพงปีก โดยใช้ทฤษฎีของ Lane ถ้ากำหนดให้ C = 6.0

วิธีทำ 1. การคำนวณความยาวของพื้น

เมื่อพื้นของเขื่อนนี้ยังไม่มีเข็มพืด

กำหนด C = 6.0

ให้มี Cutoff Wall ที่ด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำลึกข้างละ 1.25 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.27 โดยวิธีของ Lane

ความยาวของพื้น $= (1.25 \times 4) + \frac{(9.36 + 8.00 + 9.36)}{3}$

$= 5 + 8.91$

$= 13.91$ เมตร

Weighted Creep Length

$= 13.91$ เมตร

เมื่อน้ำลึก $= 3.60$ เมตร

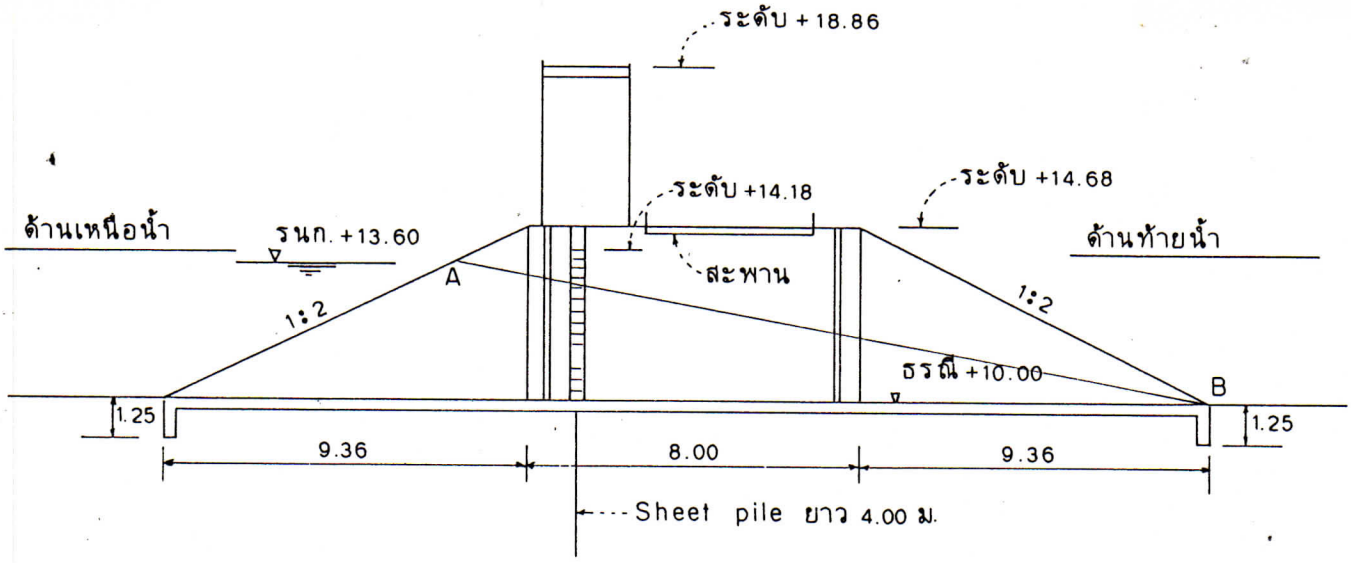
Weighted Creep ratio

$= \frac{13.91}{3.60}$ เมตร

$= 3.86 < 6.0$

แสดงว่าความยาวของพื้นไม่เพียงพอ

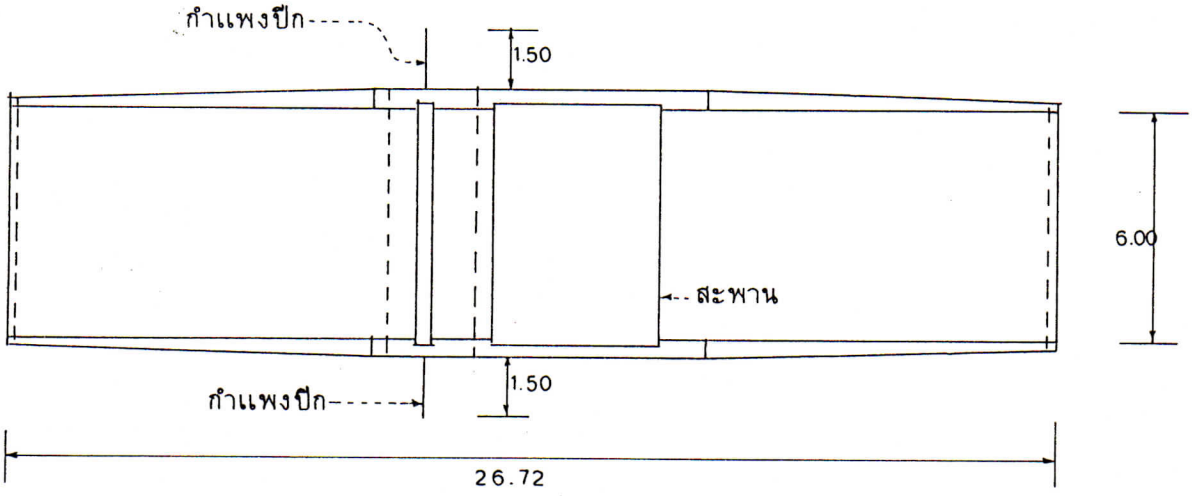
สมมติว่ายืดความยาวพื้นโดยวิธีตอกเข็มพืดยาว 4.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.27



รูปตัดเขื่อนทดน้ำ

ขนาดช่องกว้าง 6.00 ม.

จำนวน 1 ช่อง



รูปแปลน

รูปที่ 4.27 รูปแปลน และรูปตัดเขื่อนทดน้ำในตัวอย่าง

ความยาวของพื้น = 13.91 + 8 เมตร

= 21.91

Weighted Creep Ratio

$$= \frac{21.91}{3.6}$$

= 6.09 > 6.0 ..... OK

2. การคำนวณความยาวของกำแพงปีก

ความยาวของกำแพงข้างที่พื้น = 26.72 เมตร

ความยาวจากจุด A ถึง B ตามแนวเส้นทะแยงมุม (ดูรูปที่ 4.27)

$$= \sqrt{3.6^2 + 19.52^2}$$

= 19.85 เมตร

Weighted Creep Ratio

$$= \frac{19.85}{3.6} = 5.51 < 6$$

ให้เพิ่มกำแพงปีกยาวจากกำแพงข้าง 1.50 เมตร

ความยาว = 19.85 + 1.5 × 2

= 22.85

Weighted Creep Ratio $= \frac{22.85}{3.6}$

= 6.34 > 6.00 ..... OK

4.7 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2523). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 321 (การไหลในทางน้ำเปิด). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม. เกษตรศาสตร์.

2. สนั่น ศิริอ่อน (2530). การออกแบบอาคารหัวงานชลประทาน. เอกสารประกอบการสอน วิชา วศ.ทน. 523 (การออกแบบอาคารทรัพยากรน้ำ). ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ บัณฑิตวิทยาลัย ม. เกษตรศาสตร์.

3. Davis, C.V. (1963), Handbook of Applied Hydraulics, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.

4. US. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, Water Resources Publication,

5. US. Bureau of Reclamation (1977), Design Standards No. 7, Valves, Gates and Steel Conduits.

6. United Nations (1973), Design of Low Head Hydraulic Structures, Water Resources Serics No. 45, Economic and Social Commission for Asia and the Pacific, Bangkok, Thailand.

บทที่ 5

การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 1

(Design of Stilling Basins and Energy Dissipators : Part I)

5.1 การสลายพลังงานจลน์ของน้ำ

เมื่อน้ำไหลผ่านทางระบายน้ำล้นของเขื่อน หรืออาคารชลประทานประเภทอาคารน้ำตก รางเท จะมีความเร็วหรือพลังงานจลน์สูงมาก ซึ่งถ้าหากไม่มีการสลายพลังงานดังกล่าวก่อนที่จะปล่อยลงสู่ลำน้ำเดิม อาจก่อให้เกิดการกัดเซาะตลิ่งและท้องน้ำอย่างรุนแรง และเป็นอันตรายต่อความมั่นคงของอาคารได้

การสลายพลังงานจลน์ของน้ำทำได้หลายวิธีคือ

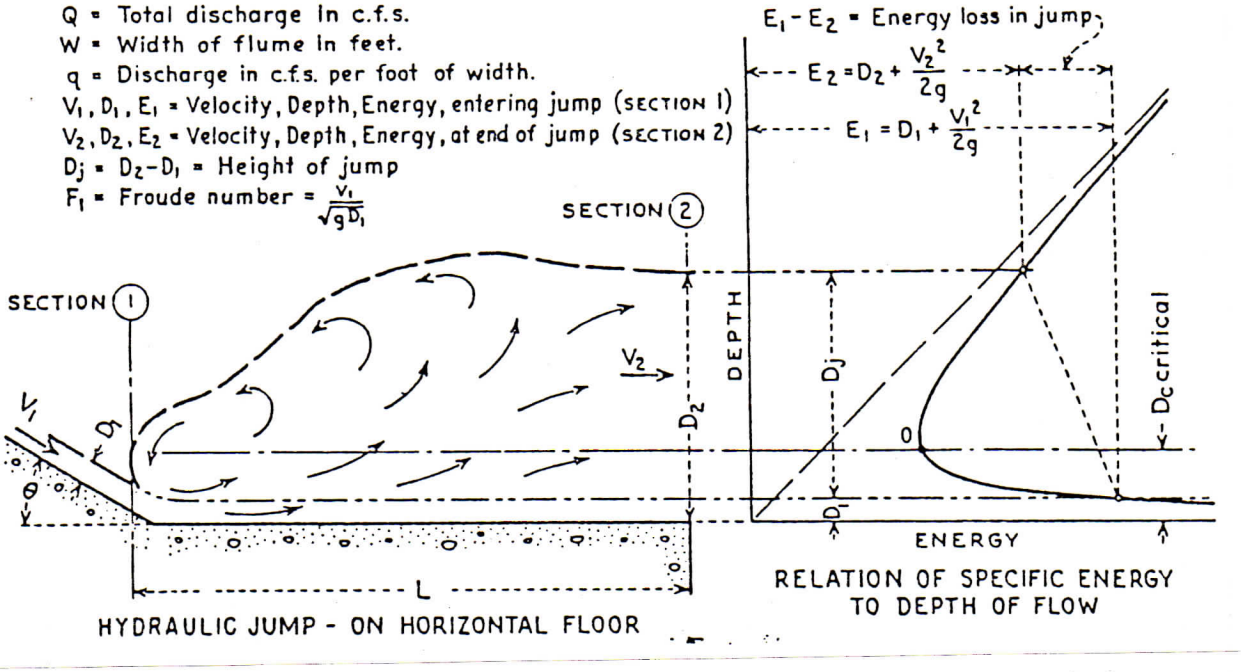
1. วิธีไฮดรอลิคจั๊ม
2. วิธีการเบี่ยงเบนทิศทางการไหลของน้ำให้พุ่งสู่อากาศหรือไหลม้วน

วิธีแรกมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานจลน์ได้ดีกว่าวิธีที่สอง แต่ปกติจะมีราคาแพงกว่ามาก จึงไม่เหมาะที่จะใช้สลายพลังงาน กรณีที่น้ำไหลด้วยความเร็วสูงมากเช่น น้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้นของเขื่อนสูง ส่วนวิธีที่ 2 ถึงแม้ว่าจะมีราคาถูกกว่ามาก แต่ก็สามารถใช้ได้กับฐานรากที่ค่อนข้างมั่นคงเท่านั้น

ในบทนี้จะได้พูดถึง Stilling Basins แบบ 1, 2 และ 3 ของ US. Bureau of Reclamation

5.2 ไฮดรอลิคจั๊มบนพื้นราบ (เบซิ่น 1)

ไฮดรอลิคจั๊มคือปรากฏการณ์ทางชลศาสตร์ที่สภาวะการไหลของน้ำเปลี่ยนจากการไหลแบบ Supercritical เป็นแบบ Subcritical ดังรูปที่ 5.1 ซึ่งมีผลทำให้เกิดการสูญเสียพลังงานและความเร็วของน้ำลดลง แต่ Specific Force หรือ Momentum Function $(\frac{Q^2}{gA} + \bar{Y}A)$ มีค่าคงที่



รูปที่ 5.1 ไฮดรอลิคจั๊มบนพื้นราบ (เบซิ่น 1)

5.2.1 สมการไฮดรอลิคจั๊ม

สำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.1)$$

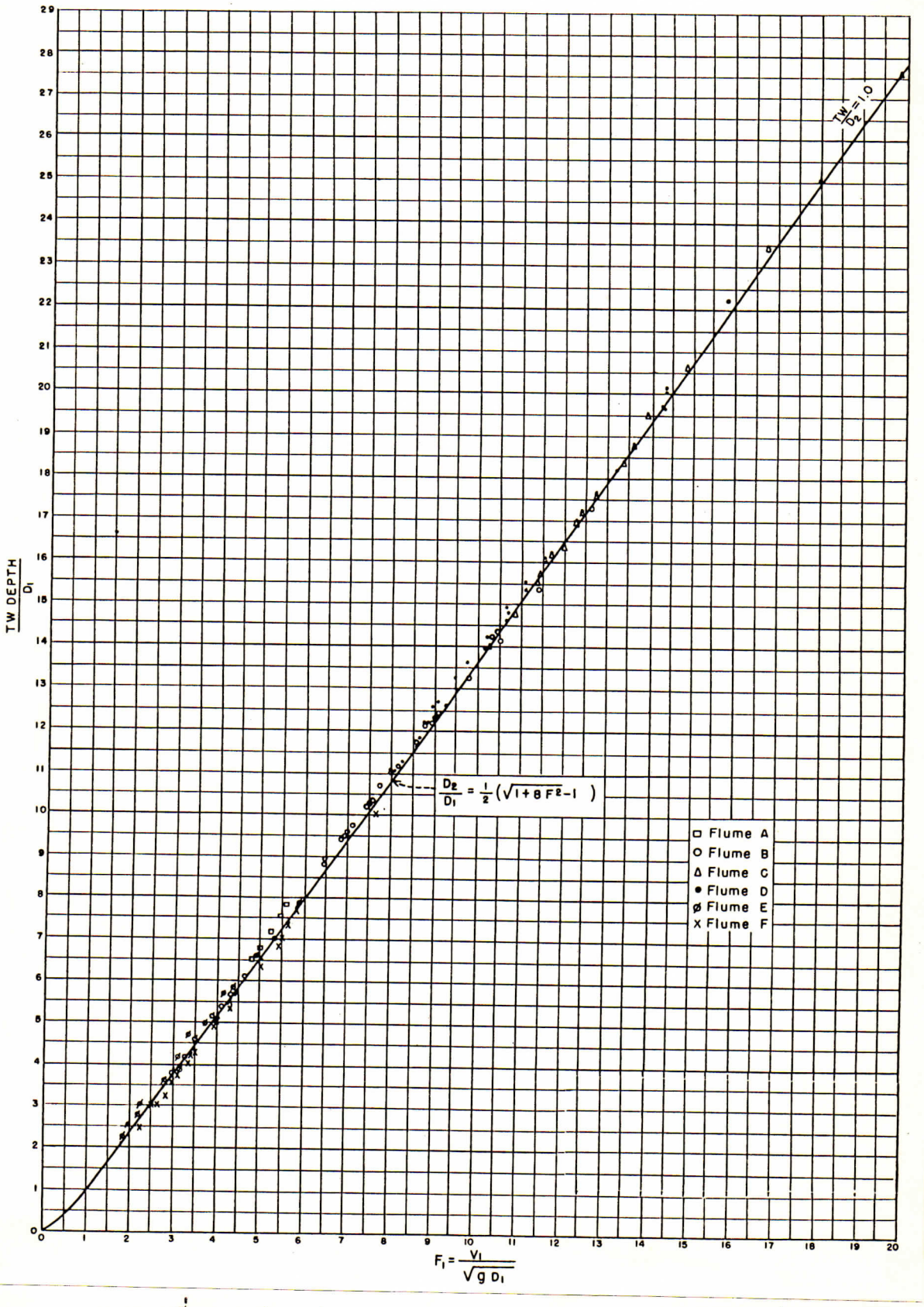
เมื่อ

D_1 และ D_2 = ความลึกของน้ำทางด้านเหนือและท้ายน้ำของไฮดรอลิคจั๊ม

F_1 = Froude Number ของน้ำที่พุ่งเข้าเบซิ่น

$$= \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$$

จากผลการทดลองพบว่า $\frac{D_2}{D_1}$ มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับ F_1 ยกเว้นช่วงล่างของกราฟเท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 5.2 ซึ่งผลการทดลองดังกล่าวสอดคล้องกับสมการ 5.1 สำหรับกรณีที่น้ำไหลเข้าสู่จั๊มทำมุมพอสมควรกับพื้นราบ



รูปที่ 5.2 อัตราส่วนของ Tail water depth ต่อ D_1 สำหรับเบชิ่น 1

5.2.2 ความยาวของจั๊ม

ความยาวของจั๊มเป็นสิ่งที่หาได้ยากที่สุด ถ้าเป็นกรณี Chute หรือ Overfall หน้าจั๊มจะอยู่ที่รอยต่อระหว่าง Chute กับพื้นราบ ดังแสดงในรูปที่ 5.1 ความยาวจั๊มจะวัดจากจุดนี้ไปถึงจุดทางด้านท้ายน้ำที่กระแสน้ำที่มีความเร็วสูงเริ่มพุ่งขึ้นจากพื้น หรือจุดบนผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำของบริเวณที่น้ำม้วนตัว หรือกรณีที่น้ำไหลลอดใต้บานประตู หน้าจั๊มคือจุดเลยจุดที่น้ำถูกบีบตัวมากที่สุด วิธีแรกน่าจะดีกว่า แต่ปกติมักจะวัดโดยวิธีที่ 2

ในทั้ง 2 กรณีจุดที่น้ำเริ่มพุ่งจากพื้นหรือจุดที่เกิดคลื่นม้วนมีตำแหน่งไม่แน่นอน แต่จะเคลื่อนตัวไปมากทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำอยู่เสมอ

จากผลการทดลองของ USBR ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความยาวจั๊มต่อ D_1 กับ F_1 แสดงอยู่ในรูปที่ 5.3 และได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความยาวจั๊มต่อ D_2 กับ F_1 เทียบกับผลงานของคนอื่น ๆ ในรูปที่ 5.4

5.2.3 การสลายพลังงานในจั๊ม

เมื่อเกิดไฮดรอลิคจั๊มจะเกิดการสูญเสียพลังงาน ซึ่งคำนวณได้จากสมการ

$$E_L = \frac{(D_2 - D_1)^2}{4D_1 D_2} \qquad \text{.....} \quad (5.2)$$

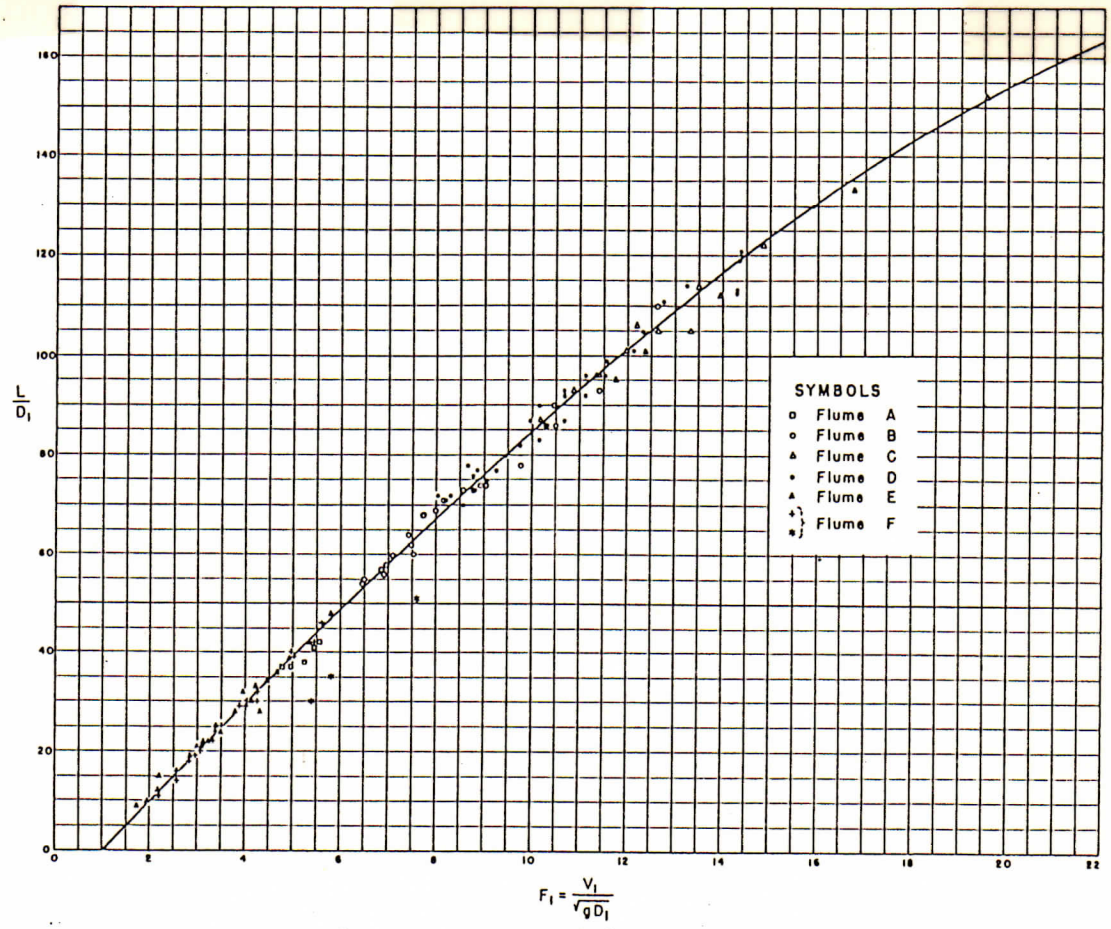
เมื่อ

E_L คือพลังงานที่สูญเสียในจั๊ม

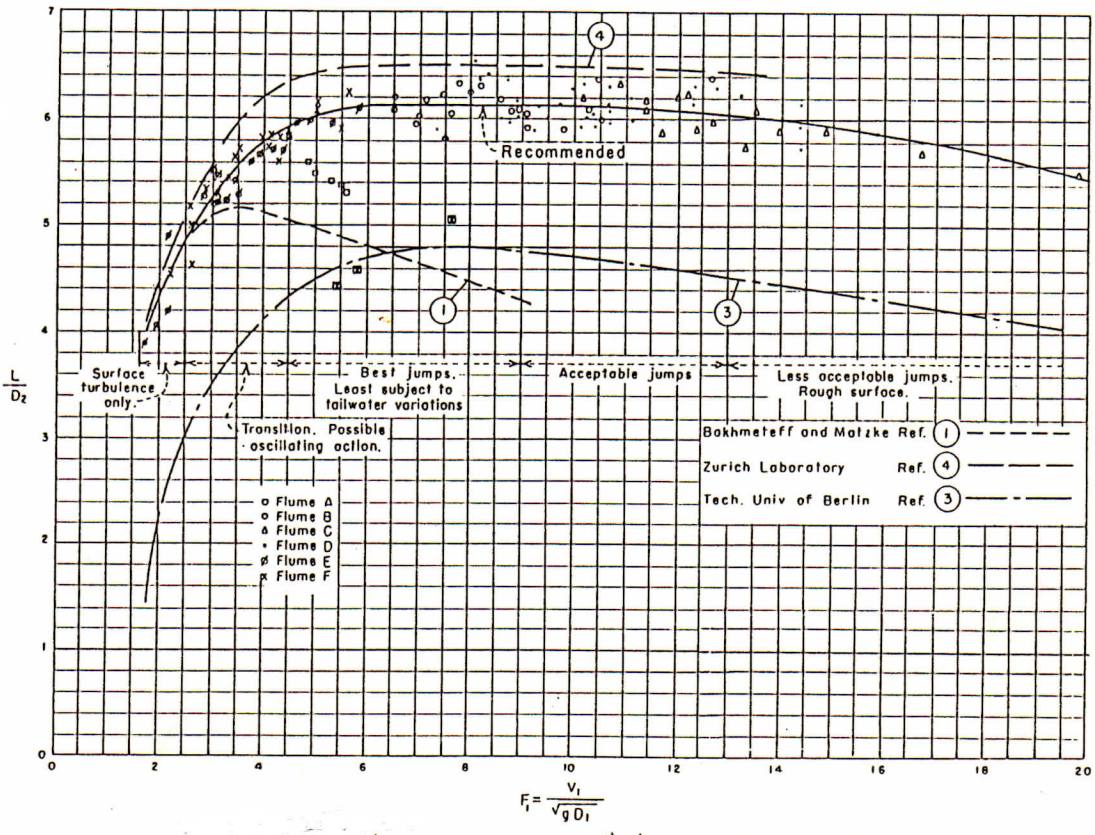
ผลการทดลองของ USBR พบว่าพลังงานที่สูญเสียไป (E_L) ในจั๊มมีความสัมพันธ์กับ F_1 ดังแสดงในรูปที่ 5.5

5.2.4 ชนิดของไฮดรอลิคจั๊ม

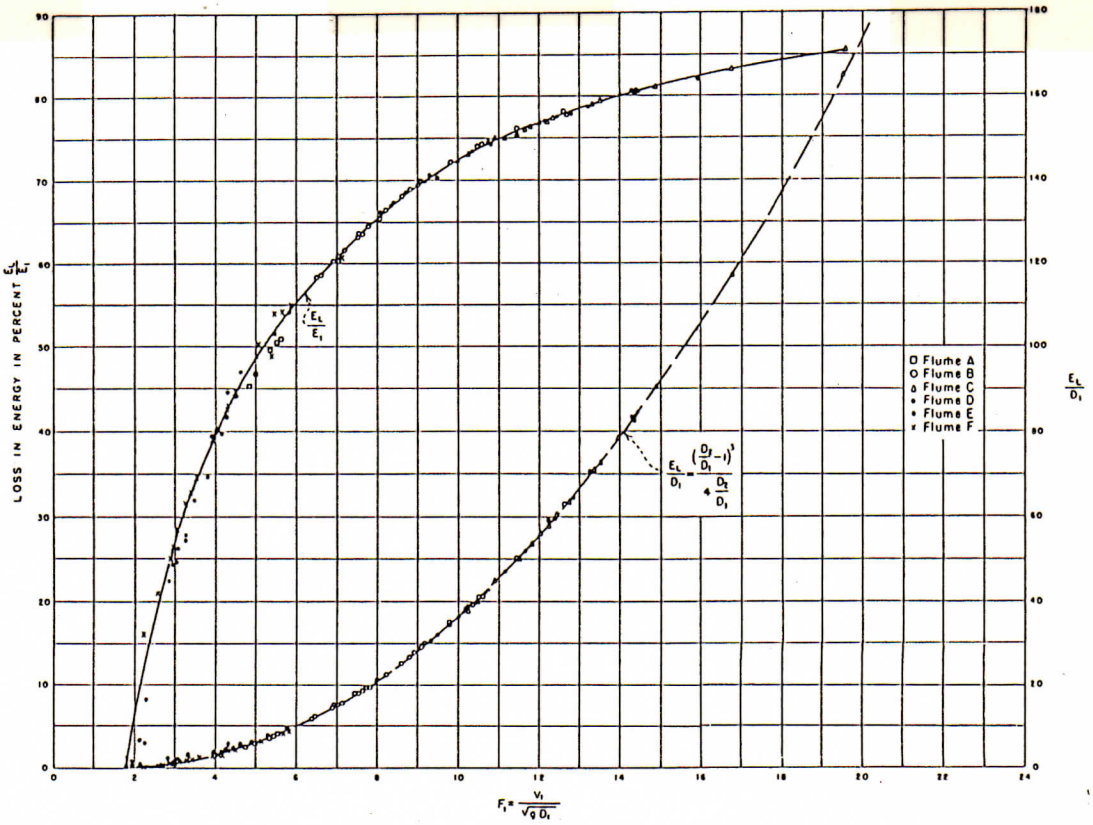
ไฮดรอลิคจั๊มแบ่งออกได้เป็น 4 แบบ ดังแสดงในรูปที่ 5.6 แต่ละแบบจะมีลักษณะและการสลายพลังงานต่างกันออกไป



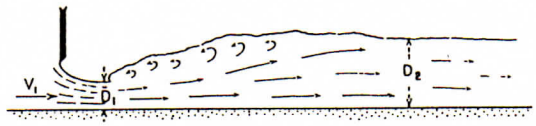
รูปที่ 5.3 ความยาวของจั้มที่คิดจาก D_1 (เบชิน 1)



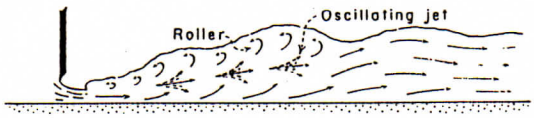
รูปที่ 5.4 ความยาวของจั้มที่คิดจาก D_2 (เบชิน 1)



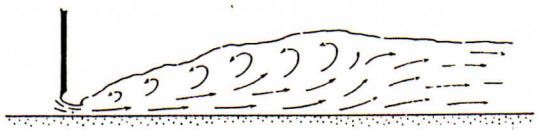
รูปที่ 5.5 พลังงานที่สูญเสียไปในจั๊มบนพื้นราบ (เบซิ่น 1)



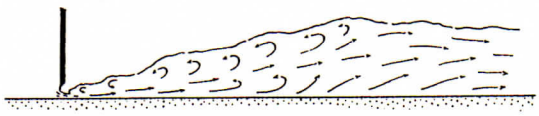
F_1=1.7 to 2.5
A—Pre-jump—very low energy loss



F_1=2.5 to 4.5
B—Transition—rough water surface



F_1=4.5 to 9.0—range of good jumps
C—Least affected by tail water variations



F_1=9.0 upward
D—effective but rough

รูปที่ 5.6 รูปแบบของจั๊มบนพื้นราบ (เบซิ่น 1)

แบบที่ 1 เรียกว่า Pre-jump เมื่อ F_1 = 1.7 - 2.5 ผิวน้ำเป็นคลื่นเล็ก ในช่วงนี้ไม่จำเป็นต้องใช้ Stilling Basin มีการสลายพลังงานประมาณ 20 %

แบบที่ 2 เรียกว่า Transition เมื่อ F_1 = 2.5 - 4.5 ปกติมักพบเห็นเสมอ ๆ ในอาคารขนาดเล็ก มีการปั่นป่วนของน้ำที่พื้นและที่ผิวน้ำสลับกันไปไม่แน่นอน ทำให้เกิดคลื่นขนาดใหญ่ซึ่งสามารถเคลื่อนที่ไปทางด้านท้ายน้ำได้เป็นระยะทางหลาย ๆ กิโลเมตร ซึ่งอาจทำให้เกิดความเสียหายต่อตลิ่งและหินทิ้งได้

แบบที่ 3 เป็นแบบ Well-Stabilized Jump เมื่อ F_1 = 4.5 - 9.0 จั๊มมีความมั่นคงดี และสามารถสลายพลังงานระหว่าง 45 - 70 %

แบบที่ 4 F_1 มากกว่า 9.0 น้ำจะพุ่งเข้าสู่จั๊มด้วยความเร็วสูงมาก D_1 และ D_2 จะมีค่าต่างกันมาก กรณีนี้ความยาวจั๊มจะต้องวัดจากตำแหน่งคลื่นม้วนบนผิวน้ำ เนื่องจากกระแสน้ำความเร็วสูงพุ่งขึ้นจากพื้นก่อนที่จะหมดระยะจั๊ม คลื่นม้วนอาจเคลื่อนตัวลงตามแนวหน้าจั๊มสู่กระแสน้ำที่พุ่งด้วยความเร็วสูงทำให้เกิดคลื่นเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำได้เป็นบางครั้ง ผิวน้ำปั่นป่วนมาก อาจสลายพลังงานได้ถึง 85 %

ความยาวของจั๊มในรูป 5.4 จะสัมพันธ์กับจั๊มชนิดต่าง ๆ ที่กล่าวมานี้

5.2.5 การพิจารณาในเชิงปฏิบัติ (Practical Considerations)

เมื่อพิจารณาชนิดของจั๊มตามที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อที่แล้ว จะสามารถสรุปสาระสำคัญสำหรับการออกแบบได้ว่า

1. จั๊มทุกแบบในรูปที่ 5.6 เกี่ยวข้องกับการออกแบบ Stilling Basins
2. จั๊มในรูป 5.6 (A) หรือจั๊มแบบที่ 1 ไม่ต้องการ Baffles หรืออุปกรณ์พิเศษในเบซิ่น เพียงต้องการให้เบซิ่นมีความยาวที่เหมาะสมเท่านั้น ซึ่งปกติก็ค่อนข้างสั้น ความยาวของเบซิ่นหาได้จากรูปที่ 5.4

3. จั๊มในรูป 5.6 (B) จะมีปัญหาเรื่องคลื่นยากที่จะแก้ ปกติจะพบในการออกแบบอาคารในคลอง อาคารทดน้ำ ทางระบายน้ำล้นของเขื่อนเตี้ย และ Outlet Works Baffle Pier หรืออุปกรณ์ช่วยอื่น ๆ ใช้ไม่ได้ผลมากนัก ปัญหาสำคัญคือคลื่นซึ่งจะได้กล่าวถึงในบทที่ 6 แนวทางการแก้ไขที่อาจทำได้คือการเปลี่ยนมิติของอาคารเพื่อเลี่ยงการเกิดจั๊มในช่วง Froude No. 2.5 - 4.5

4. จั๊มในรูป 5.6 (C) เป็นช่วงที่ไม่มีปัญหาอะไรเลย สามารถใช้ Baffles และ Sills เพื่อช่วยลดความยาวของเบซิ่นได้

5. ถ้า Froude Numberเพิ่มมากขึ้น จั๊มจะอ่อนไหว (Sensitive) ต่อความลึกท้ายน้ำ (Tail-water Depth) มากขึ้น เช่น ถ้า Froude No. เท่ากับ 8 หรือมากกว่า แนะนำว่าให้ใช้ความลึกท้ายน้ำมากกว่า Conjugate depth มากขึ้น เพื่อให้แน่ใจว่าจั๊มจะอยู่ในเบซิ่น

6. ถ้า Froude No. มากกว่า 10 Conjugate depth จะมีค่ามาก จึงต้องการเบซิ่นที่วางลึก และกำแพงข้างสูง สำหรับทางระบายน้ำล้นที่มีความสูงมาก ๆ จะทำให้ราคา Stilling Basins สูงเกินไป กรณีเช่นนี้อาคารสลายพลังงานแบบ Bucket จะประหยัดกว่า

7. กรณีที่ยกบานระบายเพียงเล็กน้อยจะทำให้ Froude No. มีค่าสูง แต่ไม่ใช่ปัญหาตราบใดที่ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการไหลออกแบบ (Design flow)

5.2.6 <u>ความดันที่พื้นเบซิ่น</u>

การหา Water Surface Profile ของจั๊มบนพื้นราบดูได้จาก Bakhmetaff and Matzke (1936) ส่วนความดันที่พื้นเบซิ่นจะเท่ากับความดันน้ำนิ่งซึ่งคำนวณจาก Water Surface Prcfile

5.2.7 <u>ตัวอย่างที่ 1</u>

น้ำไหลลอดใต้บานระบายเข้าสู่ Stilling Basins รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างเท่ากับความกว้างบานระบาย มีความเร็ว V_1 = 85 ฟุต/วินาที และความลึก D_1 = 5.6 ฟุต (ที่จุด Complete Contraction) หา Conjugate tail water depth ความยาวเบซิ่นเพื่อการควบคุมจั๊ม ประสิทธิผลในการสลายพลังงานและชนิดของจั๊มที่เกิด

วิธีทำ

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} = \frac{85}{\sqrt{32.2 \times 5.6}} = 6.34$$

จากรูปที่ 5.2

$$\frac{D_2}{D_1} = 8.5$$

Conjugate tail Water depth $D_2 = 8.5 \times 5.6 = 47.6$ ฟุต

จากรูปที่ 5.4

$$\frac{L}{D_2} = 6.13$$

$$L = 6.13 \times 47.6 = 292 \text{ ฟุต}$$

จากรูปที่ 5.5

$$\frac{E_L}{E_1} = 58\ \%$$

หรือเกิดการสูญเสียพลังงาน 58 % ของ E_1

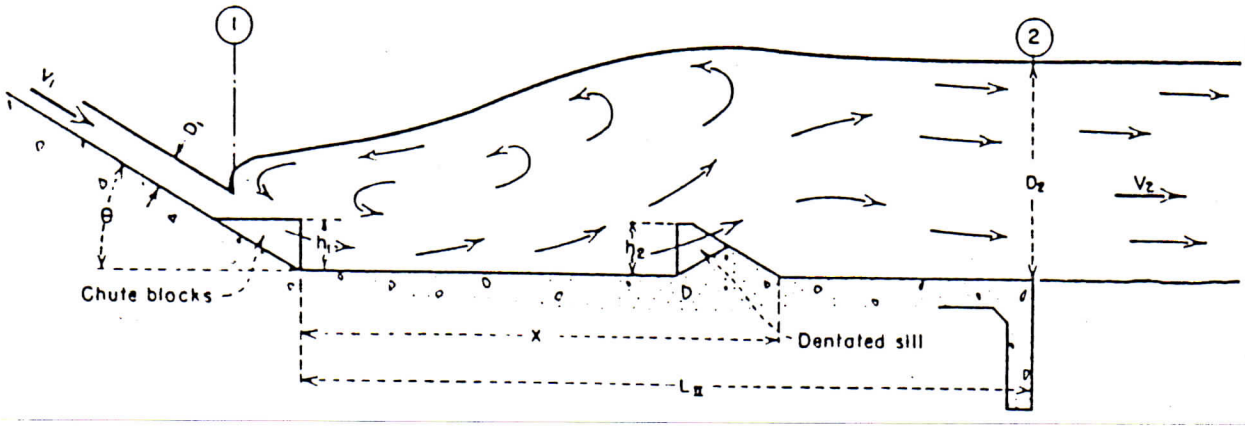
จากรูปที่ 5.6 พบว่าจัมเป็นแบบที่ 3 เหมาะในการออกแบบ Stilling Basin

5.3 Stilling Basin สำหรับทางระบายน้ำล้นของเขื่อนสูงและอาคารในคลองขนาดใหญ่ (เบซิ่น 2)

ตามปกติแล้วไม่นิยมสร้าง Stilling Basin ให้ยาวเท่ากับความยาวของไฮดรอลิคจั๊ม ดังเช่นเบซิ่น 1 เนื่องจากเหตุผล 2 ประการคือ

1. ราคาแพงเกินไป

2. สามารถจะควบคุมให้เกิดจั๊มในช่วงระยะที่สั้นกว่า และมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานสูง โดยใช้ Baffles และ Sills ประกอบ ดังแสดงในรูปที่ 5.7



รูปที่ 5.7 เบซิ่น 2

5.3.1 ส่วนประกอบของเบซิ่น 2

เบซิ่น 2 ประกอบด้วย Chute Blocks ที่ปลายด้านเหนือน้ำและ Dentated sill ที่ปลายด้านท้ายน้ำของเบซิ่น แต่ไม่มี Baffle Piers เนื่องจากน้ำที่ไหลเข้าเบซิ่น 2 ปกติจะมีความเร็วสูงมาก มากกว่า 60 ฟุต/วินาที จะทำให้เกิดความเสียหายแก่ Baffle Piers ได้ (ถ้ามี)

Chute Blocks ทำหน้าที่ยกกระแสน้ำที่พุ่งเข้าเบซิ่นบางส่วนให้พุ่งขึ้นจากพื้น ทำให้กระแสน้ำเกิดการหมุนวนและสูญเสียพลังงาน ซึ่งจะยังผลให้ลดความยาวของจั๊ม นอกจากนี้ Chute Block ยังมีส่วนช่วยยึดจั๊ม ลดโอกาสที่จั๊มจะหลุดออกไปนอกเบซิ่น กรณีที่ระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำต่ำกว่า Conjugate Depth อีกด้วย

5.3.2 รูปตัดของเบซิ่น 2

การออกแบบเบซิ่น 2 ตามเกณฑ์ออกแบบที่กำหนดนี้จะใช้ได้เฉพาะกับเบซิ่นที่มีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าเท่านั้น ถ้าต้องการออกแบบเบซิ่น 2 ให้มีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู แนะนำว่าควรทำโมเดลทดสอบ

5.3.3 ความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำ

กราฟ Minimum Tail Water Depth ของเบซิ่น 2 ในรูปที่ 5.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง F_1 กับ TW Depth/D_2 ตรงจุดซึ่งจั๊มเริ่มจะเคลื่อนตัวออกจาก Chute Blocks ถ้าระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำลดต่ำลงอีกจะมีผลทำให้จั๊มเคลื่อนตัวออกจากเบซิ่น

จึงแนะนำว่าในการออกแบบเบซิ่น 2 TW Depth ควรจะต้องมากกว่า Conjugate Depth (D_2) และควรมี Safety Factor อย่างน้อย 5 % ของ D_2

ในการหาระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำ จะต้องระวังเป็นพิเศษ เนื่องจาก

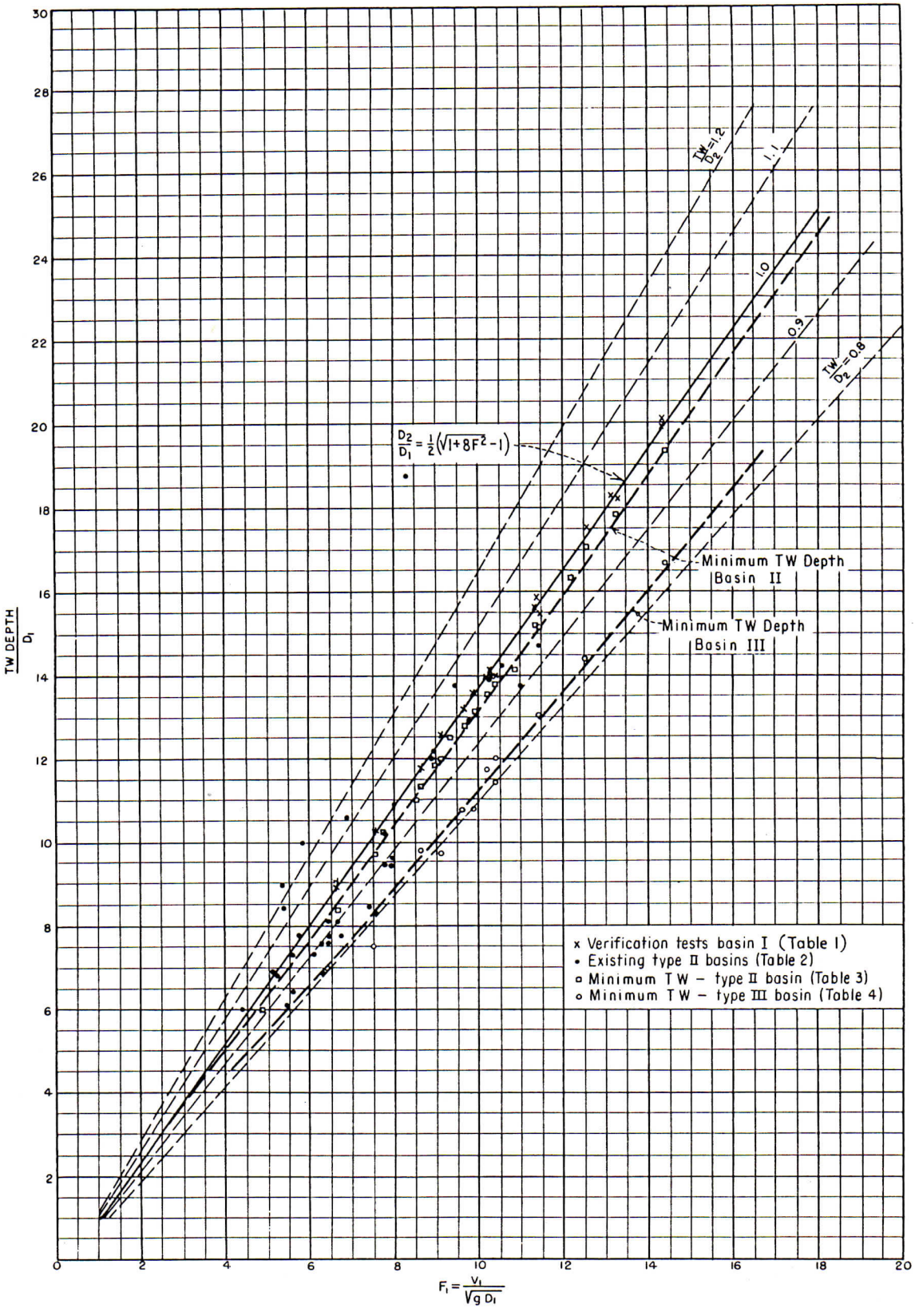
1. ปกติจะต้องใช้วิธีการ Extrapolation ในการหา Tail Water Curves ที่อัตราการไหลออกแบบ (Design Discharge) ซึ่งอาจจะผิดพลาดได้

2. Adverse condition ส่วนใหญ่เกิดที่ปริมาณน้ำน้อยกว่าอัตราการไหลออกแบบสูงสุด

3. การเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ (River Bed) ทางด้านท้ายน้ำ

ถ้าการหา TW depth curve ผิดพลาด TW depth จริงน้อยกว่า Min. TW Depth ของเบซิ่น 2 จั๊มจะเคลื่อนตัวออกจากเบซิ่นได้ มีการเข้าใจผิดเสมอในการออกแบบเบซิ่นว่าควรออกแบบเบซิ่นให้ยาวขึ้นเพื่อป้องกันไม่ให้จั๊มหลุดออกนอกเบซิ่น กรณีที่ TW depth น้อยเกินไป ซึ่งความจริงการเพิ่มความยาวเบซิ่นไม่ได้ก่อให้เกิดประโยชน์มากนัก สิ่งที่อาจช่วยไม่ให้จั๊มหลุดออกนอกเบซิ่น กรณีที่ TW depth ต่ำคือ Baffle Piers และ Sills

ดังนั้นจึงแนะนำว่าควรทำการคำนวณหา Jump Height Curve ของเบซิ่นที่ปริมาณน้ำต่าง ๆ กัน แล้วนำไปพล็อตเทียบกับ TW curve เพื่อดูว่า TW depth ต่ำกว่า Conjugate Depth ของจั๊มหรือไม่ และควรจะได้คำนึงถึงองค์ประกอบทุก ๆ ตัว



รูปที่ 5.9 Minimum tail water depths (Basins I, II, and III)

ที่อาจจะมีผลทำให้ระดับน้ำท้ายน้ำเปลี่ยนไป

5.3.4 ความยาวเบซิ่น

ความยาวของเบซิ่น 2 หาได้จากกราฟในรูปที่ 5.10 เมื่อทราบค่า Froude No. กราฟจะสิ้นสุดที่ F_1 เท่ากับ 4.0 ซึ่งหมายความว่าที่ F_1 ต่ำกว่านี้จั๊มจะไม่มั่นคง (Unstable) จะเห็นได้ว่า Chute Blocks เป็นตัวช่วยทำให้จั๊มมั่นคงขึ้น จึงทำให้เบซิ่น 2 สามารถใช้ได้กับการไหลในช่วง F_1 ต่ำกว่า 4.5 ซึ่งเป็นช่วง Transition ของจั๊ม (F_1 = 2.5 - 4.5)

5.3.5 Water Surface Profiles

การรู้ Water surface profiels ของจั๊มจะช่วยให้สามารถคำนวณหาความดันของแรงยกตัวได้ เนื่องจากผิวน้ำในเบซิ่นมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว จึงเพียงสามารถหาค่าได้โดยประมาณเท่านั้น โดยการลากเส้นตรงทำมุม α กับแนวราบ ค่า α จะเพิ่มขึ้นตามค่า Froude No. ดังแสดงในรูปที่ 5.11 การลาก Water surface profile โดยประมาณจะทำได้ดังนี้

ถ้า TW เท่ากับ Conjugate depth ให้ลากเส้นตรงในแนวดิ่งจากแนวด้านหน้าของ Dentated Sill ขึ้นไป ตัดกับเส้นระดับที่ลากจาก Conjugate depth จากนั้นจึงลากเส้นตรงทำมุม α กับแนวราบจากจุดตัดดังกล่าวตามรูปที่ 5.11 จะได้ Water Surface และ Pressure Profileโดยประมาณ

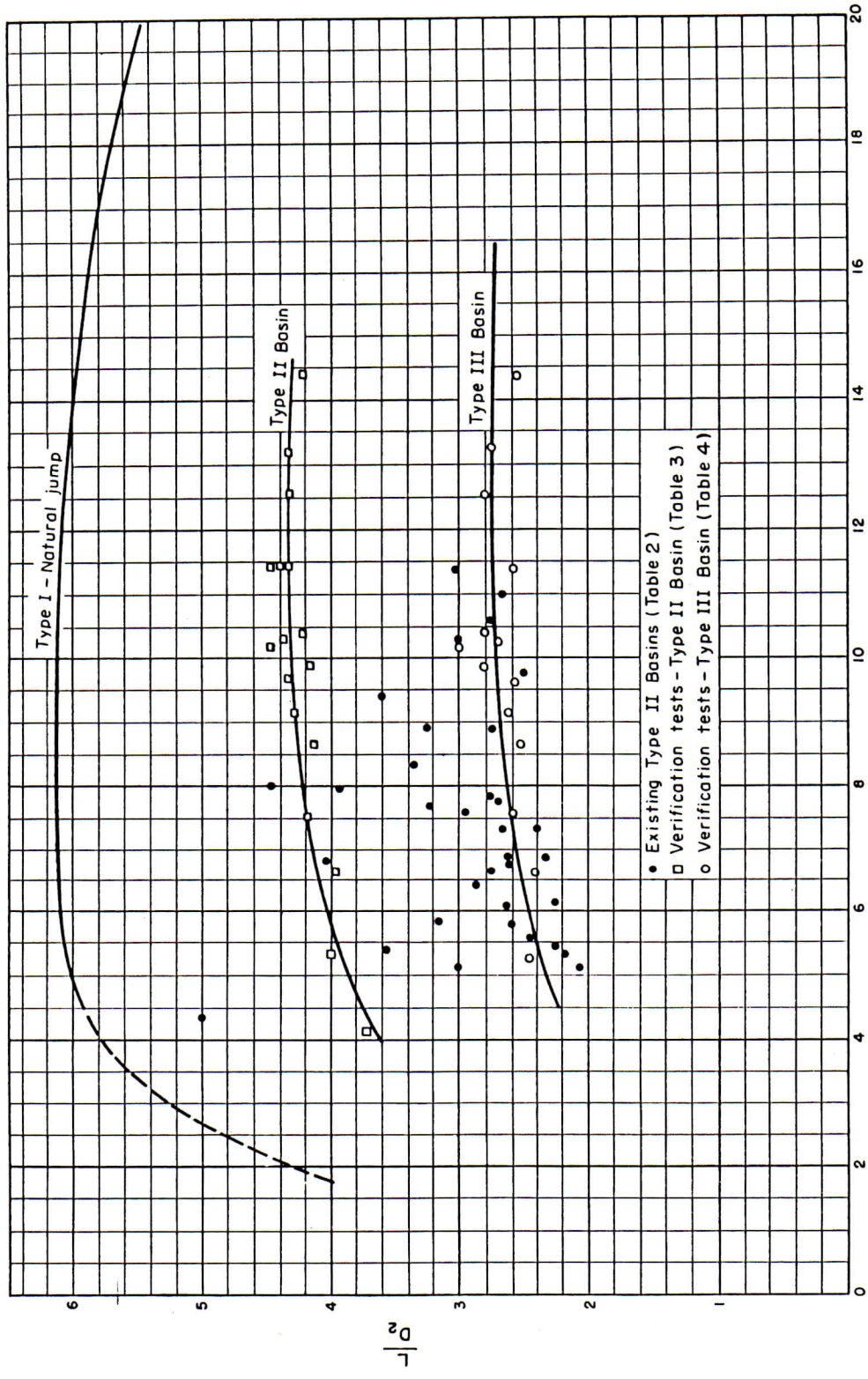
ถ้า TW มากกว่า Conjugate depth (D_2)ให้ลากเส้นตรงในแนวดิ่งจากแนวด้านหน้าของ Dentated Sill ขึ้นไปตัดกับระดับ TW แล้วจึงทำการลากเส้นตรงทำมุม α จากจุดตัดในทำนองเดียวกัน

วิธีการลาก Water surface profile ในลักษณะนี้ใช้ได้กับเบซิ่น 2 เท่านั้น

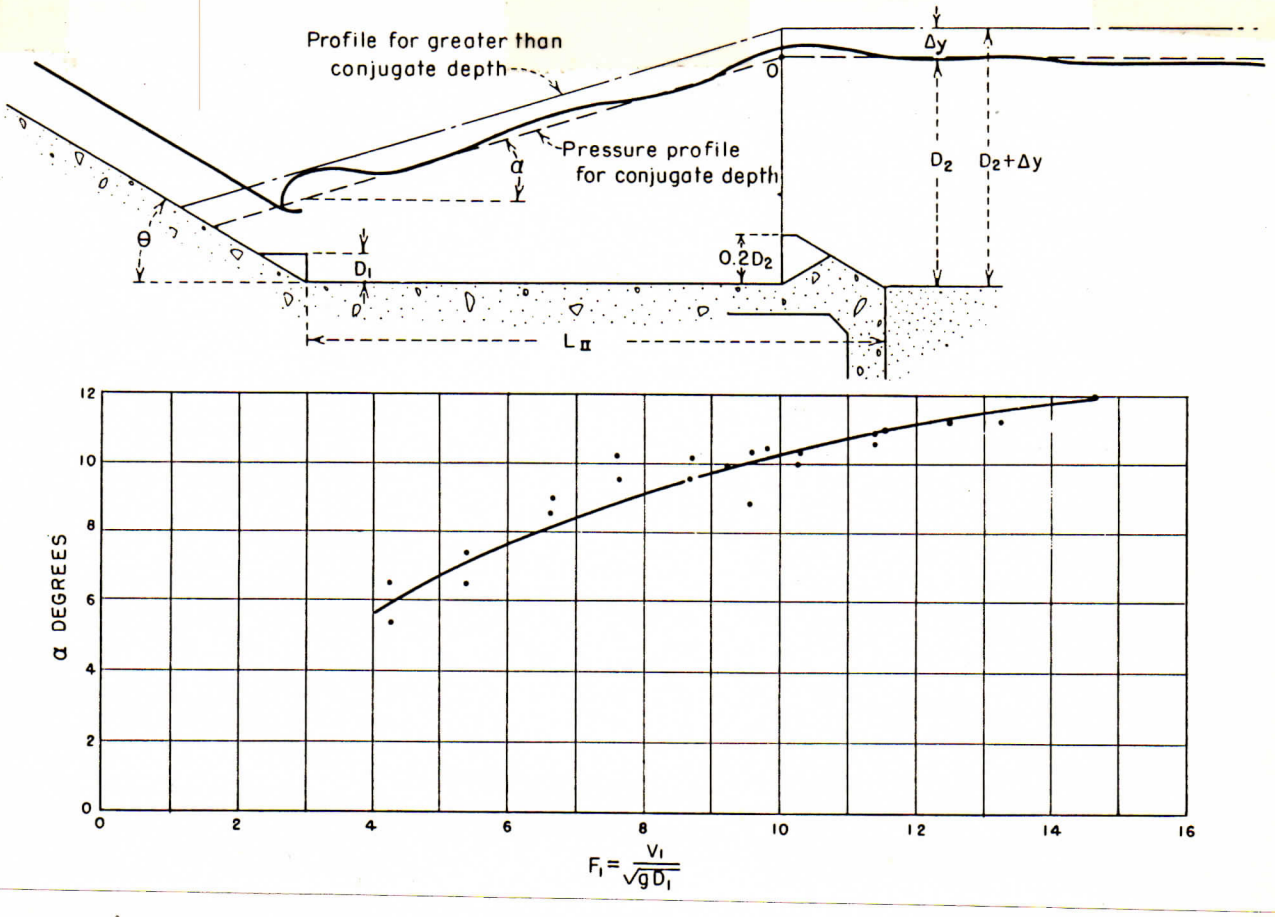
5.3.6 เกณฑ์การออกแบบเบซิ่น 2

1. ในการกำหนดระดับพื้น (Apron) ให้เผื่อเกณฑ์ความปลอดภัย ไว้ 5 % ของ Conjugate depth (D_2)

2. ถึงแม้ว่าเบซิ่น 2 จะใช้ได้กับ Froude No. ที่มีค่าต่ำถึง 4.0 แต่การออกแบบเบซิ่น 2 กับกรณีที่ Froude No. ต่ำกว่า 4.5 จะต้องพิจารณาองค์ประกอบอื่น ๆ ประกอบเป็นพิเศษ



รูปที่ 5.10 Length of jump on horizontal floor (Basins I, II, and III).



รูปที่ 5.11 Approximate water surface and presure profiles (Basnin II)

3. หาความยาวของเบซิ่น 2 จากกราฟรูปที่ 5.10

4. ความสูงของ Chute Blocks = Width = Spacing = D_1 และตรงช่วงต่อกับกำแพงข้างควรเว้นช่องว่างไว้ = $\frac{D_1}{2}$ เพื่อลด Spray และ Pressure

อย่างไรก็ตาม ความกว้างและระยะห่างอาจจะมากหรือน้อยกว่า D_1 ได้ เพื่อให้ได้บล็อคเป็นจำนวนลงตัว

5. ความสูงของ Dentated Sill = 0.2 D_2 Max. width และ spacing = 0.15 D_2 ควรมี Dentate ต่อจากกำแพงทั้งสองข้าง เพื่อลดความลาดเทของ Sill = 2:1 (H:V) สำหรับกรณีที่เบซิ่นไม่กว้างมาก ซึ่งคำนวณออกมาแล้วได้ Dentate เพียง 2-3 อัน ให้พิจารณาลดความกว้างและระยะห่างตามความเหมาะสมกับความกว้างของเบซิ่น แต่ความกว้างจะต้องเท่ากับระยะห่าง

6. ไม่จำเป็นต้องจัดวาง Chute Blocks ให้ปิดช่องเปิดของ End Sills

7. ถ้า Chute มีความลาดเท 1:1 หรือมากกว่า ให้ทำการลบมุมรอยต่อระหว่าง Chute และพื้นเบซินด้วยโค้งที่มีรัศมี > $4D_1$

ความลาดเทของ Chute จะมีผลต่อไฮดรอลิคจั๊มก็ต่อเมื่อ Chute เกือบจะอยู่ในแนวราบ แต่ถ้า Chute มีความลาดเท (H:V) จาก 0.6:1 ถึง 2:1 ความลาดเทของ Chute จะไม่มีผลต่อไฮดรอลิคจั๊มเลย

การออกแบบตามเกณฑ์ข้อ 1 ถึง 7 ที่กล่าวมาแล้วจะได้เบซิ่นที่ปลอดภัยสำหรับทางระบายน้ำล้นที่สูงถึง 200 ฟุต และมีอัตราการระบายน้ำถึง 500 cfs. ต่อฟุต ของความกว้างของเบซิ่น แต่กระแสน้ำ (Jet) ที่พุ่งเข้าเบซิ่นจะต้องมีความเร็วและความลึกที่ค่อนข้างสม่ำเสมอตลอดหน้าตัด แต่ถ้าระยะน้ำตกและปริมาณน้ำมากกว่าเกณฑ์ดังกล่าวหรือการไหลไม่สม่ำเสมอ ควรจะต้องมีการทำโมเดลทดสอบ

5.3.7 <u>การคำนวณหา V_1 และ D_1</u>

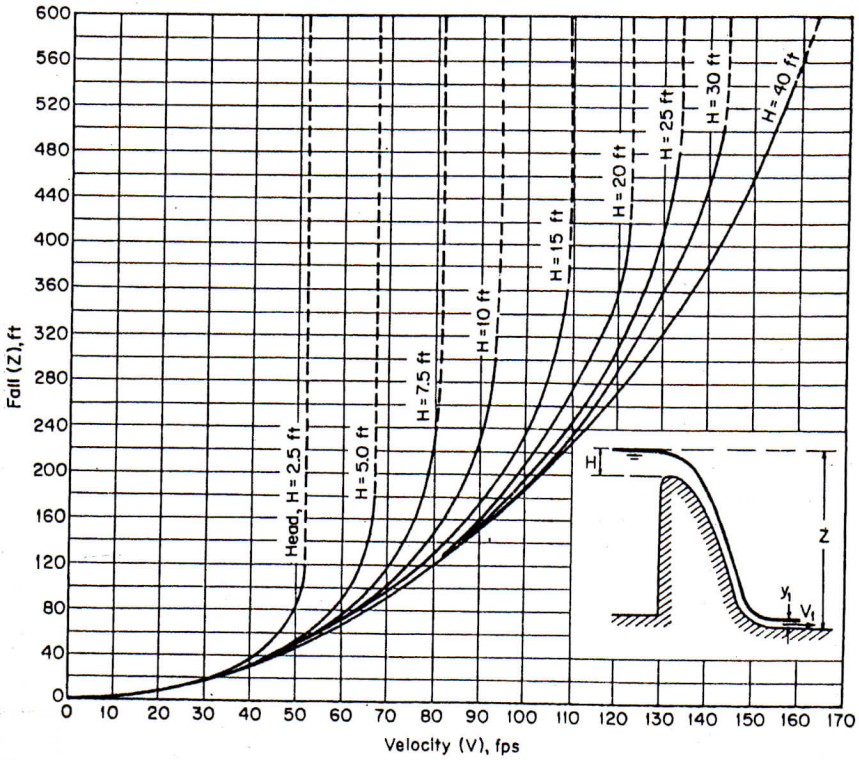
สำหรับ Chute ซึ่งมีความลาดเท (H:V) 0.8:1 หรือชันกว่านี้ การคำนวณหา V_1 เป็นเรื่องที่ยุ่งยาก รูปที่ 5.12 จะช่วยในการคำนวณหา V_1 ได้อย่างง่ายและให้ค่าที่ถูกต้องพอสมควรสำหรับการออกแบบเบื้องต้น หลังจากนั้นจะคำนวณหาค่า D_1 ได้ ($D_1 = \frac{q}{V_1}$) ถ้า Chute มีความลาดเทน้อยกว่า 0.8:1 จะคำนวณหา V_1 ได้จากการคำนวณ Water surface profile เริ่มตั้งแต่ Critical Depth ที่ Control Section

5.3.8 <u>ความสูงกำแพง</u>

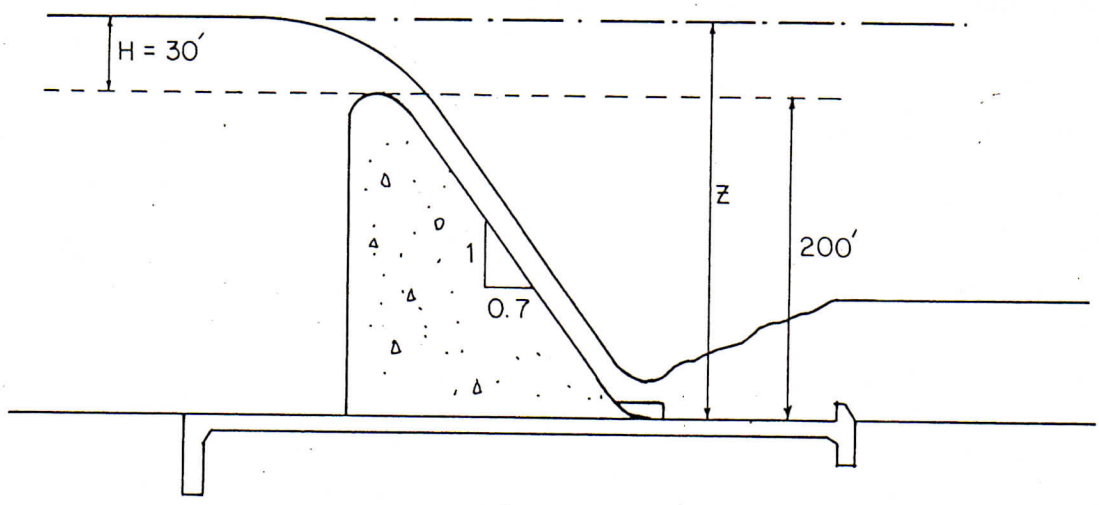
ปกติจะกำหนดจาก Water Surface Prcfile ในเบซิ่น และลักษณะตลิ่งเป็นเกณฑ์

5.3.9 <u>ตัวอย่างที่ 2</u>

Overfall Dam ซึ่งมีความลาดเทด้านท้ายน้ำ 0.7:1 (H:V) มีสันฝายสูง 200 ฟุต จากพื้น Stilling Basin ซึ่งอยู่ในแรวราบ (ดังรูปที่ 5.13) เฮดของน้ำบนสันฝายสูง 30 ฟุต และอัตราการไหลสูงสุด 480 cfs/ft. ของความกว้างเบซิ่น จงหาสัดส่วนของเบซิ่น 2



รูปที่ 5.12 โค้งสำหรับหาความเร็วที่ฐานทางน้ำล้นซึ่งมีความลาดเท 0.8:1 ถึง 0.6:1 (H:V) (V.T. Chow , 1959)



รูปที่ 5.13 Overfall Dam

วิธีทำ

$H = 30$ ฟุต

$Z = 200 + 30 = 230$ ฟุต

จากรูปที่ 5.12

$V_1 = 109$ fps.

$$D_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{480}{109} = 4.4$$

$$F_1 = \frac{109}{\sqrt{32.2 \times 4.4}} = 9.2$$

จากรูปที่ 5.9 เมื่อ $F_1 = 9.2$ และ $\frac{TW}{D_2} = 1.0$

$$\frac{D_2}{D_1} = 12.3$$

$$D_2 = 12.3 \times 4.44 = 54.6 \text{ '}$$

จากกราฟ "Minimum TW Depth Basin II" ในรูปที่ 5.9

$$\frac{TW}{D_1} = 11.85$$

$$TW = 11.85 \times 4.44 = 52.6 \text{ ฟุต}$$

ค่า TW = 52.6 ฟุต เป็นค่า TW ต่ำสุดซึ่งยังคงทำให้เกิดจั๊มในเบซิ่น 2 ถ้า TW ลดต่ำลงกว่านี้จะทำให้จั๊มเคลื่อนตัวออกนอกเบซิ่น

สมมติให้เผื่อแฟคเตอร์ความปลอดภัย = 5 % ของ D_2 ระดับพื้นของเบซิ่นจะต่ำกว่าระดับท้ายน้ำ

$$= 52.6 + 0.05\ (54.6) = 55.3 \text{ ฟุต}$$

จากรูปที่ 5.10 สำหรับเบซิ่น 2

$$\frac{L}{D_2} = 4.28$$

$$L = 4.28 \times 54.6 = 234 \text{ ฟุต}$$

Chute Block

ความสูง ความกว้าง และระยะห่างของ Chute Block จะมีค่าเท่ากับ D_1 = 4.44 ฟุต หรือ 4 ฟุต 6 นิ้ว

Dentated Sill

ความสูง = $0.2\ D_2$ = 0.2×54.6 = 11 ฟุต

ความกว้างและระยะห่าง = $0.15\ D_2$

= 0.15×54.6 = 8 ฟุต 3 นิ้ว

5.4 Stilling Basins สำหรับอาคารในคลอง Outlet Works และทางระบายน้ำล้นขนาดเล็ก (เบซิ่น 3)

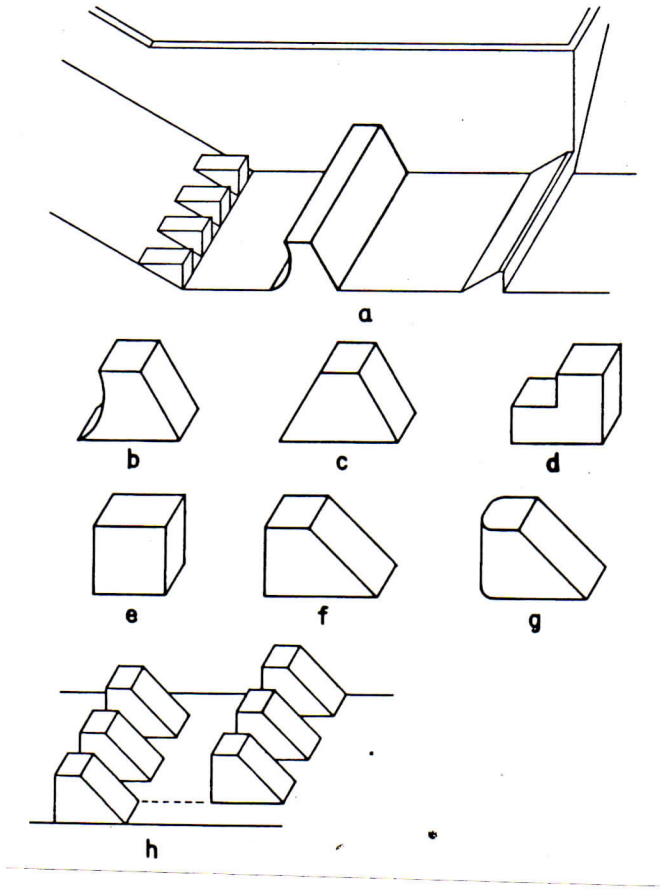
กรณีที่ปริมาณน้ำที่ต้องการระบายและความเร็วของน้ำอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง การใช้เบซิ่น 2 จะเป็นการประมาณสูง (Conservative) เกินไป ซึ่งจะทำให้ราคาอาคารแพงเกินไป Stilling Basin แบบสั้นกว่าที่ออกแบบให้มี Baffle Piers อยู่ทางด้านท้ายน้ำของ Chute Blocks และมี End Sills แบบง่าย ๆ จะเหมาะสมกับกรณีนี้มากกว่า เนื่องจากอาจเกิด Cavitation ที่ Baffle Piers ได้ ถ้าน้ำที่พุ่งเข้าเบซิ่นมีความเร็วสูง จึงจำกัดว่าน้ำที่ไหลเข้าเบซิ่น 3 ต้องมีความเร็วไม่เกิน 50-60 ฟุตต่อวินาที และอัตราการไหลน้อยกว่า 200 ลบ.ฟุตต่อวินาที ต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของอ่าง

5.4.1 การพัฒนาเบซิ่น 3

วิธีที่มีประสิทธิภาพในการทำให้เบซิ่นสั้นลงคือการเปลี่ยนแปลงจั๊ม โดยการเพิ่มส่วนประกอบ (Appurtenances) พิเศษเข้าไปในเบซิ่น ซึ่งส่วนประกอบดังกล่าวจะต้องมีคุณสมบัติที่สำคัญคือไม่ต้องทำความสะอาด หรือไม่มีการอุดตัน อุปกรณ์ที่มีคุณสมบัติดังกล่าวที่สามารถประกอบเข้าไปบนพื้นเบซิ่นคือ Baffle Piers หรือ Sills

ได้มีการทดลองใช้ Baffle Piers และ Sills แบบต่าง ๆ หลายแบบ และได้ทดลองจัดเรียง Baffle Piersและ Sills ในตำแหน่งและลักษณะต่าง ๆ กันเพื่อหาวิธีที่ดีที่สุดในการควบคุมจั๊มให้เกิดในช่วงสั้น ๆ และมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานดี

รูปที่ 5.14 แสดงถึง Baffle Piers แบบต่าง ๆ ที่ได้ทำการทดลอง



รูปที่ 5.14 Record of appurtenances (Basin III)

แบบ a เป็นแบบ Solid curved sill ซึ่งต้องการ Tail-water depth มากเกินไปจึงไม่เหมาะที่จะนำมาใช้

แบบ b ถ้ามีความสูง ความกว้าง และระยะห่างที่เหมาะสมจะมีประสิทธิภาพในการควบคุมจั๋มและสลายพลังงานดี จั๋มเกือบจะอยู่ในแนวดิ่ง

แบบ c ประสิทธิภาพไม่ดีไม่ว่าจะสูงเท่าไร เพราะ Baffle Piers แบบนี้จะทำให้กระแสพุ่งเป็นมุมประมาณ 45 องศา ซึ่งทำให้เกิดการปั่นป่วนและเกิดคลื่นทางด้านท้ายน้ำ

แบบ d เรียกว่าแบบขั้นบรรได ไม่ว่าจะทำการจัดเรียงแบบแถวเดียวหรือ 2 แถว จะให้ผลไม่ต่างจากแบบ c

แบบ e จะมีประสิทธิภาพดีมากถ้าออกแบบความสูง ความกว้าง ระยะห่าง และจุดที่ตั้งให้เหมาะสม ด้านหน้าของจั๊มเกือบจะอยู่ในแนวดิ่งและผิวน้ำราบเรียบมาก

แบบ f ทำงานเหมือนกับแบบ e

แบบ g ซึ่งลักษณะคล้ายแบบ f แต่มีการลบมุมทางด้านเหนือน้ำ การลบมุมลดประสิทธิภาพในการทำงานของบล็อคลงเป็นอย่างมาก

แแบ h เป็นการเอาแบบ f มาจัดเรียงเป็นสองแถว แถวที่สองมีประโยชน์น้อยมาก

ในแง่ของประสิทธิภาพในการทำงาน แบบ b แบบ e และแบบ f ทำงานมีประสิทธิภาพใกล้เคียงกัน แต่แบบ f ดีที่สุดในแง่ของการก่อสร้าง

ในการทดลองเกี่ยวกับ Chute Blocks พบว่า Chute Blocks ไม่ควรจะโตกว่า D_1 เพื่อป้องกันไม่ให้ Chute Block ยกกระแสน้ำขึ้นเหนือ Baffle Piers

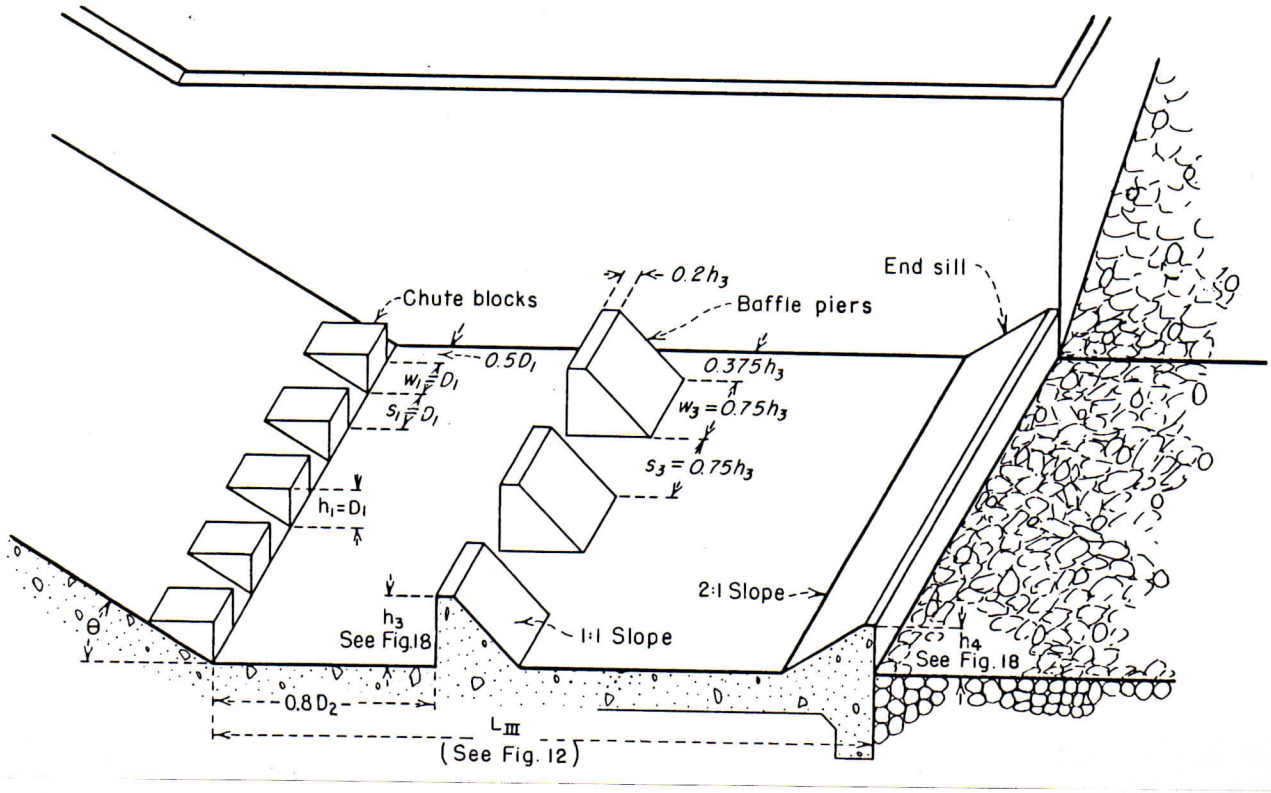
End Sills ในเบซิ่น 3 มีหน้าที่เพียงยกกระแสน้ำที่พุ่งผ่านระหว่าง Baffle Piers เพื่อป้องกันการกัดเซาะของน้ำเท่านั้น ตัว End Sills เองแทบไม่มีผลต่อจั๊มเลย การออกแบบ End Sills จึงควรทำเป็นแบบ Solid end sill แทนที่จะเป็นแบบ Dentated end sill

จากผลการทดลองจึงได้เบซิ่น 3 ที่มีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 5.15 ซึ่งสลายพลังงานตามหลักของการกระแทก โดย Baffle Piers เป็นส่วนประกอบที่สำคัญในการสลายพลังงาน Chute Blocks ช่วยยึดจั๊มให้มั่นคงขึ้น และ Solid end sill ช่วยป้องกันการกัดเซาะท้องน้ำ

5.4.2 การออกแบบและการทำงานของเบซิ่น

เบซิ่น 3 ทำงานได้ดีกว่าเบซิ่น 1 และ 2 แนวจั๊มชันมากและการไหลทางด้านท้ายน้ำราบเรียบ มีเกณฑ์ความปลอดภัยต่อการที่จั๊มจะหลุดออกนอกเบซิ่นสูงกว่าเบซิ่นแบบอื่น และทำงานได้ดีเมื่อ Froude No. สูงกว่า 4.0

ถ้าน้ำที่พุ่งเข้าเบซิ่นมีความเร็วสูงกว่า 50 ถึง 60 ฟุตต่อวินาที ไม่ควรใช้เบซิ่น 3 เพราะอาจเกิด Cavitation ที่ Baffle Piers ควรใช้เบซิ่น 2 แทน หรือไม่ก็ทำโมเดลทางชลศาสตร์ทดสอบ



รูปที่ 5.15 Recommended proportions (Basin III)

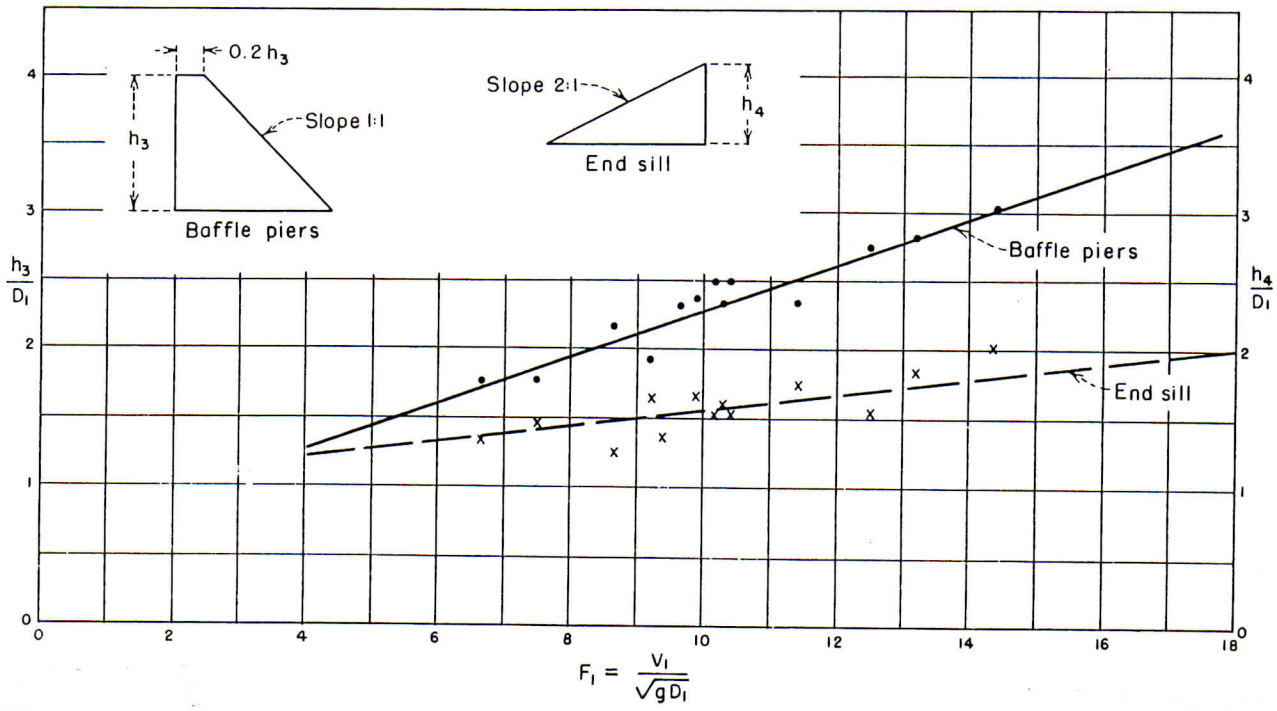
1. Chute Blocks

Chute Blocks ของเบซิ่น 3 ควรมีความสูง ความกว้าง และระยะห่างเท่ากับ D_1 ดังแสดงในรูปที่ 5.15 (เหมือนเบซิ่น 2) การใช้ Chute Block ขนาดโตกว่านี้จะก่อให้เกิดผลเสีย เพราะจะทำกระแสน้ำให้พุ่งข้าม Baffle Piers ในแง่ของการก่อสร้าง Chute Block ไม่ควรจะเล็กกว่า 8 นิ้ว ขนาดความกว้างและระยะห่างของบล็อคควรจะเท่ากับความสูง อย่างไรก็ตาม อาจเปลี่ยนแปลงได้ แต่ผลรวมของความกว้างจะต้องเท่ากับผลรวมของระยะห่าง

2. Baffle Piers

ความสูง Baffle Piers จะเพิ่มขึ้นตามค่า Froude No. ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 5.16 ความกว้างและระยะห่างอาจจะเปลี่ยนแปลงได้ แต่ผลรวมของระยะห่างควรจะเท่ากับผลรวมของความกว้างของบล็อค ขนาดความกว้าง และระยะห่างที่เหมาะสมคือ

0.75 เท่าของความสูง ไม่จำเป็นต้องจัดเรียง Baffle Piers ให้เลื่อมกับ Chute Block เพราะไม่ก่อให้เกิดผลดีในทางชลศาสตร์มากนัก



รูปที่ 5.16 Height of baffle piers and end sill (Basin III)

ตำแหน่งของ Baffle Piers ที่มีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานมากที่สุด คือห่างจาก Chute Block ไปทางด้านท้ายน้ำ 0.8 D_2 ดังแสดงในรูปที่ 5.15

ตำแหน่ง ความสูง และระยะห่างของ Baffle Piers มีความสำคัญมากต่อการสลายพลังงาน ถ้า Baffle Pier อยู่ทางด้านเหนือน้ำของตำแหน่งที่แนะนำ จะทำให้เกิดน้ำตกเป็นชั้น ๆ (Cascade) และยังผลให้เกิดคลื่น ถ้า Baffle Piers อยู่เยื้องไปทางด้านท้ายน้ำของจุดที่แนะนำ จะทำให้ตัวใช้เบซิ่นยาวขึ้น

ในทำนองเดียวกัน ถ้า Baffle สูงเกินไปจะก่อให้เกิดน้ำตกเป็นชั้น ๆ ถ้าต่ำเกินไปจั้มจะหลุดออกนอกอ่างและผิวน้ำปั่นป่วน

Baffle Piers อาจจะเป็นแบบ f ดังแสดงในรูปที่ 5.14 หรือเป็นแบบรูปลูกบาศก์ (แบบ e) ก็ได้ และไม่ควรลบมุม Baffle Piers เพราะจะทำให้สูญเสียประสิทธิภาพในการสลายพลังงาน

3. End Sills

ความสูงของ Solid end sill ไม่ค่อยจะสำคัญมากนัก ค่าความสูงของ End sill แปรไปตามค่า Froude No. ซึ่งหาได้จากรูปที่ 5.16 ความลาดเท 2:1 (H:V) จะช่วยทำให้เกิดคลื่นและการกัดเซาะน้อยที่สุด

4. Tail Water Depth

ระดับน้ำทางด้านท้ายควรจะเท่ากับระยะ Conjugate depth เหนือพื้น เนื่องจากเหตุผลที่สำคัญหลายประการคือ

(1) Stilling Basin จะทำงานดีที่สุดที่ Full conjugate tail water depth (ระดับ Tail water เท่ากับระดับ Conjugate depth)

(2) ถ้าระดับทางด้านท้ายต่ำกว่าระดับ Conjugate depth ความเร็วของกระแสน้ำที่พุ่งออกจากอ่างจะเร็วมาก จั๊มทำงานไม่สมบูรณ์ และมีโอกาสเกิดการกัดเซาะท้ายน้ำสูง

(3) Tail water depth จะช่วยยืดอายุการทำงานของ Baffle pier Baffle pier สึกกร่อนตลอดเวลา

การออกแบบเบซิ่น 3 ตามเกณฑ์ Tail water depth ในข้อ (1) จะให้ค่าแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยประมาณ 15 ถึง 18 %

5. ความยาวเบซิ่น

ความยาวของเบซิ่น 3 หาได้จากรูปที่ 5.10 เป็นความยาวจากปลายด้านท้ายน้ำของ Chute Block ถึงปลายด้านท้ายน้ำของ end sill ซึ่งเป็นค่าที่ค่อนข้างจะสูงเกินไป แต่อย่างไรก็ตาม จากเกณฑ์นี้เบซิ่น 3 จะยาวเพียงครึ่งหนึ่งของเบซิ่น 1 เท่านั้น

5.4.3 Water Surface and Pressure Profiles

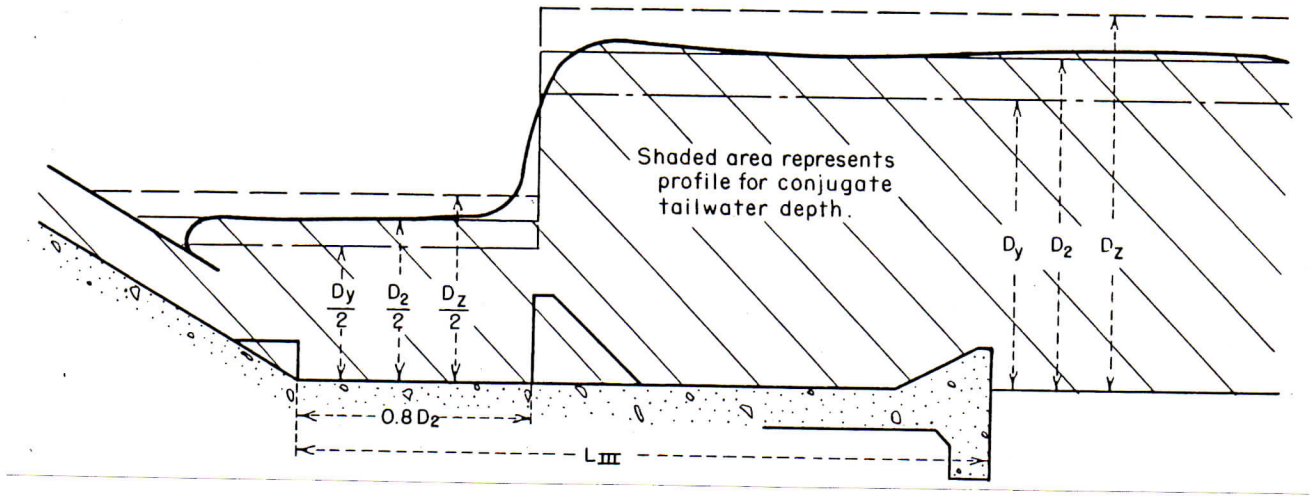
วิธีการหา Water surface และ pressure profiles อยู่ในรูปที่ 5.17 ความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำของ Baffle Piers จะเท่ากับ Tail water depth และความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำของ Baffle Piers จะเท่ากับ $\frac{1}{2}$ ของ Tail water depth Profile ในรูปที่ 5.17 มี 3 กรณีคือ

1. ระดับ Tail water เท่ากับระดับ Conjugate depth (D_2)

2. ระดับ Tail water ต่ำกว่าระดับ Conjugate depth (D_y)

3. ระดับ Tail water สูงกว่าระดับ Conjugate depth (D_z)

ในทางปฏิบัติให้ถือว่า Water surface profile และ Pressure profile เป็นอันเดียวกัน โดยสมมติว่าความดันเป็นแบบ Hydrostatic



รูปที่ 5.17 Approximate water surface and pressure profiles (Basin III)

5.4.4 ข้อเสนอแนะ

การออกแบบเบซิ่น 3 มีกฎเกณฑ์ต่าง ๆ ดังต่อไปนี้ (ดูรูป 5.15 ประกอบ)

1. Stilling Basin จะทำงานดีที่สุดที่ Full conjugate tail water depth (D_2) ที่ระดับความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำดังกล่าวจะมีแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยพอสมควร และไม่แนะนำให้ลดความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำ

2. ความยาวของเบซิ่นจะหาได้จากกราฟรูปที่ 5.10 เบซิ่น 3 จะมีความยาวเพียงครึ่งเดียวของความยาวจั๊มบนพื้นราบ จำไว้ว่าความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำที่เผื่อไว้ไม่ได้ช่วยทำให้ความยาวเบซิ่นลดลง

3. เบซิ่น 3 อาจใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพสำหรับกรณีที่ Froude No. ต่ำกว่า 4.0 แต่ยังไม่สามารถยืนยันได้แน่นอน

4. ความสูง ความกว้าง และระยะห่างของ Chute Blocks ควรเท่ากับความลึกของน้ำที่ไหลเข้าเบซิ่น D_1 ความกว้างของบล็อคอาจลดลงได้ แต่ความกว้างต้องเท่ากับระยะห่าง ถ้า D_1 น้อยกว่า 8 นิ้ว ให้ใช้บล็อค 8"

5. ความสูงของ Baffle Piers จะเปลี่ยนไปตามค่า Froude No. ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 5.16 ตัวบล็อคอาจเป็นรูปลูกบาศก์หรืออาจสร้างตามรูปที่ 5.15 ก็ได้ ผิวหน้าจะต้องอยู่ในแนวดิ่งและมีระนาบเดียว ความกว้างและระยะห่างของ Baffle Piers จะหาได้จากรูปที่ 5.15 กรณีที่เบซิ่นมีความกว้างไม่มากนัก ควรพิจารณาลดความกว้างของ Piers แต่ต้องให้ระยะห่างเท่ากับความกว้าง แนะนำให้เว้นช่องระหว่างกำแพงเท่ากับครึ่งหนึ่งของระยะห่างที่กำหนด

6. ผิวหน้าของ Baffle Piers ควรตั้งอยู่ห่างจากปลาย Chute Blocks เท่ากับ 0.8 D_2 ระยะนี้ถือว่าสำคัญมาก

7. ความสูงของ Solid Sill ที่ปลายเบซิ่นหาได้จากรูปที่ 5.16 ตัว Sill ควรเอียงขึ้นด้วยความลาดเท 2:1 (H:V) ตามทิศทางการไหลของน้ำ

8. ต้องไม่ทำการ Streamline ขอบของ Chute Blocks, End Sill หรือ Baffle Piers เพราะจะทำให้ลดประสิทธิภาพในการสลายพลังงานลงครึ่งหนึ่ง

9. ถ้า Chute มีความลาดเทมากกว่า 45 องศา ควรลบมุมรอยต่อระหว่าง Chute กับพื้นอ่างด้วยรัศมี $R \geq 4 D_1$

10. โดยทั่ว ๆ ไป ความลาดเทของ Chute จะมีผลต่อจั๊มน้อยมาก เว้นแต่ว่า Chute จะมีความลาดเทน้อย ๆ

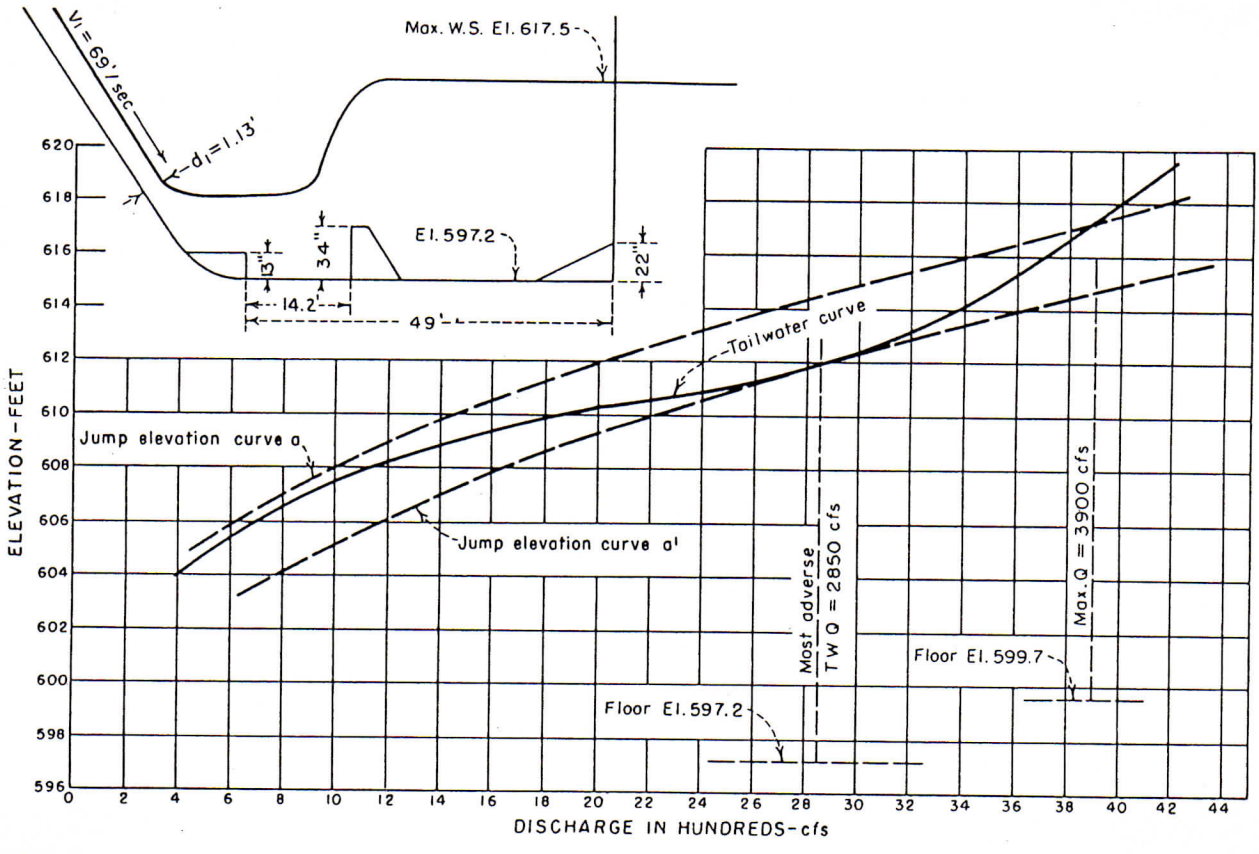
ขีดจำกัดของเบซิ่น 3 คือ อัตราการไหลต้องไม่เกิน 200 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต และความเร็ว 50-60 ฟุต/วินาที เนื่องจากเบซิ่น 3 ค่อนข้างสั้นมาก จึงควรออกแบบตามกฎเกณฑ์ที่ให้ไว้อย่างเคร่งครัด ถ้าการออกแบบต่างจากที่แนะนำหรืออัตราการไหลและความเร็วเกินขีดจำกัด ควรต้องทำโมเดลทดสอบ

5.4.5 ตัวอย่างที่ 3

จงออกแบบเบซิ่น 3 สำหรับกรณีที่แย่ที่สุด กำหนดว่าการไหลของน้ำสม่ำเสมอตลอดหน้าตัด เบซิ่นกว้าง 50 ฟุต ความเร็ว และความลึกที่อัตราการไหลต่าง ๆ แสดงไว้ในตาราง

Q(cfs)	q(cfs/ft)	V_1(fps)	D_1(ft)
3,900	78.0	69	1.130
3,090	61.8	66	0.936
2,020	40.45	63	0.642
662	13.25	51	0.260

และโค้งระดับน้ำท้ายน้ำของลำน้ำ แสดงไว้ด้วยโค้งเส้นทึบในรูปที่ 5.18 (ตัวอย่างนี้เพื่อแสดงวิธีการใช้โค้งระดับจัม)



รูปที่ 5.18 Tailwater and Jump elevation Curve

(Basin III)

วิธีทำ

1. การหาโค้งระดับโดยการเอาค่า D_2 บวกระดับพื้นอ่าง

D_2 จะคำนวณได้จากสมการจั๊มเมื่อรู้ F ดังแสดงในตาราง

$$[D_2 = \frac{D_1}{2}(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)]$$

Q(cfs) (1)	F_1 (2)	D_2/D_1 (3)	D_1(ft) (4)	D_2(ft) (5)	โค้งระดับจั๊ม	
					โค้ง a (6)	โค้ง a' (7)
3,900	11.42	15.75	1.130	17.80	617.5	615.0
3,090	12.02	16.60	0.936	15.54	615.2	612.7
2,022	13.85	19.20	0.642	12.33	612.0	609.5
622	17.62	24.5	0.210	6.37	606.1	603.6

สมมติว่ากรณีที่แย่ที่สุดคือเมื่อ Q_{max} เท่ากับ 3900 ลบ.ฟุต ต่อวินาที จากรูปที่ 5.18 ระดับน้ำท้ายน้ำอยู่ที่ 617.5 ฟุต ใช้ Full conjugate tail water depth ระดับพื้นอ่างจะอยู่ที่ 617.5 - 17.8 = 599.7 ฟุต ระดับน้ำท้ายน้ำที่ต้องการสำหรับ Conjugate depth ที่ Q ต่าง ๆ กันจะคำนวณได้ดังแสดงในช่องที่ (6) ของตาราง

2. หาระดับพื้นอ่าง

นำค่าในช่องที่ (6) ไปเขียนกราฟเทียบกับ Q ในช่องที่ (1) ดังแสดงด้วยโค้ง a ในรูปที่ 5.18 ซึ่งจะเห็นได้ว่าโค้งระดับจั๊ม a อยู่เหนือระดับน้ำท้ายน้ำ เมื่ออัตราการไหลน้อยกว่า Q_{max}

กรณีที่แย่ที่สุดคือเมื่อ Q เท่ากับ 2,850 ลบ.ฟุต ต่อวินาที ถ้าต้องการให้ระดับน้ำท้ายน้ำที่จุดนี้เท่ากับ Full conjugate depth จะต้องลดโค้งระดับจั๊มลง ซึ่งจะทำได้โดยการลดระดับพื้นอ่างลงเท่ากับ 2.5 ฟุต ระดับพื้นอ่างใหม่จะเท่ากับ 599.7 - 2.5 = 597.2 ฟุต ระดับจั๊มที่ Q ต่าง ๆ จะคำนวณได้ดังแสดงในช่อง (7) ของตาราง หรือ

แสดงไว้ด้วยโค้ง a'

ถึงแม้ว่าระดับพื้นอ่างคำนวณจาก Q = 2,850 ลบ.ฟุต ต่อวินาที ขนาดส่วนอื่นๆ ของอ่างจะคำนวณจาก Q_{max} = 3,900 ลบ.ฟุต ต่อวินาที

3. หาความยาวอ่าง

ที่ Q = 3,900 ลบ.ฟุต ต่อวินาที F_1 = 11.42 จากรูปที่ 5.10

$$\frac{L}{D_2} = 2.75$$

$$L = 2.75 \times 17.80 = 48.50 \text{ ฟุต}$$

4. หาความสูง ความกว้าง และระยะห่างของ Chute Blocks

$$h_1 = W_1 = S_1 = D_1 = 1.13 \text{ ฟุต}$$

(ใช้ 13 หรือ 14 นิ้ว)

5. หาความสูง ความกว้าง และระยะห่างของ Baffle Piers

จากรูปที่ 5.16, F_1 = 11.42 จะได้

$$\frac{h_3}{D_1} = 2.5$$

$$h_3 = 2.5 \times 1.13 = 2.825 \text{ ฟุต}$$

(ใช้ h_3 = 34 นิ้ว)

$$W_3 = S_3 = 0.75\ h_3$$

$$= 0.75 \times 34 = 25.5 \text{ นิ้ว}$$

6. หาตำแหน่งที่ตั้งของ Baffle Piers

ผิวหน้าของ Baffle Piers จะอยู่ห่างจากปลาย Chute

$$= 0.8\ D_2$$

$$= 0.8 \times 17.8 = 14.24 \text{ ฟุต}$$

7. หาความสูงของ Solid End Sill

จากรูปที่ 5.16 เมื่อ $F_1 = 11.42$

$$\frac{h_4}{D_1} = 1.60$$

$$h_4 = 1.60 \times 1.130 = 1.81$$

(ใช้ $h_4 = 22$ นิ้ว)

สัดส่วนของเบซิ่น 3 ตามที่ออกแบบแสดงไว้ในรูปที่ 5.18

5.5 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์. 2524. เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์) ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน.

2. Bakhmeteff, B.A. and a.E. Matzke (1936), The Hydraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity, Transaction ASCE, Vol. 101, p 630.

3. US. Bureau of Reclamation (1984), Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No. 25, US. Department of Interior.

บทที่ 6

การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน:ตอนที่ 2

(Design of Stilling Basins and Energy Dissipators : Part II)

6.1 คำนำ

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบ Stilling Basins แบบที่ 4 แบบที่ 5 และแบบที่ 6 ตามแนวทางของ USBR

6.2 การออกแบบ Stilling Basin และ Wave Suppressors สำหรับอาคารในคลอง Outlet Works และเขื่อนทดน้ำ (เบชิน IV)

ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงคุณลักษณะของจั๊มในช่วง Froude Number 2.5-4.0 ซึ่งเป็นช่วง Transition ของจั๊ม มักพบเสมอในการออกแบบอาคารในคลอง และบางครั้งในเขื่อนเตี้ย และ Outlet works ในช่วง Froude No. ดังกล่าวจั๊มยังไม่ได้พัฒนาเต็มที่ จึงไม่สามารถใช้วิธีการออกแบบในบทที่ 5 ได้ ปัญหาที่สำคัญของจั๊มในช่วง 2.5-4.5 คือ คลื่นที่เกิดจากจั๊มซึ่งไม่มั่นคง จึงต้องมีการออกแบบอุปกรณ์ลดคลื่นประกอบในการออกเบชิน 4

ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงการลดความสูงของคลื่น 4 วิธี คือ (1) การออกแบบอุปกรณ์ลดคลื่นเป็นส่วนหนึ่งของอาคารซึ่งควรใช้เฉพาะกรณีที่ Froude No.มีค่าอยู่ในช่วง 2.5-4.5 เท่านั้น (2) การออกแบบตาม Alternate Design ซึ่งสามารถใช้ได้กับ Froude No. ที่มีช่วงกว้างกว่า 2.5-4.5 ส่วนแบบที่(3)และ(4) เป็นการออกแบบเฉพาะอุปกรณ์ลดคลื่น ซึ่งอาจผนวกเข้าไปในการออกแบบ Stilling Basin ตัวใหม่ หรือเพิ่มเข้าไปของอาคารที่มีอยู่แล้วก็ได้ และสามารถใช้ได้กับ Froude No. ใด ๆ

6.2.1 คุณลักษณะจั๊มในช่วง Froude No. 2.5-4.5

ในช่วง Froude No.2.5-4.5 กระแสน้ำความเร็วสูง (jet) จะพุ่งสู่พื้นและผิวน้ำสลับกันไป ตามที่แสดงในรูปที่ 5.6 โดยไม่มีช่วงจังหวะเวลาที่แน่นอน ซึ่งจะเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดคลื่น สำหรับอาคารในคลองแคบ ๆ คลื่นดังกล่าวจะสามารถเคลื่อนตัวไปได้เป็นระยะทางหลายกิโลเมตร อาคารต่าง ๆ ในคลองเช่นตัวม่อสะพาน ประตูระบาย และ

Transition อาจสะท้อนคลื่นดังกล่าวให้มีความรุนแรงมากขึ้นได้ คลื่นดังกล่าวอาจทำความเสียหายต่อตลิ่งคลองดิน หินเรียง และทำให้เกิดน้ำกระเพื่อมที่อาคารวัดน้ำ อาคารที่อยู่ในช่วง Froude No. ดังกล่าวปกติจะต้องเสียค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษามากที่สุด

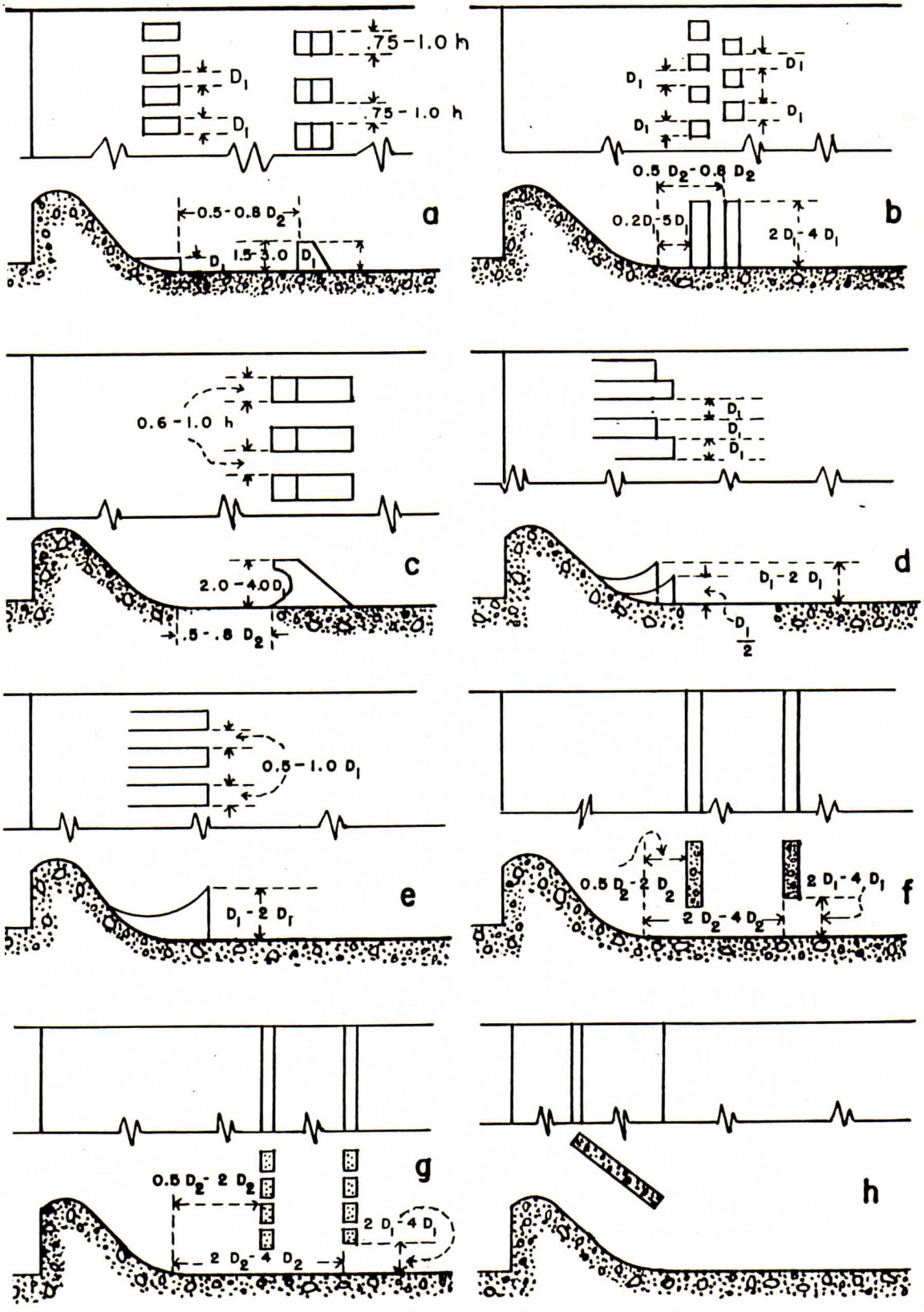
สำหรับทางน้ำกว้างเช่น เขื่อนทดน้ำ คลื่นดังกล่าวจะไม่รุนแรงเหมือนในคลองแคบ ๆ และจะเคลื่อนที่ในแนวขนานกับทิศทางการไหลของน้ำ สำหรับ Outlet works ที่มีเฮดของน้ำ 50 ฟุตขึ้นไปและอยู่ในช่วง Froude No.2.5-4.5 ควรจัดทำ Model study

6.2.2 การออกแบบ Stilling Basin ในช่วง Froude No. 2.5-4.5

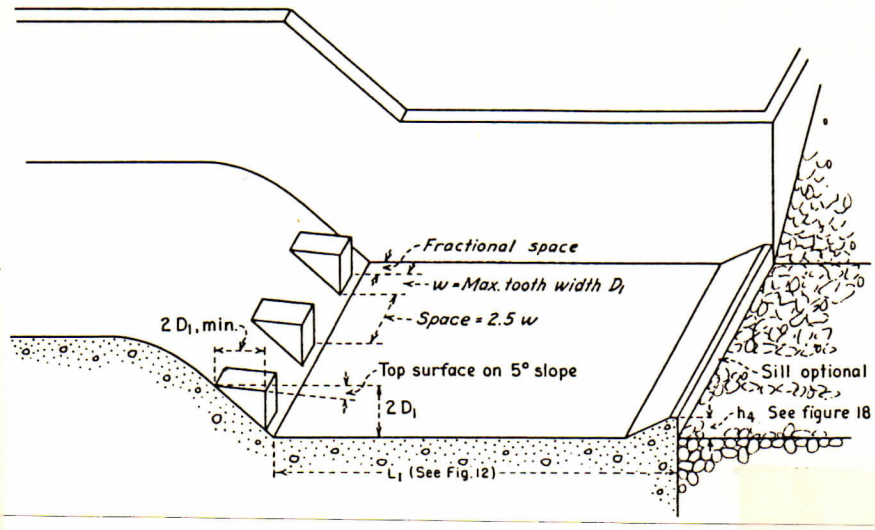
(1) การพัฒนา วิธีการที่ดีที่สุดในการออกแบบคือ การกำจัดตัวทำให้เกิดคลื่น โดยการเปลี่ยนสภาวะการไหลซึ่งเป็นตัวทำให้เกิดคลื่นเสีย สำหรับ Stilling Basins ที่ต่อจาก Cveffall หรือ Chute การกำจัดตัวทำให้เกิดคลื่นมี 2 แนวทางคือ (1) การใช้ Baffle Pier หรือ Sills ปะทะกระแสน้ำความเร็วสูงที่พุ่งเข้า Stilling Basin (2) ใช้ Chute Blocks ขนาดใหญ่เบี่ยงแนวกระแสน้ำความเร็วสูงขึ้นผิวน้ำเพื่อเพิ่มการม้วนตัวของน้ำที่ผิวน้ำ วิธีแรกไม่ประสบผลสำเร็จเพราะต้องใช้ Baffle Pier ที่มีขนาดใหญ่มากจนกีดขวางการไหลของน้ำ ลักษณะอุปกรณ์กำจัดคลื่นบางส่วนได้ทดลองโดย USBR แสดงอยู่ในรูปที่ 6.1

(2) Deflector Blocks แนวทางที่สองซึ่งมีการติดตั้งบล็อคที่มีลักษณะคล้าย Chute Blcck แต่มีขนาดใหญ่กว่าที่ Chute จะช่วยกำจัดคลื่นอย่างได้ผลโดยไม่ต้องเปลี่ยนแปลง Stilling Basin เลย วัตถุประสงค์ของบล็อคขนาดใหญ่ดังกล่าวคือ การเบี่ยงแนวกระแสน้ำที่มีความเร็วสูงเข้าไปที่ใต้คลื่นม้วนเพื่อช่วยทำให้จั๋มมีความมั่นคงขึ้น ได้มีการทดสอบบล็อคแบบต่าง ๆ หลายแบบแต่ที่ให้ผลดีคือแบบที่มีลักษณะดังรูปที่ 6.1 (d) และ (e) และเพื่อให้ง่ายต่อการก่อสร้างจึงแนะนำ Deflector Block ดังรูปที่ 6.2

ควรใช้อุปกรณ์กำจัดคลื่นเช่น Deflector Block ให้น้อยตัวที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ เพราะอุปกรณ์ดังกล่าวจะทำให้เกิด Backwater และทำให้ต้องสร้างกำแพงข้างสูงกว่าเดิม จำนวน Deflectcr Block ที่น้อยที่สุดที่ต้องใช้แสดงอยู่ในรูปที่ 6.2 ความกว้างบล็อคมากที่สุดคือ D_1 แต่ที่ดีที่สุดในเชิงชลศาสตร์คือ กว้างเท่ากับ 0.75 D_1 ส่วนรายละเอียดอื่น ๆ ดูในรูปที่ 6.2



รูปที่ 6.1 Record of appurtenances (Basin IV).



รูปที่ 6.2 สัดส่วนของเบซิ่น 4

(3) ความลึกท้ายน้ำ สำหรับเบซิ่น 4 แนะนำว่าควรให้ความลึกท้ายน้ำมากกว่า Conjugate Depth ประมาณ 5-10 % เนื่องจากจั๊มค่อนข้างจะไม่ค่อยมั่นคงนักในช่วง Froude Nc. ต่ำ ถ้าความลึกท้ายน้ำไม่พอจั๊มจะหลุดออกนอกเบซิ่น (Sweep Out) ได้ง่าย จั๊มจะมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานดีขึ้นและการเกิดคลื่นจะหายไปถ้าความลึกท้ายน้ำเท่ากับ 1.1 D_2

(4) ความยาวเบซิ่นและ End Sill ความยาวของเบซิ่นจะหาได้จากกราฟความยาวจั๊มบนพื้นราบ (แบบที่ 1) ในรูปที่ 5.10 เบซิน 4 ไม่ต้องมี Baffle Pier เพราะจะก่อให้เกิดผลเสียมากกว่าดี แต่ควรมี end sill ตามแบบเบซิ่น 3 ในรูปที่ 5.15

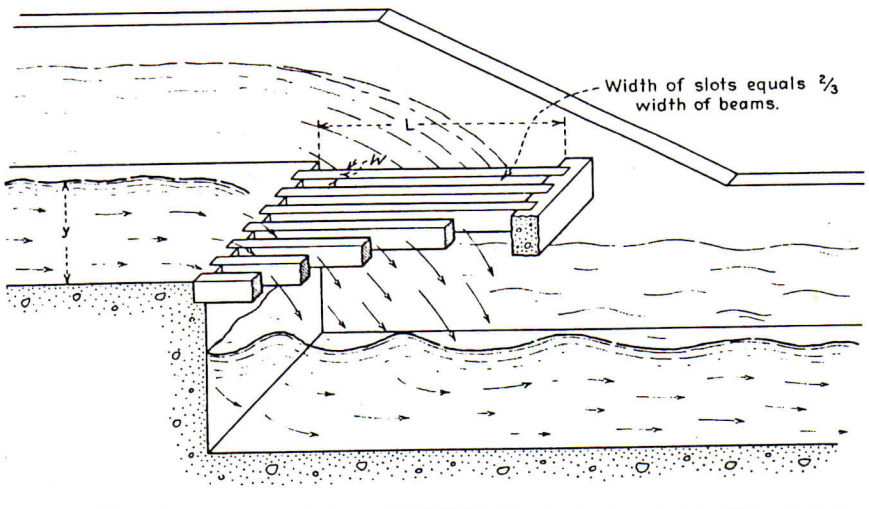
(5) การทำงานของเบซิ่น 4 ถ้าออกแบบเบซิ่น 4 ด้วยค่าปริมาณการไหลสูงสุด เบซิ่น 4 จะทำงานได้ดีในช่วงปริมาณการไหลที่น้อยกว่าค่าสูงสุด ถึงแม้ว่าจะมีคลื่นบ้างแต่ก็อยู่ในเกณฑ์ปกติธรรมดาเช่นที่พบในเบซินอื่น ๆ ที่ใช้กับ Froude Nc. สูง ๆ เบซิ่น 4 ใช้ได้กับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเท่านั้น

6.2.3 Alternative Stilling Basin 4 - Small Drops

(1) การทำงาน

สำหรับอาคารน้ำตกในคลองขนาดเล็ก ควรใช้ Alternative basin ในการลดคลื่นที่แหล่งที่ทำให้เกิดคลื่น ซึ่งมี Froude No. อยู่ระหว่าง 2.5-4.0 สำหรับอาคารดังกล่าว Froude No. ที่ด้านเหนือน้ำของอาคารน้ำตกจะมีค่าประมาณ 0.5 กรณีดังกล่าวจะต้องติดตั้งรางเหล็ก ท่อเหล็ก หรือท่อนไม้ ที่ตีเป็นลูกกรงที่อาคารน้ำตก ดังแสดงในรูปที่ 6.3 กระแสน้ำที่ล่วงลงมาจะผ่านร่องลูกกรงทำให้มีลักษณะแผ่นยาวบาง ๆ ตกลงสู่คลองเบื้องล่าง อุปกรณ์ดังกล่าวจะสลายพลังงานได้ดีมากและขจัดปัญหาเรื่องคลื่น รางเหล็กควรเอียงลงทำมุม 3 องศากับแนวราบ เพื่อให้สามารถขจัดสวะต่าง ๆ ที่ติดมากับน้ำได้โดยอัตโนมัติ

อุปกรณ์ดังกล่าวจะใช้ได้กับ Froude No. ต่ำกว่า 3.0 ซึ่งเมื่อเกิดจั๊มจะเกิดการสูญเสียพลังงานมากที่สุด 27 เปอร์เซนต์ ซึ่งนับว่าอุปกรณ์ดังกล่าวมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานและกำจัดคลื่นไปในตัว



รูปที่ 6.3 Drop Type Energy Dissipator สำหรับ Froude No. 2.5-4.5 (Alternative Basin 4)

(2) การออกแบบ ใช้ระยะห่างระหว่างคานเท่ากับ $\frac{2}{3}$ เท่าของความกว้างคาน และความยาวโดยประมาณเท่ากับ 3.6 ความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำของน้ำตก หรืออาจคำนวณได้จากสมการ

$$L = \frac{Q}{CSN\sqrt{2g\,Y_1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.1)$$

เมื่อ C = ความยาวของคานเป็น ฟุต

Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน ลบ.ฟุต/วินาที

C = ส.ป.ส. การทดลอง ใช้ 0.245

S = ระยะห่างเป็น ฟุต

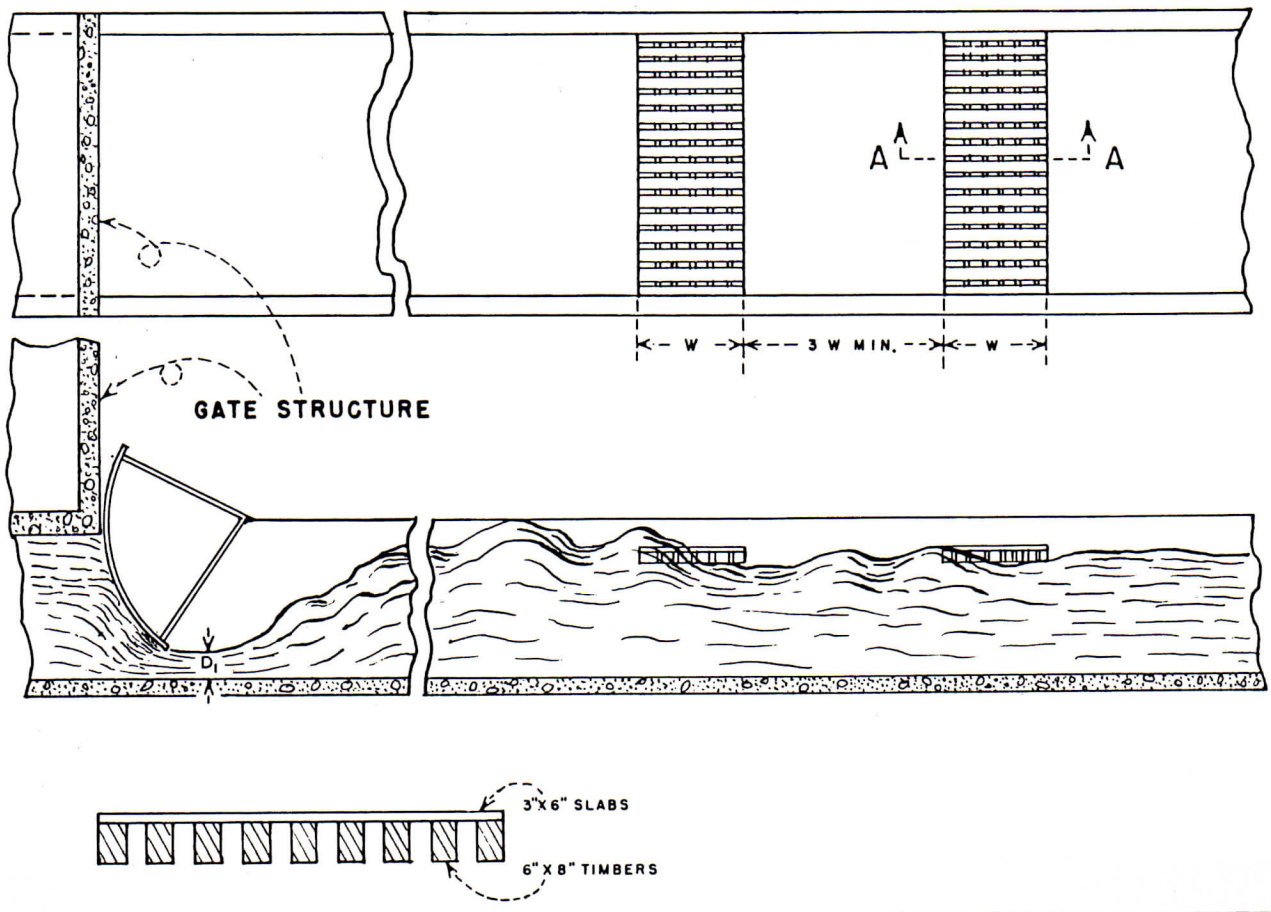
N = จำนวนร่อง

ในกรณีที่ต้องการออกแบบอาคารเพื่อให้ทำหน้าที่ทดน้ำด้วย อาจทำได้โดยการวางลูกกรงให้เอียงขึ้น แต่กรณีนี้อาจมีปัญหาเนื่องการขจัดสวะ

6.2.4 อุปกรณ์ลดคลื่น (Wave Suppressors)

ในหัวข้อนี้จะได้พูดถึงอุปกรณ์ลดคลื่น 2 แบบ ซึ่งสามารถออกแบบรวมเป็นส่วนหนึ่งของอาคารที่จะสร้างใหม่ หรือเป็นส่วนที่เพิ่มเข้าในอาคารที่ใช้งานอยู่ ซึ่งอุปกรณ์ดังกล่าวใช้ได้กับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า รูปสี่เหลี่ยมคางหมู หรือรูปร่างอื่น ๆ แบบแรกคือ แบบแพ Raft ซึ่งถูกกว่าแบบ Underpass แต่ประสิทธิภาพในการลดคลื่นน้อยกว่า และอุปกรณ์ทั้ง 2 แบบใช้ได้กับ Froude Nc. ทุกช่วง

6.2.4.1 Raft Type Wave Suppressor กรณีที่ไม่สามารถขจัดตัวทำให้เกิดคลื่นได้ อาจพิจารณาใช้อาคารลักษณะดังรูปที่ 6.4 ในกรณีนี้การใช้ Stilling Basin จะก่อให้เกิดน้ำกระจายและเกิด Backwater ซึ่งจะเป็นผลทำให้เกิดการไหลแบบท่วมท้ายบาน (Submerged Flow) เมื่อน้ำที่ไหลผ่านมีปริมาณมาก กรณีการใช้แพ (Raft) จะเหมาะสมที่สุดถ้าไม่ต้องการให้เกิดการท่วมท้ายน้ำเพิ่มขึ้น อุปกรณ์ดังรูปที่ 6.4 สามารถใช้ได้กับ Froude No. ในช่วง 3-7 ขึ้นอยู่กับเฮดทางน้ำหลังบานและขนาดการเปิดบาน ความเร็วของน้ำในคลองอยู่ระหว่าง 5-10 ฟุตต่อวินาที คลื่นสูง 1.5 ฟุต วัดจากท้องคลื่นถึงสันคลื่น



รูปที่ 6.4 Raft Wave Suppressor (เบซิ่น 4) สำหรับ Froude No. 2.5-4.5

ลักษณะแพที่มีประสิทธิภาพในการลดคลื่นมากที่สุดประกอบด้วยแพขนาดกว้าง 8 ฟุต 2 แพ ทำจากไม้ขนาด 6" × 8" วางไว้ทางด้านท้ายน้ำของ Stilling Basin โดยการวางแผ่นไม้ขวางทางน้ำให้มีระยะห่างเป็นช่วงเท่า ๆ กัน แล้วแผ่นไม้ทาบทับขวางเป็นตะแกรง เพื่อให้เกิดเป็นช่องสี่เหลี่ยมเล็ก ๆ การทำแพดังกล่าวจะต้องจัดให้มีลักษณะดังนี้ (1) แพต้องมีช่อง (สี่เหลี่ยม) ที่มีรูปแบบแน่นอน (2) ช่องดังกล่าวต้องมีความลึกพอสมควร (3) ต้องใช้อย่างน้อยสองแพ (4) แพจะต้องมั่นคงและยึดแน่น

กรณีที่มุ่งเฉพาะการกำจัดคลื่นที่ปริมาณการไหลสูงสุดเพื่อไม่ให้น้ำล้น Free-board อาจติดตั้งแพให้ถาวร แต่ถ้าต้องการกำจัดคลื่นที่ปริมาณน้ำต่าง ๆ จะต้องทำแพให้ปรับได้ หรือต้องจัดทำแพไว้ 2 ชุด

แพกำจัดคลื่นที่แนะนำไว้นี้สามารถใช้ได้กับคลื่นที่เกิดจากลมหรือเกิดจากการปิด-เปิดปั๊มได้ด้วย กรณีนี้ตำแหน่งแพท้ายน้ำจะถือว่าสำคัญมาก และควรติดตั้งในตำแหน่งที่ห่างจากแพแรกน้อยกว่าระยะช่วงคลื่น และแนะนำว่าควรทำแพที่สองให้ปรับได้และเคลื่อนย้ายได้

6.2.4.2 Underpass-Type Wave Suppressor อุปกรณ์ในการทำลายคลื่นที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดคือ Short-Tube Type of Underpass Suppressor ซึ่งสามารถออกแบบให้เป็นส่วนหนึ่งของอาคารหรือเพิ่มเข้าไปที่หลังก็ได้

อุปกรณ์ประเภทนี้ประกอบด้วยหลังคาราบที่วางขวางทางน้ำ มีกำแพงด้านหน้า (Headwall) ซึ่งสูงพอที่จะทำให้น้ำไหลลอดใต้หลังคา ตำแหน่งหลังคาจะต้องติดตั้งให้สูงจากพื้นพอที่จะลดความสูงคลื่นได้อย่างมีประสิทธิภาพ ในช่วงปริมาณการไหลของน้ำต่าง ๆ กัน ความยาวของหลังคาจะเป็นตัวกำหนดว่าจะลดคลื่นได้มากน้อยเท่าใด

ขั้นตอนการออกแบบ

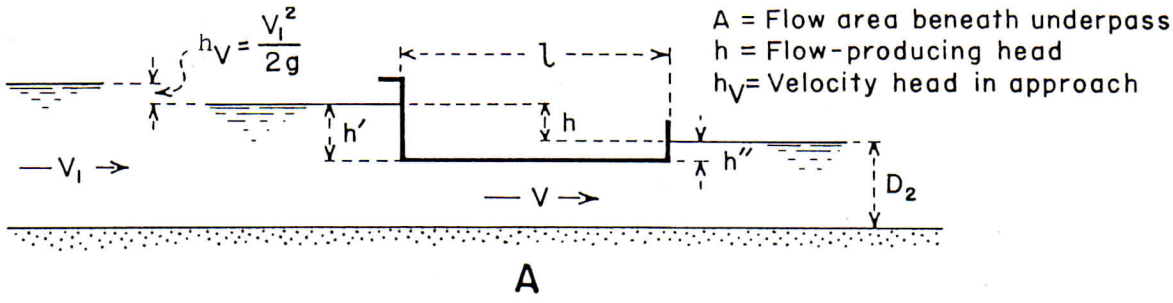
สิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณาในการออกแบบคือ

(1) ความลึกหลังคาใต้ผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำ

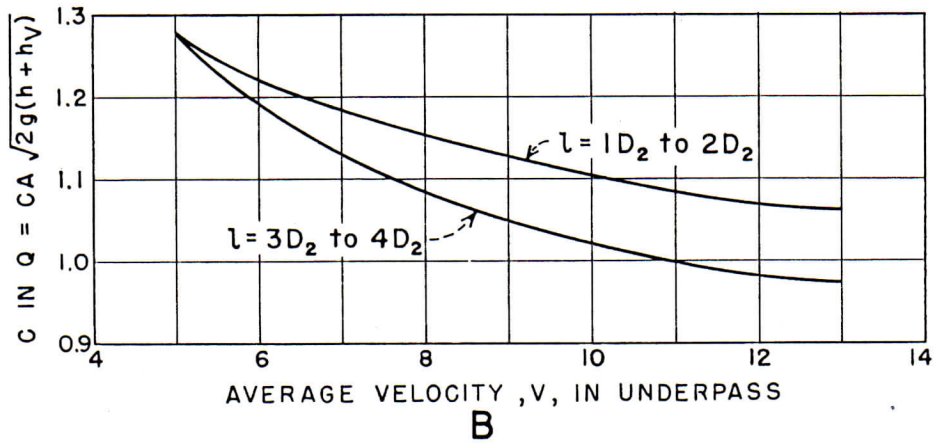
(2) ความยาวของ Underpass ที่ต้องการลดคลื่นเท่าที่จำเป็น

(3) ความสูงของระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำที่ทดตัวขึ้นมาเพราะ Underpass

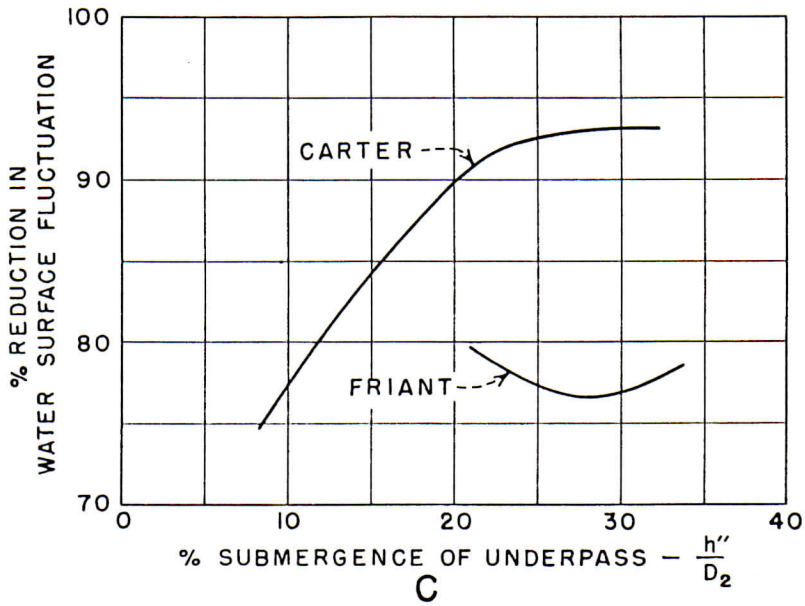
จากผลการทดลองของ Carter Lake Dam Friant Kern Canal และการทดลองอื่น ๆ พบว่าถ้าหลังคา Underpass จมใต้ผิวน้ำ 33 % ของความลึกท้ายน้ำที่ปริมาณการไหลสูงสุด จะลดความสูงของคลื่นได้มากที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 6.5 (c) ถ้าหลังคาจมลึกมากกว่า 33 % จะก่อให้เกิด Turbulence ที่ทางออกของ Underpass มากเกินไป และจะลดประสิทธิภาพในการลดคลื่นของ Underpass ถ้า % submergence น้อยลง เช่น กรณีที่ปริมาณการไหลลดลงกว่าค่าสูงสุด จะทำให้ % การลดความสูงคลื่นลดลงด้วย ดังเช่นที่แสดงด้วยกราฟเส้นบนของรูปที่ 6.5 (c) และการที่กราฟเส้นล่างค่อนข้างคงที่เมื่อ % submergence ลดลงเพราะคลื่นที่ปริมาณการไหลน้อยกว่าค่าสูงสุดมีขนาดเล็กกว่าและเกิดขึ้นในช่วงเวลาสั้น ๆ จึงแนะนำว่าให้หลังคา Underpass จมใต้ผิวน้ำ 33 %



A



B



C

รูปที่ 6.5 คุณลักษณะของชลศาสตร์ของ Underpass Wave Suppressor

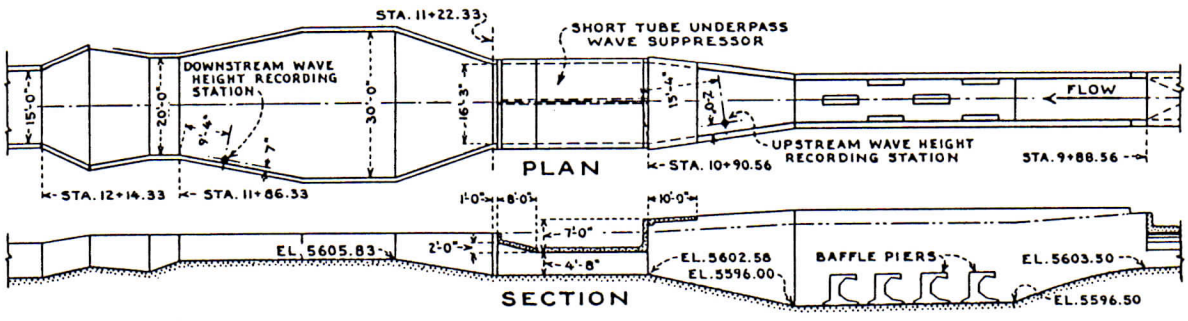
ความยาวของ Underpass ขึ้นอยู่กับขนาดคลื่นที่ต้องการให้ลดลง สำหรับ Underpass submergence 33 % และน้ำที่ไหลผ่านมีความเร็วสูงสุด 14 ฟุต/วินาที ผลของความยาวต่อ % การลดคลื่นแสดงอยู่ในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 ผลของความยาว Underpass ต่อ % การลดคลื่น

ความยาว Underpass	% การลดคลื่น 1/
1 D_2 - 1.5 D_2	60 - 75
2 D_2 - 2.5 D_2	80 - 88
3.5 D_2 - 4.0 D_2	90 - 93 2/

(1/ สำหรับคลื่นที่มีช่วงเวลานานถึง 5 วินาที 2/ ค่าสูงสุดสำหรับ Draft Tube Outlet)

ถ้าต้องการให้ได้ % การลดคลื่นถึง 93 จะต้องออกแบบทางออกให้เป็นแบบ Draft Tube โดยการออกแบบหลังคาช่วงท้ายน้ำให้ทำมุมยกขึ้นเท่ากับ 4:1 (H:V) และหลังคาช่วงทำมุมยกขึ้นต้องยาวไม่เกิน $\frac{1}{4}$ ของความยาว Underpass ดังรูปที่ 6.6 มุมยกที่มากกว่า 4:1 จะไม่ก่อให้เกิด Draft Tube Action จึงไม่ควรใช้ แต่มุมยกราบกว่า 4:1 จะช่วยทำให้เกิด Draft Tube Action ดีขึ้นกว่าเดิม จึงใช้ได้



รูปที่ 6.6 Underpass of Carter Lake Dam

เนื่องจาก % การลดคลื่นเกิดมากที่สุดเมื่อ Underpass ยาว D_2 การทำ Underpass 2 ตัว แต่ตัวยาว D_2 จึงดีกว่าการทำ Underpass ตัวเดียวยาว 2 D_2 และจากการทดสอบพบว่า Underpass 2 ตัว แต่ละตัวยาว D_2 วางห่างกัน 5 D_2 ลดคลื่นได้มากกว่า Underpass ยาว 2 D_2 ถึง 10 % แต่อย่างไรก็ตามจะต้องเสียค่าใช้จ่ายทำกำแพงหน้าเพิ่มขึ้น

ความสัมพันธ์ระหว่าง C และ V เฉลี่ยใต้ Underpass ในรูปที่ 6.5 (E) จะช่วยในการหา Backwater Effect ของ Underpass หรือระยะ h ในรูปที่ 6.5 A กรณีที่ความยาว Underpass ไม่ใช่ 1 D_2 ถึง 2 D_2 หรือ 3 D_2 ถึง 4 D_2 ให้ใช้วิธี Interpolate จากกราฟ

ความดันที่กำแพงหน้ามีลักษณะเป็น hydrostatic pressure และความดันใต้หลังคามีค่า 1-2 ฟุต ต่ำกว่าบรรยากาศ แต่ในการออกแบบจะถือว่าเท่ากับความดันบรรยากาศ และความดันที่กำแพงท้ายน้ำเท่ากับความดันบรรยากาศ

6.2.5 <u>ตัวอย่าง</u>

ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 30 ฟุต ลึก 14 ฟุต มีน้ำไหลลึก 10 ฟุต ที่ปริมาณการไหลสูงสุด 2400 ลบ.ฟุต/วินาที คาดว่าจะมีคลื่นสูง 5 ฟุต และมีช่วงเวลาการเกิดคลื่นน้อยกว่า 5 วินาที ให้ออกแบบ Underpass Type Wave Suppressor เพื่อลดคลื่นดังกล่าวให้เหลือ 1 ฟุต โดยที่จะไม่ทดน้ำทางด้านเหนือน้ำของ Underpass มากกว่า 15 นิ้ว

<u>วิธีทำ</u>

เพื่อลดคลื่นให้ได้มากที่สุดที่ปริมาณการไหลสูงสุด Underpass จะต้องจมใต้ผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำ 33 %

ความลึกของน้ำใน Underpass $= 10 - 0.33 \times 10$ ฟุต

$= 6.67$ ฟุต

V ใน Underpass $= \frac{2400}{6.67 \times 30}$ ฟุต/วินาที

$= 12$ "

จากตารางที่ 6.1 ถ้าต้องการลดคลื่นจาก 5 ฟุต เหลือ 1 ฟุต หรือลดคลื่น 80 % ต้องใช้ Underpass ยาว 2 D_2 - 2.5 D_2

สมมติเลือก Underpass ยาว 2 D_2 = 2 x 10 = 20 ฟุต

จากรูปที่ 6.5 (B) เมื่อ V = 12 ฟุต/วินาที และ 2 D_2

C = 1.07

ดังนั้น $h + hv = \left(\frac{Q}{CA\sqrt{2g}}\right)^2$

$= \left(\frac{2400}{1.07 \times 6.67 \times 30\sqrt{2 \times 32.2}}\right)^2$

= 1.95 ฟุต

$$h + \left(\frac{2400}{30(10+h)}\right)^2 \frac{1}{2x32.2} = 1.95$$

$$h + \frac{99.38}{(10+h)^2} = 1.95$$

โดยการทดลองค่า จะได้

h = 1.15 ฟุต

= 14 นิ้ว < 15 นิ้ว ..... ใช้ได้

ถ้าใช้ Underpass ยาว 3.5 D_2 - 4.0 D_2 หรือ 35 - 40 ฟุต จะสามารถลดคลื่นลงเหลือประมาณ 0.5 ฟุต (90-93 % การลดคลื่น) และจะทำให้เกิด Backwater h = 1.61 ฟุต

ต้องเผื่อ Freeboard สำหรับ h ที่คำนวณได้ เท่ากับ $\frac{1}{2}$ - 1 เท่าของความสูงคลื่น

กำแพงหน้าควรสูงเท่าระดับ Freeboard และยื่นออกมาดังแสดงในรูปที่ 6.5 (A) เพื่อสะท้อนคลื่นกลับไปที่เบซิน

กรณีที่น้ำที่ไหลเข้า Underpass มีฟองอากาศติดมาด้วย ควรติดตั้งท่อระบายอากาศ (Air Vent) ที่ใต้พลังคา Underpass

ถ้าติดตั้ง Underpass ท้ายน้ำของ Stilling Basin จะต้องอยู่ห่าง Stilling Basin พอสมควร เพื่อป้องกัน Turbulent Flow เข้าไปใน Underpass เพราะจะทำให้ประสิทธิภาพในการลดคลื่นลดลง

6.3 การออกแบบ Stilling Basin บนพื้นเอียง (เบซิน V)

(Design of Stilling Basin with Sloping Apron (Basin V))

6.3.1 ลักษณะของจั๊มบนพื้นเอียง

(Characteristics of Jump on a Sloping Apron)

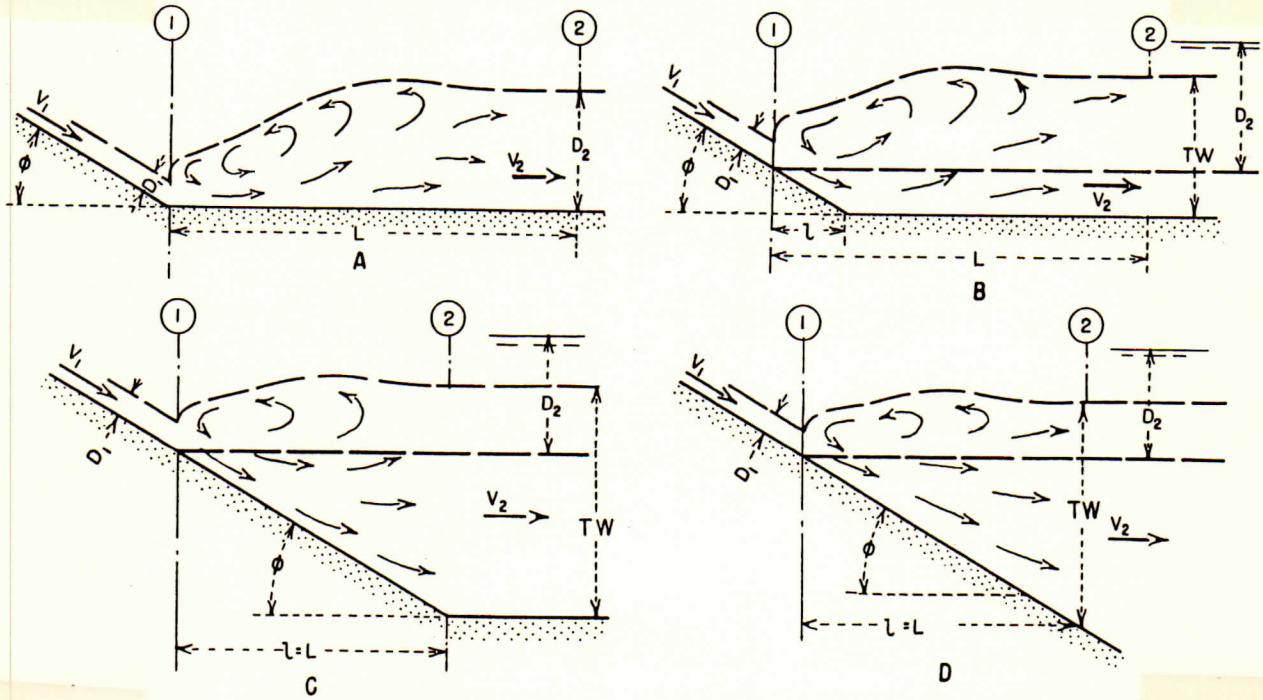
จั๊มบนพื้นเอียงเกิดได้หลายลักษณะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่าง ๆ คือความลาดเทของพื้นเอียง การจัดวางพื้น (Arrangement of Apron) Froude Number และอัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง รูปที่ 6.7 แสดงจั๊ม 4 แบบ คือแบบ A, B, C และ D

แบบ A (Case A) คือจั๊มบนพื้นราบ แบบ B หัวจั๊มอยู่บนพื้นเอียงขณะที่หางจั๊มอยู่บนพื้นราบ แบบ C หัวจั๊มอยู่บนพื้นเอียงและหางจั๊มอยู่ที่รอยต่อระหว่างพื้นเอียงและพื้นราบ ส่วนแบบ D จั๊มอยู่บนพื้นเอียงทั้งหมด อย่างไรก็ตามอาจพิจารณาว่าจั๊มแบบ C และ D เหมือนกัน ถ้าพื้นราบเริ่มจากหางจั๊มแบบ D และอาจพิจารณาว่าจั๊มแบบ B ความจริงแล้วคือจั๊มแบบ A สำหรับกรณีที่ความลึกท้ายน้ำมาก (Excessive Tail Water Depth) นั่นเอง ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงเฉพาะคุณสมบัติที่สำคัญสำหรับการออกแบบจั๊มแบบ D และแบบ B

6.3.2 คุณสมบัติของจั๊มแบบ D

(1) ความลึกท้ายน้ำของจั๊ม (Tail Water Depth, TW)

ผลจากการศึกษาการเกิดจั๊มบนพื้นเอียง (แบบ D) ด้วย Flume ของ Kinesvater, C.E. (1944), Bakhmeteff, B.A. and A.E. Matzke (1938) สามารถนำมาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{TW}{D_1}$ กับค่า Froude No. และมุมเอียงของพื้นซึ่งอยู่ในรูป tan ø ได้ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 6.8 tan ø ในรูปมีค่าอยู่ระหว่าง 0.05 - 0.30

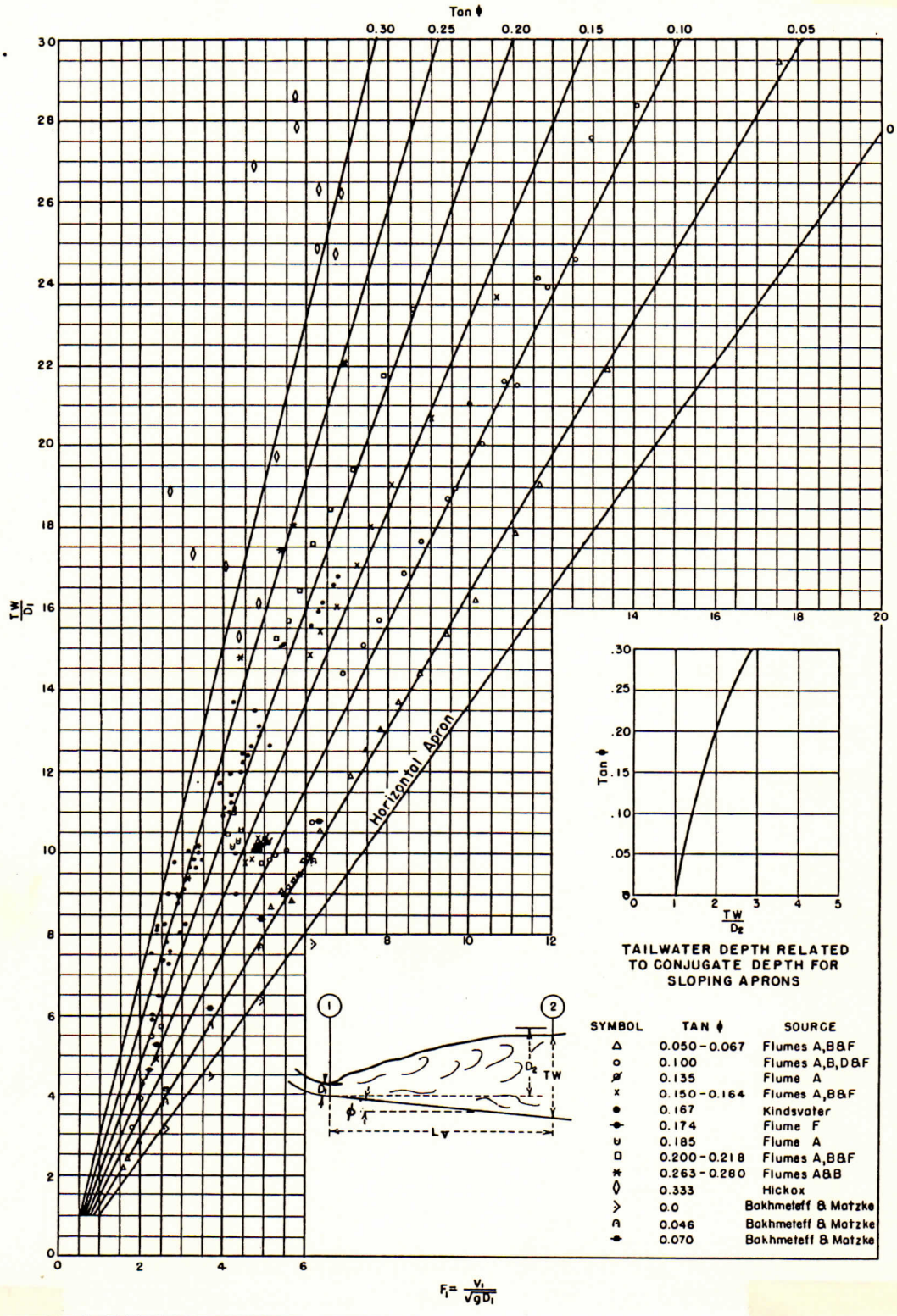


รูปที่ 6.7 จั๊มบนพื้นเอียง (เบซิน 5)

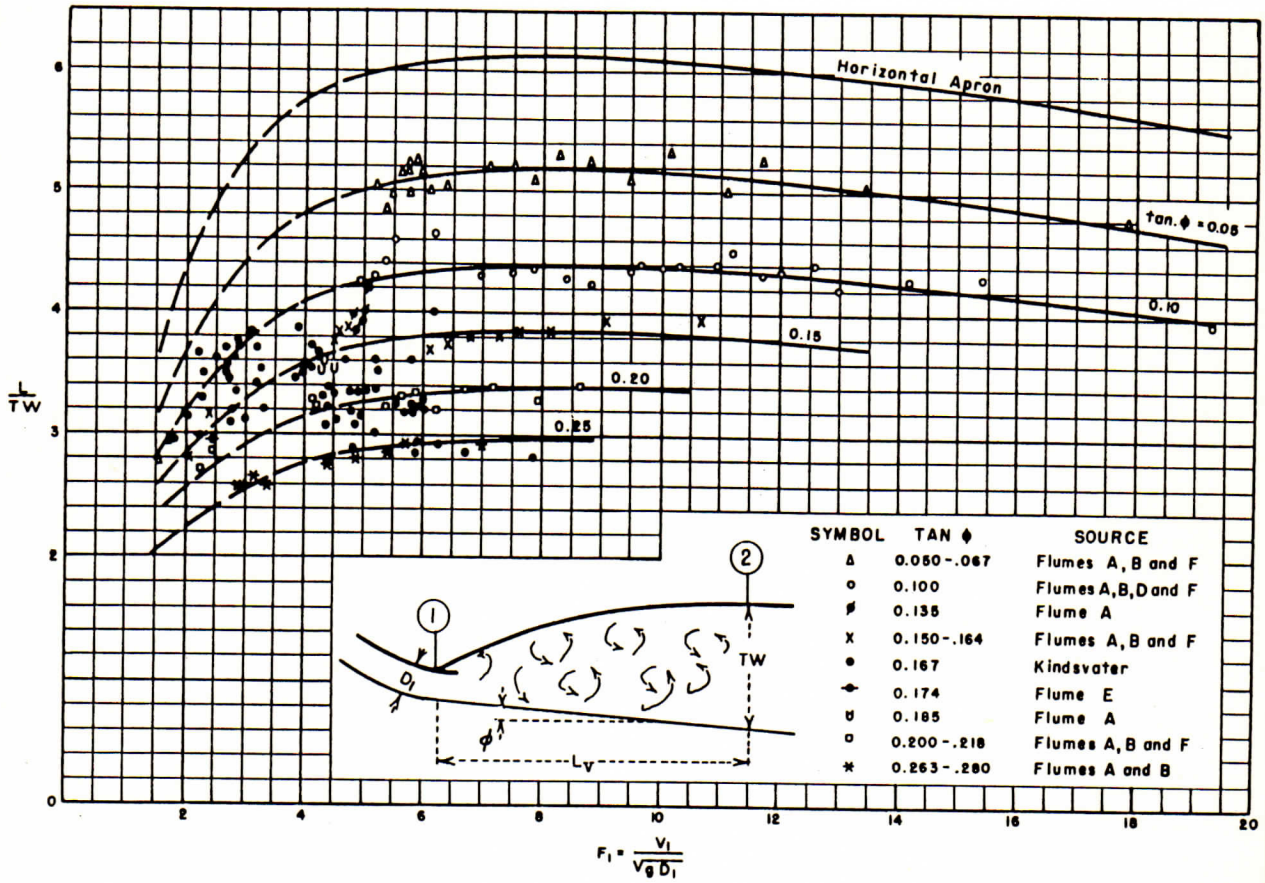
ภาพเล็กในรูปที่ 6.8 แสดงอัตราส่วนระหว่างความลึกท้ายน้ำ (TW) กับ Conjugate Depth ของจั๊มบนพื้นราบ (D_2) สำหรับพื้นซึ่งเอียงทำมุมต่าง ๆ กัน สำหรับพื้นราบ D_2 จะเท่ากับ TW ความจริงแล้ว D_2 ในเรื่องจั๊มบนพื้นเอียงไม่มีความหมายอะไร แต่ที่นำมาใช้เพื่อการเปรียบเทียบเท่านั้น จากภาพเล็กจะเห็นได้ว่าจั๊มบนพื้นเอียงต้องการความลึกท้ายน้ำมากกว่าจั๊มบนพื้นราบ เช่น ถ้า tan Ø เท่ากับ 0.1 ความลึกท้ายน้ำจะเท่ากับ 1.4 D_2 และถ้า tan Ø เท่ากับ 0.3 ความลึกท้ายน้ำจะเท่ากับ 2.8 D_2

(2) <u>ความยาวจั๊มแบบ D</u>

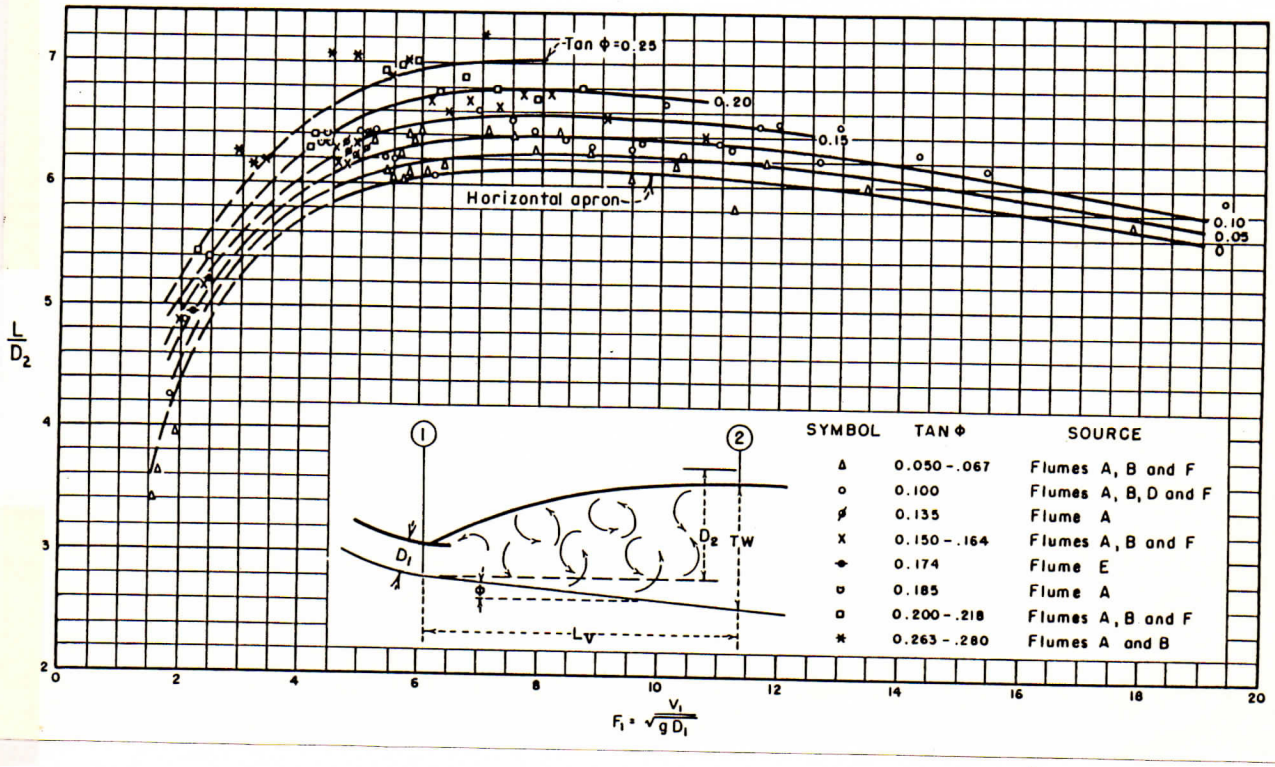
ความยาวของจั๊มบนพื้นเอียงแบบ D สามารถหาได้จากรูปที่ 6.9 หรือรูปที่ 6.10 รูปที่ 6.9 แสดงอัตราส่วนความยาวจั๊ม (L) ต่อ TW กับค่า F_1 สำหรับพื้นเอียง



รูปที่ 6.8 อัตราส่วน TW ต่อ D_1 สำหรับเบซิน 5 แบบ D



รูปที่ 6.9 ความยาวจั๊มในรูปของความลึกท้ายน้ำ (เบซิน 5 แบบ D)



รูปที่ 6.10 ความยาวจั๊มในรูปของ Conjugate Depth (เบซิน 5 แบบ D)

ซึ่งมีค่า tan Ø ระหว่าง 0-0.25 ส่วนรูปที่ 6.10 แสดงอัตราส่วนความยาวจั๊ม (L) ต่อค่า D_2 กับค่า F_1 สำหรับพื้นเอียงซึ่งมีค่า tan Ø อยู่ในช่วงเดียวกัน รูปที่ 6.10 แสดงให้เห็นว่าความยาวจั๊มบนพื้นเอียงจะยาวกว่าจั๊มบนพื้นราบซึ่งมี Froude No. เท่ากัน เช่นที่ $F_1 = 8$ อัตราส่วน $\frac{L}{D_2}$ จะมีค่า 6.1 สำหรับพื้นราบ ถึง 7.0 สำหรับพื้นเอียงซึ่งมีค่า tan Ø = 0.25

(3) สมการจั๊มบนพื้นเอียง (แบบ D)

Kindsvater, C.E. (1944) เสนอสมการสำหรับการคำนวณเกี่ยวกับจั๊มบนพื้นเอียงดังนี้

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2\cos Ø}\left[\sqrt{\frac{8F_1^2\cos^3 Ø}{1-2K\tan Ø}} + 1 - 1\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6.2)$$

เมื่อ D_1 = ความลึกของน้ำก่อนเกิดจั๊ม

D_2 = Conjugate Depth ของจั๊มบนพื้นราบ

F_1 = Froude No. ของน้ำที่ไหลเข้าสู่จั๊ม

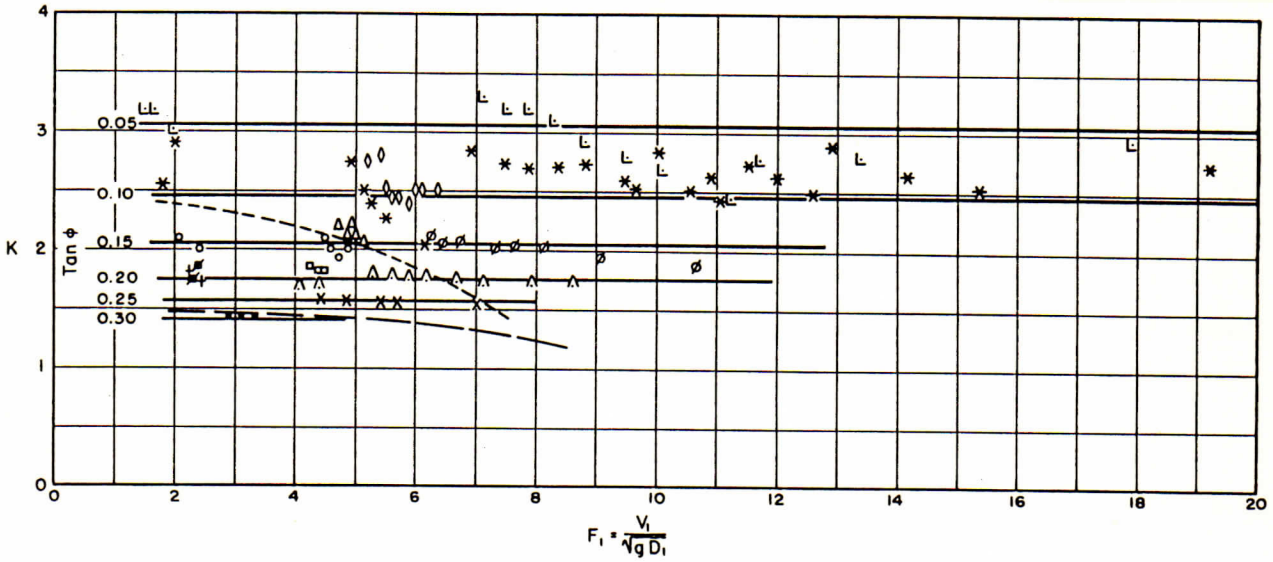
Ø = มุมเอียงของพื้น

K = Shape Factor เป็นค่าไร้มิติ ซึ่งขึ้นอยู่กับ Froude No. และความเอียงของพื้นดังแสดงในรูปที่ 6.11

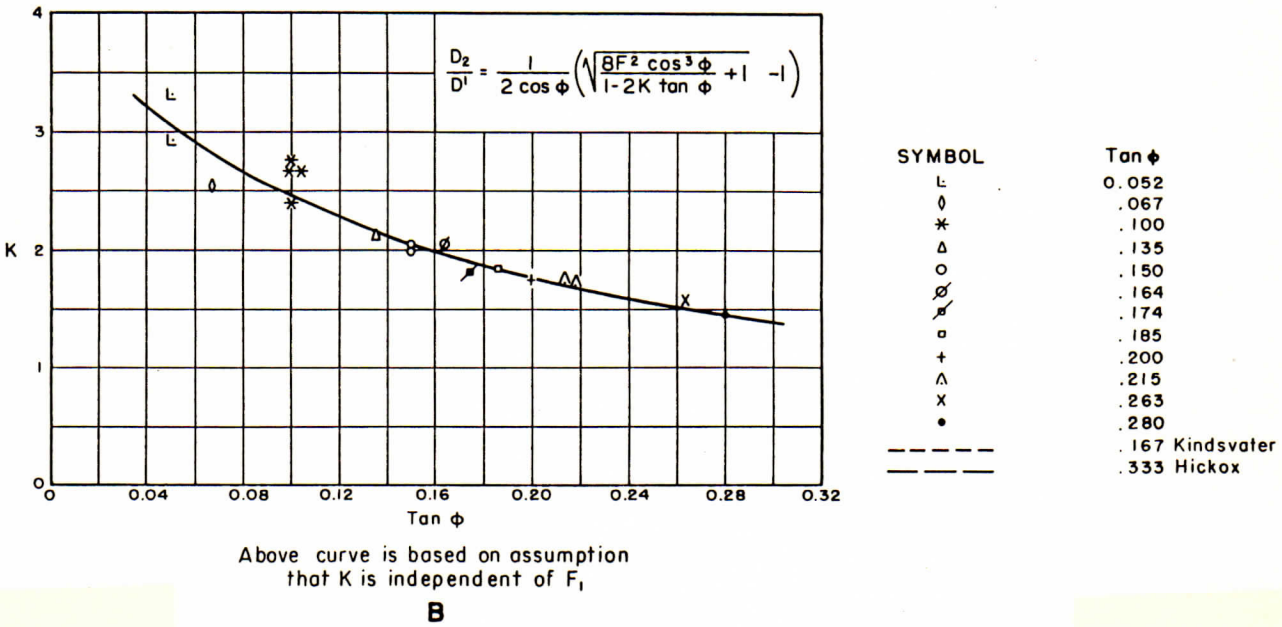
รูปที่ 6.11 (A) แสดงให้เห็นว่า Froude No. มีผลต่อค่า K เพียงเล็กน้อย จากสมมติฐานดังกล่าว เมื่อนำค่า K ของแต่ละพื้นเอียงจากรูปที่ 6.11 (A) มาเฉลี่ย แล้วนำมาพล็อตเทียบกับ tan Ø จะได้กราฟดังรูปที่ 6.11 (B)

6.3.3 คุณสมบัติของจั๊มแบบ B

ปรากฏการณ์การเกิดจั๊มบนพื้นเอียงแบบ B จะอธิบายได้ด้วยรูปที่ 6.12 ถ้าความลึกท้ายน้ำเท่ากับ D_2 หัวจั๊มจะอยู่ที่จุดศูนย์ ซึ่งอยู่บนพื้นเอียงเหนือรอยต่อระหว่างพื้นเอียงกับพื้นราบเป็นระยะทาง l_o ระยะ l_o ขึ้นอยู่กับความเอียงของพื้น ถ้าความลึกท้ายน้ำเพิ่มขึ้น ΔY_1 (ระยะทางในแนวดิ่ง) หัวจั๊มจะเคลื่อนไปอยู่ที่จุด 1 ซึ่งมีระยะการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งเท่ากับ $\Delta Y_1'$ $\Delta Y_1'$ มีค่ามากกว่า ΔY_1 หลายเท่า ถ้าความลึกท้ายน้ำเพิ่มขึ้นอีก ΔY_2



A

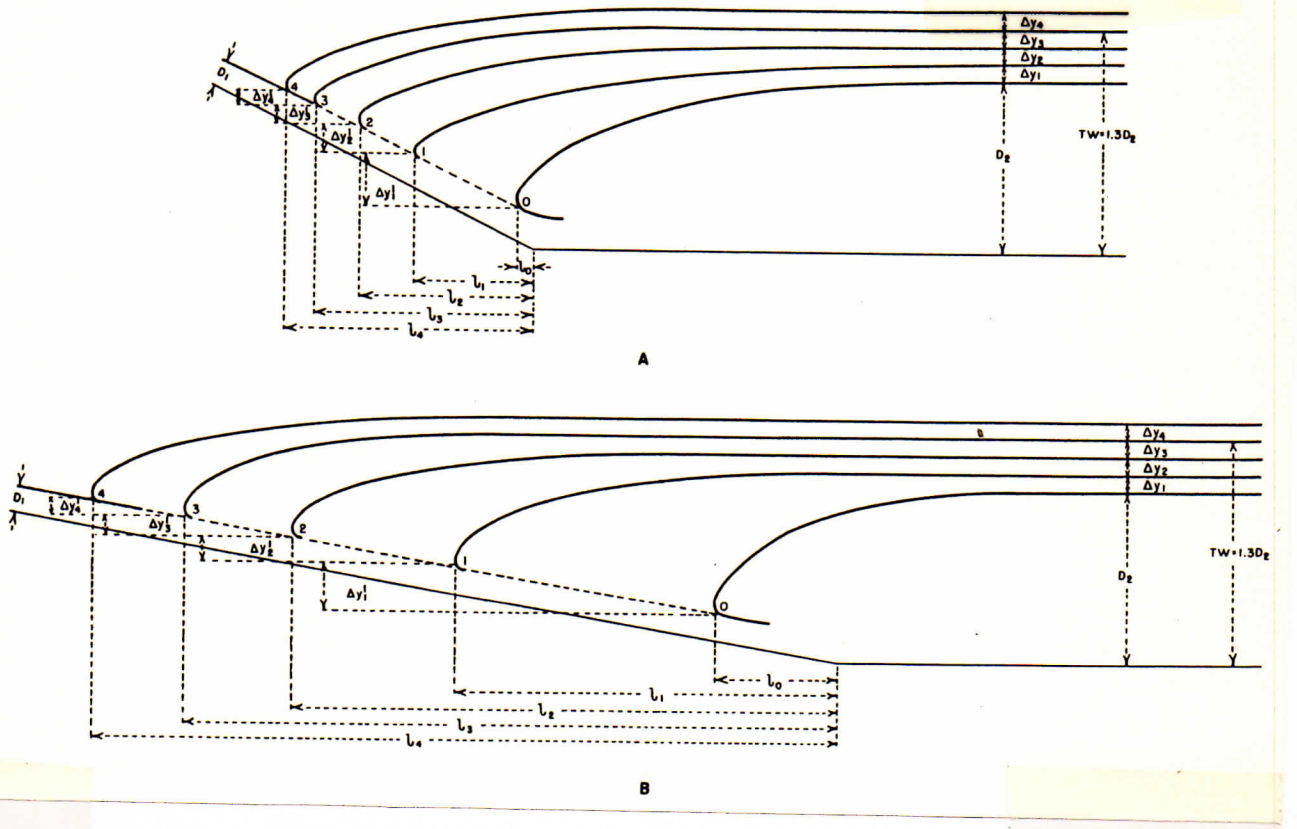


Above curve is based on assumption that K is independent of F_1

B

รูปที่ 6.11 Shape Factor K ในสมการจั๊มบนพื้นเอียง (เบซิน 5 แบบ D)

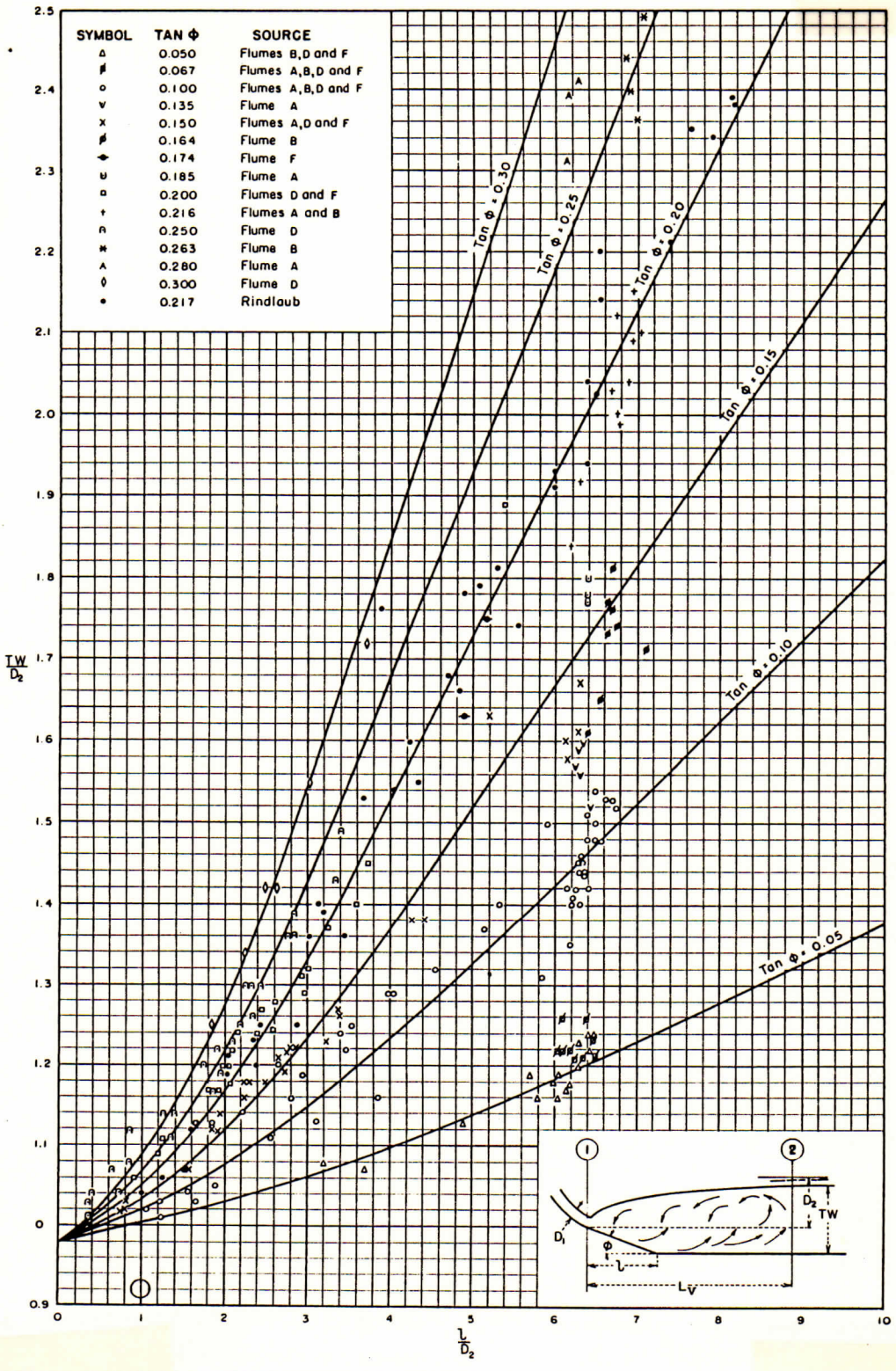
หัวจั๊มจะเคลื่อนไปที่จุด 2 ($\Delta Y_2' / \Delta Y_2 > 1$ แต่น้อยกว่า $\Delta Y_1' / \Delta Y_1$) เมื่อความลึกท้ายน้ำเพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้หัวจั๊มเคลื่อนตัวขึ้นไปบนพื้นเอียงโดยมีระยะการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งมากกว่าความลึกท้ายน้ำที่เพิ่มขึ้น แต่อัตราส่วน $\frac{\Delta Y'}{\Delta Y}$ จะน้อยลงทุกที จนกระทั่ง $TW = 1.3 D_2$ หลังจากนั้นถ้าความลึกท้ายน้ำเพิ่มขึ้น ΔY_4 จะทำให้หัวจั๊มเคลื่อนตัวขึ้นไปบนพื้นเอียงเท่ากับ $\Delta Y_4'$ ซึ่ง $\Delta Y_4 = \Delta Y_4'$ พื้นยิ่งราบยิ่งมีผลให้อัตราส่วนการยกตัว ($\Delta Y'/\Delta Y$) ยิ่งมากดังแสดงในรูปที่ 6.12 (B)



รูปที่ 6.12 Profile Characteristics (เบซิน 5 แบบ D)

(1) ผลการทดลอง (จั๊มแบบ B)

จากการทดลองวัดการเกิดจั๊มแบบ B ใน Flume ซึ่งแปรเปลี่ยนความลาดเทระหว่าง 0.05 ถึง 0.30 พบว่าอัตราส่วนระหว่าง TW/D_2 และ l/D_2 มีความสัมพันธ์กันดังแสดงในรูปที่ 6.13 จากรูปจะเห็นได้ว่ากราฟช่วงบนมีลักษณะเป็นเส้นตรง ซึ่งเมื่อ



รูปที่ 6.13 ความลึกท้ายน้ำ (Tw) ที่ต้องการสำหรับจั๊มบนพื้นเอียง (เบซิน 5 แบบ B)

ต่อเส้นตรงแต่ละเส้นออกไปจะพบกันที่จุด $\frac{l}{D_2} = 1$ และ $\frac{TW}{D_2} = 0.92$ ดังแสดงด้วยวงกลมเล็ก ๆ ในรูป เมื่อระดับน้ำท้ายน้ำเพิ่มจาก D_2 หัวจั๊มจะค่อย ๆ เคลื่อนจากพื้นราบไปตามความลาดเทของพื้นเอียง ดังแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนด้วยส่วนโค้งของกราฟในรูปที่ 6.13

(2) ความยาวจั๊มแบบ B

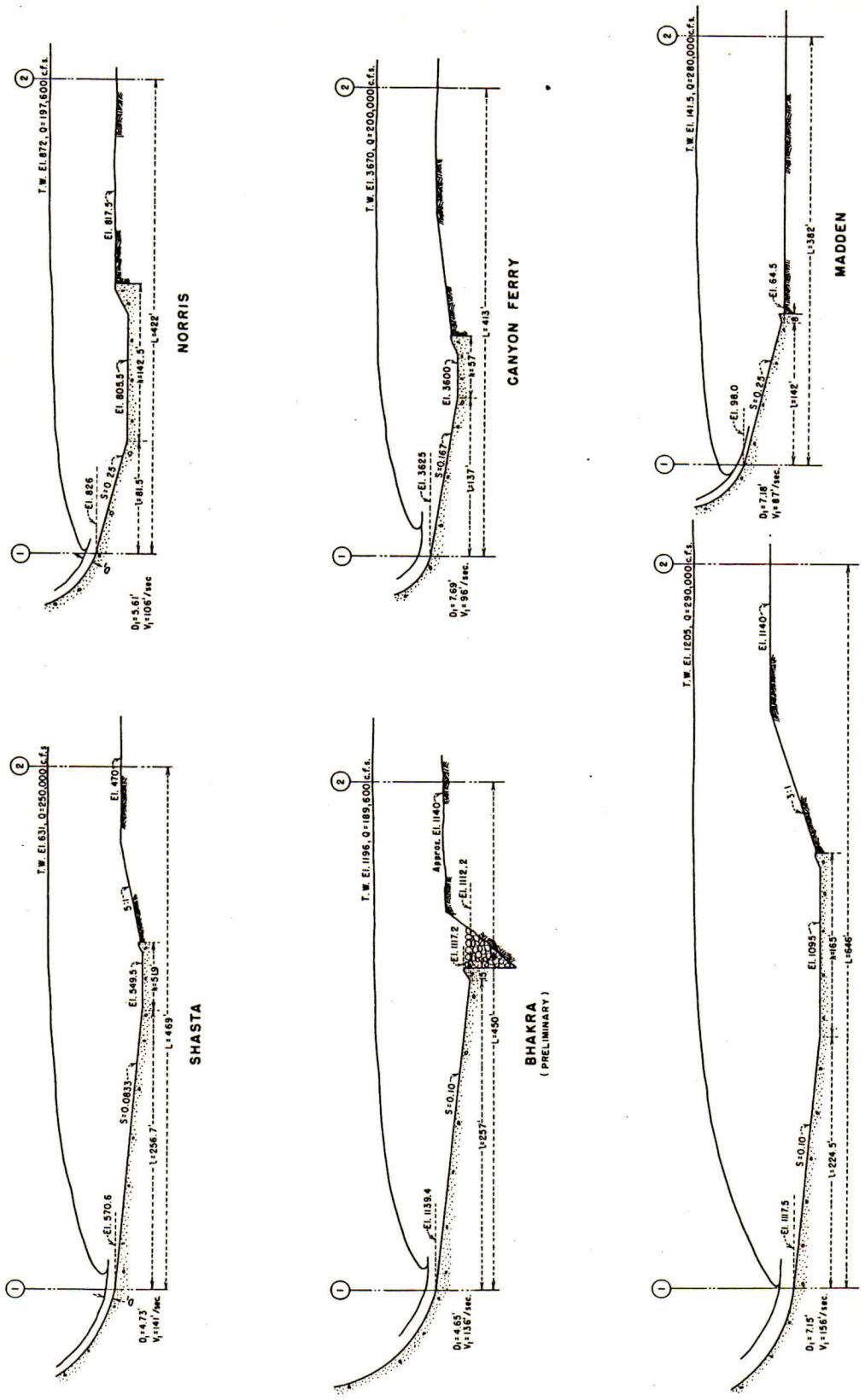
ความยาวจั๊มแบบ B จะหาได้จากรูปที่ 6.10 ถึงแม้ว่าความจริงแล้วรูปที่ 6.10 คือกราฟที่ใช้หาความยาวจั๊มบนพื้นเอียงแบบ D แต่ก็สามารถใช้สำหรับจั๊มแบบ B ได้โดยมีความผิดพลาดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ในบางกรณีอาจเป็นการไม่ประหยัดที่จะออกแบบเบชิ่นให้ยาวพอที่จะควบคุมจั๊มไว้ภายในเบชิ่น โดยเฉพาะกรณีที่ใช้เบชิ่นเอียงกับทางระบายน้ำล้นซึ่งมีระยะน้ำตกขนาดกลางและสูง และท้องน้ำมีสภาพมั่นคงดี สำหรับกรณีที่ออกแบบเบชิ่นพื้นเอียงสั้นกว่าความยาวจั๊มที่กำหนดไว้ในรูปที่ 6.10 จะถือว่าพื้นท้องน้ำทำหน้าที่เป็นส่วนหนึ่งของเบชิ่นด้วย แต่ถ้าพื้นท้องน้ำไม่มั่นคงเท่าที่ควร ควรออกแบบพื้นเบชิ่นให้ยาวพอที่จะควบคุมความยาวจั๊มทั้งหมดตามที่หาได้จากรูปที่ 6.10

6.3.4 การประยุกต์ใช้ผลการทดลองในการออกแบบ (Applications)

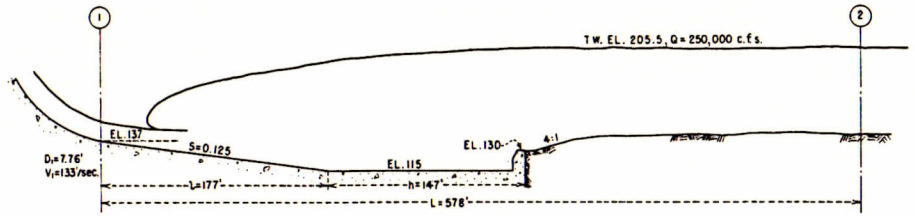
(1) ตัวอย่างเบชิ่นพื้นเอียงที่ใช้กันอยู่ (Existing Structures)

เพื่อแสดงว่าผลการทดลองมีประโยชน์ต่อการออกแบบเบชิ่นพื้นเอียง จึงทำการออกแบบเบชิ่นพื้นเอียงที่ใช้กันอยู่จำนวน 13 แห่งใหม่ เบชิ่นพื้นเอียงทั้ง 13 แห่งซึ่งใช้การศึกษาด้วยโมเดลช่วยในการออกแบบ มีรูปร่างลักษณะดังรูปที่ 6.14 ข้อมูลเกี่ยวกับเบชิ่นทั้ง 13 แห่งแสดงอยู่ในตารางที่ 6.2 คอลัมน์ที่ 3 ถึง 16 แสดงข้อมูลจริงของเบชิ่นทั้ง 13 แห่ง ส่วนคอลัมน์ที่ 17 ถึง 27 แสดงวิธีการคำนวณออกแบบเบชิ่นพื้นเอียง

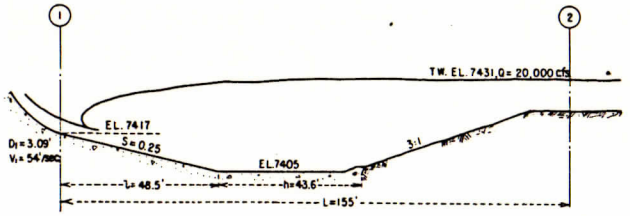
ค่า l/D_2 และ TW/D_2 ในคอลัมน์ที่ 26 และ 27 ของตารางที่ 6.2 ได้ถูกนำไปพล็อตในรูปที่ 6.15 เทียบกับรูปขยายของกราฟส่วนล่างของรูปที่ 6.13 แต่ละจุดที่พล็อตมีลูกศรลากไปยังโค้ง tan Ø ตามความเอียงของพื้น ถ้าจุดอยู่ทางด้านขวาต่ำกว่าโค้ง tan Ø แสดงว่าถ้าความลึกท้ายน้ำถูกต้อง ส่วนที่เป็นพื้นเอียงของเบชิ่นจะยาวเกินไป แต่ถ้าความยาวของพื้นเอียงถูกต้อง ความลึกท้ายน้ำจะไม่พอที่จะทำให้หัวจั๊มเคลื่อนตัวไปตามพื้นเอียงถึงจุด 1 (ดูรูปที่ 6.14) มีเพียง 2 จุด คือจุดของเขื่อน Capilano และ Madden เท่านั้นที่แสดงว่าความลึกท้ายน้ำมากเกินไปสำหรับความยาวของพื้นเอียงที่ใช้ ซึ่งมีผลทำให้หัวจั๊ม



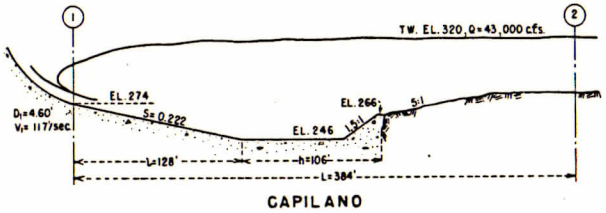
รูปที่ 6.14 เขื่อนพันเฉลี่ยที่ใช้ก่อสร้าง (เขื่อน 5 แบบ B)



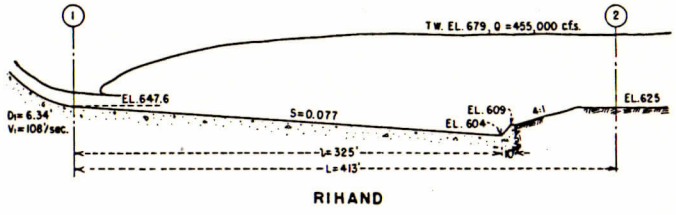
FOLSOM



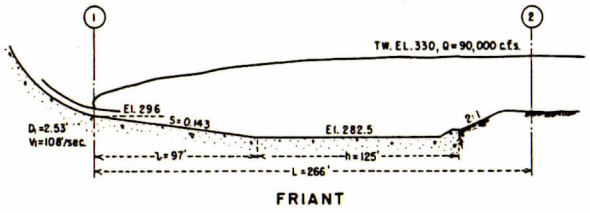
OLYMPUS



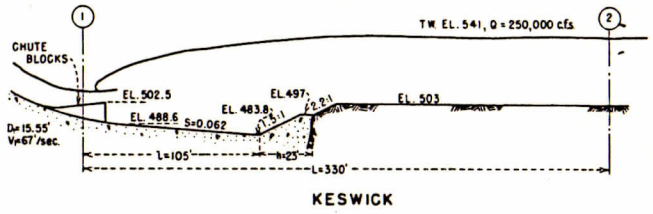
CAPILANO



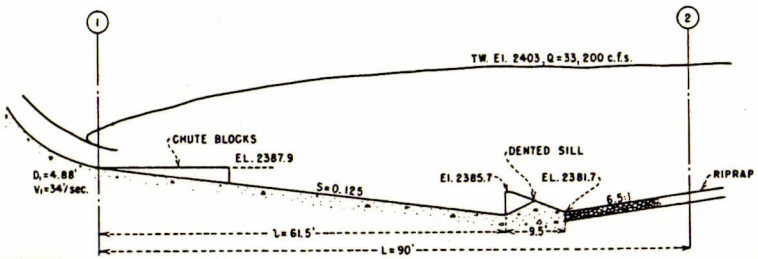
RIHAND



FRIANT



KESWICK



DICKINSON

รูปที่ 6.14 (ต่อ) เบซินพื้นเอียงที่ใช้กันอยู่ (เบซิน 5 แบบ B)

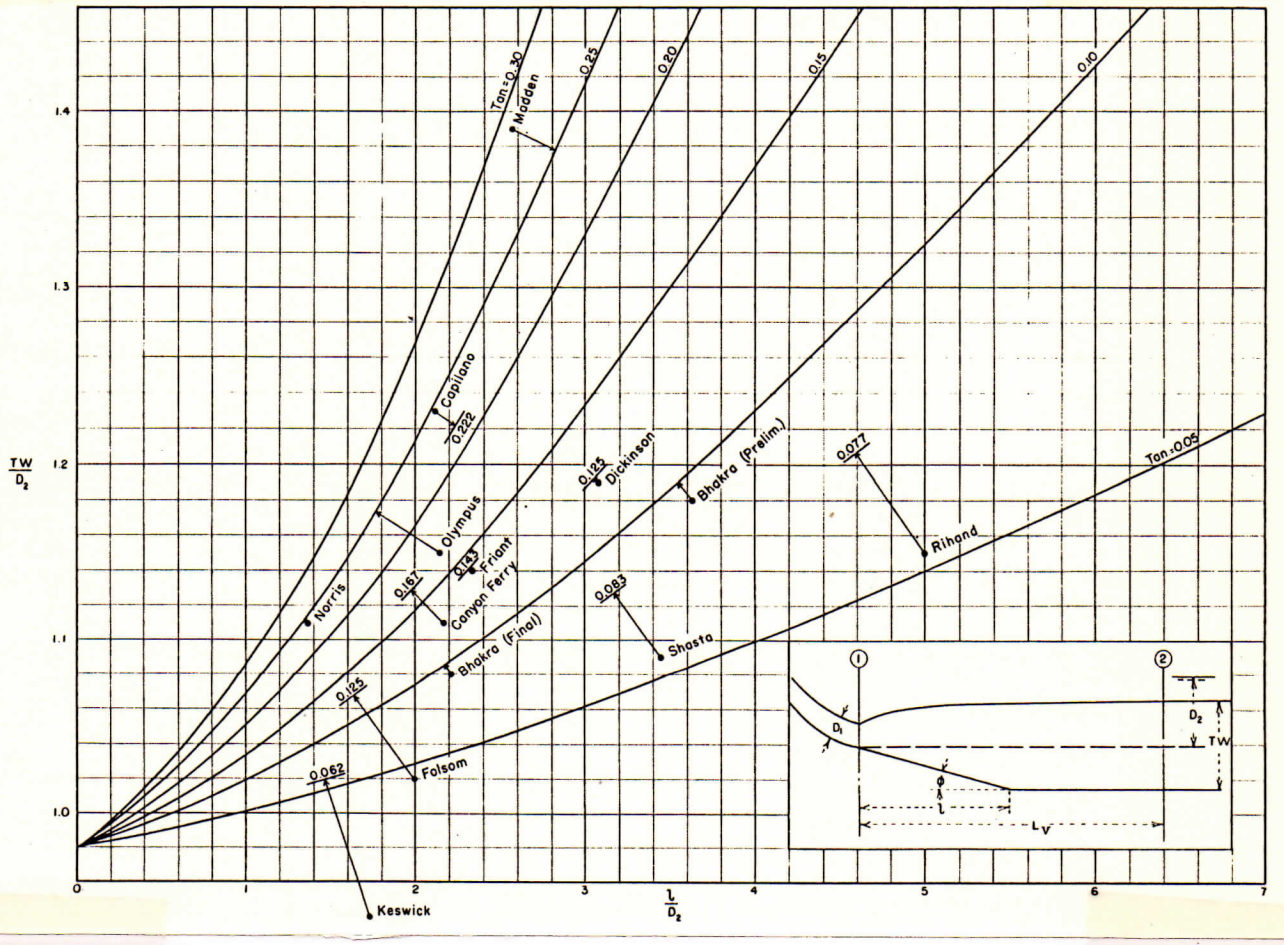
ตารางที่ 6.2 ข้อมูลเกี่ยวกับเขื่อนพื้นเอียง 13 แห่งที่ใช้งานอยู่

Dam	Location	Slope of dam face	Slope of apron tan ϕ	Res el ft.	Crest el ft	El up end of apron ft.	El down end of apron ft.	Fall HW to up end of apron ft.	Head on crest ft.	Q Max c.f.s.	Max TW el ft.	TW depth ft.	l Length of sloping apron ft.	h Length of horizontal apron ft.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
Shasta	California	0.8:1	0. 083	1, 065	1, 037	570. 6	549. 5	494. 4	28. 0	250, 000	631. 0	81. 5	256. 7	51. 9
Norris	Tennessee	0.7:1	. 250	1, 047	1, 020	826. 0	805. 5	221. 0	27. 0	197, 600	872. 0	66. 5	81. 5	142. 5
Bhakra (prelim)	India	0.8:1	. 100	1, 580	1, 552	1, 139. 4	1, 112. 2	440. 6	28. 0	189, 600	1, 196. 0	83. 8	257	15
Canyon Ferry	Montana	Varies	. 167	3, 800	3, 766	3, 625. 0	3, 600. 0	175. 0	34. 0	200, 000	3, 670. 0	70. 0	137	57
Bhakra (final)	India	0.8:1	. 100	1, 685	1, 645	1, 117. 5	1, 095. 0	567. 5	40. 0	290, 000	1, 205. 0	110. 0	224. 5	165
Madden	Canal Zone	0.75:1	. 250	250	232	98. 0	64. 5	152. 0	18. 0	280, 000	141. 5	77. 0	142	8
Folsom	California	0.67:1	. 125	466	418	137. 0	115. 0	329. 0	48. 0	250, 000	205. 5	90. 5	177	147
Olympus	Colorado	Varies	. 250	7, 475	7, 460	7, 417. 0	7, 405. 0	58. 0	15. 0	20, 000	7, 431. 0	26. 0	48. 5	43. 6
Capilano	British Columbia	0.65:1	. 222	570	547	274. 0	246. 0	296. 0	23. 0	43, 000	320. 0	74. 0	128	106
Rihand	India	0.7:1	. 077	888	852	647. 6	604. 0	240. 4	36. 0	455, 000	679. 0	75. 0	325	10
Friant	California	0.7:1	. 143	578	560	296. 0	282. 5	282. 0	18. 0	90, 000	330. 0	47. 5	97	125
Keswick	do	Varies	. 062	587	537	488. 6	483. 8	98. 4	50. 0	250, 000	541. 0	57. 2	105	23
Dickinson	North Dakota	0.5:1	. 125	2, 428	2, 416	2, 388. 0	2, 380. 0	40. 9	12. 4	33, 200	2, 404. 7	23. 0	61. 5	9. 5

Dam	Location	l+h ft.	V_{th} Theoretical vel entering basin ft./sec.	$\frac{V_A}{V_{th}}$	$V_A = V_1$ Act vel entering basin ft./sec.	W Width of basin ft.	q per ft. of W c.f.s.	D_1 ft.	$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$	$\frac{D_2}{D_1}$	D_2 Conj TW depth ft.	$\frac{l}{D_2}$	$\frac{TW}{D_2}$	$\frac{L}{D_2}$	L Actual length of jump ft.	$\frac{l+h}{L}$
		(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)
Shasta	California	308. 6	176	0. 81	141	375	667	4. 73	11. 42	15. 75	74. 5	3. 44	1. 09	6. 30	469	0. 66
Norris	Tennessee	224	116	. 91	106	332	595	5. 61	7. 88	10. 70	60. 0	1. 36	1. 11	7. 03	422	. 53
Bhakra (prelim)	India	272	166	. 82	136	300	632	4. 65	11. 11	15. 25	70. 9	3. 63	1. 18	6. 35	450	. 60
Canyon Ferry	Montana	194	101	. 95	96	271	738	7. 69	6. 10	8. 20	63. 1	2. 17	1. 11	6. 55	413	. 47
Bhakra (final)	India	389. 5	188	. 85	156	260	1, 115	7. 15	10. 27	14. 20	101. 5	2. 21	1. 08	6. 36	646	. 60
Madden	Canal Zone	150	96	. 91	87	448	625	7. 18	5. 72	7. 70	55. 3	2. 57	1. 39	6. 90	382	. 39
Folsom	California	324	140	. 95	133	242	1, 033	7. 76	8. 41	11. 45	88. 9	1. 99	1. 02	6. 50	578	. 56
Olympus	Colorado	92. 1	57	. 95	54	120	167	3. 09	5. 41	7. 30	22. 6	2. 15	1. 15	6. 86	155	. 59
Capilano	British Columbia	234	135	. 87	117	80	538	4. 60	9. 62	13. 10	60. 3	2. 12	1. 23	6. 85	384	. 61
Rihand	India	335	117	. 92	108	664	685	6. 34	7. 56	10. 25	65. 0	5. 00	1. 15	6. 30	413	. 82
Friant	California	222	133	. 81	108	330	273	2. 53	11. 97	16. 45	41. 6	2. 33	1. 14	6. 40	266	. 83
Keswick	do	128	69	1. 00	69	240	1, 042	15. 15	3. 12	4. 00	60. 6	1. 73	0. 94	5. 45	330	. 39
Dickinson	North Dakota	71	51	------	48	200	166	3. 50	4. 44	5. 70	20. 0	3. 08	1. 19	6. 00	120	. 59

Average 0.60

อยู่ทางด้านเหนือน้ำของจุด 1 เขื่อน Fraint และ Dickinson แสดงให้เห็นว่าการออกแบบเป็นไปตามโค้งในรูปที่ 6.13 ส่วนเขื่อน Bhakra (Final) และ Norris ใกล้เคียงกับโค้งพอใช้ จุดอื่น ๆ แสดงว่าความลึกท้ายน้ำไม่พอที่จะทำให้หัวจั๊มเคลื่อนขึ้นบนพื้นเอียงถึงจุด 1 การใช้ Chute blocks ในเขื่อน Keswick จะช่วยชดเชยการที่ความลึกท้ายน้ำไม่พอ ดังแสดงในรูปที่ 6.15



รูปที่ 6.15 การเปรียบเทียบการออกแบบเบซิ่นพื้นเอียงที่ใช้กันอยู่กับผลการทดลอง (เบซิน 5 แบบ B)

ความยาวพื้นเบซิ่นทั้ง 13 แห่งอยู่ในคอลัมน์ที่ 16 ของตารางที่ 6.2 ส่วนความยาวจั๊มที่อัตราการไหลสูงสุดอยู่ในคอลัมน์ที่ 29 ของตารางที่ 6.2 อัตราส่วนความยาว

เบซิ่นต่อความยาวจั๊มอยู่ในคอลัมน์ที่ 30 ซึ่งพบว่าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.39 ถึง 0.83 หรือค่าอัตราส่วนเฉลี่ยของทั้ง 13 เบซิ่นเท่ากับ 0.6 โดยทั่ว ๆ ไปในการออกแบบเชื่อว่าอัตราส่วนเท่ากับ 0.6 นับว่าเพียงพอ ถ้าสภาพพื้นท้องน้ำเลวควรใช้อัตราส่วนมากกว่า 0.6 แต่ถ้าสภาพพื้นท้องน้ำดีอาจใช้อัตราส่วนน้อยกว่า 0.6 ก็ได้

(2) <u>การประเมินพื้นเอียง</u> (Evaluation of sloping Apron)

วิธีการออกแบบเบซิ่นโดยให้โค้งความสูงของจั๊ม (Jump Height Curve) มีลักษณะเหมือนโค้งระดับท้ายน้ำ (Tail Water Curve) สำหรับทุกอัตราการไหลเรียกว่า "Tailormade Basins" ซึ่งเบซิ่นบางแห่งที่แสดงในรูปที่ 6.14 ได้ออกแบบด้วยวิธีดังกล่าว ผลจากการทดลองเบซิ่นพื้นเอียงพบว่าวิธีการดังกล่าวไม่ใช้วิธีการที่เหมาะสม การออกแบบให้โค้งความสูงของจั๊มมีลักษณะเหมือนโค้งระดับท้ายน้ำไม่ใช่สิ่งที่ต้องพิจารณาเป็นอันดับแรก ยกเว้นสำหรับกรณีอัตราการไหลสูงสุด

สิ่งที่ต้องพิจารณาเป็นอันดับแรกและเป็นสิ่งสำคัญที่สุดในการออกแบบคือการหาความเอียงของพื้นที่ที่เหมาะสมเพื่อให้มีการขุดดินน้อยที่สุด ใช้ปริมาณคอนกรีตน้อยที่สุดสำหรับอัตราการไหลและระดับน้ำท้ายน้ำสูงสุด หลังจากนั้นจึงตรวจสอบว่าความลึกท้ายน้ำเพียงพอสำหรับอัตราการไหลอื่น ๆ หรือไม่ โดยปกติจะพบว่าความลึกท้ายน้ำมากกว่าความสูงของจั๊มที่อัตราการไหลน้อยกว่าค่าสูงสุดและยังผลให้เกิด Submerged Condition บ้างเล็กน้อย แต่เป็นที่ยอมรับได้ การที่ความลึกท้ายน้ำมากกว่าความสูงจั๊มที่ต้องการจะทำให้ผิวน้ำในเบซิ่นและท้ายน้ำราบเรียบขึ้น และทำให้หัวจั๊ม (Toe of The Jump) มีความมั่นคงขึ้นด้วย แต่ถ้าพบว่าความลึกท้ายน้ำไม่พอสำหรับอัตราการไหลที่น้อยกว่าค่าสูงสุด จำเป็นต้องเพิ่มความลึกท้ายน้ำโดยการเพิ่มความลาดเทพื้นเอียง หรือกลับไปใช้เบซิ่นพื้นราบแทน ที่อัตราการไหลน้อยกว่าค่าสูงสุดไม่จำเป็นว่าหัวจั๊มจะต้องอยู่ที่ปลายด้านเหนือน้ำของพื้นเอียง แต่ความลึกท้ายน้ำและความยาวของเบซิ่นต้องมากพอสำหรับการสลายพลังงาน ด้วยวิธีดังกล่าว ผู้ออกแบบจะสามารถเลือกความลาดเทที่ต้องการได้ เนื่องจากผลการทดสอบพื้นเอียงพบว่าความลาดเทของพื้นเอียงมีผลต่อการทำงานของเบซิ่นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

ยังไม่มีมาตรฐานการออกแบบสำหรับเบซิ่นพื้นเอียงเช่นเดียวกับเบซิ่นพื้นราบ ผู้ออกแบบแต่ละคนจึงต้องใช้วิจารณญาณในการออกแบบ ต้องนำเอาเหตุผลทางเศรษฐศาสตร์เข้ามาใช้ในการวิเคราะห์หาความลาดเทและรูปร่างของเบซิ่นพื้นเอียง ส่วน

ความยาวของเบซิ่นจะพิจารณาจากชนิดและความมั่นคงของพื้นท้องน้ำทางด้านท้ายน้ำ เบซิ่นทั้ง 13 แห่งในรูปที่ 6.14 อาจใช้เป็นแนวทางเบื้องต้นที่จะนำไปประยุกต์สำหรับการออกแบบเบซิ่นพื้นเอียงต่อไป

(3) พื้นเอียงกับพื้นราบ

(Sloping Apron Versus Horizontal Apron)

USBR ใช้เบซิ่นพื้นราบกับเขื่อนขนาดใหญ่น้อยมาก ทั้งนี้เพราะเป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไปว่าไฮดรอลิคจั๊มบนพื้นราบไว (Sensitive) ต่อการเปลี่ยนแปลงความลึกท้ายน้ำเป็นอย่างมาก ผลการทดสอบเบซิ่นพื้นราบยืนยันความเชื่อดังกล่าว ยกตัวอย่างในการออกแบบเบซิ่นพื้นราบสำหรับ Froude No. เท่ากับ 10 เบซิ่นดังกล่าวจะทำงานได้เป็นที่น่าพอใจ ถ้าความลึกทางท้ายน้ำเท่ากับ Conjugate Depth (Conjugate Tail Water Depth) แต่ถ้าระดับน้ำท้ายลดลงเป็น 0.98 D_2 หัวจั๊มจะเริ่มเคลื่อนตัว และถ้าระดับน้ำท้ายน้ำลดลงเป็น 0.96 D_2 จั๊มอาจหลุดออกจากเบซิ่น ดังนั้นในการออกแบบจึงจำเป็นต้องรู้ความลึกท้ายน้ำที่แน่นอน มิฉะนั้นต้องใช้แฟ็คเตอร์ความปลอดภัยในการออกแบบ

เพื่อให้เกิดความปลอดภัยเนื่องจากความลึกท้ายน้ำไม่เพียงพอ ควรนำวิธีการที่แนะนำไว้สำหรับเบซิ่น 1 และ 2 มาใช้ คือการออกแบบให้ความลึกท้ายน้ำสำหรับอัตราการไหลสูงสุดมากกว่าความลึกท้ายน้ำต่ำสุดในรูปที่ 5.9 อย่างน้อย 5 เปอร์เซนต์ แต่ถ้า Froude No. มีค่ามากกว่า 9 แนะนำให้ใช้แฟ็คเตอร์ความปลอดภัย 10 % ซึ่งแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยดังกล่าวนอกจากจะช่วยทำให้จั๊มมีความมั่นคงดีแล้ว ยังมีผลทำให้การสลายพลังงานของเบซิ่นดีขึ้นด้วย การออกแบบโดยการเผื่อความลึกท้ายน้ำไว้ดังกล่าวจะมีผลทำให้เบซิ่นพื้นราบทำงานได้ดีเท่าเบซิ่นพื้นเอียง อย่างไรก็ตามสิ่งที่จำเป็นต้องพิจารณาเป็นอันดับแรกในการออกแบบเบซิ่นไม่ใช่คุณสมบัติทางชลศาสตร์ แต่เรื่องโครงสร้าง เบซิ่นที่ต้องการคือเบซินที่ถูกที่สุด

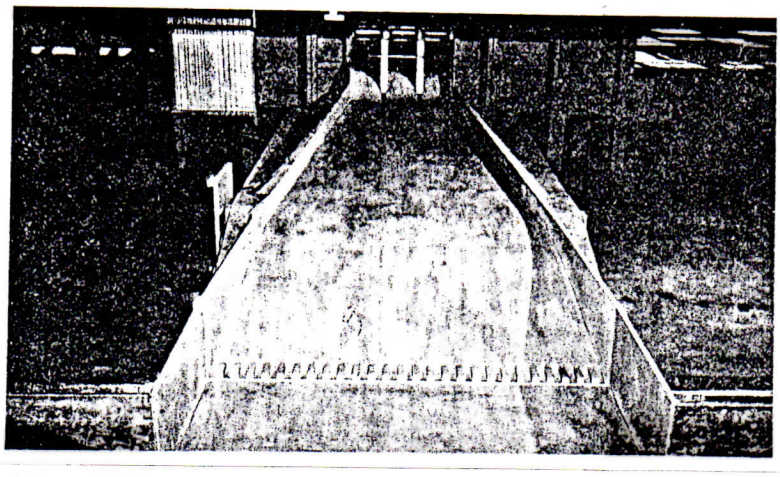
(4) ผลของความลาดเทของรางเท

(Effect of Slope of Chute)

ผลการทดลองพบว่าความลาดเทของรางเททางด้านเหนือน้ำของ Stilling Basin ไม่มีความสำคัญต่อการสลายพลังงานของจั๊ม ถ้าการกระจายความเร็วของ

Jet ที่พุ่งเข้าสู่จั๊มค่อนข้างสม่ำเสมอ สำหรับรางเทชัน (Steep Chute) หรือรางเทที่ไม่ชันแต่สั้นจะพิจารณาว่าการกระจายความเร็วเป็นแบบปกติ แต่รางเทยาวไม่ชัน (Long Flate Chute) แรงต้านทานเนื่องจากความฝืดที่พื้นและด้านข้างจะมีผลทำให้ความเร็วตรงศูนย์กลางมากกว่าที่พื้นและด้านข้างมาก ลักษณะดังกล่าวจะทำให้การสลายพลังงานส่วนใหญ่เกิดบริเวณตรงศูนย์กลางมากกว่าด้านข้าง และมีผลทำให้จั๊มไม่ Symmetry มี Eddies บริเวณด้านข้างมาก กรณีที่มุมถ่างออก (Angle of Divergence) ของรางเทมากเกินไปจะเกิดปรากฏการณ์ลักษณะเดียวกัน ในทั้งสองกรณีจะพบว่าผิวน้ำของจั๊มปั่นป่วนมาก และตำแหน่งของหัวจั๊มจะไม่แน่นอน

กรณีที่ใช้รางเทยาวก่อนเข้า Stilling Basin อาจแก้ไขได้โดยการทำให้รางเทส่วนที่อยู่เหนือน้ำของเบซิ่นราบมาก ๆ แล้วจึงเพิ่มความลาดชันเป็น 2:1 (ราบ:ตั้ง) หรือออกแบบตาม Trajectory ของน้ำก่อนที่จะเข้าเบซิ่น ดังรูปโมเดลทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Trenton ในรูปที่ 6.16 ซึ่งการออกแบบดังกล่าวจะทำให้ Asymmetrical Jet ไหลเข้าสู่รางเทชันเพื่อการกระจายความเร็วของน้ำใหม่ก่อนเข้าสู่เบซิ่น ซึ่งจะทำให้จั๊มมีความมั่นคงมากขึ้น



รูปที่ 6.16 โมเดลของทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Trenton

ตัวอย่างการออกแบบรางเทยาวราบและมีมุมถ่างมากก่อนเข้าสู่เบซิ่น คือรางเท และเบซิ่นที่ Station 25+19 ของ South Canal ในโครงการ Uncompahgre ในรัฐโคโลราโด ดังแสดงในรูปที่ 6.17 รางเทดังกล่าวมีความยาว 700 ฟุต มีความลาดเท 0.0392 และ Stilling Basin ที่ปลายรางเทมีลักษณะดังรูปที่ 6.17 รูปที่ 6.18 แสดงการสลายพลังงานของรางเทและเบซิ่นดังกล่าวที่อัตราการระบายน้ำปกติ (Normal Capacity) ซึ่งจะเห็นได้ว่าผิวน้ำบั่นป่วนเป็นคลื่นมากผิดปกติ สาเหตุสำคัญ 2 ประการที่ทำให้เกิดคลื่นดังกล่าวคือการแจกแจงความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าเบซิ่นไม่สมดุลย์ และรางเทช่วงขันมีมุมถ่างมากเกินไป

การปรับปรุงการออกแบบรางเทยาวราบอาจทำได้โดยใช้เบซิ่น 3 ตามที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อ 5.4 บทที่ 5 Baffle Piers จะช่วยให้การกระจายความเร็วสม่ำเสมอมากขึ้น และมีผลให้เบซิ่นสลายพลังงานได้ดีขึ้น

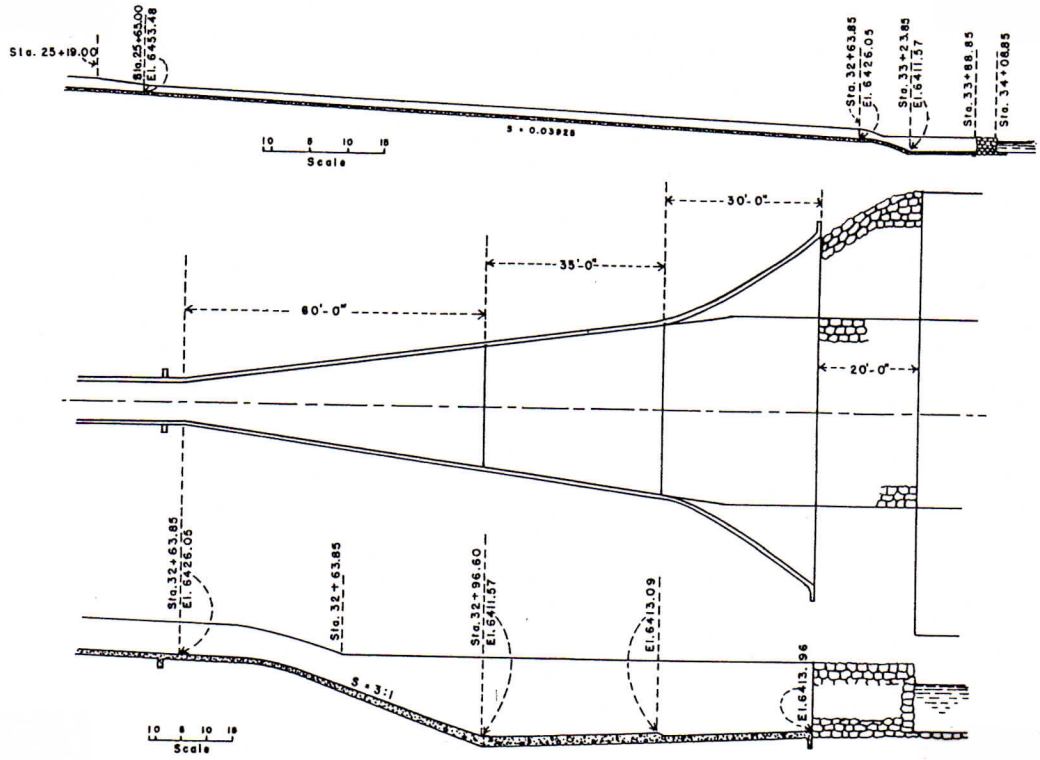
6.3.5 ข้อเสนอแนะในการออกแบบ (Recommendations for Design)

ผลการทดลองให้ข้อเสนอแนะเพื่อเป็นแนงทางในการออกแบบดังนี้

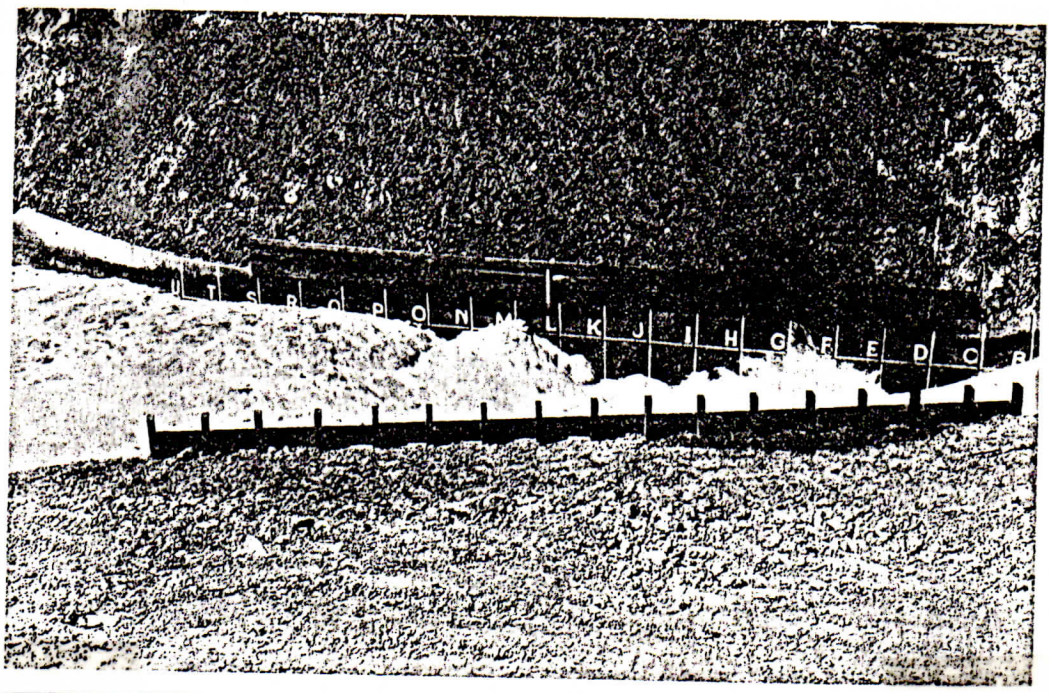
1. ต้องออกแบบจัดวางพื้นเบซิ่น (Apron Arrangement) ซึ่งประหยัดที่สุดสำหรับสภาวะอัตราการไหลสูงสุด เกณฑ์ทางเศรษฐศาสตร์จะเป็นตัวกำหนดการใช้เบซิ่นพื้นเอียง

2. กำหนดตำแหน่งพื้นเบซิ่นเพื่อให้หัวจั๊มอยู่ที่ปลายด้านเหนือน้ำของพื้นเอียงที่อัตราการไหลและความลึกท้ายน้ำสูงสุด โดยใช้ข้อมูลจากรูปที่ 6.14 ปกติจะต้องมีการเดาค่าหลายครั้งในการหาความลาดเท และตำแหน่งของพื้นเบซิ่นซึ่งเหมาะสมกับจั๊ม บางครั้งอาจต้องยกระดับหรือลดระดับพื้นเบซิ่นหรือเปลี่ยนความลาดเททั้งหมด

3. ความยาวจั๊มสำหรับอัตราการไหลสูงสุดหรืออัตราการไหลที่น้อยกว่าค่าสูงสุดจะหาได้จากรูปที่ 6.10 ผู้ออกแบบต้องตัดสินใจว่าจั๊มทั้งหมดหรือบางส่วนควรอยู่ในเบซิ่น รูปที่ 6.14 จะมีประโยชน์ต่อการตัดสินใจ ความยาวเบซิ่นโดยเฉลี่ยในรูปที่ 6.14 คือ 60 % ของความยาวจั๊มที่อัตราการไหลสูงสุด ความยาวเบซิ่นขึ้นอยู่กับสภาพพื้นท้องน้ำ ถ้าพื้นท้องน้ำง่ายต่อการกัดเซาะและสภาพทางน้ำด้านท้ายน้ำเลว อาจต้องออกแบบเบซิ่นให้ยาวเท่าความยาวจั๊ม



รูปที่ 6.17 รางเทที่ Station 25+19 South Canal โครงการ Uncompahgre รัฐโคโลราโด



รูปที่ 6.18 Chute Stilling Basin ใน South Canal โครงการ Uncompahgre รัฐโคโลราโด

4. หลังจากที่ได้ออกแบบเบซิ่นสำหรับสภาวะอัตราการไหลสูงสุดแล้ว ควรได้ทำการตรวจสอบว่าความลึกท้ายน้ำและความยาวเบซิ่นที่ออกแบบเพียงพอสำหรับการสลายพลังงานที่อัตราการไหล $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ และ $\frac{3}{4}$ ของอัตราการไหลสูงสุดหรือไม่ ถ้าความลึกท้ายน้ำเพียงพอหรือมากกว่าความสูงจั๋มที่อัตราการไหลน้อยกว่าค่าสูงสุด จะถือว่าการออกแบบเป็นที่ยอมรับได้ ถ้าความลึกท้ายน้ำไม่พออาจต้องทดลองเปลี่ยนความลาดเทหรือเปลี่ยนตำแหน่งพื้นเอียงของเบซิ่น สำหรับอัตราการไหลน้อยกว่าค่าสูงสุดไม่จำเป็นว่าหัวจั๋มจะต้องอยู่ที่ปลายด้านเหนือน้ำของพื้นเอียง ซึ่งหมายความว่าหัวจั๋มอาจอยู่ที่จุด 1 ดังรูปที่ 6.7 (B) หรือเคลื่อนไปทางด้านเหนือน้ำของจุด 1 หรือเคลื่อนลงไปตามพื้นเอียงก็ได้ แต่ความลึกท้ายน้ำและความยาวเบซิ่นต้องเพียงพอสำหรับอัตราการไหลต่าง ๆ

5. ถ้าความลึกท้ายน้ำพอ เบซิ่นพื้นราบและเบซิ่นบนพื้นเอียงจะมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานดีพอ ๆ กันสำหรับสภาวะการไหลของน้ำที่มี Froude No. สูง

6. ถ้าการกระจายความเร็ว (Velocity Distribution) และความลึกของน้ำที่ไหลเข้าสู่เบซิ่นมีค่าค่อนข้างสม่ำเสมอ ความลาดเทของรางเทจะมีผลต่อไฮดรอลิคจั๋มเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

7. ส่วนประกอบเพียงอย่างเดียวที่จำเป็นสำหรับเบซิ่นพื้นเอียงคือ Solid Triangular Sill ขนาดเล็ก ซึ่งติดตั้งอยู่ปลายพื้นเบซิ่น Sill ดังกล่าวจะทำหน้าที่ยกน้ำให้ไหลพุ่งขึ้นจากพื้นเพื่อป้องกันการกัดเซาะพื้นท้องน้ำ มิติของ Sill ไม่ใช้สิ่งที่วิกฤตมากนัก อย่างไรก็ตาม Sill ขนาดที่เหมาะสมคือมีความสูงระหว่าง 0.05 D_2 ถึง 0.1 D_2 และมีความลาดเทระหว่าง 3:1 ถึง 2:1 (ราบ:ตั้ง) ดังแสดงในรูปที่ 6.14

8. ควรออกแบบทางระบายน้ำล้นให้สามารถระบายน้ำผ่านเบซิ่นได้อย่าง Symmetry ถ้าไม่ Symmetry จะก่อให้เกิด Eddies ซึ่งจะพัดพาวัสดุท้องน้ำเข้าสู่พื้นเบซิ่นและเมื่อวัสดุท้องน้ำถูกพัดหมุนเวียนอยู่ในเบซิ่นจะก่อให้เกิดการขัดสีพื้นเบซิ่นและส่วนประกอบอย่างรวดเร็วมาก นอกจากนี้ Eddies ยังสามารถกัดเซาะกำแพงปีกและหินทิ้งได้เหมือนกัน

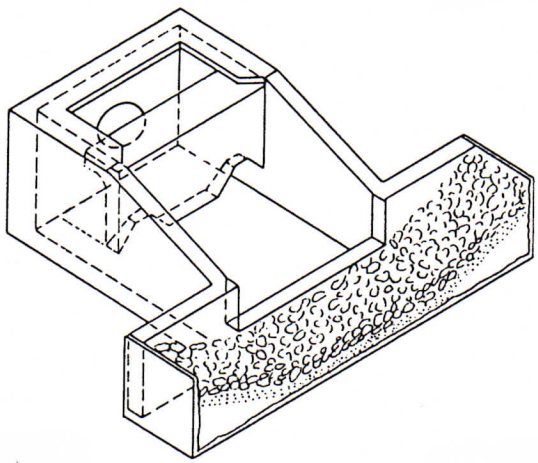
9. ถ้าอัตราการระบายน้ำผ่านเขื่อนสูงมากกว่า 500 ลบ.ฟุต/วินาที/เบซินกว้าง 1 ฟุต การไหลของน้ำอาจเป็นแบบไม่ Symmetry และยิ่ง Froude No. มีค่ามากจะยิ่งทำให้เบซิ่นมีค่าแพงขึ้น และการทำหน้าที่สลายพลังงานของอาคารอาจไม่เป็นที่ยอมรับ กรณีนี้ต้องมีการศึกษาด้วยโมเดล

6.4 การออกแบบ Stilling Basin สำหรับทางออกที่เป็นท่อหรือทางน้ำเปิด (เบซิ่น VI)

(Design of Stilling Basin for Pipe or Open Channel Outlets)

6.4.1 คำนำ

เบซิ่น 6 เป็นอาคารสลายพลังงานแบบ Impact มีลักษณะดังรูปที่ 6.19 สามารถใช้ได้กับอาคารทางออกทั้งประเภทท่อและทางน้ำเปิด ข้อดีของเบซิ่น 6 คือ ไม่ต้องการความลึกท้ายน้ำ นั่นคือความลึกท้ายน้ำจะเป็นเท่าใดก็ได้ และมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานสูง สูงกว่าอาคารสลายพลังงานประเภทไฮดรอลิคจั๊มที่ Froude No. เท่ากัน



รูปที่ 6.19 ลักษณะทั่วไปของอาคารสลายพลังงานแบบ Impact (เบซิ่น VI)

ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงเกณฑ์และวิธีการทั่ว ๆ ไปในการออกแบบเพื่อหาขนาดเบซิ่นที่เหมาะสม ตลอดจนมิติต่าง ๆ ที่สำคัญ สำหรับอัตราการไหลของน้ำไม่เกิน 339 ลบ.ฟุต/วินาที และความเร็วของน้ำไม่เกิน 30 ฟุต/วินาที อย่างไรก็ตามเบซิ่นแบบนี้สามารถนำไปใช้กับอัตราการไหลที่มากกว่าขีดจำกัดที่กำหนดได้ โดยการสร้างเบซิ่น 6 หลาย ๆ อันเรียงต่อกันตามปริมาณน้ำที่ต้องการระบาย

การพัฒนาอาคารสลายพลังงานแบบ Impact นี้เริ่มจากค่าโครงการชลประทานแห่งหนึ่งมีความต้องการอาคารสลายพลังงานขนาดเล็กจำนวนมาก และอาคารสลายพลังงาน

ที่ต้องการต้องไม่ขึ้นกับโค้งระดับน้ำท้ายน้ำ จึงได้มีการทดลองและนำผลการทดลองมาใช้ในการกำหนดแนวทางการออกแบบทั่ว ๆ ไปสำหรับการปฏิบัติงานในขีดจำกัดที่กำหนด

6.4.2 การพัฒนาเบซิ่น 6 (Development of Basin VI)

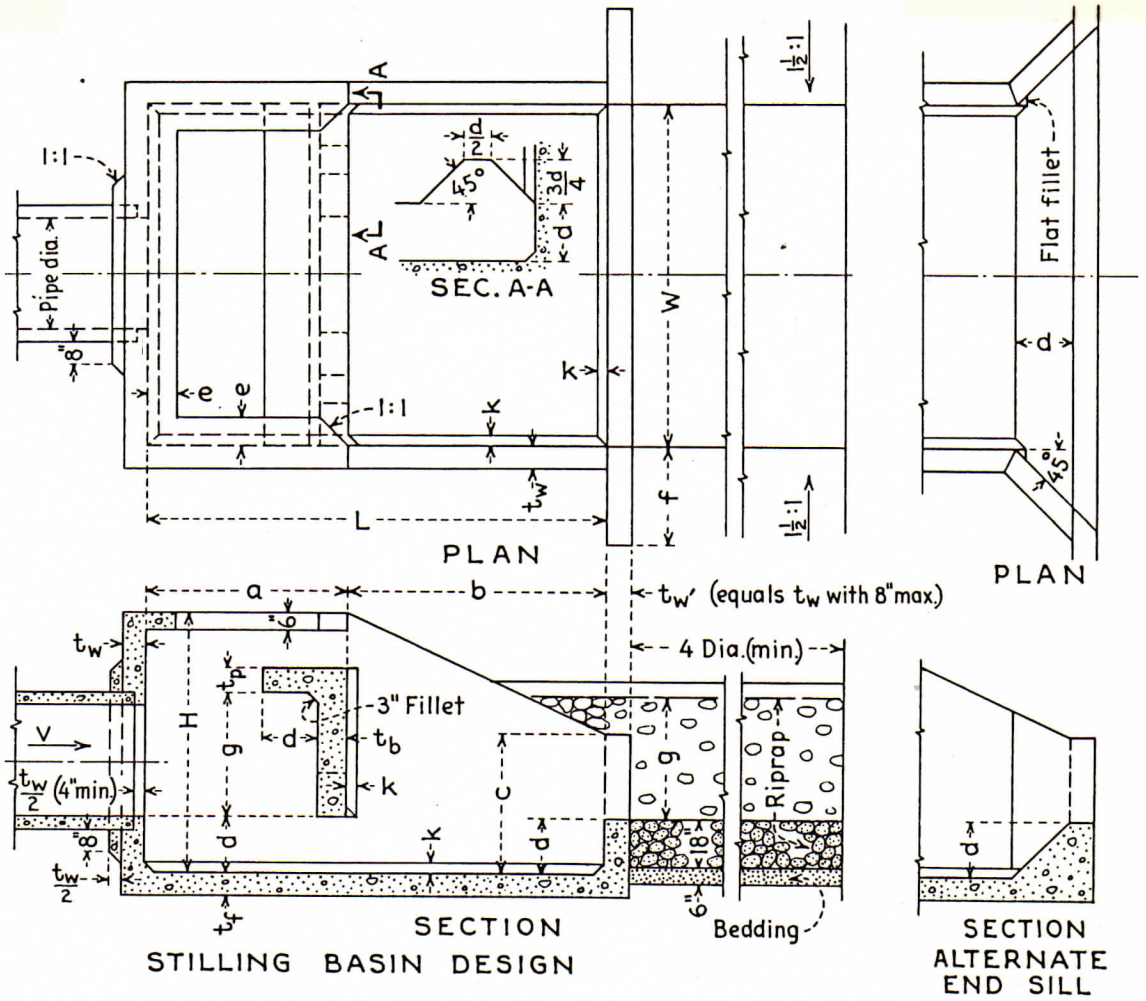
รูปร่างลักษณะของเบซิ่น 6 เป็นผลที่ได้มาจากการทดลอง ซึ่งจากการที่ได้ทำการทดลองใช้อัตราการไหล ความเร็ว และความลึกของน้ำที่ไหลเข้าสู่เบซิ่นต่าง ๆ กัน ทำให้พบว่ามีความต้องการอุปกรณ์บางอย่างที่ทางเข้าเบซิ่น เพื่อการเปลี่ยนรูปแบบการไหล (Flow Pattern) ต่าง ๆ มากมายให้เป็นรูปแบบการไหลที่คล้ายคลึงกัน (Common Pattern) อุปกรณ์ที่ต้องการคือแบฟเฟิล (Baffle) ที่แขวนอยู่ในแนวดิ่ง ดังรูปที่ 6.20 ซึ่งจะมีผลทำให้การทำงานของเบซิ่นไม่ขึ้นอยู่กับอัตราการไหลของน้ำที่ไหลเข้าสู่เบซิ่น ถ้าความเร็วของน้ำและอัตราการไหลอยู่ภายในขีดจำกัด

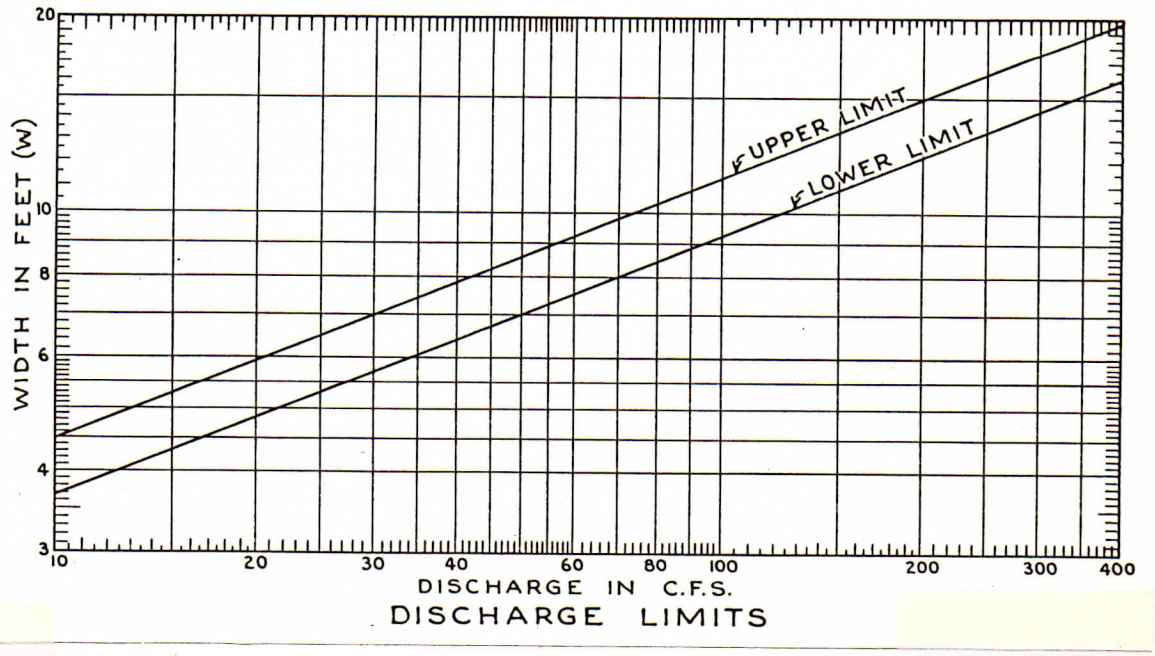
ถ้าความเร็วของน้ำไม่เกิน 30 ฟุต/วินาที ความกว้างของเบซิ่น w จะเป็นฟังค์ชั่นของอัตราการไหล ดังแสดงในรูปที่ 6.20 ส่วนมิติอื่น ๆ ของเบซิ่นจะขึ้นอยู่กับ w ดังแสดงในตารางที่ 6.3 เส้นขีดจำกัดบน (Upper Limit) และขีดจำกัดล่าง (Lower Limit) ในรูปที่ 6.20 เป็นเส้นที่ได้จากผลการทดลองวัดการกัดเซาะ วิจารณญาณและประสบการณ์ของผู้ปฏิบัติงานประกอบกับคำแนะนำของเจ้าหน้าที่ทดลองและออกแบบ ความกว้างของเบซิ่นที่เหมาะสมปกติจะอยู่ตรงกลางระหว่างขีดจำกัดบนและขีดจำกัดล่าง

6.4.3 การทำงานของเบซิ่น (Performance of Basin)

การสลายพลังงานของเบซิ่น 6 เกิดจากการที่น้ำพุ่งกระทบแบฟเฟิลที่แขวนอยู่ในแนวดิ่งแล้วไหลย้อนพุ่งขึ้น ทำให้ไม่ต้องการระดับน้ำท้ายน้ำสำหรับการสลายพลังงานเช่นเดียวกับเบซิ่นแบบไฮดรอลิคจั๊ม อย่างไรก็ตามถ้าความลึกท้ายน้ำเท่ากับ $d + \frac{g}{2}$ (ดูรูปที่ 6.20) จะทำให้เบซิ่นทำงานได้ดียิ่งขึ้น ความเร็วของน้ำที่ทางออกจะลดลง ผิวน้ำราบเรียบ และลดการกัดเซาะท้ายน้ำลง แต่ถ้าความลึกท้ายน้ำมากเกินไปจะมีผลทำให้น้ำไหลข้ามแบฟเฟิลซึ่งเป็นสิ่งที่ควรหลีกเลี่ยงถ้าทำได้

ประสิทธิผลในการสลายพลังงานของเบซิ่น 6 เมื่อเปรียบเทียบกับไฮดรอลิคจั๊มแสดงอยู่ในรูปที่ 6.21 ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ Froude No. เท่ากัน เบซิ่น 6 สามารถสลายพลังงานได้ดีกว่าไฮดรอลิคจั๊มประมาณ 13 ถึง 30 เปอร์เซนต์





รูปที่ 6.20 รายละเอียดอาคารสลายพลังงานแบบ Impact (เบซิ่น 6)

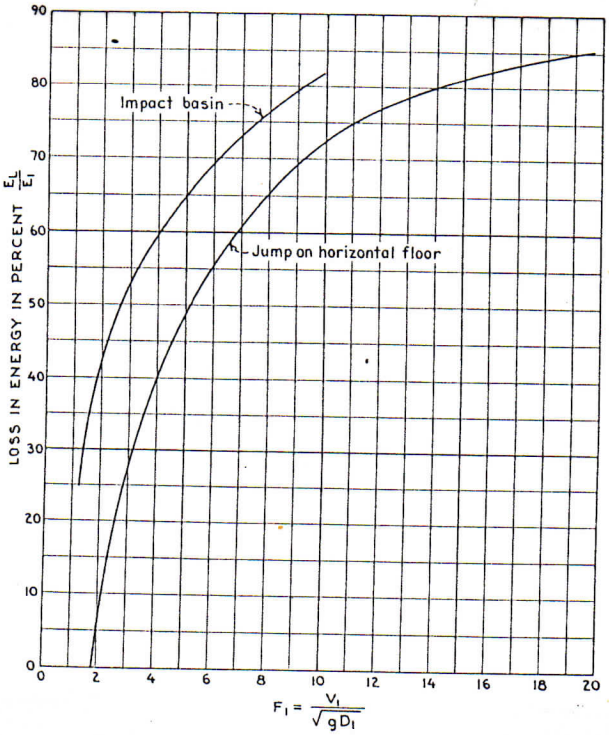
ตารางที่ 6.3 มิติต่าง ๆ ของเบซิ่น 6 ตามอัตราการไหลสูงสุด

Suggested pipe size [1]		Max discharge Q	Feet and inches										Inches					
Dia in.	Area (sq ft)		W	H	L	a	b	c	d	e	f	g	t_w	t_f	t_b	t_p	K	Suggested riprap size [3]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
18	1. 77	[2] 21	5–6	4–3	7–4	3–3	4–1	2–4	0–11	0–6	1–6	2–1	6	6½	6	6	3	4. 0
24	3. 14	38	6–9	5–3	9–0	3–11	5–1	2–10	1–2	0–6	2–0	2–6	6	6½	6	6	3	7. 0
30	4. 91	59	8–0	6–3	10–8	4–7	6–1	3–4	1–4	0–8	2–6	3–0	6	6½	7	7	3	8. 5
36	7. 07	85	9–3	7–3	12–4	5–3	7–1	3–10	1–7	0–8	3–0	3–6	7	7½	8	8	3	9. 0
42	9. 62	115	10–6	8–0	14–0	6–0	8–0	4–5	1–9	0–10	3–0	3–11	8	8½	9	8	4	9. 5
48	12. 57	151	11–9	9–0	15–8	6–9	8–11	4–11	2–0	0–10	3–0	4–5	9	9½	10	8	4	10. 5
54	15. 90	191	13–0	9–9	17–4	7–4	10–0	5–5	2–2	1–0	3–0	4–11	10	10½	10	8	4	12. 0
60	19. 63	236	14–3	10–9	19–0	8–0	11–0	5–11	2–5	1–0	3–0	5–4	11	11½	11	8	6	13. 0
72	28. 27	339	16–6	12–3	22–0	9–3	12–9	6–11	2–9	1–3	3–0	6–2	12	12½	12	8	6	14. 0

[1] Suggested pipe will run full when velocity is 12 feet per second or half full when velocity is 24 feet per second. Size may be modified for other velocities by $Q=AV$, but relation between Q and basin dimensions shown must be maintained.

[2] For discharges less than 21 second-feet, obtain basin width from curve of Fig. 42. Other dimensions proportional to W; $H=\frac{3W}{4}$, $L=\frac{4W}{3}$, $d=\frac{W}{6}$, etc.

[3] Determination of riprap size explained in Sec. 10.



รูปที่ 6.21 การเปรียบเทียบการสูญเสียพลังงานในเบซิ่น 6 กับเบซิ่นแบบไฮดรอลิคจั๊ม

6.4.4 การออกแบบเบซิ่น (Basin Design)

การออกแบบเบซิน 6 จะใช้รูปที่ 6.20 ประกอบกับตารางที่ 6.3 ซึ่งจะได้เบซินที่ทำงานได้ดีภายในขีดจำกัดที่กำหนด อย่างไรก็ตามถ้าผู้ออกแบบมีความเข้าใจเกี่ยวกับขีดจำกัดต่าง ๆ จะช่วยทำให้สามารถดัดแปลงมิติต่าง ๆ ที่จำเป็นสำหรับการปฏิบัติงานในสภาพที่พิเศษออกไปได้ มิติต่าง ๆ ของเบซิน 6 ในคอลัมน์ที่ 4-13 ของตารางที่ 6.3 ขึ้นอยู่กับอัตราการไหลสูงสุดในคอลัมน์ที่ 3

คอลัมน์ที่ 1 และ 2 คือขนาดท่อซึ่งหาจากสมมติฐานว่าน้ำไหลเต็มท่อด้วยความเร็ว 12 ฟุต/วินาที หรือไหลครึ่งท่อด้วยความเร็ว 24 ฟุต/วินาที ขนาดท่ออาจเปลี่ยนแปลงได้ถ้าจำเป็น แต่มิติของอาคารควรเป็นไปตามอัตราการไหลสูงสุดตามที่ปรากฏในตารางที่ 6.3 อาจใช้ทางน้ำเบิดแทนท่อได้ แต่ความกว้างของทางน้ำเปิดควรน้อยกว่าความกว้างของเบซิน

ไม่ว่าท่อจะมีขนาดเท่าใดก็ตามขอบท่อด้านล่างหรือพื้นทางน้ำเปิดควรจะอยู่ที่ระดับเดียวกับขอบล่างของแบฟเพิลและขอบบนของ End Sill ท่อไม่ควรมีความลาดเท

มากกว่า 15° แต่ถ้าพบว่าท่อมีความลาดเทมากกว่า 15° ควรออกแบบช่วงปลายท่อก่อนเข้าเบซิ่นให้ราบหรือมีความลาดเทไม่มากกว่า 15° เป็นระยะทางมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ

กรณีที่เกิด Submerged อาจเกิดไฮดรอลิคจั๊มที่ปลายท่อด้านท้ายน้ำและบิดทางออก และถ้าน้ำที่ไหลเข้าปิดปลายท่อด้านเหนือน้ำ จำเป็นต้องมีท่อระบายอากาศ (Vent) เพื่อป้องกันการเปลี่ยนแปลงความดันในทางระบายน้ำล้นขึ้น ๆ ลง ๆ ท่อระบายอากาศที่ใช้ควรมีขนาด $\frac{1}{6}$ เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ และควรติดตั้งที่ด้านเหนือน้ำของจั๊ม

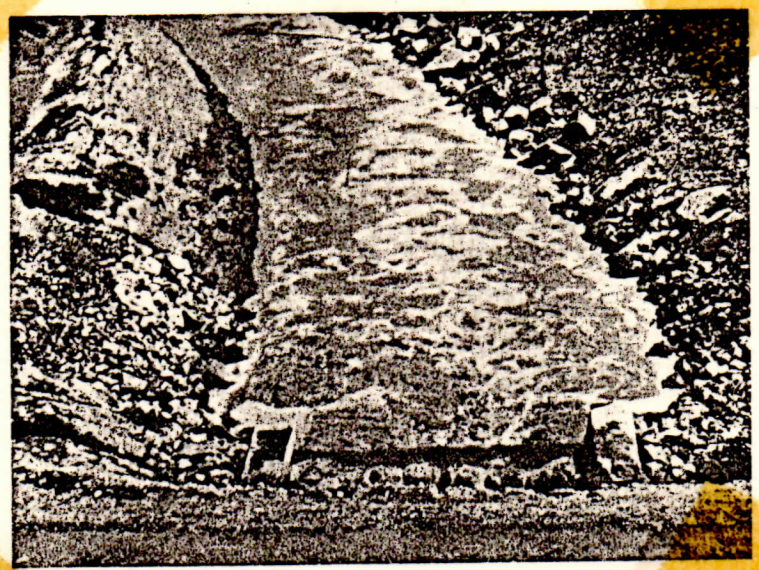
เพื่อประโยชน์ในการทำความสะอาดเบซิ่น จะมีช่องบาก (Notches)ที่แบฟเฟิล เมื่อมีตะกอนตกจมถึงระดับที่ออกแบบไว้ น้ำจะไหลผ่านช่องบากด้วยความเร็วสูงและสามารถพัดพาตะกอนออกจากเบซิ่นได้โดยอัตโนมัติ ช่องบากดังกล่าวอาจเป็นสิ่งที่ไม่จำเป็น ถ้าไม่พิจารณาถึงเรื่องการทำความสะอาดเบซิ่นดังกล่าว อย่างไรก็ตามถ้าตะกอนอุดตันช่องใต้แบฟเฟิล น้ำจะสามารถไหลล้นแบฟเฟิลที่อัตราการไหลสูงสุดได้ดังรูปที่ 6.22 ถึงแม้ว่าการสลายพลังงานจะไม่ดีเท่าที่ควรแต่ก็ถือว่าพอใช้ได้



รูปที่ 6.22 ลักษณะการไหลล้นข้ามแบฟเฟิลที่อัตราการไหลสูงสุด

ถ้าเบซิ่นทำงานอยู่ในช่วงปกติ ช่องบากจะทำให้น้ำไหลข้าม End Sill อย่างรุนแรง และอาจก่อให้เกิดการกัดเซาะได้ การใช้หินทิ้งทางด้านท้ายน้ำจะช่วยป้องกันการกัดเซาะ แต่อย่างไรก็ตามแนะนำว่าควรใช้ End Sill และกำแพงท้ายน้ำซึ่งเอียงทำมุม 45° (45° End Sill) ดังรูปที่ 6.20 Sill ที่ยาวพอจะช่วยลดความเร็วของกระแสน้ำ ลดการกัดเซาะและลดความสูงของคลื่นทางด้านท้ายน้ำ

รูปที่ 6.23 แสดงกรสลายพลังงานของเบซิ่นขณะที่น้ำไหลผ่านด้วยอัตรา 130 ลบ.ฟุต/วินาที และน้ำไหลเข้าเบซิ่นด้วยความเร็ว 39 ฟุต/วินาที ซึ่งมากกว่าขีดจำกัดที่กำหนดไว้ เบซิ่นดังกล่าวออกแบบไว้สำหรับอัตราการไหลสูงสุด 165 ลบ.ฟุต/วินาที โดยใช้ตารางที่ 6.3 การทำงานของเบซิ่นในรูปที่ 6.23 อยู่ในเกณฑ์ที่น่าพอใจ



รูปที่ 6.3 การทำงานของเบซิน 6 ขณะที่น้ำไหลผ่านด้วยอัตรา 130 ลบ.ฟุตต่อวินาที (80 % ของอัตราการไหลสูงสุด)

6.4.5 ข้อสรุปและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบ

ข้อสรุปและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบเบซิ่น 6 มีดังต่อไปนี้

1. ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าเบซิ่น 6 ไม่ควรมากกว่า 30 ฟุต/วินาทีมากนัก

2. เมื่อรู้อัตราการไหลสูงสุด จะหามิติของเบซิ่น 6 ได้จากตารางที่ 6.3 คอลัมน์ที่ 3-13 สำหรับอัตราการไหลมาก ๆ ควรใช้เบซิ่น 6 หลาย ๆ อันเรียงต่อกัน เพราะจะเป็นการประหยัด

3. คำนวณหาขนาดท่อจากความเร็วและอัตราการไหล ขนาดท่อในคอลัมน์ที่ 1 และ 2 ของตารางที่ 6.3 คำนวณจากสมมติฐานว่าปริมาณน้ำในคอลัมน์ที่ 3 ไหลเต็มท่อด้วยความเร็ว 12 ฟุต/วินาที อาจใช้ทางน้ำเปิดแทนท่อได้ โดยความกว้างของช่องทางเข้าควรแคบกว่าความกว้างของเบซิ่นและก้นทางน้ำต้องอยู่ระดับเดียวกันกับท่อ

4. ถึงแม้ว่าเบซิ่น 6 ไม่ต้องการความลึกท้ายน้ำ แต่ความลึกท้ายน้ำระดับปานกลางจะทำให้เบซิ่นทำงานได้ดีขึ้น และเบซิ่นจะทำงานได้ดีที่สุดเมื่อความลึกท้ายน้ำสูงสุดไม่เกิน $d + \frac{g}{2}$

5. ความหนาของส่วนต่าง ๆ ของเบซิ่นกำหนดอยู่ในคอลัมน์ที่ 14-18 ของตารางที่ 6.3

6. ขนาดของหินทิ้งเพื่อป้องกันพื้นท้ายน้ำกำหนดไว้ในคอลัมน์ที่ 19 ของตารางที่ 6.3 หรือสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$V_b = 2.6\sqrt{d} \quad \text{.....} \quad (6.3)$$

เมื่อ V_b = ความเร็วของกระแสน้ำที่พื้น เป็นฟุตต่อวินาที

d = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหิน เป็นนิ้ว

สมมติว่าหินมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.65

สำหรับน้ำที่ไหลด้วยความเร็วมากกว่า 16 ฟุต/วินาที ความถูกต้องแม่นยำของสมการที่ 6.3 ยังเป็นที่น่าสงสัยอยู่

7. ท่อหรือทางน้ำที่นำน้ำเข้าสู่เบซิ่นอาจมีความลาดเทได้ถึง 15° โดยไม่ก่อให้เกิดผลเสียใด ๆ แต่ถ้าท่อหรือทางน้ำมีความลาดเทมากกว่า 15° ควรออกแบบปลายท่อก่อนเข้าเบซิ่นให้ราบหรือมีความลาดเทไม่มากกว่า 15° เป็นระยะทางมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ และขอบล่างของท่อหรือทางน้ำต้องมีระดับตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 6.20

8. ถ้าคาดว่าจะเกิดไฮดรอลิคจั๊มที่ปลายท่อด้านท้ายน้ำและน้ำไหลปิดทางเข้าท่อ ควรได้ติดตั้งท่อระบายอากาศขนาด $\frac{1}{6}$ เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางท่อที่ตำแหน่งที่เหมาะสมทางด้านเหนือน้ำของจั๊ม

9. เพื่อให้เบซิ่นทำงานได้ดีที่สุด ควรออกแบบให้มี End Sill และกำแพงท้ายน้ำเอียงทำมุม 45° ดังรูปที่ 6.20 ซึ่งจะช่วยลดการกัดเซาะลงได้

6.5 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ฯ

2. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2523). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 321 (การไหลในทางน้ำเปิด). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

3. Bakhmeteff, B.A. and A.E. Matzke (1938), The Hydraulic Jump in Sloped Channels, Transactions ASCE, Vol. 60, p. 111.

4. Kindsvater, C.E. (1944), The Hydraulic Jump in Sloping Channels, Transactions ASCE, Vol. 109, p. 1107.

5. US. Bureau of Reclamation (1984), Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No. 25.

บทที่ 7

การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 3

(Design of Stilling Basins and Energy Dissipators : Part III)

7.1 คำนำ

ในบทนี้จะได้กล่าวถึง การออกแบบเบซิน 7 (Slotted และ Solid Buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นของเขื่อนและเบซิน 8 (Hollow Jet Valve) ตามวิธีที่ U.S. Bureau of Reclamation แนะนำ

7.2 การออกแบบ Slotted และ Solid Buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นของเขื่อน (เบซิน 7)

ในปี พ.ศ. 1933 USBR ได้พัฒนา Solid Bucket ซึ่งมีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 7.1 (A) เพื่อนำมาใช้กับเขื่อน Grand Coulee และต่อมาในปี พ.ศ. 1945 ได้พัฒนา Submerged Slotted Bucket ซึ่งมีรูปร่างดังรูปที่ 7.1 (B) เพื่อใช้กับเขื่อน Angostura ผลจากการศึกษาในปี 1945 ประกอบกับการทดสอบด้วยโมเดลทางชลศาสตร์ ในปี 1953 และ 1954 จึงได้มีการกำหนดความสัมพันธ์ทั่ว ๆ ไประหว่างขนาดของ Bucket อัตราการระบายน้ำ ระยะน้ำตก ระดับน้ำท้ายน้ำต่ำสุดและสูงสุด ในรูปของโค้งไร้มิติ ซึ่งสามารถนำมาใช้ออกแบบทางชลศาสตร์ของ Slotted buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นที่มีเกณฑ์ความสูง และอัตราการระบายน้ำขนาดต่าง ๆ โดยไม่จำเป็นต้องทำโมเดลทางชลศาสตร์ทดสอบ การออกแบบตามกฎเกณฑ์ที่กำหนดไว้จะได้อาคารที่มีขนาดเล็กที่สุด ที่มีประสิทธิภาพในการทำงานดี และมีเกณฑ์ความปลอดภัยพอสมควร แต่แนะนำว่าควรต้องทำการทดสอบด้วยโมเดลทางชลศาสตร์ ถ้า

(1) คาดว่าจะมีการใช้งานในช่วงใกล้ขีดจำกัดของอาคาร

(2) อัตราการระบายน้ำเกิน 500 ถึง 600 ลบ.ฟุตต่อวินาทีต่อฟุต

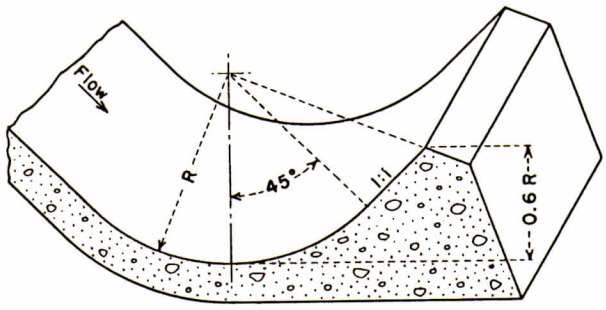
(3) ความเร็วของน้ำที่พุ่งเข้า Bucket มากกว่า 75 ฟุต/วินาที

(4) อาจมี Eddies ที่ปลายของทางระบายน้ำล้น

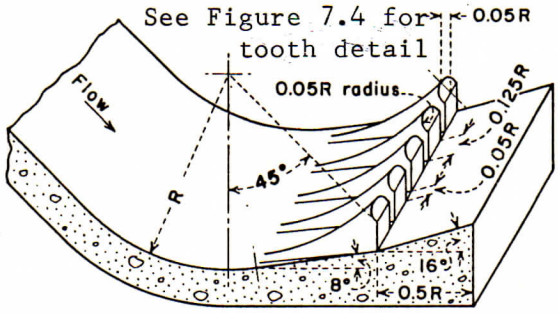
(5) อาจมีปัญหาเรื่องคลื่นทางด้านท้ายน้ำ

7.2.1 การทำงานของ Solid และ Slotted Buckets

Solid และ Slotted Buckets ทำงานดังแสดงในรูปที่ 7.2 ลักษณะทางชลศาสตร์และผลการทำงานของ Bucket ทั้ง 2 แบบ แตกต่างกันมาก ทั้ง 2 แบบต้องการความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำมากกว่าอ่างสลายพลังงานแบบจั๊ม

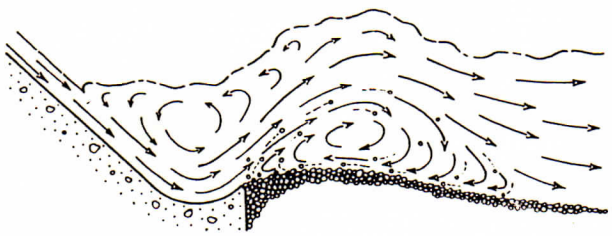


A—*Grand Coulee type solid bucket*

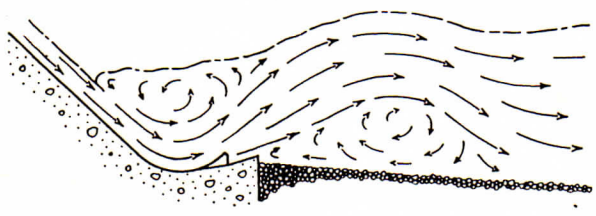


B—*Angostura type slotted bucket*

รูปที่ 7.1 Submerged Buckets



A—*Solid type bucket*



B—*Angostura type slotted bucket*

Bucket radius = 12″, Discharge (q) = 3 c.f.s.
Tailwater depth = 2.3′
Crest elevation to bucket invert = 5.0′

รูปที่ 7.2 Performance of Solid and Slotted Buckets.

สำหรับแบบ Solid Bucket ตัว Bucket Lip จะทำให้กระแสน้ำพุ่งขึ้น ทำให้เกิดการเดือนพล่านที่ผิวน้ำ และเกิดน้ำหมุนที่พื้นท้องน้ำ ขนาดความรุนแรงของการเดือดพล่านและน้ำหมุนขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำ ถ้าน้ำตื้นจะทำให้เกิดการเดือดและน้ำหมุนรุนแรงที่สุด กระแสน้ำทางด้านเหนือน้ำของน้ำหมุนจะพัดพาวัสดุท้องน้ำไปตกจมที่ Bucket Lip ซึ่งกระแสน้ำที่พุ่งผ่าน Bucket Lip ก็จะพัดพาเอาวัสดุดังกล่าวออกจาก Bucket Lip อีกทีหนึ่ง ซึ่งปรากฏการณ์ดังกล่าวจะเกิดขึ้นซ้ำแล้วซ้ำอีก และถ้ากระแสน้ำไม่ Symmetry จะก่อให้เกิด Eddies ซึ่งจะพัดเอาวัสดุท้องน้ำจำนวนมาก เข้ามากองอยู่บน Bucket เป็นผลทำให้ Bucket ไม่สามารถทำงานได้ตามที่ออกแบบไว้ และวัสดุท้องน้ำจะทำให้เกิดการเสียดสีทำลายผิว Bucket ได้

สำหรับแบบ Slotted bucket กระแสน้ำที่พุ่งผ่าน Slot บางส่วน จะช่วยทำให้น้ำกระจายทางด้านข้าง และพุ่งขึ้นจากพื้นตามความลาดเทของพื้น ซึ่งจะทำให้ความรุนแรงของการไหลของน้ำต่ำกว่าแบบ Solid bucket และไม่มีปัญหาเรื่องวัสดุท้องน้ำถูกพัดไปตกจมบน Bucket เหมือนแบบ Solid

Sweepout ของ Slotted bucket จะเกิดที่ระดับน้ำท้ายน้ำสูงกว่าที่เกิดกับ Solid bucket แต่ถ้าระดับน้ำท้ายน้ำสูงมาก กระแสน้ำที่พุ่งจาก Bucket lip อาจพุ่งลงพื้นทำให้เกิดการกัดเซาะพื้นท้องน้ำดังแสดงในรูปที่ 7.3 ซึ่งปรากฏการณ์ดังกล่าวจะไม่เกิดกับ Solid bucket อย่างไรก็ตาม โดยทั่ว ๆ ไปถือว่า Slotted bucket ดีกว่าแบบ Solid bucket โดยเฉพาะสำหรับช่วงที่ความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำมีค่าน้อย

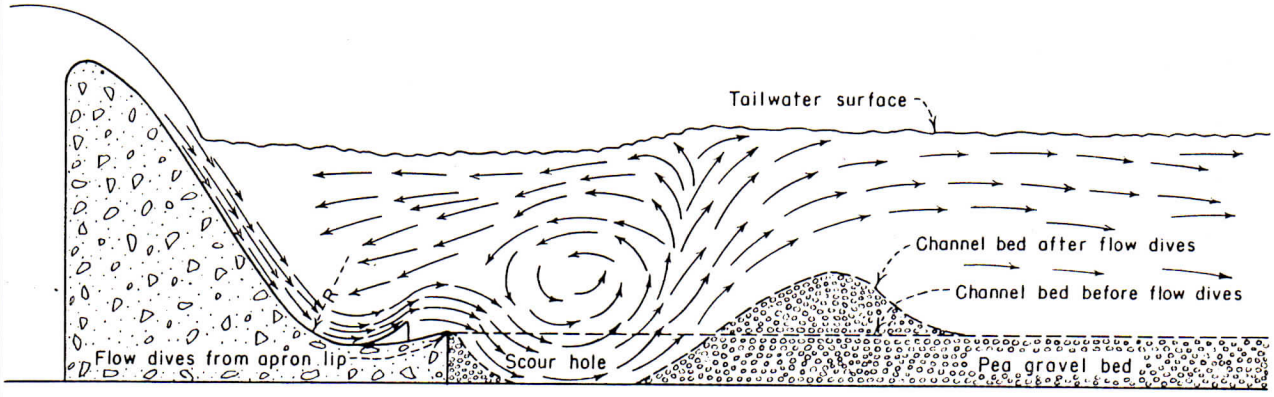
อาคารสลายพลังงานแบบนี้เหมาะสำหรับบริเวณซึ่งระดับน้ำท้ายน้ำสูงและมีการผันแปรมาก

7.2.2 <u>การพัฒนา Slotted Bucket</u>

Slotted bucket ได้ถูกพัฒนาขึ้นมาจาก Solid bucket เพื่อใช้ที่เขื่อน Angostura เป็นครั้งแรก Slots ได้ถูกนำมาใช้เพื่อแก้ปัญหาการพัดพาหาวัสดุท้องน้ำมาตกจมบน Bucket

1. <u>รูปร่างฟัน ระยะห่าง และความดัน</u>

รูปที่ 7.4 แสดงการออกแบบฟัน 3 แบบ ซึ่งพบว่า Tooth Design III เป็นแบบที่ดีที่สุด และแนะนำว่า



Note: The diving flow condition occurs with the slotted bucket only when the tailwater depth becomes too great.

รูปที่ 7.3 Diving flow condition-slotted bucket

Tooth width = 0.125 R

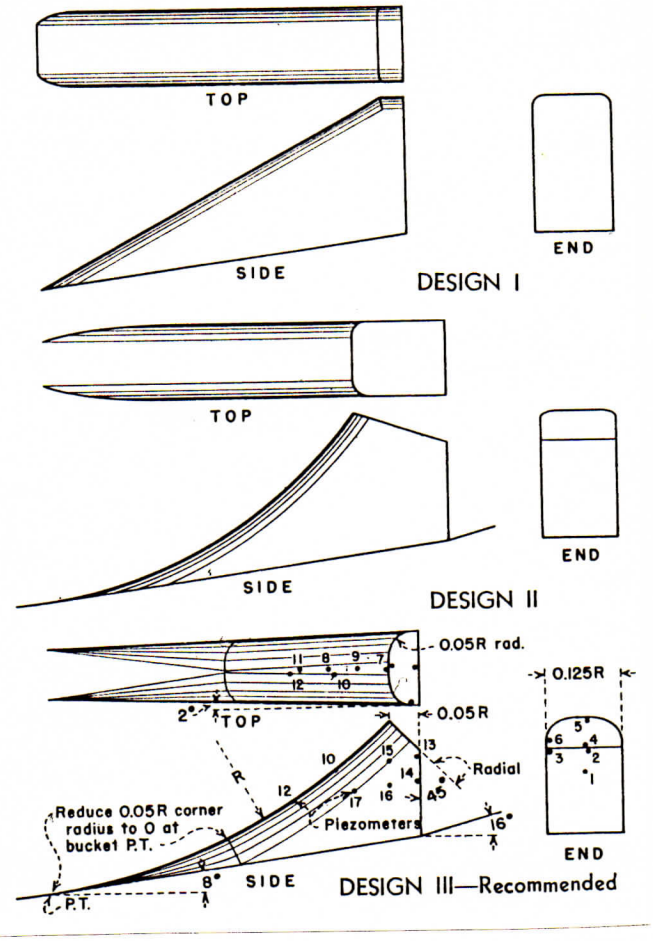
Spacing = 0.05 R

จากการทดลองวัดความดันรอบ ๆ ฟัน พบว่าที่ Q มาก ๆ (Q = 100 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต) จะเกิด Negative pressure ที่ผิวทางด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในตารางที่ 7.1 ถ้าลดระยะห่างของฟันลงเหลือ 0.035R จะแก้ปัญหา Negative pressure ได้ แต่ไม่เหมาะที่จะนำเอาไปใช้สำหรับ Bucket เล็กเพราะการก่อสร้างทำได้ลำบาก

ตารางที่ 7.1 ความดันบนฟัน - Design III

[0.125R width, 0.05R spacing, 1,000 c.f.s. per foot, 77 feet tail water depth]

Piezometer No.	Pressure ft. of water	Piezometer No.	Pressure ft. of water
1	+1 to +16	9	+58
2	+5 to +13	10	+42
3	−2 to +15	11	+68
4	−13 to +16	12	+49
5	−9 to +11	13	+11
6	+8 to +16	14	+13
7	+22	15	+21
8	+62	16	+34
		17	+39



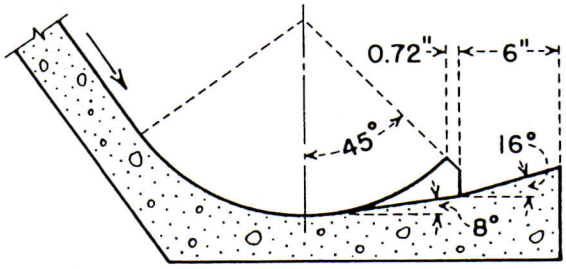
รูปที่ 7.4 Tooth shapes tested for slotted bucket

2. พื้นท้ายน้ำของฟัน

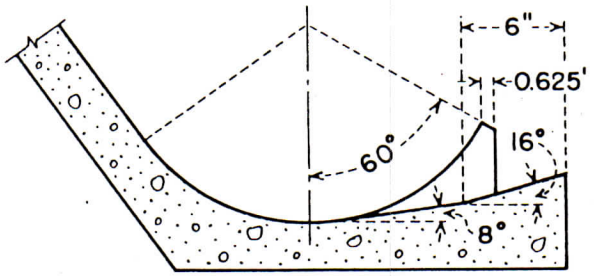
พื้นช่วงสั้น ๆ ทางด้านท้ายน้ำของฟัน จะช่วยกระจายกระแสน้ำความเร็วสูงจาก Slot และช่วยทำให้กระแสน้ำที่พุ่งออกจาก Bucket มั่นคงขึ้น พื้นดังกล่าวควรมีความลาดเท 16° และมีความยาว 0.5 R

7.2.3. การทดสอบ slotted bucket

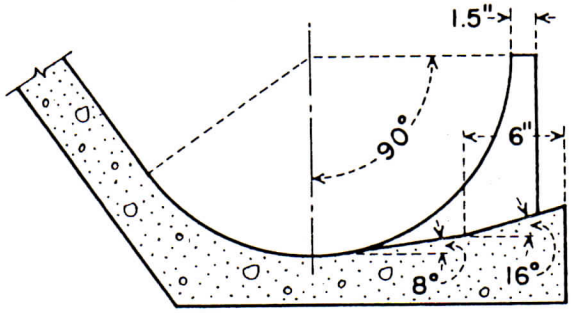
ได้มีการทดลองรูปร่างฟัน 4 แบบ แล้วเปรียบเทียบกับแบบไม่มีฟัน และแบบ solid bucket ดังแสดงในรูปที่ 7.5 ซึ่งพบว่า Tooth modifications I, III และ IV ไม่ดีกว่าแบบ Angostura Tooth modification II ดีกว่า แต่ไม่เหมาะที่จะนำไปใช้ใน bucket ขนาดใหญ่ เพราะฟันจะสูงเกินไปและเสียหายได้ง่าย



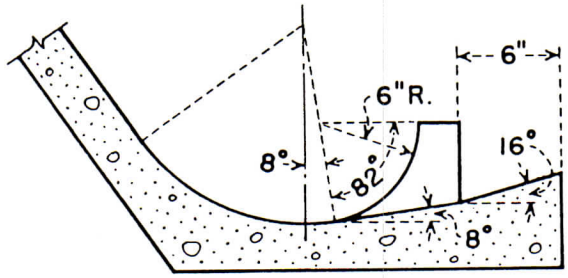
ANGOSTURA TYPE SLOTTED BUCKET



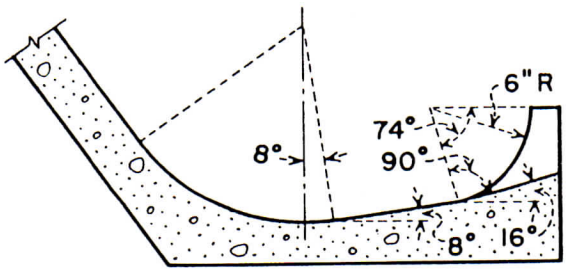
SLOTTED BUCKET MODIFICATION I



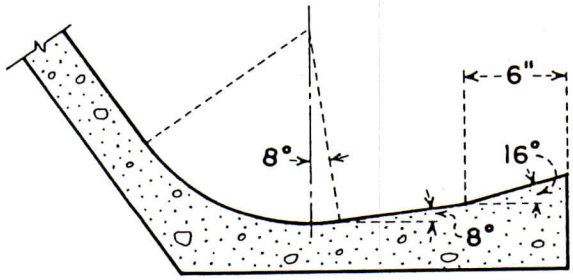
SLOTTED BUCKET MODIFICATION II



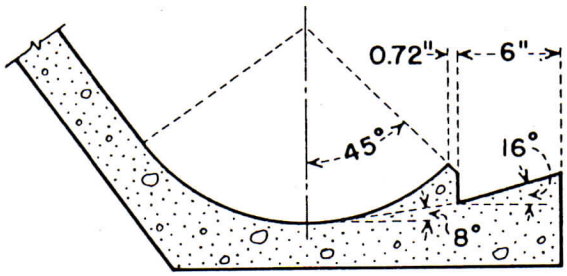
SLOTTED BUCKET MODIFICATION III



SLOTTED BUCKET MODIFICATION IV



ANGOSTURA TYPE BUCKET
WITHOUT TEETH



SOLID BUCKET

Dimensions applicable to all designs–
Bucket invert to downstream edge of structure = 15.21".
Approach chute slope = 7:10.
Bucket radius = 12".
Where shown,
tooth width = 1.5" and
space between teeth = 0.72".

รูปที่ 7.5 Slotted Bucket Modifications Test

1. Tooth Modification I

ฟันถูกขยายให้สูงขึ้นตามอาร์คของรัศมี bucket จากมุม 45° ถึง 60° ดังแสดงในรูปที่ 7.5 ในการทดสอบผิวน้ำมีการเดือนพล่านมากขึ้นและเกิดคลื่นสูงขึ้น

2. Tooth Modification II

ฟันถูกขยายให้สูงขึ้นตามอาร์คของรัศมี bucket ถึงมุม 90° ซึ่งทำให้ฟันสูงมากเกินไป จนไม่มั่นคงในเชิงโครงสร้าง แต่ให้ประสิทธิภาพการทำงานดีมาก ผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำราบเรียบและไม่กระทบกระเทือนต่อพื้นท้ายน้ำ bucket ทำงานได้ดีมากทั้งระดับน้ำท้ายน้ำสูงและต่ำ ลักษณะฟันแบบนี้แนะนำว่าอาจใช้ได้สำหรับ bucket ขนาดเล็ก

3. Tooth Modication III

ฟันถูกขยายให้สูงขึ้นตามอาร์คของรัศมีเท่ากับครึ่งหนึ่งของรัศมีของ bucket จนถึงระยะที่ทำมุม 90° การ Modify นี้เพื่อตรวจสอบดูว่าความสูงของฟัน หรือโค้ง 90° ของฟันให้ประสิทธิภาพการทำงานดีกว่ากัน ซึ่งการทดสอบพบว่าฟันที่มีความสูงน้อยกว่าไม่มีผลในการยกกระแสน้ำความเร็วสูงขึ้นสู่ผิวน้ำ กระแสน้ำจะพุ่งข้ามและพุ่งผ่านฟัน ทำให้เกิดผิวน้ำเดือดพล่านทางด้านท้ายน้ำ เหมือน Modification I

4. Tooth Modification IV

เลื่อนตำแหน่งของฟัน จาก Modification III ไปจนสุดปลายของ bucket ซึ่งการทดสอบพบว่า ฟันช่วยยกกระแสน้ำบางส่วนขึ้น แต่ประสิทธิภาพการทำงานไม่ดีกว่า Angostura Design

5. Slotted bucket แบบไม่มีฟัน

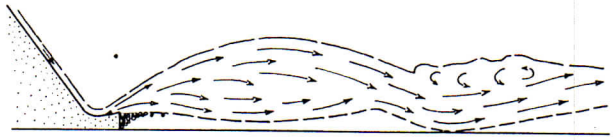
การทดสอบแสดงว่าหน้าที่หลักของฟันคือการทำให้การไหลของน้ำมั่นคงขึ้น และลดการขึ้น ๆ ลง ๆ ของผิวน้ำในทางน้ำด้านท้ายน้ำ

6. Solid Bucket

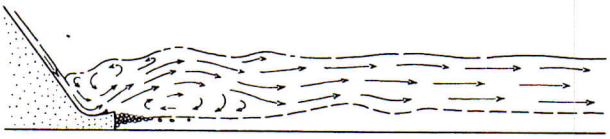
การทดสอบยืนยันผลการทดสอบครั้งก่อน ๆ และไม่ควรใช้ Solid bucket สำหรับกรณีที่มีวัสดุท้องน้ำที่ง่ายต่อการถูกพัดพา หรือการเดือดของน้ำจะก่อให้เกิดคลื่นโตเกินไป หรือเมื่อมีหลุมลึกที่ระยะ 1 ถึง 3 เท่าของรัศมี bucket ทางด้านท้ายน้ำ

7.2.4 ขีดจำกัดเกี่ยวกับระดับน้ำท้ายน้ำ (Tail Water Limits)

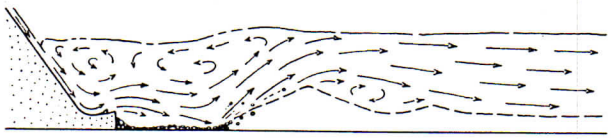
จากการทดสอบระดับน้ำท้ายน้ำต่าง ๆ กัน ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 7.6



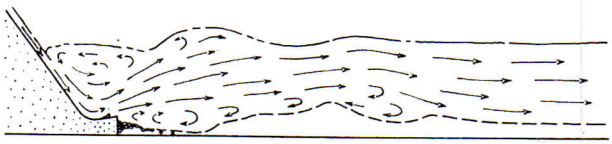
A—*Tail water below minimum. Flow sweeps out.*



B—*Tail water below average but above minimum. Within normal operating range.*



C—*Tail water above maximum. Flow diving from apron scours channel.*



D—*Tail water same as in C. Diving jet is lifted by ground roller. Scour hole backfills similar to B. Cycle repeats. (Bed level 0.3 inch below apron lip at start of test.)*

Six-inch bucket discharging 1.75 c.f.s. per foot of width (design capacity).

รูปที่ 7.6 ปรากฏการณ์การไหลของน้ำผ่าน Slotted bucket เมื่อท้ายน้ำมีระดับต่าง ๆ กัน

รูป 7.6 (A) กรณีที่ระดับน้ำท้ายน้ำต่ำเกินไป ต่ำกว่าระดับต่ำสุด ผลที่เกิดขึ้นคือ กระแสน้ำความเร็วสูงจะดันน้ำออกจาก bucket ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า Sweepout ความลึกของน้ำท้ายน้ำที่พอดีทำให้เกิด Sweepout เรียกว่า Sweepout depth ระดับท้ายน้ำต่ำสุด (Lower Tail Water Limit) จะอยู่สูงกว่า Sweepout depth ประมาณ 0.2 ฟุต

รูปที่ 7.6 (B) แสดงลักษณะการไหลของน้ำเมื่อระดับท้ายน้ำ อยู่ในช่วงปฏิบัติงานปกติ กระแสน้ำความเร็วสูงจะถูกยกขึ้นสู่ผิวน้ำ ทำให้เกิดน้ำหมุนที่ผิวน้ำเหนือ bucket

และที่ท้องน้ำท้าย bucket

รูปที่ 7.6 (C) แสดงลักษณะการไหลเมื่อระดับท้ายน้ำสูงเกินไป กรณีนี้กระแสน้ำความเร็วสูงจะพุ่งกัดเซาะท้องน้ำทางด้านน้ำของ bucket ให้เป็นหลุมลึก ระดับท้ายน้ำสูงสุด (Upper Tail Water Depth) จะอยู่ต่ำกว่าระดับท้ายน้ำที่พอดีทำให้กระแสน้ำความเร็วสูงเริ่มพุ่งลงสู่พื้นท้องน้ำประมาณ 0.5 ฟุต

รูปที่ 7.6 (D) เมื่อระดับท้ายน้ำสูงเกินไป กระแสน้ำความเร็วสูงจะพุ่งลงกัดเซาะท้องน้ำ ปรากฏการณ์นี้จะเกิดเพียงชั่วครู่ ครั้นเมื่อท้องน้ำท้าย bucket ถูกกัดเซาะต่ำลงไป จะเกิดน้ำหมุนวนที่พื้นท้องน้ำ ซึ่งจะยกกระแสน้ำความเร็วสูงให้พุ่งสู่ผิวน้ำ ทำให้เกิดการปั่นป่วนที่ผิวน้ำขณะเดียวกันน้ำหมุนที่พื้นท้องน้ำจะพัดเอาเศษดินทรายลงไปกลบบริเวณที่ถูกกัดเซาะจนกระทั่งพื้นท้องน้ำมีระดับเกือบเท่าระดับ bucket lip ซึ่งจะทำให้น้ำหมุนที่พื้นท้องน้ำอ่อนกำลังลงจนไม่สามารถยกกระแสน้ำความเร็วสูงขึ้นสู่ผิวน้ำได้ กระแสน้ำความเร็วสูงจะพุ่งลงกัดพื้นท้องน้ำอีก ปรากฏการณ์เช่นนี้จะเกิดหมุนเวียนไปเป็นวงจร แต่ละช่วงวงจรจะเกินเวลาประมาณ 5 - 6 นาที

ช่วงระยะระหว่างระดับท้ายน้ำต่ำสุด และสูงสุดจะลดลงเมื่อปริมาณการไหลเพิ่มขึ้น

7.2.5 ขั้นตอนในการออกแบบเบซิน 7

1. สัญญลักษณ์ต่าง ๆ สำหรับการออกแบบเบซิน 7 อธิบายไว้ในรูปที่ 7.7

2. คำนวณหาความเร็วของกระแสน้ำที่ระดับน้ำท้ายน้ำ (V_1) ที่อัตราการระบายน้ำออกแบบ และที่อัตราอื่น ๆ จากรูปที่ 7.8 และคำนวณหา D_1 จาก

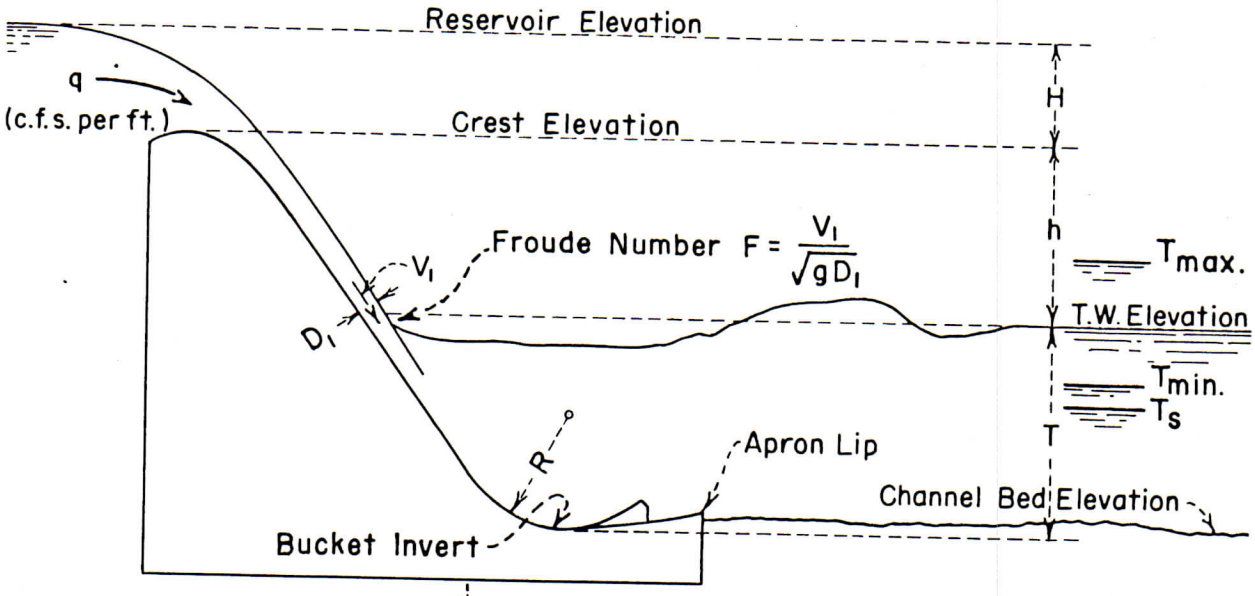
$$D_1 = \frac{q}{V_1}$$

3. คำนวณหา Froude No (F_1) จากสูตร

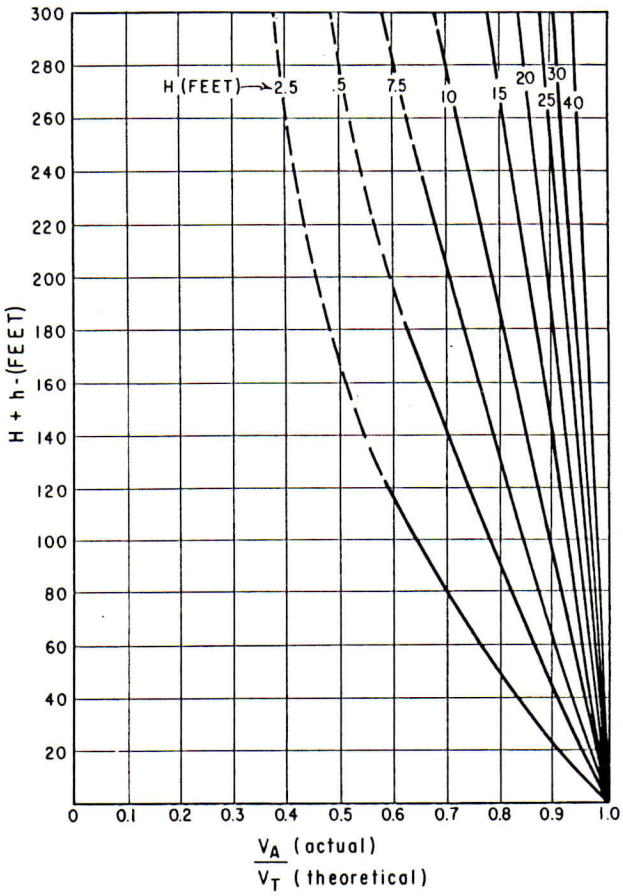
$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$$

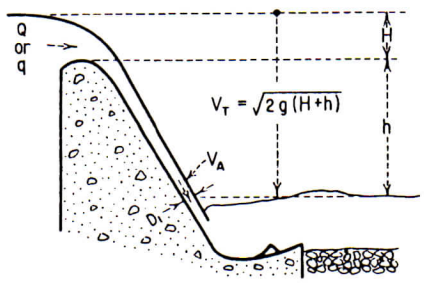
4. หาค่า Minimum allowable bucket radius (R) จากรูปที่ 7.9 (ใช้โค้งเส้นทึบ) เมื่อรู้ F_1

5. หาค่า Minimum tail water limit (Tmin) จากรูปที่ 7.10 เมื่อรู้ F_1 และ $\frac{R}{D_1 + V_1^2/2g}$

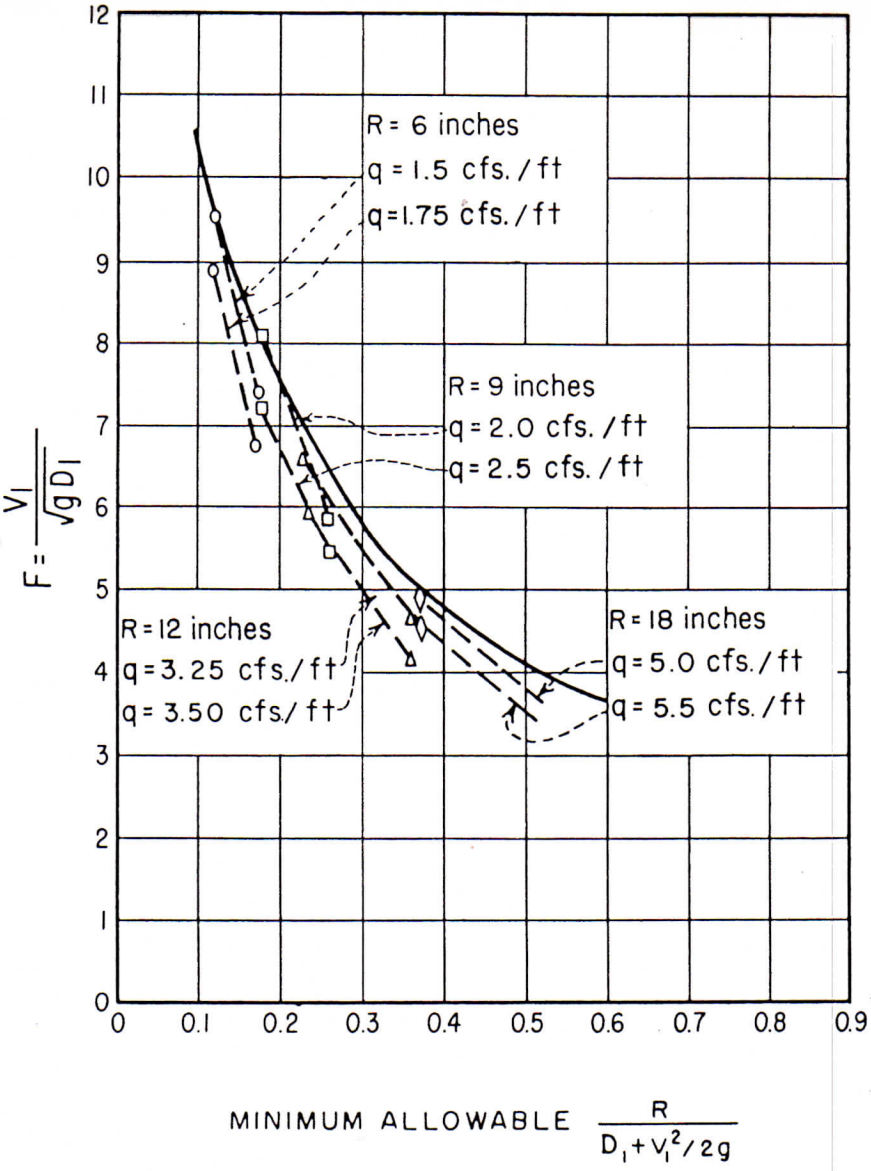


รูปที่ 7.7 Definition of symbols.





รูปที่ 7.8 โค้งสำหรับหาความเร็วกระแสน้ำที่พุ่งเข้า Bucket สำหรับเขื่อนที่มีความลาดเท 0.8 : 1 ถึง 0.6:1 (H:V)

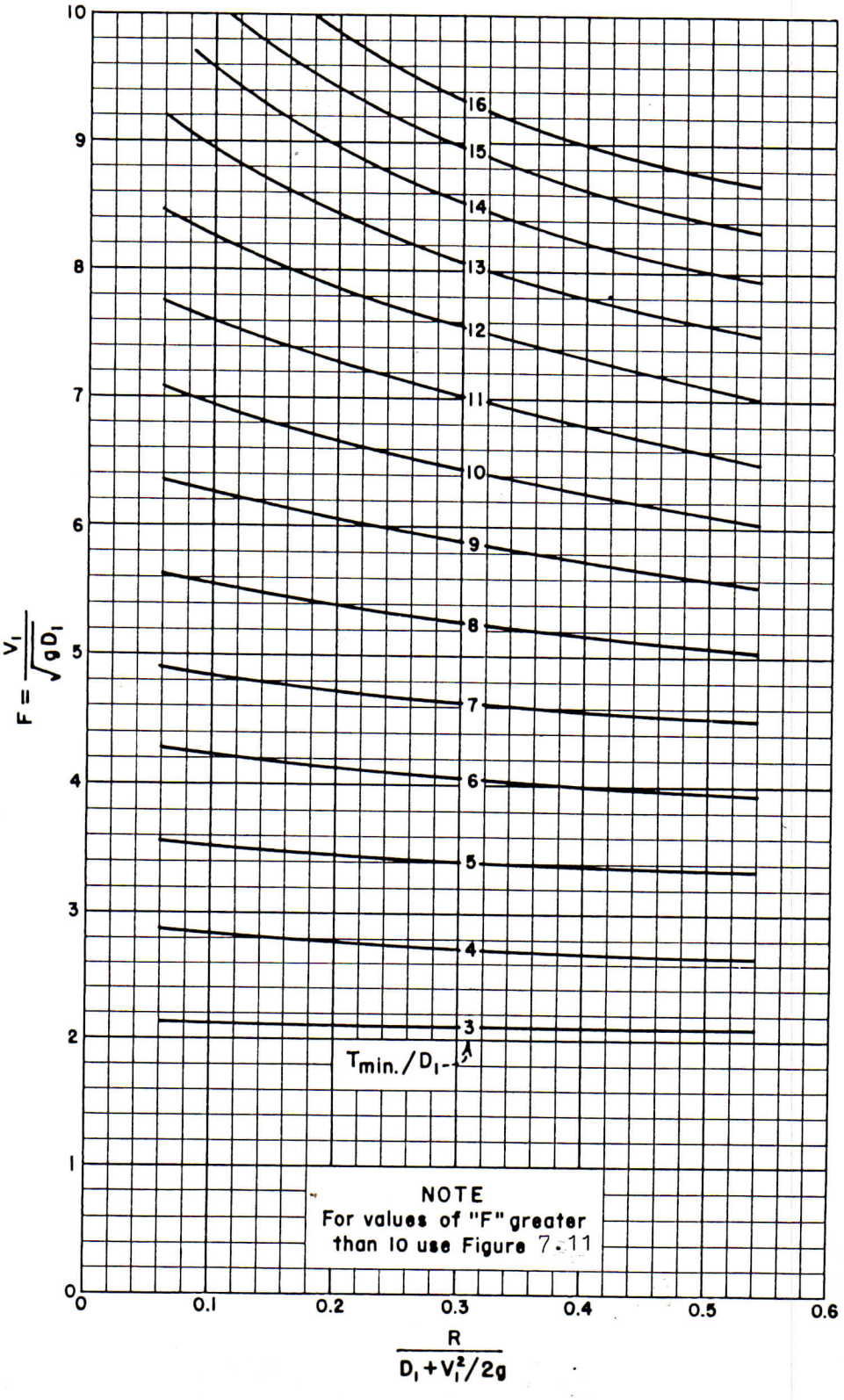


EXPLANATION

- ○ For bucket radius (R) = 6 inches
- □ For bucket radius (R) = 9 inches
- △ For bucket radius (R) = 12 inches
- ◊ For bucket radius (R) = 18 inches

Bed level approximately 0.05R below lip of apron.

รูปที่ 7.9 Minimum allowable bucket radius.



รูปที่ 7.10 Minimum tail water limit.

แต่ถ้า Froude No มีค่ามากกว่า 10 ให้หา T_{min} จากรูปที่ 7.11

ถ้า Tail water depth (ระยะระหว่างระดับ Tail water กับ Bucket invert) น้อยกว่า T_{min} จะมีโอกาสเกิด Sweepout มากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 7.6 (A)

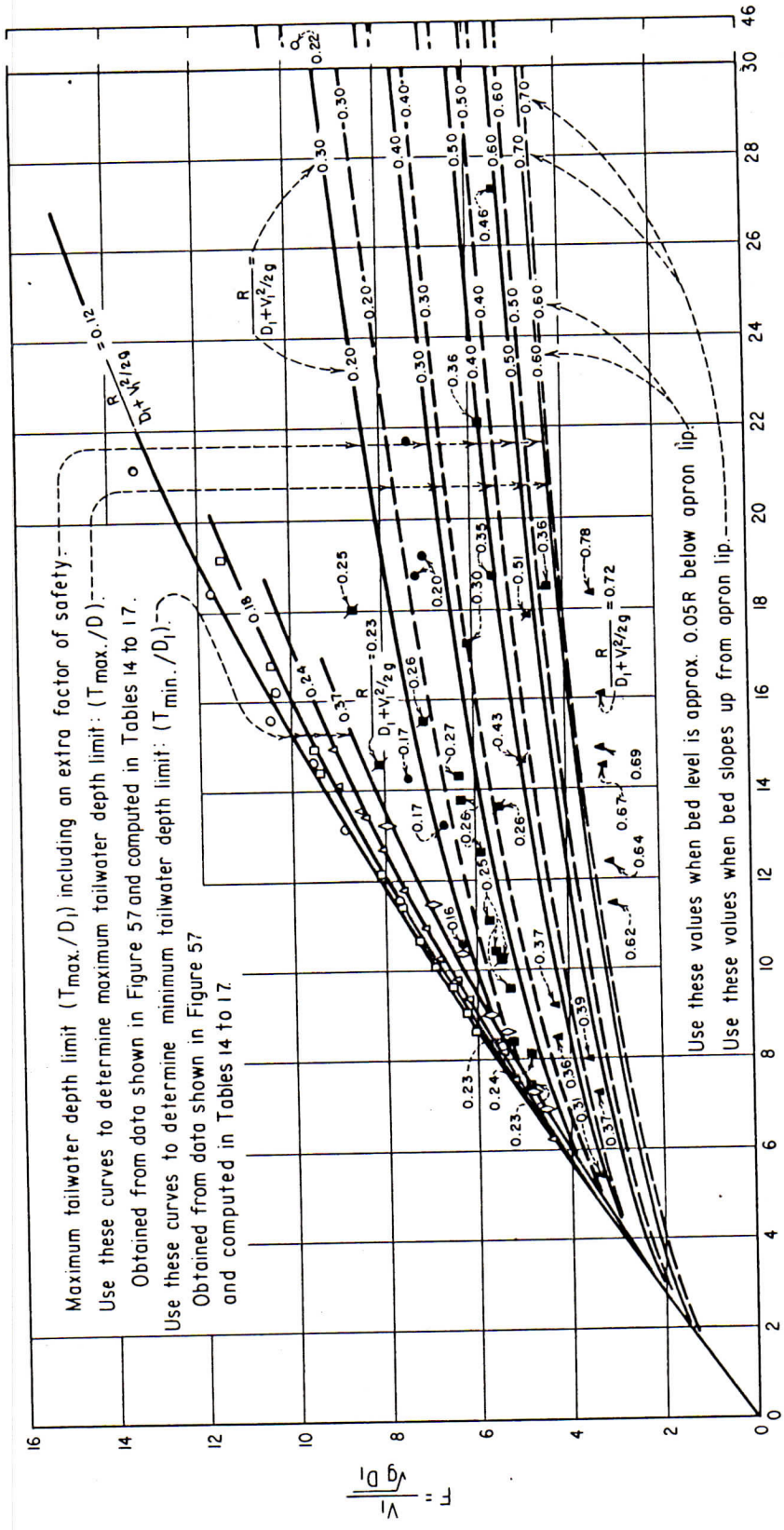
6. หาค่า Maximum tail water depth (T_{max}) จากรูปที่ 7.12 เมื่อรู้ F_1 และ $\frac{R}{D_1 + V_1^2/2g}$ ค่า T_{max} จะเปลี่ยนแปลงไปตาม Bed Slopes ซึ่งอาจเป็นแบบ "Bed 0.05 R below lip" หรือ "Bed slopes up from apron" ถ้า F_1 มีค่ามากกว่า 10 จะหา T_{max} ได้จากรูปที่ 7.11 ถ้า Tail water มากกว่า T_{max} จะก่อให้เกิด Diving jet ดังแสดงในรูปที่ 7.6 (C) ซึ่งจะก่อให้เกิดการกัดเซาะที่พื้นท้องน้ำ

7. หา Tail water sweepout depth (Ts) จากรูปที่ 7.13 เมื่อรู้ F_1 และ $\frac{R}{D_1 + \frac{V_1^2}{2g}}$ ถ้า F_1 น้อยกว่า 10 และจากรูปที่ 7.14 เมื่อ F_1 มากกว่า 10 ผลต่างระหว่าง T_{min} และ Ts คือ Safety Factor ของการเกิด Sweepout

8. กำหนดระดับ Bucket Invert เพื่อให้ Tail water curve elevation อยู่ระหว่าง T_{max} และ T_{min} ถ้าเป็นไปได้ควรให้ Apron lip และ Bucket invert อยู่เหนือพื้นท้องน้ำ Bucket จะทำงานดีที่สุดเมื่อ Tail water depth อยู่ใกล้ T_{min} ควรคำนวณหา Safety Factor ต่อการเกิด Sweepout

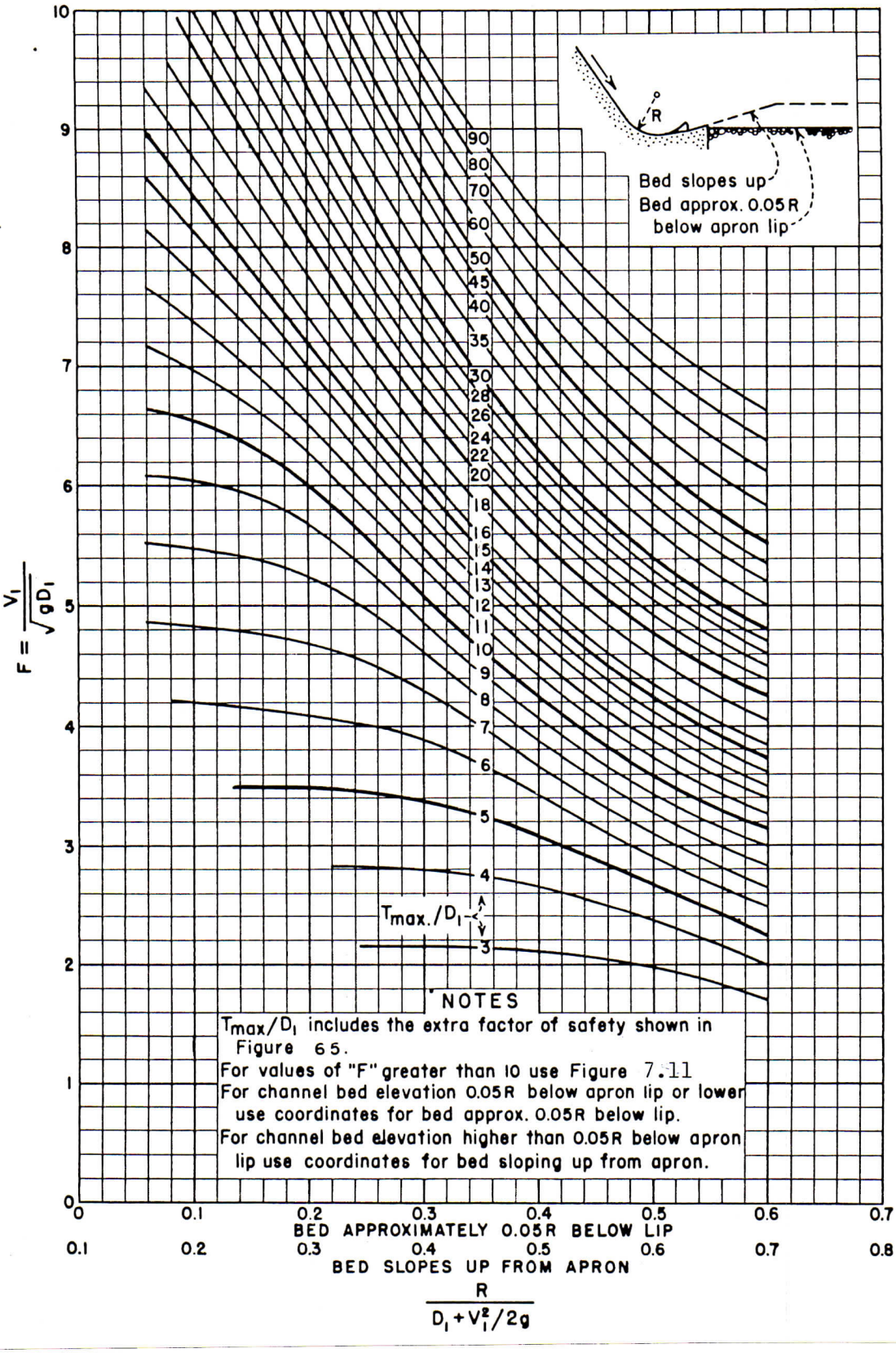
9. คำนวณหา Tooth size, spacing และ dimension อื่น ๆ จากรูปที่ 7.1

10. หา Water Surface Profiles ทางด้านท้ายน้ำของ Bucket จากรูปที่ 7.15 และรูปที่ 7.16

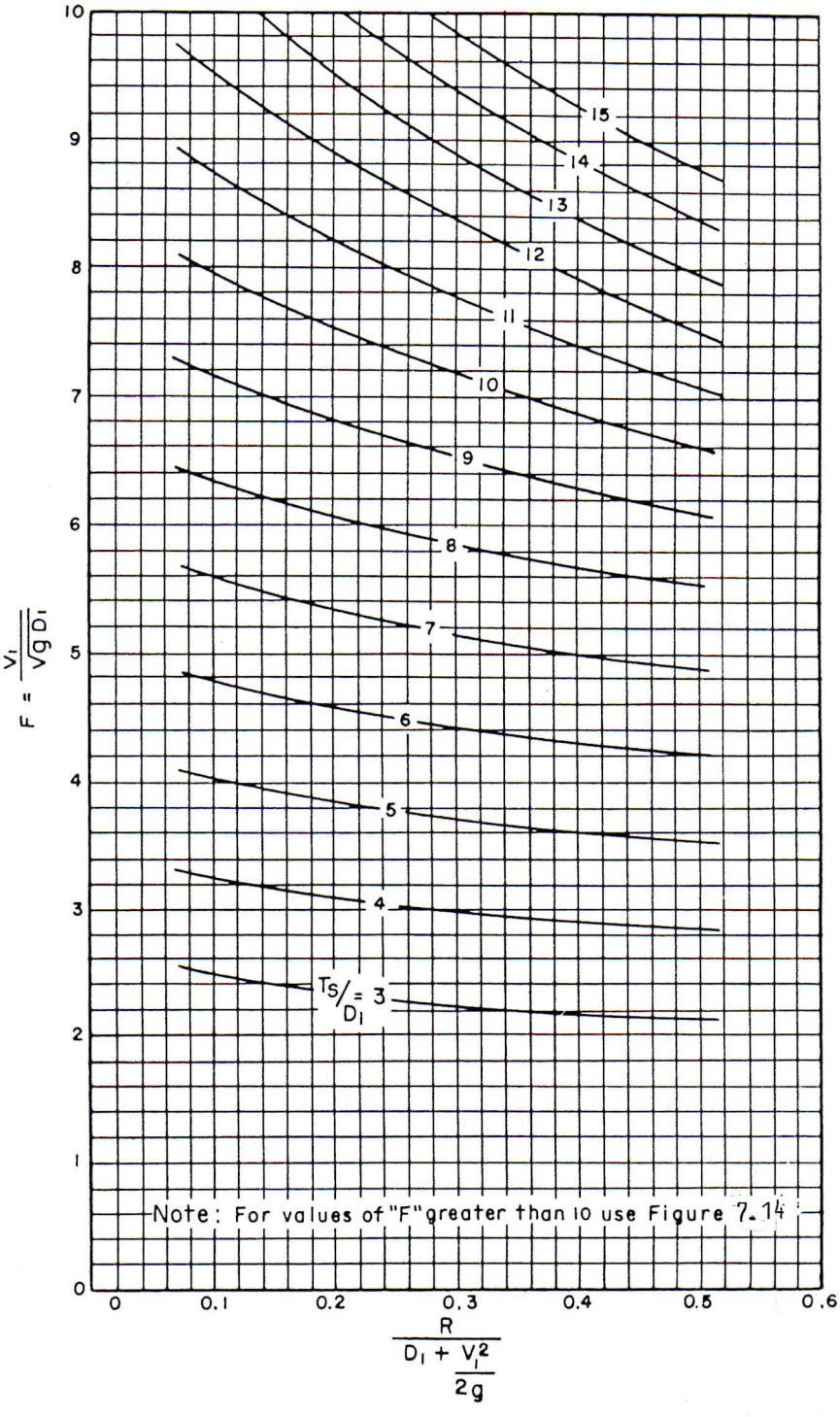


DATA SYMBOL	BUCKET RADIUS (R) INCHES	$\frac{R}{D_1+V_1^2/2g}$	BED ARRANGEMENT	DESCRIPTION OF DATA POINT	FROM TABLE
○	6	0.12	For any position of the bed	Min. tailwater depth limit	14
○	9	0.18	For any position of the bed	Min. tailwater depth limit	15
△	12	0.24	For any position of the bed	Min. tailwater depth limit	16
◇	18	0.37	For any position of the bed	Min. tailwater depth limit	17
▽	6	0.16 to 0.25	For bed level approx. 0.05R below apron lip	Max. tailwater depth limit	14
■	9	0.23 to 0.46	For bed level approx. 0.05R below apron lip	Max. tailwater depth limit	15
▲	12	0.31 to 0.68	For bed level approx. 0.05R below apron lip	Max. tailwater depth limit	16
●	9	0.25	For bed sloping up from apron lip	Max. tailwater depth limit	15
×	12	0.43 to 0.51	For bed sloping up from apron lip	Max. tailwater depth limit	16

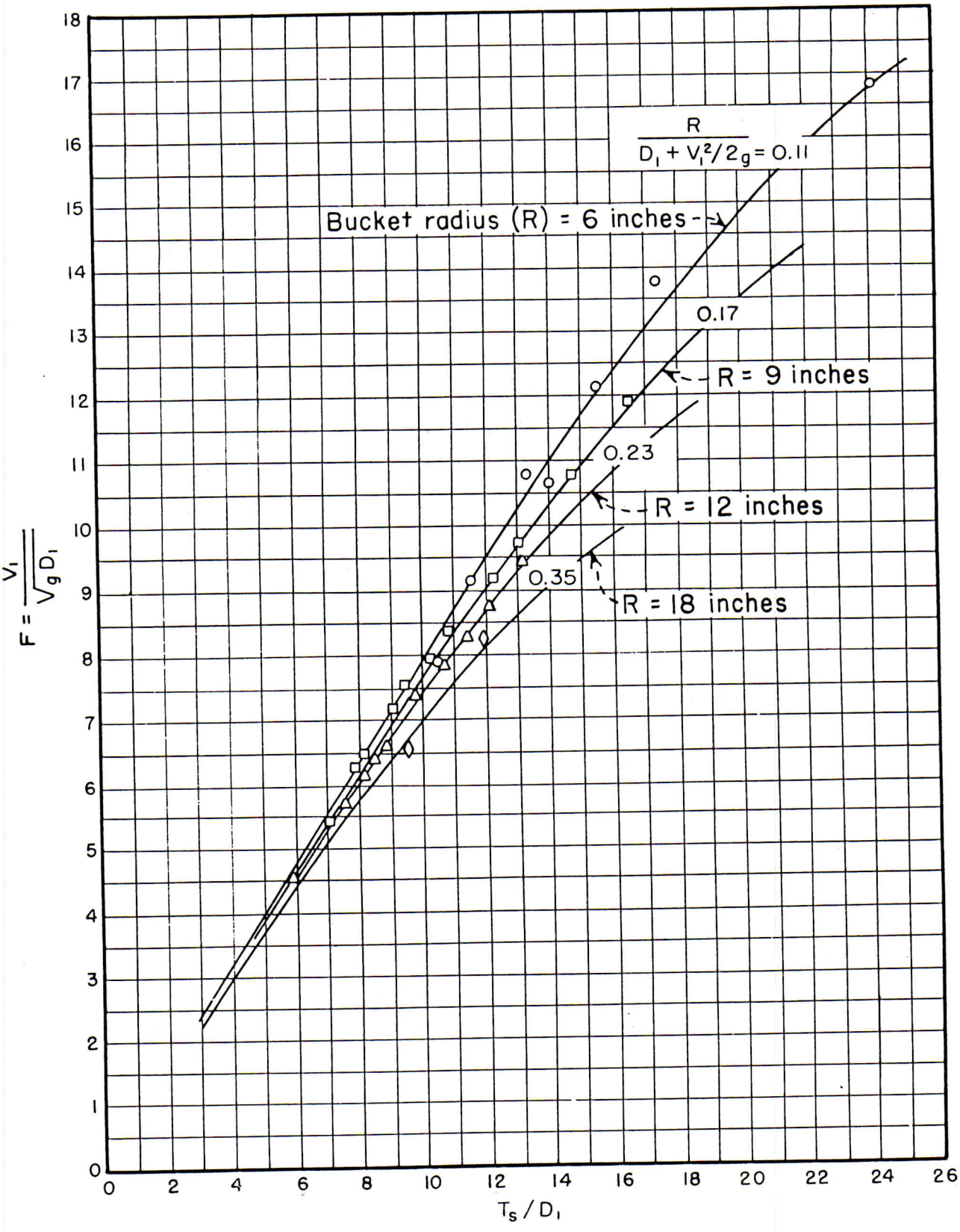
รูปที่ 7.11 Dimensionless plot of maximum and minimum tail water depth limits.



รูปที่ 7.12 Maximum tail water limit.

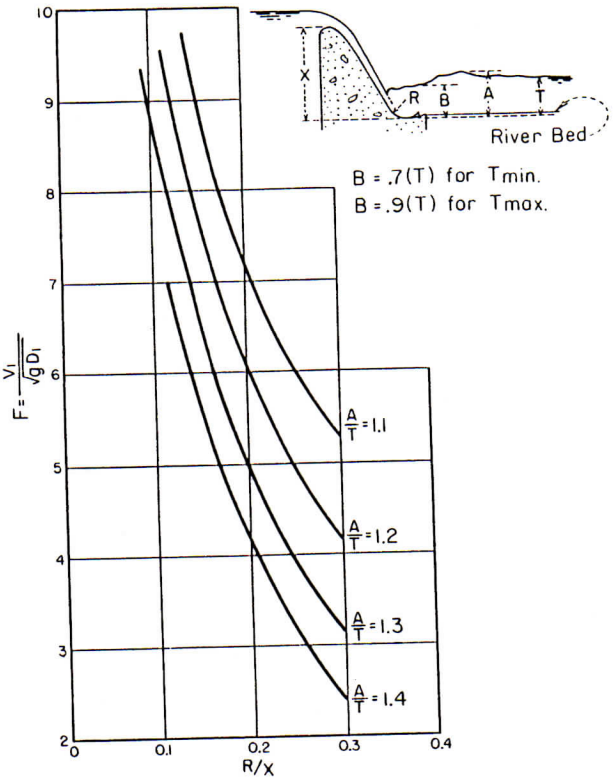


รูปที่ 7.13 Tail water sweepout depth.

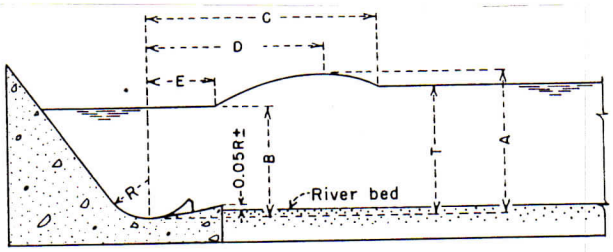


NOTE: Bed arrangement not critical for sweepout condition.

รูปที่ 7.14 Tail water depth at sweepout.



รูปที่ 7.15 *Water surface profile characteristics for slotted buckets only.*



(Crest elevation to bucket invert "x" = 5 feet)

9-INCH BUCKET (R)

Q-cfs	q-cfs/ft.	T-ft.	A	B	C	D	E
3.0	1.50	1.85	25	19	45	25	5
3.0	1.50	2.40	32	26	46	27	1
3.50	1.75	1.85	26	19	45	25	5
4.00	2.00	1.85	27	19	46	25	5
4.50	2.25	1.85	28	19	48	28	6
5.00*	2.50	1.85	28	18	50	32	6
5.50	2.75	1.85	29	17	51	31	6
6.00	3.00	1.85	30	16	52	32	6

12-INCH BUCKET (R)

Q-cfs	q-cfs/ft.	T-ft.	A	B	C	D	E
5.0	2.5	2.30	32	23	52	35	14
6.0	3.0	2.30	33	22	62	37	11
7.0 *	3.5	2.30	33	21	68	37	9
8.0	4.0	2.30	35	19	70	37	6
12.0	6.0	—	36	7	90	40	1

NOTE: Dimensions A, B, C, D, and E are in inches.
*Design capacity.

รูปที่ 7.16 Average water surface measurements.

7.2.6 การกำหนดระดับของ Bucket Invert

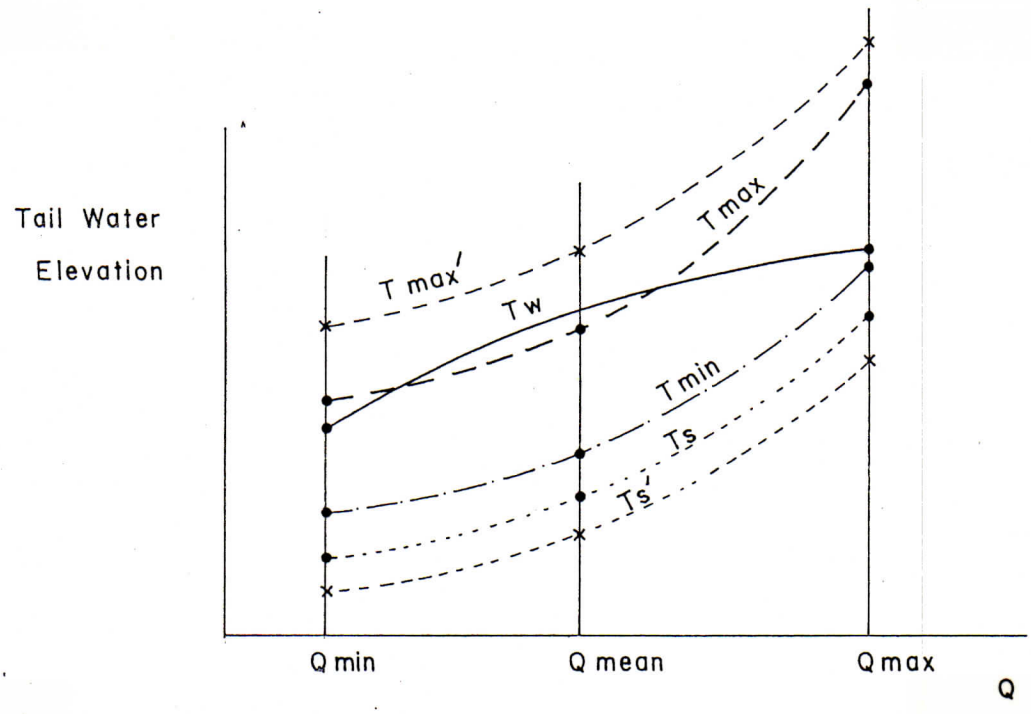
ถ้า Tail water depth น้อยกว่า Tmin จะเกิด Sweepout ถ้า Tail water depth มากกว่า Tmax จะเกิด Diving jet ซึ่งเป็นสิ่งที่ไม่ต้องการทั้ง 2 อย่าง ระดับ Bucket Invert ที่เหมาะสมจะต้องไม่ทำให้ Tail water depth มากกว่า Tmax หรือน้อยกว่า Tmin สำหรับอัตราการระบายน้ำต่าง ๆ ที่เป็นไปได้ การหาระดับ Bucket invert จะทำได้ดังนี้

1. กำหนด Additional safety factor ต่อการเกิด Sweepout depth เหนือ Tmin แต่ต้องจำไว้เสมอว่า Bucket จะทำงานดีที่สุดเมื่อ Tail water depth อยู่ใกล้ Tmin

2. หาระดับ Bucket invert จาก

Tail water elevation- (Tmin + additional safety factor) ที่อัตราการระบายน้ำที่ออกแบบไว้ (Qmax)

3. เขียนกราฟ Ts, Tmin และ Tmax ที่ Q ต่าง ๆ เทียบกับ Tail water elevation ดังรูปที่ 7.17



รูปที่ 7.17 Tail Water Curve VS. Ts, T_{min} และ T_{max}- Curves

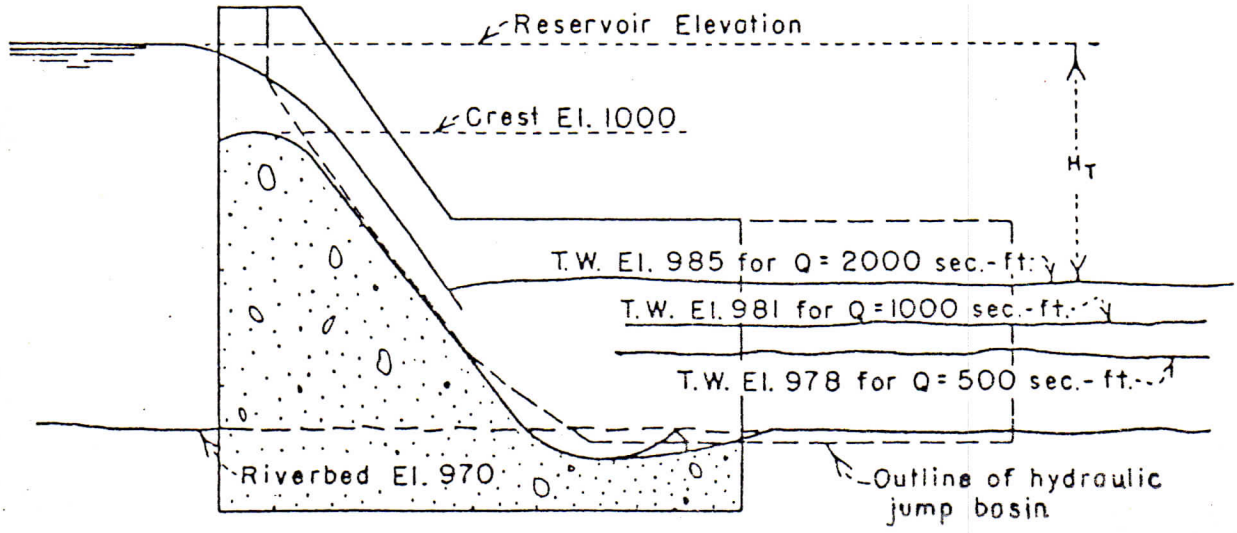
4. ตรวจสอบดูว่ามีส่วนใดของ TW Curve อยู่นอกช่วง Tmin และ Tmax curves หรือไม่

จากตัวอย่างจะเห็นได้ว่า TW ที่ Qmean มากกว่า Tmax ซึ่งเป็นสิ่งที่ไม่ต้องการ ซึ่งจะหลีกเลี่ยงได้โดยการเพิ่มรัศมีของ Bucket (R) เพื่อเพิ่มค่า Tmax, Tmin และ Ts ในการนี้จะทำให้ช่วง Tmax และ Tmin กว้างขึ้น

5. ทำย้อนข้อ 2 จนได้ TW อยู่ระหว่าง Tmax และ Tmin ที่ทุก ๆ ค่าของ Q ดังแสดงในรูป 7.17

7.2.7 ตัวอย่าง 7.1

ตัวอย่างนี้จะแสดงเปรียบเทียบการออกแบบ Stilling Basin และอาคารสลายพลังงานแบบ Slotted Bucket สำหรับเขื่อนแบบ Overflow ซึ่งมีอัตราการระบายน้ำสูงสุด 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที และมีข้อมูลอื่น ๆ ดังแสดงในรูป 7.18



Qmax = 2,000 cfs

รูปที่ 7.18 ตัวอย่างการออกแบบ Slotted bucket สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow

วิธีทำ

ให้สมมติว่าสันฝายยาว 20 ฟุต

ข้อกำหนดในการออกแบบและรายการคำนวณเบื้องต้นสำหรับปริมาณการไหลของน้ำต่าง ๆ มีดังนี้

1.	ปริมาณการไหล Q ฟุต^3/วินาที	2,000	1,000	500
2.	ปริมาณการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q ฟุต^3/วิ./ฟุต	100	50	25
3.	ส.ป.ส. การระบายน้ำที่สมมติ C	3.9	3.7	3.5
4.	เฮดเหนือสันฝาย $He = (\frac{q}{c})^{2/3}$ ฟุต	8.7	5.7	3.7
5.	ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ ฟุต	1008.7	1005.7	1003.7
6.	ระดับน้ำท้ายน้ำ ฟุต	985.0	981.0	978.0
7.	ระดับน้ำในอ่าง-ระดับน้ำท้ายน้ำ ฟุต	23.7	24.7	25.7
8.	Velocity head ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ hv_1 ฟุต (สมมติไม่มีการสูญเสีย Specific Energy)	23.7	24.7	25.7
9.	ความเร็วน้ำที่ระดับน้ำท้ายน้ำ $V_1 = \sqrt{2ghv_1}$ ฟุต	39.1	39.9	40.7
10.	ความลึกของการไหลของน้ำที่ระดับท้ายน้ำ ฟุต $D_1 = \frac{q}{V_1}$	2.56	1.25	0.61
11.	Froude No. ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}}$	4.3	6.3	9.2
12.	Specific Energy ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ $D_1 + \frac{V_1^2}{2g}$	26.3	25.9	26.3

การคำนวณออกแบบไฮดรอลิกจั๊มเบซิน มีรายละเอียดดังนี้

1.	ปริมาณการไหล Q ฟุต^3/วิ.	2,000	1,000	500
2.	ปริมาณการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q ฟุต^3/วิ./ฟุต	100	50	25
3.	ระดับน้ำในอ่าง-ระดับน้ำท้ายน้ำ H_T ฟุต	23.7	24.7	25.7
4.	Conjugate depth D_2^* ฟุต	16.7	11.8	8.6

* $H_T = \frac{D2}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gD_2^3}} - 1\right) + \frac{2q^2}{gD_2^2\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gD_2^3}} - 1\right)^2} - D_2$

5.	ระดับน้ำท้ายน้ำ ฟุต	985	981.0	978.0
6.	ระดับพื้นเบซินที่ต้องการ (5-4.) ฟุต	968.3	969.2	969.4
7.	Specific Energy hv_1 ที่ปลายด้านเหนือน้ำของเบซิน (ระดับน้ำในอ่าง-6.) ฟุต	40.4	36.5	34.3
8.	ความลึกของการไหลของน้ำที่ระดับพื้นเบซิน D_1 ฟุต	2.01	1.05	0.54
9.	ความเร็วของน้ำที่พุ่งเข้าเบซิน V_1 = 2./8. ฟุต/วินาที	49.8	47.6	46.3
10.	Froude No. F_1 ที่ระดับพื้นเบซิน	6.2	8.1	11.1

สำหรับกรณี Q = 2,000 ฟุต^3/วินาที

D_2 = 16.7 ฟุต

ระดับพื้นเบซิน = 968.3 ฟุต

F_1 = 6.2

V_1 = 49.8 ฟุต/วินาที < 50 ฟุต/วินาที

เลือกใช้ <u>เบซิน 3</u>

จากรูปที่ 5.10

$$\frac{L_{III}}{D_2} = 2.51$$

$$L_{III} = 2.51 \times 16.7 = 42 \text{ ฟุต}$$

<u>การออกแบบ Submerged Slotted Bucket</u>

สำหรับกรณี Q = 2,000 ฟุต/วินาที

F_1 ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ = 4.3

จากรูปที่ 7.9

$$\frac{R}{D_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.42$$

$$R = 0.42(D_1 + \frac{V_1^2}{2g})$$

$$= 0.42 \times 26.3 = 11.05 \text{ ฟุต}$$

เลือกออกแบบตาม Case I : Bed Stopes Up From Apron

$$\frac{Tmax}{D_1} = 7.5$$

$$Tmax = 7.5 \times 2.56 = 19.2 \text{ ฟุต}$$

$$\frac{Tmin}{D_1} = 6.5$$

$$Tmin = 6.5 \times 2.56 = 16.6 \text{ ฟุต}$$

สมมติให้ความลึกท้ายน้ำเฉลี่ย = 18 ฟุต

ระดับ Bucket Invert = 985 - 18 = 967 ฟุต

ตรวจสอบ R และสภาพน้ำท้ายน้ำสำหรับกรณีที่ Q น้อยกว่า 2,000 ฟุต^3/วินาที

1. ถ้า Q = 1,000 ฟุต/วินาที q = 50 ฟุต^3/วินาที/ฟุต

F_1 ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ = 6.3

$$D_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 25.9 \text{ ฟุต}$$

$$D_1 = 1.25 \text{ ฟุต}$$

จากรูปที่ 7.9

$$\frac{R}{D_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.26$$

$R = 0.26 \times 25.9 = 6.8$ ฟุต < 11.0 ..... ใช้ได้

$Tmax = 20.0 \times 1.25 = 25$ ฟุต

$Tmin = 10.1 \times 1.25 = 12.6$ ฟุต

ระดับน้ำท้ายน้ำ = 981 ฟุต

ระดับ Bucket Invert = 967 ฟุต

ความลึกของน้ำท้ายน้ำ = 981 - 967 = 14 ฟุต ซึ่งอยู่ระหว่าง Tmax = 25 ฟุต และ Tmin = 12.6 ฟุต แสดงว่าใช้ได้

2. ถ้า Q = 500 ฟุต^3/วินาที q = 25 ฟุต^3/วินาที/ฟุต

F_1 ที่ระดับน้ำท้ายน้ำ = 9.2

$$D_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 26.3 \text{ ฟุต}$$

$$D_1 = 0.61 \text{ ฟุต}$$

จากรูปที่ 7.9

$$\frac{R}{D_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.13$$

R = 0.13 x 26.3 = 3.4' < 11.0' ใช้ได้

Tmax = 81.9 x 0.61 = 50 ฟุต

Tmin = 17.05 x 0.61 = 10.4 ฟุต

ระดับน้ำท้ายน้ำ = 978 ฟุต

ระดับ Bucket Invert = 967 ฟุต

ความลึกของน้ำท้ายน้ำ = 978-967 = 11 ฟุต ซึ่งอยู่ระหว่าง Tmax = 50 ฟุต และ Tmin = 10.4 ฟุต แสดงว่าใช้ได้

ถ้าต้องการให้มีแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยมากขึ้น สามารถทำได้โดยการเพิ่มค่า R

สมมติให้ R = 12 ฟุต

สำหรับกรณี Q = 2,000 ฟุต^3/วินาที

Tmax = $2.5D_1$ = 8.5 x 2.56 = 22.5 ฟุต

Tmin = $6.5D_1$ = 6.5 x 2.56 = 16.9 ฟุต

สมมติให้ความลึกน้ำท้ายน้ำเฉลี่ย = 20 ฟุต

ระดับ Bucket Invert = 985 - 20 = 965 ฟุต

การใช้ Bucket Radius= 12 ฟุต จะช่วยเพิ่มแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยเหนือ Tmin มากขึ้น

7.3 การออกแบบ Hollow-Jet Valve Stilling Basins (เบซิ่น VIII)

7.3.1 คำนำ

Hollow-Jet Valve Stilling Basin เป็นอาคารที่ใช้สลายพลังงานของน้ำที่ไหลออกจากอาคารทางออกแบบท่อ มีขนาดสั้นกว่าไฮดรอลิคจั๊มเบซิ่นประมาณ 50 % ปกติจะสร้างไว้ในโรงไฟฟ้า (Power House) หรือบริเวณใกล้เคียงดังแสดงในรูปที่ 7.19 และ 7.20

USBR ได้พัฒนาวาล์ว Hollow-Jet ซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 7.21 ขึ้นมาตั้งแต่ปี 1940 เพื่อใช้ปิด-เปิด และควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลผ่านอาคารทางออก น้ำที่ไหลผ่านจะมีลักษณะเป็น Annular หรือ Hollow-Jet โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลางค่อนข้างคงที่ตลอดความยาวของ Jet ไม่ว่าจะเปิดวาล์วมากน้อยเท่าใด หรือเฮดมีค่ามากน้อยเท่าใด

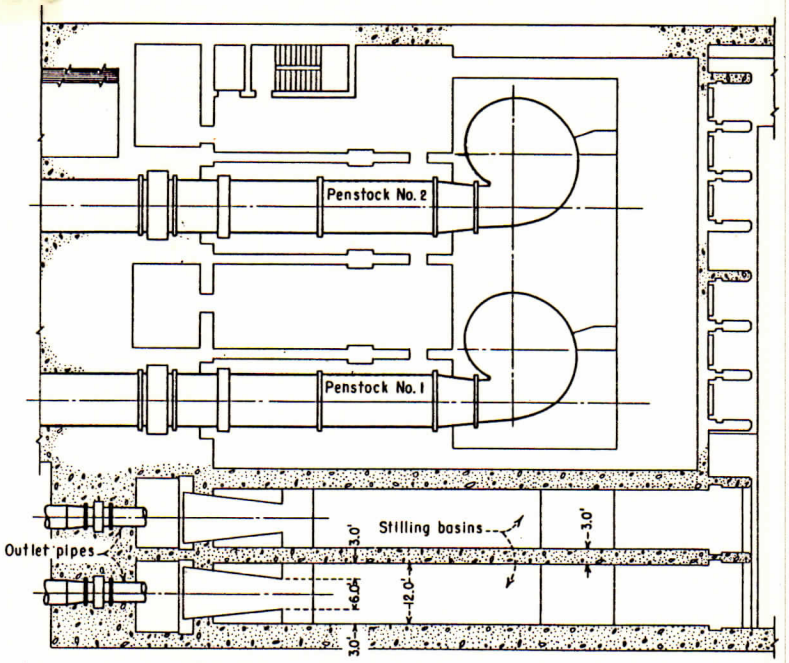
เท่าที่พบความเสียหายแก่ตัววาล์ว Hollow-Jet เนื่องจาก Cavitation ไม่ค่อยมี ยกเว้นกรณีที่ตัววาล์วไม่ค่อยราบเรียบ หรือการติดตั้งวาล์วไม่ได้แนวกับท่อ (Misalinement) ซึ่งสามารถแก้ไขได้โดยการจัดทำและการติดตั้งวาล์วอย่างระมัดระวัง

การออกแบบในสมัยก่อน คือให้วาล์วระบายน้ำในแนวราบสู่พื้นที่ออกแบบให้โค้งตาม Trajectory ของน้ำที่พุ่งออกมาจากวาล์ว ซึ่งพื้นดังกล่าวจะต้องยาวพอเพื่อให้ Jet กระจายอย่างสม่ำเสมอก่อนพุ่งเข้าสู่เบซิ่น การออกแบบตามวิธีดังกล่าวทำให้ได้เบซิ่นซึ่งยาวมาก ยาว 2 เท่าหรือมากกว่าความยาวของเบซิ่น 8 ซึ่งจะได้กล่าวถึงในหัวข้อนี้

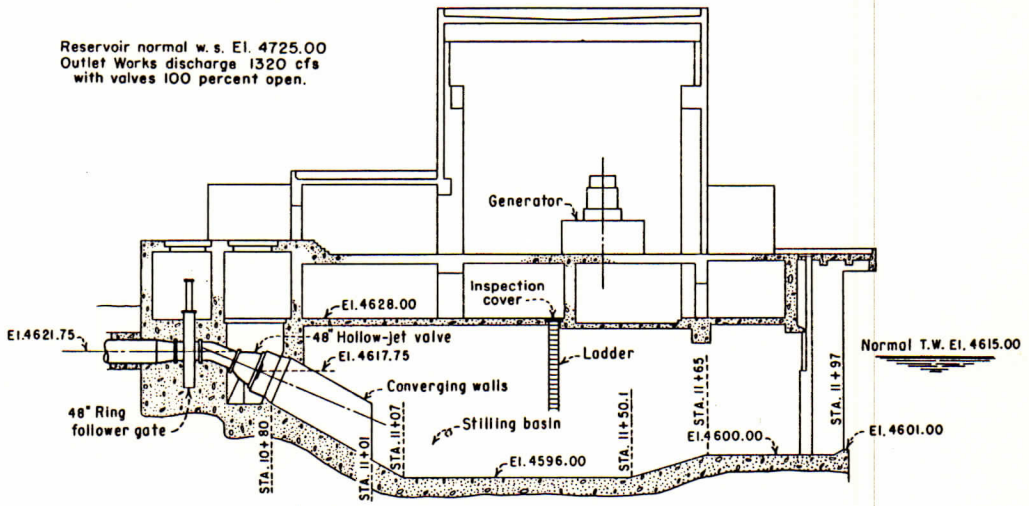
การศึกษาด้วยโมเดลแสดงให้เห็นว่าถ้าออกแบบให้วาล์ว Hollow-Jet เอียงลงจะทำให้ความยาวเบซิ่นลดลงได้มากกว่า 50 เปอร์เซนต์ เบซิ่นที่ออกแบบตามแนวความคิดนี้ถูกนำมาใช้ครั้งแรกที่เขื่อน Boysen ซึ่งเป็นเขื่อนเตี้ยดังรูปที่ 7.19 และได้มีการพัฒนาต่อเพื่อใช้กับอาคารทางออกของเขื่อน Falcon, Yellowtail (ดูรูปที่ 7.20), Trinity และ Navajo ซึ่งเป็นเขื่อนสูงและมีอัตราการไหลมาก หลังจากนั้นจึงได้วางโปรแกรมการทดลองเพื่อจัดทำโค้งออกแบบที่สามารถใช้ได้โดยทั่วไป (Generalized Design Curves) กับเฮดและอัตราการไหลต่าง ๆ

7.3.2 การพัฒนารูปร่างของเบซิ่น (Development of Basin Features)

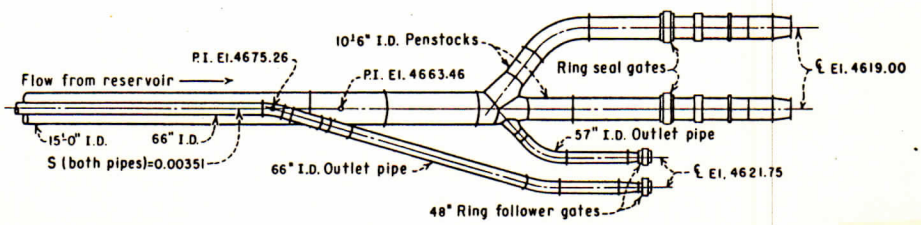
ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงการพัฒนาเบซิ่นสำหรับอาคารทางออกของเขื่อน



HORIZONTAL SECTION THROUGH POWERHOUSE

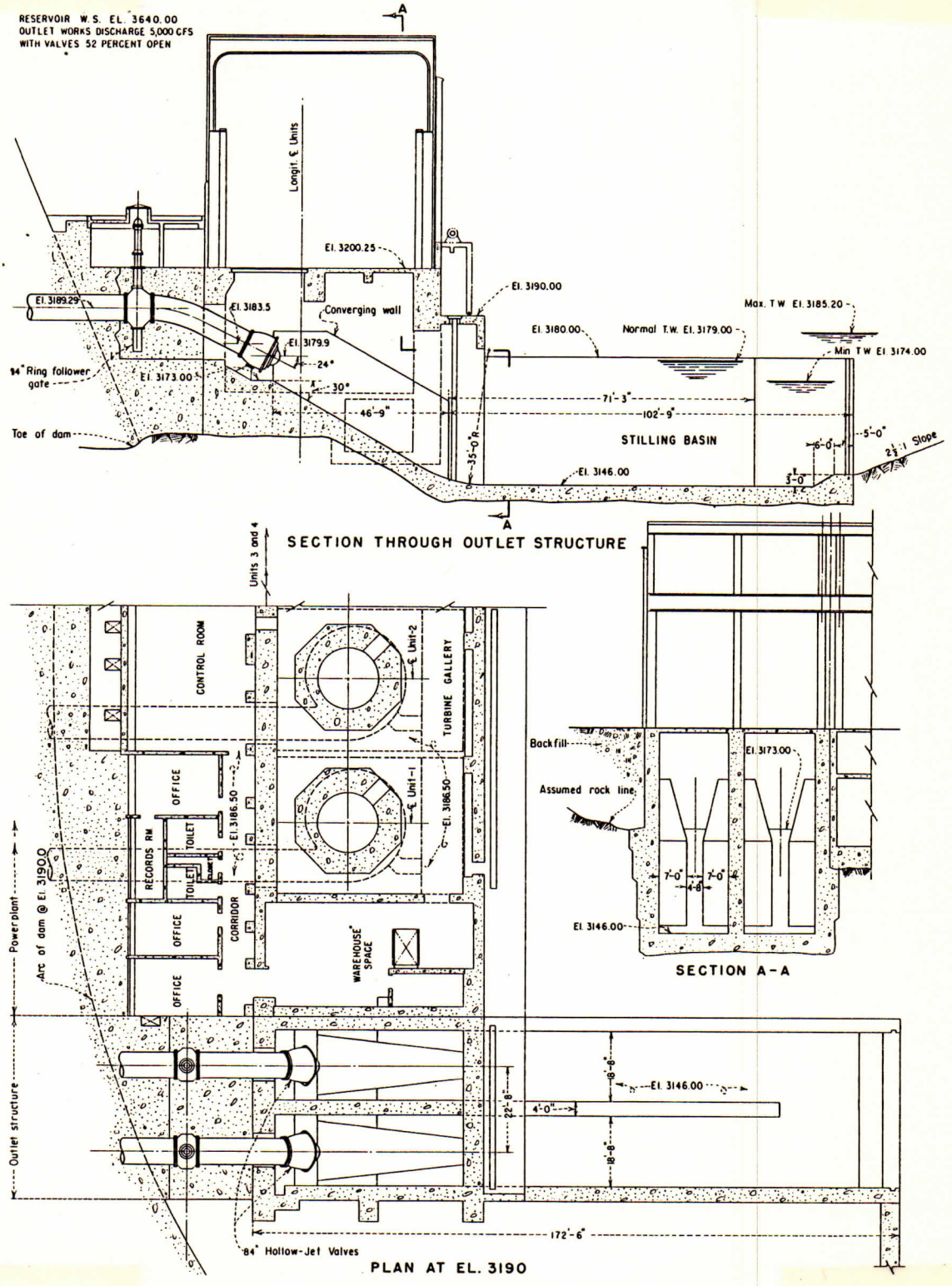


POWERHOUSE SECTION-THROUGH OUTLET STILLING BASIN

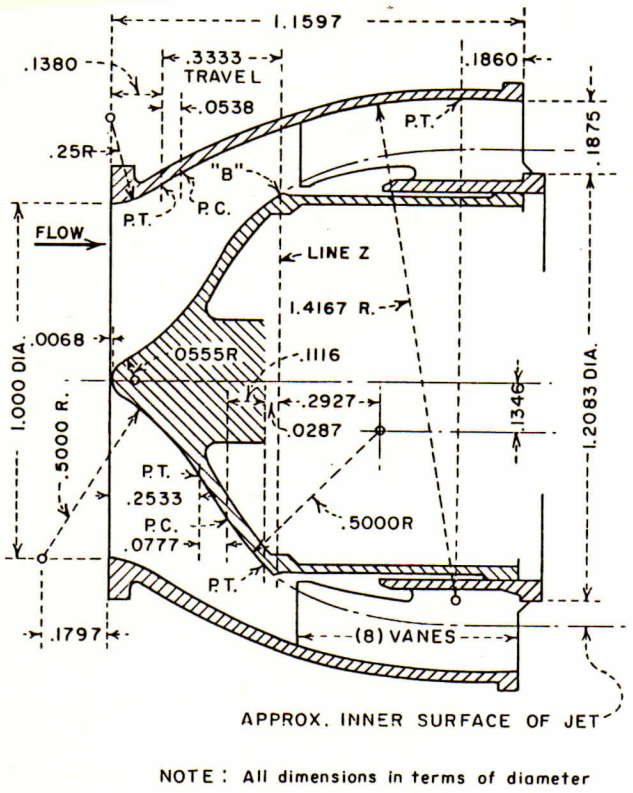


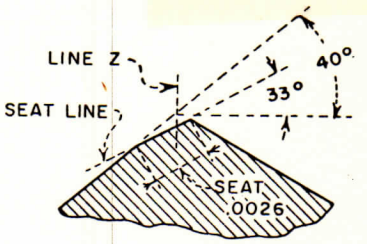
PIPE LAYOUT - PLAN

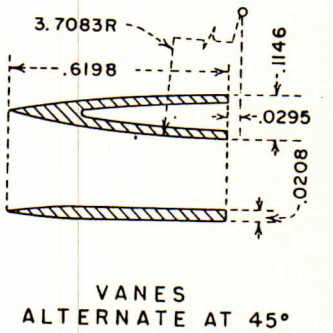
รูปที่ 7.19 เบซิ่นของอาคารทางออกของเขื่อน Boysen และโรงไฟฟ้า



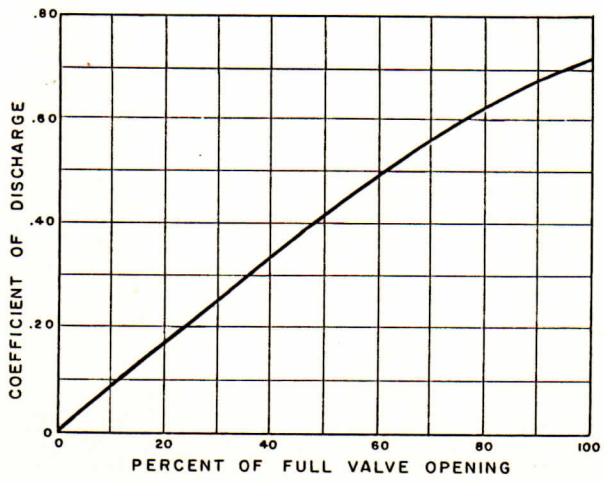
รูปที่ 7.20 เบซิ่นของอาคารทางออกของเขื่อน Yellowtail และโรงไฟฟ้า







NOTE : All dimensions in terms of diameter

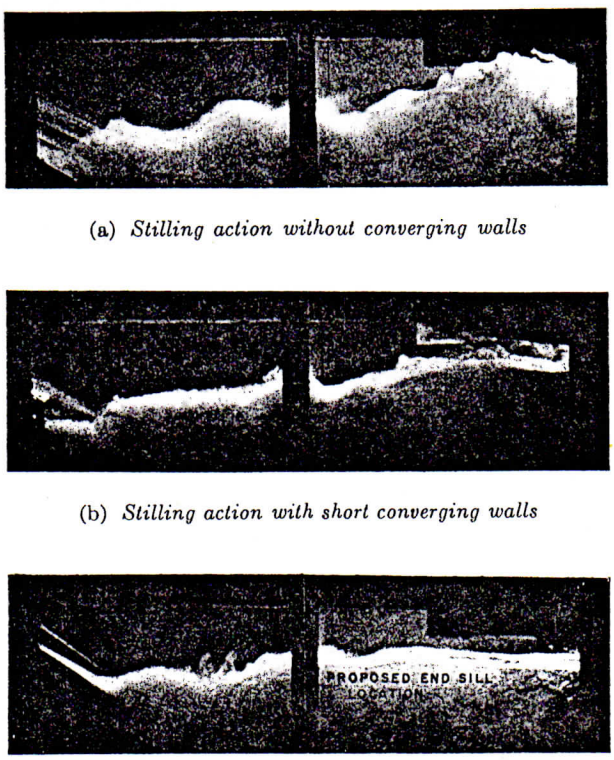


รูปที่ 7.21 มิติของวาล์ว Hollow-Jet และ ส.ป.ส. การระบายน้ำ

Boysen, Falcon, Yellowtail, Navajo, Trinity และ Navajo

(1) เขื่อน Boysen

จากการทดลองด้วยโมเดลเพื่อหามุมที่เหมาะสมสำหรับ Hollow-Jet ที่พุ่งลงสู่ท้ายน้ำพบว่า ถ้ามุมราบ Jet จะพุ่งไถลไปตามผิวน้ำทางด้านท้ายน้ำ แต่ถ้ามุมชัน Jet จะพุ่งลงไปใต้ผิวน้ำ และพุ่งขึ้นเกือบแนวดิ่งทำให้เกิดผิวน้ำเดือดพล่าน เมื่อออกแบบให้วาล์วทำมุม 24 องศากับแนวราบ และพื้นท้ายน้ำของวาล์วเอียงทำมุม 30 องศา ดังรูปที่ 7.19 เบซิ่นจะทำงานได้ดี เนื่องจาก Jet พุ่งลงไปใต้ผิวน้ำลึก ผิวน้ำจะไม่เดือดพล่านมาก และเมื่อออกแบบกำแพงข้างด้านท้ายน้ำของวาล์วให้บีบเข้า (Converging Walls) เพื่อบีบด้านข้างของ Jet ไม่ให้แตกตัวก่อนที่จะพุ่งลงไปใต้ผิวน้ำลึกพอ จะยิ่งทำให้อาการเดือดพล่านลดลงได้มาก รูปที่ 7.22 เปรียบเทียบการทำงานของเบซิ่นแบบ Hollow Jet ซึ่งมีกำแพงที่บีบเข้าและไม่มีกำแพงดังกล่าว



(a) *Stilling action without converging walls*

(b) *Stilling action with short converging walls*

(c) *Stilling action with recommended converging walls*

รูปที่ 7.22 เบซิ่นแบบ Hollow-Jet แบบมีกำแพงบีบและไม่มีกำแพงบีบ

ความดันต่ำสุดที่ด้านข้างกำแพงอยู่ที่ปลายกำแพง ซึ่งมีค่า 3 ฟุตเหนือความดันบรรยากาศ ดังนั้นจะไม่เกิด Cavitation ส่วนความดันที่พื้นเอียงและจุดที่ Jet พุ่งกระทบพื้นมีค่าสูงกว่าความดันบรรยากาศ ความดันสูงสุดมีค่าไม่เกิน 1 ใน 4 ของเฮดรวมที่วาล์ว

การกัดเซาะที่ท้ายน้ำของ End Sill มีน้อยมากและความสูงคลื่นด้านท้ายน้ำเพียง 0.5 ฟุต เท่านั้น

(2) เขื่อน Falcon

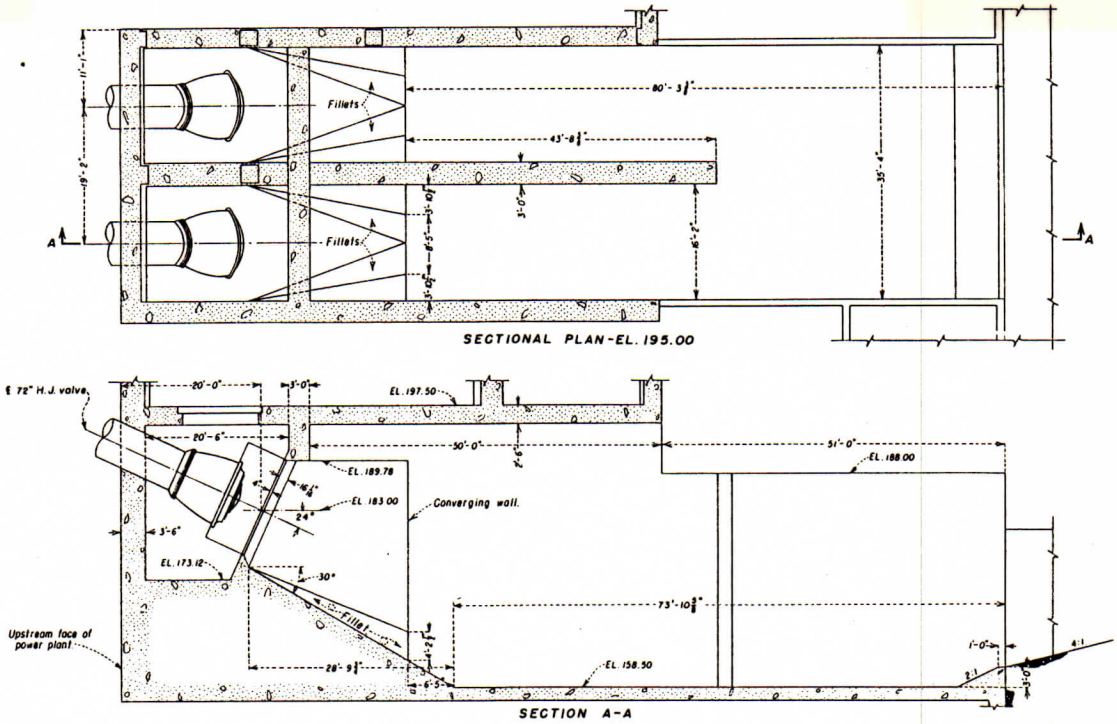
ที่เขื่อน Falcon มีเบซิ่น 2 อันแยกออกจากกัน อันหนึ่งสำหรับอาคารทางออกของสหรัฐ และอีกอันหนึ่งสำหรับแม็กซิโก ดังแสดงในรูปที่ 7.23 (A) และ (B) จากการทดสอบด้วยโมเดลพบว่าแนวความคิดพื้นฐานในการออกแบบเบซิ่นของเขื่อน Boysen สามารถนำมาใช้กับเบซิ่นของเขื่อน Falcon ได้ ถึงแม้จะมีอัตราการระบายน้ำมากกว่า ยิ่งกว่านั้นผลการทดลองยังยืนยันว่า End Sill เตี้ย ๆ ซึ่งมีความลาดเท 2:1 (ราบ:ตั้ง) เพียงพอที่จะช่วยทำให้มีการกัดเซาะน้อยที่สุด และความสูงคลื่นมีค่าน้อยที่สุด ความดันบนพื้นมีค่ามากที่สุดอยู่ที่ใต้จุด Jet ตก (Impinging Jet) มีค่าประมาณ 1/3 ของเฮดรวมที่วาล์ว ซึ่งถึงแม้ว่าจะมีค่ามากกว่าความดันที่พบในการทดสอบเบซิ่นของเขื่อน Boysen แต่ถือว่าไม่มากจนเกินไป

(3) เขื่อน Yellowtail

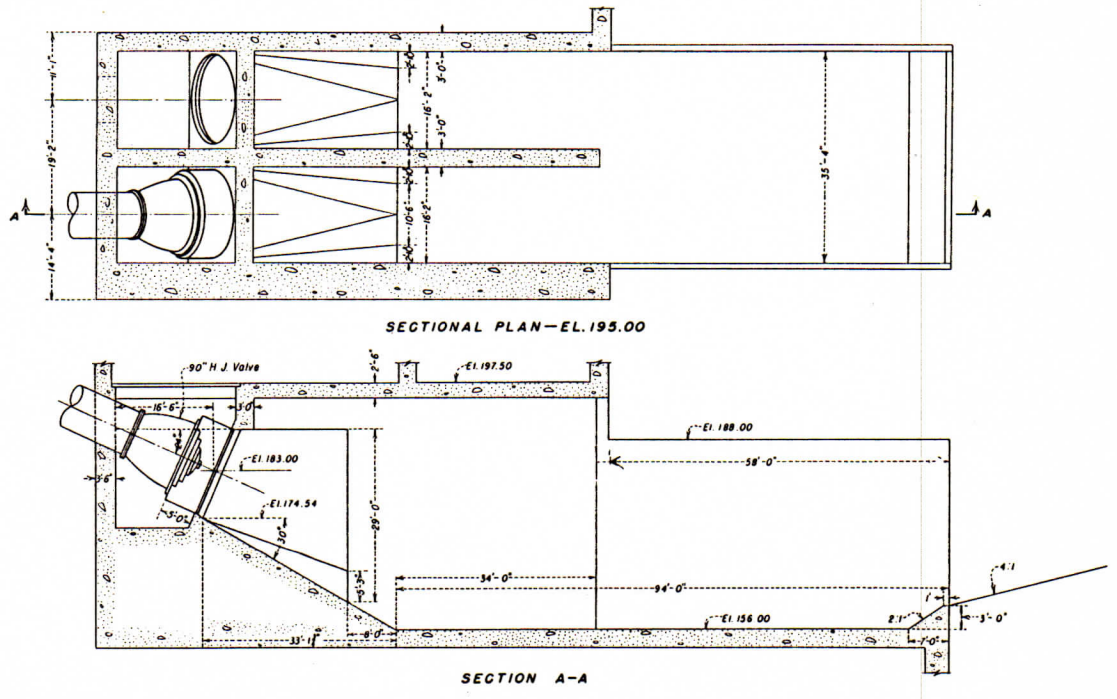
เขื่อน Yellowtail มีเฮดและปริมาณน้ำที่ต้องระบายผ่านอาคารทางออกสูงกว่าเขื่อน Boysen และ Falcon ทำให้ความเร็วของน้ำที่พุ่งออกจากวาล์วมีค่าสูง จึงจำเป็นต้องขยายกำแพงบีบถึงปลายด้านท้ายน้ำของพื้นเอียงและลดช่องกำแพงลงเหลือ 1 ใน 4 ของความกว้างเบซิ่น การดัดแปลงดังกล่าวทำให้เบซิ่นทำงานได้ดีขึ้น ดังรูปที่ 7.22 (C) และทำให้อาจลดความยาวเบซิ่นลงได้ การกัดเซาะท้ายน้ำมีไม่มาก ผิวน้ำค่อนข้างราบเรียบ ความดันที่กำแพงและพื้นมากกว่าความดันบรรยากาศ

(4) เขื่อน Trinity

อาคารทางออกของเขื่อน Trinity มีเฮดมากกว่าอาคารทางออกของเขื่อน Boysen ถึงประมาณ 4 เท่า และสามารถระบายน้ำได้มากกว่าถึง 5 เท่า ผลการทดสอบยืนยันว่าเบซิ่นแบบของเขื่อน Boysen สามารถใช้ได้กับเฮดและอัตราการไหลที่มีค่ามากเป็นพิเศษ ลักษณะเบซิ่นของเขื่อน Trinity แสดงอยู่ในรูปที่ 7.24

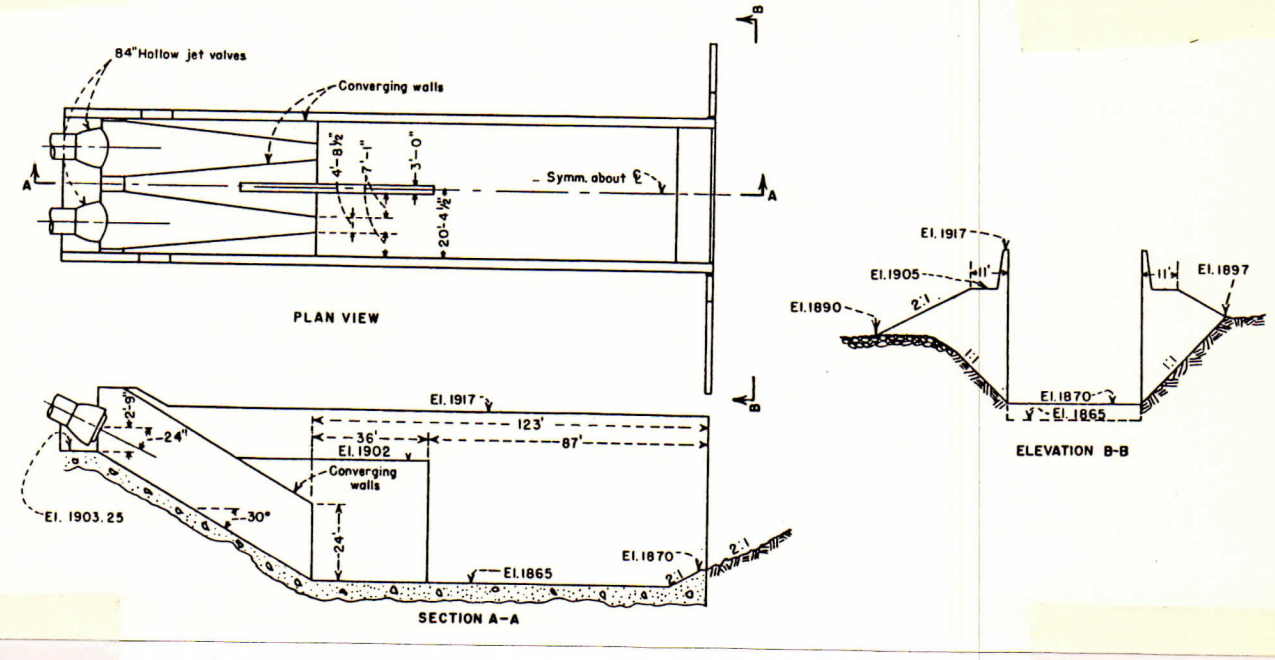


(A) —*United States outlet works, Falcon Dam.*

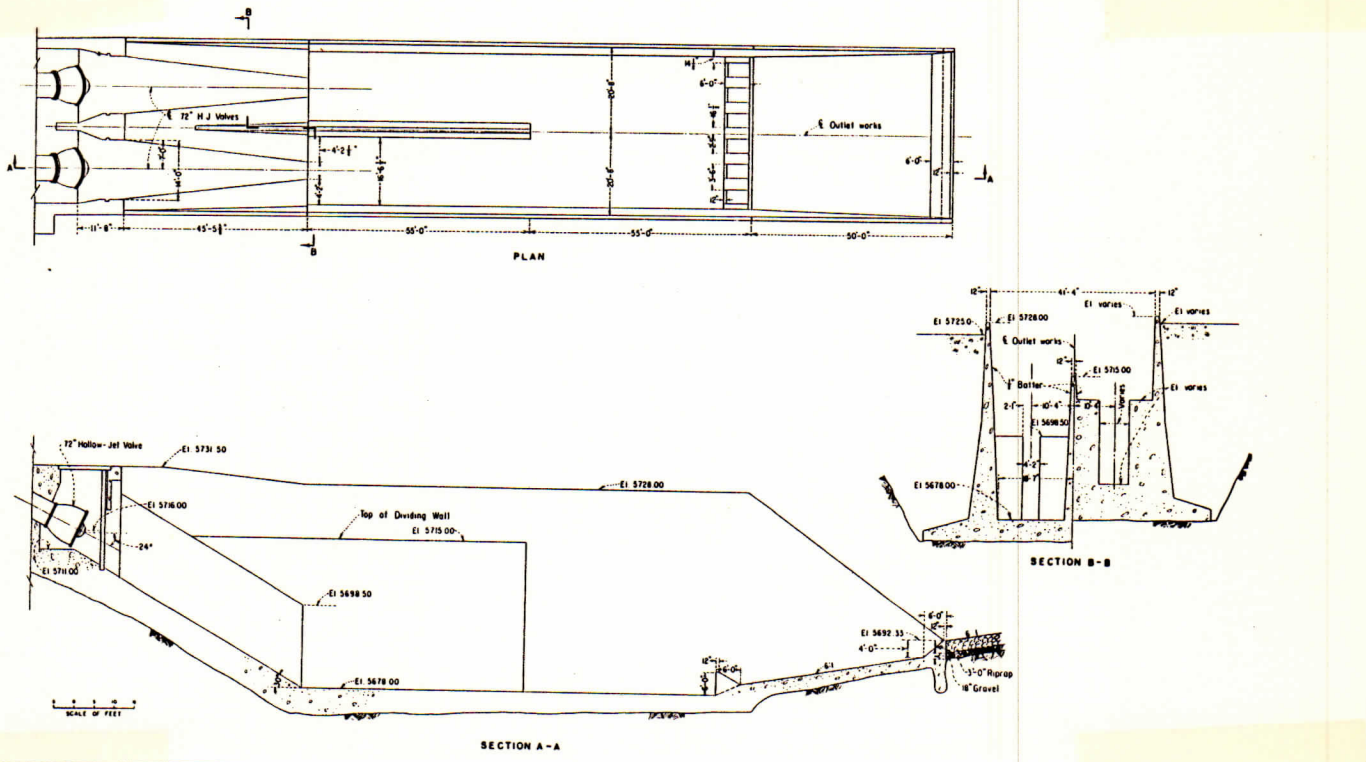


(B) —*Mexican outlet works, Falcon Dam.*

รูปที่ 7.23 อาคารทางออกของเขื่อน Falcon



รูปที่ 7.24 เบซิ่นของอาคารทางออกของเขื่อน Trinity



รูปที่ 7.25 เบซิ่นสำหรับอาคารทางออกของเขื่อน Navajo

(5) เขื่อน Navajo

เบชิ่นของเขื่อน Navajo มีลักษณะดังรูปที่ 7.25 ซึ่งในช่วงก่อสร้างได้ถูกออกแบบให้เป็นเบชิ่นสำหรับทางผันน้ำชั่วคราว (Temporary Diversion Works) เนื่องจากเบชิ่นที่ต้องการสำหรับทางผันน้ำกว้างกว่าเบชิ่นของอาคารทางออกทำให้จำเป็นต้องมีการดัดแปลงโดยการลดความกว้างเบชิ่นที่ใช้สำหรับทางผันน้ำให้มีขนาดพอเหมาะกับอาคารทางออก

7.3.3 วิธีการออกแบบ

จากการศึกษาเบชิ่นแบบ Hollow-Jet Valve ด้วยโมเดลสำหรับเขื่อนต่างๆ หลายเขื่อนตามที่กล่าวมาแล้ว ผลการศึกษาได้ถูกนำมาใช้ในการพัฒนารูปร่างลักษณะทั่วไปของเบชิ่น 8 ดังรูปที่ 7.26 และในการออกแบบเบชิน 8 มีขั้นตอนดังนี้

ขั้นที่ 1 : คำนวณหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของวาล์วจากสมการ

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

หรือ
$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}} \quad \text{.....} \quad (7.1)$$

และ
$$d = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \text{.....} \quad (7.2)$$

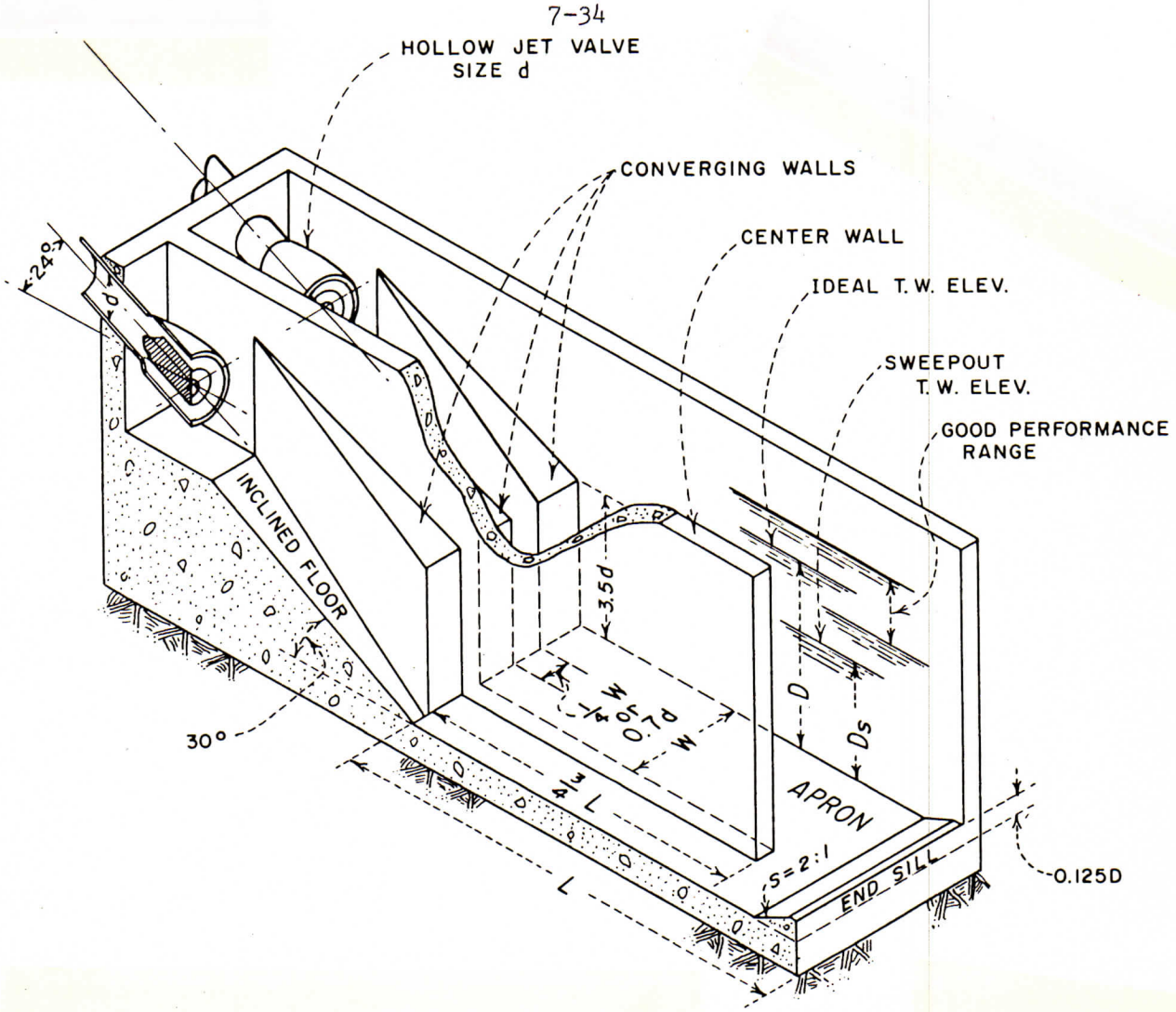
เมื่อ Q = อัตราการไหลออกแบบของวาล์ว

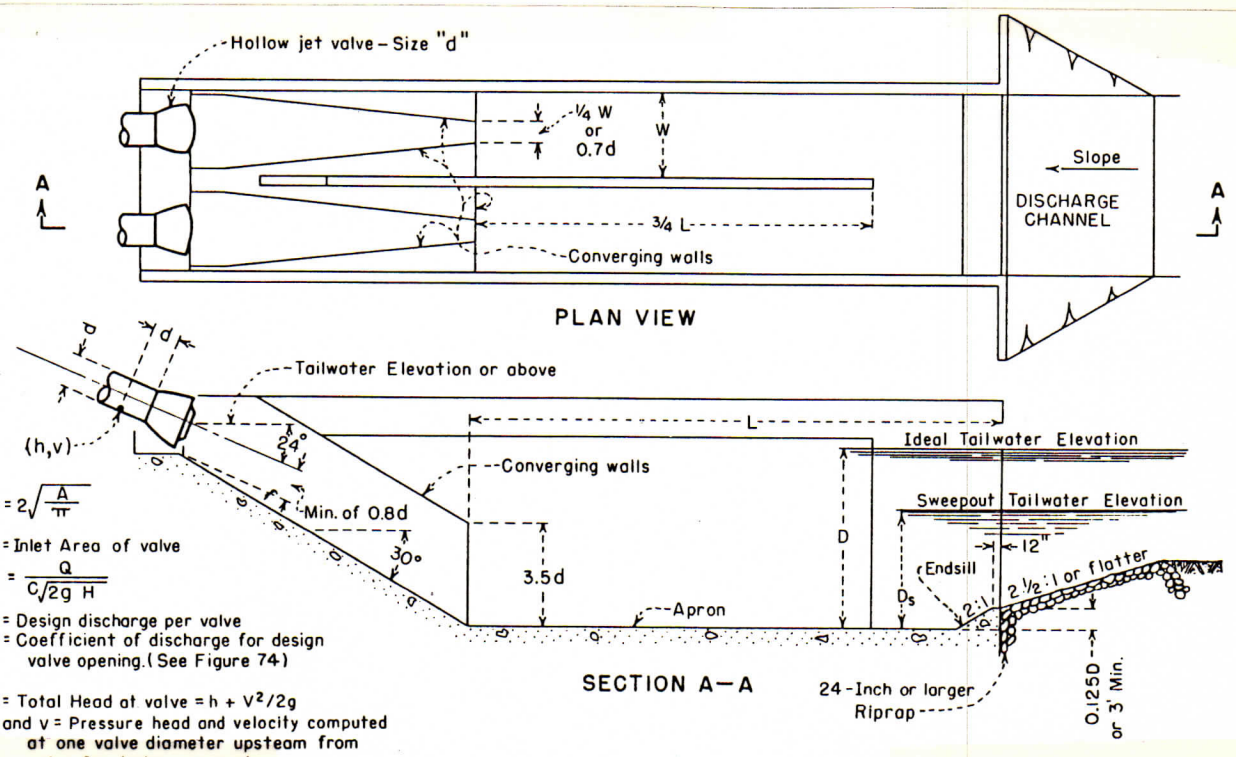
C = ส.ป.ส. การไหลของน้ำสำหรับขนาดการเปิดวาล์วที่ออกแบบ (Design Valve Openning) ซึ่งหาได้จากรูปที่ 7.21

H = เฮดรวมที่วาล์ว = $h + \frac{V^2}{2g}$

h และ V = เฮดความดันและเฮดความเร็วที่จุดห่างจากวาล์วไปทางด้านเหนือน้ำ เป็นระยะทางเท่ากับ d สำหรับระดับน้ำในอ่างออกแบบ

ขั้นที่ 2 : หา Ideal Tail Water Depth (D) ในเบชิ่นจากรูปที่ 7.27 แล้วคำนวณหาระดับพื้นเบชิ่นจากสมการ





$$d = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

A = Inlet Area of valve

$$= \frac{Q}{C\sqrt{2g\,H}}$$

Q = Design discharge per valve

C = Coefficient of discharge for design valve opening. (See Figure 74)

H = Total Head at valve = $h + V^2/2g$

h and v = Pressure head and velocity computed at one valve diameter upsteam from valve for design reservoir elevation

รูปที่ 7.26 รูปร่างลักษณะทั่วไปของเบซิ่น 8

ระดับพื้นเบซิ่นจากระดับพื้นท้องน้ำ = Tail Water Elevation - D

..... (7.3)

ในการกำหนดระดับพื้นเบซิ่นอาจยอมให้ค่า D เพิ่มขึ้นหรือลดลงได้ไม่เกิน 0.4 d

ขั้นที่ 3 : หา Tail Water Sweepout Depth (D_s) จากรูปที่ 7.28 ผลต่างระหว่าง D และ D_s คือส่วนเผื่อความปลอดภัยที่เผื่อไว้ไม่ให้ไฮดรอลิคจั๊มหลุดออกนอกเบซิ่น

ขั้นที่ 4 : หาความยาวของพื้นราบ (L) จากรูปที่ 7.29

ขั้นที่ 5 : หาความกว้างของเบซิ่น (W) จากรูปที่ 7.30

ขั้นที่ 6 : รูปร่างลักษณะและรายละเอียดของเบซิ่น 8 แสดงอยู่ในรูปที่ 7.26

ขั้นที่ 7 : โดยทั่ว ๆ ไปจะออกแบบเบซิ่น 8 โดยพิจารณาว่าเปิดวาล์วเท่ากับ 100 เปอร์เซนต์ ที่อัตราการไหลสูงสุด แต่ในบางกรณีอาจจะออกแบบโดยให้เปิดวาล์วน้อยกว่า 100 เปอร์เซนต์ ที่อัตราการไหลสูงสุดก็ได้ โดยเฉพาะในกรณีที่เฮดของน้ำ (Operating Head) น้อย ๆ

7.3.4 ตัวอย่างที่ 7.2

ให้ออกแบบเบซิ่นสำหรับกรณีดังต่อไปนี้

(1) มีวาล์ว Hollow-Jet 1 ตัว ระบายน้ำได้ 1,300 ลบ.ฟุต/วินาที

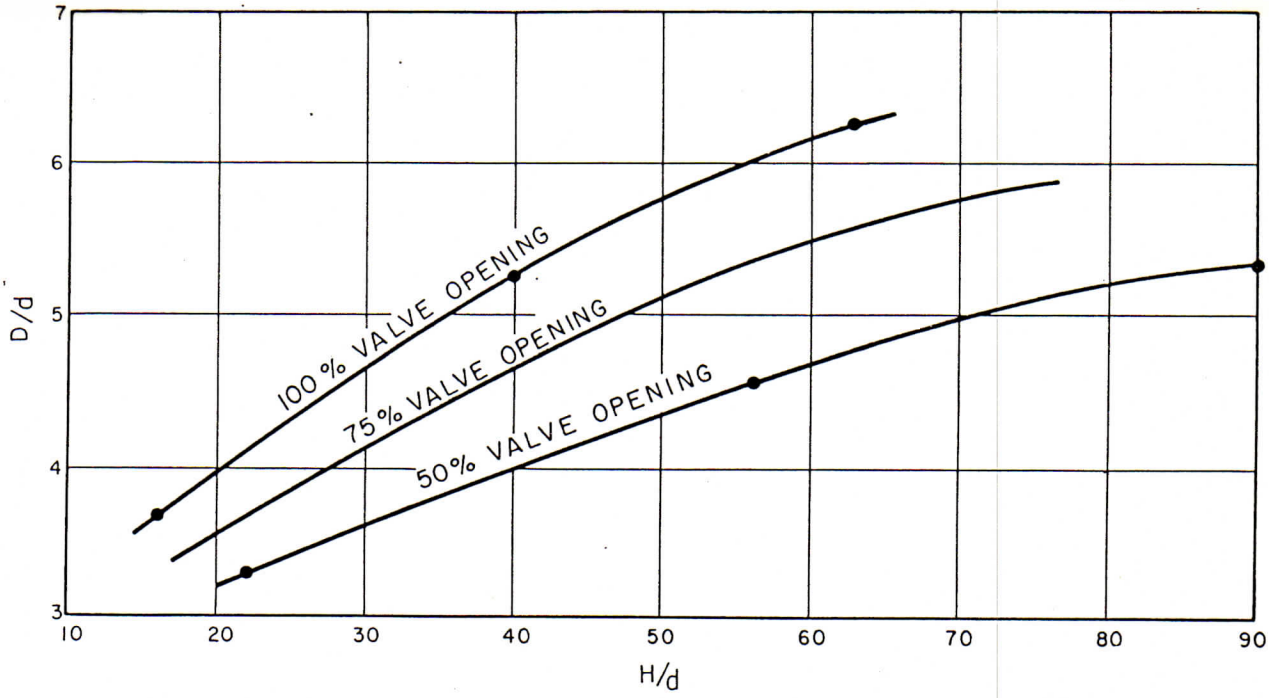
(2) มีวาล์ว Hollow-Jet 2 ตัว แต่ละตัวระบายน้ำได้ 650 ลบ.ฟุต/วินาที

และในทั้ง 2 กรณีให้คิดว่าระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำอยู่สูงกว่าระดับท้ายน้ำสูงสุดเท่ากับ 108 ฟุต

วิธีทำ

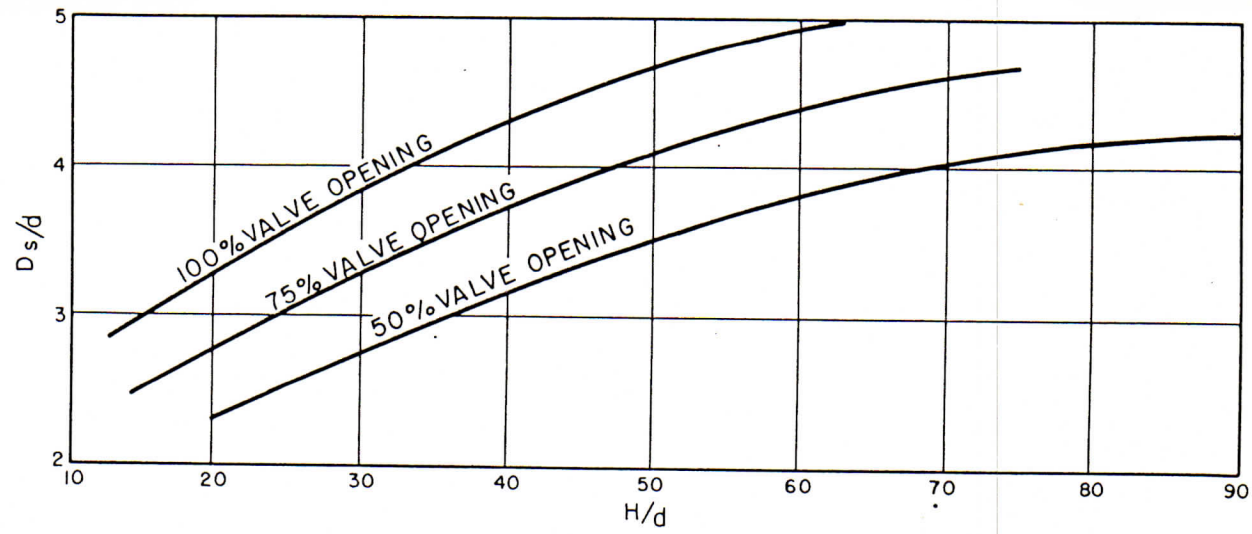
(1) การออกแบบเบซิ่นซึ่งมี 1 วาล์ว

1. พิจารณาว่าจุดศูนย์กลางของวาล์วอยู่ที่ระดับท้ายน้ำสูงสุด และเกิดการสูญเสียเฮดในท่อเท่ากับ 20 % ของเฮดรวม



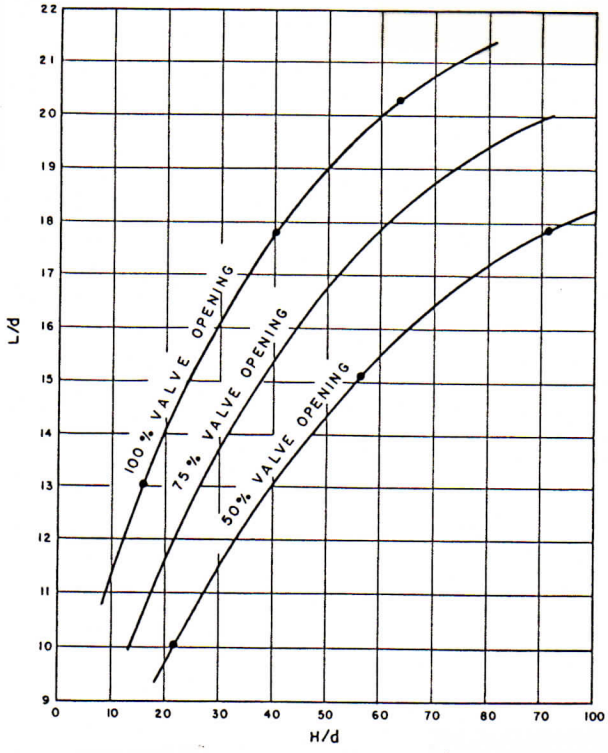
NOTE:
Best hydraulic performance is for ideal depths shown.
Good performance occurs over range of depths 0.4 (d) greater or less than D.
D, H, and d are defined in Figure 82.
"●" represent data points shown in Figures 87 and 88.

รูปที่ 7.27 Ideal Tailwater Depth (D)



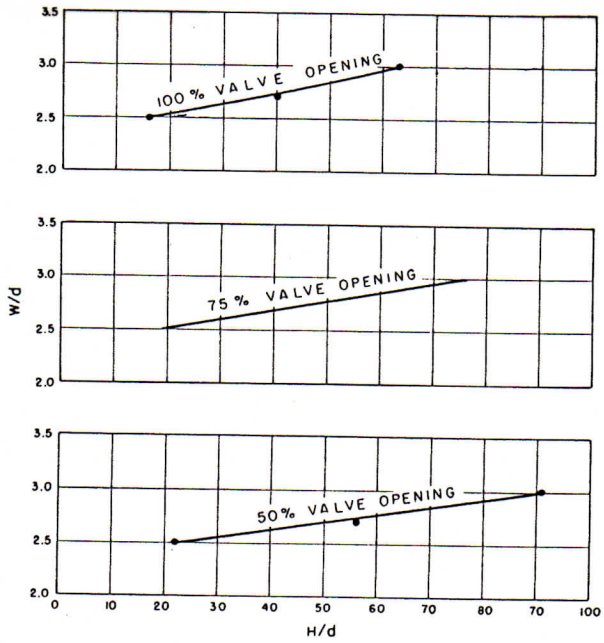
NOTE: D_s is the depth of tail water above the basin apron when the flow from the valve first begins to sweep out of the basin.
H and d are defined in Figure 82.

รูปที่ 7.28 Tailwater Sweepout Depth (D_s)



NOTE: H, L, and d are defined in Figure 82.

รูปที่ 7.29 ความยาวของเบซิ่น 8 (L)



NOTE: Best hydraulic performance is for widths shown. Good performance occurs over range of width 2.5 d to 3.5 d.

W, H, and d are defined in Figure 82.

"●" represent data points shown in Figures 87 and 88.

รูปที่ 7.30 ความกว้างของเบซิ่น 8 ต่อวาล์ว (W)

$\therefore$ H = 0.8 x 108 = 86.4 ฟุต

จากรูปที่ 7.21 ให้เปิดวาล์วเท่ากับ 100 เปอร์เซนต์ จะได้

C = 0.72

จากสมการที่ 7.1 เมื่อ Q = 1,300 ลบ.ฟุต/วินาที H = 864 ฟุต และ C = 0.72 จะได้

$$A = \frac{1,300}{0.78\sqrt{2x32.2x86.4}}$$

$$= 24.2 \text{ ตร.ฟุต}$$

และ $$d = 2\sqrt{\frac{24.2}{\pi}}$$

$$= 5.55 \text{ ฟุต}$$

เนื่องจากขนาดวาล์ว (Nominal Valve Size) จะมีขนาดเพิ่มขึ้นทีละ 6 นิ้ว

$\therefore$ เลือกใช้ d = 6 ฟุต

2. เมื่อคำนวณหาขนาดของวาล์วได้แล้วจะต้องย้อนกลับไปคำนวณหาการสูญเสียเฮดในท่อใหม่ ดังนี้

สมมติให้ f = 0.02 และท่อยาว 120 ฟุต

$$A \text{ ใหม่} = \frac{\pi (6)^2}{4} = 28.3 \text{ ตร.ฟุต}$$

$$V = \frac{1300}{28.3} = 45.9 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0.02 \frac{(120)}{6} \left[\frac{(45.9)^2}{2 \times 32.2} \right] = 13.1 \text{ ฟุต}$$

สมมติให้ Minor Loss $= 0.2 \frac{V^2}{2g}$

$$= 0.2 \left[\frac{(45.9)^2}{2 \times 32.2} \right] = 6.5 \text{ ฟุต}$$

$\therefore$ การสูญเสียเฮดรวม = 13.1 + 6.5 = 19.6 $\approx$ 20 ฟุต

$\therefore$ H ใหม่ = 108 - 20 = 88 ฟุต

3. หาค่า C ใหม่จากสมการที่ 7.1

$$C \text{ ใหม่} = \frac{1,300}{28.3\sqrt{2\times32.2\times88}} = 0.61$$

จากรูปที่ 7.21 เมื่อ C ใหม่ = 0.61 จะได้

ขนาดการเปิดวาล์ว = 80 เปอร์เซนต์

4. หา D, D_s, L และ W จากรูปที่ 7.27, 7.28, 7.29 และ 7.30 ตามลำดับ

เมื่อเปิดวาล์ว = 80 % และ $\frac{H}{d} = \frac{88}{6} = 14.7$ จะได้

$\frac{D}{d} = 3.3$ หรือ $D = 3.3 \times 6 = 19.8$ ฟุต

$\frac{D_s}{d} = 2.7$ หรือ $D_s = 2.7 \times 6 = 16.2$ ฟุต

$\frac{L}{d} = 11$ หรือ $L = 11 \times 6 = 66$ ฟุต

$\frac{W}{d} = 2.5$ หรือ $W = 2.5 \times 6 = 15$ ฟุต

$\therefore$ จะต้องวางพื้นเบซิ่นที่ระดับ = D = 19.8 ฟุต ต่ำกว่าระดับท้ายน้ำสูงสุด ซึ่งจะทำให้มีส่วนเผื่อความปลอดภัย (Safety Margin) = $D - D_s$ = 19.8 - 16.2 = 3.6 ฟุต

ถ้าต้องการให้มีความปลอดภัยยิ่งขึ้นควรจะวางพื้นเบซิ่นที่ระดับ D + 0.4 d = 19.8 + 0.4 (6) = 22.4 ฟุต ต่ำกว่าระดับท้ายน้ำสูงสุด แต่ถ้าพิจารณาในแง่ของความประหยัดอาจจะวางพื้นเบซิ่นที่ระดับ D - 0.4 d = 19.8 - 2.4 = 17.4 ฟุต ต่ำกว่าระดับท้ายน้ำสูงสุดก็ได้

(2) <u>การออกแบบเบซินซึ่งมี 2 วาล์ว</u>

1. วิธีการออกแบบทั่ว ๆ ไปจะคล้ายกับการออกแบบ 1 วาล์ว เพียงแต่ Q จะเหลือเพียง 650 ลบ.ฟุต/วินาที และต้องมีกำแพงแบ่ง (Dividing Wall) เพิ่มขึ้น

2. จากรูปที่ 7.21 ถ้าเปิดวาล์วเท่ากับ 100 %

C = 0.72

3. สมมติว่าการสูญเสียเฮดเท่ากับ 20 % จะได้ว่า

$$H = 0.8\ (108) = 86.4 \text{ ฟุต}$$

จากสมการที่ 7.1 จะได้

$$A = 12.1 \text{ ตร.ฟุต}$$

และ $d = 2\sqrt{\frac{12.1}{\pi}} = 3.9$ ฟุต $\approx$ 4 ฟุต

4. สมมติการสูญเสียเฮดในท่อขนาด 4 ฟุต ซึ่งระบายน้ำด้วยอัตรา 650 ลบ.ฟุต/วินาที มีค่าเท่าที่สมมติไว้ในตอนแรก เฮดรวมที่ปลายท่อ (H) จะมีค่าเท่ากับ 86.4 ฟุต

ในกรณีนี้การเปิดวาล์วจะเท่ากับ 100 % เพื่อระบายน้ำจำนวน 650 ลบ.ฟุต ต่อวินาที ตามที่ออกแบบไว้

5. หา D, D_s, L และ W จากรูปที่ 7.27, 7.28, 7.29 และ 7.30 ตามลำดับ

เมื่อเปิดวาล์ว = 100 % และ $\frac{H}{d} = \frac{86.4}{4} = 21.6$ จะได้

$\frac{D}{d} = 4.05$ หรือ $D = 4.05 \times 4 = 16.2$ ฟุต

$\frac{D_s}{d} = 3.25$ หรือ $D_s = 3.25 \times 4 = 13$ ฟุต

$\frac{L}{d} = 14.2$ หรือ $L = 14.2 \times 4 = 56.8$ ฟุต

$\frac{W}{d} = 2.6$ หรือ $W = 2.6 \times 4 = 10.4$ ฟุต

ถ้าวางพื้นเบซิ่นที่ระดับ 16.2 ฟุต ต่ำจากระดับท้ายน้ำสูงสุด จะมีส่วนเผื่อความปลอดภัย $= D - D_s = 16.2 - 13 = 3.2$ ฟุต แต่ถ้าต้องการให้มีความปลอดภัยยิ่งขึ้นควรจะวางไว้ที่ $D + 0.4\ d = 16.2 + 0.4\ (4) = 17.8$ ฟุต หรือถ้าพิจารณาในแง่ของความประหยัดอาจจะวางไว้ที่ $D - 0.4\ d = 16.2 - 1.6 = 14.6$ ฟุต ต่ำกว่าระดับท้ายน้ำสูงสุดก็ได้

สำหรับเบซิ่นที่มี 2 วาล์วจะต้องมีกำแพงแบ่งยาวประมาณ $\frac{3}{4}$ L $= \frac{3}{4}\ (56.8) = 42.6$ ฟุต แต่ถ้าแน่ใจว่าวาล์วทั้ง 2 ตัวจะระบายน้ำด้วยปริมาณเท่ากันตลอดเวลาอาจลดความยาวของกำแพงแบ่งให้เหลือเพียง $\frac{1}{2}$ L $= \frac{1}{2}\ (56.8) = 28.4$ ฟุต ก็ได้ และความ

กว้างของเบซิ่นจะมีค่าเท่ากับ 2 ผ บวกความหนาของกำแพงแบ่ง

7.4 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. US. Bureau of Reclamation (1984). Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No. 25.

บทที่ 8

การออกแบบ Stilling Basins และอาคารสลายพลังงาน : ตอนที่ 4

(Design of Stilling Basins and Energy Dissipators : Part IV)

8.1 คำนำ

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงเบซิน 9 (Baffled Apron สำหรับอาคารน้ำตกในคลองหรือทางระบายน้ำล้น) เบซิน 10 (Flip Buckets สำหรับอุโมงค์ระบายน้ำ) และการเลือกขนาดหินทิ้งสำหรับปูป้องกันท้ายน้ำของอาคารสลายพลังงาน ตามลำดับ

8.2 การออกแบบ Baffled Apron สำหรับอาคารน้ำตกในคลองหรือทางระบายน้ำล้น (เบซิน 9)

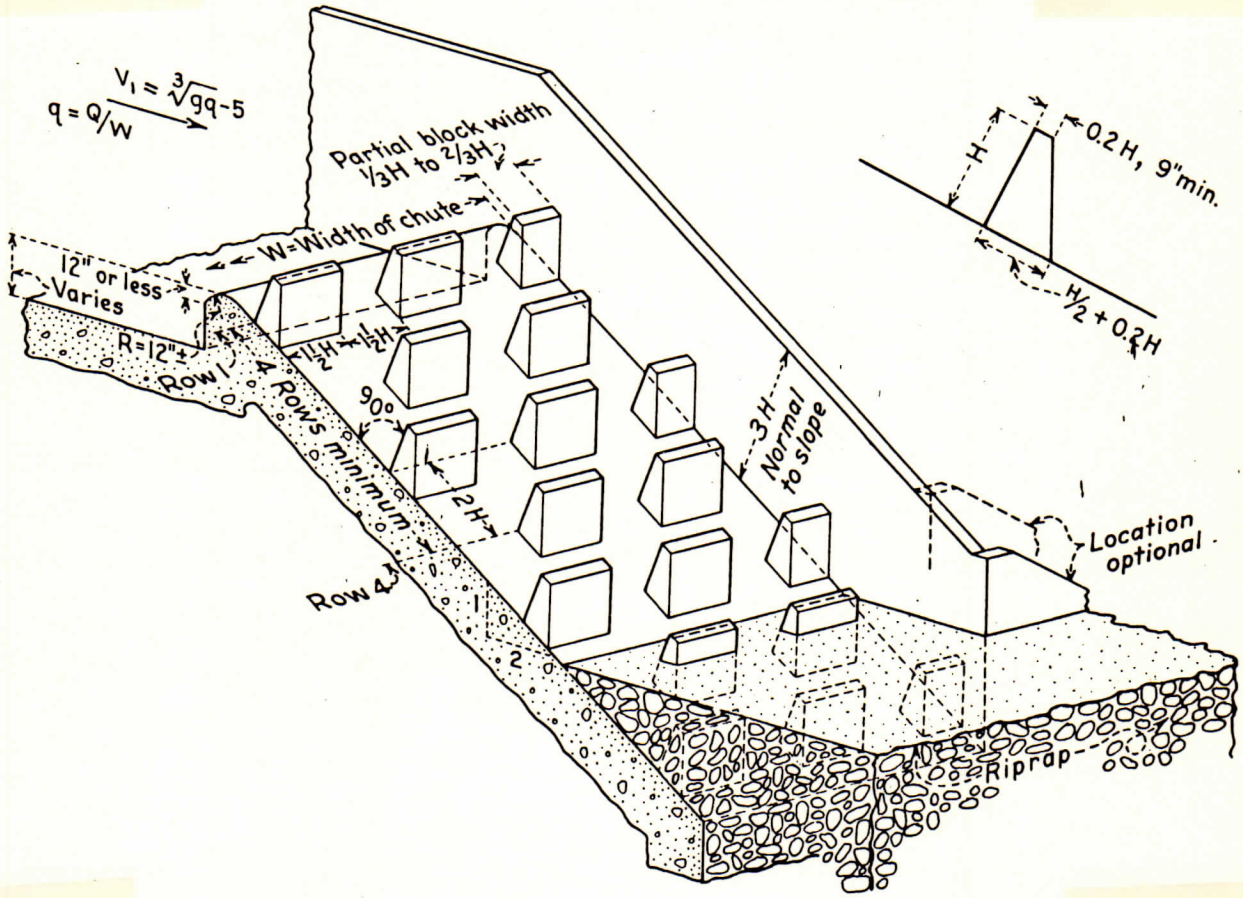
(Design of Baffled Apron for Canal or Spillway Drops (Basin IX))

8.2.1 ทั่วไป

Baffled Apron หรือ Baffled Chute เป็นอาคารสลายพลังงานที่ใช้ในทางน้ำตรงบริเวณที่มีการลดระดับพื้นทางน้ำ (Drop) ลักษณะทั่วไปของอาคารประเภทนี้ประกอบด้วย Baffle Pier ซึ่งมีขนาดค่อนข้างใหญ่วางเรียงสลับกันไปบนพื้นรางเท เพื่อปะทะน้ำทำให้ความเร็วของน้ำที่ไหลลงไปตามรางเทไม่เร็วเกินไป ทำให้ไม่จำเป็นต้องมี Stilling Basin ทางด้านท้ายน้ำ ความลึกท้ายน้ำไม่มีผลต่อการทำงานของอาคารในการลดความเร็ว แต่อย่างไรก็ตามความลึกท้ายน้ำจะมีผลทำให้การกัดเซาะพื้นท้องน้ำลดลง

รางเทจะมีความลาดเท (H:V) 2:1 หรือราบกว่า และสร้างต่อลึกลงไปให้ผิวท้องน้ำเป็นระยะเท่ากับแบฟเฟิล 1 แถวหรือมากกว่า แล้วจึงถมดินถึงระดับพื้นท้องน้ำเดิม ดังรูปที่ 8.1 ถ้ามีการกัดเซาะพื้นท้ายน้ำจนถึงแถวแบฟเฟิล แบฟเฟิลจะช่วยลดความเร็วกระแสน้ำให้น้อยลง ดังนั้นถ้าพบว่าจะมีการกัดเซาะพื้นท้ายน้ำมาก จะต้องสร้างรางเทให้ต่อลึกลงไปใต้พื้นท้องน้ำมากขึ้น

บางครั้งอาจใช้วิธีสร้างและทดสอบ Baffled Chute ในสนาม หรือออกแบบโดยอาศัยผลจากการศึกษาด้วยโมเดล ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบที่สามารถใช้ได้โดยทั่วไป ซึ่งได้จากผลการศึกษาและทดลองด้วยโมเดล



รูปที่ 8.1 ลักษณะทั่วไปของ Baffled Chute

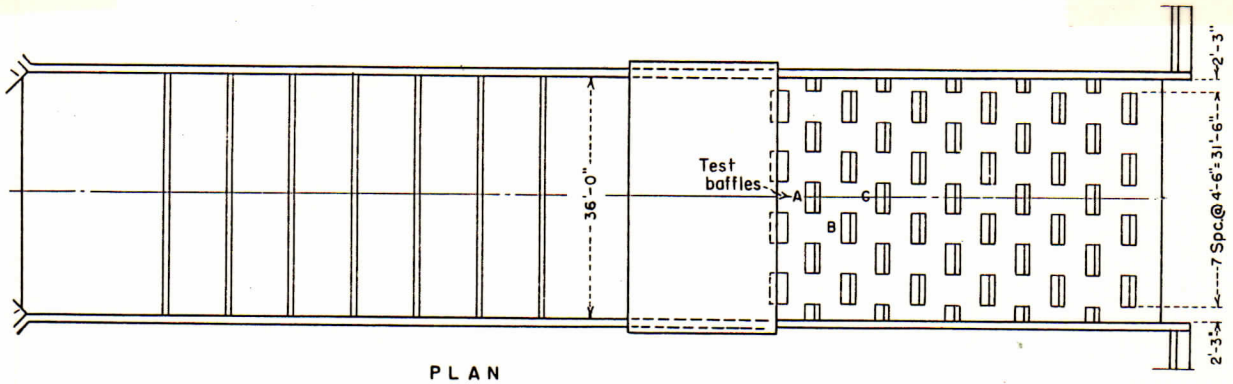
8.2.2 การพัฒนารูปร่างลักษณะของ Baffled Apron

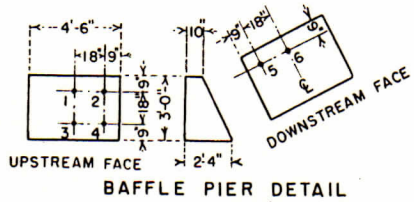
(Development of Baffled Apron Features)

ในการพัฒนารูปร่างลักษณะของ Baffled Apron ได้มีการศึกษาด้วยโมเดลที่สำคัญ 4 โมเดล คือ Wash Overchute ที่ Station 938 + 00 ของคลอง Wellton - Mohawk, Culvert Under Dike และ Outlet Control Structure ของโครงการ Gila รัฐอริโซน่า และ Check Intake Structure ที่ Station 1369 + 40 ของคลอง Potholes ตะวันออก โครงการลุ่มน้ำโคลัมเบีย รัฐวอชิงตัน

(1) Wash Overchute

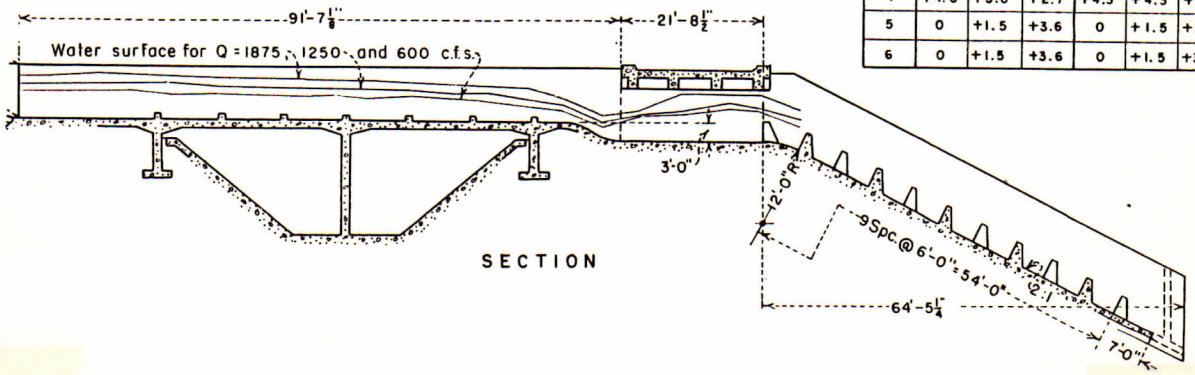
Wash Overchute มีลักษณะดังรูปที่ 8.2 กว้าง 36 ฟุต สามารถระบายน้ำได้ 1,250 ลบ.ฟุต/วินาที หรือ 35 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต ได้มีการทำโมเดลทดสอบ





PIEZOMETRIC PRESSURES IN FEET OF WATER

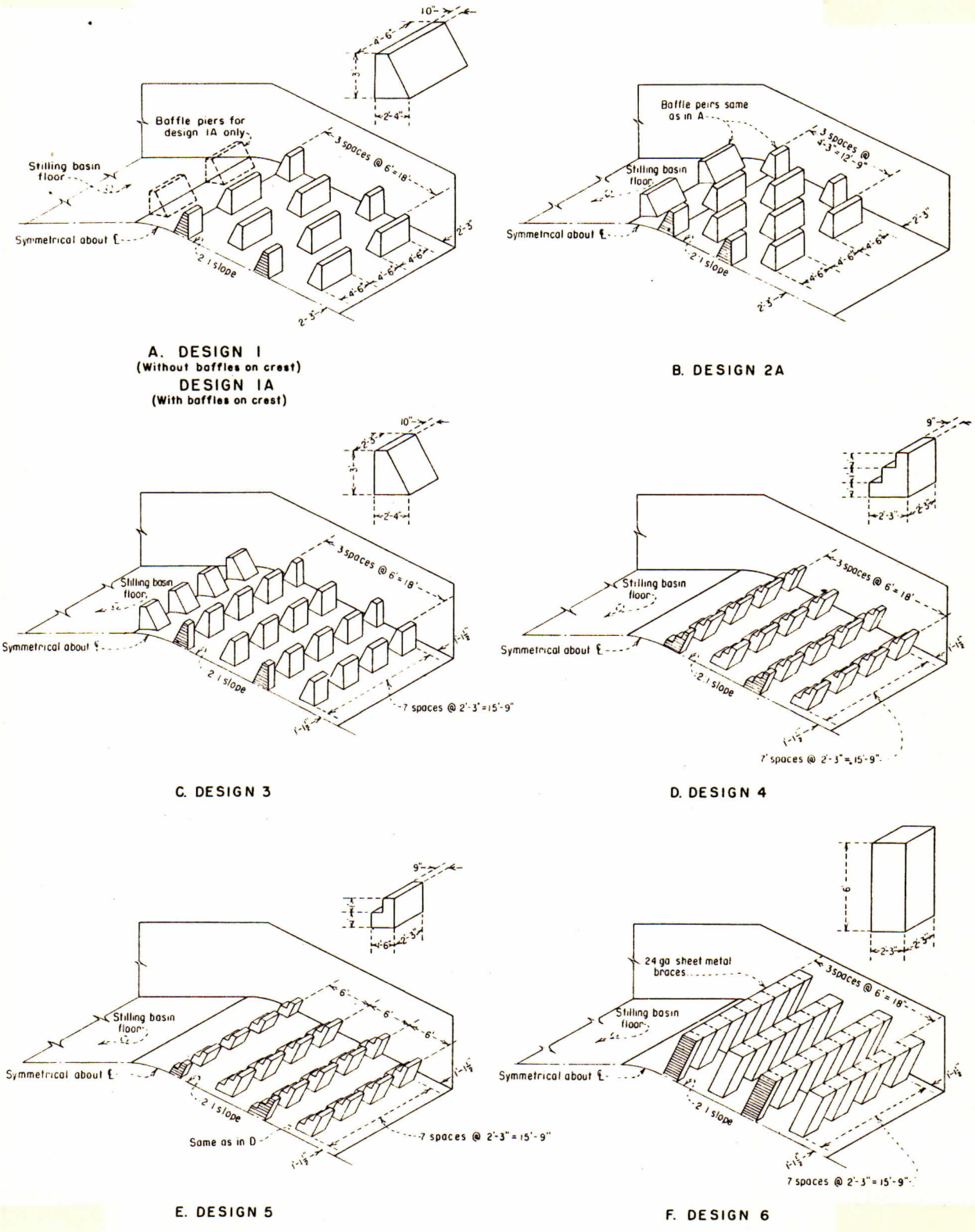
PIEZ. No.	DESIGN I (NO JUMP IN BASIN) BAFFLE PIER			DESIGN IA (JUMP IN BASIN) BAFFLE PIER		
	A	B	C	A	B	C
1	+5.8	+9.0	+2.7	+4.8	+7.6	+5.3
2	+5.0	+5.1	+2.9	+4.0	+4.5	+4.4
3	+4.4	+6.0	+2.7	+4.6	+7.6	+4.3
4	+4.0	+3.8	+2.7	+4.3	+4.3	+3.9
5	0	+1.5	+3.6	0	+1.5	+3.6
6	0	+1.5	+3.6	0	+1.5	+3.6



รูปที่ 8.2 Wash Overchute ที่ Station 938+00 คลอง Wellton-Mohawk โครงการ Gila

Baffle Piers สำหรับติดตั้งบนรางเท 6 แบบ ดังรูปที่ 8.3

Design 1 ไม่มี Baffle Pier แถวบนสุด ทำให้น้ำไหลด้วยอัตราเร่งเข้าปะทะแถวที่สองและไหลข้ามแถวที่สาม Design 1 A มี Baffle Pier แถวบนสุด ซึ่งก่อให้เกิดการกัดเซาะที่ฐานรางเทลึก 7 ฟุต น้อยกว่า Design 1 ถึง 5 ฟุต Design 2 A ลดระยะระหว่างแถวจาก 6 ฟุต เป็น 4 ฟุต 3 นิ้ว ซึ่งพบว่าผลการทำงาน



A. DESIGN 1
(Without baffles on crest)
DESIGN 1A
(With baffles on crest)

B. DESIGN 2A

C. DESIGN 3

D. DESIGN 4

E. DESIGN 5

F. DESIGN 6

รูปที่ 8.3 ลักษณะของ Baffle Pier 6 แบบ ที่ทดสอบสำหรับ Wash Overchute

ของอาคารไม่ต่างกัน การกัดเซาะที่ฐานรางเทลึก 7 ฟุต Design 3 ใช้ Baffle Peir ขนาดแคบกว่า แต่มีจำนวนมากกว่า ทำให้ผิวน้ำปั่นป่วนมาก และเกิดการกัดเซาะลึก 5 ฟุต Design 4 ใช้ Baffle Pier ซึ่งผิวหน้าเป็นขั้นบันไดแทน Baffle Pier ใน Design 3 พบว่าสภาพการไหลทางด้านท้ายน้ำดีขึ้น และมีการกัดเซาะฐานรางเทลึก 7 ฟุต Design 5 ความสูงของ Baffle Pier แถวแรกลดลงเหลือ 2 ฟุต สภาพการไหลของน้ำอยู่ในเกณฑ์ดี และมีการกัดเซาะลึก 5.5 ฟุต Design 6 ใช้ Baffle Pier ขนาดสูง 6 ฟุต และมีพื้นที่หน้าตัด 2 ตร.ฟุต สภาพการไหลของน้ำเลว และการกัดเซาะลึก 9 ฟุต

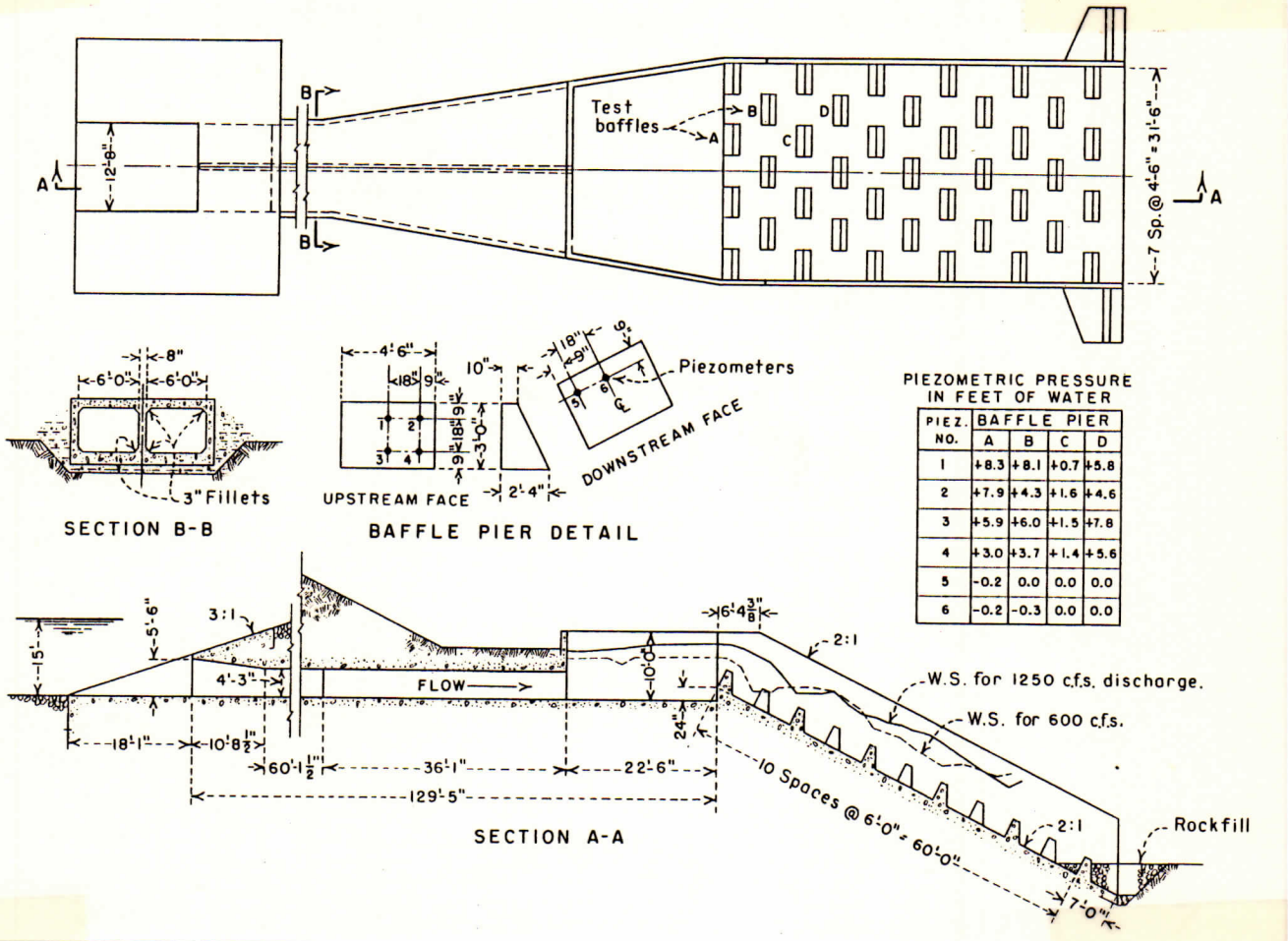
เมื่อพิจารณาจากองค์ประกอบต่าง ๆ รวมทั้งการทำงานของ Stilling Basin ทางด้านเหนือน้ำ สภาพการไหลของน้ำ ความลึกในการกัดเซาะและปัญหาทางด้านโครงสร้าง พบว่า Baffle Apron ที่เหมาะสมมีลักษณะดังรูปที่ 8.2 ซึ่ง Baffle Pier สูง 3 ฟุต กว้าง 4 ฟุต 6 นิ้ว ระยะห่างระหว่างแถว 6 ฟุต โดยจัดวาง Baffle Pier ในแต่ละแถวแบบสลับฟันปลา

(2) Culvert Under Dike

มีลักษณะดังรูปที่ 8.4 กว้าง 31 ฟุต สามารถระบายน้ำได้ 1,250 ลบ.ฟุต/วินาที หรือ 40 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต ได้มีการทดสอบโดยใช้ Baffle Pier ขนาดสูง 3, 4 และ 5 ฟุต ผลปรากฏว่ามีการกัดเซาะเท่ากันโดยประมาณ แต่โดยทั่ว ๆ ไป Baffle Pier ขนาดสูง 3 ฟุต ทำงานดีกว่าแบบอื่น

(3) Outlet control Structure

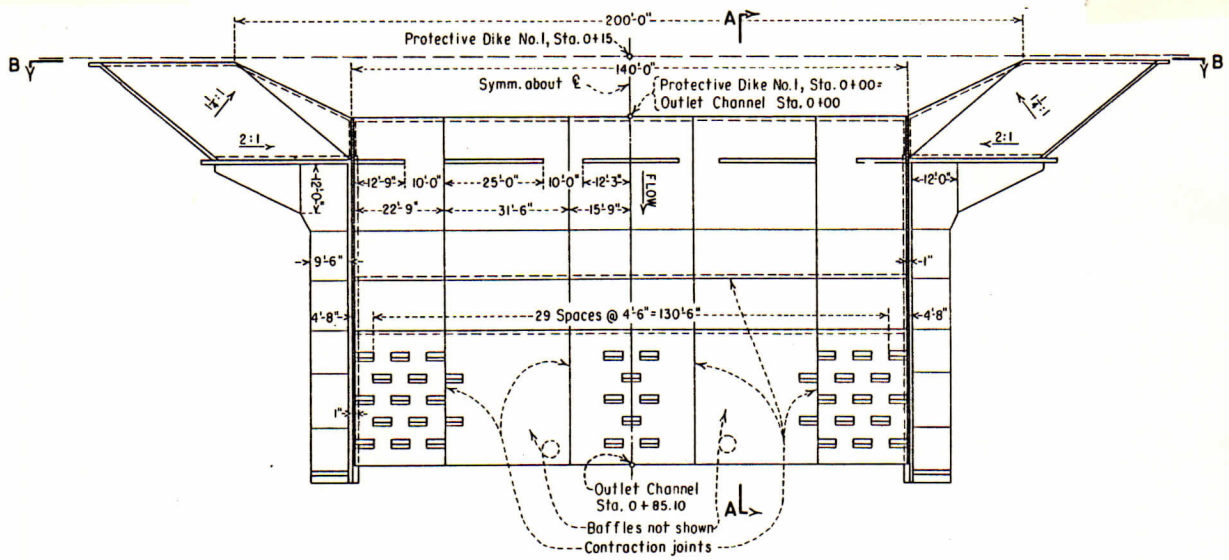
อาคารทางออกดังกล่าวประกอบด้วย Stilling Basin ตั้งอยู่ทางด้านเหนือน้ำ Baffled Chute ดังรูปที่ 8.5 รางเทกว้าง 140 ฟุต สามารถระบายน้ำได้ 7,000 ลบ.ฟุต/วินาที หรือ 50 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต Stilling Basin ทำหน้าที่สลายพลังงานของน้ำที่ไหลผ่านช่องเปิด (Notches) ดังรูปที่ 8.6 ก่อนที่จะปล่อยลงสู่ Baffled Chute ซึ่งใช้ Baffle Pier ขนาดสูง 3 ฟุต และมีระยะห่างระหว่างแถว 6 ฟุต มีการกัดเซาะลึก 5 ฟุต

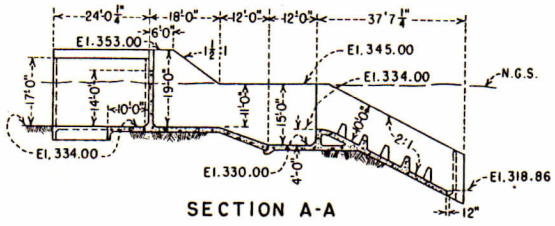


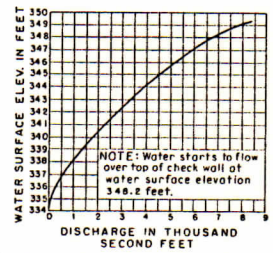
รูปที่ 8.4 Culvert Under Dike โครงการ Gila

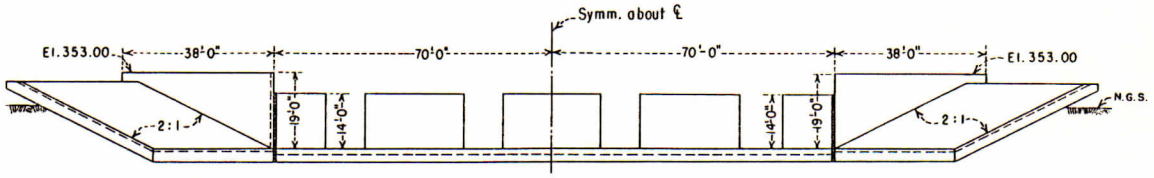
(4) Check Intake Structure

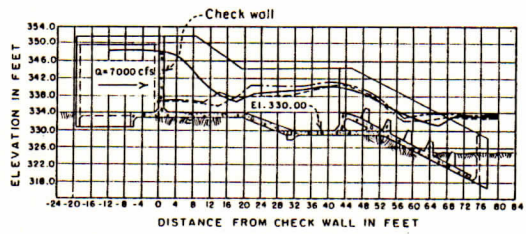
อาคารดังกล่าวประกอบด้วยบานประตูสำหรับควบคุมปริมาณน้ำ Stilling Basin เพื่อสลายพลังงานของน้ำที่ไหลลอดใต้บานประตู และ Baffled Chute ซึ่งอยู่ทางด้านท้ายน้ำของ Stilling Basin ดังแสดงในรูปที่ 8.7 รางเทกว้าง 64 ฟุต ระบายน้ำได้ 3,900 ลบ.ฟุต/วินาที Baffle Pier สูง 4 ฟุต 6 นิ้ว ได้มีการทดสอบระยะห่างระหว่างแถวของ Baffle Pier ซึ่งพบว่าสภาพการไหลไม่แตกต่างกันไม่ว่าจะใช้ระยะห่าง 9 ฟุต หรือ 6 ฟุต แต่พบว่าถ้าใช้ระยะห่างระหว่างแถว 9 ฟุต การกัดเซาะจะน้อยกว่าการใช้ระยะห่างระหว่างแถว 6 ฟุต ประมาณ 2 ฟุต

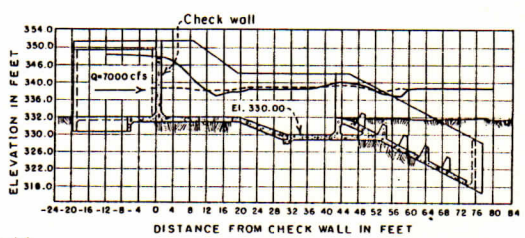






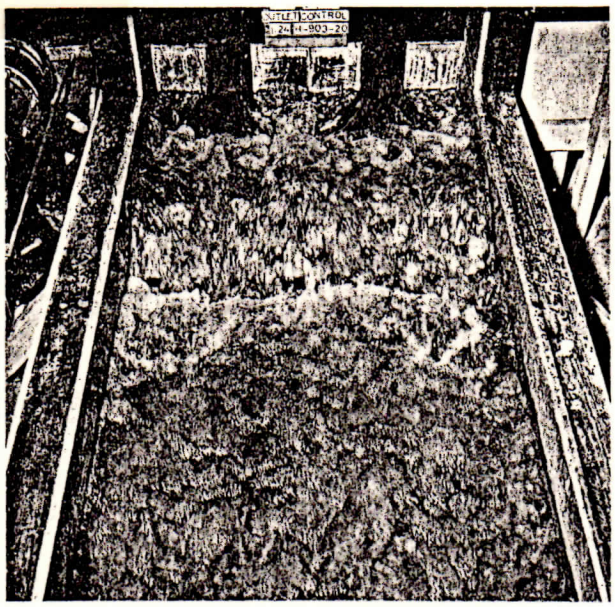




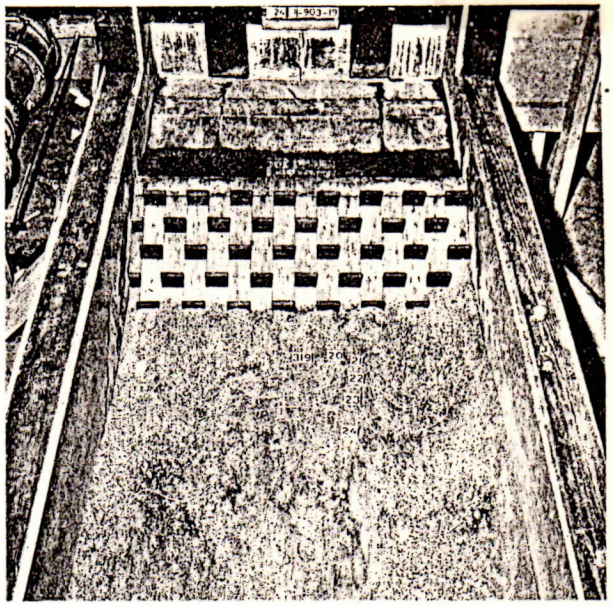


—— Profile along centerline of slot.
-·-·- Profile along left training wall.
--- Profile along a line 4 feet from left training wall.

รูปที่ 8.5 Outlet Control Structure โครงการ Gila



Discharge 7,000 c.f.s. Unit discharge is 50 c.f.s. per foot of width.



Scour pattern for flow in photograph at left.

รูปที่ 8.6 โมเดลของ Outlet control Structure โครงการ Gila

(5) การเปรียบเทียบผิวหน้า Pier แบบตั้งฉากกับรางเทกับแบบแนวดิ่ง

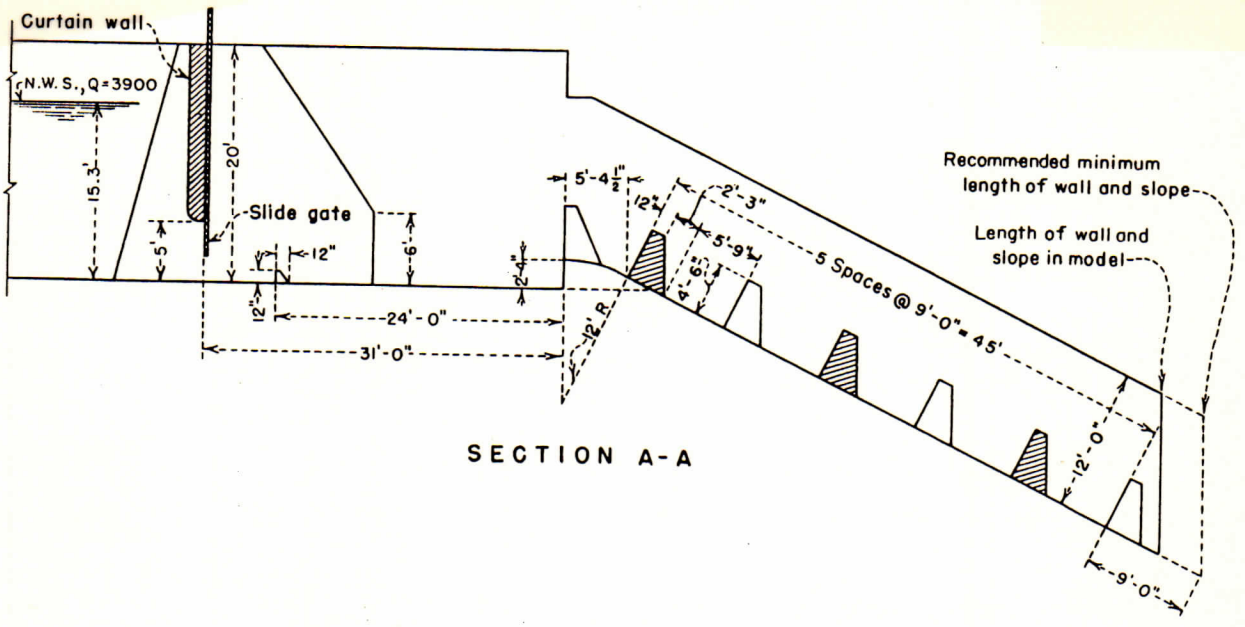
(Normal Versus Vertical Pier Faces)

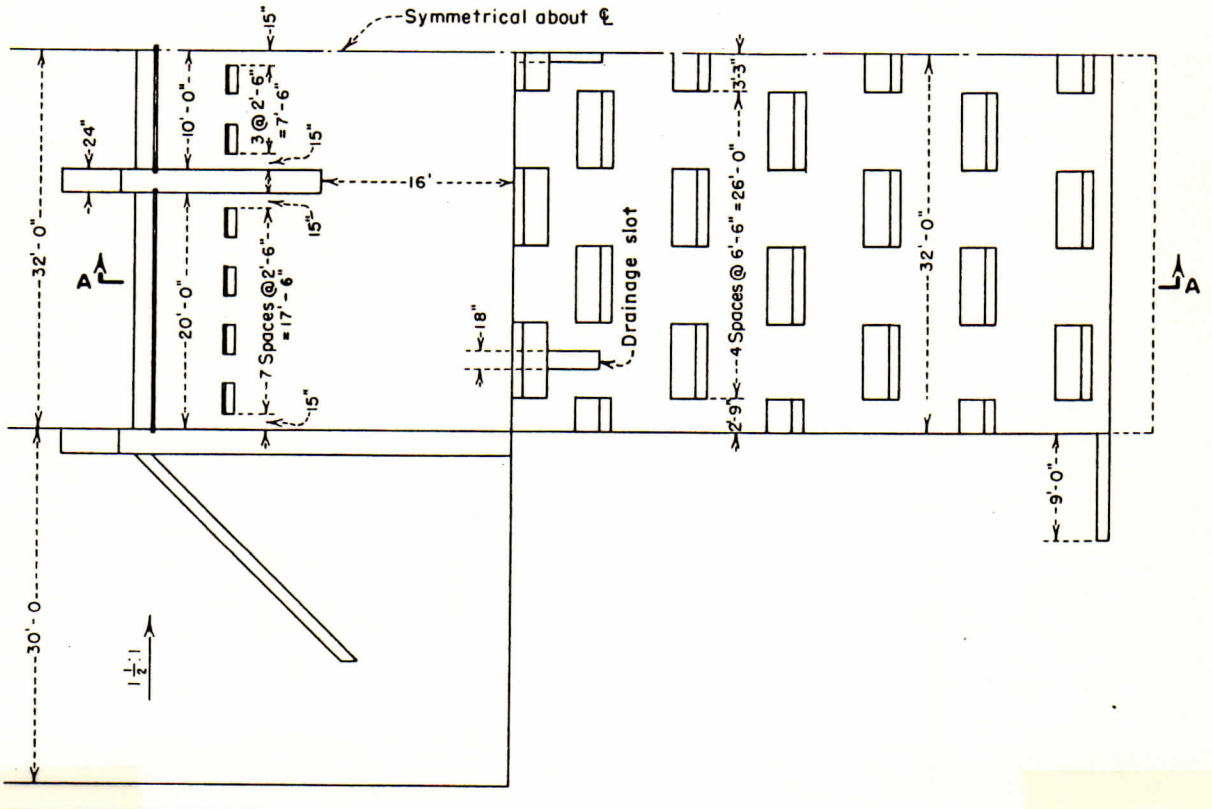
ได้มีการทดลองเพื่อศึกษาผลการใช้ Baffle Pier แบบผิวหน้าอยู่ในแนวดิ่ง และแบบผิวหน้าตั้งฉากกับรางเท พบว่าสำหรับอัตราการไหลของน้ำ 35 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต การทำงานของ Baffle Pier แบบผิวหน้าอยู่ในแนวดิ่งแตกต่างจาก Baffle Pier แบบผิวหน้าตั้งฉากกับพื้นรางเทเพียงเล็กน้อย Pier แบบผิวหน้าอยู่ในแนวดิ่งมีน้ำกระจายสู่อากาศน้อยกว่า ส่วน Pier แบบผิวหน้าตั้งฉากกับรางเทมีการกัดเซาะบริเวณกำแพงปีกน้อยกว่าเล็กน้อย การทดสอบโดยใช้อัตราการไหล 61 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต ให้ผลคล้ายคลึงกัน

8.2.3 ขั้นตอนการออกแบบ

เกณฑ์การออกแบบที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้พัฒนามาจากผลการทดลองของโมเดลต่าง ๆ ประกอบกับประสบการณ์ในการใช้งาน Baffled Apron ที่สร้างขึ้น แล้วนำมาสรุปเป็นขั้นตอนการออกแบบดังต่อไปนี้

1. ควรออกแบบ Baffled Apron สำหรับอัตราการไหลสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด





รูปที่ 8.7 Check Intake Structure ที่ Station 1369+40 คลอง Potholes ตะวันออก ลุ่มน้ำโคลัมเบีย

2. อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ($q = Q/w$) ไม่ควรเกิน 60 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต สำหรับอัตราการไหล 35 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต สภาวะการไหลที่ฐานรางเทจะมีความรุนแรงน้อยกว่า และถ้าอัตราการไหลเท่ากับ 20 ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต หรือน้อยกว่าสภาวะการไหลจะค่อนข้างราบเรียบมาก

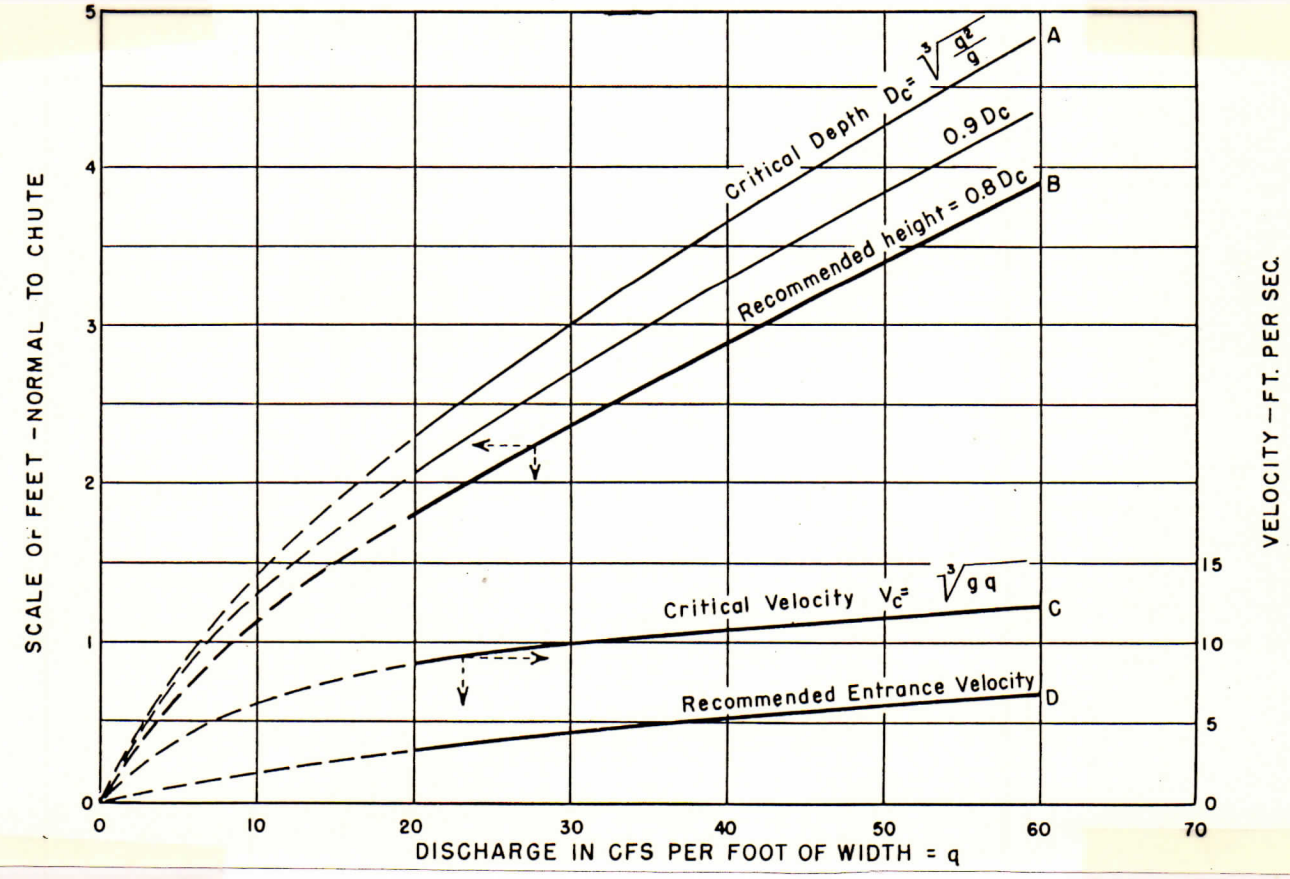
3. ความเร็วของกระแสน้ำที่ทางเข้า (V_1) ควรจะมีค่าน้อยที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ ความเร็วที่เหมาะสมจะหาได้จากสมการ

$$V_1 = \sqrt[3]{gq} - 5 \quad \text{.....} \quad (8.1)$$

เมื่อ V_1 = ความเร็วของน้ำ เป็นฟุต/วินาที

q = อัตราการไหลต่อหน่วยความกว้าง เป็น ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต

ค่า V_1 อาจหาได้จากโค้ง D ในรูปที่ 8.8 ความเร็ว V_1 ต้องไม่มากกว่าความเร็ววิกฤต ($V_c = \sqrt[3]{gq}$ หรือค่าจากโค้ง C ในรูปที่ 8.8)



รูปที่ 8.8 ความเร็วของน้ำและความสูงของ Baffle Pier ที่แนะนำ

4. รางเทควรอยู่สูงกว่าพื้นทางเข้า (Approach Channel) เพื่อให้เกิด Stilling Pool ทางด้านเหนือน้ำของรางเท หรือเพื่อให้ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้ารางเท V_1 มีค่าอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้ในข้อ 3 ลักษณะของ Stilling Pool แบบต่าง ๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 8.2, 8.4, 8.5 และ 8.7 สันรางเทควรออกแบบให้เป็นโค้งโดยใช้รัศมีสั้น ๆ Baffle Pier แถวแรกควรอยู่ใกล้กับสันฝายของรางเท โดยกำหนดว่าระดับ Baffle Pier แถวแรกไม่ควรต่ำกว่าสันฝายของรางเทเกิน 12 นิ้ว

5. ควรใช้ Baffle Pier สูงประมาณ 0.8 D_c เมื่อ D_c คือความลึกวิกฤต ($D_c = 3\sqrt{\frac{q^2}{g}}$) ความสูงของ Baffle Pier (H) ที่แนะนำอาจหาได้จากโค้ง B ในรูปที่ 8.8 ค่า H ไม่ควรน้อยกว่าค่าที่แนะนำแต่อาจเพิ่มขึ้นเป็น 0.9 D_c ได้

6. ความกว้างและระยะห่างของ Baffle Pier ควรมีค่าประมาณ $\frac{3}{2}$ H และไม่ควรน้อยกว่า H บล็อคที่อยู่ติดกำแพงควรกว้าง $\frac{1}{3}$ H ถึง $\frac{2}{3}$ H และควรจัดให้อยู่ในแถวที่ 1, 3, 5, 7 ฯลฯ ดังรูปที่ 8.1

7. สำหรับรางเทซึ่งมีความลาดเท (H:V) เท่ากับ 2:1 ระยะห่างระหว่างแถวของ Baffle Pier ในแนวความลาดเทควรเท่ากับ 2 H ถ้าแบฟเฟิลสูงน้อยกว่า 3 ฟุต ระยะห่างระหว่างแถวอาจมากกว่า 2 H ได้ แต่ไม่ควรมากกว่า 6 ฟุต สำหรับรางเทที่มีความลาดเทน้อยกว่า 2:1 (H:V) ระยะห่างระหว่างแถวในแนวความลาดเทอาจมากกว่า 2 H ก็ได้ แต่ต้องรักษาระยะห่างในแนวดิ่งให้เท่ากับที่คำนวณได้จากกรณีที่รางเทมีความลาดเท 2:1

8. ปกติแนะนำให้ใช้ Baffle Pier แบบผิวหน้าตั้งฉากกับรางเท แต่อาจใช้ Baffle Pier แบบผิวหน้าอยู่ในแนวดิ่งก็ได้ Baffle Pier แบบผิวหน้าอยู่ในแนวดิ่งมีแนวโน้มที่จะมีน้ำกระจายสู่อากาศมากกว่าและมีการกัดเซาะน้อยกว่า แต่แตกต่างกันน้อยมาก

9. ต้องใช้ Baffle Pier 4 แถว เพื่อให้การควบคุมน้ำเป็นไปด้วยดี แต่เคยมีการใช้ Baffle Pier น้อยกว่า 4 แถว และประสบความสำเร็จเหมือนกัน อาจเพิ่ม Baffle Pier มากกว่า 4 แถว เพื่อช่วยในการควบคุมน้ำทางด้านเหนือน้ำก็ได้ และจะสร้างเพิ่มกี่แถวก็ได้ตามความจำเป็น และควรสร้างรางเทต่อให้ลึกลงไปใต้พื้นท้องน้ำ โดยมี Baffle Pierอย่างน้อย 1 แถว ฝังไว้ใต้พื้นท้องน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 8.1

10. กำแพงข้างของรางเทควรมีความสูง 3 H ในแนวตั้งฉากกับพื้นรางเท แต่ไม่จำเป็นต้องสูงถึงขนาดให้สามารถควบคุมน้ำที่กระจายออกไปเพราะจะทำให้อาคารแพงเกินไป

11. ควรใช้หินทิ้งขนาด 6 ถึง 12 นิ้ว วางทางด้านท้ายน้ำของกำแพง เพื่อป้องกันการกัดเซาะทางด้านท้ายรางเทเนื่องจาก Eddies

12. รูปที่ 8.9 ถึง 8.22 แสดง Baffled Apron ที่มีการก่อสร้างและการใช้งาน ทั้งที่ถูกวิธีและไม่ถูกวิธี

8.3 การออกแบบ Flip Buckets สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ (Basin X)

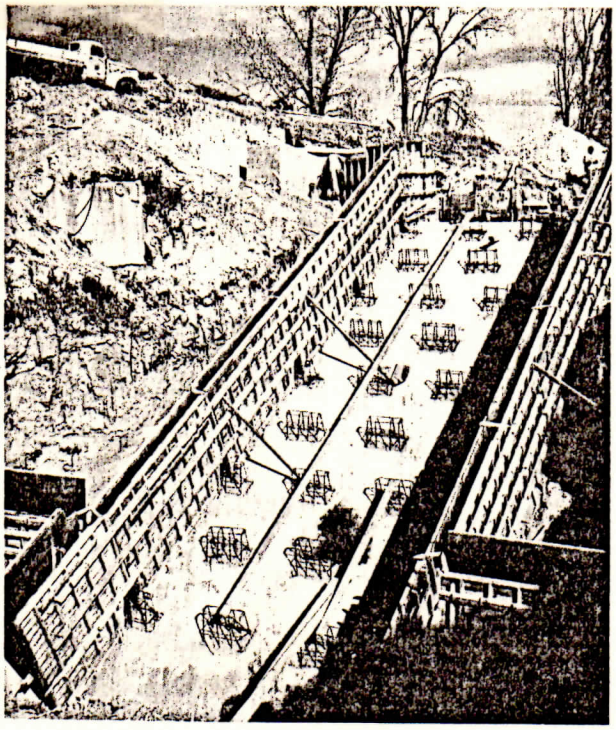
8.3.1 ทั่วไป

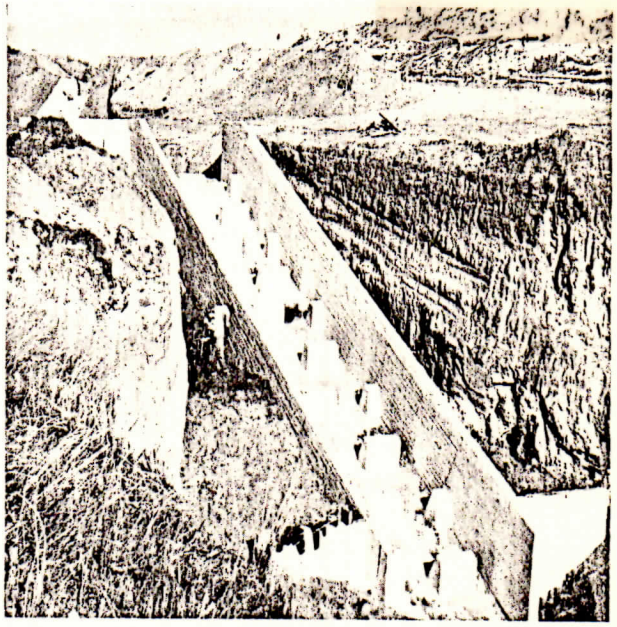
Free Flip Bucket บางครั้งเรียกว่า Deflector Bucket หรือ Ski Jump เป็นอาคารสลายพลังงานที่นิยมใช้สำหรับเขื่อนขนาดใหญ่ที่มีปริมาณน้ำที่ต้องระบายผ่านเป็นปริมาณมากและฐานรากมั่นคงดี โดยทั่วไปจะใช้ควบคู่ไปกับทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ ซึ่งเกณฑ์ในการออกแบบทางระบายน้ำแบบอุโมงค์คือจะต้องพยายามออกแบบให้ได้ท่อที่มีขนาดเล็กที่สุดเพื่อความประหยัด ซึ่งจะเป็นผลให้น้ำที่ไหลออกมาจากอุโมงค์มีความเร็วสูงมาก และทำให้ยากที่จะสลายพลังงานจลน์ของน้ำให้อยู่ในระดับที่ปลอดภัยก่อนที่จะปล่อยลงสู่ลำน้ำเดิม เมื่อเปรียบเทียบกับทางระบายน้ำล้นแบบอื่น ๆ

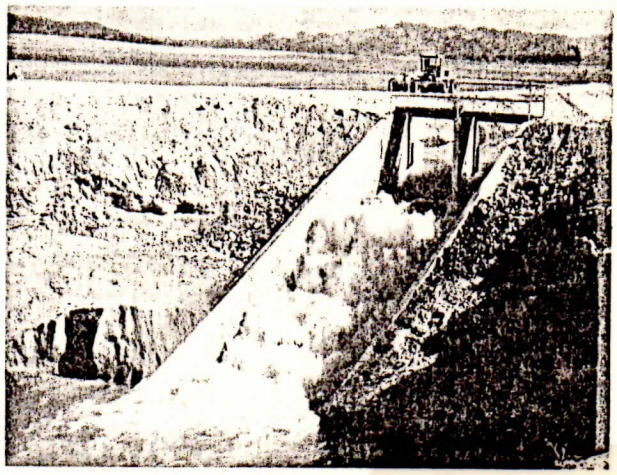
ตัวอย่างเช่น เขื่อน Glen Canyon ซึ่งมีทางระบายน้ำล้นเป็นแบบอุโมงค์ สามารถระบายน้ำได้มากที่สุด 276,000 ลบ.ฟุต/วินาที และน้ำจำนวนนี้ก่อให้เกิดพลังงานถึง 159,000 กำลังม้าต่อความกว้างของอุโมงค์ 1 ฟุต ส่วนเขื่อน Grand Coulee ซึ่งมีทางระบายน้ำล้นเป็นแบบ Overfall สามารถระบายน้ำได้ถึง 1,000,000 ลบ.ฟุต/วินาที แต่ก่อให้เกิดกำลังงานเพียง 15,650 กำลังม้าต่อความกว้าง 1 ฟุต หรือเพียง 1 ใน 10 ของทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ของ Glen Canyon เท่านั้น ถ้าสมมติว่าอาคารสลายพลังงานของทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ของ Glen Canyon เป็นแบบไฮดรอลิคจั๊ม

ระดับพื้นเบซินจะต้องอยู่ต่ำกว่าท้ายน้ำ	=	170	ฟุต
ความกว้างของไฮดรอลิคจั๊มเบซิน	=	700 - 800	ฟุต
ความยาว	>	1,000	ฟุต

นอกจากนี้ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ไฮดรอลิคจั๊มเบซินอาจมีค่าสูงถึง 165 ฟุต



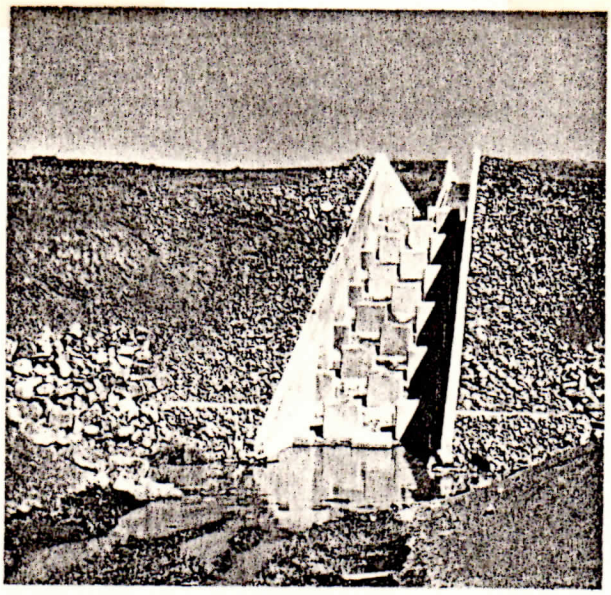


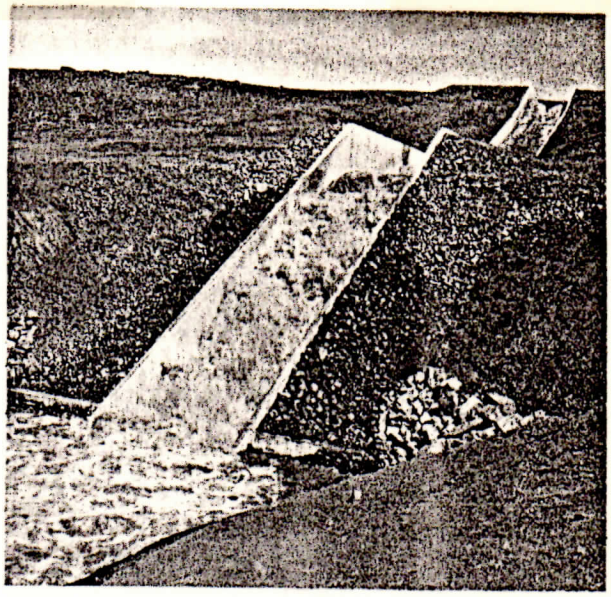


(Above) Setting forms for baffled chute at Sta. 3+35 of Wasteway 10.7, and (upper right) compacting backfill at Sta. 2+85 of Wasteway 11.1, Culbertson Canal, Missouri River Basin project.

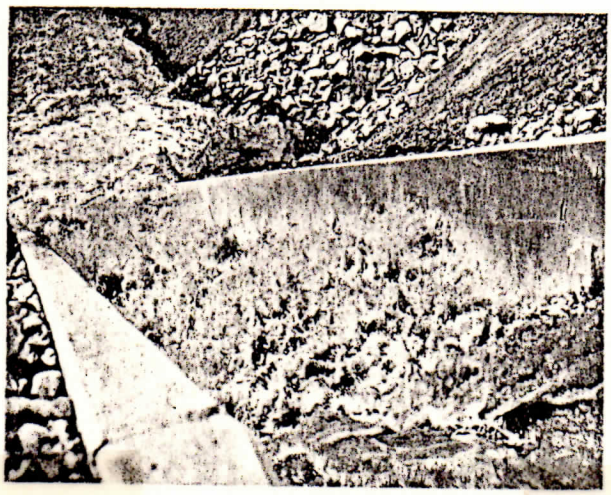
(Lower right). A discharge of 63 c.f.s. flowing into Helena Valley Regulating Reservoir, Missouri River Basin project, from Helena Canal. Soft earth bank is eroded, otherwise, performance is excellent.

รูปที่ 8.9 Construction and Performance of Baffled Chutes



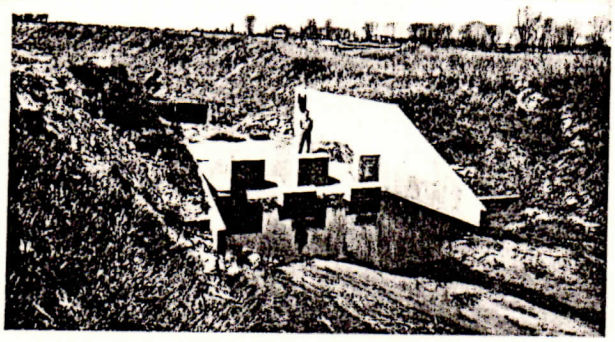


Dark rock area adjacent to training walls is wet from spray.

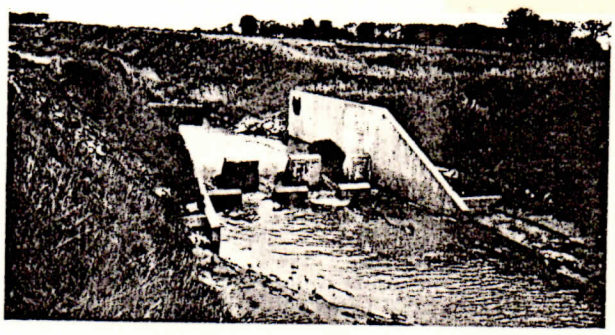


Baffled chute at Sta. 667+78, Extension Boulder Creek Supply Canal, Colorado-Big Thompson project, designed for 200 c.f.s. Discharges of 150 c.f.s. (upper left) and 100 c.f.s. (lower left) show excellent performance in both instances.

รูปที่ 8.10 Prototype Installation of Baffled Chutes

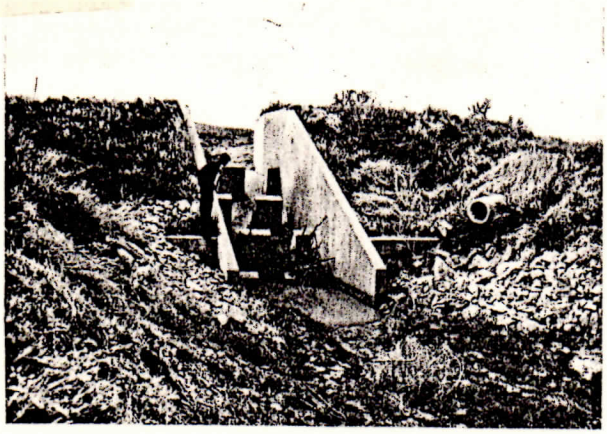


No flow through structure on Bostwick Courtland Canal, Drain A, Sta. 6+08, designed for 924 c.f.s.

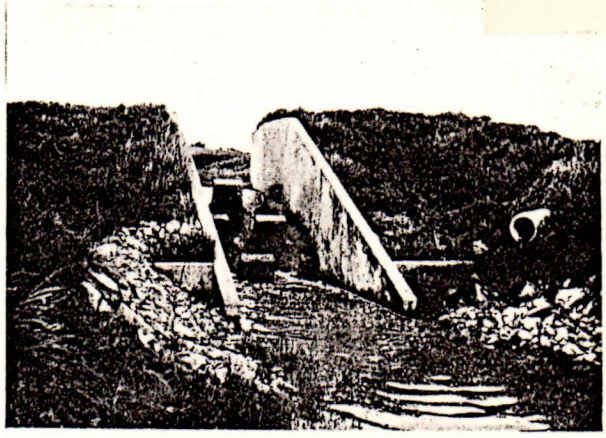


With a discharge of about 5 c.f.s., the structure performs well. It is reported that larger flows are handled satisfactorily.

รูปที่ 8.11 Prototype Installation of Baffled Chutes

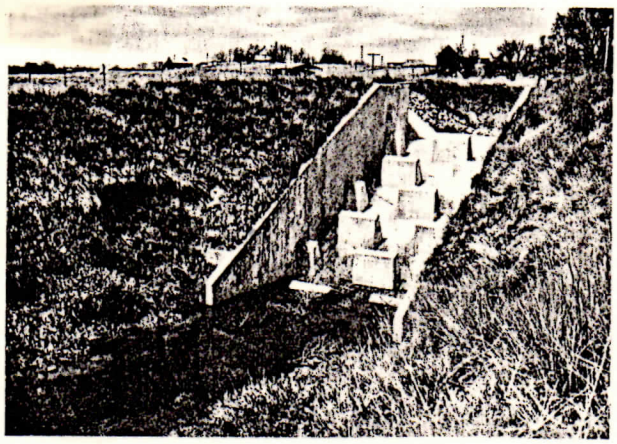


No flow in structure on Bostwick Courtland Canal, Drain A, Sta. 67+93. Trash has accumulated at foot of chute. Design discharge 277 c.f.s.



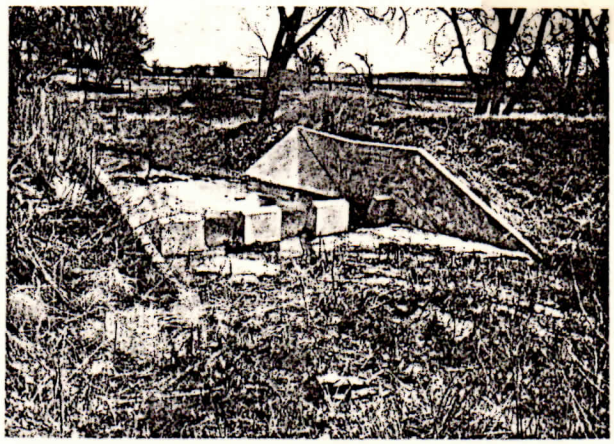
Discharge about 3 c.f.s. Reports received indicate that structure performs well for large discharges.

รูปที่ 8.12 Prototype Installation of Baffled Chutes



Structure after 4 years of operation. Performance has been satisfactory. Design discharge 625 c.f.s.

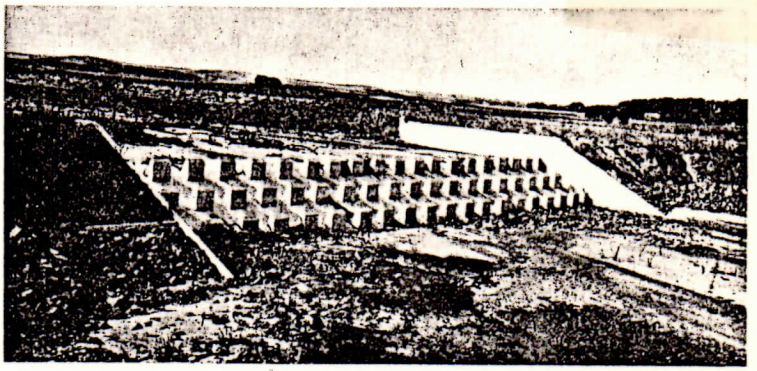
Bostwick Franklin Canal, Drain F-10.1, Sta. 84+88.



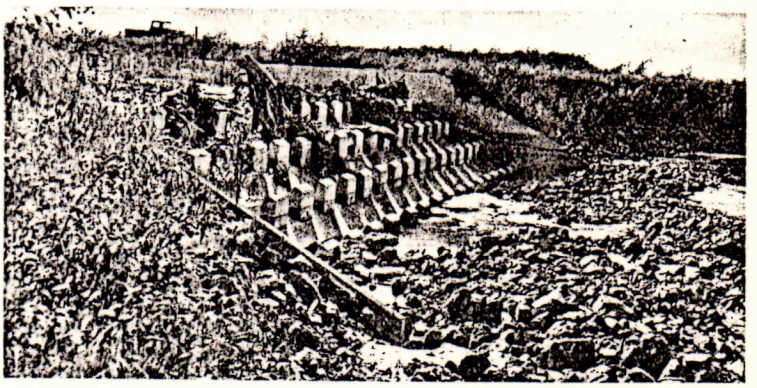
Structure after 5 years of operation. Performance has been satisfactory. Design discharge 1,100 c.f.s.

Bostwick Franklin Canal, Drain F-14.9, Sta. 5+20.

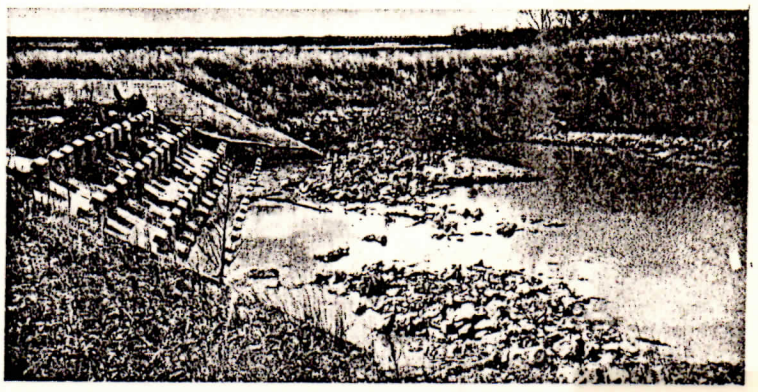
รูปที่ 8.13 Prototype Installation of Baffled Chutes



No flow in October 1956.

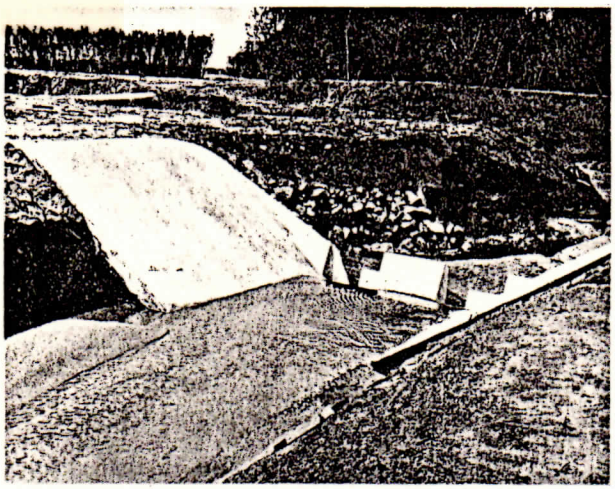


Erosion after a year of operation has exposed one more row of blocks. Rocks were sorted from finer material which moved. Rubbish has collected by September 1957.



Erosion did not continue at original rate, and is no more severe after 2½ years of operation in April 1959.

รูปที่ 8.14 Programs of Erosion in Bostwick Crow Creek Drain, Station 28 + 90. Design Discharge 2,000 cfs.

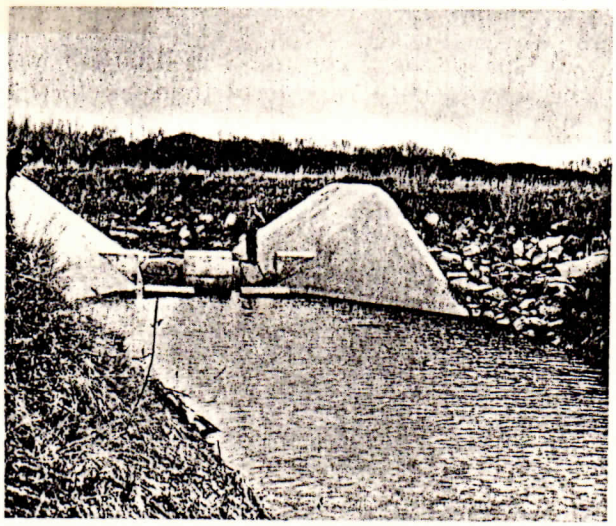


Unstable banks collapsed after only 6 months of operation. Protection was afforded by downstream riprap.

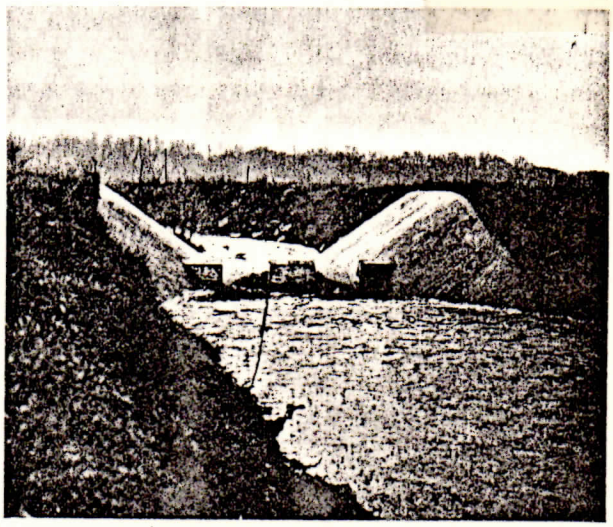


Upstream banks were badly eroded.

รูปที่ 8.15 Unstable Banks Create an Erosion Problem on Bostwick Superior Canal, Drain 2 A, Station 36 + 82.4

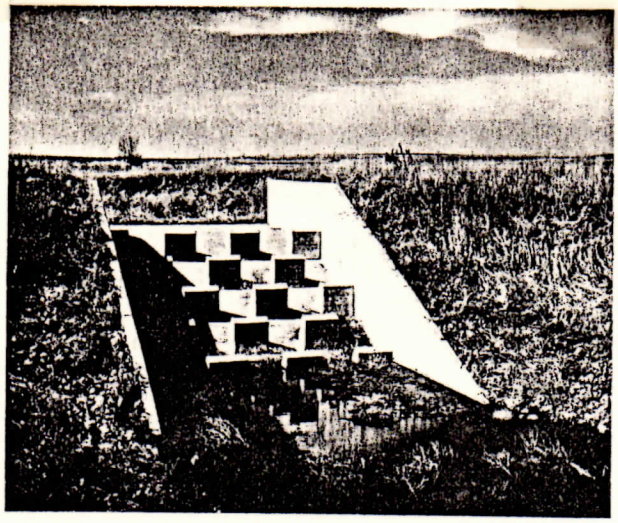


Stabilized banks in April 1959 show no evidence of erosion.

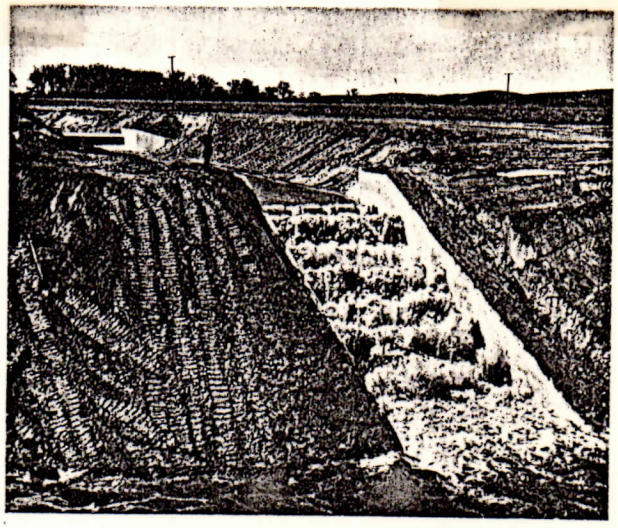


Performance of structure during rainstorm. Discharge 81 c.f.s. in May 1959. Design discharge 400 c.f.s.

รูปที่ 8.16 Stabilized Banks Prevent No Erosion Problem After the Work Was Done on Bostwick Superior Canal, Drain 2 A, Station 36 + 82.4

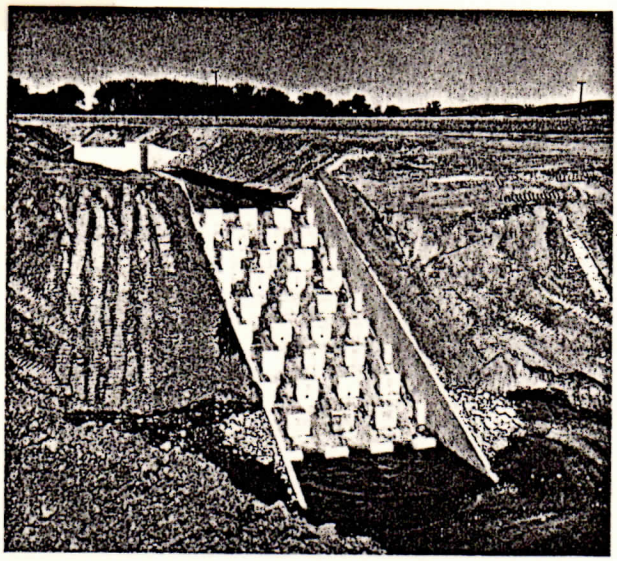


Frenchman-Cambridge Drain 8-C after 4½ years of operation. Excellent performance. Design discharge 1,000 c.f.s.



Baffled apron of Culbertson Canal Wasteway 3.3 discharging 75 c.f.s. Good performance. Design discharge 400 c.f.s.

รูปที่ 8.17 Performance of Prototype Structures

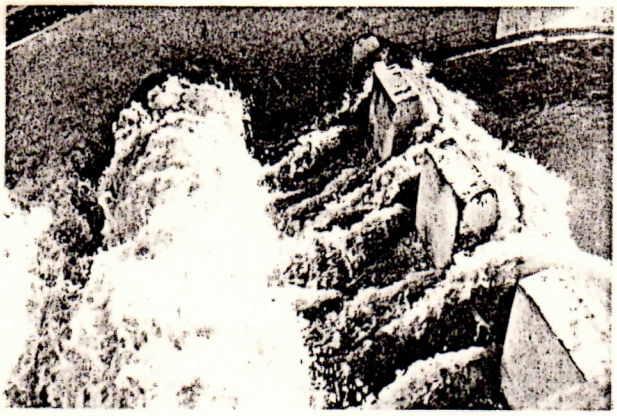


▲ Culbertson Canal Wasteway 3.3 after a discharge of 75 c.f.s. in May 1959.

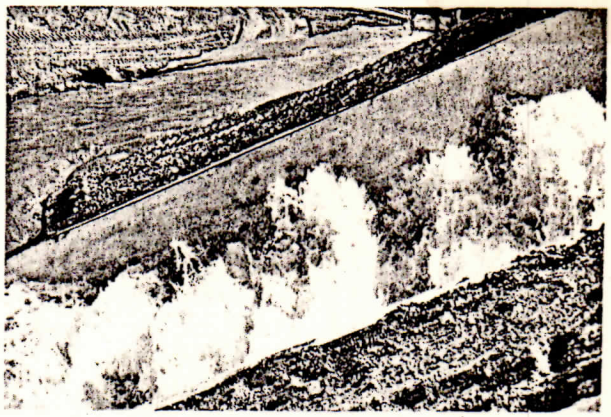


Robles-Casitas Canal between Sta. 294 and Sta. 298 with 500 c.f.s. discharging into Santa Ana Creek. Waves in canal section occasionally splash over top of canal concrete lining. ▶

รูปที่ 8.18 Performance of Prototype Structures

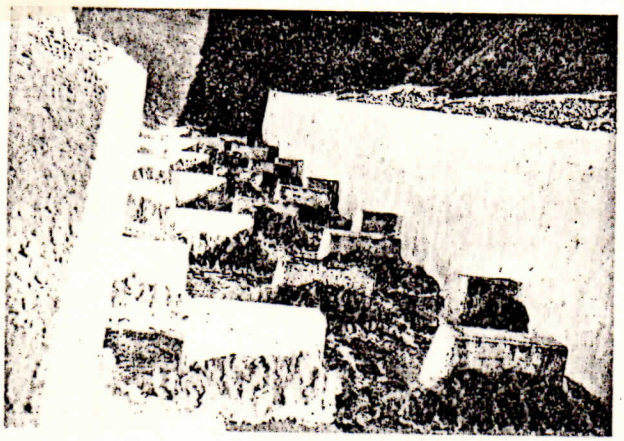


The second row of baffles is completely covered because of acceleration of flow between the first and second rows with a flow of 75 c.f.s. at top of baffled chute.

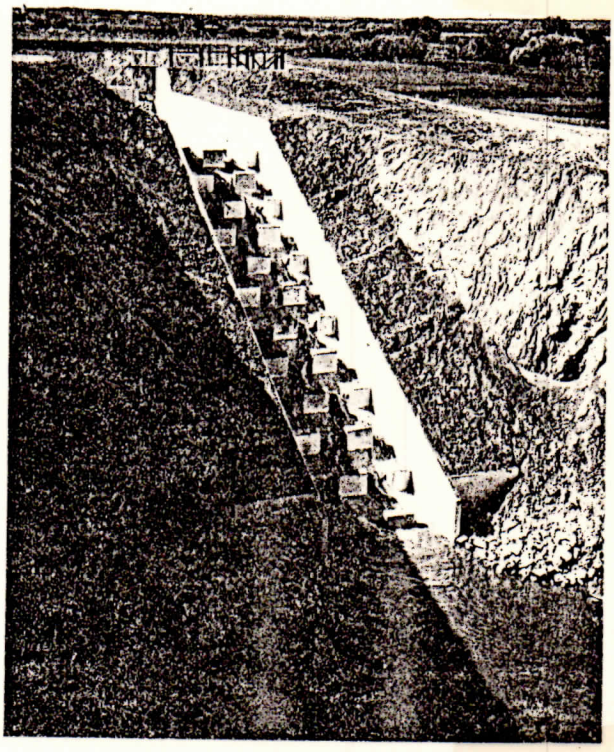


Same flow in midportion of chute. See right-hand photograph in Figure 8.17 for general view.

รูปที่ 8.19 Performance of Baffled Chute on Culbertson Canal Wasteway 3.3

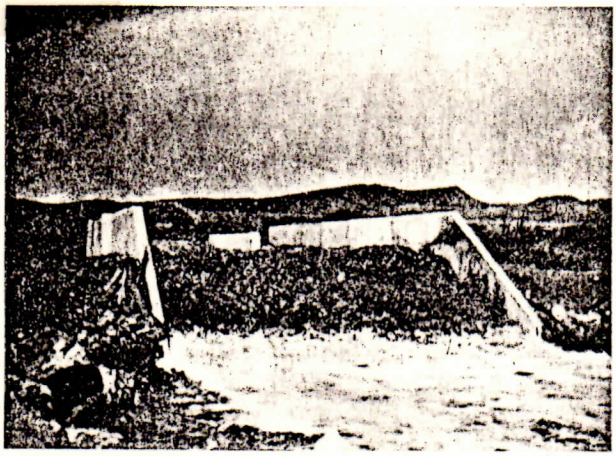


Stilling action of blocks is most effective for small discharges.

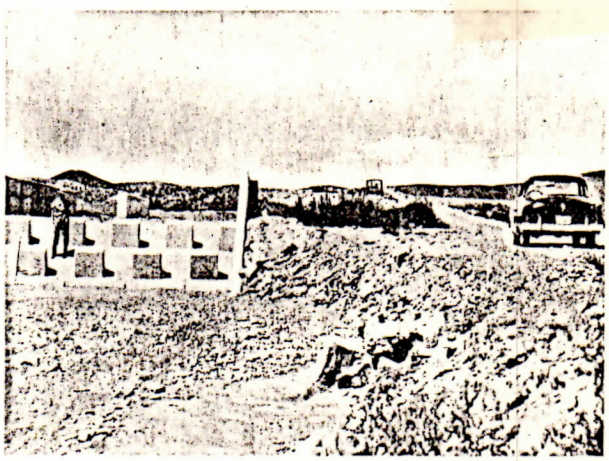


A small amount of riprap provides excellent protection to foot of chute.

รูปที่ 8.20 Frenchman-Cambridge Meeker Extension Canal Wasteway, Station 1777+18. Discharging about 5 cfs., Design Discharge 269 cfs.

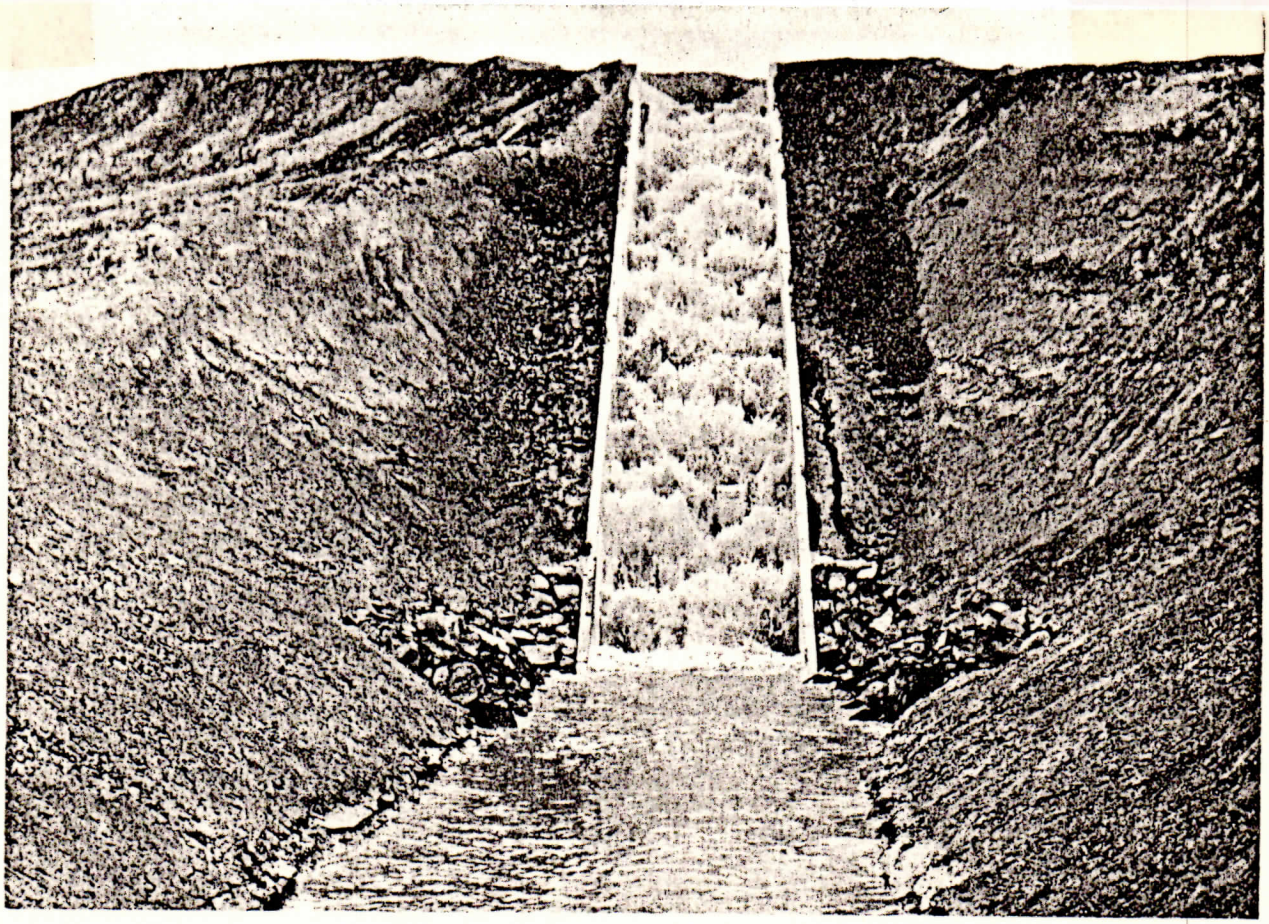


Estimated discharge 15 c.f.s. per foot width (half capacity).



Channel after flood—material was deposited rather than scoured.

รูปที่ 8.21 Baffled Chute May Produce Channel Aggradation Rather Than Scour

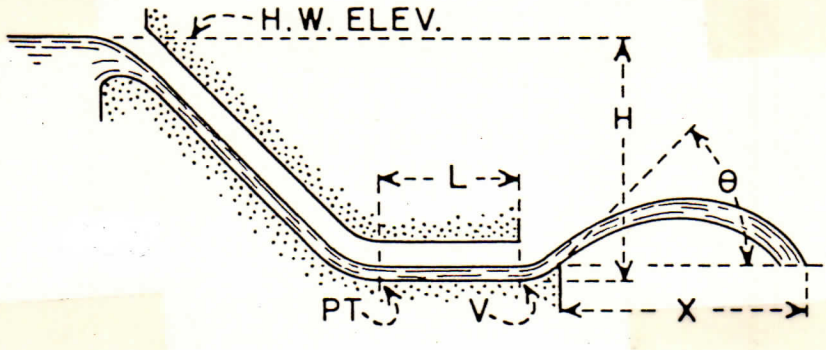


Baffle piers 18″ high and 18″ wide—18″ spaces. Row spacing, 6′0″.
Chute 9′ wide and 90′ long—2 : 1 slope. Training walls 5′ high.

รูปที่ 8.22 Kopp Wasteway on the Main East Canal, Michaud Flats Project, Idaho, Discharging 25 cfs. (1/3 Capacity)

ต่อวินาที ซึ่งจะทำให้ Baffle Pier ไม่สามารถใช้การได้อย่างมีประสิทธิภาพ และอาจเกิดปัญหาเรื่อง Cavitation บริเวณผิวด้านหลังของ Baffle Pier อีกด้วย ดังตัวอย่างของเขื่อน Glen Canyon จะเห็นได้ว่าสำหรับทางระบายน้ำล้นแบบอุโมงค์ ซึ่งน้ำที่จะต้องระบายมีปริมาณมาก การใช้ไฮดรอลิคจั๊มเบชั่นจะต้องลงทุนมาก จึงไม่มีผู้นิยมใช้กัน

ลักษณะทั่ว ๆ ไปของ Flip Bucket คือจะมี Bucket รับน้ำต่อจากอุโมงค์ของทางระบายน้ำล้นโดยออกแบบให้ Bucket แอ่นขึ้น เพื่อให้น้ำพุ่งขึ้นสู่อากาศ และตกลงสู่เบาะน้ำ (Impringment Area) ทางด้านท้ายน้ำตรงตำแหน่งที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 8.23 ดังนั้นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาคือท้องน้ำบริเวณที่น้ำตกกระทบ จะต้องมีความมั่นคงแข็งแรงทนต่อแรงกระแทกและการปั่นป่วนอย่างรุนแรงของน้ำได้



รูปที่ 8.23 Flip Bucket

Flip Bucket ไม่ใช่อาคารที่จะทำหน้าที่สลายพลังงานโดยตรงเหมือนไฮดรอลิคจั๊มเบชั่น เป็นแต่เพียงทำหน้าที่ให้น้ำพุ่งขึ้นสู่อากาศ และตกลงบนบริเวณที่ต้องการ ห่างออกไปจากตัวเขื่อน และอาคารประกอบ โดยมุมของน้ำที่ตกลงกระทบกับเบาะน้ำจะต้องอยู่ในลักษณะที่จะทำให้ความเร็วของน้ำทั้งในแนวดิ่งและแนวราบไม่เป็นอันตรายต่อท้องน้ำทางด้านท้ายน้ำ ถ้ามุมตกกระทบดิ่งไปอาจก่อให้เกิดการกัดเซาะท้องน้ำบริเวณที่น้ำตก ถ้ามุมราบไปอาจก่อให้เกิดคลื่นและน้ำอาจไหลไปทางด้านท้ายน้ำด้วยความเร็วสูงเกินไป

ในปัจจุบันยังไม่มีกฎเกณฑ์การออกแบบ Flip Bucket ที่เป็นมาตรฐาน เนื่องจากยังไม่สามารถอธิบายเกี่ยวกับความเร็วของน้ำ ลักษณะการกระจายน้ำ (Spreading Characteristics) และ Trajectory ให้แน่นอนได้ โดยทั่วไปการออกแบบจึงอาศัยผลจากการศึกษาทดลองด้วยโมเดล และการศึกษาจาก Flip Bucket ที่ได้ออกแบบและใช้งานอยู่ในปัจจุบันมาเป็นข้อมูลสำหรับการออกแบบเบื้องต้น หลังจากนั้นจึงควรได้มีการทำโมเดลเพื่อทดสอบผลการออกแบบ

8.3.2 ปัญหาในการออกแบบ Bucket (Bucket Design Problems)

โดยทั่ว ๆ ไปแล้วเป็นการยากมาก หรือเป็นไปไม่ได้เลยที่จะคำนวณหาลักษณะการไหลของน้ำผ่าน Bucket แบบใดแบบหนึ่งโดยเฉพาะ เนื่องจากความเร็ว ความลึก ลักษณะการกระจายน้ำ และ Trajectory มีความแปรปรวนมาก ซึ่งจะสามารถตรวจสอบได้โดยการทำโมเดลทดสอบเท่านั้น จึงจำเป็นต้องใช้ข้อมูลของ Flip Bucket ที่เคยมีการออกแบบศึกษาด้วยโมเดลและใช้งานจริง ๆ ในสนามมาเป็นข้อมูลในการออกแบบเบื้องต้นก่อนการทำโมเดลทดสอบต่อไป

USBR (1984) ได้ทำการศึกษา Bucket ของโครงการต่าง ๆ 8 แห่งที่ใช้ได้ผลดี และบางแห่งอาจถือเป็นแบบมาตรฐานได้ Flip Bucket ทั้ง 8 แห่งมีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 8.1

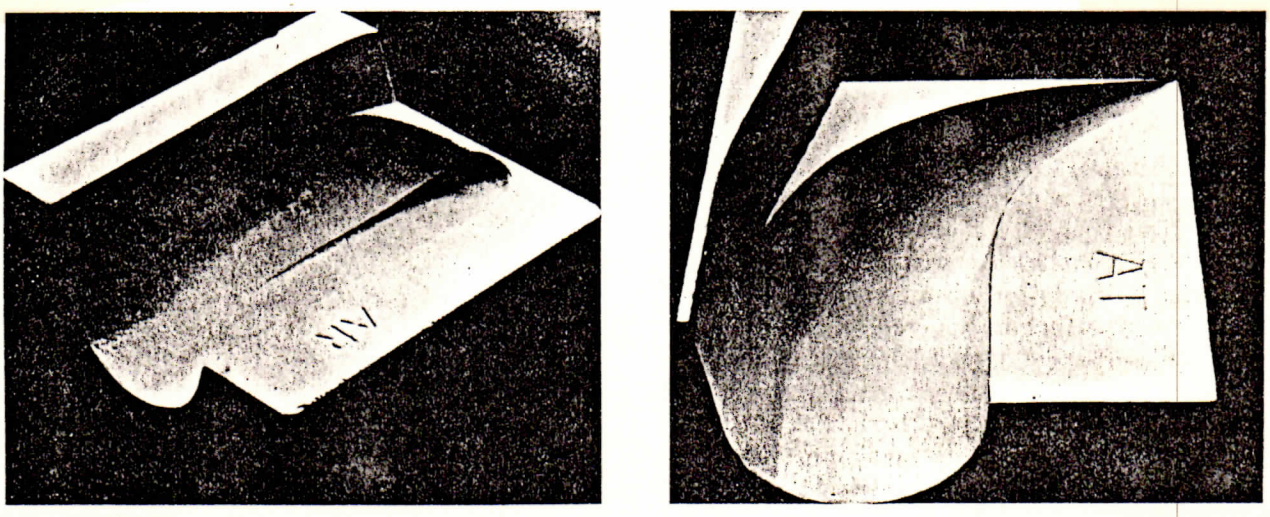
ตารางที่ 8.1 รายละเอียดของ Flip Buckets ของ 8 โครงการ

Name and location (1)	Agency (2)	Maximum discharge in cubic feet per second (3)	Fall-max headwater to bucket invert in feet (4)	Tunnel dimensions (5)
Glen Canyon Dam, Colorado River Storage project, Arizona.	Bureau of Reclamation	276, 000	588	2 tunnels each 41-ft. diameter.
Grand Coulee Dam, Columbia Basin project, Washington.	do	1, 000, 000	420	Overfall spillway 1,650 ft. wide.
Hungry Horse Dam, Hungry Horse Dam project, Montana.	do	50, 000	488	31-ft. diameter.
Yellowtail Dam, Missouri River Basin project, Montana.	do	173, 000	512	20.5-ft. diameter conduit.
Bhumiphol Dam, Thailand	Kingdom of Thailand Ministry of Agriculture Royal Irrigation Department.	212, 000	402	2 horseshoe tunnels 37.08-ft. diameter.
Wu-Sheh Dam, Taiwan, China	Taiwan Power Co	66, 000	387	27-ft. diameter.
Fontana Dam, North Carolina	Tennessee Valley Authority	180, 000	423	2 tunnels each 34-ft. diameter.
Trinity Dam, Central Valley project, California.	Bureau of Reclamation	24, 000	475	20-ft. diameter.

ผลจากการศึกษา Flip Buckets ของโครงการต่าง ๆ USBR (1984) ได้สรุปปัญหาเกี่ยวกับการออกแบบและใช้งาน Flip Bucket เพื่อเป็นแนวทางในการปรับปรุงการออกแบบ Flip Bucket ต่อไปดังนี้

ปัญหาที่ 1 : ปัญหาที่สำคัญในการออกแบบ Bucket คือการออกแบบ Transition เพื่อเปลี่ยนอุโมงค์รูปวงกลมหรือรูปเกือกม้าให้เป็นพื้นราบ (Flat Bottom) เพื่อให้รับกับ Bucket ที่มีพื้นราบ เนื่องจากน้ำที่ไหลลงมาตามอุโมงค์ระบายน้ำมีความเร็วสูงมาก Transition ที่ออกแบบจึงมักจะมีความยาวมาก ซึ่งทำให้ต้องเสียค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างแพง นอกจากนี้ถ้าออกแบบไม่ดีอาจมีปัญหาเรื่อง Cavitation อีกด้วย

Bucket ของทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Fontana ในรัฐ North Carolina ได้รับการออกแบบให้ไม่มี Transition พื้น Bucket มีรูปร่างเป็นโค้งของวงกลมเช่นเดียวกับอุโมงค์ รูปร่างของ Bucket ดังแสดงในรูปที่ 8.24 ได้รับการออกแบบเป็นพิเศษโดยวิธีการทดลองออกแบบเป็นรูปร่างต่าง ๆ และทดสอบการทำงานในโมเดลขนาด 1:100 ในห้องทดลองของ Tennessee Valley Authority รูปร่างของ Bucket ไม่สามารถอธิบายได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ หรือไม่สามารถเขียนแบบได้ตามปกติ



Bucket used at Tunnel 1 outlet.

Bucket used at Tunnel 2 outlet.

รูปที่ 8.24 โมเดล Flip Bucket ของทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Fontana

ปัญหาที่ 2 : พบเฉพาะ Bucket บางแบบโดยเฉพาะแบบที่นิยมใช้นอกสหรัฐอเมริกา ซึ่งมักนิยมทำเป็นฟันปลา (Serrated หรือ Toothed Edge) ที่ปลายด้านล่างของ Bucket เพื่อช่วยให้น้ำที่พุ่งออกจาก Bucket มีการแผ่กระจายดีก่อนที่จะตกกระทบพื้นน้ำ ปัญหาเรื่อง Cavitation ตรงบริเวณฟันปลาเป็นสิ่งที่ต้องระวังเพราะน้ำจะไหลผ่าน Bucket ด้วยความเร็วสูงมาก

ปัญหาที่ 3 : คือปัญหาเรื่องการระบายน้ำที่ขังอยู่ใน Bucket เพราะถ้าทำร่องหรือรูระบายน้ำที่พื้น Bucket ร่องระบายน้ำจะอยู่ตรงจุดที่น้ำไหลเร็วมาก และอาจเกิด Cativation ได้

8.3.3 การออกแบบ Bucket ที่พัฒนาขึ้นใหม่ (Improved Bucket Designs)

Bucket ที่เหมาะสมควรมีลักษณะดังต่อไปนี้

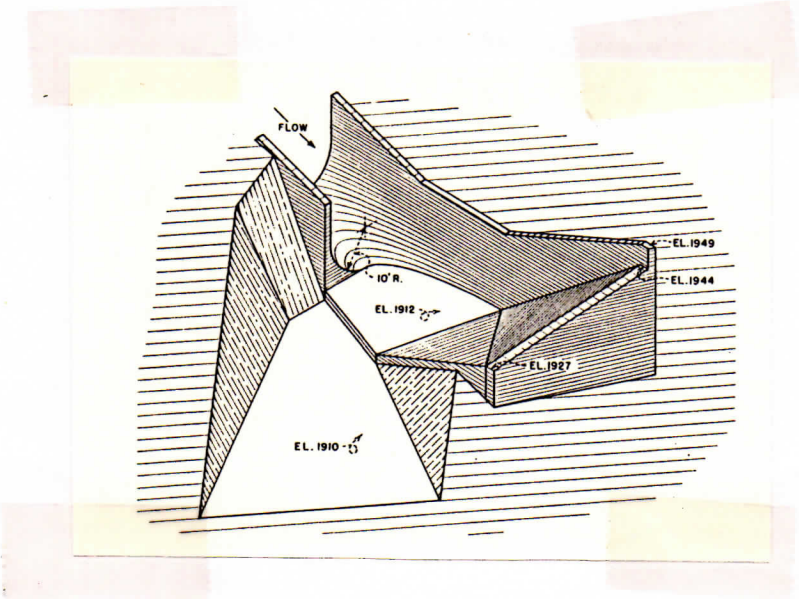
1. ระบายน้ำออกจากอุโมงค์ได้สะดวก
2. ต้องสามารถเขียนแบบ Bucket ออกมาได้โดยง่าย
3. ไม่จำเป็นต้องมี Transition ทางด้านเหนือน้ำ เพราะราคาแพง
4. ต้องสามารถปรับลักษณะการแผ่กระจายของน้ำที่ตกให้เหมาะสมกับสภาพภูมิประเทศได้ โดยเพียงแต่ปรับองค์ประกอบพื้นฐานของ Bucket เท่านั้น

Bucket บางตัวที่ใช้กันอยู่เป็นแบบเฉพาะตัว (Unique) ซึ่งไม่สามารถนำเอาไปใช้เป็นแบบสำหรับที่อื่นได้ แต่ Bucket บางตัวสามารถนำเอาไปเป็นแบบใช้กับที่อื่นได้โดยการดัดแปลงแก้ไขเพียงเล็กน้อย

ตัวอย่าง Flip Bucket ที่สำคัญที่ใช้กันในปัจจุบันคือ

1. Bucket ของทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Trinity

เป็นการออกแบบเฉพาะตัว ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบ Uncontrolled Morning Glory ซึ่งสามารถระบายน้ำได้ถึง 24,000 ลบ.ฟุต/วินาที และน้ำที่พุ่งผ่านมีความเร็วถึง 122 ฟุต/วินาที อุโมงค์ระบายน้ำจะระบายน้ำจากตลิ่งด้านหนึ่งลงสู่แม่น้ำซึ่งกว้างและตื้น Bucket จะเอียงทำมุมกับแนวแม่น้ำเพื่อให้น้ำพุ่งออกเป็นแนวทะแยง ได้มีการศึกษาด้วยโมเดลเพื่อออกแบบ Bucket ให้ประกอบด้วยพื้นระนาบ 3 พื้น และผนังด้านแม้น้ำเปิดออกดังรูปที่ 8.25 พื้นระนาบทั้ง 3 จะช่วยทำให้น้ำกระจายออกไปตามความกว้างของแม่น้ำ



รูปที่ 8.25 Dispersion Flip Bucket ของเขื่อน Trinity

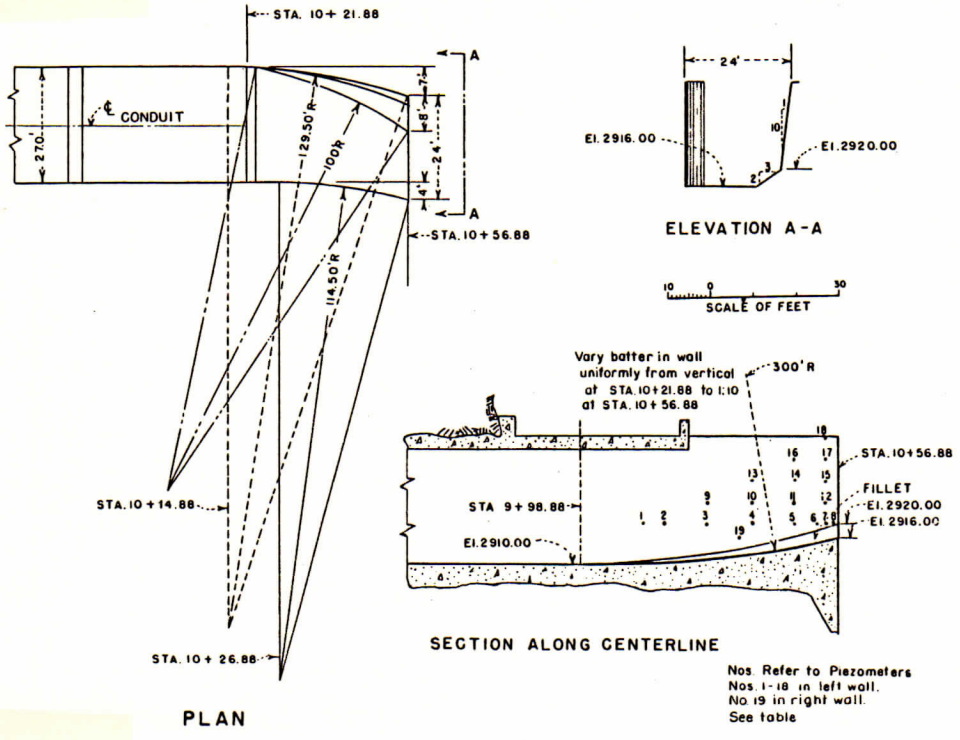
และผนังด้านเปิดจะทำหน้าที่ระบายน้ำให้พุ่งออกสู่แม่น้ำและขณะเดียวกันก็ทำหน้าที่ระบายน้ำออกจาก Bucket โดยอัตโนมัติ Bucket ของเขื่อน Trinity ได้รับการออกแบบให้ทำหน้าที่เป็นไฮดรอลิคจั๊มเบชิ่นไปในตัวเมื่อ Q น้อยกว่า 1,000 ลบ.ฟุต/วินาที

2. Bucket ของเขื่อน Wu-Sheh

เป็น Bucket อีกแบบหนึ่งซึ่งมีลักษณะเฉพาะตัว เนื่องจากสภาพทางธรณีวิทยาทำให้ต้องออกแบบ Bucket ให้มีความโค้งในแนวราบดังรูปที่ 8.26 เพื่อให้สามารถระบายน้ำให้พุ่งไปยังกลางแม่น้ำและให้น้ำที่พุ่งออกไปมีการแผ่กระจายดี จากการวัดความดันที่กำแพงข้างของ Bucket พบว่าความดันเกินค่าความดันบรรยากาศ และความดันมากที่สุดอยู่ที่กำแพงด้านซ้ายมือมีค่า 91 ฟุต ของน้ำ

3. Bucket ของเขื่อน Yellowtail

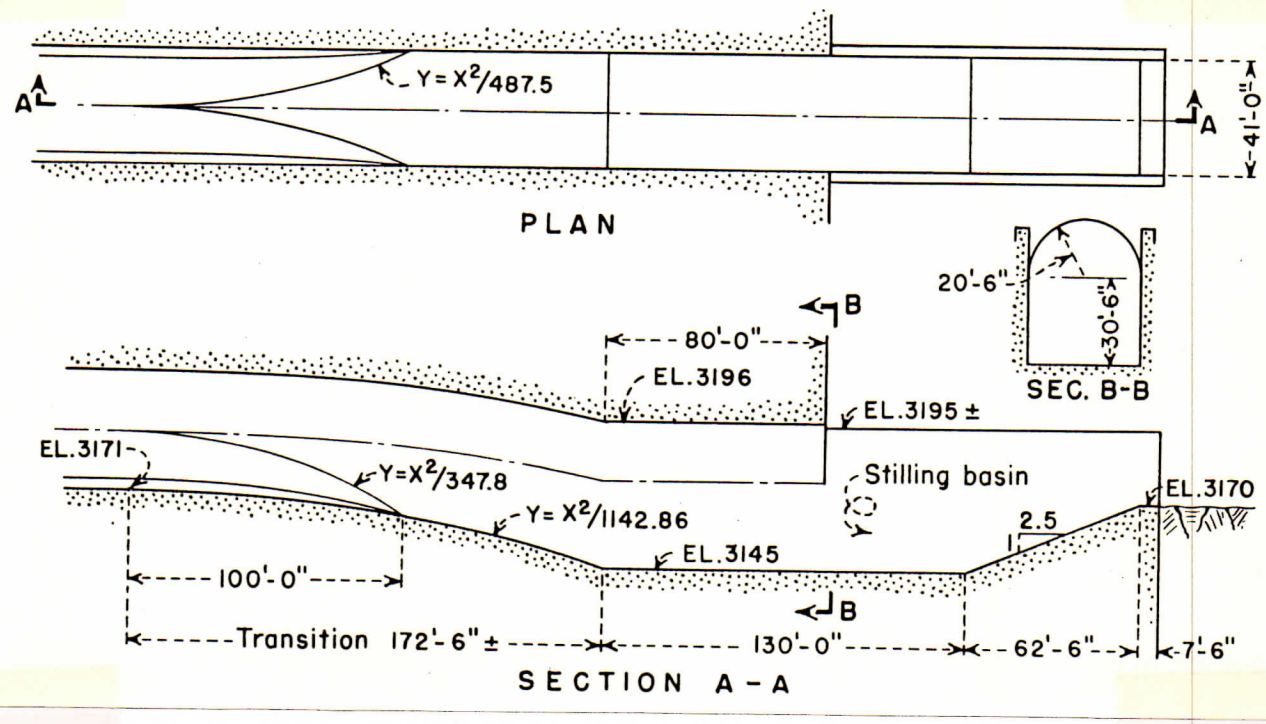
เป็นแบบ 2 จุดมุ่งหมาย (Dual Purpose) และถือว่ามีลักษณะเป็น Bucket มาตรฐาน คือมี Transition ยาว 172' - 6" เพื่อเปลี่ยนรูปร่างจากท่อกลมเป็นท่อรูปเกือกม้าพื้นราบ ดังรูปที่ 8.27 ถ้า Q ไม่เกิน 12,000 ลบ.ฟุต/วินาที Bucket จะทำหน้าที่เป็นไฮดรอลิคจั๊มเบชิ่น แต่เมื่อ Q เพิ่มจั๊มจะเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำมากขึ้นจนกระทั่งเมื่อ Q มากกว่าหรือเท่ากับ 13,000 ลบ.ฟุต/วินาที จึงทำหน้าที่เป็น Flip Bucket



PRESSURES IN FEET OF WATER

PIEZ. No	5,000 cfs	20,000 cfs	35,000 cfs	50,000 cfs	66,000 cfs
1	–	–	+9.0	+28.4	+50.2
2	–	+0.2	20.0	43.6	66.6
3	0	12.1	43.2	70.3	90.9
4	+2.3	23.3	50.6	70.7	89.0
5	6.4	36.5	59.2	72.7	84.0
6	6.1	30.8	45.4	53.6	62.0
7	4.4	23.8	35.0	41.2	46.8
8	2.1	13.9	19.4	22.6	26.3
9	-0.7	0	11.7	38.8	65.6
10	0	6.4	26.8	51.2	74.1
11	+0.9	20.5	42.4	58.0	70.2
12	2.7	17.7	32.6	41.0	46.9
13	–	1.0	4.3	21.1	47.5
14	–	-2.1	+5.2	21.1	37.1
15	–	+8.4	17.6	28.2	36.2
16	–	–	0.3	8.0	24.7
17	–	2.6	8.6	16.1	26.8
18	–	–	2.5	4.0	9.0
19	+3.6	+13.8	19.5	22.5	26.8

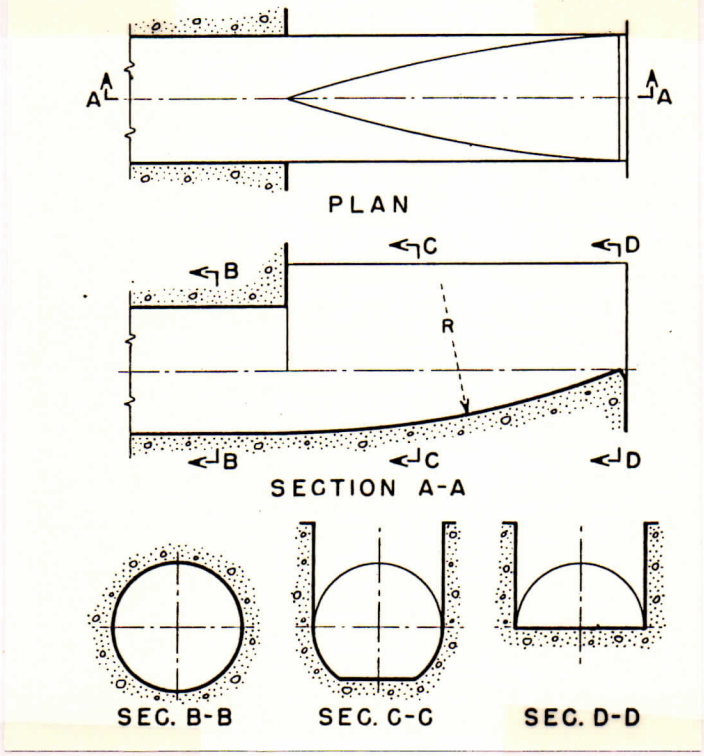
รูปที่ 8.26 Bucket ที่แนะทำสำหรับเขื่อน Wu-Sheh



รูปที่ 8.27 Flip Bucket และ Stilling Basin ของเขื่อน Yellowtail (การออกแบบเบื้องต้น)

4. Bucket ของเขื่อน Glen Canyon

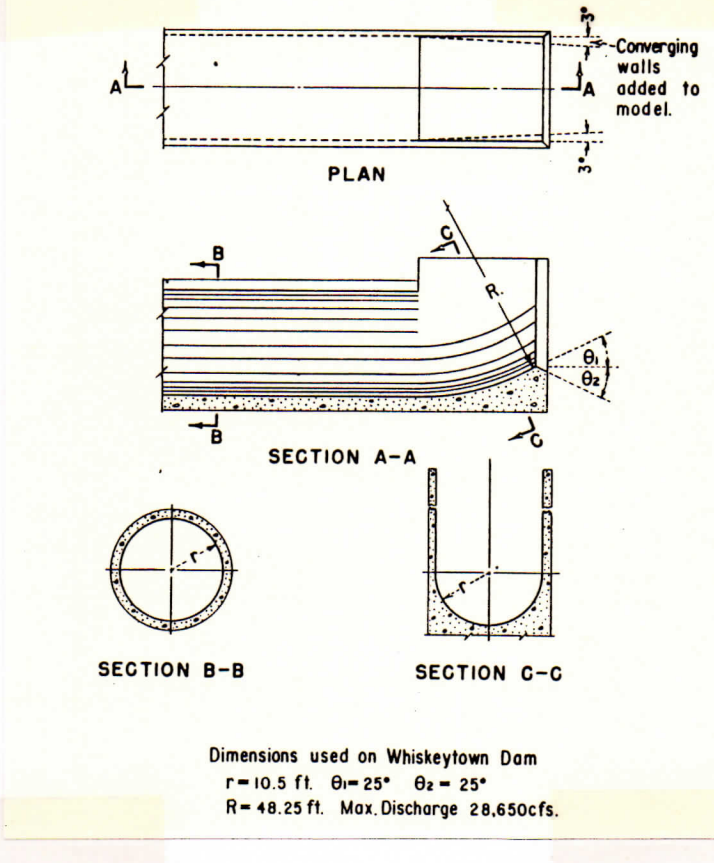
เป็นแบบที่เรียกว่า Transition Flip Bucket โดยการรวม Transition เข้ากับ Bucket ดังรูปที่ 8.28 ทำให้สามารถประหยัดค่าใช้จ่ายในการทำ Transition ลงได้มาก ในการศึกษาด้วยโมเดลพบว่าความเร็วของน้ำขนาด 165 ฟุต/วินาที และอัตราการไหลสูงสุดประมาณ 138,000 ลบ.ฟุต/วินาที ถ้าออกแบบตามแบบ Bucket ของเขื่อน Yellowtail ต้องใช้ Transition ยาวประมาณ 100 ฟุต ทางระบายน้ำล้นของเขื่อน Glen Canyon มี Bucket 2 ตัว ซึ่งตั้งอยู่คนละฝั่งของแม่น้ำ แต่ละตัวได้รับการออกแบบให้ระบายน้ำพุ่งสู่กึ่งกลางแม่น้ำ



รูปที่ 8.28 Transition Flip Bucket

5. Bucket ของเขื่อน Whiskeytown

Bucket แบบนี้ต่างจากแบบพื้นราบซึ่งต้องมี Transition และแบบ Transition Flip Bucket ซึ่งรวม Transition เข้ากับ Bucket พื้นราบ Bucket ของเขื่อน Whiskeytown มีรูปตัดเป็นรูปครึ่งวงกลม และโค้งขึ้นเป็น Bucket ดังรูปที่ 8.29 Bucket แบบนี้เรียกว่า Flip Bucket แบบ Tube-Elbow ซึ่งออกแบบให้ Jet ของน้ำที่พุ่งออกไปรวมตัวได้ดีกว่าแบบ Bucket พื้นราบ การที่ต้องออกแบบให้เป็นแบบ Tube-Elbow เพราะต้องการให้น้ำที่พุ่งออกไปไม่บานกระจายออกไปมากนัก เนื่องจากสภาพทางด้านท้ายน้ำเป็นลำน้ำแคบไม่เหมาะต่อ Jet ที่พุ่งออกไปจากพื้นราบ



รูปที่ 8.29 Tube Elbow Flip Bucket

8.3.4 ข้อพิจารณาในการออกแบบ (Design Consideration)

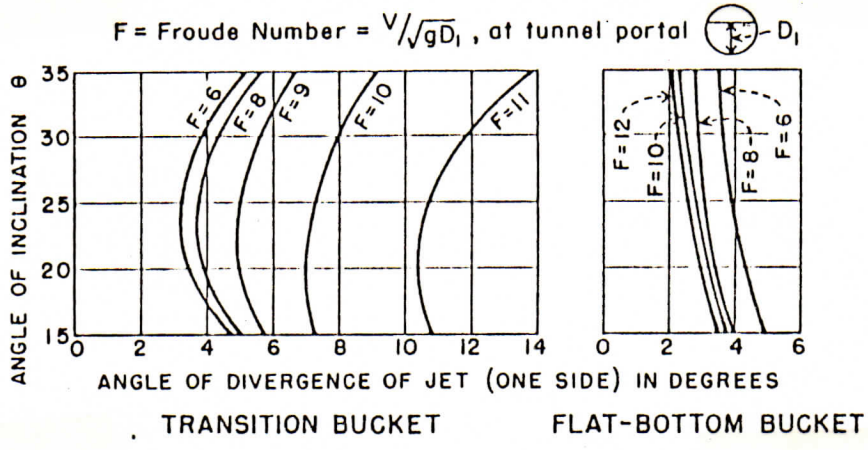
สิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในการออกแบบ คือ

(1) ระดับก้น Bucket (Elevation of Bucket Invert)

โดยทั่ว ๆ ไปแล้วระดับก้น Bucket จะอยู่ที่ระดับเดียวกับก้นอุโมงค์ที่ทางออก การกำหนดระดับก้น Bucket จะต้องอยู่ในลักษณะที่ระดับท้ายน้ำสูงสุดต้องไม่สูงกว่าศูนย์กลางของอุโมงค์ แต่ควรได้มีการตรวจสอบจากโค้งระดับท้ายน้ำว่าน้ำจะไม่ท่วมปากท่อเมื่อปริมาณน้ำที่ระบายมีค่าน้อยกว่าอัตราการไหลสูงสุด นอกจากนี้ต้องมีการตรวจสอบ Draw-down ในระดับท้ายน้ำที่ Bucket เนื่องมาจาก Ejector Action ของ Jet ซึ่งรายละเอียดจะได้กล่าวถึงต่อไป

(2) ลักษณะการกระจายน้ำ (Spreading Characteristics)

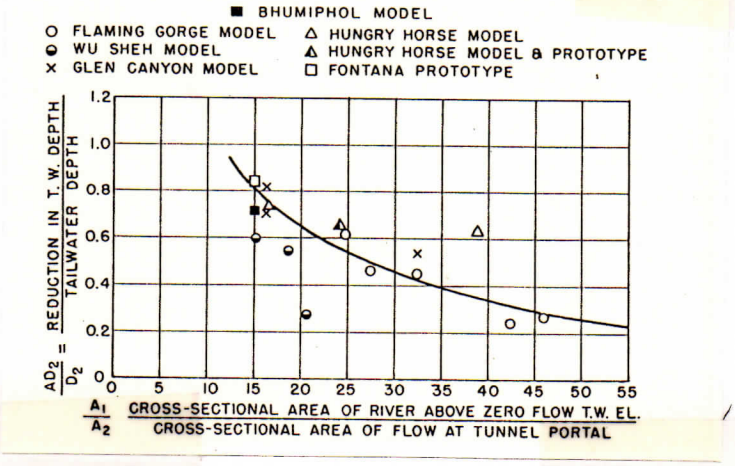
ขณะที่น้ำพุ่งออกจาก Bucket Jet ของน้ำจะขยายตัวออกไปเรื่อย ๆ มุมที่ขยายตัวออกไป (Divergence Angle) จะแปรผันไปตาม Froude No. รูปร่างลักษณะของ Jet และมุมของ Bucket สำหรับ Transition Bucket และ Flat-Bottom Bucket มุมที่ Jet ขยายตัวออกไปจะหาได้จากรูปที่ 8.30 ในการออกแบบโดยทั่ว ๆ ไป จะออกแบบให้ Jet ที่ตกกระทบผิวน้ำแผ่กว้างเท่ากับความกว้างของลำน้ำ



รูปที่ 8.30 การกระจายน้ำของ Jet

(3) Drawdown

ขณะที่ Jet ของน้ำพุ่งออกจาก Bucket ลงไปกระทบเบาะน้ำทางด้านท้ายน้ำ จะก่อให้เกิด Drawdown บริเวณเหนือน้ำของจุดที่ Jet ตก ซึ่งระยะ Drawdown ดังกล่าวจะหาได้จากรูปที่ 8.31 Drawdown จะมีผลต่อการเลือกระดับของก้น Bucket



รูปที่ 8.31 Tail Water Drawdown

(4) ลักษณะของ Trajectcry

น้ำที่พุ่งผ่าน Bucket จะพุ่งเป็น Trajectcry ขึ้นไปในอากาศก่อนที่จะตกลงในลำน้ำทางด้านท้ายน้ำของทางระบายน้ำล้น Trajectory ของน้ำจะขึ้นอยู่กับพลังงานจลน์ของน้ำที่ปาก Bucket และมุมของปาก Bucket มุมของ Trajectory ของน้ำจะคำนวณหาได้จากสูตร

$$Y = X\tan\theta - \frac{X^2}{K[4(d + hv)\cos^2\theta]} \quad \text{.....} \quad (8.2)$$

เมื่อ X และ Y = Cocrdinate ของ Trajector ซึ่งมีจุด (0,0) อยู่ที่ปาก Bucket

θ = มุมของปาก Bucket

K = ค่าคงที่ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1 สำหรับ Jet ตามทฤษฎี

d = ความลึกของน้ำ

h_v = เฮดความเร็ว

เพื่อชดเชยสำหรับการสูญเสียพลังงานและความเร็วของน้ำที่ลดลงเนื่องจาก อิทธิพลของแรงต้านทานของอากาศ ความปั่นป่วน และการแตกตัวของ Jet จะใช้ค่า K = 0.85

ถ้าสมมติให้ Y ในสมการที่ 8.2 มีค่าเท่ากับศูนย์ จะได้ว่า

$$X = 4K(d + hv)\tan\theta\cos^2\theta$$

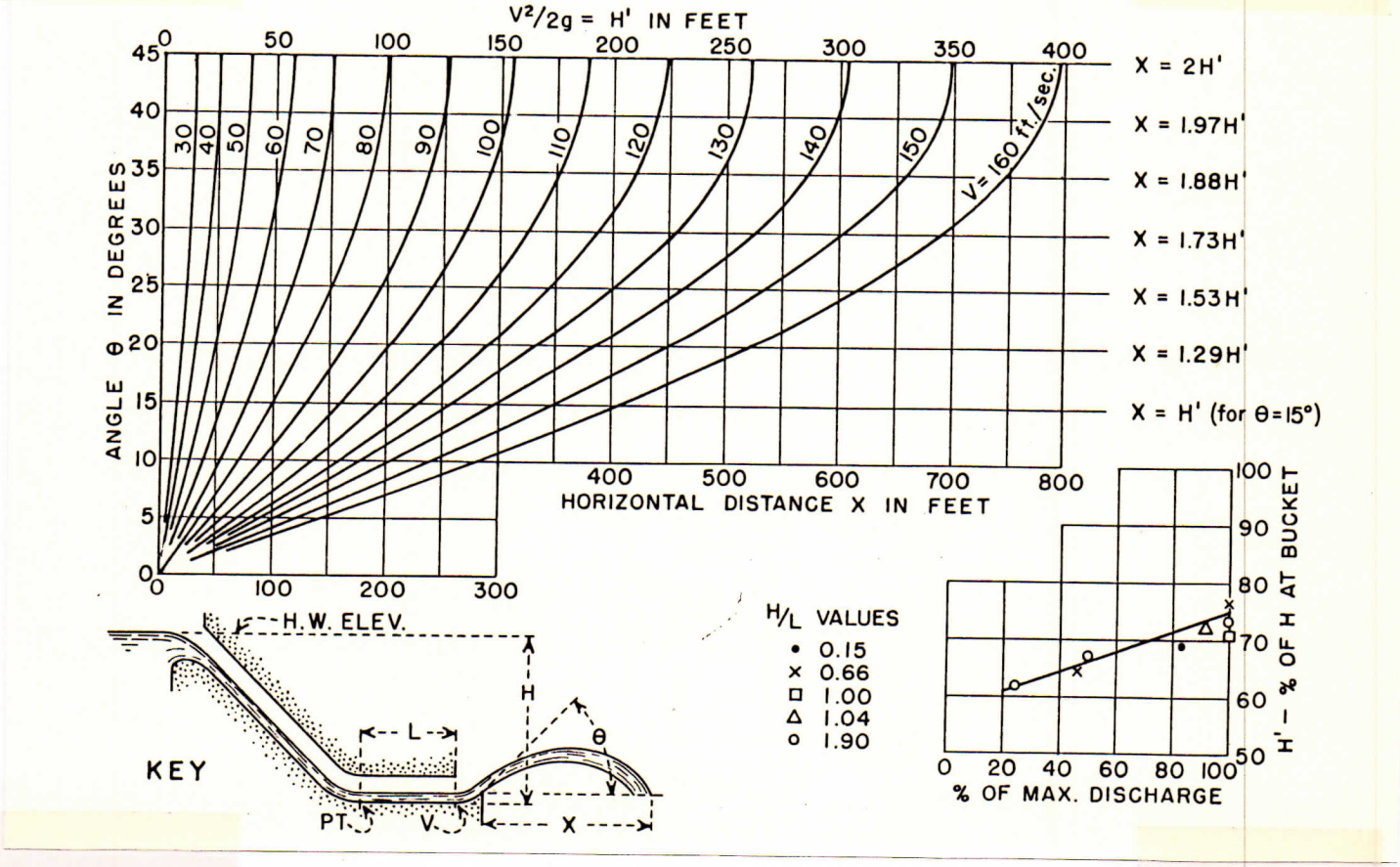
$$= 2K(d + hv)\sin 2\theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8.3)$$

เมื่อ X ในสมการที่ 8.3 คือระยะทางในแนวราบที่ Jet จะตกถึงระดับปาก Bucket

ถ้าสมมติให้ d มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ hv และให้ K = 1

$$X = 2hv\sin 2\theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8.4)$$

หรืออาจหาได้จากรูปที่ 8.32



รูปที่ 8.32 ความยาว Trajectory

X จะมีค่ามากที่สุด เมื่อ $\theta = 45^{\circ}$ ค่ามุม θ จะขึ้นอยู่กับรัศมี Bucket และความสูงของปาก Bucket เหนือก้น Bucket โดยทั่ว ๆ ไป θ จะมีค่าอยู่ระหว่าง $15^{\circ} - 45^{\circ}$ และมุมที่นิยมใช้กันมากคือ 30°

(5) รัศมี Bucket

รัศมีความโค้งของ Bucket จะหาได้จากสมการ

$$R = \frac{2dv^2}{p} \quad \text{... (Approx.)} \quad \text{.....} \quad (8.5)$$

เมื่อ R = ค่าต่ำสุดของรัศมีเป็นฟุต

d = ความลึกของน้ำเป็นฟุต

V = ความเร็วของน้ำเป็นฟุตต่อวินาที

p = Normal Dynamic Pressure ที่พื้นเป็นปอนด์/ตร.ฟุต ซึ่งควรมีค่าไม่เกิน 500 ปอนด์/ตร.ฟุต

ค่า R ควรมากกว่า 4 เท่าของความลึกของน้ำที่มีค่ามากที่สุด และเมื่อพิจารณาในแง่โครงสร้าง Cantilever Bucket ต้องมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะทนแรง Dynamic Force ของน้ำที่เคลื่อนที่ผ่าน Bucket นอกเหนือจากแรงอื่น ๆ

(6) ความดันบน Transition Bucket

D.B. Gumensky (1954) ได้เสนอสูตรในการคำนวณหาความดันในแนวเส้นผ่าศูนย์กลางของพื้น Transition Bucket เช่นแบบของ Glen Canyon สำหรับ Bucket ซึ่งเอียงทำมุมระหว่าง 15° ถึง 35° และ Froud No. มีค่าอยู่ระหว่าง 6.8 ถึง 10.8 ดังนี้

$$P_t = (1.94\ w^2\ R + 62.5)d \quad \text{.....} \quad (8.6)$$

เมื่อ P_t = ความดันตามทฤษฎี เป็นปอนด์ต่อ ตร.ฟุต

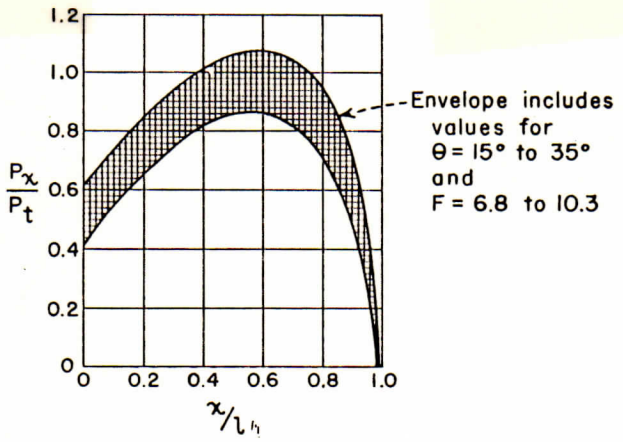
R = รัศมีความโค้งของ Bucket เป็นฟุต

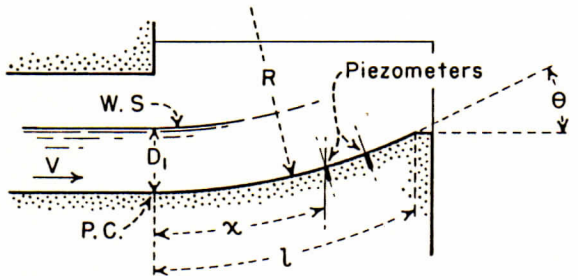
d = ความลึกของน้ำที่ไหลเข้า Bucket เป็นฟุต

$w = \frac{V}{R}$ = ความเร็วเชิงมุม เป็นฟุตต่อวินาทีต่อฟุต

ค่าความดันสูงสุดเกิดที่ระยะ 0.6 เท่าของความยาว Bucket (l) ห่างจากปลาย Bucket ด้านเหนือน้ำ และความดันจะลดลงเรื่อย ๆ จนมีค่าเท่ากับความดันบรรยากาศที่ปลาย Bucket ทางด้านท้ายน้ำ

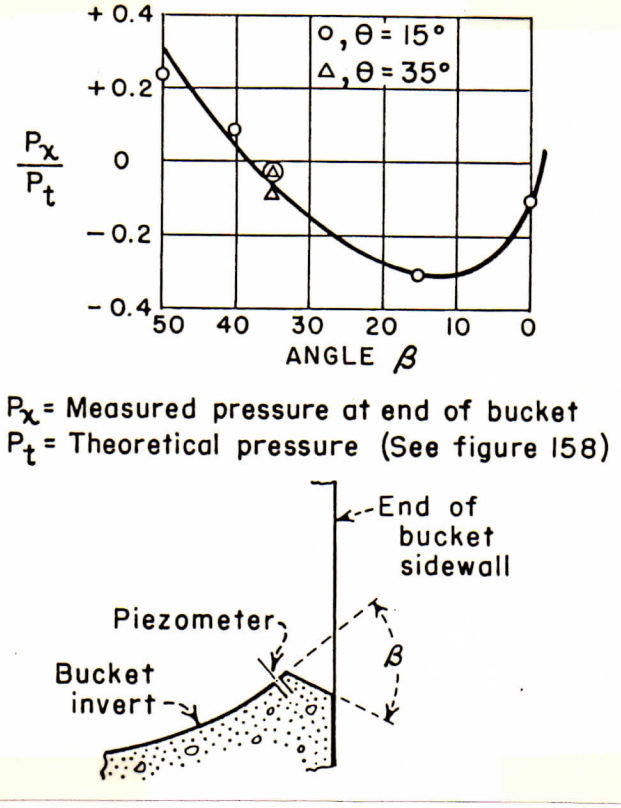
ค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ 8.6 เป็นค่าตามทฤษฎีเท่านั้น ค่าที่แท้จริงจะหาได้จากรูปที่ 8.33





รูปที่ 8.33 ความดันบนพื้น Transition Bucket

รูปที่ 8.34 แสดงค่าความดันที่แท้จริงที่ปลาย Bucket ด้านท้ายน้ำ ซึ่งจะเห็นได้ว่า ถ้า β น้อยกว่า 35° อาจเกิด Negative Pressure ได้ ดังนั้นจึงควรออกแบบให้ β มากกว่าหรือเท่ากับ 35°

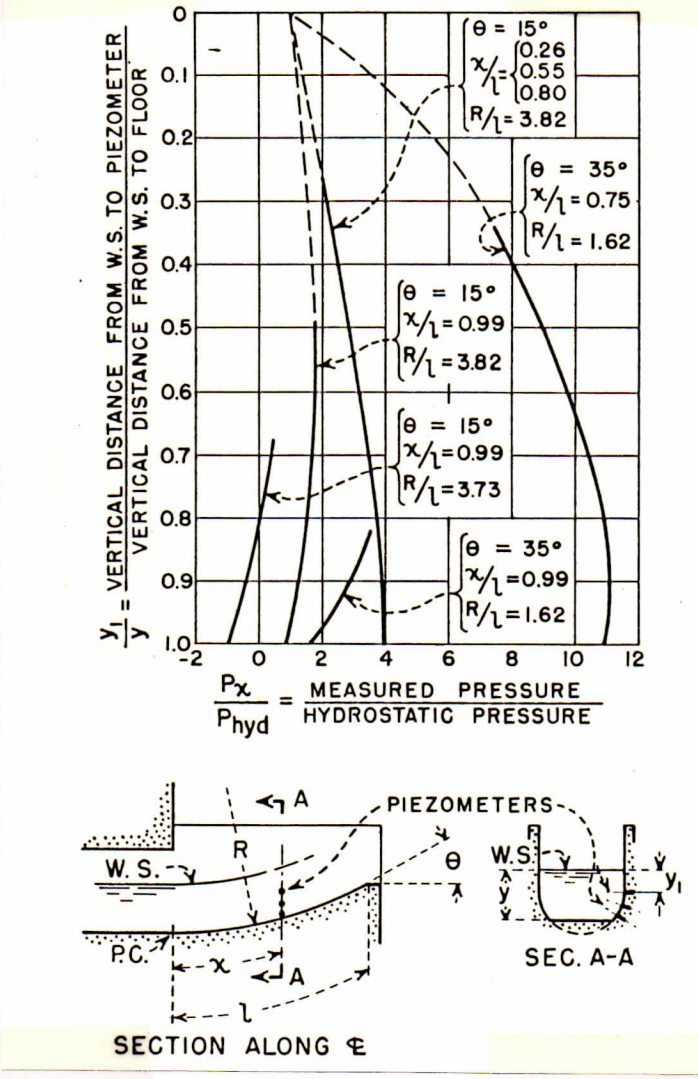


รูปที่ 8.34 ความดันที่ปลาย Bucket ด้านท้ายน้ำ

รูปที่ 8.35 แสดงความดันบนกำแพงข้างของ Transition Bucket จากรูปจะเห็นได้ว่าความดันมากที่สุดจะมีค่าประมาณ 11 เท่าของความดันน้ำนิ่ง ซึ่งจะเกิดที่บริเวณใกล้ฐานของกำแพงข้าง ที่ระยะประมาณ 0.75 เท่าของความยาว Bucket เมื่อ $\theta = 35^{\circ}$

8.4 การหาขนาดหินทิ้ง (Rip-Rap)

ทางด้านท้ายน้ำของอาคารสลายพลังงานจำเป็นจะต้องมีการวางหินทิ้งต่อออกไปอีกช่วงระยะหนึ่งเพื่อป้องกันตลิ่งและท้องน้ำ สิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณาในการเลือกหินทิ้งคือ



รูปที่ 8.35 ความดันที่กำแพงข้างของ Transition Bucket

ขนาด น้ำหนัก รูปร่าง และการแจกแจงขนาดของหินทิ้ง ความหนาของชั้นหินทิ้ง การเลือกวัสดุที่จะใช้ทำ Filter หรือ Bedding และความลาดเทของชั้นหินทิ้ง นอกจากนี้จะต้องพิจารณาถึงองค์ประกอบที่จะก่อให้เกิดความไม่มั่นคงต่อหินทิ้งเช่น ความเร็วและทิศทางของกระแสน้ำที่ไหลออกจากอาคารสลายพลังงาน Eddy Action และคลื่น จากประสบการณ์ที่ผ่านมาพบว่าความล้มเหลวในการใช้หินทิ้งเกิดเนื่องจากสาเหตุสำคัญ 2 ประการคือ (1) ประเมินขนาดของหินทิ้งผิดพลาด คือเล็กเกินไป (2) กำหนดความหนาของชั้นหินทิ้งบางเกินไป

จากการศึกษาทดลองทั้งในห้องปฏิบัติการและการสังเกตุในสนาม USBR ได้เสนอแนะการวางหินทิ้งดังนี้

1. ขนาดของหินทิ้งที่เล็กที่สุดจะหาได้จากรูปที่ 8.36 ซึ่งหินทิ้งที่ใช้ทั้งหมดจะต้องมีขนาดเท่ากับที่หาได้จากรูปที่ 8.36 เป็นส่วนใหญ่ (หรือไม่ต่ำกว่า 60 เปอร์เซนต์) และถ้าไม่สามารถจะหาค่าความเร็วที่พื้นท้องน้ำได้อาจจะใช้ความเร็วเฉลี่ยแทนได้

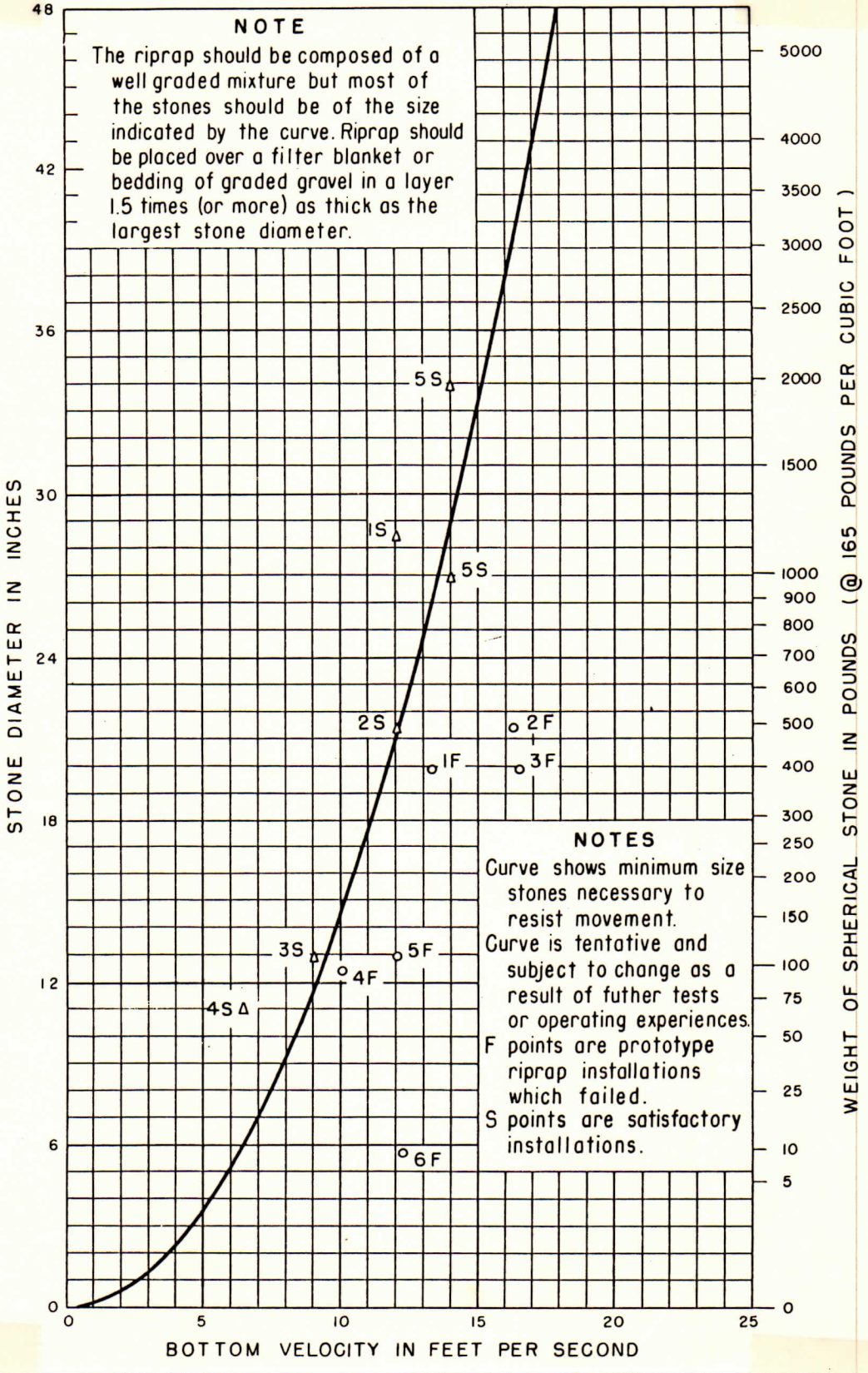
2. ชั้นความหนาของหินทิ้งจะต้องไม่น้อยกว่า $1\frac{1}{2}$ เท่าของขนาดหินทิ้งที่ใหญ่ที่สุด

3. ถ้าจะให้ดียิ่งขึ้นหินทิ้งจะต้องวางอยู่บน Filter หรือ Bedding ซึ่งประกอบด้วยกรวดหรือกรวดที่คัดขนาดแล้ว

8.7 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

2. US. Bureau of Reclamation (1984), Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, A water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No. 25.



รูปที่ 8.36 โค้งสำหรับหาขนาดหินทิ้งที่ใหญ่ที่สุด

บทที่ 9

อาคารประกอบของงานทดน้ำ

(Appurtenance Structures for Diversion Works)

9.1 คำนำ

หัวงานประเภททดน้ำนอกจากตัวเขื่อนหรือฝายทดน้ำแล้ว ยังมีอาคารประกอบที่สำคัญอื่น ๆ เช่น ประตูเรือสัญจร ทางล่องซุง และบันไดปลา ในบทนี้จะได้กล่าวถึงอาคารประกอบทั้งสามชนิดโดยละเอียด

9.2 ประตูเรือสัญจร (Navigation Locks)

ประตูเรือสัญจรคืออาคารที่สร้างขึ้นในทางน้ำเพื่อยกระดับหรือลดระดับเรือหรือยวดยานทางน้ำ จากระดับหนึ่งไปสู่อีกระดับหนึ่ง ประตูเรือสัญจรเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับแม่น้ำที่มีลักษณะเป็นน้ำตก ทางน้ำที่ตื้นเกินกว่าที่จะเดินเรือได้ ทางน้ำที่น้ำไหลด้วยความเร็วสูงมากเพราะมีความลาดชันมาก ทางน้ำที่ใช้เป็นทางเดินเรือที่เชื่อมต่อแหล่งน้ำสองแหล่งซึ่งมีระดับน้ำต่างกันและเขื่อนซึ่งทำให้ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำต่างกัน

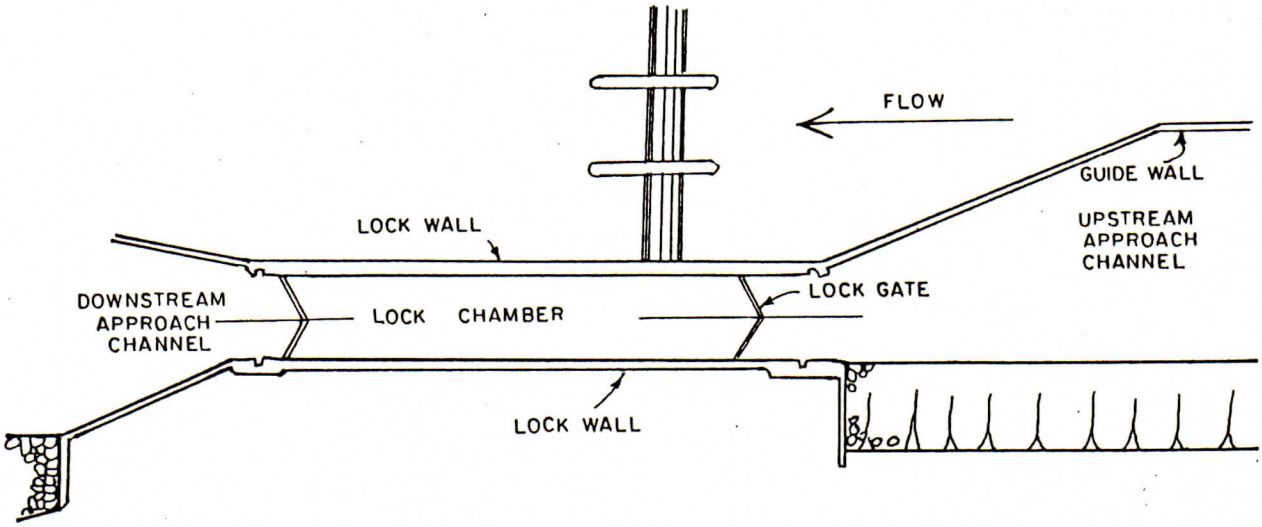
ได้มีการใช้ประตูเรือสัญจรตั้งแต่สมัยโบราณ เช่น ในสมัยอียิปท์ โรมัน และจีน ในช่วงปลายคริสศตวรรษที่ 15 ได้มีการใช้ประตูเรือสัญจรในเยอรมัน ฮอลแลนด์ และอิตาลี สำหรับทางน้ำที่มีความต่างระดับน้ำไม่มาก ในช่วงปลายคริสศตวรรษที่ 19 และต้นคริสตวรรษที่ 20 ถือว่าความค่าระดับน้ำ 10 ฟุต มีค่ามาก แต่ในปัจจุบันได้มีการสร้างประตูเรือสัญจรสำหรับระดับน้ำที่มีความแตกต่างมากกว่า 100 ฟุต

9.2.1 ส่วนประกอบของประตูเรือสัญจร (Components of Navigation Locks)

ประตูเรือสัญจรประกอบด้วยส่วนต่าง ๆ ดังนี้ (ดูรูปที่ 9.1)

(1) Approach Channels คือ ช่องทางที่ออกแบบให้ยวดยานทางน้ำวิ่งเข้าและออกจากอ่างน้ำ (Lock Chamber) ของประเรือสัญจรอย่างปลอดภัยและเสียเวลาน้อยที่สุด มีทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของประตูเรือสัญจร

(2) Lock gates คือ ประตูน้ำที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของ Lock Chamber โดยทั่ว ๆ ไปจะมีประตูเดียวที่ปลายแต่ละด้านของอ่างน้ำ ยกเว้นประตูเรือ



รูปที่ 9.1 ส่วนประกอบของประตูเรือสัญจรโดยทั่ว ๆ ไป

สัญจรที่อยู่บริเวณใกล้ปากอ่าวซึ่งมีน้ำไหลกลับทิศเวลาน้ำขึ้น จะต้องมีการออกแบบประตูเป็นพิเศษ ถ้าใช้ Mitre Gates จะต้องเป็นแบบประตู 2 ชั้น

(3) Lock Chamber คืออ่างน้ำซึ่งให้เรือเข้าไปอยู่ก่อนที่จะปล่อยน้ำเข้าหรือระบายน้ำออก เพื่อยกระดับเรือให้เท่ากับระดับน้ำด้านเหนือน้ำ หรือเพื่อลดระดับเรือให้เท่ากับระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำ

(4) Lock Valves, Lock-Filling and-Emptying System คือวาล์วที่ใช้ควบคุมระบบการปล่อยน้ำเข้า (Filling System) หรือควบคุมระบบการระบายน้ำออก (Emptying System) จากอ่าง

9.2.2 ช่องทางเข้าและออกจากประตูเรือสัญจร

(Approach Channels)

ปกติเรือที่วิ่งเข้าและออกจากประตูเรือสัญจรจะวิ่งความเร็วต่ำ เพื่อป้องกันการชนกัน จึงทำให้ไม่สามารถใช้พวงมาลัยและหางเรือควบคุมได้อย่างมีประสิทธิภาพ จึงจำเป็นต้องมีอาคารที่ทางเข้าและทางออก เช่น Guide-Walls หรือ Guard-Walls เพื่อช่วยในการนำเรือเข้าสู่ทางเข้าของอ่างน้ำ ทางเข้าทางด้านเหนือน้ำปกติจะมีอันตรายมากกว่าทางเข้าทางด้านท้ายน้ำ ดังนั้นการออกแบบทางเข้าทางด้านเหนือน้ำจะต้องใช้ความระมัดระวัง

มากกว่า

Guide Walls ปกติจะได้รับการออกแบบให้ลดความปั่นป่วนของกระแสน้ำที่มีผลต่อการบังคับเรือที่ทางเข้าหรือทางออกอ่างน้ำ Guide Walls สามารถใช้เป็นที่ผูกยึดเรือพ่วงยาว ๆ และเป็นช่องทางนำเรือเข้าสู่อ่างน้ำ Guide Walls ชนิดที่น้ำผ่านได้จะช่วยลดความเร็วของกระแสน้ำที่ปลายกำแพงทางด้านเหนือน้ำได้อย่างมีประสิทธิภาพ และปกติจะประหยัดกว่าการใช้กำแพงทึบ Guide Walls จะมีความยาวเท่ากับความยาวเฉลี่ยของเรือพ่วงทั้งหมด

สำหรับประตูเรือสัญจรที่สำคัญ ๆ ควรได้มีการศึกษาด้วยโมเดลทางชลศาสตร์เพื่อตรวจสอบผลการออกแบบ

การออกแบบช่องทางเข้าและออกมีเกณฑ์ที่ต้องพิจารณาดังนี้

(1) เนื่องจากการบังคับเรือพ่วงยาวเป็นเรื่องลำบาก ควรออกแบบช่องทางเข้าและออกให้ผู้ขับขี่เรือสามารถมองเห็นทางข้างหน้าได้อย่างชัดเจน เพื่อให้ผู้ขับขี่เรือมีเวลาพอในการควบคุมเรือ

(2) ช่องทางเข้าและออกควรอยู่ในตำแหน่งที่มีกระแสน้ำปั่นป่วนและ cross Flow น้อยที่สุด ไม่ควรอยู่ในตำแหน่งที่มีลำน้ำสาขาขนาดใหญ่ไหลเข้าสู่แม่น้ำ

(3) ช่องทางเข้าและออกที่อยู่บริเวณโค้งด้านในของคุ้งน้ำอาจมีปัญหาเรื่องตะกอนตกจมทำให้ท้องน้ำตื้นเขิน และต้องเสียค่าขุดลอกแพง เพื่อให้ประตูเรือสัญจรมีความลึกพอสำหรับการสัญจรของเรือในช่วงฤดูแล้ง

9.2.3 ขนาดของอ่างน้ำ

(Size of Lock Chamber)

(1) มิติในแนวดิ่ง (Vertical Dimensions)

มิติในแนวดิ่งขึ้นอยู่กับระยะกินน้ำลึกของเรือ ระดับเก็บกักสูงสุด ระดับเก็บกักต่ำสุด และระดับน้ำนอง

ความสูงของอ่างน้ำ = ผลต่างของระดับน้ำสูงสุดและต่ำสุด
+ ระยะกินน้ำลึกของเรือ
+ Freeboard

ระดับก้นอ่าง = ระดับน้ำต่ำสุด - ระยะกินน้ำลึกของเรือ

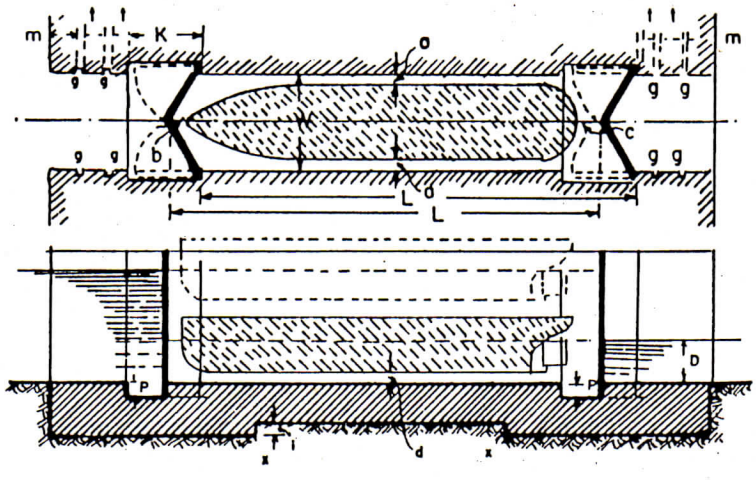
(2) มิติในแนวราบ

มิติในแนวราบจะกำหนดจาก

1. ความกว้างและความยาวของเรือและการพ่วง
2. จำนวนเรือที่คาดว่าจะผ่านประตู และควรได้พิจารณาถึงการเพิ่มจำนวนเรือในอนาคต
3. เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกจากอ่างน้ำ
4. เวลาที่เรือใช้ในการวิ่งเข้าและออกจากอ่างน้ำ
5. Clearance ที่ต้องการเพื่อความปลอดภัยในการควบคุมเรือ

ในสหรัฐอเมริกา เรือบรรทุกจะมีขนาด 132' × 35' × 10' ถึง 300' × 52' × 12' ประตูน้ำส่วนใหญ่ในแม่น้ำ Mississippi, Ohio และ Tennessee มีขนาดกว้าง 100 ฟุต ยาว 600 ฟุต ความยาว 600 ฟุต คือ 3 เท่า ของความยาวเรือบรรทุกบวก Clearance 75 ฟุต ในปัจจุบันพบว่าประตูน้ำขนาด 100' × 600' เล็กเกินไป ประตูเรือสัญจรใหม่ ๆ ในโครงการของ Tennessee Valley Authority ส่วนใหญ่จะมีขนาดกว้าง 100 ฟุต ยาว 1,200 ฟุต

สำหรับแนวทางปฏิบัติในทวีปยุโรป กำหนดให้ใช้ Clearance สำหรับเรือที่วิ่งเข้าและออกจากอ่างน้ำดังนี้ (ดูรูปที่ 9.2 ประกอบ)



รูปที่ 9.2 Clearance สำหรับประตูเรือสัญจร

a : สำหรับคลอง ใช้ 0.1 - 0.9 เมตร

สำหรับแม่น้ำ ใช้ 0.7 - 1.5 เมตร

b และ c : สำหรับคลอง ใช้ 1.0 - 5.0 เมตร

สำหรับแม่น้ำ ใช้ 1.0 - 5.0 เมตร

d : สำหรับคลอง ใช้ 0.5 - 1.0 เมตร

สำหรับแม่น้ำ ใช้ 0.5 - 1.5 เมตร

ในทวีปยุโรป สำหรับแม่น้ำในบริเวณที่ลุ่มมีการออกแบบให้ใช้ประตูเรือสัญจรเฉพาะในช่วงฤดูแล้งเท่านั้น ส่วนในช่วงฤดูน้ำนองน้ำจะท่วมประตูเรือสัญจรหมด และเรือจะวิ่งผ่านประตูเรือสัญจรได้เช่นเดียวกับในแม่น้ำ

9.2.4 การออกแบบระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก

(Design of Filling and Emptying Systems)

(1) เกณฑ์โดยทั่วไป (General Criteria)

1. เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกควรจะสั้น โดยทั่ว ๆ ไปกำหนดไว้ประมาณ 15 นาที เกณฑ์ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกของ Tennessee Valley Authority อยู่ระหว่าง 8-12 นาที

2. คลื่นในอ่างน้ำต้องถูกออกแบบให้น้อยที่สุด เพื่อจะได้ไม่ก่อให้เกิดอันตรายต่อเรือที่สัญจรผ่านและตัวอาคาร แรงดึงในเชือกพวน (Hawser) ผูกเรือต้องต่ำเพื่อป้องกันไม่ให้เรือหลุดออกจากการพ่วง Tannessee Valley Authority กำหนดแรงดึงในเชือกพวนไว้ไม่ให้เกิน 5 ตัน

3. ต้องพิจารณาถึงราคาค่าลงทุนอาคารรวมทั้งระบบไฮดรอลิกและค่าใช้จ่ายในการปฏิบัติงานเชิงเศรษฐศาสตร์ด้วย

(2) ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก

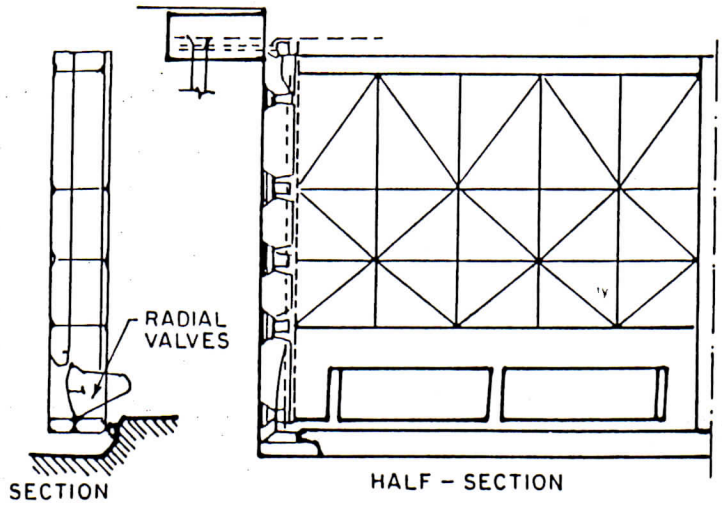
ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่จะกล่าวถึงมี 3 ระบบคือ ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่หัวและท้าย (End Filling and Emptying System)

ระบบท่อลอดที่กำแพง (Wall Culvert System) และระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้น (Bottom Lateral หรือ Diffuser System)

เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดน้ำวน (Vortices) ในอ่างเก็บน้ำ กำหนดว่าความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านตะแกรงกันสวะของอาคารทางเข้าไม่ควรเกิน 10 ฟุต/วินาที

1. ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่หัวและท้าย

ระบบนี้จะมีวาล์วอย่างน้อยหนึ่งตัว ซึ่งอาจเป็นแบบ Slide Gate หรือ Butterfly ติดตั้งอยู่ที่บานประตูน้ำ หรือธรณีประตู หรือที่กำแพงตลิ่งของอ่างน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 9.3

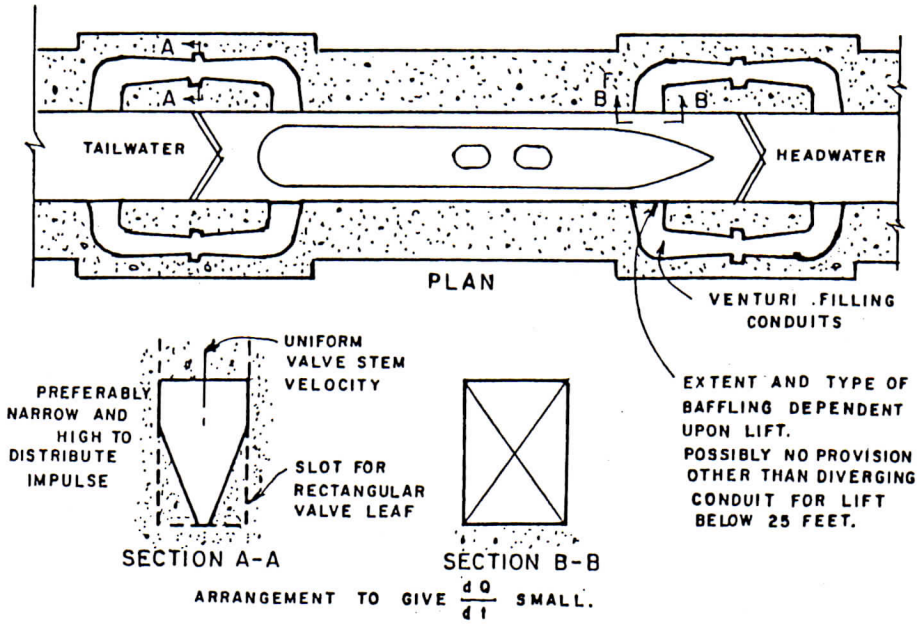


รูปที่ 9.3 Gate with Radial Valves

สำหรับประตูเรือสัญจรซึ่งมีระดับน้ำต่างปานกลาง 15-35 ฟุต ประเทศในยุโรปนิยมใช้ระบบเติมน้ำแบบ Venturi-loop ดังแสดงในรูปที่ 9.4 ระบบนี้เหมาะสำหรับประตูเรือสัญจรซึ่งมีระดับน้ำต่างไม่มาก (Low-lift Locks) หรือประตูเรือสัญจรบริเวณปากแม่น้ำซึ่งมีน้ำขึ้น-น้ำลงประจำวัน ข้อดีของระบบนี้คือราคาถูก ข้อเสียคือการปล่อยน้ำเข้า และระบายน้ำออกใช้เวลานานและมีคลื่นมาก

2. ระบบท่อลอดที่กำแพง (Wall Culvert System)

ระบบนี้ประกอบด้วยท่อลอดที่กำแพงยาวตลอดแนว ทางเข้าท่อลอดอยู่ที่กำแพงทางเข้า (Approach Wall) โดยทั่ว ๆ ไปจะออกแบบทางเข้าให้เป็นรูปปากระฆัง

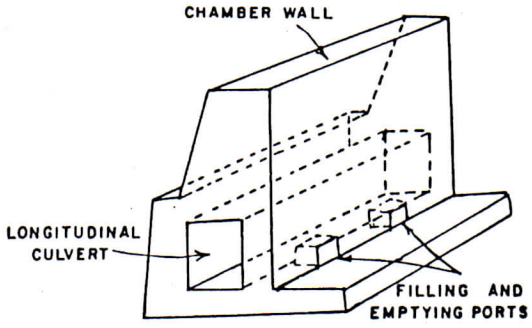


รูปที่ 9.4 ระบบเติมน้ำด้วย Venturi-Loop

(Source : Davis, C.V., Handbook of Applied Hydraulics)

เพื่อลด Eddies และการเกิดน้ำวนที่ทางเข้าประตูเรือสัญจร มี Ports สำหรับปล่อยน้ำจากท่อลอดที่กำแพงเข้าสู่อ่างน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 9.5 ผลการศึกษาด้วยโมเดล พบว่าตำแหน่งของ Ports ควรอยู่ในช่วงกลางเมื่อแบ่งความยาวของอ่างน้ำออกเป็น 3 ช่วง (Middle Third) เพื่อลดการเกิดคลื่นในอ่างน้ำให้น้อยที่สุด และ Ports ที่กำแพงฝั่งตรงกันข้ามควรมีตำแหน่งเยื้องไปเท่ากับครึ่งหนึ่งของระยะ Ports เพื่อหลีกเลี่ยงการที่กระแสน้ำที่พุ่งออกมาจาก Ports ปะทะกันจนเกิดน้ำพุ่งพล่านที่ผิวน้ำ

ถ้าการจราจรทางน้ำไม่มากนัก ระบบนี้จะมีราคาถูกกว่าระบบ Bottom Diffuser ระบบนี้เหมาะสำหรับระดับน้ำซึ่งต่างกันน้อยถึงปานกลาง ถ้าความลึกของน้ำในอ่างน้ำมากพอที่จะทำหน้าที่เป็นอ่างน้ำนิ่ง (Stilling Basin) ขณะที่เติมน้ำเข้าอ่าง



รูปที่ 9.5 Section View ของ Wall Culvert System

Tennessee Valley Authority ใช้ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกแบบ Multiports ซึ่งดัดแปลงมาจากระบบท่อลอดที่กำแพง ระบบ Multiports ใช้ Ports ขนาดเล็กหลาย ๆ อันแทนที่จะใช้ Ports ขนาดใหญ่ เพื่อให้น้ำที่ปล่อยออกจากแต่ละ Ports มีปริมาณน้อย ซึ่งจะทำให้ช่วยลดคลื่น ประตูเรือสัญจรขนาดกว้าง 110 ฟุต ยาว 600 ฟุต มีระดับน้ำต่าง 52 ฟุต ใช้ Ports ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 8 นิ้ว จำนวน 418 Ports ดังแสดงในรูปที่ 9.6 จากการศึกษาของ TVA พบว่าระบบ Multiport มีราคาถูกกว่าแบบ Bottom lateral ถึง US. $ 200,000

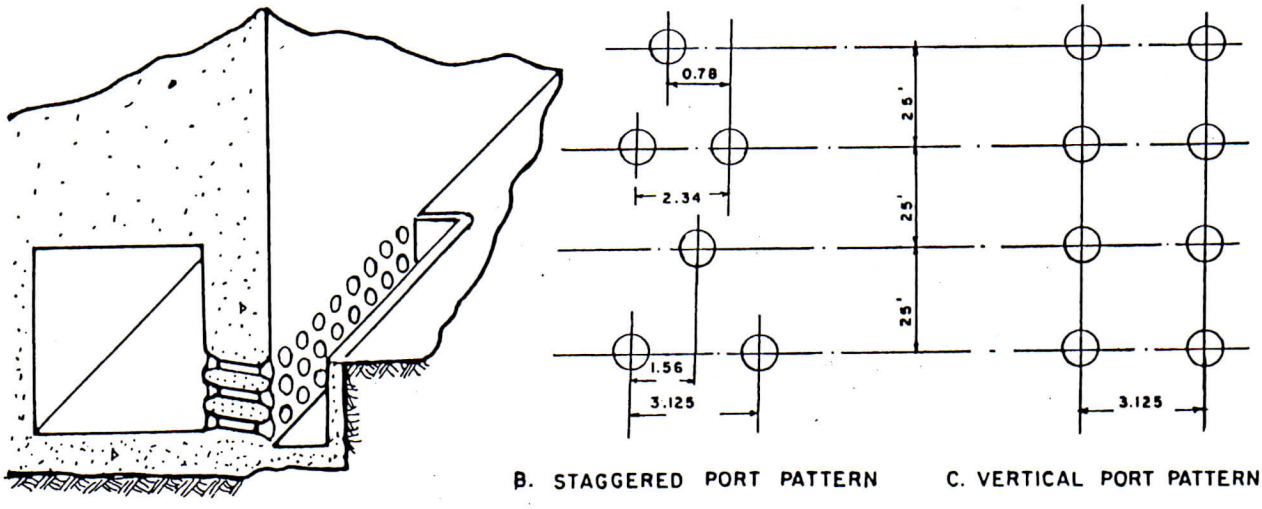
เพื่อให้มีประสิทธิภาพในการทำงานในเชิงชลศาสตร์ดี แนะนำว่าพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดรวมกันอย่างน้อยควรมากกว่าพื้นที่หน้าตัดท่อลอดเท่ากับ 50 %

3. ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้น

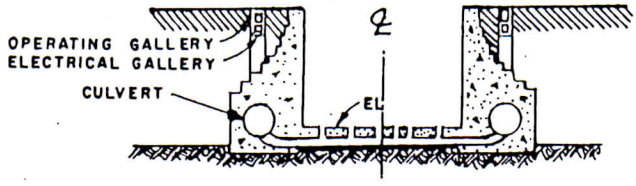
(Bottom Lateral System)

กรณีที่ระบบท่อลอดที่กำแพงก่อให้เกิดคลื่นซึ่งเป็นอันตรายต่อเรือ และทำให้แรงดึงในเชือกพวนสูง อาจใช้ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้นดังแสดงในรูปที่ 9.7 แทน

ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้นมี 2 แบบคือ ระบบ Middle-Third และระบบ Split-Lateral (รูปที่ 9.8)

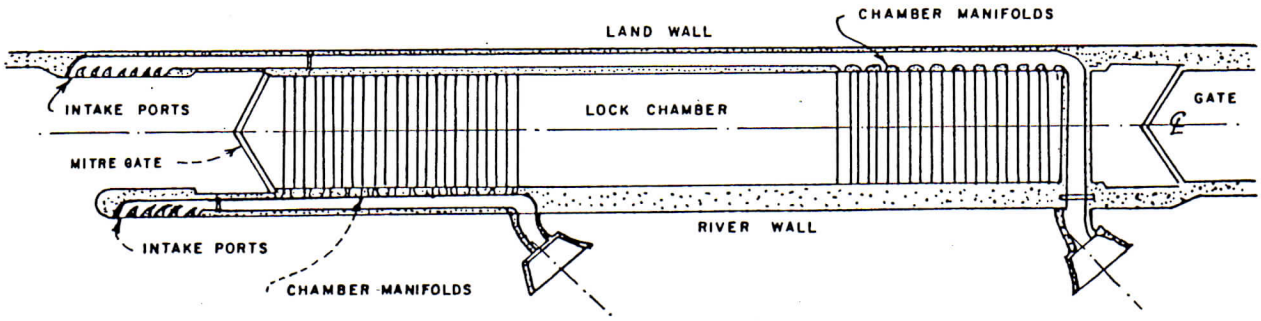


รูปที่ 9.6 ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกแบบ Multiport



รูปที่ 9.7 ระบบ Bottom-Lateral

สำหรับประตูเรือสัญจรที่มีความยาวมาก ๆ ระบบ Middle-Third จะเหมาะสมกับเรือขนาดใหญ่ แต่ไม่เหมาะกับเรือพ่วงขนาดเล็กโดยเฉพาะเมื่อการลากจูงไม่อยู่ในแนวเส้นตรง



รูปที่ 9.8 ระบบ Split-lateral

ระบบ Split-lateral ได้พัฒนาขึ้นมาเพื่อแก้ไขข้อบกพร่องของระบบ Middle-Third ระบบนี้มีท่อ Lateral ที่ 2 ฝั่งของอ่างน้ำของประตูเรือสัญจร ท่อ Lateral จะนำน้ำไปสู่ท่อแยกจำนวนมาก ซึ่งอยู่ใต้พื้นอ่างน้ำ ที่ช่วงที่หนึ่งและช่วงที่สาม ดังรูปที่ 9.8

ระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้นมีข้อดีกว่าระบบท่อลอดที่กำแพง คือใช้เวลาในการเติมน้ำเข้าอ่างน้อยกว่า ข้อเสียคือค่าท่อที่ฝังไว้ใต้พื้นมีราคาแพง จึงเหมาะที่จะนำเอาระบบนี้มาใช้ก็ต่อเมื่อมีการสัญจรของเรือผ่านประตูน้ำเป็นจำนวนมากและต้องลดระยะเวลาในการเติมน้ำเข้าอ่างให้น้อยที่สุด

9.2.5 ตำแหน่งของประตูเรือสัญจร

(Navigation Lock Location)

ประตูเรือสัญจรอาจสร้างไว้ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ดังนี้

1. ประตูเรือสัญจรอยู่ในลำน้ำใหญ่ และประตูระบาย (Regulator) อยู่ในทางผันน้ำ (Diverted Channel)

2. ประตูระบายอยู่ในลำน้ำใหญ่ และประตูเรือสัญจรอยู่ในทางผันน้ำ

3. ทั้งประตูระบายและประตูเรือสัญจรอยู่ในลำน้ำใหญ่ กรณีนี้ต้องลด Eddies

และคลื่นปั่นป่วนในช่องทางเข้าประตูเรือสัญจรให้น้อยที่สุด เนื่องจากการควบคุมพวงมาลัยเรือไม่มีประสิทธิภาพที่ความเร็วต่ำ ๆ ตามที่เคยกล่าวมาแล้ว สำหรับกรณีนี้ปกติจำเป็นต้องมี Guide Walls ยาวหลายร้อยฟุต และบางกรณีจะมีการห้ามเปิดบานระบายเขื่อนซึ่งอยู่ติดกับประตูเรือสัญจร ยกเว้นกรณีฉุกเฉิน โดยทั่ว ๆ ไปจะมีการทำโมเดลเพื่อศึกษาประสิทธิผลของการใช้ Guide Walls และการปิด-เปิดบานระบาย

9.2.6 ชลศาสตร์ของระบบปล่อยน้ำเข้า

(Hydraulics of Filling Systems)

ในการออกแบบ จะสมมติว่าระบบควบคุมการปล่อยน้ำเข้าคือ Orifice ซึ่งเวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าจะหาได้จากหลักการปล่อยน้ำเข้าถังสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งเฮดลดลง ค่าสัมประสิทธิการไหลของน้ำเฉลี่ยมีค่าดังตารางที่ 9.1

ตารางที่ 9.1 ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านระบบต่าง ๆ

ชนิดของระบบ	ส.ป.ส. การไหลของน้ำ
Longitudinal Conduit and Lateral Ports.....	0.85-0.95
Short Venturi Loops	0.75-0.85
Cracking Main Lock Gates.....	0.80
Simple Rectangular Orifices	0.60-0.80

ให้ t = เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าหรือระบายน้ำออก เป็นวินาที

A = พื้นที่ในแนวราบของอ่างน้ำ เป็น ตร.ฟุต

F = พื้นที่หน้าตัดของท่อที่ปล่อยน้ำเข้าที่วาล์ว

h = เฮดต่างระหว่างน้ำในอ่างน้ำและระดับน้ำเหนืออ่างที่เวลาใด ๆ เป็น ฟุต

h_1 = ระดับเรือที่ต้องการยก (Lift) เป็น ฟุต

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก = 32.2 ฟุต/วินาที^{2}

C = ส.ป.ส. การไหล ซึ่งเป็นผลรวมของการสูญเสียพลังงานในท่อและวาล์วต่าง ๆ

T_1 = เวลาที่ใช้ในการเปิดวาล์วของประตูเรือสัญจร เป็นวินาที

(T_2 = เวลาที่ใช้ในการเติมน้ำจนได้ระดับเป็นวินาที เมื่อระดับน้ำต่าง คือ h_2)

การคำนวณเกี่ยวกับเวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกสำหรับกรณีต่าง ๆ มีสูตรดังต่อไปนี้

(1) ถ้าเปิดวาล์วตลอดเวลา

$$t = \frac{2A\sqrt{h1}}{CF\sqrt{2g}} \qquad \text{.....(9.1)}$$

(2) ถ้ามีการปรับวาล์วให้อัตราการไหลคงที่โดยการเปิดวาลวเต็มที่ก่อนที่น้ำจะเต็ม

$$T_1 = \frac{4A(\sqrt{h1} - \sqrt{h2})}{CF\sqrt{2g}} \qquad \text{.....(9.2)}$$

ถ้า h_2 = ระดับน้ำต่างหลังจากที่เปิดวาล์วเต็มที่

จากสมการที่ 9.1

$$T_2 = \frac{2A\sqrt{h2}}{CF\sqrt{2g}}$$

เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าอ่างทั้งหมด

$$= \frac{T_1}{2} + T_2$$

$$= \frac{T_1}{2} + \frac{2A\sqrt{h2}}{CF\sqrt{2g}} \qquad \text{.....(9.3)}$$

(3) กรณีที่ระดับน้ำเท่ากันก่อนที่วาล์วจะเปิดหมด

ให้ T_3 = เวลาที่ระดับน้ำจะเท่ากัน

$$T_3 = 2\sqrt{\frac{AT_1\sqrt{h}}{CF\sqrt{2g}}} \qquad \text{.....(9.4)}$$

(4) ในยุโรปคำนวณหาเวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกจากสูตร

$$T = \frac{2\,W\,L\,\sqrt{R}}{\sqrt{2g}\,(M_1 a_1 - M_2 a_2)} \qquad \text{.....(9.5)}$$

เมื่อ T = เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าหรือระบายน้ำออกจากอ่างน้ำ

a_1 = พื้นที่หน้าตัดท่อ

a_2 = พื้นที่หน้าตัดของ Sluices

M_1, M_2 = ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านท่อและ Sluices ตามลำดับ

W = ความกว้างของอ่างน้ำ

L = ความยาวของอ่างน้ำ

ในยุโรป สมมติว่า $M_1 = 0.62$ ส่วน M_2 มีค่าอยู่ระหว่าง 55 ถึง 93 % ของ M_1 และเพื่อความปลอดภัย กำหนดให้ $M_2 = 0.32$

(5) ระบบ Venturi-loop

รูปตัดของช่องเปิดที่วาล์วดังแสดงรูปตัด A-A ในรูปที่ 9.4 จะมีลักษณะซึ่งช่องเปิดจะเล็กเมื่อเฮดของน้ำมาก แต่ช่องเปิดจะใหญ่ขึ้นเมื่อเฮดน้อยลง ลักษณะเช่นนี้จะทำให้ปริมาณการไหลของน้ำผ่านวาล์วมีค่าสม่ำเสมอในขณะปล่อยน้ำเข้าหรือระบายน้ำออก ซึ่งจะทำให้ลดคลื่นปั่นป่วนที่ทางออก

สมการสำหรับเวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก สำหรับระบบ Venturi-loop หาดูได้จาก Handbook of Applied Hydraulics โดย Davis, C.V.

(6) เวลาที่ใช้ในการปิด-เปิดประตูเรือสัญจร

(Lock Operation Time)

ในลำน้ำที่มีเรือสัญจรทางน้ำมาก ปกติต้องการให้เวลาที่ใช้ในการปิด-เปิดประตูเรือสัญจรน้อยที่สุด แต่อย่างไรก็ตามต้องมีการพิจารณาถึงขีดจำกัดอื่น ๆ ด้วยในการเลือกเวลาที่ใช้ในการปิด-เปิดประตูเรือสัญจร ยกตัวอย่าง เช่น กำแพงอ่างน้ำจะเป็นตัวกำจัดขนาดของท่อลอดที่ฝังไว้ในกำแพง และอาคารที่ใช้ลดคลื่นและความปั่นป่วนต่าง ๆ มีราคาแพงถ้าใช้ท่อขนาดใหญ่ สูตรที่ใช้หาเวลาที่ใช้ในการปิด-เปิดประตูเรือสัญจรโดยประมาณ ตามวิธีของ Corps of Engineers คือ

$$T = m\sqrt{\frac{H}{2g}} \quad \text{.....(9.6)}$$

เมื่อ T = เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก เป็น วินาที

H = ระยะยกตัว เป็น ฟุต

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก = 32.2 ฟุต/วินาที^{2}

m = ค่าคงที่ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 600-1,000 แต่ปกติจะมีค่าอยู่ระหว่าง 720-960 สำหรับระบบที่ปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่พื้น และระบบท่อลอดที่กำแพง ค่าเฉลี่ยโดยทั่วไป สำหรับประตูเรือสัญจรทุกประเภทเท่ากับ 840

9.2.7 อ่างน้ำ (Lock Chamber)

สำหรับประตูเรือสัญจรที่สร้างเท่ากับความกว้างของคลอง ตลิ่งคลอง ซึ่งมีความลาดเอียงจะทำหน้าที่เป็นกำแพงอ่างน้ำ แต่ถ้าประตูเรือสัญจรอยู่ในแม่น้ำและอยู่ติดตลิ่ง ตลิ่งแม่น้ำจะทำหน้าที่เป็นกำแพงด้านหนึ่งของอ่างน้ำ ส่วนกำแพงอีกด้านหนึ่งอาจสร้างจากเข็มพืดเหล็ก คอนกรีต หินก่อ หรือคอนกรีตเสริมเหล็ก

(1) คุณสมบัติของกำแพงอ่างน้ำ

กำแพงอ่างน้ำจะต้องมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

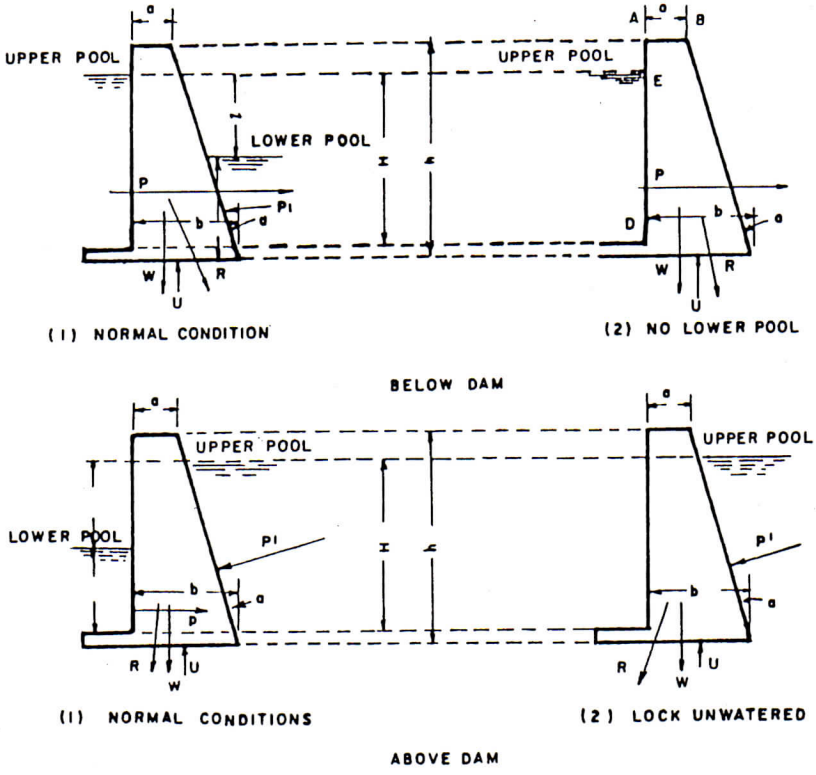
1. ต้องมีความมั่นคงต่อแรงดันน้ำ Backfill Loads และน้ำหนักตัวเอง

2. ต้องมีความคงทนต่อแรงกระแทกและการเสียดสีจากเรือ

3. มีความกว้างพอสำหรับติดตั้งระบบการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกในกำแพง การปฏิบัติงานของเครื่องจักรเครื่องมือ และความต้องการอื่น ๆ

กำแพงด้านที่อยู่ติดกับดินอาจออกแบบเป็นกำแพงกันดิน (Retaining Walls) แต่การออกแบบควรเผื่อแฟ็คเตอร์ความปลอดภัยให้มากกว่าปกติ เนื่องจากอาจมีแรงดันน้ำนิ่ง (Hydrostatic Pressure) ด้านหลังกำแพงเพิ่มเข้ามาได้ ปกติจะมีการใส่ Weep Holes ที่กำแพง อย่างไรก็ตามอาจมีการอุดตันที่ Weep Holes ได้เนื่องจากระดับน้ำในอ่างมีการเปลี่ยนแปลงขึ้น-ลงอย่างรวดเร็วตลอดเวลา

แรงที่กระทำต่อกำแพงอ่างน้ำแสดงอยู่ในรูปที่ 9.9



รูปที่ 9.9 แรงที่กระทำต่อกำแพงอ่างน้ำ

ถ้ากำแพงตรงที่ติดตั้งประตู ทำหน้าที่รองรับบานประตู การออกแบบจะต้องพิจารณาถึงแรงเนื่องจากบานประตูด้วย ซึ่งจะต้องพิจารณาทั้งกรณีเปิดและปิดบาน นอกเหนือจากแรงต่าง ๆ ที่แสดงในรูปที่ 9.9

(2) กำแพงหินก่อและกำแพงคอนกรีต

กำแพงประเภทนี้ออกแบบให้รับแรงต่าง ๆ ได้ด้วยน้ำหนักของตัวเอง ตัวกำแพงจะต้องมีความมั่นคงต่อการพลิกตัว การเลื่อนไถล และความเค้นที่วัสดุฐานรากจะต้องไม่มากเกินไป โดยทั่ว ๆ ไปแล้วกำแพงประเภทนี้จะถูกกว่าแบบอื่น และถ้าวัสดุฐานรากไม่ดี อาจใช้เสาเข็มเพื่อรองรับกำแพง

(3) กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบต่อเนื่อง

(Continuons Reinforced Concrete Walls)

กำแพงประเภทนี้ตัวกำแพงจะเชื่อมต่อติดกับ Floor Slab น้ำหนักกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบต่อเนื่องจะแพงกว่ากำแพงคอนกรีตหรือหินก่อ ดังนั้นโดยทั่ว ๆ ไป

จะพิจารณาใช้ก็ต่อเมื่อสภาพฐานรากไม่เหมาะสำหรับกำแพงคอนกรีตซึ่งมีน้ำหนักมาก

(4) กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

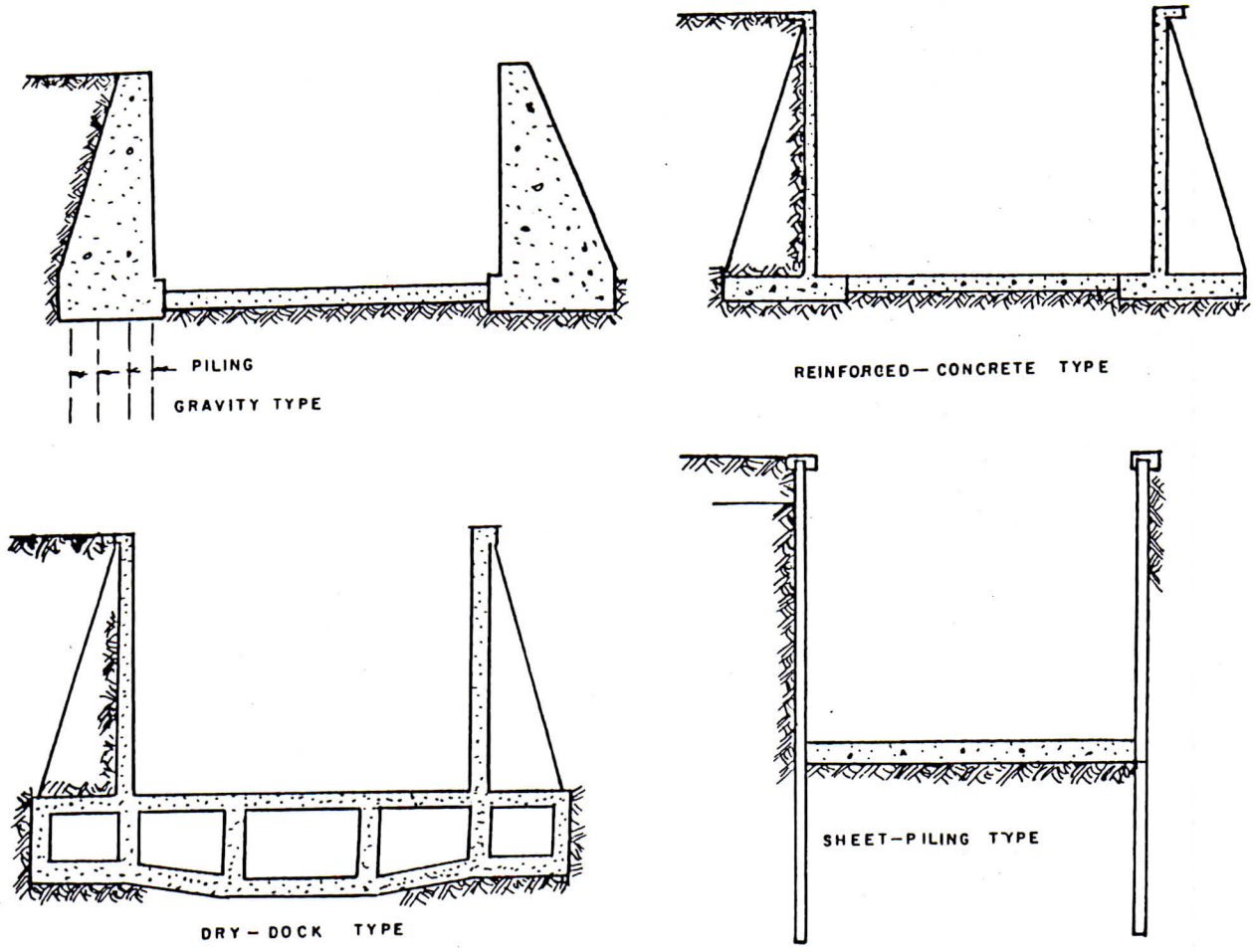
กำแพงประเภทนี้จะออกแบบเป็น Carti-Lever แต่จะไม่เชื่อมต่อติดเป็นอันเดียวกับ Floor Slab อย่างไรก็ตาม Footings อาจเป็นส่วนหนึ่งของ Floor

ข้อดีของกำแพงประเภทนี้คือ น้ำหนักเบากว่ากำแพงคอนกรีตล้วน ทำให้สามารถสร้างได้ในบริเวณที่ฐานรากไม่ดี

(5) เข็มพืดเหล็ก (Steel Sheet Piling)

ปกติจะใช้เข็มพืดเหล็กรูปตัว Z ซึ่งมี High Section Modulus และมีคุณสมบัติในการขัดกันสูง (Strong Interlocking Properties) และต้องออกแบบให้สามารถรองรับแรงดันน้ำ แรงดันดิน ฯลฯ

รูปตัดของอ่างน้ำซึ่งมีกำแพงแบบต่าง ๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 9.10



รูปที่ 9.10 รูปตัดของกำแพงอ่างน้ำแบบต่าง ๆ

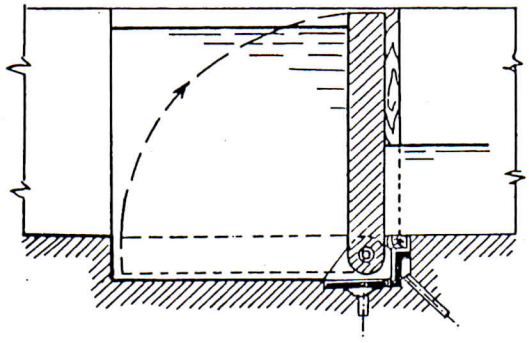
9.2.8 ประตูน้ำ (Lock Gates)

มีหลายแบบดังนี้

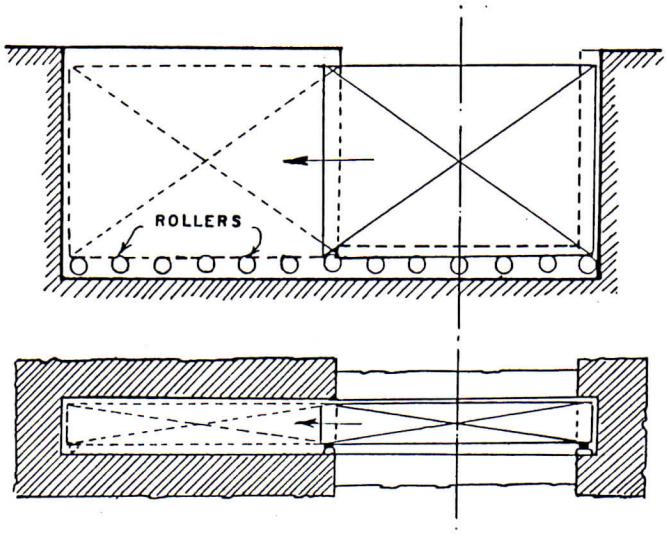
1. Falling Gate ประตูแบบนี้เปิดและปิดโดยการหมุนรอบบานพับในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 9.11

2. Sluiding Gate ประตูแบบนี้ ใช้วิธีการเลื่อนปิด-เปิด ดังแสดงในรูปที่ 9.12

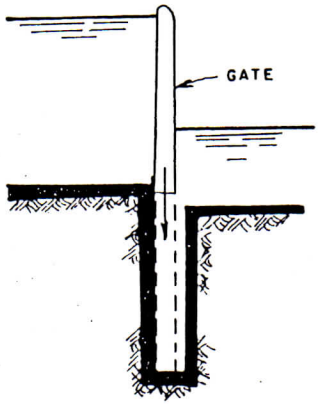
3. Vertical-lift Gate ประตูแบบนี้มี 2 ประเภท ประเภทแรกเปิดประตูโดยการหย่อนลงไปเก็บใต้พื้นอ่างน้ำดังแสดงในรูปที่ 9.13 ประเภทที่สอง เปิดประตูโดย



รูปที่ 9.11 Falling Gate



รูปที่ 9.12 Sliding Gate



รูปที่ 9.13 Vertical-lift Gate

การยกด้วยเครื่องกว้าน

4. Mitre Gate ประตูแบบนี้นิยมใช้กันโดยทั่วไป โดยเฉพาะในสหรัฐอเมริกา มีรูปร่างดังรูปที่ 9.14

5. Submerged Tainter Gate ประตูแบบนี้เป็นบานโค้ง ซึ่ง Trunnion ติดตั้งอยู่ใต้ระดับน้ำในช่วงแล้ง (Draught Line) ดังแสดงในรูปที่ 9.15 เมื่อเปิดประตู ตัวบานจะถูกหมุนไปเก็บในอ่างน้ำใต้ธรณีบาน สันบานถูกออกแบบให้มีรูปร่างเหมือนสันฝายน้ำล้น เพื่อให้สามารถทำหน้าที่ในการเติมน้ำเข้าอ่างขณะที่กำลังลดระดับบานเมื่อต้องการเปิดบาน

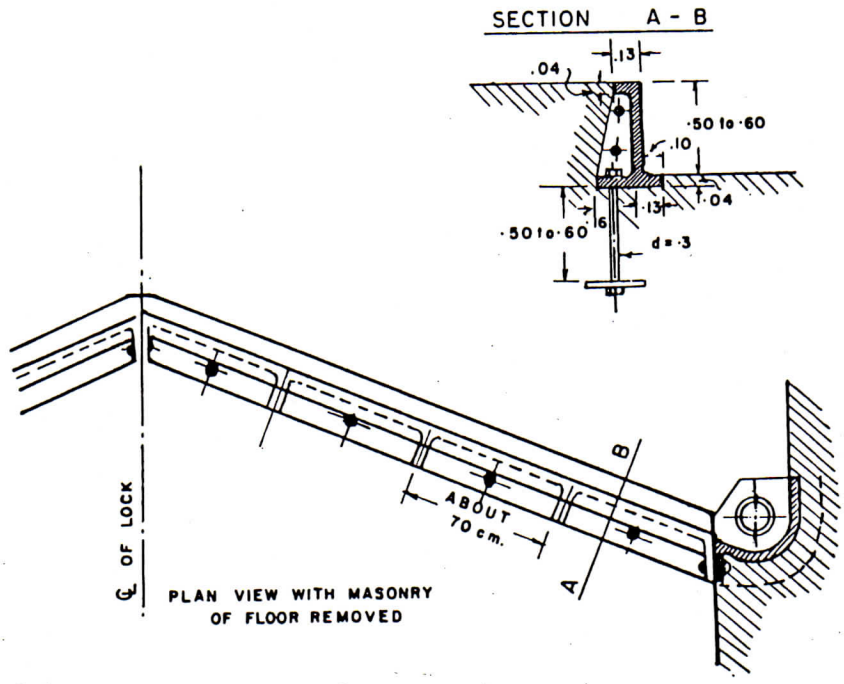
6. Sector Gate ประตูแบบนี้ทำหน้าที่เป็นเครื่องมือในการปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกจากอ่างน้ำไปในตัวด้วย ดังแสดงในรูปที่ 9.16 จึงเหมาะที่จะนำมาใช้ในกรณีที่การติดตั้งท่อลอดในกำแพงมีราคาแพงมากเกินไป ขีดจำกัดในการใช้ Sector Gate คือระยะยกต้องไม่เกิน 25 ฟุต ขั้นตอนในการปิด-เปิดประตูแสดงอยู่ในรูปที่ 9.17

9.2.9 วาล์วท่อลอด (Culvert Valves)

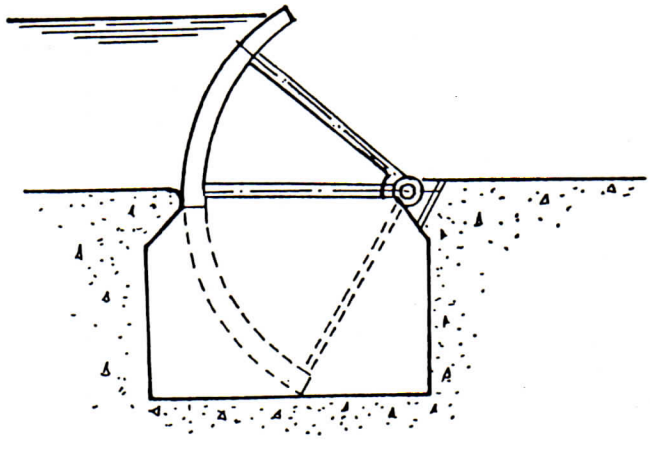
1. Vertical-lift Gate หรือ Sliding Gate

วาล์วอาจอยู่ที่ตัวบานประตู แต่โดยทั่ว ๆ ไปจะอยู่ที่ท่อปล่อยน้ำเข้า

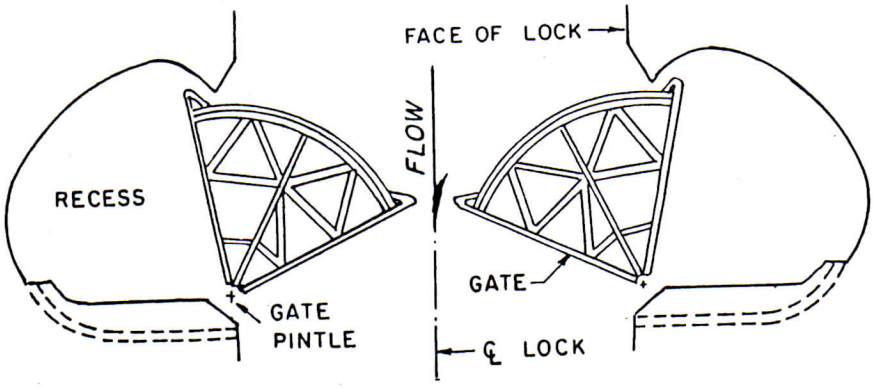
2. Butterfly Valves เหมาะสำหรับระยะยกน้อยและปกติจะใช้กับระบบ



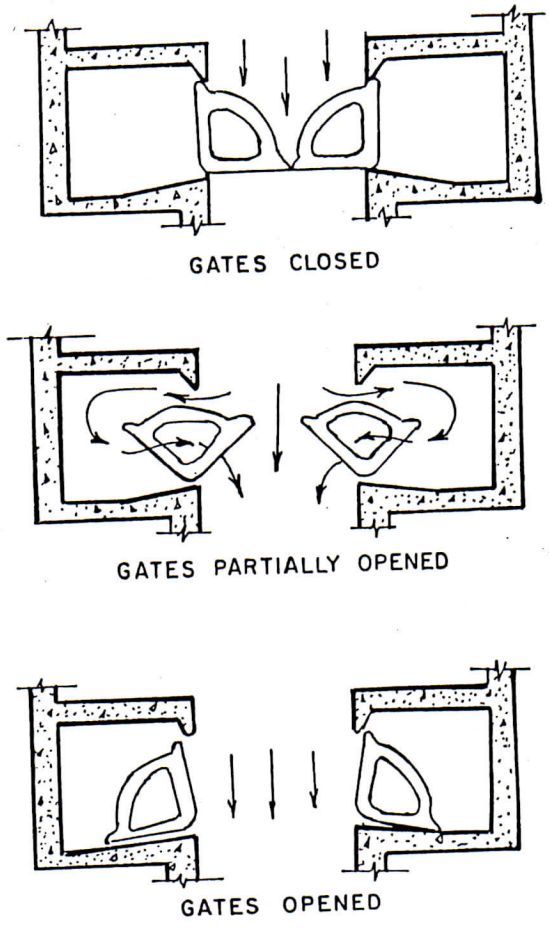
รูปที่ 9.14 Mitre Gate Sill



รูปที่ 9.15 Submerged Tainter Gate



รูปที่ 9.16 Sector Gate



รูปที่ 9.17 การปิด-เปิด Sector Gate

ปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกที่หัวและท้าย บางครั้งจะใช้ Butterfly Valves กับท่อรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าสั้น

3. The Use of Cracking Main Radial Lock Gates

บางครั้งอาจมีการออกแบบระบบปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออกโดยให้น้ำไหลผ่านรอยแตกของบานซึ่งออกแบบไว้เป็นพิเศษ

4. Reverse Tainter Valves

ประตูโค้งประเภทนี้โดยปกติจะติดตั้งอยู่ที่ท่อลอดที่ปล่อยน้ำเข้าและระบายน้ำออก โดย Pin จะอยู่ทางด้านเหนือน้ำของบานประตูโค้ง ในปัจจุบันประตูประเภทนี้ได้ถูกนำมาใช้กันมากในการสร้างประตูเรือสัญจรซึ่งมีระยะยกปานกลางถึงมาก ข้อเสียคือ ระบบกันซึมและ Trunnion Anchorages มักจะเสียง่าย ความเสียหายที่ยางกันซึมเป็นผลจากแรงกดที่ Seal Bolts กระทำต่อยางกันซึม วิธีแก้สามารถทำได้โดยการปรับยางกันซึมให้พอดี เพื่อหลีกเลี่ยงแรงกดมหาศาล และโดยการติดตั้ง Seal Rubbing Plate ให้พอดี ส่วนที่แก้ยากที่สุดคือ ความเสียหายที่ Trunnion Anchorages ซึ่งเกิดจากแรงสั่นสะเทือนด้านข้าง (Lateral Vibration) ของวาล์ว

9.2.10 ประตูฉุกเฉิน (Emergency-Closure Gates)

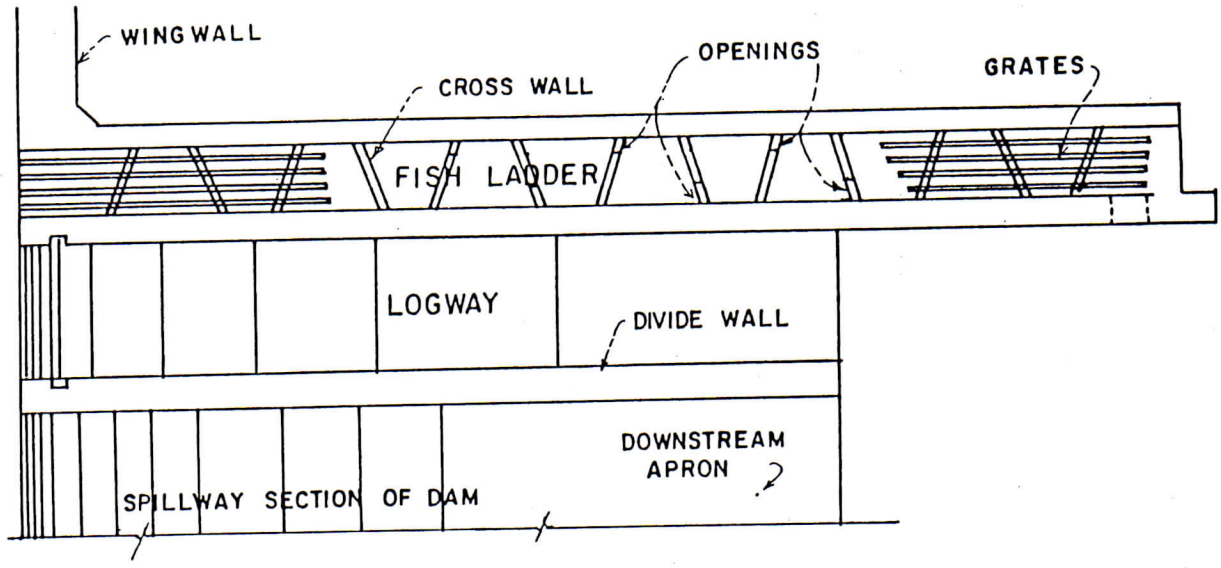
1. ไม้เหลี่ยมอัดน้ำ (Stoplogs) เหมาะสำหรับอาคารขนาดเล็ก แต่ไม่เหมาะกับอาคารขนาดใหญ่ เนื่องจากการใส่ไม้เหลี่ยมอัดน้ำขนาดใหญ่ ขณะที่น้ำไหลทำได้ยาก

2. Vertical Lift and Steel Bulkheed Gates ประตูแบบนี้ซึ่งมีระบบเครื่องกว้านที่เหมาะสมเหมาะที่จะนำมาใช้กับอาคารขนาดกลางและขนาดใหญ่

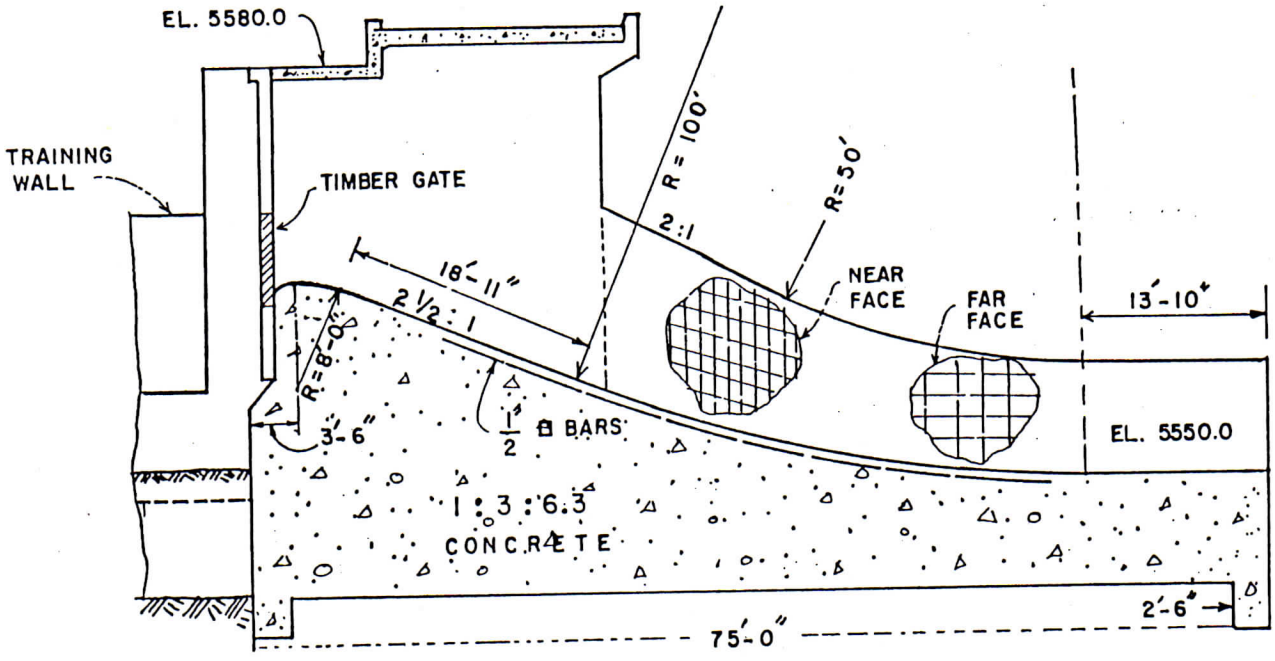
9.3 ทางล่องซุง (Logways)

9.3.1 คำนำ

สำหรับเขื่อนหรือฝายที่อยู่ในบริเวณที่มีการทำป่าไม้ และใช้ทางน้ำเป็นทางลำเลียงท่อนซุง จำเป็นต้องมีทางล่องซุง ลักษณะของทางล่องซุงโดยทั่ว ๆ ไปจะสร้างโดยการลดระดับสันฝายในช่วงสั้นซึ่งอยู่ริมฝายด้านใดด้านหนึ่งหรืออยู่ติดกับประตูเรือสัญจรหรือบันไดปลาขนาบด้วยกำแพงคอนกรีตทั้ง 2 ด้าน การไหลของน้ำผ่านทางล่องซุงจะถูกควบคุมโดยไม้เหลี่ยมอัดน้ำ Slide Gate หรือประตูลักษณะอื่น ๆ ลักษณะของทางล่องซุงแสดงอยู่ในรูปที่ 9.18 และ 9.19



รูปที่ 9.18 รูปแปลนของทางล่องซุง



รูปที่ 9.19 รูปตัดของทางล่องซุงที่ Wind River Dam, USA.

เพื่อลดการสูญเสียน้ำโดยเปล่าประโยชน์ จะออกแบบทางล่องซุงให้แคบที่สุดเท่าที่จะแคบได้ ความกว้างของทางล่องซุงขึ้นอยู่กับขนาดซุง จำนวนซุง และสภาพซุงที่ลอยมากับน้ำ ความลึกของน้ำเหนือสันฝายในทางล่องซุงจะต้องมากพอที่น้ำจะไหลพาซุงขนาดใหญ่ที่สุดผ่านได้ ปกติความลึกน้ำเหนือสันฝายต้องไม่ต่ำกว่า 4.0 ฟุต และความกว้างมีค่าระหว่าง 6 ถึง 30 ฟุต

ทางล่องซุงควรมีความลาดเทน้อยและด้านทางออกควรลึกพอให้ซุงผ่านได้อย่างต่อเนื่อง ถ้าออกแบบให้ซุงผ่านได้เฉพาะช่วงฤดูน้ำหลาก มักจะออกแบบสันฝายให้สามารถทนแรงกระแทกได้เพื่อให้ท่อนซุงสามารถลอยผ่านข้ามสันฝายโดยตรง

ในบางบริเวณซึ่งการลำเลียงซุงจะทำเป็นแพ กรณีนี้ควรต้องมีการศึกษาด้วยโมเดลเพื่อให้แน่ใจว่าสภาพการไหลของน้ำในทางล่องซุงราบเรียบพอที่แพซุงจะลอยผ่านได้อย่างปลอดภัย

เพื่อป้องกันไม่ให้ซุงลอยผิดทางออกนอกทางล่องซุงและก่อให้เกิดความเสียหายต่อบานประตูของทางระบายน้ำล้น จะต้องจัดทำ Guide Booms จากทางล่องซุงในทางด้านเหนือน้ำโดยให้เอียงทำมุมเล็กน้อยกับทิศทางการไหลของน้ำ Guide Booms จะต้องสร้างให้ยาวไปทางด้านเหนือน้ำพอที่จะนำซุงเข้าสู่ทางล่องซุงได้ ควรทำการศึกษาด้วยโมเดลเพื่อดูประสิทธิภาพการทำงานของ Booms

9.3.2 <u>การออกแบบทางชลศาสตร์ของทางล่องซุง</u>

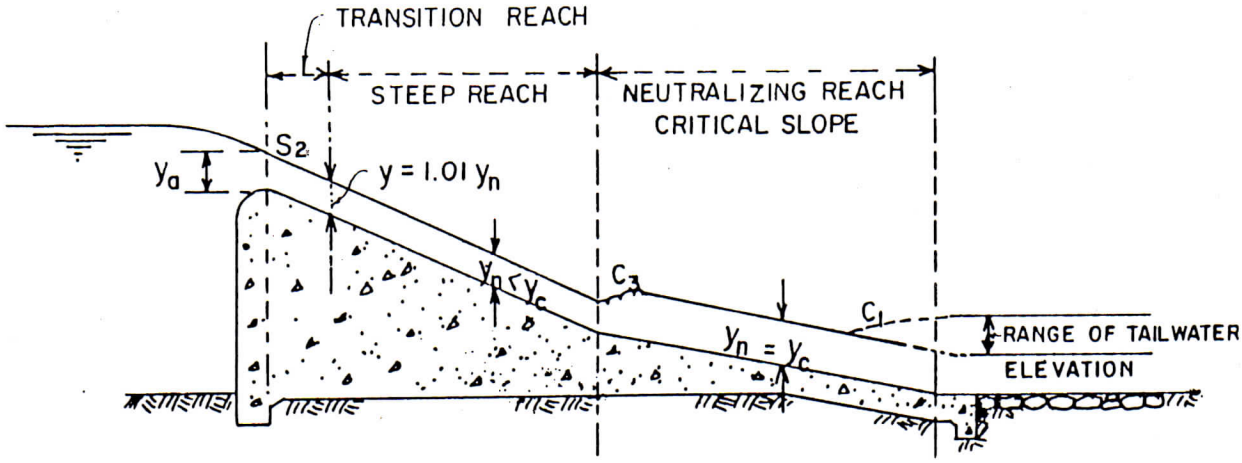
(Hydraulic Design for Logways)

การออกแบบทางล่องซุงจะออกแบบให้เป็นรางเท (Chute) แต่อย่างไรก็ตาม เนื่องจากน้ำในรางเทไหลด้วยความเร็วสูง จึงต้องระวังเพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดจั๋ม รูปที่ 9.20 แสดง Profile โดยทั่ว ๆ ไปของทางล่องซุงแบบรางเท ซึ่งประกอบด้วยช่วงที่มีความลาดเทมาก (Steep) อยู่ด้านบนและช่วงที่มีความลาดเทวิกฤต (Critical Stope) เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดไฮดรอลิคจั๋ม

ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบประกอบด้วย

1. ความลึกของน้ำในทางล่องซุง ซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดซุงและการจัดการเกี่ยวกับซุง ในบางกรณีมีการใช้แพไม้ไผ่ร่องรับท่อนซุง ถ้าซุงที่เปียกน้ำมีน้ำหนักจำเพาะมากกว่าน้ำ

2. ความกว้างของลางล่องซุง ซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดและการจัดการเกี่ยวกับซุง



รูปที่ 9.20 Profile ของทางล่องชุง

3. การขึ้น ๆ ลง ๆ ของระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำ

4. ระดับผิวน้ำทางด้านเหนือของทางล่องชุง

9.3.3 หลักการออกแบบทางล่องชุง

(Design Principles for Logways)

ปลายด้านท้ายน้ำของทางล่องชุงต้องอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำต่ำสุด 3 ฟุต ถ้าต้องการลำเลียงชุงผ่านทางล่องชุงในช่วงน้ำน้อย นอกจากนี้ยังมีข้ออกำหนดอื่น ๆ ในการออกแบบดังนี้

1. ปลายด้านท้ายน้ำของช่วงที่มีความลาดชันมากต้องอยู่เหนือระดับน้ำสูงสุดทางด้านท้ายน้ำ เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดจั๊มในช่วงน้ำมาก

2. ความเร็วของน้ำไม่ควรเกิน 10-14 ฟุต/วินาที

3. ความลึกของน้ำที่ทางเข้าอย่างน้อยเท่ากับ 4 ฟุต ถ้าระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำปกติต่ำกว่าสันฝาย ความลึกของน้ำที่ทางเข้าควรจะประมาณ 0.7 เท่าของความลึกวิกฤต

4. สำหรับฝายเตี้ย ไม่จำเป็นต้องมีช่วงที่มีความลาดชันมาก

5. การหาเส้นระดับน้ำ (Flow Profile) จะหาได้โดยวิธี Standard Step วิธี Direct Step หรือวิธีกราฟ โดยเริ่มการคำนวรจากจุดควบคุม (Control Point) บนสันฝาย ที่จุดควบคุม กำหนดให้ความลึกของน้ำเท่ากับ 0.7 DC เมื่อ DC = ความลึกวิกฤต

9.4 อาคารป้องกันปลา (Fish Protection Facilities)

9.4.1 หน้าที่ของอาคารป้องกันปลา

อาคารป้องกันปลามีหน้าที่ดังนี้

1. เป็นทางที่ปลอดภัย สำหรับการเดินทางของปลา (Migratory Fish) ระหว่างด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของเขื่อน

2. ป้องกันปลาไม่ให้เข้าไปในท่อนำน้ำเข้าสู่เครื่องจักร ซึ่งจะทำให้ปลาได้รับอันตราย หรือตายได้ หรือเข้าไปในท่อส่งน้ำเพื่อการชลประทาน

9.4.2 เกณฑ์การออกแบบอาคารสำหรับปลาผ่าน

(Design Criteria for Fish-Passing Structures)

เกณฑ์การออกแบบ มี 3 ข้อ คือ

1. ปลาต้องสามารถว่ายผ่านอาคารได้โดยไม่ต้องออกแรงมากเกินไป
2. ไม่เสี่ยงต่อการบาดเจ็บขณะว่ายผ่าน
3. อาคารต้องอยู่ในตำแหน่งที่ปลาสามารถหาพบทางเข้าได้อย่างง่ายดาย

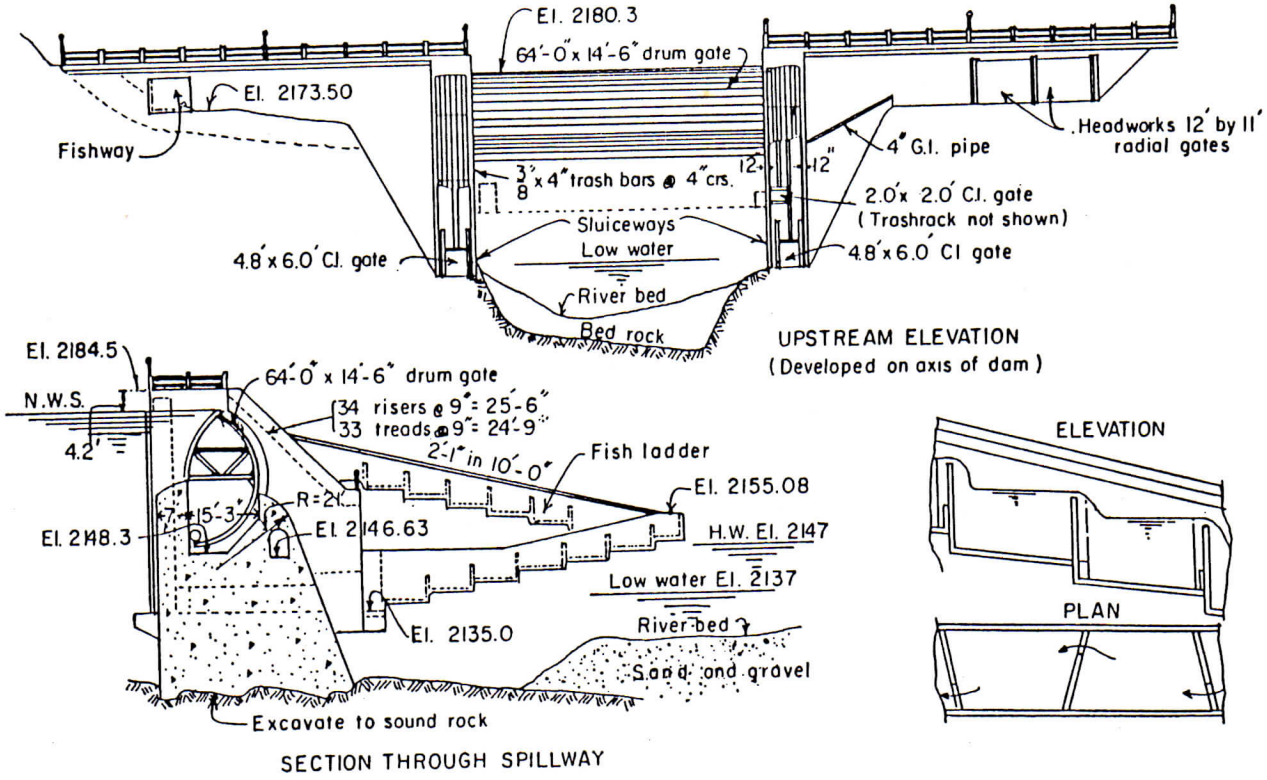
9.4.3 บันไดปลา (Fish Ladders)

สำหรับเขื่อนที่มีความสูง 70 ฟุตขึ้นไป ปกติต้องมีการสร้างบันไดปลา สำหรับการอพยพของปลาในทางด้านเหนือน้ำ มิติของบันไดปลาขึ้นอยู่กับขนาดและจำนวนปลาที่จะเดินทางผ่าน ลักษณะของบันไดปลาประกอบด้วยอ่างน้ำขนาดเล็กต่อเนื่องเป็นขั้นบันได โดยมีระดับต่างของผิวน้ำในแต่ละอ่างเพียงเล็กน้อย ปกติระดับผิวน้ำต่างมีค่าประมาณ 1 ฟุต ความลาดเทของบันไดปลามีค่าอยู่ระหว่าง 1:8 สำหรับระดับยกตัวน้อย ถึง 1:15 สำหรับระดับยกตัวมาก สำหรับบันไดปลาที่ยาว จะต้องมีอ่างพัก (Rest Pools) ซึ่งยาวเป็นสองเท่าของอ่างน้ำธรรมดาเป็นระยะ ๆ ปกติทุก ๆ 5-6 อ่างน้ำธรรมดา บันไดปลามีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 9.21

(1) ตำแหน่งของทางเข้า

(Location of the Entrance)

ทางเข้าควรจะเริ่มจากเขตน้ำใส (White Water) ทางด้านท้ายน้ำของฝาย ควรมีความกว้างพอสำหรับปลาว่ายเข้าได้อย่างอิสระ แนวของทางเข้าควรขนานกับทิศทางการไหลของน้ำ ปลายด้านเหนือน้ำควรอยู่ลึกเข้าไปในเขตอ่างเก็บน้ำพอสมควร เพื่อให้แน่ใจว่าปลาจะไม่ถูกน้ำพัดพาผ่านสันฝายลงไปทางด้านท้ายน้ำอีก



รูปที่ 9.21 ระดับทางด้านเหนือน้ำ และรูปตัดผ่านทางระบายน้ำล้นซึ่งแสดงบันไดปลาของเขื่อนทดน้ำ Eastern, Yakima River, USA. (Linsley, R.K and J.B. Frenzini, 1964)

(2) มิติของอ่างน้ำ (Pool Dimensions)

อ่างน้ำลึกประมาณ 3 ฟุต สำหรับบันไดปลาขนาดเล็กถึง 6 ฟุต สำหรับบันไดปลาขนาดใหญ่

ความยาวของอ่างน้ำที่ตัวเขื่อนมีค่าอยู่ระหว่าง 6-10 ฟุต สำหรับลำน้ำขนาดเล็กและยาวกว่านี้ สำหรับลำน้ำใหญ่ แต่ปกติไม่ยาวกว่า 20 ฟุต

ความกว้างของอ่างน้ำที่ตัวเขื่อนมีค่า 4-8 ฟุต สำหรับลำน้ำขนาดเล็ก และ 20-40 ฟุต สำหรับลำน้ำขนาดใหญ่ ความกว้างของอ่างน้ำบริเวณช่วงล่างของบันไดปลาอาจลดลงได้

เขื่อน Bonneville ใน USA ใช้บันไดปลาซึ่งมีอ่างน้ำยาว 16 ฟุต

กว้าง 37 ฟุต ในช่วงล่าง และ 40 ฟุตในช่วงบน

สำหรับเขื่อนที่มีปริมาณน้ำไม่มาก สามารถสร้าง Notches ที่ปลายหรือศูนย์กลางของกำแพงขวาง (Cross Walls) ถ้าอยู่ที่ปลายจะต้องจัดวาง Notches ให้เหลื่อมกัน รูหรือช่องเปิดที่กำแพงขวางจะเป็นที่ให้ปลาว่ายผ่านได้โดยไม่ต้องกระโดด สำหรับบันไดปลาประเภทกระโดด กำแพงข้างต้องสูงพอไม่ให้ปลากระโดดข้ามออกนอกบันไดปลาได้

(3) ความเร็วของน้ำ

ความเร็วของน้ำในบันไดปลาควรมีค่าประมาณ 1.5 ฟุต/วินาที เพื่อดึงดูดปลา ควรมีประตูหรือไม้เหลี่ยมอัดน้ำที่เหมาะสมที่ปลายด้านบนของบันไดปลาเพื่อควบคุมความเร็วของน้ำให้เหมาะสม

(4) บันไดปลาสำหรับปลาที่อพยพไปทางด้านท้ายน้ำ

(Ladders for Downstream Migrants)

บันไดปลาสำหรับลูกปลาที่อพยพไปทางด้านท้ายน้ำ ปกติจะมีความลาดเทมากกว่าปลาที่อพยพไปทางด้านเหนือน้ำ ความลาดเทโดยประมาณเท่ากับ 20 องศา และมีระยะน้ำตกที่กำแพงขวาง 4 ฟุต

สำหรับเขื่อน Bonneville ลูกปลาอาจเดินทางผ่านบันไดปลาหรือทางระบายน้ำล้น หรือเทอร์ไบน์ความเร็วต่ำซึ่งหมุนด้วยความเร็ว 75 รอบต่อนาที

9.4.4 Fish Locks

สำหรับเขื่อนสูงอาจใช้ Elevators หรือ Locks ยกปลาเพื่อปล่อยลงสู่อ่างเก็บน้ำ ตัวลิฟท์อาจเป็นตะกร้าลวดซึ่งการยกแต่ละครั้งใช้เวลาเพียงไม่กี่นาที เช่นที่ Kembs Dam ในเยอรมันตะวันตก หรือลิฟท์แบบถังสำหรับการยกซึ่งใช้เวลานานหลายนาที

เขื่อน Bonnevielle ใช้ลิฟท์ขนาดกว้าง 20 ฟุต ยาว 30 ฟุต พื้นลิฟท์ด้านในเป็นรู ซึ่งเปิดได้เมื่อต้องการปล่อยปลาออกจากลิฟท์

ข้อมูลอื่น ๆ ของลิฟท์และบันไดปลาที่เขื่อน Bonnevielle และเขื่อน McNary แสดงเปรียบเทียบกันในตารางที่ 9.2

ปัจจุบัน Fish Locks ไม่เป็นที่นิยมใช้เนื่องจากค่าใช้จ่ายในการปฏิบัติงานแพงกว่าบันไดปลา

ตารางที่ 9.2 ข้อมูลของอาคารสำหรับปลาผ่านของเขื่อน Bonnevielle และ McNary

	Bonneville	*McNary*
Ladder		
Number	3	2
Dimensions	One 37 ft wide, two 40 ft wide, all approximately 1,310 ft long.	30 ft wide, approximately 2,100 ft long
Gradient	1 vertical on 16 horizontal	1 vertical on 20 horizontal
Velocity	Approximately 1 ft/sec	Approximately 2 ft/sec
Discharge	160 cu ft/sec (average)	180 cu ft/sec (average)
Resting pools	40 ft wide, 16 ft long	30 ft wide, 20 ft long
Depth of pools	6 ft	6 ft
Overflow depth	1 — 1.5 ft	1 — 1.5 ft
Locks		
Number	6	1
Dimensions	20 ft wide, 30 ft long	20 ft wide, 30 ft long
Height of lift	50 ft to normal pool (average)	86 ft to normal pool (average)

Source. Davis, C.V., Handbook *of Applied Hydraulics.*

9.4.5 กับดักปลา (Fish Traps)

กับดักปลาใช้สำหรับจับปลาที่อพยพไปทางด้านเหนือน้ำ (Upstream Migrants) แล้วจึงลำเลียงไปยังจุดที่ต้องการ ลักษณะเครื่องมือประกอบด้วย Holding Pools เครื่องกวาดกล เครื่องล่อเหยื่อ และถังหรือ Hoppers ซึ่งสามารถยกเคลื่อนที่และปล่อยปลาลงสู่รถบรรทุกได้

อาจใช้กับดักปลาที่ทางเข้าอ่างน้ำซึ่งออกแบบให้ปลาที่หนีต้องเข้าสู่บันไดปลา เช่นที่เขื่อน Bonnevielle

9.4.6 ตะแกรงกันปลา

(Fish Screens)

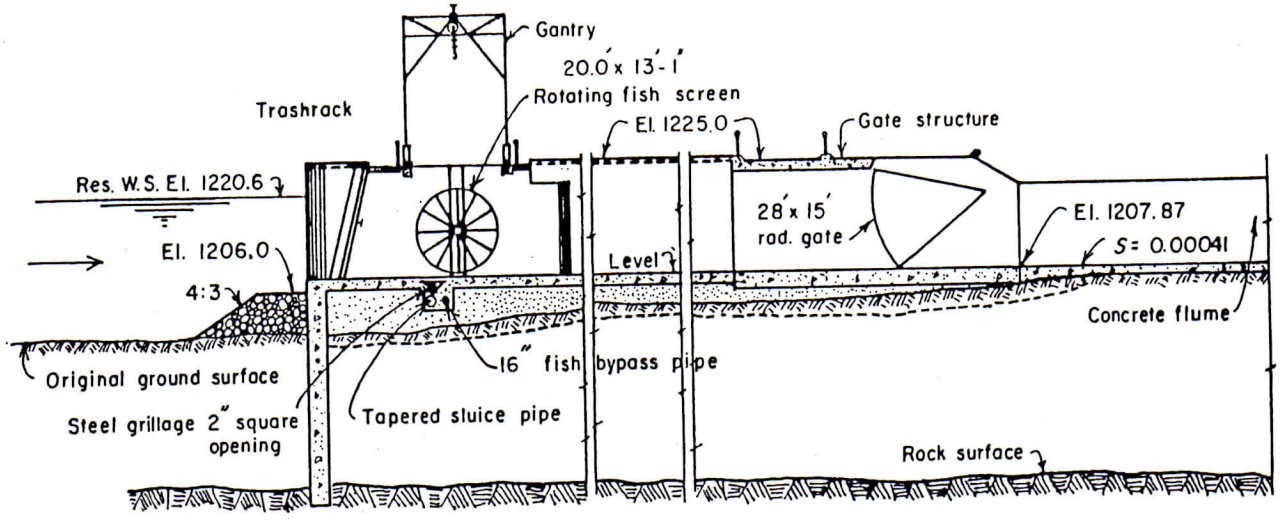
ที่ประตูทางเข้าและที่ประตูระบายปากคลอง ปกติจะใช้ตะแกรงเพื่อป้องกันไม่ให้ปลาเข้าสู่เทอร์ไบน์และคลองชลประทาน ตะแกรงกันปลามีหลายประเภทดังนี้

(1) ตะแกรงกล (Mechanical Screens)

1. แบบ Rotary ตะแกรงแบบนี้เหมาะสำหรับลำน้ำซึ่งระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อย ความลึกของน้ำเป็นตัวจำกัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกลอง (Drum) ประมาณ 0.1-0.3 ของเส้นผ่าศูนย์กลางของกลองต้องโผล่พ้นน้ำเพื่อกำจัดขยะ ความเร็วที่เส้น

รอบวงของกลองขึ้นอยู่กับปริมาณสวะที่ลอยมากับน้ำ แต่ต้องไม่เกิน 5 ฟุต/วินาที ถ้าน้ำในแม่น้ำมีความเร็วสูง ทางเข้าต้องกว้างพอเพื่อให้ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าต่ำกว่า 1.5 ฟุต/วินาที กรมประมงบางแห่งกำหนดว่าตะแกรงต้องเอียงทำมุม 20-30° กับทิศทางการไหลของน้ำ เพื่อประโยชน์ในการผันปลาเข้าสู่ Bypasses

ตะแกรงที่ Yakima Ridge Canal แม่น้ำ Yakima สหรัฐอเมริกา ทำด้วยโครงเหล็กและคลุมด้วย 12 gauge galvanized wire mesh ขนาดช่องตะแกรงคือ 0.228 นิ้ว ตามแนวเส้นรอบวง และ 3 นิ้วในแนวราบ หมุนด้วยมอเตอร์ด้วยความเร็วที่เส้นรอบวง 2-5 ฟุต/นาที ติดกับตะแกรงมี Bypass ขนาด 16 นิ้ว ซึ่งสามารถนำปลาลงไปทางด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 9.22



รูปที่ 9.22 ตะแกรงกันปลาที่ประตูระบายปากคลอง Yakima Ridge (Houk, I.E, 1956)

2. แบบ Travelling ตะแกรงแบบนี้มีหลักการทำงานเหมือนแบบ Rotary แต่ได้ถูกนำมาพัฒนาใช้กับทางน้ำซึ่งระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงมาก ใช้เครื่องฉีดน้ำความเร็วสูง (Water Jets) ในการทำความสะอาดและไล่สวะที่ติดที่หน้าตะแกรง

3. แบบ Stationary คือตะแกรงธรรมดา ซึ่งใช้ได้กรณีที่ปลามีขนาดใหญ่ จึงไม่จำเป็นต้องใช้ตะแกรงที่มีขนาดเล็กมาก ตะแกรงอาจทำจากเหล็กเส้นเป็นชี่ลูกกรง ทำให้การทำความสะอาดทำได้ยาก ตะแกรงกันปลาที่คลอง Contra Costa ในรัฐแคลิฟอร์เนีย ใช้เครื่องทำความสะอาดที่ติดมอเตอร์

ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาระบบแนวกับปลา (Loaver) เพื่อนำปลาเข้าสู่ Bypasses สำหรับใช้ในตะแกรงกันปลาที่ประตูระบายปากคลองสายใหญ่ระบบนี้ประกอบด้วยเหล็กลูกกรงตั้งซึ่งมีช่องห่าง 1 นิ้ว และใบพัด (Vanes) ซึ่งบังคับให้น้ำไหลเป็นแนวตรงหนึ่งแถวหรือหลายแถวขวางลำน้ำ แต่ละแถวเอียงทำมุม 15 องศา กับทิศทางการไหลของน้ำ ปลาจะถูกผันออกจากแนวกันปลาสู่ Vertical Bypass ที่ปลายทางด้านท้ายน้ำ Bypass จะยาวตลอดความลึกของน้ำ และกว้างอย่างน้อย 12 นิ้ว น้ำที่ไหลเข้า Bypass จะมีความเร็วประมาณ 1.4 เท่าของความเร็วของน้ำในทางน้ำ ความสำเร็จของระบบตะแกรงแบบนี้ขึ้นอยู่กับว่าปลาจะรับรู้ถึงความปั่นป่วนของน้ำรอบ ๆ ลูกกรงตั้ง (Louver Bars) คลอง Tehama-Colusa ในสหรัฐอเมริกา คือตัวอย่างที่ใช้ระบบตะแกรงแบบนี้ (Louver Fish Diverter)

ตะแกรงกันปลาแบบ Stationary อีกแบบหนึ่ง คือตะแกรงกันปลาไฟฟ้า (Electric Fish Screen) ซึ่งอุปกรณ์หลักคือเครื่องกำเนิด Impulse อีเล็คโทนิค ซึ่งทำจาก Vacuum Tube, Live Electrode และ Ground Conductor Live Galvanized Pipe Electrodes จะห้อยอยู่ในแนวดิ่งจากคานหรือเคเบิ้ล เพื่อให้สามารถแกว่งได้อย่างอิสระ Galvanized Pipes ซึ่งมีความยาวต่าง ๆ กันไม่แน่นอนซึ่งถูกผูกติดกับเคเบิ้ลและเชื่อมต่อกับสายไฟฟ้าจะถูกวางพาดอยู่บนพื้นท้องน้ำเพื่อทำหน้าที่เป็น Ground Conductor ข้อดีของตะแกรงไฟฟ้าคือราคาถูกและไม่เป็นอุปสรรคต่อการไหลของน้ำ ประสิทธิภาพของตะแกรงไฟฟ้ายังเป็นที่สงสัยอยู่ จึงควรได้มีการศึกษาตะแกรงไฟฟ้าที่ได้มีการติดตั้งแล้วโดยละเอียดก่อนพิจารณานำเอาตะแกรงไฟฟ้าแบบนี้ไปใช้ (USBR, Design Standards, No. 3)

(2) ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ตะแกรง

ในการออกแบบตะแกรงทุกประเภท ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ตะแกรงเป็นสิ่งสำคัญ สำหรับตะแกรงกลความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ตะแกรงไม่ควรเกิน 1.5 ฟุต/วินาที เพื่อป้องกันไม่ให้กระแสน้ำพัดปลาไปติดตะแกรง ตะแกรงไฟฟ้าก็เช่นกันความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่

ตะแกรงต้องไม่มากจนพัดพาปลาเข้าสู่เขตสนามไฟฟ้า ความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าสู่ตะแกรงที่เหมาะสมสำหรับ Louver Diverter คือ 2.5-4.0 ฟุต/วินาที

9.5 เอกสารอ้างอิง

1. Davis, C.V. (.....), Handbook of Applied Hydraulics, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York,

2. Houk, I.E. (1956), Irrigation Engineering, Vol. II, Projects, Conduits and Struclures, John Wiley & Sons, Inc., New York

3. Linsley, R.K. and J.B. Franzini (1964), Water Resources Engineering, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York.

4. US. Bureau of Reclamation (1967), Design Standards, No. 3, Canals and Related Structures, Denver, Colorado

5. United Nations (1973), Design of Low-Head Hydraulic Structures, Water Resources Series No. 45, Economic and Social Commission for Asia and the Pacific, Bangkok, Thailand.

บทที่ 10

อาคารหัวงานและอาคารอัดน้ำกลางคลอง

(Headworks and Checks)

10.1 คำนำ

คำว่า "อาคารหัวงาน" ที่กล่าวถึงในบทนี้หมายถึงอาคารหรือสิ่งก่อสร้างที่ปากคลองส่งน้ำ หรืออาจเรียกโดยเฉพาะว่า "ประตูระบายปากคลอง" อาคารหัวงานอื่น ๆ เช่น ฝายทดน้ำและเขื่อนทดน้ำได้กล่าวถึงมาแล้วในบทที่ 3 และ 4 ตามลำดับ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงอาคารหัวงาน (ประตูระบายปากคลอง) และอาคารอัดน้ำกลางคลองพอเป็นสังเขป รายละเอียดเกี่ยวกับการออกแบบจะอยู่ในวิชา วศ.ชป. 525 การออกแบบอาคารควบคุมและวัดน้ำชลประทาน (Design of Water Regulating and Measuring Structures)

10.2 อาคารหัวงาน (Headworks)

10.2.1 ข้อพิจารณาโดยทั่วไป (General considerations)

ในการออกแบบอาคารหัวงานมีสิ่งที่ต้องพิจารณาดังนี้

(1) หน้าที่และส่วนประกอบของอาคาร

อาคารหัวงานหมายถึงอาคารซึ่งสร้างอยู่ที่ปากคลองส่งน้ำ เพื่อทำหน้าที่ควบคุมปริมาณการไหลของน้ำเข้าสู่คลอง อาคารหัวงานประกอบด้วยประตูระบายน้ำโครงยกพร้อมเครื่องกว้าน และ Transition ซึ่งเชื่อมต่อ Control Section กับตัวคลอง นอกจากนี้อาจมีตะแกรงกันปลา ตะแกรงกันสวะ และฝายดักตะกอน

(2) ตำแหน่ง (Position)

แนวของอาคารหัวงานควรตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำ แต่ในทางปฏิบัติจะยอมให้แนวของอาคารหัวงานทำมุมกับทิศทางการไหลได้ระหว่าง 45° ถึง 90° ผลการศึกษาด้วยโมเดลพบว่าปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าคลองจะลดลงถ้าแนวอาคารตั้งฉากกับทิศทางการไหลของน้ำ

ถ้ามีคลองแยกออกทั้งสองฝั่ง อาคารทดน้ำ (Diversion works) และอาคารหัวงาน (Headworks) ควรอยู่ในช่วงลำน้ำส่วนที่ตรง แต่ถ้ามีคลองแยกออกทางฝั่งเดียวของแม่น้ำ อาคารหัวงานควรอยู่ที่โค้งด้านนอก (Outside of Bend) เพื่อหลีกเลี่ยง

ปัญหาเรื่องตะกอนตกจมที่หน้าอาคาร

10.2.2 ชนิดของอาคารควบคุม (Control Structure Types)

อาคารควบคุมที่หัวงานมีหลายชนิดดังแสดงในรูปที่ 10.1 การเลือกว่าจะใช้อาคารควบคุมชนิดไหนขึ้นอยู่กับสภาพการไหลของน้ำในแม่น้ำและปริมาณน้ำที่ต้องการผันเข้าคลอง สำหรับคลองที่ไม่ได้ดาด ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านอาคารควรต่ำกว่า 5 ฟุต/วินาที

(1) อาคารควบคุมแบบเปิด (Open-Type)

อาคารประเภทนี้ช่องเปิดให้น้ำไหลผ่านอยู่ระหว่างตอม่อและกำแพงตลิ่งในลักษณะเดียวกับเขื่อนทดน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 10.1 (a) บานประตูควบคุมน้ำอาจเป็นแบบบานโค้งหรือบานตรง (Vertical-lift Gate) สำหรับอาคารหัวงานขนาดเล็กอาจใช้ไม้เหลี่ยมอัดน้ำก็ได้ อาคารแบบเปิดเหมาะสำหรับใช้ในสภาพซึ่งระดับน้ำในแม่น้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก โดยทั่ว ๆ ไปนิยมใช้อาคารแบบนี้เนื่องจากการเข้าไปซ่อมแซมและกำจัดสวะทำได้ง่าย

การใช้บานโค้งโดยทั่ว ๆ ไปจะถูกกว่าบานตรงเนื่องจากต้องการเครื่องกว้านและโค้งยกที่มีขนาดเล็กกว่า

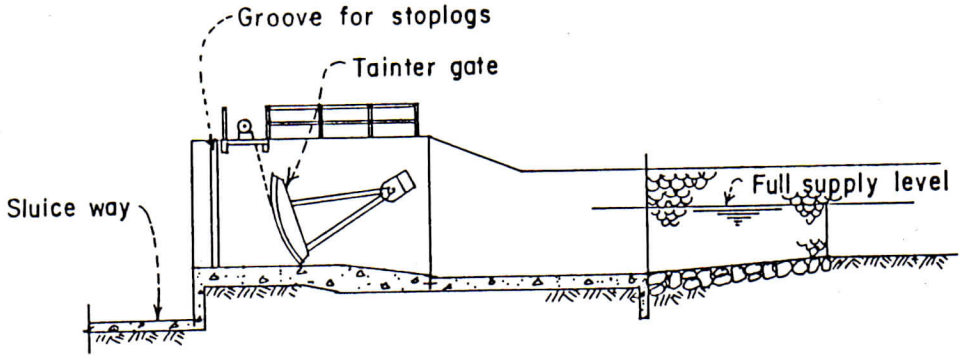
(2) อาคารแบบ Orifice

อาคารแบบนี้เหมาะสำหรับกรณีซึ่งระดับน้ำในแม่น้ำมีการเปลี่ยนแปลงขึ้น ๆ ลง ๆ มาก ตัวอาคารประกอบด้วยช่องเปิดใต้น้ำ (Submerged Openings) ซึ่งควบคุมด้วยบานโค้งจมใต้น้ำ (Submerged Tainter) หรือบานตรง กำแพงเหนือช่องเปิดเรียกว่า Breast Walls หรือไดอะแฟรม ซึ่งปกติจะเป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมีตอม่อหรือค้ำยันรองรับ

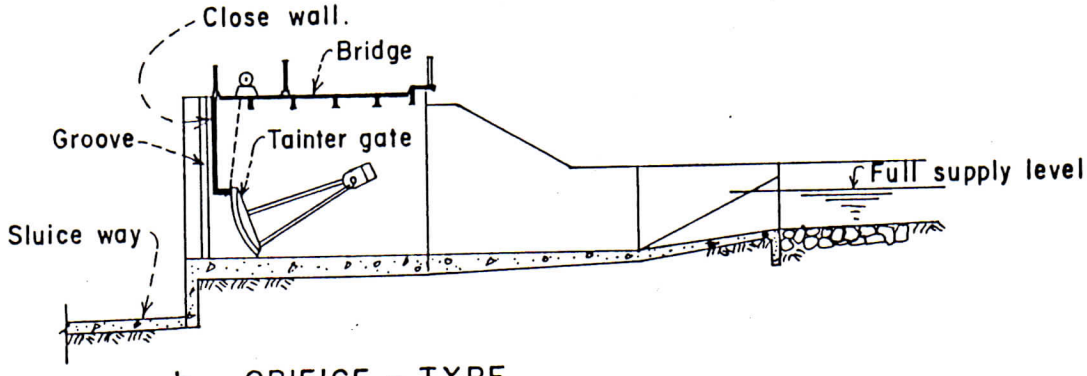
อาคารแบบนี้ไม่เหมาะสำหรับน้ำซึ่งมีเปอร์เซนต์ตะกอนหยายมาก เนื่องจากตะกอนหยาบจะอยู่ในบริเวณใกล้ท้องน้ำ และน้ำส่วนที่ไหลผ่านบานจะอยู่ในบริเวณที่มีตะกอนหยาบมาก

(3) อาคารแบบปิด (Closed Type)

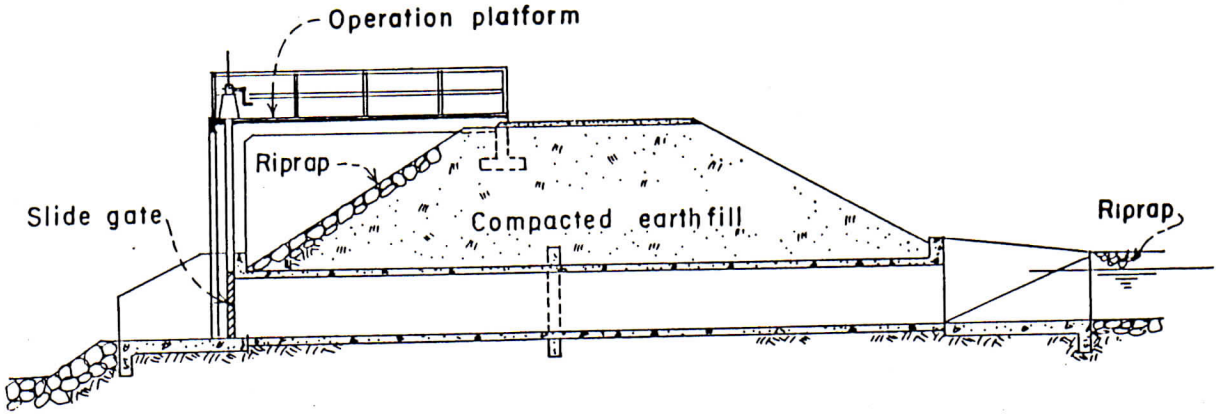
อาคารควบคุมแบบนี้ประกอบด้วยท่อที่ฝังลอดใต้คันดิน มีประตูควบคุมอยู่ที่ปลายท่อทางด้านเหนือน้ำเพื่อหลีกเลี่ยงไม่ให้ความดันภายในท่อสูงเกินไป อย่างไรก็ตาม



a. OPEN - TYPE



b. ORIFICE - TYPE



c. CLOSED - TYPE

รูปที่ 10.1 ชนิดของอาคารควบคุม (Types of Control Structure)

อาจติดตั้งบานประตูควบคุมน้ำที่บริเวณกลางท่อได้ แต่การไหลของน้ำในท่อส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของบานประตูจะเป็นแบบไหลภายใต้ความดัน ซึ่งความดันของน้ำในท่อจะเพิ่มการรั่วซึมและความเสียหาย ถ้าท่อส่วนนั้นมีการแตกร้าว ข้อเสียในการติดตั้งประตูควบคุมที่ปลายท่อทางด้านเหนือน้ำคือต้องการสะพานยาวสำหรับเชื่อมตัวคันดินและโครงยกบาน

10.2.3 Sluice and Gate Requirements

(1) ทางระบายทราย (Sluiceways)

ปกติจำเป็นต้องมีทางระบายทรายที่อาคารทดน้ำ ถ้าใช้อาคารควบคุมน้ำแบบปิด หน้าที่ของทางระบายทรายคือการระบายตะกอนที่ตกสะสมที่หน้าทางเข้าอาคารหัวงานของคลองส่งน้ำ โดยทั่ว ๆ ไปจะสร้างทางระบายทรายโดยให้ระดับธรณีอยู่ที่ระดับท้องลำน้ำหรือสูงกว่า พื้นทางระบายทรายยิ่งมีความลาดเทไปทางด้านท้ายน้ำมากขึ้นก็ยิ่งมีประสิทธิภาพในการระบายทรายมากขึ้น ขนาดและจำนวนช่องเปิดของทางระบายทรายจะขึ้นอยู่กับปริมาณตะกอนที่ไหลมากับน้ำ ตำแหน่งของอาคารหัวงานของคลอง ปริมาณตะกอนที่ต้องการระบายและลักษณะในการออกแบบอาคารหัวงานคลอง

สำหรับอาคารหัวงานขนาดเล็ก ธรณีประตูควรอยู่สูงกว่าธรณีทางระบายทรายอย่างน้อย 1 ฟุต แต่ความสูงที่เหมาะสมคือ 3-4 ฟุต เพื่อป้องกันตะกอนท้องน้ำ (Bed Loads) และตะกอนหยายไหลเข้าคลอง สำหรับอาคารขนาดใหญ่ควรได้มีการศึกษาด้วยโมเดลถึงประสิทธิผลของการออกแบบเบื้องต้นในการจัดวางทางระบายทรายและอาคารหัวงานคลอง

เพื่อลดปริมาณตะกอนละเอียดที่จะไหลเข้าคลอง ความเร็วของน้ำในทางระบายทรายควรสูงกว่าความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าคลอง ไม่มีกฎเกณฑ์แน่นอนตายตัวในการหาขนาดและจำนวนช่องเปิดของทางระบายทราย แต่โดยทั่ว ๆ ไปกำหนดให้ใช้ความเร็ว 5-6 ฟุต/วินาที ในการหาขนาดช่องเปิดทั้งหมด

ใช้กำแพงโค้ง (Curved Guide Walls) เพื่อทำให้น้ำไหลเป็นโค้งเข้าสู่อาคารหัวงานปากคลอง เพื่อให้น้ำที่ไหลเข้าคลองมาจากด้านนอกโค้งซึ่งมีปริมาณตะกอนท้องน้ำน้อยที่สุด ควรได้มีการศึกษาด้วยโมเดลถึงประสิทธิผลในการทำงานของกำแพงโค้ง

(2) ไม้เหลี่ยมอัดน้ำ

ปกติจะต้องมี Stoplog Groove ที่ตอม่อและกำแพงริมตลิ่ง เพื่อให้

สามารถปิดทางระบายทรายและอาคารหัวงานปากคลองสำหรับการซ่อมบำรุงหรือกรณีฉุกเฉินได้ มิติของช่องบาน (Groove) ขึ้นอยู่กับความหนาของไม้เหลี่ยมอัดน้ำและพื้นที่รองรับขอบไม้เหลี่ยมอัดน้ำ (Bearing Area) ที่ต้องการ ถ้าช่องบานกว้างมาก ไม้เหลี่ยมอัดน้ำอาจบิด ถ้าช่องบานแคบ ปลายไม้เหลี่ยมอัดน้ำจะอัดแน่นในช่องบาน เมื่อไม้โก่งตัวเนื่องจากแรงดันน้ำ รายละเอียดการออกแบบช่องบานอยู่ในบทที่ 4 (หัวข้อ 4.5.3)

(3) Freeboard

สันตอม่อของอาคารหัวงานควรจะอยู่ที่ระดับเดียวกับสันตอม่อเขื่อนทดน้ำ (ดูรายละเอียดการกำหนดค่า Freeboard สำหรับเขื่อนทดน้ำในหัวข้อ 4.4 ของบทที่ 4) และเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลล้นตลิ่งเข้าไปท่วมพื้นที่เพาะปลูก จึงจำเป็นต้องมีคันดินริมตลิ่งจากอาคารหัวงานปากคลองไปทางด้านเหนือน้ำ

(4) การออกแบบทางชลศาสตร์ของช่องเปิด

(Hydraulic Design of Openning)

น้ำที่ไหลผ่านอาคารหัวงานปากคลองเข้าสู่คลองที่ไม่ได้ดาดควรมีความเร็วต่ำประมาณ 5 ฟุต/วินาที โดยทั่ว ๆ ไปการสูญเสียเฮดขณะที่น้ำไหลผ่านอาคารหัวงานปากคลองมีค่าน้อยประมาณ 4-6 นิ้ว ถ้ายอมให้เกิดการสูญเสียเฮดมากจะสามารถลดขนาดของอาคารหัวงานปากคลองลงได้ แต่อาจไม่ทำให้ราคางานลดลงเนื่องจากเขื่อนทดน้ำจะต้องมีความสูงมากขึ้น ขนาดช่องเปิดของอาคารควบคุมแบบเปิดจะหาได้จากหลักการไหลของน้ำผ่านตอม่อสะพาน ขนาดช่องเปิดของอาคารควบคุมน้ำแบบ Orifice จะหาได้จากหลักการไหลของน้ำผ่าน Submerged Openning ขนาดท่อสำหรับอาคารควบคุมแบบปิดหาได้จากสูตรการไหลของน้ำผ่านท่อปิด นอกจากนี้ควรได้เผื่อการสูญเสียเฮดที่ทางเข้า ที่ประตู ทางออก และ Transition ไว้ด้วย

10.2.4 ข้อพิจารณาในการออกแบบ

(Design Considerations)

(1) ความยาวในการไหลซึมของน้ำ (Percolation Length)

สำหรับอาคารหัวงานที่สร้างบนฐานรากที่ยอมให้น้ำซึมผ่านได้

(Pervious foundations) จะต้องมีการคำนวณหาความยาวในการไหลซึมของน้ำเพื่อป้องกันน้ำกัดเซาะดินฐานรากเป็นโพรง (Piping and Roofing) โดยทั่ว ๆ ไปจะใช้วิธี Lane's Weighted Creep ในการวิเคราะห์ (ดูบทที่ 3) สำหรับอาคารควบคุมแบบปิดอาจจำเป็นต้องมี Collars เป็นช่วง ๆ ตลอดความยาวท่อเพื่อเพิ่มความยาวในการไหลซึมของน้ำ

(2) การป้องกันปลา (Fish Protection)

ถ้าไม่ต้องการให้ปลาติดเข้าไปในคลอง จะต้องมีการติดตั้งตะแกรงกันปลาทางด้านเหนือน้ำของประตู และหน้าตะแกรงกันปลาจะต้องมีตะแกรงกันสวะ ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านตะแกรงไม่ควรเกิน 1.5 ฟุต/วินาที รายละเอียดตะแกรงกันปลาแบบต่าง ๆ อยู่ในหัวข้อ 9.4.6 ในบทที่ 9

(3) การสลายพลังงาน (Energy Dissipation)

ไฮดรอลิคจั๊มเหมาะที่จะนำมาใช้ในการสลายพลังงานน้ำที่ไหลผ่านอาคารห้วงงาน โดยการสร้างอ่างน้ำนิ่ง (Stilling Basin) เพื่อยึดจั๊มไว้ รายละเอียดเกี่ยวกับการสร้างอ่างแบบอ่างน้ำนิ่งแบบต่าง ๆ ได้กล่าวถึงแล้วในบทที่ 5 ถึง 8 สำหรับอาคารห้วงานประเภทปิดอาจออกแบบให้อ่างน้ำนิ่งอยู่ภายในท่อก็ได้ แต่ต้องเผื่อ Freeboard ในท่อช่วงจากบานประตูถึงทางออกให้มากพอ เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดคลื่นปั่นป่วนจากจั๊มและเพื่อรักษาสภาพการไหลแบบอิสระไว้ กรณีที่มีเฮดมากพอจะออกแบบให้น้ำไหลผ่านท่อแบบ Supercritical และออกแบบอ่างน้ำนิ่งไว้ทางด้านท้ายน้ำของทางออก เพื่อหลีกเลี่ยงการสั่นสะเทือนของอาคาร การออกแบบต้องพิจารณาถึงสภาพการไหลที่อัตราการไหลต่าง ๆ นอกเหนือจากอัตราการไหลสูงสุดด้วย เพื่อว่าอาคารจะได้ทำงานได้เป็นที่น่าพอใจในทุกสภาพการไหล

(4) ตะแกรงกันสวะ (Trashracks)

กรณีที่มีการติดตั้งตะแกรงกันปลาและอาคารดักตะกอนควรมีการออกแบบตะแกรงกันสวะไว้ด้านหน้าอีกทีหนึ่ง ตามที่ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 9 เพื่อให้สามารถทำความสะอาดได้โดยสะดวก ปกติจะออกแบบให้ตะแกรงมีความลาดเท 1:4 (ราบ:ตั้ง) และความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านพื้นที่ช่องเปิดทั้งหมด (Gross Area) ต้องไม่เกิน 3 ฟุต/วินาที

เหล็กลูกกรงตั้งมีระยะห่าง 1-4 นิ้ว สำหรับตะแกรงละเอียด และ 4-12 นิ้ว สำหรับตะแกรงหยาบ สำหรับอาคารห้วงานที่มีการติดตั้งตะแกรงกันปลาแบบ Rotary

และมีตะกอนท้องน้ำมาก เหล็กลูกกรงตั้งจะต้องมีระยะถี่ที่สุดเพื่อป้องกันไม่ให้กรวดขนาดใหญ่ไหลมาสะสมตัวที่หน้าตะแกรง

10.3 อาคารอัดน้ำกลางคลอง (Checks)

10.3.1 หน้าที่โดยทั่วไป (General Functions)

อาคารอัดน้ำกลางคลองมีหน้าที่ดังต่อไปนี้

1. ควบคุมปริมาณน้ำที่ส่งให้พื้นที่ท้ายน้ำ

2. ยกระดับหรือรักษาระดับน้ำตามที่ต้องการในการส่งน้ำตามปกติ หรืออัดน้ำให้สูงพอที่จะส่งให้พื้นที่ที่มีระดับสูง

3. อัดน้ำในคลองให้สูงพอที่จะส่งผ่านท่อส่งน้ำเข้านาได้ในกรณีที่ส่งน้ำเข้าคลองน้อยกว่าความจุคลอง

4. ใช้ปิดคลองเพื่อการตรวจและซ่อมแซมฉุกเฉิน กรณีนี้จะต้องมีทางทิ้งน้ำทางด้านเหนือน้ำของอาคารอัดน้ำ

5. ในการปรับปรุงคลองเช่น การดาดคลองส่วนที่เป็นดิน อาคารอัดน้ำจะช่วยในการยกระดับน้ำให้ถึงระดับที่ต้องการ

10.3.2 ข้อพิจารณาในการออกแบบโดยทั่วไป

(1) Arrangement

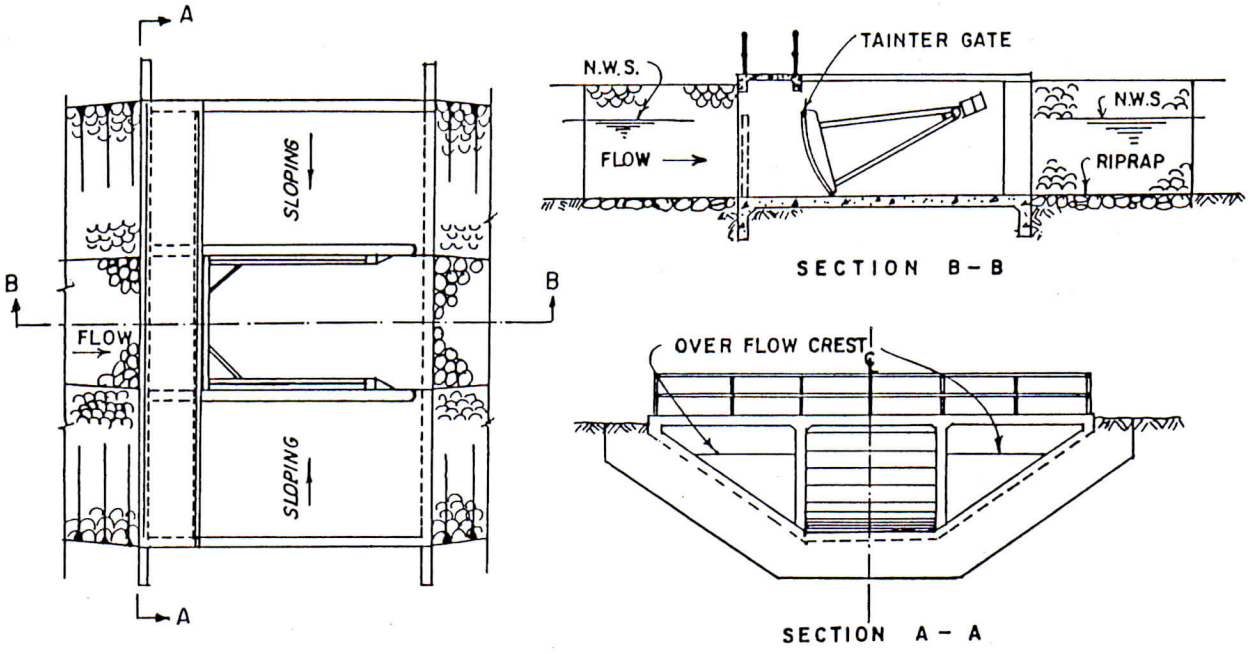
อาคารอัดน้ำอาจสร้างเป็นอาคารเดี่ยวแยกจากอาคารอื่นหรือสร้างรวมกับอาคารอื่นเช่น ท่อลอด น้ำตก หรือทางเท โดยสร้างไว้ที่ทางเข้าของอาคารเหล่านั้น การจัดสร้างอาคารอัดน้ำรวมกับอาคารอื่นมีข้อดีคือ ราคาถูกและลดการกัดเซาะทางด้านเหนือน้ำของอาคาร

สำหรับอาคารอัดน้ำเดี่ยวปกติจะประกอบด้วย Control Section และ Transition ทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ มาตรฐานการออกแบบของ USBR กำหนดว่าอาคารอัดน้ำทุกตัวจะต้องมีส่วนให้น้ำไหลล้นข้ามได้

(2) ชนิดของอาคารควบคุม (Types of Control)

ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านอาคารอัดน้ำจะถูกควบคุมด้วยบานโค้ง บานตรง หรือไม้เหลี่ยมอัดน้ำ โดยทั่ว ๆ ไปจะออกแบบให้มีฝายน้ำล้นทั้งสองข้างของช่องเปิด

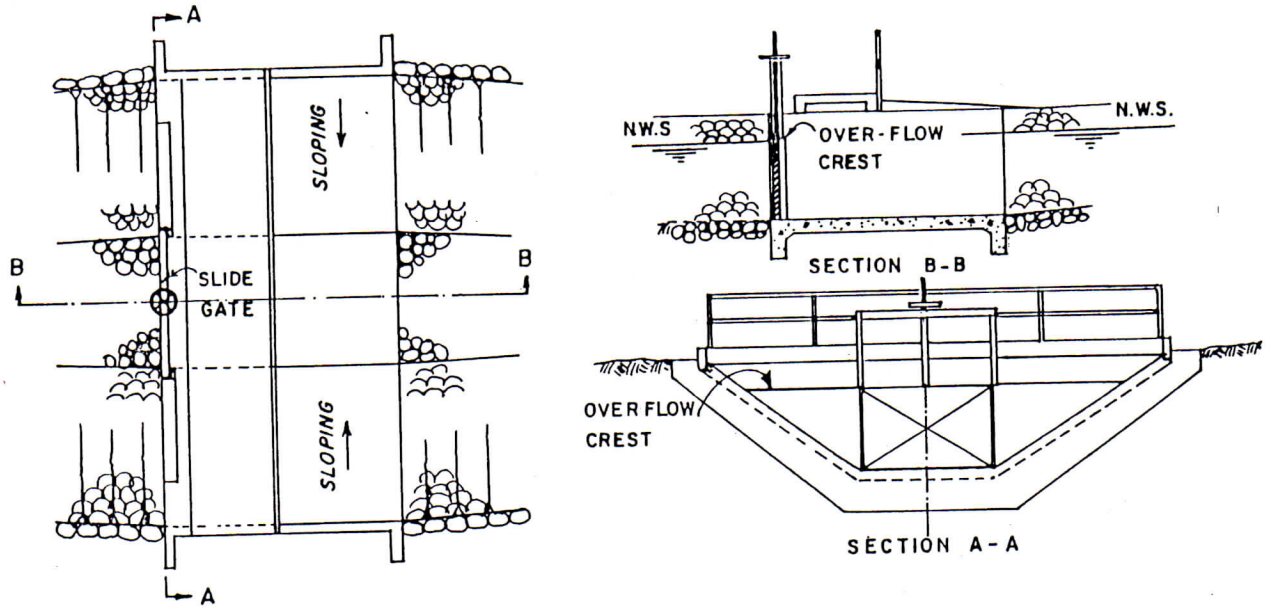
ปกติจะใช้บานโค้งในอาคารขนาดใหญ่ซึ่งช่องเปิดกว้างกว่า 6 ฟุต ความกว้างบานมากที่สุดไม่ควรเกิน 25 ฟุต เนื่องจากการใช้บานขนาดเล็กหลาย ๆ บานจะถูกกว่าและการปิดเปิดทำได้ง่ายกว่า รายละเอียดเกี่ยวกับบานประตูพร้อมเครื่องกว้านดูบทที่ 4 รูปที่ 10.2 แสดงลักษณะของอาคารอัดน้ำที่ใช้บานดค้ง



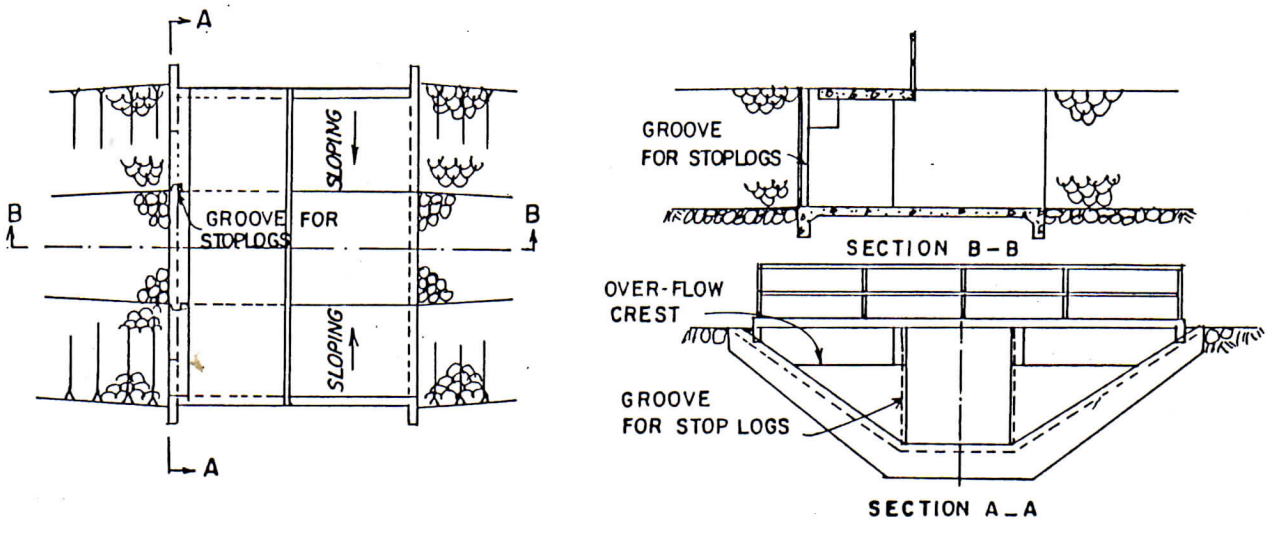
รูปที่ 10.2 อาคารอัดน้ำที่ใช้บานโค้ง

บานตรงเหมาะสำหรับอาคารขนาดเล็กซึ่งมีช่องเปิดน้อยกว่า 6 ฟุต และปกติจะปิด-เปิดด้วยแรงคน แต่ควรเผื่อสำหรับการปิด-เปิดด้วยมอเตอร์ไฟฟ้าในอนาคต (ดูรูปที่ 10.3)

ไม้เหลี่ยมอัดน้ำจะใช้สำหรับอาคารอัดน้ำซึ่งมีช่องเปิดกว้างไม่เกิน 6 ฟุต และปริมาณน้ำที่ไหลผ่านน้อยกว่า 50 ลบ.ฟุต/วินาที ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านต้องไม่เกิน 3.5 ฟุต/วินาที เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาในการปิด-เปิดบาน (ดูรูปที่ 10.4)



รูปที่ 10.3 อาคารอัดน้ำที่ใช้บานตรง



รูปที่ 10.4 อาคารอัดน้ำที่ใช้ไม้เหลี่ยมอัดน้ำ

10.4 เอกสารอ้างอิง

1. United Nations (1973), Design of Low-Head Hydraulic Structures, Economic and social Commission for Asia and the Pacific, Bangkok, Thailand.

บทที่ 11

การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 1

(Design of Spillways : Part I)

11.1 คำนำ

เขื่อนกักเก็บน้ำทุกเขื่อนจะต้องมีทางน้ำล้นเพื่อทำหน้าที่ระบายน้ำส่วนที่เกินความจุของอ่างในช่วงเวลาที่เกิดน้ำหลาก มิฉะนั้นจะก่อให้เกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อน ซึ่งจะเป็นอันตรายต่อตัวเขื่อนและอาคารประกอบต่าง ๆ แม้ว่าเขื่อนกักเก็บน้ำจะมีขนาดใหญ่ สามารถเก็บน้ำไว้ในปริมาณมาก ๆ แต่โดยทั่วไปการออกแบบเขื่อนมักจะไม่ค่อยออกแบบให้เขื่อนสูงมากเกินไปจนกระทั่งสามารถเก็บน้ำไว้ได้ทั้งหมดในช่วงน้ำท่วมใหญ่ ซึ่งนาน ๆ จะเกิดครั้ง (Low Frequency-High Discharge Flood) เพราะจะทำให้ค่าลงทุนในการสร้างแพงเกินความจำเป็น จึงจำเป็นต้องมีทางน้ำล้น สิ่งสำคัญในการออกแบบทางน้ำล้นคือจะต้องมีขนาดเพียงพอที่จะระบายน้ำส่วนเกินได้ทันเวลา ในการออกแบบทางน้ำล้นนอกจากจะต้องให้มีขนาดใหญ่พอแล้ว ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาถึงการกำหนดจุดที่ตั้งของทางน้ำล้นให้เหมาะสมในอันที่จะสามารถระบายน้ำได้ทันโดยไม่ก่อให้เกิดการกัดเซาะท้ายน้ำหรือตีนเขื่อนได้ อย่างไรก็ตาม ในบริเวณที่มีอาณาเขตลุ่มน้ำใหญ่ ๆ จะมีน้ำส่วนเกินที่จะต้องระบายผ่านทางน้ำล้นเป็นจำนวนมาก ในการนี้จะทำให้ทางน้ำล้นต้องมีขนาดใหญ่มากเป็นพิเศษ อันจะนำไปสู่ค่าก่อสร้างที่แพงมาก โดยทั่ว ๆ ไปมักจะมีการก่อสร้างทางระบายน้ำล้นช่วย (Auxiliary Spillways) หรือทางระบายน้ำล้นฉุกเฉิน (Emergency spillways) เพื่อช่วยทางระบายน้ำล้นซึ่งเรียกว่า Service Spillways ในการระบายน้ำบางส่วนออกไปเพื่อเป็นการประหยัดค่าก่อสร้างทางน้ำล้นซึ่งมีราคาแพง โดยมีหลักเกณฑ์ในการพิจารณาว่าจะระบายน้ำผ่านทางน้ำล้นช่วยหรือทางน้ำล้นฉุกเฉินเฉพาะปีที่มีน้ำมากเป็นพิเศษเท่านั้น ซึ่งจะเกิดขึ้นนาน ๆ ครั้ง ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องสร้างทางน้ำล้นช่วยหรือทางน้ำล้นฉุกเฉินให้มีความมั่นคงถาวรมากนัก รายละเอียดเกี่ยวกับทางระบายน้ำล้นช่วยและทางระบายน้ำล้นฉุกเฉินจะได้กล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

ที่กล่าวมาแล้วทั้งหมดจะเห็นได้ว่าทางน้ำล้นเป็นอาคารทางชลศาสตร์ที่สำคัญและมีราคาค่อนข้างแพง ผู้ออกแบบจะต้องให้ความระมัดระวังเป็นพิเศษในการกำหนดปริมาณน้ำที่จะระบายผ่านทางน้ำล้น การเลือกชนิดของทางน้ำล้นและจุดที่ตั้งที่เหมาะสม ตลอดจนการ

กำหนดปริมาณน้ำที่จะไหลผ่านทางน้ำล้นฉุกเฉิน เพื่อลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างทางน้ำล้น

11.2 ทางระบายน้ำล้นช่วย (Auxiliary Spillways)

ในกรณีที่สภาพภูมิประเทศและสภาพทางธรณีวิทยาเหมาะสม ควรจะได้มีการทำทางระบายน้ำล้นช่วยเพื่อใช้ประกอบกับ Service Spillways ซึ่งจะทำให้ช่วยลดค่าก่อสร้าง Service Spillways ลงได้มาก โดยก่อสร้าง Service Spillways เพียงเพื่อระบายปริมาณน้ำท่วมที่มีโอกาสเกิดบ่อย ๆ (ขนาดจึงไม่ใหญ่มาก) และสร้างทางระบายน้ำล้นช่วยเพื่อช่วยระบายน้ำส่วนที่เหลือซึ่งนาน ๆ จะเกิดขึ้นสักครั้ง จึงไม่มีความจำเป็นต้องสร้างทางระบายน้ำล้นช่วยให้มีความแข็งแรงทนทานเหมือนกับตัว Service Spillways หรืออาคารตัวอื่น ๆ ตามที่กล่าวมาแล้ว

สภาพที่เหมาะสมสำหรับการทำทางระบายน้ำล้นช่วย คือบริเวณที่มีช่องเขา (Saddle หรือ Depression) ตามขอบของอ่างเก็บน้ำซึ่งนำไปสู่ทางน้ำตามธรรมชาติ หรือบริเวณที่สามารถขุดคลองระบายผ่านตลิ่ง (Abutment) ออกไปห่างจากตัวเขื่อนได้

การออกแบบทางระบายน้ำล้นช่วยอาจจะทำเป็นฝายน้ำล้นซึ่งไม่มีบานประตูควบคุม (Fixed Crest Control) หรือมีแผ่นไม้อัดน้ำ (Stoplog) หรือบานประตู (Gate) ก็ได้ นอกจากนี้ยังอาจทำเป็นแบบทำนบดินชั่วคราว (Fuse Plug Dikes) ซึ่งออกแบบให้พังทลายเวลาน้ำไหลล้นข้ามก็ได้ การสร้างทางน้ำล้นช่วยแบบ Fuse-Plug Dikes มีข้อดีหลายประการคือค่าก่อสร้างถูก สามารถทำงานเองโดยอัตโนมัติ และค่าบำรุงรักษาถูกกว่ามาก นอกจากนี้ยังมีการทำทำนบดินเป็นช่วง ๆ ให้แต่ละช่วงมีความสูงไม่เท่ากัน เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลล้นเกิดขึ้นพร้อมกัน คลื่นน้ำท่วมเล็ก ๆ อาจจะผ่านทำนบดินช่วงที่มีระดับต่ำสุดและทำความเสียหายให้ตัวทำนบดินเพียงช่วงเดียวหรือสองช่วงแทนที่จะไหลล้นทั้งหมด ซึ่งจะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมทางระบายน้ำล้นช่วยหลังน้ำท่วมลงได้

11.3 ทางระบายน้ำล้นฉุกเฉิน (Emergency Spillways)

ทางระบายน้ำล้นฉุกเฉินถือเป็น Additional Safety ของทางน้ำล้นซึ่งทำหน้าที่เป็นตัวระบายน้ำฉุกเฉินในกรณีที่ Service Spillway เสียใช้การไม่ได้ หรือทำหน้าที่เป็นทางระบายน้ำล้นช่วย ในกรณีที่คลื่นน้ำท่วมมีใหญ่กว่าขนาดน้ำท่วมออกแบบ

ในการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำตามปกติทางระบายน้ำล้นฉุกเฉินเป็นสิ่งที่ไม่มีความจำเป็นเลย ดังนั้นจึงกำหนดว่าระดับสันฝายของทางน้ำล้นฉุกเฉินจะต้องอยู่สูงกว่าระดับน้ำสูงสุดออกแบบ (Designed Maximum Reservoir Water Surface) โดยยอมให้น้ำในอ่างท่วมเข้าไปในเขต Freeboard ก่อนที่จะไหลล้นทางระบายน้ำล้นฉุกเฉิน

การออกแบบทางระบายน้ำล้นฉุกเฉินอาจทำเป็นแบบลดระดับคันดินให้ต่ำกว่าสันเขื่อน การใช้ช่องเขาหรือขุดผ่านตลิ่งเพื่อการระบายน้ำ เป็นต้น

11.4 การเลือกปริมาณน้ำท่วมออกแบบ (Selection of Inflow Design Flood)

ปริมาณน้ำท่วมที่จะไหลเข้าอ่างเป็นเรื่องที่จะต้องมีการพิจารณาอย่างรอบคอบ เพราะเกี่ยวพันโดยตรงกับขนาดของทางน้ำล้นและการกำหนดระดับน้ำสูงสุด ถ้ากำหนดให้ปริมาณน้ำท่วมที่ไหลเข้าอ่างมีค่ามาก ก็จะต้องสร้างทางน้ำล้นที่มีขนาดใหญ่และราคาค่าก่อสร้างย่อมแพงเป็นเงาตามตัว แต่จะเป็นการปลอดภัยต่อตัวเขื่อนในแง่ที่ว่าโอกาสที่น้ำไหลเข้าอ่างในอัตรามากกว่าที่ออกแบบมีน้อย แต่ถ้ากำหนดให้ปริมาณน้ำท่วมที่ไหลเข้าอ่างมีค่าน้อย ทางน้ำล้นจะมีขนาดเล็กลง แต่มีเปอร์เซนต์เสี่ยงสูงต่อการที่น้ำไหลเข้าอ่างมีปริมาณมากกว่าที่คาดไว้ และมีผลทำให้ระบายน้ำไม่ทัน ดังนั้นในการกำหนดปริมาณน้ำท่วมที่ไหลเข้าอ่างจะต้องคำนึงถึงค่าลงทุน เปอร์เซนต์การเสี่ยงต่อการระบายน้ำไม่ทัน และผลที่อาจจะเกิดขึ้นถ้าเขื่อนพัง ตารางที่ 11.1 แสดงเกณฑ์ในการเลือกปริมาณน้ำท่วมออกแบบ

ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมที่ไหลลงอ่างจะต้องรู้ข้อมูลต่าง ๆ เช่น สถิติน้ำฝน ข้อมูลน้ำท่า สภาพดิน และสภาพภูมิประเทศของลุ่มน้ำ แต่อย่างไรก็ตามรายละเอียดต่าง ๆ จะไม่กล่าวถึงในที่นี้ ผู้สนใจดูรายละเอียดจาก Flood Studies ใน Design of Small Dams (USBR, 1977)

ตารางที่ 11.1 เกณฑ์ในการเลือกปริมาณน้ำท่วมออกแบบ สำหรับการออกแบบทางระบายน้ำล้น (USBR, 1977)

ถ้า	เลือกใช้
1. ถ้าอาคารพังจะก่อให้เกิดผลเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินอย่างร้ายแรง	1. ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เป็นไปได้ (PMF) ในการออกแบบ
2. ถ้าอาคารพังจะมีผลเสียหายต่อทรัพย์สินมหาศาล	2. ใช้ปริมาณน้ำท่วมซึ่งมีค่าน้อยกว่า PMF ตามสมมติฐานที่ว่าดินในลุ่มน้ำเปียกเนื่องจากฝนที่ตกก่อนหน้าในช่วง 5 วัน หรือ Antecedent Soil Moisture Condition III
3. ถ้าอาคารพังจะมีผลเสียหายเพียงเล็กน้อย	3. ใช้ปริมาณน้ำท่วมซึ่งมีค่าน้อยกว่า PMF ตามสมมติฐานว่า ดินในลุ่มน้ำมีความชุ่มชื้นเฉลี่ย หรือ Antecedent Soil Moisture Condition II

11.5 การกำหนดระดับน้ำสูงสุด (Design of Maximum Water Level)

ปริมาณน้ำไหลลงอ่างตามปกติจะแสดงไว้ในรูปของไฮโดรกราฟซึ่งจะทำให้ทราบค่าอัตราการไหลสูงสุด (Peak Rate) ตลอดจนปริมาตรน้ำทั้งหมดที่จะไหลลงอ่าง (Total Volume) ถ้าพิจารณาว่าตัวเขื่อนไม่สามารถจะเก็บกักน้ำไว้ได้เลย ขนาดของน้ำล้นจะต้องใหญ่พอที่จะระบายอัตราการไหลสูงสุดได้ ในกรณีนี้ขนาดของทางน้ำล้นจะพิจารณาจากอัตราการไหลสูงสุด แต่ถ้าพิจารณาว่าเขื่อนมีความสามารถเก็บกักน้ำไว้ได้บางส่วนเหนือระดับเก็บกักตามปกติขนาดของทางระบายน้ำล้นจะเล็กลง แต่ถ้าเขื่อนมีความสูงพอที่จะเก็บน้ำไว้ได้ทั้งหมดก็ไม่จำเป็นที่จะต้องสร้างทางระบายน้ำล้น ในกรณีนี้ระดับน้ำสูงสุดจะถูกกำหนดจากปริมาณน้ำทั้งหมดที่ไหลลงอ่าง จากนัยของความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเห็นได้ว่าขนาดของทางระบายน้ำล้นนั้นมีความสัมพันธ์กับระดับน้ำสูงสุด การกำหนดขนาดของทางระบายน้ำล้นจะขึ้นอยู่กับผลของการทำ

Flood Routing เพื่อหาอัตราการไหลสูงสุดที่ต้องระบายผ่านทางระบายน้ำล้น และระดับน้ำสูงสุดของเขื่อนที่เหมาะสม ซึ่งเกณฑ์ความเหมาะสมจะดูจากค่าลงทุนรวมในการเพิ่มระดับน้ำสูงสุด แต่ลดขนาดของทางระบายน้ำล้น หรือลดระดับน้ำสูงสุดแต่เพิ่มขนาดของทางระบายน้ำล้น แบบไหนมีราคาถูกที่สุดจะถือว่าเหมาะสมที่สุด ในการนี้จะต้องพิจารณาจากทางระบายน้ำล้นหลาย ๆ แบบ ทั้งแบบมีบานประตูควบคุมและแบบไม่มีบานประตูควบคุม

11.6 การหาขนาดทางระบายน้ำล้นที่เหมาะสม (Optimum Spillway Capacity)

การวิเคราะห์ด้วย Flood Routing และการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์ของราคาค่าลงทุนในการก่อสร้างตัวเขื่อนและทางระบายน้ำล้นจะช่วยทำให้ทราบขนาดของทางระบายน้ำล้นและปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน (Surcharge Storage) ซึ่งเป็นข้อมูลสำคัญในการกำหนดความสูงของเขื่อนได้

การทำ Flood Routing สำหรับอ่างเก็บน้ำอาศัยสมการสมดุลย์ของน้ำในอ่างเก็บน้ำดังนี้

$$\Delta S = I \cdot \Delta t - O \cdot \Delta t \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11.1)$$

เมื่อ ΔS = การเปลี่ยนแปลงปริมาตรอ่างเก็บน้ำในช่วงเวลา Δt

I = ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างเฉลี่ยจากไฮโดรกราฟของปริมาณน้ำท่วมออกแบบ

O = ปริมาณน้ำที่ไหลออกจากอ่างเฉลี่ย

Δt = ช่วงเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์

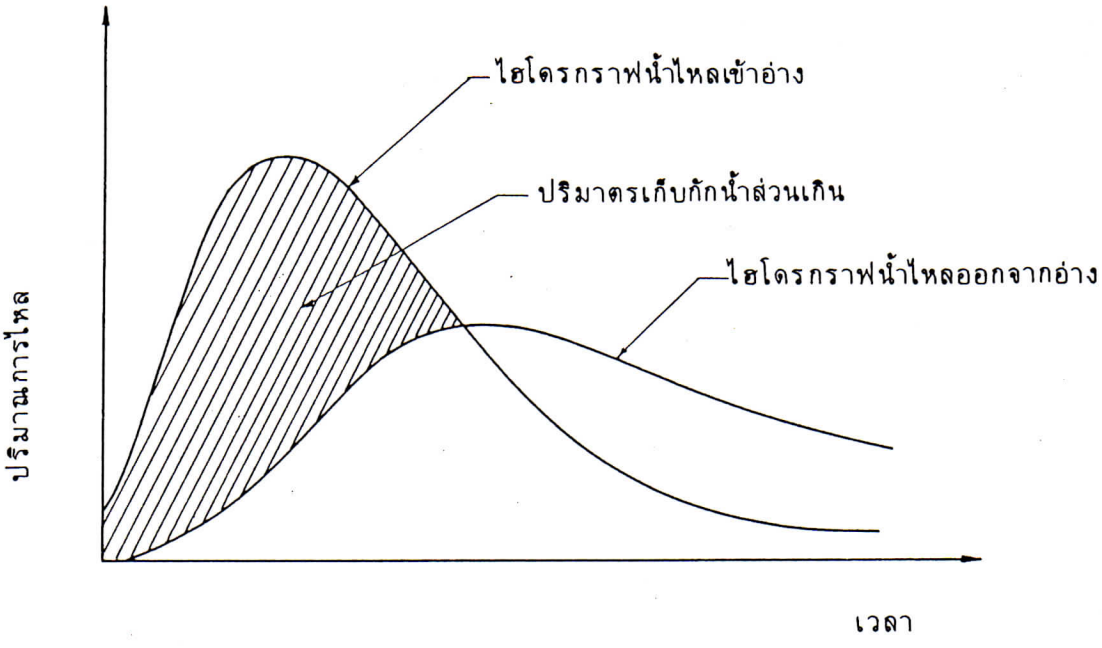
ปริมาณน้ำที่ปล่อยจากอ่างขึ้นอยู่กับชนิดและขนาดของทางระบายน้ำล้น การปฏิบัติงานของทางระบายน้ำล้น ชนิดและขนาดของอาคารทางออก (Outlet Works) และการปฏิบัติงานของอาคารทางออก ตัวอย่างการคำนวณ Flood Routing แสดงอยู่ในตารางที่ 11.2

หลังจากที่ทำ Flood Routing เรียบร้อยแล้วให้นำเอาไฮโดรกราฟของน้ำที่ไหลออกจากอ่างไปพล็อตเทียบกับไฮโดรกราฟของน้ำที่ไหลเข้าอ่างเพื่อหาปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินดังแสดงในรูป 11.1

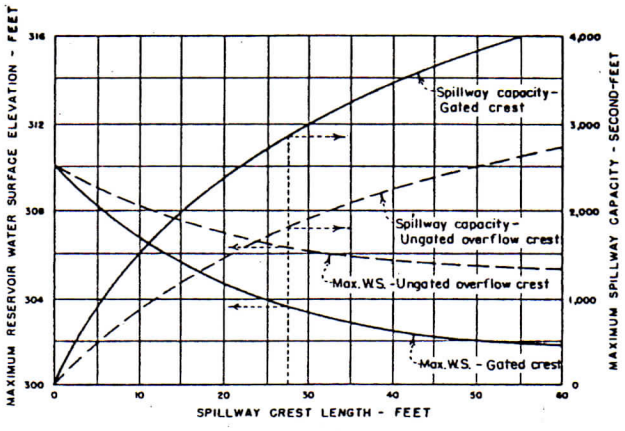
ปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินจะมีความสัมพันธ์กับขนาดของทางระบายน้ำล้นในลักษณะที่ว่าถ้าปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินมากจะช่วยลดขนาดของทางระบายน้ำล้นลงได้ดังแสดงในรูปที่ 11.2

ตารางที่ 11.2 ตัวอย่างการคำนวณ Flood Routing

(1) Time t, hours	(2) Δt, hours	(3) Inflow at time, t, second-feet	(4) Average rate of inflow I for Δt, second-feet	(5) Inflow, acre-feet	(6) Trial reservoir storage-elevation at time t	(7) Outflow at time, t, second-feet	(8) Average rate of outflow O for Δt, second-feet	(9) Outflow, acre-feet	(10) Incremental storage Δs, acre-feet	(11) Total storage, acre-feet	(12) Reservoir elevation, end of Δt, feet	(13) Remarks
0		400				0				1,050	300.3	
1	1	800	600	50	~~300.2~~ 300.3	~~5~~ 10	~~3~~ 5	~~0~~ 0	~~50~~ 50	~~1,100~~ 1,100	~~300.3~~ 300.3	~~High~~ OK
2	1	2,000	1,400	117	~~300.3~~ 301.0	~~54~~ 80	~~32~~ 45	~~3~~ 4	~~114~~ 113	~~1,214~~ 1,213	~~301.0~~ 301.0	~~High~~ OK
3	1	4,000	3,000	250	~~302.3~~ 302.1	~~360~~ 260	~~190~~ 170	~~16~~ 14	~~234~~ 236	~~1,447~~ 1,449	~~302.1~~ 302.1	~~Low~~ OK
4	1	6,000	5,000	417	~~303.9~~ 303.8	~~710~~ 690	~~485~~ 475	~~40~~ 40	~~377~~ 377	~~1,826~~ 1,826	~~303.8~~ 303.8	~~Low~~ OK
5	1	4,700	5,350	446	~~305.6~~ 305.3	~~1,060~~ 1,160	~~875~~ 925	~~73~~ 77	~~373~~ 369	~~2,199~~ 2,195	~~305.3~~ 305.3	~~High~~ OK
6	1	3,300	4,000	333	~~306.3~~ 306.2	~~1,560~~ 1,470	~~1,930~~ 1,315	~~111~~ 110	~~222~~ 223	~~2,417~~ 2,418	~~306.2~~ 306.2	~~Low~~ OK
7	1	2,400	2,850	238	306.6	1,610	1,540	128	110	2,528	306.6	OK
8	1	1,600	2,000	167	306.7	1,650	1,630	136	31	2,559	306.7	OK
9	1	1,100	1,350	112	306.6	1,610	1,630	136	—24	2,535	306.6	OK
11	2	500	800	133	306.0 306.1	1,400 1,430	1,505 1,520	251 253	—118 —120	2,417 2,415	306.1 306.1	High OK

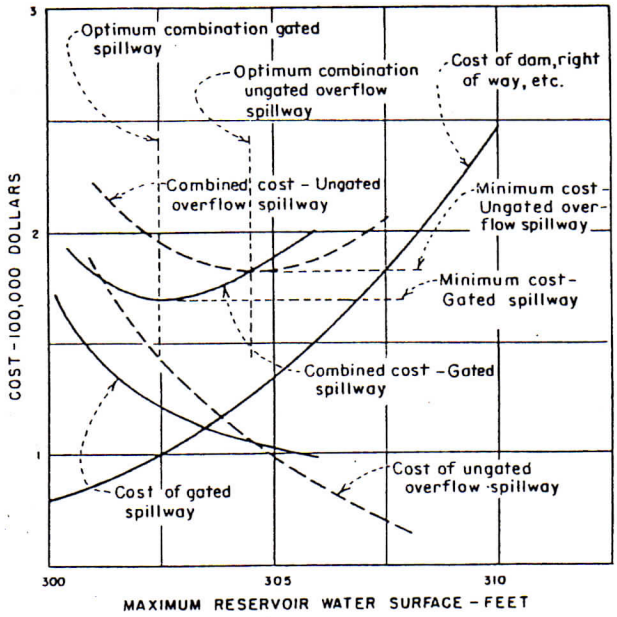


รูปที่ 11.1 การหาปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน



รูปที่ 11.2 ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดทางระบายน้ำล้นและปริมตารเก็บกักน้ำส่วนเกิน

โดยการสมมติความยาวสันฝายของทางระบายน้ำล้นจะสามารถหาความสามารถในการระบายน้ำสูงสุดของทางน้ำล้นและระดับน้ำสูงสุดในอ่างเก็บน้ำได้จากรูปที่ 11.2 ซึ่งจะทำให้สามารถคำนวณหาราคาของทางระบายน้ำล้นและราคาของตัวเขื่อนได้ ทำในทำนองเดียวกันสำหรับทางระบายน้ำล้นที่มีขนาดต่าง ๆ จะสามารถหาค่าลงทุนตัวเขื่อนและทางระบายน้ำล้นที่ต่ำที่สุดได้ ทำในทำนองเดียวกันสำหรับทางระบายน้ำล้นแบบอื่น เพื่อนำมาเปรียบเทียบกันว่าควรเลือกทางระบายน้ำล้นแบบไหน ดังแสดงในรูปที่ 11.3



รูปที่ 11.3 การเปรียบเทียบราคาของเขื่อนและทางระบายน้ำล้น

อย่างไรก็ตามวิจารณญาณของผู้ออกแบบยังคงมีความสำคัญเป็นอย่างมากในการเลือกทางระบายน้ำล้นเช่น ถึงแม้ว่าทางระบายน้ำล้นแบบมีบานประตูควบคุม (Gated Spillway) จะมีราคาถูกกว่าแบบไม่มีประตูควบคุม (Ungated Spillway) แต่ผู้ออกแบบอาจตัดสินใจเลือกใช้แบบไม่มีประตูควบคุมก็ได้ ถ้าพิจารณาว่าการก่อสร้างทำได้ง่ายกว่า ไม่มีปัญหาในการปฏิบัติงาน ไม่จำเป็นต้องมีการดูแล และค่าบำรุงรักษาต่ำกว่า

11.7 ชนิดของทางระบายน้ำล้น

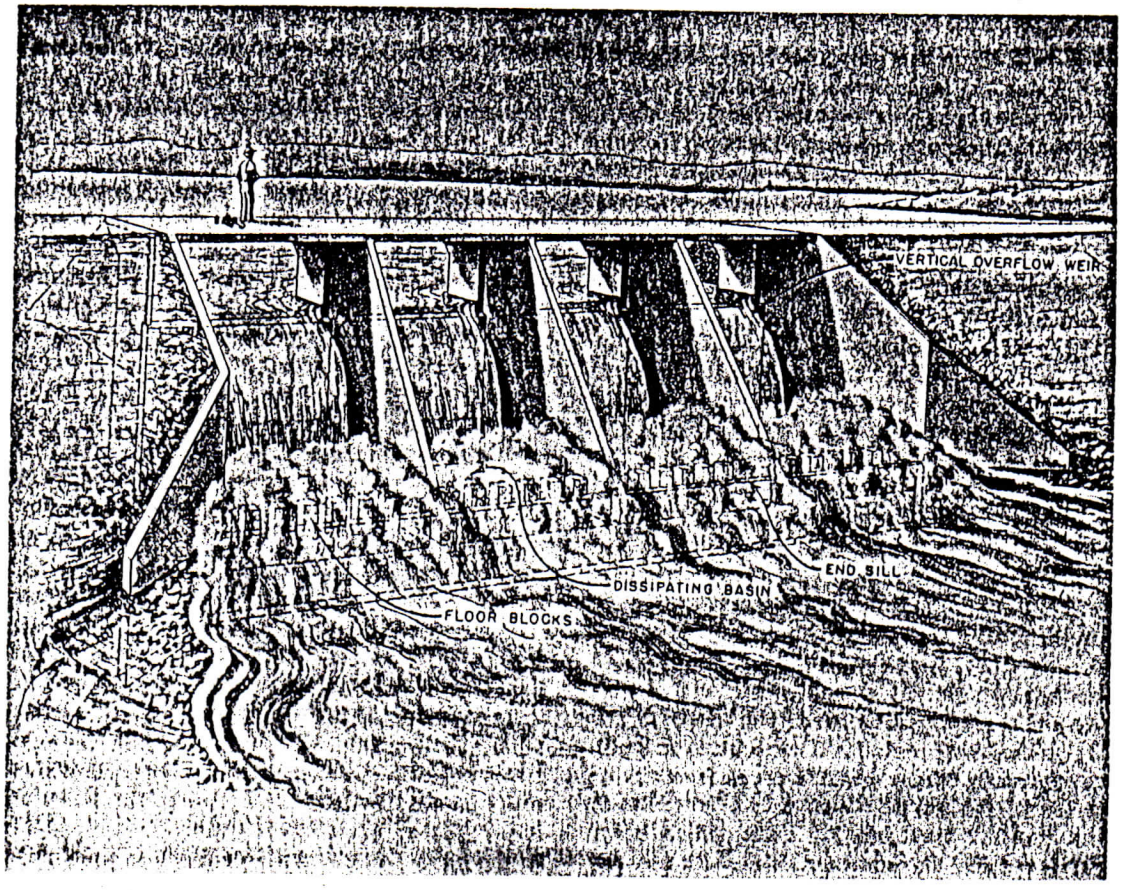
ทางระบายน้ำล้นสำหรับเขื่อนกักเก็บน้ำมีหลายชนิดเช่น ทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow, Free Overfall, รางเท, Side Channel, Rectangular Box Inlet, Morning Glory และแบบ Drop Inlet Pipe ดังแสดงในรูปที่ 11.4-11.7 การที่จะเลือกใช้ชนิดไหนขึ้นอยู่กับ ชนิดของเขื่อน ปริมาณน้ำที่ต้องการระบาย สภาพภูมิประเทศ ตลอดจนลักษณะของฐานราก

ทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow เป็นแบบที่สร้างง่ายและใช้กันโดยทั่ว ๆ ไป ถ้าใช้กับเขื่อนประเภทคอนกรีตล้วน (Concrete Gravity) อาจออกแบบสันเขื่อนบางตอนให้เป็นทางระบายน้ำล้น ทางน้ำล้นแบบรางเท ซึ่งมีลักษณะคล้ายแบบ Overflow มาก แต่นิยมใช้กับเขื่อนดิน โดยอาจสร้างเป็นส่วนหนึ่งของตัวเขื่อน หรือสร้างแยกออกจากตัวเขื่อนก็ได้ ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel เหมาะสำหรับเขื่อนที่กั้นหุบเขาแคบ แต่มีปริมาณน้ำที่ต้องการระบายสูง ทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory และแบบ Drop Inlet Pipe เหมาะสำหรับเขื่อนที่กั้นหุบเขาแคบและลึก และถ้ามีการเจาะอุโมงค์ผันน้ำระหว่างการก่อสร้างจะยิ่งเหมาะมากขึ้นเพราะสามารถใช้เป็นส่วนหนึ่งของทางระบายน้ำล้นได้ นอกจากนี้กรณีที่ต้องการจะลดขนาดความยาวสันฝายของทางระบายน้ำล้นลง อาจทำได้โดยการออกแบบทางระบายน้ำล้นให้เป็นแบบมีบานประตูควบคุม

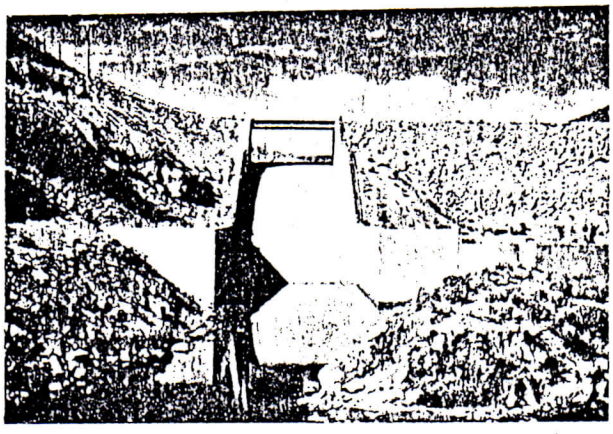
ทางระบายน้ำล้นทุกชนิดมีส่วนประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ

1. สันฝาย (Crest Section)
2. Conveyance Section
3. Discharge Section

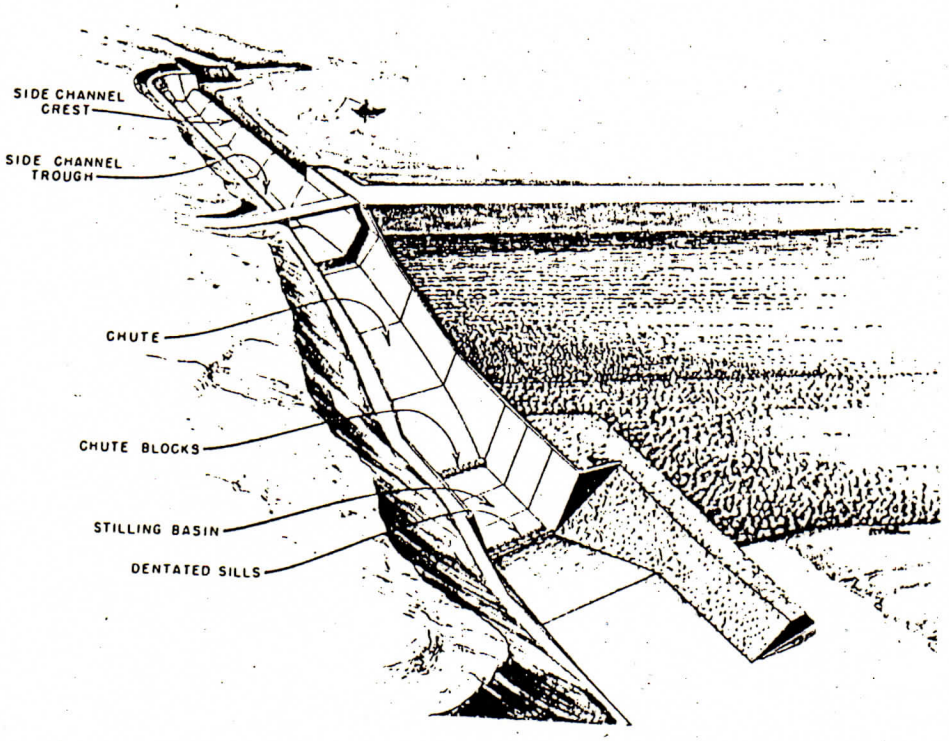
สันฝายจะทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำที่ต้องการระบายผ่านทางระบายน้ำล้น ตามปกติแล้วสันฝายจะอยู่ในแนวเดียวกับสันเขื่อนหรือไม่ก็ยื่นเข้าไปในอ่างเก็บน้ำ โดยให้ระดับสันฝายอยู่ที่ระดับน้ำที่ต้องการจะเก็บกัก จากสันฝายน้ำจะไหลเข้าสู่ Conveyance Section ซึ่งอาจเป็นรางเทหรือท่อเพื่อนำน้ำต่อไปยัง Discharge Section เพื่อทำการสลายพลังงานจลน์ก่อนที่จะปล่อยลงสู่ลำน้ำเดิมทางด้านท้ายน้ำของเขื่อน



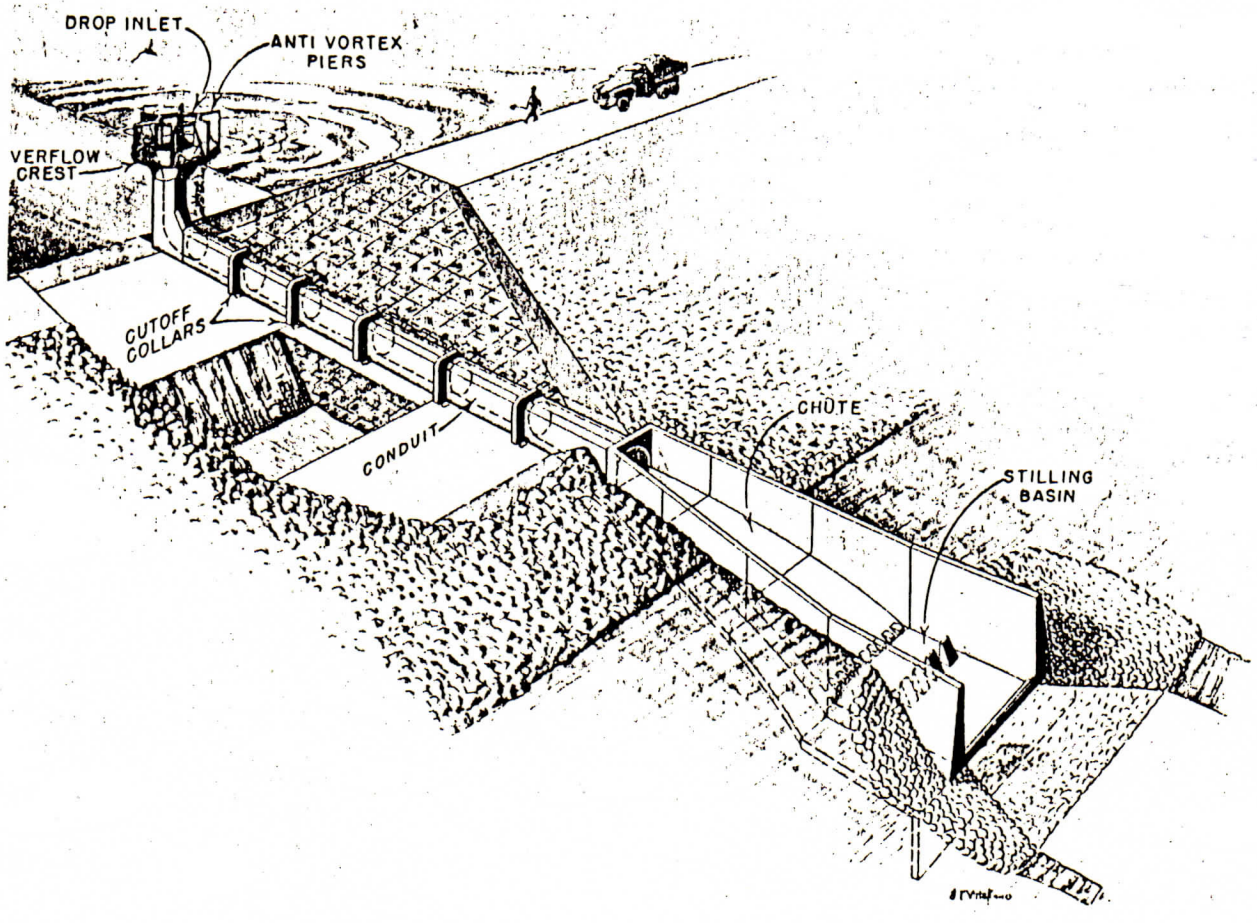
รูปที่ 11.4 ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall



รูปที่ 11.5 ทางระบายน้ำล้นแบบรางเท



รูปที่ 11.6 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel



รูปที่ 11.7 ทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory

ในกรณีนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow, Free Overfall, และแบบรางเท ส่วนทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel และแบบ Rectangular Box จะได้กล่าวถึงในบทที่ 12 และทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory และ Drop Inlet Pipe ในบทที่ 13

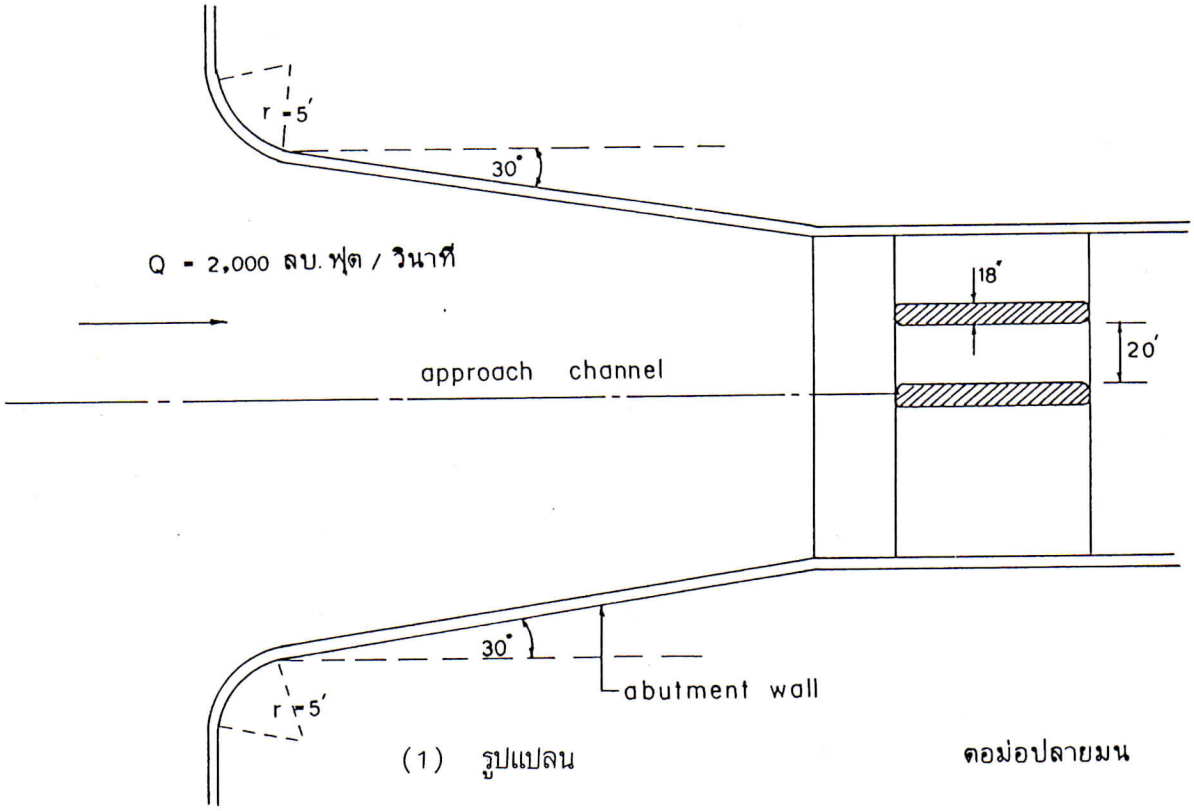
11.8 ทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow

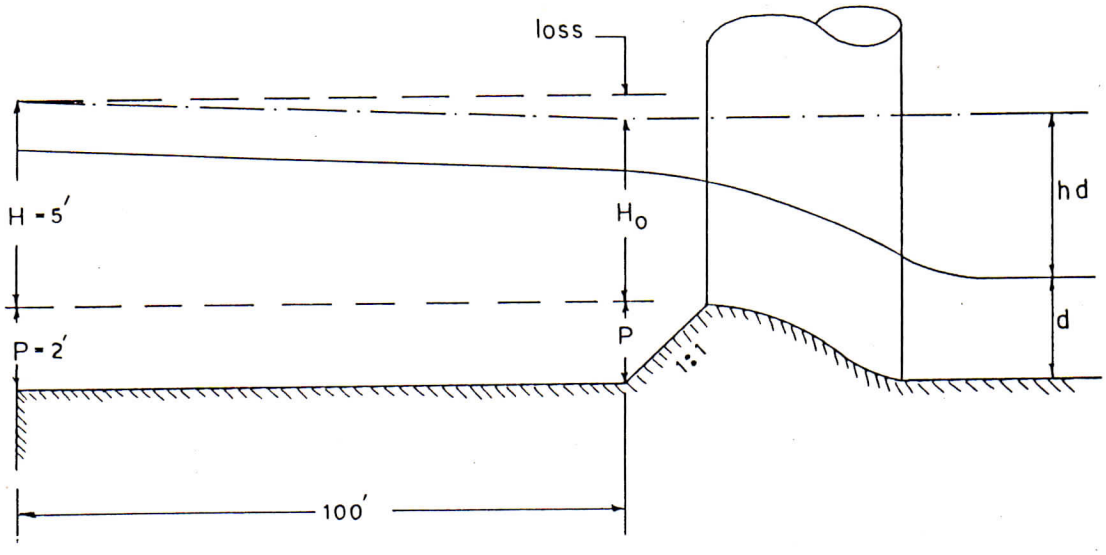
ทางระบายน้ำล้นแบบ Ovefflow ตามปกติแล้วจะถูกสร้างให้เป็นส่วนหนึ่งของตัวเขื่อนเช่น เขื่อนประเภทคอนกรีตล้วน โดยสันฝายจะถูกออกแบบให้มีรูปร่างลักษณะเป็นแบบ Ogee Conveyance Section มีความลาดเทเท่ากับความลาดเทของเขื่อนทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งปกติจะผันแปรอยู่ระหว่าง 0.6:1 ถึง 0.8:1 (ราบ:ตั้ง) และมีกำแพงข้างขนานทำด้วยคอนกรีตเพื่อควบคุมการไหลของน้ำลงมาตามผิวหน้าของทางระบายน้ำล้น การออกแบบกำแพงข้างจะใช้หลักของ Cantilever ส่วนอาคารสลายพลังงานอาจเป็นแบบไฮดรอลิคจั๊ม หรือ Submerged Roller Bucket หรือ Free Flip Bucket แล้วแต่กรณี

การออกแบบสันฝายแบบ Ogee ทั้งแบบมีบานประตูควบคุมและแบบไม่มีบานประตูควบคุมได้เคยกล่าวถึงโดยละเอียดแล้วในหัวข้อ 3.7 และ 3.8 ในบทที่ 3 ในบทนี้จึงขอกล่าวถึงเฉพาะตัวอย่างการออกแบบเท่านั้น

11.8.1 ตัวอย่างการออกแบบที่ 1

ให้ออกแบบสันฝายแบบ Ogee แบบไม่มีบานประตูควบคุม สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow ดังแสดงในรูปที่ 11.8 เพื่อให้ปริมาณน้ำ 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที ไหลผ่านโดยมีเฮดทั้งหมดเท่ากับ 5 ฟุต พร้อมทั้งคำนวณหาโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณและเฮดของน้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้น กำหนดว่าลาดผิวด้านเหนือน้ำของทางระบายน้ำล้นเท่ากับ 1:1 ช่องทางที่น้ำไหลเข้าสู่สันฝายยาว 100 ฟุต บนสันฝายมีตอม่อแบบ Rounded Noses ขนาด 18 นิ้ว ช่วงตอม่อกว้างไม่เกิน 20 ฟุต กำแพงตลิ่งลบมุมด้วยรัศมี 5 ฟุต และเอียงทำมุม 30 องศากับทิศทางการไหลของน้ำเข้าสู่ทางระบายน้ำล้น





(2) รูปตัดยาว

รูปที่ 11.8 ลักษณะทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee สำหรับตัวอย่างที่ 1

วิธีทำ

การออกแบบทำได้ 2 วิธี คือ

1. สมมติค่าความสูงของสันฝายและ Apron Position แล้วจึงหาค่า ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝาย

2. สมมติค่า ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝาย แล้วจึงหามิติต่าง ๆ

การออกแบบตามวิธีที่ 1

ขั้นที่ 1 สมมติความสูงของสันฝาย $P = 2$ ฟุต

และพื้นด้านท้ายน้ำของสันฝายต่ำกว่าสันฝาย 2 ฟุต

และไม่มีการสูญเสียพลังงานขณะที่น้ำไหลผ่านช่องทางเข้า

$$H_e = 5 \text{ ฟุต}$$

$$\frac{P}{H_e} = \frac{2}{5} = 0.4$$

จากรูปที่ 3.9 $C_o = 3.75$

ขั้นที่ 2 หาการสูญเสียพลังงานในช่องทางเข้า (Approach Channel)

$$q = C_o H_e^{1.5}$$

$$= 3.75\ (5)^{1.5} = 41.9 \text{ ฟุต}^3/\text{วินาที}/\text{ฟุต}$$

$$\approx 42 \text{ ฟุต}^3/\text{วินาที}/\text{ฟุต}$$

$$v_a = \frac{q}{(P + H_e)} = \frac{42}{(2 + 5)} = 6 \text{ ฟุต}/\text{วินาที}$$

สมมติให้ $n = 0.0225$

และทางน้ำกว้างมาก (R = ความลึกของน้ำหน้าสันฝาย)

$$V_a = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$S = \left(\frac{6 \times 0.0225}{1.486\ (7)^{2/3}}\right) = 0.0006$$

$$h_f = 100 \times 0.0006 = 0.06 \text{ ฟุต}$$

Entrance Loss $= 0.1 \frac{v_a^2}{2g}$

$= 0.1 \times \frac{(6)^2}{2 \times 32.2} = 0.056$ ฟุต

$= 0.06$ ฟุต

Total Head Losses ในช่องทางเข้า

$= 0.06 + 0.06 = 0.12$ ฟุต

ขั้นที่ 3 คำนวณหาค่า C ใหม่ โดยใช้ Effective Head ที่คำนวณได้

$H_e = 5.00 - 0.12 = 4.88$ ฟุต

$\frac{P}{H_e} = \frac{2}{4.88} = 0.41$

จากรูปที่ 3.9 $C_o = 3.77$

พิจารณาอิทธิพลของความลาดเทผิวด้านหน้าฝายต่อค่า C

กำหนดให้ความลาดเทผิวด้านหน้าฝาย = 1:1

จากรูปที่ 3.11

$\frac{C_{inclined}}{C_{vertical}} = 1.018$

$C_{inclined} = 1.018 \times 3.77 = 3.84$

พิจารณาอิทธิพลทางพื้นท้ายน้ำ

$\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{7 - 0.12}{5 - 0.12} = \frac{6.88}{4.88} = 1.41$

จากรูปที่ 3.13

$\frac{C_s}{C} = 0.966$

$C_s = 0.966 \times 3.84 = 3.71$

ถ้า $\frac{h_d + d}{H_e} = 1.41$

และ ส.ป.ส. การไหลของน้ำลดลง = 1 - 0.966 = 0.034 = 3.4 %

จากรูปที่ 3.12

$\frac{h_d}{H_e}$ = 0.91 และการไหลของน้ำทางด้านท้ายน้ำเป็นแบบ Supercritical

h_d = 0.91 × 4.88 = 4.44 ฟุต

d = 6.88 - 4.44 = 2.45 ฟุต

ตรวจสอบว่าการไหลของน้ำทางด้านท้ายน้ำเป็นแบบ Supercritical หรือไม่

และ $\frac{V_d^2}{2g}$ = h_d หรือไม่ ดังนี้

$V_d = \frac{41.9}{2.45} = 17.1$ ฟุต/วินาที

$F_r = \frac{V_d}{\sqrt{gd}} = \frac{17.1}{\sqrt{32.2 \times 2.45}} = 1.9 > 1$

แสดงว่าการไหลของน้ำเป็นแบบ Supercritical

$\frac{V_d^2}{2g} = \frac{(17.1)^2}{2 \times 32.2} = 4.5$ ฟุต ..... O.K.

พิจารณาอิทธิพลของน้ำท่วมท้ายฝาย

$\frac{h_d}{H_e}$ = 0.91

จากรูปที่ 3.14

$\frac{C_s}{C_o}$ = 1 แสดงว่าน้ำท่วมท้ายฝายไม่มีอิทธิพลต่อค่า C

C_s = 3.71

ขั้นที่ 4 การคำนวณหาความยาวของสันฝายจากสูตร

$Q = C L_e H_e^{1.5}$

$L_e = \frac{2000}{3.71 (4.88)^{1.5}} = 50$ ฟุต

พิจารณาอิทธิพลของตอม่อและกำแพงตลิ่ง

จากสมการที่ 3.3

$L = L_e + 2(N.K_p + K_a) H_e$

$L_e = 50$ ฟุต

$N = \frac{50}{20} - 1 = 2.5 - 1 = 1.5 \approx 2$

$K_p = 0.01$ สำหรับตอม่อแบบ Rounded Noise

$K_a = 0$ สำหรับกำแพงตลิ่งซึ่งลบมุมด้วยรัศมี 5 ฟุต

$(r > 0.5\ H_o)$ และกำแพงตลิ่งทำมุม 30° กับเส้นผ่าศูนย์กลางของช่องทางเข้าทางระบายน้ำล้น

$L = 50 + 2\ (2 \times 0.01 + 0) \times 4.88$

$= 50.2$ ฟุต

ขั้นที่ 5 หาโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณและเฮดของน้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้น

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงค่า C ไม่ได้มีความสัมพันธ์ที่แน่นอนกับการเปลี่ยนแปลงเฮดของน้ำที่ต่างจากเฮดออกแบบ ดังนั้นจึงต้องคำนวณหาค่า C ที่เฮดแต่ละค่า เพื่อนำไปใช้คำนวณหาปริมาณการไหลดังแสดงในตารางที่ 11.3

การออกแบบตามวิธีที่ 2

ขั้นที่ 1 สมมติค่า ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝายแบบเบ็ดเสร็จ

$C = 3.5$

$H_e = 5$ ฟุต (สมมติว่า $H_a = 0$)

$q = 3.5\ (5)^{1.5}$

$= 39.1$ ฟุต^3/วินาที/ฟุต

ตารางที่ 11.3 การหาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลและเฮดของทางน้ำล้นแบบ Overflow ซึ่งมี L = 50 ฟุต, H_o = 4.89 และ P = 2 ฟุต

$\frac{H_e}{H_o}$	H_e feet	(1) $\frac{C}{C_o}$	(2) C_i	(3) h_d+d	$\frac{h_d+d}{H_e}$	(4) $\frac{C_s}{C}$	(5) C_s	$q=C_sH_e^{3/2}$	H_e+P	(6) v_a (approx.) q/H_e+P	h_a	s (n=0.0225)	Entrance loss, 0.1 h_a	Total approach losses, feet	(7) Gross head, feet	(8) Total discharge, second-feet, $Q=C_sLH_e^{3/2}$
0.1	0.49	0.82	3.15	2.49	5.08	1.00	3.15	1.1	2.49	0.44	0.003	0.00001	0	0	0.49	55
.2	.98	.85	3.26	2.98	3.04	1.00	3.26	3.2	2.98	1.07	.02	.00006	0	.01	.99	160
.4	1.96	.90	3.46	3.96	2.02	1.00	3.46	9.5	3.96	2.40	.09	.0002	.01	.03	1.99	475
.6	2.93	.94	3.61	4.93	1.68	1.00	3.61	18.1	4.93	3.67	.21	.0004	.02	.06	2.99	905
.8	3.91	.97	3.73	5.91	1.51	.982	3.66	28.3	5.91	4.79	.36	.0005	.04	.09	4.00	1,415
1.0	4.89	1.0	3.84	6.89	1.41	.966	3.71	40.0	6.89	5.80	.52	.0006	.05	.11	5.00	2,000
1.2	5.87	1.03	3.96	7.87	1.34	.95	3.76	53.5	7.87	6.80	.72	.0007	.07	.14	6.01	2,675

(1) จากรูปที่ 3.10 เมื่อรู้ $\frac{H_e}{H_o}$

(2) $C_i = (1) \times C_{inclined}$ for $C_o = 3.84$

(3) $h_d + d = H_e + P$

(4) จากรูปที่ 3.13 เมื่อรู้ $\frac{h_d + d}{H_e}$ (ถือว่าไม่มีอิทธิพลจากท้ายน้ำ)

(5) $C_s = (2) \times (4)$

(6) $V_a = \frac{q}{H_e + P}$

(7) Gross Head = H_e + Total Approach Losses

(8) $Q = qL = 50\ q$

ขั้นที่ 2 หาค่า P

จากรูปที่ 3.9 เมื่อ $C_o = 3.5$

$$\frac{P}{H_o} = 0.16 \approx 0.2$$

$$P = 0.2 \times 5 = 1.0 \text{ ฟุต} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(น้อยเกินไป)}$$

เพื่อเป็นการเผื่อว่าองค์ประกอบอื่น ๆ เช่น เฮดเหนือสันฝายที่ต่างจากเฮดออกแบบและอิทธิพลทางด้านท้ายน้ำอาจทำให้ค่า C ลดลง จึงควรกำหนดให้ P มากกว่า 1.0 ฟุต

สมมติให้ P = 2.0 ฟุต

ขั้นที่ 3 เนื่องจากค่า P = 2.0 ฟุต เหมือนที่สมมติใน "การออกแบบตามวิธีที่ 1"

Total Approach Head Losses = 0.12 ฟุต

$$H_o = 5 - 0.12 = 4.88 \text{ ฟุต}$$

ในทำนองเดียวกันจากรูปที่ 3.9

$$C_o = 3.77$$

และจากรูปที่ 3.11

$$C_{inclined} = 3.84$$

ขั้นที่ 4 หาค่า ส.ป.ส. การไหลแบบเบ็ดเสร็จ สำหรับ $H_o = 4.88$ ฟุต

จากขั้นที่ 1 $C = 3.5$ เมื่อ $H_o = 5$ ฟุต

$$C_s(4.88)^{1.5} = 3.5\ (5)^{1.5}$$

$$C_s = \frac{3.5(5)^{1.5}}{(4.88)^{1.5}}$$

$$= 3.62$$

ขั้นที่ 5 หาตำแหน่งพื้นท้ายน้ำ

$$\text{Submergence Ratio} = \frac{C_s}{C_{inclined}} = \frac{3.62}{3.84} = 0.94$$

จากรูปที่ 3.13

เมื่อ $\frac{C_s}{C_{inclined}} = 0.94$

$\frac{h_d + d}{H_e} = 1.3$

$h_d + d = 1.3 \times 4.88 = 6.3$ ฟุต

พื้นท้ายน้ำควรจะอยู่ที่ $= (h_d + d) - H_e$

$= 6.3 - 4.88 = 1.42$ ฟุต

(ต่ำกว่าระดับสันฝาย)

ขั้นที่ 6 หาความยาวของสันฝาย

$$L_e = \frac{2000}{3.62\ (4.88)^{1.5}} = 51.2 \text{ ฟุต}$$

$$L = 51.2 + 2(2 \times 0.01 + 0)\ 4.88$$

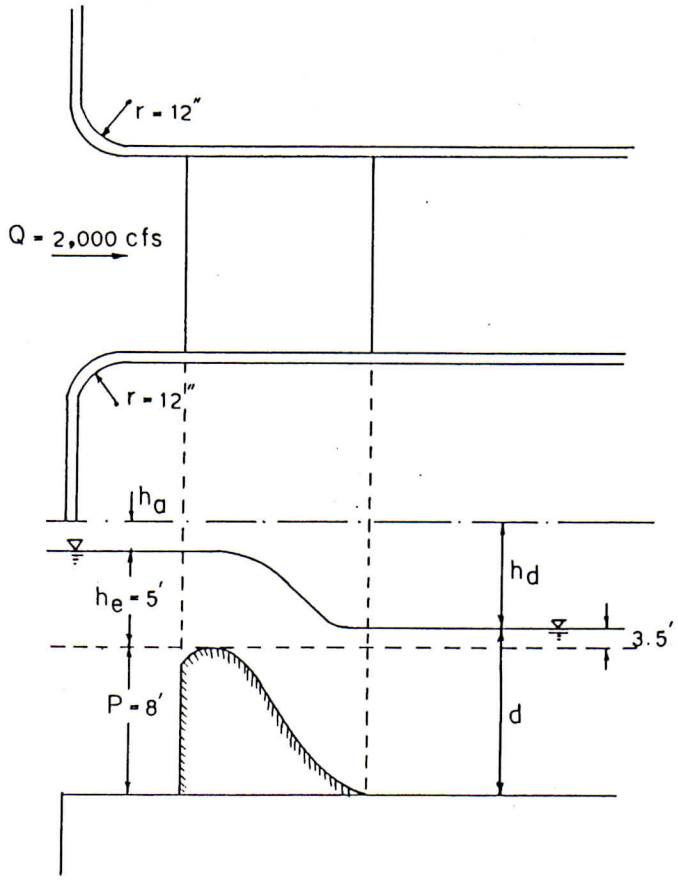
$$= 51.4 \text{ ฟุต}$$

ค่าความยาวของสันฝายและตำแหน่งของพื้นท้ายน้ำจะเปลี่ยนไปตามค่า ส.ป.ส. การไหลของน้ำแบบเบ็ดเสร็จ และ Approach Depth

การคำนวณหาโค้งความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลของน้ำและเฮดทำได้ในทำนองเดียวกับตารางที่ 11.3

11.8.2 ตัวอย่างการออกแบบที่ 2

ให้ออกแบบสันฝาย Ogee แบบไม่มีบานประตูควบคุม สำหรับเขื่อนทดน้ำแห่งหนึ่ง ซึ่งระบายน้ำได้ 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที โดยมีความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำไม่เกิน 5 ฟุตเหนือระดับสันฝาย ฝายสูง 8 ฟุต มีกำแพงตลิ่งด้านหน้าทำมุม 90° กับทิศทางการไหลของน้ำ และลบมุมด้วยรัศมี 12 นิ้ว ระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำสูง 3.5 ฟุต เหนือระดับสันฝายขณะที่ระบายน้ำ 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที ดังรูปที่ 11.9



รูปที่ 11.9 ฝายแบบ Ogee สำหรับตัวอย่างที่ 2

วิธีทำ สมมติว่า h_a (Approach Velocity Head) = 0

$$H_e \simeq h_e = 5.0$$

$$\frac{P}{H_o} = \frac{P}{H_e} = \frac{8}{5} = 1.6$$

จากรูปที่ 3.9 $C_o = 3.93$

ตรวจสอบว่าน้ำท่วมท้ายฝายหรือไม่

$$\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{P + H_e}{H_e} = \frac{8 + 5}{5} = 2.6$$

$$h_d = H_e - 3.5 = 1.5 \text{ ฟุต}$$

$$\frac{h_d}{H_e} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

จากรูปที่ 3.12 จะพบว่า เมื่อ $\frac{h_d + d}{H_e} = 2.6$ และ $\frac{h_d}{H_e} = 0.3$

การไหลของน้ำจะอยู่ในช่วง Drowned Jump ซึ่งแสดงว่าการไหลของน้ำจะเป็นแบบท่วมท้ายฝาย และระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำจะมีผลทำให้ค่า C ลดลง 6 %

$$\frac{C_s}{C} = 0.94$$

$$C_s = 0.94 \times 3.93 = 3.7$$

$$q = C_s H_e^{1.5}$$

$$= 3.7\ (5)^{1.5}$$

$$= 41.4 \quad \text{ฟุต}^3/\text{วินาที/ฟุต}$$

$$v_a = \frac{q}{P + H_e}$$

$$= \frac{41.4}{13} = 3.18 \quad \text{ฟุต/วินาที}$$

$$h_a = \frac{(3.18)^2}{2 \times 32.2} = 0.16 \quad \text{ฟุต}$$

<u>คำนวณใหม่โดยใช้ $h_a = 0.16$ ฟุต</u>

$$H_e = 5 + 0.16 = 5.16 \quad \text{ฟุต}$$

$$\frac{h_d + d}{H_e} = \frac{P + H_e}{H_e} = \frac{8 + 5.16}{5.16} = 2.55$$

$$\frac{h_d}{H_e} = \frac{5.16 - 3.5}{5.16} = \frac{1.66}{5.16} = 0.32$$

จากรูปที่ 3.9

เมื่อ $\frac{P}{H_e} = \frac{8}{5.16} = 1.55 \approx 1.6$

$$C_o = 3.93$$

จากรูปที่ 3.12

เมื่อ $\frac{h_d}{H_e} = 0.32$ และ $\frac{h_d + d}{H_e} = 2.55$ พบว่าระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำมีผลทำให้ค่า C ลดลง 5 %

$$\frac{C_s}{C_o} = 0.95$$

$$C_s = 0.95 \times 3.93 = 3.73$$

$$L_e = \frac{2000}{3.73(5.16)^{1.5}}$$

$$= 45.7 \text{ ฟุต}$$

$$N = 0$$

$$K_p = 0$$

$$K_a = 0.1$$

($0.5\ H_e = 2.58' > r = 12" > 0.15\ H_e$ และกำแพงตลิ่งด้านหน้าทำมุม 90° กับทิศทางการไหลของน้ำ)

$$L = 45.7 + 2\ (0 + 0.1)\ 5.16$$

$$= 46.7 \text{ ฟุต}$$

11.9 ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall (Straight Drop)

11.9.1 คำนำ

ทางระบายน้ำล้นแบบนี้ปล่อยให้น้ำที่ไหลผ่านสันฝายไหลตงลงไปอย่างอิสระ ดังแสดงในรูปที่ 11.4 น้ำที่ตกลงมาจะก่อให้เกิดการกัดเซาะในแนวดิ่งต่อพื้นท้องน้ำหรือเกิดเป็น Plunge Pool ถ้ามีการกัดเซาะรุนแรงมาก จะต้องมีการป้องกันพื้นท้องน้ำโดยการขุดและเทคอนกรีตเพื่อป้องกันการกัดเซาะ

ถ้าน้ำทางด้านท้ายน้ำมีความลึกมากพอ จะเกิดไฮดรอลิคจั๊ม หลังจากที่น้ำตกแบบอิสระ (Free Overfall ลงมากระทบพื้นท้องน้ำ

ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall มีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานสำหรับความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำที่ระดับต่าง ๆ จึงเหมาะที่จะใช้กับเขื่อนดินเตี้ย โดยการจัดวาง

Floor Blocks และ End Sill ในตำแหน่งที่เหมาะสมจะช่วยทำให้เกิดจั๋มเพื่อลดการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำ ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall ไม่เหมาะที่จะใช้กับน้ำที่มีระยะตกสูง เพราะแรงกระแทกของน้ำกับพื้นท้ายน้ำจะรุนแรงมาก และอาจมีผลทำให้เกิดการสั่นสะเทือนมาก จนเป็นอันตรายต่อตัวอาคารได้ ระยะน้ำตกสำหรับทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall ไม่ควรเกิน 20 ฟุต

11.9.2 ชลศาสตร์ของทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall

ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall มีส่วนประกอบที่สำคัญ 2 ส่วนคือ Control Section และ Energy Dissipator

Control Section อาจเป็นแบบฝายสันคมหรือฝายสันกว้าง ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายจะดูได้จากหัวข้อ 3.7 บทที่ 3

เมื่อน้ำไหลผ่านสันฝายและตกลงสู่ลำน้ำทางด้านท้ายน้ำอย่างอิสระ จะก่อให้เกิดการกัดเซาะในแนวดิ่งซึ่งเรียกว่า Plunge Pool ความลึกของการกัดเซาะในแนวดิ่งขึ้นอยู่กับระยะที่น้ำตก ความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำ และปริมาณน้ำที่ไหลตกอย่างอิสระ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสูตรเอ็มไพริกัลดังนี้

$$d_s = 1.32\, h_d^{0.225}\, q^{0.54} \qquad \text{.....} \qquad (11.2)$$

เมื่อ d_s = ระยะกัดเซาะมากที่สุดใต้ระดับน้ำท้ายน้ำ เป็นฟุต

h_d = ระยะน้ำตกซึ่งเท่ากับผลต่างของระดับน้ำด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ เป็นฟุต

q = Unit discharge เป็น ฟุต^3/วินาที/ฟุต

อาคารสลายพลังงานอาจเป็นแบบไฮดรอลิคจั๋ม หรือแบบ Impact Blocks หรือแบบ Slotted Grating Dissipator มิติต่าง ๆ ของอาคารสลายพลังงานจะขึ้นอยู่กับ Drop Distance (Y) และ Unit Discharge (q) ซึ่งสามารถเขียนออกมาในรูปของ Dimensionless เทอมได้ดังนี้

ถ้า $d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

$$\frac{d_c}{Y} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gY^3}}$$

ให้เทอม $\frac{q^2}{gY^3}$ เรียกว่า Drop Number ($\bar{D}$)

$$\bar{D} = \frac{q^2}{gY^3} \quad \text{.....} \quad (11.3)$$

หรือ $\bar{D} = F_1^2 \left(\frac{d_1}{Y}\right)^3$

เมื่อ F_1^2 = Froude Number ที่จุดซึ่งน้ำที่ตกกระทบพื้นดังแสดงในรูปที่ 11.10 เท่ากับ $\frac{q^2}{gd_1^3}$

d_c = ความลึกวิกฤต

11.9.3 อ่างแบบไฮดรอลิคจั๊ม

ลักษณะของจั๊มที่เกิดจาก Free Overfall จะเหมือนกับจั๊มโดยทั่ว ๆ ไป เมื่อรู้ Drop Number และอัตราส่วน $\frac{h_d}{H_e}$ จะหาจุดที่เกิดจั๊ม (จุด X หรือระยะ L_d), F_1 , d_1 และ d_2 ได้จากรูปที่ 11.10 (B) หลังจากนั้นจะสามารถหามิติต่าง ๆ ของไฮดรอลิคจั๊ม (เบซิน II, III หรือ IV) ได้ตามวิธีที่กล่าวมาแล้วในบทที่ 5

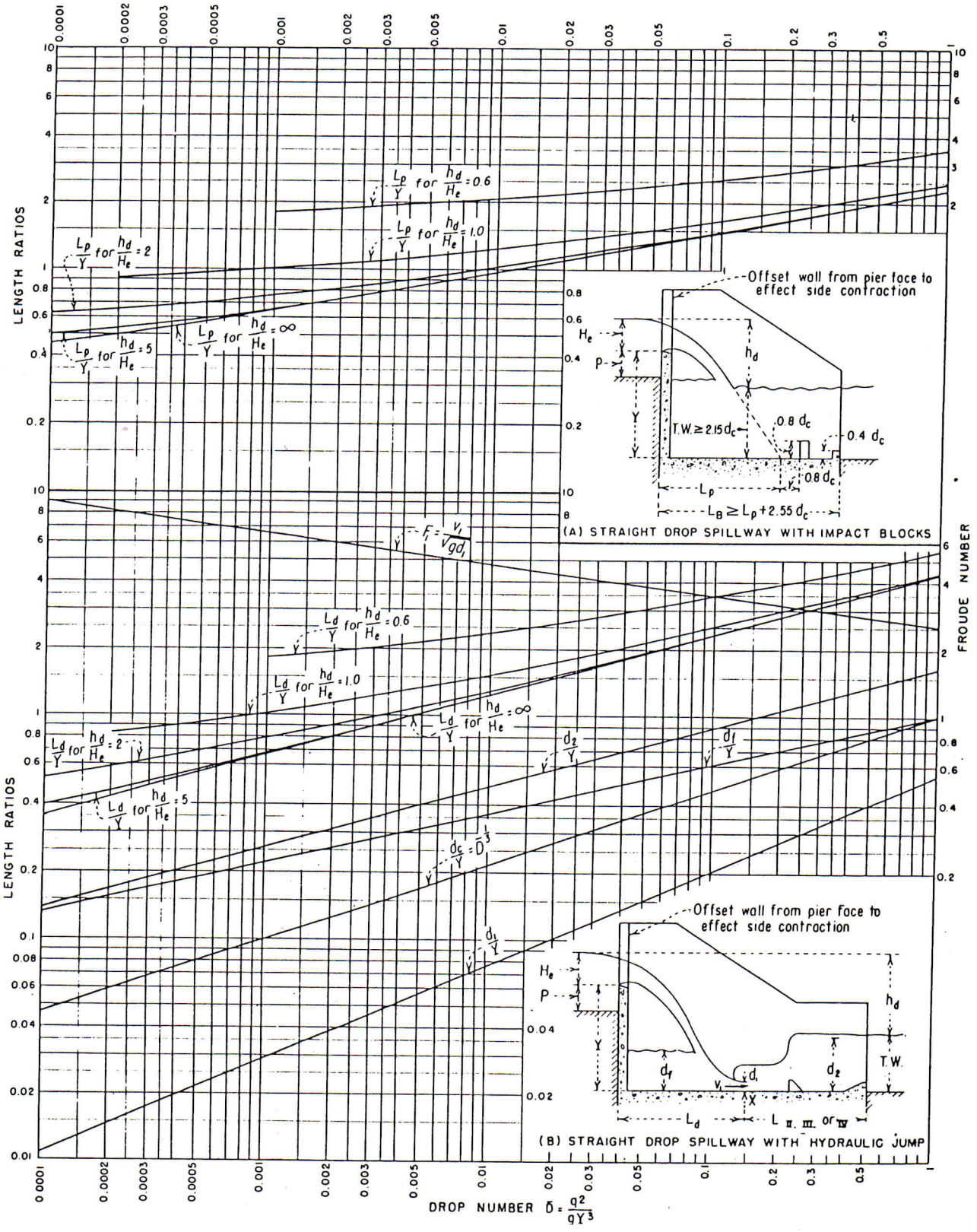
ถ้าความลึกท้ายน้ำ (Tailwater Depth, TW) มากกว่า d_2 (Conjugate Depth) จั๊มจะเคลื่อนตัวขึ้นมาตาม Free Falling Nappe ซึ่งจะทำให้ d_f (Depth of Under Nappe Pool) เพิ่มขึ้น เมื่อ d_f เพิ่ม Plunge Pool จะถูกเบี่ยงไปทางขวาของจุด X ทำให้ L_d เพิ่มขึ้น

สำหรับอ่างซึ่งมีความลึกท้ายน้ำมาก อ่างแบบที่ II จะเป็นแบบที่เหมาะสมที่สุด

11.9.4 อ่างแบบ Impact Block

อ่างสลายพลังงานแบบนี้เหมาะกับทางระบายน้ำล้น ซึ่งมีระยะน้ำตกน้อยและความลึกท้ายน้ำมาก

การสลายพลังงานใช้หลักของความปั่นป่วนของน้ำซึ่งเกิดจากแรงกระแทกของกระแสน้ำความเร็วสูง (Jet) กับ Impact Block ซึ่งจะทำให้ความลึกท้ายน้ำที่ต้องการไม่ขึ้นอยู่กับ Drop Distance Y มากนัก



รูปที่ 11.10 ลักษณะทางชลศาสตร์ของทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall

จากรูปที่ 11.10 (A) เมื่อทราบ $\bar{D} = \frac{q^2}{gY^3}$ และ $\frac{h_d}{H_e}$ จะหา L_p และ d_c ได้ ส่วนมิติอื่น ๆ ของอ่างจะหาได้ดังนี้

$$L_B \geq L_p + 2.55\, d_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11.4)$$

เมื่อ L_B = ความยาวของอ่าง

ความลึกท้ายน้ำต่ำสุด, $TW = 2.15\, d_c$

ความสูง Baffle Block ที่เหมาะสม $= 0.8\, d_c$

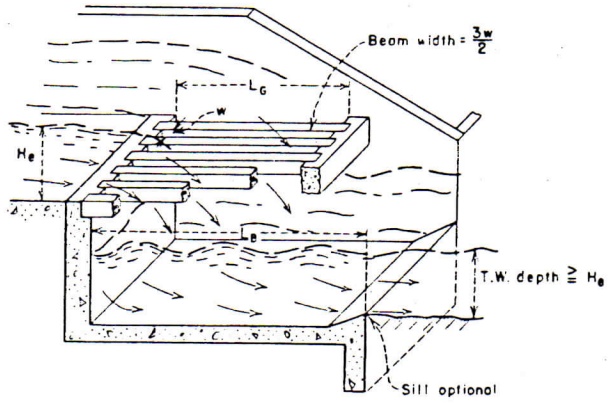
ความกว้างและระยะห่างของ Baffle Block $= 0.4\, d_c \pm$

ความสูงของ End sill ที่เหมาะสม $= 0.4\, d_c$

11.9.5 Slotted Grating Dissipator

อาคารแบบนี้มีลักษณะดังรูปที่ 11.11 มีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานสำหรับระยะน้ำตกน้อย ($F_1 = 2.5 - 4.5$) ลักษณะอาคารประกอบด้วยตะแกรงลูกกรงรับน้ำก่อนที่จะตก โดยชี่ลูกกรงจะต้องยาวพอเพื่อให้น้ำไหลลอดตกลงไปก่อนที่น้ำจะไหลไปสุดตะแกรง ความยาวของตะแกรงจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน ความเร็วของกระแสน้ำที่ไหลเข้าสู่ตะแกรง และพื้นที่ชี่ลูกกรง ซึ่งจะคำนวณหาได้จากสูตร

$$L_g = \frac{Q}{0.245\, WN \sqrt{2g\, H_e}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11.4)$$



รูปที่ 11.11 Slotted Grating Dissipator

เมื่อ L_g = ความยาวของตะแกรง (Grating) เป็นฟุต

W = ความกว้างของช่องเปิด (Slot) เป็นฟุต

N = จำนวนช่องเปิด

H_e = ความลึกของน้ำทางด้านเหนือน้ำของน้ำตก เป็นฟุต

ส่วนความยาวของอ่างจะหาได้จาก

$$L_B = 1.2\, L_g \qquad \text{..... (11.5)}$$

End Sill มีความลาดเท 2:1 (ราบ:ตั้ง) และสูง $1.25\, d_1$ เมื่อ d_1 หาได้จากรูปที่ 11.10

11.9.6 ตัวอย่างการออกแบบ

ให้ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall เพื่อระบายน้ำ 500 ฟุต^3/วินาที ระยะน้ำตกจากสันฝายถึงระดับท้ายน้ำเท่ากับ 12 ฟุต (ระดับท้ายน้ำคือ 108.00 ฟุต เมื่อปริมาณการไหลของน้ำ 500 ฟุต^3/วินาที/ฟุต) ช่องทางน้ำไหลเข้ายาว 20 ฟุต พื้นช่องทางน้ำไหลเข้าอยู่ที่ระดับ 120 ฟุต ซึ่งอยู่ระดับเดียวกับสันฝาย ในการออกแบบให้ศึกษาอาคารสลายพลังงานทั้ง 3 แบบตามที่กล่าวถึง

วิธีทำ

กรณีที่ 1 : ออกแบบโดยใช้ไฮดรอลิคจั๊ม

สมมติ Effective Length (L_e) ของสันฝาย = 15 ฟุต

กำหนดให้มีผนังด้านข้างยื่นเข้ามาข้างละ 0.5 ฟุต ที่ตำแหน่งสันฝาย เพื่อให้มีอากาศหมุนเรียบ (Aeration) ภายใต้โค้งน้ำ

$$L = L_e + 2K_a H_e + 2(0.5)$$

$$= 15 + 2 \times 0.2 \times 5 + 2 \times 0.5$$

$$= 18 \text{ ฟุต}$$

จากรูปที่ 3.9 เมื่อ $\frac{P}{H_o}$ มีค่าน้อยมาก

$$C = 3.0$$

$$q = \frac{Q}{L_e} = \frac{500}{15} = 33.33 \text{ ฟุต}^3/\text{วินาที/ฟุต}$$

$$H_e = \left(\frac{q}{C}\right)^{2/3} = \left(\frac{33.33}{3.0}\right)^{2/3}$$

$$= 5 \text{ ฟุต}$$

ระดับน้ำด้านหน้าทางระบายน้ำล้น = 120 + 5 = 125 ฟุต

$$h_d = 125 - 108 = 17 \text{ ฟุต}$$

<u>หาระดับพื้นท้ายน้ำของอ่างแบบไฮดรอลิคจั๊ม</u>

$$h_d = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \text{Losses} - d_2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

สมมติ Losses = 0

$$d_1 = \frac{d_2}{2}\left(\sqrt{1+8\,F_2^2} - 1\right)$$

$$= \frac{d_2}{2}\left(\sqrt{1+8\,\frac{q^2}{gd_2^3}} - 1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

แทนค่า d_1 ลงในสมการที่ (1)

$$h_d = \frac{d_2}{2}\left(\sqrt{1+8\,\frac{q^2}{gd_2^3}} - 1\right) + \frac{q^2}{2g\left[\frac{d_2}{2}\left(\sqrt{1+8\,\frac{q^2}{gd_2^3}} - 1\right)\right]^2} - d_2$$

โดยการ Trial & Error จะได้

$$d_2 = 8.8 \text{ ฟุต}$$

ระดับพื้นท้ายน้ำ = 108 - 8.8 = 99.2 ฟุต

Drop Distance, Y = 120 - 99.2 = 20.8 ฟุต

$$\bar{D} \text{ (Drop Number)} = \frac{q^2}{gY^3}$$

$$= \frac{(33.33)^2}{32.2 \times (20.8)^3}$$

$$= 0.0038$$

จากรูปที่ 11.10 (B)

เมื่อ $\bar{D} = 0.0038$, $\frac{d_2}{Y} = 0.375$

d_2 = 0.375 x 20.8

= 7.8 ฟุต

ตำแหน่งพื้นท้ายน้ำใหม่ = 108 - 7.8 ฟุต

= 100.2 ฟุต

หา Y และ $\bar{D}$ ใหม่

Y ใหม่ = 120 - 100.2 ฟุต

= 19.8 ฟุต

$\bar{D}$ ใหม่ = $\frac{(33.33)^2}{32.2 \times (19.8)^3}$

= 0.0044

จากรูปที่ 11.10 (B)

$\frac{d_2}{Y}$ = 0.38

d_2 = 0.38 x 19.8 ฟุต

= 7.8 ฟุต ..... O.K.

$\frac{h_d}{H_e}$ = $\frac{17}{5}$ = 3.4

$\frac{L_d}{Y}$ = 1.02

L_d = 1.02 x 19.8 = 20.2 ฟุต

$\frac{d_1}{Y}$ = 0.055

d_1 = 0.055 x 19.8 = 1.1 ฟุต

F_1 = 5.3

เลือกใช้อ่างแบบที่ III

หาความยาวอ่างแบบที่ 3 จากรูปที่ 5.10

$$\frac{L_{III}}{d_2} = 2.37$$

$$L_{III} = 2.37 \times 7.8 = 18.5 \text{ ฟุต}$$

หาขนาด Baffle Block และ End Sill จากรูปที่ 5.16

Baffle Block

$$\frac{h_3}{d_1} = 1.5$$

$$h_3 = 1.5 \times 1.1 = 1.65 \text{ ฟุต}$$

$$= \text{ใช้ } 1.6 \text{ ฟุต}$$

Baffle Block สูง = 1.6 ฟุต

กว้าง = $0.75\ h_3$ = 0.75×1.6 ฟุต

= 1.2 ฟุต

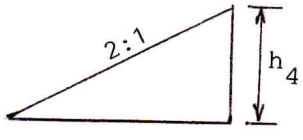
ระยะห่างของ Baffle Block = $0.75\ h_3$ = 0.75×1.6 ฟุต

= 1.2 ฟุต

สัน Baffle Block หนา = $0.2\ h_3$ = 0.2×1.6 ฟุต

= 0.32 ฟุต

End Sill



$$\frac{h_4}{d_1} = 1.3$$

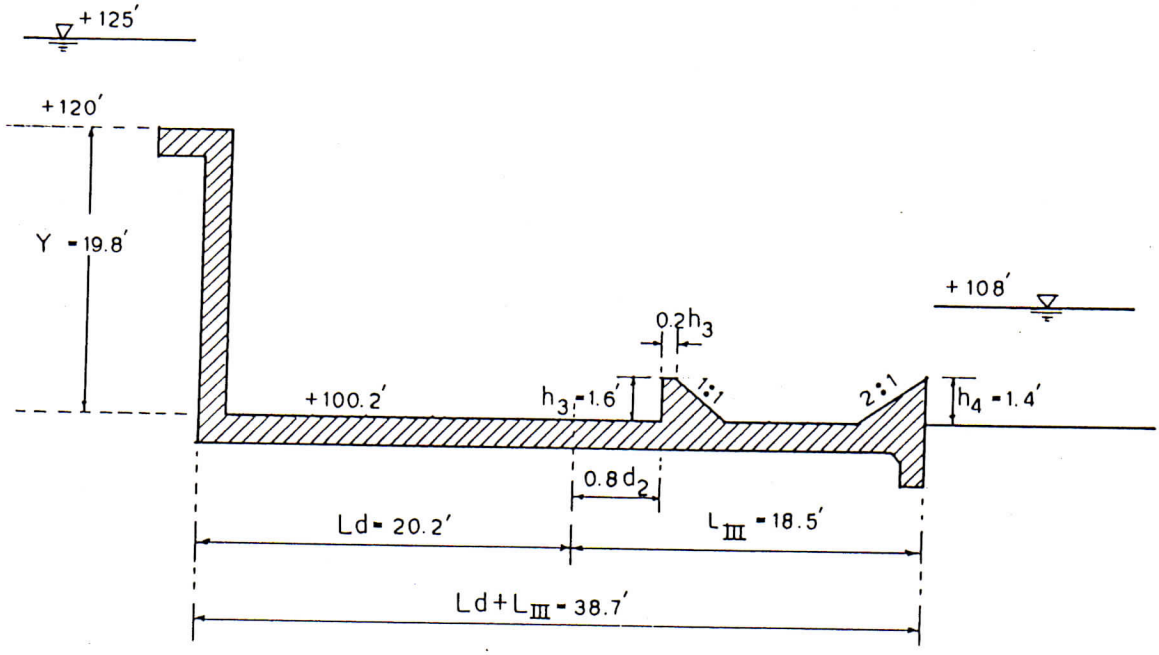
$$h_4 = 1.3 \times 1.1 = 1.43 \text{ ฟุต}$$

$$= \text{ใช้ } 1.4 \text{ ฟุต}$$

ความยาวอ่างทั้งหมด

$$L_d + L_{III} = 20.2 + 18.5 = 38.7 \text{ ฟุต}$$

มิติต่าง ๆของทางระบายน้ำล้นและอาคารสลายพลังงานแสดงอยู่ในรูปที่ 11.12



รูปที่ 11.12 ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall ซึ่งใช้อ่างสลายพลังงานแบบไฮดรอลิคจั๊ม

กรณีที่ 2 ออกแบบโดยใช้อ่างแบบ Impact Block

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{33.33^2}{32.2}} = 3.3 \text{ ฟุต}$$

หาระดับพื้นท้ายน้ำ

$$TW_{min} = 2.15\, d_c$$

$$= 2.15 \times 3.3 = 7.1 \text{ ฟุต}$$

ระดับพื้นท้ายน้ำสูงสุด $= 108 - TW_{min}$

$$= 108 - 7.1 = 100.9 \text{ ฟุต}$$

ให้ระดับพื้นท้ายน้ำเท่ากับกรณีที่ 1 คือ 100.2 ฟุต

หา L_p (จุดที่กระแสน้ำความเร็วสูงกระทบพื้น) จากพื้นที่ 11.10 (A)

$\bar{D}$ = 0.0044

$\frac{h_d}{H_e}$ = 3.4

$\frac{L_p}{Y}$ = 0.85

L_p = 0.85 x 19.8 = 16.9 ฟุต

= ใช้ 17 ฟุต

$L_B(min) = L_p + 2.55\ d_c$

= 17 + 2.55 x 3.3 ฟุต

= 25.4 ฟุต ใช้ 26 ฟุต

หามิติและตำแหน่งของ Baffle Block และ End Sill

ระยะ Baffle Block จากสันฝาย = $L_p + 0.8\ d_c$

= 17' + 0.8 x 3.3

= 19.6 ฟุต ใช้ 20 ฟุต

ความสูงของ Baffle Block = $0.8\ d_c$

= 0.8 × 3.3 = 2.64 ฟุต

= ใช้ 3.0 ฟุต

ความกว้างและระยะห่าง Baffle Block = 0.5 เท่าของความสูง

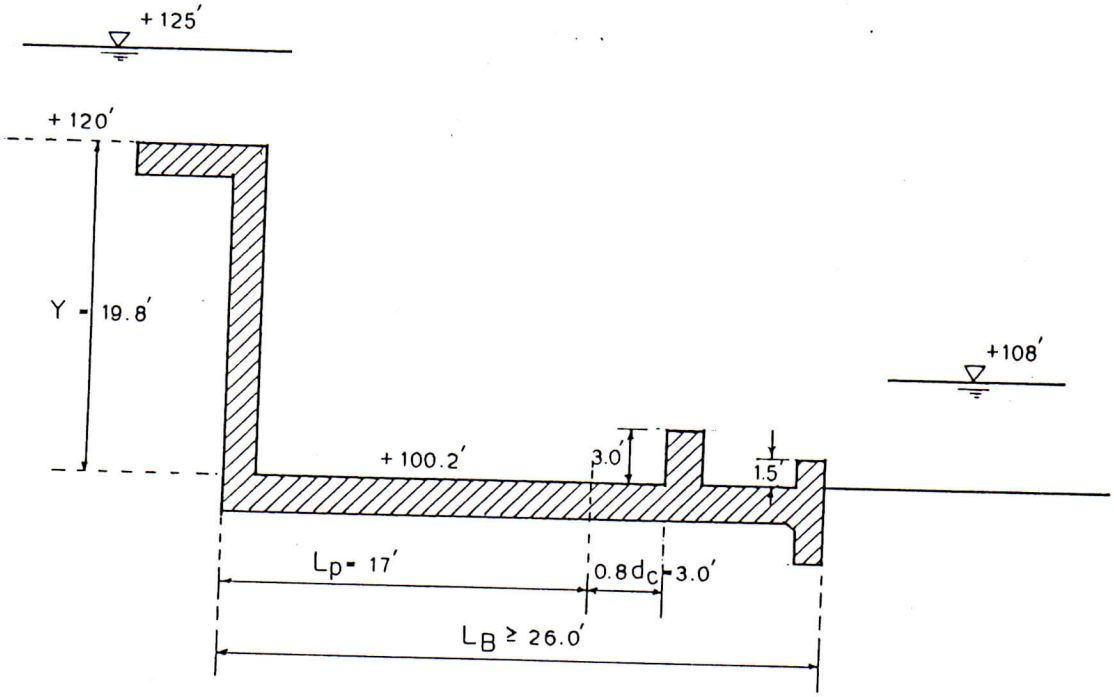
= 0.5 × 3 = 1.5 ฟุต

ความสูงของ End sill = $0.4\ d_c$

= 0.4 × 3.3 = 1.32 ฟุต

= ใช้ 1.5 ฟุต

มิติของทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall ซึ่งใช้อ่างสลายพลังงานแบบ Impact Block แสดงอยู่ในรูปที่ 11.13



รูปที่ 11.13 ทางระบายน้ำล้นแบบ Free Overfall ซึ่งใช้อ่างสลายพลังงานแบบ Impact Block

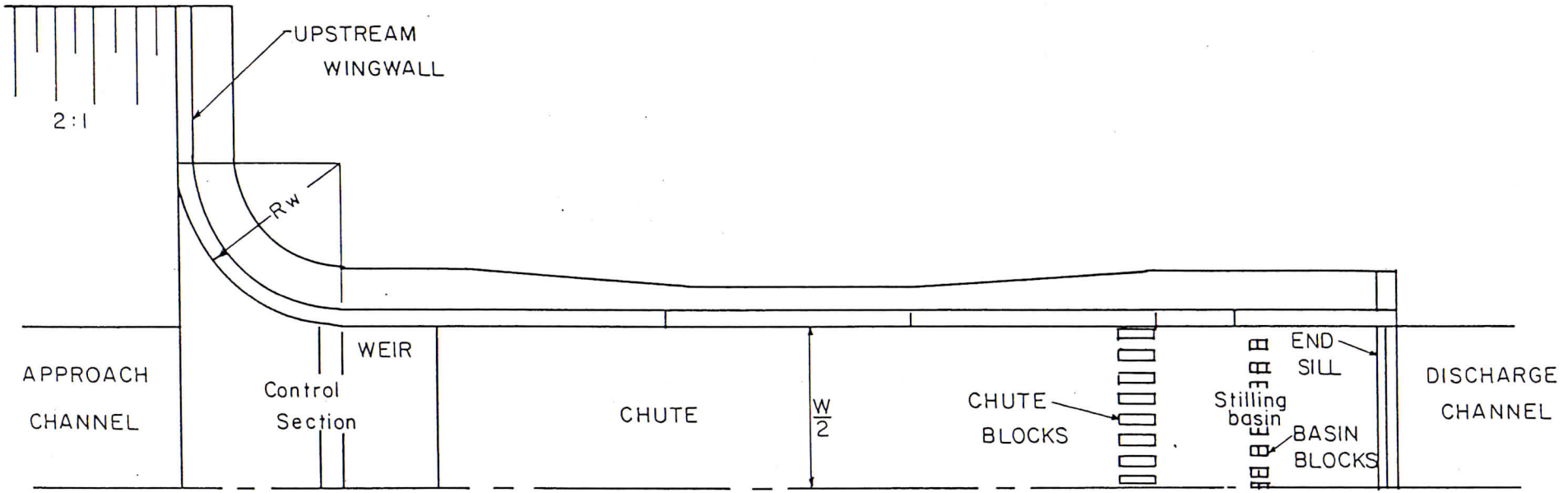
กรณีที่ 3 : Slotted Grating Dissipator

เนื่องจาก F_1 = 5.3 อยู่นอกช่วง 2.5 - 4.5 จึงไม่ควรใช้ Slotted Grating Dissipator

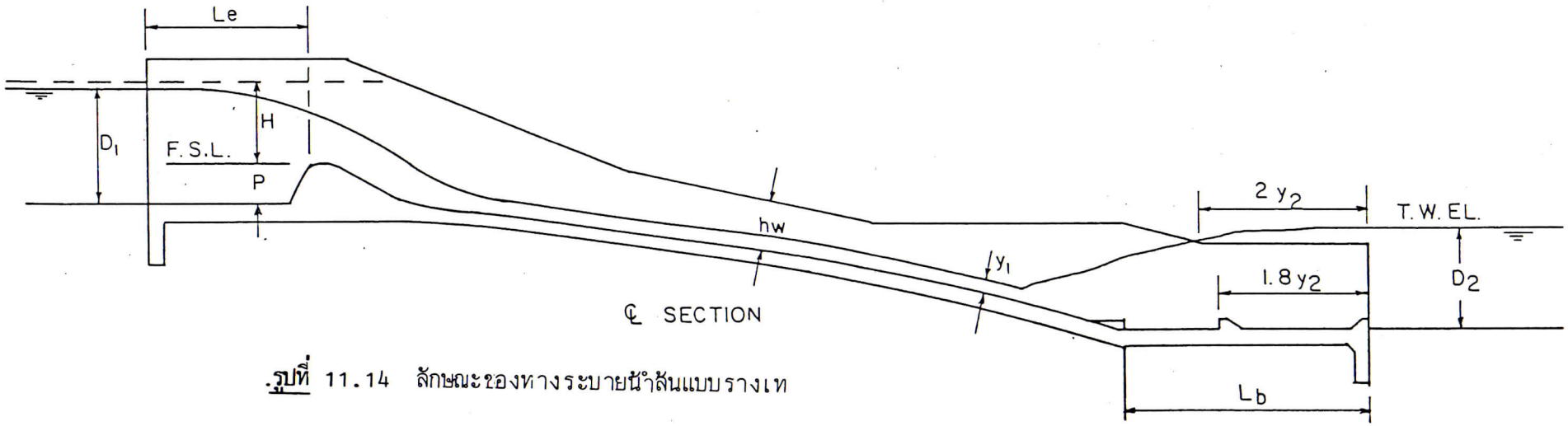
11.10 ทางระบายน้ำล้นแบบรางเท (Chute Spillway)

ทางน้ำล้นแบบรางเทเป็นทางระบายน้ำล้นแบบหนึ่งซึ่งนิยมใช้กับเขื่อนดิน โดยอาจสร้างทางระบายน้ำล้นแบบนี้ไว้ที่ปีกใดปีกหนึ่งของเขื่อน หรือบริเวณที่เหมาะสมรอบ ๆ อ่างเก็บน้ำ ซึ่งต่างกันออกไปจากจุดที่ตั้งเขื่อน ส่วนประกอบที่สำคัญของทางระบายน้ำล้นแบบรางเท คือ Control Section, รางเท และ Discharge Section ดังแสดงไว้ในรูปที่ 11.14

Control Section คือส่วนที่ทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำที่จะระบายต่อไปยังรางเท ประกอบไปด้วย Upstream Cutoff, Wing Walls, Abutment Walls, พื้นและตัวฝาย



HALF PLAN



รูปที่ 11.14 ลักษณะของทางระบายน้ำล้นแบบรางเท

โดยที่อาจจะมีบานระบายหรือไม่มีบานระบายก็ได้

รางเท คือส่วนที่ทำหน้าที่รับน้ำจาก Control Section และส่งต่อไปยัง Discharge Section ประกอบไปด้วย Floor Slab, Side Walls และระบบ Subfloor Drainage

Discharge Section คือ ส่วนที่ทำหน้าที่สลายพลังงานจลน์ของน้ำก่อนที่จะระบายออกสู่ลำน้ำเดิมเพื่อป้องกันการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งอาจจะออกแบบเป็นอ่างสลายพลังงานแบบไฮดรอลิคจั๊ม หรือ Free Flip Bucket หรือ Submerged Roller Bucket แล้วแต่ความเหมาะสม

ก่อนที่จะออกแบบ จะต้องทำการวางโครงร่าง (Layout) เพื่อหาจุดที่ตั้งทางระบายน้ำล้นที่เหมาะสมเสียก่อน ในการนี้สิ่งที่จะต้องได้รับการพิจารณาอย่างรอบคอบคือ ลักษณะสภาพของฐานราก ตลอดจนปริมาณและชนิดของวัสดุที่จะต้องขุดออกหรือถมเพิ่ม โดยจะต้องมีการวางโครงร่างของทางระบายน้ำล้นในลักษณะต่าง ๆ และลองเปรียบค่าลงทุนดูว่าแบบไหนจะเสียค่าลงทุนน้อยที่สุด อย่างไรก็ตามโดยทั่ว ๆ ไปมักจะออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบรางเทให้มีแนวตรงและมีแนวศูนย์กลางเบี่ยงเบนไปจากแนวลำน้ำทางด้านท้ายไม่เกิน 45 องศา

11.10.1 <u>การออกแบบทางเข้า</u> (Entrace)

ทางเข้าคือส่วนที่อยู่ระหว่าง Wing Wall และสันฝายเป็นส่วนที่ช่วยทำให้น้ำที่ไหลเข้าสู่ฝายมีลักษณะสม่ำเสมอ (Uniform) ดียิ่งขึ้น จากการศึกษาด้วยโมเดลพบว่า

$$L_e \geq 2H \quad \text{..... (11.6)}$$

เมื่อ L_e = ความยาวของทางเข้า

H = เฮดสูงสุดซึ่งรวม Velocity Head ด้วย

ตามปกติแล้วควรออกแบบโค้งระหว่าง Wing Wall และ Abutment Wall แทนที่จะออกแบบให้ทำมุม 90 องศา เพื่อลด Flow Concentration และการกัดเซาะในช่องทางเข้า ส่วนรัศมีของโค้งที่เชื่อม Wing Wall และ Abutment Wall (R_w) ควรจะมีค่าประมาณ 2 เท่าของเฮดออกแบบ (รวมเฮดความเร็ว)

$$R_w = 2 H_o \quad \text{..... (11.7)}$$

เมื่อ H_o = เฮดออกแบบ

11.10.2 การออกแบบสันฝาย (Crest Design)

ตามปกติมักจะออกแบบสันฝายเป็นแบบ Ogee ซึ่งรายละเอียดเกี่ยวกับการออกแบบฝายแบบ Ogee อยู่ในหัวข้อ 3.7 บทที่ 3

11.10.3 การออกแบบตอม่อ (Piers)

บนสันฝายของทางน้ำล้นขนาดใหญ่ อาจจะมีการติดตั้งบานระบายหรือสะพานเพื่อใช้เป็นทางคมนาคม ดังนั้นจะต้องมีตอม่อเพื่อรองรับบานระบายหรือสะพาน ซึ่งความหนาของตอม่อสามารถหาได้จากสูตร

$$t = K B \sqrt{Hg} \quad \text{.....} \quad (11.8)$$

เมื่อ t = ความหนาของตอม่อ

K = ค่าคงที่ซึ่งการออกแบบโดยทั่วไปจะใช้ค่า K ประมาณ 0.03-0.05

B = ความกว้างของตอม่อ

Hg = ความสูงของบานระบาย (Gate Height)

ความหนาของตอม่อที่คำนวณได้จากสมการที่ (11.8) ได้เผื่อความหนาส่วนหนึ่งไว้สำหรับทำช่องบานเพื่อเป็นช่องสำหรับการยกบานระบายขึ้นลง

เพื่อไม่ให้ตอม่อมีผลกระทบกระเทือนต่อการไหลของน้ำผ่านสันฝายมากนัก ปกติออกแบบตอม่อให้มีรูปร่างเป็นแบบ Pointed Noise หรือ Rounded Noise และให้จุดที่ติดตั้งตอม่ออยู่เยื้องไปทางด้านเหนือน้ำของสันฝายประมาณหนึ่งเท่าของเฮดสูงสุด ส่วนปลายตอม่อจะมีรูปร่างลี่เหลี่ยมธรรมดาเพราะถือว่าถึงแม้จะเกิด Cross-Wave ขึ้นบริเวณด้านท้ายน้ำของตอม่อก็จะไม่มีผลต่อการไหลของน้ำผ่านฝาย

11.10.4 การออกแบบรางเท (Design of Chute)

รางเทคือส่วนที่ทำหน้าที่รับน้ำที่ไหลผ่านสันฝายเพื่อส่งต่อไปยังอาคารสลายพลังงาน ซึ่งจะมีลักษณะเป็นทางน้ำเบิดวางไปตามความลาดเทที่ออกแบบไว้ ในการกำหนดความลาดเทจะต้องพิจารณาจากลักษณะพื้นที่เป็นสำคัญ เพราะถ้าพื้นที่มีความลาดชันน้อย รางเทจะมีขนาดยาวมาก แต่ถ้าพื้นที่มีความลาดชันมากอาจเสียค่าใช้จ่ายในการขุดดินและถมดินมากขึ้น ส่วนการกำหนดความกว้างของรางเทจะต้องคำนึงถึงปริมาณคอนกรีตที่จะใช้เป็นสำคัญ

โดยทั่ว ๆ ไปมักจะออกแบบให้ความกว้างของรางเทน้อยกว่าความกว้างของ Control Section และ Discharge Section เพื่อลดปริมาณคอนกรีตที่ใช้ และการกำหนดความสูงของกำแพงจะต้องสัมพันธ์กับความเร็วและความลึกของน้ำในรางเท เพื่อไม่ให้น้ำไหลล้นข้ามกำแพงหรือสร้างกำแพงสูงเกินไปซึ่งจะเป็นการสิ้นเปลือง และเนื่องจากน้ำที่ไหลในรางเทมีความเร็วสูงมาก ตามปกติสภาวะการไหลของน้ำมักจะเป็นแบบ Supercritical ดังนั้นบริเวณที่มีการเปลี่ยนความลาดเทจะต้องมีการออกแบบโค้งให้มีขนาดพอดีที่จะรองรับโค้งของน้ำเพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Negative Pressure นอกจากนี้จะต้องออกแบบระบบระบายน้ำข้างใต้พื้นรางเทเพื่อป้องกันการพัดพาเม็ดดินใต้พื้น ตลอดจนเพื่อป้องกันอันตรายเนื่องจากแรงยกตัวที่อาจจะเกิดขึ้นใต้พื้นรางเทด้วย

(1) ความกว้าง

ความกว้างของรางเทบางครั้งอาจจะออกแบบให้มีขนาดเท่ากับความกว้างของ Control Section หรือ Discharge Section ในกรณีที่รางเทมีขนาดไม่ยาวมากนักและเพื่อหลีกเลี่ยงความยุ่งยากในการออกแบบและก่อสร้าง Transition แต่อย่างไรก็ตาม ถ้ารางเทมีขนาดยาวมาก ควรจะลดความกว้างของรางเทลง ความกว้างที่เหมาะสมจะหาได้จากการทดลองสมมติความกว้างของรางเทต่าง ๆ กัน แล้วคำนวณหาขนาดความสูงของกำแพงและปริมาณดินที่จะต้องขุดออก หลังจากนั้นจึงทำการเปรียบเทียบในเชิงเศรษฐศาสตร์ดูว่าแบบไหนจะเสียค่าลงทุนน้อยที่สุด

ในกรณีที่ออกแบบให้รางเทมีความกว้างน้อยกว่าความกว้างของ Control Section และ Discharge Section จะต้องมีการออกแบบ Transition ในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงความกว้างเพื่อให้น้ำไหลราบเรียบสม่ำเสมอ แต่เนื่องจากน้ำที่ไหลในรางเทเป็นแบบ Supercritical การออกแบบ Transition ทำได้ยากมาก และโดยทั่วไปจะต้องมีการทดสอบโดยการทำโมเดลทางชลศาสตร์ เพื่อให้แน่ใจว่า Shock Wave ที่เกิดขึ้นจะไม่ทำให้น้ำไหลล้นรางเทหรือเป็นเหตุให้จั๊มไม่เกิดอยู่ภายในอาคารสลายพลังงาน อย่างไรก็ตามในกรณีที่ไม่สามารถจะทำโมเดลทางชลศาสตร์ทดสอบได้ อาจพิจารณาใช้ในเกณฑ์ดังต่อไปนี้ในการออกแบบ Transition

$$\tan \alpha = \frac{1}{3F_r} \quad \text{.....} \quad (11.9)$$

เมื่อ α = Flare Angle of Side Wall

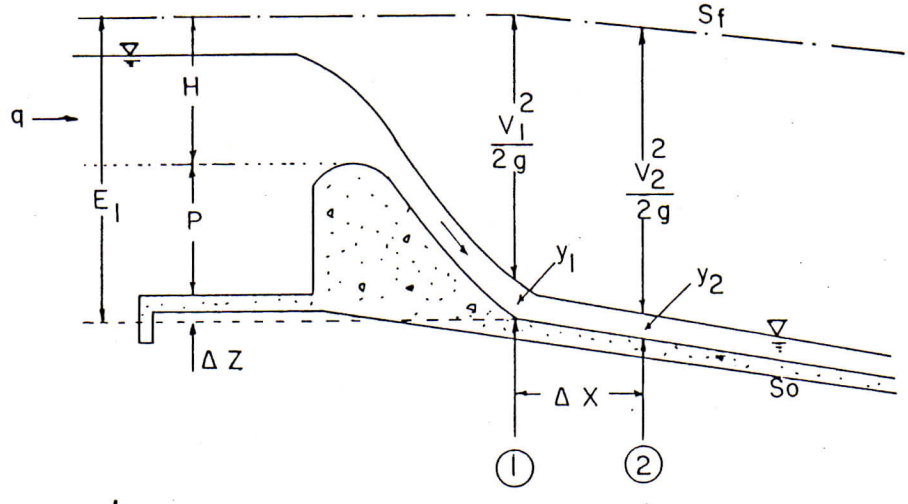
F_r = Froude Number

และยังมีข้อกำหนดอีกว่า Transition ที่ตีบเข้า (Convergence) แนวของกำแพงข้างควรจะทำมุมกับแนวศูนย์กลางของรางเทไม่เกิน 8 องศา และ Transition ที่ผายออก (Divergence) ควรจะทำมุมไม่เกิน 4 องศา

(2) ความเร็วและความลึกของน้ำในรางเท

การคำนวณหาความเร็วและความลึกของน้ำที่จุดต่าง ๆ ในรางเทเป็นสิ่งที่จำเป็นยิ่งต่อการที่จะออกแบบ Vertical Curve และความสูงของกำแพงข้าง ส่วนความเร็วและความลึกของน้ำที่ปลายด้านล่างของรางเทจะเกี่ยวข้องกับการคำนวณขนาดของไฮดรอลิคจั๊มตลอดจนการออกแบบอาคารสลายพลังงาน

ความเร็วและความลึกของน้ำที่จุดต่าง ๆ ในรางเทจะหาได้จากการคำนวณ Water Surface Profile โดยใช้วิธีต่าง ๆ เช่น Step Method โดยเริ่มจากที่สันฝายซึ่งรู้ความเร็วและความลึกในการไหลของน้ำ เนื่องจากการสูญเสียพลังงานจากความฝืดของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายแบบ Ogee มีค่าน้อยมากจนสามารถตัดทิ้งได้ จะสามารถเขียนสมการ Specific Energy ที่ตีนฝายทางด้านท้ายน้ำได้ว่า (ดูรูปที่ 11.15)



รูปที่ 11.15 ไดอะแกรมแสดงเส้นพลังงานขณะที่น้ำไหลผ่านสันฝาย

$$E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{.....} \quad (11.10)$$

หรือ $E_1 = H + P + \Delta Z$

ค่า Y_1 จากสมการจะหาได้โดยการ Trial & Error

เมื่อรู้สภาวะการไหลของน้ำที่จุด 1 จะสามารถคำนวณหาสภาวะการไหลของน้ำที่จุด 2 และจุดอื่น ๆ ได้จากสมการของ Non-Uniform Flow ดังนี้

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_f} \quad \text{.....} \quad (11.11)$$

ในเมื่อ ΔX = ระยะทางระหว่างจุดที่ 1 และจุดที่ 2

E_1, E_2 = Specific Energy ที่จุด 1 และจุด 2

S_o = ความลาดเทของพื้นรางเท

S_f = Friction Slope เฉลี่ยระหว่างจุดที่ 1 และจุดที่ 2

$$= \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$$

ซึ่ง S_{f_1} และ S_{f_2} จะสามารถคำนวณหาได้จากสูตร Manning

$$S_{f_1} = \frac{V_1^2 n^2}{2.21 R_1^{4/3}} \quad \text{.....} \quad (11.12)$$

ค่า n สำหรับคอนกรีตจะอยู่ระหว่าง 0.008-0.014 และการออกแบบโดยทั่ว ๆ ไปใช้ค่า n เท่ากับ 0.012

โดยวิธี Step Method จะสามารถคำนวณ Water Surface Profile ของน้ำในรางเทได้ตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. เมื่อทราบ Y_1 และ V_1 จะสามารถคำนวณหาค่า S_{f_1} และ E_1 ได้
2. สมมติ Y_2 คำนวณหา V_2, E_2, S_{f_2} และ S_f
3. เมื่อทราบ S_o จะคำนวณหา ΔX ได้จากสมการที่ (11.11)

4. ให้ Y_2 เป็น Y_1 และ V_2 เป็น V_1 จะสามารถคำนวณหา Y_2, V_2 และ ΔX ของจุดต่อไปนี้

5. ในทำนองเดียวกับที่กล่าวทั้งหมดจะสามารถคำนวณหา Water Surface Profile ตลอดรางเทได้

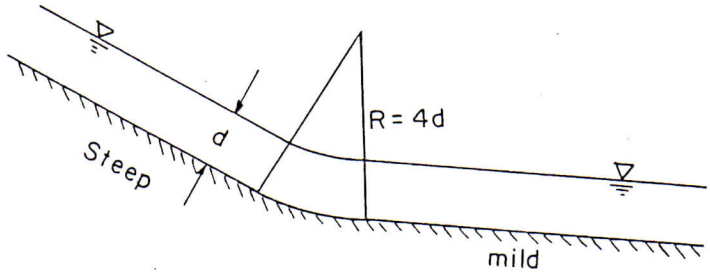
สำหรับรางเทที่มีความยาวมาก ๆ การเลือกใช้ค่า n ถือว่าเป็นสิ่งที่สำคัญมาก ถ้าเลือกใช้ค่า n ไม่เหมาะสมจะมีผลทำให้การคำนวณความสูงกำแพงข้างและขนาดของจั๊มผิดพลาดได้

ขณะที่น้ำไหลลงมาตามรางเทซึ่งมีความลาดชันมากจะเกิดปรากฏการณ์ซึ่งเรียกว่า Air Entrainment ทำให้มีฟองอากาศจำนวนมากไหลไปกับน้ำและผิวน้ำมีลักษณะอาการปั่นป่วนอย่างรุนแรง ซึ่งจะมีผลทำให้ความเร็วและความลึกของน้ำจริงไม่เป็นไปตามที่คำนวณได้จากสมการที่ (11.11) แต่อย่างไรก็ตามปรากฏการณ์ของ Air Entrainment นี้ยุ่งยากซับซ้อนมากและยังไม่มีวิธีการวิเคราะห์ที่แน่นอนประกอบกับความจริงที่ว่าการเกิด Air Entrainment จะลดลงเมื่อความลึกของน้ำที่ไหลเพิ่มขึ้น (หรือปริมาณน้ำที่ไหลเพิ่มขึ้นนั่นเอง) โดยทั่ว ๆ ไปในการออกแบบรางเทถือว่าถ้ารางเทระบายน้ำที่ Full Capacity อิทธิพลของ Air Entrainment ต่อความเร็วและความลึกของน้ำในรางเทจะสามารถตัดทิ้งได้

(3) <u>โค้งในแนวดิ่ง</u> (Vertical Curves)

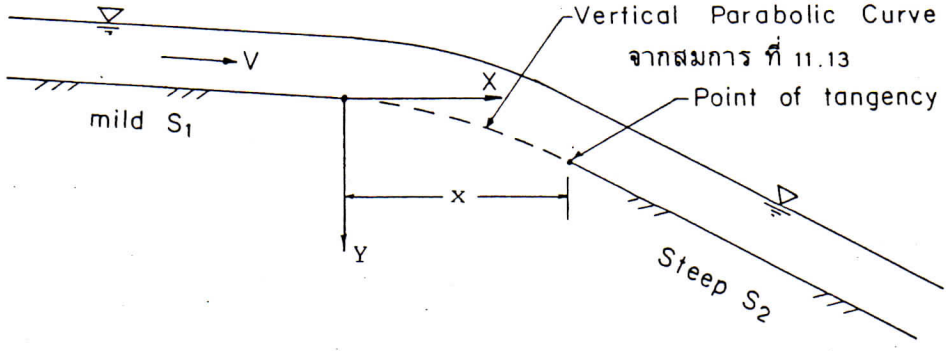
น้ำที่ไหลลงไปตามรางเทตามปกติจะมีความเร็วสูงมาก จึงจำเป็นที่จะต้องมีการออกแบบโค้งเพื่อให้รองรับโค้งของน้ำที่ไหลลงมาตามรางเท มิฉะนั้นจะทำให้สภาวะการไหลของน้ำในรางเทไม่ราบเรียบ

กรณีที่มีการเปลี่ยนความลาดเทจากชันกว่าไปสู่ราบกว่าในทิศทางการไหลของน้ำ ตามปกติจะออกแบบโค้งให้เป็นแบบ Simple Curve โดยรัศมีของโค้งเท่ากับ 4 เท่าของความลึกของน้ำในรางเทดังรูปที่ 11.16



รูปที่ 11.16 Simple Curve

ในกรณีที่มีการเปลี่ยนความลาดเทจากราบกว่าไปสู่ชันกว่าในทิศทางการไหลของน้ำ ตามปกติจะออกแบบโค้งเป็นแบบ Smooth Vertical Parabolic Curve ดังรูปที่ 11.17 โดยสมมติว่าความเร่งในแนวดิ่งมีค่า $\frac{2}{3}$ เท่าของความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก เพื่อให้แน่ใจได้ว่าจะไม่เกิด Negative Pressure ตรงบริเวณจุดที่มีการเปลี่ยนความลาดเท



รูปที่ 11.17 Smooth Vertical Parabolic Curve

จาก $X = V_x t$

$$Y = V_y t + \frac{1}{2}\left(\frac{2}{3} g\right)t^2$$

และ $V^2 = V_x^2 + V_y^2$

จะได้ $$Y = X S_1 + \frac{g X^2}{3V^2}(1 + S_1^2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11.13)$$

เมื่อ V = ความเร็วของน้ำในรางเท

S_1 = ความลาดเทของพื้นรางเทด้านเหนือน้ำ

จุดเริ่มโค้งจะอยู่ที่ไหนก็ได้แต่ต้องอยู่ทางด้านเหนือน้ำของจุดเปลี่ยนโค้ง และ Coordinate ของโค้งจะสัมผัสความลาดเท S_2 ซึ่งความยาวโค้งจะเท่ากับ

$$x = \frac{3(S_2 - S_1)}{1 + S_1^2} \frac{V^2}{2g} \quad \text{.....} \quad (11.14)$$

(4) ความสูงของกำแพงข้าง (Wall Height)

ความสูงของกำแพงข้างของรางเทจะขึ้นอยู่กับความลึกและความเร็วของน้ำที่ไหลไปตามรางเทเป็นสำคัญ จากการทดลองและการสังเกตปรากฏการณ์การไหลของน้ำในรางเทจะสามารถเขียนสมการคำนวณหาความสูงของน้ำในรางเทที่มีกำแพงข้างวางขนานกันได้ดังนี้

$$hw \geq 1.5\ Y + 0.5\ V \quad \text{.....} \quad (11.15)$$

เมื่อ hw = ความสูงของกำแพงข้าง

Y = ความลึกของน้ำในรางเท

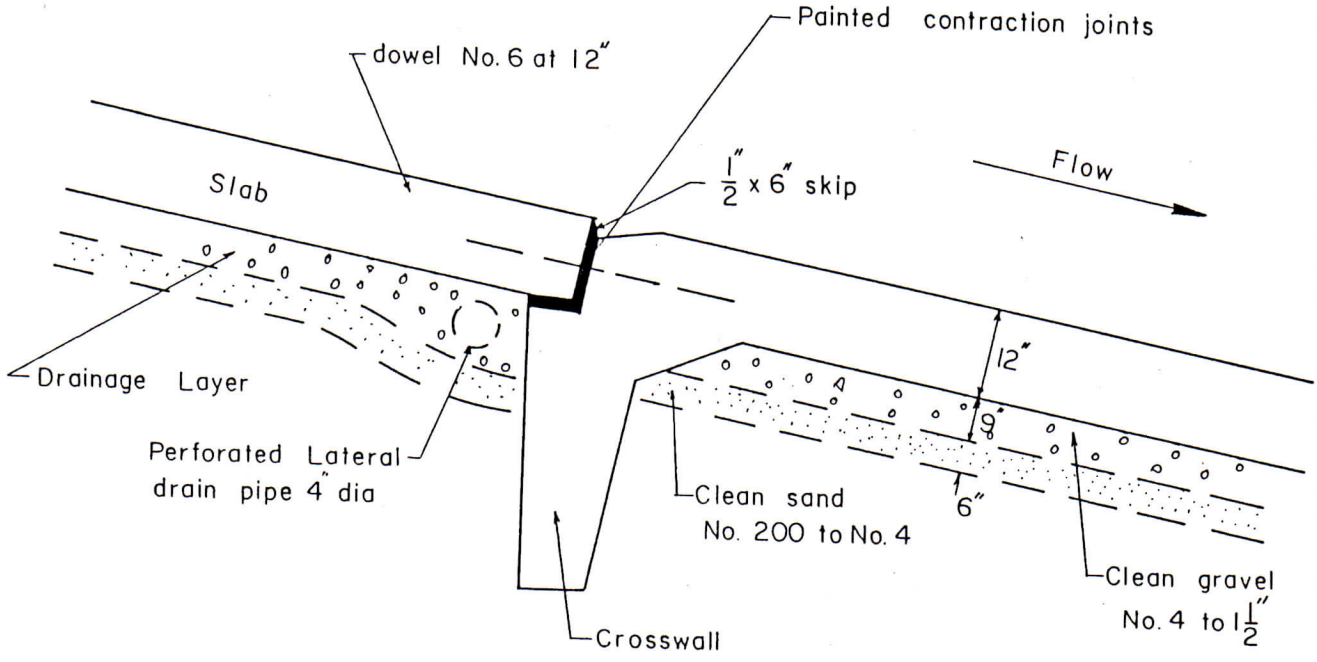
V = ความเร็วของน้ำในรางเท

(5) Joints และ Drains

การออกแบบรางเทนอกจากจะพิจารณาในแง่ทางชลศาสตร์ตามที่กล่าวมาแล้ว ยังต้องให้ความสำคัญกับการออกแบบและการก่อสร้าง Slab, Joint และระบบระบายน้ำเพื่อให้ได้รางเทที่มีความมั่นคงและมีประสิทธิภาพทางชลศาสตร์ที่แท้จริง

เนื่องจากน้ำที่ไหลลงมาตามรางเทมีความเร็วสูงมาก และความลึกของน้ำในรางเทก็มีค่ามิใช่น้อย จะต้องออกแบบพื้นให้ราบเรียบโดยเฉพาะตรงช่วงรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีต จากการทำโมเดลทดสอบพบว่า Skip Joint ขนาดลึกครึ่งนิ้วจะทำให้เกิด Negative Pressure ประมาณ $-0.05 \frac{V^2}{2g}$ ดังนั้นตามปกติแล้วจะใช้รอยต่อแบบ Skip Joint ดังรูปที่ 11.18 สำหรับความเร็วไม่เกิน 100 ฟุตต่อวินาที เพื่อหลีกเลี่ยงอันตรายเนื่องจาก

Cavitation นอกจากนั้นจะต้องมีการออกแบบระบบระบายน้ำใต้ฐานรางเท ดังรูปที่ 11.18 เพื่อป้องกันการพัดพาเม็ดดินใต้ฐานรากและอันตรายเนื่องจากแรงยกตัว



รูปที่ 11.18 Typical Joint and Drainage Detail

สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบรางเท

11.11 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม. เกษตรศาสตร์.

2. Saihom, Nibohdn (1978), Lecture Notes on Hydraulic Design of Water Conveyance and Control Structures, Design Division, Royal Irrigation Department.

3. US. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, 2nd Edition, A Water Resources Technical Publication, United Staters Government Printing Office, Washington, D.C.

บทที่ 12
การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 2
(Design of Spillways : Part 2)

12.1 คำนำ

บทที่แล้วได้กล่าวถึงทางระบายน้ำล้นแบบต่าง ๆ การเลือกปริมาณน้ำท่วมออกแบบ การหาขนาดทางระบายน้ำล้นที่เหมาะสม และรายละเอียดการออกแบบทางระบายน้ำล้น 3 แบบ คือ แบบ Overflow แบบ Free Overfall และแบบรางเทพร้อมยกตัวอย่างการออกแบบ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบทางระบายน้ำล้น 2 แบบ คือ แบบ Side Channel และแบบ Rectangular Box Inlet

12.2 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

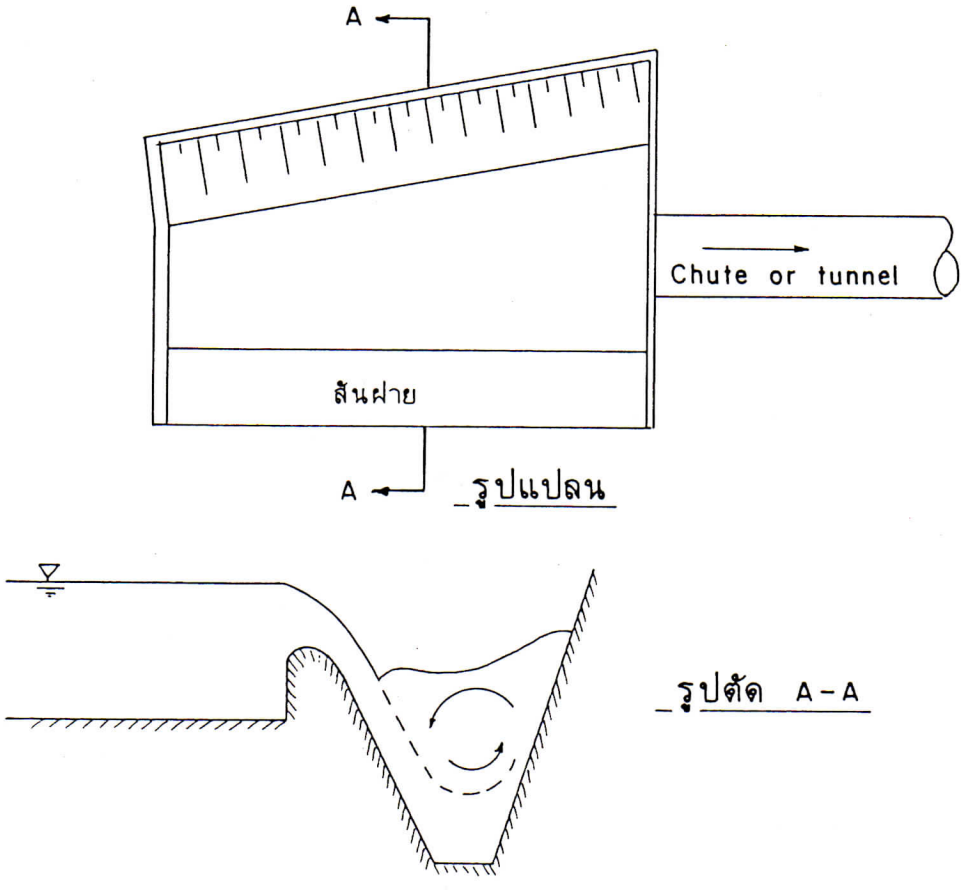
12.2.1 ลักษณะทั่วไป

Side Channel เป็นทางระบายน้ำล้นที่นิยมสร้างในบริเวณช่องเขาแคบ ซึ่งไม่เหมาะที่จะสร้างทางระบายน้ำล้นแบบ Overflow ทางระบายน้ำล้นแบบนี้มีลักษณะที่สำคัญคือ น้ำจะไหลเข้าทางน้ำล้นโดยผ่านสันฝายแบบ Ogee ซึ่งวางในแนวขนานกับทิศทางการไหลของน้ำลงไปในร่องน้ำดังรูปที่ 12.1 หลังจากนั้นน้ำที่ไหลลงไปรวมตัวกันในร่องน้ำจะถูกระบายออกทางรางเท หรือท่อต่อไป สันฝายอาจเป็นแบบมีบานประตูควบคุม หรือไม่มีก็ได้

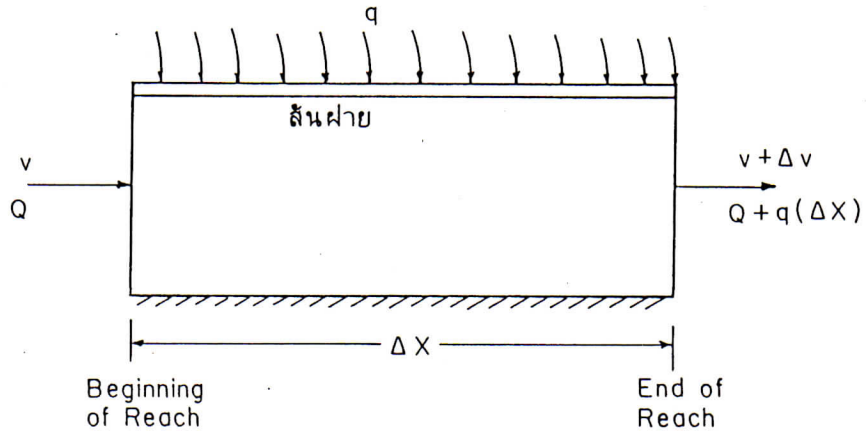
12.2.2 ชลศาสตร์ของการไหลของน้ำในทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

ทฤษฎีการไหลของน้ำในทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel อาศัยกฎการคงตัวของโมเมนตัม (Law of Conservation of Linear Momentum) โดยมีสมมติฐานว่าพลังงานจลน์ที่เกิดจากการไหลผ่านของน้ำผ่านสันฝาย ตกลงไปในร่องน้ำจะถูกทำลายหมดเนื่องจากการปั่นป่วนของน้ำในแนวหน้าตัดของทางน้ำและไม่มีส่วนช่วยในการทำให้เกิดการไหลของน้ำในร่องน้ำเลย หรือพูดง่าย ๆ ว่าการไหลของน้ำในร่องน้ำเกิดจากเฮดของน้ำในร่องน้ำเท่านั้น

เมื่อพิจารณาทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel เฉพาะช่วงสั้น ๆ (ดูรูปที่ 12.2) ตามหลักการคงตัวของโมเมนตัมและสมมติฐานดังกล่าวจะกล่าวได้ว่า "โมเมนตัมที่ Begining of Reach เมื่อรวมกับโมเมนตัม เนื่องจากแรงภายนอกจะเท่ากับโมเมนตัมที่ End of Reach "



รูปที่ 12.1 ลักษณะของทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel



รูปที่ 12.2 นิยามต่าง ๆ สำหรับการหาสมการการไหลของน้ำใน Side Channel

จากรูปที่ 12.2 เมื่อพิจารณาเฉพาะช่วง Δx (Short Reach)

โดยกำหนดให้

v = Upstream Velocity

$v + \Delta v$ = Downstream Velocity

Q = Upstream Discharge

$Q + q.\Delta x$ = Downstream Discharge

และ q = Discharge per unit length of weir crest

จะสามารถเขียนโมเมนตัมฟังค์ชั่นได้ดังนี้

ที่ด้านเหนือน้ำ $$Mu = \frac{Qv}{g}$$

ที่ด้านท้ายน้ำ $$Md = \frac{(Q+q.\Delta x)(v+\Delta v)}{g}$$

$$\Delta M = Md - Mu$$

$$= \frac{(Q + q.\Delta x)(v+\Delta v)}{g} - \frac{Qv}{g}$$

$$= \frac{q.\Delta x.v + (Q+q.\Delta x)\Delta v}{g}$$

$$= \frac{Q.\Delta v}{g} + \frac{q.\Delta x.(v+\Delta v)}{g}$$

หารตลอดด้วย Δx

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q.\Delta v}{g.\Delta x} + \frac{q(v+\Delta v)}{g}$$

จาก Chain's Rule จะได้

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{\Delta M}{\Delta x} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta t}$$

$\frac{\Delta x}{\Delta t}$ = ความเร็วเฉลี่ย

$$= \bar{v} = v + \frac{1}{2}\Delta v$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \left[\frac{Q\Delta v}{g\Delta x} + \frac{q}{g}(v+\Delta v)\right](v+\frac{1}{2}\Delta v)$$

$$= \frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right) + \frac{q}{g}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)$$

แต่ $\frac{\Delta M}{\Delta t}$ คือ Accelerating Force ซึ่งมีค่าเท่ากับลาดผิวน้ำในร่องน้ำคูณด้วยปริมาณการไหลของน้ำเฉลี่ย $(Q + \frac{1}{2}\Delta Q)$ หรือ

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{\Delta h}{\Delta x}\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right)$$

$$\therefore \quad \frac{\Delta h}{\Delta x}\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right) = \frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right) + \frac{q}{g}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)$$

$$\Delta h = \frac{\frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right) + \frac{q}{g}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)}{\frac{1}{\Delta x}\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right)}$$

$$= \frac{\frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right) + \frac{Q}{g}\,\frac{q\Delta x}{Q\Delta x}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)}{\frac{1}{\Delta x}\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right)}$$

$$= \frac{\frac{Q}{g}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)\left[\Delta v + q\left(\frac{\Delta x}{Q}\right)(v + \Delta v)\right]}{\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right)}$$

$$= \frac{\frac{Q}{g}\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right)\left[\Delta v + q\left(\frac{\Delta x}{Q}\right)(v + \Delta v)\right]}{\left(Q + \frac{1}{2}\Delta Q\right)} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12.1)$$

ถ้าสมมติให้

Q_1 และ Q_2 = ปริมาณการไหลของน้ำที่ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำตามลำดับ

v_1 และ v_2 = ความเร็วของน้ำที่ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำตามลำดับ

จะได้ว่า

$$v + \frac{1}{2}\Delta v = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$Q + \frac{1}{2}\Delta Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$\Delta v = v_2 - v_1$$

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1$$

$$Q = Q_1$$

$$q.\Delta x = Q_2 - Q_1$$

แทนค่าข้างบนลงไปในสมการที่ (12.1) จะได้

$$\Delta h = \frac{Q_1}{g}\left[\frac{\left(\frac{v_1+v_2}{2}\right)}{\left(\frac{Q_1+Q_2}{2}\right)}\right]\left[(v_2-v_1)+\frac{(Q_2-Q_1)}{Q_1}\,v_2\right]$$

$$\Delta h = \frac{Q_1}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right] \quad \text{.....(12.2)}$$

หรือในทำนองเดียวกันจะพิสูจน์ได้ว่า

$$\Delta h = \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[\frac{Q_1}{Q_2}\left\{(v_2-v_1)+v_2\left(\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}\right)\right\}\right]$$

$$= \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[\frac{1}{Q_2}\left\{Q_1(v_2-v_1)+v_2(Q_2-Q_1)\right\}\right]$$

$$= \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[\frac{1}{Q_2}\left\{Q_1v_2-Q_1v_1+v_2Q_2-v_2Q_1\right\}\right]$$

$$= \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[\frac{1}{Q_2}\left\{(v_2Q_2-v_1Q_2)+(v_1Q_2-Q_1v_1)\right\}\right]$$

$$= \frac{Q_2}{g}\,\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_1(Q_2-Q_1)}{Q_2}\right] \quad \text{.....(12.3)}$$

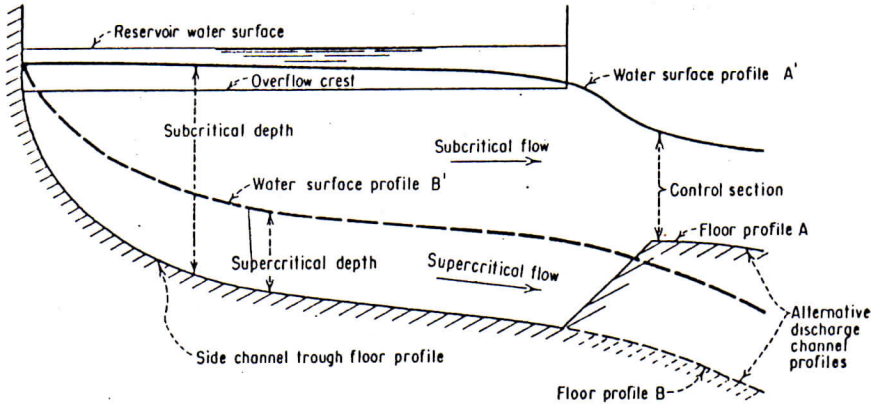
เมื่อรู้ระดับน้ำที่จุดใดจุดหนึ่งในร่องน้ำจะสามารถคำนวณหาระดับผิวน้ำที่จุดอื่น ๆ ในร่องน้ำได้โดยวิธีการ Trial and Error โดยใช้สมการที่ (12.2) หรือ (12.3) เช่น ถ้ารู้สภาวะการไหลของน้ำทางด้านท้ายน้ำจะหาสภาวะการไหลของน้ำทางด้านเหนือน้ำโดยใช้สมการที่ (12.2) หรือถ้ารู้สภาวะการไหลของน้ำทางด้านเหนือน้ำจะสามารถหาสภาวะการไหลทางด้านท้ายน้ำได้โดยใช้สมการที่ (12.3)

สำหรับช่วงร่องน้ำ Δx ที่จุดใด ๆ จะสามารถคำนวณหา Q_1 และ Q_2 ได้ และถ้ารู้ความลึกและความเร็วของน้ำที่ปลายใดปลายหนึ่งของร่องน้ำจะต้องสมมติความลึกที่อีกปลายหนึ่งเพื่อหาความเร็วของน้ำที่จุดนั้นหลังจากนั้นจึงนำมาแทนค่า ในสมการ (12.2) หรือ

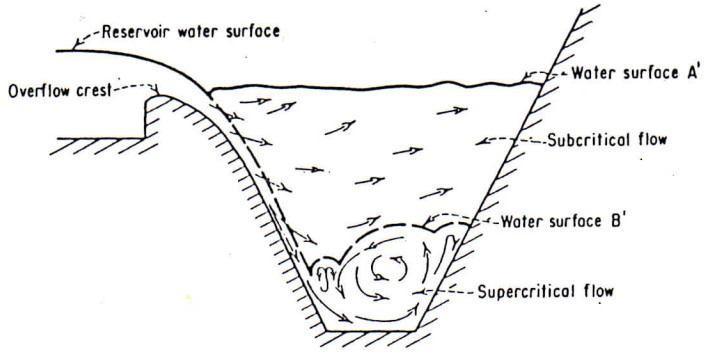
(12.3) เพื่อหา Δh ถ้าค่า Δh เท่ากับผลต่างของระดับน้ำที่ปลายทั้งสองข้างของร่องน้ำ (Δx) แสดงว่าความลึกของน้ำที่สมมติขึ้นถูกต้อง ถ้าไม่เท่ากันต้องสมมติใหม่จนได้ค่าเท่ากัน

การคำนวณหาระดับน้ำในทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel ก็เหมือนกับการคำนวณหา Water Surface Profile โดยทั่ว ๆ ไป คือจะต้องพิจารณาจากจุดที่เป็น Control ซึ่งจะทำให้สามารถหา Water Surface Profile ที่จุดอื่น ๆ ได้

สภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำของทางน้ำล้นแบบ Side Channel อาจจะเป็นได้ทั้งแบบ Supercritical และ Subcritical ขึ้นอยู่กับความลาดเทของร่องน้ำว่ามากกว่าหรือน้อยกว่า ความลาดเทวิกฤตและ Control Section ทางด้านท้ายน้ำ เช่น ถ้าความลาดเทของร่องน้ำมากกว่าความลาดเทวิกฤตและไม่มี Control Section ทางด้านท้ายน้ำ สภาวะการไหลของน้ำจะเป็นแบบ Supercritical ซึ่งจะทำให้น้ำในร่องน้ำมีมีความเร็วสูงและความลึกน้อยและมีผลทำให้ระยะน้ำตก (จากระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำถึงระดับน้ำในร่องน้ำ) ลึกมาก ในทำนองกลับกันถ้ามี Control Section ทางด้านท้ายน้ำ สภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำ เป็นแบบ Subcritical คือน้ำลึกและไหลช้าทำให้ระยะน้ำตกไม่ลึกมากเหมือนแบบแรกดังรูปที่ 12.3



(A) SIDE CHANNEL PROFILE



(B) SIDE CHANNEL CROSS SECTION

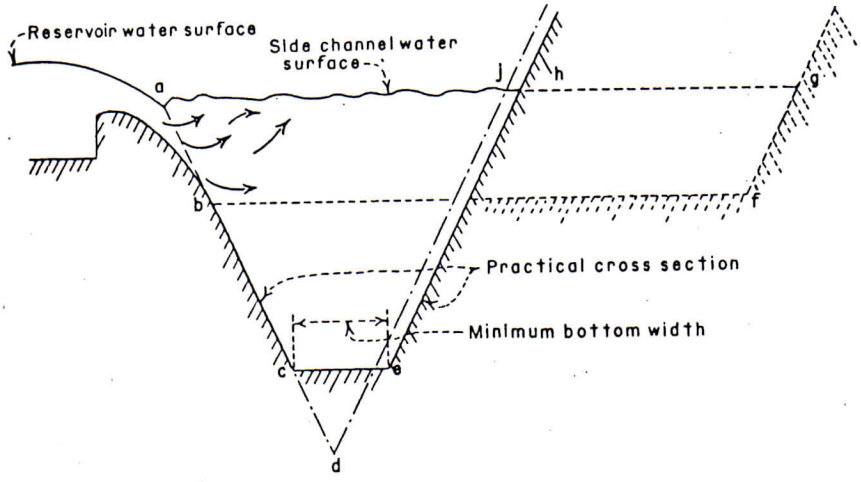
รูปที่ 12.3 ลักษณะการไหลของน้ำในทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

จากรูปที่ 12.3 จะเห็นได้ว่าถ้าสภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำเป็นแบบ Super-critical ระยะน้ำตกจะสูงมากทำให้น้ำในร่องน้ำปั่นป่วนอย่างรุนแรง และเกิดแรงกระแทกเนื่องจากคลื่นที่รุนแรงมาก แต่ถ้าสภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำเป็นแบบ Subcritical ระยะน้ำตกจะไม่ลึกทำให้การไหลของน้ำในร่องน้ำราบเรียบไม่ปั่นป่วนรุนแรง เนื่องจากคลื่นกระแทกเหมือนกรณี Supercritical ดังนั้นในการออกแบบจะต้องทำให้สภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำเป็นแบบ Subcritical โดยการออกแบบให้มี Control Section ทางด้านท้ายน้ำของร่องน้ำ

12.2.3 <u>การออกแบบรูปตัดของร่องน้ำและ Control Section</u>

รูปตัดของร่องน้ำของทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel จะขึ้นอยู่กับรูปร่างของสันฝายและลักษณะของตลิ่ง ตามปกติแล้วถ้าฐานรากและตลิ่งไม่ใช่หิน ไม่ควรใช้ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel เพราะขณะที่น้ำไหลล้นข้ามสันฝายลงไปในร่องน้ำ จะเกิดการปั่นป่วนและสั่นสะเทือนอย่างรุนแรง โดยทั่วไปจะออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel ให้เป็นแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยมีทุนยึด (Anchor) ติดกับหินตลิ่งด้านข้าง และมักออกแบบรูปตัดให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูในเชิงชลศาสตร์และ รูปตัดที่เหมาะสมควรมีอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกน้อย ๆ ตามรูป a d h ดังแสดงในรูปที่ 12.4 แต่อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติในการก่อสร้าง ลักษณะ Side Channel ดังรูป a d h ทำได้ยาก นอกจากนี้ต้องขุดตลิ่งลงไปลึกมาก ซึ่งจะมีผลเสียต่อความมั่นคงของตลิ่งได้ เพื่อให้เกิดความเหมาะสมทั้งทางด้านโครงสร้าง การก่อสร้างและชลศาสตร์แล้ว ควรออกแบบรูปตัดให้มีลักษณะตามรูป aceh (รูปที่ 12.4) โดยให้มีความกว้างที่ฐานน้อยที่สุด ข้อกำหนดโดยทั่ว ๆ ไปในการออกแบบคือความลาดเทด้านข้าง 2:1 (ตั้ง : ราบ) และความกว้างที่กันร่องน้ำอย่างน้อย 10 ฟุต

การออกแบบ Control Section อาจทำได้โดยลดความกว้างหรือยกพื้น เพื่อยกระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำให้สูงขึ้น โดยต้องออกแบบ Control Section ให้ยกระดับน้ำในร่องน้ำให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้ แต่ต้องไม่มากจนกระทบกระเทือนต่อการไหลของน้ำผ่านสันฝาย น้ำที่ไหลผ่าน Control Section จะถูกระบายต่อไปตามรางเท หรือท่อลงสู่อาคารสลายพลังงานต่อไป



รูปที่ 12.4 รูปตัดของร่องน้ำสำหรับทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

12.2.4 ตัวอย่างการออกแบบ

ให้ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel ซึ่งมีความยาว 100 ฟุต (section 0 + 00 ถึง 1 + 00) เพื่อระบายน้ำมากที่สุด 2,000 ลบ.ฟุตต่อวินาที และสันฝายอยู่ที่ระดับ 1,000 ฟุต

วิธีทำ

$$Q = 2{,}000 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$q = \frac{2{,}000}{100}$$

$$= 20 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที/ฟุต}$$

สมมติ 1 : $C = 3.60$

$$q = C H_o^{3/2}$$

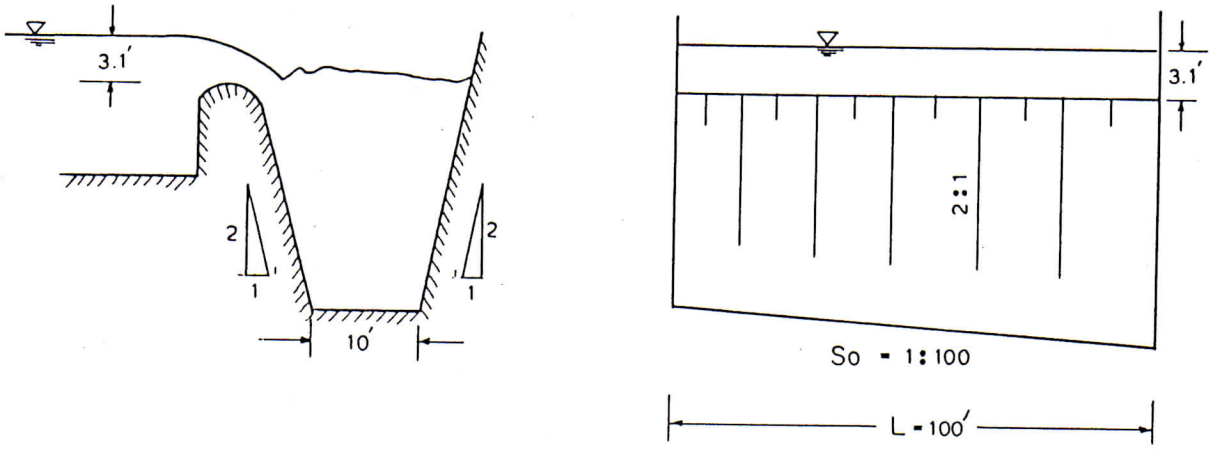
$$H_o = \left(\frac{20}{3.6}\right)^{2/3} = 3.1 \text{ ฟุต}$$

พิจารณาว่า velocity Head (hv) มีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้

$$H_o = h_o = 3.1 \text{ ฟุต}$$

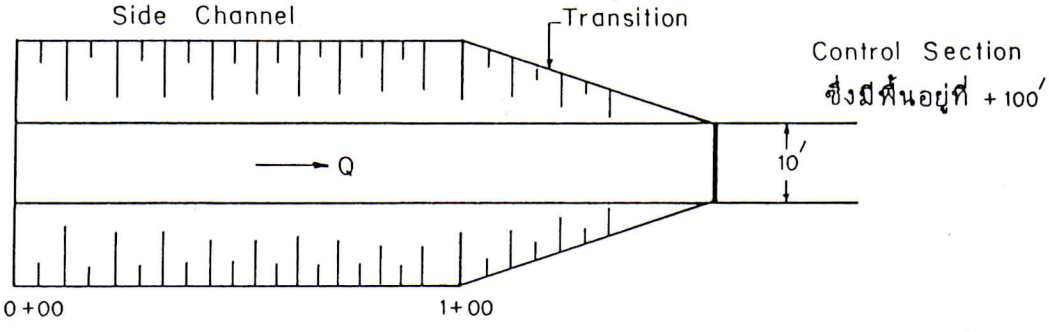
สมมติ 2 : ให้รูปตัดของร่องน้ำเป็นสี่เหลี่ยมคางหมูดังรูปที่ 12.5
โดยมีความลาดเทด้านข้าง (ตั้ง : ราบ)เท่ากับ 2 : 1
ความกว้างของก้นร่องน้ำเท่ากับ 10 ฟุต
ความลาดเทก้นร่องน้ำ (Bottom Profile) 1 : 100

(การสมมติความลาดเทก้นร่องน้ำ ควรจะให้ค่อนข้างราบ เพื่อให้ความลึกของน้ำในร่องน้ำมาก และความเร็วช้า การไหลของน้ำจะได้ไม่เป็นแบบ Supercritical เมื่อปริมาณน้ำน้อยกว่าที่ออกแบบไว้มาก ๆ)



รูปที่ 12.5 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel สำหรับตัวอย่างการออกแบบ

สมมติ 3 : ให้ Control Section อยู่ที่ระดับเดียวกับระดับพื้นปลายสุดของร่องน้ำ
โดยมีระดับอยู่ที่ + 100' และมีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความกว้างเท่ากับ
10 ฟุต ดังรูปที่ 12.6
ที่ Control Section สภาวะการไหลของน้ำจะเป็นแบบวิกฤต
ให้ y_c = ความลึกวิกฤต



รูปที่ 12.6 ลักษณะของ Control Section ตามข้อสมมติที่ 3

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q'^2}{g}}$$

$$q' = \frac{2,000}{10} = 200 \quad \text{ฟุต}^3/\text{วินาที}/\text{ฟุต}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{200^2}{32.2}} = 10.75 \quad \text{ฟุต}$$

$$v_c = \frac{q_1}{Y_c} = \frac{200}{10.75} = 18.6 \quad \text{ฟุต/วินาที}$$

$$hv_c = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{18.6^2}{2 \times 32.2} = 5.37 \quad \text{ฟุต}$$

สมมติ 4 : ให้การสูญเสียเฮดใน Transition เท่ากัน 0.2 เท่าของความแตกต่างระหว่าง Velocity Head ที่ปลายทั้งสองของ Transition

จากข้อสมมติที่ 4 จะสามารถคำนวณหาความเร็วและความลึกของน้ำที่ปลายร่องน้ำได้โดยใช้สูตร Bernoulli

$$y_{1+00} + \frac{v_{1+00}^2}{2g} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} + 0.2\left(\frac{v_c^2}{2g} - \frac{v_{1+00}^2}{2g}\right) \quad \text{.....(12.4)}$$

หาค่า y_{1+00} ได้โดยการ Trial & Error

สมมติให้

$$y_{1+00} = 16.34 \quad \text{ฟุต}$$

$$A_{1+00} = (b + my)y$$

$$= (10 + 0.5 \times 16.34)\ 16.34$$

$$= 297 \quad \text{ฟุต}^2$$

$$v_{1+00} = \frac{2000}{297} = 6.73 \quad \text{ฟุต/วินาที}$$

$$hv_{1+00} = \frac{(6.73)^2}{2x32.2} = 0.70 \quad \text{ฟุต}$$

แทนค่าลงในสมการที่ 12.4

$$16.34 + 0.70 = 10.75+5.37+0.2(5.37 - 0.70)$$

$$17.04 = 17.05 \quad \text{(สมมติถูกต้อง)}$$

แสดงว่า $y_{1+00} = 16.34$ ฟุตและ $v_{1+00} = 6.73$ ฟุต/วินาที

จากคุณสมบัติทางชลศาสตร์ในการไหลของน้ำที่ Station 1+00 จะสามารถคำนวณหา Water Surface Profile ทางด้านเหนือน้ำของร่องน้ำได้โดยใช้สมการที่ 12.2 โดยวิธีการ Trial & Error ดังแสดงในตารางที่ 12.1

จากการสมมติระดับก้นร่องน้ำ จะคำนวณระดับผิวน้ำ (Water Surface Profile) ได้ดังแสดงในตารางที่ 12.1 ขั้นต่อไปจะต้องนำเอาค่า Water Surface Profile ที่คำนวณได้ไปปรับเทียบกับระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ แต่ในการปรับจะต้องไม่ยกระดับ Water Surface Profile ในร่องน้ำให้สูงเกินไปจนท่วมสันฝาย

ถ้าลาดผิวด้านหน้าของสันฝายอยู่ในแนวดิ่งและพิจารณาว่า Approach Velocity Head มีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้ จากรูปที่ 3.9 จะได้ค่า $C_o = 3.95$ แต่ในข้อนี้สมมติค่า C เท่ากับ 3.6 และต้องการออกแบบให้สภาวะการไหลของน้ำในร่องน้ำเป็น Subcritical

เมื่อ $\frac{C_s}{C_o} = \frac{3.6}{3.95} = 0.911$ จากรูปที่ 3.14 จะได้ว่า

$$\text{Degree of Submergence} = \frac{hd}{He} = \frac{hd}{Ho} \approx 0.3 \approx \frac{1}{3}$$

แสดงว่าการสมมติ C = 3.6 จะยอมให้ระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำท่วมสันฝายได้ประมาณ 2 ใน 3 ของความลึกของน้ำบนสันฝาย หรือพูดง่าย ๆ ว่าระดับน้ำสูงสุดในร่องน้ำจะไม่เกิน $\frac{2}{3} H_o$ เหนือสันฝาย

$$\therefore \text{ระดับน้ำสูงสุดในร่องน้ำ} = \text{ระดับสันฝาย} + \frac{2}{3} Ho$$

$$= 1000 + \frac{2}{3}(3.1) = 1002 \text{ ฟุต}$$

จากตารางที่ 12.1 ระดับน้ำสูงสุดอยู่ที่ Station 0 + 10 = 117.69 ฟุต

$$\approx 117.7 \text{ ฟุต}$$

ตารางที่ 12.1 การคำนวณออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

[Q = 2000 cfs; Bottom Width = 10 ft; Side Slope (V:H) = 2:1; Bottom Slope = 1:100]

Station	Δx	Elevation bottom	Trial Δy	Water surface elevation	d	A	Q	v	Q_1+Q_2	$\frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)}$	v_1+v_2	v_2-v_1	Q_2-Q_1	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	(13)+(16)	Δy=(11)×(12)×(17)	Remarks
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
1+00		100.0		116.34	16.34	297	2,000	6.73										
0+75	25	100.25	1.00	117.34	17.09	317	1,500	4.73	3,500	0.01332	11.46	2.00	500	0.333	2.24	4.24	0.64	Too low.
			.62	116.96	16.71	307		4.89			11.62	1.84				4.08	.63	OK.
0+50	25	100.50	.50	117.46	16.96	313	1,000	3.19	2,500	.01244	8.08	1.70	500	.50	2.44	4.14	.42	Too low.
			.42	117.38	16.88	311		3.22			8.11	1.67				4.11	.41	OK.
0+25	25	100.75	.30	117.68	16.93	313	500	1.60	1,500	.01036	4.82	1.62	500	1.00	3.22	4.84	.24	Too low.
			.24	117.62	16.87	311		1.61			4.83	1.61				4.83	.24	OK.
0+10	15	100.90	.10	117.72	16.82	310	200	.64	700	.00888	2.25	.97	300	1.50	2.41	3.38	.07	Too low.
			.07	117.69	16.79	309		.65			2.26	.96				3.37	.07	OK.

ถ้าจะปรับระดับน้ำสูงสุดในร่องน้ำที่คำนวณได้ (117.7 ฟุต) ให้เท่ากับระดับน้ำสูงสุดที่ควรจะเป็น (1002 ฟุต)

จะต้องยกระดับกันร่องน้ำที่ Station 0+10 ขึ้นมาอยู่ที่

$= 100.9 + (1002-117.7)$

$= 985.2$ ฟุต

และกันร่องน้ำที่ Station 1+00 ขึ้นมาอยู่ที่ $= 985.2-0.9$

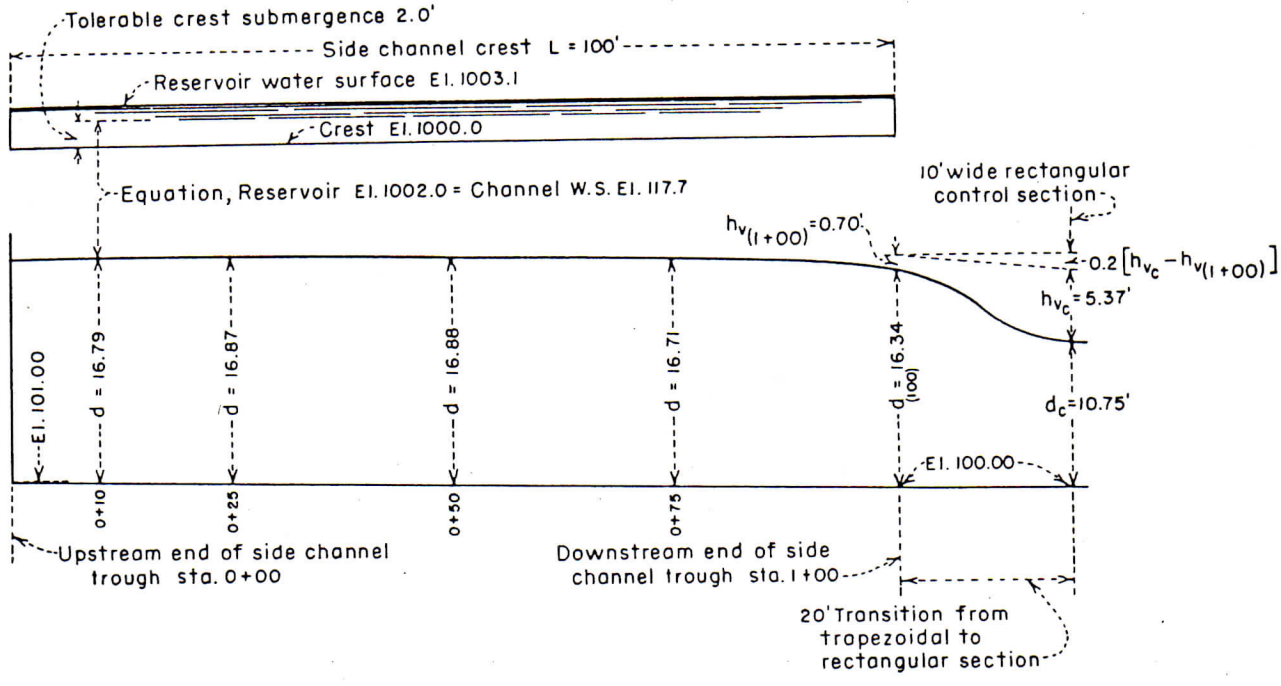
$= 984.3$ ฟุต

และกันร่องน้ำที่ Station 0+00 ขึ้นมาอยู่ที่ $= 985.2+0.1$

$= 985.3$ ฟุต

ส่วนจุดอื่น ๆ ก็คิดทำนองเดียวกันจากลาดกันร่องน้ำเท่ากับ 1:100 ระดับผิวน้ำจะถูกนำไปพล็อตเทียบกับระดับสันฝายและระดับน้ำในอ่างดังแสดงในรูปที่ 12.7

ในการออกแบบจริง ๆ จะต้องสมมติค่าความกว้างกันร่องน้ำ ลาดกันร่องน้ำและ Control Section ต่าง ๆ กัน แล้วจึงนำผลที่คำนวณได้มาลองเปรียบเทียบกันว่าแบบไหนจะเหมาะสมและประหยัดกว่ากัน



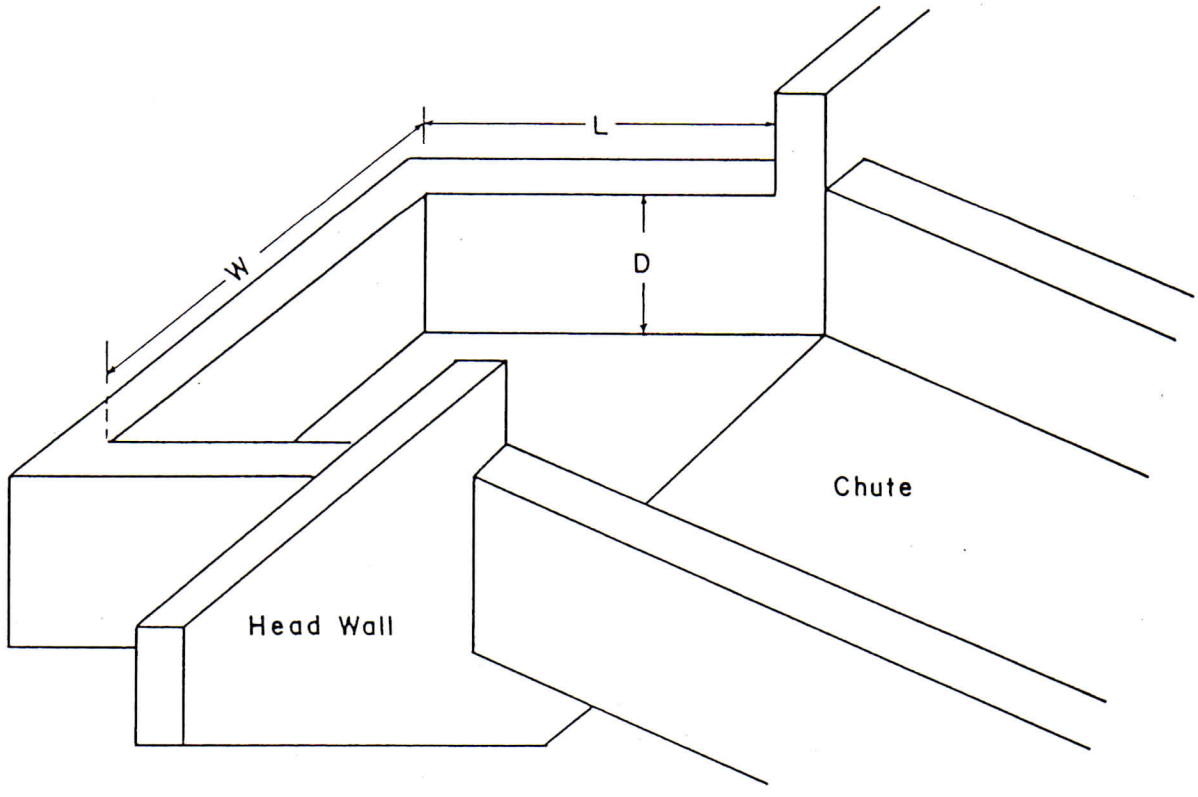
รูปที่ 12.7 ตัวอย่างการออกแบบทางชลศาสตร์ของทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

12.3 ทางระบายน้ำล้นแบบ Rectangular Box Inlet

12.3.1 ลักษณะทั่วไป

ทางระบายน้ำล้นแบบนี้ดัดแปลงมาจากทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel เพื่อให้ง่ายในการออกแบบและก่อสร้างและเพื่อใช้ในงานที่มีขนาดเล็กและมีความสำคัญน้อยกว่า

ทางระบายน้ำล้นแบบนี้มีลักษณะคล้ายกล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีด้านสามด้านทำหน้าที่เป็นสันฝาย และด้านที่สี่เปิดเพื่อระบายน้ำออกไปตามรางเท (Chute) น้ำจะไหลล้นสันฝายทั้งสามด้านทันทีที่น้ำในอ่างเก็บน้ำขึ้นถึงโดยไม่มีการควบคุม ตามปกติทางระบายน้ำล้นประเภทนี้จะใช้กับอ่างเก็บน้ำขนาดเล็กซึ่ง Permissible Head จำกัด ถ้าใช้สันฝายตรงตามปกติ สันฝายจะมีความยาวมากและรางเทจะมีความกว้างเกินความจำเป็นซึ่งทำให้ไม่ประหยัด การใช้ทางระบายน้ำล้นแบบ Rectangular Box Inlet จะช่วยทำให้สามารถเลือกขนาดความกว้างของรางเทและความยาวของสันฝายได้ตามความเหมาะสม รูปร่างของทางระบายน้ำล้นแบบนี้แสดงไว้ในรูปที่ 12.8 สันฝายตามปกติจะวางไว้ที่ระดับเดียวกับพื้นของ Approach Channel แต่ถ้าต้องการจะลด Approach Velocity อาจวางให้สูงกว่าพื้นของ Approach Channel ก็ได้



รูปที่ 12.8 ทางระบายน้ำล้นแบบ Rectangular Box Inlet

12.3.2 การหาความยาวของสันฝาย

ความยาวสันฝายจะเท่ากับความยาวของด้านสามด้านของกล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าดังรูปที่ 12.8 ซึ่งเท่ากับ $W + 2L$

ปริมาณน้ำที่สามารถระบายผ่านทางระบายน้ำล้นแบบนี้จะคำนวณได้จากสมการ

$$Q = C(W + 2L) H^{3/2} \quad \text{.....(12.5)}$$

ค่า L จะยาวเท่าใดก็ได้ตราบใดที่กล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่รับน้ำลึกพอที่จะระบายน้ำออกได้ทันก่อนที่น้ำภายในกล่องจะสูงจนท่วมสันฝาย แต่ตามปกติแล้วควรจะออกแบบให้ $L \geq \frac{W}{2}$

ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝาย C จะแปรผันไปตาม $\frac{L}{W}$, $\frac{H}{W}$ และความกว้างของ Approach Channel ตามปกติจะมีค่าอยู่ระหว่าง 2.80 ถึง 3.55

จากการทดสอบโดยการทำโมเดลพบว่า C จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อ $\frac{H}{W}$ เพิ่มขึ้นหรือ $\frac{L}{W}$ ลดลง และถ้าความกว้างของ Approach Channel น้อยกว่า 2 เท่าของความยาวสันฝาย (W+2L) จะมีผลต่อการไหลของน้ำผ่านสันฝายทางด้านข้าง และทำให้ระบายน้ำได้น้อยลง หรือค่า C ลดลง เช่น ถ้าความกว้างของ Approach Channel เท่ากับ W น้ำก็จะไม่ไหลเข้าทางด้านข้างหรือ Effective Crest จะเท่ากับ W เท่านั้น

ถ้า Approach Channel มีความกว้างเพียงพอ (มากกว่า 2 เท่าของ (W+2L)) และพื้นของ Approach Channel อยู่ระดับเดียวกับสันฝายจะหาค่า C ได้จากสมการ

$$C = 3.55 - 0.2\sqrt{\frac{L}{W} - 0.5} - (0.75 - 1.25\frac{H}{W})^2 \text{....(12.6)}$$

ค่า C ในสมการจะใช้ได้เฉพาะในช่วง

$$0.1 < \frac{H}{W} < 0.6$$

และ $\frac{L}{W} \geq 0.5$

ถ้ารู้ค่า Q, W และ H จะสามารถหาค่า C และ L ได้จากสมการที่ 12.5 และ 12.6

12.3.3 การหาความลึกของ Rectangular Box

ในการออกแบบจะต้องกำหนดความลึกของกล่อง (D) ให้เพียงพอที่จะไม่ยอมให้น้ำที่ไหลข้ามสันฝายสะสมตัวจนท่วมสันฝายได้ เพราะจะทำให้การระบายน้ำถูกควบคุมโดย Headwall แทนที่จะเป็นสันฝาย และเป็นเหตุให้สามารถระบายน้ำได้น้อยลง เพื่อหลีกเลี่ยงปรากฏการณ์ดังกล่าวจะหาค่า D ได้จากสมการ

$$D \geq \left(\frac{Q}{3.1W}\right)^{2/3} - 0.75\ H \quad \text{.....(12.7)}$$

สมการที่ 12.7 มาจากสมมติฐานที่ว่า

1. พลังงานจลน์ที่เกิดจากน้ำไหลล้นข้ามสันฝายตกลงไปในกล่อง มีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้
2. ขณะที่น้ำไหลจากกล่องลงไปในรางเท น้ำจะไหลแบบวิกฤตที่จุดเปลี่ยนความลาดเท ซึ่ง

$$D_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

เมื่อ D_c = ความลึกวิกฤต

$$q = \frac{Q}{W}$$

และ $$E_c = \frac{3}{2} D_c$$

$$= \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$= \left(\frac{Q}{3.1W}\right)^{2/3} \quad \text{.....(12.8)}$$

เมื่อ E_c = Specific Energy สำหรับการไหลแบบวิกฤต

3. ถ้า Specific Energy ของน้ำในกล่องไม่สูงกว่าสันฝายเกิน $\frac{3}{4}$ H จะไม่เกิด Submergence

เกณฑ์การออกแบบที่กล่าวถึงนี้สามารถนำไปใช้ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Rectangular Box Inlet ซึ่งมีขนาดไม่เกิน 1,000 ฟุต^3/วินาที ได้โดยไม่จำเป็นต้อง

ทำโมเดลทดสอบ

12.4 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม. เกษตรศาสตร์.

2. Saihom, Nibohdn (1978), Lecture Notes on Hydraulic Design of Water Conveyance and Control Structures, Design Division, Royal Irrigation Department.

3. US. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, 2nd Edition, A Water Resources Technical Publication, US. Government Printing Office, Washington, D.C.

บทที่ 13

การออกแบบทางระบายน้ำล้น : ตอนที่ 3

(Design of Spillways : Part III)

13.1 คำนำ

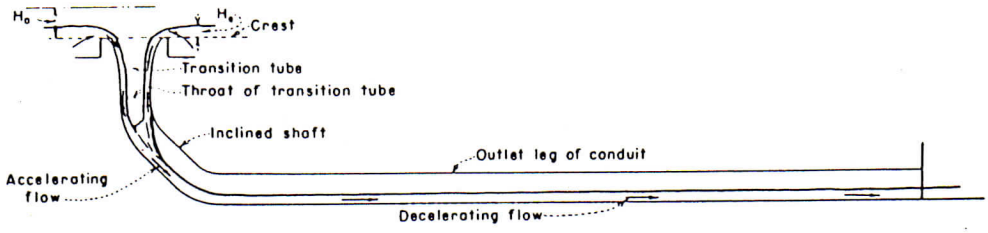
ในบทนี้จะได้กล่าวถึงทางระบายน้ำล้นที่สำคัญ 2 แบบ คือทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory และแบบ Square Drop Inlet Pipe ทางระบายน้ำล้นทั้ง 2 แบบมีลักษณะคล้ายคลึงกัน แต่แบบหลังพัฒนาขึ้นมาเพื่อใช้กับงานขนาดเล็กกว่าและมีความสำคัญน้อยกว่า

13.2 ทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory

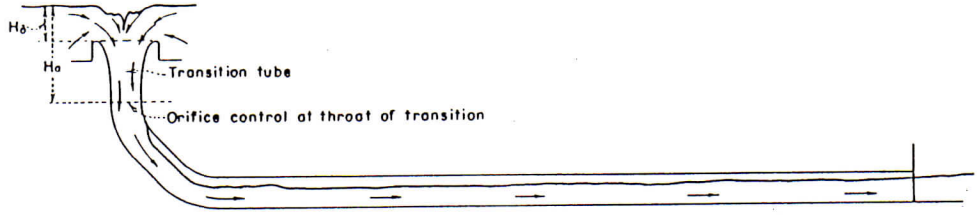
13.2.1 ลักษณะทางชลศาสตร์โดยทั่วไป

ทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory เหมาะสำหรับเขื่อนที่ตั้งอยู่ในช่องเขาแคบ ๆ แต่มีปริมาณน้ำที่ต้องระบายมากเช่นเดียวกับทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel ทางระบายน้ำล้นแบบนี้ประกอบด้วยสันฝายคอนกรีตโค้งเป็นรูปวงกลม (Circular Concrete Weir Crest) ซึ่งระบายน้ำลงไปในท่อที่อยู่ในแนวดิ่งหรือแนวเอียง (Vertical or Inclined Shaft) จากนั้นจึงระบายน้ำออกสู่อาคารสลายพลังงานโดยท่อซึ่งวางอยู่แนวราบ (Tunnel) ดังแสดงในรูปที่ 13.1 ถ้าใช้ทางระบายน้ำล้นแบบนี้สำหรับโครงการที่มีการผันน้ำโดยท่อขณะทำการก่อสร้างจะเป็นการประหยัดและเหมาะสมมาก เพราะสามารถออกแบบให้ใช้ท่อเพื่อการผันน้ำเป็นท่อระบายน้ำของทางน้ำล้นแบบนี้ได้

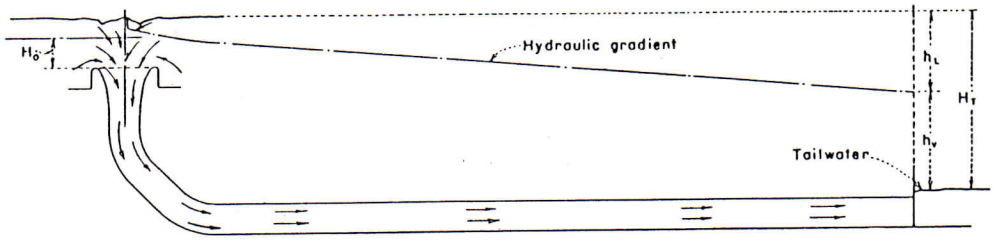
ในการออกแบบจะต้องไม่ให้เกิดสภาวะที่เรียกว่า Submergence ขณะระบายน้ำเป็นอันขาด เพราะถ้าน้ำไหลเต็มท่อด้วยความเร็วสูงจะก่อให้เกิดการสั่นสะเทือนอย่างรุนแรง หรือแม้แต่อาจเกิด Cavitation ได้ ซึ่งจะเป็นอันตรายต่อความมั่นคงของตัวอาคาร โดยทั่วไปต้องมีการติดตั้ง Deflector หรือ Air Vent เพื่อให้แน่ใจว่าการไหลของน้ำจะเป็นแบบ Free Surface ตลอดท่อ ทางระบายน้ำล้นแบบนี้เท่าที่พบสามารถใช้ระบายน้ำที่มีความเร็วสูงถึง 170 ฟุตต่อวินาที ได้โดยไม่มีอันตราย



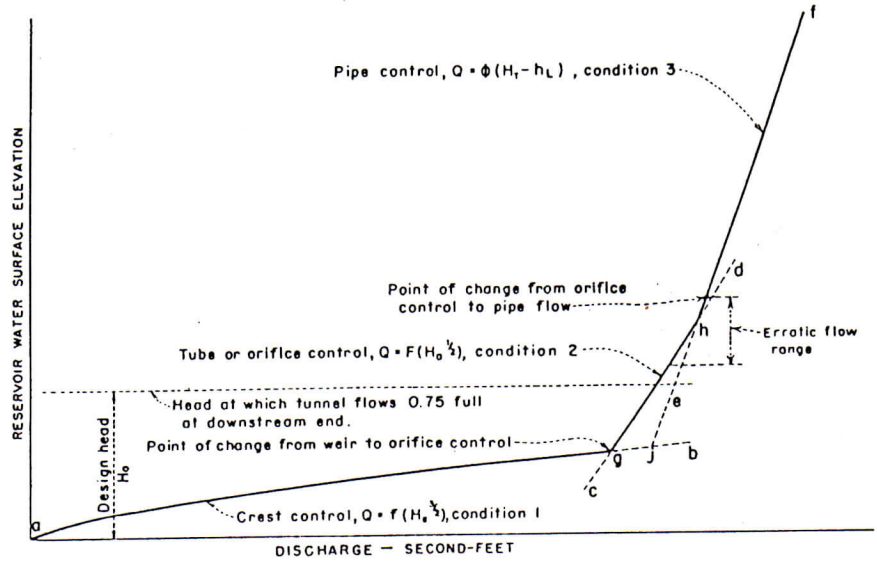
CONDITION 1. CREST CONTROL



CONDITION 2. TUBE OR ORIFICE CONTROL



CONDITION 3. FULL PIPE FLOW



รูปที่ 13.1 ลักษณะการไหลของน้ำผ่านทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory

รูปที่ 13.1 แสดงลักษณะการไหลของน้ำผ่านทางระบายน้ำล้น ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 3 แบบ คือ

แบบที่ 1 เรียกว่า การไหลแบบ Crest Control เมื่อเฮดอยู่ระหว่างจุด a และจุด g

แบบที่ 2 เรียกว่า การไหลแบบ Orifice หรือ Tube Control เมื่อเฮดอยู่ระหว่างจุด g และจุด h

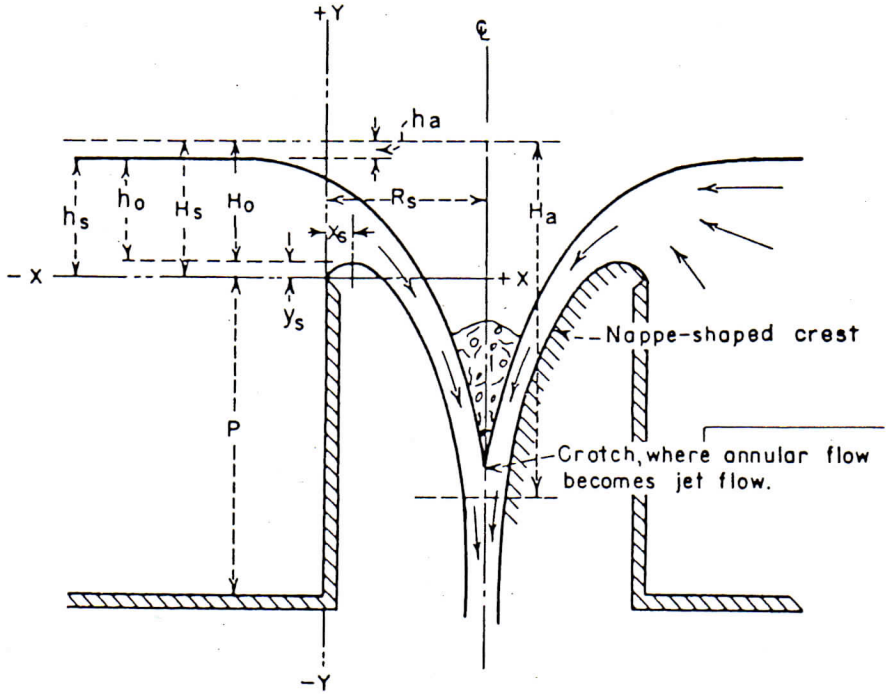
แบบที่ 3 เรียกว่า การไหลแบบ Conduit Control เมื่อเฮดสูงกว่าจุด h

ลักษณะการไหลของน้ำผ่านทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory จะเปลี่ยนแปลงไปตามลักษณะของสันฝาย ขนาดของท่อและเฮด ถ้าเส้นผ่าศูนย์กลางสันฝายวงกลมเปลี่ยนไป จะทำให้โค้ง ab (ตามรูปที่ 13.1) เปลี่ยนไป และมีผลทำให้จุดตัด g บนโค้ง cd สูงขึ้นหรือต่ำลงได้ เช่น ถ้าเส้นผ่าศูนย์กลางของฝายวงกลมโตขึ้นจะระบายน้ำผ่านสันฝายได้มากขึ้น ที่เฮดเท่าเดิม ซึ่งอาจทำให้น้ำไหลเต็มท่อที่ Throat ของ Transition และการไหลของน้ำอาจเปลี่ยนจาก Crest Control เป็น Orifice Control เร็วขึ้น ในทำนองเดียวกัน ถ้าขนาดของ Throat เปลี่ยน จะทำให้โค้ง cd เปลี่ยน ถ้า Throat มีขนาดใหญ่ขึ้นจนทำให้โค้ง cd เคลื่อนไปทางขวาจนทับจุด j สภาวะการไหลของน้ำจะเปลี่ยนจาก Crest Control เป็น Conduit Control โดยตรง โดยไม่ผ่านช่วง Orifice Control ซึ่งรายละเอียดต่าง ๆ จะกล่าวถึงในหัวข้อต่อ ๆ ไป

13.2.2 ปริมาณการไหลของน้ำผ่านสันฝายรูปวงกลม (Crest Discharge)

เมื่อเฮดน้อยการไหลของน้ำจะเป็นแบบ Crest Control และการไหลของน้ำผ่าน Transition จะเป็นแบบไหลไม่เต็มท่อ (Partly Full) โดยน้ำจะไหลเป็นแผ่นบาง ๆ ทาบไปตามผิวด้านในของ Transition เมื่อเฮดเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ แผ่นน้ำ (Annular Nappe) จะหนาขึ้นเรื่อย ๆ จนในที่สุดแผ่นน้ำที่ไหลลันสันฝายจากด้านต่าง ๆ ของสันฝายวงกลมจะพบกันและไหลรวมกันในลักษณะของ jet ดังรูปที่ 13.2 จุดที่แผ่นน้ำเริ่มพบกันเป็น Jet เรียกว่า Crotch ถ้าเฮดเพิ่มขึ้นอีก Crotch จะขยับตัวสูงขึ้น และที่เหนือ Crotch น้ำจะมีลักษณะเดือดพล่าน ซึ่งเรียกว่า Boil หลังจากนั้นถ้าเฮดเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ

Crotch และ Boil จะขยับตัวสูงขึ้นไปเรื่อย ๆ จนในที่สุดทั้ง Crctch และ Boil จะหายไป มองเห็นแต่เพียงอาการน้ำกระเพื่อม ๆ ปรากฏการณ์ที่ Crotch และ Boil หายไปเรียกว่า Flood Out



รูปที่ 13.2 Elements of Nappe-Shape Profile for Circular Weir

การไหลของน้ำผ่านสันฝายและ Transition จะเป็นแบบ Free Flow จนกระทั่งเกิด Crotch และ Boil เมื่อเฮดเพิ่มขึ้น Crotch และ Boil ขยับตัวสูงขึ้นจนกระทั่งถึงจุดหนึ่ง การไหลของน้ำผ่านสันฝายจะเริ่มกระทบกระเทือนเนื่องจาก Submergence และเมื่อเฮดสูงขึ้นจนเกิดปรากฏการณ์ที่เรียกว่า Flood Out การไหลของน้ำจะถูกควบคุมด้วย Jet Flow หรือรูปร่างของ Transition (ถ้ารูปร่างของ Transition ไม่พอดีกับรูปร่างของ Jet)

การไหลของน้ำผ่านสันฝายวงกลมมักจะเกิดปรากฏการณ์ซึ่งเรียกว่าน้ำวน (Vortex) ขึ้น เป็นสิ่งที่ควรหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดขึ้นเพราะจะก่อให้เกิดแรงสั่นสะเทือนต่อตัวอาคาร โดยทั่ว ๆ ไปมักพบว่ามีการใช้ Guide Pier บนสันฝายเพื่อบังคับน้ำไม่ให้เกิดน้ำวน

ถ้าสันฝายและ Transition มีรูปร่างเหมือนโค้งของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคม จะสามารถคำนวณหาปริมาณน้ำที่ไหลผ่านได้จากสูตร

$$Q = C_o (2\pi R_s) H_o^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.1)$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน

C_o = สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายวงกลม

R_s = รัศมีภายนอกของฝายวงกลม

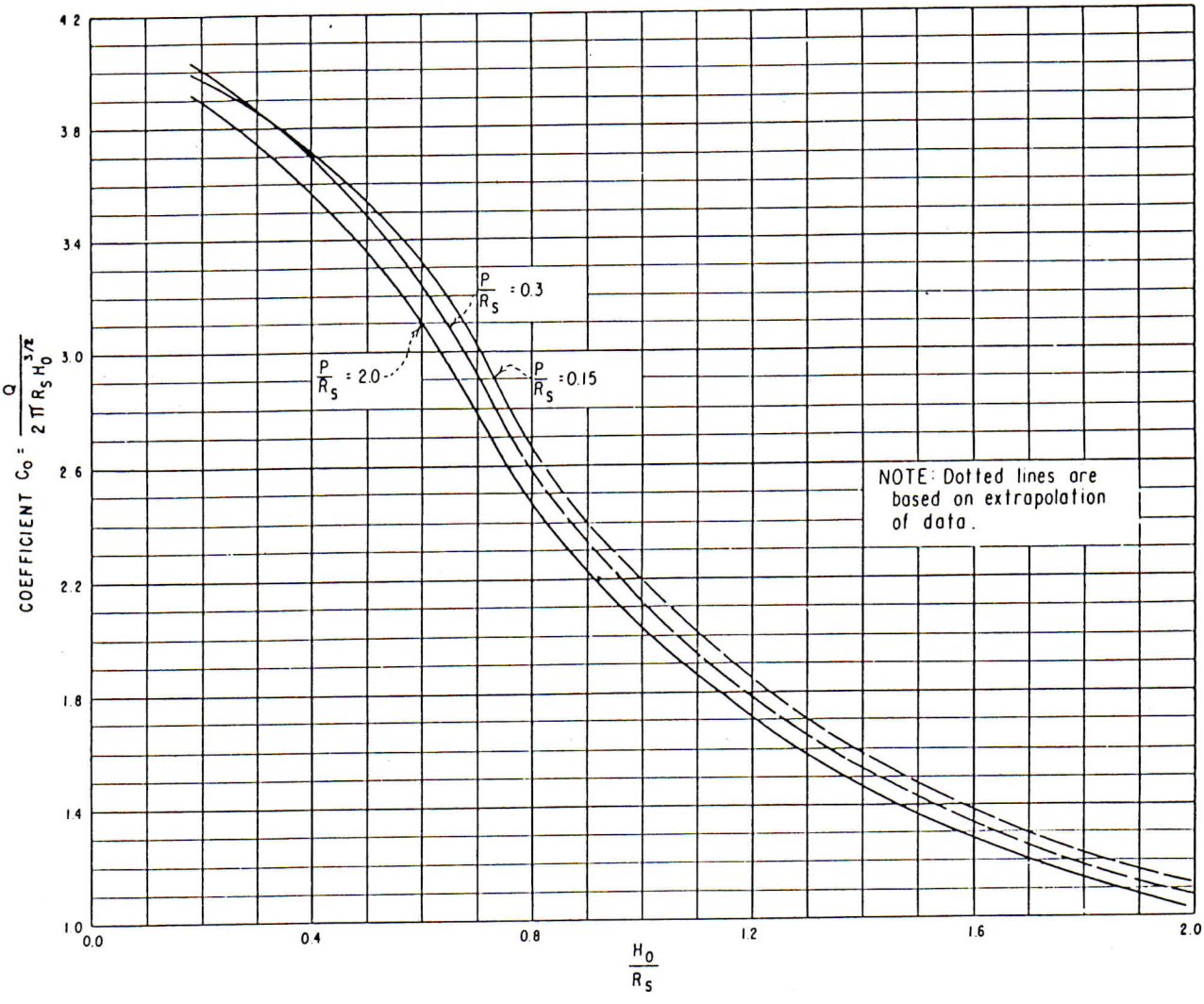
H_o = เฮดออกแบบซึ่งรวมค่าเฮดความเร็ว

ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายวงกลม (C_o) จะต่างจากสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายตรงเนื่องจากอิทธิพลของ Jet ที่เกิดขึ้น ค่า C_o สำหรับสันฝายและ Transition ซึ่งมีรูปร่างเหมือนโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคมโค้งเป็นวงกลม (Sharp-Crested Circular Weir) และเฮดเหนือสันฝายเท่ากับ H_o จะหาได้จากรูปที่ 13.3

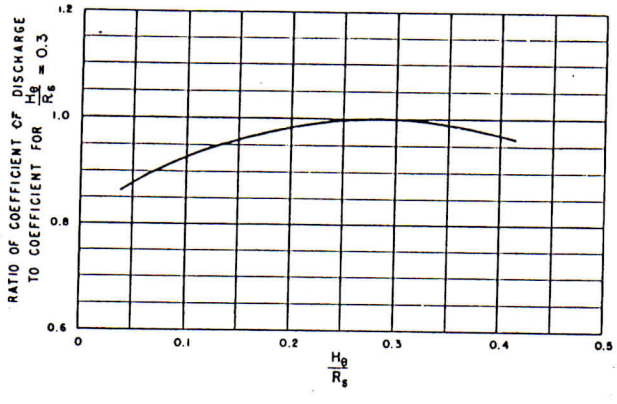
การไหลของน้ำจะเป็นแบบ Crest Control และไหลแบบอิสระเมื่อ $\frac{H_o}{R_s}$ มีค่าไม่เกิน 0.45 เมื่อ $\frac{H_o}{R_s}$ มากกว่า 0.45 สันฝายบางส่วนจะถูกท่วม แต่ยังคงเป็น Crest Control และเมื่อ $\frac{H_o}{R_s}$ มีค่าถึง 1.0 สันฝายจะถูกท่วมหมด การไหลของน้ำจะเปลี่ยนเป็น Orifice Control

ถ้าเฮดต่างไปจาก H_o จะสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายได้จากรูปที่ 13.4

ในการใช้หลักเกณฑ์ดังกล่าว ผู้ออกแบบจะต้องให้ความระมัดระวังเป็นพิเศษ เพราะว่า Subatmospheric Pressure และอิทธิพลของน้ำท่วมสันฝายจะมีผลต่อการไหลของน้ำต่างกันออกไปตามลักษณะของสันฝายแบบต่าง ๆ ดังนั้นจึงไม่ควรใช้หลักเกณฑ์ดังกล่าวสำหรับการไหลของน้ำซึ่ง $\frac{H_e}{R_s}$ มีค่ามากกว่า 0.4



รูปที่ 13.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝายวงกลม C_o กับค่า $\frac{H_o}{R_s}$ สำหรับ Approach Depth ต่าง ๆ กัน



รูปที่ 13.4 ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝายวงกลม สำหรับกรณีที่เฮดต่างจากเฮดออกแบบ

13.2.3 รูปร่างของสันฝาย (Crest Profile)

ผลจากการศึกษาทดลองของ USBR สรุปได้ว่า รูปร่างของสันฝายที่ดีที่สุดจะต้องมีรูปร่างเหมือนโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านฝายสันคมโค้งเป็นวงกลม สำหรับ $\frac{P}{R_s}$ และ $\frac{H_s}{R_s}$ ต่าง ๆ จะหาได้จากตารางที่ 13.1 - 13.3 และเมื่อรู้ค่า H_o จะสามารถหาค่า H_s ได้จากรูปที่ 13.5 ส่วนรูปที่ 13.6 จะแสดงรูปร่างของโค้งด้านบนและโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายวงกลมในเทอมของ $\frac{X}{H_s}$ และ $\frac{Y}{H_s}$ สำหรับ $\frac{H_s}{R_s}$ ต่าง ๆ กัน เมื่อ $\frac{P}{R_s}$ เท่ากับ 2.0

รูปที่ 13.7 แสดงโค้งด้านล่างของน้ำ สำหรับ H_s ที่มีค่าต่าง ๆ เมื่อ R_s มีค่าคงที่ ถ้าพิจารณาส่วนของโค้งตอนบนจะเห็นว่าเมื่อ $\frac{H_s}{R_s}$ เท่ากับ 0.5 โค้งของน้ำจะพุ่งออกไปไกลที่สุด และเมื่อ $\frac{H_s}{R_s}$ เพิ่มขึ้น โค้งของน้ำจะถูกกดลงมากขึ้น ซึ่งต่างจากการไหลของน้ำผ่านสันฝายตรงที่เมื่อเฮดเพิ่มขึ้นน้ำจะพุ่งออกไปไกลขึ้นเรื่อย ๆ ส่วนบริเวณช่วงล่างของโค้ง เมื่อ $\frac{H_s}{R_s}$ เพิ่มขึ้น โค้งจะถูกกดเข้ามาชิดกับตัวฝายมากขึ้น ดังนั้นจะเห็นได้ว่าถ้าออกแบบสันฝายโดยใช้อัตราส่วน $\frac{H_s}{R_s}$ มากเกินกว่า 0.25-0.30 จะเกิด Submtmospheric Pressure ขึ้นในบริเวณใดบริเวณหนึ่งของสันฝายเมื่อ Effective Head น้อยกว่าเฮดออกแบบ ถ้าไม่ต้องการจะให้เกิด Subatmospheric Pressure การออกแบบจะต้องเลือกใช้ค่า $\frac{H_s}{R_s}$ น้อย ๆ การลด Subatmospheric Pressure อาจทำได้โดยการเพิ่มรัศมีของวงกลมของสันฝาย ซึ่งค่าโดยประมาณของรัศมีที่จะเกิด Subatmospheric Pressure น้อยที่สุด จะหาได้จากรูปที่ 13.8 รูปร่างของสันฝายสำหรับรัศมีวงกลมที่เพิ่มขึ้นจะต้องออกออกแบบโดยใช้อัตราส่วน $\frac{H'_s}{R'_s}$ เท่ากับ 0.3

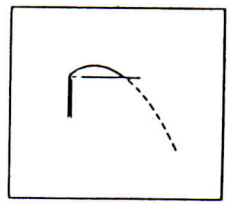
13.2.4 การออกแบบ Transition

กรณีที่เกิด Flood Out ปากทางน้ำล้นแบบ Morning Glory ถูกน้ำท่วมหมด กรณีนี้ปาก Morning Glory จะทำหน้าที่เหมือนกับ Horizontal Orifice ถ้าสมมติว่าการไหลของน้ำเป็นแบบ Steady คือสมการ Continuity ($Q = VA$) เป็นจริงและไม่มีการสูญเสียพลังงานเนื่องจากความฝืด หรือด้วยสาเหตุอื่น ๆ จะสามารถคำนวณหาเส้นผ่าศูนย์กลางของ Jet น้ำที่ระดับต่าง ๆ จากผิวน้ำ หลังจากน้ำพุ่งผ่าน Horizontal Orifice ได้ดังนี้

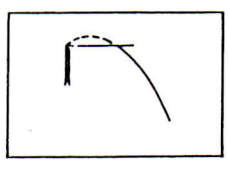
ตารางที่ 13.1 Coordinates of Lower Nappe Surface for Different Values of $\frac{H_s}{R_s}$ When $\frac{P}{R_s} = 2$

(Negligible approach velocity and aerated nappe)

$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10*	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$ For portion of the profile above the weir crest														
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0150	.0145	.0133	.0130	.0128	.0125	.0122	.0119	.0116	.0112	.0104	.0095	.0086	.0077	.0070
.020	.0280	.0265	.0250	.0243	.0236	.0231	.0225	.0220	.0213	.0202	.0180	.0159	.0140	.0115	.0090
.030	.0395	.0365	.0350	.0337	.0327	.0317	.0308	.0299	.0289	.0270	.0231	.0198	.0168	.0126	.0085
.040	.0490	.0460	.0435	.0417	.0403	.0389	.0377	.0363	.0351	.0324	.0268	.0220	.0176	.0117	.0060
.050	.0575	.0535	.0506	.0487	.0471	.0454	.0436	.0420	.0402	.0368	.0292	.0226	.0168	.0092	
.060	.0650	.0605	.0570	.0550	.0531	.0510	.0489	.0470	.0448	.0404	.0305	.0220	.0147	.0053	
.070	.0710	.0665	.0627	.0605	.0584	.0560	.0537	.0514	.0487	.0432	.0308	.0201	.0114	.0001	
.080	.0765	.0710	.0677	.0655	.0630	.0603	.0578	.0550	.0521	.0455	.0301	.0172	.0070		
.090	.0820	.0765	.0722	.0696	.0670	.0640	.0613	.0581	.0549	.0471	.0287	.0135	.0018		
.100	.0860	.0810	.0762	.0734	.0705	.0672	.0642	.0606	.0570	.0482	.0264	.0089			
.120	.0940	.0880	.0826	.0790	.0758	.0720	.0683	.0640	.0596	.0483	.0195				
.140	.1000	.0935	.0872	.0829	.0792	.0750	.0705	.0654	.0599	.0460	.0101				
.160	.1045	.0980	.0905	.0855	.0812	.0761	.0710	.0651	.0585	.0418					
.180	.1080	.1010	.0927	.0872	.0820	.0766	.0705	.0637	.0559	.0361					
.200	.1105	.1025	.0938	.0877	.0819	.0756	.0688	.0611	.0521	.0292					
.250	.1120	.1035	.0926	.0850	.0773	.0683	.0596	.0495	.0380	.0068					
.300	.1105	.1000	.0850	.0764	.0668	.0559	.0446	.0327	.0174						
.350	.1060	.0930	.0750	.0650	.0540	.0410	.0280	.0125							
.400	.0970	.0830	.0620	.0500	.0365	.0220	.0060								
.450	.0845	.0700	.0450	.0310	.0170	.000									
.500	.0700	.0520	.0250	.0100											
.550	.0520	.0320	.0020												
.600	.0320	.0080													
.650	.0090														



$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$ For portion of the profile below the weir crest														
0.000	0.668	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.262	0.158	0.116	0.093	0.070	0.048
−.020	.705	.652	.592	.560	.526	.488	.452	.414	.369	.293	.185	.145	.120	.096	.074
−.040	.742	.688	.627	.596	.563	.524	.487	.448	.400	.320	.212	.165	.140	.115	.088
−.060	.777	.720	.660	.630	.596	.557	.519	.478	.428	.342	.232	.182	.155	.129	.100
−.080	.808	.752	.692	.662	.628	.589	.549	.506	.454	.363	.250	.197	.169	.140	.110
−.100	.838	.784	.722	.692	.657	.618	.577	.532	.478	.381	.266	.210	.180	.150	.118
−.150	.913	.857	.793	.762	.725	.686	.641	.589	.531	.423	.299	.238	.204	.170	.132
−.200	.978	.925	.860	.826	.790	.745	.698	.640	.575	.459	.326	.260	.224	.181	.144
−.250	1.040	.985	.919	.883	.847	.801	.750	.683	.613	.490	.348	.280	.239	.196	.153
−.300	1.100	1.043	.976	.941	.900	.852	.797	.722	.648	.518	.368	.296	.251	.206	.160
−.400	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	.944	.880	.791	.706	.562	.400	.322	.271	.220	.168
−.500	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	.951	.849	.753	.598	.427	.342	.287	.232	.173
−.600	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.012	.898	.793	.627	.449	.359	.300	.240	.179
−.800	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	.974	.854	.673	.482	.384	.320	.253	.184
−1.000	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	.899	.710	.508	.402	.332	.260	.188
−1.200	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	.933	.739	.528	.417	.340	.266	
−1.400	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	.963	.760	.542	.423	.344		
−1.600	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	.988	.780	.553	.430			
−1.800	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	.797	.563	.433			
−2.000	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	.810	.572				
−2.500	2.557	2.475	2.354	2.266	2.027	1.701	1.430	1.221	1.059	.838	.588				
−3.000	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	.853					
−3.500	.....	2.916	2.749	2.541	2.171	1.777	1.489	1.267	1.102						
−4.000	.....	3.114	2.914	2.620	2.201	1.796	1.500	1.280							
−4.500	.....	3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509								
−5.000	.....	3.488	3.178	2.734	2.227	1.811									
−5.500	.....	3.653	3.294	2.779	2.229										
−6.000	.....	3.820	3.405	2.812	2.232										



$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

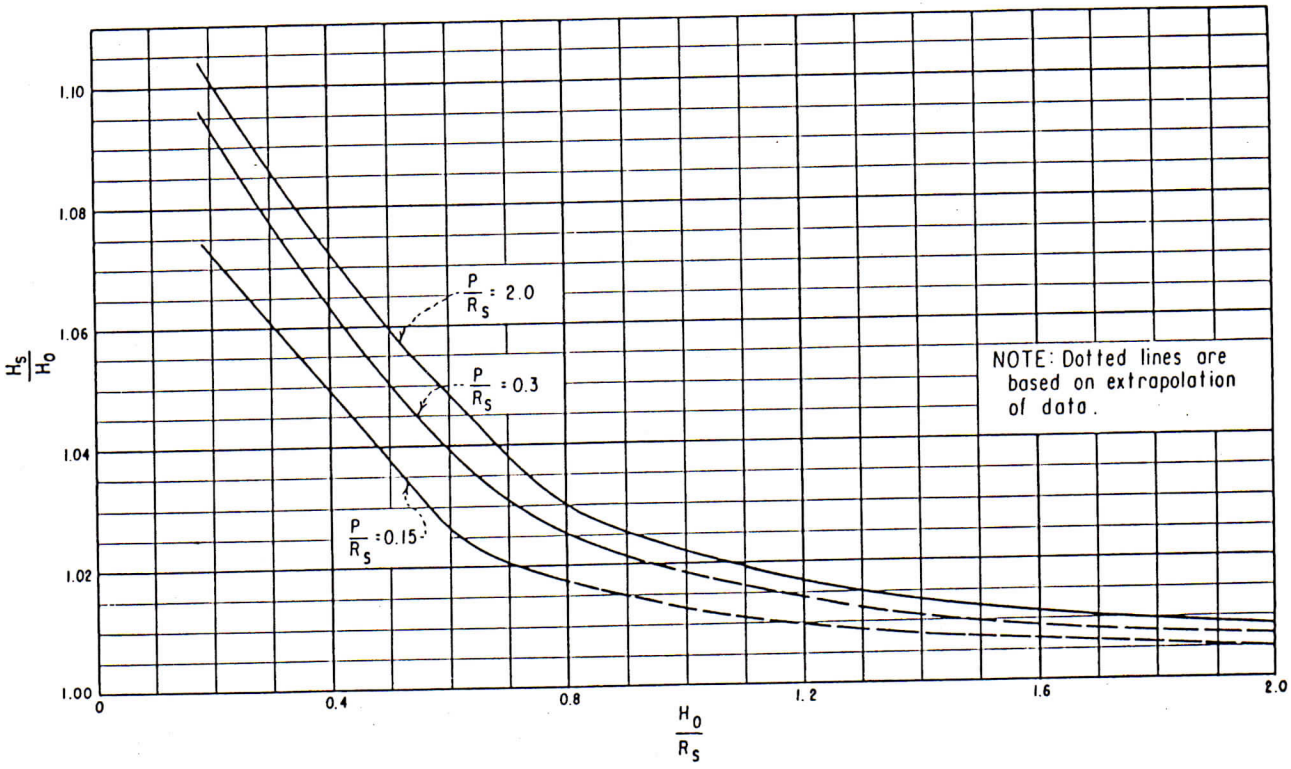
*The tabulation for $\frac{H_s}{R}$ = 0.10 was obtained by interpolation between $\frac{H_s}{R}$ = 0 and 0.20.

ตารางที่ 13.2 Coordinates of Lower Nappe Surface for Different Values of $\frac{H_s}{R_s}$ When $\frac{P}{R_s} = 0.30$

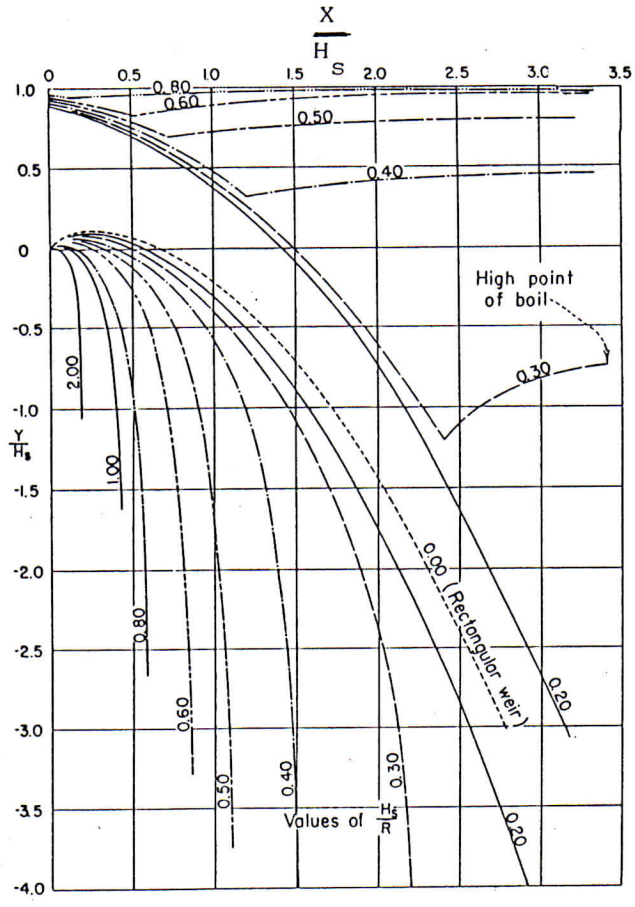
$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$ For portion of the profile above the weir crest								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0115	.0110	.0100
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0210	.0195	.0180	.0170
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0270	.0240	.0210
.040	.0415	.0411	.0390	.0380	.0365	.0350	.0320	.0285	.0240
.050	.0495	.0470	.0455	.0440	.0420	.0395	.0370	.0325	.0245
.060	.0560	.0530	.0505	.0490	.0460	.0440	.0405	.0350	.0250
.070	.0610	.0575	.0550	.0530	.0500	.0470	.0440	.0370	.0245
.080	.0660	.0620	.0590	.0565	.0530	.0500	.0460	.0385	.0235
.090	.0705	.0660	.0625	.0595	.0550	.0520	.0480	.0390	.0215
.100	.0740	.0690	.0660	.0620	.0575	.0540	.0500	.0395	.0190
.120	.0800	.0750	.0705	.0650	.0600	.0560	.0510	.0380	.0120
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020
.160	.0870	.0810	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310	
.180	.0885	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0250	
.200	.0885	.0820	.0745	.0660	.0575	.0505	.0435	.0180	
.250	.0855	.0765	.0685	.0590	.0480	.0390	.0270		
.300	.0780	.0670	.0580	.0460	.0340	.0220	.0050		
.350	.0660	.0540	.0425	.0295	.0150				
.400	.0495	.0370	.0240	.0100					
.450	.0300	.0170	.0025						
.500	.0090	−.0060							
.550									
$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$ For portion of the profile below the weir crest								
−0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
−.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
−.040	.598	.566	.532	.498	.458	.420	.376	.300	.198
−.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
−.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
−.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
−.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
−.200	.831	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
−.250	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
−.300	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
−.400	1.060	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
−.500	1.156	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
−.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.627	.446
−.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478
−1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
−1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.524
−1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
−1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551
−1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560
−2.000	2.120	2.040	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
−2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
−3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
−3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
−4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
−4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
−5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
−5.500	3.200	2.773	2.228						
−6.000	3.400	2.808							
$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

ตารางที่ 13.3 Coordinates of Lower Nappe Surface for Values of $\frac{H_s}{R_s}$ When $\frac{P}{R_s} = 0.15$

$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$ For portion of the profile above the weir crest								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0120	.0120	.0115	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0285	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165
.040	.0345	.0335	.0325	.0310	.0300	.0285	.0265	.0230	.0170
.050	.0405	.0385	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0450	.0430	.0420	.0400	.0380	.0355	.0330	.0265	.0165
.070	.0495	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150
.080	.0525	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0560	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0590	.0560	.0535	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0630	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0660	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0670	.0635	.0590	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110	
.180	.0675	.0635	.0580	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040	
.200	.0670	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0615	.0560	.0470	.0360	.0265	.0160	.0015		
.300	.0520	.0440	.0330	.0210	.0100				
.350	.0380	.0285	.0165	.0030					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$ For portion of the profile below the weir crest								
−0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
−.020	.499	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
−.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.259	.174
−.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.286	.195
−.080	.616	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
−.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
−.150	.726	.691	.660	.620	.577	.526	.468	.376	.263
−.200	.795	.760	.729	.685	.639	.580	.516	.413	.293
−.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
−.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
−.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.656	.523	.381
−.500	1.128	1.086	1.040	.980	.902	.816	.710	.567	.413
−.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.439
−.800	1.380	1.337	1.285	1.202	1.080	.953	.827	.655	.473
−1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.696	.498
−1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.725	.517
−1.400	1.780	1.731	1.639	1.480	1.276	1.096	.949	.750	.531
−1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
−1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
−2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
−2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
−3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	.840	
−3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
−4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
−4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
−5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
−5.500	3.286	2.769	2.210						
−6.000	3.390	2.800							
$\frac{H_s}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

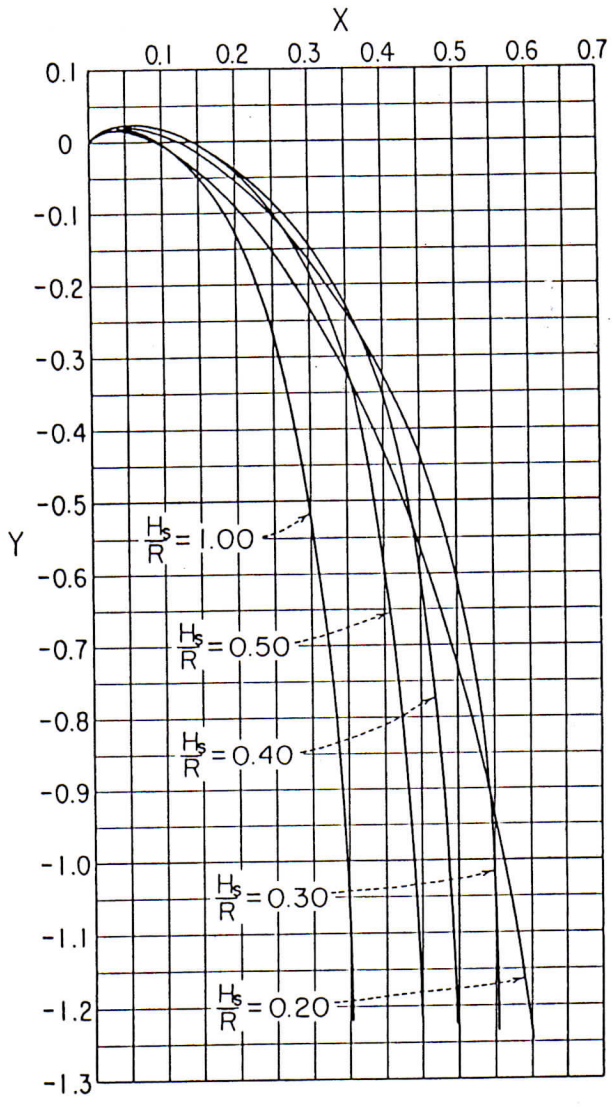


รูปที่ 13.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{H_s}{H_o}$ กับ $\frac{H_o}{R_s}$ สำหรับสันฝายรูปวงกลม.

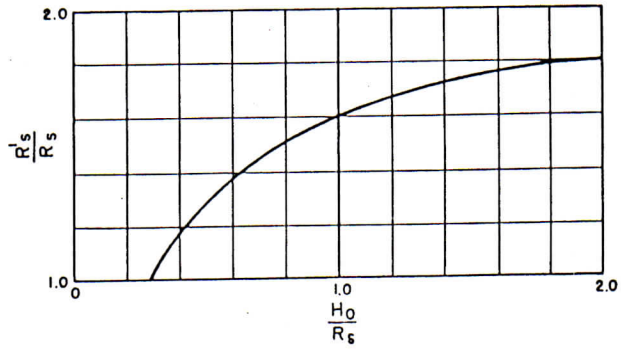


รูปที่ 13.6 Upper and Lower Nappe Profiles สำหรับฝายรูปวงกลม

(Aerated Nappe and Negligible Approach Velocity)



รูปที่ 13.7 การเปรียบเทียบรูปร่างโค้งด้านล่าง สำหรับฝายรูปวงกลม สำหรับเฮดต่าง ๆ



รูปที่ 13.8 รัศมีวงกลมของสันฝายที่เพิ่มขึ้นเพื่อลด Subatmospheric Pressure บนสันฝายให้น้อยที่สุด

พื้นที่หน้าตัดของ Circular Jet,

$$a = \pi R^2$$

$$v = \sqrt{2g H_a}$$

$$Q = va$$

$$= \sqrt{2g H_a} \cdot \pi R^2$$

$$R^2 = \frac{Q}{\pi\sqrt{2g H_a}}$$

$$R = \frac{Q^{1/2}}{5 H_a^{1/4}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.2)$$

เมื่อ R = รัศมีของ Circular Jet

H_a = ระยะในแนวดิ่งจากผิวน้ำถึงจุดที่พิจารณา

Q = ปริมาณการไหลของน้ำ

จากสมการที่ 13.2 จะเห็นได้ว่า R จะลดลงเมื่อ H_a เพิ่มขึ้น

ถ้าสมมติมีการสูญเสียพลังงานเนื่องจาก Contraction Loss, Friction Loss และ Velocity Loss เนื่องจากการเปลี่ยนทิศทางการไหลของน้ำ ซึ่งรวมทั้งหมดมีค่าประมาณ $0.1 H_a$ สมการสำหรับคำนวณหารูปร่าง Jet จะเปลี่ยนเป็น

$$R = \frac{Q^{1/2}}{5(H_a - 0.1 H_a)^{1/4}}$$

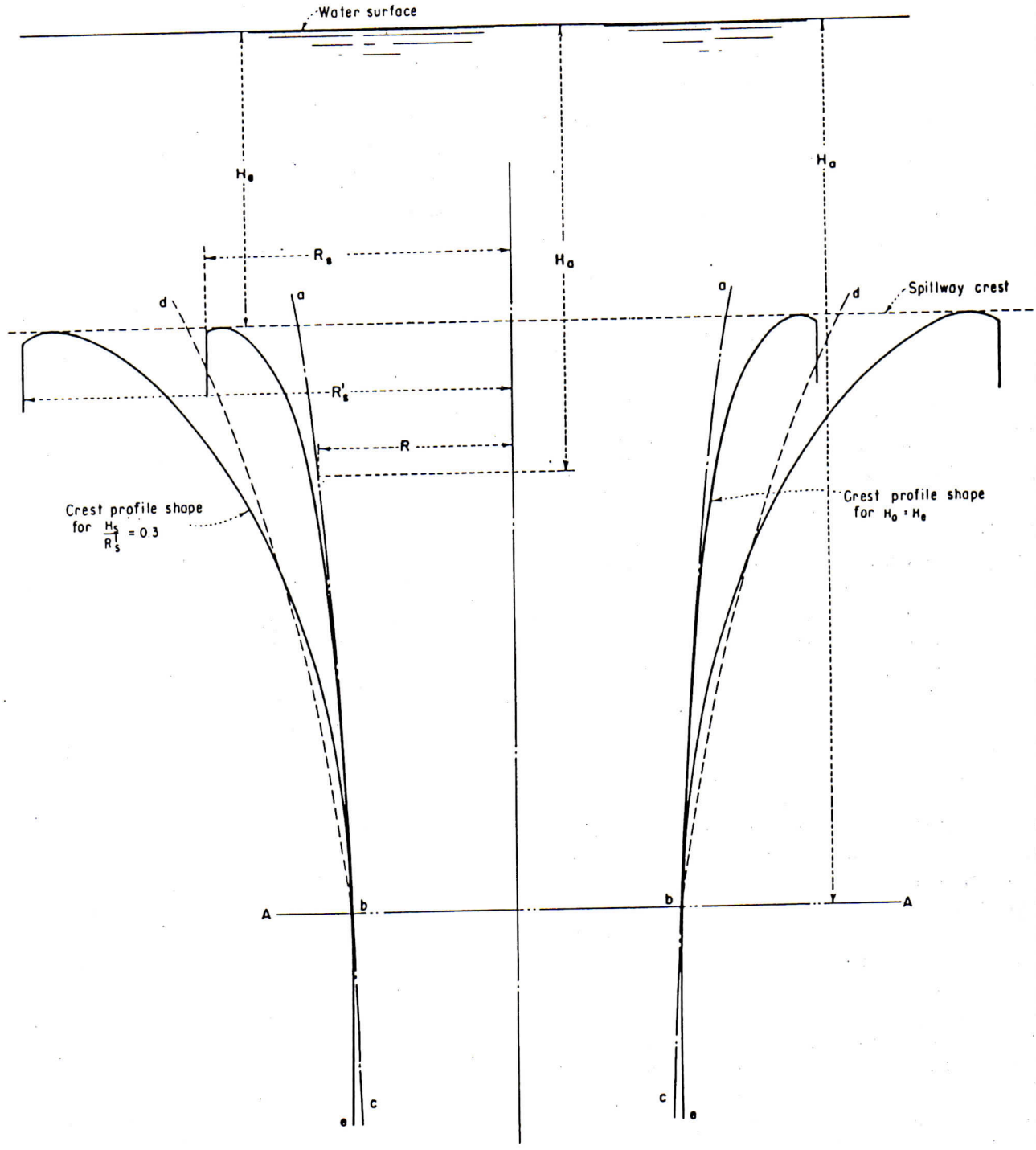
$$= 0.204 \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.3)$$

การออกแบบ Transition หรือ Shaft ให้มีรูปร่างเหมือน Jet ที่คำนวณได้จากสมการที่ 13.3 จะได้ Transition ที่มีขนาดเล็กที่สุด และไม่เกิดความดันที่ผิวในของ Transition ขณะที่น้ำไหลผ่าน

รูปร่างของ Transition หรือ Shaft ที่คำนวณได้จากสมการที่ 13.3 จะแสดงไว้ด้วยเส้นขีด-ประ (Dash-Dot) ดังแสดงในรูปที่ 13.9 ถ้ารูปร่างของ Shaft เหนือจุด b ถูกขยายออกตามแนวเส้นประ db Section A-A จะทำหน้าที่เป็น Control เหนือ Section A-A น้ำจะไหลภายใต้ความดัน ใต้ Section A-A น้ำจะไหลเต็มท่อแต่ไม่เกิดความดัน ถ้า Shaft dbc ถูกขยายออกตามแนวเส้นทึบ be ใต้ Section A-A น้ำจะไหลไม่เต็มท่อ ดังนั้นไม่ว่าส่วนของ Shaft ใต้ Section A-A จะยาวเท่าไรจะไม่มีผลต่อการไหลของน้ำ ในกรณีนี้ถ้าไม่คิด Air Friction Loss รูปร่างของ Jet ที่อยู่ต่ำกว่า Section A-A จะมีรูปร่างตามแนว bc เป็นที่สังเกตว่าถ้าออกแบบ Shaft ตามแนว abe สำหรับเฮดใด ๆ Section A-A จะทำหน้าที่เป็น Control ถึงแม้ว่าเฮดจะมากกว่าที่ออกแบบไว้ และเหนือ Section A-A น้ำจะไหลภายใต้ความดัน ในทางกลับกันถ้าเฮดน้อยกว่าที่ออกแบบไว้ Controlจะเลื่อนสูงขึ้น เหนือ Control น้ำจะไหลภายใต้ความดัน ใต้ Control น้ำจะไหลไม่เต็มท่อ แต่ถ้าออกแบบ Shaftตามแนว dbc ถ้าเฮดเท่ากับหรือมากกว่าที่ออกแบบไว้ Ccntrol จะอยู่ที่ Section A-A และเหนือ Control น้ำจะไหลเต็มท่อ

ในกรณีที่น้ำไหลผ่านสันฝายเป็นแบบท่วมท้ายน้ำ โค้งของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายที่คำนวณได้ตามวิธีในข้อ 13.2.3 เมื่อใช้เฮดเท่ากับเฮดออกแบบ (H_o) ส่วนล่างของโค้งจะมีลักษณะเหมือนรูปร่างของ Jet ที่คำนวณได้จากสมการที่ 13.3 เมื่อ H_e เท่ากับ H_o สิ่งที่จะต้องจำไว้คือ ตามข้อสมมติเกี่ยวกับ Loss ในสมการที่ 13.3 แนว abc คือแนวแสดงรูปร่างของ Shaft ที่มีขนาดเล็กที่สุดที่จะระบายน้ำตามที่ต้องการ และจะไม่มีส่วนใดของสันฝายจะยื่นเลยแนวโค้ง abc อย่างไรก็ตาม การจะออกแบบให้ได้สันฝายสั้นที่สุดหรือ Minimum Transition Shape หรือจะออกแบบรูปร่างให้ใหญ่กว่า Minimum Shape ขึ้นอยู่กับปัญหาทางด้านชลศาสตร์ โครงสร้าง และการวางโครงร่าง

ในการออกแบบ Transition ถ้ารูปร่างของ Transition พอดีทาบไปตามโค้งของสันฝายที่หาได้จากตารางที่ 13.1-13.3 จะสามารถคำนวณปริมาณน้ำได้โดยใช้สมการที่ 13.1 และใช้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำ C_o จากรูปที่ 13.3 แต่ถ้ารูปร่างของ Transition ต่างออกไปจากรูปร่างของสันฝายในลักษณะที่ทำให้เกิด "คอคอด (Constricted Ccntrol Section)" จะต้องใช้สมการที่ 13.3 ในการคำนวณปริมาณน้ำ ความสัมพันธ์ระหว่าง Discharge-Head ตามโค้ง ag ในรูปที่ 13.1 จะคำนวณได้โดยใช้ค่า ส.ป.ส.



รูปที่ 13.9 การเปรียบเทียบ Drop Inlet Profiles สำหรับสภาพการไหลแบบต่าง ๆ

การไหลของน้ำจากรูปที่ 13.4 ส่วนโค้ง gh จะคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 13.3

13.2.5 การออกแบบท่อ (Conduit)

ถ้าน้ำไหลในท่อ ส่วนที่อยู่ใต้ Transition เป็นแบบไหลเต็มท่อโดยไม่เกิดความดันภายในท่อ ขนาดของท่อที่สามารถระบายน้ำตามที่ออกแบบไว้จะแปรผันไปตามเฮดตลอดความยาวท่อเช่น ถ้าลาดของ Hydraulic Gradient ราบกว่าลาดของท่อ น้ำจะไหลด้วยความเร่ง (เฮดเพิ่มขึ้น) และทำให้ขนาดของท่อทางปลายด้านท้ายน้ำเล็กกว่าปลายด้านเหนือน้ำ แต่ถ้าลาดของ Hydraulic Gradient ชันกว่าลาดของท่อ น้ำจะไหลด้วยความหน่วง (เฮดลดลง) และเป็นผลให้ขนาดของท่อทางปลายด้านท้ายน้ำโตกว่าปลายด้านเหนือน้ำ ในลักษณะเช่นนี้ทุก ๆ จุดตามแนวท่อจะทำหน้าที่เสมือนเป็น Control ควบคุมปริมาณการไหลของน้ำ ถ้าเฮดมากกว่าเฮดออกแบบ จุด Control จะเลื่อนไปอยู่ทางปลายด้านท้ายน้ำ และจะเกิดความดันภายในท่อ เนื่องจากการไหลของน้ำ ถ้าเฮดน้อยกว่าเฮดออกแบบ น้ำจะไหลไม่เต็มท่อ และ Transition จะทำหน้าที่เป็น Contrcl รูปที่ 13.1 แสดงให้เห็นว่าน้ำจะไหลเต็มท่อเมื่อเฮดขึ้นถึงจุด h ถ้าเฮดสูงกว่าจุด h จะเกิดความดันภายในท่อ และถ้าเฮดอยู่ต่ำกว่าจุด h น้ำจะไหลไม่เต็มท่อ และ Transition จะทำหน้าที่เป็น Control ควบคุมปริมาณการไหลของน้ำ

ในทางปฏิบัติ จะต้องออกแบบท่อให้มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางคงที่จาก Inlet Transition ถึงปลายด้านท้ายน้ำ เพื่อให้ก่อสร้างได้สะดวก ดังนั้นขนาดท่อนับจากจุด Control ใน Transition ถึงปลายด้านท้ายน้ำจะมีขนาดพื้นที่หน้าตัดโตเกินความจำเป็น ถ้าสามารถทำให้เกิดความดันที่ความดันบรรยากาศ (Atmospheric Pressure) ขึ้นในส่วนที่น้ำไหลไม่เต็มท่อ น้ำจะยังคงไหลไม่เต็มท่อ ถึงแม้ว่าปลายทางด้านท้ายน้ำจะมีน้ำเต็ม และถ้าปริมาณน้ำที่ระบายผ่านสันฝายมากขึ้น การไหลของน้ำในท่อตอนปลายด้านเหนือน้ำก็จะยังคงเป็นแบบไหลไม่เต็มท่อ เพียงแต่ส่วนปลายด้านท้ายน้ำของท่อที่น้ำไหลเต็มจะขยายยาวขึ้นเท่านั้นเอง แต่ถ้าปริมาณน้ำเพิ่มขึ้นถึงจุด h ดังในรูปที่ 13.1 การไหลของน้ำแบบเต็มท่อที่เกิดบริเวณตอนปลายท่อจะขยายไปทางด้านเหนือน้ำจนกระทั่งถึงจุด Control ใน Transition ในลักษณะนี้น้ำจึงจะไหลแบบเต็มท่อตลอดความยาวท่อ

ถ้าการไหลของน้ำในท่อในลักษณะที่ปลายด้านท้ายน้ำไหลเต็มท่อ และปริมาณน้ำอยู่ที่จุด h ทั้งทางเข้าและทางออกจะถูกท่วมหมด เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Siphon Action จากการที่น้ำเข้าไปแทนที่อากาศในท่อ จะต้องมีการติดตั้งระบบ Venting ให้เพียงพอ ถ้าระบบ Venting ที่ติดตั้งไว้ไม่มีประสิทธิภาพพอจะทำให้เกิด Subatmospheric Pressure ขึ้นได้ เนื่องจาก Surge Wave Action และ Eddy Turbulence จะทำให้น้ำเข้าไปไล่ที่อากาศภายในท่อหมด ในกรณีที่ไม่มีระบบ Venting หรือมีแต่ไม่มีประสิทธิภาพพอจะทำให้เกิดปรากฏการณ์ในลักษณะ Make and Break Siphon Action ในช่วงที่การไหลของน้ำใกล้จะถึงจุดที่ไหลเต็มท่อ ปรากฏการณ์ดังกล่าวจะทำให้สภาวะการไหลของน้ำไม่คงที่ และทำให้เกิดการสั่นสะเทือนอย่างรุนแรงกับตัวท่อ น้ำไหลเสียงดัง ตลอดจนเกิด Surge ที่ทางเข้าและทางออกของทางน้ำล้น เพื่อหลีกเลี่ยงการเกิด Siphonic Action จะต้องออกแบบท่อไม่ให้น้ำไหลเต็มท่อเลย หลังจากจุด Inlet Transition ในการนี้จะต้องออกแบบท่อให้ปลายด้านท้ายน้ำมีน้ำไหลไม่เกิน 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ ขณะระบายปริมาณน้ำสูงสุด การออกแบบตามข้อแนะนำนี้จะทำให้อากาศสามารถผ่านเข้าไปในท่อทางปลายด้านท้ายน้ำ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Subatmospheric Pressure ในท่อ นอกจากนี้ในการออกแบบจะต้องระมัดระวังในการกำหนด Vertical Curve และ Horizontal Curve ตลอดจนการวางแนวท่อ เพื่อป้องกันการเกิด Sealing ในท่อเนื่องจาก Surging หรือ Wave Action

13.2.6 ตัวอย่างการออกแบบ

ตัวอย่างต่อไปนี้จะแสดงขั้นตอนการออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory แบบไม่มีบานระบาย โดยมีข้อมูลดังต่อไปนี้

ปริมาณน้ำที่ต้องระบาย 2,000 ลบ.ฟุตต่อวินาที

เฮดสูงสุด 10 ฟุต

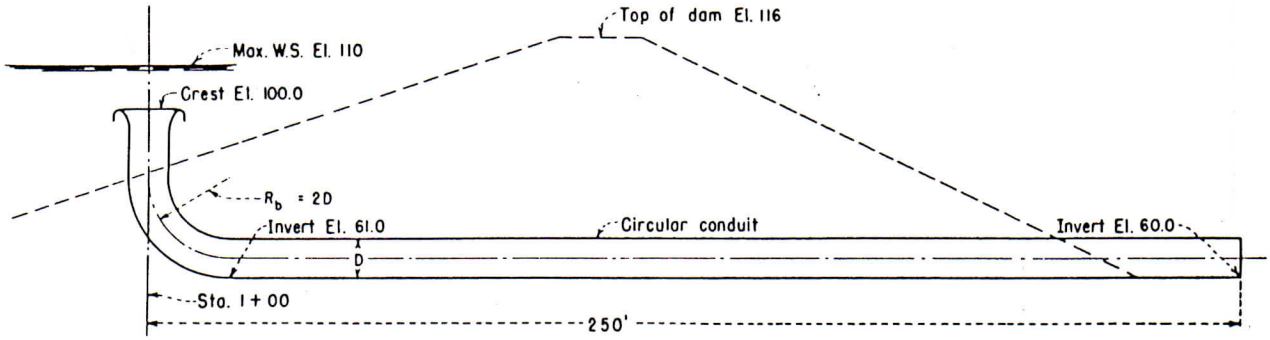
ข้อมูลประกอบอื่น ๆ จะแสดงไว้ในรูปที่ 13.10

ให้คำนวณหารูปร่างของสันฝาย และความสัมพันธ์ระหว่างเฮด-ปริมาณการไหล สำหรับแต่ละกรณีดังนี้ .-

กรณีที่ 1 ให้รัศมีสันฝายเล็กที่สุด เนื่องจาก Intake เป็นแบบหอคอย ตั้งอยู่ห่างจากตลิ่ง และยอมให้เกิด Subatmospheric Pressure ตามสันฝายได้บ้าง

กรณีที่ 2 ให้เกิด Subatmospheric Pressure น้อยที่สุด โดยรัศมีสันฝายจะมีขนาดเท่าใดก็ได้ เนื่องจาก Intake อยู่ที่ตลิ่ง

และในทั้ง 2 กรณี ให้น้ำไหลที่ปลายท่อด้านท้ายน้ำไม่เกิน 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ



รูปที่ 13.10 ทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory สำหรับตัวอย่างการออกแบบ

วิธีการออกแบบ

สำหรับกรณีที่ 1 : ให้รัศมีสันฝายมีค่าน้อยที่สุด

ขั้นที่ 1 การออกแบบสันฝาย

1) สมมติให้ $\frac{P}{R_s} \geq 2$ จากนั้นจะหาค่า R_s ได้โดยการ Trial and Error จากค่า Q และ H_o

2) สมมติให้ $R_s = 7.0$

$$\therefore \quad \frac{H_o}{R_s} = \frac{10}{7} = 1.43$$

3) จากรูปที่ 13.3 เมื่อ $\frac{P}{R_s} = 2$ และ $\frac{H_o}{R_s} = 1.43$ จะได้

$$C_o = 1.44$$

4) จากสมการน้ำไหลผ่านสันฝายวงกลม (สมการที่ 13.1)

$$Q = C_o(2\pi R_s) H_o^{1.5}$$

$$= 1.44\ [2\pi\ (7.0)]\ 10^{1.5}$$

$$= 2{,}010 \approx 2{,}000 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

แสดงว่าข้อสมมติ 1) และ 2) ใช้ได้

5) จากรูปที่ 13.5 เมื่อ $\frac{P}{R_s} = 2$ และ $\frac{H_o}{R_s} = 1.43$ จะได้

$$\frac{H_s}{H_o} = 1{,}014$$

$$\therefore \quad H_s = 1{,}014 \times 10 = 10.14 \quad \text{ฟุต}$$

และ $$\frac{H_s}{R_s} = \frac{10.14}{7} = 1.45$$

6) จากตารางที่ 13.1 เมื่อ $\frac{P}{R_s} = 2$ และ $\frac{H_s}{R_s} = 1.45$ จะได้

รูปร่างของสันฝายซึ่งมีรูปร่างตามโค้งด้านล่างของน้ำที่ไหลผ่านสันฝายคมรูปวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 13.11

<u>ขั้นที่ 2</u> การออกแบบ Transition

1) จากสมการที่ 13.3 เมื่อ $Q = 2{,}000$ ลบ.ฟุต/วินาที และ

$H_o = 10$ ฟุต (ที่ระดับ 110')

$$R = \frac{0.204\ Q^{1/2}}{H_a^{1/2}} = \frac{0.204\ (2000)^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

$$= \frac{9.12}{H_a^{1/4}}$$

จากสูตร สามารถคำนวณหารูปร่างของ Transition ได้ดังแสดงไว้ในตารางที่ 13.4 ต่อไปนี้

ตารางที่ 13.4 รัศมีของ Circular Jet (R) ที่ระดับต่าง ๆ

Elevation of Section	H_a	$H_a^{1/4}$	$R = \frac{9.12}{H_a^{1/4}}$
100	10	1.78	5.13
98	12	1.86	4.90
96	14	1.93	4.72
94	16	2.00	4.56
92	18	2.06	4.43
88	22	2.17	4.20

2) พล็อตรูปร่างของ Transition ตามตารางที่ 13.4 ข้างบน ลงในรูปที่ 13.11 เพื่อเปรียบเทียบกับรูปร่างของสันฝายที่คำนวณได้ในขั้นที่ 1 หลังจากนั้นให้ลากโค้งเรียบเชื่อมสันฝาย และ Transition จะได้รูปร่างของสันฝายและ Transition

ขั้นที่ 3 การออกแบบท่อ

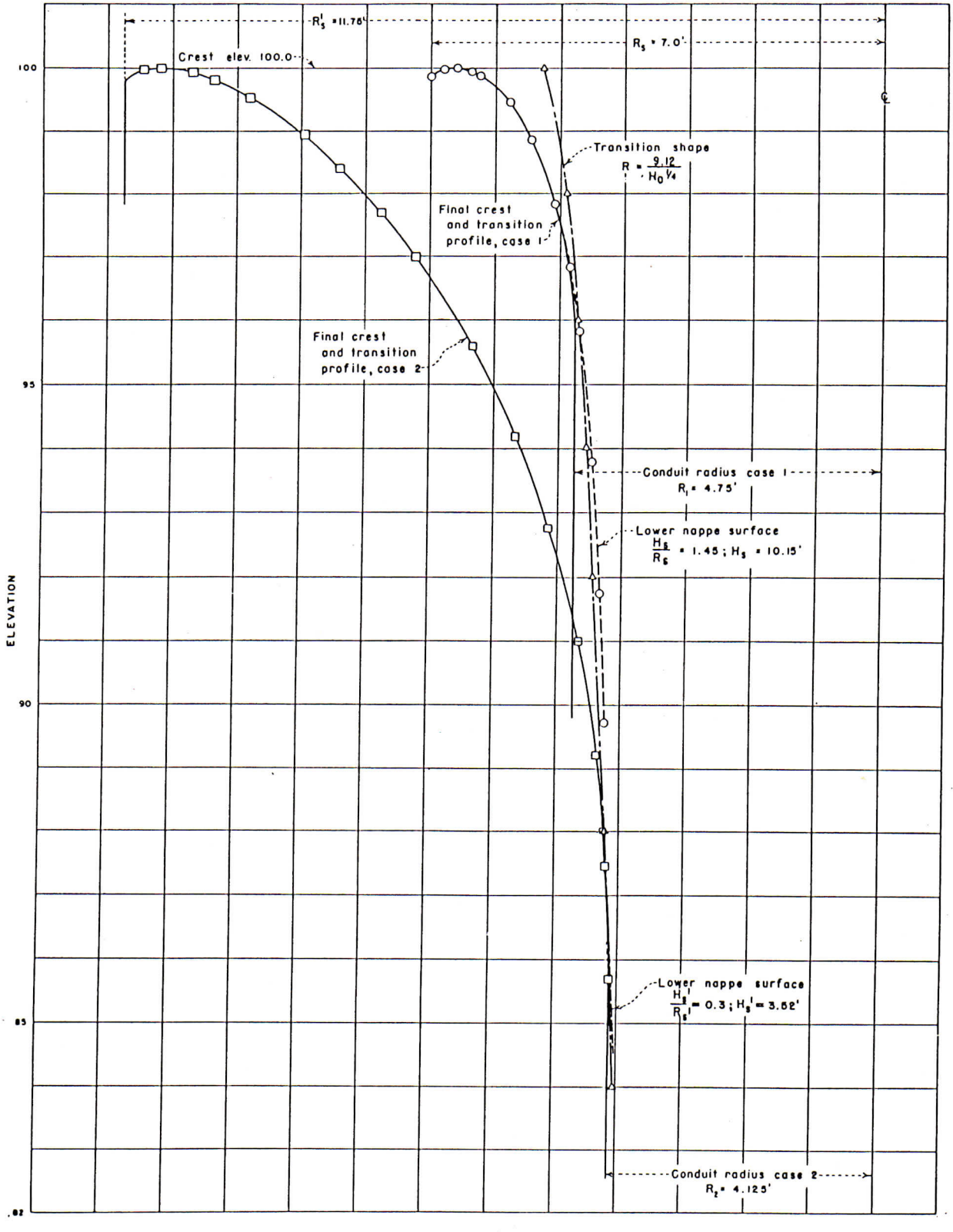
การออกแบบท่อมีหลักเกณฑ์ว่า ท่อจะต้องมีขนาดสม่ำเสมอและมีขนาดเล็กที่สุดที่สามารถระบายน้ำได้โดยมีน้ำไหลไม่เกิน 75 % ของน้ำไหลเต็มท่อ ซึ่งมีวิธีการออกแบบดังนี้

1) สมมติขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อและ Throat ตลอดจนตำแหน่งของ Throat

2) คำนวณหาความยาวท่อจาก Throat ถึงทางออก

3) คำนวณ Friction Loss ในท่อ โดยสมมติว่าน้ำไหลในท่อเพียง 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อตลอดความยาว

4) คำนวณหาระดับก้นท่อที่ทางออก ถ้าตรงกับที่โจทย์กำหนดให้ แสดงว่าข้อสมมติที่ 1 ใช้ได้ ถ้าไม่ตรงให้สมมติขนาดของท่อใหม่



รูปที่ 13.11 รูปพล็อคของสันฝาย Transition และท่อของทางระบายน้ำล้น แบบ Morning Glory สำหรับตัวอย่างการออกแบบ

5) หลังจากที่ได้คำนวณหาขนาดท่อไต้แล้วควรจะคำนวณหาระดับน้ำในท่ออีกครั้งหนึ่ง โดยวิธีการตามแบบการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดดังนี้

(1) สมมติเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อและ Thrcat = 9 ฟุต จากรูปที่ 13.11 จะเห็นว่ารัศมี 4.5 ฟุต อยู่ที่ 6.9 ฟุต ต่ำกว่าระดับสันฝาย

ตำแหน่ง Thrcat จะอยู่ที่ระดับ 100 - 6.9 = 93.1 ฟุต

(2) ความยาวของท่อโดยประมาณจะเท่ากับ 270 ฟุต

(3) สมมติให้น้ำไหลในท่อเท่ากับ 75 % ของน้ำไหลเต็มท่อ

พื้นที่หน้าตัดการไหลของน้ำ (A) = $0.75\ \pi\ (4.5)^2$ ตร.ฟุต

= 47.7 "

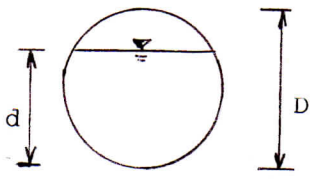
ความเร็วของน้ำ (V) = $\frac{2,000}{47.7}$ ฟุต/วินาที

= 41.9 "

h_v = $\frac{(41.9)^2}{2 \times 32.2}$ ฟุต

= 27.3 "

จากคุณสมบัติการไหลของน้ำในท่อกลม จะได้ว่าเมื่อน้ำไหลเท่ากับ 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ



$\frac{d}{D}$ = 0.702 และ

$\frac{r}{D}$ (Hydraulic Radius) = 0.2964

$\therefore$ d = 0.702 (9) = 6.3 ฟุต

และ r = 0.2964 (9) = 2.67 "

สมมติให้ n = 0.018 (เพื่อให้การสูญเสียพลังงานมีค่าสูงสุด)

จากสมการ Manning

$$S = \left[\frac{Vn}{1.486\ r^{2/3}} \right]^2$$

$$= \left[\frac{41.9(0.018)}{1.486\ (2.67)^{2/3}} \right]^2$$

$= 0.07$

$h_f = 0.07 \times 270$ ฟุต

$= 18.9$ "

(4) ตรวจสอบ Invert Elevation ที่ทางออก

Invert Elevation = Elevation of Throat + Velocity Head of Throat - Velocity Head in Conduit Flowing at 75 Percent Full-Friction Loss in Conduit-Depth of flow at Downstream Portion.

$$\text{Invert Elevation} = 93.1 + \frac{1}{1.1}(110 - 93.1) - 27.3 - 18.9 - 6.3$$

$$= 93.1 + 15.4 - 27.3 - 18.9 - 6.3$$

$= 56.0$ ฟุต

สำหรับท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9 ฟุต ค่า Invert Elevation ที่คำนวณได้คือ 56 ฟุต ซึ่งต่ำกว่าที่กำหนดไว้คือ 60 ฟุตมาก แสดงว่าท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9 ฟุต เล็กเกินไป ต้องสมมติใหม่ และดำเนินการคำนวณตามวิธีการในข้อ (1) ถึง (4)

<u>สมมติใหม่</u>

(1) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อเท่ากับ 9.50 ฟุต

(2) จากรูปที่ 13.11 จะได้ Throat Elevation เท่ากับ 96.4 ฟุต

(3) ความยาวท่อโดยประมาณเท่ากับ 273 ฟุต

(4) สมมติน้ำไหลในท่อเท่ากับ 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ

พ.ท. หน้าตัดการไหลของน้ำ $= 0.75 \pi (4.75)^2$ ตร.ฟุต

$= 53.2$ "

ความเร็วของน้ำ $= \frac{2,000}{53.2}$ ฟุต/วินาที

$= 37.6$ "

$h_v = \frac{(37.6)^2}{2 \times 32.2}$ ฟุต

$= 21.9$ "

จากคุณสมบัติการไหลของน้ำในท่อ เมื่อมีน้ำไหลในท่อเท่ากับ 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ

$$\frac{d}{D} = 0.702 \quad \text{และ} \quad \frac{r}{D} = 0.2964$$

$$\therefore \quad d = 0.702 \quad (9.5) \quad = 6.7 \quad \text{ฟุต}$$

$$\therefore \quad r = 0.2964 \quad (9.5) \quad = 2.82 \quad \text{ฟุต}$$

จากสมการ Manning

$$h_f = 273 \left[\frac{37.6(0.018)}{1.486(2.82)^{2/3}} \right]^2 = 14.2 \quad \text{ฟุต}$$

Invert Elevation ที่ทางออก = 96.4 + 1(100-96.4) - 21.9 -14.2 - 6.7 ฟุต

= 96.4 + 12.4 - 21.9 - 14.2 - 6.7 ฟุต

= 66 ฟุต > 60 ฟุต

Invert Elevation ที่ทางออก ที่คำนวณได้คือ 66 ฟุต ซึ่งมากกว่าที่กำหนดไว้คือ 60 ฟุต ถือว่าใช้ได้ เพราะการสูญเสียเฮดจริง ๆ อาจจะมากกว่าที่คำนวณไว้ได้

$\therefore$ Throat และท่อจะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9.5 ฟุต และมีขนาดสม่ำเสมอตลอดความยาว

5. การคำนวณหาระดับน้ำในท่อ

(Surface Water Profile Computation)

การคำนวณหาระดับน้ำในท่อ สำหรับท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9.5 ฟุต จะแสดงไว้ในตารางที่ 13.5 โดยใช้สมการ Bernoulli และ Manning

$$Z_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \bar{S}L$$

เมื่อ Z_1 และ Z_2 = Invert Elevation ที่จุด 1 และจุด 2

d_1 และ d_2 = ความลึกของน้ำในท่อที่จุด 1 และจุด 2

ตารางที่ 13.5 การคำนวณระดับน้ำในท่อสำหรับกรณีที่ 1 (ท่อมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 9.5 ฟุต)

[Q=2,000 second-feet. n=0.018]

Station	ΔL	Trial d/D	d	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	s	$\frac{s_1+s_2}{2}$	Δh_L	$\Sigma\Delta h_L$	$d_2+h_{v_2}+\Sigma\Delta h_L$	Invert elevation	Datum gradient	Remarks
1+00		1.00		70.9	28.2	12.4	2.37	1.78	0.037					96.4	108.8	
1+19	42	0.56	5.3	40.8	49.0	37.3	2.54	1.86	.102	0.070	2.9	2.9	45.5	61.0	106.5	Too low.
		.55	5.2	40.0	50.0	38.8	2.52	1.85	.107	.072	3.0	3.0	47.0		108.0	OK.
2+30	111	.60	5.7	44.4	45.1	31.6	2.64	1.91	.082	.095	10.5	13.5	50.8	60.5	111.3	Too high.
		.61	5.8	45.3	44.2	30.3	2.66	1.92	.078	.092	10.2	13.2	49.3		109.8	OK.
3+50	120	.70	6.6	53.0	37.7	22.1	2.81	1.99	.053	.066	7.9	21.1	49.8	60.0	109.8	Too high.
		.71	6.7	53.8	37.2	21.5	2.83	2.00	.051	.065	7.8	21.0	49.2		109.2	OK.

V_1 และ V_2 = ความเร็วของน้ำในท่อที่จุด 1 และจุด 2

$\bar{S}$ = Average Friction slope

L = ระยะทางระหว่างจุดที่ 1 และจุดที่ 2

6. การคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง Head-Discharge

การคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง Head-Discharge จะแสดงไว้ในตารางที่ 13.6 โดยมีข้อพิจารณาดังนี้

สำหรับช่วง Head น้อย ๆ สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำในช่วง $\frac{H_o}{R_s}$ ต่าง ๆ จะหาได้จากรูปที่ 13.4 โดยสมมติว่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำเมื่อ $\frac{H_o}{R_s}$ เท่ากับ 0.3 มีค่าเท่ากับ 3.75 (โดยประมาณจากรูปที่ 13.3 เมื่อ $\frac{H_e}{R_s} = 0.3$ และ $\frac{P}{R_s} = 2$)

สำหรับช่วง Head มาก ๆ ปริมาณน้ำจะคำนวณได้จากสมการที่ 13.3 เมื่อรัศมี Throat เท่ากับ 4.75 ฟุต ที่ระดับ 96.4 ฟุต

เมื่อนำค่าในตารางที่ 13.6 ไปพล็อตจะได้โค้ง 2 เส้น สำหรับ Lower Head และ Higher Head ดังในรูปที่ 13.12 บริเวณจุดตัดของโค้งทั้งสอง ถ้าลากเส้นโค้งเรียบเชื่อมจะถือว่าเป็น Transition Curve โดยประมาณ

สำหรับกรณีที่ 2

ขั้นที่ 1 ออกแบบรัศมีสันฝายให้เกิด Subatmospheric Pressure น้อยที่สุด หารัศมีสันฝายที่น้อยที่สุดและรูปร่างสันฝายสำหรับ H_o เท่ากับ 10 ฟุต และ Q = 2,000 ฟุต/วินาที ในทำนองเดียวกับวิธีที่ 1

1. สมมติ $\frac{P}{R_s} = 0.15$

2. สมมติ $R_s = 7.0$ ฟุต

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{10}{7} = 1.43$$

3. จากรูปที่ 13.3 เมื่อ $\frac{P}{R_s} = 0.15$ และ $\frac{H_o}{R_s} = 1.43$ จะได้

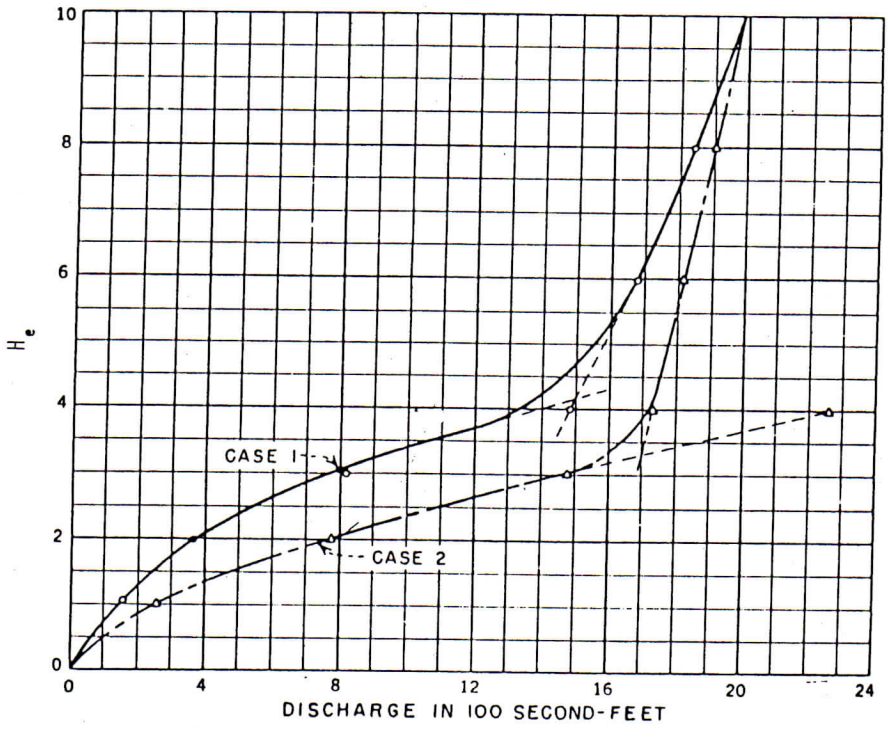
$C_o = 1.55$

4. จากสมการน้ำไหลผ่านสันฝายรูปวงกลม (สมการที่ 13.1)

ตารางที่ 13.6 การคำนวณโค้งปริมาณการไหลของน้ำสำหรับกรณีที่ 1 (R_s = 9.5 ฟุต)

Head on	Crest Control			Throat Control	
Crest, ft	H_e/R_s	C*	$Q=C(2\pi R_s)H_e^{3/2}$	H_a	$Q=(\frac{R}{0.204})^2 H_a^{1/2}$
1	0.14	3.56	157	----	----
2	0.29	3.75	368	----	----
3	0.43	3.58	820	----	----
4	----	----	----	7.6	1500
6	----	----	----	9.6	1680
8	----	----	----	11.6	1850
10	----	----	----	13.6	2000

* จากรูปที่ 13.3 เมื่อ $\frac{H_e}{R_s}$ = 0.3 จะได้ C = 3.75 เมื่อ $\frac{H_e}{R_s}$ ไม่ใช่ 0.3 จะหา C ได้จากรูปที่ 13.4



รูปที่ 13.12 Head-Discharge สำหรับทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory สำหรับตัวอย่างการออกแบบกรณีที่ 1

$$Q = 1.55(\pi \times 7.0)(10)^{1.5}$$

$$= 2,155 > 2,000 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

แสดงว่า R_s มากเกินไปต้องสมมติ R_s ใหม่

5. สมมติ $R_s = 6.7$ ฟุต

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{10}{6.7} = 1.49$$

6. จากรูปที่ 13.3 เมื่อ $\frac{P}{R_s} = 0.15$ และ $\frac{H_o}{R_s} = 1.49$ จะได้

$$C_o = 1.49$$

7. จากสมการที่ 13.1

$$Q = 1.49 (\pi \times 6.7)(10)^{1.5}$$

$$= 1,985 \approx 2,000 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

ถือว่าค่า $R_s = 6.7$ ฟุต ใช้ได้

8. เพื่อที่จะลดค่า Subatmospheric Pressure บนสันฝายให้มีค่าน้อยที่สุด จะต้องเพิ่มรัศมีสันฝาย

จากรูปที่ 13.8 เมื่อ $\frac{H_o}{R_s} = 1.49$ จะได้

$$\frac{R'_s}{R_s} = 1.74$$

$$\therefore \quad R'_s = 1.74 \ (6.7) = 11.7 \text{ ฟุต}$$

และในการออกแบบสันฝายเพื่อลดค่า Subatmospheric Pressure ให้น้อยที่สุด จะต้องใช้อัตราส่วน $\frac{H'_s}{R'_s} = 0.3$

$$H'_s = 0.3 \ (11.7) = 3.51 \text{ ฟุต}$$

9. จากตารางที่ 13.3 เมื่อ $\frac{H'_s}{R'_s} = 0.3$, $\frac{P}{R_s} = 0.15$ และ $H'_s = 3.51$ ฟุต จะได้รูปร่างของสันฝายดังแสดงไว้ในรูปที่ 13.11

ขั้นที่ 2 การออกแบบ Transition

การคำนวณหารูปร่างของ Transition เมื่อ Q = 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที

และ H = 10 ฟุต จะเหมือนกับที่คำนวณไว้แล้วในกรณีที่ 1 ทุกประการ

จากการพิจารณาเปรียบเทียบรูปร่างของ Transition และสันฝายซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 13.11 จะเห็นได้ว่าโค้งของสันฝายและโค้งของ Transition พบกันที่ระดับ + 86 ฟุต ซึ่ง Transition ที่จุดนั้นจะมีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 8.25 ฟุต

ขั้นที่ 3 การออกแบบท่อ

ในการออกแบบท่อจะต้องใช้ท่อมีขนาดสม่ำเสมอมากที่สุดเท่าที่จะทำได้ และสามารถระบายน้ำ 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที ได้โดยมีน้ำไหลไม่เกิน 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ

ถ้าเลือกใช้ท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9.5 ฟุต เหมือนในกรณีที่ 1 Throat จะมีขนาดโตเกินความจำเป็นในการระบายน้ำ 2,000 ลบ.ฟุต/วินาที ขนาดของ Thrcat ที่พอเหมาะจะหาได้จากการพิจารณารูปร่างของสันฝายและ Transition ตามรูปที่ 13.11 คือประมาณ 8.25 ฟุต แต่อย่างไรก็ตาม จะต้องมีการขยายขนาดท่อทางด้านท้ายน้ำ เพื่อให้น้ำไหลเพียง 75 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ

การหาจุดที่จะขยายขนาดท่อและขนาดท่อที่จะขยายจะทำได้โดยการคำนวณ Water Surface Profile ดังแสดงไว้ในตารางที่ 13.7 จากกรณีที่โจทย์กำหนด รัศมีความโค้งของท่อเท่ากับ 2D (หรือ 2 × 8.25 = 16.5 ฟุต) และจากผลการคำนวณในตารางที่ 13.7 จะเห็นว่าจุดที่จะต้องขยายขนาดท่อคือที่ Station 1+16.5 ซึ่งเป็นจุดสัมผัสของท่อโค้งในแนวดิ่ง กับแนวท่อทางด้านท้ายน้ำ และได้ท่อมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 9.75 ฟุต การคำนวณอาศัยสมมติฐานที่ว่าน้ำที่ไหลในท่อเท่ากับ 75 % ของน้ำไหลเต็มท่อที่ปลายด้านท้ายน้ำ และใช้ระยะจากจุดที่มีการขยายท่อถึงปลายด้านท้ายยน้ำเป็นหนึ่งช่วงในการคำนวณหา Water Surface Profile ในลักษณะนี้ จะทำให้ค่าการสูญเสียเฮดที่คำนวณได้มากเกินไปและมีผลทำให้ขนาดท่อที่คำนวณได้ใหญ่เกินไป แต่อย่างไรก็ตามในการออกแบบถ้าความยาวช่วงนี้ไม่ยาวมากนัก ประกอบกับการสมมติค่า n น้อย ๆ จะทำให้ค่าที่ถูกต้องพอประมาณ

ในช่วงที่มีการเปลี่ยนขนาดท่อจะต้องออกแบบ Transition เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Crcss-Wave ในการนี้จะสามารถคำนวณหารูปร่างของ TRansition ได้จากสูตร $\tan \alpha = \frac{1}{3F}$ ตามที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 11.10.4 ในบทที่ 11

ตารางที่ 13.7 การคำนวณระดับน้ำในท่อสำหรับกรณีที่ 2 ซึ่งมีการเปลี่ยนค่าเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ

(Q = 2,000 cfs; n = 0.018)

Station ΔL	Trial d/D	d	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	s	$\frac{S_1+S_2}{2}$	Δh_L	$\Sigma\Delta h_L$	$d_2+hv_2+\Sigma\Delta h_L$	Invert elevation	Datum Gradient	Remark
1+00	1.00		53.5	37.4	21.7	2.06	1.62	0.078					86.0	107.7	
1+16.5 ' 30	0.6	5.0	33.5	59.7	55.4	2.29	1.74	0.173	0.125	3.8	3.8	64.2	61.0	125.2	
	0.7	5.8	40.0	50.0	38.9	2.44	1.81	0.112	0.095	2.9	2.9	47.6		108.6	OK
Try 9.5 - ft - diameter conduit flowing 75 % full at portal															
3+50 234	0.702	6.7	53.1	37.7	22.1	2.81	1.99	0.052	0.062	19.2	22.1	50.9	60.0	110.9	too high
Try 9.75 - ft - diameter conduit flowing 75 % full at portal															
3+50 234	0.702	6.8	56.0	35.7	19.8	2.89	2.03	0.045	0.078	18.3	21.2	47.8	60.0	107.8	OK

การคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง Head-Discharge สำหรับกรณีที่ 2 จะแสดงไว้ในตารางที่ 13.8 และค่าที่คำนวณได้จะพล็อตไว้ในรูปที่ 13.12

ตารางที่ 13.8 การคำนวณปริมาณการไหลของน้ำสำหรับกรณีที่ 2

Head on Crest; ft	Crest Control			Throat Control	
	H_e/R_s'	C^*	$Q = C(2\pi R_s')H_e^{2/3}$	H_a	$Q = (\frac{R}{0.204})^2 H_a^{1/2}$
1	0.09	3.55	260	....	....
2	0.17	3.74	780	....	....
3	0.26	3.85	1480	17	1680
4	0.34	3.82	2260	18	1730
6	....	....	....	20	1830
8	....	....	....	22	1920
10	....	....	....	24	2000

13.3 ทางระบายน้ำล้นแบบ Square Drop Inlet Pipe

13.3.1 ลักษณะโดยทั่วไป

ทางระบายน้ำล้นแบบนี้ได้พัฒนามาจากทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory เพื่อใช้ในงานที่มีขนาดเล็กกว่า และมีความสำคัญน้อยกว่า เนื่องจาก Morning glory ประกอบด้วยสันฝายโค้งเป็นวงกลม (Circular Ogee Crest) และท่องอขนาดใหญ่ ทำให้การก่อสร้างทำได้ยากและไม่เหมาะสม สำหรับโครงการขนาดเล็ก จึงได้พัฒนามาเป็นทางระบายน้ำล้นแบบนี้ จากการศึกษาด้วยโมเดลพบว่าทางระบายน้ำล้นแบบนี้สามารถออกแบบให้ระบายน้ำได้ถึง 1000 ลบ.ฟุต/วินาที และเหมาะจะใช้สำหรับเขื่อนซึ่งสูงไม่เกิน 40 ฟุต เนื่องจากใช้กับเฮดน้อย ๆ ดังนั้นจึงสามารถออกแบบให้ใช้งานสำหรับกรณีน้ำไหลเต็มท่อ (Full Flow) ได้

ทางระบายน้ำล้นแบบ Square Drop Inlet Pipe ประกอบไปด้วยทางเข้า ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสและท่อกลมสำหรับระบายน้ำออกไปสู่อาคารสลายพลังงาน ซึ่งตามปกติจะทำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กแบบต่าง ๆ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 13.13 เมื่อเปรียบเทียบกับทางระบายน้ำล้นแบบ Morning Glory แล้ว ทางระบายน้ำล้นแบบนี้จะออกแบบและก่อสร้างได้ง่ายกว่ามาก

ส่วนประกอบที่สำคัญของ Drop Inlet คือ

1. Curved Lip ที่สันฝาย เป็นส่วนที่ทำให้แผ่นน้ำที่ไหลล้นแนบเข้าใกล้ผิวด้านในของทางเข้า

2. Fin ที่ก้น Drop Inlet ทำหน้าที่เปลี่ยนทิศทางการไหลของน้ำให้อยู่ในแนวเดียวกับท่อระบายน้ำ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Spiral Flow ในท่อ

3. 45° Bevel ที่ปากท่อระบายน้ำ ทำหน้าที่ลดการสูญเสียเฮดขณะที่น้ำไหลผ่านเข้าไปในท่อ

4. Footing ทำหน้าที่ป้องกันมิให้ Drop Inlet ถูกแรงลอยตัวดันจนลอยตัว ซึ่งจุดที่วิกฤตที่สุดคือ เมื่อ Drop Inlet ไม่มีน้ำเลย ดังนั้นการออกแบบ Footing จะต้องให้มีน้ำหนักของตัวเขื่อนบางส่วนทับไว้

13.3.2 การไหลของน้ำผ่านฝาย (Weir Flow)

เมื่อระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำสูงกว่าระดับสันฝายของทางระบายน้ำล้น น้ำจะไหลล้นเข้า Drop Inlet ทั้ง 4 ด้าน ปริมาณน้ำที่ไหลล้นเข้า Drop Inlet จะขึ้นอยู่กับเฮดบนสันฝาย ซึ่งจะสามารถคำนวณหาได้จากสูตรการไหลของน้ำผ่านฝายโดยทั่ว ๆ ไป โดยพิจารณาว่าความยาวของสันฝายเท่ากับ $4 \times 1.30\, D_o = 5.2\, D_o$ ดังนี้

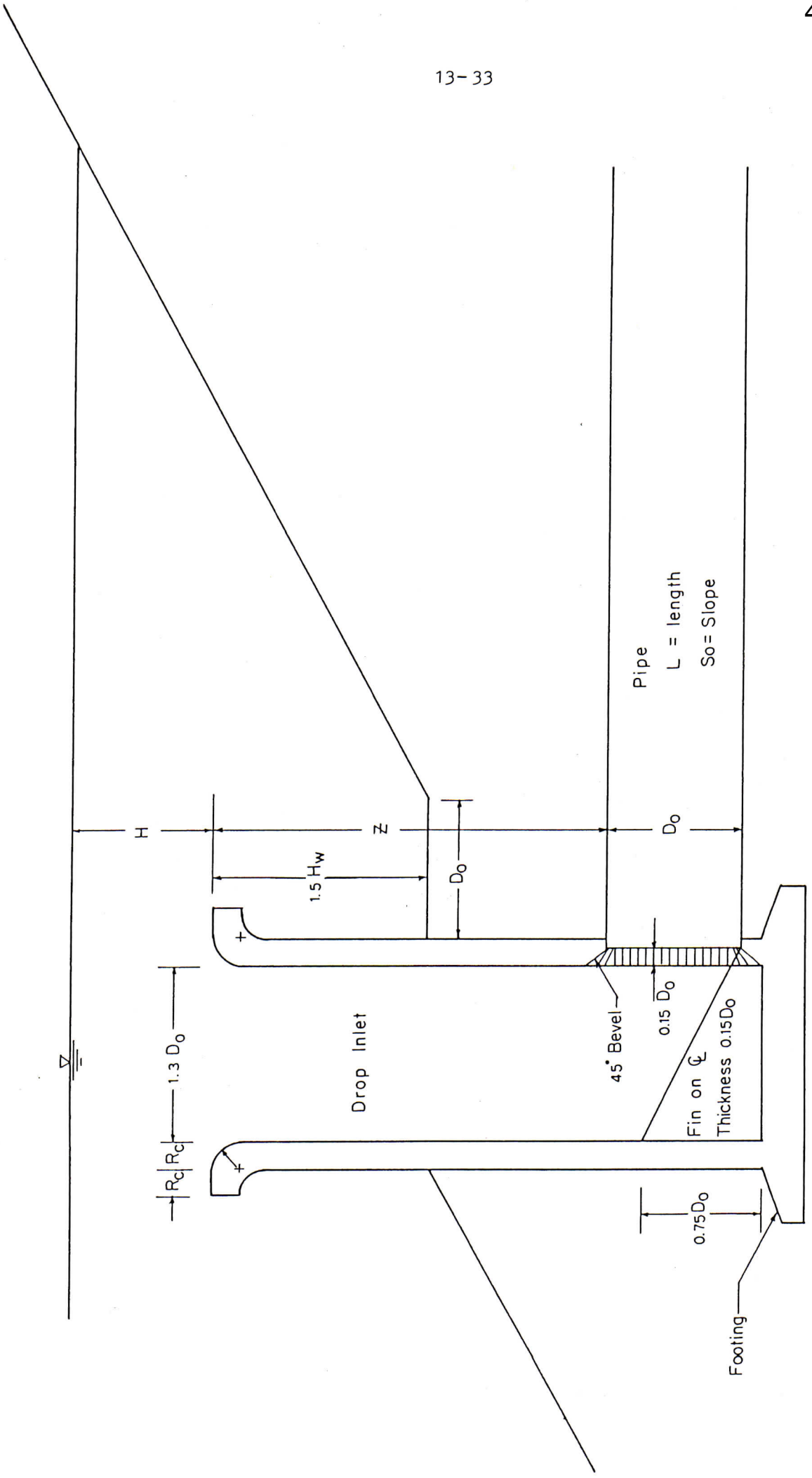
$$Q = C(5.2\, D_o)\, H^{1/5} \quad \text{.....} \quad (13.4)$$

เมื่อ Q = ปริมาณการไหลของน้ำผ่านสันฝาย

C = ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่านสันฝาย

D_o = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ

H = เฮดของน้ำเหนือสันฝาย



รูปที่ 13.13 **ทางระบายน้ำลักษณะ** Square Drop Inlet Pipe

ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านสันฝายแบบนี้จะขึ้นอยู่กับเฮดและรัศมีความโค้งของสันฝาย (R_c) ซึ่งจะหาได้จากสมการ

$$C = 4.0 + \frac{2R_c}{D_o} + \frac{H}{6R_c} \quad \text{.....} \quad (13.5)$$

ถ้า $R_c = 0.2\ D_o$

$$C = 4.4 + \frac{H}{6R_c} \quad \text{.....} \quad (13.6)$$

ค่า C จากสมการที่ 13.5 และ 13.6 จะมีค่าสูงกว่าค่า C ตามปกติ ทั้งนี้เนื่องจากขณะที่น้ำไหลเข้า Drop Inlet รูปสี่เหลี่ยมจะทำให้ Effective Length มีค่ามากกว่า $5.2\ D_o$ แต่สมการที่ 13.4 ใช้ค่าความยาวที่แท้จริงของสันฝาย

ในสมการที่ 13.5 เทอม $\frac{2R_c}{D_o}$ จะทำให้ C เพิ่มเมื่อรัศมีความโค้งของสันฝายเพิ่ม (หรือ Effective Length เพิ่ม) ส่วนเทอม $\frac{H}{6R_c}$ จะทำให้ C เพิ่มขึ้นเมื่อ H เพิ่ม หรือ R_c ลดลง ซึ่งลักษณะดังกล่าวจะมีแนวโน้มทำให้เกิด Negative Pressure ขึ้นที่สันฝาย

ถ้ารัศมีความโค้งของสันฝาย (R_c) น้อยเกินไปอาจทำให้ Negative Pressure ลดลงต่ำกว่าขีดที่จะยอมให้เกิดขึ้นได้ ซึ่งจะมีผลทำให้โค้งของน้ำแยกตัวออกจากผนังด้านข้างของ Drop Inlet ค่า Negative Pressure ต่ำสุดที่เกิดขึ้นบนสันฝายจะคำนวณได้จากสูตร

$$\frac{P}{\gamma} = -0.8\ \frac{H_w^2}{R_c} \quad \text{.....} \quad (13.7)$$

เมื่อ P = ความดัน

γ = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ

R_c = รัศมีความมดค้งของสันฝาย

H_w = เฮดมากที่สุด หรือค่า C ที่ Flood Out Point

ตามปกติการออกแบบอาคารทางชลศาสตร์จะไม่ยอมให้ Negative Pressure ลดต่ำลงกว่า -5 ฟุต ดังนั้นจะหาค่ารัศมีน้อยที่สุดที่ยอมให้ (Minimum

Allowable Radius) ได้จาก

$$-0.8\frac{H_w^2}{R_c} \leq -5$$

$$R_c \geq 1.6\,H_w^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.8)$$

ในการออกแบบเบื้องต้นโดยทั่ว ๆ ไปจะกำหนดว่า

$$R_c \geq 0.2\,D_o$$

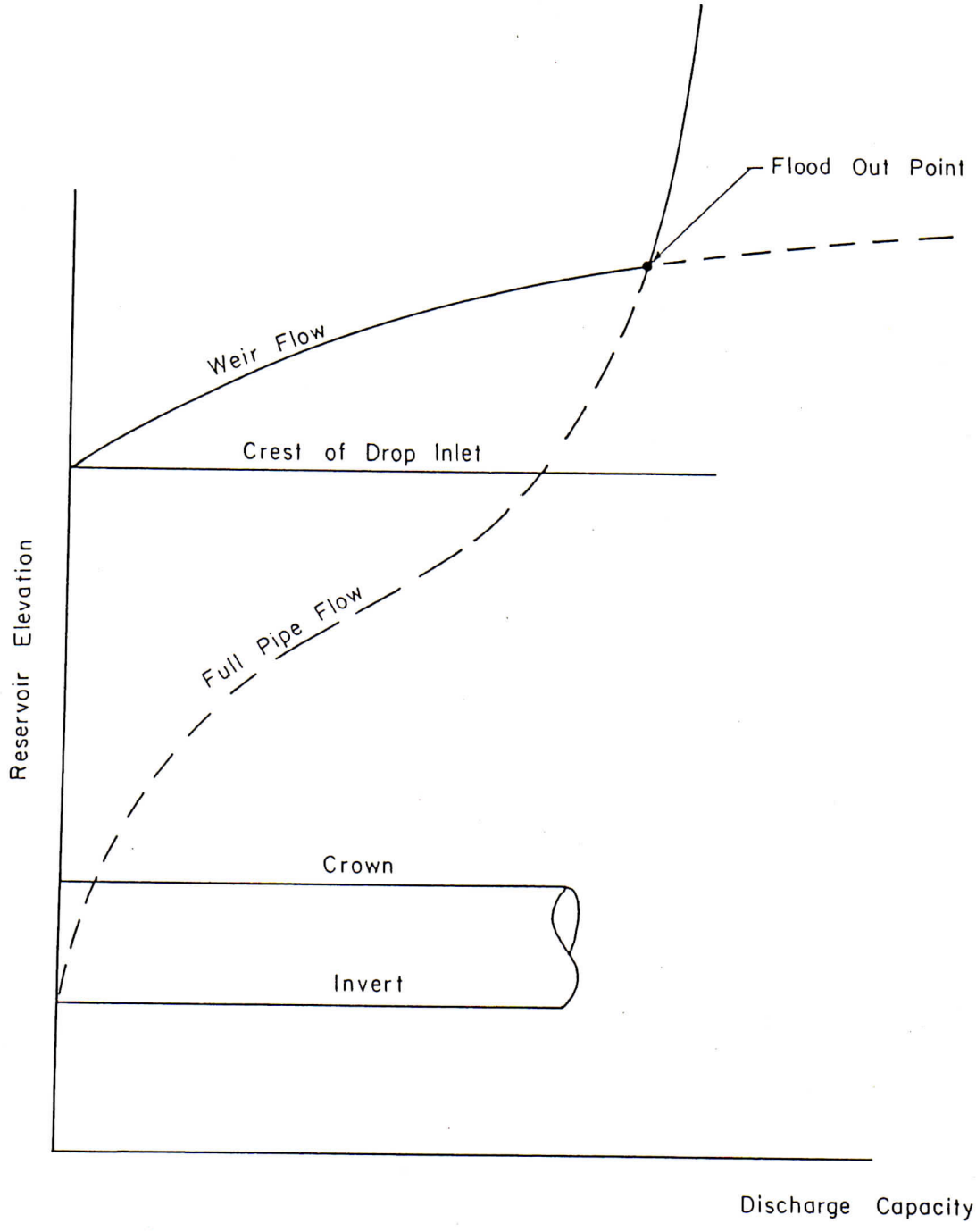
หลังจากออกแบบเสร็จเรียบร้อยแล้วจึงค่อยทำการตรวจสอบดูว่า $R_c \geq 1.6\,H_w^2$ หรือไม่ ถ้า $R_c < 1.6\,H_w^2$ จะต้องเพิ่มค่า R_c เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Negative Pressure เกิน - 5 ฟุต

13.3.3 การไหลของน้ำผ่านท่อ (Pipe Flow)

เมื่อน้ำไหลล้นข้ามสันฝายลงไปใน Drop Inlet จะถูกระบายออกโดยผ่านทางท่อซึ่งวางอยู่ในแนวราบ ถ้าน้ำที่ไหลล้นสันฝายลงมาใน Drop Inlet มากกว่าน้ำที่ระบายออกทางท่อ จะทำให้เกิดการสะสมตัวของน้ำใน Drop Inlet และมีผลทำให้ระดับน้ำใน Drop Inlet ยกตัวสูงขึ้น แต่ตราบใดก็ตามถ้าระดับน้ำใน Drop Inlet ยังคงต่ำกว่าสันฝาย การไหลของน้ำจะยังคงถูกควบคุมด้วยสันฝายเพียงอย่างเดียว เมื่อเฮดสูงขึ้น ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝายจะมากขึ้น ระดับน้ำใน Drop Inlet จะยกตัวสูงขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงจุดหนึ่งซึ่งระดับน้ำใน Drop Inlet จะท่วมปากทางเข้าหมด ที่จุดนี้การไหลของน้ำจะถูกควบคุมโดยท่อซึ่งขึ้นอยู่กับขนาด ความผิดภายในท่อ และผลต่างของระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและท่ายน้ำของท่อ (h)

จุดที่สภาวะการไหลของน้ำเปลี่ยนจาก Weir Flow เป็น Pipe Flow เรียกว่า Flood Out Point ดังแสดงไว้ในรูปที่ 13.14 ที่จุดนี้โค้งอัตราการไหลจะเปลี่ยนแปลงอย่างเห็นได้ชัด จุดที่เกิด Flood Out จะหาได้ง่าย ๆ โดยการเขียนกราฟ Weir Flow Capacity Curve และ Pipe Flow Capacity Curve จุดตัดของโค้งทั้งสองคือ Flood Out Point

ถ้าทางออกไม่ถูกท่วม และน้ำไหลเต็มท่อที่ Froude Number มากกว่า 1.8 ตำแหน่งของ Hydraulic Grade Line ที่ทางออกจะอยู่ที่จุดศูนย์กลางของท่อ ดังนั้น h จะมีค่าเท่ากับระยะต่างระหว่างจุดศูนย์กลางท่อที่ทางออก ถึงระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ



รูปที่ 13.14 อัตราการระบายน้ำของทางระบายน้ำล้นแบบ Drop Inlet Pipe

ซึ่งจะคำนวณได้จากสมการ

$$h = \frac{D_o}{2} + So.L + Z + H \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.9)$$

เมื่อ D_o = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ

S_o = ลาดของท่อ

L = ความยาวของท่อ

Z = ความสูงของ Drop Inlet เหนือสันบนของท่อ

จาก Energy Equation

$$h = h_e + h_f + \frac{V^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.10)$$

เมื่อ h_e = Entrance Loss ผ่าน Drop Inlet ซึ่งตามปกติจะมีค่าประมาณ $0.3 \frac{V^2}{2g}$

h_f = Friction Loss ซึ่งหาได้จากสูตรของ Darcy

$$= f \frac{L}{D_o} \frac{V^2}{2g}$$

และ $\frac{V^2}{2g}$ = Velocity Head ที่ทางออก

ดังนั้นสมการที่ 13.10 จะเขียนใหม่ได้ว่า

$$h = [\ 1.3 + f \frac{L}{D_o}\ ] \frac{V^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13.11)$$

จากสมการที่ 13.9 และ 13.11 จะได้

$$[\ 1.3 + f \frac{L}{D_o}\ ] \frac{V^2}{2g} = \frac{D_o}{2} + S_o.\ L + Z + H$$

$$V = \sqrt{\frac{2g(\frac{D_o}{2} + S_o.\ L + Z + H)}{(1.3 + f \frac{L}{D_o})}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13.12)$$

และ $$Q = \frac{\pi D_o^2}{4} \sqrt{\frac{2g\left(\frac{D_o}{2} + S_o.L + Z + H\right)}{\left(1.3 + f\frac{L}{D_o}\right)}} \quad \ldots\ldots (13.13)$$

ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านทางน้ำล้นจะขึ้นอยู่กับ Weir Flow (สมการที่ 13.4) หรือ Pipe Flow (สมการที่ 13.13) ขึ้นอยู่กับว่าค่าไหนจะน้อยกว่ากัน

13.3.4 Slug Flow

Slug Flow คือปรากฏการณ์การไหลของน้ำในลักษณะของ Unsteady Flow ซึ่งน้ำจะไหลแบบเต็มท่อ และไม่เต็มท่อสลับกันไป เกิดจากการที่น้ำไหลผ่านฝายลงไปใน Drop Inlet จะทำให้เกิดการสะสมตัวของน้ำใน Drop Inlet เพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนท่วมทางเข้า การไหลของน้ำจะเปลี่ยนเป็นแบบ Pipe Flow โดยมี Effective Head เท่าระดับต่าง ระหว่างระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำถึงจุดศูนย์กลางท่อที่ทางออก ซึ่งจะทำให้ท่อสามารถระบายน้ำได้มากขึ้น ระดับน้ำใน Drop Inlet จะค่อย ๆ ลดลงเรื่อย ๆ จนเมื่อระดับน้ำใน Drop Inlet ลดลงต่ำกว่าขอบบนของท่ออากาศจะเข้าไปแทรกทำให้ท่อระบายน้ำได้น้อยลง จนเมื่อน้ำที่ไหลผ่านท่อน้อยลงกว่าน้ำที่ไหลล้นสันฝายลงมา จะทำให้ระดับน้ำใน Drop Inlet เพิ่มขึ้น ปรากฏการณ์เช่นนี้จะเกิดหมุนเวียนสลับกันไปเรื่อย ๆ ตามปกติแล้ว Slug Flow จะเกิดในกรณีที่ท่อที่มีลาดมาก ๆ คือ ลาดของท่อมากกว่า Hydraulic Gradient

Slug Flow จะทำให้เกิดเสียงดัง มีการสั่นสะเทือนอย่างรุนแรง เกิด Vertical Surge ใน Drop Inlet ตลอดจนการไหลของน้ำเป็นแบบ Unsteady ดังนั้น จึงควรหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดขึ้น ซึ่งจะทำได้โดยการออกแบบให้ลาดของท่อมีค่าไม่เกิน Friction Slope ของ 50 เปอร์เซนต์ของปริมาณน้ำที่ต้องการระบายที่ Flood Out Point ซึ่งหาได้จากสมการ

Manning (FPS) : $$S_o \leq \frac{V^2 n^2}{2.21\ R^{4/3}} \quad \ldots\ldots\ldots (13.14)$$

Darcy : $$S_o \leq \frac{f}{D_o}\frac{V^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (13.15)$$

เมื่อ $V = \frac{1}{2}\frac{Q_w}{A}$

Q_w = ปริมาณการไหลที่ Flood Out Point

ปรากฏการณ์อีกลักษณะหนึ่งซึ่งอาจจะก่อให้เกิดการไหลแบบ Unsteady ได้แก่ Premature Sealing Off ที่ Drop Inlet ซึ่งจะมีผลทำให้สมการการไหลของน้ำผ่านฝายใช้ไม่ได้ จากการทดลองพบว่า เมื่อ $H = 0.7\ D_o$ โค้งของน้ำจากด้านต่าง ๆ จะพบกัน และ Seal Off ปากทางเข้าไม่ว่า H จะถึง Flood Out Point หรือไม่ ดังนั้นในการออกแบบ ถ้าพบว่าเฮดยังไม่ถึงจุด Flood Out Point ก่อนที่จะถึง $0.7\ D_o$ จำเป็นจะต้องใช้ท่อที่ใหญ่ขึ้น

13.3.5 ขั้นตอนการออกแบบ

การออกแบบทางน้ำล้นแบบ Square Drop Inlet Pipe เป็นการออกแบบในลักษณะของการ Trial & Error โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. เมื่อรู้ Q และ Total Differential Head (h) ให้สมมติค่า D_o และแทนค่าลงไปในสมการที่ 13.13 จนได้ค่า D_o ที่สามารถระบายน้ำได้ตามที่ต้องการ

2. สมมติ $R_c = 0.2\ D_o$ และหาค่า C จากสมการที่ 13.5 หรือ 13.6

3. คำนวณและเขียนโค้งอัตราการไหลของน้ำ (Discharge Capacity Curve) ของ Weir Flow จากสมการที่ 13.4 และ Pipe Flow จากสมการที่ 13.13 เพื่อหา Flood Out Point

4. ตรวจสอบดูว่า $R_c \geq 1.6\ H_w^2$ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Negative Pressure ต่ำกว่า - 5 ฟุต ถ้าไม่ได้ตามเกณฑ์ต้องเพิ่มค่า R_c

5. ตรวจสอบดูว่า $H_w \leq 0.7\ D_o$ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิด Premature Sealing Off ก่อนถึง Flood Out Point

6. ตรวจสอบดูว่า $S_o \leq \frac{V^2 n^2}{2.21\ R^{4/3}}$ หรือ $S_o \leq \frac{f}{D_o}\frac{V^2}{2g}$ เมื่อ $V = \frac{1}{2}\frac{Q_w}{A}$ เพื่อป้องกันไม่ให้ลาดของท่อมากเกินไปจนเกิด Slug Flow

13.4 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม.เกษตรศาสตร์.

2. Saihom, Nibohdn.(1978), Lecture Notes on Hydraulic Design of Water Conveyance and Ccntrol Structures, Design Division, Royal Irrigation Department.

3. US. Bureau of Reclamation (1977), Design cf Small Dams, 2nd Edition, US. Government Printing Office, Washingtcn, D.C.

บทที่ 14

การออกแบบอาคารทางออก

(Design of Outlet Works)

14.1 หน้าที่ของอาคารทางออก

(Functions of Outlet Works)

อาคารทางออกเป็นส่วนประกอบที่สำคัญของเขื่อนหรืออ่างเก็บน้ำ ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมการปล่อยน้ำจากอ่างไปใช้ในกิจกรรมต่าง ๆ เช่น การชลประทาน การอุปโภค-บริโภค การผลิตกระแสไฟฟ้า การควบคุมระดับน้ำในแม่น้ำท้ายอ่าง และอื่น ๆ การออกแบบอาคารทางออกจะต้องพิจารณาถึง อัตราการปล่อยน้ำผ่านอาคาร ระดับน้ำใช้การปกติ ระดับน้ำต่ำสุด ชนิดและลักษณะของเขื่อน สภาพภูมิประเทศบริเวณจุดที่ตั้งอาคาร ตลอดจนหน้าที่หลักและหน้าที่รองของอาคารทางออก เพื่อนำไปใช้กำหนดจุดที่ตั้ง หาขนาด และออกแบบส่วนประกอบต่าง ๆ เพื่อให้อาคารทางออกทำหน้าที่ได้ตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

14.2 ชนิดของอาคารทางออก

(Types of Outlet Works)

อาคารทางออกสามารถแบ่งออกตามวัตถุในการใช้งานได้ดังนี้

1. Irrigation Outlet คือ อาคารทางออกที่ใช้ควบคุมการปล่อยน้ำเพื่อการชลประทาน

2. Flood Control Outlet คือ อาคารทางออกที่ใช้ระบายน้ำออกจากอ่างเพื่อไม่ให้ระดับน้ำในอ่างลุกล้ำเข้าไปในเขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

3. River Outlet คือ อาคารทางออกที่ใช้ระบายน้ำลงสู่ลำน้ำเดิมเพื่อรักษาระดับน้ำในแม่น้ำเพื่อการคมนาคม การเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ การควบคุมคุณภาพน้ำ การผลักดันน้ำเค็ม ตลอดจนเพื่อความต้องการน้ำในการอุปโภค-บริโภคท้ายน้ำ

4. Power Outlet หรือ Penstock คือ อาคารทางออกที่ปล่อยน้ำเพื่อนำไปหมุนเทอร์ไบน์ในการผลิตกระแสไฟฟ้า

5. Sluice Outlet คือ อาคารทางออกที่ใช้ปล่อยน้ำเพื่อระบายตะกอนหน้าเขื่อน

จากที่กล่าวมานี้จะเห็นว่า อาคารทางออกมีมากมายหลายแบบ แต่ละแบบใช้เพื่อวัตถุประสงค์ต่างกันออกไป เนื่องจากอาคารทางออกเป็นอาคารที่มีราคาแพง ถ้าต้องออกแบบอาคารทางออกแต่ละตัวเพื่อใช้สำหรับวัตถุประสงค์แต่ละอย่าง จะต้องสร้างอาคารทางออกหลายตัวสำหรับอ่างเก็บน้ำแต่ละแห่งซึ่งจะเป็นการไม่ประหยัด โดยทั่ว ๆ ไปจึงมักออกแบบอาคารทางออกเป็นแบบเอนกประสงค์ตามความต้องการในการใช้งานของอ่างเก็บน้ำแต่ละแห่ง

14.3 ส่วนประกอบของอาคารทางออก

อาคารทางออกประกอบไปด้วยส่วนประกอบที่สำคัญคืออาคารรับน้ำ (Inlet Structures) ทางระบายน้ำ (Water Passage) อาคารควบคุม (Controls) และอาคารสลายพลังงาน (Outlet Structures)

14.3.1 อาคารรับน้ำ (Inlet Structures หรือ Intake Structures)

อาคารรับน้ำเป็นอาคารซึ่งทำหน้าที่รับน้ำเข้าสู่อาคารทางออก อาคารรับน้ำจะประกอบไปด้วยตะแกรงกันสวะ ตะแกรงกันปลา Bypass และช่องบานสำหรับไม้เหลี่ยมอัดน้ำ ตะแกรงกันสวะ คือ ตะแกรงซึ่งทำหน้าที่ป้องกันสวะที่ลอยมากับน้ำไม่ให้เข้าไปในท่อ ขนาดตะแกรงจะถี่หรือห่างเท่าใดขึ้นอยู่กับขนาดท่อ และขนาดบานระบายหรือวาล์วที่ใช้ในการควบคุมการปิด-เปิดน้ำ ตะแกรงกันปลา คือ ตะแกรงซึ่งทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้น้ำพัดพาเอาปลาลงไปใน Inlet Structure ดังนั้นขนาดตะแกรงจะถี่มาก และอาจจะอุดตันได้ง่าย จึงต้องออกแบบให้สามารถถอดออกเพื่อทำความสะอาดได้ง่าย ในกรณีที่จำเป็นจะต้องเปิดทางเข้า เพื่อทำการซ่อมแซมบานระบายหรือวาล์ว แต่ทางด้านท้ายน้ำมีความจำเป็นต้องใช้น้ำ จะต้องมี Bypass เพื่อปล่อยน้ำตามจำนวนที่ต้องการลงสู่ลำน้ำเดิม และส่วนประกอบอันสุดท้ายคือ Stoplog slot คือ ร่องสำหรับติดตั้งไม้เหลี่ยมอัดน้ำเพื่อปิดปากทางเข้า ในกรณีที่ต้องการตรวจซ่อมท่อหรือบานระบาย

14.3.2 ทางระบายน้ำ (Water Passage)

ทางระบายน้ำ คือส่วนที่รับน้ำจากอาคารรับน้ำและระบายลงสู่อาคารทางออก ทางระบายน้ำมีหลายแบบ เช่น ทางน้ำเปิด ท่อ หรือ อุโมงค์ การจะเลือกใช้แบบไหนขึ้นอยู่กับชนิดของเขื่อน และลักษณะสภาพพื้นที่ของหัวงาน เช่น ถ้าเป็นเขื่อนเตี้ยและตลิ่งทั้งสองข้างไม่สูงมากมีคลองชลประทานแยกออกทางฝั่งซ้ายหรือฝั่งขวา อาจใช้ทางระบายน้ำเป็นแบบทางน้ำเปิด แต่ถ้าเป็นเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้สูงและตลิ่งทั้งสองข้างสูงชัน การออกแบบและก่อสร้างทางระบาย

เป็นทางน้ำเปิดจะไม่เหมาะสม ในกรณีนี้อาจจะใช้เป็นแบบท่อฝังลอดใต้ตัวเขื่อน หรือเป็นแบบอุโมงค์ลอดผ่านตลิ่ง เป็นต้น ในกรณีที่ใช้ทางระบายน้ำเป็นแบบท่อหรืออุโมงค์ อาจออกแบบให้น้ำไหลเต็มท่อ หรือไหลไม่เต็มท่อก็ได้ขึ้นอยู่กับลักษณะของอาคารควบคุมและจุดที่ติดตั้งอาคารควบคุม ขนาดของทางระบายน้ำจะแปรผันไปตามปริมาณน้ำที่ไหลผ่านและเฮดของน้ำ

14.3.3 อาคารควบคุมน้ำ (Controls)

อาคารควบคุมคือส่วนประกอบของอาคารทางออก ซึ่งทำหน้าที่ปิด-เปิดและควบคุมปริมาณการไหลของน้ำ อาคารควบคุมอาจจะเป็นแบบบานระบายสำหรับทางน้ำเปิดหรือท่อขนาดใหญ่ หรืออุโมงค์ หรือวาล์วสำหรับท่อขนาดเล็ก ตำแหน่งของบานระบายและวาล์วอาจจะอยู่บริเวณปลายทางด้านเหนือน้ำ หรือบริเวณตรงกลาง หรือทางด้านท้ายน้ำของทางระบายน้ำก็ได้ ขึ้นอยู่กับลักษณะของเขื่อน ปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน เฮดของน้ำ ลักษณะของทางระบายน้ำ และการออกแบบทางระบายน้ำ ถ้าทางระบายน้ำเป็นแบบทางน้ำเปิด ปกติจะติดตั้งอาคารควบคุมทางด้านเหนือน้ำ และปริมาณน้ำที่ไหลผ่านจะขึ้นอยู่กับขนาดของบานระบาย แต่ถ้าทางระบายน้ำเป็นแบบท่อหรืออุโมงค์ บานระบายหรือวาล์วอาจจะติดตั้งอยู่ที่ปลายท่อทางด้านเหนือน้ำ บริเวณตรงกลางหรือบริเวณปลายท่อก็ได้ สำหรับเขื่อนขนาดเล็กซึ่งเฮดของน้ำไม่มากนักอาจจะมีการติดตั้งวาล์วประเภท Butterfly Valve หรือ Hollow-Jet Valve ทางด้านท้ายน้ำเพื่อควบคุมการปล่อยน้ำ แต่ถ้าเป็นเขื่อนใหญ่ และมีเฮดมาก ๆ มักนิยมติดตั้งบานระบายหรือวาล์วทางด้านเหนือน้ำ หรือบริเวณตรงกลาง ถ้าติดตั้งบานระบายทางด้านเหนือน้ำจะต้องมีสะพานเชื่อมตัวเขื่อนกับตำแหน่งที่ติดตั้งบานระบายหรือวาล์ว ส่วนกรณีที่ติดตั้งบานระบายหรือวาล์วบริเวณตรงกลางท่อ ปกติจะติดตั้งในปล่อง (shaft) ซึ่งปลายด้านล่างอยู่ที่ทางระบายน้ำและปลายด้านบนอยู่สูงพ้นเหนือดิน ซึ่งตำแหน่งของปล่องโดยทั่ว ๆ ไปจะอยู่ทางด้านเหนือน้ำของสันเขื่อน นอกจากนี้จะต้องมี Guard Valve หรือวาล์วฉุกเฉินติดตั้งอยู่ทางด้านเหนือน้ำของบานระบายหรือวาล์วที่ทำหน้าที่ควบคุมน้ำ เพื่อจะได้ปิดไม่ให้น้ำไหลผ่านอาคารทางออกในกรณีที่จำเป็นจะต้องทำการตรวจซ่อมท่อหรือบานระบาย อาจใช้ไม่เหลี่ยมอัดน้ำแทน Guard Valve หรือวาล์วฉุกเฉินก็ได้

14.3.4 อาคารสลายพลังงาน (Outlet Structures)

อาคารสลายพลังงานเป็นอาคารที่ทำหน้าที่ควบคุมน้ำก่อนที่จะระบายลงสู่ลำน้ำเดิมหรือคลอง เพื่อให้น้ำที่ปล่อยออกไปมีความเร็วอยู่ในเกณฑ์ที่จะไม่ก่อให้เกิดการกัดเซาะท้องน้ำหรือตลิ่ง รายละเอียดเกี่ยวกับอาคารประเภทนี้อยู่ในบทที่ 5-8

14.4 การหาขนาดของอาคารทางออก

ขนาดของอาคารทางออก จะพิจารณาจากวัตถุประสงค์ของการใช้งาน ประกอบกับปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ ปริมาณน้ำที่คาดว่าจะไหลเข้าอ่างตลอดจนขนาดของทางน้ำหรือคลองที่จะรับน้ำต่อจากอาคารทางออก เช่น Irrigation Outlet ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมน้ำที่จะส่งไปทำการชลประทาน ปริมาณน้ำจำนวนนี้จะประเมินได้จากความต้องการน้ำชลประทานของพื้นที่เพาะปลูก หรือของโครงการชลประทาน ขนาดของ Irrigation Outlet จะหาได้จากการศึกษาการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operation Study) ในช่วงวิกฤตซึ่งน้ำในอ่างมีน้อยและอยู่ในระดับต่ำ (เฮดน้อย) ประกอบกับความต้องการน้ำเพื่อการชลประทานสูงสุด และอาจจะพิจารณาถึงความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์อื่น ๆ เช่น การอุปโภคบริโภค การคมนาคมในลำน้ำ การควบคุมคุณภาพน้ำเป็นต้น ในกรณีที่เป็นอาคารทางออกแบบเอนกประสงค์ จากความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ในช่วงวิกฤตจะช่วยให้สามารถหาขนาดของอาคารทางออก ซึ่งมีขนาดเล็กที่สุดได้ ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปการปล่อยน้ำเพื่อความต้องการต่าง ๆ ดังกล่าวจะถูกพิจารณาเปรียบเทียบกับปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำตลอดเวลา เช่น ความต้องการน้ำจากอาคารทางออกเท่ากับ 20 ลบ.ฟุตต่อวินาที เมื่อปริมาณน้ำในอ่างเท่ากับ 500 เอเคอร์-ฟุต และ 100 ลบ.ฟุตต่อวินาที เมื่อปริมาณน้ำในอ่างเท่ากับ 3,000 เอเคอร์-ฟุต เป็นต้น

ถ้าใช้ Irrigation Outlet เป็นอาคารควบคุมน้ำท่วมประกอบกับทางระบายน้ำล้น และถ้าอาคารทางออกเพื่อการชลประทานระบายน้ำลงสู่น้ำเดิม ขนาดของอาคารทางออกเพื่อการชลประทานและการควบคุมน้ำท่วม จะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่จะต้องระบาย ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง และช่วงเวลาในการระบายน้ำออกจากอ่าง ปริมาณน้ำที่ต้องระบายเพื่อวัตถุประสงค์สำหรับการควบคุมน้ำท่วม และการชลประทานรวมกันจะต้องไม่เกินกว่าความสามารถของลำน้ำที่จะรับไว้ได้ และในการนี้จะต้องเผื่อไว้สำหรับน้ำที่คาดว่าจะไหลลงสู่ลำน้ำเดิมทางด้านท้ายน้ำของเขื่อนในรูปของน้ำท่าและน้ำที่ระบายจากอ่างเก็บน้ำแห่งอื่นซึ่งอยู่ในลำน้ำสาขา

ถ้าใช้อาคารทางออกเป็นทางระบายน้ำล้น (Service Spillway) ขนาดของอาคารทางออกจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำส่วนเกินที่ต้องระบายออกในช่วงน้ำหลาก

ในกรณีที่ใช้ท่อผันน้ำ (Diversion Tunnel) เป็นอาคารทางออก หลังจากการก่อสร้างเรียบร้อยแล้ว ขนาดของท่อผันน้ำจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่จะต้องผันระหว่างการก่อสร้าง

ไม่ได้ขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ต้องระบายเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ของอาคารทางออกเหมือนที่กล่าวมาแล้ว

14.5 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของอาคารทางออกกับระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ

การกำหนดระดับของอาคารรับน้ำ อาคารปล่อยน้ำและทางระบายน้ำเพื่อให้ระบายน้ำได้ตามต้องการ จะต้องพิจารณาจากหลาย ๆ ด้านประกอบกัน แต่โดยทั่ว ๆ ไป จะกำหนดให้ต่ำกว่าระดับปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำต่ำสุด (Minimum Reservoir Operating Level) อาคารทางออกสำหรับ Small Detention Dam ปกติจะออกแบบให้อยู่ใกล้กับพื้นทางน้ำ เพราะไม่ต้องการที่จะเก็บกักน้ำ อาคารทางออกสำหรับเขื่อนทดน้ำจะต้องอยู่ในระดับที่สูงพอจะส่งน้ำไปยังพื้นที่เพาะปลูกในเขตโครงการได้ สำหรับเขื่อนเก็บกักน้ำเพื่อการชลประทาน การอุปโภคบริโภค หรือเพื่อวัตถุประสงค์อื่น ๆ อาคารทางออกจะต้องวางอยู่ในระดับที่สามารถนำน้ำไปใช้ประโยชน์ได้ ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปจะขึ้นอยู่กับระดับปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำต่ำสุด แต่จะต้องอยู่ในระดับสูงพอที่ตะกอนที่กันอ่างจะไม่อุดตันทางเข้าของอาคารทางออก และต้องอยู่ในระดับที่ต่ำพอจนพ้นระยะของ Drawdrown จากระดับบนสุดของ Inactive Storage

ขนาดท่อของอาคารทางออก จะแปรผันอย่างผกผันกับเฮดของน้ำเหนือปากท่อ (Available Head) และแปรผันโดยตรงกับปริมาณน้ำที่ต้องส่งผ่านท่อซึ่งจะเขียนความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$H_T = \frac{K(Q/A)^2}{2g} \qquad \text{.....(14.1)}$$

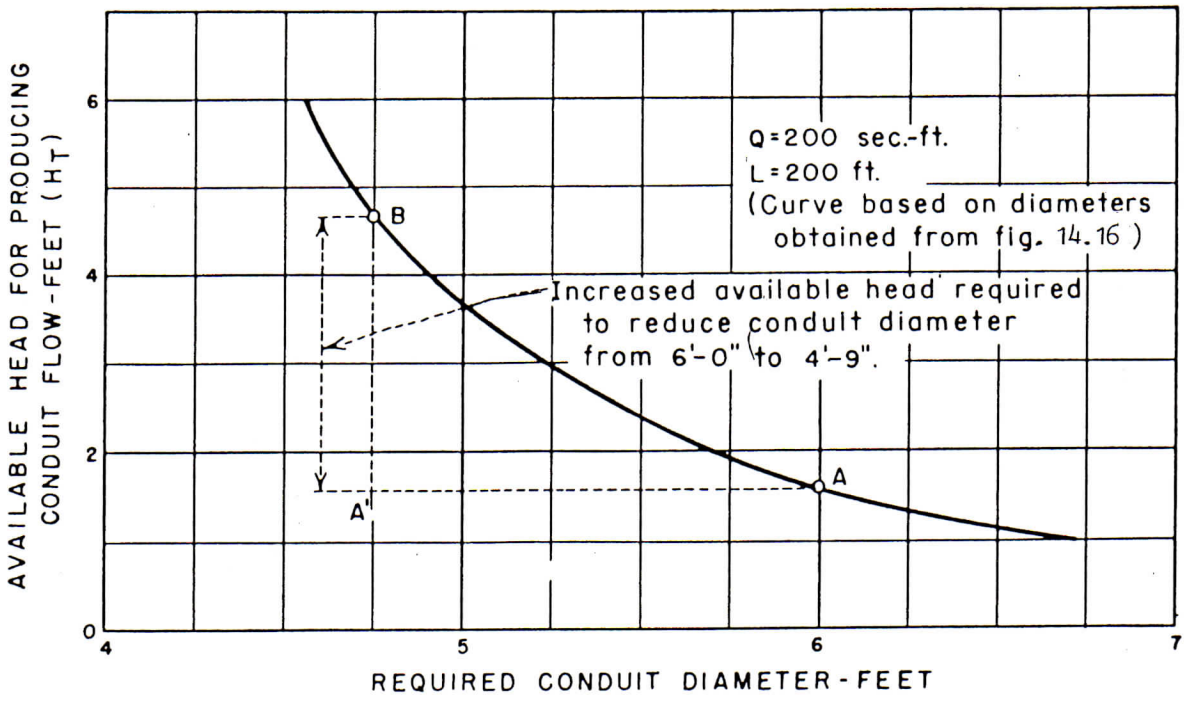
H_T = Total Available Head

Q = ปริมาณน้ำที่ต้องระบายผ่านอาคารทางออก

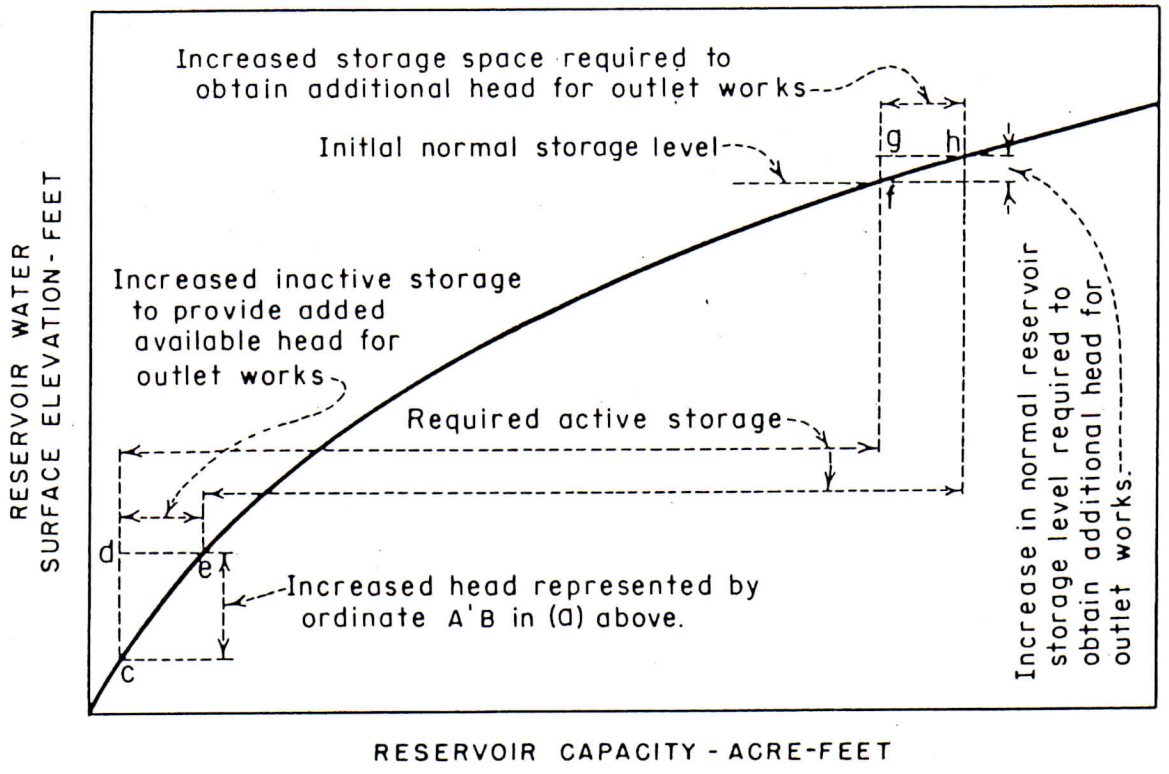
A = พื้นที่หน้าตัดท่อ

K = ส.ป.ส. การสูญเสียพลังงาน

ความสัมพันธ์ของสมการที่ 14.1 จะแสดงไว้ในรูปที่ 14.1(a) ซึ่งจะเห็นได้ว่าถ้าเฮดเพิ่มจาก 1.6 ฟุต เป็น 4.6 ฟุต ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อจะลดลงจาก 6 ฟุต (จุด A) เป็น 4.75 ฟุต (จุด B) ซึ่งแสดงให้เห็นว่าขนาดท่อจะลดลงได้มาก ถ้าเพิ่มระดับของ Inactive Storage แต่การเพิ่มระดับ Inactive Storage จะทำให้ปริมาตรเก็บกักใช้การ (Active Storage) ลดลงซึ่งจะต้องชดเชยด้วยการเพิ่มปริมาตรเก็บ



(A) RELATION OF CONDUIT SIZE TO AVAILABLE HEAD



(B) RELATION OF CONDUIT SIZE TO NORMAL STORAGE LEVEL

รูปที่ 14.1 ความสัมพันธ์ระหว่างเฮดออกแบบต่ำสุดกับขนาดท่อ

กักน้ำของเขื่อน ตลอดจนจะต้องเพิ่มความสูงของเขื่อนตามไปด้วย รูปที่ 14.1 (b) แสดงให้เห็นว่าถ้าเพิ่มปริมาตรเก็บกักใช้การเท่ากับระยะ cd จะต้องเพิ่มปริมาตรเก็บกักของเขื่อนเท่ากับระยะ fg ซึ่งระยะ fg มีค่าน้อยกว่า cd มาก อย่างไรก็ตามจะต้องมีการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์อย่างละเอียดในการเลือกขนาดของอาคารทางออกที่เหมาะสม

14.6 การวางแนวอาคารทางออก

การวางแนวอาคารทางออกอาจทำได้โดยการวางผ่านตัวเขื่อน ลอดใต้เขื่อนหรือวางอยู่ที่ตลิ่งด้านใดด้านหนึ่ง ขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของสภาพภูมิประเทศ สภาพทางธรณีวิทยา สภาพทางชลศาสตร์ ความยากง่ายในการก่อสร้าง วัตถุประสงค์ในการใช้งาน และอาคารประกอบอื่น ๆ บางครั้งอาจพบว่าอาคารทางออกและทางระบายน้ำล้นจะถูกวางแนวและออกแบบในลักษณะให้ใช้ท่อและอาคารสลายพลังงานร่วมกันเพื่อความประหยัด ในกรณีที่อาคารทางออก นำน้ำไปใช้เพื่อการอุปโภค-บริโภค การกำหนดตำแหน่งของทางเข้าจะต้องกระทำด้วยความระมัดระวังเป็นพิเศษเพื่อให้แน่ใจว่าจะได้น้ำซึ่งมีคุณภาพดี ในการนี้จะต้องไม่ออกแบบให้ระดับของทางเข้าต่ำเกินไปจนตะกอนที่กันอ่างไหลเข้าไปในท่อได้ ในทำนองเดียวกันทางเข้าจะต้องไม่อยู่ในบริเวณซึ่งลมจะพัดพาเอาวัชพืชน้ำมาสะสมตัวได้ อย่างไรก็ตามจะต้องคำนึงถึงค่าลงทุน และประโยชน์ใช้สอยเป็นสำคัญ

14.7 การจัดองค์ประกอบของอาคารทางออก

(Arrangement of Outlet Works)

สำหรับเขื่อนขนาดเล็ก ซึ่งทำหน้าที่ผันน้ำเข้าสู่คลองเพื่อการชลประทาน บ่อยครั้งจะพบว่าอาคารทางออกจะเป็นทางน้ำเปิดซึ่งวางอยู่ที่ตลิ่งด้านใดด้านหนึ่ง และมีบานระบายควบคุมการปิด-เปิดน้ำ สำหรับเขื่อนดินขนาดเล็ก อาคารทางออกอาจเป็นท่อซึ่งวางลอดใต้ตัวเขื่อน ซึ่งท่อดังกล่าวอาจเป็นท่อขนาดใหญ่ท่อเดียว หรือท่อเล็กหลาย ๆ ท่อก็ได้และอาจมีลักษณะเป็นท่อกลมหรือท่อเหลี่ยมก็ได้ แต่ละท่อต้องมีบานระบายควบคุมซึ่งอาจติดตั้งไว้ที่ปากท่อหรือบริเวณใดบริเวณหนึ่งตลอดความยาวท่อก็ได้ เช่น ตรงบริเวณสันเขื่อน โดยจะมีปล่อง (Shaft) สำหรับการปิด-เปิด และการตรวจซ่อมบานระบาย และทางด้านท้ายน้ำจะต้องมีอาคารสลายพลังงานเพื่อสลายพลังงานจลน์ของน้ำก่อนที่จะปล่อยเข้าคลองหรือลงสู่ลำน้ำเดิม

สำหรับเขื่อนดินขนาดใหญ่ ซึ่งไม่เหมาะที่จะใช้อาคารทางออกเป็นทางน้ำเปิด อาจใช้เป็นท่อวางผ่านหรือลอดใต้ตัวเขื่อน หรืออาจจะเป็นอุโมงค์ซึ่งวางตัดผ่านตลิ่ง อาจออกแบบท่อหรืออุโมงค์ให้เป็นแบบน้ำไหลเต็มท่อ หรือไม่เต็มท่อก็ได้ บานควบคุมอาจจะติดตั้งอยู่ที่ปากท่อโดยการสร้างสะพานยื่นออกไปทางด้านเหนือน้ำเพื่อสะดวกในการปิด-เปิดบาน หรืออาจจะติดตั้งตรงกลางท่อโดยการสร้างปล่องแทนก็ได้

สำหรับเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้ อาคารทางออกมักจะเป็นท่อวางผ่านตัวเขื่อน โดยอาจวางแนวท่อในส่วนที่ยอมให้น้ำไหลลัดผ่านเพื่อจะได้ใช้อาคารสลายพลังงานของทางระบายน้ำลันเป็นตัวสลายพลังงานของน้ำที่ไหลออกจากอาคารทางออก แต่ถ้าไม่เหมาะสมที่จะวางแนวท่อในส่วนที่ยอมให้น้ำไหลลัดผ่านจะต้องมีอาคารสลายพลังงานของอาคารทางออกเพิ่มขึ้นอีกหนึ่งตัว

ในกรณีที่มีท่อผันน้ำ (Diversion Tunnel) เพื่อผันน้ำขณะก่อสร้าง จะเป็นการสะดวกและประหยัดมากที่จะเปลี่ยนท่อผันน้ำเป็นทางออกโดยเพียงแต่เพิ่มอาคารรับน้ำตามระดับที่ต้อการ และติดตั้งบานระบายเพื่อควบคุมการปิด-เปิดน้ำเท่านั้น

14.8 ตำแหน่งอาคารควบคุมของอาคารทางออก (Outlet Works Controls)

อาคารควบคุมคือ เครื่องมือที่ใช้ควบคุมการไหลของน้ำผ่านอาคารทางออก ซึ่งอาจเป็นแบบบานระบายหรือวาล์วก็ได้ และตามปกติมักจะมี Guard Gate หรือมีประตูฉุกเฉินติดตั้งอยู่ทางด้านเหนือน้ำของบานระบายหรือวาล์ว เพื่อใช้ปิดอาคารทางออกในกรณีที่บานระบายหรือวาล์วเสียหรือเพื่อการตรวจซ่อม แต่บางครั้งอาจจะใช้เป็นไม้เหลี่ยมอัดน้ำแทนก็ได้ ตำแหน่งของอาคารควบคุมอาจอยู่ที่ปลายท่อทางด้านเหนือน้ำ หรืออาจติดตั้งอยู่ที่บริเวณใดบริเวณหนึ่งตามแนวท่อก็ได้ ถ้าบานระบายหรือวาล์วทำหน้าที่ควบคุมน้ำให้ไหลเข้าสู่ท่อที่น้ำไหลภายใต้ความดัน (Closed Pressure Pipe) น้ำจะไหลเต็มท่อทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของอาคารควบคุม ในกรณีนี้ตำแหน่งของอาคารควบคุมจะไม่มีผลแตกต่างกันมากนักในการออกแบบ แต่ถ้าอาคารควบคุมทำหน้าที่ควบคุมน้ำให้ไหลเข้าสู่ท่อที่น้ำไหลอิสระ (Free Flowing Conduit) น้ำจะไหลเต็มท่อภายใต้ความดันเฉพาะส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของอาคารควบคุมเท่านั้น ในกรณีนี้การเลือกตำแหน่งของอาคารควบคุมจะมีผลมากในการออกแบบอาคารทางออก ซึ่งพอจะมีแนวทางในการกำหนดตำแหน่งของอาคารทางออกได้ดังนี้

14.8.1 อาคารควบคุมอยู่ที่ปลายท่อด้านเหนือน้ำ

ถ้าเลือกตำแหน่งของอาคารควบคุมอยู่ที่ปลายท่อด้านเหนือน้ำ น้ำจะไหลไม่เต็มท่อตลอดความยาวของท่อ การออกแบบท่อจะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงภายนอกเนื่องจากน้ำหนักของเขื่อนและแรงดันของน้ำในเขื่อน (เฉพาะส่วนของท่อที่ยื่นเข้าไปในอ่าง) ได้ และถ้าหากว่ามีทางที่จะเกิดการทรุดตัวขึ้นได้ การออกแบบท่อจะต้องมีความระมัดระวังเป็นพิเศษ เพื่อป้องกันไม่ให้ท่อหรือรอยต่อเกิดการแตกร้าวได้ เพราะจะทำให้น้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อนพัดพาเอาเศษดินทรายในตัวเขื่อนเข้ามาในท่อตามรอยแตกร้าวได้สะดวก ซึ่งจะเป็นสาเหตุทำให้เกิดโพรงภายในตัวเขื่อน (Piping) และทำให้เขื่อนพังได้

ในกรณีที่วางอาคารควบคุมไว้ที่ปลายท่อทางด้านเหนือน้ำจะทำให้สามารถติดตั้งตะแกรงกันปลา ช่องบานสำหรับไม้เหลี่ยมอัดน้ำ ตะแกรงกันสวะ Guard Gate และบานระบายหรือวาล์วรวมไว้ในอาคารรับน้ำอันเดียวกันได้ ซึ่งจะทำให้การควบคุมอาคารทางออกทำได้ง่ายและสะดวก

14.8.2 อาคารควบคุมอยู่ที่บริเวณกลางท่อ

(Control at Intermediate Point along Conduit)

ในกรณีที่ติดตั้งอาคารควบคุมอยู่ที่จุดใดจุดหนึ่งตามแนวท่อ และน้ำไหลจากอาคารควบคุมเข้าสู่ท่อที่น้ำไหลอย่างอิสระ ท่อส่วนที่อยู่เหนือน้ำของอาคารควบคุมจะอยู่ภายใต้ความดัน ในกรณีนี้การออกแบบท่อส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำจะต้องพิจารณาทั้งแรงดันภายในและแรงดันภายนอก ซึ่งจะมีค่าใกล้เคียงกัน ทำให้การรั่วซึมของน้ำออกจากท่อและเข้าสู่ท่อไม่ค่อยสำคัญมากนัก แต่ถ้าอาคารควบคุมอยู่ทางด้านท้ายน้ำของเขื่อน แรงดันภายนอกอาจจะมีค่าน้อยกว่าแรงดันภายใน และถ้าออกแบบรอยต่อไม่ดีพอน้ำจะรั่วซึมออกจากท่อ และก่อให้เกิดการพัดพาเม็ดดินภายในเขื่อน (Piping) ได้ เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหานี้ตามปกติจะติดตั้งอาคารควบคุมอยู่ทางด้านเหนือน้ำของสันเขื่อน หรือประมาณไม่เกินหนึ่งในสามจากด้านเหนือ (Upstream One-Third) ของเขื่อน

สำหรับเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้ตำแหน่งของอาคารควบคุมจะอยู่ที่ปลายทางด้านเหนือน้ำตรงกลางหรือปลายท่อทางด้านท้ายน้ำก็ได้

14.9 การออกแบบทางชลศาสตร์ของอาคารทางออก

การวิเคราะห์การไหลของน้ำในอาคารทางออก แบ่งออกได้เป็นสองลักษณะใหญ่ ๆ

ตามลักษณะของทางระบายน้ำ (Water Passage) ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อก่อน ๆ คือ การไหลของน้ำในทางน้ำเปิด และการไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดัน การวิเคราะห์การไหลของน้ำในทางน้ำเปิดจะเกี่ยวกับสภาวะการไหลของน้ำในลักษณะที่เรียกว่า "Steady Non-Uniform" ซึ่งจะอาศัยกฎการคงตัวของพลังงานเป็นหลัก ส่วนการวิเคราะห์การไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดันจะเกี่ยวกับการหาการสูญเสียเฮด (Hydraulic Losses) เพื่อนำไปหาเฮดทั้งหมดของน้ำและขนาดของท่อที่จะใช้ส่งน้ำตามปริมาณที่ต้องการ

นอกจากนี้จะต้องวิเคราะห์พลังงานจลน์ของน้ำที่ไหลออกจากทางออก เพื่อพิจารณาเลือกชนิดและขนาดของอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสมต่อไป

14.9.1 <u>การไหลของน้ำในอาคารทางออกแบบทางน้ำเปิด</u>

การวิเคราะห์การไหลของน้ำผ่านอาคารทางออกแบบทางน้ำเปิด เช่น คลอง จะแบ่งออกได้หลายลักษณะดังนี้

ถ้าอาคารควบคุมเป็นบานระบายแบบบานโค้งหรือบานตรง ซึ่งเปิดพ้นน้ำให้น้ำไหลผ่านอย่างอิสระ การคำนวณปริมาณน้ำจะหาได้จากสมการไหลของน้ำผ่านฝาย

$$Q = C\ L\ H^{1.5} \qquad \text{.....(14.2)}$$

เมื่อ C คือ สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านฝาย ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 3.9 3.14 ในบทที่ 3

ถ้าอาคารควบคุมเป็นบานระบายแบบบานโค้งหรือบานตรง ซึ่งน้ำไหลลอดใต้บานแบบอิสระ จะคำนวณหาปริมาณน้ำได้จากสมการ

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}\ C\ L\ (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \qquad \text{.....(14.3)}$$

เมื่อ C คือ สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำลอดใต้บาน ซึ่งจะหาได้จากรูปที่ 3.17 ในบทที่ 3

ถ้าระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำอยู่สูงจะก่อให้เกิดน้ำท่วม (Submerged) ทางด้านท้ายน้ำของบานระบาย การไหลของน้ำจะมีลักษณะเป็นการไหลของน้ำผ่าน Submerged Orifice ซึ่งจะคำนวณหาปริมาณน้ำได้จากสมการ

$$Q = C\ A\ \sqrt{2g\Delta H} \qquad \text{.....(14.4)}$$

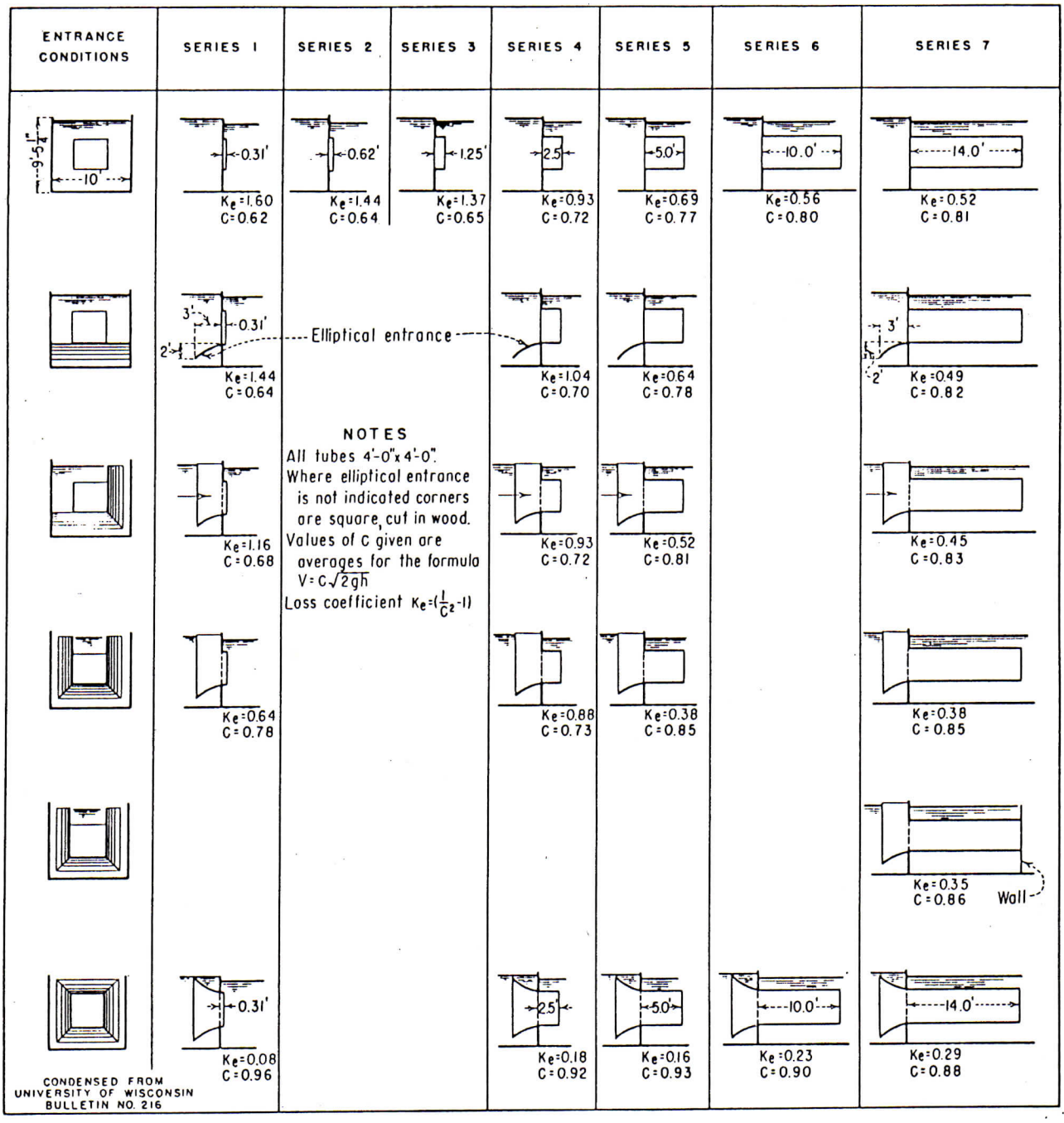
เมื่อ A = พื้นที่หน้าตัดของช่องเปิด

ΔH = ความแตกต่างระหว่างระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

C = สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่าน Submerged Orifice หรือ Submerged Tube ซึ่งจะแปรผันไปตามรูปร่างลักษณะของ Submerged Orifice ดังรูปที่ 14.2

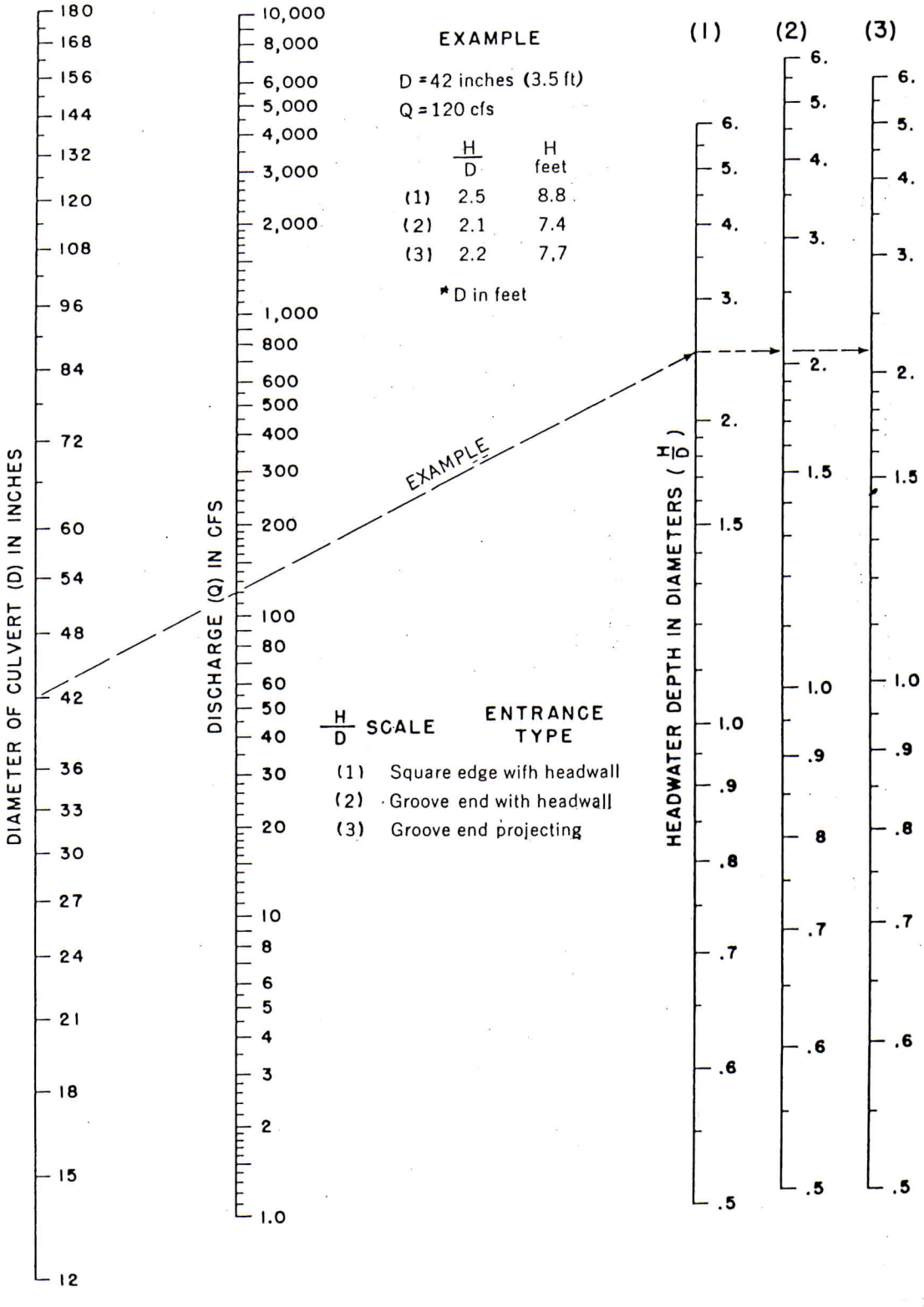
การไหลของน้ำทางด้านท้ายน้ำของอาคารควบคุมอาจเป็นแบบ Subcritical หรือ Supercritical ขึ้นอยู่กับสภาพทางด้านท้ายน้ำของอาคารควบคุม ซึ่งสามารถคำนวณหาความลึกและความเร็วของน้ำได้จากสมการพลังงาน (Energy Equation) และ Manning Equation ดังได้กล่าวถึงมาแล้วในข้อ 11.10.4 ในบทที่ 11

ถ้าอาคารทางออกเป็นแบบไม่มีประตูควบคุม การวิเคราะห์การไหลของน้ำจะเหมือนกับการไหลของน้ำผ่านท่อลอด (Culvert) ซึ่งน้ำจะไหลเป็นแบบเต็มท่อหรือไม่เต็มท่อขึ้นอยู่กับระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและทางด้านท้ายน้ำของท่อ ตลอดจนความยาวของท่อ ถ้าอัตราส่วนระหว่างระดับน้ำเหนือปากท่อด้านล่าง (Pipe Invert) ต่อความสูงของท่อมีค่ามากกว่า 1.2 จะถือว่าน้ำท่วมปากท่อ และถ้าน้ำท่วมปากท่อทางด้านท้ายน้ำด้วยหรือพิจารณาว่าท่อยาวในเชิงชลศาสตร์ จะทำให้น้ำไหลเต็มท่อ แต่ถ้าน้ำท่วมปากท่อด้านเหนือน้ำแต่ไม่ท่วมปากท่อด้านท้ายน้ำ หรือท่อไม่ยาวในเชิงชลศาสตร์ น้ำจะไหลไม่เต็มท่อและปากท่อจะทำหน้าที่เหมือน Orifice หรือ Sluice Gate ในกรณีนี้ความเร็วและความลึกของน้ำที่ไหลผ่านท่อจะหาได้จากการคำนวณระดับผิวน้ำ (Water Surface Profile) ตามวิธีวิเคราะห์การไหลของน้ำแบบ Non-Uniform แต่ถ้าน้ำไม่ท่วมปากท่อทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ จะต้องพิจารณาว่าความลาดเทของท่อลอดเป็นแบบชัน (Steep) หรือราบ (Mild) ถ้าเป็นแบบชัน การไหลของน้ำจะถูกควบคุมด้วยลักษณะการไหลวิกฤต (Critical flow) ที่ปากท่อ ถ้าเป็นแบบราบจะต้องพิจารณาจากระดับน้ำทางด้านท้ายน้ำว่าต่ำกว่าความลึกวิกฤตหรือไม่ ถ้าต่ำกว่าการไหลของน้ำจะถูกควบคุมด้วยการไหลวิกฤตที่ปากท่อด้านท้ายน้ำ ถ้าระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำอยู่ในลักษณะที่จะไม่ทำให้เกิดการไหลวิกฤต การไหลของน้ำจะถูกควบคุมด้วยขนาดท่อและความแตกต่างของระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ เพื่อความสะดวกและรวดเร็ว U.S. Bureau of Public Road ได้เสนอแนะกราฟสำหรับช่วยในการออกแบบท่อลอด สำหรับกรณีที่ปากท่อทำหน้าที่เป็นตัวควบคุมการไหล และกรณีที่น้ำไหลเต็มท่อ ไว้ในรูปที่ 14.3-14.8

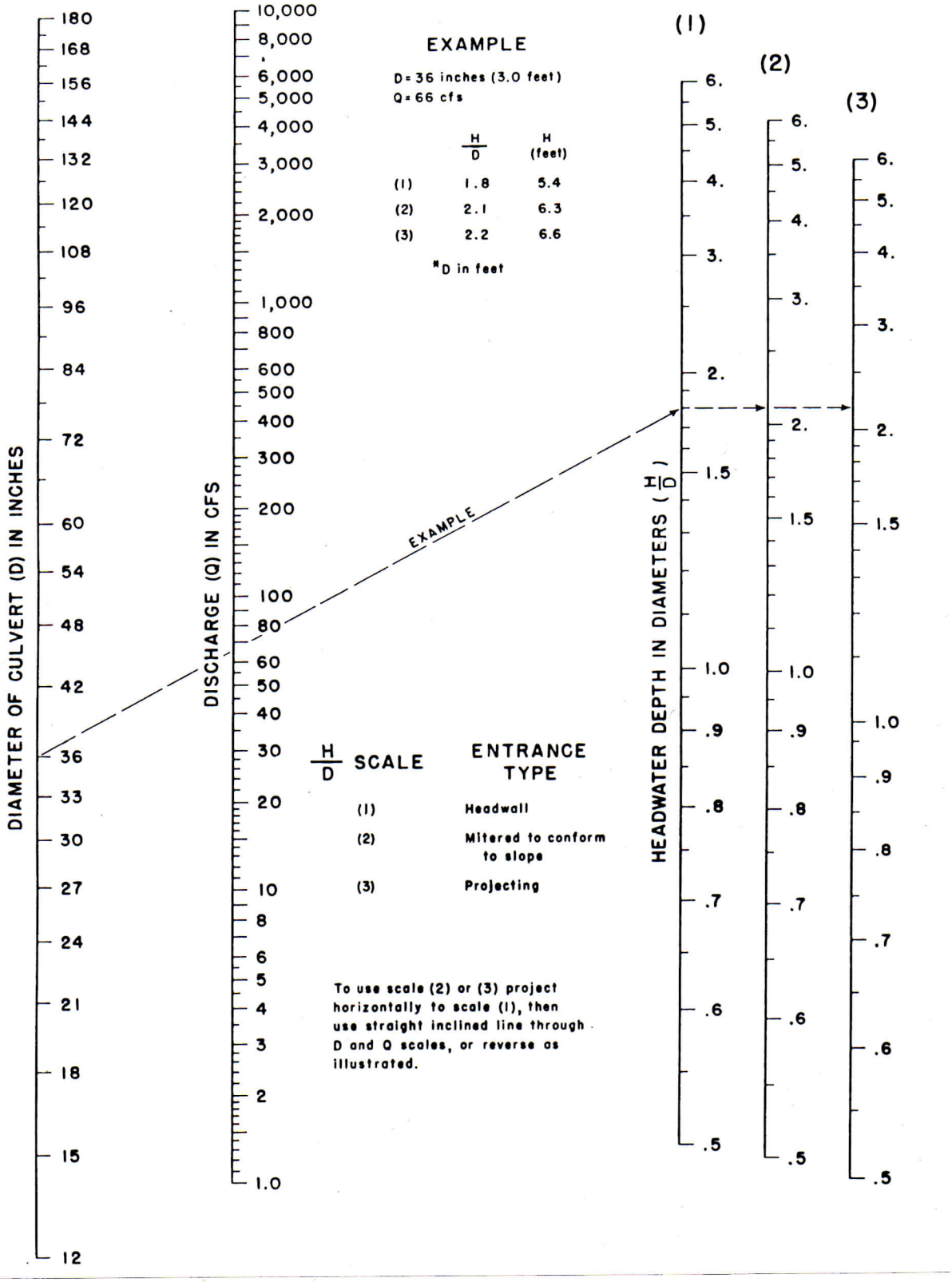


รูปที่ 14.2 ส.ป.ส. การไหลของน้ำผ่าน Submerged Tube

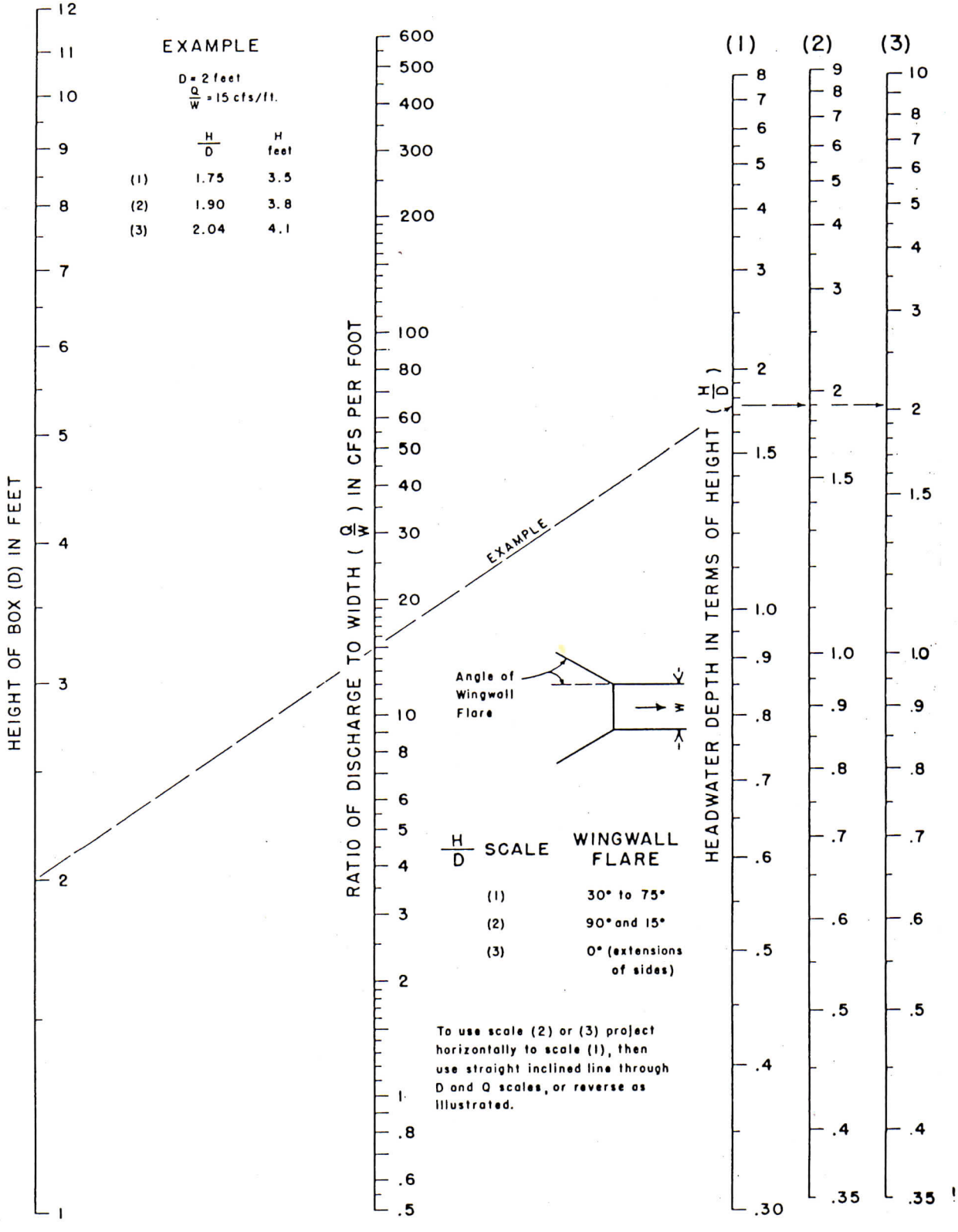
To use scale (2) or (3), project horizontally to scale (1), then use straight inclined line through D and Q scales, or reverse as illustrated.



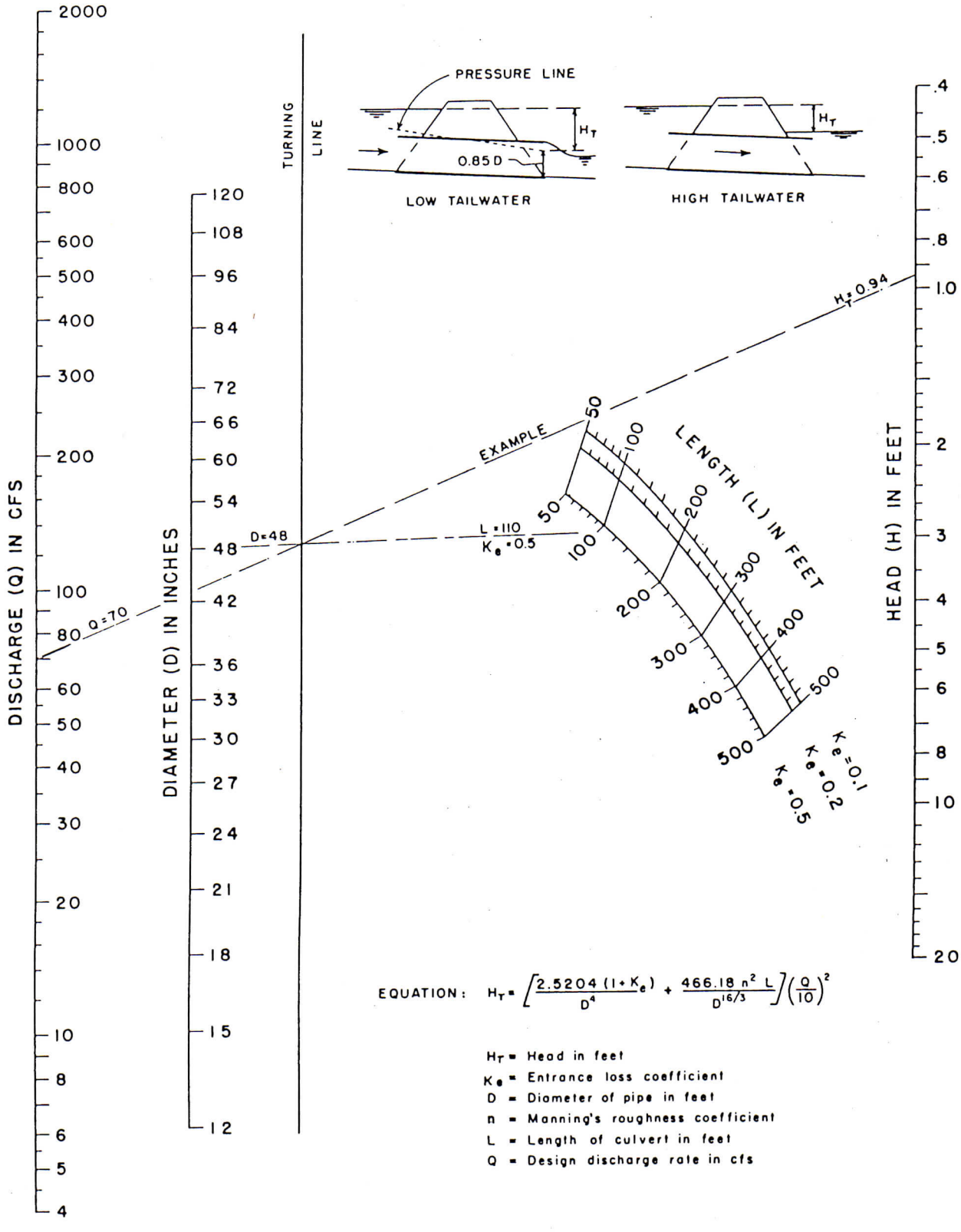
รูปที่ 14.3 Headwater Depth for Concrete Pipe Culverts with Entrance Control. (US. Bureau of Public Roads)



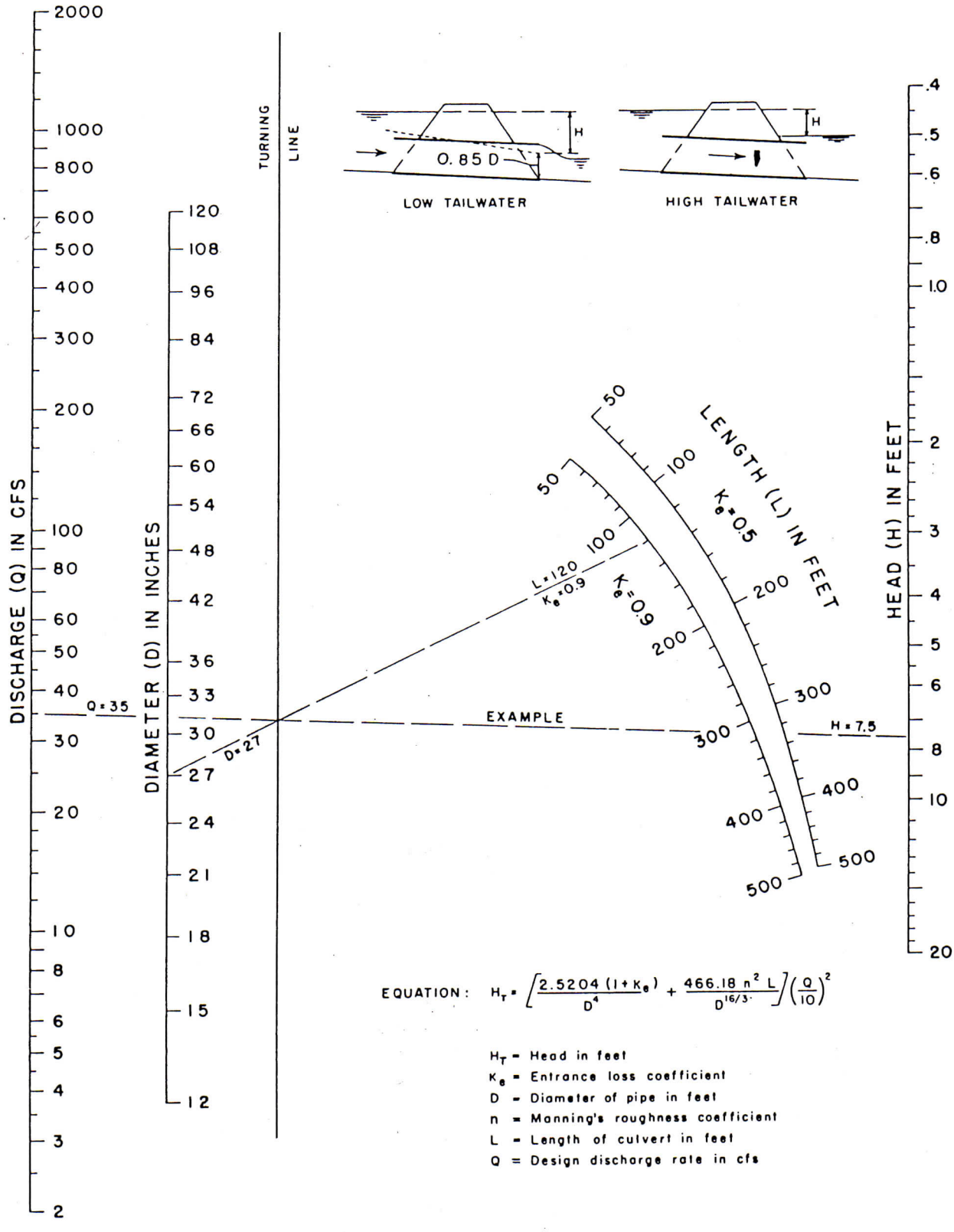
รูปที่ 14.4 Headwater Depth for Corrugated-Metal Pipe Culverts with Entrance Control. (US. Bureau of Public Roads)



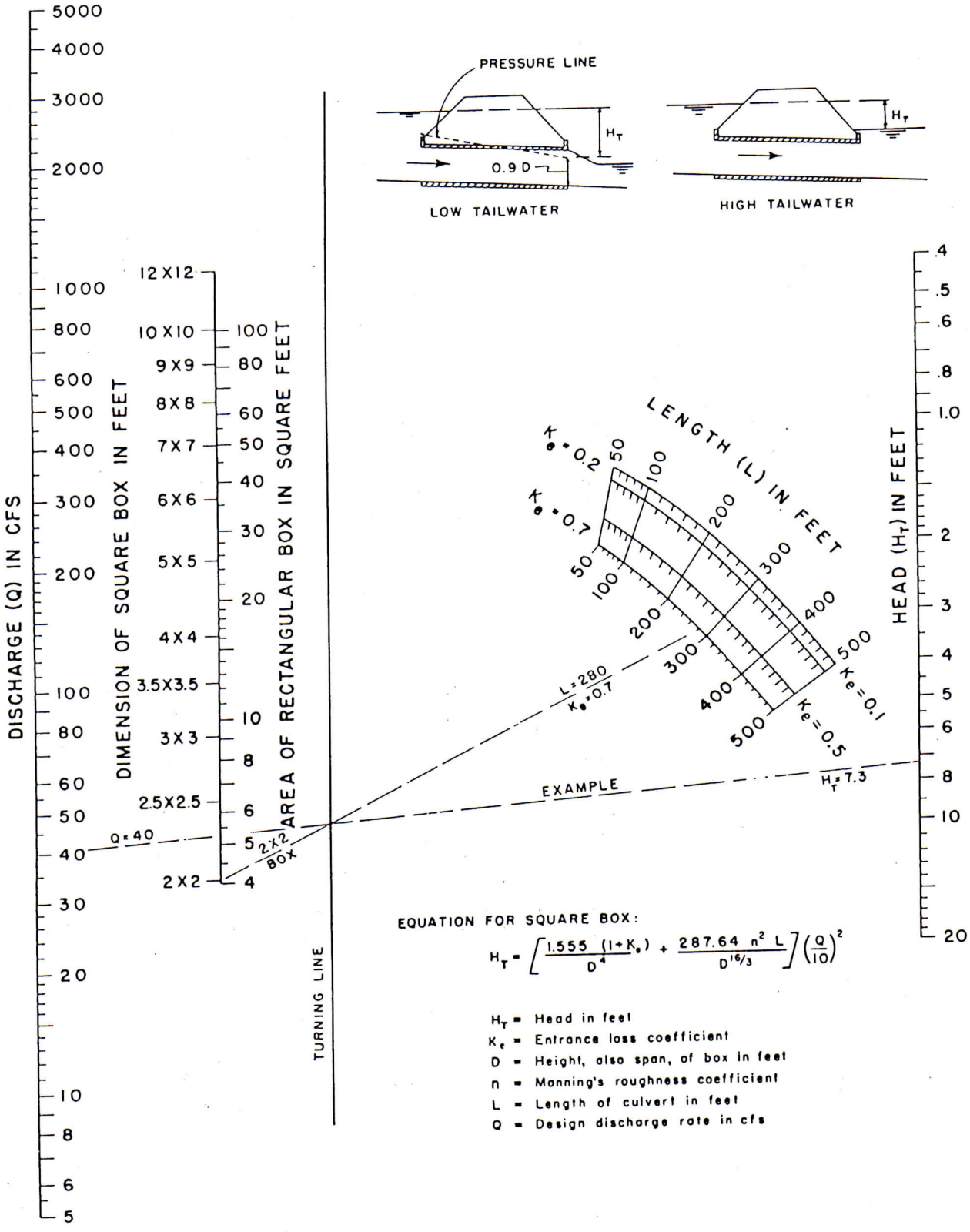
รูปที่ 14.5 Headwater Depth for Box Culverts with Entrance Control. (US. Bureau of Public Roads)



รูปที่ 14.6 Head for Concrete Pipe Culverts Flowing Full, n = 0.012 (US. Bureau of Public Roads)



รูปที่ 14.7 Head for Corrugated-Metal Pipe Culverts Flowing Full, n = 0.024 (US. Bureau of Public Roads)



รูปที่ 14.8 Head for Concrete Box Culverts Flowing Full,
n = 0.013 (US. Bureau of Public Roads)

การวิเคราะห์ปัญหาการไหลของน้ำในท่อแบบไหลไม่เต็มท่อ จะใช้ n ค่ามาก ในการหาขนาดของท่อ และใช้ n ค่าน้อยในการหาพลังงานจลน์ในการไหลของน้ำ โดยทั่ว ๆ ไปสำหรับท่อคอนกรีตจะใช้ค่า n = 0.018 ในการหาขนาดของท่อ และ n = 0.008 ในการหาพลังงานจลน์ของน้ำที่ไหลเข้าอาคารสลายพลังงาน และเพื่อให้แน่ใจได้ว่าน้ำในท่อจะไหลแบบอิสระตลอดเวลา ตามปกติจะออกแบบให้น้ำไหล 75 เปอร์เซนต์ ของน้ำไหลเต็มท่อเท่านั้น

14.9.2 <u>การไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดัน (ไหลเต็มท่อ)</u>

ในกรณีที่บานระบายหรือวาล์วติดตั้งอยู่ทางด้านท้ายน้ำ การไหลของน้ำในท่อทางด้านเหนือน้ำของบานระบายหรือวาล์วจะเป็นแบบไหลเต็มท่อภายใต้ความดัน หรือในกรณีของท่อซึ่งไม่มีประตูควบคุม น้ำอาจไหลเต็มท่อได้ ถ้าน้ำท่วมปากท่อทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ การวิเคราะห์ปัญหาจะทำได้โดยใช้สมการ Bernoulli สำหรับการไหลของน้ำผ่านท่อดังรูปที่ 14.9 จะเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$H_T = h_L + h_{v2} \qquad \text{.....(14.5)}$$

เมื่อ H_T = เฮดรวมที่ทำให้น้ำไหลผ่านท่อ

h_{v2} = เฮดความเร็วที่ปลายท่อด้านท้ายน้ำ

h_L = การสูญเสียเฮดรวมทั้งหมดขณะที่น้ำไหลผ่านท่อซึ่งหาได้ดังนี้

$$h_L = h_t + h_e + h_{b5} + h_{f5} + h_{ex(5-4)} + h_{f4} + h_{c(4-3)} + h_{g3} + h_{ex(3-1)} + h_{f1} + h_{b1} + h_{c(1-2)} + h_{g2} \text{ .....}$$

$$\text{.....(14.6)}$$

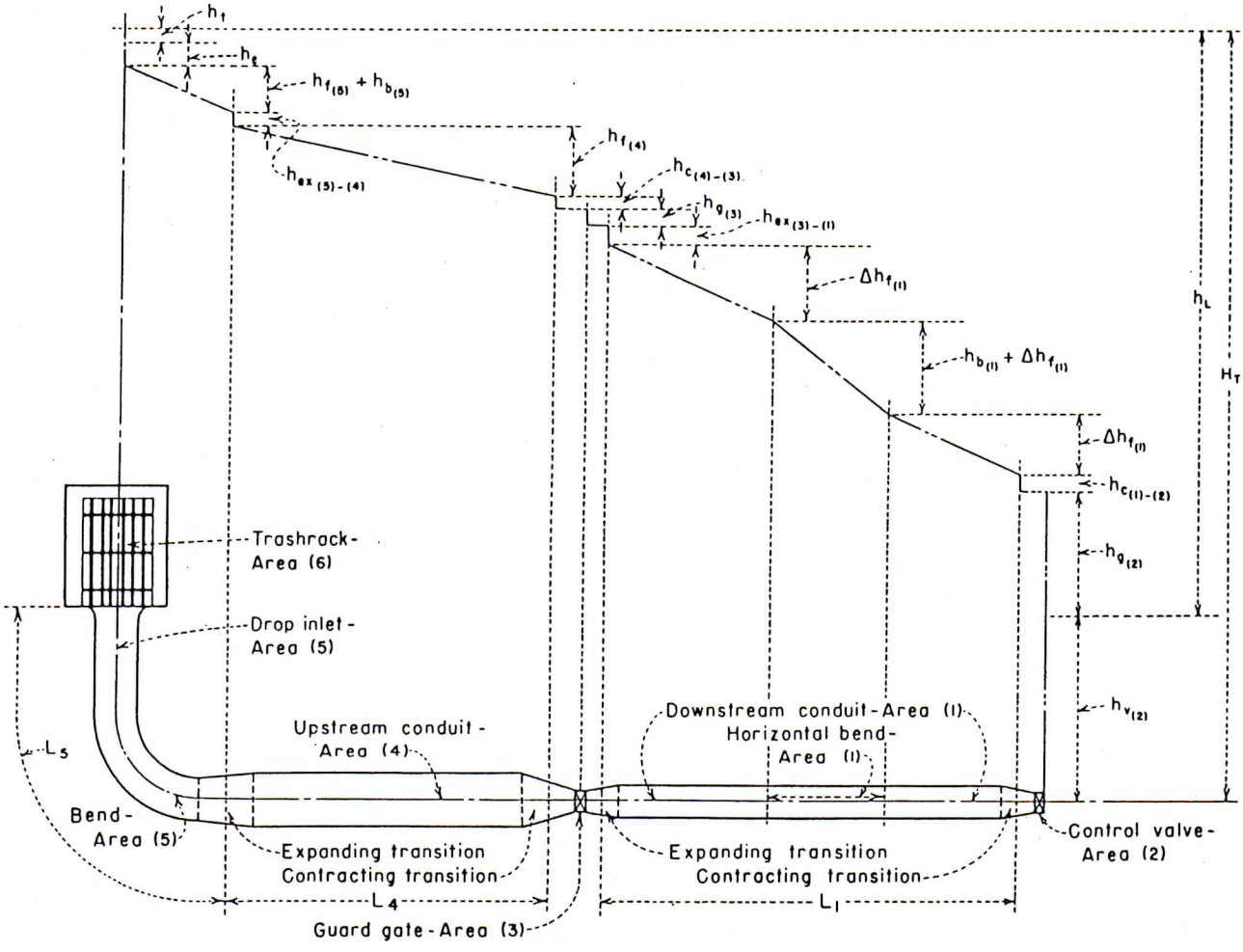
เมื่อ h_t = trash rack losses

h_e = entrance losses

h_b = bend losses

h_f = friction losses

h_{ex} = expansion losses



รูปที่ 14.9 ภาพแสดงการสูญเสียเฮดขณะที่น้ำไหลผ่านท่อภายใต้ความดัน

h_c = contraction losses

h_g = gate or valve losses

Subscript ที่เป็นตัวเลข (1, 2, 3, 4, 5) หมายถึงส่วนต่าง ๆ ของท่อที่แสดงไว้ในรูปที่ 14.9

ถ้าน้ำที่พุ่งออกจากปลายท่อด้านท้ายน้ำเป็นแบบอิสระ ค่า H_T คือ ระยะจากระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำถึงจุดศูนย์กลางท่อ ถ้ามีพื้นทางด้านท้ายน้ำรับน้ำต่อจากท่อ H_T จะวัดถึงส่วนบนสุดของเจ็ท (Jet) ส่วนที่เล็กที่สุด ถ้าน้ำท่วมปากท่อทางด้านท้ายน้ำ H_T จะวัดถึงผิวน้ำ

เมื่อพิจารณาถึงการสูญเสียเฮดต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในส่วนต่าง ๆ ของระบบท่อจากสมการที่ 14.6 จะสามารถเขียนสมการที่ 14.5 ได้ใหม่ดังนี้

$$H_T = K_t\left(\frac{V6^2}{2g}\right) + K_e\left(\frac{V5^2}{2g}\right) + K_{b_5}\left(\frac{V5^2}{2g}\right) + f\frac{L5}{D5}\left(\frac{V5^2}{2g}\right) + K_{ex}\left(\frac{V5^2}{2g} - \frac{V4^2}{2g}\right)$$
$$+ f\frac{L4}{D4}\left(\frac{V4^2}{2g}\right) + K_c\left(\frac{V3^2}{2g} - \frac{V4^2}{2g}\right) + Kg\left(\frac{V3^2}{2g}\right) + K_{ex}\left(\frac{V3^2}{2g} - \frac{V1^2}{2g}\right) +$$
$$f\frac{L1}{D1}\left(\frac{V1^2}{2g}\right) + K_{b1}\left(\frac{V1^2}{2g}\right) + K_c\left(\frac{V2^2}{2g} - \frac{V1^2}{2g}\right) + K_g\left(\frac{V2^2}{2g}\right) + K_v\left[\frac{V2^2}{2g}\right]$$

.....(14.7)

เมื่อ K_t = trashrack loss cosfficient

K_e = entrance loss coefficient

K_b = bend loss coefficient

f = friction factor ในสมการการไหลของน้ำในท่อของ Darcy-Weisbach (ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป)

K_{ex} = expansion loss coefficient

K_c = contraction loss coefficient

K_g = gate loss coefficient

K_v = exit velocity head coefficient at outlet

เพื่อให้การคำนวณตามสมการที่ 14.7 ทำได้ง่ายขึ้น อาจจะแปลงค่าเฮดความเร็วที่ส่วนต่าง ๆ ของท่อให้เป็นเฮดความเร็วของท่อส่วนใดส่วนหนึ่ง โดยการแปลงด้วยความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วและขนาดท่อดังนี้

$$Q = A_1V_1 = A_xV_x$$

เมื่อ x หมายถึงส่วนของท่อใด ๆ ซึ่งอาจเป็น 2, 3, 4, 5

$$A_1^2 V_1^2 = A_x^2 V_x^2$$

$$\frac{A_1^2 V_1^2}{2g} = \frac{A_x^2 V_x^2}{2g}$$

$$\frac{V_x^2}{2g} = (\frac{A_1}{A_x})^2 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{.....(14.8)}$$

แทนค่า $\frac{V_x^2}{2g}$ ลงในสมการที่ 14.7 จะได้

$$H_T = \frac{Vl^2}{2g} [(\frac{Al}{A6})^2 K_t + (\frac{Al}{A5})^2(K_e + K_{b5} + f\frac{L5}{D5} + K_{ex}) + (\frac{Al}{A_4})^2$$

$$(f\frac{L4}{D4} - K_{ex} - K_c) + (\frac{Al}{A_3})^3(K_c + K_g + K_{ex}) + (f\frac{Ll}{Dl} - K_{ex} +$$

$$K_{bl} - K_c) + (\frac{Al}{A_2})^2 (K_c + K_g + K_v)] \text{ .....(14.9)}$$

ถ้าให้ส่วนที่อยู่ในวงเล็บทั้งหมดของสมการที่ (14.9) เท่ากับ K_L (Overall Loss Coefficient) จะได้ว่า

$$H_T = K_L \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{.....(14.10)}$$

$$V_1 = \sqrt{2g \frac{H_T}{K_L}}$$

$$Q = A_1V_1$$

$$= A_1 \sqrt{2g \frac{H_T}{K_L}} \qquad \text{.....(14.11)}$$

14.9.3 <u>การสูญเสียพลังงานในการไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดัน</u>

(Pressure Flow Losses in Conduits)

การสูญเสียเฮดในท่อของอาคารทางออกแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน คือ การสูญเสียเฮดเนื่องจากความฝืด (Friction Losses) และการสูญเสียเฮดเล็ก ๆ น้อย ๆ (Minor Losses) การสูญเสียเฮดจากความฝืดเป็นส่วนสำคัญที่ก่อให้เกิดการสูญเสียพลังงานในการไหลของน้ำเป็นอย่าง ส่วนการสูญเสียเฮดเล็ก ๆ น้อย ๆ ซึ่งมีความสำคัญน้อยกว่าได้แก่ การกีดขวางของตะแกรงกันสวะ การบีบตัวของทางเข้า (Entrance Contractions) การบีบตัวและขยายตัว (Contractions and Expansions) ที่บริเวณที่ติดตั้งบานระบายหรือวาล์ว ช่วงแคบของโค้ง บานและวาล์ว (Bends, Gate and Valve Constrictions) และการดีดขวางอื่น ๆ เช่นเดียวกับการวิเคราะห์ปัญหาการไหลของน้ำในทางน้ำเปิด คือ จะต้องใช้ค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียพลังงานที่มีค่ามาก (Greater Loss Coefficient) ในการหาขนาดท่อและอาคารประกอบ และใช้สัมประสิทธิ์การสูญเสียพลังงานที่มีค่าน้อย (Smaller Loss Coefficient) ในการหาความเร็วของน้ำที่ทางออก

(1) <u>การสูญเสียเฮดเนื่องจากความฝืด</u> (Friction Losses)

โดยทั่ว ๆ ไป การคำนวณหาเฮดเนื่องจากความฝืดในท่อกลมจะให้สมการ Darcy - Weisbach

$$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \qquad \text{.....(14.12)}$$

เมื่อ h_f = การสูญเสียเฮดเนื่องจากความฝืด

f = แฟ็คเตอร์ความฝืด

L = ความยาวท่อ

D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ

V = ความเร็วของน้ำในท่อ

เนื่องจาก f มีค่าไม่แน่นอนแปรผันไปตามความขรุขระของผิวท่อ (Surface Roughness) และเรโนลด์นัมเบอร์ (Renold Number) ซึ่งเรโนลด์นัมเบอร์แปรผันตามขนาดท่อ ความเร็วของน้ำ ความหนืด (Vicosity) และความหนาแน่นของน้ำที่ไหลผ่านท่อ ทำให้ไม่สะดวกที่จะนำไปใช้ในการออกแบบ จึงนิยมใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของแมนนิ่งแทน ถ้าพิจารณาว่าสามารถตัดเรโนลด์นัมเบอร์ทิ้งได้ และแฟคเตอร์ความขรุขระมีความสัมพันธ์ที่แน่นอนกับขนาดของท่อ จะสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่าง f และ n ได้ดังนี้

$$f = \frac{185\ n^2}{D^{1/3}} \qquad \text{.....(14.13)}$$

หรือ $$= \frac{116.5\ n^2}{r^{1/3}}$$

เมื่อ r = รัศมีชลศาสตร์

ถ้ารู้ n และ D หรือ r จะหา f ได้จากสมการ (14.13) หรือจากรูปที่ 14.10

ถ้ารูปตัด (Cross-Section) ท่อเป็นรูปเกือกม้า (Horseshoe) หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะไม่สามารถใช้สมการ Darcy Weisbach คำนวณหาการสูญเสียเฮดเนื่องจากความฝืดได้ ในกรณีนี้อาจใช้สมการแมนนิ่ง ประยุกต์ใช้กับการไหลของน้ำในท่อ ดังนี้

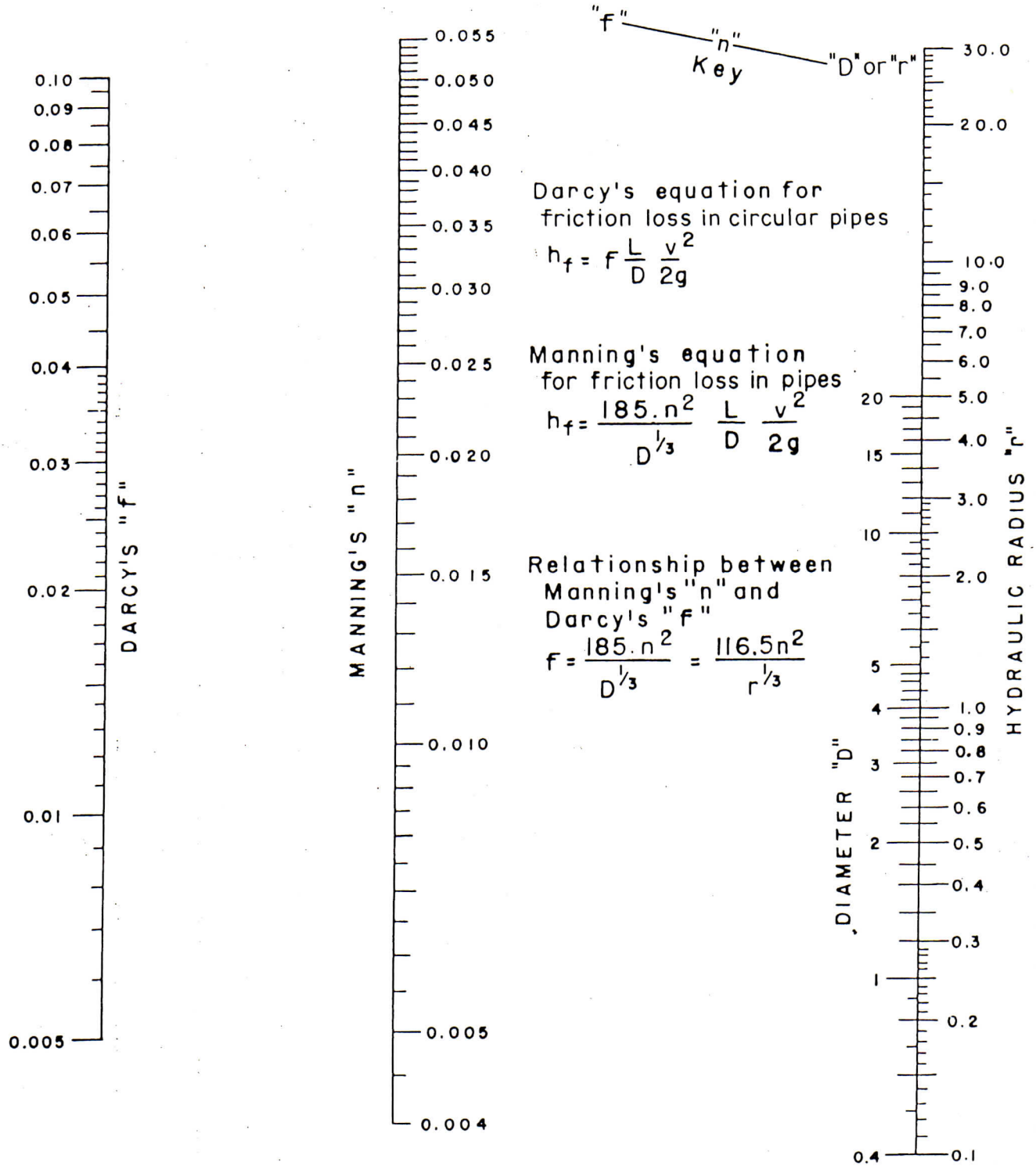
$$V = \frac{1.486}{n}\ r^{2/3}\ S_f^{\frac{1}{2}}$$

$$S_f = \frac{1}{(1.486)^2}\ \frac{n^2\ V^2}{r^{4/3}}$$

$$h_f = S_f \cdot L = \frac{2g}{(1.486)^2}\ n^2\ \frac{L}{r^{4/3}}\ \left[\frac{V^2}{2g}\right]$$

$$h_f = 29.1\ n^2\ \frac{L}{r^{4/3}}\ \frac{V^2}{2g} \qquad \text{.....(14.14)}$$

ค่าสูงสุดและต่ำสุดของ n ที่ใช้ในการคำนวณหาขนาดท่อและพลังงานในการไหล



รูปที่ 14.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Darcy's f และ Manning's n สำหรับการไหลของน้ำในท่อ

ของน้ำ (Energy of Flow) แสดงอยู่ในตารางที่ 14.1

ตารางที่ 14.1 ค่าสูงสุดและต่ำสุดของ n

ชนิดของท่อ	ค่าสูงสุด	ค่าต่ำสุด
ท่อคอนกรีตกลม หรือท่อที่หล่อในที่ ..... (Concrete pipe or Cast in place Conduit)	0.014	0.008
ท่อเหล็กที่ต่อด้วยการเชื่อม ..... (Steel pipe with welded joints)	0.012	0.008
อุโมงค์หินไม่ยาแนว ..... (Unlined rock tunnel)	0.035	0.020

(2) การสูญเสียเฮดเนื่องจากตะแกรงกันสวะ

(Trashrack Losses)

ถ้าตะแกรงกันสวะเป็นแบบช่องห่างมาก การสูญเสียเฮดจะน้อยมากจนตัดทิ้งได้ แต่ถ้าเป็นแบบตะแกรงถี่ การสูญเสียเฮดจะขึ้นอยู่กับความหนา ความสูง และระยะห่างของชี่ตะแกรง (Rack Bar) ซึ่งจะประมาณได้จากสมการ

$$h_t = K_t \frac{V_n^2}{2g} \qquad \text{.....(14.15)}$$

และ $$K_t = 1.45 - 0.45 \left(\frac{An}{Ag}\right) - \left(\frac{An}{Ag}\right)^2 \qquad \text{.....(14.16)}$$

เมื่อ K_t = trashrack loss coefficient

A_n = net area through rack bars

A_g = gross area of racks and supports

ค่าการสูญเสียเฮดมากที่สุดอาจหาได้จากการพิจารณาว่า An เท่ากับครึ่งหนึ่งของ Ag ส่วนค่าการสูญเสียเฮดน้อยที่สุดอาจหาได้จากการพิจารณาว่า An เท่า

กับ Ag ซึ่งหมายความว่าไม่มีการสูญเสียเฮดขณะที่น้ำไหลผ่านตะแกรงกันสวะ แต่อย่างไรก็ตามการพิจารณาการสูญเสียเฮดดังกล่าวไม่ใช่หลักเกณฑ์แน่นอนตายตัว เป็นเพียงแนวทางการประมาณเป็นอย่างคร่าว ๆ เท่านั้น

(3) <u>การสูญเสียเฮดขณะที่น้ำไหลเข้าท่อ</u> (Entrance Losses)

การสูญเสียเฮดที่ทางเข้าท่อจะเหมือนกับการสูญเสียเฮดของน้ำที่ไหลผ่านท่อสั้นหรือบานประตูระบาย สมการการไหลของน้ำผ่านบานระบายหรือ Short Tube หรือทางเข้าท่อคือ

$$Q = C A \sqrt{2g H} \qquad \text{.....(14.17)}$$

หรือ $$V = C \sqrt{2g H}$$

$$H = \frac{1}{C^2} \frac{V^2}{2g} \qquad \text{.....(14.18)}$$

เมื่อ C = สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำ

และ H = เฮดความเร็ว (h_v) บวกการสูญเสียเฮดที่ทางเข้า (h_e)

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_e$$

$$\frac{V^2}{2g} + h_e = \frac{1}{C^2} \frac{V^2}{2g}$$

$$h_e = \frac{V^2}{2g}\left[\frac{1}{C^2} - 1 \right]$$

$$K_e = \left[\frac{1}{C^2} - 1 \right] \qquad \text{.....(14.19)}$$

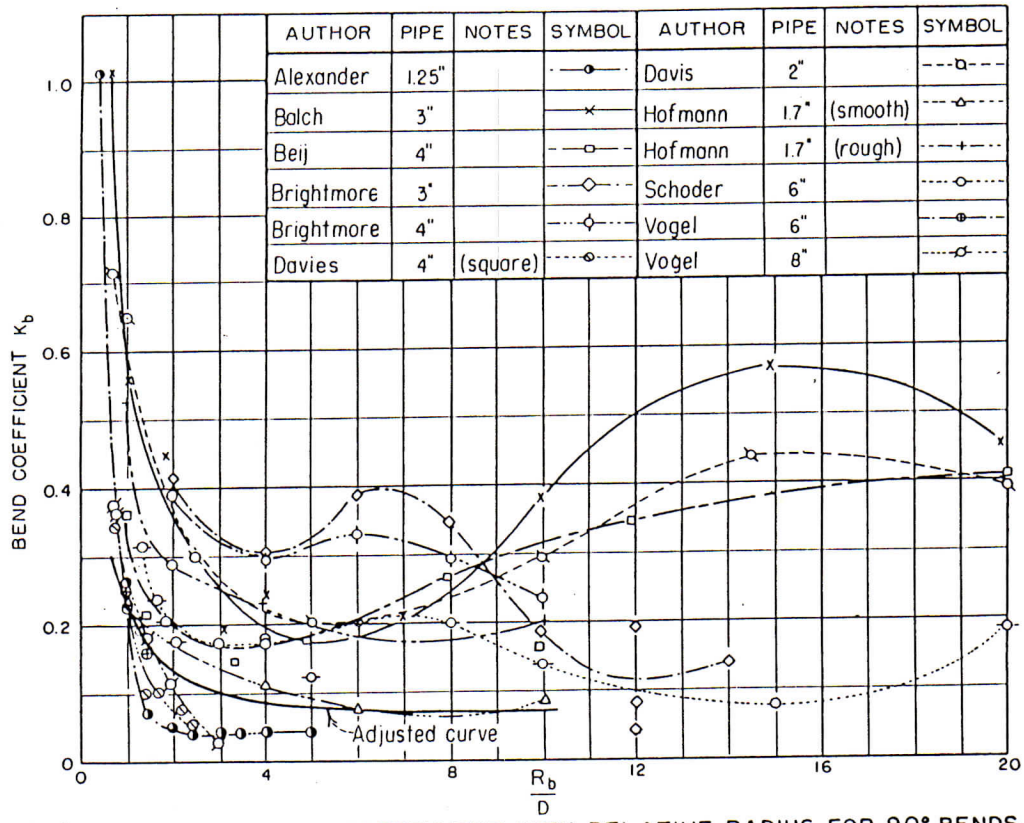
ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำ และสัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดที่ทางเข้า (Entrance Loss Coefficient, K_e) สำหรับทางเข้ารูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Sluice Entrances) แสดงอยู่ในรูปที่ 14.2 และค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำและสัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดที่ทางเข้า สำหรับทางเข้าแบบต่าง ๆ ของท่อแสดงไว้ในตารางที่ 14.2

ตารางที่ 14.2 สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำและสัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดที่ทางเข้าท่อ

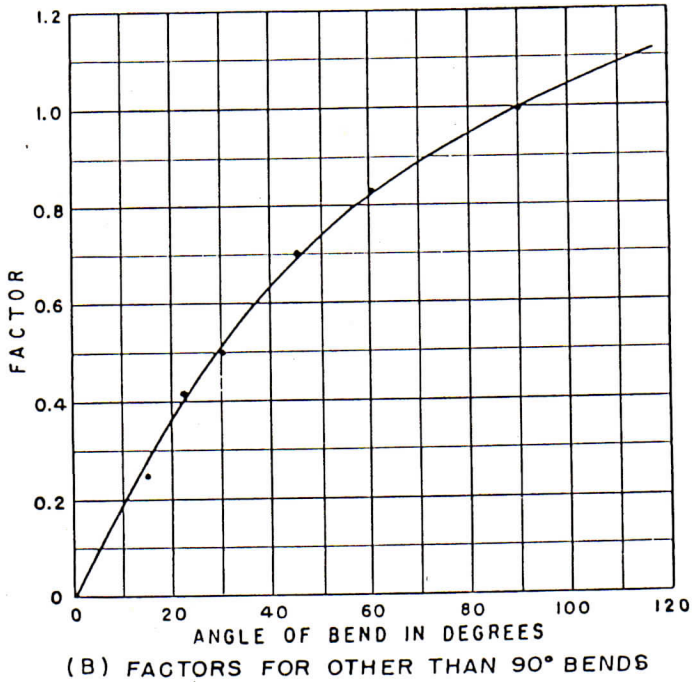
	Coefficient, C			Loss Coefficient, Ke		
	Max.	Min.	Avg.	Max.	Min.	Avg.
(a) Gate in thin wall-unsuppressed contraction	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Gate in thin wall-bottom and sides suppressed	0.81	0.68	0.70	1.20	0.50	1.00
(c) Gate in thin wall-corners rounded	0.95	0.71	0.82	1.00	0.10	0.50
(d) Square-cornered entrances	0.85	0.77	0.82	0.70	0.40	0.50
(e) Slightly rounded entrances	0.92	0.79	0.90	0.60	0.18	0.23
(f) Fully rounded entrances $\frac{r}{D} \geq 0.15$	0.96	0.88	0.95	0.27	0.08	0.10
(g) Circular bellmonth entrances	0.98	0.95	0.98	0.10	0.04	0.05
(h) Square bellmenth entrances	0.97	0.91	0.93	0.20	0.07	0.16
(i) Inward projecting entrances	0.80	0.72	0.75	0.93	0.56	0.80

(4) การสูญเสียเฮดที่ท่อโค้ง (Bend Losses)

การสูญเสียเฮดที่ท่อโค้งขึ้นอยู่กับรัศมีความโค้งของท่อ (R_b) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ (D) และมุมที่ท่อโค้งออกไปจากแนว สำหรับท่อที่โค้งเป็นมุม 90 องศา จะหาค่าสัมประสิทธิ์ท่อโค้ง (Bend Coefficient, K_b) ได้จากรูปที่ 14.11 (A) โดยใช้ Adjusted Curve สำหรับท่อขนาดใหญ่ ในกรณีที่มุมโค้งของท่อไม่ใช่ 90 องศา จะต้องคูณค่าสัมประสิทธิ์ (K_b) ด้วยแฟ็คเตอร์ ซึ่งหาได้จากรูปที่ 14.11 (B) สำหรับท่อสี่เหลี่ยมค่า D หมายถึงความสูงของท่อในแนวความโค้งของท่อ



(A) VARIATION OF BEND COEFFICIENT WITH RELATIVE RADIUS FOR 90° BENDS OF CIRCULAR CROSS SECTION, AS MEASURED BY VARIOUS INVESTIGATORS



(B) FACTORS FOR OTHER THAN 90° BENDS

รูปที่ 14.11 สัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดที่ท่อโค้ง

(5) การสูญเสียเฮดใน Transition (Transition Losses)

การสูญเสียเฮดใน Transition ของท่อ ซึ่งมีลักษณะค่อย ๆ ตีบเข้า (Gradual Contraction) หรือค่อย ๆ ผายออก (Gradual Expansion) จะสัมพันธ์กับการเพิ่มหรือลดเฮดความเร็ว ซึ่งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงรูปตัดของท่อ

สำหรับ Transition แบบตีบเข้า ค่าการสูญเสียเฮด (h_c) จะหาได้จากสมการ

$$h_c = K_c\left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) \qquad \text{.....(14.20)}$$

V_2 = ความเร็วของน้ำในท่อทางด้านท้ายน้ำของ Transition

V_1 = ความเร็วของน้ำในท่อทางด้านเหนือน้ำของ Transition

K_c = สัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดสำหรับ Transition แบบตีบเข้า ซึ่งมีค่าจาก 0.1 สำหรับ Transition แบบค่อย ๆ ตีบเข้า ถึง 0.5 สำหรับ Transition ที่ตีบเข้าฉับพลัน ถ้า Flare Angle มีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่ามุมที่ใช้ในการออกแบบ Transition แบบตีบเข้า จะถือว่า K_c มีค่าเท่ากับ 0.1 ถ้า Flare Angle มากกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้จะหาค่า K_c ได้โดยการพิจารณาว่า K_c แปรผันเป็นเส้นตรงกับมุม และ K_c จะเท่ากับ 0.5 เมื่อมุมของช่วงตีบเข้าเท่ากับ 90 องศา

สำหรับ Transition แบบผายออก (Expansion) ค่าการสูญเสียเฮด (h_{ex}) จะหาได้จากสมการ

$$h_{ex} = K_{ex}\left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}\right) \qquad \text{.....(14.21)}$$

ค่า K_{ex} จะมีความสัมพันธ์กับ Flare Angle (α) ดังแสดงในตารางที่ 14.3

ตารางที่ 14.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_{ex} กับ Flare angle (α)

Flare Angle (α)	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
K_{ex}(King, W. H., 1954)	0.03	0.04	0.08	0.10	0.16	0.31	0.40	0.49	0.60	0.67	0.72
K_{ex}(Rouse, H., 1950)	0.02	0.12	0.16	-	0.27	0.40	0.55	0.66	0.90	1.00	-

(6) การสูญเสียเฮดในบานระบายหรือวาล์ว

(Gate and Valves Losses)

ในกรณีที่บานระบายติดตั้งอยู่ที่ทางเข้า และจะเปิดกว้างเมื่อต้องการปล่อยน้ำผ่านอาคารทางออก จะถือว่าไม่มีการสูญเสียเฮด ถ้าบานระบายติดตั้งอยู่กับกำแพงบาง ๆ (Thin Head Wall) ในลักษณะที่บานระบายจะทำให้เกิดการบีบตัว (Contraction) แก่ผิวน้ำทางด้านบาน แต่ไม่บีบด้านล่างและด้านข้าง สัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮด (K_g) จะหาได้จากตารางที่ 4.2 แถว b

ถ้าบานระบายหรือวาล์วติดตั้งอยู่ในท่อในลักษณะที่บานระบายจะเปิดกว้างให้น้ำไหลผ่าน จะพิจารณาว่าการสูญเสียเฮดเกิดจากช่องบานเท่านั้น ซึ่ง K_g จะมีค่าประมาณ 0.19 แต่ถ้าบานระบายหรือวาล์วเปิดเพียงบางส่วนจะต้องคิดการสูญเสียเฮดเนื่องจากการบีบตัวจากด้านบนด้วย สำหรับบานระบายที่เปิด 3 ใน 4 ค่า K_g จะเท่ากับ 1.15 ถ้าเปิดครึ่งหนึ่ง K_g จะเท่ากับ 5.6 และถ้าเปิด 1 ใน 4 ค่า K_g จะเท่ากับ 24

สำหรับ Butterfly Valve ค่า K_g จะอยู่ระหว่าง 0.1 ถึง 0.5 ถ้าวาล์วเปิดกว้าง ค่า K_g เฉลี่ยจะเท่ากับ 0.15

สำหรับ Spherical Valve ที่เปิดกว้าง จะไม่คิดการสูญเสียเฮด

(7) การสูญเสียเฮดที่ทางออก (Exit Losses)

ถ้าลักษณะปลายท่อตรงบริเวณทางออกเป็นแบบตีบเข้า (Contraction) หรือ มีขนาดเท่ากับขนาดท่อ ขณะที่น้ำพุ่งออกมาจะมีค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮด (K_v) เท่ากับ 1.0 แต่ถ้าเป็นแบบฝายออก (Diverging Tube) ค่า K_v จะเท่ากับ $(\frac{A_1}{A_2})^2$

เมื่อ A_1 คือ พื้นที่หน้าตัดที่ปลายด้านเหนือน้ำของท่อที่ผายออกและ A_2 คือ พื้นที่หน้าตัดของปลายด้านท้ายน้ำ

14.9.4 รูปร่างของ Transition

Transition หมายถึงส่วนของทางน้ำซึ่งทำหน้าที่เชื่อมทางน้ำสองส่วนซึ่งมีรูปตัดไม่เหมือนกัน หรือไม่เท่ากัน ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 3 ลักษณะคือ

(1) ทางเข้า (Entrances)

เพื่อลดการสูญเสียเฮดและหลีกเลี่ยงปัญหาการเกิด Cavitation จะต้องออกแบบทางเข้า ให้มีลักษณะเหมือนรูปร่างของ Jet ของน้ำที่พุ่งผ่าน Orifice (ในลักษณะเช่นเดียวกับ Nappe-Shaped ของฝาย) ถ้าทางเข้าสั้นเกินไปหรือมีรัศมีน้อยเกินไปจะทำให้เกิด Subatmospheric Pressure และอาจเป็นเหตุให้เกิด Cavitation ได้ ทางเข้าที่ดีที่สุดคือทางเข้ารูปปากระฆัง (Bellmouth Entrance) ซึ่งมีรูปร่างเหมือนกับ Free-Jet Profile

สำหรับทางเข้ารูปวงกลม (Circular Entrance) รูปร่างของปากระฆังจะเป็นวงรี (Elliptical Curve) ซึ่งหาได้จากสมการ

$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad \text{.....(14.22)}$$

เมื่อ x และ y คือ Coordinates ของโค้งโดยมีแกน x อยู่ในแนวขนานกับแนวศูนย์กลางของท่อและห่างศูนย์กลางท่อเป็นระยะทาง 0.65 D ส่วนแกน Y ตั้งฉากกับแนวศูนย์กลางท่อและห่างจากปากทางเข้าไปทางด้านท้ายน้ำเท่ากับ 0.5 D

และ D คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ

สำหรับทางเข้ารูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสและสี่เหลี่ยมผืนผ้า รูปร่างของทางเข้าจะหาได้จากสมการ

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.33D)^2} = 1 \quad \text{.....(14.23)}$$

เมื่อ D คือ ความสูงของท่อสำหรับการหาโค้งด้านบนและโค้งด้านล่าง หรือความกว้างของท่อสำหรับการหาโค้งด้านข้าง (Side Curve)

แกน x จะอยู่ห่างจากแนวศูนย์กลางท่อเท่ากับ 0.88 D

และ แกน y จะอยู่ห่างจากปากทางเข้าเท่ากับ D

สำหรับทางเข้ารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งพื้นทางเข้าวางอยู่ระดับเดียวกับพื้นด้านเหนือน้ำ ประกอบกับมี Curved Guide Piers ที่ด้านข้างแต่ละด้านของทางเข้า ในกรณีนี้โค้งบีบเข้าด้านบนจะหาได้จากสมการ

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.67D)^2} = 1 \quad \text{.....(14.24)}$$

เมื่อ D = ความสูงของท่อ

แกน x อยู่ห่างจากแนวศูนย์กลางท่อเท่ากับ 1.17D

และแกน y อยู่ทางด้านท้ายน้ำของปากทางเข้าห่างเท่ากับ D

(2) Transition แบบตีบเข้าและขยายออก

(Contractions และ Expansions)

เพื่อลดการสูญเสียเฮดและหลีกเลี่ยงปัญหาการเกิด Cavitation ตรงบริเวณ Transition แบบตีบเข้าและขยายออกในท่อ มีแนวทางในการพิจารณาดังนี้

สำหรับ Transition แบบตีบเข้า ค่ามุมตีบเข้ามากที่สุด (Maximum Converging Angle) จะหาได้จากสมการ

$$\text{Tan } \alpha = \frac{1}{Fr} \quad \text{.....(14.25)}$$

เมื่อ α = มุมที่ผนังท่อที่ตีบเข้าทำกับแนวศูนย์กลางท่อ

Fr = Froude Number เฉลี่ย = $\frac{V}{\sqrt{gD}}$

ค่า V และ D เป็นค่าเฉลี่ยของ Transition

สำหรับ Transition แบบขยายออก เนื่องจาก Cavitation จะเกิดขึ้นได้ง่ายกว่า Transition แบบตีบเข้า และจากข้อ 14.9.3 (5) จะเห็นได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อ Flare angle มีค่าเกิน 10 องศา

ดังนั้นมุมของ Transition แบบผายออก จะน้อยกว่ามุมของ Transition แบบตีบเข้า ซึ่งหาได้จากสมการ

$$\tan \alpha = \frac{1}{2Fr} \qquad \text{.....(14.26)}$$

ตามปกติไม่ควรออกแบบ Flare augle (α) ของ Transition แบบผายออกเกินกว่า 10 องศา

(3) Exit Transitions

ในกรณีที่น้ำไหลจากท่อกลมเข้าสู่รางเท จะต้องมี Transition เพื่อเปลี่ยนรูปร่างพื้นจากพื้นโค้งเป็นวงกลม เป็นพื้นราบ (Flat Bottom) ซึ่งการออกแบบ Transition ดังกล่าวทำได้ 2 ลักษณะคือ ทำเป็นทางน้ำเปิดต่อจากท่อ หรือทำ Transition ในท่อเพื่อเปลี่ยนเป็นพื้นราบที่ปลายของท่อพอดี ความยาวของ Transition แบบนี้จะหาได้จากสมการ

$$L(ft) = \frac{V\,D}{5} \qquad \text{.....(14.27)}$$

เมื่อ V = ความเร็วของน้ำที่ไหลออก เป็น ฟุต/วินาที

D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็น ฟุต

ส่วนการออกแบบรางเท เพื่อรับน้ำต่อจากท่อ (Transition จะเป็นส่วนหนึ่งของรางเทด้วย) ลงไปสู่ Stilling Basin ซึ่งตามปกติจะอยู่ที่ระดับต่ำกว่าปลายท่อจะต้องมีการออกแบบโค้งของพื้น (Floor Curvature) และถ้าความกว้างของ Stilling basin ไม่เท่ากับรางเท จะต้องมี Transition แบบตีบเข้าหรือผายออก การออกแบบรางเทจะได้กล่าวถึงในบทที่ 11 หัวข้อ 11.10.4

สำหรับโค้งพื้นแบบแอ่นขึ้น (Convex Floor Curvature) จะมีลักษณะเหมือน Trajectory Profile ของ Jet ของน้ำที่พุ่งอย่างอิสระ จะหาได้จากสมการ

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{K[4(d+hv)\cos^2\theta\ ]} \qquad \text{.....(14.28)}$$

เมื่อ x และ y คือ Coordirate ของพื้น

θ = มุมความลาดเทของพื้นทางด้านเหนือน้ำของโค้ง

d = ความลึกของน้ำ

hv = เฮดความเร็ว

K = ค่าคงที่ ซึ่งจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.9 ถึง 1.0

สำหรับโค้งพื้นแบบแอ่นลง (Concave Floor Curvature) จะหารัศมีโค้งได้จากสมการ

$$R = \frac{2qv}{p} \quad \text{.....(14.29)}$$

เมื่อ R = รัศมีน้อยที่สุด

q = อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

V = ความเร็วของน้ำ

p = Normal Dynamic Pressure ซึ่งปกติจะมีค่าเท่ากับ 100 ปอนด์ ต่อ ตร.ฟุต

Flare Angle สำหรับ Transition ในทางน้ำเปิดแบบตีบเข้าและผายออกจะหาได้จากสมการ

$$\tan \alpha = \frac{1}{3Fr} \quad \text{.....(14.30)}$$

เมื่อ α = Flare Angle

Fr = Froude Number

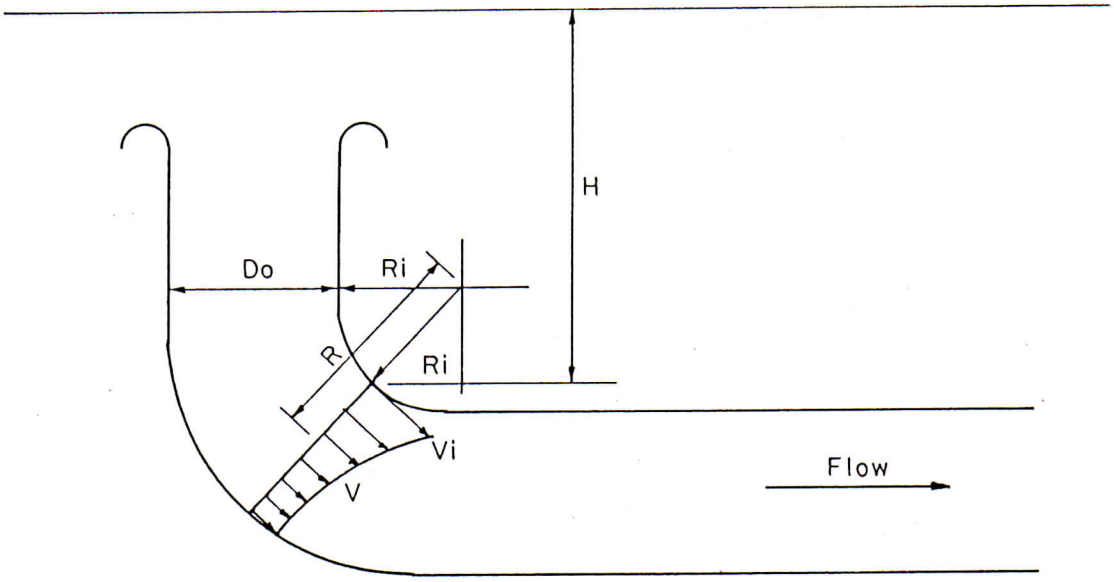
ถ้าต้องการจะลดความยาวของส่วนที่เป็นทางน้ำเปิดจากท่อถึง Stilling Basin จะต้องออกแบบให้จุดเริ่มต้นของ Flare Angle และโค้งพื้นแบบแอ่นขึ้น อยู่ในท่อในลักษณะที่ร่วมกับ Transition ของรูปร่างพื้น

ในบางกรณีจะมีการออกแบบเป็นความลาดเทย้อนกลับ (Adverse Slope) หรือหลังเต่า (Hump) ตรงบริเวณปลายท่อเพื่อลดความรุนแรงของน้ำที่ไหลเข้าสู่ Stilling Basin แต่อย่างไรก็ตามปัจจุบันยังไม่มีหลักเกณฑ์ในการออกแบบหลังเต่าว่าควรจะสูงเท่าใดจึงจะเหมาะ ถ้าออกแบบไม่ดีอาจทำให้เกิดไฮดรอลิคจั๊มในท่อได้

14.9.5 โค้ง (Bands)

ในบางครั้งอาจต้องออกแบบทางเข้าให้อยู่สูงกว่าก้นทางระบายน้ำเพื่อป้องกันไม่ให้ตะกอนเข้าท่อ จึงจำเป็นต้องมีโค้งเพื่อเชื่อมต่อท่อตั้ง (Vertical Shaft) กับท่อในแนวนอน (Horizontal Water Passage) ซึ่งตามปกติจะทำมุม 90 องศา การออกแบบโค้งจะต้องให้สั้นที่สุดเท่าที่จะทำได้ เพื่อให้การก่อสร้างทำได้ง่ายและสะดวก แต่ในแง่ทางชลศาสตร์ขณะที่น้ำไหลผ่านโค้ง น้ำตรงบริเวณด้านในสุดของโค้งจะไหลเร็วกว่าส่วนอื่น ๆ ซึ่งจะมีผลทำให้ความดันบริเวณนั้นต่ำกว่าส่วนอื่น ๆ ยิ่งถ้ารัศมีโค้งน้อยความดันจะยิ่งต่ำจนอาจเกิด Nagative Pressure ได้ ดังนั้นในการออกแบบโค้งจะต้องออกแบบรัศมีให้ไม่น้อยเกินไปจนเกิด Negative Pressure เกิน -5 ฟุต เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาเรื่อง Cavitation

จากรูปที่ 14.12 จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างรัศมีโค้งใน (Ri) กับเฮดความดัน (Pressure Head) ได้ดังนี้



รูปที่ 14.12 Velocity Distribution ของน้ำที่ไหลผ่านท่อโค้ง

พิจารณาการไหลของน้ำต่อ 1 หน่วยความกว้างของท่อ

$$q = V\ Do$$

เมื่อ q = อัตราการไหลต่อ 1 หน่วยความกว้างของท่อ

V = ความเร็วเฉลี่ยของน้ำ

Do = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi Do^2}{4}} = \frac{4Q}{\pi Do^2} \quad \text{.....(14.31)}$$

$$q = \frac{4Q}{\pi Do}$$

ถ้าพิจารณาว่าการไหลของน้ำที่โค้งในแนว 45 องศาเป็นแบบ Irrotational Flow ซึ่งความเร็วจะแปรผันเป็นส่วนกลับกับรัศมี ในลักษณะเช่นเดียวกับ Free Vortex จะเขียนสมการความเร็วของน้ำได้ว่า

$$V = \frac{C}{R}$$

เมื่อ C = ค่าคงที่

จากสมการ Continuity จะได้ว่า

$$q = \int_{Ri}^{Ri+Do} V \, d\, R$$

$$= \int_{Ri}^{Ri+Do} \frac{C}{R} \, d\, R$$

$$= C \ln R \Big]_{Ri}^{Ri+Do}$$

$$= C \left[\ln(Ri+Do) - \ln Ri \right]$$

$$q = C \ln\left(1 + \frac{Do}{Ri}\right)$$

$$\therefore \quad C = \frac{q}{\ln\left(1+\frac{Do}{Ri}\right)} \quad \text{.....(14.32)}$$

แทนค่า $q = \frac{4Q}{\pi Do}$ ลงในสมการที่ 14.32

$$C = \frac{4Q}{\pi Do \ln(1+\frac{Do}{Ri})} \quad \text{.....(14.33)}$$

ความเร็วสูงสุด (Vi) จะเกิดที่ด้านในสุดของโค้ง

$$Vi = \frac{C}{Ri}$$

$$Vi = \frac{4Q}{\pi Do \ln(1+\frac{Do}{Ri})Ri} \quad \text{.....(14.34)}$$

จาก Energy Equation จะได้ว่า

$$H = \frac{Pi}{\gamma} + \frac{Vi^2}{2g} + h_L$$

$$\frac{Pi}{\gamma} = H - \frac{Vi^2}{2g} - h_L \quad \text{.....(14.35)}$$

เมื่อ Pi = ความดันที่ด้านในสุดของโค้ง

H = ความสูงของน้ำเหนือจุดที่กำลังพิจารณา

h_L = การสูญเสียเฮด

ถ้า $\frac{Pi}{\gamma}$ ในสมการที่ 14.35 มีค่าต่ำกว่า -5 ฟุต จะต้องเพิ่มรัศมีของโค้ง

14.9.6 <u>อาคารสลายพลังงาน</u> (Terminal Structures)

น้ำที่ไหลผ่านอาคารทางออกจะมีพลังงานจลน์และความเร็วสูงมาก จึงจำเป็นต้องมีอาคารสลายพลังงานเพื่อควบคุมพลังงานจลน์ของน้ำให้อยู่ในเกณฑ์ที่จะไม่ก่อให้เกิดการกัดเซาะตลิ่งและท้องน้ำ อาคารสลายพลังงานที่ใช้ประกอบกับอาคารทางออก โดยทั่ว ๆ ไปได้แก่ Deflector Bucket เบซิ่นแบบไฮดรอลิคจั๊ม และเบซิ่นแบบ Impact ซึ่งรายละเอียดในการออกแบบทางชลศาสตร์ของอาคารเหล่านี้อยู่ในบทที่ 5 ถึง 8 แต่เนื่องจากน้ำที่พุ่งออกมาจากท่อมีความเร็วและพลังงานสูงมาก หรือเป็นแบบ Free Jet ในกรณีที่วาล์วอยู่ที่ปลายท่อทางด้านท้ายน้ำ จึงจำเป็นต้องมี Transition เพื่อลดความเร็วและพลังงานของน้ำก่อนที่จะปล่อยให้ไหลลงสู่ Stilling Basin นอกจากนี้ยังมีอาคารสลายพลังงานบางแบบ เช่น Plunge Basins และ Stilling Wells ซึ่งนิยมใช้เป็นอาคารสลายพลังงานของอาคารทางออกโดยเฉพาะ

ในการประเมินพลังงานจลน์ของน้ำที่ไหลออกมาจากท่อ จะต้องจำไว้เสมอว่าต้องคิดการสูญเสียพลังงานให้น้อยที่สุด เพื่อความปลอดภัย

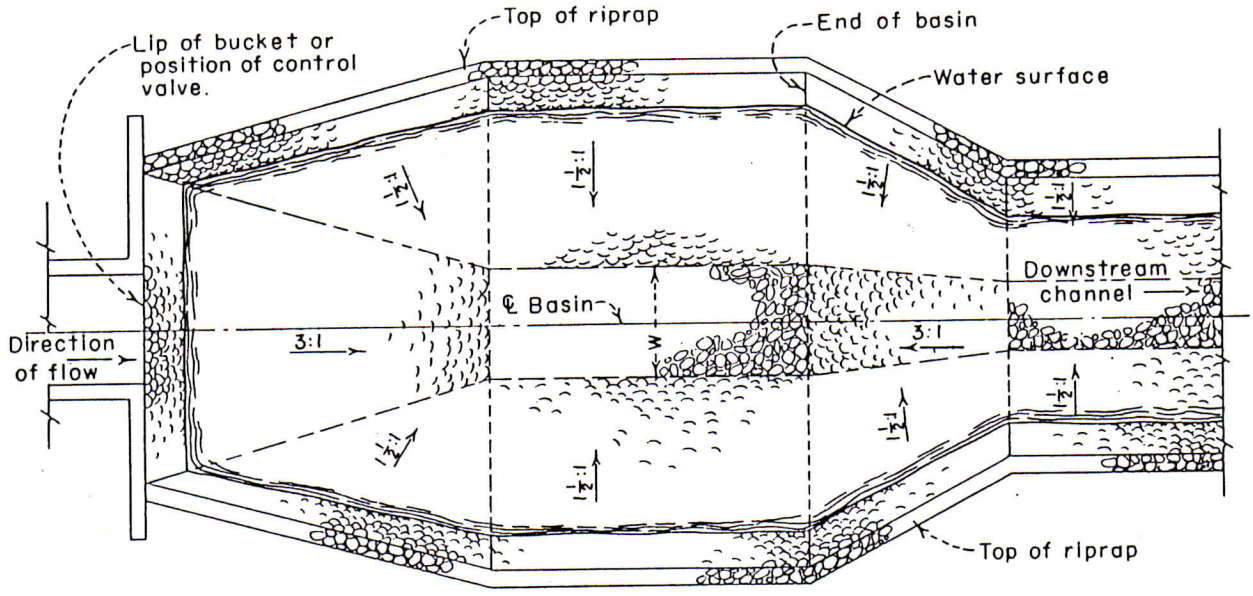
(1) Plunge Basins

เบซิ่นแบบนี้ใช้ในกรณีที่ปลายด้านท้ายน้ำของทางระบายน้ำเป็นแบบ Flip Bucket หรือมีวาล์วติดตั้งอยู่ ซึ่งน้ำจะพุ่งออกมาในลักษณะของ Free Jet และตกลงใน Plunge Basin ซึ่งออกแบบให้เป็นอ่างน้ำมีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู จากการทดลองพบว่าถ้ามุมตกของ Jet (Angle of Impingement) ราบมาก ๆ จะทำให้ Jet ไถลไปบนผิวน้ำด้วยความเร็วมาก ซึ่งจะเป็นผลทำให้เกิดคลื่นและผิวน้ำจะเกิดอาการปั่นป่วนอย่างรุนแรงและเป็นอันตรายต่อตลิ่งทางด้านท้ายน้ำ แต่ถ้า Jet ตกเป็นมุมดิ่งจะก่อให้เกิดการกัดเซาะก้นทางน้ำตรงบริเวณที่ Jet ตกอย่างรุนแรง ความรุนแรงของการกัดเซาะจะขึ้นอยู่กับเฮดของน้ำในอ่างเก็บน้ำ ความลึกของน้ำในเบาะน้ำ ความเร็วและพลังงานจลน์ของน้ำ (Concentration of flow) และชนิดของวัสดุที่ก้นทางน้ำว่าง่ายหรือยากต่อการถูกกัดเซาะเพียงใด สำหรับกรณีที่ Jet ตกลงในแนวดิ่งจะหาระยะของการกัดเซาะโดยประมาณได้จากสมการที่ 11.2

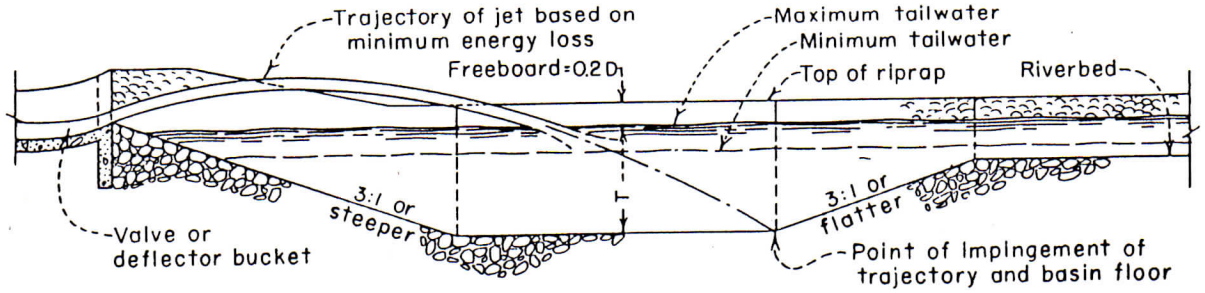
เพื่อลดการกัดเซาะท้องน้ำตรงบริเวณที่ Jet ตก จึงนิยมสร้าง Plunge Basin โดยใช้วัสดุที่มีความมั่นคงต่อการกัดเซาะ เช่น หินทิ้ง หรือคอนกรีต และให้เบซิ่นมีความลึกประมาณ 1 ใน 5 ของความแตกต่างระหว่างระดับน้ำสูงสุดในอ่างเก็บน้ำกับระดับน้ำสูงสุดทางด้านท้ายน้ำ ส่วนความกว้างของก้นเบซิ่นจะต้องมีค่าอย่างน้อยเท่ากับขนาดของ Jet ที่พุ่งออกมาจากอาคารทางออก หรือในลักษณะที่จะทำให้น้ำที่ไหลออกจาก Plunge Basin มีความเร็วประมาณ 3 ฟุต ต่อวินาที ดังแสดงไว้ในรูปที่ 14.13 แต่อย่างไรก็ตาม ปัจจุบันยังไม่มีหลักเกณฑ์ที่แน่นอนในการออกแบบ Plunge Basin รูปที่ 14.13 เป็นเพียงแนวทางสำหรับการออกแบบเบื้องต้นเท่านั้น ถ้าจะนำไปใช้ควรจะมีการทำโมเดลทดสอบเสียก่อน

(2) Stilling Wells

อาคารสลายพลังงานแบบนี้จะทำให้น้ำที่ไหลเข้าสู่ Stilling Well เกิดอาการปั่นป่วนและแตกกระจาย (Turbulence and Diffusion) โดยใช้ Fillet และ Diffuser Block ซึ่งติดตั้งอยู่ที่ผนังและมุมของบ่อ เพื่อทำให้น้ำเกิดการเสียพลังงาน ขนาดความกว้างความยาวของบ่อจะหาจากข้อจำกัดที่ว่าความเร็วเฉลี่ยของที่พุ่งขึ้นจากบ่อจะต้อง



PLAN



ELEVATION

รูปที่ 14.13 Plunge Basin Energy Dissipator

มีความเร็วประมาณ 1 ถึง 3 ฟุต ต่อวินาที ส่วนความลึกของบ่อจะขึ้นอยู่กับพลังงานของน้ำที่ไหลเข้าสู่ Stilling Well รูปร่างลักษณะของ Stilling Well แสดงอยู่ในรูปที่ 14.14 และ 14.15 แต่อย่างไรก็ตามปัจจุบันยังไม่มีหลักเกณฑ์ที่แน่นอนในการออกแบบ Stilling Wells.

14.9.7 ชาร์ทสำหรับหาขนาดท่อ

(Chart for Estimating Pressure Conduit Size)

กราฟที่แสดงไว้ในรูปที่ 14.16 จะช่วยให้การวิเคราะห์ปัญหาการไหลของน้ำในท่อขนาดใหญ่ทำได้สะดวกยิ่งขึ้น เมื่อรู้ปริมาณน้ำที่ไหลในท่อ ความยาวท่อ และเฮดทั้งหมดจากระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำถึงศูนย์กลางท่อทางด้านท้ายน้ำ จะสามารถหาขนาดท่อที่ต้องได้อย่างรวดเร็ว อย่างไรก็ตามการใช้กราฟนี้ต้องจำไว้เสมอว่ากราฟนี้สร้างจากสมมติฐานที่ว่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียพลังงานย่อยรวม (Total Minor Loss Coefficient) มีค่าเท่ากับ 0.5 และค่า n สำหรับใช้คำนวณการสูญเสียพลังงานเนื่องจากความฝืดเท่ากับ 0.013 แต่ถ้าค่า n ไม่ใช่ 0.013 จะต้องปรับความยาวของท่อใหม่จากสมการ

$$L' = \left(\frac{n}{0.013}\right)^2 L \qquad \text{.....(14.36)}$$

เมื่อ L' = ความยาวของท่อใหม่ที่ปรับให้ $n = 0.013$

L = ความยาวของท่อเมื่อ $n \neq 0.013$

ตัวอย่างที่ 14.1 สมมติให้

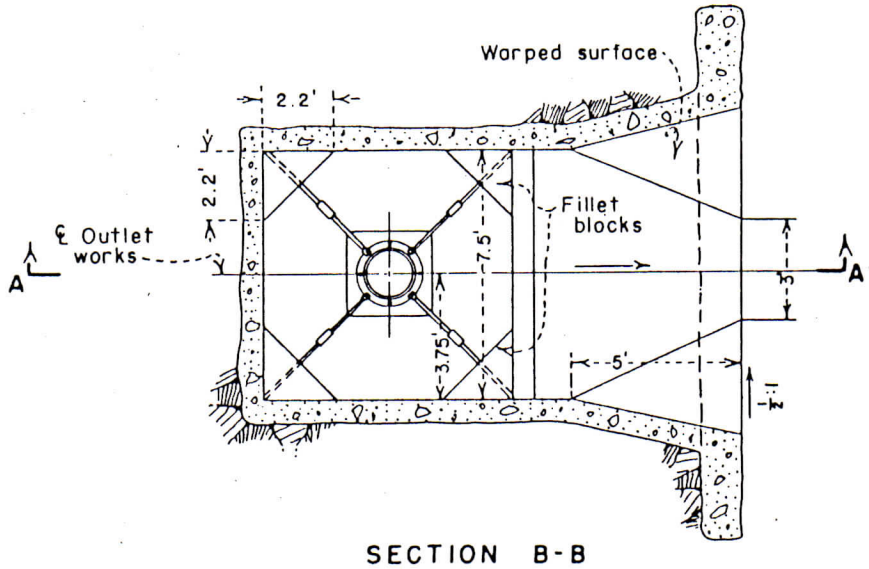
	n	=	0.013
เฮดรวมทั้งหมด		=	5 ฟุต
ความยาวท่อ		=	300 ฟุต
ปริมาณน้ำที่ต้องการระบาย		=	300 ฟุต^3/วินาที

จากรูปที่ 14.16 จะได้ว่าเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ = 5.75 ฟุต

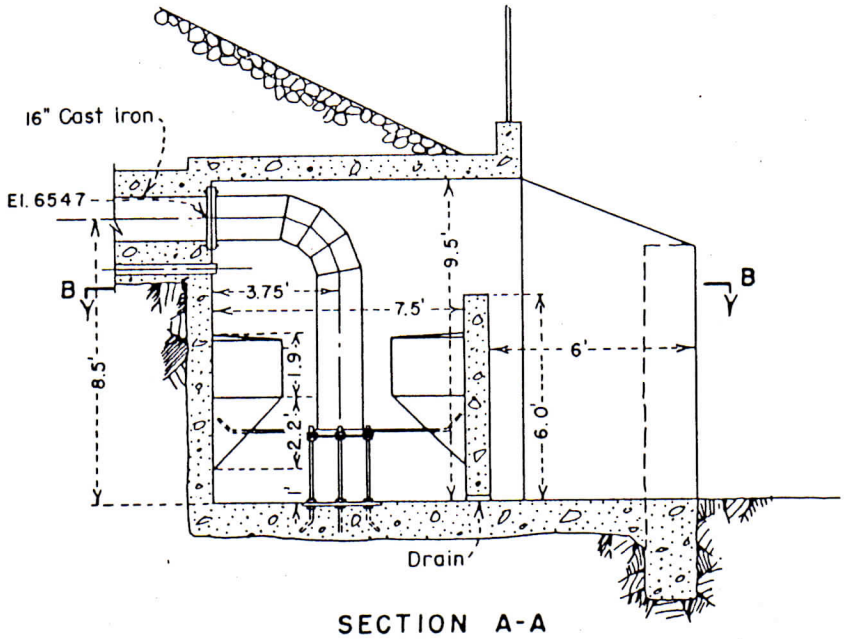
ตัวอย่างที่ 14.2 ถ้า n = 0.013

เฮดรวม = 40 ฟุต

ความยาวท่อ = 300 ฟุต



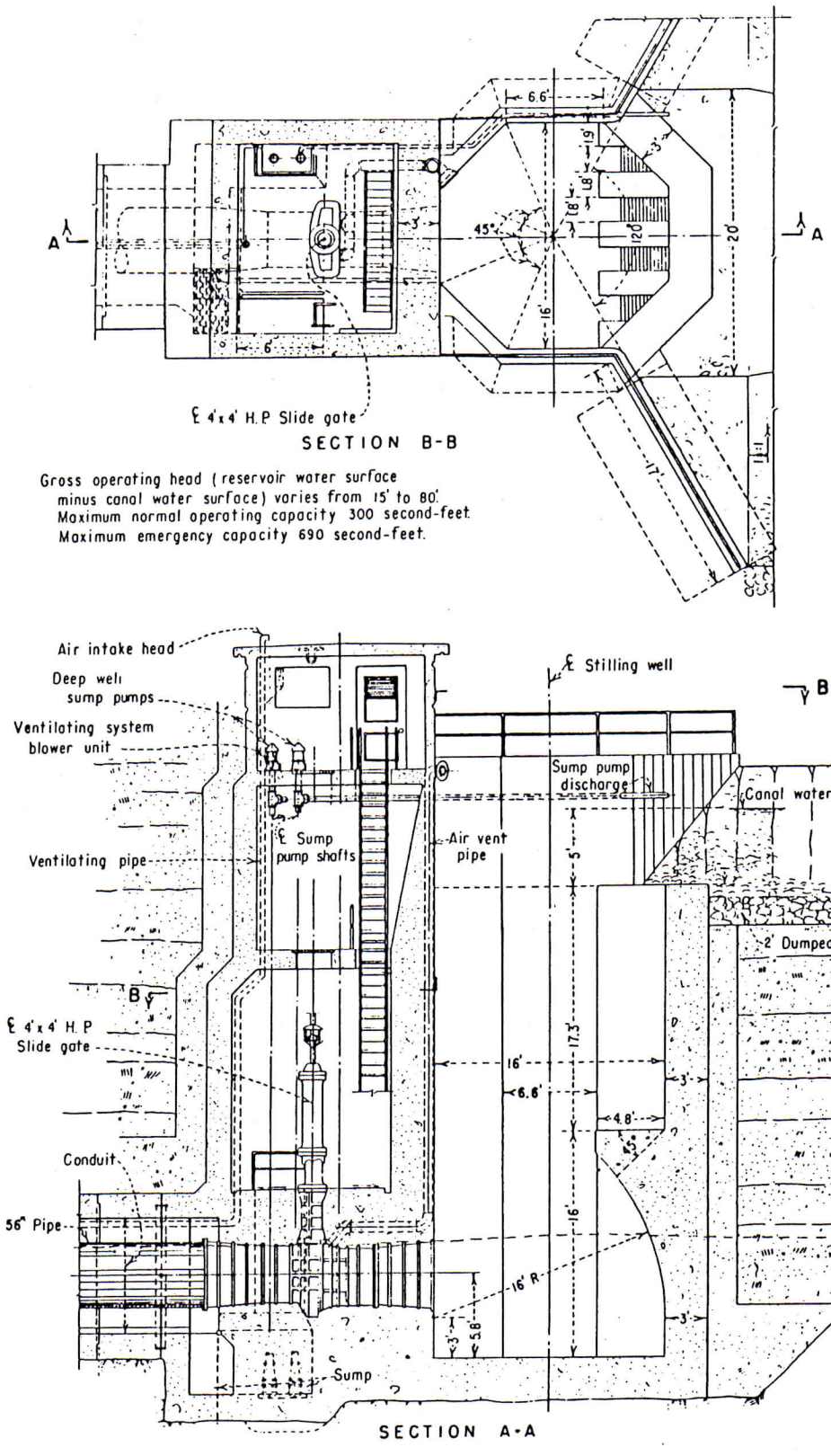
SECTION B-B



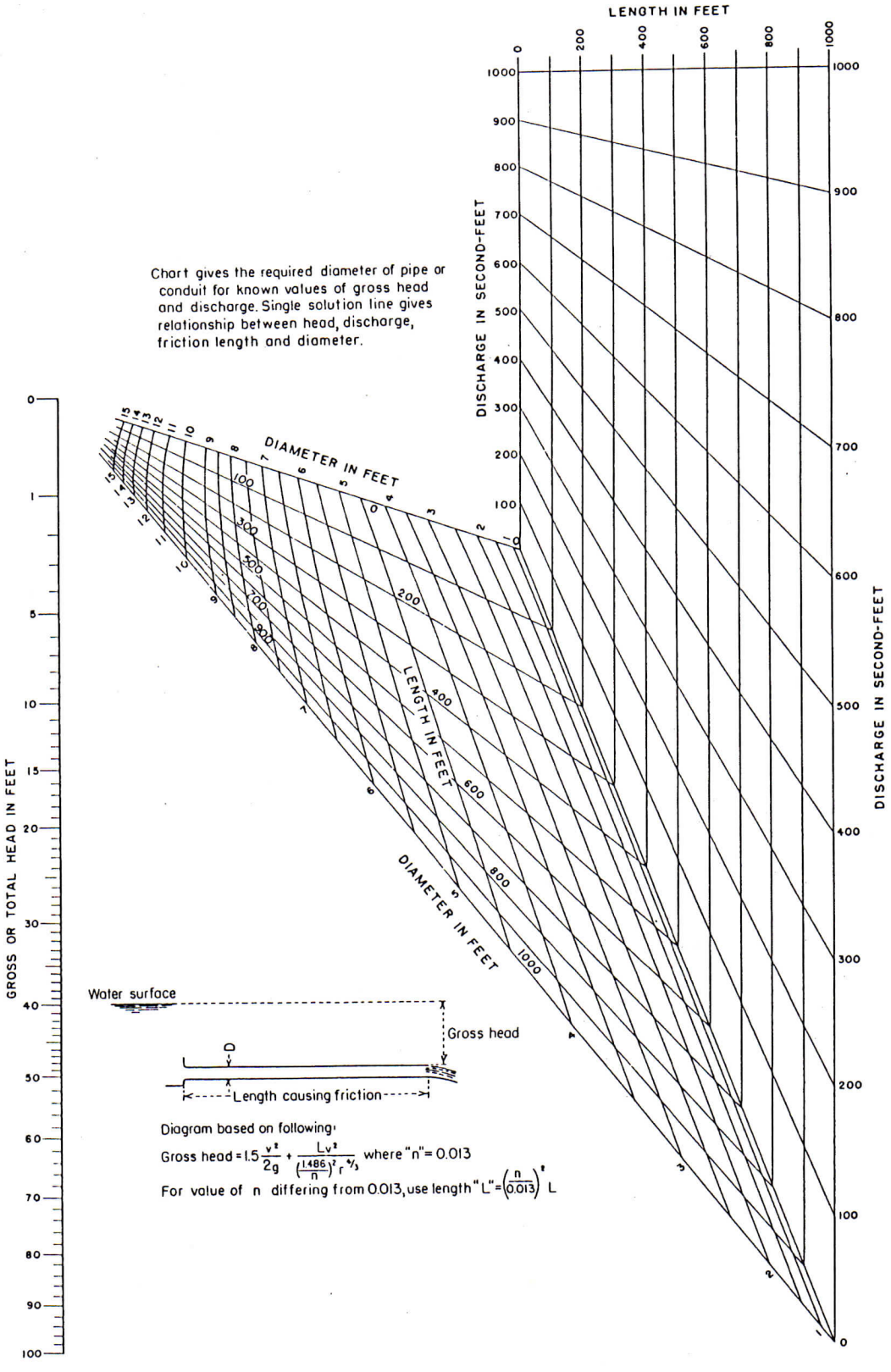
SECTION A-A

Dissipator designed to operate for reservoir heads from 3 to 42 feet. Maximum capacity 23 second-feet. Tailwater for all discharges is below top of baffle wall.

รูปที่ 14.14 Stilling Well Energy Dissipator Installation at Rattlesnakes Dam, Colorado



รูปที่ 14.15 Riser Well Energy Dissipator Installation at Trenton Dam, Nebraska



รูปที่ 14.16 Chart for Solution of the Discharge through Large Pipes Flowing under Pressure

ปริมาณน้ำที่ต้องการระบาย = 300 ฟุต^3/วินาที

จากรูปที่ 14.16 เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ = 3.7 ฟุต

ตัวอย่างที่ 14.3 ถ้าเฮดรวม = 5 ฟุต

ปริมาณน้ำที่ต้องการระบาย = 300 ฟุต^3/วินาที

ท่อส่วนที่ไม่ได้ดาด = 300 ฟุต

ค่า n สำหรับท่อที่ไม่ได้ดาด = 0.0225

จากสมการที่ 14.36

$$L' = \left(\frac{0.0225}{0.013}\right)^2 300 = 900$$

จากรูปที่ 14.16 เส้นผ่าศูนย์กลางท่อเท่ากับ 6.5 ฟุต

แต่ถ้าเฮดรวม = 40 ft

จะได้เส้นผ่าสูนย์กลางท่อ = 4.3 ฟุต

นอกจากนี้กราฟในรูปที่ 14.16 ยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาการไหลของน้ำในระบบท่อซึ่งมีท่อขนาดต่าง ๆ กันได้ด้วย โดยการพิจารณาแยกท่อแต่ละขนาดออกจากกัน และทำการปรับสำหรับ **Recovery of Velocity Head** ดังตัวอย่างต่อไปนี้

ตัวอย่างที่ 14.4 ถ้าท่อส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำยาว 200 ฟุต มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 7 ฟุต ระบายน้ำได้ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาที เข้าสู่ท่อทางด้านน้ำซึ่งยาว 300 ฟุต มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 ฟุต และ n มีค่าเท่ากับ 0.013

จากรูปที่ 14.16 สำหรับท่อด้านท้ายน้ำ เมื่อ Q = 300 ฟุต^3/วินาที, D = 4 ฟุต, L = 300 ฟุต จะได้เฮดรวม = 29 ฟุต

สำหรับท่อด้านเหนือน้ำ เมื่อ Q = 300 ฟุต^3/วินาที, D = 7 ฟุต, L = 200 ฟุต จะได้เฮดรวม = 2 ฟุต

แต่เฮดความเร็วในท่อด้านเหนือน้ำ

$$= \frac{1}{2g}\left[\frac{Q}{A}\right]^2 = \frac{1}{64.4}\left[\frac{300}{\pi(7)^2/4}\right]^2$$

$$= 0.95 \text{ ฟุต}$$

$\therefore$ เฮดรวมที่จะทำให้ปริมาณน้ำ 300 ฟุต^3/วินาทีไหลผ่านท่อทั้ง 500 ฟุต

$= 29 + 2 - 0.95 \approx 30$ ฟุต

14.10 ตัวอย่างการออกแบบ 1

ให้คำนวณหาโค้งปริมาณการไหลของน้ำ (Discharge Curve) สำหรับท่อของอาคารทางออกของ Wasco Dam ซึ่งสามารถระบายน้ำได้ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาที ดังแสดงในรูปที่ 14.17 และ 14.18 และตรวจสอบว่า Stilling Basin สามารถทำงานได้ดีหรือไม่ที่อัตราการไหลออกแบบของอาคารทางออก

วิธีทำ (ก) วิเคราะห์การไหลของน้ำในท่อภายใต้ความดันในอาคารทางออกส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของบานระบาย

(1) หาเฮดรวม (H_T) ซึ่งจะทำให้น้ำ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาทีไหลผ่านท่อได้ โดย H_T จะอยู่ในรูปของการสูญเสียเฮดแบบต่าง ๆ ดังสมการที่ 14.6 และจะต้องพิจารณาทั้งกรณีการสูญเสียเฮดสูงสุดและการสูญเสียเฮดต่ำสุดซึ่งวิธีการคำนวณการสูญเสียเฮดจะแสดงไว้ในตารางที่ 14.4

(2) หาความสัมพันธ์ระหว่าง Q และ H_T จากสมการที่ 14.11

$$Q = Al\sqrt{2g\frac{H_T}{K_L}}$$

สำหรับ Maximum Loss

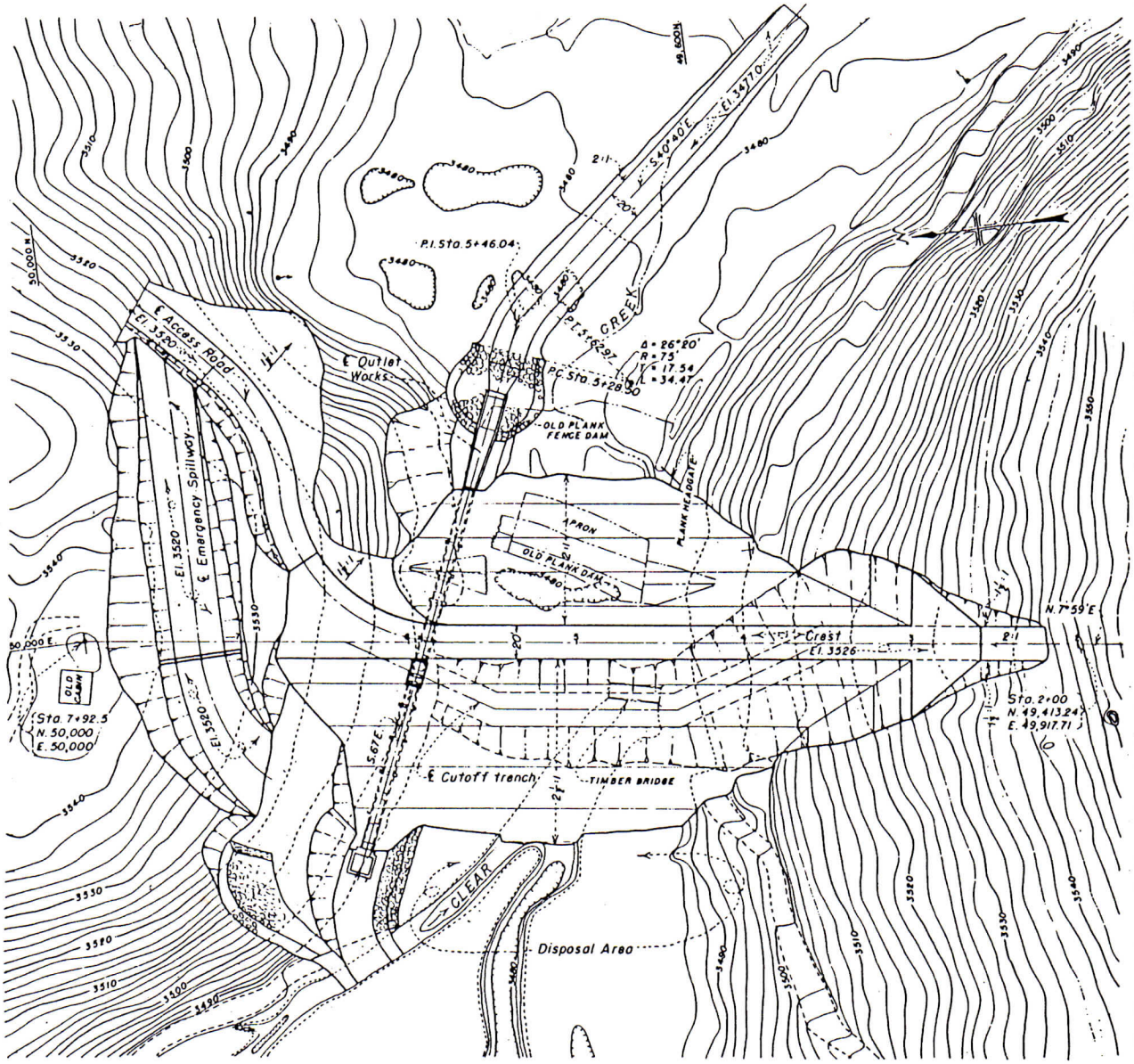
$$Q = 20\sqrt{2 \times 32.2\frac{H_T}{12.28}}$$

$$Q = 45.8\sqrt{H_T} \qquad \text{.....(14.37)}$$

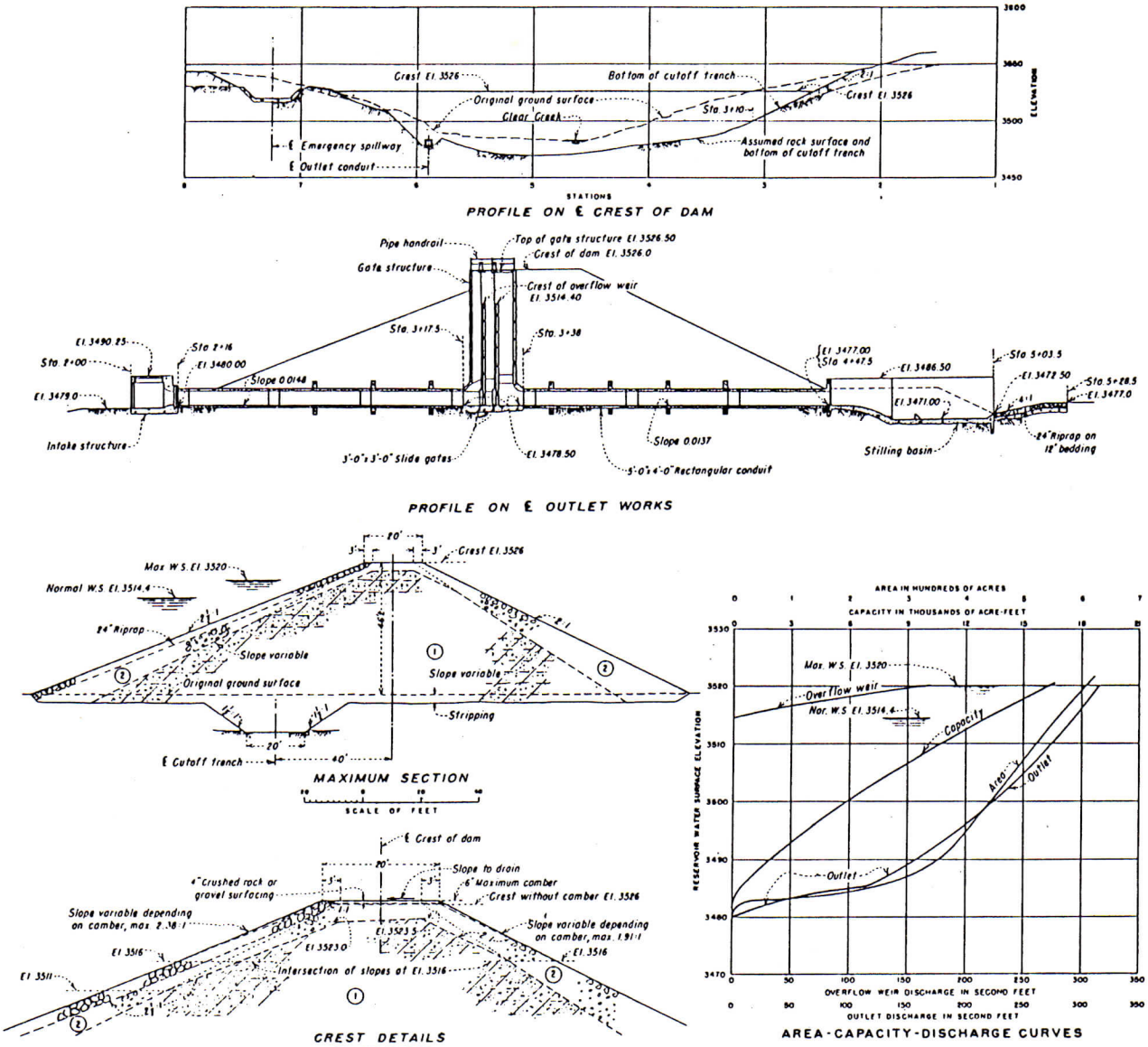
สำหรับ Minimum Loss

$$Q = 20\sqrt{2 \times 32.2\frac{H_T}{7.98}}$$

$$Q = 56.8\sqrt{H_T} \qquad \text{.....(14.38)}$$



รูปที่ 14.17 General Plan of, Wasco Dam, Located on Clear Creek (A tributary of White River), Oregon



EMBANKMENT EXPLANATION

① Selected clay, silt, and sand compacted by tamping rollers to 6-inch layers.

② Cobble and rockfill.

NOTE

All existing structures interfering with required construction are to be removed.

RESERVOIR STORAGE ALLOCATION

PURPOSE	ELEVATION	STORAGE ACRE-FEET
Conservation	3488 to 3514.4	11,860
Inactive	Stream bed to El. 3488	1,200
Total storage capacity		13,060

Surcharge of 3050 A.F. (Max. W.S. El. 3520) in combination with outlet capacity of 390 c.f.s. is provided to protect against the inflow design flood having a peak of 1,150 c.f.s. and 15 day volume of 12,000 A.F.

รูปที่ 14.18 Sections of Wasco Dam, Located on Clear Creek (A tributary of White River), Oregon

ตารางที่ 14.4 *Computation of total loss coefficients*, Design Example 1

Element	Area of element, square feet	$\left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2$	Loss	Coefficient symbol	Maximum loss considerations		Minimum loss considerations	
					Coefficient	$\left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2 \times$ coefficient	Coefficient	$\left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2 \times$ coefficient
Trashrack	Gross, 326; net, 272	0.005	Trashrack	[1] K_t	1.09	0.01	0.36	0.00
Entrance	20.0	1.00	Entrance	[2] K_e	.20	.20	.07	.07
Conduit	20.0	1.00	Friction	[3] K_f	.51	.51	.17	.17
			Transition	[4] K_c	.20	−.20	.10	−.10
Gate	9.0	4.9	do	K_c	.20	.98	.10	.49
			Gate	[5] K_t	1.20	5.88	.50	2.45
			Exit	K_e	1.00	4.90	1.00	4.90
Total loss coefficient, K_L					12.28		7.98	

a_1=area of conduit.

a_x=area of element.

[1] From equation 14.16

For maximum loss, $K_t = 1.45 - 0.45\left(\frac{136}{326}\right) - \left(\frac{136}{326}\right)^2 = 1.09$

For minimum loss, $K_t = 1.45 - 0.45\left(\frac{272}{326}\right) - \left(\frac{272}{326}\right)^2 = 0.36$

[2] From table 14.2 item h.

[3] $K_f = 29.1\, n^2 \left(\frac{L}{r^{4/3}}\right)$, L=101 feet, $r = \frac{20}{18} = 1.11$, $n_{max} = 0.014$, $n_{min} = 0.008$

[4] Because of the wet well immediately above the transition, assume a maximum K_c of 0.2 and a minimum of 0.1.

[5] From table 14.2 item b. Note that when both gates are wide open, the downstream gate will not be submerged because of the top contraction of the issuing stream through the upstream gate and therefore will not affect the flow.

จากสมการที่ 14.37 และ 14.38 จะได้ค่าเฉลี่ยดังสมการ

$$Q = 51\sqrt{H_T} \qquad \text{.....(14.39)}$$

(3) เมื่อรู้ H_T จะหาค่า Q ได้ โค้งปริมาณการไหลสำหรับกรณีที่ใช้ค่าการสูญเสียเฮดเฉลี่ยแสดงอยู่ในรูปที่ 14.18

เนื่องจาก Jet ที่พุ่งผ่านบานระบายไม่ใช่ Free-Jet เพราะมีพื้นทางด้านท้ายน้ำรองรับ Jet ดังนั้นค่า H_T จะวัดจากระดับผิวน้ำตามปกติ (Normal Water Surface) ถึงยอดบนของ Jet

ความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำของบานระบายจะประเมินได้จากค่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำที่ไหลผ่านบานระบายจากตารางที่ 14.2 สำหรับ Gate in Thin Wall-Bottom and Sides Suppressed ตามข้อ (b) จะได้

Maximum C = 0.81; Maximum Depth = 0.81 x 3 = 2.4'

Minimum C = 0.68; Minimum Deph = 0.68 x 3 = 2.0'

และ Average C = 0.70; Average Depth = 0.70 x 3 = 2.1'

จากรูปที่ 14.18 ระดับผิวน้ำปกติ = 3514.4 ฟุต

ระดับพื้นท้ายน้ำของบานระบาย = 3478.5 ฟุต

∴ จะได้ว่า H_T (Maximum Losses) = 3514.4-(3478.5 + 2.0)

= 33.9 ฟุต

H_T(Minimum Losses) = 3514.4-(3478.5 + 2.4)

= 33.5 ฟุต

H_T(Average Losses) = 3514.4-(3478.5 + 2.1)

= 33.8 ฟุต

จากสมการที่ 14.37 และ H_T(Maximum Losses) จะได้

Q(Maximum Losses) = $45.8(33.9)^{\frac{1}{2}}$ = 267 ฟุต^3/วินาที

Q(Minimum Losses) = $56.8(33.5)^{\frac{1}{2}}$ = 329 ฟุต^3/วินาที

Q(Average Losses) = $51(33.8)^{\frac{1}{2}}$ = 297 ฟุต^3/วินาที

สำหรับกรณี Average Losses จะได้ค่า Q = 297 ลบ.ฟุตต่อวินาที ซึ่งใกล้เคียงกับ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาทีมาก แสดงให้เห็นว่าท่อซึ่งมีขนาดพื้นที่หน้าตัด 20 ตร.ฟุต ยาว 101 ฟุต มีบานระบายแบบ Slide Gate ขนาด 3 × 3 ฟุต^2 วางอยู่ทางด้านท้ายน้ำดังรูปที่ 14.18 สามารถระบายน้ำ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาทีได้ตามที่ต้องการ

(ข) <u>การวิเคราะห์การไหลของน้ำแบบ Free-Flow ในอาคารทางออกส่วนที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำของบานระบาย</u>

(4) หา Hydraulic Gradient ที่ท้ายน้ำของบานระบาย ทั้งสำหรับกรณี Maximum และ Minimum Losses หลังจากนั้นจึงหาค่า Average Hydraulic Gradient.

<u>สำหรับกรณี Minimum Losses</u>

Q ที่ไหลผ่านท่อขนาดพื้นที่หน้าตัด 20 ตร.ฟุต เมื่อน้ำในอ่างอยู่ที่ระดับน้ำปกติ (3514.4 ฟุต) จะมีค่าเท่ากับ 329 ฟุต^3/วินาที

$$V_1 = \frac{329}{20} = 16.5 \text{ ฟุต/วินาที}$$

จากตารางที่ 14.4 ถ้าไม่พิจารณาการสูญเสียเฮดที่บานประตูและทางออก

$$K_L = 7.98 - 2.45 - 4.90 = 0.63$$

การสูญเสียเฮดจากทางเข้าถึงประตู แต่ไม่รวมการสูญเสียเฮดที่ประตูจะมีค่าเท่ากับ $0.63 \frac{V1^2}{2g} = \frac{0.63(165)^2}{2x32.2} = 2.7$ ฟุต

Hydraulic Gradient ของจุดทางด้านเหนือน้ำของประตูจะอยู่ที่ระดับ 3514.4 - 2.7 = 3511.7

ระดับก้นท่อที่ประตู = 3478.5 ฟุต

และประตูมีขนาด 3' × 3'

เฮดของน้ำเหนือจุดศูนย์กลางของประตูจะเท่ากับ

3511.7 - (3478.5 + 1.5) = 31.7 ฟุต

สมมติว่าสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผ่านประตูหรือ Orifice มีค่าเท่ากับ 0.98

$$V = C\sqrt{2gH}$$

$$= 0.98\sqrt{2 \times 32.2 \times 31.7}$$

$$= 44.3 \text{ ฟุตต่อวินาที}$$

$$hv = \frac{(44.3)^2}{2x32.2} = 30.4 \text{ ฟุต}$$

$$\text{Area of Contracted Section} = \frac{329}{44.3} = 7.4 \text{ ตร.ฟุต}$$

ท่อทางด้านท้ายน้ำของประตูซึ่งน้ำไหลผ่านเป็นแบบ Free Flow เป็นท่อรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง 4 ฟุต สูง 5 ฟุต ความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำของประตู (d)

$$= \frac{7.4}{4} = 1.9 \text{ ฟุต}$$

$$d + hv = 1.9 + 30.4 = 32.3 \text{ ฟุต}$$

∴ Hydraulic Gradient ทางด้านท้ายน้ำของประตูจะอยู่ที่ระดับ

$3478.5 + 32.3 = 3510.8$ ฟุต

<u>สำหรับกรณี Maximum Losses</u>

$Q = 267$ ลบ.ฟุตต่อวินาที

$$V_1 = \frac{267}{20} = 13.4 \text{ ฟุตต่อวินาที}$$

จากตารางที่ 14.4 ถ้าไม่พิจารณาการสูญเสียเฮดที่ประตูและทางออก

$$K_L = 12.28 - 5.88 - 4.90 = 1.5$$

การสูญเสียเฮดจากทางเข้าถึงประตู

$$= 1.5\frac{V1^2}{2g} = \frac{1.5(13.4)^2}{2 \times 32.2} = 4.2 \text{ ฟุต}$$

Hydraulic Gradient ทางด้านเหนือน้ำของประตูจะอยู่ที่ระดับ

$3514.4 - 4.2 = 3510.2$ ฟุต

เฮดของน้ำที่เหนือจุดศูนย์กลางของประตู

$= 3510.2 - (3478.5 + 1.5) = 30.2$ ฟุต

ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านประตู

$V = 0.98\sqrt{2 \times 32.2 \times 30.2} = 43.2$ ฟุตต่อวินาที

$hv = \frac{(43.2)^2}{2x32.2} = 29$ ฟุต

Area of Contracted Section $= \frac{267}{43.2} = 6.2$ ฟุต

$d = \frac{6.2}{4} = 1.55$ ฟุต

$d + hv = 1.55 + 29 = 30.55$ ฟุต

Hydraulic Gradient ทางด้านท้ายน้ำของประตูจะอยู่ที่ระดับ

$3478.5 + 30.6 = 3509.1$ ฟุต

∴ Average Hydraulic Gradient จะอยู่ที่ระดับ

$3510.8 + 3509.1 = 3510$ ฟุต

(5) หาระดับผิวน้ำของน้ำที่ไหลในท่อสี่เหลี่ยมขนาด 5 × 4 ตร.ฟุต ซึ่งอยู่ทางด้านท้ายน้ำของบานระบาย น้ำไหลเป็นแบบ Free-flow โดยใช้ค่าอัตราการไหลออกแบบ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาทีและ Average Hydraulic Gradient ที่ท้ายประตูอยู่ที่ 3510 ฟุต และพิจารณาทั้งกรณี Maximum Losses และ Minimum Losses ซึ่งรายละเอียดการคำนวณแสดงไว้ในตารางที่ 14.5 และ 14.6

จากตารางที่ 14.5 และ 14.6 ความลึกของน้ำที่ปากท่อทางด้านท้ายน้ำเท่ากับ 1.9 ฟุต สำหรับกรณี Minimum Losses และ 2.9 ฟุต สำหรับกรณี Maximum Losses ซึ่งจะเห็นได้ว่ากรณีที่แย่ที่สุดคือ Maximum Losses ซึ่งน้ำไหลเพียง 60 เปอร์เซนต์ของน้ำไหลเต็มท่อ เมื่อน้ำไหลผ่านเท่ากับ 300 ลบ.ฟุตต่อวินาที

(ค) <u>ตรวจสอบการออกแบบ Stilling Basin</u>

Stilling Basin ได้รับการออกแบบให้ความลึกของน้ำทางด้านท้ายน้ำ = 9 ฟุต จากตารางที่ 14.5 ค่า $d_1 = 0.68$ ฟุต และ $v_1 = 44.1$ ฟุตต่อวินาที

ตารางที่ 14.5 *Hydraulic computation for free-flow portion of conduit*, Design Example 1
Minimum Losses

[n=0.008; Q=300 second-feet]

Station	ΔL	Trial d	Width	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	s	$\frac{s_1+s_2}{2}$	Δh_L	$\Sigma\Delta h_L$	$d_2+h_{v_2}+\Sigma\Delta h_L$	Invert elevation	Datum gradient	Remarks
3+38		1.71	4.0	6.84	43.9	29.9	0.92	0.95	0.062				31.5	3478.5	3510.0	
3+93	55	1.9	4.0	7.6	39.5	24.2	.97	.98	.047	.054	3.0	3.0	29.1	3477.8	3506.8	Too low.
		1.8		7.2	41.7	27.0	.95	.97	.054	.058	3.2	3.2	31.9		3509.7	OK.
4+48	55	1.9	4.0	7.6	39.5	24.2	.97	.98	.047	.050	2.8	6.0	32.1	3477.0	3509.1	OK.
4+68	20	.7	10.0	7.0	42.9	28.5	.61	.72	.103	.075	1.5	7.5	36.7	3471.0	3507.7	Too low.
		.68		6.8	44.1	30.2	.60	.71	.112	.080	1.6	7.6	38.5		3509.5	OK.

Then at the upstream end of the hydraulic jump basin, d_1=0.68, v_1=44.1 and $F_1=\frac{v_1}{\sqrt{gd_1}}$=9.4.

ตารางที่ 14.6 *Hydraulic computation for free-flow portion of conduit,* Design Example 1
Maximum Losses

[n=0.018; Q=300 second-feet]

Station	ΔL	Trial d	Width	a	v	h_v	r	$r^{2/3}$	s	$\frac{s_1+s_2}{2}$	Δh_L	$\Sigma\Delta h_L$	$d_2+h_{v_2}+\Sigma\Delta h_L$	Invert elevation	Datum gradient	Remarks
3+38		1.71	4.0	6.84	43.9	29.9	0.92	0.95	0.31				31.6	3478.5	3510.0	
3+93	55	2.0	4.0	8.0	37.5	21.8	1.0	1.0	.21	0.26	14.3	14.3	38.1	3477.8	3515.9	Too high.
		2.2		8.8	34.1	18.0	1.05	1.03	.16	.23	12.7	12.7	32.9		3510.7	OK.
4+48	55	2.5	4.0	10.0	30.0	14.0	1.11	1.07	.12	.14	7.7	20.3	36.8	3477.0	3513.8	Too high.
		2.9		11.6	25.9	10.4	1.18	1.12	.08	.12	6.6	19.3	32.6		3509.6	OK.

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = \frac{44.1}{\sqrt{32.2x0.68}} = 9.4$$

จากสมการไฮดรอลิคจั๊ม

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_{r1}^2} - 1\right)$$

$$d_2 = \frac{0.68}{2}\left(\sqrt{1+8(9.4)^2} - 1\right)$$

$$= 8.7 \text{ ฟุต}$$

ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับความลึกของน้ำทางด้ายท้ายน้ำ (9 ฟุต) แสดงว่า Stilling Basin ที่ออกแบบไว้จะสามารถสลายพลังงานของน้ำจำนวน 300 ลบ.ฟุตต่อวินาที ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

14.11 ตัวอย่างการออกแบบ 2

ให้ออกแบบอาคารทางออกดังแสดงในรูปที่ 14.19 ซึ่งสามารถระบายน้ำได้ถึง 100 ลบ.ฟุตต่อวินาที เมื่อระดับน้ำในอย่างเก็บน้ำอยู่ที่ 100.0 ฟุต มีวาล์วติดตั้งอยู่ที่ปลายท่อทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งจุดศูนย์กลางของวาล์วอยู่ที่ระดับ 75.0 ฟุต อาคารรับน้ำเป็นแบบ Drop Inlet ซึ่งมีระดับธรณีปากท่ออยู่ที่ 85.0 ฟุต มีประตูฉุกเฉินอยู่ที่ระยะ 300 ฟุต จากทางเข้า (รวมระยะในแนวดิ่งและแนวโค้งของท่อด้วย) ความยาวท่อส่วนที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำของประตูฉุกเฉินเท่ากับ 200 ฟุต

วิธีทำ (1) หาขนาดท่อโดยประมาณจากรูปที่ 14.16

เมื่อ Q = 100 ลบ.ฟุตต่อวินาที

เฮดรวม = 100-75 = 25 ฟุต

ความยาวท่อ = 500 ฟุต

n = 0.013

และ Minor Losses = $0.5\frac{V_1^2}{2g}$

จะได้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ = 2.75 ฟุต

รูปที่ 14.19 รูปสเก็ตของอาคารทางออกสำหรับตัวอย่างการออกแบบ 2

แต่เนื่องจากมีการติดตั้งวาล์วถึง 2 แห่งในอาคารทางออก ค่า Minor Losses ที่เกิดในระบบอาจจะมากกว่าที่ประเมินไว้

คือ $0.5\frac{V_1^2}{2g}$ ดังนั้นอาจต้องใช้ท่อใหญ่กว่า 2.75 ฟุต

(2) ถ้าสมมติว่าท่อขนาด 2.75 ฟุตใช้ได้ จะต้องใช้ Butterfly Valve ขนาด 30 นิ้ว ติดตั้งไว้ที่ปลายท่อเพื่อควบคุมน้ำ สมมติว่า K_g ของ Butterfly Valve = 0.5 จากสมการที่ 14.19 จะได้ว่า $K_g = (\frac{1}{C^2} - 1)$

$$C = \sqrt{\frac{1}{k_g + 1}}$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{0.5+1}} = 0.818 \approx 0.8$$

จาก $V_g = C\sqrt{2g\ h_g}$

$$h_g = \frac{1}{C^2}\ \frac{V_g^2}{2g} = \frac{1}{2g}\ [\frac{Q}{CA}]^2$$

$$= \frac{1}{2x32.2}\ [\frac{100}{0.8 \times \frac{\pi(2.5)^2}{4}}]^2$$

$$= 10.1 \text{ ฟุต}$$

∴ เฮดที่ต้องการเพื่อให้น้ำจำนวน 100 ลบ.ฟุตต่อวินาที ไหลผ่าน Butterfly Valve ขนาด 30 นิ้ว โดยมีสัมประสิทธิ์การไหลของน้ำเท่ากับ 0.8 คือ 10.1 ฟุต

การสูญเสียเฮดทั้งหมดในอาคารทางออก = 25-10.1 = 14.9 ฟุต

(3) หาการสูญเสียเฮดที่เกิดขึ้นในท่อส่วนที่อยู่ทางด้านท้ายน้ำของวาล์วฉุกเฉิน ซึ่งยาว 200 ฟุต

$$hf = f\frac{L}{D}\ \frac{V_1^2}{2g}$$

สมมติว่า $n = 0.012$

$D = 2.75$ ฟุต

จากรูปที่ 14.10 หรือจากสมการที่ 14.13, $f = \frac{185\ n^2}{D^{1/3}}$

จะได้ $f = 0.0192$

$$hf = 0.0192\left(\frac{200}{2.75}\right)\left(\frac{100 \times 4}{\pi(2.75)^2}\right)^2\left(\frac{1}{2x32.2}\right)$$

$= 6.2$ ฟุต

∴ การสูญเสียเฮดสำหรับท่อส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของวาล์วฉุกเฉิน

$= 14.9 - 6.2 = 8.7$ ฟุต

(4) หาขนาดท่อซึ่งอยู่ทางด้านเหนือน้ำของวาล์วฉุกเฉินซึ่งยาว 300 ฟุต ซึ่งจะเกิดการสูญเสียเฮดทั้งหมดไม่เกิน 8.7 ฟุต

สมมติใช้ท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง $= 3.5$ ฟุต

$n = 0.014$

จากรูปที่ 14.10 จะได้ $f = 0.024$

$$hf = 0.024\left(\frac{300}{3.5}\right)\left[\frac{100}{\frac{\pi(3.5)^2}{4}}\right]^2\left[\frac{1}{2x32.2}\right]$$

$= 3.4$ ฟุต

Minor Losses ในท่อ 300 ฟุต ต้องไม่เกิน $= 8.7 - 3.4 = 4.3$ ฟุต ซึ่งมีทางเป็นไปได้

(5) ถ้าสมมติว่าท่อด้านเหนือน้ำมีขนาด 3.5 ฟุต

วาล์วฉุกเฉิน มีขนาด 24 นิ้ว

ท่อด้านท้ายน้ำ มีขนาด 2.75 ฟุต

และ Butterfly Valve มีขนาด 30 นิ้ว

การวิเคราะห์การสูญเสียเฮดที่เกิดในอาคารทางออก ทั้งหมดโดยพิจารณาว่าเกิด Maximum Losses แสดงไว้ในตารางที่ 14.7

ตารางที่ 14.7 *Computation of total loss coefficient,* Design Example 2

Element	Designated area subscript	Area, square feet	$\left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2$	Item	Loss	Loss symbol	Loss coefficient	$\left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2$ times loss coefficient
Trashrack	5	Gross, 60; [1] net, 25	0.06	a	Trashrack	[2] K_t	1.09	0.06
Entrance	3	9.62	.38	b	Entrance	[3] K_e	.10	.04
Upstream conduit	3	9.62	.38	c	Bend	[4] K_b	.10	.04
		9.62	.38	d	Friction	[5] K_f	2.06	.78
		9.62	.38	e	Contraction	K_c	.10	—.04
Gate valve	4	3.14	3.58	f	do	K_c	.10	.36
		3.14	3.58	g	Gate valve	K_g	.19	.68
		3.14	3.58	h	Expansion	K_{ex}	.10	.36
Downstream pipe	1	5.94	1.0	i	do	K_{ex}	.10	—.10
		5.94	1.0	j	Friction	[6] K_f	1.40	1.40
		5.94	1.0	k	Contraction	K_c	.10	—.10
Regulating valve	2	4.91	1.46	l	do	K_c	.10	.15
		4.91	1.46	m	Valve	K_v	.50	.73
		4.91	1.46	n	Exit	K_e	1.00	1.46
Total loss coefficient, K_L								5.82

a_1=area of conduit.

a_x=area of element.

[1] Assuming trashracks designed for 2 feet per second velocity and 50 percent clogged, gross area=net area × 1.2=60.

[2] $K_t=1.45-0.45\left(\frac{25}{60}\right)-\left(\frac{25}{60}\right)^2=1.09$.

[3] From table 14.2 item g.

[4] From fig. 14.11

[5] $K_f=\frac{fL}{D}$, $D=3.5$, $n=0.014$, f from fig. 14.10 = 0.024

$$K_f=\frac{(0.024)(300)}{3.5}=2.06$$

[6] $K_f=\frac{fL}{D}$, $D=2.75$, $n=0.012$, f from fig. 14.10 = 0.0192

$$K_f=\frac{(0.0192)(200)}{2.75}=1.40$$

จากสมการที่ 14.11 $Q = A_1 \sqrt{2g\frac{H_T}{K_L}}$

เมื่อ K_L จากตารางที่ 14.7 = 5.82

$$Q = \frac{\pi(2.75)^2}{4} \sqrt{\frac{64.4\ H_T}{5.82}}$$

$$= 19.8 \sqrt{H_T}$$

เมื่อ H_T = 25 ฟุต

จะได้ Q = 99 ลบ.ฟุตต่อวินาที

ซึ่งน้อยกว่าที่ต้องการ คือ 100 ลบ.ฟุตต่อวินาที

ดังนั้นจึงจำเป็นต้องลดการสูญเสียเฮดในอาคารทางออก ซึ่งจะทำได้โดยการใช้วาล์วฉุกเฉินที่มีขนาดใหญ่ขึ้น คือ ใช้ขนาด 30 นิ้ว แทน 24 นิ้ว ซึ่งจะมีผลทำให้ค่า A_x ในตารางที่ 14.7 (Designated Area Subscript 4) เพิ่มจาก 3.14 ตร.ฟุต เป็น 4.91 ตร.ฟุต และทำให้สัมประสิทธิ์การสูญเสียเฮดในรายการ f, g และ h ลดลง จาก (0.36 + 0.68 + 0.36) = 1.40 เป็น $(\frac{3.14}{4.91})^2$ 1.40 = 0.57

K_L ใหม่ = 5.82-1.40+0.57 = 4.99

$$Q = \frac{\pi(2.75)^2}{4} \sqrt{\frac{64.4\ H_T}{4.99}}$$

$$= 21.33 \sqrt{H_T}$$

เมื่อ H_T = 25 ฟุต

Q = 106 ลบ.ฟุตต่อวินาที แสดงว่าใช้ได้

14.12 เอกสารอ้างอิง

1. วราวุธ วุฒิวณิชย์ (2524). เอกสารประกอบการสอนวิชาชลศาสตร์ 421 (ชลศาสตร์). ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน.

2. King, W.H.(1954), Handbook of Hydraulics, 4 th Edition, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York.

3. Rouse, H. (1950), Engineering Hydraulics, Joth Wiley & Sons, Inc., New York.

4. U.S. Bureau of Reclamation (1977), Design of Small Dams, 2nd Edition, US. Government Printing Office, Wastington, D.C.