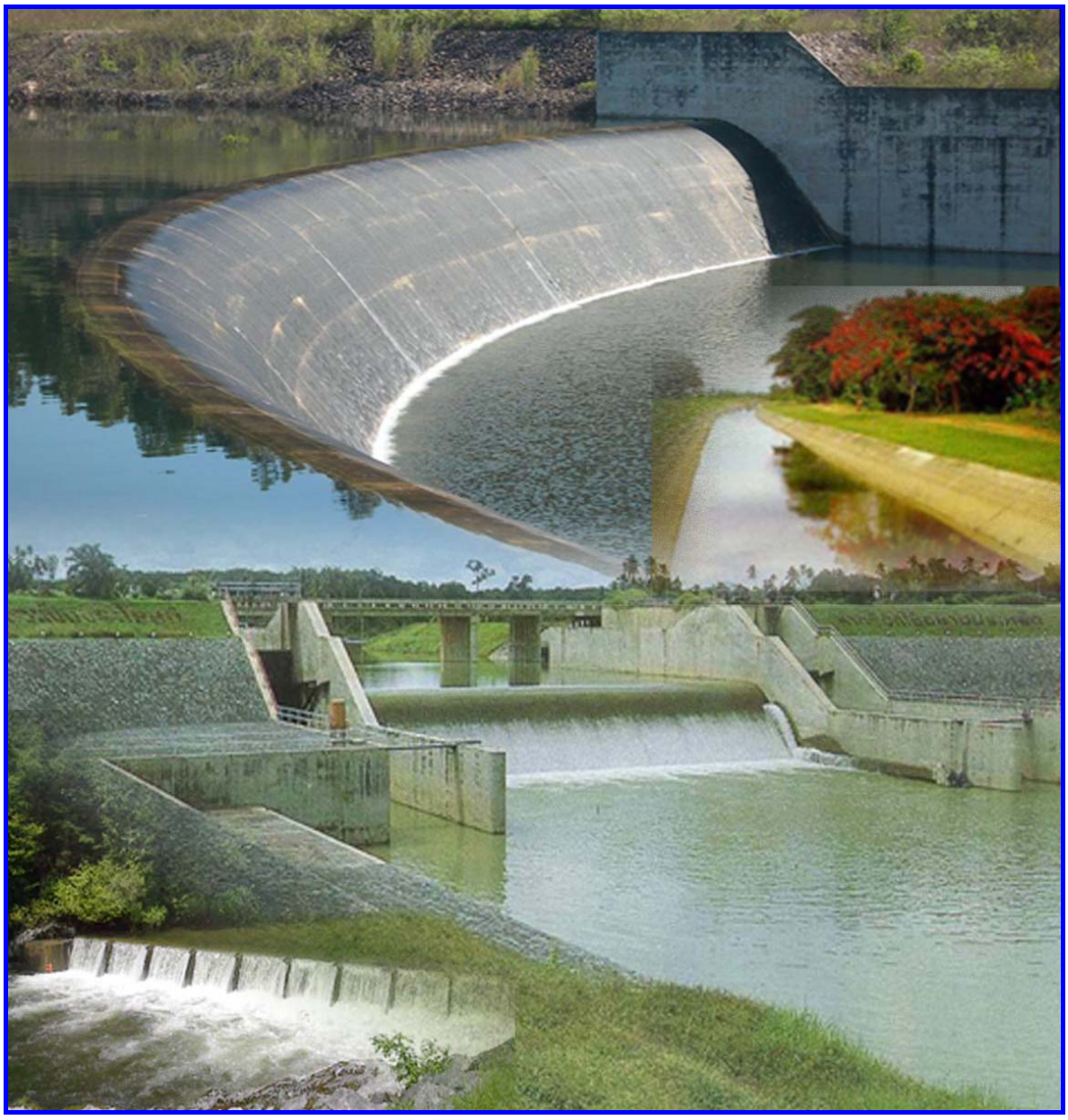
กรมทรัพยากรน้ำ

กระทรวงทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม

คู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ



เอกสารหมายเลข สพน.053

เมษายน 2550

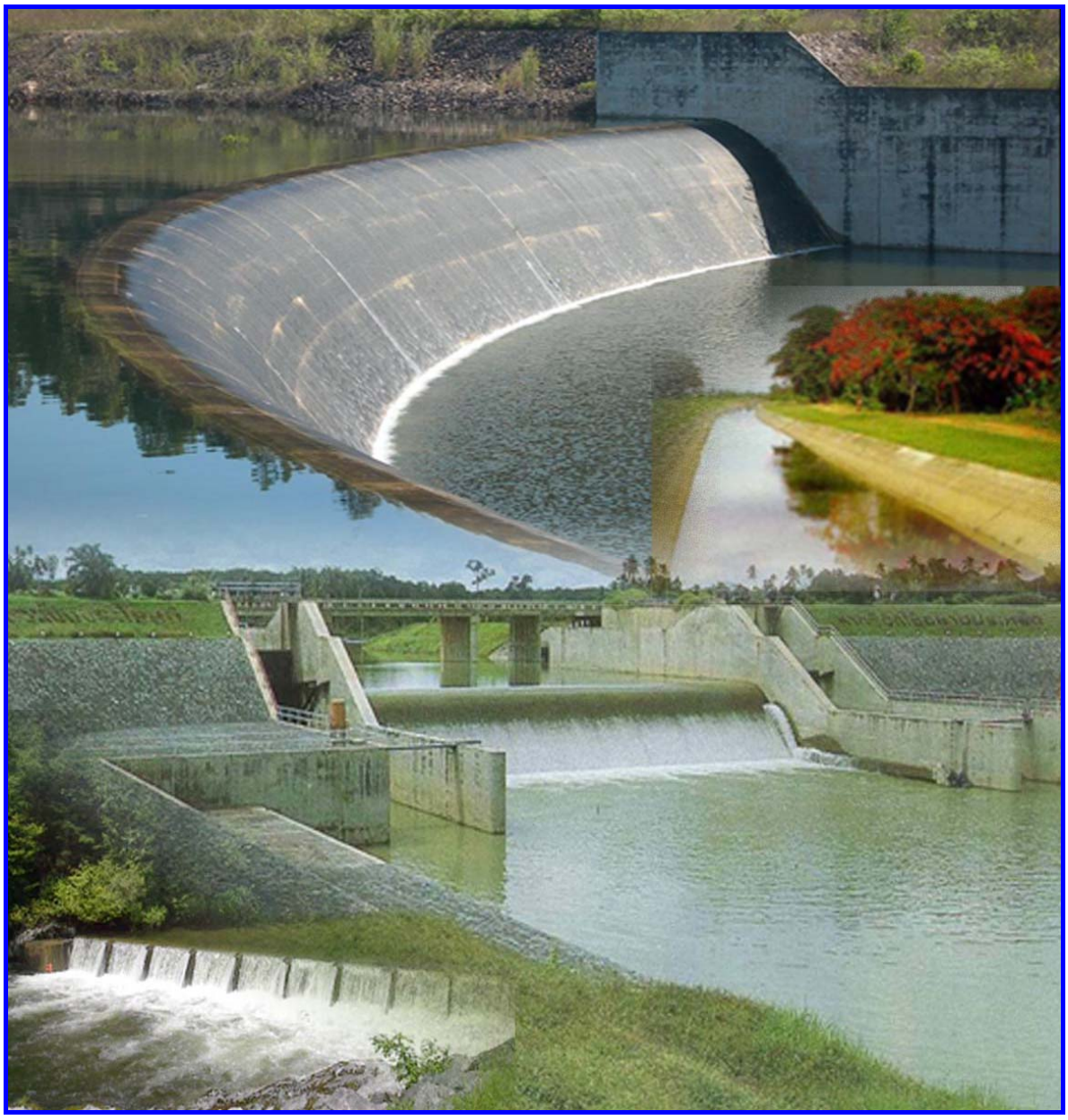
ส่วนเทคโนโลยีและมาตรฐาน

สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ

กรมทรัพยากรน้ำ

กระทรวงทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม

คู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ



เอกสารหมายเลข สพน.053

เมษายน 2550

ส่วนเทคโนโลยีและมาตรฐาน

สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ

สารบัญ

รายการ	หน้า
บทที่ 1 บทนำ	**1-1**
บทที่ 2 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านอุทกวิทยา	**2-8**
2.1 การประเมินปริมาณน้ำท่า	2-8
2.2 ข้อพิจารณาการเลือกค่ารอบปี สำหรับใช้ออกแบบ	2-8
2.3 การคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด	2-10
2.3.1 วิธี Rational Method	2-10
2.3.2 วิธี Unit Hydrograph Method	2-4
2.3.3 วิธี Manning Method	2-12
2.3.4 วิธี Slope-Area Method	2-14
2.3.5 วิธีประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่	2-17
บทที่ 3 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อนดิน	**3-1**
3.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ	3-1
3.2 ระดับสันเขื่อน	3-2
3.3 ความกว้างของสันเขื่อน (DAM Crest width)	3-5
3.4 การกำหนดความกว้างของ Cutoff Trench	3-5
3.5 ขนาดหินทิ้งและกรวดทรายรองพื้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ	3-6
3.6 การป้องกันลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ	3-8
3.7 การคำนวณปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	3-8
3.8 Chimney Drain, Blanket Drain และ Toe Drain	3-9
3.8.1 Chimney Drain	3-10
3.8.2 Blanket Drain	3-11
3.8.3 Toe Drain	3-13
3.9 การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนดิน (Slope Stability Analysis)	3-13
3.9.1 วิธีการวิเคราะห์หาค่า Factor of Safety (F.S.)	3-14
3.9.2 วิธีการคำนวณหาค่า Factor of Safety (F.S.)	3-15
3.9.3 Condition of Slope Stability Analysis	3-16
3.9.4 การกำหนดค่า Seismic Coefficient	3-17
3.9.5 การกำหนดค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure)	3-18

สารบัญ

รายการ **หน้า**

3.9.6 Allowable Factor of Safety 3-20

3.10 คุณสมบัติดินที่นำมาออกแบบตัวเขื่อน 3-20

3.11 ระยะเผื่อการทรุดตัวของสันเขื่อน (Crest Camber) 3-21

3.12 อุปกรณ์มาตรวัดพฤติกรรมเขื่อนเก็บกักน้ำ (Dam Instrumentation) 3-22

3.12.1 Piezometer 3-22

3.12.2 บ่อวัดระดับน้ำใต้ดิน (Observation Well) 3-23

3.12.3 Surface Settlement Point และ Reference Benchmark 3-23

3.12.4 Inclinometer with magnetic Ring 3-24

3.12.5 อาคารวัดน้ำ 3-24

3.13 การระบายน้ำบนสันเขื่อน 3-25

3.14 การตรวจสอบการเกิด Piping 3-25

3.15 การปรับปรุงฐานรากเขื่อน 3-26

3.15.1 เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน 3-26

3.15.2 แนวทางการออกแบบปรับปรุงฐานราก 3-26

บทที่ 4 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านชลศาสตร์ 4-1

4.1 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบฝายน้ำล้น (Weir) 4-1

4.2 องค์ประกอบของอาคารระบายน้ำล้น 4-2

4.3 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า 4-2

4.4 ประเภทของฝายน้ำล้น 4-4

4.4.1 ระดับสันฝายน้ำล้น (Crest Elevation) 4-4

4.4.2 ความยาวสันฝายน้ำล้น (Length of Weir) 4-4

4.4.3 รูปร่างฝายน้ำล้น (Shape of the Weir) 4-6

4.4.4 การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น 4-6

4.4.5 การออกแบบ Cutoff Wall 4-9

4.5 การคำนวณปริมาณน้ำผ่านฝายน้ำล้น)Discharge Over Weir) 4-10

4.5.1 ฝายน้ำล้นแบบมีบาน 4-10

4.5.2 ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน 4-14

4.6 การออกแบบอาคารลำเลียงน้ำ)Chute Channel) 4-14

สารบัญ

รายการ **หน้า**

4.7 การออกแบบอาคารสลายพลังงาน 4-18

4.7.1 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I 4-18

4.7.2 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II 4-18

4.7.3 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin III 4-19

4.7.4 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type IV 4-23

4.7.5 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V 4-23

4.7.6 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI 4-25

4.7.7 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII 4-26

4.7.8 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII 4-29

4.8 การออกแบบป้องกันการกัดเซาะ 4-30

4.8.1 ความยาวของหินทิ้ง มีหลักเกณฑ์ในการออกแบบดังนี้ 4-30

4.8.2 ขนาดของหินทิ้ง 4-31

4.8.3 ความหนาของวัสดุปู 4-32

4.9 การออกแบบ รูระบายน้ำที่พื้น กำแพงกันดิน และวัสดุกรอง 4-37

4.10 การออกแบบรัศมีความโค้งของลำน้ำ 4-40

4.11 การออกแบบระดับอาคารต่างๆ 4-40

บทที่ 5 เกณฑ์การออกแบบอาคารบังคับน้ำ 5-1

5.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ 5-1

5.2 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า 5-3

5.2.1 ทางชักน้ำเข้า (Approach Channel) 5-3

5.2.2 อาคารรับน้ำ (Intake Structure) 5-3

5.2.3 ท่อส่งน้ำ (Conduit) 5-5

5.2.4 อาคารบังคับน้ำ (Control Structure) 5-13

5.2.5 อาคารลดพลังงานท้ายน้ำ (Terminal Structure) 5-16

5.2.6 การป้องกันการกัดเซาะ 5-17

บทที่ 6 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบถนน 6-1

6.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ 6-1

6.1.1 ถนนบนสันเขื่อน 6-1

สารบัญ

รายการ	หน้า
6.1.2 ถนนบำรุงรักษาท้ายเขื่อน	6-2
6.1.3 ถนนเข้าหัวงาน	6-2
6.1.4 การออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design)	6-3
6.1.5 การออกแบบผิวจราจร (Pavement Design)	6-8
6.2 การออกแบบอาคารระบายน้ำ	6-9
6.2.1 การระบายน้ำ	6-11
6.2.2 อาคารระบายน้ำ	6-11
6.2.3 การออกแบบระบบระบายน้ำ (Drainage Design)	6-12
6.2.4 การออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำผ่านถนน	6-20
6.2.5 การป้องกันการกัดเซาะ	6-25
บทที่ 7 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านโครงสร้าง	**7-1**
7.1 มาตรฐานทั่วไป	7-1
7.2 ข้อกำหนดและคุณสมบัติของวัสดุ	7-1
7.2.1 คอนกรีต (Concrete)	7-2
7.2.2 เหล็กเสริมคอนกรีต (Reinforcing Steel)	7-3
7.2.3 เหล็กโครงสร้าง (Structural Steel)	7-3
7.3 แรงที่กระทำต่ออาคาร	7-4
7.3.1 น้ำหนักบรรทุกถาวร (Dead Load)	7-4
7.3.2 น้ำหนักจร (Live Load)	7-4
7.3.3 แรงลม (Wind Load)	7-4
7.3.4 แรงดันด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดิน	7-4
7.3.5 แรงดันน้ำ (Uplift Water Pressure)	7-5
7.3.6 แรงลอยตัว (Bouyance Force)	7-5
7.3.7 แรงดันน้ำที่กระทำต่อตัวฝาย (Hydrostatic Pressure)	7-5
7.3.8 แรงที่กระทำต่อกำแพงในแนวดิ่ง (Vertical Wall Loads)	7-5
7.4 เสถียรภาพของอาคาร (Stability of Structures)	7-5
7.4.1 กรณีวิกฤตที่พิจารณา (Critical cases to be considered)	7-6
7.4.2 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการพลิกคว่ำ (Safety Against Overturning)	7-6

สารบัญ

รายการ **หน้า**

7.4.3 การคำนวณความปลอดภัยเนื่องมาจากการเลื่อนตัว (Safety Against Sliding) 7-6

7.4.4 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการทรุดตัว (Safety Against Settlement) 7-7

7.5 เสถียรภาพของความลาดเอียงของคันดิน (Slope stability) 7-8

7.6 การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 7-9

7.6.1 การกำหนดช่วงห่างของเหล็กเสริม (Spacing of Reinforcement) 7-9

7.6.2 การป้องกันเหล็กเสริมโดยความหนาของคอนกรีต (Concrete Covering) 7-9

7.6.3 ความหนาน้อยที่สุดของผนังกำแพงและพื้นคอนกรีต 7-10

7.6.4 การกำหนดแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต (Bond and Anchorage requirement) 7-10

7.6.5 แรงเฉือนและแรงดึงทแยงที่ยอมให้ 7-11

7.6.6 การเสริมเหล็กต้านทานการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ 7-11

7.6.7 การงอเหล็กเสริม (Hook and Bend of Reinforcement Bars) 7-13

7.6.8 การต่อเหล็กเสริม 7-14

7.7 การออกแบบ Anchor Bars 7-14

7.8 การออกแบบกำแพงกันดิน 7-15

7.8.1 กำแพงกันดินรูปตัวยู (U-Shape Retaining Wall) 7-15

7.8.2 กำแพงกันดินชนิดกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall) 7-15

7.8.3 กำแพงกันดินชนิดเอียง (Slope Wall) 7-15

7.9 การออกแบบกำแพงฐานรากใต้ดิน (Cut Off Wall) 7-17

7.10 การออกแบบรอยต่อของคอนกรีตในอาคาร 7-17

7.11 การออกแบบทางข้าม 7-18

7.11.1 การออกแบบบันได 7-18

7.11.2 สะพานเดินคนข้าม 7-19

7.11.3 สะพานรถยนต์ 7-19

7.11.4 สะพานบริการ 7-20

7.11.5 สะพานเครื่องกว้าน 7-20

7.11.6 ท่อเหลี่ยม 7-21

7.11.7 ท่อกลม 7-22

7.12 อาคารบังคับน้ำ/อาคารจุดปล่อยน้ำ 7-23

สารบัญ

รายการ	หน้า
7.13 อาคารปากทางน้ำเข้า, อาคารรับน้ำ (Intake Structure)	7-24
7.14 อาคารท่อส่งน้ำ (Concrete Conduit)	7-25
7.15 อาคารควบคุมปริมาณน้ำ (Control House)	7-27
7.16 การคำนวณอาคาร Stilling Type Basin	7-29
7.17 การคำนวณตะแกรงกันสวะ (Trashrack)	7-29
7.18 การคำนวณแผงเหล็กกั้นน้ำ (Bulkhead)	7-29
7.19 การออกแบบบานระบาย	7-30
7.19.1 บานประตูเหล็กโค้ง (Radial gate)	7-30
7.19.2 บานประตูเหล็กตรง (Vertical gate)	7-31
7.19.3 เครื่องกว้านบานระบาย (Gate Hoist)	7-37
7.19.4 ท่อนกั้นน้ำ (Stoplog)	7-38

สารบัญตาราง

รายการ	หน้า
ตารางที่ 3-1 ระยะ Freeboard ต่ำสุดเป็นเมตรจากระดับเก็บกัก	3-5
ตารางที่ 3-2 แสดงขนาดของหินทิ้งตาม U.S. Corps of Engineers (1984)	3-6
ตารางที่ 3-3 แสดงความหนาของกรวดทรายรองพื้น (Sherard et al. 1963)	3-7
ตารางที่ 3-4 แสดง Minimum Factor of Safety	3-20
ตารางที่ 4-1 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากตอม่อ (Kp)	4-5
ตารางที่ 4-2 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง (Ka)	4-6
ตารางที่ 4-3 ค่า Lane's Weighted Creep Ratio สำหรับดินประเภทต่างๆ ที่อยู่บริเวณใต้ฝายน้ำล้น	4-7
ตารางที่ 4-4 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ยอมให้ที่ไม่เกิดการกัดเซาะดิน	4-31
ตารางที่ 4-5 เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดคละของชั้นกรอง	4-39
ตารางที่ 5-1 Coefficient of discharge and loss coefficient for conduit entrances	5-7
ตารางที่ 5-2 ค่า Expansion Coeffient ที่ผันแปรตามมุมที่ผายออก	5-9
ตารางที่ 5-3 Gate Loss Coefficient ที่เปอร์เซ็นต์ของการเปิด Gate ต่าง ๆ	5-12
ตารางที่ 5-4 Lane's Weighted Creep Ratio	5-19
ตารางที่ 6-1 สัมประสิทธิ์ความปลอดภัยเพื่อการหยุด	6-5
ตารางที่ 6-2 ความยาวโค้งสำหรับการเปลี่ยนความลาดชัน 1%	6-6
ตารางที่ 6-3 เปอร์เซ็นต์ความลาดชันสูงสุด (Maximum Grading)	6-6
ตารางที่ 6-4 เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยการออกแบบโค้งทางราบ	6-7
ตารางที่ 6-5 มาตรฐานผิวจราจรกรมทางหลวง	6-8
ตารางที่ 6-6 สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผิวดิน	15
ตารางที่ 6-7 สัมประสิทธิ์การหลากสูงสุด (Peak Discharge Coefficient), Kp	6-20
ตารางที่ 6-8 แฟคเตอร์ของพืชปกคลุมดินที่มีผลต่อการซึงผ่านผิวดินของน้ำ Infiltration Cover Factors	6-21
ตารางที่ 6-9 ความสามารถซึมผ่านดินของน้ำ) Infiltration Capacity)	6-22
ตารางที่ 6-10 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ไม่เกิดการกัดเซาะ	6-22
ตารางที่ 6-11 Lane's Weighted Creep Ratio	6-26
ตารางที่ 7-1 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต	7-2
ตารางที่ 7-2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กบนรับแรงดึง)	7-10
ตารางที่ 7-3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กอื่นที่รับแรงดึง)	7-11

สารบัญตาราง

รายการ	หน้า
ตารางที่ 7-4 ระยะฝังและระยะทาบของเหล็กเสริม	7-12
ตารางที่ 7-5 การงอเหล็ก	7-13
ตารางที่ 7-6 คุณสมบัติวัสดุกันน้ำ (Water Stop)	7-18
ตารางที่ 7-7 การพอกมุม	7-18

สารบัญรูป

	รายการ	หน้า
รูปที่ 2-1	ตัวอย่างแสดงกราฟความเข้มน้ำฝน - ช่วงเวลา – รอบปีการเกิดซ้ำ	2-5
รูปที่ 2-2	Dimensionless Unit Hydrograph	2-8
รูปที่ 2-3	ตัวอย่างกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับจังหวัดในประเทศไทย	2-10
รูปที่ 2-4	ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา	2-11
รูปที่ 2-5	ตัวอย่างกราฟแฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ โดยสถาบันภูมิอากาศสหรัฐอเมริกา 1961	2-12
รูปที่ 2-6	การไหลในทางน้ำเปิด	2-14
รูปที่ 3-1	กราฟแสดงความสัมพันธ์ของ FETCH กับ WAVE UPRUSH INCLUDING WAVE HEIGHT เนื่องจากแรงลม	3-4
รูปที่ 3-2	ตัวอย่างการออกแบบ Chimney Drain และ Blanket Drain	3-10
รูปที่ 3-3	แสดงการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนโดยวิธี Simplified Bishop Method	3-14
รูปที่ 3-4	แผนที่แสดงความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว	3-19
รูปที่ 4-1	รูปตัดของอาคารระบายน้ำล้นและองค์ประกอบ	4-3
รูปที่ 4-2	ตัวแปรสำหรับกำหนดรูปร่างของ Ogee Crest	4-8
รูปที่ 4-3	ค่าสัมประสิทธิ์การไหลที่ Head ต่างๆ	4-11
รูปที่ 4-4	ระดับน้ำด้านท้ายของฝายน้ำล้น	4-12
รูปที่ 4-5	ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของฝายแบบแบบ Free Orifice	4-13
รูปที่ 4-6	แสดงการไหลในทางน้ำเปิดเพื่อการคำนวณหาระดับน้ำ โดยวิธี Standard Step Method	4-15
รูปที่ 4-7	Transition ของรางเท	4-17
รูปที่ 4-8	(ก) อาคารสลายพลังงาน (ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ	4-20
รูปที่ 4-9	อาคารสลายพลังงานแบบ USER Basin Type III	4-21
รูปที่ 4-10	อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Badin Type IV	4-22
รูปที่ 4-11	อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type V	4-24
รูปที่ 4-12	แฟคเตอร์รูปร่างไร้มิติ K	4-25
รูปที่ 4-13	อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type VI	4-26
รูปที่ 4-14	อาคารสลายพลังแบบ Bucket Type Energy Dissipator	4-27
รูปที่ 4-15	Ski – Jump Energy Dissipator	4-28

สารบัญรูป

รายการ **หน้า**

รูปที่ 4-16 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII 4-30
รูปที่ 4-17 โค้งออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณท้องน้ำ 4-35
รูปที่ 4-18 โค้งออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณตลิ่งของลำน้ำ 4-36
รูปที่ 4-19 แสดงการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอยต่อของชั้นกรอง 4-38
รูปที่ 5-1 Bend Loss Coefficient 5-10
รูปที่ 5-2 Impact Type Stilling Basin 5-18
รูปที่ 6-1 กราฟสำหรับอ่านค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C ที่ใช้สูตร Rational formula 6-17
รูปที่ 6-2 ตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มฝน-ช่วงเวลา-ความถี่ฝน 6-18
รูปที่ 6-3 ค่าลดความเข้มของฝนสำหรับพื้นที่รับน้ำ 6-19
รูปที่ 6-4 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยดิน – ซีเมนต์ 6-23
รูปที่ 6-5 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยหินใหญ่และกรวดส่วนคละ 6-23
รูปที่ 6-6 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยซีเมนต์ 6-24
รูปที่ 6-7 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยแผ่นคอนกรีตบล็อก 6-24
รูปที่ 7-1 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบรูปตัวยู (U-Shape Retaining Wall) 7-16
รูปที่ 7-2 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall) 7-16
รูปที่ 7-3 แสดงรูปแบบบันไดและการเสริมเหล็กบันได 7-20
รูปที่ 7-4 ลักษณะแบบฐานรองรับท่อ 7-22
รูปที่ 7-5 ลักษณะแรงกระทำต่อท่อ 7-23
รูปที่ 7-6 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อเหลี่ยม 7-25
รูปที่ 7-7 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อส่งน้ำ (Concrete Conduit) 7-27

บทที่ 1
บทนำ

กรมทรัพยากรน้ำ สังกัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม จัดตั้งตาม พระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ 2545 .และโอนบรรดากิจการบริหารอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการที่เกี่ยวข้องกับทรัพยากรน้ำมาสังกัด โดยมีวัตถุประสงค์ให้เป็นหน่วยงานหลักในการเสนอแนะนโยบาย วางแผนพัฒนาและบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ เพื่อให้การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ เป็นธรรม และยั่งยืน

การพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ เป็นกิจกรรมเพื่อให้ราษฎรในชนบทที่แห้งแล้งและขาดแคลนน้ำนอกเขตชลประทาน ได้มีน้ำใช้เพียงพอกับความต้องการในการยังชีพขั้นพื้นฐาน ได้แก่ การอุปโภค บริโภค ตลอดทั้งปี และเพื่อใช้เสริมการเกษตรยังชีพเท่าที่แหล่งน้ำธรรมชาติจะอำนวยให้ทำการพัฒนาได้ งานพัฒนาแหล่งน้ำ มีหลายประเภทตามลักษณะของแหล่งน้ำ สภาพภูมิประเทศ และความต้องการของราษฎร ได้แก่ อ่างเก็บน้ำ ฝายน้ำล้น คลองส่งน้ำ เป็นต้น ซึ่งงานแต่ละประเภท มีสิ่งก่อสร้างและหลักเกณฑ์การออกแบบที่แตกต่างกันออกไป งานอ่างเก็บน้ำและฝายน้ำล้น เป็นงานที่ให้ประโยชน์สูง และมีสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่กว่างานประเภทอื่น จึงมีขั้นตอนในการออกแบบรายละเอียดและยุ่งยากมากกว่างานอย่างอื่น

ในปัจจุบัน กรมทรัพยากรน้ำ มีภารกิจแผนงานจะก่อสร้างพัฒนาแหล่งน้ำให้ครอบคลุมทั่วถึงทุกพื้นที่ของสำนักงานทรัพยากรน้ำภาค เพราะถือว่าแหล่งน้ำเป็นปัจจัยอันสำคัญในการประกอบอาชีพและวิถีชีวิตของคนไทย จำนวนโครงการพัฒนาแหล่งน้ำจึงมีเพิ่มมากขึ้น แต่ขณะเดียวกัน แนวทางและเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำยังไม่มีใช้งาน ดังนั้น เพื่อให้ความรู้และเป็นแนวทางในการออกแบบแหล่งน้ำต่อไป คู่มือเล่มนี้จึงมีเนื้อหาแต่เฉพาะด้านพัฒนาแหล่งน้ำ ได้แก่ อ่างเก็บน้ำและฝายน้ำล้น และมีจุดมุ่งหมายให้รู้เกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ ตามหลักวิชาการขั้นพื้นฐานเท่านั้น หากจำเป็นต้องออกแบบงานที่ใช้หลักวิชาการที่มีความละเอียดและยุ่งยากขึ้น ควรค้นคว้าตำราอื่นๆ หรือนำมาปรึกษาหารือกับผู้เชี่ยวชาญที่มีประสบการณ์ตามความเหมาะสม

บทที่ 2
เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านอุทกวิทยา

2.1 การประเมินปริมาณน้ำท่า

Flood studies เป็นการศึกษาเกี่ยวกับปริมาณน้ำนอง เพื่อหาค่าปริมาณน้ำนองสูงสุดที่เกิดขึ้นในรอบปี (Return Period) ที่กำหนด เพื่อออกแบบขนาดของอาคารระบายน้ำล้น เช่น อาคารระบายน้ำล้น ฝายฯ ท่อระบายน้ำ และทางน้ำผ่านถนน เป็นต้น ได้อย่างปลอดภัย ปริมาณน้ำนองสูงสุด หมายถึง น้ำจำนวนมากที่สุดที่จะไหลมาในลำน้ำ ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อมีฝนตกหนักเป็นเวลานานติดต่อกันทั่วทั้งพื้นที่รับน้ำฝน ปริมาณน้ำนองสูงสุดของแต่ละปีจะมีจำนวนไม่เท่ากัน ขึ้นอยู่กับปริมาณฝนตกมากที่สุดของแต่ละครั้งในแต่ละปี

2.2 ข้อพิจารณาการเลือกค่ารอบปี สำหรับใช้ออกแบบ

โครงสร้างที่มีความสำคัญ กล่าวคือ ถ้าเกิดความเสียหายแล้วจะเกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน ก็ต้องออกแบบให้ปลอดภัยมากที่สุด โดยออกแบบให้สามารถรับปริมาณน้ำนองสูงสุดในรอบหลายปี Nemec ได้แนะนำค่ารอบปีเพื่อใช้ออกแบบงานต่างๆดังตาราง

ลำดับที่	ประเภทของงาน	รอบปี (ปี)	หมายเหตุ
1	งานระบายน้ำ ท่อลอดที่มีน้ำบ่าน้อย และการขุดระบายลำน้ำเล็กๆ ในชนบท	3 - 5	
2	ทางระบายน้ำล้น ฝายน้ำล้นขนาดเล็กในชนบท หากได้รับความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองก็ไม่เกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	10 – 20	
3	ท่อลอด และสะพานเล็กๆ บนทางสาธารณะระหว่างหมู่บ้าน	30 – 50	
4	งานตามข้อ 1 หากเกิดความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองจะเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	50 – 100	
5	งานตามข้อ 2 หากเกิดความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองจะเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	50 – 100	
6	ท่อลอดและสะพานเล็ก ๆ บนทางหลวง ถ้ามีน้ำมากอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่ทรัพย์สิน	50 – 100	

ที่มา : คู่มือการออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท กองสำรวจและออกแบบ รพช. 2529

2.3 การคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด

วิธีคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดมีหลายวิธี แต่สำหรับงานแหล่งน้ำขนาดเล็กแนะนำให้ใช้วิธีดังต่อไปนี้

- วิธี Ratio nal Method (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน)
- วิธี Unit H ydrograph (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน)
- วิธี Manning
- วิธี Slope-Area
- วิธี ประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่

2.3.1 วิธี Rational Method

วิธีRational Method เป็นวิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยใช้ข้อมูลสถิติน้ำฝนและข้อมูลลักษณะของลำน้ำวิธีนี้เหมาะกับพื้นที่รับน้ำฝนขนาดเล็กที่มีขนาดไม่เกิน 10 ตร.กม.และไม่มีข้อมูลปริมาณน้ำท่วมที่วัดในสนาม ค่าปริมาณน้ำนองสูงสุดที่คำนวณได้โดยวิธีนี้ จะมีค่ามากเกินความเป็นจริงสำหรับพื้นที่รับน้ำฝนขนาดใหญ่ที่มี Basin หลายอันรวมกัน

Rational Method มีสูตรดังนี้

$$Qpeak = 0.278\ C*I*A$$

$$Tc = 0.0663* \left(L / \sqrt{S}\right)^{0.77}$$

$$S = H/L$$

เมื่อ Qpeak = ปริมาณน้ำนองสูงสุด (ม.^{3}/วินาที)

C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า

I = ความเข้มน้ำฝน (Rainfall Intensity) ที่ช่วงเวลา Tc (มม./ซม.)

Tc = ช่วงเวลาการตกของฝน (Time of concentration) เท่ากับเวลาที่น้ำใช้ในการไหลจากจุดไกลที่สุดของพื้นที่รับน้ำฝนมาถึงโครงการ (ชม.)

A = พื้นที่รับน้ำฝนของโครงการ (กม.^{2})

L = ความยาวของลำน้ำสายหลักถึงจุดที่ตั้งโครงการ (กม.)

S = ความลาดเอียงของพื้นท้องลำน้ำ (ม./ม.)

H = ระดับพื้นลำน้ำที่จุดไกลสุด-ระดับพื้นลำน้ำ
ที่จุดที่ตั้งโครงการ (ม.)

ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C

ภูมิประเทศและต้นไม้ปกคลุม	ดินทรายปนดินตะกอน	ดินเหนียวปนดินตะกอน	ดินเหนียวเลน
พื้นที่เป็นป่า (Woodland)			
ที่ราบ (ลาด 5-10%)	0.10	0.30	0.40
เป็นลูกคลื่น (ลาด 5-10%)	0.25	0.35	0.50
เป็นเนิน (ลาด 5-30%)	0.30	0.50	0.60
ทุ่งหญ้าเลี้ยงสัตว์ (Pasture)			
ที่ราบ	0.10	0.30	0.40
เป็นลูกคลื่น	0.16	0.36	0.55
เป็นเนิน	0.22	0.42	0.60
พื้นที่เพาะปลูก (Cultivated)			
ที่ราบ	0.30	0.50	0.60
เป็นลูกคลื่น	0.40	0.60	0.70
เป็นเนิน	0.52	0.72	0.82
ลักษณะพื้นที่	ในเมือง (Business Area)		0.60-0.75
	หมู่บ้านจัดสรร		0.50-0.70
	ถนน		0.75-0.85
	หลังคา		0.75-0.95

1) ความเข้มน้ำฝน (Rainfall Intensity) : I

หาได้จากสถิติข้อมูลน้ำฝนที่ได้วิเคราะห์เป็นกราฟความเข้มน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปี การเกิดซ้ำของแต่ละจังหวัดที่ตั้งโครงการ โดยพิจารณาใช้คาบปีที่เหมาะสมกับงาน ปกติงานแหล่งน้ำขนาดเล็กใช้คาบ 25 ปี ตัวอย่างกราฟความเข้มน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ แสดงใน รูปที่ 2-1

2) Q inflow และ Q outflow

ค่า Qpeak ที่คำนวณตามสูตรข้างต้น สำหรับโครงการอ่างเก็บน้ำจะเป็นปริมาณน้ำนองสูงสุดไหลเข้า (Qinflow) การกำหนดขนาดอาคารระบายน้ำล้นจะต้องสัมพันธ์กับปริมาณน้ำนองสูงสุดไหลออก (Qoutflow) ซึ่งคำนวณได้จากสูตรทั่วไปของอ่างเก็บน้ำหลายขนาดดังนี้

1 เมื่อ $R/A < 0.01$

$$Qoutflow = Qinflow$$

2 เมื่อ $0.01 \leq R/A \leq 0.025$

$$Qoutflow = (R/A*100)^{-0.11} *Qinflow$$

3 เมื่อ $R/A \geq 0.025$

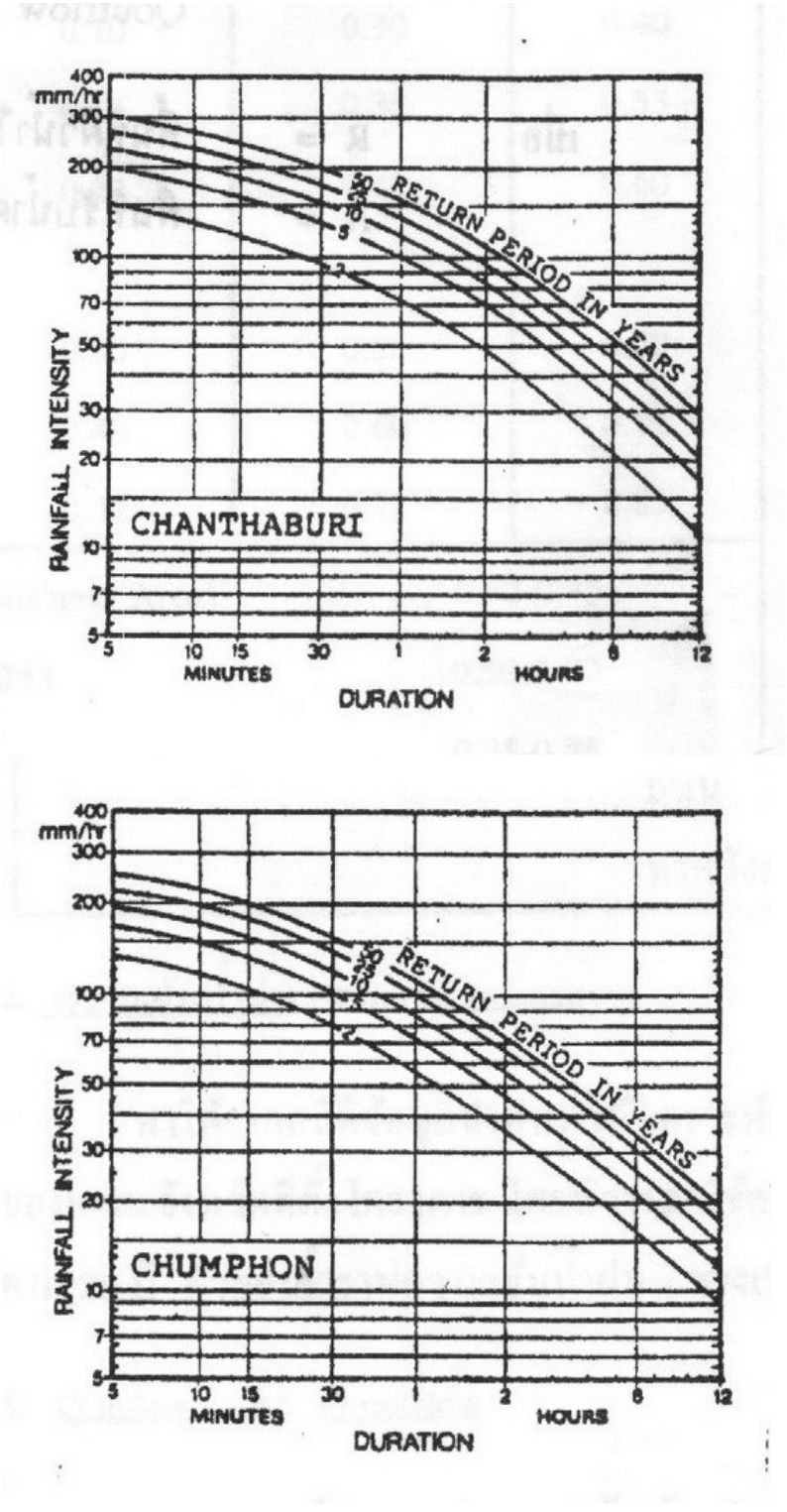
$$Qoutflow = 1.2536 (R/A*100)^{-0.35} *Qinflow$$

เมื่อ R = พื้นที่ผิวน้ำในอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกัก (กม.^{2})

A = พื้นที่รับน้ำฝนของโครงการ (กม.^{2})

2.3.2 วิธี Unit Hydrograph Method

เป็นวิธีที่นำ Unit Hydrograph สังเคราะห์ (Synthetic Unit Hydrograph) ของหน่วยงานอนุรักษ์ดิน (Soil Conservation Service, SCS) แห่งสหรัฐอเมริกา มาประยุกต์ใช้คำนวณหา ปริมาณน้ำนองสูงสุดสำหรับพื้นที่รับน้ำฝนระหว่าง 10 ถึง 2,500 ตร.กม. โดย Unit Hydrograph จะแปลงค่าน้ำฝนที่เหลือจากการซึมลงดิน (Rainfall excess) ซึ่งเกิดในช่วงเวลาหนึ่งทั่วพื้นที่รับน้ำฝนให้เป็นน้ำท่าไหลบนดิน การคำนวณจะให้ผลออกมาเป็นกราฟน้ำนอง ซึ่งเป็นผลรวมของกราฟน้ำนองย่อย ๆ ของ Rainfall excess ที่เกิดขึ้นในช่วงเวลาหนึ่ง ๆ หลายช่วงต่อเนื่องกัน ปริมาณน้ำนองสูงสุดคือ ยอดของกราฟน้ำนอง กรณีน้ำนองนี้อาจใช้ประโยชน์ต่อไปโดยนำไปคำนวณเกี่ยวกับ Flood Routing เพื่อหาขนาดที่ปลอดภัยของอาคารระบายน้ำต่าง ๆ



<u>รูปที่ 2-1</u> ตัวอย่างแสดงกราฟความเข้มน้ำฝน - ช่วงเวลา – รอบปีการเกิดซ้ำ

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

สูตรที่ใช้ในการคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Unit Hydrograph มีดังนี้

$$t_p = 1.90 * \left(L * L_c / \sqrt{S^{0.162}} \right)$$

$$T_p = 1.11 * t_p$$

$$\Delta t = \frac{T_p}{5}$$

โดยที่ t_p = เวลาที่ใช้ในการเกิดปริมาณน้ำนองสูงสุดของ Unit Hydrograph นับจากกึ่งกลางช่วงที่เกิด Rainfall excess (ชม.)

L = ความยาวของลำน้ำสายหลัก (กม.)

L_c = ความยาวของลำน้ำสายหลักวัดจากที่ตั้งโครงการถึงบนลำน้ำซึ่งอยู่ใกล้จุดศูนย์ถ่วงของพื้นที่รับน้ำฝนมากที่สุด (กม.)

S = ความลาดของพื้นท้องน้ำของลำน้ำสายหลัก (ม./ม.)

T_p = เวลาที่ใช้ในการเกิดปริมาณน้ำนองสูงสุดของ Unit Hydrograph นับจากเมื่อเริ่มมี Rainfall excess (ชม.)

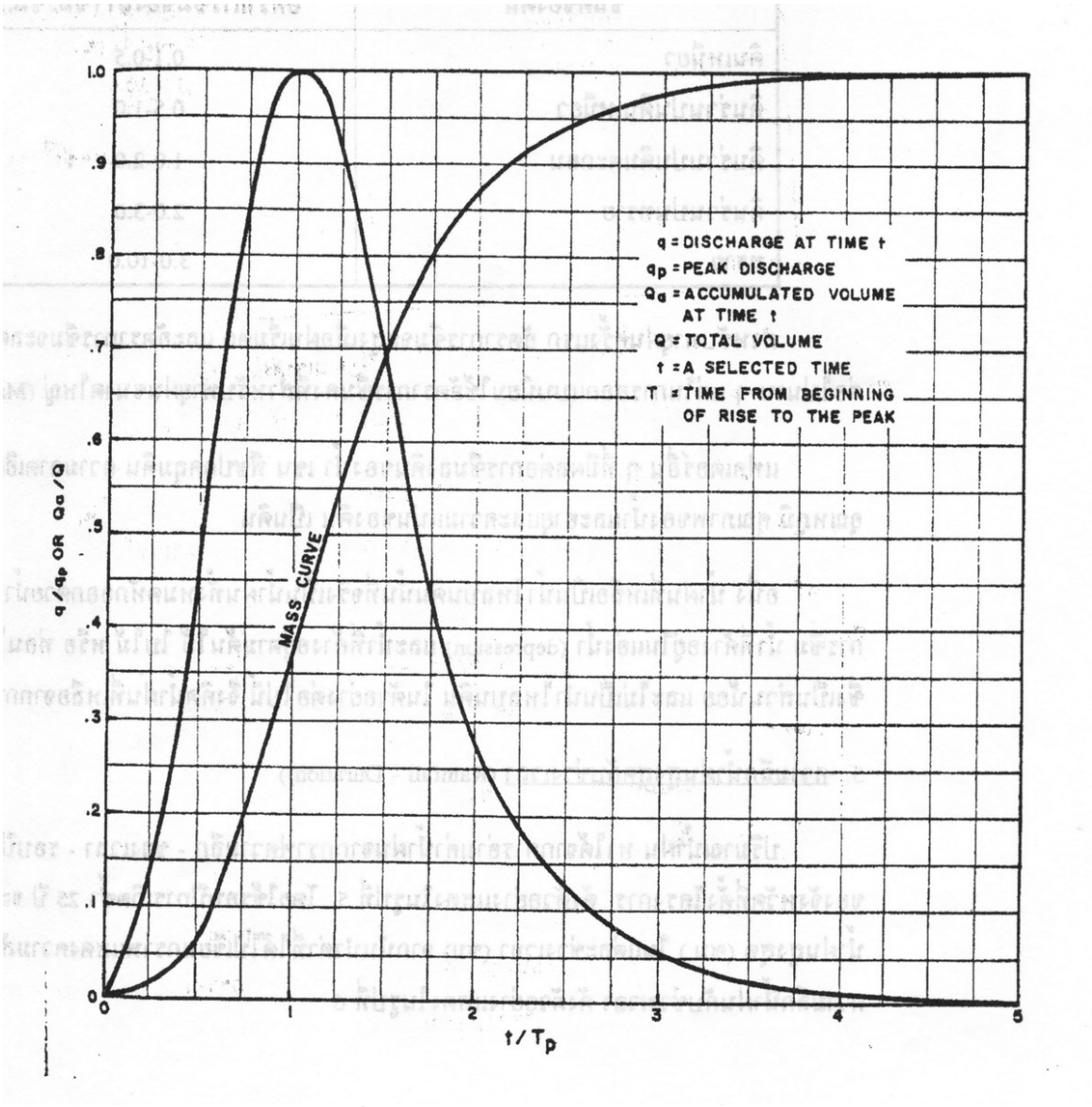
Δt = ช่วงเวลาการเกิด Rainfall excess (ชม.)

1) <u>Dimensionless Unit Hydrograph</u>

ค่าปริมาณน้ำนองที่เวลาต่าง ๆ ของ Unit Hydrograph หาได้จาก Dimensionless Unit Hydrograph ของหน่วยงาน SCS (Soil Conservation Service) ตาม รูปที่ 2-2 ซึ่งได้จัดทำขึ้นจากการศึกษา Unit Hydrograph ที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติจำนวนหลาย ๆ อัน ซึ่งมีขนาดและลักษณะภูมิประเทศของพื้นที่รับน้ำฝนแตกต่างกัน ดังนี้

Time Ratios (t/T_p)	Discharge Ratios (q/q_p)	Time Ratios (t/T_p)	Discharge Ratios (q/q_p)
0.0	0.000	1.6	0.560
0.1	0.300	1.7	0.460
0.2	1.000	1.8	0.390
0.3	0.190	1.9	0.330
0.4	0.310	2.0	0.280
0.5	0.470	2.2	0.207
0.6	0.660	2.4	0.147
0.7	0.820	2.6	0.107
0.8	0.930	2.8	0.077
0.9	0.990	3.0	0.055
1.0	1.000	3.2	0.040
1.1	0.990	3.4	0.029
1.2	0.930	3.6	0.210
1.3	0.860	3.8	0.015
1.4	0.780	4.0	0.011
1.5	0.680	5.0	0.000

ที่มา : หน่วยงานอนุรักษ์ดิน SCS (Soil Conservation Service) แห่งสหรัฐอเมริกา



<u>รูปที่ 2-2</u> Dimensionless Unit Hydrograph

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

2) <u>อัตราการซึมลงดินของน้ำ</u> (infiltration)

อัตราการซึมลงดินของน้ำขึ้นอยู่กับ แฟคเตอร์หลายอย่าง ที่สำคัญคือชนิดของดิน ดังนี้

ชนิดของดิน	**อัตราการซึมของน้ำ (ซม./ชม.)**
ดินเหนียว	0.1-0.5
ดินร่วนปนดินเหนียว	0.5-1.0
ดินร่วนปนดินตะกอน	1.0-2.0
ดินร่วนปนทราย	2.0-3.0
ทราย	3.0-10.0

สำหรับพายุฝนครั้งแรก อัตราการซึมจะสูงเมื่อฝนเริ่มตก และอัตราการซึมจะลดลงเมื่อฝนตกต่อไปนาน ๆ แต่ในการออกแบบนิยมใช้อัตราการซึมคงที่สำหรับพายุฝนขนาดใหญ่ (Major Storm)

แฟคเตอร์อื่น ๆ ที่มีผลต่อการซึมลงดินของน้ำ เช่น พืชปกคลุมดิน ความลาดเอียงของพื้นที่อุณหภูมิ คุณภาพน้ำและความแน่นของดิน เป็นต้น

อนึ่ง น้ำฝนที่เหลือเป็นน้ำไหลบนดินนั้นที่จริงเป็นน้ำฝนทั้งหมดหักออกด้วยน้ำที่สูญเสียจากการซึม น้ำที่ค้างอยู่แอ่งน้ำ (Depression) และน้ำที่ค้างอยู่ตามต้นไม้ ใบไม้ หรือ ท่อนไม้ (detention) ซึ่งเป็นส่วนน้อย และไม่เป็นน้ำไหลบนดิน

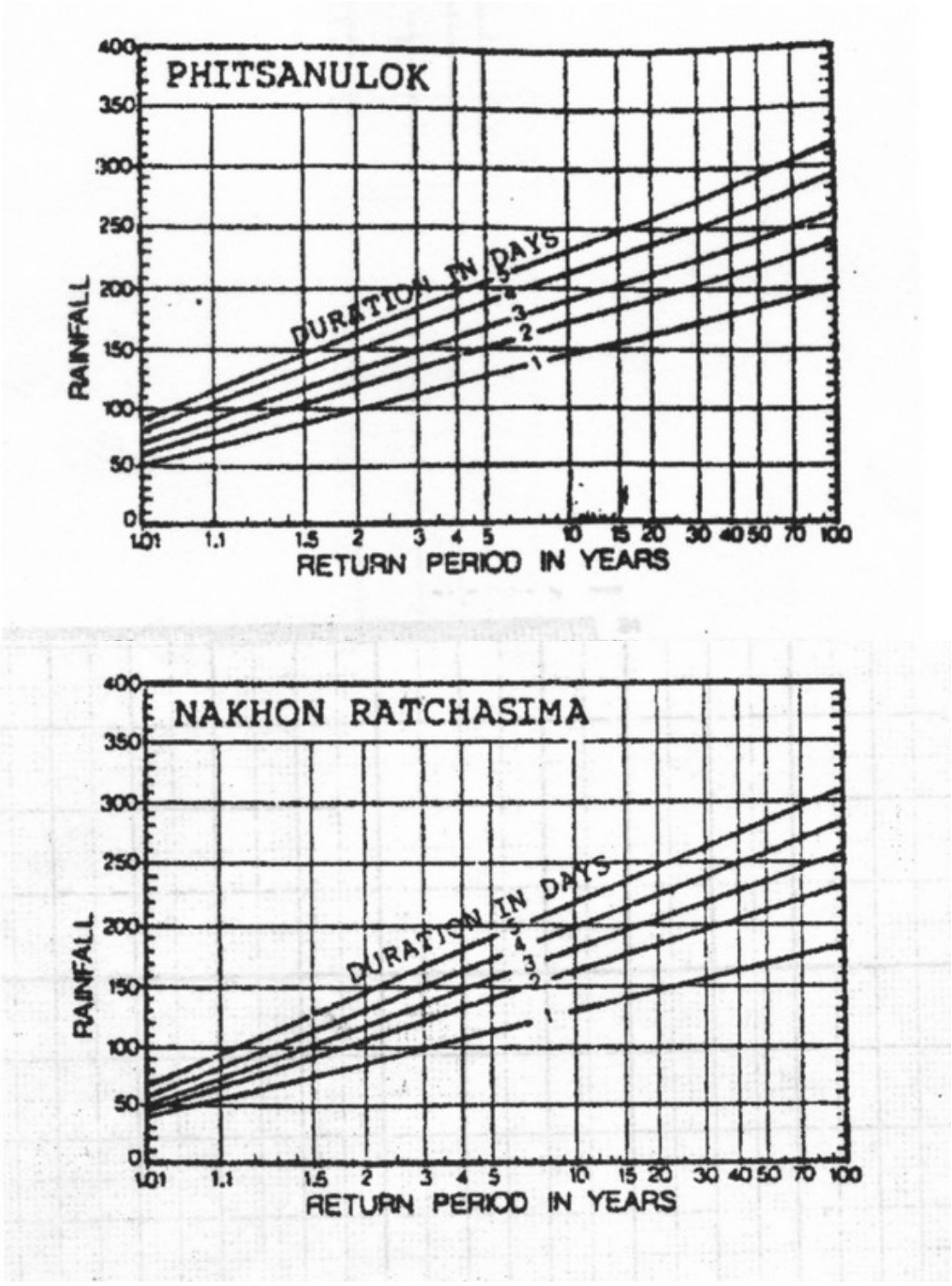
3) <u>ความลึกน้ำฝนสูงสุดกับช่วงเวลา</u> (Rainfall - Duration)

ปริมาณน้ำฝน หาได้จากการอ่านค่าน้ำฝนจากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดที่ตั้งโครงการ ดังตัวอย่างแสดงใน รูปที่ 2-3 โดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี จะได้ค่าปริมาณน้ำฝนสูงสุด (ซม.) ในแต่ละช่วงเวลา (ชม.) จากนั้นนำค่าที่ได้ไปเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา ดังตัวอย่างแสดงใน รูปที่ 2-4

4) <u>แฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่</u> (Area Rainfall Reduction Factor)

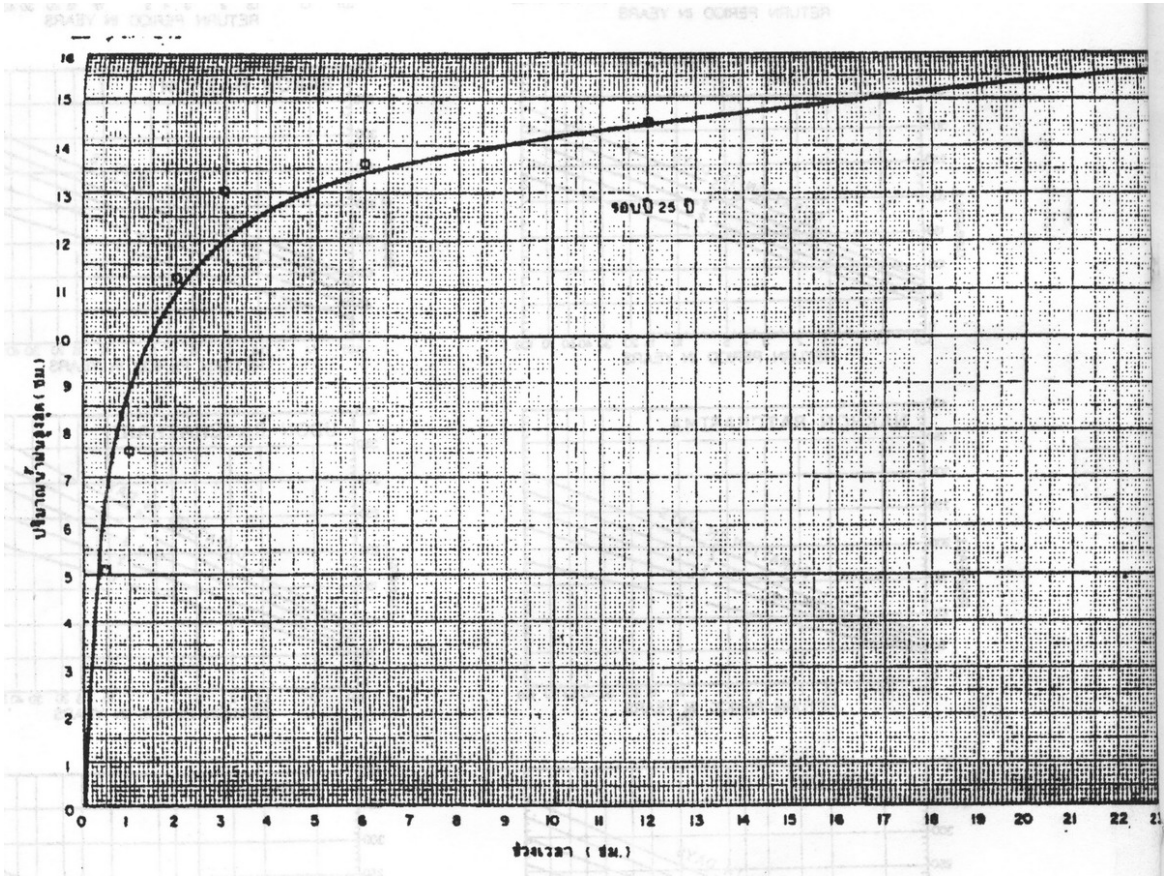
การนำค่าความลึกน้ำฝนที่อ่านได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา ตามข้อ 3 ไปใช้กับพื้นที่ฝนตกขนาดใหญ่จะทำให้มีค่าสูงเกินความเป็นจริง เพราะโอกาสที่ฝนจะตกหนักเฉลี่ยคลุมพื้นที่ขนาดกว้าง ๆ นั้นมีโอกาสน้อย ดังนั้นการนำค่าความลึกน้ำฝนไปใช้จำเป็นจะต้องมีแฟคเตอร์คูณเพื่อลดขนาดความลึกของน้ำฝนเฉลี่ยสำหรับพื้นที่กว้าง ๆ ลงให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง

สำหรับประเทศไทยนั้นยังไม่ได้มีการพัฒนากราฟแฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ดังนั้นในการศึกษาจะใช้ของต่างประเทศที่ศึกษาไว้แล้ว เช่น สถาบันภูมิอากาศ สหรัฐอเมริกา (Hershfiled, 1961) ดังแสดงใน รูปที่ 2-5



<u>รูปที่ 2-3</u> ตัวอย่างกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับจังหวัดในประเทศไทย

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท



<u>รูปที่ 2-4</u> ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

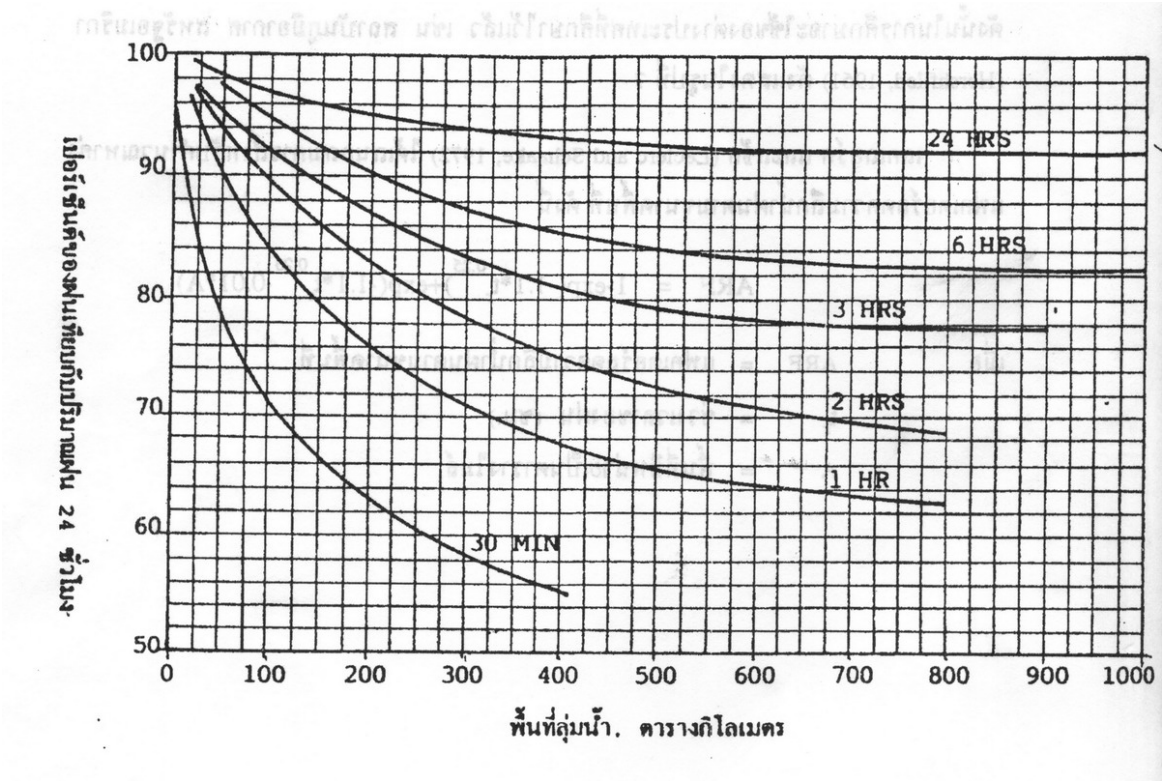
เลคเลอร์ค และแช็ค (Leclerc and schaake, 1972) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณหาค่าแฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ ดังนี้

$$ARF = 1 - \exp(-1.1 * t_r^{0.25} - 0.01 * A)$$

เมื่อ ARF = แฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่

t_r = ช่วงเวลาของฝน (ชม.)

A = พื้นที่มีหน่วยเป็นตารางไมล์



<u>รูปที่ 2-5</u> ตัวอย่างกราฟแฟคเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่
โดยสถาบันภูมิอากาศสหรัฐอเมริกา 1961

2.3.3 วิธี Manning Method

Manning Method เป็นวิธีคำนวณปริมาณการไหลของลำน้ำ โดยอาศัยหลักการทางชลศาสตร์ของรูปตัดลำน้ำ ที่มีการไหลแบบสม่ำเสมอ (Uniform Flow) โดยลำน้ำมีความลาดเอียงและมีพื้นที่หน้าตัดคงที่เป็นระยะทางที่ยาวเพียงพอ วิธีนี้ใช้เมื่อมีข้อมูล รูปตัดลำน้ำ และระดับน้ำสูงสุดซึ่งได้จากการสำรวจในสนาม เหมาะสำหรับลำน้ำที่มีรูปตัดแน่นอน เช่น คลองส่งน้ำ ท่อระบายน้ำ อุโมงค์ส่งน้ำ

สูตร Manning มีดังนี้

$$V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = A*V$$

$$R = A/P$$

$$S = H/L$$

เมื่อ V = ความเร็วเฉลี่ยของการไหล (ม./วินาที)

S = ความลาดชันของ energy gradient (ม./ม.)

R = รัศมีชลศาสตร์ (ม.)

A = พื้นที่หน้าตัดของน้ำ (ม.^{3})

P = ความยาวเส้นขอบเปียก (ม.)

n = สัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวสัมผัส

Q = อัตราไหล (ม.^{3}/วินาที)

จากสูตรข้างต้น หากถือว่าน้ำไหลด้วยความเร็วสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงตามระยะทางแล้ว

S = ความลาดชันของท้องน้ำ เมื่อการไหลแบบ Uniform Flow

S = H/L

เมื่อ H = ผลต่างของระดับน้ำลำน้ำ 2 จุด (ม.)

L = ระยะตามแนวน้ำไหลระหว่าง 2 จุดนั้น (ม.)

ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวสัมผัส "n"

ลักษณะของลำน้ำ	ค่าสัมประสิทธิ์
คลองส่งน้ำ	
คลองดินขุด	0.025
คลองหินขุด	0.40
คอนกรีต	0.13
ไม้	0.14
เหล็ก	0.12
ลำน้ำธรรมชาติบนพื้นราบ	
พื้นเรียบตรงไม่มีกรวดและวัชพืช	0.250-0.033
พื้นเรียบตรงมีกรวดและวัชพืช	0.030-0.040
พื้นไม่เรียบแม่แอ่งทั่วไปคดเคี้ยว	0.033-0.045
พื้นไม่เรียบมีแอ่งคดเคี้ยววัชพืชและกรวดหิน	0.035-0.050
มีวัชพืชหนาแน่น แอ่งลึก ที่ลุ่มน้ำท่วมมีต้นไม้ขึ้นหนาแน่น	0.075-0.150
ลำน้ำธรรมชาติบนภูเขา	
พื้นที่มีกรวด หิน หินก้อนบ้างเล็กน้อย ไม่มีวัชพืช	0.030-0.050
พื้นมีหิน และหินก้อนใหญ่ (Boulder) อยู่ทั่วไป	0.040-0.070

2.3.4 วิธี Slope-Area Method

Slope Area Method เป็นวิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด โดยใช้ข้อมูลทางกายภาพของลำน้ำ ซึ่งการไหลในลำน้ำธรรมชาติ ความเร็วของน้ำจะเปลี่ยนแปลงและไม่คงที่ไปตามระยะทาง การคำนวณดัดแปลงสูตร Manning มาคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดของลำน้ำธรรมชาติ ดังนี้

(1) สำรวจลักษณะทางกายภาพของลำน้ำ และรูปตัดลำน้ำอย่างน้อย 3 แห่ง บนช่วงลำน้ำ ซึ่งยาวไม่น้อยกว่า 75 เท่าของความลึกของน้ำ และช่วงความยาวดังกล่าวของลำน้ำระดับน้ำด้านท้ายน้ำควรต่ำกว่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำไม่น้อยกว่า Velocity Head ($V^2/2g$) หรือไม่น้อยกว่า 0.15 เมตร

(2) เก็บข้อมูลระดับน้ำในลำน้ำที่ระดับสูงสุดที่สังเกตได้ หรือจากการสอบถามชาวบ้าน

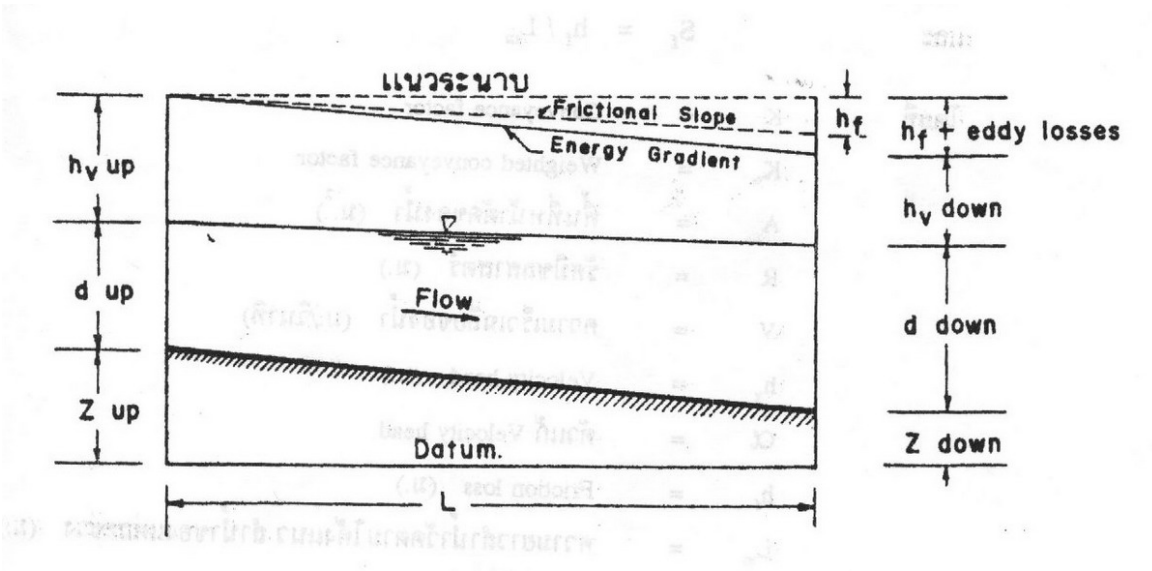
(3) กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ : n ซึ่งดูรายละเอียดในวิธีการหาค่า n

วิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Slope Area มีสูตรการคำนวณโดยพิจารณาของการไหลในทางน้ำเปิดตาม รูปที่ 2-6 โดยอาศัยหลักการจากสูตร Manning ดังนี้

จากสูตร Manning $Q = 1/n*A*R^{2/3}*S^{1/2}$

ให้ $K = 1/n*A*R^{2/3}$

จะได้ $Q = K*S^{1/2}$



<u>รูปที่ 2-6</u> การไหลในทางน้ำเปิด

สามารถเขียนสูตรสำหรับคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Slope Area Method ได้ดังต่อไปนี้

สูตร Slope Area $Q = K_w * S_f^{1/2}$

เมื่อ $K_w = \sqrt{(K_{up} * K_{down})}$

$h_v = \alpha * V^2/2g$

เมื่อ $\alpha = \sum (K^3/A^2) * (\sum A)^2/(\sum K)^3$

$\Delta h_v = h_{vup} - h_{vdown}$

Δh = ระดับน้ำด้านเหนือน้ำ - ระดับน้ำด้านท้ายน้ำ

เมื่อ Δh_v มีค่าบวก $h_f = \Delta h + 0.5 * \Delta h_v$

เมื่อ Δh_v มีค่าลบ $h_f = \Delta h + \Delta h_v$

และ $S_f = h_f/L_m$

โดยที่ K = Conveyance factor

K_w = Weighted conveyance factor

A = พื้นที่หน้าตัดของน้ำ (ม.^{2})

R = รัศมีชลศาสตร์ (ม.)

V = ความเร็วเฉลี่ยของน้ำ (ม./วินาที)

h_v = Velocity head (ม.)

α = ตัวแก้ Velocity head

h_f = Friction loss (ม.)

L_m = ความยาวลำน้ำวัดตามโค้งแนวลำน้ำของแต่ละช่วง (ม.)

S_f = Frictional slope (ม./ม.)

n = สัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ

<u>ค่าเฉลี่ยของสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ</u>

โดย U.S. Soil Conservation Service ได้กำหนดวิธีการคำนวณ ดังนี้

- กำหนดค่า Basic n_1
- กำหนดค่า n_2 สำหรับความขรุขระของผิวสัมผัสหรือความไม่ราบเรียบของผิวน้ำ
- กำหนดค่า n_3 สำหรับการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างของรูปตัดลำน้ำ
- กำหนดค่า n_4 สำหรับสิ่งกีดขวางในลำน้ำ เช่น รากไม้ ท่อนซุง สวะ
- กำหนดค่า n_5 สำหรับพืชและต้นไม้ที่ขึ้นในลำน้ำ

- กำหนดค่า n_6 สำหรับความคดโค้งของลำน้ำ

<u>ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ</u> (โดย U.S. Soil Conservation Service)

1 ค่า n_1 สำหรับ Basic n

ผิวลำน้ำ เป็นดิน	0.010
ผิวลำน้ำ เป็นหิน	0.015
ผิวลำน้ำ เป็นกรวดละเอียด	0.014
ผิวลำน้ำ เป็นกรวดหยาบ	0.028

2 ค่า n_2 สำหรับความไม่ราบเรียบของผิวสัมผัส

ผิวเรียบ	0.000
ค่อนข้างเรียบ	0.005
เรียบปานกลาง	0.010
ขรุขระ (ไม่เรียบ)	0.020

3 ค่า n_3 สำหรับการเปลี่ยนแปลงขนาด และรูปร่างของรูปตัดลำน้ำ

เปลี่ยนแปลงเล็กน้อย	0.000
เปลี่ยนแปลงบ้าง	0.005
เปลี่ยนแปลงมาก	0.010 ถึง 0.015

4 ค่า n_4 สำหรับสิ่งกีดขวางในลำน้ำ เช่น ท่อนไม้ รากไม้ ฯลฯ

ไม่มี	0.000
มีน้อย	0.010
มีพอสมควร	0.030
มีมาก	0.060

5 ค่า n_5 สำหรับพืชและต้นไม้ที่ขึ้นในลำน้ำ

มีน้อย	0.005 ถึง 0.010
มีปานกลาง	0.010 ถึง 0.025
มีมากพอควร	0.025 ถึง 0.050
มีมากทีเดียว	0.050 ถึง 0.100

6 ค่า n_6 สำหรับความคดโค้งของลำน้ำ

L_m/L_s	n_6
1.0-1.2	0.00
1.2-1.5	$0.15*n_s$
มากกว่า 1.5	$0.30\ n_s$

เมื่อ L_m = ความยาวของลำน้ำวัดตามแนวโค้ง

L_s = ความยาวของลำน้ำวัดตามแนวตรง

$n_s = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$

อนึ่ง วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์ n ตามที่กล่าวข้างต้น ควรกำหนดค่า n ที่ส่วนต่างๆ ของรูปตัดลำน้ำ ซึ่งค่า n ของส่วนต่างๆในลำน้ำเดียวกันไม่จำเป็นต้องมีค่าเท่ากัน รูปตัดลำน้ำ รูปหนึ่งอาจแบ่งเป็นหลายส่วนดังนี้

- ส่วนของลำน้ำที่มีค่าระดับต่ำ (Low Floe Channel)
- ส่วนของลำน้ำฝั่งซ้ายที่มีน้ำท่วมถึง (Left Over Bank)
- ส่วนของลำน้ำฝั่งขวาที่มีน้ำท่วมถึง (Right Over Bank)
- ส่วนของลำน้ำเล็กๆ ที่เกิดบนฝั่ง (Secondary Channel)

2.3.5 วิธีประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่

วิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด วิธีนี้อาจประเมินได้สะดวกและรวดเร็ว จากปริมาณน้ำจำนวนมากที่สุดที่จะไหลมาในลำน้ำในรอบ 25 ปี โดยอ่านจากกราฟซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของปริมาณน้ำนองสูงสุดต่อพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งตารางกิโลเมตร ของภาคต่างๆ ดังแสดงตัวอย่างกราฟตาม รูปที่ 2.7 วิธีนี้ควรใช้ในการตรวจสอบค่าปริมาณน้ำนองสูงสุด ที่คำนวณได้จากวิธีอื่นๆ สำหรับพื้นที่รับน้ำฝน 0 – 40 ตร.กม .การประเมินปริมาณน้ำนองสูงสุดด้วยวิธีนี้ ให้พิจารณาสภาพความลาดเอียงของภูมิประเทศจริงเปรียบเทียบ กับสภาพภูมิประเทศที่ระบุไว้ในกราฟด้วย และประเมินค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงไปจากกราฟได้ตามความเหมาะสม

รูปที่ 2-7 ปริมาณน้ำฝนสูงสุดของพื้นที่รับน้ำส่วนหนึ่งของกรุงเทพมหานคร

ปราโมทย์ ไม้กลัด, 2524, (4)

บทที่ 3
เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อนดิน

3.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ

ในการออกแบบเขื่อน จะพิจารณาถึงรูปร่างลักษณะของตัวเขื่อน ที่ให้ความปลอดภัยในการใช้งานได้ทุกกรณี กล่าวคือ ให้ความปลอดภัยทั้งในระหว่างก่อสร้างและหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งเกณฑ์การออกแบบเขื่อน โดยทั่วไปจะพิจารณาในเงื่อนไขต่างๆ ดังต่อไปนี้

(1) การกำหนดความสูง ตัวเขื่อนจะต้องสูงพอ และปลอดภัยไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping) ในขณะที่เกิดปริมาณน้ำสูงสุดไหลลงอ่าง ซึ่งจะต้องพิจารณาข้อมูลความเร็วลม ความสูงของคลื่นและการกำหนดขนาดของอาคารระบายน้ำล้น และขนาดท่อระบายน้ำจากอ่างเก็บน้ำ เพื่อให้มีความสามารถพอที่จะระบายน้ำในปริมาณดังกล่าวได้

(2) ลาดของตัวเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ จะต้องมั่นคงเพียงพอไม่ว่าจะอยู่ในระหว่างการก่อสร้าง หรือระหว่างการเก็บกักน้ำเต็มที่ หรือระหว่างช่วงที่จะต้องลดระดับน้ำในอ่างลงอย่างรวดเร็ว

(3) Abutment ทั้งสองฝั่งจะออกแบบให้อยู่บนชั้นหินและตัวเขื่อนช่วงลำน้ำ รวมทั้งตัวเขื่อนส่วนใหญ่ จะต้องออกแบบให้วางบนฐานรากแข็งแรง พอที่จะรับน้ำหนักของตัวเขื่อนได้

(4) การออกแบบควบคุมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน ฐานราก และ Abutment ทั้งสองฝั่งเพื่อป้องกันการกัดเซาะภายในตัวเขื่อนหรือเกิด Piping ด้านท้ายเขื่อนได้ โดยปริมาณน้ำที่ซึมผ่านนี้จะยอมให้ซึมผ่านได้บ้าง ไปตามระบบระบายน้ำภายในที่กำหนดไว้ โดยระบบระบายน้ำภายในสามารถรับปริมาณน้ำดังกล่าวได้ และไม่เป็นอันตรายแก่ตัวเขื่อน

(5) ตัวเขื่อนจะต้องปลอดภัยไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน เนื่องจากแรงกระแทกของคลื่นในอ่างเก็บน้ำได้

(6) ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ ต้องป้องกันไม่ให้เกิดการกัดเซาะจากแรงกระแทกของคลื่น และลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำรวมทั้งสันเขื่อนจะต้องป้องกันการกัดเซาะ เนื่องจากลมและฝนได้

(7) การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมเขื่อนทั้งขณะก่อสร้าง และภายหลังเมื่อสร้างเขื่อนเสร็จสิ้นในตำแหน่งที่เหมาะสม

การออกแบบให้เป็นไปตามเกณฑ์ที่กล่าวแล้วข้างต้น จะช่วยเพิ่มส่วนปลอดภัยพร้อมทั้งมีความมั่นคงตลอดอายุการใช้งานของตัวเขื่อน แต่ทั้งนี้จะต้องขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง และการควบคุมระหว่างก่อสร้างประกอบด้วย

ในการดำเนินการออกแบบตัวเขื่อน จะยึดหลักว่า ต้องประหยัดราคาค่าก่อสร้าง ซึ่งรวมทั้งค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษา หลังจากสร้างเสร็จแล้ว โดยการออกแบบจะพิจารณาคัดเลือกวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจากแหล่งที่ใกล้เคียงกับหัวงานให้มากที่สุด และอาจจะพิจารณาใช้แหล่งดินจากดินที่ขุดจากร่องแกนเขื่อน หรือบริเวณที่ก่อสร้างอาคารระบายน้ำล้น (Spillway) และท่อส่งน้ำ (Outlet)

3.2 ระดับสันเขื่อน

ระดับสันเขื่อนจะต้องสูงพอที่น้ำในอ่างเก็บน้ำจะไม่ไหลล้นข้าม ไม่ว่าจะเป็นผลมาจากคลื่นที่เกิดขึ้นในอ่างแล้วไหลล้นขึ้นมาบนสันเขื่อน หรือมีสาเหตุมาจากปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างฯ มากเกินไปจน Spillway ระบายน้ำออกไม่ทันก็ตาม ระดับสันเขื่อนจะกำหนดจากระยะพ้นน้ำ (Freeboard) โดยมีเกณฑ์ดังนี้ ความสูงเขื่อนน้อยกว่า 50.00 เมตร ระยะพ้นน้ำจะต้องไม่น้อยกว่า 2.00 เมตร หรือพิจารณาจากเกณฑ์ดังนี้

Fetch Length, กม.	**ระยะพ้นน้ำปกติ, ม.** **(Normal Freeboard)**	**ระยะพ้นน้ำต่ำสุด, ม.** **(Minimum Freeboard)**
น้อยกว่า 1.6	1.20	0.90
1.6	1.50	1.20
4.0	1.83	1.50
8.0	2.40	1.80
16.0	3.00	2.10

โดยความเร็วลมใช้ค่าประมาณ 160 กม./ชม. เพื่อคำนวณหาระยะพ้นน้ำ (Normal Freeboard) ปกติ และใช้ค่าประมาณ 80 กม./ชม. สำหรับคำนวณหาระยะพ้นน้ำต่ำสุด

<u>ระยะพ้นน้ำปกติ</u> (Normal Freeboard) เป็นระยะจากระดับสันเขื่อนถึงระดับน้ำเก็บกัก ส่วนระยะพ้นน้ำต่ำสุด เป็นระยะจากระดับสันเขื่อนถึงระดับน้ำสูงสุด ทั้งนี้การคำนวณระยะพ้นน้ำบน Ripraped Earthfill dam สามารถคำนวณได้จากสูตร ดังนี้

$$H_F \geq \Delta h + (h_w \text{ หรือ } h_c/2) + h_a + h_i \qquad (3\text{-}1)$$

โดยที่ H_F = ระยะพ้นน้ำ, ม.

Δh = ระดับน้ำขึ้นสูงสุด (Flood Surcharge) ในขณะระบายน้ำผ่าน Spillway ด้วยปริมาณที่ออกแบบไว้, ม.

h_w = ความสูงคลื่นจากแรงลม, ม.

h_e = ความสูงของคลื่นเนื่องจากผลกระทบของแผ่นดินไหว, ม.

h_a = ความสูงของระดับน้ำ เนื่องจากความผิดพลาดในการควบคุมบานระบาย
ใช้ค่ามาตรฐานเท่ากับ 0.5 ม. ในกรณีที่ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบบานบังคับ (Gated Spillway)
0.0 ม. ในกรณีที่ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบ Free Overflow (Ungated Spillway)

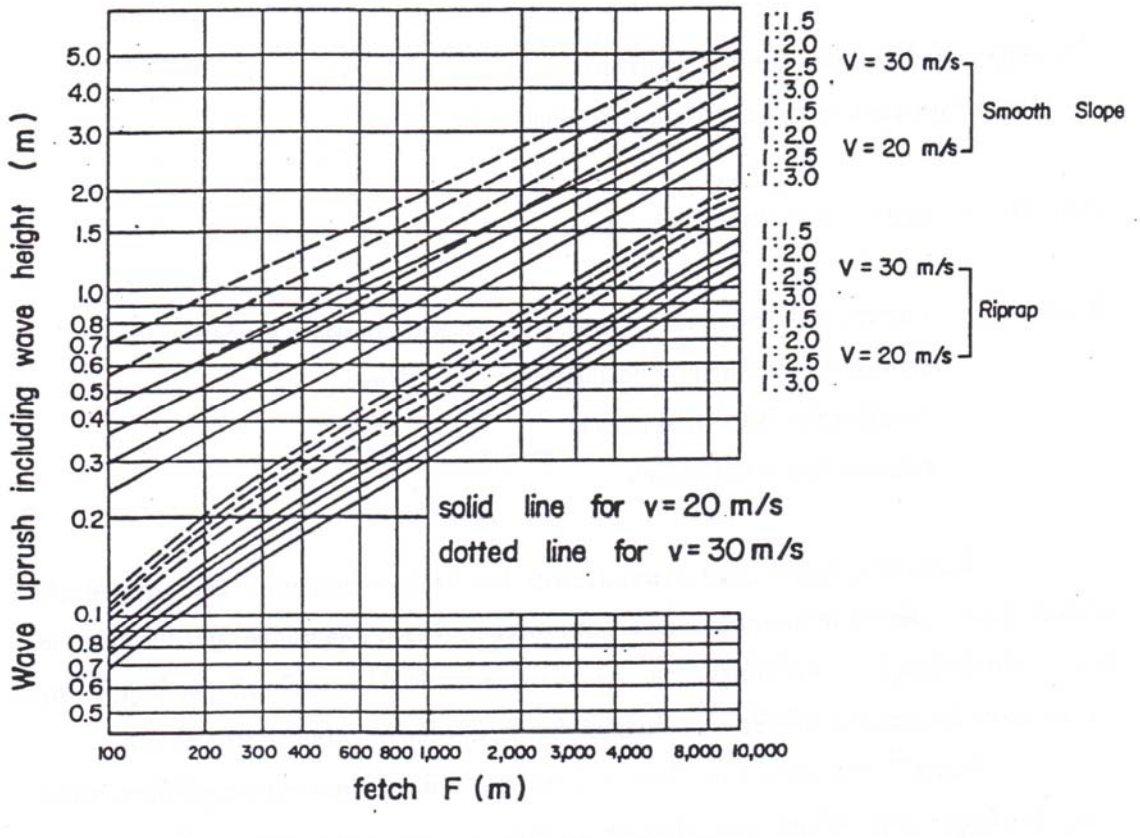
h_i = ความสูงเผื่อ Safety ตามชนิดของเขื่อน, ม.
ใช้ค่ามาตรฐานเท่ากับ 1.0 ม. สำหรับเขื่อนดินและเขื่อนดิน-หินถม

สำหรับ h_w หรือ $h_e/2$ ให้ใช้ค่าใดที่มากกว่า เพราะโอกาสที่จะเกิดปรากฏการณ์ทั้งสองอย่างขึ้นพร้อมๆ กัน จะยากมาก

ความสูงของคลื่นเนื่องจากลม, h_w เป็นระยะที่คลื่นซัดขึ้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ จึงขึ้นอยู่กับความเร็วลมในอ่างเก็บน้ำ รูปที่ 3-1 แสดงกราฟที่ใช้หาความสูง h_w โดย F (Fetch Length) คือระยะทางตรงยาวที่สุดจากขอบอ่างถึงตัวเขื่อน ซึ่งแสดงโดย *J.Saville, (Saville T, McClendou E., "Freeboard Allowances For Waves in Inland Reservoirs", Journal of Waterways and Harbours Division, ASCE, 1962)*

สำหรับความสูงคลื่นจากผลกระทบของแผ่นดินไหว (h_e) จะพิจารณาจากสูตรของ Seiichi Sato ตาม REF. 14 จากหนังสือ "Design criteria for dams, Japanese National Committee on large dam, April 1976" ดังนี้

$$h_e = \frac{K.E}{2\pi}\sqrt{g.H_O} \qquad (3\text{-}2)$$



<u>รูปที่ 3-1</u> กราฟแสดงความสัมพันธ์ของ FETCH กับ WAVE UPRUSH INCLUDING WAVE HEIGHT เนื่องจากแรงลม

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

เมื่อ K = ค่า Seismic Coefficient ในแนวระดับ

E = period ของคลื่นแผ่นดินไหว, วินาที

H_o = ความลึกของน้ำในอ่างหน้าเขื่อน, ม.

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

$$\text{ระดับสันเขื่อน} \geq H_F + \text{ระดับน้ำเก็บกัก} \qquad (3\text{-}3)$$

โดยที่ H_F = ระยะพ้นน้ำนับจากระดับเก็บกักถึงสันเขื่อน, ม.

ในกรณีที่ H_F จากสมการ (3-1) สูงกว่า ตารางที่ 3-1 ให้ใช้ระดับสันเขื่อนตามสมการที่ (3-3)

ตารางที่ 3-1 ระยะ Freeboard ต่ำสุดเป็นเมตรจากระดับเก็บกัก

ความสูงของเขื่อน	เขื่อนคอนกรีต	เขื่อนถม
น้อยกว่า 50 ม.	1.0	2.0
50 – 100 ม.	2.0	3.0
มากกว่า 100 ม.	2.5	3.5

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.3 ความกว้างของสันเขื่อน (DAM Crest width)

สันเขื่อนจะต้องกว้างพอที่จะให้เครื่องจักรเครื่องมือต่างๆ สามารถทำงานได้โดยสะดวก และต้องกว้างพอที่จะทำให้ลาดตัวเขื่อนทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำเกิดความมั่นคงตลอดอายุการใช้งาน นอกจากนั้นจะต้องพิจารณาเรื่องวัสดุที่จะนำมาถมตัวเขื่อน โดยต้องกว้างพอที่จะทำให้เกิดระยะการไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อนสั้นที่สุด รวมทั้งต้องกว้างพอเพื่อทำเป็นถนนบนสันเขื่อนต่อไปได้ด้วย ทั้งนี้สามารถพิจารณาได้จากสมการที่แนะนำไว้ในหนังสือ “Design of Small Dam, Ref. 24 USBR, 1987 หน้า 253” ดังนี้

$$W = \left(\frac{Z}{5}\right) + 3.05 \qquad (3\text{-}4)$$

โดยที่ W = ความกว้างของสันเขื่อน, ม.

Z = ความสูงที่สุดของเขื่อนดิน, ม.

และเพื่อความสะดวกในการก่อสร้างของเครื่องจักรกล สันเขื่อนควรมีความกว้างไม่น้อยกว่า 4 ม.

3.4 การกำหนดความกว้างของ Cutoff Trench

เนื่องจากต้องการให้ฐานรากมีลักษณะทึบน้ำ หรือมีน้ำซึมผ่านได้น้อยมาก จึงจำเป็นต้องขุดท้องร่องแกนจนถึงระดับชั้นหินทึบน้ำ ตลอดความยาวของตัวเขื่อน ส่วนความกว้างท้องร่องแกนต้องกำหนดให้กว้างพอที่จะนำเครื่องจักร เครื่องมือลงไปทำงานได้ อย่างไรก็ตามความกว้างของร่องแกนสามารถคำนวณได้ตาม REF.24 “Design of Small Dams,1987 หน้า 206

$$w_1 = h - d \qquad (3\text{-}5)$$

โดยที่ w_1 = ความกว้างท้องร่องแกน, ม.

h = ความลึกน้ำวัดจากระดับผิวดินถึงระดับเก็บกักน้ำ, ม.

d = ความลึก Cutoff Trench วัดจากผิวดินถึงร่องแกน, ม.

3.5 ขนาดหินทิ้งและกรวดทรายรองพื้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ

การป้องกันลาดตัวเขื่อนด้านเหนือน้ำให้ปลอดภัยจากแรงกระแทกของคลื่นในอ่างเก็บน้ำกระทำได้โดยกำหนดให้มีการทิ้งหินที่ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ

ขนาดของหินทิ้งตามคำแนะนำของ U.S. Corps Engineers (1984) และ Sherard et al. (1967) หน้า 456 สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$W_{50} = \frac{\gamma_r . H^3}{K_{RR} (S_r - 1)^3 \cot\theta} \qquad (3\text{-}6)$$

เมื่อ W_{50} = น้ำหนักเฉลี่ยของหิน, กิโลนิวตัน (kN)

γ_r = ความหนาแน่นของหิน, กิโลนิวตันต่อ ม^3 (kN/m^3)

H = ความสูงคลื่น, ม.

S_r = ความถ่วงจำเพาะของหิน ($Sr = \gamma_r/\gamma_w$)

θ = มุมลาดเขื่อน, องศา

K_{RR} = Stability Coefficient มีค่าเท่ากับ 2.5 สำหรับ Angular Rock

น้ำหนักของหินใหญ่สุด (W_{100}) มีค่าประมาณ 4 เท่าของน้ำหนักเฉลี่ย (W_{50}) ซึ่งจะได้ขนาดใหญ่สุดของหิน (D_{100}) มีค่าประมาณ 1.5 เท่าของขนาดเฉลี่ย (D_{50})

สำหรับหินทิ้งที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.6 ขนาดของหินประมาณได้จาก ตารางที่ 3-2

ตารางที่ 3-2 แสดงขนาดของหินทิ้งตาม U.S. Corps of Engineers (1984)

ความสูงคลื่น (ม.)	ขนาดของหินทิ้ง (ม.)			
	3H : 1V (slope)		2H : 1V (slope)	
	D_{50}	D_{100}	D_{50}	D_{100}
0.5	0.19	0.27	0.21	0.30
1.0	0.37	0.55	0.42	0.63
1.5	0.55	0.82	0.63	0.95
2.0	0.73	1.10	0.84	1.26
2.5	0.92	1.38	1.05	1.58

ทั้งนี้ความหนาของหินทิ้ง (Riprap) จะมีค่าประมาณ 1-1.5 เท่าของขนาดหินใหญ่สุด (D_{100}) และเพื่อป้องกันไม่ให้คลื่นพัดพาดินถมตัวเขื่อนออกมา จึงจำเป็นต้องวางหินทิ้งอยู่บนกรวดทรายรองพื้น (Bedding Material) โดย Sherard et al. (1967) หน้า 460 ได้กำหนดความหนาของกรวดทรายรองพื้นไว้ดังนี้

ตารางที่ 3-3 แสดงความหนาของกรวดทรายรองพื้น (Sherard et al. 1963)

ความสูงคลื่น (ม.)	**ความหนากรวดทรายรองพื้นต่ำสุด (ซม.)**
0 – 1.2	15.0
1.2 – 2.4	22.5
2.4 – 3.0	30.0

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

และ Sherard et. al. (1963) และ U.S. Army Corps of Engineers (1984) ได้แนะนำเพิ่มเติมเกี่ยวกับขนาดคละของกรวดทรายรองพื้นไว้ดังนี้

$$D_{15} \text{ ของ Bedding} \leq 5\ D_{85} \text{ ของดินตัวเขื่อน}$$

$$\text{และ } D_{15} \text{ ของ Riprap} \leq 5\ D_{85} \text{ ของ Bedding}$$

แต่ในปัจจุบัน มักจะรองพื้นหินทิ้งหรือหินเรียงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 ซึ่งเป็นวิธีที่ดีกว่าและทันสมัยมากกว่า สำหรับคุณสมบัติของแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 ต้องเป็นไปตามข้อกำหนด ดังนี้

(1) แผ่นใยสังเคราะห์ต้องเป็นชนิด Non-Woven ที่มีกรรมวิธีผลิตแบบ Needle-punch ที่ผลิตจากเส้นใย Polypropylene ที่มีความยาวต่อเนื่องกันผืน (Continuous F: lament) หรือแบบ Thermally bonded ซึ่งใช้วัสดุที่ผลิตขึ้นใหม่ทั้งหมด

(2) ค่า CBR PUNCTURE (EN ISO 12236, BS 6906 : PART 4, ASTM D 6241) ไม่น้อยกว่า 2,200 N

(3) ค่า MASS PER UNIT REA ไม่น้อยกว่า 180 g/m^2

(4) ค่า WATER FLOW RATE (BS 6906 : PART 3, ASTM D 4491 ไม่น้อยกว่า 50 $l/m^2.sec$ (10 cm-head)

(5) ค่า TENSILE STRENGTH (EN ISO 10319, BS 6906 : PART 1, ASTM D 4595) ไม่น้อยกว่า 12.5 k N/m. (WDTH)

(6) ค่า PORE SIZE (O 90)w หรือ (O 95)d (EN ISO 12956, BS 6906 PART 2, ASTM D 4751) ไม่มากกว่า 90 μm.

3.6 การป้องกันลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ

เพื่อป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากน้ำฝนที่ตกลงบนลาดเขื่อนหรือจากลมพัดกระแทก จะกำหนดให้มีการเรียงหินบนลาดท้ายน้ำของเขื่อน โดยจะเรียงหินหนาไม่น้อยกว่า 0.30 เมตร วางบนแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 หรือวางบนกรวดทรายรองพื้นหนาไม่น้อยกว่า 0.15 เมตร ตามคำแนะนำของ USBR (1987) หน้า 266 หรือให้มีการปลูกหญ้า หรือหญ้าแฝกบนลาดด้านท้ายน้ำเริ่มตั้งแต่สันเขื่อนลงไปจนถึงดินเดิม นอกจากนี้แนวตีนเขื่อนจรดกับพื้นดินเดิม เฉพาะอย่างยิ่งบริเวณปลายเขื่อนจะมีลักษณะเป็นร่องและลาดเทมาก จึงควรป้องกันการกัดเซาะของน้ำฝนตามแนวดังกล่าวด้วยการก่อสร้างราง คสล . หรือหินเรียงยาแนวสำหรับระบายน้ำฝน

3.7 การคำนวณปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

การคำนวณอัตราการไหลของน้ำในตัวกลางพรุนหรือมวลดินทำได้โดยการเขียน Flow net หรือการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element ซึ่งล้วนแต่อาศัยพื้นฐานของสมการการไหลของน้ำผ่านตัวกลางพรุนที่เรียกว่า Laplace Equation เมื่อพิจารณาการไหลใน 2 มิติคือ แกน X และ Y

$$Kx\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + Ky\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \qquad (3\text{-}7)$$

เมื่อ Kx, Ky = สัมประสิทธิ์การซึมน้ำของดินและหินในแนวราบ และแนวดิ่งตามลำดับ

h = ศักย์หรือความดันน้ำรวม ณ จุดที่พิจารณา

สำหรับดินที่บดอัดเป็นตัวเขื่อน จะมีค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมน้ำไม่เท่ากันระหว่างแนวราบและแนวดิ่ง โดยจะใช้อัตราส่วน (ผลการวิจัยของสมหมาย (2535) และวรวุฒิ (2538) และ “แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำ และอาคารประกอบ”, กรมชลประทาน, หน้า 155)

Kx/Ky = 4 : 1 สำหรับดินที่บดอัดด้วย Sheepfoot

ซึ่งทำให้มีค่าสัมประสิทธิ์ของความซึมน้ำรวมเป็น Ke โดย

$$Ke = \sqrt{Kx.Ky} \qquad (3\text{-}8)$$

เพื่อใช้ในการคำนวณปริมาณน้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อน

ในกรณีที่คำนวณจาก Flow net ปริมาณการไหลของน้ำต่อหนึ่งหน่วยของความยาวเขื่อนจะเท่ากับ

$$Q = Ke.h.\frac{Nf}{Ne} \qquad (3\text{-}9)$$

เมื่อ Ke = ค่าความซึมน้ำรวมของดิน

h = ความต่างศักย์ระหว่างเหนือน้ำและท้ายน้ำ

Nf = จำนวน Flow Channel

Ne = จำนวน Equipotential Space

การไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อนเป็นลักษณะ Unconfined Flow คือตำแหน่งของ Top Flow Line ไม่ทราบชัด จึงต้องมีการประมาณตำแหน่ง โดยใช้วิธีของ A.Casagrande (1937) โดยสรุปผลจากการทดลอง และการสำรวจในสนามทราบว่า Top Flow Line ในเขื่อนจะใกล้เคียงกับเส้นกราฟพาราโบล่า

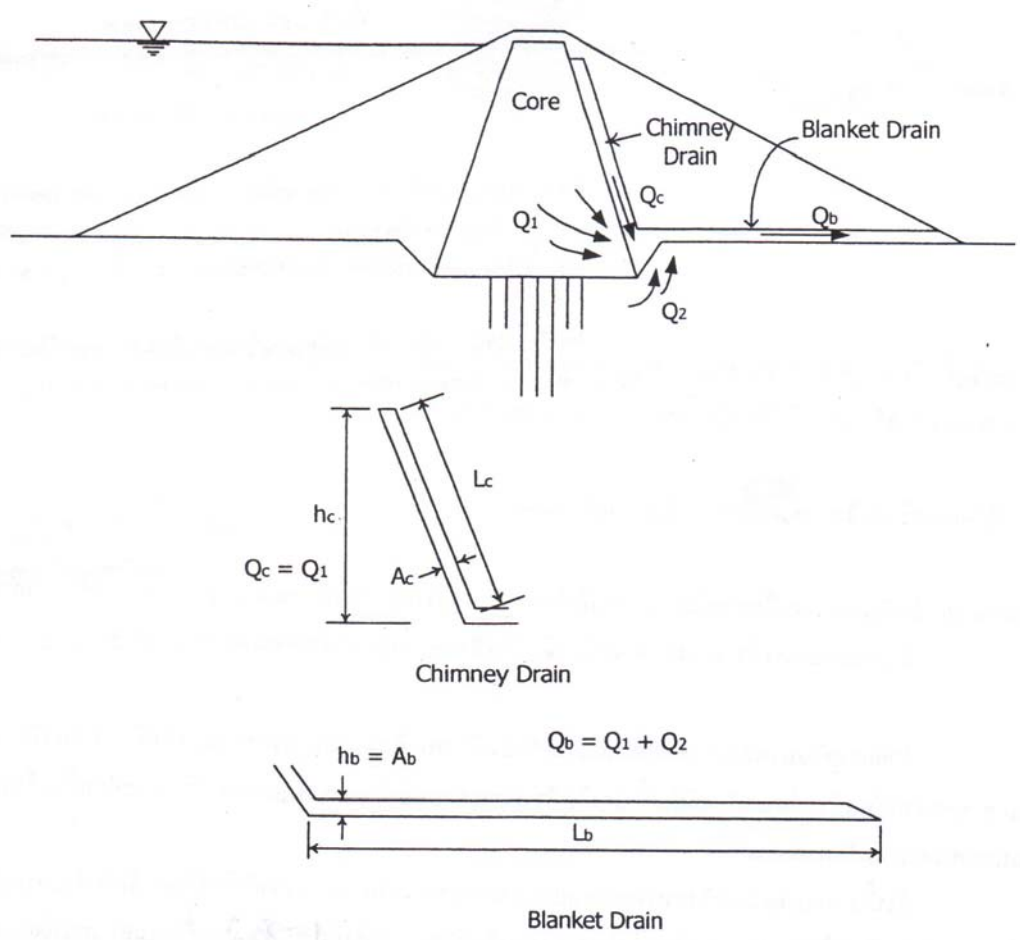
การคำนวณปริมาณการไหลซึม โดยการสร้าง Flow net เป็นวิธีการคำนวณที่เหมาะสมกับการไหลซึมในดินที่เป็น Homogeneous และ Isotropic หรือเป็นดิน Uniformly Anisotropic คือมีอัตราส่วนความซึมน้ำแนวราบและแนวดิ่งคงที่ ในกรณีดินมีลักษณะ Heterogeneous และ Non-Uniformly Anisotropic การเขียน Flow net จะกระทำได้ยาก ดังนั้นการใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลข (numerical method) เช่นวิธี Finite Element หรือวิธี Finite Difference จึงเป็นวิธีที่เหมาะสม การวิเคราะห์การไหลซึมโดยวิธี Finite Element ได้มีการใช้กันอย่างแพร่หลาย และได้มีการพัฒนาให้สามารถคำนวณหาตำแหน่งของเส้น Top Flow Line ได้

วรากร (2536) กล่าวว่า ในเขื่อนดินซึ่งสร้างขึ้นเพื่อเก็บน้ำไว้ใช้ในการเกษตร อาจจะยอมให้น้ำรั่วซึมได้ในอัตราไม่เกิน 0.01-0.05% ของปริมาตรน้ำเต็มอ่างต่อวัน และขณะที่ไหลซึมจะเตรียมที่ไหลออกไว้ให้โดยมีชั้นกรอง (Filter) ที่มีขนาดเหมาะสม โดยให้มีการไหลออกได้สะดวก ไม่มีการกัดเซาะ และไม่เกิดความดันน้ำที่สูงเกินไป

3.8 Chimney Drain, Blanket Drain และ Toe Drain

ส่วนประกอบทั้งสองส่วน มีหน้าที่ระบายน้ำที่ไหลซึมออกมาจากตัวเขื่อน และบางส่วนจากฐานรากออกไปจากตัวเขื่อน นอกจากนี้ยังป้องกันไม่ให้อนุภาคละเอียดของดินถูกน้ำไหลพัดพาออกไป ซึ่งจะเป็นสาเหตุทำให้เกิดปรากฏการณ์ที่เรียกว่า Piping ขึ้นและนำไปสู่การวิบัติของเขื่อนดินต่อไป ปริมาณ

น้ำที่ไหลผ่านเขื่อน ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 3.7 ปริมาณน้ำดังกล่าวจะนำมาคำนวณหาขนาดความหนาของ Chimney Drain และ Blanket Drain ตามวิธีของ Cedergren (1972) โดยพิจารณาจาก รูปที่ 3-2



<u>รูปที่ 3-2</u> ตัวอย่างการออกแบบ Chimney Drain และ Blanket Drain

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.8.1 Chimney Drain

จากทฤษฎีของ Darcy, $Q = kia$ ความหนาที่ต้องการของชั้นกรอง เพื่อที่จะระบายน้ำจากตัวเขื่อนได้

$$Q_1 = \frac{K_f . h_c . A_c}{L_c} \qquad (3\text{-}10)$$

$$A_c = \frac{Q_1 . L_c}{K_f . h_c} \qquad (3\text{-}11)$$

เมื่อ K_f = ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของวัสดุกรอง, ม./วินาที

Q_1 = ปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อน, $ม^3$/วินาที

A_c = ความหนาของ Chimney Drain, ม.

h_c, L_c = ความสูงและความยาวของ Chimney Drain, ม.

3.8.2 Blanket Drain

ความหนาที่ต้องการอย่างน้อยที่สุด เพื่อระบายน้ำจากตัวเขื่อน และฐานรากได้

$$(Q_1 + Q_2) = Q_b = \frac{K_f . h_b . A_b}{L_b} \qquad (3\text{-}12)$$

เมื่อ K_f = ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมน้ำของวัสดุกรอง, ม./วินาที

Q_b = ปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานรากที่ไหลเข้าสู่ Blanket Drain, $ม^3$/วินาที

A_b = ความหนาของ Blanket Drain, ม.

L_b = ความยาวของ Blanket Drain, ม.

h_b = ความสูงของ Blanket Drain, ม.

$$A_b = \sqrt{\frac{Q_b . L_b}{K_f}} \qquad (3\text{-}13)$$

ความหนาของชั้นกรองของ Chimney Drain และ Blanket Drain (จากหนังสือ Design of Small Dams,1987 หน้า 218) ควรใช้ความหนาไม่น้อยกว่า 1.0 เมตร เนื่องจากความสะดวกในการก่อสร้างด้วยการบดอัด และเผื่อความหนาที่อาจจะเกิดการอุดตันในบางส่วน

สำหรับระดับบนสุดของ Chimney Drain กำหนดไว้ที่ระดับน้ำเก็บกัก ทั้งนี้เพื่อต้องการให้เป็นส่วนปลอดภัย ในกรณีที่มีการถมดินไม่ดีอาจจะมีน้ำไหลซึมมาตามแนวราบได้ Chimney Drain จะทำหน้าที่รับน้ำในส่วนนี้ไว้โดยไม่ให้เกิดอันตรายต่อตัวเขื่อน

สำหรับสัดส่วนคละ (Gradation) ของ Chimney Drain และ Blanket Drain เพื่อให้ชั้นกรองสามารถรับน้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากให้ไหลออกมารวมกันในบริเวณที่เตรียมไว้โดยไม่ให้เกิดอันตรายจากการกัดเซาะหรือเกิดความดันน้ำสูงจนเกิดการกัดเซาะ เช่น Boiling หรือ Piping ในส่วนใดๆ ของตัวเขื่อน ดังนั้นความต้องการพื้นฐานของชั้นกรองในตัวเขื่อน คือ

- Piping Requirement คือ ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดเล็กพอที่จะป้องกันไม่ให้เม็ดดินของตัวเขื่อนและฐานราก ถูกกัดเซาะและไหลตามน้ำที่ซึมผ่านออกมาได้

- Drainage Requirement คือ ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) จะต้องใหญ่พอที่จะยอมให้น้ำไหลซึมออกได้สะดวก

สำหรับเกณฑ์กำหนดในการออกแบบชั้นกรองสำหรับงานเขื่อนในประเทศไทยมักใช้ตาม U.S. Corps of Engineers (NAFAC Manual 7.1 May 1982) คือ

1. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} \geq 5$ (Drainage Requirement) (3-14)

2. $\frac{D_{15F}}{D_{85S}} \leq 5$ (Piping Requirement) (3-15)

3. $\frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 25$ (Piping Requirement) (3-16)

4. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20$ (Piping Requirement) (3-17)

สำหรับ Well graded soil เมื่อ Cu. > 4 สมการที่ (3-17) อาจใช้เป็น

$$\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 40$$

เมื่อ D_{15F}, D_{50F} = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกรวดทรายชั้นกรองที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15 และ 50 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

$D_{15S}, D_{50S}, D_{85S}$ = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของดินตัวเขื่อน หรือดินฐานรากที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15, 50 และ 85 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

5. ขนาด Filter ที่ใหญ่ที่สุดไม่เกิน 3 นิ้ว

6.จะต้องไม่มีดินเหนียวปะปน หรือมีวัสดุที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 5% โดยน้ำหนัก ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ร้อยละ 40 เพื่อป้องกันการเกิด Segregation

7.โค้งขนาดเม็ดดินของ Filter (Grain Size Curve) ควรจะขนานกับ Base Material

3.8.3 Toe Drain

Toe Drain จะวางไว้ที่ปลายตีนเขื่อน โดยให้อยู่ใต้ Rockfill Toe ทำหน้าที่รวบรวมน้ำจาก Blanket Drain ก่อนจะระบายไปทิ้งยังลำน้ำเดิม

ปัจจุบันวัสดุกรองมักจะหุ้มด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 1 เพื่อป้องกันไม่ให้อนุภาคละเอียดของดินถูกน้ำไหลพัดพาออกไป สำหรับคุณสมบัติของแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 1 ต้องเป็นไปตามข้อกำหนด ดังนี้

(1) แผ่นใยสังเคราะห์ต้องเป็นชนิด Non-Woven ที่มีกรรมวิธีผลิตแบบ Needle-punch ที่ผลิตจากเส้นใย Polypropylene ที่มีความยาวต่อเนื่องกันผืน (Continuous F: lament) หรือแบบ Thermally bonded ซึ่งใช้วัสดุที่ผลิตขึ้นใหม่ทั้งหมด

(2) ค่า CBR PUNCTURE (EN ISO 12236, BS 6906 : PART 4, ASTM D 6241) ไม่น้อยกว่า 1,450 N

(3) ค่า MASS PER UNIT REA ไม่น้อยกว่า 130 g/m^2

(4) ค่า WATER FLOW RATE (BS 6906 : PART 3, ASTM D 4491 ไม่น้อยกว่า 85 l/m^2.sec (10 cm-head)

(5) ค่า TENSILE STRENGTH (EN ISO 10319, BS 6906 : PART 1, ASTM D 4595) ไม่น้อยกว่า 7.5 k N/m. (WDTH)

(6) ค่า PORE SIZE (O 90)w หรือ (O 95)d (EN ISO 12956, BS 6906 PART 2, ASTM D 4751) ไม่มากกว่า 110 μm.

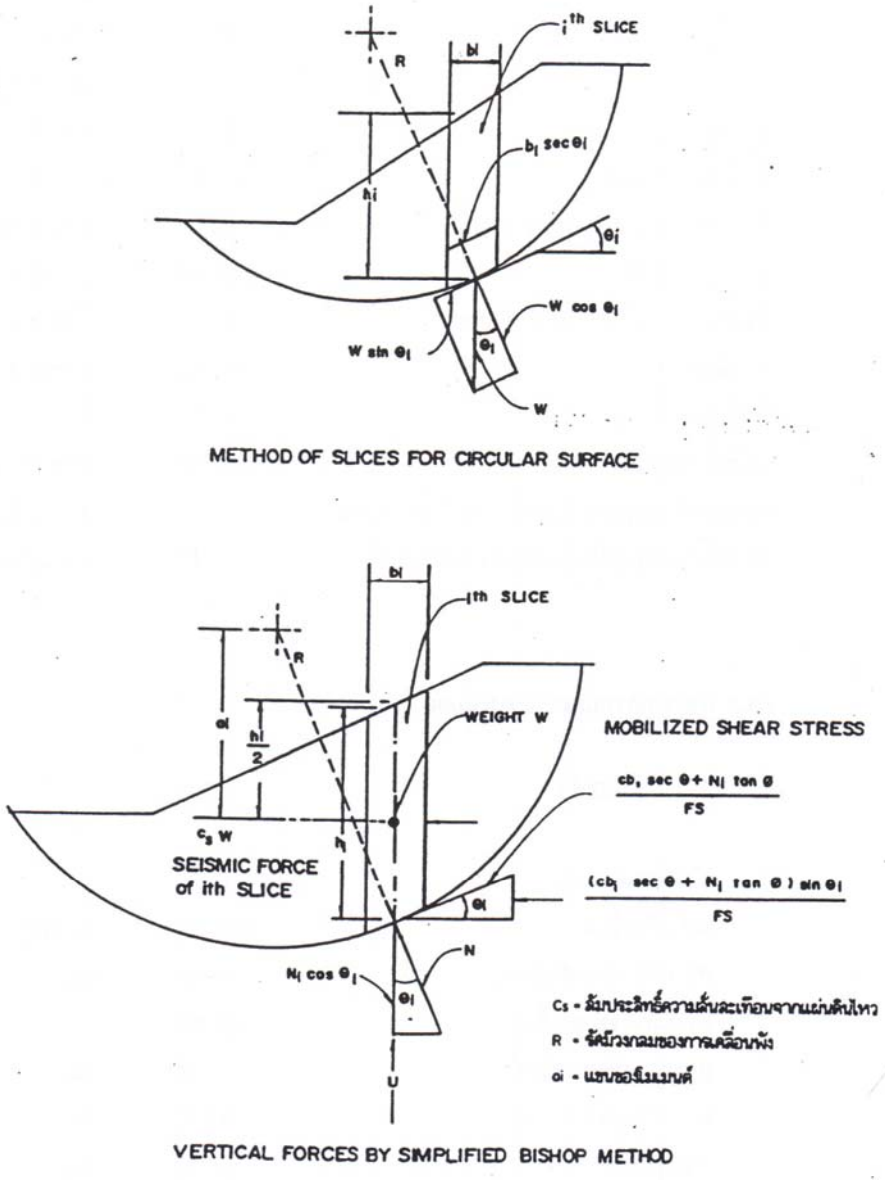
3.9 การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนดิน (Slope Stability Analysis)

การพิบัติหรือความไม่มั่นคงของลาดดิน (Sliding หรือ Slope Failure) คือพฤติกรรมที่มวลดินส่วนใดส่วนหนึ่งเกิดการเคลื่อนตัวพังทลายจากที่สูงลงมาภายใต้แรงดึงดูดของโลก อันจะมีผลทำให้เกิดความเสียหายต่อตัวเขื่อนหรืออาคารประกอบตัวเขื่อนได้ ดังนั้นจะต้องพิจารณาออกแบบลาดตัวเขื่อนให้มีมีความมั่นคง ไม่เกิดการเลื่อนพัง ทั้งตลอดระยะเวลาในการก่อสร้าง และภายหลังจากการเก็บกักน้ำในอ่างเก็บน้ำแล้ว (Reservoir Operation) การเลื่อนพังอาจจะเกิดขึ้นในแนวที่ตัดผ่านตัวเขื่อนหรือฐานราก และหรือระหว่างรอยต่อระหว่างตัวเขื่อนและฐานราก การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน มีวัตถุประสงค์ เพื่อคำนวณหาค่าความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ของลาดเขื่อน และตรวจสอบว่าลาดเขื่อนที่ได้คำนวณไว้ในการออกแบบนั้น มีความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์กำหนดหรือไม่

3.9.1 วิธีการวิเคราะห์หาค่า Factor of Safety (F.S.)

ทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์หาค่าความปลอดภัยของลาดเขื่อน มีอยู่ด้วยกันหลายวิธี เช่น Slip Circle, Fellanius, Bishop, Wedge เป็นต้น แต่ทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์ที่นิยมใช้และใช้สำหรับเขื่อนดินคือวิธี Simplified Bishop Method

วิธีการวิเคราะห์หาค่า F.S. ของเขื่อนดินตามวิธี Simplified Bishop Method โดยการสมมติรูปของผิวการเคลื่อนพังเป็นส่วนโค้งของวงกลม โดยการตัดมวลดินออกเป็นชั้นๆ ตามแนวดิ่ง และพิจารณาสมดุลของแรงและโมเมนต์จากมวลดิน ดังแสดงใน รูปที่ 3-3 และค่าอัตราส่วนปลอดภัย (FS) สามารถหาได้ดังนี้



<u>รูปที่ 3-3</u> แสดงการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนโดยวิธี Simplified Bishop Method
ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c.\,bi + (W-U)\tan\phi}{M_\theta}\right]}{\sum_{i=1}^{n}\left[W.\ \sin\theta_i + \frac{Cs.\,W.\,a_i}{R}\right]} \qquad (3\text{-}18)$$

เมื่อ M_θ = $[\cos\theta_i. + (\sin\theta_i.\tan\phi)/FS]$

โดยที่ FS = อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of safety)

n = จำนวนชิ้นมวลดิน (Total mumber of slice)

bi = ความกว้างของมวลดินแต่ละชิ้น (Width of the slice)

hi = ความสูงของมวลดินแต่ละชิ้น (Average height of the slice)

c = ความเหนียวของดิน (Cohesion of soil)

ϕ = มุมของความเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle of soil)

θ_i = มุมเอียงของเส้นสัมผัส (Angle of inclination)

W = น้ำหนักของมวลดินแต่ละชิ้น (Total weight of 1^{th} slice) = $b_i * h_i$

U = แรงดันน้ำที่กระทำต่อผิวเคลื่อนของมวลดินชิ้นใดๆ = $U_i * b_i$

Cs = สัมประสิทธิ์ความสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

R = รัศมีของวงกลมของการเคลื่อนพัง

a_i = แขนของโมเมนต์

3.9.2 วิธีการคำนวณหาค่า Factor of Safety (F.S.)

วิธีการคำนวณหาค่า F.S. ตามสมการดังกล่าวข้างต้นทั้งในรูปของ Total stress และ Effective stress จะทำการคำนวณตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

(1) เขียนรูปตัดเขื่อนดินที่ต้องการวิเคราะห์ กำหนดแนวชั้นหินและดินฐานราก เส้นแบ่ง Zone ของวัสดุที่ใช้ในตัวเขื่อน ตลอดจนเส้น Phreatic Line และลักษณะต่างๆ ทางด้านเรขาคณิตให้ครบถ้วนตามแนวแกน X และ Y

(2) กำหนด Potential Failure Surface เป็นส่วนของวงกลม โดยมีจุดศูนย์กลางที่ Coordinate ต่างกัน

(3) แบ่งลาดเขื่อนเหนือ Failure Surface เป็น Slices แนวดิ่งเพื่อคำนวณต่อไป

(4) คำนวณค่า F.S. ตามสมการดังกล่าวข้างต้นด้วยค่า Material Properties ที่ได้จากการทดลองและค่า Pore Water Pressure หรือ Hydrostatic Water Pressure ทั้งของตัวเขื่อน และของฐานรากให้เหมาะสมตามกรณีที่ทำการวิเคราะห์เพื่อคำนวณหาแรงของแต่ละ Slice ที่ Failure Surface

(5) ทำการคำนวณหาค่า F.S. ตามข้อ (4) สำหรับ Failure Surfaces ซึ่งมีจุดศูนย์กลางต่างๆ กันหลายจุด เพื่อให้ได้ค่า F.S. ที่มีค่าน้อยที่สุด

วิธีการคำนวณตามข้อ (5) เพื่อให้ได้ค่า Minimum Factor of Safety (Min. F.S.) จะต้องใช้เวลา Trial มาก ดังนั้นเพื่อความรวดเร็วในการคำนวณหาค่า Min. F.S. ตามขั้นตอนเหล่านี้ การคำนวณจะใช้ Computer Program หาค่า Min. F.S. ตามกรณีต่างๆ ที่ต้องการวิเคราะห์ทุกกรณี ซึ่งได้มีการพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์มาช่วยคำนวณหลายโปรแกรมด้วยกัน เช่น

“KU SLOPE”	ของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
“SB-SLOPE”	ของสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
“PC-SLOPE”	ของ U. of Saskatchewan, Canada
“REAME”	ของ U. of Kentucky, USA.
“STABL”	ของ Purdue University, USA.
“SLOPE/W”	ของ บริษัท GEO-SLOPE, Canada

3.9.3 Condition of Slope Stability Analysis

การออกแบบและวิเคราะห์ความชันของลาดเขื่อน เพื่อจะให้ตัวเขื่อนมั่นคงต่อการไหลเลื่อน (Slide) นั้น จะทำการวิเคราะห์ ณ กรณีวิกฤตต่างๆ ดังต่อไปนี้

(1) ระหว่างการก่อสร้างเขื่อนและเมื่อสร้างเสร็จใหม่ (ยังไม่เก็บกักน้ำ) จะทำการวิเคราะห์ความมั่นคงทั้งลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ โดยไม่คิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure) เพราะผลกระทบรวมอยู่ในค่า Friction Angle และ Cohesion จากการทดลองแล้ว วิธีการวิเคราะห์จะเป็นแบบ Total Stress Method และจะได้ใช้การวิเคราะห์แบบ Effective Stress Method มาทำการเปรียบเทียบด้วย โดยกำหนดค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นเนื่องจากการบดอัดจากค่า Pore Pressure Ratio, Ru

(2) ระหว่างเก็บกักน้ำ จะทำการวิเคราะห์โดยคิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องระหว่างเม็ดดิน ซึ่งคำนวณได้จาก Phreatic Line ที่แต่ละระดับน้ำในอ่างคือ

- ระดับน้ำปานกลาง โดยจะทำการวิเคราะห์เขื่อนด้านเหนือน้ำ
- ระดับน้ำสูงปกติ โดยจะทำการวิเคราะห์ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ
- ระดับน้ำสูงสุด โดยจะทำการวิเคราะห์ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

(3) น้ำในอ่างลดระดับน้ำอย่างกระทันหัน โดยจะทำการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ และคิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจาก Phreatic Line ก่อนที่จะเกิด Rapid Drawdown

แรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure) มีผลต่อการวิเคราะห์ความมั่นคง ซึ่งจำเป็นต้องนำมาคิดรวมอยู่ในการวิเคราะห์ดังนี้

(1) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน พอจะประมาณได้จากค่า Pore Pressure Ratio, Ru หรืออาจจะไม่แยกความดันน้ำมาคิดต่างหาก แต่จะรวมอยู่ในความแข็งแรงของมวลดิน โดยการทดสอบดินแบบ Total Stress (UU-Test) ของตัวอย่างดินที่บดอัดโดยความชื้นและความแน่นที่มีสภาพเหมือนกับการก่อสร้าง และทดสอบโดยไม่ให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว

(2) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างเก็บกักน้ำ จะพิจารณาเส้น Phreatic Line ที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมตามวิธีของ Casagrande และแยกคิดความดันน้ำออกจากกำลังของดิน ดังนั้นการทดสอบดินจึงต้องใช้วิธี Effective Stress (CU-Test)

(3) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นขณะที่มีการลดระดับน้ำในอ่างอย่างรวดเร็ว โดยสมมุติว่ามีการลดระดับน้ำจากระดับน้ำเก็บกัก ลงมาถึงระดับน้ำต่ำสุด ดังนั้นจะต้องคิดว่าน้ำในตัวเขื่อนยังค้างอยู่เท่ากับการไหลซึมในกรณีมีน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกัก นอกจากที่ผิวลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำจะลดระดับลงจนถึงระดับน้ำต่ำสุด

3.9.4 การกำหนดค่า Seismic Coefficient

การวิเคราะห์ผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวที่มีต่อตัวเขื่อนจะใช้วิธี Pseudo Static Approach โดยเฉพาะการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนในกรณีที่ระดับน้ำในอ่างอยู่ในระดับปานกลาง และสูงสุดปกติเท่านั้น

ค่าอัตราเร่งของความสั่นสะเทือนแนวราบ (Seismic Coefficient) กำหนดได้จากรูปที่ 3-4 ซึ่งแสดง Contour lines ของ PGAo/G ในประเทศไทยและประเทศใกล้เคียง ซึ่งศึกษาโดย ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย และคณะ (2537) โดยที่

PGAo คือ อัตราเร่งสูงสุดบนพื้นดินที่มีความน่าจะเป็นเพียง 1 ใน 10 ที่จะเกิดมีค่าสูงกว่าในคาบเวลา 50 ปี (Seismic Coefficient)

G คือ อัตราเร่งของสนามโน้มถ่วงของโลก

การศึกษาดังกล่าวเป็นการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากการเกิดแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย (Seismic Risk Analysis for Thailand) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์หาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในประเทศไทย และประเทศใกล้เคียง

3.9.5 การกำหนดค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure)

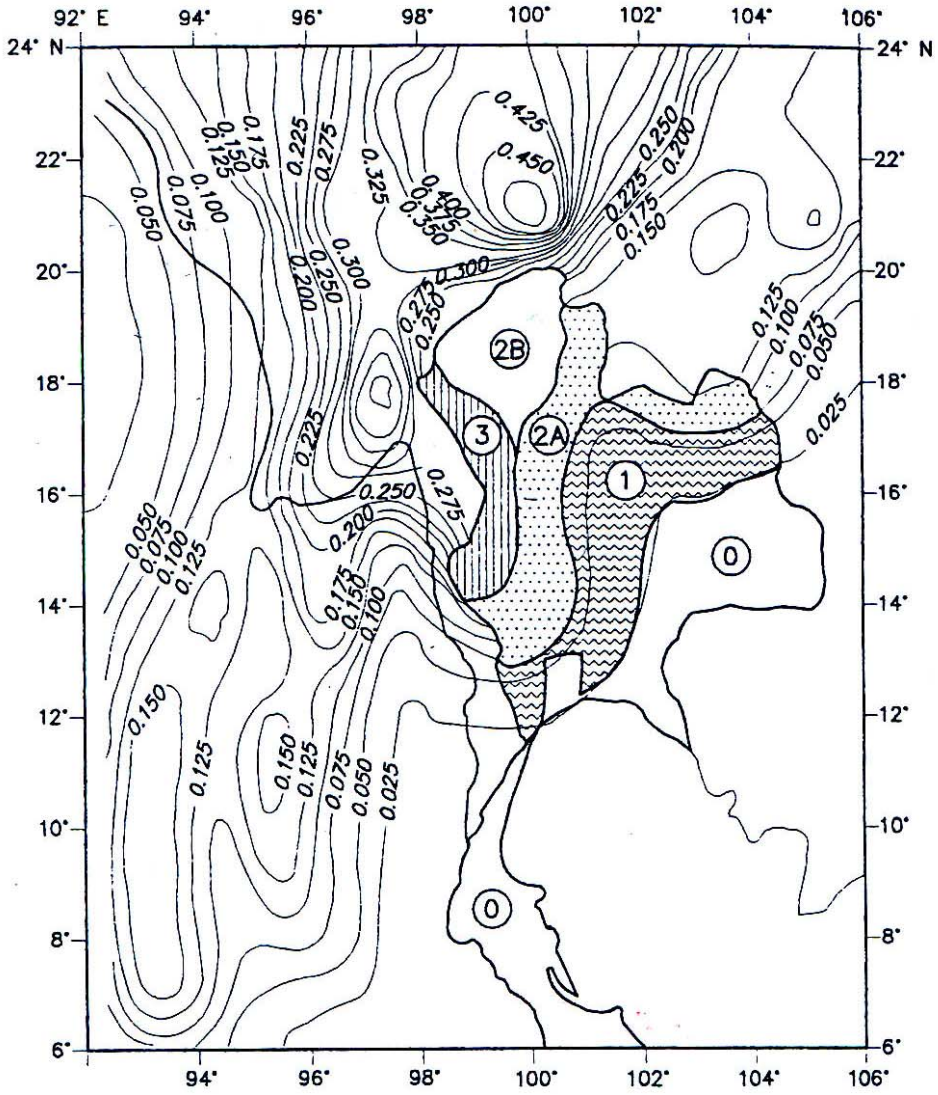
เนื่องจากค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการบดอัดระหว่างการก่อสร้าง และที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเก็บกักน้ำ ซึ่งมีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินลดลง ซึ่งในการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนแบบ Effective Stress Method สามารถหาค่าแรงดันน้ำได้ดังนี้

(1) ระหว่างเก็บกักน้ำ สามารถหาค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากเส้น Phreatic Line ตามวิธีของ A. Casagrande (1937)

(2) ระหว่างการก่อสร้าง สามารถหาค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากค่า Pore Pressure Ratio, Ru ซึ่งมีความสัมพันธ์ ดังนี้

$$R_u = \frac{\text{Excess Pore Pressure}}{\text{Overburden Pressure}} = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_v} \qquad (3\text{-}19)$$

ค่า R_u ที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน นอกเหนือจากขึ้นอยู่กับชนิดดินแล้วยังขึ้นอยู่กับความสูงของการถมดินและระยะเวลาในการก่อสร้าง ซึ่งมีผลต่อการระบายความดันน้ำส่วนเกิน (ΔU) ออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โดยทั่วไปแล้วค่า R_u สำหรับงานเขื่อนจะมีค่าประมาณ 0.3 (โดย Sherard et al. (1967) หน้า 101 และ “แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำ และอาคารประกอบ”, หน้า 135) ซึ่งจะได้นำมาใช้ในการกำหนดค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง เพื่อใช้วิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนต่อไป



เขต 3 มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับค่อนข้างสูง

เขต 2A และ 2B มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายระดับปานกลาง

เขต 1 มีความเสี่ยงน้อย แต่อาจเกิดมีความเสียหายบ้าง

เขต 0 ไม่จำเป็นต้องออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

(0.150) คือ อัตราส่วนระหว่าง ความเร่งสูงสุดในแนวราบของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ในคาบ 500 ปี ต่อความเร่งของสนามโน้มถ่วงโลก

ที่มา : เป็นหนึ่ง วานิช , 2538

<u>รูปที่ 3-4</u> แผนที่แสดงความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.9.6 Allowable Factor of Safety

การกำหนดค่า Minimum Allowable Factor of Safety จะกำหนดตามเกณฑ์ดังนี้

ตารางที่ 3-4 แสดง Minimum Factor of Safety

Operating Condition	**Min. Allowable F.S.**	
	Static	**Siesmic**
เขื่อนเพิ่งสร้างเสร็จใหม่ๆ	1.25	1.00
เขื่อนเก็บกักน้ำเต็มที่	1.50	1.25
ระดับน้ำในอ่างลดลงอย่างรวดเร็ว	1.25	1.00

3.10 คุณสมบัติดินที่นำมาออกแบบตัวเขื่อน

การวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน ที่จะนำมาออกแบบตัวเขื่อนนั้น จะนำตัวอย่างดินมาจากแหล่งบ่อยืมดินมาดำเนินการทดสอบ เพื่อหาคุณสมบัติดินและวิเคราะห์ออกแบบตัวเขื่อน

การหาค่า Shear Strength ที่จะนำมาใช้ในการออกแบบเขื่อน จะใช้ค่าที่ได้จากผลการทดลอง Direct Shear Test และ Triaxial Test สำหรับการทดสอบ Triaxial Test จะต้องมีการวัด Pore Pressure ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างด้วยเพื่อนำมาพิจารณาค่า Shear Strength ของดินในสภาพต่างๆ โดยกำหนดการทดลองเป็น 2 กรณี คือ

(1) UU-Test จะนำผลจากกรณีนี้มาคำนวณ ในกรณี End of construction (รายละเอียดดูจากหัวข้อการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน)

(2) CU-Test จะนำผลจากกรณีนี้มาคำนวณ ในกรณี Steady Stage หรือ Full Reservoir และในกรณี Rapid Drawdown

สำหรับผลการทดสอบ Direct Shear Test จะนำมาพิจารณาร่วมกับการทดสอบ Triaxial แบบ CU-Test เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลและเพื่อช่วยในการพิจารณาการเลือกใช้ค่า Shear Strength Parameters ของดิน ไปใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนต่อไป

3.11 ระยะเผื่อการทรุดตัวของสันเขื่อน (Crest Camber)

การออกแบบระยะเผื่อการทรุดตัวของเขื่อนภายหลังการก่อสร้างเสร็จ ซึ่งจะพิจารณาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเฉพาะตัวเขื่อน เนื่องจากช่วงเวลาที่ใช้ในการก่อสร้างเขื่อนนานการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในฐานรากจึงเกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง การออกแบบเผื่อการทรุดตัวของตัวเขื่อน เนื่องจากน้ำหนักตัวเอง ทำได้ 2 วิธี และให้พิจารณาค่ามากที่สุดมาใช้ในการออกแบบ อย่างไรก็ตาม หากการทรุดตัวที่คำนวณได้ทั้งสองกรณี มีค่าน้อยกว่า 1% ของความสูงของเขื่อน จะกำหนดเผื่อการทรุดตัวของเขื่อนเท่ากับ 1% ตามข้อเสนอแนะใน REF.24 “Design of Small Dams, USBR, 1987” หน้า 255

(1) คำนวณจาก Empirical Formular ที่เสนอโดย H.H THOMAS 1976, The Engineering of large dam part I and II

$$S = 10^{(0.0156H-1.16)} \qquad (3\text{-}20)$$

เมื่อ S = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังเขื่อนสร้างเสร็จแล้ว, ม.

H = ความสูงเขื่อน, ม.

(2) คำนวณจากผลการทดสอบ Consolidation Test ของดินตัวเขื่อน (วรากร, 2538)

$$S = \frac{A.\gamma_t (Z_2^2 - Z_1^2)}{2E} \qquad (3\text{-}21)$$

เมื่อ S = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังเขื่อนสร้างเสร็จแล้ว, ม.

γ_t = ความหนาแน่นรวมของดินตัวเขื่อน, ตัน/ม^3

Z_1, Z_2 = ความสูงของเขื่อนในช่วงระยะที่คำนวณการทรุดตัว, ม.

E = สัมประสิทธิ์การทรุดตัวได้จากการทดสอบ Consolidation ตัน/ม^2

A = อัตราส่วนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังการก่อสร้าง

= 0.35

การคำนวณจะใช้หน้าตัดที่เขื่อนสูงที่สุด และจะเผื่อความสูงตามที่คำนวณได้ตรงจุดที่เขื่อนสูงที่สุด ระยะเผื่อความสูงของสันเขื่อนนี้จะลดลงเป็นสัดส่วนกับความสูงของตัวเขื่อนจนมีค่าเป็นศูนย์ที่ไหล่เขาทั้งสองด้าน

3.12 อุปกรณ์มาตรวัดพฤติกรรมเขื่อนเก็บกักน้ำ (Dam Instrumentation)

อุปกรณ์มาตรวัดที่ติดตั้งที่ตัวเขื่อนและบริเวณใกล้เคียง มีความสำคัญมากต่อการเตือนภัยและการคาดคะเนพฤติกรรมของตัวเขื่อนขณะทำการก่อสร้าง และภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จใช้งานแล้ว เนื่องจากการติดตั้งอุปกรณ์มาตรวัดต่างๆ มีจุดประสงค์เพื่อเตือนภัยด้านความปลอดภัยของตัวเขื่อน และเก็บรวบรวมข้อมูล เพื่อตรวจสอบความถูกต้อง เกี่ยวกับสมมุติฐานในการออกแบบ และวิธีการคำนวณว่าถูกต้องเพียงไร เพื่อนำไปปรับปรุงแก้ไข ให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นอุปกรณ์วัดชนิดต่างๆ ประกอบด้วย

- Piezometers เพื่อใช้วัดความดันน้ำที่จุดต่างๆ ในตัวเขื่อนและฐานราก
- Observation Wells เพื่อใช้วัดระดับน้ำที่ไหลลอดผ่านฐานรากของตัวเขื่อนออกมาทางด้านท้ายเขื่อน
- Surface Settlement Point และ Reference Benchmark เพื่อใช้วัดการเคลื่อนตัวที่ผิวเขื่อนในบริเวณลาดเขื่อนและสันเขื่อน
- Inclinometer with Magnetic Ring เพื่อใช้วัดการเคลื่อนตัวแนวราบและแนวดิ่งภายในตัวเขื่อนและฐานราก
- อาคารวัดน้ำ เพื่อใช้วัดอัตราการไหลของน้ำผ่านเขื่อน

โดยรายละเอียดคร่าวๆ ของเครื่องมือต่างๆ เป็นดังนี้

3.12.1 Piezometer

พิโซมิเตอร์ คือ เครื่องมือที่ใช้วัดความดันน้ำในมวลดิน (Pore Pressure) หรืออาจเรียกชื่อว่ามาตรวัดความดันน้ำ นับเป็นเครื่องมือลำดับแรกที่พิจารณาติดตั้งในตัวเขื่อน เนื่องจากสามารถบอกถึง พฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านเขื่อนและฐานราก การกัดเซาะ การปิดกั้น การระบาย และความมั่นคงของตัวเขื่อนได้ โดยจะทำการติดตั้งที่ตำแหน่งต่างๆ ในหน้าตัดเขื่อนที่ลึกที่สุด ชนิดของพิโซมิเตอร์ที่ควรนำมาใช้ เรียกว่า “Electric Type” แบบ Vibrating Wire ระบบนี้ความดันน้ำจะถูกเปลี่ยนเป็นสัญญาณไฟฟ้า ซึ่งจะวัดความดันน้ำจากความถี่ของการสั่นของเส้นลวดที่ขึงตรึงระหว่างแผ่นโลหะรับแรงเมื่อแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นเส้นลวดก็จะหย่อนทำให้ความถี่ลดลง หัววัดความดันน้ำแบบ Vibrating Wire

3.12.2 บ่อวัดระดับน้ำใต้ดิน (Observation Well)

การศึกษาพฤติกรรมของเขื่อนโดยเฉพาะความดันน้ำในตัวเขื่อนและฐานราก ปัจจัยที่สำคัญอีกประการหนึ่งที่มีต่อความดันน้ำที่วัดได้ คือ ระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Level) ซึ่งจะต้องใช้เป็นฐานที่บอกถึงปริมาณความดันน้ำส่วนเกิน (Excessed Pore Pressure) ที่วัดได้จากพิโซมิเตอร์

ตำแหน่งที่ทำการติดตั้งบ่อวัดความดันน้ำ จะห่างจากตีนเขื่อนด้านท้ายน้ำพอสมควร เพื่อไม่ให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน จากน้ำหนักตัวเขื่อนที่กดทับอยู่และควรห่างกันตามแนวแกนเขื่อนไม่เกิน 500 เมตร หรือเพียงพอที่จะแสดงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินตลอดตัวเขื่อนจากไหล่เขาฝั่งขวาถึงฝั่งซ้าย

3.12.3 Surface Settlement Point และ Reference Benchmark

การวัดการเคลื่อนตัวภายนอกที่สามารถมองเห็นได้ด้วยตาเปล่า สามารถทำได้ง่ายๆ โดยการใช้เครื่องมือสำรวจทั่วไป อันได้แก่ กล้องวัดมุม และกล้องระดับเป็นหลัก โดยต้องมีหมุดหลักฐาน (Reference benchmark) เตรียมไว้ให้อยู่ภายนอกอิทธิพลการเคลื่อนตัวที่เกิดจากอิทธิพลของตัวเขื่อน และต้องอยู่ในตำแหน่งที่เหมาะสม ที่จะตั้งกล้องสำรวจ แล้วสามารถส่องเห็นบริเวณเขื่อน ได้เป็นพื้นที่กว้างพอสมควร ปกติ Benchmark สำหรับงาน Instrumentation ในเขื่อนนั้นจำเป็นต้องมีอยู่แล้ว เพื่อใช้อ้างอิงกับการวัดการเคลื่อนตัวโดยวิธีอื่นๆ ทั้งหมด รวมทั้งการตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือต่างๆ บริเวณต่อไปนี้เป็นจุดที่คาดว่าจะให้มีการติดตั้ง Benchmark เพื่อให้พ้นบริเวณการทรุดตัวจากน้ำหนักเขื่อน คือ

(1) บนไหล่เขาเหนือสันเขื่อนขึ้นไปเล็กน้อย ทั้งปีกซ้ายและขวาของตัวเขื่อน

(2) บนไหล่เขาด้านเหนือน้ำ ที่มีระดับสูงกว่าระดับเก็บกักปกติ

(3) บนไหล่เขาและที่ราบด้านท้ายน้ำที่ห่างจากตีนเขื่อนไม่น้อยกว่า 20 เมตร

ปกติ Benchmark จะต้องเป็นเสาคอนกรีตที่จะต้องหยั่งลึกถึงหน้าหิน หรือชั้นดินแข็ง และมีแผ่นโลหะพร้อมหมุดบอกค่าพิกัดและระดับอย่างชัดเจน

สำหรับจุดวัดบนตัวเขื่อนนั้น จะมีการติดตั้งหมุดวัดที่ผิวดิน (หรือหินทิ้ง) ซึ่งเรียกว่า “Surface Settlement Point” ซึ่งส่วนมากเป็นแกนโลหะยาว 1.6-2.5 ม. ฝังไว้บนสันเขื่อน หรือลาดเขื่อน แล้วหุ้มรอบด้วยคอนกรีตที่ส่วนบน เพื่อยึดติดกับดินบริเวณนั้น

3.12.4 Inclinometer with magnetic Ring

เป็นเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวได้ทั้งในแนวราบ และในแนวดิ่งของตัวเขื่อน โดยทำการฝังท่อ (Access tube) ติดตั้งไว้ในมวลดิน โดยรอบท่อจะติดตั้ง Magnetic Ring เป็นช่วงๆ ตามความลึกที่กำหนด ซึ่งจะเลือกติดตั้งในหน้าตัดเขื่อนที่ลึกที่สุด

การวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ โดยใช้หัววัด (Inclinometer probe หรือ torpedo) ซึ่งมีล้อเล็กๆ เคลื่อนที่ไปตามท่อนำ (Access tube) ซึ่งสามารถวัดมุมเอียงของท่อที่ทำกับแนวดิ่ง และจะทราบช่วงวัดของ Probe ดังนั้นจะสามารถคำนวณหาการเคลื่อนตัวในแนวราบได้ การวัด Inclinometer นี้จะเทียบกับตำแหน่งหรือความเอียงของท่อเมื่อเริ่มติดตั้งซึ่งวัดไว้ทันทีเมื่อติดตั้งเสร็จ

การวัดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง โดยวัดจากการเคลื่อนตัวของ Magnetic Ring ที่มีแหวนแม่เหล็กต่ออยู่ Magnetic Ring จะติดตั้งอยู่รอบท่อเพื่อให้เคลื่อนตัวไปพร้อมๆ กับดินโดยรอบ การหาตำแหน่งของ Magnetic Ring

ทำได้โดยการหย่อนหัววัด ซึ่งเป็นขดลวดเหนี่ยวนำ เมื่อผ่านสนามแม่เหล็กที่เกิดจากแหวนแม่เหล็กที่ติดอยู่กับ Magnetic Ring จะให้สัญญาณไฟฟ้าขึ้นมา ซึ่งทำให้ทราบระดับของ Magnetic Ring ที่เคลื่อนตัวไปในช่วงระยะเวลาต่างๆ

3.12.5 อาคารวัดน้ำ

เพื่อใช้วัดอัตราการไหลของน้ำผ่านเขื่อน ทำได้โดยการรวบรวมน้ำที่ไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานรากเข้ามาสู่เครื่องวัดที่มักทำเป็นฝายวัดปริมาณน้ำขนาดเล็ก (Measuring Weir) แบบต่างๆ ซึ่งส่วนมากนิยมใช้ V-notch Weir ขนาดมุม 90 องศา ข้อมูลที่ได้จากฝายวัดปริมาณน้ำ คือ

(1) ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านในช่วงเวลา

(2) ความขุ่นและสีของน้ำที่ไหลผ่าน

(3) อื่นๆ เช่น สารละลายในน้ำ เป็นต้น

สิ่งต่างๆ ดังกล่าว จะเป็นตัวอย่างชี้ถึงพฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก โดยเฉพาะในช่วงเวลาการเก็บกักน้ำปีแรก ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านเมื่อเปรียบเทียบกับค่า ที่คาดคะเนไว้จะบอกถึงอัตราการซึม ในขณะที่ความขุ่นและสีของน้ำจะบอกถึงการกัดเซาะภายในและประสิทธิภาพของชั้นกรอง

3.13 การระบายน้ำบนสันเขื่อน

การออกแบบระบบระบายน้ำบนสันเขื่อน จะกำหนดให้ระบายลงไปทางด้านเหนือน้ำของเขื่อน และระบายลงอ่างเก็บน้ำ

3.14 การตรวจสอบการเกิด Piping

การตรวจสอบแนวโน้มการเกิด Piping ทั้งภายในตัวเขื่อนและบริเวณท้ายเขื่อน อาจพิจารณาได้จาก

(1) ความลาดระดับน้ำ คือ จุดที่น้ำไหลซึมแล้วเสียศักย์มากจะมีแรงกระทำต่อมวลดินสูง (seepage force) และถ้าไม่มีการป้องกันที่ดี เม็ดดินจะถูกแรงน้ำซึ่งมีมากกว่าน้ำหนักหรือแรงต้านดึงให้หลุดตามไปได้ ถ้าความลาดระดับน้ำในบริเวณใดสูงกว่าความลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) โอกาสเกิดการกัดเซาะจะเกิดขึ้น เช่น บริเวณด้านท้ายของร่องแกนฐานรากด้านท้ายน้ำ หรือบริเวณตีนเขื่อนด้านท้ายน้ำ เป็นต้น

$$\text{Seepage Force} = i_c \gamma_w \tag{3-22}$$

$$\text{Critical Hydraulic Gradient, } i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \tag{3-23}$$

เมื่อ γ_b = ความหนาแน่นของดินในน้ำ = $\gamma_{sat} - \gamma_w$, ตัน/ม^3

γ_w = ความหนาแน่นของน้ำ, ตัน/ม^3

γ_{sat} = ความหนาแน่นของดินอิ่มตัว, ตัน/ม^3

(2) ความเร็วการไหลซึมของน้ำระหว่างเม็ดดิน (seepage velocity) จุดที่น้ำซึมผ่านด้วยความเร็วสูงจะสามารถพัดพาเอาเม็ดดินหลุดลอยออกไปได้ โดยเฉพาะดินทรายและดินทรายปน ถ้าความเร็วของการไหลซึมที่เกิดขึ้นมากกว่าความเร็ววิกฤต (v_c) โดยวิธีการของ Justin

$$V_c = \sqrt{\frac{W.g}{A.\gamma_w}} \tag{3-24}$$

เมื่อ V_c = ความเร็วของน้ำ, ม./วินาที

W = น้ำหนักเม็ดดินในน้ำ, ตัน

g = อัตราเร่งจากแรงดึงดูดของโลก, ม./วินาที^{2}

A = พื้นที่หน้าตัดของเม็ดดิน, ม^2

3.15 การปรับปรุงฐานรากเขื่อน

3.15.1 เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน

เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน ต้องทำการปรับปรุงฐานรากเขื่อนให้มีความมั่นคง และปลอดภัยในทุกสภาวะ คือ

(1) มีกำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear Strength) เพียงพอ

(2) ไม่มีการแปรเปลี่ยนรูป (Deformation) การทรุดตัวหรือยุบตัว หรือหากจะมีบ้างก็เพียงเล็กน้อย

(3) ไม่มีการรั่วซึมของน้ำ (Seepage) ผ่านฐานราก หรือหากมีก็เพียงปริมาณน้อยมาก

(4) ไม่ก่อให้เกิดการผุดของน้ำ (Piping) ที่ผิวดินท้ายเขื่อนอันเนื่องมาจากแรงดันน้ำในฐานราก

(5) ไม่ก่อให้เกิดสภาพการเป็นของไหล (Liquefaction) ในส่วนใด ๆ ของฐานราก

3.15.2 แนวทางการออกแบบปรับปรุงฐานราก

(1) ในชั้นดินหรือชั้น Overburden การออกแบบจะกำหนดให้มีการขุดลอกชั้นดิน Overburden ในร่อง Core Trench ออกให้หมด รวมไปถึงชั้นหินที่อ่อนและผุมากด้วย โดยจะให้ผิวล่างของร่อง Core Trench วางบนชั้นหินที่มีอัตราการผุสลายอยู่ในเกณฑ์ต่ำคือ Fresh หรือ Slightly Weathered หรือถึงชั้นที่แข็งพอที่จะสามารถปรับปรุงให้แข็งแรงและทึบน้ำได้ โดยการอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting) ทั้งนี้เพื่อให้ตัวเขื่อนวางบนฐานรากที่ความแข็งแรงและมีความทึบน้ำ สามารถกักน้ำได้ตามวัตถุประสงค์สำหรับดินฐานรากภายใต้ตัวเขื่อนนอกบริเวณ Core Trench จะทำการขุดเปิด (Strip) ชั้นผิวดิน (Top Soil) และวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เหมาะสมออก จนถึงชั้นดินที่แน่นเหมาะสมที่จะเป็นฐานรากของตัวเขื่อนได้ ส่วนที่ขุดออกจากร่องแกน หากมีความเหมาะสมตามที่กำหนดในข้อกำหนดทางวิชาการก็สามารถยอมให้ใช้เป็นวัสดุตัวเขื่อนต่อไป

(2) การป้องกันน้ำลอดใต้ตัวเขื่อนในชั้นหินฐานรากพื้นร่องแกน (Bottom of Core Trench) ลงไปนั้น จะพิจารณาปรับปรุงฐานรากให้แน่นทึบมากที่สุด โดยการทำ Grot Curtain ตามแนวร่องแกนตลอดแนวเขื่อน ถ้าหินฐานรากมีอัตราการรั่วซึมมากกว่า 5 Lugeon หรือค่า K มากกว่า $6x10^{-5}$ cm/sec. หรือค่า RQD น้อยกว่า 80 % หรือค่าการผุพังของหินมากกว่าขั้น Moderately Weather

ความลึกของ Grout Curtain จะพิจารณาจากสภาพธรณีวิทยา และจากผลการทดสอบ Water Test ของหลุมเจาะสำรวจเป็นหลัก โดยจะทำการปรับปรุงจนถึงขั้นความลึกที่มีอัตราการรั่วซึม

ประมาณ 5 Lugeon ระดับต่ำสุดของ Grout Curtain จะต้องอยู่ในหินสด (Fresh Rock) หรือ Slighty Weathered Rock เพื่อให้มั่นใจว่าจะไม่เกิดการกัดเซาะและเกิดการ Piping เนื่องจากน้ำที่ซึมผ่าน

การเจาะหลุม Grout จะเป็นแบบ Split Spacing คือทำหลุมต่างๆ ก่อนเป็นหลุมชุด Primary set แล้วเจาะหลุมแทรกเป็น Secondary & Tertiary Set ตามความจำเป็น

แถวหลุม Grout ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ 2 แถว จะเจาะด้วยเครื่องเจาะแบบกระแทก (Percussion Drilling) ส่วนแถวที่อยู่ในแนวศูนย์กลางร่องแกนจะเจาะด้วย Rotary Drilling

Grout Composition ที่เหมาะสมคือ Suspension ของ Portland Cement Type 1 เริ่ม Grout ด้วยอัตราส่วนน้ำ : ปูน = 9 : 1 โดยปริมาตร และเพิ่มความเข้มข้นจนถึง 1:2

Unit Weight ไม่เกิน 50 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร จึงถือว่าเพียงพอ ความดันในการฉีดน้ำปูน 1 ถึง 2 ปอนด์/ตารางนิ้ว/ความลึก 1 ฟุต หรือขึ้นอยู่กับความดันจากการทดลองอัดฉีดน้ำเพื่อให้ได้ค่าความดันสูงที่สุดที่ไม่เป็นอันตรายต่อหินฐานราก

เกณฑ์การอิ่มตัวของน้ำปูน เมื่ออัดฉีดด้วยความดันสูงสุดคงที่ใช้เวลา 15 นาที ที่น้ำปูนไม่เข้าไปในหลุมแล้วจึงหยุดการอัดฉีด

การกำหนด Pressure ที่จะใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนจะพิจารณาให้มี Factor of Safety ไม่น้อยกว่า 2 แต่ต้องมีค่า Maximum Permissible Pressure ไม่ควรเกินกว่าค่าที่ A.C. Houlsby เสนอแนะ

บทที่ 4
เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านชลศาสตร์

4.1 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบฝายน้ำล้น (Weir)

ข้อพิจารณาในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้น (Consideration of the weir)

ในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นมีหลักเกณฑ์ในการพิจารณา คือ ที่ตั้งฝายน้ำล้นจะต้องสามารถใช้ประโยชน์จากแหล่งน้ำได้อย่างเต็มที่ โดยกระจายน้ำการใช้น้ำให้ครอบคลุมพื้นที่มากที่สุด มีความเหมาะสมทางด้านวิศวกรรม ให้ประโยชน์สูงสุดทางด้านเศรษฐกิจและการลงทุน และมีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมน้อยที่สุด สำหรับหลักสำคัญในการพิจารณาเลือกที่ตั้งของฝายน้ำล้นทางด้านวิศวกรรมมี 3ประการ คือ ลักษณะภูมิประเทศ ลักษณะทางธรณีวิทยา และแหล่งวัสดุก่อสร้าง โดยมีรายละเอียดดังนี้

(1) ลักษณะภูมิประเทศ

ลักษณะภูมิประเทศเป็นข้อพิจารณาแรกที่สำคัญในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้น โดยพิจารณาจากแผนที่ภูมิประเทศของโครงการที่มี ซึ่งควรเป็นจุดบนลำน้ำที่แคบที่สุด เพื่อประหยัดวัสดุก่อสร้างตัวฝายน้ำล้น บริเวณเหนือน้ำจากแนวกั้นฝายน้ำล้นควรเป็นบริเวณที่สามารถก่อสร้างเป็นอาคารนำน้ำไปส่งให้คลองส่งน้ำของชาวบ้านได้ ควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่จะเป็นพื้นที่ชุมชน เพราะจะมีปัญหาอุปสรรคเกี่ยวกับพื้นที่ข้างเคียงของชาวบ้าน และควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่จะมีตะกอนมาตกทับถมมาก และบริเวณที่จะทำให้คุณภาพของน้ำเสียไป ทำให้น้ำที่เก็บกักไม่สะอาด และควรสร้างในบริเวณที่ไม่มีผลกระทบจากน้ำเท้อ)Back Water Surface Profile (เนื่องจากอิทธิพลของฝายน้ำล้นหรืออาคารชลศาสตร์อื่นๆ ที่มีในบริเวณใกล้เคียงกับโครงการ

(2) ลักษณะทางธรณีวิทยา

การเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นควรพิจารณาถึงลักษณะทางธรณีวิทยาฐานรากเป็นลำดับต่อมา ซึ่งควรเป็นบริเวณที่มีลักษณะธรณีวิทยาฐานรากเป็นหินแข็ง หรือบริเวณดินแข็ง ควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่เป็นดินเหนียวอ่อนหรือบริเวณที่เป็นดินเม็ดละเอียด เช่น ดินตะกอน)Silt (หรือทรายละเอียดที่มีสภาพหลวม เพราะอาจเกิดปัญหาด้านการทรุดตัวของชั้นดิน การเคลื่อนที่ของเม็ดดินเนื่องจากแรงซึมผ่านของน้ำ การสูญเสียน้ำเนื่องจากการซึม และการกัดเซาะทางท้ายน้ำ ซึ่งจำเป็นต้องปรับปรุงชั้นดินฐานรากหรือออกแบบให้มีโครงสร้างมาต่อเติมตัวฝายน้ำล้นตามความเหมาะสม เช่น การเพิ่มความยาวของ Apron ฝายน้ำล้นทางเหนือน้ำ การขุดร่องแกนในระดับลึก และการเพิ่มความยาวของ Stilling Basin เป็นต้น ซึ่งทำให้ค่าก่อสร้างเพิ่มสูงขึ้นโดยไม่จำเป็น

(3) วัสดุก่อสร้าง

การพิจารณาที่ตั้งฝายน้ำล้นประการสำคัญอีกประการหนึ่ง คือ ควรเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นในบริเวณที่วัสดุก่อสร้างหาได้ในโครงการ หรือบริเวณใกล้ๆ กับโครงการ ได้แก่ บ่อดินยืมหินถม และหินทิ้ง มวลรวมคอนกรีต เช่น ทราย กรวด หินย่อย เป็นต้น วัสดุก่อสร้างเหล่านี้ หากมีปริมาณเพียงพอและหาได้ในบริเวณโครงการก็เป็นสิ่งหนึ่งซึ่งใช้พิจารณาเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นให้ประหยัดที่สุดได้

4.2 องค์ประกอบของอาคารระบายน้ำล้น

อาคารระบายน้ำล้นมีองค์ประกอบแบ่งเป็น 5ส่วนหลักดังนี้

- คลองชักน้ำ (Approach Channel) ทำหน้าที่นำน้ำจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่อาคารรับน้ำ
- Side Channel Weir ทำหน้าที่รับน้ำจากอ่างเก็บน้ำลงสู่รางเท
- รางเท (Chute) ทำหน้าที่ลำเลียงน้ำลงสู่อาคารสลายพลังงาน
- อาคารสลายพลังงาน (Stilling Basin) ทำหน้าที่สลายพลังน้ำซึ่งไหลมาจากรางเทก่อนที่จะระบายน้ำออกสู่คลองระบายน้ำ
- คลองระบายน้ำ (Downstream Canal) ทำหน้าที่ระบายน้ำหลากทั้งหมดออกสู่ทางน้ำธรรมชาติ

รายละเอียดรูปตัดของอาคารระบายน้ำล้นและองค์ประกอบ ดังแสดงในรูปที่ 4.1

4.3 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า

คลองชักน้ำ)Approach Channel(

คลองชักน้ำทำหน้าที่นำน้ำจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่อาคารรับน้ำ มีลักษณะเป็นช่องน้ำที่มีระดับพื้นต่ำกว่าสันอาคารรับน้ำของอาคารระบายน้ำล้น เพื่อให้ความเร็วของกระแสน้ำที่จุดใกล้อาคารมีความเร็วที่พอเหมาะ นอกจากนี้ยังป้องกันไม่ให้ตะกอนบริเวณด้านทางน้ำเข้าไหลลงอาคารรับน้ำได้อีกด้วย

กรณีต้องขุดร่องชักน้ำจากอ่างมายังสันฝาย การคำนวณออกแบบคลองชักน้ำ จะใช้สมการของ Manning ดังนี้

$$Q = \frac{1}{n} .A.R^{3/2}.S^{2/1}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่านสันฝาย ,ม / ^{3}.วินาที

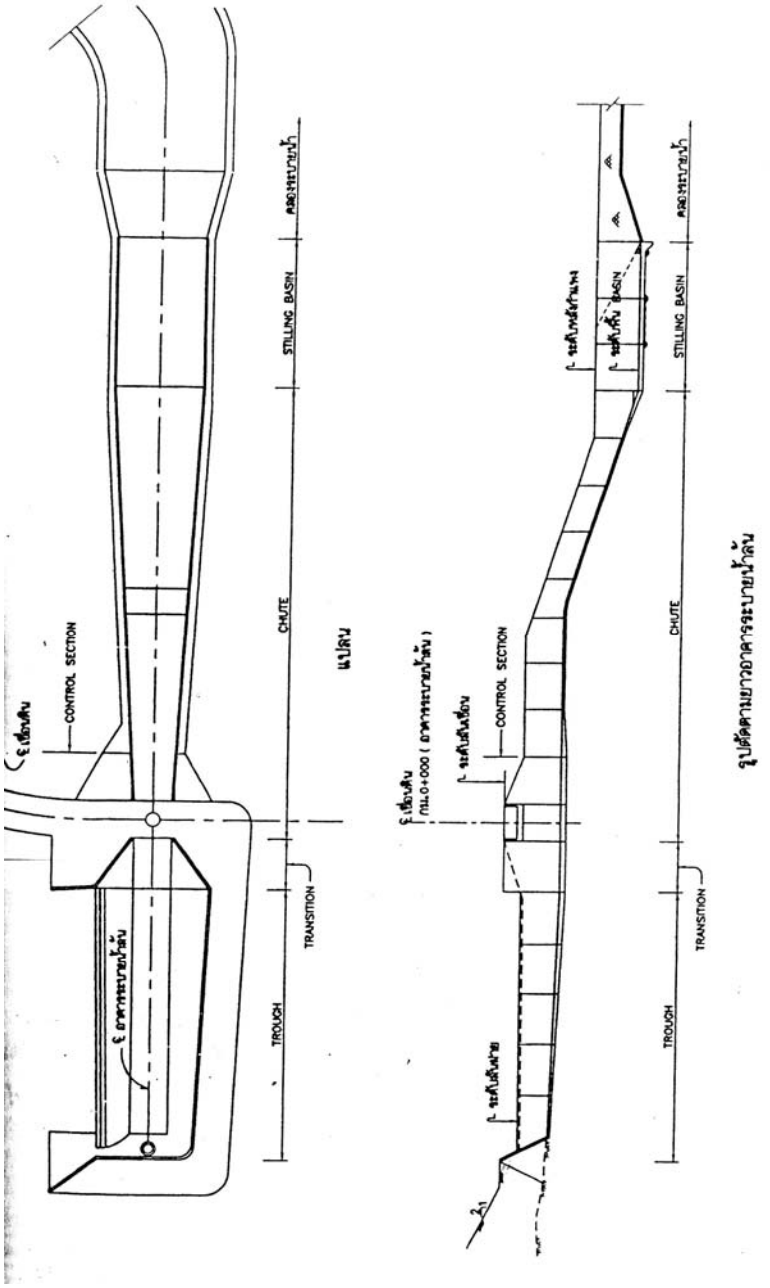
A = พื้นที่หน้าตัดการไหล ,$ม^2$.

R = รัศมีชลศาสตร์ = A/P ,ม.

P = ความยาวของเส้นขอบเปียก ,ม.

S = ความลาดท้องคลอง

N = สัมประสิทธิ์ความขรุขระของ Manning (N=0.022 สำหรับคลองดินขุด)



<u>รูปที่ 4-1</u> รูปตัดของอาคารระบายน้ำล้นและองค์ประกอบ

4.4 ประเภทของฝายน้ำล้น

(1) ฝายสันคม เป็นฝายแบบไหลตกตรง

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

(2) ฝายสันกว้างบนดินถม

$$Q = 1.71 L H^{3/2}$$

(3) ฝายสันมน

$$Q = C L H^{3/2}$$

โดยที่ C = 2-2.2 โดยประมาณ

งานฝายหินทิ้ง โดยทั่วไปกำหนดให้ q ไม่เกิน 2.79 ม^3/วินาที/ม. และผลต่างของระดับน้ำเหนือน้ำของฝาย กับระดับน้ำท้ายน้ำของฝาย ต้องไม่เกิน 1.50 ม.

4.4.1 ระดับสันฝายน้ำล้น (Crest Elevation)

ระดับสันฝายน้ำล้น จะกำหนดจากระดับเก็บกักปกติ)ร.น.ก (.ที่ได้จากขั้นการศึกษาความเหมาะสมของโครงการ ซึ่งจะเป็นระดับเก็บกักที่เหมาะสมที่สุดของโครงการ ที่ให้ผลประโยชน์สูงสุดทางด้านเศรษฐกิจและการลงทุน โดยวิเคราะห์จากดัชนีบ่งชี้ทางเศรษฐกิจ (Economic Indices)

4.4.2 ความยาวสันฝายน้ำล้น (Length of Weir)

ความยาวสันฝายน้ำล้น จะพิจารณาจากความสามารถในการระบายปริมาณน้ำหลากสูงสุดได้ และจะออกแบบให้เกิดผลกระทบเนื่องจากระดับน้ำท่วมสูงสุด)ร.น.ส (.และระดับน้ำเท้อ (Back Water Surface) ของบริเวณพื้นที่ฝายน้ำล้นและบริเวณพื้นที่ด้านเหนือน้อยที่สุด

$$Q = CLH_e^{3/2}$$

Q = อัตราการไหลของน้ำผ่านฝายน้ำล้น
C = สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล
L = ความยาวประสิทธิ์ผลของฝายน้ำล้น
H_e = Total head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น
= $H_o + H_a$

H_o = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น

H_a = $V^2/2g$

เมื่อ V = ความเร็วของน้ำทางด้านเหนือน้ำ

g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

ความยาวของสันฝายน้ำล้นที่ใช้ในการออกแบบจะถูกลดความยาวลง เนื่องจากตอม่อ (Pier) ซึ่งใช้สูตรในการคำนวณของ USBR. ,"Design of Small Dam" หาความยาวใช้งานของสันฝายน้ำล้นได้ดังนี้

$$L = L'-2 (NK_p + K_a) H_o$$

เมื่อ L = ความยาวประสิทธิ์ผลของสันฝายน้ำล้นเนื่องจากตอม่อ

L' = ความยาวทั้งหมดของสันฝายน้ำล้นซึ่งยังไม่รวมความหนาของตอม่อต่างๆ

N = จำนวนตอม่อกลาง (Pier)

K_P = สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากตอม่อ

K_a = สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง

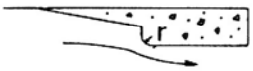
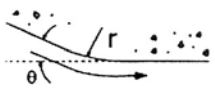
H_o = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (Total Head)

<u>ตารางที่ 4-1</u> สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากตอม่อ (Kp)

แบบที่	ลักษณะตอม่อ	รูปร่างตอม่อ	K_p
1	รูปสี่เหลี่ยม ไม่ลบมุม		0.10
2	รูปสี่เหลี่ยม ลบมุม		0.02
3	รูปโค้งมน		0.01
4	รูปปลายแหลม		0.00

ที่มา : Design of Small Dam

ตารางที่ 4-2 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง (Ka)

แบบที่	ลักษณะกำแพงริมตลิ่ง	รูปร่างกำแพงริมตลิ่ง	K_a
1	รูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก 90° ไม่ลบมุม		0.20
2	รูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก 90° ลบมุมเป็นรัศมีโค้ง r โดยที่ $0.15\ H_d \leq r \leq 0.5\ H_d$		0.10
3	กำแพงริมตลิ่งมีรัศมี $r > 0.5\ H_d$ และมุม $\theta \leq 45°$ กับทิศทางการไหล		0.00

ที่มา : Design of Small Dam

4.4.3 รูปร่างฝายน้ำล้น (Shape of the Weir)

เกณฑ์ในการคำนวณหารูปร่างของฝายน้ำล้นโดยใช้สูตรของ USBR. (1974) ดังนี้

- ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน

$$Y/H_o = -K\,(X/H_o)^n$$

สำหรับค่าคงที่ K และ n จะขึ้นอยู่กับลักษณะความลาดด้านเหนือน้ำของตัวฝายน้ำล้น และค่า Head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้นดูรูปที่ 4.2

- ฝายน้ำล้นแบบมีบาน

การออกแบบผิวโค้งของสันฝายน้ำล้นคอนกรีตที่รองรับบานประตู จะเป็นไปตามกฎเกณฑ์ของ USBR. (Design of Small Dam) ในขณะที่ยกบานประตูระบายขึ้นเพียงเล็กน้อย น้ำจะไหลผ่านไปในลักษณะของ Orifice Flow ดังนั้นจึงต้องออกแบบผิวโค้งด้วยสมการ Parabola ดังนี้

$$-Y = X^2/(4H)$$

โดยที่ X และ Y เป็น Coordinates ที่มีจุด Origin อยู่ที่จุดยอดของฝายน้ำล้นคอนกรีต

4.4.4 การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น

การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น นอกจากจะออกแบบให้มีความหนาเพียงพอที่จะต้านแรงดันขึ้นของน้ำใต้พื้นอาคารแล้ว ยังต้องพิจารณาร่วมกับการออกแบบ Cutoff Wall เพื่อกำหนดความยาวฝายน้ำล้นให้มีความยาวเพียงพอที่จะต้านทานการซึมของน้ำที่จะพัดพาเม็ดดินฐานรากฝายน้ำล้นให้หลุดออกไปได้ สำหรับการออกแบบความหนาและความยาวของพื้นฝายน้ำล้น นิยมใช้วิธีของ Lane โดยมีขั้นตอนดังนี้

(1) การคำนวณระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐาน (Creep Length)

การคำนวณระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นจะใช้ทฤษฎีของ Lane's Method โดยมีสูตรการคำนวณดังนี้ คือ

$$L = L_v + L_h/3$$

$$L = C_w H$$

เมื่อ L = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้น (ม.)

L_v = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นในแนวดิ่ง (ม.)

L_h = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นในแนวราบ (ม.)

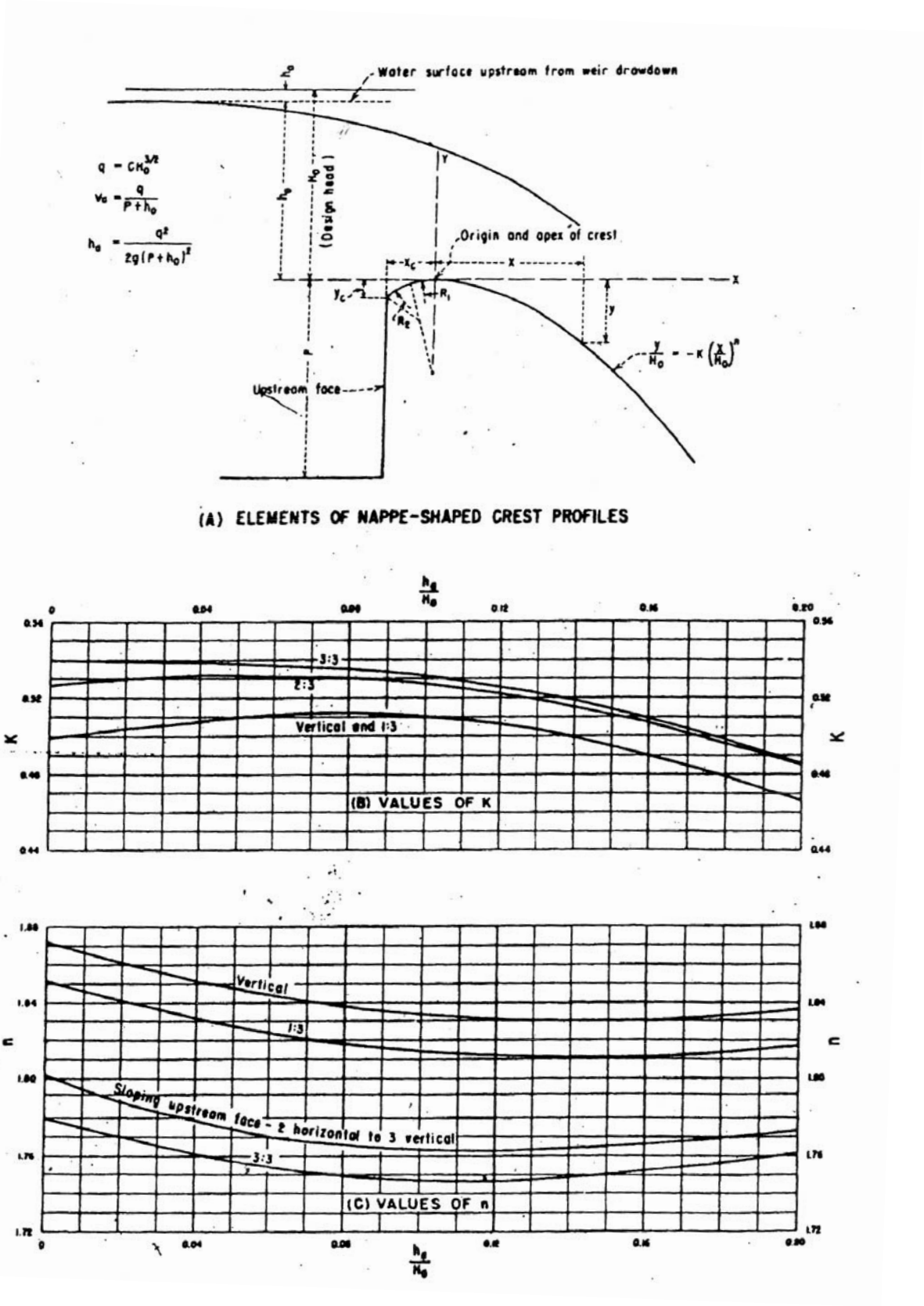
C_w = Lane's Weighted C reep Ratio (ตารางที่ 4.3)

H = Differen ce Head (ม.)

ในการออกแบบรายละเอียดจะพิจารณาการคำนวณทางเดินของน้ำใต้ฐานอาคาร โดยจะต้องมีความปลอดภัยมากกว่าเป็นเกณฑ์กำหนด

<u>ตารางที่ 4-3</u> ค่า Lane's Weighted Creep Ratio สำหรับดินประเภทต่างๆ ที่อยู่บริเวณใต้ฝายน้ำล้น

Base Material	Lane's Weighted Creep Ratio (C_w)
Very Fine Sand of Silt(ทรายละเอียดมากหรือดินตะกอน)	8.5
Fine Sand (ทรายละเอียด)	7.0
Medium Sand (ทรายหยาบปานกลาง)	6.0
Coarse Sand (ทราบหยาบ)	5.0
Fine Gravel (กรวดละเอียด)	4.0
Medium Gravel (กรวดหยาบปานกลาง)	3.5
Coarse Gravel Including Cobbles (กรวดหยาบ)	3.0
Boulders with some Cobbles and Gravel (หินใหญ่มีกรวดแทรกอยู่)	2.5
Soft Clay (ดินเหนียวอ่อน)	3.0
Medium Clay (ดินเหนียวแข็งปานกลาง)	2.0
Hard Clay (ดินเหนียวแข็ง)	1.8
Very Hard Clay or Hardpan (ดินเหนียวแข็งมากหรือดินดาน)	1.6



<u>รูปที่ 4-2</u> ตัวแปรสำหรับกำหนดรูปร่างของ Ogee Crest

ที่มา : Design of Small Dam

(2) การคำนวณหาแรงดันของน้ำ (Hydrostatic Pressure) ที่กระทำต่อตัวฝายน้ำล้น

ให้คิดในกรณีที่ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำอยู่ที่ระดับสันฝายน้ำล้น และด้านท้ายน้ำไม่มีน้ำ

(3) การคำนวณหาแรงดันของน้ำใต้ฐาน (Uplift Pressure)

โดยสมมติให้แรงที่กระทำใต้ฐานเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งแรงดันน้ำที่จุดใดๆ จะเท่ากับความสูงของน้ำที่จุดนั้นๆ โดยอาศัยวิธีของ Lane's Method มาคำนวณ

(4) การคำนวณหาความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านท้ายน้ำ

(Downstream Apron Thickness)

ใช้สูตร

$$t_a = \left(\frac{4}{3}\right)\left(1-\frac{H-h_f}{\gamma_c}\right)$$

t_a = Downstream Apron Thickness (ม.)

H = Difference Head (ม.)

h_f = head Loss at any Points (ม.)

γ_c = Specific Weight of Reinforcement Concrete

= 2.40ตัน/ม.^{3}

(5) การคำนวณหาความหนาของแผ่นของคอนกรีตด้านเหนือน้ำ

(Upstream Apron Thickness)

สำหรับความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านเหนือน้ำ ตามคำแนะนำของ USBR. ซึ่งปกติจะใช้ประมาณ 1/2 ถึง 1/3ของความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านท้ายน้ำ แต่ไม่ควรน้อยกว่า 0.30 ม.

4.4.5 การออกแบบ Cutoff Wall

Cutoff Wall เป็นกำแพงที่ยื่นเข้าในชั้นดินเพื่อเพิ่มความปลอดภัยของตัวฝายน้ำล้น Cutoff Wall จะทำหน้าที่ควบคุมการไหลของน้ำลอดใต้ฐานและป้องกันการเกิด Piping สำหรับความลึกของ Cutoff Wall จะใช้วิธีคำนวณเหมือนกันกับการคำนวณหาระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานตามหัวข้อ "การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น"

4.5 การคำนวณปริมาณน้ำผ่านฝายน้ำล้น)Discharge Over Weir)

4.5.1 ฝายน้ำล้นแบบมีบาน

ช่องประตูน้ำจะออกแบบลักษณะสันฝายน้ำล้นเป็นแบบ Ogee Weir สูงจากพื้นประมาณ 1.00ถึง 2.00เมตร ระบายน้ำในช่วงน้ำหลาก โดยยอมให้ระดับน้ำเอ่อได้เท่ากับความต่างระดับของเหนือและท้ายน้ำ (กรณีที่ยกบานประตูเหล็กขึ้นพ้นจากระดับน้ำท่วมสูงสุด) แต่สำหรับกรณีเก็บกักปกติจะมีประตูเหล็กโค้งและประตูเหล็กบานตรงใช้ในการเก็บกักและควบคุมระดับน้ำอัตราการไหลของน้ำผ่านสันฝายน้ำล้นสูงสุดประมาณได้จากสูตรของ USBR (1974) ดังนี้

$$Q = 0.5522\, CLH^{3/2}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำออกแบบ) ลบ.ม/.วินาที(

C = ค่าสัมประสิทธิ์การไหล

H = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น)ม (.

L = ความยาวสันฝายน้ำล้นประสิทธิผล)ม (.ซึ่งได้พิจารณาผลกระทบการตีบเข้าของการไหลของน้ำ เนื่องจากรูปร่างและการขวางทิศทางไหลของตอม่อริมและตอม่อกลางน้ำด้วย

สำหรับค่า C ซึ่งจะมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามความสูงของน้ำด้านเหนือฝายน้ำล้น ลักษณะรูปร่างของสันฝายน้ำล้นลาดด้านเหนือน้ำของตัวฝายน้ำล้น และตลอดจนระดับน้ำด้านท้ายฝายน้ำล้น ดูรูปที่ 4.3และรูปที่ 4.4

เมื่อระดับน้ำหน้าฝายน้ำล้นสูงกว่าระดับเก็บกักเล็กน้อย จะต้องยกบานระบายเพื่อควบคุมปริมาณการไหลของน้ำและระดับน้ำ การไหลของน้ำผ่านบานระบายจะเป็นการไหลแบบ Orifice flow ซึ่งการไหลแบบ Orifice flow นี้จะมีอยู่สองลักษณะ คือ

(1) เป็นการไหลแบบ Free Orifice ซึ่งการไหลแบบนี้ระดับน้ำด้านท้ายน้ำของ Orifice จะไม่ท่วมทับ (Submerge) ของ Orifice ทางด้านท้ายน้ำ โดยมีสูตรการไหลของน้ำผ่าน Orifice แบบนี้คือ

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

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่าน Orifice (ม./วินาที)

g = อัตราโน้มถ่วงของโลก = 9.81 (ม./วินาที^{2})

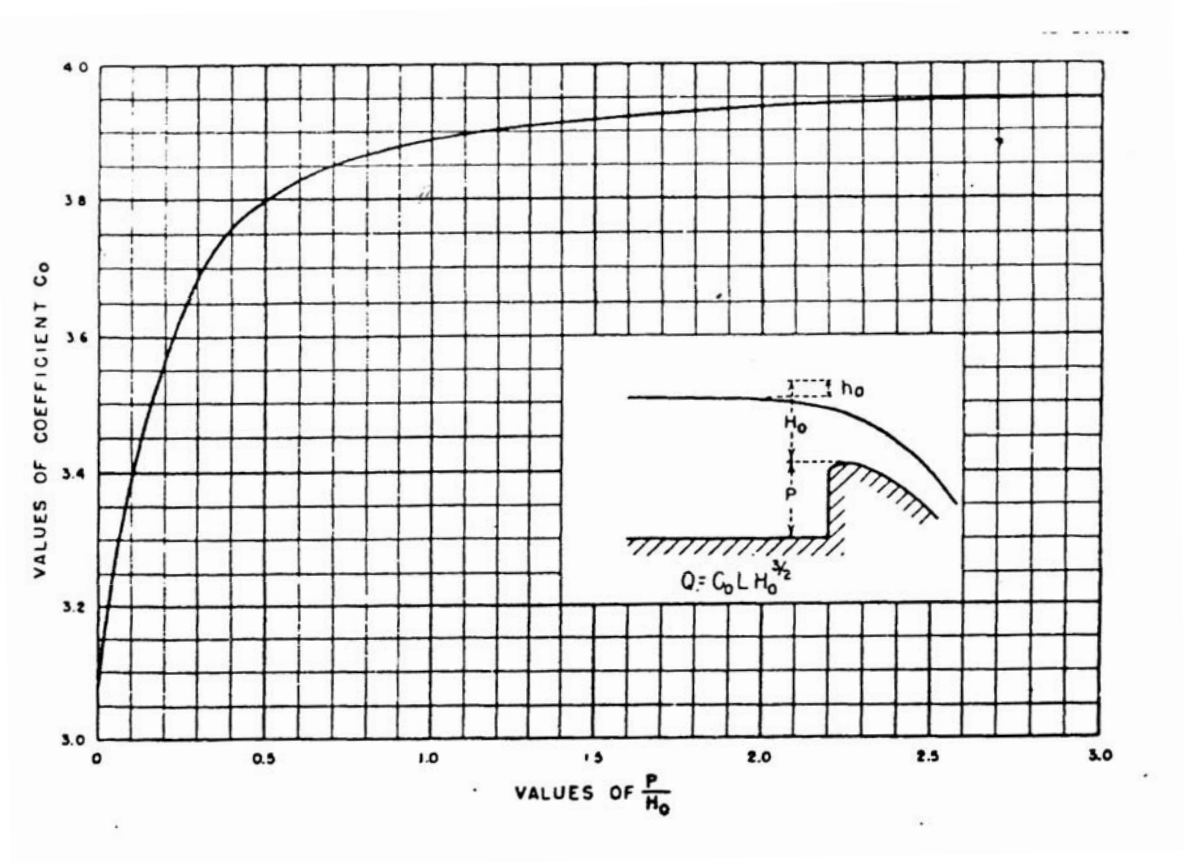
C = ค่าสัมประสิทธิ์การไหล

L = ความกว้างของสันฝายน้ำล้น (ม.)

H_1 = Total head เมื่อวัดถึงด้านล่างของ Orifice (Sill หรือสันฝายน้ำล้น) (ม.)

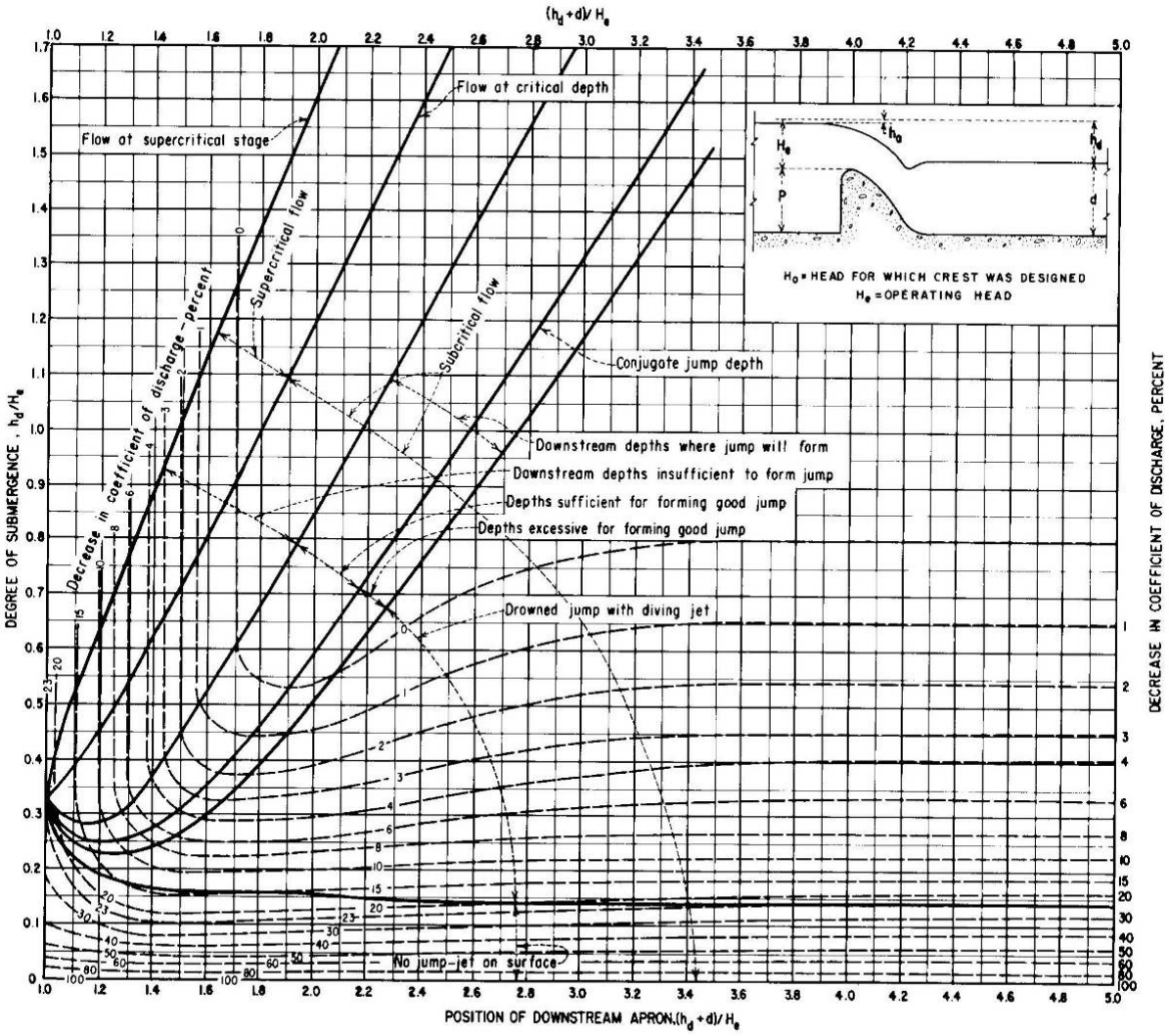
H_2 = Total head เมื่อวัดถึงด้านบนของช่อง Orifice (ระดับขอบล่างของบานระบายน้ำที่ยกขึ้น) (ม.)

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์การไหล (C) จะมีความสัมพันธ์กันกับระยะยกของบาน (d) และ Total head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (H_1) ดังแสดงในรูปที่ 4.5



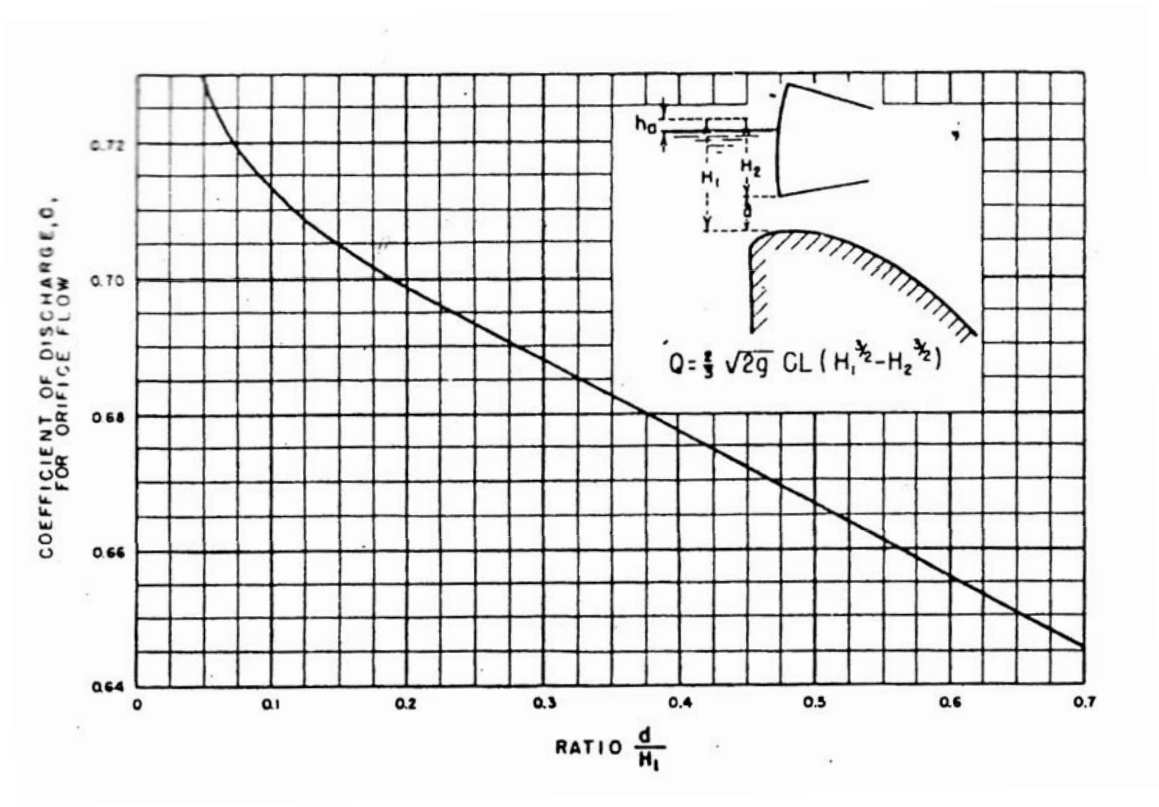
<u>รูปที่ 4-3</u> ค่าสัมประสิทธิ์การไหลที่ Head ต่างๆ

ที่มา : Design of Small Dam



<u>รูปที่ 4-4</u> ระดับน้ำด้านท้ายของฝายน้ำล้น

ที่มา : Design of Small Dam



<u>รูปที่ 4-5</u> ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของฝายแบบแบบ Free Orifice

ที่มา : Design of Small Dam

(2) เป็นการไหลแบบ Submerged Orifice ซึ่งการไหลแบบนี้ระดับน้ำด้านท้ายน้ำของ Orifice จะท่วมทับ (Submerge) ของ Orifice ทางด้านท้ายน้ำ โดยมีสูตรการไหลของน้ำผ่าน Orifice แบบนี้คือ

$$Q = CL\sqrt{2gH}$$

ในเมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่าน Orifice (ม.^{3}/วินาที)

A = พื้นที่หน้าตัดของช่องเปิด (ตร.ม.)

H = ความแตกต่างระดับน้ำเหนือฝายน้ำล้นและท้ายฝายน้ำล้น (ม.)

C = Coefficient of discharge for submerged orifice มีค่าประมาณ 0.72

4.5.2 ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน

ในการคำนวณออกแบบฝายน้ำล้นทดน้ำแบบไม่มีบานจะออกแบบเป็นฝายน้ำล้นแบบสันมน (Ogee Weir) โดยสามารถระบายปริมาณน้ำหลาก ได้สำหรับสูตรเพื่อคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านฝายน้ำล้นจะใช้สูตรของ USBR (1974) ดังนี้

$$Q = 0.5522\ CLH^{3/2}$$

ในเมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านฝายน้ำล้น (ลบ.ม./วินาที)
C = ค่าสัมประสิทธิ์ของการไหล ได้จากรูปที่ 4.3 และ 4.4
L = ค่าความกว้างประสิทธิผลของสันฝายน้ำล้น (ม.)
H = ค่า Head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (ม.)

4.6 การออกแบบอาคารลำเลียงน้ำ)Chute Channel)

อาคารลำเลียงน้ำมีลักษณะเป็นรางน้ำที่ต่อจากรางรับน้ำล้น (Trough) จะต้องมีความลาดชันมาก เรียกว่า รางเท การไหลในรางนี้เป็นแบบ Super-critical Flow

หลักเกณฑ์ในการออกแบบรางเท มีจุดประสงค์ที่จะรับน้ำและระบายลงสู่ท้ายน้ำ โดยให้มีความยาวของรางสั้นที่สุด แต่ในขณะเดียวกันต้องพยายามให้ท้ายน้ำห่างจากเชิงลาดตัวเขื่อนในระยะที่ไม่เป็นอันตรายต่อการกัดเซาะต่อฐานรากเขื่อน

หากลักษณะภูมิประเทศที่ตั้งของรางเทมีความชันมาก และร่องรับน้ำเป็นหินที่ทนทานต่อการกัดเซาะก็สามารถลดความยาวของรางเทได้ โดยการออกแบบให้ปลายรางเทเชิดขึ้นเพื่อให้น้ำโจน (Deflector or Flip Bucket) ซึ่งน้ำจะพุ่งลอยในอากาศสลายพลังงานโดยอัตโนมัติก่อนที่จะตกสู่ร่องน้ำธรรมชาติโดยไม่เกิดการกัดเซาะ

(1) **จุด Control Section** เป็นตำแหน่งที่จะกำหนดจุดเริ่มต้นของความลึกของน้ำใน Chute โดยจุดนี้จะกำหนดการเปลี่ยนแปลงสภาวะการไหลของน้ำใน Chute จาก Sub-critical Flow เป็น Critical Flow ดังนั้นการคำนวณหาความลึกของน้ำที่จุดนี้จะคำนวณจาก

$$d_C = (q/2g)^{1/3}$$

โดยที่ d_C = ความลึกน้ำที่จุด Control Section (Critical Depth) ,เมตร
q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝายต่อความยาว 1 เมตร
= Q/L (ลูกบาศก์เมตร/วินาที/เมตร)
L = ความกว้าง Chute (เมตร)

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

= 9.81 เมตร/วินาที^{2}

เมื่อคำนวณหาค่า dc (Critical Depth) จากจุดนี้ได้แล้วจะนำไปเป็นจุดเริ่มต้นในการคำนวณหาค่าความลึกของน้ำที่จุดต่าง ๆ ตลอดความยาว Chute ต่อไป

(2) **การคำนวณ Flow Profile** ในช่วงรางเท จะใช้ Standard Step Method จากสมการในหนังสือ Open Channel ของ Henderson, F.M. (1996) ดังนี้ (ดูรูปที่ 4.6)

$$\Delta X = (E_2-E_1) / (S_o-S_f)$$

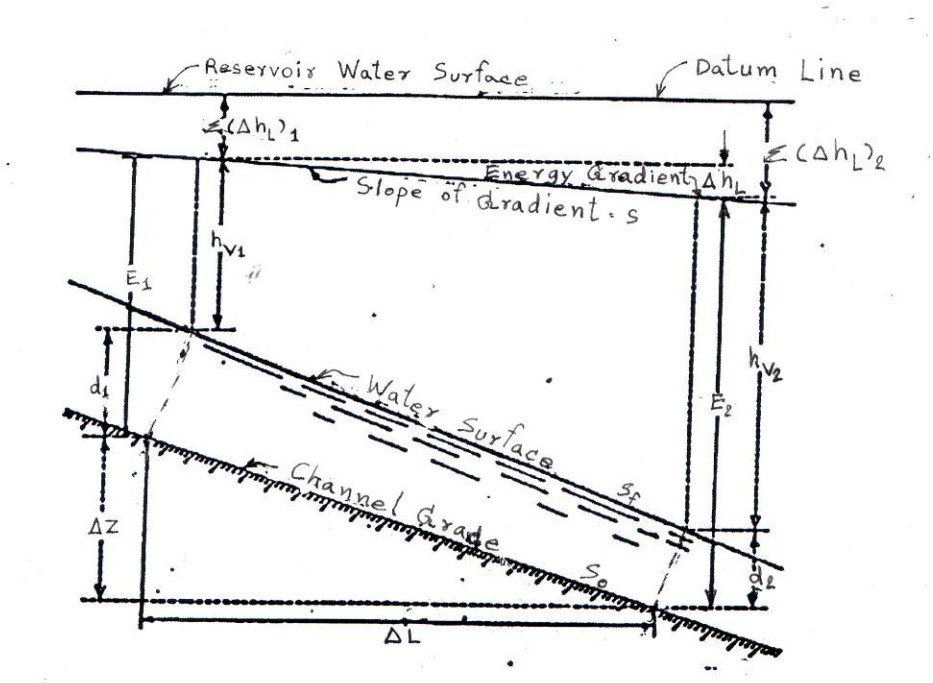
ΔX = ระยะระหว่างช่วงหนึ่งในรางเท

E_1,E_2 = Specific Energy $(y+v^2/2g)$ ที่จุดหัวและท้ายของช่วงนั้น

S_o = ความลาดชันของพื้นรางเท

S_f = Friction Slope เฉลี่ยระหว่างหัวท้ายของช่วงนั้น = $(sf_1+sf_2)/2$

sf_1,sf_2 = $(V.n)^2 /R^{4/3}$ จาก manning Formula



<u>รูปที่ 4-6</u> แสดงการไหลในทางน้ำเปิดเพื่อการคำนวณหาระดับน้ำ โดยวิธี Standard Step Method

(3) **การคำนวณโค้งคว่ำ)Convex Curvature(** ใช้ในกรณีที่พื้น Chute เปลี่ยนลาด Slope ชันกว่าเดิม มีสมการดังนี้

$$Y = X \tan\theta_O + [X^2(\tan\theta_L - \tan\theta_O)]/2L_t$$

และ $$Lt = [(\tan\theta_L - \tan\theta_O).2(d+hv)\cos^2\theta_O]/K$$

เมื่อ Lt = ระยะทางในแนวราบจากจุดกำเนิดถึงจุดสิ้นสุดโค้ง

θ_O = มุมที่พื้น Chute ด้านเหนือน้ำของโค้งทำกับแนวราบเป็นองศา

θ_L = มุมที่พื้น Chute ด้านท้ายน้ำของโค้งทำกับแนวราบเป็นองศา

K = Acceleration Factor

d+hv = Specific Head ของน้ำไหลที่จุดกำเนิดโค้ง

(4) **การคำนวณโค้งหงาย (Concave Curvature)** จะคำนวณโค้งหงายตรงบริเวณที่พื้น Chute ที่เปลี่ยนแปลงความชันจากมากไปน้อย รัศมีโค้งจะต้องมากเพียงพอที่จะไม่ให้เกิดแรงดันที่พื้นเนื่องจากแรงเหวี่ยงของน้ำที่ไหลสูงเกินไป รัศมีโค้งหาได้ดังนี้

$$R = 2q.V/P$$

หรือ $$R = 2d.V^2/P$$

เมื่อ R = รัศมีน้อยที่สุดของโค้ง ,ฟุต

q = อัตราการไหลของน้ำ ,ฟุต/^{3}วินาที/ฟุต

V = ความเร็วของน้ำ ,ฟุต/วินาที

d = ความลึกของน้ำ ,ฟุต

P = ความดันที่พื้นโค้ง ,ปอนด์/ฟุต^2

โดยปกติรัศมีความโค้งที่เหมาะสมจะมีแรงดันที่พื้นโค้งประมาณ 1,000 ปอนด์/ฟุต^2 (Design of Small Dams หน้า 397)

โดยทั่วไป R ไม่ควรน้อยกว่า 10d แต่โค้งหงายที่ส่วนล่างของโค้ง Ogee ไม่ควรน้อยกว่า 5d

(5) **Transition ของรางน้ำ** การเปลี่ยนแปลงความกว้างของ Chute จะต้องควบคุมมิให้เกิดคลื่นสูงในช่วงที่แคบลง (Convergent) และต้องให้มีการไหลแผ่กระจาย โดยสม่ำเสมอตลอดความกว้างที่ผายออก (Divergent) มุมเบี่ยงเบนจากศูนย์กลางของผนังกำแพงของ Chute จะต้องมีมุมไม่เกินค่าที่กำหนดให้ดังนี้ (รูปที่ 4.7)

$$Tan\alpha = (g.d)^{1/2}/(3.V)$$

เมื่อ α = มุมที่ผนังกำแพงเบนจากศูนย์กลาง ,องศา

g = อัตราเร่งจากแรงโน้มถ่วง = 9.81 เมตร/วินาที^{2}

V = ความเร็วเฉลี่ยใน Transition, เมตร/วินาที^{2}

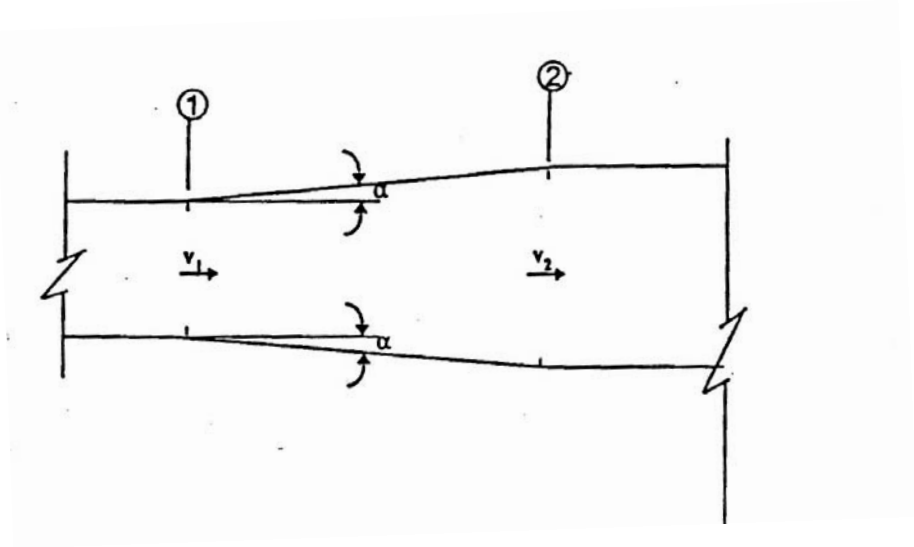
= $0.5\ (V_1+V_2)$

d = ความลึกเฉลี่ยของน้ำใน Chute ,เมตร

= $0.5(d_1 + d_2)$

โดยทั่วไป มุมเบี่ยงเบนมากที่สุดที่ทางน้ำเข้า = 30^o

มุมเบี่ยงเบนมากที่สุดที่ทางน้ำเข้า = 25^o



<u>รูปที่ 4-7</u> Transition ของรางเท

(6) **ระยะเผื่อพ้นน้ำ (Freeboard)** ของ Chute ระยะเผื่อพ้นน้ำของผนังกำแพง Chute คำนวณได้จาก DESIGN OF SMALL DAMS หน้า 385ดังนี้

$$\text{Freeboard} = 0.025+2.0V(d)^{1/3} \text{ ,ฟุต}$$

$$\text{หรือ} \quad \text{Freeboard} = 0.61 + 0.037V(d)^{1/3} \text{ ,เมตร}$$

เมื่อ Freeboard = ระยะเผื่อพ้นน้ำ ,เมตร

V = ความเร็วน้ำไหลเฉลี่ย ,เมตร/วินาที

d = ความลึกเฉลี่ยของน้ำไหล ,เมตร

4.7 การออกแบบอาคารสลายพลังงาน

USBR ได้จัดสร้าง ทดลอง และวิเคราะห์การไหลของน้ำผ่านอาคารสลายพลังงานแบบต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ และได้พัฒนาปรับปรุงจนสามารถใช้งานได้ดี ซึ่งหลักการในการแบ่งชนิดของอาคารสลายพลังงานจะอาศัยตรวจดูพฤติกรรมการไหล Froude number)F_{rl} (ความเร็ว และอัตราการไหลเป็นหลัก โดยในที่นี้จะได้กล่าวถึงอาคารสลายพลังงานที่มีการใช้งานมากในอาคารชลประทานทั่วไป ดังนี้

4.7.1 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I ใช้สำหรับอาคารชลประทานขนาดเล็กที่มี F_{rl} อยู่ระหว่าง 1.7ถึง 2.5ซึ่งจะเกิดน้ำกระโดดอย่างอ่อน (weak jump) อาคารสลายพลังงานแบบนี้ เป็นพื้นคอนกรีตเรียบโดยไม่มีสิ่งกีดขวางเลย ดังนั้นถ้าจะออกแบบอาคารสลายพลังงานแบบนี้ก็ควรจะมั่นใจว่า จะเกิดน้ำกระโดดในบริเวณอาคารสลายพลังงานทุก ๆ อัตราการไหล แต่ก็ยังมีข้อเสียที่ว่าความยาวของอาคารสลายพลังงานแบบนี้จะมาก ทำให้ราคาแพง

4.7.2 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสำหรับประกอบฝายน้ำล้น หรืออาคารชลประทานขนาดใหญ่ ดังรูปที่ 4.8 (ก)

ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

1. ใช้สำหรับอาคารชลประทานขนาดใหญ่ที่มีความสูงของฝายน้ำล้นสูงสุด 200ft และอัตราการไหลสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q เท่ากับ 500cfs / ft
2. ใช้ในกรณีที่ F_{rl} มากกว่า 4.5ซึ่งเป็นน้ำกระโดดแบบคงที่ (Steady jump)
3. ความลึกท้ายน้ำให้เผื่อไว้อีก 5% ของความลึกจากน้ำกระโดด y_2 กล่าวคือความลึกท้ายน้ำ TW = 1.05 y_2 ดังรูปที่ 4.8 (ข)

4. ที่ chute blocks จะมี

ความสูง h_1 = ความกว้าง w_1 = ระยะระหว่าง chute blocks $s_1 = y_1$

โดยด้านที่ติดกับกำแพงริมตลิ่งมีระยะห่างของ chute blocks ห่างจากกำแพง $y_1$2/

5. dentated sill มี

ความสูง $h_2 = 0.2\ y_2$

ความกว้าง w_2 = ระยะระหว่าง dentated sill $s_2 = 0.15\ y_2$

6. ควรวาง chute blocks และ dentated sill สลับกัน

7. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L หาได้จากรูปที่ 4.8 (ค) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ F_{rl} และความลึก y_2

4.7.3 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin III

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type III เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสำหรับคลองชลประทานที่มีอาคารชลศาสตร์ขนาดเล็ก ความยาวของอาคารสลายพลังงานจะไม่มาก ซึ่งมีส่วนประกอบที่สำคัญ 3ส่วน คือ chute blocks , baffle blocks และ end sill วางในตำแหน่งดังรูปที่ 4.9

ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

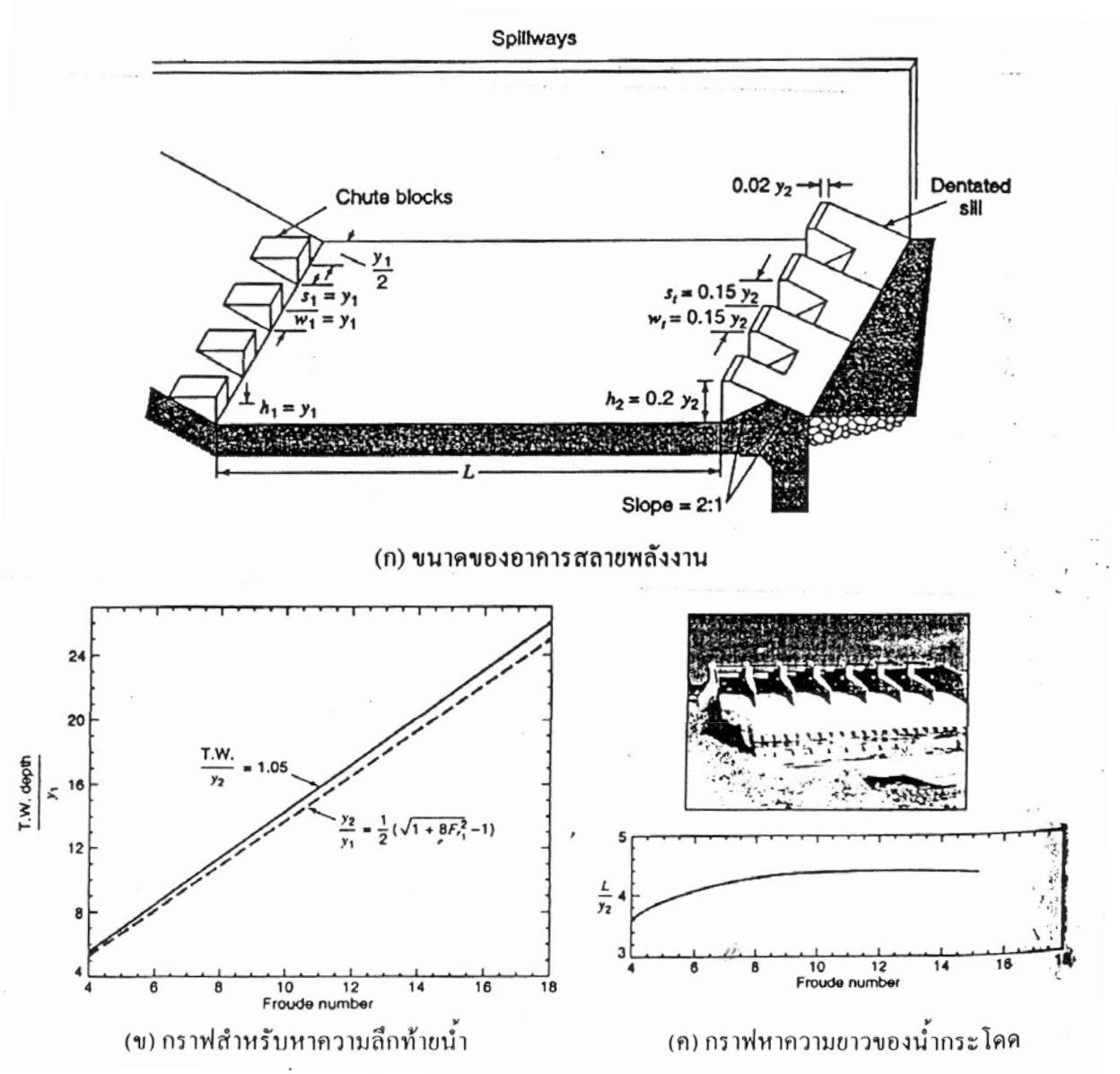
1. ใช้สำหรับแอ่งน้ำที่มี F_{rl} มากกว่า 4.5และความเร็ว V_1 ไม่เกิน 15.5m/s หรือ 50fps
2. อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q ไม่เกิน 200cfs/ft
3. ใช้งานที่ดีที่สุดเมื่อออกแบบให้ความลึก y_2 เท่ากับความลึกจากน้ำกระโดด ดังรูป 4.9 (ข)
4. ที่ chute blocks มี

ความสูง h_1 = ความกว้าง w_1

ระยะห่างระหว่าง chute blocks s_1 = ความลึก y_1 และมีระยะอย่างน้อย 8in โดย chute block ตัวที่ใกล้กำแพงริมตลิ่งมีระยะห่าง $0.5y_1$

5. การเสริม baffle blocks ระหว่าง chute blocks กับ end sill เป็นการเพิ่มแรงต้านทานการปะทะของกระแสน้ำ ทำให้อยู่ในอาคารสลายพลังงานได้มั่นคงยิ่งขึ้น โดยที่ความสูงและระยะต่าง ๆ ของ baffle blocks จะขึ้นอยู่กับ F_{rl} ดังรูปที่ 4.9 (ค) กล่าวคือ เมื่อรู้ F_{rl} จะหาความสูงของ baffle blocks ได้ h_3 และจาก h_3 นี้ก็นำไปกำหนดระยะและความกว้างของ floor blocks ได้จากรูปที่) 4.9ก(

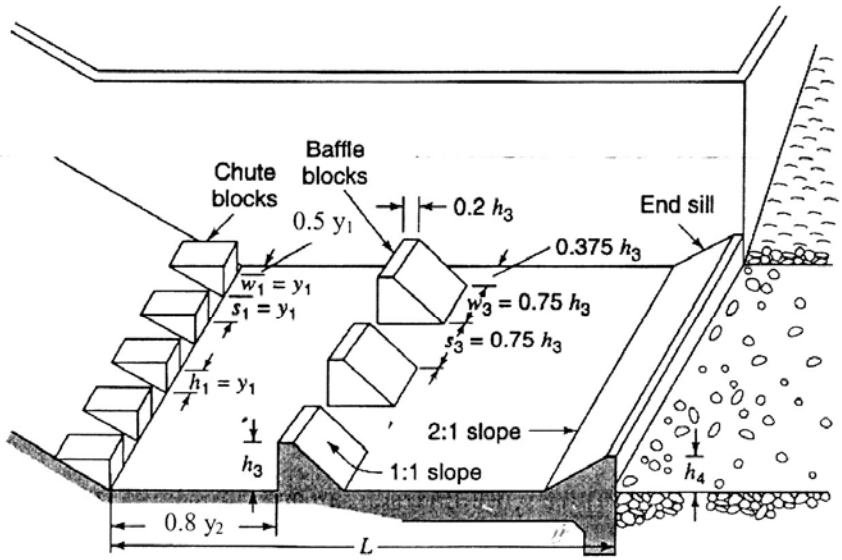
6. End sill ที่ท้ายอาคารสลายพลังงาน จะทำหน้าที่เป็นแนวขวางกระแสน้ำแนวสุดท้ายในการควบคุมน้ำกระโดด ซึ่งสามารถหาความสูงของ end sill h_4 ได้จากการรู้ค่า F_{rl} จากรูปที่ 4.9 (ค)



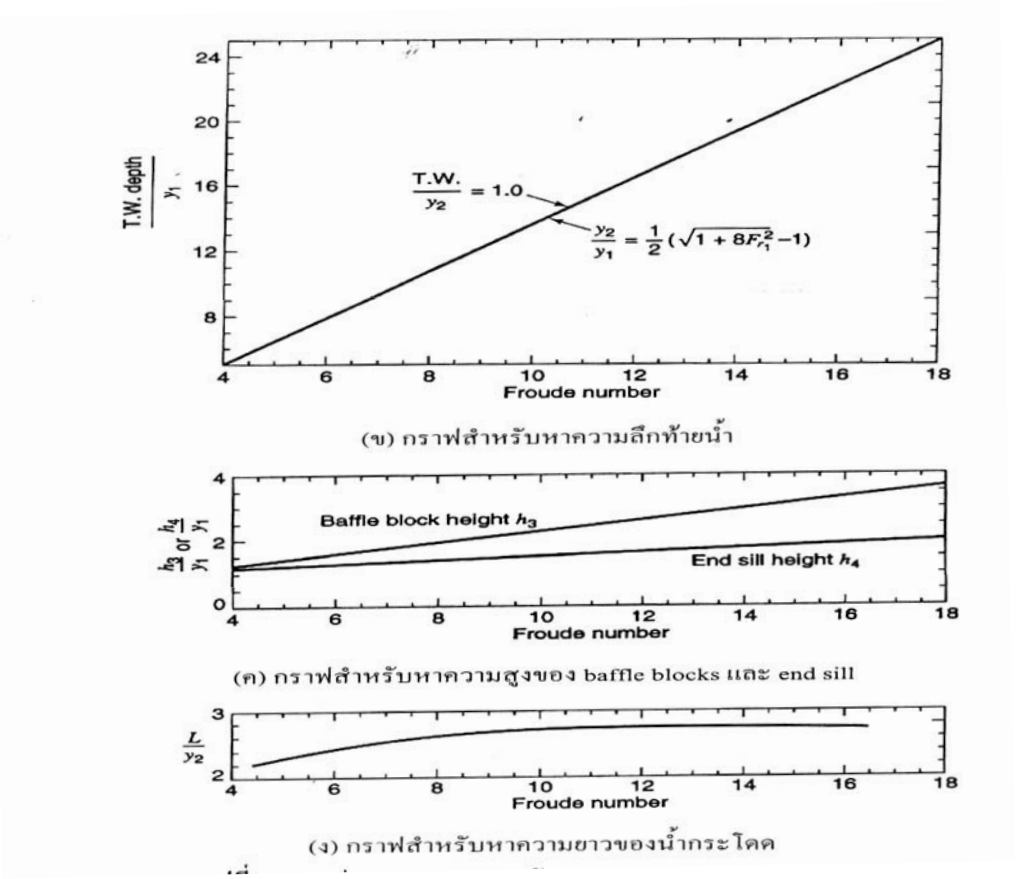
<u>รูปที่ 4-8</u> (ก) อาคารสลายพลังงาน (ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ

(ค) กราฟหาความยาวของน้ำกระโดด

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25



(ก) ขนาดของอาคารสลายพลังงาน



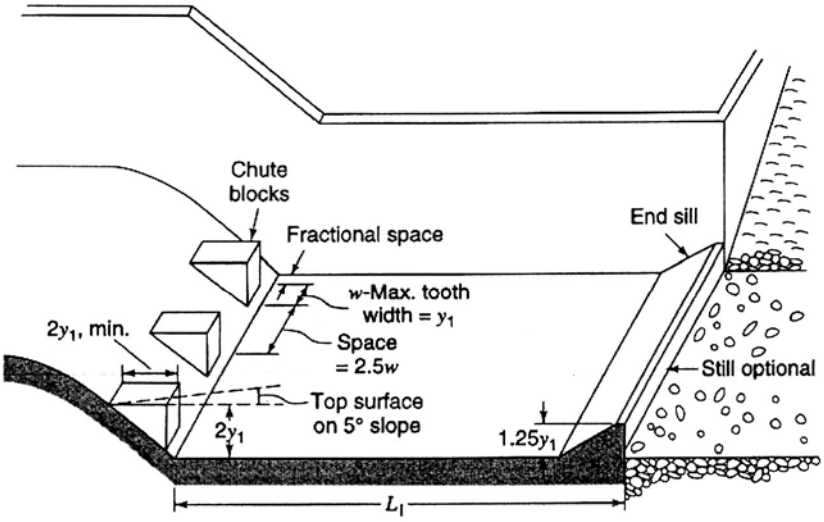
(ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ

(ค) กราฟสำหรับหาความสูงของ baffle blocks และ end sill

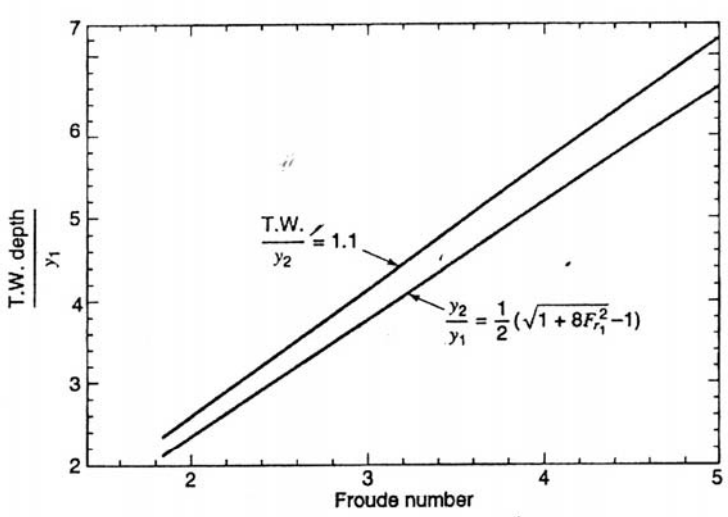
(ง) กราฟสำหรับหาความยาวของน้ำกระโดด

<u>รูปที่ 4-9</u> อาคารสลายพลังงานแบบ USER Basin Type III

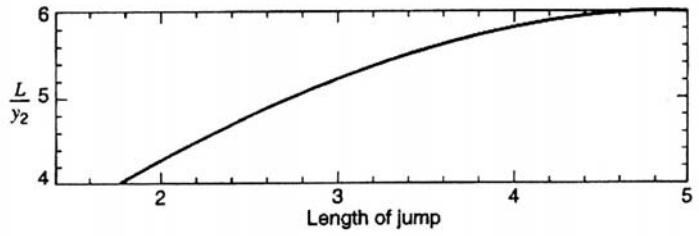
ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25



(ก) ขนาดของอาคารสลายพลังงาน



(ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ



(ค) กราฟสำหรับหาความยาวของน้ำกระโดด

<u>รูปที่ 4-10</u> อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Badin Type IV

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

7. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L ขึ้นอยู่กับ F_{rl} และความลึก y_2 จากรูปที่ 4.9(ง) สำหรับตำแหน่ง baffle blocks มีข้อกำหนดให้วางห่างจากปลาย chute blocks หรือตำแหน่งเริ่มต้นของอาคารสลายพลังงานด้านเหนือน้ำไปทางท้ายเป็นระยะทางเท่ากับ $0.8y_2$

8. ถ้ารางระบายน้ำล้น มีความลาดชันที่รอยต่อระหว่างรางระบายน้ำล้นกับอาคารสลายพลังงานมากกว่า 45^O ให้ออกแบบแนวรอยต่อเป็นพื้นโค้งที่มีรัศมีโค้ง R มากกว่าหรือเท่ากับ $4\ y_1$ เพื่อลดแรงกระแทกของกระแสน้ำในช่วงรอยต่อระหว่างฝายน้ำล้นกับอาคารสลายพลังงาน

4.7.4 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type IV

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin IV เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสำหรับฝายน้ำล้นที่มีความสูงไม่มาก ประกอบด้วยส่วนที่สำคัญ 2ส่วน คือ chute blocks และ end sill ดังรูปที่ 4.10 (ก)

ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

1. ใช้สำหรับอาคารสลายพลังงานที่มี F_{rl} อยู่ในช่วง 2.5ถึง 4.5ซึ่งจะมีลักษณะน้ำกระโดดเป็นแบบแกว่ง (oscillating jump) โดยมีกระแสน้ำบางส่วนยังคงมีความเร็วสูง และเคลื่อนที่ขึ้นลงสลับกันไปเป็นคลื่นผิวน้ำ
2. ที่ chute block จะมี
   - ความสูง = $2y_1$
   - ความกว้าง w อยู่ระหว่าง $0.75y_1$ ถึง y_1
   - ระยะห่างระหว่าง chute blocks = 2.5เท่าของความกว้าง w
   - ความยาวด้านบนอย่างน้อย = $2\ y_1$ โดยมีความลาดลง 5^O
3. ความลึกท้ายน้ำ ให้เผื่ออีก 10% ของความลึกจากน้ำกระโดด y_2 คือ TW = $1.1\ y_2$ ดังรูปที่ 4.10 (ข)
4. ความสูงของ end sill เท่ากับ $1.25y_1$
5. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L หาได้จากรูปที่ 4.10 (ค) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ F_{rl} และความลึก y_2

4.7.5 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V

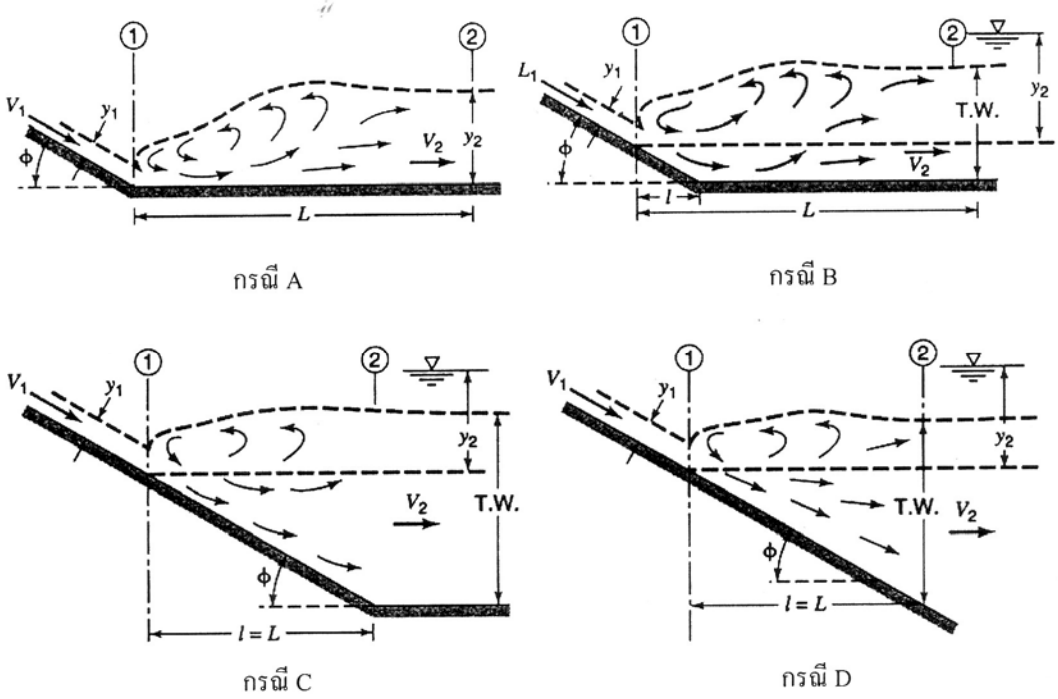
อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V ใช้กับฝายสูง เป็นอาคารสลายพลังงานที่ต้องการให้เกิดน้ำกระโดดบนระนาบเอียง (slope apron) ของฝายน้ำล้น เป็นกรณีที่มีความลึกท้ายน้ำมากกว่าความลึกจากน้ำกระโดด แบ่งเป็น 4กรณี ดังรูปที่ 4.11

กรณี A เกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบของอาคารสลายพลังงาน

กรณี B เกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบของอาคารสลายพลังงาน โดยเริ่มเกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียง และสิ้นสุดการเกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบ

กรณี C เริ่มเกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียง และสิ้นสุดการเกิดน้ำกระโดดที่รอยต่อระหว่างพื้นเอียงกับพื้นราบ

กรณี D เกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียงทั้งหมด



<u>รูปที่ 4-11</u> อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type V

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

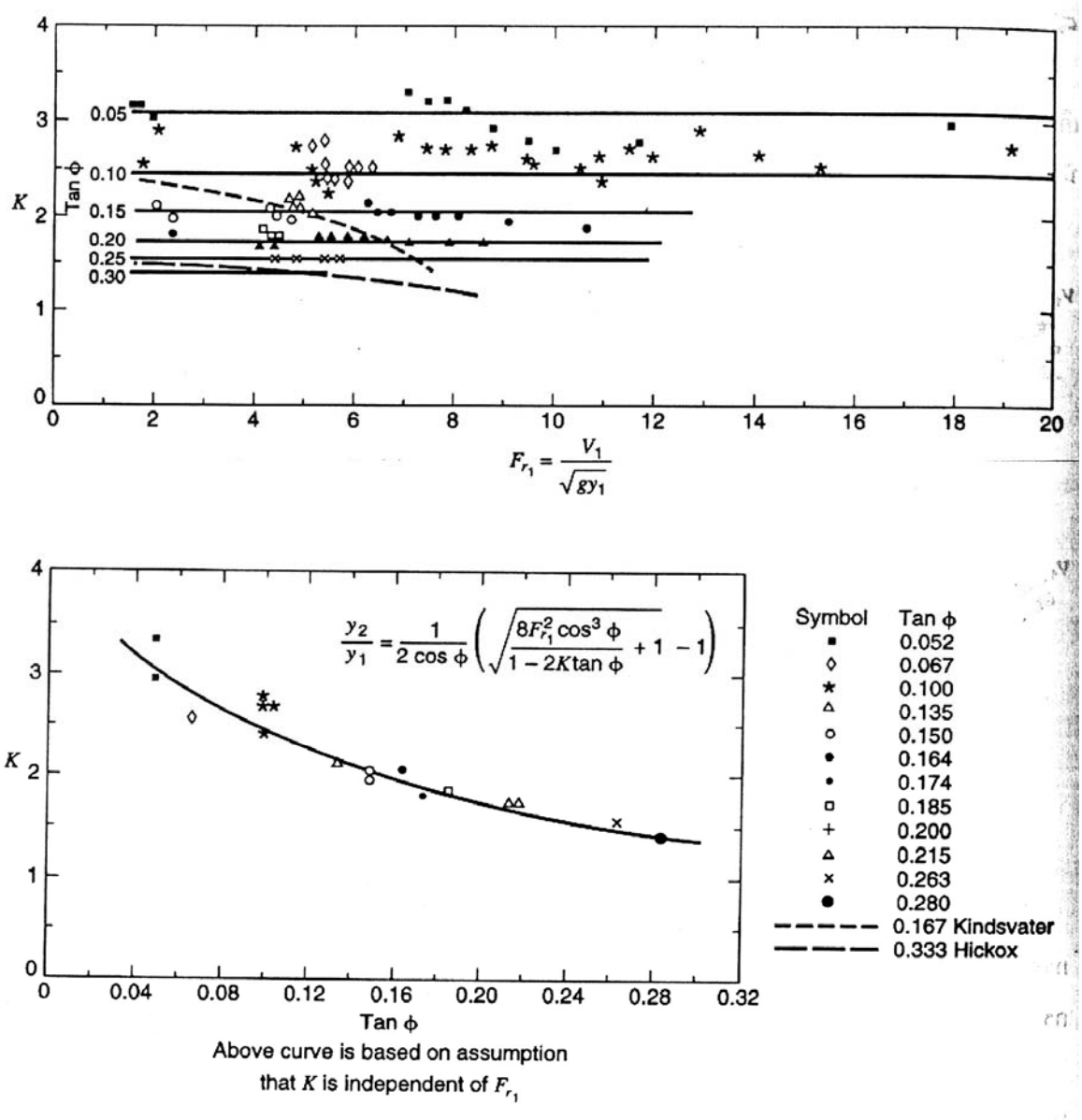
Kindsvater (1994) ได้เสนอแนะสมการการหาความลึกสลับ (conjugate depth ; y_2) ของการเกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียงดังนี้

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2\cos\phi}\left[\sqrt{\frac{8F_{r1}^2\cos^3\phi}{1-2K\tan\phi}+1}-1\right]$$

เมื่อ K คือ แฟคเตอร์รูปร่างไร้มิติ (dimensionless shape factor) ขึ้นอยู่กับ Froude number และมุมของพื้นเอียง ดังรูปที่ 4.12

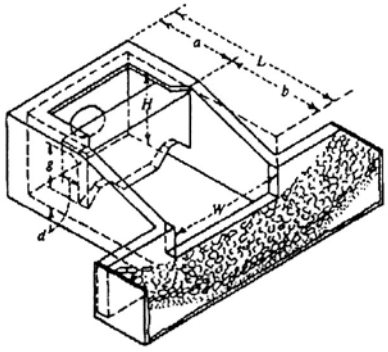
4.7.6 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI เป็นแบบ impact – type energy dissipater ใช้สำหรับบริเวณทางออกจากท่อสู่ทางน้ำเปิด มีลักษณะเป็นแผ่นคอนกรีตวางขวางลำน้ำที่พุ่งออกมาจากทางท่อ เพื่อให้เกิดการสลายพลังงาน ใช้สำหรับความเร็วน้ำไม่เกิน 30ft/s มี Froude number อยู่ในช่วง 1.5ถึง 7มีขนาดดังรูปที่ 4.13



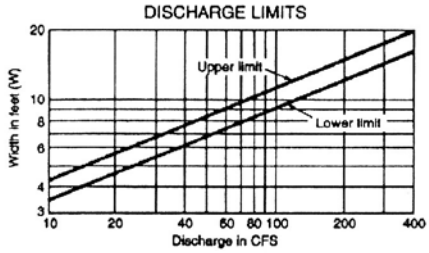
<u>รูปที่ 4-12</u> แฟคเตอร์รูปร่างไร้มิติ K

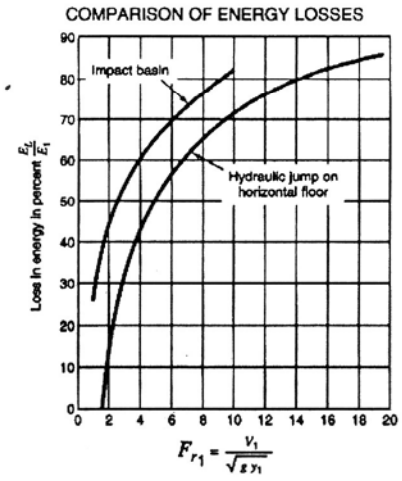
ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25



BASIC DIMENSIONS

Pipe		Q	Feet and Inches							
Dia. in.	Area sq ft.		W	H	L	a	b	c	d	g
18	177	21	5-5	4-3	7-4	3-3	4-1	2-4	0-11	2-1
24	314	36	6-9	5-3	9-0	3-11	5-1	2-10	1-2	2-8
30	491	59	8-0	6-3	10-8	4-7	6-1	3-4	1-4	3-0
36	707	85	9-3	7-3	12-4	5-3	7-1	3-10	1-7	3-6
42	962	115	10-6	8-0	14-0	6-0	8-0	4-5	1-9	3-11
48	1257	151	11-9	9-0	15-6	6-9	8-11	4-11	2-0	4-5
54	1590	191	13-0	9-9	17-4	7-4	10-0	5-5	2-2	4-11
60	1963	234	14-3	10-9	19-0	8-0	11-0	5-11	2-5	5-4
72	2827	339	16-6	12-3	22-0	9-3	12-9	6-11	2-9	6-2



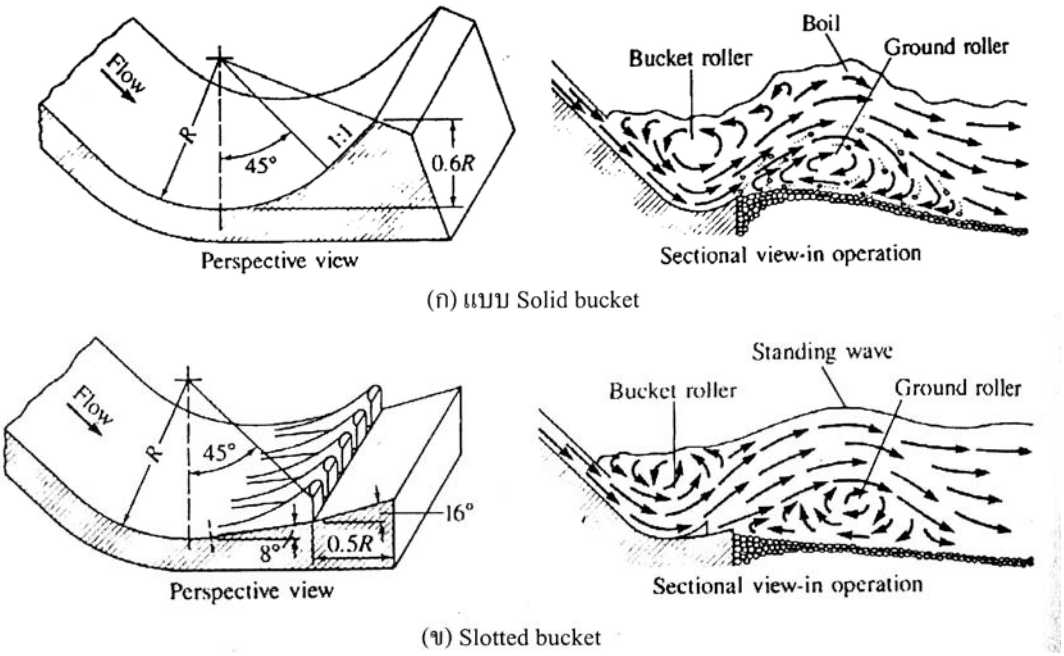


<u>รูปที่ 4-13</u> อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type VI

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

4.7.7 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII ดังรูปที่ 4.14มีลักษณะเป็นโค้งหงาย เรียกว่า Bucket Type Energy Dissipator เป็นโครงสร้างชลศาสตร์ที่ใช้สลายพลังงานเจลน์ มีรูปร่างเป็นแอ่ง (bucket) มีมุมที่ทำกับแนวราบที่ปลายโครงสร้าง 45^{O} ทำให้เกิดการหมุนวนของน้ำบริเวณที่ต่อจากโครงสร้าง ทำให้ความเร็วลดลง และตะกอนท้องน้ำบริเวณนี้ก็จะตกลงที่บริเวณเดิม ซึ่งจากการทดลองพบว่าความลึกด้านท้ายน้ำจะต้องมีความลึกอย่างน้อยเท่ากับความลึกด้านท้ายน้ำของน้ำกระโดดถ้ามีความลึกด้านท้ายน้ำน้อยกว่าความลึกด้านท้ายน้ำของน้ำกระโดด ปลายของ bucket จะโผล่พ้นน้ำและจะเกิด spay



<u>รูปที่ 4-14</u> อาคารสลายพลังแบบ Bucket Type Energy Dissipator

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

ในบางครั้งจะออกแบบเป็นแบบ Ski – Jump Energy Dissipator หรือ Flip Bucket ดังรูปที่ 4.15เป็นอาคารสลายพลังงานแบบให้น้ำพุ่งออกจากโค้งของ bucket ไปตกบริเวณท้ายท้ายน้ำที่เป็นแอ่งรับแรงน้ำ (plunge pool) ที่เป็นหินแข็งหรือหินที่แข็งแรง

การไหลของน้ำจะถือว่ามีแนวการเคลื่อนที่ตามทฤษฎี Projectile ดังสมการ

$$y = x\tan\theta - \frac{x^2}{K[4(d+h_v)\cos^2\theta]}$$

เมื่อ y คือ ระยะทางตามแนวดิ่งของลำน้ำจากปลาย bucket

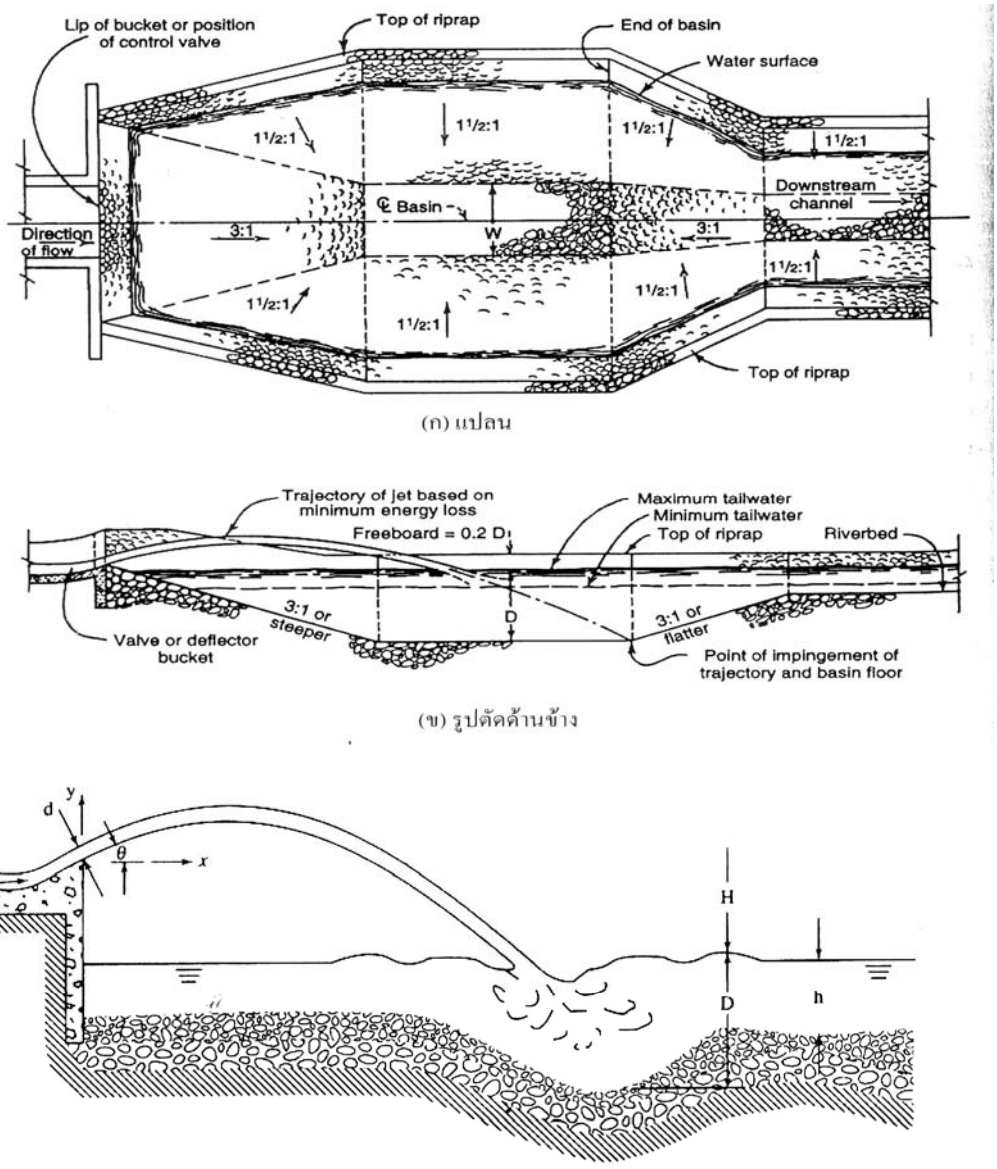
x คือ ระยะทางตามแนวราบ

d คือ ความหนาของลำน้ำ

h_v คือ เฮดความเร็ว (Velocity head) ที่ขอบ bucket

θ คือ มุมของ Flip bucket ทำมุมกับแนวราบ θ

K คือ ค่าสัมประสิทธิ์มีค่าน้อยกว่า 1มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.9



<u>รูปที่ 4-15</u> Ski – Jump Energy Dissipator

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

เมื่อลำน้ำกระแทกท้องน้ำ จะเกิดการกัดเซาะเป็นแอ่ง มีความลึกของน้ำที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะสูงสุดดังสมการ

1. สมการของ Veronese (จาก USBR Design of Small dam)

$$D = 1.9\, H^{0.225}\, q^{0.54}$$

เมื่อ D คือ ความลึกน้ำสูงสุดที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะ (m)

q คือ อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง (cms/m)

H คือ ระยะความสูงจากผิวน้ำถึงปลาย bucket (m)

2. สมการของ Mason และ Arumugam มีการวิเคราะห์จากแบบจำลอง (model) และของจริง (prototype)

$$D = K\, \frac{q^{x} H^{y} h^{w}}{g^{v} d^{z}}$$

เมื่อ D คือ ความลึกน้ำสูงสุดที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะ (m)

q คือ อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง (cms/m)

H คือ ระยะความสูงจากผิวน้ำถึงปลาย bucket (m)

K = $3.10 - 6.42\, H^{0.10}$ (H มีหน่วยเป็น m)

v = 0.30

w = 0.15

x = 0.60 – H (H in meters)

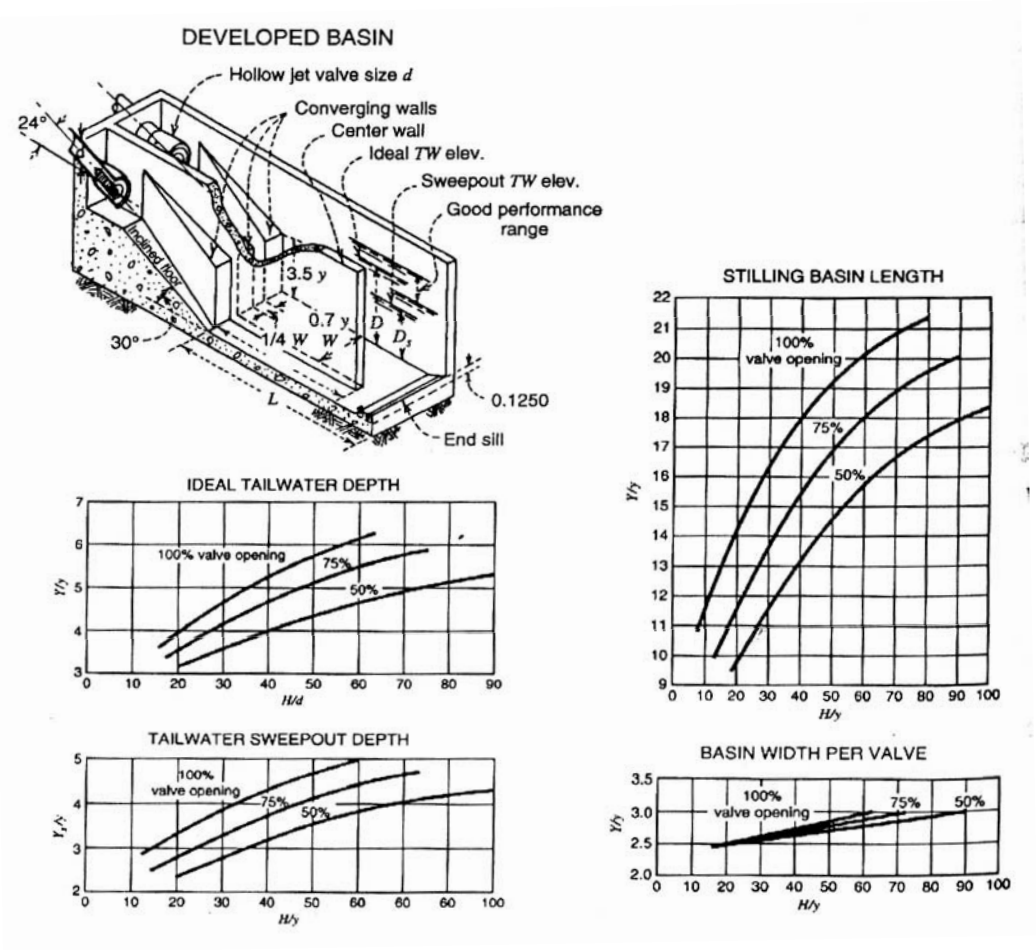
y = 0.05 + H (H in meters)

Z = 0.10

h = ความลึกท้ายน้ำ (m)

4.7.8 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII เป็นอาคารสลายพลังงานแบบ Hollow – jet valye stilling basin ดังรูป 4.16 ใช้สำหรับสลายพลังงานน้ำที่ไหลออกมาจากท่อส่งน้ำที่มีเฮดมาก มีความยาวของอาคารสลายพลังงานน้อยกว่าอาคารสลายพลังงานแบบอื่นประมาณ 50% เป็นการประหยัดการลงทุนและใช้พื้นที่น้อยลง ปกติมักจะออกแบบสำหรับคู่กับโครงสร้างของโรงไฟฟ้าพลังน้ำ (powerhouse structure)



<u>รูปที่ 4-16</u> อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII

ที่มา : USBR,Engineering Monograph No.25

4.8 การออกแบบป้องกันการกัดเซาะ

4.8.1 ความยาวของหินทิ้ง มีหลักเกณฑ์ในการออกแบบดังนี้

การป้องกันการกัดเซาะดินของน้ำ จะทำการออกแบบในกรณีที่ความเร็วของกระแสน้ำมีค่าสูงเพียงพอที่จะเกิดการกัดเซาะ โดยเฉพาะในบริเวณลาดตลิ่งของลำน้ำที่คดโค้ง และบริเวณพื้นท้องน้ำและบนลาดด้านข้าง ด้านท้ายน้ำและเหนือน้ำของอาคารฝายน้ำล้น ทางระบายน้ำล้นและอาคารบังคับน้ำ เป็นต้น สำหรับค่าความเร็วที่มากที่สุดของน้ำยอมให้และไม่เกิดการกัดเซาะดินซึ่งเสนอแนะโดย Fortier และ Scobey (1973)แสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4-4 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ยอมให้ที่ไม่เกิดการกัดเซาะดิน

ชนิดดิน	ความเร็ว)ม/.วินาที(	
	น้ำใส	น้ำขุ่น)มีตะกอนแขวนลอย(
ทราย	0.46	0.76
ดินร่วนปนดินตะกอน	0.61	0.91
ดินเหนียวแข็ง	1.14	1.52
ดินดาน	1.83	1.83
กรวดละเอียด	0.76	1.52
กรวดหยาบ	1.22	1.83
หินใหญ่โตกว่ากรวด	1.83	1.83
หินก้อนใหญ่ๆ	3.90-2.50	3.90-2.50
หินพืดแข็ง	4.00	4.00

ที่มา : Fortier and Scobey(1973) “Design of Low-Head Hydraulic Structure” New York.

การป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากกระแสน้ำนิยมใช้หินทิ้ง หินเรียง หินเรียงยาแนว และ Gabion หรือ Mattress โดยมีความยาวการป้องกันขึ้นกับชนิดของดินในท้องน้ำและบนตลิ่ง ความเร็วของกระแสน้ำ ขนาดความหนาของชั้นกรวดหรือทรายรองพื้น สำหรับหินทิ้งหรือหินเรียงบริเวณอาคารชลศาสตร์ฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้น ให้จัดเรียงดังนี้ คือ

(1) บริเวณท้ายน้ำของฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้น ให้เรียงหินพื้นร่องน้ำและบนลาดด้านข้างทั้งสองข้าง ความยาวที่เรียงหิน ไม่ควรต่ำกว่า 4เท่า ของความลึกของน้ำท้ายน้ำของ Hydraulic Jump, d_2 โดยออกแบบให้หินเรียงด้วยมือและมีส่วนคละดี (Well Graded) โดย 50% ของหินทั้งหมดต้องมีขนาดเล็กโตกว่า 0.15ม .และปูกรวดหรือหินย่อยรองพื้นหนา 0.15หรือปูด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ กรวดและหินย่อยมีส่วนคละกัน ตั้งแต่ขนาดเล็กที่สุด 3/16” ถึงขนาดโตที่สุด 3”

(2) บริเวณเหนือน้ำของฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้นให้เรียงหินบนพื้นราบท้องน้ำและบนลาดด้านข้างทั้งสองข้าง ความยาวที่เรียงหินไม่ควรน้อยกว่าความลึกของน้ำเหนือฝายน้ำล้น แต่ไม่น้อยกว่า 5ม .ให้เรียงหินด้วยมือ บนชั้นกรวดและหินย่อยซึ่งหนา 0.15ม .และใช้ขนาดหินใหญ่และกรวดหรือหินย่อยเช่นเดียวกันกับบริเวณท้ายน้ำ

4.8.2 ขนาดของหินทิ้ง

ขนาดของหินทิ้งท้ายอาคารสลายพลังงานจะขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่น ความเร็วกระแสน้ำ ทิศทางการไหล สภาพการปั่นป่วนของการไหล และลักษณะคลื่น เป็นต้น ซึ่งในการหาขนาดของหินทิ้งได้มีการศึกษากันมาก โดยวิธีการหาขนาดของหินทิ้งที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีดังนี้

USBR ได้กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง น้ำหนักหินทิ้ง และความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ ดังรูปที่ 4.17

Berry พบว่า เมื่อใช้หินทิ้งที่มีความถ่วงจำเพาะ 2.65จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำกับขนาดของหินทิ้ง ดังสมการ

$$V_b = 2.57 \ (D)^{1/2}$$

เมื่อ V_b คือ ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ
และ D คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง (in)

Mavis และ Lausley พบว่า ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ มีความสัมพันธ์กับขนาดของหินทิ้ง และความถ่วงจำเพาะของหินที่ใช้เป็นหินทิ้ง ดังสมการ

$$V_b = (1/2) \ (D1)^{1/2} \ (S-1)^{1/2}$$

เมื่อ V_b คือ ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ (m/s)
D_1 คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง (mm)
และ S คือ ความถ่วงจำเพาะของหินทิ้ง

4.8.3 ความหนาของวัสดุปู

(1) หินทิ้ง (Rock fill)

หินทิ้งประกอบด้วยหินใหญ่ส่วนคละ (มีขนาดโตกว่า 3” หรือ 75 มม. ขึ้นไป) มีความแข็งแกร่ง แน่น ไม่แตกสลาย และทนต่อการสึกหรอสูง นำมาทิ้งบริเวณที่ต้องการ เพื่อป้องกันการกัดเซาะของกระแสน้ำจนได้ความหนาเพียงพอ การออกแบบขนาดของหินทิ้งจะขึ้นอยู่กับความเร็วของกระแสน้ำที่พื้นท้องน้ำ และความลาดเอียงของตลิ่งลำน้ำ ซึ่งในรูปที่ 4.17แสดงขนาดโตที่สุดของก้อนหิน ซึ่งสามารถต้านทานความเร็วของน้ำได้ เมื่อปูหินบริเวณท้องน้ำ และในรูปที่ 4.18แสดงขนาดของก้อนหิน ที่แนะนำให้นำมาปูบนลาดเอียงและสามารถต้านทานความเร็วของน้ำที่มาปะทะได้ สำหรับการออกแบบความหนาของชั้นหินทิ้งจะขึ้นอยู่กับชนิดดินที่รองรับความเร็วของกระแสน้ำส่วนคละของหินใหญ่ ขนาดของชั้นกรวดและทรายรองพื้น โดยทั่วไปความหนาของชั้นหินทิ้งไม่ควรน้อยกว่า 3.0เท่าของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(2) หินเรียง (Riprap)

หินเรียงคือหินใหญ่ที่มีขนาดส่วนคละ (มีขนาดโตกว่า 3” หรือ 75 มม.ขึ้นไป) มีความแข็งแกร่ง แน่น ไม่แตกง่ายและทนต่อการสึกหรอสูง นำมาเรียงให้เข้ามุมกันอย่างหนาแน่น และเสริมช่องว่างด้วยหินขนาดเล็กกว่า เพื่อใช้ในการป้องกันการกัดเซาะของกระแสน้ำ และเนื่องจากหินเรียงจัดเรียงได้แน่น

และประณีตกว่าหินทิ้ง ดังนั้น โดยทั่วไปความหนาของหินเรียงจึงน้อยกว่าหินทิ้ง ในการป้องกันการกัดเซาะของน้ำที่ความเร็วเดียวกัน สำหรับการคำนวณหาขนาดของหินเรียง มีวิธีการเดียวกันกับหินทิ้งทุกประการ และการออกแบบความหนาของหินเรียงจะพิจารณาเช่นเดียวกันกับกรณีหินทิ้ง และโดยทั่วไปความหนาของชั้นหินเรียงไม่ควรน้อยกว่า 1.5เท่า ของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(3) หินเรียงยาแนว (Mortar Riprap)

หินเรียงยาแนว เป็นการนำหินเรียงที่ออกแบบไว้นำมาเรียงให้เข้ามุมกันอย่างแน่นหนา แต่ช่องว่างระหว่างก้อนหินให้ประสานด้วยปูนทราย (Mortar) (ปูนซีเมนต์ : ทราย = 1:3 โดยปริมาตร และปริมาณน้ำที่ใช้ผสมให้มีปริมาณพอเหมาะกับการใช้งาน) ในการทำหน้าที่เป็นตัวประสานปูทรายนั้น ต้องเติมลงไปในช่องว่างระหว่างก้อนหิน โดยให้รอยต่อของหินทุกก้อนมีปูนทรายประสานอย่างสมบูรณ์ รอยต่อของปูนทรายนั้นต้องปาดให้เรียบร้อยสม่ำเสมอในทุกรอยต่อ สำหรับหินเรียงที่มีน้ำไหลผ่านอยู่เสมอ เช่น หินเรียงที่ปลายท่อระบายน้ำ หรือลาดเอียงที่มีการระบายน้ำผ่านการตบแต่ง ผิวของปูนทรายต้องเรียบและเสมอกับผิวของก้อนหินที่เรียงเพื่อให้ผิวทั้งหมดเรียบเหมาะกับการระบายน้ำ หินเรียงยาแนวนิยมนำมาใช้ป้องกันในบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง เช่นบริเวณตีนเชิงลาดที่ติดกับพื้นของทางน้ำ เป็นต้น และใช้กับอาคารชลศาสตร์ที่มีความสำคัญ สำหรับการออกแบบขนาดของหินเรียงที่ใช้และความหนาของชั้นหินเรียงยาแนวจะพิจารณาเช่นเดียวกันกับหินเรียง และโดยทั่วไปความหนาของชั้นหินเรียงยาแนวไม่ควรน้อยกว่า 1.20เท่าของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(4) Gabion และ Mattress

Gabion และ Mattress เป็นกล่องลวดตาข่ายของโลหะที่ไม่เป็นสนิม หรือถูกเคลือบด้วยวัสดุที่ป้องกันการเป็นสนิม เช่น Polyvinyl เป็นต้น และมีความทนทานต่อการกัดกร่อน (Corrosion) หรือผลจากกระบวนการ Weathering ต่างๆ ภายในบรรจุหินขนาดต่างๆ ที่หาได้ง่ายและมีความทนทานจนเต็มขนาดกล่องแล้วนำมาปูวางในบริเวณที่ต้องการป้องกันการกัดเซาะ โดยเฉพาะบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง นิยมนำมาใช้ในกรณีที่ไม่สามารถคัดเลือกขนาดหินใหญ่ที่โตเพียงพอต้านความเร็วของน้ำได้ ตามวิธีการคำนวณขนาดก้อนหิน ซึ่งอาจใช้หินขนาดเล็กที่หาได้ เช่น ขนาดเล็กสุด 50 มม. มีส่วนคละจนถึงขนาดโตสุด 300 มม. บรรจุในกล่องลวดตาข่าย (Gabion และ Mattress)

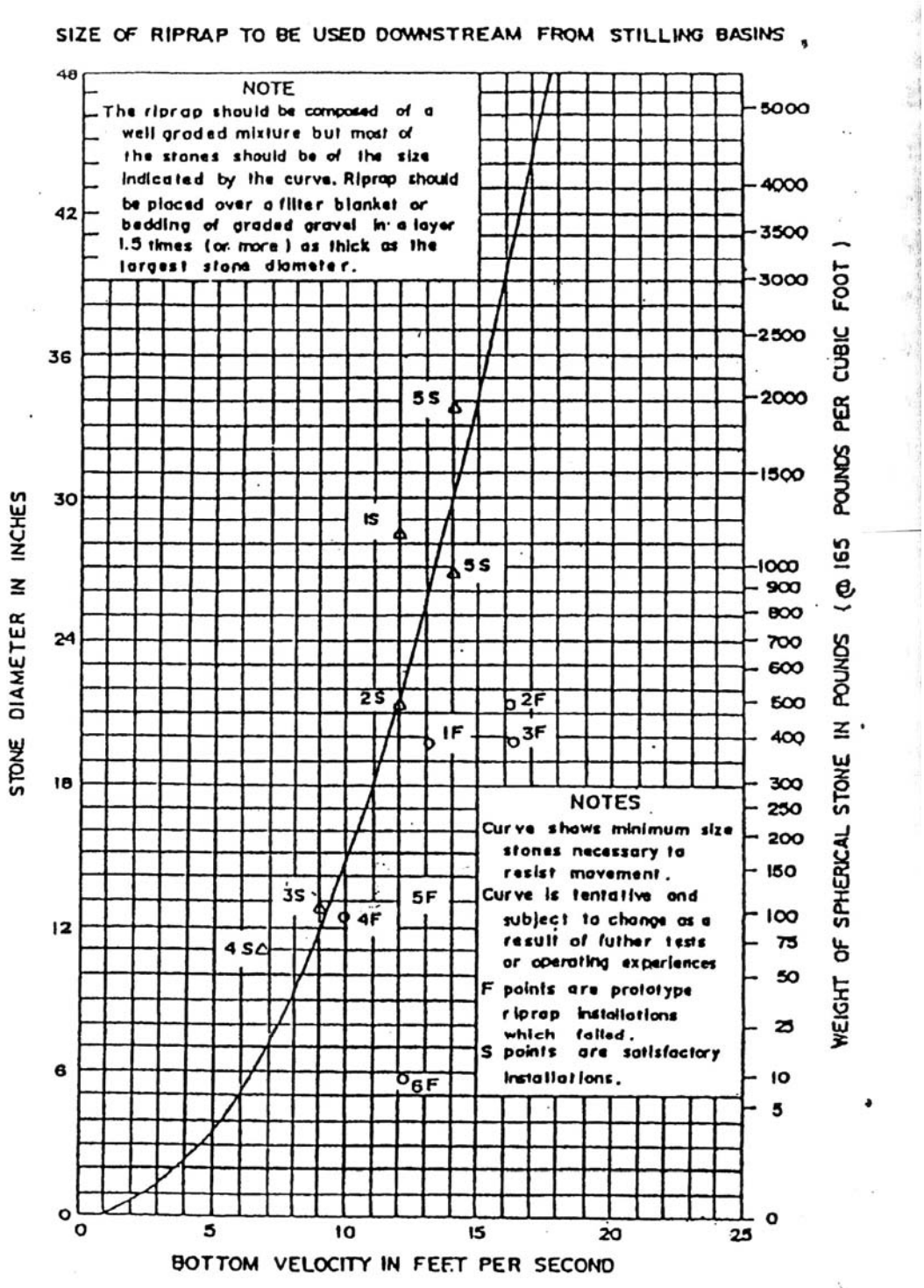
- กล่องเกเบี้ยนเคลือบสังกะสี

กล่องเกเบี้ยนประกอบด้วยกล่องย่อยรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ทำขึ้นจากลวดที่ถูกเผาให้อ่อนตัวตีเกลียวคู่และเคลือบผิวด้วยสังกะสีแล้วถักเป็นรูปหกเหลี่ยม คุณภาพของลวดและสังกะสีที่ใช้เคลือบเป็นไปตามมาตรฐานนานาชาติ บริเวณขอบของแผ่นลวดเสริมด้วยลวดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่กว่าที่ใช้ในการทำตาข่าย ทั้งนี้เพื่อเป็นการเสริมความแข็งแรงและสะดวกในการก่อสร้าง กล่องเกเบี้ยนจะถูกแบ่งเป็นช่องเซลโดยมีแผ่นกระบังกั้นกลางทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงมากขึ้น และประกอบติดตั้งง่าย

- กล่องเกเบี้ยนเคลือบสังกะสีหุ้มด้วยพีวีซี

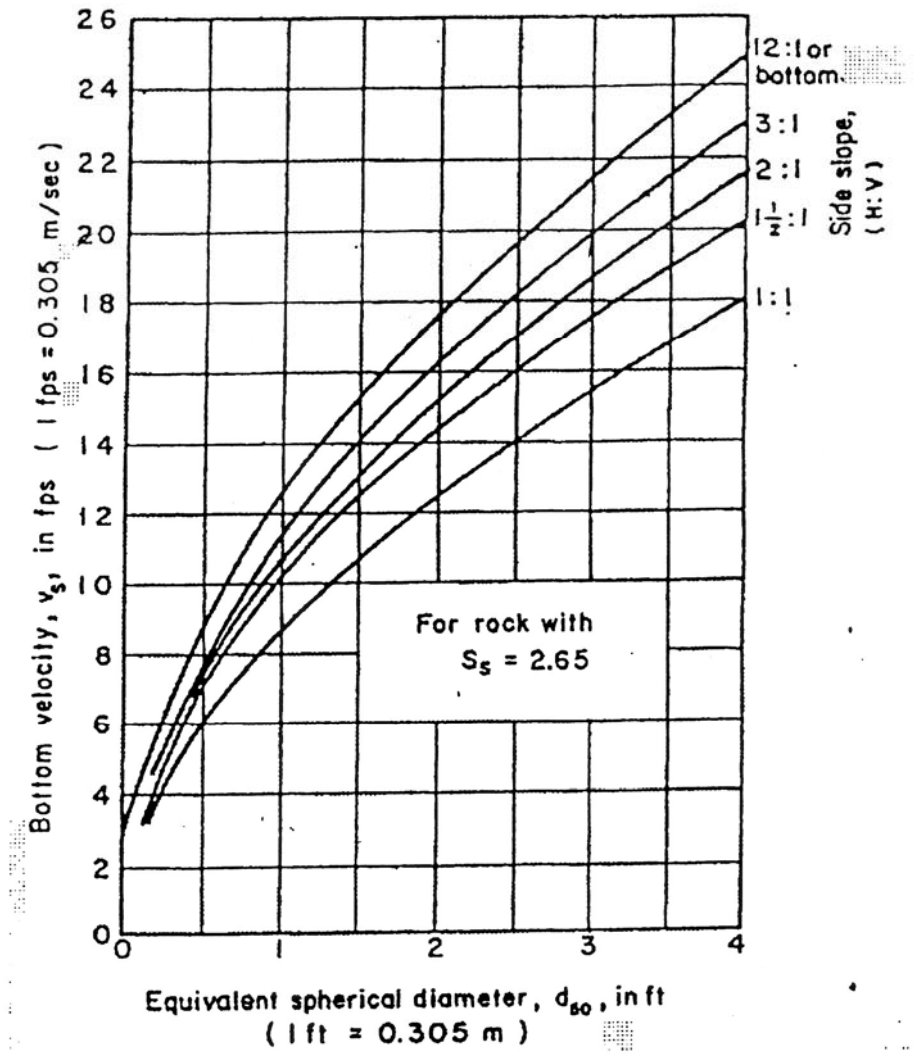
คล้ายกับแบบกล่องเกเบี้ยนเคลือบสังกะสี ลวดที่ใช้เมื่อเคลือบสังกะสีแล้วจะถูกนำไปหุ้มด้วยพีวีซีชนิดขนาดพิเศษ (โพลีไวนีลคลอไรด์) หนา 0.4 ถึง 0.6 มม. ตลอดเส้นลวดเพื่อเป็นฉนวน ทำให้สามารถป้องกันการกัดกร่อนได้อย่างมีประสิทธิภาพ กล่องเกเบี้ยนประเภทนี้เหมาะสำหรับใช้งานตามชายฝั่งทะเลหรือพื้นที่ที่มีมลภาวะสูง เมื่อบรรจุหินใหญ่ลงภายในจะได้กล่องเกเบี้ยนขนาดใหญ่ที่มีความยืดหยุ่น น้ำซึมผ่านได้ดี เหมาะสำหรับงานก่อสร้างประเภทต่างๆ

	ประเภทกล่อง	ความสูงกล่อง (ม.)	ประเภทลวดเหล็ก	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง	น้ำหนักสังกะสีที่เคลือบ (กรัม/ม.)
ไม่หุ้ม P.V.C.	เกเบี้ยน	0.50	ลวดทำโครงกล่อง ลวดตาข่าย ลวดผูกกล่อง	3.5 2.7 2.2	275 260 240
	เกเบี้ยน	1.00	ลวดทำโครงกล่อง ลวดตาข่าย ลวดผูกกล่อง	3.5 2.7 2.2	275 260 240
	แมทเทรส	0.30	ลวดทำโครงกล่อง ลวดตาข่าย ลวดผูกกล่อง	2.7 2.2 2.2	260 240 240
หุ้ม P.V.C.	เกเบี้ยน	0.50	ลวดทำโครงกล่อง ลวดตาข่าย ลวดผูกกล่อง	3.5 2.7 2.2	275 260 240
	แมทเทรส	0.30	ลวดทำโครงกล่อง ลวดตาข่าย ลวดผูกกล่อง	2.7 2.2 2.2	260 240 240



<u>รูปที่ 4-17</u> โค้งออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณท้องน้ำ

ที่มา U.S.B.R.(1963),"Hydraulic of Stilling Basins and Energy Disspators",Denver



<u>รูปที่ 4-18</u> โค้งออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณตลิ่งของลำน้ำ
ที่มา Stevems,M.A.,Simons,D.B.,and Lewis,G.L.(1976)

(5) การปลูกหญ้า)Sodding)

การปลูกหญ้า นิยมออกแบบไว้สำหรับป้องกันการกัดเซาะลาดตลิ่งของอาคาร คลองส่งน้ำ หรือลาดดินตัด ดินถม อันเนื่องมาจากน้ำฝนและแรงลม โดยปกตินิยมใช้ชนิดของหญ้าในท้องถิ่นที่โตเร็ว เช่น หญ้านวลน้อย เป็นต้น การปลูกจะปลูกแบบ Block Sodding ขนาด 0.30x 0.30 ม .เรียงต่อกัน หรือปลูกแบบ Strip Sodding ปลูกเป็นแถวยาวตามแนวยาวของลาดดิน กว้างแถวละประมาณ 0.20ม .สลับกับแถวว่างกว้าง ประมาณ 0.20ม .การปลูกหญ้าทั้งสองแบบจะปลูกบนดิน Top soil ที่ให้ระบบรากขึ้นได้ ชั้นนี้หนาประมาณ 5.00ซม .ซึ่งชั้นดิน Top soil ดังกล่าว จะวางบนชั้นดินประเภทดินเหนียวหนาประมาณ 10.00ซม .
อีกต่อหนึ่ง

4.9 การออกแบบ รูระบายน้ำที่พื้น กำแพงกันดิน และวัสดุกรอง

อาคารที่ต้องรับแรงดันดินหรือแรงดันน้ำเช่น กำแพงกันดิน หรือพื้นอาคาร เมื่อฝนตกน้ำที่ซึมลงในดินจะไปเพิ่มปริมาณน้ำใต้ดิน ทำให้น้ำหนักของดินเพิ่มขึ้น หรือการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วทำให้น้ำไหลออกจากกำแพงไม่ทัน จึงไปเพิ่มแรงดันต่อกำแพง เป็นเหตุให้ต้องหาทางระบายน้ำในดินดังกล่าวออกมาอย่างรวดเร็วโดยที่ไม่มีตะกอนดินไหลปนมาด้วย จึงจำเป็นต้องติดตั้งรูระบายน้ำเป็นระยะๆ ตามปริมาณที่จะระบายออก รูระบายน้ำนี้จะต้องมีการเตรียมวัสดุกรองไว้เพื่อดักตะกอนดินที่จะไหลออกมา ซึ่งจะประกอบด้วยชั้น Filter แล้วฝังท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.5-2.5 นิ้ว เป็นตัวรับ Filter น้ำจากชั้นที่หยาบที่สุดไปทิ้งด้านนอกอีกทีหนึ่ง สำหรับกรณีที่ระบายน้ำออกจากพื้นที่อาคารก็เพื่อลดแรงดันน้ำใต้พื้นอาคาร)Uplift Pressure)

สำหรับเกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบวัสดุกรองและแผ่นใยสังเคราะห์ใช้ดังนี้

(1) **วัสดุกรอง (Filter material)** ใช้เพื่อป้องกัน Piping โดยต้องมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

1. Permeability ของวัสดุกรองต้องมีมากกว่า Permeability ของวัสดุที่จะถูกกรองหรือจะถูกป้องกันไม่ให้เกิด Piging

2. ความพรุน (Pores) ของวัสดุกรองจะมีการวิเคราะห์หาลำดับขนาดส่วนคละ (Gradation) เพื่อป้องกันไม่ให้เม็ดของวัสดุพื้นฐานรากถูกพัดพาหลุดออกไปได้ หรือเกิดการอุดตัน เป็นต้น

3. ความหนาของวัสดุกรองต้องหนาเพียงพอสำหรับให้วัสดุนั้นจัดเรียงส่วนคละ (Gradation) ในตัวของมันเองได้ดีด้วย

ชั้นกรอง (Filter) จะทำหน้าที่รับน้ำที่ซึมผ่านชั้นดินและฐานรากให้ไหลออกมารวมกันในบริเวณที่ที่เตรียมไว้ โดยไม่ให้เกิดการเสียหายจากการกัดเซาะแล้วระบายให้อยู่ในที่ปลอดภัย ดังนั้น ความต้องการพื้นฐานของชั้นกรองคือ

- Piping Requirement ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดเล็กพอที่จะป้องกันไม่ให้เม็ดดินถูกกัดเซาะและไหลตามน้ำที่ซึมผ่านออกมาได้

- Drainage Requirement ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดใหญ่พอที่จะยอมให้น้ำไหลซึมออกได้สะดวก โดยไม่เกิดความดันน้ำสะสมขึ้นในชั้นกรอง

เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดคละของชั้นกรอง โดยทั่วๆไปสามารถรวบรวมได้จากหน่วยงานต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 4.5 ในขณะที่พฤติกรรมจริงที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสของเนื้อดินกับชั้นกรองเมื่อมีการไหลของน้ำผ่านออกจากดิน จะเกิดการเคลื่อนตัวของเม็ดดินขนาดเล็กเข้ามาในชั้นกรองส่วนหนึ่ง จนกระทั่งเกิดการกรองขึ้นโดยอัตโนมัติ และจะเรียกดินส่วนนี้ว่า Filter Cake (Taylor 1948) ดัง

แสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งการเกิด Filter Cake จะเกิดตั้งแต่น้ำเริ่มไหลผ่านชั้นดินจนเข้าสู่จุดสมดุล โดยระยะเวลาการเกิดขึ้นกับหลายปัจจัย อาทิเช่น ความเหนียวของดิน ความต่างของความดันน้ำ และการขึ้นลงของความดันน้ำ

สำหรับเกณฑ์กำหนดในการออกแบบชั้นกรอง มักใช้ตาม US Corps of Engineers (NAFAC Manual 7.1 May 1982) คือ

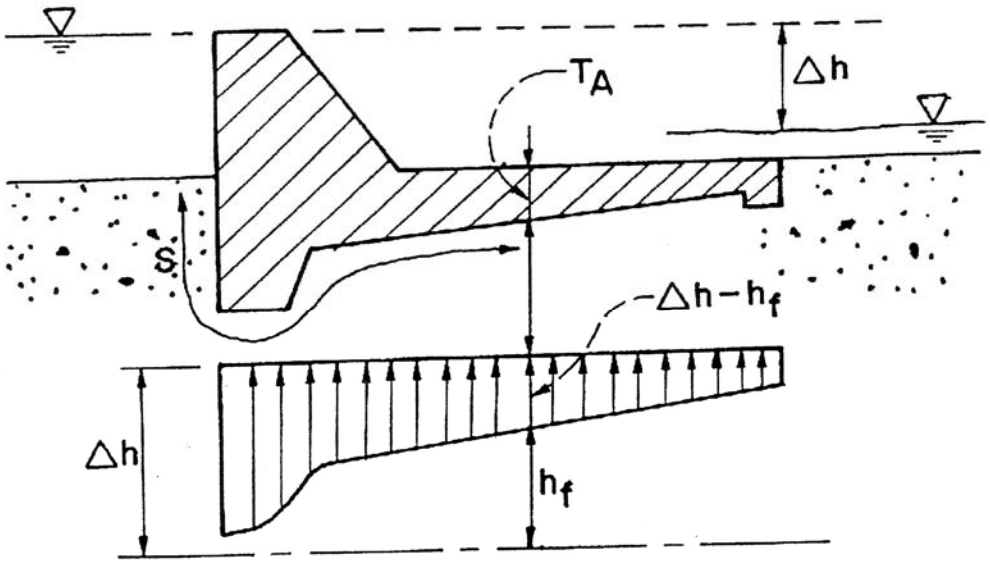
1. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} > 5$ (Drainage Requirement)
2. $\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5$ (Piping Requirement)
3. $\frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 20$ (Piping Requirement)
4. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20$ (Piping Requirement)

สำหรับ Well Graded Soil เมื่อ $C_u > 4$ สมการที่ (4.) อาจใช้เป็น

5. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 40$

เมื่อ D_{15F}, D_{50F} = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของกรวดทรายชั้นกรองที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15 และ 50 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

$D_{15S}, D_{50S}, D_{85S}$ = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของดินที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15 ,50 และ 85 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ



<u>รูปที่ 4-19</u> แสดงการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอยต่อของชั้นกรอง

6. ขนาด Filter ที่ใหญ่ที่สุดไม่เกิน 3 นิ้ว

7. จะต้องไม่มีดินเหนียวปะปน หรือมีวัสดุที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 5% โดยน้ำหนัก

(2) **แผ่นใยสังเคราะห์** แผ่นใยสังเคราะห์ใช้ในการกรองดินป้องกันไม่ให้ถูกน้ำกัดเซาะไป โดยจะทำการปูก่อนที่จะเรียงหินต่อไป โดยทั่วไปจะผลิตจาก PORYPROPYLENE ทำให้มีประสิทธิภาพในการกรองดินได้ดีมาก ขณะเดียวกันสามารถยืดตัวได้มากและยังสามารถรับแรงต่างๆ ได้อย่างดีเยี่ยม มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน มีความทนทานต่อกรดและด่างสูง ไม่เน่าเปื่อย ไม่เป็นพิษ หรือเป็นอันตรายต่อสิ่งแวดล้อม และยังสามารถคงคุณสมบัติเดิมเสมอไม่ว่าจะอยู่ในสภาวะที่แห้งหรือเปียก

<u>ตารางที่ 4-5</u> เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดคละของชั้นกรอง

Investigators	Base Material	Filter Material	Criteria Devloped
Terzaghi 1922	Uncertain whether criteria based on experiments or conservative reasoning		$\frac{D_{15}F}{D_{85}B} < 4 < \frac{D_{15}F}{D_{15}B}$
Bertram 1939 Newton and Hurtey	Uniform quartz and Ottawa sands Well-graded gravelly sand	Uniform quartz and Ottawa sands Natural bank gravels. Finer sized succesaively screened out. Fairty uniform filters	$\frac{D_{15}F}{D_{85}B} < 6, \frac{D_{15}F}{D_{15}B} < 9$ $\frac{D_{15}F}{D_{85}B} < 32, \frac{D_{15}F}{D_{50}B} < 15$
Waterways Experiment Station 941 - 1948	Random material types. Fine to coarse sands	Random types including natural pit-run gravels	$\frac{D_{15}F}{D_{15}B} > 4, < 20$ $\frac{D_{50}F}{D_{50}B} < 25, \frac{D_{15}F}{D_{85}B} < 5$ Gradation of filters be more or less parallel to base Filter should be well graded
Office, Chief of Engineers	All Types	Concrete sand and corase aggregate generally recommended	$\frac{D_{15}F}{D_{85}B} < 5.0 \quad \frac{D_{15}F}{D_{15}B} > 5$
U.S. Bureau of Reclamation 1947	Artificially blended meterials of various ranges including uniform material	Artificially blended uniform filters Artificially blended well graded filters	$\frac{D_{50}F}{D_{50}B} > 5, < 10$ $\frac{D_{50}F}{D_{50}B} > 12, < 58$ $\frac{D_{15}F}{D_{15}B} > 15, < 40$
Providence District, CE 1942	All types	Certain general types Recommended	Filter design curve C_u of base vs $\frac{D_{15}F}{D_{15}B}$

4.10 การออกแบบรัศมีความโค้งของลำน้ำ

เพื่อป้องกันปัญหาด้านการกัดเซาะในบริเวณโค้งของลำน้ำซึ่งเป็นดินขุด จำเป็นต้องกำหนดให้รัศมีความโค้ง (R) ของลำน้ำไม่น้อยกว่า 5 เท่า ของความกว้างผิวน้ำ (ขณะที่ระดับน้ำอยู่ที่ระดับสูงสุด) อย่างไรก็ตามถ้าบริเวณโค้งของลำน้ำอยู่ในบริเวณเขตหมู่บ้านหรือชุมชน ซึ่งถูกจำกัดด้วยสภาพพื้นที่ ถ้ารัศมีความโค้งจำเป็นต้องออกแบบให้น้อยกว่าที่กำหนด ก็ให้ป้องกันลาดตลิ่งด้านข้างด้วยหินเรียงในบริเวณโค้งดังกล่าว

4.11 การออกแบบระดับอาคารต่างๆ

(1) ตอม่อ)Piers)

ความสูงของตอม่อออกแบบรวมความสูงเผื่อล้ม (Free Board) โดยพิจารณาจากสูตรดังนี้

$$H = 1.10\,D + 0.20$$

เมื่อ H = ความสูงตอม่อ ,เมตร

D = ความลึกของน้ำหน้าฝายน้ำล้น ,เมตร

(2) กำแพงกันดิน

การพิจารณาความสูงของกำแพงกันดิน พิจารณาแบ่งได้ใน 2 ส่วน คือ

- ส่วนที่ติดกับตอม่อ : ใช้ความสูงเดียวกับตอม่อ
- กำแพงกันดินส่วนที่ติดกับคันกั้นน้ำ พิจารณาจากสูตร

$$H = 1.20\,D + 0.20$$

เมื่อ H = ความสูงของกำแพงกันดิน ,เมตร

D = ความลึกของน้ำหน้าฝายน้ำล้น ,เมตร

(3) สะพานบริการ

กำหนดให้ระดับท้องคานตั้งอยู่บนหลักตอม่อกลางและตอม่อริมของฝายน้ำล้น

(4) สะพานเครื่องกว้าน

ระดับสะพานเครื่องกว้านต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการยกบานขึ้นพ้นน้ำในฤดูน้ำหลาก โดยระดับพื้นสะพานเครื่องกว้าน คำนวณได้จากสูตร

$$E_B = E_O + H + D + F_B + T_{Br}$$