โครงงานวิศวกรรมชลประทาน

(02207499)

ที่ 4 / 2558

เรื่อง การออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้นโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ จังหวัดภูเก็ต

Design Spillway of Klong-Bang-Neaw-Dum Reservoir Project, Phuket Province

ดำเนินงานโดย

นาย ภาณุวัฒน์ จันทวาท

นาย สมโภชน์ พุกขำ

นาย สุกฤษฎิ์ อยู่ดี

นาย สุพัชรพล มงคลนาม

เสนอ

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิทยาเขตกำแพงแสน นครปฐม 73140

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา-ชลประทาน)

พุทธศักราช 2559

ใบรับรองโครงงานวิศวกรรมชลประทาน

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ชื่อเรื่อง : การออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้นโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ

จังหวัดภูเก็ต

Design Spillway of Klong-Bang-Neaw-Dum Reservoir Project, Phuket Province

นามผู้ทำโครงการ **นาย ภาณุวัฒน์ จันทวาท**

นาย สมโภชน์ พุกขำ

นาย สุกฤษฎิ์ อยู่ดี

นาย สุพัชรพล มงคลนาม

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

ประธานกรรมการ .....

(ผศ. นิมิตร เฉิดฉันท์พิพัฒน์)

..... /..... /.....

กรรมการ .....

(อ.ดร. ยุทธนา ตาละลักษมณ์)

..... /..... /.....

กรรมการ .....

(ผศ. ดร.สมชาย ดอนเจดีย์)

..... /..... /.....

หัวหน้าภาควิชา ฯ .....

(ผศ. นิมิตร เฉิดฉันท์พิพัฒน์)

..... /..... /.....

บทคัดย่อ

ชื่อเรื่อง : การออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้นโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ

จังหวัดภูเก็ต

Design Spillway of Klong-Bang-Neaw-Dum Reservoir Project, Phuket Province

โดย : นาย ภาณุวัฒน์ จันทวาท

นาย สมโภชน์ พุกขำ

นาย สุกฤษฎิ์ อยู่ดี

นาย สุพัชรพล มงคลนาม

อาจารย์ที่ปรึกษาโครงการ : .....

(ผศ. นิมิตร เฉิดฉันท์พิพัฒน์)

...../...../.....

การออกแบบทางระบายน้ำล้นเพื่อให้เหมาะสมกับปริมาณน้ำส่วนเกินที่ต้องการระบายออกตามขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ ได้ทำการคำนวณเป็น 2 อย่าง คือการออกแบบทางด้านชลศาสตร์และการออกแบบทางด้านโครงสร้าง การออกแบบใช้รูปแบบการคำนวณอาคารระบายน้ำล้นแบบ “Side Channel Spillway” โดยจะใช้ Q_pที่รอบปีการเกิดซ้ำ 500 ปี = 164.43 ลบ.ม. ต่อวินาที เป็นข้อมูลที่กรมชลประทานคำนวณได้

ในการออกแบบทางด้านชลศาสตร์ ได้มีการคำนวณและได้ผลดังนี้ การออกแบบสันฝายได้ความยาวเท่ากับ 40 เมตร ความสูงตัวฝายเท่ากับ 4.5 เมตร ระดับน้ำผ่านฝายสูงสุดเท่ากับ +46.55 ม.(รทก.) ความลึกน้ำที่หน้าตัดควบคุมเท่ากับ 3.021 เมตร การออกแบบอาคารสลายพลังงาน คำนวณความลึกน้ำของหลังการเกิด Jump เท่ากับ 4.999 เมตร ความยาวของอาคารสลายพลังงานเท่ากับ 25 เมตร ความสูงกำแพงของรางระบายน้ำเท่ากับ 8 เมตร ทำการตรวจสอบเสถียรภาพของตัวฝาย ด้านความมั่นคงต่อการเลื่อนไถลได้ค่า FS_s = 2.38 ด้านความมั่นคงต่อการพลิกคว่ำได้ค่า FS_o = 2.14 ค่าหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 2.58 ตัน/ตร.ม. และหน่วยแรงตั้งฉากในกรณีที่ฝายไม่มีน้ำ ได้ค่า $\sigma_u = 17.50$ ตัน/ตร.ม., $\sigma_d = 2.30$ ตัน/ตร.ม.และในกรณีน้ำเต็ม

ฝาย ได้ค่า $\sigma_{u'} = 25.40$ ตัน/ตร.ม, $\sigma_{d'} = 8.37$ ตัน/ตร.ม.และการคำนวณการไหลซึมลอดใต้ฐานรากได้ค่า Weighted Creep Ratio (WCR) = 2.712

ในการออกแบบทางด้านโครงสร้างทำการคำนวณออกแบบหาขนาดและน้ำหนักของฝายได้เท่ากับ 2,604 ตัน แรงดันของน้ำใต้พื้นฝายเท่ากับ 558.92 ตัน และทำการออกแบบโครงสร้างพร้อมรายละเอียดการเสริมเหล็กของรางระบายน้ำ ตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 และ ตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391

Abstract

Title : Design Spillway of Klong-Bang-Neaw-Dum Reservoir Project, Phuket Province

By : Phanuwat Janthawat

Somphod Phukkham

Sukit Youdee

Supatcharapon Mongkolnam

Project Advisor : .....

(Assist.Prof. Nimit Cherdchanpipat)

...../...../.....

Regarding the design of the spillway which is created to appropriately contain the level of surcharge water that will be drained out, relate to the size of reservoir. The calculation is divided into two methods, which are hydraulic design and structural design. According to the use of " side channel spillway" design, when Qp is 164.43 $m^3./s$ of 500 years return period, according to the RID (Royal Irrigation Department) study.

For the hydraulic design which has been calculated, as a result, the length of the design of weir crest is 40 m. and its height is 4.5 m. the maximum level of flowing water is +46.55 m. (msl.). The depth of water at the control section is 3.021 m. Regarding the design of energy dissipator, water depth after jump is 4.999 m., the length is 25 m. and the height of chute wall is 8 m. Checking the stability of the weir, for calculating the stability of sliding, FSs is 2.38, the stability for overturning, FSo is 2.14, shear stress is 2.58 t/m^2, the vertical normal stress without water is σ_u=17.50 t/m^2 ,

σ_d = 2.30 t/m^2 and in the case full of water, $\sigma_{u'}$ = 25.40 t/m^2 , $\sigma_{d'}$ = 8.37 t/m^2 , and the calculation of seepage and piping gives the Weighted Creep Ratio (WCR) = 2.712.

Secondly, the structure design, by calculate the weight of weir, give the value of 2604 tons, uplift pressure is 558.92 tons, and design structure with reinforcement concrete of the chute, starting from sta.0+105 to sta.0+185 and sta.0+185 to sta.0+391.

คำนิยม

โครงงานวิศวกรรมฉบับนี้สำเร็จลงได้ด้วยดีนั้น ทางผู้จัดทำขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาโครงงาน ผศ. นิมิตร เฉิดฉันท์พิพัฒน์ ที่ได้กรุณาให้แนวความคิด ข้อเสนอแนะและให้คำปรึกษาที่ดีต่างๆ การตรวจตราแก้ไขอันดีจาก อ.ดร.ยุทธนา ตาละลักษมณ์ และ ผศ.ดร.สมชาย ดอนเจดีย์ (กรรมการ)

ขอขอบคุณ รศ.ดร.วราวุธ วุฒิวณิชย์, อ.ดร.ยุทธนา ตาละลักษมณ์, ผศ.ดร.วิษุวัฒก์ แต้สมบัติ และ อ.ดร.ไชยาพงษ์ เทพประสิทธิ์ ทีช่วยกรุณาช่วยเหลือข้อมูลที่จำเป็นอย่างยิ่งในโครงงานนี้

สุดท้ายนี้ขอกราบขอบพระคุณ บิดา-มารดา อาจารย์และผู้มีพระคุณทุกท่าน ตลอดจนเพื่อนๆที่คอยให้กำลังใจ ช่วยเหลือจนทำให้โครงงานวิศวกรรมฉบับนี้สำเร็จสมบูรณ์ด้วยดี

ภานุวัฒน์ จันทวาท

สมโภชน์ พุกขำ

สุกฤษฎิ์ อยู่ดี

สุพัชรพล มงคลนาม

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	ก
สารบัญตาราง	จ
สารบัญรูป	ช
บทที่ 1 คำนำ	1
ความเป็นมาและความสำคัญ	1
วัตถุประสงค์ของการวิจัย	1
ขอบเขตของการศึกษา	1
บทที่ 2 ตรวจเอกสาร	2
ข้อมูลทั่วไปของโครงการ	2
อาคารทางระบายน้ำล้น (Spillway)	2
ลักษณะของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ	2
ส่วนประกอบของทางระบายน้ำล้น	4
ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel	6
ทฤษฎีและการออกแบบด้านชลศาสตร์	7
Hydraulic of Control Structure	7
การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee)	19
ทฤษฎีการไหลอาศัยกฎการคงตัวของโมเมนตัม	20
วิธี Step Method	24
การออกแบบโค้งแนวดิ่ง (Design of Vertical Curve)	25
อาคารสลายพลังงาน (Energy Dissipator)	26

การสลายพลังงานโดยอาศัยหลักการของ Hydraulic Jump 27

ข้อมูลที่ใช้ในการเลือกอาคารสลายพลังงาน 28

ข้อพิจารณาในการออกแบบอ่างน้ำนิ่ง 29

การกำหนดระดับพื้นอ่างน้ำนิ่ง 31

อ่างน้ำนิ่งแบบที่ II หรืออ่างสลายพลังงานแบบที่ II 32

ทางทิ้งน้ำลงลำน้ำเดิม หรือคลองระบายน้ำ (Drain Channel) 34

โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน 35

การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน 36

ทฤษฎีและการออกแบบทางด้านโครงสร้าง 40

ออกแบบโดยวิธี Working Stress Design 40

บทที่ 3 วิธีการและผลการคำนวณออกแบบ 43

การคำนวณออกแบบทางด้านชลศาสตร์ 43

เกณฑ์การออกแบบที่ใช้ 43

Layout ศูนย์กลางของรางระบายน้ำล้น 44

ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบสันมน(Ogee Crest)(ไม่มีบานประตูระบายน้ำ) 48

ระดับน้ำในรางด้านข้างฝาย (Side channel) 50

การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee) 53

การคำนวณระดับน้ำในรางระบายน้ำ(Chute) โดยวิธี Step Method 53

การออกแบบโค้งแนวดิ่ง(Design of Vertical Curve) 55

แนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้างอ่างน้ำนิ่ง และอาคารสลายพลังงาน 56

อ่างสลายพลังงานแบบ II (Basin Type II) 57

ออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel) 59

โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน 60

การวิเคราะห์เสถียรภาพฝาย 61

การคำนวณออกแบบทางด้านโครงสร้าง 67

ออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 67

ออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391 69

บทที่ 4 สรุปและข้อเสนอแนะ 71

การออกแบบตัวฝาย 71

การออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำ 73

การออกแบบอาคารสลายพลังงาน (Stilling Basin) 78

การออกแบบทางระบายน้ำลงลำน้ำเดิม (Drain Channel) 81

ข้อเสนอแนะ 83

เอกสารอ้างอิง 84

ภาคผนวก 85

1. ความยาวสันฝาย 85

2. ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบสันมน(Ogee Crest)(ไม่มีบานประตูระบายน้ำ) 86

3. การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee) 89

4. ระดับน้ำในรางด้านข้างฝาย (Side channel) 90

5. การคำนวณระดับน้ำในรางระบายน้ำ(Chute) โดยวิธี Step Method 93

6. การออกแบบโค้งแนวดิ่ง (Design of Vertical Curve) 96

7. การขยายความกว้างของรางเท หรือ มุมผายกำแพงรางเท 98

8. แนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้าง 100

9. อ่างสลายพลังงานแบบ II (Basin Type II) 100

10. ออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel) 102

11. โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน 104

12. การวิเคราะห์เสถียรภาพฝาย 105

13. ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างกม.0+105 ถึง กม.0+185 112

14. ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างกม.0+185 ถึง กม.0+391 117

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 หาค่า K_p 8

ตารางที่ 2.2 หาค่า K_a 9

ตารางที่ 2.3 ค่า k, n, X_1, R_1, X_2, และ R_2 12

ตารางที่ 2.4 สูตรหาค่าความยาวของ Hydraulic Jump 28

ตารางที่ 2.5 ค่า μ สำหรับวัสดุฐานราก 36

ตารางที่ 2.6 ค่า Weighted Creep Ratio 39

ตารางที่ 3.1 ผลการคำนวณจุดสัมผัส PT. 48

ตารางที่ 3.2 แสดงผลรายการคำนวณระดับน้ำ และระยะทางของ Side channel 51

ตารางที่ 3.3 แสดงระดับของน้ำในราง Chute 54

ตารางที่ 3.4 หาค่า Co-ordinate ตามโค้งแนวดิ่ง 56

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบรูปร่างฝายที่ทำการออกแบบกับที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 72

ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบการออกแบบรูปร่างฝาย 72

ตารางที่ 4.3 เปรียบเทียบรายการที่ทำการออกแบบทางด้านโครงสร้างกม. 0+105 ถึง กม.0+185 75

ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบรายการที่ทำการออกแบบทางด้านโครงสร้างกม. 0+185 ถึง กม. 0+391 77

ตารางที่ 4.5 เปรียบเทียบการออกแบบอาคารสลายพลังงาน 80

ตารางที่ 4.6 เปรียบเทียบการออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel) ด้านท้ายอาคารสลายพลังงาน 82

ตารางที่ 4.7 พิกัดโค้งหลังสันฝาย 88

ตารางที่ 4.8 รายการคำนวณระดับน้ำที่ Side channel 91

ตารางที่ 4.9 แสดงผลรายการคำนวณระดับน้ำ และระยะทางของ Side channel 92

ตารางภาคผนวก

ตารางที่ 1 แสดงระดับของน้ำในรางระบายน้ำ (Chute) 95

ตารางที่ 2 หาค่า Co-ordinate ตามโค้งแนวดิ่งได้ดังนี้ 98

ตารางที่ 3 ผลคำนวณหา Drain channel section 103

ตารางที่ 4 คำนวณจากระดับ Bed Channel จนถึงระดับน้ำ 104

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel	5
2.2 การจัดวางตำแหน่งของ Side Channel และรางเทของทางระบายน้ำล้น	6
2.3 แสดงการออกแบบสันฝาย (Spillway Crest)	11
2.4 แสดงจุดสัมผัสและลาดฝายด้านท้ายน้ำ	13
2.5 แสดงเมื่อน้ำไหลผ่านฝายสันมน	14
2.6 สัมประสิทธิ์การไหลของสันทางระบายน้ำล้นแบบโอกีที่มีผิวด้านหน้าอยู่ในแนวดิ่ง	16
2.7 สัมประสิทธิ์การไหลเมื่อ $H \neq H_o$	16
2.8 สัมประสิทธิ์การไหลของสันทางระบายน้ำล้นแบบโอกีที่มีผิวด้านหน้าเอียง	17
2.9 อิทธิพลของระดับน้ำด้านท้ายน้ำที่มีต่อสัมประสิทธิ์การไหล	17
2.10 อัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การไหลเนื่องจากระดับพื้นอ่างด้านท้ายน้ำ	18
2.11 อัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การไหลเนื่องจากระดับน้ำด้านท้ายน้ำ	18
2.12 SIDE CHANNEL PROFILE	23
2.13 SIDE CHANNEL CROSS SECTION	23
2.14 แสดงเส้นพลังงาน 1,2	24
2.15 รูปประกอบรายการคำนวณ Hydraulic Jump	27
2.16 ความยาวของ Hydraulic Jump บนพื้นราบอ่างน้ำนิ่งแบบที่ I, II และ III	31
2.17 อ่างน้ำนิ่งแบบที่ II หรืออ่างสลายพลังงานแบบที่ II	33
3.1 แนวของรางระบายน้ำ(Chute) ของทางระบายน้ำล้น	47
3.2 รูปร่างฝายที่ออกแบบ	49

3.3 กราฟแสดงระดับน้ำในรางน้ำข้างฝาย (Side Channel) 52

3.4 Vertical curve กม. 0+358 ระดับ+30.201 55

3.5 การไหลของน้ำก่อนลงอ่างสลายพลังงาน 57

3.6 รูป Plan อ่างสลายพลังงาน Type II 58

3.7 รูปตัด 1-1 อ่างสลาย พลังงาน Type II 58

3.8 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำ 59

3.9 หน้าตัดคลองระบายน้ำ 59

3.10 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน 60

3.11 ฝายสันโค้ง 61

3.12 ฝายสันโค้งที่ใช้ออกแบบ 61

3.13 ระยะทั้งหมดของตัวฝาย 62

3.14 แรงที่กระทำต่อตัวฝาย 62

3.15 ตัวฝายที่เพิ่ม Cutoff 65

3.16 ตัวฝายและกำแพงด้านข้าง 66

3.17 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 68

3.18 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391 70

4.1 รูปร่างฝายที่ออกแบบโดยโครงงานวิศวกรรม 71

4.2 รูปร่างฝายที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 71

4.3 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 ที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบ 74

4.4 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่ กม. 0+105 ถึง กม. 0+185 ที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 74

4.5 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391 ที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบ 76

4.6 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม 0+185 ถึง กม 0+391 ที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 76

4.7 รูป Plan แสดงขนาดอ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้ 78

4.8 รูป Plan แสดงขนาดอ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 78

4.9 รูปตัด 1-1 อ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้ 79

4.10 รูปตัด 1-1 อ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 79

4.11 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้ 81

4.12 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 81

4.13 หน้าตัดคลองระบายน้ำตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้ 82

4.14 หน้าตัดคลองระบายน้ำตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน 82

รูปภาคผนวก

1 รูปร่างฝายที่ออกแบบ 89

2 กราฟแสดงระดับน้ำในรางน้ำข้างฝาย (Side Channel) 92

3 Vertical curve กม. 0+358 ระดับ+30.201 97

4 แสดงมุมที่เกิดขึ้นจากพื้นที่จริง 99

5 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน 105

6 ฝายสันโค้ง 105

7 ฝายสันโค้งที่ใช้ออกแบบ 106

8 ตัวฝายคิดพื้นหนา 1.8 m. 106

9 ระยะทั้งหมดของตัวฝาย 106

10 แรงที่กระทำต่อตัวฝาย 107

11 ตัวฝายที่เพิ่มCutoff 111

12 ตัวฝายและกำแพงด้านข้าง 112

13 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 116

14 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391 121

15 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต สำหรับแรงกดสูงสุด 175 กก./ซม.^{2} 122

16 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต สำหรับแรงกดสูงสุด 210 กก./ซม.^{2} 123

17 ความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 124

18 ระยะฝังและต่อทาบของเหล็กข้ออ้อย 125

บทที่ 1 คำนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญ

ทางระบายน้ำล้นเป็นอาคารชลศาสตร์ที่สร้างขึ้นเพื่อใช้ระบายน้ำส่วนที่เกินความจุของอ่างเก็บน้ำ หรือส่งผ่านปริมาณน้ำส่วนที่เกินความสามารถของเขื่อนเก็บกักน้ำ ทำหน้าที่ระบายน้ำส่วนเกินออกจากอ่าง สิ่งสำคัญในการออกแบบทางระบายน้ำล้นคือจะต้องมีขนาดใหญ่เพียงพอที่จะระบายน้ำส่วนเกินได้ทันเวลา ขนาดของทางระบายน้ำล้นออกจากอ่าง ขนาดของทางระบายน้ำล้นที่เหมาะสมต้องอาศัยข้อมูลที่เพียงพอสำหรับการออกแบบทางชลศาสตร์ (Hydraulic) และ ทางโครงสร้าง (Structure) ขนาดของทางระบายน้ำล้นต้องสามารถระบายน้ำส่วนเกินออกก่อนที่จะเกิดความเสียหายต่อตัวเขื่อน น้ำที่ระบายออกจากทางระบายน้ำล้นจะต้องไม่กัดเซาะทำลายทางน้ำด้านท้ายน้ำ

การเลือกชนิดของทางระบายน้ำล้นนั้นควรจะต้องพิจารณาปัจจัยที่เกี่ยวข้องทางอุทกวิทยา ทางชลศาสตร์ การออกแบบ ราคา และความเสียหายที่จะเกิดขึ้น ลักษณะของ Outflow ของทางระบายน้ำล้นขึ้นอยู่กับตัวควบคุมปริมาณการไหลตัวควบคุมเหล่านี้อาจจะอยู่ในรูปของ Outflow weir, Orifice, ท่อกลมหรือท่อเหลี่ยม ซึ่งอาจจะมีหรือไม่มีประตูหรือวาล์วควบคุมปริมาณการไหลก็ได้ หลังจากเลือกตัวควบคุมของทางระบายน้ำล้นได้แล้วทำการกำหนดปริมาณอัตราการไหลของฝายสูงสุดของทางระบายน้ำล้นและระดับน้ำสูงสุดในอ่างเก็บน้ำ โดยใช้วิธี Flood Routing ส่วนประกอบต่างๆ จะเป็นไปตามปริมาณน้ำนองที่ต้องการและเงื่อนไขเฉพาะของสถานที่ ดังนั้นในโครงงานนี้จะได้คำนวณศึกษาและออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้น ทั้งด้านชลศาสตร์ และทางด้านโครงสร้าง รวมทั้งการเขียนแบบอาคาร ประโยชน์ที่เกิดขึ้นจะทำให้ได้มีการศึกษาทบทวนองค์ความรู้ต่างๆที่ใช้ในขบวนการออกแบบ ตามที่ได้ผ่านการเรียนรู้ในภาคทฤษฎี เกิดประสบการณ์และความชำนาญเพิ่มขึ้นให้กับผู้ที่จะไปเป็นวิศวกรออกแบบในอนาคตต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. เพื่อศึกษาหลักการออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้น
2. เพื่อทำการออกแบบทางวิศวกรรมชลศาสตร์ วิศวกรรมโครงสร้าง และเขียนแบบอาคาร

1.3 ขอบเขตของการศึกษา

การออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้นของพื้นที่โครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ อ.ถลาง จ.ภูเก็ต ตามข้อมูลที่ได้มีการออกแบบและวางแนว รวมทั้งการศึกษาความเหมาะสมไว้แล้วโดยกรมชลประทาน

บทที่ 2 ตรวจเอกสาร

2.1 ข้อมูลทั่วไปของโครงการ

แผนที่ที่ใช้ได้แก่ แผนที่สำรวจภูมิประเทศบริเวณอ่างเก็บน้ำ มาตราส่วน 1 : 4,000 แผนที่สำรวจภูมิประเทศบริเวณหัวโครงการ มาตราส่วน 1 : 1,000 จัดทำโดยสำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา และรายงานเบื้องต้นการศึกษาโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ จังหวัดภูเก็ต จัดทำโดยโครงการชลประทานภูเก็ต สำนักชลประทานที่ 15

2.2 อาคารทางระบายน้ำล้น (Spillway)

ทางระบายน้ำล้นเป็นอาคารชลศาสตร์ที่สำคัญและมีค่าก่อสร้างสูง ในการออกแบบจะต้องให้ความระมัดระวังเป็นพิเศษในการกำหนดปริมาณน้ำที่จะระบายผ่านทางระบายน้ำล้น การเลือกชนิดของทางระบายน้ำล้นและจุดที่ตั้งที่เหมาะสม ตลอดจนการกำหนดปริมาณน้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้นเพื่อลดค่าก่อสร้างทางระบายน้ำล้น ดังนั้นเราควรจะทราบถึงชนิดของทางระบายน้ำล้น ส่วนประกอบต่าง ๆ ของทางระบายน้ำล้น รายละเอียดทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel ตลอดจนรายละเอียดอื่นๆ เพื่อใช้ประกอบความเข้าใจการคำนวณออกแบบได้ดีขึ้น

ส่วนตัวอาคารทางระบายน้ำล้นวางอยู่บริเวณตอม่อริมฝั่งซ้าย (Abutment) ของตัวเขื่อนเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กยาวประมาณ 385.50 เมตร อาคารรับน้ำเป็น Side Channel ออกแบบให้สามารถระบายน้ำประมาณ 164.43 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่รอบปีการเกิดซ้ำ(Return Period) 500 ปี ตัวอาคารรับน้ำวางอยู่บนชั้นหิน ส่วนที่เป็นรางเท และ Stilling Basin วางอยู่บนชั้นดินแน่นที่สามารถรับน้ำหนักอาคารได้ ดังรูป 2.1

2.3 ลักษณะของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ

โครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ ตั้งอยู่ที่ตำบลศรีสุนทร อำเภอถลาง จังหวัดภูเก็ต พิกัด 47 NMJ267-805 ระวาง 5533 III ในแผนที่ทหาร มาตราส่วน 1:50,000 บริเวณเส้นรุ้งที่ 7°-57’-51’’N เส้นแวงที่ 98°-19’-50’’E มีลักษณะโครงการโดยสรุปดังนี้

พื้นที่รับน้ำฝนโดยประมาณ	5.51	ตร.กม.
ความลาดเทของลำน้ำเฉลี่ย	1:12	
อัตราการกัดเซาะของลุ่มน้ำโดยเฉลี่ย	0.10	มม./ปี

ความยาวของลำน้ำ	2.52	กม.
ปริมาณน้ำเฉลี่ย	2,370	มม.ปี
ปริมาณน้ำท่า - สูงสุด	10.55	ล้าน ลบ.ม.
- เฉลี่ย	5.44	ล้าน ลบ.ม.
- ต่ำสุด	3.50	ล้าน ลบ.ม.
จำนวนวันที่ฝนตกเฉลี่ย	99	วัน/ปี
อ่างเก็บน้ำ		
ระดับน้ำสูงสุด(ร.น.ส.)	+46.55	ม.(รทก.)
ระดับน้ำเก็บกัก	+45.00	ม.(รทก.)
ระดับน้ำต่ำสุด	+23.00	ม.(รทก.)
ความจุของอ่างฯ ที่ระดับน้ำสูงสุด	7.70	ล้าน ลบ.ม.
ความจุของอ่างฯ ที่ระดับน้ำเก็บกัก	7.20	ล้าน ลบ.ม.
ความจุของอ่างฯ ที่ระดับน้ำต่ำสุด	0.11	ล้าน ลบ.ม.
พื้นที่ผิวน้ำในอ่างที่ ร.น.ส.	362.50	ไร่
พื้นที่ผิวน้ำในอ่างที่ ร.น.ก.	355	ไร่
ชนิดตัวเขื่อน	ดินถมบดอัดแน่นแบบ Zoned Type	
ระดับสันเขื่อน	+48.50	ม.(รทก.)
ความสูงเขื่อนจากระดับท้องลำห้วย โดยประมาณ	29.50	ม.
ความยาวสันเขื่อน (ประมาณ)	863.00	ม.
ปริมาณดินถมตัวเขื่อน (ประมาณ)	1.20	ล้าน ลบ.ม.

ปริมาณดินถมปรับปรุงฐานรากเขื่อน (ประมาณ)	1.00	ล้าน ลบ.ม.
ชนิดอาคารระบายน้ำล้น	อาคาร ค.ส.ล. แบบ Side Channel	
ที่ตั้งตัวอาคาร	ตอม่อริมฝั่งซ้าย	
ปริมาณน้ำไหลผ่านอาคาร (รอบ 500 ปี)	164.43	ลบ.ม./วินาที
ความยาวอาคาร ค.ส.ล. (ประมาณ)	383.50	ม.

2.4 ส่วนประกอบของทางระบายน้ำล้น

1. อาคารบังคับน้ำ (Control Structure) เป็นอาคารที่ต่อจากทางชักน้ำ ให้ระบายน้ำผ่าน ลักษณะโดยทั่วไปจะเป็นฝายน้ำล้นแนวตรง (Over Flow Spillway) รูปวงกลมหรือ ฝายรูปสามเหลี่ยม, สี่เหลี่ยม, สี่เหลี่ยมคางหมู, ครึ่งวงกลม จำนวนหนึ่งช่อง หรือหลายช่องติดกันได้ ตามความเหมาะสมกับลักษณะภูมิประเทศ, สภาพของธรณี–ปฐพีวิทยาฐานรากของที่ตั้งอาคารและทางชลศาสตร์ เพื่อทำการควบคุมวัดปริมาณการไหลของน้ำ และอัตราเร็วของกระแสน้ำที่ระบายผ่านสันฝายได้ถูกต้อง(กรมชลประทาน, 2535)

2. ทางระบายน้ำ (Discharge Channel Flow) ทำหน้าที่นำน้ำจาก Control Structure สู่ด้าน Downstreamส่วนนี้อาจเป็นผิวลาดด้านท้ายเขื่อนคอนกรีตหรือทางน้ำเปิด (Open Channel) หรือท่อที่สร้างภายในตัวเขื่อนหรืออุโมงค์ที่ขุดผ่านกำแพงข้างเขื่อน ขนาดของ Discharge Channel ขึ้นกับ Hydraulic Requirement แต่การเลือกระดับ ขนาด รูปร่าง ขึ้นอยู่กับภูมิประเทศและลักษณะทางธรณีวิทยาของที่ก่อสร้าง

3. อาคารสลายพลังงาน (Terminal Structure) เป็นอาคารที่ช่วยลดการกัดเซาะและการทำลายของน้ำในบริเวณท้ายน้ำของเขื่อนเนื่องจากเมื่อน้ำไหลผ่านทางระบายน้ำล้นสู่ด้านล่าง Static Head จะเปลี่ยนเป็น Kinetic Energy การที่ Return flow สู่ลำน้ำโดยไม่ให้เกิดการทำลายและการกัดเซาะที่ toe ของเขื่อนและอาคารข้างเดียวจึงมีความจำเป็นต้องมี Terminal Structure

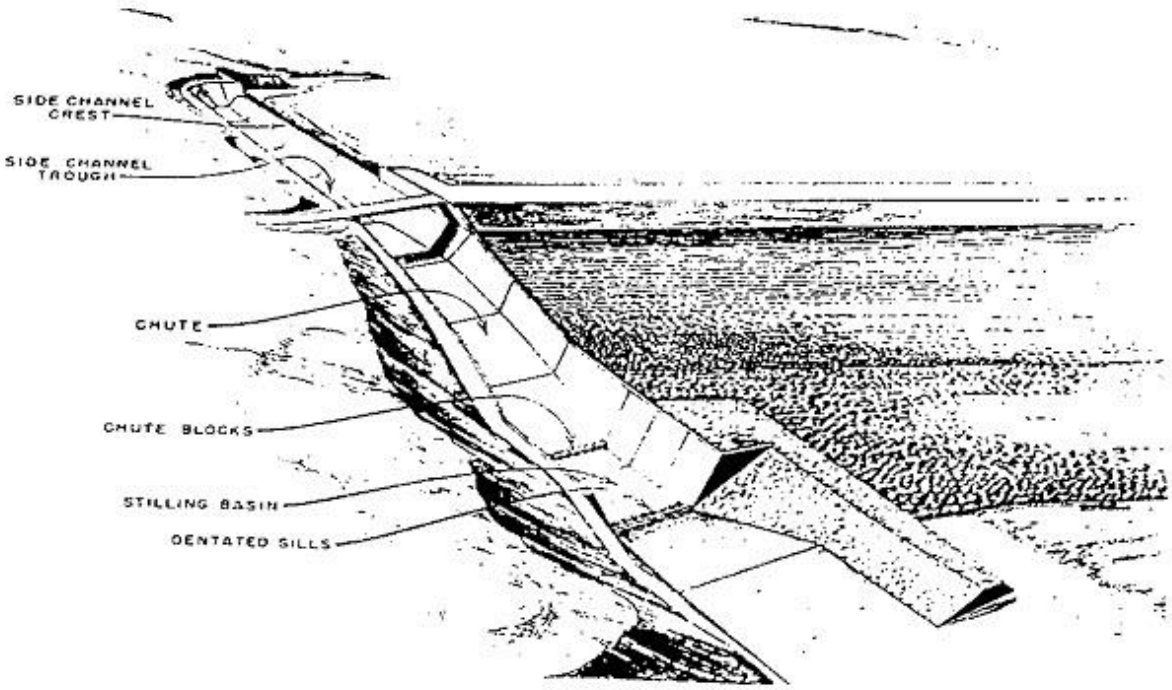
4. คลองระบายน้ำลงลำน้ำเดิม (Entrance and Outlet Channel) เป็นอาคารที่นำน้ำสู่ส่วนของ Control Structureจะพบในกรณีทางระบายน้ำล้นสร้างผ่านตอม่อริม(Abutment) หรือ Saddles หรือ Ridges ต้องมี Channel นำน้ำเข้าสู่ Spillway Control ส่วนเขื่อนคอนกรีตที่มี Outflow Spillway ก็ไม่จำเป็นต้องมีอาคารประเภทนี้

Entrance Velocity ขึ้นอยู่กับความโค้งของ Channel และช่วง Transition ซึ่งควรทำให้เปลี่ยนรูปร่างที่เหมาะสม ไม่เกิดการสูญเสีย Head loss มาให้ เพื่อให้การไหลผ่านสันฝายสม่ำเสมอ ความเร็วที่บริเวณหน้าสันฝายและ ความลึกของ Channel ที่อยู่ต่ำกว่าสันฝายมีความสำคัญต่ออัตราการไหลข้ามสันฝาย

Outlet Channel จะรับน้ำจาก Terminal Structure สู่ลำน้ำด้านท้ายน้ำ ขนาดของ Outlet Channel ควรเพียงพอต่อน้ำที่ไหลผ่าน เพื่อไม่ให้ไปควบคุมการไหลนั้นเสีย ซึ่งจะมีผลต่อ Tail-water stage ในส่วนของอ่างรับน้ำด้านท้ายน้ำ Stilling device Outlet Channel ต้องมีการวาง Riprap(หินเรียง) เพื่อป้องกันการกัดเซาะ โดยธรรมชาติลำน้ำจะถูกกัดเซาะเมื่อระดับน้ำในลำน้ำสูงและจะเกิดการตกตะกอนเมื่อระดับน้ำต่ำลง แต่เมื่อสร้างเขื่อนขวางลำน้ำ น้ำที่ไหลผ่านเขื่อนจะมีตะกอนปนอยู่น้อย ทำให้ไม่มีตะกอนมากเพียงพอที่ท้ายน้ำทำให้ท้องน้ำด้านท้ายเขื่อนจะเริ่มต่ำลง ถ้าปล่อยให้เกิดการกัดเซาะด้านท้ายน้ำมากๆ ดังรูปที่ 2.2

รูปที่ 2.1 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

(ที่มา :http://fwee.org/nw-hydro-tours/walk-through-a-hydroelectric-project/10-spillway/)



รูปที่ 2.2 การจัดวางตำแหน่งของ Side Channel และรางเทของทางระบายน้ำล้น (USBR, 1977)

2.5 ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel

ประกอบด้วย Ogee crest ที่ควบคุมการระบายน้ำออกจากอ่างและ Channel ที่รับน้ำที่ผ่านสันฝายลงมา ทิศทางการไหลใน Channel จะขนานกับสันฝาย ลักษณะของสันฝายก็เป็นแบบไม่มีการควบคุม ขนาดของ Channel ขึ้นกับอัตราการไหลที่ผ่านสันฝาย และน้ำใน Channel จะมีการไหลแบบ Turbulence และเกิดการสั่นสะเทือนใน Channel ปกติ จึงไม่นิยมใช้ทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel นอกจากบริเวณก่อสร้างมีฐานรากเป็นหิน (Rock Foundation)

Side Channel เหมาะสำหรับต้องการสันน้ำล้นที่มีความยาวมาก แต่หุบเขามีลักษณะแคบหรือบริเวณที่ตอม่อริม มีความลาดชันมาก หรือบริเวณที่ตัวควบคุมต่อกับ Discharge Channel ที่แคบหรือต่อกับอุโมงค์Channel รูปสี่เหลี่ยมคางหมูใช้เป็น Side Channel ถ้าอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความลึกของ Channel มาก ความลึกของ Channel จะน้อยทำให้ระดับน้ำใน Side Channel จะมี Effect กับการระบายน้ำผ่านสัน จึงจำเป็นต้องหา Minimum width-depth ratioเพื่อให้ได้การไหลที่ดีส่วนความลาดชันของ Channel ไม่มีกำหนดตายตัวแต่นิยมใช้ Flat Slope ที่ความเร็วต่ำและไม่ควรเกิด Supercritical Flow ใน Channel ช่วงที่มีอัตราการไหลต่ำ เพราะจะทำให้ความเร็วของน้ำใน Channel สูงขึ้น

ทฤษฎีและการออกแบบด้านชลศาสตร์

2.6 HYDRAULIC OF CONTROL STRUCTURE

ทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee (สันติ, 2552)

1. รูปร่างของสันแบบโอกีที่ไม่มีการควบคุม

รูปร่างของสันจะเหมือนของน้ำที่ตกลงมาจาก sharp-crest ที่มี profile ของรูปร่างขึ้นกับ Head ความเอียงของผิวลาดด้านเหนือน้ำ และความสูงของส่วน overflow section จากพื้นของทางเข้า

รูปร่างของสัน (crest) ถูกศึกษาโดย Bureau of Reclamation hydraulic Laboratories , USA โดยส่วนที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของจุดกำเนิดอาจจะเป็นส่วนโค้งเดียวหรือโค้งเชิงซ้อนและส่วนโค้งที่ต่อจากจุดกำเนิดเป็นไปตามสมการดังต่อไปนี้ (สันติ, 2552)

$$\frac{y}{Ho} = -K\left(\frac{x}{Ho}\right)n \qquad (1)$$

เมื่อค่า K และ n เป็นค่าคงที่หาได้จากกราฟระหว่าง K กับ $\frac{ha}{Ho}$ และ n กับ $\frac{ha}{Ho}$ P จะมีค่าเท่ากับหรือมากกกว่า 0.5 ของ Max Head ของสันเขื่อน ถ้า P มีค่าน้อยกว่า $0.5H_{\max}$ Profile ของ Crest จะหาได้จากกราฟ (Factors for definition of nappe-sharped crest profiles)

2. ปริมาณการไหลผ่านสันน้ำล้นแบบโอกีที่ไม่มีการควบคุม

ปริมาณการไหลล้นสันแบบโอกีสามารถหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$Q = CLH_e^{3/2} \qquad (2)$$

เมื่อ C = สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล

L = ความยาวประสิทธิผลของสัน

H_e = เฮดทั้งหมดเหนือสันรวมเฮดความเร็วด้วย

ค่า C ขึ้นอยู่กับเฟคเตอร์หลายตัว เช่น (1) ความลึกหน้าอาคาร (2) ความสัมพันธ์ของรูปร่างของสันในความเป็นจริงต่อรูปร่างแผ่นน้ำ (Nappe) ในจินตภาพ (3) ความเอียงของผิวด้านหน้า (4) การรบกวนของพื้นท้ายน้ำ (5) ระดับน้ำด้านท้าย

ค่าเฮดทั้งหมดเหนือสันฝาย H_eไม่รวมการสูญเสียเนื่องจากแรงเสียดทานใน Approach Channel การสูญเสียเฮดตรงทางเข้าและการสูญเสียเฮดใน Transition ถ้าการออกแบบ Approach Channel ทำให้เกิดการสูญเสียอย่างสำคัญ ในการหาความสัมพันธ์ของระดับน้ำและอัตราการไหลจะต้องสูญเสียเหล่านั้นเข้าไว้ในค่าของ H_e ด้วยรูปร่างของ ตอม่อกลาง และ ตอม่อริมจะมีผลต่อปริมาณการไหล โดยทำให้เกิดการบีบข้างของ Overflow และความยาวประสิทธิผลจากสมการต่อไปนี้

$$L = L' - 2\left(NK_p + K_a\right)H_e \qquad (3)$$

เมื่อ L = ความยาวประสิทธิผลของสัน

L' = ความยาวสุทธิของสัน

N = จำนวนของตอม่อกลาง

K_p = สัมประสิทธิ์การบีบตัวของการไหลเมื่อผ่านตอม่อกลาง(Pier)

K_a = สัมประสิทธิ์การบีบตัวของการไหลเมื่อผ่านตอม่อริม(Abutment)

H_e = เฮดทั้งหมดบนสัน

ค่า K_p ขึ้นอยู่กับรูปร่างและตำแหน่งของจมูกตอม่อกลาง(Pier), ความหนาของตอม่อกลาง(Pier), เฮดที่สัมพันธ์กับเฮดออกแบบและความเร็วเข้าสู่อาคาร ในกรณีเฮดออกแบบ Ho สามารถกำหนดค่า K_pเฉลี่ยได้จากสภาพเงื่อนไขต่อไปนี้

ตารางที่ 2.1 หาค่า K_p

ลักษณะของตอม่อกลาง	K_p
- ตอม่อกลางที่มีจมูกเหลี่ยมแต่ละมุมเหลี่ยมมนด้วยรัศมีเท่ากับ 0.1 ของความหนา ตอม่อกลางโดยประมาณ	0.02
- ตอม่อกลางที่มีจมูกกลม (Round-nose)	0.01
- ตอม่อกลางที่มีจมูกแหลม (Pointed-nose)	0.00

(ที่มา : สันติ, 2552)

ค่า K_aขึ้นอยู่กับรูปร่างของตอม่อริม(Abutment), มุมระหว่างกำแพง(Head Wall) และแกนการไหล, เฮดที่สัมพันธ์กับเฮดออกแบบและเฮดความเร็วเข้าสู่อาคาร ในกรณีเฮดออกแบบสามารถกำหนดค่า K_a เฉลี่ยได้จากสภาพเงื่อนไขดังต่อไปนี้

ตารางที่ 2.2 หาค่า K_a

ลักษณะของตอม่อริมหรือกำแพงริมตลิ่ง	K_a
- กำแพงริมตลิ่งเป็นเหลี่ยมที่มี Head wall ทำมุม 90° กับทิศทางการไหล	0.2
- กำแพงริมตลิ่งที่มีมุมมนด้วยรัศมี $0.15H_o \geq r \geq 0.5H_o$ และ Head wall ทำมุม 90° กับทิศทางการไหล	0.1
- กำแพงริมตลิ่งที่มีมุมมนด้วยรัศมี $r \geq 0.5H_o$ และ Head wall ทำมุมไม่เกิน45° กับทิศทางการไหล	0.0

(ที่มา : สันติ, 2552)

3. การกำหนดความยาวของสันฝาย (Length of Weir Crest)

ความยาวของสันฝายจะต้องออกแบบให้มีความยาวเพียงพอที่จะระบายน้ำได้สูงสุดตามที่ต้องการโดยกำหนดให้ระดับของสันฝายอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ (กรณี Uncontrolled Spillway) แต่ถ้าเป็น Controlled Spillway จะเป็นการคำนวณและออกแบบปริมาณน้ำไหลผ่านประตูระบายน้ำ ซึ่งจะไม่ยกมากล่าวในตัวอย่างนี้ สูตรที่นิยมใช้ในการคำนวณและออกแบบหาความยาวของสันฝาย(กรมชลประทาน, 2545) มีดังนี้

$$Q = 0.552\ CL_eH_e^{3/2} \text{ (ระบบเมตริก)}$$

$$q = 0.552\ CH_e^{1/2}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่านสันฝาย (Discharge over Weir Crest) ($ม^3$/วินาที)

C = Coefficient of Discharge

L_e = ความยาวประสิทธิผลของสันฝาย (Effective Length of Crest) (ม.)

H_e = พลังงานรวมเหนือสันฝาย (Total Energy head)

= ho + ha

ho = ความลึกของน้ำเหนือสันฝาย (Static head)(ม.)

ha = Velocity of Approach Head in the Approach Channel (ม.)

$= \frac{V_a^2}{2g}$

V_a = ความเร็วผ่านสันฝาย (Approach Velocity)(ม./วินาที)

= q / (p + ho)

q = ปริมาณน้ำไหลผ่านสันฝาย ต่อหน่วยความยาว ($ม.^3$/วินาที/ม.)

P = ความสูงของสันฝายจากพื้นทางรับน้ำเข้า (ม.)

R = เส้นขอบเปียก

= $P + H_o$

hf = Friction loss

= $50S_f$

HT = Losses in approach channel (ม.)

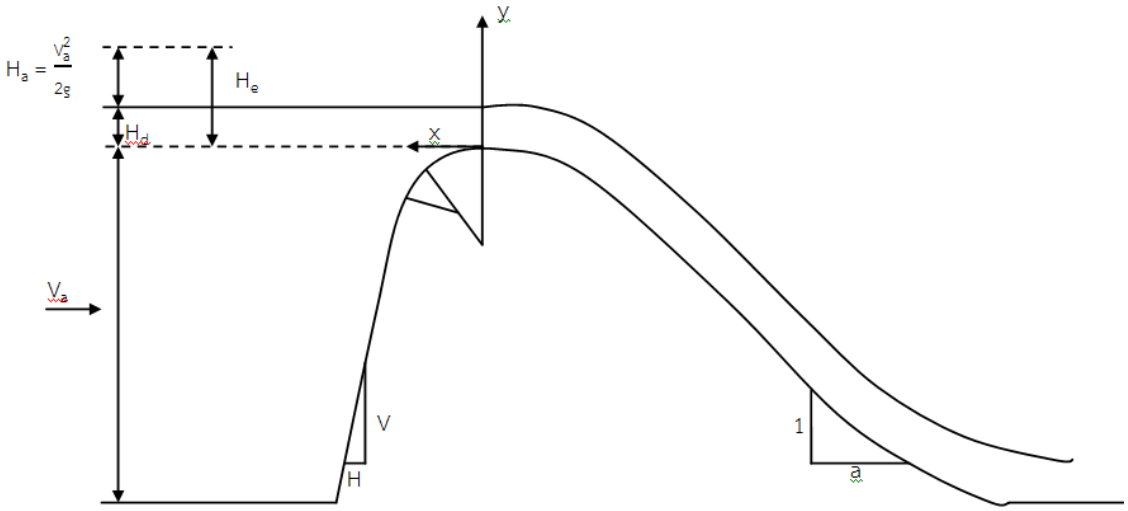
= hf + entrance loss = hf+ 0.1 ha

หมายเหตุ C = จะเปลี่ยนแปลงไปตามอัตราส่วนระหว่าง P/He (ดังรูปที่ 2.6)

4. การออกแบบสันฝาย (Spillway Crest)

Ogee Crest

US ACE ได้พัฒนาสันฝายแบบมาตราฐานซึ่งเรียกว่า WES (Waterways Experiment Station) โดยพัฒนาจากผลการศึกษาของ USBR. อธิบายดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 แสดงการออกแบบสันฝาย (Spillway Crest)

H_d = Design head excluding H_a

H_e = Effective head including H_a

$H_a = \frac{V_a^2}{2g}$

V_a = Approach Velocity

h = ความลึกของน้ำหน้าฝาย

x,y= coordinate สันฝาย

k, n, X_1, X_2, R_2, R_1 = constant

ตารางที่ 2.3 ค่า k, n, X_1, R_1, X_2, และ R_2

Upstream Face Slope V : H	K	N	X_1	R_1	X_2	R_2
Vertical	2.000	1.850	0.175Hd	0.50Hd	0.282Hd	0.20Hd
3:1	1.936	1.836	0.139Hd	0.68Hd	0.237Hd	0.21Hd
3:2	1.939	1.810	0.115Hd	048Hd	0.214Hd	0.22Hd
3:3	1.873	1.776	0.119Hd	0.45Hd	-	-

(ที่มา : สันติ, 2552)

5. จุดสัมผัสระหว่างสันฝายและลาดฝายท้ายน้ำ

กำหนดให้ลาดฝายท้ายน้ำ (V:H) = 1 : a

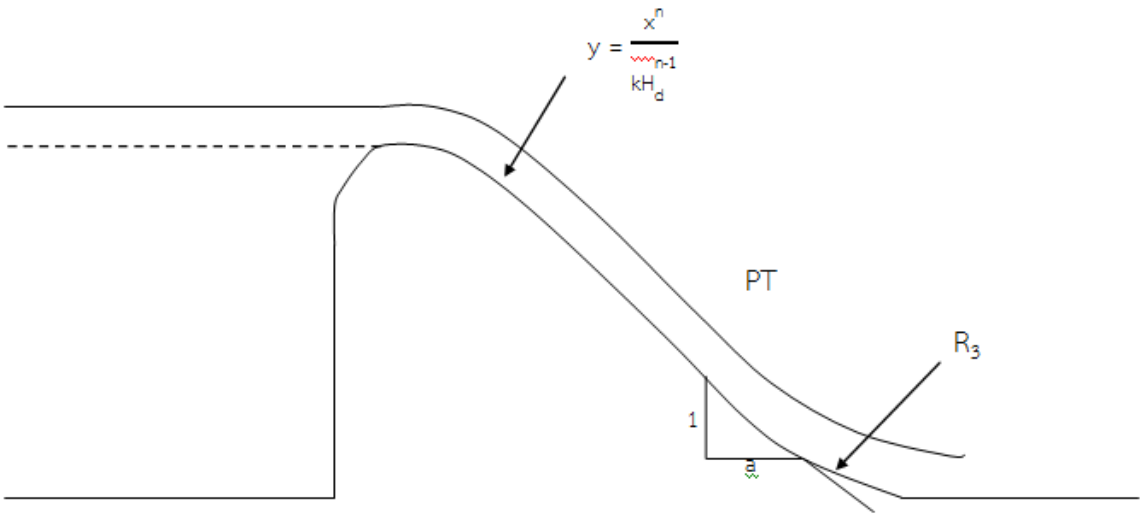
$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{a}$$

$$x^n = kH_d^{n-1}y$$

$$y = \frac{x^n}{kH_d^{n-1}}$$

$$\frac{nx^{n-1}}{kH_d^{n-1}} = \frac{1}{a}$$

$$x = \frac{kH_d^{n-1}}{an}$$ ให้ PT คือ จุดสัมผัสดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 แสดงจุดสัมผัสและลาดฝายด้านท้ายน้ำ

6. การคำนวณหาโค้งด้านท้ายฝาย

เมื่อน้ำไหลผ่านฝายสันมนดังที่แสดงในรูปที่ 2.5 ค่าความเร็วด้านท้ายฝายตามทฤษฎีสามารถคำนวณได้จากการอาศัยความสัมพันธ์ของการไหลระหว่างด้านหน้าและด้านท้ายฝายตามสมการของแบร์นูลลี (Bemoulli) เมื่อไม่คิดค่าการสูญเสียพลังงานจะได้ว่า ดังรูปที่ 2.5

$$R_3 = 0.3048 \times 10^{A}$$

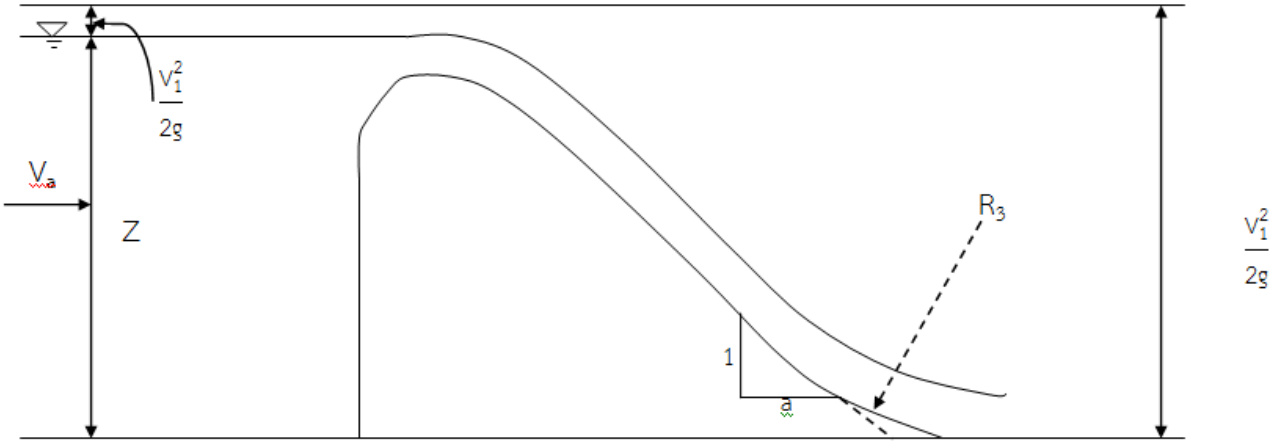
$$A = \frac{V_1 + 6.4H_d + 4.88}{3.6H_d + 19.52}$$

V_1= Velocity at the end of spillway

$$\text{From} \quad Z + \frac{V_a^2}{2g} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$V_1 = \sqrt{2g(Z + V_a^2 - y_1)}$$

$$y_1 = \frac{q}{V_1}$$



รูปที่ 2.5 แสดงเมื่อน้ำไหลผ่านฝายสันมน

7. สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล

(1) อิทธิพลของความลึกหน้าอาคาร (Approach Depth) กรณีฝายสันคมที่มีขนาดสูง ความเร็วเข้าสู่อาคารจะมีค่าน้อยและแผ่นน้ำ (Nappe) จะมีการบีบตัวในแนวดิ่งมาก แต่ถ้าความสูงน้อยลง ความเร็วจะมีค่ามากขึ้นการบีบตัวในแนวดิ่งจะน้อยลง ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ C_o ของสันแบบโอกีและค่าอัตราส่วน P/H_oแสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ใช้ได้เฉพาะในกรณีเมื่อรูปร่างของสันเป็นไปตามรูปร่างของสันเป็นตามรูปร่างของแผ่นน้ำในจินตภาพ คือ $H_e/H_o = 1$

(2) อิทธิพลของเฮดที่มีค่าไม่เท่ากับเฮดออกแบบ ถ้าออกแบบรูปร่างของสันตามค่าเฮดที่มีค่ามากกว่าหรือน้อยกว่าเฮดที่ออกแบบ ค่าสัมประสิทธิ์จะแตกต่างไปจากค่าในรูปที่ 2.6 รูปร่างที่ขยายออกจะทำให้เกิดแรงดันลบตามผิวของทางระบายน้ำล้น เป็นเหตุให้การไหลลดลงรูปร่างของสันที่เล็กลงจะทำให้เกิดความดันลบตามผิวของทางระบายน้ำล้นและเป็นเหตุให้อัตราการไหลเพิ่มขึ้น ในรูปที่ 2.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์และอัตราส่วนของ H_e/H_o เมื่อ H_e เป็นเฮดจริงที่พิจารณาค่า C_o เป็นค่าที่สอดคล้องกับเฮดออกแบบ H_o

(3) อิทธิพลของความเอียงของผิวด้านหน้า รูปที่ 2.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของ c ต่ออัตราส่วนของ P/H_o สำหรับค่าความเอียงต่างๆ ค่า c ของผิวด้านหน้าที่อยู่ในแนวดิ่งหาจากรูป 2.6 และ 2.7

(4) อิทธิพลของพื้นและระดับน้ำด้านท้ายของสันทางระบายน้ำล้น เมื่อระดับน้ำด้านท้ายสูงถึงระดับหนึ่งจะมีอิทธิพลต่อปริมาณการไหล เมื่อพิจารณาตำแหน่งของพื้นที่และระดับน้ำด้านท้ายน้ำ สามารถแบ่งลักษณะการไหลออกได้เป็น 5 ลักษณะดังนี้

a) การไหลยังคงเป็นแบบ Supercritical

b) เกิด Jump แบบไม่สมบูรณ์ขึ้นทันทีต่อจากสันทางระบายน้ำล้น

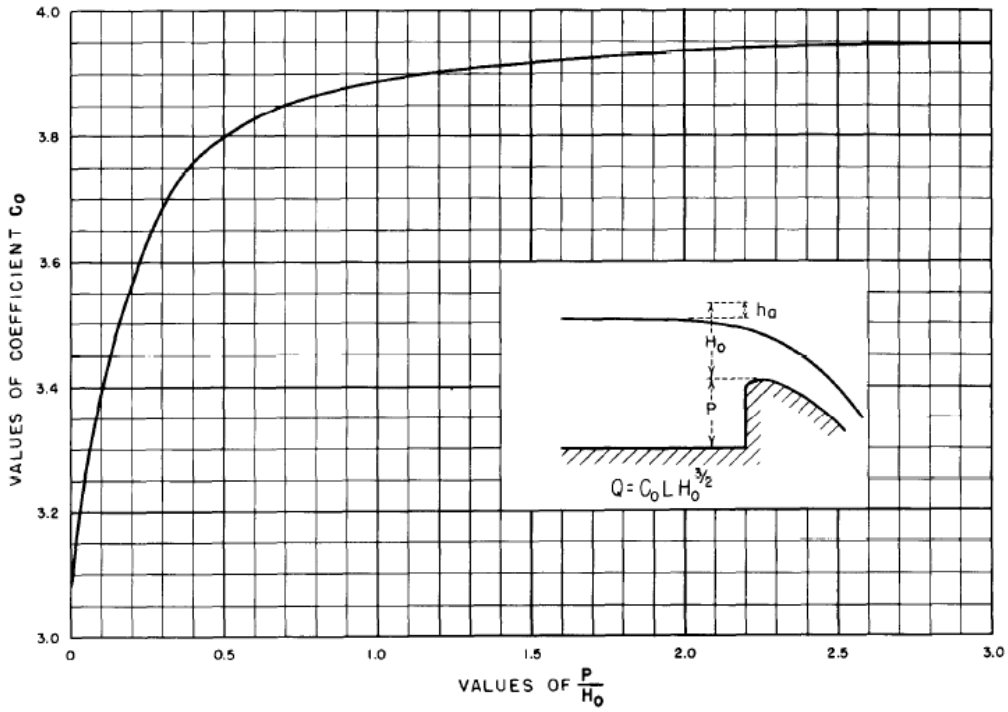
c) เกิด Hydraulic Jump ขึ้น

d) เกิด Jump แบบ Drown ขึ้นเมื่อมีความเร็วของเฮทสูงต่อผิวของ Overflow

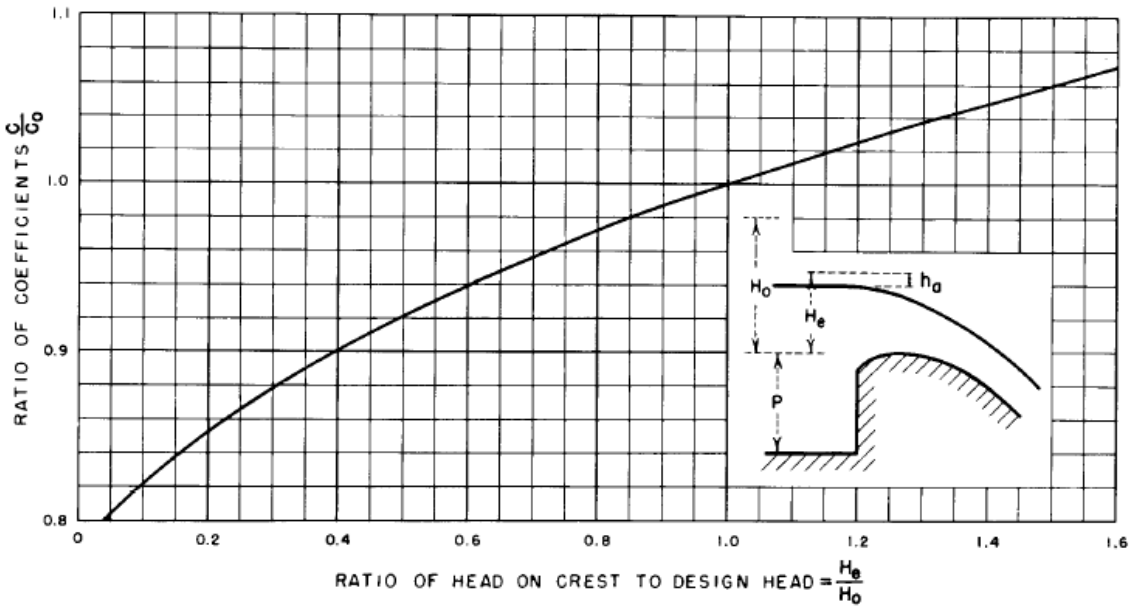
e) ไม่เกิด Jump

รูปที่ 2.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของพื้นและระดับน้ำด้านท้ายน้ำ ซึ่งทำให้เกิดลักษณะการไหลดังกล่าว ถ้าการไหลด้านท้ายน้ำเป็นการไหลแบบ Supercritical หรือเกิด Hydraulic Jump ขึ้น ค่า c จะลดลงเนื่องมาจาก Back pressure ของพื้นด้านท้ายน้ำ และไม่เกี่ยวข้องกับระดับน้ำด้านท้ายน้ำ รูปที่ 2.10 แสดงอิทธิพลของตำแหน่งของพื้นด้านท้ายน้ำต่อค่าสัมประสิทธิ์การไหล โค้งนี้ได้จากเส้นประในแนวดิ่งของรูปที่ 2.9 จะเห็นว่าเมื่อระดับพื้นใกล้กับระดับสัน (ค่า $(hd + d)/H_e$ เข้าใกล้ 1.0) ค่า c จะประมาณเท่ากับ 77% ของการไหลเมื่อไม่มีแรงเสียดทาน จากรูปที่ 2.9 จะพบว่าเมื่อ $(hd + d)/H_e$ มีค่ามากเกิน 1.7 ระดับของพื้นมีอิทธิผลเพียงเล็กน้อยต่อค่าของ c แต่ค่าของ c จะลดลงเนื่องจากระดับน้ำด้านท้ายน้ำ รูปที่ 2.11 แสดงอิทธิพลของระดับน้ำต่อค่า c โค้งนี้ได้จากเส้นประในแนวราบของรูปที่ 2.9

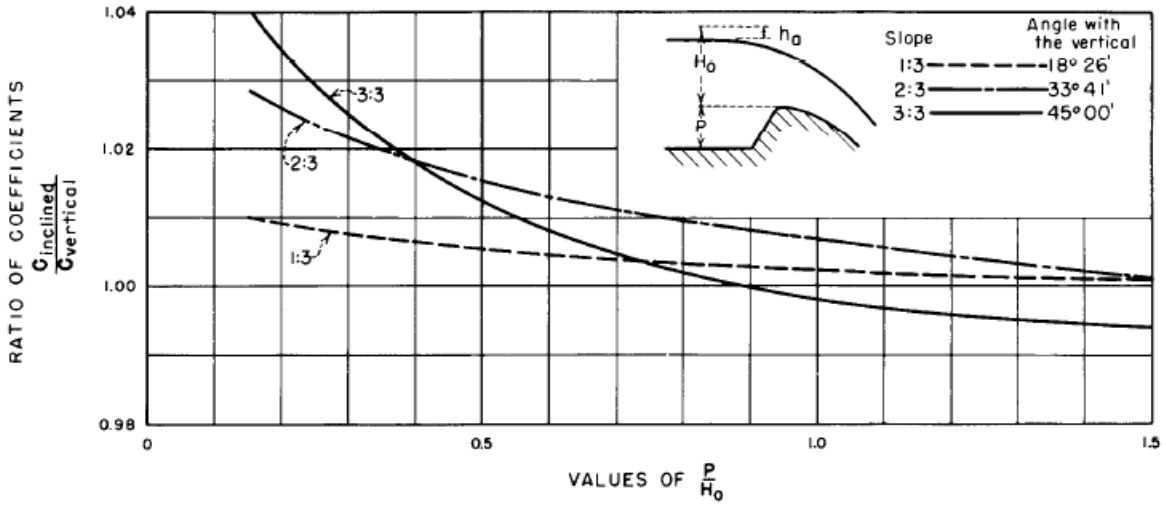
เส้นประในรูปที่ 2.9 จะมีช่วงหนึ่งโค้ง ในช่วงนี้ค่า c จะลดลงเนื่องจากอิทธิพลของระดับของพื้นและระดับน้ำด้านท้ายน้ำ



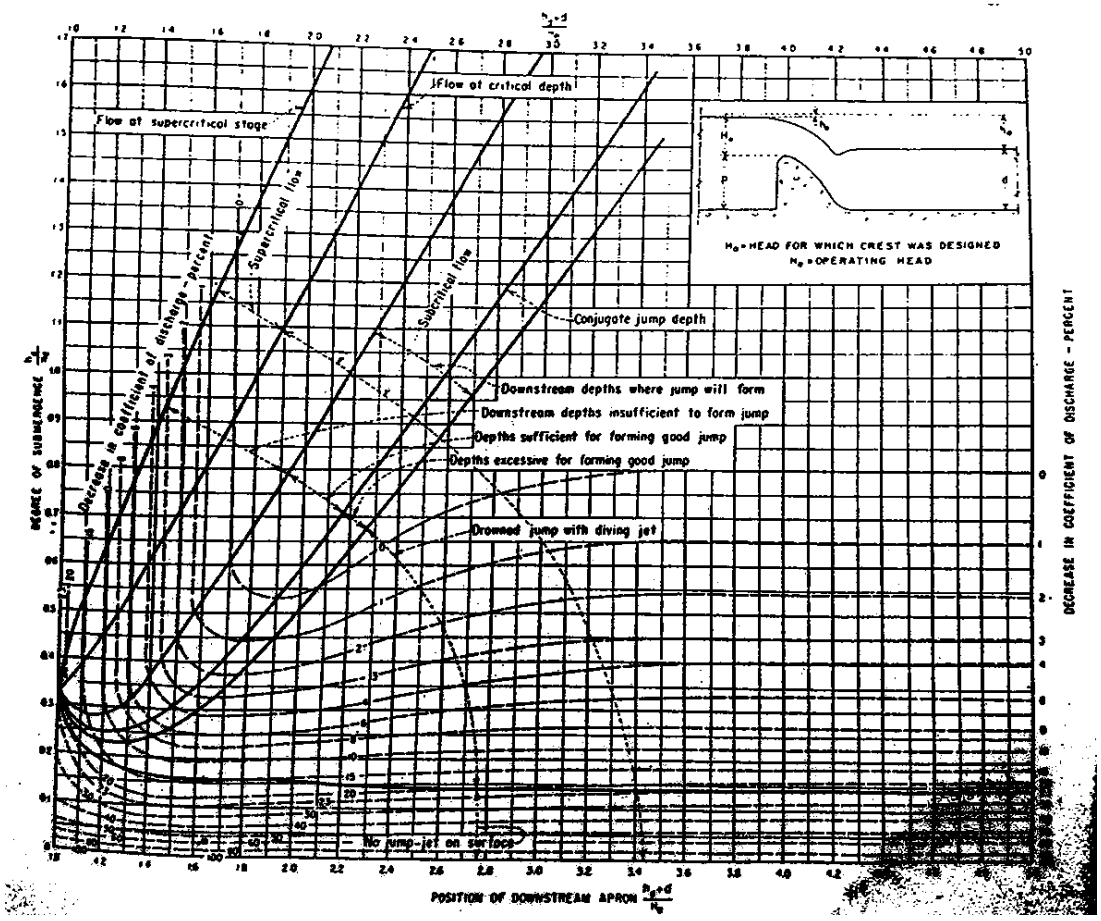
รูปที่ 2.6 สัมประสิทธิ์การไหลของสันทางระบายน้ำล้นแบบโอกีที่มีผิวด้านหน้าอยู่ในแนวดิ่ง(สันติ, 2552)



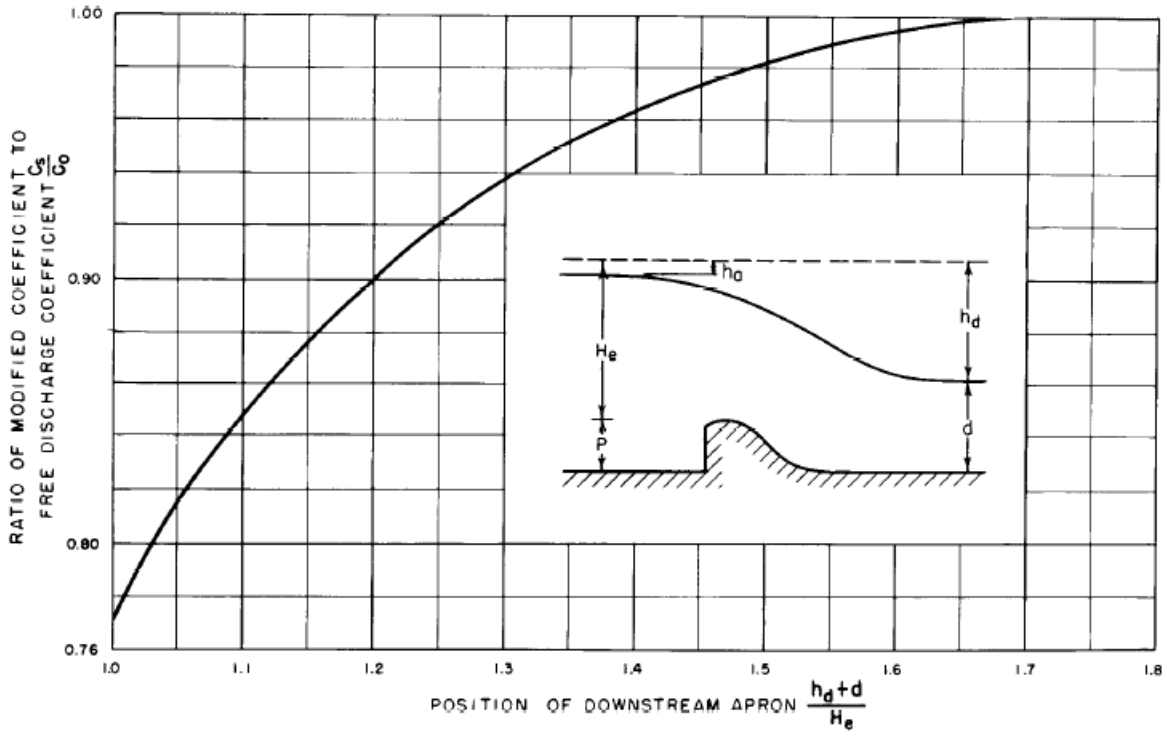
รูปที่ 2.7 สัมประสิทธิ์การไหลเมื่อ $H \neq H_o$(สันติ, 2552)



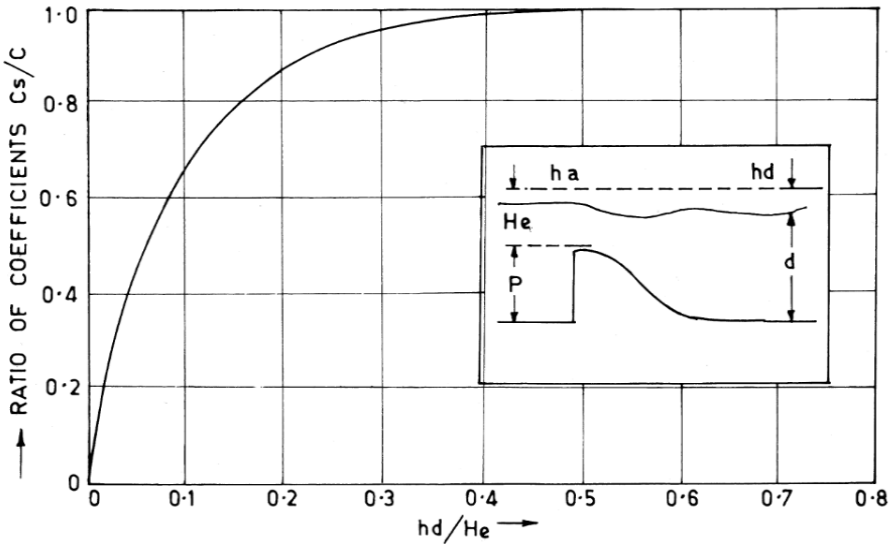
รูปที่ 2.8 สัมประสิทธิ์การไหลของสันทางระบายน้ำล้นแบบโอกีที่มีผิวด้านหน้าเอียง (สันติ, 2552)



รูปที่ 2.9 อิทธิพลของระดับน้ำด้านท้ายน้ำที่มีต่อสัมประสิทธิ์การไหล(สันติ, 2552)



รูปที่ 2.10 อัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การไหลเนื่องจากระดับพื้นอ่างด้านท้ายน้ำ (สันติ, 2552)



รูปที่ 2.11 อัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การไหลเนื่องจากระดับน้ำด้านท้ายน้ำ(สันติ, 2552)

2.7 การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee)

พื้นอาคารของรางเท Chute หรือ Stilling Basin จะต้องมีความหนาเพียงพอที่สามารถต้านทาน แรงต่างๆ ที่กระทำกับตัวอาคาร อันได้แก่ แรงดันน้ำใต้ดิน, แรงฉุดลากเนื่องจากการไหลของน้ำ (Tractive Force) เป็นต้น

ในกรณีของแรงดันน้ำใต้ดิน จะต้องออกแบบพื้นอาคารให้มีความหนาเพียงพอที่จะให้มีน้ำหนักมากกว่าแรงดันน้ำใต้ดิน ในกรณีที่มีน้ำหนักน้อยกว่าจะต้องออกแบบให้มีความแข็งแรงพอที่จะรับ Moment หรือ Shear ที่เกิดขึ้น โดยที่พื้นที่ของอาคารจะต้องยึดกับกำแพงกันดิน หรือยึดติดกับฐานรากให้หมั่นคงเช่น การใส่ Key หรือ ติดตั้ง Anchor Bar ให้ยึดติดกับฐานรากหินเป็นต้น (กรมชลประทาน, 2545)

การคำนวณหาความหนาของพื้นอาคารในกรณีรับแรงดันของน้ำใต้ดิน คำนวณได้จากสมการ ดังนี้

$$t = \frac{\gamma_w H}{2400}$$

เมื่อ t = ความหนาของพื้นอาคาร (ม.)

γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ (กก./ม^3)

= 1000 (กก./ม^3)

γ_c = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (กก./ม^3)

= 2400 (กก./ม^3)

H = แรงดันน้ำใต้ดิน (Uplift Pressure head) (ม.)

2.8 ทฤษฎีการไหลอาศัยกฎการคงตัวของโมเมนตัม

โดยสมมติว่า การไหลของน้ำในทางน้ำเป็นผลมาจากแรงที่เกิดจากความแตกต่างของระดับน้ำในแนวแกนของทางน้ำเท่านั้น และพลังงานของน้ำที่ไหลตกจากสันทางน้ำถูกทำลายลงไปหมดจากการผสมกันหรือรวมตัวกันกับการไหลในทางน้ำ (สันติ, 2552)

โดยแบ่ง Side Channel เป็นช่วงสั้นๆ ยาว Δx จะได้ว่าโมเมนต์ที่จุดเริ่มต้นบวกกับโมเมนต์ที่เกิดจากแรงภายนอกจะต้องเท่ากับโมเมนต์ที่จุดปลาย

$$M_1 = M_2$$

$$M2 = \frac{(Q+q\Delta x)}{g}(v+\Delta v) - \frac{Qv}{g}$$

$$\Delta M = \frac{Q\Delta v}{g} + \frac{q\Delta x}{g}(v+\Delta v)$$

พิจารณาโมเมนตัมต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนักของน้ำ

$$\Delta M = \frac{Q\Delta v}{g} + \frac{q\Delta x}{g}(v+\Delta v) \quad (1)$$

เมื่อ q = ปริมาณการไหลต่อหนึ่งหน่วยความยาวของสันทางระบายน้ำล้น

Q = ปริมาณการไหลที่จุดเริ่มต้น

v = ความเร็วการไหลที่จุดเริ่มต้น

$v+\Delta v$ = ความเร็วการไหลที่จุดปลาย

หาสมการที่ (1) ด้วย Δx

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q\Delta v}{g\Delta x} + \frac{q}{g}(v+\Delta v) \quad (2)$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{\Delta M}{\Delta x} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (3)$$

$$\text{และ} \frac{\Delta x}{\Delta t} = \text{ความเร็วเฉลี่ยในช่วง} \Delta x$$

$$= v + \Delta v/2 \quad (4)$$

แทนค่าสมการ (4) และ (2) ลงในสมการที่ (3) จะได้

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v+\frac{\Delta v}{2}\right) + \frac{q}{g}(v+\Delta v)(v+\frac{\Delta v}{2}) \quad (5)$$

ค่า $\frac{\Delta M}{\Delta t}$ เป็นแรงที่เกิดจากอัตราเร่ง ซึ่งมีค่าเท่ากับลาดผิวน้ำในทางน้ำคูณด้วยปริมาณการไหลเฉลี่ย

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{\Delta y}{\Delta x}(Q+\frac{\Delta Q}{2}) \quad (6)$$

สมการที่ (5) เท่ากับสมการที่ (6)

$$\frac{\Delta y}{\Delta x}(Q+\frac{\Delta Q}{2}) = \frac{Q\Delta v}{g\Delta x}\left(v+\frac{\Delta v}{2}\right) + \frac{q}{g}\left(v+\Delta v\right)(v+\frac{\Delta v}{2})$$

$$\Delta y = \frac{Q(v+\frac{\Delta v}{2})}{g(Q+\frac{\Delta Q}{2})}[\Delta v + \frac{q\Delta x}{Q}(v+\Delta v)] \quad (7)$$

ถ้า Q_1และ v_1เป็นค่าที่จุดเริ่มต้น และ Q_2 และ v_2เป็นค่าที่จุดปลายของช่วง แทนค่าลงในสมการ(7) จะได้ว่า

$$\Delta y = \frac{Q1}{g}\frac{(v1+v2)}{(Q1+Q2)}[\left(v2-v1\right)+v2\frac{(Q2-Q1)}{Q1}] \quad (8)$$

ในทำนองเดียวกัน เราสามารถพิสูจน์ได้ว่า

$$\Delta y = \frac{Q2}{g}\frac{(v1+v)}{(Q1+Q2)}[\left(v2-v1\right)+v1\frac{(Q2-Q1)}{Q2}] \quad (9)$$

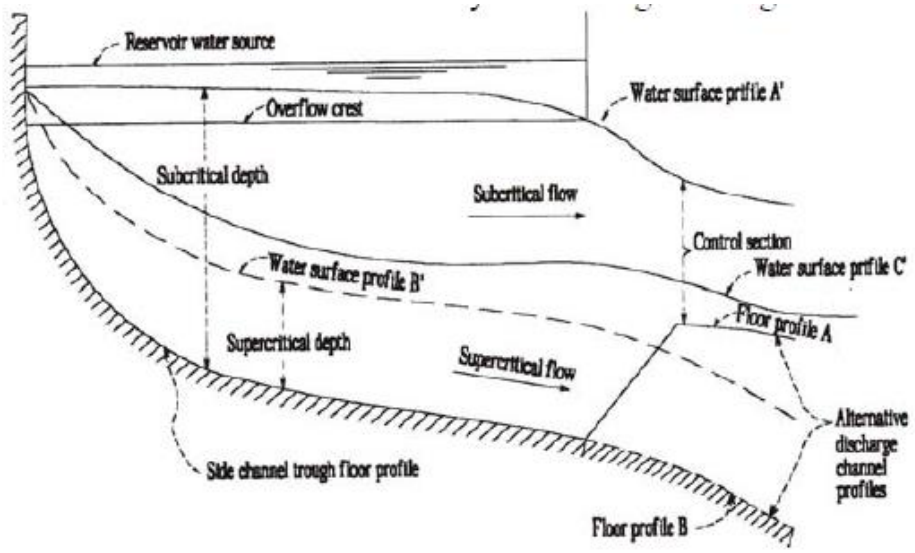
เมื่อรู้ค่าระดับน้ำที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งของช่วง เราสามารถทำการหาระดับน้ำที่อีกปลายด้านหนึ่งได้ โดยใช้สมการ (8) และ (9) การแก้ปัญหาจะต้องใช้วิธีสมมติและคำนวณซ้ำจนกว่าจะได้ค่าที่ทำให้สมการสมดุล การคำนวณหาโปรไฟล์ของระดับน้ำใน Side Channel ก็เหมือนกับการคำนวณหาโปรไฟล์ของผิวน้ำในทางน้ำทั่วๆไป คือจะต้องพิจารณาจากตำแหน่งที่เป็นจุดควบคุม ซึ่งสามารถหาความลึกและความเร็วในการไหลของน้ำได้ หลังจากนั้นจึงสามารถหาระดับน้ำที่ตำแหน่งอื่นๆ ต่อเนื่องกันไปได้

ถ้าติดตั้งให้พื้นของ Side Channel จนกระทั่งได้ความลึกภายใต้ความลาดเทชลศาสตร์มากกว่าความลึกต่ำสุดของพลังงานจำเพาะ การไหลอาจจะเป็นการไหลแบบ Subcritical หรือ Supercritical ซึ่งขึ้นอยู่กับความลาดเทของพื้น Side Channel หรือขึ้นอยู่กับหน้าตัดควบคุมด้านท้ายของ Channel ถ้าความลาดเทของพื้น Channel มากกว่าความลาดเทวิกฤต และไม่มีหน้าตัดควบคุมหรือหน้าตัดบังคับ การไหลจะเป็นแบบ Supercritical ตลอดความยาวของ Channel ในกรณีนี้ความเร็วของน้ำจะมีค่ามากและความลึกจะตื้น เป็นผลทำให้ระยะที่น้ำไหลตกลึกมาก ในทางตรงกันข้ามถ้าหน้าตัดบังคับทำให้วามลึกด้านเหนือน้ำเพิ่มขึ้น ลักษณะการไหลจะเป็นแบบ Subcritical ความเร็วการไหลจะน้อยกว่าการไหลแบบวิกฤต และระยะที่น้ำไหลตกจากผิวน้ำในอ่างเก็บน้ำลงสู่ผิวน้ำใน Side Channel จะมีค่าน้อยดังรูปที่ 2.12

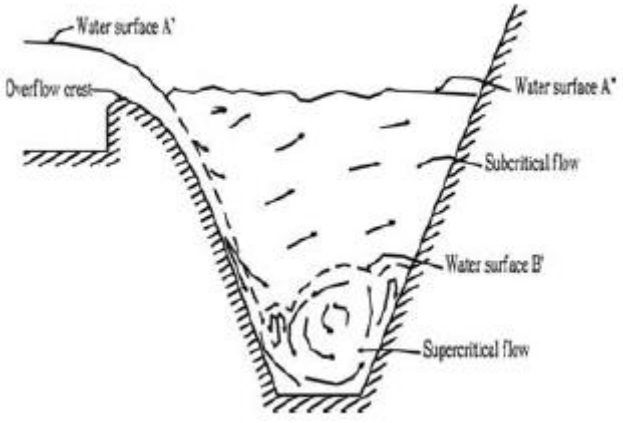
อิทธิพลของระยะที่น้ำไหลตกจากผิวน้ำในอ่างเก็บน้ำได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.13 จะพบว่าในกรณีการไหลแบบ Subcritical นั้น การไหลที่เข้ามา(Incoming flow) จะไม่ทำให้เกิดความเร็วตามแนวขวางที่มีค่าสูง เพราะระยะที่น้ำไหลตกมีค่าน้อย เพราะเมื่อเปรียบเทียบดูแล้ววามเร็วของปริมาณน้ำไหลเข้าและความเร็วใน Channelมีค่าค่อนข้างต่ำเกิดการผสมกันระหว่างการไหลได้อย่างสมบูรณ์พอสมควร เป็นผลให้การไหลใน Side Channel ค่อนข้างจะราบเรียบ ในกรณีการไหลแบบ Supercritical การผสมกันระหว่างปริมาณการไหล 2 ชนิด จะทำให้เกิดความปั่นป่วนและผิวน้ำไม่ราบเรียบ การไหลตามแนวขวางจะทำให้เกิดคลื่นและการสั่นสะเทือนขึ้นใน Channel จากเหตุผลดังกล่าวควรจะติดตั้งหน้าตัดบังคับตรงท้ายน้ำของ Side Channel เพื่อทำให้เกิดการไหลแบบ Subcritical

โดยปกติจะหลีกเลี่ยงการออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบ Side Channel เพราะความปั่นป่วน และความสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นใน Side Channel ยกเว้นในสถานที่ที่มีฐานรากรับแรงได้ดีเช่น หิน โดยปกติจะสร้างหน้าตัดของ Side Channel เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ดาดด้วยคอนกรีตและยึดเข้าโดยตรงกับหิน ถ้าอัตราส่วนของความกว้างต่อความลึกมีค่ามาก ในกรณีนี้การรวมตัวของการไหลจากอ่างเก็บน้ำและการไหลใน Channel เกิดขึ้นได้ไม่สมบูรณ์จะมีพลังงานเหลืออยู่มาก โดยทางทฤษฎีแล้วหน้าตัดที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกเล็กน้อยที่สุดจะเป็นหน้าตัดที่ดีที่สุดทางชลศาสตร์ แต่เนื่องจากความยากลำบากในการก่อสร้างจึงเลือกสร้างความกว้างของท้อง Channelให้มีค่าน้อยที่สุด โดยพิจารณาในแง่การปฏิบัติและความมั่นคงของตัวอาคาร โดยทั่วไปใช้ความลาดเทด้านข้างของ Side Channel เท่ากับ 2:1 (ระยะราบ : ระยะตั้ง) และความกว้างที่น้อยที่สุดของท้อง Channel เท่ากับ 10 ฟุต

หน้าตัดบังคับอาจจะทำได้โดยการบีบทางน้ำหรือยกพื้นทางน้ำให้สูงขึ้นเพื่อให้เกิดการไหลแบบวิกฤตขึ้น การไหลแบบวิกฤตขึ้นการไหลใน Side Channel จะเป็นแบบ Subcritical และทำให้เกิดความลึกมากสุดใน Channel โดยที่ระดับน้ำใน Channel จะต้องไม่ส่งผลกระทบกระเทือนต่อปริมาณการไหลล้นสันฝาย หรือระดับน้ำไม่สูงเกินไป การออกแบบ Discharge Channel ที่อยู่ต่อจากหน้าตัดบังคับก็เหมือนการออกแบบทางน้ำหรือร่องน้ำปกติหรือเหมือนกับทางระบายน้ำล้นแบบรางเท(Chute Spillway)



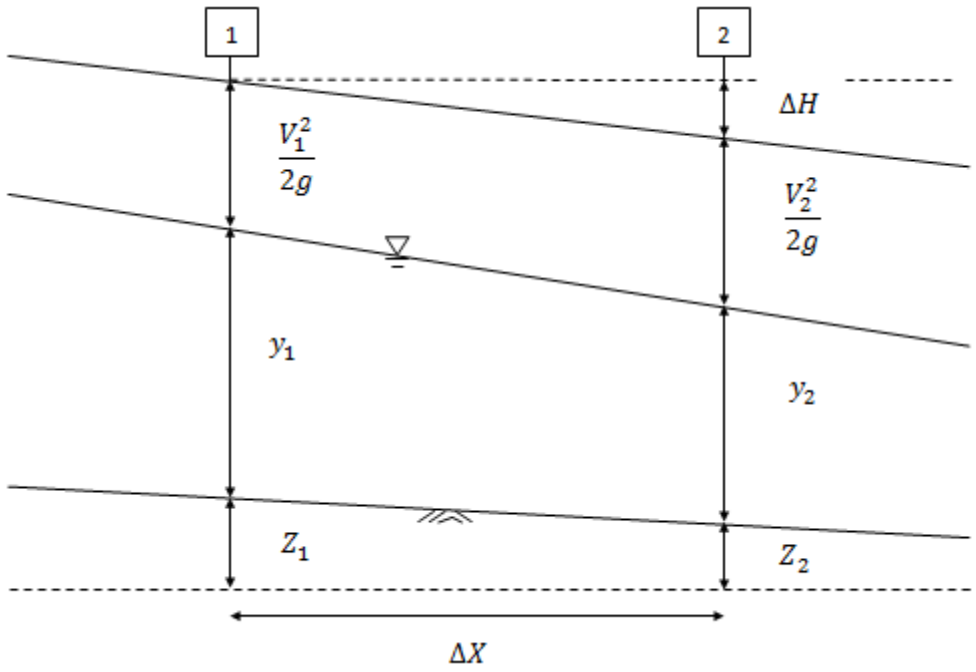
รูปที่ 2.12 SIDE CHANNEL PROFILE(สันติ, 2552)



รูปที่ 2.13 SIDE CHANNEL CROSS SECTION(สันติ, 2552)

2.9 วิธีStep Method

เป็นวิธีการประมาณค่าระดับน้ำที่ตำแหน่งต่างๆจากค่าระดับน้ำของหน้าตัดการไหลควบคุมซึ่งอยู่ด้านท้ายน้ำของช่วงคลองที่พิจารณา โดยใช้หลักสมดุลพลังงานของหน้าตัดการไหลดังรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 แสดงเส้นพลังงาน 1,2 (ชูเกียรติ, 2532)

$$S_f = \frac{\Delta H}{\Delta X} \quad (1)$$

$$S_0 = \frac{\Delta Z}{\Delta X} \quad (2)$$

สมการ Step Method

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad (3)$$

แทนค่า ; $E = \frac{v^2}{2g} + y$

จะได้ ; $z_1 + E_1 = z_2 + E_2 + \Delta H$ (4)

ย้ายข้างและ หารด้วย ΔX ทั้ง 2 ข้างจะได้สมการดังนี้ ;

$$\frac{z_2-z_1}{\Delta X} - \frac{\Delta H}{\Delta X} = \frac{E_2-E_1}{\Delta X} \qquad (5)$$

จาก สมการ (1) และ (2) ;

จะได้ ; $S_0-S_f = \frac{E_2-E_1}{\Delta X}$

จัดรูปสมการใหม่ ; $\Delta X = \frac{E_2-E_1}{S_0-S_f} = \frac{\Delta E}{S_0-S_f}$

2.10 การออกแบบโค้งแนวดิ่ง (Design of Vertical Curve)

จากสมการ $$K = \frac{3(S_2 - S_1)}{1+S_1} \times \frac{V_1^2}{2g}$$

$$y = xS_1 + \frac{gx^2}{3V_1^2}(1+S_1^2)$$

เมื่อ S_1 = ความลาดชันเริ่มต้น

V_1 = ความเร็วเริ่มต้น (m/s)

S_2 = ความลาดชันสิ้นสุด

g = 9.81 m/s^2

x,y = พิกัดของโค้งแนวดิ่ง

การหาสมการโค้งแนวดิ่ง

จาก $\tan\theta_1 = \frac{x_1}{y_1}$ or $y_1 = x_1\tan\theta_1$

$\tan\theta_2 = \frac{x_2}{y_2}$ or $y_2 = x_2\tan\theta_2$

นำ y_1, y_2 มาบวกกัน;

$\therefore y_1 + y_2 = x_1\tan\theta_1 + x_2\tan\theta_2$ โดย $y_1 + y_2 = y$

จะได้สมการโค้ง ดังนี้ ; $y = x_1\tan\theta_1 + x_2\tan\theta_2$

2.11 อาคารสลายพลังงาน (Energy Dissipator)

อาคารสลายพลังงาน เป็นอาคารชลศาสตร์ที่ได้รับออกแบบขึ้นเพื่อให้ทำหน้าที่สลายพลังงานจลน์ (Kinetic Energy) จากการไหลของน้ำด้วยความเร็วสูงเช่น การไหลลงจากทางระบายน้ำล้นของเขื่อน หรือการไหลของน้ำผ่านรางเท จะทำการออกแบบให้อาคารสลายพลังงานอยู่ด้านท้ายน้ำที่เร็วนั้นช้าลง หรือทำให้พลังงานเนื่องจากความเร็วลดลง โดยไม่ทำให้อาคารหรือส่วนใดส่วนหนึ่งของอาคารหรือคลองส่งน้ำเสียหาย (สันติ, 2552)

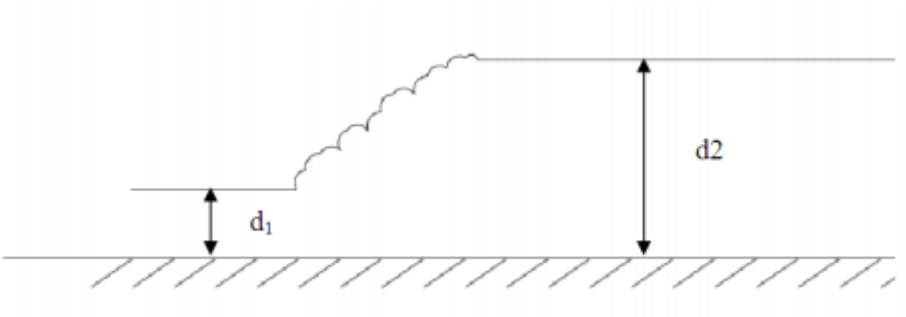
แบบอ่างน้ำนิ่ง(Stilling Basin)

แบบนี้จะใช้ Hydraulic Jump เป็นตัวสลายพลังงานส่วนเกิน โดยทำให้Jumpเกิดขึ้นภายในอ่างที่กำหนดไว้ พลังงานจะถูกสลายไปจากการไหลอลวน หรือความปั่นป่วนของกระแสน้ำในบริเวณอ่าง ความเร็วของน้ำจะลดลงจากการไหลแบบเหนือวิกฤตเป็นการไหลแบบใต้วิกฤตและถูกปล่อยออกสู่ลำน้ำทางด้านท้ายของอ่างโดยไม่เกิดการอลวนมาก การออกแบบต้องคำนึงถึงว่าจะต้องเกิด Hydraulic Jump และเกิดที่เดียวตลอดเวลา และความยาวของอ่างจะต้องน้อยที่สุด

2.12 การสลายพลังงานโดยอาศัยหลักการของ Hydraulic Jump

จากหลักการของโมเมนตัมรูปที่ 2.15 เราสามารถหาสมการหาสมการของ Hydraulic Jump ในทางน้ำหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและอยู่บนพื้นราบได้(สันติ, 2552) ดังนี้คือ

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left[\sqrt{1+8F_1^2}-1\right] \quad (1)$$



รูปที่ 2.15 รูปประกอบรายการคำนวณ Hydraulic Jump

เมื่อ d_1 = ความลึกก่อนเกิดJump

d_2= ความลึกหลังเกิดJump

F_1 = Froude Number ของการไหลก่อนเกิดJump

$$= \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}}$$

การสลายพลังงานของ Hydraulic Jump

การสูญเสียพลังงานของการเกิด Hydraulic Jump บนพื้นราบสามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$E_L = \frac{(d_2-d_1)^3}{4d_1d_2} \quad (2)$$

เมื่อ E_L = พลังงานที่สูญเสียไปเมื่อเกิด Jump , หน่วยเป็นเมตร

สำหรับความยาวของ Hydraulic Jump นั้น ได้มีผู้ทำการศึกษาและคิดค้นสูตรขึ้นมาไว้มากมาย แต่จะขอเสนอไว้เฉพาะบางสูตร ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 สูตรหาค่าความยาวของ Hydraulic Jump

ผู้ที่ทำการศึกษา	สูตรที่เสนอ
Bakhmeteff	$L_j = 5(d_2 - d_1)$
Smetana	$L_j = 6(d_2 - d_1)$
Wu	$L_j = 10(d_2 - d_1)F_1^{0.16}$
Page	$L_j = 5.6d_2$
Chertoussov	$L_j = 10.3d_1(F_1 - 1)^{0.81}$
Posey	$L_j = 4.5 - 7(d_2 - d_1)$ โดยประมาณ

(ที่มา : สันติ, 2552)

2.13 ข้อมูลที่ใช้ในการเลือกอาคารสลายพลังงาน

การกำหนดเกณฑ์เฉพาะเจาะจงกระทำได้ยากแต่อย่างไรก็ดีพอที่จะสรุปข้อมูลที่ใช้ในการเลือกอาคารสลายพลังงานไว้ดังนี้

1.ความถี่ของการเกิดและขนาดของปริมาณน้ำท่วม

2.ระดับของการป้องกันที่จะต้องเตรียมพร้อมเมื่อปริมาณน้ำท่วมขนาดใหญ่ไหลผ่าน

3.ชนิดของอาคารหลักเช่นเขื่อนและทางระบายน้ำล้น

4.ธรรมชาติของฐานรากและลำน้ำด้านท้าย

5.ความเร็วและพฤติกรรมการไหล

6.ระดับน้ำของความลึกด้านท้ายน้ำ (Tail-water) ที่ปริมาณการไหลต่างๆหรือ Rating curve ของความลึก Tail-water

7.ความเสียหายและความปลอดภัยของอาคารด้านท้ายน้ำ

เกณฑ์ที่กล่าวมาเป็นเพียงแนวทางที่ให้ผู้ออกแบบได้ใช้เลือกชนิดของอาคารสลายพลังงานในเบื้องต้น

2.14 ข้อพิจารณาในการออกแบบอ่างน้ำนิ่ง

1. ระยะเผื่อล้น (Free Board)

การออกแบบระยะเผื่อล้นจะต้องพิจารณาผลของการกระแทกของน้ำต่อ Floor Blocks, และความปั่นป่วนของกระแสน้ำเนื่องจากคลื่นและการรวมตัวกันของอากาศกับน้ำ USBR ได้เสนอกราฟในรูปที่ เพื่อใช้สำหรับหาระยะเผื่อน้ำล้นของอ่างน้ำนิ่งรูปที่เป็นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะเผื่อล้นกับ $\frac{QV_1d_1}{A}$ เมื่อV_1 และd_1 เป็นความเร็วและความลึกก่อนเกิด Hydraulic Jump ตามลำดับและระยะเผื่อล้นเป็นค่าสูงเหนือเส้นพลังงาน (Energy Gradient) ด้านท้ายน้ำนอกจากกราฟดังกล่าว USBR ยังได้เสนอสูตรที่ใช้หาระยะเผื่อล้นที่มีหน่วยเป็นฟุตสำหรับเขื่อนขนาดเล็กไว้ดังนี้

$$\text{ระยะเผื่อล้น (F)} = 0.1(V_1 + d_1) \qquad (3)$$

2. ความกว้างของอ่างน้ำนิ่ง

โดยทั่วๆไปมักจะออกแบบความกว้างของอ่างน้ำนิ่งให้เท่ากับความกว้างของรางเทหรือทางระบายน้ำล้นยกเว้นในกรณีที่น้ำไหลเข้ามามีความเร็วสูงจะทำการออกแบบให้อ่างน้ำนิ่งมีความกว้างมากกว่าโดยมีมุมผายออกเพียงเล็กน้อยเพื่อลดความหนาแน่นของอัตราการไหล (Discharge Concentration) ลดการเกิดคลื่นและการปั่นป่วนของกระแสน้ำทางด้านท้ายน้ำของJump

การเลือกความกว้างของอ่างน้ำนิ่งจะต้องพิจารณาควบคู่ไปกับการเลือกความยาวเพื่อให้ได้อาคารที่เหมาะสมในเชิงเศรษฐศาสตร์ซึ่ง US. Corps of Engineers ได้เสนอแนะการเลือกความกว้างไว้ดังนี้

2.1 จะต้องไม่ให้เกิดแรงดันลอยตัว (Uplift) บนพื้นของอ่างมากเกินไป

2.2 ระดับของอ่างจะต้องไม่ต่ำเกินไปเพื่อหลีกเลี่ยงการขุดดินบริเวณฐานรากลึกมากเกินไป

2.3 ความเร็วของน้ำที่ไหลออกจากอ่างจะต้องไม่มากเกินไปจนก่อให้เกิดการกัดเซาะ

และเพื่อเป็นแนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้างได้มีผู้เสนอแนะสูตรไว้ดังนี้

$$W = 1.81K\sqrt{Q} \qquad (4)$$

เมื่อ W = ความกว้างของอ่างน้ำนิ่ง (เมตร)

K = ค่าคงที่

= 1.0 สำหรับอ่างน้ำนิ่งที่รับน้ำจากรางเทหรือทางระบายน้ำล้น

= 1.3 สำหรับอาคารในคลอง

Q = ปริมาณการไหลสูงสุด (ลบ.เมตร/วินาที)

1. การขยายความกว้างของรางเท หรือ มุมผายกำแพงรางเท

เนื่องจากข้อกำหนดสภาวะการไหลของน้ำในช่วงรางเทได้กำหนดให้การไหลเป็นชนิด Super Critical Flow แต่ในบางช่วงอาคารอาจจะมีความจำเป็นจะต้องเปลี่ยนขนาดความกว้างของรางเทให้กว้างขึ้นเพื่อให้เหมาะสมกับสภาพภูมิประเทศ ฐานรากและองค์ประกอบส่วนที่ต่อจากรางเท คือ Stilling Basin ดังนั้นการขยายความกว้างต้องระมัดระวังจะต้องไม่ให้เกิดคลื่นวิ่งไปทางท้ายน้ำ (Shock Wave) อาจจะทำให้เกิดการกัดเซาะ การขยายความกว้างของรางเท (Chute) คำนวณได้จากสูตร ดังนี้

$$\tan\theta = \frac{1}{3Fr}$$

เมื่อ θ = มุมที่ผนังกำแพงเบนออกจากแนวศูนย์กลางรางเท(Chute) (องศา)

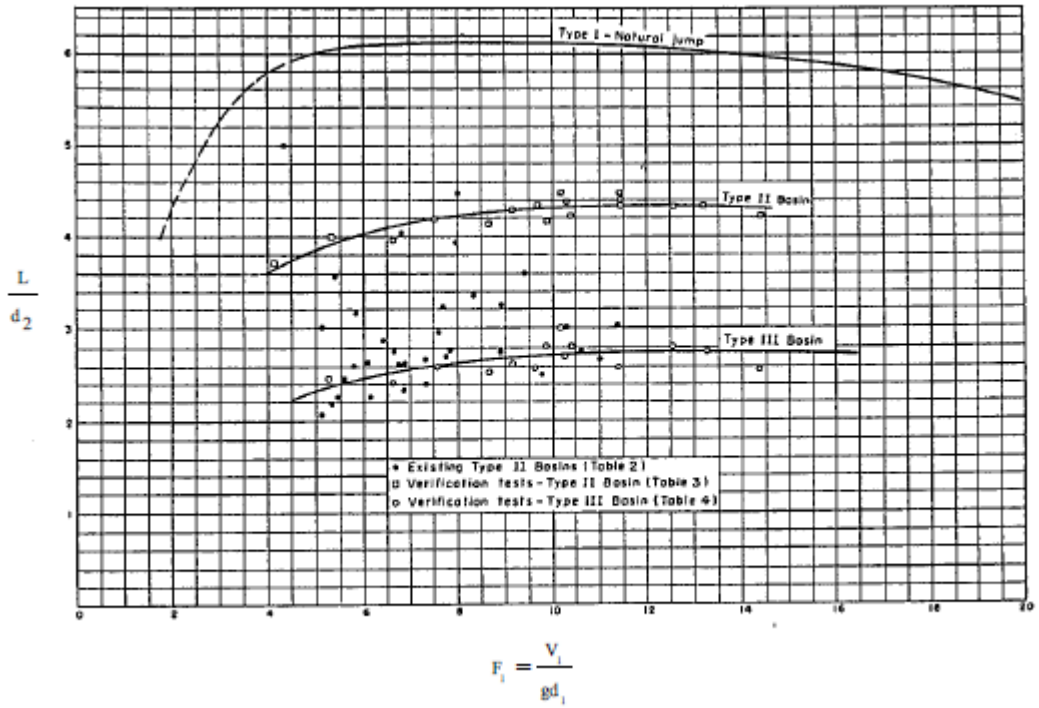
Fr = Froude Number = $V/\sqrt[2]{gy}$

V = ความเร็วของการไหลที่จุดเริ่มต้นของการเปลี่ยนความกว้างรางเท(Chute)

Y = ความลึกการไหลของน้ำที่จุดเริ่มต้นของการเปลี่ยนแปลงความกว้างรางเท

4. ความยาวของอ่างน้ำนิ่ง

โดยปกติความยาวของอ่างเท่ากับความยาวของJump ที่เกิดในอ่าง(ยกเว้นอ่างน้ำนิ่งแบบ I) และอัตราส่วน $\frac{L}{d_2}$ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 4 ถึง 5 และจากการทดลองพบว่าถ้ามีการติดตั้ง Floor Block และ End Sill ที่เหมาะสมอัตราส่วน $\frac{L}{d_2}$ เท่ากับ 3 ก็นับว่าเป็นการเพียงพอแล้วแต่สำหรับบริเวณพื้นทางน้ำไม่มั่นคงในทางปฏิบัติมักจะใช้ $\frac{L}{d_2}$ อย่างน้อยเท่ากับ 4 และสำหรับบริเวณที่พื้นทางน้ำมีความมั่นคงดีอาจจะออกแบบโดยใช้ $\frac{L}{d_2}$ เพียง 2.5 เท่านั้นรูปที่ 2.16 เป็นโค้งที่ใช้หาค่าความยาวของอ่างน้ำนิ่งของ USBR



รูปที่ 2.16 ความยาวของ Hydraulic Jump บนพื้นราบอ่างน้ำนิ่งแบบที่ I , II และ III (สันติ, 2552)

2.15 การกำหนดระดับพื้นอ่างน้ำนิ่ง

Hydraulic Jump จะเกิดเมื่อความลึกหลังเกิด Jump(d_2) หรือความลึก Conjugate ของ d_1เท่ากับความลึกด้านท้ายน้ำแต่ตามลักษณะทางชลศาสตร์ความลึกด้านท้ายน้ำจะเปลี่ยนแปลงไปตามปริมาณการไหล ดังนั้นจึงเป็นการยากที่จะออกแบบอาคารสลายพลังงานให้มีความลึกหลังเกิด Jump เท่ากับความลึกด้านท้ายน้ำตลอดเวลาบางครั้งความลึกด้านท้ายน้ำอาจมีค่ามากกว่าความลึกหลังเกิด Jump ซึ่งจะทำให้เกิด Drowned Jump หรือบางครั้งความลึกหลังเกิด Jump มากกว่าความลึกด้านท้ายน้ำจะทำให้ให้ Jump เคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำห่างออกไปในการออกแบบจะต้องมีการเปรียบเทียบโค้งความลึกหลังการเกิด Jump และโค้งความลึกด้านท้ายน้ำเพื่อกำหนดระดับพื้นของอ่างน้ำนิ่งเพื่อให้โค้งของความลึกหลังเกิด Jump เข้าใกล้โค้งของความลึกด้านท้ายน้ำมากที่สุดโดยไม่มีส่วนใดของโค้งความลึกหลังเกิด Jump ในช่วงปริมาณการไหลน้อยกว่าหรือเท่ากับปริมาณการไหลสูงสุดผ่านอาคารอยู่เหนือความลึกด้านท้ายน้ำ

นอกจากการกดระดับพื้นอ่างน้ำนิ่งการกำหนดใช้ความกว้างของอ่างให้เหมาะสมจะมีส่วนช่วยให้โค้งความลึกหลังเกิด Jump เข้าใกล้โค้งความลึกด้านท้ายน้ำมากยิ่งขึ้นการใช้อ่างน้ำนิ่งที่กว้างขึ้นจะทำให้ความลึกหลังเกิด Jump มีค่าน้อยลงระดับพื้นอ่างจะได้ไม่ต้องอยู่ในระดับที่ลึกมากเกินไปซึ่งทำให้ต้องเสียค่าขุดดินมาก ปริมาณการไหลออกแบบสูงสุดอาจจะไม่ใช่เป็นปัจจัยที่ใช้กำหนดระดับพื้นอ่างน้ำนิ่งเสมอไปซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณการไหลที่ทำให้เกิดระยะห่างมากสุดระหว่างโค้งความลึกหลังเกิด Jump และโค้งความลึกด้านท้ายน้ำ

2.16 อ่างน้ำนิ่งแบบที่ II หรืออ่างสลายพลังงานแบบที่ II

เหมาะสำหรับเขื่อนขนาดสูงและทางระบายน้ำล้นของเขื่อนดินและอาคารในคลองขนาดใหญ่ทำการลดความยาวของอ่างโดยการติดตั้งอุปกรณ์พิเศษบางอย่างเช่นตัวกันกระแทกและ Block แบบต่างๆอ่างแบบที่ II ใช้ควบคุม Hydraulic Jump ซึ่งมีฟรุดนัมเบอร์มากกว่า 5 ได้อย่างมีประสิทธิภาพข้อสรุปในการออกแบบมีดังต่อไปนี้

1. การกำหนดระดับพื้นอ่างจะต้องกำหนดให้เหมาะสมกับความลึก Tail-water เพื่อทำ Hydraulic Jump เกิดขึ้นในอ่างและควรเผื่อค่าความปลอดภัยไว้อย่างน้อย % ของค่าความลึก Conjugate ของd_1

2. ไม่ควรใช้อ่างแบบที่ II สำหรับค่าฟรุดนัมเบอร์ที่ต่ำกว่า 4 (ถ้าต่ำกว่า 4 ควรใช้อ่างแบบที่ IV)

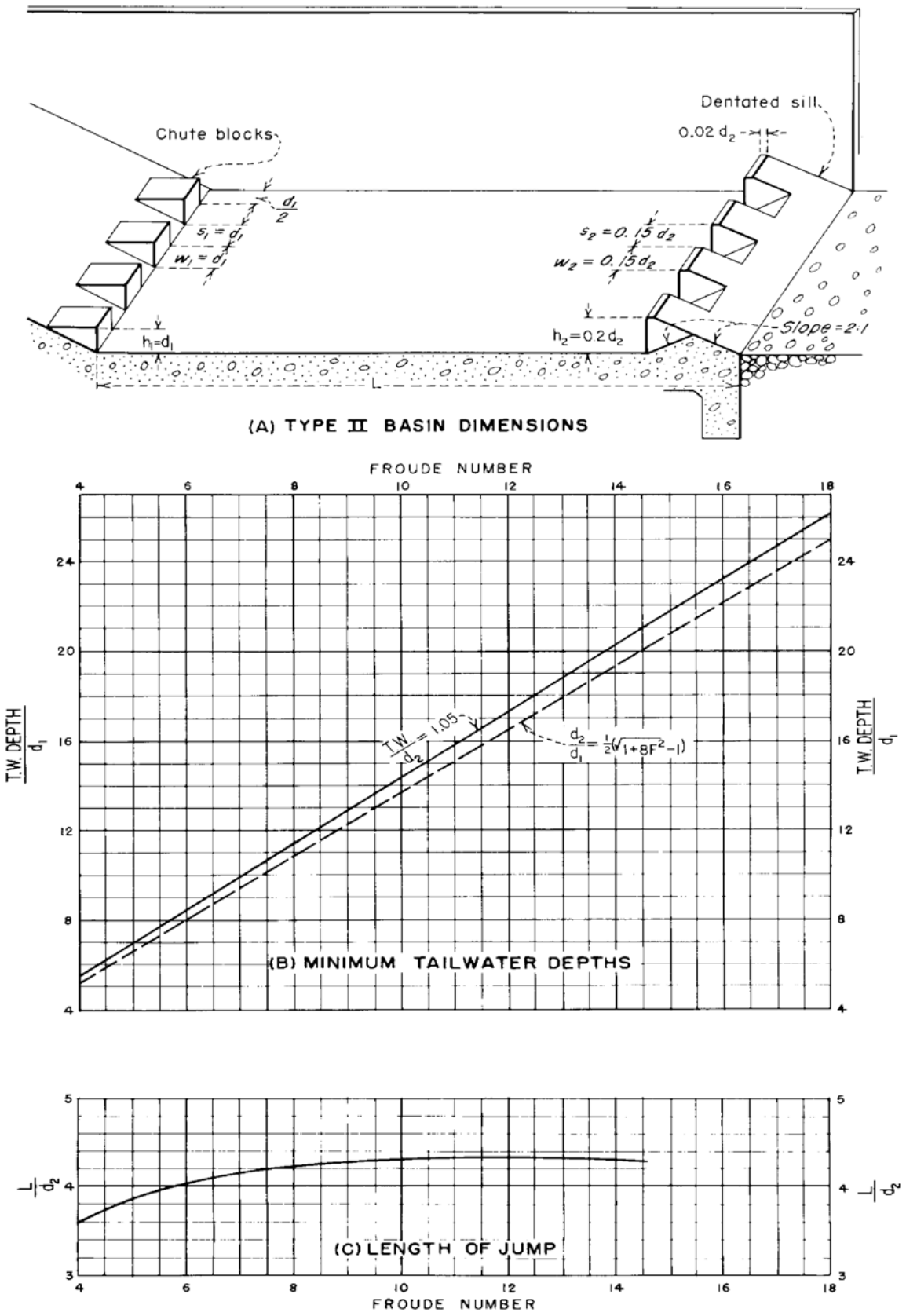
3. ความสูงของ Chute Blocks เท่ากับd_1

4. ความกว้างและระยะห่างของ Chute Blocks ควรเท่ากับd_1แต่อาจจะปรับได้เพื่อให้ได้จำนวนบล็อกเป็นเลขลงตัวด้านข้างของกำแพงควรมีช่องว่างเป็นระยะ $\frac{d_1}{2}$ เพื่อลดการกระจายของน้ำและรักษาความดันให้อยู่ในระดับที่ต้องการ

5. ความยาวของอ่างหาได้จากรูปที่ 2.17

6. ความสูงของ Dentated Sill มีค่าเท่ากับ $0.2d_2$ ความกว้างและระยะห่างมากสุดเท่ากับ $0.15d_2$ ส่วนที่เป็นซี่ควรอยู่ติดกับกำแพงความลาดเทของซี่มีค่าเท่ากับ 2 : 1 (ราบ : ตั้ง) สำหรับกรณีที่อ่างมีความกว้างไม่มากซึ่งออกแบบมาแล้วจะได้ซี่เพียง 2-3 อันให้พิจารณาลดความกว้างและระยะห่างตามความเหมาะสมกับความกว้างของอ่างแต่ความกว้างจะต้องเท่ากับระยะห่างของซี่รายละเอียดดูได้จากรูปที่ 2.17

7. ถ้ารางเทตรงทางเข้าสู่อ่างมีความลาดเทเท่ากับ 45˚หรือมากกว่าควรออกแบบมุมรอยเชื่อมต่อระหว่างรางเทและพื้นอ่างให้เป็นโค้งโดยรัศมีเท่ากับหรือมากกว่า $4d_1$



รูปที่ 2.17 อ่างน้ำนิ่งแบบที่ II หรืออ่างสลายพลังงานแบบที่ II (สันติ, 2552)

2.17 ทางทิ้งน้ำลงลำน้ำเดิม หรือคลองระบายน้ำ (Drain Channel)

ช่วงระหว่าง Stilling Basin กับลำน้ำเดิมจะต้องเป็นคลองระบายน้ำเพื่อรับน้ำจาก Stilling Basin ไหลลงสู่ลำน้ำเดิมจากสภาพโดยทั่วไป องค์ประกอบช่วงนี้ จะเป็นคลองเปิดลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ตัดผ่านไปตามสภาพภูมิประเทศที่มีโอกาสที่เป็นได้ทั้งดินและหินดังนั้นในการคำนวณออกแบบจะต้องกำหนดความเร็วของกระแสน้ำที่ไม่ให้เกิดการกัดเซาะและการตกตะกอน ซึ่งค่าความเร็วของกระแสน้ำจะใช้อยู่ประมาณ 0.6 – 1.10 ม./วินาที และสูตรที่ใช้คำนวณหาขนาดของคลองระบายน้ำจะใช้สูตรของ Manning's Formula ดังนี้(กรมชลประทาน,2545)

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านคลองระบายน้ำ ($ม^3$. / วินาที)

n = Roughness Coefficient

= 0.0225 – 0.035 ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

R = Hydraulic Radius รัศมีชลศาสตร์ (ม.)

= P/A

A = พื้นที่หน้าตัดคลองระบายน้ำ ($ม^2$.)

= (B+ZD)D (รูปสี่เหลี่ยมคางหมู)

B = ความกว้างของก้นคลองระบายน้ำ

Z = Side Slope ของคลองระบายน้ำ

= 1:1.5, 1:2 หรือ ตามความเหมาะสมของสภาพความมั่นคงตามชนิดของดิน

D = ความลึกการไหลของน้ำในคลองระบายน้ำ (ม.)

P = เส้นขอบเปียก (Wetted Perimeter) (ม.)

= $B+2Z\sqrt{1+Z^2}$

S = ความลาดท้องคลองระบายน้ำตามแนวศูนย์กลางคลอง

การกำหนดค่า Freeboard ของคลองระบายน้ำ ไม่ควรมีค่าน้อยกว่า 0.50 ม. หรือใช้สูตรคำนวณดังนี้

$$F = 0.20 + 0.20\,D$$

เมื่อ F = Freeboard (ม.)

D = ความลึกการไหลของน้ำในคลองระบายน้ำ (ม.)

2.18 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน

จาก Manning Formula;

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{s}$$

$$Q = AV$$

เมื่อ V = ความเร็วของกระแสน้ำ

Q = ปริมาณน้ำ

A = พื้นที่หน้าตัดของน้ำ

$$= \left[B + \frac{1}{2}(m_1 + m_2)D\right] D$$

m_1, m_2 = side slope of channel

D = ความลึกของคลอง

P = เส้นขอบเปียก

$$= B + \left[\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}\right] D$$

R = Hydraulic radius = A / P

n = Roughness coefficient

s = Average riverbed slope

2.19 การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน

1. การตรวจสอบความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล (Sliding)

$$FSs = \mu \frac{\varepsilon Fv}{\varepsilon FH} \geq 1.5$$

เมื่อ μ = ค่าสัมประสิทธิ์ของวัสดุฐานราก

Fv = แรงแนวตั้ง

FH = แรงแนวนอน

ตารางที่ 2.5 ค่า μ สำหรับวัสดุฐานราก

วัสดุฐาน	$\mu = \tan \theta$
หินแข็ง ผิวสะอาดและผิวขรุขระมาก	0.80
หินทั่วไป มีรอยแตกและผิวเรียบ	0.70
กรวด และทรายหยาบ	0.40
ทราย ดินดาน ดินตะกอน และดินเหนียว	0.30

(ที่มา :สันติ, 2552)

2. การตรวจสอบความมั่นคงต่อการผลิกคว่ำ (Overturning)

$$FSo = \frac{\varepsilon M\text{ต้านการพลิก}}{\varepsilon M\text{เกิดการพลิก}} \geq 2.0$$

เมื่อ M = โมเมนของทางด้านต้านการพลิก และด้านพลิก

3. การคำนวณหน่วยแรงกระทำ (Vertical Normal Stress)

$$\sigma_z = \frac{\varepsilon Fv}{A} \pm \frac{MC}{I}$$

เมื่อ εFv = แรงลัพธ์ในแนวดิ่งไม่รวม uplift

M = $\varepsilon Fv \cdot e$

= โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของตัวเขื่อน

C = ระยะจากจุดกึ่งกลาง ถึงจุดที่คำนวณ

E = ระยะเยื้องศูนย์

A = พื้นที่ของเขื่อน ต่อ หน่วยความกว้าง

I = Moment of inertia ($I = \frac{bh^3}{12} = \frac{T^3}{12}$ for rectangle)

ในกรณี Plane เป็น rectangle

$$\sigma_z = \frac{\varepsilon Fv}{T}\left(1 \pm \frac{6e}{T}\right)$$

ถ้า $\sigma_z(+)$ แสดงว่าเป็นแรง Compression

ถ้า $\sigma_z(-)$ แสดงว่าเป็นแรง Tension

โดยที่ เทอม $\frac{6e}{T}$ จะเป็น + หรือ – จะขึ้นอยู่กับทิศทางแรงลัพธ์ตกด้านหน้าหรือหลังจุดศูนย์ถ่วง

- กรณีทิศแรงลัพธ์ตกหลังหลังจุดศูนย์ถ่วง (น้ำเต็มเขื่อน)

$$\sigma_{zu} = \frac{\varepsilon Fv}{T}\left(1 - \frac{6e}{T}\right)$$

$$\sigma_{zd} = \frac{\varepsilon Fv}{T}\left(1 + \frac{6e}{T}\right)$$

ถ้า $e > \frac{T}{6}$

σ_{zu}<0 (tensionstress) Not permissible for concrete

- กรณีทิศแรงลัพธ์ตกหน้าจุดศูนย์ถ่วง (น้ำเต็มเขื่อน)

$$\sigma_{zu} = \frac{\varepsilon Fv}{T}(1+\frac{6e}{T})$$

$$\sigma_{zd} = \frac{\varepsilon Fv}{T}(1-\frac{6e}{T})$$

4. การคำนวณการไหลซึมลอดใต้ฐานราก (Seepage and Piping)

การตรวจสอบการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ตัวเขื่อนจะต้องมีความยาวมากเพียงพอที่จะป้องกันน้ำด้านหน้าเขื่อน (Upstream) ไม่ให้ไหลลอดผ่านไปยังฝั่งใต้น้ำ (Downstream) และการที่น้ำไหลผ่านตัวเขื่อนจะกัดเซาะและนำพาเม็ดดินตามกระแสน้ำ จะทำให้โครงสร้างเขื่อนเกิดความไม่มั่นคง อาจเกิดโพรงหรือการยุบตัวของเขื่อนได้

วิธีการแก้ไข

1.สร้างกำแพงกันน้ำซึม (Slurry Cutoff)

2.เพิ่มความยาวแผ่นทึบน้ำ (Imperious Blanket)

การคำนวณ

$$\text{Lane Weighted Creep Ratio } (WCR) = \frac{\text{Weight Creep Distance (WCD)}}{H}$$

$$WCD = \varepsilon L_i \times C_{wcdi} (m.)$$

H = ความต่างระดับของน้ำหน้าเขื่อน กับน้ำท้ายเขื่อน

L_i = ความยาวของเขื่อน

C_{wcdi} = ค่าสัมประสิทธิ์

ถ้า L_i อยู่ในแนวดิ่งหรือ = 45° ; C_{wcdi}=1

แต่ถ้า L_i อยู่ในแนวราบ หรือ = 180°; $C_{wcdi} = \frac{1}{3}$

ตารางที่ 2.6 ค่า Weighted Creep Ratio

ชนิดดิน	Weighted Creep Ratio (WCR)
ทรายละเอียดมากหรือดินปนทราย	8.5
ทรายละเอียด	7.0
ทราบหยาบปานกลาง	6.0
ทรายหยาบ	5.0
กรวดละเอียด	4.0
กรวดหยาบปานกลาง	3.5
กรวดหยาบ	3.0
หินใหญ่มีกวดแทรกอยู่	2.5
ดินเหนียวอ่อน	3.0
ดินเหนียวแข็งปานกลาง	2.0
ดินเหนียวแข็ง	1.8
ดินเหนียวแข็งมากหรือดินดาน	1.6

(ที่มา : สันติ, 2552)

ทฤษฎีและการออกแบบทางด้านโครงสร้าง

2.20 ออกแบบโดยวิธี Working Stress Design

การออกแบบโครงสร้าง (Structural Design) ด้านคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการคำนวณใช้ การออกแบบโดยวิธี Working Stress Design ตามมาตรฐานรายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารคอนกรีตของกรมชลประทาน (กรมชลประทาน, 2535)

หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต คอนกรีตที่ใช้สำหรับการก่อสร้างโครงการประตูระบายน้ำ ปากคลอง บางคู้ นั้นใช้คอนกรีตที่รับแรงกดสูงสุดไม่น้อยกว่า 175 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร สำหรับงานคอนกรีต ทั่วไป และไม่น้อยกว่า 210 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร สำหรับงานกำแพงกันดินข้าง โดยการทดสอบแท่งคอนกรีตมาตรฐานรูปทรงกระบอกลูกบาศก์ 0.15x0.30 เมตร เมื่ออายุได้ 28 วัน

หน่วยแรงชนิดต่างๆที่ยอมให้ของคอนกรีตสำหรับแรงกดสูงสุด 175 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร และ 210 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ใช้ตามมาตรฐานรายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารคอนกรีต ของกรมชลประทาน

- การเสริมเหล็กโครงสร้าง ในการคำนวณ-ออกแบบเสริมเหล็กโครงสร้างนั้น ได้เลือกใช้วิธี Working Stress Design ซึ่งมีสูตรการคำนวณ ดังนี้

$$M_d = \frac{1}{2}.f_c.k.j.b.d^2$$

$$M_s = A_s.f_s.j.d$$

$$v = \frac{V}{b.j.d}$$

$$U = \frac{v}{\sum_o.j.d}$$

$$k = \frac{n.f_c}{f_s + n.f_c}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$n = \frac{29 \times 10^6}{w^{1.5} + 33f_c^{'}}$$

- การคำนวณแรงเค้นที่เกิดขึ้นจากแรงที่กระทำร่วมกับโมเมนต์ (Combined Bending and Axial Load)

$$S = \frac{P}{A} \pm \frac{M.C}{I}$$

เมื่อ M_d = โมเมนต์ที่เกิดในเนื้อคอนกรีต

M_s = โมเมนต์ที่เกิดในเนื้อเหล็ก

M = โมเมนต์ดัดที่กระทำกับโครงสร้าง

V = แรงเฉือนที่เกิดขึ้นทั้งหมด

v = แรงเฉือนต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่

U = แรงยึดเหนี่ยวต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่

$\sum_{0}$ = ความยาวเส้นรอบวงของเหล็กเสริมคอนกรีต

b = ความกว้างของคาน

d = ความลึกใช้งานของคานสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก

A_s = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม

P = แรงที่กระทำต่อคอนกรีต

f_c = แรงกดใช้งานของคอนกรีต

f_c' = แรงกดสูงสุดของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน

S = แรงเค้นใช้งานต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่

A = พื้นที่รับแรง

C = ระยะจากผิวของคานถึงแกนสะเทิน (Neutral Axis)

I = โมเมนต์ของความเฉื่อย (Moment of Inertia)

f_s = แรงดึงใช้งานของเหล็กเสริม

j = ระยะช่วงแขนของโมเมนต์

n = อัตราส่วนโมดูลัส

k = ค่าคงที่ ที่วัดจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน

-เหล็กเสริมในคอนกรีต เหล็กเสริมที่ในโครงสร้างอาคาร จะต้องมีคุณสมบัติของเหล็กเสริมตามมาตรฐานของ มอก.ดังต่อไปนี้

-เหล็กเสริมใช้เหล็กเส้นกลม (Round Bars) ต้องรับแรงดึง (fs) ได้ไม่น้อยกว่า 1,200 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ชั้นคุณภาพ SR-24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรม 20-2543

-เหล็กเสริมใช้เหล็กข้ออ้อย (Deformed Bars) ต้องรับแรงดึง (fs) ได้ไม่น้อยกว่า 1,500 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ชั้นคุณภาพ SD-30 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรม 24-2548

โดยทั้งนี้ได้กำหนดให้เหล็กเสริมที่มีขนาด 6 มิลลิเมตร และ 9 มิลลิเมตร เป็นเหล็กเส้นกลม ส่วนเหล็กเสริมที่มีขนาด 12 มิลลิเมตร ขึ้นไป เป็นเหล็กข้ออ้อย

การเสริมเหล็กต้านทานการยืดหดตัว ข้อกำหนดสาหรับหาขนาดเหล็กเสริมเพื่อต้านการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ เปอร์เซ็นต์ที่ระบุจะขึ้นอยู่กับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด (ยกเว้นพอกมุม) ของคอนกรีตที่จะต้องเสริมเหล็ก แต่ถ้าพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตมากกว่า 40 เซนติเมตร จะคิดพื้นที่หน้าตัดที่เสริมเหล็กจากความหนาเพียง 40 เซนติเมตร เท่านั้น

-การเสริมเหล็กชั้นเดียวและมีรอยต่อห่างกันไม่เกิน 10.00 เมตร

-พื้นคอนกรีตที่ไม่สัมผัสโดยตรงกับแสงอาทิตย์.....0.25%

-พื้นคอนกรีตที่สัมผัสโดยตรงกับแสงอาทิตย์.....0.30%

-พื้นคอนกรีตที่มีความยาวมากกว่า 10.00 เมตร

-ไม่สัมผัสกับแสงอาทิตย์โดยตรง.....0.35%

-สัมผัสกับแสงอาทิตย์โดยตรง.....0.35%

-กำแพงและส่วนอื่นๆของอาคาร จำนวนเปอร์เซ็นต์รวมของเหล็กเสริมในแนวราบจะต้องเท่ากับจำนวนรวมของเหล็กเสริมที่ผิวทั้งสองด้าน

-การเสริมเหล็กสองชั้นและมีรอยต่อห่างกันไม่เกิน 10.00 เมตร

-ผิวหน้าสัมผัสกับดิน.....0.10%

-ผิวหน้าไม่สัมผัสกับดินและไม่ถูกแสงอาทิตย์.....0.15%

-ผิวหน้าไม่สัมผัสกับดินและสัมผัสโดยตรงกับแสงอาทิตย์.....0.20%

-ช่วงห่างของรอยต่อเกิน 10.00 เมตร ในทิศทางใดๆที่ขนานกับการเสริมเหล็ก

-จะต้องเพิ่มเหล็กเสริมในทิศทางนั้น.....0.05%

การออกแบบความหนาของกำแพง กำแพงยื่นจะต้องมีความหนาที่ฐานอย่างน้อย 0.20 เมตร สัดส่วนความหนาจริงของโคนกำแพงจะเพิ่มขึ้นตามความสูงที่เพิ่มขึ้นจากเดิมทุกๆ 1.00 เมตร ให้เพิ่มขึ้น 0.10 เมตร ความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ในการกำหนดความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ให้ใช้ตามมาตรฐานรายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารคอนกรีตของกรมชลประทานตามที่แสดงใน(รูปภาคผนวกที่ 17) ระยะฝังและต่อทาบของเหล็กข้ออ้อย ในการกำหนดระยะฝังและต่อทาบของหุ้มเหล็กข้ออ้อย ให้ใช้ตามมาตรฐานรายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารคอนกรีตของกรมชลประทานตามที่แสดงใน(รูปภาคผนวกที่ 18)

บทที่ 3 วิธีการและผลการคำนวณออกแบบ

การคำนวณออกแบบทางด้านชลศาสตร์

3.1 เกณฑ์การออกแบบที่ใช้

- อาคารนี้ออกแบบเพื่อระบายน้ำสูงสุด 164.43 ลบ.ม./วินาที ที่ระดับน้ำสูงสุด +46.55 ม.(ร.ท.ก.) สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ(Return Period) 500 ปี

- ฐานรากของอาคาร จะต้องวางอยู่บนชั้นดินหรือหินที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 30 ตัน/ตร.ม. สำหรับ กม. 0+030.30 ถึง กม.0+105 และ 20 ตัน/ตร.ม. สำหรับกม. 0+105 ถึง กม. 0+421

- ข้อกำหนดเกี่ยวกับคอนกรีต และการเสริมเหล็กใช้ตามเกณฑ์การคำนวณคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับคอนกรีต fc’ 175 กก./ตร.ซม. (ดูได้จาก รูปภาคผนวกที่ 13 ถึงรูปภาคผนวกที่ 16)

- ลาดบ่อก่อสร้างให้ใช้ 1:0.5 สำหรับหิน และ 1:1 สำหรับดินหรือชันกว่าหากลาดบ่อก่อสร้างสามารถทรงตัวอยู่ได้

- ความหนาแน่นของน้ำ = 1,000 กก./ลบ.ม. , ความหนาแน่นคอนกรีต = 2,400 กก. /ลบ.ม. , ความหนาแน่นของดินแห้งบดอัดแน่น = 1,900 กก./ลบ.ม และ ความหนาแน่นของหิน = 1,800 กก./ลบ.ม.

- Factor Safety สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพให้ใช้ดังนี้ ในกรณี Overturning ให้ $FS_o > 2.0$ และ ในกรณี Sliding ให้ $FS_s > 1.5$

- สัมประสิทธิ์ Manning ‘ n ของดิน = 0.023 และสัมประสิทธิ์ Manning ‘ n ของคอนกรีต = 0.017

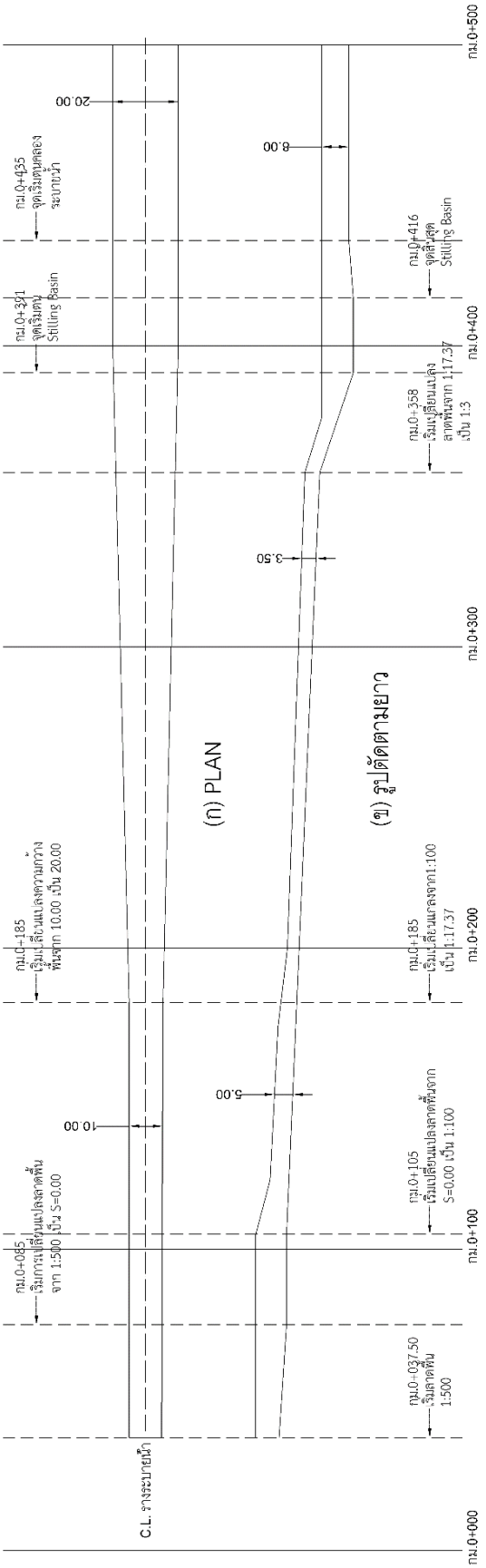
- ค่าสัมประสิทธิ์ของวัสดุฐานรากสำหรับ หินแข็ง ผิวสะอาดและผิวขรุขระมาก, $\mu = 0.80$

- ค่า Weighted Creep Ratio (WCR) สำหรับหินใหญ่มีกรวดแทรกอยู่ = 2.5

3.2 Layout ศูนย์กลางของรางระบายน้ำล้น

รายละเอียดที่นำมาคำนวณออกแบบของ โครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ มีรูปแปลนแสดงลักษณะทั่วไปของเขื่อนดิน และทางระบายน้ำล้น (Spillway) ดังแสดงในแปลนมาตราส่วน 1:1,000 หมายเลขแบบ 195946 ก1 แผ่นที่ 1/2 และ 1995947 ก1 แผ่นที่ 2/2 ตามลำดับ

ในการออกแบบครั้งนี้ได้ใช้ การวางแนว(Layout) ของทางระบายน้ำล้น(Spillway) ตามที่สำนักออกแบบวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน ได้ดำเนินการไว้ มาใช้ประกอบในการออกแบบทางชลศาสตร์ และโครงสร้าง ซึ่งในโครงงานวิศวกรรมได้ทำการออกแบบมีลักษณะแตกต่างกับที่กรมชลประทานออกแบบไว้ในส่วนของอาคารสลายพลังงาน โดยมีลักษณะ Plan และรูปตัดตามยาวของรางระบายน้ำล้นแสดงรายละเอียดดังรูปที่ 3.1 ซึ่งในส่วนของรายละเอียดการออกแบบและรายการคำนวณทั้งหมดของทางระบายน้ำล้น จะเริ่มดำเนินการต่อจากการวางแนว(Layout) ของทางระบายน้ำล้น(Spillway) ในขั้นตอนต่อไป



รูปที่ 3.1 แนวของทางระบายน้ำ(Chute) ของทางระบายน้ำฉิน

3.3 ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบสันมน(Ogee Crest)(ไม่มีบานประตูระบายน้ำ)

1.) หาระดับความสูงของฝาย(h)

จากสูตร(หัวข้อที่ 2.6) $Q = CL_eH_e^{1.5}$

สมมติฝายเป็นฝายสูง $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$

Check $\frac{h}{H_d} = \frac{4.5}{1.55} = 2.903$ เมตร ≥ 1.33 OK

2.) การคำนวณรูปร่างสันฝาย (Ogee Crest) ซึ่งฝายสันมนด้านหน้าอยู่ในแนวดิ่ง (Vertical)

จะได้ K = 2 และn = 1.85

คำนวณหาจุดสัมผัส(PT.) (slopeด้านหลัง 1:0.6)

จากสูตร(ภาคผนวกที่ 1) $y = \frac{X^{1.85}}{2(1.55)^{0.85}} = 0.344X^{1.85}$

ค่า Co- ordinate (x,y) ที่จุดต่างๆ บนโค้งรูปร่างสันฝาย ผลการคำนวณแสดงไว้ดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 ผลการคำนวณจุดสัมผัส PT.

X(m.)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.104
Y(m.)	0	0.095	0.344	0.728	1.24	1.874	2.626	2.796
ระดับ ม.(รทก.)	45	44.905	44.656	44.272	43.76	43.126	42.374	42.204

คำนวณหารัศมีโค้งท้ายฝาย(R3) จะได้ดังนี้

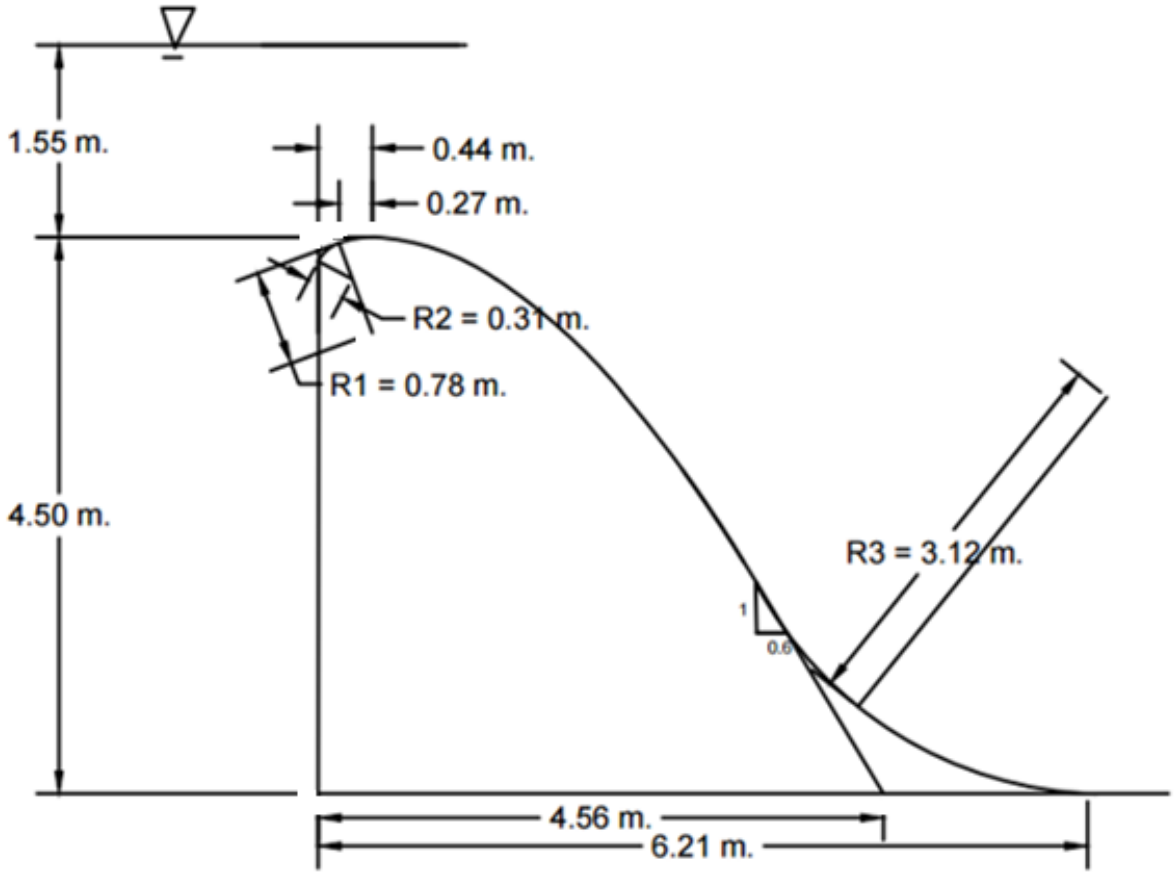
Z = 6.05 m.

Ha = 0 (ฝายสูง)

V_1 = 0.682, 10.538 m/s ดังนั้นเลือก V_1 = 10.538 m/s

A_1 = 1.01

R_3 = 3.12 m.



รูปที่ 3.2 รูปร่างฝายที่ออกแบบ

จากการคำนวณและออกแบบตัวฝายที่กล่าวมาข้างต้นนั้นได้ใช้หลักการออกสันฝายมาตรฐาน WES (Waterways Experiment Station) เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และจากผลการคำนวณและออกแบบจะได้รูปร่างฝาย ได้ดังรูปที่ 3.2

หมายเหตุ : ไม่ได้พิจารณาการเสริมเหล็กในตัวฝาย

3.4 ระดับน้ำในรางด้านข้างฝาย (Side channel)

ทฤษฎีการไหลอาศัยกฎการคงตัวของโมเมนตัม โดยสมมติว่า การไหลของน้ำในทางน้ำเป็นผลมาจากแรงที่เกิดจากความแตกต่างของระดับน้ำในแนวแกนของทางน้ำเท่านั้น และพลังงานของน้ำที่ไหลตกจากสันทางน้ำถูกทำลายลงไปหมดจากการผสมกันหรือรวมตัวกันกับการไหลในทางน้ำ โดยแบ่ง Side Channel เป็นช่วง ๆ ยาว Δx จะได้ว่าโมเมนต์ที่จุดเริ่มต้นบวกกับโมเมนต์ที่เกิดจากแรงภายนอกจะต้องเท่ากับโมเมนต์ที่จุดปลาย(สันติ, 2552)

ข้อมูลในการออกแบบ กำหนดให้ Side Channel Spillway ยาว 40 m. เพื่อระบายปริมาณน้ำไหลผ่านอาคาร (รอบปีการเกิดซ้ำ 500 ปี) โดยมีระดับสันฝายอยู่ที่ +45.00 m. (msl.) ความกว้างท้อง Side Channel (b) = 10 m. และน้ำใน Side channel ไหลแบบ Subcritical flow โดยมี Control section อยู่ท้ายน้ำ และข้อมูลที่ใช้ออกแบบดังนี้

$Q_{500ปี}$ = 164.43 $m^3/s.$

b = 10 m.

Z (V : H) = 1 : 2

S_0 = 1 : 500

q =(Q / b) = 4.1108 $m^3/s/m$

$Yc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ = 3.021 m.

Vc = q / Yc = 5.44 m/s.

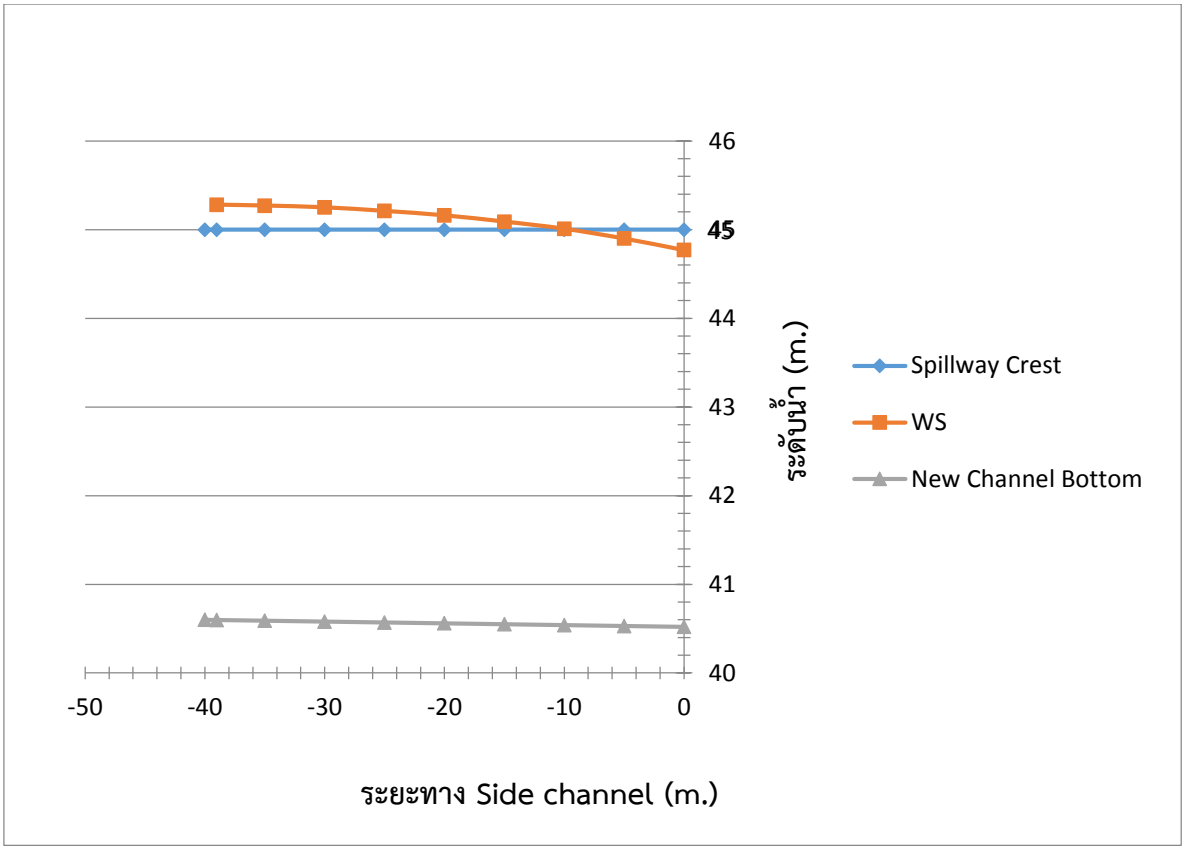
y_{0+40} = 4.25 m.

สูตรที่ใช้ในการคำนวณ(หัวข้อที่ 2.8) Δy = $\frac{Q2}{g}\frac{(v1+v)}{(Q1+Q2)}[(v2-v1)+v1\frac{(Q2-Q1)}{Q2}]$

ผลการคำนวณคำนวณระดับน้ำ และระยะทางของ Side channel แสดงดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 แสดงผลรายการคำนวณระดับน้ำ และระยะทางของ Side channel

Station (m)	Calculated W.S (m(msl))	Design WS (m(msl))	Assumed Channel Bottom (m(msl))	Increase Channel Bottom by (m)	New Channel Bottom (m(msl))	Y (m)	New Ws (m(msl))
0+00					40.60		
0+01	45.36	45.28	40.678	-0.08	40.60	4.68	45.28
0+05	45.35				40.59	4.68	45.27
0+10	45.33				40.58	4.67	45.25
0+15	45.29				40.57	4.64	45.21
0+20	45.24				40.56	4.60	45.16
0+25	45.17				40.55	4.54	45.09
0+30	45.09				40.54	4.47	45.01
0+35	44.98				40.53	4.37	44.90
0+40	44.85				40.52	4.25	44.77



รูปที่ 3.3 กราฟแสดงระดับน้ำในรางน้ำข้างฝาย (Side Channel)

จากตารางที่ 3.2 แสดงรายการคำนวณจะกำหนดให้ระดับน้ำจุดเริ่มต้นที่ กม.0+040 และคำนวณย้อนกลับเพื่อหาระดับน้ำสิ้นสุดที่ กม.0+000 จึงได้ผลการคำนวณมีค่าแสดงระยะทางในรางน้ำข้างฝายเป็นค่าลบ ดังรูปที่ 3.3 และสามารถนำมาสร้างกราฟแสดงผลออกมาให้ทราบถึงระดับน้ำ และระยะทางของรางน้ำข้างฝาย (Side channel) สรุปได้ว่า ดังนั้น ควรสร้างกำแพงสูง 5 เมตร ตั้งแต่ กม. +0.00 ม. (รทก.) ถึง กม. +185.00 ม. (รทก.)

3.5 การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee)

จากสมการ (หัวข้อที่ 2.7) ;$t = \frac{\gamma_w H}{2400}$

กำหนดให้ ; γ_w = 1000 กก./ม^3

H = 4.5 ม.

จากการคำนวณ เลือกใช้ความหนาพื้น ; t = 1.8 ม.

3.6 การคำนวณระดับน้ำในรางระบายน้ำ(Chute) โดยวิธี Step Method

เพื่อคำนวณหาระดับน้ำใน Chute ในตำแหน่งที่ต้องการ คือ กม.เริ่มต้น0 +105.00 ม. ถึงกม.สิ้นสุด 0+391.00 ม. โดยกำหนดคำนวณในช่วง 5 เมตร Δx = 5 m.

กำหนดให้ระดับน้ำที่อาคารบังคับน้ำ (Control Structure) = 3.021 m.

หาค่า y_0 คิด 1 หน่วยความกว้าง (ให้คลองเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู และ ลาดชันด้านข้างคือ 1:2)

จากสูตร (หัวข้อที่ 2.9) นำมาจัดรูปสมการใหม่เพื่อการคำนวณ; $\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f}$

เมื่อ S_0 ,S_f = Slope เริ่มต้น, สิ้นสุด

B1, B2 = ความกว้างก้นคลองเริ่มต้น, สิ้นสุด

Y1, Y2 = ความสูงของระดับน้ำเริ่มต้น, สิ้นสุด

Fr1, Fr2 = Froude Number ของการไหลก่อนเกิดJump (เริ่มต้น, สิ้นสุด)

$= \frac{v_1}{\sqrt{g d_1}}$

ตารางที่ 3.3 แสดงระดับของน้ำในราง Chute

กม.เริ่มต้น	กม.สิ้นสุด	So	B1(m.)	B2(m.)	Y1(m.)	Y2(m.)	Fr1	Fr2
105	110	1:100	10	10	3.021	2.790	1.000	1.126
110	115		10	10	2.790	2.711	1.126	1.176
115	120		10	10	2.711	2.654	1.176	1.214
120	125		10	10	2.654	2.610	1.214	1.245
125	130		10	10	2.610	2.573	1.245	1.272
130	135		10	10	2.573	2.542	1.272	1.296
135	140		10	10	2.542	2.514	1.296	1.317
140	145		10	10	2.514	2.490	1.317	1.336
145	150		10	10	2.490	2.468	1.336	1.354
150	155		10	10	2.468	2.449	1.354	1.370
155	160		10	10	2.449	2.431	1.370	1.385
160	165		10	10	2.431	2.414	1.385	1.399
165	170		10	10	2.414	2.399	1.399	1.413
170	175		10	10	2.399	2.385	1.413	1.425
175	185		10	10	2.385	2.373	1.425	1.437
185	190	1:17.37	10	10.243	2.373	2.107	1.437	1.676
190	200		10.243	10.728	2.107	1.878	1.676	1.901
200	210		10.728	11.214	1.878	1.643	1.901	2.223
210	220		11.214	11.699	1.643	1.478	2.223	2.498
220	230		11.699	12.184	1.478	1.351	2.498	2.743
230	240		12.184	12.670	1.351	1.251	2.743	2.962
240	250		12.670	13.155	1.251	1.169	2.962	3.159
250	260		13.155	13.641	1.169	1.100	3.159	3.336
260	270		13.641	14.126	1.100	1.042	3.336	3.495
270	280		14.126	14.612	1.042	0.992	3.495	3.637
280	290		14.612	15.097	0.992	0.949	3.637	3.763
290	300		15.097	15.583	0.949	0.911	3.763	3.874
300	310		15.583	16.068	0.911	0.878	3.874	3.971
310	320		16.068	16.553	0.878	0.849	3.971	4.055
320	330		16.553	17.039	0.849	0.823	4.055	4.128
330	340		17.039	17.524	0.823	0.800	4.128	4.189
340	350		17.524	18.010	0.800	0.779	4.189	4.240
350	358		18.010	18.398	0.779	0.764	4.240	4.275
358	365	1:3	18.398	18.738	0.764	0.666	4.275	5.159
365	375		18.738	19.223	0.666	0.580	5.159	6.189
375	391		19.223	20	0.580	0.501	6.189	7.399

3.7 การออกแบบโค้งแนวดิ่ง(Design of Vertical Curve)

จากการออกแบบ Side Channel Spillway

Ogee Crest พบว่าเป็นแบบ US ACE ได้พัฒนาสันฝายแบบมาตรฐานซึ่งเรียกว่า WES (Waterways Experiment Station) โดยพัฒนาจากผลการศึกษาของ USBR. จึงต้องคำนวณออกแบบโค้งแนวดิ่งเพื่อป้องกันการเกิด Jump ของน้ำที่มีพลังงานมาก ก่อนจะไหลลง Basin

สมการคือ

$$K = \frac{3(S_2 - S_1)}{1 + S_1} \times \frac{V_1^2}{2g}$$

$$y = xS_1 + \frac{gx^2}{3V_1^2}(1 + S_1^2)$$

เมื่อ S_1 = ความลาดชันเริ่มต้น

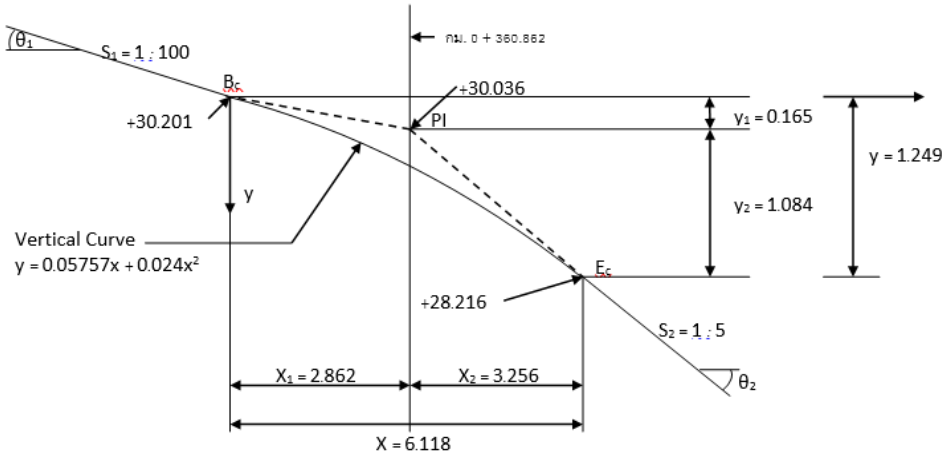
V_1 = ความเร็วเริ่มต้น (m/s)

S_1 = ความลาดชันสิ้นสุด

g = 9.81 m/s^2

x,y = ระยะพิกัดของโค้งแนวดิ่ง

รายการคำนวณ โค้งแนวดิ่งของรางระบายน้ำ(Chute) ที่กม.0+358 ระดับ+30.201 ได้ผลดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 Vertical curve กม. 0+358 ระดับ+30.201

ตารางที่ 3.4 หาค่า Co-ordinate ตามโค้งแนวดิ่งได้ดังนี้

K (m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
y (m)	0	0.358	0.376	0.406	0.448	0.502	0.568	0.645	0.736
Elev.(m.msl)	30.201	29.843	29.825	29.795	29.753	29.699	29.633	29.556	29.465

K (m)	4	4.5	5	5.5	6	6.118
y (m)	0.74	0.837	0.951	1.077	1.215	1.249
Elev.(m.msl)	28.729	28.628	28.514	28.388	28.25	28.216

3.8 แนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้างอ่างน้ำนิ่ง และอาคารสลายพลังงาน

จากสูตร $W = 1.81K\sqrt{Q}$

ออกแบบความกว้าง (W) = 20 m.

หาความยาวสันฝาย

พื้นด้านเหนือน้ำอยู่ต่ำกว่าสันฝาย (P) = 4.45 m.

ความสูงจากสันฝายถึงระดับน้ำกักเก็บ (H_0) = 1.6 m.

Use Crest Length, (L) = 40 m.

การขยายความกว้างของรางเท หรือ มุมผายกำแพงรางเท

แทนลงสูตร เพื่อหา θ; มุมที่ได้นี้จะเป็นมุมผายสูงสุดที่สามารถกางออกได้ ซึ่งเราจะไปเทียบจากพื้นที่จริง

$\theta = 13.03^{\circ}$

ผลการคำนวณทั้งหมด จะนำข้อมูลที่ได้ เพื่อใช้เป็นเกณฑ์ในการกำหนดความกว้างของอ่างน้ำนิ่ง และความกว้างของอ่างสลายพลังงาน

3.9 อ่างสลายพลังงานแบบ II (Basin Type II) (โดยนำข้อมูลจากการคำนวณของ ระดับน้ำใน Chute)

การออกแบบอาคารสลายพลังงานแบบ Basin Type IIโดยกำหนดให้ ใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 500 ปีเพื่อคำนวณออกแบบ (คำนวณที่จุดเริ่มก่อนเข้า Basin) ซึ่งจะมีการไหลของน้ำก่อนที่จะเข้า Basin ดังรูปที่ 3.5 และรูปตัดของ Basin Type II ดังรูปที่ 3.6 และ 3.7

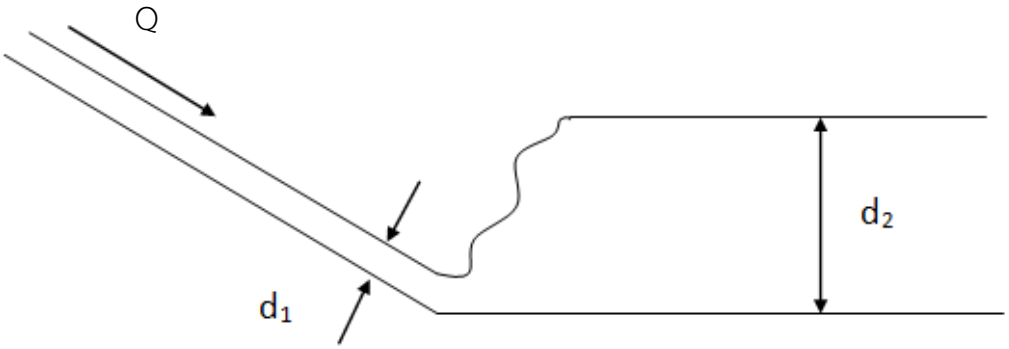
จากสูตร (หัวข้อที่ 2.12) ; $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}[\sqrt{1+8F_1^2}-1]$

d_1 = 0.501 m.

Fr_1 = 7.398

d_2 = 4.999 m.

v_1 = 16.405 m/s



รูปที่ 3.5 การไหลของน้ำก่อนลงอ่างสลายพลังงาน

Basin Free Board = $0.1(V_1 + d_2)$

= 2.140 m. ≈ 2.5 m.

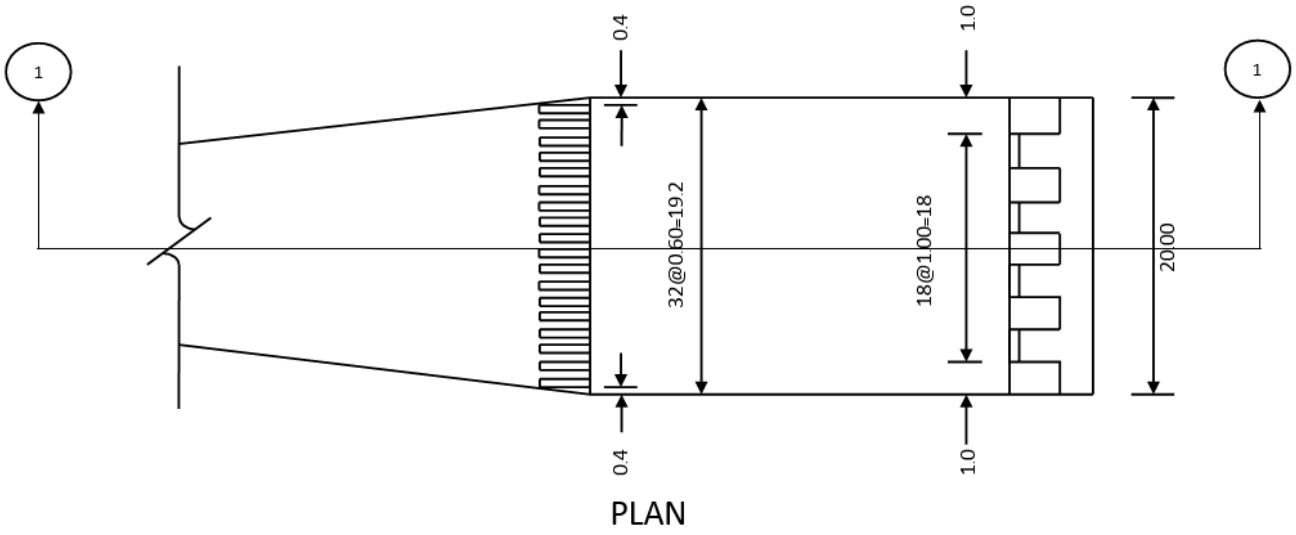
Basin Wall High = $d_2 + F$

= 7.499 m. ≈ 8 m. (ดังรูปที่ 3.7)

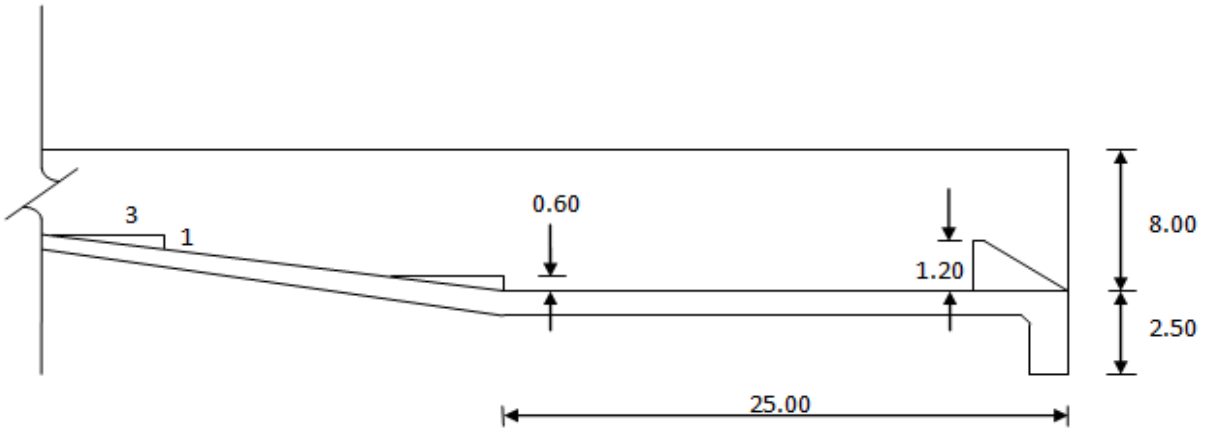
Depth of Cut Off ; depth = $0.5d_2$

= 2.499

ดังนั้นจะใช้ Cut Off ลึก ≈ 2.5 m. (on rock) (ดังรูปที่ 3.7)



รูปที่ 3.6 รูป Plan อ่างสลายพลังงาน Type II



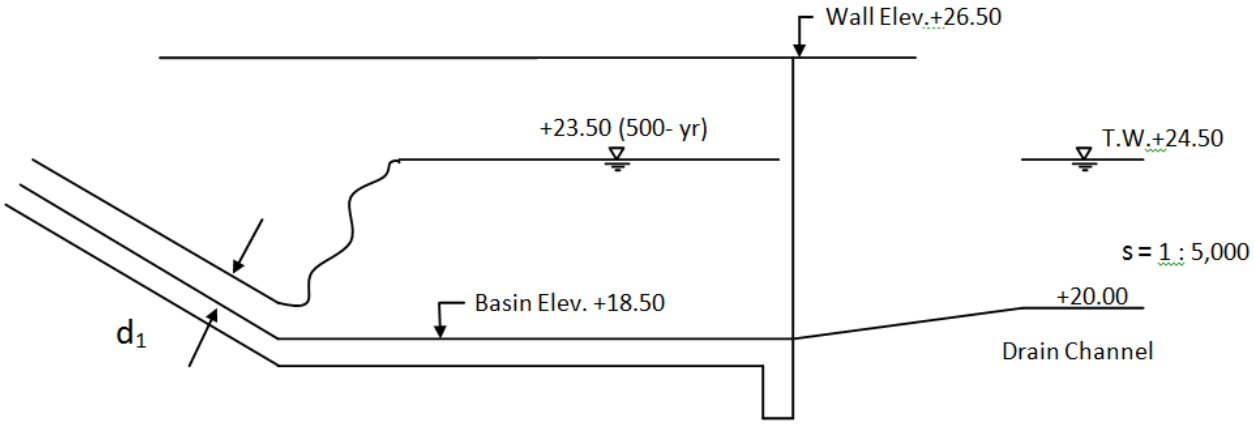
รูปที่ 3.7 รูปตัด 1-1 อ่างสลาย พลังงาน Type II

3.8 ออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel)

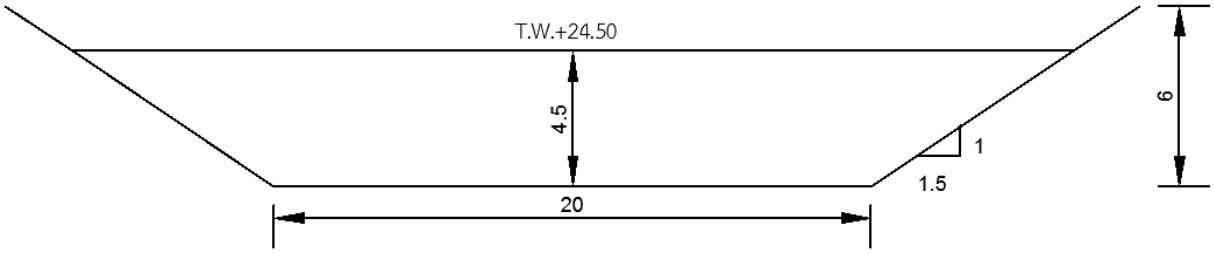
การคำนวณออกแบบจะต้องกำหนดความเร็วของกระแสน้ำที่ไม่ให้เกิดการกัดเซาะและการตกตะกอน ซึ่งค่าความเร็วของกระแสน้ำจะใช้อยู่ประมาณ 0.6 – 1.10 ม./วินาที และสูตรที่ใช้คำนวณหาขนาดของคลองระบายน้ำจะใช้สูตรของ Manning' s Formula ดังนี้

$$Q = \frac{1}{n} A \left(R^{\frac{2}{3}}\right) \left(S^{\frac{1}{2}}\right)$$

จากการคำนวณหาระดับในราง chute (ตารางที่ 3.6) จะได้ระดับของ Basin Elev. = +18.74 m. แต่จะเลือกระดับการออกแบบที่ระดับ +18.50 m. จึงนำค่ามาใช้ออกแบบคลองระบายน้ำได้ โดยแสดงขนาดคลองระบายน้ำดังรูปที่ 3.8 และ 3.9 ตามลำดับ



รูปที่ 3.8 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำ



รูปที่ 3.9 หน้าตัดคลองระบายน้ำ

3.9 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน

จากการออกแบบทางด้านชลศาสตร์ทำให้ได้ระดับพื้นคลองระบายน้ำที่ +20 ม.(รทก.)

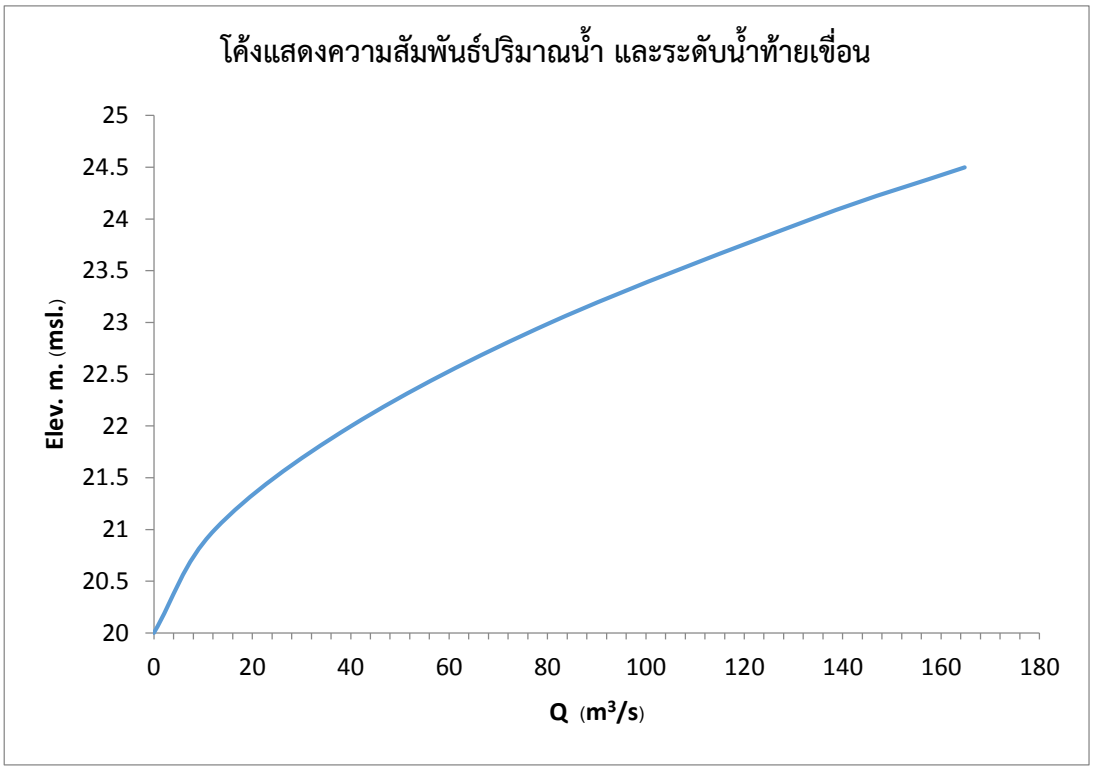
1.การกำหนดให้ระดับน้ำค่าต่างๆ ตั้งแต่ระดับท้องคลองขึ้นไป

2.นำความลึกของน้ำแต่ละค่ามาคำนวณหาพื้นที่ โดยใช้สูตรพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมู และคำนวณเส้นขอบเปียก

3.ทำการคำนวณหาความเร็วของน้ำจากสูตรManning Formula ; $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ (หัวข้อที่ 2.17)

4.ทำการคำนวณอัตราการไหลของแต่ละค่าความลึก จากสูตร Q = V*A

5.นำค่าที่ได้ไปสร้างกราฟโค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน แสดงดังรูปที่ 3.10

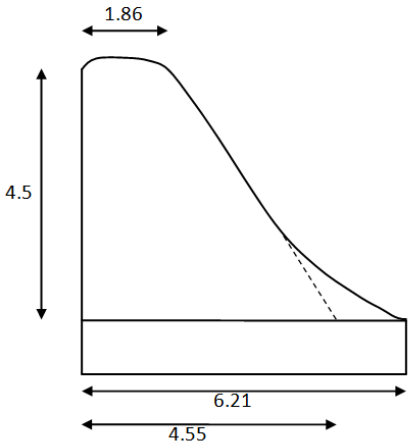


รูปที่ 3.10 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน

3.10 การวิเคราะห์เสถียรภาพฝาย

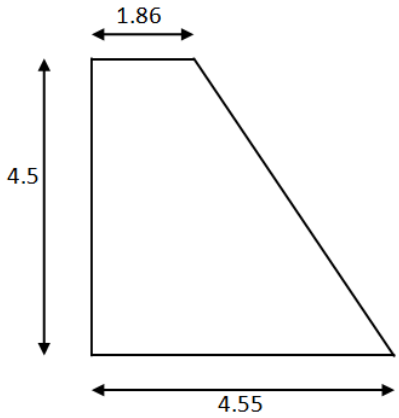
การทดสอบและประเมินหาค่าเสถียรภาพของฝาย เพื่อทราบถึงลักษณะและคุณสมบัติต่างๆชั้นดิน เพื่อวิเคราะห์ความมั่นคงของตัวฝายว่ามีความมั่นคงถูกต้องตามมาตรฐานกรมชลประทานหรือไม่

จากการคำนวณฝายสันโค้ง จะทำการวิเคราะห์โดยวิเคราะห์เป็นฝายสันตรงพิจารณาจากรูป 3.11



รูปที่ 3.11 ฝายสันโค้ง

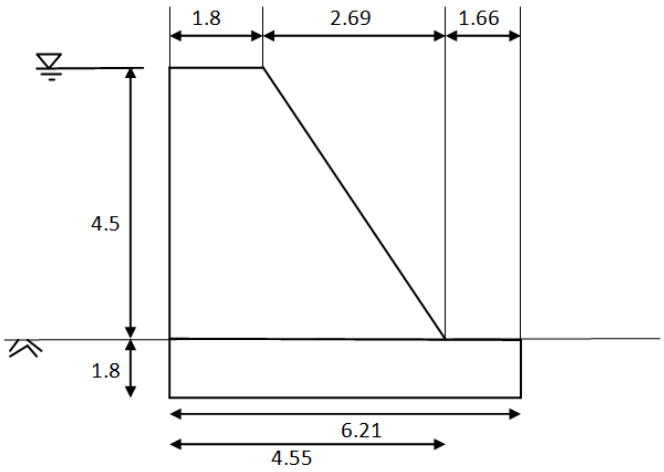
วิเคราะห์เป็นฝายสันตรงเพื่อง่ายต่อการคำนวณ จะได้ฝายดังรูปที่ 3.12



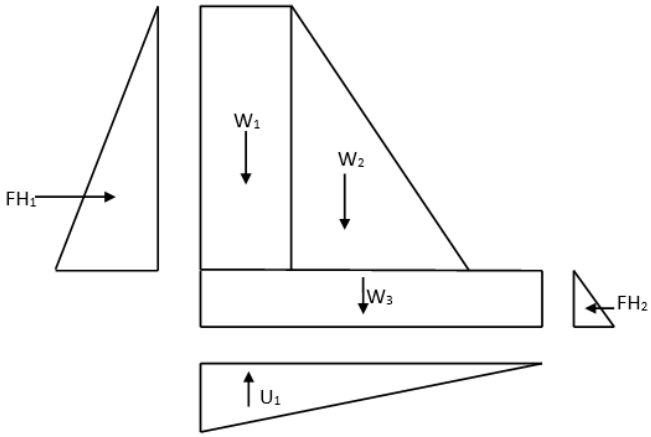
รูปที่ 3.12 ฝายสันโค้งที่ใช้ออกแบบ

ความหนาพื้นใต้ตัวฝาย ได้จากความหนาพื้นหลังฝาย 1.8 เมตร

คิดเสถียรภาพในกรณีวิกฤติ



รูปที่ 3.13 ระยะทั้งหมดของตัวฝาย



รูปที่ 3.14 แรงที่กระทำต่อตัวฝาย

จากสูตรการคำนวณ (หัวข้อที่ 2.19)

จะได้ผลการคำนวณดังนี้ $W_1 = 20.09\ T/m$

$W_2 = 14.58 T/m$

$W_3 = 26.83 T/m$

$F_{H1} = 19.85 T/m$

$P_1 = 4.28 T/m^2$

$FH_3 = 3.85\ T/m^2$

$U_1 = 13.973 T/m$

- การตรวจสอบความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล (Sliding)

ในการคำนวณออกแบบเพื่อป้องกันการเลื่อนตัวของฝายโดยจะต้อง มีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ตรวจสอบโดยจากสูตร

$FSs = \mu \frac{\sum F_V}{\sum F_H}$ กำหนด μ = 0.8 เนื่องจากฐานรากเป็นหินแข็ง

$$= 0.8\frac{(20.09+14.58+26.83-13.97)}{19.85-3.85} = 2.38 < 1.5 \text{ OK.}$$

- การตรวจสอบความมั่นคงต่อการผลิกคว่ำ (Overturning) (ไม่คิดพื้น W_3)

จากการออกแบบเพื่อไม่ให้เกิดการพลิกคว่ำของตัวฝาย อันเนื่องมาจากแรงกระทำจากภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่อตัวฝายตกอยู่ในส่วนกึ่งกลางหนึ่งในสามของความยาวฐานฝาย และค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ตรวจสอบโดยจากสูตร (หัวข้อที่ 2.19)

$$Fso = \frac{\sum M_{O\ ทวน}}{\sum M_{O\ ตาม}}$$

$$= \frac{\left(W_1 \times \left(2.69 + \frac{1.86}{2}\right)\right) + \left(W_2 \times \left(\frac{2}{3}(2.69)\right)\right)}{\left(F_{H1} \times \frac{4.5}{3}\right) + \left(\frac{2}{3} \times U_1 \times 4.55\right)}$$

$F_{H1}^{\infty} = 10.13 \text{T/m}$

$U_1^{\infty} = 10.24 \text{T/m}$

$$= \frac{20.09(3.62)+14.58(1.79)}{10.13(1.5)+10.24(3.03)} = 2.14 > 2.0 \quad \text{OK}$$

- **การคำนวณหน่วยแรงกระทำ (Vertical Normal Stress)**

ในการคำนวณหน่วยแรงที่มากระทำกับตัวฝายเพื่อตรวจสอบวิความมั่งคงของตัวฝาย เมื่อมีแรงที่เกิดขึ้นจริงมากระทำ โดยจะพิจารณาแบ่งออกเป็น 2 กรณี

$$\tau = \frac{\sum F_H}{A} = 2.58 T/m^2$$

Stress ที่รอบฐานเขื่อน

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

- กรณี 1 ฝายไม่มีน้ำ (คิดบนพื้นดิน) (รายละเอียดการคำนวณ แสดงอยู่ในภาคผนวกข้อที่ 11)

$$\sum F_V = 61.50 T$$

$$\overline{X} = 3.90 m.$$

$$e = 0.80 m.$$

$$M = 48.89 T \cdot m$$

$$I = 19.96 m^4$$

$$\sigma = 9.90 \pm 7.61$$

$$\sigma_u = 17.50 T/m^2$$

$$\sigma_d = 2.30 T/m^2$$

- กรณี 2 กรณีน้ำเต็มฝาย(รายละเอียดการคำนวณ แสดงอยู่ในภาคผนวกข้อที่ 11)

$M_{O\ ทวน}$ = 242.04 T-m

$M_{O\ ตาม}$ = 41.698 T-m

$\sum F_v$ = 61.50 T

$$\overline{X} = 3.26 m$$

$e = 0.16m$

$M = 9.84T \cdot m$

$\sigma = 9.90 \pm 1.53$

$\sigma_u = 11.431T/m^2$

$\sigma_d = 8.30T/m^2$

$\sigma_{u'} = 25.40T/m^2$

$\sigma_{d'} = 8.37T/m^2$

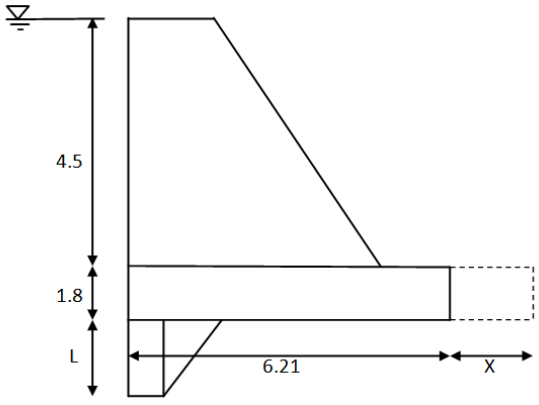
- การคำนวณการไหลซึมลอดใต้ฐานราก (Seepage and Piping)

การตรวจสอบการไหลซึมของน้ำผ่านตัวฝายและฐานราก ตัวฝายจะต้องมีความยาวมากเพียงพอที่จะป้องกันน้ำด้านหน้าฝาย (Upstream) ไม่ให้ไหลลอดไปยังฝั่งใต้น้ำ (Downstream) น้ำการไหลที่ไหลผ่านตัวเขื่อนจะกัดเซาะและนำพาเม็ดดินตามกระแสน้ำ การกัดเซาะจะทำให้โครงสร้างเขื่อนเกิดความไม่มั่นคง อาจเกิดโพรงหรือการยุบตัวของเขื่อนได้ โดยใช้ค่ามาตรฐานมาคำนวณตรวจสอบ

เมื่อฐานรากเป็นหิน WCR = 2.5

จากการคำนวณ (ภาคผนวกข้อที่ 11) $WCR = 1.26 < 2.5$

เกิด Piping ต้องเพิ่ม Cutoff เพื่อเพิ่มความปลอดภัยของตัวฝาย Cutoff จะทำหน้าที่ควบคุมการไหลของน้ำลอดใต้ฐานและป้องกันการเกิด Piping โดยกำหนด ดังรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.15 ตัวฝายที่เพิ่ม Cutoff

จากสูตร (หัวข้อที่ 2.19) จะได้ ;

$$2.5 = \frac{2L + 1.8(2) + \left(\frac{6.21}{3}\right)}{4.5}$$

$L = 2.79\text{m}$ ซึ่งยาวมาก ดังนั้นกำหนดความลึก Cutoff 1 m. แต่เพิ่มความยาวพื้นแทน

$$2.5 = \frac{2(1) + 1.8(2) + \left(\frac{6.21 + x}{3}\right)}{4.5}$$

$\therefore x = 10.84\text{m.}$

ดังนั้น จะได้หน้าตัดของฝายดังนี้

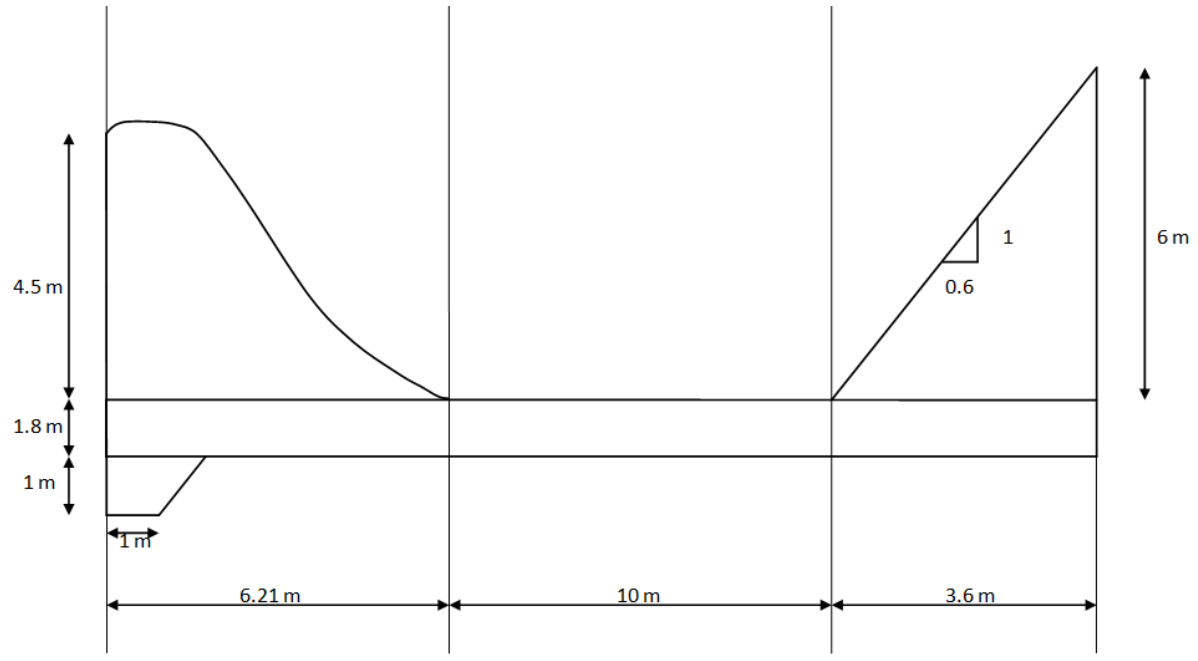
ออกแบบกำแพงด้านข้างฝาย Slope 1:0.6

เนื่องจากน้ำในฝายสูงสุด 4.68 m.

ดังนั้น freeboard = 0.3+0.25d

= 0.3+0.25(4.68)

=1.47m. ดังนั้น Freeboard = 1.5 m.



รูปที่ 3.16 ตัวฝายและกำแพงด้านข้าง

การคำนวณออกแบบทางด้านโครงสร้าง

3.11 ออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185

ที่ใช้กำแพงสูง 5 เมตร ในการออกแบบดังนี้

การเลือกเหล็กเสริม จากสูตร $W = K_a \gamma_s h$ (หัวข้อที่ 2.20)

(รายละเอียดการคำนวณต่างๆ แสดงอยู่ในภาคผนวกข้อที่ 12)

เลือกใช้ความหนากำแพง = 40 cm. โดยd = 35 cm. และCovering = 5 cm.

- เหล็กเสริมกำแพง

เลือกเหล็ก 20 mm@0.14 m. As = 22.44 cm^2, ε_0= 44.86 cm

เหล็กรับอุณหภูมิ

เลือกเหล็ก 16mm@0.25 m. As = 8.04 cm^2, ε_0=20.11 cm

เลือกความหนาพื้น = 50 cm. โดย d = 45 cm.และ Covering = 5 cm.

- เหล็กเสริมที่พื้น (ใต้กำแพงคิดดินกดทับ)

เลือกเหล็ก 16 mm@0.20 m. As = 10.05 cm^2,ε_0=25.13 cm

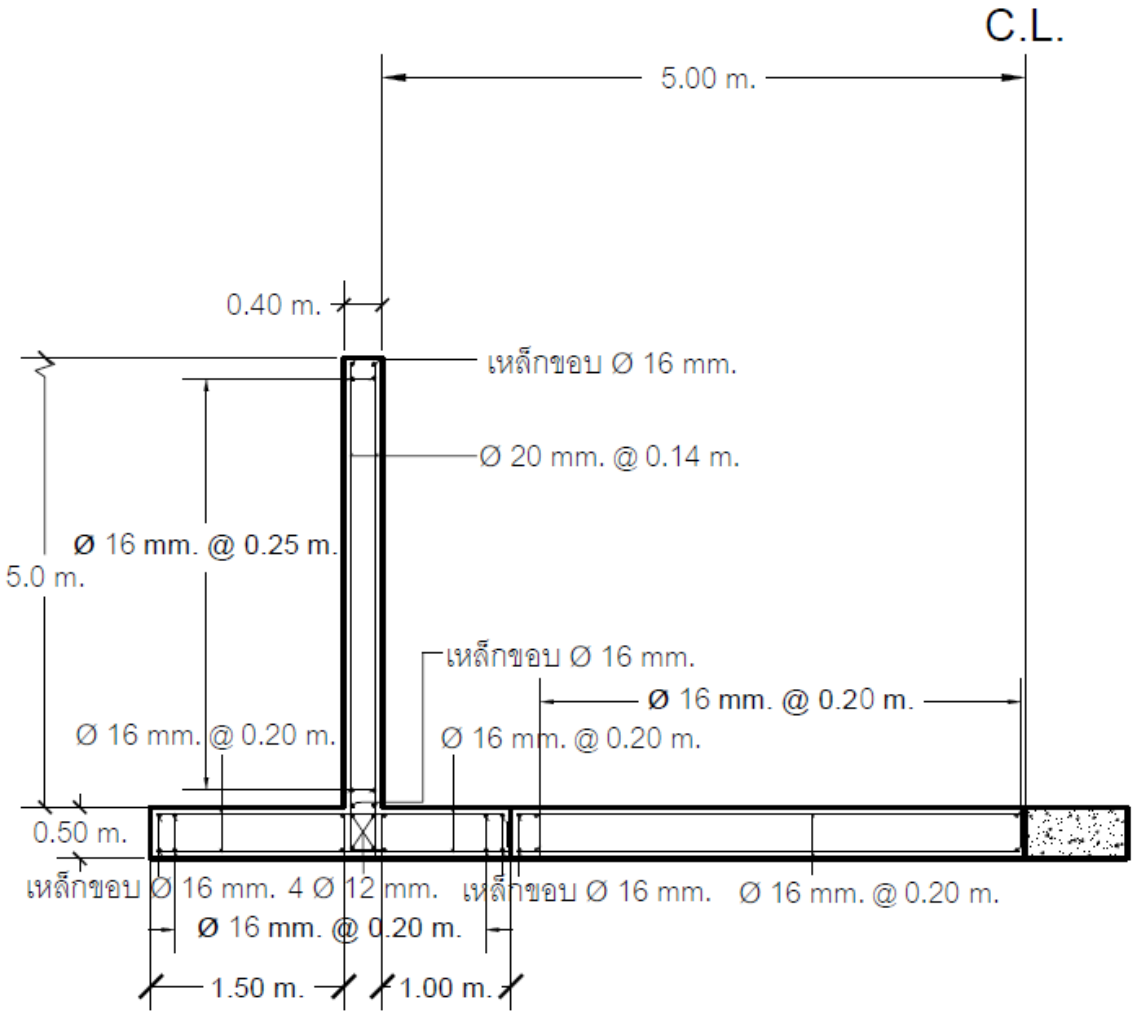
เหล็กรับอุณหภูมิของพื้นกำแพง

เลือกเหล็ก 16 mm@0.20 m. As = 10.05 cm^2,ε_0=25.13 cm

ออกแบบพื้นเสริมเหล็กของของรางระบายน้ำ (Chute)

เลือกเหล็ก 16 mm@0.20 m. As = 10.05 cm^2,ε_0=25.13 cm

ผลการคำนวณออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำช่วง กม.0+105 ถึงกม.0+185 แสดงดังรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.17 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185

3.12 ออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391

ที่ใช้กำแพงสูง 3.5 เมตร ในการออกแบบดังนี้

การเลือกเหล็กเสริม จากสูตร $W = K a \gamma_s h$ (หัวข้อที่ 2.20)

(รายละเอียดการคำนวณต่างๆ แสดงอยู่ในภาคผนวกข้อที่ 13)

เลือกใช้ความหนากำแพง = 30 cm.โดยd = 25 cm. และCovering = 5 cm.

- เหล็กเสริมกำแพง

เลือกเหล็ก 20 mm@0.30 m. As = 10.47 cm^2, ε_0=20.14 cm

เหล็กรับอุณหภูมิ

เลือกเหล็ก 12mm@0.15 m. As = 7.54 cm^2, ε_0=25.13 cm

เลือกความหนาพื้น = 40 cm. โดย d = 35 cm.และCovering = 5 cm.

- เหล็กเสริมที่พื้น (ใต้กำแพงคิดดินกดทับ)

เลือกเหล็ก 20 mm@0.20m. As = 15.17 cm^2,ε_0=31.42 cm

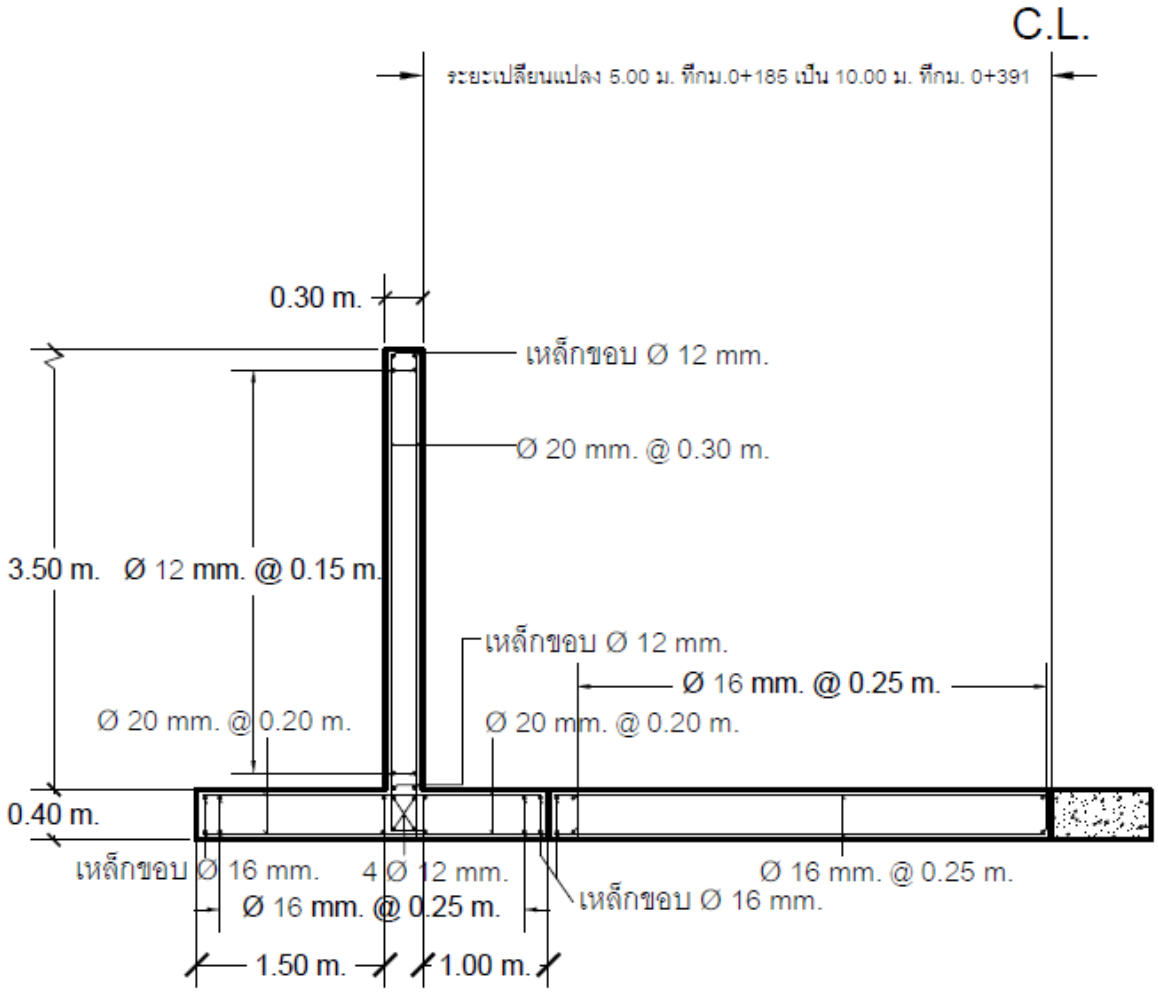
เหล็กรับอุณหภูมิของพื้นกำแพง

เลือกเหล็ก 16 mm@0.25 m. As = 8.04 cm^2,ε_0=20.11 cm

ออกแบบพื้นเสริมเหล็กของรางระบายน้ำ *(Chute)*

เลือกเหล็ก 16 mm@0.25 m. As = 8.04 cm^2,ε_0=20.11 cm

ผลการคำนวณออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำช่วง กม.0+105 ถึงกม.0+185 แสดงดังรูปที่ 3.18



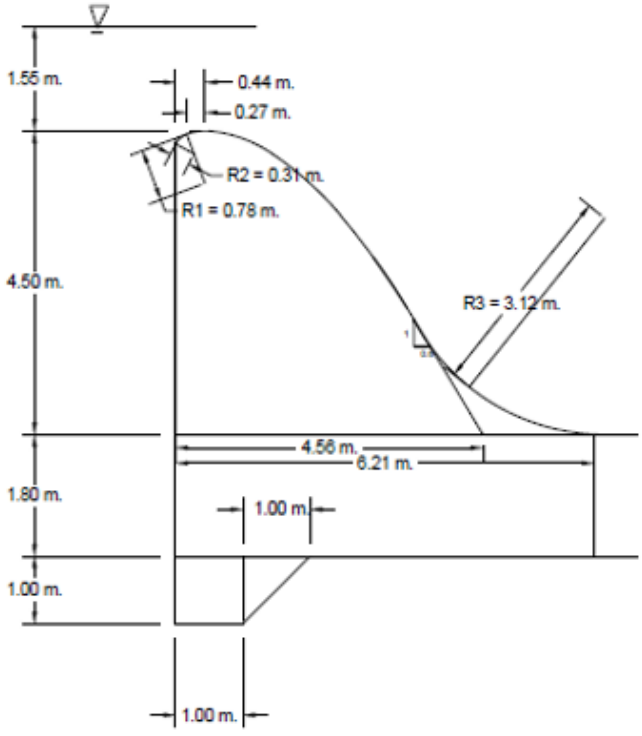
รูปที่ 3.18 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391

บทที่ 4 สรุปและข้อเสนอแนะ

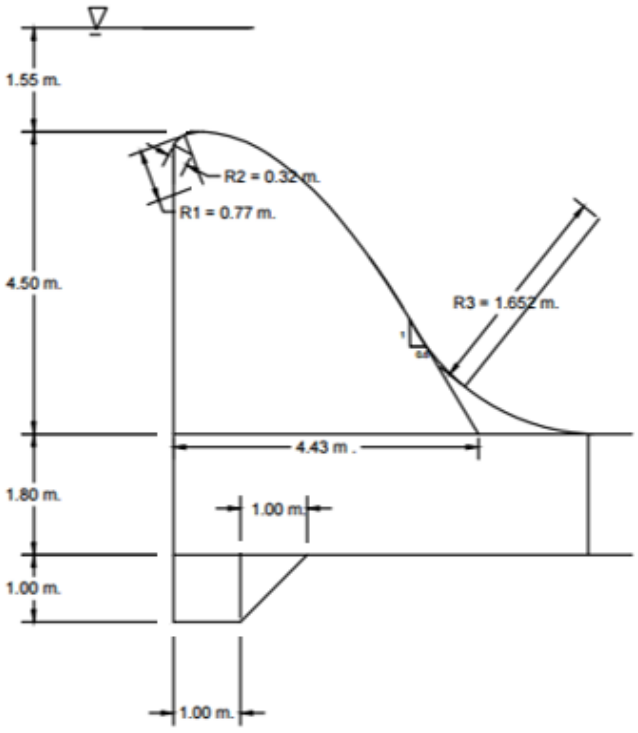
จากการศึกษาการออกแบบอาคารทางระบายน้ำล้น โครงการอ่างเก็บน้ำคลองบางเหนียวดำ จังหวัดภูเก็ต ได้ทำการออกแบบและผลเป็นดังนี้

4.1 การออกแบบตัวฝาย

จากการออกแบบตัวฝายมีความสูง 4.5 เมตร ยาว 40 เมตร รูปร่างฝายเป็นรูปฝายสันมน



รูปที่ 4.1 รูปร่างฝายที่ออกแบบโดยโครงงานวิศวกรรม



รูปที่ 4.2 รูปร่างฝายที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบรูปร่างฝายที่ทำการออกแบบกับที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

ออกแบบโดยนิสิตโครงงานวิศวกรรม ($y = 0.344X^{1.85}$)	ออกแบบโดยกรมชลประทาน($y= 0.355x^{1.842}$)
(0 , 0)	(0 , 0)
(0.5 , 0.095)	(0.5 , 0.099)
(1 , 0.344)	(1 , 0.355)
(1.5 , 0.728)	(1.5 , 0.749)
(2 , 1.240)	(2 , 1.273)
(2.5 , 1.874)	(2.5 , 1.920)
(3 , 2.626)	(3 , 2.686)
(3.104 , 2.796)	(3.037 , 2.747)

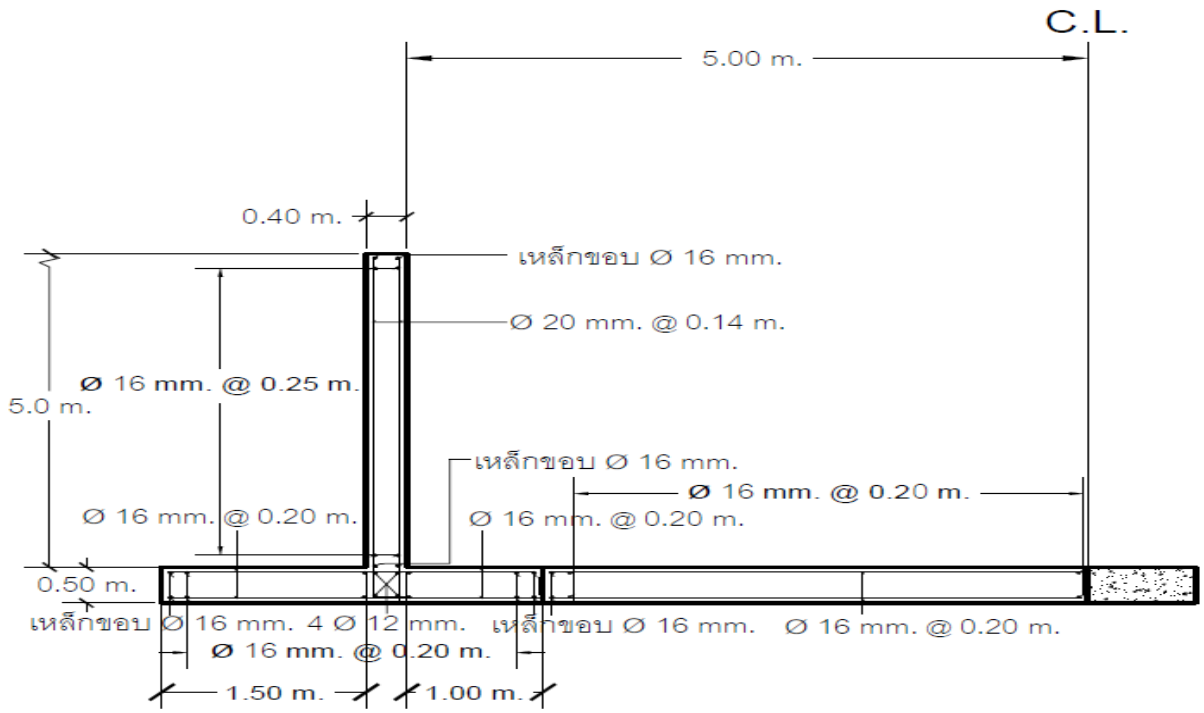
ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบการออกแบบรูปร่างฝาย

รายการ	จากการออกแบบโดย		ความแตกต่าง (m.)
	โครงงานวิศวกรรม	กรมชลประทาน	
ความสูงฝาย (m.)	4.5	4.5	0
ความหนาพื้น (m.)	1.8	1.8	0
ความลึก Cut off (m.)	1	1	0
ความยาวสันฝาย (m.)	40	40	0
ความหนาฝาย (m.)	4.56	4.43	0.13
R1 (m.)	0.775	0.770	0.005
R2 (m.)	0.310	0.320	0.010
R3 (m.)	3.120	1.652	1.468
สมการหลังโค้งสันฝาย	$y = 0.344\ x^{1.85}$	$y = 0.355\ x^{1.842}$	

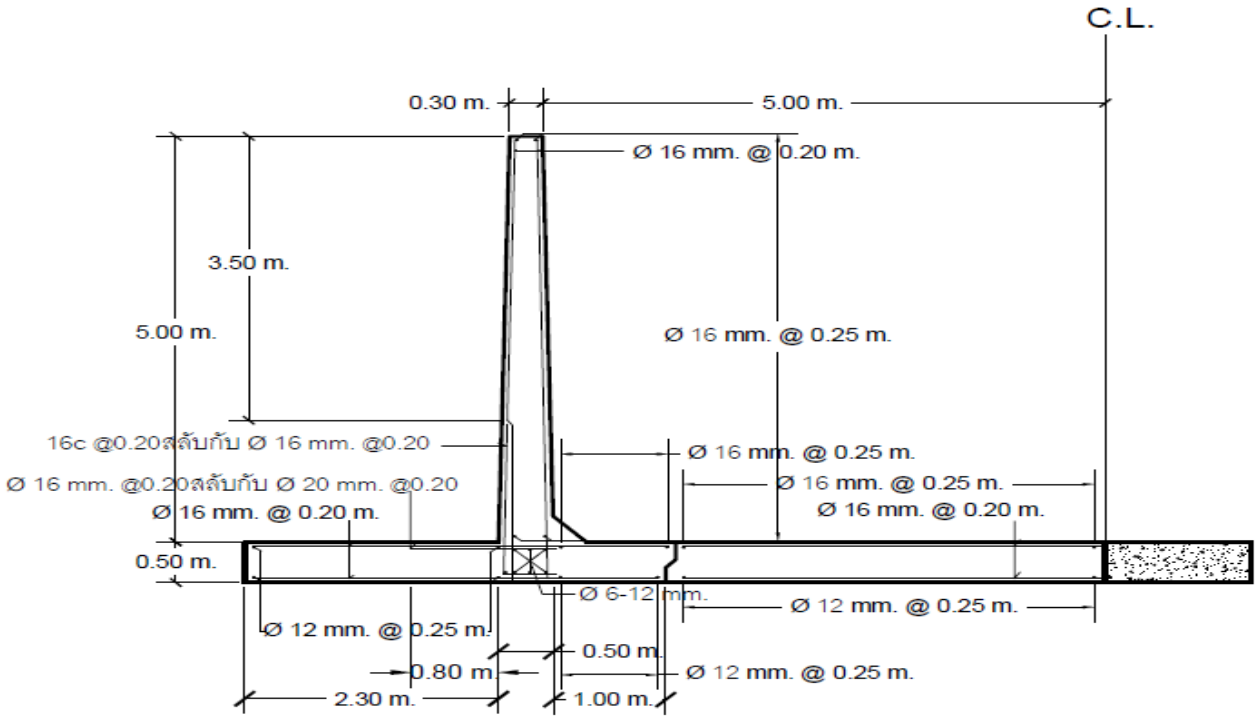
จากตารางการเปรียบเทียบรายการต่างๆ ที่ทำการออกแบบรูปร่างฝาย จะเห็นได้ว่ารายการที่ออกแบบมีค่าเท่ากันหลายรายการ และบางรายการมีค่าแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย ซึ่งทางนิสิตโครงงานวิศวกรรมชลประทานได้ใช้การออกแบบตามวิธีการของ WES (Waterways Experiment Station) อาจจะแตกต่างจากทางกรมชลประทานเนื่องจากทฤษฎีและข้อมูลที่ใช้มีความแตกต่างกันอยู่บ้าง

4.2 การออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำ

จากการออกแบบได้ความชันของลาดท้องทางระบายน้ำตามกรมชลประทาน เพื่อที่จะหาความเร็ว(V) ความลึก(d) ของน้ำซึ่งได้กำหนด ความกว้างของหน้าตัดรางระบายน้ำตามที่กรมชลประทานออกแบบไว้ ซึ่งหลังจากทราบความเร็วและความลึกของน้ำ ก็จะทราบสภาวะการไหลของน้ำเป็นแบบไหล เช่น การไหลต่ำกว่าวิกฤต (Subcritical Flow), การไหลวิกฤต (Critical Flow) แบะการไหลสูงกว่าวิกฤต (Supercritical Flow) เพื่อที่จะนำไปออกแบบหน้าตัดรางระบายน้ำ ซึ่งความสูงของกำแพง 5 เมตร และมีขนาดความกว้างของทางระบายน้ำเท่ากับ 10 เมตร ตั้งแต่กม. 0+105 ถึง กม.0+185 และความสูงของกำแพง 3.5 เมตร ตั้งแต่กม. 0+185 ถึง กม.0+391 และมีขนาดความกว้างของทางระบายน้ำเท่ากับ 10 เมตรตั้งแต่ กม. 0+185 และ จะขยายจนมีขนาด 20 เมตร ที่ กม. 0+391 ซึ่งความสูงกำแพงและขนาดของทางระบายน้ำได้ค่าเท่ากับที่กรมชลประทานออกแบบไว้ โดยกำหนดให้ดินอยู่ต่ำกว่าของกำแพง 0.7 เมตร ตามที่กรมชลประทานออกแบบไว้ และได้ทำการคำนวณออกแบบเสริมเหล็กโครงสร้างรางระบายน้ำจำนวน 2 หน้าตัดคือที่ กม. 0+105 ถึง กม. 0+185 และ กม. 0+185 ถึง 0+391 ดังรูปที่ 4.3 และ รูปที่ 4.5



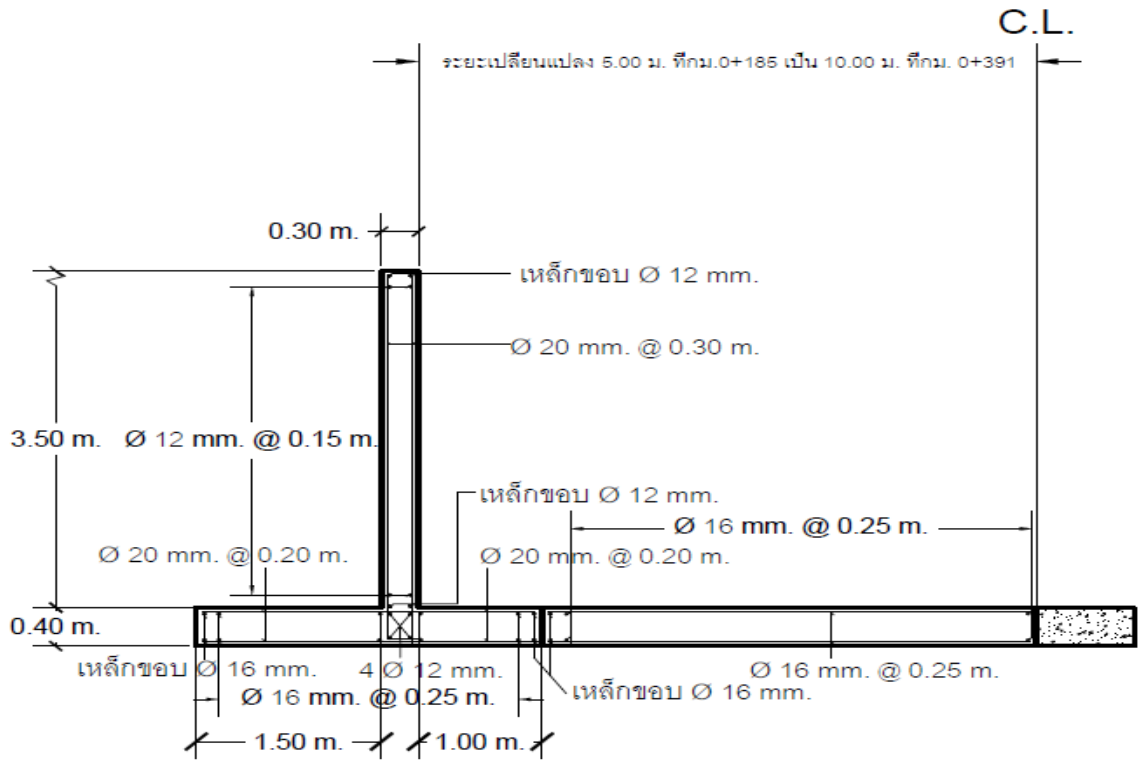
รูปที่ 4.3 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185 ที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบ



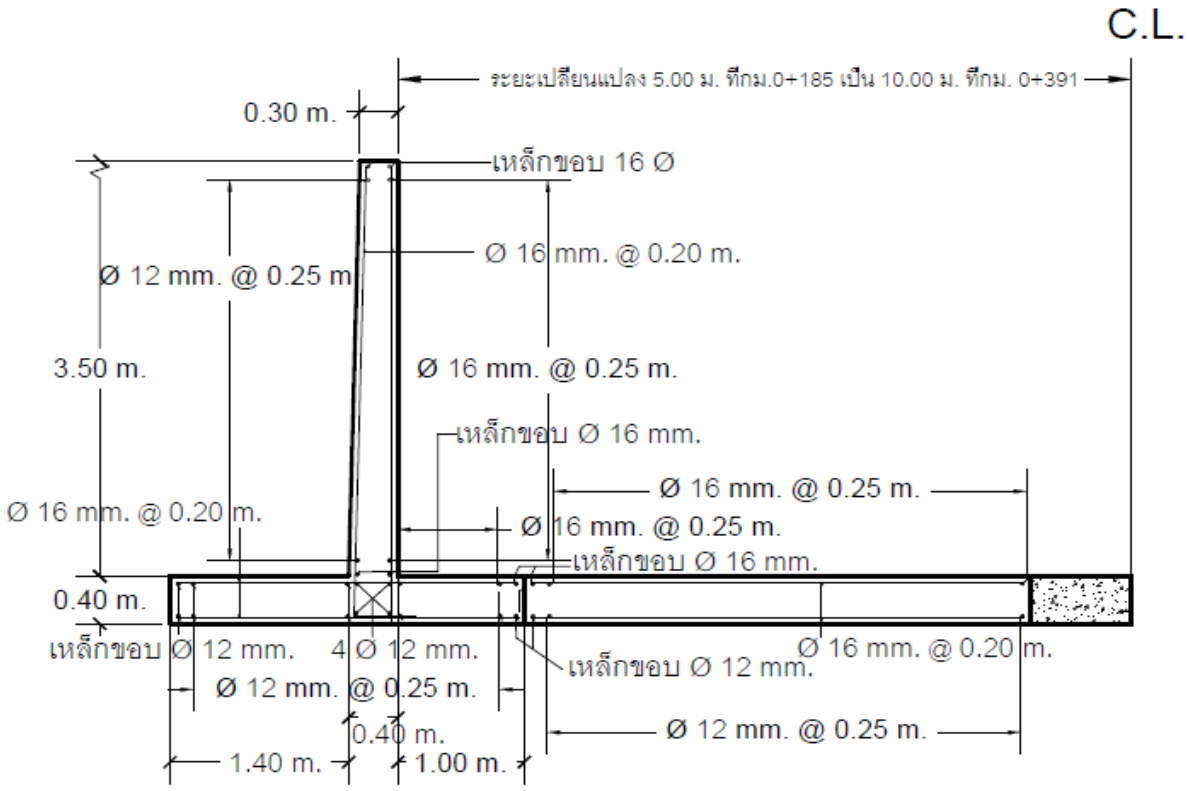
รูปที่ 4.4 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่ กม. 0+105 ถึง กม. 0+185 ที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

ตารางที่ 4.3 เปรียบเทียบรายการที่ทำการออกแบบทางด้านโครงสร้างกม. 0+105 ถึง กม.0+185

ลำดับ	รายการ	จากการออกแบบโดย		ความแตกต่าง
		โครงงานวิศวกรรม	กรมชลประทาน	
1	ความหนากำแพง	0.40 m. ตลอดความสูง	0.30 m. ถึง 0.50 m.	±0.10 m.
2	ความสูงกำแพง	5.0 m.	5.0 m.	0 m.
3	ความหนาพื้นกำแพง	0.50 m.	0.50 m.	0 m.
4	ความกว้างพื้นกำแพงด้านซ้ายและด้านขวา	1.50 m. และ 1.0 m.	2.30 m. และ 1.0 m.	1.80 m.
5	ความหนาพื้น	0.50 m.	0.50 m.	0 m.
6	เหล็กเสริมกำแพงผิวใน	20 mm.@0.14m. ($As=22.44cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	12.390 cm^2
7	เหล็กเสริมกำแพงผิวนอก	20 mm.@0.14m. ($As=22.44cm^2$)	16 mm.@0.10m. ($As=20.11cm^2$)	2.330 cm^2
8	เหล็กรับอุณหภูมิกำแพง	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	0
9	เหล็กเสริมพื้นกำแพงผิวบน	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0
10	เหล็กเสริมพื้นกำแพงผิวล่าง	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0
11	เหล็กรับอุณหภูมิพื้นกำแพง	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	2.010 cm^2
12	เหล็กเสริมพื้นผิวบน	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0
13	เหล็กเสริมพื้นผิวล่าง	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0
14	เหล็กรับอุณหภูมิพื้น	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0



รูปที่ 4.5 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391 ที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบ



รูปที่ 4.6 รูปตัดรางระบายน้ำตั้งแต่กม 0+185 ถึง กม 0+391 ที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

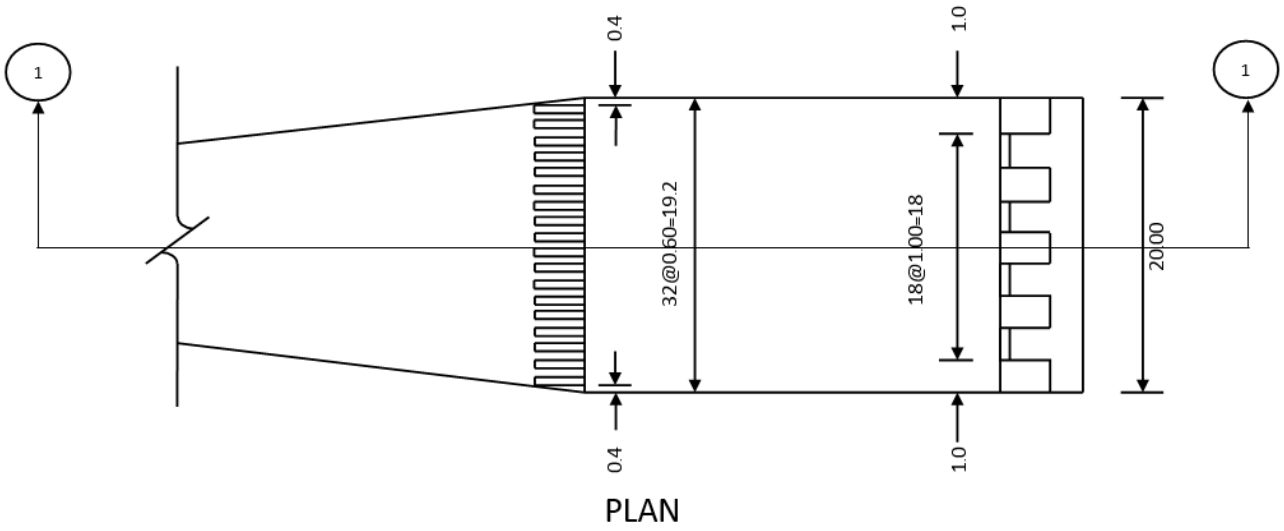
ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบรายการที่ทำการออกแบบทางด้านโครงสร้าง กม. 0+185 ถึง กม. 0+391

ลำดับ	รายการ	จากการออกแบบโดย		ความแตกต่าง
		โครงงานวิศวกรรม	กรมชลประทาน	
1	ความหนากำแพง	0.30 m. ตลอดความสูง	0.30 m. ถึง 0.40 m.	±0.10 m.
2	ความสูงกำแพง	3.50 m.	3.50 m.	0 m.
3	ความหนาพื้นกำแพง	0.40 m.	0.40 m.	0 m.
4	ความกว้างพื้นกำแพงด้านซ้าย และด้านขวา	1.50 m. และ 1.0 m.	1.40 m. และ 1.0 m.	0.10 m. และ 0 m.
5	ความหนาพื้น	0.40 m.	0.40 m.	0 m
6	เหล็กเสริมกำแพงผิวใน	20 mm.@0.30m. ($As=10.47cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0.42 cm^2
7	เหล็กเสริมกำแพงผิวนอก	20 mm.@0.30m. ($As=10.47cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	0.42 cm^2
8	เหล็กรับอุณหภูมิกำแพง	12 mm.@0.15m. ($As=7.54cm^2$)	12 mm.@0.25m. ($As=4.52cm^2$)	3.02 cm^2
9	เหล็กเสริมพื้นกำแพงผิวบน	20 mm.@0.20m. ($As=15.71cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	5.66 cm^2
10	เหล็กเสริมพื้นกำแพงผิวล่าง	20 mm.@0.20m. ($As=15.71cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	5.66 cm^2
11	เหล็กรับอุณหภูมิพื้นกำแพง	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	0
12	เหล็กเสริมพื้นผิวบน	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	2.01 cm^2
13	เหล็กเสริมพื้นผิวล่าง	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	16 mm.@0.20m. ($As=10.05cm^2$)	2.01 cm^2
14	เหล็กรับอุณหภูมิพื้น	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	16 mm.@0.25m. ($As=8.04cm^2$)	0

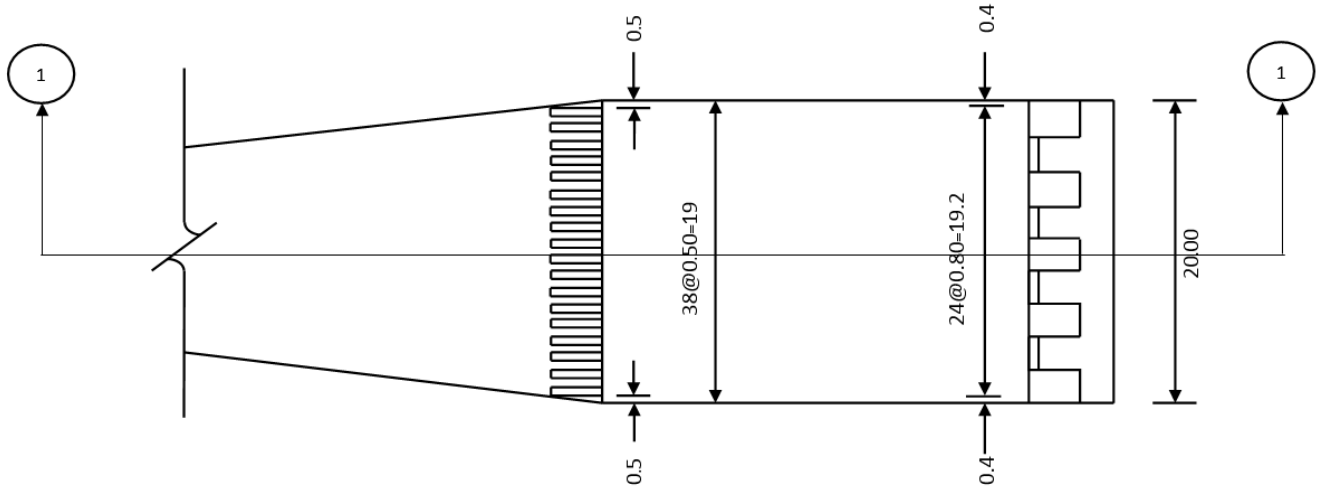
จากการเปรียบเทียบรายการที่ได้จากการออกแบบทั้งรูปร่างและขนาดหน้าตัดทางระบายน้ำ รวมถึงขนาดเหล็กเสริม มีความแตกต่างตามตารางข้างต้น จะเห็นได้ว่ามีค่าต่างกันในบางรายการ เนื่องจากการออกแบบโดยโครงงานวิศวกรรมนี้มีข้อมูลต่างๆที่ใช้ประกอบการออกแบบไม่สมบูรณ์ และในการออกแบบโครงสร้างกำแพงข้างได้สมมติค่าดินด้านข้างกำแพงเป็นดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ จึงอาจเป็นสาเหตุที่ทำให้ค่าที่ออกแบบได้มีค่าแตกต่างจากที่กรมชลประทานออกแบบไว้

4.3 การออกแบบอาคารสลายพลังงาน(Stilling Basin)

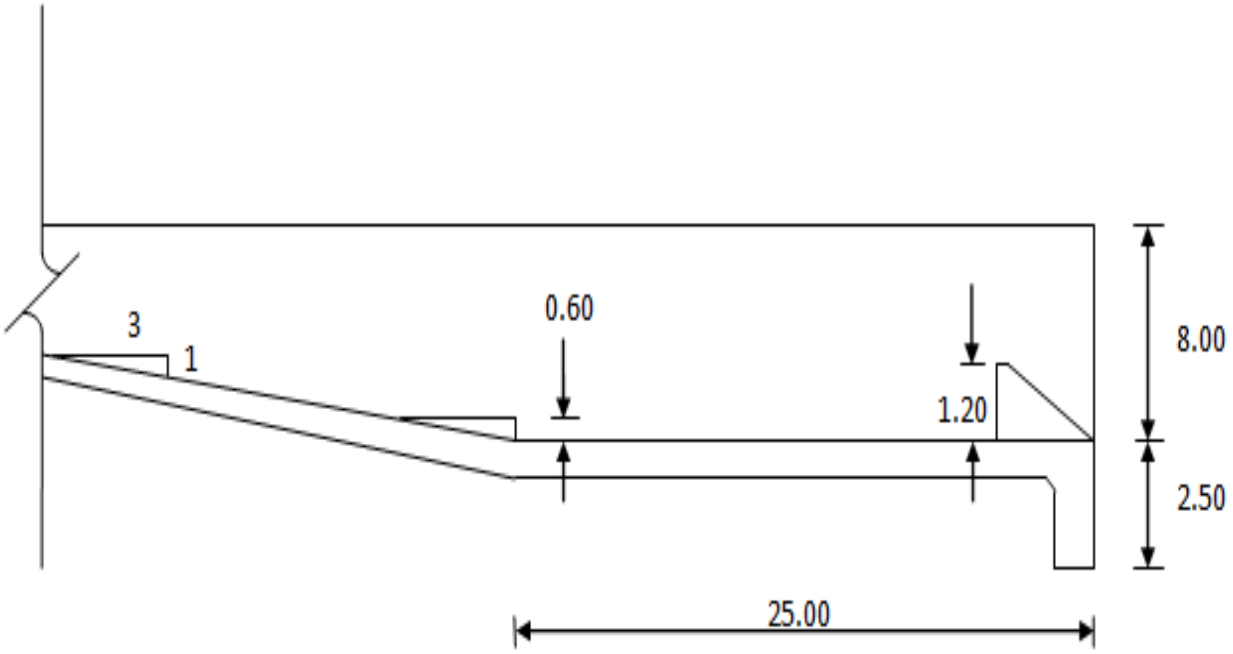
จากการออกแบบอาคารสลายพลังงานชนิด type II เนื่องจากคำนวณค่า Fr ได้ 7.398 จะได้ความสูงของกำแพงข้างเท่ากับ 8.0 เมตร ความยาวของช่วงอ่างสลายพลังงาน(Stilling Basin) เท่ากับ 25 เมตร ความลึกของ Cut off เท่ากับ 2.5 เมตร ดังแสดงรูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.9



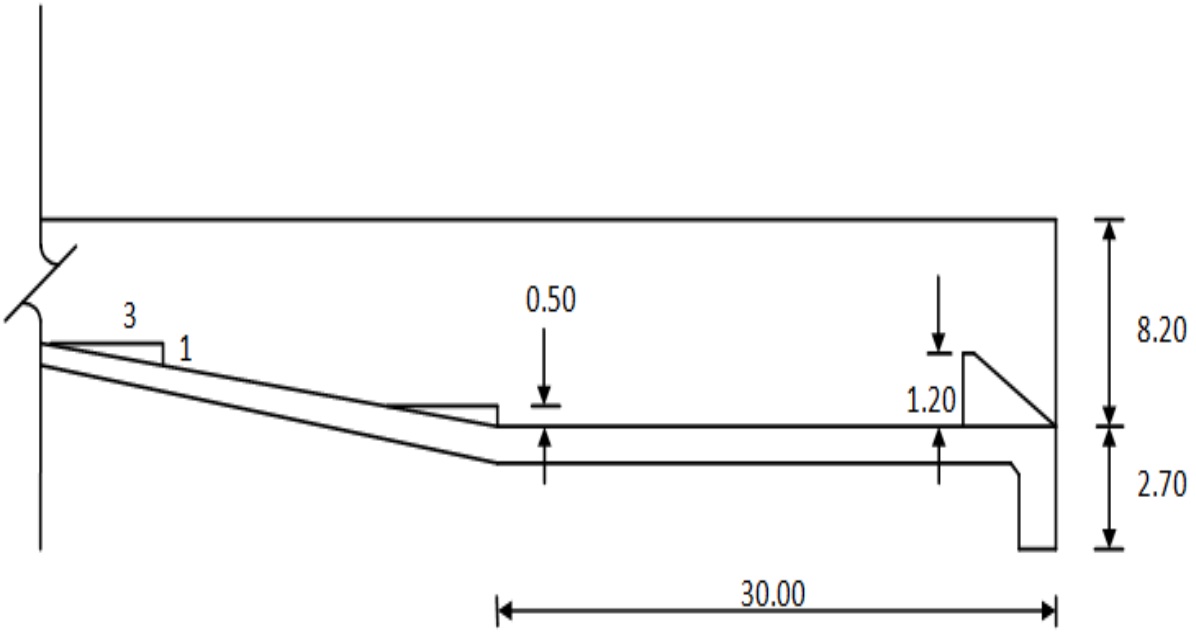
รูปที่ 4.7 รูป Plan แสดงขนาดอ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้



รูปที่ 4.8 รูป Plan แสดงขนาดอ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน



รูปที่ 4.9 รูปตัด 1-1 อ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้



รูปที่ 4.10 รูปตัด 1-1 อ่างสลายพลังงาน Type II ตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

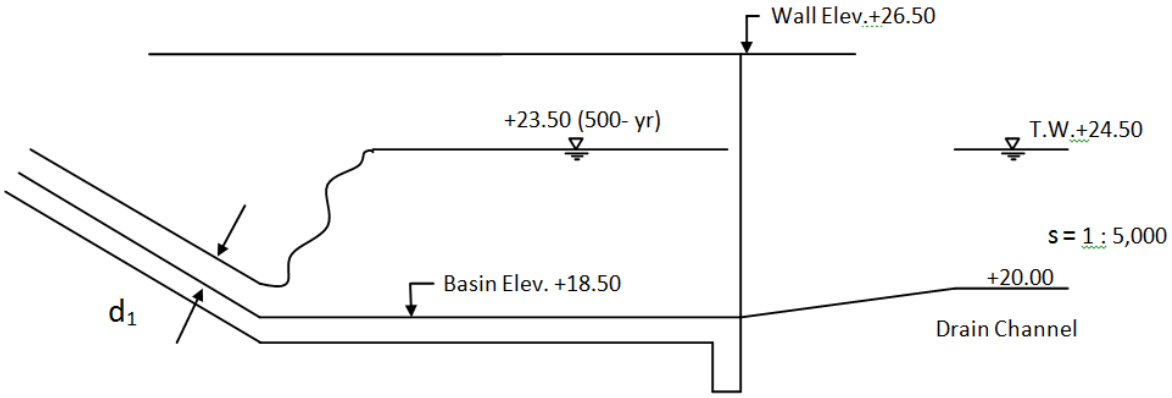
ตารางที่ 4.5 เปรียบเทียบการออกแบบอาคารสลายพลังงาน

รายการ	จากการออกแบบโดย		ความแตกต่าง (m.)
	โครงงานวิศวกรรม	กรมชลประทาน	
ความกว้าง (m.)	20	20	0
ความยาว (m.)	25	30	5
ความลึก Cut off (m.)	2.5	2.7	0.2
ความสูงกำแพง (m.)	8	8.2	0.2
Chute Block High (m.)	0.6	0.5	0.1
Chute Space (m.)	0.6	0.5	0.1
Dentated Sill High (m.)	1.2	1.2	0
Dentated Sill Space (m.)	1	0.8	0.2
Dentated Sill Top Width (m.)	0.2	0.2	0

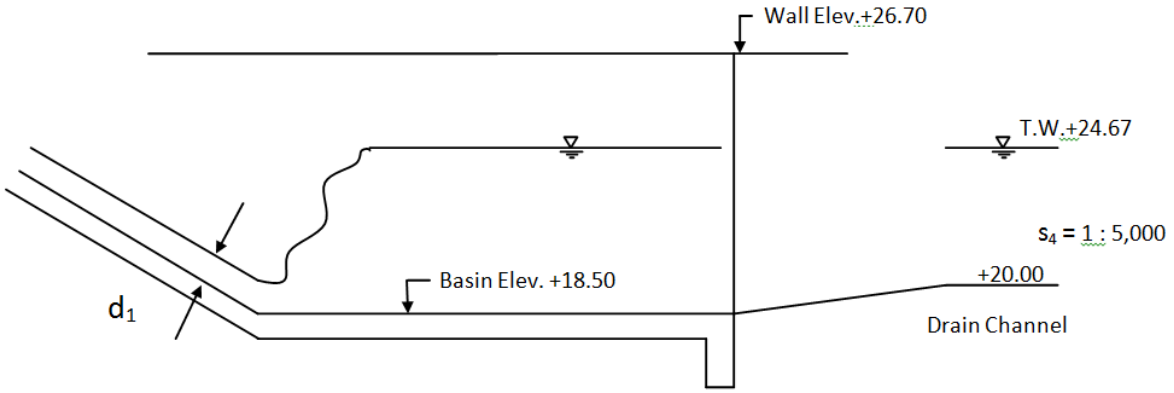
จากตารางการเปรียบเทียบขนาดต่างๆ ของอาคารสลายพลังงาน โดยการออกแบบจะใช้ค่า Fr (Froude Number) เท่ากับ 7.398 และออกแบบเป็น Basin Type II (ตามรูปที่ 2.17) จะเห็นได้ว่ารายการที่ออกแบบมีค่าเท่ากันหลายรายการ และบางรายการมีค่าแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย เพราะค่าบางรายการเป็นการประมาณค่าขึ้นมา เช่น ค่า Chute Space ค่าที่ทำการคำนวณได้คือ 0.501 เมตร ทางโครงงานวิศวกรรมได้ประมาณค่าคือ 0.6 เมตร จึงทำให้มีความแตกต่างจากทางกรมชลประทาน

4.4 การออกแบบทางระบายน้ำลงลำน้ำเดิม (Drain Channel)

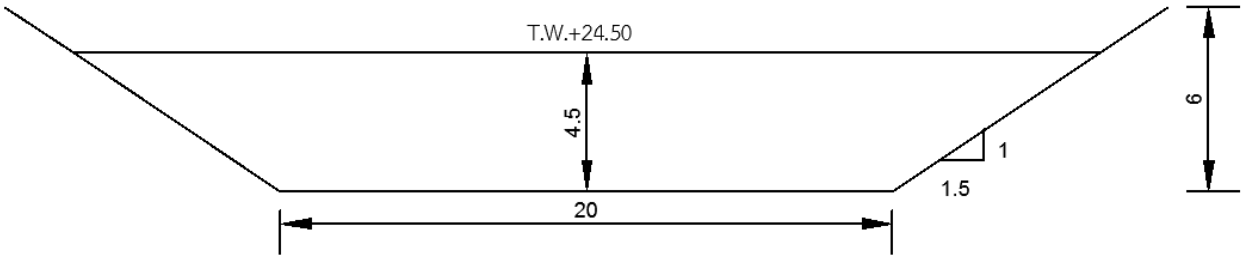
จากการออกแบบทางระบายน้ำเดิมโดยใช้ค่าอัตราการไหลเท่ากับ 164.43 ลบ.ม/วินาที และทำการออกแบบหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูได้มีลาดด้านข้าง 1:1.5 จะได้ความสูงของกำแพงอยู่ที่ระดับ +26.50 เมตร (รทก.) และระดับน้ำด้านท้าย +24.50 เมตร (รทก.) และได้ระดับพื้นอ่างสลายพลังงาน +18.50 เมตร (รทก.) ดังรูปที่ 4.11 และ รูปที่ 4.13



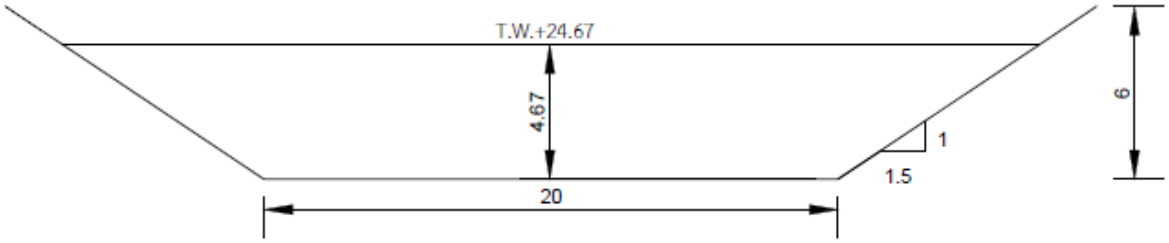
รูปที่ 4.11 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้



รูปที่ 4.12 รูปตัดตามยาวคลองระบายน้ำตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน



รูปที่ 4.13 หน้าตัดคลองระบายน้ำตามที่โครงงานวิศวกรรมออกแบบได้



รูปที่ 4.14 หน้าตัดคลองระบายน้ำตามที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

ตารางที่ 4.6 เปรียบเทียบการออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel) ด้านท้ายอาคารสลายพลังงาน

รายการ	**จากการออกแบบโดย**		**ความแตกต่าง**
	โครงงานวิศวกรรม	กรมชลประทาน	
ระดับพื้นคลองระบาย (m.(msl.))	+20	+20	0
ความลาดชันคลองระบาย	1:5000	1:5000	0
ระดับน้ำท้ายน้ำ (m.(msl.))	+24.5	+24.67	0.17
ความลึกน้ำ (m.)	4.5	4.67	0.17
ความลึกของคลอง (m.)	6	6	0
ความกว้างก้นคลอง (m.)	20	20	0

จากการเปรียบเทียบรายการที่ได้ทำการออกแบบเทียบกับของกรมชลประทานจะมีค่าแตกต่างกันคือ ความลึกลำน้ำซึ่งตอนออกแบบ ทางกลุ่มได้กำหนดค่า n = 0.023, D = 4.5 m, B = 20 m และS = 1:5000 ในการออกแบบคลองระบาย ซึ่งจะสามารถระบายน้ำได้ = 164.8225 cms. ซึ่ง มากกว่าอัตราการไหลสูงสุด 164.43 cms.

4.5 ข้อเสนอแนะ

1. ควรมีการออกแบบอาคารชลประทานอื่นๆ เพื่อทำการเปรียบเทียบผลการออกแบบที่ได้กับผลที่ออกแบบโดยกรมชลประทาน

2. เกณฑ์การออกแบบรวมทั้งข้อมูลมีใช้ประกอบการออกแบบที่ทางโครงงานวิศวกรรมชลประทานที่ใช้ประกอบการออกแบบทั้งทางด้านชลศาสตร์ และการออกแบบทางด้านโครงสร้าง ผลมีความแตกต่างกันจึงทำให้ผลการออกแบบที่ได้มีความแตกต่างกัน

3. ก่อนทำการออกแบบควรมีการเดินทางไปศึกษาดูงานจริงด้วย เพื่อที่จะทำให้ทราบถึงลักษณะทางกายภาพ เพื่อทำให้ง่ายต่อความเข้าใจ และช่วยในการออกแบบมากขึ้น

เอกสารอ้างอิง

1. กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์, 2538, มาตรฐานและคู่มือการออกแบบอาคารชลประทาน ในระบบส่งน้ำและระบายน้ำ

2.กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์, 2545, แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบ เขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ

3.วราวุธ วุฒิวณิชย์, 2534, การออกแบบอาคารบังคับน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน

4.สันติ ทองพำนัก และ วราวุธ วุฒิวณิชย์, (ม.ป.ป.), วิศวกรรมชลศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน

5.สันติ ทองพำนัก, 2552, ประมวลหลักปฏิบัติวิชาชีพในการออกแบบฝายและประมวลหลัก ปฏิบัติวิชาชีพในการออกแบบอาคารสลายพลังงาน

6.สิรัญญา ทองชาติ และ วรากร ไม้เรียง, 2559, การออกแบบฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน

7.สุภรัตน์ โกสุมาภินันท์, (ม.ป.ป.), การออกแบบและคำนวณประตูระบายน้ำปากคลองบางคู้ ตำบลบางลี่ อำเภอท่าวุ้ง จังหวัดลพบุรี สำนักชลประทานที่ 10

8.USBR, (1977) Design of Small Dam, U.S. Government Printing Office Superintendent of Documents.

9. Gulley & Ravine Control Structures.2556 [cited 2016 April 3]. http://ecoursesonline.iasri.res.in/mod/page/view.php?id=124780.

10. Foundation For Water & Energy Education.2559 [cited 2016 April 3]. http://fwee.org/nw-hydro-tours/walk-through-a-hydroelectric-project/10-spillway.

ภาคผนวก

การคำนวณออกแบบทางด้านชลศาสตร์

1. ความยาวสันฝาย

พื้นด้านเหนือน้ำอยู่ต่ำกว่าสันฝาย P(m.) = 4.45

ความสูงจากสันฝายถึงระดับน้ำกักเก็บ H_0(m.) = 1.55

$\frac{P}{H_0}$ = 2.8710 (จากรูปที่ 2.6)

C_0 = 3.95

จากสูตร $Q\ (m^3/s)$ = $0.5522\ CLH_o^{3/2}$

or $q\ (m^3/s/m)$ = $0.5522\ Ch_0^{3/2}$

$q\ (m^3/s/m)$ = 4.21

$Q(m^3/s)$ = 164.43

Approach velocity $(V_a) = \frac{q}{H_0+p}$ = 0.702

$h_a=\frac{V_0^2}{2g}$ = 0.0251

Manning “n” (ดิน) = 0.0225

R = Depth of water in approach Channel = $P + H_o$ = 6

$R^{2/3}$ = 3.30

$S_f = \left[\frac{Va \times n}{R^{\frac{2}{3}}}\right]^2$ = 2.29×10^{-5}

Friction loss ,h_f (m.) = $50\ S_f$ = 0.001143

Losses in approach channel = h_f + entrance loss

or H_T = $h_f + 0.1h_a$

= 0.003651

Effective head (H_0) on crest = H_0เดิม - H_T

= 1.546349

ดังนั้น $\frac{P}{H_0}$ ใหม่ = 2.88

เปิดรูปที่ 2.6 C_0 = 3.95

Effective crest Length, L (m) = $\frac{Q}{0.5522C_0H_0^{3/2}}$

= 39.20

Use crest Length, L (m) = 40

2. ออกแบบทางระบายน้ำล้นแบบสันมน(Ogee Crest)(ไม่มีบานประตูระบายน้ำ)

2.1 หาระดับความสูงของฝาย (h) จาก $Q = CLeHe^{1.5}$

สมมติฝายเป็นฝายสูง $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$

$\frac{H_e}{H_d} = 1 \rightarrow$ $H_e = H_d$

$\frac{C}{C_d} = 1 \rightarrow$ $C = C_d = 2.22$

H_d = 46.55 – 45.00 = 1.55 เมตร

h = 45.00 – 40.50 = 4.50 เมตร

Check $\frac{h}{H_d}$ = $\frac{4.5}{1.55}$ = 2.903 เมตร ≥ 1.33 OK

2.2 การคำนวณรูปร่างสันฝาย (Ogee Crest)

ซึ่งฝายสันมนด้านหน้าอยู่ในแนวดิ่ง (Vertical)

จะได้ K = 2 และn = 1.85

จะได้สูตรตามนี้

$$X1 = 0.175Hd = 0.175*1.55 = 0.271 \text{ m.}$$

$$R1 = 0.50\ Hd = 0.50*1.55 = 0.775 \text{ m.}$$

$$X2 = 0.282Hd = 0.282*1.55 = 0.437 \text{ m.}$$

$$R2 = 0.20\ Hd = 0.20*1.55 = 0.310 \text{ m.}$$

$$X^{1.85} = 2Hd^{(1.85\ -\ 1)}y$$

$$\text{จะได้} \quad y = \frac{X^{1.85}}{2Hd^{0.85}}$$

$$\text{แทนค่า} \quad y = \frac{X^{1.85}}{2(1.55)^{0.85}} = 0.344X^{1.85} \qquad (1)$$

คำนวณหาจุดสัมผัส(PT.) (slope ด้านหลัง1:0.6)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{d\ 0.344X^{1.85}}{dx} = \frac{1}{0.6}$$

$$0.344\ (1.85)(X)^{0.85} = \frac{1}{0.6}$$

$$X = \left[\frac{1}{(0.6*0.344*1.85)}\right]^{\frac{1}{0.85}}$$

$$X = 3.104 \text{ m.}$$

$$y = 0.344(3.104)^{1.85} = 2.796 \text{ m.}$$

จากสมการที่ (1) จะได้ค่า ดังนี้

ตารางภาคผนวกที่ 1 พิกัดโค้งหลังสันฝาย

X(m.)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.104
Y(m.)	0	0.095	0.344	0.728	1.24	1.874	2.626	2.796
ระดับ ม.(รทก.)	45	44.905	44.656	44.272	43.76	43.126	42.374	42.204

คำนวณหารัศมีโค้งท้ายฝาย (R3)

$Z = 46.55 - 40.50 = 6.05$ m.

$Ha = 0$ (ฝายสูง)

$V_1 = \sqrt{2g(Z+Ha-y_1)}$

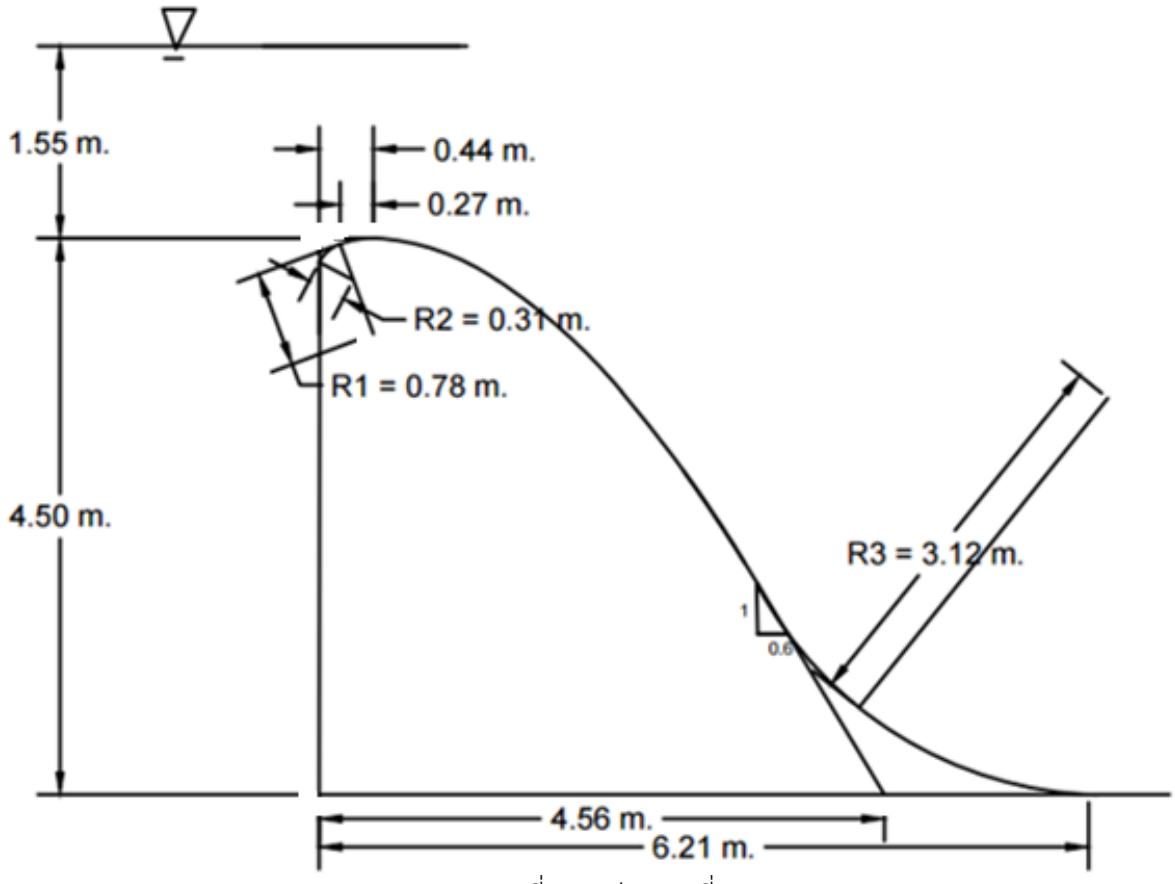
$= \sqrt{2\times9.81(6.05+0-\frac{164.43}{\frac{40}{V_1}})} = 0.682,\ 10.538$ m./s

$A_1 = \frac{V_1+6.4Hd+4.88}{3.6Hd+19.52}$

$= \frac{10.538+6.4(1.55)+4.88}{3.6(1.55)+19.52}$

$= 1.01$

$R_3 = 0.3048\times10^{A1} = 0.3048\times10^{1.01} = 3.12$ m.



รูปภาคผนวกที่ 1 รูปร่างฝายที่ออกแบบ

3. การกำหนดความหนาของพื้นอาคาร (ด้านหลังฝาย Ogee)

จากสมการ ; $t = \frac{\gamma_w H}{2400}$ (1)

จะได้ ; γ_w = 1000 กก./ม^3

H = 4.5 ม.

แทนค่าลง (1) ; $t = \frac{(1000)(4.5)}{2400}$

t = 1.875 ม.

เลือกใช้ ; t = 1.8 ม.

4. ระดับน้ำในรางด้านข้างฝาย (Side channel)

Q = 164.43 $m^3/s.$

L = 40 m.

Z (V : H) = 1 : 2

S_0 = 1 : 500

q = (Q / L) = 4.1108 $m^3/s/m.$

$Yc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ = 3.021 m.

Vc = q / Yc = 5.44 m./

$E_c = y_c + \frac{v_c^2}{2g}$

$= 3.021 + \frac{5.44^2}{2*9.81} = 4.529$ m.

Transition Head Loss $= 0.2[\frac{v_c^2}{2g} - \frac{v_{0+40}^2}{2g}]$

จากสมการ ; $y_{0+40} + \frac{v_{0+40}^2}{2g} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} + 0.2[\frac{v_c^2}{2g} - \frac{v_{0+40}^2}{2g}]$ (1)

$A_{0+40} = 0.5((2*10)+2*0.6*y_{0+40})*y_{0+40}$

$V_{0+40} = \frac{164.43}{0.5((2*10)+2*0.6*y_{0+40})*y_{0+40}}$

แทนค่าลง (1) ;

$$y_{0+40} + \frac{[\frac{164.43}{0.5((2*10)+2*0.6*y_{0+40})*y_{0+40}}]^2}{2*9.81} = 4.529 + 0.2[\frac{5.44^2}{2*9.81} - \frac{[\frac{164.43}{0.5((2*10)+2*0.6*y_{0+40})*y_{0+40}}]^2}{2*9.81}]$$

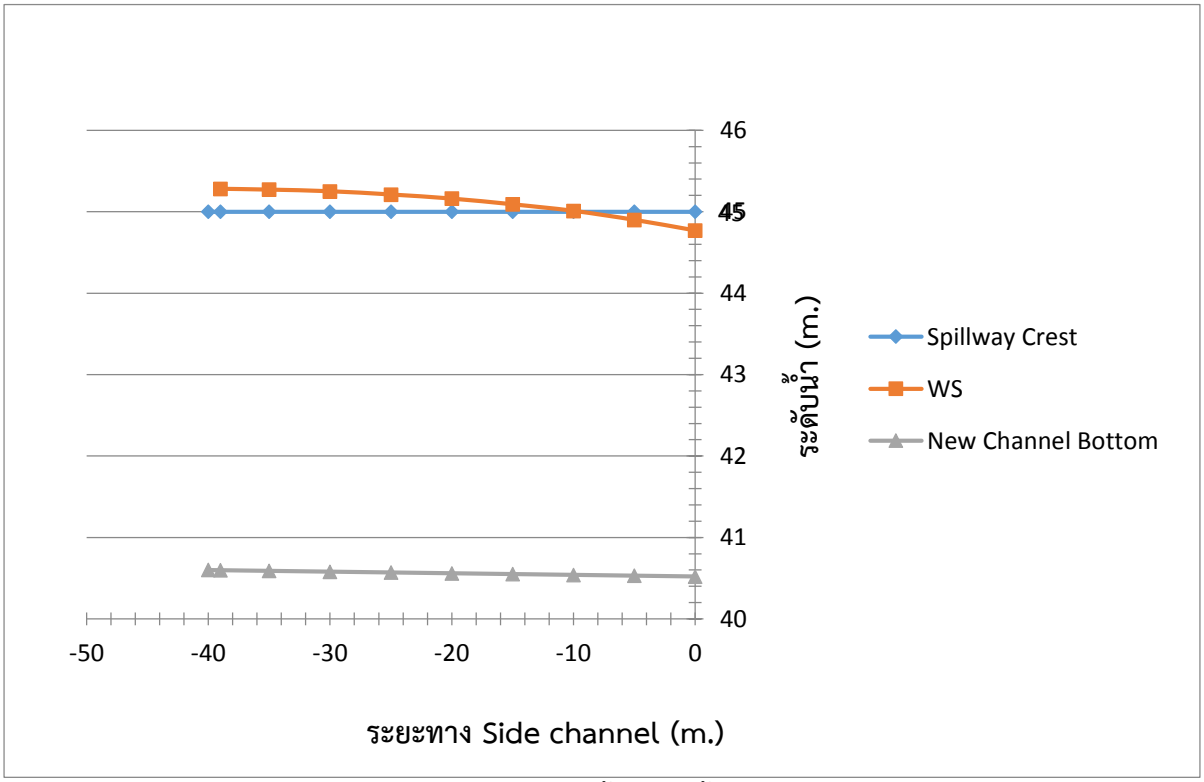
$y_{0+40} = 4.25$ m.

ตารางภาคผนวกที่ 2 รายการคำนวณระดับน้ำที่ Side

station		Δx	bottom Elev.	Trial Δy	Water Surface	y	A	Q	v	Q1 + Q2	Q1/q*(Q1+Q2)	v1+v2	v2-v1	Q2-Q1	(Q2-Q1)/Q1	v2*(Q2-Q1)/Q1	(13)+(16)	Δy=(11)*(12)*(17	Remark
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
0+40	40		40.6		44.85	4.25	51.53	164.43	3.191										
0+35	35	5	40.61	0.15	45.00	4.39	53.54	143.876	2.687	148.876	0.024	5.878	0.503	20.5538	0.14	0.456	0.959	0.14	Too low
			40.61	0.13	44.98	4.37	53.25	143.876	2.702	148.876	0.024	5.893	0.489	20.5538	0.14	0.456	0.945	0.13	OK
0+30	30	5	40.62	0.13	45.11	4.49	54.98	123.323	2.243	128.323	0.024	4.945	0.459	20.5538	0.17	0.450	0.909	0.11	Too low
			40.62	0.11	45.09	4.47	54.69	123.323	2.255	128.323	0.024	4.957	0.447	20.5538	0.17	0.450	0.897	0.11	OK
0+25	25	5	40.63	0.09	45.18	4.55	55.85	102.769	1.840	107.769	0.024	4.095	0.415	20.5538	0.20	0.451	0.866	0.08	Too low
			40.63	0.08	45.17	4.54	55.71	102.769	1.845	107.769	0.024	4.100	0.410	20.5538	0.20	0.451	0.861	0.08	OK
0+20	20	5	40.64	0.09	45.26	4.62	56.87	82.215	1.446	87.215	0.023	3.290	0.399	20.5538	0.25	0.461	0.860	0.07	Too low
			40.64	0.07	45.24	4.60	56.58	82.215	1.453	87.215	0.023	3.298	0.392	20.5538	0.25	0.461	0.853	0.07	OK
0+15	15	5	40.65	0.09	45.33	4.68	57.75	61.6613	1.068	66.6613	0.023	2.521	0.385	20.5538	0.33	0.484	0.870	0.05	Too low
			40.65	0.05	45.29	4.64	57.16	61.6613	1.079	66.6613	0.023	2.532	0.374	20.5538	0.33	0.484	0.859	0.05	OK
0+10	10	5	40.66	0.05	45.34	4.68	57.75	41.1075	0.712	46.1075	0.022	1.790	0.367	20.5538	0.50	0.539	0.906	0.04	Too low
			40.66	0.04	45.33	4.67	57.60	41.1075	0.714	46.1075	0.022	1.792	0.365	20.5538	0.50	0.539	0.904	0.04	OK
0+05	5	5	40.67	0.03	45.36	4.69	57.90	20.5538	0.355	25.5538	0.020	1.069	0.359	20.5538	1.00	0.714	1.072	0.02	Too low
			40.67	0.02	45.35	4.68	57.75	20.5538	0.356	25.5538	0.020	1.070	0.358	20.5538	1.00	0.714	1.071	0.02	OK
0+01	1	4	40.678	0.02	45.37	4.69	57.93	4.11075	0.071	8.11075	0.013	0.427	0.285	16.443	4.00	1.424	1.709	0.01	Too low
			40.678	0.01	45.36	4.68	57.78	4.11075	0.071	8.11075	0.013	0.427	0.285	16.443	4.00	1.424	1.708	0.01	OK

ตารางภาคผนวกที่ 3 แสดงผลรายการคำนวณระดับน้ำ และระยะทางของ Side channel

Station (m)	Calculated W.S (m(msl))	Design WS (m(msl))	Assumed Channel Bottom (m(msl))	Increase Channel Bottom by (m)	New Channel Bottom (m(msl))	Y (m)	New Ws (m(msl))
0+00					40.60		
0+01	45.36	45.28	40.678	-0.08	40.60	4.68	45.28
0+05	45.35				40.59	4.68	45.27
0+10	45.33				40.58	4.67	45.25
0+15	45.29				40.57	4.64	45.21
0+20	45.24				40.56	4.60	45.16
0+25	45.17				40.55	4.54	45.09
0+30	45.09				40.54	4.47	45.01
0+35	44.98				40.53	4.37	44.90
0+40	44.85				40.52	4.25	44.77



รูปภาคผนวกที่ 2 กราฟแสดงระดับน้ำในรางน้ำข้างฝาย (Side Channel)

5. การคำนวณระดับน้ำในรางระบายน้ำ(Chute) โดยวิธี Step Method

วิธี Step Method

$q = \frac{164.43}{10} = 16.443$ cms./m.

$S_0, S_f = 0.01$

$n = 0.017$

กำหนดคำนวณในช่วง 5 เมตร $\Delta x =$ 5 m.

หาค่า y_0 คิด 1 หน่วยความกว้าง(ให้คลองเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู และ ลาดชันด้านข้างคือ 1:2)

$R = \frac{A}{P} = \frac{0.5(2b+4y)y}{b+2y} = y$

$A = 1*y = y$

จาก $Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2}$

$16.443 = \frac{1}{0.017} y_0 y_0^{2/3} \sqrt{0.01}$

$y_0 = 1.85$ m.

กำหนดให้ y_c เป็นค่าเริ่มต้น

$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{16.443^2}{9.81}} = 3.021$ m.

$\therefore y_0 < y_c$ แสดงว่าการไหลเป็นแบบ Supercritical

หา y_2 จาก y_1 (โดยจุดแรกให้คิดจาก y_c)

จากสมการ $S_0 - S_f = \frac{E_2 - E_1}{\Delta x}$ (1)

จาก Manning's ; $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$

$$S_f = \left(\frac{nv}{R^{2/3}} \right)^2 = \frac{S_{f1} - S_{f2}}{2}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{by}{b+2y}$$

$$V = \frac{Q}{by}$$

$$n = 0.017$$

แทนตัวแปลลง (1)

$$S_0 - \left[\frac{\frac{n(\frac{Q}{b_1 y_1})^2}{[\frac{b_1 y_1}{b_1+2y_1}]^{2/3}} + \frac{n(\frac{Q}{b_2 y_2})^2}{[\frac{b_2 y_2}{b_2+2y_2}]^{2/3}}}{2} \right] = \frac{\left[\frac{Q}{b_2 y_2}\right]^2}{2g\Delta x} + \frac{y_2}{\Delta x} - \frac{\left[\frac{Q}{b_1 y_1}\right]^2}{2g\Delta x} - \frac{y_1}{\Delta x} \qquad (2)$$

แทนค่าลง (2)

$$0.01 - \left[\frac{\frac{0.017(\frac{164.43}{10*3.021})^2}{[\frac{10*3.021}{10+2(3.021)}]^{2/3}} + \frac{0.017(\frac{164.43}{10*y_2})^2}{[\frac{10*y_2}{10+2y_2}]^{2/3}}}{2} \right] = \frac{\left[\frac{164.43}{10*y_2}\right]^2}{2*9.81*5} + \frac{y_2}{5} - \frac{\left[\frac{164.43}{10*3.021}\right]^2}{2*9.81*5} - \frac{3.021}{5}$$

y_2 = 2.79046 m.

ระดับน้ำที่ถัดออกไป 5 เมตร จะมีความสูงจากพื้นราง Chute คือ 2.79046 เมตร

Check ค่า Fr ของ y_2

จาก Fr = $\frac{V}{\sqrt[2]{gy}} = \frac{[\frac{164.43}{10*2.79046}]}{\sqrt[2]{9.81*2.79046}} = 1.126245$

Fr = 1.126245 > 1 ∴ แสดงว่าการไหลเป็นแบบ Supercritical

ตารางภาคผนวกที่ 4 แสดงระดับของน้ำในรางระบายน้ำ (Chute)

กม เริ่มต้น	กมสิ้นสุด	So	B1(m.)	B2(m.)	Y1(m.)	Y2(m.)	Fr1	Fr2
105	110	1:100	10	10	3.021	2.790	1.000	1.126
110	115		10	10	2.790	2.711	1.126	1.176
115	120		10	10	2.711	2.654	1.176	1.214
120	125		10	10	2.654	2.610	1.214	1.245
125	130		10	10	2.610	2.573	1.245	1.272
130	135		10	10	2.573	2.542	1.272	1.296
135	140		10	10	2.542	2.514	1.296	1.317
140	145		10	10	2.514	2.490	1.317	1.336
145	150		10	10	2.490	2.468	1.336	1.354
150	155		10	10	2.468	2.449	1.354	1.370
155	160		10	10	2.449	2.431	1.370	1.385
160	165		10	10	2.431	2.414	1.385	1.399
165	170		10	10	2.414	2.399	1.399	1.413
170	175		10	10	2.399	2.385	1.413	1.425
175	185		10	10	2.385	2.373	1.425	1.437
185	190	1:17.37	10	10.243	2.373	2.107	1.437	1.676
190	200		10.243	10.728	2.107	1.878	1.676	1.901
200	210		10.728	11.214	1.878	1.643	1.901	2.223
210	220		11.214	11.699	1.643	1.478	2.223	2.498
220	230		11.699	12.184	1.478	1.351	2.498	2.743
230	240		12.184	12.670	1.351	1.251	2.743	2.962
240	250		12.670	13.155	1.251	1.169	2.962	3.159
250	260		13.155	13.641	1.169	1.100	3.159	3.336
260	270		13.641	14.126	1.100	1.042	3.336	3.495
270	280		14.126	14.612	1.042	0.992	3.495	3.637
280	290		14.612	15.097	0.992	0.949	3.637	3.763
290	300		15.097	15.583	0.949	0.911	3.763	3.874
300	310		15.583	16.068	0.911	0.878	3.874	3.971
310	320		16.068	16.553	0.878	0.849	3.971	4.055
320	330		16.553	17.039	0.849	0.823	4.055	4.128
330	340		17.039	17.524	0.823	0.800	4.128	4.189
340	350		17.524	18.010	0.800	0.779	4.189	4.240
350	358		18.010	18.398	0.779	0.764	4.240	4.275
358	365	1:3	18.398	18.738	0.764	0.666	4.275	5.159
365	375		18.738	19.223	0.666	0.580	5.159	6.189
375	391		19.223	20	0.580	0.501	6.189	7.399

6. การออกแบบโค้งแนวดิ่ง (Design of Vertical Curve)

Trajactory Equation

$$X = K = \frac{3(S_2 - S_1)}{1 + S_1} \times \frac{V_1^2}{2g}$$

$$y = xS_1 + \frac{gx^2}{3V_1^2}(1 + S_1^2)$$

เมื่อ S_1 = Incoming Slope = 1 : 17.37

V_1 = Incoming Velocity = 11.701 m/s

S_1 = Out-going Slope = 1:3

g = 9.81 m/s^2

x,y = Co-ordinate on vertical curve

$$\therefore x = \frac{3(0.3333 - 0.0576)}{1 + 0.0576} \times \frac{11.701^2}{2 \times 9.81}$$

$$x = 6.118$$

$$y = (6.118 \times 0.05757) + \frac{(9.81 \times 6.118^2)}{3 \times 11.701^2}(1 + 0.05757^2)$$

$$y = 1.249$$

หรือ $$y = (6.118 \times 0.05757) + \frac{(9.81 \times x^2)}{3 \times 11.701^2}(1 + 0.05757^2)$$ .....(1)

จากรูป Solve for x_1 , x_2และ y_1 , y_2

จาก $$\tan\theta_1 = \frac{x_1}{y_1}$$ or $$y_1 = x_1 \tan\theta_1$$

$$\tan\theta_2 = \frac{x_2}{y_2}$$ or $$y_2 = x_2 \tan\theta_2$$

$\therefore y_1 + y_2 = x_1 \tan\theta_1 + x_2 \tan\theta_2$

หรือ $y = 0.05757x_1 + 0.3333x_2$ .....(2)

จาก(1) ถ้า x = 6.118 ; ได้ y = 1.249

และเมื่อ $x = x_1 + x_2$

หรือ $6.118 = x_1 + x_2$

$x_2 = 6.118 - x_1$

แทนค่า y และ x_2 ใน (2) จะได้

$1.249 = 0.05757x_1 + 0.333(6.118 - x_1)$

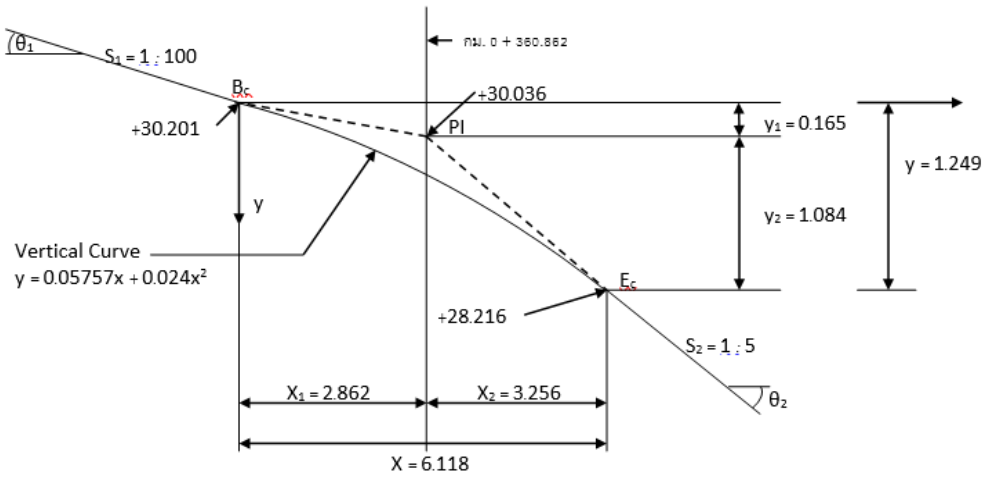
$= 0.05757x_1 + 2.038 + 0.333x_1$

$x_1 = 2.862$

$x_2 = 3.256$

$y_1 = 2.862(0.05757) = 0.165$

$y_2 = 3.256(0.3333) = 1.084$



รูปภาคผนวกที่ 3 Vertical curve กม. 0+358 ระดับ+30.201

ตารางภาคผนวกที่ 5 หาค่า Co-ordinate ตามโค้งแนวดิ่งได้ดังนี้

K (m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
y (m)	0	0.358	0.376	0.406	0.448	0.502	0.568	0.645	0.736
Elev.(m.(msl))	30.201	29.843	29.825	29.795	29.753	29.699	29.633	29.556	29.465

K (m)	4.5	5.0	5.5	6.0	6.118
y (m)	0.837	0.951	1.077	1.215	1.249
Elev.(m.(msl))	29.364	29.250	29.124	28.986	28.952

7. การขยายความกว้างของรางเท หรือ มุมผายกำแพงรางเท

จากสูตร $\tan\theta = \frac{1}{3Fr}$

$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}}$

V = 6.93 m./s

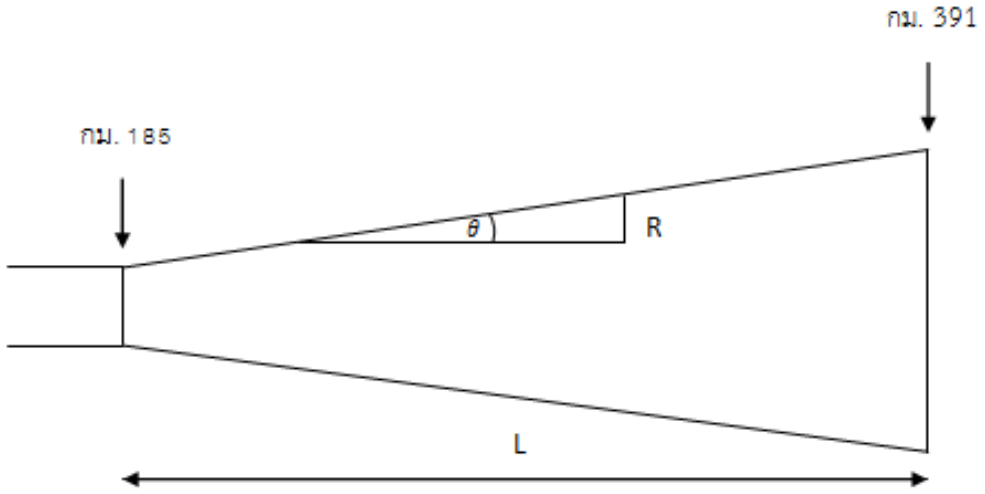
Y = 2.37 m.

ดังนั้น $Fr = \frac{6.93}{\sqrt{9.81*2.37}}$

$= 1.44$

แทนลงสูตร เพื่อหา θ ; มุมที่ได้นี้จะเป็นมุมผายสูงสุดที่สามารถกางออกได้ ซึ่งเราจะไปเทียบจากพื้นที่จริง

$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3\times 1.44}\right) = 13.03^{\circ}$



รูปภาคผนวกที่ 4 แสดงมุมที่เกิดขึ้นจากพื้นที่จริง

L = 391 – 185 = 206 m.

(เริ่มเปลี่ยนแปลงที่ กม. 185 และสิ้นสุดที่ กม. 391)

$R = \frac{20-10}{2} = 5$ m.

ดังนั้น $\theta = \tan^{-1}(\frac{5}{206}) = 1.39^{\circ}$

ในพื้นที่จริงมีการผายของกำแพงรางเททำมุม น้อยกว่า ที่คำนวณจากสูตร แสดงว่า ใช้ได้

8. แนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้าง

แนวทางเบื้องต้นในการออกแบบความกว้าง

จากสูตร $W = 1.81K\sqrt{Q}$

$Q = 164.43\ m^3/s$

$K = 1$ (เพราะเป็นการออกแบบอ่างน้ำนิ่งที่รับน้ำจากรางเท)

แทนค่า $W = 1.81(1)\sqrt{164.43}$

$= 23.21\ m.$

ดังนั้น ออกแบบความกว้าง (W) = 20 m.

9. อ่างสลายพลังงานแบบ II (Basin Type II) (โดยนำข้อมูลจากการคำนวณของระดับน้ำใน Chute)

การออกแบบอาคารสลายพลังงานแบบ Basin Type II โดยกำหนดให้ ใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 500 ปีเพื่อคำนวณออกแบบ (คำนวณที่จุดเริ่มก่อนเข้า Basin) ซึ่งจะมีการคำนวณดังนี้

จาก Step method จะได้ค่า $d_1 = 0.501\ m.$

$Fr = 7.398$

แทนค่าลงสูตร ;

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left[\sqrt{1+8F_1^2}-1\right]$$

จะได้ค่า $d_2 = 4.999\ m.$

$V_1 = 16.405\ m./s$

เมื่อ $Fr_1 = 7.398 > 4.5$ ดังนั้นจึง เลือกใช้ Basin Type II

โดยค่า C ดูจาก Fr = 7.398 (จากรูปที่ 2.16)

ดังนั้นค่า C จะมีค่าเท่ากับ 4.2

Length of Jump ; L_1 = 4.2 d_2 = 4.2*4.999 = 20.996 m.

ดังนั้นให้ Basin ยาว = 25 m.

Chute block high; $h_1=d_1$ = 0.501 ≈ 0.60 m.

Chute space; $S_1=d_1$ = 0.501 ≈ 0.60 m.

Dentated sill high; $h_2=0.2d_2$ = 0.9998 ≈ 1.20 m.

Dentated sill space ; $S_2= 0.15d_2$ = 0.7498 ≈ 1 m.

Dentated sill top width = $0.02d_2$ = 0.1 ≈ 0.2 m.

Still basin freeboard ; F = 0.1 ($v_1 + d_2$) = 0.1 (16.405+4.999)

= 2.140 m. ≈ 2.5 m.

Basin wall highH = $d_2 + F$ = 4.999 + 2.5

= 7.499

ดังนั้น กำแพงข้างของ Basin ≈ 8 m.

Depth of cut off ; depth = 0.5 d_2

= 2.4995 m.

ดังนั้นจะใช้ cut off ลึก ≈ 2.5 m. (on rock)

10. ออกแบบคลองระบายน้ำ (Drain Channel)

จากการหาระดับในราง chute จะได้ระดับของ Basin Elev. = +18.74 m.

ที่ 500 yr-flood (Q = 164.43 m^3/s)

ดังนั้น ให้ Basin Elev. เป็น +18.50 m.(msl)

และ Channel bed Elev. +20.00 m.(msl)

คำนวณหา Drain channel section

สมมติให้ B = 20 m.; n = 0.0230

D = 4.5 m.

Z = 1:1.5

A = (B+ZD) D = (20 + 1.5(4.5)) 4.5

= 120.375 m^2

P = $B + 2D\sqrt{1+z^2}$ = $20+ 2(4.5)\sqrt{1+1.5^2}$

= 37.30665 m.

R = A/P = 120.375/37.30665 = 36.22498

$R^{2/3}$ = 3.322983

จาก $v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2}$

แทนค่า จะได้ ; $v = \frac{1}{0.0230}(3.322983)s^{1/2}$

$V = 96.82S^{1/2}$ (1)

จาก (1) สมมติค่า S เพื่อให้ค่า Q ใกล้เคียงกับ Q ที่ 500 yr-flood จาก Q = AV

ตารางภาคผนวกที่ 6 ผลคำนวณหา Drain channel section

S_0	S_0	$s_0^{1/2}$	V	Q = Av
1:7000	0.0001429	0.011952	1.15722034	139.3004
1:6000	0.0001667	0.01291	1.249940825	150.4616
1:5000	0.0002	0.014142	1.369241571	164.8225

จากตารางค่า จะได้ ค่า S = 1:5000 จะมีค่า Q = 164.8225 m^3/s ซึ่งใกล้เคียงกับ Q ที่ 500 yr-flood

ดังนั้น Drain Channel จะมี S = 1 : 5000

B = 20 m.

D = 4.5 m.

หา tail water ที่ท้ายน้ำ (ให้ระดับน้ำ T.W. อยู่สูงกว่า Jump Elec 20%)

T.W. = Basin Elev. + $1.2d_2$

= 18.50 + 1.2(4.999159)

= 24.49899 ≈ +24.5 m. (msl.)

หา Freeboard ของ Drain Channel

จากสมการ ; F = 0.20 + 0.20D

= 0.20 + 0.20(4.5)

= 1.1 m.

ความสูงของคลองระบาย = 4.5 + 1.1 = 5.60 m.

ดังนั้นเลือกใช้ความสูงของคลองระบาย = 6 m.

11. โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน

จากการออกแบบ Drain channel จะได้หน้าตัดคลองระบาย ดังนี้;

B = 20 m. D = 4.5 m.

m_1, m_2 = 1.5 s = 1 : 5000

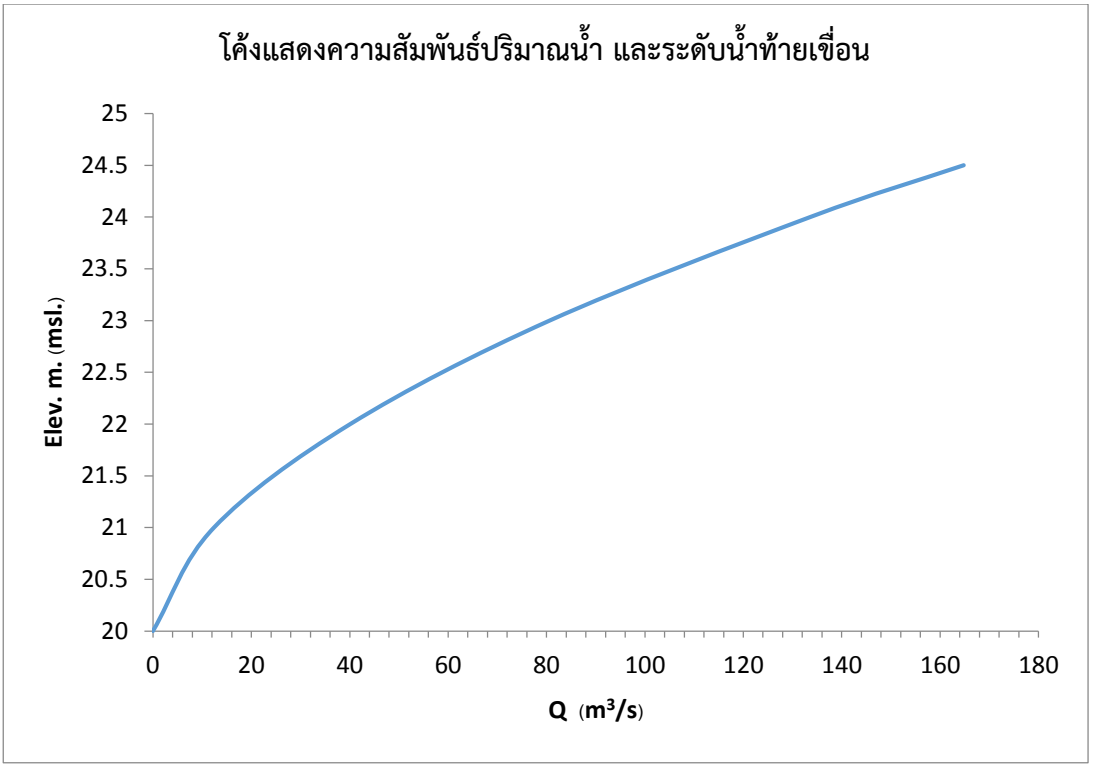
n = 0.023 $s^{1/2}$ = 0.014142

นำมาคำนวณโดยการคำนวณจากระดับ Bed Channel จนถึงระดับน้ำ เพื่อจะได้กราฟโค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อนจะได้ค่าดังนี้ ;

ตารางภาคผนวกที่ 7 การคำนวณจากระดับ Bed Channel จนถึงระดับน้ำ

Elev.	D	A	P	R	$R^{2/3}$	V	Q
20	Canal bed						0
21	1	21.5	23.60555128	0.910803	0.939614	0.577746	12.42153
22	2	46	27.21110255	1.690486	1.419083	0.872559	40.13773
23	3	73.5	30.81665383	2.385074	1.785122	1.097628	80.67564
24	4	104	34.4222051	3.021306	2.089921	1.285041	133.6442
24.5	4.5	120.375	36.22498074	3.322983	2.226822	1.369218	164.8196

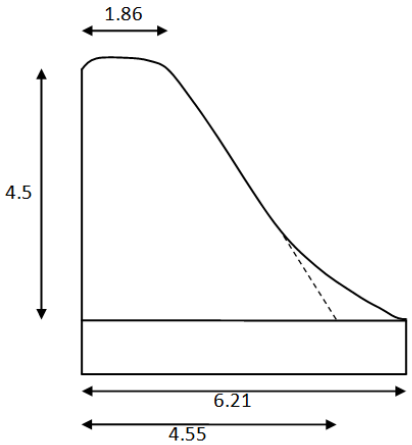
โดยการคำนวณจากระดับ Bed Channel จนถึงระดับน้ำ แล้วนำค่าที่ได้ไปสร้างกราฟโค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน ดังนี้



รูปภาคผนวกที่ 5 โค้งแสดงความสัมพันธ์ปริมาณน้ำ และระดับน้ำท้ายเขื่อน

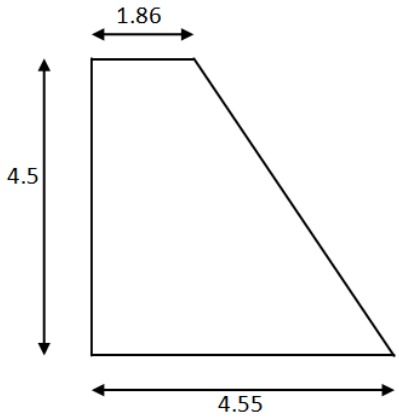
12. การวิเคราะห์เสถียรภาพฝาย

จากการคำนวณฝายสันโค้ง จะทำการวิเคราะห์โดยวิเคราะห์เป็นฝายสันตรงพิจารณาจากรูปที่ 6



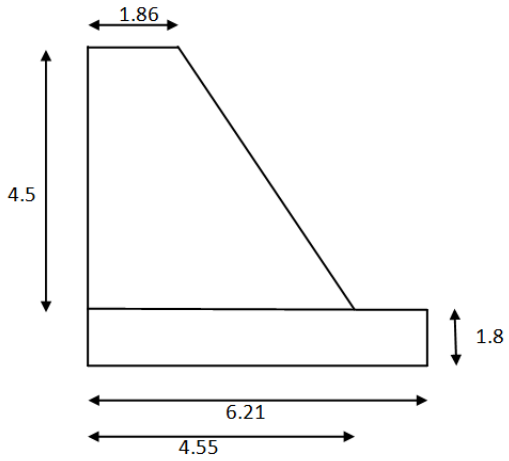
รูปภาคผนวกที่ 6 ฝายสันโค้ง

วิเคราะห์เป็นฝายสันตรงเพื่อง่ายต่อการคำนวณ จะได้ฝายดังนี้



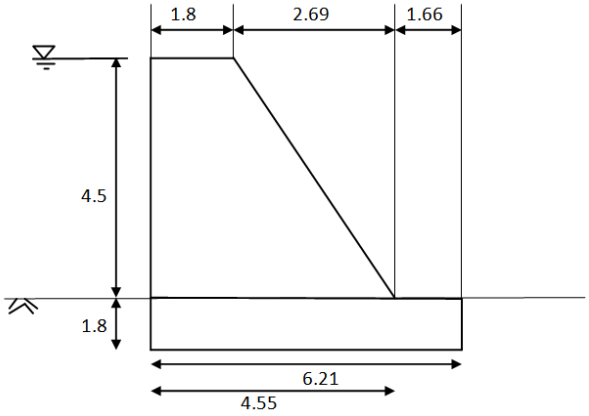
รูปภาคผนวกที่ 7 ฝายสันโค้งที่ใช้ออกแบบ

ความหนาพื้นใต้ตัวฝาย ได้จากความหนาพื้นหลังฝาย 1.8 เมตร

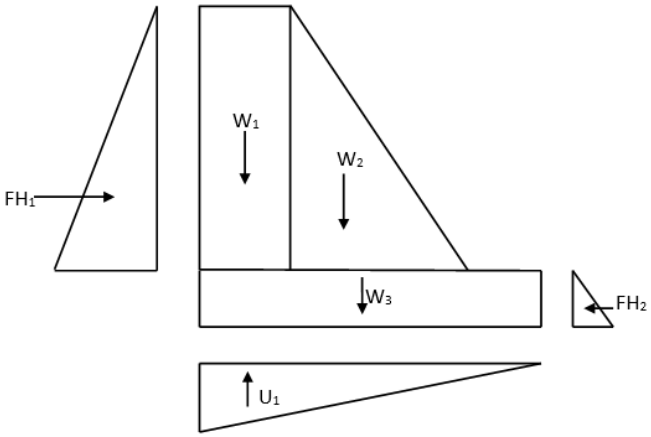


รูปภาคผนวกที่ 8 ตัวฝายคิดพื้นหนา 1.8 m.

คิดเสถียรภาพในกรณีวิกฤติ



รูปภาคผนวกที่ 9 ระยะทั้งหมดของตัวฝาย



รูปภาคผนวกที่ 10 แรงที่กระทำต่อตัวฝาย

$$W_1 = \gamma\forall = (1.86\times 4.50)\times 2.40 = 20.09\text{T/m}$$

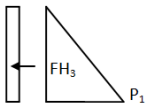
$$W_2 = \gamma\forall = \frac{1}{2}\times(4.56\text{-}1.86)\times 4.50\times 2.40 = 14.58\text{T/m}$$

$$W_3 = \gamma\forall = (1.80\times 6.40)\times 2.4 = 26.83\text{T/m}$$

$$FH_1 = \frac{1}{2}\gamma h_1^2 = \frac{1}{2}\times 1\times(4.5+1.8)^2 = 19.85\text{T/m}$$

FH_2 คิดจาก Net Pressure ดังนี้

$$P_1 = \sigma_V k_p^{'} - \sigma_V k_a^{'}$$



$$k_p = \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45+\frac{40}{2}\right) = 2.16$$

$$k_a = \tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45-\frac{40}{2}\right) = 0.02$$

$$\therefore P_1 = 2\times(2.16\times 0.02) = 4.28\text{T/m}^2$$

$$\therefore FH_2 = \frac{1}{2}\times 4.28\times 1.8 = 3.85\text{T/m}^2$$

$$U_1 = \frac{1}{2}\gamma(y_1 - y_2)t = \frac{1}{2}\times 1\times(4.5-0)\times 6.21 = 13.973\text{T/m}$$

- การตรวจสอบความมั่นคงต่อการเลื่อนไถล (Sliding)

$$FSS = \mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H}$$ กำหนด μ = 0.8 เนื่องจากฐานรากเป็นหินแข็ง

$$= 0.8 \frac{(20.09 + 14.58 + 26.83 - 13.97)}{19.85 - 3.85} = 2.38 < 1.5$$ OK.

- การตรวจสอบความมั่นคงต่อการผลิกคว่ำ (Overturning)(ไม่คิดพื้น W_3)

$$FSO = \frac{\sum M_{O\ ทวน}}{\sum M_{O\ ตาม}}$$

$$= \frac{\left(W_1 \times \left(2.69 + \frac{1.86}{2}\right)\right) + \left(W_2 \times \left(\frac{2}{3}(2.69)\right)\right)}{\left(F_{H1} \times \frac{4.5}{3}\right) + \left(\frac{2}{3} \times U_1 \times 4.55\right)}$$

$$F_{H1}^{\infty} = \frac{1}{2} \times 1 \times 4.5^2 = 10.13 T/m$$

$$U_1^{\infty} = \frac{1}{2} \times 1 \times (4.5) \times (4.55) = 10.24 T/m$$

$$= \frac{20.09(3.62) + 14.58(1.79)}{10.13(1.5) + 10.24(3.03)}$$

$$= 2.14 > 2.0$$ OK

- การคำนวณหน่วยแรงกระทำ (Vertical Normal Stress)

$$\tau = \frac{\sum F_H}{A}$$

$$= \frac{19.85 - 3.85}{6.21} = 2.58 T/m^2$$

Stress ที่รอบฐานเขื่อน

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

- กรณี 1 ฝายไม่มีน้ำ (คิดบนพื้นดิน)

$$\sum F_V = W_1 + W_2 + W_3 = 20.09 + 14.58 + 26.83 = 61.50T$$

$$\overline{X} = \frac{\sum W_i X_i}{W_i} = \frac{20.09\left(1.66 + 2.69 + \frac{1.86}{2}\right) + 14.5\left(1.66 + 2.69\left(\frac{2}{3}\right)\right) + 26.83\left(\frac{6.21}{2}\right)}{61.50}$$

$$= 3.90\text{m.}$$

$$\therefore e = 3.90 - \frac{6.21}{2} = 0.80\text{m.}$$

$$M = \sum F_V \times e = 61.50 \times (0.80) = 48.89T \cdot m$$

$$I = \frac{1}{12} \times 1 \times 6.21^3 = 19.96m^4$$

$$\sigma = \frac{61.50}{1 \times 6.21} \pm \frac{48.89 \times \frac{6.21}{2}}{19.96}$$

$$\sigma = 9.90 \pm 7.61$$

$$\sigma_u = 17.5T/m^2$$

$$\sigma_d = 2.3T/m^2$$

- กรณี 2 กรณีน้ำเต็มฝาย

$M_{O\ ทวน}$ = $20.09\left(1.66+2.69+\left(\frac{1.86}{2}\right)\right)+14.58(1.66+2.69\left(\frac{2}{3}\right)+26.83\left(\frac{6.21}{2}\right)+3.85\left(\frac{1.8}{3}\right)$

= 242.04 T-m

$M_{O\ ตาม}$ = $15.125\left(\frac{4.5+1.8}{3}\right)$

= 41.698 T-m

$\sum F_v$ = 20.09 + 14.58 + 26.63 + 26.83 = 61.50 T

$$\overline{X} = \frac{\sum M_{O\ ทวน} - \sum M_{O\ ตาม}}{\sum F_V} = \frac{242.04 - 41.69}{61.50}$$

$$\overline{X} = 3.26m$$

$$e = 3.26 - \frac{6.21}{2} = 0.16m$$

$$M = \sum F_V \times e = 61.50 \times 0.16 = 9.84T \cdot m$$

$$\sigma = \frac{50.36}{1 \times 6.21} \pm \frac{9.84(6.21/2)}{19.96}$$

$$\sigma = 9.90 \pm 1.53$$

$$\sigma_u = 11.43T/m^2$$

$$\sigma_d = 8.30T/m^2$$

$$\sigma_{u'} = 11.43 + 13.97 = 25.40T/m^2$$

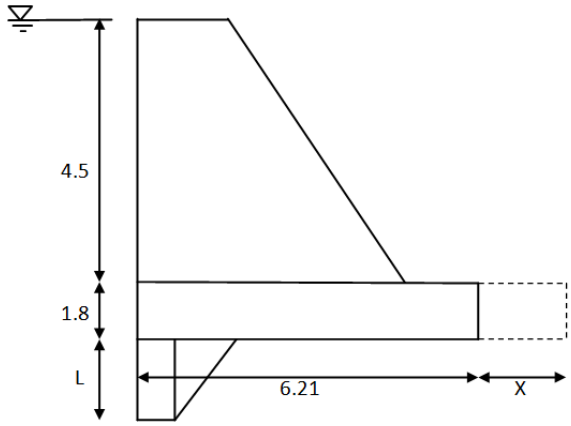
$$\sigma_{d'} = 8.37 + 0 = 8.37T/m^2$$

- การคำนวณการไหลซึมลอดใต้ฐานราก (Seepage and Piping)

ฐานรากเป็นหิน WCR = 2.5

$$WCR = \frac{WCD}{H} = \frac{\left(\frac{1}{3} \times 6.21\right) + (2 \times 1.8)}{(4.5)} = 1.260 < 2.5$$

เกิด Piping ต้องเพิ่ม Cutoff กำหนด Cutoff



รูปภาคผนวกที่ 11 ตัวฝายที่เพิ่มCutoff

$$2.5 = \frac{2L + 1.8(2) + \left(\frac{6.21}{3}\right)}{4.5}$$

ดังนั้น $\mathbf{L = 2.79m}$ ซึ่งยากในการก่อสร้างจริง จึงกำหนดความลึก Cutoff 1 m. แต่เพิ่มความยาวพื้นแทน

$$2.5 = \frac{2(1) + 1.8(2) + \left(\frac{6.21 + x}{3}\right)}{4.5}$$

$$\therefore \mathbf{x = 10.74m.}$$

ดังนั้น จะได้หน้าตัดของฝายดังนี้

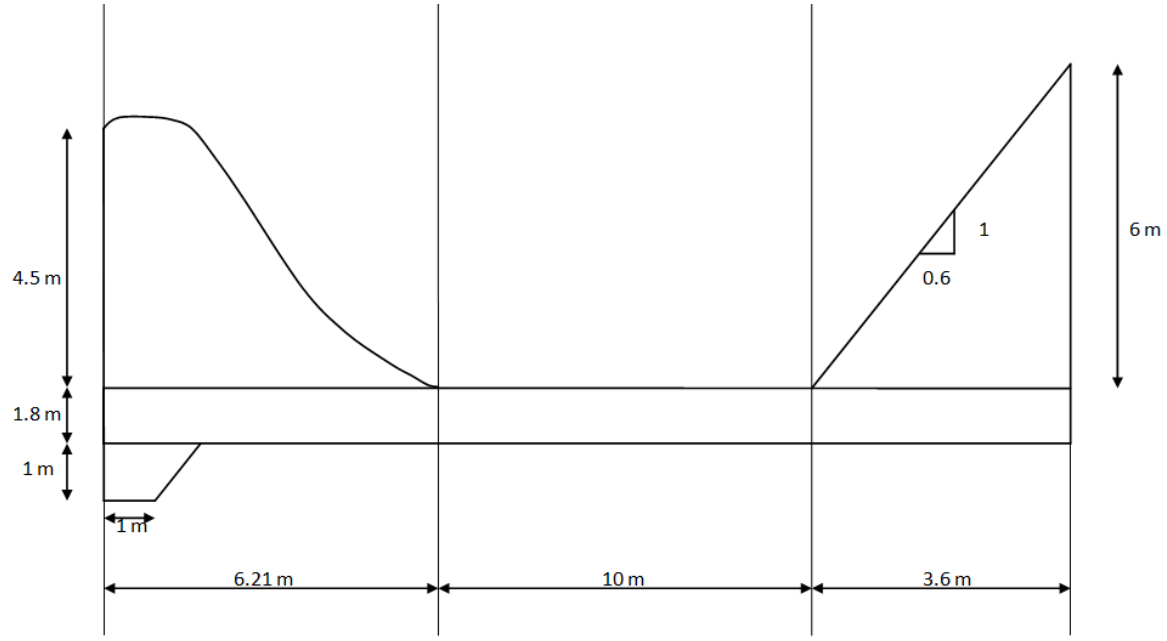
ออกแบบกำแพงด้านข้างฝาย Slope 1:0.6

เนื่องจากน้ำในฝายสูงสุด 4.68 m.

ดังนั้น freeboard = 0.3+0.25d

= 0.3+0.25(4.68)

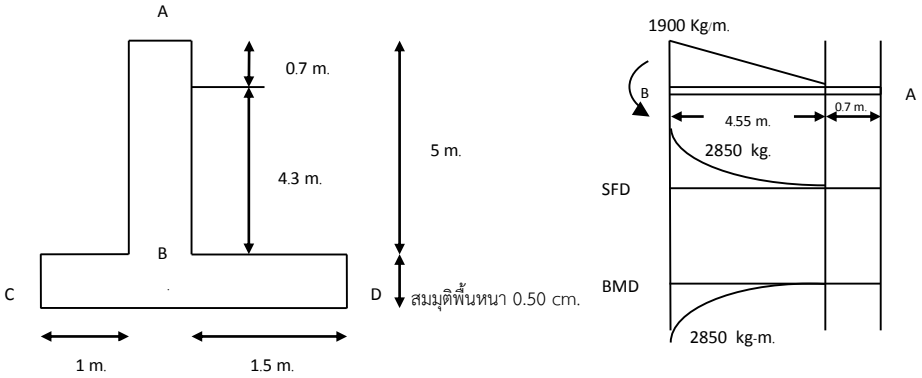
=1.47m. ดังนั้น Freeboard = 1.5 m.

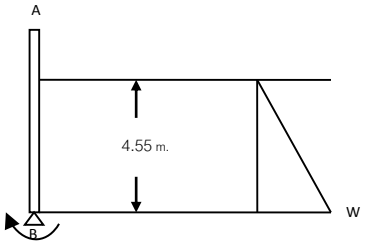


รูปภาคผนวกที่ 12 ตัวฝายและกำแพงด้านข้าง

13. ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างกม.0+105 ถึง กม.0+185

ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างที่ใช้กำแพงสูง 5 เมตร ในการออกแบบมีขั้นตอนดังนี้





วิธีทำ เมื่อ W $= Ka\gamma_s h$

โดย $= \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = \frac{1}{3}$

$= \frac{1}{3} \times 1900 \times 4.55 = 2881.67$ kg/m

$V_{max} = \frac{1}{2} Wh = \frac{1}{2} \times 2881.67 \times 4.55$

$= 6555.80$ kg

$M_{max} = 6555.80 \times \frac{4.55}{3}$

$= 9942.96$ kg-m.

dm $= \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{9942.66 \times 100}{11.995 \times 100}}$

$= 28.79$ cm.

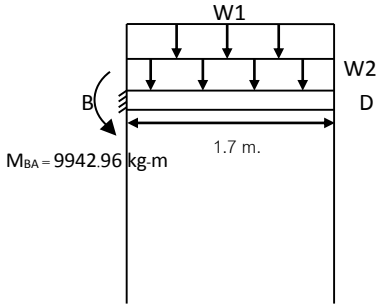
dv $= \frac{V}{Vcb} = \frac{6555.86}{3.8 \times 100}$

$= 17.25$ cm.

ดังนั้น เลือกใช้ความหนากำแพง = 40 cm.

โดย d = 35 cm. และ Covering = 5 cm.

ออกแบบช่วง BD



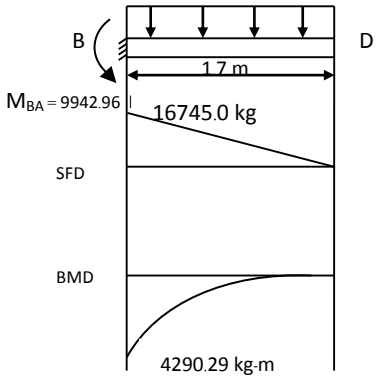
$W_1 = W_{กำแพง} = \frac{(0.40 \times 5 \times 1 \times 2400)}{(1.5+1+0.4)}$

$= 1655.17$ kg/m

$W_2 = W_{ดิน} = 1900 \times 4.30$

$= 8170$ kg/m

ดังนั้น $W_1 + W_2 = 9825.17$ kg/m Use= 9850.0kg/m



หา V_{max} = 9850 ×1.70 = 16745.0 kg/m

$$M_{max} = \left(16745 \times 1.70 \times \frac{1}{2}\right) - 9942.96$$

$$= 4290.29 \text{ kg-m}$$

$$dm = \sqrt{\frac{4290.29 \times 100}{11.995 \times 100}} = 18.91 \text{ cm}$$

$$dv = \frac{16745}{3.8 \times 100} = 44.87 \text{ cm}$$

ดังนั้น เลือกความหนาพื้น = 50 cm

d = 45 cm และ Covering = 5 cm

การเลือกเหล็กเสริม

- เหล็กเสริมกำแพง

$As_{(ผิวนอก)}$ที่กำแพง $= \frac{M}{f_s.J.d} = \frac{9942.96 \times 100}{1500 \times 0.885 \times 35} = 21.90 \text{ cm}^2$

เลือกเหล็ก 20 mm@0.14 m. As = 22.44 cm^2, ε_0 = 44.86 cm

As สำหรับรับอุณภูมิ

จากข้อกำหนด เหล็กเสริมผิวทั้งสองด้าน

1. ผิวหน้าสัมผัสกับดิน = 0.10 %
2. ผิวหน้าไม่สัมผัสกับดินแต่ถูกแสงอาทิตย์ =0.20 %

ดังนั้น Ast = 0.002×40×100 = 8cm^2

เลือกเหล็ก 16mm@0.25 m. As = 8.04 cm^2, ε_0= 20.11 cm

- เหล็กเสริมที่พื้น (ใต้กำแพงคิดดินกดทับ)

$As_{(ผิวนอก,ผิวใน)}$ที่พื้น $= \frac{M}{f_s.J.d} = \frac{4290.29\times100}{1500\times0.885\times45} = 7.16cm^2$

เลือกเหล็ก 16mm@0.20 m. As = 10.05 cm^2,ε_0 = 25.13 cm

As สำหรับรับอุณภูมิ = 0.002×50×100 = 10.00cm^2

เลือกเหล็ก 16mm@0.20 m. As = 10.05 cm^2,ε_0 = 25.13 cm

ตรวจสอบแรงหน่วง (Bond Stress) ที่กำแพง

สำหรับเหล็กรับแรงดึงที่มีขนาด 20 mm.

Bond Stress ต้องไม่เกิน 21.4 ksc

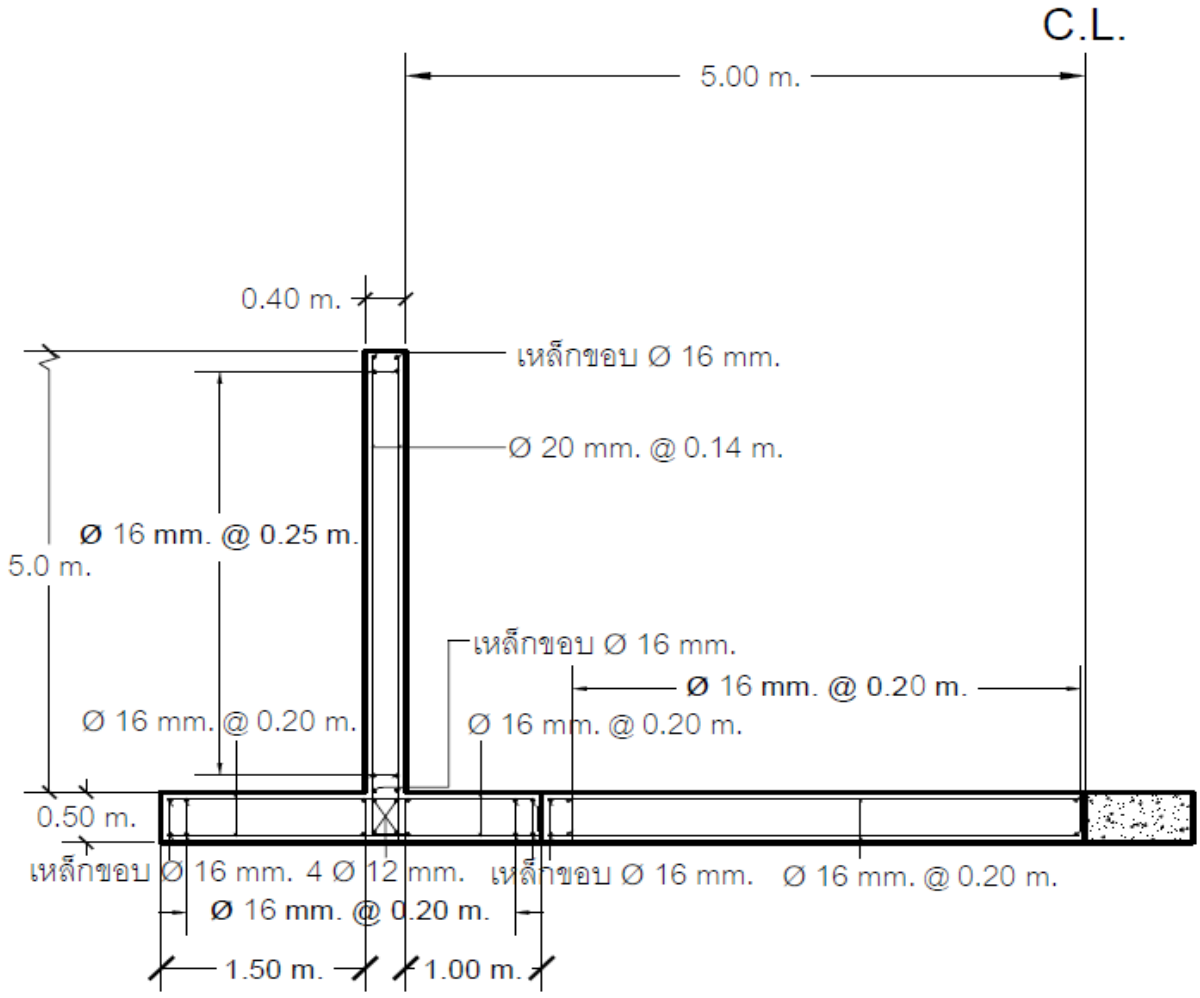
$u = \frac{V}{\varepsilon_0.J.d} = \frac{6555.80}{44.86\times0.885\times35} = 4.72 < 21.4$ ksc OK

ออกแบบพื้นเสริมเหล็กของรางระบายน้ำ *(Chute)*

เหล็กเสริมรับอุณภูมิ = 0.002×50 ×100 = 10 cm^2

เลือกเหล็ก 16 mm@0.20 m.As = 10.05 cm^2,ε_0=25.13 cm

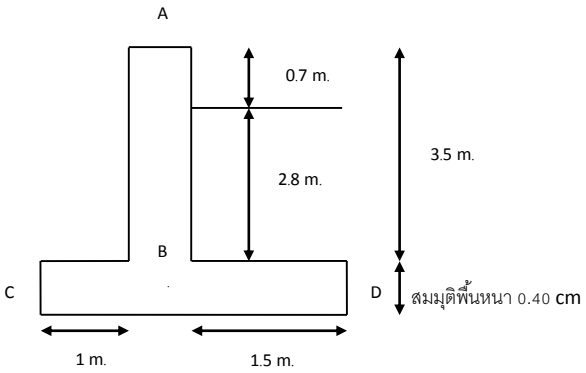
ผลการคำนวณออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำช่วง กม.0+105 ถึงกม.0+185 แสดงดังรูปภาคผนวกที่ 13

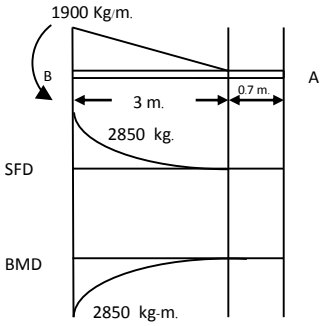


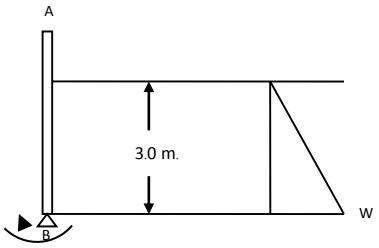
รูปภาคผนวกที่ 13 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+105 ถึง กม.0+185

14. ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างกม.0+185 ถึง กม.0+391

ออกแบบโครงสร้างกำแพงด้านข้างที่ใช้กำแพงสูง 3.5 เมตร ในการออกแบบมีขั้นตอนดังนี้







วิธีทำ เมื่อ W $= Ka\gamma_s h$

โดย $= \frac{1- \sin 30}{1+ \sin 30} = \frac{1}{3}$

$= \frac{1}{3} \times 1900 \times 3 = 1900$ kg/m

$V_{max} = \frac{1}{2} Wh = \frac{1}{2} \times 1900 \times 3$

$= 2850$ kg

$M_{max} = 2850 \times \frac{3}{3}$

$= 2850$ kg-m.

$dm = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{2850 \times 100}{11.995 \times 100}}$

$= 15.41$ cm.

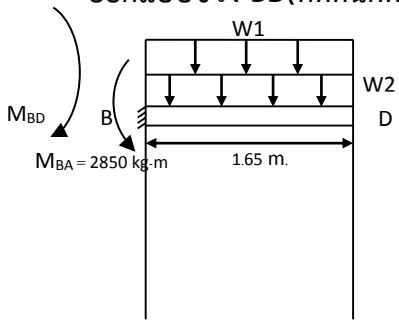
$dv = \frac{V}{Vcb} = \frac{2755.79}{3.8 \times 100} = 7.5$ cm.

ดังนั้น เลือกใช้ความหนากำแพง = 30 cm.

โดย d = 25 cm.

และ Covering = 5 cm.

ออกแบบช่วง BD(คิดดินกดทับทั้งช่วง) > BC ดังนั้น BD = Control



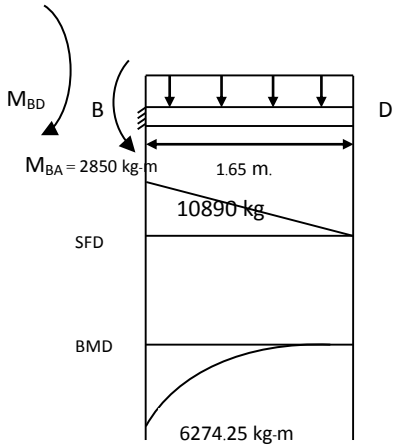
$$W_1 = W_{กำแพง} = \frac{(0.30\times3.5\times1\times2400)}{(1.5+1+0.3)}$$

$= 900$ kg/m

$W_2 = W_{ดิน} = 1900\times3$

$= 5700.0$ kg/m

ดังนั้น $W_1+W_2 = 6600$ kg/m



หา $V_{max} = 6600\times1.65 = 10890$ kg/m

$$M_{max} = \left(10890\times1.65\times\frac{1}{2}\right) - 2710$$

$= 6274.25$ kg-m

$$dm = \sqrt{\frac{6274.25\times100}{11.995\times100}} = 22.87 \text{ cm}$$

$$dv = \frac{10890}{3.8\times100} = 28.66 \text{ cm}$$

ดังนั้น เลือกความหนาพื้น = 40 cm

d = 35 cm และ Covering = 5 cm

การเลือกเหล็กเสริม

- เหล็กเสริมกำแพง

$As_{(ผิวนอก)}$ที่กำแพง $= \frac{M}{f_s.J.d} = \frac{2850 \times 100}{1500 \times 0.885 \times 25} = 8.59\ cm^2$

เลือกเหล็ก 20 mm@0.30 m.As = 10.47 cm^2, ε_0=20.14 cm

As สำหรับรับอุณภูมิ

จากข้อกำหนด เหล็กเสริมผิวทั้งสองด้าน

3. ผิวหน้าสัมผัสกับดิน = 0.10 %
4. ผิวหน้าไม่สัมผัสกับดินแต่ถูกแสงอาทิตย์ =0.20 %

ดังนั้น Ast = 0.002×30×100=6 cm^2*(ใช้ทั้งสองด้าน)*

เลือกเหล็ก 12 mm@0.15 m. As = 7.54 cm^2, ε_0= 25.13 cm

- เหล็กเสริมที่พื้น (ใต้กำแพงคิดดินกดทับ)

$As_{(ผิวนอก,ผิวใน)}$ที่พื้น $= \frac{M}{f_s.J.d} = \frac{6274.25 \times 100}{1500 \times 0.885 \times 35} = 13.50\ cm^2$

เลือกเหล็ก 20 mm@0.20m. As = 15.71 cm^2,ε_0= 31.42 cm

สำหรับเหล็กรับอุณหภูมิของพื้น

A_{st} = 0.002×40×100=8cm^2

เลือกเหล็ก 16 mm@0.25 m.As = 8.04 cm^2,ε_0=20.11 cm

ตรวจสอบแรงหน่วง (Bond Stress) ที่กำแพง

สำหรับเหล็กรับแรงดึงที่มีขนาด 20 mm.

Bond Stress ต้องไม่เกิน 21.4 ksc

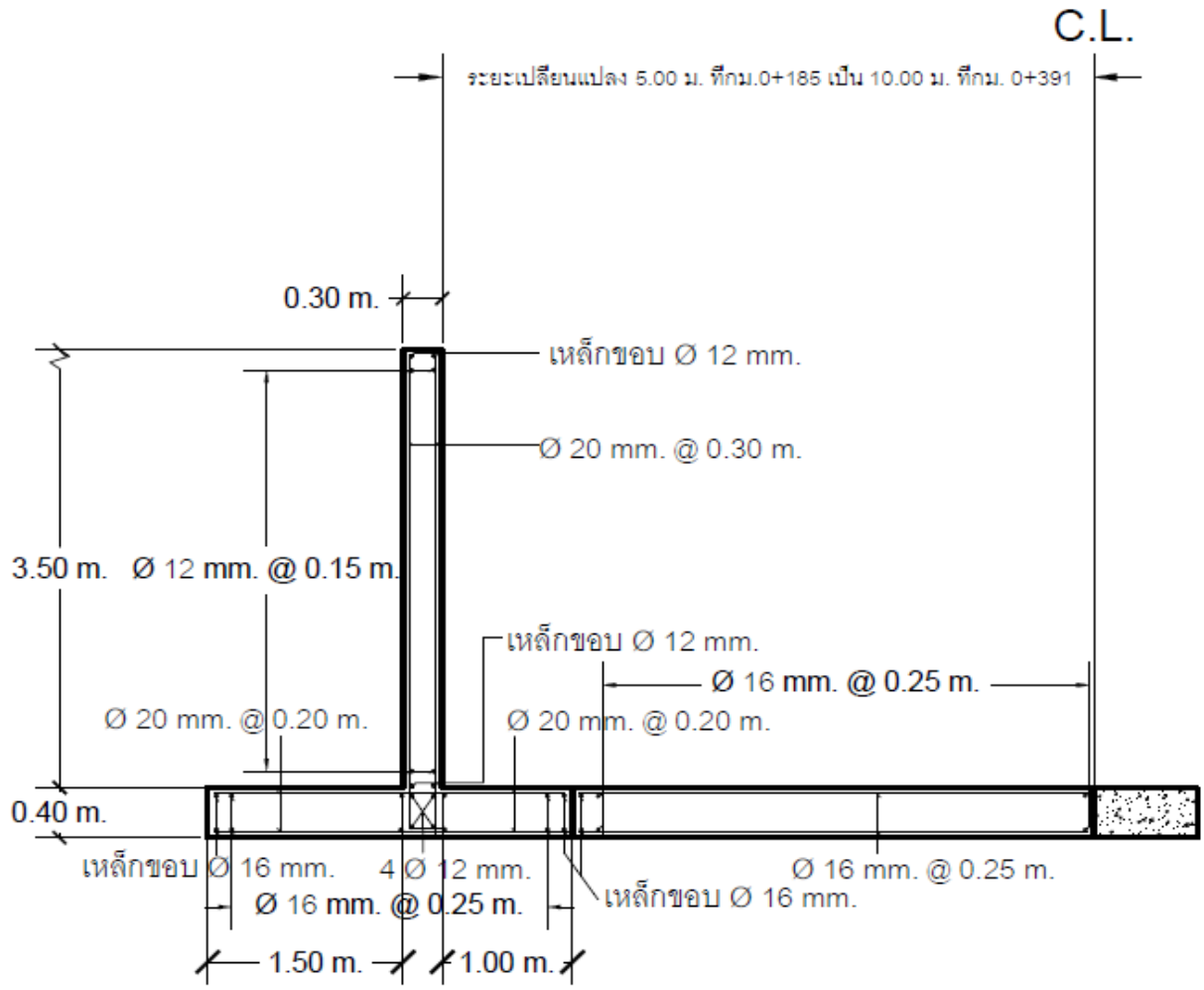
$$u = \frac{V}{\varepsilon_0 . J.d} = \frac{2850}{20.14\times0.885\times25} = 6.40 < 21.4 \text{ ksc } \underline{\text{OK.}}$$

ออกแบบพื้นเสริมเหล็กของรางระบายน้ำ *(Chute)*

เหล็กเสริมรับอุณภูมิ = 0.002×40 ×100=8 cm^2

เลือกเหล็ก 16 mm@0.25 m.As = 8.04 cm^2,ε_0=20.11 cm

ผลการคำนวณออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำช่วง กม.0+105 ถึงกม.0+185 แสดงดังรูปภาคผนวกที่ 14



รูปภาคผนวกที่ 14 การเสริมเหล็กออกแบบโครงสร้างรางระบายน้ำตั้งแต่กม.0+185 ถึง กม.0+391

2-55

หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต

แรงดัด (Flexure) : fc

- หน่วยแรงอัดที่ผิว ..... $0.45\ f'_c$ ..... 78.8 กก./ซม.^{2}
- หน่วยแรงดึงที่ผิวในฐานรากและกำแพงคอนกรีตล้วน ..... $0.42\ \sqrt{f'_c}$ ..... 5.6 ,,

แรงเฉือน (Shear) :

- คานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน v_c ..... $0.29\ \sqrt{f'_c}$ ..... 3.8 ,,
- ตงที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน v_c ..... $0.32\ \sqrt{f'_c}$ ..... 4.2 ,,
- องค์อาคารเสริมลูกตั้งหรือคอม้าหรือใช้ประกอบกัน v ..... $1.32\ \sqrt{f'_c}$ ..... 17.5 ,,
- ระยะเรียงของลูกตั้งต้องไม่ห่างเกิน $\frac{d}{4}$ v ..... $0.795\ \sqrt{f'_c}$ ..... 10.5 ,,
- แผ่นพื้นและฐานราก (แรงเฉือนตามขอบ) v_c ..... $0.53\ \sqrt{f'_c}$ ..... 7.0 ,,

แรงแบกทาน (Bearing) : fc

- รับเต็มเนื้อที่ ..... $0.25\ f'_c$ ..... 43.8 ,,
- รับหนึ่งในสามของเนื้อที่หรือน้อยกว่า ..... $0.37\ f'_c$ ..... 64.8 ,,

ขนาดเหล็ก DB – มม.		10	12	16	20	22	25	28	32
แรงยึดหน่วง (Bond) : u กก./ซม.^{2}									
– สำหรับเหล็กรับแรงดึง เหล็กบน (Top Bars)	$\frac{2.29\sqrt{f'_c}}{\phi} \geq 25.0$	25.0	25.0	18.9	15.1	13.8	12.1	10.8	9.5
เหล็กอื่น ๆ	$\frac{3.23\sqrt{f'_c}}{\phi} \geq 35.0$	35.0	35.0	26.7	21.4	19.4	17.1	15.3	13.4
– สำหรับเหล็กรับแรงอัด	$1.72\ \sqrt{f'_c} \geq 28.0$	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8

หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริม

- ความต้านทานแรงดึงที่จุดคลาก fy ..... 3000 กก./ซม.^{2}
- รับแรงดึงในอาคารรับแรงดัด fs ..... 1500 ,,

เกณฑ์เพื่อการคำนวณ

fs	fc	n	k	j	p	K	$\sqrt{\frac{1}{K}}$	$M = Kbd^2$; $d = \sqrt{\frac{1}{K}}\sqrt{\frac{M}{b}}$
1500	78.8	10	0.344	0.885	0.0090	11.995	0.289	b, d ..... ซม. M ..... กก. ซม.

ออกแบบ K.S.	ผ่าน ..... ผมบ.	กรมชลประทาน
ตรวจ K.S.	เห็นชอบ ..... ผอบ.	เกณฑ์การคำนวณคอนกรีตเสริมเหล็ก
เสนอ	อนุมัติ ..... อธช.	สำหรับคอนกรีต f'_c = 175 กก./ซม.^{2}
		เหล็กข้ออ้อย SD 30
กองออกแบบ งานกำหนดมาตรฐานการออกแบบ	9 ก.ค. 2535 วันที่	มฐย – 4 – 055

รูปภาคผนวกที่ 15 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต สำหรับแรงกดสูงสุด 175 กก./ซม.^{2}(กรมชลประทาน, 2535)

2-56

หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต

แรงดัด (Flexure) : fc

- หน่วยแรงอัดที่ผิว 0.45 f'_c 94.5 กก./ซม.^{2}
- หน่วยแรงดึงที่ผิวในฐานรากและกำแพงคอนกรีตล้วน 0.42 $\sqrt{f'_c}$ 6.1 ,,

แรงเฉือน (Shear) :

- คานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน vc 0.29 $\sqrt{f'_c}$ 4.2 ,,
- ตงที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน vc 0.32 $\sqrt{f'_c}$ 4.6 ,,
- องค์อาคารเสริมลูกตั้งหรือคอม้าหรือใช้ประกอบกัน v 1.32 $\sqrt{f'_c}$ 19.1 ,,
- ระยะเรียงของลูกตั้งต้องไม่ห่างเกิน $\frac{d}{4}$ v 0.795 $\sqrt{f'_c}$ 11.5 ,,
- แผ่นพื้นและฐานราก (แรงเฉือนตามขอบ) vc 0.53 $\sqrt{f'_c}$ 7.7 ,,

แรงแบกทาน (Bearing) : fc

- รับเต็มเนื้อที่ 0.25 f'_c 52.5 ,,
- รับหนึ่งในสามของเนื้อที่หรือน้อยกว่า 0.37 f'_c 77.7 ,,

แรงยึดหน่วง (Bond) : u กก./ซม.^{2}

ขนาดเหล็ก DB-มม.	10	12	16	20	22	25	28	32
- สำหรับแรงดึง								
เหล็กบน (Top Bars) $\frac{2.29\sqrt{f'_c}}{\phi}$ ≯ 25.0	25.0	25.0	20.7	16.6	15.1	13.3	11.9	10.4
เหล็กอื่น ฯ $\frac{3.23\sqrt{f'_c}}{\phi}$ ≯ 35.0	35.0	35.0	29.3	23.4	21.3	18.7	16.7	14.6
- สำหรับเหล็กรับแรงอัด $1.72\sqrt{f'_c}$ ≯ 28.0	24.9	24.9	24.9	24.9	24.9	24.9	24.9	24.9

หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริม

- ความต้านทานแรงดึงที่จุดคลาก fy 3000 กก./ซม.^{2}
- รับแรงดึงในอาคารรับแรงดัด fs 1500 ,,

เกณฑ์เพื่อการคำนวณ

fs	fc	n	k	j	p	K(R)	$\sqrt{\frac{1}{K}}$	$M = Kbd^2$; $d = \sqrt{\frac{1}{K}}\sqrt{\frac{M}{b}}$
1500	94.5	9	0.362	0.879	0.0114	15.035	0.258	b,d ..... ซม. M ..... กก. ซม.

ออกแบบ K.S.	ผ่าน ..... ผมบ.	กรมชลประทาน
ตรวจ K.S.	เห็นชอบ ..... ผอบ.	เกณฑ์การคำนวณคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับคอนกรีต f'_c = 210 กก./ซม.^{2}
เสนอ	อนุมัติ ..... อธช.	เหล็กข้ออ้อย SD 30
กองออกแบบ งานกำหนดมาตรฐานการออกแบบ	9 ก.ค. 2535 วันที่	มฐย-4-056

รูปภาคผนวกที่ 16 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต สำหรับแรงกดสูงสุด 210 กก./ซม.^{2}(กรมชลประทาน, 2535)

2-49

ความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม

(โดยวัดระยะจากผิวเหล็ก)

สถานะขององค์อาคาร		ซม.
ผิวคอนกรีตอยู่ในร่ม ไม่สัมผัสดิน หรือไม่ถูกแดด ฝน และ น้ำ โดยตรง	ในแผ่นพื้น ผนัง และคาน	2
	ในคาน	3
	ในเสา	3.5
ใช้แบบหล่อแต่เมื่อถอดแบบแล้ว ผิวคอนกรีตจะสัมผัสดิน หรือจมอยู่ในน้ำ หรือถูกแดด ฝน โดยตรง	ใช้เหล็กเสริมขนาดเล็กกว่า 16 มม. ลงมา	4
	ใช้เหล็กเสริม ขนาดตั้งแต่ 16 มม. ขึ้นไป	5
เทหล่อคอนกรีต ลงกับดินโดยตรง		7.5

หมายเหตุ

1. ความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมโดยการวัดจากผิวเหล็ก จะต้องไม่น้อยกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้ในตารางข้างบนนี้
2. สำหรับองค์อาคารที่ใช้เหล็กลูกตั้ง หรือเหล็กปลอกประกอบ ให้วัดความหนาของคอนกรีตที่หุ้มจากผิวของเหล็กลูกตั้ง หรือ เหล็กปลอก
3. ในบรรยากาศที่จะทำให้เกิดการผุกร่อนได้รุนแรง หรือต้องเผชิญกับสภาวะรุนแรงอื่น ๆ ให้เพิ่มความหนาที่ห่อหุ้มอีก 2 ซม.
4. สำหรับอุโมงค์ทางเดินในเขื่อน (Galleries in dams) ให้ใช้ความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 13 ซม. (ดูแบบหมายเลข 29556)

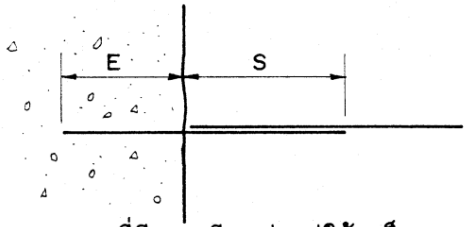
ออกแบบ K.S.	ฝ่าน ..... ฝมบ.	กรมชลประทาน มาตรฐานรายละเอียดเหล็กเสริม ความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม
ตรวจ K.S.	เห็นชอบ ..... ผอบ.	
เสนอ	อนุมัติ ..... อธช.	
กองออกแบบ งานกำหนดมาตรฐานการออกแบบ	9 ก.ค. 2535 วันที่	มฐย – 4 – 049

รูปภาคผนวกที่ 17 ความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (กรมชลประทาน, 2535)

2-59

ขนาดเหล็ก ø', มม. ชนิด DB	ระยะฝัง EMBEDMENT (E) – ซม.			ระยะต่อทาบ LAP SPLICES (S)–ซม.		
	เหล็กรับแรงดึง		เหล็กรับแรงอัด	เหล็กรับแรงดึง		เหล็กรับแรงอัด
	เหล็กบน	เหล็กอื่น ๆ		เหล็กบน	เหล็กอื่น ๆ	
10	20	20	20	40	40	40
12	20	20	20	45	45	40
16	35	30	30	60	60	45
20	50	35	35	80	75	55
22	60	45	40	95	80	60
25	80	55	45	125	90	70
28	100	70	50	เชื่อม	เชื่อม	เชื่อม
32	125	90	55	เชื่อม	เชื่อม	เชื่อม

หมายเหตุ



1. E คือ ระยะฝัง (Embedment length)

   S คือ ระยะต่อทาบ (Lap splices length)

2. เหล็กบน (Top bars) หมายถึง เหล็กเส้นตามแนวราบ ที่มีคอนกรีตหล่ออยู่ใต้เหล็กเส้นนั้นมากกว่า 30 เซ็นติเมตร

   เหล็กอื่น ๆ (Bars other than top bars) หมายถึง เหล็กอื่น นอกเหนือจากเหล็กบน

3. ควรหลีกเลี่ยงการต่อทาบเหล็กเสริม ณ จุดที่เกิดแรงดึงสูงสุด เท่าที่จะทำได้ และไม่ควรต่อทาบเหล็กเสริมในแนวเดียวกันตลอด ควรจะสลับที่กัน

4. ถ้าระยะช่องว่างด้านข้างของเหล็กที่ต่อทาบกันห่างมากกว่า 12 (ø') และอยู่ห่างจากขอบนอกมากกว่า 15 ซม. ก็อาจจะลดระยะการต่อทาบของเหล็กรับแรงดึงได้ โดยการใช้ค่าที่แสดงไว้ในตารางหารด้วยจำนวน 1.20

ออกแบบ K.S.	ผ่าน ฝมบ.	กรมชลประทาน
ตรวจ K.S.	เห็นชอบ ผอบ.	**มาตรฐานรายละเอียดเหล็กเสริม**
เสนอ	อนุมัติ อธช.	**ระยะฝังและต่อทาบเหล็กข้ออ้อย** (ปลายไม่งอขอ)
		f'_c = 175 กก./ซม.^{2} และ SD 30
กองออกแบบ งานกำหนดมาตรฐานการออกแบบ	วันที่ 9 ก.ค. 2535	**มฐย–4–059**

รูปภาคผนวกที่ 18 ระยะฝังและต่อทาบของเหล็กข้ออ้อย(กรมชลประทาน, 2535)