



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB. KUTAI KERTANEGARA, KALIMANTAN TIMUR

**AINUL YAQIEN
NRP 3112.105.029**

**Dosen Pembimbing 1
Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT**

**Dosen Pembimbing 2
Ir. SOEKIBAT ROEDY SOESANTO**

**Program Studi Sarjana Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
2014**



FINAL PROJECT (RC09-1380)

**DESIGN OF MARANGKAYU DAM SPILLWAY, KUTAI
KERTANEGARA REGENCY, EAST KALIMANTAN**

**AINUL YAQIEN
NRP 3112.105.029**

**Academic supervisors 1
Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT**

**Academic supervisors 2
Ir. SOEKIBAT ROEDY SOESANTO**

**Program Studi Sarjana Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
2014**

**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY)
BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB. KUTAI
KERTANEGARA, KALIMANTAN TIMUR**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

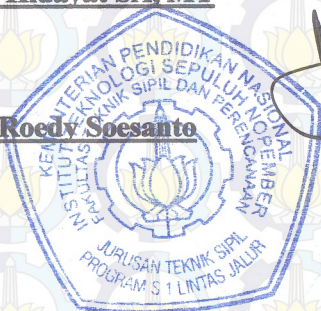
Oleh :

AINUL YAQIEN
NRP. 3112 105 029

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. **Ir. Abdullah Hidayat SA, MT**

2. **Ir. Soekibat Roedy Soesanto**



SURABAYA, OKTOBER 2014

**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*)
BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB. KUTAI
KERTANEGARA, KALIMANTAN TIMUR**

Nama Mahasiswa : Ainul Yaqien
NRP : 3112105029
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Abdullah Hidayat SA, MT
2. Ir. Soekibat Roedy Soesanto

Abstrak

Bendungan Marangkayu ini terletak di Kecamatan Marangkayu, Kabupaten Kutai Kertanegara, Provinsi Kalimantan Timur. Pembangunan Bendungan Marangkayu diharapkan mampu mensuplai kebutuhan air irigasi dan kebutuhan domestik penduduk disekitar Desa Sebuntal, Kecamatan Marangkayu.

Perencanaan Bangunan Pelimpah (*Spillway*) ini direncanakan tegak lurus dengan tubuh Bendungan terletak disamping Bendungan. *Spillway* direncanakan dengan Ogee tipe I lengkap dengan bangunan pelengkap yaitu saluran pengarah, saluran transisi, saluran peluncur, dan saluran peluncur terompet serta bangunan peredam energi dengan tipe kolam olakan USBR Type IV. Analisa biaya minimum dilakukan terhadap pekerjaan tanah urugan dan pekerjaan beton K-300 untuk mendapat lebar optimum Bangunan Pelimpah.

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan diperoleh curah hujan rencana periode ulang 1000 tahun adalah sebesar 201,17 mm, debit rencana periode ulang 1000 tahun adalah sebesar 402,37 m³/dtk. Dari hasil perhitungan analisa biaya didapat lebar optimum *spillway* 34 meter dengan total biaya Rp. 105.631.581.367,98. Mercu *spillway* dengan lebar 34 meter telah memenuhi syarat uji seperti gaya-gaya/ yang bekerja dan kontrol stabilitas.

Kata kunci : Bendungan Marangkayu, Spillway, biaya minimum, lebar optimum



“halaman sengaja dikosongkan”

DESIGN OF MARANGKAYU DAM SPILLWAY, KUTAI KERTANEGARA REGENCY, EAST KALIMANTAN

Name : Ainul Yaqien
NRP : 3112105029
Department : Civil Engineering FTSP - ITS
Supervisor : 1. Ir. Hidayat Abdullah SA, MT
2. Ir. Roedy Soekibat Soesanto

Abstract

Marangkayu dam is located in Sub-District Marangkayu, Kertanegara Kutai Regency, East Kalimantan Province. The construction of Marangkayu Dam is expected to supply the needs of irrigation and domestic needs of residents of the village of Sebuntal, Sub-District Marangkayu.

The Spillway construction is planned perpendicular the body of Dam in addition Dam. Spillway is designed using Ogee type, complete with complement building: direction channel, transition channel, launcher channel, trumpet channel, and stilling basin USBR Type IV. The Minimum cost analysis conducted on earthworks and concrete work K-300 to obtain the optimum width of the spillway.

From the results of the calculations that had been done, obtained rainfall return period of 1000 years is 201.17 mm, the planned flood discharge return period of 1000 years is 402.37 m³/dt. The cost analysis calculation results obtained optimum spillway width is 34 meters with a total cost of Rp. 105,631,581,367.98. The top point of spillway with a width of 34 meters to qualify the test such as the forces or working and stability control.

Keywords: Marangkayu Dam, Spillway, minimum cost, optimum width



KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji syukur kehadirat Allah SWT atas berkat rahmat dan karunianya, akhirnya penyusunan Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus dipenuhi untuk menyelesaikan Program Sarjana (S1) di Fakultas Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penulis menyadari bahwa selesainya penyusunan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bimbingan, dukungan, motivasi dan bantuan dari semua pihak. Untuk itu penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada:

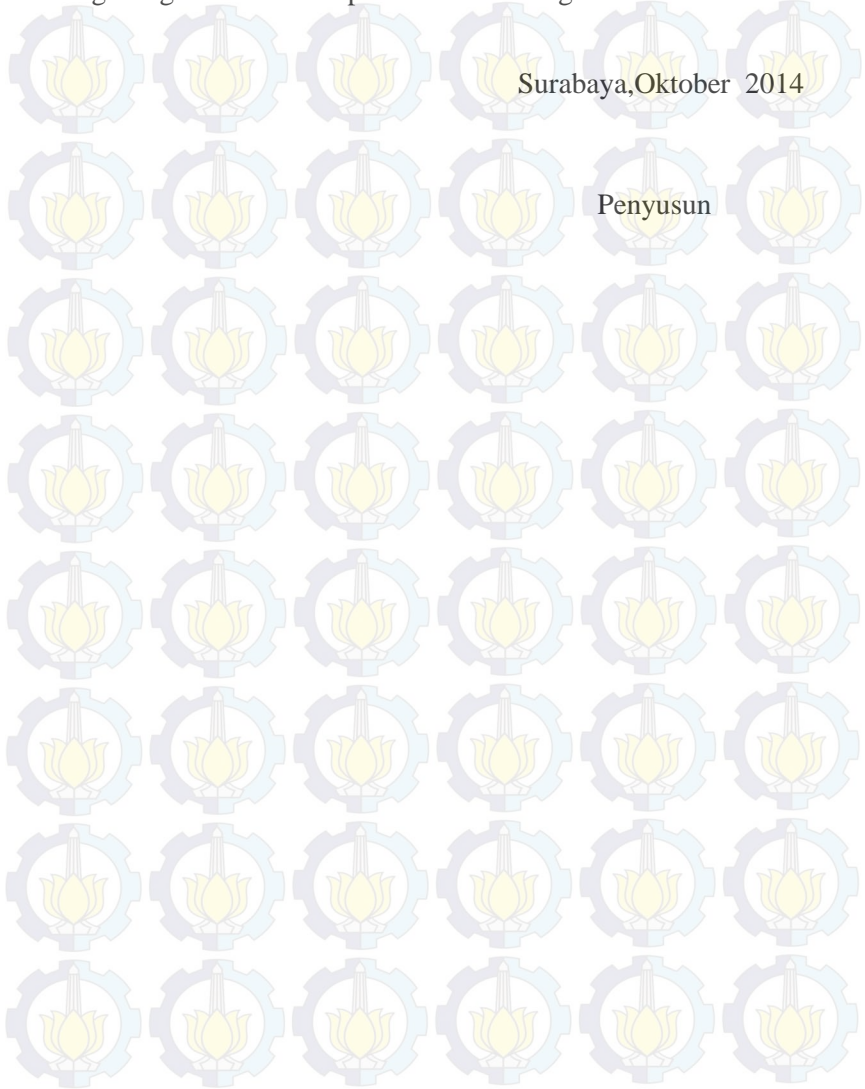
1. Ir. Abdullah Hidayat SA, MT dan Ir. Soekibat Roedy Soesanto selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah memberi arahan dan bantuan dalam menyelesaikan tugas ini.
2. Budi Suswanto, ST., MT, selaku ketua jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember
3. Ibunda Dewi Hotidjah dan Ayahanda Mohammad Syafik yang selalu memberikan doa, kasih sayang, arahan, bimbingan dan dukungannya baik moral maupun material.
4. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP -ITS
5. Teman – teman Lintas Jalur 2012 yang telah memberikan dukungan pada saat penyusunan laporan ini.
6. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu per satu terima kasih untuk semua doa, semangat dan dukungannya

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan. Oleh karena itu, penulis mengharap saran dan kritik

yang sifatnya membangun demi perbaikan Tugas Akhir ini.
Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin

Surabaya, Oktober 2014

Penyusun



DAFTAR ISI

HALAMAN COVER	i
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	v
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Masalah	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Studi Awal.....	5
2.2 Analisa Hidrologi.....	6
2.2.1 Menentukan Curah Hujan Rata - Rata.....	6
2.2.1.1 Aritmetic Mean	6
2.2.1.2 Thiessen Polygon	7
2.2.2 Analisa Distribusi Frekuensi	8
2.2.2.1 Metode Log Normal.....	8
2.2.2.2 Metode Log Person III.....	10
2.2.2.3 Perhitungan Q_{PMF}	13
2.2.3 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi	14
2.2.3.1 Uji Distribusi Probabilitas <i>Chi-Square</i>	14
2.2.3.2 Uji Distribusi Probabilitas <i>Smirnov – Kolmogrov</i>	15
2.2.4 Hidrograf Banjir	16
2.2.4.1 Debit Banjir Rencana.....	19

2.3	Lengkung Kapasitas Waduk.....	19
2.4	Penelusuran Banjir Lewat Waduk (<i>Flood Routing</i>).....	20
2.5	Menghitung Bendungan.....	24
2.5.1	Perencanaan Tubuh Bendungan.....	24
2.5.2	Perencanaan Lebar Mercu Bendungan.....	25
2.5.3	Kemiringan Lereng Bendungan.....	26
2.5.4	Tinggi Bendungan.....	26
2.6	Bangunan Pelimpah.....	27
2.6.1	Ambang Pelimpah.....	28
2.6.2	Saluran Pengarah Aliran.....	30
2.6.3	Saluran Pengatur Aliran.....	31
2.6.4	Saluran Peluncur.....	31
2.6.5	Peredam Energi.....	33
2.7	Stabilitas Pelimpah.....	37
2.7.1	Stabilitas Terhadap Rembesan.....	37
2.7.2	Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas.....	37
2.7.3	Kontrol Guling.....	38
2.7.4	Kontrol Geser.....	38
2.7.5	Kontrol Tegangan Tanah.....	38
2.8	Penentuan Lebar Efektif <i>Spillway</i>	39
2.8.1	Perhitungan Lebar Efektif <i>Spillway</i>	39
2.8.2	Kurva Hubungan Lebar <i>Spillway</i> dan biaya.....	40
2.8.3	Pemilihan Biaya Minimum.....	40
BAB III METODOLOGI.....		41
3.1	Persiapan.....	41
3.2	Pengumpulan Data.....	41
3.3	Analisa Data.....	41
3.4	Flowchart.....	43
BAB IV ANALISA HIDROLOGI.....		45
4.1	Analisa Curah Hujan Rata - Rata.....	45
4.2	Perhitungan Parameter Statistik.....	46
4.2.1	Perhitungan Analisa Distribusi Log Person	

Type III.....	47
4.2.2 Perhitungan Analisa Distribusi Log Normal..	49
4.2.3 Perhitungan Nilai Q_{PMP}	52
4.3 Uji Kesesuaian Distribusi.....	53
4.3.1 Uji <i>Chi Square</i>	53
4.3.1.1 Uji Kesesuaian Chi-Square Distribusi Frekuensi Log Person III.....	55
4.3.1.2 Uji Kesesuaian Chi-Square Distribusi Frekuensi Log Normal.....	57
4.3.2 Uji <i>Smirnov Kolmogorov</i>	59
4.3.3 Kesimpulan Analisa Frekuensi	61
4.4 Koefisien Pengaliran	61
4.5 Perhitungan Distribusi Hujan.....	62
4.5.1 Perhitungan Rata – Rata Hujan Sampai Jam Ke-t.....	63
4.5.2 Perhitungan Tinggi Hujan Sampai Jam Ke-t	63
4.5.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	64
4.6 Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	65
4.7 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	78
4.8 Penelusuran Banjir dengan <i>Flood Routing</i>	79
4.8.1 Perhitungan Beberapa lebar <i>spillway</i> dengan <i>Stronge Function</i>	81
BAB V ANALISA BANGUNAN PELIMPAH	85
5.1 Analisa Mercu Pelimpah	85
5.2 Saluran Pengarah.....	88
5.3 Saluran Pengatur	88
5.4 Saluran Peluncur	91
5.5 Kolam Olak (Peredam Energi).....	94
5.6 Saluran Tanah tanpa pasangan	96
BAB VI ANALISA STABILITAS PELIMPAH.....	99
6.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah.....	99
6.2 Kondisi Muka Air Banjir	106

6.3 Rekapitulasi Stabilitas <i>Spillway</i>	113
BAB VII ANALISA BIAYA	115
7.1 Perhitungan Bendungan	115
7.2 Perhitungan volume urugan tanah bendungan	116
7.3 Perhitungan volume <i>Spillway</i>	124
7.4 Analisa Harga Satuan	125
7.5 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya	127
BAB VIII KESIMPULAN	131
DAFTAR PUSTAKA	133
BIODATA PENULIS	135
LAMPIRAN	137

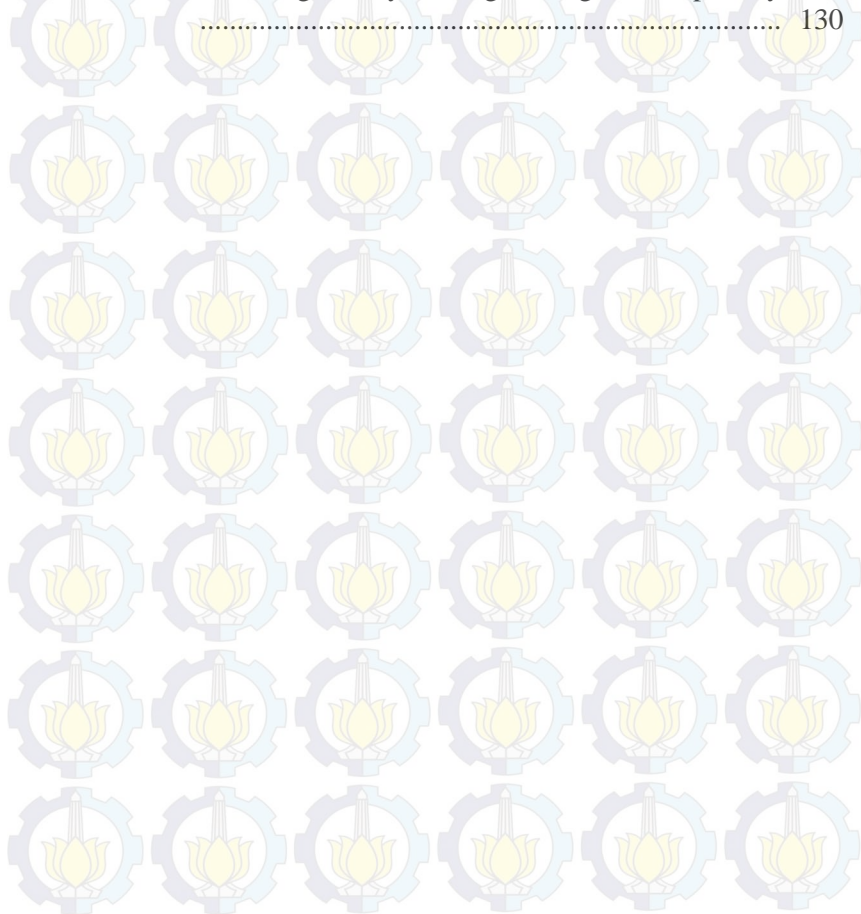


DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Data Teknis Bendungan Marangkayu	5
Tabel 2.2	Variabel Reduksi Gauss	9
Tabel 2.3	Nilai K Menggunakan Metode Log Person III.....	11
Tabel 2.4	Delta Kritis (der) untuk Distribusi <i>Smirnov</i> <i>Kolmogrov</i>	16
Tabel 2.5	Harga <i>K</i> dan <i>n</i>	30
Tabel 2.6	Angka Rembesan Lane.....	37
Tabel 2.7	Harga-harga Koefisien <i>Ka</i> dan <i>Kp</i>	39
Tabel 4.1	Data Curah Hujan Maksimum.....	45
Tabel 4.2	Hasil Perhitungan Parameter Statistik.....	46
Tabel 4.3	Perhitungan Dengan Metode Log Person III.....	48
Tabel 4.4	Curah Hujan Rencana Metode Log Person III	49
Tabel 4.5	Perhitungan Dengan Metode Log Normal	50
Tabel 4.6	Curah Hujan Rencana Metode Log Normal.....	52
Tabel 4.7	Nilai χ_{cr} Uji Kesesuaian Chi Kuadrat.....	54
Tabel 4.8	Variabel Reduksi Gauss	55
Tabel 4.9	Perhitungan Curah Hujan Harian Rencana Log Person	56
Tabel 4.10	Perhitungan Uji Chi Square Log Person III	56
Tabel 4.11	Variabel Reduksi Gauss	57
Tabel 4.11	Perhitungan Curah Hujan Harian Rencana Log Normal.....	58
Tabel 4.12	Perhitungan Uji <i>Chi Square</i> Log Normal.....	59
Tabel 4.13	Perhitungan Uji <i>Sminov Kolmogrov</i>	60
Tabel 4.14	Kesimpulan Analisa Frekuensi.....	61
Tabel 4.15	Koefisien Pengaliran	62
Tabel 4.16	Curah Hujan Efektif	64
Tabel 4.17	Curah Hujan Efektif Jam - jaman.....	65
Tabel 4.18	Kurva Naik ($0 < t < T_p$)	66
Tabel 4.19	Kurva Turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$) atau ($2,156 < t <$ $6,102$	66

Tabel 4.20 Kurva Turun ($T_p + T_{0.3} < t < T_p + T_{0.3} + 1,5T_{0.3}$) atau ($1,4180 < t < 2,8297$)	67
Tabel 4.21 Kurva Turun ($t > T_p + T_{0.3} + 1,5T_{0.3}$) atau ($t > 12,1$)	67
Tabel 4.22 Hidrograf Banjir 2 Tahun	69
Tabel 4.23 Hidrograf Banjir 5 Tahun	70
Tabel 4.24 Hidrograf Banjir 10 Tahun	71
Tabel 4.25 Hidrograf Banjir 25 Tahun	72
Tabel 4.26 Hidrograf Banjir 50 Tahun	73
Tabel 4.27 Hidrograf Banjir 100 Tahun	74
Tabel 4.28 Hidrograf Banjir 1000 Tahun	75
Tabel 4.29 Hidrograf Banjir PMF	76
Tabel 4.30 Perhitungan Lengkung Kapasitas	78
Tabel 4.31 Perhitungan Volume Kumulatif	80
Tabel 4.32 Perhitungan <i>Storage Function</i> Lebar <i>Spillway</i> 30 m ..	81
Tabel 4.33 Perhitungan <i>Flood Routing</i> Lebar <i>Spillway</i> 30 m ..	82
Tabel 5.1 Perhitungan Tinggi Hd	85
Tabel 5.2 Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah	86
Tabel 6.1 Perhitungan <i>Uplift Pressure</i> Pada Tiap Titik	100
Tabel 6.2 Perhitungan Titik Berat Konstruksi	101
Tabel 6.3 Perhitungan Momen	103
Tabel 6.4 Perhitungan <i>Uplift Pressure</i> Pada Tiap Titik	107
Tabel 6.5 Perhitungan Titik Berat Konstruksi	108
Tabel 6.6 Perhitungan Momen	110
Tabel 6.7 Rekapitulasi Stabilitas <i>Spillway</i>	113
Tabel 7.1 Rekapitulasi Perhitungan Lebar dan Tinggi	115
Tabel 7.2 Perhitungan Lebar Puncak Bendungan	116
Tabel 7.3 Perhitungan Volume Urugan untuk $L=33$ m	117
Tabel 7.4 Perhitungan Volume Urugan untuk $L=34$ m	118
Tabel 7.5 Perhitungan Volume Urugan untuk $L=35$ m	119
Tabel 7.6 Perhitungan Volume Urugan untuk $L=36$ m	120
Tabel 7.7 Rekapitulasi Volume Urugan untuk $L=37$ m	121
Tabel 7.8 Rekapitulasi Volume Urugan untuk $L=38$ m	122
Tabel 7.9 Rekapitulasi Volume Urugan untuk $L=39$ m	123
Tabel 7.10 Rekapitulasi Volume Urugan untuk $L=40$ m	124

Tabel 7.14 Perhitungan Volume Beton	125
Tabel 7.15 Harga Satuan Pekerjaan Tanah Urug	126
Tabel 7.16 Harga Satuan Pekerjaan Beton K-300	127
Tabel 7.17 Biaya Pengurangan Tanah Masing-masing Lebar ..	128
Tabel 7.18 Biaya Pekerjaan Beton K-300 Masing-masing Lebar	129
Tabel 7.19 Perhitungan Biaya Maing-masing Lebar Spillway	130





DAFTAR GAMBAR

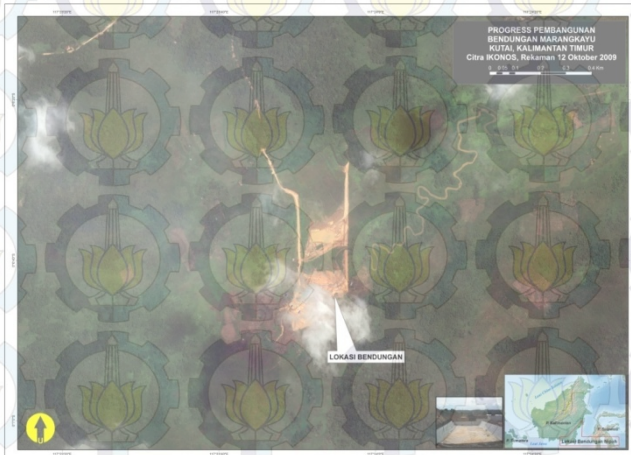
Gambar 1.1 Lokasi Sungai Marangkayu dan Bendungan Marangkayu di Kab. Kutai Kertanegara	1
Gambar 2.1 Pembagian Daerah Stasiun Hujan.....	7
Gambar 2.2 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	4
Gambar 2.3 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume	7
Gambar 2.4 Klasifikasi Bendungan Urugan Berdasar Material Penyusun.....	25
Gambar 2.5 Skema Tipe Bangunan Pelimpah pada Bendungan Urugan	27
Gambar 2.6 Bentuk Mercu Bendung Tipe Ogee	29
Gambar 2.7 Saluran Pengarah Aliran	30
Gambar 2.8 Skema Saluran Transisi	31
Gambar 2.9 Skema Aliran dalam Kondisi terjadi kondisi (b)	32
Gambar 2.10 Kolam Olakan Datar Tipe I	34
Gambar 2.11 Kolam Olakan Datar Tipe II.....	34
Gambar 2.12 Kolam Olakan Datar Tipe III.....	35
Gambar 2.13 Kolam Olakan Datar Tipe IV	35
Gambar 3.1 Bagan Alir.....	43
Gambar 4.2 Hidrograf Banjir.....	68
Gambar 4.3 Grafik Hidrograf Banjir Rencana.....	77
Gambar 4.4 Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume	79
Gambar 4.5 Kurva Penelusuran Banjir Q	84
Gambar 5.1 Graik Lengkung Mercu Hilir	87
Gambar 5.2 Penampang Mercu Pelimpah	88
Gambar 5.4 Garis Energi Saluran Peluncur Lurus	91
Gambar 7.2 Grafik Hubungan Lebar Ambang Spillway dan Biaya Total.....	130



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kutai Kertanegara adalah salah satu Kabupaten di Provinsi Kalimantan Timur, Indonesia. Kabupaten ini menempati wilayah seluas 27.263,10 km² dan luas perairan kurang lebih 4.097 km² yang dibagi dalam 18 wilayah kecamatan dan 225 desa/kelurahan dengan jumlah penduduk mencapai ±626.286 jiwa. Sebagian besar penduduk Kutai Kertanegara tinggal dipedesaan, sehingga mayoritas bermatapencaharian dibidang pertanian. Sehingga perlu adanya peningkatan kesejahteraan para petani dengan bentuk kegiatan pembangunan infrastuktur dan prasarana publik berupa penyediaan saluran air irigasi, air baku dan sebagainya. Salah satu pembangunan infrastruktur tersebut yaitu pembangunan bendungan Marangkayu.



Gambar 1.1 Lokasi Sungai Marangkayu dan Bendungan Marangkayu di Kab. Kutai Kertanegara

Sumber: google.com

Bendungan marangkayu secara geografis terletak antara $00^{\circ}01'$ LS hingga $00^{\circ}15'$ LS dan $117^{\circ}15'$ BT hingga $117^{\circ}30'$ BT. Sedangkan secara administratif terletak di wilayah administratif Kecamatan Marangkayu, Kabupaten Kutai Kertanegara, Provinsi Kalimantan Timur. Pembangunan Bendungan Marangkayu diharapkan mampu mensuplai kebutuhan air irigasi dan air baku penduduk disekitar Desa Sebuntal, Kec. Marangkayu. Bendungan ini dapat menampung air $\pm 9,3$ juta m^3 .

Bendungan Marangkayu memerlukan bangunan pelengkap salah satunya yaitu bangunan pelimpah atau *spillway* untuk melimpahkan kelebihan air dari debit yang akan dibuang sehingga kapasitas waduk dapat dipertahankan sampai batas maksimal.

Dalam sebuah perhitungan dan perencanaan sebuah *spillway*, tentunya membutuhkan sebuah pertimbangan-pertimbangan agar didapat hasil efektif dan efisien terutama dari segi dimensi, kestabilan dan biaya. Pada Tugas Akhir ini akan dilakukan perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) yang direncanakan tegak lurus dengan tubuh Bendungan, lengkap dengan bangunan penunjangnya dan analisa kestabilannya. Sehingga pada akhirnya akan diperoleh bangunan *spillway* yang efisien yang dapat mendukung pengoperasian bendungan dan fungsi-fungsinya.

1.2 Perumusan Masalah

Adapun perumusan masalah dari tugas akhir yang akan diangkat adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana analisa hidrologi untuk mengetahui debit banjir Sungai Marangkayu ?
2. Bagaimana merencanakan tipe dan dimensi bangunan pelimpah (*spillway*) Bendungan Marangkayu dengan bangunan penunjangnya?
3. Bagaimana stabilitas bangunan pelimpah (*spillway*) Bendungan Marangkayu ?

4. Berapa biaya minimum yang dikeluarkan untuk mendapatkan lebar efektif *spillway*?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari diangkatnya topik tugas akhir ini antara lain sebagai berikut :

1. Menghitung analisa hidrologi untuk debit banjir Sungai Marangkayu
2. Menghitung dimensi baru perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) Bendungan Marangkayu
3. Menghitung stabilitas dari dimensi bangunan pelimpah Bendungan Marangkayu
4. Menghitung besar biaya minimum yang dikeluarkan untuk mendapatkan lebar efektif *spillway*

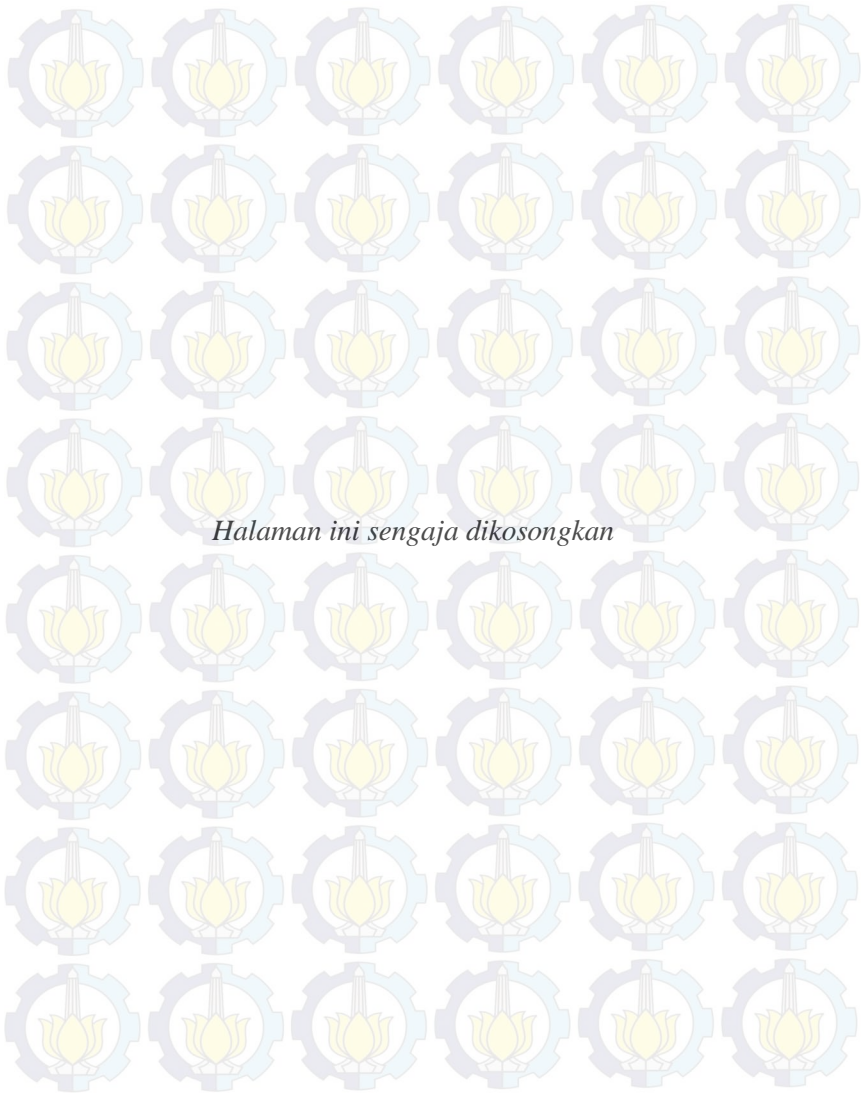
1.4 Manfaat

Adapun manfaat yang diharapkan diperoleh dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai referensi dalam desain perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) dan bangunan pelengkap nya. Dimana dalam Tugas Akhir ini *spillway* direncanakan tegak lurus dengan tubuh bendung yang berfungsi mengalirkan air dari bendungan Marangkayu guna memenuhi kebutuhan irigasi dan air baku penduduk sekitar kabupaten Kutai Kertanegara tersebut.

1.5 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dari pembahasan tugas akhir agar dalam analisis rumusan masalah tidak terlalu melebar sebagai berikut :

1. Penentuan letak as main dam berdasarkan studi sebelumnya.
2. Tidak memperhitungkan stabilitas bendungan, pondasi bendungan dan kekuatan geologi material pada as bendungan.
3. Tidak melakukan perhitungan scouring
4. Tidak membahas analisa dampak lingkungan.
5. Tidak menghitung Sedimen / dead storage.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Studi Awal

Dalam perencanaan awal Bendungan Marangkayu pada DAS Marangkayu yang direncanakan oleh konsultan perencana Teknik Cipta Konsultan. Adapun beberapa data-data teknis hasil perhitungan Bendungan Marangkayu tertera pada Tabel 2.1 di bawah ini sehingga dapat digunakan sebagai acuan awal dalam perencanaan bangunan pelimpah.

Tabel 2.1 Data Teknis Bendungan Marangkayu

lokasi	:	bendungan marangkayu , kutai kertanegara	
nama sungai	:	sungai marangkayu	
1. Daerah pengaliran Sungai			
Luas DAS		243,68	km ²
luas genangan genangan waduk		258	ha
debit banjir rancangan kala ualng 1000 th		384,146	m ³ /det
debit banjir rancangan kala ualang PMF		1,461,014	m ³ /det
2. volume tampungan			
kapasitas tampungan total		9,358	juta m ³
3. data teknis bendungan			
type		urugan tanah homogen	
EL. Dasar Bendungan		+100	El.m
EL. Puncak bendungan		+114,4	El.m
tinggi bendungan		14,4	m (tidak termasuk pondasi)
lebar puncak bendungan		6	m
kemiringan hulu		1:4	
kemiringan hilir		1:4	
4. bangunan pelimpah			
type		free overflow (ogee)	
elevasi puncak		+110	m
lebar pelimpah		60	m
banjir rencana outflow Q. PMF		890,888	m ³ /det
konstruksi		kontruksi beton K-300	
panjang saluran peluncur		40	m
lebar saluran peluncur		25	m
peredam energi type USBR tipe IV			
panjang peredam energi		20	m
EL. Dinding peredam energi		+104,5	m

Sumber :Teknika Cipta Konsultan

2.2 Analisa Hidrologi

Dalam sebuah perencanaan bangunan air, data curah hujan dan analisa hidrologi merupakan salah satu bagian terpenting. Informasi debit akan menjadi data penting untuk mengetahui kapasitas tampung sebuah bangunan air, dalam hal ini sebuah bendungan. Adapaun dalam sebuah analisa hidrologi, diperlukan tahapan-tahapan untuk mendapatkan informasi yang diinginkan.

Berikut tahapan analisa hidrologi :

1. Perhitungan curah hujan rata-rata
2. Analisa distribusi frekuensi
3. Uji kesesuaian distribusi frekuensi
4. Analisa debit banjir rencana
5. Penelusuran banjir

2.2.1 Menentukan curah hujan rata-rata

Di dalam sebuah perhitungan curah hujan rata-rata, ada beberapa metode yang digunakan. Metode yang ada antara lain *Arithmetic Mean* (Metode Rata-Rata Aritmatik) , *Thiessen Polygon* dan *Isoyhet*. Akan tetapi, dalam perhitungan curah hujan rata-rata di sini hanya akan menggunakan dua metode saja yaitu rata-rata Aritmatik dan *Thiessen Polygon*.

2.2.1.1 Arithmetic Mean

Perhitungan curah hujan rata-rata dengan metode rata-rata aritmatik digunakan apabila terdapat banyak stasiun hujan di DAS. Cara ini merupakan cara paling sederhana karena mengasumsi sifat curah hujan seragam di beberapa stasiun.

Cara perhitungan dengan *arithmetic mean* adalah sebagai berikut :

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 \dots \dots + R_n) \quad \dots\dots(2.1)$$

Keterangan :

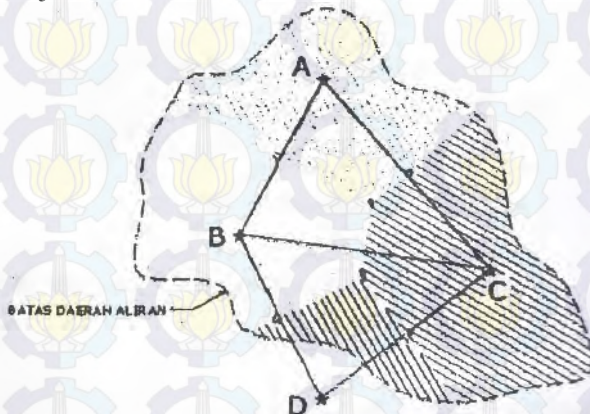
R = curah hujan rata-rata aliran

n = banyak stasiun hujan

R_i = curah hujan setiap stasiun hujan

2.2.1.2 Thiessen Polygon

Metode ini memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun hujan yang bersangkutan (luas daerah pengaruh) seperti terlihat gambar 2.1. Perbandingan luas daerah pengaruh dengan luas daerah aliran yang digunakan sebagai faktor/koeffisien dalam menghitung hujan rata-rata.



Gambar 2.1 Pembagian daerah stasiun hujan

- Koeffisien Thiessen untuk stasiun-stasiun hujan tersebut :

$$W_a = \frac{A_a}{A} \quad W_b = \frac{A_b}{A} \quad W_c = \frac{A_c}{A} \quad W_d = \frac{A_d}{A}$$

- Hujan rata-rata di daerah aliran :

$$\bar{R} = W_a \cdot R_a + W_b \cdot R_b + W_c \cdot R_c + W_d \cdot R_d \dots + W_n \cdot R_n \dots (2.2)$$

Keterangan :

R = hujan rata-rata

R_i = tinggi hujan pada stasiun

W_i = koeffisien Thiessen pada stasiun *i*

n = banyaknya stasiun hujan

Curah hujan daerah maksimum dihitung dengan metode Thiessen. Curah hujan maksimum pada satu stasiun hujan dan curah hujan pada hari yang sama dari stasiun hujan lain dikalikan dengan koefisien Thiessen dari masing-masing stasiun. Kemudian, dari hasil perhitungan diambil nilai maksimum untuk tiap tahunnya.

Dalam perencanaan Tugas akhir ini. Didapat data curah hujan dari 1 stasiun hujan. Sehingga dalam perhitungan curah hujan ini menggunakan metode Data Maksimum tahunan (annual maximum series). Metode ini digunakan apabila data yang tersedia lebih dari 10 tahun runtut waktu. Dalam metode ini hanya data maksimum yang diambil setiap tahunnya, atau ada 1 data setiap tahun. (sumber : Kamiana, 2010, hal 23-24).

2.2.2 Analisa distribusi frekuensi

Analisa distribusi frekuensi digunakan untuk mendapatkan besaran curah hujan rencana yang ditetapkan berdasarkan patokan sesuai perencanaan. Analisa ini diperlukan untuk mendapatkan relevansi curah hujan rencana pada periode ulang rencana seperti 2, 5, 10, 20, 50, 100 dan 1000 tahun.

Curah hujan rencana sesuai periode ulang yang ditentukan menggunakan dua metode perhitungan yaitu Metode log Normal dan metode Log Person Type III. Penentuan metode yang tepat untuk analisa distribus frekuensi akan dilakukan cek kesesuaian bergantung pada data dan fungsi kebutuhan.

2.2.2.1 Metode log Normal

$$\log X_T = \log X + K_T \times \text{slog } X \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

Keterangan :

Log X_T : nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T

Log X : nilai rata-rata dari log x

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n}$$

$\sigma_{\log X}$: deviasi standart dari $\log X$

σ_{n-1} : standar deviasi

$$= \frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log x)^2}{n-1} \dots \dots \dots (2.4)$$

K_t : faktor frekuensi, nilai bergantung dari T , berdasarkan tabel 2.2 variabel reduksi Gauss

Tabel 2.2 variabel reduksi Gauss

No	Periode ulang, T (tahun)	K_t
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33

19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1,000,000	3,09

sumber : Suripin (2004)

2.2.2.2 Metode Log Person III

Perhitungan curah hujan dan periode ulang rencana dengan menggunakan metode ini dengan beberapa perumusan di bawah ini :

$$\text{Log}X_T = \overline{\text{Log}Xr} + K \cdot \sigma_{n-1} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan

LogX_T : Logaritma curah hujan rencana pada periode ulang tertentu

$\overline{\text{Log}Xr}$: Nilai rata-rata logaritma curah hujan rencana

K : Koefisien distribusi Log Person III (lihat Tabel 2.3)

σ_{n-1} : standar deviasi

Koefisien Kemencengan (*Skewness Coefficient, Cs*)

$$Cs = \frac{N \sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^3}{(N-1)(N-2)(\sigma_{\text{Log}X})^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

Koefisien Ketajaman (*Curtosis Coefficient, Ck*)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)} \dots\dots\dots (2.7)$$

Koefisien Variasi (*Variant Coefficient, Cv*)

$$Cv = \frac{\sigma_{\text{Log}X}}{\overline{\text{Log}X}} \dots\dots\dots (2.8)$$

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2.3 Nilai K Menggunakan Metode Log Person III

Cs	Periode Ulang Rencana					
	2	10	25	50	100	200

3,0	-						
	0,396	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-						
	0,360	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-						
	3,300	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-						
	0,307	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-						
	0,282	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-						
	0,254	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-						
	0,225	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-						
	0,195	1,340	1,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-						
	0,164	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-						
	0,148	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-						
	0,132	1,336	1,980	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-						
	0,116	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-						
	0,099	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-						
	0,083	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-						
	0,066	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-						
	0,050	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-						
	0,033	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
Cs	Periode Ulang Rencana						
	2	10	25	50	100	200	1000
0,1	-	1,292	1,745	2,107	2,400	2,670	3,235

	0,017						
0,0	0,000	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-							
0,1	0,017	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482	2,950
-							
0,2	0,033	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-							
0,3	0,050	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-							
0,4	0,066	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-							
0,5	0,083	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-							
0,6	0,099	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-							
0,7	0,116	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-							
0,8	0,132	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-							
0,9	0,148	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-							
1,0	0,164	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,880
-							
1,4	0,225	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-							
1,8	0,282	0,945	1,035	1,069	1,088	1,097	1,130
-							
2,2	3,300	0,844	0,866	0,900	0,905	0,907	0,910
-							
3,0	0,396	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : Subramanya, 1994

Dalam perhitungan distribusi frekuensi, maka dilakukan menurut urutan sebagai berikut :

1. Hitung besaran statistik sesuai data hidrologi seperti rata-rata curah hujan, standar deviasi (σ), Cs, Ck dan Cv

2. Berdasarkan nilai statistik di atas, dapat ditentukan jenis perhitungan frekuensi yang dapat digunakan
3. Data diurutkan dari kecil ke besar atau sebaliknya
4. Lakukan uji distribusi frekuensi yang sesuai
5. Dilakukan uji kecocokan dengan menggunakan metode *Chi Square* atau Metode *Smirnov-Kolmogorov*

2.2.2.3 Perhitungan Q_{PMF} (debit *probable maximum precipitation*)

Dalam perencanaan kali ini, diperhitungkan juga nilai debit saat PMP (Probable Maximum Precipitation), dengan lama pengukuran tiap harinya adalah 24 jam. Berikut adalah perhitungannya :

a. Nilai rata-rata

X_r : nilai rata-rata

X_{r-m} : nilai rata-rata baru tanpa nilai maksimum

Faktor koreksi (%) dari $X_r - m / X_r$ dilihat pada grafik.

b. Standar deviasi

σ_{n-1} : standar deviasi

σ_{n-1-m} : standar deviasi baru tanpa nilai maksimum

Faktor koreksi (%) dari $\sigma_{n-1} - m / \sigma_{n-1}$ dilihat pada grafik.

c. Variabel statistic (K_m)

X_r terkoreksi = X_r . faktor koreksi (mm)

σ_{n-1} terkoreksi = σ_{n-1} . faktor koreksi (mm)

Dengan menggunakan grafik Hubungan antara K_m dengan fungsi durasi dan rata-rata hujan tahunan, maka nilai K_m .

d. Perhitungan besar terpusat (X_m)

$\bar{X}_m = X_r \text{ terkoreksi} + K_m \cdot \sigma_{n-1} \text{ terkoreksi}$

Faktor reduksi akibat luasan DAS > 25km², maka faktor reduksi 96,5%. Jika DAS < 25km², tidak diperlukan faktor reduksi.

e. Waktu interval pengamatan

Faktor interval waktu pengamatan, komponen yang dibutuhkan adalah lama pengukuran dalam tiap hari yaitu 24 jam, sehingga didapat 1,13.

f. Harga PMP untuk basin rainfall

$$X_{PMP} = \text{faktor reduksi} \cdot \text{faktor interval} \cdot Xm \text{ (mm)}$$

2.2.3 Uji kecocokan distribusi frekuensi

Di dalam sebuah pengujian distribusi frekuensi data atau sampel maka masih diperlukan sebuah uji kesesuaian atau kecocokan. Uji kecocokan distribusi frekuensi dibutuhkan untuk membuktikan apakah fungsi distribusi probabilitas telah sesuai dengan distribusi frekuensi. Adapun metode yang dibutuhkan untuk uji kecocokan ini adalah :

1. Metode *Chi-Square*
2. Metode *Smirnov-Kolmogorov*

Jika memenuhi kedua jenis uji di atas, maka fungsi distribusi probabilitas memenuhi syarat distribusi frekuensi.

2.2.3.1 Uji distribusi probabilitas *Chi-Square*

Uji distribusi probabilitas menggunakan uji *Chi-Square* merupakan uji vertikal. Uji vertikal ini sendiri digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal dapat diterima oleh syarat distribusi frekuensi. *Chi-Square* menggunakan nilai kuadrat simpangan atau χ^{h^2} .

$$\chi^{h^2} = \sum_{j=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan

- χ^{h^2} : parameter *chi* kuadrat
- G : Jumlah sub-kelompok
- O_i : Jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok i
- E_i : Jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok i

Adapun prosedur uji vertikal *chi-square* ini sebagai berikut :

1. Urutkan data dari kecil ke besar atau sebaliknya
2. Kelompokkan menjadi sejumlah G sub-kelompok, dimana tiap-tiap sub-kelompok terdiri dari 4 buah data
 $G = 1 + 3,322 \log n$ $n =$ banyaknya data
3. Jumlahkan data uji pada tiap-tiap sub-kelompok sebesar O_i

4. Pada tiap-tiap sub-kelompok dihitung nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
5. Jumlahkan nilai pada point 4 untuk semua G, sehingga didapat *chi-kuadrat* (χ^2)
6. Tentukan derajat kebebasan (d_k) = G - R - 1
 R = 1, untuk distribusi Poisson
 R = 2, untuk distribusi normal

Cara pengambilan keputusan hasil uji *chi-square* jika diasumsi taraf nyata 5% adalah sebagai berikut :

1. Jika nilai peluang (*p-value*) kurang dari taraf nyata (α), maka hipotesis tidak dapat diterima
2. Jika nilai peluang (*p-value*) lebih dari taraf nyata (α), maka hipotesis dapat diterima
3. Jika nilai peluang (*p-value*) antara 1% sampai 5%, maka hipotesis belum dapat diterima karena masih membutuhkan tambahan data

2.2.3.2 Uji distribusi probabilitas *Smirnov-Kolmogrov*

Uji distribusi ini untuk menguji simpangan horisontal dimana perhitungan selisih atau simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{max}). Adapun langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Data hujan diurutkan dari kecil ke besar dan tentukan besarnya peluang masing-masing data tersebut seperti berikut :

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_3 = P(X_3) \text{ dan seterusnya}$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusi)

$$X_1 = P'(X_1)$$

$$X_2 = P'(X_2)$$

$$X_3 = P'(X_3) \text{ dan seterusnya}$$

3. Dari kedua perhitungan di atas, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis

$$D_{\max} = (P(X_n) - P'(X_n))$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 . Apabila harga $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Akan tetapi jika $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan tidak dapat diterima.

Tabel 2.4 Delta Kritis (d_{cr}) untuk Distribusi *Smirnov Kolmogorov*

α	0.2	0.1	0.05	0.01
n				
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.67
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

Sumber : Suripin, 2004

2.2.4 Hidrograf banjir

Jika tidak tersedia debit pengamatan banjir, maka untuk analisa debit banjir akan digunakan sebuah pendekatan menggunakan hidrograf satuan. Konsep utama pada hidrograf satuan ini adalah hujan satuan yang berbeda-beda besarnya akan menghasilkan sebuah grafik distribusi yang hampir sama.

Perhitungan hidrograf banjir dapat dihitung dengan menggunakan metode hidrograf *Satuan Sintetik Nakayasu*. Analisa debit banjir rencana terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Adapun parameter yang berpengaruh antara lain ;

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan hingga akhir dari hujan
2. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
3. Luas daerah pengaliran
4. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
5. Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

Adapun rumus perhitungan hidrograf satuan Nakayasu yaitu :

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan :

Q_p : Debit puncak banjir ($m^3/detik$)

R_0 : Hujan satuan (mm)

T_p : Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (hour)

$T_{0,3}$: Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari puncak hingga 30% debit puncak

A : Luas daerah pengaliran sampai ke outlet

C : Koefisien pengaliran

Dalam menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan sebuah rumus pendekatan yaitu :

$$T_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

Hujan efektif yang menyebabkan terjadinya limpasan pada permukaan dihitung sebagai berikut :

$$t_r = 0,5 \text{ sampai dengan } 0,8 t_g$$

dimana t_g adalah *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (*hour*). Besarnya t_g dihitung dengan syarat sebagai berikut :

Jika sungai dengan panjang alur $L > 15$ km, $t_g = 0,4 + 0,058L$

Jika sungai dengan panjang alur $L < 15$ km, $t_g = 0,21L^{0,2}$

Keterangan :

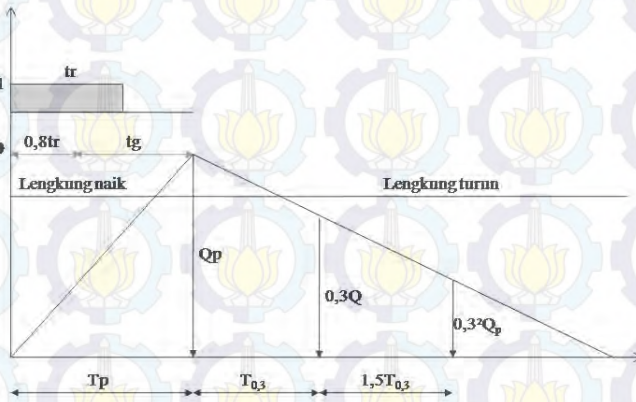
t_r : satuan waktu hujan (*hour*)

α : parameter hidrograf, dimana

$\alpha = 2$ → daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$ → bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

$\alpha = 3$ → bagian naik hidrograf cepat dan turun lambat



Gambar 2.2 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Lihat gambar 2.2, pada bagian kurva naik : $0 < t < T_p$

$$Q(t) = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

$Q(t)$: limpasan sebelum mencapai debit puncak ($m^3/detik$)

T : waktu (*hour*)

Lihat gambar 2.2, pada bagian kurva turun :

a. Pada selang nilai : $T_p \leq t \leq T_p + T_{0,3}$

$$Q(t) = Q_p \times 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$$

b. Pada selang nilai : $T_p + T_{0,3} \leq t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$

$$Q_{(t)} = Q_p \times 0,3 \frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}$$

c. Pada selang nilai : $t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$

$$Q_{(t)} = Q_p \times 0,3 \frac{t - T_p + 1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}$$

2.2.4.1 Debit banjir rencana

Debit banjir rencana dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \times P_{n-(i-1)} \dots\dots\dots (2.12)$$

Keterangan :

- Q_k : debit banjir pada jam ke-k
- U_i : ordinat hidrograf satuan ($i = 1,2,3,4,\dots,n$)
- P_n : hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n = 1,2,3,\dots,n$)

Dari perhitungan di atas akan dipilih salah satu metode yang akan digunakan dalam perencanaan yaitu metode yang paling sesuai dengan karakteristik daerah aliran.

2.3 Lengkung Kapasitas Waduk

Dalam menentukan volume total sebuah waduk berdasarkan pada data topografi yang tersedia. Untuk keperluan ini, diperlukan sebuah peta topografi dengan beda tinggi (kontur) lima meter atau sepuluh meter. Perhitungan luas dibatasi oleh masing-masing kontur, kemudian dihitung volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan.

Volume antara dua kontur yang berurutan dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

$$I = \sum \{(F_i + F_{i+1}) \cdot 0,5(h_{i+1} - h_i)\} \dots\dots\dots(2.13)$$

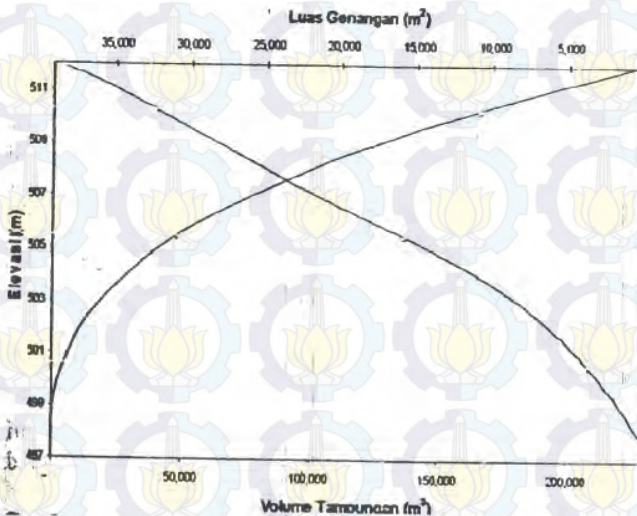
Keterangan :

- I : Isi atau volume tampungan antara dua kontur berurutan (m^3)
- h_i : elevasi pada kontur ke- i (m)

- h_{i+1} : elevasi pada kontur ke- $i+1$ (m)
 F_i : luas daerah yang dikelilingi kontur ke- i (km^2)
 F_{i+1} : luas daerah yang dikelilingi kontur ke- $i+1$ (km^2)

Sumber : Diktat Waduk, Ir. Soekibat Roedy Soesanto

Setelah semua luas dan volum masing-masing telah diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik (lihat gambar 2.3) hubungan antara elevasi dan volume tampungan dan luas.



Gambar 2.3 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

Sumber : Sosrodarsono, 2002

2.4 Penelusuran Banjir Lewat Waduk (*Flood Routing*)

Ambang pelimpah direncanakan mampu melewati debit banjir dengan periode ulang 1000 tahun (Q_{1000}) yang diregulasi oleh reservoir dengan kontrol debit *Probable Maximum Flood* atau PMF (Q_{PMF}). Untuk menentukan lebar ambang pelimpah maka dilakukan optimasi lebar ambang dengan melakukan

penelusuran banjir untuk beberapa alternatif lebar ambang rencana. Penelusuran banjir lewat waduk ini bertujuan untuk mendapatkan hubungan antara pengeluaran air dari waduk (outflow) dan elevasi muka air waduk yang dimulai dari elevasi ambang pelimpah.

Guna mengetahui besarnya debit outflow yang melewati *spillway* dilakukan perhitungan *reservoir routing* diperlukan data-data sebagai berikut :

1. Hubungan volum tampungan dengan elevasi waduk
2. Hubungan elevasi permukaan air dan outflow serta hubungan tampungan dan outflow
3. Hidrograf inflow
4. Nilai awal untuk variabel S, I dan Q saat $t = 0$

Penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan kontinuitas sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan :

I : inflow waduk ($m^3/detik$)

Q : outflow waduk ($m^3/detik$)

dS : besarnya tampungan waduk (m^3)

dt : periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Apabila periode penelusuran banjir diubah dari dt menjadi Δt , maka

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad \text{dimana } dS = S_2 - S_1$$

Sehingga untuk persamaan $I - Q$ dapat diubah menjadi berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Dengan menggunakan indeks 1 merupakan keadaan periode mula penelusuran dan indeks 2 merupakan keadaan akhir penelusuran. Dalam persamaan di atas, keadaan I_1 dan I_2 dapat

diketahui dari hidrograf debit inflow yang diukur dari besarnya Q_1 dan S_1 diketahui dari periode sebelumnya sedangkan keadaan S_2 dan Q_2 tidak diketahui. Hal ini berarti bahwa diperlukan persamaan yang kedua. Pada perhitungan ini digunakan Metode Goodrich. Sehingga persamaan I dapat ditulis sebagai berikut :

$I_1 + I_2 - Q_1 - Q_2 = 2 \frac{S_2 - S_1}{\Delta t}$ dimana konstanta 1 dan 2 menunjukkan awal dan akhir penelusuran.

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right)$$

Pada sisi kiri persamaan di atas sudah diketahui, sehingga persamaan $\left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right)$ dapat dicari dengan menggunakan persamaan di atas. Dari grafik hubungan simpangan dan elevasi, maka dapat diketahui dari elevasi dan tampungan pada akhir periode penelusuran untuk perhitungan selanjutnya yaitu $\left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right)_2 - 2Q_2$ pada perhitungan sebelumnya yaitu $\left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right)_1$.

Jika fasilitas pengeluaran berupa bangunan pelimpah atau *spillway* maka dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times L \times H^{1/2} \dots\dots\dots (2.16)$$

Keterangan :

- C : koefisien limpahan
- L : lebar efektif mercu (meter)
- H : tinggi tekanan air di atas mercu bendung (m)

Koefisien limpahan (C) dari tipe suatu bendung dengan dinding hulu ambang tegak dan diperoleh dengan rumus *Iwasaki* sebagai berikut :

$$Cd = 2,200 - 0,0416 \times \left(\frac{Hd}{w}\right)^{0,9900} \dots\dots\dots (2.17)$$

Keterangan :

- C : koefisien limpahan
- Cd : koefisien limpahan saat $h = Hd$
- h : tinggi air di atas mercu bendung

W : tinggi bendung (m)

Hd : tinggi tekanan rencana air di atas mercu bendung (m)

Mengingat limpasan melalui mercu bendungan urugan akan sangat berbahaya maka perlu adanya tinggi jagaan. Berdasarkan pada tinggi bendungan yang akan direncanakan, maka angka standard untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan sebagai berikut :

1. Lebih rendah dari 50 meter, jika $H_f \geq 2$ meter
2. Tinggi antar 50 sampai 100 meter, jika $H_f \geq 3$ meter
3. Lebih tinggi dari 100 meter, jika $H_f \geq 3,5$ meter

(Sumber : Sosrodarsono, 2002)

2.5 Perhitungan Bendungan

2.5.1 Perencanaan tubuh bendungan

Sehubungan dengan fungsinya sebagai penampung air atau pengangkat permukaan dalam sebuah waduk, maka secara garis besar tubuh bendunga merupakan penahan rembesan air ke arah hilir serta penyangga tandonan air. Dalam menjalankan fungsinya, maka harus diketahui jenis yang akan direncanakan. Adapun dalam perencanaan ini dipakai bendungan urugan.

Menurut ukurannya, terdapat dua jenis bendungan, yaitu sebagai berikut :

1. Bendungan Besar (*Large Dam*)

Menurut *The International Commision on Large Dam* (ICOLD), bendungan dikatakan besar jika memenuhi syarat :

- Bendungan memiliki tinggi > 15 meter, diukur dari bagian bawah pondasi sampai ke puncak bendungan
- Bendungan memiliki tinggi antara 10 – 15 meter dengan salah satu kriteria : panjang puncak bendungan tidak kurang dari 500 m; kapasitas waduk yang terbentuk tidak kurang dari satu juta m^3 ; debit banjir maksimum tidak kurang dari 2000 m^3 /detik; bendungan mengalami kesulitan-kesulitan khusus

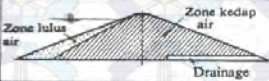




pada pondasi dan bendungan tidak didesain seperti biasanya

2. Bendungan Kecil (*Small Dam*)

Semua bendungan yang tidak memenuhi syarat sebagai bendungan besar dapat dikategorikan sebagai bendungan kecil.

Adapun kategori pembagian jenis bendungan urugan dapat dibedakan menurut material penyusunnya (lihat gambar 2.4) sebagai berikut :

1. *Bendungan urugan homogen*, apabila bahan penyusun tubuh bendungan terdiri atas tanah yang hampir sejenis dan gradasinya pun hampir seragam
2. *Bendungan urugan zonal*, apabila timbunan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari batuan dengan gradasi berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu
3. *Bendungan urugan bersekat*, apabila di lereng udik tubuh bendungan dilapisi dengan sekat kedap air. (Soedibyo, 1998)

Type:	Skema Umum	Keterangan
Bendungan Homogen		Apabila 80% dari seluruh bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang bergradasi hampir sama.
Bendungan Zonal		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan tirai kedap air di udiknya.
		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan inti kedap air yang berkedudukan miring ke hilir.
		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan inti kedap air yang berkedudukan vertikal.
Bendungan Sekat		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan dinding tidak lulus air di lereng udiknya, yang biasanya terbuat dari lembaran baja tahan karat, lembaran beton bertulang, aspal beton, lembaran plastik, dll. nya.

Gambar 2.4 Klasifikasi Bendungan urugan berdasar material penyusun

Sumber : Sosrodarsono, 2002

2.5.2 Perencanaan Lebar mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu. Selain itu, dimaksudkan agar dapat bertahan terhadap aliran filtrasi melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Di samping itu, pada penentuan lebar mercu perlu pula diperhatikan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Untuk memperoleh lebar minimum mercu bendung (b) pada tinggi bendungan (H_b) tertentu, maka dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$b = 3,6 H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (2.19)$$

(Sumber : Sosrodarsono, 2002)

2.5.3 Kemiringan lereng bendungan

Penentuan kemiringan lereng bendungan didasarkan pada data-data tanah yang akan digunakan sebagai bahan urugan untuk inti tubuh bendungan. Angka stabilitas keamanan dalam perencanaan stabilitas lereng bendungan dipakai $SF = 1,5$.

Perhitungan kemiringan lereng bendungan untuk bagian hulu dan hilir sebagai berikut :

a) Kemiringan lereng bagian hulu

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)}$$

b) Kemiringan lereng bagian hilir

$$SF = \frac{n - (k \times \tan \phi)}{1 + (k \times n)}$$

Keterangan :

m, n : kemiringan lereng

k : faktor koefisien beban gempa

ϕ : sudut geser dalam tanah

γ : berat volume tanah

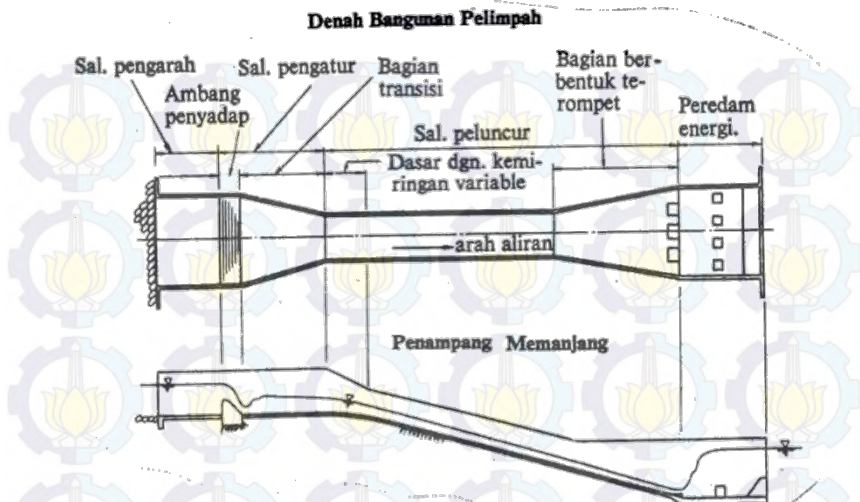
2.5.4 Tinggi bendungan

Penentuan tinggi bendungan dihitung berdasarkan tinggi bangunan pelimpah. Perhitungan tinggi bendungan dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat banjir abnormal, tinggi ombak akibat tiupan angin, tinggi ombak akibat gempa dan tinggi tambahan sesuai urgensi dari waduk. Akan tetapi untuk mempermudah, ada kriteria untuk tinggi jagaan untuk bendungan urugan. Sesuai dengan elevasi dasar inlet hingga ke puncak *spillway*, tinggi jagaan yang didapat ≥ 2 meter.

2.6 Bangunan Pelimpah

Pada umumnya untuk bendungan urugan ini terdapat beberapa tipe bangunan pelimpah. Dilakukan analisis sehingga ditemukan tipe bangunan pelimpah yang memiliki biaya minimum dalam pelaksanaan. Akan tetapi, selanjutnya yang akan dibahas pada bendungan urugan ini adalah bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap seperti terlihat di gambar 2.5. Jenis ini biasanya memiliki bagian-bagian utama yaitu :

1. Saluran pengarah aliran
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi



Gambar 2.5 Skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan

Sumber : Sosrodarsono, 2002

2.6.1 Ambang pelimpah

Dalam perencanaan ambang bangunan pelimpah ini harus memperhatikan pertimbangan bahwa akan didapatkan koefisien debit besar yang diperoleh dari *flood routing* di bawah kondisi aliran yang melimpah bebas sehingga menghindari tekanan negatif pada mercu. Metode yang digunakan dalam menentukan bentuk ambang pelimpah ini menggunakan metode dari *United States Corps of Engineering (USCE)*.

Adapun dalam menentukan bentuk terutama tinggi ambang pelimpah harus mempertimbangkan beberapa hal berikut

1. Besar debit yang lewat
2. Tinggi muka air genangan yang terjadi
3. Kesempurnaan aliran
4. Panjang *spillway*
5. Kebutuhan pengendalian yang terjadi di waduk

dimana tinggi ambang ini dianjurkan tidak lebih dari 4,00 meter dan minimum 0,50 meter. Jika tinggi lebih dari 4,00 meter dikhawatirkan beban yang diterima menjadi sangat besar dan berpengaruh pada kestabilan *spillway* sendiri (Soesanto, 2012).

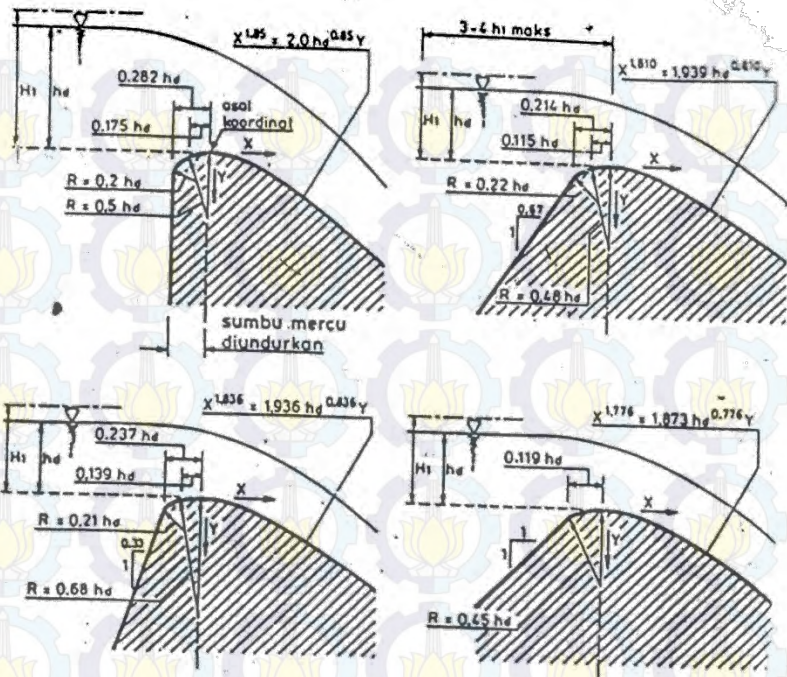
Penampang melintang ambang pelimpah yang terletak di sebelah hilir titik tertinggi mercu bendung atau dikenal dengan lengkung Harold. Lengkung ini ditentukan dengan metode USCE sebagai berikut :

$$X^{1,85} = 2 H_d^{0,85} \cdot Y \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

Keterangan :

- X : jarak horisontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya
 H_d : tinggi tekanan rencana
 Y : jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya

Tipe ambang pelimpah direncanakan menggunakan tipe sudah biasa digunakan pada bendungan urugan. Adapun tipe tersebut adalah tipe ambang pelimpah *Ogee* karena memiliki keuntungan untuk menghindari tekanan *sub-atmosfer* yang diakibatkan limpasan air di atas mercu bendung. Berbagai bentuk ambang pelimpah tipe *Ogee* dapat dilihat di gambar 2.6 di bawah ini :



Gambar 2.6 Bentuk mercu bendung tipe Ogee

Sumber : Sosrodarsono, 2002

Penentuan lengkung *spillway* ada dua bagian yaitu bagian *downstream* dan *upstream*. Adapun perencanaan lengkung ini sebagai berikut :

1. Lengkung *upstream*, diperoleh dari grafik hubungan antara $\frac{H_a}{H_d}$ dan $\frac{X_c}{H_d}, \frac{Y_c}{H_d}, \frac{R_1}{H_d}, \frac{R_2}{H_d}$

2. Lengkung *Downstream*, diperoleh dari persamaan $\frac{Y}{H_d} = -k \left(\frac{X}{H_d} \right)^n$

dimana X dan Y adalah koordinat permukaan hilir dan H_d adalah tinggi energi rencana di atas mercu. Nilai koefisien K dan n

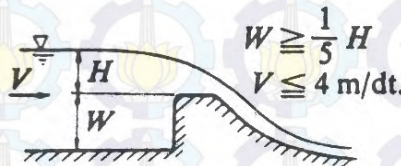
bergantung pada kemiringan permukaan hilir seperti terlampir pada tabel 2.5 di bawah ini :

Tabel 2.5 Harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1,85
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,81
1:1	1,873	1,779

2.6.2 Saluran pengarah aliran

Bagian saluran pengarah aliran ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Kecepatan aliran maksimum 4 meter/detik dan lebar saluran makin mengecil makin ke hilir. Apabila melebihi kecepatan aliran maksimum itu berakibat aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas pengalirannya menurun. Disamping itu, aliran helisoidal akan berakibat pada peningkatan beban hydrodinamis pada bangunan pelimpah tersebut. Belum ada perhitungan yang baku untuk saluran pengarah, hanya saja perlu mengikuti syarat seperti pada gambar 2.7 di bawah ini.



Gambar 2.7 Saluran Pengarah Aliran

Sumber : Sosrodarsono, 2002

$$q = Q_0 / L \quad \dots\dots (2.21)$$

$$V = q / P + H_0 \leq 4 \text{ m/dt} \quad \dots\dots (2.22)$$

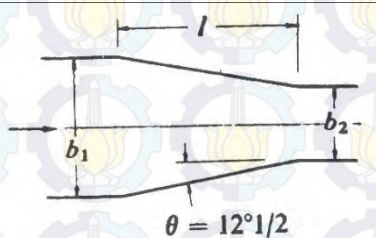
2.6.3 Saluran pengatur aliran

Saluran bagian ini berfungsi untuk pengatur kapasitas aliran (debit) air yang melintasi bangunan pelimpah. Dalam perencanaan bangunan pelimpah ini, digunakan tipe bendung pelimpah (*over flow wier type*). Dari bentuknya memiliki fungsi juga sebagai penambah denit air yang akan melintasi bangunan pelimpah. Pada saluran pengatur ini, ditentukan tinggi air kritis, yang selanjutnya dianggap sebagai d_1 sesuai persamaan Bernoulli.

2.6.4 Saluran peluncur

Sebelum masuk ke saluran peluncur, maka air akan terlebih dahulu melewati saluran transisi. Saluran ini berfungsi menghubungkan saluran samping pada bangunan pelimpah samping yang berbentuk trapesium dan penampang lintang saluran peluncur yang berbentuk persegi panjang. Saluran ini mencegah terjadinya *back water* di bagian hilir saluran samping dan memberi kondisi yang menguntungkan.

Adapun bentuk dari saluran transisi ini dapat dilihat pada gambar 2.8 yaitu



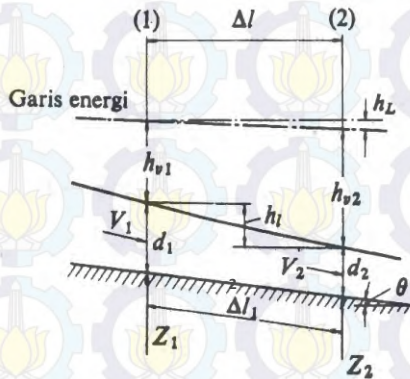
Gambar 2.8 Skema saluran transisi
Sumber : Sosrodarsono, 2002

Saluran peluncur pada bangunan pelimpah dilalui oleh aliran dengan kecepatan tinggi dengan kedalaman air yang relatif kecil seperti terlihat pada gambar 2.9. Dengan kondisi kedalaman yang kecil maka dalam keadaan kritis. Sehingga beberapa persyaratan ini harus dipenuhi :

1. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang ada
3. Agar biaya konstruksisaluran ini seekonomis mungkin

Perhitungan hidrolika (debit banjir rencana, debit banjir normal, dan lain-lain) dapat membantu dalam melakukan perhitungan-perhitungan untuk mendapatkan dimensi saluran peluncur ini. Metode perhitungan yang digunakan adalah teori Bernoulli, sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \quad \dots\dots\dots (2.23)$$



Gambar 2.9 Skema aliran dalam kondisi terjadi kondisi (b)

Sumber : Sosrodarsono, 2002

Keterangan :

z : elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

d_1 : kedalaman air pada bidang 1

d_2 : kedalaman air pada bidang 2

h_v : tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

h_L : kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan

θ_2 : sudut lereng dasar saluran

he : perbedaan elevasi permukaan air pada bidang 1 dan 2

R : radius hidrolika rata-rata pada potongan saluran

n : koefisien kekasaran saluran

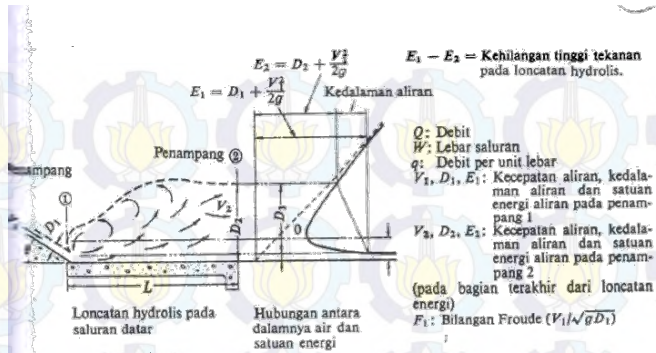
2.6.5 Peredam energi

Bangunan peredam energi menghilangkan atau setidaknya mengurangi energi dalam aliran sehingga tidak merusak tebing jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah atau di ujung hilir saluran peluncur. Disesuaikan dengan tipe bendungan urugan, kondisi topografi serta sistem kerja peredam energi memiliki beberapa tipe yaitu :

1. Tipe loncatan (*water jump type*)
2. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3. Tipe bak pusaran (*roller bucket type*)

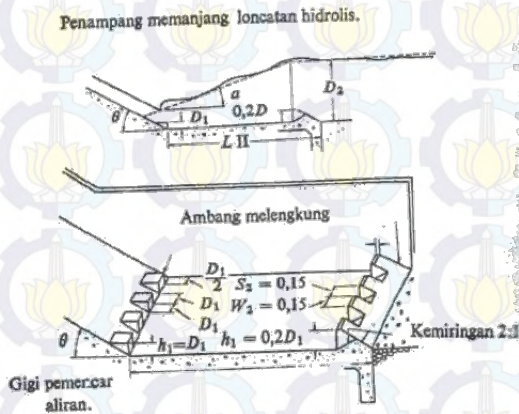
Pada bendungan yang akan direncanakan akan digunakan peredam energi tipe kolam olakan. Tipe ini sendiri memiliki empat tipe yaitu : kolam olakan datar, kolam olakan miring ke hilir dan kolam olakan miring ke udik. Digunakan perhitungan kolam olakan tipe datar dengan 4 tipe di dalamnya yaitu dari tipe I sampai tipe IV seperti terlihat pada gambar 2.10 sampai gambar 2.12.

Pada kolam olakan datar tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi kecil.



Gambar 2.10 Kolam olakan datar tipe I
 Sumber : Sosrodarsono, 2002

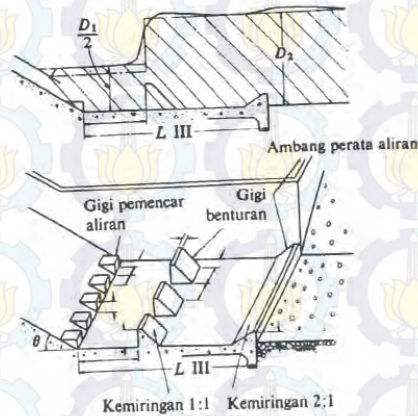
Pada kolam olakan datar tipe II ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatik tinggi dan debit besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$, tekanan hidrostatik > 60 meter dan bilangan Froude $> 4,5$). Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan cakupan yang luas.



Gambar 2.11 Kolam olakan datar tipe II

Pada kolam olakan datar tipe III ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatik dan debit lebih kecil dibandingkan

spesifikasi tipe II yaitu ($q < 18 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$ dan bilangan *Froude* $> 4,5$). Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan ketinggian bendungan rendah.



Gambar 2.12 Kolam olakan datar tipe III

Pada kolam olakan datar tipe IV ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatis rendah tetapi debit per unitnya besar yaitu aliran dalam kondisi super-kritis dengan bilangan *Froude* 2,5 s/d 4,5. Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan pelimpah yang sangat rendah.



Puncak gigi pemencar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir.

Jarak antara dua gigi pemencar = $2,5 W$

Gambar 2.13 Kolam olakan datar tipe IV

Dalam perencanaan jenis kolam olakan maka berdasarkan juga pada bilangan *Froude* dengan perumusan sebagai berikut :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \dots\dots\dots (2.25)$$

Keterangan :

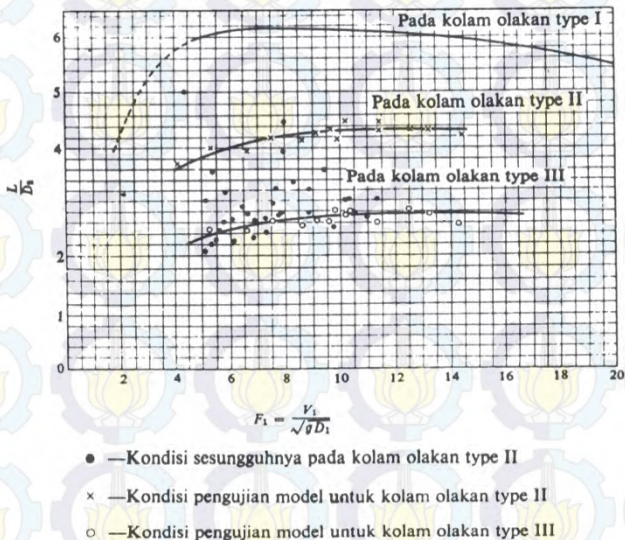
F : bilangan *Froude*

V_1 : kecepatan aliran pada penampang 1 (m/detik)

D_1 : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

D_2 : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

Sedangkan untuk menentukan panjang kolam olakan datar dapat menggunakan grafik hubungan antara bilangan *Froude* dan L/D_2 pada gambar 2.14, dimana L adalah panjang kolam olakan datar yang dimaksud.



Gambar 2.14 Grafik hubungan bilangan *Froude* dan L/D_2

Sumber : Sosrodarsono, 2002

2.7 Stabilitas Pelimpah

2.7.1 Stabilitas terhadap rembesan

$$\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h > C \cdot \Delta H \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

(Dirjen Pengairan, 1986)

Keterangan :

C = Angka rembesan Lane

$\sum L_v$ = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum L_h$ = jumlah panjang horisontal (m)

ΔH = beda tinggi muka air (m)

Tabel 2.6 Angka Rembesan Lane

Material	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

Sumber : Dirjen Pengairan, 1986

2.7.2 Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_h \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

Sumber : Dirjen Pengairan, 1986

Keterangan :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m^2)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

2.7.3 Kontrol guling

$$SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} > 1,2 \text{ (kondisi normal)} \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$$SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} > 1,5 \text{ (kondisi gempa)} \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

Keterangan :

$\sum Mt$: jumlah momen tahanan

$\sum Mg$: jumlah momen guling

SF : faktor keamanan (*safety factor*)

2.7.4 Kontrol geser

$$SF = \frac{(\sum G - \sum U)f}{\sum H} > 1,2 \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

Keterangan :

$\sum G$: jumlah gaya vertikal akibat berat sendiri

$\sum U$: jumlah gaya uplift

$\sum H$: jumlah gaya horisontal

SF : faktor keamanan (*safety factor*)

f : koefisien gesek antar perletakan (0,75)

2.7.5 Kontrol tegangan tanah

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{ijin}}$ (berdasarkan hasil tes untuk kondisi tanah)

$\sigma_{\min} \geq 0$

Keterangan :

e : eksentrisitas

$\sum V$: jumlah gaya vertikal

$\sum M$: jumlah momen

L : 1 meter

B : lebar dasar pondasi (m)

σ : daya dukung (50 ton/m²)

Sumber : Das, 1993

2.8 Penentuan lebar efektif Spillway

2.8.1 Perhitungan lebar efektif spillway

lebar efektif pelimpah dihitung sebagai akibat adanya tambahan bangunan pilar yang dapat mengurangi lebar pelimpah sesungguhnya dengan memperhitungkan pengaruh konstruksi dinding samping dan konstruksi pilar terhadap aliran air yang melewatinya. Lebar efektif pelimpah diperoleh dengan rumus :

$$\text{Rumus : } B_e = B - 2(n \cdot K_p + K_a) \cdot H_e \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

dimana :

B_e = lebar efektif *spillway* (m)

B = lebar *spillway* sesungguhnya (m)

K_p = koefisien kontraksi pilar

K_a = koefisien kontraksi dinding samping

n = jumlah pilar

H_e = tinggi energi (m)

Tabel 2.7 Harga-harga koefisien K_a dan K_p

Bentuk Pilar	K_p
untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0

Bentuk Pangkal Tembok	Ka
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0.15 H_1$	0,10
Tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Sumber : Kriteria Perencanaan 02Bendung

2.8.2 Kurva hubungan lebar Spillway dan biaya

Dalam perhitungan biaya lebar efektif ini digunakan Harga Satuan Pekerjaan (HSPK) Propinsi Kalimantan Timur 2013. Perhitungan ini dilakukan pada dua hal yaitu pengurangan tanah dan pemasangan beton. Analisa dilakukan terhadap biaya penjumlahan kedua item tersebut. Jika lebar *spillway* semakin besar, maka volume tanah urug akan menurun tetapi volume beton yang dipakai meningkat sehingga biaya akan bertambah besar.

Dari beberapa alternatif lebar *spillway* akan muncul biaya, sehingga dapat dibuat sebuah grafik hubungan antara keduanya. Kemudian akan dipilih lebar optimum dengan biaya minimum yang memenuhi syarat-syarat.

2.8.3 Pemilihan biaya minimum

Melalui kurva hubungan antara lebar *spillway* dan biaya yang dibutuhkan akan didapat sebuah perpotongan titik optimum. Di titik optimum inilah dapat diambil kesimpulan lebar optimum untuk *spillway* dengan biaya seminimum mungkin.

BAB III METODOLOGI

3.1. Persiapan

Metode perencanaan disusun untuk memudahkan pelaksanaan studi, untuk memperoleh pemecahan permasalahan sesuai dengan tujuan studi yang telah ditetapkan secara sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggung jawabkan secara ilmiah.

3.2. Pengumpulan Data

Mengumpulkan data-data yang menunjang dan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir perencanaan bangunan pelimpah (spillway) ini. Data yang diperlukan seperti berikut:

1. Data teknis dari perencanaan yang telah dilakukan
2. Data curah hujan, data dari stasiun hujan terdekat dari bendungan untuk keperluan analisa hidrologi
3. Data geologi, digunakan untuk melakukan perhitungan kontrol stabilitas tubuh *spillway*
4. Data topografi untuk mengetahui luasan dan volume pada lokasi dimana bendungan akan ditempatkan.
5. Data harga satuan pekerjaan, data ini digunakan untuk menghitung analisa biaya dari tiap lebar *spillway*

3.3. Analisa Data

Setelah dilakukan pengumpulan data yang diperlukan, maka tahapan selanjutnya adalah analisa data. Adapun tahapan analisa data sebagai berikut :

1. Analisa Hidrologi
Analisa hidrologi ini meliputi analisa sebagai berikut :
 - a. Penentuan curah hujan maksimum berdasarkan data stasiun hujan untuk Bendungan Marangkayu menggunakan Metode AlJabar dan metode Data maksimum tahunan (annual maximum series).

b. Pengambilan data Analisa frekuensi menggunakan Perhitungan debit banjir rencana, dimana dilakukan dalam dua tahap yaitu sebagai berikut ;

- Analisa distribusi frekuensi menggunakan metode *Log Person III* dan metode *log normal*
- Uji kecocokan distribusi frekuensi menggunakan metode *Chi-square* dan metode *Smirnov-Kolmogorov*
- Penentuan hidrograf banjir dengan metode *Hydrograph Syntetic Nakayasu*

c. Perhitungan Reservoir Routing

2. Analisa Hidrolika

a. Perencanaan tubuh *spillway*

Perencanaan tubuh *spillway* ini adalah pada bagian utama *spillway* untuk tiap segmen vertikal dan horisontal saja termasuk lebar *spillway*.

b. Perhitungan bangunan pelengkap *spillway*

Perhitungan bangunan pelengkap *spillway* ini dilakukan setelah didapat biaya minimum dan stabilitas *spillway*.

Bangunan pelengkap ini antara lain :

- a. Saluran pengatur
- b. Saluran pengarah
- c. Saluran peluncur
- d. Peredam energy
- e. Saluran pembuang

3. Penentuan lebar efektif *Spillway*

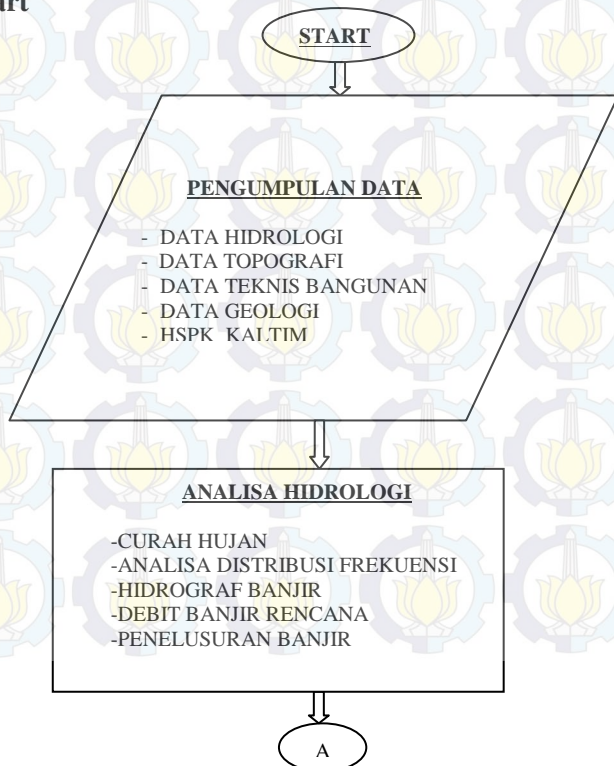
Penentuan lebar efektif *spillway* dilakukan perhitungan dengan cara yang ada di diktat kriteria Perencanaan 02 Bendungan, dimana hasil dari perhitungan tersebut mendapatkan lebar *spillway* yang optimum yang kemudian dapat di analisa biaya yang dibutuhkan.

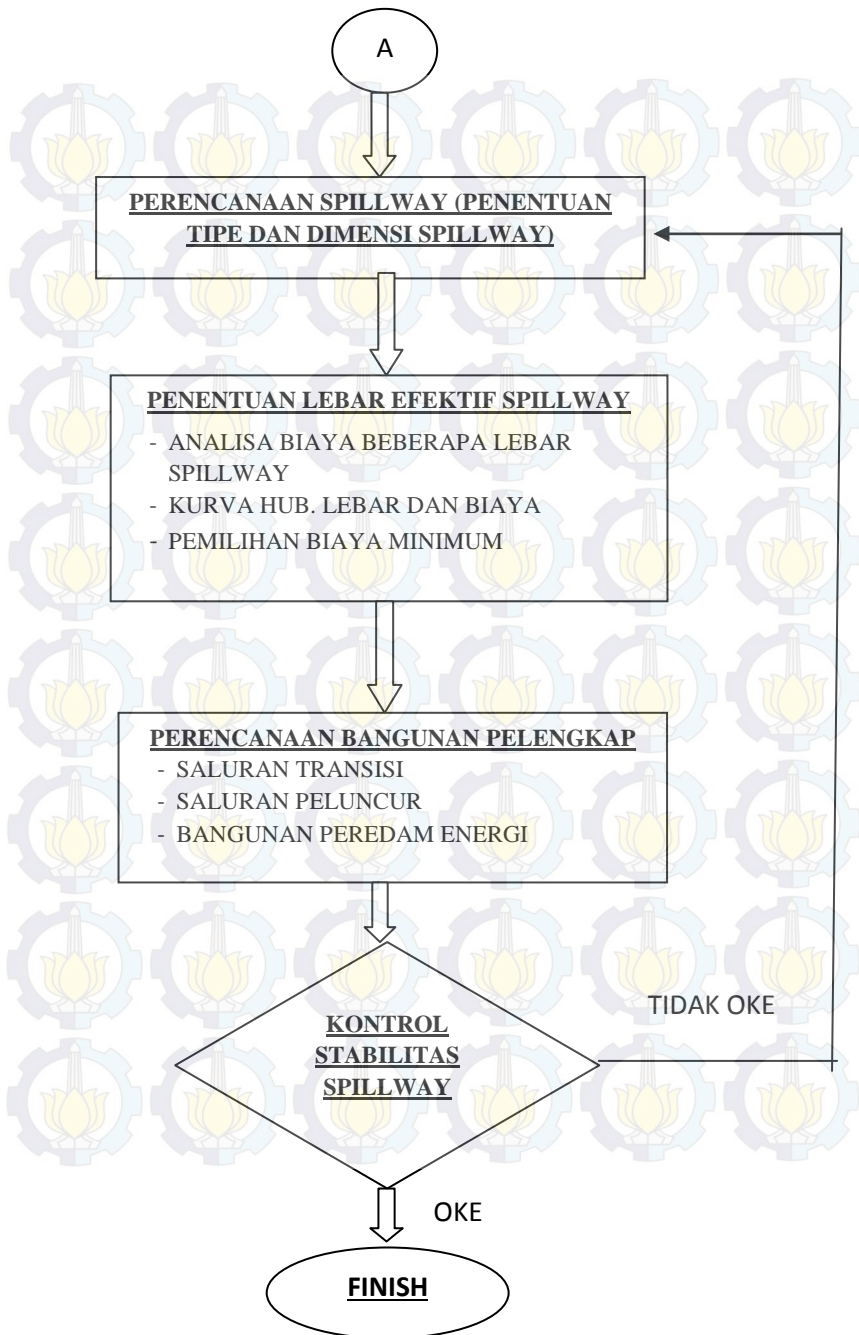
Analisa biaya minimum ini didasarkan pada lebar *spillway* pada tahap sebelumnya. Analisa biaya ini hanya pada volume urugan dan volume beton saja. Pada perhitungannya digunakan data HSPK Kalimantan Timur tahun 2013. Dari perhitungan didapatkan grafik yang menggambarkan nilai minimum konstruksi.

4. Kontrol stabilitas tubuh *spillway*

Kontrol stabilitas yang dihitung antara lain Perhitungan kestabilan bangunan pelimpah (*spillway*) meliputi, kontrol rembesan, stabilitas gaya tekan ke atas, stabilitas guling, stabilitas geser, kontrol ketebalan lantai, dan stabilitas terhadap daya dukung tanah.

3.4. Flowchart





BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1. Analisa Curah Hujan Rata-rata

Dalam analisa Hidrologi dari DAS Sungai Marangkayu ini diperoleh dari satu stasiun hujan yaitu Stasiun Hujan Termindung, di Kota Samarinda. Berikut ini data curah hujan maksimum yang terjadi di stasiun hujan Termindung selama 28 tahun dari tahun 1978 s/d tahun 2005.

Tabel.4.1. Data curah hujan maksimum

No	Tahun	Tanggal Terjadi	Curah Hujan
1	1978	18 April 1978	103.0
2	1979	21 April 1979	77.2
3	1980	21 April 1980	73.7
4	1981	22 September 1981	145.5
5	1982	08 Desember 1982	85.6
6	1983	23 Mei 1983	139.0
7	1984	29 April 1984	115.8
8	1985	26 Agustus 1985	105.6
9	1986	12 Juli 1986	85.7
10	1987	14 Desember 1987	80.5
11	1988	18 Mei 1988	108.9
12	1989	06 Desember 1989	97.3
13	1990	28 September 1990	89.4
14	1991	07 Mei 1991	105.3
15	1992	17 Juni 1992	94.3
16	1993	12 Februari 1993	90.2
17	1994	15 Desember 1994	141.8
18	1995	19 Januari 1995	82.0
19	1996	25 Februari 1996	79.1
20	1997	09 Februari 1997	94.6
21	1998	09 Juni 1998	85.0
22	1999	10 Februari 1999	117.1
23	2000	26 Juni 2000	83.8
24	2001	03 Maret 2001	101.6
25	2002	05 Januari 2002	66.3
26	2003	09 Mei 2003	87.7
27	2004	15 April 2004	118.2
28	2005	03 Oktober 2005	108.0

Sumber : stasiun hujan Termindung, Samarinda

4.2. Perhitungan Parameter Statistik

Analisa frekuensi bertujuan untuk menentukan metode analisa distribusi yang tepat dalam menentukan tinggi hujan rencana.

Dalam perhitungan parameter statistik, data hujan pada tabel 4.1 diurutkan atau diranking terlebih dahulu. Berikut ini hasil perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel. 4.2. Hasil Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	X	x ranking	(X-xr)	(X-Xr) ²
1	1981	103	145.5	46.85	2194.92
2	1994	77.2	141.8	43.15	1861.92
3	1983	73.7	139	40.35	1628.12
4	2004	145.5	118.2	19.55	382.20
5	1999	85.6	117.1	18.45	340.40
6	1984	139	115.8	17.15	294.12
7	1988	115.8	108.9	10.25	105.06
8	2005	105.6	108	9.35	87.42
9	1985	85.7	105.6	6.95	48.30
10	1991	80.5	105.3	6.65	44.22
11	1978	108.9	103	4.35	18.92
12	2001	97.3	101.6	2.95	8.70
13	1989	89.4	97.3	-1.35	1.82
14	1997	105.3	94.6	-4.05	16.40
15	1992	94.3	94.3	-4.35	18.92
16	1993	90.2	90.2	-8.45	71.40
17	1990	141.8	89.4	-9.25	85.56
18	2003	82	87.7	-10.95	119.90
19	1986	79.1	85.7	-12.95	167.70
20	1982	94.6	85.6	-13.05	170.30
21	1998	85	85	-13.65	186.32
22	2000	117.1	83.8	-14.85	220.52
23	1995	83.8	82	-16.65	277.22
24	1987	101.6	80.5	-18.15	329.42
25	1996	66.3	79.1	-19.55	382.20
26	1979	87.7	77.2	-21.45	460.10
27	1980	118.2	73.7	-24.95	622.50
28	2002	108	66.3	-32.35	1046.52
jumlah			2762.2	0.000	11191.17
Xr			98.65		

Sumber : hasil perhitungan

Dari tabel 4.2 diatas maka diperoleh parameter – parameter sebagai berikut :

- Nilai rata – rata (mean) :

$$Xr = \frac{\sum X}{n} = \frac{2762,2}{28} = 98,65$$

- Standar deviasi

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum(X - Xr)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{11191,17}{28 - 1}} = 20,358$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{\sigma_{n-1}}{Xr} = \frac{20,358}{98,65} = 0,206$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum(X - Xr)^3}{(n - 1)(n - 2)(\sigma_{n-1})^3}$$

$$= \frac{28 \times 179903,9}{(28 - 1)(28 - 2)20,358^3} = 0,85$$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum(X - Xr)^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)(\sigma_{n-1})^4}$$

$$= \frac{28^2 \times 13500849,96}{(28 - 1)(28 - 2)(28 - 3)20,358^4} = 3,5105$$

Dari perhitungan parameter diatas, maka metode analisa distribusi yang digunakan adalah metode log Pearson Type III dan log Normal.

4.2.1 Perhitungan Analisa Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan hujan rencana metode Pearson Tipe III menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Log}X_T = \text{Log}Xr + K \cdot \sigma_{n1} \dots\dots\dots(2.7)$$

Dimana :

$\text{Log}X_T$: Logaritma curah hujan rencana pada periode ulang tertentu

$\overline{\text{Log}X}$: Nilai rata-rata logaritma curah hujan rencana

K : Koefisien distribusi Log Person III (lihat Tabel 2.3)

σ_{n-1} : standar deviasi

Selanjutnya dapat ditabelkan hasil perhitungan analisa distribusi metode log Pearson Tipe III pada tabel 4.3 berikut :

Tabel 4.3. Perhitungan Dengan Metode log Pearson Tipe III

No	Tahun	x ranking	log x	log X - log Xr	(log X - log Xr) ²	(log X - log Xr) ³	(log X - log Xr) ⁴
1	1981	145.5	2.163	0.177	0.03139	0.00556	0.00099
2	1994	141.8	2.152	0.166	0.02755	0.00457	0.00076
3	1983	139	2.143	0.157	0.02475	0.00389	0.00061
4	2004	118.2	2.073	0.087	0.00756	0.00066	0.00006
5	1999	117.1	2.069	0.083	0.00687	0.00057	0.00005
6	1984	115.8	2.064	0.078	0.00609	0.00047	0.00004
7	1988	108.9	2.037	-0.051	0.00264	-0.00014	0.00001
8	2005	108	2.033	0.048	0.00228	0.00011	0.00001
9	1985	105.6	2.024	0.038	0.00144	0.00005	0.00000
10	1991	105.3	2.022	0.037	0.00135	0.00005	0.00000
11	1978	103	2.013	0.027	0.00074	0.00002	0.00000
12	2001	101.6	2.007	0.021	0.00045	0.00001	0.00000
13	1989	97.3	1.988	0.002	0.00001	0.00000	0.00000
14	1997	94.6	1.976	-0.010	0.00010	0.00000	0.00000
15	1992	94.3	1.975	-0.011	0.00012	0.00000	0.00000
16	1993	90.2	1.955	-0.030	0.00093	-0.00003	0.00000
17	1990	89.4	1.951	-0.034	0.00118	-0.00004	0.00000
18	2003	87.7	1.943	-0.043	0.00182	-0.00008	0.00000
19	1986	85.7	1.933	-0.053	0.00278	-0.00015	0.00001
20	1982	85.6	1.932	-0.053	0.00283	-0.00015	0.00001
21	1998	85	1.929	-0.056	0.00317	-0.00018	0.00001
22	2000	83.3	1.923	-0.062	0.00390	-0.00024	0.00002
23	1995	82	1.914	-0.072	0.00517	-0.00037	0.00003
24	1987	80.5	1.906	-0.080	0.00638	-0.00051	0.00004
25	1996	79.1	1.898	-0.088	0.00766	-0.00067	0.00006
26	1979	77.2	1.888	-0.098	0.00962	-0.00094	0.00009
27	1980	73.7	1.867	-0.118	0.01398	-0.00165	0.00020
28	2002	66.3	1.822	-0.164	0.02695	-0.00443	0.00073
jumlah		2762.2	55.599	-2.4425E-15	0.199686784	0.006668	0.003702209
xr		98.65	1.986				

Sumber : hasil perhitungan

- Standar deviasi

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum(\text{Log}X - \text{Log}Xr)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.19968}{28-1}} = 0,0859$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{\sigma_{n-1}}{\text{Log}Xr} = \frac{0,0859}{1,986} = 0,043$$

- Koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log} X - \text{Log} \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{n-1})^3}$$

$$= \frac{28 \times 0,006668}{(28-1)(28-2)0,0859^3} = 0,418$$

- Faktor distribusi (k) menggunakan Tabel K Log Person III dengan membandingkan nilai Cs dan periode ulang

Tabel 4.4 Curah Hujan Rencana Metode Log Person III

No.	Periode Ulang	Curah Hujan Rata - rata	Faktor Distribusi	Standar Deviasi	Log Curah Hujan Rencana	Curah Hujan Rencana
	(T)	(Log Xr)	(k)	(σ_{n-1})	(Log XT)	(XT)
1	2	1.986	-0.069	0.0860	1.9797	95.44
2	5	1.986	0.814	0.0860	2.0557	113.69
3	10	1.986	1.318	0.0860	2.0990	125.62
4	25	1.986	1.885	0.0860	2.1478	140.55
5	50	1.986	2.270	0.0860	2.1809	151.67
6	100	1.986	2.628	0.0860	2.2117	162.81
7	1000	1.986	3.696	0.0860	2.3036	201.17
8	PMP					446.06

Sumber : Perhitungan

4.2.2 Perhitungan Analisa Distribusi Log Normal

$$\log X_t = \log X + K_t \times \text{slog } X. \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

Keterangan :

Log X_T : nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T

Log X : nilai rata-rata dari log x

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n}$$

SlogX : deviasi standart dari log X

σ_{n-1} : standar deviasi

$$\sigma_{n-1} = \frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log x)^{0,5}}{n-1} \dots\dots\dots (2.4)$$

Kt : faktor frekuensi, nilai bergantung dari T, berdasarkan tabel 2.2 variabel reduksi Gauss

Selanjutnya dapat ditabelkan hasil perhitungan analisa distribusi metode log Normal pada tabel 4.5 berikut :

No	Tahun	x rangking	log x	(log X - log Xr) ²	(log X - log Xr) ³	(log X - log Xr) ⁴
1	1981	145.5	2.163	0.03139	0.00556	0.00099
2	1994	141.8	2.152	0.02755	0.00457	0.00076
3	1983	139	2.143	0.02475	0.00389	0.00061
4	2004	118.2	2.073	0.00756	0.00066	0.00006
5	1999	117.1	2.069	0.00687	0.00057	0.00005
6	1984	115.8	2.064	0.00609	0.00047	0.00004
7	1988	108.9	2.037	0.00264	0.00014	0.00001
8	2005	108	2.033	0.00228	0.00011	0.00001
9	1985	105.6	2.024	0.00144	0.00005	0.00000
10	1991	105.3	2.022	0.00135	0.00005	0.00000
11	1978	103	2.013	0.00074	0.00002	0.00000
12	2001	101.6	2.007	0.00045	0.00001	0.00000
13	1989	97.3	1.988	0.00001	0.00000	0.00000
14	1997	94.6	1.976	0.00010	0.00000	0.00000
15	1992	94.3	1.975	0.00012	0.00000	0.00000
16	1993	90.2	1.955	0.00093	-0.00003	0.00000
17	1990	89.4	1.951	0.00118	-0.00004	0.00000
18	2003	87.7	1.943	0.00182	-0.00008	0.00000
19	1986	85.7	1.933	0.00278	-0.00015	0.00001

20	1982	85.6	1.932	0.00283	-0.00015	0.00001
21	1998	85	1.929	0.00317	-0.00018	0.00001
22	2000	83.8	1.923	0.00390	-0.00024	0.00002
23	1995	82	1.914	0.00517	-0.00037	0.00003
24	1987	80.5	1.906	0.00638	-0.00051	0.00004
25	1996	79.1	1.898	0.00766	-0.00067	0.00006
26	1979	77.2	1.888	0.00962	-0.00094	0.00009
27	1980	73.7	1.867	0.01398	-0.00165	0.00020
28	2002	66.3	1.822	0.02695	-0.00443	0.00073
jumlah		2762.2	55.599	0.199686784	0.00667	0.00370
Xr		98.65	1.98568833			

Sumber : Perhitungan

- Standar deviasi

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum(\text{Log}X - \text{Log}Xr)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.19968}{28-1}} = 0,0859$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{\sigma_{n-1}}{\text{Log}Xr} = \frac{0,0859}{1,986} = 0,043$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum(\text{Log}X - \text{Log}Xr)^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{n-1})^3}$$

$$= \frac{28 \times 0,006668}{(28-1)(28-2)0,0859^3} = 0,418$$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum(\text{Log}X - \text{Log}Xr)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(\sigma_{n-1})^4}$$

$$Cs = \frac{28^2 \times 0.00370}{(28-1)(28-2)(28-3)(0.086)^4} = 3.023$$

- Faktor distribusi (Kt), nilai bergantung dari T, berdasarkan tabel 2.2 variabel reduksi Gauss

Tabel 4.6 Curah Hujan Rencana Metode Log Normal

No.	Periode Ulang	Curah Hujan Rata - rata	Faktor Distribusi	Standar Deviasi	Log Curah Hujan Rencana	Curah Hujan Rencana
	(T)	(Log Xr)	(Kt)	(σ_{n-1})	(Log XT)	(XT)
1	2	1.986	0.000	0.0860	1.9857	96.76
2	5	1.986	0.840	0.0860	2.0579	114.27
3	10	1.986	1.280	0.0860	2.0958	124.67
4	25	1.986	1.696	0.0860	2.1315	135.38
5	50	1.986	2.050	0.0860	2.1620	145.21
6	100	1.986	2.330	0.0860	2.1861	153.48

Sumber : Perhitungan

4.2.3 Perhitungan Nilai Q_{PMP}

Dalam perencanaan kali ini, diperhitungkan juga nilai debit saat PMP (Probable Maximum Precipitation), dengan lama pengukuran tiap harinya adalah 24 jam. Berikut adalah perhitungannya :

$$X_r = 98,65 \text{ mm}$$

$$X_{r-m} = 96,91 \text{ mm}$$

$$X_r - m / X_r = 0,9824$$

Faktor koreksi X_r dengan nilai 0,9824 adalah 102%

$$\sigma_{n-1} = 20,36$$

$$\sigma_{n-1} - m = 18,52$$

$$\sigma_{n-1} - m / \sigma_{n-1} = 0,9095$$

Faktor koreksi S_d dengan nilai 0,9095 adalah 101%

$$X_r \text{ terkoreksi} = X_r \cdot \text{faktor koreksi}$$

$$= 98,65 \cdot 102\%$$

$$= 100,623$$

$$\sigma_{n-1} \text{ terkoreksi} = \sigma_{n-1} \cdot \text{faktor koreksi}$$

$$= 20,36 \cdot 101\%$$

$$= 20,56$$

Dengan menggunakan grafik Hubungan antara Km dengan fungsi durasi dan rata-rata hujan tahunan, maka nilai Km = 15.

$$\begin{aligned}\bar{X}_m &= X_r \text{ terkoreksi} + K_m \cdot \sigma_{n-1} \text{ terkoreksi} \\ &= 100,623 + 15 \cdot 20,56 \\ &= 409,61 \text{ mm}\end{aligned}$$

Faktor reduksi akibat luasan DAS $120\text{km}^2 > 25\text{km}^2$, maka faktor reduksi = 96,5%

Faktor interval waktu pengamatan adalah 1,13

$$\begin{aligned}X_{PMP} &= \text{faktor reduksi} \cdot \text{faktor interval} \cdot X_m \\ &= 0,965 \times 1,13 \times 409,61 \\ &= 446,061 \text{ mm}\end{aligned}$$

4.3 Uji Kesesuaian Distribusi

4.3.1 Uji Chi Square

Langkah – langkah perhitungan uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

- Jumlah data (n) = 28
- Jumlah kelas (G) = $1 + 3,322 \text{ Log } n$
= $1 + 3,322 \times \log (28)$
= 5,81 → dibulatkan 6
- Distribusi normal (R) = 2
- Derajat kebebasan (dk) = $G - R - 1$
= $6 - 2 - 1$
= 3
- Dengan derajat kepercayaan (α) = 5% dan dk = 3, maka diperoleh $\chi_{cr} = 7,815$ (berdasarkan Tabel 4.7)

Tabel 4.7 Nilai χ^2 Uji Kesesuaian Chi Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Subramanya, 1994

- Nilai peluang (P), berdasarkan jumlah kelas (G) berjumlah 6, maka peluang tiap kelas adalah $= 1/6 = 0,17 \approx 0,2$

Sub kelompok 1 : $P < 0,2$
 Sub kelompok 2 : $0,2 < P < 0,4$
 Sub kelompok 3 : $0,4 < P < 0,6$
 Sub kelompok 4 : $0,6 < P < 0,8$
 Sub kelompok 5 : $0,8 < P < 0,9$
 Sub kelompok 6 : $P > 0,9$

4.3.1.1 Uji Kesesuaian Chi-square distribusi frekuensi Log Person III

Berdasarkan persamaan dasar yang digunakan dalam metode perhitungan Log Person III adalah :

$$\text{Log}X_T = \text{Log}X_r + K \cdot \sigma_{n-1} \dots\dots\dots (2.7)$$

Dari hasil perhitungan distribusi *Pearson Tipe III* diperoleh harga :

$$\text{Log}X_r = 1,986$$

$$\sigma_{n-1} = 0,086$$

Dalam mendapatkan harga *k* dari tabel 4.8 variabel reduksi Gauss di bawah ini :

Tabel 4.8 Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	Nilai reduksi K
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	0,84
20,000	0,050	0,84
50,000	0,020	0,84
100,000	0,010	0,84

200,000	0,005	0,84
500,000	0,002	0,84
1000,000	0,001	0,84

Sumber : Soewarno, 1995

Dari persamaan dasar di atas, diperoleh persamaan linier sebagai berikut :

$$\text{Log}X_T = 1,986 + K \cdot (0,086)$$

Untuk peluang $P = 0,900$ maka $\text{Log}X_T = 1,986 + (1,28) \cdot (0,086) = 2,096$ Jadi nilai $X_T = 10^{2,096} = 124,671 \text{ mm/hari}$

Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Harian Rencana Log Pearson

P	Periode Ulang	Curah Hujan Rata-rata	Standart Deviasi	Faktor Distribusi	Hujan Harian Maksimum	Hujan Harian Maksimum
	(T)	(Log R)	sd logR	(K)		(Rt)
0.2	50	1.986	0.086	0.84	2.058	114.269
0.4	2.5	1.986	0.086	0.25	2.007	101.669
0.6	1.67	1.986	0.086	-0.25	1.964	92.085
0.8	1.25	1.986	0.086	-0.84	1.913	81.931
0.9	1.11	1.986	0.086	-1.28	1.876	75.095

Sumber : perhitungan

Selanjutnya perhitungan dapat dilanjutkan dalam tabel 4.10 sebagai berikut :

Tabel 4.10. Perhitungan Uji Chi Square Log Pearson III

No	Interval		Jumlah data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	Sub	Kelompok	Oi	Ei		
1	R	75.095	2	4.6667	-2.667	1.524
2		75.095 - 81.931	3	4.6667	-1.667	0.595
3		81.931 - 92.085	8	4.6667	3.3333	2.381

4	92.085 - 101.669	4	4.6667	-0.667	0.095
5	101.669 - 114.269	5	4.6667	0.3333	0.024
6	R 114.269	6	4.6667	1.3333	0.381
Jumlah		28	28		5.000

Sumber : Perhitungan

Dari tabel di atas didapat harga $\chi^{h^2} = 5,000$ dengan derajat kebebasan (dk) = 3. Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat, maka nilai kritis untuk Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai = 7,816 berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $\chi_{cr} > \chi^{h^2}$ yaitu $7,816 > 5,000$ sehingga persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.3.1.2 Uji Kesesuaian Chi-square distribusi frekuensi Log Normal

Berdasarkan persamaan dasar yang digunakan dalam metode perhitungan Log Normal adalah :

$$\log Xt = \log X + Kt \times \text{slog X} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dari hasil perhitungan distribusi *Log Normal* diperoleh harga :

$$\text{LogX} = 1,986$$

$$\text{SlogX} = 0,086$$

Dalam mendapatkan harga *k* dari tabel 4.8 variabel reduksi Gauss di bawah ini :

Tabel 4.8 Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	Nilai reduksi K
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64

1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	0,84
20,000	0,050	0,84
50,000	0,020	0,84
100,000	0,010	0,84
200,000	0,005	0,84
500,000	0,002	0,84
1000,000	0,001	0,84

Sumber : Soewarno, 1995

Dari persamaan dasar di atas, diperoleh persamaan linier sebagai berikut :

$$\text{Log}X_T = 1,986 + K \cdot (0,086)$$

Untuk peluang $P = 0,900$ maka $\text{Log}X_T = 1,986 + (1,28) \cdot (0,086) = 2,096$ Jadi nilai $X_T = 10^{2,096} = 124,671 \text{mm/hari}$

Tabel 4.11 Perhitungan Curah Hujan Harian Rencana Log Normal

Prob	Periode Ulang (T)	Curah Hujan Rata-rata (Log R)	Standart Deviasi $SdLogR$	Faktor Distribusi (K)	Hujan Harian LogR	Hujan Harian (Rt)
0.2	50	1.986	0.086	0.84	2.058	114.269
0.4	2.5	1.986	0.086	0.25	2.007	101.669
0.6	1.67	1.986	0.086	-0.25	1.964	92.085
0.8	1.25	1.986	0.086	-0.84	1.913	81.931
0.9	1.11	1.986	0.086	-1.28	1.876	75.095

Sumber : perhitungan

Selanjutnya perhitungan dapat dilanjutkan dalam tabel 4.12 sebagai berikut :

Tabel 4.12. Perhitungan Uji Chi Square Log Normal

No	Interval		Jumlah data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	Sub Kelompok		O _i	E _i		
1	R ≤	75.095	2	4.666667	-2.66667	1.524
2		75.095 - 81.931	3	4.666667	-1.66667	0.595
3		81.931 - 92.085	8	4.666667	3.333333	2.381
4		92.085 - 101.669	4	4.666667	-0.66667	0.095
5		81.931 - 75.095	5	4.666667	0.333333	0.024
6	R ≥	114.269	6	4.666667	1.333333	0.381
Jumlah			28	28		5.000

Sumber : Perhitungan

Dari tabel di atas didapat harga $\chi^{h^2} = 3,714$ dengan derajat kebebasan (dk) = 3. Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat, maka nilai kritis untuk Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai = 7,816 berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $\chi_{cr} > \chi^{h^2}$ yaitu $7,816 > 3,714$ sehingga persamaan Distribusi Log Normal dapat diterima.

4.3.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Berikut perhitungan uji Smirnov Kolmogorov:

Tabel 4.13 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov

LogR	LogR	m	σ	$P(X) = \frac{m}{(N+1)}$	$P(X <)$	$f(0) = \frac{(X - X)}{Sd}$	$P'(X)$	$P'(X <)$	D
1	2	3	4	5	6 = (Nilai 1 - Kol 5)	7	8	9 = (Nilai 1 - Kol 8)	10 = Kol 9 - Kol 6
2.16	1.986	1	0.086	0.034	0.966	2.060	0.020	0.9803	0.015
2.15	1.986	2	0.086	0.069	0.931	1.930	0.027	0.9732	0.042
2.14	1.986	3	0.086	0.103	0.897	1.829	0.034	0.9664	0.070
2.07	1.986	4	0.086	0.138	0.862	1.011	0.156	0.8438	-0.018
2.07	1.986	5	0.086	0.172	0.828	0.964	0.169	0.8315	0.004
2.06	1.986	6	0.086	0.207	0.793	0.907	0.181	0.8186	0.025
2.04	1.986	7	0.086	0.241	0.759	0.597	0.278	0.7224	-0.036
2.03	1.986	8	0.086	0.276	0.724	0.555	0.291	0.7088	-0.015
2.02	1.986	9	0.086	0.310	0.690	0.442	0.330	0.6700	-0.020
2.02	1.986	10	0.086	0.345	0.655	0.427	0.334	0.6664	0.011
2.01	1.986	11	0.086	0.379	0.621	0.316	0.375	0.6255	0.005
2.01	1.986	12	0.086	0.414	0.586	0.247	0.401	0.5987	0.012
1.99	1.986	13	0.086	0.448	0.552	0.028	0.512	0.4880	-0.064
1.98	1.986	14	0.086	0.483	0.517	-0.114	0.544	0.4562	-0.061
1.97	1.986	15	0.086	0.517	0.483	-0.130	0.552	0.4483	-0.034
1.96	1.986	16	0.086	0.552	0.448	-0.354	0.637	0.3632	-0.085
1.95	1.986	17	0.086	0.586	0.414	-0.399	0.655	0.3446	-0.069
1.94	1.986	18	0.086	0.621	0.379	-0.496	0.692	0.3085	-0.071
1.93	1.986	19	0.086	0.655	0.345	-0.613	0.729	0.2709	-0.074
1.93	1.986	20	0.086	0.690	0.310	-0.619	0.732	0.2676	-0.043
1.93	1.986	21	0.086	0.724	0.276	-0.654	0.742	0.2578	-0.013
1.92	1.986	22	0.086	0.759	0.241	-0.726	0.767	0.2327	-0.009
1.91	1.986	23	0.086	0.793	0.207	-0.836	0.800	0.2005	-0.006
1.91	1.986	24	0.086	0.828	0.172	-0.929	0.824	0.1762	0.004
1.90	1.986	25	0.086	0.862	0.138	-1.018	0.846	0.1539	0.016
1.89	1.986	26	0.086	0.897	0.103	-1.140	0.873	0.1271	0.024
1.87	1.986	27	0.086	0.931	0.069	-1.375	0.915	0.0853	0.016
1.82	1.986	28	0.086	0.966	0.034	-1.909	0.972	0.0281	-0.006
Derajat kebebasan 5% dengan data 28 tahun								Dmaks	0.070
								Do	0.252

Sumber : Perhitungan

Dari perhitungan pada tabel 4.13 didapatkan Dmax sebesar 0,070. Berdasarkan Tabel Nilai kritis Do untuk Uji Smirnov - Kolmogorov , dengan derajat kepercayaan 5 % ditolak dan n = 28, maka diperoleh Do = 0,2520. Sehingga bisa didapat

kesimpulan bahwa $D_{max} = 0,070 < D_o = 0,2520$, maka distribusi frekuensi dapat diterima.

4.3.3 Kesimpulan analisa frekuensi

Kesimpulan analisa frekuensi ini didapat dari uji kesesuaian Chi Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov untuk menentukan metode apa yang akan digunakan sesuai tabel dibawah ini :

Tabel 4.14 Kesimpulan Analisa Frekuensi

metode	uji chi kuadrat			evaluasi	uji smirnov kolmogorov			evaluasi
	xb2	nilai	xcr		dmax	nilai	do	
log person type 3	5.0000	<	7.816	DITERIMA	0.0698	<	0.252	DITERIMA
log normal	5.0000	<	7.816	DITERIMA	0.0698	<	0.252	DITERIMA

Sumber : perhitungan

Karena hasil ketiganya memenuhi, maka diambil analisa distribusi frekuensi dengan metode log person type 3 karena nilai uji chi kuadrat paling kecil dan menjauhi dari nilai derajat kebebasan.

4.4 Koefisien Pengaliran

Berdasarkan fungsi pembagian daerah pengaliran hujan di daerah pengaliran sungai, nilai koefisien pengaliran akan menggunakan perumusan nilai rata-rata. Dalam menentukan koefisien pengaliran digunakan metode ekivalen seperti berikut :

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + A_3 C_3 + \dots + A_i C_i}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_i} \dots (4.2)$$

A : luas daerah berdasarkan fungsi daerah

C : koefisien pengaliran berdasarkan fungsi daerah

Berikut adalah tabel tentang luasan pembagian daerah dan nilai masing-masing koefisien :

Tabel 4.15 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 - 0.75
Dataran pertanian	0.45 - 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 - 0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 - 0.75

Sumber : Soemarto, 1999

Berdasarkan persamaan 4.15 diatas, maka untuk mendapatkan koefisien pengaliran yang sesuai berdasarkan data lapangan.

Dari perhitungan kembali luas DAS sungai Marangkayu sebesar 156,86 km² (dicari menggunakan autoCAD) , koefisien pengaliran $C = 0.7$ (pegunungan tersier).

4.5 Perhitungan Distribusi Hujan

Distribusi hujan berdasarkan data curah hujan hanya didapat data harian saja, sedangkan untuk mendapatkan debit dibutuhkan data dalam detik ataupun jam-jaman. Oleh karena itu, dengan metode *Nakayasu* maka didapat lamanya hujan terpusat selama 5 jam.

4.5.1. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke-t

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(4.3)$$

Dimana :

- R_t = Rata – rata hujan pada jam ke – t (mm)
 t = Waktu lamanya hujan (jam)
 T = Lamanya hujan terpusat, dalam hal ini dipakai
 asumsi 5 jam
 R_{24} = Curah hujan harian efektif (mm)

- Jam ke 1

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585R_{24}$$

- Jam ke 2

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368R_{24}$$

- Jam ke 3

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281R_{24}$$

- Jam ke 4

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232R_{24}$$

- Jam ke 5

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,2R_{24}$$

4.5.2. Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke – t

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$R_T = t \times R_t - [(t - 1) \times R(t - 1)] \dots\dots\dots(4.4)$$

Dimana :

- R_T = Curah hujan jam ke – T (mm)
 R_t = Rata-rata hujan sampai jam ke – t (mm)
 t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke – t (jam)

$R(t-1)$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke ($t-1$)
(mm)

Maka :

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 \\ = 1 \times 0,585 R_{24} = 0,585 R_{24}$$

$$R_2 = 2 \times R_2 - (2-1) \times R(2-1) \\ = 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,151 R_{24}$$

$$R_3 = 3 \times R_3 - (3-1) \times R(3-1) \\ = 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24}$$

$$R_4 = 4 \times R_4 - (4-1) \times R(4-1) \\ = 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24}$$

$$R_5 = 5 \times R_5 - (5-1) \times R(5-1) \\ = 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}$$

4.5.3. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots (4.5)$$

Dimana :

R_{eff} = Curah hujan efektif (mm) (lihat tabel 4.18)

C = Koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel di bawah.

Tabel 4.16 Curah Hujan Efektif

periode ulang	R	C	Reff
2	95.44	0.5	47.7218
5	113.69	0.5	56.84302
10	125.62	0.5	62.80766
25	140.55	0.5	70.27566
50	151.67	0.5	75.83732
100	162.81	0.5	81.40568
1000	201.17	0.5	100.5865

Sumber : Perhitungan

Sedangkan hasil perhitungan curah hujan efektif jam – jaman dapat dilihat pada tabel 4.17 berikut.

Tabel 4.17. Curah Hujan Efektif Jam – jaman

Waktu (Jam)	Rasio (%)	Hujan jam-jaman (mm)						
		2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	1000th
1	58.5	27.917	33.253	36.742	41.111	44.365	47.622	58.843
2	15.1	7.206	8.583	9.484	10.612	11.451	12.292	15.189
3	10.7	5.106	6.082	6.720	7.519	8.115	8.710	10.763
4	8.5	4.056	4.832	5.339	5.973	6.446	6.919	8.550
5	7.2	3.436	4.093	4.522	5.060	5.460	5.861	7.242
Hujan Efektif (mm)		47.72	56.84	62.81	70.28	75.84	81.41	100.59
Koefisien (C)		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Hujan Harian (mm)		95.44	113.69	125.62	140.55	151.67	162.81	201.17

Sumber : Perhitungan

4.6 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu.

Diketahui karakteristik DAS :

- Luas DAS = 156,86 km²
- Panjang Sungai (L) = 15,775 km
- Ro = 1 mm
- Tg = 0,4 + 0,058L
= 0,4 + (0,058 x 15,775)
= 1,315 jam
- α = 3 (daerah bagian naik dengan cepat, turun lambat)
- T_{0,3} = 3 x 1,315
= 3,945 jam
- Tr = 0,8.(1,315)
= 1,052 jam
- Tp = 1,315 + 0,8 x 1,052

- $T_p + T_{0,3}$
 - = 2,156 jam
 - = 2,156 + 3,945
 - = 6,102 jam
- $T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$
 - = 6,102 + 5,9175
 - = 12,02 jam

$$Q_p = \frac{156,86 \times 1 \times 0.5}{3,60 \times (0,3 \times 2,156 + 3,945)} = 4,745 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Berikut ini tabel kurva pada tiap – tiap parameter.

Tabel 4.18 Kurva Naik ($0 < t < T_p$)

t	A = (t/T _p) ^{2,4}	Q = Q _p x A
0	0	0
1	0.1581	0.7502
2	0.8346	3.9597

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.19. Kurva Turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$) atau ($2,156 < t < 6,102$)

t	A	Q
2.156	1.000158	4.7453
3	0.773042	3.6677
4	0.569719	2.7031
5	0.419874	1.9921
6	0.30944	1.4682
6.102	0.299956	1.4232

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.20. Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$) atau ($1,4180 < t < 2,8297$)

t	A	Q
6.102	0.2999706	1.42323
7	0.2498792	1.18557
8	0.2038772	0.96731
9	0.166344	0.78923
10	0.1357206	0.64394
11	0.1107349	0.52539
12	0.0903489	0.42867
12.02	0.089982	0.42693

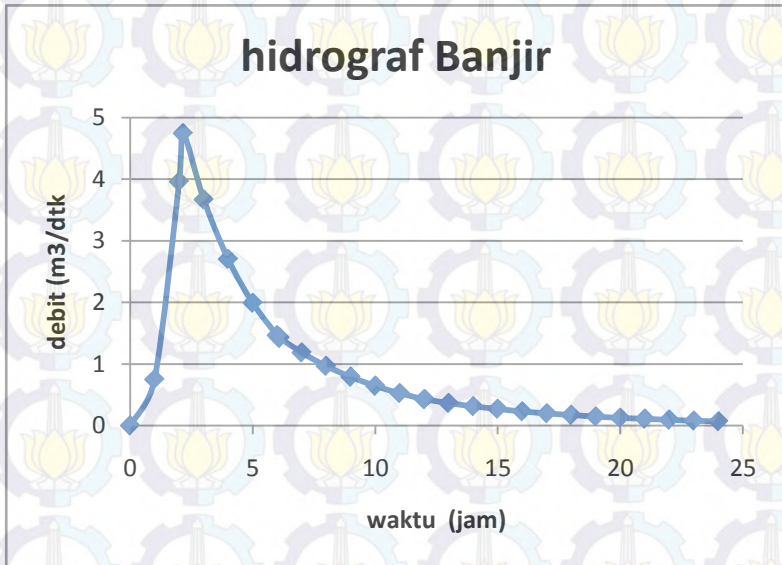
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.21. Kurva Turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$) atau ($t > 12,1$)

t	A	Q
13	0.0774875	0.3676
14	0.0665213	0.3156
15	0.057107	0.2709
16	0.0490251	0.2326
17	0.042087	0.1997
18	0.0361307	0.1714
19	0.0310174	0.1472
20	0.0266277	0.1263
21	0.0228593	0.1085
22	0.0196242	0.0931
23	0.0168469	0.0799
24	0.0144627	0.0686

Sumber : Perhitungan

Berikut adalah hasil dari hidrograf terlihat pada gambar 4.2 di bawah ini :



Gambar 4.2 Hydrograf banjir

Selanjutnya disusun hidrograf banjir rencana 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 1000 tahun dilihat tabel 4.22 – tabel 4.27.

Tabel 4.22. Hidrograf Banjir 2 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	27.917	7.206	5.106	4.056	3.436	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	20.944	0.000				20.944
2	3.960	110.544	28.533	0.000			139.077
2.156	4.745	132.476	34.195	24.231	0.000		190.901
3	3.668	102.393	26.430	18.728	14.878	0.000	162.429
4	2.703	75.462	19.478	13.803	10.965	9.288	128.995
5	1.992	55.614	14.355	10.172	8.081	6.845	95.067
6	1.468	40.987	10.580	7.497	5.955	5.045	70.063
6.102	1.423	39.731	10.255	7.267	5.773	4.890	67.916
7	1.186	33.098	8.543	6.054	4.809	4.074	56.577
8	0.967	27.005	6.970	4.939	3.924	3.324	46.162
9	0.789	22.033	5.687	4.030	3.201	2.712	37.663
10	0.644	17.977	4.640	3.288	2.612	2.213	30.730
11	0.525	14.667	3.786	2.683	2.131	1.805	25.072
12	0.429	11.967	3.089	2.189	1.739	1.473	20.457
12.02	0.427	11.919	3.076	2.180	1.732	1.467	20.374
13	0.368	10.264	2.649	1.877	1.491	1.263	17.545
14	0.316	8.811	2.274	1.612	1.280	1.084	15.062
15	0.271	7.564	1.952	1.384	1.099	0.931	12.930
16	0.233	6.494	1.676	1.188	0.944	0.799	11.100
17	0.200	5.575	1.439	1.020	0.810	0.686	9.529
18	0.171	4.786	1.235	0.875	0.695	0.589	8.181
19	0.147	4.108	1.060	0.751	0.597	0.506	7.023
20	0.126	3.527	0.910	0.645	0.512	0.434	6.029
21	0.108	3.028	0.782	0.554	0.440	0.373	5.176
22	0.093	2.599	0.671	0.475	0.378	0.320	4.443
23	0.080	2.231	0.576	0.408	0.324	0.275	3.814
24	0.069	1.916	0.494	0.350	0.278	0.236	3.275

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.23. Hidrograf Banjir5 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m3/dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m3/dtk	33.253	8.583	6.082	4.832	4.093	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	24.947	0.000				24.947
2	3.960	131.672	33.987	0.000			165.659
2.156	4.745	157.797	40.730	28.862	0.000		227.389
3	3.668	121.964	31.481	22.308	17.721	0.000	193.475
4	2.703	89.886	23.201	16.441	13.060	11.063	153.651
5	1.992	66.244	17.099	12.116	9.625	8.153	113.238
6	1.468	48.821	12.602	8.930	7.094	6.009	83.455
6.102	1.423	47.325	12.215	8.656	6.876	5.825	80.897
7	1.186	39.424	10.176	7.211	5.728	4.852	67.391
8	0.967	32.166	8.303	5.883	4.674	3.959	54.985
9	0.789	26.244	6.774	4.800	3.813	3.230	44.862
10	0.644	21.413	5.527	3.917	3.111	2.635	36.603
11	0.525	17.471	4.510	3.196	2.538	2.150	29.865
12	0.429	14.255	3.679	2.607	2.071	1.754	24.367
12.02	0.427	14.197	3.664	2.597	2.063	1.747	24.268
13	0.368	12.225	3.156	2.236	1.776	1.505	20.898
14	0.316	10.495	2.709	1.920	1.525	1.292	17.940
15	0.271	9.010	2.326	1.648	1.309	1.109	15.402
16	0.233	7.735	1.996	1.415	1.124	0.952	13.222
17	0.200	6.640	1.714	1.215	0.965	0.817	11.351
18	0.171	5.700	1.471	1.043	0.828	0.702	9.744
19	0.147	4.894	1.263	0.895	0.711	0.602	8.365
20	0.126	4.201	1.084	0.768	0.610	0.517	7.181
21	0.108	3.607	0.931	0.660	0.524	0.444	6.165
22	0.093	3.096	0.799	0.566	0.450	0.381	5.293
23	0.080	2.658	0.686	0.486	0.386	0.327	4.544
24	0.069	2.282	0.589	0.417	0.332	0.281	3.901

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.24. Hidrograf Banjir 10 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	36.742	9.484	6.720	5.339	4.522	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	27.565	0.000				27.565
2	3.960	145.489	37.553	0.000			183.042
2.156	4.745	174.355	45.004	31.890	0.000		251.249
3	3.668	134.762	34.785	24.649	19.581	0.000	213.776
4	2.703	99.317	25.636	18.166	14.431	12.224	169.773
5	1.992	73.195	18.893	13.388	10.635	9.009	125.120
6	1.468	53.944	13.924	9.867	7.838	6.639	92.212
6.102	1.423	52.290	13.497	9.564	7.598	6.436	89.385
7	1.186	43.561	11.244	7.968	6.329	5.361	74.463
8	0.967	35.541	9.174	6.501	5.164	4.374	60.754
9	0.789	28.998	7.485	5.304	4.213	3.569	49.570
10	0.644	23.660	6.107	4.328	3.438	2.912	40.444
11	0.525	19.304	4.983	3.531	2.805	2.376	32.998
12	0.429	15.750	4.065	2.881	2.288	1.938	26.924
12.02	0.427	15.686	4.049	2.869	2.279	1.931	26.814
13	0.368	13.508	3.487	2.471	1.963	1.663	23.091
14	0.316	11.596	2.993	2.121	1.685	1.427	19.823
15	0.271	9.955	2.570	1.821	1.446	1.225	17.018
16	0.233	8.546	2.206	1.563	1.242	1.052	14.609
17	0.200	7.337	1.894	1.342	1.066	0.903	12.542
18	0.171	6.299	1.626	1.152	0.915	0.775	10.767
19	0.147	5.407	1.396	0.989	0.786	0.665	9.243
20	0.126	4.642	1.198	0.849	0.674	0.571	7.935
21	0.108	3.985	1.029	0.729	0.579	0.490	6.812
22	0.093	3.421	0.883	0.626	0.497	0.421	5.848
23	0.080	2.937	0.758	0.537	0.427	0.361	5.020
24	0.069	2.521	0.651	0.461	0.366	0.310	4.310

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.25. Hidrograf Banjir 25 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	41.111	10.612	7.519	5.973	5.060	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	30.843	0.000				30.843
2	3.960	162.788	42.019	0.000			204.806
2.156	4.745	195.086	50.355	35.682	0.000		281.124
3	3.668	150.786	38.921	27.580	21.909	0.000	239.195
4	2.703	111.127	28.684	20.326	16.147	13.677	189.960
5	1.992	81.898	21.140	14.980	11.900	10.080	139.997
6	1.468	60.358	15.580	11.040	8.770	7.429	103.176
6.102	1.423	58.508	15.102	10.701	8.501	7.201	100.013
7	1.186	48.740	12.581	8.915	7.082	5.999	83.317
8	0.967	39.767	10.265	7.274	5.778	4.894	67.978
9	0.789	32.446	8.375	5.935	4.714	3.993	55.464
10	0.644	26.473	6.833	4.842	3.847	3.258	45.253
11	0.525	21.599	5.575	3.951	3.138	2.658	36.922
12	0.429	17.623	4.549	3.223	2.561	2.169	30.125
12.02	0.427	17.551	4.530	3.210	2.550	2.160	30.002
13	0.368	15.114	3.901	2.765	2.196	1.860	25.836
14	0.316	12.975	3.349	2.373	1.885	1.597	22.180
15	0.271	11.139	2.875	2.037	1.618	1.371	19.041
16	0.233	9.563	2.468	1.749	1.389	1.177	16.346
17	0.200	8.209	2.119	1.502	1.193	1.010	14.033
18	0.171	7.047	1.819	1.289	1.024	0.867	12.047
19	0.147	6.050	1.562	1.107	0.879	0.745	10.342
20	0.126	5.194	1.341	0.950	0.755	0.639	8.878
21	0.108	4.459	1.151	0.816	0.648	0.549	7.622
22	0.093	3.828	0.988	0.700	0.556	0.471	6.543
23	0.080	3.286	0.848	0.601	0.477	0.404	5.617
24	0.069	2.821	0.728	0.516	0.410	0.347	4.822

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.26. Hidrograf Banjir 50 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	44.365	11.451	8.115	6.446	5.460	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	33.283	0.000				33.283
2	3.960	175.671	45.344	0.000			221.015
2.156	4.745	210.525	54.341	38.506	0.000		303.372
3	3.668	162.719	42.001	29.762	23.643	0.000	258.125
4	2.703	119.921	30.954	21.934	17.424	14.760	204.994
5	1.992	88.380	22.813	16.165	12.842	10.878	151.077
6	1.468	65.135	16.813	11.914	9.464	8.017	111.341
6.102	1.423	63.138	16.297	11.548	9.174	7.771	107.929
7	1.186	52.598	13.576	9.620	7.642	6.474	89.910
8	0.967	42.914	11.077	7.849	6.235	5.282	73.358
9	0.789	35.014	9.038	6.404	5.088	4.309	59.853
10	0.644	28.568	7.374	5.225	4.151	3.516	48.834
11	0.525	23.309	6.016	4.263	3.387	2.869	39.844
12	0.429	19.018	4.909	3.478	2.763	2.341	32.509
12.02	0.427	18.940	4.889	3.464	2.752	2.331	32.377
13	0.368	16.310	4.210	2.983	2.370	2.007	27.881
14	0.316	14.002	3.614	2.561	2.035	1.723	23.935
15	0.271	12.021	3.103	2.199	1.747	1.479	20.548
16	0.233	10.319	2.664	1.887	1.499	1.270	17.640
17	0.200	8.859	2.287	1.620	1.287	1.090	15.144
18	0.171	7.605	1.963	1.391	1.105	0.936	13.000
19	0.147	6.529	1.685	1.194	0.949	0.804	11.161
20	0.126	5.605	1.447	1.025	0.814	0.690	9.581
21	0.108	4.812	1.242	0.880	0.699	0.592	8.225
22	0.093	4.131	1.066	0.756	0.600	0.508	7.061
23	0.080	3.546	0.915	0.649	0.515	0.436	6.062
24	0.069	3.044	0.786	0.557	0.442	0.375	5.204

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.27. Hidrograf Banjir 100 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	47.622	12.292	8.710	6.919	5.861	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	35.727	0.000				35.727
2	3.960	188.569	48.673	0.000			237.243
2.156	4.745	225.983	58.331	41.334	0.000		325.647
3	3.668	174.667	45.085	31.948	25.379	0.000	277.078
4	2.703	128.726	33.227	23.545	18.704	15.843	220.045
5	1.992	94.869	24.488	17.352	13.784	11.676	162.170
6	1.468	69.917	18.047	12.788	10.159	8.605	119.516
6.102	1.423	67.774	17.494	12.396	9.848	8.341	115.853
7	1.186	56.459	14.573	10.327	8.204	6.949	96.512
8	0.967	46.065	11.890	8.426	6.693	5.670	78.744
9	0.789	37.585	9.701	6.875	5.461	4.626	64.248
10	0.644	30.666	7.915	5.609	4.456	3.774	52.420
11	0.525	25.020	6.458	4.576	3.635	3.079	42.770
12	0.429	20.414	5.269	3.734	2.966	2.513	34.896
12.02	0.427	20.331	5.248	3.719	2.954	2.502	34.754
13	0.368	17.508	4.519	3.202	2.544	2.155	29.928
14	0.316	15.030	3.880	2.749	2.184	1.850	25.693
15	0.271	12.903	3.331	2.360	1.875	1.588	22.057
16	0.233	11.077	2.859	2.026	1.609	1.363	18.935
17	0.200	9.509	2.455	1.739	1.382	1.170	16.255
18	0.171	8.164	2.107	1.493	1.186	1.005	13.955
19	0.147	7.008	1.809	1.282	1.018	0.863	11.980
20	0.126	6.016	1.553	1.100	0.874	0.740	10.285
21	0.108	5.165	1.333	0.945	0.750	0.636	8.829
22	0.093	4.434	1.145	0.811	0.644	0.546	7.580
23	0.080	3.807	0.983	0.696	0.553	0.468	6.507
24	0.069	3.268	0.843	0.598	0.475	0.402	5.586

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.28. Hidrograf Banjir 1000 Tahun

t	Q	Q akibat hujan netto (m3/dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m3/dtk	58.843	15.189	10.763	8.550	7.242	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	44.145	0.000				44.145
2	3.960	233.000	60.142	0.000			293.142
2.156	4.745	279.229	72.074	51.073	0.000		402.376
3	3.668	215.822	55.708	39.475	31.359	0.000	342.363
4	2.703	159.057	41.056	29.092	23.111	19.576	271.892
5	1.992	117.222	30.257	21.441	17.032	14.427	200.380
6	1.468	86.391	22.299	15.801	12.553	10.633	147.677
6.102	1.423	83.743	21.616	15.317	12.168	10.307	143.151
7	1.186	69.762	18.007	12.760	10.136	8.586	119.252
8	0.967	56.919	14.692	10.411	8.270	7.005	97.298
9	0.789	46.441	11.987	8.494	6.748	5.716	79.386
10	0.644	37.891	9.780	6.931	5.506	4.664	64.771
11	0.525	30.915	7.980	5.655	4.492	3.805	52.847
12	0.429	25.224	6.511	4.614	3.665	3.104	43.118
12.02	0.427	25.122	6.484	4.595	3.650	3.092	42.943
13	0.368	21.633	5.584	3.957	3.143	2.663	36.980
14	0.316	18.572	4.794	3.397	2.698	2.286	31.747
15	0.271	15.943	4.115	2.916	2.317	1.962	27.254
16	0.233	13.687	3.533	2.503	1.989	1.685	23.397
17	0.200	11.750	3.033	2.149	1.707	1.446	20.086
18	0.171	10.087	2.604	1.845	1.466	1.241	17.243
19	0.147	8.660	2.235	1.584	1.258	1.066	14.803
20	0.126	7.434	1.919	1.360	1.080	0.915	12.708
21	0.108	6.382	1.647	1.167	0.927	0.785	10.909
22	0.093	5.479	1.414	1.002	0.796	0.674	9.365
23	0.080	4.703	1.214	0.860	0.683	0.579	8.040
24	0.069	4.038	1.042	0.739	0.587	0.497	6.902

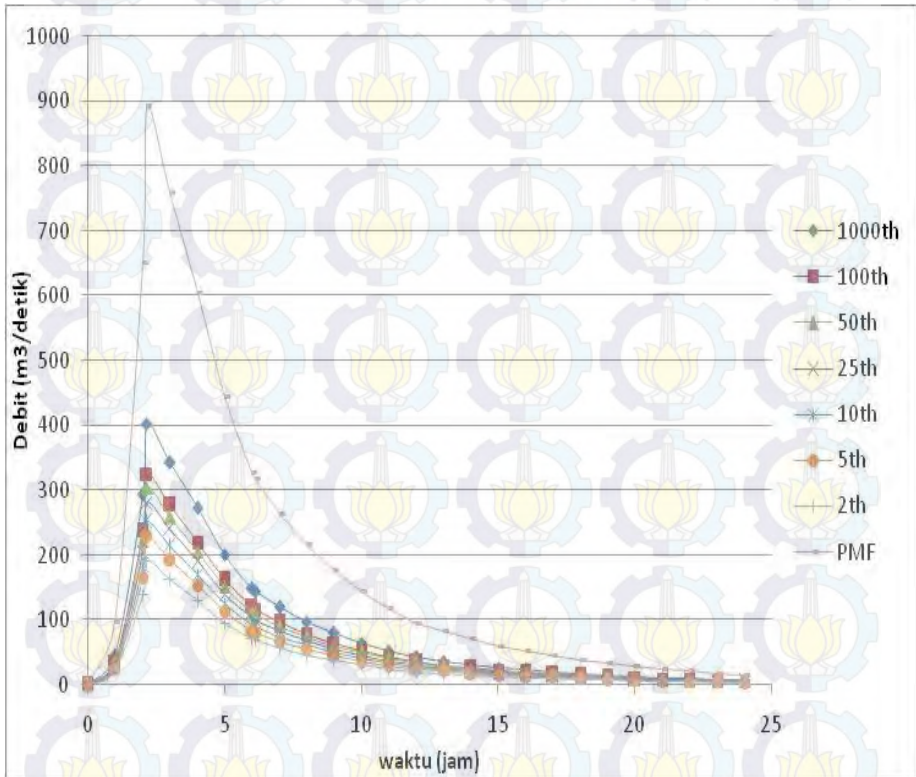
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.29. Hidrograf Banjir PMF

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	130.473	33.678	23.864	18.958	16.058	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0.750	97.883	0.000				97.883
2	3.960	516.632	133.353	0.000			649.984
2.156	4.745	619.135	159.811	113.243	0.000		892.189
3	3.668	478.541	123.521	87.528	69.532	0.000	759.122
4	2.703	352.677	91.033	64.507	51.244	43.406	602.867
5	1.992	259.917	67.090	47.540	37.766	31.990	444.303
6	1.468	191.555	49.444	35.037	27.833	23.576	327.444
6.102	1.423	185.684	47.929	33.963	26.980	22.853	317.408
7	1.186	154.684	39.927	28.293	22.476	19.038	264.418
8	0.967	126.207	32.577	23.084	18.338	15.533	215.739
9	0.789	102.973	26.579	18.834	14.962	12.674	176.022
10	0.644	84.016	21.686	15.367	12.207	10.340	143.617
11	0.525	68.549	17.694	12.538	9.960	8.437	117.178
12	0.429	55.929	14.436	10.230	8.126	6.884	95.606
12.02	0.427	55.702	14.378	10.188	8.093	6.856	95.217
13	0.368	47.968	12.381	8.774	6.970	5.904	81.996
14	0.316	41.179	10.629	7.532	5.983	5.068	70.392
15	0.271	35.351	9.125	6.466	5.137	4.351	60.430
16	0.233	30.348	7.834	5.551	4.410	3.735	51.878
17	0.200	26.053	6.725	4.765	3.786	3.207	44.536
18	0.171	22.366	5.773	4.091	3.250	2.753	38.233
19	0.147	19.201	4.956	3.512	2.790	2.363	32.822
20	0.126	16.484	4.255	3.015	2.395	2.029	28.177
21	0.108	14.151	3.653	2.588	2.056	1.742	24.189
22	0.093	12.148	3.136	2.222	1.765	1.495	20.766
23	0.080	10.429	2.692	1.908	1.515	1.284	17.827
24	0.069	8.953	2.311	1.638	1.301	1.102	15.304

Sumber : Perhitungan

Dari tabel 4.24 – 4.29 unit hidrograf, selanjutnya dibuat grafik perbandingan unit hidrograf (Gambar 4.3). Debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 1000 tahun adalah 402,37 m³/dtk.



Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Banjir Rencana

4.7 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Rumus yang digunakan dalam perhitungan lengkung kapasitas adalah sebagai berikut :

$$I = \Sigma[(F_i + F_{i+1}) \frac{1}{2} (h_{i+1} - h_i)] \dots \dots \dots (4.6)$$

Dimana :

F_i = luas daerah yang dikelilingi oleh garis tinggi h_i

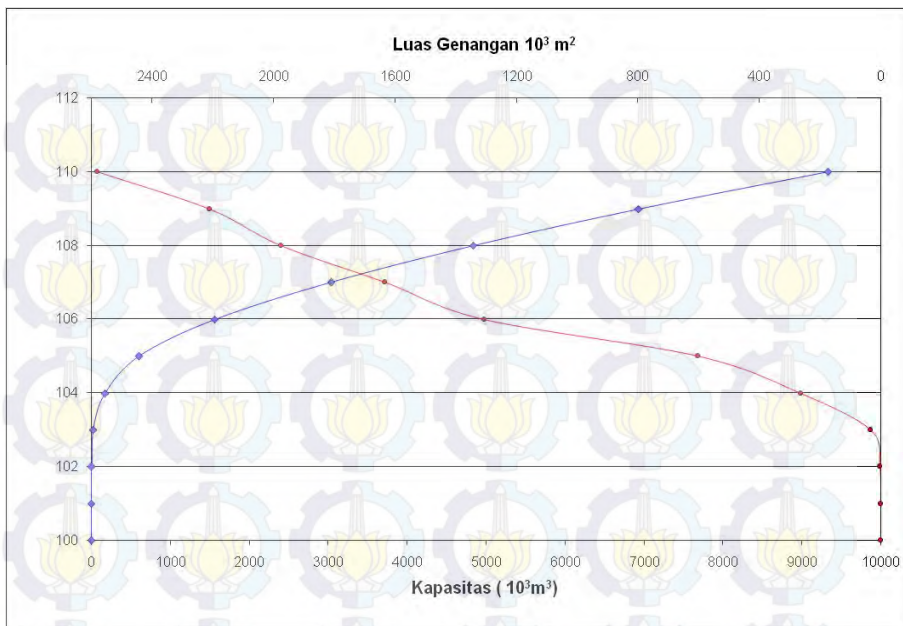
F_{hi+1} = luas daerah yang dikelilingi oleh garis tinggi h_{i+1}

Hasil perhitungan lengkung kapasitas dapat dilihat pada tabel 4.31 dan pada grafik 4.4

Tabel 4.30. Perhitungan Lengkung Kapasitas

Elevasi MAW	Luas Genangan	luas Rata- rata	Kapasitas	Kumulatif Kapasitas
	10^3 m^2	10^3 m^2	10^3 m^3	10^3 m^3
100.00	0		0	0
101.00	2.3	1.15	1.15	1.15
102.00	4.89	3.60	3.60	4.75
103.00	34.30	19.60	19.60	24.34
104.00	265.23	149.77	149.77	174.11
105.00	602.50	433.87	433.87	607.97
106.00	1,305.60	954.05	954.05	1,562.02
107.00	1,633.92	1469.76	1469.76	3,031.78
108.00	1,975.22	1804.57	1804.57	4,836.35
109.00	2,210.12	2092.67	2092.67	6,929.02
110.00	2,580.08	2395.10	2395.10	9,324.12

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.4. Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume

Daerah yang digenangi Bendungan Marangkayu ada 2400 m² dan volume sebesar $9,355 \times 10^6$ m³

Dari data studi yang ada kebutuhan air pada bendungan marangkayu $9,305 \times 10^6$ m³. Maka didapat EL.Muka air Normal atau EL. Muka air diatas mercu sebesar EL +110.00 (sama dengan data teknis awal).

4.8 Penelusuran Banjir dengan *Flood Routing*

Pada *flood routing* ini, akan diberi contoh untuk perhitungan penelusuran bajir dengan lebar spillway yang dicoba-coba. Sesuai dengan perhitungan volume kumulatif tampungan bendungan marangkayu, maka didapat Tabel 4.31 Selanjutnya dengan data *storage*, maka dicari besarnya tampungan awal dan tampungan kedua untuk perhitungan *outflow (storage function)*,

$$\Psi = S/t - Q^0/2$$

$$\phi = S/t + Q^0/2$$

Keterangan :

Ψ : tampungan pertama ($m^3/detik$)

ϕ : tampungan kedua, yang selanjutnya digunakan sebagai dasar perhitungan besarnya debit outflow ($m^3/detik$)

S : nilai *storage*

t : waktu aliran (3600 detik)

Tabel 4.31 Perhitungan Volume Kumulatif

Tinggi	Elevasi	Luas	Luas	Volume	Volume Kumulatif
		$10^3 m^2$	m^2	m^3	
0	+ 110.00	2580.08	2580077.90	0.00	0.00
0.25	+ 110.25	2672.57	2672567.38	668141.84	668141.84
0.5	+ 110.50	2765.06	2765056.85	691264.21	1359406.06
0.75	+ 110.75	2857.55	2857546.33	714386.58	2073792.64
1	+ 111.00	2950.04	2950035.80	737508.95	2811301.59
1.25	+ 111.25	3042.53	3042525.28	760631.32	3571932.91
1.5	+ 111.50	3135.01	3135014.75	783753.69	4355686.59
1.75	+ 111.75	3227.50	3227504.23	806876.06	5162562.65
2	+ 112.00	3319.99	3319993.70	829998.43	5992561.08
2.25	+ 112.25	3412.48	3412483.18	853120.79	6845681.87
2.5	+ 112.50	3504.97	3504972.65	876243.16	7721925.03
2.75	+ 112.75	3597.46	3597462.13	899365.53	8621290.56
3	+ 113.00	3689.95	3689951.60	922487.90	9543778.46
3.25	+ 113.25	3782.44	3782441.08	945610.27	10489388.73
3.5	+ 113.50	3874.93	3874930.55	968732.64	11458121.37
3.75	+ 113.75	3967.42	3967420.03	991855.01	12449976.38
4	+ 114.00	4059.91	4059909.50	1014977.38	13464953.75
4.25	+ 114.25	4152.40	4152398.98	1038099.74	14503053.49

4.5	+	114.50	4244.89	4244888.45	1061222.11	15564275.61
4.75	+	114.75	4337.38	4337377.93	1084344.48	16648620.09
5	+	115.00	4429.87	4429867.40	1107466.85	17756086.94

Sumber : Perhitungan

4.8.1 Perhitungan beberapa lebar spillway dengan storage function.

Bendung pelimpah ber type (over flow wier type).
Dengan rumus debit :

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

Dimana:

Q : debit yang melimpah diatas bendung (m³/dtk

C : koefisien limpahan

L : panjang bendung (m)

H : total tinggi tekanan air diatas mercu bendung (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah)

Ho : tinggi tekanan hidrostatik total diatas mercu

P : tinggi bendung (m)

Untuk mencari C koefisien limpahan didapat dari grafik Gbr.3-56 koefisien limpahan type bendung, bendungan type urugan, hal 182, suyono sosrodarsono. Dimana dipengaruhi oleh Ho dan P. Dibawah ini perhitungan storage function dari lebar spillway 33 m pada Tabel 4.32 (sisa perhitungan lebar spillway 34-40 m yang lain ada pada lampiran).

Tabel 4.32 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 33 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	(2S/Δt)+ Q	
m	m		m ³ /dtk	m ³		
+	110	0	2.20	0.00	0.00	
+	110.25	0.25	2.20	9.06	668141.84	380.247
+	110.5	0.5	2.19	25.57	1359406.06	780.795
+	110.75	0.75	2.19	46.88	2073792.64	1198.991

+	111	1	2.18	72.05	2811301.59	1633.880
+	111.25	1.25	2.18	100.50	3571932.91	2084.903
+	111.5	1.5	2.17	131.85	4355686.59	2551.680
+	111.75	1.75	2.17	165.84	5162562.65	3033.929
+	112	2	2.17	202.23	5992561.08	3531.431
+	112.25	2.25	2.16	240.85	6845681.87	4044.007
+	112.5	2.5	2.16	281.55	7721925.03	4571.509
+	112.75	2.75	2.15	324.20	8621290.56	5113.808
+	113	3	2.15	368.70	9543778.46	5670.795
+	113.25	3.25	2.15	414.94	10489388.73	6242.374
+	113.5	3.5	2.14	462.84	11458121.37	6828.458
+	113.75	3.75	2.14	512.32	12449976.38	7428.970
+	114	4	2.13	563.31	13464953.75	8043.840
+	114.25	4.25	2.13	615.75	14503053.49	8673.005
+	114.5	4.5	2.13	669.59	15564275.61	9316.405
+	114.75	4.75	2.12	724.75	16648620.09	9973.987
+	115	5	2.12	781.21	17756086.94	10645.701

Sumber : Perhitungan

Selanjutnya dilakukan perhitungan flood routing dari setiap lebar spillway, debit inflow dan debit outflow masing-masing sebagai berikut :

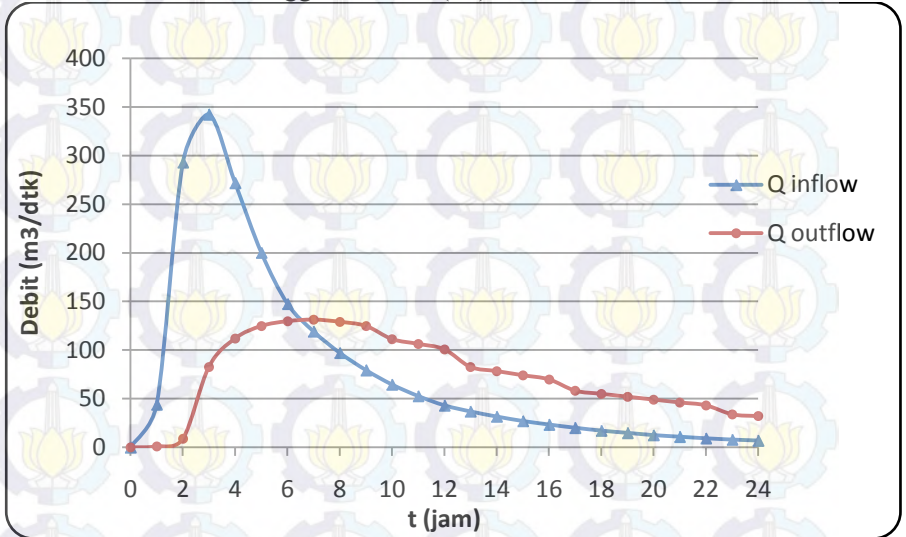
Tabel 4.33 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 33 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	$(2S/\Delta T)-$ O _i	$(S_{j+1}/$ $\Delta T)+(O_{j+1}$)	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	42.042	44.145	1.052	0.029

2	293.142	337.287	361.259	379.330	9.036	0.249
2.156	402.376	695.518	974.130	1056.777	41.323	0.661
3	342.363	744.739	1553.165	1718.869	82.852	1.031
4	271.892	614.255	1943.425	2167.420	111.998	1.274
5	200.380	472.272	2166.043	2415.697	124.827	1.420
6	147.677	348.057	2254.276	2514.100	129.912	1.478
6.102	143.151	290.828	2282.076	2545.104	131.514	1.496
7	119.252	262.403	2281.515	2544.478	131.482	1.496
8	97.298	216.550	2239.899	2498.065	129.083	1.468
9	79.386	176.684	2166.837	2416.583	124.873	1.421
10	64.771	144.157	2088.207	2310.994	111.394	1.386
11	52.847	117.618	1993.176	2205.825	106.324	1.322
12	43.118	95.965	1887.742	2089.141	100.700	1.253
12.02	42.943	86.061	1799.733	1973.803	87.035	1.208
13	36.980	79.923	1713.890	1879.656	82.883	1.150
14	31.747	68.727	1625.407	1782.616	78.604	1.091
15	27.254	59.000	1535.860	1684.408	74.274	1.031
16	23.397	50.650	1446.596	1586.510	69.957	0.971
17	20.086	43.482	1373.545	1490.079	58.267	0.932
18	17.243	37.329	1300.534	1410.874	55.170	0.883
19	14.803	32.046	1228.364	1332.580	52.108	0.834
20	12.708	27.511	1157.657	1255.874	49.109	0.786
21	10.909	23.617	1088.891	1181.274	46.192	0.739
22	9.365	20.275	1022.422	1109.166	43.372	0.694
23	8.040	17.405	971.723	1039.828	34.052	0.666
24	6.902	14.942	922.043	986.666	32.311	0.632

Sumber : Perhitungan

Dari hasil penelusuran banjir dengan lebar spillway sebesar 33 meter maka didapat debit pelimpahan (Q inflow) = $129,912 \text{ m}^3/\text{dtk}$ serta tinggi muka air (h_o) = 1,478 meter.



Gambar 4.5. kurva penelusuran banjir Q

(Untuk hasil penelusuran banjir yang lain dengan lebar spillway 34-40 m ada pada lampiran B.1-B.8).

BAB V ANALISA BANGUNAN PELIMPAH

5.1 Analisa Mercu Pelimpah

Jenis mercu yang digunakan adalah mercu Ogee Tipe I dengan hulu tegak. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

(Dirjen Pengairan, 1986)

dimana :

X dan Y = koordinat – koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter (tabel 2.6)

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P+h_o)^2} \quad \dots\dots\dots(5.2)$$

Berikut hasil perhitungan untuk mengetahui tinggi Hd pada tabel 5.1 di bawah ini :

Tabel 5.1 Perhitungan Tinggi Hd

L Ambang	Ho	P	Qo	q	Va	ha	hd
(m)	(m)	(m)	m ³ /dtk	m ² /s	m/s	(m)	(m)
33	1.4779	2.5	129.912	3.937	0.990	0.050	1.5278
34	1.4645	2.5	132.638	3.901	0.984	0.049	1.5139
35	1.4513	2.5	135.307	3.866	0.978	0.049	1.5001
36	1.4383	2.5	137.920	3.831	0.973	0.048	1.4865
37	1.4253	2.5	140.477	3.797	0.967	0.048	1.4730
38	1.4126	2.5	142.981	3.763	0.962	0.047	1.4597
39	1.3999	2.5	145.432	3.729	0.956	0.047	1.4465
40	1.3874	2.5	147.830	3.696	0.951	0.046	1.4335

Dari gambar 2.6 diketahui nilai $k = 2$ dan nilai $n = 1,85$ untuk hulu tegak, sehingga persamaan menjadi seperti berikut (contoh perhitungan untuk lebar spillway 34 meter) :

$$\frac{Y}{1,514} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{1,514} \right)^{1,85}$$

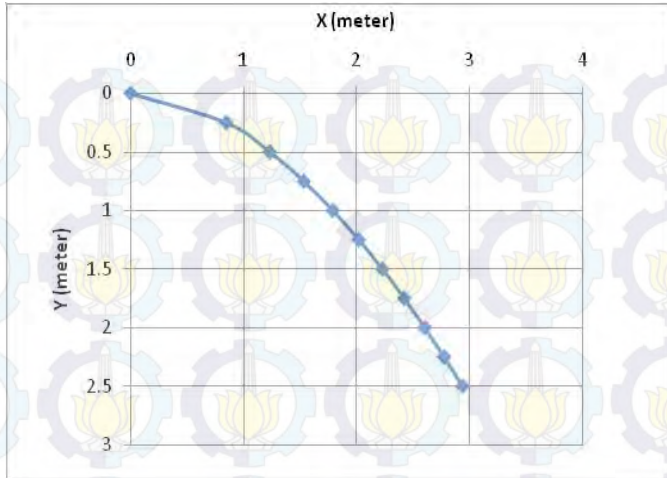
$$X^n = K \cdot H d^{n-1} \cdot Y$$

Dari persamaan tersebut, selanjutnya dapat ditabelkan di tabel 5.2 dan digambar grafik 5.1 seperti berikut,

Tabel 5.2 Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah

X	Y
0	0
0.846	0.25
1.230	0.5
1.531	0.75
1.789	1
2.018	1.25
2.228	1.5
2.421	1.75
2.602	2
2.773	2.25
2.936	2.5

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 5.1. Grafik Lengkung Mercu Hilir

Sedangkan pada hulu mercu perhitungan menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee Tipe I (gambar 2.11).

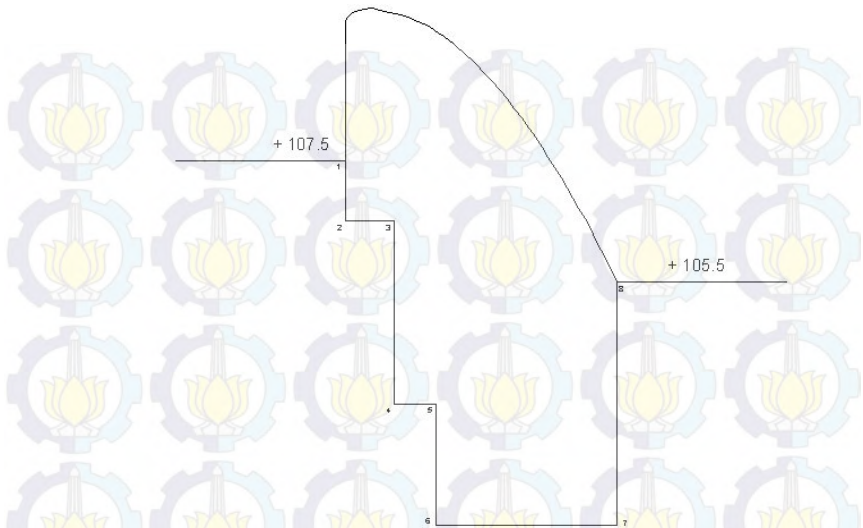
$$\begin{aligned} X1 &= 0,175 \times Hd \\ &= 0,175 \times 1,5139 \text{ m} \\ &= 0,265 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2 &= 0,282 \times Hd \\ &= 0,282 \times 1,5139 \text{ m} \\ &= 0,427 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R1 &= 0,2 \times Hd \\ &= 0,2 \times 1,5139 \text{ m} \\ &= 0,303 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R2 &= 0,5 \times Hd \\ &= 0,5 \times 1,5139 \text{ m} \\ &= 0,757 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya dari hasil perhitungan di atas dapat dibuat penampang mercu pelimpah (gambar 5.2).



Gambar 5.2. Penampang Mercu Pelimpah

5.2 Saluran Pengarah

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data – data sebagai berikut, dicontohkan pada lebar *spillway* 34 meter

$$Q_0 = 132,638 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$q = Q_0 / L = 3,901 \text{ m}^3/\text{dtk} / \text{m}$$

$$P = 2,5 \text{ m}$$

$$h_0 = 1,4645 \text{ m}$$

$$Va = \frac{q}{P+h_0} = 0,984 \text{ m/detik} \leq 4 \text{ m/dtk (OKE)}$$

5.3 Saluran Pengatur

Perhitungan saluran pengatur menggunakan rumus dasar sebagai berikut :

$$V = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} h_o + z \right)}$$

Dimana :

- V = kecepatan awal loncatan (m/dt)
 g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)
 h_o = tinggi air di atas mercu (m)
 z = tinggi jatuh (m)

Dari perhitungan sebelumnya untuk lebar spillway 34 meter telah diperoleh data sebagai berikut :

- Q_o = 132,638 m³/dtk
 h_o = 1,4645 m
 Z = 2,5 m

$$V1 = \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(\frac{1}{2} \cdot 1,4645 + 2,5 \right)}$$

$$V1 = 7,9634 \text{ m/dtk}$$

$q = V y_1$, dimana q adalah debit per satuan lebar

$$\frac{132,638}{34} = 7,9634 \times y_1$$

$$y_1 = d_1 = 0,4898 \text{ m}$$

Panjang saluran transisi :

$$B1 = 34 \text{ m}$$

$$B2 = 65\% \times B1 = 21,25 \text{ m}$$

$$\theta = 12,5^\circ$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \Delta B}{\tan \theta}$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} (34 - 21,25)}{\tan 12,5^\circ}$$

$$L = 28,755 \text{ m}$$

Untuk perhitungan kedalaman dan kecepatan air pada titik kontrol 2 dengan cara coba – coba dan didapat hasil sebagai berikut :

$$n = 0,012 \text{ (beton acian)}$$

$$k = 0,2$$

$$\text{misal } d_2 = 0,7846 \text{ m}$$

$$P2 = b + 2h = 21,25 + (2 \times 0,7846) = 22.819 \text{ m}$$

$$A2 = b \times h = 21,25 \times 0,7846 = 16.673 \text{ m}^2$$

$$R2 = \frac{A}{P} = \frac{16,673}{22,819} = 0,73066 \text{ m}$$

$$V2 = \frac{Q}{A} = \frac{132,638}{16,673} = 7,9551 \text{ m/dt}$$

$$E_1 = Z_1 + d1 + \frac{V1^2}{2g} = 0 + 0,4889 + \frac{7,9634^2}{9,81 \times 2} = 311,23$$

$$Sf1 = \frac{V1^2 \cdot n^2}{R1^{4/3}} = \frac{7,9634^2 \times 0,012^2}{0,4761^{4/3}} = 0,02456$$

$$Sf2 = \frac{V2^2 \cdot n^2}{R2^{4/3}} = \frac{7,9551^2 \times 0,012^2}{0,73066^{4/3}} = 0,00005$$

$$Sf \text{ rata - rata} = \frac{Sf1 + Sf2}{2} = 0,01235$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,01235 \times 29,601 = 0,3538 \text{ m}$$

$$he = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0,2 \frac{(7,9551 - 7,9634)^2}{2 \times 9,81} = 0,000001 \text{ m}$$

$$E_2 = Z_2 + d2 + \frac{V2^2}{2g} + he + hf$$

$$= 0 + 0,78462 + \frac{7,9551^2}{2 \times 9,81} + 0,000001 + 0,3538$$

$$= 311,23 \text{ m}$$

Karenanilai $E_1 = E_2$ dengan $\Delta E = 0$, maka nilai tinggi air di hilir saluran pengatur (d_2) = 0,78462 m

5.4 Saluran Peluncur

Dari perhitungan sebelumnya untuk lebar *spillway* 34 meter diperoleh nilai sebagai berikut :

$$Q_0 = 132,638 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 34 \text{ m}$$

$$V_2 = 7,9551 \text{ m/dtk}$$

$$d_2 = 0,78462 \text{ m}$$

Garis Energi



Gambar 5.4. Garis Energi Saluran Peluncur Lurus

Selanjutnya perhitungan dapat menggunakan metode coba – coba sebagai berikut :

$$n = 0,012 \text{ (beton acian)}$$

$$L \text{ rencana} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Dengancaracoba-cobadidapat } d_3 = 0,77818 \text{ m}$$

$$P_3 = b + 2h = 21,25 + (2 \times 0,77818) = 22,806 \text{ m}$$

$$A_3 = b \times h = 21,25 \times 0,77818 = 16,53 \text{ m}^2$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{16,53}{22,806} = 0,72507 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{Q_0}{A_3} = \frac{132,638}{16,53} = 8,0209 \text{ m/dt}$$

$$E_2 = Z_2 + d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 6,5 + 0,78462 + \frac{7,9551^2}{9,81 \times 2}$$

$$= 317,379$$

$$Sf_2 = \frac{V_2^2 \cdot n^2}{R_2^{4/3}} = \frac{7,9551^2 \times 0,012^2}{0,73066^{4/3}} = 0,0000525$$

$$Sf_3 = \frac{V_3^2 \cdot n^2}{R_3^{4/3}} = \frac{8,02095^2 \times 0,012^2}{0,72507^{4/3}} = 0,01422$$

$$Sf \text{ rata-rata} = \frac{Sf_2 + Sf_3}{2} = 0,00715$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,00715 \times 60 = 0,428 \text{ m}$$

$$he = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0,2 \frac{(8,02095 - 7,9551)^2}{2 \times 9,81} = 0,0000442 \text{ m}$$

$$E_3 = Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} + he + hf$$

$$= 0,9286 + 0,77818 + \frac{8,02095^2}{2 \times 9,81} + 0,0000442 + 0,428$$

$$= 317,38$$

Karena nilai $E_2 = E_3$ dengan $\Delta E = 0$, maka nilai tinggi air pada hilir saluran peluncur lurus (d_3) = 0,77818 m

Sedangkan untuk saluran peluncur terompot direncanakan sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_3}{\sqrt{gd_3}}$$

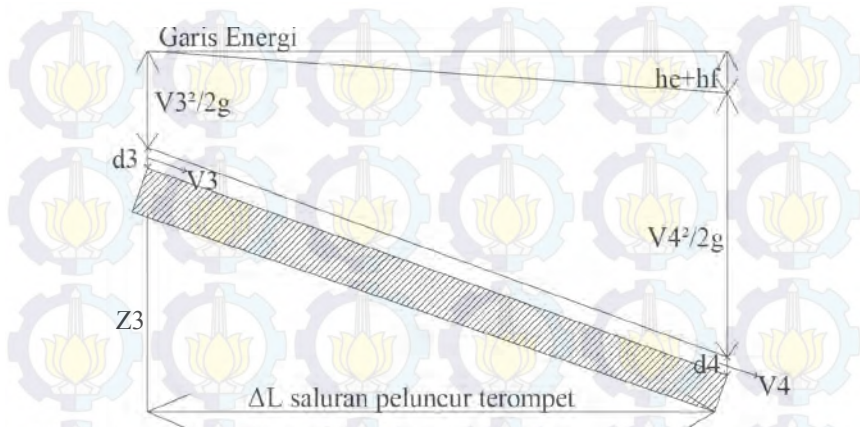
$$Fr = \frac{8,02095}{\sqrt{9,8 \times 0,77818}} = 2,903$$

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

$$\tan \theta = \frac{1}{3 \times 2,903} = 0,11482$$

$$L \text{ sal. peluncur terompot} = \frac{1}{\tan \theta}$$

$$L \text{ sal. peluncur terompet} = \frac{1}{0,1146} = 8,709 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$



Gambar 5.5. Garis Energi Saluran Peluncur Terompet

Selanjutnya perhitungan dapat menggunakan metode coba – coba sebagai berikut :

$$n = 0,012 \text{ (beton acian)}$$

$$k = 0,5$$

$$L \text{ rencana} = 10 \text{ m}$$

$$b'' = 2L \tan \phi + b' = 24,167 \text{ m}$$

$$\text{Misal } d_4 = 0,70134 \text{ m}$$

$$P_4 = b'' + 2h = 23,546 + (2 \times 0,70134) = 24,949 \text{ m}$$

$$A_4 = b'' \times h = 23,546 \times 0,70134 = 16,514 \text{ m}^2$$

$$R_4 = \frac{A_4}{P_4} = \frac{16,514}{24,949} = 0,6619 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{Q_0}{A_4} = \frac{132,638}{16,514} = 8,0318 \text{ m/dt}$$

$$E_3 = Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 0,9286 + 0,7782 + \frac{8,02095^2}{9,81 \times 2}$$

$$= 316,952$$

$$Sf_3 = \frac{V_3^2 \cdot n^2}{R^{34/3}} = \frac{8,02095^2 \times 0,012^2}{0,7250^{4/3}} = 0,01422$$

$$Sf_4 = \frac{V_4^2 \cdot n^2}{R^{44/3}} = \frac{8,0318^2 \times 0,012^2}{0,6619^{4/3}} = 0,01608$$

$$Sf \text{ rata - rata} = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} = 0,01516$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,01516 \times 10 = 0,15167 \text{ m}$$

$$he = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0,5 \frac{(8,0318 - 8,02095)^2}{2 \times 9,81} = 0,0000012 \text{ m}$$

$$E_4 = Z_4 + d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + he + hf$$

$$= 0 + 0,70134 + \frac{8,0318^2}{2 \times 9,81} + 0,0000012 + 0,15163$$

$$= 316,951 \text{ m}$$

Karenanilai $E_3 = E_4$ dengan $\Delta E = 0$, maka nilai tinggi air pada hilir saluran peluncur terompes (d_4) = 0,70134 m

5.5 Kolam Olak (Peredam Energi)

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat :

$$V_4 = 8,0318 \text{ m/detik}$$

$$d_4 = 0,70134 \text{ m}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai bilangan Froude (*Froude Number*).

$$Fr = \frac{V_4}{\sqrt{gd_4}}$$

$$= \frac{8,0318}{\sqrt{9,81 \times 0,70134}}$$

$$Fr = 3,06206$$

Jadi, dari nilai bilangan Froude di atas, maka yang digunakan adalah kolam olak USBR Tipe IV.

Menentukan tinggi loncatan air pada kolam olak.

$$\frac{d_5}{d_4} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$\frac{d_5}{0,70134} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 3,06206^2} - 1)$$

$$d_5 = 3,03709 \text{ m}$$

Selanjutnya dari grafik 2.10 dapat diperoleh :

$$\frac{L}{d_5} = 5,2$$

$$L = 5,2 \times 3,03709$$

$$L = 15,79 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$$

- Perencanaan gigi pemencar aliran (blok muka)

Dalam perencanaan blok muka ,diketahui beberapa komponen antara lain sebagai berikut:

Jumlah blok muka = 9 buah

Tinggi blok (2D4) = 1,4 m

Lebar blok (W=D4) = 0,7 m

Jarak antar blok (2,5W) = 1,75 m

Jarak blok tepi ke tepi = 0,7 m

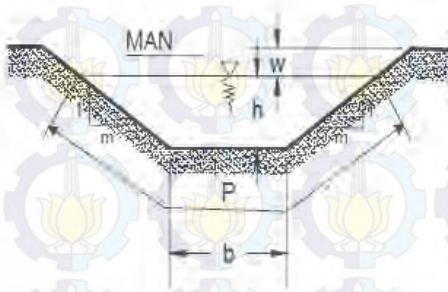
Lebar kolam olak = 23,546 m

Cek lebar kolam olak :

$$23,546 = (9 \times 0,7) + ((9-1) \times 1,75) + (2 \times 0,7)$$

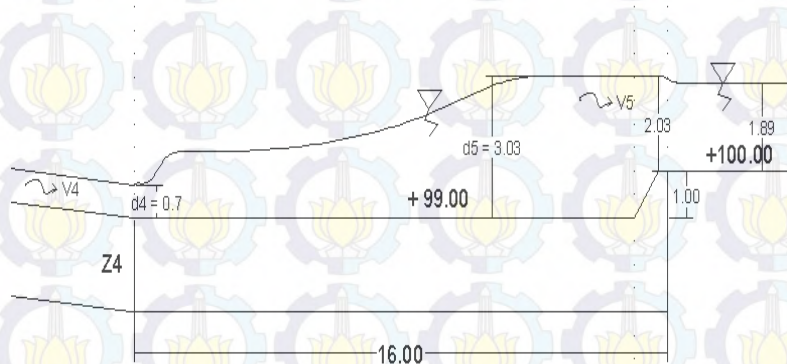
$$23,546 = 23,33 \rightarrow \text{OK}$$

5.6 Saluran tanah tanpa pasangan



Direncanakan saluran tanah tanpa pasangan setelah kolam olak dari *spillway* dengan dimensi sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q &= 132,638 \text{ m}^3/\text{dtk} \\
 b &= 23,55 \text{ m} \\
 K &= 45 \\
 m &= 1 \\
 L \text{ saluran} &= 511,71 \text{ m} \\
 d &= 100 - 99,5 = 0,5 \text{ m} \\
 I &= \frac{100 - 99,5}{511,71} = 0,000977 \\
 Q &= V.A
 \end{aligned}$$



$$A_s = (b \times h) = (23,55 \times 2,03) = 47,96 \text{ m}^2$$

$$V5 = \frac{Q}{A5} = \frac{132,638}{47,96} = 2,765 \text{ m/dtk}$$

Selanjutnya mencari h

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h$$

$$\frac{Q}{V} = (23,55 + 1 \cdot h) \cdot h$$

$$\frac{132,638}{2,765} = 23,55h + h^2$$

$$47,96 = 23,55h + h^2$$

Dihitung Menggunakan rumus abc maka didapat h = 1.89 m

$$A6 = (23,55 + 1 \cdot 1,89) \cdot 1,89 = 48,07 \text{ m}^2$$

$$P6 = (b + 2 \cdot h \sqrt{1 + m^2}) = (23,55 + 2 \cdot 1,89 \sqrt{1 + 1^2}) = 28,89 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{48,07}{28,89} = 1,664$$

$$V = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$V = 45 \cdot (1,664^{2/3}) \cdot 0,00098$$

$$V = 1,975 \text{ m/dtk}$$

Bilangan Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

$$Fr = \frac{1,975}{\sqrt{9,81 \times 0,5}}$$

$$Fr = 0,8918 < 1 \text{ (aliran sub kritis)}$$

Jadi kondisi aliran saluran buatan setelah kolam olak yaitu aliran sub kritis.



BAB VI ANALISA STABILITAS PELIMPAH

6.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah

a. Perhitungan *Uplift Pressure*

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots (2.27)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_h \dots\dots\dots (2.28)$$

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m²)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

Pada muka air setinggi mercu, maka diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$\Delta H = 11 \text{ m}$$

$$L_v = 1+3+2+2.5+1.5+1.5+1.5+1.5+6.14+1.86+1.5+2+4 \\ = 30 \text{ m}$$

$$L_h = 4.48+28.75+70+16 \\ = 119,23 \text{ m}$$

$$\sum L = L_v + 1/3 L_h \\ = 30 + 1/3 \times 119,23 \\ = 69,743 \text{ m}$$

$$C = 1,8 \text{ (lempung keras)}$$

$$\Delta H.C = 11 \text{ m} \times 1,8 \\ = 19,8 \text{ m}$$

$$\sum L > \Delta H.C \text{ (OKE)}$$

Selanjutnya bisa dihitung gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik pada tabel 6.1, sedangkan gambar diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran

Tabel 6.1. Perhitungan *Uplift Pressure* Pada Tiap Titik

titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	H_x (t/m^2)	U_x (t/m^2)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3 L_h$ (m)	L_x (m)				
1	2	3	4	5	$6 = 3+5$	7	$8 = (6.2)/7$	9	$10 = 9-8$
1	11	0	0	0	0	69.74333	0	2.5	2.5
2	11	1	0	0	1	69.74333	0.157721	3.5	3.342279
3	11	1	0.8	0.266667	1.266667	69.74333	0.19978	3.5	3.30022
4	11	4	0.8	0.266667	4.266667	69.74333	0.672944	6.5	5.827056
5	11	4	1.5	0.5	4.5	69.74333	0.709745	6.5	5.790255
6	11	6	1.5	0.5	6.5	69.74333	1.025188	8.5	7.474812
7	11	6	4.48	1.493333	7.493333	69.74333	1.181857	8.5	7.318143
8	11	8.5	4.48	1.493333	9.993333	69.74333	1.57616	6	4.42384
9	11	8.5	18.1	6.033333	14.53333	69.74333	2.292214	6	3.707786
10	11	10	18.1	6.033333	16.03333	69.74333	2.528796	7.5	4.971204
11	11	10	19.6	6.533333	16.53333	69.74333	2.607657	7.5	4.892343
12	11	11.5	19.6	6.533333	18.03333	69.74333	2.844238	6	3.155762
13	11	13	31.73	10.57667	23.57667	69.74333	3.718539	6	2.281461
14	11	14.5	31.73	10.57667	25.07667	69.74333	3.955121	7.5	3.544879
15	11	14.5	33.23	11.07667	25.57667	69.74333	4.033982	7.5	3.466018
16	11	16	33.23	11.07667	27.07667	69.74333	4.270563	6	1.729437
17	11	22.14	99.23	33.07667	55.21667	69.74333	8.708837	12.14	3.431163
18	11	24	99.23	33.07667	57.07667	69.74333	9.002199	14	4.997801
19	11	24	103.23	34.41	58.41	69.74333	9.212493	14	4.787507
20	11	25.5	103.23	34.41	59.91	69.74333	9.449075	12.5	3.050925
21	11	25.5	117.73	39.24333	64.74333	69.74333	10.21139	12.5	2.288606
22	11	27	117.73	39.24333	66.24333	69.74333	10.44798	14	3.552024
23	11	27	119.23	39.74333	66.74333	69.74333	10.52684	14	3.473164
24	11	30	119.23	39.74333	69.74333	69.74333	11	11	0

Sumber : Perhitungan

b. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Diketahui berat jenis beton sebesar $2,4 t/m^3$, sehingga bisa dihitung berat sendiri pada masing – masing bagian :

Berat sendiri :

$$G1 = 0,8 \times 3,5 \times 2,4 = 6,72 t/m'$$

$$G2 = \frac{1}{2} \times 1,46 \times 1,02 \times 2,4 = 1,787 t/m'$$

$$\begin{aligned}
 G3 &= 1,46 \times 3,48 \times 2,4 &= 12,193 \text{ t/m}^3 \\
 G4 &= \frac{1}{2} \times 2,22 \times 3,48 \times 2,4 &= 9,27 \text{ t/m}^3 \\
 G5 &= 0,7 \times 2 \times 2,4 &= 3,36 \text{ t/m}^3 \\
 G6 &= 2,98 \times 4 \times 2,41 &= 28,608 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 6.2. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Gaya	Jumlah (ton)	Jarak Horizontal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.h$ (ton.m)	Jarak Vertikal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.v$ (ton.m)
G1	6.720	0.400	2.688	4.750	31.920
G2	1.787	0.490	0.876	5.820	10.401
G3	12.194	0.730	8.902	3.740	45.605
G4	9.271	2.200	20.396	3.160	29.295
G5	3.360	0.350	1.176	1.000	3.360
G6	28.608	2.190	62.652	0.000	0.000
Jumlah	61.940		96.688		120.581

(Sumber : Perhitungan)

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak horizontal (x)} &= \frac{\Sigma M.h}{\Sigma G} \\
 &= \frac{96,688}{61,94} \\
 &= 1,56 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak vertikal (y)} &= \frac{\Sigma M.v}{\Sigma G} \\
 &= \frac{120,581}{61,94} \\
 &= 1,94 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Tekanan Tanah

Dari data tanah diperoleh nilai :

$$\text{Berat volume jenuh } (\gamma_{sat}) = 2,09 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam tanah } (\phi) = 18,91^\circ$$

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

- *Tekanan Tanah Pasif*

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \left(\frac{18,91^\circ}{2} \right) \right)$$

$$K_p = 1,9589$$

$$E_p = 0,5 \times \gamma_{\text{sat}} \times h^2 \times K_p$$

$$E_p = 0,5 \times 2,09 \times 2,5^2 \times 1,9589$$

$$E_p = 12,794 \text{ t/m}$$

- *Tekanan Tanah Aktif*

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \left(\frac{18,91^\circ}{2} \right) \right)$$

$$K_a = 0,5104$$

$$E_a = 0,5 \times \gamma_{\text{sat}} \times h^2 \times K_a$$

$$E_a = 0,5 \times 2,09 \times 6^2 \times 0,5104$$

$$E_a = 19,204 \text{ t/m}$$

- *Tekanan air*

$$\text{Tekanan air luar} = \frac{1}{2} \cdot H_{\text{air}}^2 \cdot \gamma_{\text{air}}$$

$$= \frac{1}{2} \times 2,5^2 \times 1 \text{ t/m}^3$$

$$= 3,125 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Beban air (w1)} = \frac{1}{2} \cdot Hx^2 \cdot \gamma_{\text{air}}$$

$$= \frac{1}{2} \times 6^2 \times 1$$

$$= 18 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Beban air (w2)} = Hx \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot P$$

$$= 6 \cdot 1 \cdot (2,5)$$

$$= 15 \text{ t/m}^2$$

d. Perhitungan Momen Yang Bekerja Pada Titik Putar 8

Dari semua gaya – gaya yang bekerja, meliputi gaya hidrostatis, gaya angkat (*uplift pressure*), dan gaya akibat tekanan tanah, selanjutnya dihitung momen yang terjadi terhadap titik putar 8 seperti pada tabel 6.3 berikut .

Tabel 6.3 Perhitungan Momen

Gaya	Besar Gaya (t/m')	Panjang Lengan (m)	Momen Guling (tm/m')	Momen Penahan (tm/m')
Ha	3.125	4.33	13.53125	
Ea	19.204252	0.5		9.602126
Ep	12.794334	1.67	21.366538	
G1	6.72	4.08		27.4176
G2	1.78704	3.19		5.700658
G3	12.19392	2.95		35.97206
G4	9.27072	1.48		13.72067
G5	3.36	3.33		11.1888
G6	28.608	1.49		42.62592
w1	18	0.5		9
w2	15	1		15
H 1-2	2.9211394	3	8.7634182	
H 3-4	13.690914	0.5		6.845457
H 5-6	13.265067	1.5		19.8976
H 7-8	14.677478	1.25	18.346848	
V 2-3	2.6569995	4.08	10.840558	
V 4-5	4.0660589	3.33	13.539976	
V 6-7	22.041503	1.49	32.84184	
Jumlah			119.2304	196.971

Sumber : Perhitungan

e. Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{196,971}{119,230} \geq 1,2$$

$$1,652 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

f. Kontrol Geser (*Sliding*)

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

f = koefisien gesekan (0,75)

$\sum G$ = gaya vertikal total akibat berat sendiri

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = gaya horizontal total

$$\frac{(61,939 - 28,764) \cdot 0,75}{9,357} \geq 1,2$$

$$2,65 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

g. Kontrol Tegangan Tanah

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{77,740}{33,175} - \frac{4,48}{2} \leq \frac{4,48}{6}$$

$$e = 0,1033 \leq 0,74667 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin} , \text{ dan}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0$$

Dimana :

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

ΣV = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ = tegangan tanah yang diijinkan

Diketahui $\sigma_{ijin} = 35 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{maks} = \frac{33,1751}{4,48 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0,10334}{4,48} \right) \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{maks} = 8,43 \leq 35 \text{ t/m}^2 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{33,1751}{4,48 \times 1} \left(1 - \frac{6 \times 0,10334}{4,48} \right) > 0$$

$$\sigma_{min} = 6,3803 > 0 \text{ (OKE)}$$

h. Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai yang ditinjau adalah pada antara titik 20 dan 21 yang terletak pada peredam energi atau kolam olak.

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Px = gaya angkat pada titik x (t/m^2)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = berat jenis beton ($2,4 \text{ t/m}^3$)

dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan

$$2 \geq 1,5 \times \frac{((3,050 + 2,2886)/2) - 0}{2,4}$$

$$2 \geq 1,668 \text{ m (OKE)}$$

6.2 Kondisi Muka Air Banjir

a. Perhitungan *Uplift Pressure*

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3}L_H$$

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m^2)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

Pada muka air setinggi mercu, maka diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$\Delta H = 9,4199 \text{ m}$$

$$L_v = 1+3+2+2.5+1.5+1.5+1.5+1.5+6.14+1.86+1.5+2+4 \\ = 30 \text{ m}$$

$$L_h = 4.48+28.75+70+16 \\ = 119,23 \text{ m}$$

$$\Sigma L = L_v + 1/3L_h \\ = 30 + 1/3 \times 119,23 \\ = 69,743 \text{ m}$$

$$C = 1,8 \text{ (lempung keras)}$$

$$\Delta H.C = 11 \text{ m} \times 1,8 \\ = 19,8 \text{ m}$$

$$\Sigma L > \Delta H.C \text{ (OKE)}$$

Selanjutnya bisa dihitung gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik pada tabel 6.4, sedangkan gambar diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran halaman

Tabel 6.4. Perhitungan *Uplift Pressure* Pada Tiap Titik

titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	H_x (t/m^2)	U_x (t/m^2)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3.L_h$ (m)	L_x (m)				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = (6.2)/7	9	10 = 9-8
1	9.4199	0	0	0	0	69.74333	0.000	3.957	3.957
2	9.4199	1	0	0	1	69.74333	0.135	4.957	4.822
3	9.4199	1	0.8	0.267	1.267	69.74333	0.171	4.957	4.786
4	9.4199	4	0.8	0.267	4.267	69.74333	0.576	7.957	7.381
5	9.4199	4	1.5	0.500	4.500	69.74333	0.608	7.957	7.349
6	9.4199	6	1.5	0.500	6.500	69.74333	0.878	9.957	9.079
7	9.4199	6	4.48	1.493	7.493	69.74333	1.012	9.957	8.945
8	9.4199	8.5	4.48	1.493	9.993	69.74333	1.350	7.457	6.107
9	9.4199	8.5	18.1	6.033	14.533	69.74333	1.963	7.457	5.494
10	9.4199	10	18.1	6.033	16.033	69.74333	2.166	8.957	6.791
11	9.4199	10	19.6	6.533	16.533	69.74333	2.233	8.957	6.724
12	9.4199	11.5	19.6	6.533	18.033	69.74333	2.436	7.457	5.021
13	9.4199	13	31.73	10.577	23.577	69.74333	3.184	7.457	4.273
14	9.4199	14.5	31.73	10.577	25.077	69.74333	3.387	8.957	5.570
15	9.4199	14.5	33.23	11.077	25.577	69.74333	3.455	8.957	5.502
16	9.4199	16	33.23	11.077	27.077	69.74333	3.657	7.457	3.800
17	9.4199	22.14	99.23	33.077	55.217	69.74333	7.458	13.597	6.139
18	9.4199	24	99.23	33.077	57.077	69.74333	7.709	15.457	7.748
19	9.4199	24	103.23	34.410	58.410	69.74333	7.889	15.457	7.568
20	9.4199	25.5	103.23	34.410	59.910	69.74333	8.092	13.957	5.865
21	9.4199	25.5	117.73	39.243	64.743	69.74333	8.745	13.957	5.212
22	9.4199	27	117.73	39.243	66.243	69.74333	8.947	15.457	6.510
23	9.4199	27	119.23	39.743	66.743	69.74333	9.015	15.457	6.442
24	9.4199	30	119.23	39.743	69.743	69.74333	9.420	12.457	3.037

Sumber : Perhitungan

b. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Diketahui berat jenis beton sebesar $2,4 t/m^3$, sehingga bisa dihitung berat sendiri pada masing – masing bagian :

Berat sendiri :

$$\begin{aligned}
 G1 &= 0,8 \times 3,5 \times 2,4 &= 6,72 \text{ t/m}^3 \\
 G2 &= \frac{1}{2} \times 1,46 \times 1,02 \times 2,4 &= 1,787 \text{ t/m}^3 \\
 G3 &= 1,46 \times 3,48 \times 2,4 &= 12,193 \text{ t/m}^3 \\
 G4 &= \frac{1}{2} \times 2,22 \times 3,48 \times 2,4 &= 9,27 \text{ t/m}^3 \\
 G5 &= 0,7 \times 2 \times 2,4 &= 3,36 \text{ t/m}^3 \\
 G6 &= 2,98 \times 4 \times 2,41 &= 28,608 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 6.5 Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Gaya	Jumlah (ton)	Jarak Horizontal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.h$ (ton.m)	Jarak Vertikal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.v$ (ton.m)
G1	6.720	0.400	2.688	4.750	31.920
G2	1.787	0.490	0.876	5.820	10.401
G3	12.194	0.730	8.902	3.740	45.605
G4	9.271	2.200	20.396	3.160	29.295
G5	3.360	0.350	1.176	1.000	3.360
G6	28.608	2.190	62.652	0.000	0.000
Jumlah	61.940		96.688		120.581

Sumber : Perhitungan

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak horizontal (x)} &= \frac{\Sigma M.h}{\Sigma G} \\
 &= \frac{96,688}{61,94} \\
 &= 1,56 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak vertikal (y)} &= \frac{\Sigma M.v}{\Sigma G} \\
 &= \frac{120,581}{61,94} \\
 &= 1,94 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Tekanan Tanah dan Tekanan Air

Dari data tanah diperoleh nilai :

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,09 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 18,91^\circ$$

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

• *Tekanan Tanah Pasif*

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \left(\frac{18,91^\circ}{2} \right) \right)$$

$$K_p = 1,9589$$

$$E_p = 0,5 \times \gamma_{\text{sat}} \times h^2 \times K_p$$

$$E_p = 0,5 \times 2,09 \times 2,5^2 \times 1,9589$$

$$E_p = 12,79 \text{ t/m}$$

• *Tekanan Tanah Aktif*

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \left(\frac{18,91^\circ}{2} \right) \right)$$

$$K_a = 0,5105$$

$$E_a = 0,5 \times \gamma_{\text{sat}} \times h^2 \times K_a$$

$$E_a = 0,5 \times 2,09 \times 6^2 \times 0,5105$$

$$E_a = 19,204 \text{ t/m}$$

• *Tekanan air*

$$\begin{aligned} \text{Tekanan air luar} &= \frac{1}{2} \cdot H_{\text{air}}^2 \cdot \gamma_{\text{air}} \\ &= \frac{1}{2} \times 3,957 \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 7,8289 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban air (w1)} &= \frac{1}{2} \cdot H_x^2 \cdot \gamma_{\text{air}} \\ &= \frac{1}{2} \times 6^2 \times 1 \\ &= 18 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban air (w2)} = H_x \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot P$$

$$= 6 \cdot 1 \cdot (3,957)$$

$$= 23,742 \text{ t/m'}$$

d. Perhitungan Momen Yang Bekerja Pada Titik Putar 8

Dari semua gaya – gaya yang bekerja, meliputi gaya hidrostatis, gaya angkat (*uplift pressure*), dan gaya akibat tekanan tanah, selanjutnya dihitung momen yang terjadi terhadap titik putar 8 seperti pada tabel 6.6 berikut.

Tabel 6.6 Perhitungan Momen

Gaya	Besar Gaya (t/m')	Panjang Lengan (m)	Momen Guling (tm/m')	Momen Penahan (tm/m')
Ha	7.8289	4.819	37.7276	
Ea	19.204	0.5		9.6021261
Ep	12.794	1.67	21.3665	
G1	6.72	4.08		27.4176
G2	1.787	3.19		5.7006576
G3	12.194	2.95		35.972064
G4	9.2707	1.48		13.720666
G5	3.36	3.33		11.1888
G6	28.608	1.49		42.62592
w1	18	0.5		9
w2	23.742	1		23.742
H 1-2	4.3895	3	13.1684	
H 3-4	18.25	0.5		9.1249788
H 5-6	16.428	1.5		24.642422
H 7-8	18.815	1.25	23.519	
V 2-3	2.402	4.08	9.80001	
V 4-5	2.2095	3.33	7.3576	
V 6-7	18.925	1.49	28.1985	
Jumlah			141.14	212.7372

Sumber : perhitungan

e. Kontrol Guling

Momen Penahan

$$\frac{\text{Momen Guling}}{\text{Momen Penahan}} \geq SF$$

$$\frac{212,73}{141,14} \geq 1,5$$

$$1,55 \geq 1,5 \text{ (OKE)}$$

f. Kontrol Geser (*Sliding*)

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

f = koefisien gesekan (0,75)

$\sum G$ = gaya vertikal total akibat berat sendiri

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = gaya horizontal total

$$\frac{(61,94 - 23,54) \cdot 0,75}{11,47} \geq 1,2$$

$$2,5 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

g. Kontrol Tegangan Tanah

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{61,925}{38,4} - \frac{4,48}{2} \leq \frac{4,48}{6}$$

$$e = -0,38 \leq 0,7467 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}, \text{ dan}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0$$

Dimana :

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

ΣV = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ_t = tegangan tanah yang diijinkan

Diketahui $\sigma_{ijin} = 35 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{maks} = \frac{38,4}{4,48 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times -0,38}{4,48} \right) \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{maks} = 4,26 \leq 35 \text{ t/m}^2 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{38,4}{4,48 \times 1} \left(1 - \frac{6 \times -0,38}{4,48} \right) > 0$$

$$\sigma_{min} = 12,88 > 0 \text{ (OKE)}$$

h. Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai yang ditinjau adalah pada antara titik 20 dan 21 yang terletak pada peredam energi atau kolam olak.

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Px = gaya angkat pada titik x (t/m²)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = berat jenis beton (2,4 t/m³)

dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan

$$2 \geq 1,25 \times \frac{((5,865 + 5,212)/2) - 3.0371}{2,4}$$

$$2 \geq 1,303 \text{ (OKE)}$$

6.3 Rekapitulasi Stabilitas Spillway

Berikut pada tabel 6.7 adalah hasil perhitungan stabilitas *spillway* dari semua parameter uji seperti di bawah ini :

Tabel 6.7 Rekapitulasi Stabilitas Spillway

Kontrol	Setinggi Mercu		Setinggi Air Banjir		Ket
	Nilai	Syarat	Nilai	Syarat	
Uplift Pressure	69,743	> 19,8	69,743	> 16,955	OK
Kontrol guling	1,65	$\geq 1,2$	1,55	$\geq 1,5$	OK
Kontrol geser	2,65	$\geq 1,2$	2,5	$\geq 1,2$	OK
Ketebalan lantai	1,668	≤ 2	1,303	≤ 2	OK
σ_{\max}	8,431	≤ 35	4,26	≤ 35	OK
σ_{\min}	6,38	> 0	12,88	> 0	OK



BAB VII ANALISA BIAYA

7.1. Perhitungan Bendungan

Berdasarkan beberapa perhitungan di atas, berikut adalah hasil rekapitulasi perhitungan perbandingan antara lebar spillway dan tinggi bendungan.

$$\text{Misalkan pada lebar spillway} = 34 \text{ meter}$$

$$\text{Elevasi Ambang} = +111,465 \text{ (tabel 7.1)}$$

$$\text{Tinggi air (H)} = \text{El. Tinggi air banjir} - \text{El. Mercu Pelimpah}$$

$$= +111,465 - (+110,00)$$

$$= 1,465 \text{ meter}$$

$$\text{Tinggi jagaan} = H + \text{tinggi jagaan (2meter)}$$

$$= 1,465 + 2$$

$$= 3,465 \text{ meter}$$

$$\text{Tinggi bendungan} = (\text{El. Puncak spillway} - \text{El. Dasar}) + \text{tinggi jagaan}$$

$$= (+110,00 - (+100)) + 3,465$$

$$= 13,465 \text{ meter}$$

$$\text{El. Bendungan} = +100 + 13,465 = +113,465$$

Tabel 7.1 Rekapitulasi Perhitungan Lebar dan Tinggi

Lebar meter	Qo max m ³ /det	EL. Muka Air Tinggi	H meter	El. Mercu Bendung	Tinggi bend. meter
33	131.482	111.496	1.496	113.496	13.496
34	132.638	111.465	1.465	113.465	13.465
35	135.307	111.451	1.451	113.451	13.451
36	137.920	111.438	1.438	113.438	13.438
37	140.477	111.425	1.425	113.425	13.425
38	142.981	111.413	1.413	113.413	13.413
39	145.432	111.400	1.400	113.400	13.400
40	147.830	111.387	1.387	113.387	13.387

Sumber : perhitungan

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh elevasi puncak bendungan yaitu pada +113.465, sedangkan elevasi dasar bendungan adalah +100.00, sehingga didapat tinggi embung (H) sebesar = 13,465 meter.

Selanjutnya lebar mercu dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \quad \dots\dots\dots(2.20)$$

$$b = 3,6 \times 13,465^{1/3} - 3,0$$

$$b = 5,5645 \text{ meter}$$

Di bawah ini adalah tabel 7.2 hasil rekapitulasi perhitungan lebar puncak bendungan :

Tabel 7.2 Perhitungan Lebar Puncak Bendungan

No.	Lebar spillway	H (m)	b (m)	EL. Mercu Bendung
1	33	13.4957668	5.5711	113.496
2	34	13.4645404	5.5645	113.465
3	35	13.4513234	5.5617	113.451
4	36	13.4382559	5.5589	113.438
5	37	13.425336	5.5561	113.425
6	38	13.4125619	5.5534	113.413
7	39	13.3999316	5.5507	113.400
8	40	13.3874434	5.5481	113.387

Sumber : perhitungan

Penentuan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan direncanakan seperti data teknis yang ada sebesar 1:4 .

7.2. Perhitungan Volume Urugan Tanah untuk Bendungan

Besarnya volume urugan tanah bergantung pada besarnya lebar *spillway* yang digunakan serta tinggi bendungan berdasarkan hasil *flood routing*. Semakin lebar *spillway*, maka volume urugan akan semakin kecil. Guna mempermudah perhitungan volume urugan tanah dibagi menjadi beberapa

segmen. Berikut (lihat tabel 7.3 – 7.10) adalah perhitungan volume urugan pada lebar *spillway* 33 meter sampai 40 meter

Tabel 7.3 Perhitungan volume urugan untuk L = 33 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.7144	5.5711	35.2861368	50	3793.983231
2	9.7373	5.5711	83.469204	50	21675.22249
3	12.7708	5.5711	107.737204	50	36175.83846
4	13.7538	5.5711	115.601204	50	41664.37984
5	13.8318	5.5711	116.225204	50	42116.44133
6	13.5738	5.5711	114.161204	50	40630.449
7	13.4958	5.5711	113.537204	50	40186.4371
8	13.4958	5.5711	113.537204	50	40186.4371
9	13.4248	5.5711	112.969204	50	39784.38823
10	13.4248	5.5711	112.969204	50	39784.38823
11	13.4958	5.5711	113.537204	50	40186.4371
12	13.3953	5.5711	112.733204	50	39617.9327
13	13.0478	5.5711	109.953204	50	37683.34454
14	12.6483	5.5711	106.757204	50	35518.94934
15	10.5363	5.5711	89.861204	50	25137.49739
16	4.2884	5.5711	39.8781368	50.3	4901.8261
				Σ	529043.95

Sumber : perhitungan

Tabel 7.4 Perhitungan volume urugan untuk $L = 34 \text{ m}$

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m^3
1	3.6988	5.5645	35.1546154	50	3765.261997
2	9.7060	5.5645	83.2127769	50	21541.88468
3	12.7395	5.5645	107.480777	50	36003.60707
4	13.7225	5.5645	115.344777	50	41479.54505
5	13.8005	5.5645	115.968777	50	41930.60648
6	13.5425	5.5645	113.904777	50	40447.92206
7	13.4645	5.5645	113.280777	50	40004.91023
8	13.4645	5.5645	113.280777	50	40004.91023
9	13.3935	5.5645	112.712777	50	39603.77167
10	13.3935	5.5645	112.712777	50	39603.77167
11	13.4645	5.5645	113.280777	50	40004.91023
12	13.3640	5.5645	112.476777	50	39437.69438
13	13.0165	5.5645	109.696777	50	37507.56163
14	12.6170	5.5645	106.500777	50	35348.28856
15	10.5050	5.5645	89.6047769	50	24993.91532
16	4.2728	5.5645	39.7466154	49.3	4772.333335
				Σ	526450.8946

Sumber : perhitungan

Tabel 7.5 Perhitungan volume urugan untuk L = 35 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6922	5.5617	35.098944	50	3753.137258
2	9.6928	5.5617	83.104238	50	21485.56985
3	12.7263	5.5617	107.37224	50	35930.82954
4	13.7093	5.5617	115.23624	50	41401.43282
5	13.7873	5.5617	115.86024	50	41852.07095
6	13.5293	5.5617	113.79624	50	40370.78668
7	13.4513	5.5617	113.17224	50	39928.19816
8	13.4513	5.5617	113.17224	50	39928.19816
9	13.3803	5.5617	112.60424	50	39527.44491
10	13.3803	5.5617	112.60424	50	39527.44491
11	13.4513	5.5617	113.17224	50	39928.19816
12	13.3508	5.5617	112.36824	50	39361.52771
13	13.0033	5.5617	109.58824	50	37433.28083
14	12.6038	5.5617	106.39224	50	35276.17584
15	10.4918	5.5617	89.496238	50	24933.26434
16	4.2662	5.5617	39.690944	48.3	4662.275502
				Σ	525299.8356

Sumber : perhitungan

Tabel 7.6 Perhitungan volume urugan untuk L = 36 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6856	5.5589	35.0439009	50	3741.168344
2	9.6798	5.5589	82.9969244	50	21429.96356
3	12.7133	5.5589	107.264924	50	35858.94651
4	13.6963	5.5589	115.128924	50	41324.27534
5	13.7743	5.5589	115.752924	50	41774.49495
6	13.5163	5.5589	113.688924	50	40294.59502
7	13.4383	5.5589	113.064924	50	39852.42502
8	13.4383	5.5589	113.064924	50	39852.42502
9	13.3673	5.5589	112.496924	50	39452.05274
10	13.3673	5.5589	112.496924	50	39452.05274
11	13.4383	5.5589	113.064924	50	39852.42502
12	13.3378	5.5589	112.260924	50	39286.29382
13	12.9903	5.5589	109.480924	50	37359.91151
14	12.5908	5.5589	106.284924	50	35204.9501
15	10.4788	5.5589	89.3889244	50	24873.37088
16	4.2596	5.5589	39.6359009	47.3	4552.93103
				Σ	524162.28

Sumber : perhitungan

Tabel 7.7 Perhitungan volume urugan untuk L = 37 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6792	5.5561	34.9894776	50	3729.352876
2	9.6668	5.5561	82.8908216	50	21375.05525
3	12.7003	5.5561	107.158822	50	35787.94507
4	13.6833	5.5561	115.022822	50	41248.05895
5	13.7613	5.5561	115.646822	50	41697.86475
6	13.5033	5.5561	113.582822	50	40219.33355
7	13.4253	5.5561	112.958822	50	39777.57735
8	13.4253	5.5561	112.958822	50	39777.57735
9	13.3543	5.5561	112.390822	50	39377.58173
10	13.3543	5.5561	112.390822	50	39377.58173
11	13.4253	5.5561	112.958822	50	39777.57735
12	13.3248	5.5561	112.154822	50	39211.97932
13	12.9773	5.5561	109.374822	50	37287.44055
14	12.5778	5.5561	106.178822	50	35134.59854
15	10.4658	5.5561	89.2828216	50	24814.22378
16	4.2532	5.5561	39.5814776	46.3	4444.287073
				Σ	523038.04

Sumber : perhitungan

Tabel 7.8 Perhitungan volume urugan untuk L = 38 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6728	5.5534	34.935666	50	3717.688518
2	9.6541	5.5534	82.785914	50	21320.83459
3	12.6876	5.5534	107.05391	50	35717.81252
4	13.6706	5.5534	114.91791	50	41172.77019
5	13.7486	5.5534	115.54191	50	41622.16685
6	13.4906	5.5534	113.47791	50	40144.98897
7	13.4126	5.5534	112.85391	50	39703.6419
8	13.4126	5.5534	112.85391	50	39703.6419
9	13.3416	5.5534	112.28591	50	39304.01871
10	13.3416	5.5534	112.28591	50	39304.01871
11	13.4126	5.5534	112.85391	50	39703.6419
12	13.3121	5.5534	112.04991	50	39138.57103
13	12.9646	5.5534	109.26991	50	37215.85503
14	12.5651	5.5534	106.07391	50	35065.10855
15	10.4531	5.5534	89.177914	50	24755.81205
16	4.2468	5.5534	39.527666	45.3	4336.331034
				Σ	521926.9025

Sumber : perhitungan

Tabel 7.9 Perhitungan volume urugan untuk L = 39 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6665	5.5507	34.8824597	50	3706.172974
2	9.6414	5.5507	82.682186	50	21267.29139
3	12.6749	5.5507	106.950186	50	35648.5364
4	13.6579	5.5507	114.814186	50	41098.39584
5	13.7359	5.5507	115.438186	50	41547.38797
6	13.4779	5.5507	113.374186	50	40071.54817
7	13.3999	5.5507	112.750186	50	39630.60564
8	13.3999	5.5507	112.750186	50	39630.60564
9	13.3289	5.5507	112.182186	50	39231.35068
10	13.3289	5.5507	112.182186	50	39231.35068
11	13.3999	5.5507	112.750186	50	39630.60564
12	13.2994	5.5507	111.946186	50	39066.05601
13	12.9519	5.5507	109.166186	50	37145.14228
14	12.5524	5.5507	105.970186	50	34996.46776
15	10.4404	5.5507	89.074186	50	24698.12492
16	4.2405	5.5507	39.4744597	44.3	4229.050563
				Σ	520828.6926

Sumber : perhitungan

Tabel 7.10 Perhitungan volume urugan untuk L = 40 m

Segmen	Tinggi Segmen	Lebar Atas	Lebar Dasar	Tebal segmen	Volume m ³
1	3.6602	5.5481	34.8298496	50	3694.803989
2	9.6289	5.5481	82.5796231	50	21214.41564
3	12.6624	5.5481	106.847623	50	35580.10442
4	13.6454	5.5481	114.711623	50	41024.9229
5	13.7234	5.5481	115.335623	50	41473.51503
6	13.4654	5.5481	113.271623	50	39998.99829
7	13.3874	5.5481	112.647623	50	39558.45576
8	13.3874	5.5481	112.647623	50	39558.45576
9	13.3164	5.5481	112.079623	50	39159.5649
10	13.3164	5.5481	112.079623	50	39159.5649
11	13.3874	5.5481	112.647623	50	39558.45576
12	13.2869	5.5481	111.843623	50	38994.4215
13	12.9394	5.5481	109.063623	50	37075.2898
14	12.5399	5.5481	105.867623	50	34928.66398
15	10.4279	5.5481	88.9716231	50	24641.15178
16	4.2342	5.5481	39.4218496	43.3	4122.433547
				Σ	519743.218

Sumber : perhitungan

Pada tabel 7.3 – 7.10 dilakukan perhitungan volume urugan untuk mengetahui besarnya urugan untuk nantinya dihitung dalam perhitungan RAB urugan tanah.

7.3. Perhitungan Volume Spillway

Dengan menggunakan program Autocad, diperoleh luas penampang *spillway* sebesar 26,248 m². Dengan menggunakan luas penampang ini, dihitung volume untuk masing-masing lebar.

Berikut pada tabel 7.14 adalah volume beton K-300 untuk *spillway* :

Tabel 7.14 Perhitungan Volume beton

Pelimpah		
L Ambang	Luas	Volume
33	26.248	866.184
34	26.248	892.432
35	26.248	918.68
36	26.248	944.928
37	26.248	971.176
38	26.248	997.424
39	26.248	1023.672
40	26.248	1049.92

Sumber : perhitungan

Sebagai contoh perhitungan, pada lebar *spillway* 34 meter adalah sebagai berikut :

Luas penampang *spillway* : 26.248 m²

Lebar : 34 meter

Volume = luas penampang x lebar

= 26.248 x 34

= 892.42 m³

7.4. Analisa Harga Satuan

Dalam perhitungan analisa harga satuan digunakan standar biaya HSPK (Harga Satuan Pokok Kegiatan) daerah Kalimantan Timur tahun 2013, namun akibat data HSPK Kaltim tidak didapatkan, sehingga dalam perhitungan analisa biaya tugas akhir ini menggunakan HSPK Surabaya tahun 2014.

- a. Harga satuan pekerjaan tanah urug tiap m³ (lihat tabel 7.15)

Tabel 7.15 Harga satuan pekerjaan tanah urug

Nomor	Uraian Kegiatan	Koef.	Satuan	Harga Satuan	Harga
24.01.02.14	Pengurugan tanah dengan pemadatan		m3		
	Upah:				
23.06.01.01.04	Mandor	0.01	O.H	119500	1195
23.06.01.02.01	Pembantu Tukang	0.3	O.H	94400	28320
				Jumlah:	29515
	Bahan:				
20.01.01.04.01	Tanah Urug	1.2	m3	126500	151800
				Jumlah:	151800
	Sewa Peralatan:				
23.09.09.01.01	Sewa alat bantu (1 set @ 3 alat)	8	Jam	950	7600
				Jumlah:	7600
				Nilai HSPK :	188915

Sumber : HSPK Surabaya 2014

- b. Harga satuan pekerjaan Beton K-300 tiap m³ (lihat tabel 7.16)

Tabel 7.16 Harga Satuan Pekerjaan beton K-300

24.03.01.10	Pekerjaan Beton K-300	Koef	m3	SNI 7394:2008 (6.7)	
	Upah:				
23.02.04.01.01	Mandor	0.083	O.H	0	0
23.02.04.01.02	Kepala Tukang Batu	0.028	O.H	104400	2923.2
23.02.04.01.03	Tukang batu	0.275	O.H	99400	27335
23.02.04.01.04	Pembantu Tukang	1.65	O.H	94400	155760
				Jumlah:	186018.2
	Bahan:				
20.01.01.02.01	Semen portland (40kg)	10.325	Zak	52300	539997.5
20.01.01.04.04	Pasir Beton	0.43625	m3	159500	69581.875
20.01.01.05.04.01	Batu Pecah Mesin 1/2 cm	0.551053	m3	286000	157601.0526
23.02.02.02.09	Air (biaya air tawar)	215	Liter	0	0
				Jumlah:	767180.4276
	Sewa Peralatan:				
23.02.04.06.11.09.01	Sewa Concrete Mixer 0.50 M3 (min 3 jam)	0.252	Jam	61750	15561
23.02.04.06.11.09.02	Sewa Concrete Pump (min 3 jam)	0.084	Jam	61750	5187
23.02.04.06.11.09.03	Sewa Concrete Vibrator	1.08	Jam	14250	15390
				Jumlah:	36138
			Nilai HSPK :		989336.6276

Sumber : HSPK Surabaya 2014

7.5. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya

Setelah dilakukan analisa harga satuan untuk pekerjaan tanah urug dan pekerjaan beton K-300 tiap m^3 . Kemudian dilakukan perhitungan anggaran biaya yang dibutuhkan pada masing-masing lebar *spillway*. Berikut diberikan contoh perhitungan untuk lebar *spillway* 34 meter seperti di bawah ini :

- a. Perhitungan biaya pengurugan tanah pada lebar 34 meter
HSPK urugan tanah/ m^3 : Rp 188.915,-

$$\text{Volume urugan tanah} : 526,450.8946 \text{ m}^3$$

Biaya pekerjaan urugan tanah dengan pemadatan

$$= \text{Rp } 188.915,- \times 526,450.8946 \text{ m}^3$$

$$= \text{Rp } 99,454,470,754.89$$

Untuk selanjutnya, biaya pekerjaan urugan tanah ada di tabel 7.17

Tabel 7.17 Biaya Pengurugan Tanah masing-masing lebar

Lebar Ambang (m)	Volume Urugan (m^3)	HSPK	Biaya Urugan
33	529043.9522	188915	Rp 99,944,338,230.14
34	526450.8946	188915	Rp 99,454,470,754.89
35	525299.8356	188915	Rp 99,237,018,445.12
36	524162.2816	188915	Rp 99,022,117,428.14
37	523038.0352	188915	Rp 98,809,730,423.74
38	521926.9025	188915	Rp 98,599,820,778.87
39	520828.6926	188915	Rp 98,392,352,455.57
40	519743.218	188915	Rp 98,187,290,019.25

Sumber : perhitungan

- b. Perhitungan biaya pemasangan beton K-300 pada lebar 34 meter

$$\text{HSPK pekerjaan beton}/m^3$$

$$:\text{Rp } 989.336,63$$

Kebutuhan volume beton K-300 : 6.665,62 m³

Biaya pekerjaan beton K-300

$$= \text{Rp } 989.336,63 \times 6.665,62 \text{ m}^3$$

$$= \text{Rp } 6.594.544.067,05$$

Untuk selanjutnya, biaya pekerjaan beton K-300 ada di tabel 7.18 di bawah ini :

Tabel 7.18 Biaya pekerjaan beton K300 masing-masing lebar

Lebar Ambang (m)	Volume Beton	HSPK	Biaya Beton
33	6018.206586	989336.6276	Rp 5,954,032,208.32
34	6243.689398	989336.6276	Rp 6,177,110,613.09
35	6472.305218	989336.6276	Rp 6,403,288,617.78
36	6703.670315	989336.6276	Rp 6,632,186,581.88
37	6937.784625	989336.6276	Rp 6,863,804,443.83
38	7174.648491	989336.6276	Rp 7,098,142,543.02
39	7414.261505	989336.6276	Rp 7,335,200,473.32
40	7656.624084	989336.6276	Rp 7,574,978,650.39

Sumber : perhitungan

7.6. Penentuan Lebar Optimum

Berdasarkan hasil perhitungan analisa harga untuk masing-masing pekerjaan (tanah dan beton), selanjutnya dilakukan perhitungan untuk harga atau biaya total pekerjaan *spillway* ini. Di bawah ini diberikan contoh perhitungan biaya total untuk lebar 34 meter :

$$\begin{aligned} \text{Biaya total} &= \text{biaya urugan tanah} + \text{biaya beton} \\ &= \text{Rp } 99.237.018.445,12 + \text{Rp } 6,177,110,613.09 \\ &= \text{Rp } 105.631.581.367,98 \end{aligned}$$

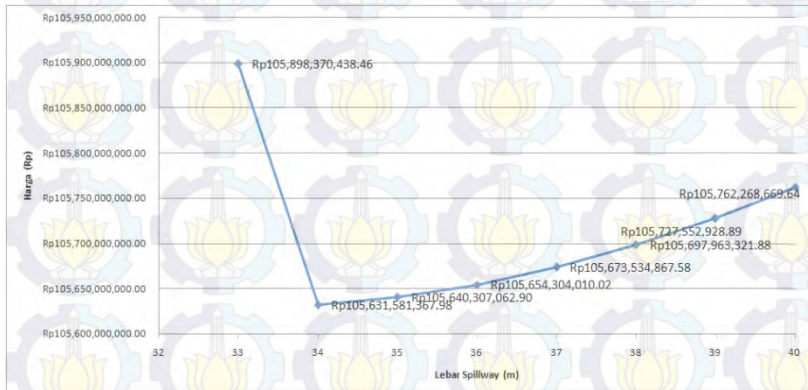
Selanjutnya, pada tabel 7.19 akan diberikan perhitungan total biaya konstruksi (pekerjaan tanah urug dan beton K-300) seperti di bawah ini :

Tabel 7.19 Perhitungan Biaya masing-masing Lebar Spillway

Lebar Ambang (m)	Biaya Urugan	Biaya Beton	Total Biaya
33	Rp 99,944,338,230.14	Rp 5,954,032,208.32	Rp 105,898,370,438.46
34	Rp 99,454,470,754.89	Rp 6,177,110,613.09	Rp 105,631,581,367.98
35	Rp 99,237,018,445.12	Rp 6,403,288,617.78	Rp 105,640,307,062.90
36	Rp 99,022,117,428.14	Rp 6,632,186,581.88	Rp 105,654,304,010.02
37	Rp 98,809,730,423.74	Rp 6,863,804,443.83	Rp 105,673,534,867.58
38	Rp 98,599,820,778.87	Rp 7,098,142,543.02	Rp 105,697,963,321.88
39	Rp 98,392,352,455.57	Rp 7,335,200,473.32	Rp 105,727,552,928.89
40	Rp 98,187,290,019.25	Rp 7,574,978,650.39	Rp 105,762,268,669.64

Sumber : perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel 7.19, dibuat grafik 7.2 untuk menentukan lebar optimum *spillway*.



Gambar 7.2 Grafik hubungan lebar ambang Spillway dan biaya total

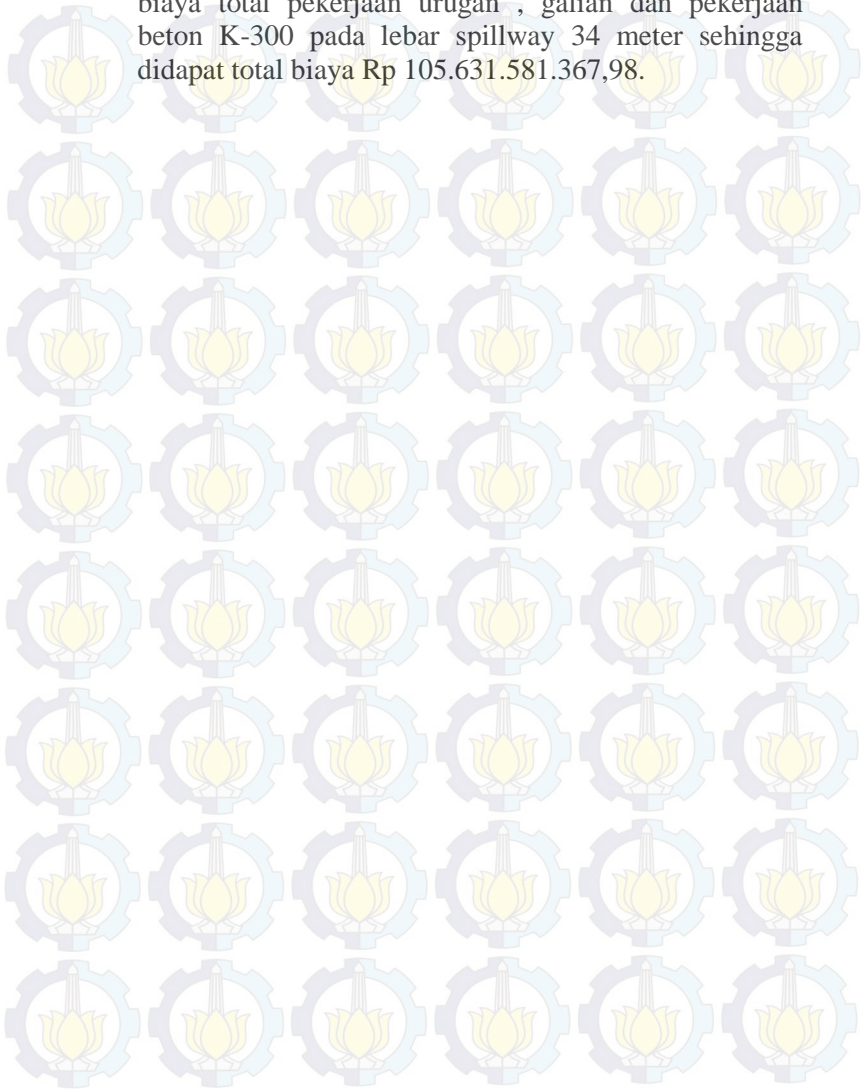
Berdasarkan grafik di atas, didapat lebar optimum *Spillway* dengan harga minimum adalah pada lebar 34 meter dengan biaya terkecil yaitu Rp 105.631.581.367,98.

BAB VIII KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan yang dikerjakan, mulai dari analisa hidrologi ,analisa hidrolika , perhitungan biaya serta analisa kestabilannya, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

- 1) Analisa Hidrologi dari Sungai Marangkyu diperoleh dari satu stasiun hujan yang berpengaruh yaitu Stasiun hujan Terindungi. Sehingga metode penentuan curah hujan maksimum menggunakan metode Data maksimum tahunan (*annual maximum series*) , selanjutnya dilakukan analisa distribusi menggunakan metode Log normal dan Log Person III serta diuji kecocokan dengan metode Chi-square dan metode Smirnov-Kolmogorov. Sehingga didapatkan curah hujan rencana dengan periodde ulang 1000 tahun sebesar 201.17 mm dan debit rencana sebesar 402,37 m³/dtk.
- 2) Dimensi Bangunan Pelimpah (Spillway) dari hasil perhitungan dengan rincian sebagai berikut:
 - Tipe Mercu = Ogee I (hulu tegak)
 - Lebar Pelimpah = 34 m
 - Panjang Sal.Pengatur = 28,75 m
 - Panjang Sal.Peluncur Lurus = 60 m
 - Panjang Sal.Peluncur Terompet = 10 m
 - Panjang Kolam Olak = 16 m
 - Tipe Kolam Olak = USBR Type IV
 - Mutu Beton = K-300
- 3) Kontrol stabilitas Spillway pada kondisi muka air setinggi mercu dan kondisi muka air banjir telah memenuhi semua uji syarat seperti kontrol guling , kontrol geser , kontrol tegangan tanah dan kontrol ketebalan lantai.

- 4) Analisa Biaya menggunakan HSPK Surabaya tahun 2014. Pada analisa biaya minimum, pada grafik didapat biaya total pekerjaan urugan , galian dan pekerjaan beton K-300 pada lebar spillway 34 meter sehingga didapat total biaya Rp 105.631.581.367,98.



DAFTAR PUSTAKA

1. Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 1986 **“Kriteria Perencanaan 02”**, Bandung: CV Galang Persada
2. Teknika Cipta Konsultan, 2009 **“Studi Pendahuluan Perencanaan Teknis Bendungan Marangkayu”**, Kalimantan Timur
3. Soedibyo, 2002 **“Teknik Bendungan”**, Jakarta: PT Pradnya Paramita.
4. Soekibat Roedy Soesanto, Ir. 2002 **“Modul Kuliah Sistem Bangunan dan Irigasi”**, Surabaya
5. Soemarto CD, 1987 **“Hidrologi Teknik”**, Jakarta: Erlangga
6. Soewarno, 1995 **“Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Data Jilid 1”**, Bandung: Nova
7. Suyono Sosrodarsono, 2002 **“Bendungan Type Urugan”**, Jakarta: PT Pradnya Paramita
8. Prastumi dan Aniek Masrevanah, 2008 **“Bangunan Air”**, Surabaya : Srikandi



BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Ainul Yaqien, dilahirkan di Bangkalan 05 Nopember 1990, merupakan anak ke 2 dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Demangan 1, SLTPN 2 Bangkalan, SMAN 1 Bangkalan dan Diploma Teknik Sipi Institut Teknologi Sepuluh Nopember tahun 2012, setelah lulus Penulis mengikuti ujian Lintas Jalur di ITS jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan dan terdaftar dengan NRP 3112105029.

Di jurusan Teknik Sipil ITS, pada semester delapan penulis mengambil bidang minat Hidroteknik. Selama pendidikan, di luar Kampus penulis mencari pengalaman kerja sebagai Pengawas di Dinas Cipta Karya dan Tata Ruang Surabaya dengan tujuan mencoba mandiri dan menambah pengalaman hidup. Bila ingin berkorepondensi atau berbagai informasi dengan penulis bisa melalui email: ainulyaqien99@yahoo.com .



LAMPIRAN A. TABEL

Tabel A.1 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 33 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	(2S/Δt)+ Q
m	m		m ³ /dtk	m ³	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	9.06	668141.84	380.247
+ 110.5	0.5	2.19	25.57	1359406.06	780.795
+ 110.75	0.75	2.19	46.88	2073792.64	1198.991
+ 111	1	2.18	72.05	2811301.59	1633.880
+ 111.25	1.25	2.18	100.50	3571932.91	2084.903
+ 111.5	1.5	2.17	131.85	4355686.59	2551.680
+ 111.75	1.75	2.17	165.84	5162562.65	3033.929
+ 112	2	2.17	202.23	5992561.08	3531.431
+ 112.25	2.25	2.16	240.85	6845681.87	4044.007
+ 112.5	2.5	2.16	281.55	7721925.03	4571.509
+ 112.75	2.75	2.15	324.20	8621290.56	5113.808
+ 113	3	2.15	368.70	9543778.46	5670.795
+ 113.25	3.25	2.15	414.94	10489388.73	6242.374
+ 113.5	3.5	2.14	462.84	11458121.37	6828.458
+ 113.75	3.75	2.14	512.32	12449976.38	7428.970
+ 114	4	2.13	563.31	13464953.75	8043.840
+ 114.25	4.25	2.13	615.75	14503053.49	8673.005
+ 114.5	4.5	2.13	669.59	15564275.61	9316.405
+ 114.75	4.75	2.12	724.75	16648620.09	9973.987
+ 115	5	2.12	781.21	17756086.94	10645.701

Sumber: perhitungan

Tabel A.2 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 34 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m^3/dtk	m^3	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	9.33	668141.84	380.522
+ 110.5	0.5	2.19	26.34	1359406.06	781.570
+ 110.75	0.75	2.19	48.31	2073792.64	1200.412
+ 111	1	2.18	74.23	2811301.59	1636.063
+ 111.25	1.25	2.18	103.54	3571932.91	2087.948
+ 111.5	1.5	2.17	135.85	4355686.59	2555.675
+ 111.75	1.75	2.17	170.86	5162562.65	3038.955
+ 112	2	2.17	208.36	5992561.08	3537.559
+ 112.25	2.25	2.16	248.15	6845681.87	4051.306
+ 112.5	2.5	2.16	290.08	7721925.03	4580.040
+ 112.75	2.75	2.15	334.03	8621290.56	5123.632
+ 113	3	2.15	379.87	9543778.46	5681.968
+ 113.25	3.25	2.15	427.51	10489388.73	6254.948
+ 113.5	3.5	2.14	476.86	11458121.37	6842.484
+ 113.75	3.75	2.14	527.84	12449976.38	7444.495
+ 114	4	2.13	580.38	13464953.75	8060.910
+ 114.25	4.25	2.13	634.41	14503053.49	8691.664
+ 114.5	4.5	2.13	689.88	15564275.61	9336.695
+ 114.75	4.75	2.12	746.72	16648620.09	9995.949
+ 115	5	2.12	804.88	17756086.94	10669.374

Sumber: perhitungan

Tabel A.3 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 35 m

elevasi m	H m	C	Qo m ³ /dtk	Storage m ³	(2S/Δt)+ Q
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	9.61	668141.84	380.796
+ 110.5	0.5	2.19	27.12	1359406.06	782.345
+ 110.75	0.75	2.19	49.73	2073792.64	1201.833
+ 111	1	2.18	76.41	2811301.59	1638.246
+ 111.25	1.25	2.18	106.59	3571932.91	2090.993
+ 111.5	1.5	2.17	139.84	4355686.59	2559.671
+ 111.75	1.75	2.17	175.89	5162562.65	3043.980
+ 112	2	2.17	214.49	5992561.08	3543.688
+ 112.25	2.25	2.16	255.45	6845681.87	4058.604
+ 112.5	2.5	2.16	298.61	7721925.03	4588.572
+ 112.75	2.75	2.15	343.85	8621290.56	5133.457
+ 113	3	2.15	391.04	9543778.46	5693.141
+ 113.25	3.25	2.15	440.08	10489388.73	6267.522
+ 113.5	3.5	2.14	490.89	11458121.37	6856.509
+ 113.75	3.75	2.14	543.37	12449976.38	7460.020
+ 114	4	2.13	597.45	13464953.75	8077.980
+ 114.25	4.25	2.13	653.07	14503053.49	8710.323
+ 114.5	4.5	2.13	710.17	15564275.61	9356.986
+ 114.75	4.75	2.12	768.68	16648620.09	10017.911
+ 115	5	2.12	828.55	17756086.94	10693.047

Sumber: perhitungan

Tabel A.4 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 36 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m^3/dtk	m^3	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	9.88	668141.84	381.071
+ 110.5	0.5	2.19	27.89	1359406.06	783.119
+ 110.75	0.75	2.19	51.15	2073792.64	1203.254
+ 111	1	2.18	78.60	2811301.59	1640.430
+ 111.25	1.25	2.18	109.63	3571932.91	2094.039
+ 111.5	1.5	2.17	143.84	4355686.59	2563.666
+ 111.75	1.75	2.17	180.91	5162562.65	3049.005
+ 112	2	2.17	220.62	5992561.08	3549.816
+ 112.25	2.25	2.16	262.75	6845681.87	4065.903
+ 112.5	2.5	2.16	307.15	7721925.03	4597.104
+ 112.75	2.75	2.15	353.68	8621290.56	5143.281
+ 113	3	2.15	402.21	9543778.46	5704.313
+ 113.25	3.25	2.15	452.66	10489388.73	6280.096
+ 113.5	3.5	2.14	504.91	11458121.37	6870.534
+ 113.75	3.75	2.14	558.89	12449976.38	7475.545
+ 114	4	2.13	614.52	13464953.75	8095.050
+ 114.25	4.25	2.13	671.73	14503053.49	8728.982
+ 114.5	4.5	2.13	730.46	15564275.61	9377.276
+ 114.75	4.75	2.12	790.64	16648620.09	10039.874
+ 115	5	2.12	852.23	17756086.94	10716.720

Sumber: perhitungan

Tabel A.5 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 37 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m^3/dtk	m^3	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	10.16	668141.84	381.345
+ 110.5	0.5	2.19	28.67	1359406.06	783.894
+ 110.75	0.75	2.19	52.57	2073792.64	1204.674
+ 111	1	2.18	80.78	2811301.59	1642.613
+ 111.25	1.25	2.18	112.68	3571932.91	2097.084
+ 111.5	1.5	2.17	147.84	4355686.59	2567.662
+ 111.75	1.75	2.17	185.94	5162562.65	3054.031
+ 112	2	2.17	226.74	5992561.08	3555.944
+ 112.25	2.25	2.16	270.04	6845681.87	4073.201
+ 112.5	2.5	2.16	315.68	7721925.03	4605.636
+ 112.75	2.75	2.15	363.50	8621290.56	5153.105
+ 113	3	2.15	413.39	9543778.46	5715.486
+ 113.25	3.25	2.15	465.23	10489388.73	6292.670
+ 113.5	3.5	2.14	518.94	11458121.37	6884.560
+ 113.75	3.75	2.14	574.42	12449976.38	7491.069
+ 114	4	2.13	631.59	13464953.75	8112.120
+ 114.25	4.25	2.13	690.39	14503053.49	8747.642
+ 114.5	4.5	2.13	750.75	15564275.61	9397.567
+ 114.75	4.75	2.12	812.60	16648620.09	10061.836
+ 115	5	2.12	875.90	17756086.94	10740.393

Sumber: perhitungan

Tabel A.6 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 38 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m^3/dtk	m^3	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	10.43	668141.84	381.620
+ 110.5	0.5	2.19	29.44	1359406.06	784.669
+ 110.75	0.75	2.19	53.99	2073792.64	1206.095
+ 111	1	2.18	82.96	2811301.59	1644.796
+ 111.25	1.25	2.18	115.72	3571932.91	2100.129
+ 111.5	1.5	2.17	151.83	4355686.59	2571.657
+ 111.75	1.75	2.17	190.97	5162562.65	3059.056
+ 112	2	2.17	232.87	5992561.08	3562.072
+ 112.25	2.25	2.16	277.34	6845681.87	4080.500
+ 112.5	2.5	2.16	324.21	7721925.03	4614.168
+ 112.75	2.75	2.15	373.32	8621290.56	5162.930
+ 113	3	2.15	424.56	9543778.46	5726.659
+ 113.25	3.25	2.15	477.81	10489388.73	6305.243
+ 113.5	3.5	2.14	532.96	11458121.37	6898.585
+ 113.75	3.75	2.14	589.94	12449976.38	7506.594
+ 114	4	2.13	648.66	13464953.75	8129.190
+ 114.25	4.25	2.13	709.05	14503053.49	8766.301
+ 114.5	4.5	2.13	771.04	15564275.61	9417.857
+ 114.75	4.75	2.12	834.56	16648620.09	10083.798
+ 115	5	2.12	899.57	17756086.94	10764.066

Sumber: perhitungan

Tabel A.7 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 39 m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m^3/dtk	m^3	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	10.70	668141.84	381.894
+ 110.5	0.5	2.19	30.22	1359406.06	785.444
+ 110.75	0.75	2.19	55.41	2073792.64	1207.516
+ 111	1	2.18	85.15	2811301.59	1646.979
+ 111.25	1.25	2.18	118.77	3571932.91	2103.175
+ 111.5	1.5	2.17	155.83	4355686.59	2575.653
+ 111.75	1.75	2.17	195.99	5162562.65	3064.082
+ 112	2	2.17	239.00	5992561.08	3568.200
+ 112.25	2.25	2.16	284.64	6845681.87	4087.798
+ 112.5	2.5	2.16	332.74	7721925.03	4622.700
+ 112.75	2.75	2.15	383.15	8621290.56	5172.754
+ 113	3	2.15	435.73	9543778.46	5737.831
+ 113.25	3.25	2.15	490.38	10489388.73	6317.817
+ 113.5	3.5	2.14	546.99	11458121.37	6912.610
+ 113.75	3.75	2.14	605.47	12449976.38	7522.119
+ 114	4	2.13	665.73	13464953.75	8146.261
+ 114.25	4.25	2.13	727.71	14503053.49	8784.960
+ 114.5	4.5	2.13	791.33	15564275.61	9438.148
+ 114.75	4.75	2.12	856.53	16648620.09	10105.760
+ 115	5	2.12	923.25	17756086.94	10787.739

Sumber: perhitungan

Tabel A.8 Perhitungan Storage Function Lebar Spillway 40m

elevasi	H	C	Qo	Storage	$(2S/\Delta t) + Q$
m	m		m ³ /dtk	m ³	
+ 110	0	2.20	0.00	0.00	0
+ 110.25	0.25	2.20	10.98	668141.84	382.169
+ 110.5	0.5	2.19	30.99	1359406.06	786.219
+ 110.75	0.75	2.19	56.83	2073792.64	1208.937
+ 111	1	2.18	87.33	2811301.59	1649.162
+ 111.25	1.25	2.18	121.81	3571932.91	2106.220
+ 111.5	1.5	2.17	159.82	4355686.59	2579.649
+ 111.75	1.75	2.17	201.02	5162562.65	3069.107
+ 112	2	2.17	245.13	5992561.08	3574.329
+ 112.25	2.25	2.16	291.94	6845681.87	4095.097
+ 112.5	2.5	2.16	341.27	7721925.03	4631.231
+ 112.75	2.75	2.15	392.97	8621290.56	5182.578
+ 113	3	2.15	446.90	9543778.46	5749.004
+ 113.25	3.25	2.15	502.95	10489388.73	6330.391
+ 113.5	3.5	2.14	561.01	11458121.37	6926.635
+ 113.75	3.75	2.14	620.99	12449976.38	7537.644
+ 114	4	2.13	682.80	13464953.75	8163.331
+ 114.25	4.25	2.13	746.37	14503053.49	8803.619
+ 114.5	4.5	2.13	811.62	15564275.61	9458.438
+ 114.75	4.75	2.12	878.49	16648620.09	10127.723
+ 115	5	2.12	946.92	17756086.94	10811.411

Sumber: perhitungan

Tabel B.1 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 33 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	$(2S/\Delta T)-$ O _i	$(S_{j+1}/$ $\Delta T)+(O_{j+1})$	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	42.042	44.145	1.052	0.029
2	293.142	337.287	361.259	379.330	9.036	0.249
2.156	402.376	695.518	974.130	1056.777	41.323	0.661
3	342.363	744.739	1553.165	1718.869	82.852	1.031
4	271.892	614.255	1943.425	2167.420	111.998	1.274
5	200.380	472.272	2166.043	2415.697	124.827	1.420
6	147.677	348.057	2254.276	2514.100	129.912	1.478
6.102	143.151	290.828	2282.076	2545.104	131.514	1.496
7	119.252	262.403	2281.515	2544.478	131.482	1.496
8	97.298	216.550	2239.899	2498.065	129.083	1.468
9	79.386	176.684	2166.837	2416.583	124.873	1.421
10	64.771	144.157	2088.207	2310.994	111.394	1.386
11	52.847	117.618	1993.176	2205.825	106.324	1.322
12	43.118	95.965	1887.742	2089.141	100.700	1.253
12.02	42.943	86.061	1799.733	1973.803	87.035	1.208
13	36.980	79.923	1713.890	1879.656	82.883	1.150
14	31.747	68.727	1625.407	1782.616	78.604	1.091
15	27.254	59.000	1535.860	1684.408	74.274	1.031
16	23.397	50.650	1446.596	1586.510	69.957	0.971
17	20.086	43.482	1373.545	1490.079	58.267	0.932
18	17.243	37.329	1300.534	1410.874	55.170	0.883

19	14.803	32.046	1228.364	1332.580	52.108	0.834
20	12.708	27.511	1157.657	1255.874	49.109	0.786
21	10.909	23.617	1088.891	1181.274	46.192	0.739
22	9.365	20.275	1022.422	1109.166	43.372	0.694
23	8.040	17.405	971.723	1039.828	34.052	0.666
24	6.902	14.942	922.043	986.666	32.311	0.632

Sumber: perhitungan

Tabel B.2 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 34 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	(2S/ΔT)- O _i	(S _{j+1} / ΔT)+(O _{j+1})	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.980	44.145	1.083	0.029
2	293.142	337.287	360.665	379.268	9.301	0.249
2.156	402.376	695.518	971.181	1056.183	42.501	0.660
3	342.363	744.739	1545.736	1715.920	85.092	1.027
4	271.892	614.255	1930.358	2159.991	114.816	1.268
5	200.380	472.272	2147.203	2402.631	127.714	1.410
6	147.677	348.057	2229.984	2495.260	132.638	1.465
6.102	143.151	290.828	2252.819	2520.811	133.996	1.480
7	119.252	262.403	2247.824	2515.222	133.699	1.476
8	97.298	216.550	2202.382	2464.374	130.996	1.446
9	79.386	176.684	2126.143	2379.066	126.462	1.396
10	64.771	144.157	2045.132	2270.300	112.584	1.359
11	52.847	117.618	1948.250	2162.751	107.250	1.295
12	43.118	95.965	1841.470	2044.215	101.372	1.224

12.02	42.943	86.061	1752.625	1927.531	87.453	1.178
13	36.980	79.923	1666.261	1832.548	83.144	1.120
14	31.747	68.727	1577.553	1734.987	78.717	1.060
15	27.254	59.000	1488.051	1636.553	74.251	1.000
16	23.397	50.650	1399.078	1538.701	69.812	0.940
17	20.086	43.482	1326.462	1442.560	58.049	0.901
18	17.243	37.329	1254.031	1363.790	54.879	0.852
19	14.803	32.046	1182.572	1286.077	51.752	0.804
20	12.708	27.511	1112.694	1210.083	48.694	0.756
21	10.909	23.617	1044.860	1136.311	45.726	0.710
22	9.365	20.275	979.412	1065.135	42.861	0.665
23	8.040	17.405	929.619	996.817	33.599	0.638
24	6.902	14.942	880.885	944.561	31.838	0.604

Sumber: perhitungan

Tabel B.3 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 35 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	(2S/ΔT)- O _i	(S _j +1/ ΔT)+(O _j +1)	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.918	44.145	1.114	0.029
2	293.142	337.287	360.073	379.205	9.566	0.249
2.156	402.376	695.518	968.241	1055.591	43.675	0.659
3	342.363	744.739	1538.345	1712.980	87.317	1.024
4	271.892	614.255	1917.391	2152.601	117.605	1.261
5	200.380	472.272	2128.550	2389.663	130.557	1.400
6	147.677	348.057	2205.993	2476.607	135.307	1.451

6.102	143.151	290.828	2223.998	2496.821	136.411	1.463
7	119.252	262.403	2214.717	2486.401	135.842	1.457
8	97.298	216.550	2165.608	2431.268	132.830	1.425
9	79.386	176.684	2086.355	2342.292	127.969	1.373
10	64.771	144.157	2003.116	2230.512	113.698	1.333
11	52.847	117.618	1904.529	2120.734	108.102	1.268
12	43.118	95.965	1796.548	2000.494	101.973	1.196
12.02	42.943	86.061	1706.989	1882.609	87.810	1.149
13	36.980	79.923	1620.219	1786.912	83.346	1.091
14	31.747	68.727	1531.392	1688.946	78.777	1.031
15	27.254	59.000	1442.032	1590.392	74.180	0.971
16	23.397	50.650	1353.437	1492.682	69.623	0.911
17	20.086	43.482	1281.324	1396.919	57.798	0.872
18	17.243	37.329	1209.534	1318.652	54.559	0.823
19	14.803	32.046	1138.839	1241.580	51.370	0.775
20	12.708	27.511	1069.834	1166.349	48.258	0.728
21	10.909	23.617	1002.968	1093.451	45.242	0.682
22	9.365	20.275	938.570	1023.243	42.337	0.639
23	8.040	17.405	889.700	955.975	33.138	0.611
24	6.902	14.942	841.925	904.642	31.358	0.578

Sumber: perhitungan



Tabel B.4 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 36 m

t	Q inflow (Ii)	I1+I2	(2S/ΔT)- Oi	(Sj+1/ ΔT)+(Oj+1)	Q outflow	Ho
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.856	44.145	1.145	0.029
2	293.142	337.287	359.482	379.143	9.831	0.249
2.156	402.376	695.518	965.310	1055.000	44.845	0.658
3	342.363	744.739	1530.993	1710.050	89.528	1.021
4	271.892	614.255	1904.520	2145.249	120.364	1.255
5	200.380	472.272	2110.082	2376.793	133.355	1.391
6	147.677	348.057	2182.300	2458.139	137.920	1.438
6.102	143.151	290.828	2195.606	2473.127	138.761	1.447
7	119.252	262.403	2182.184	2458.009	137.912	1.438
8	97.298	216.550	2129.561	2398.734	134.587	1.403
9	79.386	176.684	2047.451	2306.245	129.397	1.349
10	64.771	144.157	1962.128	2191.608	114.740	1.308
11	52.847	117.618	1861.980	2079.746	108.883	1.241
12	43.118	95.965	1752.932	1957.945	102.507	1.169
12.02	42.943	86.061	1662.775	1838.993	88.109	1.121
13	36.980	79.923	1575.707	1742.698	83.495	1.062
14	31.747	68.727	1486.859	1644.434	78.787	1.002
15	27.254	59.000	1397.731	1545.860	74.064	0.942
16	23.397	50.650	1309.593	1448.381	69.394	0.883
17	20.086	43.482	1238.045	1353.075	57.515	0.843
18	17.243	37.329	1166.949	1275.374	54.212	0.795
19	14.803	32.046	1097.064	1198.995	50.966	0.747
20	12.708	27.511	1028.970	1124.574	47.802	0.701

21	10.909	23.617	963.103	1052.587	44.742	0.656
22	9.365	20.275	899.777	983.378	41.800	0.613
23	8.040	17.405	851.844	917.182	32.669	0.586
24	6.902	14.942	805.039	866.787	30.874	0.553

Sumber: perhitungan

Tabel B.5 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 37 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	(2S/ ΔT)- O _i	(S _{j+1} / ΔT)+(O _{j+1})	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.794	44.145	1.176	0.029
2	293.142	337.287	358.891	379.082	10.095	0.249
2.156	402.376	695.518	962.389	1054.410	46.010	0.656
3	342.363	744.739	1523.679	1707.128	91.724	1.018
4	271.892	614.255	1891.747	2137.935	123.094	1.249
5	200.380	472.272	2091.797	2364.019	136.111	1.381
6	147.677	348.057	2158.899	2439.854	140.477	1.425
6.102	143.151	290.828	2167.635	2449.727	141.046	1.431
7	119.252	262.403	2150.214	2430.038	139.912	1.420
8	97.298	216.550	2094.226	2366.764	136.269	1.383
9	79.386	176.684	2009.409	2270.910	130.750	1.327
10	64.771	144.157	1922.143	2153.566	115.712	1.284
11	52.847	117.618	1820.567	2039.761	109.597	1.216

12	43.118	95.965	1710.580	1916.532	102.976	1.142
12.02	42.943	86.061	1619.935	1796.641	88.353	1.094
13	36.980	79.923	1532.670	1699.858	83.594	1.035
14	31.747	68.727	1443.893	1601.397	78.752	0.975
15	27.254	59.000	1355.078	1502.894	73.908	0.915
16	23.397	50.650	1267.470	1405.729	69.129	0.856
17	20.086	43.482	1196.542	1310.952	57.205	0.816
18	17.243	37.329	1126.188	1233.871	53.841	0.768
19	14.803	32.046	1057.152	1158.234	50.541	0.721
20	12.708	27.511	990.002	1084.663	47.330	0.675
21	10.909	23.617	925.158	1013.619	44.230	0.631
22	9.365	20.275	862.923	945.433	41.255	0.589
23	8.040	17.405	815.938	880.328	32.195	0.562
24	6.902	14.942	770.106	830.880	30.387	0.530

Sumber: perhitungan

Tabel B.6 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 38 m

t	Q inflow (I _i)	I ₁ +I ₂	$(2S/\Delta T)-$ O _i	$(S_{j+1}/$ $\Delta T)+(O_{j+1})$	Q outflow	H _o
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.732	44.145	1.207	0.029
2	293.142	337.287	358.302	379.020	10.359	0.248
2.156	402.376	695.518	959.477	1053.821	47.172	0.655
3	342.363	744.739	1516.403	1704.216	93.906	1.014
4	271.892	614.255	1879.069	2130.659	125.795	1.243

5	200.380	472.272	2073.693	2351.341	138.824	1.371
6	147.677	348.057	2135.788	2421.750	142.981	1.413
6.102	143.151	290.828	2140.079	2426.616	143.268	1.415
7	119.252	262.403	2118.795	2402.482	141.843	1.401
8	97.298	216.550	2059.586	2335.345	137.880	1.362
9	79.386	176.684	1972.210	2236.270	132.030	1.304
10	64.771	144.157	1883.133	2116.367	116.617	1.260
11	52.847	117.618	1780.258	2000.751	110.246	1.191
12	43.118	95.965	1669.454	1876.223	103.384	1.117
12.02	42.943	86.061	1578.422	1755.515	88.546	1.067
13	36.980	79.923	1491.055	1658.345	83.645	1.008
14	31.747	68.727	1402.434	1559.782	78.674	0.948
15	27.254	59.000	1314.008	1461.434	73.713	0.889
16	23.397	50.650	1226.994	1364.658	68.832	0.830
17	20.086	43.482	1156.736	1270.476	56.870	0.790
18	17.243	37.329	1087.166	1194.065	53.450	0.743
19	14.803	32.046	1019.014	1119.212	50.099	0.696
20	12.708	27.511	952.834	1046.524	46.845	0.651
21	10.909	23.617	889.034	976.451	43.709	0.607
22	9.365	20.275	827.903	909.309	40.703	0.565
23	8.040	17.405	781.870	845.308	31.719	0.539
24	6.902	14.942	737.014	796.812	29.899	0.508

Sumber: perhitungan



Tabel B.7 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 39 m

t	Q inflow (Ii)	I1+I2	$(2S/\Delta T)-$ Oi	$(S_{j+1}/$ $\Delta T)+(O_{j+1})$	Q outflow	Ho
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.671	44.145	1.237	0.029
2	293.142	337.287	357.714	378.958	10.622	0.248
2.156	402.376	695.518	956.574	1053.232	48.329	0.654
3	342.363	744.739	1509.165	1701.313	96.074	1.011
4	271.892	614.255	1866.486	2123.420	128.467	1.237
5	200.380	472.272	2055.768	2338.758	141.495	1.362
6	147.677	348.057	2112.962	2403.825	145.432	1.400
6.102	143.151	290.828	2112.931	2403.790	145.429	1.400
7	119.252	262.403	2087.918	2375.334	143.708	1.383
8	97.298	216.550	2025.627	2304.468	139.420	1.342
9	79.386	176.684	1935.831	2202.311	133.240	1.283
10	64.771	144.157	1845.072	2079.988	117.458	1.236
11	52.847	117.618	1741.021	1962.690	110.834	1.167
12	43.118	95.965	1629.515	1836.986	103.736	1.092
12.02	42.943	86.061	1538.193	1715.576	88.691	1.042
13	36.980	79.923	1450.810	1618.116	83.653	0.982
14	31.747	68.727	1362.424	1519.537	78.557	0.923
15	27.254	59.000	1274.455	1421.424	73.484	0.863
16	23.397	50.650	1188.096	1325.106	68.505	0.805
17	20.086	43.482	1118.552	1231.578	56.513	0.765
18	17.243	37.329	1049.802	1155.881	53.039	0.718
19	14.803	32.046	982.563	1081.848	49.642	0.672

20	12.708	27.511	917.376	1010.074	46.349	0.627
21	10.909	23.617	854.635	940.993	43.179	0.584
22	9.365	20.275	794.617	874.910	40.147	0.543
23	8.040	17.405	749.540	812.022	31.241	0.517
24	6.902	14.942	705.659	764.483	29.412	0.487

Sumber: perhitungan

Tabel B.7 Perhitungan Flood Routing lebar Spillway 40 m

t	Q inflow (Ii)	I1+I2	(2S/ ΔT)- Oi	(Sj+1/ ΔT)+(Oj+1)	Q outflow	Ho
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	10 ³ m ³	10 ³ m ³	m ³ /dtk	m
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	0	0	0	0
1	44.145	44.145	41.609	44.145	1.268	0.029
2	293.142	337.287	357.127	378.896	10.885	0.248
2.156	402.376	695.518	953.680	1052.645	49.483	0.653
3	342.363	744.739	1501.964	1698.419	98.228	1.008
4	271.892	614.255	1853.997	2116.219	131.111	1.231
5	200.380	472.272	2038.021	2326.270	144.125	1.353
6	147.677	348.057	2090.418	2386.078	147.830	1.387
6.102	143.151	290.828	2086.184	2381.245	147.531	1.385
7	119.252	262.403	2057.572	2348.587	145.507	1.366
8	97.298	216.550	1992.335	2274.122	140.894	1.322
9	79.386	176.684	1900.255	2169.019	134.382	1.261
10	64.771	144.157	1807.935	2044.412	118.238	1.213
11	52.847	117.618	1702.825	1925.553	111.364	1.143
12	43.118	95.965	1590.725	1798.790	104.033	1.068
12.02	42.943	86.061	1499.204	1676.786	88.791	1.017

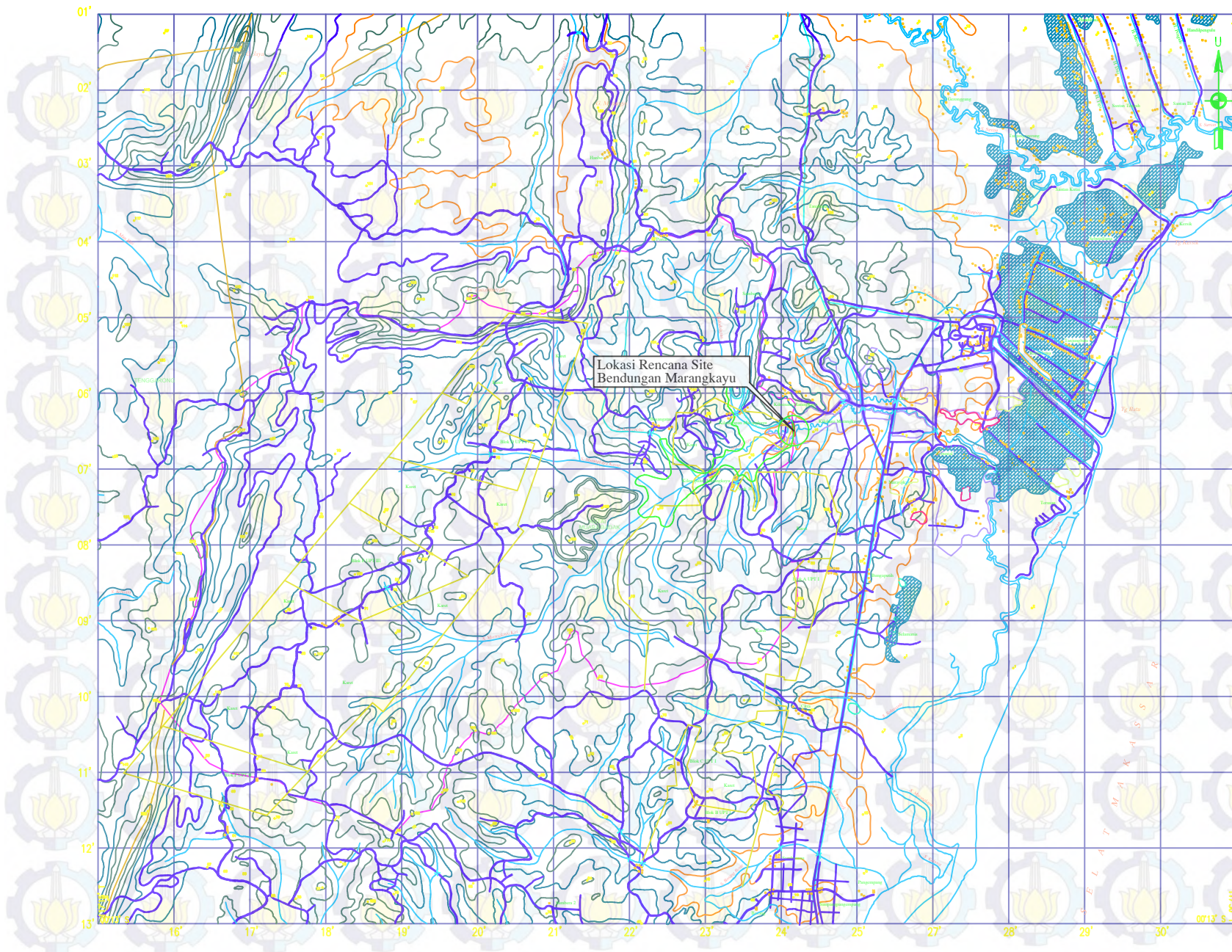
13	36.980	79.923	1411.887	1579.127	83.620	0.958
14	31.747	68.727	1323.808	1480.614	78.403	0.898
15	27.254	59.000	1236.360	1382.808	73.224	0.838
16	23.397	50.650	1150.708	1287.010	68.151	0.780
17	20.086	43.482	1081.918	1194.190	56.136	0.741
18	17.243	37.329	1014.019	1119.246	52.613	0.694
19	14.803	32.046	947.719	1046.065	49.173	0.649
20	12.708	27.511	883.542	975.229	45.843	0.605
21	10.909	23.617	821.872	907.159	42.644	0.563
22	9.365	20.275	762.972	842.147	39.588	0.522
23	8.040	17.405	718.852	780.377	30.763	0.496
24	6.902	14.942	675.941	733.794	28.927	0.467

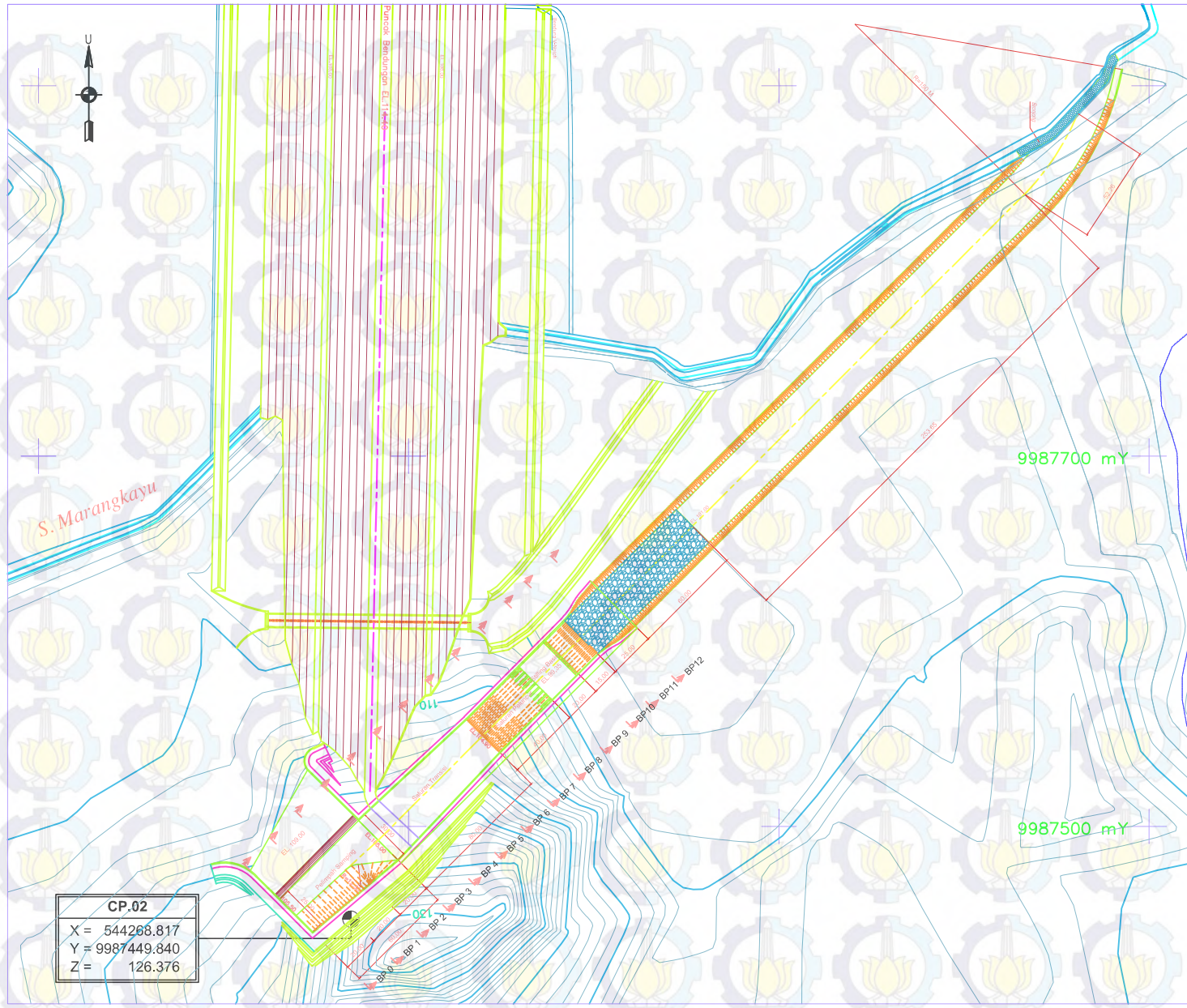
Sumber: perhitungan





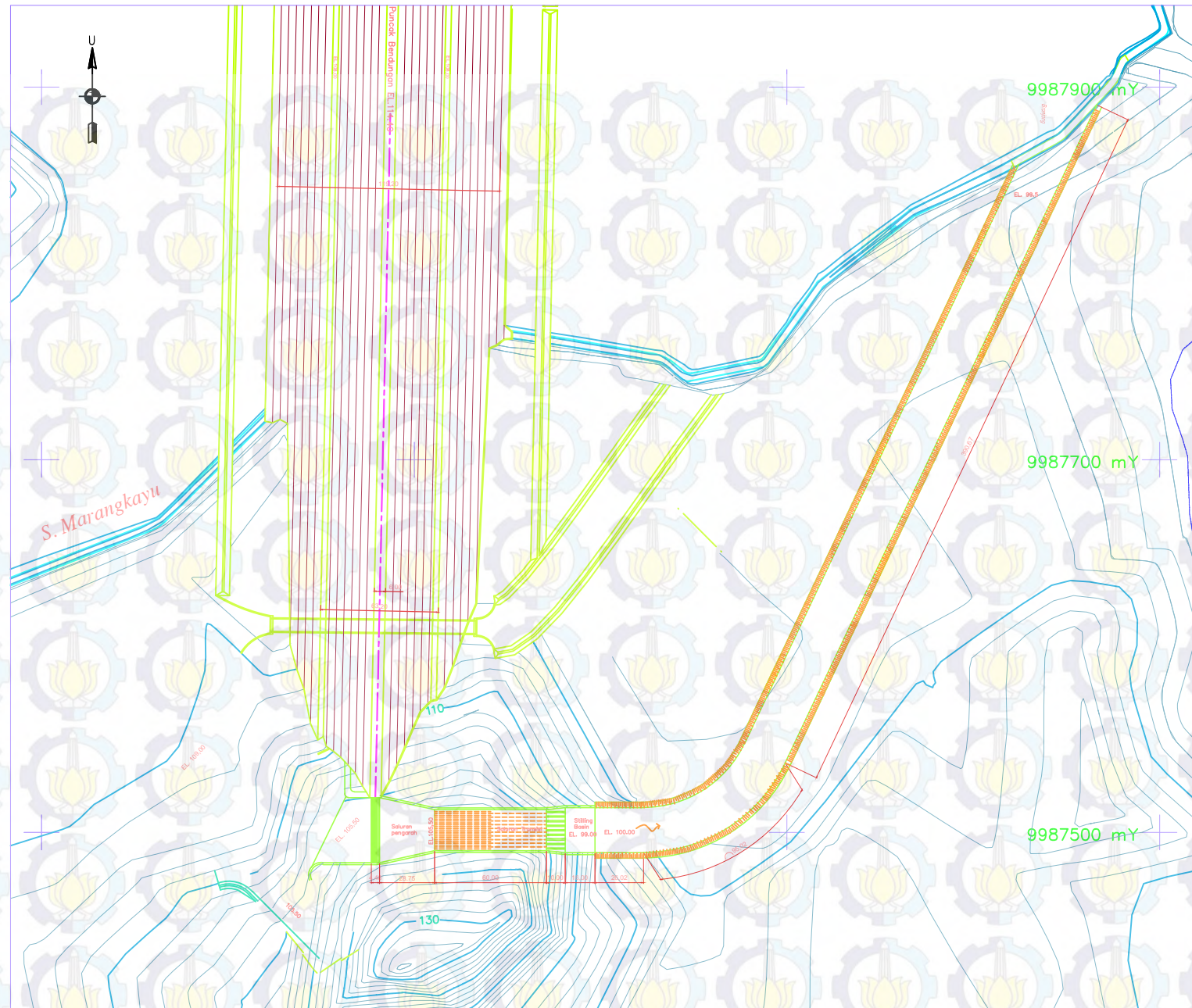
Halaman ini sengaja dikosongkan





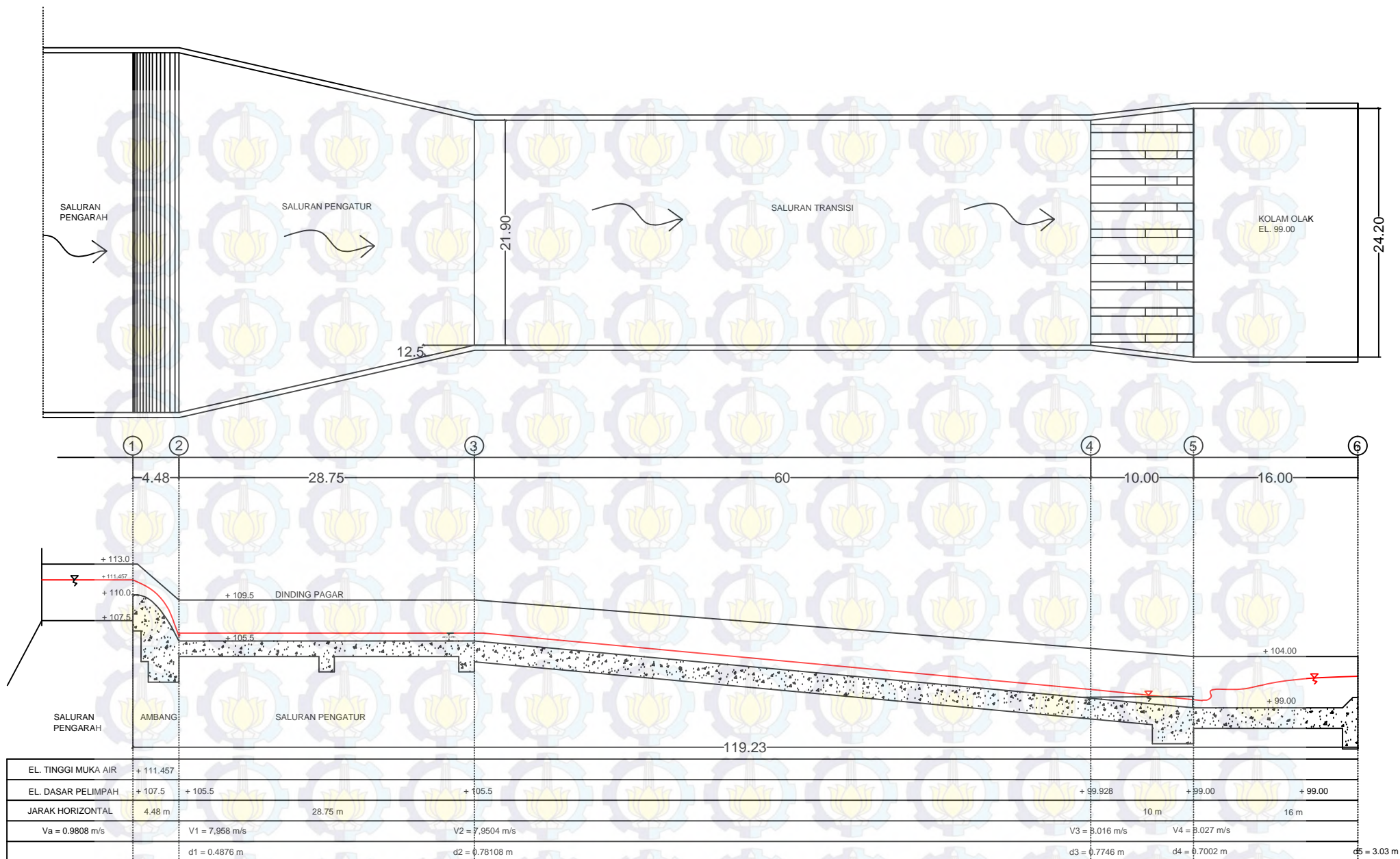
Peta Situasi Bangunan Pelimpah
Skala 1 : 1000

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	DENAH BENDUNGAN DAN SPILLWAY EXISTING (PELIMPAH SAMPING	1:1000	158



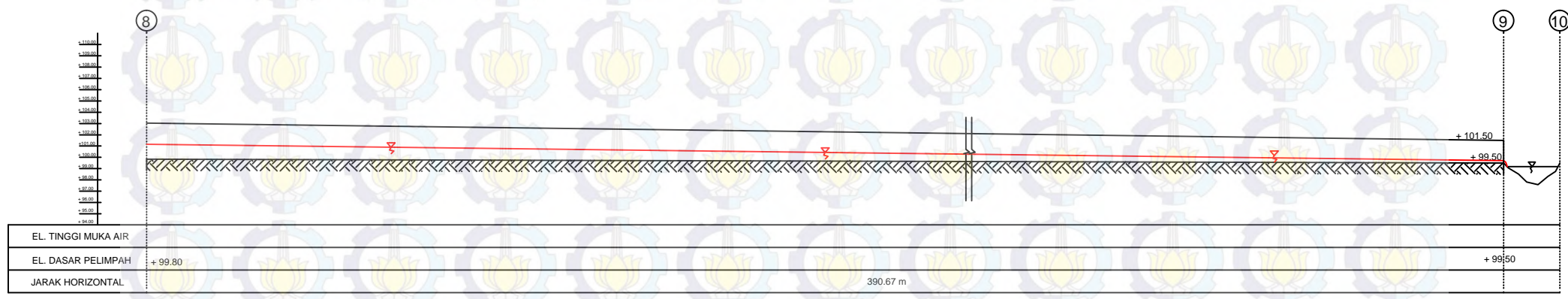
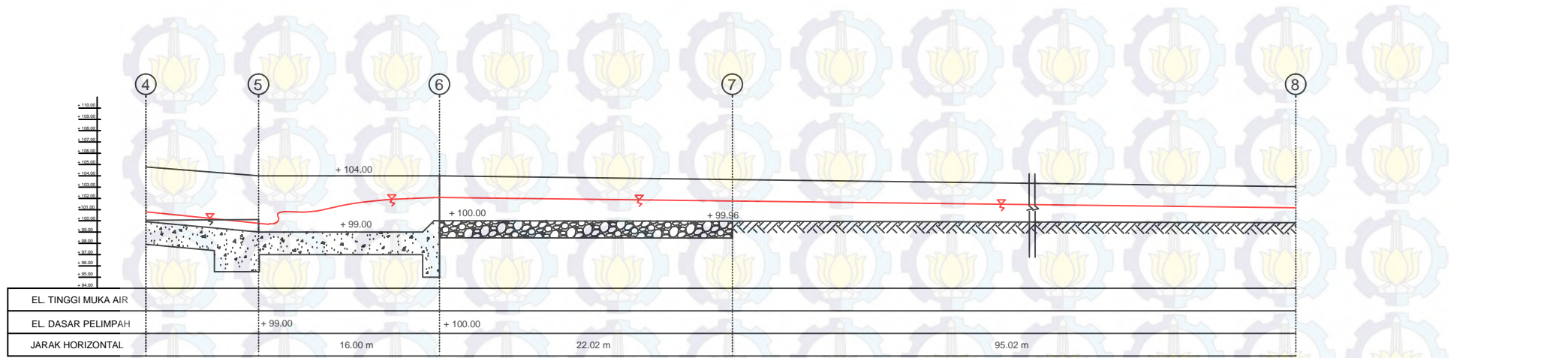
Peta Situasi Bangunan Pelimpah
Skala 1 : 1000

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	DENAH BENDUNGAN DAN SPILLWAY RENCANA (Pelimpah tegak lurus dgn Bendungan)	1:1000	159



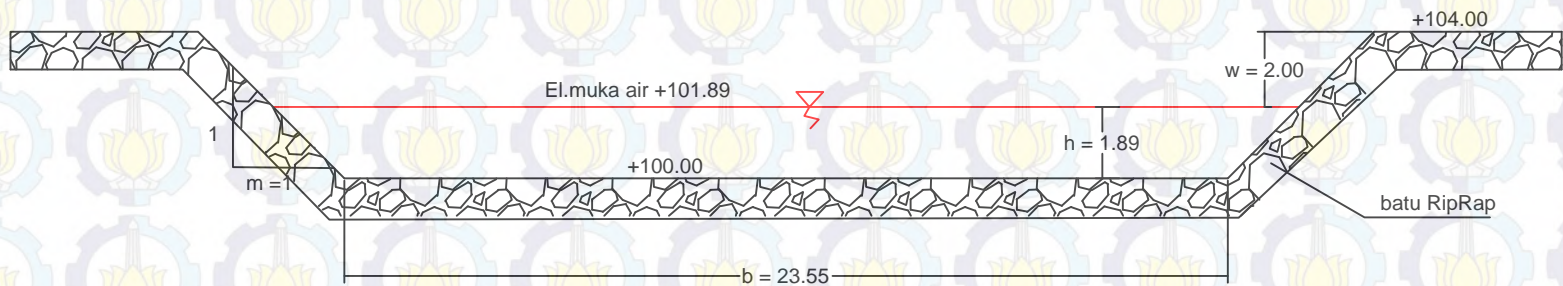
POTONGAN MEMANJANG SPILLWAY
SKALA 1: 500

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	POTONGAN MEANJANG SPILLWAY	1: 500	160

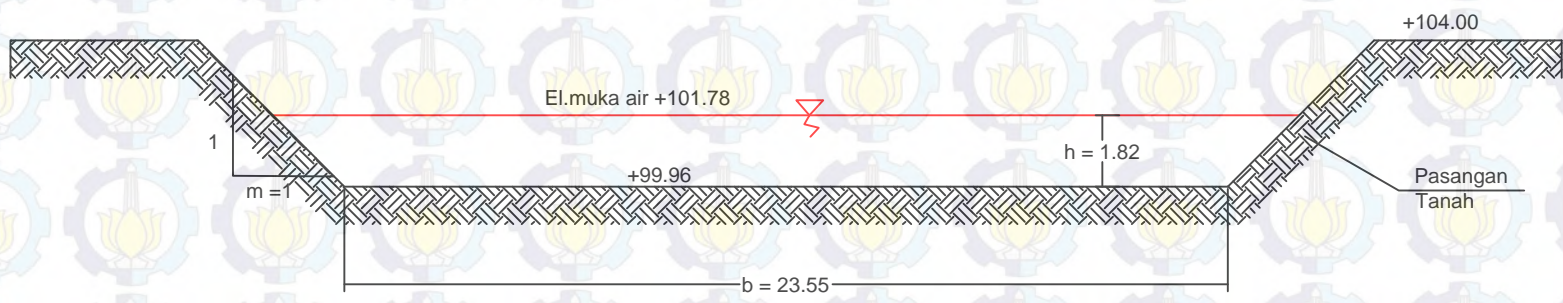


POTONGAN MEMANJANG SALURAN
 SKALA 1: 500

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	POTONGAN MEMANJANG SALURAN	1: 500	161

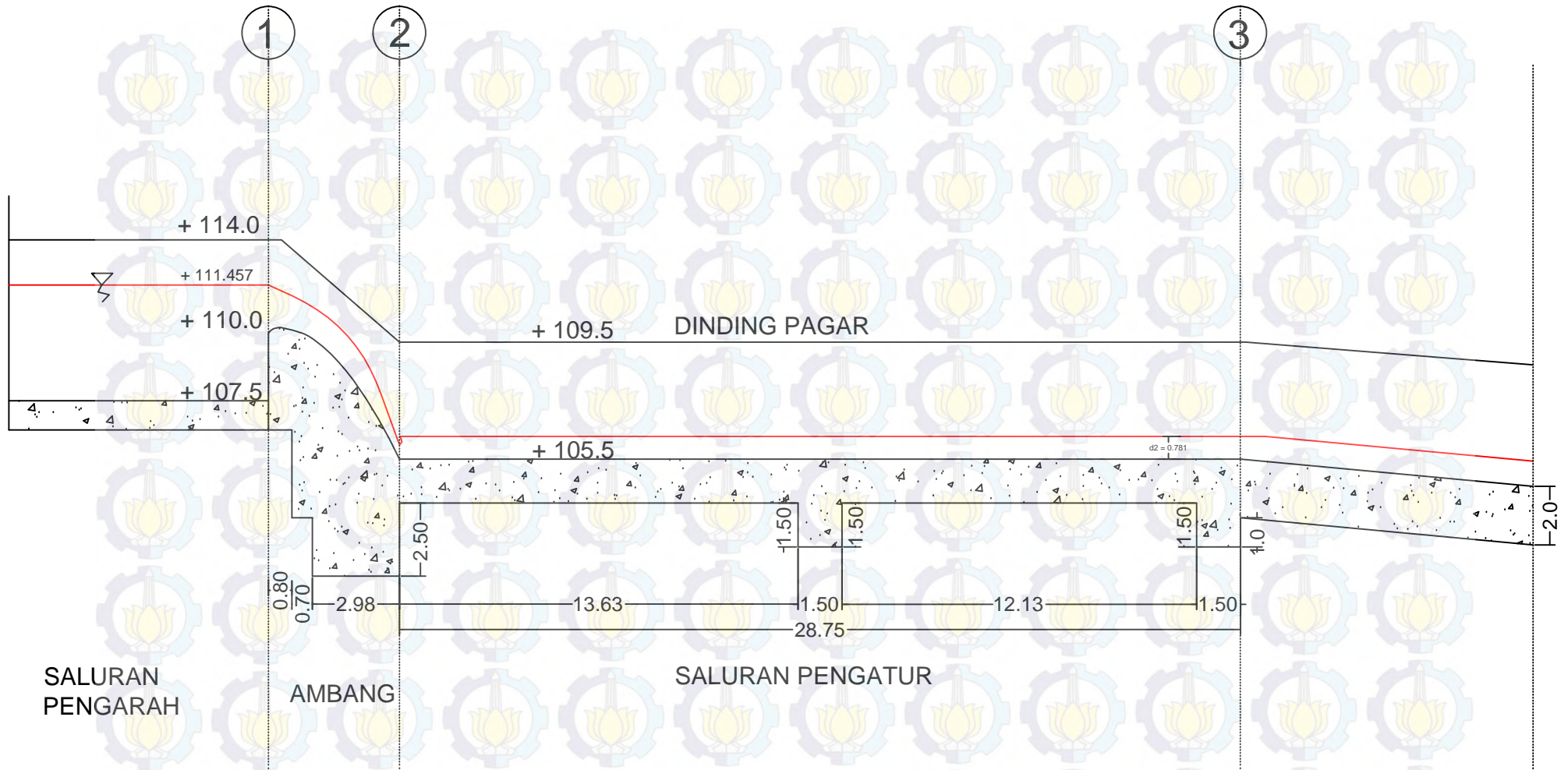


POTONGAN MELINTANG SALURAN TITIK 6-6
SKALA 1: 200

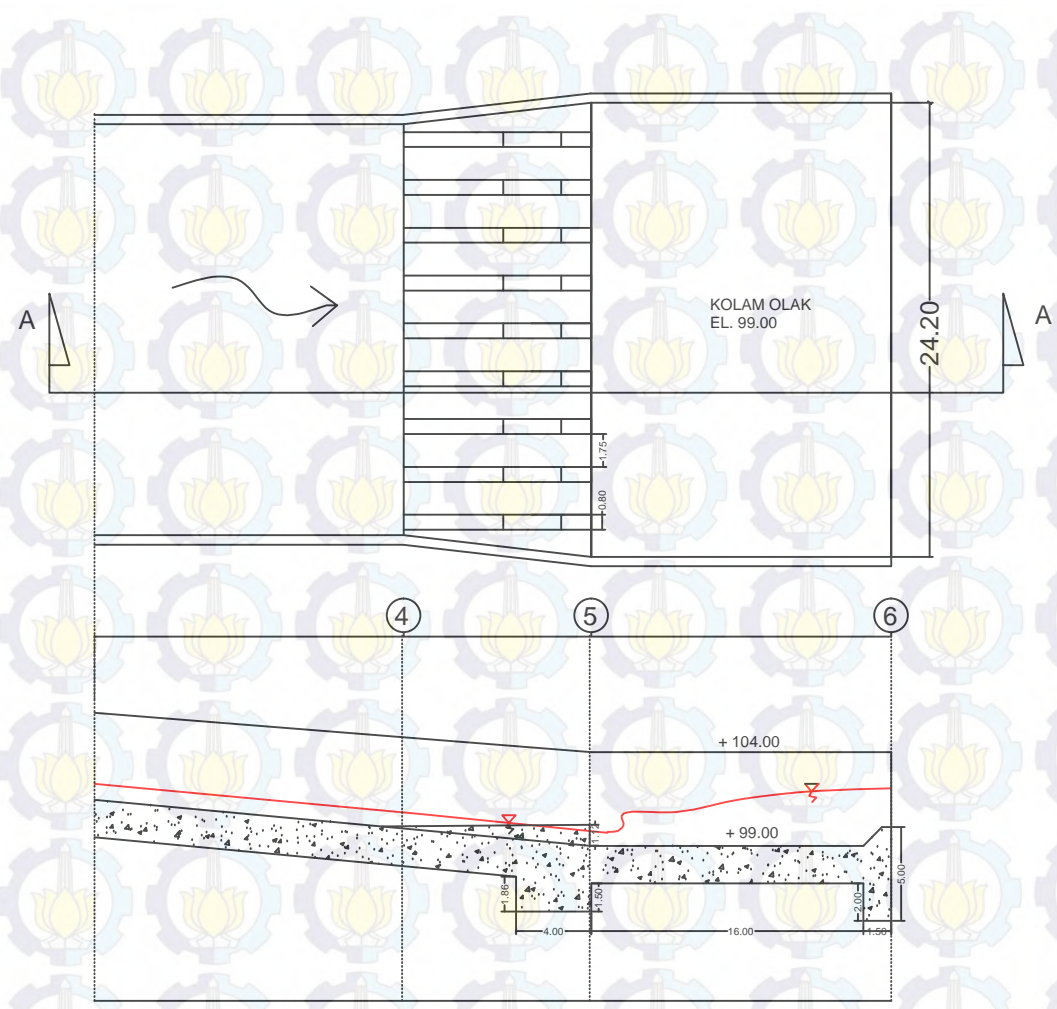


POTONGAN MELINTANG SALURAN TITIK 7-7
SKALA 1: 200

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	POTONGAN MELINTANG SPILLWAY TITIK 6 & 7	SKALA 1: 200	162

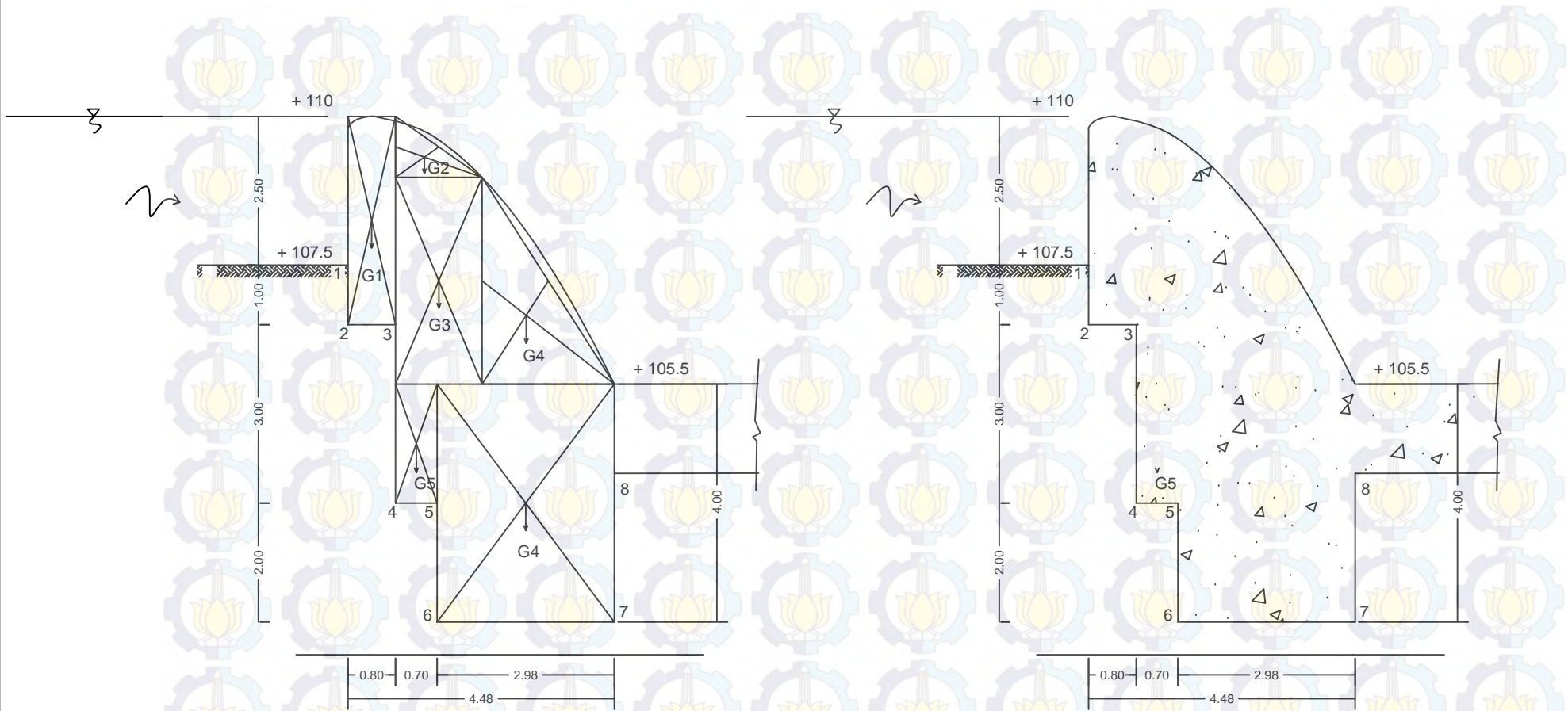


DETAIL SAL.PENGATUR
SKALA 1: 200



DETAIL KOLAM OLAK A-A
 SKALA 1 : 400

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPILDAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	GAMBAR DETAIL KOLAM OLAK	SKALA 1: 400	164



DETAIL AMBANG PELIMPAH

skala 1 : 100

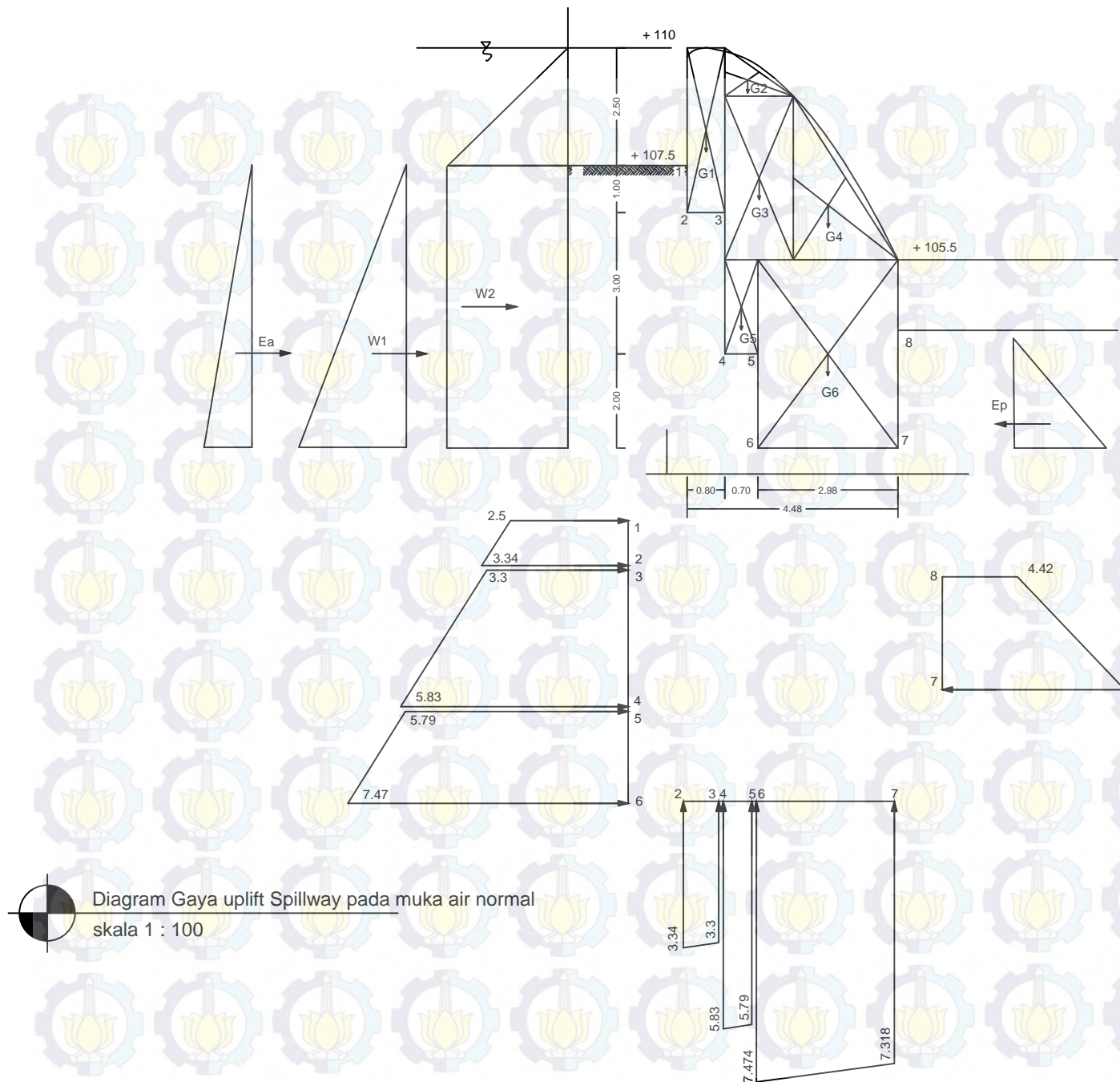



 Diagram Gaya uplift Spillway pada muka air normal
 skala 1 : 100

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	HAL
	PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB.KUTAI KERTANEGARA, KALTIM	IR.ABDULLAH HIDAYAT SA, MT IR.SOEKIBAT ROEDY SOESANTO	AINUL YAQIEN 3112105029	DIAGRAM GAYA UPLIFT SPILLWAY MUKA AIR NORMAL	SKALA 1 : 100	166



NO TITIK		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
JARAK BAGIAN		50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	49.30	34
JARAK LANJUT		50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	799.30	833.30
ELEVASI DASAR		+103.5	+106.06	+101.45	+100.00	+99.484	+99.844	+100.000	+100.000	+100.000	+100.142	+100.000	+100.000	+100.201	+100.695	+101.000	+104.919	+113.5



URUGAN PADA LEBAR SPILLWAY 34 M

Skala V 1 : 400

Skala H 1 : 2000