



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**PERENCANAAN EMBUNG KAJAR, KECAMATAN
SONGGON, KABUPATEN BANYUWANGI UNTUK
MEMENUHI KEBUTUHAN AIR BAKU**

MARINI QISTHINA GORAU

NRP : 3113100140

Dosen Konsultasi I
Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.

Dosen Konsultasi II
Dr. Techn. Umboro Laksminto ST. M.Sc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**PERENCANAAN EMBUNG KAJAR, KECAMATAN
SONGGON, KABUPATEN BANYUWANGI UNTUK
MEMENUHI KEBUTUHAN AIR BAKU**

MARINI QISTHINA GORAU

NRP : 3113100140

Dosen Konsultasi I
Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.

Dosen Konsultasi II
Dr. Techn. Umboro Laksminto ST. M.Sc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017



FINAL PROJECT - RC14-1501

**DESIGN OF KAJAR RESERVOIR, SONGGON DISTRICT,
BANYUWANGI REGENCY FOR WATER SUPPLY**

MARINI QISTHINA GORAU

NRP : 3113100140

Promotor I

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.

Promotor II

Dr. Techn. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017

**PERENCANAAN EMBUNG KAJAR, KECAMATAN
SONGGON, KABUPATEN BANYUWANGI UNTUK
MEMENUHI KEBUTUHAN AIR BAKU**

TUGAS AKHIR

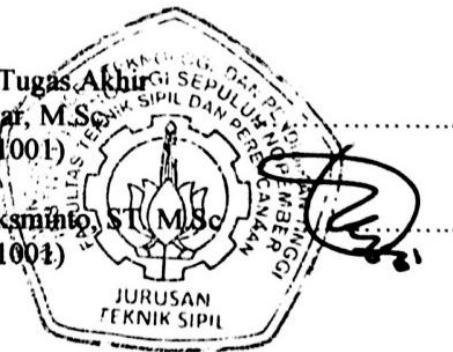
**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**MARINI QISTHINA GORAU
NRP. 3113100140**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc
(NIP 195401131980101001)
2. Dr. Techn. Umboro Laksminto, ST (M.Sc)
(NIP 197212021998021001)



**SURABAYA
Januari, 2017.**

**PERENCANAAN EMBUNG KAJAR, KECAMATAN
SONGGON, KABUPATEN BANYUWANGI UNTUK
MEMENUHI KEBUTUHAN AIR BAKU**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

MARINI QISTHINA GORAU
NRP. 3113100140

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
(NIP 195401131980101001)
2. Dr. Techn. Umboro Laksminto, ST. M.Sc
(NIP 197212021998021001)

SURABAYA
Januari, 2017.

**PERENCANAAN EMBUNG KAJAR, KECAMATAN
SONGGON, KABUPATEN BANYUWANGI UNTUK
MEMENUHI KEBUTUHAN AIR BAKU**

Nama Mahasiswa : Marini Qisthina Gorau
NRP : 3113100140
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, M.Sc
: Dr. Tech. Umboro Laksminto ST.
M.Sc

ABSTRAK

Desa Sumberbulu terletak di Kecamatan Songgon, Kabupaten Banyuwangi, Jawa Timur. Curah hujan di Kecamatan Songgon termasuk pada *range* diatas normal. Hal tersebut mengakibatkan Desa Sumberbulu mempunyai sumber air berlimpah dimusim penghujan. Sebaliknya, pada musim kemarau air seringkali sulit ditemukan. Kemarau berkepanjangan di Kecamatan Songgon berdampak besar pada ketersediaan air di Kecamatan tersebut, termasuk Desa Sumberbulu. Ketersediaan bangunan air untuk menampung air di Desa Sumberbulu masih sulit ditemukan.

Untuk mengatasi kesulitan air maka salah satu strategi yang paling murah, cepat, dan efektif adalah dengan memanen aliran permukaan dan air hujan melalui *rainfall harvesting*. Embung merupakan waduk berukuran mikro yang dapat dijadikan alternatif untuk memanen air. Air hujan yang berlebih dapat ditampung embung dan digunakan pada musim kemarau. Embung Kajar, selain menampung air hujan, juga menerima air dari kali Badeng.

Hasil perencanaan pada tugas akhir ini diketahui kebutuhan air penduduk Desa Sumberbulu tahun sebesar $0.00628 \text{ m}^3/\text{detik}$. Sedangkan debit inflow rata-rata sebesar $0.141 \text{ m}^3/\text{detik}$. Untuk memenuhi kebutuhan air penduduk Desa Sumberbulu dibutuhkan embung dengan kapasitas total 132054.178 m^3 . Dasar elevasi bendungan yang direncanakan adalah pada elevasi +439, dan muka air normal pada elevasi +445. Debit banjir rencana dari hasil perhitungan diketahui sebesar $105.242 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dengan periode ulang 25 tahun. Debit *outflow* limpasan sebesar $99.943 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dengan ketinggian banjir 1.87 meter diatas *spillway* pada elevasi +446.868

Kata Kunci : Embung, Perencanaan Embung, Embung Kajar, Air Baku, Irigasi.

DESIGN OF KAJAR RESERVOIR, SONGGON DISTRICT, BANYUWANGI REGENCY FOR WATER SUPPLY

Name : Marini Qisthina Gorau
NRP : 3113100140
Departement : Teknik Sipil FTSP-ITS
Promotor : Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, M.Sc
: Dr. Tech. Umboro Laksminto ST.
M.Sc

ABSTRACT

Sumberbulu village was located at Songgon district, Banyuwangi rency, East Java. Songgon district has a high level of rain fall. It makes Sumberbulu village have a adequate water resource in rainy season. But in the dry season, water was difficult to obtain.

Designed a reservoir was the solution to resolve the problem of water. The reservoir will be work as water harvesting in the most effective way. Kajar reservoir will collect water from rainfall and Kali Badeng.

Analysis shown that people's water need of Sumberbulu village is 0.00628 m³/second. The average inflow is 0.141 m³/second. The capacity design of Kajar reservoir is 132054.178 m³. Base elevation of the reservoir is +439, and the elevation of normal water surface is +445.00. The outflow that trough the spillway is 99.943 m³/second with water level 1.87 meter above spillway in elevation +446.87

Key Word: Reservoir, Reservoir Design, Kajar Reservoir, Water Supply, Irrigation.

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan)

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulisan laporan tugas akhir ini dapat terselesaikan. Laporan tugas akhir dengan judul “Perencanaan Embung Kajar, Kecamatan Songgon, Kabupaten Banyuwangi Untuk Memenuhi Kebutuhan Air Baku” ini sebagai prasyarat untuk menyelesaikan studi di Program Sarjana (S1) Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Laporan tugas akhir ini bisa terselesaikan berkat bimbingan, saran, serta bantuan dari berbagai pihak. Untuk itu pada kesempatan ini saya menyampaikan terimakasih dan penghargaan kepada:

1. Allah SWT, atas semua rahmat-Nya.
2. Kedua orang tua saya, Bapak Burhan Saleh dan Ibu Jenny kaimuddin, yang selalu memberikan dukungan berupa materi dan doa kepada saya.
3. Saudara-saudara saya; Fikar Rahman Gorau, Ghaisani Rahayu Gorau, dan M. Risqullah Sudanta Gorau yang selalu menghibur dan memberikan semangat.
4. Bapak Prof.Dr.Ir Nadjaji Anwar, M.Sc. selaku Dosen Pembimbing yang telah meluangkan waktunya dalam pembimbingan tugas ini.
5. Bapak Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc, selaku Dosen Pembimbing II yang telah membantu dan membimbing hingga tugas akhir ini dapat terselesaikan.
6. Bapak Trijoko Wahyu, ST, MT. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
7. Dosen dan Staff pengajar yang telah memberikan bekal ilmu dan pengetahuan yang berguna.

8. Sahabat-sahabat saya; Bundox, Foxie, Rifka, dan Isti yang telah banyak memberikan bantuan dan dukungan.
9. Teman-teman Teknik Sipil yang selalu memberikan dukungan dan bantuannya

Saya menyadari sepenuhnya bahwa masih banyak kekurangan di dalam laporan ini Untuk itu saya mengharapkan kritik dan saran pembaca untuk kesempurnaan laporan tugas akhir ini. Saya harap laporan tugas akhir ini bisa bermanfaat untuk kita semua.

Penyusun

Surabaya, 29 Desember 2016

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR GRAFIK	xv
DAFTAR TABEL	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan Perencanaan	2
1.4 Batasan Masalah	2
1.5 Lokasi Perencanaan	2
BAB II STUDI PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Analisa Curah Hujan Rata-rata	5
2.2.1 Metode Aritmatic	5
2.2.2 Cara Poligon Thiessen.....	6
2.2.3 Metode Rata-rata <i>Isohyet</i>	7

2.3	Perhitungan Hujan Rencana.....	8
2.3.1	Parameter Statistik.....	9
2.3.2	Pemilihan Jenis Sebaran.....	12
2.3.3	Metode Gumbel Tipe I.....	12
2.3.4	Log Pearson Tipe III.....	14
2.3.5	Sebaran Normal.....	17
2.3.6	Metode Log Normal.....	18
2.4	Uji Kecocokan Distribusi.....	19
2.4.1	Uji Kecocokan <i>Chi-Square</i>	19
2.4.2	Uji Kecocokan <i>Smirnov-Kolmogorof</i>	22
2.5	Perhitungan Hidrograf Banjir.....	24
2.6	Analisa Kapasitas Tampungan Embung.....	27
2.6.1	Volume untuk Layanan (V_u).....	27
2.6.2	Ruang Sedimen (V_s).....	28
2.6.3	Lengkung Kapasitas Waduk.....	28
2.7	Pemelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>).....	29
2.8	Perencanaan Tubuh Embung.....	31
2.8.1	Tinggi Jagaan (<i>Free board</i>).....	31
2.8.2	Tinggi Embung.....	32
2.8.3	Lebar Mercu Bendungan.....	32
2.8.4	Formasi Garis Depresi.....	33
2.9	Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (<i>Spillway</i>).....	34

2.9.1	Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran	34
2.9.2	Saluran Transisi.....	35
2.9.3	Saluran Peluncur.....	36
2.9.4	Saluran Peredam (Kolam Olak).....	37
2.10	Perencanaan Stabilitas Tubuh Embung.....	41
2.10.1	Stabilitas Tubuh Embung Terhadap Gelincir	41
2.10.2	Analisa Stabilitas Pelimpah.....	42
BAB III METODOLOGI		45
3.1	Tinjauan Umum	45
3.2	Metodologi Perencanaan Embung.....	45
3.2.1	Identifikasi Masalah.....	45
3.2.2	Studi Literatur.....	46
3.2.3	Pengumpulan Data	46
3.2.4	Analisis Data	46
3.2.5	Perencanaan Konstruksi.....	46
3.2.6	Stabilitas Konstruksi Embung	47
3.3	Bagan Alir Tugas Akhir	47
3.4	Time Schedule	48
BAB IV ANALISA HIDROLOGI		49
4.1	Proyeksi Penduduk dan Kebutuhan Air Penduduk.....	49
4.2	Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	53
4.3	Kapasitas Mati	56

4.4	Evaporasi	62
4.5.	Evapotranspirasi Potensial	64
4.6.	Debit Andalan	70
4.7.	Kapasitas Efektif	74
4.8.	Analisa Curah Hujan	78
4.9.	Pemilihan Jenis Distribusi Data Hujan	78
4.10.	Uji kecocokan Sebaran	79
4.11.	Perhitungan Curah Efektif	82
4.12.	Perhitungan Hidrograf.....	85
4.13.	Perhitungan Debit	90
4.14.	<i>Reservoir Routing</i> (penelusuran Banjir)	96
BAB V ANALISA HIDROLIKA		103
5.1	Analisa Mercu Pelimpah.....	103
5.2	Saluran Pengarah.....	105
5.3	Saluran Pengantar	105
5.4	Saluran Peluncur.....	108
5.5	Analisa Perhitungan Peredam Energi.....	111
BAB VI ANALISA TUBUH BENDUNG		121
6.1.	Penentuan Tinggi Bendungan	121
6.2.	Penentuan Lebar Mercu Bendungan	121
6.3.	Penentuan Kemiringan Lereng Bendungan.....	121
6.4.	Perhitungan Formasi Garis Depresi.....	122

6.4.1	Pada saat muka air maksimum (banjir)	122
6.4.2	Pada Saat Muka Air Setinggi <i>Dead Storage</i>	123
6.5	Stabilitas Tubuh Bendungan Terhadap Gelincir	124
6.5.1	Stabilitas Lereng Hulu (<i>Up-Stream</i>)	125
6.5.1	Stabilitas Lereng Hilir (<i>Down-Stream</i>)	135
BAB VII PENUTUP		147
7.1.	Kesimpulan	147
DAFTAR PUSTAKA		149

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Pekerjaan Embung	3
Gambar 2.1 Metode Poligon Thiessen	7
Gambar 2.2 Metode Rata-Rata <i>Isohyet</i>	8
Gambar 2.3 Hidrogaf Satuan	26
Gambar 2.4 Lengkung Kapasitas Waduk	29
Gambar 2.5 Garis Depresi pada Bendungan Homogen	34
Gambar 2.6 Skema Bangunan Pelimpah pada Bendungan Urugan	34
Gambar 2.7 Skema Saluran Transisi Suatu Bangunan Pelimpah.	36
Gambar 2.8 Kolam Olakan Datar Tipe I	38
Gambar 2.9 Kolam Olakan Datar Tipe II	38
Gambar 2.10 Kolam Olakan Datar Tipe III	39
Gambar 2.11 Kolam Olakan Datar Tipe IV	40
Gambar 2.12 Hubungan antara Froude dengan $LD2$	41
Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	47
Gambar 5.1 Ilustrasi Mercu Pelimpah Tegak	105
Gambar 6.1 Bidang Longsor Lereng Hulu (<i>Up-Stream</i>)	126
<u>Gambar 6.2 Bidang Longsor Lereng Hilir (<i>Down-Stream</i>)</u>	<u>136</u>

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan)

DAFTAR GRAFIK

Grafik 4.2 Hubungan Antara Kapasitas Ketersediaan dan Kebutuhan Air.....	77
Grafik 4.3 Debit Banjir	96
Grafik 4.4 Hubungan <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i> pada Pelimpah.....	102

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan)

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Pedoman Pemilihan Jenis Distribusi	12
Tabel 2.2 Hubungan Reduced meand (Y_n) dengan besarnya sampel.....	13
Tabel 2.4 Reduced Variate (Y_t).	14
Tabel 2.5 Harga K untuk Metode Distribusi Log Pearson Tipe III	16
Tabel 2.6 Nilai K pada Sebaran Normal	18
Tabel 2.7 Standar Variable (KT) untuk Metode Sebaran Log Normal.....	19
Tabel 2.8 Nilai X^2 untuk Uji Kecocokan Chi-Square.....	22
Tabel 2.9 Nilai D_0 Kritis untuk Uji Kecocokan <i>Smirnov-Kolmogorof</i>	23
Tabel 2.10 Kebutuhan Air Domestik.....	28
Tabel. 2.11 Standar Minimal Tinggi Ruang Bebas	32
Tabel 2.12 Angka Rembesan Lane.....	43
Tabel 3.1 Penjadwalan Pengerjaan Tugas Akhir.....	48
Tabel 4.1 Jumlah Penduduk Desa Sumberbulu	49
Tabel 4.2 Pertumbuhan Penduduk Desa Sumberbulu	50
Tabel 4.3 Proyeksi Penduduk dan Kebutuhan Air Penduduk .51	51
Tabel 4.4 Luas Permukaan Hasil Analisa Topografi.....	53

Tabel 4.5 Perhitungan Volume Tiap Elevasi Pada Beda Kontur 1 Meter	55
Tabel 4.6 Nilai LS	58
Tabel 4.7 Perhitungan Kemiringan Lereng	58
Tabel 4.8 Nilai CP berdasarkan Pengelolaan Lahan	59
Tabel 4.9 Nilai Erodibilitas (K) berdasarkan Jenis Tanah	60
Tabel 4.10 Perhitungan Nilai Erodibilitas (K)	61
Tabel 4.11 Erosi Aktual.....	61
Tabel 4.12 Perhitungan Evaporasi.....	63
Tabel 4.13 Tekanan Uap Air Jenuh.....	65
Tabel 4.14 Nilai Faktor Penimbang (W)	65
Tabel 4.15 Radiasi <i>Extra Terrestrial</i> (Ra).....	65
Tabel 4.16 Lama Penyinaran Matahari	66
Tabel 4.17 Perhitungan Evapotranspirasi Potensial Tahun 2005	67
Tabel 4.18 Hasil Perhitungan Evapotranspirasi Potensial (mm/hari).....	69
Tabel 4.21 Hasil perhitungan debit andalan 80%	75
Tabel 4.22 Perhitungan Kapasitas Embung.....	76
Tabel 4.19 Perhitungan Evapotranspirasi Tahun 2005.....	71
Tabel 4.20 Perhitungan Debit Andalan Tahun 2005	74
Tabel 4.23 Hujan Maksimum Stasiun Hujan Songgon	78
Tabel 4.24 Perhitungan Statistik Curah Hujan	79

Tabel 4.25 Perhitungan Uji Kecocokan Sebaran Metode <i>Chi-Square</i>	80
Tabel 4.26 Perhitungan Uji Kecocokan Sebaran Metode <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	81
Tabel 4.27 Perhitungan Koefisien Pengaliran.....	84
Tabel 4.28 Perhitungan Curah Hujan Efektif	84
Tabel 4.30 Ordinat Hidrograf Waktu Naik [$0 < t < T_p = 0 < t < 2.39$ jam].	86
Tabel 4.33 Hidrograf Waktu Turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = t > 12.350$ jam]	88
Tabel 4.35 Hubungan Elevasi, Tampung dan Debit.....	98
Tabel 5.1 Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah.....	104
Tabel 5.2 Gaya Angkat (<i>Uplift Pressure</i>).....	114
Tabel 5.3 Momen Akibat Beban Konstruksi.....	116
Tabel 5.4 Momen yang Terjadi Pada Saat Air Setinggi Mercu... ..	117
Tabel 6.1 Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi MA Banjir	123
Tabel 6.2 Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi Sama dengan Dead Storage.....	124
Tabel 6.3 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Embung Kosong.....	128
Tabel 6.4 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Air Banjir	131

Tabel 6.5 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Permukaan Banjir Turun Hingga Setinggi Elevasi <i>Dead Storage</i>	134
Tabel 6.6 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Embung Kosong	138
Tabel 6.7 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Embung Banjir	141
Tabel 6.8 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Muka Air Banjir Turun Hingga Setinggi Elevasi <i>Dead Storage</i> Secara Tiba-Tiba	144

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Desa Sumberbulu terletak di Kecamatan Songgon, Kabupaten Banyuwangi, Jawa Timur. Curah hujan di Kecamatan Songgon termasuk pada *range* diatas normal. Hal tersebut mengakibatkan Desa Sumberbulu mempunyai sumber air berlimpah dimusim penghujan. Sebaliknya, pada musim kemarau air seringkali sulit ditemukan. Kemarau berkepanjangan di Kecamatan Songgon berdampak besar pada ketersediaan air di Kecamatan tersebut, termasuk Desa Sumberbulu. Ketersediaan bangunan air untuk menampung air di Desa Sumberbulu masih sulit ditemukan.

Kebutuhan akan air terus meningkat seiring meningkatnya jumlah penduduk Desa Sumberbulu. Jumlah penduduk Desa Sumberbulu di tahun 2015 berdasarkan data dari Badan Pusat Statistik Banyuwangi sebanyak 3610 Jiwa. Sedangkan, pertambahan penduduk di desa tersebut rata-rata 0.8% setiap tahunnya. Ketidakseimbangan antara ketersediaan dengan kebutuhan air mengakibatkan warga kesulitan memperoleh air. Kesulitan air berdampak besar pada kebutuhan air baku untuk kebutuhan rumah tangga.

Untuk mengatasi kesulitan air maka salah satu strategi yang paling murah, cepat, dan efektif adalah dengan memanen aliran permukaan dan air hujan melalui *rainfall harvesting*. Embung merupakan waduk berukuran mikro yang dapat dijadikan alternatif untuk memanen air. Air hujan yang berlebih dapat ditampung embung dan digunakan pada musim kemarau saat kekurangan air.

Embung Kajar, selain menampung air hujan, juga menerima air dari kali Badeng.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan dibahas pada tugas akhir ini adalah:

- Berapakah kapasitas tampungan embung yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan air baku dilihat dari keseimbangan kebutuhan dan ketersediaan air?
- Bagaimana detail desain konstruksi Embung Kajar yang akan digunakan?
- Bagaimana stabilitas konstruksi embung?

1.3 Maksud dan Tujuan Perencanaan

Maksud dilakukan perencanaan Embung Kajar Kabupaten Banyuwangi ini adalah untuk memperoleh perencanaan yang optimal untuk memenuhi kebutuhan air di kawasan Kecamatan Songgon. Adapun tujuan perencanaan Embung Kajar adalah sebagai berikut:

1. Prediksi kebutuhan air baku
2. Analisa ketersediaan air
3. Merencanakan detail konstruksi embung
4. Analisa stabilitas konstruksi bendung

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir ini meliputi :

1. Tidak membahas analisa ekonomi
2. Tidak membahas metode pelaksanaan

1.5 Lokasi Perencanaan

Kecamatan songgon merupakan salah satu dari 24 kecamatan yang ada di wilayah Kabupaten Banyuwangi yang memiliki batas-batas wilayah sebagai berikut:

- Sebelah Utara : Kabupaten Bodowoso
- Sebelah Selatan : Kecamatan Glenmore, Sempu, dan Singojuruh

- Sebelah Timur : Kecamatan Licin dan Kabat
- Sebelah Barat : Kabupaten Jember



Gambar 1.1 Lokasi Pekerjaan Embung.

Lokasi perencanaan Embung direncanakan di Desa Sumberbulu, Kecamatan [Songgon](#), [Kabupaten Banyuwangi](#), Provinsi [Jawa Timur](#), [Indonesia](#)

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan)

BAB II

STUDI PUSTAKA

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam tinjauan pustaka ini juga dipaparkan secara singkat mengenai kebutuhan air baku, analisis hidrologi, dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya

2.2 Analisa Curah Hujan Rata-rata

Data Hidrologi yang diperoleh kemudian diolah untuk mendapatkan hasil dari curah hujan wilayah. Ada tiga metode yang dapat digunakan untuk menentukan curah hujan suatu wilayah dengan data curah hujan setempat dari stasiun pengamat/pencatat curah hujan.

2.2.1 Metode Aritmatic

Tinggi rata-rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos

penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal. Rumus yang digunakan :

$$d = \frac{d_1 + d_2 + \dots + d_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \quad \dots(2.1)$$

dimana :

d = tinggi curah hujan rata-rata
 d_1, d_2, d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ..., n
 n = banyaknya pos penakar

2.2.2 Cara Poligon Thiessen

Metode ini digunakan dengan dasar rata-rata timbang (*weighted average*). Masing-masing stasiun pencatat curah hujan mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara stasiun-stasiun pencatat curah hujan.

Rumus yang digunakan untuk menentukan hujan rata-rata daerah, yaitu:

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \quad \dots(2.2)$$

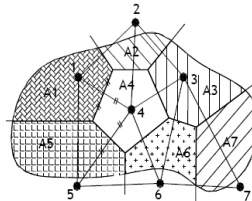
$$R = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad \dots(2.3)$$

dimana :

C = Koefisien *Thiessen*
 A_i = Luas pengaruh dari stasiun pengamatan i
 A = Luas total dari DAS
 R = Curah hujan rata-rata
 R_1, R_2, R_n = Curah hujan pada setiap titik pengukuran (stasiun)

Langkah-langkah metode *Thiessen* sebagai berikut :

1. Lokasi stasiun hujan di plot pada peta DAS. Antar stasiun dibuat garis lurus penghubung.
2. Tarik garis tegak lurus di tengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk poligon *Thiessen*. Semua titik dalam satu poligon akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun lainnya. Selanjutnya, curah hujan pada stasiun tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam poligon yang bersangkutan.
3. Luas areal pada tiap-tiap poligon dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS (A) dapat diketahui dengan menjumlahkan luas poligon.
4. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan rumus (2.3)



Gambar 2.1 Metode Poligon Thiessen

2.2.3 Metode Rata-rata *Isohyet*

Metode ini memperhitungkan secara actual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan. Asumsi metode Thiessen yang menganggap tiap-tiap stasiun hujan mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur (*Suripin, 2004*). Rumus yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$R = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_3 + R_4}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad \dots(2.4)$$

dimana :

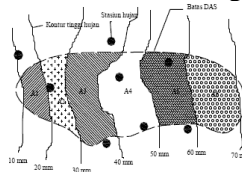
R = Curah hujan rata-rata (mm)

R_1, R_2, R_n = Curah hujan di garis *Isohyet* (mm)

A_1, A_2, A_n = Luas bagian yang dibatasi oleh *Isohyet* (Km^2)

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

1. Plot data kedalaman air hujan untuk tiap stasiun hujan pada peta.
2. Gambar kontur kedalaman air hujan dengan menghubungkan titik-titik yang mempunyai kedalaman air hujan yang sama. Interval *Isohyet* yang umum dipakai adalah 10 mm.
3. Hitung luas area antara dua garis *Isohyet* yang berdekatan dengan menggunakan planimeter. Kalikan masing-masing luas areal dengan rata-rata hujan antara dua *Isohyet* yang berdekatan.
4. Hitung hujan rata-rata DAS dengan rumus (2.4)



Gambar 2.2 Metode Rata-Rata *Isohyet*

2.3 Perhitungan Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramalkan besarnya hujan dengan periode ulang tertentu (Soewarno, 1995). Berdasarkan curah hujan rencana dapat

dicari besarnya intensitas hujan (analisis frekuensi) yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Secara sistematis analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

- a. Parameter statistik
- b. Pemilihan jenis sebaran
- c. Uji kecocokan sebaran
- d. Perhitungan hujan rencana

2.3.1 Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), standar deviasi (S_d), koefisien variasi (C_v), koefisien kemiringan (C_s) dan koefisien *kurtosis* (C_k).

- a. Nilai Rata-Rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \quad \dots(2.5)$$

Dimana,

\bar{X} = Nilai rata-rata curah hujan

X_i = Nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i

n = Jumlah data curah hujan

- b. Standar Deviasi

Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad \dots(2.6)$$

Dimana,

S_d = Standar deviasi curah hujan

\bar{X} = Nilai rata-rata curah hujan

X_i = Nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke- i

n = Jumlah data curah hujan

c. Koefisien Variasi

Koefisien variasi (*coefficient of variation*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata dari suatu sebaran. Koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$C_v = \frac{S_d}{\bar{X}} \quad \dots(2.7)$$

Dimana,

C_v = Koefisien variasi curah hujan

S_d = Standar deviasi

\bar{X} = Nilai rata-rata curah hujan

d. Koefisien Kemencengan

Koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$C_s = \frac{a}{S_d^3} \quad \dots(2.8)$$

$$a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3 \quad \dots(2.9)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \quad \dots(2.10)$$

Dimana,

- C_s = Koefisien kemencengan curah hujan
- S_d = Standar deviasi dari sampel curah hujan
- μ = Nilai rata-rata dari data populasi curah hujan
- \bar{X} = Nilai rata-rata dari data sampel curah hujan
- X_i = Curah hujan ke i
- n = Jumlah data curah hujan
- a = Parameter kemencengan

e. Koefisien Kurtosis

Koefisien *Kurtosis* biasanya digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_k = \frac{MA(4)}{S_d^4} \quad \dots(2.11)$$

Dimana,

- C_k = Koefisien kurtosis
- $MA(4)$ = momen ke-4 terhadap nilai rata-rata
- S_d = Standar deviasi

Untuk data yang belum dikelompokkan maka:

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S_d^4} \quad \dots(2.12)$$

Untuk data yang sudah dikelompokkan:

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 \cdot f_i}{S_d^4} \quad \dots(2.13)$$

Dimana,

- C_k = Koefisien kurtosis curah hujan

- n = Jumlah data curah hujan
 X_i = Curah hujan ke i
 \bar{X} = Nilai rata-rata dari data sampel
 f_i = Nilai frekuensi varian ke i
 S_d = Standar deviasi

2.3.2 Pemilihan Jenis Sebaran

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalahan perkiraan yang cukup besar. Pengambilan sebaran secara sembarang tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan. Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dipakai beberapa cara sebagai berikut.

- Sebaran *Gumbel* Tipe I
- Sebaran Log *Pearson* tipe III
- Sebaran Normal
- Sebaran Log Normal

Tabel 2.1 Pedoman Pemilihan Jenis Distribusi

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$
	$C_k \approx 3$
<i>Gumbel</i> Tipe I	$C_s \leq 1,1396$
	$C_k \leq 5,4002$
Log <i>Pearson</i> Tipe III	$C_s \neq 0$
	$C_k \approx 1,5C_s^2 + 3$
Log normal	$C_s = 3C_k - C_k^2$
	$C_k \approx 0$

2.3.3 Metode *Gumbel* Tipe I

Digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode sebaran *Gumbel* Tipe I digunakan persamaan

Tabel 2.4 Reduced Variate (Yt).

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390

2.3.4 Log Pearson Tipe III

Digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran *Log-Pearson* tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran *Pearson* tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Metode *Log-Pearson* tipe III apabila dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut:

$$Y = y + K.S \quad \dots(2.17)$$

Dimana :

Y = nilai logaritmik dari X atau $\log(X)$

X = data curah hujan

Y = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S = deviasi standar nilai Y

K = karakteristik distribusi peluang *Log-Pearson* tipe III

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log(X_1)$, $\log(X_2)$, $\log(X_3)$, ..., $\log(X_n)$.

2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\text{Log}}(X) = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \quad \dots(2.18)$$

Dimana :

$\log(X)$ = harga rata-rata logaritmik

n = jumlah data

X_i = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R24 maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\text{Log}}(X)\}^2}{n-1}} \quad \dots(2.19)$$

Dimana :

S_d = standar deviasi

4. Menghitung koefisien *skewness* (C_s) dengan rumus :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\text{Log}}(X)\}^3}{(n-1)(n-2)S_d^3} \quad \dots(2.20)$$

Dimana :

C_s = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus:

$$\log(X_T) = \overline{\text{Log}}(X) + K \cdot S_d \quad \dots(2.21)$$

Dimana :

XT = curah hujan rencana periode ulang T tahun
 K = harga yang diperoleh berdasarkan nilai

6. Menghitung koefisien *kurtosis* (Ck) dengan rumus :

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{ \log(X_i) - \overline{\log(X)} \}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4} \dots(2.22)$$

Dimana :

Ck = koefisien *kurtosis*

7. Menghitung koefisien variasi (Cv) dengan rumus:

$$C_v = \frac{S_d}{\log(X)} \dots(2.23)$$

Dimana :

Cv = koefisien variasi
 Sd = standar deviasi

Tabel 2.5 Harga K untuk Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Kemencengan (Cs)	Periode Ulang Tahun									
	25					50				
	2	5	10	10	4	2	1	0.5	0.1	
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.070	2.250		
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.865	4.052	0.650		
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	0.500		
2.0	-0.307	0.600	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	0.910		
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	0.950		
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	0.530		
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	0.110		
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	0.420		
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	0.450		
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	0.395		
0.8	-0.132	0.780	1.338	1.998	2.453	2.891	3.312	0.250		
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	0.105		
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	0.360		
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	0.815		
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	0.670		
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.858	0.525		
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.160	2.472	2.767	0.380		
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.676	0.235		
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.328	2.578	0.090		
-0.1	0.017	0.838	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	0.950		
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.690	1.945	2.178	2.388	0.810		
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	0.665		
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	0.540		
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	0.440		
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	0.275		
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	0.150		
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	0.035		
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.746	0.190		
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.365	1.492	1.588	1.654	0.800		
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625		
-1.4	0.224	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.301	1.665		
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280		
-1.8	0.282	0.798	0.945	1.035	1.059	1.089	1.097	1.130		
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.005	1.000		
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910		
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.763	0.768	0.769	0.800	0.852		
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.656	0.656	0.667	0.667	0.668		

2.3.5 Sebaran Normal

Digunakan dalam analisis hidrologi, misal dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan dan sebagainya. *Probability Density Function* dari sebaran normal adalah :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \quad \dots(2.24)$$

Dimana:

$P(X)$	= Nilai logaritmik dari X atau log (X)
π	= 3,14156
e	= 2,71828
X	= Variabel acak ontinu
μ	= Rata-rata nilai X
σ	= Standar deviasi nilai X

Luas dari kurva normal selalu sama dengan satu unit, sehingga :

$$\begin{aligned} P(-\infty < X < +\infty) &= \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx \\ &= 1 \quad \dots(2.25) \end{aligned}$$

Untuk menentukan peluang X antara $X = x_1$ dan $X = x_2$, adalah:

$$P(X_1 < X < X_2) = \int_{X_1}^{X_2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx \quad \dots(2.26)$$

Apabila nilai X adalah standar, dengan kata lain nilai rata-rata $\mu = 0$ dan deviasi standar $\sigma = 1,0$, maka persamaan dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \quad \dots(2.27)$$

Dengan,

$$t = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad \dots(2.28)$$

Persamaan 2.28 disebut dengan sebaran normal standar (*standard normal distribution*).

Tabel 2.6 Nilai K pada Sebaran Normal

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	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	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,020	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.3.6 Metode Log Normal

Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$X_T = \bar{X} + K_t \cdot S \quad \dots(2.29)$$

Dimana,

X_T = Besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang X tahun (mm)

\bar{X} = Curah hujan rata-rata (mm)

S = Deviasi standar data hujan maksimum tahunan
 K_T = Standar variable untuk periode ulang T tahun

Tabel 2.7 Standar Variable (K_T) untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	K_T	T (Tahun)	K_T	T (Tahun)	K_T
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

2.4 Uji Kecocokan Distribusi

Uji sebaran dilakukan dengan uji kecocokan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat menggambarkan atau mewakili dari sebaran statistik sampel data yang dianalisis tersebut (*Soemarto, 1999*). Ada dua jenis uji kecocokan (*Goodness of fit test*) yaitu uji kecocokan *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorof*. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (*Soewarno, 1995*).

2.4.1 Uji Kecocokan *Chi-Square*

Uji kecocokan *Chi-Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang

yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut atau dengan membandingkan nilai *Chi-Square* (X^2) dengan nilai *Chi-Square* kritis (X^2_{cr}). Uji kecocokan *Chi-Square* menggunakan rumus (Soewarno, 1995):

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad \dots(2.30)$$

Dimana :

X_h^2 = harga *Chi-Square* terhitung

O_i = jumlah data yang teramati terdapat pada sub kelompok ke- i

E_i = jumlah data yang secara teoritis terdapat pada sub kelompok ke- i

G = jumlah sub kelompok

Prosedur uji kecocokan *Chi-Square* adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G *sub-group*, tiap-tiap *sub-group* minimal terdapat lima buah data pengamatan.
3. Hitung jumlah pengamatan yang teramati di dalam tiap-tiap *sub-group* (O_i).
4. Hitung jumlah atau banyaknya data yang secara teoritis ada di tiap-tiap *sub-group* (E_i).
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai :
 $(O_i - E_i)$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

6. Jumlah seluruh *G sub-group* nilai $\sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-Square* hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R=1$, untuk distribusi *Poisson*) (Soewarno, 1995).

Derajat kebebasan yang digunakan pada perhitungan ini adalah dengan rumus sebagai berikut :

$$D_k = n - 3 \quad \dots(2.31)$$

Dimana,

D_k = Derajat kebebasan

n = Banyaknya data

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu penambahan data.

Tabel 2.8 Nilai X^2 untuk Uji Kecocokan Chi-Square

df	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,905	0,90	0,005	
1	0,0001003	0,000117	0,000092	0,000103	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	15,089	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,655	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	6,282	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,968	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	31,411	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	10,198	11,689	13,091	35,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	43,080	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	15,378	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

2.4.2 Uji Kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* dilakukan dengan membandingkan probabilitas untuk tiap-tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ). Perbedaan maksimum yang dihitung (Δ maks) dibandingkan dengan perbedaan kritis (Δ_{cr}) untuk suatu derajat nyata dan banyaknya variat tertentu, maka sebaran sesuai jika (Δ_{maks}) < (Δ_{cr}). Rumus yang dipakai (*Soewarno, 1995*).

$$\alpha = \frac{P_{max}}{P(x)} - \frac{P(x_i)}{\Delta_{cr}} \quad \dots(2.32)$$

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah:

- Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :
 $X_1 \rightarrow P(X_1)$
 $X_2 \rightarrow P(X_2)$
 $X_m \rightarrow P(X_m)$
 $X_n \rightarrow P(X_n)$
- Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
 $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
 $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
 $X_m \rightarrow P'(X_m)$
 $X_n \rightarrow P'(X_n)$
- Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis. $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$
- Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*), tentukan harga D_0 (Tabel 2.8).

Tabel 2.9 Nilai D_0 Kritis untuk Uji Kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*

Jumlah data N	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
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	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n \geq 50$	$1,07/n$	$1,22/n$	$1,36/n$	$1,63/n$

(Sumber : Soewarno, 1995)

Dimana α = derajat kepercayaan

2.5 Perhitungan Hidrograf Banjir

Konsep dasar pada hidrograf satuan adalah bahwa hujan satuan yang berbeda-beda besarnya akan menghasilkan grafik yang hampir sama. Perhitungan hidrograf banjir dapat dihitung dengan hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf adalah:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai penurunan hidrograf (*time to peak magnitude*)
2. Tenggang waktu dari titik berat sampai titik pusat hidrograf (*time log*)
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah pengaliran
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of longest channel*)
6. Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah:

$$Q_p = \frac{C.A.R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \quad \dots(2.33)$$

Dimana,

- Q_p = Debit puncak banjir ($m^3/detik$)
 R_o = Hujan satuan (mm)
 T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
 $T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit puncak sampai 30% dari debit puncak (jam)
 A = Luas daerah pengaliran sampai outlet (km^2)
 C = Koefisien pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

$$T_p = tg + 0,8 T_r \quad \dots(2.34)$$

$$T_{0,3} = \alpha tg \quad \dots(2.35)$$

Hujan efektif yang menyebabkan terjadi limpasan permukaan dihitung sebagai berikut:

$$T_r = 0,5 tg \text{ sampai } 0,8 tg \quad \dots(2.36)$$

Dimana,

tg = *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam)

T_r = Satuan waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

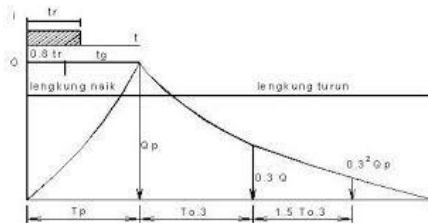
$\alpha = 2 \rightarrow$ Pada daerah pengaliran biasa

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

$\alpha = 3 \rightarrow$ pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat

tg dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km; $tg = 0,4 + 0,058 L$
- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km; $tg = 0,21 L^{0,7}$



Gambar 2.3 Hidrogaf Satuan

Pada kurva naik :

- $0 < t < T_p$

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \quad \dots(2.37)$$

Pada kurva turun :

- $T_p < t < T_{0,3}$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad \dots(2.38)$$

- $T_p < t < T_{0,3}^2$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \quad \dots(2.39)$$

- $t > T_{0,3}^2$

$$Q(t) = 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5 \cdot T_{0,3})}{2,0 \cdot T_{0,3}}} Q_p \quad \dots(2.40)$$

Dari perhitungan tersebut akan dipilih satu metode yang paling sesuai dengan karakteristik daerah aliran. Disamping itu nilai banjir tersebut akan dibandingkan dengan banjir rancangan pada beberapa bendungan di Indonesia, dengan menggunakan formulasi empiris Creager.

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad \dots(2.41)$$

Formulasi empiris Creager untuk debit banjir maksimum adalah sebagai berikut:

$$Q_m = C \cdot (0,386 \cdot A)^{0,894} \cdot (0,386 \cdot A)^{0,048} \quad \dots(2.42)$$

Dimana,

Q_m = Debit banjir maksimum (m^3 /detik)

C = Konstanta yang bervariasi antara 30-130

A = Luas daerah aliran sungai (km^2)

2.6 Analisa Kapasitas Tampungan Embung

Embung dirancang untuk menampung air di musim hujan dan dioperasikan selama musim kemarau untuk melayani kebutuhan masyarakat. Untuk menghitung kapasitas tampungan embung yang diperlukan (V_n) dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V_n = V_u + V_s \quad \dots(2.43)$$

Dimana,

$$\begin{aligned} V_n &= \text{Kapasitas tampung total yang dibutuhkan (} m^3 \text{)} \\ V_u &= \text{Volume untuk layanan (} m^3 \text{)} \\ V_s &= \text{Ruang untuk sedimen (} m^3 \text{)} \end{aligned}$$

2.6.1 Volume untuk Layanan (V_u)

Kebutuhan air (Q_u) ditentukan berdasarkan jumlah penduduk pemakai air. Langkah-langkah penentuan nilai Q_u adalah sebagai berikut:

a. Metode Proyeksi Pertumbuhan Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksikan pertumbuhan penduduk adalah dengan Metode Geometri, menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_t = P_o(1 + r)^t \quad \dots(2.45)$$

Dimana,

$$\begin{aligned} P_t &= \text{Jumlah penduduk pada } t \text{ tahun} \\ &\quad \text{mendatang} \\ P_o &= \text{Jumlah penduduk pada awal tahun} \\ &\quad \text{proyeksi} \\ r &= \text{Laju pertumbuhan rata-rata penduduk} \\ &\quad \text{per tahun} \end{aligned}$$

t = Banyak perubahan tahun

b. Kebutuhan Air Baku (Q_u)

Menghitung kebutuhan air baku (Q_u) dilakukan dengan menggunakan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut,

Tabel 2.10 Kebutuhan Air Domestik

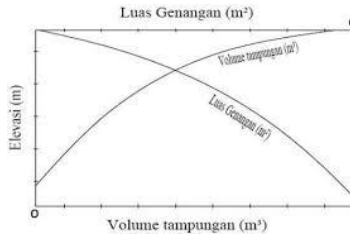
URAIAN	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x1000 Jiwa)				
	> 1000	500 - 1000	100 - 500	10 - 100	3 - 10
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (Lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (Lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem lama (%)	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40
Faktor harian maksimum	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2
Faktor jam puncak	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2
Jam Operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir/m ³ (kebutuhan harian rata-rata)	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20

2.6.2 Ruang Sedimen (V_s)

Ruang sedimen perlu disediakan di kolam embung mengingat daya tampungnya kecil, walaupun daerah tadah hujan disarankan agar ditanami (rumpun) untuk mengendalikan erosi.

2.6.3 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk digunakan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi (V_p) yang ada. Untuk itu diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing-masing kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 kontur yang berurutan. Sesudah semua luas dan volume masing-masing diketahui, lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume.



Gambar 2.4 Lengkung Kapasitas Waduk

2.7 Pemelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk akan naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan naik sedikit demi sedikit sampai permukaan air di dalam waduk mencapai maksimal. Jadi sebagian dari air banjir mengalir lewat bangunan pelimpah, sedang sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan melakukan *routing* banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan yang paling menguntungkan (*optimal*) yang masih dalam keadaan aman terhadap resiko banjir.

Rumus dasar yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad \dots(2.52)$$

Dimana,

I = Inflow, debit air yang masuk ke dalam waduk (m^3 /detik), untuk suatu sungai yang dapat ditentukan

O = Outflow, debit air yang ke luar dari waduk (m^3 /detik) lewat bangunan pelimpah dapat ditentukan

$\frac{ds}{dt}$ = Debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi:

$$\int I . dt - \int O . dt = S_2 - S_1 \quad \dots(2.53)$$

$\int I . dt$ dan $\int O . dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $\int dt$ dapat disamakan dengan harga rata-rata dari 2 inflow yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I . dt = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad \dots(2.54)$$

Dengan cara yang sama maka $O . dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$

Jadi,

$$\frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{O_1 + O_2}{2} . t = S_2 - S_1 \quad \dots(2.55)$$

Dimana,

$$\begin{aligned} \frac{I_1 + I_2}{2} &= \text{Rata-rata inflow setiap tahap } (m^3/\text{detik}) \\ \frac{O_1 + O_2}{2} &= \text{Rata-rata outflow setiap tahap } (m^3/\text{detik}) \\ t &= \text{Jangka waktu (periode) dalam detik} \end{aligned}$$

$S_2 - S_1 =$ tambahan air yang tertampung di dalam waduk
(m^3)

Besaran-besaran yang sudah diketahui (I_1, I_2, t dan S_1) diletakkan disebelah kiri, sedang yang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan di sebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t = S_2 - S_1$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \quad \dots(2.56)$$

Mula-mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di bawah waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1, I_2, t dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahap berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan air waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu di adakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besar.

2.8 Perencanaan Tubuh Embung

2.8.1 Tinggi Jagaan (*Free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam embung dan elevasi mercu embung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana embung.

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLDS) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut:

Tabel. 2.11 Standar Minimal Tinggi Ruang Bebas

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 – 100	2 meter	3 meter
3	>100	2,5 meter	3,5 meter

2.8.2 Tinggi Embung

Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Apabila pada embung dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut.

$$H_d = H_b + H_f \quad \dots(2.57)$$

Dimana,

H_d = Tinggi tubuh bendung rencana (m)

H_b = Tinggi tampungan banjir (m)

H_f = Tinggi jagaan (m)

2.8.3 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 tersebut dan bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$b = 3,6 \times H^{\frac{1}{3}} - 3,0 \quad \dots(2.58)$$

Dimana,

b = Lebar mercu (meter)

H = Tinggi bendungan (meter)

2.8.4 Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau dengan metode Casagrade. Dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.5) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$$

atau,

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad \dots(2.59)$$

dan

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \dots(2.60)$$

Dimana,

h = Jarak vertikal antara titik-titik A dan B

d = Jarak horizontal antara titik-titik A dan B

I_1 = Jarak horizontal antara titik-titik B dan E

I_2 = Jarak horizontal antara titik-titik B dan A

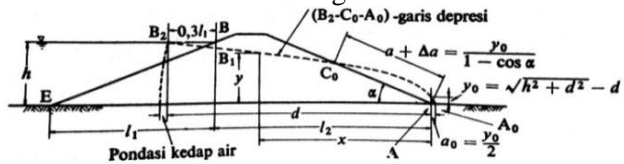
A = Tumit hilir bendungan

B = Titik perpotongan antara permukaan air waduk dam lereng udik bendungan

A_1 = Titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

B_2 = titik yang terletak sejauh $0,3 I_1$, horizontal kearah udik dari titik B

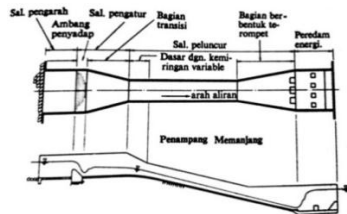
Gambar 2.5 Garis Depresi pada Bendungan Homogen



2.9 Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (Spillway)

Pada hakekatnya untuk bendungan urugan, terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe bangunan pelimpah yang sesuai diperlukan studi yang luas dan mendalam hingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Selanjutnya akan dibahas hanya tipe bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari empat bangunan utama yaitu:

- Saluran pengarah utama
- Saluran pengatur aliran
- Saluran peluncur
- Peredam energy



Gambar 2.6 Skema Bangunan Pelimpah pada Bendungan Urugan

2.9.1 Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

Ambang yang digunakan adalah berbentuk pelimpah (*overflow weir*). Permukaan bendung

berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Karena kecepatan air biasanya besar, maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD adalah:

$$Q = c. (L - KHN). H^{3/2} \quad \dots(2.61)$$

Dimana,

Q = Debit air ($m^3/detik$)

L = Panjang bendung (m)

K = Koefisien konsentrasi

H = Kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

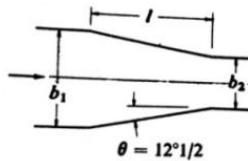
c = Koefisien pelimpah

2.9.2 Saluran Transisi

Mengingat saluran transisi berfungsi sebagai pengatur aliran pada debit banjir abnormal, maka bentuk saluran ini direncanakan dengan sangat hati-hati. Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi. Oleh karena itu saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman serta pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (periksa gambar 2.7). Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan terkadang memaksakan

pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian dengan model hidrolika sangat membantu agar diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah



Gambar 2.7 Skema Saluran Transisi Suatu Bangunan Pelimpah

2.9.3 Saluran Peluncur

Bentuk dan dimensi saluran serta tinggi dindingnya ditentukan berdasarkan kedalaman aliran saluran dan hal-hal lain yang dapat mempengaruhi kondisi aliran air di dalam saluran tersebut, yang biasanya dinyatakan dalam bilangan Froude. Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur dan dibawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang berdasarkan teori Bernoulli, sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \quad \dots(2.62)$$

Dimana,

z_1 = Elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical

d = Kedalaman air pada bidang tersebut

h_v = Tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

h_L = Kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan

2.9.4 Saluran Peredam (Kolam Olak)

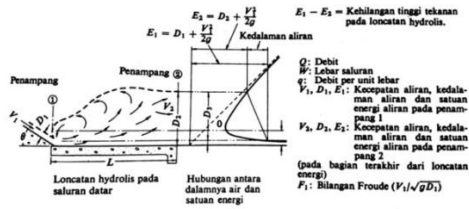
Guna mereduksi energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pemecah gerusan (*scour protection stilling basin*). Secara umum kolam dapat dibedakan menjadi 3 tipe utama yaitu:

- Kolam olakan datar
- Kolam olakan miring ke hilir
- Kolam olakan miring ke udik

Tipe yang paling umum digunakan adalah kolam olakan datar. Kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian berikut:

a. Kolam Olakan Datar Tipe I

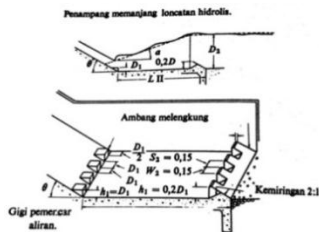
Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energy yang terkandung dalam aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam, seperti skema pada gambar 2.8. benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energy yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lainnya untuk penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut.



Gambar 2.8 Kolam Olakan Datar Tipe I

b. Kolam Olakan Datar Tipe II

Kolam olakan datar tipe II cocok untuk aliran dengan tekanan hidrolisis yang tinggi dan debit yang besar ($q > 45 \frac{m^3}{dt}/m$, tekanan hidrolisis > 60 m dan bilangan Froude $> 4,5$). Peredaman energi yang terkandung di dalam aliran akibat gesekan diantara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-perlengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemancar aliran di pinggir udik dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya.

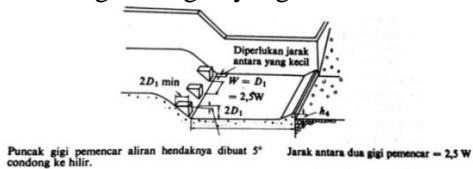


Gambar 2.9 Kolam Olakan Datar Tipe II

c. Kolam Olakan Datar Tipe III

pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sisitem kerja kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan

hidrolisis yang rendah dan debit yang agak kecil ($q > 18,5 \frac{m^3}{dt}/m$, $V < 18,0$ m/dt dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan biasanya dibuatkan gigi pemancar aliran di tepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.

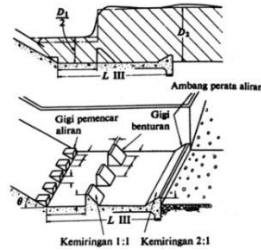


Gambar 2.10 Kolam Olakan Datar Tipe III

d. Kolam Olakan Datar Tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kolam olakan tipe III. Akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrolisis yang rendah dan debit yang besar perunit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super-kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.

Biasanya kolam olakan tipe ini dipergunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah atau pada bendung penyadap, bendung konsolidasi, bendung penyangga dan lain-lain.



Gambar 2.11 Kolam Olakan Datar Tipe IV

Bilangan Froude dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \quad \dots(2.63)$$

Dimana,

F_r = Bilangan Froude

V_1 = Kecepatan aliran pada penampang 1 (m/dt)

D_1 = Kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/dt}^2$)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut:

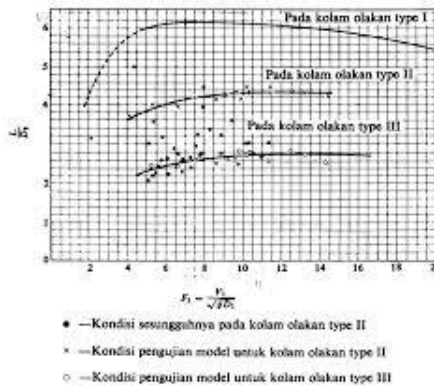
$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad \dots(2.64)$$

Dimana,

D_1 dan D_2 = Kedalaman air (m)

Untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude dengan $\frac{L}{D_2}$, dimana disini ialah panjang

kolam olakan yang dicari adalah dengan membaca grafik berikut



Sumber: Sosrodarsono (1981)

Gambar 2.12 Hubungan antara Froude dengan $\frac{L}{D_2}$

2.10 Perencanaan Stabilitas Tubuh Embung

2.10.1 Stabilitas Tubuh Embung Terhadap Gelincir

Konstruksi bendung urugan biasanya direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan dengan kondisi normal diambil 1,5 dan untuk kondisi gempa diambil 1,2. Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

a. Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l + (N-U)tg\phi}{T} > 1,2 \quad \dots(2.65)$$

b. Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l + (N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5 \quad \dots(2.66)$$

Dimana :

F_s = Faktor keamanan

N	= Beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \cos \alpha$)
T	= Beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \sin \alpha$)
U	= Tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur
Ne	= Komponen vertical beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \sin \alpha$)
Te	= Komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($(e \times \gamma \times A \cdot \cos \alpha)$)
θ	= Sudut gesekan dalam
C	= Angka koreksi
E	= Intensitas seismic horizontal

2.10.2 Analisa Stabilitas Pelimpah

2.10.2.1 Stabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah

$$Cl < \frac{\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h}{\Delta H} \quad \dots(2.67)$$

Dimana,

Cl	= Angka rembesan Lane
$\sum L_v$	= Jumlah panjang vertical (m)
$\sum L_h$	= Jumlah panjang horizontal (m)
ΔH	= Beda tinggi muka air (m)

HARGA MINIMUM ANGKA REMBESAN LAJNE (CL)	
MATERIAL	HARGA CL.
DASIR SANGAT HALUS ATAU LAMAU	8.50
DASIR HALUS	7.00
DASIR SEDANG	6.00
DASIR KASAR	5.00
KERIKIL HALUS	4.00
KERIKIL SEDANG	3.50
KERIKIL KASAR TERMASUK BERAMKAL	3.00
KONGKAM SEDIKIT SEDIKIT BERAMKAL DAN KERIKIL	2.50
LEMPUNG LUNAK	3.00
LEMPUNG SEDANG	2.00
LEMPUNG KERAS	1.50
LEMPUNG SANGAT KERAS	1.60

Sumber: Soesanto (2010)

Tabel 2.12 Angka Rembesan Lane

2.10.2.2 Stabilitas Terhadap Guling

$$\frac{\Delta MP}{\Delta MG} \geq SF \quad \dots(2.68)$$

Dimana,

ΔMP = Momen tahanan (ton.m)

ΔMG = Momen guling (ton.m)

SF = Angka keamanan (diambil 1,0-1,5)

2.10.2.3 Stabilitas Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot A}{\Sigma H} \geq SF \quad \dots(2.69)$$

Dimana,

f = Koefisien gesekan (0,75)

τ = Tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi (0,5)

A = Luas permukaan pondasi

ΣV = Gaya vertikal total

ΣH = Gaya horizontal total

2.10.2.4 Stabilitas Terhadap Retak

$$e = \left[\frac{L}{2} - \frac{M_t}{R_v} \right] \leq \frac{L}{6} \quad \dots(2.70)$$

Dimana,

e = Eksentrisitas (m)

L = Panjang pondasi bendung (m)

M_t = Momen total yang terjadi (tm)

R_v = Jumlah gaya-gaya vertikal

BAB III

METODOLOGI

BAB III METODOLOGI

3.1 Tinjauan Umum

Dalam suatu perencanaan embung, terlebih dahulu harus dilakukan survey dan investigasi dari lokasi yang bersangkutan. Hal ini dilakukan untuk memperoleh data yang berhubungan dengan perencanaan yang lengkap dan teliti. Untuk mengatur pelaksanaan perencanaan perlu adanya metodologi yang baik dan benar karena metodologi merupakan acuan untuk menentukan langkah-langkah kegiatan yang perlu diambil dalam perencanaan. Dalam perencanaan embung ini dibuat metodologi penyusunan sebagai berikut :

- Survey dan investigasi pendahuluan
- Pengumpulan data
- Analisis data
- Perencanaan konstruksi embung
- Stabilitas konstruksi embung
- *Time Schedule*

3.2 Metodologi Perencanaan Embung

Metode perencanaan digunakan untuk menentukan langkah-langkah yang akan dilakukan dalam perencanaan Embung Kajar. Adapun metodologi perencanaan yang digunakan adalah:

3.2.1 Identifikasi Masalah

Untuk dapat mengatasi permasalahan secara tepat maka pokok permasalahan harus diketahui terlebih dahulu. Solusi masalah yang akan dibuat harus mengacu pada permasalahan yang terjadi.

3.2.2 Studi Literatur

Studi literatur ini dilakukan untuk menyelesaikan persoalan dengan menelusuri sumber-sumber tulisan yang pernah dibuat sebelumnya. Sumber tulisan tersebut dapat berupa buku perkuliahan maupun jurnal literatur. Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan acuan dalam analisis data perhitungan dalam perencanaan embung.

3.2.3 Pengumpulan Data

Data digunakan untuk mengetahui solusi dari masalah yang ada. Data yang didapatkan adalah sebagai berikut:

- Data Topografi
- Data Hidrologi
- Data Klimatologi
- Data Penduduk
- Data Tanah

3.2.4 Analisis Data

Data yang telah didapat kemudian diolah dan dianalisis sesuai dengan kebutuhannya. Adapun analisis yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Analisis Hidrologi
2. Analisis Tampung Embung
3. Analisis Konstruksi Embung
4. Analisis Stabilitas Embung

3.2.5 Perencanaan Konstruksi

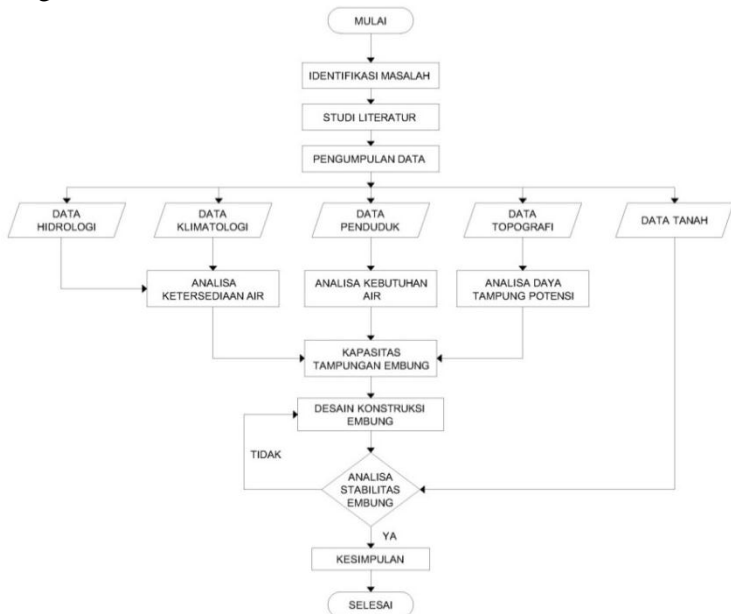
Hasil dari analisa data digunakan untuk menentukan perencanaan konstruksi embung yang sesuai dengan kondisi lapangan saat ini. Perencanaan mencakup tubuh embung dan bangunan pelengkap.

3.2.6 Stabilitas Konstruksi Embung

Dalam perencanaan konstruksi embung perlu adanya pengecekan apakah konstruksi tersebut sudah aman dari pengaruh gaya-gaya luar maupun beban yang diakibatkan dari konstruksi itu sendiri. Untuk itu perlu adanya pengecekan stabilitas konstruksi pada tubuh embung. Selanjutnya berdasarkan gaya-gaya yang bekerja tersebut embung dikontrol terhadap penyebab runtuhnya bangunan gravitasi.

3.3 Bagan Alir Tugas Akhir

Tahap pengerjaan tugas akhir ini dapat dilihat pada diagram alir di bawah ini



Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

3.4 Time Schedule

Pengerjaan tugas akhir ini dilakukan selama 4 bulan. Penjadwalan pengerjaan ditunjukkan pada tabel 3.1

Tabel 3.1 Penjadwalan Pengerjaan Tugas Akhir

No.	Kegiatan	Bulan 1				Bulan 2				Bulan 3				Bulan 4			
		2016				2016				2016				2016			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Pengumpulan Data																
2	Analisa Data																
3	Pembimbingan																
4	Evaluasi																

BAB IV

ANALISA

HIDROLOGI

BAB IV ANALISA HIDROLOGI

4.1 Proyeksi Penduduk dan Kebutuhan Air Penduduk

Pada perencanaan ini embung di desain untuk memenuhi kebutuhan air baku penduduk desa Sumberbulu. Metode yang digunakan untuk memproyeksikan pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan rumus sebagai berikut:

$$P_t = P_o (1+r)^t$$

Dimana,

P_t = jumlah penduduk pada t tahun

P_o = Jumlah penduduk rata-rata pertahun

t = selisih tahun acuan dan tahun proyeksi

Data jumlah penduduk desa Sumberbulu adalah sebagai berikut:

Tabel 4.1 Jumlah Penduduk Desa Sumberbulu

Tahun	Jumlah Penduduk (Jiwa)
2009	3438
2010	3688
2011	3629
2012	3515
2013	3557
2014	3611
2015	3610

Sumber: BPS Banyuwangi

Dilakukan perhitungan pertumbuhan penduduk dari data jumlah penduduk yang ada. Hasil perhitungan disajikan pada Tabel 4.2 sebagai berikut.

Tabel 4.2 Pertumbuhan Penduduk Desa Sumberbulu

Tahun	Jumlah Penduduk (Jiwa)	Pertumbuhan Penduduk
2009	3438	
2010	3688	0.07272
2011	3629	-0.01600
2012	3515	-0.03141
2013	3557	0.01195
2014	3611	0.01518
2015	3610	-0.00028
Rata-Rata		0.00869

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya dilakukan perhitungan proyeksi penduduk. contoh perhitungan proyeksi pertumbuhan penduduk pada tahun 2016:

$$P_{2015} = 3610 \text{ jiwa}$$

$$i = 0.2\%$$

$$\begin{aligned} P_t &= P_o \times (1+r)^t \\ &= 3611 \times (1+0.02)^1 \\ &= 3619 \text{ Jiwa} \end{aligned}$$

Proyeksi kebutuhan air penduduk untuk tahun berikutnya dapat dilihat pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Proyeksi Penduduk dan Kebutuhan Air Penduduk

No.	Tahun	Proyeksi Penduduk	Kebutuhan Air Perorang	Kebutuhan Air	Kehilangan air	Total Kebutuhan Air	Total Kebutuhan Air	Total Kebutuhan Air
	Jiwa	Jiwa	(Lt/Org/Hari)	(Lt/Hari)	(Lt/Hr)	(Lt/Hari)	(m ³ /Hari)	(m ³ /dtk)
1	2016	3642	100	364200	72840	437040	437.04	0.00506
2	2017	3674	100	367400	73480	440880	440.88	0.00510
3	2018	3705	100	370500	74100	444600	444.6	0.00515
4	2019	3738	100	373800	74760	448560	448.56	0.00519
5	2020	3770	100	377000	75400	452400	452.4	0.00524
6	2021	3803	100	380300	76060	456360	456.36	0.00528
7	2022	3836	100	383600	76720	460320	460.32	0.00533
8	2023	3869	100	386900	77380	464280	464.28	0.00537
9	2024	3903	100	390300	78060	468360	468.36	0.00542
10	2025	3937	100	393700	78740	472440	472.44	0.00547
11	2026	3971	100	397100	79420	476520	476.52	0.00552
12	2027	4006	100	400600	80120	480720	480.72	0.00556
13	2028	4040	100	404000	80800	484800	484.8	0.00561
14	2029	4076	100	407600	81520	489120	489.12	0.00566
15	2030	4111	100	411100	82220	493320	493.32	0.00571
16	2031	4147	100	414700	82940	497640	497.64	0.00576

17	2032	4183	100	418300	83660	501960	501.96	0.00581
18	2033	4219	100	421900	84380	506280	506.28	0.00586
19	2034	4256	100	425600	85120	510720	510.72	0.00591
20	2035	4293	100	429300	85860	515160	515.16	0.00596
21	2036	4330	100	433000	86600	519600	519.6	0.00601
22	2037	4368	100	436800	87360	524160	524.16	0.00607
23	2038	4406	100	440600	88120	528720	528.72	0.00612
24	2039	4444	100	444400	88880	533280	533.28	0.00617
25	2040	4483	100	448300	89660	537960	537.96	0.00623
26	2041	4522	100	452200	90440	542640	542.64	0.00628

Sumber: Perhitungan

Didapatkan nilai debit kebutuhan air penduduk Desa Sumberbulu sebesar $0.00628 \text{ m}^3/\text{detik}$

4.2 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan embung. Perhitungan luasan tiap elevasi dihitung menggunakan program AutoCAD 2013 dengan beda elevasi kontur sebesar 1 m. hasil perhitungan luas waduk pada masing-masing elevasi disajikan pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Luas Permukaan Hasil Analisa Topografi

Elevasi (m)	Luas Permukaan (m ²)
439	1446.38
440	6788.11
441	14197.66
442	21629.42
443	29699.74
444	38556.29
445	46442.15
446	54217.12
447	62991.84
448	70802.96
449	78884.32
450	89467.10

Sumber: Perhitungan

Contoh perhitungan volume antara kontur +439 dan +440 adalah sebagai berikut:

Dari tabel 4.2 di atas didapat:

$$F_{+439} = 1446.38 \text{ m}^2$$

$$F_{+440} = 6788.11 \text{ m}^2$$

Volume antara kontur +439 dan +440 dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$V = \sum \left\{ \frac{1}{2} (F_i + F_{i+1}) X \right\}$$

Dimana,

V = Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan (m^3)

F_i = Luas tampungan pada kontur ke-i (m^2)

F_{i+1} = Luas tampungan pada kontur ke-(i+1) (m^2)

X = Beda tinggi antara 2 kontur (m)

Sehingga volume antara kontur +438 dan +439 adalah:

$$V_{+440} = \frac{1}{2} \times (1446.38 + 6788.11) \times 1 = 4117.25 \text{ m}^3$$

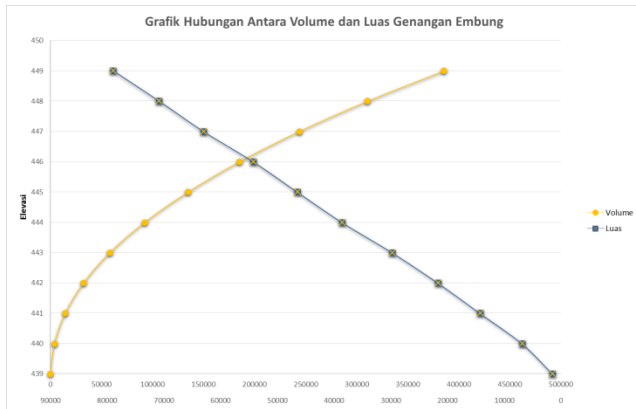
Untuk perhitungan volume antara 2 kontur yang lain disajikan dalam Tabel 4.5 sebagai berikut.

Tabel 4.5 Perhitungan Volume Tiap Elevasi Pada Beda Kontur 1 Meter

Elevasi (m)	F_i (m ²)	F_{i+1} (m ²)	$F_{i\text{-rata-rata}}$ (m ²)	H_{i-1} - H_i (m)	Volume Genangan (m ³)	Volume kumulatif (m ³)
439	1446.39	6788.11				
			4117.25	1	4117.25	4117.25
440	6788.11	14197.66				
			10492.89	1	10492.89	14610.14
441	14197.66	21629.42				
			17913.54	1	17913.54	32523.68
442	21629.42	29699.74				
			25664.58	1	25664.58	58188.26
443	29699.74	38556.29				
			34128.01	1	34128.01	92316.28
444	38556.29	46442.15				
			42499.22	1	42499.22	134815.45
445	46442.15	54217.12				
			50329.63	1	50329.63	185145.13
446	54217.12	62991.85				
			58604.48	1	58604.48	243749.61
447	62991.85	70802.96				
			66897.40	1	66897.40	310647.01
448	70802.96	78884.32				
			74843.64	1	74843.64	385490.66
449	78884.32	89467.10				
			84175.71	1	84175.71	469666.36

Sumber: Perhitungan

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan, dapat digambarkan grafik lengkung kapasitas waduk antara volume dengan luas genangan seperti ditunjukkan pada grafik 4.1



Grafik 4.1 Lengkung Waduk

4.3 Kapasitas Mati

Kapasitas mati adalah kapasitas yang disediakan untuk menampung sedimen sesuai dengan umur bangunan air yang direncanakan. Perhitungan kapasitas mati menggunakan metode USLE untuk memperkirakan laju sedimentasi. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$E_p = R \cdot K \cdot LS$$

$$E_a = R \cdot K \cdot LS \cdot CP$$

Dimana,

E_p = erosi potensial (ton/ha)

E_a = erosi aktual

R = indeks erosivitas limpasan permukaan

K = indeks erodibilitas tanah

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

CP = faktor tanaman/faktor vegetasi penutup tanah

Pada perhitungan kapasitas mati disini diperhatikan kondisi lokasi sepanjang aliran sungai. Data kondisi sekitar lokasi yang digunakan pada perhitungan ini didapatkan dari peta *digital* yang dikelola oleh Bappenas Kabupaten Banyuwangi dan dapat diakses melalui website gis.banyuwangikab.co.id.

Perhitungan dimulai dengan mencari nilai sedimentasi potensial. Sedimentasi potensial dapat dihitung dengan rumus:

$$S_{\text{pot}} = \text{SDR} \times E_a$$

$$R = 2.21 \times R_b^{1.36}$$

$$\text{SDR} = \frac{S \times (1 - 0,8683 A^{-0.2018})}{2 \times (S + 50n)} + 0,8683 A^{-0.2018}$$

$$V_{\text{sedimen}} = S_{\text{pot}} \times \text{umur rencana}$$

Dimana,

S_{pt} = Sedimentasi Potensial

R = Indeks erosivitas hujan

SDR = Faktoe *sediment delivery*

V_{sedimen} = Volume sedimen

Dari lokasi perencanaan embung didapatkan data:

$$\text{Luas DAS} = 27.91 \text{ km}^2$$

$$R_b = 340.083 \text{ mm}$$

$$\text{Rata-rata hari hujan perbulan} = 150 \text{ hari}$$

$$\text{Koefisien kekasaran manning} = 0.025$$

Berat jenis sedimen = 1.8 ton/m²

Perhitungan nilai LS didasarkan pada nilai kemiringan lokasi sekitar proyek. Untuk menentukan nilai LS berdasarkan kemiringan lereng digunakan Tabel 4.6

Tabel 4.6 Nilai LS

Kelas Lereng	Kemiringan Lereng (%)	Nilai LS
A	0 – 5	0.25
B	5 – 15	1.20
C	15 – 35	4.25
D	35 – 50	9.50
E	> 50	12.00

Sumber: Petunjuk Pelaksanaan Penyusunan RTL-RLKT

Hasil perhitungan kemiringan lereng ditunjukkan pada Tabel 4.7

Tabel 4.7 Perhitungan Kemiringan Lereng

Kemiringan Lereng	Area (Km ²)	Total Kemiringan Lereng (%)
0.4	5.110	7.324
0.25	4.300	3.852
0.15	7.800	4.192
0.08	7.100	2.035
0.02	3.600	0.258
Total		17.660

Sumber: Perhitungan

Nilai CP dibedakan berdasarkan pengelolaan lahan yang nilainya dapat dilihat pada Tabel 4.8

Tabel 4.8 Nilai CP berdasarkan Pengelolaan Lahan

Konservasi dan Pengelolaan Tanaman	CP
Hutan :	
a. tak terganggu	0,01
b. tanpa tumbuhan bawah, disertai seresah	0,05
c. tanpa tumbuhan bawah, tanpa seresah	0,50
Semak :	
a. tak terganggu	0,01
b. sebagian berumput	0,10
Kebun :	
a. kebun-talun	0,02
b. kebun-perkarangan	0,20
Perkebunan :	
a. penutupan tanah sempurna	0,01
b. penutupan tanah sebagian	0,07
Perumputan	
a. penutupan tanah sempurna	0,01
b. penutupan tanah sebagian; ditumbuhi alang-alang	0,02
c. alang-alang; pembakaran sekali setahun	0,06
d. serai wangi	0,65
Tanaman Pertanian :	
a. umbi-umbian	0,51
b. biji-bijian	0,51
c. kacang-kacangan	0,36
d. campuran	0,43
e. padi irigasi	0,02
Perladangan :	
a. 1 tahun tanam - 1 tahun bero	0,28
b. 1 tahun tanam - 2 tahun bero	0,19
Pertanian dengan konservasi :	
a. mulsa	0,14
b. teras bangku	0,04
c. <i>contour cropping</i>	0,14

Sumber: Asdak (2004)

Nilai erodibilitas (K) didapatkan berdasarkan jenis tanah yang berada di sepanjang aliran sungai. Nilai K ditunjukkan pada tabel 4.8

Tabel 4.9 Nilai Erodibilitas (K) berdasarkan Jenis Tanah

Kode	Tipe Tanah	Nilai K
1	Tanah eutropik organik	0.351
2	Tanah hidromorphic alluvial	0.156
3	Tanah abu-abu alluvial	0.259
4	Tanah alluvial coklat keabu-abuan	0.315
5	Alluvial abu-abu dan alluvial coklat keabu-abuan	0.193
6	Kompleks tanah alluvial abu-abu dan tanah humic abu-abu	0.205
7	Kompleks tanah alluvial abu-abu dan tanah humic rendah abu-abu	0.202
8	Komplek tanah hidromorphic abu-abu dan pianosol coklat keabu-abuan	0.301
9	Pianosol coklat keabu-abuan	0.251
10	Komplek tanah litosol dan tanah mediteran merah	0.215
11	Regosol abu-abu	0.304
12	Komplek regosol abu-abu dan litosol	0.172
13	Regosol coklat	0.346
14	Regosol coklat kekuning-kuningan	0.331
15	Regosol abu-abu kekuning-kuningan	0.301
16	Komplek regosol dan litosol	0.302
17	Andosol coklat	0.278
18	Andosol coklat kekuning-kuningan	0.223
19	Komplek andosol coklat dan regosol coklat	0.271
20	Komplek renzinas, litosol dan tanah hutan coklat	0.157
21	Grumosol abu-abu	0.176
22	Grumosol abu-abu hitam	0.167
23	Komplek grumosol, regosol dan tanah mediteran	0.201
24	Komplek tanah mediteran coklat dan litosol	0.323
25	Komplek tanah mediteran dan grumosol	0.275
26	Komplek tanah mediteran coklat kemerahan dan litosol	0.188
27	Latosol coklat	0.175
28	Latosol coklat kemerahan	0.121
29	Latosol coklat hitam kemerahan	0.058
30	Latosol coklat kekuningan	0.082
31	Latosol merah	0.075

Kode	Tipe Tanah	Nilai K
32	Latosol merah kekuningan	0.054
33	Kompleks latosol coklat dan regosol abu-abu	0.186
34	Kompleks latosol coklat dan kekuningan	0.091
35	Kompleks latosol coklat kemerahan dan latosol coklat	0.067
36	Kompleks latosol merah, latosol coklat kemerahan dan litosol	0.062
37	Kompleks latosol merah dan latosol coklat kemerahan	0.061
38	Kompleks latosol merah kekuningan, latosol coklat kemerahan dan latosol	0.064
39	Komplek latosol coklat kemerahan dan litosol	0.075
40	Kompleks latosol merah kekuningan, latosol coklat podsolik merah kekuningan dan litosol	0.116
41	Tanah podsolik kuning	0.167
42	Tanah podsolik merah kekuningan	0.166
43	Tanah podsolik merah	0.158
44	Komplek podsolik kuning dan tanah hidromorphic abu-abu	0.249
45	Komplek tanah podsolik kuning dan regosol	0.158
46	Komplek tanah podsolik kuning, podsolik merah kekuningan dan regosol	0.175
47	Komplek latertik merah kekuningan dan tanah podsolik merah kekuningan	0.175

Sumber: Puslitbang Pengairan Bandung

Di lokasi sepanjang sungai didapatkan data tanah dengan jenis andosol kekuning-kuningan dan latosol coklat-regosol abu abu. Perhitungan nilai K dapat dilihat pada Tabel 4.10

Tabel 4.10 Perhitungan Nilai Erodibilitas (K)

Jenis Tanah	Nilai K	Area (Km ²)	Total Nilai K
Andosol Kekuning-Kuningan	0.223	24	0.185
Latosol Coklat Regosol Abu-Abu	0.186	5	0.032
Total			0.217

Sumber:Perhitungan

Setelah mengetahui nilai parameter-parameter yang dibutuhkan, maka dilanjutkan dengan tahap perhitungan. Perhitungan erosi aktual ditunjukkan pada tabel 4.11

Tabel 4.11 Erosi Aktual

Pemakaian Lahan	R (mm)	K	LS	CP	A (Ha)	Ea (ton/Ha)
Hutan	22.204	0.217	4.250	0.010	2775.900	567.837
Sawah	22.204	0.217	4.250	0.430	15.100	132.821
						700.657

Sumber:Perhitungan

Dari perhitungan diatas dilanjutkan menghitung volume sedimen yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} \text{SDR} &= \frac{S \times (1 - 0,8683 A^{-0.2018})}{2 \times (S + 50n)} + 0,8683 A^{-0.2018} \\ &= 0.478 \end{aligned}$$

$$8\text{Spot} = 0.470 \times 700.657 = 344.891 \text{ ton/th}$$

$$\text{Spot} = 344.891 / 1.8 = 189.050 \text{ m}^3/\text{th}$$

$$V_{\text{sedimen}} = \text{Spot} \times \text{umur rencana}$$

$$= 189.050 \times 25 = 4651.259 \text{ m}^3$$

4.4 Evaporasi

Perhitungan evaporasi dibutuhkan untuk mendapatkan nilai kehilangan air yang terjadi didalam tampungan embung. Hasil perhitungan evaporasi disajikan pada Tabel 4.12

Tabel 4.12 Perhitungan Evaporasi

No.	Bulan	Temperatur Udara ($^{\circ}\text{C}$)	Kelembaban (%)	Kecepatan Angin (Km/jam)	Kecepatan Angin (mil/hari)	ea	ed	Evaporasi (mm/hari)	Evaporasi (mm/Bulan)
1	Januari	27.4	81	5.20	77.609	28.115	22.839	3.280	101.671
2	Februari	27.5	82	4.87	72.637	28.218	23.033	3.133	87.715
3	Maret	27.6	80	5.70	85.066	28.476	22.796	3.679	114.047
4	April	27.7	80	5.98	89.208	28.499	22.792	3.780	113.393
5	Mei	27.7	80	5.30	78.990	28.601	22.990	3.515	108.971
6	Juni	26.8	81	5.80	86.447	27.340	22.118	3.408	102.231
7	Juli	25.9	80	6.07	90.589	26.003	20.702	3.536	109.613
8	Agustus	26.0	80	6.02	89.761	26.195	20.872	3.535	109.591
9	September	26.8	77	6.19	92.246	27.297	21.029	4.218	126.538
10	Oktober	28.0	77	6.11	91.142	28.961	22.231	4.502	139.555
11	November	28.6	77	5.59	83.408	29.888	22.914	4.477	134.306
12	Desember	27.6	81	5.67	84.513	28.477	23.167	3.429	106.291

Sumber: Perhitungan

4.5. Evapotranspirasi Potensial

Evapotranspirasi adalah jumlah penguapan gabungan dari evaporasi dan transpirasi. Pada perhitungan evapotranspirasi disini akan menggunakan metode Penman Modifikasi. Berdasarkan metode Penman Modifikasi FAO (Pruit, W.O:1977)

$$ET_o = C \cdot W \cdot R_n + (1 - w) \cdot F(u) \cdot (e_d - e_a)$$

dimana :

ET_o = Evapotranspirasi Potensial

C = Faktor pendekatan untuk kompensasi efek pergantian cuaca akibat siang dan malam

W = Faktor berat atau faktor bobot yang mempengaruhi penyinaran matahari pada evapotranspirasi potensial

R_n = Radiasi penyinaran matahari dalam perbandingan Penguapan/Radiasi matahari bersih (mm/hari)

$F(u)$ = Fungsi kecepatan angin

e_a = Tekanan uap air jenuh (mm/bar)

e_d = Tekanan uap air nyata (mm/bar)

Untuk menghitung fungsi angin digunakan rumus berikut:

$$F(U) = 0,27 \times (1 + U/100)$$

Dimana :

U = kecepatan angin selama 24 jam di ketinggian 2 meter, (km/hari)

Tabel 4.13 Tekanan Uap Air Jenuh

(°C)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	4,56	4,62	4,69	4,69	4,71	4,75	4,78	4,82	4,86	4,89
1	4,56	4,68	4,60	4,63	4,67	4,71	4,74	4,78	4,82	4,85
2	5,29	5,33	5,37	5,40	5,44	5,48	5,53	5,57	5,61	5,64
3	5,68	5,72	5,76	5,80	5,84	5,89	5,93	5,94	6,01	6,06
4	6,10	6,14	6,18	6,23	6,27	6,31	6,36	6,40	6,45	6,49
5	6,54	6,58	6,54	6,68	6,72	6,77	6,82	6,86	6,91	6,96
6	7,01	7,06	7,11	7,16	7,20	7,25	7,31	7,36	7,41	7,46
7	7,51	7,56	7,61	7,67	7,72	7,77	7,82	7,88	7,93	7,98
8	8,04	8,10	8,15	8,21	8,26	8,32	8,37	8,43	8,48	8,54
9	8,61	8,67	8,73	8,78	8,84	8,90	8,96	9,02	9,09	9,14
10	9,20	9,26	9,33	9,39	9,46	9,52	9,58	9,65	9,71	9,77
11	9,94	9,99	10,07	10,13	10,19	10,17	10,24	10,31	10,38	10,45
12	10,52	10,58	10,66	10,72	10,79	10,86	11,00	11,10	11,31	11,15
13	11,23	11,30	11,38	11,75	11,63	11,60	11,68	11,76	11,63	11,91
14	11,98	12,06	12,14	12,22	12,30	12,38	12,46	12,54	12,62	12,70
15	12,78	12,86	12,95	13,03	13,11	13,20	13,38	13,37	13,45	13,64
16	13,63	13,71	13,80	13,90	13,99	14,08	14,17	14,26	14,35	14,44
17	14,53	14,62	14,71	14,81	14,90	14,99	15,09	15,17	15,27	15,38
18	15,46	15,56	15,66	15,76	15,86	15,96	16,06	16,16	16,26	16,36
19	16,46	16,57	16,68	16,79	16,90	17,00	17,10	17,21	17,32	17,43
20	17,53	17,64	17,75	17,86	17,97	18,08	18,20	18,31	18,46	18,56
21	18,65	18,77	18,88	19,00	19,11	19,23	19,35	19,46	19,58	19,70
22	19,82	19,94	20,06	20,19	20,31	20,43	20,68	20,69	20,80	20,93
23	21,05	21,19	21,32	21,45	21,58	21,71	21,84	21,97	21,10	22,23
24	22,27	22,60	22,63	22,76	22,91	23,05	23,19	23,31	23,45	23,60
25	23,75	23,90	24,03	24,20	24,35	24,49	24,64	24,78	24,94	25,08
26	25,31	25,45	25,60	25,74	25,89	26,03	26,18	26,32	26,46	26,60
27	26,74	26,9	27,05	27,21	27,37	27,53	27,69	27,85	28,00	28,16
28	28,32	28,49	28,66	28,83	29,00	29,17	29,34	29,51	29,68	29,85
29	30,03	30,20	30,36	30,56	30,74	30,92	31,10	31,28	31,46	31,64
30	31,82	32,00	32,19	32,38	32,57	32,76	32,95	33,14	33,33	33,52

Tabel 4.14 Nilai Faktor Penimbang (W)

Temperatur °C	W pada ketinggian																			
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
0	0,43	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,78	0,80	0,82	0,83	0,84	0,85
500	0,44	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,70	0,72	0,74	0,76	0,78	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86
1000	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,80	0,82	0,83	0,85	0,86	0,87
2000	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88
3000	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89
4000	0,54	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,89	0,90	0,90

Tabel 4.15 Radiasi Extra Terrestrial (Ra)

Northern Hemisphere												Southern Hemisphere												
Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agust	Sept	Oct	Nov	Des	Lat	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agust	Sept	Oct	Nov	Des
3,8	8,1	8,4	12,7	15,8	17,1	16,4	14,1	10,9	7,4	4,5	3,2	81	17,5	14,7	10,9	7,0	4,2	3,1	3,8	5,5	8,9	12,9	15,5	16,2
4,3	8,6	8,8	13,0	15,9	17,2	16,5	14,3	11,2	7,8	5,0	3,7	48	17,9	14,9	11,2	7,5	4,7	3,0	4,0	6,0	9,3	13,2	16,6	18,2
4,9	7,1	7,3	10,3	12,6	12,7	11,6	8,3	5,5	3,3	2,1	1,5	36	17,7	15,1	11,9	8,4	5,2	4,1	4,4	6,4	9,7	13,4	16,7	18,3
5,3	7,8	8,0	10,7	12,1	11,2	9,6	6,7	4,1	2,3	1,4	1,0	24	17,7	15,3	11,9	8,4	4,7	4,4	4,9	6,9	9,9	13,2	16,7	18,3
5,0	8,1	11,9	14,0	16,2	17,3	16,7	15,0	12,2	9,1	6,0	5,2	42	17,8	15,5	12,2	8,8	6,1	4,9	5,4	7,4	10,6	14,0	18,8	19,3
6,4	8,6	11,4	14,3	16,4	17,3	16,7	15,2	12,6	9,8	7,0	6,7	40	17,9	15,7	12,4	9,2	6,6	5,3	5,9	7,9	11,0	14,2	18,8	19,3
6,9	8,0	11,8	14,5	16,4	17,2	16,7	15,3	12,8	10,0	7,5	6,1	38	17,9	15,8	12,6	9,4	7,1	5,9	6,3	8,3	11,4	14,4	17,9	18,1
7,4	8,4	12,1	14,7	16,4	17,2	16,7	15,4	13,1	10,0	8,0	6,8	36	17,9	16,0	13,0	10,1	7,8	6,3	6,8	8,8	11,7	14,6	17,9	18,2
7,8	8,8	12,4	14,8	16,5	17,1	16,8	15,5	13,4	10,8	8,1	7,2	34	17,8	16,1	13,2	10,3	8,0	6,0	6,2	8,2	10,9	13,8	16,7	18,6
8,3	10,2	12,8	14,9	16,5	17,0	16,8	15,6	13,6	11,2	9,0	7,8	32	17,8	16,2	13,3	10,4	8,5	7,3	7,7	9,6	12,4	15,1	17,2	18,1
8,8	10,7	13,1	15,2	16,5	17,0	16,8	15,7	13,9	11,6	9,5	8,3	30	17,8	16,4	13,6	11,3	8,9	7,8	8,1	10,1	12,7	15,3	17,3	18,1
9,3	11,1	13,4	15,3	16,6	16,9	16,7	15,7	14,1	12,2	10,0	8,9	28	17,7	16,5	13,8	11,5	9,2	8,2	8,6	10,4	12,9	15,4	17,2	17,9
9,8	11,5	13,7	15,4	16,6	16,8	16,6	15,6	14,0	12,3	10,3	9,3	26	17,8	16,6	14,0	12,0	9,7	8,7	9,1	10,7	13,1	15,5	17,2	17,8
10,2	11,9	13,9	15,5	16,6	16,7	16,5	15,6	14,0	12,4	10,4	9,4	24	17,8	16,6	14,2	12,2	10,0	9,1	9,5	11,2	13,4	15,6	17,1	17,7
10,7	12,3	14,2	15,6	16,6	16,6	16,4	15,6	14,0	12,5	10,5	9,5	22	17,4	16,5	14,4	12,4	10,6	9,6	10,0	11,6	13,7	15,7	17,0	17,5
11,2	12,7	14,4	15,6	16,5	16,4	16,3	15,6	14,0	12,5	11,0	10,7	20	17,3	16,5	14,6	12,6	11,0	10,0	10,4	12,0	13,9	15,6	17,0	17,4
11,0	13,0	14,6	15,6	16,1	16,1	16,1	15,6	14,0	12,6	11,1	10,8	18	17,1	16,5	15,1	13,2	11,4	10,4	10,8	12,3	14,1	15,8	16,8	17,1
12,0	13,3	14,7	15,6	16,0	16,0	16,0	15,6	14,0	12,7	11,6	11,4	16	16,8	16,4	15,2	13,1	11,7	10,6	11,2	12,5	14,3	15,8	16,7	16,8
12,4	13,6	14,9	15,7	16,0	16,0	16,0	15,7	14,1	12,8	12,0	11,8	14	16,7	16,4	15,3	13,7	12,1	11,2	11,6	12,9	14,5	15,8	16,6	16,6
12,8	13,9	15,1	15,7	16,0	16,0	16,0	15,8	14,2	13,1	12,5	12,3	12	16,6	16,3	15,4	14,0	12,6	11,9	12,0	13,2	14,7	15,8	16,4	16,5
13,1	14,2	15,3	15,7	16,0	16,0	16,0	15,8	14,3	13,3	12,9	12,7	10	16,6	16,3	15,5	14,2	12,8	12,6	12,4	13,5	14,8	15,8	16,3	16,2
13,6	14,5	15,3	15,6	16,0	16,0	16,0	16,0	14,4	13,4	13,0	12,8	8	16,1	16,3	15,6	14,4	13,1	12,4	12,4	13,7	14,9	15,8	16,0	16,0
13,9	14,8	15,4	15,6	16,1	16,1	16,1	16,0	14,5	13,5	13,0	12,7	6	15,8	16,0	15,6	14,7	13,4	12,8	13,1	14,0	15,0	15,7	15,8	15,7
14,3	15,0	15,5	15,6	16,1	16,1	16,1	16,1	14,6	13,6	13,1	12,8	4	15,6	15,8	15,6	14,8	13,6	13,0	13,2	14,0	14,8	15,1	15,2	15,4
14,7	15,3	15,6	16,0	16,1	16,1	16,1	16,1	14,7	13,7	13,2	12,9	2	15,3	15,7	15,7	15,1	14,1	13,6	13,7	14,3	15,2	15,5	15,3	15,1
15,0	15,5	15,7	16,2	16,1	16,1	16,1	16,1	14,8	13,8	13,4	13,1	0	15,2	15,6	15,7	15,3	14,4	13,9	14,1	14,6	15,3	15,4	15,1	14,8

Tabel 4.16 Lama Penyinaran Matahari

Tabel III-4. Lama Penyinaran Matahari maksimum rata-rata perhari (N)

Lintang U	Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
Lintang S	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des	Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun
50	8.5	10.1	11.8	13.8	15.4	16.3	15.9	14.5	12.7	10.8	9.1	8.1
48	8.8	10.2	11.8	13.6	15.2	16.0	15.6	14.3	12.6	10.9	9.3	8.3
46	9.1	10.2	11.9	13.5	14.9	15.7	15.4	14.2	12.6	10.9	9.5	8.7
44	9.3	10.5	11.9	13.4	14.7	15.4	15.2	14.0	12.6	11.0	9.7	8.9
42	9.4	10.6	11.9	13.4	14.6	15.2	14.9	13.9	12.6	11.1	9.8	9.1
40	9.6	10.7	11.9	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.3
35	10.1	11.0	11.9	13.1	14.0	14.5	14.5	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
30	10.4	11.1	12.0	12.9	13.6	14.0	13.9	13.2	12.4	11.5	10.6	10.2
25	10.7	11.3	12.0	12.7	13.3	13.7	13.5	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
20	11.0	11.5	12.0	12.6	13.4	13.3	13.2	12.3	12.3	11.0	11.2	10.9
15	11.3	11.6	12.0	12.5	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
10	11.6	11.8	12.0	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.4	11.8	11.6	11.5
5	11.8	11.9	12.0	12.0	12.2	12.3	12.4	12.3	12.4	12.0	11.9	11.8
0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Contoh perhitungan evapotranspirasi potensial pada tahun 2005 ditunjukkan pada tabel 4.17. Dan hasil perhitungan evapotranspirasi potensial pada tahun lain ditunjukkan pada tabel 4.18

Tabel 4.17 Perhitungan Evapotranspirasi Potensial Tahun 2005

No	Parameter	Satuan	2005					
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun
I	Data							
1	Suhu. T	(°C)	27.900	27.800	27.900	27.600	27.300	27.300
2	Kelembaban Relatip. RH	(%)	78.000	79.000	80.000	80.000	77.000	80.000
3	Lama Penyinaran. n	(%)	60.500	58.000	58.500	50.500	72.500	72.000
4	Kecepatan angin. u	knot	3.000	2.000	2.000	6.000	2.000	3.000
		(km/jam)	5.556	3.704	3.704	11.112	3.704	5.556
II	Perhitungan							
1	Tekanan uap jenuh. es	(mbar)	28.855	28.712	28.855	28.426	27.996	27.996
2	Tekanan uap nyata. ed	(mbar)	22.507	22.682	23.084	22.740	21.557	22.397
3	Perbedaan tekanan uap	(mbar)	6.348	6.029	5.771	5.685	6.439	5.599
4	Fungsi angin. f(u)	(km/hari)	0.278	0.271	0.271	0.272	0.271	0.271
5	W		0.778	0.777	0.778	0.775	0.772	0.772
6	Faktor Pembobot (1-W)		0.222	0.223	0.222	0.225	0.228	0.228
7	Radiasi ekstra terrestial. Ra		16.120	16.113	15.500	14.394	13.081	12.374
8	N		12.525	12.363	12.400	11.875	11.712	11.612
9	Radiasi gel.pendek. Rs	(mm/hari)	7.972	8.070	7.750	7.523	6.951	6.644
10	Radiasi netto gel.pendek. Rns	(mm/hari)	7.175	7.263	6.975	6.770	6.256	5.979

14	Radiasi netto gel.panjang. Rn1	(mm/hari)	0.000154	0.000152	0.000152	0.000153	0.000155	0.000152
15	Radiasi netto. Rn	(mm/hari)	7.174	7.263	6.975	6.770	6.256	5.979
17	Faktor koreksi. c		1.049	1.015	1.014	0.981	0.958	0.954
18	Potensial Evapotranspirasi. ETo	(mm/hari)	6.263	6.095	5.854	5.487	5.006	4.731

No	Parameter	Satuan	2005					
			Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
I	Data							
1	Suhu. T	(°C)	26.400	26.700	26.700	27.400	27.900	26.700
2	Kelembaban Relatip. RH	(%)	77.000	78.000	77.000	79.000	75.000	85.000
3	Lama Penyinaran. n	(%)	60.000	52.500	75.000	60.000	55.000	51.000
4	Kecepatan angin. u	knot	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	2.000
		(km/jam)	5.556	5.556	5.556	5.556	5.556	3.704
II	Perhitungan							
1	Tekanan uap jenuh. es	(mbar)	26.708	27.138	27.138	28.139	28.855	27.138
2	Tekanan uap nyata. ed	(mbar)	20.565	21.167	20.896	22.230	21.641	23.067
3	Perbedaan tekanan uap	(mbar)	6.143	5.970	6.242	5.909	7.214	4.071
4	Fungsi angin. f(u)	(km/hari)	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
5	W		0.763	0.766	0.766	0.773	0.778	0.766
6	Faktor Pembobot (1-W)		0.237	0.234	0.234	0.227	0.222	0.234
7	Radiasi ekstra terrestial. Ra		12.681	13.687	14.894	15.807	16.013	16.013

8	N		11.675	11.863	12.000	12.188	12.450	12.550
9	Radiasi gel.pendek. Rs	(mm/hari)	6.767	7.173	7.697	8.031	7.967	7.905
10	Radiasi netto gel.pendek. Rns	(mm/hari)	6.090	6.455	6.927	7.228	7.170	7.115
14	Radiasi netto gel.panjang. Rn1	(mm/hari)	0.000141	0.000142	0.000142	0.000148	0.000159	0.000126
15	Radiasi netto. Rn	(mm/hari)	6.090	6.455	6.927	7.228	7.170	7.115
17	Faktor koreksi. c		0.988	1.001	1.036	1.071	1.096	1.082
18	Potensial Evapotranspirasi. ETo	(mm/hari)	4.978	5.327	5.904	6.372	6.587	6.175

Sumber:Perhitungan

Tabel 4.18 Hasil Perhitungan Evapotranspirasi Potensial (mm/hari)

Tahun	Januari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
2005	6.263	6.095	5.854	5.487	5.006	4.731	4.978	5.327	5.904	6.372	6.587
2006	6.120	5.991	5.868	5.514	5.005	4.690	4.866	5.198	5.890	6.488	6.657
2007	6.300	6.059	5.701	5.493	4.975	4.649	4.902	5.208	5.922	6.499	6.632
2008	6.254	5.955	5.769	5.536	4.982	4.682	4.903	5.199	5.918	6.439	6.512
2009	6.173	5.979	5.894	5.587	4.967	4.746	4.932	5.258	5.853	6.388	6.648
2010	6.475	6.392	6.637	5.906	5.395	5.071	5.298	5.673	6.369	6.855	7.382
2011	6.061	6.023	5.732	5.433	4.933	4.642	4.865	5.244	5.849	6.423	6.550
2012	6.050	6.014	5.809	5.553	4.930	4.661	4.889	5.288	5.932	6.523	6.671
2013	5.761	5.718	5.466	4.959	4.907	4.617	4.878	5.282	5.882	6.517	6.433
2014	6.181	6.004	5.914	5.534	5.057	4.745	4.899	5.249	5.988	6.521	6.672

Sumber:Perhitungan

4.6. Debit Andalan

Karena tidak tersedianya data debit di kali Badeng, maka perlu dilakukan perhitungan debit andalan. Debit andalan dihitung dengan menggunakan metode F.J. Mock. Contoh perhitungan pada tahun 2005 ditunjukkan pada Tabel 4.19. Sedangkan Tabel 4.20 menunjukkan hasil perhitungan debit andalan untuk tahun yang lain.

Tabel 4.19 Perhitungan Debit Andalah Tahun 2005

2005								
No	Perhitungan	Satuan	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni
	Data Meteorologi							
1	Curah hujan	mm	563.00	215.00	289.00	335.00	31.00	441.00
2	Jumlah hari dalam satu bulan	hari	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00
4	Ep	mm/hr	6.26	6.09	5.85	5.49	5.01	4.73
5	Epm (aktual bulanan)	mm/bulan	194.14	170.66	181.47	164.60	155.20	141.93
	Evapotranspirasi							
6	exposed surface (m)		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
7	Jumlah hari hujan	hari	17.00	15.00	16.00	14.00	1.00	8.00
8	$\Delta E / Epm$		0.02	0.05	0.03	0.06	0.26	0.15
9	ΔE	mm/bulan	2.91	7.68	5.44	9.88	39.58	21.29
10	E actual	mm/bulan	191.23	162.98	176.03	154.72	115.62	120.64
	Keseimbangan Air							
11	Keseimbangan air ($D_s = P - E_a$)	mm/bulan	371.77	52.02	112.97	180.28	0.00	320.36
12	Limpasan Badai ($SR = D_{fx} P$)	mm/bulan	56.30	21.50	28.90	33.50	3.10	44.10
13	Kandungan Air Tanah ($SS = DS - SR$)	mm/bulan	315.47	30.52	84.07	146.78	0.00	276.26
14	Kelebihan Air ($W_s = D_s - SS$)	mm/bulan	56.30	21.50	28.90	33.50	0.00	44.10
	Limpasan dan Penyimpanan							
15	Koefisien Infiltrasi		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
16	Infiltrasi	mm/bulan	16.89	6.45	8.67	10.05	0.00	13.23
18	$1/2 * (1 + K) \times I$		15.20	5.81	7.80	9.05	0.00	11.91

19	Volume Tampungan (Vn)	mm/bulan	51.22	46.78	45.23	45.23	36.18	40.85
20	$dV(n) = V(n) - V(n-1)$	mm/bulan	6.20	-4.44	-1.55	0.00	-9.05	4.67
21	Aliran Dasar = $1 - \Delta GS$	mm/bulan	10.69	6.45	8.67	10.05	0.00	8.56
22	Limpasan Langsung	mm/bulan	39.41	15.05	20.23	23.45	0.00	30.87
23	Total Limpasan	mm/bulan	50.10	21.50	28.90	33.50	0.00	39.43
24	Luas DAS	Km ²	27.91	27.91	27.91	27.91	27.91	27.91
25	Debit Andalan	m ³ /detik	0.52	0.25	0.30	0.36	0.00	0.42

2005								
No	Perhitungan	Satuan	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
	Data Meteorologi							
1	Curah hujan	mm	128.00	0.00	122.00	386.00	190.00	872.00
2	Jumlah hari dalam satu bulan	hari	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00
4	E _p	mm/hr	4.98	5.33	5.90	6.37	6.59	6.17
5	E _{pm} (aktual bulanan)	mm/bulan	154.33	165.14	177.12	197.53	197.62	191.42
	Evapotranspirasi							
6	exposed surface (m)		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
7	Jumlah hari hujan	hari	11.00	8.00	7.00	8.00	8.00	26.00
8	$\Delta E / E_{pm}$		0.11	0.15	0.17	0.15	0.15	-0.12
9	ΔE	mm/bulan	16.20	24.77	29.23	29.63	29.64	-22.97
10	E actual	mm/bulan	138.12	140.37	147.90	167.90	167.98	214.39
	Kesetimbangan Air							

11	Keseimbangan air ($D_s = P - E_a$)	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	218.10	22.02	657.61
12	Limpasan Badai ($SR = D_f \times P$)	mm/bulan	12.80	0.00	12.20	38.60	19.00	87.20
13	Kandungan Air Tanah ($SS = DS - SR$)	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	179.50	3.02	570.41
14	Kelebihan Air ($W_s = D_s - SS$)	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	38.60	19.00	87.20
	Limpasan dan Penyimpanan							
15	Koefisien Infiltrasi		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
16	Infiltrasi	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	11.58	5.70	26.16
18	$1/2 * (1 + K) \times I$		0.00	0.00	0.00	10.42	5.13	23.54
19	Volume Tampungan (V_n)	mm/bulan	32.68	26.15	20.92	27.16	26.85	45.03
20	$dV(n) = V(n) - V(n-1)$	mm/bulan	-8.17	-6.54	-5.23	6.24	-0.30	18.17
21	Aliran Dasar = $I - \Delta G_S$	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	5.34	5.70	7.99
22	Limpasan Langsung	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	27.02	13.30	61.04
23	Total Limpasan	mm/bulan	0.00	0.00	0.00	32.36	19.00	69.03
24	Luas DAS	Km ²	27.91	27.91	27.91	27.91	27.91	27.91
25	Debit Andalan	m ³ /detik	0.00	0.00	0.00	0.34	0.20	0.72

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.20 Perhitungan Debit Andalah Tahun 2005

Debit Andalan m ³ /detik						
Tahun	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni
2005	0.522	0.248	0.301	0.361	0.000	0.425
2006	0.488	0.300	0.633	0.464	0.507	0.504
2008	0.355	0.605	0.567	0.201	0.246	0.000
2009	0.222	0.730	0.000	0.000	0.189	0.000
2010	0.371	0.586	0.512	0.263	0.608	0.565
2011	0.791	0.769	0.787	0.579	0.659	0.580
2012	0.874	0.433	0.261	0.184	0.268	0.137
2013	0.889	0.000	0.454	0.327	0.276	0.180
2014	0.406	0.523	0.170	0.379	0.203	0.221

Debit Andalan m ³ /detik						
Tahun	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
2005	0.000	0.000	0.000	0.337	0.205	0.719
2006	0.316	0.000	0.000	0.000	0.000	0.248
2008	0.000	0.386	0.000	0.216	0.601	0.424
2009	0.295	0.000	0.000	0.000	0.000	0.214
2010	0.458	0.349	0.756	0.739	0.000	0.796
2011	0.170	0.000	0.000	0.000	0.498	0.563
2012	0.390	0.000	0.000	0.000	0.000	0.751
2013	0.870	0.244	0.000	0.000	0.354	0.739
2014	0.678	0.162	0.000	0.000	0.183	0.508

Sumber: Perhitungan

4.7. Kapasitas Efektif

Kapasitas embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan (debit inflow) dan debit outflow. Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat kekurangan air, terutama musim kemarau, masih ada tampungan air yang dapat mencukupi kebutuhan yang

diperlukan. Debit inflow yang digunakan adalah debit andalan 80% yang dihitung dengan metode mock.

Tabel 4.21 Hasil perhitungan debit andalan 80%

Debit Andalan m ³ /detik						
Tahun	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni
1	0.889	0.769	0.787	0.579	0.659	0.58
2	0.874	0.73	0.633	0.464	0.608	0.565
3	0.791	0.605	0.606	0.379	0.507	0.504
4	0.522	0.586	0.567	0.361	0.276	0.425
5	0.488	0.584	0.512	0.35	0.268	0.424
6	0.406	0.523	0.454	0.327	0.246	0.221
7	0.371	0.433	0.301	0.263	0.203	0.18
8	0.355	0.3	0.261	0.201	0.189	0.137
9	0.241	0.248	0.17	0.184	0	0
10	0.222	0	0	0	0	0

Debit Andalan m ³ /detik						
Tahun	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
1	0.87	0.386	0.756	0.739	0.601	0.796
2	0.678	0.349	0	0.337	0.498	0.751
3	0.458	0.249	0	0.216	0.354	0.739
4	0.39	0.244	0	0	0.205	0.719
5	0.316	0.162	0	0	0.202	0.563
6	0.295	0	0	0	0.183	0.508
7	0.17	0	0	0	0	0.424
8	0	0	0	0	0	0.248
9	0	0	0	0	0	0.214
10	0	0	0	0	0	0

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya debit *inflow* dari debit andalan 80% akan dikurangi dengan debit *outflow* yang didapat dari perhitungan kebutuhan air baku penduduk desa Sumberbulu. Setelah itu akan didapatkan besar kapasitas tampungan yang dibutuhkan untuk perencanaan embung Kajar ini. Perhitungan analisa kapasitas efektif dapat dilihat pada tabel 4.22

Tabel 4.22 Perhitungan Kapasitas Embung

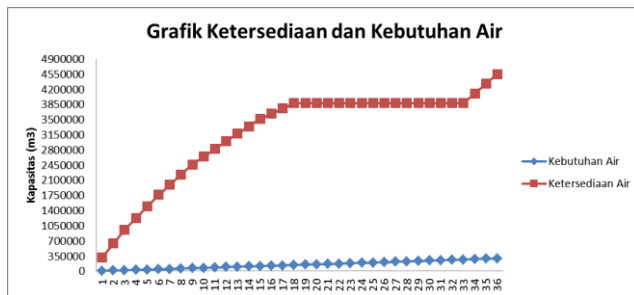
Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow (m ³)	Outflow		Evaporasi (m ³)	Total Outflow (m ³)	Kekurangan Air (m ³)
				Kebutuhan Air Baku (m ³ /dtk)	Kebutuhan Air Baku (m ³)			
Januari	1	10	306654.148	0.006	5426.4	2349.088	7775.488	-
	2	10	306654.148	0.006	5426.4	2349.088	7775.488	-
	3	11	306654.148	0.006	5969.04	2583.996	8553.036	-
Februari	1	10	259164.286	0.006	5426.4	2243.778	7670.178	-
	2	10	259164.286	0.006	5426.4	2243.778	7670.178	-
	3	8	259164.286	0.006	4341.12	1795.022	6136.142	-
Maret	1	10	225080.645	0.006	5426.4	2635.031	8061.431	-
	2	10	225080.645	0.006	5426.4	2635.031	8061.431	-
	3	11	225080.645	0.006	5969.04	2898.534	8867.574	-
April	1	10	173972.333	0.006	5426.4	2707.251	8133.651	-
	2	10	173972.333	0.006	5426.4	2707.251	8133.651	-
	3	10	173972.333	0.006	5426.4	2707.251	8133.651	-
Mei	1	10	162958.387	0.006	5426.4	2517.753	7944.153	-
	2	10	162958.387	0.006	5426.4	2517.753	7944.153	-
	3	11	162958.387	0.006	5969.04	2769.528	8738.568	-
Juni	1	10	118152.333	0.006	5426.4	2440.753	7867.153	-
	2	10	118152.333	0.006	5426.4	2440.753	7867.153	-
	3	10	118152.333	0.006	5426.4	2440.753	7867.153	-
Juli	1	10	0	0.006	5426.4	2532.592	7958.992	7958.992
	2	10	0	0.006	5426.4	2532.592	7958.992	7958.992
	3	11	0	0.006	5969.04	2785.852	8754.892	8754.892
Agustus	1	10	0	0.006	5426.4	2532.074	7958.474	7958.474
	2	10	0	0.006	5426.4	2532.074	7958.474	7958.474
	3	11	0	0.006	5969.04	2785.281	8754.321	8754.321
September	1	10	0	0.006	5426.4	3021.092	8447.492	8447.492
	2	10	0	0.006	5426.4	3021.092	8447.492	8447.492
	3	10	0	0.006	5426.4	3021.092	8447.492	8447.492
Oktober	1	10	0	0.006	5426.4	3224.383	8650.783	8650.783
	2	10	0	0.006	5426.4	3224.383	8650.783	8650.783
	3	11	0	0.006	5969.04	3546.821	9515.861	9515.861
November	1	10	0	0.006	5426.4	3206.557	8632.957	8632.957
	2	10	0	0.006	5426.4	3206.557	8632.957	8632.957
	3	10	0	0.006	5426.4	3206.557	8632.957	8632.957
Desember	1	10	214536.185	0.006	5426.4	2455.847	7882.247	-
	2	10	214536.185	0.006	5426.4	2455.847	7882.247	-
	3	11	214536.185	0.006	5969.04	2701.431	8670.471	-
TOTAL								127402.919

Sumber: Perhitungan

Dari hasil analisa kapasitas efektif pada Tabel 4.13. dapat dihitung besar kapasitas efektif embung. Kapasitas efektif didapatkan dari nilai kondisi penuh dikurangi dengan kapasitas minimum setelah kondisi penuh. Hasil perhitungan kapasitas efektif adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Total Tampungan Efektif} &= \text{Total Kekurangan air} \\ &= 127402.919 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Selanjutnya dapat dibuatkan kurva antara debit inflow dan kebutuhan air



Grafik 4.2 Hubungan Antara Kapasitas Ketersediaan dan Kebutuhan Air

Kapasitas total yang dimiliki embung didapatkan dari penjumlahan antara kapasitas efektif dan kapasitas mati.

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas total} &= \text{kapasitas mati} + \text{kapasitas efektif} \\ &= 127402.919 \text{ m}^3 + 4651.259 \text{ m}^3 \\ &= 132054.178 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Jika diplotkan pada grafik lengkung kapasitas maka didapatkan elevasi $+444.935 \approx +445.00$ yang digunakan sebagai elevasi rencana mercu bendung.

4.8. Analisa Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan dalam perencanaan ini berasal dari satu stasiun hujan yaitu stasiun hujan Songgon. Data curah hujan maksimum dari stasiun hujan Songgon selama sepuluh tahun ditunjukkan pada Tabel 4.23

Tabel 4.23 Hujan Maksimum Stasiun Hujan Songgon

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum (mm)
1	2004	141.000
2	2005	103.000
3	2006	182.000
4	2007	164.000
5	2008	97.000
6	2009	148.000
7	2010	125.000
8	2011	156.000
9	2012	105.000
10	2013	122.000

Sumber: BBWS Sungai Brantas

Karena data curah hujan yang didapatkan hanya berasal dari satu stasiun hujan, maka data hujan yang akan diuji adalah data hujan tersebut.

4.9. Pemilihan Jenis Distribusi Data Hujan

Dalam pemilihan jenis distribusi data, perlu dicari nilai parameter-parameter statistic yaitu C_s , C_v , dan C_k kemudian dicocokkan dengan tabel 2.1. hasil perhitungan statistik curah hujan ditunjukkan pada Tabel 4.24

Tabel 4.16 Perhitungan Statistik Curah Hujan

No.	Tahun	Ri (mm)	(Ri-Rrt) ²	(Ri-Rrt) ³	(Ri-Rrt) ⁴
1	2004	141	44.890	300.763	2015.112
2	2005	103	979.690	-30664.297	959792.496
3	2006	182	2275.290	108531.333	5176944.584
4	2007	164	882.090	26198.073	778082.768
5	2008	97	1391.290	-51895.117	1935687.864
6	2009	148	187.690	2571.353	35227.536
7	2010	125	86.490	-804.357	7480.520
8	2011	156	470.890	10218.313	221737.392
9	2012	105	858.490	-25153.757	737005.080
10	2013	122	151.290	-1860.867	22888.664
Rata-rata		134			
Jumlah		1343	7328.100	37441.440	9876862.017

Sumber: Perhitungan

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(Ri-Rrt)^2}{(n-1)}} = 28.535$$

$$Cv = \frac{Sd}{R_{rata-rata}} = 0.212$$

$$Cs = \frac{\sum(Ri-Rrt)^3 \cdot n}{(n-1) \cdot Sd^3} = 0.224$$

$$Ck = \frac{1}{n} \sum \frac{(Ri-Rrt)^4}{Sd^4} = 1.490$$

Setelah parameter statistic didapatkan lalu dibandingkan dengan tabel 2.1. hasil perbandingan diketahui yang memenuhi persyaratan adalah metode Gumbel. Sehingga untuk pengujian distribusi digunakan metode gumbel.

4.10. Uji kecocokan Sebaran

4.9.1 Uji Sebaran Chi-Kuadrat (*Chi-Square Test*)

Perhitungan uji kecocokan sebaran dengan metode *Chi-Square* menggunakan data sebagai berikut:

$$\text{Jumlah data} = 10$$

Taraf signifikan = 5%

Perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 K &= 1 + 3.322 \log n &&= 1 + 3.322 \log 10 \\
 &&&= 4.322 \approx 5 \\
 Dk &= K - (P+1) &&= 5 - (1+1) \\
 &&&= 3 \\
 E_i &= n/K &&= 10/5 \\
 &&&= 2 \\
 d_x &&&= (X_{\max} - X_{\min}) / (K-1) \\
 &&&= 21.25 \\
 X_{\text{awal}} &&&= X_{\min} - (0.5 \times d_x) \\
 &&&= 86.275 \\
 X_{\text{akhir}} &&&= X_{\max} + (0.5 \times d_x) \\
 &&&= 192.625
 \end{aligned}$$

Tabel 4.25 Perhitungan Uji Kecocokan Sebaran Metode *Chi-Square*

No	Nilai Batas Sub Kelompok		Jumlah Data		O _i - E _i	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$	
			O _i	E _i			
1	86.375	< x <=	107.625	3	2	1	0.5
2	107.625	< x <=	128.875	2	2	0	0
3	128.875	< x <=	150.125	2	2	0	0
4	150.125	< x <=	171.375	2	2	0	0
5	171.375	< x <=	192.625	1	2	-1	0.5
Jumlah				10	10		1

Sumber: Perhitungan

Chi Square Hitungan (f^2) = 1

$$f^2_{cr} = 7.815 > f^2 = 1 \text{ (OK)}$$

4.9.2 Uji Sebaran *Smirnov-Kolmogorov*

Pengujian sebaran dengan metode *Smirnov-Kolmogorov* dilakukan dengan mengurutkan data dari yang terkecil ke data terbesar. Perhitungan dengan metode ini ditunjukkan pada Tabel 4.26

Tabel 4.26 Perhitungan Uji Kecocokan Sebaran Metode *Smirnov-Kolmogorov*

No.	Ri (mm)	m	$P(x) = \frac{m}{n+1}$	P(x<)	$k = \frac{Xi + Xrt}{Sx}$	f'(t)	P'(x<)	D
	(1)	(2)	(3)	(4) = 1 - (3)	(5)	(6)	(7) = 1 - (6)	(8) = (7) - (4)
1	182	1	0.091	0.909	1.672	2.728	0.997	0.088
2	164	2	0.182	0.818	1.041	1.919	0.969	0.151
3	156	3	0.273	0.727	0.760	1.559	0.929	0.202
4	148	4	0.364	0.636	0.480	1.200	0.859	0.223
5	141	5	0.455	0.545	0.235	0.885	0.828	0.282
6	125	6	0.545	0.455	-0.326	0.166	0.439	-0.015
7	122	7	0.636	0.364	-0.431	0.031	0.532	0.168
8	105	8	0.727	0.273	-1.027	-0.734	0.217	-0.056
9	103	9	0.818	0.182	-1.097	-0.824	0.108	-0.073
10	97	10	0.909	0.091	-1.307	-1.093	0.063	-0.028

Sumber: Perhitungan

$$\begin{aligned} D_{cr} &= 0.41 \\ D_{max} &= 0.282 < D_{cr} = 0.41 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari uji kedua metode menyatakan data dapat digunakan untuk perhitungan berikutnya.

4.11. Perhitungan Curah Efektif

Indonesia adalah Negara dengan iklim tropis yang terdiri dari dua musim yaitu musim kemarau dan usim penghujan. Distribusi hujan yang sering terjadi di Indonesia denga hujan terpusat 5 jam.

Perhitungan rata-rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t_r} \left(\frac{t_r}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} R_t &= \text{Rata-rata hujan pada jam ke-1 (mm)} \\ t &= \text{Waktu lamanya hujan (jam)} \\ t_r &= \text{Lamanya hujan terpusat (jam)} \\ R_{24} &= \text{Curah hujan harian efektif (mm)} \end{aligned}$$

- Jam ke-1

$$R_{t1} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,585 R_{24}$$

- Jam ke-2

$$R_{t2} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,368 R_{24}$$

- Jam ke-3

$$R_{t3} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,281 R_{24}$$

- Jam ke-4

$$R_{t4} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,232 R_{24}$$

- Jam ke-5

$$R_{t5} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^3 = 0,200 R_{24}$$

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

$$R'_t = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{(t-1)}]$$

Dimana,

R'_t = Curah hujan jam ke-t

R_t = Rata-rata hujan sampai jam ke-t

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke-t

$R_{(t-1)}$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke
($t - 1$)

Maka:

$$R_1 = 1 \times R_{t1} - 0$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 2 \times R_{t2} - (2 - 1) \times R_{t(2-1)} \\ &= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} \\ &= 0,152 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_3 &= 3 \times R_{t3} - (3 - 1) \times R_{t(3-1)} \\ &= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} \\ &= 0,107 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_4 &= 4 \times R_{t4} - (4 - 1) \times R_{t(4-1)} \\ &= 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} \\ &= 0,085 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_5 &= 5 \times R_{t5} - (5 - 1) \times R_{t(5-1)} \\ &= 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} \\ &= 0,072 R_{24} \end{aligned}$$

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai. Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus:

$$R_{eff} = C \times R_t$$

Dimana,

R_{eff} = Curah hujan efektif (mm)

C = Koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan atas luas lahan dan kondisi disekitar. Dari hasil peninjauan lokasi di lapangan, koefisien pengaliran DAS Embung Kajar diasumsikan sebesar 0,499 dengan detail perhitungan sebagai berikut.

Tabel 4.27 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Kondisi Das	C	Luas Lahan (Km ²)	C _{total}
Dataran pertanian (campur)	0.4	0.151	0.002
Kemiringang 8-15%	0.5	27.759	0.497
C total			0.499

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya dapat dihitung nilai hujan efektif dari nilai curah hujan periode ulang. Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel 4.19

Tabel 4.28 Perhitungan Curah Hujan Efektif

No.	Periode Ulang (Tahun)	R _t (mm)	C	Reff (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = (3) x (4)
1	2	130.433	0.499	65.146
2	5	164.490	0.499	82.156
3	10	187.036	0.499	93.417
4	20	208.383	0.499	104.079
5	25	215.532	0.499	107.650
6	50	236.669	0.499	118.207
7	100	257.649	0.499	128.685

Sumber: Perhitungan

Dari perhitungan di atas, dapat dicari distribusi curah hujan efektif tiap jam, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.29

Tabel 4.29 Perhitungan Curah Hujan Efektif

No.	Periode Ulang (tahun)	Reff (mm)	Jam Ke-				
			0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
			0.585 R24	0.152 R24	0.107 R24	0.085 R24	0.072 R24
1	2	65.146	38.098	9.902	6.946	5.530	4.670
2	5	82.156	48.045	12.488	8.760	6.974	5.889
3	10	93.417	54.631	14.200	9.961	7.930	6.696
4	20	104.079	60.866	15.820	11.098	8.835	7.461
5	25	107.650	62.954	16.363	11.478	9.138	7.717
6	50	118.207	69.128	17.968	12.604	10.034	8.473
7	100	128.685	75.256	19.561	13.721	10.923	9.224

Sumber: Perhitungan

4.12. Perhitungan Hidrograf

Pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Perhitungan hidrograf satuan pada Embung Kajar ini dilakukan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu dengan karakteristik DAS sebagai berikut.

- Luas DAS (A) = 27.91 km²
- Panjang Sungai (L) = 16 km
- R₀ = 1 mm
- t_g = 0.4 + 0.058 L (L > 15 km)
= 1.328 jam
- t_r = (0.5 sd. 1)t_g
= 1.328 jam
- T_p = t_g + 0.8 t_r

$$\begin{aligned}
 &= 1.328 + 0.8 \times 1.328 \\
 &= 2.390 \text{ jam} \\
 \bullet \alpha &= 3 \\
 \bullet T_{0.3} &= \alpha \times t_g \\
 &= 3.984 \\
 \bullet Q_p &= \frac{0.47 (AL)^{0.25}}{3.6 \times (0.3 \times T_p + T_{0.3})} \\
 &= 1.649 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Kemudian dicari nilai ordinat hidrograf pada saat kurva naik dan kurva turun menggunakan rumus (2.21) sampai (2.22). Perhitungan ordinat hidrograf ditunjukkan pada tabel-tabel berikut ini.

Tabel 4.30 Ordinat Hidrograf Waktu Naik [$0 < t < T_p = 0 < t < 2.39 \text{ jam}$].

t (jam)	$\left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4}$	Qt
0.00	0.000	0.000
0.25	0.004	0.007
0.50	0.023	0.039
0.75	0.062	0.102
1.00	0.124	0.204
1.25	0.211	0.348
1.50	0.327	0.539
1.75	0.473	0.780
2.00	0.652	1.075
2.25	0.865	1.426
2.39	1.000	1.649

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.31 Ordinatif Hidrograf Waktu Turun [$T_p < t < (T_p + T_{0.3}) = 2.39 \text{ jam} < t < 6.3744 \text{ jam}$]

t (jam)	$0.3 \left(\frac{t-T_p}{T_{0.3}} \right)$	Qt
2.50	0.967	1.595
2.75	0.897	1.479
3.00	0.832	1.372
3.25	0.771	1.272
3.50	0.715	1.179
3.75	0.663	1.093
4.00	0.615	1.014
4.25	0.570	0.940
4.50	0.529	0.872
4.75	0.490	0.808
5.00	0.454	0.749
5.25	0.421	0.695
5.50	0.391	0.644
5.75	0.362	0.597
6.00	0.336	0.554
6.25	0.311	0.514

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.32 Hidrograf Waktu Turun [$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = 6.374 \text{ jam} < t < 12.350 \text{ jam}$]

t (jam)	$0.3 \left(\frac{T_p - T_{0.3}}{1.5 \times T_{0.3}} \right)$	Qt
6.50	0.293	0.482
6.75	0.278	0.459
7.00	0.264	0.436
7.25	0.251	0.415
7.50	0.239	0.394
7.75	0.227	0.375
8.00	0.216	0.357
8.25	0.206	0.339

8.50	0.195	0.322
8.75	0.186	0.307
9.00	0.177	0.292
9.25	0.168	0.277
9.50	0.160	0.264
9.75	0.152	0.251
10.00	0.145	0.238
10.25	0.137	0.227
10.50	0.131	0.215
10.75	0.124	0.205
11.00	0.118	0.195
11.25	0.112	0.185
11.50	0.107	0.176
11.75	0.102	0.168
12.00	0.097	0.159
12.25	0.092	0.151

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.33 Hidrograf Waktu Turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = t > 12.350$ jam]

t (jam)	$0.3 \left(\frac{t - T_p - T_{0.3}}{2 \times T_{0.3}} \right)$	Qt
12.50	0.088	0.145
12.75	0.085	0.140
13.00	0.082	0.135
13.25	0.079	0.130
13.50	0.076	0.125
13.75	0.073	0.120
14.00	0.070	0.116
14.25	0.068	0.111
14.50	0.065	0.107
14.75	0.063	0.103
15.00	0.060	0.099
15.25	0.058	0.096
15.50	0.056	0.092
15.75	0.054	0.089

16.00	0.052	0.086
16.25	0.050	0.082
16.50	0.048	0.079
16.75	0.046	0.076
17.00	0.045	0.074
17.25	0.043	0.071
17.50	0.041	0.068
17.75	0.040	0.066
18.00	0.038	0.063
18.25	0.037	0.061
18.50	0.036	0.059
18.75	0.034	0.056
19.00	0.033	0.054
19.25	0.032	0.052
19.50	0.031	0.050
19.75	0.029	0.049
20.00	0.028	0.047
20.25	0.027	0.045
20.50	0.026	0.043
20.75	0.025	0.042
21.00	0.024	0.040
21.25	0.023	0.039
21.50	0.023	0.037
21.75	0.022	0.036
22.00	0.021	0.035
22.25	0.020	0.033
22.50	0.019	0.032
22.75	0.019	0.031
23.00	0.018	0.030
23.25	0.017	0.029
23.50	0.017	0.028
23.75	0.016	0.027
24.00	0.015	0.026

Sumber: Perhitungan

4.13. Perhitungan Debit

Perhitungan debit banjir periode ulang 25 tahun dicari dengan menggunakan hidrograf metode Nakayasu. Perhitungan debit ditunjukkan pada Tabel 4.34.

Keterangan kolom:

- Kolom 1 : Waktu ordinat hidrograf Nakayasu
- Kolom 2 : Hasil hitungan Q ordinat hidrograf Nakayasu sesuai dengan waktu ordinat hidrograf.
- Kolom 3,4,5,6,7 : Q rencana akibat hujan netto dikalikan dengan kolom 2
- Kolom 8 : Q banjir rencana. Didapatkan dengan menjumlahkan kolom 3,4,5,6,7.

Tabel 4.34 Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 Tahun

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		37.320	9.700	6.804	5.417	4.574	
Jam		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	(m ³ /dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.00	0						0.000
0.25	0.007	0.273					0.273
0.50	0.039	1.440	0.374				1.814
0.75	0.102	3.811	0.991	0.695			5.496
1.00	0.204	7.601	1.976	1.386	1.103		12.066
1.25	0.348	12.985	3.375	2.368	1.885	1.592	22.205
1.50	0.539	20.113	5.228	3.667	2.920	2.465	34.394
1.75	0.780	29.118	7.568	5.309	4.227	3.569	49.791
2.00	1.075	40.118	10.428	7.315	5.823	4.917	68.601
2.25	1.426	53.224	13.834	9.704	7.726	6.524	91.011
2.39	1.649	61.546	15.997	11.222	8.933	7.544	105.242
2.50	1.595	59.541	15.476	10.856	8.642	7.298	101.813
2.75	1.479	55.208	14.350	10.066	8.014	6.767	94.404
3.00	1.372	51.191	13.306	9.334	7.430	6.275	87.535
3.25	1.272	47.466	12.337	8.654	6.890	5.818	81.165
3.50	1.179	44.012	11.440	8.025	6.388	5.395	75.259
3.75	1.093	40.809	10.607	7.441	5.924	5.002	69.783

4.00	1.014	37.840	9.835	6.899	5.492	4.638	64.705
4.25	0.940	35.086	9.120	6.397	5.093	4.301	59.996
4.50	0.872	32.533	8.456	5.932	4.722	3.988	55.631
4.75	0.808	30.166	7.841	5.500	4.379	3.698	51.583
5.00	0.749	27.971	7.270	5.100	4.060	3.428	47.829
5.25	0.695	25.935	6.741	4.729	3.765	3.179	44.349
5.50	0.644	24.048	6.251	4.385	3.491	2.948	41.122
5.75	0.597	22.298	5.796	4.066	3.237	2.733	38.129
6.00	0.554	20.676	5.374	3.770	3.001	2.534	35.355
6.25	0.514	19.171	4.983	3.495	2.783	2.350	32.782
6.50	0.482	18.002	4.679	3.282	2.613	2.207	30.784
6.75	0.459	17.118	4.449	3.121	2.485	2.098	29.272
7.00	0.436	16.277	4.231	2.968	2.363	1.995	27.834
7.25	0.415	15.478	4.023	2.822	2.247	1.897	26.467
7.50	0.394	14.717	3.825	2.683	2.136	1.804	25.166
7.75	0.375	13.995	3.637	2.552	2.031	1.715	23.930
8.00	0.357	13.307	3.459	2.426	1.932	1.631	22.755
8.25	0.339	12.653	3.289	2.307	1.837	1.551	21.637
8.50	0.322	12.032	3.127	2.194	1.746	1.475	20.574
8.75	0.307	11.441	2.974	2.086	1.661	1.402	19.564
9.00	0.292	10.879	2.828	1.984	1.579	1.333	18.603
9.25	0.277	10.345	2.689	1.886	1.502	1.268	17.689
9.50	0.264	9.836	2.557	1.793	1.428	1.206	16.820
9.75	0.251	9.353	2.431	1.705	1.358	1.146	15.994
10.00	0.238	8.894	2.312	1.622	1.291	1.090	15.208

10.25	0.227	8.457	2.198	1.542	1.228	1.037	14.461
10.50	0.215	8.042	2.090	1.466	1.167	0.986	13.751
10.75	0.205	7.647	1.988	1.394	1.110	0.937	13.076
11.00	0.195	7.271	1.890	1.326	1.055	0.891	12.433
11.25	0.185	6.914	1.797	1.261	1.004	0.847	11.823
11.50	0.176	6.574	1.709	1.199	0.954	0.806	11.242
11.75	0.168	6.251	1.625	1.140	0.907	0.766	10.690
12.00	0.159	5.944	1.545	1.084	0.863	0.729	10.165
12.25	0.151	5.652	1.469	1.031	0.820	0.693	9.665
12.50	0.145	5.415	1.408	0.987	0.786	0.664	9.260
12.75	0.140	5.215	1.355	0.951	0.757	0.639	8.917
13.00	0.135	5.021	1.305	0.916	0.729	0.615	8.586
13.25	0.130	4.835	1.257	0.882	0.702	0.593	8.268
13.50	0.125	4.656	1.210	0.849	0.676	0.571	7.961
13.75	0.120	4.483	1.165	0.817	0.651	0.550	7.666
14.00	0.116	4.317	1.122	0.787	0.627	0.529	7.382
14.25	0.111	4.157	1.081	0.758	0.603	0.510	7.108
14.50	0.107	4.003	1.040	0.730	0.581	0.491	6.845
14.75	0.103	3.855	1.002	0.703	0.559	0.472	6.591
15.00	0.099	3.712	0.965	0.677	0.539	0.455	6.347
15.25	0.096	3.574	0.929	0.652	0.519	0.438	6.112
15.50	0.092	3.442	0.895	0.627	0.500	0.422	5.885
15.75	0.089	3.314	0.861	0.604	0.481	0.406	5.667
16.00	0.086	3.191	0.829	0.582	0.463	0.391	5.457
16.25	0.082	3.073	0.799	0.560	0.446	0.377	5.254

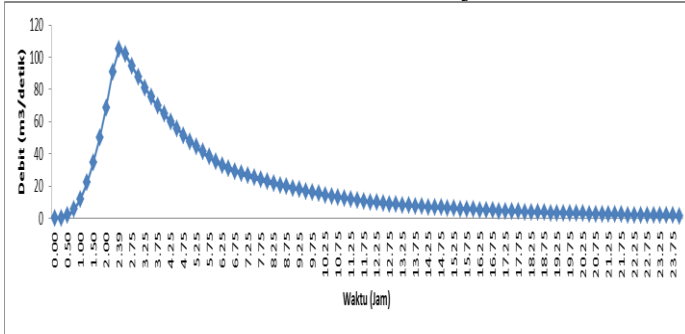
16.50	0.079	2.959	0.769	0.539	0.429	0.363	5.060
16.75	0.076	2.849	0.741	0.519	0.414	0.349	4.872
17.00	0.074	2.744	0.713	0.500	0.398	0.336	4.692
17.25	0.071	2.642	0.687	0.482	0.383	0.324	4.518
17.50	0.068	2.544	0.661	0.464	0.369	0.312	4.350
17.75	0.066	2.450	0.637	0.447	0.356	0.300	4.189
18.00	0.063	2.359	0.613	0.430	0.342	0.289	4.034
18.25	0.061	2.271	0.590	0.414	0.330	0.278	3.884
18.50	0.059	2.187	0.568	0.399	0.317	0.268	3.740
18.75	0.056	2.106	0.547	0.384	0.306	0.258	3.601
19.00	0.054	2.028	0.527	0.370	0.294	0.249	3.468
19.25	0.052	1.953	0.508	0.356	0.283	0.239	3.339
19.50	0.050	1.880	0.489	0.343	0.273	0.230	3.216
19.75	0.049	1.811	0.471	0.330	0.263	0.222	3.096
20.00	0.047	1.744	0.453	0.318	0.253	0.214	2.982
20.25	0.045	1.679	0.436	0.306	0.244	0.206	2.871
20.50	0.043	1.617	0.420	0.295	0.235	0.198	2.765
20.75	0.042	1.557	0.405	0.284	0.226	0.191	2.662
21.00	0.040	1.499	0.390	0.273	0.218	0.184	2.563
21.25	0.039	1.444	0.375	0.263	0.210	0.177	2.468
21.50	0.037	1.390	0.361	0.253	0.202	0.170	2.377
21.75	0.036	1.338	0.348	0.244	0.194	0.164	2.289
22.00	0.035	1.289	0.335	0.235	0.187	0.158	2.204
22.25	0.033	1.241	0.323	0.226	0.180	0.152	2.122
22.50	0.032	1.195	0.311	0.218	0.173	0.146	2.044

22.75	0.031	1.151	0.299	0.210	0.167	0.141	1.968
23.00	0.030	1.108	0.288	0.202	0.161	0.136	1.895
23.25	0.029	1.067	0.277	0.195	0.155	0.131	1.825
23.50	0.028	1.027	0.267	0.187	0.149	0.126	1.757
23.75	0.027	0.989	0.257	0.180	0.144	0.121	1.692
24.00	0.026	0.953	0.248	0.174	0.138	0.117	1.629

(Sumber: Perhitungan)

Dari tabel perhitungan hidrograf, selanjutnya dibuatkan grafik unit hidrograf. Grafik hidrograf antara debit dan waktu ditunjukkan pada grafik 4.3

Grafik 4.3 Debit Banjir



Dari hasil perhitungan dan grafik diatas, diketahui nilai debit banjir rencana sebesar $105.242 \text{ m}^3/\text{detik}$

4.14. Reservoir Routing (penelusuran Banjir)

Perhitungan *reservoir routing* menggunakan Metode tahap demi tahap (step by step). Mula-mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk. Misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 , dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahap berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk.

Direncanakan pelimpah dengan data sebagai berikut:

Tinggi palung pelimpah = 4 m

Lebar pelimpah = 18 meter

Δt = 900 detik

Contoh perhitungan hubungan elevasi, tampungan, debit *outflow* pada pelimpah pada elevasi +445.00

$$H = 0 \text{ meter}$$

$$C = 2.2 - 0.0416 \times \left(\frac{0}{3}\right)^{0.99} = 2.2$$

$$Q = C \times L \times H^{1.5} = 2.2 \times 18 \times 0^{1.5} = 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q/2 = \frac{0}{2} = 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Volume +445.00} = 134815.50 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Storage} &= \text{volume +446.3} - \text{volume +446.3} \\ &= 134815.50 - 134815.50 \\ &= 0 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$S-\Delta t. Q/2 = 0 - 900 \times 0 = 0 \text{ m}^3$$

$$S+\Delta t. Q/2 = 0 - 900 \times 0 = 0 \text{ m}^3$$

Hasil perhitungan hubungan elevasi, tampungan dan debit pada elevasi lain dapat dilihat pada tabel 4.35

Tabel 4.35 Hubungan Elevasi, Tampungan dan Debit

Elevasi (m)	H (m)	C	Q (m ³ /dtk)	Q/2 (m ³ /dtk)	Volume (m ³)	Storage (m ³)	S-Δt. Q/2 (m ³)	S+Δt. Q/2 (m ³)
445.0	0.000	2.200	0.000	0.000	132054.178	0.000	0.000	0.000
445.2	0.200	2.198	3.538	1.769	144881.425	12827.248	11234.931	14419.564
445.4	0.400	2.196	9.999	4.999	154947.352	22893.174	18393.754	27392.594
445.6	0.600	2.194	18.351	9.176	165013.278	32959.101	24701.054	41217.148
445.8	0.800	2.192	28.227	14.113	175079.205	43025.027	30323.077	55726.977
446.0	1.000	2.189	39.410	19.705	185145.132	53090.954	35356.370	70825.538
446.2	1.200	2.187	51.757	25.878	196866.028	64811.850	41521.345	88102.355
446.4	1.400	2.185	65.159	32.579	208586.924	76532.746	47211.298	105854.195
446.6	1.600	2.183	79.533	39.766	220307.820	88253.642	52463.793	124043.492
446.8	1.800	2.181	94.812	47.406	232028.716	99974.539	57309.189	142639.889
447.0	2.000	2.179	110.939	55.470	243749.612	111695.435	61772.711	161618.158

(Sumber: Perhitungan)

Kemudian dilakukan penelusuran banjir untuk menentukan tinggi air diatas pelimpah dan debit *outflow* pada pelimpah. Contoh perhitungan penelusuran banjir (*reservoir routing*) pada rentang waktu 900 detik pertama adalah sebagai berikut:

$$t_1 = 0 \text{ jam}$$

$$t_2 = 0.25 \text{ jam}$$

$$I_1 = 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$I_2 = 0.273 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$I_{\text{rata rata}} = \frac{I_1 + I_2}{2} = 0.136 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$I_{\text{rata-rata}} \cdot \Delta t = 0.136 \times 900 = 122.783 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$S - \Delta t \cdot Q/2 = 0 \text{ m}^3$ (dari hasil perhitungan hubungan elevasi, tampungan dan debit pada elevasi +445.00)

$$S + \Delta t \cdot Q/2 = I_{\text{rata-rata}} \cdot \Delta t + S - \Delta t \cdot Q/2$$

$$= 122.783 + 0$$

$$= 122.783 \text{ m}^3$$

Elevasi = +445.002 (Hasil interpolasi nilai $S + \Delta t \cdot Q/2 = 122.783$ dengan nilai $S + \Delta t \cdot Q/2$ pada Tabel 4.35)

$Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{detik}$ (Hasil interpolasi nilai $S + \Delta t \cdot Q/2 = 122.783$ dengan nilai Q pada Tabel 4.35)

Perhitungan reservoir routing selengkapnya disajikan pada Tabel 4.36

Tabel 4.22 Penelusuran Banjir (reservoir Routing) Pada Pelimpah

t	I	$I_{rata-rata}$	$I_{rata-rata} \cdot \Delta t$	S- Δt . Q/2	S+ Δt . Q/2	Elevasi	Q
Jam	(m ³ /dk)	(m ³ /dk)	(m ³)	(m ³)	(m ³)		(m ³ /dk)
0.00	0.000					445.000	0.000
0.25	0.273	0.136	122.783	0.000	122.783	445.002	0.003
0.50	1.814	1.044	939.275	95.665	1034.940	445.014	0.068
0.75	5.496	3.655	3289.742	806.368	4096.110	445.057	0.536
1.00	12.066	8.781	7902.843	3191.464	11094.307	445.154	2.388
1.25	22.205	17.135	15421.644	8644.074	24065.717	445.349	8.136
1.50	34.394	28.299	25469.152	16557.905	42027.057	445.611	18.846
1.75	49.791	42.092	37882.977	25014.864	62897.841	445.895	33.338
2.00	68.601	59.196	53276.299	32713.574	85989.873	446.176	50.095
2.25	91.011	79.806	71825.585	40767.537	112593.123	446.474	70.210
2.39	105.242	98.127	88313.886	49157.287	137471.173	446.744	90.228
2.50	101.813	103.527	93174.556	55962.451	149137.007	446.868	99.943
2.75	94.404	98.109	88297.779	58837.254	147135.033	446.847	98.269
3.00	87.535	90.970	81872.606	58366.407	140239.013	446.774	92.530
3.25	81.165	84.350	75914.974	56683.627	132598.601	446.692	86.221
3.50	75.259	78.212	70390.862	54692.875	125083.736	446.611	80.159
3.75	69.783	72.521	65268.723	52734.834	118003.557	446.534	74.475
4.00	64.705	67.244	60519.307	50719.650	111238.957	446.459	69.156
4.25	59.996	62.351	56115.493	48766.247	104881.740	446.389	64.257
4.50	55.631	57.813	52032.131	46899.599	98931.730	446.322	59.687
4.75	51.583	53.607	48245.904	44992.457	93238.362	446.258	55.419
5.00	47.829	49.706	44735.190	43167.576	87902.766	446.198	51.510
5.25	44.349	46.089	41479.940	41450.124	82930.064	446.140	47.859
5.50	41.122	42.735	38461.565	39675.690	78137.255	446.085	44.424
5.75	38.129	39.625	35662.829	37965.447	73628.276	446.032	41.270
6.00	35.355	36.742	33067.748	36356.485	69424.233	445.981	38.262
6.25	32.782	34.068	30661.504	34889.228	65550.731	445.930	35.312
6.50	30.784	31.783	28604.517	33597.948	62202.465	445.886	32.826
6.75	29.272	30.028	27024.791	32481.762	59506.552	445.850	30.868
7.00	27.834	28.553	25697.343	31583.046	57280.389	445.821	29.281
7.25	26.467	27.150	24435.100	30840.927	55276.026	445.794	27.864
7.50	25.166	25.817	23234.857	30148.351	53383.208	445.768	26.506
7.75	23.930	24.548	22093.570	29414.953	51508.523	445.742	25.183
8.00	22.755	23.343	21008.342	28688.582	49696.924	445.717	23.926
8.25	21.637	22.196	19976.421	27986.654	47963.075	445.693	22.743
8.50	20.574	21.106	18995.187	27314.852	46310.038	445.670	21.634
8.75	19.564	20.069	18062.150	26674.361	44736.511	445.649	20.595
9.00	18.603	19.083	17174.944	26064.677	43239.622	445.628	19.623
9.25	17.689	18.146	16331.318	25484.688	41816.006	445.608	18.712
9.50	16.820	17.255	15529.130	24933.089	40462.219	445.589	17.837
9.75	15.994	16.407	14766.345	24356.626	39122.971	445.570	16.966
10.00	15.208	15.601	14041.028	23745.609	37786.636	445.550	16.112

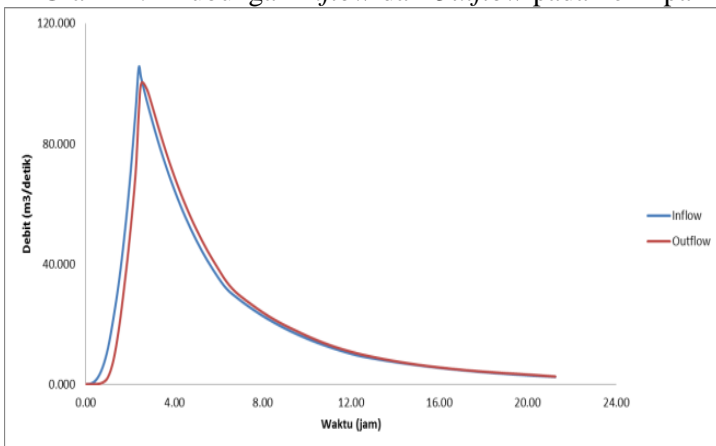
10.25	14.461	14.835	13351.338	23135.921	36487.259	445.532	15.295
10.50	13.751	14.106	12695.525	22543.094	35238.620	445.514	14.524
10.75	13.076	13.413	12071.926	21973.416	34045.342	445.496	13.799
11.00	12.433	12.754	11478.958	21428.997	32907.955	445.480	13.120
11.25	11.823	12.128	10915.116	20910.076	31825.192	445.464	12.484
11.50	11.242	11.532	10378.969	20416.078	30795.047	445.449	11.889
11.75	10.690	10.966	9869.158	19946.086	29815.244	445.435	11.331
12.00	10.165	10.427	9384.389	19499.061	28883.451	445.422	10.810
12.25	9.665	9.915	8923.432	19073.941	27997.373	445.409	10.321
12.50	9.260	9.463	8516.396	18669.678	27186.074	445.397	9.873
12.75	8.917	9.088	8179.562	18279.791	26459.354	445.386	9.459
13.00	8.586	8.751	7876.341	17878.770	25755.111	445.375	9.063
13.25	8.268	8.427	7584.359	17490.152	25074.512	445.364	8.686
13.50	7.961	8.115	7303.202	17114.582	24417.784	445.354	8.327
13.75	7.666	7.814	7032.468	16752.184	23784.651	445.344	7.985
14.00	7.382	7.524	6771.769	16402.806	23174.576	445.335	7.661
14.25	7.108	7.245	6520.735	16066.152	22586.888	445.326	7.352
14.50	6.845	6.977	6279.007	15741.852	22020.860	445.317	7.060
14.75	6.591	6.718	6046.240	15429.505	21475.745	445.309	6.781
15.00	6.347	6.469	5822.102	15128.698	20950.800	445.301	6.517
15.25	6.112	6.229	5606.273	14839.021	20445.293	445.293	6.265
15.50	5.885	5.998	5398.445	14560.070	19958.515	445.285	6.026
15.75	5.667	5.776	5198.321	14291.454	19489.775	445.278	5.799
16.00	5.457	5.562	5005.616	14032.793	19038.408	445.271	5.583
16.25	5.254	5.356	4820.054	13783.718	18603.772	445.265	5.378
16.50	5.060	5.157	4641.371	13543.875	18185.247	445.258	5.182
16.75	4.872	4.966	4469.313	13312.923	17782.236	445.252	4.997
17.00	4.692	4.782	4303.632	13090.532	17394.165	445.246	4.820
17.25	4.518	4.605	4144.094	12876.386	17020.479	445.240	4.652
17.50	4.350	4.434	3990.469	12670.177	16660.647	445.235	4.491
17.75	4.189	4.269	3842.540	12471.613	16314.153	445.229	4.339
18.00	4.034	4.111	3700.095	12280.410	15980.504	445.224	4.194
18.25	3.884	3.959	3562.930	12096.295	15659.224	445.219	4.056
18.50	3.740	3.812	3430.849	11919.005	15349.854	445.214	3.924
18.75	3.601	3.671	3303.666	11748.287	15051.953	445.210	3.799
19.00	3.468	3.535	3181.196	11583.898	14765.094	445.205	3.679
19.25	3.339	3.404	3063.267	11425.603	14488.870	445.201	3.566
19.50	3.216	3.277	2949.710	11273.176	14222.886	445.197	3.465
19.75	3.096	3.156	2840.362	11081.690	13922.052	445.193	3.356
20.00	2.982	3.039	2735.068	10847.297	13582.366	445.188	3.234
20.25	2.871	2.926	2633.677	10582.632	13216.309	445.183	3.104
20.50	2.765	2.818	2536.045	10297.421	12833.466	445.178	2.970
20.75	2.662	2.713	2442.032	9999.131	12441.163	445.173	2.835
21.00	2.563	2.613	2351.505	9693.470	12044.975	445.167	2.701
21.25	2.468	2.516	2264.333	9384.782	11649.114	445.162	2.569
21.50	2.377	2.423	2180.392	9076.349	11256.741	445.156	2.441

21.75	2.289	2.333	2099.564	8770.634	10870.197	445.151	2.316
22.00	2.204	2.246	2021.732	8469.460	10491.191	445.146	2.196
22.25	2.122	2.163	1946.785	8174.159	10120.944	445.140	2.081
22.50	2.044	2.083	1874.616	7885.683	9760.299	445.135	1.971
22.75	1.968	2.006	1805.123	7604.688	9409.811	445.131	1.866
23.00	1.895	1.931	1738.206	7331.607	9069.812	445.126	1.765
23.25	1.825	1.860	1673.769	7066.699	8740.468	445.121	1.670
23.50	1.757	1.791	1611.721	6810.092	8421.813	445.117	1.580
23.75	1.692	1.724	1551.974	6561.814	8113.788	445.113	1.494
24.00	1.629	1.660	1494.441	6321.817	7816.258	445.108	1.413

(Sumber: Perhitungan)

Hubungan antara *inflow* dan *outflow* pada pelimpah ditunjukkan pada Grafik 4.4

Grafik 4.4 Hubungan *Inflow* dan *Outflow* pada Pelimpah



Dari analisa penelusuran banjir didapatkan debit outflow maksimum yang terjadi yaitu 99.943 m³/detik pada elevasi +446.86

BAB V

ANALISA

HIDROLIKA

BAB V ANALISA HIDROLIKA

5.1 Analisa Mercu Pelimpah

Jenis mercu yang digunakan adalah mercu Ogee Tipe I dengan hulu tegak. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan hasil sebagai berikut:

$$Q = 99.943 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$H_0 = 446.868 - 445.00$$

$$= 1.868 \text{ m} \approx 1.87 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pelimpah} = 18 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi palung} = 4 \text{ m}$$

Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, U.S Army Corps of Engineers telah mengembangkan persamaan berikut:

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

Dimana,

X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir

Hd = tinggi energy rencana di atas mercu

K dan n = parameter

Nilai k dan n diambil k=2 dan n = 1.85 untuk hulu tegak. Sehingga persamaan menjadi seperti berikut:

$$\frac{Y}{0,716} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{0,716} \right)^{1,85}$$

$$Y = 2.81X^{1.85}$$

Dari persamaan tersebut, selanjutnya dapat ditabelkan seperti berikut.

Tabel 5.1 Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah

X	Y
0.000	0.000
0.500	0.082
1.000	0.294
1.500	0.622
2.000	1.060
2.500	1.601
3.000	2.243
3.500	2.984
4.000	3.820
4.102	4.000

(Sumber: Perhitungan)

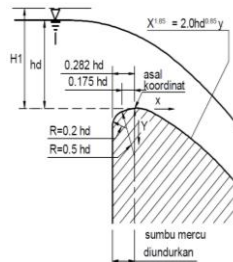
Selanjutnya pada hulu mercu perhitungan menggunakan rumus:

$$X1 = 0.175 \times H0 = 0.327 \text{ m}$$

$$X2 = 0.282 \times H0 = 0.527 \text{ m}$$

$$R1 = 0.2 \times H0 = 0.374 \text{ m}$$

$$R2 = 0.5 \times H0 = 0.934 \text{ m}$$



Gambar 5.1 Ilustrasi Mercu Pelimpah Tegak

5.2 Saluran Pengarah

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data-data sebagai berikut:

- $Q = 99.943 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $H_0 = 1.87 \text{ m}$
- Lebar pelimpah = 18 meter
- $P = 4 \text{ meter}$

$$Q = A \times V$$

$$282.524 = [(4 + 1.87) \times 18] \times V$$

$$V = 0.946 \text{ m/detik} \leq 4 \text{ m/detik (OK)}$$

5.3 Saluran Pengantar

Perhitungan saluran pengantar menggunakan rumus dasar

$$V_1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + z \right)}$$

Dimana:

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/detik)

G = percepatan gravitasi (m/det²)

H_1 = tinggi air diatas mercu (m)

$$Z = \text{tinggi jatuh (m)}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh data sebagai berikut.

$$Q = 99.943 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$H_0 = 1.87 \text{ m}$$

$$Z = 4 \text{ m}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.81 \left(\frac{1}{2} \times 1.87 + 4 \right)} = 9.839 \text{ m/detik}$$

$$Q = V \cdot y_1$$

$$\frac{99.943}{18} = 9.839 y_1$$

$$y_1 = d_1$$

$$= 0.564 \text{ m}$$

Panjang saluran transisi:

$$B_1 = 18 \text{ meter}$$

$$B_2 = 15 \text{ meter}$$

$$\theta = 12.5^\circ$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \Delta B}{\tan \theta} = 6.766 \text{ m} \approx 7 \text{ m}$$

$$n = 0.011 \text{ (beton acian)}$$

Untuk mendapatkan nilai d_2 , dicari dengan cara coba-coba.

$$\text{Misal, } d_2 = 0.635 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= b + 2h &= 18 + 2 \times 0.635 \\
 &&= 16.271 \text{ m} \\
 A2 &= b \times h &= 18 \times 0.635 \\
 &&= 9.531 \text{ m}^2 \\
 R2 &= A2/P2 &= 9.531/16.271 \\
 &&= 0.586 \text{ m} \\
 V2 &= Q/A2 &= 99.943/9.531 \\
 &&= 10.486 \text{ m/s} \\
 E1 &= z1 + d1 + \frac{v1^2}{2g} &= 0.3 + 0.635 + \frac{10.486^2}{2 \times 9.81} \\
 &&= 5.799 \text{ m} \\
 Sf1 &= \frac{v1^2 n^2}{R1^{4/3}} &= 0.027 \\
 Sf2 &= \frac{v2^2 n^2}{R2^{4/3}} &= 0.027 \\
 Sf_{rata-rata} &= \frac{Sf1 + Sf2}{2} &= 0.027 \\
 Hf &= Sf \times L &= 0.027 \times 7 \\
 &&= 0.190 \text{ m} \\
 He &= k. \frac{\Delta v^2}{2 \times g} &= 0.2 \times \frac{(10.486 - 9.839)^2}{2 \times 9.81} \\
 &&= 0.004 \\
 E2 &= z2 + d2 + he + hf + \frac{v2^2}{2g}
 \end{aligned}$$

$$= 0 + 0.635 + 0.004 + 0.190 + \frac{10.486^2}{2 \times 9.81}$$

$$= 5.799 \approx E1 = 5.799$$

Nilai $d_2 = 0,635$ m dapat digunakan.

5.4 Saluran Peluncur

Untuk saluran peluncur lurus digunakan data sebagai berikut:

$$Q = 99.943 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Lebar rencana} = 18 \text{ m}$$

$$V_2 = 10.486 \text{ m}/\text{det}$$

$$d_2 = 0.635 \text{ m}$$

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

Untuk mendapatkan nilai d_3 , dicari dengan cara coba-coba.

Misal, $d_3 = 0.575$ m

$$P_3 = b + 2h = 18 + 2 \times 0.575$$

$$= 16.150 \text{ m}$$

$$A_3 = b \times h = 18 \times 0.575$$

$$= 8.626 \text{ m}^2$$

$$R_3 = A_3/P_3 = 8.626/16.150$$

$$= 0.534 \text{ m}$$

$$V_3 = Q/A_3 = 99.943/8.626$$

$$= 11.586 \text{ m/s}$$

$$E2 = z2 + d2 + \frac{v2^2}{2g} = 1.5 + 0.575 + \frac{10.486^2}{2 \times 9.81}$$

$$= 7.740\text{m}$$

$$Sf2 = \frac{v2^2 n^2}{R2^{4/3}} = 0.027$$

$$Sf3 = \frac{v3^2 n^2}{R3^{4/3}} = 0.037$$

$$Sf_{\text{rata-rata}} = \frac{Sf2 + Sf3}{2} = 0.032$$

$$Hf = Sf \times L = 0.032 \times 10$$

$$= 0.323 \text{ m}$$

$$He = 0$$

$$E3 = z3 + d3 + he + hf + \frac{v3^2}{2g}$$

$$= 0 + 0.575 + 0 + 0.323 + \frac{11.586^2}{2 \times 9.81}$$

$$= 7.740 \approx E2 = 7.740$$

Nilai $d3 = 0.575 \text{ m}$ dapat digunakan.

Selanjutnya untuk saluran peluncur terompet, dihitung panjang saluran dengan mencari nilai Fraude. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$L = 1 / \tan \theta$$

$$\tan \theta = 1 / Fr$$

$$Fr = \frac{v3}{\sqrt{g \times d3}} = \frac{11.586}{\sqrt{9.81 \times 0.575}} = 4.878$$

$$\tan \theta = 1 / 4.878 = 0.068$$

$$L = 1/0.068 = 14.163\text{m} \approx 15 \text{ m}$$

$$B = 18 \text{ m}$$

Untuk mendapatkan nilai d_4 , dicari dengan cara coba-coba.

Misal, $d_4 = 0.450 \text{ m}$

$$\begin{aligned} P_4 &= b + 2h = 18 + 2 \times 0.450 \\ &= 18.901 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_4 &= b \times h = 18 \times 0.450 \\ &= 8.178 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_4 &= A_4/P_4 = 8.178/18.901 \\ &= 0.429 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_4 &= Q/A_4 = 99.943/8.178 \\ &= 12.327 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_3 &= z_3 + d_3 + \frac{v_3^2}{2g} = 1.5 + 0.575 + \frac{11.586^2}{2 \times 9.81} \\ &= 8.917 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Sf_3 = \frac{v_3^2 n^2}{R_3^{4/3}} = 0.037$$

$$Sf_4 = \frac{v_4^2 n^2}{R_4^{4/3}} = 0.057$$

$$Sf_{\text{rata-rata}} = \frac{Sf_2 + Sf_3}{2} = 0.047$$

$$\begin{aligned} H_f &= Sf \times L = 0.047 \times 15 \\ &= 0.707 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{He} &= k \cdot \frac{\Delta v^2}{2 \times g} = 0.5 \times \frac{(12.327 - 11.687)^2}{2 \times 9.81} \\ &= 0.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{E4} &= z_4 + d_4 + h_e + h_f + \frac{v_4^2}{2g} \\ &= 0 + 0.450 + 0.014 + 0.707 + \frac{12.327^2}{2 \times 9.81} \\ &= 8.917 \approx \text{E2} = 8.917 \end{aligned}$$

Nilai $d_3 = 0.450$ m dapat digunakan.

5.5 Analisa Perhitungan Peredam Energi

Untuk menentukan panjang kolam olakan dasar dapat ditentukan dengan persamaan:

$$Fr = \frac{v^4}{\sqrt{g \cdot d^4}} = 5.864$$

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

$$d_5 = 0.450 \times \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8 \times 5.864^2} - 1 = 3.517 \text{ m}$$

direncanakan menggunakan kolam olak tipe III dan dengan menggunakan Tabel 2.12 didapatkan nilai $L/D = 2.4$. Maka dapat diketahui panjang kolam olak:

$$L = 2.44 \times d_5 = 2.44 \times 3.517 = 8.441 \text{ m} \approx 8.5 \text{ m}$$

5.7 Analisa Stabilitas *Spillway*

5.6.1.1 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/m³)

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

Untuk muka air setinggi mercu, diperoleh perhitungan sebagai berikut:

$$\Delta H = 7.3 \text{ m}$$

$$L_H = 53.50 \text{ m}$$

$$L_v = 32.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum L &= L_v + \frac{1}{3} L_H \\ &= 50.133 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C = 3$$

$$\begin{aligned} \Delta H \cdot C &= 7.3 \times 3 \\ &= 21.90 \end{aligned}$$

$$\sum L > \Delta H \cdot C \text{ (OK)}$$

Untuk muka air banjir, diperoleh perhitungan sebagai berikut:

$$\Delta H = 5.653 \text{ m}$$

$$L_H = 53.50 \text{ m}$$

$$L_v = 32.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma L &= L_v + \frac{1}{3}L_H \\ &= 50.133 \text{ m}\end{aligned}$$

$$C = 3$$

$$\begin{aligned}\Delta H.C &= 5.653 \times 3 \\ &= 16.959\end{aligned}$$

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

Selanjutnya dihitung gaya angkat (*uplift pressure*) pada setiap titik. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Titik	Panjang Rembesan				Muka Air Setinggi Mercu					Muka Air Banjir				
	Lv	Lh	1/3 Lh	Lx	ΔH	$\sum L$	$\Delta H \cdot \frac{Lx}{\sum L}$	Hx	Ux	ΔH	$\sum L$	$\Delta H \cdot \frac{Lx}{\sum L}$	Hx	Ux
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(t)	(m)	(m)	(m)	(m)	(t)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	7.30	50.13	0.00	4.00	4.00	5.65	50.13	0.00	5.87	5.87
1	3.00	0.00	0.00	3.00	7.30	50.13	0.44	7.00	6.56	5.65	50.13	0.34	8.87	8.53
2	3.00	1.00	0.00	3.00	7.30	50.13	0.44	7.00	6.56	5.65	50.13	0.34	8.87	8.53
3	4.50	1.00	0.33	4.83	7.30	50.13	0.70	5.50	4.80	5.65	50.13	0.54	7.37	6.83
4	4.50	1.80	0.60	5.10	7.30	50.13	0.74	5.50	4.76	5.65	50.13	0.58	7.37	6.79
5	6.00	1.80	0.60	6.60	7.30	50.13	0.96	7.00	6.04	5.65	50.13	0.74	8.87	8.13
6	6.00	2.30	0.77	6.77	7.30	50.13	0.99	7.00	6.01	5.65	50.13	0.76	8.87	8.11
7	7.50	2.30	0.77	8.27	7.30	50.13	1.20	5.50	4.30	5.65	50.13	0.93	7.37	6.44
8	7.50	3.10	1.03	8.53	7.30	50.13	1.24	5.50	4.26	5.65	50.13	0.96	7.37	6.41
9	9.00	3.10	1.03	10.03	7.30	50.13	1.46	7.00	5.54	5.65	50.13	1.13	8.87	7.74
10	9.00	3.60	1.20	10.20	7.30	50.13	1.49	7.00	5.51	5.65	50.13	1.15	8.87	7.72
11	10.50	3.60	1.20	11.70	7.30	50.13	1.70	5.50	3.80	5.65	50.13	1.32	7.37	6.05
12	10.50	4.40	1.47	11.97	7.30	50.13	1.74	5.50	3.76	5.65	50.13	1.35	7.37	6.02
13	12.00	4.40	1.47	13.47	7.30	50.13	1.96	7.00	5.04	5.65	50.13	1.52	8.87	7.35
14	12.00	4.90	1.63	13.63	7.30	50.13	1.99	7.00	5.01	5.65	50.13	1.54	8.87	7.33
15	13.50	4.90	1.63	15.13	7.30	50.13	2.20	5.50	3.30	5.65	50.13	1.71	7.37	5.66
16	13.50	5.70	1.90	15.40	7.30	50.13	2.24	5.50	3.26	5.65	50.13	1.74	7.37	5.63
17	15.00	5.70	1.90	16.90	7.30	50.13	2.46	7.00	4.54	5.65	50.13	1.91	8.87	6.96
18	15.00	6.20	2.07	17.07	7.30	50.13	2.49	7.00	4.51	5.65	50.13	1.92	8.87	6.95
19	16.50	6.20	2.07	18.57	7.30	50.13	2.70	5.50	2.80	5.65	50.13	2.09	7.37	5.28

20	16.50	7.00	2.33	18.83	7.30	50.13	2.74	5.50	2.76	5.65	50.13	2.12	7.37	5.25
21	18.00	7.00	2.33	20.33	7.30	50.13	2.96	7.00	4.04	5.65	50.13	2.29	8.87	6.58
22	18.00	7.50	2.50	20.50	7.30	50.13	2.99	7.00	4.01	5.65	50.13	2.31	8.87	6.56
23	19.50	7.50	2.50	22.00	7.30	50.13	3.20	5.50	2.30	5.65	50.13	2.48	7.37	4.89
24	19.50	8.30	2.77	22.27	7.30	50.13	3.24	5.50	2.26	5.65	50.13	2.51	7.37	4.86
25	21.50	8.30	2.77	24.27	7.30	50.13	3.53	7.50	3.97	5.65	50.13	2.74	9.37	6.63
26	21.50	11.80	3.93	25.43	7.30	50.13	3.70	7.50	3.80	5.65	50.13	2.87	9.37	6.50
27	23.50	11.80	3.93	27.43	7.30	50.13	3.99	5.50	1.51	5.65	50.13	3.09	7.37	4.28
28	23.50	13.00	4.33	27.83	7.30	50.13	4.05	5.50	1.45	5.65	50.13	3.14	7.37	4.23
29	23.80	20.00	6.67	30.47	7.30	50.13	4.44	5.80	1.36	5.65	50.13	3.44	7.67	4.23
30	25.30	30.00	10.00	35.30	7.30	50.13	5.14	7.30	2.16	5.65	50.13	3.98	9.17	5.19
31	25.80	30.00	10.00	35.80	7.30	50.13	5.21	7.80	2.59	5.65	50.13	4.04	9.67	5.63
32	25.80	35.00	11.67	37.47	7.30	50.13	5.46	7.80	2.34	5.65	50.13	4.22	9.67	5.45
33	26.75	44.50	14.83	41.58	7.30	50.13	6.06	8.75	2.69	5.65	50.13	4.69	10.62	5.93
34	27.80	45.00	15.00	42.80	7.30	50.13	6.23	9.80	3.57	5.65	50.13	4.83	11.67	6.84
35	27.80	46.00	15.33	43.13	7.30	50.13	6.28	9.80	3.52	5.65	50.13	4.86	11.67	6.81
36	28.80	46.00	15.33	44.13	7.30	50.13	6.43	8.80	2.37	5.65	50.13	4.98	10.67	5.69
37	28.80	52.00	17.33	46.13	7.30	50.13	6.72	8.80	2.08	5.65	50.13	5.20	10.67	5.47
38	29.80	52.50	17.50	47.30	7.30	50.13	6.89	9.80	2.91	5.65	50.13	5.33	11.67	6.34
39	29.80	53.50	17.83	47.63	7.30	50.13	6.94	9.80	2.86	5.65	50.13	5.37	11.67	6.30
40	32.30	53.50	17.83	50.13	7.30	50.13	7.30	7.30	0.00	5.65	50.13	5.65	9.17	3.52

(Sumber: Perhitungan)

5.6.1.2 Perhitungan Titik Berat Konstruksi
Perhitungan berat sendiri konstruksi dengan berat jenis beton sebesar 2.4 t/m^2 adalah sebagai berikut:

$$G = A \times \gamma$$

Dimana,

G = Berat sendiri konstruksi (ton)

A = Luas bidang (m^2)

γ = Berat jenis (t/m^2)

$$G1 = 7 \times 2.4 = 16.800 \text{ t}$$

$$G2 = 3.53 \times 2.4 = 8.472 \text{ t}$$

$$G3 = 2.5 \times 2.4 = 6.000 \text{ t}$$

$$G4 = 0.31 \times 2.4 = 0.6740 \text{ t}$$

$$G5 = 7.2 \times 2.4 = 17.496 \text{ t}$$

$$G6 = 7 \times 2.4 = 16.800 \text{ t}$$

Tabel 5.3 Momen Akibat Beban Konstruksi

Nama	Gaya (t/m)	Jarak horizontal Ke titik 25 (m)	$\sum M \cdot h$ (ton)	Jarak vertikal ke titik 25 (m)	$\sum M \cdot v$ (ton)
G1	16.800	0.870	14.616	5.500	92.400
G2	8.472	2.678	22.690	5.037	42.673
G3	6.000	2.920	17.520	4.008	24.048
G4	0.740	4.342	3.212	3.692	2.731
G5	17.496	2.350	41.116	2.750	48.114
G6	16.800	1.750	29.400	1.000	16.800
	49.508		128.553		226.766

(Sumber: Perhitungan)

$$\text{Jarak horizontal} = \frac{\sum Mh}{\sum G} = 2.597 \text{ m}$$

$$\text{Jarak vertikal} = \frac{\sum Mv}{\sum G} = 4.580 \text{ m}$$

5.6.1.3 Perhitungan Momen

Momen dihitung terhadap titik 15. Hasil perhitungan momen yang terjadi pada saat air setinggi mercu dapat dilihat pada Tabel 5.4. Sedangkan untuk gambar gaya-gaya yang terjadi dapat dilihat pada halaman lampiran

Tabel 5.4 Momen yang Terjadi Pada Saat Air Setinggi Mercu

Horizontal			
Nama Gaya	Besar Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
H1	8.000	2.833	22.666
W1	3.387	0.750	2.540
W2	4.515	1.000	4.515
W3	1.307	1.000	1.307
W4	1.709	0.667	1.139
W5	-1.085	0.750	-0.814
W6	-3.011	1.000	-3.011
W7	-2.291	0.667	-1.527
Total	12.530		26.815
Vertikal			
Nama Gaya	Besar Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
G1	-16.800	3.926	-65.957
G2	-8.472	2.024	-17.146
G3	-6.000	1.787	-10.721
G4	-0.740	0.360	-0.266
G5	-17.496	2.351	-41.133
G6	-16.800	2.950	-49.560
W8	13.288	2.950	39.200
W9	1.737	0.600	1.042

W10	0.127	3.500	0.446
W11	1.762	0.500	0.881
Total	-49.393		-143.214

Sumber: Perhitungan

Hasil perhitungan momen yang terjadi pada saat air banjir ditampilkan pada tabel Tabel 5.5. Sedangkan untuk gambar gaya-gaya yang terjadi dapat dilihat pada halaman lampiran

Tabel 5.4 Momen yang Terjadi Pada Saat Air

Horizontal			
Nama Gaya	Besar Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
H1	16.820	3.450	58.029
W1	7.289	0.750	5.467
W2	9.719	1.000	9.719
W3	0.758	1.000	0.758
W4	1.774	0.667	1.183
W5	-3.174	0.750	-2.380
W6	-8.553	1.000	-8.553
W7	-2.226	0.667	-1.484
Total	22.407		62.738
Vertikal			
Nama Gaya	Besar Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
G1	-16.800	3.926	-65.957
G2	-8.472	2.024	-17.146
G3	-6.000	1.787	-10.721
G4	-0.744	0.360	-0.268

G5	-17.496	2.351	-41.133
G6	-16.800	2.950	-49.560
H2	-3.300	3.926	-12.956
H3	-2.475	1.200	-2.970
H4	-0.219	0.260	-0.057
W8	22.758	2.950	67.135
W9	5.078	0.600	3.047
W10	0.099	2.300	0.227
W11	1.703	0.400	0.681
Total	-42.669		-129.677

Sumber: Perhitungan

5.6.1.4 Kontrol Guling

$$\frac{\Delta MP}{\Delta MH} \geq SF$$

- Saat muka air setinggi mercu:

$$\frac{143.214}{26.815} \geq 1.5$$

$$5.341 \geq 1.5 \quad (\text{OK})$$

- Saat muka air banjir:

$$\frac{129.677}{62.738} \geq 1.5$$

$$2.067 \geq 1.5 \quad (\text{OK})$$

5.6.1.5 Kontrol Geser

$$\frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot A}{\Sigma H} \geq SF$$

- Saat muka air setinggi mercu:

$$\frac{0.75 \times 49.393 + 0.5 \times 4.7 \times 18}{12.530} \geq 1.5$$

$$6.332 \geq 1.5 \quad (\text{OK})$$

- Saat muka air banjir:

$$\frac{0.75 \times 42.669 + 0.5 \times 4.7 \times 18}{22.407} \geq 1.5$$

$$3.316 \geq 1.5 \quad (\text{OK})$$

5.6.1.6 Kontrol Retak

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V} < \frac{L}{6}$$

- Saat muka air setinggi mercu:

$$e = \frac{4.7}{2} - \frac{(143.214 - 26.815)}{49.393} < \frac{4.7}{6}$$

$$e = -0.007 < 0.783 \quad (\text{OK})$$

- Saat muka air banjir:

$$e = \frac{4.7}{2} - \frac{(129.677 - 62.738)}{42.669} < \frac{4.7}{6}$$

$$e = 0.781 < 0.783 (\text{OK})$$

5.6.1.7 Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai dilakukan pada lantai kolam olak pada titik 39-40

$$dx \geq S \cdot \frac{P_x - W_x}{\gamma_{beton}}$$

- Saat muka air setinggi mercu:

$$1.5 \geq 1.25 \cdot \frac{\left(\frac{2.374 + 2.082}{2}\right) - 0}{2.4}$$

$$1.5 \geq 1.160 \quad (\text{OK})$$

- Saat muka air banjir:

$$1.5 \geq 1.25 \cdot \frac{\left(\frac{5.694 + 5.468}{2}\right) - 3.517}{2.4}$$

$$1.5 \geq 1.075 \quad (\text{OK})$$

BAB VI
ANALISA TUBUH
BENDUNGAN

BAB VI

ANALISA TUBUH BENDUNG

6.1. Penentuan Tinggi Bendungan

Sesuai dengan peraturan yang dikeluarkan oleh JANCOLD (The Japanese National Committee on Large Dams), maka untuk bendungan dengan tinggi kurang dari 50 meter dipakai tinggi jagaan setinggi 2 meter. Selanjutnya berikut perhitungan tinggi bendungan.

- Elevasi dasar bendungan = +439
- Elevasi muka banjir = +446.87
- Tinggi jagaan = 2 m
- Elevasi puncak = +448.87 m \approx +449.00
- Tinggi bendungan = +449 - +439
= 10 m

6.2. Penentuan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$b = 3.6 \times H^{\frac{1}{3}} - 3 = 3.6 \times 10^{\frac{1}{3}} - 3 = 4.721 \text{ m} \approx 4.8 \text{ m}$$

6.3. Penentuan Kemiringan Lereng Bendungan

Untuk menentukan kemiringan lereng bendungan digunakan data tanah yang digunakan untuk konstruksi tubuh bendung. Data tanah tersebut adalah sebagai berikut:

$$\gamma_{sat} = 1.970 \text{ t/m}^3$$

$$\Phi = 30^0$$

Sedangkan untuk koefisien gempa pada lokasi perencanaan diambil nilai sebesar 0,15g dan angka keamanan SF=1.5. Berikut perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan.

- Kemiringan lereng hulu (m)

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

$$1.5 = \frac{m - (0.15 \times 1.970 \times \tan 30)}{1 + (0.15 \times 1.970 \times m)}$$

$$m = 3$$

- Kemilringan lereng hilir (n)

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

$$1.5 = \frac{n - (0.15 \times \tan 30)}{1 + (0.15 \times n)}$$

$$n = 2$$

6.4. Perhitungan Formasi Garis Depresi

Perhitungan formasi garis depresi dilakukan pada 4 kondisi, yaitu:

1. Pada saat muka air maksimum (banjir)
2. Pada saat elevasi MA sama dengan elevasi dead storage

6.4.1 Pada saat muka air maksimum (banjir)

- Elevasi MA = +446.87
- H = 7.80 m
- $L_{\text{tumit drainase}} = 5 \text{ m}$
- L1 = m x H
= 3 x 7.80
= 23.61 m
- 0.3 L1 = 0.3 x 23.605
= 7.87 m
- B = 54.80 m
- L2 = B - L1 - $L_{\text{tumit drainase}}$
= 54.80 - 23.61 - 5
= 26.19 m
- d = L2 + 0.31 L1
= 29.19 + 7.87
= 34.06 m

dari data-data diatas dapat dihitung persamaan garis depresinya,

$$\begin{aligned} y_0 &= \sqrt{d^2 + h^2} - d \\ &= \sqrt{34.06^2 + 7.87^2} - 34.06 \\ &= 0.897 \end{aligned}$$

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = \sqrt{1.794x + 0.805}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi pada saat elevasi banjir seperti berikut

Tabel 6.1 Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi MA Banjir

x	0.000	-0.448	10.000	20.000	30.000	34.063
y	0.897	0.000	4.329	6.057	7.391	7.868

Sumber: Perhitungan

Gambar garis depresi pada saat elevasi muka air banjir dapat dilihat pada halaman lampiran.

6.4.2 Pada Saat Muka Air Setinggi *Dead Storage*

- Elevasi MA = +440.10
- H = 1.10 m
- $L_{\text{tमित drainase}}$ = 5 m
- L1 = m x H
= 3 x 1.10
= 3.31 m
- 0.3 L1 = 0.3 x 3.31
= 1.10 m
- B = 54.80 m
- L2 = B - L1 - $L_{\text{tमित drainase}}$

$$\begin{aligned}
 &= 54.80 - 3.31 - 5 \\
 &= 46.49 \text{ m} \\
 \bullet \text{ d} &= L2 + 0.31 L1 \\
 &= 46.49 + 1.10 \\
 &= 47.59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

dari data-data diatas dapat dihitung persamaan garis depresinya,

$$\begin{aligned}
 y_0 &= \sqrt{d^2 + h^2} - d \\
 &= \sqrt{47.59^2 + 1.10} - 47.59 \\
 &= 0.013
 \end{aligned}$$

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = \sqrt{0.026x + 0.0002}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi pada saat elevasi *dead storage* seperti berikut

Tabel 6.2 Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi Sama dengan Dead Storage

x	0.000	-0.006	10.000	20.000	30.000	40.000	47.596
y	0.013	0.000	0.505	0.715	0.875	1.010	1.102

Sumber: Perhitungan

Gambar garis depresi pada saat elevasi setinggi *dead storage* dapat dilihat pada halaman lampiran.

6.5 Stabilitas Tubuh Bendungan Terhadap Gelincir

Stabilitas lereng merupakan hal yang penting dalam upaya menghindari jebolnya tubuh bendungan. Oleh karena itu konstruksi bendungan urugan biasanya direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan sama dengan atau

lebih besar dari 1.2 ($F_s \geq 1.2$). Dalam analisis ini akan ditinjau pada keadaan berbahaya yaitu pada:

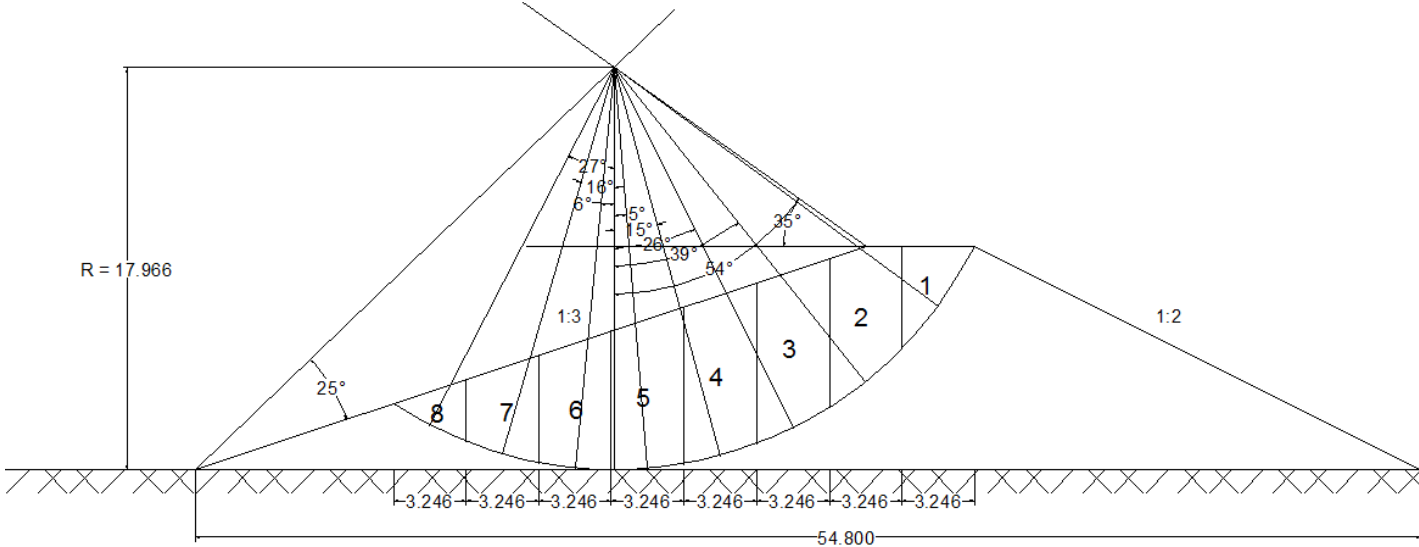
1. Saat sesudah bendungan selesai dibangun (Embung keadaan kosong)
2. Saat keadaan muka air banjir
3. Saat penurunan muka air banjir secara tiba-tiba

Stabilitas lereng tubuh bendungan urugan menggunakan metode bidang irisan untuk mengetahui apakah longsor yang terjadi masih memenuhi angka keamanan yang ditentukan. Control stabilitas ini melingkupi analisa longsor lereng hulu (*up-stream*) dan lereng hilir (*down-stream*). Data tanah yang digunakan pada tanah urugan embung Kajar adalah sebagai berikut:

- γ_{sat} = 1.970 t/m³ (Jenuh air)
- γ = 1.878 t/m³ (Keadaan lembab)
- γ_d = 1.424 t/m³
- θ = 30⁰
- C = 1.8 t/m²

6.5.1 Stabilitas Lereng Hulu (*Up-Stream*)

Untuk membuat bidang longsor, parameter-parameter nilai yang dibutuhkan adalah α dan β . Untuk m= 1:3 didapatkan nilai $\alpha= 25^0$ dan $\beta =35^0$. Kemudian dibuat garis longsor pada lereng hulu. Garis longsor dibagi menjadi beberapa irisan dengan lebar irisan yang sama. Selanjutnya ditinjau pada masing-masing kondisi berbahaya yang telah dibahas sebelumnya. Gambar bidang longsor untuk lereng hulu dapat dilihat pada Gambar 6.1. Untuk gambar kelongsoran masing-masing kondisi berbahaya ditunjukkan pada gambar di halaman lampiran gambar.



Gambar 6.1 Bidang Longsor Lereng Hulu (*Up-Stream*)

1. Kondisi pada saat embung kosong

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

- $A_1 = 8.30 \text{ m}^2$
- $\gamma_d = 1.424 \text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_t$
 $= 8.30 \times 1.424$
 $= 11.82 \text{ ton}$
- $\alpha = 54^\circ$
- $\sin \alpha = 0.81$
- $\cos \alpha = 0.59$
- $b = 3.25 \text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 3.25 \times 0.59$
 $= 1.91 \text{ m}$
- $T_1 = w \sin \alpha$
 $= 11.82 \times 0.81$
 $= 9.56 \text{ ton}$
- $N_1 = w \cos \alpha$
 $= 11.82 \times 0.59$
 $= 6.95 \text{ ton}$
- $Ne_1 = e \times T$
 $= 0.15 \times 9.56$
 $= 1.43 \text{ ton}$
- $Te_1 = e \times N$
 $= 0.15 \times 6.95$
 $= 1.04 \text{ ton}$
- $U = 0$
- $C = 1.8 \text{ t/m}^2$
- $C \times L = 1.8 \times 1.91 = 3.44 \text{ t/m}$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.3

Tabel 6.3 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Embung Kosong

Irisan	A	γ	W	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	C	C.L
	(m^2)	(t/m^2)	(ton)	($^\circ$)			(m)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(t/m^2)	t/m
1	8.30	1.42	11.82	54	0.81	0.59	3.25	1.91	9.56	6.95	1.43	1.04	1.80	3.44
2	19.05	1.42	27.12	39	0.63	0.78	3.25	2.52	17.07	21.08	2.56	3.16	1.80	4.54
3	22.73	1.42	32.37	26	0.44	0.90	3.25	2.92	14.19	29.09	2.13	4.36	1.80	5.25
4	23.25	1.42	33.11	15	0.26	0.97	3.25	3.14	8.57	31.98	1.29	4.80	1.80	5.65
5	21.61	1.42	30.77	5	0.09	1.00	3.25	3.24	2.68	30.65	0.40	4.60	1.80	5.82
6	18.01	1.42	25.65	-6	-0.10	0.99	3.25	3.23	-2.68	25.51	-0.40	3.83	1.80	5.81
7	12.47	1.42	17.75	-16	-0.28	0.96	3.25	3.12	-4.89	17.06	-0.73	2.56	1.80	5.62
8	4.72	1.42	6.73	-27	-0.45	0.89	3.25	2.89	-3.05	5.99	-0.46	0.90	1.80	5.21
									41.44	168.32	6.22	25.25		41.35

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat kosong adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l+(N-U)tg\phi}{T+Te} > 1.2$$

$$F_s = \frac{41.35+(168.32-0)tg30^0}{41.44+25.25}$$

$$= 2.023 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l+(N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1.5$$

$$F_s = \frac{41.35+(168.32-0-6.22)tg30^0}{41.44}$$

$$= 3.34 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

2. Kondisi pada saat embung mengalami banjir

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

- $A_1 = 8.25\text{m}^2$
- $A_2 = 0.05\text{ m}^2$
- $\gamma_s = 1.970\text{ t/m}^3$
- $\gamma_d = 1.424\text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_d$
 $= 8.25 \times 1.424$
 $= 11.75\text{ ton}$
- $W_2 = A \times \gamma_s$
 $= 0.05 \times 1.970$
 $= 0.09\text{ ton}$
- $\alpha = 54^0$
- $\sin \alpha = 0.81$
- $\cos \alpha = 0.59$
- $b = 3.25\text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 3.25 \times 0.59$

$$\begin{aligned}
 &= 1.91 \text{ m} \\
 \bullet \quad T_1 &= w_1 \sin \alpha \\
 &= 11.75 \times 0.81 \\
 &= 9.51 \text{ ton} \\
 \bullet \quad T_2 &= w_2 \sin \alpha \\
 &= 0.09 \times 0.81 \\
 &= 0.07 \text{ ton} \\
 \bullet \quad N_1 &= w_1 \cos \alpha \\
 &= 11.75 \times 0.59 \\
 &= 6.91 \text{ ton} \\
 \bullet \quad N_2 &= w_2 \cos \alpha \\
 &= 0.09 \times 0.59 \\
 &= 0.05 \text{ ton} \\
 \bullet \quad Ne_1 &= e \times T_1 \\
 &= 0.15 \times 9.51 \\
 &= 1.43 \text{ ton} \\
 \bullet \quad Ne_2 &= e \times T_2 \\
 &= 0.15 \times 0.07 \\
 &= 0.01 \text{ ton} \\
 \bullet \quad Te_1 &= e \times N_1 \\
 &= 0.15 \times 6.91 \\
 &= 1.04 \text{ ton} \\
 \bullet \quad Te_2 &= e \times N_2 \\
 &= 0.15 \times 0.05 \\
 &= 0.01 \text{ ton} \\
 \bullet \quad U_1 &= 0 \\
 \bullet \quad U_2 &= A \times \gamma_w \\
 &= 0.05 \text{ ton} \\
 \bullet \quad C &= 1.8 \text{ t/m}^2 \\
 \bullet \quad C \times L &= 1.8 \times 1.91 \\
 &= 3.44 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.4

Tabel 6.4 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Air Banjir

Irisan	A	γ	W	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	U	C	C.L
	(m^2)	(t/m^2)	(ton)	($^\circ$)			(m)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(t/m^2)	(t/m)
1	8.25	1.42	11.75	54	0.81	0.59	3.25	1.91	9.51	6.91	1.43	1.04		1.80	3.44
	0.05	1.97	0.09	54	0.81	0.59	3.25	1.91	0.07	0.05	0.01	0.01	0.05	1.80	3.44
2	12.48	1.42	17.77	39	0.63	0.78	3.25	2.52	11.18	13.81	1.68	2.07		1.80	4.54
	6.57	1.97	12.93	39	0.63	0.78	3.25	2.52	8.14	10.05	1.22	1.51	6.57	1.80	4.54
3	7.91	1.42	11.27	26	0.44	0.90	3.25	2.92	4.94	10.13	0.74	1.52		1.80	5.25
	14.82	1.97	29.19	26	0.44	0.90	3.25	2.92	12.79	26.23	1.92	3.93	14.82	1.80	5.25
4	2.99	1.42	4.26	15	0.26	0.97	3.25	3.14	1.10	4.11	0.17	0.62		1.80	5.65
	20.26	1.97	39.90	15	0.26	0.97	3.25	3.14	10.33	38.54	1.55	5.78	20.26	1.80	5.65
5	21.61	1.97	42.56	5	0.09	1.00	3.25	3.24	3.71	42.40	0.56	6.36	21.61	1.80	5.82
6	18.01	1.97	35.48	-6	-0.10	0.99	3.25	3.23	-3.71	35.29	-0.56	5.29	18.01	1.80	5.81
7	12.47	1.97	24.55	-16	-0.28	0.96	3.25	3.12	-6.77	23.60	-1.02	3.54	12.47	1.80	5.62
8	4.72	1.97	9.31	-27	-0.45	0.89	3.25	2.89	-4.22	8.29	-0.63	1.24	4.72	1.80	5.21
Jumlah									47.08	219.42	7.06	32.91	98.50		60.23

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat banjir adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l+(N-U)tg\phi}{T+Te} > 1,2$$

$$F_s = \frac{60.23+(219.42-98.50)tg30^0}{47.08+32.91}$$

$$= 1.575 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l+(N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5$$

$$F_s = \frac{60.23+(219.42-98.50-7.06)tg30^0}{47.08}$$

$$= 2.762 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

3. Saat Penurunan Muka Air Banjir Secara Tiba-Tiba (*Drawdown*)

Perhitungan saat permukaan banjir turun hingga seringgi elevasi *dead storage* pada irisan 1:

- $A_1 = 8.25\text{m}^2$
- $A_2 = 0.05\text{ m}^2$
- $\gamma = 1.878\text{ t/m}^3$
- $\gamma_d = 1.424\text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_d$
 $= 8.25 \times 1.424$
 $= 11.75\text{ ton}$
- $W_2 = A \times \gamma$
 $= 0.05 \times 1.878$
 $= 0.09\text{ ton}$
- $\alpha = 54^0$
- $\sin \alpha = 0.81$
- $\cos \alpha = 0.59$
- $b = 3.25\text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 3.25 \times 0.59$

- $T_1 = 1.91 \text{ m}$
 $= w_1 \sin \alpha$
 $= 11.75 \times 0.81$
 $= 9.51 \text{ ton}$
- $T_2 = w_2 \sin \alpha$
 $= 0.09 \times 0.81$
 $= 0.07 \text{ ton}$
- $N_1 = w_1 \cos \alpha$
 $= 11.75 \times 0.59$
 $= 6.91 \text{ ton}$
- $N_2 = w_2 \cos \alpha$
 $= 0.09 \times 0.59$
 $= 0.05 \text{ ton}$
- $Ne_1 = e \times T_1$
 $= 0.15 \times 9.51$
 $= 1.43 \text{ ton}$
- $Ne_2 = e \times T_2$
 $= 0.15 \times 0.07$
 $= 0.01 \text{ ton}$
- $Te_1 = e \times N_1$
 $= 0.15 \times 6.91$
 $= 1.04 \text{ ton}$
- $Te_2 = e \times N_2$
 $= 0.15 \times 0.05$
 $= 0.01 \text{ ton}$
- $U_1 = 0$
- $U_2 = 0$
- $C = 1.8 \text{ t/m}^2$
- $C \times L = 1.8 \times 1.91$
 $= 3.44 \text{ t/m}$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.5

Tabel 6.5 Perhitungan Stabilitas Lereng Hulu Pada Kondisi Permukaan Banjir Turun Hingga Setinggi Elevasi *Dead Storage*

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ²)	W (ton)	α (⁰)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (ton)	N (ton)	Ne (ton)	Te (ton)	U (ton)	C (t/m ²)	C.L (t/m)
1	8.25	1.42	11.75	54	0.81	0.59	3.25	1.91	9.51	6.91	1.43	1.04		1.80	3.44
	0.05	1.88	0.09	54	0.81	0.59	3.25	1.91	0.07	0.05	0.01	0.01		1.80	3.44
2	12.48	1.42	17.77	39	0.63	0.78	3.25	2.52	11.18	13.81	1.68	2.07		1.80	4.54
	6.57	1.88	12.34	39	0.63	0.78	3.25	2.52	7.76	9.59	1.16	1.44		1.80	4.54
3	8.91	1.42	12.68	26	0.44	0.90	3.25	2.92	5.56	11.40	0.83	1.71		1.80	5.25
	13.82	1.88	25.97	26	0.44	0.90	3.25	2.92	11.38	23.34	1.71	3.50		1.80	5.25
4	2.85	1.42	4.06	15	0.26	0.97	3.25	3.14	1.05	3.93	0.16	0.59		1.80	5.65
	19.71	1.88	37.03	15	0.26	0.97	3.25	3.14	9.58	35.77	1.44	5.36		1.80	5.65
	0.68	1.97	1.35	15	0.26	0.97	3.25	3.14	0.35	1.30	0.05	0.20	0.68	1.80	5.65
5	19.07	1.88	35.82	5	0.09	1.00	3.25	3.24	3.12	35.69	0.47	5.35		1.80	5.82
	2.54	1.97	4.99	5	0.09	1.00	3.25	3.24	0.44	4.98	0.07	0.75	2.54	1.80	5.82
6	15.41	1.88	28.94	-6	-0.10	0.99	3.25	3.23	-3.03	28.78	-0.45	4.32		1.80	5.81
	2.61	1.97	5.14	-6	-0.10	0.99	3.25	3.23	-0.54	5.11	-0.08	0.77	2.61	1.80	5.81
7	11.69	1.88	21.95	-16	-0.28	0.96	3.25	3.12	-6.05	21.10	-0.91	3.17		1.80	5.62
	0.78	1.97	1.53	-16	-0.28	0.96	3.25	3.12	-0.42	1.48	-0.06	0.22	0.78	1.80	5.62
8	4.72	1.88	8.87	-27	-0.45	0.89	3.25	2.89	-4.03	7.91	-0.60	1.19		1.80	5.21
Jumlah									45.95	211.12	6.89	31.67	6.61		83.13

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat muka air banjir turun hingga setinggi elevasi *dead storage* secara tiba-tiba adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l + (N-U)tg\phi}{T + Te} > 1,2$$

$$F_s = \frac{83.13 + (211.12 - 6.61)tg30^\circ}{45.95 - 31.67}$$

$$= 2.541 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

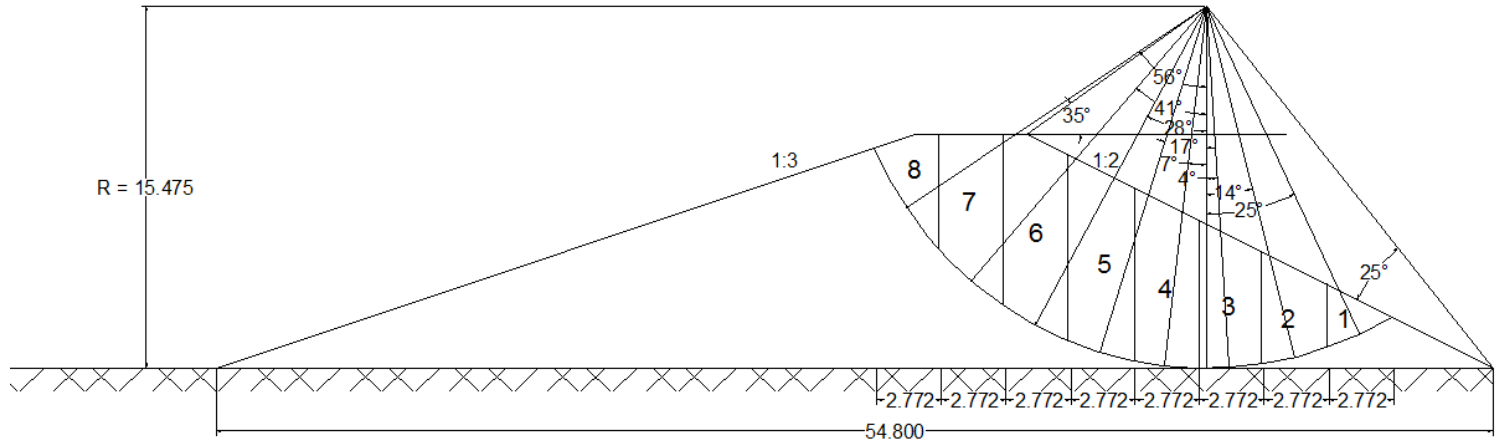
$$F_s = \frac{c.l + (N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5$$

$$F_s = \frac{83.13 + (211.12 - 6.61 - 6.89)tg30^\circ}{45.957}$$

$$= 4.379 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

6.5.1 Stabilitas Lereng Hilir (*Down-Stream*)

Untuk membuat bidang longsor, parameter-parameter nilai yang dibutuhkan adalah α dan β . Untuk $m = 1:2$ didapatkan nilai $\alpha = 25^\circ$ dan $\beta = 35^\circ$. Kemudian dibuat garis longsor pada lereng hulu. Garis longsor dibagi menjadi beberapa irisan dengan lebar irisan yang sama. Selanjutnya ditinjau pada masing-masing kondisi berbahaya yang telah dibahas sebelumnya. Gambar bidang longsor untuk lereng hilir dapat dilihat pada Gambar 6.2. Untuk gambar kelongsoran masing-masing kondisi berbahaya ditunjukkan pada gambar di halaman lampiran gambar.



Gambar 6.2 Bidang Longsor Lereng Hilir (*Down-Stream*)

1. Kondisi pada saat embung kosong

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

- $A_1 = 3.85 \text{ m}^2$
- $\gamma_d = 1.424 \text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_t$
 $= 3.85 \times 1.424$
 $= 5.49 \text{ ton}$
- $\alpha = -25^\circ$
- $\sin \alpha = -0.42$
- $\cos \alpha = 0.91$
- $b = 2.77 \text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 2.77 \times 0.91$
 $= 2.51 \text{ m}$
- $T_1 = w \sin \alpha$
 $= 5.49 \times -0.42$
 $= -2.32 \text{ ton}$
- $N_1 = w \cos \alpha$
 $= 5.49 \times 0.91$
 $= 4.97 \text{ ton}$
- $Ne_1 = e \times T$
 $= 0.15 \times -2.32$
 $= -0.35 \text{ ton}$
- $Te_1 = e \times N$
 $= 0.15 \times 4.97$
 $= 0.75 \text{ ton}$
- $U = 0$
- $C = 1.8 \text{ t/m}^2$
- $C \times L = 1.8 \times 2.51 = 4.52 \text{ t/m}$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.6

Tabel 6.6 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Embung Kosong

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ²)	W (ton)	α (⁰)	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (ton)	N (ton)	Ne (ton)	Te (ton)	C (ton)	C.L (t/m ²)
1	3.85	1.42	5.49	-25	-0.42	0.91	2.77	2.51	-2.32	4.97	-0.35	0.75	1.80	4.52
2	10.40	1.42	14.81	-14	-0.24	0.97	2.77	2.69	-3.58	14.37	-0.54	2.15	1.80	4.84
3	15.42	1.42	21.96	-4	-0.07	1.00	2.77	2.77	-1.53	21.90	-0.23	3.29	1.80	4.98
4	19.04	1.42	27.12	7	0.12	0.99	2.77	2.75	3.30	26.92	0.50	4.04	1.80	4.95
5	21.25	1.42	30.26	17	0.29	0.96	2.77	2.65	8.85	28.94	1.33	4.34	1.80	4.77
6	21.64	1.42	30.82	28	0.47	0.88	2.77	2.45	14.47	27.21	2.17	4.08	1.80	4.41
7	17.16	1.42	24.44	41	0.66	0.75	2.77	2.09	16.03	18.44	2.41	2.77	1.80	3.77
8	7.82	1.42	11.13	56	0.83	0.56	2.77	1.55	9.23	6.22	1.38	0.93	1.80	2.79
Jumlah									44.45	148.97	6.67	22.35		35.03

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat embung kosong adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l+(N-U)tg\phi}{T+Te} > 1,2$$

$$F_s = \frac{35.03+(148.97-0)tg30^0}{44.45+22.35}$$

$$= 1.754 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l+(N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5$$

$$F_s = \frac{35.03+(148.97-0-6.67)tg30^0}{44.45}$$

$$= 2.723 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

2. Kondisi pada saat embung mengalami banjir

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

- $A_1 = 3.85 \text{ m}^2$
- $\gamma_d = 1.424 \text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_t$
 $= 3.85 \times 1.424$
 $= 5.49 \text{ ton}$
- $\alpha = -25^0$
- $\sin \alpha = -0.42$
- $\cos \alpha = 0.91$
- $b = 2.77 \text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 2.77 \times 0.91$
 $= 2.51 \text{ m}$
- $T_1 = w \sin \alpha$
 $= 5.49 \times -0.42$
 $= -2.32 \text{ ton}$

- $N_1 = w \cos \alpha$
 $= 5.49 \times 0.91$
 $= 4.97 \text{ ton}$
- $Ne_1 = e \times T$
 $= 0.15 \times -2.32$
 $= -0.35 \text{ ton}$
- $Te_1 = e \times N$
 $= 0.15 \times 4.97$
 $= 0.75 \text{ ton}$
- $U = 0$
- $C = 1.8 \text{ t/m}^2$
- $C \times L = 1.8 \times 2.51 = 4.52 \text{ t/m}$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.7

Tabel 6.7 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Embung Banjir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ²)	W (ton)	α (⁰)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (ton)	N (ton)	Ne (ton)	Te (ton)	U (ton)	C (t/m ²)	C.L (t/m)
1	3.85	1.42	5.49	-25	-0.42	0.91	2.77	2.51	-2.32	4.97	-0.35	0.75		1.80	4.52
2	5.94	1.42	8.46	-14	-0.24	0.97	2.77	2.69	-2.05	8.20	-0.31	1.23		1.80	4.84
	4.46	1.97	8.78	-14	-0.24	0.97	2.77	2.69	-2.12	8.52	-0.32	1.28	4.46	1.80	4.84
3	7.14	1.42	10.17	-4	-0.07	1.00	2.77	2.77	-0.71	10.15	-0.11	1.52		1.80	4.98
	8.28	1.97	16.30	-4	-0.07	1.00	2.77	2.77	-1.14	16.26	-0.17	2.44	8.28	1.80	4.98
4	8.36	1.42	11.90	7	0.12	0.99	2.77	2.75	1.45	11.82	0.22	1.77		1.80	4.95
	10.68	1.97	21.04	7	0.12	0.99	2.77	2.75	2.56	20.89	0.38	3.13	10.68	1.80	4.95
5	10.39	1.42	14.80	17	0.29	0.96	2.77	2.65	4.33	14.15	0.65	2.12		1.80	4.77
	10.86	1.97	21.39	17	0.29	0.96	2.77	2.65	6.25	20.46	0.94	3.07	10.86	1.80	4.77
6	12.69	1.42	18.07	28	0.47	0.88	2.77	2.45	8.48	15.96	1.27	2.39		1.80	4.41
	8.95	1.97	17.63	28	0.47	0.88	2.77	2.45	8.27	15.56	1.24	2.33	8.95	1.80	4.41
7	12.22	1.42	17.40	41	0.66	0.75	2.77	2.09	11.41	13.13	1.71	1.97		1.80	3.77
	4.95	1.97	9.74	41	0.66	0.75	2.77	2.09	6.39	7.35	0.96	1.10	4.95	1.80	3.77
8	7.55	1.42	10.76	56	0.83	0.56	2.77	1.55	8.92	6.01	1.34	0.90		1.80	2.79
	0.26	1.97	0.52	56	0.83	0.56	2.77	1.55	0.43	0.29	0.06	0.04	0.26	1.80	2.79
Jumlah									50.17	173.72	7.53	26.06	48.44		65.53

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat embung banjir adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l+(N-U)tg\phi}{T+Te} > 1,2$$

$$F_s = \frac{65.53+(173.72-48.44)tg30^0}{50.17+26.06}$$

$$= 1.75 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l+(N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5$$

$$F_s = \frac{65.53+(173.72-48.44-7.53)tg30^0}{50.17}$$

$$= 2.75 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

3. Saat Penurunan Muka Air Banjir Secara Tiba-Tiba (*Drawn down*)

Perhitungan saat permukaan banjir turun hingga setinggi elevasi *dead storage* pada irisan 1:

- $A_1 = 3.85 \text{ m}^2$
- $\gamma_d = 1.424 \text{ t/m}^3$
- $W_1 = A \times \gamma_t$
 $= 3.85 \times 1.424$
 $= 5.49 \text{ ton}$
- $\alpha = -25^0$
- $\sin \alpha = -0.42$
- $\cos \alpha = 0.91$
- $b = 2.77 \text{ m}$
- $L = b \cos \alpha$
 $= 2.77 \times 0.71$
 $= 2.51 \text{ m}$
- $T_1 = w \sin \alpha$
 $= 5.49 \times -0.42$
 $= -2.32 \text{ ton}$
- $N_1 = w \cos \alpha$
 $= 5.49 \times 0.91$

- $Ne_1 = 4.97 \text{ ton}$
- $Ne_1 = e \times T$
 $= 0.15 \times -2.32$
 $= -0.35 \text{ ton}$
- $Te_1 = e \times N$
 $= 0.15 \times 4.97$
 $= 0.75 \text{ ton}$
- $U = 0$
- $C = 1.8 \text{ t/m}^2$
- $C \times L = 1.8 \times 2.51 = 4.52 \text{ t/m}$

Perhitungan untuk bidang irisan lain dapat dilihat pada tabel 6.8

Tabel 6.8 Perhitungan Stabilitas Lereng Hilir Pada Kondisi Muka Air Banjir Turun Hingga Setinggi Elevasi *Dead Storage* Secara Tiba-Tiba

Irisan	A	γ	W	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	L	T	N	Ne	Te	U	C	C.L
	(m^2)	(t/m^2)	(ton)	($^\circ$)			(m)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(t/m^2)	(t/m)
1	3.85	1.42	5.49	-25	-0.42	0.91	3.91	3.54	-2.32	4.97	-0.35	0.75		1.80	6.38
2	5.94	1.42	8.46	-14	-0.24	0.97	3.91	3.79	-2.05	8.20	-0.31	1.23		1.80	6.83
	4.45	1.88	8.35	-14	-0.24	0.97	3.91	3.79	-2.02	8.10	-0.30	1.22		1.80	6.83
	0.01	1.97	0.03	-14	-0.24	0.97	3.91	3.79	-0.01	0.03	0.00	0.00	0.01	1.80	6.83
3	7.14	1.42	10.17	-4	-0.07	1.00	3.91	3.90	-0.71	10.15	-0.11	1.52		1.80	7.02
	7.53	1.88	14.14	-4	-0.07	1.00	3.91	3.90	-0.99	14.11	-0.15	2.12		1.80	7.02
	0.75	1.97	1.47	-4	-0.07	1.00	3.91	3.90	-0.10	1.47	-0.02	0.22	0.75	1.80	7.02
4	8.36	1.42	11.90	7	0.12	0.99	3.91	3.88	1.45	11.82	0.22	1.77		1.80	6.99
	9.78	1.88	18.37	7	0.12	0.99	3.91	3.88	2.24	18.23	0.34	2.73		1.80	6.99
	0.91	1.97	1.78	7	0.12	0.99	3.91	3.88	0.22	1.77	0.03	0.27	0.91	1.80	6.99
5	10.39	1.42	14.80	17	0.29	0.96	3.91	3.74	4.33	14.15	0.65	2.12		1.80	6.73
	10.78	1.88	20.26	17	0.29	0.96	3.91	3.74	5.92	19.37	0.89	2.91		1.80	6.73
	0.08	1.97	0.15	17	0.29	0.96	3.91	3.74	0.04	0.14	0.01	0.02	0.08	1.80	6.73
6	12.69	1.42	18.07	28	0.47	0.88	3.91	3.45	8.48	15.96	1.27	2.39		1.80	6.22
	8.95	1.88	16.81	28	0.47	0.88	3.91	3.45	7.89	14.84	1.18	2.23		1.80	6.22
7	12.22	1.42	17.40	41	0.66	0.75	3.91	2.95	11.41	13.13	1.71	1.97		1.80	5.31

	4.95	1.88	9.29	41	0.66	0.75	3.91	2.95	6.10	7.01	0.91	1.05		1.80	5.31
8	7.55	1.42	10.76	55	0.82	0.57	3.91	2.24	8.81	6.17	1.32	0.93		1.80	4.04
	0.26	1.88	0.49	55	0.82	0.57	3.91	2.24	0.40	0.28	0.06	0.04		1.80	4.04
Jumlah									49.11	169.90	7.37	25.49	1.74		120.23

(Sumber: Perhitungan)

Kontrol stabilitas lereng hilir pada kondisi muka air banjir turun hingga setinggi elevasi *dead storage* secara tiba-tiba adalah sebagai berikut:

- Keadaan Normal

$$F_s = \frac{c.l+(N-U)tg\phi}{T+Te} > 1,2$$

$$F_s = \frac{120.23+(169.90-1.74)tg30^0}{49.11+25.49}$$

$$= 2.86 > 1.2 \quad (\text{OK})$$

- Keadaan Gempa

$$F_s = \frac{c.l+(N-U-Ne)tg\phi}{T} > 1,5$$

$$F_s = \frac{120.23+(169.90-1.74-7.37)tg30^0}{49.11}$$

$$= 4.43 > 1.5 \quad (\text{OK})$$

BAB VII
PENUTUP

BAB VII PENUTUP

7.1. Kesimpulan

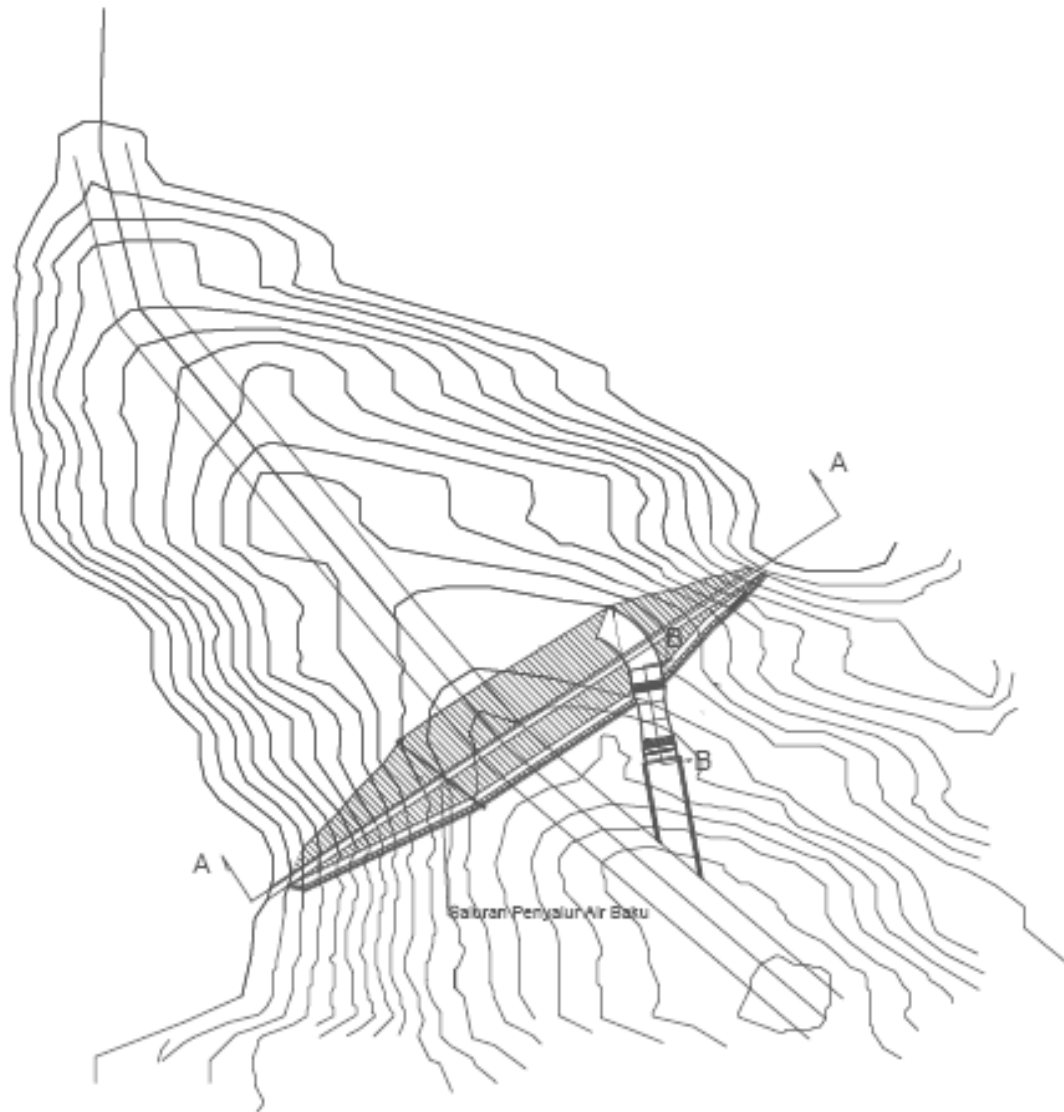
- Kebutuhan air penduduk Desa Sumberbulu tahun 2041 dari hasil perhitungan diketahui sebesar $0.00628 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Debit inflow didapatkan dari perhitungan debit andalan 80% menggunakan metode F.J.Mock dengan rata-rata debit sebesar $0.141 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Untuk memenuhi kebutuhan air penduduk Desa Sumberbulu dibutuhkan embung dengan kapasitas total 132054.178 m^3
- Debit banjir rencana dari hasil perhitungan dengan menggunakan hidrograf Nakayasu diketahui sebesar $105.242 \text{ m}^3/\text{detik}$ dengan periode ulang 25 tahun.
- Hasil *flood routing* menunjukkan debit *outflow* sebesar $99.943 \text{ m}^3/\text{detik}$ dengan ketinggian banjir 1.87 meter diatas *spillway* yaitu pada elevasi +446.868
- *Spillway* yang direncanakan memiliki lebar 18 meter, tinggi palung 4 meter, dan elevasi mercu pada +445
- Bendungan yang direncanakan memiliki lebar mercu 4.8 meter, tinggi bendungan 10 meter, dan elevasi mercu bendungan pada +449.00
- Kemiringan hulu dan hilir bendungan masing-masing 1:3 dan 1:2
- Perhitungan stabilitas bendungan dilakukan untuk kondisi normal dan kondisi gempa pada:
 1. Pada saat embung kosong:
 2. Pada saat muka air banjir:
 3. Pada saat permukaan air banjir turun secara tiba-tiba.


- Dari hasil perhitungan stabilitas bendungan menunjukkan bendungan stabil pada kondisi-kondisi yang ditinjau
- Perhitungan stabilitas *spillway* ditinjau pada saat air setinggi mercu dan pada saat muka air banjir
- Dari hasil perhitungan stabilitas *spillway* menunjukkan *spillway* stabil pada kondisi-kondisi yang ditinjau.

DAFTAR PUSTAKA

- Asdak, C. 2010. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- Alexander, dan Syarifuddi Harahab. 2009. *Perencanaan Embung Tambaboyo Kabupaten Sleman D.I.Y.Semarang*: UNDIP
- Anonim. 2014. *Laporan Akhir DED Embung Banyuwangi*. Surabaya: Kementrian Pekerjaan Umum
- Anwar, Nadjiadji. 2009. *Pengelolaan Sumber Daya Air*. Surabaya: ITS Press
- Mardhiyanah. 2012. *Prediksi Aliran Sungai Di Daerah Aliran Sungai Bondiyudo Kabupaten Lumajang Menggunakan Metode Mock dan NReca*. Surabaya: ITS
- Soediyo.1993. *Teknik Bendungan*. Jakarta: P.T. Pradnya Paramita
- Soesanto, Soekibat Roedy. 2010. *Perencanaan Bangunan Air*. Surabaya: Teknik Sipil ITS
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Bandung: Nova
- Sosrodarsono, Suyono.1981. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: P.T. Pradnya Paramita

LAMPIRAN




DENAH EMBUNG
 1:43200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
 PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

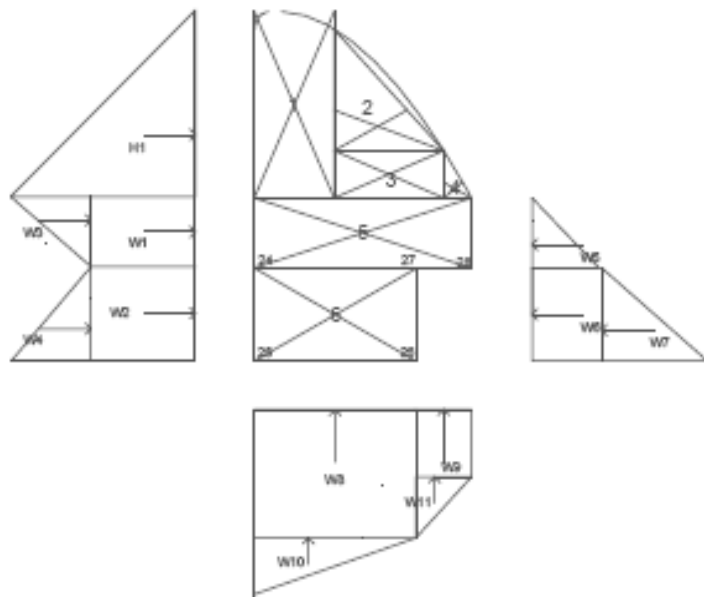
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

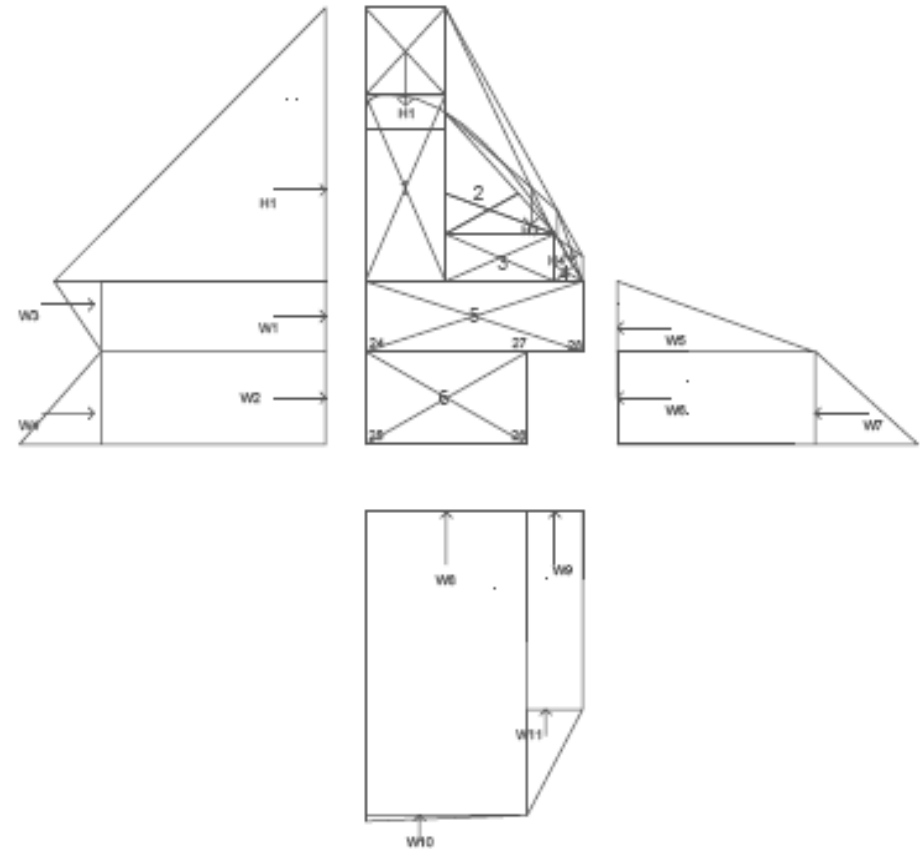
Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
 Dr. Tech. Umboro Laksminto, ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
 3113100140



ANALISA STABILITAS PELIMPAH SAAT
MUKA AIR NORMAL

Skala 1:168



ANALISA STABILITAS PELIMPAH SAAT
MUKA AIR BANJIR

Skala 1:168



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

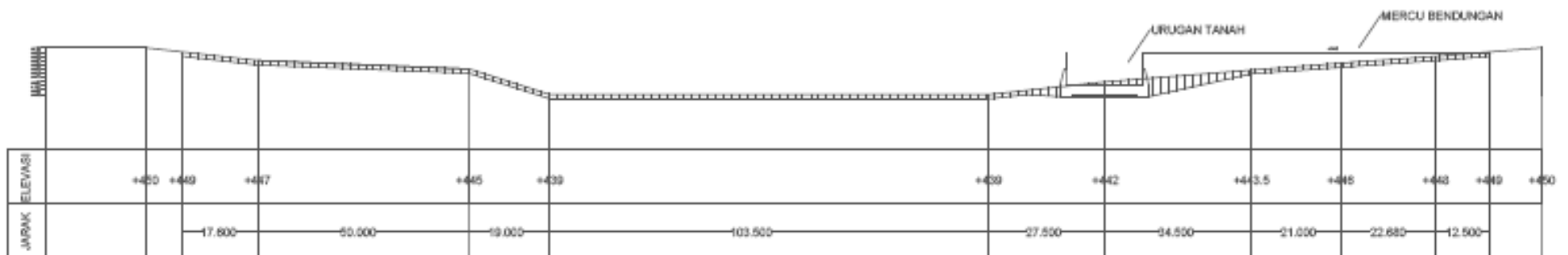
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
3113100140




POTONGAN A-A
 1:14500



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
 PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUMLAH
 HALAMAN

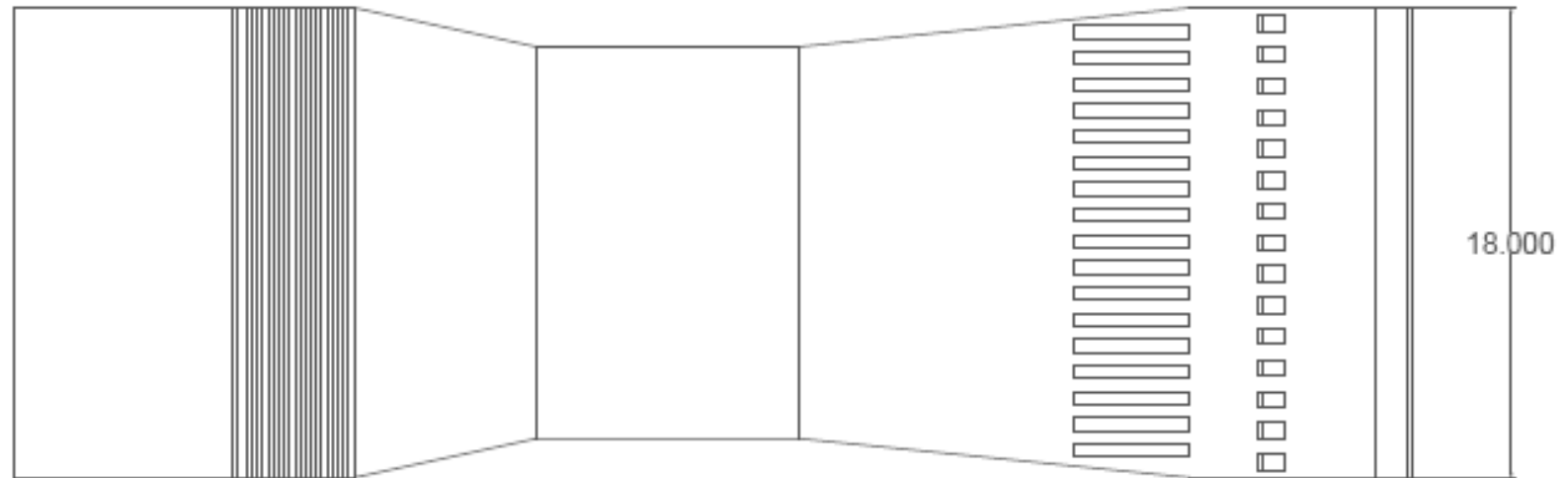
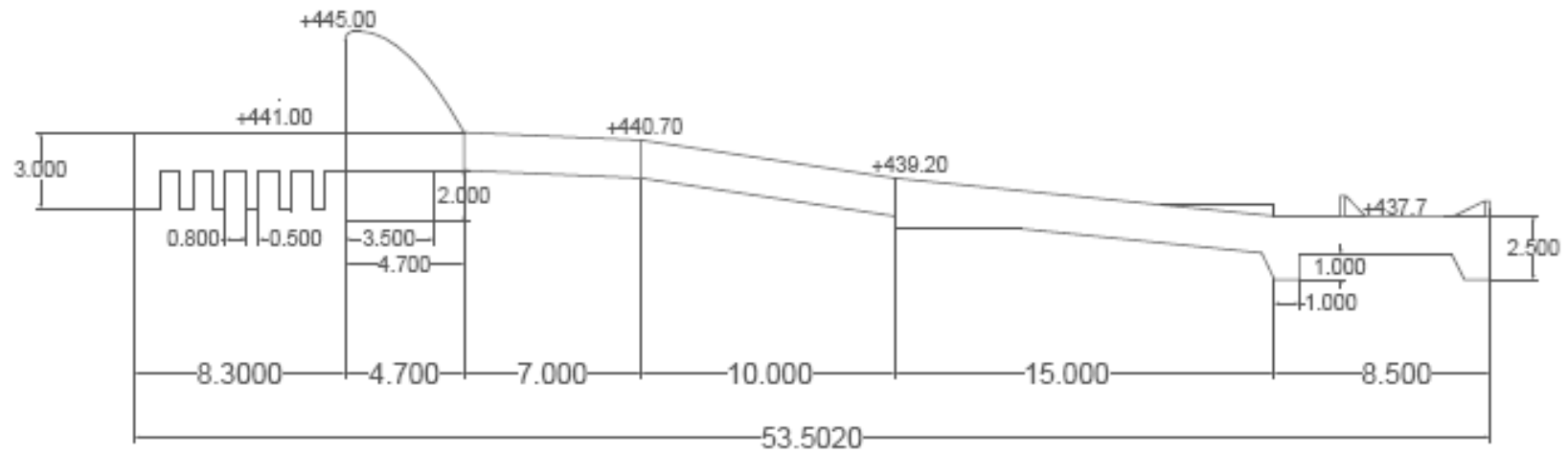
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc
 Dr. Tech. Umboro Laksminto ST, M.Sc

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Marini Qisthina Gorau
 3113100140



POTONGAN B-B
Skala 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

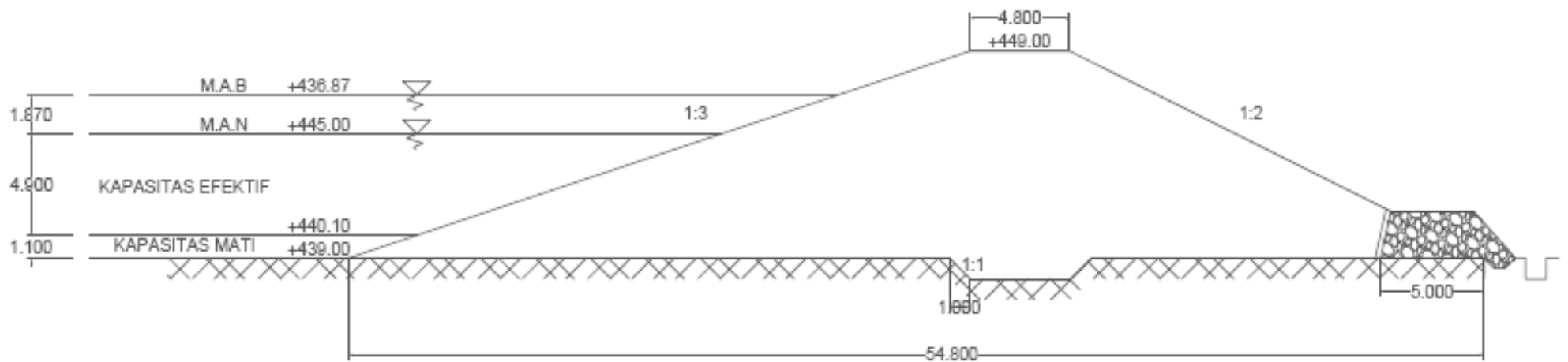
NO. LEMBAR


DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
3113100140




 DETAIL TUBUH BENDUNGAN
 Skala 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
 PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

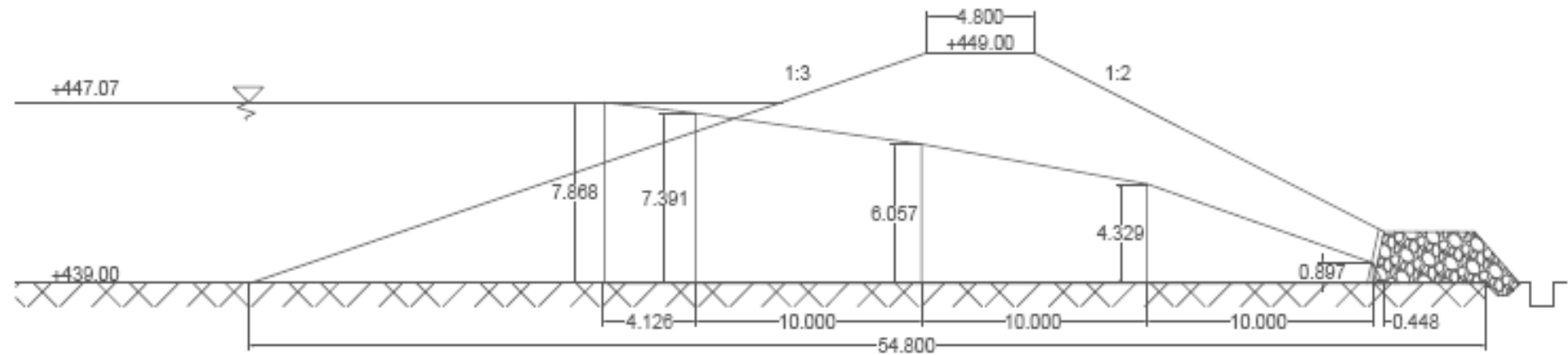
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
 Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
 3113100140



Formasi Garis Depresi Muka Air Banjir

Skala 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

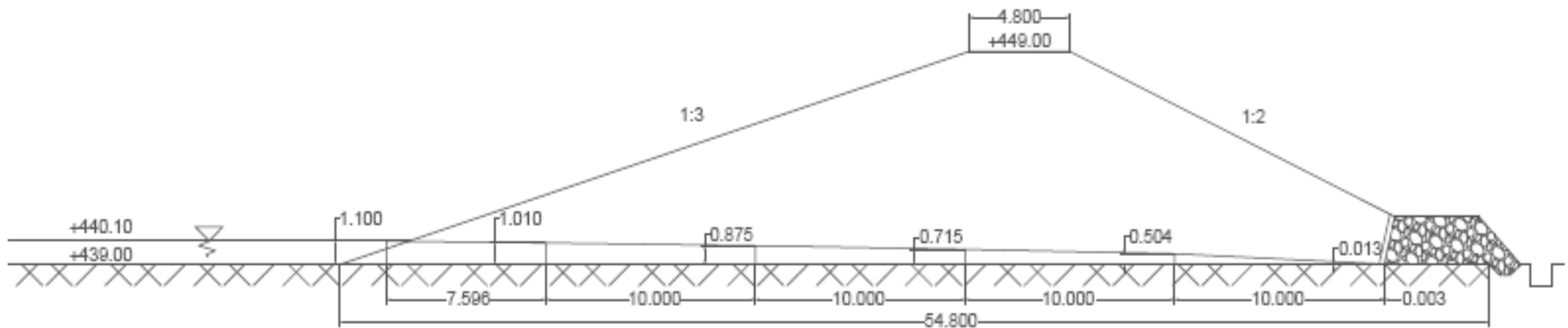
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
3113100140



Formasi Garis Depresi Setinggi Kapasitas Mati

Skala 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

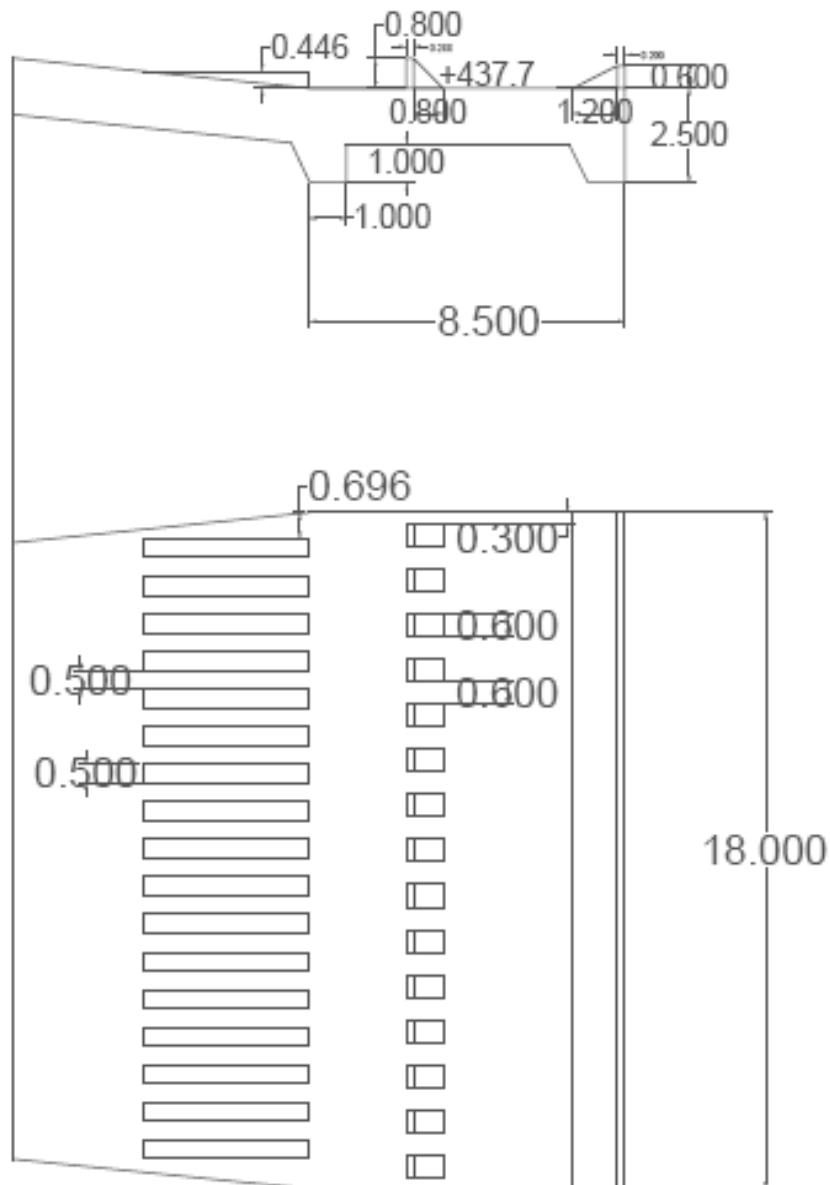
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
3113100140



DETAIL KOLAM OLAK
Skala 1:210



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

HALAMAN

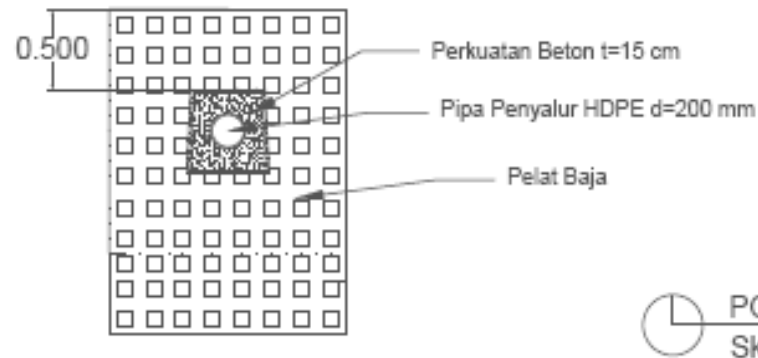
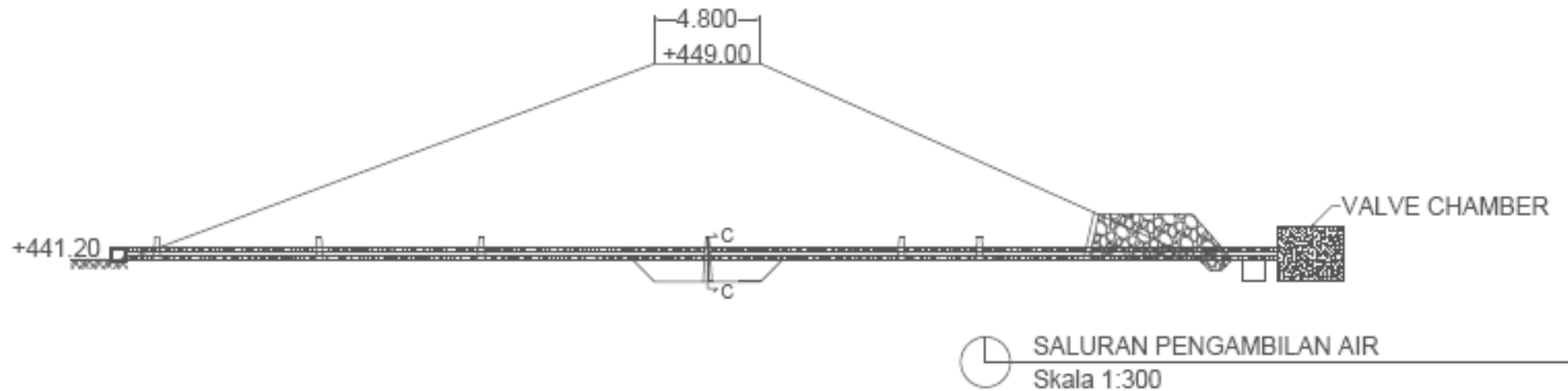
NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.

Marini Qisthina Gorau
3113100140



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TENIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUMLAH
HALAMAN

NO. LEMBAR

DOSEN PEMBIMBING

NAMA DAN NRP MAHASISWA

Prof. Dr. Nadjadji Anwar, M.Sc.
Dr. Tech. Umboro Laksminto ST. M.Sc

Marini Qisthina Gorau
3113100140



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax 031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Nodjohi Anwar MSc
NAMA MAHASISWA	: Marini Qisthina Gorda
NRP	: 3113100140
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Embung Rajar, Kecamatan Songgon, Kabupaten Banyuwangi untuk memenuhi kebutuhan Air Baku
TANGGAL PROPOSAL	: 19 Oktober 2016
NO. SP-MMTA	: 06 8892 /IT 2.3 1.1 /PP.05.02.00 /2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.		Konsultasi Lokasi proyek	Mencari Data -data yang dibutuhkan	
2.		Konsultasi Data	Menghitung kebutuhan air baku	
3.		Konsultasi hasil pengolahan data	Menghitung Kapasitas embung dan debit banjir rencana	
4.		Konsultasi hasil revisi dan pengolahan data	Menghitung Routing Banjir	
5.		Konsultasi pengolahan data	Menghitung siluran spillway	
6.		Konsultasi pengolahan data	Analisa stabilitas spillway	
7.		Konsultasi pengolahan data	Analisa stabilitas bendungan	
8.		Pencapaian		

3

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Ujung Pandang, 18 September 1994. Merupakan anak ketiga dari empat bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal di SDN. Mangkura III Makassar, SMPN. 6 Makassar, dan SMAN. 5 Bandung. Penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2013 dan terdaftar dengan NRP 3113100140.

Di Jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil konsentrasi bidang hidrologi teknik. Selama berkuliah penulis aktif di divisi HMS yaitu menjadi bendahara divisi CITRA. Jabatan tersebut dijalani penulis selama dua tahun.