

TUGAS AKHIR – RC14-1501

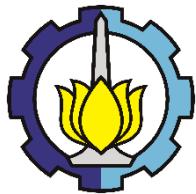
PERENCANAAN SABO DAM (TIPE LUBANG) SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN GUNUNG KELUD DI SUNGAI KONTO KABUPATEN KEDIRI

ABIYYU PRATAMA PUTRA
NRP. 03111740000036

Dosen Pembimbing I:
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.Sc.

Dosen Pembimbing II:
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2021



FINAL PROJECT – RC14-1501

DESIGN OF OPEN TYPE SABO DAM AS SEDIMENT CONTROL STRUCTURE OF MOUNT KELUD AT KONTO RIVER KEDIRI DISTRICT

ABIYYU PRATAMA PUTRA
NRP. 03111740000036

Supervisor I:
Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.Sc.

Supervisor II:
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2021

**PERENCANAAN SABO DAM (TIPE LUBANG)
SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN
GUNUNG KELUD DI SUNGAI KONTO KABUPATEN
KEDIRI**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ABIYYU PRATAMA PUTRA
Nrp. 03111740000036

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Mahendra Andiek Maulana, M.T. (.....)



**SURABAYA
JANUARI, 2022**

PERENCANAAN SABO DAM (TIPE LUBANG) SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN GUNUNG KELUD DI SUNGAI KONTO KABUPATEN KEDIRI

Nama Mahasiswa : Abiyyu Pratama Putra
NRP : 03111740000036
Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : Mohamad Bagus Ansori, ST., M.Sc
Dr. Mahendra Andiek Maulana,
S.T., M.T.

Abstrak

Gunung Kelud merupakan salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia yang terletak di perbatasan Kabupaten Kediri, Kabupaten Blitar, dan Kabupaten Malang. Gunung Kelud termasuk dalam tipe stratovulkan dengan karakteristik letusan eksplosif dan memiliki ciri khas dengan adanya danau kawah yang jika terjadi letusan dapat menghasilkan aliran lahar dalam jumlah besar. Material hasil letusan Gunung Kelud berupa abu vulkanik, pasir, kerikil pasir dan kerikil yang pada suatu saat akan terjadi kelongsoran yang akan turun kebawah atau berhenti di lereng-lereng sekitar puncak. Pada saat hujan lebat terjadi maka material hasil letusan akan bercampur dengan air yang kemudian menjadi banjir lahar dingin. Sungai Konto merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Kelud, sehingga Sungai Konto memiliki potensi besar terjadi banjir lahar dingin. Oleh karena itu, diperlukan sabo dam sebagai struktur pengendali sedimen di Sungai Konto yang mampu menampung aliran sedimen yang disebabkan oleh banjir lahar. Pada Tugas Akhir ini struktur sabo dam dilakukan redesign dengan tipe terbuka yang sebelumnya

pada kondisi eksisting yang ada yaitu tipe tertutup (Check Dam K. Konto) yang terletak di daerah Desa Besowo, Kecamatan Kepung, Kabupaten Kediri.

Perencanaan desain sabo dam dilakukan dengan menganalisis data hidrologi curah hujan rencana periode ulang 50 tahun. Curah hujan rencana dari hasil perhitungan digunakan untuk memperoleh besar debit banjir rencana dengan periode ulang 50 tahun. Perhitungan debit banjir rencana digunakan untuk memperoleh besaran debit banjir dengan sedimen (debit debris) dimana debit debris diperoleh melalui debit banjir rencana dikalikan dengan nilai konsentrasi sedimen.

Perencanaan desain bangunan sabo berupa Main Dam, Apron/Lantai Olakan, dan Sub Dam dihitung berdasarkan nilai debit debris dengan periode ulang 50 tahun. Hasil analisis perhitungan sabo dam didapatkan tinggi efektif Main Dam sebesar 10 m dengan kemiringan hulu sebesar 1:0,8 dan kemiringan hilir sebesar 1:0,3 beserta kedalaman pondasi Main Dam sebesar 4 m. Analisis terhadap stabilitas sabo dam aman dari dari gaya yang terjadi baik dalam kondisi muka air normal, kondisi muka air banjir dan terhadap gempa.

Kata kunci: Sabo Dam, Sungai Konto, desain ulang, Gunung Kelud

DESIGN OF OPEN TYPE SABO DAM AS SEDIMENT CONTROL STRUCTURE OF MOUNT KELUD AT KONTO RIVER KEDIRI DISTRICT

<i>Student Name</i>	: Abiyyu Pratama Putra
<i>NRP</i>	: 03111740000036
<i>Departement</i>	: Civil Engineering-FTSPK-ITS
<i>Supervisor</i>	: Mohamad Bagus Ansori, ST., M.Sc Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.

Abstract

Mount Kelud is one of the most active volcanoes in Indonesia, located on the border of Kediri, Blitar, and Malang districts. Mount Kelud is a stratovolcano type with characteristics of explosive eruptions and has a crater lake that can produce much lava flows in erupting conditions. The eruption material of Mount Kelud includes volcanic ash, sand, and gravel that one day a landslide will descend and stop on the slopes around the summit. When heavy rain occurs, the material from the eruption will mix with water and then become a flood of cold lava. Konto River is one of the rivers that flow on Mount Kelud, so the Konto River has excellent potential for cold lava flooding. Therefore, sabo dam is needed as a sediment control structure in the Konto River that can accommodate sediment flows caused by lava floods. In this Final Task, the sabo dam structure is redesigned with open type sabo that in previous existing conditions was a closed type sabo (Check Dam K. Konto) located in besowo village, Kepung Subdistrict, Kediri District.

The design of the sabo dam structure is done by analyzing hydrological data of rainfall design on a return period of 50 years.

The rainfall design from the calculation result is used to obtain the design of flood discharge on a return period of 50 years. The result found that the effective height of the main dam is 10 m with an upstream slope is 1:0,8 and a downstream slope is 1:0,3 along with the main dam foundation depth is 4 m. Analysis stability sabo dam is safe from the forces that occur in normal water level conditions, floodwater levels conditions, and against earthquakes.

Keywords: Sabo Dam, Konto River, Redesign, Mount Kelud

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat, hidayah dan karunia-NYA serta shalawat dan salam kepada Nabi junjungan, Muhammad SAW, atas keteladanannya sehingga penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Sabo Dam (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Kelud di Sungai Konto Kabupaten Kediri”.

Adapun pembuatan Laporan Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Keberhasilan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada:

1. Keluarga tersayang dan tercinta yang selalu memberikan doa dan dukungan kepada penulis
2. Bapak Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T., dan Bapak Mohamad Bagus Ansori, S.T., M.Sc. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang sudah meluangkan banyak waktu untuk memberikan bimbingan kepada penulis.
3. Bapak Dr. Wasis Wardoyo, M.Sc. selaku dosen pengampuh dan Bapak Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA selaku dosen matakuliah Teknik Penulisan Ilmiah yang dengan sabar membimbing penulis dalam menyusun Laporan Tugas Akhir.
4. Segenap Pegawai Dinas PPK Pengendalian Lahar Gunung Kelud Kediri Yang telah memberikan bantuan data dan informasi untuk penggerjaan Laporan Tugas Akhir ini.
5. Segenap pegawai Dinas UPT Sumber Daya Air Kabupaten Kediri yang telah memberikan bantuan data dan informasi untuk penggerjaan laporan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman Angkatan S-60 Teknik Sipil ITS 2017 yang selalu bisa diandalkan dan juga teman–teman seperjuangan

lainnya yang mengambil pengerajan laporan Tugas Akhir bidang Hidroteknik.

Penulis menyadari bahwa Laporan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan sehingga diharapkan saran dan kritik dari berbagai pihak. Semoga Laporan Tugas Akhir ini bermanfaat bagi semua pihak dari segi wawasan dan keilmuan.

Surabaya, Januari 2022

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
TITLE PAGE.....	ii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
ABSTRAK.....	iv
ABSTRACT	vi
KATA PENGANTAR	viii
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR TABEL.....	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan	2
1.4. Batasan Masalah.....	3
1.5. Manfaat	3
1.6. Lokasi Studi	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Deskripsi Umum	5
2.2. Bangunan Sabo.....	6
2.2.1. Pengertian Bangunan Sabo	6
2.2.2. Pengendalian Aliran Sedimen/Debris	7
2.2.3. Titik Peninjauan Bangunan Sabo.....	9

2.2.4. Sabo Dam.....	11
2.3. Analisis Hidrologi	13
2.3.1. Curah Hujan Rata-Rata Daerah Aliran Sungai	13
2.3.2. Curah Hujan Rancangan	15
2.3.3. Distribusi Curah Hujan Efektif	21
2.3.4. Distribusi Hujan setiap Jam	22
2.3.5. Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana	22
2.4. Analisis Pengaruh Sedimen.....	25
2.4.1. Konsentrasi Sedimen	25
2.4.2. Debit Aliran Debris.....	25
2.5. Perencanaan Konstruksi <i>Main Dam</i>	26
2.5.1. Posisi Pelimpah.....	26
2.5.2. Tinggi Efektif <i>Main Dam</i>	28
2.5.3. Lebar Pelimpah	29
2.5.4. Tinggi Jagaan.....	31
2.5.5. Tinggi Pelimpah.....	31
2.5.6. Tebal Mercu Pelimpah.....	32
2.5.7. Kecepatan Air di Atas Pelimpah.....	33
2.5.8. Kedalaman Pondasi <i>Main Dam</i>	33
2.5.9. Kemiringan Badan <i>Main Dam</i>	33
2.5.10. Desain Sayap Lindung (<i>Wing</i>)	35
2.6. Perencanaan Struktur Bangunan Pendukung	39
2.6.1. Perencanaan Kolam Olak/Apron	39
2.6.2. Sub Dam	43
2.6.3. Konstruksi Tembok Tepi	45

2.6.4. Lubang Alir.....	46
2.7. Analisis Stabilitas.....	48
2.7.1. Gaya yang Bekerja.....	48
2.7.2. Kuantitas Gaya.....	49
2.7.3. Pengujian Terhadap Stabilitas.....	53
BAB III METODOLOGI	57
3.1. Survei Pendahuluan.....	57
3.2. Studi Literatur	57
3.3. Pengumpulan Data	58
3.4. Konsep Pengerjaan.....	58
3.5. Kesimpulan	60
3.6. Diagram Alir	60
BAB IV ANALISIS HIDROLOGI	63
4.1. Pemilihan Lokasi Sabo Dam	63
4.2. Perhitungan Hujan Rata-Rata.....	64
4.3. Analisis Distribusi Frekuensi	66
4.3.1. Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel	69
4.4. Uji Kecocokan Distribusi	70
4.4.1. Uji Chi-Square	70
4.4.2. Uji Smirnov-Kolmogorov	76
4.4.3. Kesimpulan Uji Keselarasan Distribusi	77
4.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana	78
4.5.1. Distribusi Pearson Tipe III.....	78
4.5.2. Distribusi Gumbel.....	80
4.6. Perhitungan Hujan Periode Ulang Efektif.....	81

4.7. Distribusi Curah Hujan Setiap Jam	82
4.8. Analisis Debit Banjir Rencana	83
4.9. Analisis Pengaruh Sedimen.....	90
BAB V PERENCANAAN SABO DAM.....	93
5.1. Perencanaan Main Dam	93
5.1.1. Tinggi Efektif <i>Main Dam</i>	93
5.1.2. Pelimpah (<i>Spillway</i>).....	95
5.1.3. Kedalaman Pondasi <i>Main Dam</i>	100
5.1.4. Kemiringan Hilir Badan <i>Main Dam</i>	100
5.1.5. Kemiringan Hulu Badan <i>Main Dam</i>	101
5.1.6. Desain Sayap Lindung (<i>Wing</i>) <i>Main Dam</i>	103
5.2. Perencanaan Struktur Bangunan Pendukung	105
5.2.1. Perencanaan Kolam Olak/Apron	105
5.2.2. Perencanaan Sub Dam	108
5.2.3. Konstruksi Tembok Tepi	113
5.2.4. Lubang Alir.....	114
5.3. Analisis Stabilitas	115
5.3.1. Kuantitas Gaya.....	116
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....	143
6.1. Kesimpulan	143
6.2. Saran.....	144
DAFTAR PUSTAKA	145
LAMPIRAN	147
Lampiran 1 Tabel yang digunakan.....	147
Lampiran 2 Gambar yang digunakan	152

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Letak Sungai Konto	4
Gambar 2.1 Lokasi Bangunan Pengendali Sedimen Eksisting.....	6
Gambar 2.2 Proses Terjadinya Aliran Sedimen/Debris (Lahar)....	8
Gambar 2.3 Kondisi Dimana Aliran Debris Berhenti	9
Gambar 2.4 Jenis Bangunan Sabodam Menurut Zona	11
Gambar 2.5 Sabo Dam Tipe Terbuka (Lubang).....	12
Gambar 2.6 Sabo Dam Tipe Terbuka (<i>Slit/celah</i>)	12
Gambar 2.7 Sabo Dam Tipe Tertutup	13
Gambar 2.8 Hidrograf Nakayazu	25
Gambar 2.9 Potongan Memanjang Sungai dan Konstruksi Sabo	26
Gambar 2.10 Berbagai Posisi bangunan Sabo Dam.....	28
Gambar 2.11 Potongan Melintang Pelimpah.....	31
Gambar 2.12 Tebal Permukaan Sayap Lindung <i>Sabo Dam</i>	36
Gambar 2.13 Kemiringan permukaan sayap lindung <i>main dam</i> (B < i)	36
Gambar 2.14 Kemiringan permukaan sayap lindung <i>main dam</i> (B < i dan B > i)	37
Gambar 2.15 Penetrasi Sayap Lindung Sabo Dam kedalam Lapisan Tanah Pasir dan Kerikil di Lereng Curam.....	38
Gambar 2.16 Penetrasi Sayap Lindung Sabo dam kedalam Lapisan Tanah Pasir dan Kerikil di Lereng Landai	39
Gambar 2.17 Panjang Apron	41
Gambar 2.18 Tembok Tepi	46
Gambar 2.19 Letak Lubang Alir	47
Gambar 2.20 Berat Tubuh Dam	49
Gambar 2.21 Tekanan Air Statis	50
Gambar 2.22 Tekanan Endapan Sedimen	51
Gambar 2.23 Gaya Angkat Air.....	52
Gambar 2.24 Gaya Gempa	52
Gambar 2.25 Resultante Gaya Luar terhadap Sabo Dam.....	54
Gambar 2.26 Reaksi Lapisan Tanah/Batuhan terhadap Beban Sabo Dam	55
Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan Sabo Dam.....	61

Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Sabo Dam	63
Gambar 4.2 Potongan Melintang Sungai.....	64
Gambar 4.3 Potongan Memanjang Sungai	64
Gambar 4.4 Lokasi Sabo Dam	64
Gambar 4.5 Luasan <i>Polygon Thiessen</i>	65
Gambar 4.6 Grafik Unit Hidrograf Metode Nakayazu.....	87
Gambar 4.7 Hidrograf Debit Banjir 50 Tahun Metode Nakayasu	90
Gambar 5.1 Tinggi Efektif <i>Main Dam</i>	95
Gambar 5.2 Potongan Melintang Pelimpah <i>Main Dam</i>	97
Gambar 5.3 Potongan Memanjang Pelimpah <i>Main Dam</i>	98
Gambar 5.4 Tebal Mercu pelimpah.....	99
Gambar 5.5 Kedalaman Pondasi <i>Main Dam</i>	100
Gambar 5.6 Kemiringan Hulu dan Hilir Badan <i>Main Dam</i>	103
Gambar 5.7 Penetrasi Sayap Lindung <i>Main Dam</i> (<i>Sumber: Hasil Analisis Perhitungan</i>).....	105
Gambar 5.8 Panjang Kolam Olak/Apron	108
Gambar 5.9 Tinggi dan Lebar Pelimpah Sub Dam	109
Gambar 5.10 Potongan Melintang Pelimpah Sub Dam.....	111
Gambar 5.11 Potongan Memanjang Pelimpah Sub Dam	111
Gambar 5.12 Penetrasi Sayap Lindung Sub Dam	112
Gambar 5.13 Kedalaman Pondasi Sub Dam	113
Gambar 5.14 Potongan Melintang Tembok Tepi	114
Gambar 5.15 Letak Lubang Alir	115
Gambar 5.16 Gaya Berat Tubuh <i>Main Dam</i>	116
Gambar 5.17 Gaya pada Kondisi Muka Air Normal.....	119
Gambar 5.18 Gaya pada Kondisi Muka Air Banjir.....	121
Gambar 5.19 Gaya Akibat Gempa	126
Gambar 5.20 Titik Pusat <i>Main Dam</i>	129
Gambar 1 Analisa Laju Sedimentasi Syphon Lemurung	152

DATAR TABEL

Tabel 2.1 Parameter Faktor Distribusi	16
Tabel 2.2 Nilai Kritis untuk Uji Keselarasan <i>Chi Square</i>	19
Tabel 2.3 Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan <i>Smirnov-Kolmogorof</i>	21
Tabel 2.4 Koefisien Pengaliran	22
Tabel 2.5 Nilai Koefisien Limpasan (a)	30
Tabel 2.6 Tinggi Jagaan pada Pelimpah Bangunan Sabo.....	31
Tabel 2.7 Tebal Mercu Pelimpah (menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo).....	32
Tabel 2.8 Tebal Mercu Pelimpah (menurut SNI 2851:2015).....	32
Tabel 2.9 Tebal Ambang Pelimpah (<i>crest opening</i>).....	38
Tabel 2.10 Tebal Apron pada Dasar Sungai Pasir dan kerikil....	40
Tabel 2.11 Penetrasi Sayap Dinding Vertikal ke dalam Tanah...44	
Tabel 2.12 Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Normal dan Banjir	48
Tabel 2.13 Daya Dukung Tanah.....	53
Tabel 4.1 Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan	66
Tabel 4.2 Curah Hujan Maksimum	66
Tabel 4.3 Perhitungan Parameter Statistik	67
Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma	68
Tabel 4.5 Perbandingan Hasil Perhitungan dengan Syarat Parameter Distribusi	69
Tabel 4.6 Parameter Statistik Pearson Tipe III dan Gumbel	69
Tabel 4.7 Interpolasi Nilai K Pearson Tipe III	71
Tabel 4.8 Distribusi Pearson Tipe III	71
Tabel 4.9 Uji <i>Chi-Square</i> Distribusi Pearson Tipe III	73
Tabel 4.10 Perhitungan Distribusi Gumbel	74
Tabel 4.11 Uji <i>Chi-Square</i> Distribusi Gumbel.....	75
Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel	77
Tabel 4.13 Kesimpulan Uji Keselarasan	78
Tabel 4.14 Interpolasi Nilai K Pearson Tipe III	79
Tabel 4.15 Curah Hujan Rencana Distribusi Pearson Tipe III	79

Tabel 4.16 Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel	80
Tabel 4.17 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang Efektif	82
Tabel 4.18 Intensitas Hujan Efektif Jam-Jam an.....	83
Tabel 4.19 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Naik	85
Tabel 4.20 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun	85
Tabel 4.21 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun	86
Tabel 4.22 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun	86
Tabel 4.23 Debit Periode Ulang 50 Tahun	88
Tabel 5.1 Penetrasi Sayap Lindung <i>Main Dam</i>	104
Tabel 5.2 Penetrasi Sayap Lindung Sub Dam	111
Tabel 5.3 Perhitungan Gaya dan Momen pada Berat Tubuh <i>Main Dam</i>	118
Tabel 5.4 Perhitungan Gaya dan Momen pada Kondisi MAN..	120
Tabel 5.5 Perhitungan Gaya dan Momen pada Kondisi MAB..	123
Tabel 5.6 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Kondisi Muka Air Normal	124
Tabel 5.7 Perhitungan Gaya Uplift Vertikal Kondisi Muka Air Normal.....	124
Tabel 5.8 Perhitungan Gaya Uplift Horizontal Kondisi Muka Air Normal.....	124
Tabel 5.9 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Kondisi Muka Air Banjir...	125
Tabel 5.10 Perhitungan Gaya Uplift Vertikal Kondisi Muka Air Banjir.....	125
Tabel 5.11 Perhitungan Gaya Uplift Horizontal Kondisi Muka Air Banjir.....	126
Tabel 5.12 Perhitungan Gaya Akibat Gempa.....	128
Tabel 5.13 Perhitungan Titik Pusat <i>Main Dam</i>	129
Tabel 5.14 Perhitungan Momen Guling Kondisi Muka Air Normal	131
Tabel 5.15 Perhitungan Momen Guling Kondisi Muka Air Banjir	132
Tabel 5.16 Perhitungan Momen Guling Akibat Gempa.....	133
Tabel 5.17 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Muka Air Normal	134
Tabel 5.18 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Muka Air Banjir	135

Tabel 5.19 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Gempa.....	136
Tabel 1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III	147
Tabel 2 Nilai <i>Reduce Mean</i> (Yn) Distribusi Gumbel	148
Tabel 3 Nilai <i>Reduce Standard Deviation</i> (Sn) Distribusi Gumbel	148
Tabel 4 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal	149
Tabel 5 Asumsi Data Parameter Perencanaan Konsolidasi Dam Syphon Lemurung	151

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Gunung Kelud merupakan salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia, yang terletak di perbatasan Kabupaten Kediri, Kabupaten Blitar, dan Kabupaten Malang, 35 km sebelah timur pusat Kota Kediri dan 25 km sebelah utara Kota Blitar. Gunung Kelud termasuk dalam tipe stratovulkan dengan karakteristik letusan ekplosif, dan memiliki ciri khas dengan adanya danau kawah yang dalam kondisi letusan dapat menghasilkan aliran lahar dalam jumlah besar. Gunung ini tercatat aktif meletus dengan rentang jarak waktu yang relatif pendek (9-25 tahun), menjadikannya sebagai gunung api yang berbahaya bagi penduduk yang tinggal di sekitar. Material hasil letusan Gunung Kelud berupa abu vulkanik, pasir, kerikil pasir dan kerikil yang pada suatu saat akan terjadi kelongsoran yang akan turun kebawah atau berhenti di lereng-lereng sekitar puncak. Pada saat hujan deras terjadi maka material hasil letusan akan bercampur dengan air yang kemudian menjadi banjir lahar dingin. Banjir lahar dingin Gunung Kelud tercatat sejak tahun 1919 yang mengakibatkan kerugian yang sangat besar, kerugian tersebut diantaranya kerusakan pada pemukiman penduduk, tenggelamnya lahan pertanian, dan banyak menimbulkan korban jiwa.

Sungai Konto merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Kelud, sehingga Sungai Konto memiliki potensi besar terjadi banjir lahar dingin. Oleh karena itu, diperlukan sabo dam sebagai bangunan pengendali sedimen di Sungai Konto yang mampu menampung aliran sedimen yang disebabkan oleh banjir lahar. Dalam Tugas Akhir ini, direncanakan sabo dam dengan tipe terbuka (tipe lubang). sabo dam tipe terbuka memiliki kelebihan yaitu menahan aliran sementara sebagian material terutama yang bergradasi kasar kemudian mengalirkan kembali material terutama pasir dan kerikil ke daerah hilir ketika aliran normal untuk menjaga keseimbangan sedimen agar tidak degradasi pada dasar

sungai dan mengarahkan aliran debris ke tengah palung sungai agar tidak mengerosi tebing sungai (Kementerian PUPR, 2018). Pada laporan Tugas Akhir ini bangunan sabo dam dilakukan *redesign* dengan tipe terbuka yang sebelumnya pada kondisi *eksisting* yaitu tipe tertutup (Check Dam K. Konto) yang terletak di daerah Desa Besowo, Kecamatan Kepung, Kabupaten Kediri.

SABO adalah istilah yang berasal dari Jepang yang terdiri dari kata SA yang berarti pasir (*sand*) dan BO yang berarti penanggulangan (*prevention*) (Kementerian PUPR, 2018). Jadi kata SABO mempunyai arti penanggulangan bencana yang diakibatkan pergerakan tanah atau sedimen yang dibawa oleh aliran air. Selain sebagai pengendali lahar akibat erupsi gunung berapi, sabo dam juga bermanfaat sebagai pengendali erosi hutan dan daerah pertanian serta mencegah bahaya longsor. Material pasir dan batubatuhan yang tertahan juga dimanfaatkan masyarakat sebagai sumber penghasilan.

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana analisis hidrologi untuk mengetahui besar debit rencana Sungai Konto?
2. Bagaimana pengaruh debit banjir terhadap angkutan sedimen yang dihasilkan?
3. Bagaimana menentukan lokasi sabo dam yang sesuai pada Sungai Konto agar berfungsi secara optimal?
4. Bagaimana perencanaan *main dam* dari bangunan Sabo Dam Sungai Konto?
5. Bagaimana perencanaan lubang alir dari bangunan Sabo Dam Sugai Konto?
6. Bagaimana perencanaan lantai olakan dan perencanaan sub dam Sungai Konto?

1.3. Tujuan

Tujuan penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mendapatkan besar debit banjir rencana pada Sungai Konto.

2. Mendapatkan besar debit banjir terhadap angkutan sedimen Sungai Konto.
3. Memilih lokasi yang sesuai pada Sabo Dam Sungai Konto agar berfungsi secara optimal.
4. Merencanakan dimensi main dam untuk Sabo Dam Sungai Konto.
5. Merencanakan jumlah lubang alir untuk Sabo Dam Sungai Konto.
6. Merencanakan dimensi lantai olakan dan sub dam untuk Sabo Dam Sungai Konto.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penulisan Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Tidak menghitung kapasitas atau volume tampung sedimen.
2. Tidak merencanakan kestabilan dinding tepi.
3. Tidak menghitung kestabilan sub dam.
4. Tidak menghitung biaya konstruksi sabo dam.

1.5. Manfaat

Manfaat yang diharapkan dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi penulis sebagai syarat pengajuan tugas akhir bidang hidrolik dan mampu merencanakan bangunan sabo dam.
2. Bagi pembaca sebagai referensi dalam merencanakan bangunan sabo dam.

1.6. Lokasi Studi

Lokasi studi terletak di Desa Besowo, Kecamatan Kepung, Kabupaten Kediri seperti pada Gambar 1.1



Gambar 1.1 Letak Sungai Konto
(Sumber: BBWS Brantas, 2020)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

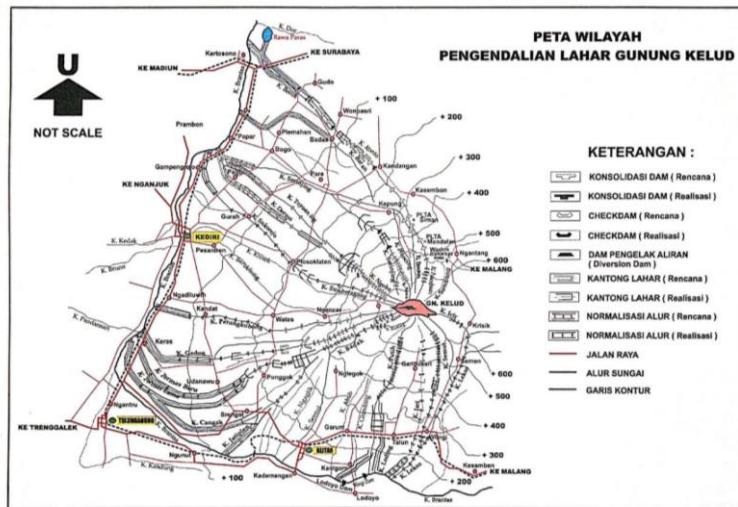
2.1. Deskripsi Umum

Gunung Kelud merupakan gunung api bertipe strato dengan letak secara administratif berada di wilayah Kabupaten Kediri Jawa Timur. Gunung Kelud memiliki ketinggian 1.731 meter di atas permukaan laut. Data di proyek Gunung Kelud, terdapat 11 jalur lahar dan sebagian sudah penuh. Namun masih ada beberapa bangunan pengendali lahar lainnya masih mampu menampung lahar (Gambar 2.1). Jalur lahar tersebut tersebar di dua daerah, yaitu Kabupaten Kediri dan Kabupaten Blitar.

Lahar pada lereng bagian hulu apabila curah hujan terjadi sangat deras dalam waktu yang lama dengan intensitas sangat tinggi dapat menyebabkan bahaya banjir lahar dingin. Banjir lahar dingin disebabkan oleh mengalirnya air yang membawa endapan berupa material yang menumpuk pada lereng bagian hulu. Endapan abu vulkanik pada lereng bagian hulu merupakan endapan material yang lepas sewaktu terjadi hujan dan hanyut ke hilir dalam bentuk banjir lahar.

Dengan kecepatan yang cukup tinggi dan kandungan sedimen yang besar, aliran akan bersifat merusak apapun yang dilalui aliran tersebut. Oleh karena itu untuk mengurangi besarnya sedimen yang dibawa oleh aliran lahar dan mengurangi kecepatan aliran maka perlu adanya pengendalian banjir lahar dingin.

Pemerintah melalui PPK Pengendalian Lahar Gunung Kelud berupaya mengurangi ancaman bahaya banjir lahar dengan membuat bangunan-bangunan pengendali sedimen yang dilengkapi beserta bangunan penunjangnya. Beberapa bangunan pengendali sedimen yang sudah ada maupun yang akan direncanakan dapat dilihat pada Gambar 2.1 berikut.



Gambar 2.1 Lokasi Bangunan Pengendali Sedimen Eksisting
(Sumber: BBWS Brantas, 2020)

2.2. Bangunan Sabo

2.2.1. Pengertian Bangunan Sabo

Bangunan Sabo merupakan bangunan sumberdaya air yang berfungsi untuk mengendalikan aliran sedimen/debris baik yang terjadi di daerah vulkanik maupun nonvulkanik agar tidak menimbulkan bencana (Kementerian PUPR, 2018). Sabo dalam terminologi teknik berasal dari bahasa Jepang “Sa” dan “Bo” yang berarti *erotion and sediment control works* atau pengendalian erosi dan sedimen (Zaini, 2005).

Tujuan bangunan Sabo adalah mengendalikan aliran debris/sedimen. Di wilayah produksi dengan cara menekan produksi sedimen, mencegah runtuhnya tanah, dan erosi. Di wilayah transport sedimen dikendalikan dengan mengendapkan sebagian sedimen, mengurangi kecepatan aliran dan mengarahkan aliran sedimen/debris. Di wilayah

pengendapan sedimen diendapkan dengan dibuatkan kantong asir, aliran dijaga tidak meluap ke samping.

Bangunan sabo dapat berupa sabodam (*checkdam, consolidation dam, supporting dam*), tanggul/tanggul pengarah, kantong sedimen, *bank protection (revetment, groyne, sod, riprap, dsb.)*

2.2.2. Pengendalian Aliran Sedimen/Debris

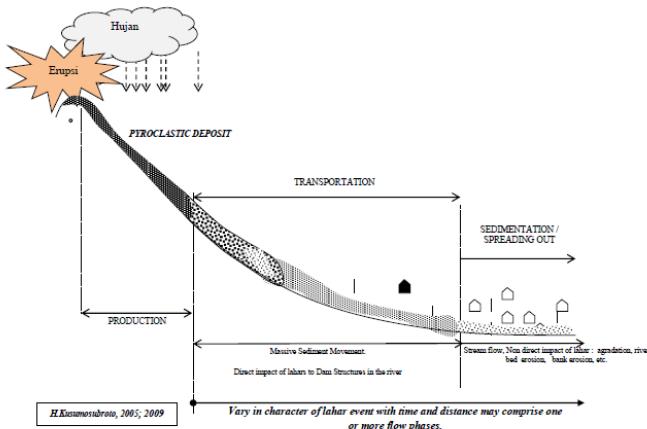
Aliran sedimen/debris adalah gerakan massa dari bahan rombakan yang berupa sedimen dengan berbagai gradasi butiran dan sisa-sisa tanaman dan bangkai hewan serta bercampur dengan air dan udara yang bergerak secara kolektif menuruni lereng gunung karena pengaruh gravitasi.

Pada gerakan kolektif batu-batu besar berada dibagian depan diikuti batu-batu yang lebih kecil dibelakangnya kemudian kerikil, dan seterusnya pasir diujung belakang.

Aliran sedimen/debris dapat terjadi karena:

1. Terangkatnya endapan didasar sungai pada waktu banjir.
2. terdapat tebing atau bukit yang longsor.
3. terdapat dam atau tembok penahan yang runtuh.

Proses terjadinya aliran sedimen/debris ditampilkan dalam Gambar 2.2 berikut:



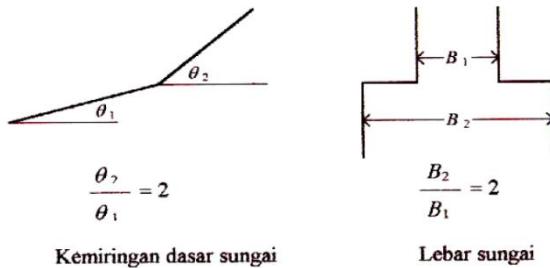
Gambar 2.2 Proses Terjadinya Aliran Sedimen/Debris (Lahar)

(Sumber: Kusumobroto, 2013)

Aliran sedimen/debris atau lahar umumnya terjadi oleh adanya curah hujan meskipun dengan intensitas rendah, tetapi durasinya lama atau curah hujan dengan intensitas tinggi tetapi durasinya pendek. Disamping itu, aliran sedimen/debris juga dipengaruhi oleh ketersediaan deposit material vulkanik pada kemiringan dasar tertentu baik pada lereng gunung maupun pada alur sungai. Aliran sedimen/debris di wilayah gunungapi dikenal dengan lahar, memiliki rapat massa (*mass density*) yang tinggi, sehingga batu berdiameter besar dengan volume beberapa meter kubik dapat diangkut terbawa aliran lahar dan dapat mencapai jarak tempuh (*travel distance*) yang jauh.

Menurut (Takahashi, 1981), mendeskripsikan bahwa mekanisme aliran debris dengan menganggap air dan material endapan yang terangkat aliran, sebagai satu kesatuan yaitu material debris. Secara alami, aliran debris akan berhenti sendiri apabila kemiringan dasar sungai berubah menjadi

setengahnya atau apabila lebar sungai berubah menjadi dua kaliannya seperti pada Gambar 2.3 berikut:



Gambar 2.3 Kondisi Dimana Aliran Debris Berhenti
(Sumber: Ikeya, 1979)

2.2.3. Titik Peninjauan Bangunan Sabo

Berdasarkan lokasi terjadinya aliran sedimen/debris serta dampak yang diakibatkan oleh fenomena gerakannya, wilayah gerakan aliran dibagi menjadi tiga wilayah yaitu:

1. Wilayah produksi sedimen (alur *torrential/rapids*)

Wilayah produksi sedimen dimana wilayah dengan kemiringan 3-6% atau $2-4^\circ$. Di wilayah ini pada debit \leq debit dominan sebagian besar material dari daerah produksi akan diendapkan terutama berdiameter besar (*boulder*). Fenomena yang terjadi di wilayah produksi yang mempengaruhi pemilihan fungsi bangunan Sabo, adalah:

- a. Erosi material dasar sungai
- b. Guguran material tebing sungai
- c. Gerakan massa tanah pada lereng (*landslide*) dan guguran tebing (*cliff failure*)
- d. Pecahnya pembendungan alam (*natural dam break*)
- e. Gerakan endapan material piroklastik hasil erupsi gunung api.

2. Wilayah pengangkutan sedimen (alur jalin vbraided)

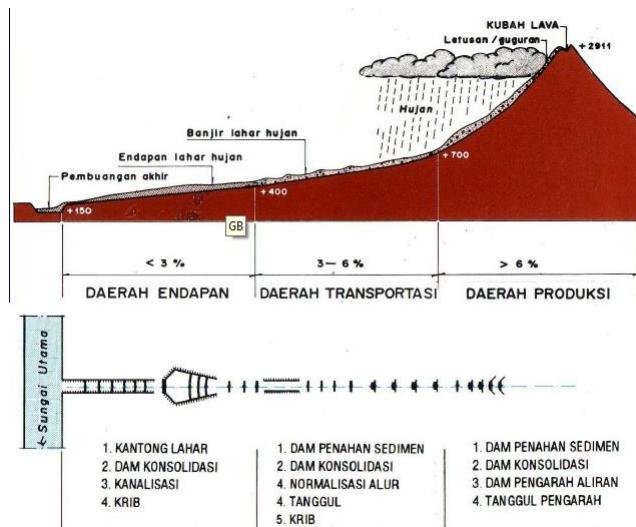
Wilayah pengangkutan sedimen adalah wilayah dengan kemiringan 3-6 % atau 2-4. Di wilayah ini pada debit \leq debit dominan sebagian besar material dari daerah produksi akan diendapkan terutama yang berdiameter besar (*boulder*) dalam gugusan-gugusan (*clusters*) pada dasar sungai membentuk garis-garis aliran yang saling memotong (berjalin). Fenomena aliran sedimen/debris yang terjadi di wilayah pengangkutan sedimen yang mempengaruhi pemilihan fungsi bangunan Sabo, adalah:

- a. Benturan langsung antar butiran besar yang berada di kepala aliran sedimen/debris menghasilkan volume butiran lebih kecil (kerikil dan pasir) lebih banyak yang akan terangkat oleh debit-debit kecil ke hilir.
 - b. Peningkatan jumlah pasokan sedimen ke hilir.
 - c. Limpasan banjir dari aliran sedimen/debris dapat terjadi pada waktu aliran banjir bandang dengan debit $>$ debit dominan alur.
3. Wilayah pengendapan sedimen (alur alluvial)

Wilayah pengendapan sedimen merupakan wilayah dengan kemiringan kurang ($<3\%$ atau $<2^\circ$). Fenomena aliran sedimen atau debris yang terjadi di wilayah pengendapan sedimen yang mempengaruhi pemilihan fungsi bangunan Sabo adalah:

- a. Pengendapan sedimen pada tempat-tempat tertentu di sepanjang alur ini.
- b. Limpasan sedimen khususnya pada waktu terjadi banjir bandang ke luar alur dan membentuk dataran aluvial kipas (*fan shaped alluvial deposit*), di hilir titik apex.
- c. Pengulangan erosi (*re-erosion*) dan deposisi di sepanjang alur oleh dinamika aliran debit.

Pengendalian aliran sedimen/debris secara terstruktur berdasarkan pembagian daerah sedimen dan bangunan penanggulangannya seperti pada Gambar 2.4 berikut:



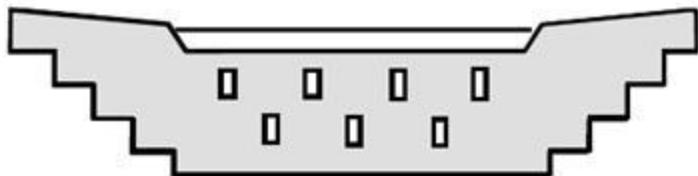
Gambar 2.4 Jenis Bangunan Sabodam Menurut Zona
(Sumber: Yachiyo, 2017)

2.2.4. Sabo Dam

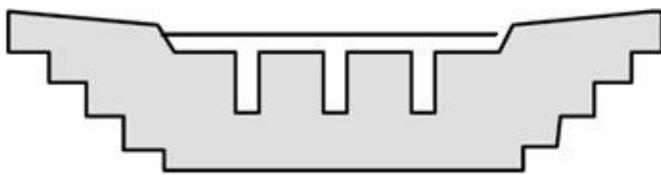
Sabo dam dapat dibedakan menurut konstruksinya, sifat kelolosan air (*permeability*) dan material penyusunnya. Menurut fungsinya pada kodisi normal, ada dua tipe sabodam yaitu tipe tertutup dan tipe terbuka (*impermeable and permeable type*). Pada tipe tertutup air hanya dapat lewat di atas bukaan mercu, sedang pada tipe terbuka air dan sedimen dapat melalui slit dan lubang conduit.

Sabo dam tipe terbuka dapat dibedakan menjadi tipe saluran dan tipe kisi-kisi. Tipe saluran dapat dibedakan menjadi tipe lubang dan tipe slit. Sabo dam tipe terbuka dengan kisi-kisi yang terbuat dari pipa-pipa baja belum pernah dibuat di Indonesia. Karena harganya relative mahal. Prinsip sabo dam terbuka adalah *main dam* diberi lubang sesuai

dengan persyaratan agar mampu mengalirkan sedimen ke hilir secara perlahan dan bertahap pada saat banjir.



Gambar 2.5 Sabo Dam Tipe Terbuka (Lubang)
(Sumber: Yachiyo, 2007)



Gambar 2.6 Sabo Dam Tipe Terbuka (Slit/celah)
(Sumber: Yachiyo, 2007)

Sabo dam tipe tertutup akan segera dipenuhi sedimen, sekalipun terjadi banjir aliran debris sedimen/lahar yang kecil. Sehingga saat terjadi banjir aliran debris sedimen/lahar yang besar dimana sangat membahayakan dan merusak, kemampuan sabo dam mengurangi volume sedimen sudah sangat terbatas. Bentuk sabo dam tipe tertutup seperti pada Gambar 2.7 berikut:



Gambar 2.7 Sabo Dam Tipe Tertutup
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.3. Analisis Hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perencanaan bangunan-bangunan hidrolik. Pengertian yang terkandung di dalamnya adalah bahwa informasi dan besar-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya. Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besar debit banjir rencana yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi sabo dam. Analisis hidrologi yang dilakukan meliputi diantaranya:

2.3.1. Curah Hujan Rata-Rata Daerah Aliran Sungai

Gambaran mengenai hujan di seluruh daerah aliran sungai diketahui dengan cara memilih beberapa stasiun yang tersebar di seluruh DAS. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan area DAS dan memiliki data pengukuran iklim secara lengkap. Beberapa metode yang dapat dipakai untuk menentukan curah hujan rata-rata adalah metode Arithmetik, Thiessen, dan Peta Isohyet. Untuk keperluan pengolahan data curah hujan menjadi data debit diperlukan data curah hujan bulanan, sedangkan untuk mendapatkan debit banjir rancangan diperlukan analisis data dari curah hujan harian maksimum. Pada metode aritmetik (aljabar) menganggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran di sekitar tempat itu dengan merata-rata langsung stasiun

penakar hujan yang digunakan. Perhitungan secara aljabar curah hujan di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan.

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-1)$$

Dimana:

R = Curah hujan daerah (mm)

n = Jumlah titik pengamatan

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan tiap titik pengamatan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak jauh berbeda dengan dari hasil yang didapat dengan cara lain, jika titik pengamatan itu banyak dan tersebar merata di seluruh daerah yang bersangkutan. Keuntungan cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan cara isohyet, dimana faktor obyektif turut menentukan. Pada metode thiessen dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran di sekitar tempat itu. Metode perhitungan dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah kurva penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar (R_n) akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup (A_n). Perbandingan luas poligon untuk setiap stasiun yang besarnya A_n/A . Thiessen memberi rumusan sebagai berikut:

$$R = \frac{A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + \dots + A_n \times R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-2)$$

Dimana:

R = Curah hujan daerah rata-rata

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan di tiap titik pos curah hujan

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah Thiessen yang mewakili titik curah hujan

n = Jumlah stasiun curah hujan

Metode isohyet menggunakan peta dengan kurva-kurva yang menghubungkan tempat-tempat dengan curah hujan yang sama. Besar curah hujan rata-rata bagi daerah seluruhnya didapat dengan mengalikan curah hujan ratarata diantara kontur-kontur dengan luas daerah antara kedua kontur, dijumlahkan dan kemudian dibagi luas seluruh daerah. Curah

hujan rata-rata di antara kontur biasanya diambil setengah harga dari kontur.

2.3.2. Curah Hujan Rancangan

2.3.2.1. Analisis Frekuensi

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui dan tanpa mempedulikan adanya pengulangan secara teratur setiap kala ulang terjadi. Analisis distribusi frekuensi untuk mendapatkan intensitas hujan yang akan digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Beberapa metode analisis distribusi frekuensi yang biasanya digunakan dalam hidrologi antara lain:

1. Nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (2-3)$$

2. Deviasi standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n-1}} \quad (2-4)$$

3. Koefisien variasi

$$Cv = \frac{s}{x} \quad (2-5)$$

4. Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{\sum (x-\bar{x})^3 \cdot n}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} \quad (2-6)$$

5. Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{\sum (x-\bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot S^4} \quad (2-7)$$

Keterangan:

x = data dari sampel

\bar{x} = nilai rata-rata

n = jumlah pengamatan

Parameter statistik masing-masing distribusi teoritis pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameter Faktor Distribusi

No.	Jenis Distribusi	Syarat
1	Distribusi Normal	$C_k \approx 3$
		$C_s \approx 0$
2	Distribusi Log-Normal	$C_v \approx 0.06$
		$C_s \approx 3C_v + C_v^2$
3	Distribusi Gumbel	$C_s \approx 1.1396$
		$C_k \approx 5.4002$
4	Distribusi Log-Pearson III	$C_s \neq 0$
		$C_v \approx 0.05$

(Sumber: Sosrodarsono, 2003)

2.3.2.2. Analisis Distribusi Frekuensi

Dari hasil perhitungan frekuensi curah hujan rancangan dapat dilakukan analisis distribusi frekuensi untuk mencari debit banjir rencana. Metode analisis distribusi frekuensi yang digunakan dalam hidrologi antara lain:

1. Distribusi Pearson tipe III

Persamaan umum yang digunakan adalah:

$$x_t = \bar{x} + k \cdot S \quad (2-8)$$

Dimana:

x_t = curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{x} = curah hujan maksimum rata-rata

k = faktor dari distribusi pearson III. Dari fungsi tabel Cs dan probabilitas kejadian

S = standar deviasi

2. Disribusi log pearson tipe III

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam menghitung curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut:

$$x_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad (2-9)$$

Dimana:

X_{tr} = nilai logaritma hujan periode x

\bar{x} = nilai rata-rata x

k = variabel standar (*standardized variable*) untuk X
yang besarnya tergantung G

S = standar deviasi x

3. Distribusi Gumbel

Persamaan umum yang digunakan sebagai berikut:

$$x_t = \bar{x} + \frac{s}{s_n} (y_t - y_n) \quad (2-10)$$

Dimana:

x_t = curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{x} = curah hujan maksimum rata-rata

s = standar deviasi

s_n = reduce standar deviation fungsi banyaknya (n)

y_n = reduce variant fungsi banyaknya (n)

2.3.2.3. Uji keselarasan Distribusi

Uji sebaran dilakukan atau uji keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang akan dianalisis (Soemarto,1999). Ada dua jenis metode uji sebaran (*Goodness of fit test*), yaitu uji sebaran Chi-Square dan Smirnov Kolmogorov.

1. Uji Sebaran *Chi Square*

Prinsip pengujian dengan metode ini 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_{hitung}) dengan nilai *chi square* kritis (X^2_{cr}). Uji sebaran *chi square* menggunakan rumus (Soewarno,1995):

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-11)$$

Dimana:

X_h^2 = parameter uji chi-kuadrat

G = jumlah sub kelompok (min 4 data pengamatan)

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Nilai χ^2 hasil perhitungan harus lebih kecil dari harga χ^2_{cr} (chi-kuadrat kritis) dengan drajat tertentu yang biasnya diambil sebesar 5%. Derajat kebebasan secara umum dapat dihitung dengan rumus:

$$Dk = K - (P + 1) \quad (2-12)$$

Dimana:

Dk = derajat kebebasan

K = banyak kelas

P = banyak keterkaitan/banyaknya parameter sebaran
chi-kuadrat nilainya=2

Tabel 2.2 Nilai Kritis untuk Uji Keselarasan *Chi Square*

dk	a. Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,612	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	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	10,962	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber: Soewarno, 1995)

2. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Uji keselarasan *Smirnov-Kolmogorov*, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (nonparametric test), karena pengujinya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Pengujian ini dimaksudkan untuk mencocokkan apakah sebaran yang telah dibuat pada perhitungan sebelumnya benar yaitu berupa garis yang telah dibuat pada kertas distribusi peluang. Adapun caranya, yaitu sebagai berikut:

1. Mengurutkan data dan menentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Menentukan peluang masing-masing peluang teoritis dari hasil pengamatan penggambaran data.
3. Dari kedua nilai peluang tersebut, kemudian tentukan selisih besarnya peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(x_m) - P'(x_m)] \quad (2-13)$$

Dimana:

D = perbedaan peluang maksimum

$P(x_m)$ = nilai peluang data pengamatan

$P'(x_m)$ = nilai peluang teoritis

4. Bila $D < D_o$, maka distribusi teoritis atau sebaran yang telah digunakan atau dibuat untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Menentukan harga D_o pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan
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>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.3.3. Distribusi Curah Hujan Efektif

Hujan efektif merupakan besaran hujan keseluruhan yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*) yang terdiri dari limpasan permukaan (*subdirect run-off*) dan limpasan bawah (*sub surface run-off*).

$$R_{\text{eff}} = C \cdot R_t \quad (2-14)$$

Dimana:

R_{eff} = hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan pada Tabel 2.4 berikut:

Tabel 2.4 Koefisien Pengaliran

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran (C)
Daerah pegunungan belerang terjal	0,75-0,90
Daerah perbukitan	0,70-0,80
tanah bergelombang dan bersemak-semak	0,50-0,75
tanah dataran yang digarap	0,45-0,65
persawahan irigaasi	0,70-0,80
sungai di daerah pegunungan	0,75-0,85
sungai kecil di daratan	0,45-0,75
sungai yang besar dengan wilayah pengaliran lebih dari seperduanya terdiri dari daratan	0,50-0,75

(Sumber: Joesron, 1984)

2.3.4. Distribusi Hujan setiap Jam

Intensitas curah hujan adalah besarnya jumlah hujan yang turun yang dinyatakan dalam tinggi curah hujan atau volume hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda-beda, tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya. Perhitungan intensitas curah hujan jam-jaman dengan menggunakan metode mononobe sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{t_c} \cdot \left[\frac{t_c}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2-15)$$

Dimana:

I = intensitas hujan (mm/jam)

R₂₄ = curah hujan maksimum (mm)

t_c = waktu konsentrasi (jam)

t = lama hujan (jam)

2.3.5. Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana

Hidrograf satuan sintetis Nakayasu dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987). Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti:

- a. Tenggang waktu dari permukaan hujan sampai puncak hidrograf
- b. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf
- c. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- d. Luas daerah aliran sungai
- e. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)

Bentuk persamaan HSS Nakayasu adalah:

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \quad (2-16)$$

Dimana:

Q_p = debit (m^3/det)

C = koefisien pengaliran

A = luas daerah aliran sungai (km^2)

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, dari puncak sampai 30% dari debit puncak (jam)

Nakayazu membagi bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada bagian lengkung naik besarnya hidrograf satuan dihitung dengan persamaan:

$$Q_a = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2-17)$$

Dimana:

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/det)

Pada kondisi lengkung menurun yang terdiri dari tiga bagian, rumus limpasan permukaannya adalah:

- a. Untuk $Q_d > 0,3 Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}} \quad (2-18)$$

- b. Untuk $0,3 Q_p > Q_d > 0,302 Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}} \quad (2-19)$$

c. Untuk $0,302 Q_p > Q_d$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}}} \quad (2-20)$$

Dimana:

Q_d = debit (m^3/det)

Q_p = debit puncak (m^3/det)

t = satuan waktu (jam)

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

$$T_p = t_g + 0,8 \cdot t_r \quad (2-21)$$

$$T_{0,3} = a \cdot t_g \quad (2-22)$$

Dimana:

t_g = waktu konsentrasi (jam)

a = koefisien yang bergantung pada karakteristik DAS Time lag (t_g) yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir dan dipengaruhi oleh panjang sungai utama (L):

$$a. L < 15\text{km}: t_g = 0,21 \cdot L^{0,7} \quad (2-23)$$

$$b. L > 15\text{km}: t_g = 0,4 + 0,058 \cdot L \quad (2-24)$$

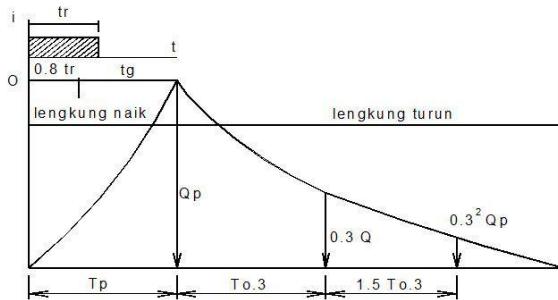
Perhitungan $T_{0,3}$ menggunakan ketentuan sebagai berikut:

$a = 2$ (pada daerah pengaliran biasa)

$a = 1,5$ (pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat)

$a = 3$ (pada bagian naik hidrograf cepat, dan turun lambat)

$$a = \frac{0,47 \cdot (A \cdot L^{0,25})}{t_g} \quad (2-25)$$



Gambar 2.8 Hidrograf Nakayazu
(Sumber: Sosrodarsono, 1980)

2.4. Analisis Pengaruh Sedimen

2.4.1. Konsentrasi Sedimen

Konsentrasi sedimen dipengaruhi oleh kemiringan dasar sungai dan tipe aliran sedimen. Hubungan antara konsentrasi sedimen (C_d) dan kemiringan dasar sungai ($\tan \theta$) pada tipe aliran debris digunakan rumus Takahashi (1991). Pada aliran debris gerakan kolektif partikel dianggap memenuhi seluruh kedalaman, karena semua material mengalir secara bersamaan didorong adanya tenaga sedimen. Sehingga konsentrasi (C_d) dianggap sama untuk seluruh kedalaman.

$$C_d = \frac{\rho_w \cdot \tan \theta}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (\tan \varphi - \tan \theta)} \quad (2-26)$$

Dimana:

ρ_s = rapat massa material (t/m^3)

ρ_w = rapat massa air (t/m^3)

$\tan \theta$ = kemiringan dasar sungai ($^\circ$)

$\tan \varphi$ = koefisien gesekan dalam sedimen ($^\circ$)

2.4.2. Debit Aliran Debris

Sedimen akibat letusan gunung berapi pada umumnya dihitung berdasarkan jumlah endapan material (lahar dingin) yang berada di gunung maupun dasar sungai. Debit puncak aliran debris dapat diperoleh dengan mengasumsikan adanya

hubungan dengan debit banjir metode rasional Q (Kementerian PUPR, 2018).

$$Q_s = a \cdot Q_p \quad (2-27)$$

$$a = \frac{c}{c - c_d} \quad (2-28)$$

Dimana:

Q_s = debit puncak aliran debris (m^3/det)

Q_p = debit banjir rencana (m^3/det)

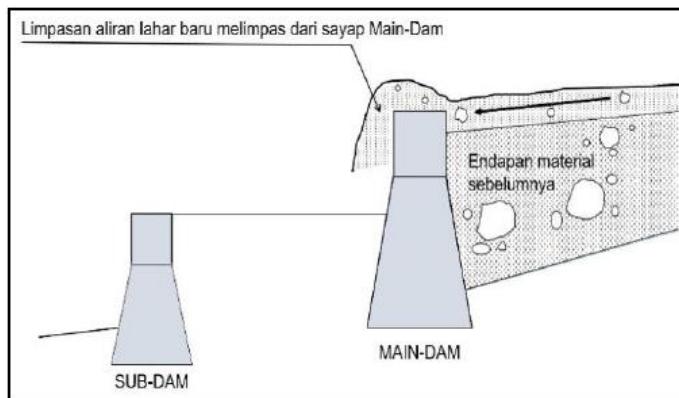
a = koefisien kandungan sedimen

c = konsentrasi sedimen volumetrik (%)

c_d = konsentrasi aliran debris (%)

2.5. Perencanaan Konstruksi Main Dam

Main dam merupakan bangunan sabo dam yang berada di sebelah hulu yang fungsinya untuk membendung aliran debit besar yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir bersamaan dengan air akan tertampung dan tidak mengalir semuanya ke hilir.



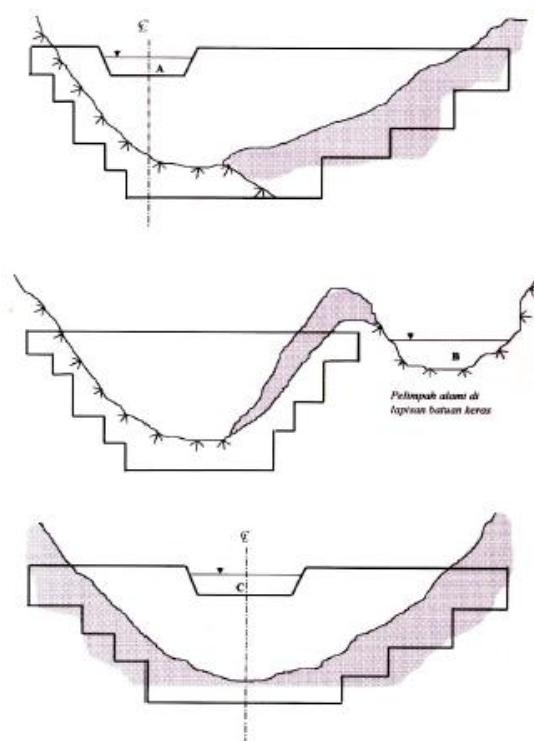
Gambar 2.9 Potongan Memanjang Sungai dan Konstruksi Sabo
(Sumber: Sukatja & Arfianto, 2017)

2.5.1. Posisi Pelimpah

Posisi pelimpah harus mempertimbangkan arah alur sungai. Sebagaimana diketahui, bahwa aliran debris/lahar cenderung mengalir lurus tidak mengikuti alur sungai.

Kekuatan aliran debris sangat besar, sehingga mampu mengikis tebing sungai. Dengan demikian, ada kemungkinan aliran debris/lahar melimpas keluar alur sungai. Untuk itu, posisi pelimpah harus mampu mengarahkan aliran debris atau lahar agar tetap berada di alur sungai, atau diupayakan tidak mengarah ke daerah pemukiman dan tanah pertanian.

Apabila salah satu tebing sungai diketahui merupakan lapisan batuan keras, maka posisi pelimpah diletakkan pada lapisan batuan keras tersebut seperti Gambar 2.10 A. Terkadang disebelah alur utama terdapat alur lainnya yang berada di lapisan batuan keras, maka alur ini dapat dijadikan sebagai pelimpah seperti Gambar 2.10 B. Apabila tidak ada indikasi lapisan batuan keras, maka posisi pelimpah berada pada bagian tengah sungai seperti pada Gambar 2.10 C.



Gambar 2.10 Berbagai Posisi bangunan Sabo Dam
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.5.2. Tinggi Efektif *Main Dam*

Tinggi efektif *main dam* direncanakan pada ketinggian tertentu agar menghasilkan kemiringan dasar sungai yang stabil. Untuk memperoleh tinggi *main dam* agar sesuai dengan perencanaan sangatlah sulit karena tinggi tebing pada sisi kanan dan kiri yang tidak sama sehingga tidak bisa mendapatkan ketinggian yang sesuai. Berdasarkan hal tersebut tinggi *main dam* di lokasi perencanaan yaitu berada di bawah tinggi tebing di sisi kanan atau kiri dengan tujuan apabila tampungan sedimen telah penuh aliran air masih bisa

ditampung oleh alur sungai. Kemiringan dasar sungai stabil dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$I_s = \left(\frac{80,9.d}{g \cdot 10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \cdot \left(\frac{B}{n.Q_p} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (2-29)$$

Dimana:

I_s = kemiringan dasar sungai stabil

d = diameter material dasar sungai (m)

g = percepatan gravitasi (m/det²)

B = bentang sungai (m)

n = kekasaran manning

Q_p = debit banjir rencana (m³/det)

Berikut merupakan langkah-langkah perhitungan tinggi efektif *main dam*.

1. Menyiapkan data geometri sungai
2. Mencari kemiringan dasar sungai stabil
3. Mencari elevasi dasar sungai teoritis
4. Mencari perbedaan tinggi tebing dengan dasar sungai
5. Menentukan tinggi *main dam*

2.5.3. Lebar Pelimpah

Pelimpah atau *spillway* adalah salah satu kontruksi bangunan sabo yang memiliki fungsi ganda, yaitu sebagai pelimpas air dan sebagai penahan tekanan yang disebabkan oleh aliran sedimen atau debris. Pelimpah (*spillway*) dibangun tepat berada di tengah alur sungai, sehingga air yang mengalir pada alur sungai dapat melimpas serta tertahan oleh adanya spillway. Bentuk pelimpah bendung penahan sedimen berbentuk trapesium dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C_s \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (3 \cdot B_1 + 2 \cdot B_2) \cdot h_3^{\frac{3}{2}} \quad (2-30)$$

Dimana:

Q_s = debit aliran debris periode ulang 50 atau 100 tahunan (m³/det)

h_3 = tinggi air di atas pelimpah (m)

B_1 = lebar dasar pelimpah (m)

B_2 = lebar atas pelimpah (m)

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

C = koefisien pelimpah (0,6-0,66)

Lebar dasar pelimpah (B_1) tergantung pada lebar sungai setempat dan debit aliran debris, secara empiris lebar dasar pelimpah dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut ini.

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_s} \quad (2-31)$$

Dimana:

B_1 = lebar dasar pelimpah (m)

Q_s = debit banjir rencana (m^3/det)

a = koefisien limpasan

Berikut adalah nilai koefisien limpasan tergantung dari luas DAS yang ditinjau, dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Nilai Koefisien Limpasan (a)

Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	Koefisien Limpasan (a)
$A \leq 1 \text{ km}^2$	2 - 3
$1 \text{ km}^2 \leq A \leq 10 \text{ km}^2$	3 - 4
$10 \text{ km}^2 \leq A \leq 100 \text{ km}^2$	3 - 5
$A \geq 100 \text{ km}^2$	3 - 6

(Sumber: Tim proyek pengendalian banjir lahar gunung merapi, Yogyakarta, 1988)

Sedangkan pada lebar muka di atas pelimpah (B_2) dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot h_3 \quad (2-32)$$

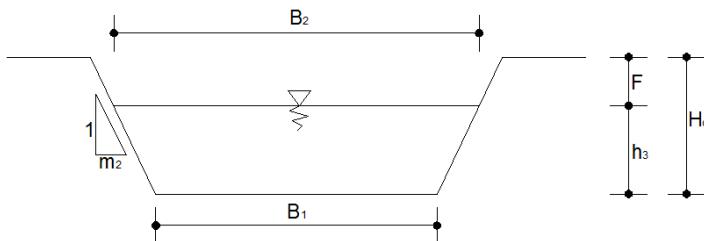
Dimana:

h_3 = tinggi air di atas pelimpah (m)

B_2 = lebar atas pelimpah (m)

m_2 = kemiringan tepi pelimpah (0,5)

Berikut merupakan potongan melintang pelimpah pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11 Potongan Melintang Pelimpah
(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

2.5.4. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal dari puncak saluran ke permukaan air pada kondisi debit rencana. Tinggi jagaan berfungsi untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping. Tinggi jagaan ini diperhitungkan berdasarkan ketinggian banjir rencana, sehingga jika terjadi banjir rencana maka air tersebut masih tertahan oleh adanya tinggi jagaan. Tinggi jagaan pada debit rencana bangunan sabo tergantung pada debit banjir rencana, seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.6 berikut:

Tabel 2.6 Tinggi Jagaan pada Pelimpah Bangunan Sabo

Debit desain (Q) (m ³ /sec)	50	50-100	100-200	200-500	500-2000
Tinggi jagaan (F) (m)	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50

(Sumber: SNI 2851, 2015)

2.5.5. Tinggi Pelimpah

Tinggi pelimpah (H_c) adalah jumlah ketinggian air di atas pelimpah pada debit banjir rencana (h_3) ditambah tinggi jagaan (F).

$$H_c = h_3 + F \quad (2-33)$$

Dimana:

H_c = tinggi pelimpah (m)

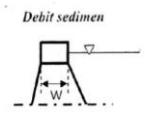
h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah (m)

F = tinggi jagaan (m)

2.5.6. Tebal Mercu Pelimpah

Tebal mercu pelimpah (b) (*crest opening*) direncanakan berdasarkan perkiraan kerusakan yang ditimbulkan akibat adanya aliran debris dan debit banjir rencana, segi stabilitas, dan melihat kondisi material dasar sungai. Mercu pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar tahan terhadap gaya pukul (impact) sedimen maupun gerusan batu yang melewatinya. Menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (*Sabo Design*), mercu pelimpah didesain berdasarkan Tabel 2.7 berikut:

Tabel 2.7 Tebal Mercu Pelimpah (menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo)

Tebal mercu pelimpah (b) (m)	Material dasar sungai	Keterangan gambar dan kondisi aliran sedimen
1,50 – 2,50	Pasir dan kerikil (<i>sand and gravel</i>)	
	Kerikil dan batu (<i>sand and gravel</i>)	
3,0 – 4,0	Batu dan batu besar (<i>cobble and boulder</i>)	

(Sumber: Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (*Sabo Design*), 2010)

Jika menurut SNI 2851: 2015, Desain Bangunan Pengendali Sedimen, mercu pelimpah didesain berdasarkan Tabel 2.8 berikut:

Tabel 2.8 Tebal Mercu Pelimpah (menurut SNI 2851:2015)

Sedimen	Sifat Hidraulik Aliran	Tebal Mercu Pelimpah (b) (m)
Pasir dan kerikil atau Kerikil dan batu-batu kecil	Gerakan mandiri (lepas)	1,5 – 2,0
Batu-batu besar	Gerakan massa (<i>debris flow</i>)	3,0 – 4,0

(Sumber: SNI 2851: 2015, Desain Bangunan Pengendali Sedimen)

2.5.7. Kecepatan Air di Atas Pelimpah

Kecepatan air di atas pelimpah dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$q_o = \frac{Q_{debris}}{B_{rata-rata}} \quad (2-34)$$

$$v_o = \frac{q_o}{h_3} \quad (2-35)$$

Dimana:

h_3 = Tinggi air di atas mercu peluap *main dam* (m)

q_o = Debit per meter lebar di atas pelimpah ($m^3/det/m$)

v_o = Kecepatan terjunan air di atas pelimpah (m/det)

$B_{rata-rata}$ = Lebar rata-rata peluap (m)

2.5.8. Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Pondasi merupakan konstruksi yang paling penting dan fatal dalam suatu bangunan. Peranan penting pondasi adalah sebagai penahan atau penopang beban bangunan yg ada di atasnya untuk diteruskan ke lapisan tanah yang ada di bawahnya.

Pada prinsipnya pondasi bangunan sabo dam diusahakan terletak di atas lapisan batuan, namun jika keadaan tidak memungkinkan, maka pondasi dapat diletakkan di atas lapisan pasir dan kerikil sebagai pondasi terapung atau melayang. Untuk menghitung kedalaman pondasi, dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$h_p = \left(\frac{1}{4}\right) s. d \left(\frac{1}{3}\right) . (h_3 + h) \quad (2-36)$$

Dimana:

h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m)

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah (m)

h = tinggi bendung utama (m)

2.5.9. Kemiringan Badan *Main Dam*

Badan main dam memiliki 2 sisi, yaitu bagian hulu dan bagian hilir. Masing masing bagian memiliki sifat dan fungsi

masing-masing. Begitupun dengan kemiringan badan main dam, terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir.

2.5.9.1. Kemiringan Hilir Badan Main Dam

Kemiringan pada hilir lebih kecil daripada kemiringan pada hulu, hal ini berfungsi untuk menghindari benturan akibat batu-batuhan yang melimpah dari pelimpah main dam yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir main dam.

Kemiringan standar sisi hilir bangunan sabo ditetapkan 1:0,2. Hal ini dimaksudkan untuk menghindari kerusakan akibat benturan dan abrasi oleh jatuhnya material debris serta supaya aliran tidak menyusur permukaan bendung bagian hilir aman terhadap benturan batuan yang jatuh (SNI 2851: 2015). Kemiringan sisi hilir tersebut dapat dibuat lebih landai daripada kemiringan standar jika debit sedimen dan ukuran butiran material debris kecil. Kemiringan dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$1:n \rightarrow n = U \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot h_t}} \quad (2-37)$$

Dimana:

n = kemiringan badan main dam bagian hilir

U = kecepatan aliran debris (m/s)

g = percepatan gravitasi (m/det²)

h_t = tinggi total main dam (h_p+h) (m)

h_p = kedalaman pondasi main dam (m)

h = tinggi main dam (m)

2.5.9.2. Kemiringan Hulu Badan Main Dam

Kemiringan bagian hulu dari *main dam* harus ditentukan berdasarkan syarat stabilitas bangunan dengan menggunakan rumus berikut:

$$(1 + a) \cdot m^2 + \{2 \cdot (n + \beta) + n \cdot (4 \cdot a + \gamma) + 2 \cdot a \cdot \beta\} \cdot m - 1(1 + 3 \cdot a) + a \cdot \beta(4 \cdot n + \beta) + \gamma(3 \cdot n \cdot \beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (2-38)$$

Dimana:

n = kemiringan badan main dam bagian hilir

$$a = \frac{h_3}{h_t} = \text{kemiringan badan main dam bagian hilir}$$

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah (m)

h_t = tinggi total main dam (h_p+h) (m)

h_p = kedalaman pondasi main dam (m)

h = tinggi main dam (m)

n = kemiringan badan main dam bagian hulu

$\beta = \frac{b}{h_t}$ = perbandingan tebal mercu pelimpah dan tinggi total main dam

b = lebar pelimpah (m)

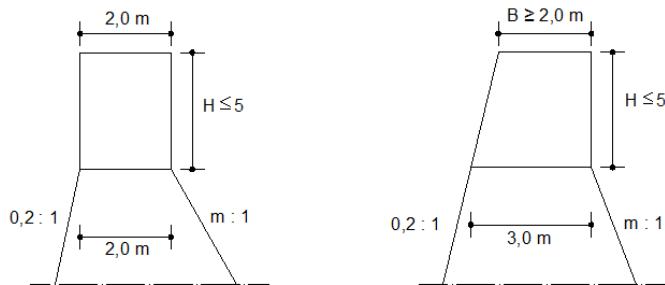
$\gamma = \frac{\gamma_{\text{beton atau batu kali}}}{\gamma_{\text{air}}} = \text{perbandingan berat isi main dam dengan berat isi air}$

2.5.10. Desain Sayap Lindung (Wing)

Pada prinsipnya bagian sayap lindung sabo tidak diperkenankan dilimpasi aliran debris atau sedimen. Sayap lindung harus aman terhadap tekanan gaya luar yang diterimanya. Kriteria desain bagian permukaan (*crest*) sayap sebagai berikut:

2.5.10.1. Tebal Permukaan Sayap Lindung

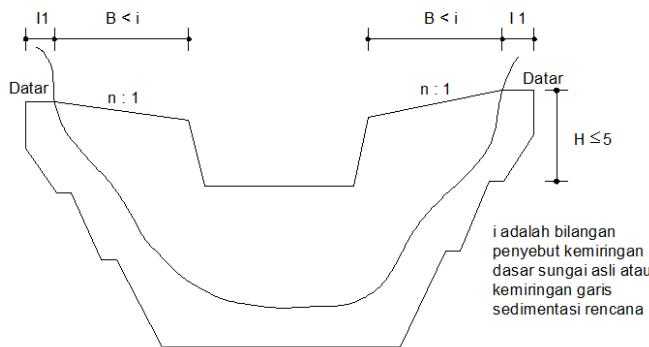
Tebal permukaan sayap lindung *sabo dam* biasanya dibuat sama dengan tebal mercu pelimpah atau lebih tipis. Tebal permukaan sayap lindung harus ≥ 2 meter. Untuk bangunan sabo dengan tinggi maksimum 4 m, lebar 10 m, tebal sayap lindung sabo dam disarankan ≥ 1 -meter dengan mempertimbangkan diameter batuan sungai $\leq 0,50$ m. Tebal permukaan sayap lindung sabo dam disajikan dalam Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Tebal Permukaan Sayap Lindung *Sabo Dam*
 (Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

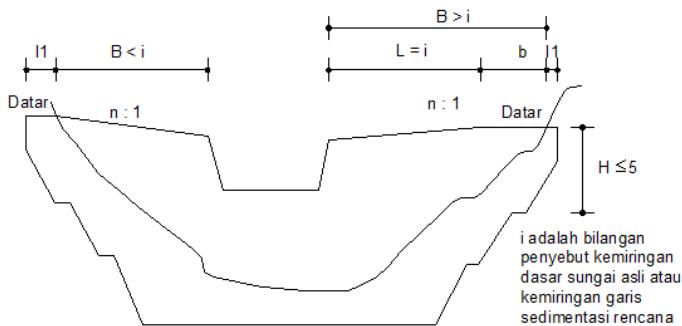
2.5.10.2. Kemiringan Permukaan Sayap Lindung

Kemiringan permukaan sayap lindung sabodam di wilayah aliran debris harus dibuat sama dengan kemiringan dasar sungai asli yang ada atau paling tidak dibuat sama dengan kemiringan garis sedimentasi rencana. Kemiringan permukaan sayap lindung disajikan dalam Gambar 2.13 dan Gambar 2.14 berikut:



Gambar 2.13 Kemiringan permukaan sayap lindung *main dam* ($B < i$)

(Sumber: Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (Sabo Design), 2010)



Gambar 2.14 Kemiringan permukaan sayap lindung *main dam* ($B < i$ dan $B > i$)

(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

2.5.10.3. Tinggi Sayap Lindung

Tinggi sayap sangat tergantung pada tebal endapan sedimen dibagian hulu dan stabilitas dam utama. Tinggi sayap dam dapat ditentukan memakai rumus berikut ini:

$$h = h_w + h_f + h_s \leq 5,0 \text{ m} \quad (2-39)$$

Dimana:

h = tinggi sayap dam dihitung dari dasar pelimpah (m)

h_w = kedalaman pelimpah (m)

h_f = tinggi jagaan normal (m)

h_s = tinggi jagaan khusus (m)

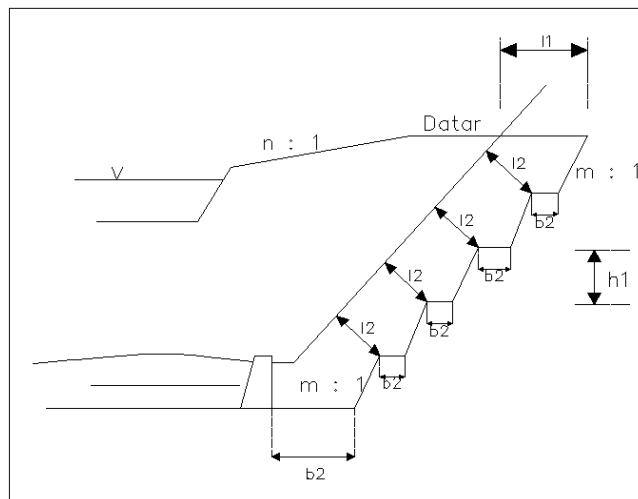
Untuk tinggi jagaan khusus (h_s) ditentukan berdasarkan kondisi berikut ini:

- Puncak sayap dam harus sama elevasinya dengan elevasi tinggi rencana endapan sedimen di ujung bagian hulu.
- Puncak sayap dam harus lebih tinggi dari ketinggian aliran debris pada saat banjir yang pernah terjadi pada lokasi tersebut.

2.5.10.4. Penetrasi Sayap Lindung Sabo Dam

Kedua sayap lindung sabo dam diperkirakan akan mengalami gaya pukul (*impact force*) akibat aliran debris

maupun limpasan banjir yang dapat merusak permukaan sayap lindung dan tubuh bangunan karena erosi. Pada lapisan tanah pasir dan kerikil, kedalaman penetrasi permukaan sayap lindung antara 2,0-4,0 meter. Pada lereng tebing curam, permukaan galian dibuat bertangga. Penetrasi tebing curam disajikan dalam Gambar 2.15 dan Gambar 2.16 berikut:



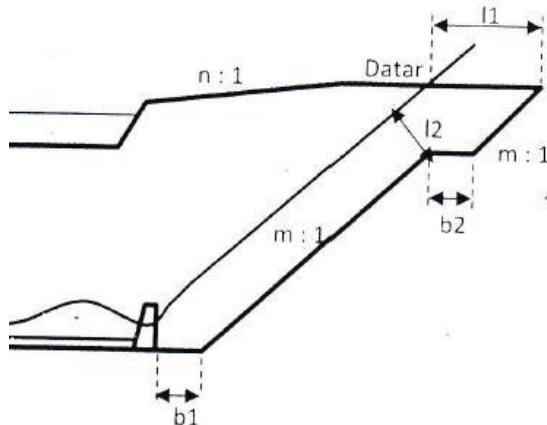
Gambar 2.15 Penetrasi Sayap Lindung Sabo Dam kedalam Lapisan Tanah Pasir dan Kerikil di Lereng Curam
(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

Tabel 2.9 Tebal Ambang Pelimpah (*crest opening*)

l_1	l_2	b_1	b_2	h_1	h_2
4,0	$2,5 - 3,5$ m	$\geq 1,0 \text{ m}$	$\geq 2,0 \text{ m}$	$\leq 5,0 \text{ m}$	$\leq 6,0 \text{ m}$

(Sumber: DPWH – JICA Technical Standard and Guidelines for Planning and Design, 2002)

Pada tanah yang berpasir dan berkerikil, lereng tebing landai permukaan galian tidak perlu dibuat bertangga.



Gambar 2.16 Penetrasi Sayap Lindung Sabo dam kedalam
Lapisan Tanah Pasir dan Kerikil di Lereng Landai
(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo,
2018)

2.6. Perencanaan Struktur Bangunan Pendukung

2.6.1. Perencanaan Kolam Olak/Apron

Struktur kolam olak/apron dibuat untuk melindungi struktur dam utama dari gerusan lokal (*scouring*) di daerah hilirnya serta menjaga stabilitas pondasi. Permukaan kolam olak atau apron biasanya dibuat datar, namun apabila kemiringan dasar sungai sangat curam maka permukaan kolam olak/apron dibuat miring yaitu dengan kemiringan $\frac{1}{2}$ dari kemiringan dasar sungai.

2.6.1.1. Tebal Apron

Tebal lantai lindung dapat direncanakan berdasarkan hitungan dan dapat direncanakan berdasarkan erodibilitas dasar sungai dan ukuran batu-batu besar yang ada di dasar sungai.

Berikut adalah rumus yang digunakan untuk merencanakan tebal lantai lindung:

$$t = c \cdot (0,6 \cdot h + 3 \cdot h_3 - 1) \quad (2-40)$$

Dimana

t = tebal lantai lindung (m)

c = koefisien untuk pelindung air
(0,1 bila menggunakan pelindung)
(0,2 bila tanpa pelindung)

h = tinggi main dam (m)

h_3 = tinggi air di atas pelimpah (m)

Jika perencanaan tebal lantai lindung didasarkan pada erodibilitas dasar sungai dan ukuran batu-batu besar yang ada di dasar sungai, maka digunakan Tabel 2.10 berikut.

Tabel 2.10 Tebal Apron pada Dasar Sungai Pasir dan kerikil

Tinggi Main Dam (h_1) (m)	Tebal Apron (m)	Tinggi Main Dam (h_1) (m)	Tebal Apron (m)
6	1,0	11	1,5
7	1,0	12	1,5
8	1,2	13	1,5
9	1,2	14	1,5
10	1,5	15	2,0

(Sumber: Technical Standard and Guidelines for Planning and Design, JICA)

2.6.1.2. Panjang Kolam Olak/Apron

Perhitungan panjang kolam olak atau apron dihitung menggunakan dua metode yaitu dengan metode empiris dan metode hidraulik, dimana pada perhitungan panjang kolam olak dipilih yang paling kritis. Berikut merupakan metode perhitungan panjang kolam olak:

1. Metode Empiris

Untuk menghitung panjang kolam olak/apron dapat dihitung dengan menggunakan metode empiris sebagai berikut:

$$L = 1,5 \cdot (H_1 + h_3) - n \cdot h \quad (2-41)$$

Dimana:

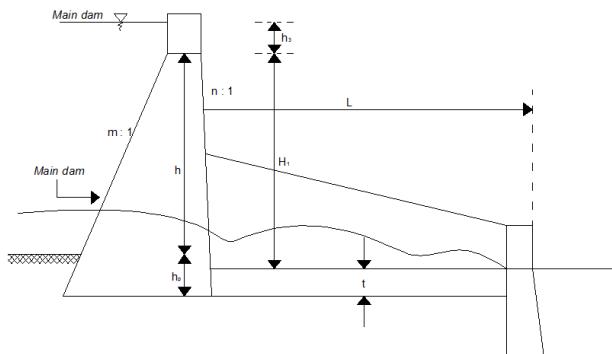
L = jarak dinding vertikal ke ujung apron paling hulu (m)

h = tinggi main dam (m)

H_1 = perbedaan elevasi antara mercu pelimpah bangunan utama dan ujung paling hulu apron (m)

h_3 = tinggi muka air diatas *main dam* (m)

n = rasio kemiringan hilir *main dam* (m)



Gambar 2.17 Panjang Apron

(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

2. Metode Hidraulik

Untuk menghitung panjang kolam olak atau apron dengan metode hidraulik sebagai berikut:

- Panjang Loncatan Air (x)

Untuk mencari panjang loncatan air digunakan rumus sebagai berikut:

$$x = \beta \cdot h_j \quad (2-42)$$

Dimana

β = Koefisien (4,50-5,0)

h_j = Tinggi loncatan hidraulik (m)

Sedangkan untuk mencari tinggi loncatan hidraulik (h_j) digunakan rumus sebagai berikut:

$$F_r = \frac{v_1}{\sqrt{2.g.h_1}} \quad (2-43)$$

$$v_1 = \sqrt{2.g.(H_1 + h_3)} \quad (2-44)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{v_1} \quad (2-45)$$

$$q_1 = \frac{Q_d}{B} = \frac{Q_d}{\frac{1}{2}(B_1+B_2)} \quad (2-46)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + (8.Fr^2)} - 1 \quad (2-47)$$

Dimana:

H_1 = tinggi mercu main dam sampai permukaan lantai (m)

h_1 = tinggi air pada titik jatuh terjunnya (m)

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah main dam (m)

q_1 = debit specifik ($m^3/det/m$)

Q_d = debit banjir rencana (m^3/det)

B = lebar pelimpah main dam (m)

g = percepatan gravitasi ($9,80 \text{ m/det}^2$)

Fr = angka Froude dari aliran jet pada titik jatuh

B_1 = lebar bawah pelimpah (m)

B_2 = lebar atas pelimpah ($B_1 + 2.m_2.h_3$) (m)

- Panjang Terjunan Air (Lw)

Untuk menghitung panjang terjunan air digunakan rumus sebagai berikut:

$$L_w = \frac{V_o \cdot (H_1 + \frac{1}{2}h_3)^2}{g} \quad (2-48)$$

Dimana:

V_o = kecepatan air di atas mercu pelimpah (m^3/det)

H_1 = tinggi dari mercu main dam sampai dengan permukaan lantai (m)

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah main dam (m)

g = percepatan gravitasi ($9,80 \text{ m/det}^2$)

- Panjang Apron (L)

Panjang apron merupakan jarak antara *main dam* dengan *sub dam*. Untuk menghitung panjang apron digunakan rumus sebagai berikut:

$$L = L_w + x + b \quad (2-49)$$

Dimana:

L_w = panjang terjunan air (m)

x = panjang loncatan air (m)

b = tebal pelimpah sub dam (m)

2.6.2. Sub Dam

Sub dam bangunan sabo memiliki fungsi yang hampir sama dengan main dam. Namun dengan ukurannya lebih kecil dari *main dam*.

2.6.2.1. Tinggi Sub Dam

Tinggi subdam dibuat lebih kecil dari main dam. Perencanaan tinggi subdam menggunakan rumus berikut:

$$h_2 = \left(\frac{1}{4}\right) s. d \left(\frac{1}{3}\right) . (h+h_p) \quad (2-50)$$

Dimana:

h_2 = tinggi mercu sub dam dari dasar lantai lindung (m)

h = tinggi efektif main dam (m)

h_p = kedalaman pondasi main dam (m)

2.6.2.2. Lebar dan Tebal Pelimpah Sub Dam

Lebar dan tebal pelimpah pada sub dam bangunan sabo dapat diambil sama dengan lebar dan tebal pelimpah pada struktur *main dam* dan bangunan sabo.

2.6.2.3. Kemiringan Badan Sub Dam

Pada kemiringan badan sub dam di bagian hulu dan hilir direncanakan sama dengan kemiringan *main dam*.

2.6.2.4. Tinggi Air di Hilir Sub Dam

Tinggi air di hilir di bagian hilir sub dam, diasumsikan penampang sungai mendekati penampang trapesium.

$$h_e = h_j - h_2 - t \quad (2-51)$$

$$B_2 = B_1 + 2. m. h_e \quad (2-52)$$

$$A = (B_1 + m. h_e). h_e \quad (2-53)$$

$$V = \frac{Q_s}{A} \quad (2-54)$$

Dimana:

- h_e = tinggi muka air di atas sub dam (m)
 h_2 = tinggi mercu sub dam dari dasar lantai lindung (m)
 h_j = Tinggi loncatan hidraulik (m)
 t = tebal apron (m)
 B_1 = lebar bawah pelimpah sub dam (m)
 B_2 = lebar atas/lebar basah pelimpah sub dam (m)
 m = kemiringan pelimpah sub dam
 Q_s = debit banjir rencana (m^3/det)
 A = luas penampang sungai (m^2)
 V = kecepatan aliran di atas pelimpah sub dam (m/det)

2.6.2.5. Konstruksi Sayap Lindung Sub Dam

Kedalaman pondasi sayap sub dam diperhitungkan sama dengan kedalaman pondasi sub dam, hal ini berfungsi untuk menghindari *scouring*. Kedalaman penetrasi sayap dinding vertikal ke dalam tanah tergantung pada jenis material tanahnya.

Tabel 2.11 Penetrasi Sayap Dinding Vertikal ke dalam Tanah

Notasi	Penetrasi masuk tanah		
	Pasir dan kerikil	Batuan Lunak	Batuan Keras
b1	$\geq 2,0 \text{ m}$	1,5 m	1,0 m
b2	2,0 m	1,5 m – 2,0 m	1,0 m
b3	2,0 m	1,0 m	0,5 m
b4	1,0 m	0,5 m	0,5 m
m	Tergantung kondisi geologi tanah dasarnya	0,5	0,5

(Sumber: *Technical Standard and Guidelines for Planning and Design, JICA*)

2.6.2.6. Pondasi Sub Dam

Kedalaman pondasi subdam, direncanakan berdasarkan pengerusan (*scouring*) yang akan terjadi pada hilir. Jika

scouring terlalu dalam, akan menyebabkan pondasi menjadi dalam pula. Di hilir subdam biasanya diberi bronjong untuk mengurangi kedalaman *scouring*, bronjong biasanya didesain dengan batu kali berdiameter 10 cm dengan ketebalan bronjong 1,50 m.

Rumus yang digunakan untuk menghitung scouring adalah persamaan dari Zimmerman & Naniak sebagai berikut:

$$Z_s = 2,89 \cdot \left(\frac{q^{0,82}}{d^{0,23}} \right) \cdot \left(\frac{h_h}{q^{0,67}} \right)^{0,93} - h_h \quad (2-55)$$

Dimana:

Z_s = scouring yang terjadi (m)

d = diameter batu kali (m)

q = debit air meter pelimpah ($m^3/det/m$)

h_h = tinggi air di hulu main dam (m)

Sedangkan rumus untuk menghitung kedalaman pondasi adalah sebali berikut:

$$C > Z_s - H_2 \quad (2-56)$$

Dimana:

C = kedalaman pondasi sub dam (m)

Z_s = scouring yang terjadi (m)

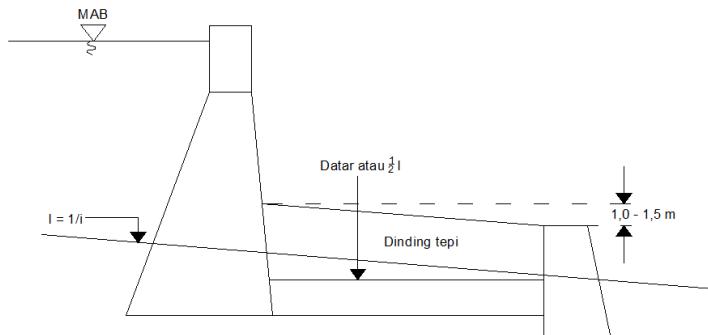
H_2 = tinggi sub dam (m)

2.6.3. Konstruksi Tembok Tepi

Tembok tepi merupakan kontruksi bangunan sabo yang berfungsi untuk menahan erosi dan longsoran antara *maindam* dan subdam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati pelimpah *maindam*. Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan tembok tepi adalah:

1. Elevasi pondasi tembok tepi direncanakan sama dengan elevasi lantai lindung, tetapi harus terletak diluar titik jatuh air dari main dam.
2. Kemiringan standar V: $H = 1:0,5$
3. Ketinggian tembok tepi harus direncanakan sama dengan ketinggian sayap sub dam. Beberapa pertimbangan untuk menentukan tinggi tembok samping:

- Elevasi bagian hulu tembok tepi dibuat (1-1,5) meter lebih tinggi daripada elevasi permukaan sayap sub dam atau di dinding tegak jika bangunan sabo tanpa lantai lindung (*water cushion*).
- Elevasi tembok tepi dibuat sama tingginya dengan elevasi permukaan sayap sub dam atau dinding tegak jika bangunan sabo menggunakan lantai lindung.



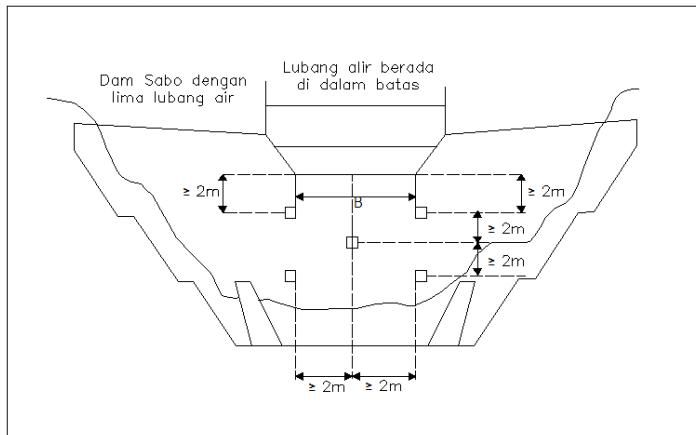
Gambar 2.18 Tembok Tepi
(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

2.6.4. Lubang Alir

Lubang alir berfungsi sebagai saluran untuk meloloskan air agar tidak ikut tertahan oleh tubuh bendung (SNI 2851: 2015). Sepanjang sebuah bangunan Sabo perlu dilengkapi dengan lubang alir (*drip hole*), selain ukuran dan bentuk lubang maka lokasi lubang alir harus ditentukan sedemikian rupa guna memenuhi tujuan dibuatnya lubang alir tersebut, tanpa mengurangi stabilitas bangunan. Letak luang alir disajikan dalam Gambar 2.19. Menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (*Sabo Design*) mempertimbangkan penetapan lokasi lubang alir atau *drip hole* adalah sebagai berikut:

1. Lubang alir harus terletak dekat dasar sungai yang ada, dengan maksud untuk mengalirkan aliran banjir.

2. Jarak vertikal maupun horizontal antar setiap lubang alir harus 2,0 m.
3. Posisi lubang-lubang alir harus simetris terhadap sumbu vertikal pelimpah.
4. Lubang-lubang alir harus berada didalam lebar pelimpah
5. Banyaknya lubang alir minimum adalah 3 buah, sedangkan banyaknya lubang alir ditetapkan berdasarkan debit air yang biasa terjadi.
6. Ukuran lubang alir lingkaran maupun kotak minimum adalah 0,6 m dan 0,5 m.



Gambar 2.19 Letak Lubang Alir

(Sumber: Modul 4, Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo, 2018)

Sedangkan menurut SNI 2851: 2015, Desain Bangunan Pengendali Sedimen, bentuk dan dimensi lubang alir adalah sebagai berikut:

1. Bentuk dan penampang lintang lubang alir dapat berbentuk lingkaran atau segi empat, diletakkan perforated (selang-seling) dengan ukuran $\pm 1 \times 1 \text{ m}^2$.
2. Jumlah dan ukuran lubang alir ditentukan berdasarkan debit dominan.
3. Jarak antar lubang 4 – 5 m.

Berikut merupakan rumus yang digunakan untuk menentukan dimensi lubang alir:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0} \quad (2-57)$$

Dimana:

Q = debit desain (m^3/det)

C = koefisien debit (1,71)

A = luas lubang alir (m^2)

g = percepatan gravitasi ($9,80 \text{ m/det}^2$)

h_0 = tinggi air dihulu main dam sampai titik tengah lubang alir (m)

2.7. Analisis Stabilitas

2.7.1. Gaya yang Bekerja

Stabilitas suatu sabo dam tergantung gaya-gaya yang bekerja pada bangunan sabo dam tersebut, seperti gaya akibat adanya (Cahyono, 2000) :

1. Berat bangunan itu sendiri
2. Tekanan air statis dan dinamis
3. Tekanan endapan sedimen
4. Pengangkatan oleh air
5. Gempa bumi
6. Daya dukung tanah

Gaya-gaya yang harus dipertimbangkan tergantung tinggi sabo dam dan kondisinya yakni: dalam keadaan normal atau banjir, sebagaimana pada Tabel 2.12 berikut:

Tabel 2.12 Gaya yang Bekerja Pada Kondisi Normal dan Banjir

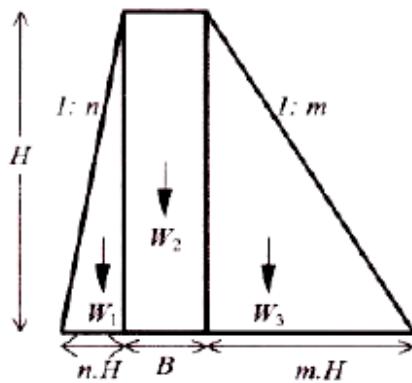
Tinggi Sabo Dam	Kondisi Normal	Kondisi Banjir
$H < 15 \text{ m}$		Tekanan Air
$H > 15 \text{ m}$	Tekanan air statis Tekanan air dinamis Tekanan sedimen Gaya angkat air Gaya gempa bumi	Tekanan air statis Tekanan air dinamis Gaya angkat air

(Sumber: Cahyono, 2000)

2.7.2. Kuantitas Gaya

2.7.2.1. Berat Tubuh Dam

Berat tubuh dam sama dengan berat jenis material dam kali luas potongan dam sebagaimana pada Gambar 2.20 Berikut ini.



Gambar 2.20 Berat Tubuh Dam

(Sumber: Cahyono, 2000)

$$\begin{aligned}
 W &= W_1 + W_2 + W_3 \\
 &= (\rho \cdot A_1) + (\rho \cdot A_2) + (\rho \cdot A_3) \\
 &= (\rho \cdot n \cdot H^2) + (\rho \cdot b \cdot H^2) + (\rho \cdot m \cdot H^2)
 \end{aligned} \tag{2-58}$$

Dimana:

ρ = berat jenis material tubuh dam, jika beton, $\rho = 2,3 - 2,4$ (t/m^3)

A = luas potongan tubuh dam (m^2)

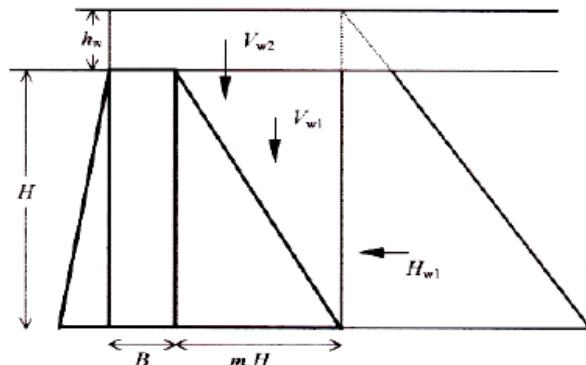
B = lebar puncak dam (m)

H = tinggi dam (m)

m = kemiringan hulu tubuh dam (%)

n = kemiringan hilir tubuh dam (%)

2.7.2.2. Tekanan Air Statis



Gambar 2.21 Tekanan Air Statis
(Sumber: Cahyono, 2000)

$$H_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot (2 \cdot h + H) \cdot H \quad (2-59)$$

$$V_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot m \cdot H^2 \quad (2-60)$$

$$V_{w2} = \rho_w \cdot (B + m \cdot H) \cdot H \quad (2-61)$$

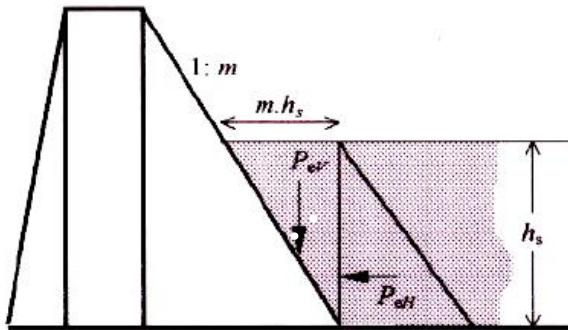
Dimana:

ρ_w = berat jenis air (t/m^3)

m = kemiringan hulu tubuh dam (%)

H = tinggi dam (m)

2.7.2.3. Tekanan Endapan Sedimen



Gambar 2.22 Tekanan Endapan Sedimen
(Sumber: Cahyono, 2000)

$$P_{ev} = \rho_s \cdot \frac{1}{2} \cdot m \cdot h_s^2 \quad (2-62)$$

$$P_{eH} = \rho_s \cdot \frac{1}{2} \cdot h_s^2 \cdot C_e \quad (2-63)$$

Dimana:

P_{ev} = tekanan vertikal endapan sedimen (t/m^2)

P_{eH} = tekanan horisontal endapan sedimen (t/m^2)

ρ_s = berat jenis sedimen di dalam air (t/m^3)

$$= \rho' - (1 - p) \cdot \rho_w$$

ρ' = berat jenis sedimen kering ($1,5 - 1,8 t/m^3$)

p = porositas (0,3-0,4)

C_e = koefisien tekanan endapan sedimen (0,4-0,6)

h_s = kedalaman endapan sedimen (m)

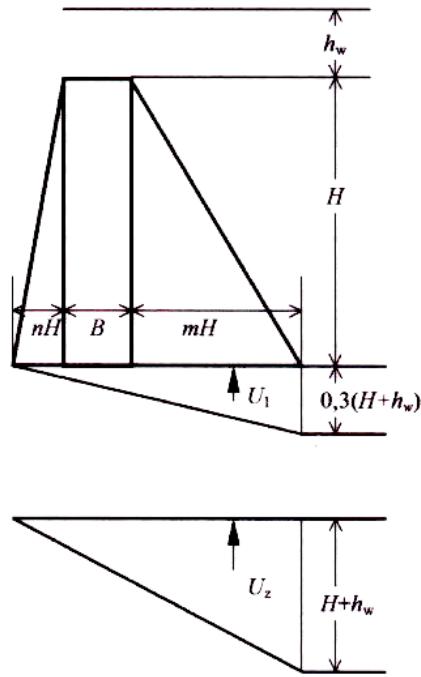
2.7.2.4. Gaya Angkat Air

Gaya angkat air (*uplift*) pada lapisan tanah/batuhan keras:

$$U_i = \frac{1}{2} \cdot (H + h_w) \cdot (B + n \cdot H + m \cdot H) \cdot 0,3 \quad (2-64)$$

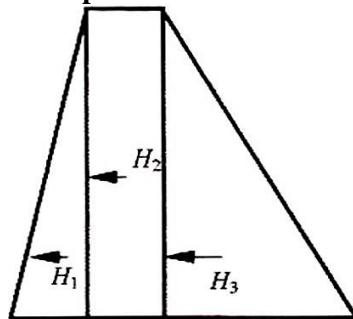
Gaya angkat air (*uplift*) pada lapisan tanah/batuhan lembek:

$$U_i = \frac{1}{2} \cdot (H + h_w) \cdot (B + n \cdot H + m \cdot H) \quad (2-65)$$



Gambar 2.23 Gaya Angkat Air
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.7.2.5. Gaya Gempa



Gambar 2.24 Gaya Gempa
(Sumber: Cahyono, 2000)

$$H = K \cdot W \quad (2-66)$$

Dimana:

H = gaya gempa horisontal

K = koefisien gempa horisontal (0,1-0,12)

W = berat tubuh dam

2.7.2.6. Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah yang diijinkan pada dasar tubuh dam harus ditentukan berdasarkan penyelidikan di lapangan. Pada Tabel 2.13 berikut dikemukakan daya dukung tanah sebagai referensi:

Tabel 2.13 Daya Dukung Tanah

Jenis lapisan tanah/batuhan	Daya dukung tanah yang diijinkan
Batuhan keras	160 - 270 (t/m^2)
Batuhan lunak	70 - 160 (t/m^2)
Padat campuran kerikil dan pasir	70 - 110 (t/m^2)
Pasir kasar atau kerikil	30 - 70 (t/m^2)
Pasir atau lempung basah	20 (t/m^2)

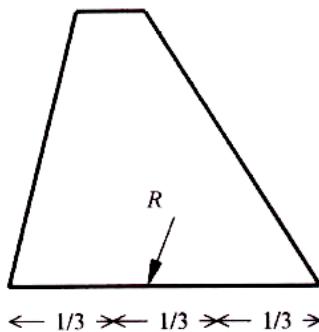
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.7.3. Pengujian Terhadap Stabilitas

Perhitungan stabilitas suatu sabo dam dilakukan terhadap 4 hal, yaitu: guling, gelincir, ambles, dan tidak runtuh

2.7.3.1. Stabilitas Tidak Tergulung

Sabo dam tidak tergulung jika *resultante* gaya-gaya luar yang bekerja dan gaya berat sabo dam tersebut berada di 1/3 lebar dasar sabo dam yang ada di tengah seperti pada Gambar 2.25.



Gambar 2.25 Resultante Gaya Luar terhadap Sabo Dam
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.7.3.2. Stabilitas Tidak Tergelincir/Tergeser

Angka keamanan suatu Sabo Dam agar tidak tergelincir atau tergeser dari kedudukannya dapat dihitung dengan menggunakan rumus Henny sebagai berikut:

$$N = \frac{S_t \cdot L + f_t \cdot V}{H} \quad (2-67)$$

Dimana:

N = Angka keamanan tidak gelincir

V = Gaya-gaya vertikal yang bekerja pada tubuh sabo dam per unit

H = Gaya-gaya horizontal yang bekerja pada tubuh sabo dam (t/m)

L = Lebar dasar sabo dam (m)

S_t = *Shearing strength* lapisan tanah atau batuan yang diijinkan (t/m^2)

f_t = Koefisien *internal friction* lapisan tanah atau batuan (t/m^2)

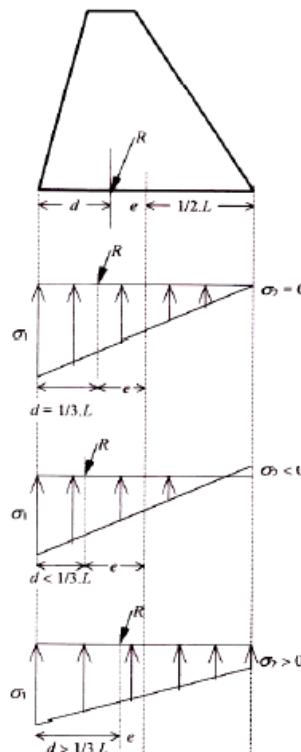
Untuk sabo dam dengan $H \geq 15$ m, nilai $N \geq 4,0$. Sedangkan untuk sabo dam dengan $H < 15$ m, nilai $N \geq 2,0$.

2.7.3.3. Stabilitas Tidak Ambles

Reaksi lapisan tanah atau batuan terhadap beban sabo dam seperti pada Gambar 2.26.

$$\sigma_1, \sigma_1 = \left(\frac{N}{L}\right) \cdot \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad (2-68)$$

Jika lebih besar dari daya dukung tanah atau batuan, maka sabo dam akan ambles dan mungkin menyebabkan keretakan.



Gambar 2.26 Reaksi Lapisan Tanah/Batuan terhadap Beban Sabo Dam
(Sumber: Cahyono, 2000)

2.7.3.4. Stabilitas Tidak Runtuh

Jika resultan gaya-gaya berada di 1/3 lebar dasar sabo dam yang ada di tengah, maka tidak terjadi tensile stress, ini berarti OK. Jika *internal stress* lebih kecil dari *compression stress* material tubuh dam (beton) yang diijinkan, ini berarti OK.

Jika resultan gaya-gaya berada di dalam 1/3 lebar dasar sabo dam yang ada di hilir, maka akan terjadi *tensile stress* ujung hulu dasar sabo dam. Jika *tensile stress* tersebut lebih besar dari bending *tensile stress* material tubuh sabo dam beton yang diijinkan, maka sabo dam akan runtuh.

BAB III

METODOLOGI

Metode analisis disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan. Metodologi yang digunakan pada perencanaan Sabo dam Sungai Konto ini merujuk pada beberapa literatur. Metode penelitian pada Tugas Akhir ini meliputi survei pendahuluan, studi literatur, pengumpulan data, konsep penggerjaan berupa analisis data dan perhitungan, beserta kesimpulan analisis data dan perhitungan tersebut.

3.1. Survei Pendahuluan

Survei pendahuluan dilakukan untuk mengetahui dan mengidentifikasi permasalahan yang ada pada lokasi studi yang ditinjau. Survei ini bertujuan untuk mengetahui kondisi lapangan beserta data yang diperoleh. Pelaksanaan survei pendahuluan dilakukan dengan cara sebagai berikut:

1. Meninjau daerah studi

Bertujuan untuk mendapatkan gambaran mengenai perencanaan sabo dam berdasarkan kondisi lapangan yang sebenarnya.

2. Melakukan kegiatan pencarian data sekunder

Pengambilan data sekunder dilakukan untuk mengumpulkan data peta beserta koordinat lokasi sebaran bangunan sabo pada alur Sungai Konto.

3. Wawancara dengan petugas dan pejabat setempat

Kegiatan ini dilakukan untuk mengetahui perencanaan sabo dam yang sudah ada sehingga menjadi referensi untuk perencanaan sabo dam pada laporan Tugas Akhir ini.

3.2. Studi Literatur

Studi literatur mempelajari berbagai sumber literatur berkaitan dengan analisis permasalahan, literatur yang dipakai antara lain:

1. Analisis Hidrologi dan Sedimen
2. Mekanika tanah
3. Stabilitas daya dukung tanah
4. Teknik perencanaan sabo dam

3.3. Pengumpulan Data

Dalam perencanaan dan analisis, data merupakan faktor yang sangat penting. Oleh sebab itu diusahakan semua data yang berkaitan dengan perencanaan sabo dam harus tersedia. Data-data yang diperlukan berasal dari PPK Pengendalian Lahar Gunung Kelud Kediri. Data tambahan yang diperlukan diperoleh dari referensi sejenis. Berikut merupakan data yang diperoleh:

1. Data peta topografi Kabupaten Kediri, digunakan untuk menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) dan mencari data curah hujan menggunakan metode *Thiessen Polygon* (mengitung hujan rata-rata hujan) untuk memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan yang digunakan sebagai perhitungan hujan rata-rata.
2. Data peta geometri Sungai Konto, Kediri. Digunakan untuk mengetahui potongan memanjang (*long section*) dan potongan melintang sungai (*cross section*) sungai.
3. Data tanah di lokasi Sabo Dam Sungai Konto digunakan untuk mengetahui lapisan tanah pada kedalaman tertentu beserta parameter yang didapat dari hasil penyelidikan tanah.
4. Data hidrologi berupa data curah hujan dan stasiun yang ada di Kabupaten Kediri. Data curah hujan digunakan untuk mencari debit banjir rencana.
5. Data angkutan sedimen, digunakan untuk mengetahui karakteristik sedimen yang harus dikendalikan.

3.4. Konsep Pengerjaan

Penentuan dalam pengerjaan dan penyusunan tugas akhir agar dapat dikerjakan secara sistematis meliputi analisis data dan perhitungan dengan uraian sebagai berikut:

1. Penentuan lokasi kedudukan sabo dam
2. Analisis hidrologi

Analisis hidrologi bertujuan untuk menghitung debit banjir rencana dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- Analisis curah hujan
 - Perhitungan curah hujan rencana
 - Uji kecocokan distribusi hujan
 - Perhitungan intensitas hujan
 - Perhitungan debit banjir
3. Analisis pengaruh sedimen
- Analisis pengaruh sedimen meliputi perhitungan koefisien sedimen untuk mendapatkan debit banjir dengan sedimen.
4. Perencanaan desain sabo dam meliputi:
- a. Perencanaan *Main Dam*:
 - Tinggi efektif
 - Lebar pelimpah
 - Tinggi jagaan
 - Tinggi pelimpah
 - Tebal mercu pelimpah
 - Kecepatan air di atas pelimpah
 - Kedalaman pondasi
 - Tebal mercu pelimpah
 - Kemiringan badan
 - Sayap pelindung
 - b. Apron (lantai olakan):
 - Panjang
 - Tebal
 - Panjang loncatan air
 - Tinggi terjunan air
 - Panjang terjunan air
 - c. Sub Dam:
 - Tinggi
 - Lebar dan tebal pelimpah
 - Kemiringan badan
 - Tinggi air di hilir
 - Konstruksi sayap lindung
 - Kedalaman pondasi

- d. Konstruksi tembok tepi
 - e. Lubang alir
5. Kontrol kestabilan main dam dan sub dam
 - Kontrol kestabilan terhadap guling
 - Kontrol kestabilan terhadap geser
 - Kontrol kestabilan terhadap daya dukung tanah
 - Konrol kestabilan tidak runtuh

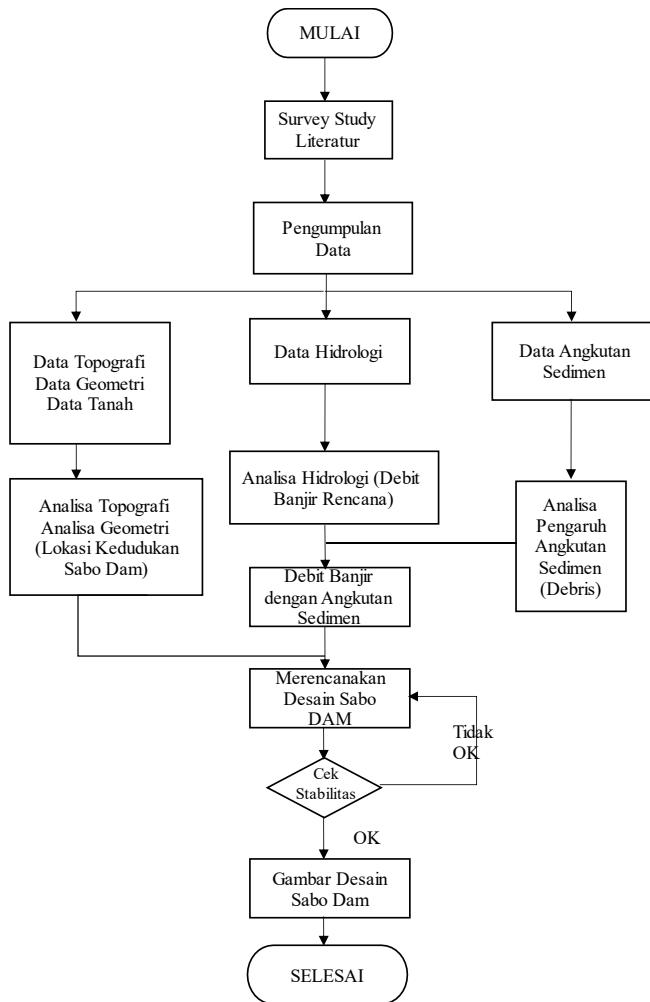
3.5. Kesimpulan

Laporan output tugas akhir desain Sabo Dam Sungai Konto meliputi:

1. Mendapatkan lokasi kedudukan sabo dam
2. Mendapatkan besaran debit banjir rencana Sungai Konto
3. Mendapatkan besaran debit banjir rencana beserta angkutan sedimen Sungai Konto.
4. Mendapatkan dimensi Sabo Dam Sungai Konto, meliputi:
 - Main dam
 - Sub dam
 - Apron
 - Dinding tepi
 - Lubang Alir

3.6. Diagram Alir

Diagram alir disusun untuk menentukan urutan pemecahan masalah. Diagram alir penggerjaan Tugas Akhir ini ditampilkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan Sabo Dam

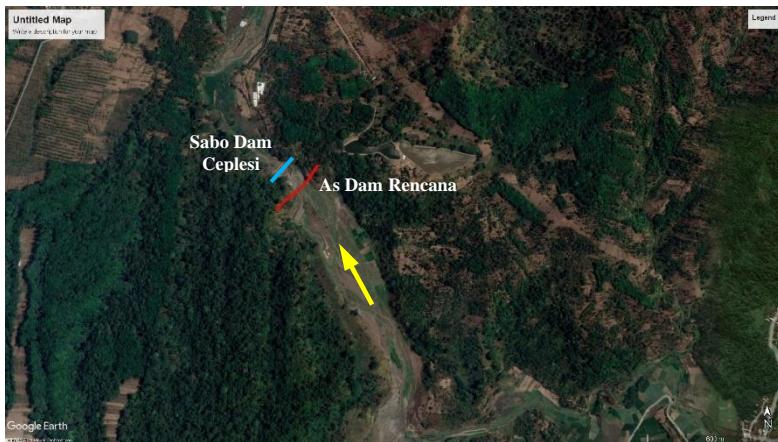
“Halaman ini sengaja di kosongkan”

BAB IV

ANALISIS HIDROLOGI

4.1. Pemilihan Lokasi Sabo Dam

Perencanaan sabo dam dibangun di Kecamatan Kepung, Kabupaten Kediri, tepatnya berada pada Area Hutan Desa Besowo. Pada Gambar 4.1 yang merupakan lokasi perencanaan sabo dam dilihat melalui aplikasi *Google Earth*. Diketahui pada media *Google Earth* diperoleh data kemiringan lokasi perencanaan sebesar $1,12^\circ$, dengan beda tinggi $\Delta H = 15,6$ m dan panjang sungai yang ditinjau $L = 800$ m. Lokasi perencanaan as sabo dam dipilih berdasarkan letak dari sabo dam *eksisting* yaitu Sabo Dam Ceplesi (sudah berdiri) dengan asumsi bahwa Sabo Dam Ceplesi sudah terisi penuh dengan sedimen sehingga tidak berfungsi secara optimal maka dilakukan *redesign* dengan membangun Sabo Dam Rencana yang terletak sejauh 100 m dihulu Sabo Dam Ceplesi.

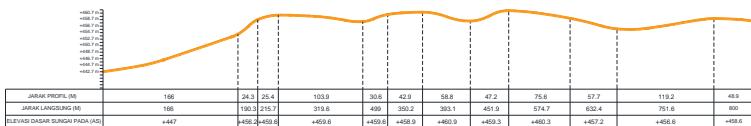


Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Sabo Dam
(Sumber: Google Earth, 2021)

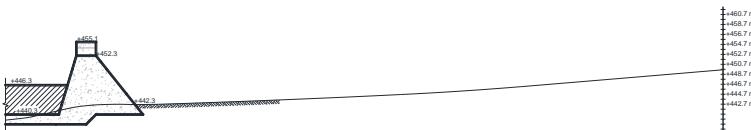
Berikut merupakan gambar potongan melintang sungai as sabo dam yang ditinjau pada Gambar 4.2 dan gambar potongan memanjang yang ditinjau pada Gambar 4.3.



Gambar 4.2 Potongan Melintang Sungai
(Sumber: Autocad dan Globall Mapper)



Gambar 4.3 Potongan Memanjang Sungai
(Sumber: Autocad dan Globall Mapper)



Gambar 4.4 Lokasi Sabo Dam
(Sumber: Autocad)

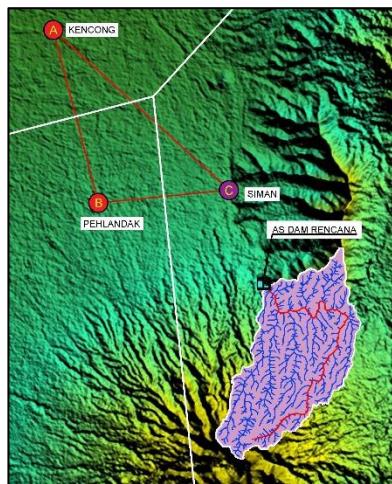
4.2. Perhitungan Hujan Rata-Rata

Perhitungan curah hujan rata-rata berfungsi untuk mencari nilai curah hujan maksimum pada daerah aliran sungai (DAS) yang ditinjau. Data hujan didapatkan dari stasiun-stasiun hujan disekitar lokasi perencanaan pembangunan atau instansi yang mengelola data hujan, dalam penggerjaan tugas akhir ini data hujan didapatkan melalui badan Unit Pelaksana Teknis Sumber Daya Air kabupaten Kediri, Jawa Timur. Dalam keperluan analisis hidrologi diperlukan data curah hujan jam-jaman minimal dua tahun atau data hujan harian minimal 10 tahun terakhir, dalam penggerjaan tugas akhir ini data hujan yang diperoleh merupakan data hujan harian 10 tahun terakhir dimulai dari tahun 2011 sampai 2020. Data hujan yang digunakan dalam analisis hidrologi merupakan data hujan dari stasiun hujan yang berada di dekat lokasi pembangunan bangunan air yang ditinjau dalam hal ini bangunan sabo dam.

Langkah awal dalam melakukan analisis hidrologi adalah menentukan stasiun curah hujan yang akan digunakan. Setelah itu melakukan *plotting* stasiun curah hujan ke dalam peta daerah aliran sungai (DAS) as dam sabo untuk mengetahui stasiun apa saja yang berpengaruh. Selanjutnya dilakukan analisis hidrologi berdasarkan data curah hujan yang digunakan.

Dalam pengerjaan tugas akhir ini digunakan analisis dengan metode *thiessen polygon* untuk mendapatkan rerata curah hujan maksimum. Metode untuk menghitung luas daerah pengaruh dilakukan dengan menghubungkan antara stasiun-stasiun hujan melalui garis yang membentuk poligon segitiga, selanjutnya tiap garis yang saling menghubungkan antar stasiun hujan ditarik garis sumbu (posisi titik berat garis) secara tegak lurus sehingga saling berpotongan antar garis sumbu pada tiap stasiun, lalu membagi luas daerah pengaruh masing-masing stasiun hujan pada area DAS maka diperoleh faktor pembebanan.

Dari analisis penggambaran dan perhitungan luasan Thiessen Polygon disajikan pada Gambar 4.5, maka luasan daerah yang berpengaruh hanya pada stasiun hujan Siman.



Gambar 4.5 Luasan Poligon Thiessen
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

Dari hasil penggambaran luasan dengan metode *Thiessen Polygon* diperoleh luas daerah pengaruh hanya pada stasiun hujan Siman sehingga pada faktor pembebanan luas total diperoleh persentase 100% dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut:

Tabel 4.1 Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan

Stasiun Hujan	Luas Pengaruh (km ²)	Persentase
Siman	32.5	100%

(Sumber: Perhitungan)

Sehingga diperoleh curah hujan maksimum pertahun stasiun hujan Siman pada Tabel 4.2 berikut:

Tabel 4.2 Curah Hujan Maksimum

No	Tahun	Rerata Maksimum (mm)
1	2011	23
2	2012	80
3	2013	87
4	2014	63
5	2015	105
6	2016	71
7	2017	59
8	2018	112
9	2019	42
10	2020	39

(Sumber: Perhitungan)

4.3. Analisis Distribusi Frekuensi

Analisis distribusi frekuensi data hidrologi bertujuan untuk mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dalam analisis frekuensi, perlu dicari nilai standar deviasi, koefisien kemencengan (cs), koefisien kurtosis (ck), dan koefisien variasi (cv). Hasil perhitungan statistik dari data hujan maksimum dapat dilihat pada Tabel 4.3 berikut:

Tabel 4.3 Perhitungan Parameter Statistik

Perhitungan Distribusi Frekuensi						
No	Tahun	X_i (mm)	$(X_i - X_{rt})$	$(X_i - X_{rt})^2$	$(X_i - X_{rt})^3$	$(X_i - X_{rt})^4$
1	2018	112	43.87	1924.61	84433.5	3704131.2
2	2015	105	36.87	1359.43	50122.6	1848040.0
3	2013	87	18.87	356.09	6719.6	126801.5
4	2012	80	11.87	140.91	1672.6	19854.6
5	2016	71	2.87	8.24	23.6	67.9
6	2014	63	-5.13	26.31	-135.0	692.4
7	2017	59	-9.13	83.35	-760.9	6947.2
8	2019	42	-26.14	683.06	-17852.2	466576.8
9	2020	39	-28.83	831.04	-23956.9	690621.2
10	2011	23	-45.13	2036.68	-91914.6	4148068.8
	Jumlah	681.3	613.17	7449.72	8352.4	11011801.5

(Sumber: Perhitungan)

Berikut merupakan perhitungan parameter-parameter statistik dengan menggunakan rumus (2-3) sampai (2-7) pada Tabel 4.3.

- Nilai rata-rata (*mean*)

$$x_{rt} = \frac{\sum x_i}{n} = \frac{681,3}{10} = 68,13 \text{ mm}$$

- Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - x_{rt})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{7449,7}{10-1}} = 28,77$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{s}{x} = \frac{28,77}{68,13} = 0,42$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{\sum (x - \bar{x})^3 \cdot n}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} = \frac{10.8352,4}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot 28,77^3} = 0,05$$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{\sum (x - \bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot S^4} = \frac{11011801,5 \cdot 10^2}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot (10-3) \cdot 28,77^4} = 3,1$$

Setelah dilakukan perhitungan parameter statistik, dilakukan pengerojan perhitungan parameter logaritma. Dalam perhitungan parameter logaritma perlu dicari nilai antara lain nilai rata-rata logaritmik, standar deviasi logaritmik, koefisien variasi logaritmik,

koefisien kemencengan logaritmik. Hasil perhitungan statistik dari data hujan maksimum dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma

Perhitungan Parameter Statistik Logaritma							
No	Tahun	X_i (mm)	$\log X_i$	$\log(X_i - \bar{X}_{rt})$	$\log(X_i - \bar{X}_{rt})^2$	$\log(X_i - \bar{X}_{rt})^3$	$\log(X_i - \bar{X}_{rt})^4$
1	2018	112	2.05	0.258	0.0665	0.0171	0.0044197
2	2015	105	2.02	0.230	0.0528	0.0121	0.0027892
3	2013	87	1.94	0.148	0.0219	0.0033	0.0004816
4	2012	80	1.90	0.112	0.0125	0.0014	0.0001557
5	2016	71	1.85	0.060	0.0036	0.0002	0.0000129
6	2014	63	1.80	0.008	0.0001	0.0000	0.0000000
7	2017	59	1.77	-0.021	0.0004	0.0000	0.0000002
8	2019	42	1.62	-0.168	0.0283	-0.0048	0.0008002
9	2020	39	1.59	-0.197	0.0388	-0.0076	0.0015051
10	2011	23	1.36	-0.430	0.1846	-0.0793	0.0340774
	Jumlah	681.3	17.91	0.000	0.4095	-0.0576	0.0442420

(Sumber: Perhitungan)

Berikut merupakan perhitungan parameter-parameter statistik logaritmik pada Tabel 4.4 sebagai berikut:

- Nilai rata-rata (*mean*)

$$\log x_{rt} = \frac{\sum \log x_i}{n} = \frac{17,91}{10} = 1,79 \text{ mm}$$

- Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log x_i - \log x_{rt})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,4095}{10-1}} = 0,21$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{s}{\log x_{rt}} = \frac{0,21}{1,79} = 0,12$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{\sum (\log x_i - \log x_{rt})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} = \frac{-0,0576 \cdot 10}{(10-1)(10-2) \cdot 0,21^3} = -0,82$$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{\sum (\log x_i - \log x_{rt})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} = \frac{0,0442420 \cdot 10^2}{(10-1)(10-2)(10-3) \cdot 0,21^4} = 3,19$$

Setelah diketahui hasil perhitungan parameter statistik dan parameter logaritma diperoleh nilai koefisien variasi (cv), koefisien kemencengan (cs), dan koefisien ketajaman (ck) sehingga dapat ditentukan metode distribusi mana yang dapat

dipakai. Perbandingan nilai perhitungan dengan syarat nilai distribusi dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perbandingan Hasil Perhitungan dengan Syarat Parameter Distribusi

No	Jenis Distribusi	Perhitungan			Syarat			Ket
		Cv	Cs	Ck	Cv	Cs	Ck	
1	Gumbel	0.42	0.05	3.2	-	≈ 1.1396	≈ 5.4002	ok!
2	Pearson Tipe III				fleksibel	fleksibel	fleksibel	ok!
3	Normal				-	≈ 0	≈ 3	not ok!
4	Log Normal	0.12	-0.82	4.24	≈ 0.06	$\approx 3Cv + Cv^2$	-	not ok!
5	Log Pearson Tipe II				≈ 0.05	≈ 0	-	not ok!

(Sumber: Perhitungan)

Dari perhitungan yang telah dilakukan dengan syarat-syarat tersebut di atas, maka dipilih distribusi Gumbel dan Pearson Tipe III. Untuk memastikan pemilihan distribusi tersebut perlu dilakukan uji kecocokan distribusi. Uji kecocokan berfungsi dalam mengecek jenis distribusi yang dipakai dapat diterima untuk perhitungan berikutnya.

4.3.1. Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel

Parameter statistik yang dibutuhkan untuk perhitungan distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel memiliki nilai yang sama yaitu nilai rata-rata, standar deviasi (s), koefisien variasi (cv), koefisien kemencengangan (cs), koefisien kurtosis (ck). Berikut parameter statistik Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Parameter Statistik Pearson Tipe III dan Gumbel

Parameter Statistik	
X _{rt}	68.13 mm
S	28.77
C _v	0.42
C _s	0.05
C _k	3.19

(Sumber: Perhitungan)

4.4. Uji Kecocokan Distribusi

Analisis uji kecocokan distribusi dilakukan untuk menguji kecocokan distribusi sampel data terhadap fungsi peluang yang diperkirakan mewakili distribusi tersebut. Metode yang digunakan dalam uji kecocokan distribusi adalah uji *Chi-Square* dan Smirnov-Kolmogorov.

4.4.1. Uji *Chi-Square*

Uji *Chi-Square* berfungsi untuk menentukan persamaan distribusi yang akan dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Syarat analisis dapat diterima yaitu jika nilai parameter Chi-Square hitung kurang dari *Chi-Square* kritis ($X_h^2 < X^2_{cr}$).

Diketahui:

- Jumlah data

$$n = 10$$

- Jumlah kelas

$$\begin{aligned} k &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log 10 \\ &= 4,32 \approx 5 \text{ kelas} \end{aligned}$$

Dibagi menjadi 5 kelas dengan masing-masing interval peluang yaitu:

$$P = \frac{1}{k} = \frac{1}{5} = 0,2$$

- Kelas 1 ($0 \leq P_1 \leq 0,2$)
- Kelas 2 ($0 \leq P_2 \leq 0,4$)
- Kelas 3 ($0,4 \leq P_3 \leq 0,6$)
- Kelas 4 ($0,6 \leq P_4 \leq 0,8$)
- Kelas 5 ($0,8 \leq P_5 \leq 1$)

4.4.1.1. Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan yang digunakan untuk mencari nilai Distribusi Pearson Tipe III yaitu pada persamaan (2-8) berikut:

$$X_t = X_{rt} + k \cdot S$$

$$X_t = 68,13 + k \cdot 28,77$$

Nilai k dicari menggunakan cara interpolasi linear pada tabel distribusi Pearson Tipe III pada Tabel 1 lampiran 1.

Diketahui:

$$cs = 0,05$$

$$P = 0,2$$

$$\text{Periode ulang } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ tahun}$$

Interpolasi nilai antara ($cs=0,05$) dengan nilai periode ulang ($T=5$) didapatkan nilai ($k=0,839$) seperti pada Tabel 4.7 berikut:

Tabel 4.7 Interpolasi Nilai K Pearson Tipe III

Cs	T				
	1.25	1.67	2	5	2.5
0	-0.211	-0.094	0.000	0.842	0.140
0.1	-0.230	-0.112	-0.017	0.836	0.125
0.05	-0.220	-0.102	-0.008	0.839	0.133

(Sumber: Perhitungan)

Sehingga nilai curah hujan dengan periode ulang (T) tahun dapat dicari sebagai berikut:

$$X_t = 68,13 + 0,839 \cdot 28,77 = 92,3 \text{ mm}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan Distribusi Pearson Tipe III pada Tabel 4.8 berikut:

Tabel 4.8 Distribusi Pearson Tipe III

P	T	k	X _t
0.2	5	0.839	92.3
0.4	2.5	0.133	72.0
0.6	1.67	-0.102	65.2
0.8	1.25	-0.220	61.8

(Sumber: Perhitungan)

Langkah berikutnya yaitu nilai data curah hujan dengan periode ulang (X_t) dibagi menjadi 5 kelas dan data curah hujan diurutkan dari nilai yang terkecil sampai terbesar dengan tujuan untuk mencari nilai parameter *chi-Square*

(X_h^2) . Mencari nilai *chi-Square* kritis (X^2_{cr}) pada Tabel 2.2 dengan melihat nilai antara derajat kebebasan (Dk) dan derajat kepercayaan (α).

Berikut contoh perhitungan untuk mencari nilai (X_h^2) pada interval ($X_t \leq 61,8$):

Diketahui:

- Jumlah nilai curah hujan maksimum
 $O_i = 4$
- Jumlah data curah hujan
 $n = 10$
- jumlah kelas
 $K = 5$
- Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok
 $E = \frac{n}{K} = \frac{10}{5} = 2$

Sehingga nilai parameter uji *chi-square* dapat dihitung dengan menggunakan rumus (2-11) sebagai berikut:

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

$$X_{h1}^2 = \frac{(4-2)^2}{2} = 2$$

Berikut contoh perhitungan untuk mencari nilai *chi-square* kritis (X^2_{cr}):

Diketahui:

- Derajat kebebasan
 $Dk = K - (P + 1) = 5 - (2 + 1) = 2$
- Derajat kepercayaan
 $\alpha = 5\%$
- Nilai *chi-square* kritis (pada Tabel 2.2)
 $X^2_{cr} = 5,991$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan uji *chi-square* untuk distribusi pearson tipe III pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Uji *Chi-Square* Distribusi Pearson Tipe III

No	Interval			Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
				O_i	E_i		
1	X_t	\leq	61.8	4	2	4	2
2	61.8	-	65.2	1	2	1	0.5
3	65.2	-	72.0	1	2	1	0.5
4	72.0	-	92.3	2	2	0	0
5	X_t	\geq	92.3	2	2	0	0
Jumlah				10	10	-	3
						X_h^2	3
						X^2_{cr}	5.991

(Sumber: Perhitungan)

Dari Tabel 4.7 diketahui nilai parameter *Chi-Square* ($X_h^2 = 3$) dan nilai *Chi-Square* kritis ($X^2_{cr} = 5,991$), karena nilai ($X_h^2 < X^2_{cr}$), sehingga Distribusi Pearson Tipe III berdasarkan Uji *Chi-Square* memenuhi yang telah disyaratkan.

4.4.1.2. Distribusi Gumbel

Perhitungan yang digunakan untuk mencari nilai Distribusi Gumbel yaitu pada persamaan (2-10) berikut:

$$X_t = X_{rt} + \frac{s}{s_n} (y_t - y_n)$$

$$X_t = 68,13 + \frac{28,77}{s_n} (y_t - y_n)$$

Jumlah data

$n = 10$

berdasarkan tabel nilai *reduce mean* (y_n) dan *reduce standar deviation* (s_n) pada Tabel 2 dan Tabel 3 lampiran1 didapatkan nilai sebagai berikut:

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

Nilai *reduce variate* (Y_t) dicari menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Y_t = -\ln \left(-\ln \frac{T-1}{T} \right)$$

Diketahui:

$$cs = 0,05$$

$$P = 0,2$$

$$\text{Periode ulang } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ tahun}$$

Nilai *reduce variate* (Y_t) dapat dicari dengan rumus sebagai berikut:

$$Y_t = -\ln \left(-\ln \frac{5-1}{5} \right) = 1,5$$

Sehingga nilai curah hujan dengan periode ulang (T) tahun dapat dicari sebagai berikut:

$$X_t = 68,13 + \frac{28,77}{0,9496} (1,5 - 0,4952) = 98,57 \text{ mm}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan Distribusi Gumbel pada Tabel 4.10 berikut:

Tabel 4.10 Perhitungan Distribusi Gumbel

P	T	Sn	Yn	Yt	Xt
0.2	5	0.9496	0.4952	1.50	98.57
0.4	2.5			0.67	73.48
0.6	1.67			0.09	55.77
0.8	1.25			-0.48	38.71

(Sumber: Perhitungan)

Langkah berikutnya yaitu nilai data curah hujan dengan periode ulang (X_t) dibagi menjadi 5 kelas dan data curah hujan diurutkan dari nilai yang terkecil sampai terbesar dengan tujuan untuk mencari nilai parameter *chi-Square* (X_h^2). Mencari nilai *chi-square* kritis (X^2_{cr}) pada Tabel 2.2 dengan melihat nilai antara derajat kebebasan (D_k) dan derajat kepercayaan (α).

Berikut contoh perhitungan untuk mencari nilai (X_h^2) pada interval ($X_t \leq 38,7$):

Diketahui:

- Jumlah nilai curah hujan maksimum

$$O_i = 1$$

- Jumlah data curah hujan
 $n = 10$
- jumlah kelas
 $K = 5$
- Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok
 $E = \frac{n}{K} = \frac{10}{5} = 2$

Sehingga nilai parameter uji *chi-square* dapat dihitung dengan menggunakan rumus (2-11) sebagai berikut:

$$x_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

$$x_{h1}^2 = \frac{(1-2)^2}{2} = 0,5$$

Berikut contoh perhitungan untuk mencari *nilai chi-square kritis* (X^2_{cr}):

Diketahui:

- Derajat kebebasan
 $Df = K - (P + 1) = 5 - (2 + 1) = 2$
- Derajat kepercayaan
 $\alpha = 5\%$
- Nilai *Chi-Square kritis* (pada tabel 2.2)
 $X^2_{cr} = 5,991$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan uji *chi-square* untuk distribusi gumbel pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Uji *Chi-Square* Distribusi Gumbel

No	Interval		Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$	
			O_i	E_i			
1	X	\leq	38.7	1	2	1	0.5
2	38.7	-	55.8	2	2	0	0
3	55.8	-	73.5	3	2	1	0.5
4	73.5	-	98.57	2	2	0	0
5	X	\geq	98.57	2	2	0	0
Jumlah			10	10	-	1	

Lanjutan Tabel 4.11.

X_h^2	1
X^2_{cr}	5,991

(Sumber: Perhitungan)

Dari Tabel 4.11 diketahui nilai parameter Chi-Square ($X_h^2 = 1$) dan nilai Chi-Square kritis ($X^2_{cr} = 5,991$), karena nilai ($X_h^2 < X^2_{cr}$), sehingga Distribusi Gumbel berdasarkan Uji Chi-Square memenuhi yang telah disyaratkan.

4.4.2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorov disebut sebagai uji kecocokan non parametrik, karena pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

4.4.2.1. Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk data hujan pada tahun 2018:

1. Mengurutkan data dan menentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Diketahui data hujan pada tahun 2018 berdasarkan Tabel 4.12 diperoleh:
 - Jumlah data (n) = 10
 - Peringkat (m) = 1
 - Tinggi curah hujan (X_i) = 112 mm
2. Menentukan nilai peluang data pengamatan:

$$P(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{10+1} = 0,0909$$
3. Nilai $P(X <)$ dicari menggunakan rumus:

$$P(X <) = 1 - P(x) = 1 - 0,0909 = 0,9091$$
4. Mencari nilai $f(t)$ menggunakan rumus:

$$f(t) = \frac{X_i - X_{rt}}{S} = \frac{112 - 68,13}{28,77} = 1,52$$
5. Mencari besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dengan tabel luas wilayah di bawah kurva normal (Tabel 4 lampiran 1) dari nilai $f(t)$. Diketahui nilai $f(t) = 1,52$ sehingga

nilai $P'(X <) = 0,9357$ maka besarnya $P'(X)$ adalah sebagai berikut:

$$P'(X) = 1 - P'(X <) = 1 - 0,9357 = 0,0643$$

6. Menentukan selisih besarnya peluang teoritis dengan peluang pengamatan:

$$D = P'(X <) - P(X <) = 0,9357 - 0,9091 = 0,026$$

Rekapitulasi perhitungan *smirnov-kolmogorov* dapat dilihat pada Tabel 4.12 berikut:

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel

m	X_i	$P(x)=m/(N+1)$	$P(x <)$	$f(t)=X_i-X_r/S$	$P'(x <)$	$P'(x)$	D
1	112.00	0.0909	0.9091	1.52	0.9357	0.0643	0.0266
2	105.00	0.1818	0.8182	1.28	0.8997	0.1003	0.0815
3	87.00	0.2727	0.7273	0.66	0.7454	0.2546	0.0181
4	80.00	0.3636	0.6364	0.41	0.6591	0.3409	0.0227
5	71.00	0.4545	0.5455	0.10	0.5398	0.4602	-0.0057
6	63.00	0.5455	0.4545	-0.18	0.4286	0.5714	-0.0259
7	59.00	0.6364	0.3636	-0.32	0.3745	0.6255	0.0109
8	41.99	0.7273	0.2727	-0.91	0.1814	0.8186	-0.0913
9	39.30	0.8182	0.1818	-1.00	0.1587	0.8413	-0.0231
10	23.00	0.9091	0.0909	-1.57	0.0582	0.9418	-0.0327
X_{rt}		68.13	D_{max}				0.0815
S		28.77	D_0				0.41
n		10	Keputusan				OK
a		5%					

(Sumber: Perhitungan)

Dari Tabel 4.12 didapatkan nilai $D_{maks} = 0,0815$, dan dari tabel kritis *Smirnov-Kolmogorov* didapatkan nilai $D_0 = 0,41$ dengan derajat kepercayaan $a = 5\%$ dan jumlah data $n = 10$, dapat diambil keputusan bahwa distribusi frekuensi data hujan dapat diterima karena nilai $D_{maks} < D_0$.

4.4.3. Kesimpulan Uji Keselarasan Distribusi

Kesimpulan dari hasil uji keselarasan dapat dilihat pada Tabel 4.13 berikut:

Tabel 4.13 Kesimpulan Uji Keselarasan

Distribusi	Uji Keselarasan					
	Chi-Square		Ket	Smirnov Kolmogorov		Ket
	X _h ²	X ²		D _{max}	Do	
Pearson Tipe III	3	5.991	OK	0.0815	0.41	OK
Gumbel	1	5.991	OK	0.0815	0.41	OK

(Sumber: Perhitungan)

Dari Tabel 4.13 diketahui bahwa perhitungan distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Gumbel memenuhi uji keselarasan *Chi-Square* dan uji *Smirnov-Kolmogorov*, sehingga kedua distribusi tersebut dapat digunakan untuk mencari nilai curah hujan rencana periode ulang tertentu dan mencari nilai curah hujan maksimum diantara kedua distribusi tersebut.

4.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana yaitu membandingkan nilai curah hujan yang terbesar antara kedua metode distribusi yang digunakan dalam satu waktu periode tertentu, dalam hal ini Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Gumbel yang dimana nilai curah hujan terbesar tersebut akan digunakan untuk mencari nilai curah hujan efektif. Berikut merupakan contoh perhitungan curah hujan rencana pada metode Distribusi Pearson Tipe III dan Gumbel:

4.5.1. Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 50 tahun dengan menggunakan metode Distribusi Pearson Tipe III sebagai berikut:

Diketahui:

- Perhitungan analisis frekuensi dengan metode Distribusi Pearson Tipe III dibutuhkan data sebagai berikut:

$$X_{rt} = 68,13 \text{ mm}$$

$$S = 28,77$$

$$Cs = 0,05$$

- Mencari nilai faktor distribusi (k) dengan cara interpolasi nilai koefisien kemencenagan (cs) dan nilai periode ulang (T) dimana nilai periode ulang 50 tahun:

$$\frac{0,05-0}{0,1-0} = \frac{k-2,054}{2,107-2,054}$$

$$k = 2,080$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan interpolasi nilai K pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Interpolasi Nilai K Pearson Tipe III

Cs	T								
	1.25	1.67	2	5	2.5	10	25	50	100
0	-0.211	-0.094	0	0.842	0.1403	1.282	1.751	2.054	2.326
0.1	-0.23	-0.112	-0.017	0.836	0.1252	1.292	1.785	2.107	2.4
0.05	-0.220	-0.102	-0.008	0.839	0.133	1.287	1.768	2.080	2.362

(Sumber: Perhitungan)

- Nilai curah hujan pada periode ulang 50 tahun diperoleh dengan persamaan (2-8) sebagai berikut:

$$X_t = X_{rt} + k \cdot S$$

$$X_t = 68,13 + 2,08 \cdot 28,77 = 127,97 \text{ mm}$$

Rekapitulasi perhitungan curah hujan rencana dengan metode Distribusi Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 4.15 berikut:

Tabel 4.15 Curah Hujan Rencana Distribusi Pearson Tipe III

No	Periode Ulang Tahun (T)	Curah Hujan Rata-Rata (X_{rt})	Faktor Distribusi (K)	S	$X_t(\text{mm})$
1	2	68.13	-0.008	28.77	67.89
2	5		0.839		92.27
3	10		1.287		105.15
4	25		1.768		118.98
5	50		2.080		127.97
6	100		2.362		136.09

(Sumber: Perhitungan)

4.5.2. Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 50 tahun dengan menggunakan metode Distribusi Gumbel sebagai berikut:

Diketahui:

- Perhitungan analisis frekuensi dengan metode Distribusi Gumbel dibutuhkan data sebagai berikut:

$$X_{rt} = 68,13 \text{ mm}$$

$$S = 28,77$$

$$s_n = 0,9496$$

$$y_n = 0,4952$$

- Mencari nilai curah hujan pada periode ulang 50 tahun diperoleh dengan persamaan Gumbel (2-10) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Y_t &= -\ln \left(-\ln \frac{T-1}{T} \right) \\ &= -\ln \left(-\ln \frac{50-1}{50} \right) \\ &= 3,902 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_t &= X_{rt} + \frac{s}{s_n} (y_t - y_n) \\ &= 68,13 + \frac{28,77}{0,9496} (3,902 - 0,4952) \\ &= 171,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan curah hujan rencana dengan metode Distribusi Gumbel dapat dilihat pada

Tabel 4.16 berikut:

Tabel 4.16 Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel

No	Periode Ulang Tahun (T)	s_n	y_n	Y_t	X_{rt}	S	$x_t(\text{mm})$
1	2	0.9496	0.4952	0.367	68.13	28.77	64.23
2	5			1.500			98.57
3	10			2.250			121.31
4	25			3.199			150.03
5	50			3.902			171.35
6	100			4.600			192.50

(Sumber: Perhitungan)

Dari perhitungan curah hujan rencana antara metode Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Gumbel diambil nilai curah hujan rencana yang paling besar dengan desain periode ulang 50 tahun, maka nilai curah hujan rencana yang dipilih merupakan curah hujan dengan metode Distribusi Gumbel sebesar 171,35 mm.

4.6. Perhitungan Hujan Periode Ulang Efektif

Dalam menghitung nilai hujan periode ulang efektif perlu diketahui besar nilai koefisien limpasan (C) untuk daerah lokasi pembangunan yang dikerjakan. Koefisien limpasan dalam perencanaan sabo dam pada DAS Sungai Konto merupakan kondisi daerah perbukitan dengan nilai koefisien limpasan ($C=0,7$) berdasarkan Tabel 2.4.

Setelah koefisien limpasan diketahui, maka nilai hujan periode ulang efektif dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan (2-14) sebagai berikut:

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

Perhitungan nilai curah hujan periode ulang efektif 50 tahun sebagai berikut:

Diketahui:

- Curah hujan rencana
 $R_t = 171,35 \text{ mm}$
- Koefisien limpasan
 $C = 0,7$
- Nilai curah hujan efektif periode ulang 50 tahun
 $R_{\text{eff}} = 0,7 \times 171,35$
 $R_{\text{eff}} = 119,4 \text{ mm}$

Rekapitulasi perhitungan curah hujan periode ulang efektif dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang Efektif

No	Periode Ulang Tahun (T)	R _t (mm)	C	R _{eff} (mm)
1	2	64.23	0.7	44.96
2	5	98.57		69.00
3	10	121.31		84.91
4	25	150.03		105.02
5	50	171.35		119.94
6	100	192.50		134.75

(Sumber: Perhitungan)

4.7. Distribusi Curah Hujan Setiap Jam

Setelah dilakukan perhitungan terhadap curah hujan periode ulang efektif, langkah selanjutnya mencari besaran distribusi hujan jam-jaman pada periode ulang tertentu. Digunakan perhitungan intensitas curah hujan dengan metode mononobe (2-15) sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{t_c} \cdot \left[\frac{t_c}{t} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Dimana:

I = intensitas hujan (mm/jam)

R₂₄ = curah hujan maksimum (mm)

t_c = waktu konsentrasi (jam)

t = lama hujan (jam)

Direncanakan waktu konsentrasi curah hujan sebesar 5 jam, berikut perhitungan intensitas hujan sampai jam ke-t:

$$I_1 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{1} \right]^{\frac{2}{3}} = 0,585 \cdot R_{24}$$

$$I_2 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{2} \right]^{\frac{2}{3}} = 0,368 \cdot R_{24}$$

$$I_3 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{3} \right]^{\frac{2}{3}} = 0,281 \cdot R_{24}$$

$$I_4 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{4} \right]^{\frac{2}{3}} = 0,232 \cdot R_{24}$$

$$I_5 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{5} \right]^2 = 0,2 \cdot R_{24}$$

Perhitungan intensitas hujan pada jam ke-t:

$$I'_1 = 1 \cdot R_{24} = 0,585 \cdot R_{24}$$

$$I'_2 = 2 \cdot R_{24} - 1 \cdot R_{24} = 0,152 \cdot R_{24}$$

$$I'_3 = 3 \cdot R_{24} - 2 \cdot R_{24} = 0,107 \cdot R_{24}$$

$$I'_4 = 4 \cdot R_{24} - 3 \cdot R_{24} = 0,085 \cdot R_{24}$$

$$I'_5 = 5 \cdot R_{24} - 4 \cdot R_{24} = 0,072 \cdot R_{24}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan intensitas hujan jam-jaman pada tabel Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Intensitas Hujan Efektif Jam-Jam an

Periode Ulang Tahun (T)	R_{eff}	Jam Ke-				
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.585 R_{24}	0.152 R_{24}	0.107 R_{24}	0.085 R_{24}	0.072 R_{24}
2	44.96	26.294	6.834	4.794	3.817	3.223
5	69.00	40.351	10.488	7.357	5.857	4.946
10	84.91	49.659	12.907	9.054	7.208	6.087
25	105.02	61.418	15.964	11.198	8.915	7.528
50	119.94	70.142	18.231	12.789	10.181	8.598
100	134.75	78.802	20.482	14.368	11.438	9.659

(Sumber: Perhitungan)

4.8. Analisis Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu dimana metode HSS Nakayasu berfungsi untuk mencari nilai debit maksimum yang nantinya akan digunakan untuk mencari besaran debit puncak aliran debris (akibat pengaruh sedimen).

Berikut merupakan perhitungan (2-16) sampai (2-25) debit banjir rencana metode HSS Nakayasu:

Parameter hidrograf:

- Luas DAS (A) = 32,45 km² (Tabel 4.1)
- Panjang sungai utama (L) = 14,02 km (Tabel 4.1)
- Parameter alpha (α) = 1,5
(pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat)

- Curah hujan satuan (Ro)	= 1 mm
- Waktu konsentrasi ($L < 15 \text{ km}$) (t_g)	= $0,21 \cdot L^{0,7}$ = $0,21 \cdot 14,02^{0,7}$ = 1,33 jam
- Satuan waktu hujan (t_r)	= $1 \cdot t_g$ = 1,33 = 1,33 jam
- Waktu penurunan ($T_{0,3}$)	= $a \cdot t_g$ = 1,5.1,33 = 2,0 jam
- Waktu puncak (T_p)	= $t_g + 0,8 \cdot t_r$ = $1,33 + 0,8 \cdot 1,33$ = 2,30 jam
- Debit puncak banjir (Q_p)	= $\frac{A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})}$ = $\frac{32,45 \cdot 1}{3,6 \cdot (0,3 \cdot 2,30 + 2)}$ = $3,35 \frac{\text{m}^3}{\text{dt}}$

- Unit hidrograf satuan sintetis

Qt saat $0 < t < T_p$	= $0 < t < 2,30$
Qt saat $T_p < t < (T_p + T_{0,3})$	= $2,30 < t < 4,30$
Qt saat $(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$	= $4,30 < t < 7,31$
Qt saat $(T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}) < t < \text{turun}$	= $7,31 < t < \text{turun}$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_p \cdot \frac{t}{T_p}^{2,4} &= 3,35 \cdot \frac{t}{2,30}^{2,4} \\
 Qd1 &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}} &= 3,35 \cdot 0,3^{\frac{t-2,30}{2,0}} \\
 Qd2 &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}}} &= 3,35 \cdot 0,3^{\frac{t-2,30+0,5 \cdot 2,0}{1,5 \cdot 2,0}} \\
 Qd3 &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}}} &= 3,35 \cdot 0,3^{\frac{t-2,30+1,5 \cdot 2,0}{2 \cdot 2,0}}
 \end{aligned}$$

Langkah perhitungan berikutnya yaitu menghitung nilai ordinat unit hidrograf untuk masing-masing waktu selama 24 jam. Berikut perhitungan unit hidrograf pada perencanaan ini dapat dilihat pada Tabel 4.19 sampai Tabel 4.22.

Tabel 4.19 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Naik

Ordinat kurva naik		
0	$< t <$	T_p
0	$< t <$	2.30
t	$(t/T_p)^{2.4}$	Q _a
0	0	0.000
1	0.13	0.452
2	0.71	2.384
2.30	1	3.349

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 4.20 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun

Ordinat kurva turun		
T_p	$< t <$	T_p + T_{0.3}
2.30	$< t <$	4.30
t	$\frac{t-T_p}{T_{0.3}}$	Q _{d1}
2.30	1.00	3.349
3.00	0.66	2.204
4.00	0.36	1.207
4.30	0.30	1.005

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 4.21 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun

Ordinat kurva turun		
Tp+T_{0,3}	< t <	Tp+T_{0,3+} 1.5T_{0,3}
4.30	< t <	7.3
t	$\frac{t-T_p+0.5T_{0,3}}{1.5T_{0,3}}$	Qd2
4.30	0.300	1.005
5	0.227	0.760
6	0.152	0.509
7	0.102	0.341
7.3	0.090	0.301

(Sumber: Perhitungan)

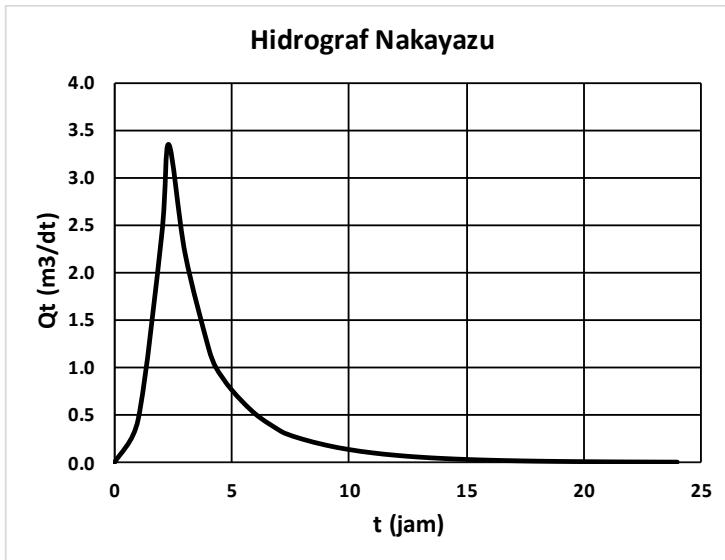
Tabel 4.22 Perhitungan Unit Hidrograf Kurva Turun

Ordinat kurva turun		
Tp+T_{0,3}	<t<	Tp+T_{0,3+} 1.5T_{0,3}
t	$\frac{t-T_p+1.5T_{0,3}}{2T_{0,3}}$	Qd3
8	0.073	0.245
9	0.054	0.181
10	0.040	0.134
11	0.030	0.099
12	0.022	0.073
13	0.016	0.054
14	0.012	0.040
15	0.009	0.030
16	0.007	0.022
17	0.005	0.016
18	0.004	0.012
19	0.003	0.009
20	0.002	0.007

Lanjutan Tabel 4.22.

Ordinat kurva turun		
$T_p + T_{0,3}$	$t < t <$	$T_p + T_{0,3} + 1.5T_{0,3}$
t	$\frac{t - T_p + 1.5T_{0,3}}{2T_{0,3}}$	$Q_d 3$
21	0.001	0.005
22	0.001	0.004
23	0.001	0.003
24	0.001	0.002

(Sumber: Perhitungan)



Gambar 4.6 Grafik Unit Hidrograf Metode Nakayazu
(Sumber: Perhitungan)

Perencanaan sabo dam didesain menggunakan debit rencana dengan periode ulang 50 tahun. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan debit maksimum periode 50 tahun pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Debit Periode Ulang 50 Tahun

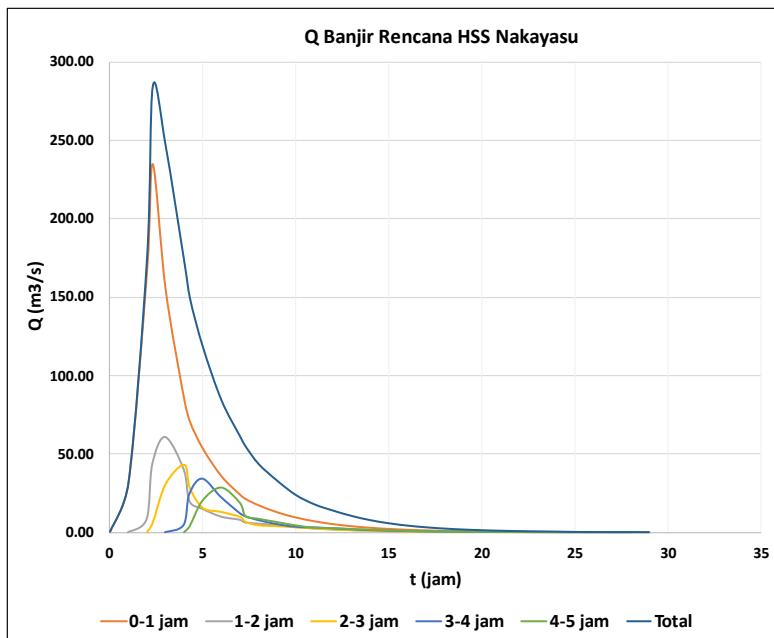
t (jam)	UH	R_{eff}					Q_{50} m^3/dt
		70.14	18.23	12.79	10.18	8.60	
		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	
0	0.00	0.00					0.0
1	0.45	31.68	0.00				31.7
2	2.38	167.20	8.23	0.00			175.4
2.3	3.35	234.91	43.46	5.78			284.1
3	2.20	154.56	61.06	30.49	0.00		246.1
4	1.21	84.67	40.17	42.83	4.60	0.00	172.3
4.3	1.00	70.47	22.01	28.18	24.27	3.88	148.8
5	0.76	53.32	18.32	15.44	34.10	20.49	141.7
6	0.51	35.70	13.86	12.85	22.43	28.79	113.6
7	0.34	23.90	9.28	9.72	12.29	18.95	74.1
7.3	0.30	21.14	6.21	6.51	10.23	10.38	54.5
8	0.24	17.16	5.50	4.36	7.74	8.64	43.4
9	0.18	12.70	4.46	3.85	5.18	6.54	32.7
10	0.13	9.40	3.30	3.13	3.47	4.38	23.7
11	0.10	6.96	2.44	2.32	3.07	2.93	17.7
12	0.07	5.15	1.81	1.71	2.49	2.59	13.8
13	0.05	3.81	1.34	1.27	1.84	2.10	10.4
14	0.04	2.82	0.99	0.94	1.36	1.56	7.7
15	0.03	2.09	0.73	0.69	1.01	1.15	5.7
16	0.02	1.54	0.54	0.51	0.75	0.85	4.2
17	0.02	1.14	0.40	0.38	0.55	0.63	3.1
18	0.01	0.85	0.30	0.28	0.41	0.47	2.3
19	0.01	0.63	0.22	0.21	0.30	0.35	1.7

Lanjutan Tabel 4.23.

t (jam)	UH	R_{eff}					Q_{50} m^3/dt
		70.14	18.23	12.79	10.18	8.60	
		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	
20	0.01	0.46	0.16	0.15	0.22	0.26	1.3
21	0.00	0.34	0.12	0.11	0.17	0.19	0.9
22	0.00	0.25	0.09	0.08	0.12	0.14	0.7
23	0.00	0.19	0.07	0.06	0.09	0.10	0.5
24	0.00	0.14	0.05	0.05	0.07	0.08	0.4
25			0.04	0.03	0.05	0.06	0.2
26				0.03	0.04	0.04	0.1
27					0.03	0.03	0.1
28					0.02	0.02	0.0
29						0.02	0.0

(Sumber: Perhitungan)

Analisis perhitungan hidrograf debit banjir rencana dengan periode ulang 50 tahun diperoleh nilai debit banjir rencana maksimum sebesar $Q_p = 284,15 m^3/det$.



Gambar 4.7 Hidrograf Debit Banjir 50 Tahun Metode Nakayasu
(Sumber: Perhitungan)

4.9. Analisis Pengaruh Sedimen

Mencari nilai konsentrasi sedimen dapat menggunakan rumus Takahashi (1991) pada persamaan (2-25) sebagai berikut:

$$C_d = \frac{\rho_w \cdot \tan \theta}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (\tan \varphi - \tan \theta)}$$

Diketahui:

- Rapat massa material (kerikil)
 $\rho_s = 2,6 \text{ t/m}^3$
- Rapat massa air
 $\rho_w = 1 \text{ t/m}^3$
- Kemiringan dasar sungai $\theta = 1,12^\circ$
 $\tan \theta = \tan 1,12^\circ = 0,0195$
- Koefisien gesekan dalam sedimen (kerikil kepasiran) $\varphi = 35^\circ$

$$\tan \varphi = \tan 35^\circ = 0,7$$

Sehingga nilai konsentrasi sedimen adalah:

$$\begin{aligned} C_d &= \frac{1 \cdot \tan 1,12^\circ}{(2,6-1) \cdot (\tan 35^\circ - \tan 1,12^\circ)} \\ &= \frac{1,0195}{(1,6) \cdot (0,671)} \\ &= 0,02 \approx 0,1 \end{aligned}$$

Menghitung nilai debit aliran debris (akibat sedimen) menggunakan rumus (2-7) sampai (2-8) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{a \cdot Q_p}{c} \\ a &= \frac{c - C_d}{c - C_d} \end{aligned}$$

Diketahui:

- Konsentrasi aliran debris
 $C_d = 0,1$
- Konsentrasi material endapan debris
 $c = 0,65$
- Debit banjir rencana

$$Q_p = 284,15 \text{ m}^3/\text{det}$$

Sehingga nilai koefisien kandungan sedimen:

$$a = \frac{0,65}{0,65-0,1} = 1,2$$

Maka nilai puncak aliran debris diperoleh:

$$\begin{aligned} Q_s &= 1,2 \times 284,15 \\ &= 335,8 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja di kosongkan”

BAB V

PERENCANAAN SABO DAM

5.1. Perencanaan Main Dam

Main dam merupakan bagian dari bangunan sabo yang berada di bagian hulu untuk membendung aliran debris yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir melalui aliran air tertahan sehingga tidak mengalir semua ke arah hilir.

Berikut merupakan bagian dari *main dam* yang direncanakan:

- Pelimpah/*Spillway*
- Tinggi efektif main dam
- Tebal mercu pelimpah
- Kemiringan bagian hilir
- Kemiringan bagian hulu
- Sayap dam
- Pondasi dam

5.1.1. Tinggi Efektif Main Dam

Tinggi efektif *main dam* direncanakan pada ketinggian tertentu agar menghasilkan kemiringan dasar sungai yang stabil. Kemiringan dasar sungai stabil dapat dihitung menggunakan rumus (2-29) sebagai berikut:

$$I_s = \left(\frac{80,9.d}{g.10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \cdot \left(\frac{B}{n.Q_p} \right)^{\frac{6}{7}}$$

Berikut langkah-langkah perhitungan menentukan tinggi efektif *main dam*:

1. Menyiapkan data geometri sungai

Diketahui data geometri sungai sebagai berikut:

- Els_1 = Elevasi dasar sungai sebelum lokasi
 $= + 458,3$ m
- Els_2 = Elevasi dasar sungai dilokasi
 $= + 442,7$ m
- L = Panjang sungai antar bangunan sebelum sampai lokasi
 $= 800$ m

- Elt_1 = Elevasi tebing sebelah kiri
 $= + 456,7 \text{ m}$
- Elt_2 = Elevasi tebing sebelah kanan
 $= + 455,6 \text{ m}$
- d = Diameter butiran material dasar sungai
 $= 0,0003 \text{ m}$
 (berdasarkan *grain size* butiran D_{50} referensi data penelitian tugas akhir "Simulasi Kestabilan Konsolidasi Dam di Hilir Syphon Lemurung Kali Konto Terhadap Fungsi Beban Statis dan Dinamis"). Data lebih lengkap terdapat pada lampiran Gambar 1.
- B = Bentang sungai
 $= 150,54 \text{ m}$
- n = Koefisien kekasaran manning
 $= 0,03$
- Q_p = Debit banjir rencana
 $= 335,8 \text{ m}^3/\text{det}$

2. Mencari kemiringan dasar sungai stabil

$$I_s = \text{kemiringan dasar sungai stabil}$$

$$I_s = \left(\frac{80,9,0,03}{9,8,10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \times \left(\frac{150,54}{0,03,335,8} \right)^{\frac{6}{7}}$$

$$I_s = 0,0000003 \times 10,2$$

$$I_s = 0,000003$$

3. Mencari elevasi dasar sungai teoritis

$$\text{El dasar sungai} = \text{El. Dasar sungai sebelum lokasi-}$$

$$(\text{panjang sungai} \times I_s)$$

$$= +458,3 - (800 \times 0,000003)$$

$$= +458,3 \text{ m}$$

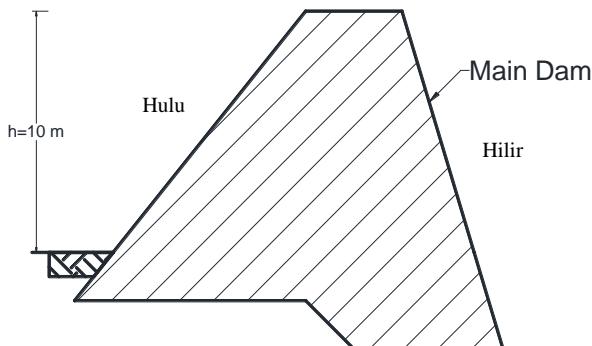
4. Mencari perbedaan tinggi tebing dengan dasar sungai

Karena elevasi dasar sungai teoritis > elevasi tebing sungai sebelah kanan ($+458,30 \text{ m} > +455,6 \text{ m}$), sehingga sebagai dasar penentuan tinggi efektif *main dam* adalah tebing sungai sebelah kanan.

5. Menentukan tinggi *main dam*

$$\begin{aligned}
 \text{Perbedaan tinggi} &= \text{el tebing sungai} - \text{el dasar sungai lokasi} \\
 &= +455,6 - (+442,7) \\
 &= 12,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi efektif *main dam* harus lebih pendek dari tinggi tebing sungai, hal ini disebabkan apabila terjadi limpasan air pada *main dam*, air tetap dapat ditampung oleh tebing sungai. Perbedaan tinggi antara tebing sungai dengan dasar sungai adalah 12,9 m, maka dapat direncanakan tinggi *main dam* sebesar $H = 10$ m. Berikut merupakan tinggi efektif *main dam* disajikan pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Tinggi Efektif *Main Dam*
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.1.2. Pelimpah (*Spillway*)

Pelimpah atau *spillway* merupakan konstruksi bangunan sabo yang memiliki fungsi ganda berupa pelimpas air dan penahan tekanan yang disebabkan aliran sedimen atau debri.

Pelimpah dibangun tepat pada tengah alur sungai, sehingga air yang mengalir pada alur sungai dapat melimpas dan tertahan oleh adanya pelimpah. Berdasarkan alur sungai Konto dimana direncanakan letak sabo dam, alur sungai tidak berbelok-belok, sehingga letak pelimpah lebih sesuai ditempatkan pada tengah alur sungai. Berikut tahap perencanaan pelimpah:

5.1.2.1. Lebar pelimpah

Lebar pelimpah (*spillway*) direncanakan menurut besarnya debit rencana, bedasarkan hujan kala ulang 50 atau 100 tahun. Pada perencanaan ini direncanakan dengan debit kala ulang 50 tahun yang diharapkan pelimpah yang direncanakan dapat dilalui debit rencana. Bentuk pelimpah yang digunakan berupa trapesium sehingga lebar pelimpah direncanakan menggunakan rumus (2-30) sebagai berikut:

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g} (3 \cdot B_1 + 2 \cdot B_2) \cdot h_3^{\frac{3}{2}}$$

Diketahui:

- Debit debris periode 50 tahun ($Q_s = 335,8 \text{ m}^3/\text{det}$)
- Percepatan gravitasi ($g = 9,8 \text{ m}/\text{det}^2$)
- Koefisien pelimpah ($C = 0,62$)

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_s}$$

a = koefisien limpasan

Berdasarkan tabel koefisien limpasan pada Tabel 2.5, diketahui luas DAS = 32,45 km² diperoleh nilai $a = 5$ sehingga pada persamaan (2-31) dapat dicari nilai lebar bawah pelimpah *main dam* sebagai berikut:

$$B_1 = 5 \cdot \sqrt{32,45}$$

$$B_1 = 91,6 \text{ m} \approx 92 \text{ m}$$

Direncanakan kemiringan tepi pelimpah $1:m_2 = 1:1$, sehingga pada persamaan (2-32) dapat dicari nilai lebar atas/lebar basah pelimpah *main dam* sebagai berikut:

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot h_3$$

$$B_2 = 92 + 2 \cdot 1 \cdot h_3$$

$$2(B_2) = 184 + 4h_3$$

$$Q_s = 0,365(276 + 184 + 4h_3) \cdot h_3^{\frac{3}{2}}$$

$$335,8 = (98,25 + 65,5 + 1,424h_3) \cdot h_3^{\frac{3}{2}}$$

Dengan cara *trial and error*, sehingga tinggi air di atas pelimpah diperoleh:

$$h_3 = 1,6 \text{ m}$$

Sehingga lebar atas pelimpah:

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot h_3 = 92 + 2 \cdot 1 \cdot 1,6 = 95 \text{ m}$$

5.1.2.2. Tinggi Pelimpah

Tinggi pelimpah merupakan gabungan nilai tinggi air di atas pelimpah dan tinggi jagaan pelimpah pada Tabel 2.6. direncanakan menggunakan rumus (2-33).

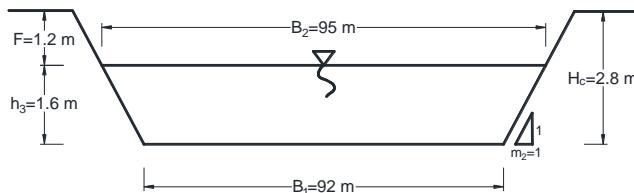
$$H_c = h_3 + F$$

Berdasarkan tabel 2.6 nilai tinggi air di atas pelimpah *main dam* (h_3) dengan debit debri ($Q_s = 335,8 \text{ m}^3/\text{det}$), didapatkan tinggi jagaan $F = 1,2 \text{ m}$, sehingga tinggi total pelimpah *main dam*:

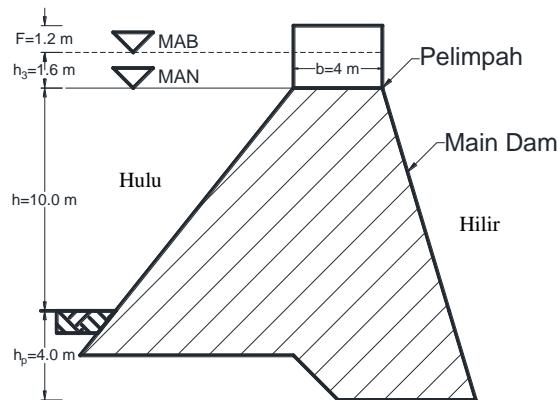
$$H_c = 1,6 + 1,2$$

$$H_c = 2,8 \text{ m}$$

Berikut merupakan potongan melintang pelimpah *main dam* disajikan pada Gambar 5.2 dan potongan memanjang pelimpah pada Gambar 5.3.



Gambar 5.2 Potongan Melintang Pelimpah Main Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)



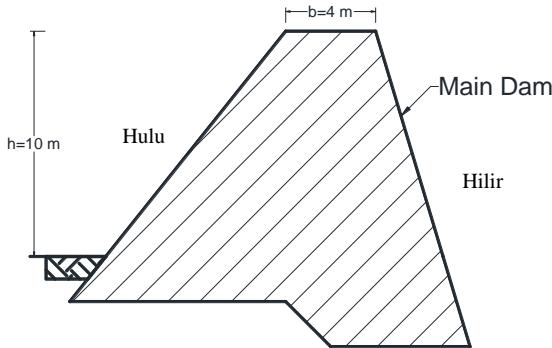
Gambar 5.3 Potongan Memanjang Pelimpah *Main Dam*
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.1.2.3. Tebal Mercu Pelimpah

Perhitungan tebal mercu pelimpah berdasarkan dua sumber yaitu sabo design, SNI 2851-2015 pada Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 dimana tebal mercu pelimpah direncanakan berdasarkan perkiraan kerusakan akibat aliran debit banjir dengan melihat kondisi material dasar sungai yaitu berupa batu dan batu besar, sehingga diperoleh tebal mercu (3,0-4,0 m), diambil nilai terbesar:

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

Berikut merupakan tebal mercu pelimpah disajikan pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Tebal Mercu pelimpah
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.1.2.4. Kecepatan Air di Atas Pelimpah

Diketahui perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut:

- Debit aliran debris periode ulang 50 tahun
 $Q_s = 335,8 \text{ m}^3/\text{det}$
- Lebar dasar pelimpah
 $B_1 = 92 \text{ m}$
- Lebar atas pelimpah
 $B_2 = 95 \text{ m}$
- Tinggi air di atas pelimpah
 $h_3 = 1,6 \text{ m}$

Sehingga besar kecepatan aliran di atas pelimpah dapat dihitung menggunakan rumus (2-34) dan (2-35) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - q_o &= \frac{Q_{\text{debris}}}{B_{\text{rata-rata}}} \\
 &= \frac{335,8}{\frac{1}{2} \times (92+95)} \\
 &= 3,6 \text{ m} \\
 - v_o &= \frac{q_o}{h_3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3,6}{1,6} \\
 &= 2,3 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

5.1.3. Kedalaman Pondasi Main Dam

Pada prinsipnya pondasi sabo dam diusahakan terletak pada lapisan batuan, jika keadaan tidak memungkinkan, maka pondasi dapat diletakkan di atas lapisan pasir dan kerikil sebagai pondasi terapung/melayang. Perhitungan kedalaman pondasi digunakan rumus (2-36) berikut:

- Tinggi bendung utama (*main dam*)

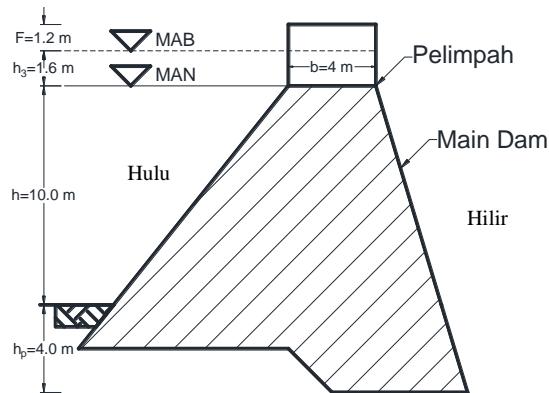
$$H = 10 \text{ m}$$

$$- h_p = \left(\frac{1}{4} s \cdot d \frac{1}{3}\right) \cdot (h_3 + h)$$

$$\begin{aligned}
 - h_{p1} &= \left(\frac{1}{3}\right) \cdot (1,6 + 10) \\
 &= 3,9 \text{ m} \approx 4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - h_{p2} &= \left(\frac{1}{4}\right) \cdot (1,6 + 10) \\
 &= 2,9 \text{ m} \approx 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipilih kedalaman pondasi *main dam* paling besar yaitu $h_{p1} = 4 \text{ m}$.



Gambar 5.5 Kedalaman Pondasi Main Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.1.4. Kemiringan Hilir Badan *Main Dam*

Kemiringan standar sisi hilir bangunan Sabo ditetapkan 1:0,2 atau dapat ditentukan dengan rumus (2-37) berikut:

- Tinggi total main dam ($h_p + h$)

$$\begin{aligned} H_t &= 4 + 10 \\ &= 14 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - n &= v_0 \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot h_t}} \\ &= 2,3 \cdot \sqrt{\frac{2}{9,814}} \\ &= 0,28 \approx 0,3 \end{aligned}$$

- 1: n = 1: 0,3

5.1.5. Kemiringan Hulu Badan *Main Dam*

Kemiringan bagian hulu sabo dam ditentukan berdasarkan persamaan (2-38) berikut:

$$(1 + a) \cdot m^2 + \{2 \cdot (n + \beta) + n \cdot (4 \cdot a + \gamma) + 2 \cdot a \cdot \beta\} \cdot m - 1(1 + 3 \cdot a) + a \cdot \beta(4 \cdot n + \beta) + \gamma(3 \cdot n \cdot \beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

Diketahui:

- Kemiringan hilir badan *main dam*

$$n = 0,3$$

- Tinggi total *main dam*

$$h_t = 14 \text{ m}$$

- Tinggi air di atas pelimpah

$$h_3 = 1,6 \text{ m}$$

- Tebal mecu pelimpah

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

- Berat jenis material *main dam* (beton)

$$\gamma_{\text{beton}} = 2,4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

- Berat jenis air

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

Rencanakan kemiringan badan hulu:

$$- a = \frac{h_3}{h_t}$$

$$= \frac{1,6}{14} \\ = 0,1$$

$$\begin{aligned} - \beta &= \frac{b}{h_t} \\ &= \frac{4}{14} \\ &= 0,3 \\ - \gamma &= \frac{\gamma_{\text{beton}}}{\gamma_{\text{air}}} \\ &= \frac{2,4}{1} \\ &= 1 \end{aligned}$$

Membagi persamaan dengan koefisien a, b, dan c

$$\begin{aligned} - a &= (1 + \alpha) \cdot m^2 \\ &= (1 + 0,1) \cdot m^2 \\ &= 1,1 \text{ m}^2 \\ - b &= \{2 \cdot (n + \beta) + n \cdot (4 \cdot \alpha + \gamma) + 2 \cdot \alpha \cdot \beta\} \cdot m \\ &= \{2 \cdot (0,3 + 0,3) + 0,3 \cdot (4 \cdot 0,1 + 2,4) + 2 \cdot 0,1 \cdot 0,3\} \cdot m \\ &= 2 \text{ m} \\ - c &= 1(1 + 3 \cdot \alpha) + \alpha \cdot \beta(4 \cdot n + \beta) + \gamma(3 \cdot n \cdot \beta + \beta^2 + n^2) \\ &= 1(1 + 3 \cdot 0,3) + 0,1 \cdot 0,3(4 \cdot 0,3 + 0,3) + \\ &\quad 2,4(3 \cdot 0,3 \cdot 0,3 + 0,3^2 + 0,3^2) \\ &= 2,3 \end{aligned}$$

Sehingga persamaan baru yang diperoleh:

$$\begin{aligned} - a + b + c &= 0 \\ 1,1 \text{ m}^2 + 2 \text{ m} + 2,3 &= 0 \end{aligned}$$

Mencari nilai faktor (m) dengan menggunakan rumus abc:

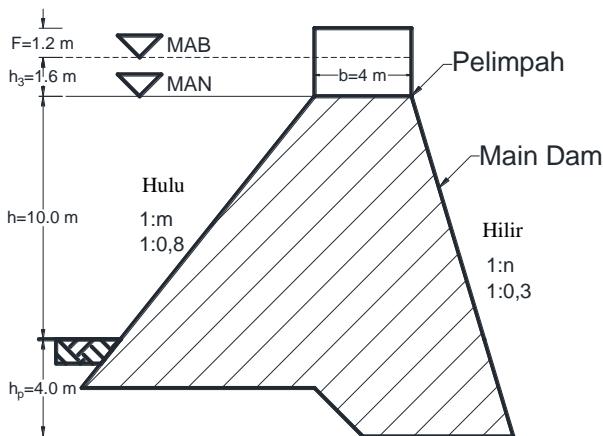
$$\begin{aligned} m_{1,2} &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{-2 \pm \sqrt{2^2 - 4 \cdot 1 \cdot 2,3}}{2 \cdot 1,1} \end{aligned}$$

$$m_1 = -1,4$$

$$m_2 = 0,8$$

Digunakan kemiringan hulu, $m_2 = 0,8$

Berikut merupakan kemiringan hulu dan hilir yang disajikan pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Kemiringan Hulu dan Hilir Badan *Main Dam*
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.1.6. Desain Sayap Lindung (*Wing*) *Main Dam*

Kriteria desain perencanaan bagian permukaan (*crest*) sayap lindung sebagai berikut:

5.1.6.1. Tebal Permukaan Sayap Lindung

Tebal permukaan sayap lindung sabo dam dibuat sama dengan tebal mercu pelimpah sebesar $b = t_s = 4 \text{ m}$.

5.1.6.2. Kemiringan Permukaan Sayap Lindung

Kemiringan sayap lindung di wilayah aliran debris dibuat sama dengan kemiringan dasar sungai asli atau dibuat sama dengan kemiringan garis sedimentasi rencana. Berdasarkan penampang melintang sungai didapatkan kemiringan kedua sisi tebing sebesar 1:3,38 dan 1:4,56. Dalam perencanaan ini, desain sayap lindung *main dam* direncanakan dengan kemiringan mendatar bertujuan untuk memaksimalkan ketinggian *main dam* untuk memperoleh kapasitas volume sedimen yang lebih besar.

5.1.6.3. Tinggi Sayap lindung

Tinggi sayap lindung *main dam* direncanakan sama dengan tinggi keseluruhan pelimpah. Hal ini dikarenakan untuk memaksimalkan tinggi *main dam* sehingga dapat memaksimalkan besar volume tumpungan, dimana dapat dihitung menggunakan rumus (2-39) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h &= h_w + h_f + h_s \leq 5,0 \text{ m} \\ &= 1,6 + 1,2 + 0 \leq 5,0 \text{ m} \\ &= 2,8 \leq 5,0 \text{ m} \end{aligned}$$

5.1.6.4. Penetrasi Sayap Lindung

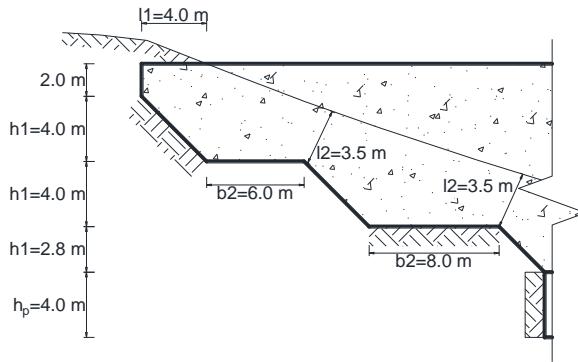
Pada kondisi lapisan tanah pasir dan kerikil di lereng curam sesuai lokasi bagian hulu Kali Konto dengan tebing berbatu, direncanakan penetrasi sayap lindung *main dam* sesuai panduan *DPWH – JICA Technical Standard and Guidelines for Planning and Design* pada Tabel 5.1 berikut:

Tabel 5.1 Penetrasi Sayap Lindung *Main Dam*

Syarat	l_1	l_2	b_2	h_1
	4 m	2,5-3,5 m	≥ 2 m	≤ 5 m
Desain	4 m	3,5 m	6-8 m	2,8-4 m

(Sumber: Perhitungan)

Berikut merupakan ilustrasi penetrasi sayap lindung tubuh *main dam* sebelah kiri tebing sungai disajikan pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Penetrasasi Sayap Lindung Main Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.2. Perencanaan Struktur Bangunan Pendukung

5.2.1. Perencanaan Kolam Olak/Apron

Apron berfungsi untuk melindungi struktur utama dam dari gerusan lokal (*scouring*) di daerah hilir akibat jatuhnya air dari pelimpah *main dam*.

5.2.1.1. Tebal Kolam Olak/Apron

Perhitungan tebal lantai lindung atau apron digunakan rumus (2-41) sebagai berikut:

- koefisien untuk pelindung air
 $c = 0,1$ (menggunakan pelindung)
- Tinggi main dam
 $H = 10 \text{ m}$
- Tinggi air di atas pelimpah
 $H_3 = 1,6 \text{ m}$
- Tebal lantai lindung/apron

$$\begin{aligned} t &= c \cdot (0,6 \cdot H + 3 \cdot h_3 - 1) \\ &= 0,1 \cdot (0,6 \cdot 10 + 3 \cdot 1,6 - 1) \\ &= 0,97 \text{ m} \approx 2 \text{ m} \end{aligned}$$

5.2.1.2. Panjang Kolam Olak/Apron

Panjang kolam olak dapat dihitung secara rumus empiris dan rumus hidraulik.

1. Rumus Empiris

- Perbedaan elevasi mercu pelimpah bangunan utama dan ujung hulu apron

$$\begin{aligned} H_1 &= h + h_p - t \\ &= 10 + 4 - 2 \\ &= 12 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bendung utama dan sub bendung dapat dihitung dengan rumus (2-41)

$$\begin{aligned} L &= 1,5 \cdot (H_1 + h_3) - n \cdot h \\ &= 1,5 \cdot (12 + 1,6) - 0,3 \cdot 10 \\ &= 17,4 \text{ m} \approx 17 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga panjang kolam olak dengan menggunakan rumus empiris didapatkan $L = 17 \text{ m}$

2. Rumus Hidraulik

Perhitungan untuk menentukan panjang kolam olak/apron dengan metode hidraulik digunakan rumus (2-42) sampai (2-49).

- Tinggi air bagian hilir bendung utama

$$\begin{aligned} h'' &= \frac{Q_s}{B_2 \cdot h_3} \\ &= \frac{336}{95 \cdot 1,6} \\ &= 2,25 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan jatuh pada terjunan

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1'' + h_3)} \\ &= \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot (2,25 + 1,6)} \\ &= 8,7 \frac{\text{m}}{\text{det}} \end{aligned}$$

- Angka *froude* aliran titik terjunan

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1''}} \\ &= \frac{8,7}{\sqrt{9,8 \cdot 2,25}} \end{aligned}$$

$$= 1,84$$

- Tinggi loncatan hidraulik

$$\begin{aligned} h_j &= \frac{h_1''}{2} [\sqrt{1 + 8 \cdot F^2} - 1] \\ &= \frac{2,25}{2} [\sqrt{1 + 8 \cdot 1,84^2} - 1] \\ &= 4,85 \text{ m} \end{aligned}$$

- Panjang olakan

$$\begin{aligned} X &= \beta \cdot h_j \\ &= 5,4,85 \\ &= 24,2 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan aliran di atas pelimpah bendung utama

$$\begin{aligned} V_0 &= \frac{q_0}{h_3} = \frac{Q_s}{B_1 \cdot h_3} \\ &= \frac{q_0}{h_3} = \frac{336}{92,1,6} \\ &= 2,3 \frac{\text{m}}{\text{det}} \end{aligned}$$

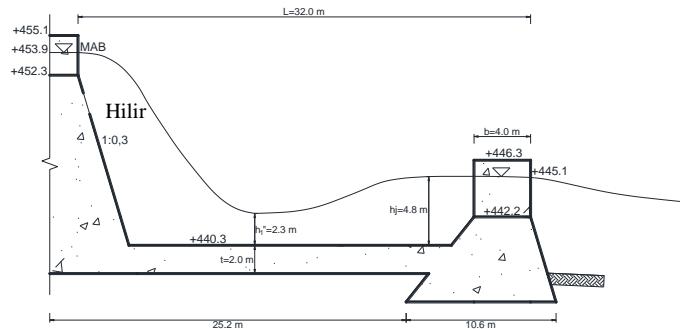
- Panjang terjunan dari mercu bendung utama

$$\begin{aligned} L_w &= V_0 \left[\frac{2(H_1 + 1/2 \cdot h_3)}{g} \right]^{1/2} \\ &= 2,3 \left[\frac{2(12 + 1/2 \cdot 1,6)}{9,8} \right]^{1/2} \\ &= 3,68 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bendung utama dan sub bendung

$$\begin{aligned} L &= l_w + x + b \\ &= 3,68 + 24,2 + 4 \\ &= 32 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga panjang kolam olak dengan menggunakan rumus hidraulik didapatkan $L = 32$ m. Berikut merupakan ilustrasi panjang kolam olak ditinjau dari hilir mercu *main dam* sampai hilir mercu sub dam pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Panjang Kolam Olak/Apron
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

Panjang kolam olak/apron dipilih berdasarkan panjang maksimum diantara dua rumus yang dipakai, sehingga didapatkan panjang maksimum ada pada metode hidraulik dengan panjang $L = 32 \text{ m}$.

5.2.2. Perencanaan Sub Dam

5.2.2.1. Tinggi Sub Dam

Perencanaan tinggi sub dam menggunakan rumus (2-50) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h_2 &= \left(\frac{1}{4}\right) s. d \left(\frac{1}{3}\right) \cdot (h+h_p) \\ h_{2.1} &= \left(\frac{1}{4}\right) \cdot (10 + 4) \\ &= 3,46 \text{ m} \\ h_{2.2} &= \left(\frac{1}{3}\right) \cdot (10 + 4) \\ &= 4,62 \text{ m} \end{aligned}$$

Didapatkan rentang nilai tinggi sub dam sebesar $h_2 = 3,46 \text{ m} - 4,62 \text{ m}$, sehingga diambil tinggi sub dam sebesar $h_2 = 4 \text{ m}$.

5.2.2.2. Lebar Pelimpah Sub Dam

Lebar pelimpah sub dam (bagian bawah) direncanakan sama dengan lebar pelimpah *main dam*, yaitu:

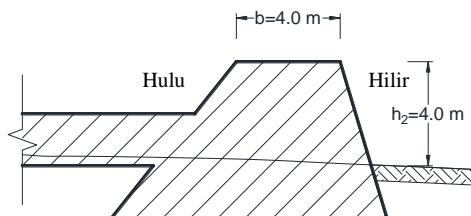
$$B_1 = 92 \text{ m}$$

5.2.2.3. Tebal Pelimpah Sub Dam

Tebal pelimpah sub dam direncanakan sama dengan tebal badan *main dam*, yaitu:

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

Berikut merupakan tinggi sub dam dan tebal pelimpah sub dam disajikan pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Tinggi dan Lebar Pelimpah Sub Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.2.2.4. Kemiringan Badan Sub Dam

Kemiringan badan sub dam di bagian hulu dan hilir direncanakan sama dengan kemiringan *main dam*, yaitu:

- Kemiringan hilir
 $n = 0,3$
- Kemiringan hulu
 $m = 0,8$

5.2.2.5. Tinggi dan Kecepatan Air di Hilir Sub Dam

Tinggi dan kecepatan air di hilir sub dam diperoleh melalui rumus (2-51) sampai (2-54) sebagai berikut:

Diketahui:

- Lebar pelimpah bawah sub dam
 $B_1 = 92 \text{ m}$
- Tinggi muka air di atas sub dam

$$\begin{aligned}
 h_e &= h_j - h_2 - t \\
 &= 4,85 - 4 - 2 \\
 &= 2,85 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Lebar bagian atas pelimpah sub dam

$$\begin{aligned}
 B_2 &= B_1 + 2 \cdot m \cdot h_e \\
 &= 92 + 2 \cdot 1,2 \cdot 2,85 \\
 &= 97,3 \text{ m} \approx 97 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Luas penampang pelimpah

$$\begin{aligned}
 A &= (b + m \cdot h_e) \cdot h_e \\
 &= (92 + 1,2 \cdot 2,85) \cdot 2,85 \\
 &= 269,2 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Kecepatan air di atas pelimpah

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 336 \frac{\text{m}^3}{\text{det}} \\
 V &= \frac{Q_s}{A} \\
 &= \frac{336}{269,2} \\
 &= 1,25 \frac{\text{m}}{\text{det}}
 \end{aligned}$$

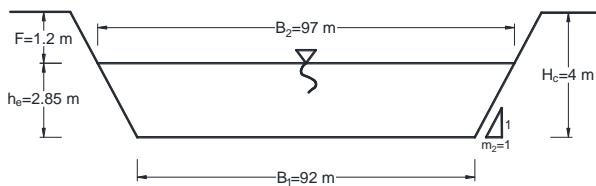
5.2.2.6. Tinggi Total Pelimpah Sub Dam

Tinggi pelimpah sub dam diperoleh melalui rumus sebagai berikut:

$Q_s = 335,8 \frac{\text{m}^3}{\text{det}}$, Berdasarkan Tabel 2.6 didapatkan tinggi jagaan $F = 1,2 \text{ m}$.

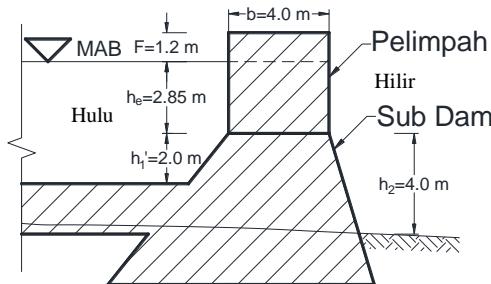
$$\begin{aligned}
 H_c &= h_e + F \\
 &= 2,85 + 1,2 \\
 &= 4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga total tinggi pelimpah sub dam sebesar $H_c = 4 \text{ m}$. Berikut merupakan potongan melintang pelimpah sub dam disajikan pada Gambar 5.10 dan potongan memanjang pelimpah sub dam pada Gambar 5.11.



Gambar 5.10 Potongan Melintang Pelimpah Sub Dam

(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)



Gambar 5.11 Potongan Memanjang Pelimpah Sub Dam

(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

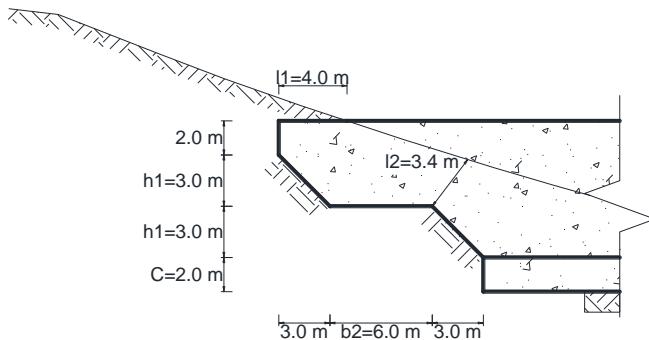
5.2.2.7. Konstruksi Sayap Lindung Sub Dam

Direncanakan penetrasi sayap lindung sub dam sesuai panduan DPWH – JICA Technical Standard and Guidelines for Planning and Design pada Tabel 5.2 berikut:

Tabel 5.2 Penetrasi Sayap Lindung Sub Dam

Syarat	l_1	l_2	b_2	h_1
4 m	2,5-3,5 m	$\geq 2\text{ m}$	$\leq 5\text{ m}$	
Desain	4 m	3,4 m	6 m	3 m

(Sumber: Perhitungan)



Gambar 5.12 Penetrasikan Sayap Lindung Sub Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.2.2.8. Pondasi Sub Dam

Kedalaman pondasi sub dam direncanakan berdasarkan penggerusan (*scouring*). Rumus yang digunakan untuk menghitung (*scouring*) adalah persamaan dari Zimmerman & Naniak (2-25) sebagai berikut:

Diketahui:

- Diameter batu kali
 $d = 0,5 \text{ m}$
- Debit per meter pelimpah

$$q = \frac{Q_s}{B_1}$$

$$= \frac{336}{92} = 3,67 \frac{\text{m}^3}{\text{det m}}$$
- Tinggi air di atas pelimpah *main dam*
 $H_h = h_3 = 1,6 \text{ m}$
- Tinggi sub dam
 $H_2 = 4 \text{ m}$
- *Scouring* yang terjadi

$$Z_s = 2,89 \cdot \left(\frac{q^{0,82}}{d^{0,23}} \right) \cdot \left(\frac{h_h}{q^{0,67}} \right)^{0,93} - h_h$$

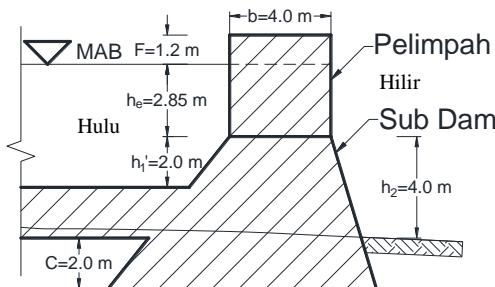
$$= 2,89 \cdot \left(\frac{3,67^{0,82}}{0,5^{0,23}} \right) \cdot \left(\frac{1,6}{3,67^{0,67}} \right)^{0,93} - 1,6$$

$$= 5,13 \text{ m}$$

- Kedalaman pondasi sub dam

$$\begin{aligned} C &> Z_s - h_2 \\ &> 5,13 - 4 \\ &> 1,1 \text{ m} \\ C &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

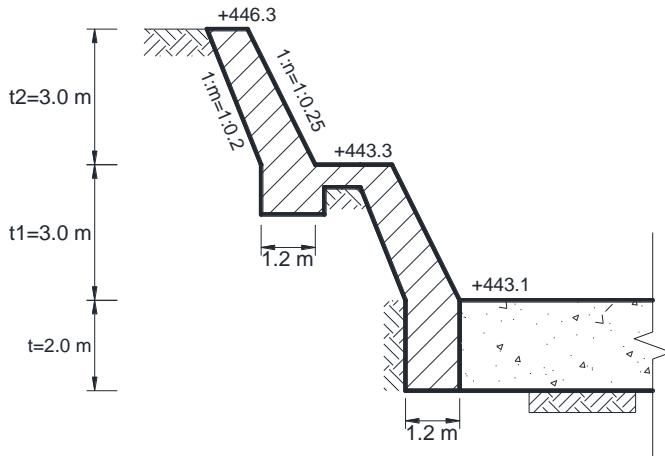
Dari hasil perhitungan, kedalaman pondasi sub dam dapat didesain dengan kedalaman minimal 1,1 m. Oleh sebab itu, kedalaman pondasi sub dam direncanakan 2 m. Berikut merupakan kedalaman pondasi sub dam disajikan pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13 Kedalaman Pondasi Sub Dam
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.2.3. Konstruksi Tembok Tepi

Tembok tepi direncanakan untuk menehan erosi dan longsoran yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati pelimpah *main dam*. Elevasi tembok tepi direncanakan sama dengan elevasi permukaan sayap sub dam dengan elevasi sebesar +446,3 m, ketinggian tembok tepi sebesar 6 m dari permukaan lantai apron. Berdasarkan syarat pada SNI-2851-2015 dengan tinggi tembok tepi ($h > 3 \text{ m}$), maka tembok tepi dibuat bertingkat atau bertrap dengan pembagian trap 1 dan trap 2 masing-masing dengan tinggi 3 m. Berikut merupakan potongan melintang tembok tepi disajikan pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Potongan Melintang Tembok Tepi
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

5.2.4. Lubang Alir

Dalam perencanaan tugas akhir ini dilakukan pemilihan *design* sabo dam tipe tebuka (tipe lubang) dibandingkan tipe terbuka (tipe slit atau celah) dikarenakan proses perencanaan *design* sabo dam tipe lubang yang lebih sederhana dan mudah untuk direncanakan.

Lubang alir berfungsi dalam meloloskan air agar tidak tertahan oleh tubuh bendung. Berikut merupakan rumus (2-57) yang digunakan untuk menentukan dimensi lubang alir: Diketahui:

- Debit desain

$$Q_s = 336 \frac{\text{m}^3}{\text{det}}$$

- Tinggi air di hulu *main dam* sampai titik tengah lubang alir

$$\begin{aligned} H_0 &= \frac{h}{2} + h_3 \\ &= \frac{10}{2} + 1,6 \\ &= 6,6 \text{ m} \end{aligned}$$

- Koefisien debit

$$C = 1,71 \text{ (bentuk mercu ambang lebar)}$$

- Percepatan gravitasi

$$g = 9,8 \frac{\text{m}}{\text{det}^2}$$

- Mencari luas lubang alir

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0}$$

$$336 = 1,71 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 6,6}$$

$$336 = 19,41 \cdot A$$

$$A = 17,3 \text{ m}^2 \approx 17 \text{ m}^2$$

Dimensi lubang alir direncanakan berbentuk persegi dengan lebar dan tinggi 1,5 m. Sehingga, dengan luas 17 m^2 dapat direncanakan lubang air berjumlah:

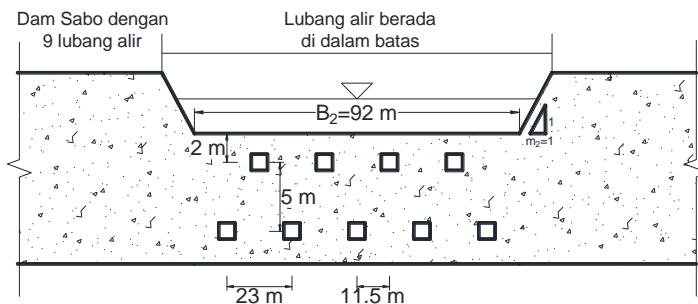
$$A = n \cdot \text{lebar} \cdot \text{tinggi}$$

$$17 = n \cdot 1,5 \cdot 1,5$$

$$N = 7,7 \text{ buah}$$

$$\approx 9 \text{ buah}$$

Dari perhitungan yang dilakukan, dimensi lubang alir direncanakan $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ dan berjumlah 9 buah. Berikut merupakan ilustrasi letak lubang alir disajikan pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Letak Lubang Alir
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

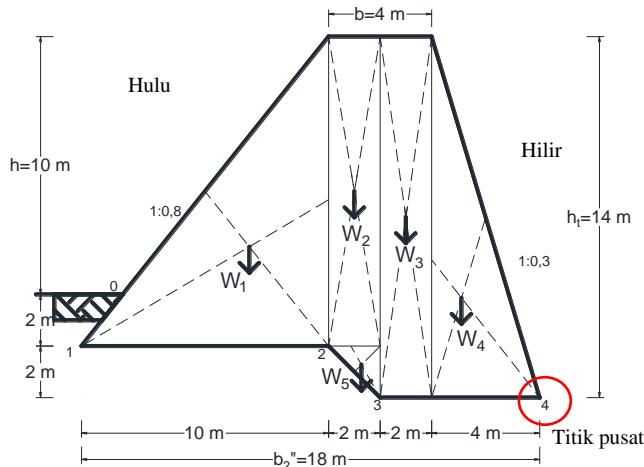
5.3. Analisis Stabilitas

Analisis stabilitas perencanaan sabo dam ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja dalam kondisi muka air normal, muka air banjir, dan akibat gempa. Kontrol stabilitas sabo dam pada bagian *main dam* dilakukan dengan uji terhadap guling, geser, penurunan daya dukung tanah, dan lantai apron. Direncanakan analisis stabilitas dalam kondisi kritis dimana saat terjadi tumpungan penuh (maksimum) dan dengan asumsi bahwa aliran air melimpah hanya pada pelimpah/*spillway main dam* saja.

5.3.1. Kuantitas Gaya

5.3.1.1. Berat Tubuh Main Dam

Main dam penahan aliran sedimen dengan tinggi total $h_t = 14$ m. Berikut merupakan gaya berat tubuh *main dam* disajikan pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Gaya Berat Tubuh Main Dam

(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot h^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 12^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 139 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\
 W_2 &= \gamma_c \cdot \frac{b_2}{2} \cdot h \\
 &= 2,4 \cdot \frac{4}{2} \cdot 10 \\
 &= 48 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\
 W_3 &= \gamma_c \cdot \frac{b_2}{2} \cdot h \\
 &= 2,4 \cdot \frac{4}{2} \cdot 14 \\
 &= 67 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\
 W_4 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot h^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 0,3 \cdot 14^2 \\
 &= 64 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\
 W_5 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot a \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 2 \\
 &= 4,8 \frac{\text{t}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

- Lengan gaya pada titik (4)

$$\begin{aligned}
 L_1 &= \frac{1}{3} \cdot m \cdot h + b_2 + n \cdot h \\
 &= \frac{1}{3} \cdot 0,8 \cdot 12 + 4 + 14 \cdot 0,3 \\
 &= 11,1 \text{ m} \\
 L_2 &= \frac{1}{2} \cdot b_2 + 2 + n \cdot h \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2 + 2 + 14 \cdot 0,3 \\
 &= 6,8 \text{ m} \\
 L_3 &= \frac{1}{2} \cdot b_2 + 4 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2 + 4 \\
 &= 5 \text{ m} \\
 L_4 &= \frac{2}{3} \cdot n + h_t \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,3 + 14
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,6 \text{ m} \\
 L_5 &= \frac{1}{3} \cdot 2 + 2 + 4 \\
 &= \frac{1}{3} \cdot 2 + 8 \\
 &= 6,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan gaya dan momen tubuh *main dam* pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Perhitungan Gaya dan Momen pada Berat Tubuh *Main Dam*

Notasi	Gaya Vertikal (t/m)	Lengan Momen (m)	Momen (t)	Keterangan
W ₁	139	11.1	1548	Penahan
W ₂	48	6.8	328.7	Penahan
W ₃	67	4.8	322.5	Penahan
W ₄	64.00	2.6	164.2	Penahan
W ₅	5	6.5	31.3	Penahan
Σ_v	322.6	Σ_{mv}	2394	

(Sumber: Perhitungan)

5.3.1.2. Tekanan Air Statis dan Endapan Sedimen

Diketahui:

- Berat isi air (sedimen)

$$\gamma_w = 1,2 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

- Berat isi sedimen

$$\gamma_s = 2,6 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

- Berat isi *submerged*

$$\gamma_{sub} = 1,6 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

- Sudut geser dalam tanah

$$\varphi = 35^\circ \text{ (sudut geser kerikil kepasiran)}$$

- Tinggi air di atas pelimpah main dam

$$h_3 = 1,6 \text{ m}$$

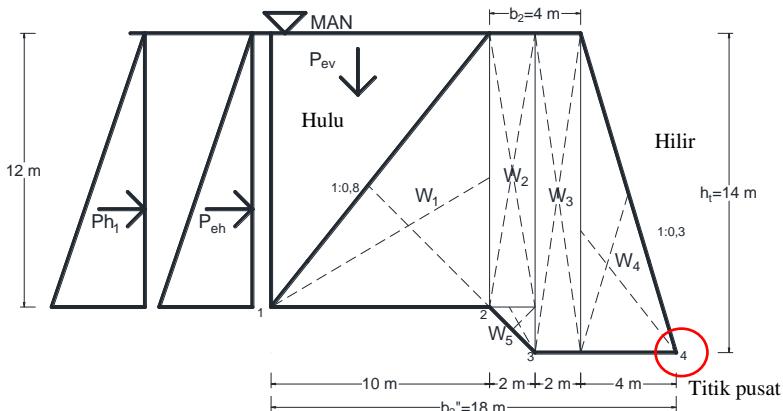
- Koefisien tanah aktif (K_a)

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{1-\sin\varphi}{1+\cos\varphi} \\
 &= \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\
 &= \tan^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \\
 &= 0,27
 \end{aligned}$$

Sehingga perhitungan gaya yang terjadi sebagai berikut:

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Lengan gaya pada kondisi muka air normal berada pada titik 4. Berikut merupakan gaya yang terjadi akibat kondisi muka air normal disajikan pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Gaya pada Kondisi Muka Air Normal
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

- Tekanan air horizontal

$$\begin{aligned}
 P_{h1} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 12^2 \\
 &= 84,4 \frac{\text{t}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{h1} &= \frac{1}{3} \cdot 12 + 2 \\
 &= 6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tekanan sedimen horizontal

$$\begin{aligned} P_{eh} &= \frac{1}{2} \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_{sub} \cdot K_a \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 12^2 \cdot 1,6 \cdot 0,27 \\ &= 25,2 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{eh} &= \frac{1}{3} \cdot 12 + 2 \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tekanan sedimen vertikal

$$\begin{aligned} P_{ev} &= \frac{1}{2} \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_{sub} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 12^2 \cdot 1,6 \\ &= 93 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{ev} &= \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + b_2 + h \cdot n \\ &= \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot 12 + 4 + 14 \cdot 0,3 \\ &= 14,4 \text{ m} \end{aligned}$$

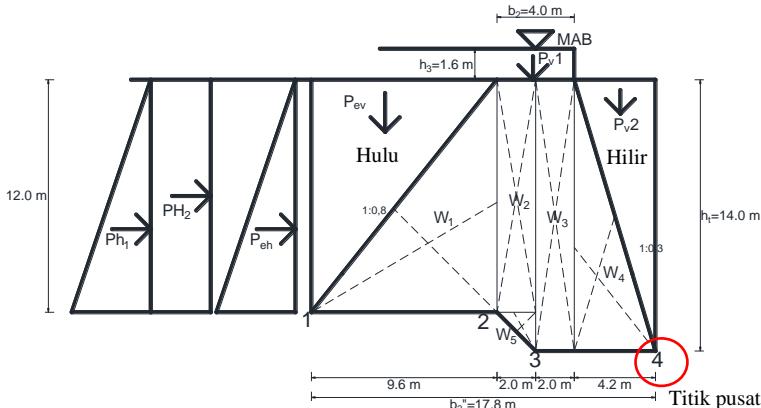
Tabel 5.4 Perhitungan Gaya dan Momen pada Kondisi MAN

Notasi	Gaya Horizontal (t/m)	Lengan Momen (m)	Momen (t)	Keterangan
P _{h1}	84,4	6,0	502	Pendorong
P _{eh}	25,2	6,0	150	Pendorong
Σ_h	110	Σ_{mh}	652	
Notasi	Gaya Vertikal (t/m)	Lengan Momen (m)	Momen (t)	Keterangan
P _{ev}	93	Σ_{mv}	1335	Penahan

(Sumber: Perhitungan)

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

Lengan gaya pada kondisi muka air banjir berada pada titik 4. Berikut merupakan gaya yang terjadi akibat kondisi muka air banjir disajikan pada Gambar 5.18.



Gambar 5.18 Gaya pada Kondisi Muka Air Banjir
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

- Tekanan air horizontal

$$\begin{aligned} P_{h1} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 12^2 \\ &= 84,4 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{h1} &= \frac{1}{3} \cdot 12 + 2 \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{h2} &= h \cdot \gamma_w \cdot h_3 \\ &= 12 \cdot 1,2 \cdot 1,6 \\ &= 22 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\ L_{h2} &= \frac{1}{2} \cdot 12 + 2 \\ &= 8 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tekanan sedimen horizontal

$$\begin{aligned} P_{eh} &= \frac{1}{2} \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_{sub} \cdot K_a \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 12^2 \cdot 1,6 \cdot 0,27 \\ &= 25,2 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{eh} &= \frac{1}{3} \cdot 12 + 2 \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tekanan sedimen vertikal

$$\begin{aligned} P_{ev} &= \frac{1}{2} \cdot m \cdot h^2 \cdot \gamma_{sub} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 12^2 \cdot 1,6 \\ &= 93 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{ev} &= \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + b_2 + h \cdot n \\ &= \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot 12 + 4 + 14 \cdot 0,3 \\ &= 14,4 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tekanan air vertikal

$$\begin{aligned} P_{v1} &= b_2 \cdot \gamma_w \cdot h_3 \\ &= 4,1 \cdot 2,1 \cdot 6 \\ &= 7,6 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{v1} &= \frac{1}{2} \cdot b_2 + h \cdot n \\ &= \frac{1}{2} \cdot 4 + 14 \cdot 0,3 \\ &= 5,85 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{v2} &= \frac{1}{2} \cdot n \cdot h_t^2 \cdot \gamma_w \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 14^2 \cdot 1,2 \\ &= 32 \frac{t}{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{v2} &= \frac{1}{3} \cdot n \cdot h_t \\ &= \frac{1}{3} \cdot 0,3 \cdot 14 \\ &= 1,28 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 5.5 Perhitungan Gaya dan Momen pada Kondisi MAB

Notasi	Gaya Horizontal (t/m)	Lengan Momen (m)	Momen (t)	Keterangan
P _{h1}	84.4	6.0	502	Pendorong
P _{h2}	22	7.9	178	Pendorong
P _{eh}	25.2	6.0	150	Pendorong
Σ_h	131.9	Σ_{mh}	830	
Notasi	Gaya Vertikal (t/m)	Lengan Momen (m)	Momen (t)	Keterangan
P _{ev}	93	14.4	1335	Penahan
P _{v1}	7.6	5.85	44	Penahan
P _{v2}	32.0	1.28	41	Penahan
Σ_v	132.4	Σ_{mv}	1420	

(Sumber: Perhitungan)

5.3.1.3. Gaya Angkat Air (*Uplift Pressure*)

Diketahui:

- Panjang jalur rembesan arah vertikal

$$L_v = 2 + 2 + 2 + 2 + 4 = 12 \text{ m}$$

- Panjang jalur rembesan arah horizontal

$$L_h = 1,5 + 9,8 + 4 + 32 + 2 + 2 + 2 + 2 = 54 \text{ m}$$

- Panjang jalur rembesan total

$$\Sigma_L = L_v + \frac{1}{3} \cdot L_h = 12 + \frac{1}{3} \cdot 54 = 30 \text{ m}$$

- Koefisien tanah (*weighted creep ratio*)

$$C = 2,5 \text{ (boulder, batu dan kerikil)}$$

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

$$\Delta H = H + H_p - t = 10 + 4 - 2 = 12 \text{ m}$$

$$C \cdot \Delta H = 2,5 \cdot 12 = 30 \text{ m}$$

$$L_v + \frac{1}{3} \cdot L_h \geq C \times \Delta H$$

30 m ≥ 30 m, aman terhadap rembesan.

Tabel 5.6 Perhitungan Gaya *Uplift* Kondisi Muka Air Normal

No titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$L \times \Delta H / \Sigma L$	Hx (t/m ²)	Ux (t/m ²)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3 L_h$	L_x (m)				
0	12	0.0	0.0	0.0	0.0	29.89	0.0	10.0	10.0
1	12	1.9	1.5	0.5	2.4		0.9	11.9	10.9
2	12	1.9	11.3	3.8	5.6		2.2	11.9	9.6
3	12	3.9	13.3	4.4	8.3		3.3	13.9	10.6
4	12	3.9	19.2	6.4	10.2		4.1	13.9	9.8
5	12	3.9	39.9	13.3	17.2		6.8	13.9	3.5
6	12	5.9	41.6	13.9	19.8		7.8	15.9	4.0
7	12	5.9	52.3	17.4	23.3		9.2	15.9	3.3
8	12	11.9	53.9	18.0	29.9		11.9	9.9	-1.0

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 5.7 Perhitungan Gaya Uplift Vertikal Kondisi Muka Air Normal

Uplift vertikal					
No titik	Bentuk	Uv (t/m)	L (m)	Mv (t)	Keterangan
v1p	persegi	94	12.74	1200.39	Pendorong
v1s	segitiga	6.34	14.4	91.06	Pendorong
v2p	persegi	19	6.85	131.82	Pendorong
v2s	segitiga	1.9	6.5	12.28	Pendorong
v3p	persegi	57.3	2.9	167.47	Pendorong
v3s	segitiga	2.3	3.9	8.82	Pendorong
Total	Σv	181.2	ΣMv	1611.8	

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 5.8 Perhitungan Gaya Uplift Horizontal Kondisi Muka Air Normal

Uplift horizontal					
No titik	Bentuk	Uh (t/m)	L (m)	Mh (t)	Keterangan
h1p	persegi	42.1	1.93	81.26	Pendorong
h1s	segitiga	1.8	1.29	2.28	Pendorong
Total	Σh	43.9	ΣMh	83.5	

(Sumber: Perhitungan)

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

$$\Delta H = H + h_3 - h_j = 10 + 1,6 - 4,85 = 6,7 \text{ m}$$

$$C. \Delta H = 2,5,6,7 = 16,8 \text{ m}$$

$$L_v + \frac{1}{3} \cdot L_h \geq C \times \Delta H$$

$30 \text{ m} \geq 16,8 \text{ m}$, aman terhadap rembesan

Tabel 5.9 Perhitungan Gaya *Uplift* Kondisi Muka Air Banjir

No titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$L \times \Delta H / \Sigma L$	H_x (t/m ²)	U_x (t/m ²)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3 L_h$ (m)	L_x (m)				
0	6.7	0.0	0.0	0.0	0.0	29.89	0.0	11.6	11.6
1	6.7	1.9	1.5	0.5	2.4		0.5	13.4	12.9
2	6.7	1.9	11.3	3.8	5.6		1.3	13.4	12.2
3	6.7	3.9	13.3	4.4	8.3		1.9	15.4	13.6
4	6.7	3.9	19.2	6.4	10.2		2.3	15.4	13.1
5	6.7	3.9	39.9	13.3	17.2		3.9	15.4	11.6
6	6.7	5.9	42	13.9	19.8		4.4	17.5	13.0
7	6.7	5.9	52	17.4	23.3		5.2	17.5	12.2
8	6.7	11.9	54	18.0	29.9		6.7	11.4	4.7

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 5.10 Perhitungan Gaya Uplift Vertikal Kondisi Muka Air Banjir

Uplift vertikal					
No titik	Bentuk	Uv (t/m)	L (m)	Mv (t)	Keterangan
v1p	persegi	119	8.82	1050	Pendorong
v1s	segitiga	3.59	11.8	42	Pendorong
v2p	persegi	24.3	6.8	167	Pendorong
v2s	segitiga	2.8	6.5	18	Pendorong
v3p	persegi	76.8	2.9	224	Pendorong
v3s	segitiga	1.3	3.9	5	Pendorong
Total	Σv	227.9	ΣMv	1507	

(Sumber: Perhitungan)

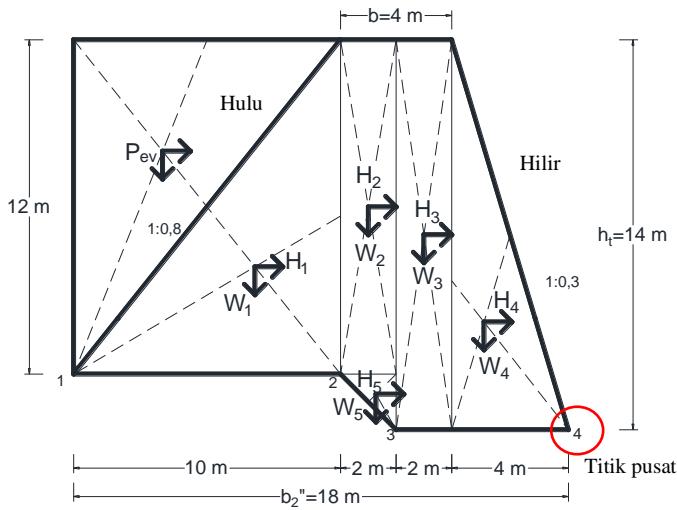
Tabel 5.11 Perhitungan Gaya Uplift Horizontal Kondisi Muka Air Banjir

Uplift horizontal					
No titik	Bentuk	Uh (t/m)	L (m)	Mh (t)	Keterangan
h1p	persegi	49.76882	1.929085	96.0	Pendorong
h1s	segitiga	2.55619	1.286057	3.3	Pendorong
Total	Σh	52.3	ΣM_h	99.3	

(Sumber: Perhitungan)

5.3.1.4. Gaya Akibat Gempa

Berikut merupakan gaya yang terjadi akibat gaya gempa disajikan pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Gaya Akibat Gempa
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

Diketahui:

- Koefisien gempa
- $k = 0,12$

Sehingga perhitungan gaya dan lengan momen (titik 4) yang terjadi sebagai berikut:

- Gaya gempa H_1

$$\begin{aligned} H_1 &= k \cdot W_1 \\ &= 0,12 \cdot 139 \\ &= 16,7 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= \frac{1}{3} \cdot h_1 + h_2 \\ &= \frac{1}{3} \cdot 12 + 2 \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya gempa H_2

$$\begin{aligned} H_2 &= k \cdot W_2 \\ &= 0,12 \cdot 48 \\ &= 5,8 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= \frac{1}{2} \cdot h_1 + h_2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 12 + 2 \\ &= 8 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya gempa H_3

$$\begin{aligned} H_3 &= k \cdot W_3 \\ &= 0,12 \cdot 67 \\ &= 8 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_3 &= \frac{1}{2} \cdot (h + h_t) \\ &= \frac{1}{2} \cdot (10 + 4) \\ &= 7 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya gempa H_4

$$\begin{aligned} H_4 &= k \cdot W_4 \\ &= 0,12 \cdot 64 \\ &= 7,7 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_4 &= \frac{1}{3} \cdot (h + h_t) \\ &= \frac{1}{3} \cdot (10 + 4) \end{aligned}$$

$$= 4,6 \text{ m}$$

- Gaya gempa H_5

$$H_5 = k \cdot W_5$$

$$= 0,12.5$$

$$= 0,6 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$L_5 = \frac{2}{3} \cdot h_2$$

$$= \frac{2}{3} \cdot 2$$

$$= 1,3 \text{ m}$$

- Tekanan sedimen vertikal

$$P_{ev} = k \cdot P_{ev}$$

$$= 0,12.93$$

$$= 11,1 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$L_{ev} = \frac{2}{3} \cdot h_1 + h_2$$

$$= \frac{2}{3} \cdot 12 + 2$$

$$= 10 \text{ m}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut:

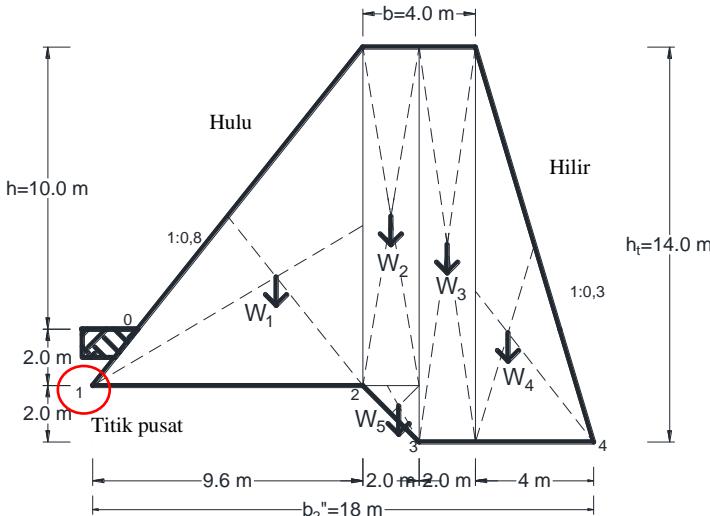
Tabel 5.12 Perhitungan Gaya Akibat Gempa

Notasi	Gaya Horizontal (t/m)	Lengan Momen Titik 4 (m)	Momen (t)	Keterangan
H_1	16.7	6.0	99	Pendorong
H_2	6	7.9	46	Pendorong
H_3	8.0	6.9	55	Pendorong
H_4	7.7	4.6	35.5	Pendorong
H_5	0.6	1.3	1	Pendorong
P_{ev}	11.1	9.9	110	Pendorong
Σ_h	49.9	Σ_{Mh}	347	

(Sumber: Perhitungan)

5.3.1.5. Titik Pusat Main Dam

Perhitungan titik pusat *main dam* digunakan titik 1 sebagai acuan dalam perhitungan. Berikut merupakan titik pusat *main dam* disajikan pada gambar Gambar 5.20.



Gambar 5.20 Titik Pusat *Main Dam*
(Sumber: Hasil Analisis Perhitungan)

Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.13 sebagai berikut:

Tabel 5.13 Perhitungan Titik Pusat *Main Dam*

Gaya	W (t/m)	X_i (titik 1) (m)	M_h (t)	Y_i (titik 1) (m)	M_v (t)
W_1	139.3	6.5	908.9	4.0	550.6
W_2	48.0	10.8	517.8	5.9	284.6
W_3	66.5	12.5	828.5	6.9	460.9
W_4	64.0	15.1	964.5	6.3	402.3

Lanjutan Tabel 5.13

Gaya	W (t/m)	X _i (titik 1) (m)	M _h (t)	Y _i (titik 1) (m)	M _v (t)
W ₅	4.8	11.1	53.4	0.7	3.2
Σ	322.6		3273.2		1701.6

(Sumber: Perhitungan)

- Jarak vertikal

$$v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_w} = \frac{1701,6}{322,6} = 5,27 \text{ m}$$

- Jarak horizontal

$$h = \frac{\Sigma M_h}{\Sigma M_w} = \frac{3273,2}{322,6} = 10,15 \text{ m}$$

Jadi, letak koordinat titik pusat struktur *main dam* berjarak 10,15 m disebelah kanan dari titik 1 dan berjarak 5,27 m keatas dari titik 1.

5.3.2. Pengujian Terhadap Stabilitas

Pengujian stabilitas sabo dam dilakukan dengan uji terhadap guling, geser, penurunan daya dukung tanah, dan lantai apron berdasarkan gaya yang bekerja yaitu dalam kondisi muka air normal, muka air banjir dan akibat gempa.

5.3.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap guling merupakan ketahanan struktur dalam menahan momen yang dapat menyebabkan struktur mengalami guling. Titik acuan dalam bangunan *main dam* direncanakan pada titik 4 pada bagian hilir dan mengkategorikan jenis momen yang menyebabkan guling atau pendorong dan momen penahan.

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya yang bekerja pada titik 4 kondisi muka air normal dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Perhitungan Momen Guling Kondisi Muka Air Normal

Kontrol guling		Kondisi MAN			
No	Faktor Gaya	Nama Gaya	Besar Gaya	Momen dorong	Momen Penahan
1	Berat Sendiri	W1	139.3		1547.67
		W2	48.0		328.73
		W3	66.5		322.52
		W4	64.0		164.20
		W5	4.8		31.27
2	Gaya Uplift	Uplift (V)	181.20	1611.84	-
3	Tekanan Sedimen	P _{eh}	25.16	149.79	
		P _{ev}	92.86		1334.76
4	Tekanan Hidrostatis	P _{h1}	84.37	502	
		JUMLAH		2263.86	3729.14
				SF	1.65

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)
Sf = 1,2

Maka, stabilitas terhadap guling:

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Pendorong}} \geq 1,2$$

$$\frac{3729,14}{2263,86} \geq 1,2$$

$$1,65 \geq 1,2$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,65 \geq 1,2$, maka struktur dinyatakan aman terhadap guling.

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya yang bekerja pada titik 4 kondisi muka air banjir dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Perhitungan Momen Guling Kondisi Muka Air Banjir

Kontrol guling		Kondisi MAB			
No	Faktor Gaya	Nama Gaya	Besar Gaya	Momen dorong	Momen Penahan
1	Berat Sendiri	W1	139.3		1547.67
		W2	48.0		328.73
		W3	66.5		322.52
		W4	64.0		164.20
		W5	4.8		31.27
2	Gaya Uplift	Uplift (V)	227.86	1506.74	-
3	Tekanan Sedimen	P _{eh}	25.16	150	
		P _{ev}	92.86		1335
4	Tekanan Hidrostatis	Ph1	84.37	502	
		Ph2	22.40	178	
		P _{v1}	7.56		44.20
		P _{v2}	32.00		41.05
		JUMLAH		2336.41	3814.39
				SF	1.63

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)

$$Sf = 1,2$$

Maka, stabilitas terhadap guling:

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Pendorong}} \geq 1,2$$

$$\frac{3814,39}{2336,41} \geq 1,2$$

$$1,63 \geq 1,2$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,63 \geq 1,2$, maka struktur dinyatakan aman terhadap guling.

3. Kondisi Akibat Gempa

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya yang bekerja pada titik 4 kondisi akibat gempa dilihat pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Perhitungan Momen Guling Akibat Gempa

Kontrol guling		Kondisi Gempa				
No	Faktor Gaya	Nama Gaya	Besar Gaya	Momen dorong	Momen Penahan	
1	Berat Sendiri	W1	139.3		1547.67	
		W2	48.0		328.73	
		W3	66.5		322.52	
		W4	64.0		164.20	
		W5	4.8		31.27	
2	Gaya Uplift	Uplift (V)	181.20	1611.84	-	
3	Tekanan Sedimen	P _{ev}	92.86		1335	
4	Gaya Gempa	H1	16.71	99		
		H2	5.76	46		
		H3	7.98	55		
		H4	7.68	35		
		H5	0.58	1		
		P _{ev}	11.14	110		
JUMLAH				1958.94	3729.14	
				SF	1.90	

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)
Sf = 1,5

Maka, stabilitas terhadap guling:

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Pendorong}} \geq 1,5$$

$$\frac{3729,14}{1958,94} \geq 1,5$$

$$1,90 \geq 1,5$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,90 \geq 1,5$, maka struktur dinyatakan aman terhadap guling.

5.3.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas terhadap geser atau *sliding* merupakan ketahanan struktur dalam menahan gaya yang dapat menyebabkan struktur mengalami geser dari posisi semula. Ditinjau dalam kondisi muka air normal, muka air banjir dan akibat gempa.

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya geser yang bekerja pada kondisi muka air normal dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Muka Air Normal

Kontrol geser		Kondisi MAN					
Gaya Horizontal		Uplift Vertikal		Berat bendung		Gaya Vertikal	
Ph1	84	v1p	94.20	W1	139	P _{ev}	93
P _{eh}	25	v1s	6.34	W2	48		
		v2p	19.25	W3	67		
		v2s	1.88	W4	64		
		v3p	57.27	W5	5		
		v3s	2.26				
ΣH	109.5	$\Sigma(V-U)$		234.26			

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)
 $Sf = 1,2$ untuk pondasi pasir dan kerikil (mengambang), $H < 15\text{m}$.
- Koefisien geser
 $f = 0,7$

Maka, stabilitas terhadap geser:

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

$$\frac{0,7 \cdot 234,26}{109,5} \geq 1,2$$

$$1,5 \geq 1,2$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,5 \geq 1,2$, maka struktur dinyatakan aman terhadap geser.

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya geser yang bekerja pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.18.

Tabel 5.18 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Muka Air Banjir

Kontrol gelincir		Kondisi MAB					
Gaya Horizontal		Uplift Vertikal		Berat bendung		Gaya Vertikal	
Ph1	84	v1p	119.08	W1	139	P _{ev}	93
Ph2	22	v1s	3.59	W2	48	P _{v1}	8
P _{eh}	25	v2p	24.33	W3	67	P _{v2}	32
		v2s	2.80	W4	64		
		v3p	76.77	W5	5		
		v3s	1.28				
ΣH	131.9	$\Sigma(V-U)$		227.16			

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)
- $Sf = 1,2$ untuk pondasi pasir dan kerikil (mengambang), $H < 15\text{m}$.
- Koefisien geser
 $f = 0,7$

Maka, stabilitas terhadap geser:

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

$$\frac{0,7 \cdot 227,16}{131,94} \geq 1,2$$

$$1,3 \geq 1,2$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,3 \geq 1,2$, maka struktur dinyatakan aman terhadap geser.

3. Kondisi Akibat Gempa

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya geser yang bekerja pada kondisi gempa dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Perhitungan Kontrol Geser Kondisi Gempa

Kontrol gelincir		Kondisi Gempa					
Gaya Gempa		Uplift Vertikal		Berat bendung		Gaya Vertikal	
H1	17	v1p	94.20	W1	139	P _{ev}	93
H2	6	v1s	6.34	W2	48		
H3	8	v2p	19.25	W3	67		
H4	8	v2s	1.88	W4	64		
H5	1	v3p	57.27	W5	5		
P _{ev}	11	v3s	2.26				
ΣH	49.86	$\Sigma(V-U)$		234.26			

(Sumber: Perhitungan)

Diketahui:

- Angka keamanan (*safety factor*)
 $Sf = 1,2$ untuk pondasi pasir dan kerikil (mengambang), $H < 15m$.
- Koefisien geser
 $f = 0,7$

Maka, stabilitas terhadap geser:

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

$$\frac{0,7 \cdot 234,26}{49,86} \geq 1,2$$

$$3,3 \geq 1,2$$

Nilai Sf dari hasil perhitungan adalah $1,3 \geq 1,2$, maka struktur dinyatakan aman terhadap geser.

5.3.2.3. Kontrol Terhadap Penurunan

Struktur dikatakan aman apabila terjadi penurunan, struktur tidak mengalami keretakan, namun terdapat batas maksimal penurunan struktur. Untuk mengetahui penurunan terhadap struktur, maka diperlukan kontrol terhadap daya dukung tanah yang ditinjau dalam kondisi muka air normal, muka air banjir dan akibat gempa.

Diketahui:

- Lebar dasar *main dam*

$$b_2 = 18 \text{ m}$$

- Daya dukung *ultimate* tanah

$$Q_{ult} = 75 \frac{t}{m^2}$$

- Angka keamanan (*safety factor*)

$$Sf = 3$$

- Beban maksimal yang diijinkan terjadi pada struktur

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{Sf} \\ &= \frac{75}{3} \\ &= 25 \frac{t}{m^2} \end{aligned}$$

(berdasarkan asumsi data parameter perencanaan Konsolidasi Dam Syphon Lemurung referensi penelitian tugas akhir “Simulasi Kestabilan Konsolidasi Dam di Hilir Syphon Lemurung Kali Konto Terhadap Fungsi Beban Statis dan Dinamis”). Data lebih lengkap terdapat pada lampiran

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

- Kontrol bidang *kern* (retak)

$$\begin{aligned} X &= \frac{M_t - M_g}{\Sigma V} \\ &= \frac{3729,14 - 2263,86}{234,26} \end{aligned}$$

$$= 6,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} e &= X - \frac{1}{2} \cdot b_2 \\ &= 6,3 - \frac{1}{2} \cdot 18 \end{aligned}$$

$$= 2,6 \text{ m}$$

Syarat:

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot b_2$$

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot 18 \text{ m}$$

$$2,6 \text{ m} \leq 3 \text{ m}, (\text{OK})$$

$$\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq X \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$$

$$\frac{1}{3} \cdot 18 \text{ m} \leq X \leq \frac{2}{3} \cdot 18 \text{ m}$$

$$6 \text{ m} \leq 6,3 \text{ m} \leq 12 \text{ m}, (\text{OK})$$

- Kontrol daya dukung tanah

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{\Sigma V}{b_2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \leq Q_{\text{all}}$$

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{234,26}{18} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 2,6}{18} \right) \leq 25 \frac{t}{m^2}$$

$$Q_{\text{maks}} = 24,9 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

$$Q_{\text{min}} = 1,7 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

Nilai $Q_{(\text{maks/min})}$ dari hasil perhitungan kurang dari beban maksimal yang diijinkan terjadi pada struktur, maka struktur dinyatakan aman terhadap penurunan.

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

- Kontrol bidang *kern* (retak)

$$X = \frac{M_t - M_g}{\Sigma V} = \frac{3814,4 - 2336,41}{227,16}$$

$$= 6,5 \text{ m}$$

$$e = X - \frac{1}{2} \cdot b_2$$

$$= 6,5 - \frac{1}{2} \cdot 18$$

$$= 2,31 \text{ m}$$

Syarat:

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot b_2$$

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot 18 \text{ m}$$

$$2,31 \text{ m} \leq 3 \text{ m}, (\text{OK})$$

$$\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$$

$$\frac{1}{3} \cdot 18 \text{ m} \leq X \leq \frac{2}{3} \cdot 18 \text{ m}$$

$$6 \text{ m} \leq 6,5 \text{ m} \leq 12 \text{ m}, (\text{OK})$$

- Kontrol daya dukung tanah

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{\Sigma V}{b_2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \leq Q_{\text{all}}$$

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{227,16}{18} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 2,3}{18} \right) \leq 25 \frac{t}{m^2}$$

$$Q_{\text{maks}} = 23 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

$$Q_{\text{min}} = 2,7 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

Nilai $Q_{(\text{maks/min})}$ dari hasil perhitungan kurang dari beban maksimal yang diijinkan terjadi pada struktur, maka struktur dinyatakan aman terhadap penurunan.

3. Kondisi Akibat Gempa

- Kontrol bidang *kern* (retak)

$$\begin{aligned} X &= \frac{M_t - M_g}{\Sigma V} \\ &= \frac{3729,1 - 1958,94}{236,26} \\ &= 7,56 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= X - \frac{1}{2} \cdot b_2 \\ &= 7,56 - \frac{1}{2} \cdot 18 \\ &= 1,26 \text{ m} \end{aligned}$$

Syarat:

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot b_2$$

$$e \leq \frac{1}{6} \cdot 18 \text{ m}$$

$$1,26 \leq 3 \text{ m}, (\text{OK})$$

$$\frac{1}{3} \cdot b_2 \leq X \leq \frac{2}{3} \cdot b_2$$

$$\frac{1}{3} \cdot 18 \text{ m} \leq X \leq \frac{2}{3} \cdot 18 \text{ m}$$

$$6 \text{ m} \leq 7,56 \leq 12 \text{ m}, (\text{OK})$$

- Kontrol daya dukung tanah

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{\Sigma V}{b_2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6.e}{b_2} \right) \leq Q_{\text{all}}$$

$$Q_{(\text{maks/min})} = \left(\frac{234,26}{18} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6,1,26}{18} \right) \leq 25 \frac{t}{m^2}$$

$$Q_{\text{maks}} = 19 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

$$Q_{\text{min}} = 7,6 \frac{t}{m^2} \leq 25 \frac{t}{m^2} \text{ (aman)}$$

Nilai $Q_{(\text{maks/min})}$ dari hasil perhitungan kurang dari beban maksimal yang diijinkan terjadi pada struktur, maka struktur dinyatakan aman terhadap penurunan.

5.3.2.4. Kontrol Kestabilan Kolam Olak

Kontrol kestabilan kolam olak/apron ditinjau pada titik 5 yang mewakili untuk dapat diketahui ketebalan lantai pada kolam olak sehingga direncanakan mampu dalam menahan gaya angkat ke atas pada tanah di bawah. Kontrol kestablian dilakukan dengan dua kondisi pada saat muka air normal dan saat muka air banjir. Rumus yang digunakan sebagai berikut:

$$dx \geq S \cdot \left(\frac{P_x}{\tau} \right) - Wx$$

Diketahui:

- Tebal lantai kolam olak

$$dx = 2 \text{ m}$$

- Gaya angkat pada titik 5

$$P_{x1} = 3,5 \frac{t}{m^2}, \text{ kondisi muka air normal}$$

$$P_{x2} = 11,57 \frac{t}{m^2}, \text{ kondisi muka air banjir}$$

- Kedalaman air pada titik 5

$$W_{x1} = 0 \text{ m, kondisi muka air normal}$$

$$W_{x2} = 4,85 \text{ m, kondisi muka air banjir}$$

- Berat jenis material

$$\tau = 2,4 \frac{t}{m^3}, \text{ beton}$$

- faktor keamanan

$$S = 1,25, \text{ kondisi ekstrem}$$

1. Kondisi Muka Air Normal (MAN)

$$dx \geq S \cdot \left(\frac{P_{x1}}{\tau} \right) - W_{x1}$$

$$2 \text{ m} \geq 1,25 \cdot \left(\frac{9,8}{2,4} \right) - 0$$

$$2 \text{ m} \geq 1,85 \text{ m}$$

Jadi, dengan ketebalan kolam olak $dx = 2 \text{ m}$ masih aman dan memenuhi syarat dalam kondisi muka air normal.

2. Kondisi Muka Air Banjir (MAB)

$$dx \geq S \cdot \left(\frac{P_{x2}}{\tau} \right) - W_{x2}$$

$$2 \text{ m} \geq 1,25 \cdot \left(\frac{11,57}{2,4} \right) - 4,85$$

$$2 \text{ m} \geq -0,04 \text{ m}$$

Jadi, dengan ketebalan kolam olak $dx = 2 \text{ m}$ masih aman dan memenuhi syarat dalam kondisi muka air banjir.

“Halaman ini sengaja di kosongkan”

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Dari uraian dan perhitungan pada bab-bab sebelumnya dapat diambil kesimpulan bahwa:

1. Lokasi pembangunan sabo dam pada perencanaan ini berada pada Desa Besowo, Kecamatan Kepung, Kabupaten Kediri. Pemilihan lokasi berdasarkan posisi sabo dam eksisting yang sudah pernah dibangun (Check Dam Kali Konto) dilakukan *redesign* dengan membangun sabo dam rencana sejauh 100 m di hulu sabo dam eksisting.
2. Dari analisis hidrologi diperoleh tinggi curah hujan dengan periode ulang 50 tahun sebesar 171,35 mm dan debit banjir rencana diperoleh sebesar $284,15 \text{ m}^3/\text{det}$ untuk periode ulang 50 tahun. Debit banjir rencana dalam perhitungan untuk menentukan dimensi bangunan sabo dam menggunakan debit banjir dengan sedimen (debit debris) dengan periode ulang 50 tahun. Debit banjir dengan pengaruh sedimen diperoleh dari perhitungan hasil kali nilai debit banjir rencana dengan nilai konsentrasi sedimen. Diperoleh nilai debit banjir akibat pengaruh sedimen dengan periode ulang 50 tahun sebesar $335,8 \text{ m}^3/\text{det}$.
3. Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh dimensi *main dam* sebagai berikut:
 - Tinggi efektif = 10 m
 - Tinggi total = 14 m
 - Kemiringan hulu = 1:0,8
 - Kemiringan hilir = 1:0,3
 - Lebar pelimpah atas = 95 m
 - Lebar pelimpah bawah = 92 m
 - Tinggi pelimpah = 2,8 m
 - Tebal pelimpah = 4 m
 - Tebal sayap = 4 m
 - Tinggi sayap = 2,8 m

- Kedalaman pondasi = 4 m
4. Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh dimensi apron/kolam olak sebagai berikut:
- Panjang apron = 32 m
 - Tebal apron = 2 m
5. Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh dimensi sub dam pada sebagai berikut:
- Tinggi sub dam = 4 m
 - Kemiringan hulu = 1:0,8
 - Kemiringan hilir = 1:0,3
 - Lebar pelimpah atas = 97 m
 - Lebar pelimpah bawah = 92 m
 - Pondasi sub dam = 2 m
6. Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh dimensi dan jumlah lubang alir sebagai berikut:
- Panjang lubang alir = 1,5 m
 - Lebar lubang alir = 1,5 m
 - Jumlah lubang alir = 9 buah

6.2. Saran

Berdasarkan penyusunan laporan Tugas Akhir “Perencanaan Sabo Dam (Tipe Lubang) sebagai bangunan Pengendali Sedimen Gunung Kelud di Sungai Konto Kabupaten Kediri”, penulis ingin memberikan saran antara lain:

1. Untuk meningkatkan stabilitas, tata letak bangunan sabo dam diterapkan dengan sistem seri atau deret (*step dams*) yang merupakan serangkaian bangunan sabo dam dalam satu sistem sungai dari hulu sampai dengan hilir dimana bangunan-bangunan tersebut memiliki fungsi masing-masing dalam pengendalian sedimen.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional Indonesia. (2015). *Standar Nasional Indosesia (SNI) 2851. Desain Bangunan Penahan Sedimen*. Jakarta: BSN.
- BBWS Brantas. (2020). Laporan Akhir: DED Pengendalian Sedimen Gunung Kelud. Kediri: Badan Penerbit BBWS Brantas.
- Cahyono, J. (2000). *Pengantar Teknologi Sabo*. Yayasan Sabo Indonesia.
- DPWH-JICA. (2002). *Technical Standards and Guidelines For Planning and Design*. Japan International Cooperation Agency.
- Ikeya, H. (1979). *INTRODUCTION TO SABO WORKS*. Japan: Japan Sabo Association, Sankai-do Co.
- Joesron, L. (1984). *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*. Jakarta, DKI Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum, Badan Penerbit Pekerjaan umum.
- K, H. (2013). *Aliran Debris dan Lahar*. Gerakan Ilmu Jaya.
- Kementrian PU, Direktorat Sumber Daya Air. (2010). *Petunjuk Pekerjaan Sabo: Desain Bangunan Pengendali Sedimen*. Yogyakarta: Direktorat Sungai dan Pantai.
- Kementrian PUPR. (2018). *Modul Pelatihan Perencanaan Bangunan Sabo*. Bandung, Jawa Barat: Badan Pengembangan Sumber Daya Manusia Pusat Pendidikan dan Pelatihan Sumber Daya Air dan Konstruksi.
- Musyafiq, A. N. (2015). *Simulasi Kestabilan Konsolidasi-Dam di Hilir Syphon Lemurung Kali Konto terhadap Fungsi Beban Statis dan Dinamis*. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan , Jurusan Teknik Sipil. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
- Proyek Merapi. (2013). Pengendalian Banjir Lahar Gunung Merapi [PowerPoint Slide]. *Pengendalian Sedimen*. Yogyakarta.
- Soemarto, C. (1987). *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.

- Soewarno. (1995). *Hidrologi (Aplikasi Statistik untuk Pengelolaan Data) Jilid 1.* Bandung: Nova.
- Sosrodarsono, S. (1980). Hidrologi Untuk Pengairan.
- Sukatja, C. B., & Arfianto, A. (2017). Revitalisasi Sabodam Sebagai Pengendali Aliran Lahar (Studi Kasus di Daerah Gunungapi Merapi). *Jurnal Teknik Hidraulik*, 8(1), 29-42.
- Takahashi, T. (1981). Debris Flow. *Annual review of fluid mechanics*, 57-77.
- Yachiyo Engineering Co., Ltd. (1996). *Report on Hydrological and Hydraulics of Mt. Merapi & Mt. Semeru Disaster Countermeasures Project - II, Annex-II, Dec., 1996.* Yogyakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Tabel yang digunakan

Tabel 1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III

Kemen cengan (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
50	20	10	4	2	1	0,5	0,1	
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,595
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,580
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,501
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000

Lanjutan Tabel 1.

Kemen cengan (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-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	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Tabel 2 Nilai *Reduce Mean* (Yn) Distribusi Gumbel

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,8396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5436
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

(Suripin, 2004, Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelaanjutan: 51)

Tabel 3 Nilai *Reduce Standard Deviation* (Sn) Distribusi Gumbel

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2084	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

(Suripin, 2004, Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelaanjutan: 52)

Tabel 4 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal

<i>z</i>	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
<i>z</i>	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359

Lanjutan Tabel 4.

Tabel 5 Asumsi Data Parameter Perencanaan Konsolidasi Dam Syphon Lemurung

No.	Data	Notasi	Satuan	Nilai
Data Umum				
1	Berat jenis material bangunan	Wc	ton/m ³	2,4
2	Berat jenis air	Ww	ton/m ³	1
3	Berat jenis sedimen	Ws	ton/m ³	2
4	Berat jenis aliran debris	Wwd	ton/m ³	1,4
5	Soil internal friction angle	0	...°	34
6	Active earth pressure coefficient (- : - (tan(45 - 0/2))^2)	Ka		0,3
7	Friction coefficient on dam base	f		0,6
8	Allowable bearing capacity	qa	ton/m ²	25
9	Percepatan gravitasi	g	m/s ²	9,8
10	Tinggi muka air aliran debris	hd	m	1
11	Kecepatan aliran normal	Vn	m/s	2,7
11	Kecepatan aliran debris	Vd	m/s	5
12	Koefisien gempa horisontal	K		0,12
Data Dimensi Main Dam				
1	Lebar puncak dam	b1	m	4
2	Lebar pondasi dam	b2	m	2,5
3	Lebar dasar dam (b=nH+b1+mH)	b	m	8
4	Tinggi puncak	h1	m	5
5	Tinggi pondasi	h2	m	1,5
6	Kemiringan hilir	n		0,6
7	Kemiringan hulu	m		0,2
8	Kemiringan pondasi	l		1

(Sumber: Musyafiq, 2015)

Lampiran 2 Gambar yang digunakan

4.2.2. Analisa Laju Sedimentasi

Analisa laju sedimen dihitung untuk mengetahui debit aliran sedimen yang masuk ke tumpungan konsolidasi dam. Debit aliran sedimen didapat dengan menggunakan Rumus Meyer-Peter & Muller (Yang, 1996).

Diketahui data sebagai berikut :

Grain Zise Butiran,

$$D_{90} = 0,6 \text{ mm} = 0,0006 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0,3 \text{ mm} = 0,0003 \text{ m}$$

$$D_{35} = 0,2 \text{ mm} = 0,0002 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang (A)} = 5,96 \text{ m}^2$$

$$\text{Kedalaman (h)} = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar saluran (B)} = 12,5 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan saluran} = 0,005$$

$$\text{Keliling besar (P)} = 25,61 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan aliran (V)} = 1,45 \text{ m/dtk}$$

$$\text{Berat jenis air (\rho_w)} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

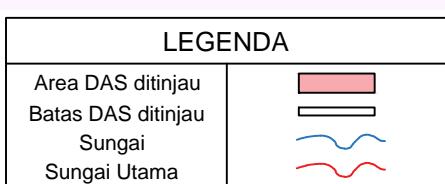
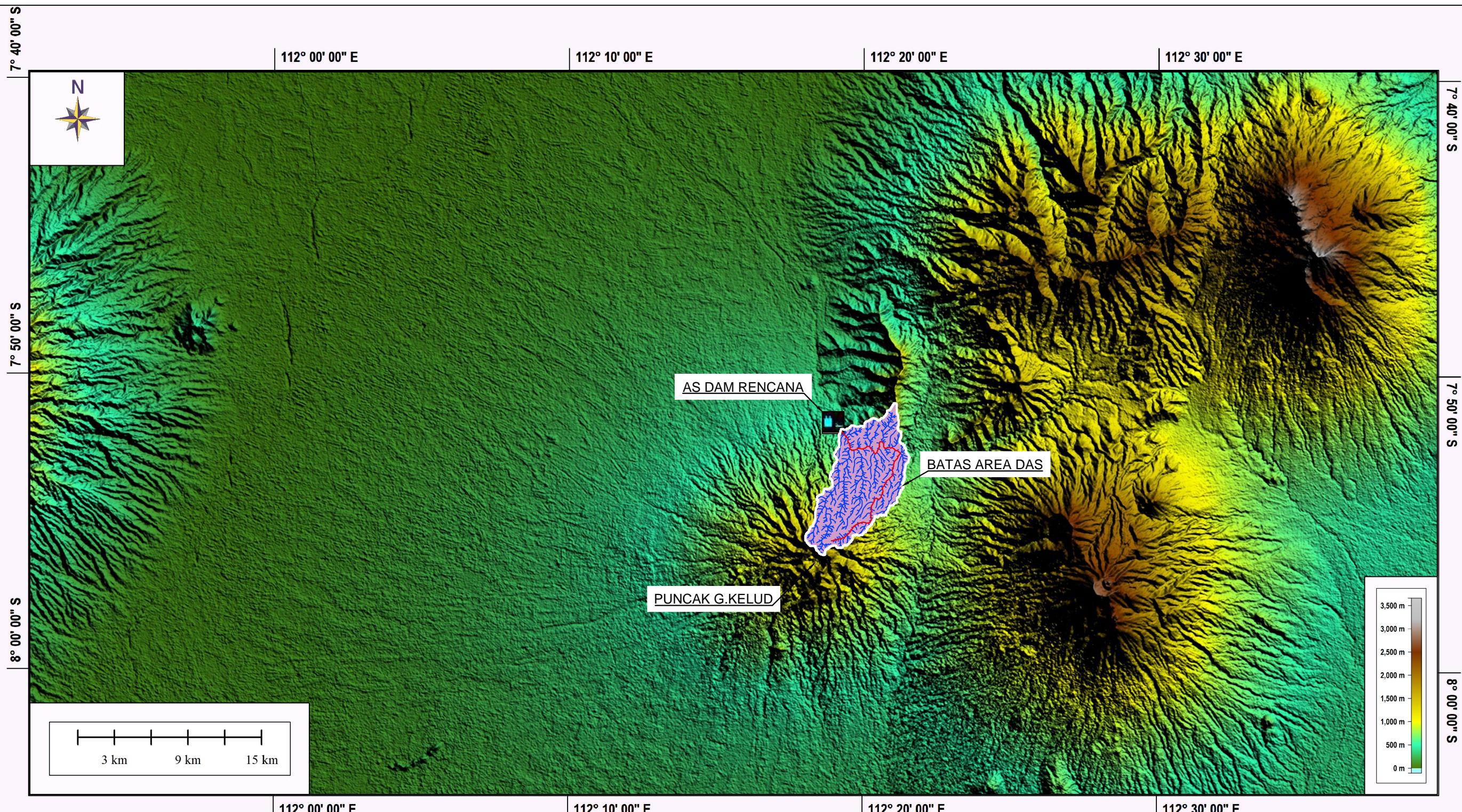
$$\text{Diasumsikan : } g = 9,81$$

$$\Delta = 1,65$$

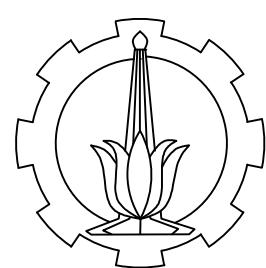
$$\varepsilon = 0,4$$

Gambar 1 Analisa Laju Sedimentasi Syphon Lemurung

(Sumber: Musyafiq, 2015)



PETA SITUASI
SKALA 1:250000



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.

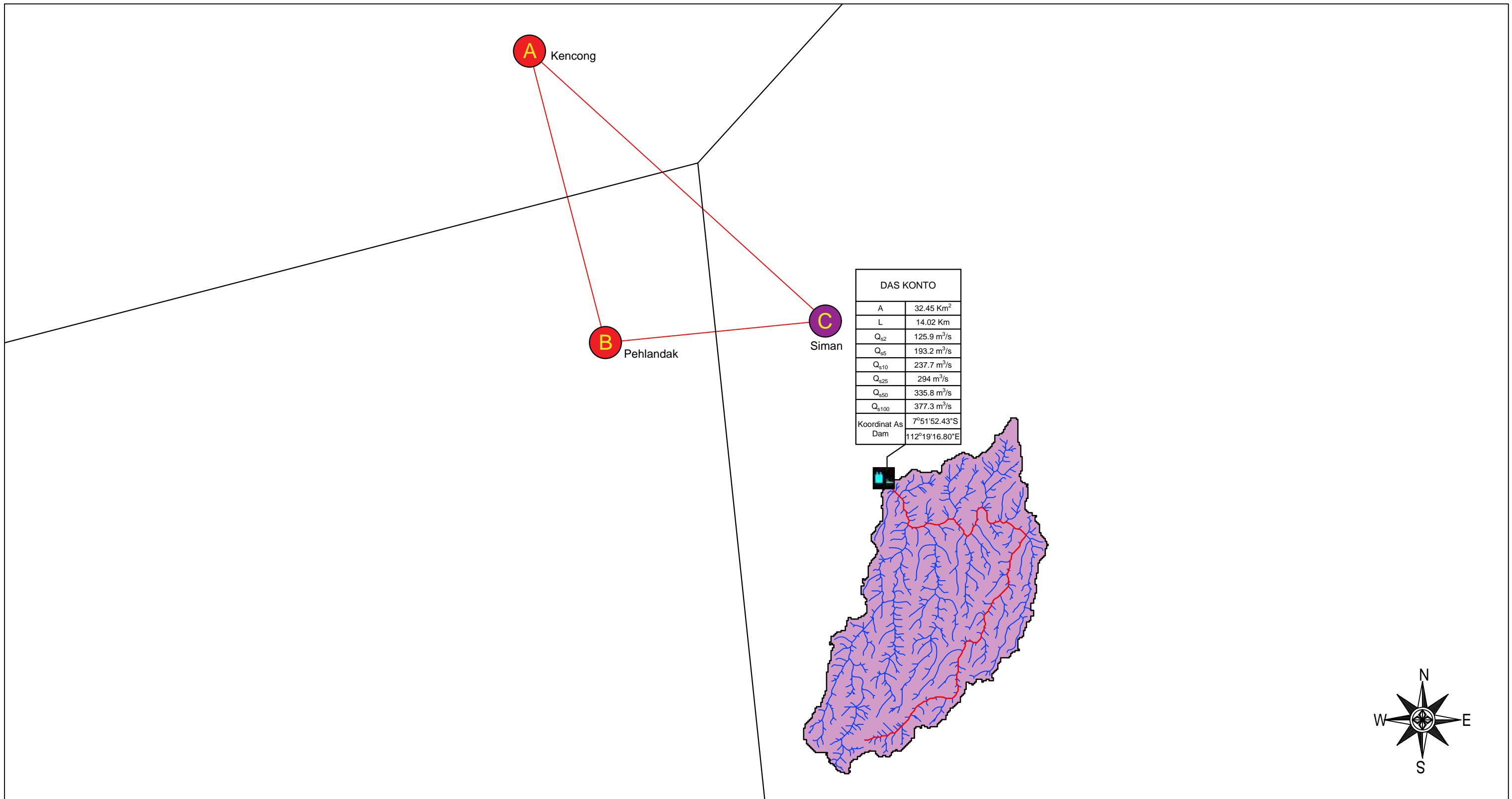
NAMA & NRP MAHASISWA

ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

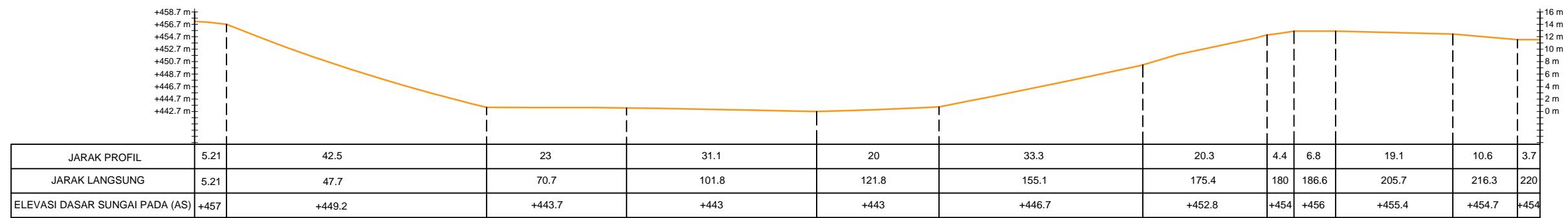
1

9

JUMLAH GAMBAR

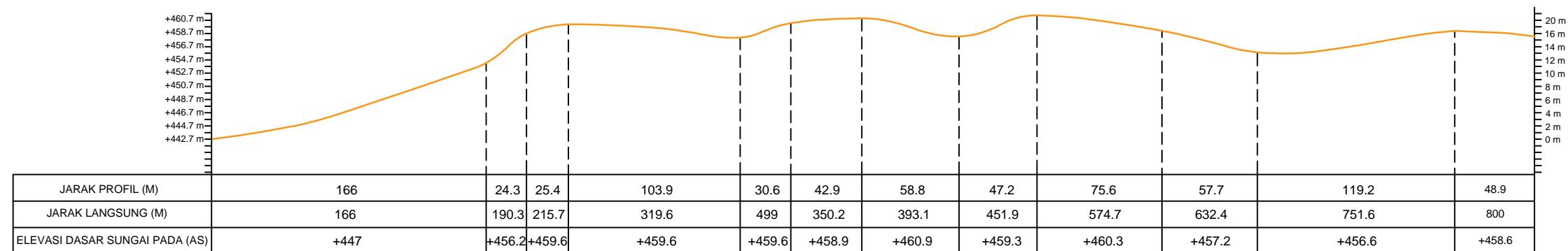


LEGENDA		STASIUN HUJAN	DAERAH ALIRAN SUNGAI	PETA DAERAH ALIRAN SUNGAI SKALA 1:100000		
Area DAS ditinjau	(Red shaded area)	A. STH Kencong	K. Batan			
Batas DAS ditinjau	(Black line)	B. STH Pehlandak				
Sungai Sungai Utama	(Blue wavy line)	C. STH Siman	K. Konto			
	(Red wavy line)					
		DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	DESAIN SABO DAM KALI KONTO	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NOMOR GAMBAR
				M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc. Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	ABIYYU PRATAMA PUTRA 03111740000036	JUMLAH GAMBAR
					2	9



POTONGAN MELINTANG SUNGAI
SKALA 1:800

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	DESAIN SABO DAM KALI KONTO	DOSEN PEMBIMBING	NAMA & NRP MAHASISWA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
		M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc. Dr.Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.	<u>ABIYYU PRATAMA PUTRA</u> 03111740000036	3	9



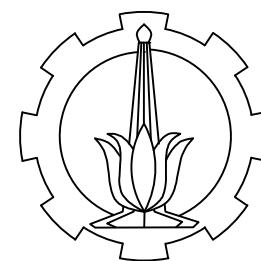
POTONGAN MEMANJANG SUNGAI

SKALA VERTIKAL

1:800

SKALA HORIZONTAL

1:3200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek
Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

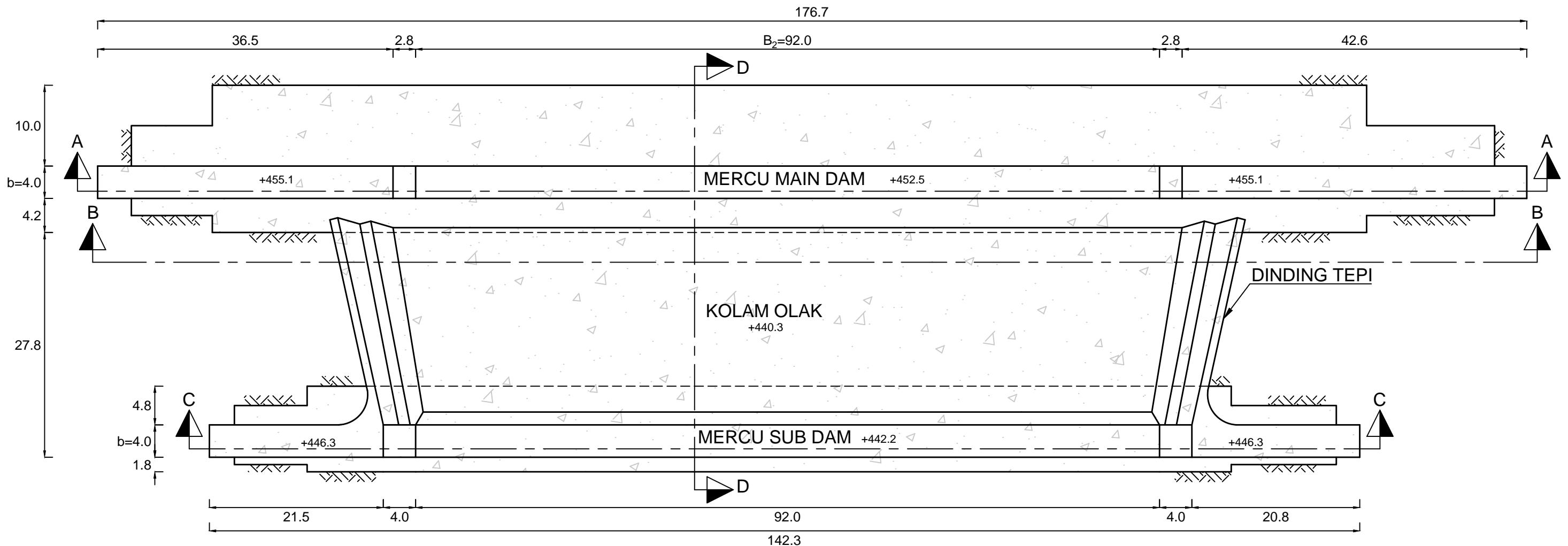
ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

4

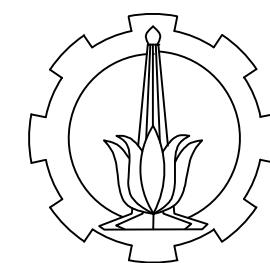
9

NOMOR
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR



**TAMPAK ATAS
SKALA 1:500**



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

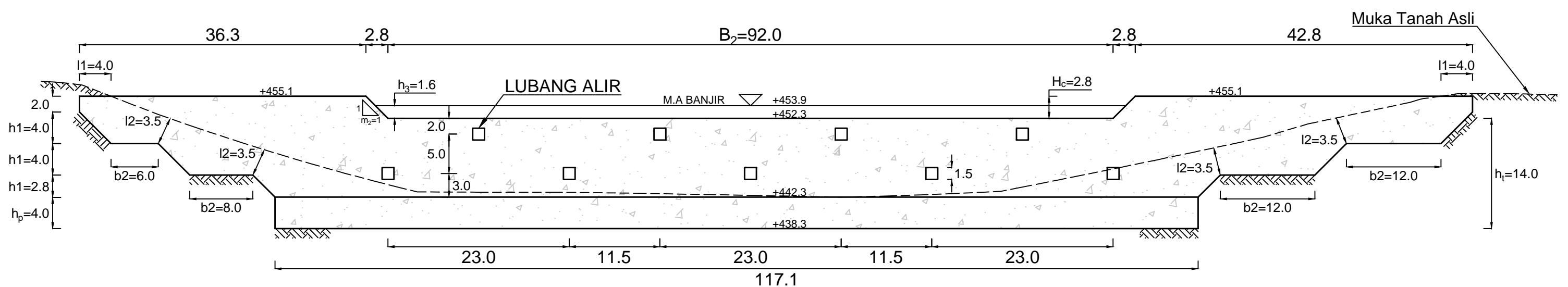
ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

5

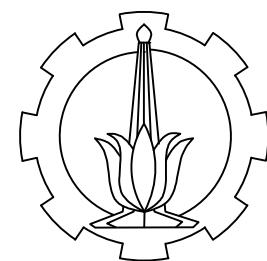
9

NOMOR GAMBAR

JUMLAH GAMBAR



POTONGAN A-A
SKALA 1:500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek
Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

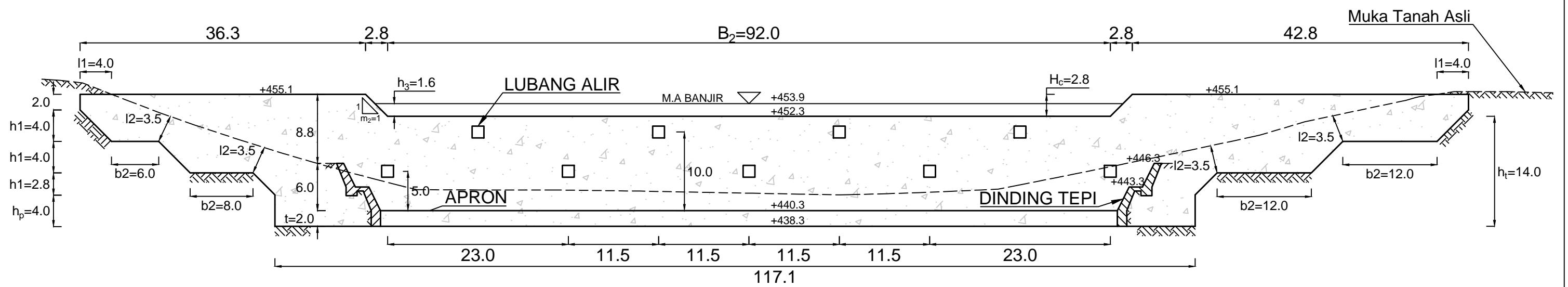
ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

NOMOR
GAMBAR

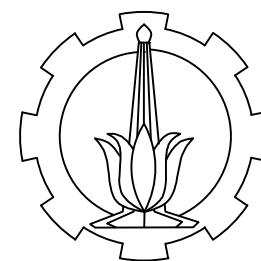
6

JUMLAH
GAMBAR

9



POTONGAN B-B
SKALA 1:500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek
Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

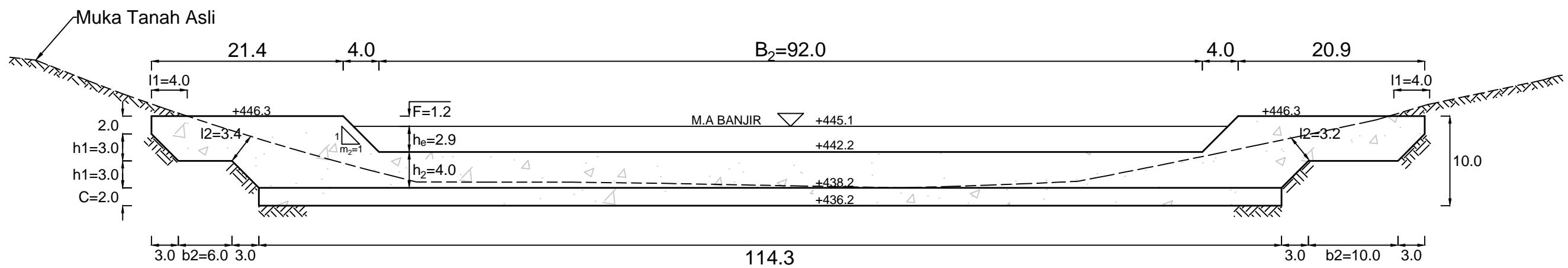
ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

NOMOR
GAMBAR

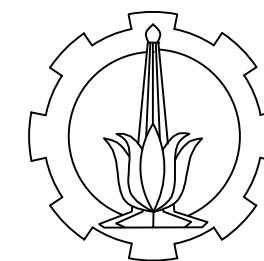
7

JUMLAH
GAMBAR

9



POTONGAN C-C
SKALA 1:500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek
Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

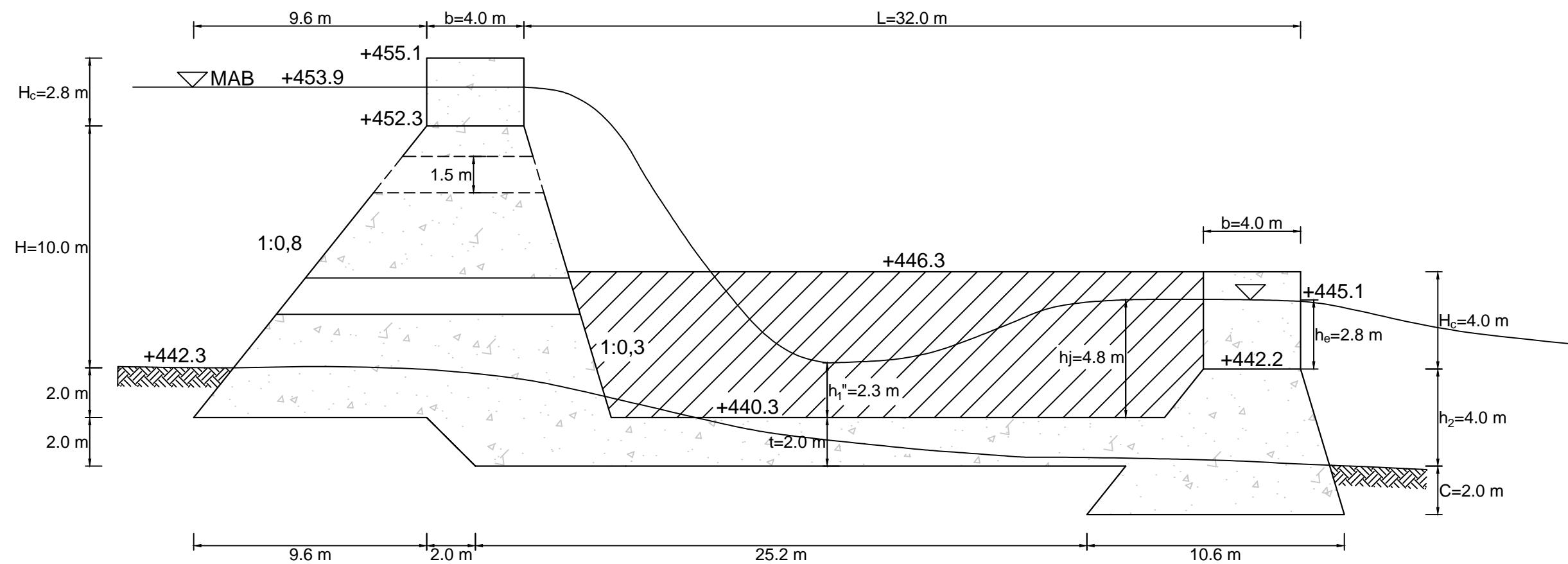
ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

NOMOR
GAMBAR

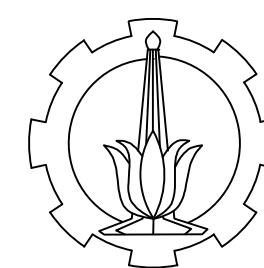
8

JUMLAH
GAMBAR

9



POTONGAN D-D
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DESAIN SABO DAM
KALI KONTO

DOSEN PEMBIMBING

M. Bagus Ansori, S.T., M.Sc.
Dr. Mahendra Andiek
Maulana, S.T., M.T.

NAMA & NRP MAHASISWA

ABIYYU PRATAMA PUTRA
03111740000036

NOMOR
GAMBAR

9

JUMLAH
GAMBAR

9



BIODATA PENULIS

Abiyyu Pratama Putra

Penulis dilahirkan di Surabaya, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Al-Muttaqien (Surabaya), SD Negeri Ujung XIII/38 (Surabaya), SMP Negeri 18 (Surabaya), SMA Negeri 3 (Surabaya).

Setelah lulus dari SMA Negeri 3 (Surabaya) pada tahun 2017, penulis diterima di Departemen Teknik Sipil ITS Surabaya melewati jalur SNMPTN pada tahun 2017 dengan NRP 03111740000036. Selama masa perkuliahan penulis aktif di kegiatan Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS), Lembaga Dakwah Jurusan (LDJ), dan dalam berbagai kepanitiaan selama menjadi mahasiswa. Penulis beberapa kali berpartisipasi dalam kejuaraan bidang teknik sipil tingkat nasional maupun regional. Bagi para pembaca yang ingin berdiskusi, dapat memberikan saran dan kritik tentang Tugas Akhir ini dapat disampaikan melalui email abiyyupratamap@gmail.com