

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN SABO DAM PADA KALI SENOWO
(KM 9) MANGUNSUKO, KECAMATAN DUKUN,
KABUPATEN MAGELANG
(*DESIGN OF SABO DAM ON SENOWO RIVER (KM 9)
MANGUNSUKO, DUKUN DISTRICT, MAGELANG
REGENCY*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



Fuad Iqbal Abdillah

17511089

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2023

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN SABO DAM PADA KALI SENOWO
(KM 9) MANGUNSUKO, KECAMATAN DUKUN,
KABUPATEN MAGELANG
(DESIGN OF SABO DAM ON SENOWO RIVER (KM 9)
MANGUNSUKO, DUKUN DISTRICT, MAGELANG
REGENCY)**

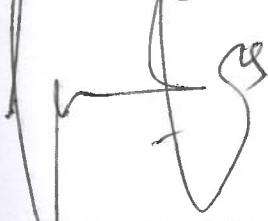
Disusun oleh:

**Fuad Iqbal Abdillah
17511089**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 27 Maret 2023
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



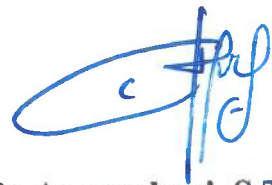
Wahyu Wulan P., S.T., M.T.
155111301

Penguji I



Bambang Sulistiono, Ir., MSCE.
NIK: 805110201

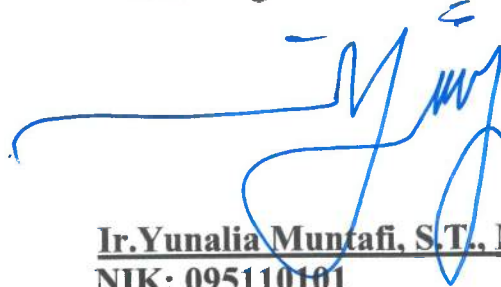
Penguji II



Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng.
NIK: 165110105

Mengesahkan

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 095110101



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan kelulusan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 27 Maret 2023

Yang membuat pernyataan,



Fuad Iqbal Abdillah
(17511089)

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayahnya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Sabo Dam Pada Kali Senowo (KM 9) Mangunsuko, Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penyusun ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Mawardi dan Ibu Jamilatin Saidah sebagai orang tua yang selalu memberi semangat, saran, dan semua yang telah diberikan kepada saya selama hidup dan bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Kakak-kakak saya Maria Ulfa Anggerainie dan Gilang Jesi Ananda yang telah memberikan semangat dan motivasi selama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
4. Ibu Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah membantu, menasehati, dan membimbing selama proses Tugas Akhir berlangsung.
5. Teman, sahabat dan kerabat saya Apil, Danang, Desy, Ria, Rina, Ilham, Bagus, Alan, Jaki, Musab, Arie, serta seluruh pihak yang telah banyak membantu saya selama perkuliahan di kampus.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xvi
ABSTRACT	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Perencanaan	2
1.4 Manfaat Perencanaan	2
1.5 Batasan Penelitian	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Umum	4
2.2 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Kali Putih Km 16,7	4
2.3 Desain Sabo Dam Di Pa-C4 Kali Pabelan Merapi	5
2.4 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen di Kali Kreo	6
2.5 Rangkuman Penelitian Terdahulu	6
2.6 Keaslian Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	8
3.1 Tinjauan Umum	8

3.2	Analisis Hidrologi	9
3.2.1	Daerah Aliran Sungai (DAS)	9
3.2.2	Distribusi Curah Hujan Wilayah/Rata Rata Daerah (Area DAS)	9
3.2.3	Perhitungan Curah Hujan Rencana	10
3.2.4	Analisis Distribusi Frekuensi	11
3.2.5	Uji Kecocokan distribusi Hujan	13
3.2.6	Intensitas Hujan	15
3.2.7	Hydrograf Satuan Sintetis <i>Nakayasu</i>	16
3.2.8	Hydrograf Satuan Sintetis GAMA I	17
3.3	Analisis Pengaruh Sedimen	20
3.4	Analisis Hidrolika	21
3.4.1	Perencanaan <i>Main dam</i>	21
3.4.2	Perencanaan Dimensi Subdam dan Apron Sabodam	29
3.4.3	Perencanaan Dimensi Tembok Tepi dan Lubang Alir (<i>Drip Hole</i>)	32
3.5	Analisis Kapasitas Tampung Sabo Dam	34
3.6	Analisis Stabilitas Sabo Dam	35
3.6.1	Stabilitas Terhadap Guling	36
3.6.2	Stabilitas Terhadap Geser	37
3.6.3	Stabilitas Terhadap Daya Dukung Pondasi	38
BAB IV METODE PENELITIAN		39
4.1	Lokasi Perencanaan	39
4.2	Pengumpulan Data	40
4.3	Analisis Data	40
4.4	Diagram Alir	41
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		43
5.1	Analisis Hidrologi	43
5.1.1	Daerah Aliran Sungai	43
5.1.2	Distribusi Curah Hujan Wilayah	44
5.1.3	Analisis Distribusi Frekuensi	45
5.1.4	Uji Kecocokan Distribusi Hujan	47
5.1.5	Analisis Intensitas Hujan	51
5.1.6	Hydrograf Satuan Sintetik <i>Nakayasu</i>	55

5.1.7 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I	60
5.2 Analisis Debit Banjir Dengan Sedimen	65
5.3 Analisis Hidrolika	66
5.3.1 Tinggi Efektif Main Dam	66
5.3.2 Lebar Dasar Pelimpah (<i>Spillway</i>) <i>Main Dam</i>	67
5.3.3 Tinggi Limpasan Diatas Pelimpah (<i>Spillway</i>)	67
5.3.4 Tinggi Jagaan	67
5.3.5 Tinggi Pelimpah	68
5.3.6 Kontrol Pelimpah	68
5.3.7 Tebal Mercu Pelimpah	68
5.3.8 Kedalaman Pondasi <i>Main Dam</i>	69
5.3.9 Kemiringan Badan Main Dam	69
5.3.10 Sayap Lindung <i>Main Dam</i>	71
5.4 Perencanaan Dimensi Subdam dan Lantai Lindung (<i>Apron</i>) Sabodam	72
5.4.1 Tinggi Subdam	72
5.4.2 Lebar dan Tebal Mercu Pelimpah Subdam	72
5.4.3 Tebal Lantai Terjun (<i>Apron</i>)	73
5.4.4 Panjang Lantai Terjun (<i>Apron</i>)	73
5.4.5 Pondasi Subdam	75
5.4.6 Kemiringan Badan Subdam	76
5.5 Perencanaan Dimensi Tembok Tepi Dan Lubang Alir (<i>Drip Hole</i>)	76
5.5.1 Konstruksi Tembok Tepi	76
5.5.2 Lubang Alir	76
5.6 Analisis Kapasitas Tampungan Sabo Dam	77
5.7 Analisis Stabilitas Sabo Dam	78
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	82
6.1 Kesimpulan	82
6.2 Saran	82
DAFTAR PUSTAKA	83
LAMPIRAN	85

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu	7
Tabel 3.1 Parameter Faktor Distribusi	11
Tabel 3.2 Nilai Kritis d_0 untuk Uji Smirnov Kolmogorov	14
Tabel 3.3 Tabel Koefisien Limpasan (α)	22
Tabel 3.4 Tinggi Jagaan Pada Pelimpah Bangunan Sabo	24
Tabel 3.5 Tebal Mercu Pelimpah	25
Tabel 3.6 Tebal Ambang Pelimpah (Crest openin)	29
Tabel 3.7 Kedalaman pondasi subdam	32
Tabel 3.8 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Peluap < 15 m	36
Tabel 3.9 Nilai Koefisien Geser Tanah Dasar	37
Tabel 5.1 Curah Hujan Rata-Rata Maksimum	44
Tabel 5.2 Perhitungan Parameter Statistik	45
Tabel 5.3 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma	46
Tabel 5.4 Tabel Hasil Analisis Parameter Statistik	47
Tabel 5.5 Pengurutan Data Hujan dari Terbesar ke Terkecil	48
Tabel 5.6 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson III	49
Tabel 5.7 Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Log Pearson III	49
Tabel 5. 8 Hasil Perhitungan Hujan Kala Ulang Rencana	50
Tabel 5.9 Data Hujan Dan Probabilitasnya	50
Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Intensitas Hujan	52
Tabel 5.11 Perhitungan ABM Kala Ulang 100 Tahun	53
Tabel 5.12 Hietograf Hujan Efektif	54
Tabel 5.13 Unit Hidrograf ($0 < t \leq T_p$)	55
Tabel 5.14 Unit Hidrograf $T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$	56
Tabel 5.15 Unit Hidrograf ($T_p + T_{0,3} < t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)	56
Tabel 5.16 Unit Hidrograf ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)	56

Tabel 5.17 Unit Hidrograf Koreksi Nakayasu	57
Tabel 5.18 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun	58
Tabel 5.19 Unit Hidrograf Gama I	61
Tabel 5.20 Unit Hidrograf Koreksi Gama I	62
Tabel 5.21 Perhitungan Debit Rencana HSS Gama I	63
Tabel 5.22 Gaya Luar yang Bekerja pada Sabo dam	80

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Model Hidrograf Nakayasu	17
Gambar 3.2 Sketsa Penetapan WF	19
Gambar 3.3 Sketsa Penetapan RUA	19
Gambar 3.4 Hidrograf Gama I	20
Gambar 3.5 Potongan Melintang Pelimpah	23
Gambar 3.6 Kemiringan Permukaan Sayap Lindung ($B < i$)	27
Gambar 3.7 Kemiringan permukaan sayap lindung ($B < i$ dan $B > i$)	27
Gambar 3.8 Tebal Permukaan Sayap Lindung Sabo dam	28
Gambar 3.9 Penetrasi sayap lindung sabodam kedalam lapisan tanah pasir dan kerikil di lereng curam	28
Gambar 3.10 Jarak bangunan utama dan Sub-bangunan Sabo	30
Gambar 3.11 Tinggi Tembok Tepi	33
Gambar 3.12 Letak Lubang Air	34
Gambar 3.13 Kapasitas Tampung Sabo Dam	35
Gambar 3.14 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Sabo dam < 15 m	36
Gambar 4.1 Lokasi Peneltian	39
Gambar 4. 2 Diagram Alir	42
Gambar 5.1 Sub-DAS Senowo	43
Gambar 5.2 Uji Smirnov Kolmogorov Metode Grafis	51
Gambar 5.3 Hietograf Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun	54
Gambar 5.4 Grafik Unit Hidrograf Metode Nakayasu	58
Gambar 5.5 Debit Rancangan (Q_{100}) HSS Nakayasu	59
Gambar 5.6 Grafik Unit Hidrograf Metode Gama I	63
Gambar 5.7 Debit Rancangan (Q_{100}) HSS Gama I	64
Gambar 5.8 Tinggi Main Dam	66
Gambar 5.9 Tinggi Limpasan Diatas Main Dam	67

Gambar 5.10 Tebal Mercu Pelimpah	69
Gambar 5. 11 Kedalaman Pondasi Main Dam	69
Gambar 5.12 Kemiringan Tubuh Main Dam	71
Gambar 5.13 Sayap Main Dam	72
Gambar 5.14 Lebar dan Tebal Subdam	72
Gambar 5.15 Tebal Lantai Terjun	73
Gambar 5.16 Panjang Lantai Terjun	75
Gambar 5.17 Pondasi Subdam	75
Gambar 5.18 Tembok Tepi	76
Gambar 5.19 Kapasitas Tampungan Sabo Dam	77
Gambar 5.20 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dam	78

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Permohonan Data Curah Hujan	86
Lampiran 2 Long Section dan Cross Section Kali Senowo Kali Senowo	87
Lampiran 3 Data Curah hujan Stasiun Talun Tahun 2012-2021	89
Lampiran 4 Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss	94
Lampiran 5 Tabel Mencari Nilai K Distribusi Log Pearson III	95
Lampiran 6 Tabel Reduced Variate (Yt)	96
Lampiran 7 Tabel Hubungan N (besar sampel) dengan Yn dan Sn	97
Lampiran 8 Nilai Chi Kuadrat Kritik	98
Lampiran 9 SNI 2851 Tahun 2015	99

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

ABM	= <i>Alternating Block Method</i>
BBWS	= Balai Besar Wilayah Sungai
DAS	= Daerah Aliran Sungai
DEM	= <i>Digital Elevation Model</i>
DK	= derajat kebebasan
HSS	= Hidrograf Satuan Sintetik
SNI	= Standar Nasional Indonesia
A	= luas daerah aliran sungai (km ²)
B	= bentang sungai (m)
B ₁	= lebar dasar pelimpah (m)
B ₂	= lebar muka diatas pelimpah (m)
b'	= Lebar dasar pondasi Sabo dam (m)
C	= Kohesi tanah
C _k	= Koefisien kurtosis
C _s	= Koefisien kemencengan
C _v	= Koefisien variasi
D	= perbedaan peluang maksimum
D	= kerapatan jaringan keras
E _i	= jumlah nilai teoritis pada sub kelompok I
d	= diameter butiran material dasar sungai (m)
F	= tinggi jagaan (m)
g	= percepatan gravitasi (m/det ²)
G	= koefisien kurtosis
h	= Tinggi bendung utama (m)
H _c	= tinggi pelimpah (m)
h _p	= Kedalaman pondasi <i>main dam</i> (m)

h_t	= tinggi total <i>main dam</i> ($h_p + h$) (m)
h_3	= tinggi muka air diatas pelimpah (m)
I	= intensitas hujan (mm/jam)
JN	= jumlah pertemuan sungai
K	= faktor probabilitas
K_t	= faktor frekuensi (nilai variabel reduksi gauss)
L	= panjang sungai utama (km)
O_i	= jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok I
P	= hujan rerata kawasan (mm)
P_s	= berat volume sedimen (gr/cm^3)
P_w	= berat volume air (gr/cm^3)
Q	= debit puncak limpasan hujan (m^3/det)
Q_d	= debit maksimum aliran debris (m^3/det)
RUA	= luas DAS hulu
R_e	= hujan satuan (mm)
R_{24}	= curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)
S	= kemiringan dasar sungai
s	= Deviasi standar
SF	= faktor sumber
SN	= frekuensi sumber
SIM	= faktor simetri\
S_n	= <i>reduced</i> standar
t	= waktu durasi hujan (jam)
t_r	= satuan waktu dari curah hujan (jam)
τ_o	= Tegangan geser Pada tanah dasar ($T/m^2/m$)
WF	= faktor sumber
\bar{X}	= Nilai rata-rata (mm)
X_t	= curah hujan periode ulang (mm/hari),
x_h^2	= parameter chi-kuadrat terhitung
Y_n	= <i>reduced mean</i>
Y_t	= <i>reduced variable</i>

Φ	= indeks infiltrasi
α	= konsentrasi kandungan sedimen
ΣV	= jumlah gaya vertikal (T/m)
ΣH	= jumlah gaya horizontal (T/m)
σ	= Tekanan tanah normal (T/m ²)
Φ	= Sudut geser dalam tanah (°)

ABSTRAK

Gunung Merapi merupakan salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia, yang terletak di perbatasan 4 kabupaten yaitu kabupaten Sleman, Kabupaten Klaten, Kabupaten Boyolali, dan Kabupaten Magelang. Gunung Merapi telah mengalami beberapa kali erupsi yaitu sebanyak 68 kali, dan erupsi terakhir yang terbesar terjadi pada tahun 2010 yang lalu. Sungai atau Kali Senowo merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Merapi, sehingga Sungai Senowo yang terletak di Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang, Jawa Tengah memiliki potensi terjadi banjir lahar yang besar. Oleh karena itu, bangunan sabo dam diperlukan untuk menahan dan menampung sedimen yang diakibatkan oleh banjir lahar. Perlu dilakukan penelitian tentang Studi Perencanaan Sabo Dam pada Kali Senowo sebagai bangunan pengendali sedimen.

Pada perencanaan Sabo Dam ini dilakukan dengan menganalisa data hidrologi yang menghasilkan hujan rencana dengan kala ulang 100 tahun menggunakan HSS Nakayasu dan HSS Gama I. Debit banjir dengan sedimen diperoleh dari debit banjir dikalikan dengan konsentrasi sedimen. Perhitungan sabo dam meliputi perencanaan main dam, apron dan sub dam, kemudian dihitung stabilitas sabo dam.

Hasil dari perencanaan ini didapatkan debit banjir rencana kala ulang 100 tahun sebesar $45,339 \text{ m}^3/\text{detik}$ menggunakan HSS Nakayasu dan debit banjir dengan sedimen sebesar $90,678 \text{ m}^3/\text{detik}$. Perencanaan main dam direncanakan tinggi 10 m dengan kedalaman pondasi 3,5 m dan panjang apron 26,5 m. Stabilitas Sabo dam terhadap gaya geser, guling, dan daya dukung pondasi dinyatakan aman semua. Daya tampung pada sabo dam sebesar $30544,456 \text{ m}^3$.

Kata Kunci: Sabo dam, Kali Senowo, Debit Banjir Rencana, Sedimen

ABSTRACT

Mount Merapi is one of the most active volcanoes in Indonesia, located on the border of 4 districts namely Sleman district, Klaten district, Boyolali district, and Magelang district. Mount Merapi has experienced several eruptions, namely 68 times, and the last largest eruption occurred in 2010. Senowo River or Kali Senowo is one of the rivers upstream of Mount Merapi, so that Senowo River located in Dukun District, Magelang Regency, Central Java has the potential for a large lava flood. Therefore, a sabo dam building is needed to retain and accommodate sediments caused by lava floods. It is necessary to conduct research on Sabo Dam Planning Study on Senowo River as a sediment control building.

The Sabo Dam planning was conducted by analysing hydrological data that resulted in a rainfall plan with a return period of 100 years using HSS Nakayasu and HSS Gama I. Flood discharge with sediment is obtained from flood discharge multiplied by sediment concentration. The calculation of the sabo dam includes planning the main dam, apron and sub dam, then calculating the stability of the sabo dam.

The results of this planning obtained a 100-year return period plan flood discharge of 45.339 m³ / sec using HSS Nakayasu and a flood discharge with sediment of 90.678 m³ / sec. The main dam planning is planned to be 10 m high with a foundation depth of 3.5 m and an apron length of 26.5 m. Sabo dam stability against shear forces, overturning, and foundation bearing capacity are all declared safe. The capacity of the sabo dam is 30544.456 m³.

Keywords: *Sabo dam, Senowo River, Plan Flood Discharge, Sediment*

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gunung Merapi merupakan salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia, yang terletak di perbatasan 4 kabupaten yaitu kabupaten Sleman, Kabupaten Klaten, Kabupaten Boyolali, dan Kabupaten Magelang. Gunung Merapi telah mengalami beberapa kali erupsi yaitu sebanyak 68 kali, dan erupsi terakhir yang terbesar terjadi pada tahun 2010 yang lalu. Pada letusan terakhir Gunung Merapi memuntahkan endapan material padat mulai yang berbentuk batu berukuran besar sampai dengan material pasir sejumlah 140 juta m³ di puncak Merapi dan sekitarnya (BBWS Serayu Opak, 2011). Pada bulan Mei tahun 2022, Aktivitas vulkanik Gunung Merapi berupa erupsi kecil telah terjadi beberapa kali terhitung sejak dinaikkannya status gunung ini ke level siaga pada tahun 2018.

Material hasil letusan Gunung Merapi ini berupa abu vulkanik, pasir, batu yang kecil hingga yang besar yang pada suatu saat akan longsor ke bawah atau tertahan di lereng sekitar puncak. Ketika terjadi hujan lebat, maka material hasil erupsi tersebut akan bercampur dengan air yang kemudian menjadi banjir lahar. Banjir ini menyebabkan kerugian yang sangat besar bagi warga sekitar sungai-sungai yang berhulu di Gunung Merapi. Kerugian yang diakibatkan oleh banjir lahar dingin ini diantaranya kerusakan pada prasarana dan sarana milik pemerintah, tenggelamnya lahan pertanian, serta kerusakan pada pemukiman penduduk sehingga akan menimbulkan pengungsian besar-besaran bagi warga yang terdampak.

Kali Senowo merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Merapi, sehingga memiliki potensi terjadi banjir lahar yang besar. Oleh karena itu, bangunan sabo dam diperlukan untuk menahan dan menampung sedimen yang diakibatkan oleh banjir lahar. Berdasarkan permasalahan tersebut diperlukan

penelitian tentang Studi Perencanaan Sabo Dam pada Kali Senowo Km 9 Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang dapat diambil dari latar belakang diatas adalah sebagai berikut:

1. Berapa besar debit rancangan yang mungkin terjadi di Kali Senowo?
2. Bagaimanakah desain bangunan sabo dam guna pengendalian sedimen dan mengurangi bahaya bencana lahar dingin pada Kali Senowo?
3. Bagaimana stabilitas dari bangunan sabo dam yang direncanakan?

1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun maksud dan tujuan perencanaan ini adalah:

1. Mengetahui besaran debit rancangan yang terjadi di Kali Senowo.
2. Mendapat desain sabo dam yang tepat sehingga dapat mengurangi bahaya banjir lahar di Kali Senowo.
3. Mengetahui stabilitas sabo dam yang direncanakan.

1.4 Manfaat Perencanaan

Perencanaan ini diharapkan bermanfaat untuk:

1. Didapatkan hasil desain perencanaan sabo dam pada Kali Senowo
2. Didapat nilai stabilitas dari sabo dam yang direncanakan.
3. Dapat sebagai masukan kepada pemerintah untuk melakukan tindakan penanggulangan terhadap bencana banjir lahar dingin di Kali Senowo.

1.5 Batasan Penelitian

Dalam melakukan perencanaan ini, penulis memberikan batasan tentang hal yang akan diteliti sebagai berikut:

1. Data hidrologi, didapat dari Balai Sabo Yogyakarta, berupa data curah hujan harian selama 15 tahun (tahun 2001 sampai 2015), di 2 stasiun hujan yaitu Stasiun Babadan dan Stasiun Talun.

2. Perencanaan sabo dam meliputi perhitungan hidrologi, perhitungan dimensi sabo dam, dan stabilitas sabo dam.
3. Pada perencanaan ini tidak menghitung RAB, RKS, galian timbunan dan volume pekerjaan sabo dam.
4. Lokasi perencanaan terletak pada Kali Senowo yang paling hulu dan hanya merencanakan 1 (satu) buah sabo dam.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Penelitian menggunakan tinjauan dari penelitian sebelumnya yang berkaitan dengan perencanaan sabo dam. Tinjauan pustaka diambil dari jurnal, skripsi, ataupun tesis yang dipublikasikan. Pengkajian pada penelitian yang sudah dilakukan dimaksudkan agar memperoleh gambaran hasil penelitian sebelumnya dan dapat ditindaklanjuti hal-hal yang belum pernah diteliti pada topik sebelumnya. Diharapkan penelitian ini lebih terarah, sistematis, dan tidak bertentangan dengan maksud dan tujuan dalam penelitian ini.

2.2 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Kali Putih Km 16,7

Salah satu Penelitian terdahulu yang memiliki keterkaitan dengan perencanaan yang akan dilaksanakan adalah perencanaan yang dilakukan oleh Dwi Indra setyawan (2013) dengan judul “Perencanaan Bagunan Pengendali Sedimen Kali Putih Km 16,7 Yogyakarta”. Pada perencanaan ini adalah merencanakan bangunan pengendali sedimen dan juga melakukan pengecekan terhadap stabilitas strukturnya. Kali Putih menampung aliran sedimen akibat Gunung Merapi dalam cukup besar. Bangunan sabo dam ini didesain untuk mengendalikan aliran sedimen Kali Putih dan meminimalisir ancaman bahaya lahar dingin.

Metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan maksimum tahunan DAS masing-masing pos pengamatan hujan yakni Metode *Thiessen*. Metode ini dipilih dengan alasan tidak meratanya letak pos pengamatan hujan serta tidak seragamnya kondisi topografi Kali Putih. Debit banjir maksimum ditentukan dengan mengambil nilai debit terbesar dari masing-masing metode. *Technical Standards and Guidelines for Engineering* (2010) mensyaratkan, debit yang digunakan sebagai dasar pendesainan sabo dam adalah dengan periode 20 tahun.

Pada perencanaan ini didapatkan hasil sebagai berikut. Luas daerah aliran sungai untuk sabo dam ini sebesar $5,53 \text{ km}^2$ dengan debit banjir rencana sebesar $35,06 \text{ m}^3/\text{det}$. Hasil perencanaan *main dam* berupa tinggi *main dam* 5 m, kedalaman pondasi 1,09 m, tebal mercu *main dam* 3 m, lebar dasar *main dam* 5 m dengan kemiringan badan *main dam* arah hulu 0,5 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan sub sabo dam berupa tinggi sub sabo dam 2,6 m, kedalaman pondasi 1,5 m, tebal mercu sub sabo dam 2 m, lebar dasar sub sabo dam 2,5 m, dengan kemiringan badan sub sabo dam arah hulu 0,5 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan lantai apron berupa panjang lantai apron 6,01 m dengan tebal lantai 0,5 m. Pada bagian hilir sub sabo dam direncanakan *Riverbed Protection* sepanjang 3 m sebagai perlindungan terhadap gerusan berupa kawat bronjong berisi batu kali berdiameter 10 cm yang disusun setebal 0,5 m.

2.3 Desain Sabo Dam Di Pa-C4 Kali Pabelan Merapi

Penelitian selanjutnya yang memiliki keterkaitan adalah penelitian yang dilakukan oleh Enggar Dyah Andharini (2015) dengan judul “Desain *Sabo Dam* Di Pa-C4 Kali Pabelan Merapi”. Tujuan dari penelitian ini adalah merencanakan sabo dam yang mampu mengalirkan Q50 serta aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, *uplift*, aman terhadap bahaya *piping*, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan.

Perencanaan ini dilakukan dengan analisis data hujan, hujan efektif, dan analisis hujan rerata dengan metode *Poligon Thiessen* serta analisis banjir rencana dengan metode *HSS Nakayasu*. Analisa tersebut menghasilkan debit banjir rencana 50 tahun (Q50) sebesar $148,516 \text{ m}^3/\text{det}$. Pada penelitian ini didapatkan sebagai berikut.

1. Desain sabo dam mampu dilewati Q50 tahun sebesar $148,516 \text{ m}^3/\text{det}$.
2. Desain sabo dam aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, *uplift*, aman terhadap bahaya *piping*, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan dengan kontrol kestabilan terhadap rembesan (*piping*) sehingga didapatkan hasil $CL = 5,216 \geq 3$.

2.4 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen di Kali Kreo

Penelitian ketiga yang memiliki keterkaitan adalah penelitian oleh Andrey Suryanto (2014). Sub-DAS Kreo merupakan bagian dari DAS Garang yang memiliki hulu dari mata air gunung Ungaran dan bermuara di Laut Jawa di Kota Semarang. DAS Garang terdiri dari 3 (tiga) anak sungai utama, yaitu sungai Garang, sungai Kreo dan sungai Kripik. Ketiga anak sungai tersebut bertemu pada pertemuan sungai di Tugu Soeharto, setelah melalui Bendung Simongan nama Sungai Garang berubah menjadi Banjir Kanal Barat. Pada daerah Sub-DAS Garang bagian hilir merupakan dataran rendah di Kota Semarang. Kemiringan dasar sungai pada daerah ini sangat kecil dan cenderung landai maka banyak terjadi sedimentasi.

Untuk memperoleh debit banjir, perhitungan curah hujan maksimum rata-rata menggunakan metode *Polygon Thiessen*, dilanjutkan dengan mencari curah hujan rancangan menggunakan metode *Log Pearson III* dan diuji dengan menggunakan *Chi-Square* dan *Smirnov Kolmogorof*. Debit banjir rancangan menggunakan metode *HSS GAMA I* dan kala ulang 25 tahun. Untuk menghitung sedimen dasar digunakan persamaan Meyer Peter dan Muller untuk menentukan sedimen layang didapat dari perkalian konsentrasi sedimen dan debit air.

Hasil dari perencanaan ini ada secara keseluruhan sedimen yang terangkut pada aliran sungai Kreo dengan debit rata-rata untuk kala ulang 25 tahun adalah 1.394,36 ton/hari. Untuk menanggulangi sedimentasi pada sungai Kreo, perencanaan dam pengendali sedimen adalah salah satu usaha yang paling efektif untuk dilakukan. Bangunan pengendali sedimen yang direncanakan dari beton tumbuk. Elevasi puncak mercu yang direncanakan + 17,431 m, serta tinggi efektif sebesar 2 m. Daya tampung dari bangunan pengendali sedimen ini adalah 14,911 m³.

2.5 Rangkuman Penelitian Terdahulu

Berikut ini adalah rangkuman perbedaan penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilaksanakan disajikan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu

No.	Peneliti (Tahun)	Dwi Indra Setyawan (2013)	Enggar dyah Andharini (2015)	Andrey Suryanto (2014)	Fuad Iqbal Abdillah
1.	Judul	Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Kali Putih Km 16,7 Yogyakarta	Desain Sabo Dam Di Pa-C4 Kali Pabelan Merapi	Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen di Kali Kreo	Perencanaan Sabo Dam pada Kali Senowo Sebagai Pengendali Sedimen
2.	Metode	SNI Perencanaan Sabo	SNI Perencanaan Sabo	SNI Perencanaan Sabo	SNI 2851 Tahun 2015
3.	Hasil	<ul style="list-style-type: none"> - Luas daerah aliran sungai sebesar 5,53 km². - Debit banjir rencana sebesar 35,06 m³/det. - Tinggi <i>main dam</i> 5 m - Kedalaman pondasi 1,09 m. - Tebal mercu <i>main dam</i> 3 m. Lebar dasar <i>main dam</i> 5 m. - kedalaman pondasi 1,5 m. 	<ul style="list-style-type: none"> - Desain sabo dam mampu mengalirkan Q50 tahun sebesar 148,51 m³/det. - Hasil CL = $5,216 \geq 3$. - Kestabilan terhadap guling didapatkan hasil SF = $5,519 > 1,2$ (kondisi banjir) 	<ul style="list-style-type: none"> - Sedimen yang terangkut dengan Debit rata rata untuk kala waktu 25 tahun adalah 1.394,36 ton/hari. - Elevasi puncak mercu = 17,43 m - Tinggi efektif dam = 2m 	<ul style="list-style-type: none"> - Pada penelitian ini, dilakukan perhitungan debit banjir rencana 50 tahun dan perencanaan sabo dam pada kali senowo serta menghitung stabilitasnya.

2.6 Keaslian Penelitian

Pada perencanaan sabo dam ini dilakukan di Kali Senowo, menghitung debit banjir sedimen yang terjadi, menghitung stabilitas sabo dam, serta kapasitas tampungannya. Perencanaan ini berbeda dengan perencanaan-perencanaan sebelumnya yang disajikan dalam Tabel 2.1.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Sabo dam adalah bangunan sipil yang dibangun melintang di sungai berfungsi sebagai bangunan pengendali aliran debris atau lahar. Sabo yaitu teknologi yang digunakan untuk mengendalikan pergerakan sedimen/pasir yang berlebihan serta menanggulangi bencana yang diakibatkannya, dapat diterapkan dalam mengendalikan sedimentasi yang berlebihan. Teknologi ini telah banyak dimanfaatkan untuk penanggulangan bencana khususnya di daerah gunung api.

Bangunan sabo dam adalah konstruksi pembendung aliran sedimen/debris yang dibuat melintang sungai dengan ketinggian mercu tertentu sesuai dengan kaidah perencanaan bangunan sabo. Sabo dam akan berperan paling dominan dalam menjalankan fungsi mereduksi volume hanyutan sedimen dengan menampungnya dalam kolam hulunya sehingga tidak memasuki bendung. Tinggi dan banyaknya dam harus mampu mengubah aliran sedimen/debris (*massive transport*) menjadi angkutan dasar (*bed-load transport type*).

Tujuan utama bangunan sabo sebagai pengendali sedimen/debris adalah menahan aliran sedimen/debris, mengurangi kecepatan aliran sedimen/debris, menampung sedimen, menjaga erosi permukaan tanah, dan menstabilkan dasar serta tebing sungai. Bangunan sabo dam sedapat mungkin diletakkan pada tanah dasar atau tebing yang keras dengan harapan agar struktur yang dibuat mampu menahan aliran sedimen/debris. Namun jika memang tidak ditemukan tanah atau tebing yang keras, maka konstruksi bangunan sabo dam dapat dilakukan pada tanah hasil endapan dan harus dilengkapi dengan sub dam dan lantai lindung (*apron*). Komponen utama bangunan sabo dam terbagi menjadi 2 bagian yaitu dam utama dengan bangunan pelimpah dan struktur bangunan pendukung berupa lantai lindung, tembok tepi, dan subdam. Analisis yang diperlukan adalah sebagai berikut.

1. Analisis hidrologi.

2. Analisis hidrolika.
3. Analisis stabilitas sabo dam.

3.2 Analisis Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta tentang fenomena hidrologi (*hydrologic phenomenon*) seperti besarnya curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai (Soewarno, 1995).

3.2.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai (DAS) adalah suatu wilayah yang dibatasi oleh batas alam, seperti punggung bukit-bukit atau gunung, maupun batas batuan, seperti jalan atau tanggul, dimana air hujan turun di wilayah tersebut memberi kontribusi aliran ke titik kontrol (*outlet*) (Suripin, 2002). Untuk mencari luasan DAS Sungai Senowo menggunakan bantuan aplikasi *Global Mapper*.

3.2.2 Distribusi Curah Hujan Wilayah/Rata Rata Daerah (Area DAS)

Metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan wilayah adalah aritmatika, metode ini adalah yang paling sederhana untuk menghitung hujan rerata pada suatu daerah. Pengukuran yang dilakukan di beberapa stasiun dalam waktu yang bersamaan dijumlahkan kemudian dibagi dengan jumlah stasiun. Stasiun yang digunakan dalam hitungan biasanya adalah yang berada dalam DAS, tetapi stasiun di luar DAS yang masih berdekatan juga bisa diperhitungkan.

$$p = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \quad (3.1)$$

Keterangan:

- | | |
|---|--|
| P | = hujan rerata kawasan (mm) |
| P ₁ , P ₂ , ..., P _n | = curah hujan di tiap titik pos curah hujan (mm) |
| n | = jumlah pos curah hujan |

3.2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui dan tanpa mempedulikan adanya pengulangan secara teratur setiap kala ulang terjadi. Pada pengolahan data ini dikenal beberapa parameter berikut ini.

1. Nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (3.2)$$

2. Deviasi standar

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

3. Koefisien variasi

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \quad (3.4)$$

4. Koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{\sum (x - \bar{x})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)s^3} \quad (3.5)$$

5. Koefisien kurtosis

$$C_k = \frac{\sum (x - \bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \quad (3.6)$$

Keterangan:

X = data dari sampel,

\bar{x} = nilai rata-rata hitung, dan

n = jumlah pengamatan.

Sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Parameter Faktor Distribusi

No.	Jenis Distribusi	Syarat
1	Distribusi Normal	$C_k \approx 3$
		$C_s \approx 0$
2	Distribusi Log-Normal	$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
		$C_s = C_v^3 + 3C_v$
3	Distribusi Gumbel	$C_s \approx 1,14$
		$C_k \approx 5,4$
4	Distribusi Log-pearson III	Selain dari nilai diatas

(Sumber: Bambang Triatmojo, 2008)

3.2.4 Analisis Distribusi Frekuensi

Dari hasil perhitungan curah hujan rencana dapat dilakukan analisis distribusi frekuensi untuk mendapatkan intensitas hujan yang akan digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Beberapa metode analisis distribusi frekuensi yang biasanya digunakan dalam perhitungan hidrologi adalah sebagai berikut ini.

1. Distribusi Normal

Persamaan metode normal adalah sebagai berikut ini.

$$X_T = \bar{X} + K_T S \quad (3.7)$$

Keterangan:

X_T = hujan rencana dengan periode ulang T tahun.

\bar{X} = nilai rata-rata dari data hujan (X) (mm),

S = standar deviasi dari data hujan (X), dan

K_T = faktor frekuensi (nilai variabel reduksi gauss) disajikan dalam lampiran 4.

2. Distribusi Log Normal

Persamaan distribusi log normal dapat dilihat pada persamaan dibawah ini.

$$X_T = 10^{\log \bar{x} + K_t.S_{Log}} \quad (3.8)$$

Keterangan:

- X_t = curah hujan periode ulang (mm/hari),
 \bar{x} = curah hujan maksimum rata-rata,
 S_{log} = standar deviasi logaritma, dan
 K_T = faktor frekuensi (nilai variabel reduksi gauss) disajikan dalam lampiran 4.

3. Distribusi Gumbel

Analisis frekuensi menggunakan metode gumbel menggunakan persamaan berikut ini.

$$X_T = \bar{X} + K.S \quad (3.9)$$

Keterangan:

- X_t = hujan rencana dengan periode ulang T tahun,
 \bar{X} = curah hujan maksimum rata rata,
K = faktor probabilitas, dan
S = standar deviasi.

Faktor probabilitas K gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (3.10)$$

Keterangan:

- Y_t = *reduced variable* disajikan dalam lampiran 6,
 Y_n = *reduced mean* disajikan dalam lampiran 7, dan
 S_n = *reduced* standar deviasi disajikan dalam lampiran 7.

4. Distribusi Log Pearson III

Berikut adalah persamaan yang digunakan untuk mencari hujan periode ulang dengan metode distribusi Log Pearson III.

$$X_T = 10^{\log x + K.S_{log}} \quad (3.11)$$

Keterangan:

- XT = hujan rencana dengan periode ulang T tahun,
 K = faktor frekuensi (fungsi probabilitas dan nilai Cs) disajikan dalam lampiran 5,
 X = nilai hujan maksimum, dan
 S_{log} = standar deviasi logaritma.

3.2.5 Uji Kecocokan distribusi Hujan

Analisa uji kecocokan distribusi dilakukan untuk menguji kecocokan distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Metode yang sering digunakan dalam uji kecocokan adalah uji *Smirnov-kolmogorov* dan uji Chi-Kuadrat.

1. Uji *Smirnov-kolmogorov*

Pengujian ini sering disebut uji kecocokan parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- a. Urutkan data (dari kecil ke besar atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari tiap-tiap data tersebut.

$$X_1 = p(x_1),$$

$$X_2 = p(x_2),$$

$$X_3 = p(x_3) \text{ dan seterusnya.}$$

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

$$X_1 = p'(x_1),$$

$$X_2 = p'(x_2),$$

$$X_3 = p'(x_3) \text{ dan seterusnya.}$$

- c. Dari kedua peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maximum } [P(x_n) - P'(x_n)] \quad (3.12)$$

Keterangan:

D = perbedaan peluang maksimum,

$P(x_m)$ = nilai peluang dan pengamatan, dan

$P'(x_m)$ = nilai peluang teoritis.

- d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-kolmogorov test*) tentukan harga d_0 (lihat Tabel 3.2).

Tabel 3.2 Nilai Kritis d_0 untuk Uji *Smirnov Kolmogorov*

n	α			
	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	0,18	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. Uji *Chi* – kuadrat (*Chi Square*)

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang akan dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Analisis dapat diterima jika nilai chi-kuadrat terhitung < chi-kuadrat kritis (disajikan dalam lampiran 10) .

$$G = 1 + 3.322 \log n \quad (3.13)$$

$$DK = G - (P + 1) \quad (3.14)$$

$$E_i = \frac{n}{G} \quad (3.15)$$

$$x_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (3.16)$$

Keterangan:

x_h^2 = parameter chi-kuadrat terhitung,

G = koefisien kurtosis,

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok I,

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok I,

DK = derajat kebebasan, dan

P = untuk distribusi normal dan binomial = 2,
untuk distribusi gumbel dan poisson = 1.

3.2.6 Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah besarnya jumlah hujan yang turun, dinyatakan dalam tinggi curah hujan atau volume hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda-beda, tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya. Pada perhitungannya digunakan persamaan *Mononobe* sebagai berikut.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad (3.17)$$

Keterangan:

I = intensitas hujan (mm/jam),

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm), dan

t = waktu durasi hujan (jam).

3.2.7 Alternating Block Method (ABM)

Alternating Block Method (ABM) adalah cara sederhana untuk membuat hyetograph rencana dari kurva IDF. Hyetograph rencana yang dihasilkan oleh metode ini adalah hujan yang terjadi dalam n rangkaian interval waktu yang

berurutan dengan durasi Δt selama waktu $t_d = n \cdot \Delta t$. untuk periode ulang tertentu , intensitas hujan diperoleh dari kurva idf pada setiap durasi waktu. kedalaman hujan diperoleh dari perkalian antara intensitas hujan dan durasi waktu tersebut. perbedaan antara nilai kedalaman hujan yang berurutan merupakan penambahan hujan dalam interval waktu Δt . penambahan hujan tersebut, diurutkan kembali ke dalam rangkaian waktu dengan intensitas hujan maksimum berada pada tengah-tengah durasi hujan t_d dan blok-blok sisanya disusun dalam urutan menurun secara bolak-balik pada kanan dan kiri dari blok tengah.

3.2.8 Hidrograf Satuan Sintetis *Nakayasu*

Perhitungan hidrograf digunakan untuk memperkirakan debit terbesar aliran sungai yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu yang disebut sebagai debit banjir rencana. Perhitungan debit banjir rencana dapat dilakukan dengan metode HSS *Nakayasu*. Secara umum metode ini menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$Q_p = \frac{C.A.R_e}{3.60 (0.30.T_p + T_{0.3})} \quad (3.18)$$

$$T_p = t_g + 0.8 t_r \quad (3.19)$$

$$T_g = 0.21 \cdot L^{0.7} \quad (L < 15 \text{ km}) \quad (3.20)$$

$$T_g = 0.4 + 0.058 \times L \quad (L > 15 \text{ km}) \quad (3.21)$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g \quad (3.22)$$

$$T_r = 0.5 t_g \text{ sampai } t_g$$

Keterangan:

Q_p = debit (m^3/det)

C = koefisien pengaliran = 1

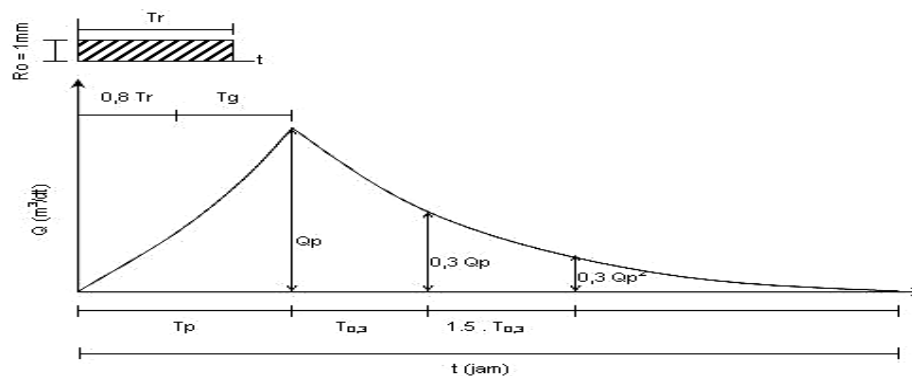
A = luas daerah aliran sungai (km^2)

R_e = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf satuan (jam)

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan untuk peurnan debit dari debit puncak hingga debit mencapai 30% debit hidrograf satuan (jam), dan

t_r = satuan waktu dari curah hujan (jam).



Gambar 3.1 Model Hidrograf Nakayasu

Bentuk hidrograf satuan yang digunakan diberikan oleh persamaan berikut.

- a. Pada kurva naik, $0 < t < T_p$

Maka:

$$Q = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \times Q_p \quad (3.23)$$

- b. Pada kurva turun, $T_p < t < (T_p + T_{0,3})$

Maka:

$$Q = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}}\right]} \quad (3.24)$$

- c. untuk $(T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}\right]} \quad (3.25)$$

- d. dan $(t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}\right]} \quad (3.26)$$

3.2.9 Hidrograf Satuan Sintetis GAMA I

HSS GAMA I terdiri dari empat variabel pokok yaitu waktu naik (*time of rise*), debit puncak (Q_p), dan waktu dasar (T_B). dan sisi resesi yang ditentukan dari

nilai koefisien tampungan (K). Persamaan HSS GAMA I dapat dilihat dalam persamaan berikut ini.

$$Q_t = Q_p \times e^{-t/k} \quad (3.27)$$

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I adalah sebagai berikut.

1. Waktu puncak HSS Gama 1 (TR)

$$TR = 0,43 \cdot \left(\frac{L}{100 \times SF} \right) + 1,0665 \cdot SIM + 1,2775 \quad (3.28)$$

2. Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381} \quad (3.29)$$

3. Waktu dasar (TB)

$$TB = 0,5617 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \quad (3.30)$$

4. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \quad (3.31)$$

5. Aliran dasar (Q_B)

$$Q_B = 0,4715 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \quad (3.32)$$

Keterangan:

A = luas DAS (km²),

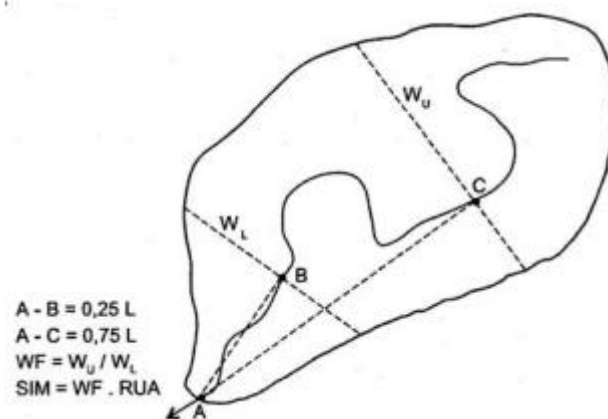
L = panjang sungai utama (km),

S = kemiringan dasar sungai,

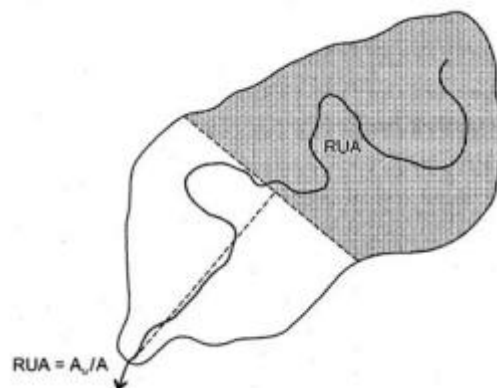
SF = faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

SN = frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat

- WF = faktor lebar, perbandingan antara lebar das yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri
- JN = jumlah pertemuan sungai,
- SIM = faktor simetri, hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)
- RUA = luas DAS sebelah hulu, perbandingan antara luas DAS yang di ukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melalui titik tersebut
- D = kerapatan jaringan kurus, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS



Gambar 3.2 Sketsa Penetapan WF



Gambar 3.3 Sketsa Penetapan RUA

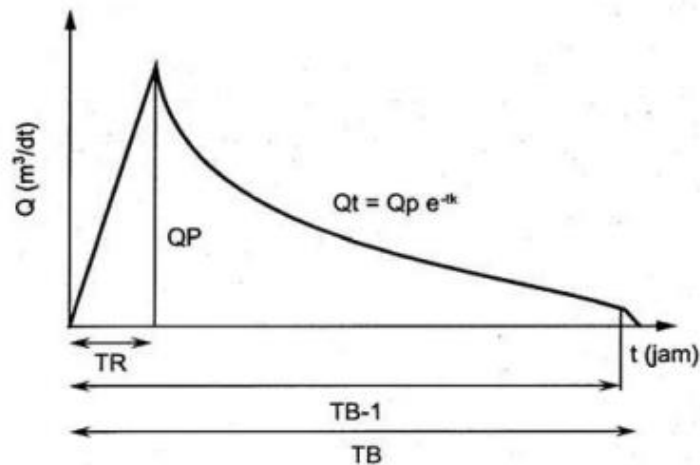
(Sumber: Bambang Triatmojo, 2008)

Persamaan tambahan terkait dengan metode HSS Gama I adalah Φ indeks. Besarnya Φ dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times \left(\frac{A}{SN}\right)^4 \quad (3.33)$$

Keterangan:

- Φ = indeks infiltrasi,
- A = luas DAS (km²), dan
- SN = frekuensi sumber.



Gambar 3.4 Hidrograf Gama I

(Sumber: Bambang Triatmojo, 2008)

3.3 Analisis Pengaruh Sedimen

Menurut Joko Cahyono dalam buku “Pengantar Teknologi Sabo”, kandungan sedimen terbesar terjadi pada saat puncak banjir. Debit puncak aliran debris diestimasi berdasarkan hubungan antara debit puncak limpasan dan kandungan sedimennya, menggunakan persamaan dari *Takahashi* sebagai berikut ini.

$$Q_d = \alpha \cdot Q \quad (3.34)$$

Keterangan:

- Q_d = debit maksimum aliran debris (m^3/det),
- Q = debit puncak limpasan hujan (m^3/det), dan
- α = konsentrasi kandungan sedimen.

Dengan α dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$\alpha = \frac{c^*}{c^* - c_d} \quad (3.35)$$

$$c_d = \frac{\tan \theta}{[(p_s/p_w) - 1](\tan \theta - \tan \theta)} \quad (3.36)$$

Keterangan:

C_d = konsentrasi atau densitas aliran debris

c^* = konsentrasi volumetrik endapan sedimen (0,6 untuk aliran debris),

P_w = berat volume air (1,20 T/m³),

P_s = berat volume sedimen (2,60 T/m³),

$\tan \theta$ = kemiringan dasar sungai, dan

$\tan \theta$ = sudut geser dalam sedimen yang terakumulasi (30° - 40°).

Persamaan ini biasanya digunakan untuk kemiringan dasar sungai antara 10° - 20°, tetapi berlaku juga untuk kemiringan yang lebih landai.

3.4 Analisis Hidrolika

3.4.1 Perencanaan *Main dam*

Main dam adalah komponen dari bangunan sabo dam yang berfungsi untuk membendung aliran debit yang lewat sehingga sedimen yang mengalir bersamaan dengan aliran air dapat tertahan/tertampung sehingga tidak mengalir semuanya ke hilir.

1. Tinggi Efektif *Main dam*

Tinggi efektif *main dam* direncanakan pada ketinggian tertentu agar menghasilkan kemiringan dasar sungai yang stabil. Akan tetapi, untuk memperoleh tinggi *main dam* yang sesuai dengan yang direncanakan sangatlah sulit. Hal ini dikarenakan tinggi tebing di sebelah kiri dan kanan yang berbeda-beda dan tidak memungkinkan untuk mendapatkan tinggi yang tepat. Maka, apabila tinggi tebing tidak sesuai dengan yang diharapkan maka tinggi *main dam* didasarkan pada tinggi tebing di sebelah kiri atau kanan sungai yang ada di lokasi yaitu berada di bawah tinggi tebing agar apabila tumpukan sedimen telah penuh aliran air masih mampu ditampung oleh alur sungai.

2. Lebar Dasar Pelimpah (*Spillway*) *Main dam*

Lebar pelimpah atau *spillway* direncanakan dengan berbagai pertimbangan sebagai berikut.

- a. Lebar pelimpah (*spillway*) direncanakan berdasarkan besarnya debit rencana yang ditetapkan, biasanya berdasarkan hujan kala ulang 50 atau 100 tahun. Diharapkan *spillway* yang direncanakan dapat dilewati oleh debit rencana.
- b. Kondisi topografi dan geologi di sebelah hulu, hilir dan *site* bangunan sabo menjadi pertimbangan dalam desain bangunan.
- c. Bentuk pelimpah bangunan sabo dam adalah trapesium, dengan tebal pelimpah sekurang-kurangnya 3 meter untuk dam utama (*main dam*).

Untuk menghitung lebar dasar pelimpah *main dam* dapat menggunakan persamaan berikut ini.

$$B_1 = \alpha \cdot \sqrt{Q_d} \quad (3.38)$$

Keterangan :

B_1 = lebar dasar pelimpah (m),

Q_d = debit Banjir rencana dengan sedimen (m^3/det), dan

α = koefisien limpasan.

Untuk menghitung lebar pelimpah, input data yang digunakan adalah koefisien limpasan dan data debit rencana. Besarnya koefisien limpasan tergantung dari luas DAS yang ditinjau. Berikut adalah nilai koefisien limpasan untuk masing-masing luas DAS, dapat dilihat pada tabel 3.3 berikut ini.

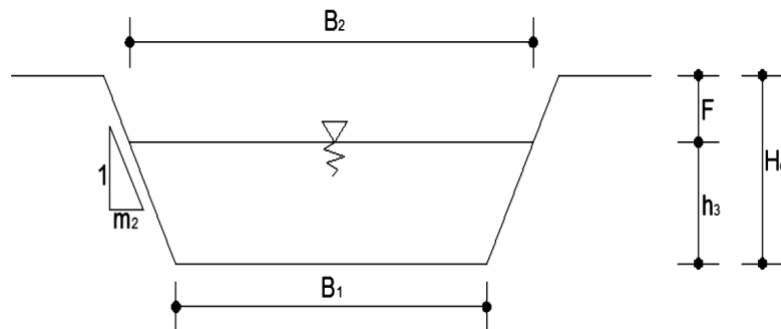
Tabel 3.3 Tabel Koefisien Limpasan (α)

Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	Koefisien Limpasan (α)
$A \leq 1 \text{ km}^2$	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: Direktorat Jenderal Sumber Daya Air, 2012)

3. Tinggi Limpasan Diatas Pelimpah (*Spillway*)

Tinggi limpasan diatas pelimpah dihitung dengan tujuan agar debit banjir rencana dapat mengalir tanpa terjadi luapan. Potongan melintang pelimpah disajikan dalam gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3.5 Potongan Melintang Pelimpah

(Sumber: Direktorat Jenderal Sumber Daya Air, 2012)

Kedalaman aliran pada debit banjir dihitung dengan rumus bendung (*weir*) bentuk trapesium, dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

$$Q_d = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_3^{3/2} \quad (3.39)$$

$$B_2 = B_1 + 2m_2 \cdot h_3 \quad (3.40)$$

Keterangan :

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

C = koefisien pelimpah (0,60 – 0,66),

g = percepatan gravitasi ($9,8 m/det^2$),

B_1 = lebar dasar pelimpah (m),

B_2 = lebar muka diatas pelimpah (m),

h_3 = tinggi muka air diatas pelimpah (m), dan

m_2 = kemiringan tepi pelimpah (0,5).

4. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan ketinggian banjir rencana, sehingga jika terjadi banjir rencana maka air tersebut masih bisa tertahan dengan

adanya tinggi jagaan. Tinggi jagaan pada debit rencana bangunan sabo tergantung pada debit banjir rencana, yang dapat dilihat pada tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4 Tinggi Jagaan Pada Pelimpah Bangunan Sabo

Debit desain (Q) (m ³ /det)	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 Desain Bangunan Penahan Sedimen, 2015)

5. Tinggi Pelimpah

Tinggi pelimpah (H_c) adalah jumlah ketinggian air diatas pelimpah pada debit banjir rencana (h_3) ditambah dengan tinggi jagaan (F). Persamaannya sebagai berikut ini.

$$H_c = h_3 + F \quad (3.41)$$

Keterangan :

H_c = tinggi pelimpah (m),

h_3 = tinggi muka air diatas pelimpah (m), dan

F = tinggi jagaan (m).

Bangunan sabo untuk aliran debris, tinggi H_c dikontrol terhadap diameter maksimum batuan yang ada, dipilih yang paling besar antara H_c dan diameter maksimum batuan.

6. Tebal Mercu Pelimpah

Tebal mercu pelimpah (b) (*crest opening*) direncanakan berdasarkan perkiraan kerusakan yang ditimbulkan akibat aliran debris dan debit banjir rencana, segi stabilitas, dan melihat kondisi material dasar sungai. Mercu pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar tahan terhadap gaya pukul sedimen ataupun gerusan batu yang melewatinya. Menurut SNI 2851 tahun 2015, Desain Bangunan Pengendali Sedimen mercu pelimpah didesain berdasarkan tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Tebal Mercu Pelimpah

Tebal Mercu	b = 1,5 – 2,5 m	b = 3,0 – 4,0
Material	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu	Batu-batu besar
Pola aliran sedimen	Kandungan sedimen sedikit sampai sedimen yang banyak	<i>Debris flow</i> kecil sampai <i>debris flow</i> yang besar

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

7. Kedalaman Pondasi *Main dam*

Untuk menghitung kedalaman pondasi, dapat digunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) (h_3 + h) \quad (3.42)$$

Keterangan:

h_p = Kedalaman pondasi *main dam* (m),

h_3 = Tinggi muka air diatas pelimpah (m), dan

h = Tinggi bendung utama (m).

8. Kemiringan Badan *Main dam*

Badan *main dam* memiliki 2 sisi, yaitu bagian hulu dan bagian hilir. Yang keduanya memiliki sifat dan fungsi masing-masing. Begitupun dengan kemiringan badan *main dam*, terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir.

a. Kemiringan Hilir Badan *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.

b. Kemiringan Hulu Badan *Main dam*

Kemiringan bagian hulu dari *main dam* harus ditentukan berdasarkan syarat stabilitas bangunan menggunakan persamaan berikut.

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\}m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (3.43)$$

Keterangan:

- n = kemiringan *main dam* bagian hilir,
- $\alpha = \frac{h_3}{h_t}$ = perbandingan tinggi muka air diatas pelimpah dan tinggi total *main dam*,
- h_3 = tinggi muka air diatas pelimpah (m),
- h_t = tinggi total *main dam* ($h_p + h$) (m),
- h_p = kedalaman pondasi (m),
- h = tinggi *main dam*,
- m = kemiringan *main dam* (m),
- $\beta = \frac{b}{ht}$ = perbandingan tebal mercu pelimpah dan tinggi total *main dam*,
- B = lebar pelimpah, dan
- $\gamma = \frac{\gamma_{\text{beton/batu kali}}}{\gamma_{\text{air}}}$ = perbandingan berat isi *main dam* dengan berat isi air.

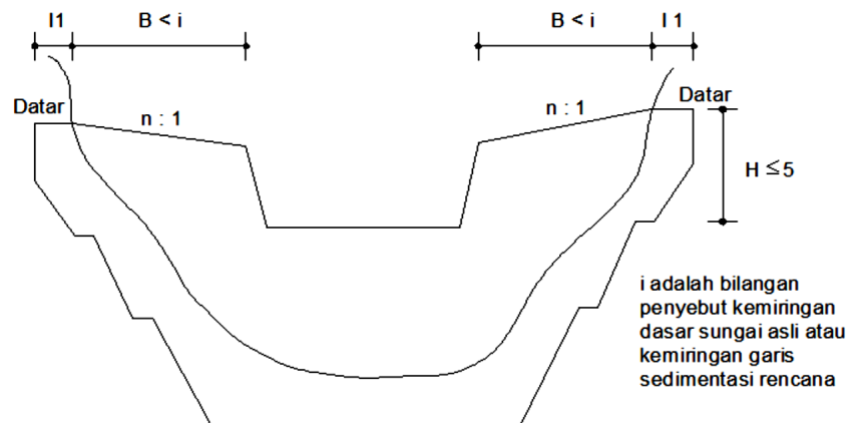
9. Desain Sayap Lindung (*Wing*)

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

- a. Kemiringan permukaan sayap lindung sabo dam di wilayah aliran debris harus dibuat sama dengan kemiringan dasar sungai asli yang ada atau paling tidak dibuat sama dengan kemiringan garis sedimentasi rencana.
- b. Tebal permukaan sayap lindung sabo dam biasanya dibuat sama dengan tebal mercu pelimpah atau lebih tipis.
- c. Permukaan sayap lindung sabo dam harus masuk (penetrasi) ke dalam tebing batuan sebagai faktor pengaman seperti pada pondasi bangunan.

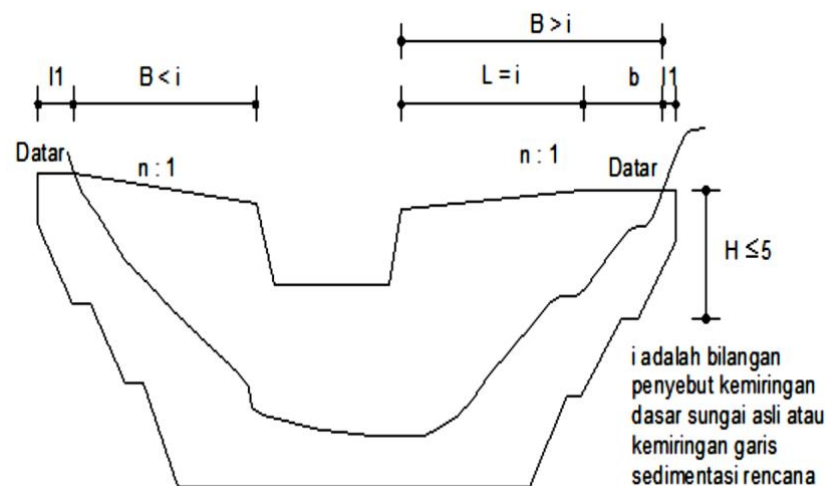
1) Kemiringan Permukaan Sayap Lindung

Kemiringan permukaan sayap lindung dapat dilihat pada gambar 3.6 dan 3.7 berikut ini.



Gambar 3.6 Kemiringan Permukaan Sayap Lindung ($B < i$)

(Sumber: Petunjuk Pekerjaan Sabo, 2010)



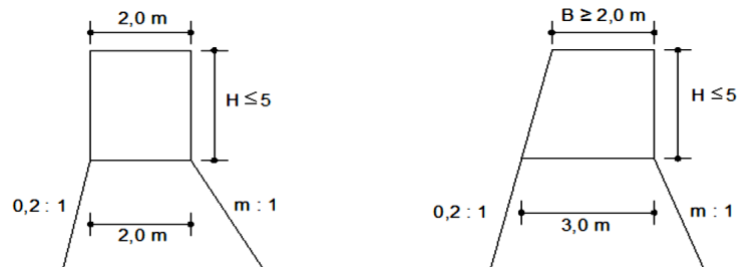
Gambar 3.7 Kemiringan permukaan sayap lindung ($B < i$ dan $B > i$)

(Sumber : Petunjuk Pekerjaan Sabo, 2010)

2) Tebal Permukaan Sayap Lindung

Tebal permukaan sayap lindung harus ≥ 2 meter. Untuk bangunan Sabo dengan tinggi maksimum 4 m, lebar 10 m, tebal sayap lindung disarankan ≥ 1 meter, dengan mempertimbangkan diameter batuan sungai $\leq 0,50$ m.

Tebal permukaan sayap lindung sabo dam disajikan dalam Gambar 3.8 berikut.

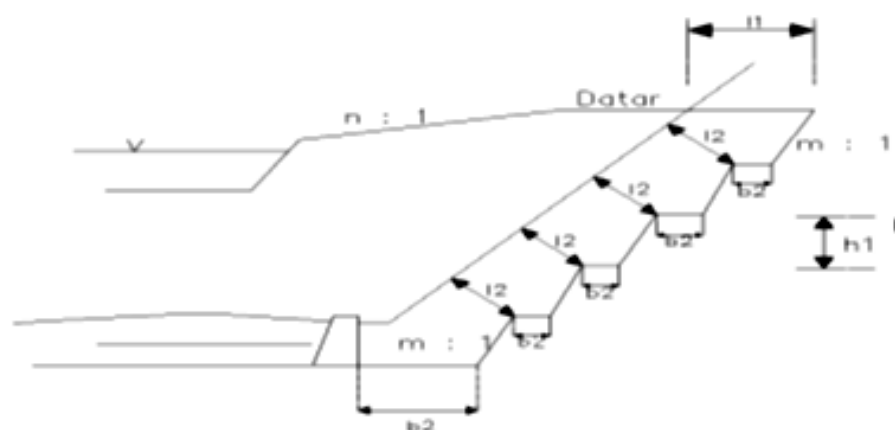


Gambar 3.8 Tebal Permukaan Sayap Lindung Sabo dam

(Sumber : Petunjuk Pekerjaan Sabo, 2010)

3) Penetrasi Sayap Lindung Sabo dam ke Dalam Tebing

Kedua sayap lindung sabodam 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 3.9 berikut.



Gambar 3.9 Penetrasi sayap lindung sabodam kedalam lapisan tanah pasir dan kerikil di lereng curam

Tabel 3.6 Tebal Ambang Pelimpah (*Crest openin*)

I ₁	I ₂	b ₁	b ₂	h ₁	h ₂
4,0	2,5 – 3,5 m	≥1,0 m	≥ 2,0 m	≤ 5,0 m	≤ 6,0 m

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

3.4.2 Perencanaan Dimensi Subdam dan Lantai Lindung (Apron) Sabodam

1. Tinggi Subdam

Subdam bangunan sabo memiliki fungsi yang hampir sama dengan *main dam*. Namun dengan ukurannya lebih kecil dari *main dam*. Tinggi subdam dibuat lebih kecil dari *main dam*. Perencanaan tinggi subdam menggunakan persamaan berikut ini.

$$h_2 = \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) \cdot (h + h_p) \quad (3.44)$$

Keterangan :

- h₂ = tinggi mercu sub dam dari dasar lantai lindung (apron) (m),
h = tinggi efektif *main dam* (m), dan
h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m).

2. Tebal Mercu Pelimpah Sub Dam

Lebar pelimpah sub dam direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar pelimpah *main dam*.

3. Sub Bangunan Sabo

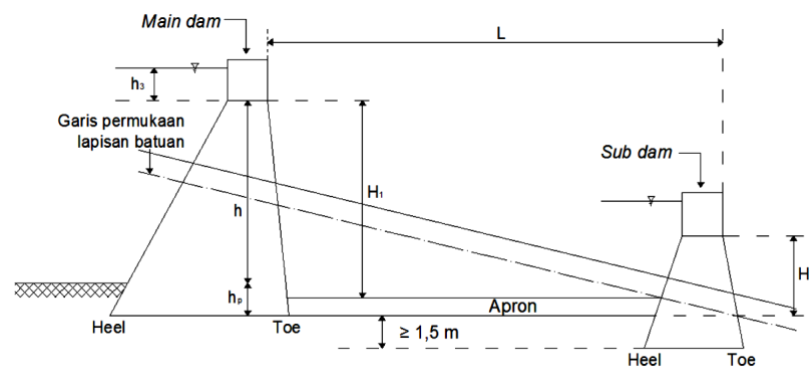
Jarak antara bangunan utama dengan sub-bangunan tergantung tinggi bangunan utama dan tinggi aliran diatas mercu pelimpah. Jika L adalah jarak bangunan utama ke sub-bangunan Sabo, Maka dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$L = 1,5 (H_1 + h_3) \quad (3.45)$$

$$H_2 = \frac{1}{4} (h) \quad (3.46)$$

Keterangan :

- H_1 = beda elevasi permukaan ambang pelimpah dengan perpotongan lapisan dasar batuan dan sisi hulu sub-bangunan sabo,
- H_2 = beda elevasi antara ambang pelimpah sub-bangunan dengan dasar bangunan utama, dan
- h_3 = tinggi muka air diatas pelimpah bangunan utama.



Gambar 3.10 Jarak bangunan utama dan Sub-bangunan Sabo dengan Apron

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

4. Panjang Lantai Lindung (Apron)

Panjang apron dihitung dengan persamaan empiris berikut ini.

$$L = (1,5 \sim 2,00).(H_1 + h_3) \quad (3.47)$$

$$H_1 = h + h_p - t \quad (3.48)$$

Keterangan :

- L = jarak antara *main dam* dan subdam (m),
- H_1 = beda tinggi antara mercu pelimpah *main dam*,
Sampai permukaan apron (m),
- h = tinggi efektif *main dam* (m),
- h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m), dan
- t = tebal lantai lindung (m).

Sedangkan persamaan hidroliknya adalah sebagai berikut ini.

$$L = I_w + X + b_2 \quad (3.49)$$

$$I_w = \frac{V_0(H_1 + \frac{1}{2}h_3)^{\frac{1}{2}}}{g} \quad (3.50)$$

$$X = \beta \cdot h_j \quad (3.51)$$

$$h_j = \left(\frac{h_1}{2}\right)(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (3.52)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{2gh_1}} \quad (3.53)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1} \quad (3.54)$$

$$q_1 = \frac{Q_d}{B} \quad (3.55)$$

$$V_0 = \frac{q_1}{h_3} \quad (3.56)$$

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)} \quad (3.57)$$

Keterangan:

I_w = tinggi terjunan (m),

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

β = koefisien (4,50 sampai 5,00),

h_j = ketinggian muka air diatas mercu subdam sampai permukaan lantai lindung (m),

F_1 = angka Froude dari aliran jet pada titik jatuh,

h_1 = tinggi air pada titik jatuh terjunnya (m),

q_1 = debit spesifik (m³/det),

Q_d = debit banjir rencana (m³/det),

B = lebar pelimpah *main dam* (m),

G = percepatan gravitasi (9,80 m/det²), dan

b_2 = tebal mercu pelimpah subdam (m).

5. Tebal Apron

Untuk merencanakan tebal apron dapat menggunakan persamaan berikut ini.

$$t = c.(0,60 \cdot h \cdot 3 \cdot h_3 - 1) \quad (3.58)$$

Keterangan:

- 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), dan
 h₃ = tinggi air diatas pelimpah (m).

6. Kemiringan Badan Subdam

Penentuan kemiringan badan subdam sama dengan kemiringan badan *main dam*.

7. Pondasi main dam

Kedalaman pondasi subdam berdasarkan jenis material dasar pondasi dapat dilihat pada tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Kedalaman pondasi subdam

Jenis Material Lapisan Dasar Pondasi	Kedalaman Pondasi
Pasir dan kerikil	1,5 m
Lapis batu lunak	1,0 m
Lapis batuan keras	0,5 m

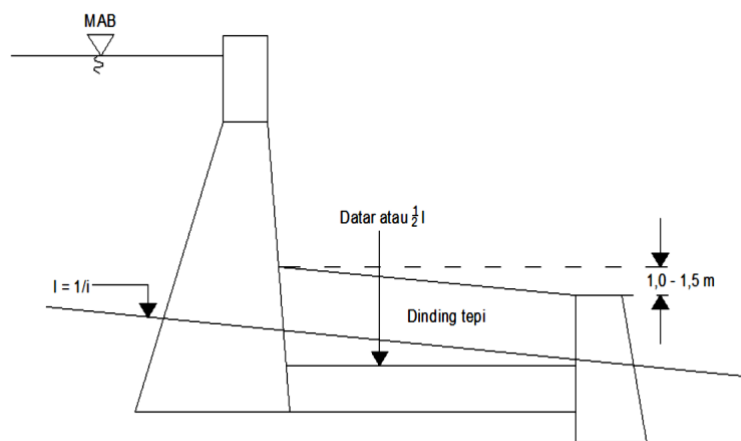
(Sumber : Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (Sabo Design), 2010)

3.4.3 Perencanaan Dimensi Tembok Tepi dan Lubang Alir (*Drip Hole*)

1. Konstruksi Tembok Tepi

Tembok tepi merupakan konstruksi bangunan sabo yang berfungsi untuk menahan erosi dan longsor antara *main dam* dan sub dam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati pelimpah *main dam*. Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan tembok tepi adalah sebagai berikut.

- a. Elevasi pondasi tembok tepi direncanakan sama dengan elevasi lantai lindung, tetapi harus terletak diluar titik jatuh air dari *main dam*.
- b. Kemiringan standar V : H = 1 : 0,5.
- c. Ketinggian tembok tepi harus direncanakan sama dengan ketinggian sayap pada sub dam.



Gambar 3.11 Tinggi Tembok Tepi

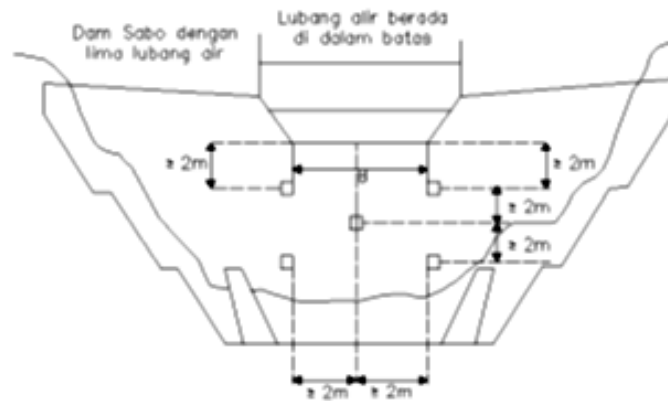
(Sumber : Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (Sabo *Design*), 2010)

2. Lubang Air

Lubang alir berfungsi sebagai saluran untuk meloloskan air agar tidak ikut tertahan oleh tubuh bendung (SNI 2851 : 2015). Menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (Sabo *Design*), pertimbangan penetapan lokasi lubang alir adalah sebagai berikut.

- a. Lubang alir harus terletak dekat dasar sungai yang ada, dengan maksud untuk mengalirkan aliran banjir.
- b. Jarak vertikal maupun horizontal antar setiap lubang alir harus 2,0 m.
- c. Posisi lubang alir harus simetris terhadap sumbu vertikal pelimpah.
- d. Lubang-lubang alir harus berada didalam lebar pelimpah.
- e. Banyaknya lubang alir minimum adalah 3 buah, sedangkan banyaknya lubang-lubang alir ditetapkan berdasarkan debit air yang biasa terjadi.

- f. Ukuran lubang alir lingkaran maupun kotak minimum adalah 0,6 m dan 0,5 m.



Gambar 3.12 Letak Lubang Air

(Sumber : Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo, 2010)

Berikut adalah persamaan untuk menentukan dimensi lubang alir.

$$Q_d = C \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0} \quad (3.59)$$

Keterangan :

Q_d = debit rencana dengan sedimen (m^3/det),

C = koefisien debit,

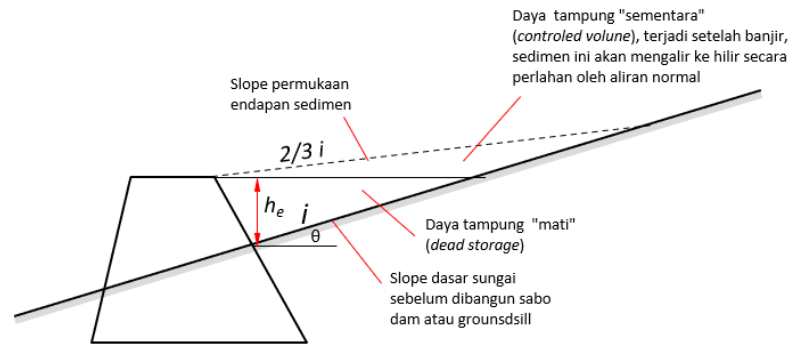
A = luas lubang alir (m^2),

G = percepatan gravitasi ($9,80 m/det^2$), dan

h_0 = tinggi air dihilu *main dam* sampai titik tengah lubang alir (m).

3.5 Analisis Kapasitas Tampungan Sabo Dam

Untuk menghitung volume tampungan sedimen harus didasarkan pada topografi dan tinggi efektif bangunan penahan sedimen.



Gambar 3.13 Kapasitas Tampung Sabo Dam

Daya tampung mati (*dead storage*)

$$V_d = 1,5 (1/n \cdot i \cdot h^2 \cdot B) \quad (3.60)$$

Daya tampung terkendali (*volume control*)

$$V_c = 1,5 (2/3 \cdot i \cdot h^2 \cdot B) \quad (3.61)$$

Total daya tampung

$$V_{\text{total}} = V_d + V_c$$

Keterangan:

- h = tinggi efektif dam (m),
- B = lebar dasar sungai rata-rata (m),
- i = kemiringan dasar sungai rata-rata,
- n = kekasaran dasar sungai (*Manning*)

3.6 Analisis Stabilitas Sabo Dam

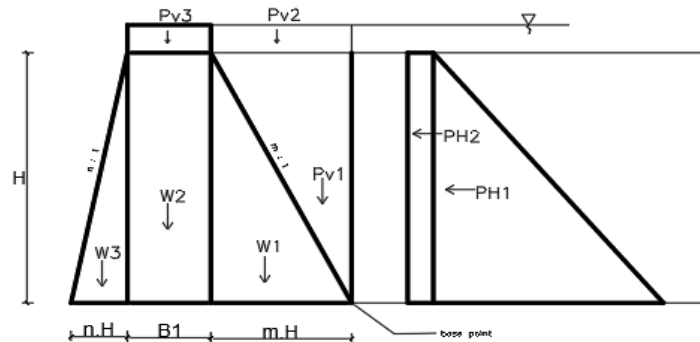
Gaya-gaya yang bekerja pada sabo dam adalah sebagai berikut.

1. Tekanan air statik
2. Berat sendiri sabo dam
3. Tekanan sedimen

Akibat dari pengaruh gaya-gaya tersebut maka bangunan sabo dam harus aman terhadap beberapa kondisi berikut.

1. Stabil terhadap gaya pengguling
2. Stabil terhadap gaya geser

3. Stabil terhadap daya dukung tanah pondasi.



Gambar 3.14 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Sabo dam < 15 m

Gaya-gaya yang bekerja pada bendung penahan tinggi < 15 m berdasarkan SNI 2851 tahun 2015 disajikan pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.8 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Peluap < 15 m

Beban	Notasi	Gaya	V	H	Lengan	Momen
Berat Sendiri	W_1	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$	+		$2/3 \cdot mH$	+
	W_2	$\gamma_c \cdot b \cdot H$	+		$mH + 1/2 \cdot b$	+
	W_3	$1/2 \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H$	+		$mH + b + 1/3 \cdot nH$	+
Tekanan Air hidrostatik	P_{v1}	$1/2 \gamma_w \cdot m \cdot H^2$	+		$1/3 \cdot mH$	+
	P_{v2}	$\gamma_w \cdot m \cdot H \cdot h_3$	+		$1/2 \cdot mH$	+
	P_{v3}	$\gamma_w \cdot b \cdot h_3$	+		$mH + 1/3 \cdot b$	+
	P_{h1}	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$		+	$1/3 \cdot h$	-
	P_{h2}	$\gamma_w \cdot H \cdot h_3$		+	$1/2 \cdot h$	-

Sumber: SNI 2851 (2015)

3.6.1 Stabilitas Terhadap Guling

Perhitungan stabilitas terhadap guling menggunakan persamaan berikut ini

$$FK_{\text{guling}} = \frac{\sum M_{va}}{\sum M_{ha}} > 1,5 \quad (3.62)$$

Keterangan:

$\sum M_{VA}$ = momen penahan (T/m)n dan

$\sum M_{hA}$ = momen pengguling (T/m).

3.6.2 Stabilitas Terhadap Geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser menggunakan persamaan berikut.

$$FK_{\text{geser}} = \frac{f \cdot \sum v + \tau_0 \times b'}{\sum h} > 1,5 \quad (3.63)$$

$$\tau_0 = c + \sigma \times \tan \phi$$

Keterangan:

f = Nilai Koefisien geser tanah dasar didapat dari tabel 3.10,

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (T/m),

$\sum H$ = jumlah gaya horizontal (T/m),

τ_0 = Tegangan geser Pada tanah dasar (T/m²/m),

b' = Lebar dasar pondasi Sabo dam (m),

σ = Tekanan tanah normal (T/m²),

C = Kohesi tanah, dan

Φ = Sudut geser dalam tanah (°).

Nilai koefisien tanah dasar dapat pada tabel 3.9 berikut.

Tabel 3.9 Nilai Koefisien Geser Tanah Dasar

Jenis tanah dasar		Koefisien geser
Batuan	Keras dengan sedikit retakan	0,7
	Keras dengan banyak retakan	0,7
	Lunak	0,7
Lapisan kerikil	Padat dan kompak	0,6
	Kurang padat / tidak kompak	0,6
Lapisan berpasir	Padat dan kompak	0,6
	Kurang padat / kompak	0,6
Lapisan lempung	Sangat keras	0,5
	Keras	0,45

3.6.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Pondasi

Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi dihitung dengan persamaan berikut.

$$\sigma_{12} = \frac{\sum V}{b'} \cdot \left[1 + \frac{6 \times e}{b'} \right] \quad (3.64)$$

Keterangan:

σ_1 = Tekanan tanah normal maksimum (T/m²),

σ_2 = Tekanan tanah normal minimum (T/m²),

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (T/m),

b' = Lebar dasar pondasi (m), dan

e = Eksentrisitas resultan gaya yang bekerja (m).

BAB IV

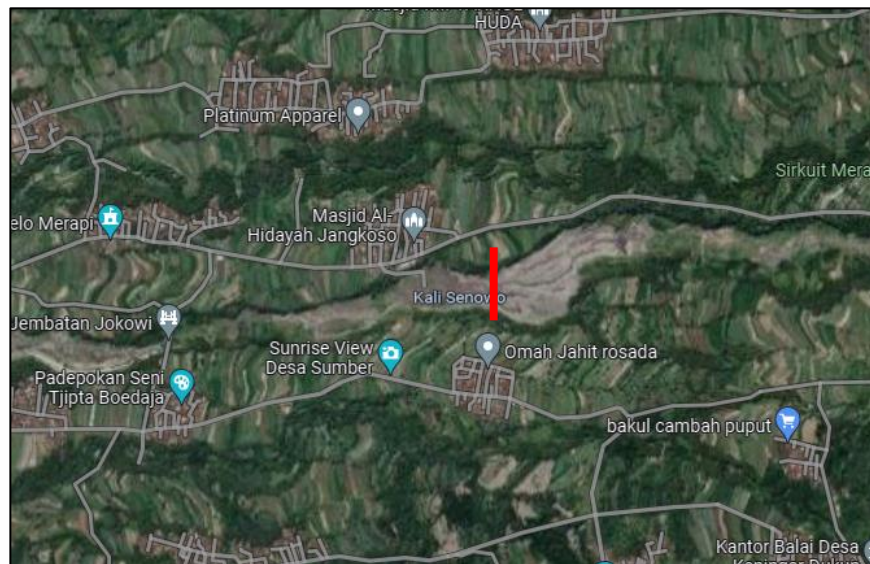
METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Perencanaan

Pada perencanaan ini, lokasi penelitian terletak di Kali Senowo Desa Mangunsuko, Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang. Pemilihan lokasi sabo dam didasarkan pada beberapa pertimbangan, yaitu:

1. Di daerah produksi dan transportasi sedimen,
2. Pertimbangan lainnya adalah memiliki bagian hulu yang melebar sehingga dapat menampung sedimen lebih banyak.

Sehingga lokasi sabo dam berada di koordinat $7^{\circ}32'10,032''\text{LS}$ $110^{\circ}21'52,225''\text{BT}$ dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

4.2 Pengumpulan Data

Dalam perencanaan, semua data yang dibutuhkan sangat penting, sehingga semua data yang berkaitan dengan perencanaan sabo dam harus tersedia. Pada penelitian ini semua data merupakan data sekunder yang didapat dari instansi terkait. Data-data tersebut adalah sebagai berikut :

1. Data hidrologi yang didapat dari Balai Teknik Sabo berupa curah hujan selama 15 tahun (2001-2015) dari 2 stasiun hujan yaitu, Stasiun Talun dan Stasiun Babadan.
2. Data peta topografi dan geometri Sungai Senowo yang didapat dari BBWS Serayu-Opak yang digunakan untuk mengetahui potongan memanjang dan melintang sungai, kemiringan tebing, lebar sungai, dan kemiringan dasar sungai.
3. Data luas DAS sungai yang didapat dari perhitungan menggunakan aplikasi *Global Mapper* untuk menentukan besaran daerah yang berpengaruh terhadap debit Sungai Senowo.
4. Data sedimen yang didapat dari BBWS Serayu-Opak digunakan untuk mengetahui jenis sedimen yang harus dikendalikan.

4.3 Analisis Data

Data yang sudah didapatkan kemudian dianalisis yang meliputi beberapa hal berikut :

1. Penentuan lokasi kedudukan sabo dam
2. Analisis hidrologi

Analisis hidrologi digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- a. Analisis curah hujan,
 - b. Perhitungan curah hujan rencana,
 - c. Uji kecocokan distribusi hujan,
 - d. Perhitungan intensitas curah hujan,
 - e. Perhitungan debit banjir.
3. Analisis Pengaruh Sedimen

Analisa pengaruh sedimen digunakan untuk menentukan debit banjir debris yang didapatkan dari perhitungan koefisien sedimen.

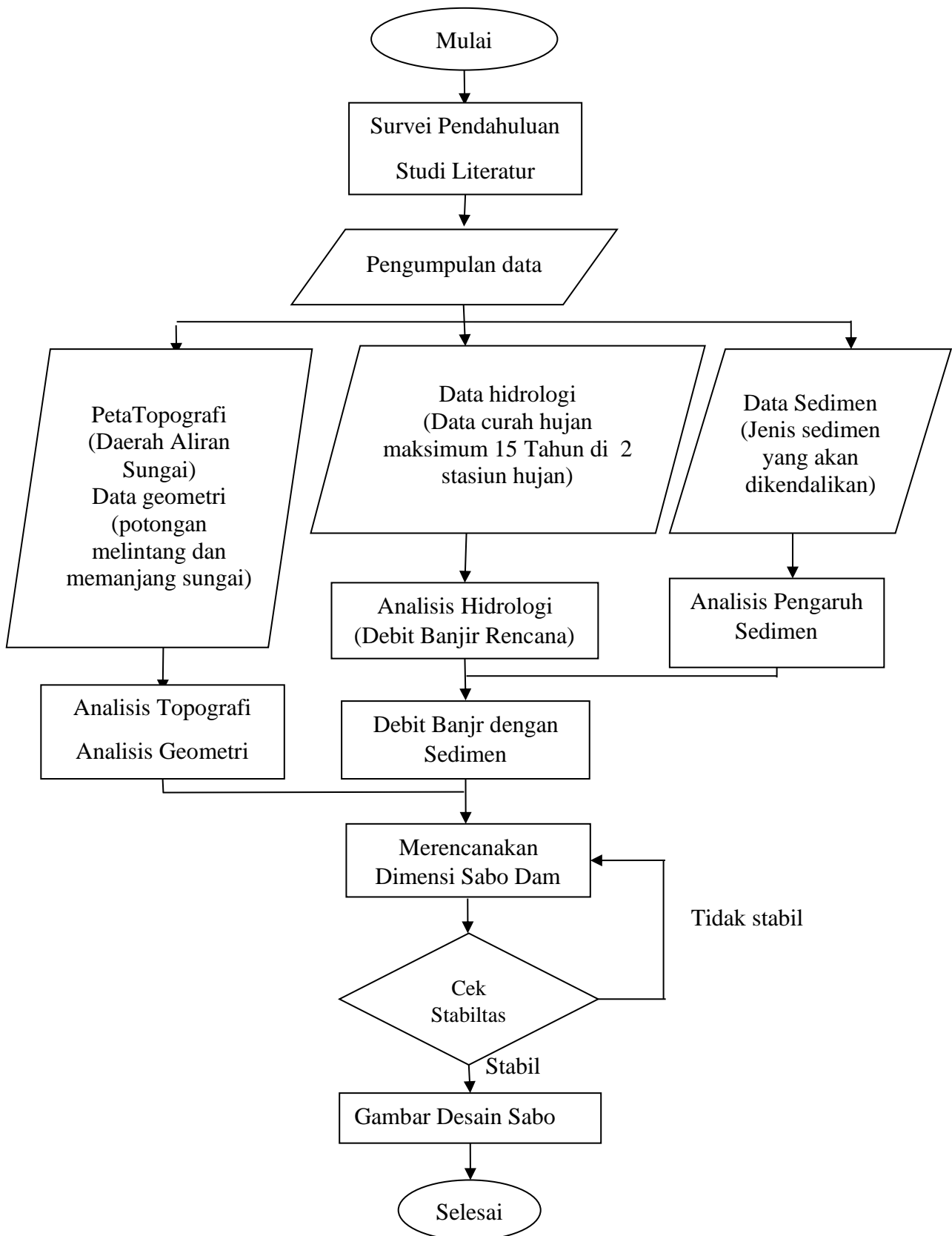
4. Analisis kapasitas tampungan sabo dam
5. Perencanaan Desain Sabo Dam

Setelah mendapatkan debit banjir dengan pengaruh sedimen, langkah selanjutnya adalah menghitung dimensi Sabo Dam yang meliputi:

- a. *Main dam*
- b. Apron (Lantai Olakan)
- c. Sub dam
- d. Kontrol kestabilan *main dam*

4.4 Diagram Alir

Diagram alir metode penelitian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 berikut ini.



Gambar 4. 2 Diagram Alir

BAB V

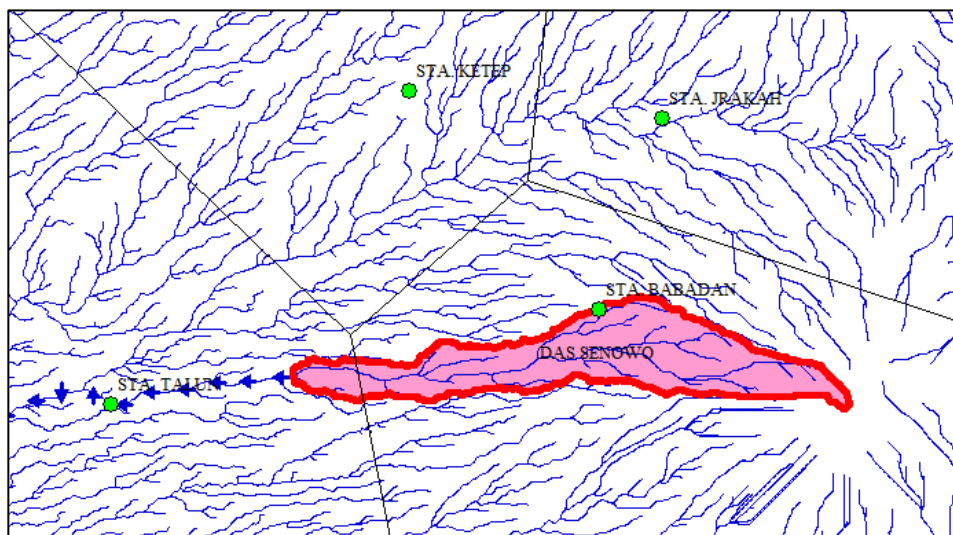
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisis Hidrologi

Dalam perencanaan sebuah bangunan air, analisis yang sangat penting untuk ditinjau adalah analisis hidrologi. Analisis hidrologi ini diperlukan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana, yang mana debit banjir rencana akan berpengaruh terhadap besarnya debit maksimum maupun kestabilan konstruksi yang akan dibangun.

5.1.1 Daerah Aliran Sungai

Wilayah perencanaan adalah Sub-Daerah Aliran Sungai Senowo yang berada di barat kaki Gunung Merapi. Secara administratif Sub-DAS Senowo sebagian besar terletak di Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang, Provinsi Jawa Tengah. Sub-DAS Senowo merupakan bagian dari DAS Progo.



Gambar 5.1 Sub-DAS Senowo

Bentuk peta Sub-DAS Senowo pada Gambar 5.1 diatas adalah hasil digitasi dan superposisi peta jaringan sungai dan peta kontur menggunakan bantuan *software Global Mapper v21.0*. Data yang dibutuhkan dalam pembuatan peta DAS adalah data DEM berupa peta DEM kemudian di input kedalam *Global Mapper v21*. Luas DAS Senowo didapatkan hasil sebesar 7,355 km².

5.1.2 Distribusi Curah Hujan Wilayah

Analisis ini bertujuan untuk mendapatkan curah hujan wilayah yang terjadi yang digunakan untuk desain sabo dam. Untuk dapat melakukan analisis ini, maka diperlukan data curah hujan pada wilayah tersebut berdasarkan stasiun pengamatan hujan terdekat. Dalam penelitian dikarenakan keterbatasan data yang diperoleh digunakan data hujan 15 tahun (2001-2015), data tersebut diperoleh dari 2 stasiun hujan yaitu Stasiun Babadan dan Stasiun Talun. Kemudian data-data diatas dihitung dengan menggunakan metode Aritmatika. Untuk hasil rekapitulasi curah hujan rata-rata harian maksimum dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Curah Hujan Rata-Rata Maksimum

Tahun	Rmaks (mm)		R rata-rata (mm)
	Sta.Talun	Sta.Babadan	
2001	65	79	72
2002	71,5	55	63,25
2003	69	54	61,5
2004	58,5	80	69,25
2005	44,6	67	55,8
2006	83	60	71,5
2007	36,2	129	82,6
2008	42	75	58,5
2009	46	64	55
2010	67,5	48,5	58
2011	141	86	113,5
2012	87	65	76
2013	55,5	83	69,25
2014	133	66,5	99,75
2015	73	60,5	66,75

5.1.3 Analisis Distribusi Frekuensi

Terdapat 4 jenis distribusi frekuensi yang sering digunakan yaitu distribusi Normal, Log Normal, Log Pearson III, dan Gumbel. Berikut perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma untuk menentukan distribusi probabilitas yang akan digunakan pada Tabel 5.2 dan Tabel 5.3.

Tabel 5.2 Perhitungan Parameter Statistik

No.	Tahun	Rh Max Rencana	(xi-x)	(xi-x) ²	(xi-x) ³	(xi-x) ⁴
1	2001	72	0,490	0,240	0,118	0,058
2	2002	63,25	-8,260	68,228	-563,560	4655,005
3	2003	61,5	-10,010	100,200	-1003,003	10040,060
4	2004	69,25	-2,260	5,108	-11,543	26,088
5	2005	55,8	-15,710	246,804	-3877,292	60912,264
6	2006	71,5	-0,010	0,000	0,000	0,000
7	2007	82,6	11,090	122,988	1363,938	15126,073
8	2008	58,5	-13,010	169,260	-2202,074	28648,981
9	2009	55	-16,510	272,580	-4500,297	74299,911
10	2010	58	-13,510	182,520	-2465,847	33313,587
11	2011	113,5	41,990	1763,160	74035,093	3108733,538
12	2012	76	4,490	20,160	90,519	406,430
13	2013	69,25	-2,260	5,108	-11,543	26,088
14	2014	99,75	28,240	797,498	22521,332	636002,422
15	2015	66,75	-4,760	22,658	-107,850	513,367
jumlah		1072,650	0,000	3776,511	83267,990	3972703,871

Berikut merupakan perhitungan parameter statistik

1. Nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} = \frac{1072,650}{15} = 71,510 \text{ mm}$$

2. Deviasi standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{3776,511}{15-1}} = 16,424$$

3. Koefisien variasi

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{16,424}{71,510} = 0,230$$

4. Koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{\sum(x-\bar{x})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)s^3} = \frac{83267,990 \cdot 15}{(15-1)(15-2)16,424^3} = 1,549$$

5. Koefisien kurtosis

$$C_k = \frac{\sum(x-\bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} = \frac{3972703,871 \cdot 15^2}{(15-1)(15-2)(15-3)16,424^4} = 5,625$$

Tabel 5.3 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma

No	Tahun	Rh Max Rencana	log xi	log (xi-x)	log (xi-x) ²	log (xi-x) ³	log (xi-x) ⁴
1	2001	72	1,857	0,012	0,000	0,000	0,000
2	2002	63,25	1,801	-0,044	0,002	0,000	0,000
3	2003	61,5	1,789	-0,056	0,003	0,000	0,000
4	2004	69,25	1,840	-0,005	0,000	0,000	0,000
5	2005	55,8	1,747	-0,098	0,010	-0,001	0,000
6	2006	71,5	1,854	0,009	0,000	0,000	0,000
7	2007	82,6	1,917	0,072	0,005	0,000	0,000
8	2008	58,5	1,767	-0,078	0,006	0,000	0,000
9	2009	55	1,740	-0,105	0,011	-0,001	0,000
10	2010	58	1,763	-0,082	0,007	-0,001	0,000
11	2011	113,5	2,055	0,210	0,044	0,009	0,002
12	2012	76	1,881	0,036	0,001	0,000	0,000
13	2013	69,25	1,840	-0,005	0,000	0,000	0,000
14	2014	99,75	1,999	0,154	0,024	0,004	0,001
15	2015	66,75	1,824	-0,021	0,000	0,000	0,000
Jumlah		1072,650	27,676	0,000	0,113	0,010	0,003

Berikut merupakan perhitungan parameter statistik logaritma.

1. Nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{\sum \text{Log}x}{n} = \frac{27,676}{15} = 1,845 \text{ mm}$$

2. Deviasi standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum \text{Log}(x-\bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,113}{15-1}} = 0,090$$

3. Koefisien variasi

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{0,090}{1,845} = 0,049$$

4. Koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{\sum \text{Log}(x-\bar{x})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{0,010 \cdot 15}{(15-1)(15-2)0,090^3} = 1,122$$

5. Koefisien kurtosis

$$C_k = \frac{\sum (x-\bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{0,003 \cdot 15^2}{(15-1)(15-2)(15-3)0,090^4} = 4,461$$

Dari hasil perhitungan dilakukan penentuan distribusi dengan mencocokkan parameter statistik dengan sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis. Dapat dilihat pada Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5.4 Tabel Hasil Analisis Parameter Statistik

Jenis Sebaran					
Distribusi	Syarat			Hasil Paramater Statistik	Cek
Normal	Cs	≈	0	1,549	tidak memenuhi
	Ck	≈	3	5,625	
Gumbel	Cs	≈	1,14	1,549	tidak memenuhi
	Ck	≈	5,40	5,625	
Log Normal	Cs	≈	0,146	1,122	tidak memenuhi
	Ck	≈	3,038	4,461	
Log Pearson Tipe III	Cs	≠	Selain dari nilai diatas		memenuhi
	Ck	≈			

Berdasarkan Tabel 5.4 diatas didapatkan sebaran yang memenuhi syarat parameter statistik adalah distribusi Log Pearson III.

5.1.4 Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Uji distribusi probabilitas digunakan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Dalam hal ini digunakan metode *Chi-Kuadrat* dan metode *Smirnov Kolmogorov*.

1. Metode *Chi-Kuadrat*

Berikut merupakan langkah-langkah perhitungan uji distribusi hujan metode *Chi-Kuadrat*.

- a. Data hujan diurut dari terbesar ke terkecil

Tabel 5.5 Pengurutan Data Hujan dari Terbesar ke Terkecil

No.	Xi (mm)
1	113,5
2	99,75
3	82,6
4	76
5	72
6	71,5
7	69,25
8	69,25
9	66,75
10	63,25
11	61,5
12	58,5
13	58
14	55,8
15	55

b. Menghitung jumlah kelas

Jumlah data (n) = 15

$$\begin{aligned} \text{Kelas distribusi (K)} &= 1 + 3,3 \log n \\ &= 1 + 3,3 \log 15 \\ &= 4,906 \approx 5 \text{ kelas} \end{aligned}$$

c. Menghitung derajat kebebasan (DK) dan χ^2_{cr}

Parameter (P) = 2, Derajat kebebasan (DK) = K - (P+1) = 5 - (2+1) = 2

Nilai χ^2_{cr} dengan jumlah data (n) = 15, $\alpha = 5\%$ dan DK = 2 adalah = 5,991

d. Menghitung kelas distribusi

$$\text{Kelas distribusi} = \frac{1}{5} \times 100\% = 20\%$$

- Persentase 20%

$$P_{(x)} = 20\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_{(x)}} = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ tahun}$$

- Persentase 40%

$$P_{(x)} = 40\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_{(x)}} = \frac{1}{0,4} = 2,5 \text{ tahun}$$

- Persentase 60%

$$P_{(x)} = 60\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_{(x)}} = \frac{1}{0,6} = 1,67 \text{ tahun}$$

- Persentase 80%

$$P_{(x)} = 80\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_{(x)}} = \frac{1}{0,8} = 1,25 \text{ tahun}$$

e. Menghitung interval kelas

Perhitungan interval kelas pada uji *Chi-Kuadrat* dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson III

Kala Ulang	Log X	K _t	Slog	(Log x + K _t .Slog)	Xt (mm)
5,00	1,845	0,742	0,090	1,912	81,632
2,50	1,845	-0,029	0,090	1,842	69,581
1,67	1,845	-0,627	0,090	1,789	61,463
1,25	1,845	-1,183	0,090	1,739	54,777

f. Perhitungan nilai χ^2

Perhitungan nilai χ^2 untuk masing-masing distribusi dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Log Pearson III

Kelas	Interval		Ei	Oi	Oi-Ei	χ^2
1		>	81,632	3	3	0,0
2	69,581	-	81,632	3	3	0,0
3	61,463	-	69,581	3	5	2
4	54,777	-	61,463	3	4	1
5		<	54,777	3	0	-3
jumlah				15	15	4,7

Berdasarkan Tabel 5.7 Didapatkan nilai $\chi^2 = 4,7$ uji Chi Kuadrat dapat digunakan jika memenuhi syarat $\chi^2 < \chi^2_{cr}$, berdasarkan perhitungan didapatkan $\chi^2 < \chi^2_{cr}$ sebesar $4,7 < 5,991$, sehingga distribusi Log Pearson Tipe III memenuhi syarat Uji Chi Kuadrat.

2. Metode *Smirnov Kolmogorov* (Secara Grafis)

Pengujian dengan metode *Smirnov Kolmogorov* dilakukan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut.

Jika jumlah data (n) = 15 dan nilai α adalah 5% maka dari Tabel 3.2 didapat $\Delta P_{\text{kritik}} = 0,34$ dengan syarat $\Delta P_{\text{Max}} < \Delta P_{\text{kritik}}$. Selanjutnya dilakukan perhitungan curah hujan rencana kala ulang pada distribusi Log Pearson III. Berdasarkan Tabel 5.3 Didapatkan standar deviasi dalam skala logaritma $S_{\text{Log}} = 0,090$ dan nilai koefisien kemencengan $C_s = 1,121$. Untuk menentukan nilai K_t digunakan tabel pada Lampiran 5 berdasarkan nilai kemencengan (C_s) dan kala ulang yang digunakan. Hasil perhitungan curah hujan rencanan distribusi Log Pearson III dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Hasil Perhitungan Hujan Kala Ulang Rencana

T (tahun)	log x	Kt	Slog	Log Xt	Xt
2	1,845	0,183	0,090	1,862	72,700
5	1,845	0,742	0,090	1,912	81,632
10	1,845	1,340	0,090	1,966	92,398
25	1,845	2,070	0,090	2,031	107,482
50	1,845	2,593	0,090	2,078	119,794
100	1,845	3,099	0,090	2,124	133,042
200	1,845	3,594	0,090	2,168	147,394

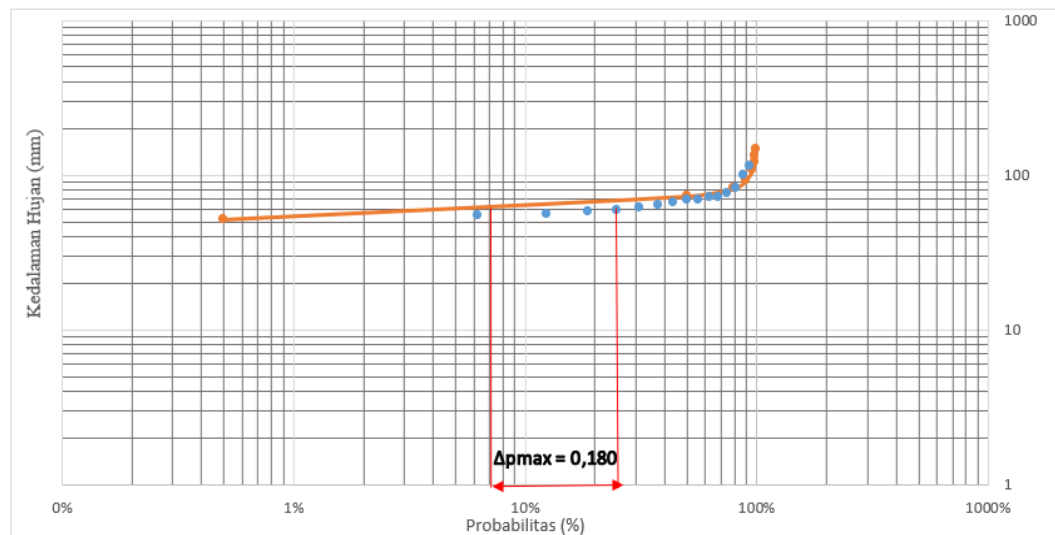
Plotting data pada kertas probabilitas dilakukan dengan cara mengurutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya. Penggambaran posisi yang dipakai adalah cara yang dikembangkan oleh Weibull ($P(X_i) = \frac{m}{n+1} 100\%$) hasil perhitungan probabilitas dapat dilihat pada Tabel 5.10 dan hasil plotting data dapat dilihat pada Gambar 5.2 dibawah ini.

Tabel 5.9 Data Hujan Dan Probabilitasnya

m	X (mm)	P empiris
1	113,5	6%
2	99,75	13%
3	82,6	19%
4	76	25%
5	72	31%
6	71,5	38%
7	69,25	44%
8	69,25	50%
9	66,75	56%
10	63,25	63%
11	61,5	69%
12	58,5	75%

Lanjutan Tabel 5.9 Data Hujan Dan Probabilitasnya

m	X (mm)	P empiris
13	58	81%
14	55,8	88%
15	55	94%



Gambar 5.2 Uji Smirnov Kolmogorov Metode Grafis

Dari Gambar 5.2 diatas diperoleh jarak penyimpangan setiap titik data terhadap kurva teoritis. Nilai jarak penyimpangan terbesar ΔP_{Max} harus lebih kecil dari ΔP_{kritis} . Berdasarkan hasil pengujian nilai $\Delta P_{Max} < \Delta P_{kritis}$ ($0,180 < 0,34$), sehingga distribusi Log Pearson III dapat diterima.

5.1.5 Analisis Intensitas Hujan

Dari hasil uji *Chi-Kuadrat* dan *Smirnov-Kolmogorov* maka didapat distribusi yang mewakili adalah Distribusi Log Pearson III, setelah itu dilakukan perhitungan intensitas hujan menggunakan persamaan *Mononobe*. Perhitungan untuk kala ulang 2 tahun dengan $t = 1$ jam, maka didapat intensitas hujan sebagai berikut.

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

$$I = \frac{133,042}{24} \left(\frac{24}{1} \right)^{2/3} = 46,123 \text{ mm}$$

Selanjutnya untuk rekapitulasi perhitungan intensitas hujan dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Intensitas Hujan

t (jam)	R24 (mm)
	100 tahun
	133,042
1	46,123
2	29,056
3	22,174
4	18,304
5	15,774
6	13,969
7	12,604
8	11,531
9	10,660
10	9,937
11	9,325
12	8,800
13	8,342
14	7,940
15	7,583
16	7,264
17	6,976
18	6,715
19	6,478
20	6,260
21	6,060
22	5,874
23	5,703
24	5,543

Setelah didapatkan hasil dari perhitungan analisis intensitas hujan selanjutnya dilakukan perhitungan hyetograph rencana dari kurva IDF menggunakan *Alternating Block Method* (ABM). ABM merupakan distribusi hujan yang dikembangkan untuk mengalihragamkan hujan harian ke hujan jam-jaman. Hietograph rencana yang dihasilkan oleh metode ini adalah hujan yang terjadi dalam n rangkaian interval waktu yang berurutan dengan durasi $\Delta t = 1$ jam selama

waktu $T_d = n \times \Delta t$, dalam hal ini durasi hujan = 6 jam. Berikut contoh perhitungan ABM untuk hujan kala ulang 2 tahun.

$$\begin{aligned} \text{Durasi } t &= 6 \text{ jam} \\ \text{I jam ke-1} &= 26,773 \text{ mm} \\ X &= 29,374 \text{ mm} \times 1 \text{ jam} = 26,773 \text{ mm} \\ \Delta x \text{ (mm)} &= 26,773 - 0 = 26,773 \text{ mm} \\ \Delta x \text{ (\%)} &= \frac{\Delta x \text{ (mm)}}{\text{jumlah } \Delta x \text{ (mm)}} \times 100 \% \\ &= \frac{26,773}{48,650} \times 100 \% = 55,032 \% \end{aligned}$$

Untuk perhitungan ABM kala ulang 100 Tahun dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Perhitungan ABM Kala Ulang 100 Tahun

Durasi t (Jam)	Δt (Jam)	I (mm/jam)	$X = I \times t$ (mm)	Δx (mm)	Δx (%)	Hietograf	
						%	mm
1	(0-1)	46,123	46,123	46,123	55,032	6,746	8,974
2	(1-2)	29,056	58,111	11,988	14,304	10,034	13,349
3	(2-3)	22,174	66,521	8,410	10,034	55,032	73,216
4	(3-4)	18,304	73,216	6,695	7,988	14,304	19,030
5	(4-5)	15,774	78,869	5,654	6,746	7,988	10,627
6	(5-6)	13,969	83,811	4,942	5,896	5,896	7,845
		jumlah		83,811	100	100	133,042

Selanjutnya penentuan hujan efektif untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan *Phi* Indeks atau indeks infiltrasi. Karena infiltrasi merupakan unsur yang paling penting berkaitan dengan kehilangan air selain penguapan maupun tampungan cekungan. Karena besarnya kehilangan air pada suatu DAS dipengaruhi oleh keadaan kebasahan DAS sebelum terjadi hujan sehingga untuk memperkirakan besarnya kehilangan air untuk setiap kasus sangat sulit, maka digunakan indeks infiltrasi atau Φ indeks sebagai sarana penyederhanaan untuk memperkirakan kehilangan air selama hujan yang ditinjau. Setelah didapatkan nilai

hietograf hujan rancangan, selanjutnya mencari indeks infiltrasi atau Φ indeks menggunakan persamaan 3.33 dari Sri Harto (1993). Perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Jumlah pangsa sungai tingkat 1 (P1)} &= 21 \\ \text{Jumlah pangsa sungai semua tingkat (PN)} &= 41 \\ \text{Faktor sumber (SN)} &= \frac{21}{41} = 0,512 \end{aligned}$$

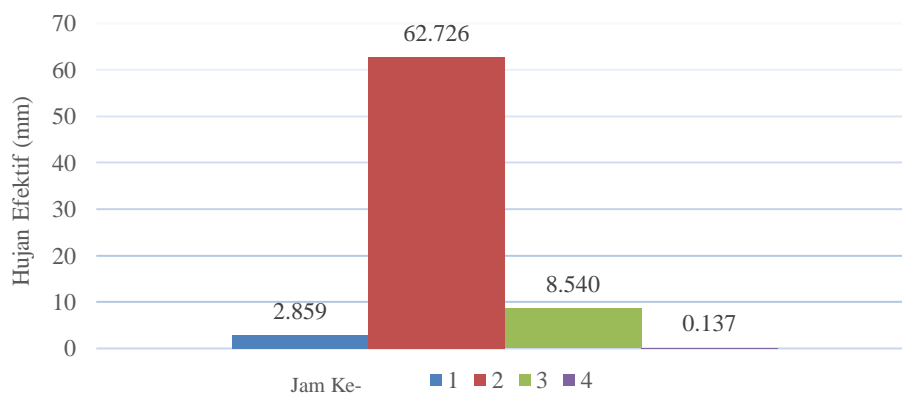
$$\Phi \text{ indeks} = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times 8,028^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times \left(\frac{7,355}{0,512}\right)^4$$

$$\Phi \text{ indeks} = 10,4901 \text{ mm/jam}$$

Berikut adalah rekapitulasi nilai hietograf hujan rancangan setelah dikurangkan dengan nilai Φ indeks yang akan digunakan dalam analisis debit banjir rancangan.

Tabel 5.12 Hietograf Hujan Efektif

Durasi t (Jam)	Hietograf (mm)
	Kala Ulang (tahun)
	100
1	0
2	2,859
3	62,726
4	8,540
5	0,137
6	0



Gambar 5.3 Hietograf Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun

5.1.6 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Berikut ini merupakan input data untuk perhitungan metode HSS Nakayasu pada DAS Senowo:

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang sungai (L)} &= 6,784 \text{ km} \\
 \text{Luas Das (A)} &= 7,355 \text{ km}^2 \\
 \text{Curah Hujan spesifik (R}_e\text{)} &= 1 \text{ mm} \\
 \text{Time lag (Tg)} &= 0,21 \times (7,355^{0,7}) \\
 &= 0,802 \text{ jam} \\
 \text{Satuan waktu hujan (tr)} &= 0,75 \times 0,802 \\
 &= 0,602 \text{ jam} \\
 \text{Peak time (Tp)} &= 0,802 + 0,8 (0,602) \\
 &= 1,283 \text{ jam} \\
 \text{Parameter hidrograf} & \\
 \text{Parameter alfa (}\alpha\text{)} &= 2 \\
 T_{0,3} &= 2 \times 0,802 \\
 &= 1,604 \text{ jam} \\
 0,5T_{0,3} &= 0,802 \text{ jam} \\
 1,5 T_{0,3} &= 2,406 \text{ jam} \\
 2,0 T_{0,3} &= 3,209 \text{ jam} \\
 \text{Debit puncak (Q}_p\text{)} &= \frac{7,355 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,283) + 1,604} \\
 &= 1,027 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Dari data-data diatas didapat unit hidrograf sebagai berikut:

1. Kurva naik ($0 < t \leq T_p$)

Tabel 5.13 Unit Hidrograf ($0 < t \leq T_p$)

t (jam)	Q _t (m ³ /detik)
0	0
1	0,5642
1,283	1,0270

2. Kurva turun $T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$

Tabel 5.14 Unit Hidrograf $T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$

t (jam)	Q_t ($m^3/detik$)
2	0,5998
2,888	0,3081

$$(T_p + T_{0,3} < t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

Tabel 5.15 Unit Hidrograf ($T_p + T_{0,3} < t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

t (jam)	Q_t ($m^3/detik$)
3	0,2832
4	0,1766
5	0,1071
5,294	0,0924

$$(t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

Tabel 5.16 Unit Hidrograf ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

t (jam)	Q_t ($m^3/detik$)
6	0,0709
7	0,0487
8	0,0335
9	0,0230
10	0,0158
11	0,0109
12	0,0075
13	0,0051
14	0,0035
15	0,0024
16	0,0017
17	0,0011
18	0,0008
19	0,0005
20	0,0004
21	0,0003
22	0,0002
23	0,0001
24	0,0001
25	0,0001
Jumlah	3,3851

Berikut merupakan contoh perhitungan Q koreksi.

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 3,385 \times 3600 = 12186,4 \text{ m}^3$$

$$\text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} = \frac{12186,4}{7,355 \times 10^6} \times 1000 = 1,656 \text{ mm}$$

$$\text{Q koreksi (jam ke-1)} = \frac{Q_t}{\text{TLL}} = \frac{0,564}{1,656} = 0,341 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Contoh perhitungan V koreksi

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 2,043 \times 3600 = 7354,79 \text{ m}^3$$

$$\text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} = \frac{7354,79}{7,355 \times 10^6} \times 1000 = 1,00 \text{ mm}$$

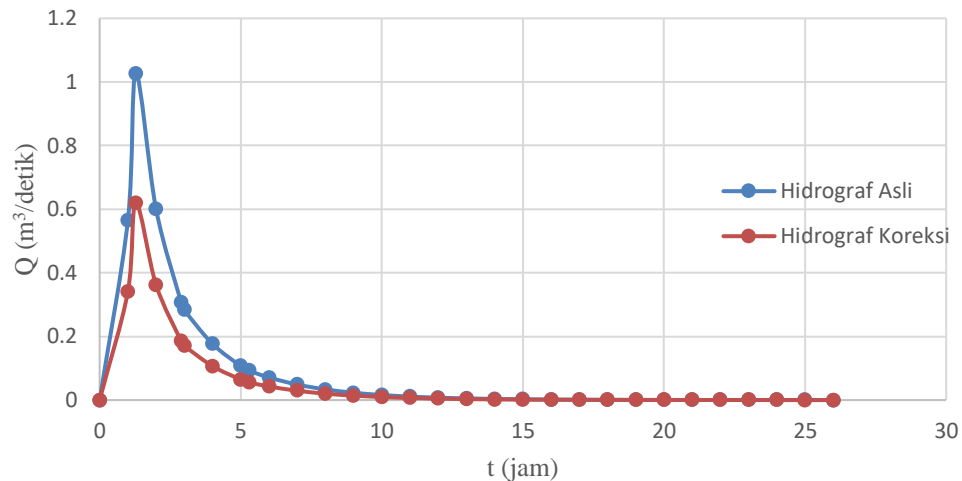
Tabel 5.17 Unit Hidrograf Koreksi Nakayasu

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	V (m ³)	Qkoreksi (m ³ /detik)	Vkoreksi (m ³)
0	0	1015,620	0,000	612,968
1	0,5642	2864,214	0,341	1728,671
1,283	1,0270	2928,296	0,620	1767,347
2	0,5998	1634,280	0,362	986,355
2,888	0,3081	1064,359	0,186	642,384
3	0,2832	827,685	0,171	499,542
4	0,1766	510,664	0,107	308,207
5	0,1071	359,133	0,065	216,752
5,294	0,0924	294,039	0,056	177,464
6	0,0709	215,388	0,043	129,996
7	0,0487	148,000	0,029	89,324
8	0,0335	101,695	0,020	61,377
9	0,0230	69,878	0,014	42,174
10	0,0158	48,015	0,010	28,979
11	0,0109	32,993	0,007	19,913
12	0,0075	22,670	0,005	13,683
13	0,0051	15,578	0,003	9,402
14	0,0035	10,704	0,002	6,460
15	0,0024	7,355	0,001	4,439
16	0,0017	5,054	0,001	3,050
17	0,0011	3,473	0,001	2,096
18	0,0008	2,386	0,000	1,440
19	0,0005	1,640	0,000	0,990
20	0,0004	1,127	0,000	0,680
21	0,0003	0,774	0,000	0,467

Lanjutan Tabel 5.17 Unit Hidrograf Koreksi Nakayasu

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	V (m ³)	Qkoreksi (m ³ /detik)	Vkoreksi (m ³)
22	0,0002	0,532	0,000	0,321
23	0,0001	0,366	0,000	0,221
24	0,0001	0,251	0,000	0,152
25	0,0001	0,173	0,000	0,104
26	0,0000	0,070	0,000	0,042
Jumlah (m ³)		12186,409		7355,00
TLL (mm)		1,657		1,00

Berikut adalah grafik unit hidrograf Metode Nakayasu yang dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



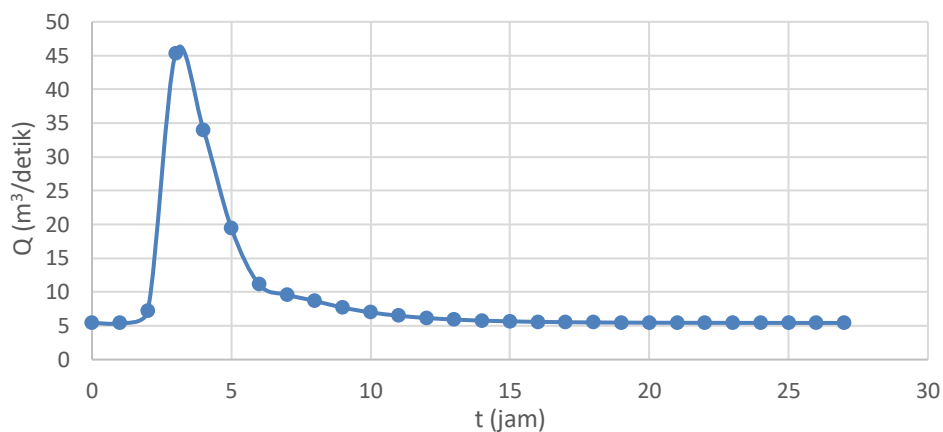
Gambar 5.4 Grafik Unit Hidrograf Metode Nakayasu

Menurut SNI 2851 tahun 2015, perencanaan sabo dam menggunakan debit rencana dengan kala ulang 100 tahun. Perhitungan debit maksimum dengan kala ulang 100 tahun dapat dilihat pada tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	Kala Ulang 100 Tahun				Q HSS (m ³ /detik)	Qb (m ³ /detik)	Q total (m ³ /detik)
		1	2	3	4			
		2,86	62,73	8,54	0,14			
0,00	0,00					0,000	5,423	5,423
1,00	0,62	0,000				0,000	5,423	5,423
2,00	0,36	1,772	0,000			1,772	5,423	7,195
3,00	0,17	1,035	38,881	0,000	0,000	39,916	5,423	45,339

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	Kala Ulang 100 Tahun				Q HSS (m ³ /detik)	Qb (m ³ /detik)	Q total (m ³ /detik)
		1	2	3	4			
		2,86	62,73	8,54	0,14			
4,00	0,06	0,489	22,709	5,294	0,085	28,576	5,423	33,999
5,00	0,06	0,185	10,722	3,092	0,050	14,048	5,423	19,471
6,00	0,04	0,160	4,054	1,460	0,023	5,697	5,423	11,120
7,00	0,03	0,122	3,499	0,552	0,009	4,183	5,423	9,606
8,00	0,02	0,084	2,685	0,476	0,008	3,253	5,423	8,676
9,00	0,01	0,058	1,845	0,366	0,006	2,274	5,423	7,697
10,00	0,01	0,040	1,268	0,251	0,004	1,563	5,423	6,986
11,00	0,01	0,027	0,871	0,173	0,003	1,074	5,423	6,497
12,00	0,00	0,019	0,599	0,119	0,002	0,738	5,423	6,161
13,00	0,00	0,013	0,411	0,081	0,001	0,507	5,423	5,930
14,00	0,00	0,009	0,283	0,056	0,001	0,348	5,423	5,771
15,00	0,00	0,006	0,194	0,038	0,001	0,239	5,423	5,662
16,00	0,00	0,004	0,133	0,026	0,000	0,164	5,423	5,588
17,00	0,00	0,003	0,092	0,018	0,000	0,113	5,423	5,536
18,00	0,00	0,002	0,063	0,012	0,000	0,078	5,423	5,501
19,00	0,00	0,001	0,043	0,009	0,000	0,053	5,423	5,476
20,00	0,00	0,001	0,030	0,006	0,000	0,037	5,423	5,460
21,00	0,00	0,001	0,020	0,004	0,000	0,025	5,423	5,448
22,00	0,00	0,000	0,014	0,003	0,000	0,017	5,423	5,440
23,00	0,00	0,000	0,010	0,002	0,000	0,012	5,423	5,435
24,00	0,00	0,000	0,007	0,001	0,000	0,008	5,423	5,431



Gambar 5.5 Debit Rancangan (Q_{100}) HSS Nakayasu

Dari hasil analisis perhitungan debit banjir rencana kala ulang 100 tahun. Didapatkan debit banjir rencana HSS Nakayasu sebesar 45,339 m³/detik.

5.1.7 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Berikut ini merupakan input data untuk perhitungan metode hidrograf satuan sintetik Gama 1 pada DAS Senowo.

- Panjang sungai (L) = 6,784 km
- Luas DAS (A) = 7,355 km²
- Luas DAS hulu (AU) = 4,354 km²
- Lebar DAS d titik 0,25 L (WL) = 0,935 km²
- Lebar DAS di titik 0,75 L (WU) = 3,721 km²
- Slope sungai utama (S) = 0,063
- Σ pertemuan sungai (JN) = 20
- Σ panjang sungai tingkat I (L1) = 11,088 km
- Σ panjang sungai semua tingkat (LN) = 24,876 km
- Σ pangsa sungai tingkat I (P1) = 21
- Σ pangsa sungai semua tingkat (PN) = 41

Penyelesaian :

- SF = $\frac{L1}{LN} = \frac{11,088}{24,876} = 0,446$
- SN = $\frac{P1}{PN} = \frac{21}{41} = 0,512$
- WF = $\frac{WU}{WL} = \frac{3,721}{0,935} = 3,978$
- RUA = $\frac{Au}{A} = \frac{4,354}{7,355} = 0,592$
- SIM = WF X RUA = 2,355
- D = $\frac{LN}{A} = \frac{24,876}{7,355} = 3,382$
- TR = $0,43 \left(\frac{L}{100 \times SF} \right)^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775$
 $= 0,43 \left(\frac{6,784}{100 \times 0,446} \right)^3 + 1,0665 \cdot 2,355 + 1,2775$
 $= 3,790 \text{ jam}$
- TB = $27,4132 \text{ TR}^{0,1457} \times S^{-0,0986} \times \text{SN}^{0,7344} \times \text{RUA}^{0,2574}$
 $= 27,4132 (3,790)^{0,1457} \times 0,063^{-0,0986} \times 0,512^{0,7344} \times 0,592^{0,2574}$

$$= 23,388 \text{ jam}$$

- $Q_P = 0,1836A^{0,5886} \times TR^{-0,4008} \times JN^{0,2381}$
 $= 0,1836 (7,355)^{0,5886} \times 3,790^{-0,4008} \times 20^{0,2381}$
 $= 0,710 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $Q_B = 0,4751A^{0,6444} \times D^{0,9430}$
 $= 0,4751 (7,355)^{0,6444} \times 3,382^{0,9430}$
 $= 5,423 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $K = 0,5617A^{0,1793} \times S^{-0,0897} \times SF^{-1,0897} \times D^{0,0452}$
 $= 0,5617 (7,355)^{0,1793} \times 0,063^{-0,0897} \times 0,446^{-1,0897} \times 3,382^{0,0452}$
 $= 3,060 \text{ jam}$
- $Q_t = Q_P \times e^{\frac{t}{K}}$

Tabel 5.19 Unit Hidrograf Gama I

t (jam)	Qt (m³/detik)
0	0
1	0,188
2	0,375
3	0,563
3,790417	0,711
4	0,513
5	0,370
6	0,267
7	0,192
8	0,139
9	0,100
10	0,072
11	0,052
12	0,038
13	0,027
14	0,020
15	0,014
16	0,010
17	0,007
18	0,005
19	0,004
20	0,003
21	0,002

Lanjutan Tabel 5.19 Unit Hidrograf Gama I

t (jam)	Qt (m ³ /detik)
22	0,001
23	0,001
24	0,001
jumlah	3,673

Berikut merupakan contoh perhitungan Q koreksi.

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 3,673 \times 3600 = 13224,45 \text{ m}^3$$

$$\text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} = \frac{13224,45}{7,355 \times 10^6} \times 1000 = 1,798 \text{ m}$$

$$\text{Q koreksi (jam ke-1)} = \frac{Q_t}{TLL} = \frac{0,188}{1,798} = 0,104 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Contoh perhitungan V koreksi.

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 2,043 \times 3600 = 7355 \text{ m}^3$$

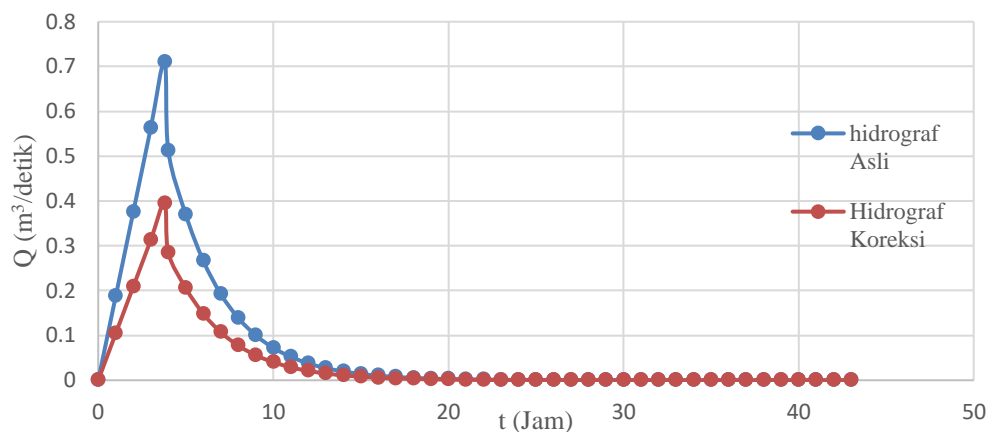
$$\text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} = \frac{7355}{7,355 \times 10^6} \times 1000 = 1,00 \text{ m}$$

Tabel 5.20 Unit Hidrograf Koreksi Gama I

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	V (m ³)	Qkoreksi (m ³ /detik)	Vkoreksi (m ³)
0	0	337,572	0,000	187,746
1	0,188	1012,716	0,104	563,239
2	0,375	1687,860	0,209	938,732
3	0,563	2292,254	0,313	1274,876
3,790	0,711	2202,404	0,395	1224,904
4	0,513	1588,482	0,285	883,461
5	0,370	1145,691	0,206	637,196
6	0,267	826,329	0,148	459,577
7	0,192	595,989	0,107	331,469
8	0,139	429,857	0,077	239,072
9	0,100	310,034	0,056	172,430
10	0,072	223,612	0,040	124,365
11	0,052	161,280	0,029	89,698
12	0,038	116,323	0,021	64,695
13	0,027	83,898	0,015	46,661
14	0,020	60,511	0,011	33,654
15	0,014	43,644	0,008	24,273
16	0,010	31,478	0,006	17,507
17	0,007	22,703	0,004	12,627

Lanjutan Tabel 5.20 Unit Hidrograf Koreksi Gama I

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	V (m ³)	Qkoreksi (m ³ /detik)	Vkoreksi (m ³)
18	0,005	16,375	0,003	9,107
19	0,004	11,810	0,002	6,569
20	0,003	8,518	0,002	4,738
21	0,002	6,144	0,001	3,417
22	0,001	4,431	0,001	2,464
23	0,001	3,196	0,001	1,777
24	0,001	2,305	0,000	1,282
Jumlah (m ³)		13225,414		7355,54
TLL (mm)		1,798		1,00



Gambar 5.6 Grafik Unit Hidrograf Metode Gama I

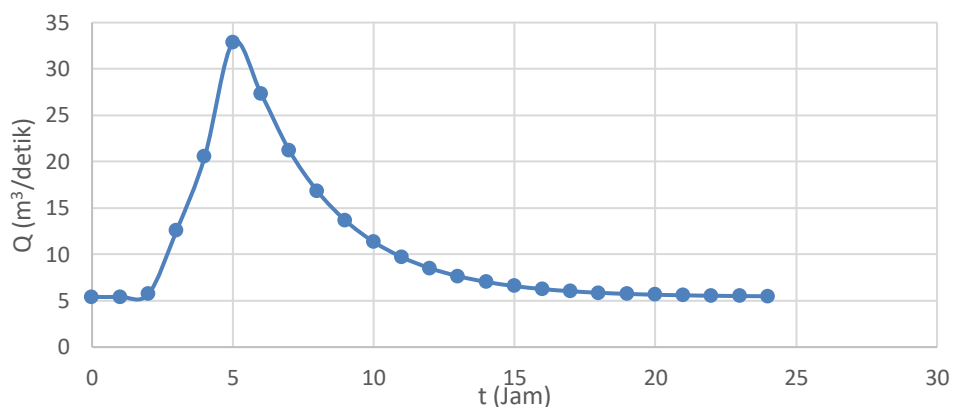
Untuk perhitungan debit banjir rancangan Kala Ulang 100 Tahun menggunakan HSS Gama I dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.21 Perhitungan Debit Rencana HSS Gama I

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	Kala Ulang 100 Tahun				Q HSS (m ³ /detik)	Qb (m ³ /detik)	Qtotol (m ³ /detik)
		1	2	3	4			
		2,859	62,726	8,540	0,137			
0	0,000					0,000	5,423	5,423
1	0,104	0,000				0,000	5,423	5,423
2	0,209	0,298	0,000			0,298	5,423	5,721
3	0,395	0,596	6,543	0,000	0,000	7,139	5,423	12,562
4	0,285	1,130	13,085	0,891	0,014	15,120	5,423	20,544
5	0,206	0,815	24,799	1,782	0,029	27,424	5,423	32,847
6	0,148	0,588	17,886	3,376	0,054	21,905	5,423	27,328

Lanjutan Tabel 5.21 Perhitungan Debit Rencana HSS Gama I

t (jam)	Qt (m ³ /detik)	Kala Ulang 100 Tahun				Q HSS (m ³ /detik)	Qb (m ³ /detik)	Qtotal (m ³ /detik)
		1	2	3	4			
		2,859	62,726	8,540	0,137			
7	0,107	0,424	12,900	2,435	0,039	15,799	5,423	21,222
8	0,077	0,306	9,304	1,756	0,028	11,395	5,423	16,818
9	0,056	0,221	6,711	1,267	0,020	8,219	5,423	13,642
10	0,040	0,159	4,840	0,914	0,015	5,928	5,423	11,351
11	0,029	0,115	3,491	0,659	0,011	4,275	5,423	9,698
12	0,021	0,083	2,518	0,475	0,008	3,084	5,423	8,507
13	0,015	0,060	1,816	0,343	0,006	2,224	5,423	7,647
14	0,011	0,043	1,310	0,247	0,004	1,604	5,423	7,027
15	0,008	0,031	0,945	0,178	0,003	1,157	5,423	6,580
16	0,006	0,022	0,681	0,129	0,002	0,834	5,423	6,257
17	0,004	0,016	0,491	0,093	0,001	0,602	5,423	6,025
18	0,003	0,012	0,354	0,067	0,001	0,434	5,423	5,857
19	0,002	0,008	0,256	0,048	0,001	0,313	5,423	5,736
20	0,002	0,006	0,184	0,035	0,001	0,226	5,423	5,649
21	0,001	0,004	0,133	0,025	0,000	0,163	5,423	5,586
22	0,001	0,003	0,096	0,018	0,000	0,117	5,423	5,541
23	0,001	0,002	0,069	0,013	0,000	0,085	5,423	5,508
24	0,000	0,002	0,050	0,009	0,000	0,061	5,423	5,484

Gambar 5.7 Debit Rancangan (Q_{100}) HSS Gama I

Berdasarkan hasil dari analisis debit banjir rencana kala ulang 100 tahun menggunakan HSS Gama I, didapatkan hasil debit terbesarnya adalah 32,847 m³/detik. Setelah didapatkan besar banjir rencana menggunakan metode HSS Nakayasu dan HSS Gama I diatas, dipilih debit banjir terbesar dari kedua metode

tersebut, maka debit banjir rencana HSS Nakayasu sebesar 45,339 m³/detik yang akan menjadi debit banjir rancangan perencanaan sabo dam.

5.2 Analisis Debit Banjir Dengan Sedimen

Berdasarkan *Volcanic Sabo Technical Center*, besar debit banjir rencana dengan pengaruh sedimen dapat dihitung menggunakan metode *Takahashi* sebagai berikut.

$$Q_d = \alpha \times Q$$

$$\alpha = \frac{C^*}{C^* - C_d}$$

Perhitungan nilai konsentrasi sedimen (C_d) pada lokasi perencanaan sabo dam adalah sebagai berikut.

$$\text{Berat jenis air aliran debris } (\rho_w) = 1,2 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Berat jenis sedimen } (\sigma) = 2,65 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Kemiringan dasar sungai } \theta = 3,58^0 \text{ (Lampiran 2 Long Section)}$$

$$\text{Sudut geser dalam endapan sedimen } (\phi) = 20^0 - 40^0$$

$$C_d = \frac{\rho_w \times \tan \theta}{(\sigma - \rho_w) \times (\tan \phi - \tan \theta)}$$

$$C_d = \frac{1,2 \times \tan 3,58^0}{(2,65 - 1,2) \times (\tan 40^0 - \tan 3,58^0)}$$

$$C_d = 0,0718$$

Jika $C_d > 0,9 C^*$ maka $C_d = 0,9 C^*$ dan jika $C_d < 0,3$ maka $C_d = 0,3$.

Dengan menggunakan rumus diatas didapatkan nilai $C_d = 0,0718$ sedangkan nilai $0,9 C^* = 0,540$ maka diambil nilai $C_d = 0,3$.

Setelah didapatkan nilai konsentrasi sedimen (C_d) selanjutnya dapat dilakukan perhitungan nilai α dengan nilai $C^* = 0,6$ sebagai berikut.

$$A = \frac{C^*}{C^* - C_d}$$

$$\alpha = \frac{0,6}{0,6 - 0,3}$$

$$\alpha = 2,00$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan debit banjir sedimen yang akan menjadi debit desain untuk perencanaan sabo dam dengan mengalikan nilai α dengan debit banjir rencana yang sudah direncanakan yaitu sebesar $45,339 \text{ m}^3/\text{detik}$.

$$\begin{aligned} Q_d &= \alpha \times Q \\ &= 2 \times 45,339 \\ &= 90,677 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan besar debit banjir rencana dengan sedimen sebesar $90,677 \text{ m}^3/\text{detik}$.

5.3 Analisis Hidrolika

5.3.1 Tinggi Efektif Main Dam

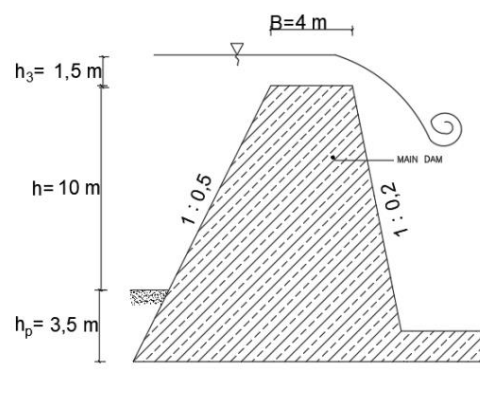
Tinggi efektif pelimpah sabo dam ditentukan berdasarkan keadaan geometri pada area sungai yang menjadi tempat perencanaan main dam. Berikut merupakan data geometri sungai yang diperlukan.

Elevasi dasar sungai	= +713,8 m
Elevasi tebing sungai sebelah kanan	= +736,34 m
Elevasi tebing sungai sebelah kiri	= +738,15 m

Dalam menentukan tinggi efektif main dam harus lebih pendek dari tinggi tebing sungai, hal ini dikarenakan apabila terjadi limpasan pada main dam, air tetap dapat ditampung oleh tebing sungai.

$$\begin{aligned} \text{Perbedaan tinggi tebing dan dasar sungai} &= +736,34 - +713,8 \\ &= 22,54 \text{ m} \approx 10 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga diambil tinggi main dam (h) 10 m.



Gambar 5.8 Tinggi Main Dam

5.3.2 Lebar Dasar Pelimpah (*Spillway*) *Main Dam*

Untuk menghitung lebar pelimpah, input data yang digunakan adalah koefisien limpahan yang dapat dilihat pada tabel 3.5, berdasarkan tabel tersebut nilai dari koefisien limpahan = 4. Berikut adalah perhitungan lebar dasar pelimpah.

$$B_1 = \alpha \times \sqrt{Q_d}$$

$$B_1 = 4 \times \sqrt{90,678}$$

$$B_1 = 38,090 \text{ m} \approx 38,5 \text{ m}$$

5.3.3 Tinggi Limpahan Diatas Pelimpah (*Spillway*)

Kedalaman aliran pada debit banjir dihitung menggunakan rumus bendung (weir) bentuk trapesium, dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

$$Q_d = \frac{2}{15} \times C \times \sqrt{2g} \times (3B_1 + 2B_2) \times h_3^{3/2}$$

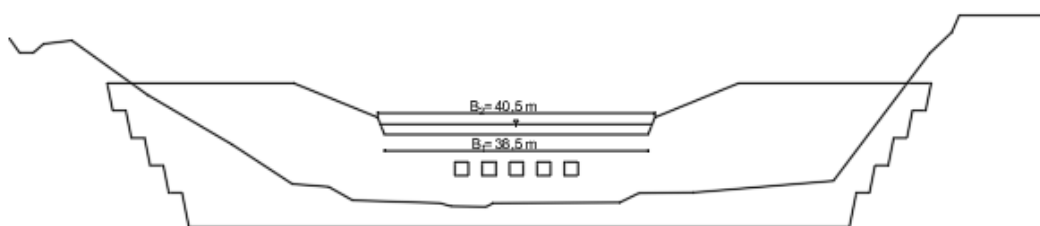
$$90,678 = \frac{2}{15} \times 0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times (3 \times 38,5 + 2 \times (38,5 + 2 \times 0,5 \times h_3)) \times h_3^{3/2}$$

Setelah dilakukan *trial and error*, didapatkan nilai h_3 (tinggi muka air diatas pelimpah) adalah sebesar 1,379 m dibulatkan menjadi 1,5 m. Setelah itu dapat dicari nilai lebar air diatas peluap sebagai berikut.

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

$$B_2 = 38,5 + 2 \times 0,5 \times 1,5$$

$$B_2 = 39,865 \approx 40,5 \text{ m}$$



Gambar 5.9 Tinggi Limpahan Diatas Main Dam

5.3.4 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan sabo dam tergantung pada debit banjir rencana. Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari luapan air dari sungai. Berdasarkan Tabel 3.4 tinggi jagaan (F) ditentukan sebesar 1,0 m.

5.3.5 Tinggi Pelimpah

Untuk menghitung tinggi pelimpah (H_c) adalah dengan menjumlahkan ketinggian air diatas pelimpah (h_3) dengan tinggi jagaan (F).

$$H_c = h_3 + F$$

$$H_c = 1,5 + 1,0$$

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

Dari hasil perhitungan maka didapatkan tinggi pelimpah (H_c) adalah sebesar 2,5 m.

5.3.6 Kontrol Pelimpah

Untuk bangunan sabo di wilayah aliran debris, tinggi pelimpah (H_c) harus dikonfirmasi terhadap tinggi aliran debris pada debit puncaknya.

$$\text{Koefisien kekasaran (n)} = 0,04$$

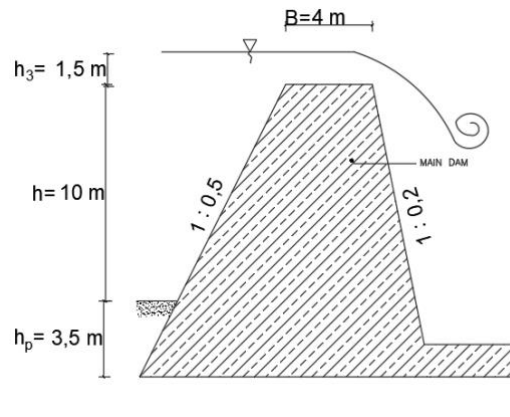
$$\text{Lebar sungai (B)} = 126,938 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} H_d &= \frac{Q_d}{B \times U} = \frac{nQ_d}{B \times I^{0,5}} \\ &= \frac{0,04 \times 90,678}{126,938 \times 0,063^{0,5}} \\ &= 0,114 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan ketinggian aliran debris (H_d) < ketinggian pelimpah (H_c), yaitu $0,114 \text{ m} < 2,5 \text{ m}$.

5.3.7 Tebal Mercu Pelimpah

Untuk menentukan tebal mercu perlimpah didasarkan kondisi aliran sedimennya dan juga material dasar sungainya. berdasarkan Tabel 3.5 SNI 2851 tahun 2015, tebal mercu pelimpah (b) sebesar 4 m karena aliran yang melewati merupakan aliran debris.



Gambar 5.10 Tebal Mercu Pelimpah

5.3.8 Kedalaman Pondasi *Main Dam*

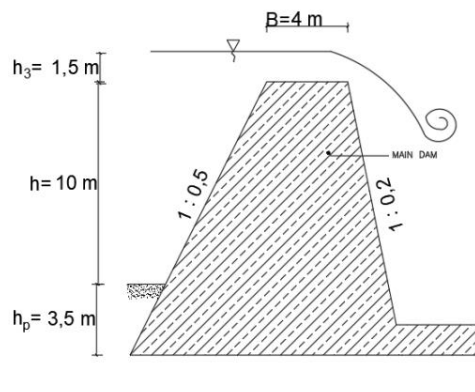
Untuk menghitung kedalaman pondasi *main dam* digunakan persamaan berikut.

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) (h_3 + h)$$

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) (1,5 + 10)$$

$$h_p = 2,875 \text{ s/d } 3,833 \text{ m}$$

Kedalaman pondasi main dam diambil 3,5 m.



Gambar 5. 11 Kedalaman Pondasi Main Dam

5.3.9 Kemiringan Badan Main Dam

Kemiringan standar sisi hilir bangunan sabo ditetapkan 1 : 0,2. Hal ini dimaksudkan untuk menghindari kerusakan akibat benturan dan abrasi oleh

material debris serta agar aliran tidak menyusur permukaan bendung bagian hilir atau aman terhadap benturan batuan yang jatuh (SNI 2851 : 2015). Untuk kemiringan hulu main dam harus ditentukan berdasarkan syarat stabilitas bangunan menggunakan variabel berikut.

$$\begin{aligned}
 h_t &= h_p + h \\
 &= 3,5 + 10 \\
 &= 13,5 \text{ m} \\
 \alpha &= \frac{h_3}{h_t} \\
 &= \frac{1,5}{13,5} \\
 &= 0,111 \\
 \beta &= \frac{b}{h_t} \\
 &= \frac{4}{13,5} \\
 &= 0,296 \\
 \gamma &= \frac{\gamma_{\text{beton/batu kali}}}{\gamma_{\text{air}}} \\
 &= \frac{2,35}{1,2} \\
 &= 1,958
 \end{aligned}$$

Dari variabel-variabel tersebut kemudian dilakukan perhitungan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 (1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\} \times m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n \\
 + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0
 \end{aligned}$$

Nilai m dihitung dengan persamaan rumus abc sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 m(\pm) &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 a &= 1 + \alpha \\
 &= 1 + 0,111 \\
 &= 1,111 \\
 b &= 2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta
 \end{aligned}$$

$$= 2(0,2 + 0,296) + 0,2(4 \times 0,111 + 1,958) + 2(0,111 \times 0,296)$$

$$= 1,539$$

$$c = -(1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2)$$

$$= -(1 + 3 \cdot 0,111) + 0,111 \cdot 0,296(4 \times 0,2 + 0,296) + 1,958(2 \cdot 0,2 \times 0,296 + 0,296^2 + 0,2^2)$$

$$= -0,698$$

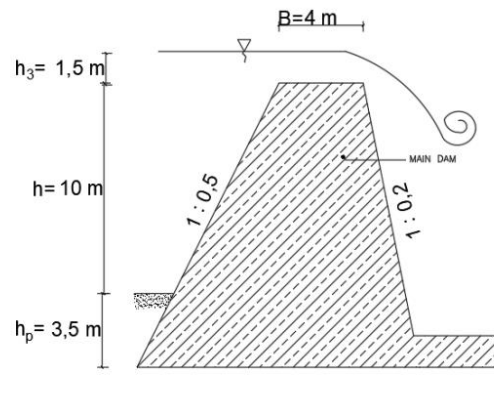
$$m_{1,2} = \frac{-1,539 \pm \sqrt{1,539^2 - 4 \cdot 1,111 \cdot (-0,698)}}{2 \cdot 1,111}$$

$$m_1 = 0,360$$

$$m_2 = -0,692$$

Diambil $m = 0,360 \approx 0,5$

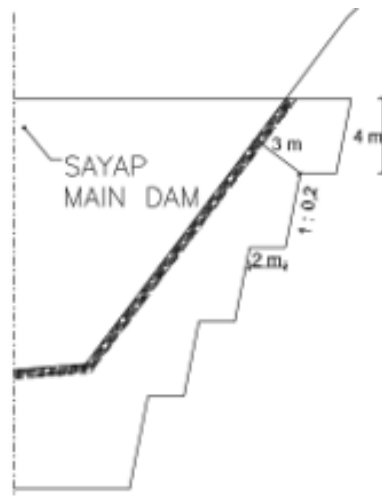
Dari hasil perhitungan diatas, didapatkan kemiringan tubuh main dam bagian hulu (m) adalah 0,5.



Gambar 5.12 Kemiringan Tubuh Main Dam

5.3.10 Sayap Lindung *Main Dam*

Sayap lindung main dam sabo direncanakan agar tidak dilimpasi aliran debris atau sedimen dan permukaan sayap lindung sabo harus masuk (penetrasi) ke dalam tebing batuan sebagai pengaman seperti pondasi bangunan kedalaman penetrasi permukaan sayap lindung antara 2,0-4,0 meter. Pada lereng tebing curam, permukaan galian dibuat bertangga.



Gambar 5.13 Sayap Main Dam

5.4 Perencanaan Dimensi Subdam dan Lantai Lindung (Apron) Sabodam

5.4.1 Tinggi Subdam

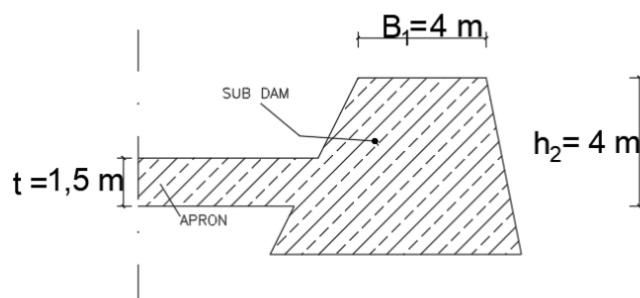
Tinggi subdam dibuat lebih kecil dari tinggi main dam. Berikut persamaan untuk mencari tinggi subdam.

$$\begin{aligned} h_2 &= \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) \cdot (h + h_p) \\ &= \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) \cdot (10 + 3,5) \\ &= 3,375 \text{ s/d } 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Tinggi subdam direncanakan 4 m.

5.4.2 Lebar dan Tebal Mercu Pelimpah Subdam

Lebar dan tebal mercu pelimpah subdam direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal pelimpah main dam. Tebal mercu pelimpah subdam adalah 4 m.

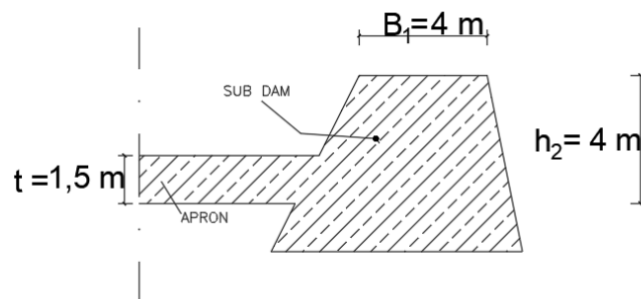


Gambar 5.14 Lebar dan Tebal Subdam

5.4.3 Tebal Lantai Terjun (Apron)

Untuk menghitung tebal apron digunakan persamaan berikut. Dengan nilai koefisien pelindung air = 0,1.

$$\begin{aligned} t &= c. (0,60 \cdot h \cdot 3 \cdot h_3 - 1) \\ &= 0,1 (0,60 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 1,5 - 1) \\ &= 0,95 \approx 1,50 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.15 Tebal Lantai Terjun

5.4.4 Panjang Lantai Terjun (Apron)

Untuk menghitung panjang apron digunakan rumus empiris dan juga rumus hidrolis sebagai berikut.

Rumus empiris:

$$L = (1,5 \sim 2,00) \cdot (H_1 + h_3)$$

$$H_1 = h + h_p - t$$

$$= 10 + 3,50 - 1,50$$

$$= 12 \text{ m}$$

$$L = (1,5 \sim 2,00) \cdot (H_1 + h_3)$$

$$= (1,5 \sim 2,00) \cdot (12 + 1,5)$$

$$= 20,25 \text{ s/d } 27 \text{ m}$$

Sedangkan rumus hidrolis sebagai berikut:

$$L = I_w + X + b_2$$

$$q_1 = \frac{Qd}{B}$$

$$= \frac{90,678}{40,5}$$

$$= 2,239 \text{ m}^3/\text{detik/m}$$

$$h_1'' = 2,5 \text{ m}$$

$$V_1 = \sqrt{2g(h_1'' + h_3)}$$

$$= \sqrt{2 \times 9,81(2,5 + 1,5)}$$

$$= 8,859 \text{ m/detik}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{2gh_1''}}$$

$$= \frac{8,859}{\sqrt{2 \times 9,81 \times 2,5}}$$

$$= 1,265$$

$$h_j = \left(\frac{h_1}{2}\right)(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

$$= \left(\frac{2,5}{2}\right)(\sqrt{1 + 8 \cdot 1,265^2} - 1)$$

$$= 4,472 \text{ m}$$

$$X = \beta \cdot h_j$$

$$= 4,5 \cdot 4,472$$

$$= 20,125 \text{ m}$$

$$Q_0 = \frac{Q_d}{B}$$

$$= \frac{90,678}{38,5}$$

$$= 2,355 \text{ m/detik}$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

$$= \frac{2,335}{1,5}$$

$$= 1,570 \text{ m/detik}$$

$$I_w = \frac{V_0(H_1 + \frac{1}{2}h_3)^{\frac{1}{2}}}{g}$$

$$= \frac{1,570(12 + \frac{1}{2}1,5)^2}{9,81}$$

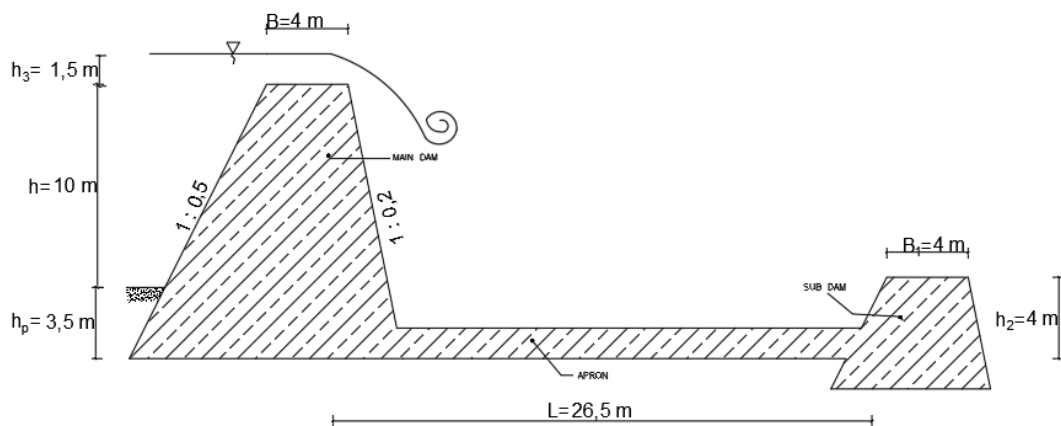
$$= 2,041 \text{ m}$$

$$L = I_w + X + b_2$$

$$L = 2,041 + 20,125 + 4$$

$$L = 26,165 \text{ m}$$

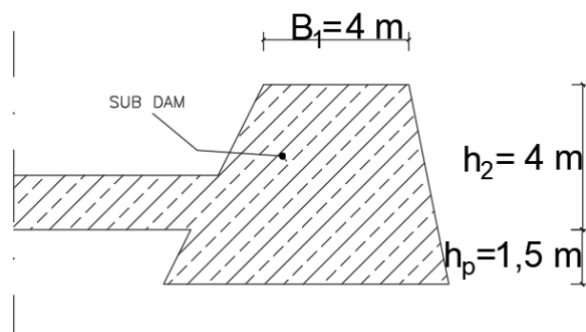
Dari perhitungan diatas nilai L untuk panjang apron diambil 26,5 m.



Gambar 5.16 Panjang Lantai Terjun

5.4.5 Pondasi Subdam

Pondasi subdam berdasarkan Tabel 3.7 direncanakan 1,50 m.



Gambar 5.17 Pondasi Subdam

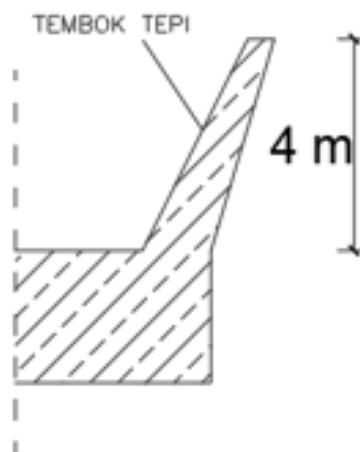
5.4.6 Kemiringan Badan Subdam

Perhitungan Kemiringan badan subdam sama dengan kemiringan badan *main dam* yaitu $m = 0,5$ dan $n = 0,2$.

5.5 Perencanaan Dimensi Tembok Tepi Dan Lubang Alir (*Drip Hole*)

5.5.1 Konstruksi Tembok Tepi

Tembok tepi berfungsi untuk menahan erosi dan longsor antara main dam dan subdam yang disebabkan jatuhnya air yang melimpas diatas pelimpah main dam.



Gambar 5.18 Tembok Tepi

5.5.2 Lubang Alir

Menurut Buku Petunjuk Pekerjaan Sabo, Desain Bangunan Pengendali Sedimen (*Sabo Design*), pertimbangan penetapan lokasi lubang alir 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 2,0 m.
3. Posisi 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-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.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan dimensi lubang alir.

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

$$90,678 = 0,75 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4}$$

$$90,678 = 6,644 \cdot A$$

$$A = 13,647 \text{ m}^2$$

Lubang alir direncanakan berbentuk persegi dengan lebar 2 m dan tinggi 6 m.

$$A = n \cdot b \cdot d$$

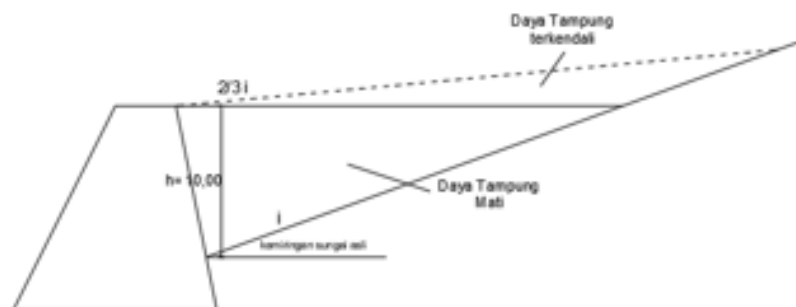
$$13,647 = n \cdot 2 \cdot 6$$

$$n = 1,13$$

Dikarenakan sabo dam yang direncanakan berada di hulu sungai, yang mana material masih berukuran besar maka sabo dam di rencanakan menjadi tipe slit untuk menahan material material vulkanik berukuran besar. Maka direncanakan lubang alir sebanyak 5 buah.

5.6 Analisis Kapasitas Tampungan Sabo Dam

Dalam perhitungan kapasitas tampungan sabo dam didasarkan pada tinggi efektif bangunan dan topografi sungai yang ada. Berikut perhitungan kapasitas tampungan sabo dam.



Gambar 5.19 Kapasitas Tampungan Sabo Dam

$$\text{Tinggi efektif sabo dam (h)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dasar sungai rata-rata (B)} = 126,938 \text{ m}$$

Kemiringan dasar sungai rata-rata (i) = 0,063

Kekasaran dasar sungai (*manning*) = 0,04

Daya tampung mati (*Dead Storage*)

$$\begin{aligned} V_d &= 1,5 \left(\frac{1}{n} \times i \times h^2 \times B \right) \\ &= 1,5 \left(\frac{1}{0,04} \times 0,063 \times 10^2 \times 126,938 \right) \\ &= 29751,094 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Daya tampung terkendali (*Control Volume*)

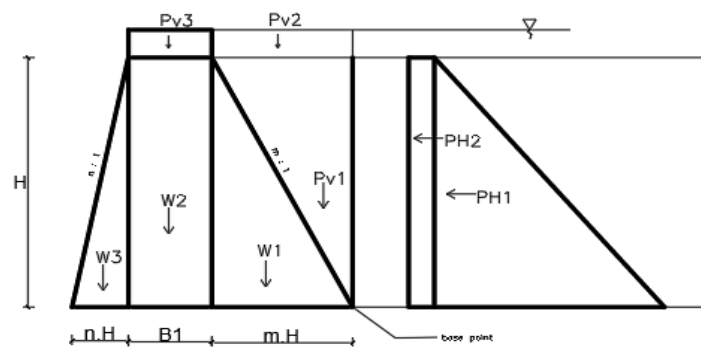
$$\begin{aligned} V_c &= 1,5 \left(\frac{2}{3} \times i \times h^2 \times B \right) \\ &= 1,5 \left(\frac{2}{3} \times 0,063 \times 10^2 \times 126,938 \right) \\ &= 793,362 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Total daya tampung

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_d + V_c \\ &= 29751,094 + 793,362 \\ &= 30544,456 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

5.7 Analisis Stabilitas Sabo Dam

Dalam analisis stabilitas ini menurut SNI 2851 tahun 2015, Sabo dam yang mempunyai tinggi < 15 m hanya menghitung stabilitas dalam keadaan banjir saja. Gaya-gaya yang bekerja pada main dam adalah sebagai berikut.



Gambar 5.20 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dam

1. Berat sendiri

Diketahui data-data main dam adalah sebagai berikut.

$$\text{Tinggi total dam (H)} = 13,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air banjir rencana (h}_3\text{)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelimpah (B}_1\text{)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan sisi hulu (m)} = 0,5$$

$$\text{Kemiringan sisi hilir (n)} = 0,2$$

$$\text{Lebar dasar dam} = 13,45 \text{ m}$$

$$\text{Berat isi beton } (\gamma_c) = 2,3 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Berat isi sedimen } (\gamma_s) = 1,5 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Berat isi air } (\gamma_w) = 1,0 \text{ T/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \times \gamma_c \times m \times H^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 2,3 \times 0,5 \times 13,5^2 \\ &= 104,794 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= \gamma_c \times B_1 \times H \\ &= 2,3 \times 4 \times 13,5 \\ &= 124,200 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_3 &= \frac{1}{2} \times \gamma_c \times n \times H^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 2,3 \times 0,2 \times 13,5^2 \\ &= 41,918 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Panjang lengan

$$L_{w1} = 2/3 \cdot m \cdot h = 2/3 \times 0,5 \times 13,5 = 4,5 \text{ m}$$

$$L_{w2} = m \cdot h + 1/2 \cdot b_2 = 0,5 \times 13,5 + 1/2 \times 4 = 8,75 \text{ m}$$

$$L_{w2} = m \cdot h + b_2 + 1/3 \cdot n \cdot h = 0,5 \times 13,5 + 4 + 1/3 \times 0,2 \times 13,5 = 11,650 \text{ m}$$

2. Tekanan hidrostatik

$$\begin{aligned} P_{v1} &= 1/2 \gamma_w \times m \times h^2 \\ &= 1/2 \times 1 \times 0,5 \times 13,5^2 \\ &= 45,563 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{v2} &= \gamma_w \times m \times h_3 \times h \\ &= 1,3 \times 0,5 \times 1,5 \times 13,5 \end{aligned}$$

$$= 10,125 \text{ T/m}$$

$$\begin{aligned} P_{V3} &= \gamma_w \times b_2 \times h_3 \\ &= 1 \times 4 \times 1,5 \\ &= 6,00 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{H1} &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \times 13,5^2 \\ &= 91,125 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{H2} &= \gamma_w \times h_3 \times h \\ &= 1 \times 1,5 \times 13,5 \\ &= 20,250 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Panjang lengan

$$L_{pv1} = 1/3 \cdot m \cdot h = 1/3 \times 0,5 \times 13,5 = 2,250 \text{ m}$$

$$L_{pv2} = 1/2 \cdot m \cdot h = 1/2 \times 0,5 \times 13,5 = 3,375 \text{ m}$$

$$L_{pv3} = m \cdot h + 1/2 \cdot b_2 = 0,5 \times 0,2 + 1/2 \times 4 = 8,75 \text{ m}$$

$$L_{ph1} = 1/3 \cdot h = 1/3 \times 13,5 = 4,5 \text{ m}$$

$$L_{ph2} = 1/2 \cdot h = 1/2 \times 13,5 = 6,750 \text{ m}$$

Tabel 5.22 Gaya Luar yang Bekerja pada Sabo dam

Beban	Notasi	V	H	Lengan	Momen Penahan	Momen Pengguling
Berat Sendiri	W1	104,794		4,500	471,572	
	W2	124,200		8,750	1086,750	
	W3	41,918		11,650	488,339	
Tekanan Air Statik	PV1	45,563		2,250	102,516	
	PV2	10,125		3,375	34,172	
	PV3	6,000		8,750	52,500	
	PH1		91,125	4,500		-410,063
	PH2		20,250	6,750		-136,688
Total		332,599	111,375	50,525	2235,848	-546,750

Perhitungan analisa stabilitas (kondisi banjir)

1. Terhadap guling (*overtuning*)

$$X = \frac{\Sigma M_{VA}}{\Sigma M_{HA}} = \frac{2235,848}{546,750} = 4,089 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Didapat hasil dari perhitungan stabilitas terhadap guling adalah X sebesar 4,089 dinyatakan aman.

2. Terhadap geser (*sliding*)

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{f_x \Sigma V}{\Sigma H} \\ &= \frac{0,7 \times 332,599}{111,375} \\ &= 2,095 > 1,5 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai stabilitas geser adalah sebesar 2,095 maka stabilitas terhadap geser dinyatakan aman.

3. Terhadap tegangan daya dukung tanah pondasi

Eksentrisitas resultan gaya

$$e = X - \frac{1}{2} B$$

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2235,848 - 546,750}{332,599} = 5,078 \text{ m}$$

$$e = 5,078 - 13,5/2$$

$$= 1,646 \text{ m}$$

Tekanan tanah normal maksimum

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{maks}} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{332,599}{13,5} \left(1 + \frac{6 \times 1,646}{13,5} \right) \\ &= 42,891 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan tanah normal minimum

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{min}} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{332,599}{13,5} \left(1 - \frac{6 \times 1,646}{13,5} \right) \\ &= 6,565 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tekanan tanah normal maksimum dan minimum diatas didapatkan hasil nilai σ_{maks} sebesar $42,891 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2$ dan nilai σ_{min} sebesar $6,565 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2$ maka stabilitas terhadap daya dukung pondasi dinyatakan aman.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari uraian dan perhitungan sebelumnya dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Dari hasil analisa debit banjir rancangan didapatkan hasil sebesar 45,339 m³/detik dari HSS Nakayasu untuk periode ulang 100 tahun. Dan diperoleh besar debit banjir dengan sedimen untuk kala ulang 100 tahun sebesar 90,677 m³/detik.
2. Pada perencanaan sabo dam ini direncanakan tinggi main dam 10 m dengan kedalaman pondasi 3,5 m, kemiringan hulu main dam 1 : 0,2 dan hilir 1 : 0,5. Tinggi subdam direncanakan 4 m dan panjang lantai terjun adalah 26,5 m. Dan didapatkan stabilitas main dam pada saat banjir dengan nilai stabilitas guling sebesar 4,089 > 1,5 (aman), stabilitas terhadap geser sebesar 2,090 > 1,5, dan stabilitas terhadap daya dukung pondasi $\sigma_{maks} = 42,892 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2$ (aman) dan $\sigma_{min} = 6,565 \text{ T/m}^2 < 100 \text{ T/m}^2$ (aman).
3. Besar daya tampung sedimen yang diperoleh meliputi volume tampungan mati sebesar 29751,094 m³, volume tampungan kontrol sebesar 793,362 m³, sehingga didapat volume tampungan total sebesar 30544,456 m³.

6.2 Saran

Berdasarkan penelitian mengenai “Perencanaan Sabo Dam Di Kali Senowo (KM 9) Mangunsuko, Kecamatan Dukun, Kabupaten Magelang” didapatkan beberapa saran untuk memperbaiki penelitian ini.

1. Perlu dilakukan penelitian tentang teknologi pengendalian sedimen selain dari sabo dam.
2. Perlu dilakukan penelitian terkait biaya dan pelaksanaan perencanaan sabo dam ini, sehingga dapat melengkapi penelitian ini.

DAFTAR PUSTAKA

- Andharini, E. D. (2015). *Desain Sabo Dam Di Pa-C4 Kali Pabelan Merapi*, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. (2015). *SNI 2851 Desain Bangunan Penahan Sedimen*. Jakarta: BSN.
- Cahyono, J. (2010). *Pengantar Teknologi Sabo*. Yogyakarta: Yayasan Sabo Indonesia.
- Departement of Public Works and Highways. (2010). *Technical Standards and Guidelines for Planning and Design of Sabo Structures*. Japan: Japan International Cooperation Agency.
- Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. (2010). *Review Buku ISDM Seri Buku Teknologi Sabo*. Yogyakarta: Kementerian Pekerjaan Umum.
- Direktorat Jendral Sumber Daya Air. (2012). *Desain Bangunan Pengendali Sedimen*. Kementerian Pekerjaan Umum.
- Kamiana, I. M. (2011). *Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air*. Yogyakarta.
- Kementerian Pekerjaan Umum. (2012). *Desain Bangunan Pengendali Sabo*. Direktorat Jendral Sumber Daya Air.
- Pratiwi, R. S. (2016). *Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang*. Surabaya: Institut Teknologi Surabaya.
- Setyawan, D. I., Anjaribowo, N., & Budienny, H. (2013). *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Kali Putih KM 16,7 Yogyakarta*, Universitas Diponegoro.
- Soemarto, C. (1999). *Hidrologi Teknik*. Erlangga.
- Sri Harto. (1993). *Analisis Hidrologi*.
- Suripin. (2004). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*.
- Suryanto, A. (2014). *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen di Kali Kreo*, Universitas Diponegoro.
- Takahashi, T. (1991). *Debris Flow*. Rotterdam: A.A. Balkema.

Triatmojo, B. (2008). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Permohonan Data Curah Hujan

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL & PERENCANAAN	PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
---	---	-------------------------------

Nomor : 325/Ka. Prodi PSTS/20/TA/X/2021
 Hal : Permohonan Izin Penelitian & Pengambilan Data untuk TA

Kepada Yth:
 Kepala Balai Teknik Sabo
 Sopalan, Denokan, Maguwoharjo, Kec. Depok,
 Sleman, Yogyakarta 55281

Assalamu'alaikum Wt. Wb.

Dalam rangka mempersiapkan mahasiswa untuk menempuh ujian Tugas akhir/Skripsi maka setiap mahasiswa diwajibkan untuk menyusun Tugas Akhir/skripsi. Sehubungan dengan hal tersebut diatas maka diperlukan data-data, baik dari instansi Pemerintah BUMN, ataupun dari perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami mohon bantuannya untuk dapat memberikan izin Penelitian dan Pengambilan Data berupa Data Peta DAS dan Data hujan 20 tahun pada Stasiun Ketep, Stasiun Jirakah, Stasiun Talun dan data Peta DAS Kali Trising untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia. Adapun nama mahasiswa tersebut adalah:

Nama : FUAD IQBAL ABDILLAH
 No. Mhs : 17511089
 Prodi : Teknik Sipil

Demikian permohonan ini kami sampaikan, atas bantuan dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

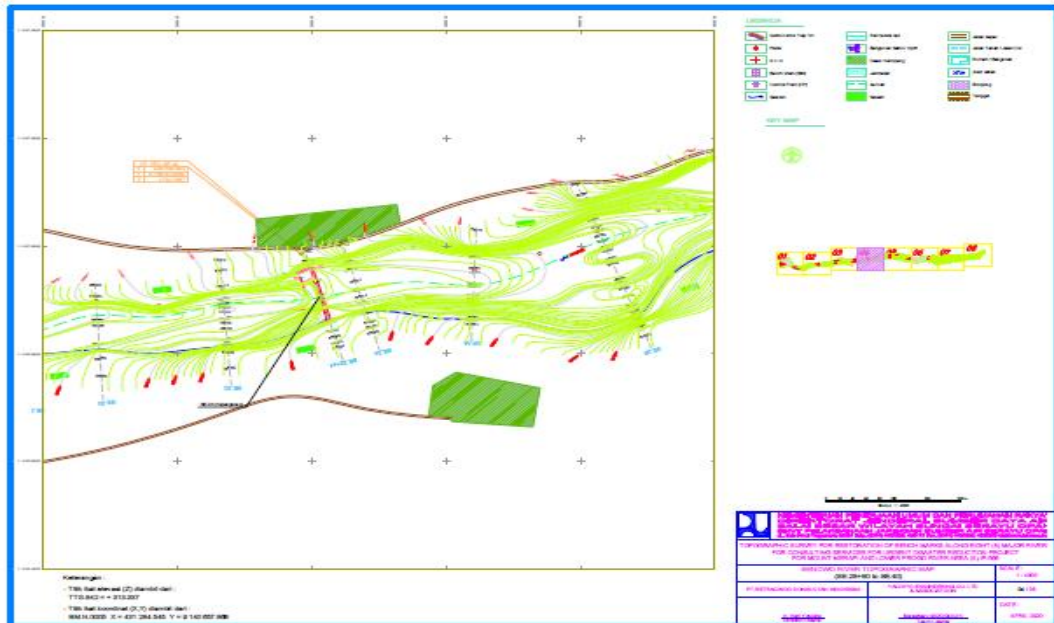
Wassalamu'alaikum Wt. Wb.


 Yogyakarta, 13 Oktober 2021
 Ketua Prodi Teknik Sipil

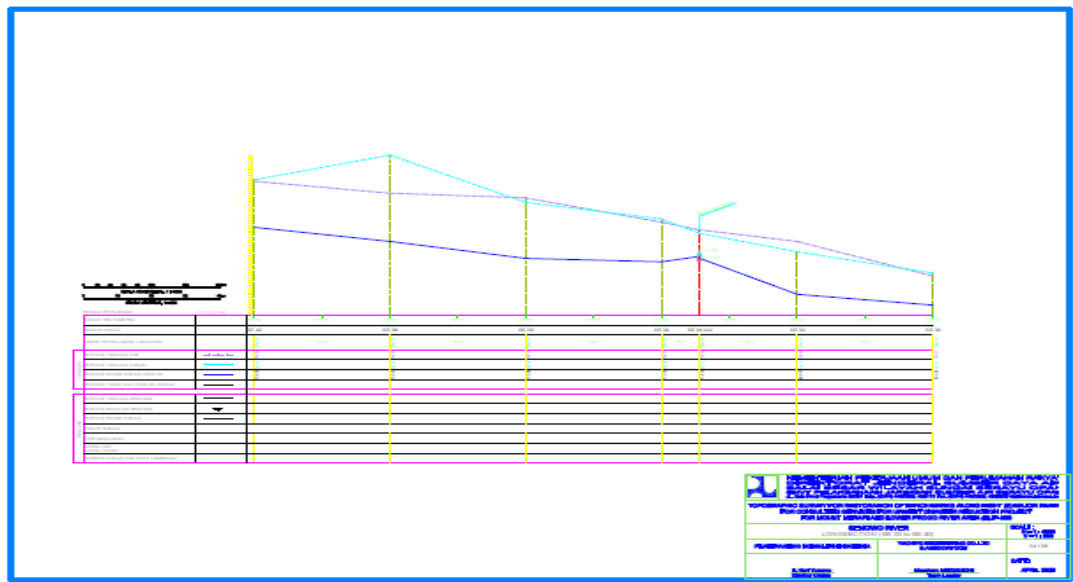
 Dr. Ir. Sri Aprilia Yuni Astuti, MT

Gedung III, Blok. Batah U. 115090 Tidar
 Jl. Kaliurang Km 14,5 Yogyakarta
 Telp. (0271) 898444 ext. 3325
 Fax. (0271) 895330

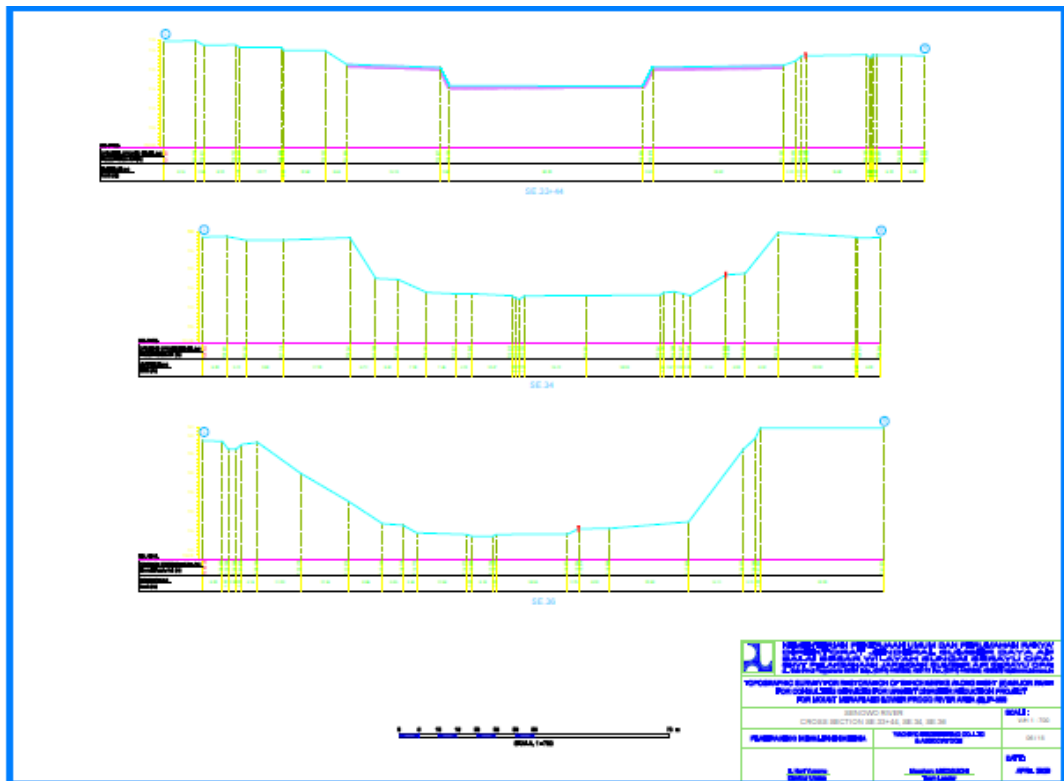
Lampiran 2 Long Section dan Cross Section Kali Senowo Kali Senowo



Gambar L-1.1 Peta Topografi Kali Senowo



Gambar L-1.2 Long Section Kali Senowo



Gambar L-1.3 Cross Section kali Senowo

Lampiran 3 Data Curah hujan Stasiun Talun Tahun 2012-2021

BALAI SABO YOGYAKARTA

CURAH HUJAN HARIAN

BULAN TGL.	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEPT	OKT	NOP	DES	KETERANGAN
1	41.5	14.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0	1.4	Data tidak ada tanggal : 08 Maret 2013 - 28 April 2013
2	0.5	1.5	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.6	5.6	
3	4.0	11.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	8.6	10.8	
4	42.0	22.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	4.8	4.8	
5	10.5	0.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.4	3.2	
6	1.5	0.0	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	1.4	1.2	
7	12.5	0.0	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.2	0.2	
8	6.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.2	0.4	
9	31.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0	7.8	
10	21.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	24.6	14.0	
11	7.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.2	0.0	
12	5.5	12.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0	4.8	
13	21.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	35.6	8.8	
14	35.5	4.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	4.6	0.2	
15	6.5	5.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.4	2.2	Disebabkan oleh : Lokasi lama peralatan terkena banjir lahar
16	5.5	8.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	9.4	0.4	
17	0.0	2.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	16.8	4.4	
18	6.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	10.8	20.6	
19	0.5	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	9.0	0.0	
20	2.5	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.2	0.2	Informasi lain : Pemindahan lokasi peralatan ke lokasi baru dengan jarak 50 m dari lokasi lama
21	12.5	1.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	11.4	13.0	
22	4.5	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	8.8	10.2	
23	18.5	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	15.6	31.0	
24	0.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	2.6	8.8	
25	2.0	1.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0	9.6	
26	0.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	4.6	0.0	
27	0.0	0.5	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.6	6.8	
28	0.0	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	6.6	2.8	
29	25.5	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.2	12.8	0.2
30	7.5		NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0	0.2	1.0
31	3.0		NR		NR		NR	NR		0.8		15.0	
JUML	336.0	86.5	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	191.0	189.2	HUJAN 1 Th. (mm) : 805.2
MAKS	42.0	22.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	35.6	31.0	MAKS.24 jam (mm) : 42.0
H.H	26.0	17.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	26.0	26.0	JUML. HH. (hari) : 102.0

BALAI SABO YOGYAKARTA

CURAH HUJAN HARIAN

BULAN TGL.	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEPT	OKT	NOP	DES	KETERANGAN
1	15.0	15.6	11.8	1.8	0.8	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	Data tidak ada tanggal : 13 - 26 April 2014
2	20.0	0.0	1.4	2.8	0.0	2.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	0.2	15.6	22.4	11.6	0.0	4.0	4.6	0.0	0.0	0.0	0.4	2.4	
4	13.6	6.0	3.6	5.2	6.6	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	22.2	1.4	7.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.2	0.0	0.0	9.2	2.4	
6	7.8	0.6	0.0	2.8	0.0	10.4	0.0	0.0	0.6	0.0	5.0	16.0	
7	5.4	0.4	0.0	7.8	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.6	8.0	
8	5.8	0.2	11.6	0.2	0.0	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	13.4	11.0	
9	2.0	0.2	24.2	2.6	0.0	3.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	
10	0.0	0.4	3.0	0.0	0.0	9.2	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	
11	3.8	0.0	1.2	0.8	2.8	0.2	13.2	0.0	0.0	0.0	9.4	4.8	
12	1.8	0.2	8.6	1.8	3.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	
13	10.6	4.2	9.0	NR	0.0	14.4	1.8	0.0	0.0	0.0	1.0	3.6	
14	3.4	3.6	0.2	NR	4.8	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	4.2	0.8	
15	2.2	5.4	0.0	NR	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	2.8	Disebabkan oleh : Logger error
16	2.2	2.8	12.4	NR	0.2	7.8	0.0	0.0	0.0	0.8	0.2	8.0	
17	1.4	3.8	9.2	NR	28.8	0.4	0.0	0.0	0.0	0.2	11.4	9.6	
18	0.8	0.0	0.8	NR	15.0	0.0	0.0	0.0	0.4	6.2	1.6	0.2	
19	13.4	4.6	12.0	NR	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	2.2	2.0	
20	2.0	5.0	0.0	NR	3.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	31.8	Informasi lain :
21	8.6	0.0	6.0	NR	0.2	5.2	1.2	0.0	0.0	0.2	1.0	11.6	
22	17.0	9.6	0.0	NR	1.6	0.8	22.6	0.2	0.0	0.0	0.0	7.8	
23	3.6	0.0	15.0	NR	3.6	0.2	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	4.6	
24	2.8	2.8	1.4	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	3.4	4.4	
25	8.6	14.0	8.0	NR	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	1.2	1.2	
26	6.4	0.0	0.0	NR	0.2	9.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	
27	3.8	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	18.2	0.4	0.0	
28	13.8	0.0	1.4	0.0	3.8	1.2	0.0	0.0	0.0	5.4	0.0	0.0	
29	0.0	0.0	0.8	0.0	0.8	4.4	0.0	0.0	0.0	9.0	1.6	0.0	
30	4.4		21.6	0.0	2.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	6.8	
31	0.0		0.0		6.0		0.0	0.0		0.0		3.8	
JUML	202.2	111.8	192.6	37.4	117.6	81.8	57.8	0.4	1.0	53.4	80.2	160.2	HUJAN 1 Th. (mm) : 1,096.0
MAKS	22.2	15.6	24.2	11.6	26.8	14.4	22.6	0.2	0.8	18.2	13.4	31.8	MAKS.24 jam (mm) : 31.8
H.H	26.0	21.0	23.0	10.0	20.0	20.0	11.0	2.0	2.0	13.0	19.0	25.0	JUML. HH. (hari) : 194.0

BALAI SABO YOGYAKARTA

CURAH HUJAN HARIAN

STASIUN : TALUN

ELEVASI : 688 mdpal.

KOORDINAT : 110° 20' 55.78" (BT), 07° 33' 55.53" (LS)

TAHUN : 2014.

BULAN TGL	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEPT	OKT	NOP	DES	KETERANGAN
1	0.0	1.4	1.2	0.0	13.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	Data tidak ada tanggal : Disebabikan oleh : Informasi lain :
2	0.0	1.8	24.0	0.0	0.2	0.0	NR	0.2	0.0	0.0	0.0	1.6	
3	0.2	6.2	0.8	0.0	0.0	0.0	NR	0.4	0.0	0.0	0.0	0.2	
4	22.8	0.6	11.4	3.2	0.2	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	27.2	
5	2.4	0.0	1.8	2.8	5.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	
6	16.8	4.4	0.0	0.8	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	
7	0.2	23.4	0.0	3.4	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	7.2	0.0	
8	5.6	20.6	0.0	0.2	0.0	0.0	NR	5.6	0.0	0.0	0.6	0.8	
9	0.0	0.2	0.0	3.4	1.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	3.8	1.4	
10	9.8	0.0	0.4	3.2	0.0	0.0	NR	0.8	0.0	0.0	5.4	10.8	
11	6.6	4.8	0.0	6.0	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	1.8	23.0	
12	0.8	0.0	4.8	18.0	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	12.8	0.2	
13	20.6	0.0	20.8	6.0	16.2	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	18.0	0.4	
14	1.8	0.4	0.0	18.2	0.2	0.0	2.8	0.0	0.0	0.4	7.8	1.8	
15	3.8	0.0	0.0	0.4	0.0	9.6	2.8	0.0	0.0	0.0	2.8	4.8	
16	0.0	6.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.2	4.4	9.0		
17	4.8	0.0	1.2	0.0	7.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.8	8.0	0.0	
18	6.6	7.8	19.8	2.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	14.0	
19	3.2	0.2	0.0	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	3.4	
20	0.0	0.0	0.0	24.8	7.6	NR	2.4	0.0	0.0	0.2	3.6	3.8	
21	11.6	13.0	0.0	0.8	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	14.2	
22	2.6	17.0	0.0	1.8	0.0	NR	0.4	0.0	0.0	5.0	0.0	9.8	
23	0.2	0.4	0.0	0.2	0.0	NR	1.2	0.0	0.0	0.0	0.2	26.2	
24	10.0	0.2	7.8	1.0	0.0	NR	1.4	0.0	0.0	0.0	5.2	22.2	
25	6.2	10.4	0.0	0.0	0.4	NR	1.0	0.0	0.0	0.2	8.8	0.2	
26	1.2	0.0	0.0	25.8	0.0	NR	0.2	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	
27	0.8	2.0	5.0	1.8	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	
28	13.0	1.4	0.0	0.8	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	0.8	33.2	0.0	
29	4.0	0.0	0.4	0.0	1.2	NR	0.0	0.0	0.8	0.0	12.8	0.0	
30	3.2		0.0	0.0	0.0	NR	0.0	0.0	0.0	1.8	5.8	0.0	
31	3.4		8.8	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0		0.0	
JUML	162.2	122.0	108.2	124.4	53.8	10.0	11.8	7.0	0.8	17.8	161.2	181.2	HUJAN 1 Th. (mm) : 960.4
MAKS	22.8	23.4	24.0	25.8	16.2	9.6	2.6	5.6	0.8	6.4	33.2	27.2	MAKS.24 jam (mm) : 33.2
H.H	26.0	20.0	14.0	21.0	12.0	2.0	8.0	4.0	1.0	9.0	23.0	23.0	JUML. HH. (hari) : 163.0

BALAI SABO YOGYAKARTA

CURAH HUJAN HARIAN

STASIUN : TALUN

ELEVASI : 688 mdpal.

KOORDINAT : 110° 20' 55.78" (BT), 07° 33' 55.53" (LS)

TAHUN : 2015.

BULAN TGL	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEPT	OKT	NOP	DES	KETERANGAN
1	1.0	23.0	26.2	7.6	5.0	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	Data tidak ada tanggal : 5 - 16 November 2015 Disebabikan oleh : Peralatan data logger rusak Informasi lain :
2	0.8	0.0	5.8	4.8	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	0.2	0.2	9.0	12.0	17.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	22.0	2.6	6.0	2.6	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	
5	0.0	2.6	0.4	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	21.8	
6	1.6	5.4	8.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	3.4	
7	0.2	25.8	6.2	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	3.4	
8	0.0	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	21.6	
9	0.0	7.8	8.0	0.2	0.2	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	1.2	
10	0.0	39.4	1.4	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	0.2	
11	7.2	17.2	1.4	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	2.4	
12	21.8	7.4	11.4	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	0.0	
13	7.0	2.0	2.4	0.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	0.4	
14	2.4	11.8	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	48.0	
15	10.6	0.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	9.8	
16	3.8	5.4	0.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NR	1.8	
17	29.8	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	14.8	
18	19.0	0.0	0.2	30.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	35.8	
19	26.0	9.8	0.2	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	1.8	
20	0.0	0.0	2.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.2	3.0	
21	1.4	0.0	0.4	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.4	0.6	
22	18.4	0.0	8.4	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	
23	0.8	0.6	25.6	36.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.2	
24	5.6	0.8	1.4	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.4	0.0	
25	6.6	0.0	0.2	0.4	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.8	0.0	
26	0.0	1.8	3.8	11.4	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	0.0	
27	1.2	0.0	0.6	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	
28	0.0	4.6	25.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
29	35.8		0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0	
30	1.0		2.2	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
31	7.8		0.0		0.6		0.0	0.0		0.0		7.8	
JUML	231.8	185.4	182.8	178.4	57.0	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	***	194.2	HUJAN 1 Th. (mm) :
MAKS	35.8	39.4	26.2	36.8	17.0	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0	***	46.0	MAKS.24 jam (mm) :
H.H	24.0	20.0	27.0	25.0	9.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	***	21.0	JUML. HH. (hari) :

BALAI SABO YOGYAKARTA

CURAH HUJAN HARIAN

STASIUN : TALUN

ELEVASI : 608 mdpa.

KOORDINAT : 110° 20' 55.78" (BT), 07° 33' 55.53" (LS)

TAHUN : 2018.

BULAN TGL.	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGUST	SEPT	OKT	NOP	DES	KETERANGAN
1	32.0	2.6	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	2.6	0.0	Data tidak ada tanggal :
2	4.6	6.6	0.2	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	17.6	1.2	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	10.4	
4	6.6	24.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.4	
5	1.6	8.2	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	14.8	9.6	
6	2.2	7.0	2.6	15.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.0	7.6	
7	3.6	10.2	7.6	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	0.0	13.6	0.2	
8	4.4	5.4	5.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.6	0.0	
9	9.6	0.8	0.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0	35.8	0.0	
10	13.0	0.0	12.8	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.6	26.6	
11	4.4	18.0	19.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.6	1.4	
12	3.2	2.4	0.0	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	9.0	0.0	
13	14.0	16.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	11.2	
14	3.2	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	7.8	15.2	
15	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	15.8	
16	6.8	10.4	4.0	0.6	9.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	
17	0.4	0.4	20.0	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
18	0.2	0.0	1.8	0.4	3.4	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	
19	11.0	6.8	37.2	0.0	4.6	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	0.0	
20	13.4	0.0	0.0	1.0	0.6	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	5.2	
21	4.6	2.2	3.0	14.4	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.0	
22	11.8	4.2	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	2.0	13.4	
23	1.0	1.4	1.2	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	2.0	
24	15.2	1.2	5.2	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	
25	1.4	0.0	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	3.4	5.4	0.8	
26	10.6	2.0	16.0	4.6	0.0	5.2	0.0	0.0	0.0	0.0	20.2	0.8	
27	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0	
28	1.6	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
29	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.2	0.2	
30	1.8	0.0	9.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.2	
31	5.2	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	
JUML	214.2	142.4	167.2	78.0	19.4	6.2	0.0	0.0	18.8	2.4	212.8	187.8	HUJAN 1 Th. (mm) : 1.048.2
MAKS	32.0	24.2	37.2	15.8	9.2	5.2	0.0	0.0	5.8	1.2	40.6	28.4	MAKS.24 jam (mm) : 40.6
H.H	30.0	23.0	22.0	15.0	5.0	1.0	0.0	0.0	8.0	4.0	17.0	22.0	JUML. HH. (hari) : 147.0

BALAI SABO YOGYAKARTA

DATA CURAH HUJAN JAM-JAMAN

STASIUN : TALUN

ELEVASI : 608 mdpa.

KOORDINAT : 110° 20' 55.78" (BT), 07° 33' 55.53" (LS)

BULAN : JANUARI

TAHUN : 2018

TANGGAL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	KETERANGAN						
JAM																																						
08:09			0.8										0.2								1.0														Data tidak ada lagi :			
09:10			1.4																																			
10:11																																						
11:12																																						
12:13													5.0	4.2				0.2			0.2																	
13:14					5.2				0.6				9.8	4.8																								
14:15	1.2						9.8	0.4		0.8				0.4			31.4								0.2													
15:16	7.2	0.7						1.6	12.7	0.8			13.6	0.4	6.8	0.7				2.4			1.8	0.4	0.2	0.7												
16:17	2.0			0.4				1.8	0.8	0.8			0.4	5.4						0.4						1.2	3.8	0.7		0.6								
17:18	0.7	0.7								4.6	0.4	10.0	0.4				1.8									2.6	4.4	0.7		0.7								
18:19								0.7	0.4	0.2				0.4		0.4				4.0				1.8	1.4	5.8												
19:20									1.0	0.7						1.6			0.7	5.0	2.0	0.6					0.4											
20:21	0.6	0.2							0.7												1.8																	
21:22	0.7									0.6											1.8	1.8		0.8														
22:23															0.4	0.4	2.0				0.8	0.4																
23:24																																						
24:01	0.4												0.2																									
01:02	1.0											0.2	0.7																									
02:03	1.6																																					
03:04	3.0																																					
04:05	0.8														0.8		0.7																					
05:06	0.6														2.8																							
06:07															1.4																							
07:08																																						
JUMLAH	10.6	8.6	7.2	0.6	5.2	0.0	9.8	0.0	2.8	4.6	16.8	11.4	17.7	9.4	19.8	3.0	34.2	0.6	3.7	3.8	11.8	7.4	6.6	11.0	3.0	6.7	7.6	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	JML 1 BM (mm) : 243.6		
MAKS.	7.2	3.0	1.4	0.4	5.2	0.0	9.8	0.0	1.6	4.6	12.7	10.0	9.8	4.8	13.6	1.4	31.4	0.7	2.4	2.4	5.0	2.0	2.6	4.4	2.4	5.8	2.8	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	HH (hari) : 26		

MENYETUJUI :

DITABULASI OLEH :

Dyah Ayu Pujiastuti, ST, M.Eng
NIP. : 19831129 201012 2 001

Ismawati
NIP. : 196605042007011002

Lampiran 4 Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss

No	Periode ulang (T tahun)	K
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	20,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1000,000	3,09

(Sumber: Suripin, 2004)

Lampiran 5 Tabel Mencari Nilai K Distribusi Log Pearson III

Ca	Probabilitas Terjadi (%)												
	99.00	95.00	90.00	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.2	0.1
	Kala ulang												
	1.01	1.05	1.11	1.25	2.00	5.00	10.00	25.00	50.00	100.00	200.00	500.00	1000.00
-3.0	-4.05	-2.00	-1.18	-0.42	0.40	0.64	0.66	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
-2.9	-4.01	-2.01	-1.20	-0.44	0.39	0.65	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69
-2.8	-3.97	-2.01	-1.21	-0.46	0.38	0.67	0.70	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.72
-2.7	-3.93	-2.01	-1.22	-0.48	0.38	0.68	0.72	0.74	0.74	0.74	0.74	0.74	0.74
-2.6	-3.89	-2.01	-1.24	-0.50	0.37	0.70	0.75	0.76	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
-2.5	-3.85	-2.01	-1.25	-0.52	0.36	0.71	0.77	0.79	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
-2.4	-3.80	-2.01	-1.26	-0.54	0.35	0.73	0.80	0.82	0.83	0.83	0.83	0.83	0.84
-2.3	-3.75	-2.01	-1.27	-0.56	0.34	0.74	0.82	0.86	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87
-2.2	-3.71	-2.01	-1.28	-0.57	0.33	0.75	0.84	0.89	0.90	0.91	0.91	0.91	0.91
-2.1	-3.66	-2.00	-1.29	-0.59	0.32	0.77	0.87	0.92	0.94	0.95	0.95	0.95	0.95
-2.0	-3.61	-2.00	-1.30	-0.61	0.31	0.78	0.90	0.96	0.96	0.96	1.00	1.00	1.00
-1.9	-3.56	-1.99	-1.31	-0.62	0.29	0.79	0.92	1.00	1.02	1.04	1.04	1.06	1.06
-1.8	-3.50	-1.98	-1.32	-0.64	0.28	0.80	0.96	1.04	1.07	1.09	1.10	1.11	1.13
-1.7	-3.44	-1.97	-1.32	-0.66	0.27	0.81	0.97	1.08	1.12	1.14	1.16	1.17	1.20
-1.6	-3.38	-1.96	-1.33	-0.68	0.26	0.82	0.99	1.12	1.17	1.20	1.22	1.24	1.28
-1.5	-3.33	-1.95	-1.33	-0.69	0.24	0.83	1.02	1.16	1.22	1.26	1.28	1.32	1.37
-1.4	-3.27	-1.94	-1.34	-0.71	0.23	0.83	1.04	1.20	1.27	1.32	1.35	1.39	1.47
-1.3	-3.21	-1.93	-1.34	-0.72	0.21	0.84	1.06	1.24	1.32	1.38	1.42	1.47	1.54
-1.2	-3.15	-1.91	-1.34	-0.73	0.20	0.84	1.08	1.28	1.38	1.45	1.50	1.55	1.63
-1.1	-3.09	-1.89	-1.34	-0.75	0.18	0.85	1.11	1.32	1.44	1.52	1.58	1.63	1.71
-1.0	-3.02	-1.88	-1.34	-0.76	0.16	0.85	1.13	1.37	1.49	1.59	1.66	1.72	1.80
-0.9	-2.96	-1.86	-1.34	-0.77	0.15	0.85	1.15	1.41	1.55	1.66	1.75	1.81	1.91
-0.8	-2.89	-1.84	-1.34	-0.78	0.13	0.86	1.17	1.45	1.61	1.73	1.84	1.91	2.04
-0.7	-2.82	-1.82	-1.33	-0.79	0.12	0.86	1.19	1.49	1.69	1.81	1.93	2.01	2.15
-0.6	-2.76	-1.80	-1.33	-0.80	0.10	0.86	1.20	1.53	1.72	1.88	2.02	2.11	2.28
-0.5	-2.69	-1.74	-1.32	-0.81	0.08	0.86	1.22	1.57	1.78	1.96	2.11	2.22	2.40
-0.4	-2.62	-1.75	-1.32	-0.82	0.07	0.86	1.23	1.61	1.83	2.03	2.20	2.33	2.54
-0.3	-2.54	-1.73	-1.31	-0.82	0.05	0.85	1.25	1.64	1.89	2.10	2.29	2.44	2.68
-0.2	-2.47	-1.70	-1.30	-0.83	0.03	0.85	1.28	1.68	1.95	2.18	2.39	2.55	2.81
-0.1	-2.40	-1.67	-1.29	-0.84	0.02	0.85	1.27	1.72	2.00	2.25	2.48	3.03	3.95
0.0	-2.33	-1.65	-1.28	-0.84	0.00	0.84	1.28	1.75	2.05	2.33	2.58	2.77	3.09
0.1	-2.25	-1.62	-1.27	-0.85	-0.02	0.84	1.29	1.79	2.11	2.40	2.67	2.88	3.24
0.2	-2.18	-1.59	-1.26	-0.85	-0.03	0.83	1.30	1.82	2.16	2.47	2.76	3.02	3.38
0.3	-2.10	-1.56	-1.25	-0.85	-0.05	0.82	1.31	1.85	2.21	2.54	2.86	3.11	3.53
0.4	-2.03	-1.52	-1.23	-0.85	-0.07	0.82	1.32	1.88	2.26	2.62	2.95	3.22	3.67
0.5	-1.96	-1.49	-1.22	-0.85	-0.08	0.81	1.32	1.91	2.31	2.69	3.04	3.33	3.82
0.6	-1.88	-1.46	-1.20	-0.85	-0.10	0.80	1.33	1.94	2.36	2.76	3.13	3.44	3.96
0.7	-1.81	-1.42	-1.18	-0.85	-0.12	0.79	1.33	1.97	2.41	2.82	3.23	3.56	4.11
0.8	-1.73	-1.39	-1.17	-0.85	-0.13	0.78	1.34	1.99	2.45	2.88	3.31	3.66	4.25
0.9	-1.66	-1.35	-1.15	-0.85	-0.15	0.77	1.34	2.02	2.50	2.96	3.40	3.77	4.40
1.0	-1.59	-1.32	-1.13	-0.85	-0.16	0.76	1.34	2.04	2.54	3.02	3.49	3.88	4.54
1.1	-1.52	-1.28	-1.11	-0.85	-0.18	0.75	1.34	2.07	2.59	3.09	3.58	3.99	4.68
1.2	-1.45	-1.24	-1.09	-0.84	-0.20	0.73	1.34	2.09	2.63	3.15	3.66	4.10	4.82
1.3	-1.38	-1.21	-1.06	-0.84	-0.21	0.72	1.34	2.11	2.67	3.21	3.75	4.20	4.97
1.4	-1.32	-1.17	-1.04	-0.83	-0.23	0.71	1.34	2.13	2.71	3.27	3.83	4.31	5.11
1.5	-1.26	-1.13	-1.02	-0.83	-0.24	0.69	1.33	2.15	2.74	3.33	3.91	4.41	5.25
1.6	-1.20	-1.09	-0.99	-0.82	-0.25	0.68	1.33	2.16	2.78	3.39	3.99	4.52	5.39
1.7	-1.14	-1.06	-0.97	-0.81	-0.27	0.66	1.32	2.18	2.82	3.44	4.07	4.62	5.53
1.8	-1.08	-1.02	-0.95	-0.80	-0.28	0.64	1.32	2.19	2.85	3.50	4.15	4.71	5.66
1.9	-1.04	-0.98	-0.92	-0.79	-0.29	0.63	1.31	2.21	2.88	3.56	4.22	4.79	5.74
2.0	-0.99	-0.95	-0.90	-0.78	-0.31	0.61	1.30	2.22	2.91	3.61	4.40	4.97	5.91
2.1	-0.96	-0.91	-0.87	-0.77	-0.32	0.59	1.29	2.23	2.94	3.66	4.37	4.89	5.75
2.2	-0.91	-0.88	-0.84	-0.75	-0.33	0.57	1.28	2.24	2.97	3.71	4.44	5.10	6.20
2.3	-0.87	-0.85	-0.82	-0.74	-0.34	0.56	1.27	2.25	3.00	3.75	4.52	5.20	6.34
2.4	-0.83	-0.82	-0.80	-0.73	-0.35	0.54	1.26	2.26	3.02	3.80	4.58	5.29	6.47
2.5	-0.80	-0.79	-0.77	-0.71	-0.36	0.52	1.25	2.26	3.05	3.85	4.65	5.38	6.60
2.6	-0.77	-0.76	-0.75	-0.70	-0.37	0.50	1.24	2.27	3.07	3.89	4.72	5.47	6.74
2.7	-0.74	-0.74	-0.72	-0.68	-0.38	0.48	1.22	2.27	3.09	3.93	4.78	5.56	6.87
2.8	-0.71	-0.71	-0.70	-0.67	-0.38	0.46	1.21	2.28	3.11	3.97	4.85	5.65	7.00
2.9	-0.69	-0.69	-0.68	-0.65	-0.39	0.44	1.20	2.28	3.13	4.01	4.91	5.74	7.13
3.0	-0.67	-0.67	-0.66	-0.64	-0.40	0.42	1.19	2.28	3.15	4.02	4.97	5.83	7.25
	1.01	1.05	1.11	1.25	2.00	5.00	10.00	25.00	50.00	100.00	200.00	500.00	1000.00

(Sumber: Bambang Triatmojo, 2008)

Lampiran 6 Tabel Reduced Variate (Yt)

Periode ulang	<i>Reduced variate</i>
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
100	4,6012
200	5,2969
250	5,5206
500	6,2149
1000	6,9087
5000	8,5188
10000	9,2121

(Sumber: Suripin, 2004)

Lampiran 7 Tabel Hubungan N (besar sampel) dengan Yn dan Sn

Sampel	Yn	Sn	Sampel	Yn	Sn	Sampel	Yn	Sn
10	0,4952	0,9496	41	0,544	1,1436	72	0,56	1,187
11	0,4996	0,9676	42	0,545	1,1458	73	0,56	1,188
12	0,504	0,9833	43	0,545	1,148	74	0,56	1,189
13	0,5035	0,9971	44	0,546	1,1499	75	0,56	1,19
14	0,51	1,0095	45	0,546	1,1519	76	0,56	1,191
15	0,5128	1,0206	46	0,547	1,1538	77	0,56	1,192
16	0,5157	1,0316	47	0,547	1,1557	78	0,56	1,192
17	0,5181	1,0411	48	0,548	1,1574	79	0,56	1,193
18	0,5202	1,0493	49	0,548	1,159	80	0,56	1,194
19	0,522	1,0565	50	0,549	1,1607	81	0,56	1,195
20	0,5236	1,0628	51	0,549	1,1623	82	0,57	1,195
21	0,5252	1,0696	52	0,549	1,1638	83	0,56	1,196
22	0,5268	1,0754	53	0,55	1,1658	84	0,56	1,197
23	0,5283	1,0811	54	0,55	1,1667	85	0,56	1,197
24	0,5296	1,0864	55	0,55	1,1181	86	0,56	1,199
25	0,5309	1,0915	56	0,551	1,1696	87	0,56	1,199
26	0,532	1,0861	57	0,551	1,1708	88	0,56	1,199
27	0,5332	1,1004	58	0,552	1,1721	89	0,56	1,2
28	0,5343	1,1047	59	0,552	1,1734	92	0,56	1,202
29	0,5353	1,1086	60	0,552	1,1747	93	0,56	1,203
30	0,5362	1,1124	61	0,553	1,1759	94	0,56	1,203
31	0,5371	1,1159	62	0,553	1,177	95	0,99	1,204
32	0,538	1,1193	63	0,553	1,1782	96	0,56	1,204
33	0,5388	1,1226	64	0,554	1,1793	97	0,56	1,205
34	0,5396	1,1255	65	0,554	1,1803	98	0,56	1,206

(Sumber: Suripin, 2004)

Lampiran 8 Nilai Chi Kuadrat Kritik

DK	Distribusi χ^2											
	0.99	0.95	0.9	0.8	0.7	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.01	0.001
1	0.000	0.004	0.016	0.064	0.148	0.455	1.074	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	0.020	0.103	0.211	0.446	0.713	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	0.115	0.352	0.584	1.005	1.424	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	0.297	0.711	1.064	1.649	2.195	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	0.554	1.145	1.610	2.343	3.000	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	0.872	1.635	2.204	1.070	3.828	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	1.239	2.167	2.833	3.822	4.671	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	1.646	2.733	3.890	4.594	5.527	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	20.090	26.425
9	2.088	3.325	4.168	5.380	6.393	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	21.666	27.877
10	2.558	3.940	6.179	6.179	7.267	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	3.053	4.575	5.578	6.989	8.148	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	3.571	5.226	6.304	7.807	9.034	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	4.107	5.892	7.042	8.634	9.926	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	4.660	6.571	7.790	9.467	10.821	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	5.229	7.261	8.547	10.307	11.721	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	5.812	7.962	9.312	11.152	12.624	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	6.408	8.672	10.085	12.002	13.531	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	7.015	9.390	10.865	12.857	14.440	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	7.633	10.117	11.651	13.716	15.352	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	8.260	10.851	12.443	14.578	16.266	19.377	22.775	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315
21	8.897	11.501	13.240	15.445	17.182	20.377	23.858	26.171	29.615	32.671	38.932	46.797
22	9.542	12.338	14.041	16.314	18.101	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	40.289	48.268
23	10.196	13.091	14.848	17.187	19.021	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	41.638	49.728
24	10.856	13.848	15.659	18.062	19.943	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	42.980	51.179
25	11.524	14.611	16.473	18.940	20.867	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	44.314	52.620
26	12.198	15.379	17.292	19.820	21.792	25.336	29.246	31.795	35.563	38.886	45.642	54.052
27	12.879	16.151	18.114	20.703	22.719	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	46.963	55.476
28	13.565	16.928	18.939	21.588	23.647	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	48.278	56.893
29	14.256	17.708	19.768	22.475	24.577	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	49.588	58.302
30	14.953	18.493	20.599	23.364	25.508	29.336	33.530	36.250	40.258	43.773	50.892	59.703

(Sumber: Bambang Triatmojo, 2008)

Lampiran 9 SNI 2851 Tahun 2015

SNI 2851:2015

Lampiran C
(normatif)

Tabel-tabel

Tabel C.1 Tinggi jagaan pada peluap

Debit Desain (m ³ /s)	50	50 - 100	100 - 200	200 - 500	500 - 2000
Tinggi Jagaan (m)	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5

Tabel C.2 Penentuan lebar mercu

Sedimen	Sifat hidraulik aliran	Lebar mercu, b (m)
pasir dan kerikil atau kerikil dan batu-batu kecil	gerakan mandiri (lepas)	1,5 - 2
batu batu besar	gerakan massa (debris flow)	3 - 4

Tabel C.3 Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan penahan sedimen

Tinggi bendung	Pada debit normal	Pada debit banjir
< 15 meter	-	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik;
≥ 15 meter	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik; 3. tekanan tanah sedimen; 4. tekanan air ke atas; 5. tekanan air dinamik; 6. gaya inersia gempa.	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik; 3. tekanan tanah (sedimen); 4. tekanan air ke atas;

Tabel C.4 Angka keamanan terhadap geser yang disarankan

Jenis tanah dasar	Angka keamanan, FK	Tinggi bendung
Fondasi apung	1,2	< 15 m
Fondasi apung	1,5	> 15 m

Tabel C.5 Beberapa nilai koefisien geser tanah dasar (sebagai acuan)

Jenis tanah dasar (fondasi)	Koefisien geser	
Batuan (base rock)	Keras dengan sedikit retakan	0,7
	Keras dengan banyak retakan	0,7
	Lunak atau "mudstone"	0,7
Lapisan kerikil (gravel layer)	Padat dan kompak	0,6
	Kurang padat / tidak kompak	0,6
Lapisan berpasir (sandy layer)	Padat dan kompak	0,6
	Kurang padat / kompak	0,6
Lapisan lempung (clay layer)	Sangat keras	0,5
	Keras	0,45

GATATAN Untuk penentuan koefisien geser tanah dasar yang lebih akurat sebaiknya dilakukan pengujian di tempat.

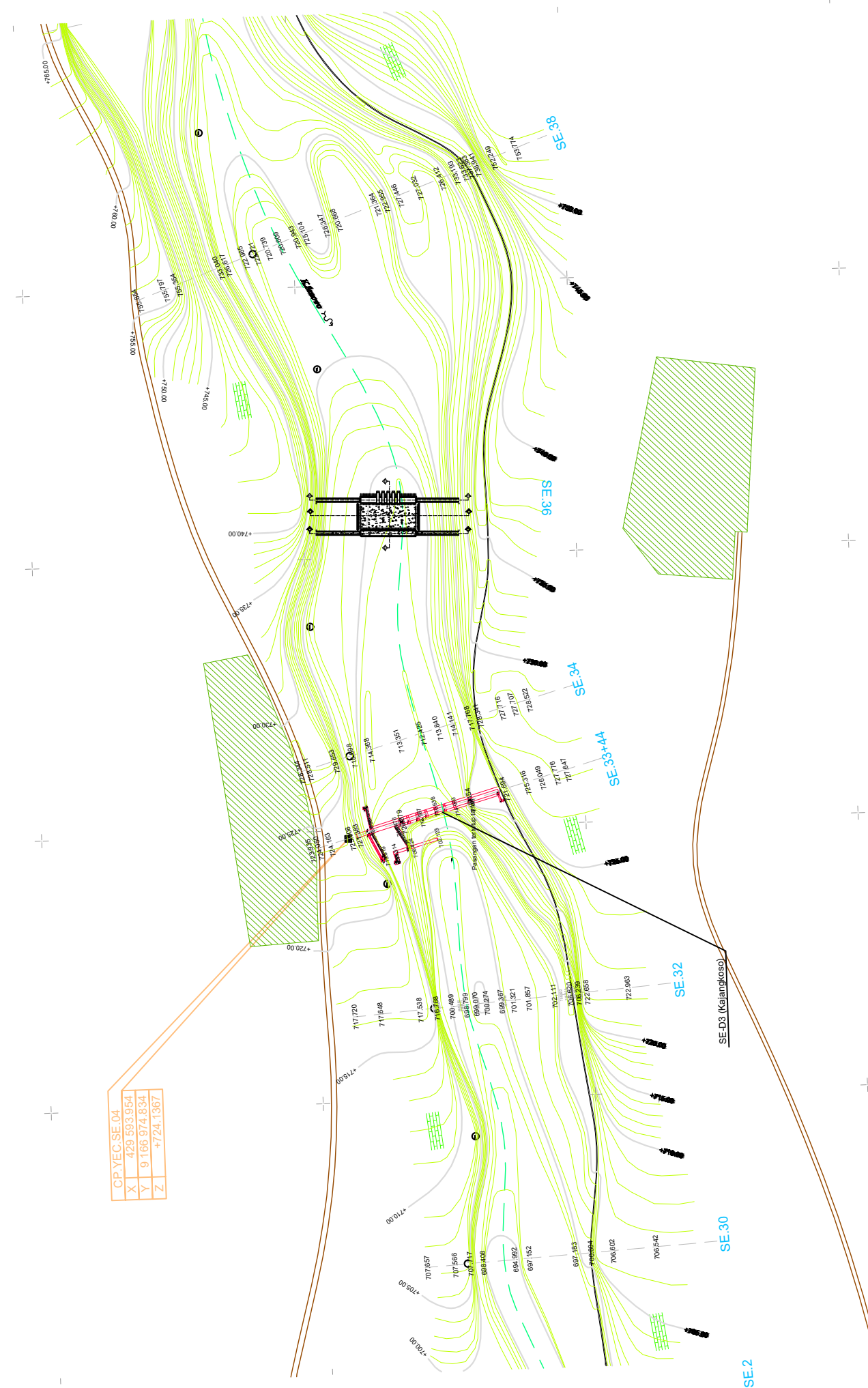
SNI 2851:2015

Tabel C.6 Nilai C_c dan C_w untuk menentukan panjang lintasan kritis

Material tanah dasar	C_c	C_w
Lumpur atau pasir sangat halus	18,0	8,5
Pasir halus	15,0	7,0
Pasir	-	6,0
Pasir kasar	12,0	5,0
Kerikil halus	-	4,0
Kerikil	-	3,5
Campuran pasir dan kerikil	9,0	-
Kerikil kasar tercampur kerakal	4,0 – 6,0	3,0
Kerakal dan batu-batu besar	-	2,5

Tabel C.7 Contoh gaya-gaya yang bekerja pada bangunan penahan sedimen tinggi < 15 meter (keadaan normal dan banjir)

Beban	Notasi	Gaya	V	H	Lengan	Momen
Berat sendiri	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \gamma_c m h^2$	+		$\frac{1}{2}mh$	+
	W_2	$\gamma_c b_2 h$	+		$mh + \frac{1}{2}b_2$	+
	W_3	$\frac{1}{2} \gamma_c n h^2$	+		$mh + b_1 + \frac{1}{2}nh$	+
Tekanan air statik	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \gamma_w m h^2$	+		$\frac{1}{2}mh$	+
	P_{v2}	$\gamma_w m h h_3$	+		$\frac{1}{2}mh$	+
	P_{v3}	$\gamma_w b_2 h_3$	+		$mh + \frac{1}{2}b_2$	+
	P_{h1}	$\frac{1}{2} \gamma_w h^2$		+	$\frac{1}{2}h$	-
	P_{h2}	$\gamma_w h_3 h$		+	$\frac{1}{2}h$	-
Keterangan :						
b_2 adalah lebar sayap bendung utama;						
γ_c adalah berat volume tubuh bangunan penahan sedimen;						
γ_w adalah berat volume air;						
h adalah tinggi total bendung utama;						
h_3 adalah tinggi muka air di atas peluap bendung utama;						
m adalah kemiringan tubuh bendung bagian hulu;						
n adalah kemiringan tubuh bendung bagian hilir.						
CATATAN lengan momen diperhitungkan terhadap titik penggulingan depan (titik A pada Gambar 4, 6 dan 7).						



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
&
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN
Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi ,
S.T, M.T.,

Fuad Iqbal Abdillah

Judul Gambar
DENAH TAMPAK ATAS

Satuan : meter

TTD

SKALA
1 : 4000

TANGGAL

DIBERIKAN

DIKUMPULKAN

KETERANGAN

HAL

DARI



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL &
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN

Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi,
S.T, M.T.,

Fuad Iqbal Abdillah

Judul Gambar

DENAH TAMPAK ATAS

Satuan : meter

TTD

SKALA
1 : 500

TANGGAL

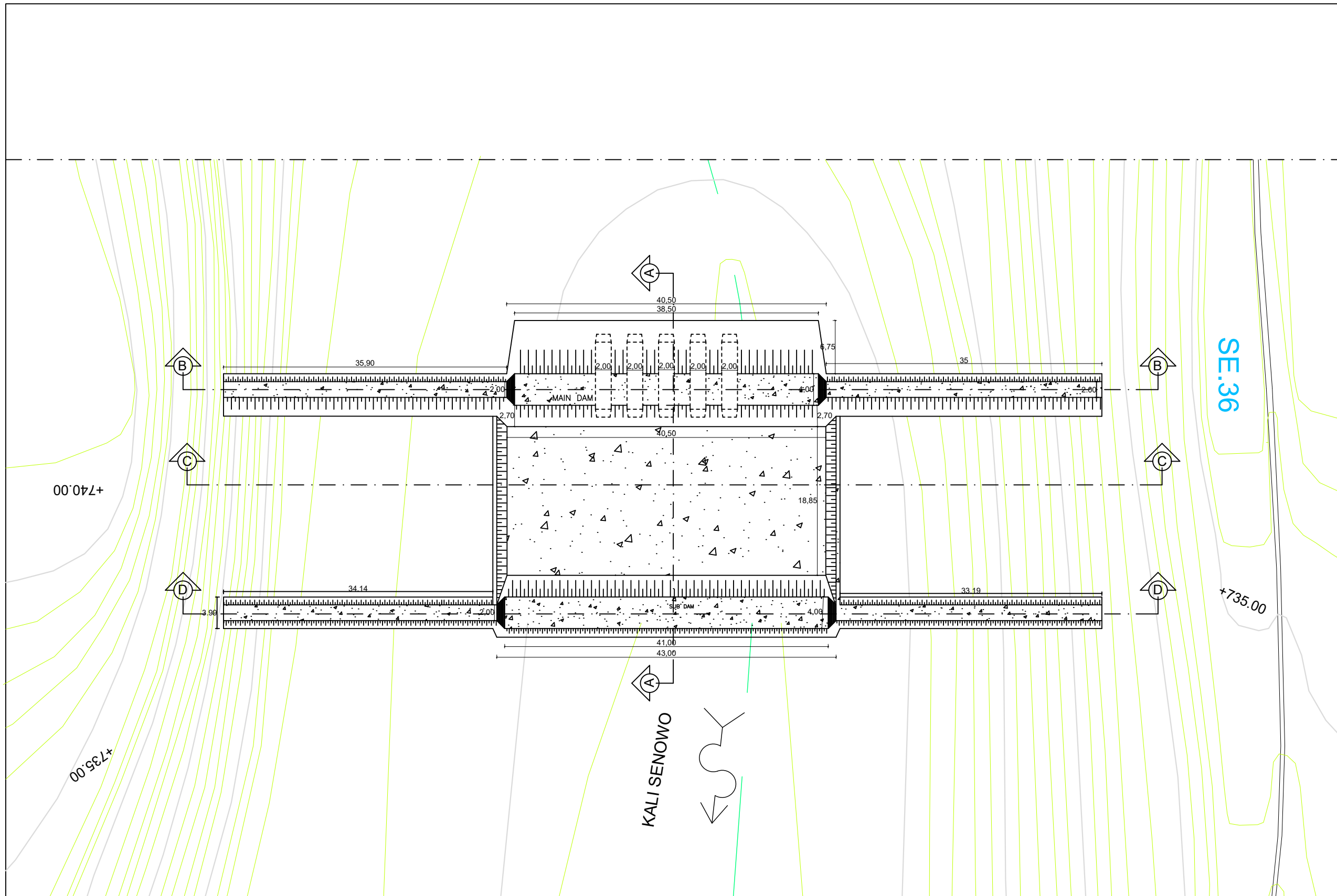
DIBERIKAN

DIKUMPULKAN

KETERANGAN

HAL

DARI



TAMPAK ATAS
1 : 500



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
&
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN

Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi,
S.T., M.T.,

FUAD IQBAL ABDILLAH

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A - A

SKALA

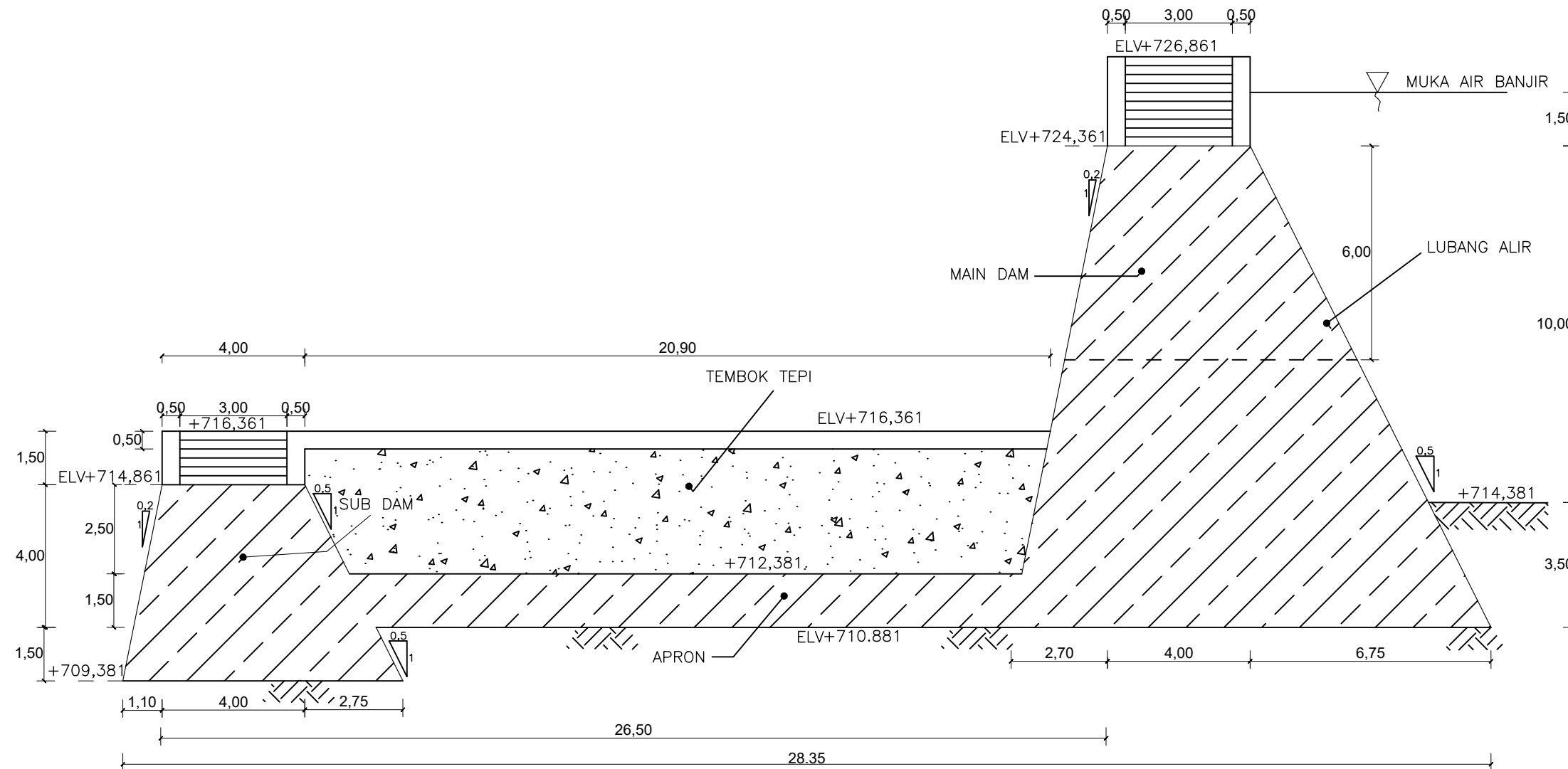
1 : 150

TTD

KETERANGAN

HAL

DARI



POTONGAN A - A
1 : 150



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL &
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN

Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi ,
S.T, M.T.,

Fuad Iqbal Abdillah

Judul Gambar

POTONGAN B - B

Satuan : meter

TTD

SKALA
1 : 500

TANGGAL

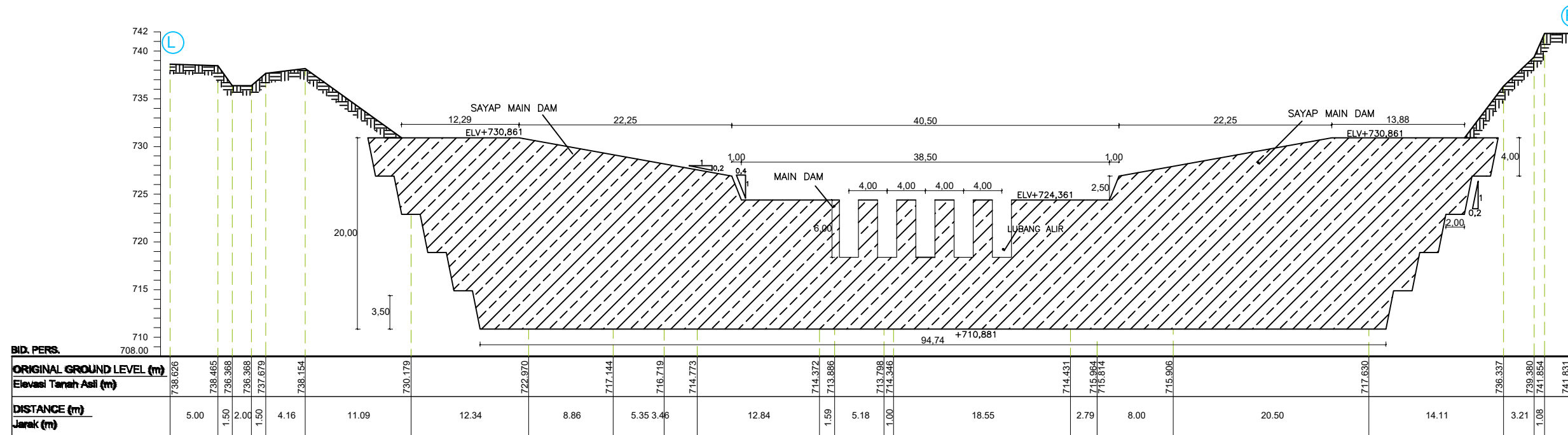
DIBERIKAN

DIKUMPULKAN

KETERANGAN

HAL

DARI



POTONGAN B - B
1 : 500



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL &
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN

Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi ,
S.T, M.T.,

Fuad Iqbal Abdillah

Judul Gambar

POTONGAN C - C

Satuan : meter

TTD

SKALA
1 : 500

TANGGAL

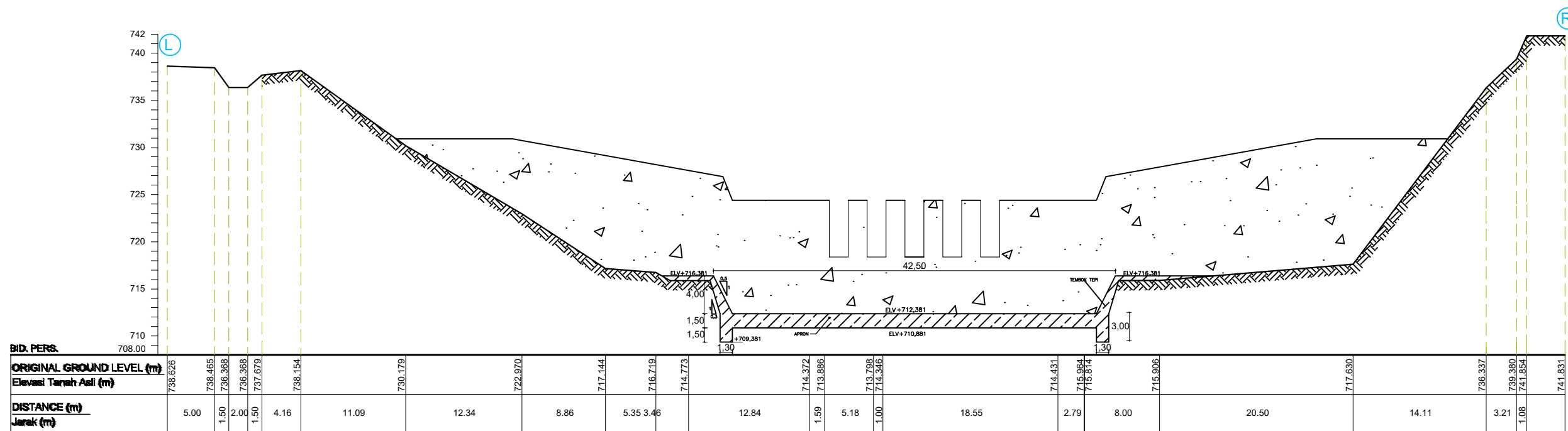
DIBERIKAN

DIKUMPULKAN

KETERANGAN

HAL

DARI



POTONGAN C - C
1 : 500



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL &
PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

DOSEN
Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi,
S.T, M.T.,

Fuad Iqbal Abdillah

Judul Gambar
POTONGAN D - D

Satuan : meter

TTD

SKALA
1 : 500

TANGGAL

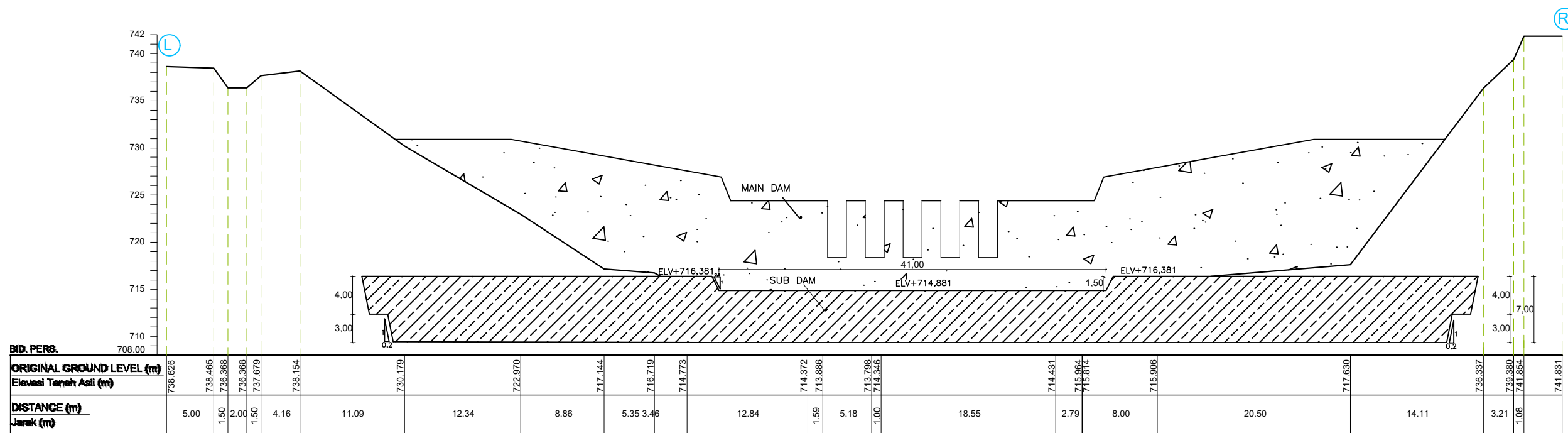
DIBERIKAN

DIKUMPULKAN

KETERANGAN

HAL

DARI



POTONGAN D - D
1 : 500